

土木研究所報告

第 189 号

鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の
耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究

川 島 一 彦

運 上 茂 樹

飯 田 寛 之

平成5年9月

建設省土木研究所

Copyright © (1993) by P. W. R. I.

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

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

鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の 耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究

川 島 一 彦*
運 上 茂 樹**
飯 田 寛 之***

Seismic Inspection and Seismic Strengthening Methods of Reinforced Concrete Bridge Piers at Mid-Height where Main Reinforcements are Terminated with Inadequate Anchorage Length

by Dr. Kazuhiko KAWASHIMA
Shigeki UNJOH
and
Hiroyuki IIDA

要 旨

1982年浦河沖地震、1978年宮城県沖地震等では、鉄筋コンクリート橋脚の中間部に著しい損傷を受けた道路橋がある。これは、橋脚の中間高さで主鉄筋を段落しする際に段落し鉄筋の定着長が十分ではなかったためにここが弱点部となって生じた被害である。鉄筋コンクリート橋脚が基部で曲げ破壊する場合には、適切に帯鉄筋が配置されていれば一般にねばりのある破壊性状を示すが、段落し部においては曲げによる損傷からぜい性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋等の致命的な損傷を生じる可能性がある。

このような被害経験を踏まえ、昭和55年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編では、途中定着する主鉄筋の定着長を従来よりも延長するとともに、定着部の許容せん断応力度を一般部の2/3に低減するように改訂された。したがって、昭和55年道路橋示方書以後の技術基準に準拠して設計された橋ではこのような損傷を生じる恐れはないが、これよりも前の技術基準に従って設計された鉄筋コンクリート橋脚のうち、定着長の十分ではないものについては、主鉄筋段落し部における強度について適切に点検することが求められている。

本報告は、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法の開発を目的として、鉄筋コンクリート橋脚模型を用いて実験的に検討した結果をまとめたものである。既往の地震による鉄筋コンクリート橋脚の損傷事例の解析及び鉄筋コンクリート橋脚模型の動的載荷実験結果に基づき、鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法を提案する。また、RC橋脚模型を用いた実験的検討により主鉄筋段落し部に著しい損傷を受ける可能性を有する鉄筋コンクリート橋脚に対する鋼板巻立て工法による補強方法を提案する。

キーワード：道路橋、鉄筋コンクリート橋脚、主鉄筋段落し、耐震性判定、耐震補強、鋼板巻立て

平成4年3月9日原稿受理 (Received on 9 March 1992)

- * 地震防災部耐震研究室長、工博
- ** 同耐震研究室主任研究員
- *** 同耐震研究室 (現 関東地方建設局横浜国道工事事務所調査第二課)

ABSTRACT

During recent earthquakes including the Urakawa-oki Earthquake of 1982 and the Miyagi-ken-oki Earthquake of 1978, reinforced concrete piers of highway bridges suffered serious damage at mid-height. The importance for this type of damage became apparent when a bridge was critically damaged during the Urakawa-oki Earthquake in 1982. The Shizunai bridge which is of five-span continuous girders suffered destructive damage at the pier. Significant shear failure was developed at mid-height of reinforced concrete piers, where some of main reinforcement was terminated without enough anchorage length.

Before the Design Specifications of Highway Bridges was revised in 1980, anchorage length of main reinforcement terminated at tension zone was only 20-30 times a diameter of reinforcing bars. The anchorage length of either 20 times the diameter plus effective width of the piers or the length up to the point where the stress of main reinforcing bar becomes half of the allowable stress is now taken. The allowable stress of concrete for shear in the anchorage zone is also reduced by 33%. Because a large number of piers were designed according to the specifications issued prior to 1980, appropriate inspection and strengthening are required.

This report presents a seismic inspection method and a seismic strengthening method of reinforced concrete bridge piers with termination of main reinforcement at mid-height. For investigating such failure mechanism, a series of dynamic loading tests was made. An inspection method was proposed based on the tests for identifying the vulnerability at the termination zone. In order to develop a seismic strengthening method of reinforced concrete piers vulnerable to shear failure at the termination zone of main reinforcement, a series of dynamic loading tests using specimens strengthened by a steel jacket was made. According to the test results, the strengthening method by a steel jacket is proposed.

KEYWORD : Highway Bridges, Reinforced Concrete Bridge Pier, Termination of Main Reinforcement, Seismic Inspection Method, Seismic Strengthening Method, Steel Jacket

目 次

1. まえがき	5
2. 既往地震による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害実態と設計基準類の変遷	5
2.1 既往地震による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害実態	5
2.1.1 静内橋	6
2.1.2 新江合橋	6
2.1.3 千代大橋	7
2.1.4 阿武隈橋	9
2.1.5 関上大橋	9
2.2 設計基準類の変遷	10
2.2.1 コンクリートの許容せん断応力度	10
2.2.2 帯鉄筋の配筋	10
2.2.3 主鉄筋の段落し	12
3. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の強度に関する実験的検討	14
3.1 概 要	14
3.2 段落し鉄筋の定着長の影響	14
3.2.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型	14
3.2.2 載荷実験方法	17
3.2.3 せん断支間比が5.4の場合の損傷の進展状況及び耐力・変形性能	18
3.2.4 せん断支間比が9.9の場合の損傷の進展状況及び耐力・変形性能	26
3.3 軸力及び主鉄筋比の影響	35
3.3.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型	35
3.3.2 載荷実験方法	38
3.3.3 損傷の進展状況	38
3.3.4 主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ分布	42
3.3.5 耐力及び変形性能	44
3.4 まとめ	47
4. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法とその適用性	47
4.1 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法	47
4.1.1 耐震性判定法の基本的な考え方	47
4.1.2 主鉄筋段落し部の耐震性判定法	48
4.2 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚	50
4.3 耐震性の判定基準	51
4.3.1 損傷形態判別係数及び曲げモーメントに対する安全率による損傷度の解析	51
4.3.2 許容せん断応力度に対する照査	57
4.3.3 耐震性の判定基準	58
4.4 まとめ	58
5. 鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震補強法に関する実験的検討	59
5.1 概 要	59
5.2 正方形断面橋脚の耐震補強	59
5.2.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型	59
5.2.2 載荷実験方法	61
5.2.3 損傷の進展状況及びひずみ分布	61
5.2.4 耐力及び変形性能	66

5.3 円形中空断面橋脚の耐震補強	67
5.3.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型	67
5.3.2 載荷実験方法	70
5.3.3 損傷の進展状況及びひずみ分布	70
5.3.4 耐力及び変形性能	80
5.4 壁式断面橋脚の耐震補強	81
5.4.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型	81
5.4.2 載荷方法	83
5.4.3 損傷の進展状況	83
5.4.4 耐力及び変形性能	86
5.4.5 ひずみの変化	88
5.5 耐震性判定法による耐震補強効果の評価	90
5.5.1 主鉄筋段落し部の耐震性判定法	90
5.5.2 正方形断面橋脚	91
5.5.3 円形中空断面橋脚	91
5.5.4 壁式断面橋脚	92
5.6 まとめ	93
6. 結 論	94
6.1 結論	94
6.2 今後必要とされる研究	94
謝 辞	94
参考文献	94

1. まえがき

1982年浦河沖地震¹⁾及び1978年宮城県沖地震²⁾等では、鉄筋コンクリート橋脚(以下、RC橋脚と呼ぶ)の中間部に著しい被害を受けた道路橋がある。これは、橋脚の中間高さで主鉄筋を段落しする際に、段落し鉄筋の定着長が十分ではなかったためにここが弱点となって生じた被害である。RC橋脚が基部で曲げ破壊する場合には、適切に帯鉄筋が配置されていれば一般にねばりのある破壊性状を示すが、段落し部においては曲げによる損傷からぜい性的なせん断破壊に移行しやすく、落橋等の致命的な損傷を生じる可能性を有している。

このような被害経験を踏まえ、昭和55年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編では、途中定着する主鉄筋の定着長を従来よりも延長するとともに、定着部の許容せん断応力度を一般部の2/3に低減するように改訂された。したがって、昭和55年道路橋示方書以後の技術基準に準拠して設計された橋では、このような損傷を生じることはないが、これより前の技術基準に従って設計されたRC橋脚のうち、定着長の短いものについては、主鉄筋の段落し部における強度について適切に点検するとともに、段落し部において著しい損傷を受ける可能性のある橋脚については、有効な耐震補強を行うことが求められている。

本報告は、RC橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法の開発を目的として、RC橋脚模型を用いて実験的に検討した結果をまとめたものである。耐震性判定法の開発に際しては、既往の地震によるRC橋脚の損傷事例を解析するとともに、段落し鉄筋の定着長、軸力、主鉄筋比、断面形状の影響に着目した合計12体のRC橋脚模型の動的載荷実験を行った。これらの検討結果に基づき、RC橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法を提案する。RC橋脚の主鉄筋段落し部と基部のいずれで損傷が先行するかを判定することが重要であり、提案手法では損傷形態判別係数を導入する。さらに、段落し部で損傷が先行すると判定されるものについては、ここでぜい性的なせん断破壊を生じる可能性を有しているため、段落し部における曲げ強度とせん断強度の照査を行うものである。既往地震による実橋脚の被害事例及び模型実験結果は、提案手法により精度よく判定できることが明らかとなった。

主鉄筋段落し部に著しい損傷を受ける可能性を有しているRC橋脚に対しては、何らかの補強対策を行うことが必要とされる。RC橋脚の補強方法としては、RC巻立て工法、鋼板巻立て工法等が考えられる。しかしながらRC巻立て工法の場合には、躯体部の重量増加を招き基

礎の補強が必要とされる場合もある。また、コンクリート表面のチッピングによる騒音、及び環境汚染等の施工上の問題点も少なくない。本研究では重量増加の影響を小さくし、比較的施工も容易な鋼板巻立て工法による耐震補強法に着目し、断面形状、鋼板の巻立て幅、注入材の影響について合計11体のRC橋脚模型を用いた動的載荷実験を行った。これまで検討した結果によれば、鋼板によるコアコンクリートの拘束効果の評価等まだ検討すべき点が残されているが、既設コンクリート躯体との十分な接着を図った上で、断面幅の1.5~2倍以上の幅を有する鋼板で巻立てることにより、損傷の発生は基部に移行し段落し部におけるぜい性的なせん断破壊を防ぐことができることが明らかとなった。

本報告は6章で構成される。2章では既往地震によるRC橋脚主鉄筋段落し部の損傷と、主鉄筋の段落しに関する設計基準の変遷について振り返る。3章では主鉄筋段落し部の損傷のメカニズムについて実験的に検討する。ここでは段落し鉄筋の定着長、軸力及び主鉄筋比をパラメータとして変化させた。4章では、3章で検討した実験供試体、及び既往地震により段落し部に損傷を受けたRC橋脚の解析結果をもとに、RC橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法を提案する。5章では、主鉄筋段落し部に著しい損傷を受けると判定される橋脚に対する鋼板を用いた補強方法について実験的に検討する。ここでは断面形状、鋼板の巻立て幅、注入材の有無をパラメータとして変化させ、その結果をもとに補強方法を提案する。6章では、本研究の結論及び将来さらに検討が必要な項目について記述するものである。

2. 既往地震による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害実態と設計基準類の変遷

2.1 既往地震による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の被害実態

1982年浦河沖地震では静内橋に落橋寸前の大被害が生じたが、その後よく調べてみると、同種の被害は1978年宮城県沖地震等近年の地震でかなり広く生じている。壁式橋脚のようにコンクリート断面の大きい橋脚では、仮に段落し部に損傷が生じて、主鉄筋の内側にコンクリートが残っている間は多少の残存耐力があるが、静内橋のように橋脚断面を絞った場合には、段落し部に損傷を受けるとこれが耐力の大幅な低下をもたらしやすい。したがって、段落し部においては過去にもかなりの被害

事例があるにもかかわらず、あまり強く意識されなかったのではないかと考えられる。段落し部の損傷は、昭和55年に道路橋示方書が改訂される以前で、断面を絞った橋脚が建設されるようになった比較的最近の橋脚に固有の問題といえよう。

ここでは、既往地震により RC 橋脚の主鉄筋段落し部に損傷を受けた橋の中からいくつかを紹介しよう。

2.1.1 静内橋

主鉄筋段落し部の損傷が目立ったのは、何といても1982年浦河沖地震により、静内橋に落橋寸前の損傷が生じたためである。静内橋は、昭和47年に完成した橋長406.5mの3径間連続鋼鈹桁橋3連からなる。橋台はL型RC、橋脚は逆T型RCである。基礎はA₁橋台が杭基礎、P₈橋脚及びA₂橋台が直接基礎、その他がオープンケーソンとなっている。

浦河沖地震により、P₁、P₈橋脚及び両橋台を除く全橋脚の中間部に甚大な損傷を生じた。損傷度合が特に著しかったのはP₃橋脚であり、写真-2.1に示すようにコンクリートが大きく剝離し、主鉄筋が露出するとともに、大きく座屈した。損傷状況から判断すると、ほとんど水平耐力は残っておらず、地震動がもう少し強ければ落橋といった事態に至っていた可能性もある。P₃橋脚では、図-2.1に示すように、フーチング上面から2m及び4mの位置において、それぞれ、基部の主鉄筋量の2/3及び1/3に段落しされており、上段の段落し位置において損傷を生じた。



写真-2.1 静内橋 P₃ 橋脚の損傷状況

2.1.2 新江合橋

新江合橋は、昭和49年に架設された5径間連続非合成鈹桁からなる橋長243mの1等橋である。下部構造は逆T式橋台2基、張り出し式橋脚4基からなり、基礎はいずれも鋼管杭である。本橋は斜角71度の斜橋であり、P₂橋脚が固定でその他は可動となっている。昭和53年の宮城県沖地震により、固定橋脚(P₂橋脚)のセットボルト9本が全て破断するとともに、P₁~P₄橋脚においてはソールプレートと上沓のセットボルトのねじ山が破損して緩みが生じた。

段落し部の損傷が生じたのは、図-2.2に示すP₃橋脚であり、フーチングから約4mの位置で躯体の全周にわたる水平のひびわれが生じた。さらに、部分的にはコンクリートの圧壊と主鉄筋の面外方向への座屈も生じた。

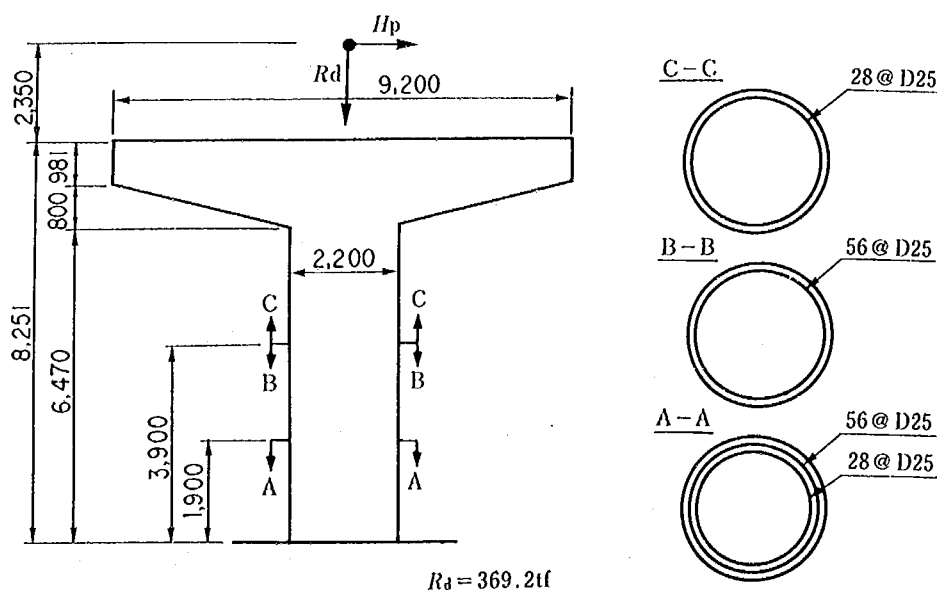
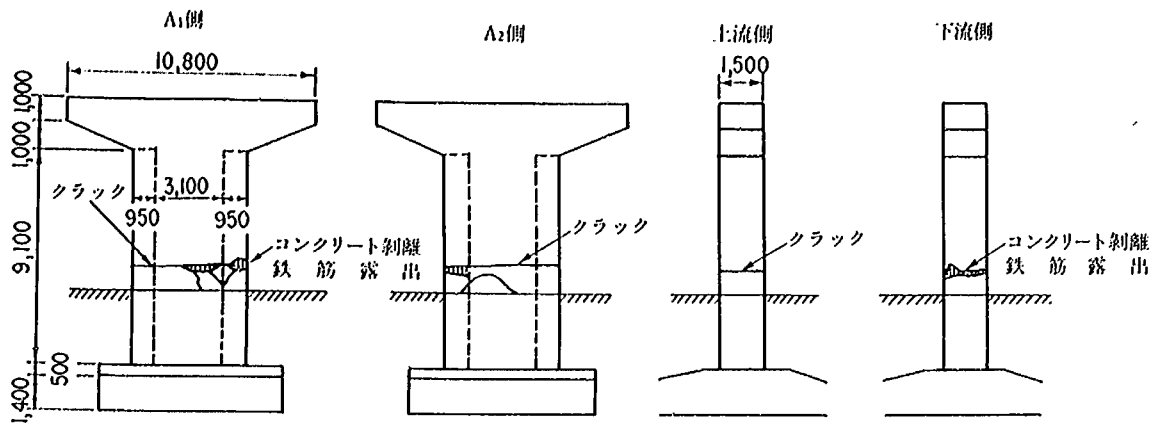


図-2.1 静内橋 P₃ 橋脚の断面寸法及び配筋

図-2.2 新江合橋 P₃ 橋脚の損傷状況

P₃ 橋脚は可動支承を有する橋脚であることから、橋軸直角方向の地震力によって生じた損傷ということができる。主鉄筋の段落しは、図-2.3 に示すように、3 段にわたって行われており、上述した損傷は 2 段目において生じた。

2.1.3 千代大橋

千代大橋は、昭和 40 年に架設された 9 連の単純合成桁からなる橋長 310 m の 1 等橋である。下部構造は張り出し式橋脚と半重力式の橋台からなり、基礎はいずれもオープンケーソンである。宮城県沖地震により、8 基の橋脚全てに損傷を生じた。損傷を生じた高さは大きく 2 つに分けられる。すなわち P₁~P₄ 橋脚では、フーチング上面位置、もしくはこれから約 50 cm の位置に躯体のほぼ

全周にわたって水平のひびわれとコンクリートの剥離が生じた。これに対して、P₅~P₈ 橋脚では、橋脚躯体と張り出し部との接合位置においてコンクリートの剥離を含む全周にわたる水平のひびわれが生じた。一例を挙げると P₆ 橋脚では、写真-2.2 に示すように橋脚躯体と張り出し部との接合位置においてコンクリートが剥離し鉄筋が露出した。ただし P₅ 橋脚では、基部と同時に張り出し部との接合位置においてもひびわれを生じた。

本橋においては、図-2.4 に示すように橋脚躯体の下端、及び橋脚躯体と張り出し部との接合部の 2 箇所、重ね継手が設けられていた。重ね継手では、鉄筋にフックが付けられていたが、定着長が十分ではなかったため、ここが弱点になって損傷が生じたと考えられている。平

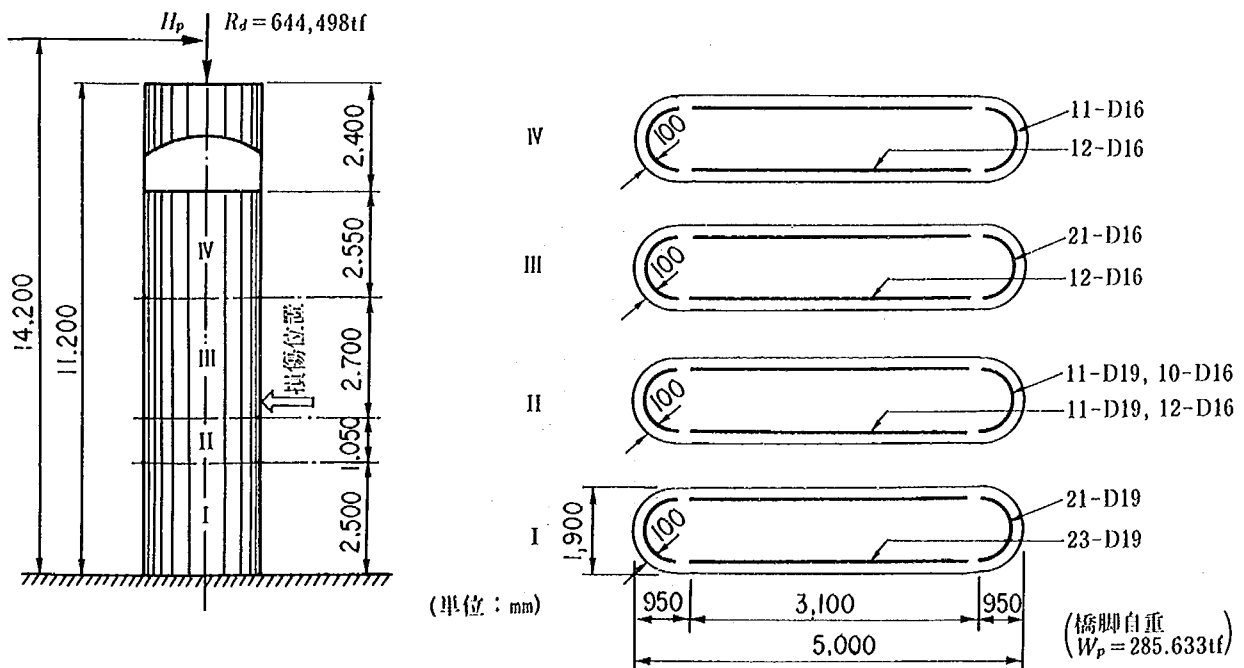
図-2.3 新江合橋 P₃ 橋脚の断面寸法及び配筋

写真-2.2 千代大橋 P₀ 橋脚の損傷状況

成2年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編によれば、フックを付けた丸鋼鉄筋の重ね継手長 l_n は次式で表される。

$$l_n = \frac{\sigma_{sn}}{6\tau_{0n}} \phi \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

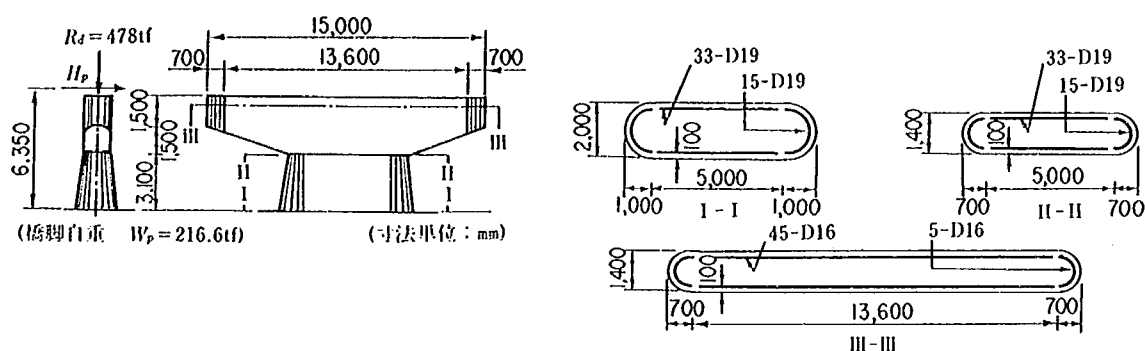
ここに、

σ_{sn} : 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

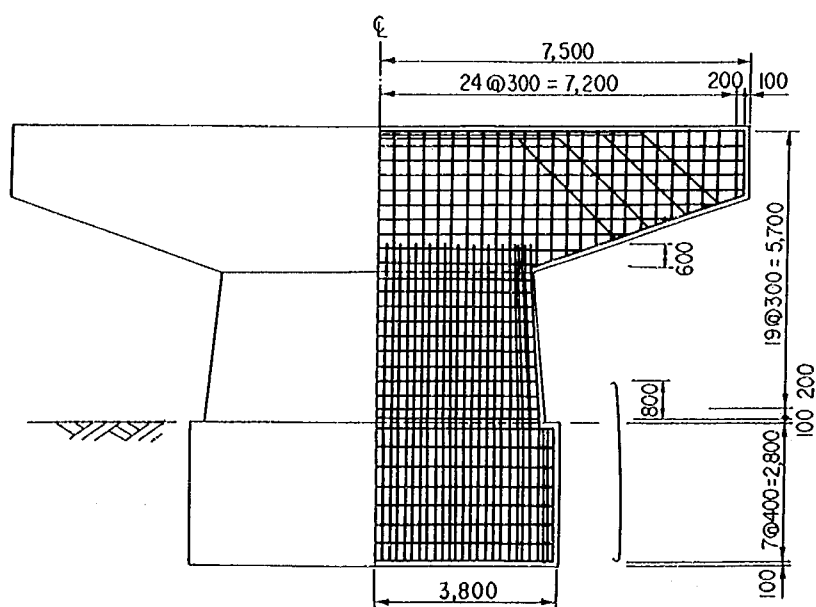
τ_{0n} : コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

なお、フックを付けない場合には、式 (2.1) の 1.5 倍の重ね継手長が必要とされる。千代大橋の橋脚では、コンクリートの設計基準強度 σ_{ck} は 180 kgf/cm² で、 $\phi 19$ (SR 235) の主鉄筋が用いられていた。設計当時の昭和 31 年土木学会コンクリート標準示方書により $\tau_{0n} = 6.5 \text{ kgf/cm}^2$ とすると、 $l_n = 36\phi = 68.2 \text{ cm}$ となる。橋脚躯体の下端及び橋脚躯体と張り出し部との接合部では、それぞれ、重ね継手長として 80 cm 及び 60 cm が設けられていた。したがって、橋脚躯体と張り出し部との



(a) 寸法及び配筋



(b) 重ね継手部詳細図

図-2.4 千代大橋橋脚の断面寸法及び配筋

接合部では約8cm足りないことになる。この値はそれほど大きいものではないが、同一断面で鉄筋が継がれていたためにここが弱点となったものと考えられる。平成2年道路橋示方書Ⅳ下部構造編には、重ね継手を用いる場合には、相互にずらし一断面に集中させないこと、また応力度の大きい断面では使用しないように規定されている。さらに、必要に応じて継手部を横方向鉄筋により補強するように規定されているが、設計当時にはこのような規定はなかった。

千代大橋の損傷では、重ね継手が設けられていた橋脚の基部と張り出し部との接合位置のうち、フーチング上面位置、もしくはこれ以下に地表面があった $P_1 \sim P_4$ 橋脚では基部に、またフーチング上1.9m~2.5mの位置に地表面があった $P_6 \sim P_8$ 橋脚では張り出し部との接合部に、それぞれ損傷が生じている点が興味深い。これは、土被りにより橋脚基部の拘束が影響したためではないかと考えられる。

2.1.4 阿武隈橋

阿武隈橋は、昭和7年に架設された鋼ワーレントラス7径間及び鋼単純鈎桁10径間からなる橋梁である。橋脚は全て門型のRCラーメンで、 $P_1 \sim P_9$ 橋脚がケーソン基礎、 $P_{10} \sim P_{16}$ 橋脚は木杭基礎である。

宮城県沖地震によりトラス部の8基の門型ラーメン橋脚のすべてに図-2.5に示すような水平のひびわれ及びコンクリートの剥離、主鉄筋の露出が橋脚中間部に生じた。設計図書が現存しないが、露出した主鉄筋を見ると、千代大橋と同様に丸鋼鉄筋が主鉄筋として用いられており、損傷を受けた位置で重ね継手が設けられていた。

2.1.5 関上大橋

関上大橋は、昭和49年に架設された3径間PCラメ

ン橋とPC単純鈎7連からなる橋長541.7mの1等橋である。下部構造のうち、 $P_1, P_2, P_5 \sim P_9$ 橋脚は逆T型の小判型断面を有する橋脚で、基礎はいずれもオープンケーソンである。 P_3 及び P_4 橋脚は中空円形断面を有し、基礎はニューマチックケーソンである。

宮城県沖地震により、2連の鈎をともに可動支承で支持している P_2 橋脚を除いた全橋脚に、水平及び斜めのひびわれが中間高さで生じた。特に被害が大きかったのは P_1 橋脚であり、写真-2.3に示すように橋脚中間高さに水平及び斜めのひびわれを生じた。設計図書が現存しないため配筋等の詳細はわからないが、被害形態から見て明らかに、橋軸方向地震力による主鉄筋の段落し部に

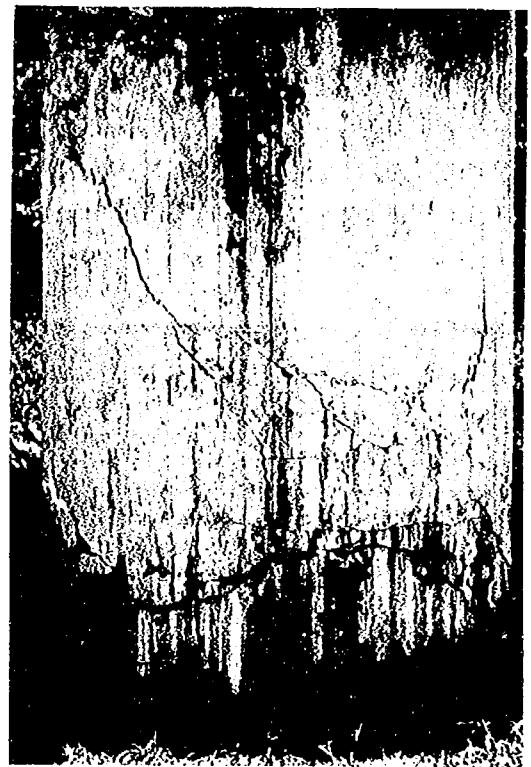


写真-2.3 関上大橋 P_1 橋脚の損傷状況

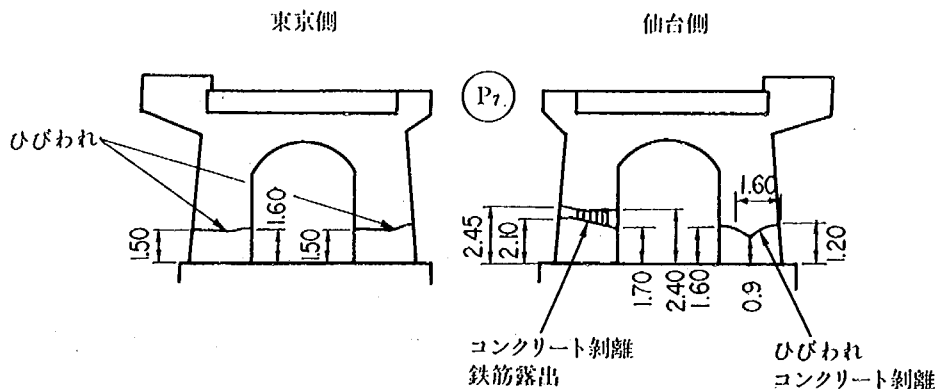


図-2.5 阿武隈橋 P_7 橋脚の損傷状況

おける損傷と考えられる。

2.2 設計基準類の変遷

以上のような震災経験等を踏まえ、昭和55年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編では、コンクリートの許容せん断応力度、帯鉄筋の配筋方法、段落し部における主鉄筋の定着方法等が改訂された。以下、昭和55年以前と以後に分けて、関連規定の変遷を見てみよう。

2.2.1 コンクリートの許容せん断応力度

道路橋下部構造に対するコンクリートの許容せん断応力度の規定が始めて具体的に設けられたのは、昭和41年の道路橋下部構造設計指針（調査及び設計一般篇）である。これより前には、土木学会のコンクリート標準示方書に準拠していたとされている。表-2.1は土木学会コンクリート標準示方書におけるコンクリートの許容応力度の規定の変遷を示したものである。これによれば、コンクリートの設計基準強度に応じて許容せん断応力度が

規定されるようになったのは昭和31年からであり、昭和41年下部構造設計指針では、これに準拠して許容せん断応力度が規定された。

昭和55年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編では、せん断力に対してコンクリートのみで抵抗する場合と、斜引張鉄筋（橋脚の場合には帯鉄筋）と共同で抵抗する場合に分けて許容せん断応力度が規定されている。コンクリートのみでせん断力を負担する場合の許容せん断応力度は、表-2.2のように与えられている。これに対しては軸力による割増しやディープビームによる割増しを加えるが、基本的には昭和41年の下部構造設計指針に与えられていた値の約60%に低減されている。

2.2.2 帯鉄筋の配筋

道路橋の橋脚に対する帯鉄筋の配置法に関する具体的な規定は、昭和55年の道路橋示方書に初めて取り入れられた。これより前は、土木学会のコンクリート標準示方書に準拠していたとされている。土木学会のコンクリート標準示方書では、表-2.3に示すようになっており、昭

表-2.1 土木学会コンクリート標準示方書における許容せん断応力度の規定の変遷

示方書 制 定 年	コンクリートの許容せん断応力度 τ_a (kgf/cm ²)							
	τ_a	設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)						
		—	160	180	240	300	400以上	
昭和6年	τ_{a1}	4.5	—	—	—	—	—	—
昭和15年	τ_{a2}	14	—	—	—	—	—	—
昭和24年	τ_{a1} (はり)	4.5	5.5	—	—	—	—	—
	τ_{a1} (スラブ)	6	8	—	—	—	—	—
	τ_{a2}	14	16	—	—	—	—	—
昭和31年	τ_{a1} (はり)	4.5	5	5.5	6	6.5	7	—
	τ_{a1} (スラブ)	6	7	8	8.5	9	9.5	—
	τ_{a2}	14	15	16	17	18	20	—
昭和42年	τ_{a1} (はり)	—	—	6	7	8	9	—
昭和49年	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—
昭和52年	τ_{a2}	—	—	17	20	22	24	—
昭和55年	τ_{a1} (はり)	—	—	4	4.5	5	5.5	—
	τ_{a1} (スラブ)	—	—	8	9	10	11	—
	τ_{a2}	—	—	18	20	22	24	—

注1) τ_{a1} 及び τ_{a2} は、それぞれ、コンクリートのみでせん断力を負担する場合及び斜引張鉄筋と共同して負担する場合の許容せん断応力度を示す。

2) 昭和31年は、コンクリートの設計基準強度の区分が、120以上140未満、140以上160未満、180以上200未満、200以上240未満、240以上の6段階に分けられていた。

3) 昭和24年は、コンクリートの設計基準強度の区分が160未満と160以上の2区分に分けられていた。

表-2.2 昭和55年道路橋示方書IV下部構造編に規定される許容せん断応力度 (kgf/cm²)

コンクリートの設計基準強度 σ _{ck}		210	240	270	300
応力度の種類					
せん断応力度	コンクリートのみでせん断力を負担する場合 (τ _{n1})	3.6	3.9	4.2	4.5
	斜引張鉄筋と共同して負担する場合 (τ _{n2})	16	17	18	19

ただし、次の場合には許容せん断応力度の割増しを行う。

1) 軸圧縮力による割増し $\alpha = 1 + \frac{M_0}{2M} \leq 2$

2) デュープビームによる割増し $\alpha = 3 - \frac{a}{d_0} \leq 2$

表-2.3 帯鉄筋の配置法に関する規定の変遷

制 定 年	規 定 名	最小帯鉄筋径	最 小 帯 鉄 筋 間 隔								
昭和6年	土木学会コンクリート標準示方書	6 mm	最小断面寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下。								
昭和24年	土木学会コンクリート標準示方書	6 mm	同上。ただし、はりと交わる部分には十分配筋。								
昭和31年 (昭和42年, 52年, 55年)	土木学会コンクリート標準示方書	6 mm	最小断面寸法以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下、帯鉄筋の直径の48倍以下。ただし、はりその他と交わる柱の部分には十分に配筋。								
昭和55年	道路橋示方書 IV下部構造編	13mm	部材断面の短辺あるいは直径の1/2以下、軸方向鉄筋の直径の12倍以下かつ30cm以下。ただし、柱とフーチング、柱とはりなどの接合部、軸方向鉄筋量の変化位置には、必要量の2倍程度の帯鉄筋を短辺あるいは直径の長さの範囲に配置。								
平成2年	道路橋示方書 IV下部構造編	13mm	同上。柱とはりの接合部については必要量の2倍程度、柱とフーチングの接合部及び軸方向鉄筋量が大きく変化する位置(2倍もしくは1/2程度に増減)では以下を目安とする。 <table border="1"> <tr> <td>軸方向引張鉄筋比 ρ_t (%)</td><td>$0 < \rho_t \leq 0.5$</td><td>$0.5 < \rho_t \leq 1.0$</td><td>$1.0 < \rho_t$</td></tr> <tr> <td>帯鉄筋比 ρ_w (%)</td><td>0.15</td><td>0.20</td><td>0.25</td></tr> </table>	軸方向引張鉄筋比 ρ_t (%)	$0 < \rho_t \leq 0.5$	$0.5 < \rho_t \leq 1.0$	$1.0 < \rho_t$	帯鉄筋比 ρ_w (%)	0.15	0.20	0.25
軸方向引張鉄筋比 ρ_t (%)	$0 < \rho_t \leq 0.5$	$0.5 < \rho_t \leq 1.0$	$1.0 < \rho_t$								
帯鉄筋比 ρ_w (%)	0.15	0.20	0.25								

和6年以来、基本的には帯鉄筋の最小径は6mm、その間隔としては柱の最小横寸法以下で、軸方向鉄筋の直径の12倍以下という考え方が採用されてきた。ただし昭和31年以後は、帯鉄筋の最小間隔として上記に加えて帯鉄筋径の48倍以下という規定が設けられている。

昭和55年の道路橋示方書では、最小帯鉄筋径は13mmで、帯鉄筋間隔は部材断面の短辺あるいは直径の1/2以下、軸方向鉄筋径の12倍以下かつ30cm以下と規定された。さらに、柱とフーチング、柱とはりなどの接

合部、あるいは軸方向鉄筋量が大きく変化する位置(主鉄筋段落し部を含む)では、その必要量の2倍程度の帯鉄筋を柱断面の短辺、あるいは直径に相当する長さの範囲に配置しなければならないと規定されている。したがって一般的な橋脚では、基部や段落し位置においては、帯鉄筋間隔は一般に15cmとなる。帯鉄筋の最小径が6mmから13mmに引き上げられたこともあり、昭和55年を境にして大幅に帯鉄筋量が引き上げられたことになる。

さらに、平成2年に改訂された道路橋示方書では、鉄筋段落し部の設計について、柱部材の軸方向主鉄筋を部材中間部において途中定着する場合には、帯鉄筋により十分補強しなければならないと規定されており、軸方向引張鉄筋比に応じた帯鉄筋量が解説されている。

2.2.3 主鉄筋の段落し

鉄筋の定着及び段落しに関する規定も昭和55年の道路橋示方書に初めて設けられたもので、これより前には土木学会のコンクリート標準示方書に準拠していたとされている。土木学会のコンクリート標準示方書では、表-2.4に示すように、昭和24年版に初めて鉄筋の定着に関する規定が盛り込まれた。ここには、引張鉄筋はその端にフックを設け圧縮部に定着することと規定されていた。その後昭和31年、昭和42年に改訂され、昭和42年版では、鉄筋端部はコンクリート中に十分埋め込んで、鉄筋とコンクリートとの付着によって定着するか、フックをつけて定着するか、または機械的に定着するかしなければならないとされた。引張鉄筋に丸鋼を用いる場合には、

その端部に必ず半円形フックをつけて定着しなければならない、止むを得ず引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力をうける必要のなくなった点を越えてコンクリート中に十分延ばすこととされていた。延ばす長さは、定着した鉄筋の端部付近のコンクリートに有害なひびわれが出ないように、かつ、十分な定着長を有するようこれを定めると規定されていた。「十分な定着長」については具体的な数字が示されていないが、慣例的に鉄筋の重ね継手長が用いられていたようである。なお、重ね継手長については、表-2.5に示すように、昭和31年に初めて現行の道路橋示方書における継手に関する規定と同じ継手長が規定されている。

昭和55年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編では、引張側で鉄筋を定着する場合について、図-2.6に示すように鉄筋を内側に曲げ上げる場合と曲げ上げない場合の2つに分けて規定している。すなわち、鉄筋を内側に曲げ上げる場合には、計算上不要となる部材断面から、有効高さに等しい長さだけ定着する鉄筋を延ばし、その位置でかぶりが大きくなるように適当な勾配で折り曲げ、そこか

表-2.4 鉄筋の定着に関する規定の変遷

制 定 年	規 定 名	鉄 筋 の 定 着 に 関 す る 規 定
昭和24年	土木学会コンクリート標準示方書	・引張鉄筋は、その端にフックを設けコンクリート圧縮部に定着。
昭和31年	土木学会コンクリート標準示方書	・同上。 ・異形丸鋼を引張鉄筋として用いる場合には一般にフックをつけなくてもよい。ただし、部材の固定端の引張鉄筋、フーチングの引張鉄筋の両端等特に十分な定着が必要な場合にはフックを設ける。
昭和42年 (昭和52年)	土木学会コンクリート標準示方書	・鉄筋端部は、コンクリート中に十分埋め込んで付着により定着するか、フックあるいは機械的に定着。引張鉄筋に丸鋼を用いる場合には半円形フックをつける。 ・引張鉄筋をコンクリートの引張部に定着する場合には、鉄筋は計算上曲げ応力を受ける必要のなくなった点を越えてコンクリート中に十分延ばさなければならない。延ばす長さは、定着した鉄筋の端部付近のコンクリートに有害なひびわれが出ないように、かつ、十分な定着長を有するよう定める。
昭和55年 (平成2年)	道路橋示方書 Ⅳ下部構造編	・鉄筋の定着は、コンクリート中に埋め込み、鉄筋とコンクリートの付着により定着するか、機械的に定着のいずれかとする。引張鉄筋に普通丸鋼を用いる場合にはフックをつけて定着する。 ・鉄筋とコンクリートの付着により定着する場合の定着長は重ね継手長以上。 ・フックをつけて引張鉄筋を定着する場合の定着長は重ね継手長の2/3倍以上、ただし、圧縮鉄筋ではフックの効果を考慮しない。 ・定着する鉄筋を計算上不要となる部材断面から有効高さに等しい長さだけ延ばし、その位置でかぶりを大きくとるように適当な勾配で折り曲げ、鉄筋の直径の20倍以上の長さを延ばして止める。あるいは、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の1/2以上になる断面まで定着する鉄筋を延ばして止める。ただし、計算上不要になった断面から止めるまでの間のせん断応力度は、 τ_{a1} の2/3以下とする。

表-2.5 鉄筋の継手に関する規定の変遷

制 定 年	規 定 名	鉄 筋 の 継 手 に 関 す る 規 定
昭和6年	土木学会 コンクリート標準示方書	①引張鉄筋の継手はなるべく使用しない。 ②相互にずらし、一断面に集中させない。 ③応力度の大きい位置では使用しない。 ④引張鉄筋の重ね継手にはフックを設け、鉄筋直径の30倍以上重ね、直径0.9mm以上の鋼線で数箇所緊結する。 ⑤引張鉄筋の溶接継手には効率が80%以上の方法を使用し、50%以上の断面積を有する付加鉄筋を併用。付加鉄筋の重ね合せ長さは、その直径の60倍以上とし両端にフックを付ける。
昭和24年	土木学会 コンクリート標準示方書	①～③同上。 ④引張鉄筋の重ね継手にはフックを設け、鉄筋直径の30倍以上重ね、直径0.9mm以上の鋼線で数箇所緊結する。 ⑤引張鉄筋の溶接継手には効率100%以上の方法を採用し、責任技術者の判断により付加鉄筋を併用する。付加鉄筋の長さはその直径の80倍以上とし、両端にフックを付けない。 ⑥引張鉄筋の継手にはスリーブナットを用いるのがよい。
昭和31年	土木学会 コンクリート標準示方書	①～③同上。 ④引張鉄筋の重ね継手は次の長さ l 以上とする。 (a)丸鋼でフックをつけた場合 $l = \frac{\sigma_{sn}}{6\tau_{on}} \phi$ (b)異形丸鋼でフックをつけない場合 $l = \frac{\sigma_{sn}}{4\tau_{on}} \phi$ ⑤引張鉄筋に溶接継手を設けるときは、効率100%以上の方法を用いる。十分な試験を行わない場合及び施行に不安がある場合には80%を有効断面積とする。 ⑥スリーブナットを用いるときは、鉄筋の端のねじ部の最小断面積を有効断面積とする。
昭和42年	土木学会 コンクリート標準示方書	①～③同上。 ④引張鉄筋の重ね継手は次の長さ l 以上、かつ、 20ϕ 以上 $l = \frac{\sigma_{sn}}{4\tau_{on}} \phi$ 端部に半円形フックまたは直角フックをつけた場合にはこの値の2/3としてよい。丸鋼の端部には半円形フックをつける。 ⑤引張鉄筋に溶接継手を用いる場合には、継手部の強度の低下を考慮する。継手部の強度は試験により定める。 ⑥圧縮鉄筋の重ね継手は上記④の l の80%以上で 20ϕ 以上重ね合わせる。フックを付けても重ね合わせ長を減じてはならない。
昭和52年	土木学会 コンクリート標準示方書	①～④、⑥同上。 ⑤引張鉄筋に溶接継手、機械的継手、スリーブ継手を用いる場合には継手部の特性を考慮する。継手部の強度は試験結果に基づく。 ⑦重要な箇所に用いる引張鉄筋の重ね継手は、横方向鉄筋による補強をする。
昭和55年 及び 平成2年	道路橋示方書 IV下部構造編	②～③、⑤～⑥同上。 ④同上、また、重ね継手部には継ぐ鉄筋1本の断面積の1/3以上の断面積を持つ横方向鉄筋量を配置して補強するのがよい。 ⑦十分な管理を行う場合は、ガス圧接継手を用いることができる。

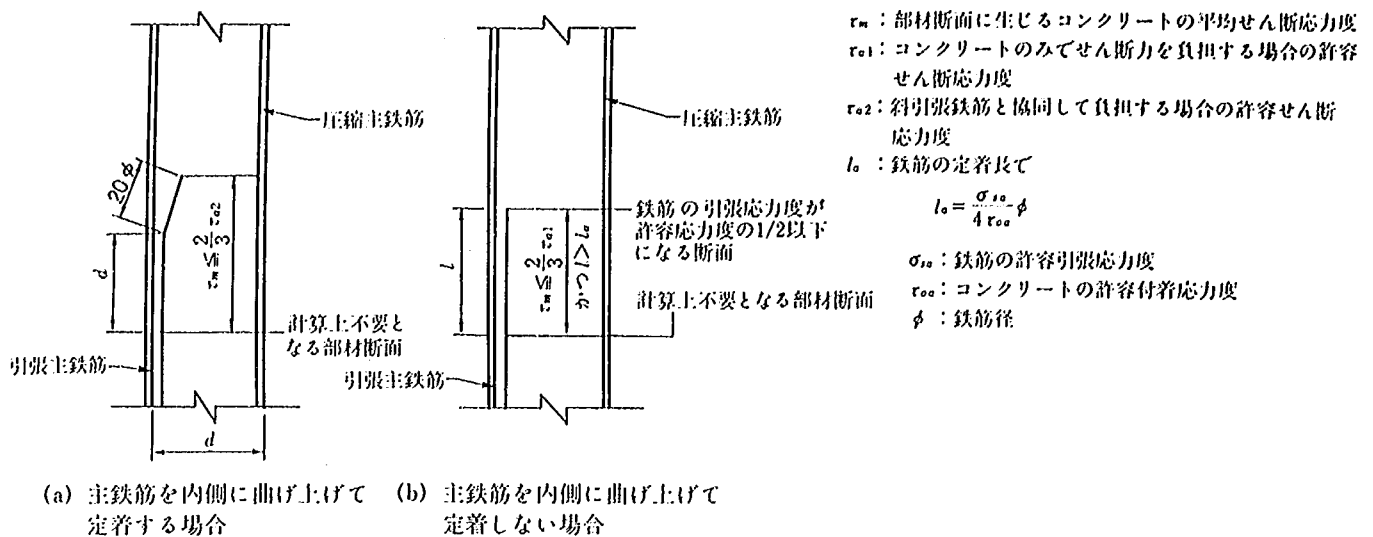


図-2.6 昭和55年道路橋示方書Ⅳ下部構造編に規定される引張部における主鉄筋の定着方法

ら鉄筋直径の20倍の長さを延ばして止めなければならない。一方、鉄筋を内側に曲げ上げない場合には、連続している鉄筋の引張応力度が許容応力度の1/2以下になる断面まで定着する鉄筋を延ばして止めなければならない。さらに、計算上不要となった断面から止める点までの間のせん断応力度は、許容応力度の2/3以下としなければならないと規定されている。

3. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の強度に関する実験的検討

3.1 概要

既存のRC橋脚の主鉄筋段落し部において著しい損傷を受けるかどうかを正しく判定することを目的として、RC橋脚模型の動的載荷実験を行った。載荷実験における検討のポイントは、1)主鉄筋段落し部の強度に及ぼす段落し鉄筋の定着長、2)軸力及び主鉄筋比、の影響である。

3.2 段落し鉄筋の定着長の影響

3.2.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型

実験に用いたRC橋脚模型は、図-3.1に示すせん断支間比5.4の供試体4体(供試体P-10及びP-14~P-16)及び図-3.2に示すせん断支間比が9.9の供試体3体(供試体R-1~R-3)の計7体である。表-3.1はこれらの特性を示したものである。

供試体P-10及びP-14~P-16は、断面が50cm×

50cm、載荷高さ(フーチング上面から荷重載荷中心点までの高さ)が2.5m、せん断支間比が5.4の正方形断面を有するRC橋脚模型である。いずれの供試体も主鉄筋としては、各面にD13(SD295)を11本、合計40本を1段配筋している。主鉄筋比は2.03%である。帯鉄筋としては、SR235φ9mmを25cm間隔で配置した。帯鉄筋比は0.1%である。セメントとしては早強ポルトランドセメントを用い、最大粒径10mmの骨材を用いた。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は、表-3.1に示すように319~332kgf/cm²である。また、橋脚には上部構造重量により、一般に5~20kgf/cm²程度の軸力が作用するが、実験装置の制約から供試体P-10及びP-14~P-16に対しては、軸力は作用させていない。

4体の供試体の違いは、主鉄筋の段落し状況である。まず、供試体P-10では主鉄筋の段落しを行っていない。供試体P-14では、計算上段落してよい位置で主鉄筋量を基部の1/2に減らした。したがって、主鉄筋の定着長は0であるとみることができる。供試体P-15及びP-16では、計算上段落しをしてよい位置から、それぞれ、断面幅Dの1/2倍(25cm)及び1倍(50cm)だけ高い位置で主鉄筋量を基部の1/2に減らした。したがって、主鉄筋の定着長は、それぞれ、D/2及びDとみることができる。フーチング上面から段落し位置までの高さは、供試体P-14では110cm、P-15では135cm、P-16では160cmである。

ただし、ここで注意しなければならないのは、段落し位置はコンクリート強度を300kgf/cm²、主鉄筋の降伏点強度を3,000kgf/cm²と仮定して上記のように定めたが、実際にはコンクリート強度及び主鉄筋の降伏点強

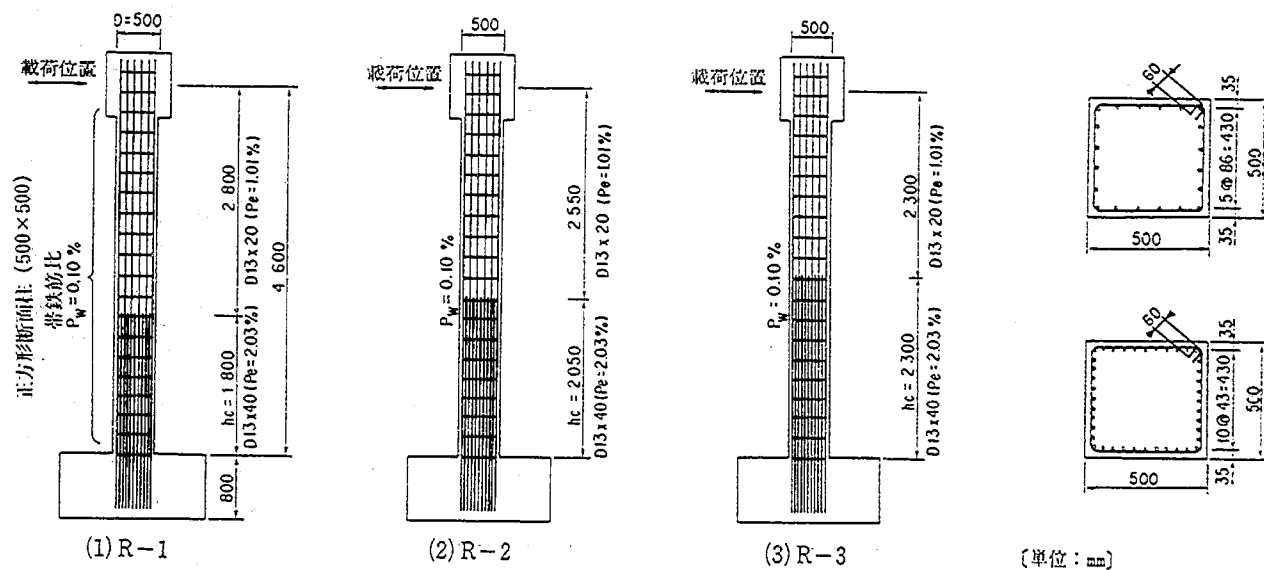
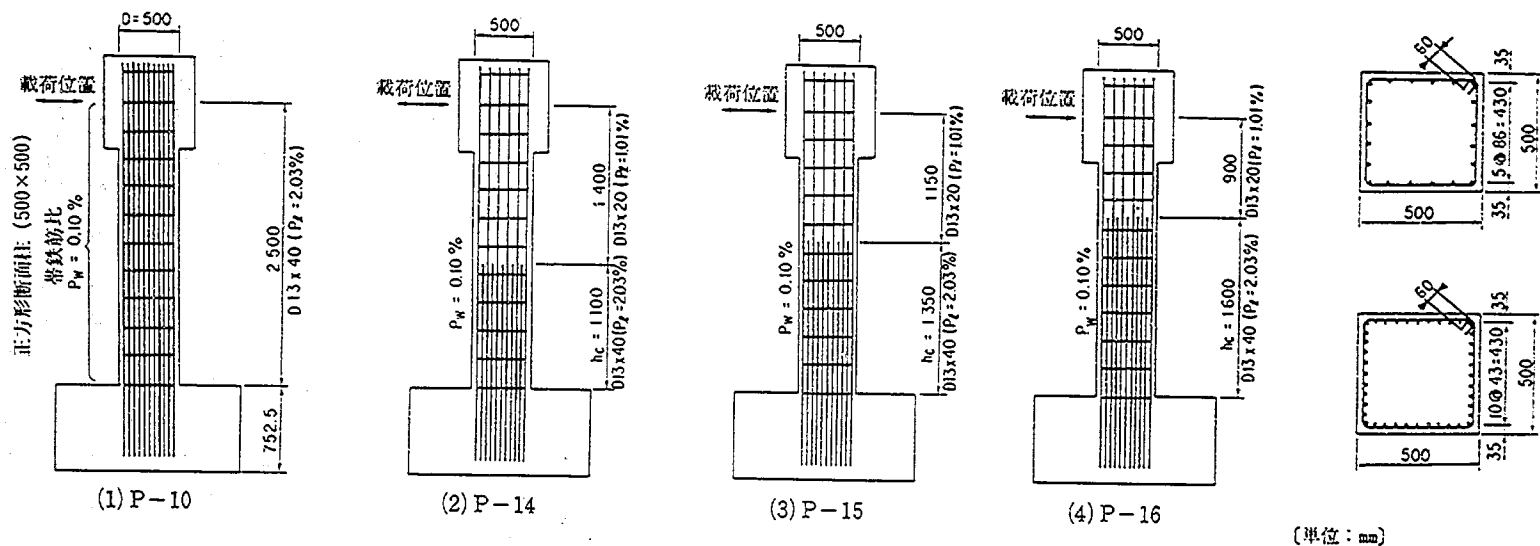


表-3.1 主鉄筋の定着長の影響の検討に用いた実験供試体の諸元

供 試 体 番 号		P-10	P-14	P-15	P-16	R-1	R-2	R-3
断 面 寸 法 (cm)		50×50						
かぶりコンクリート厚 (cm)		3.5						
載 荷 高 さ (cm)		250				460		
せん断支間比		5.4				9.9		
主鉄筋	材料及び径 (mm)	SD 295, D 13						
	段落し高さ (cm)	段落しなし	110	135	160	180	205	230
	主鉄筋比 (%) (段落し後 (%))	2.03 (1.01)						
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	3,144				3,525		
帯鉄筋	材料及び径 (mm)	SR 235, φ9						
	帯鉄筋比 (%)	0.10						
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	2,776				2,910		
コンクリート	セメント材料	早強ポルトランドセメント						
	最大骨材寸法 (mm)	10						
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	319	327	332	325	429	409	390
載荷条件	載荷速度 (cm/sec)	5				10		
	載荷繰返し回数	10						
	載荷基準変位 (cm)	1.3				4.25		
軸方向力	軸方向力 (tf)	軸方向力は載荷していない(躯体自重)				25		
	軸応力度 (kgf/cm ²)	—				10		

度はこれよりも少し大きくなったため、計算上段落してよい位置は当初想定した位置よりももう少し上になるという点である。したがって、当初定着長を 0 と想定した供試体 P-14 では、実際には定着長は -6 cm (断面幅 D の 0.12 倍)、つまり、計算上段落してよい位置よりも 6 cm 低い位置で段落したことになる。同様に供試体 P-15 の定着長は 19 cm (断面幅 D の 0.38 倍)、P-16 では 44 cm (断面幅 D の 0.88 倍) となる。なお、昭和 55 年の道路橋示方書Ⅳ下部構造編によれば、主鉄筋の応力度が許容応力度の 1/2 になる点まで段落する鉄筋を延ばさなければならない。これを模型橋脚にあてはめると、主鉄筋を途中定着してよい位置は、計算上主鉄筋が不要となる位置よりも 28.2 cm (幅 D の 0.56 倍) だけ高い位置となり、供試体 P-15 と P-16 の中間に相当する。

一方、供試体 R-1~R-3 は、せん断支間比が大きい RC 橋脚でも主鉄筋段落し部で損傷を受けるかどうかを

検討するために製作した供試体である。これは、背の高い供試体の設計では、せん断力よりも曲げモーメントが支配的となり、地震力を受けて段落し部に曲げクラックが発生しても、これがせん断破壊に移行しにくいのではないかと考えられるため、これを実験的に検討することとしたものである。

供試体 R-1~R-3 の断面諸元、配筋、使用セメント、骨材の最大寸法については供試体 P-10 及び P-14~P-16 と同じである。ただし、載荷高さは 4.6 m とし、せん断支間比は 9.9 とした。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は、表-3.1 に示すように 390~429 kgf/cm² である。また、供試体 R-1~R-3 では、上述した供試体 P-10 及び P-14~P-16 とは異なり、軸力載荷装置により上部構造の死荷重反力相当の軸力として 25 tf を作用させた。これにより橋脚に生じる軸応力度は 10 kgf/cm² である。

3 体の供試体の違いは、主鉄筋の段落し位置である。ま

ず供試体 R-1 では、計算上段落してよい位置で主鉄筋量を基部の 1/2 に減らした。したがって、主鉄筋の定着長は 0 とみることができる。供試体 R-2 及び R-3 は、計算上段落してよい位置よりも、それぞれ、断面幅 D の 1/2 倍 (25 cm) 及び 1 倍 (50 cm) だけ段落し位置を高くした供試体である。したがって、主鉄筋の定着長は、それぞれ、 $D/2$ 及び D とみることができる。フーチング上面から段落し位置までの高さは、それぞれ、180 cm (R-1)、205 cm (R-2) 及び 230 cm (R-3) となる。

ただし、上述したせん断支間比 5.4 の供試体と同様に、実際のコンクリート強度を用いて改めて計算上段落してよい位置を計算し直すと、当初設計で想定した位置よりも 2.5 cm だけ上になる。したがって、実際の定着長は、供試体 R-1 では -2.5 cm (断面幅 D の 0.05 倍だけ低い)、供試体 R-2 では 22.5 cm (断面幅 D の 0.45 倍)、供試体 R-3 では 47.5 cm (断面幅 D の 0.95 倍) となる。なお、昭和 55 年の道路橋示方書 IV 下部構造編によれば、実際に鉄筋を止める断面位置は、計算上段落してよい位置よりも 57.1 cm (幅 D の 1.14 倍) だけ高い位置であり、供試体 R-3 よりも約 10 cm 高い断面位置で段落しなければならないことになる。

3.2.2 載荷実験方法

実験に際しては、せん断支間比が 5.4 の供試体 (P-10 及び P-14~P-16) では、写真-3.1 に示すように供試体を立てた状態でフーチングを反力床に固定し、動的加振機により供試体頭部に正負交番水平力を加えた。せん断支間比が 9.9 の供試体では、写真-3.2 に示すように供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に軸力載荷装置により静的に軸力を作用させた状態で、

動的加振機により正負交番水平力を加えた。

水平力は、図-3.3 に示すように橋脚基部の鉄筋が降伏するまでは静的に加えた。橋脚基部で主鉄筋が降伏した時に、荷重作用位置に生じる変位を降伏変位 δ_y と定義した。鉄筋の降伏ひずみは、 $1,800 \mu$ と仮定した。なお、主鉄筋に段落しがない場合には、橋脚基部で最初に鉄筋が降伏するが、主鉄筋に段落しがある場合には、橋脚基部よりも段落し位置で先に主鉄筋が降伏する場合がある。このため、同じ断面寸法を有する供試体に対しては、主鉄筋の段落しがない供試体、もしくは、橋脚基部で先に



写真-3.1 せん断支間比 5.4 を有する供試体の実験状況

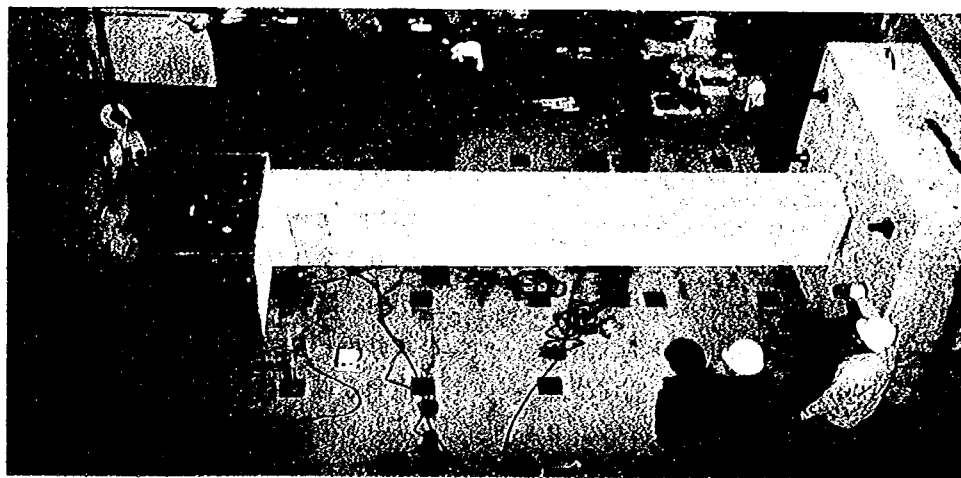


写真-3.2 せん断支間比 9.9 を有する供試体の実験状況

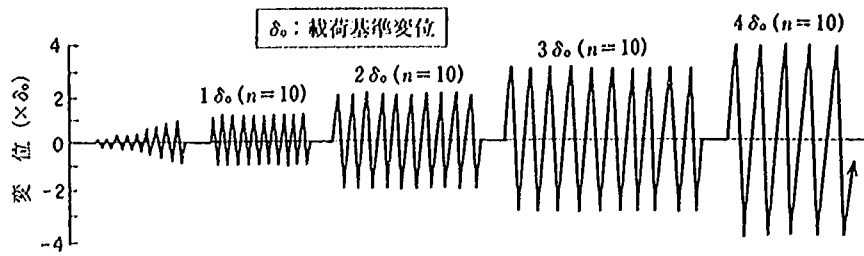


図-3.3 載荷変位

降伏する供試体に対して降伏変位 δ_y を求め、これを主鉄筋の段落しがある供試体に対しても降伏変位として用いることとした。ただし、これは、段落しがある供試体に対しては降伏変位ではなく、あくまでも水平力を作用させる場合の基準となる変位に過ぎないことから、ここでは、誤解を避けるためにこれを基準変位 δ_0 と呼ぶこととする。したがって、基準変位 δ_0 は、供試体 P-10 及び P-14~P-16 では 1.3 cm (供試体 P-10 の降伏変位)、また、供試体 R-1~R-3 では 4.25 cm (供試体 R-3 の降伏変位) とした。

橋脚天端の変位が基準変位に達した後は、この整数倍の変位 ($n \times \delta_0$, $n = 1, 2, \dots$) で順次変位振幅を増加させながら載荷した。同一の載荷変位振幅における載荷繰り返し回数は 10 回とした⁹⁾。載荷変位振幅は、荷重が最大耐力に達して降伏荷重に達する変位 (終局変位と定義する) を超えるまで載荷した。載荷速度は、せん断支間比 5.4 の供試体では 5 cm/sec, せん断支間比 9.9 の供試体では 10 cm/sec とした。これは、速度の低い範囲では、RC 橋脚の耐震性に及ぼす載荷速度の影響はそれほど大きくない¹⁰⁾ ことから、実験しやすい速度を選んだものである。なお、詳しくは後述するが、供試体 R-1 では、5 δ_0 載荷の第 1 波めに軸力載荷装置の変位リミットを超したため、これ以降の載荷は行っていない。

3.2.3 せん断支間比が 5.4 の場合の損傷の進展状況及び耐力・変形性能

(1) 損傷の進展状況

せん断支間比 5.4 の供試体 P-10 及び P-14~P-16 について各載荷段階が終了した後の損傷の進展状況を示すと図-3.4~図-3.7 のようになる。ここでは、いずれも載荷方向に平行な面の損傷状況を示している。

これによれば、主鉄筋を段落ししていない供試体 P-10 では、1 δ_0 載荷によって橋脚全面に水平の曲げひびわれが発生した。2 δ_0 載荷では 1 δ_0 載荷と変化はなく、3 δ_0 載荷で載荷方向と平行な面の基部に斜めのひびわれが発生した。4 δ_0 載荷では斜めひびわれが増加し、5 δ_0 載荷で

載荷方向と直角な面で、基部から 40~50 cm の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。6 δ_0 載荷では基部で軸方向鉄筋が 1 本破断し、7 δ_0 載荷では 3 本 (累計で 4 本)、8 δ_0 載荷では 7 本 (累計で 11 本) 破断し、最終的に基部で曲げ破壊した。

主鉄筋の段落しが計算上段落してよい位置よりも 0.12 D だけ低い (定着長=0.12 D) 供試体 P-14 では、1 δ_0 載荷によって橋脚全面に水平の曲げひびわれが生じた。段落し位置には特に目立った損傷は生じていない。2 δ_0 載荷時には段落し部の曲げひびわれが進展し、載荷方向と平行な面では段落し部に斜めひびわれが発生した。3 δ_0 載荷では斜めひびわれがさらに進展し、ここには示さないが載荷方向に直角な面ではかぶりコンクリートが剥離し始めた。4 δ_0 載荷では、段落し位置を中心に高さ約 30 cm にわたってかぶりコンクリートが剥離した。5 δ_0 載荷になるとかぶりコンクリートの剥離が進展するとともに、段落し位置において軸方向鉄筋が 2 本破断した。6 δ_0 の載荷では、軸方向鉄筋が 5 本 (累計で 7 本) 破断し、6.5 δ_0 載荷に至るとさらに 1 本 (累計で 8 本) 軸方向鉄筋が破断し、最終状態となった。なお、2 δ_0 から 6.5 δ_0 載荷の間、基部周辺の曲げひびわれはほとんど進展していない。

次に定着長を 0.38 D とした供試体 P-15 では、1 δ_0 載荷によって、供試体 P-14 と同様に水平の曲げひびわれが生じた。段落し位置には目立った損傷は生じていない。2 δ_0 載荷では段落し部に斜めひびわれが発生し、ここには示さないが、載荷方向に直角な面の段落し部において曲げひびわれが進展した。ここまでの損傷状況は、供試体 P-14 と同様であるが、3 δ_0 載荷になると段落し部の斜めひびわれが進展するとともに基部にも斜めひびわれが生じ始めた。4 δ_0 載荷では、段落し部と基部の斜めひびわれがともに増加したが、5 δ_0 載荷になると載荷方向に直角な面で基部から 20~40 cm の範囲にかぶりコンクリートの剥離が生じた。6 δ_0 載荷以後になると基部のみに損傷が集中し、かぶりコンクリートの剥離が進展した。橋脚基部における主鉄筋の破断は、7 δ_0 載荷では 3

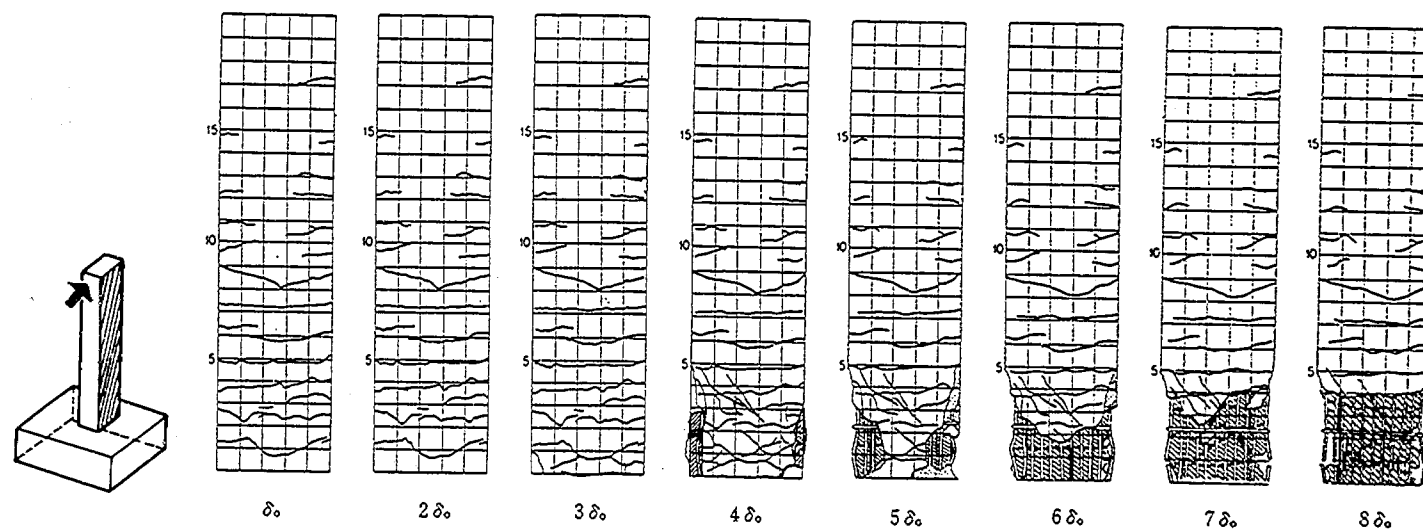


図-3.4 せん断支間比 5.4 を有する供試体 P-10 の損傷の進展状況 (主鉄筋の段落しがない場合)

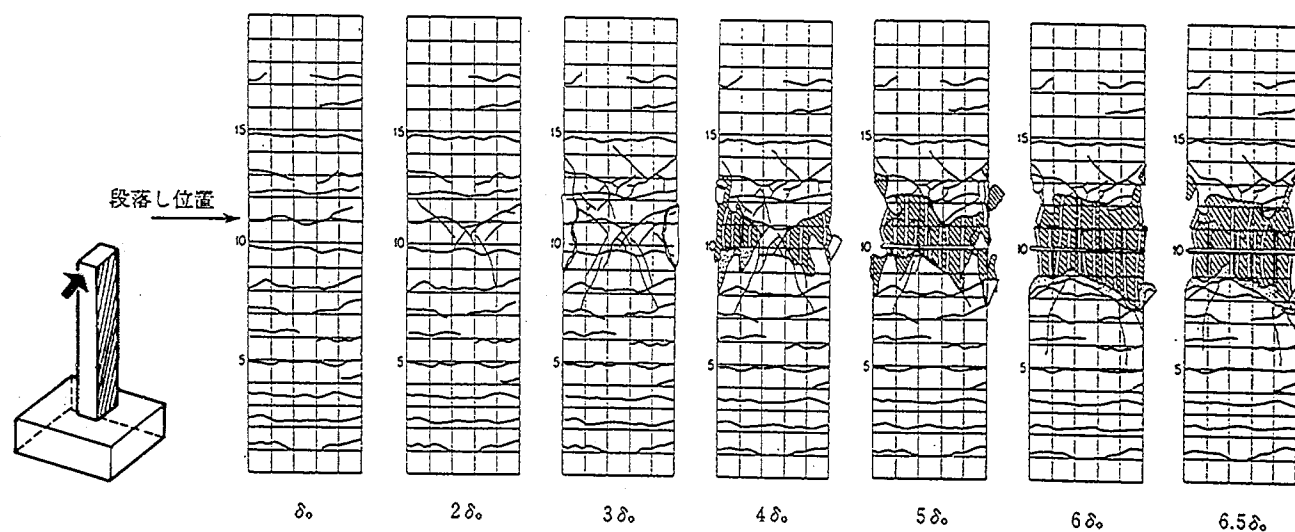


図-3.5 せん断支間比 5.4 を有する供試体 P-14 の損傷の進展状況 (段落し鉄筋の定着長 $-0.12D$)

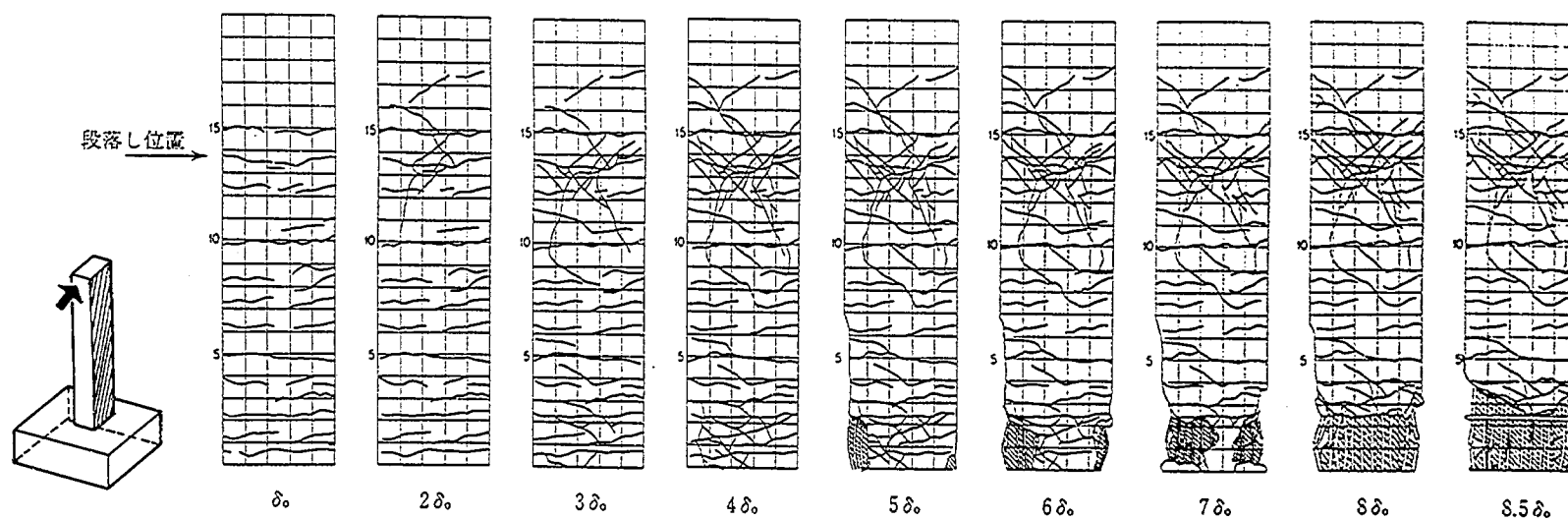


図-3.6 セン断支間比5.4を有する供試体P-15の損傷の進展状況（段落し鉄筋の定着長 $0.38D$ ）

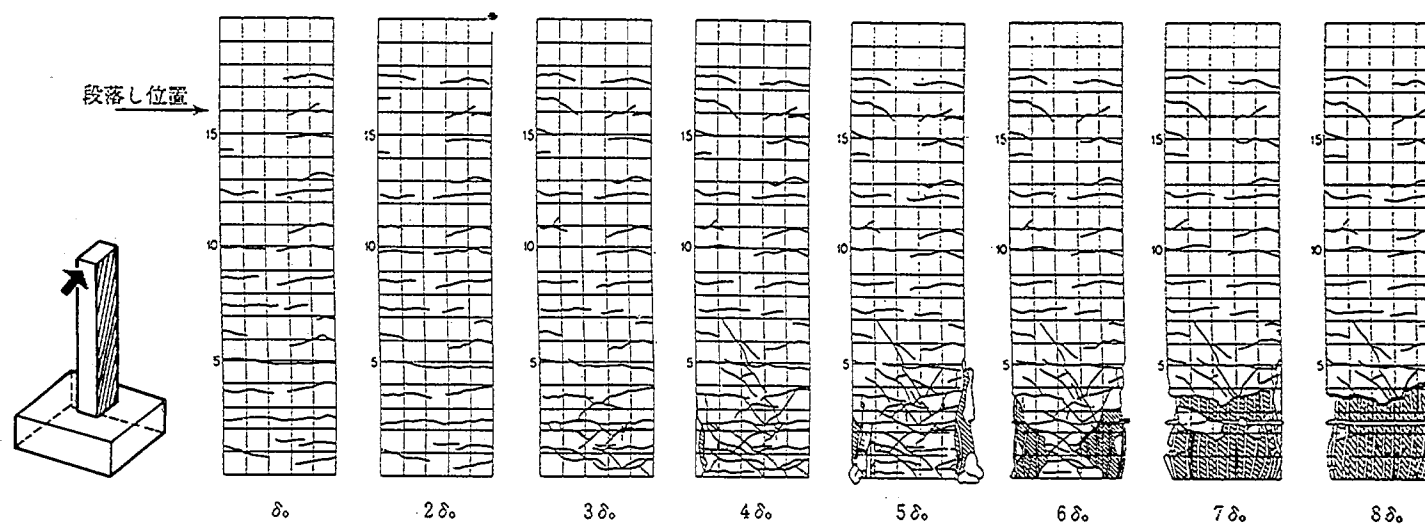


図-3.7 セン断支間比5.4を有する供試体P-16の損傷の進展状況（段落し鉄筋の定着長 $0.88D$ ）

本, 8 ϕ 載荷では 9 本 (累計で 12 本), 8.5 ϕ 載荷では 12 本 (累計で 24 本) となり最終状態に至った。

定着長を 0.88 D とした供試体 P-16 では, 3 ϕ 載荷になると橋脚基部で曲げひびわれが顕著になり, さらに 4 ϕ 載荷になると載荷方向に直角な面で基部から 30 cm にわたりかぶりコンクリートの剝離が生じた。その後, 基部のかぶりコンクリートの剝離は順次進展し, 7 ϕ 載荷では 6 本, 8 ϕ 載荷では 4 本 (累計で 10 本), それぞれ, 主鉄筋の破断が基部で生じ, 最終的に基部で曲げ破壊した。8 ϕ 載荷時には基部から 25 cm の高さに設けた最下段の帯鉄筋が主鉄筋の破断に伴ってはずれた。なお, 3 ϕ ~ 8 ϕ 載荷の間, 段落し部周辺の曲げひびわれはほとんど進展しなかった。

(2) 主鉄筋の軸ひずみ分布

図-3.8 は, 載荷方向と直交する面における基部から荷重載荷位置まで連続している主鉄筋に生じた軸ひずみの分布を示したものである。したがって, 段落している主鉄筋のひずみではないことに注意していただきたい。コンクリートの剝離に伴うひずみゲージやリード線の破断等により信頼できるひずみはせいぜい 3,000 μ 程度であり, これ以上のひずみは信頼性に欠ける。このため, 4 ϕ 載荷を越えた領域では測定できていない。

図-3.8 によれば, 段落しがなく最終的に基部で曲げ破壊した供試体 P-10 では, 当然ながら橋脚基部において軸ひずみが最も大きく, 基部からの高さが高くなるほど軸ひずみは小さくなる。4 ϕ 載荷までの段階で, 基部から高さ 113 cm (2.26 D に相当) と広い範囲で主鉄筋に降伏を越えるひずみが生じているのが興味深い。

これに対して, 段落し部で破壊した供試体 P-14 (定着長 0.12 D) では, 1 ϕ 載荷の段階には, 基部と同時に段落し部にも 1,500 μ 程度のひずみが生じている。この段階では, 段落し部よりも基部の方がひずみが大きい, 2 ϕ 載荷になると基部よりも段落し部においてひずみが大きくなり, 最終的に段落し部における破壊に進展していく。

段落し部にも損傷が生じたが, 最終的には基部で曲げ破壊した供試体 P-15 (定着長 0.38 D) でも, 1 ϕ 載荷の段階では供試体 P-14 とほぼ同様のひずみ分布となり, 段落し位置のひずみは約 1,200 μ である。2 ϕ 載荷になると段落し部のひずみも降伏ひずみを越えるが, 基部の方がはるかに大きく, 最終的に基部の曲げ破壊に進展していく。なお, 1 ϕ 載荷時において橋脚基部位置のひずみよりも基部から 12.5 cm の高さの位置のひずみの方が大きくなっており, 想定されるひずみ分布と異なる。この原因は, ひずみゲージの取付位置がフーチングの中

に埋め込まれるようにずれたため, 初期の載荷段階ではひずみが小さくなったものと考えられる。

橋脚基部で曲げ破壊し, 段落し位置には損傷が認められなかった供試体 P-16 (定着長 0.88 D) では, 1 ϕ 載荷時における段落し部のひずみは 200 μ 程度である。供試体 P-14 では約 1,500 μ , 供試体 P-15 では約 1,200 μ であったのに比較すると, 定着長が長い分段落し位置のひずみは小さい。2 ϕ 載荷になると, 段落し部でも降伏ひずみを越えるが, 基部のひずみの方がはるかに大きく, 最終的に基部の曲げ破壊に進展していく。なお, 1 ϕ 載荷時に橋脚基部位置のひずみよりも基部から 12.5 cm の高さの位置の方が大きい, これは供試体 R-15 と同じ理由によるものと考えられる。

次に, 主鉄筋の軸ひずみを計算値と比較してみよう。図-3.9 は, 供試体 P-14 ~ P-16 について, 1 ϕ 載荷時に主鉄筋に生じたひずみを実測値と計算値で比較したものである。計算値は段落し部, もしくは基部のいずれかで主鉄筋が降伏に達した状態における主鉄筋の軸ひずみである。すなわち, 供試体 P-14 については段落し部で, 供試体 P-15 及び P-16 では基部で, それぞれ先に主鉄筋が降伏し, この時の段落し部と基部のひずみ値を示している。また, 降伏ひずみは, 材料試験から求めた主鉄筋の降伏点強度から求めた値 (1,500 μ) とした。計算により求めたひずみの分布形状は, 全体としては, 実験値とよく一致しているといえよう。

表-3.2 は, 図-3.9 に示した 1 ϕ 載荷時の基部及び段落し部において主鉄筋に生じたひずみについて, 実験値と計算値を比較したものである。ここでは, 基部と段落し部のひずみの比に着目して見てみよう。最終的に段落し部で破壊した供試体 P-14 では, 基部と段落し部のひずみの比は, 実験値及び計算値ともに 1.08 となる。段落し部にも損傷が生じたが最終的には基部で破壊した供試体 R-15 では, それぞれ, 0.83 及び 0.63, 基部で破壊した供試体 R-16 では, それぞれ, 0.32 及び 0.26 となる。供試体 R-15 と R-16 で基部と段落し部のひずみの比は実験値の方が小さくなっているが, この理由は, 計算では段落しされている鉄筋が定着位置まで完全に有効と仮定しているが, 実際には鉄筋とコンクリートの定着が計算で仮定したように完全ではないために, 段落し位置において連続している鉄筋に生じるひずみが大きくなったものである。なお, 基部と段落し部のひずみの比と損傷形態の関係を見てみると, 1 ϕ 載荷時に基部よりも段落し部においてひずみが大きい場合 (比が 1.0 よりも大きい場合) には最終的に段落し部で, その逆の場合 (比が 1.0 よりも小さい場合) には最終的に基部で, それ

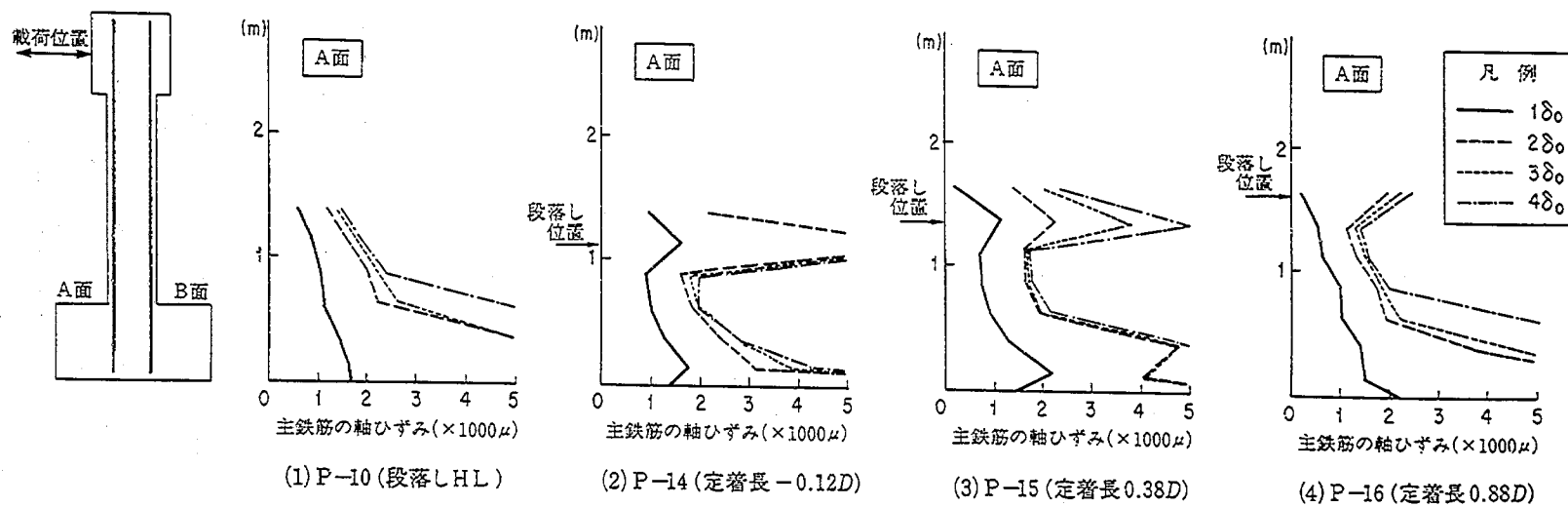


図-3.8 セン断支間比5.4を有する供試体P-10及びP-14～P-16の主鉄筋の軸ひずみ分布

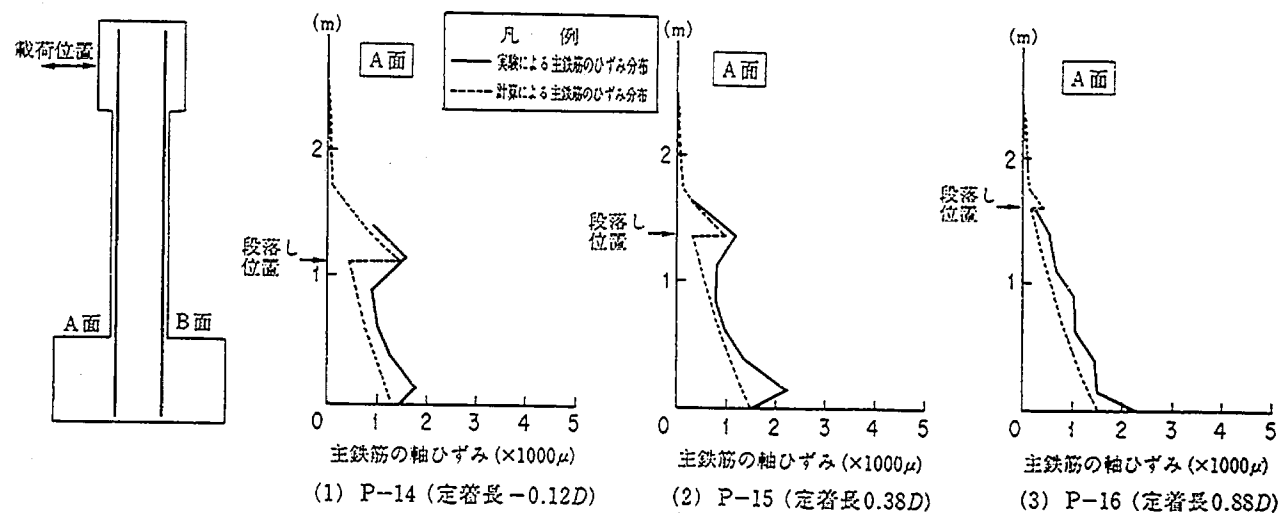


図-3.9 セン断支間比5.4を有する供試体P-14～P-16の $1\delta_o$ 載荷時の主鉄筋の軸ひずみの実験値と計算値の比較

表-3.2 供試体P-14~P-16の1 ϕ 載荷時の基部及び段落し部における主鉄筋の軸ひずみ

供試体	実 験 値 (μ)				計 算 値 (μ)		
	面	①基 部	②段落し	②/①	①基 部	②段落し	②/①
P-14	A 面	1,426	1,604	1.124	1,382	1,497	1.083
	B 面	1,368	1,419	1.037			
	平 均 値	1,397	1,512	1.082			
P-15	A 面	1,470	1,108	0.754	1,497	947	0.633
	B 面	1,502	1,348	0.897			
	平 均 値	1,486	1,228	0.826			
P-16	A 面	2,195	217	0.099	1,497	389	0.260
	B 面	1,539	962	0.625			
	平 均 値	1,867	590	0.316			

注) A面は動的加振機を設置している面, B面はこれとは反対側の面を示す。

ぞれ, 破壊している。

次に, 橋脚中間部で段落しされている主鉄筋のひずみ分布を見てみよう。図-3.10は, 段落しされている主鉄筋と連続している主鉄筋のひずみについて2 ϕ 載荷の段階までを比較したものである。なお, 段落し鉄筋のひずみの計測は, 供試体P-14では段落し位置よりも25 cm 下方の1点で, また, 供試体P-15およびP-16では段落し位置よりも25 cm 及び50 cm 下方の2点で行った。

図-3.10によれば, 2 ϕ 載荷の段階までは段落し鉄筋の軸ひずみは, 連続している主鉄筋とほぼ同じ値である。したがって, 段落し位置よりも少なくとも25 cm 下方の断面においては, 段落し鉄筋は連続している鉄筋と同様に有効に働いているということができる。道路橋示方書IV下部構造編に規定される異形鉄筋の定着長は, 式(3.1), もしくは, 20 ϕ (ϕ : 鉄筋径)のいずれか長い方とされている。

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4\tau_{0a}} \phi \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここで,

σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm²)

τ : コンクリートの許容付着応力度 (kgf/cm²)

ϕ : 鉄筋の直径 (mm)

式(3.1)で定着長 l_a を計算すると, 供試体P-14~P-16に対しては, $l_a \approx 15\phi = 32.5$ cm となる。段落しされている主鉄筋のひずみの計測点は段落し位置よりも25 cm 下がった位置であり, これよりも近い位置に

については計測できていないが, 段落しされている主鉄筋が有効に働くために必要な定着長を前述の実験から求めた25 cm とすれば0.77 l_a となる。したがって, 式(3.1)は定着長として設計上安全側の値を与えている。

(3) 帯鉄筋のひずみ分布

図-3.11は, 帯鉄筋に生じたひずみを示したものである。ここでひずみを測定したのは, 段落しのない供試体P-10では橋脚基部から4段目(基部を除く)までの帯鉄筋について, 段落しのある他の3体の供試体では段落し位置直下の帯鉄筋についてである。このため, 図-3.11では供試体P-10に対する結果とその他の供試体に対する結果の表示方法が異なっていることに注意していただきたい。ここでは, 段落しのある3体の供試体については, 載荷方向と平行な2つの面において測定した帯鉄筋のひずみの平均値と載荷変位振幅の関係を示している。なお, 供試体P-10及びP-16では基部から30 cm の高さにならなかつたコンクリートが剥離し, リード線の破断が生じたため4 ϕ 載荷以後は測定できていない。

まず, 主鉄筋の段落しのない供試体P-10について見てみよう。1 ϕ 載荷の段階で帯鉄筋に生じたひずみは, 最大で50 μ 程度と小さい。2 ϕ 及び3 ϕ 載荷になると, 帯鉄筋のひずみは主鉄筋の軸ひずみ分布と同様に基部に近い方で大きくなる。帯鉄筋に生じるひずみは, 基部から25 cm の高さの1段目の帯鉄筋において, 2 ϕ 載荷で180 μ , 3 ϕ 載荷で340 μ 程度である。なお, 段落ししていない供試体P-10では, 橋脚中間高さにおいては帯鉄筋のひずみは小さい。

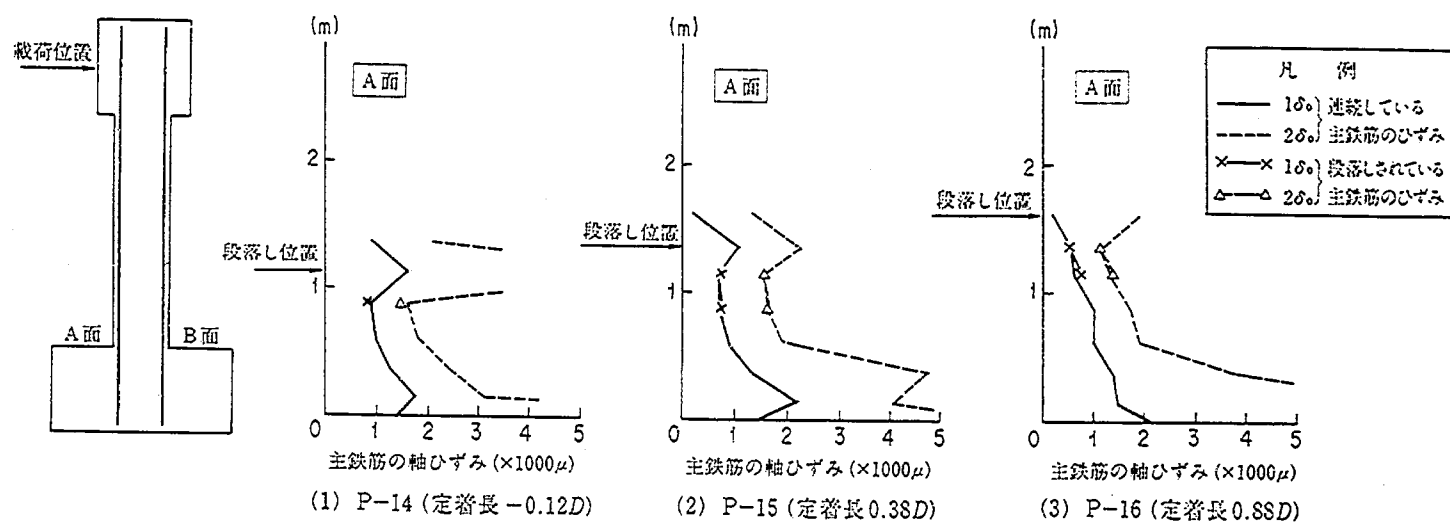


図-3.10 せん断支間比 5.4 を有する供試体 P-14～P-16 の段落し鉄筋の軸ひずみ分布

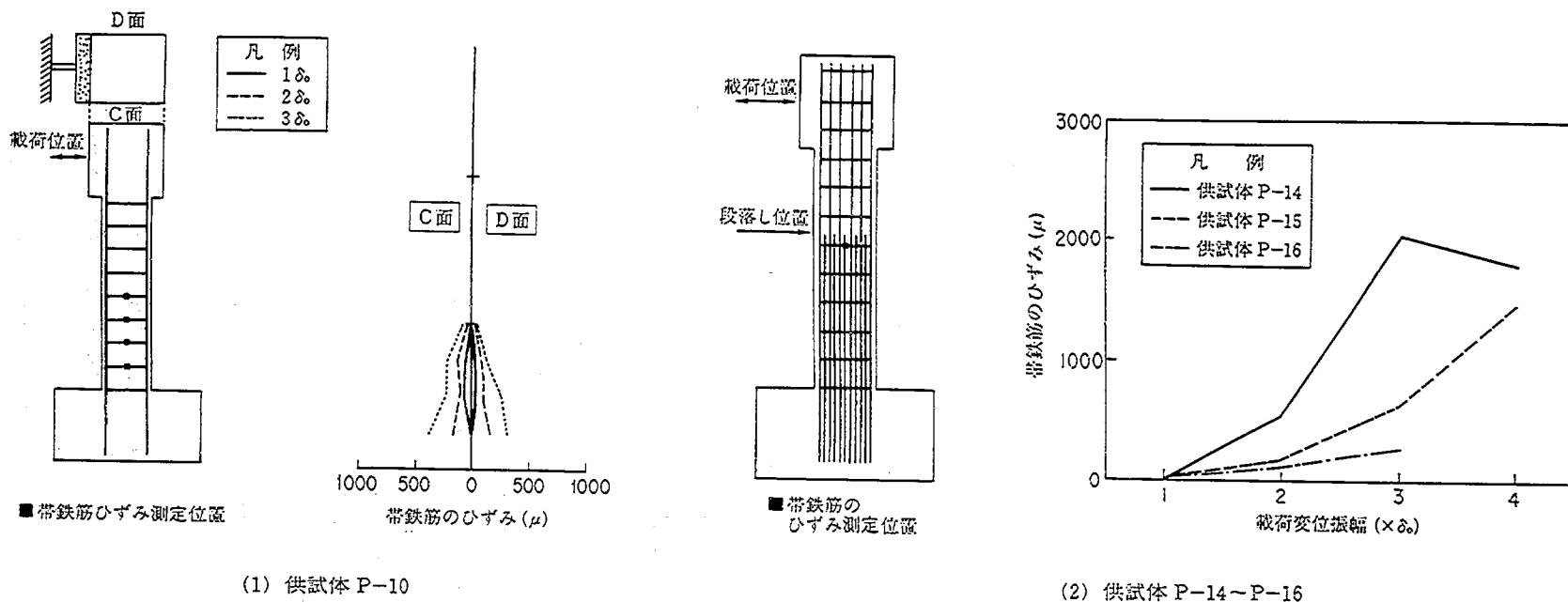


図-3.11 せん断支間比 5.4 を有する供試体 P-10 及び P-14～P-16 の帯鉄筋のひずみ

これに対して、段落した供試体P-14～P-16における段落し直下の帯鉄筋のひずみを見てみると、1 δ 載荷時にはいずれの供試体においても50 μ 以下と小さいが、2 δ 載荷以後になると、段落し位置による違いが現われる。段落し部で破壊した供試体P-14では、2 δ 載荷では550 μ 、3 δ 載荷では降伏して2,040 μ に達している。4 δ 載荷以後では、3 δ 載荷時よりも小さくなるが、これは、この段階になるとかぶりコンクリートが剥離すると同時に、主鉄筋の座屈が生じ、帯鉄筋とそれが囲む主鉄筋及びコンクリート間にゆるみが生じたためと考えられる。

当初段落し部にも損傷が生じたが最終的には基部で破壊した供試体P-15では、2 δ 載荷では180 μ 、3 δ 載荷では650 μ 、4 δ 載荷になると1,470 μ と載荷段階とともに帯鉄筋のひずみは増加する。これは、この載荷段階における段落し部周辺の斜めひびわれの増加と対応している。基部で破壊した供試体P-16では、2 δ 載荷では110 μ 、3 δ 載荷では280 μ となり、段落し位置の帯鉄筋のひずみは上記の供試体R-14及びR-15に比較して小さい。

このように、3 δ 載荷までは段落し鉄筋の定着長の長い方が帯鉄筋のひずみが小さくなっており、損傷の進展(段落し部における斜めひびわれの発生)及び主鉄筋の軸ひずみ分布と対応している。

(4) 耐力及び変形性能

載荷実験より得られた橋脚天端における荷重 P と水平

変位振幅 δ の関係を荷重～変位の履歴曲線の包絡線で示すと図-3.12のようになる。これによれば、最終的に基部で破壊した供試体P-15及びP-16の包絡線と、主鉄筋を段落していない供試体P-10の包絡線はほぼ同じである。ただし、供試体P-10よりも供試体P-15では、4 δ 載荷以後の耐力が大きくなっている点に興味深い。これは、基部で曲げ破壊した供試体P-10とP-16では、基部のかぶりコンクリートの剥離は4 δ 載荷の段階で始まったのに対し、供試体P-15では5 δ 載荷の段階になってから始まったためである。このようになったのは、供試体P-15では当初段落し部にも損傷が生じたため、段落し部と橋脚基部の2箇所に塑性ヒンジができ、同一の橋脚天端変位を生じさせるために必要な水平力が小さくて済んだためである。ただし、これはあくまでも変位制御で載荷したためであり、実際の地震時には2箇所で塑性ヒンジができることはその破壊メカニズムが不明確となり、耐震上は好ましくない。

これに対して、段落し部で破壊した供試体P-14では、最大耐力が他の3体の供試体よりも小さい。6 δ 載荷までに段落し部では主鉄筋が累計で7本破断し、これにより以後の耐力の低下が著しい。

表-3.3は、以上に示した4体の供試体の耐力と変形性能を比較したものである。段落し部で破壊した供試体P-14では、降伏耐力 P_y 及び最大耐力 P_u が小さく、段落しのない供試体P-10と比較すると、それぞれ、14%及び12%低くなっている。また、最終的には基部で破壊

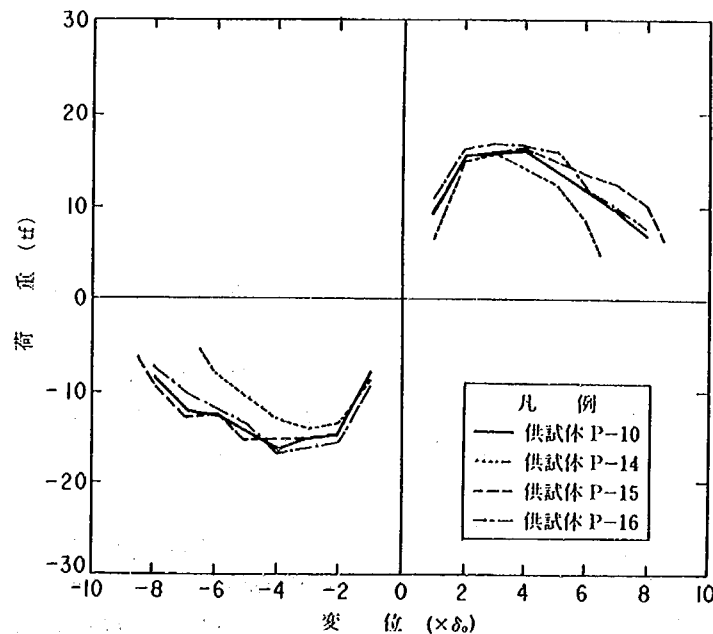


図-3.12 セン断支間比5.4を有する供試体P-10及びP-14～P-16の荷重～変位の履歴曲線の包絡線

表-3.3 供試体P-10及びP-14~P-16の耐震性能

供 試 体	P-10	P-14	P-15	P-16
降伏荷重 P_y (tf)	13.9	12.0	12.9	12.7
最大耐力 P_u (tf)	17.0	15.1	16.4	16.9
P_u/P_y	1.22	1.26	1.27	1.33
降伏変位 δ_y (cm)	1.54	1.62	1.79	1.56
終局変位 δ_u (cm)	7.41	7.06	8.35	8.00
じん性率 δ_u/δ_y	4.81	4.36	4.66	5.13

したP-15及びP-16では、供試体P-10よりも降伏耐力 P_y 及び終局耐力 P_u は、それぞれ9%及び4%小さい。

次に、降伏変位と終局変位の比（じん性率）を見てみると、段落し部で破壊した供試体P-14で最も小さく、供試体P-16に比較するとじん性率は約20%小さい。

図-3.13は、供試体P-10及びP-14~P-16に対する累積吸収エネルギーを示したものである。主鉄筋段落し部で破壊した供試体P-14では累積吸収エネルギーは他の3体に比較して40%程度小さく、ねばりに乏しいことを示している。

図-3.14は、履歴減衰定数によって4体の供試体を比較したものである。履歴減衰定数はエネルギー吸収能と同時に剛性によって変化するため、累積吸収エネルギー

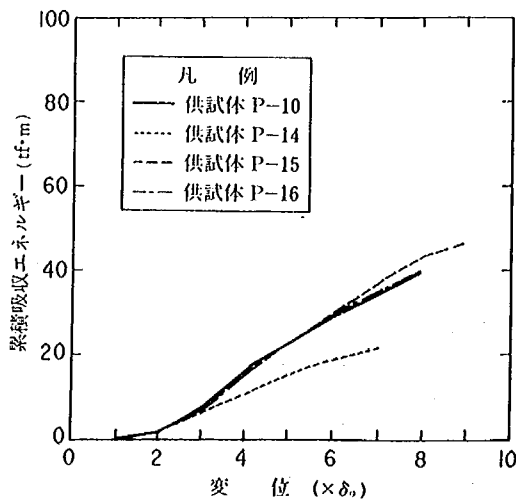


図-3.13 セン断支間比5.4を有する供試体P-10及びP-14~P-16の累積吸収エネルギー

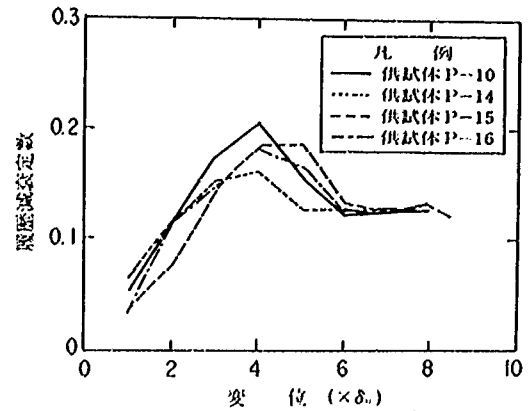


図-3.14 セン断支間比5.4を有する供試体P-10及びP-14~P-16の履歴減衰定数

に見られるほどの著しい違いは現れないが、段落し部で破壊した供試体P-14は、4体の中で履歴減衰定数が最も小さい。

3.2.4 セン断支間比が9.9の場合の損傷の進展状況及び耐力・変形性能

(1) 損傷の進展状況

供試体R-1~R-3について各載荷段階終了後の損傷の進展状況を示すと、図-3.15~図-3.17のようになる。ここでは、前述のせん断支間比が5.4の場合と同様に、載荷方向に平行な面における損傷状況を示している。

まず、供試体R-1(定着長=0.05D)では、1 δ_0 載荷によって橋脚全面に水平の曲げひびわれが生じた。段落し位置には特に目立った損傷は生じていないが、斜め方向のひびわれがわずかに見られる。2 δ_0 載荷になると、段落し部の斜めひびわれが顕著になり、3 δ_0 載荷ではこれがさらに進展した。ここには示さないが、載荷方向に直角な面では、かぶりコンクリートが高さ約10cmにわたって剥離した。4 δ_0 載荷になると、段落し位置を中心に高さ約20cm~30cmにわたって全面でかぶりコンクリートが剥離した。なお1 δ_0 載荷から4 δ_0 載荷までは、基部において特に目立った損傷の進展は生じていない。また、4 δ_0 載荷までは、段落し部における鉄筋の破断は生じていない。

前述のように、5 δ_0 載荷の第1回目の載荷時に供試体頭部のねじり回転量が大きくなり、軸力載荷装置の変位制限を越した。このためこれ以降の載荷はできなかった。4 δ_0 載荷の過程で段落し部のかぶりコンクリートが剥離するとともに、主鉄筋に座屈が生じた。このため、5 δ_0 載荷に入って最初の載荷で、供試体頭部が大きくねじれた

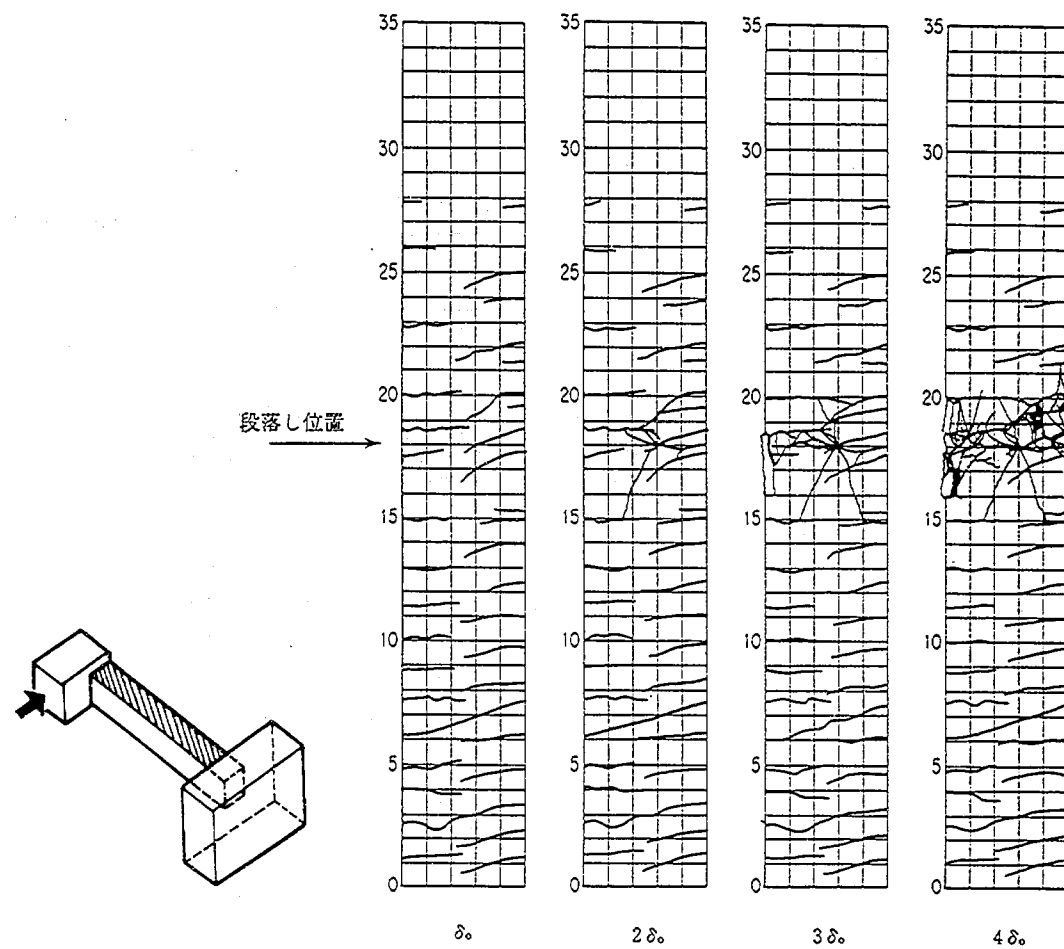


図-3.15 せん断支間比9.9を有する供試体R-1の損傷の進展状況（段落し鉄筋の定着長 $-0.05D$ ）

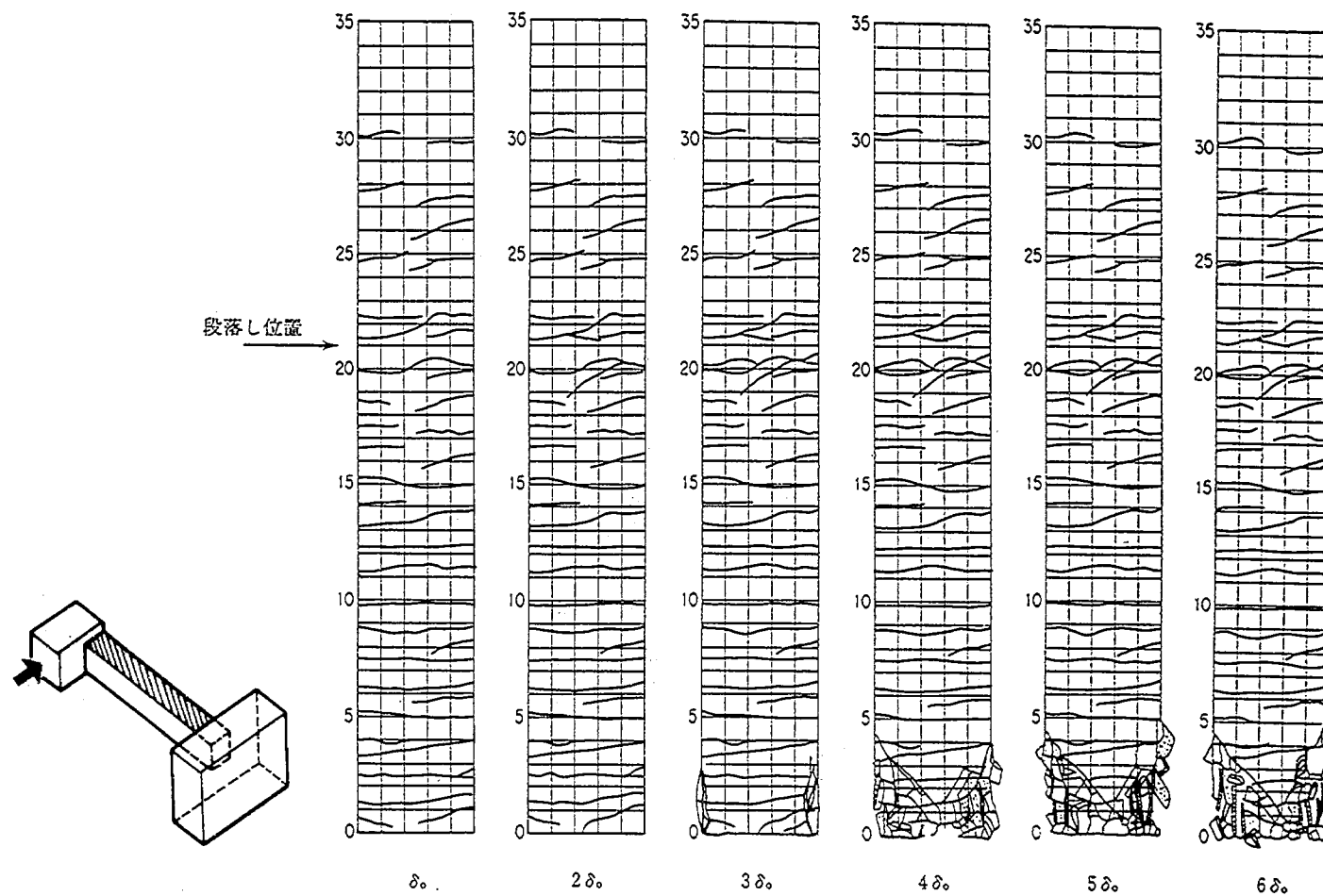


図-3.16 せん断支間比9.9を有する供試体R-2の損傷の進展状況（段落し鉄筋の定着長 $0.45D$ ）

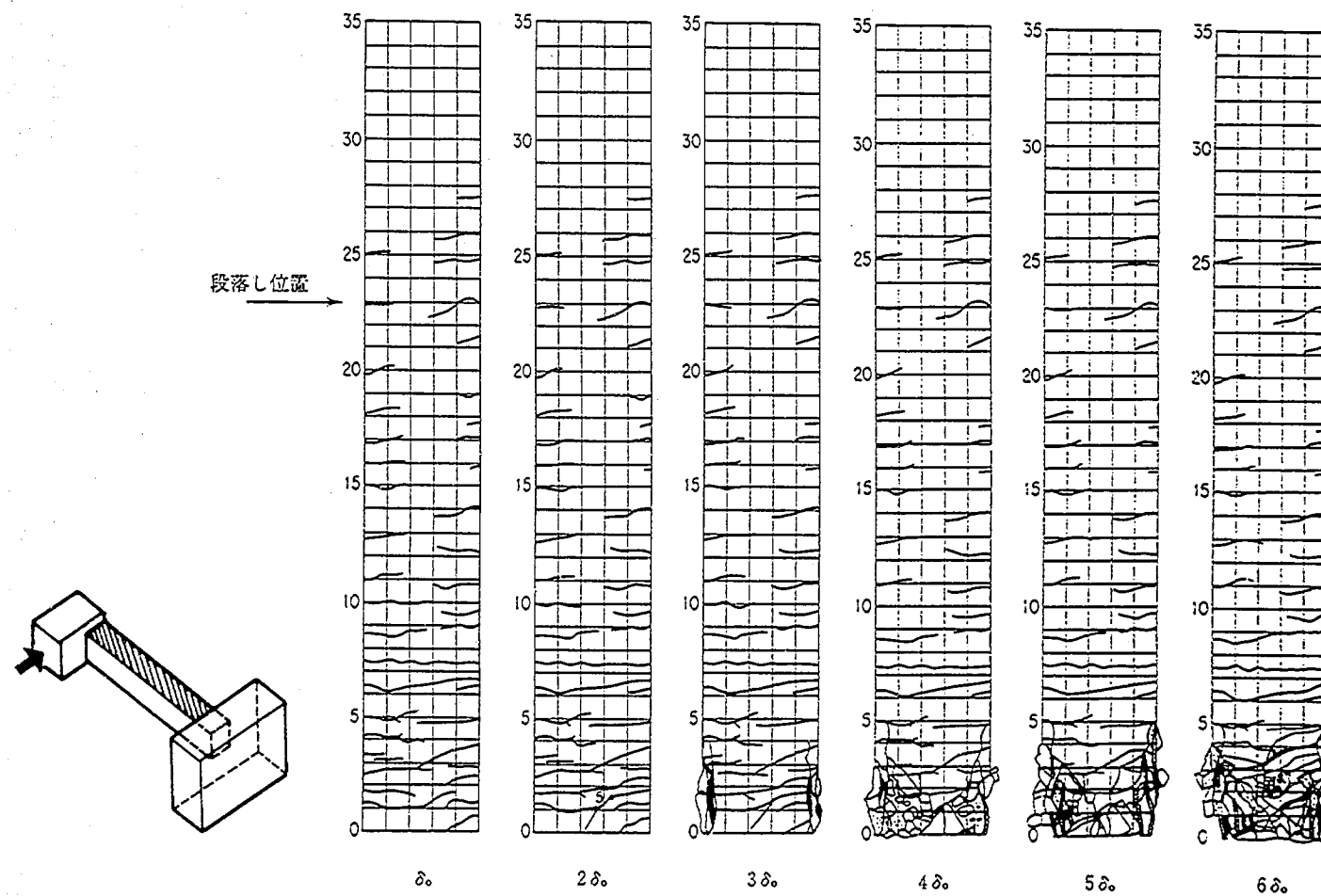


図-3.17 せん断支間比9.9を有する供試体R-3の損傷の進展状況 (段落し鉄筋の定着長 $0.95D$)

ものである。

供試体 R-2 (定着長=0.45 D) では、1 ϕ 載荷によって供試体 R-1 と同様に橋脚全面に水平の曲げひびわれが生じた。2 ϕ 載荷になると段落し部で斜めのひびわれが生じるとともに、基部にもわずかに水平ひびわれが増加した。ここには示さないが、3 ϕ 載荷になると載荷方向と直角な面で基部から高さ 20 cm~30 cm にわたってかぶりコンクリートが剥離寸前となり、4 ϕ 載荷になると基部から高さ 30 cm~40 cm 程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。かぶりコンクリートの剥離は、5 ϕ 、6 ϕ と載荷が進むにつれて進展し、最終的には基部から高さ約 40 cm の範囲で生じた。主鉄筋は、6 ϕ 載荷において基部で 5 本破断した。なお、2 ϕ 載荷以後は段落し部には損傷の進展は見られない。

供試体 R-3 (定着長=0.95 D) では、1 ϕ 載荷によって他の 2 体の供試体と同様に橋脚全面に水平の曲げひびわれが発生した。ただし、供試体 R-1、R-2 に比較すると、ひびわれは基部の方が著しい。2 ϕ 載荷になると基部の曲げひびわれが増加し、3 ϕ 載荷ではここには示さないが載荷方向と直角な面で、基部から高さ 30 cm 程度にわたってかぶりコンクリートが剥離した。4 ϕ 載荷になると基部のコンクリートの剥離はさらに進展し、5 ϕ 載荷では基部において主鉄筋が 2 本、6 ϕ 載荷ではさらに 6 本 (累計で 8 本) 破断し、最終的には基部で曲げ破壊した。段落し部における水平ひびわれは、1 ϕ 載荷以後はほとんど進展していない。

供試体 R-3 と供試体 R-2 の損傷の進展を比較してみると、コンクリートの剥離や鉄筋の破断が生じ始めるのは、供試体 R-2 の方が供試体 R-3 よりも 1 ϕ ずつ遅くなっている。これは、前述の供試体 P-15 及び P-16 の場合と同様に、供試体 R-2 では段落し部と基部の 2 箇所損傷が生じるため、同一の載荷変位による基部の曲げ変形が小さくなり、基部における損傷の進展が遅くなったものである。ただし、これが耐震上有利ではないことは前述した通りである。

(2) 主鉄筋の軸ひずみ分布

図-3.18 は、載荷方向と直角な面における連続している主鉄筋と段落した主鉄筋の軸ひずみ分布を、2 ϕ 載荷までについて示したものである。ひずみの測定精度はせいぜい 3,000 μ 程度であることは前述した通りである。図-3.19 は、連続している主鉄筋の 3 ϕ 載荷以降のひずみを示したものである。

まず、連続している主鉄筋のひずみを見てみよう。1 ϕ 載荷では、いずれの供試体もほぼ同じようなひずみ分布を示し、基部で最も大きく、また、段落し部でも大きく

なるつりがね状となる。段落し部におけるひずみは供試体 R-1 で約 1,700 μ と最も大きく、供試体 R-2 では 1,600 μ 、供試体 R-3 では 1,400 μ と段落し位置の低い順に大きい。ここで特徴的なのは、段落し部で破壊した供試体 R-1 では、2 ϕ 載荷になると A 面から B 面方向に荷重をかけた場合には橋脚基部で、また、B 面から A 面に荷重をかけた場合には断落し位置で、というように載荷方向によって降伏を越す大きなひずみが生じる位置が異なる点である。3 ϕ 載荷以降は段落し部及び基部の両面で 6,000 μ を越える大きなひずみが生じた。

段落し部にも斜めひびわれが進展したが、最終的には基部で曲げ破壊した供試体 R-2 では、2 ϕ 載荷における基部のひずみは約 2,000 μ であるのに対して、段落し部では降伏を大きく越えた 6,000 μ 以上と非常に大きなひずみが生じている。それにもかかわらず、結果的には段落し部の損傷はほとんど目立たず、基部で曲げ破壊した点が興味深い。3 ϕ 載荷以降は段落し部及び基部の両面で 6,000 μ を越える大きなひずみとなった。

基部で曲げ破壊し、段落し部には全く損傷が認められなかった供試体 R-3 でも、2 ϕ 載荷において基部の主鉄筋のひずみが約 3,000 μ の段階で、段落し部では 4,000 μ を越えるひずみが生じた。それにもかかわらず供試体 R-2 と同様に、段落し部においてはほとんど損傷は見られない。3 ϕ 載荷以降は段落し部及び基部の両面で 6,000 μ を越える大きなひずみとなった。このように、供試体 R-2 及び R-3 においては 2 ϕ 載荷以後になると、基部と同時に段落し部においても基部以上に主鉄筋は大きく降伏したが、最終的には基部で曲げ破壊し、段落し部にはほとんど損傷が生じていない点が興味深い。

次に、段落した主鉄筋のひずみを見てみよう。段落した主鉄筋のひずみは、段落し位置よりも 12.5 cm 下がった位置から 12.5 cm おきに測定している。これによれば、段落し位置から 25 cm 下がった位置では連続している主鉄筋とほぼ同じひずみとなっている。したがって、段落し位置から少なくとも 25 cm 下がった位置では、段落しされている主鉄筋は連続している主鉄筋と同様に有効に働いているということができる。なお、道路橋示方書 IV 下部構造編に示される鉄筋の重ね継手長 l_n を求めると、約 22.5 ϕ (=29.3 cm) となる。

図-3.20 は、1 ϕ 載荷時に連続している主鉄筋に生じるひずみを実測値と計算値で比較したものである。計算値の算出方法は前述のせん断支間比が 5.4 の場合と同様である。これによれば、計算値は実測値とよく一致しているといえよう。表-3.4 は、図-3.20 に示した 1 ϕ 載荷時の基部及び段落し部における主鉄筋の軸ひずみを計

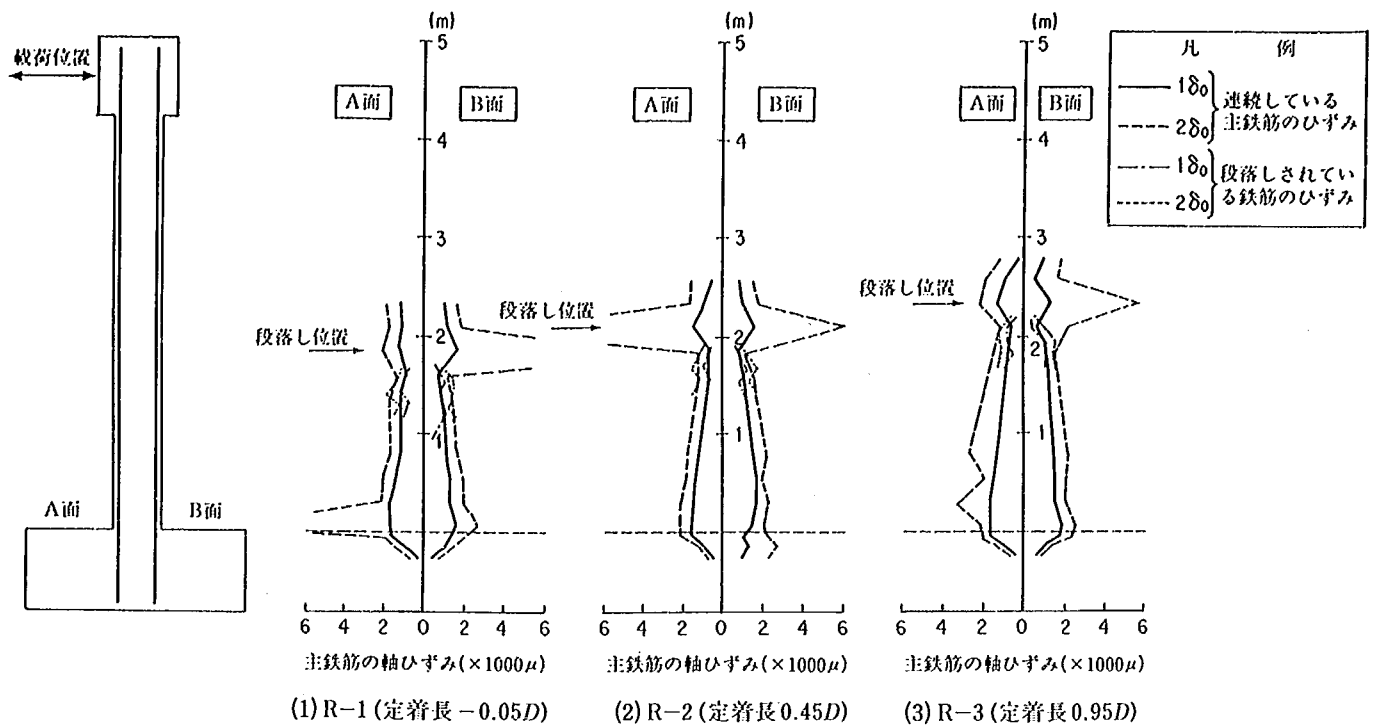


図-3.18 せん断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の主鉄筋の軸ひずみ分布

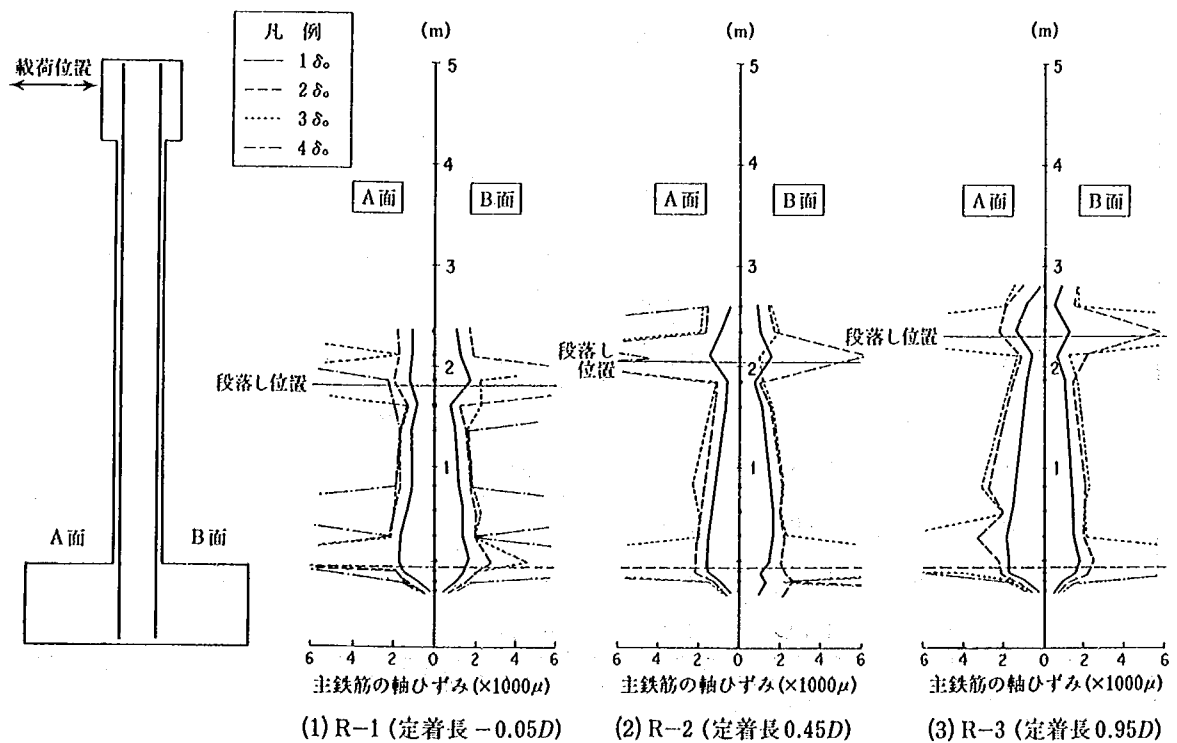
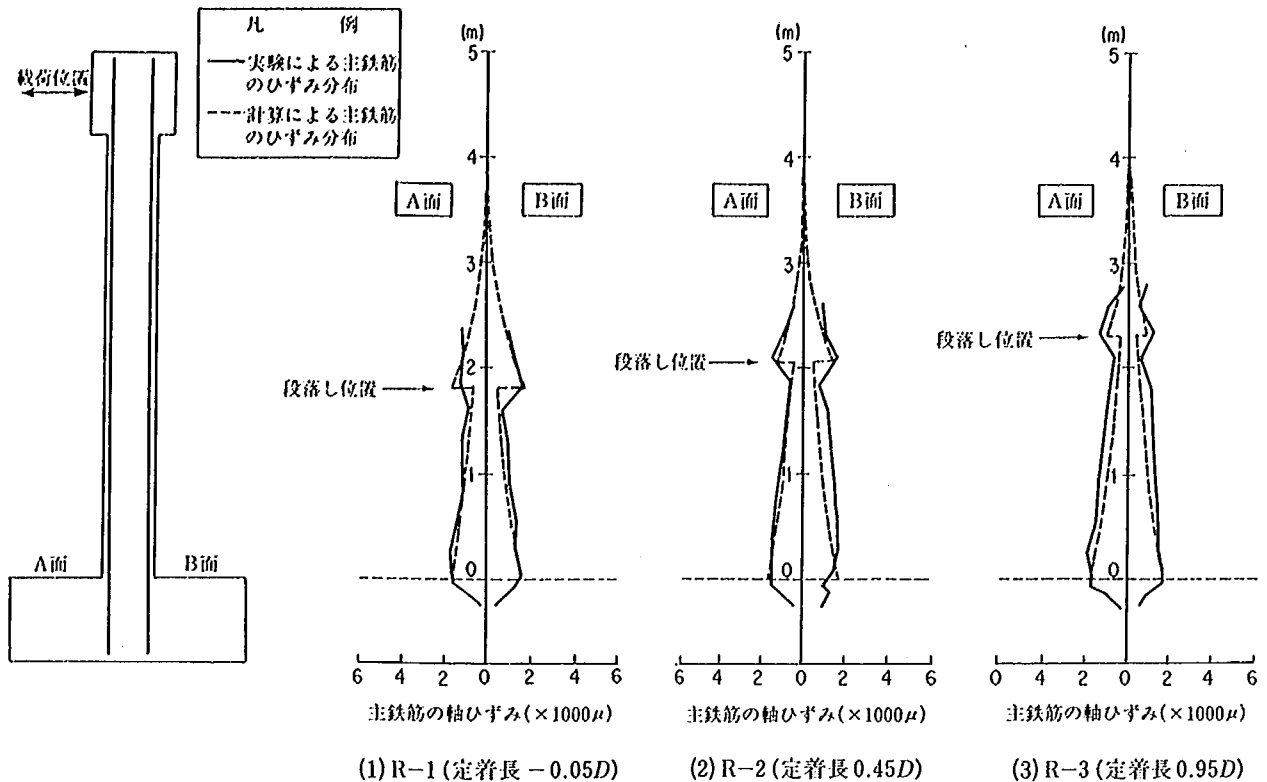


図-3.19 せん断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の主鉄筋の軸ひずみ分布



図一3.20 せん断支間比9.9を有する供試体R-1～R-3の $1/10$ 載荷時の主鉄筋の軸ひずみの実験値と計算値の比較

表一3.4 供試体R-1～R-3の $1/10$ 載荷時の基部及び段落し部における主鉄筋の軸ひずみ

供試体	実 験 値 (μ)				計 算 値 (μ)		
	面	①基 部	②段落し	②/①	①基 部	②段落し	②/①
R-1	A 面	1,595	1,701	1.066	1,650	1,679	1.018
	B 面	1,697	1,277	0.752			
	平 均 値	1,646	1,489	0.905			
R-2	A 面	1,560	1,607	1.030	1,679	1,309	0.780
	B 面	1,631	1,597	0.979			
	平 均 値	1,596	1,602	1.004			
R-3	A 面	1,803	1,382	0.767	1,679	955	0.569
	B 面	1,783	1,403	0.787			
	平 均 値	1,793	1,393	0.777			

注) A面は動的加振機を設置している面, B面はこれとは反対側の面を示す。

算値と実測値で比較したものである。供試体 R-1 では、段落し部の主鉄筋に生じるひずみが実験値では A 面で $1,701\mu$ 、B 面で $1,277\mu$ と異なる。この原因についてはよくはわからないが、仮に A 面の $1,701\mu$ を採用すれば、基部と段落し部のひずみの比は 1.07 となり、計算値の 1.02 と近い結果となる。同様に、基部に対する段落し位置の主鉄筋のひずみの比に着目すると、供試体 R-2 では実験値が 1.0 であるのに対し計算値が 0.78、また供試体 R-3 では、実験値が 0.78 であるのに対し計算値は 0.57 となる。いずれも計算値よりも実験値の方が 20~35% 程度大きい。この理由はせん断支間比が 5.4 の場合と同様に、定着位置まで鉄筋とコンクリートの付着が完全に有効とした計算上の仮定によるものと考えられる。

(3) 帯鉄筋のひずみ分布

図-3.21 は、2 ϕ 載荷までに帯鉄筋に生じたひずみ分布を示したものである。ここで、帯鉄筋のひずみは載荷方向と平行な面における値を示している。1 ϕ 載荷ではいずれの供試体についても、基部及び段落し部で帯鉄筋のひずみが 100μ 程度と少し大きくなっている。その他の箇所では帯鉄筋ひずみは数 10μ 程度と小さい。2 ϕ 載荷になると、段落し部においてひずみが大きくなり、供

試体 R-1 では $1,300\mu$ 、供試体 R-2 では $1,010\mu$ 、供試体 R-3 では 420μ となる。したがって、主鉄筋の段落し位置の高い供試体ほど帯鉄筋のひずみは小さい。この傾向は、段落し部における損傷状況と対応している。

図-3.22 は、基部及び段落し部に位置する帯鉄筋のひずみと載荷変位振幅の関係を示したものである。ここで、段落し部の帯鉄筋とは、段落し位置の直下に位置する帯鉄筋のことであり、載荷方向と平行な 2 つの面で測定したひずみの平均値を示している。段落し部の帯鉄筋においては、前述のように 1 ϕ 載荷ではいずれの供試体についてもひずみは $100\sim 200\mu$ 程度であるが、2 ϕ 載荷以後は段落し位置による違いが現われてくる。すなわち 2 ϕ 載荷では、供試体 R-1 では $1,300\mu$ 、供試体 R-2 では $1,010\mu$ 、供試体 R-3 では 420μ となり、段落し位置が高いほど帯鉄筋に生じるひずみは小さくなる。3 ϕ 載荷では、供試体 R-1 及び R-2 の帯鉄筋に生じるひずみはほぼ等しく、供試体 R-3 では 3 体の中で最も帯鉄筋に生じるひずみが小さい。4 ϕ 載荷になるといずれの供試体でも 3 ϕ 載荷時よりも帯鉄筋に生じるひずみは小さくなる。これは、基部でかぶりコンクリートが剥離して損傷が進展した結果、水平荷重が低下したためである。

基部における帯鉄筋に生じるひずみは、2 ϕ 載荷まで

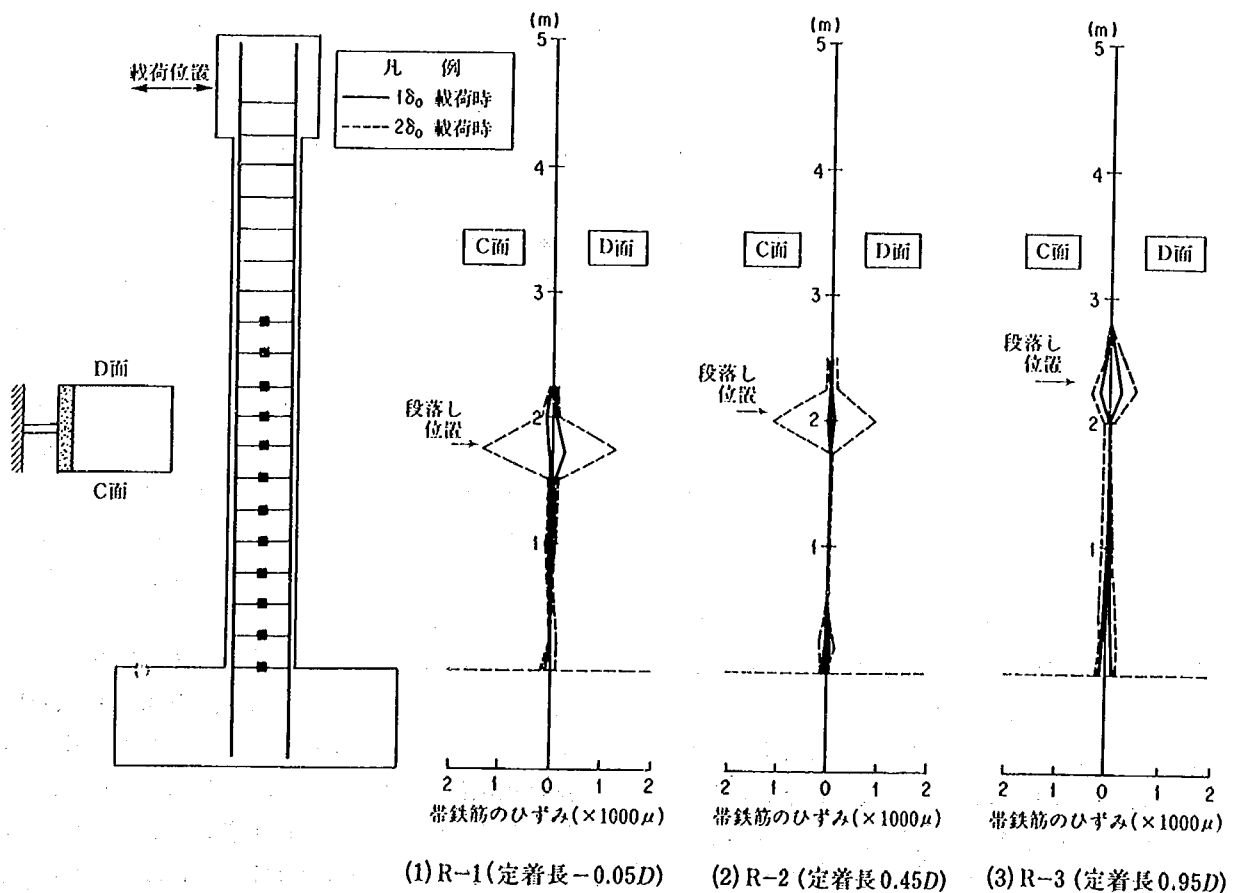


図-3.21 せん断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の帯鉄筋のひずみ

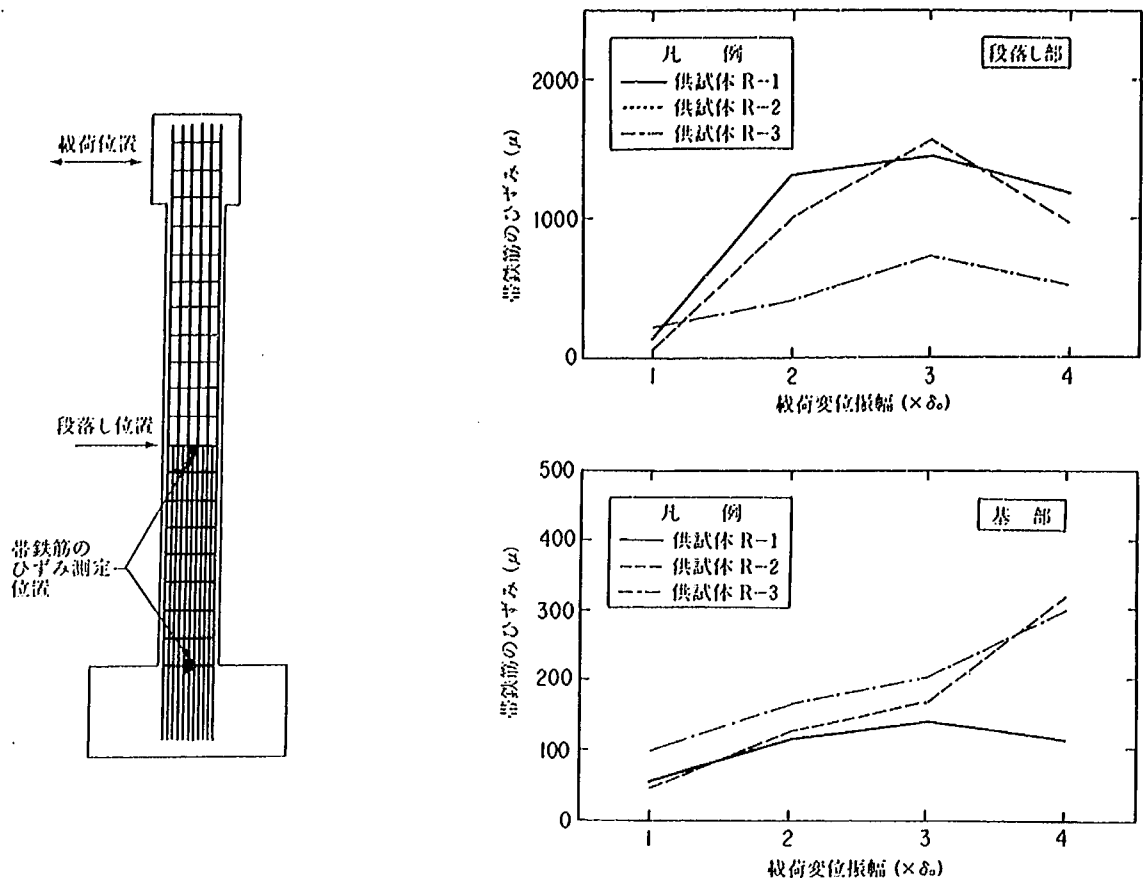


図-3.22 セン断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の基部及び段落し部における帯鉄筋のひずみ

はいずれの供試体においても 200μ 以下であり、上述した段落し部の帯鉄筋に生じるひずみに比較するとかなり小さい。載荷が進むにつれて、段落し位置の違いによる差が現われてくる。すなわち、基部で曲げ破壊した供試体 R-2 及び R-3 では、段落し部で破壊した供試体 R-1 よりも大きなひずみが生じ、破壊性状と対応している。ただし、 $4 \delta_0$ 載荷までは最大でも 600μ 以下と段落し部に比較するとひずみは小さい。

(4) 耐力及び変形性能

図-3.23 は、供試体 R-1 ~ R-3 の荷重～変位の履歴曲線の包絡線を示したものである。これによれば、最終的に基部で破壊した供試体 R-2 及び R-3 では、包絡線はほぼ同じである。なお前述したように、基部におけるコンクリートの剝離及び鉄筋の破断は、供試体 R-2 よりも定着長がより長い供試体 R-3 の方が早い載荷段階で生じた。ただし、この影響は包絡線には明確には現われない。一方、最終的に段落し部で破壊した供試体 R-1 では、最大耐力は上述の 2 体の供試体よりも小さい。ただし $4 \delta_0$ の正側に載荷した時だけは、供試体 R-2 及び R-3 に比較して耐力は少し大きくなっている。供試体

R-1 に対しては、 $5 \delta_0$ 載荷では正側の 1 サイクルしか載荷できなかったが、この段階で段落し部における損傷が顕著になり、急激に耐力が低下した。

図-3.24 及び図-3.25 は、累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数を比較したものである。累積吸収エネルギーについては、 $3 \delta_0$ 載荷に至るまでは 3 体の供試体間にはほとんど差はない。ただし、細かく見ると段落し部で破壊した供試体 R-1 の累積吸収エネルギーが 3 体の中で最も小さい。また供試体 R-2 と R-3 を比較すると、基部と同時に段落し部にも損傷を受けた供試体 R-2 の方がわずかに累積吸収エネルギーは大きい。履歴減衰定数については、累積吸収エネルギーと同様に $3 \delta_0$ 載荷までは 3 体ではほぼ同じである。

表-3.5 は、供試体 R-1 ~ R-3 の耐力と変形性能を比較したものである。ここで、供試体 R-1 では最初に段落し部で主鉄筋の降伏が生じたが、ここに示した降伏変位は供試体 P-14 ~ P-16 と同様に基部の主鉄筋が降伏した時の値であることに注意していただきたい。これによれば、降伏荷重は 3 体ともほぼ同じであるが、最大耐力は段落し位置の高い供試体の方が大きくなっている。

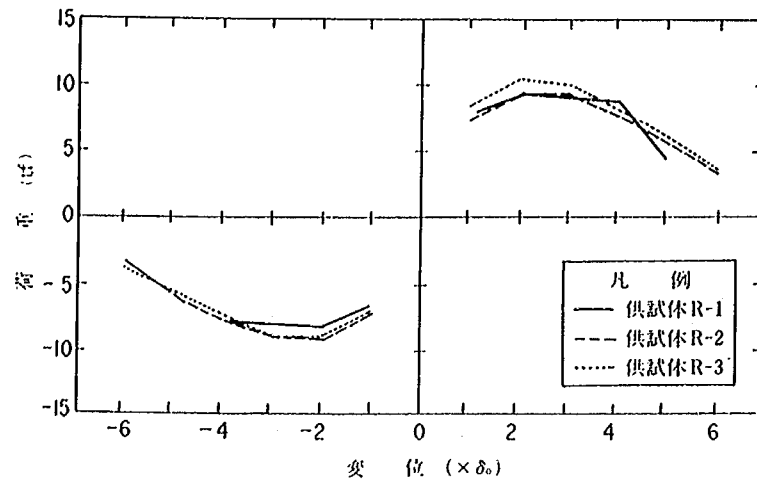


図-3.23 セン断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の荷重～変位の履歴曲線の包絡線

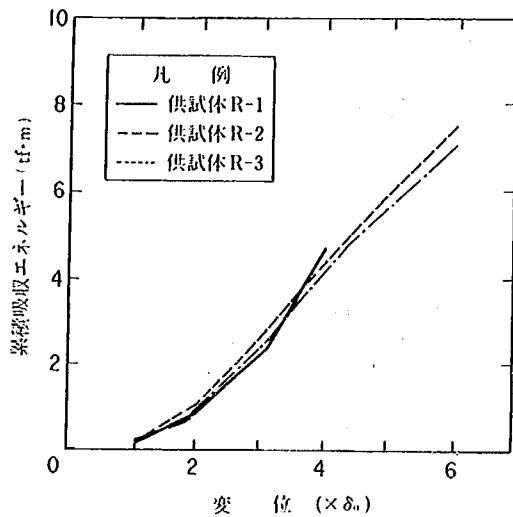


図-3.24 セン断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の累積吸収エネルギー

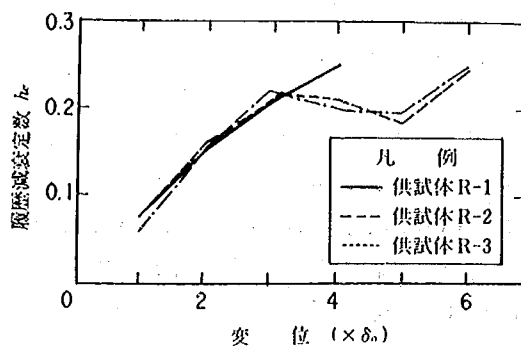


図-3.25 セン断支間比 9.9 を有する供試体 R-1 ~ R-3 の履歴減衰定数

表-3.5 供試体 R-1 ~ R-3 の耐震性能

供 試 体	R-1	R-2	R-3
降伏荷重 P_y (tf)	7.6	7.8	7.8
最大耐力 P_u (tf)	9.2	9.5	10.0
P_u/P_y	1.21	1.22	1.28
降伏変位 δ_y (cm)	4.63	4.54	4.42
終局変位 δ_u (cm)	17.81	16.60	17.35
じん性率 δ_u/δ_y	3.84	3.67	3.95

る。ただしじん性率で比較すると、3体の違いは基部で破壊した供試体 R-3 が最も大きいものの、必ずしも大きな違いがあるわけではない。これは、終局変位の定義が载荷に伴って最大耐力から再び降伏耐力まで耐力が低下した時と定義したためである。すなわち、この段階までは段落し部の損傷は供試体 R-1 のじん性率に大きな影響を与えない。大きな差が生じるのはこれ以後の段階である。

3.3 軸力及び主鉄筋比の影響

3.3.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型

実験に用いたのは図-3.26 に示す 4 体の供試体 (R-8, R-12, R-13 及び R-14) である。これらは、図-3.27 に示すように実橋脚を長さのスケールで約 1/6 に

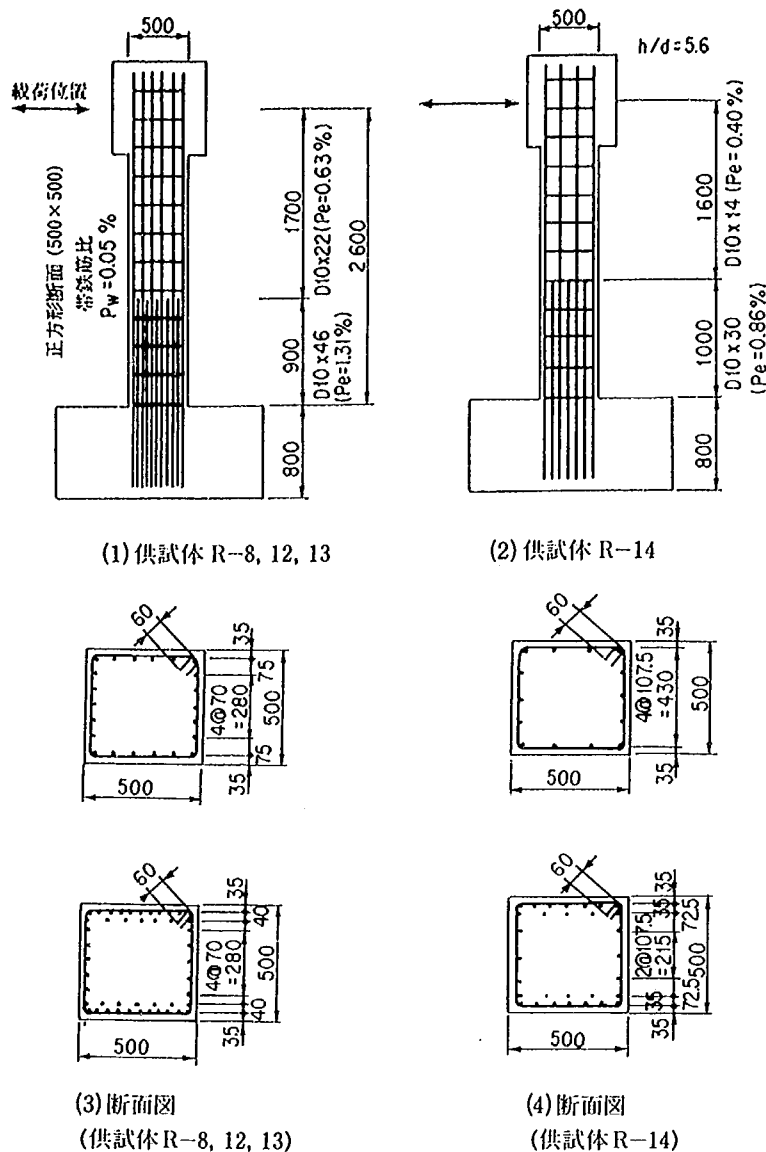


図-3.26 セン断支間比 5.6 を有する実験供試体

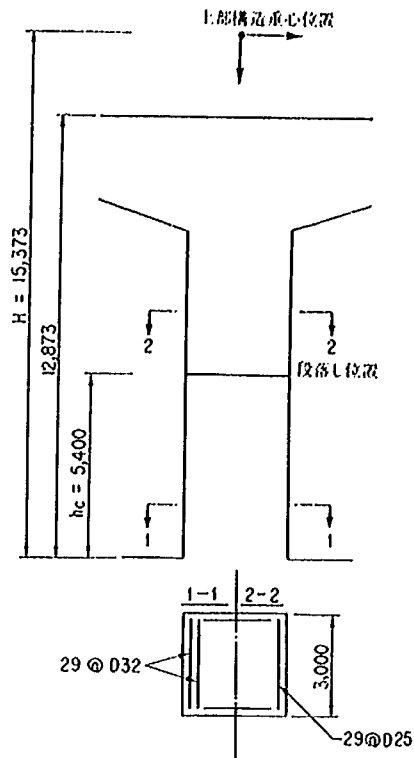
したもので、いずれも 50 cm×50 cm の正方形断面を有し、有効高さ（橋脚基部から荷重載荷中心までの高さ）が 2.6 m、せん断支間比が 5.6 の供試体である。表-3.6 は、これらの供試体の特性を示したものである。

供試体 R-8、R-12 及び R-13 は、同一の寸法諸元、配筋を有する供試体である。主鉄筋としては、載荷方向に直角な面に D 10 (SD 295) 18 本を 1.5 段に、載荷方向に平行な面には 9 本を 1 段に、合計 46 本が配筋されている。主鉄筋比は 1.31% である。主鉄筋の段落し位置は、橋脚基部から 0.9 m の高さであり、ここで、主鉄筋量が基部の 48% に段落しされている。なお、供試体 R-8 は、動的載荷に用いる載荷基準変位を求める静的な載荷の段階で段落し部においてせん断破壊したため、動的載荷は

行っていない。供試体 R-12 は、この実験を補うために同一条件で再度実施したものである。

軸力としては、供試体 R-8 及び R-12 には、上部構造重量に相当する 28.8 tf の荷重を加えた。これによるコンクリート断面の軸応力度は 11.5 kgf/cm² である。供試体 R-13 は、段落し部の強度に及ぼす軸力の影響を検討するための供試体であり、供試体 R-12 に作用させた軸力の 2 倍の軸力（コンクリートの軸応力度で 23 kgf/cm²）を加えた。

供試体 R-14 は主鉄筋比の影響を検討するための供試体であり、主鉄筋量を上記 3 体の約 2/3 とし、載荷方向に直角な面には 10 本、載荷方向に平行な面には 7 本、それぞれ D 10 (SD 295) を配筋した。主鉄筋比は 0.86%



		実 橋	模 型
せん断支間比		5.30	5.59
引張鉄筋比	1-1 断面	0.0054	0.0057
	2-2 断面	0.0018	0.0018
段落し高さ比 h_c/H		0.351	0.346
帯鉄筋比		0.00045	0.00045
圧縮応力度 (kgf/cm^2)		11.5	11.5

図-3.27 実橋脚との相似律

表-3.6 軸力及び主鉄筋比の影響の検討に用いた実験供試体の諸元

供 試 体 番 号		P-8	P-12	P-13	P-14
断 面 寸 法 (cm)		50×50			
かぶりコンクリート厚 (cm)		3.5			
載 荷 高 さ (cm)		260			
せん断支間比		5.6			
主鉄筋	材料及び径 (mm)	SD 295, D 10			
	段落し高さ (cm)	90			100
	主鉄筋比 (%) (段落し後 (%))	1.31 (0.63)			0.86 (0.40)
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	3,640	4,173		
帯鉄筋	材料及び径 (mm)	SR 235, φ 6			
	帯鉄筋比 (%)	0.05			
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	2,501	4,423		
コンクリート	セメント材料	早強ポルトランドセメント			
	最大骨材寸法 (mm)	10			
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	291	429	446	381
載荷条件	載荷速度 (cm/sec)	5			
	載荷繰返し回数	10			
	載荷基準変位 (cm)	—	1.5		
軸方向力	軸方向力 (tf)	28.8		57.6	28.8
	軸応力度 (kgf/cm ²)	11.5		23.0	11.5

である。段落し位置は基部から 100 cm の高さとし、ここで主鉄筋量が基部の 47% に段落しされている。供試体 R-14 には、上部構造重量に相当する荷重として、供試体 R-8 及び R-12 と同じ 11.5 kgf/cm^2 のコンクリート軸応力度に相当する静的軸力を加えた。

帯鉄筋としては、いずれの供試体も SR 235 $\phi 6 \text{ mm}$ を 25 cm 間隔で配置した。帯鉄筋比は 0.05% である。セメントとしては、早強ポルトランドセメントを用い、最大寸法 10 mm の骨材を用いた。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は、表-3.6 に示すように供試体 R-8 では 291 kg/cm^2 である。供試体 R-12, 13 及び 14 では、これよりも約 40% 大きく、 $380 \text{ kgf/cm}^2 \sim 430 \text{ kgf/cm}^2$ である。

上記 4 体の供試体で段落した主鉄筋の定着長は、実際のコンクリートの圧縮強度及び鉄筋の降伏点応力度を用いて計算すると、供試体 R-8 及び R-12 では -22 cm ($-0.44 D$, D : 断面幅) となる。すなわち、段落し位置は計算上鉄筋が不要となる位置よりもさらに 22 cm 低い位置で段落しされている。軸力を 2 倍にした供試体 R-15 では、 -3 cm ($-0.06 D$) となり、計算上主鉄筋が不要となる位置とほぼ等しい高さで、また、主鉄筋比を $2/3$ にした供試体 R-16 では 0 cm となり、計算上主鉄筋が不要となる断面位置で段落しされている。

3.3.2 載荷実験方法

載荷方法は、前述の 3.2.2 と同様に供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に軸力載荷装置により静的軸力を作用させた状態で、動的加振機により正負交番の水平力を加えた。

基準変位 δ_0 は、供試体 R-12, R-13 では 1.5 cm, 供試体 R-14 では 1.3 cm である。ここで、供試体 R-14 の基準変位が他の供試体よりも小さいのは、主鉄筋量が他の供試体の $2/3$ と少ないためである。このため、供試体 R-14 の載荷基準変位は別途求めた。

載荷速度は 5 cm/sec とした。これは、速度の低い範囲では、RC 橋脚の耐震性に及ぼす載荷速度の影響はそれほど大きくない⁶⁾ことから、実験しやすい速度を選んだものである。

3.3.3 損傷の進展状況

図-3.28～図-3.31 は、供試体 R-8, R-12, R-13 及び R-14 の損傷の進展状況を示したものである。なお、供試体 R-8 ではせん断破壊したため 4 面全ての損傷状況を示しているが、供試体 R-8 を除くほかの 3 体の供試体は、荷重の載荷方向に平行な面の損傷状況を示

している。

まず供試体 R-8 では、前述のように降伏変位 δ_y を求めるための荷重制御による載荷途中で、図-3.28 に示すように破壊した。破壊は、正側に $+10 \text{ tf}$ の荷重を載荷し、その後荷重を反転させて -10 tf に達した段階で段落し部において急激に生じたものである。せん断破壊は載荷方向と直角な B 面の段落し位置で生じ、ここから生じた斜めひびわれが、向い側の A 面の基部まで生じた。その後再度荷重の向きを反転させて、正側に $+10 \text{ tf}$ まで載荷したが、これに伴って B 面の段落し部で高さ約 20 cm にわたってかぶりコンクリートが剥落した。

段落し部で斜めひびわれが大きく生じ、破壊が進行する直前の -10 tf の荷重段階では、主鉄筋に生じていたひずみは図-3.32 に示すように基部において $1,650 \mu$ であり、ちょうど降伏に近いひずみに達した段階であった。また、この時に段落し部においては連続している主鉄筋には約 $2,000 \mu$ のひずみが生じ降伏をわずかに越えただけであった。このように、段落し部における主鉄筋のひずみは大きなものではなかったが、主鉄筋が降伏をわずかに越えたところで急激に破壊が進行し、もろい破壊性状を示すところに段落し部のせん断破壊の恐ろしさがある。

なおここには示さないが、 -10 tf の荷重を作用させた段階で段落し部の帯鉄筋に生じていたひずみは、数 10μ 以下と小さかった。ただし、斜めひびわれが大きく進展して破壊に至る段階では、帯鉄筋のひずみも急激に大きくなって、降伏を大幅に越えた。

しかし、供試体 R-8 と同じ条件で製作した供試体 R-12 では、このような荷重段階で激しい段落し部のせん断破壊は生じなかった。すなわち供試体 R-12 では、図-3.29 に示すように 1 δ_0 載荷では橋脚全面に水平の曲げひびわれが生じた。2 δ_0 載荷になると、段落し部の曲げひびわれが進展するとともに、載荷方向と平行な面では段落し部から基部に向けて斜めひびわれが 50 cm にわたって発生した。3 δ_0 載荷では、斜めひびわれが進展するとともに、載荷方向と直角な A 面では、段落し部のかぶりコンクリートが高さ約 25 cm にわたって剥離した。4 δ_0 載荷では、A 面の段落し部のかぶりコンクリートの剥離が進展するとともに、B 面でも段落し部のかぶりコンクリートが高さ約 30 cm にわたって剥離した。5 δ_0 載荷では、さらにコンクリートの剥離が進展し、6 δ_0 載荷では段落し部において主鉄筋が 6 本破断した。7 δ_0 載荷では、さらに段落し部の鉄筋が 6 本 (累計で 12 本) 破断し、最終状態となった。なお、4 δ_0 載荷から 7 δ_0 載荷に至るまで基部周辺の曲げひびわれはほとんど進展してい

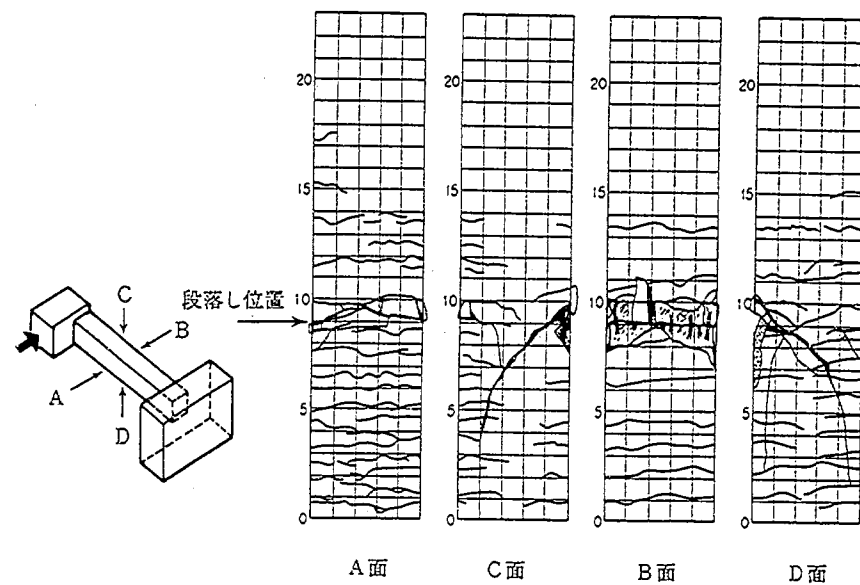


図-3.28 供試体R-8の破壊性状

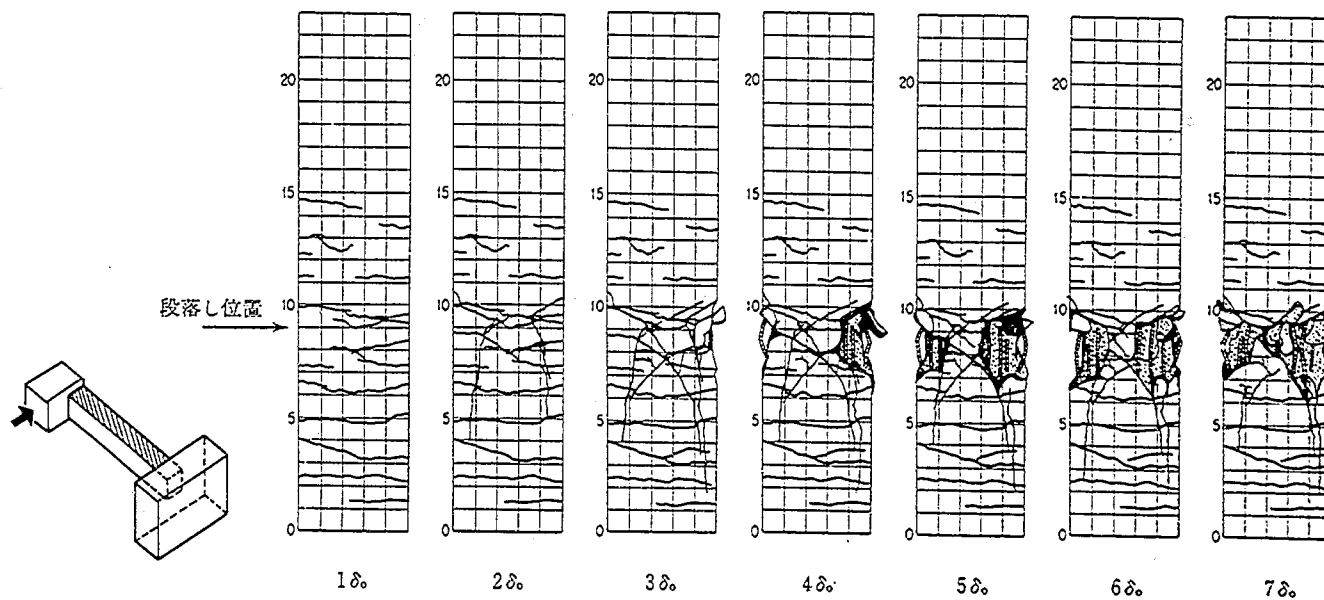


図-3.29 供試体R-12の損傷の進展状況

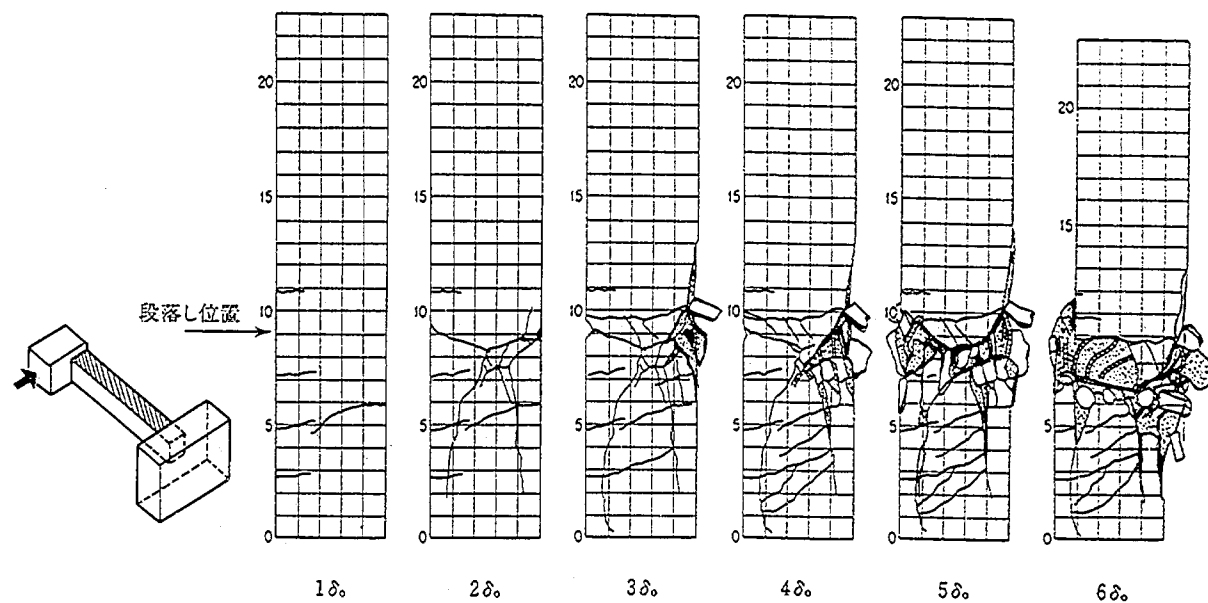


図-3.30 供試体R-13の損傷の進展状況

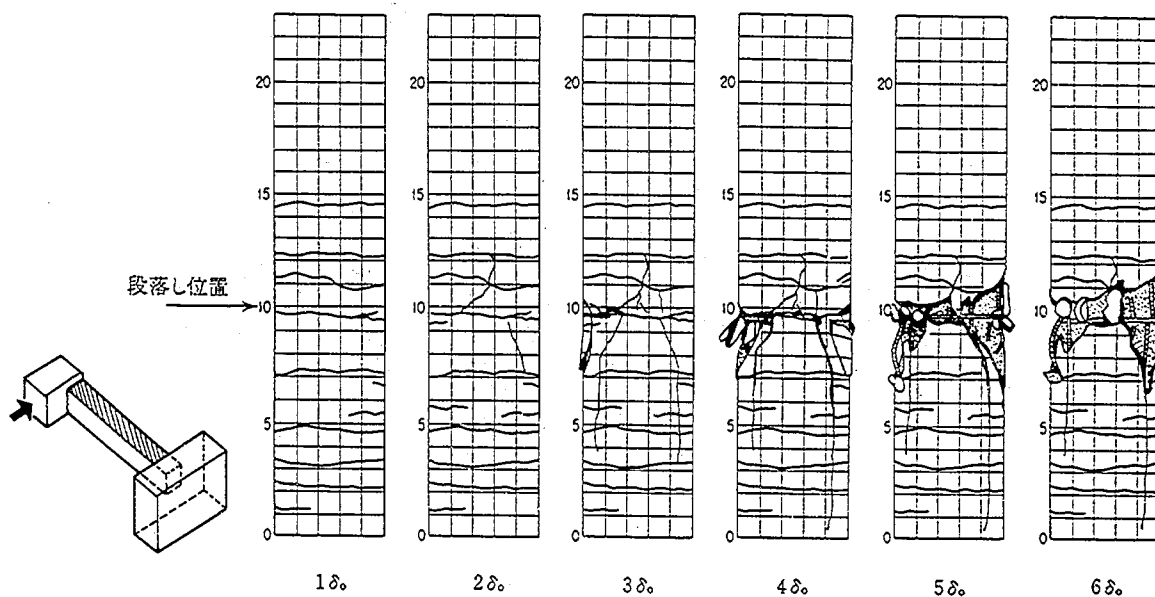


図-3.31 供試体R-14の損傷の進展状況

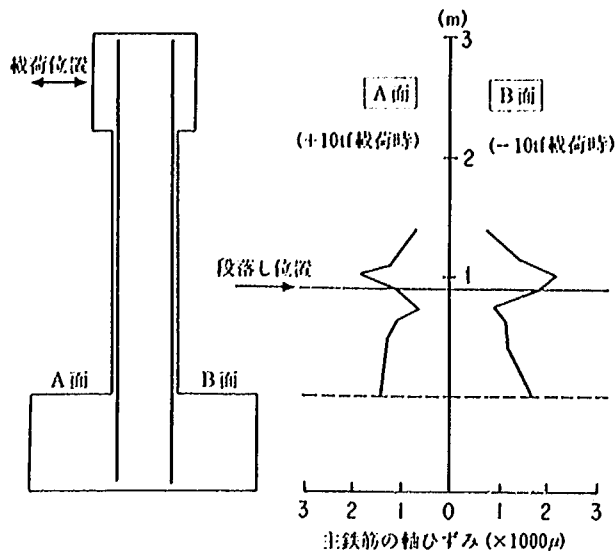


図-3.32 荷重制御による静的荷重実験で破壊した供試体 R-8 の ± 10 tf 荷重時の主鉄筋のひずみ

ない。このように、段落し部から基部に向かって対角線状に大きな斜めひびわれが生じたことは供試体 R-8 と同様であるが、供試体 R-8 のように荷重制御による 1Δ 荷重の段階で、致命的なせん断破壊は生じなかった。したがって荷重の初期の段階で、段落し部のせん断破壊が生じるか生じないかは、段落し部のわずかな強度の違いによって左右されると考えられる。このような点も、段落し部の強度を考える上では考慮に入れておかなければならない。

次に、2 倍の軸力を作用させた供試体 R-13 の損傷の進展状況を図-3.30 で見てみよう。 1Δ 荷重では、橋脚に水平の曲げひびわれが発生した。ただし軸力が大きいので、ひびわれは供試体 R-12 よりも少ない。 2Δ 荷重では段落し部から基部に向けて、高さ約 70 cm にわたって斜めひびわれが発生した。 3Δ 荷重では、斜めひびわれが進展するとともに荷重方向と直角な A 面の段落し部において、かぶりコンクリートが高さ約 30 cm にわたって剥離した。 4Δ 荷重では、さらに斜めひびわれが進展し、かぶりコンクリートの剥離の範囲が広がった。 5Δ 荷重では、荷重方向と直角な B 面の段落し部で、かぶりコンクリートが高さ約 30 cm にわたって剥離し、段落し部において主鉄筋が 3 本破断した。 6Δ 荷重になるとコンクリートの剥離が進展し、内部コンクリートが圧壊して軸方向に約 10 cm 縮むとともに、中心軸が約 10 cm A 面側にずれて最終状態となった。

軸応力度の違いによる影響を検討するため、供試体 R-13 の損傷状況を供試体 R-12 と比較してみると、かぶりコンクリートの剥離はともに 3Δ 荷重で生じてい

る。鉄筋の破断が生じ始めたのは、供試体 R-12 では 6Δ 荷重であるのに対し、供試体 R-13 では 5Δ 荷重と 1Δ 分だけ早くなっている。段落し部から基部に向けて大きな斜めひびわれが発生し始めた場所は、どちらもほぼ同じである。供試体 R-12 では、 7Δ 荷重になった段階で段落し部において鉄筋が合計 12 本破断して最終状態となったのに対し、供試体 R-13 では、これよりも 1Δ だけ早い 6Δ 荷重の段階で、段落し部において主鉄筋に囲まれるコアコンクリートが砕け、軸線が約 10 cm ずれるとともに鉄筋が大きく座屈した。このため供試体 R-13 では、橋脚が高さ方向に約 10 cm 程度縮むという非常に著しい損傷が生じた。このように軸力が大きい場合には、主鉄筋に囲まれるコンクリートの圧壊が生じる結果、著しい損傷を生じることに注意しなければならない。

次に、主鉄筋比を供試体 R-12 の $2/3$ とした供試体 R-14 の損傷の進展状況を図-3.31 で見てみよう。 1Δ 荷重では、橋脚全体に水平の曲げひびわれが発生した。 2Δ 荷重になると、曲げひびわれが進展するとともに、段落し部において高さ約 30 cm 程度の斜めひびわれが 2 本発生した。 3Δ 荷重では、斜めひびわれが段落し部から基部に向けて高さ約 90 cm にわたって進展するとともに、ここには示していないが荷重方向と直角な A 面においてかぶりコンクリートが剥離寸前となった。 4Δ 荷重では斜めひびわれが進展し、基部に到達するとともにひびわれ幅が大きくなり、荷重方向に直角な面ではかぶりコンクリートが高さ約 30 cm にわたって剥離した。 5Δ 荷重になると、段落し部においてかぶりコンクリートの剥離が進展し、剥離高さが約 30~40 cm に広がるとともに、段落し部で鉄筋が 3 本破断した。 6Δ 荷重では、かぶりコンクリートの剥離がさらに進展するとともに、段落し部の鉄筋がさらに 6 本（累計で 9 本）破断し最終状態となった。

以上のような供試体 R-14 の損傷状況を供試体 R-12 と比較してみると、かぶりコンクリートの剥離は、ほぼ同じ 4Δ 荷重において生じた。ただし、鉄筋の破断が生じ始めたのは、供試体 R-12 では 6Δ 荷重であるのに対し、供試体 R-14 では 5Δ 荷重と 1Δ 分早い。段落し部から基部に至る大きな斜めひびわれが発生した場所は、どちらもほぼ同じである。供試体 R-12 では、 7Δ 荷重になった段階で段落し部において鉄筋が合計 12 本破断して最終状態となったのに対し、供試体 R-14 ではこれよりも 1Δ だけ早い 6Δ 荷重の段階で合計 9 本の主鉄筋が破断して最終状態となった。このように、主鉄筋比の小さい場合には、段落し部の損傷の進展が早いことがわかる。

3.3.4 主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ分布

(1) 主鉄筋の軸ひずみ

図-3.33 は、載荷方向と直交する面において連続している主鉄筋に生じた軸ひずみの分布を、供試体R-12、13及び14について示したものである。ただし、コンクリートの剝離に伴うひずみゲージやリード線の破断等により、信頼できるひずみはせいぜい $3,000\mu$ 程度であるのは前述の通りである。

まず供試体R-12では、1 ϕ 載荷時には基部で降伏に近いひずみが生じているが、段落し部直上の主鉄筋には約 $2,400\mu$ のひずみが生じている。2 ϕ 載荷になると、基部の軸ひずみは1 ϕ 載荷時とほとんど変わらないのに対して、段落し部においては $6,000\mu$ をはるかに越える大きなひずみとなり、最終的には段落し部の破壊へと進展していく。3 ϕ 載荷以後も基部の主鉄筋のひずみは1 ϕ 載荷とほとんど変わらず、段落し部においてのみ主鉄筋のひずみが大きくなる。

これに対して、軸力を2倍にした供試体R-13について見てみると、1 ϕ 載荷では基部及び段落し部直上において主鉄筋のひずみが約 $1,800\mu$ となり、主鉄筋は両所ではほぼ同時に降伏に達している。段落し部における主鉄筋のひずみは供試体R-12よりもやや小さい。2 ϕ 載荷になると、基部においては主鉄筋のひずみが約 $2,000\mu$ とわずかに大きくなる程度であるのに対して、段落し部においては主鉄筋のひずみは $6,000\mu$ をはるかに越える。ただし、段落し部よりも上方における主鉄筋のひずみは供試体R-12よりも小さくなっている。3 ϕ 載荷になってもこの傾向は変わらず、基部の主鉄筋のひずみはほぼ同じで増加しないが、段落し部では主鉄筋のひずみはさらに増加して、最終的な段落し部の破壊に進展していく。

次に、主鉄筋比を $2/3$ にした供試体R-14について見てみよう。1 ϕ 載荷時には、B面の基部におけるひずみは約 $2,000\mu$ とほぼ降伏しているが、A面の基部ではひずみがほとんど生じていない。この原因はよくわからない。この時の段落し部におけるひずみは、A面で約 $1,500\mu$ 、B面で約 $1,000\mu$ であり、基部の方がひずみは大きい。2 ϕ 載荷になると基部のひずみは降伏ひずみを大きく越えるが、段落し部においては両面で約 $2,000\mu$ と降伏ひずみに達する。3 ϕ 載荷以降は段落し部におけるひずみも降伏ひずみを大きく越える。供試体R-12では、2 ϕ 載荷以降も基部のひずみはほとんど変化しないのに対し、供試体R-14では基部及び段落し部において降伏ひずみを大きく越える。

(2) 帯鉄筋のひずみ分布

図-3.34 は、供試体R-12、R-13及びR-14の帯鉄

筋のひずみを示したものである。ここでは、載荷方向に直角な面における基部から7段目までの帯鉄筋に生じたひずみを示している。

まず、供試体R-12について見てみよう。1 ϕ 載荷では、段落し位置直上の帯鉄筋には 400μ 程度のひずみが生じているが、基部の帯鉄筋では 50μ 程度でほとんど生じていない。2 ϕ 載荷では、基部から3段目までの帯鉄筋のひずみはほとんど変わらないが、段落し部周辺を中心に大きくなる。段落し位置直上と直下の帯鉄筋では、最大でC面では $1,600\mu$ 、D面では $1,800\mu$ となる。3 ϕ 載荷以降は、全体的にひずみが大きくなり、C面では段落し位置直下の帯鉄筋に、また、D面では段落し位置直上の帯鉄筋において降伏を大きく越えるひずみが生じ、最終的な段落し部における破壊、及び段落し部から基部に至って対角線状に生じた斜めひびわれの発生と対応している。

軸力を2倍にした供試体R-13では、1 ϕ 載荷時には、帯鉄筋のひずみは基部及び段落し部ともに数 10μ 程度とほとんど生じていない。2 ϕ 載荷になると、段落し部直下の帯鉄筋においてひずみが大きくなり、C面では約 $2,000\mu$ と降伏に達し、D面では $3,000\mu$ を大きく越える。3 ϕ 載荷以降は、段落し位置直下及び段落し部から基部の間で帯鉄筋のひずみが大きくなり、最終的に生じた段落し部の破壊及び段落し部から基部に至って生じた斜めひびわれの発生状況と対応している。供試体R-13の帯鉄筋のひずみ分布は、供試体R-12とほぼ同じ形状を示す。1 ϕ 載荷では軸力の大きい供試体R-13の方がひずみの値は小さいが、2 ϕ 載荷以降は損傷がより大きく生じた供試体R-15の方がひずみが大きくなる。

主鉄筋比を $2/3$ にした供試体R-14では、1 ϕ 載荷時には、帯鉄筋に生じたひずみは 100μ 程度で他の2体と同様にほとんどひずみは生じていない。2 ϕ 載荷では、段落し位置の帯鉄筋では、C面で 300μ 、D面で 500μ と大きくなるが、その他の帯鉄筋のひずみはほとんど変わらない。3 ϕ 載荷では、基部から3段目までの帯鉄筋のひずみはほとんど変わらないが、C面では段落し部直下の帯鉄筋で 800μ のひずみが生じ、またD面では段落し位置の帯鉄筋のひずみが $2,000\mu$ となっており降伏に達している。4 ϕ 載荷以後はC面では段落し部直上及び直下の帯鉄筋に降伏を大きく越えるひずみが、D面においては段落し部における帯鉄筋に降伏を越える大きなひずみが生じ、最終的に生じた段落し部の破壊性状に対応している。なお、同一の載荷ステップにおける帯鉄筋のひずみは、供試体R-12の方が大きく、降伏に達したのは2 ϕ 載荷であるのに対し、供試体R-14では3 ϕ 載荷と1 ϕ

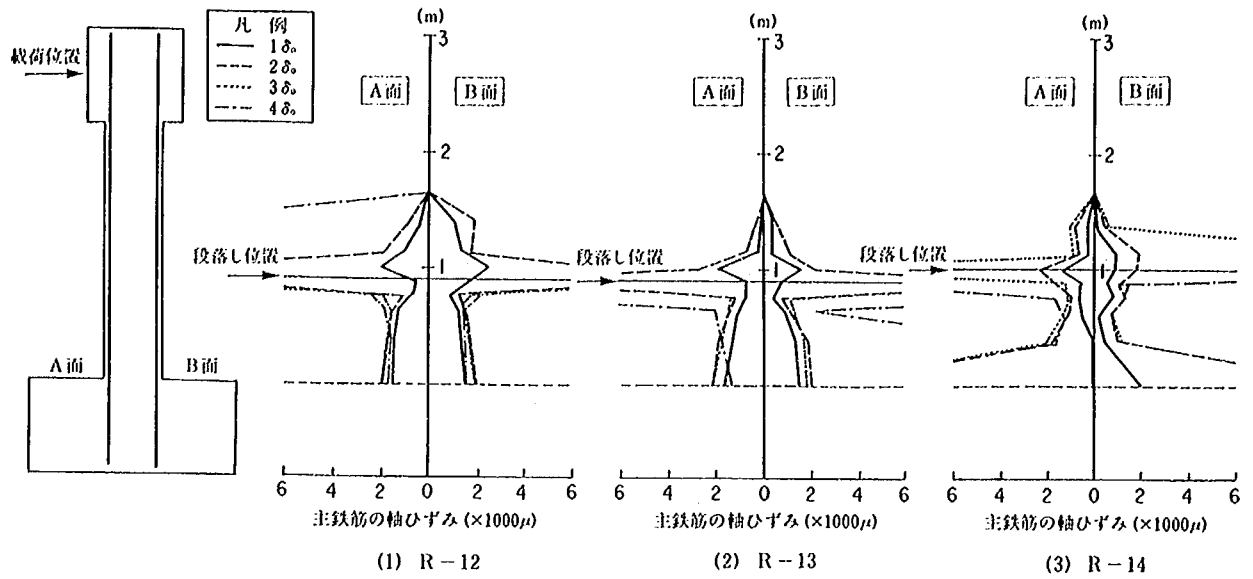


図-3.33 せん断支間比 5.6 を有する供試体 R-12, R-13, R-14 の主鉄筋の軸ひずみ分布

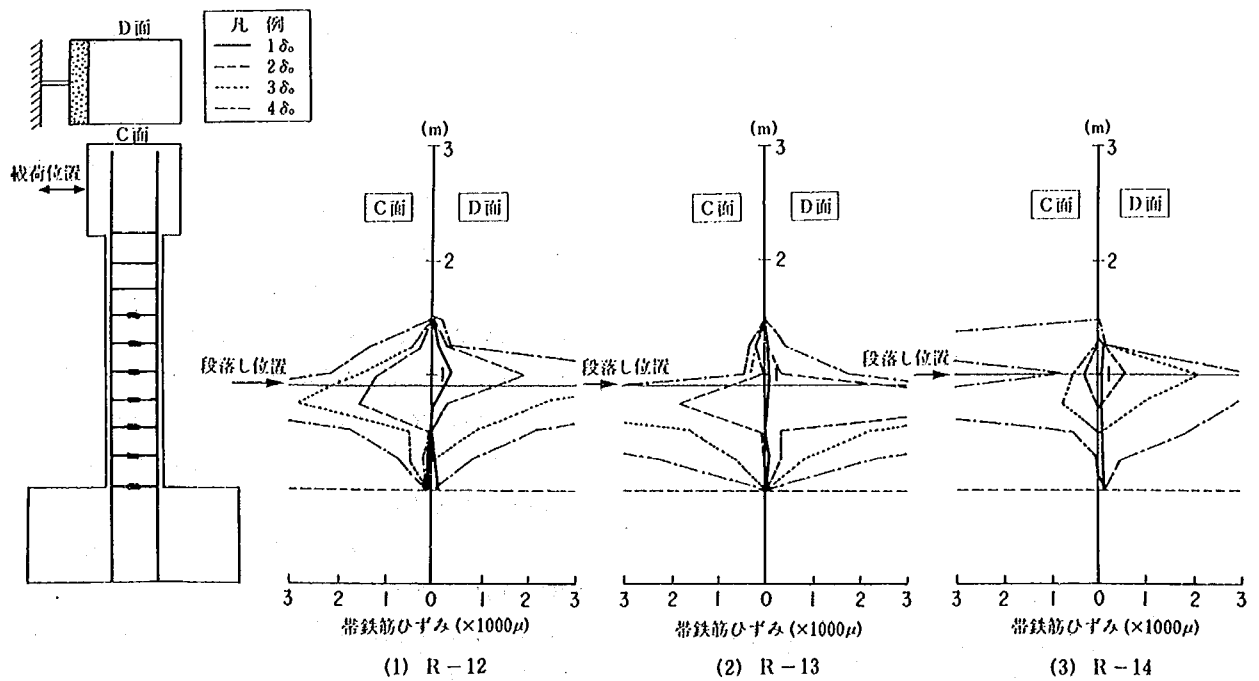


図-3.34 せん断支間比 5.6 を有する供試体 R-12, R-13, R-14 の帯鉄筋のひずみ分布

分遅くなっている。

3.3.5 耐力及び変形性能

図-3.35 は、荷重制御による静的荷重の段階で破壊した供試体 R-8 の、荷重～変位の履歴曲線を示したものである。静的荷重では、荷重を 2 tf 刻みで正側及び負側に交互に荷重した。前述のように、正側に +10 tf を荷重した後、負側に -10 tf 荷重した段階で変位が急激に進展して、段落し部から基部に向けてせん断破壊した。一般に、基部で曲げ破壊する鉄筋コンクリート橋脚の最大耐力は、降伏耐力の 1.2～1.3 倍程度あるが、供試体 R-8 では降伏荷重に達してすぐに段落し部から基部に至るせん断破壊が生じ、ねばりのない破壊性状を示している。

図-3.36 及び図-3.37 は、それぞれ、供試体 R-12 と R-13 の荷重変位の履歴曲線を示したものである。ここでは、各荷重段階ごとに第 1 回目のサイクルと第 10 回目のサイクルの履歴曲線を示している。

供試体 R-12 について見てみると、1 〆荷重では、ほぼ弾性的な挙動を示し、荷重のサイクルによらず履歴ループはほぼ等しい。2 〆荷重になると履歴曲線の勾配が 1 〆荷重時よりも小さくなり、また、同一荷重のサイクルとともに剛性の低下が生じる。3 〆荷重以降になると、さらに勾配が小さくなるとともに逆 S 形状の履歴曲線となってくる。段落し部のかぶりコンクリートが大きく剝離した 4 〆荷重においては第 10 回目のサイクルの勾配の低下が大きい。段落し部の鉄筋が破断し始めた 6 〆荷重以降では、剛性がほぼ 0 になっている。

供試体 R-13 について見てみると、軸力が大きいため

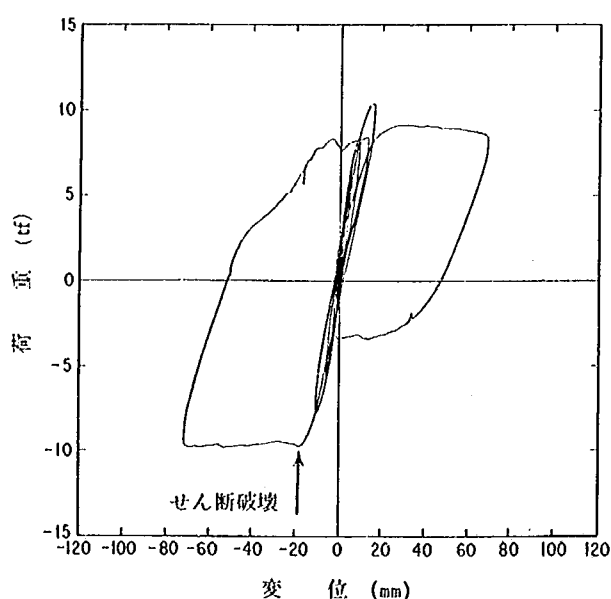


図-3.35 供試体 R-8 の荷重～変位の履歴曲線

最大荷重は供試体 R-12 よりも大きいですが、2 〆荷重までは供試体 R-12 とほぼ同様の特性を有している。3 〆荷重及び 4 〆荷重では、かぶりコンクリートが大きく剝離したため、第 10 回目の荷重になると第 1 回目の荷重よりも荷重が小さくなる。その後荷重の進展とともに徐々に履歴曲線の勾配が小さくなる。5 〆荷重においては、主鉄筋の破断が生じ、第 10 回目の荷重で勾配が大きく低下し、ほとんど 0 になる。6 〆荷重では、勾配が逆に反転し、荷重荷重に対して抵抗する方向と反対の方向の剛性を有していることになる。つまり、この段階では段落し部においてコンクリートが圧壊したために、復元力を全く有しておらず、加振機に引きずられるような特性を示している。

図-3.38～図-3.40 は、それぞれ、荷重～変位の履歴曲線の包絡線、累積吸収エネルギー、及び履歴減衰定数を示したものである。

まず、軸力の影響を見てみよう。荷重～変位の履歴曲線の包絡線によれば、軸力を 2 倍にした供試体 R-13 では供試体 R-12 より正側と負側の平均の降伏荷重で約 10%，終局荷重で約 20% 大きくなるが、4 〆荷重の段階で耐力が急激に低下し、もろい変形特性を示す。累積吸収エネルギーについては、わずかではあるが軸力の大きい供試体 R-13 の方が大きい。これは、同一の荷重段階では、供試体 R-13 の方が損傷度が大きいと吸収エネルギーが大きくなったものと考えられる。履歴減衰定数は、3 〆荷重までは、軸力の大きい供試体 R-13 の方が供試体 R-12 よりも 10%～20% 程度小さいが、5 〆荷重では 5% 程度大きくなる。これは、履歴減衰定数には剛性が影響するため、4 〆荷重までは軸力が大きい供試体 R-13 の方が水平方向の剛性が大きいために減衰定数が小さくなったものであり、よりもろい破壊性状となっていることに対応している。

次に、主鉄筋比の影響について見てみよう。荷重～変位の履歴曲線の包絡線によれば、主鉄筋比が 2/3 の供試体 R-14 は、供試体 R-12 に比較して降伏荷重で約 30%，終局荷重で約 15% 小さくなる。累積吸収エネルギーは供試体 R-12 に比較して約 30% 程度小さい。履歴減衰定数は、5 〆荷重までは供試体 R-12 よりも最大で約 15% 小さくなる。

表-3.7 は、上記 4 供試体の耐力と変形性能(正側と負側の平均)を示したものである。ここで、降伏荷重及び降伏変位は、基部の主鉄筋が降伏に至る時の荷重及び変位とし、終局変位は荷重が最大耐力に到達し、その後減少し降伏荷重と等しくなる時の変位である。ただし、段落し部で先に降伏する供試体に対しても同様に求めた

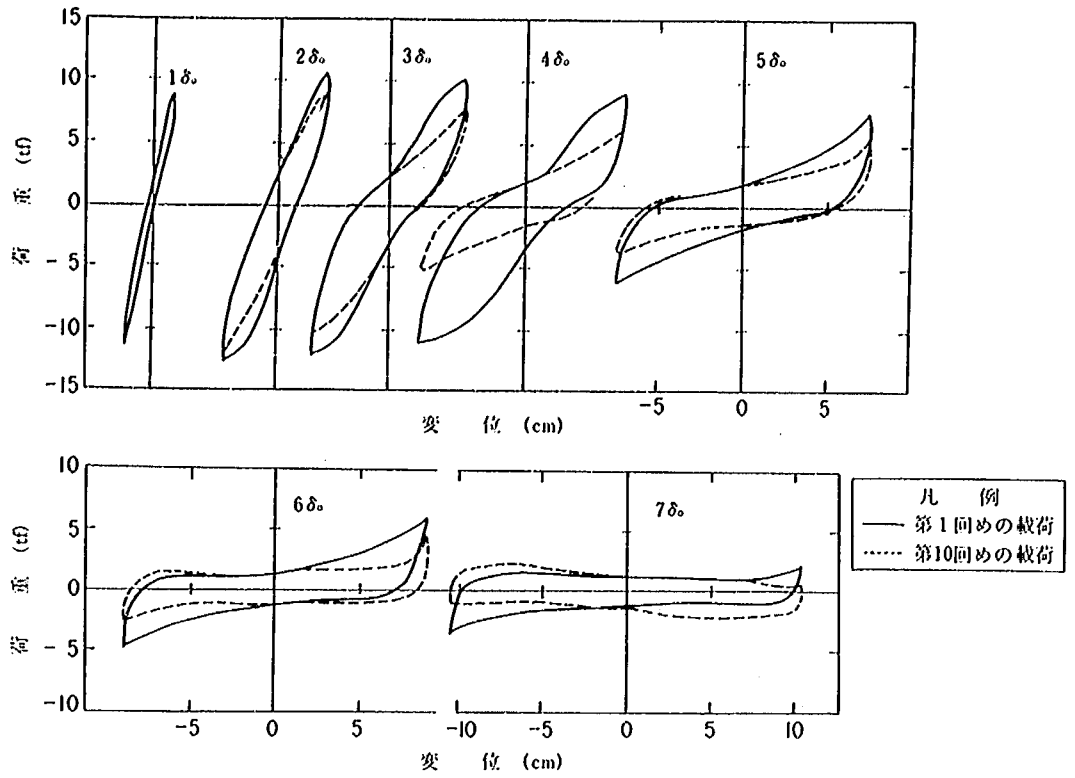


図-3.36 供試体R-12の荷重～変位の履歴曲線

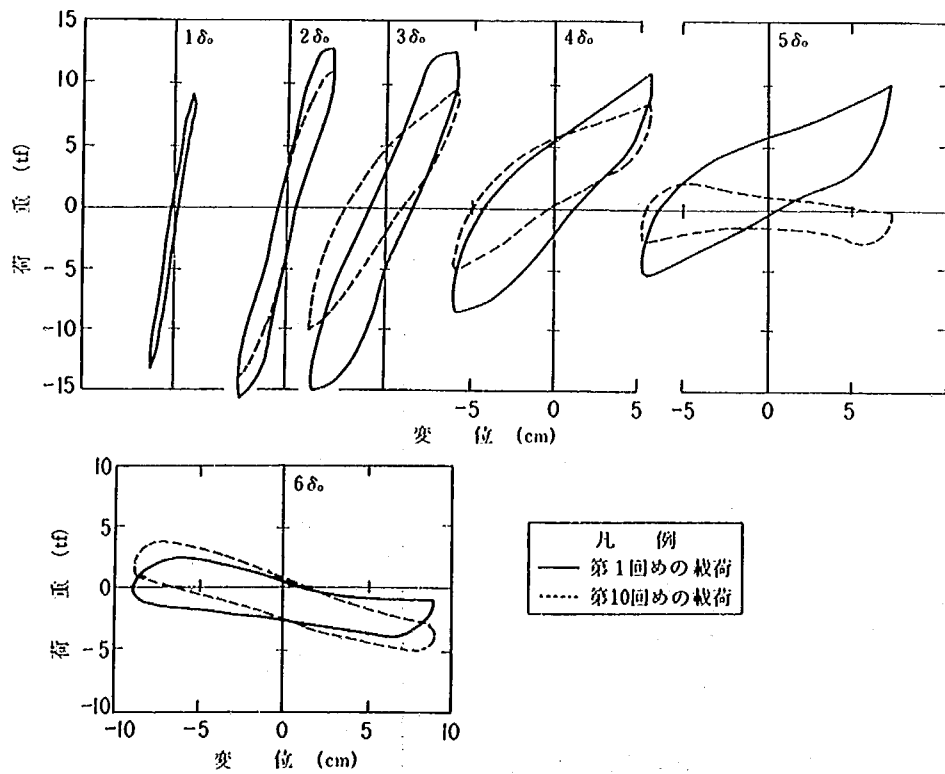


図-3.37 供試体R-13の荷重～変位の履歴曲線

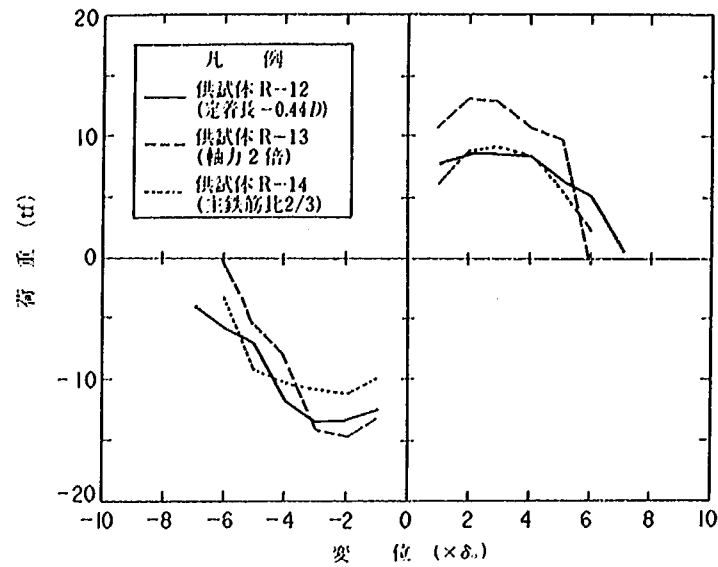


図-3.38 せん断支間比 5.6 を有する供試体 R-12, R-13, R-14 の荷重～変位の履歴曲線の包絡線

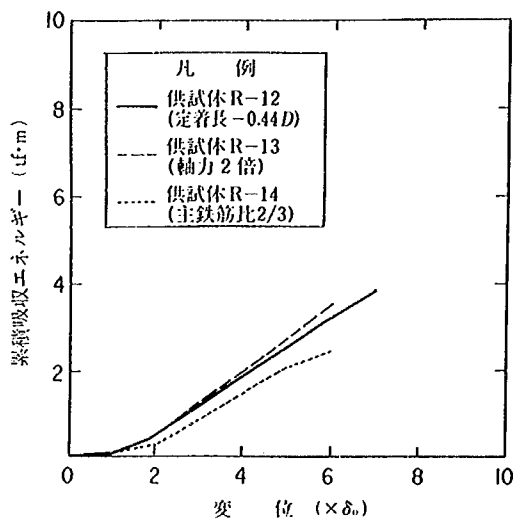


図-3.39 せん断支間比 5.6 を有する供試体 R-12, R-13, R-14 の累積吸収エネルギー

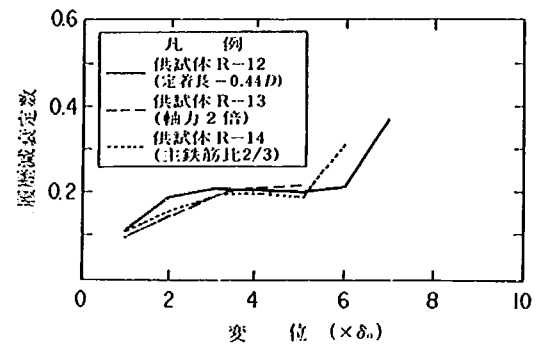


図-3.40 せん断支間比 5.6 を有する供試体 R-12, R-13, R-14 の履歴減衰定数

表-3.7 供試体 R-8, R-12, R-13 及び R-14 の耐震性能

供試体番号	R-8	R-12	R-13	R-14
降伏荷重 P_y (tf)	9.8	12.2	13.1	8.4
最大耐力 P_u (tf)	10.1	12.6	14.9	10.8
P_u/P_y	1.03	1.03	1.14	1.29
降伏変位 δ_y (cm)	—	24.0	18.1	13.3
終局変位 δ_u (cm)	—	30.2	44.7	59.3
じん性率 δ_u/δ_y	—	1.29	2.46	4.48

め、基部の主鉄筋が降伏に至った段階では、段落し部においても主鉄筋は降伏している場合もあったことに注意していただきたい。

供試体 R-12 について見てみると、降伏荷重と最大耐力がほぼ等しく、その比は 1.03 である。供試体 R-12 では段落し部から基部に向けてせん断破壊したため、降伏後の耐力の向上が小さい。

軸力を 2 倍にした供試体 R-13 は降伏荷重、最大荷重は、それぞれ、供試体 R-12 よりも 7% 及び 18% 大きくなる。降伏荷重と最大耐力の比は 1.14 であり、一般に基

部で曲げ破壊する橋脚の1.2~1.3よりも小さいが、供試体R-12よりも約10%大きい。じん性率は、2.98となり、供試体R-12よりも20%小さくなり、よりもろい破壊性状を示している。

主鉄筋比が2/3である供試体R-14では、降伏荷重及び終局荷重は供試体R-12よりも小さくなるが、これらの比は1.29となり、供試体R-12よりも約20%大きくなる。また、じん性率は4.48となり、供試体R-12よりも23%大きい。

3.4 まとめ

本章では、RC橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法の開発を目的として、主鉄筋段落し部の強度に及ぼす段落し鉄筋の定着長、軸力及び主鉄筋比の影響に着目した模型実験結果を示した。以上の結果をまとめると次のようになる。

1) せん断支間比5.4を有する供試体の場合、計算上段落してよい位置からさらに0.12Dだけ下がった位置で定着した供試体P-14は段落し部で破壊し、定着長が0.38Dの供試体P-15は段落し部にも損傷が見られたが最終的には基部で、定着長が0.88Dの供試体P-16は基部で最終的に曲げ破壊した。段落し部で破壊が生じる場合には、基部で破壊する場合よりも早い載荷段階でコンクリートの剝離及び鉄筋の破断が生じ、耐力及びじん性が小さい。また、累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数が小さくなりもろい破壊性状を示す。

2) せん断支間比9.9を有する供試体の場合、計算上段落してよい位置からさらに0.05Dだけ下がった位置で定着したR-1は段落し部で破壊し、定着長が0.45Dの供試体R-2は段落し部にも損傷が見られたが最終的に基部で、定着長が0.95Dの供試体R-3は基部で最終的に曲げ破壊した。せん断支間比が9.9と大きい橋脚においても段落し部において破壊が生じ、もろい破壊性状を示す。耐力及びじん性も基部で曲げ破壊する場合よりも小さい。ただし、基部で曲げ破壊する場合に比較して耐力及びじん性率が小さくなる程度はせん断支間比が5.4の場合よりも小さい。

3) せん断支間比が5.6の供試体で、段落し鉄筋の定着位置が計算上主鉄筋が不要となる断面よりも0.44Dだけ低い供試体R-12では、段落し部から基部に向けて対角線上の斜めひびわれが生じてもろく、ねばりのないせん断破壊が生じた。降伏荷重と終局荷重の比が1.03と小さく、また、じん性率も1.29と非常に小さい。

4) せん断支間比が5.6の供試体で軸力を2倍にする

と、かぶりコンクリートの剝離は3 ϕ 載荷で生じたが、鉄筋の破断はより早い載荷段階で生じる。最終状態では、主鉄筋に囲まれるコアコンクリートが砕け、鉄筋が大きく座屈するとともに、高さが約10cm程度縮むという著しい損傷を生じる。

5) せん断支間比が5.6の供試体で主鉄筋比を約2/3にした場合には、かぶりコンクリートの剝離は4 ϕ 載荷で生じたが、鉄筋の破断はより早い載荷段階で生じる。また、耐力及び累積吸収エネルギーが小さくなるが、じん性率は逆に大きくなる。

4. 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法とその適用性

4.1 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法

4.1.1 耐震性判定法の基本的な考え方

3章に示した実験結果を見てみると、RC橋脚の主鉄筋段落し部に著しい損傷を受けるかどうかの判定には、まず、橋脚基部と段落し部のいずれで先に損傷が生じるかを正しく判定することが重要と言える。これは、橋脚基部もしくは主鉄筋段落し部のどちらか先に損傷が生じた箇所そのまま損傷が進行し、最終的な崩壊につながる場合があるためである。

段落し部で損傷が先行する場合でも、地震時に全ての橋脚がここに著しい損傷を受けるわけではない。この理由としては2つが考えられる。1つは段落し部で損傷が先行しても最終的には基部で曲げ破壊する場合である。すなわち、3章に示した実験供試体P-15及びR-2に見られるように、載荷の初期の段階では段落し部に斜めひびわれが進展するが、載荷の進行とともに損傷が基部に移行する場合に相当する。

もう1つは、地震時に実際に作用する地震力によるが、想定される地震力に対してある程度以上の耐力を有していれば、当然ながら損傷の程度が小さく、落橋といった著しい損傷は生じないことになる。この損傷としては、まず、曲げによる損傷が重要であるが、段落し部における損傷は曲げによる損傷からぜい性的なせん断破壊に移行しやすいため、せん断力に対する照査も必要となる。これは、前章の実験結果を見てみると、段落し部において損傷を受けた供試体では、最初に水平の曲げひびわれが発生し、その後曲げひびわれからせん断破壊の特徴である斜めひびわれに進展して最終的な段落し部の破壊に至るためである。特にせん断支間比5.6の供試体では、

せん断破壊の特徴である段落し部から基部に向けた斜めひびわれが発生してもろい破壊性状を示している点からも明かである。

以上のように、鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性の判定では、図-4.1のフローに示すように以下の3点がポイントとなる。

- ① 破壊形態の判定（基部及び段落し部のいずれで損傷が先行するか）
- ② 段落し部で損傷が先行するものについては、段落し部の曲げ耐力は十分か？
- ③ 段落し部で損傷が先行するものについては、段落し部のせん断耐力は十分か？

4.1.2 主鉄筋段落し部の耐震性判定法

上記の考え方に基づき、RC橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性判定法を提案する。すなわち、図-4.2及び図-4.3に示すように、上部構造及び橋脚に作用する慣性力により橋脚基部に生じる曲げモーメントを M^B 、主鉄筋段落し位置に生じる曲げモーメントを M^T とする。一方、橋脚基部及び主鉄筋の段落し位置において、それぞれ、主鉄筋が降伏する時の曲げモーメント（以下それぞれ、降伏曲げモーメントと呼ぶ）を、 M_y^B 、 M_y^T 、終局に達する時の曲げモーメント（以下、終局曲げモーメントと呼ぶ）を、それぞれ、 M_u^B 、 M_u^T とする。降伏曲げモーメント M_y 及び終局曲げモーメント M_u は、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編の地震時保有水平耐力の照査に規定される降

伏水平耐力 P_y 及び終局水平耐力 P_u に上部構造の慣性力の作用位置から当該断面の高さまでの距離を乗じることによって求めることができる。

ここで上部構造及び橋脚に作用する慣性力は、設計水平震度で上部構造及び検討対象とする橋脚断面から上の橋脚躯体の重量を乗じることにより算出することができる。

このようにすると、橋脚基部及び主鉄筋段落し位置における作用曲げモーメント M と降伏曲げモーメント M_y あるいは終局曲げモーメント M_u との比、すなわち、降伏あるいは終局曲げモーメントに対する安全率は以下のように定義することができる。

$$F_y^T = \frac{M_y^T}{M^T}, F_y^B = \frac{M_y^B}{M^B} \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$F_u^T = \frac{M_u^T}{M^T}, F_u^B = \frac{M_u^B}{M^B} \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

ここで、

F_y^T, F_y^B : 主鉄筋段落し位置及び橋脚基部における降伏曲げモーメントに対する安全率

F_u^T, F_u^B : 主鉄筋段落し位置及び橋脚基部における終局曲げモーメントに対する安全率

M_y^T, M_u^T, M^T : 主鉄筋段落し位置における降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント、及び作用曲げモーメント (tf・m)

M_y^B, M_u^B, M^B : 橋脚基部における降伏曲げモーメント、終局曲げモーメント及び作用曲げモーメント (tf・m)

曲げモーメントに対する主鉄筋段落し部の地震時の安全性を表すためには、上記の安全率 F_y^T 、もしくは、 F_u^T が重要であるが、前述のように、まず、橋脚基部と主鉄筋段落し位置のいずれで先に損傷が生じるかを判定することが重要である。

主鉄筋段落し部と橋脚基部のいずれで損傷が先行するかを表すために、上記の安全率の比を損傷形態判別係数として以下のように定義する。

$$S_y = \frac{F_y^T}{F_y^B}, S_u = \frac{F_u^T}{F_u^B} \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここで、

S_y : 降伏曲げモーメントを基本とした損傷形態判別係数

S_u : 終局曲げモーメントを基本とした損傷形態判別係数

損傷形態判別係数 S_y 及び S_u は、橋脚基部と主鉄筋段落し部のいずれで先に、それぞれ降伏及び終局曲げモーメントに達するかを与える係数で、計算上はこれが1未

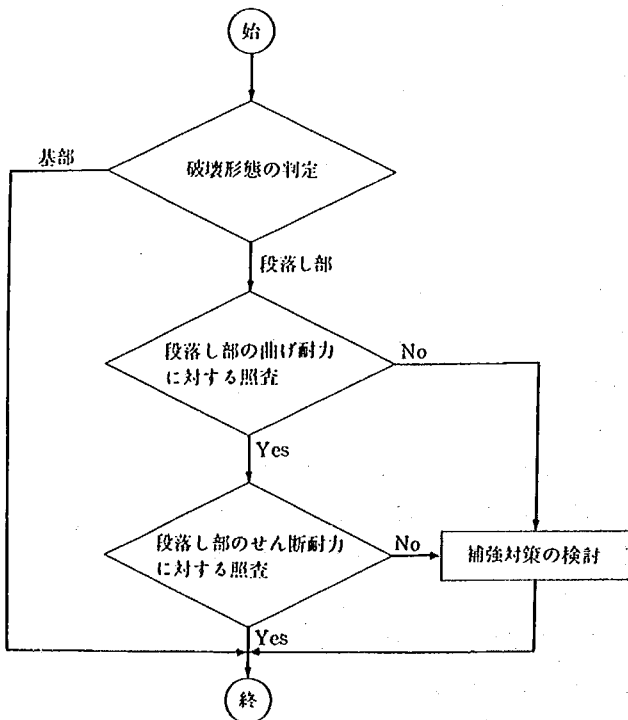


図-4.1 RC橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定フロー

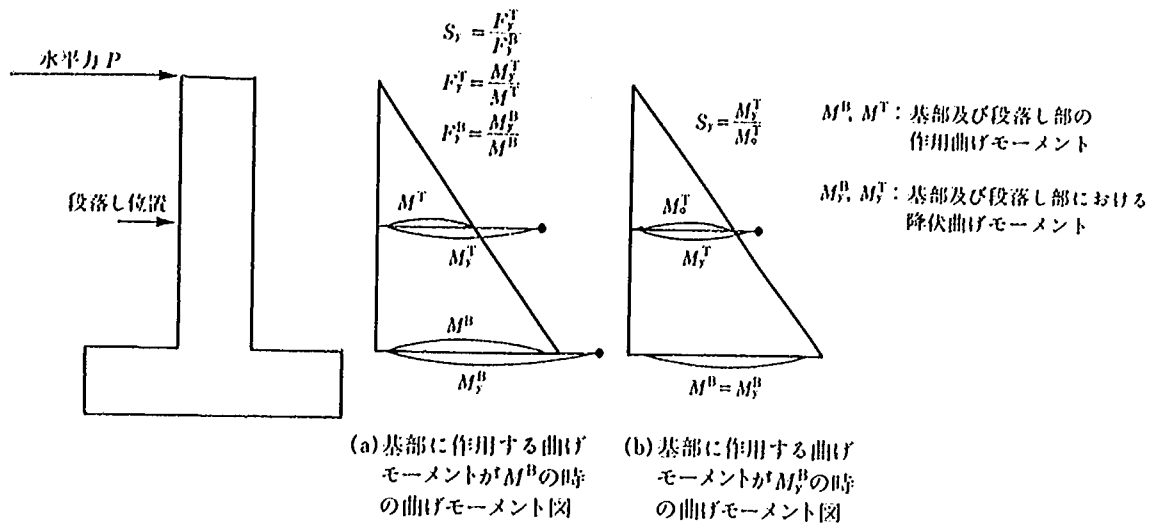


図-4.2 損傷形態判別係数 S_y の定義

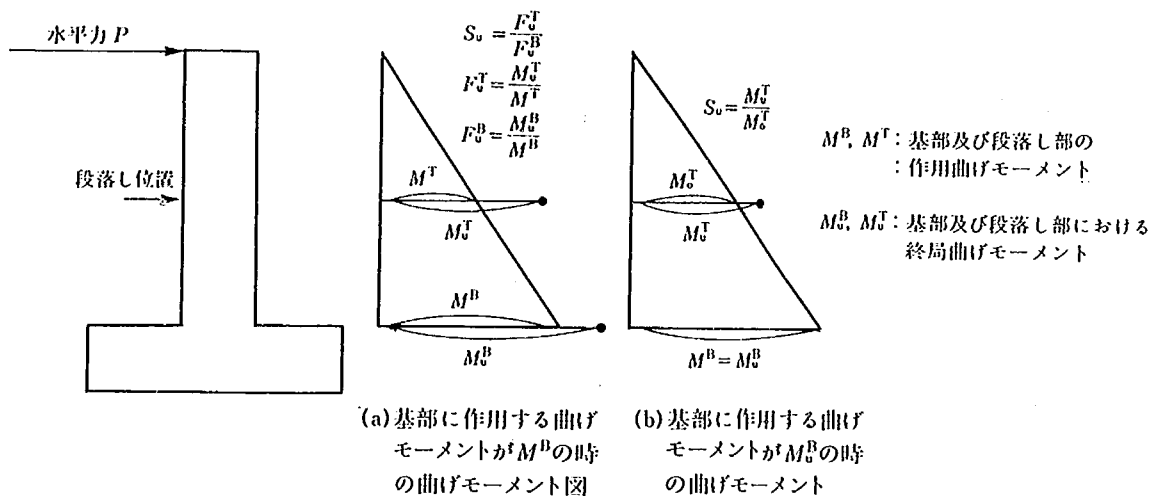


図-4.3 損傷形態判別係数 S_o の定義

満であれば主鉄筋段落し部の方が橋脚基部よりも先に、それぞれ降伏曲げモーメント及び終局曲げモーメントに達することを表す。

なお、図-4.2 (b)に示すように、橋脚基部において作用モーメント M^B がちょうど降伏曲げモーメント M_y^B に達する状態（すなわち $F_y^B = M_y^B / M^B = 1.0$ ）を考えると、損傷形態判別係数 S_y は式 (4.3) より次のようになる。

$$S_y = \frac{M_y^T}{M_{oy}^T} \quad \dots\dots\dots (4.4)$$

ここで、 M_{oy}^T は、橋脚基部において作用モーメントが降伏曲げモーメントに達した時に、段落し位置に生じる曲げモーメント (tf・m) である。したがって、損傷形態判別係数は、図-4.2 (b)のような状態を考えた場合に、段

落し位置に生じる作用モーメント M_o^T と降伏曲げモーメント M_y^T の比を表わすものである。

同様に、図-4.3 (b)に示すように、橋脚基部において作用モーメント M^B がちょうど終局曲げモーメント M_o^B に達する状態には、損傷形態判別係数 S_o は、次式で与えられる。

$$S_o = \frac{M_o^T}{M_{oo}^T} \quad \dots\dots\dots (4.5)$$

ここで、 M_{oo}^T は、橋脚基部において作用モーメントが終局曲げモーメントに達した時に、段落し位置に生じる曲げモーメント (tf・m) である。

式 (4.4) 及び式 (4.5) に示した損傷形態判別係数により主鉄筋段落し部で損傷が先行する可能性があるかと判定される場合には、式 (4.1) あるいは式 (4.2) により

段落し部の曲げ耐力を照査しなければならない。さらに、この場合には前述のように曲げ破壊からせん断破壊に移行しやすいことから、せん断耐力照査を行う必要がある。

RC 橋脚のせん断耐力については、道路橋示方書Ⅳ下部構造編に従って照査するものとする。すなわち、地震力により段落し部に生じる平均せん断応力度 τ_m (kgf/cm²) が道路橋示方書Ⅳ下部構造編に示されるコンクリートの許容せん断応力度 τ_m (kgf/cm², コンクリートのみでせん断力を負担する場合) 以下となるかどうかを照査する。なお、下部構造編にはコンクリートの許容せん断応力度として斜め引張鉄筋と協同して負担する場合についても規定されている。しかし、昭和 55 年の道路橋示方書よりも前の基準で設計された橋脚では、一般に最小帯鉄筋量しか配筋されていないため、コンクリートのみでせん断力を負担した場合の平均せん断応力度 τ_m に基づいてせん断耐力を照査することとした。

4.2 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

解析対象としたのは、3 章に示した 9 体の RC 橋脚模型、5 章に示す耐震補強法の検討に用いた 3 体、合計 12 体の RC 橋脚模型である。表-4.1 に解析に用いた実験供試体の諸元を示す。

さらに、2 章に示した 1982 年浦河沖地震により被害を受けた静内橋の P₃ 橋脚 (橋軸直角方向)、1978 年宮城県沖地震により RC 橋脚の中間部に被害を受けた新江合橋の P₃ 橋脚 (橋軸直角方向) 及び千代大橋の橋脚 (橋軸方向) の 3 橋脚も解析に用いることとした。この他にも段落し部で損傷を受けた橋は多数あるが、配筋等の条件が正確にわかっているという条件から上記 3 橋を選んだものである。橋脚の断面寸法及び配筋は 2 章に示した通りである。コンクリート強度、使用鉄筋等の設計条件は表-4.2 に示す通りである。

表-4.1 解析に用いた実験供試体

供 試 体 番 号		P-14	P-15	P-16	R-1	R-2	R-3	R-4	R-8	R-12	R-13	R-14	R-15
断 面 寸 法 (cm)		50×50						外径φ60 内径φ41.6	50×50				40×160
かぶりコンクリート厚(cm)		3.5						4.0	3.5				
載 荷 高 さ (cm)		250			460			260					
せ ん 断 支 間 比		5.4			9.9			4.9	5.6			7.1	
主 鉄 筋	材 料 及 び 径 (mm)	SD295, D13						SD295 D13,D16	SD295, D10				
	段 落 し 高 さ (cm)	110	135	160	180	205	230	103	90		100	80	
	主 鉄 筋 比 (%) (段 落 し 後 (%))	2.03 (1.01)						4.43 (1.73)	1.31 (0.63)		0.86 (0.40)		0.76 (0.40)
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	3,144			3,525			3,710	3,640	4,173		3,740	
帯 鉄 筋	材 料 及 び 径 (mm)	SR235, φ9						SR235, φ6					
	帯 鉄 筋 比 (%)	0.10						0.28	0.05			0.08	
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	2,776			2,910			3,429	2,501	4,423		3,637	
コ ン ク リ ー ト	セ メ ン ト 材 料	ポルトランドセメント											
	最大骨材寸法 (mm)	10											
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	327	332	325	429	409	390	361	291	429	446	381	360
載 荷 条 件	載 荷 速 度 (cm/sec)	5			10			3	5				
	載 荷 繰 返 し 回 数	10											
	載 荷 基 準 変 位 (cm)	1.3			4.25			1.0	—	1.5		1.3	1.7
軸 方 向 力	軸 方 向 力 (tf)	—			25			33.4	28.8		57.6	28.8	64
	軸 応 力 度 (kgf/cm ²)	—			10			21.3	11.5		23.0	11.5	10

表-4.2 既往地震により主鉄筋段落し部に損傷を受けた RC 橋脚の設計条件

橋 脚	方向	設計水平震度 k_h	コンクリートの 設計基準強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	使用鉄筋及び 許容引張応力度 σ_{sa} (kgf/cm ²)	鉄筋の降伏点 応力度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	コンクリートの 許容せん断応力度 τ_{n1} (kgf/cm ²)
静内橋脚 P ₃ 橋脚	橋脚 直角	0.2	210	SD345 2,000	3,500	3.6
新江合橋脚 P ₃ 橋脚	橋軸 直角	0.22	210	SD295 1,800	3,000	3.6
千代大橋 P ₁ ~ P ₈ 橋脚	橋軸	0.22	180	SR235 1,400	2,400	規定なし

4.3 耐震性の判定基準

4.3.1 損傷形態判別係数及び曲げモーメントに対する安全率による損傷度の解析

(1) 実験供試体の解析

表-4.3 は、上記の 12 体の実験供試体に対して損傷形態判別係数 S_y 及び S_u と破壊位置の関係を示したものである。ただし解析では、式 (4.1) 及び式 (4.2) により耐力の照査をする位置として実際に鉄筋を止めた位置とした場合に加えて、これより鉄筋の重ね継手長 l_n だけ下げた位置とした場合の 2 ケースについて示している。これは 3 章に示したように、実験からは段落しされている主鉄筋が有効に働くために必要な定着長が $0.77l_n$

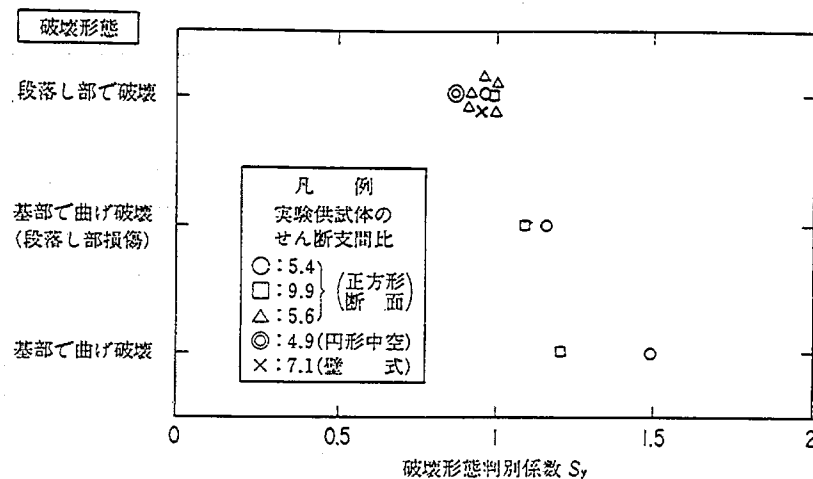
~ $0.85l_n$ となっており、段落しされた鉄筋が有効に働く位置を解析上の段落し位置とする方がより合理的と考えられるためである。ここで鉄筋の重ね継手長 l_n (cm) は、式 (3.11) のように定義される。

図-4.4 及び図-4.5 は、このようにして 12 体の実験供試体に対して、損傷形態判別係数 S_y 及び S_u と損傷形態の関係を示したものである。図-4.4 及び図-4.5 は、それぞれ実際の段落し位置で計算した場合、及び実際の段落し位置よりも定着長 l_n だけ下げた位置で計算した場合について示している。

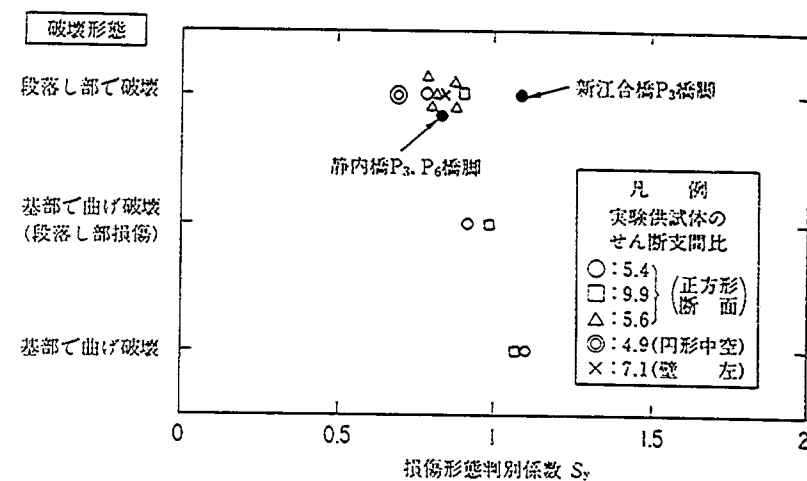
図-4.4 及び図-4.5 によれば、基部と段落し部のいずれで損傷が先行するかは、損傷形態判別係数 S_y 及び S_u により表-4.4 のように判定することができる。ここに

表-4.3 実験供試体の損傷形態判別係数

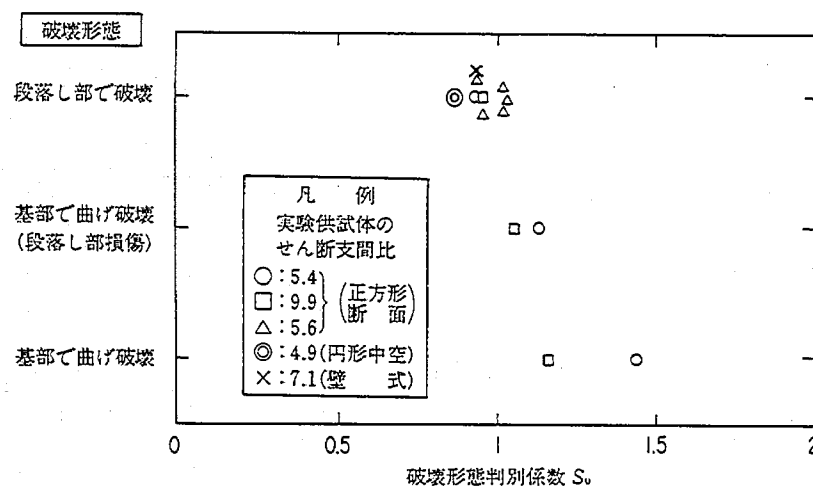
供試体 番 号	実際の段落し位置		実際の段落し位置よりも l_n 下げた位置		破 壊 位 置
	S_y	S_u	S_y	S_u	
P-14	0.96	0.93	0.78	0.76	段落し部
P-15	1.16	1.13	0.91	0.88	基 部 (段落し部損傷)
P-16	1.49	1.44	1.10	1.06	基 部
R-1	0.99	0.95	0.90	0.87	段落し部
R-2	1.09	1.05	0.98	0.94	基 部 (段落し部損傷)
R-3	1.20	1.16	1.07	1.03	基 部
R-4	0.87	0.86	0.69	0.69	段落し部
R-8	0.92	0.96	0.80	0.84	段落し部
R-12	0.91	0.94	0.79	0.82	段落し部
R-13	1.01	1.04	0.88	0.90	段落し部
R-14	1.01	1.03	0.88	0.89	段落し部
R-15	0.95	0.94	0.84	0.83	段落し部



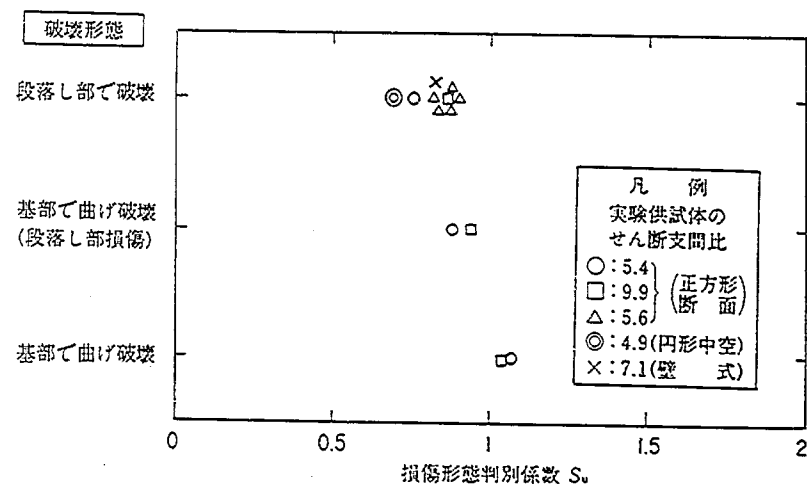
(1) 降伏曲げモーメントを基本にした破壊形態判別係数を用いた場合



(1) 降伏曲げモーメントを基本にした破壊形態判別係数を用いた場合



(2) 終局曲げモーメントを基本にした破壊形態判別係数を用いた場合



(2) 終局曲げモーメントを基本にした破壊形態判別係数を用いた場合

図-4.4 損傷形態判別係数と破壊形態の関係
(実際の段落し位置で計算した場合)

図-4.5 損傷形態判別係数と破壊形態の関係 (実際の段落し位置よりも
鉄筋の重ね継手長 l_d 下げた位置で計算した場合)

表-4.4 実験結果に基づく損傷形態判別係数による損傷形態の判定

(a) 実際の段落し位置で計算した場合

破 壊 形 態	損 傷 形 態 判 別 係 数	
	S_y	S_u
段落し部で破壊	$S_y \leq 1.0$	$S_u \leq 1.05$
段落し部にも損傷が生じるが、最終的に基部で曲げ破壊	$1.0 < S_y \leq 1.2$	$1.05 < S_u \leq 1.15$
基部で曲げ破壊	$S_y > 1.2$	$S_u > 1.15$

(b) 実際の段落し位置よりも l_b 下げた位置で計算した場合

破 壊 形 態	損 傷 形 態 判 別 係 数	
	S_y	S_u
段落し部で破壊	$S_y \leq 0.9$	$S_u \leq 0.9$
段落し部にも損傷が生じるが、最終的に基部で曲げ破壊	$0.9 < S_y \leq 1.0$	$0.9 < S_u \leq 1.0$
基部で曲げ破壊	$S_y > 1.0$	$S_u > 1.0$

は、降伏曲げモーメント及び終局曲げモーメントを基本とした損傷形態判別係数、及び計算上の主鉄筋の段落し位置を実際の段落し位置とした場合、及び実際の段落し位置から鉄筋の重ね継手長 l_b だけ下げた場合について示している。

計算上の段落し位置を実際の段落し位置よりも鉄筋の重ね継手長 l_b だけ下げた位置とした損傷形態判別係数 S_y を見てみると、 $S_y > 1.0$ の場合には橋脚基部で曲げ破壊が先行する。段落し部で破壊が先行するのは $S_y \leq 0.9$ の場合であり、 $0.9 < S_y \leq 1.0$ の場合には段落し部にも損傷が生じるが、最終的には基部で曲げ破壊する。したがって、損傷形態判別係数 S_y は、段落し部における損傷の形態をよく表しており、 $S_y \leq 1.0$ の場合には段落し部に損傷を受ける可能性を有しているといえることができる。

終局曲げモーメントを基本とした損傷形態判別係数 S_u と破壊位置の関係も、判定のための数値は異なるが、 S_y と同様の傾向を有している。したがって、降伏及び終局曲げモーメントのいずれを基本とした損傷形態判別係数でも橋脚基部で損傷が先行するか、あるいは段落し部で損傷が先行するかを判定することができるというよい。したがって、いずれを用いてもよいが降伏点の方がなじみが深い理由で、以下では降伏曲げモーメントを基本とした損傷形態判別係数 S_y を用いる場合を中心として結果を示すこととする。

一方、損傷形態判別係数を算定する断面位置を実際の

断面位置とするか、あるいは、鉄筋の定着長 l_b 分下げた位置とするかであるが、これについても表-4.4 に示したようにいずれによっても判定することが可能である。ただし、段落しされている主鉄筋が断面に対して有効に働くという計算上の仮定を考えると、損傷形態判別係数を算定する断面を、実際の段落し位置から鉄筋の定着長に相当する鉄筋の重ね継手長分を差し引いた位置とする方がより合理的である。したがって、耐震性の判定では、降伏曲げモーメントを基本とし、また、鉄筋の重ね継手長を差し引いた断面で計算を行うこととする。

表-4.5 は、上記の 12 体の実験供試体の主鉄筋段落し部における降伏曲げモーメントに対する安全率 R_y^T と、 $5\phi_b$ 載荷時の段落し部における損傷度の関係を示したものである。なおここには、後述するコンクリートの平均せん断応力度 τ_m も示している。ここで、 M_y^T 及び τ_m は、橋脚基部の主鉄筋が許容応力度 ($\sigma_{sy} = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$: SD 295) に達する時の水平力、すなわち、震度法による設計地震力相当の水平力を慣性力とみなして算定した。表-4.5 に示した段落し部における損傷度を分類するため、表-4.6 に示すように、I: 主鉄筋の破断、II: 主鉄筋の座屈、III: かぶりコンクリートの剝離、IV: 斜めひびわれ、V: 損傷無し、の大きく 5 段階に分けることとした。 $5\phi_b$ の変位が生じた時の損傷度を用いたのは、段落し部で先行して損傷が生じる橋脚に対して設計地震力を越えるような地震力が作用した場合を想定したものである。

表-4.5 実験供試体の主鉄筋段落し部における降伏曲げモーメントに対する安全率及び
許容せん断応力度に対する安全率と5 δ_0 載荷時の損傷度

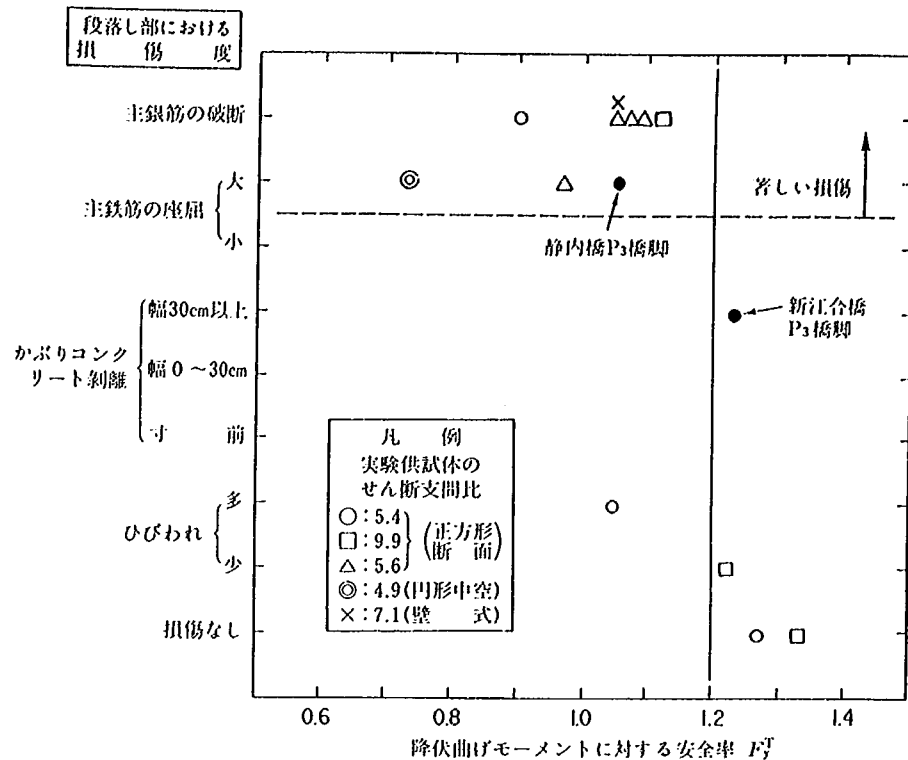
供試体 番 号	降伏曲げモーメント M_y^T (tf·m)	作用曲げモーメント M^T (tf·m)	降伏曲げモーメントに 対する安全率 F_y^T	平均せん断応力度 τ_m (kgf/cm ²)	許容せん断応力度 τ_{sa} (kgf/cm ²)	5 δ_0 載荷時の段落し部の損傷度
P-14	14.41	15.98	0.90	4.0	4.5	かぶりコンクリート30~40 cm 剝離 主鉄筋の座屈, 破断(2本)
P-15	14.40	13.65	1.05	4.0		段落し部周辺に斜めひびわ れ(多い)
P-16	14.35	11.33	1.27	4.0		損傷なし(水平の曲げひび われ少ない)
R-1	21.16	18.82	1.12	2.6		かぶりコンクリート20~30 cm 剝離 主鉄筋の座屈(ただし, 4 δ_0 載荷時)
R-2	21.06	17.30	1.22	2.6		段落し部周辺に斜めひびわ れ(少ない)
R-3	20.97	15.77	1.33	2.6		損傷なし(わずかな水平の 曲げひびわれ)
R-4	18.47	25.35	0.73	8.8		かぶりコンクリート40~50 cm 剝離 圧壊
R-8	15.84	14.67	1.08	3.0		段落し部から基部でせん断 破壊 (ただし, 静的載荷で破壊)
R-12	17.81	16.96	1.05	3.5		かぶりコンクリート30~40 cm 剝離 主鉄筋の座屈
R-13	23.31	19.59	1.19	4.1		かぶりコンクリート30cm 剝離 主鉄筋の座屈, 破断(3本)
R-14	13.79	11.79	1.17	2.6		かぶりコンクリート30~40 cm 剝離 主鉄筋の座屈, 破断(3本)
R-15	21.31	21.42	0.99	1.9		かぶりコンクリート20cm 剝離 主鉄筋の座屈, 破断(17本)

表-4.6 主鉄筋段落し部の損傷度の分類

損傷度ランク	損 傷 状 況
I	主鉄筋の破断以上
II	① 主鉄筋の座屈(はらみ出し大)
	② 主鉄筋の座屈(はらみ出し小)
III	① かぶりコンクリート剝離(幅30cm以上)
	② かぶりコンクリート剝離(幅0~30cm)
	③ かぶりコンクリート剝離(寸前)
IV	① 斜めひびわれ多い
	② 斜めひびわれ少ない
V	損傷なし(水平曲げひびわれのみ)

図-4.6 は, 降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T と段落し部における損傷度の関係を示したものである。これによれば, 段落し部においてかぶりコンクリートが剝離し, 鉄筋が著しく座屈するような損傷が生じるのは, $F_y^T < 1.2$ となっている。そこで段落し部において鉄筋の座屈及び破断が生じ, 落橋に至るような著しい損傷が生じる可能性のある橋脚を抽出するために, 段落し部における降伏曲げモーメントに対する安全率の判定を, $F_y^T < 1.2$ により行うものとした。したがって $F_y^T \geq 1.2$ の場合には, 斜めひびわれの発生, かぶりコンクリートの剝離, 場合によっては主鉄筋の軽微な座屈といった被害が, $F_y^T < 1.2$ の場合には鉄筋の著しい座屈及び破断が生じるような著しい損傷が生じると判定される。

以上の模型実験結果によれば, 損傷形態判別係数 S_y

図-4.6 降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T と 5% 載荷時の段落し部の損傷度の関係表-4.7 模型実験から求めた損傷形態判別係数 S_y 及び降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T による主鉄筋段落し部の耐震性判定基準

(a) 損傷形態判別係数による損傷モードの判定

損傷形態判別係数 S_y	損 傷 モ ー ド
$S_y > 1.0$	基部で曲げ破壊
$0.9 < S_y \leq 1.0$	段落し部にも損傷が生じるが、最終的には基部で曲げ破壊
$S_y \leq 0.9$	段落し部で破壊

(b) 降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T

降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T	5% 載荷時の段落し部損傷度
$F_y^T < 1.2$	主鉄筋の著しい座屈及び破断
$F_y^T \geq 1.2$	斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートの剥離、主鉄筋の軽微な座屈

及び降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T による主鉄筋段落し部の耐震性の判定は、表-4.7 のように行うことができる。

(2) 既往地震により損傷を受けた実橋脚の解析

上記の図-4.5 及び図-4.6 には、既往地震により主鉄筋段落し部に損傷を受けた静内橋 P_3 橋脚、新江合橋 P_3

橋脚及び千代大橋の橋脚について損傷形態判別係数 S_y を算定した結果も示している。ここで、損傷形態判別係数、安全率及びせん断力の算出に際しては、表-4.2 に示した当時の設計に用いられた設計水平震度 k_h を用いた。なお、千代大橋では重ね継手が用いられているため、計算上の段落し位置から重ね継手長 l_n だけ下げた位置で

はなく、橋脚躯体と張り出し部との接合位置を段落し位置と見なした。

a) 静内橋

図-4.7は、 P_3 橋脚の降伏曲げモーメント M_y の分布を示したものである。段落しは2箇所で行われており、これらの位置における損傷形態判別係数 S_y 及び降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T を求めた結果が表-4.8である。ただし、表-4.8には後述する新江合橋や千代大橋の結果も示している。

損傷形態判別係数 S_y は1段めが0.90、2段めが0.83と、ともに1.1を下回っており、さらに2段めの方が1段めよりも小さい。浦河沖地震では2段めの段落し位置で損傷を生じており、損傷形態判別係数 S_y による判定結果とよく一致する。また、2段めの段落し位置における安

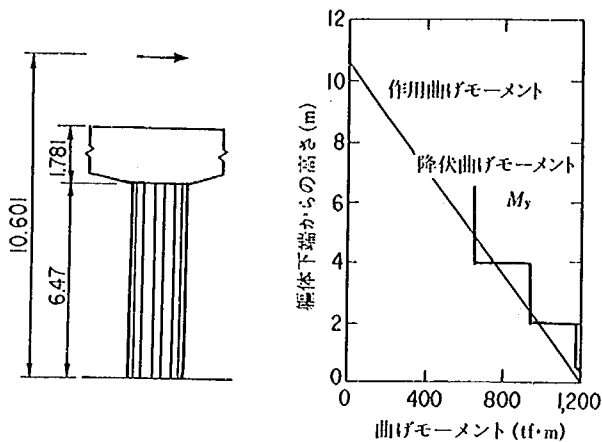


図-4.7 静内橋 P_3 橋脚（橋軸直角方向）の降伏曲げモーメント

全率 F_y^T は1.05となり、上記の判定法によれば、5 ϕ 載荷相当時には主鉄筋の破断を伴う著しい損傷が生じると予測される。静内橋では、2章に示したように落橋寸前の著しい被害を生じており、判定結果とよく一致している。

b) 新江合橋

図-4.8は、 P_3 橋脚の高さ方向に降伏モーメント M_y の分布を示したものである。段落しは3箇所で行われているため、これらの位置における損傷形態判別係数 S_y 及び降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T を求めた結果が表-4.8である。

表-4.8によれば、損傷形態判別係数 S_y は2段めの段落し部において1.08となり、上記の実験結果より得られた結果よりもさらに大きい S_y でも段落し部に損傷を生じている。新江合橋 P_3 橋脚の段落し部における損傷は、

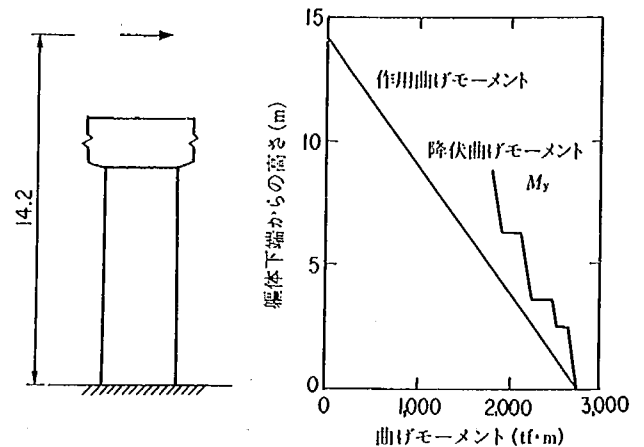


図-4.8 新江合橋 P_3 橋脚（橋軸直角方向）の降伏曲げモーメント

表-4.8 既往地震により主鉄筋段落し部に損傷を受けたRC橋脚の耐震性判定

解析対象橋	橋脚	解析方向	損傷状況	損傷形態判別係数 S_y	降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T	平均せん断応力度 τ_m (kgf/cm ²)
静内橋	P_3	橋軸直	2度目の段落し部で損傷（主鉄筋の著しい座屈）	0.90（1段め） 0.83（2段め）	1.14（1段め） 1.05（2段め）	2.60（1段め） 2.50（2段め）
新江合橋	P_3	橋軸直	2度目の段落し部で損傷（かぶりコンクリートの剝離、主鉄筋の軽微な座屈）	1.10（1段め） 1.08（2段め） 1.30（3段め）	1.25（1段め） 1.23（2段め） 1.47（3段め）	2.24（1段め） 2.18（2段め） 2.03（3段め）
千代大橋	$P_1 \sim P_4$ P_5 $P_6 \sim P_8$	橋軸	橋脚基部の重ね継手部で損傷（水平ひびわれ） 橋脚基部及び張り出し部の重ね継手部で損傷（水平ひびわれ） 張り出し部の重ね継手部で損傷（水平ひびわれ、かぶりコンクリート剝離）	1.32	1.78	1.58

かぶりコンクリートが多少剥離し、主鉄筋が露出した程度のものであったが、段落し部に損傷が生じた場合にはこれ以後の損傷が速く進展するため、無視できない損傷といえることができる。なお、1段め及び3段めの段落し位置では、 S_y は1.1以上である。

ここで、2段めの段落し部において安全率 F_y^T を算出してみると1.23となり、上記の判定方法からは斜めひびわれの発生やかぶりコンクリートの剥離、場合によっては主鉄筋の軽微な座屈といった被害が予測されることになる。これに対して、宮城県沖地震では判定結果通り2段目の段落し部において、2章に示したように水平ひびわれの発生、部分的なかぶりコンクリートの剥離と主鉄筋の軽微な座屈を生じている。したがって、降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T による判定は、新江合橋における実被害の特徴をよく表しているといえよう。

c) 千代大橋

図-4.9は降伏モーメント M_y の分布を示したものである。 $P_1 \sim P_8$ 橋脚では断面諸元及び配筋等は同じであるため、これらについては降伏モーメント M_y の分布はいずれも同じとなる。

張り出し部下端で照査すると、損傷形態判別係数 S_y は1.32となり、この場合には張り出し部下端ではなく橋脚基部で損傷が生じると判定される。宮城県沖地震では、 $P_1 \sim P_4$ 橋脚には橋脚基部、もしくは基部から50 cm程度の範囲に損傷を生じており、これらの橋脚に対しては上記の判定結果は実被害状況をよく説明する。

これに対して、 $P_6 \sim P_8$ 橋脚では、張り出し部下端位置に損傷を生じた。この原因については、今後さらに検討

が必要であるが、 $P_1 \sim P_4$ 橋脚と $P_6 \sim P_8$ 橋脚の違いは、前者ではフーチング上面もしくはそれ以下に地盤面があるのに対して、後者ではフーチング上面から1.9~2.5 mの位置に地盤面があることである。したがって、 $P_6 \sim P_8$ 橋脚では、橋脚基部付近が周辺地盤によって拘束されており、これが橋脚基部ではなく、張り出し部下端に損傷が生じた原因ではないかと考えられる。

4.3.2 許容せん断応力度に対する照査

前述の12体の実験供試体及び既往地震により段落し部に損傷を受けたRC橋脚の平均せん断応力度を算定した結果を示したのが図-4.10である。これによれば、中空断面橋脚のように断面を大きく絞った橋脚あるいは軸力の大きい橋脚を除けば、一般にはコンクリートの平均

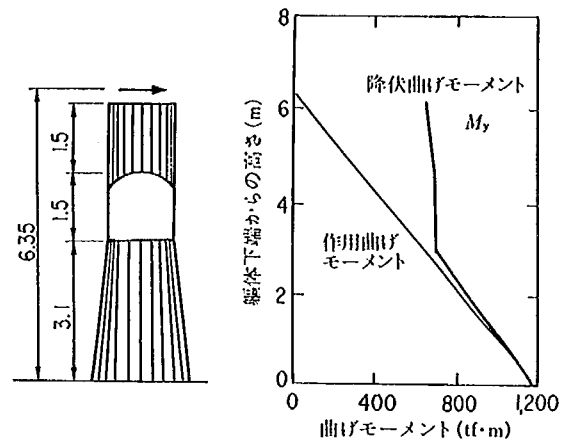


図-4.9 千代大橋 $P_1 \sim P_8$ 橋脚（橋軸方向）の降伏曲げモーメント

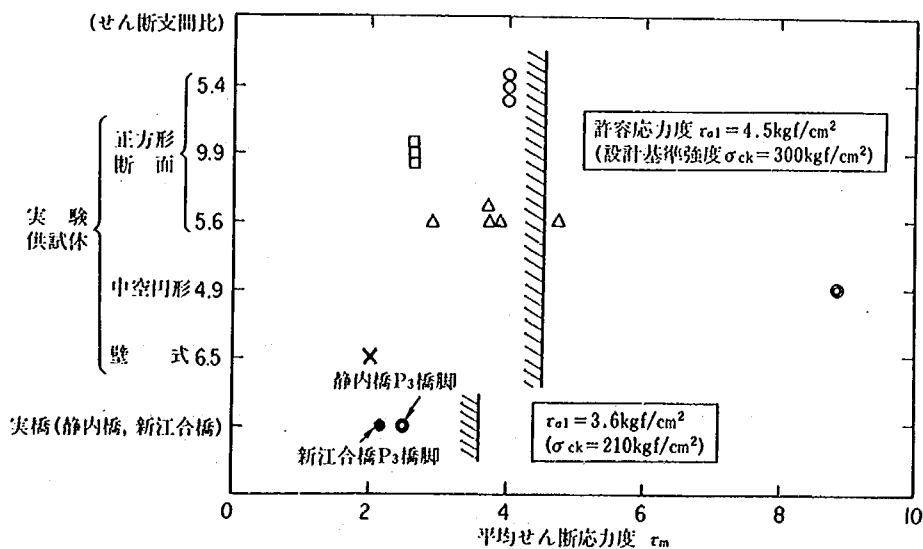


図-4.10 平均せん断応力度

せん断応力度 τ_m が許容値を上回ることは少ないとい
てよい。

4.3.3 耐震性の判定基準

以上の結果により、図-4.11 及び表-4.9 に示す鉄筋
コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定を提案す
る。すなわち、せん断支間比 h/d が 2 よりも大きい RC
橋脚を対象として、損傷形態判別係数 S_y 、降伏曲げモー
メントに対する安全率 F_y^T 、平均せん断応力度 τ_m により
判定するものである。ここで、せん断支間比が 2 よりも
大きい橋脚を対象としたのは、せん断支間比が 2 よりも
小さい場合には、一般に背が低く主鉄筋の段落しが行わ
れない場合が多いためである。

4.4 ま と め

1) 基部及び段落し部のいずれで損傷が先行するかを
判定するために、損傷形態判別係数 S_y 及び S_u を導入
した。損傷形態判別係数によれば、段落し部における損
傷の可能性を表-4.4 のように判定することができる。

2) 段落し部における降伏曲げモーメントに対する安
全率 F_y^T と 5 ϕ 載荷時における損傷度の関係によれば、
 F_y^T が 1.2 よりも小さい場合には、設計地震力を越える
地震力 (5 ϕ 載荷相当) が作用すると、主鉄筋の著しい座
屈、あるいは、破断に至るような著しい損傷が生じる。
このため、このように落橋に至る著しい損傷を防ぐた
めには、 F_y^T を 1.2 よりも大きくする必要がある。

3) コンクリートの平均せん断応力度については、中
空円形断面を有する供試体及び軸力の大きい供試体を除
けば、いずれの供試体についても許容応力度以内となっ

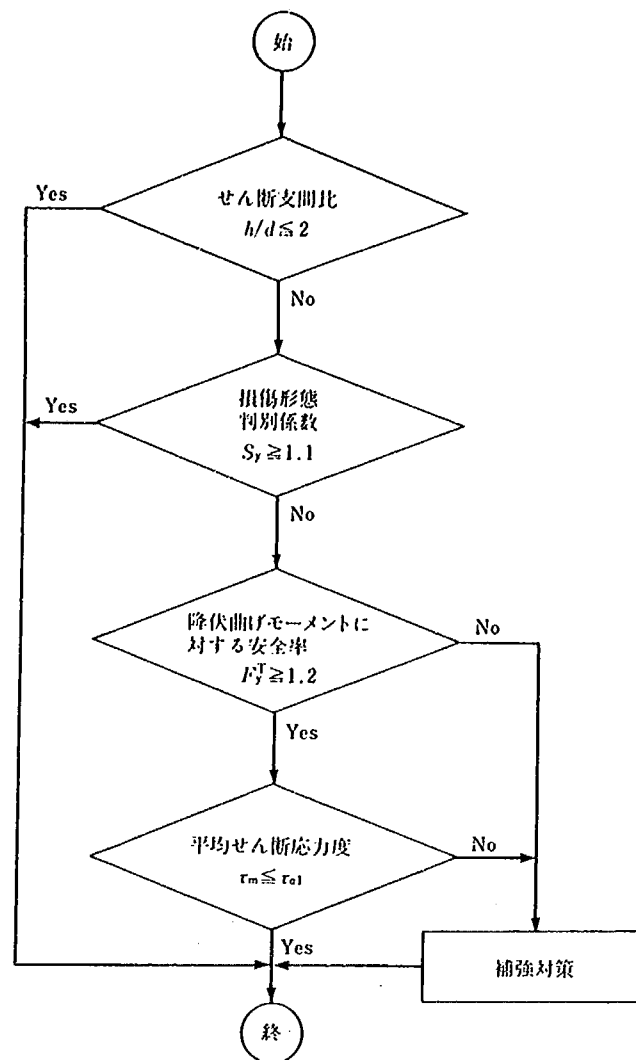


図-4.11 主鉄筋段落しを有する RC 橋脚の
耐震性判定フロー

表-4.9 RC 橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定基準

(a) 損傷形態判別係数による損傷モードの判定

損傷形態判別係数 S_y	損 傷 モ ー ド
$S_y < 1.1$	段落し部に損傷を受ける可能性あり
$S_y \geq 1.1$	基部で曲げ破壊

(b) 降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T による損傷度の判定

降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T	5 ϕ 荷時の段落し部の損傷度
$F_y^T < 1.2$	主鉄筋の著しい座屈及び破断
$F_y^T \geq 1.2$	斜めひびわれの発生、かぶりコンクリート剥離、主鉄筋の軽微な座屈

た。したがって、断面を大きく絞った橋脚や中空断面を有する橋脚以外は、一般にコンクリートのせん断応力度が問題となることは少ないといえる。

4) 合計 12 体の RC 橋脚模型の動的載荷実験及び既往地震により段落し部に損傷を受けた RC 橋脚の解析結果をもとに図-4.11 及び表-4.9 に示す既存 RC 橋脚の主鉄筋段落し部の耐震性の判定手法を提案した。この判定方法によれば、RC 橋脚主鉄筋段落し部における損傷の可能性を精度よく判定することができる。

5. 鋼板巻立て工法による鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震補強法に関する実験的検討

5.1 概 要

本章では、主鉄筋段落しにおいて著しい損傷を受ける可能性を有する RC 橋脚を鋼板巻立て工法により補強する場合の補強効果について、RC 橋脚模型を用いた動的載荷実験により検討した結果を示す。実験では、正方形断面、中空円形断面、壁式断面の 3 種類の断面形状を有する RC 橋脚模型を用いて、鋼板の巻立て幅、鋼板と橋脚

軀体間への注入材をパラメータとして変化させた。

5.2 正方形断面橋脚の耐震補強

5.2.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型

実験に用いた RC 橋脚模型は、図-5.1 に示すせん断支間比 5.6 の供試体 4 体である。4 体の供試体 R-9~R-12 は、3 章で軸力の影響の検討に用いた供試体 (供試体 R-12) と同じであり、断面が $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ の正方形で、載荷高さ (橋脚基部から荷重載荷中心までの高さ) が 2.6 m の RC 橋脚模型である。これら 4 体の供試体の寸法諸元及び配筋等は表-5.1 に示す通りである。なお、載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は表-5.1 に示すように供試体 R-11 では 363 kgf/cm^2 となっているが、その他の供試体では、 $410 \sim 460\text{ kgf/cm}^2$ と $13 \sim 27\%$ 程度大きい。

上記の供試体 R-9~R-12 の寸法諸元は全く同一であるが、これらの違いは、鋼板巻立てによる補強方法、すなわち、鋼板の巻立て幅及び鋼板と橋脚軀体間への注入材である。

供試体 R-12 は 3 章に示した通りであり、鋼板による補強を施していない RC 橋脚模型である。この供試体の

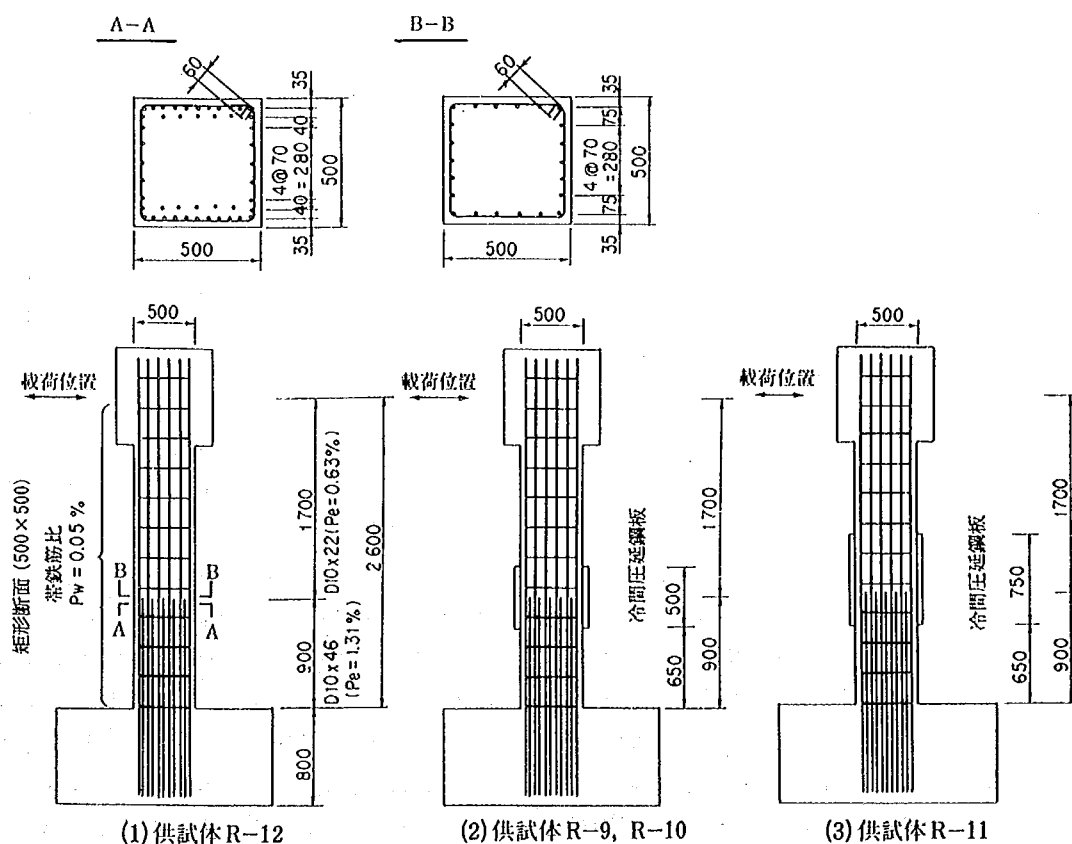


図-5.1 実験に用いた供試体の寸法諸元 (正方形断面)

表-5.1 正方形断面供試体の諸元

供 試 体 番 号		R-9	R-10	R-11	R-12
断 面 寸 法 (cm)		50×50			
かぶりコンクリート厚 (cm)		3.5			
載 荷 高 さ (cm)		260			
セ ン 断 支 間 比		5.6			
主鉄筋	材 料 及 び 径 (mm)	SD295, D10			
	段 落 し 高 さ (cm)	90			
	主 鉄 筋 比 (%) (段落し後 (%))	1.31(0.63)			
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	3,640			4,173
帯鉄筋	材 料 及 び 径 (mm)	SR235, $\phi 6$			
	帯 鉄 筋 比 (%)	0.05			
	降伏点強度 (kgf/cm ²)	2,501			4,423
コンクリート	セ メ ン ト 材 料	ポルトランドセメント			
	最大骨材寸法 (mm)	10			
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	412	447	363	429
載荷条件	載 荷 速 度 (cm/sec)	5			
	載 荷 繰 返 し 回 数	10			
	載 荷 基 準 変 位 (cm)	1.5			
軸方向力	軸 方 向 力 (tf)	28.8			
	軸 応 力 度 (kgf/cm ²)	11.5			
補強鋼板	材 料	冷間圧延鋼板			—
	板 厚 (mm)	1.0			—
	巻 立 て 幅	1D (=50cm)		1.5D (=75cm)	—
	充填材及び厚さ (mm)	無収縮モルタル 20	エポキシ樹脂 3		—

段落し位置は、計算上段落してよい位置よりも 22 cm 低い位置となっており、主鉄筋段落し部において破壊した。なお、本供試体は、4 章で提案した耐震性判定法によれば、段落し部において鉄筋の著しい座屈及び破断等の著しい損傷を受ける可能性がある」と判定される。

供試体 R-9 は、厚さ 1 mm の鋼板で段落し位置の上側及び下側に 0.5 D (D: 断面幅, 50 cm) ずつ、計 1 D の範囲を巻立てたものである。鋼板としては、冷間圧延鋼板 SPCC (引張強さ 2,800 kgf/cm²) を用い、コの字型の鋼板を 2 枚用意して載荷方向と平行な面において現場溶接 (突合せ溶接) した。鋼板の厚さを 1 mm としたのは、溶接等の施工性に配慮するとともに、実際の現場で

使用する鋼板は施工等の関係から厚さ 4.5~6 mm 程度の鋼板が用いられることを想定したためである。さらに、鋼板と橋脚軀体の間には、無収縮モルタルを 20 mm の厚さで注入した。材令 17 日における無収縮モルタルの曲げ強度は 53 kgf/cm²、圧縮強度は 474 kgf/cm² である。

供試体 R-10 は、注入材の影響について検討するための供試体であり、鋼板の巻立て範囲及び施工方法は供試体 R-9 と同じであるが、鋼板と橋脚軀体の間の注入材としては、無収縮モルタルのかわりにエポキシ樹脂を 3 mm の厚さで注入したものである。エポキシ樹脂を注入する際には、鋼板の上下端部にパッキンをかませ、空洞ができないように注入状況を確認しながら下端側から圧

入した。エポキシ樹脂の規格は、材令7日間で圧縮強度が 600 kgf/cm^2 以上、引張降伏強度が 550 kgf/cm^2 以上、引張せん断強度が 100 kgf/cm^2 以上のものである。材令17日の圧縮強度は 760 kgf/cm^2 であった。

供試体R-11は、鋼板による巻立て幅の影響を検討するための供試体であり、鋼板の幅を $1.5D$ (75 cm)とし、段落し位置の上側及び下側にそれぞれ $1D$ 及び $0.5D$ ずつ巻立てて補強したものである。鋼板の厚さ、施工方法及び鋼板と橋脚躯体間へのエポキシ樹脂の注入は供試体R-10と同じ条件とした。

5.2.2 載荷実験方法

載荷実験方法は3章に示した方法と同様であり、供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に軸力載荷装置により静的軸力を作用させた状態で、動的加振機により基準変位 δ_0 の整数倍の変位 $n \times \delta_0$ ($n = 1, 2, 3, \dots$)で順次変位振幅を増加させながら載荷した。基準変位 δ_0 は、供試体R-9に対する静的な載荷実験により基部の主鉄筋のひずみが降伏する時の載荷位置の変位(載荷変位 δ_y)とし、供試体R-9に対して求めた基準変位 δ_0 ($=1.5 \text{ cm}$)を他の3体の供試体に対しても共通して用いた。また、載荷速度は 5 cm/sec とした。

5.2.3 損傷の進展状況及びひずみ分布

(1) 損傷の進展状況

供試体R-9～R-12について各載荷段階における損傷の進展状況を示すと図-5.2～図-5.4のようになる。ここでは、いずれの供試体についても載荷方向に平行な面の損傷の進展状況を示している。なお、供試体R-12については、3章に示したためここには示していない。

まず、 $1D$ の幅を鋼板で巻立てて無収縮モルタルを注入した供試体R-9を見てみよう。 $1\delta_0$ 載荷で水平の曲げひびわれが発生し、基部においては載荷方向に平行な面ではひびわれは斜め方向にも生じている。 $2\delta_0$ 載荷及び $3\delta_0$ 載荷では曲げひびわれが進展するとともに、基部周辺のひびわれ幅が拡大した。 $4\delta_0$ 載荷では、基部周辺で斜めひびわれが増加した。さらに、鋼板により補強された部分では鋼板と躯体の間の付着が切れ、無収縮モルタルが欠け始めると同時に、鋼板が上方に約 1 mm ずれた。 $5\delta_0$ 載荷では、柱下端部の斜めひびわれが増加するとともに、補強部の無収縮モルタルが欠けて落下し始めた。 $6\delta_0$ 載荷になると、基部周辺で高さ $20 \sim 30 \text{ cm}$ にわたってかぶりコンクリートが剝離し、 $7\delta_0$ 載荷ではかぶりコンクリートの剝離範囲が広がって耐力が減少して最終状態となった。なお、主鉄筋の破断は $7\delta_0$ 載荷までは生じて

いない。実験終了後に鋼板を取り除くと、段落し部において全周にわたる水平のひびわれが生じるとともに、載荷方向と平行な面では斜めのひびわれが数本生じていた。

次に、鋼板の巻立て幅は供試体R-9と同じ $1D$ であるがエポキシ樹脂を注入した供試体R-10を見てみよう。 $1\delta_0$ 載荷で、水平の曲げひびわれが発生し、 $2\delta_0$ 載荷では曲げひびわれが進展した。この際には補強鋼板の内部からミシミシという音が生じていたが、これは鋼板とエポキシ樹脂の接合が一部ではがれたためである。 $3\delta_0$ 載荷では補強鋼板よりも上部及び基部周辺で斜めひびわれが発生した。 $4\delta_0$ 載荷では、基部周辺で斜めひびわれが増加し、載荷方向と直角な1面では高さ約 15 cm にわたってかぶりコンクリートが剝離し、もう1面では剝離寸前となった。 $5\delta_0$ 載荷では、載荷方向に直角な2つの面がかぶりコンクリートが高さ $15 \text{ cm} \sim 20 \text{ cm}$ にわたって剝離した。 $6\delta_0$ 載荷では、載荷方向と直角な2つの面がかぶりコンクリートの剝離が進展し高さ約 30 cm に拡大した。 $7\delta_0$ 載荷で基部において主鉄筋が10本破断し最終状態となった。実験終了後に鋼板を取り除くと、段落し部には水平ひびわれとともに載荷方向と平行な面で斜めひびわれが数本生じていた。

$1.5D$ の幅を鋼板で補強しエポキシ樹脂を注入した供試体R-11では、 $1\delta_0$ 載荷で水平の曲げひびわれが発生し、 $2\delta_0$ 載荷では曲げひびわれが進展した。なお、基部周辺の曲げひびわれは供試体R-9及びR-10よりも少なく、鋼板の上部には曲げひびわれはほとんど発生していない。 $3\delta_0$ 載荷では基部周辺でひびわれが進展し、載荷方向と直角な面の1つがかぶりコンクリートが一部剝離し始めた。 $4\delta_0$ 載荷では、載荷方向と直角な2つの面の基部周辺で高さ $10 \sim 25 \text{ cm}$ にわたってかぶりコンクリートが剝離し、 $5\delta_0$ 載荷では、それが $20 \text{ cm} \sim 25 \text{ cm}$ に進展した。載荷方向と直角な面の一方では主鉄筋内部のコアコンクリートの一部が圧壊、落下した。 $6\delta_0$ 載荷では、載荷方向と直角な2つの面の基部周辺でコアコンクリートの圧壊、落下が進展した。 $7\delta_0$ 載荷では、基部で鉄筋が9本破断し最終状態となった。実験終了後に鋼板を取り除くと補強部分には全く損傷は生じていなかった。

以上の損傷の進展状況を比較してみると、まず、無補強の供試体R-12では $2\delta_0$ 載荷で段落し部から基部に向けて斜めひびわれが発生し、 $3\delta_0$ 載荷で段落し部のかぶりコンクリートが剝離し、 $6\delta_0$ 載荷で段落し部において主鉄筋が破断、最終的に段落し部でせん断破壊した。一方、 $1D$ の幅を鋼板で補強した供試体R-9及びR-10では、最終的な破壊は基部に移行したが、実験終了後に鋼板を取り除くと段落し部にもひびわれが生じていた。

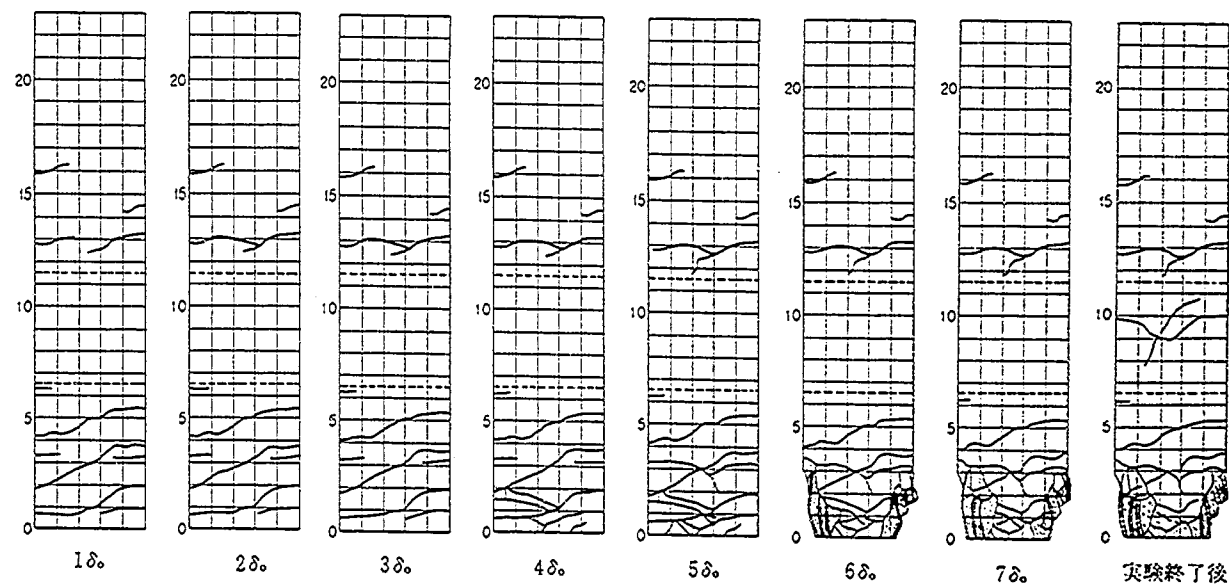
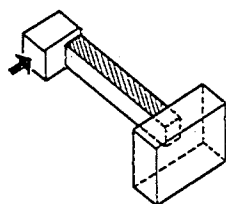


図-5.2 供試体R-9の損傷の進展状況

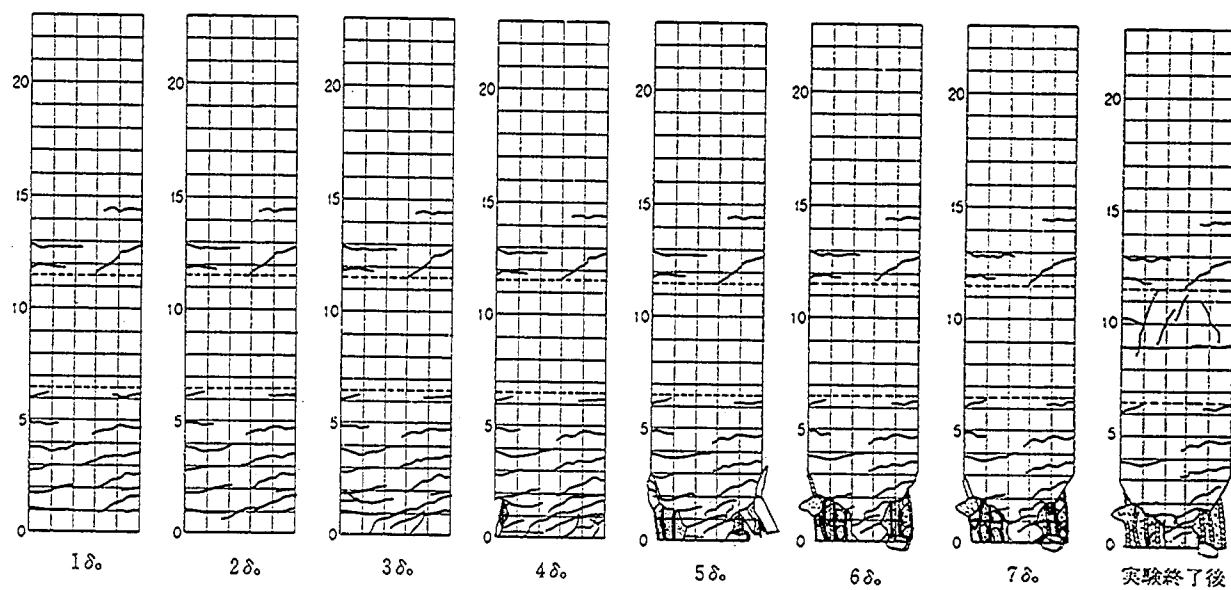
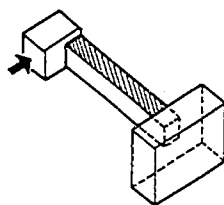


図-5.3 供試体R-10の損傷の進展状況

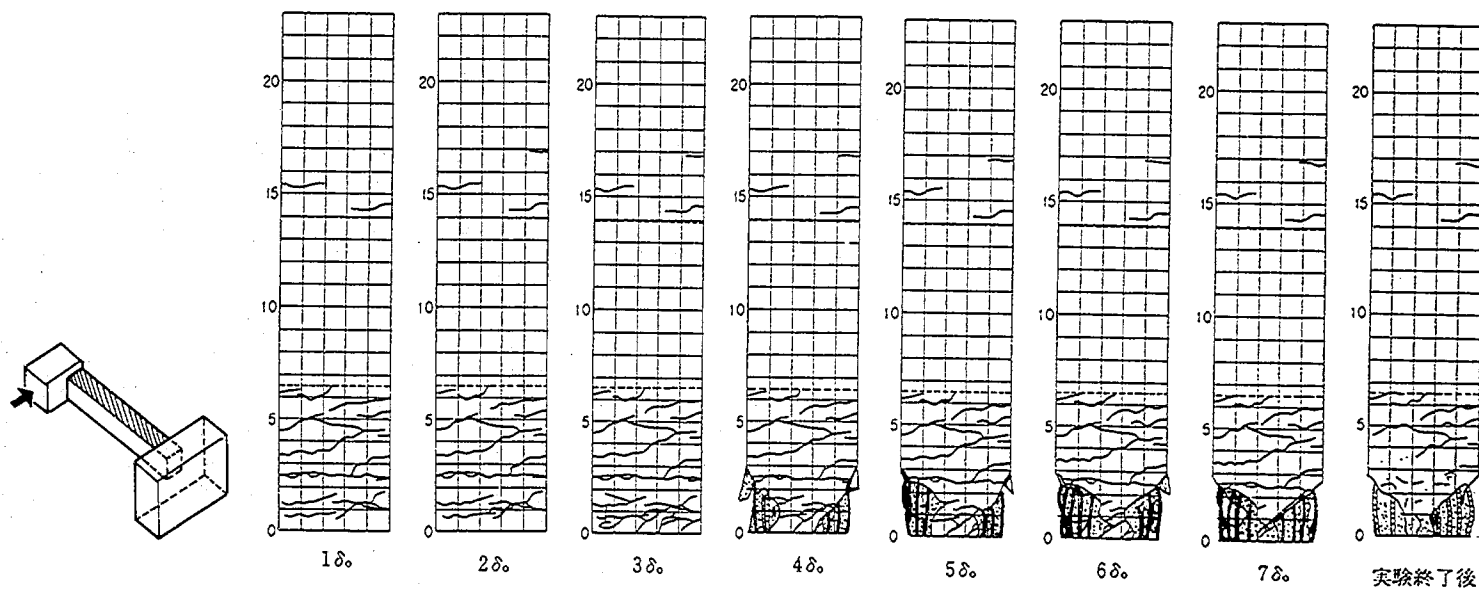


図-5.4 供試体R-11の損傷の進展状況

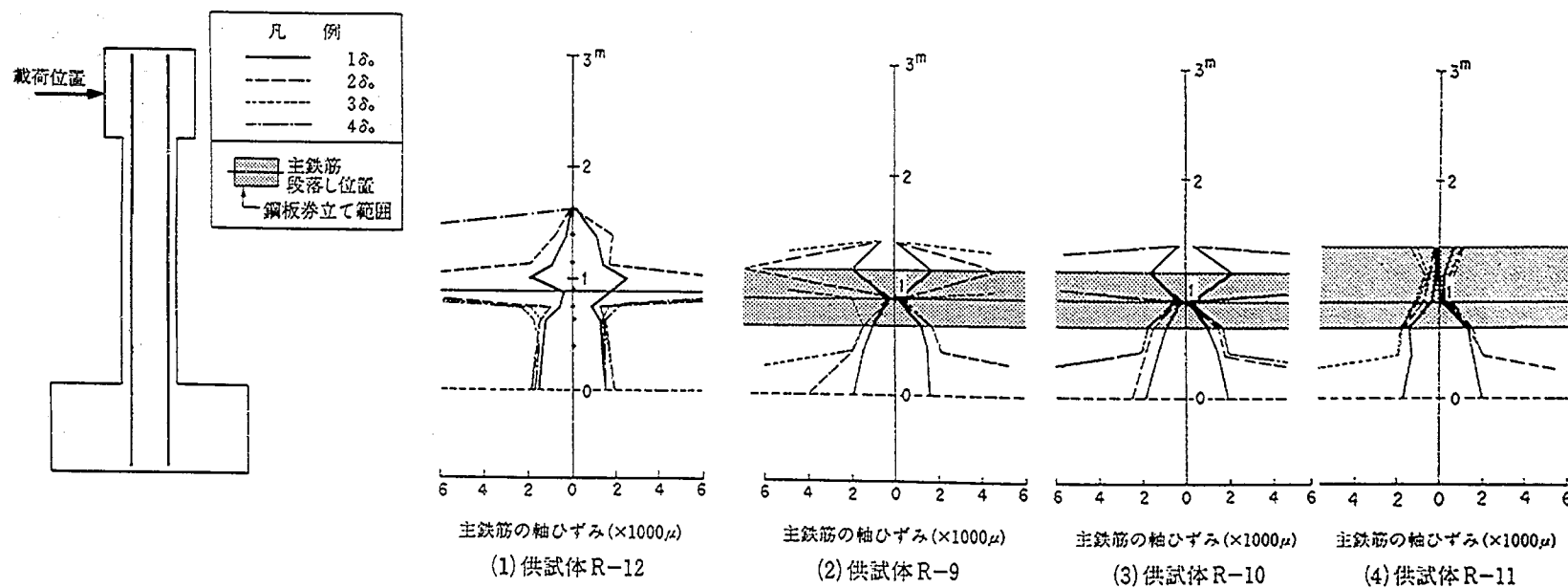


図-5.5 供試体R-9～R-12の主鉄筋の軸ひずみ分布

なお、無収縮モルタルを用いた供試体R-9では、6 δ 載荷で基部のかぶりコンクリートの剥離が生じ、7 δ 載荷では荷重が急激に減少したが、主鉄筋の破断は生じていない。エポキシ樹脂を用いた供試体R-10では、基部のかぶりコンクリートの剥離が4 δ 載荷で生じ、7 δ 載荷では主鉄筋が基部で10本破断した。このように、同じ幅を有する鋼板で補強したにもかかわらず基部の損傷の進展が異なるのは、鋼板による拘束効果の違いによるためである。すなわち、無収縮モルタルを用いた供試体R-9では、鋼板との付着が早い載荷段階で切れるために、段落し部にも損傷が生じるのに対し、供試体R-10ではコンクリートを拘束させる効果の大きいエポキシ樹脂を注入材として用いたために、損傷は段落し部では少なく、基部に集中したものと見える。

1.5 Dの幅を鋼板で補強した供試体R-11では、かぶりコンクリートの剥離が3 δ 載荷で始まり、5 δ 載荷ではコアコンクリートの圧壊、落下が生じた。主鉄筋の破断は供試体R-10と同じ7 δ 載荷であるが、1 Dの幅を鋼板で補強した場合よりも基部の損傷度合は大きい。ただし、実験結果によれば段落し部には一切損傷が生じておらず、段落し部の損傷を防ぐためには、1.5 D以上の幅を鋼板で補強する必要があるということができよう。

(2) 主鉄筋の軸ひずみ

図-5.5は、実験供試体の載荷方向と直行する面における連続している最外縁の主鉄筋に生じた軸ひずみ分布を示したものである。ここで、コンクリートの剥離に伴うひずみゲージやリード線の破断等により信頼できるひずみはせいぜい3,000 μ 程度であることは3章に示した通りである。

最終的に段落し部で破壊した無補強の供試体R-12では、1 δ 載荷時には、段落し部で一方の面で約500 μ 、もう一方の面では2,000 μ と降伏を越えるひずみが生じている。なお、主鉄筋のひずみは段落し部よりも段落し位置から10 cm上方でより大きくなっており、ここでは、2,000~2,300 μ と降伏ひずみを越えている。2 δ 載荷以後になると基部のひずみはほとんど変化しないが、段落し部においてはひずみが大きくなり、段落し部の破壊に進展していく。

1 Dの範囲を鋼板で巻立てて無収縮モルタルを注入した供試体R-9について見てみると、1 δ 載荷では、段落し部でひずみが最も小さく300 μ 程度である。補強鋼板の上端部でもひずみが大きくなり、約2,000 μ と降伏ひずみに達している。2 δ 載荷になると、基部においてひずみが大きくなり、最終的な基部の損傷に進展していく。段落し部のひずみはほとんど変化しないが、鋼板上端部

におけるひずみは、4,000 μ ~6,000 μ と降伏ひずみをはるかに越えて大きくなる。3 δ 載荷以降は、鋼板上端部でも6,000 μ を越える大きなひずみとなる。

1 Dの範囲を鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した供試体R-10について見てみると、ひずみの分布形状は無収縮モルタルを用いた供試体R-9とほぼ同じである。ただし、無収縮モルタルを用いた供試体R-9よりも補強部のひずみは小さく、これはエポキシ樹脂の接着効果により鋼板によるコンクリートの拘束が大きいことを示している。

1.5 Dの範囲を鋼板で巻立てた供試体R-11について見てみると、1 δ 載荷では鋼板により補強された部分において、鋼板下端位置で約1,500 μ 、段落し部で約200 μ 、鋼板上端位置ではさらに小さく100 μ 以下となっている。2 δ 載荷以後になると、基部においてひずみが大きくなり、最終的な基部の損傷に進展していく。鋼板で補強された部分では、載荷の進行とともにひずみが大きくなるが4 δ 載荷でも1,500 μ 以下と降伏には至っていない。

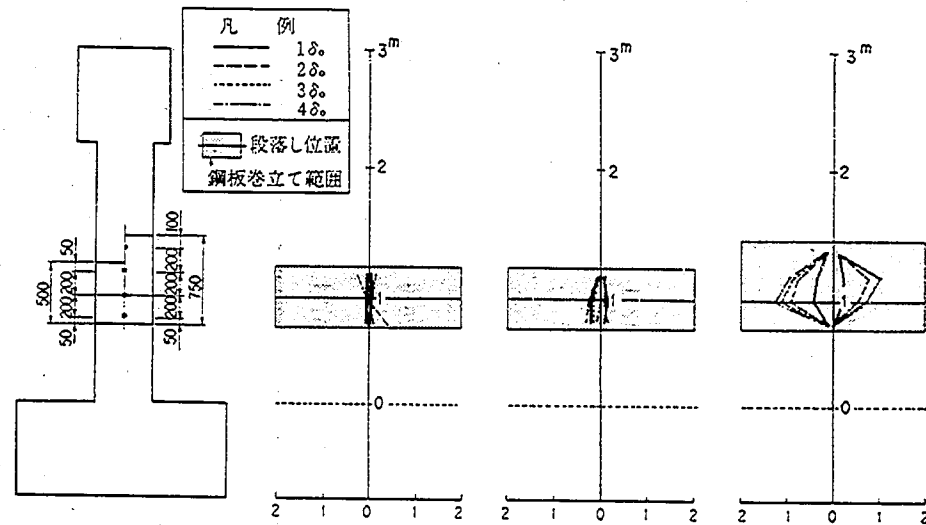
このように、1 Dの幅を鋼板で補強した供試体では、基部のひずみが最も大きくなるが、同時に鋼板上端部においても降伏を大きく越えるひずみが生じ、鋼板による補強範囲が段落し部より上側において十分ではないことを示している。1.5 Dの範囲を鋼板で補強した場合には、基部のひずみのみが大きくなり補強部分のひずみは降伏には至らない。したがって、段落し部における主鉄筋の降伏を防ぐためには少なくとも1.5 D以上の幅を鋼板で補強する必要があるということができる。

(3) 鋼板の軸方向のひずみ分布

図-5.6は、鋼板により巻立てた供試体R-9~R-11の載荷方向と直行する面における鋼板に生じた軸方向のひずみを示したものである。ひずみの計測点は、1 D幅の鋼板については3点、1.5 D幅の鋼板では4点である。ここでは4 δ 載荷までを示している。

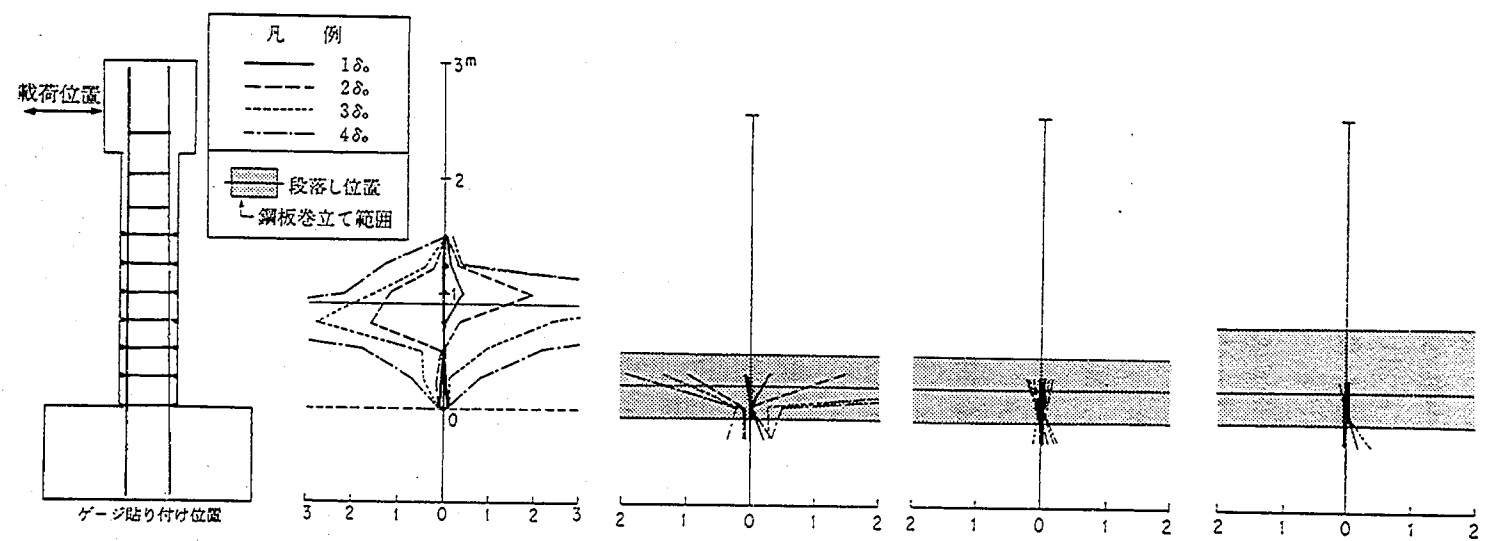
1 Dの幅を鋼板で補強した供試体R-9及びR-10では、鋼板に生じた軸方向ひずみは小さく、4 δ 載荷までは500 μ 以下となっている。エポキシ樹脂を注入した供試体R-10の方がやや大きくなってはいるが著しい違いは見られない。

一方、1.5 Dの幅を鋼板で補強した供試体R-11では、鋼板の中央部で大きく端部にいくほど小さくなる分布となる。ひずみの最大値は、1 δ 載荷では約300 μ 、2 δ 載荷では800 μ ~1,000 μ となっている。4 δ 載荷では1,000 μ ~1,300 μ となり、前述の段落し位置に生じていた主鉄筋のひずみ値とほぼ等しい。したがって、1.5 D幅



鋼板の軸方向ひずみ($\times 1000\mu$) 鋼板の軸方向ひずみ($\times 1000\mu$) 鋼板の軸方向ひずみ($\times 1000\mu$)
 (1) 供試体 R-9 (2) 供試体 R-10 (3) 供試体 R-11

図-5.6 供試体 R-9 ~ R-12 の鋼板の軸方向ひずみ



帯鉄筋ひずみ($\times 1000\mu$) 帯鉄筋ひずみ($\times 1000\mu$) 帯鉄筋ひずみ($\times 1000\mu$) 帯鉄筋ひずみ($\times 1000\mu$)
 (1) 供試体 R-12 (2) 供試体 R-9 (3) 供試体 R-10 (4) 供試体 R-11

図-5.7 供試体 R-9 ~ R-12 の帯鉄筋のひずみ

の鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した場合には、鋼板は鋼板中央部を中心に橋脚の曲げ変形をおさえるのに寄与しているが、1D幅の鋼板ではこのような効果はほとんど期待できないことを示している。

(4) 帯鉄筋のひずみ分布

図-5.7は、供試体R-9～R-12の帯鉄筋のひずみを示したものである。帯鉄筋のひずみは、載荷方向と平行な面の帯鉄筋において計測している。補強した供試体R-9～R-11については、段落し部直上、直下及びその下方の3点で計測している。

無補強の供試体R-12では、1 ϕ 載荷時には段落し部直上で500 μ 程度のひずみが帯鉄筋に生じている。2 ϕ 載荷では、段落し部周辺でひずみが大きく進展し、1,800 μ ～2,000 μ と降伏に至る。3 ϕ 載荷以降は段落し部周辺のみでひずみが進展し、最終的に生じた破壊に対応している。

1Dの幅を鋼板で巻立てて無収縮モルタルを注入した供試体R-9では、1 ϕ 載荷で段落し部直上及び直下でひずみが大きくなり、その値は約300 μ である。2 ϕ 載荷になると、ひずみは特に段落し部直上で大きくなり1,000～1,500 μ となる。3 ϕ 載荷以降は、この位置においてひずみは降伏ひずみを越えて大きくなる。ただし、段落し部直下及びその下方ではひずみはわずかに進展するが、4 ϕ 載荷までは400 μ 以下である。

1Dの幅を鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した供試体R-10について見てみると、帯鉄筋のひずみは4 ϕ 載荷でも500 μ 以下となり鋼板により拘束されている。無収縮モルタルを用いた場合とエポキシ樹脂を用いた場合に違いが生じているが、これは、無収縮モルタルの場合には、鋼板とモルタルの付着が早い載荷段階で切れてしまうため、鋼板によるコンクリートの拘束効果（帯鉄筋としての効果）が小さいことを示している。

1.5Dの幅を鋼板で補強した場合も、供試体R-10と同様に補強鋼板の下側で多少のひずみが帯鉄筋に生じているが、補強された部分では、ほとんど帯鉄筋にはひずみが生じておらず、鋼板によりよく拘束されている。

5.2.4 耐力及び変形性能

図-5.8及び表-5.2は、それぞれ、供試体R-9～R-12の荷重～変位の履歴曲線の包絡線及び耐力・変形性能を示したものである。なお、ここで、降伏荷重は基部の主鉄筋が降伏する時の載荷荷重としているため、段落し部で既に主鉄筋が降伏に至っているものもあることに注意していただきたい。

表-5.2に示した降伏荷重及び最大耐力に着目すると、

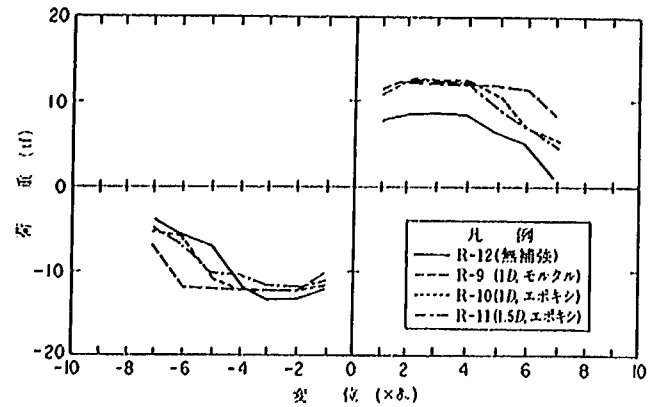


図-5.8 供試体R-9～R-12の荷重～変位の履歴曲線の包絡線

表-5.2 正方形断面供試体の耐力及び変形性能

供 試 体	R-9	R-10	R-11	R-12
降伏荷重 P_y (tf)	10.5	11.4	11.3	12.2
最大耐力 P_u (tf)	12.9	13.1	12.9	12.6
P_u/P_y	1.23	1.15	1.14	1.03
降伏変位 δ_y (mm)	13.9	14.4	14.5	24.0
終局変位 δ_u (mm)	96.6	70.9	59.2	30.2
じん性率 δ_u/δ_y	6.95	4.94	4.08	1.29

いずれの供試体もほぼ等しい。ただし、無補強の供試体R-12の降伏荷重は、他の供試体よりも8～15%程度大きい。これは、供試体R-12では、段落し部で主鉄筋が先に降伏し、前述のように基部の主鉄筋が降伏する場合の荷重を降伏荷重としたためである。また、降伏荷重と最大耐力の比は、無補強の供試体R-12が1.03と降伏後の荷重の向上が小さいのに対し、鋼板で補強すると1.14～1.23に向上する。

じん性率を見てみると、無補強の供試体R-12が1.29と小さいのに対し、鋼板で補強することにより、供試体R-9では5.4倍、供試体R-10では3.8倍、供試体R-11では3.2倍に向上する。なお、鋼板の幅を1Dとした場合に最もじん性率の向上が大きいのは、基部とともに段落し部においても同時に損傷を生じたため、基部と段落し部に両方で変形を吸収し、4体の中で耐力の低下が最も小さかったためである。ただし、これは、実験を変

位制御で行ったためであり、実際の地震時に2箇所で塑性ヒンジができることが耐震性を向上させることにはならないのは3章に示した通りである。

図-5.9及び図-5.10は、それぞれ、上記の4体の供試体の累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数を示したものである。これによれば、2 ϕ 載荷まではいずれの供試体もほぼ等しいが、3 ϕ 載荷以後に違いが表れてくる。すなわち、無補強の供試体R-12が最も吸収エネルギーが小さく、もろい破壊性状を示している。鋼板で補強した供試体R-9~R-11は5 ϕ 載荷まではほぼ等しいが、6 ϕ 載荷以後は、供試体R-9、R-10、R-11の順序で累積吸収エネルギーが大きくなる。これは、前述のように供試体R-9及びR-10では基部と同時に段落し部にも損傷を生じたためである。一方、履歴減衰定数を見ると4体の供試体間に著しい違いは認められないが、3 ϕ ~5 ϕ 載荷では鋼板により補強の方が大きくなっており、無補強の供試体R-12が最も小さい。

5.3 円形中空断面橋脚の耐震補強

5.3.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型

実験に用いたRC橋脚模型は、図-5.11に示すせん断支間比4.9の供試体4体である。表-5.3は、これらの供試体の特性を示したものである。

4体の供試体R-4~R-7は、断面の外径が60mm、内径が41.6mmの中空円形で、載荷高さ(橋脚基部から荷重載荷中心までの高さ)が2.6mのRC橋脚模型である。これらの供試体は、実橋脚の約1/5モデルとして製作したものであり、図-5.12に実橋脚との相似律を示す。実橋脚と模型の寸法比は1/5.5とし、主鉄筋比、帯鉄筋比及び軸圧縮応力度を合わせた。主鉄筋の段落し位置は、フーチング上面から1.03mの高さで、ここで主鉄筋量を基部の40%に段落ししている。

主鉄筋としては、いずれの供試体に対しても、D13(SD295)が20本、D16(SD295)が20本、合計40本を1段配筋している。主鉄筋比は4.43%である。帯鉄筋としては、SR235 ϕ 9mmを25cm間隔で配筋した。帯鉄筋比は0.28%である。セメントとしては早強ポルトランドセメントを用い、最大寸法10mmの骨材を用いた。載荷実験実施当日のコンクリートの平均圧縮強度は表-5.3に示すように供試体R-4、R-6及びR-7では約360kgf/cm²であるが、供試体R-5では約410kgf/cm²と約15%大きい。また、橋脚には、上部構造重量に相当する荷重として軸力載荷装置により21.3kgf/cm²の静的軸力を作用させた。

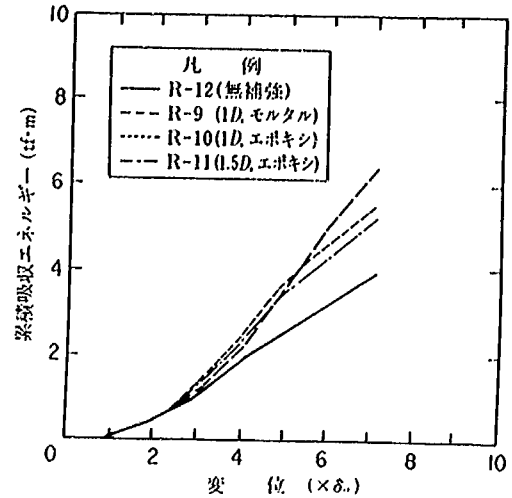


図-5.9 供試体R-9~R-12の累積吸収エネルギー

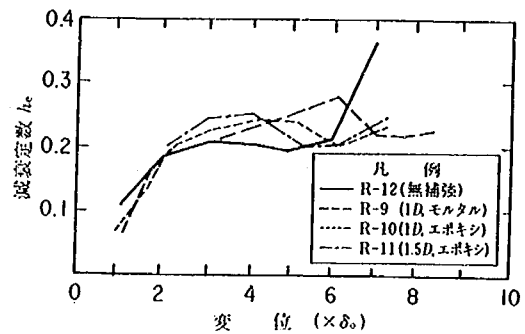


図-5.10 供試体R-9~R-12の履歴減衰定数

4体の供試体R-4~R-7の違いは、鋼板巻立て工法による補強方法であり、鋼板の巻立て幅及び鋼板と橋脚軀体間への注入材に着目した。まず、供試体R-4は、鋼板による補強を施していないRC橋脚模型である。この供試体の段落し位置は、計算上段落してよい位置よりも22cm低い位置となっており、4章に示した耐震性判定法によれば、段落し部において鉄筋の著しい座屈及び破断等の著しい損傷を受ける可能性がある橋脚と判定される。

他の3体の供試体は、鋼板巻立て工法による補強方法が異なる。すなわち、供試体R-5は、幅1D(D:断面の直径、60cm)、厚さ1mmの鋼板で段落し位置の上側及び下側に0.5Dずつとなるように巻立てたものである。鋼板としては、冷間圧延鋼板SPCC(引張強さ2,800kgf/cm²)を用い、断面が半円形のを2枚用意して載荷方向と平行な面において現場溶接した。なお、鋼板の厚さを1mmとしたのは、溶接等の施工性を考慮したものである。さらに鋼板と橋脚軀体の間は、エポキシ樹脂

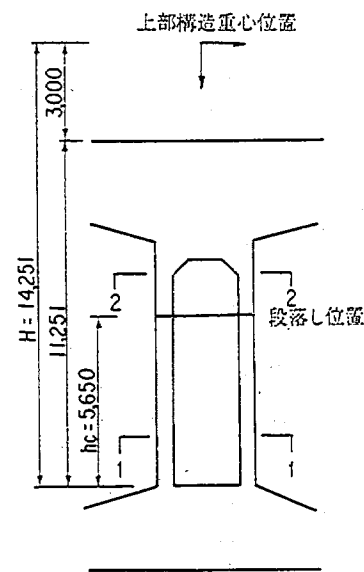
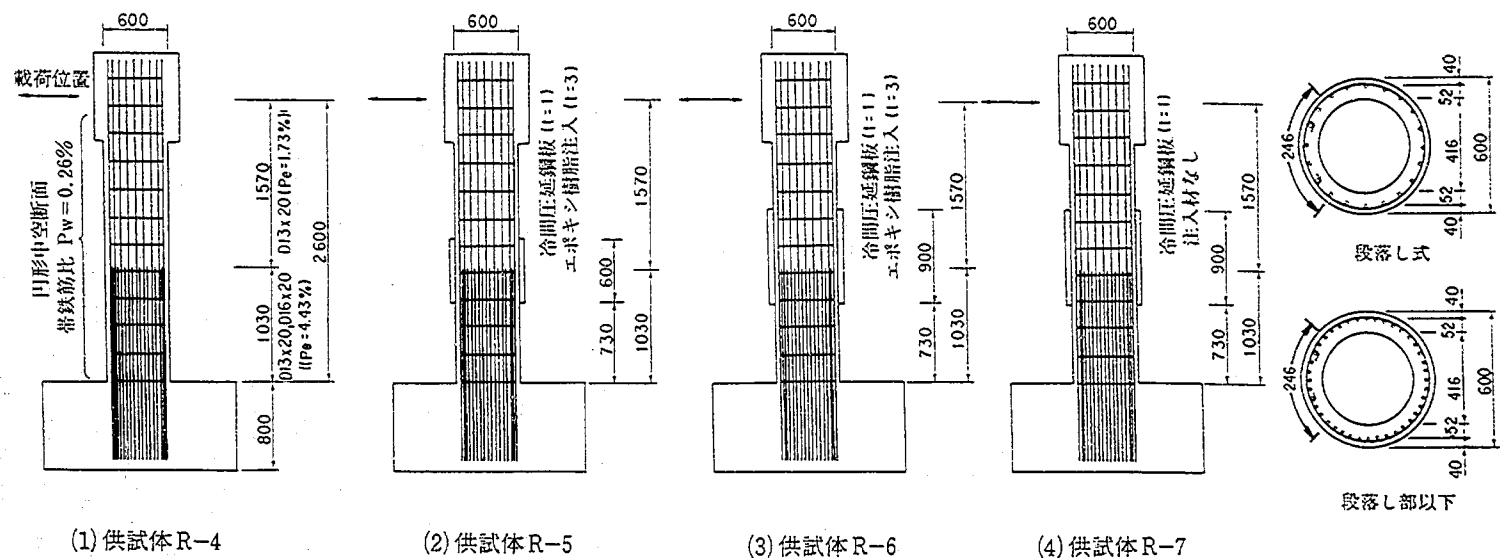


図-5.12 実橋脚との相似律

		実 橋	模 型
せん断及間比		4.91	4.90
主鉄筋比	1-1 断面	0.0361	0.0443
	2-2 断面	0.0163	0.0173
段落し高さ比 hc/H		0.396	0.396
帯鉄筋比		0.00084	0.00085
圧縮応力度 (kgf/cm^2)		22.7	22.7

表-5.3 中空円形断面供試体の諸元

供 試 体 番 号		R-4	R-5	R-6	R-7
断 面 寸 法 (外 径 及 び 内 径) (cm)		$\phi 60(\phi 41.6)$			
かぶりコンクリート厚 (cm)		4.0			
載 荷 高 さ (cm)		260			
せん断支間比		4.9			
主鉄筋	材 料 及 び 径 (mm)	SD295, D13, D16			
	段 落 し 高 さ (cm)	103			
	主 鉄 筋 比 (%) (段 落 し 後 (%))	4.43(1.73)			
	降 伏 点 強 度 (kgf/cm ²)	3,710			
帯鉄筋	材 料 及 び 径 (mm)	SR235, $\phi 9$			
	帯 鉄 筋 比 (%)	0.28			
	降 伏 点 強 度 (kgf/cm ²)	3,429			
コンクリート	セ メ ン ト 材 料	ポルトランドセメント			
	最大骨材寸法 (mm)	10			
	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	361	408	358	359
載荷条件	載 荷 速 度 (cm/sec)	3			
	載 荷 繰 返 し 回 数	10			
	載 荷 基 準 変 位 (cm)	1			
軸方向力	軸 方 向 力 (tf)	33.4			
	軸 応 力 度 (kgf/cm ²)	21.3			
補強鋼板	材 料	—	SPCC(冷間圧延鋼板)		
	板 厚 (mm)	—	1.0		
	巻 立 て 幅	—	1D	1.5D	1.5D
	充填材及び厚さ (mm)	—	エポキシ樹脂, 3		—

を 3 mm の厚さで注入した。樹脂を注入する際には、鋼板の上下端部にパッキンをかませ、空洞ができないように注入状況を確認しながら下端側から圧入した。エポキシ樹脂の規格は、材令 7 日間で圧縮強度が 600 kgf/cm² 以上、引張降伏強度が 550 kgf/cm² 以上、引張せん断強度が 100 kgf/cm² 以上のものである。材令 17 日の圧縮強度は 760 kgf/cm² であった。

供試体 R-6 は、鋼板による巻立て幅の影響を検討するための供試体であり、鋼板の幅を 1.5 D (90 cm) とし、段落し位置の上側及び下側に、それぞれ、1 D 及び 0.5 D ずつ巻立てたものである。鋼板の厚さ、施工方法及び鋼板と橋脚軀体間へのエポキシ樹脂の注入は供試体 R-

5 と同じ条件とした。

供試体 R-7 は、鋼板と橋脚軀体間の注入材の影響を検討することを目的としたものである。鋼板の巻立て範囲は供試体 R-6 と同じで段落し位置よりも上側に 1 D、下側に 0.5 D であるが、鋼板と橋脚軀体間には何も注入していない。これは、実橋脚に対して鋼板巻立て工法を適用する場合には、エポキシ樹脂等の注入材の施工が困難となる場合もあるため、より施工が簡単な鋼板で橋脚を単純に巻立てて補強を行う場合の効果を検討することを目的としたものである。

5.3.2 載荷実験方法

載荷試験方法は、5.2に示した正方形断面供試体の場合と同様であり、供試体を横に寝かせて反力壁に固定し、供試体頭部に軸力載荷装置により33.4tf（軸力強度で21.3 kgf/cm²）の静的軸力を作用させた状態で、動的加振機により基準変位 δ_0 の整数倍の変位 $n \times \delta_0$ （ $n=1, 2, 3, \dots$ ）で順次変位振幅を増加させながら載荷した。基準変位 δ_0 は、一般に静的な載荷実験により主鉄筋のひずみをモニターしながら降伏変位 δ_y を求めるのが普通であるが、実験の工程上供試体R-4に対する実験を最初に行わなければならなかったため、計算により降伏変位 δ_y （ $\delta_y=8.8$ mm）を求めた。なお、降伏変位の計算においては、コンクリートの圧縮強度を370 kgf/cm²、鉄筋の降伏点応力度を3,600 kgf/cm²と仮定した。また、主鉄筋のフーチングからの抜け出しがあるため、これと降伏変位 δ_y とを合わせて、基準変位 δ_0 は10 mmと仮定した。しかしながら、実験により測定した最外縁の主鉄筋のひずみ分布を見てみると、1 δ_0 載荷時のひずみは約800 μ と降伏ひずみ（1,800 μ ）の約半分となっていた。2 δ_0 （=20 mm）載荷ではこれがおおよそ1,800 μ となり、したがって、20 mm程度が実際の供試体の降伏変位に相当している。コンクリートの圧縮試験や鉄筋の引張試験から実際に得られたコンクリートの圧縮強度及び鉄筋の降伏点応力度を用いて降伏変位 δ_y を計算し直すと、11 mmとなり、当初推定した値よりも約25%大きくはなるが、これだけでは2倍近い降伏変位の違いを説明できない。このため、コンクリートの強度及び鉄筋の降伏点応力度を多少実際よりも小さく評価したこと他に、フーチングからの主鉄筋の抜け出し等により、当初の計算による降伏変位 δ_y が小さかったものと考えられる。したがって、以下に示す載荷基準変位 δ_0 は実際の供試体の降伏変位 δ_y （約20 mm）とし、0.5 δ_0 ずつ載荷していることに注意していただきたい。なお、載荷速度は3 cm/secとした。

5.3.3 損傷の進展状況及びひずみ分布

(1) 損傷の進展状況

図-5.13～図-5.16は、供試体R-4～R-7について各載荷段階における損傷の進展状況を示したものである。ここでは、いずれの供試体についても載荷方向に平行な面の損傷の進展状況を示している。

補強を施していない供試体R-4において、0.5 δ_0 載荷では、載荷方向と直交する面では橋脚全体に水平の曲げひびわれが、載荷方向と平行な面では橋脚の中間部に高さ1.5 mにわたって斜めひびわれが発生した。せん断支間比が4.9程度あれば、一般には曲げ破壊が卓越し、

0.5 δ_0 載荷では水平の曲げひびわれが生じるのがふつうであるが、本供試体は中空でコンクリート断面積が小さいため、コンクリートに生じるせん断応力度が大きく、斜めひびわれが生じたものと推定される。1 δ_0 載荷では、段落し部周辺の斜めひびわれが増加し、1.5 δ_0 載荷及び2 δ_0 載荷では、段落し部の斜めひびわれがさらに進展するとともにひびわれ幅が拡大した。2.5 δ_0 載荷では、段落し部でかぶりコンクリートが載荷方向と直行する面及び載荷方向に平行な1つの面で、高さ約30～40 cmにわたって剝離した。3 δ_0 載荷では、3回目の載荷途中で段落し部においてかぶりコンクリートが完全に剝離するとともに折れるように圧壊し、高さが約20 cmも縮んだ。供試体としては最終状態となったため載荷はここで終了した。なお、主鉄筋の破断は生じていない。

1 Dの幅を鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した供試体R-5では、1 δ_0 載荷で、水平の曲げひびわれが載荷方向と直行するB面に発生した。載荷方向に平行な面では、わずかではあるが斜めひびわれの発生が認められる。1 δ_0 載荷では、載荷方向と平行な面の鋼板よりも上方で斜めひびわれが進展し始め、1.5 δ_0 載荷では斜めひびわれが増加した。2 δ_0 載荷及び2.5 δ_0 載荷では、同じ位置で斜めひびわれが拡大し、3 δ_0 載荷では、ここでかぶりコンクリートが高さ10 cm～30 cmにわたって剝離した。なお、基部の斜めひびわれは、1.5 δ_0 載荷からほとんど進展していない。3 δ_0 載荷終了後軸力に耐えきれず、写真-5.1に示すように鋼板の上端部で折れるように圧壊した。実験終了後に鋼板を取り除くと、鋼板補強した範囲の上下端付近に斜めひびわれが生じていた。なお、鉄筋の破断は生じていない。

1.5 Dの幅を鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した供試体R-6においては、0.5 δ_0 載荷では、載荷方向と直行する面で水平の曲げひびわれが発生するとともに、載荷方向に平行な面で斜めのひびわれが発生した。斜めひびわれの数は、供試体R-5よりも多い。1 δ_0 載荷では載荷方向と平行な面の鋼板よりも上方で斜めひびわれが進展し、1.5 δ_0 載荷になると、鋼板よりも下方においても斜めひびわれが進展した。2 δ_0 載荷から3 δ_0 載荷までは、鋼板よりも下方のみに斜めひびわれが進展した。この間、2 δ_0 載荷では鋼板が面外にわずかにはらみ出し、3 δ_0 載荷になると、エポキシ樹脂と補強鋼板との付着が切れる音が生じ始めた。3.5 δ_0 載荷では、載荷方向に平行な面において鋼板よりも下方で斜めひびわれの幅が大きく拡大し、かぶりコンクリートが剝離寸前となった。4 δ_0 載荷では鋼板下端から基部にかけてほぼ全周でかぶりコンクリートが剝離するか、あるいは剝離寸前となり最終状態

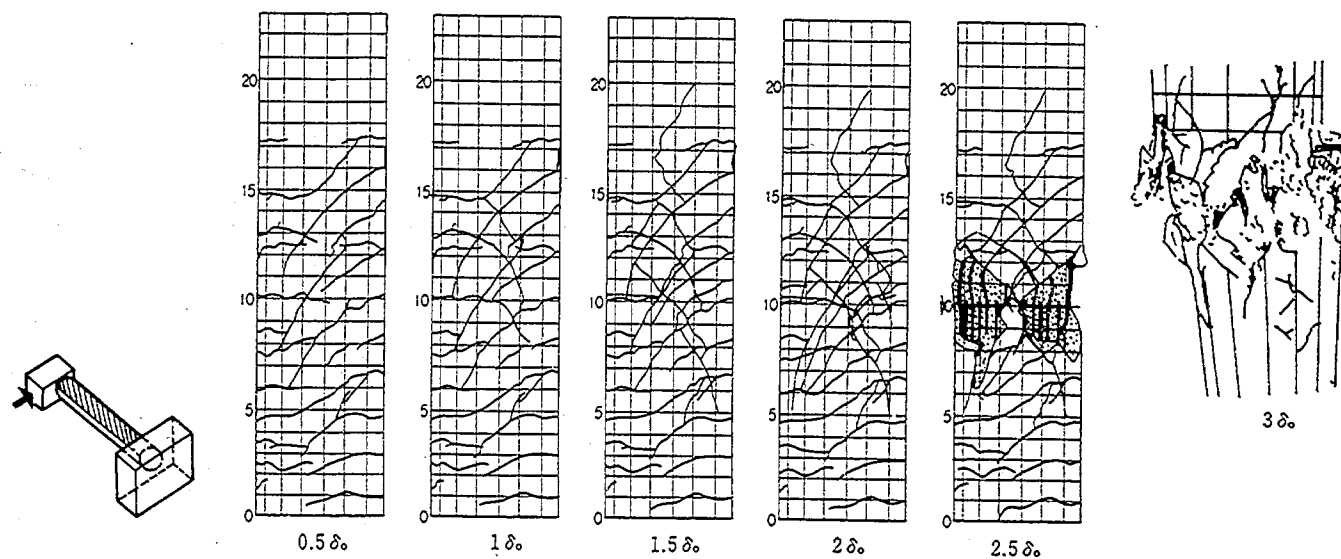


図-5.13 供試体R-4の損傷の進展状況

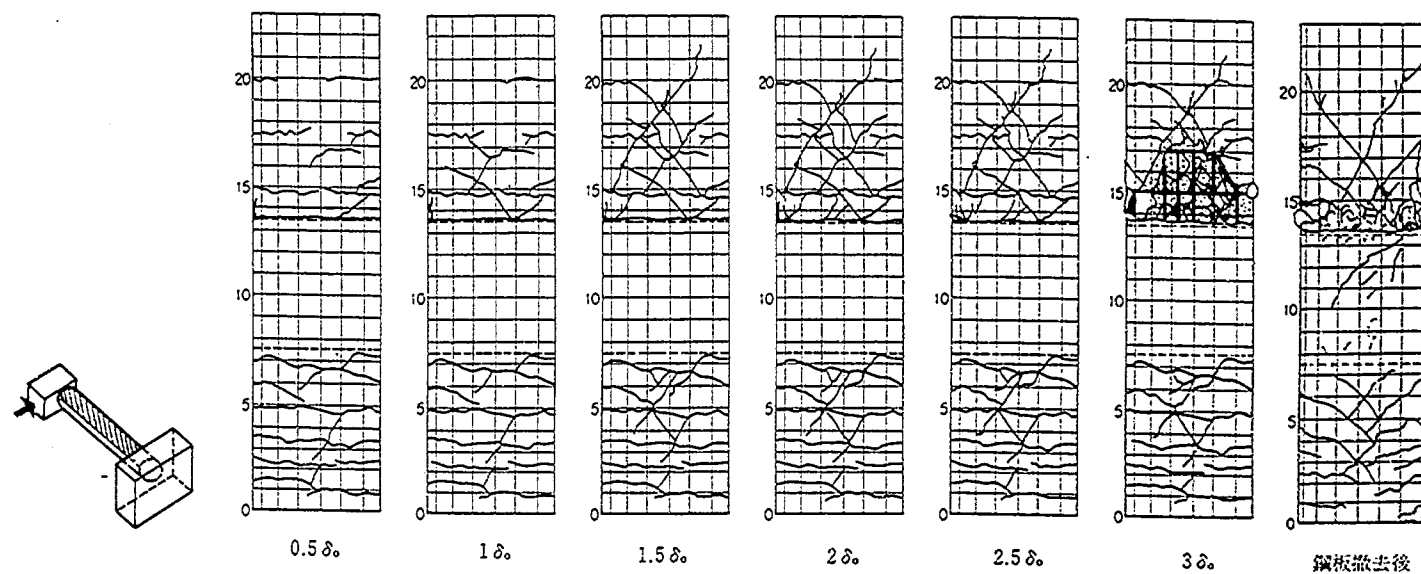


図-5.14 1Dの幅を鋼板で補強した供試体R-5（エポキシ樹脂注入）の損傷の進展状況

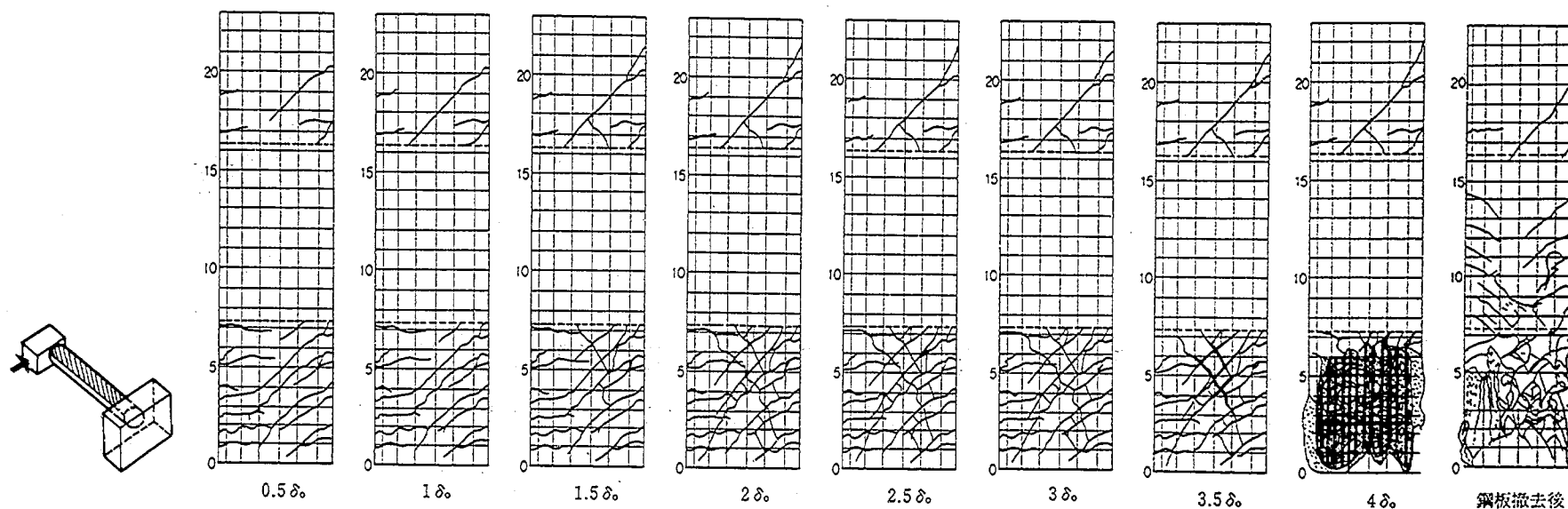


図-5.15 1.5Dの幅を鋼板で補強した供試体R-6（エポキシ樹脂注入）の損傷の進展状況

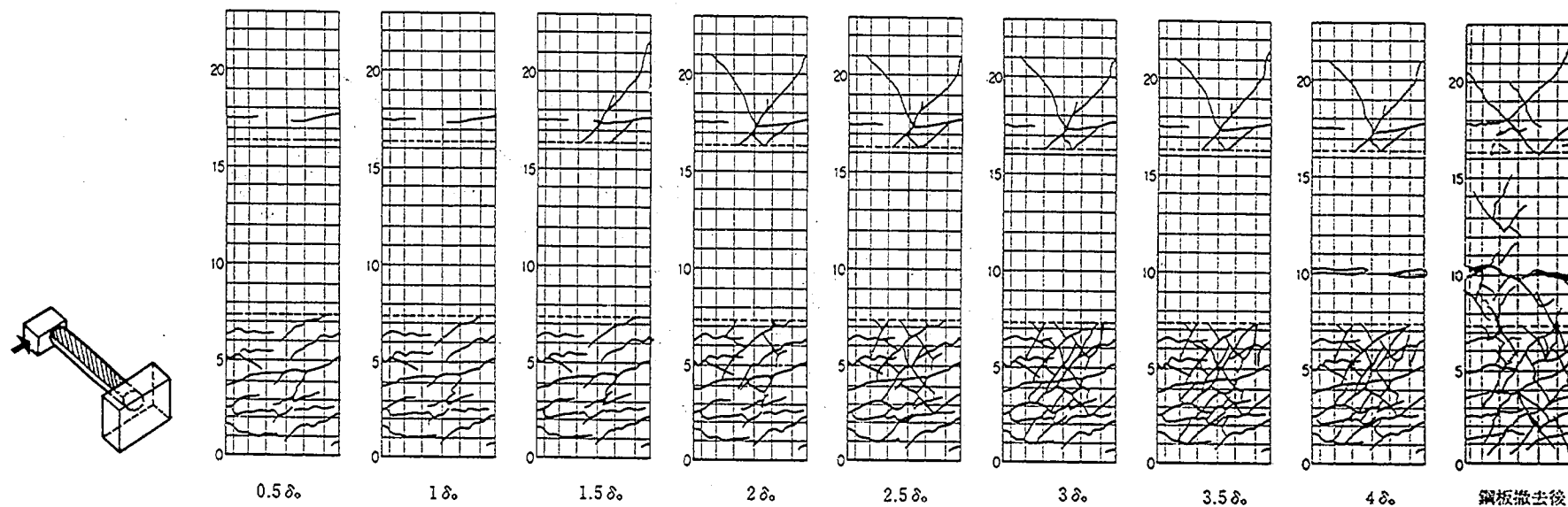


図-5.16 1.5Dの幅を鋼板で補強した供試体R-7（注入材なし）の損傷の進展状況

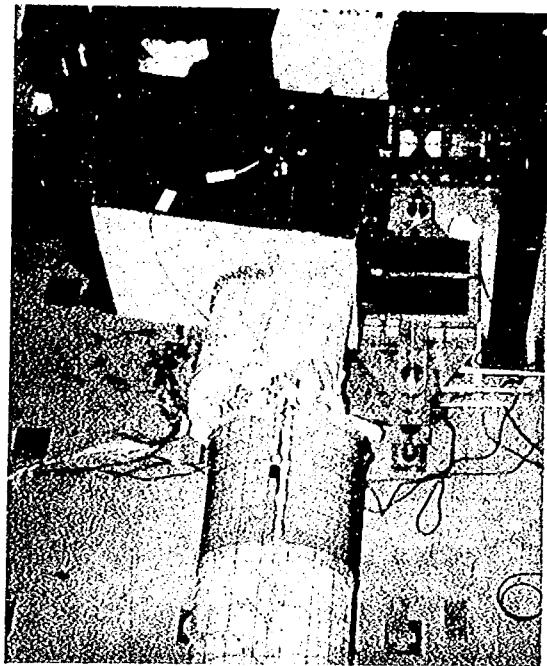


写真-5.1 供試体R-5の破壊状況

となった。載荷終了後に鋼板を取り除くと、鋼板に囲まれた範囲では橋脚躯体のほぼ全体に斜めひびわれが生じていた。特に鋼板で補強した部分よりも下方において斜めひびわれの数は多い。

1.5 Δ の幅を鋼板で巻立てて注入材を用いていない供試体R-7においては、0.5 Δ 載荷では載荷方向と直行する面において水平の曲げひびわれが発生した。載荷方向と平行な面でわずかに斜めひびわれが認められるが、その数は、他の3体の供試体に比較して最も少ない。1 Δ 載荷では載荷方向と平行な面において基部周辺の斜めひびわれがわずかに進展し、1.5 Δ 載荷では基部周辺の斜めひびわれが増加するとともに、鋼板補強した範囲の上方においても斜めひびわれが発生した。2 Δ 載荷では、載荷方向に平行な面において鋼板より上方及び下方で斜めひびわれが増加するとともに、鋼板が載荷方向と平行な面では面外にはらみ出した。2.5 Δ 載荷及び3 Δ 載荷では、鋼板よりも下方で斜めひびわれが増加した。3.5 Δ 載荷では、鋼板の面外へのはらみ出しが拡大し始め、4 Δ 載荷では鋼板が段落し位置で幅約3 cm、高さ5~10 mm はらみ出し、最終状態となった。4 Δ 載荷中には、鋼板内部で鉄筋の破断音が聞かれた。載荷終了後に鋼板を取り除くと、補強部分に斜めひびわれが発生するとともに、載荷方向と直行する面の段落し部ではかぶりコンクリートが高さ5~10 cm にわたって剝離し、主鉄筋は8本破断していた。

上記4体の損傷の進展状況を比較してみると、斜めひびわれは、いずれの供試体についても0.5 Δ 載荷当初か

ら発生し、その数は鋼板下端から基部にかけて破壊した供試体R-6で最も多い。かぶりコンクリートの剝離が生じたのは供試体R-4が最も早く、2.5 Δ の載荷段階で生じた。鋼板の上方で破壊した供試体R-5では3 Δ 載荷の段階で、基部において破壊した供試体R-6では4 Δ 載荷で、それぞれ、かぶりコンクリートの剝離が生じた。供試体R-7は鋼板の内側でコンクリートが破壊したため、どの載荷段階で損傷が生じたかは確認できなかった。

主鉄筋の破断が生じたのは供試体R-7のみである。一方、他の3体のうち、供試体R-4及びR-5では、断面が中空円形のためかぶりコンクリートの剝離が外側と同時に内側でも生じ、前述のように軸力に耐えきれずに圧壊したため主鉄筋の破断は生じなかった。供試体R-6では、かぶりコンクリートは鋼板下端から基部にかけて広範囲に剝離し、せん断破壊の性状を示しており、主鉄筋の破断は生じていない。

(2) 主鉄筋の軸ひずみ

図-5.17は、実験供試体の載荷方向と直行する面における、連続している最外縁の主鉄筋に生じた軸ひずみ分布を示したものである。ここで、コンクリートの剝離に伴うひずみゲージやリード線の破断等により信頼できるひずみがせいぜい3,000 μ 程度であるのは、前述の正方形断面供試体の場合と同様である。

段落し部で破壊した無補強の供試体R-4では、0.5 Δ 載荷時に生じた主鉄筋の軸ひずみは基部で約800 μ と降伏ひずみ(1,800 μ)の半分以下に過ぎない。この理由は、前述したように、計算で求めた降伏変位が小さ過ぎたためである。段落し部の主鉄筋に生じたひずみは、約1,000 μ となっており、基部よりも25%大きい。1 Δ 載荷になるとひずみは基部で約1,600 μ 、段落し部で約2,400 μ となる。1.5 Δ 載荷以後では、基部のひずみはほとんど変化しないが、段落し部においてひずみが大きくなり、最終的には段落し部の破壊へと進展していく。

1 Δ の範囲を鋼板で巻立ててエポキシ樹脂を注入した供試体R-5について見てみると、0.5 Δ 載荷では、高き方向に主鉄筋のひずみはほぼ同じで500~850 μ である。1 Δ 載荷では主鉄筋のひずみは1,300~2,000 μ となり部分的に降伏する。ただし、主鉄筋に生じたひずみは段落し部においては約1,300 μ とそれほど小さくなく、鋼板より上方の方が約2,000 μ と大きい。1.5 Δ 載荷では、全体的に主鉄筋のひずみは大きくなり、約2,000 μ となる。ただし、鋼板で補強した範囲の上方でひずみが最も大きいのは1 Δ 載荷と同様である。2 Δ 載荷になると、鋼板の上端位置におけるひずみが降伏を越え、これがこ

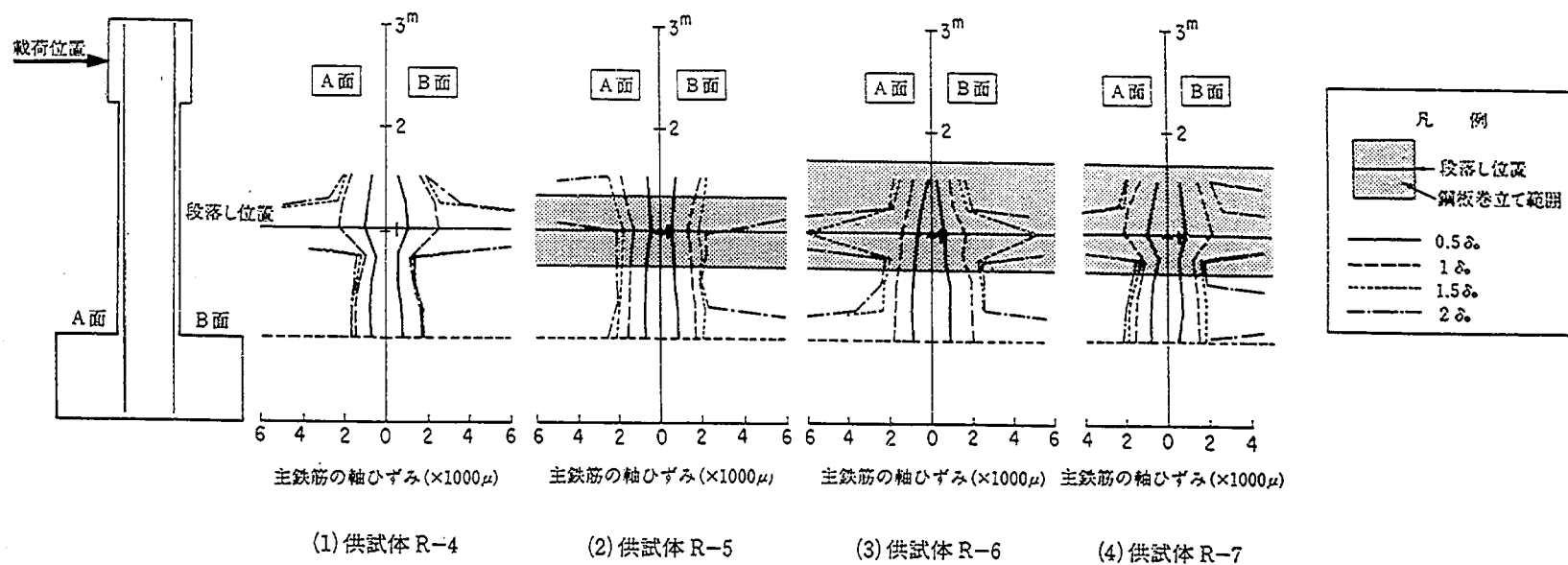


図-5.17 主鉄筋の軸方向ひずみ

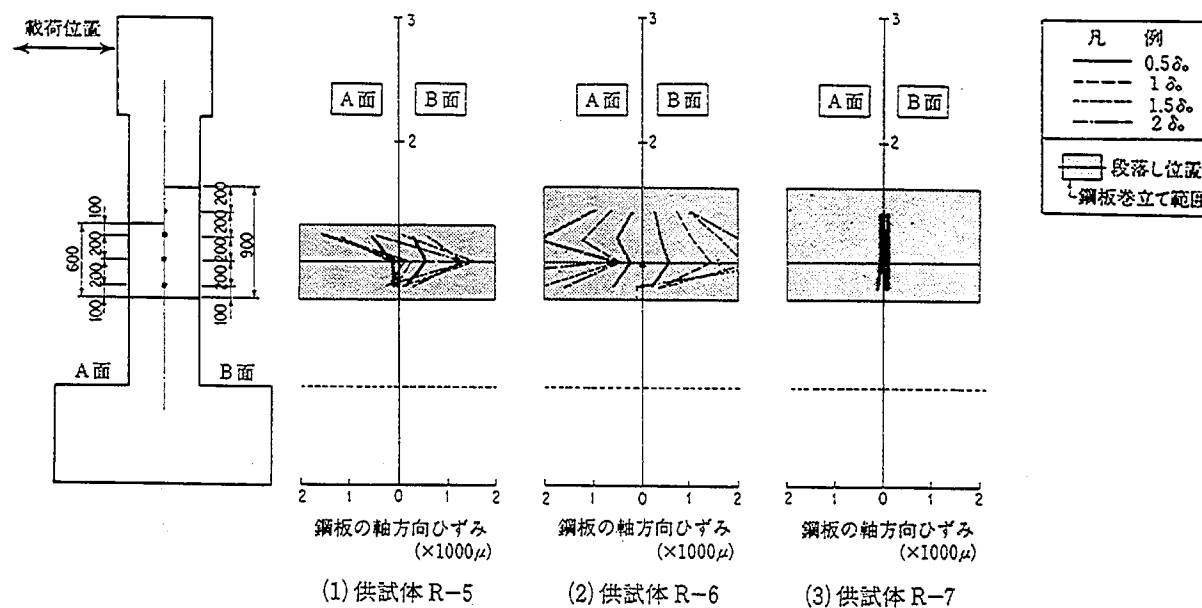


図-5.18 供試体 R-5 ~ R-7 の主鉄筋及び鋼板の軸方向ひずみ

の部分の破壊へと進行していく。また、基部のB面においても主鉄筋ひずみは、降伏ひずみを大きく越える。

1.5 Dの範囲を鋼板で巻立て補強し、エポキシ樹脂を注入した供試体R-6について見てみると、0.5 δ 載荷では、上記の2体の供試体と同様に基部では約900 μ と降伏ひずみの半分程度の主鉄筋の軸ひずみしか生じない。段落し部のひずみは約600 μ で特に大きくはない。1 δ 載荷になると、主鉄筋の軸ひずみは0.5 δ 載荷よりも全体的に大きくなり、基部では約2,000 μ と降伏を越える。ただし、段落し部においては約1,500 μ と、まだ降伏には至っていない。1.5 δ 載荷以後は、段落し部及び基部ともにひずみが大きくなるが、基部のひずみの方がより大きく、最終的に生じた基部における曲げ破壊に対応している。

1.5 Dの範囲を鋼板で巻立て鋼板の拘束効果のみを考慮した供試体R-7について見てみると、0.5 δ 載荷では、供試体R-4とほぼ同じ主鉄筋の軸ひずみ分布となり、基部で約800 μ 、段落し部においては約1,000 μ となる。1 δ 載荷では、基部において主鉄筋の軸ひずみは約1,800 μ と降伏に達する。段落し部においては主鉄筋の軸ひずみは2,000~2,200 μ となり、降伏ひずみを大きく越えるが、これは、同一載荷変位における供試体R-4に比較すると小さい。1.5 δ 載荷になると、基部のひずみは約2,000 μ と1 δ 載荷と変わらないのに対して、段落し

部においては降伏ひずみを大きく越え、最終的に段落し部の破壊に至った。

上記4体の供試体のひずみ分布を比較してみると、それぞれ、破壊が生じた位置では、降伏以後主鉄筋の軸ひずみの大きな成長が生じている。

表-5.4は、1 δ 載荷時に、主鉄筋に生じた軸方向のひずみを示したものである。ここには、後述する巻立て鋼板に生じた軸方向のひずみも示している。基部と段落し部におけるひずみの比に着目すると、無補強の供試体R-4及び1.5 Dの範囲を鋼板で巻立てたが注入材は用いていない供試体R-7では、この比が1.5程度とほぼ等しくなる。一方、1 D及び1.5 Dの範囲を鋼板で補強し、エポキシ樹脂を注入した供試体R-5及びR-6では、段落し部と基部の主鉄筋のひずみの比が0.8程度と、供試体R-4に比較すると非常に小さくなっている。これらのことは、エポキシ樹脂を注入した場合は、その接着効果により鋼板が軸方向に有効に働き、エポキシ樹脂を注入していない場合には鋼板は軸方向にほとんど働かないことを示している。

(3) 鋼板の軸方向のひずみ分布

図-5.18は、載荷方向と直行する面において鋼板に生じた軸方向のひずみを示したものである。ひずみの計測は、1 D幅の鋼板では3点、1.5 D幅の鋼板では4点で行っている。ここでは測定結果が信頼できる2 δ 載荷ま

表-5.4 中空円形断面橋脚模型の主鉄筋及び鋼板の1 δ 載荷時の軸方向ひずみ

供試体	面	主 鉄 筋			鋼 板	
		基部①	段落し部②	②/①	段落し部③	③/②
R-4	A面	1,493	2,320	1.55	—	—
	B面	1,729	2,440	1.41	—	—
	平均値	1,611	2,380	1.48	—	—
R-5	A面	1,660	1,342	0.81	1,247	0.93
	B面	1,722	1,278	0.74	188	0.15
	平均値	1,691	1,310	0.77	—	—
R-6	A面	1,847	1,418	0.77	1,442	1.02
	B面	1,970	1,589	0.81	469	0.30
	平均値	1,909	1,504	0.79	—	—
R-7	A面	1,589	2,245	1.41	100	0.04
	B面	1,462	2,152	1.47	58	0.03
	平均値	1,526	2,199	1.44	—	—

注) A面は動的加振機を設置している面、B面はこれとは反対側の面を示す。

での結果を示している。

補強鋼板の直上で破壊した供試体 R-5 では、鋼板の軸方向ひずみは $0.5 \sigma_c$ 載荷時には、載荷方向と直行する A 面の段落し部で 100μ 、B 面で 500μ となる。 $1 \sigma_c$ 載荷以後は、A 面では段落し部で最も小さく、段落し部よりも上部及び下部で大きい。反対に、B 面では段落し部で最も大きく上部及び下部で小さくなる。これは、実験中は確認できなかったが、鋼板が徐々に変形し始め、段落し部を中心に A 面側に折れるような変形が生じたためと考えられる。

鋼板下端から基部において破壊した供試体 R-6 においては、 $0.5 \sigma_c$ 載荷では高さ方向にはば 500μ 程度のひずみが生じている。 $1 \sigma_c$ 載荷になると、供試体 R-5 と同様に段落し部で鋼板の軸方向のひずみが小さく、A 面では 300μ 、B 面では約 $1,200 \mu$ となる。 $1.5 \sigma_c$ 載荷以後は、A 面では段落し部よりもその上部及び下部で、B 面では段落し部でひずみが大きく降伏に至る。これは、供試体 R-5 と同様に段落し部を中心に A 面側に折れるような変形が生じたためと考えられる。

注入材を用いないで鋼板の拘束効果のみを考慮した供試体 R-7 では、載荷変位を大きくしても鋼板に生じるひずみは 100μ 程度であり、鋼板にはほとんど力が伝わっていないことを示している。

図-5.19 は、主鉄筋の軸方向ひずみと鋼板の軸方向ひずみを同じ段落し位置で比較したものである。なお、 $1 \sigma_c$ 載荷時における両者のひずみを比較すると表-5.4 の通りである。図-5.19 及び表-5.4 によれば、 $1 D$ の幅の鋼板で補強した供試体 R-5 では、鋼板の面により異なるが、 $1.5 \sigma_c$ 載荷までは両者はほぼ等しく、 $2 \sigma_c$ 載荷以後は、鋼板との付着が切れるか、あるいは、鋼板に生じた変形のために鋼板の軸方向ひずみが小さくなり圧縮ひずみに変わる。

$1.5 D$ の幅を鋼板で補強した供試体 R-6 では、 $1 \sigma_c$ 載荷までは段落し位置における主鉄筋の軸ひずみ及び鋼板の軸方向ひずみはほぼ等しい。 $1.5 \sigma_c$ 及び $2 \sigma_c$ 載荷では主鉄筋の軸ひずみは降伏ひずみを大きく越えるのに対し、鋼板の軸方向ひずみは降伏には至るが主鉄筋の軸ひずみよりも小さい。 $2.5 \sigma_c$ 載荷以降は、鋼板の軸方向ひずみはかえって減少し始める。

供試体 R-7 では、前述のように鋼板にはほとんど軸方向のひずみは生じていない。

以上、3 体の供試体の鋼板の軸方向のひずみを比較すると、 $1 D$ の幅を鋼板で補強した供試体 R-5 においては、 $1 \sigma_c$ 載荷では主鉄筋の軸ひずみとほぼ同じ値となるが、 $1 \sigma_c$ 載荷以後は段落し部を中心に折れるような変形

が生じる。 $1.5 D$ の幅を鋼板で巻立てた場合には、供試体 R-5 と同様に段落し部で折れるような変形が生じるが、鋼板に生じる軸方向のひずみは主鉄筋のひずみとほぼ等しく、鋼板が軸方向の変形を抑えるのに寄与していることを示している。エポキシ樹脂を注入しない供試体 R-7 の場合には、鋼板に軸方向のひずみはほとんど生じておらず、軸方向の変形を抑えるのにほとんど寄与していない。

(4) 帯鉄筋のひずみ分布

図-5.20 は、供試体 R-4～R-7 の帯鉄筋のひずみを示したものである。ひずみは、載荷方向と平行な面において、段落し位置とこの一段上及び一段下の帯鉄筋において計測している。

段落し部で破壊した供試体 R-4 では、 $0.5 \sigma_c$ 載荷時に段落し部のすぐ下の帯鉄筋で $200 \sim 500 \mu$ 、段落し部のすぐ上の帯鉄筋で $800 \sim 1,000 \mu$ のひずみが生じており、高さが高くなるほど帯鉄筋のひずみが大きくなっている。 $1 \sigma_c$ 載荷では、いずれの帯鉄筋においても $0.5 \sigma_c$ 載荷時の約 2 倍のひずみが生じている。 $1.5 \sigma_c$ 載荷になると、C 面では段落し部で帯鉄筋のひずみは降伏ひずみを大きく越え、また、D 面では段落し部のすぐ上の帯鉄筋のひずみが降伏ひずみを越える。 $2 \sigma_c$ 載荷ではさらに段落し部の帯鉄筋ひずみは大きくなり、最終的に生じた段落し部の破壊に対応している。

鋼板の直上で破壊した供試体 R-5 では、 $0.5 \sigma_c$ 載荷時には、C 面ではどの帯鉄筋も 100μ 程度、D 面では段落し部のすぐ下の帯鉄筋では 250μ のひずみが生じた。これは、供試体 R-4 に比較して半分以下であり、鋼板による拘束効果が認められる。 $1 \sigma_c$ 載荷になると、段落し部のすぐ上の帯鉄筋のひずみがわずかに大きい程度であるが、D 面では段落し部のすぐ下の帯鉄筋のひずみが約 500μ となる。 $1.5 \sigma_c$ 載荷以後は全体的にひずみは大きくなるが、段落し部の帯鉄筋で小さく、段落し部のすぐ上と下の帯鉄筋で大きくなる分布形状となる。中でも、最終的に破壊が生じた段落し部のすぐ上の帯鉄筋のひずみが大きい。段落し部はちょうど鋼板の中間部に位置し、この位置が鋼板により最も拘束されていることがわかる。

鋼板下端から基部において破壊した供試体 R-6 においては、 $0.5 \sigma_c$ 載荷ではいずれの帯鉄筋でも 100μ 程度のひずみが生じている。 $1 \sigma_c$ 載荷になると、ひずみはわずかに大きくなり、 $1.5 \sigma_c$ 載荷では段落し部のすぐ下の帯鉄筋で 700μ 程度、すぐ上の帯鉄筋で 300μ 程度と、下方で大きく上方で小さい。 $2 \sigma_c$ 載荷では段落し部及びそのすぐ下の帯鉄筋で $1,100 \mu$ 程度、段落し部のすぐ上の帯鉄筋で 400μ 程度となる。これらは、いずれも供試体 R-

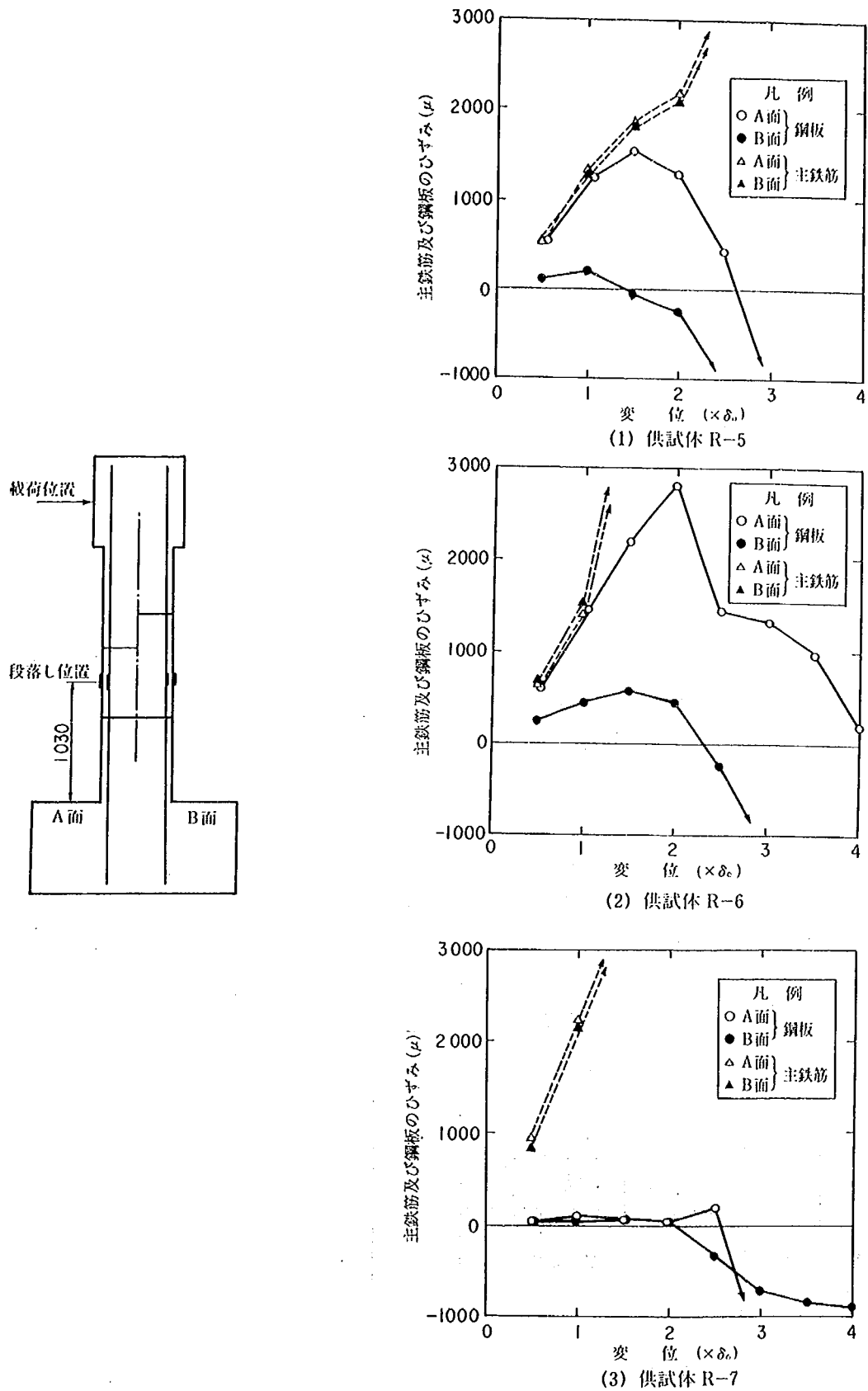


図-5.19 供試体 R-5 ~ R-7 の主鉄筋及び鋼板の軸方向ひずみ

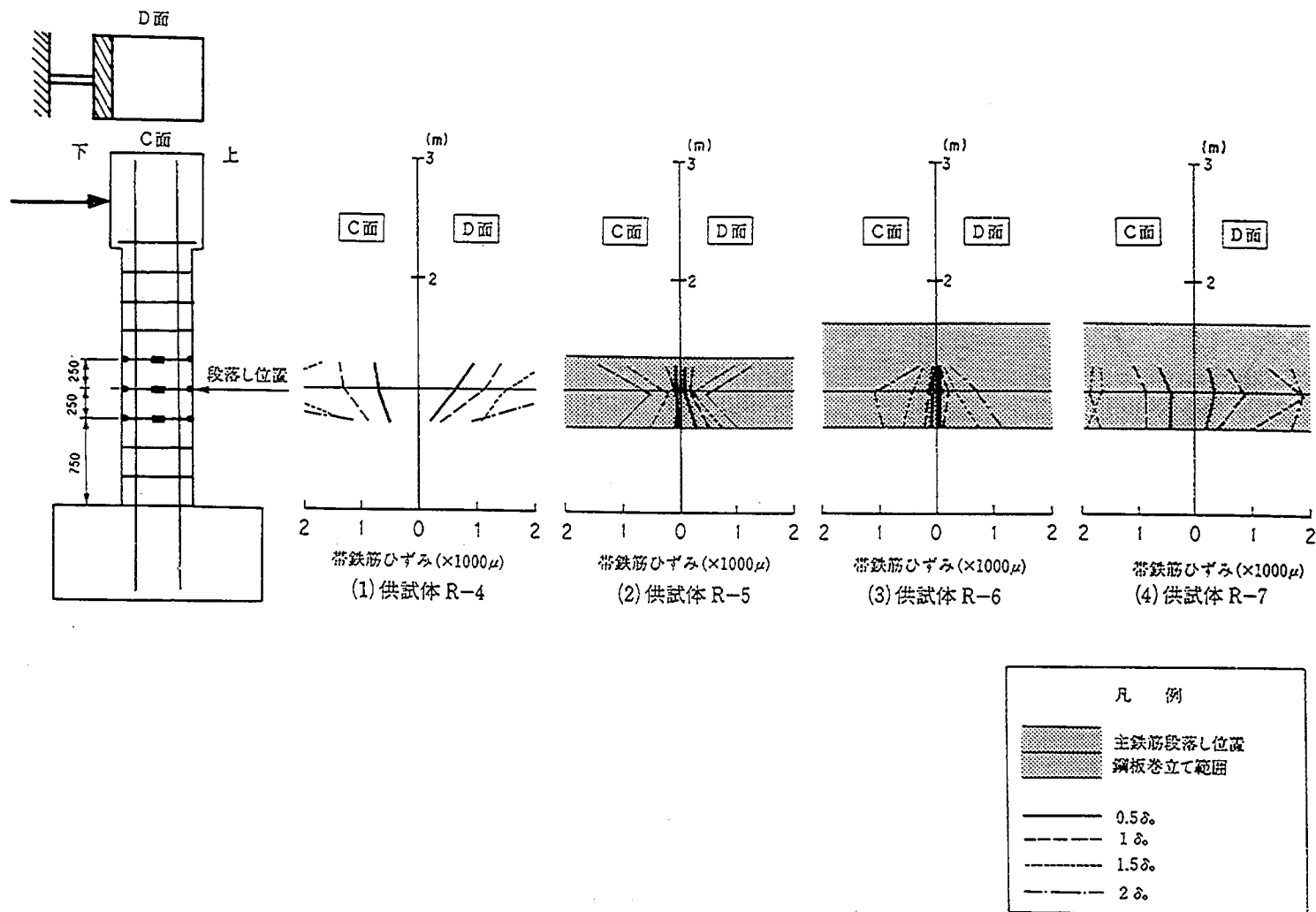


図-5.20 帯鉄筋のひずみ (供試体 R-4 ~ R-7)

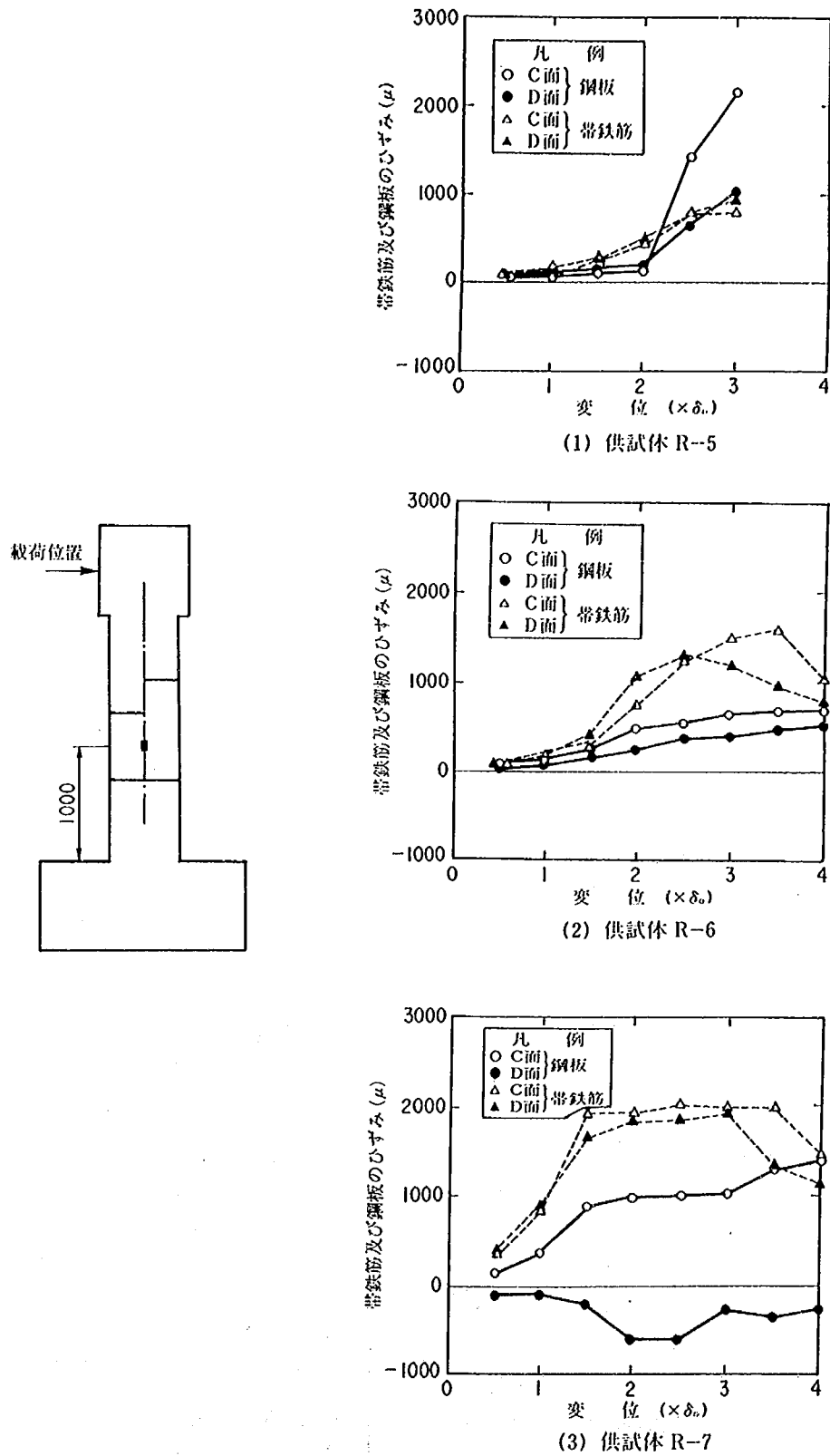


図-5.21 供試体 R-5 ~ R-7 の帯鉄筋及び鋼板のひずみ分布

4及びR-5よりも小さく、鋼板の拘束効果が大きい。

注入材を用いないで鋼板で巻き立てただけの供試体R-7では、 $0.5\delta_0$ 載荷で $200\sim 500\mu$ 、 $1\delta_0$ 載荷で $400\sim 1,100\mu$ と、供試体R-4と同様に帯鉄筋のひずみは大きい。 $1.5\delta_0$ 載荷ではさらにひずみは大きくなり、C面では段落し部のすぐ下の帯鉄筋で $1,800\mu$ 、D面では段落し部の帯鉄筋で $1,800\mu$ と降伏に至っている。 $2\delta_0$ 載荷になると、C面における段落し部のすぐ下の帯鉄筋のようにわずかにひずみが小さくなる所もあるが、全体的にはひずみが大きくなる。

以上4体の供試体のひずみを比較してみると、無補強の供試体R-4及び鋼板で補強したがエポキシ樹脂を注入しない供試体R-7においては、段落し部及びその上下の帯鉄筋で載荷とともにひずみが大きくなり、 $1.5\delta_0$ 載荷で降伏する。エポキシ樹脂を注入した供試体では、それぞれ、最終的な破壊が生じた位置に近い帯鉄筋でひずみが大きくなるが、ひずみ自身は供試体R-4及びR-7の場合よりも小さい。特に鋼板の中間部では、拘束度が大きいので帯鉄筋に生じるひずみも小さい。

(5) 鋼板に生じる円周方向のひずみ

図-5.21は補強鋼板の載荷方向と平行な面に生じた円周方向のひずみを供試体R-5～R-7について示したものである。主鉄筋の段落し位置でひずみを測定しており、ここでは、同じ位置の帯鉄筋に生じた軸方向ひずみと比較して示している。

図-5.21によれば、最終的に鋼板の直上で破壊した供試体R-5においては、 $1\delta_0$ 載荷までは、鋼板及び帯鉄筋ともにひずみはほぼ等しく 100μ 程度である。 $1.5\delta_0$ 載荷になると、帯鉄筋の方が鋼板よりも2倍～3倍程度大きなひずみを生じている。 $2.5\delta_0$ 載荷になるとD面では両者のひずみはほぼ等しいが、C面では帯鉄筋の方が鋼板よりも2倍程度大きなひずみを生じている。これは、鋼板より帯鉄筋の方が内部コンクリートの破壊の影響を直接受けるためと考えられる。

基部で破壊した供試体R-6では、 $1.5\delta_0$ 載荷までは鋼板と帯鉄筋のひずみはほぼ等しく 200μ 程度であるが、 $2\delta_0$ 載荷以後は供試体R-5と同様に帯鉄筋のひずみの方が鋼板のひずみよりも約2倍程度大きくなっている。

供試体R-7では、 $0.5\delta_0$ 載荷当初から、鋼板にはその面外変形に伴ってC面とD面に引張、圧縮と異なった方向のひずみが生じているが、いずれにおいても絶対値としては、帯鉄筋の方が鋼板より2倍程度大きなひずみを生じている。

5.3.4 耐力及び変形性能

図-5.22及び表-5.5は、それぞれ、供試体R-4～R-7の荷重～変位の履歴曲線の包絡線及び耐震性能を示したものである。

表-5.5によれば、降伏荷重及び最大荷重は、いずれの供試体もほぼ等しいが、コンクリートの圧縮強度が他の供試体よりも約10%程度大きかった供試体R-5が最も大きい。供試体R-4では、降伏後の履歴曲線の包絡線はほぼ水平となり降伏後の耐力の上升が見られず、もろい破壊となることを示している。また、 $3\delta_0$ 載荷で段落し部において圧壊し、急激に耐力は減少する。

一方、 $1D$ の幅を鋼板で巻き立てた供試体R-5は、無補強の供試体R-4よりも最大耐力で30%程度向上する。 $1.5D$ の幅を鋼板で巻き立てた供試体R-6は最大耐力が最も大きくなり、供試体R-4よりも33%大きい。注入材を用いていない供試体R-7の降伏耐力は、供試体R-5よりも小さいが、供試体R-4と比較すると17%

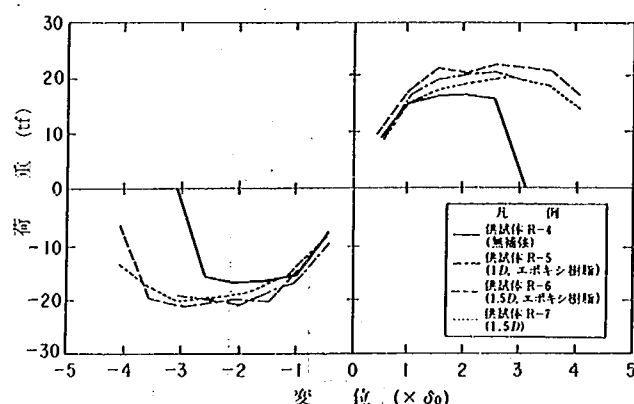


図-5.22 供試体R-4～R-7の荷重～変位の履歴曲線

表-5.5 中空円形断面供試体の耐力及び変形性能

供 試 体	R-4	R-5	R-6	R-7
降伏荷重 P_y (tf)	16.3	18.0	16.4	16.8
最大耐力 P_u (tf)	17.0	21.9	22.6	19.9
P_u/P_y	1.04	1.22	1.38	1.18
降伏変位 δ_y (mm)	25.3	23.7	19.0	25.4
終局変位 δ_u (mm)	51.1	61.3	76.9	73.6
じん性率 δ_u/δ_y	2.02	2.59	4.05	2.90

大きい。

降伏荷重と最大耐力の比は $1.5D$ の幅を鋼板で補強した供試体 R-6 が 1.38 と最も大きい。次いで、 $1D$ の幅を鋼板で補強した供試体 R-5 で 1.22、 $1.5D$ の幅を鋼板で補強したが注入材を用いない供試体 R-7 では 1.18 となる。じん性率は、鋼板で補強することにより、供試体 R-4 と比較して、供試体 R-5 では 28%、供試体 R-6 では 100%、供試体 R-7 では 44% 向上する。

このように、鋼板の幅を $1D$ から $1.5D$ にすることにより、破壊位置は基部に移行し、最大耐力はわずかに大きくなる程度であるが、じん性率は 56% も向上する。また、注入材を用いた供試体 R-6 では、これを用いていない供試体 R-7 よりも最大耐力で 14%、じん性率で 40% 大きくなる。

図-5.23 及び図-5.24 は、それぞれ、上記の 4 体の供試体の累積吸収エネルギー及び履歴減衰定数を示したものである。これによれば、 3ϕ 載荷まではいずれの供試体も累積吸収エネルギーはほぼ等しい。 $2\phi \sim 2.5\phi$ 載荷になると供試体 R-5 がわずかではあるが累積吸収エネ

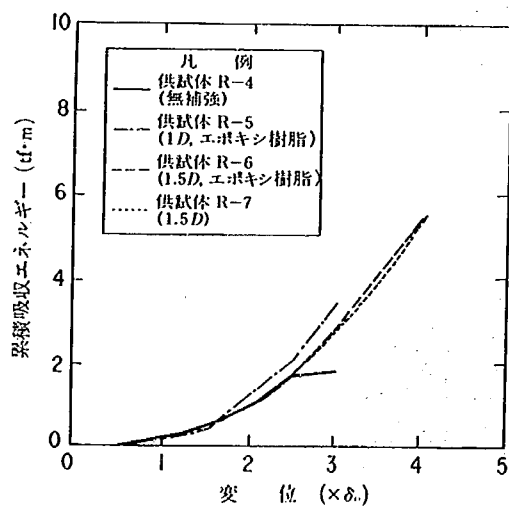


図-5.23 供試体 R-4 ～ R-7 の累積吸収エネルギー

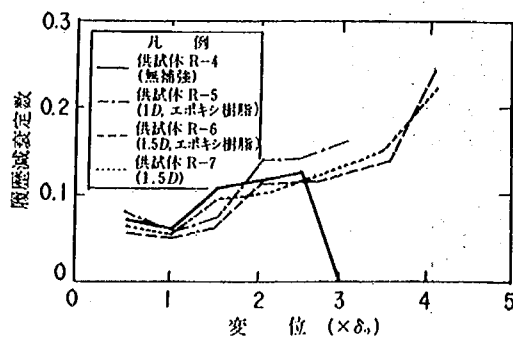


図-5.24 供試体 R-4 ～ R-7 の履歴減衰定数

ルギーが最も大きくなり、供試体 R-6 及び R-7 はほぼ同程度である。一方、履歴減衰定数は、 1.5ϕ 載荷までは供試体 R-4 が最も大きい、 4ϕ 載荷になると供試体 R-5 が最も大きくなる。

5.4 壁式断面橋脚の耐震補強

5.4.1 実験に用いた鉄筋コンクリート橋脚模型

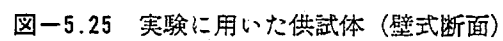
壁式 RC 橋脚をモデル化した同一仕様の模型供試体を 3 体 (供試体 R-15 ～ R-17) 製作した。供試体の側面図は図-5.25 に示す通りであり、コンクリート強度等の特性は表-5.6 の通りである。模型の断面、高さ、配筋は 3 体とも同じであり、実橋に対する縮尺を $1/5$ 程度として、橋脚高さは 2.6 m 、断面寸法は縦 $0.4\text{ m} \times$ 横 1.6 m 、せん断支間比は 6.5 とした。

供試体 R-15 では基部から 0.8 m の位置で主鉄筋量を $1/2$ に段落した。段落し位置より下側の引張鉄筋比 P_t は 0.35% (主鉄筋比 0.76%) で、これより上では 0.18% (主鉄筋比 0.4%) としている。段落し位置は、後述するようにこの点の曲げモーメントが抵抗曲げモーメントの 1.06 倍となるように定めた。帯鉄筋比は 0.08% で、SR235 $\phi 6\text{ mm}$ を 20 cm 間隔で配置した。

供試体 R-16 は供試体 R-15 と同じ仕様であるが、段

表-5.6 壁式断面供試体の諸元

供 試 体 番 号		R-15	R-16	R-17
断 面 寸 法 $D \times b$ (cm)		40×160		
か ぶ り 厚 さ (cm)		3.5		
橋 脚 高 さ h (cm)		260		
せん断支間比 h/D		7.1		
主鉄筋	材 料 , 径 ϕ (mm)	SD295, D10		
	段 落 し 高 さ (cm)	80		
	主 鉄 筋 比 (%)	0.76		
	降 伏 点 強 度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3,740		
帯鉄筋	材 料 , 径 ϕ (mm)	SR235, $\phi 6$		
	帯 鉄 筋 比 (%)	0.08		
	降 伏 点 強 度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3,637		
コンクリート	材	ポルトランドセメント		
	最大骨材粒径 (mm)	10		
	一 軸 圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)	360	336	426



落し部に厚さ 1 mm の冷間圧延鋼板を巻立てて補強したものである。巻立て範囲は、段落し位置からその上方には 1 D (D は供試体の短辺の幅で 40 cm)、下方に 0.5 D (20 cm)、合計 1.5 D (60 cm) である。本実験では、鋼板の巻立て範囲の検討を目的とし、鋼板の厚さは 3 体の供試体で同一とした。これを主鉄筋換算すると 0.91% となり、十分な鉄筋量となること、また、1 mm 以下の厚さの鋼板は、溶接等取扱いが困難なことから、鋼板の厚さを 1 mm としたものである。鋼板で供試体を巻いた後端部を突合せ溶接して一体とした。供試体と鋼板の間隙には、2 cm の厚さで無収縮モルタルを注入した。

供試体 R-17 も供試体 R-15 と同様に鋼板で巻立てたものである。ただし、巻立て範囲は段落し位置の上にも下にも 1 D (40 cm) ずつ、合計 2 D (80 cm) とした。鋼板の特性やモルタル注入は供試体 R-16 と同じである。

模型と鋼板の間にモルタルを注入すると長辺方向では中央部が膨らむ可能性がある。このため、型枠で鋼板を押えながら、モルタル注入を行った。モルタルと鋼板の付着を高めるために、接着剤やスタッド等の利用が考えられるが、これらの検討は将来の課題とし、今回は特別な処理を加えなかった。

5.4.2 載荷方法

載荷実験方法は、前述の正方形断面、円形中空断面供試体と同様であり、橋脚模型を床面に平行に寝かせた状態でフーチングを反力壁に固定し、天端を動的加振機によって正負交番載荷した。天端には、上部構造の死荷重反力に相当する 64 tf (軸応力度 10 kgf/cm²) の軸力を加えた。

載荷に際しては、まず供試体 R-15 (無補強) に対して載荷速度 0.1 mm/sec で準静的に変位制御により荷重を加え、1 mm ピッチで変位を増加させて行った。基部の軸方向鉄筋に生じるひずみを観測し、ここに降伏域の塑性ひずみがはっきり認められた時の載荷点位置における変位を載荷の基準変位 (以下、載荷基準変位 δ_0 と呼ぶ) とした。載荷基準変位 δ_0 は 17 mm である。ただし、鉄筋のひずみが降伏ひずみ (約 1,800 μ) に近くなると、鉄筋のひずみは不安定になり、少しの載荷でも急速に大きな変形が生じる。このため、後述するように、1 δ_0 載荷時にはちょうど橋脚基部で鉄筋は降伏ひずみに達するはずであるが、実際にはこれよりもはるかに大きなひずみに達してしまったものもある。

橋脚基部の主鉄筋の降伏後は、載荷基準変位 δ_0 の m 倍 ($m = 1, 2, 3, \dots, n$ 倍) の変位で各 10 回ずつ変位制御

により正負交番で供試体に水平力を作用させた。載荷速度は 5 cm/sec とした。

供試体 R-16 及び R-17 に対しては、供試体 R-15 で定めた載荷基準変位 δ_0 を基準にして、その整数倍の変位で供試体 R-15 と同じように載荷した。

5.4.3 損傷の進展状況

載荷に伴い橋脚躯体の側面に生じた損傷の進展状況を図-5.26~5.28 に、また最終的な破壊状況を図-5.29 にそれぞれ示す。

供試体 R-15 では、1 δ_0 載荷の段階で基部の主鉄筋の降伏に伴って橋脚の下半分の全域にわたって水平クラックが生じた。2 δ_0 載荷では 1 δ_0 載荷時と外観の損傷状況はそれほど変わらないが、3 δ_0 載荷になると段落し部から斜めクラックも生じ、さらに 4 δ_0 載荷からは、段落し部において主鉄筋の破断が生じ始めた。主鉄筋の破断本数は、4 δ_0 載荷では 6 本、5 δ_0 載荷では 11 本、計 17 本 (全本数の 25%) である。段落し位置からそのすぐ下の帯鉄筋までの範囲 (約 20 cm) では、コンクリートが剥離し鉄筋が露出した。

供試体 R-16 では、1 δ_0 載荷の段階に鋼板で補強した位置より下側に水平クラックが生じた。鋼板表面をハンマーで軽くたたいてチェックしたが、この段階では鋼板とモルタルの付着は切れていない。2 δ_0 載荷になると図-5.27 (a) に示すように補強鋼板とモルタルの付着が切れて隙間がで始めた。隙間は、鋼板の下端中央部で最も大きく、おおよそ段落し位置に達していた。4 δ_0 載荷に入ると図-5.30 (b) に示すように補強部分の鋼板が 2 mm 程度ずれた。鋼板とモルタル間の付着がいつ切れたかは、観測できていないが、少なくともこの段階までには、完全に付着が切れていたということができる。ただし、この段階になると橋脚基部において、かぶりコンクリートが剥離し鉄筋が露出した。5 δ_0 載荷になると橋脚基部の損傷がさらに進み、主鉄筋が 2 本破断した。橋脚基部における損傷はその後さらに進展し、7 δ_0 載荷では、図-5.30 (c) に示すように鋼板下方から砕けた無収縮モルタルが飛び出すようになった。橋脚基部における鉄筋の破断は 7 δ_0 載荷までに合計 21 本 (全本数の 31%) にのぼった。

7 δ_0 載荷終了後に鋼板を取って鋼板の内側の損傷状況を調べた結果が図-5.27 (h) である。これによれば、段落し位置においては全周にわたる大きなクラックが生じ、さらにここから斜めひび割れが生じて橋脚の基部につながっているのが確認された。ただし、上述したように鋼板と橋脚間に注入したモルタルは部分的には飛び出した

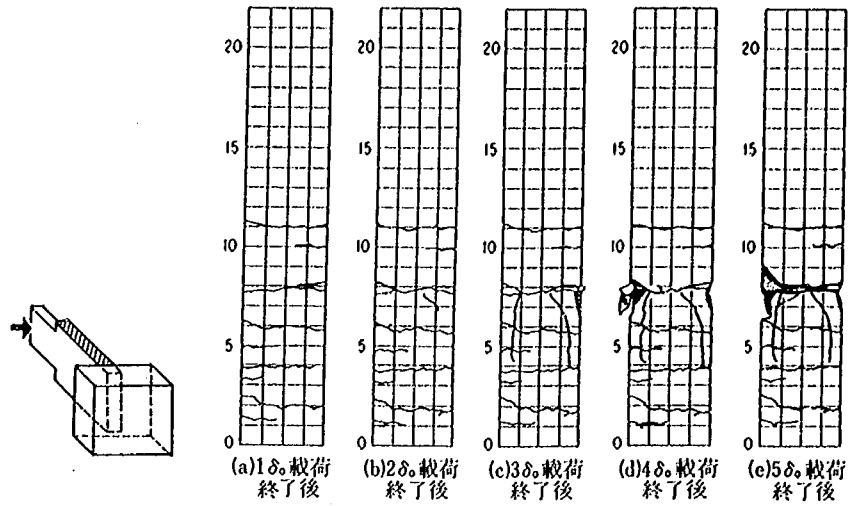


図-5.26 供試体R-15の損傷の進展状況

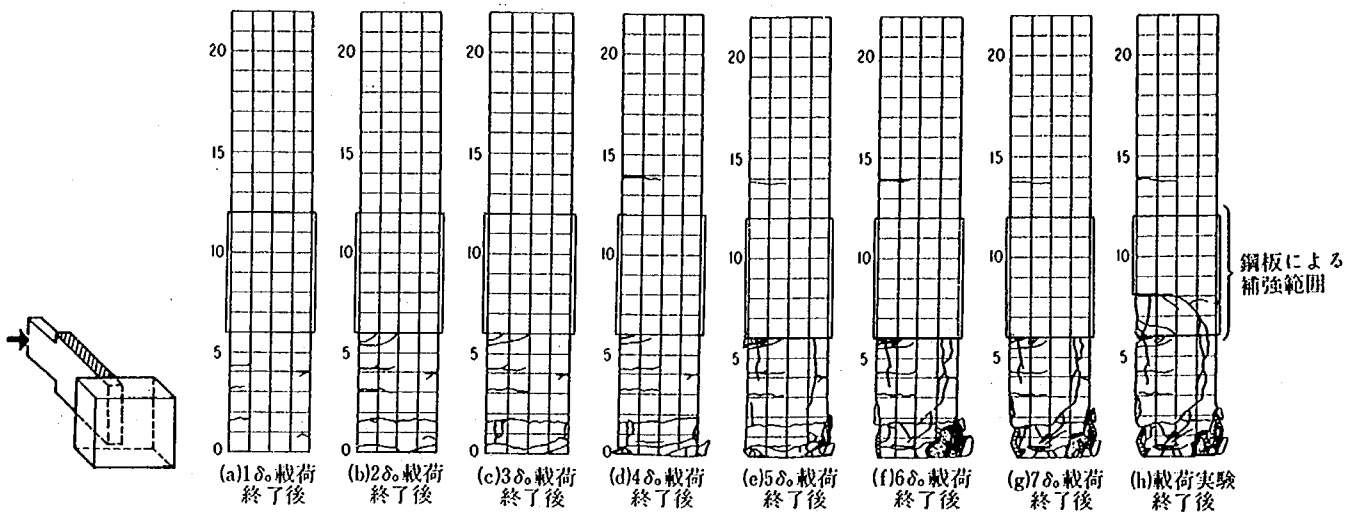


図-5.27 供試体R-16の損傷の進展状況

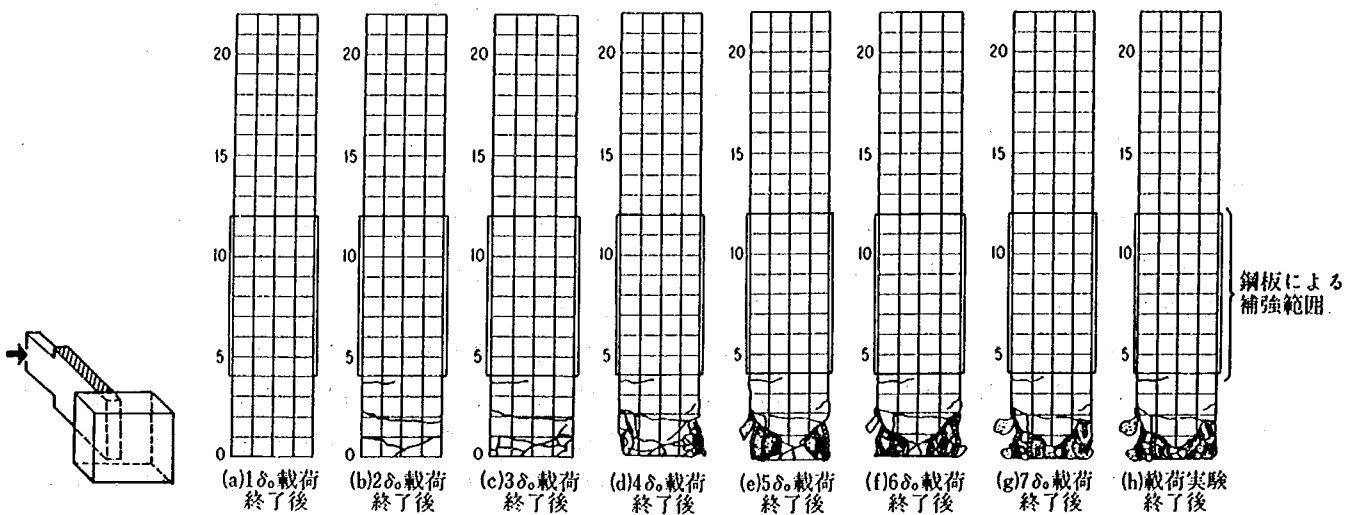
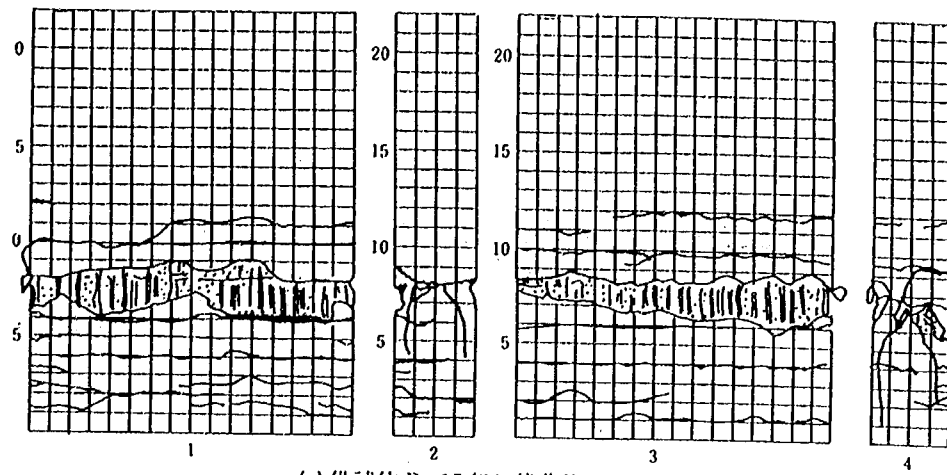
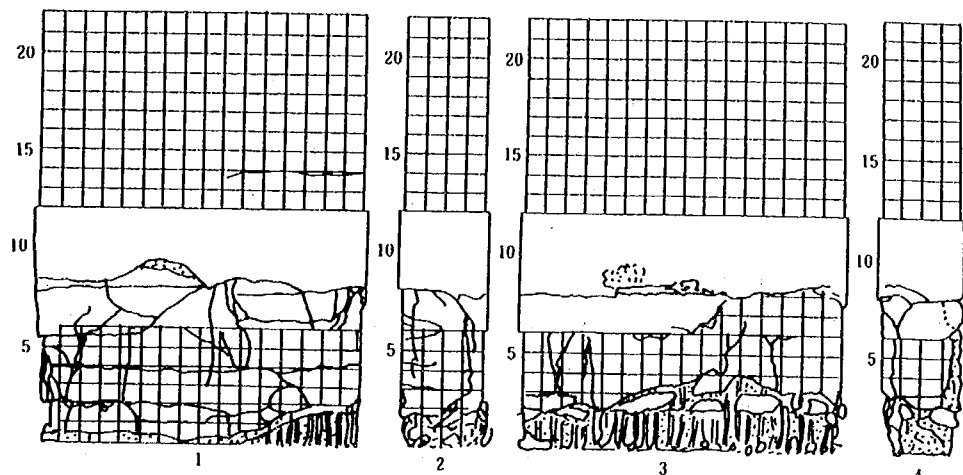


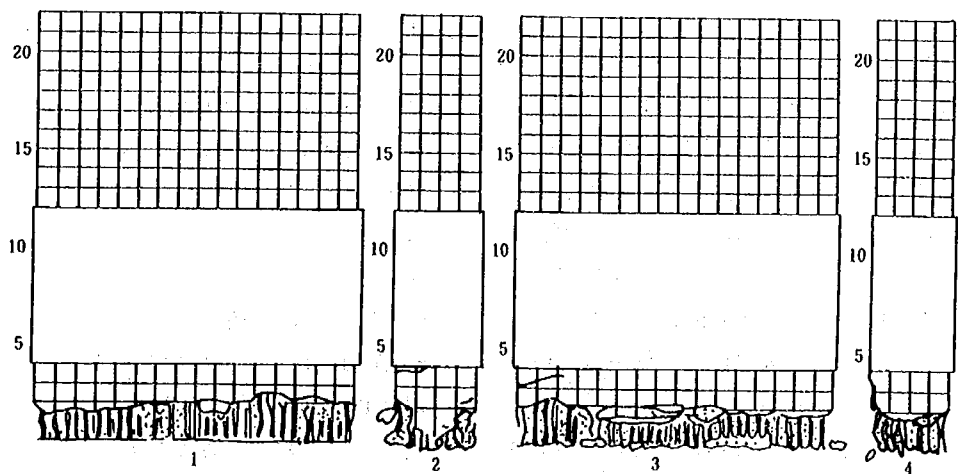
図-5.28 供試体R-17の損傷の進展状況



(a) 供試体 R-15 (5 δ 載荷終了後)



(b) 供試体 R-16 (7 δ 載荷終了後)



(c) 供試体 R-17 (7 δ 載荷終了後)

図-5.29 載荷終了後の各供試体の損傷状況

(供試体 R-16 及び R-17 に対しては補強鋼板をはがした状態での損傷を示している)

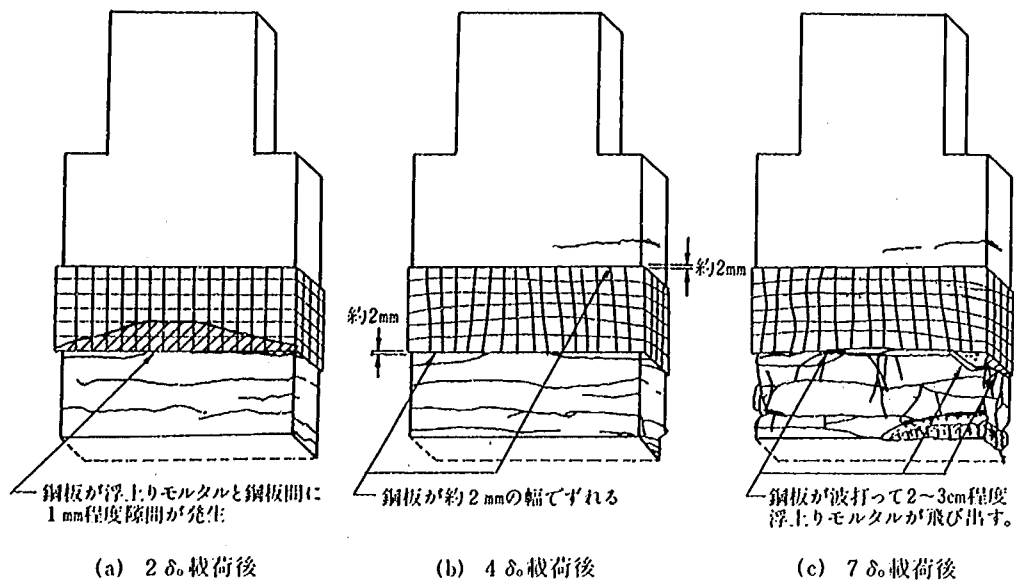


図-5.30 供試体R-16の補強鋼板の変形

が、大半は健全なままであった。

供試体R-17では、2 δ_0 載荷になると橋脚基部で曲げクラックが生じた。3 δ_0 載荷になると鋼板とモルタルの付着が上部の中央部付近で切れ始めた。ただし鋼板の損傷等はその後生じず、損傷は主として橋脚基部に集中した。すなわち、4 δ_0 載荷になると橋脚基部のかぶりコンクリートが剥離し始め鉄筋が露出した。また、5 δ_0 載荷に入ると橋脚基部の鉄筋が破断し始めた。主鉄筋の破断は、7 δ_0 載荷までに合計54本(全体の79%)に達した。載荷終了後に鋼板を取ってみると、鋼板とモルタルとの付着は切れていたが、図-5.28(h)に示すようにモルタル自身にはクラック等の損傷は生じていなかった。

5.4.4 耐力及び変形性能

図-5.31は3体の供試体の水平荷重と水平変位の履歴曲線を比較したものである。供試体R-15と供試体R-16の履歴曲線を比較すると、4 δ_0 載荷まではそれ程の違いはないが5 δ_0 載荷に至って両者には大きな違いが生じる。また、供試体R-16とR-17を比較すると、5 δ_0 載荷以後、供試体R-20では履歴曲線の中央部が小さくくびれており、エネルギー吸収性能が低下していることを示している。

図-5.32及び表-5.7は履歴曲線の包絡線及び耐力変形性能を示したものである。無補強の供試体R-15では4 δ_0 載荷になると段落し部でせん断破壊し、水平耐力は大きく減少している。5 δ_0 載荷終了時には、正側および負側の平均の耐力は6.6 tfと、降伏水平耐力 P_0 (=13.9 tf) の50%以下となっている。終局変位 δ_0 は69.2 mmであ

り、じん性率は5.34である。

これに対して、1.5 Dの範囲を鋼板で補強した供試体R-16では、降伏水平耐力は15.0 tfと無補強の場合を8%程度上回るだけであるが、段落し部の損傷が防止された結果、5 δ_0 以後の水平耐力の向上が著しい。例えば、5 δ_0 載荷終了後の水平耐力(正側及び負側の平均値)は15.4 tfと無補強(供試体R-15)の場合に比較して約2.4倍になる。また、段落し位置から上下1 Dずつ計2 Dの範囲を鋼板で補強した供試体R-17では、基本的な荷重～変位の履歴特性は供試体R-16とほとんど変わっていない。これは、段落し部の損傷が防止されたため、いずれも基部の曲げ破壊という同一の損傷形態を持つためである。

図-5.33は供試体の累積吸収エネルギーを、また、図-5.34はこれを履歴減衰定数として比較したものである。これによれば、7 δ_0 載荷の段階では、補強したR-16及びR-17は、無補強のR-15に比較して累積吸収エネルギーが、それぞれ2.35倍及び1.9倍になっており、補強効果が大きいことがわかる。ここで興味深いのは、同じ鋼板で補強した場合でも、水平変位が4 δ_0 (68 mm) 以後は、巻立て範囲が1.5 D(供試体R-16)の方が2.0 D(供試体R-17)よりも累積吸収エネルギーが大きい点である。供試体R-16では、橋脚基部と同時に段落し位置でも全周にわたるクラックが生じた。このため橋脚基部と同時に段落し位置においてもエネルギー吸収が行われた。

一方、供試体R-17では、このような段落し位置における損傷は生じておらず、この部分でのエネルギー吸収

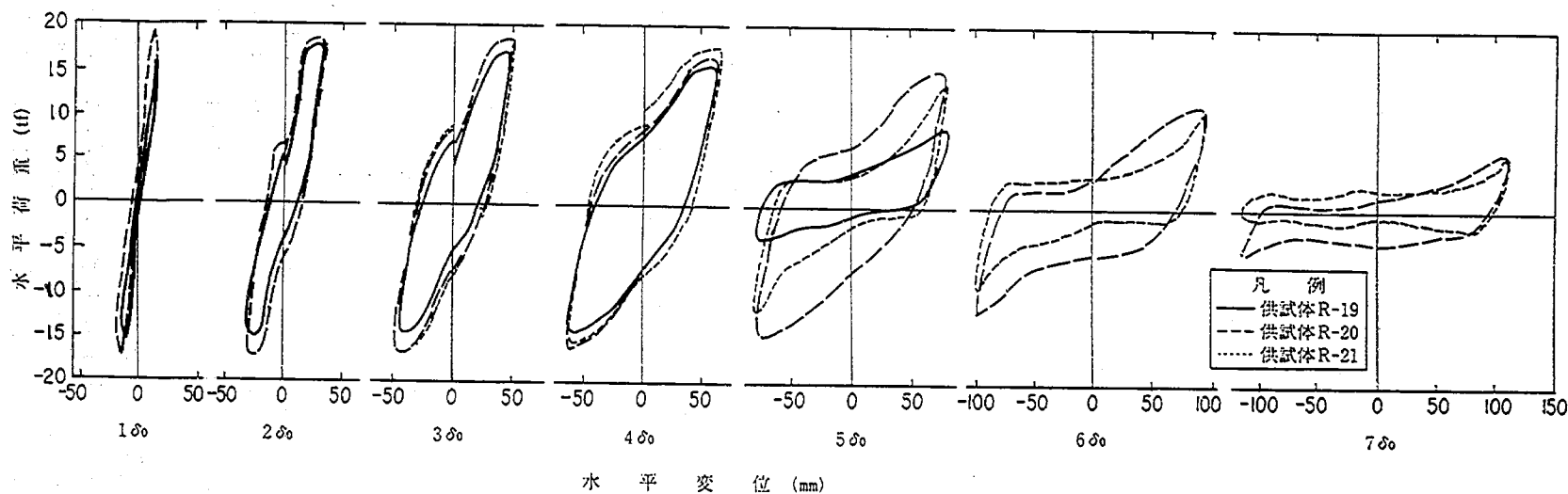


図-5.31 水平荷重と荷重作用点の変位の履歴曲線（供試体 R-15～R-17）

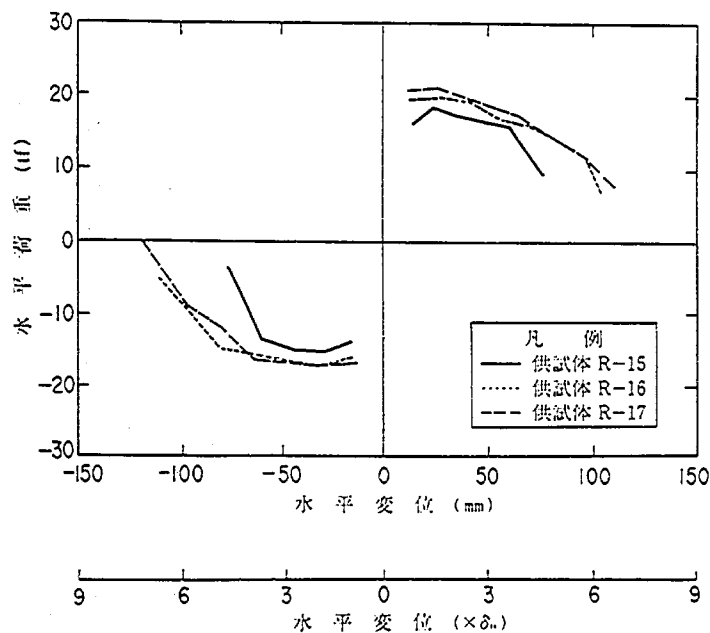


図-5.32 供試体 R-15～R-17 の荷重～変位の履歴曲線の包絡線

表-5.7 壁式断面供試体の耐力及び変形性能

供 試 体	R-15	R-16	R-17
降伏荷重 P_y (tf)	13.9	15.0	14.8
最大耐力 P_{max} (tf)	16.8	18.5	19.0
P_{max}/P_y	1.21	1.23	1.28
降伏変位 δ_y (mm)	13.0	9.9	9.3
終局変位 δ_u (mm)	69.2	30.9	76.4
じん性率	5.34	8.37	8.40

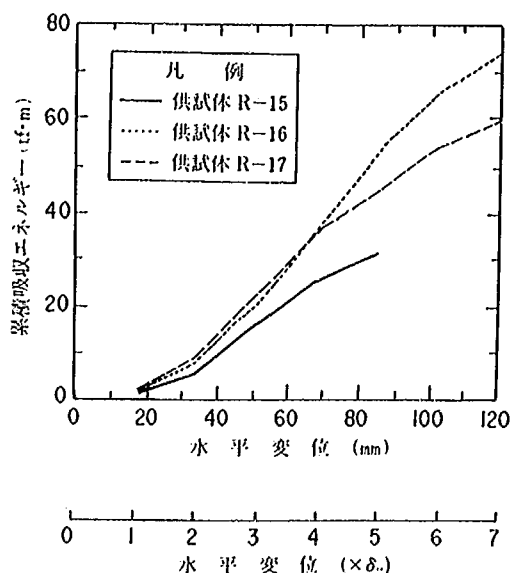


図-5.33 供試体 R-15~R-17 の累積吸収エネルギー

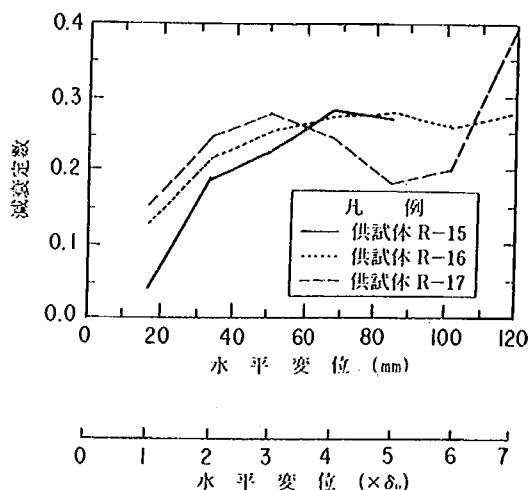


図-5.34 供試体 R-15~R-17 の減衰定数

はない。したがって、 $4\delta_0$ 以後における供試体 R-16 と R-17 の累積吸収エネルギーの違いは、こうした段落し部におけるエネルギー吸収の効果によるものである。ただし、R-16 の方が R-17 よりも吸収エネルギーが大きいからといって、R-16 のような破壊の仕方が好ましい訳ではない。これは、地震時に上部構造から下部構造に作用する慣性力は、今回の実験のように変位制御で作用するわけではないため、塑性ヒンジが橋脚機部と同時に段落し部の 2箇所 で生じることは、より大きな損傷を受ける可能性があるためである。

5.4.5 ひずみの変化

(1) 主鉄筋の軸方向ひずみの分布

荷重方向に直角な面に位置する主鉄筋に生じた軸方向のひずみ分布を示すと図-5.35 のようになる。供試体

R-15 では、 $1\delta_0$ 荷重において橋脚基部の鉄筋は降伏しているが、段落し位置においても主鉄筋の降伏が生じている。降伏しているのは、段落し位置から上下にそれぞれ $0.5D$ の範囲である。なお、ここで、 $1\delta_0$ 荷重にもかかわらず、橋脚基部の主鉄筋のひずみが $2,000\mu$ を大きく越えているのは、前述したように、降伏ひずみに近くなると鉄筋のひずみは不安定になり、降伏荷重よりもほんのわずかに大きな荷重を加えただけで鉄筋のひずみが大きく増加するためである。

$2\delta_0$ 荷重においては、段落し部、基部ともに多少鉄筋の降伏が進む程度であるが、 $3\delta_0$ 荷重になると、両所ともに鉄筋ひずみは非常に大きな値となっていく。最終的には段落し部で破壊したのは前述の通りである。

供試体 R-16 では、 $1\delta_0$ 荷重において橋脚基部には降伏ひずみを大きく上まわる $6,000\mu$ 以上のひずみが生じている。橋脚基部から補強鋼板の下端までにおいても $1,500\mu$ 程度ひずみが生じているが、降伏はしていない。さらに、鋼板で巻立てた範囲では $200\sim 300\mu$ 程度にとどまっている。これは鋼板による補強効果のためである。 $2\delta_0$ 、 $3\delta_0$ と順次荷重を進めていくと、橋脚基部から補強鋼板の下端の間では、多少鉄筋ひずみが大きくなるが、鋼板で補強した範囲ではほとんど鉄筋ひずみに変化が見られない。基部のコンクリートが剝離し、補強鋼板が図-5.30 (b) に示したように 2mm 程度ずれた $4\delta_0$ 荷重になると段落し部において降伏を越すひずみが生じた。

供試体 R-17 でも、供試体 R-16 と同様に $1\delta_0$ 荷重においては橋脚基部で主鉄筋が降伏している。ただし、補強鋼板で巻かれた範囲のうち上下端から $0.5D$ の範囲を除けば、主鉄筋ひずみは 100μ 程度と非常に小さな値である。したがって、この区間では、補強鋼板の効果で主鉄筋にはほとんど軸力が作用していないことになる。鋼板で補強した範囲では、その後の荷重にともなっており主鉄筋のひずみは増加せず、 $4\delta_0$ 荷重になって鋼板下端から $1/2D$ 程度の範囲までようやく $2,000\mu$ もひずみが生じる程度である。したがって前述した破壊性状からも明らかなように、供試体 R-21 では補強鋼板は、段落し部における主鉄筋の損傷を防止する上で有効であった。

(2) 帯鉄筋のひずみ分布

次に荷重方向と平行の面に配置された帯鉄筋のひずみを示すと図-5.36 のようになる。これによれば、供試体 R-15 では、 $1\delta_0$ 荷重時には帯鉄筋にはほとんどひずみは生じていないが、 $2\delta_0$ 荷重になると段落し部において $1,000\mu$ 程度のひずみが生じる。この段階では基部に生じるひずみは 100μ 程度に過ぎない。 $3\delta_0$ 荷重になると

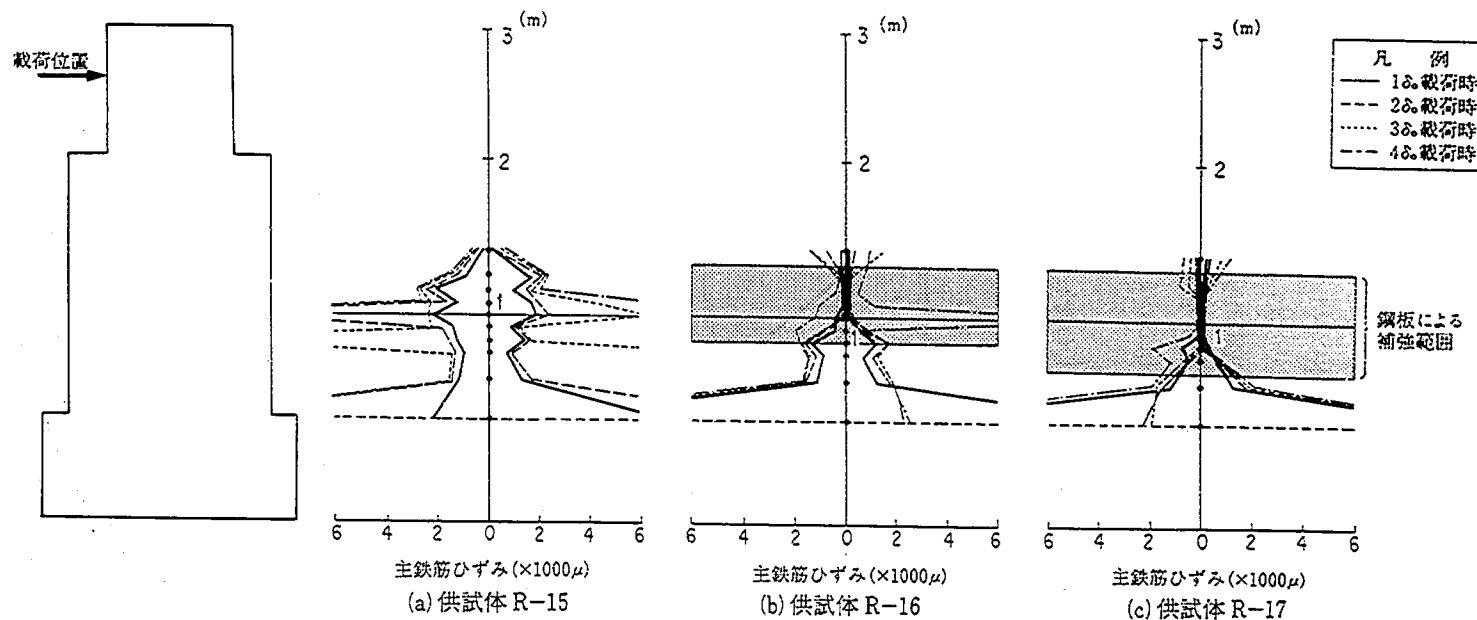


図-5.35 供試体 R-15～R-17 の主鉄筋に生じた軸方向ひずみの分布

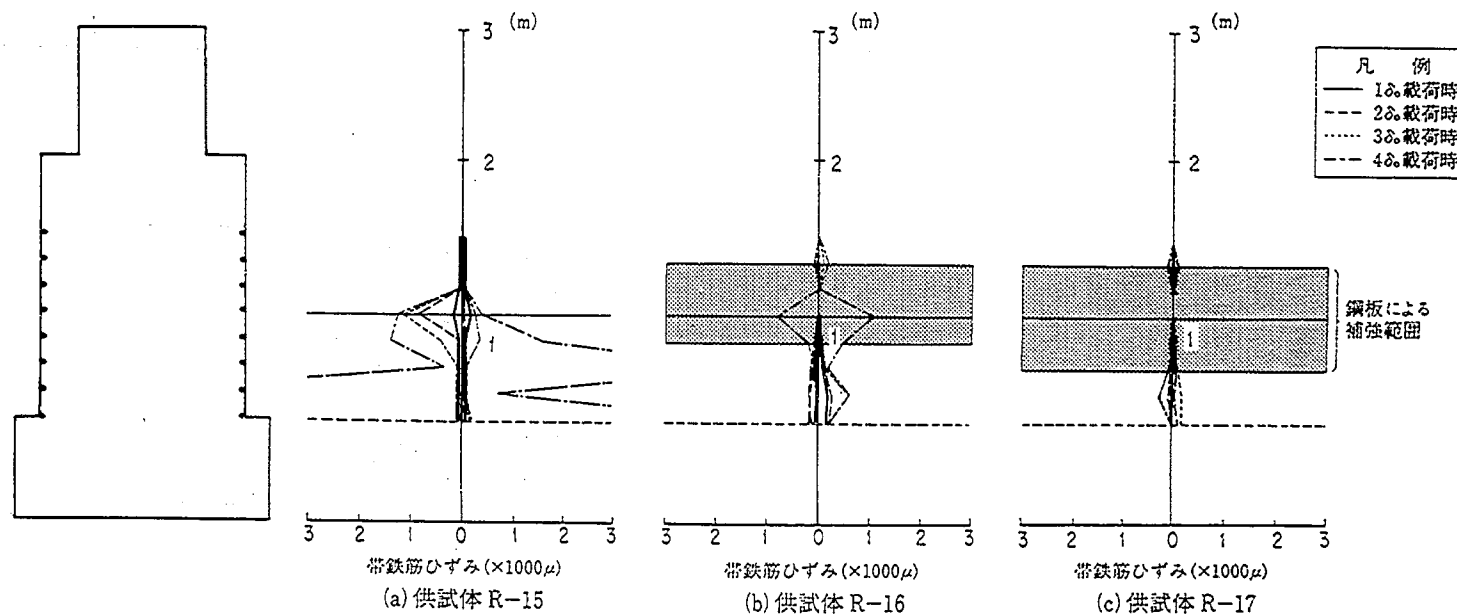


図-5.36 供試体 R-15～R-17 の帯鉄筋に生じたひずみの分布

段落し部のひずみはやや大きくなるが、降伏には至っていない。4 δ_0 載荷になると段落し位置で降伏を越えるひずみが帯鉄筋に生じたが、測定値の信頼性にかけるので、ここではひずみ分布は示さない。

供試体 R-16 では、1 δ_0 載荷、2 δ_0 載荷において、橋脚基部から補強鋼板の下端までの間と補強上端付近でそれぞれ 300 μ 程度の帯鉄筋ひずみが生じたが、段落し部では数 10 μ と小さなひずみしか生じなかった。4 δ_0 載荷になると段落し部では帯鉄筋ひずみは 1,000 μ 程度に大きくなったが、結局、帯鉄筋は降伏しなかった。

供試体 R-17 も供試体 R-16 とほぼ同じであるが、鋼板で補強した範囲の帯鉄筋のひずみはさらに小さく数 10 μ 以下であった。したがって、供試体 R-17 でも帯鉄筋は降伏しなかった。

(3) 補強鋼板のひずみの分布

主鉄筋方向及び水平方向の鋼板のひずみを示した結果

が図-5.37 である。これによれば、両供試体とも補強鋼板に生じるひずみは主鉄筋方向、水平方向ともに小さく、鋼板の厚さとしては、今回の実験に用いた 1 mm で十分であったといえることができる。

5.5 耐震性判定法による耐震補強効果の評価

5.5.1 主鉄筋段落し部の耐震性判定法

上記 11 体の実験供試体に対して 4 章で提案した主鉄筋段落し部の耐震性判定法を適用してみる。ただし、判定に際しては、実際の主鉄筋の段落し位置から主鉄筋の重ね継手長 l_n だけ下げた位置をとることとし、また、鋼板は完全に橋脚と一体化しているものと仮定して軸方向鉄筋としてモデル化した。

式 (4.1) の主鉄筋断落し位置における降伏曲げモーメントに対する安全率 R_y^T 及びコンクリートの平均せん

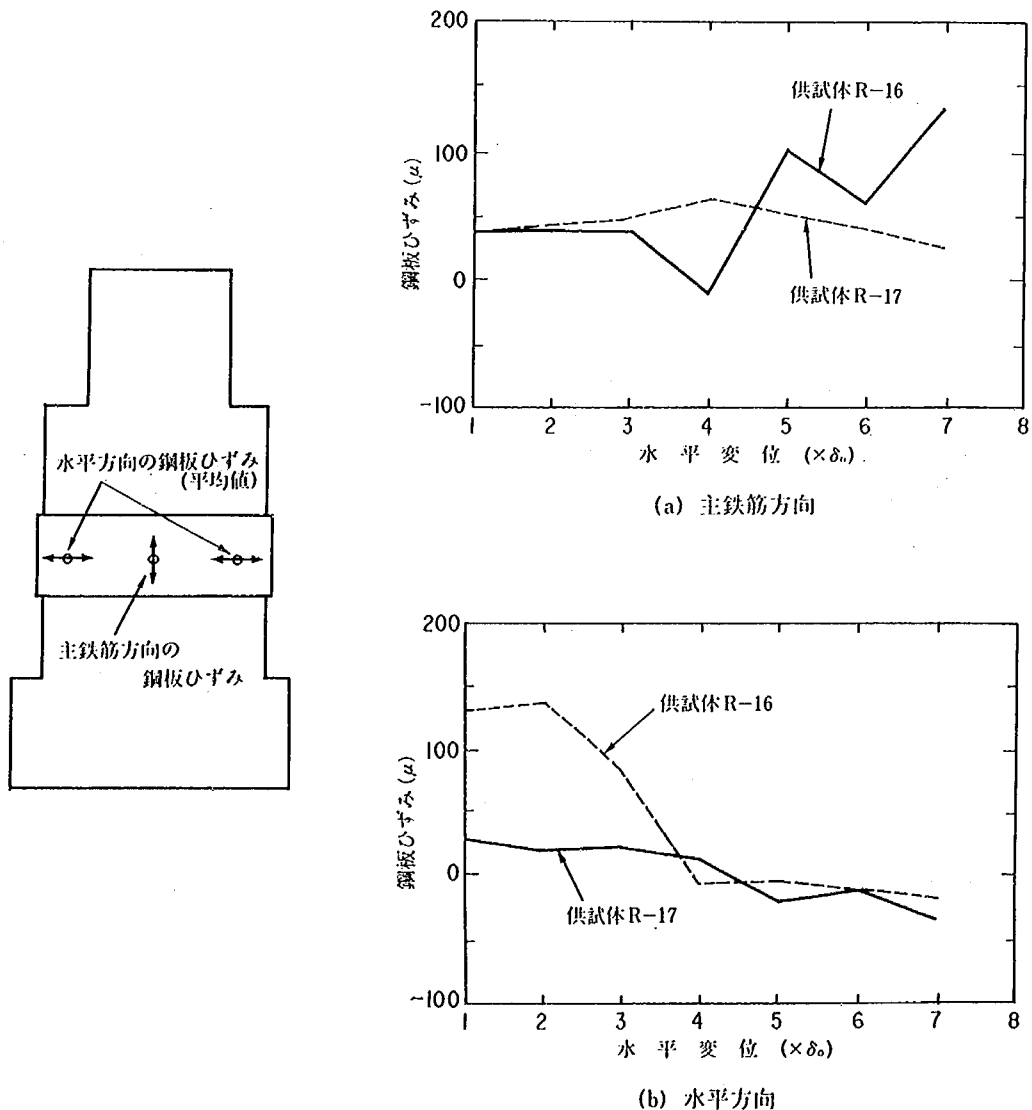


図-5.37 供試体 R-16 及び R-17 の補強鋼板に生じたひずみの分布

断応力度 τ_m の算定は、橋脚基部の主鉄筋が許容応力度 ($\sigma_{sa} = 2,700 \text{ kgf/cm}^2$: SD 295) に達する時の載荷位置における上部構造の慣性力、すなわち、設計水平震度相当の慣性力を用いた。

5.5.2 正方形断面橋脚

表-5.8 は、正方形断面供試体に対して表-4.9 に示した耐震性判定法を適用した結果を示したものである。これによれば、供試体 R-12 では損傷形態判別係数 S_y は 0.79 と 1.1 を下回っており、表-4.9 の判定によれば段落し部で損傷を受けると判定される。段落し位置における安全率 F_y^T は 1.05 となり判定の基準値 1.2 を下回るため、5% 載荷時には著しい主鉄筋の座屈、破断を伴う著しい損傷が生じると判定される。これは、実験結果とよく一致している。したがって、供試体 R-12 に対しては、損傷形態判別係数、降伏曲げモーメントに対する安全率による判定で実験結果をよく表しているといえる。

鋼板で補強した供試体 R-9~R-10 に対しては、損傷形態判別係数 S_y は鋼板上端部で 1.08 とともに 1.1 を下回っており、鋼板上端部で損傷を受ける可能性があるとして判定される。鋼板上端部における降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y は 1.21 となり、表-4.9 の判定では、ここで斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートの剝離、主鉄筋の軽微な座屈といった損傷の発生が予測される。実際には、供試体 R-9 及び R-10 とともに、最終

的には橋脚基部で曲げ破壊したが、鋼板上端部では主鉄筋が大きく降伏するとともに、段落し部では水平のひびわれが発生した。こういう点では鋼板で巻立て補強した場合にも耐震性判定法により段落し部の耐震性が判定できたということができよう。しかしながら、実際の損傷は、鋼板上端部ではなく、鋼板に補強された内部の主鉄筋段落し位置に生じており、こういう点から見ると 4 章の耐震性判定法は鋼板で補強された橋脚に対しては十分とは言えない。この理由は明白であり、ここでは、鋼板は主鉄筋として橋脚と一体となって抵抗すると仮定したが、実際には鋼板と橋脚間の付着が切れるなど、鋼板が主鉄筋として完全に効いたわけではないためである。

1.5 D の幅を鋼板で補強した供試体 R-11 については、損傷形態判別係数はいずれの位置でも 1.1 以上あり、表-4.9 によれば基部で損傷が生じると判定される。実験でも、基部で破壊が生じ段落し部には一切損傷は生じていなかった。したがって、この場合には 4 章の耐震性判定法による判定結果は補強された橋脚に対しても実験結果をよく表しているといえよう。

5.5.3 円形中空断面橋脚

表-5.9 は、中空円形断面供試体に対する耐震性判定法の適用結果を示したものである。これによれば、段落し位置で破壊した供試体 R-4 (無補強) では $S_y < 1.1$, $F_y^T < 1.2$ となり、表-4.9 によれば段落し部において主

表-5.8 正方形断面供試体に対する表-4.9 による判定と実際の損傷状況の比較

供試体番号	断位置	損傷形態判別係数 S_y	降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^T	平均せん断応力度 τ_m (kgf/cm ²)	表-4.9 より判定される 5% 載荷時の段落し部の損傷状況	実際に段落し部に生じた 5% 載荷時の段落し部の損傷状況
R-12	—	0.79	1.05	3.5	主鉄筋の著しい座屈及び破断	かぶりコンクリートの剝離 主鉄筋の著しい座屈
R-9	鋼板上端部	1.09	1.21	3.5	斜めひびわれの発生	水平ひびわれ
	段落し部	1.65	(1.60)		かぶりコンクリートの剝離	
	鋼板下端部	1.33	(1.27)		主鉄筋の軽微な座屈	
R-10	鋼板上端部	1.09	1.21	3.5	斜めひびわれの発生	水平ひびわれ
	段落し部	1.65	(1.60)		かぶりコンクリートの剝離	
	鋼板下端部	1.33	(1.27)		主鉄筋の軽微な座屈	
R-11	鋼板上端部	1.30	(1.36)	3.5	損傷なし	損傷なし
	段落し部	1.65	(1.60)			
	鋼板下端部	1.33	(1.27)			

注 1) 補強しない場合には、段落し位置から定着長 l_a だけ下げた位置の計算結果を示す。

2) $S_y > 1.1$ の場合には、安全率 F_y^T は算定しないが、参考のために () 内に F_y^T を示す。

表-5.9 中空円形断面供試体に対する表-4.9による判定と実際の損傷状況の比較

供試体 番 号	断 位 面 置	損傷形態 判別係数 S_y	降伏曲げモーメント に対する安全率 F_y^T	平均せん断応力度 τ_m (kgf/cm ²)	表-4.9より判定される 5 ϕ 載荷時の段落し部の 損傷状況	実際に段落し部に生じた 5 ϕ 載荷時の段落し部の 損傷状況
R-4	——	0.69	0.73	8.77	主鉄筋の著しい座屈破断	主鉄筋の著しく座屈し、 圧壊
R-5	鋼 板 上 端 部	1.07	1.13	8.90	鋼板上端部において主鉄 筋の著しい座屈、破断	鋼板上端部において主鉄 筋が著しく座屈し、圧壊
	段落し部	1.28	(1.30)			
	鋼 板 下 端 部	1.39	(1.39)			
R-6	鋼 板 上 端 部	1.41	(1.48)	8.76	損傷なし	水平及び斜めひびわれ
	段落し部	1.28	(1.30)			
	鋼 板 下 端 部	1.39	(1.39)			
R-7	鋼 板 上 端 部	1.41	(1.48)	8.77	損傷なし	主鉄筋の破断 (全体の 20%)
	段落し部	1.28	(1.30)			
	鋼 板 下 端 部	1.39	(1.39)			

注1) 補強しない場合には、段落し位置から定着長さ l_d だけ下げた位置の計算結果を示す。

2) $S_y > 1.1$ の場合には、安全率 F_y^T は算定しないが、参考のために () 内に F_y^T を示す。

鉄筋の著しい座屈、破断を伴う損傷が生じると判定される。これは実験結果と一致している。鋼板上端部で破壊した供試体 R-5 (1 D, エポキシ樹脂注入) では、鋼板上端部で $S_y < 1.1$, $F_y^T < 1.2$ となり、鋼板上端部において主鉄筋の著しい座屈、破断を伴う損傷を受けると判定される。これも実験結果とよく一致している。基部で破壊した供試体 R-6 (1.5 D, エポキシ樹脂注入) については、いずれの断面においても $S_y > 1.2$ となり、表-4.9 によれば段落し部においては損傷を受けないと判定される。実験でも段落し位置には損傷は生じておらず、判定結果は実験結果をよく表しているといえる。一方、供試体 R-7 (1.5 D, 注入材なし) については、供試体 R-6 と同様に $S_y > 1.2$ となり、表-4.9 によれば基部において損傷が生じると判定される。しかし、実験では最終的に段落し部において破壊した。このような違いが生じた理由は明白であり、ここでは補強鋼板を軸方向鉄筋として考慮したが、注入材がない場合には鋼板はほとんど軸方向の変形を抑えるためには寄与しないためである。

段落し部におけるコンクリートの平均せん断応力度 τ_m を見てみると、いずれの供試体も 9 kgf/cm^2 となり、道路橋示方書 IV 下部構造編に規定されるコンクリートのみで負担する場合、許容せん断応力度 4.5 kgf/cm^2 (設計基準強度が 300 kgf/cm^2) の約 2 倍となる。これは、中空なためコンクリート断面積が小さいためである。したがって、実験では斜めひびわれが多数発生するとともに

かぶりコンクリートが剝離し、圧壊するという著しい損傷形態となった。これらは、せん断応力度の照査が重要であることを意味している。

5.5.4 壁式断面橋脚

破壊形態判別係数 S_y と実験における最終的な損傷位置を表-5.10 に示す。これによれば、供試体 R-15 では損傷形態判別係数 S_y は 0.84 と 1.0 を下回っており、表-4.9 の判定法のとおり段落し部で破壊している。また、段落し位置における安全率 F_y^T は 0.88 となっており、耐震性判定法の基準値をはるかに下回るため、5 ϕ 載荷時には最も著しい主鉄筋の破断 (全鉄筋数の 25%) に至る損傷となっている。したがって、供試体 R-15 に対しては、4 章に示した判定法は極めて適用性が良いといえることができる。

次に、鋼板で補強した供試体 R-16 及び R-17 に対しては、損傷形態判別係数 S_y は 1.85 と、ともに 1.2 を上回っており、判定では橋脚基部で曲げ破壊が先行すると判定される。実際に、供試体 R-16 及び R-17 とともに橋脚基部で曲げ破壊し、こういう点では鋼板で巻立て補強した場合にも損傷形態判別係数 S_y により段落し部の耐震性が判定できたといえることができる。しかし、供試体 R-16 を見てみると、実際の損傷は載荷の初期には段落し部にも生じている。実際の損傷状況は、段落し部で破壊を生じるか橋脚基部で破壊を生じるか、かなり微妙

表-5.10 壁式断面供試体に対する表-4.9による判定と実際の損傷状況の比較

供試体 番 号	破壊形態別 判別係数 S_y	降伏モーメントに 対する安全率 F_y^T	表-4.9より判定される 5 ϕ 載荷時の段落し部の損傷状況	実際に段落し部に生じた 5 ϕ 載荷時の段落し部の損傷状況
R-15	0.84	0.88	主鉄筋の著しい座屈および 破断	軸方向鉄筋の破断 (全体の 26%)
R-16	1.85	-(1.81) ²⁾	損傷なし	水平クラック
R-17	1.85	-(1.82) ²⁾	損傷なし	損傷なし

注 1) 補強しない場合には、段落し位置から定着長 l_d (32.6cm) だけ下げた位置の計算結果を示す。

2) $S_y > 1.1$ の場合には、安全率 F_y^T は算定しないが、参考のために () 内に F_y^T を示す。

であったわけで、こういう点からみると損傷形態判別係数による判定法は十分とは言えない。この理由も前述したように明白で、ここでは、鋼板は主鉄筋として橋脚と一体となって抵抗すると仮定したが実際には鋼板と橋脚表面の付着はすぐに切れ、鋼板が主鉄筋となって効いた訳ではないためである。すなわち、鋼板は橋脚の横変形を拘束する、いわば帯鉄筋として作用したものであり、この点においては降伏曲げモーメント M_y^B , M_y^T の算出に関係があると言えよう。このような鋼板によるコンクリートの拘束効果の評価を基本に今後更に検討していく必要がある。

5.6 ま と め

十分な定着長がないままに主鉄筋が途中で段落しされた正方形断面、円形中空断面及び壁式 RC 橋脚に対する鋼板による巻立て補強効果を動的載荷実験により検討した。本検討結果をまとめると以下になる。

1) 正方形断面 RC 橋脚の鋼板巻き立てによる補強効果

1 D (D : 橋脚の幅) 以上の幅を鋼板で補強することにより、橋脚は断落し部で致命的な損傷は生じず、最終的に基部で曲げ破壊した。ただし、1 D の幅を鋼板で補強した場合には補強鋼板の上端部周辺や段落し部にも損傷を生じており、これだけの補強範囲では不十分である。これに対して、1.5 D の幅を鋼板で補強した場合には段落し部には損傷を生じなかった。

2) 円形中空断面 RC 橋脚の鋼板巻き立てによる補強効果

① 中空断面を有する場合には、かぶりコンクリートの剝離が断面の外側と同時に内側にも生じる。このため、中実断面に比較すると、コンクリートの断面欠損を起こしやすく、せん断力や軸力に耐えられずに圧壊するような著しい破壊性状を示す。したがって、中空断面橋脚で

は、段落し部に対する十分な補強対策が必要である。

② 段落し部の上側に 1 D (D : 橋脚の直径)、下側に 0.5 D 、合計 1.5 D の範囲を鋼板で補強した場合には、最終的に橋脚基部で曲げ破壊した。補剛しない場合に比較して、鋼板で巻立てて補強した場合には、最大耐力で 33%、じん性で 100% 向上した。ただし、エポキシ樹脂等を用いて十分な鋼板と軀体の付着を図ることが重要である。

3) 壁式 RC 橋脚の鋼板巻き立てによる補強効果

① 段落し位置から上には橋脚の短辺幅 D の 1 倍、下には 0.5 倍の範囲を鋼板で補強した場合には、補強効果が認められるが、段落し位置にも水平クラックが入る等の損傷を生じた。これに対して、段落し位置から上下に各 1 D の範囲を補強した場合には、段落し位置には損傷を生じなかった。

② 実験終了後、補強鋼板を取り外して鋼板と軀体間に充填したモルタルを調べた結果、1.5 D の範囲を補強した供試体では、段落し部に損傷を受けたにも係わらず、モルタルそのものの損傷は小さく、大半は健全であった。2 D の範囲を補強した供試体では、モルタルの損傷は生じなかった。ただし、モルタルと鋼板との間の付着は切れており、鋼板は、主鉄筋が支持する軸力を分担する機能としてではなく橋脚の変形を拘束する機能として作用している。

5) 段落し部の補強効果の判定法

4 章で提案した段落し部の耐震性判定法を鋼板巻立て補強した場合の補強効果に適用し、その適用性を検討した。その結果、モルタルやエポキシ樹脂により鋼板と橋脚軀体の付着が確保されている場合には、4 章の提案手法で判定した損傷位置及び損傷程度は実験結果とよく一致した。ただし、両者の付着が切れた場合や、注入材がなく単に鋼板で巻いただけの場合のように最初から鋼板と橋脚軀体の付着がとれていない場合には、4 章の判定法は適用できない。これは、4 章の判定法の適用に際し

て、鋼板と橋脚躯体と一体となって曲げ変形に抵抗する、いわば主鉄筋としてモデル化したのに対して、こうした条件が満足されない場合やさらに鋼板が帯鉄筋のように橋脚断面の増加を抑える拘束効果を見込んでいないためである。

4) 鋼板巻立てによる補強範囲

供試体数が必ずしも十分ではないが、今回の実験の範囲からは、鋼板巻立ての範囲としては、鋼板と橋脚躯体の十分な接着を図った上で $1.5 \sim 2D$ (D : 橋脚の短辺の断面幅、あるいは、直径) 以上とすれば、段落し部における損傷は基部に移行し、ぜい性的なせん断破壊を防ぐことができる。

6. 結 論

6.1 結 論

本報告では、昭和 55 年道路橋示方書よりも前の技術基準に従って設計施工された RC 橋脚のうち、途中定着された主鉄筋の定着長が十分ではない橋脚に対する耐震性判定法及び鋼板巻立てによる耐震補強法の開発を目的として、RC 橋脚模型を用いた実験的検討を行った。以上の結論は以下の通りである。

1) 既往の地震による RC 橋脚の損傷事例の解析及び RC 橋脚模型の動的載荷実験結果をもとに、RC 橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法を提案した。本手法では、損傷形態判別係数により基部と段落し部のいずれで先に損傷が生じるかを判定し、段落し部で損傷が生じると判定される橋脚については、曲げ耐力及びせん断耐力を照査するものである。本提案手法によれば、段落し部における著しい損傷を受ける可能性のある RC 橋脚を精度よく抽出することができる。

2) 主鉄筋段落し部に著しい損傷を受ける可能性を有する RC 橋脚の補強方法として鋼板巻立て工法に着目し、RC 橋脚模型を用いた実験によりその適用性を検討した。その結果、鋼板とコンクリートの付着を十分に図った上で断面幅の $1.5 \sim 2$ 倍以上の範囲を鋼板で補強すれば、段落し部におけるぜい性的なせん断破壊を防止することができる。

3) 鋼板巻き立てで補強した橋脚の補強効果の検討に、鋼板を軸方向鉄筋としてモデル化して上記 1) の耐震性判定法を適用すると、鋼板と橋脚躯体の十分な付着を図った場合には補強効果をかなりよく説明することができる。ただし、鋼板とコンクリートの付着がなくなった場合には、適用性が悪い。この理由は、鋼板を軸方向鉄

筋としてモデル化したことにあり、今後、鋼板の帯鉄筋としての効果や鋼板の拘束によるコンクリート強度・変形特性の向上を見込んだ解析方法を開発していく必要がある。

6.2 今後必要とされる研究

今後、段落し部の補強法に関して検討すべき点としては以下の点が挙げられる。

- 1) 鋼板が持つ帯鉄筋としての役割やこれによるコンクリート強度及び変形性能の向上を見込んだ耐震補強設計法の開発
- 2) 鋼板の耐腐触性の向上、エポキシ系接着材の長期耐久性に関する検証
- 3) FRP、炭素繊維等の新材料を用いた耐震補強法の開発

謝 辞

本研究の一部は、首都高速道路公団及び阪神高速道路公団との共同研究として実施したものである。共同研究の実施に際しては、首都高速道路公団では高橋敏介、山田実、新田与吉、牧添初の各氏が、また、阪神高速道路公団では宇藤滋、松浦康夫、中村一平、仲矢忠士の各氏がそれぞれ担当された。ここに、記して厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省道路局、建設省土木研究所、北海道開発局：静内橋震災調査報告書、昭和 57 年 12 月
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査、土木技術資料 Vol. 25, No.11, 1983 年 11 月
- 3) 建設省土木研究所：1978 年宮城県沖地震災害調査報告、土木研究所報告第 159 号、昭和 58 年 3 月
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編、平成 2 年 2 月
- 5) 山本強、石橋忠良、大坪正行、小林普爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究、土木学会論文集第 348 号/V-1, 1984 年 8 月
- 6) 川島一彦、小山達彦：Effect of Number of Loading Cycles on Dynamic Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Columns、土木学会論文集、Vol.5, No.1, 1988 年 4 月

- 7) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: 鉄筋コンクリート橋脚の動的特性に及ぼす載荷速度の影響, 土木技術資料, Vol.29-11, 昭和 62 年 11 月
- 8) 川島一彦, 小山達彦: Effect of Cyclic Loading Hysteresis on Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Bridge Piers, 土木学会論文集, No.392/I-9, 1988 年 4 月
- 9) 川島一彦, 長谷川金二, 小山達彦, 吉田武史: RC 橋脚の動的耐力に関する実験的研究(その 1), 土木研究所資料第 2232 号, 昭和 60 年 8 月
- 10) 宮本征夫, 石橋忠良, 斎藤俊彦: 既設橋梁の鋼板巻き耐震補強方法に関する実験, 構造物設計資料, NO. 89, 日本国有鉄道構造物設計事務所, 1987 年 3 月
- 11) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 宮本幹, 小林茂敏: 途中定着された引張主鉄筋を有する RC ばりのせん断耐力評価と設計への適用に関する研究, 土木学会論文集第 378 号/V-6, 1987 年 2 月
- 12) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 寺澤正人, 小林茂敏: RC はりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋の途中定着の影響に関する研究, 土木学会論文集第 366 号/V-4, 1986 年 2 月
- 13) 尾坂芳夫, 鈴木基行, 石田博樹, 加藤勝美: RC はりのせん断破壊と補修法に関する研究, 土木学会論文集第 360 号/V-3, 1985 年 8 月
- 14) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 平成 2 年 2 月
- 15) 日本道路協会: 道路震災対策便覧(震前対策編), 昭和 63 年 3 月
- 16) 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
- 17) Tsubouchi, T., Ohashi, K., and Arakawa, K. : Large Earthquake Countermeasures for Bridge Substructures on The Tomei Expressway, U. S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, UJNR, Tsukuba, December, 18-19
- 18) Okawa, S., Maeda, Y., Kawashima, K. and Saeki, M. : Large Earthquake Countermeasures for Tomei Expressway Bridges, 4th Joint U.S.-Japan Workshop on Bridge Engineering Performance, Strengthening and Innovation, May 11 and 12, 1988, San Diego, California, U.S.A.
- 19) Matsuda, T., Sato, T., Fujiwara, H. and Higashida, N. : Effect of Carbon Fiber Reinforcement as a Strengthening Measure for Reinforced Concrete Bridge Piers, U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, UJNR, Tsukuba, December, 18-19
- 20) Akimoto, T., Nakajima, H. and Kogure, F. : Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Piers on Metropolitan Expressway, U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, UJNR, Tsukuba, December, 18-19
- 21) 宮永広夫: 鉄筋コンクリート橋脚の補強設計, 首都高速道路公団維持管理技報, 1989 年 3 月
- 22) Matsuura, Y., Nakamura, I. and Sekimoto, H. : Seismic Strengthening Method for Reinforced Concrete Bridge Piers on Hanshin Expressway, U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, UJNR, Tsukuba, December, 18-19
- 23) 阪神高速道路公団: RC 脚段落し部補強工法の検討, 阪神高速道路公団技法, 1988 年 3 月
- 24) 松浦康夫, 中村一平, 関本宏: RC 橋脚耐震補強の設計・施工, 阪神高速道路公団技報, 1988 年 10 月

本研究に関連した研究発表

- 1) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 主鉄筋段落しを有する RC 橋脚の耐震性判定法, 土木学会第 46 回年次学術講演会, 平成 3 年 9 月
- 2) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 主鉄筋段落しを有する RC 橋脚の耐震性判定法, 土木学会第 45 回年次学術講演会, 平成 2 年 9 月
- 3) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之, 山田実: 主鉄筋段落しを有する中空円形断面 RC 橋脚の耐震補強法, 第 23 回地震工学研究発表会, 平成 3 年 7 月
- 4) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之, 松浦康夫: 主鉄筋段落しを有する正方形断面 RC 橋脚の強度に及ぼす軸力, 主鉄筋比の影響, 第 23 回地震工学研究発表会, 平成 3 年 7 月
- 5) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 壁式 RC 橋脚の鋼板巻立てによる耐震補強効果, 土木技術資料, Vol.34, No.1, 平成 4 年 1 月
- 6) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し部における損傷とその判定方法, 土木技術資料, Vol.34, NO.3, 平成 4 年 3 月
- 7) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 主鉄筋段落しを有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性判定法, 第 45 回建設省技術研究会, 道路部門自由課題, 平成 3 年 10 月

- 8) 建設省: 第 41 回建設省技術研究会報告, 道路指定課題 (既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究), 昭和 63 年 10 月
- 9) 建設省: 第 42 回建設省技術研究会報告, 道路指定課題 (既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究), 平成元年 10 月
- 10) 川島一彦, 運上茂樹, 飯田寛之: 鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究, 土木研究所資料第 2921 号, 平成 4 年 3 月
- 11) Kawashima, K., Unjoh, S., and Iida, H. : Seismic Inspection and Seismic Strengthening of Reinforced Concrete Piers at Mid-Height Where Main Reinforcement is Terminated, U.S.-Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges, UJNR, Tsukuba, December, 18-19

**Report
of
Public Works Research Institute
Ministry of Construction**

Vol. 189, September 1993

Seismic Inspection and Seismic Strengthening Methods of Reinforced Concrete Bridge
Piers at Mid-Height where Main Reinforcements are Terminated with Inadequate
Anchorage Length Dr. Kazuhiko KAWASHIMA

Shigeki UNJOH

and

Hiroyuki IIDA