

# SD490鉄筋を軸方向鉄筋に用いた RC橋脚の実用化に関する研究

浅井洋<sup>1</sup>・春日昭夫<sup>2</sup>・飯田字朗<sup>3</sup>・梅原秀哲<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 三井住友建設株式会社 技術研究所 (〒329-0432 栃木県河内郡南河内町仁良川1725)

<sup>2</sup>正会員 博(工) 三井住友建設株式会社 土木統括部PC設計部  
(〒164-0010 東京都中野区中央2丁目38-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 名古屋高速道路公社 工務部設計課 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内2丁目1-36)

<sup>4</sup>正会員 Ph.D. 名古屋工業大学大学院教授 工学研究科都市循環システム工学専攻  
(〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町)

都市内高速道路において限られた敷地内に橋脚を建設する場合、高強度鉄筋を使用して断面を縮小することが求められる。名古屋高速道路の一路線の橋脚を試算した結果、材質SD490の鉄筋と設計基準強度 $40\text{N/mm}^2$ とを組み合わせて断面を縮小できるが、従来の鉄筋に比べて破断伸びが小さく、軸方向鉄筋の早期破断が懸念された。そこで、材質SD490の鉄筋を軸方向鉄筋に用いた橋脚模型試験体の正負交番載荷実験を実施し、現行の保有水平耐力法が適用できることを示した。また、鉄筋単体に座屈を与えた低サイクル疲労試験を実施し、材質SD490と材質SD345の鉄筋が同等の疲労寿命を有することを示した。さらに、正負交番載荷試験における軸方向鉄筋の破断をマイナー則を用いて算出できることを示した。

**Key Words :** *high-strength reinforcing bars, plastic hinge length, buckling, cyclic loading test, Miner's rule*

## 1. はじめに

都市内高速道路では一般道の中央分離帯など限られた敷地内に橋脚を建設する必要があり、橋脚断面寸法に制限が設けられる。従来使用されている材質SD345以下の鉄筋を用いて設計を行うと、断面寸法が敷地内に収まらなかったり、軸方向鉄筋の配置が2段以上の施工性の悪い断面となる場合がある。この対策の一つとして鋼製橋脚が採用されているが、RC構造に比べコストアップになっている。

軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用い、コンクリート強度もこれに適した強度を用いることで橋脚断面を縮小することができ、コスト縮減効果も期待できる。近年、主に建築分野で高強度鉄筋の研究開発が進められ、降伏強度が $490\text{N/mm}^2$ 以上の高強度鉄筋も使用されている<sup>1),2)</sup>。土木分野でも高強度鉄筋は実験によって検証を行って使用している<sup>3),4),5)</sup>。

現行の耐震設計法における静的照査法では、地震の影響によって生じる作用力を静的な荷重に置き換え、地震時保有水平耐力と残留変位を照査し、安全性を評価して

いる。保有水平耐力法による終局変位は圧縮側コンクリートの終局ひずみで決定される。終局ひずみは、軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋と部材断面中に配置される中間帯鉄筋から構成される横拘束筋による拘束効果を考慮して算出される。このようにして算出された終局変位時の損傷状況は、かぶりコンクリートが剥落し、水平耐力が低下し始める時と考えられている<sup>6),7)</sup>。また、このときの軸方向鉄筋ひずみには制限を設けていない。この考え方を材質SD490の鉄筋まで拡張した場合、鉄筋の破断伸びが小さく規格されていることから軸方向鉄筋量によってはコアコンクリートが終局に至る前に破断することが懸念される。鉄筋の高強度化により軸方向鉄筋量を相対的に小さくすることができるが、適切な鉄筋量を設定することが必要と考えられる。

本論文では、JISに規格されている材質SD490の高強度鉄筋と設計基準強度 $40\text{N/mm}^2$ のコンクリートを用いたRC橋脚を実用化することを目的として、正負交番載荷実験および低サイクル疲労実験を実施し、実験的に材質SD490の鉄筋の適用性を検証したものである。まず、名古屋高速道路の一路線で採用したRC橋脚断面について

試算し、軸方向鉄筋強度とコンクリート強度の影響を比較した。次に、試算した断面をもとに軸方向鉄筋量および横拘束筋量を設定し、既往の研究結果を参考に正負交番実験を行ってその性状を明らかにする。また、材質SD490と材質SD345の鉄筋について座屈を有する疲労寿命を比較するため、鉄筋単体による低サイクル疲労実験を行う。この結果から、材質SD490の鉄筋を用いた橋脚の安全性を検証する。さらに、マイナー則を用いて正負交番荷重を受ける試験体の軸方向鉄筋破断の算定を試みる。

## 2. 既往の研究

### (1)終局変位時の損傷度

星隈ら<sup>7)</sup>は、保有水平耐力法により算出した終局変位は、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落し、水平力が低下し始める時の変位に概ね相当するとしている。試験体の断面寸法が500~2400mmの矩形断面および円形断面でせん断支間比2.5~5.4、軸方向鉄筋比1.58~2.03%、帯鉄筋体積比0.24~2.37%の鉄筋コンクリート橋脚模型33体の試験結果からも概ねかぶりコンクリートが剥落して水平耐力が低下し始める変位に相当している<sup>8),9)</sup>。このように、終局時の損傷状況を比較することは現行の耐震設計法の適用性を評価する上で重要な一要素と考えられる。材質SD490の鉄筋と設計基準強度40N/mm<sup>2</sup>のコンクリートを組み合わせた場合の終局耐力および終局変位が保有水平耐力法による終局耐力および終局変位を満足し、終局時損傷状況が既往の研究と同様であることを確認できれば、現行の耐震設計手法を踏襲できるものと考えられる。

### (2)高強度鉄筋を用いた実験

RC橋脚の軸方向鉄筋に材質SD490の高強度鉄筋を用いた研究は仲谷ら<sup>3),4)</sup>によって正負交番荷重実験が行われ五條新宮道路七色高架橋に適用している。対象実橋脚寸法を約6.4分の1とした模型試験体で、耐力および破壊形態に影響を及ぼす軸方向鉄筋比を0.80%、1.67%および2.46%とした3試験体について実験を行っている。実験結果では、軸方向鉄筋比が1.67%以上であれば道路橋示方書（以下、道示）による耐震設計結果と同等の水平耐力および変形性能を有することを確認している。しかし、軸方向鉄筋比が0.80%と小さい場合には終局変位や終局時の塑性率、曲率、塑性ヒンジ長が計算値よりも小さく、一致しないことを指摘している。この実験結果をもとに、塑性ヒンジ長や終局曲率、許容塑性率を再評価し七色高架橋の設計に反映している。

岡本ら<sup>9)</sup>による研究では、軸方向鉄筋に材質USD685の高強度鉄筋を用いて正負交番荷重実験を実施し、高強度材料を用いた柱部材の変形性能について検討を行なっている。高強度材料を用いた柱部材の荷重と変位の関係は、通常強度材料を用いた部材と同様の設計式で概ね評価できるとしている。一方、軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合、通常の鉄筋に比べ柱基部からの降伏範囲が狭くなることを指摘している。また、足立ら<sup>10)</sup>が行った材質USD685の鉄筋を用いた模型実験では、高強度材料を使用した部材は曲率が集中的に大きくなる領域が狭いことを指摘している。また、高強度材料を用いた柱部材においても横拘束鉄筋比が増加すると塑性ヒンジ長が小さくなる傾向があることを示している。さらに、増川ら<sup>10)</sup>は材質USD685の鉄筋を軸方向鉄筋に使用し、実構造物を想定した模型実験を実施している。正負交番繰り返し載荷においてコンクリートにほとんど損傷が生じず、顕著

表-1 鉄筋強度の比較

| 項目                            | SD345  | SD490              | USD685             |                        |
|-------------------------------|--------|--------------------|--------------------|------------------------|
| 軸力 (MN)                       | 26.8   |                    |                    |                        |
| 橋軸方向モーメント (MN・m)              | 88.2   |                    |                    |                        |
| 橋軸直角方向モーメント (MN・m)            | 117.6  |                    |                    |                        |
| コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 40     |                    |                    |                        |
| 鋼材                            | 橋軸方向   | D51-2段<br>ctc150   | D51-1段<br>ctc150   | D51-1段<br>ctc250       |
|                               | 橋軸直角方向 | D51-2.5段<br>ctc150 | D51-1.5段<br>ctc150 | D51-1.5段<br>ctc150+10本 |
| 鉄筋量 (cm <sup>2</sup> )        | 3770.2 | 2148.6             | 1621.6             |                        |
| 軸方向鉄筋比 (%)                    | 3.01   | 1.71               | 1.29               |                        |

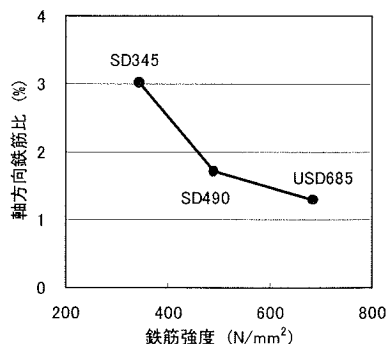
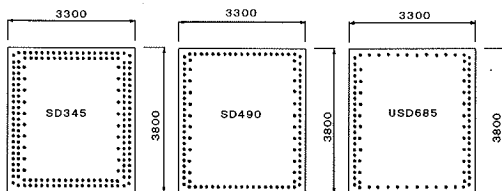


図-1 鉄筋強度の比較

な耐力低下を示さない段階で柱基部とフーチング境界面で軸方向鉄筋が破断している。この要因として、鉄筋の降伏比や降伏棚の長さ、母材破断ひずみなどの材料特性と軸方向鉄筋比が鉄筋破断に影響を及ぼすとしている。

既往の研究から、高強度鉄筋の材質によっては柱部材が十分な変形性能を示さないうちに軸方向鉄筋が破断する可能性があると考えられる。また、高強度鉄筋の使用によって塑性ヒンジ長が小さくなる恐れがあり、その結果、従来の評価法で変形性能を精度良く評価できない場合があることが考えられる。

### 3. 断面の試算

#### (1) 鉄筋強度の比較

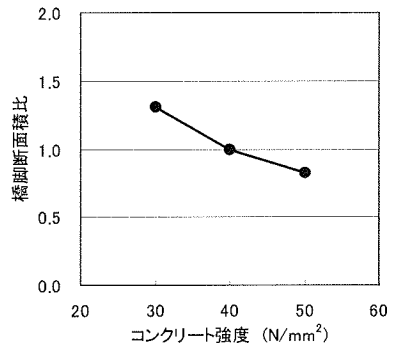
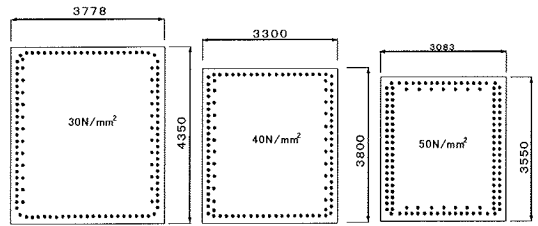
名古屋高速道路の一路線を採用した橋梁について試算した。試算した橋脚は、支間長約40m、幅員約20mの鋼上部エアーメン橋で、橋脚高14mのRC橋脚である。中央分離帯内に収まる断面寸法として3.3m×3.8mの長方形断面を選定し、同一断面寸法において軸方向鉄筋強度を表-1に示す3種類として軸方向鉄筋量を比較した。算出方法は道示V静的照査法に従い、レベル1地震動に対して耐震性能1を満足し、レベル2地震動に対し耐震性能2を満足するように軸方向鉄筋量を配置した。高強度鉄筋の許容応力度は規定されていないため、本試算の範囲では鉄筋の降伏強度に対する安全率を1.7とし、地震時の割増し係数1.5を考慮して、材質SD490の鉄筋では430N/mm<sup>2</sup>、材質USD685の鉄筋では600N/mm<sup>2</sup>とした。コンクリートは設計基準強度40N/mm<sup>2</sup>とした。図-1に鉄筋強度と鉄筋比の関係を示す。軸方向鉄筋が高強度になるほど軸方向鉄筋量を減少することができる。ここに示した橋脚の場合、材質SD345の鉄筋から材質SD490の鉄筋を使用することで3段配置が2段配置に減少できる。材質SD490の鉄筋と材質USD685の鉄筋では配置間隔に差が生じる程度であり、鉄筋強度に対する減少率は前者の方が若干大きな結果が得られた。

#### (2) コンクリート強度の比較

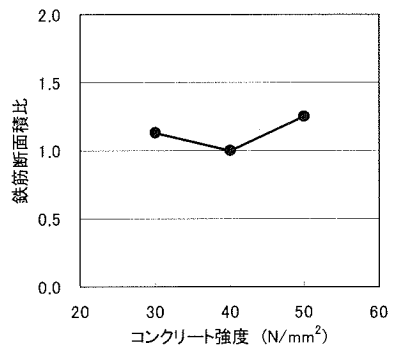
軸方向鉄筋を材質SD490の鉄筋とし、コンクリートの設計基準強度を表-2に示す3種類として比較した。断面寸法は軸方向鉄筋が2段以下に収まる寸法とした。ここでは、コンクリート強度の影響による断面寸法の決定方法として、レベル1地震動に対して発生するコンクリート緑応力と許容応力度との比が同じになる相似断面を設定し、レベル2地震動についても満足することを確認した断面について比較した。図-2は設計基準強度40N/mm<sup>2</sup>のコンクリートに対する橋脚断面積比および鉄筋断面積

表-2 コンクリート強度の比較

| コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> ) |        | 30                 | 40                 | 50                 |
|-------------------------------|--------|--------------------|--------------------|--------------------|
| 軸力 (MN)                       |        | 26.8               |                    |                    |
| 橋軸方向モーメント (MN·m)              |        | 88.2               |                    |                    |
| 橋軸直角方向モーメント (MN·m)            |        | 117.6              |                    |                    |
| 鉄筋材質                          |        | SD490              |                    |                    |
| 鋼材                            | 橋軸方向   | D51-1段<br>ctc150   | D51-1段<br>ctc150   | D51-1.5段<br>ctc150 |
|                               | 橋軸直角方向 | D51-1.5段<br>ctc150 | D51-1.5段<br>ctc150 | D51-2段<br>ctc150   |
| 断面                            |        | 3778×4350          | 3300×3800          | 3083×3550          |
| 軸方向鉄筋断面積比                     |        | 1.13               | 1.00               | 1.25               |
| 橋脚断面積比                        |        | 1.31               | 1.00               | 0.82               |



(a) 橋脚断面積比の比較



(b) 鉄筋断面積比の比較

図-2 コンクリート強度による比較

比の関係を示す。図-2(a)では、高強度コンクリートを使用することによって橋脚断面積を減少できる。しかし、図-2(b)に示すように設計基準強度50N/mm<sup>2</sup>のコンクリ

トでは、橋脚断面を小さくしたため鉄筋量は逆に増加している。

軸方向鉄筋に高強度鉄筋を用いる場合、これにあわせてコンクリート強度も高くすることが断面縮小につながる傾向にある。本試算では、軸方向鉄筋に材質 SD490 の鉄筋を使用し、設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  のコンクリートを使用すれば、制限寸法内に柱断面を収めることができる。

#### 4. 正負交番載荷実験方法

##### (1)実験の着目点

材質 SD490 の鉄筋を軸方向鉄筋に使用した橋脚の設計に現行の耐震設計手法が適用できることを明確にするため、正負交番実験を行った。名古屋高速道路における一路線の RC 橋脚を材質 SD490 の鉄筋および設計基準強度  $40\text{N/mm}^2$  のコンクリートの組み合わせで試算した。中央分離帯敷地内に橋脚断面を収めるため、橋軸直角方向断面寸法を縮小して軸方向鉄筋量を設定した結果、軸方向鉄筋比は 1.71%であった。橋軸直角方向に対して配置した軸方向鉄筋は、橋軸方向の曲げ耐力にも寄与するため、橋軸方向の曲げ耐力は地震の作用力に対して余裕が生じる。橋軸方向に対して曲げ破壊先行型とするために必要な横拘束筋を配置した場合、横拘束筋体積比は 1.8%となる。仲谷ら<sup>4)</sup>の実験では、軸方向鉄筋比を 1.67%確保することにより軸方向鉄筋の破断が先行する破壊形状は示さないとしている。試算による橋脚の軸方

向鉄筋量はこれを満足しているが、横拘束筋量が比較的多く、軸方向筋を過度に拘束し、塑性ヒンジ長が短くなる恐れがある。この結果、軸方向鉄筋のひずみが局所化し、十分な変形性能を示さないままコンクリートの圧縮破壊前に柱基部で鉄筋破断に至ることが考えられた。

道示には、正負交番載荷実験結果でどのような項目を満足すれば現行の耐震設計手法を適用して良いかについては言及されていない。これまでの研究と同様数々の正負交番載荷実験を実施し、データの収集を行い、その妥当性を確認することは重要なことであるが、多大な時間を必要とする。

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の場合、現行の保有水平耐力法による骨格曲線は、正負交番載荷実験結果とよく一致するモデルとなっており、材質SD490の鉄筋を使用した場合もこれを満足することが安全設計の一条件と考えられる。既往の研究では、保有水平耐力法で算出したタイプII地震動の終局変位における損傷状況は、かぶりコンクリートが剥落し、耐力の低下が認められる変位と概ね一致するとされている。終局耐力および終局変位が保有水平耐力法による計算値を満足していても、破壊形状が従来と異なり急激な破壊を示すようであれば従来と同程度の安全が見込めない。著者らは以上のような観点から次の3項目を検証することで現行の耐震設計手法が適用できると考えた。

- ①材質SD490高強度鉄筋を用いた模型試験体の終局耐力および終局変位の算定に保有水平耐力法が適用できる
- ②終局時の模型試験体の損傷状況が従来の実験結果と同程度である

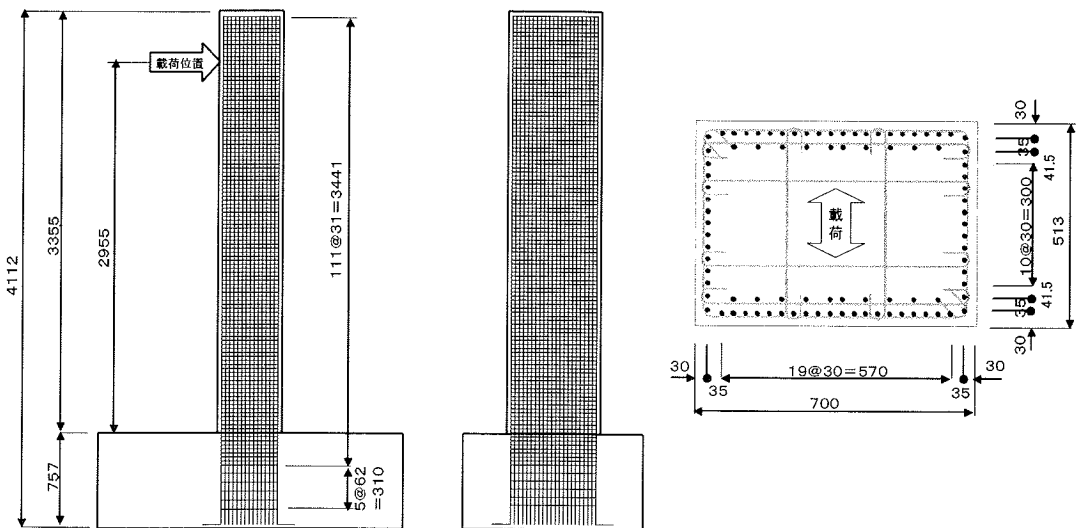


図-3 試験体形状

表-3 試験体の諸元

|                                     |         |        |
|-------------------------------------|---------|--------|
| 寸法<br>(mm)                          | 橋軸方向幅   | 700    |
|                                     | 橋軸直角方向幅 | 513    |
|                                     | 高さ      | 2955   |
| 軸方向鉄筋<br>本数-径<br>(mm <sup>2</sup> ) |         | 90-D10 |
|                                     |         | 6419.7 |
| 軸方向鉄筋比 (%)                          |         | 1.79   |
| 帯鉄筋 径-間隔 (mm)                       |         | D6-31  |
| 横拘束筋体積比 (%)                         |         | 1.82   |
| 基部軸力 (kN)                           |         | 442    |
| 基部応力 (N/mm <sup>2</sup> )           |         | 1.22   |
| せん断支間比                              |         | 5.76   |

表-4 材料物性値

| 径   | 位置   | 材質    | 引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 降伏応力 (N/mm <sup>2</sup> ) | 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) | 伸び (%) |
|-----|------|-------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|--------|
| D6  | 帯筋   | SD345 | 523                       | 359                       | 1.770E+05                 | 20.4   |
| D10 | 軸方向筋 | SD490 | 780                       | 566                       | 1.984E+05                 | 12.8   |

| 試験体  | 材齢 | 圧縮応力 (N/mm <sup>2</sup> ) | 弾性係数 (N/mm <sup>2</sup> ) | ポアソン比 | 引張強度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> ) |
|------|----|---------------------------|---------------------------|-------|---------------------------|---------------------------|
| 一方向  | 25 | 40.3                      | 22,700                    | 0.19  | 2.60                      | 3.40                      |
| 正負交番 | 38 | 50.8                      | 28,000                    | 0.20  | 2.89                      | 4.01                      |

③従来から使用されている静的非線形解析が材質SD490の鉄筋を用いた模型試験体の挙動を精度よく計算できる

(2)試験体形状

試験体の形状および諸元を図-3および表-3に示す。軸方向鉄筋比および横拘束筋体積比は試算結果をもとに、それぞれ1.79%および1.8%とした。コンクリートは設計基準強度40N/mm<sup>2</sup>である。軸方向鉄筋は材質SD490で鉄筋径D10の鉄筋であり、荷重方向に1.5段配置、間隔を30mmとした。横拘束筋は材質SD345で鉄筋径D6の鉄筋であり、間隔を31mmとした。鉄筋径および間隔は実寸法の5分の1であり、コンクリートの最大粗骨材寸法は10mmである。

試験体は計2体で、1体は正負交番荷重を行い、残る1体は一方向荷重を行った。これは、正負交番荷重と一方向荷重によって骨格曲線、破壊形状、終局変位、および鉄筋破断の違いを比較すること、正負交番荷重実験では塑性ヒンジ部の鉄筋ひずみを終局まで精度良く測定することが極めて難しいため、一方向荷重実験結果と比較することで鉄筋ひずみを推定するために実施した。

(3)材料物性

本実験に使用した鉄筋コンクリートの材料物性値を表-4に示す。市販されている材質SD490の鉄筋の降伏点は規格降伏強度の1.1倍程度以下に収まっているが、本実験用に製作した鉄筋(D10)は1.16倍と若干高い値であった。また、破断伸びについてもJIS規格を満足しているが、市販品に比べて低い値(12.8%)であった。応力ひずみ関係は降伏棚が明確に生じ、市販されている鉄筋とほぼ同じ曲線である(図-4)。帯鉄筋には市販されている材質SD345で鉄筋径D6の鉄筋を使用した。一方向荷重試験体と正負交番荷重試験体は同時に製作したが、荷重試験日程が異なったこと、およびコンクリートのバッチ間で強度が異なったことなどから、実験時のコン

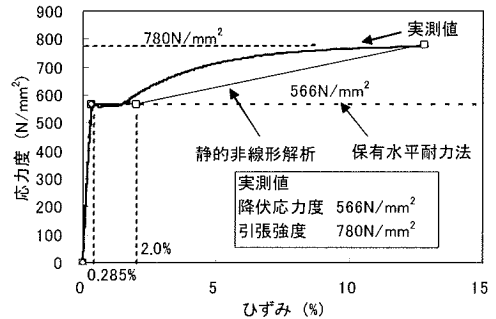


図-4 鉄筋の応力ひずみ曲線

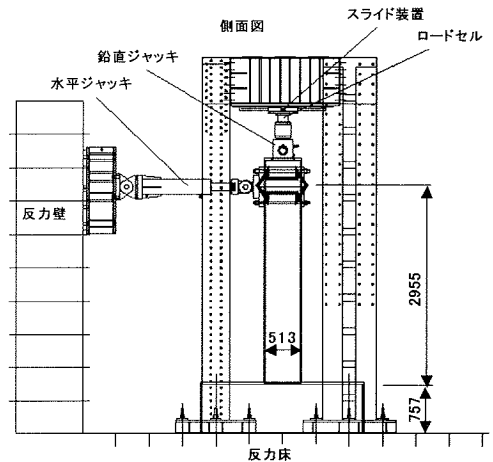


図-5 荷重装置

クリート強度に差が生じた。

(4)荷重方法

試験体柱部には実橋と同等の軸応力度となるよう鉛直荷重を静的に荷重し、柱の水平変位に追従して軸力を与

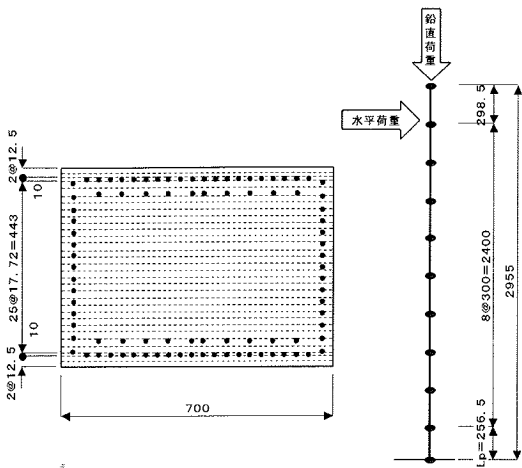


図-6 解析モデル

える構造とした。鉛直荷重は1000kN油圧ジャッキで柱基部応力度が $1.22\text{N/mm}^2$ となるように荷重を与え、試験中は常時一定荷重を保つシステムとした。水平荷重は1000kN油圧ジャッキ（ストローク $\pm 250\text{mm}$ ）で交番荷重を静的に载荷した。载荷装置を図-5に示す。

一方向载荷実験の载荷方法は、単調増加による载荷で途中で水平変位を戻すことなく载荷した。正負交番载荷では、初期降伏時の水平変位（ $\delta_{yo}$ ）を基準変位とし、その整数倍の変位に対して各3回の正負交番载荷を行った。最大荷重後、軸方向鉄筋が破断に至り顕著な耐力低下が認められ、初期降伏荷重の80%以下に低下した地点で試験を終了した。

初降伏荷重の決定は次の手法で行った。鉄筋およびコンクリートの材料試験結果から鉄筋が降伏する水平荷重を算出する。この荷重を参考に引張側柱基部軸方向鉄筋5本のひずみを監視しながら半数以上が降伏した荷重を初降伏荷重とした。鉄筋ひずみは鉄筋表裏に取り付けたひずみゲージの値を平均した。

### (5)静的非線形解析

载荷実験に先立ち静的非線形解析<sup>12)</sup>を行い試験体の挙動を把握した。道示では鉄筋降伏以降はひずみ硬化を考慮しない完全弾塑性モデルとしているが、本解析では材料試験結果をもとに上升伏点と破断点とを直線で結ぶひずみ硬化を考慮したモデルとした（図-4）。コンクリートは、実材料物性値を用いて道示Vに示された応力ひずみ曲線に準拠した。

試験体断面を図-6に示す鉄筋およびコンクリート要素に分割した。高さ方向には、柱基部第1要素の長さを道示Vで算出した塑性ヒンジ長とし、水平载荷位置間を8等分割した。解析は各材料の応力度とひずみ関係に基づ

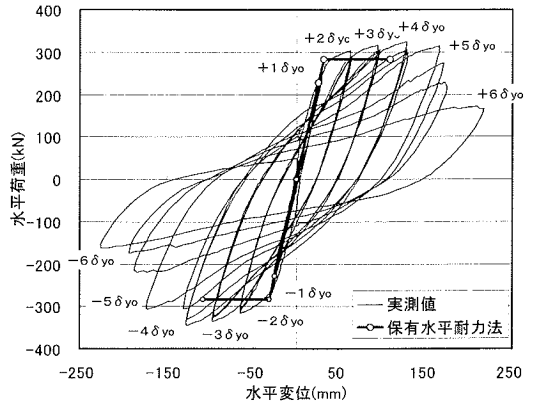


図-7 正負交番载荷試験体荷重変位曲線

表-5 実験値と計算値の比較

|                  | 一方向载荷    |          | 正負交番载荷   |          |          |          |
|------------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
|                  | 荷重<br>kN | 変位<br>mm | +側       |          | -側       |          |
|                  | 荷重<br>kN | 変位<br>mm | 荷重<br>kN | 変位<br>mm | 荷重<br>kN | 変位<br>mm |
| 1 $\delta_{yo}$  | 252.0    | 33.9     | 255.4    | 29.3     | -269.3   | -29.0    |
| 2 $\delta_{yo}$  | 304.1    | 68.0     | 304.4    | 62.6     | -315.5   | -64.7    |
| 3 $\delta_{yo}$  | 316.7    | 101.1    | 316.1    | 94.6     | -333.4   | -96.8    |
| 4 $\delta_{yo}$  | 326.9    | 134.4    | 324.7    | 127.4    | -343.4   | -127.3   |
| 5 $\delta_{yo}$  | 336.7    | 167.4    | 313.6    | 164.6    | -305.7   | -173.0   |
| 6 $\delta_{yo}$  | 344.0    | 200.1    | 166.9    | 216.4    | -162.7   | -225.8   |
| 7 $\delta_{yo}$  | 348.2    | 230.1    |          |          |          |          |
| 8 $\delta_{yo}$  | 346.7    | 255.0    |          |          |          |          |
| 9 $\delta_{yo}$  | 348.1    | 283.3    |          |          |          |          |
| 10 $\delta_{yo}$ | 344.7    | 310.0    |          |          |          |          |
| 11 $\delta_{yo}$ | 328.7    | 332.9    |          |          |          |          |
| ひび割れ発生           | 20.9     | 0.9      | 30.4     | 0.7      | -33.8    | 2.2      |
| 鉄筋破断             | 334.3    | 323.7    | 313.6    | 164.6    | -262.6   | -141.6   |

### 計算値

|               | 保有水平耐力法  |          | 静的非線形解析  |          |
|---------------|----------|----------|----------|----------|
|               | 荷重<br>kN | 変位<br>mm | 荷重<br>kN | 変位<br>mm |
| $\delta_{yo}$ | 227.4    | 25.2     | 254.8    | 24.8     |
| $\delta_y$    | 282.6    | 31.3     |          |          |
| $\delta_u$    | 282.6    | 108.6    | 313.6    | 122.0    |

いて平面保持が成り立つものと仮定した。従って、軸方向鉄筋の座屈、付着劣化によるアンボンド化、およびフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響は考慮していない。

## 5. 正負交番载荷実験結果

### (1)試験体の破壊性状

図-7および表-5に実験結果を示す。柱頭部には载荷ジャッキにより常時鉛直荷重を作用させた。頭部に水平変位が生じた場合は、柱基部に対して载荷位置が柱基部

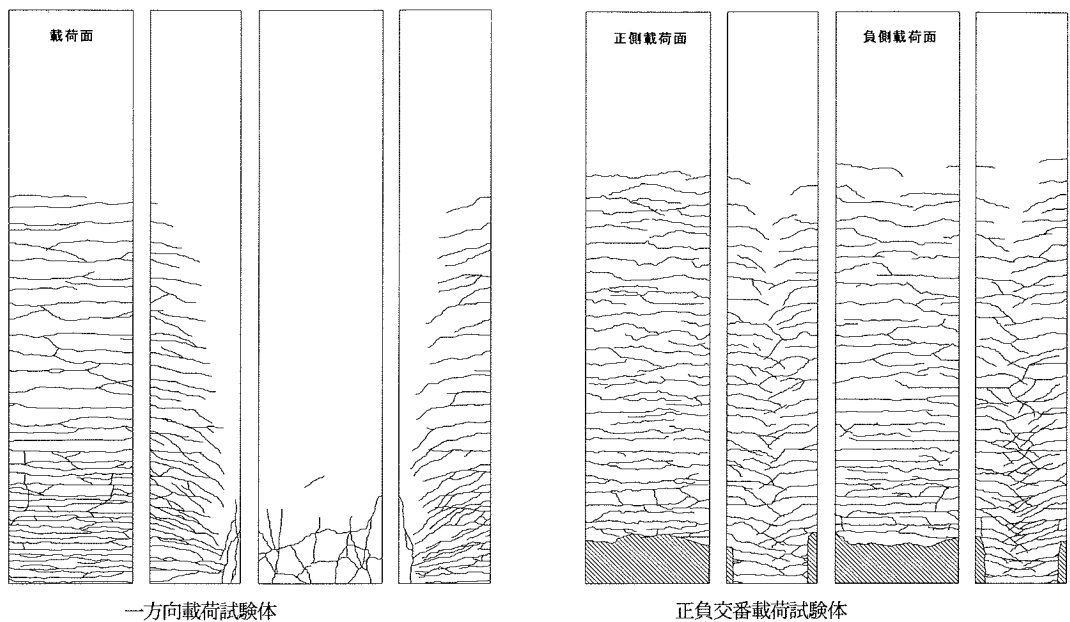


図-8 ひび割れ図

図心から偏心するため、鉛直荷重と水平変位の積の付加曲げモーメントが発生する。算出した曲げモーメントを水平荷重載荷高さで除した値を実測水平荷重に加算して補正した。また、水平変位はフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる影響を補正した値である。単方向荷重試験体と正負交番荷重試験体とは、ひび割れ発生荷重に若干差が認められたが、コンクリート強度によるものと考えられる。軸方向鉄筋降伏荷重にはほとんど差は認められない。

単方向荷重試験体は負側荷重を行わないため、圧縮側コンクリートに損傷を示さないまま引張縁のひび割れの分散とひび割れ幅の拡大が進行した。圧縮縁コンクリートひずみ ( $\varepsilon_c$ ) は、変位60mmでコンクリート表面ひずみが0.33%を示し、柱基部の極微小領域でかぶりコンクリートの破壊が観察された。この段階では、圧縮破壊して剥落する程度のものでなく、部分的に破壊し始めている程度であった。さらに荷重を進めると、荷重の上昇はほとんど認められず変形のみが増大する。圧縮側コンクリートは外側に押し出され、ひび割れ幅が増大する傾向が認められる。変位268mmで最大耐力351kNに至り、圧縮縁かぶりコンクリートのひび割れ幅が大きくなり、徐々に耐力が低下した。変位323.7mmにおいて引張鉄筋の破断が生じ、耐力は著しく低下し始めた。引張側最外縁鉄筋の約60%が破断し、初降伏荷重の80%程度まで低下した。

正負交番荷重試験体は、 $1\delta_{y0}$ の交番を3回繰り返した後、 $+2\delta_{y0}$ に至る間 ( $\delta=63\text{mm}$ ,  $\varepsilon_c=0.29\%$ ) に柱基部と

フーチングとの接合面のごく狭い部分にかぶりコンクリートの圧縮破壊が認められるようになった。これは、単方向荷重と同程度で生じていることから、荷重方法によるかぶりコンクリートへの影響は少ないと考えられる。 $2\delta_{y0}$ から $3\delta_{y0}$ にかけては基部コンクリートのひび割れが進展する程度であったが、 $4\delta_{y0}$ の2回目の交番で基部かぶりコンクリートは高さ約200mmに渡って剥落し、軸方向鉄筋の座屈が観察された。軸方向鉄筋は $5\delta_{y0}$ の繰り返しにおいて順次破断し、耐力が低下した。 $5\delta_{y0}$ の交番荷重終了時には最外縁軸方向鉄筋のほとんどが破断に至った。 $5\delta_{y0}$ の3回目で初降伏水平荷重の86%、 $6\delta_{y0}$ では65%に低下した。

図-8に試験終了時のひび割れ状況を示す。ひび割れは柱全体に分散し、柱基部では30~50mm程度の間隔で生じた。ひび割れ形状からも柱は曲げ破壊によるものと判断でき、顕著なせん断破壊を示すようなひび割れは認められない。正負交番荷重試験体の柱基部かぶりコンクリートは試験中に約200mmの高さまで剥落し、250mm程度まで剥離していた。ひび割れ図では、剥離しているかぶりコンクリートを撤去した状況を表示した。

かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の露出および座屈が観察された $4\delta_{y0}$ は、保有水平耐力法による終局変位を超えている。保有水平耐力法によって算出したタイプII地震動に対する終局限界の損傷状況は従来と同等であると言える。

### (2)骨格曲線

実験結果と保有水平耐力法および静的非線形解析結果とを比較し図-9に示す。一方向載荷試験体と正負交番載荷試験体とを比較すると、正負交番載荷試験体が最大耐力を示した $4\delta_{y0}$ まで骨格曲線に差は認められない。これは、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が認められるまで骨格曲線は一方向載荷と同じ挙動を示す。

保有水平耐力法の終局耐力は267.1kNであるのに対し、実測値は324.7kNで約1.2倍の耐力を有した。また、保有水平耐力法による終局変位は108.6mmであり、 $3\delta_{y0}$ と $4\delta_{y0}$ の間に位置する。実測値が降伏荷重を下回るのは、 $5\delta_{y0}$ の2回目であり、終局変位は164.6mm（骨格曲線では174mm）である。この結果、材質SD490の鉄筋を用いた試験体は保有水平耐力法による終局耐力および終局変位を十分満足することが確認できた。

静的非線形解析結果と実験値とを比較する。静的非線形解析は圧縮線コンクリートが終局ひずみに達した点を終局としている。コンクリートの終局ひずみは実測材料物性を用いて道示Vに基づくタイプII地震動の値を算出して0.613%とした。このときの終局耐力および終局変位はそれぞれ、313.6kNおよび122.0mmである。静的非線形解析値は実測値の最大耐力程度までを精度よく評価できており、実測最大耐力は解析値に対して1.04倍であり、実測水平変位は解析値の1.05倍であった。これより、軸方向鉄筋に材質SD490の鉄筋を用いた橋脚で横拘束筋体積比が1.8%と高い場合においても、従来の計算ツールを用いて精度よく骨格曲線を計算できることが確認できた。以上の結果より、実験の着目点としている3項目について全てを満足することが確認できた。

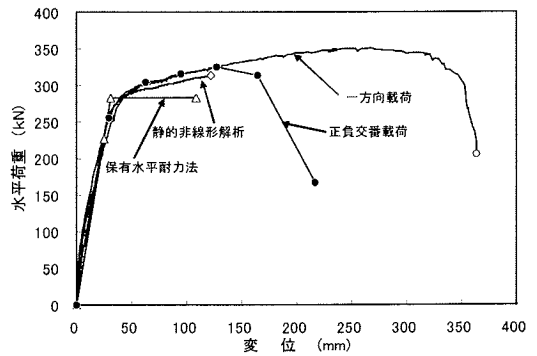


図-9 骨格曲線

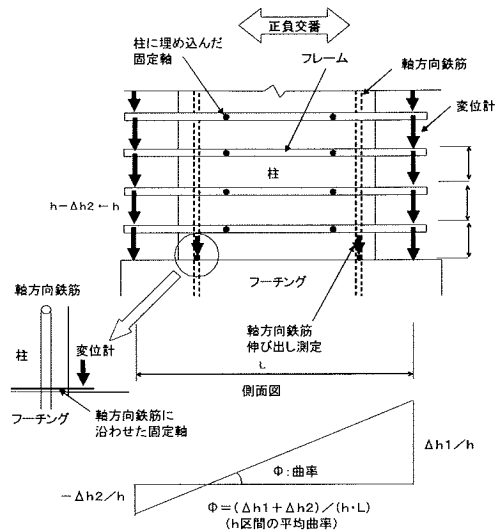


図-10 柱基部変位の測定

### (3)塑性ヒンジ長

柱基部の鉛直変位より曲率を算出した。曲率測定方法は、図-10に示す方法で行った。柱側面に埋め込んだ固定軸に水平フレームを取り付けた。固定軸は載荷面の軸方向鉄筋より内部に設け、高さ方向には約75mm間隔で配置した。フレーム先端には左右の変位計距離が $L=650\text{mm}$ となるように取り付け、各フレーム間の変位量を測定した。各フレーム間の平均曲率の算出は式(1)による。また、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し量も測定した。

$$\phi = \frac{(\Delta h1 + \Delta h2)}{L \cdot h} \quad (1)$$

ここに、

$\Delta h1, \Delta h2$ : 変位計による変位量

$L$ : 変位計測定アーム長

$h$ : 高さ方向変位計測定間隔

曲率分布を図-11に示す。曲率分布は高さ方向に凹凸を有しているが、測定範囲に大きなひび割れが生じているなどによるものと考えられ、一方向載荷試験体と正負交番載荷試験体の曲率分布は $4\delta_{y0}$ まではほぼ同じ値を示している。 $5\delta_{y0}$ 以降は軸方向鉄筋に座屈および破断が生じ、正負交番試験体の柱基部曲率は大きくなっている。静的非線形解析値と実測値もよく一致している。道示においてタイプII地震動のコンクリートの終局ひずみをコンクリート強度の80%としているが、静的非線形解析による曲率の算出では終局ひずみをさらに延長して計算した<sup>13)</sup>。



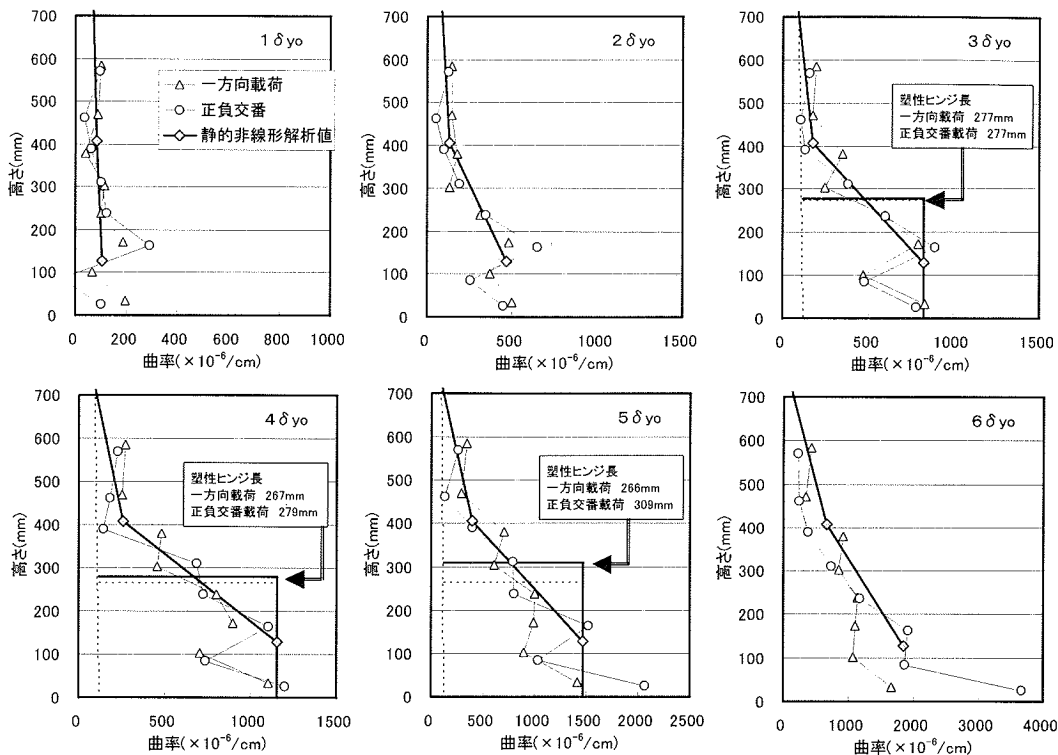


図-11 曲率分布と塑性ヒンジ長

保有水平耐力法による終局変位の前後に位置する  $3\delta_{y0}$  および  $4\delta_{y0}$  の塑性ヒンジ長を算出し図中に示した。ここで、塑性ヒンジ長は、塑性領域の曲率分布を面積が同一の矩形分布を想定した場合の高さで式(2)で算出する。星隈ら<sup>7,19)</sup>はコンクリートが終局ひずみに至るときの終局曲率を使用し、かぶりコンクリートが剥落する程度の損傷が生じたときの塑性ヒンジ長を算出している。ここで使用した終局曲率は同一水平変位における静的非線形解析による基部要素の曲率を用いた。

$$L_p \doteq \frac{\sum \phi \cdot \Delta h}{\phi_u} \quad (2)$$

ここに、

- Lp: 塑性ヒンジ長
- $\phi$ :  $\Delta h$ 間の平均曲率
- $\Delta h$ : 曲率測定間隔
- $\phi_u$ : 終局曲率

骨格曲線がほぼ同じであった  $3\delta_{y0}$  および  $4\delta_{y0}$  は、荷重方法により塑性ヒンジ長に差は認められない。一方荷重試験体では、 $5\delta_{y0}$  でかぶりコンクリートに顕著な剥離の進展が認められず、算出した塑性ヒンジ長も

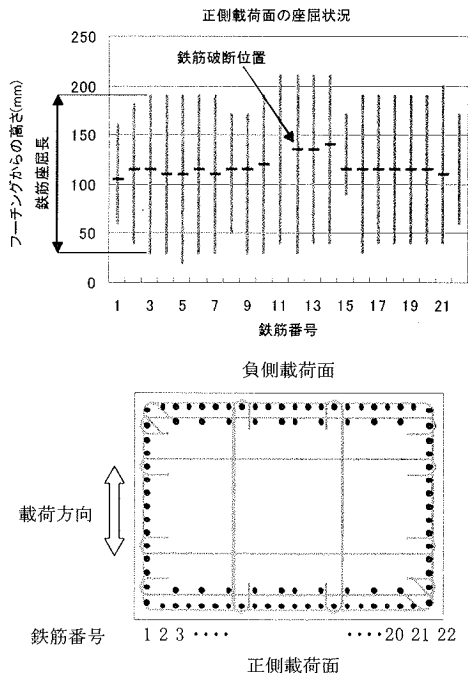


図-12 軸方向鉄筋破断位置

$4\delta_{y0}$ とほぼ同じである。正負交番荷試験体では、かぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈も観察され、塑性ヒンジ長は大きくなり両試験体に差が認められる。 $4\delta_{y0}$ の塑性ヒンジ長は269mmであり、道示による塑性ヒンジ長257mm（断面高さの2分の1）とほぼ一致する。また、かぶりコンクリートの剥離高さともよく一致している<sup>19</sup>。この結果、材質SD490の鉄筋を軸方向鉄筋に用いた場合にも所定の塑性ヒンジ長が期待できることが確認できた。

#### (4)鉄筋の破断位置

正負交番荷試験終了後に観察した正載荷面の鉄筋破断位置を図-12に示す。一方向荷試験体の鉄筋の座屈状況を図-13に、正負交番荷試験体の座屈および破断状況を図-14に示す。一方向荷試験体の破断位置はフーチングより平均50mmの高さであり、正負交番荷試験体は平均108mmの高さであった。座屈長は両試験体とも約150mm（帯鉄筋間隔の5倍、鉄筋径の15倍）であるが、中間帯鉄筋を配置した近傍では短い傾向（帯鉄筋間隔の3倍、鉄筋径の10倍）が認められた。ここで、座

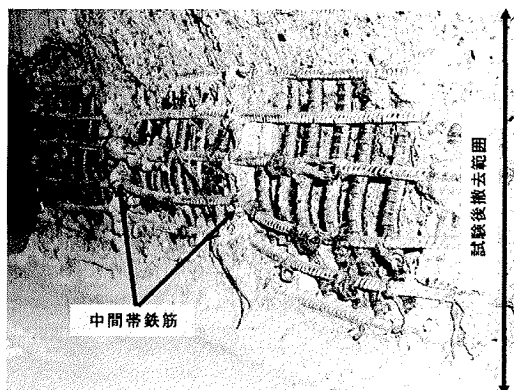


図-13 一方向荷圧縮側座屈状況

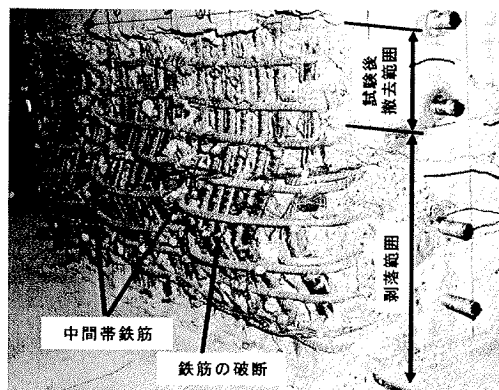


図-14 正負交番荷試験体座屈状況

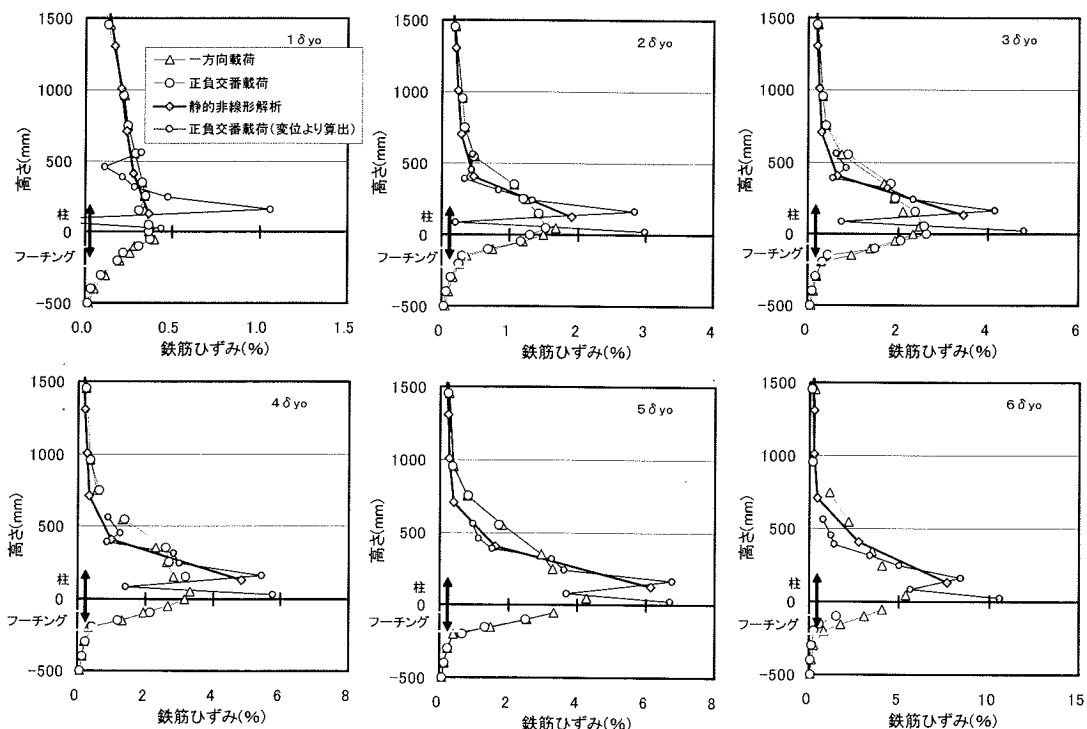


図-15 軸方向鉄筋ひずみ分布

屈長とは軸方向鉄筋のはらみだしの範囲であり、座屈有効長さとは異なる。正負交番載荷試験体の破断位置は鉄筋の座屈によるもので座屈長のほぼ中央に位置している。一方方向載荷試験体の引張側鉄筋の破断は座屈をとまなわれない引張破断であり、柱基部の低い位置で破断が生じている。正負交番を受けた鉄筋の破断位置が座屈長の中央付近で破断することから、仲谷<sup>9)</sup>らは塑性ヒンジ長を鉄筋破断位置の2倍と仮定して検討している。本実験結果を同様に算出すれば正負交番載荷試験体の塑性ヒンジ長は216mmとなり、破断位置の2倍と定義した場合、先に述べた曲率から算出した塑性ヒンジ長より若干小さく評価される。

### (5) 軸方向鉄筋ひずみ分布

材質 SD490 の鉄筋を用いた橋脚模型試験体は、現行保有水平耐力法による終局耐力および終局変位を満足することをすでに確認した。しかし、従来より鉄筋の高強度化により破断し易くなることが指摘されている。これは、材質 SD345 の鉄筋に比べ伸び性能が低下することに起因すると考えられる。本実験において、一方方向載荷試験体の鉄筋破断点は、水平変位 323.7mm (部材角  $\theta=11.0\%$ ) と十分な変形性能を示しているのに対し、正負交番試験体では 164.6mm ( $\theta=5.6\%$ ) と半分程度で破断している。鉄筋の引張ひずみに着目し、最外縁鉄筋のひずみ分布を図-15 に示す。図中にはひずみゲージ測定値、柱基部鉛直変位より算出した値および静的非線形解析値を示した。ひずみゲージによる鉄筋ひずみは鉄筋の表裏で測定した平均値を用いた。

鉛直変位から算出した鉄筋ひずみは、高さh間の平均鉄筋ひずみを示している。この結果と静的非線形解析結果とは  $6\delta_{y0}$  までよく一致しており、躯体は解析通りの挙動を示していると言える。一方、ひずみゲージで測定した鉄筋ひずみ分布は、両試験体で  $5\delta_{y0}$  までよく一致しており載荷方法による差は認められないが、静的非線形解析結果および鉛直変位から算出したひずみと比較すると塑性ヒンジ長の範囲で実測値が小さい傾向を示している。躯体の挙動は解析結果とよく一致することから、静的非線形解析で仮定した平面保持が成立しなくなったためと考えられる。すなわち、鉄筋のひずみ増加にともなってコンクリートとの間ですべりが生じ、鉄筋の塑性領域で高さ方向にひずみの平均化が生じていると考えられる。図-16は式(3)により塑性領域の鉄筋ひずみを高さ方向に積分した鉄筋変形量について、ひずみゲージによる測定値と静的非線形解析値とで比較した結果である。

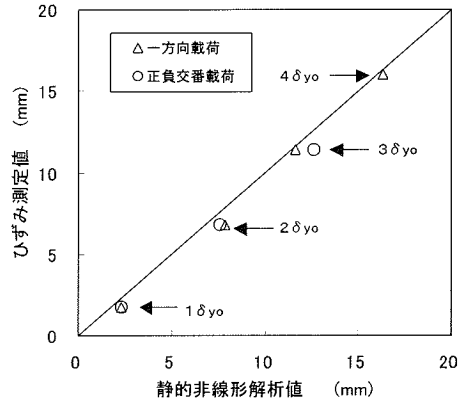


図-16 塑性領域の鉄筋変形量の比較

$$L_s = \int_0^H \epsilon_s(x) dx \doteq \sum_{x=0}^H \epsilon_s(x) \cdot d_m \quad (3)$$

ここに、

$L_s$  : 塑性範囲における鉄筋変形量 (mm)

$x$  : フーチング上面からの高さ (mm)

$H$  : フーチング上面から鉄筋降伏位置までの高さ (mm)

$\epsilon_s(x)$  : 高さ  $x$  における鉄筋ひずみ

$d_m$  : ひずみゲージ間隔または解析要素中心間隔 (mm)

ひずみゲージによる測定が終局変位に至るまで測定できなかったため、ひずみゲージが健全な範囲で表示した鉄筋変形量は測定値と解析値で概ね同じ値であり、ひずみ分布は異なるが塑性領域の全変形量は同等といえる。

## 6. 鉄筋の低サイクル疲労実験

保有水平耐力法によって設計された構造物の終局耐力は、設計上の終局耐力および終局変位に対してある程度の余裕を有している。すなわち、設計上の終局に至っても構造物は急激に崩壊しない余剰耐力を有するよう設計されている。地震による交番荷重が構造物に作用すると軸方向鉄筋には繰り返し荷重が作用し、大規模地震の場合には軸方向鉄筋は降伏する。設計上の終局限界を超えた場合、軸方向鉄筋は座屈する。鉄筋に座屈が生じると局部的に大きなひずみが生じ、交番荷重が作用した場合

には、早期に破断する恐れがある。鉄筋の破断は致命的であり構造物の耐力を著しく低下させ崩壊に至らせる。

本実験では、材質SD490の鉄筋を用いた構造物が終局に至り、軸方向鉄筋が座屈しても急激に崩壊しないことを確認するため、鉄筋単体による座屈をともなった疲労実験を行った。繰り返し荷重を受けた際の鉄筋疲労寿命が材質SD345の鉄筋と材質SD490の鉄筋でどの程度異なるか比較することで鉄筋破断に対する安全性を検討した。

### (1)実験方法

同一メーカーから入手した材質SD490および材質SD345のD19ねじふし鉄筋を200kNサーボパルサーにねじ込み式定着具を使用して鉄筋の両端を固定した(図-17)。正負交番载荷実験に使用した材質SD490で鉄筋径D10の鉄筋はねじふし鉄筋でないため、両端を鋼製鋼管内に無収縮モルタルを充填した付着定着具を取り付け固定した。本実験で鉄筋に与えた変形量は、標点間距離の変化量で管理しており、ひずみゲージで測定した鉄筋ひずみと区別するため、標点間変形量を標点間距離で除した値を標点間ひずみと定義する。標点間ひずみには定着具からの鉄筋伸びだし量は含まれていない。鉄筋に引張降伏ひずみ以上の標点間ひずみ(εx)を与えた後、鉄筋変形量が試験開始前の状態(標点間ひずみε0=0%)となる変位量まで戻した。その後、εxとε0との間を鉄筋が破断するまで0.1Hzで繰り返し载荷を行った。標点間ひずみをε0に戻す際には、残留ひずみ相当の圧縮応力度が鉄筋に作用し、残留ひずみが大きくなると座屈が生じる。座屈が生じた鉄筋は局部的に大きなひずみが生じ疲労寿命は短くなる。構造物中では軸方向鉄筋は帯鉄筋に拘束され、これを固定端として座屈すると考えられる。軸方向鉄筋径をD51として150mm間隔で帯鉄筋が配置されることを想定し、固定長を最小値3d(d:鉄筋径)とした。また、正負交番载荷試験結果において軸方向鉄筋の座屈長が15d程度であったことから鉄筋径の15倍についても実施した。

前述した正負交番载荷実験において塑性ヒンジ部の圧縮側鉄筋のひずみはごくわずかであったので、実態の挙動に即して鉄筋に引張領域の変形のみを与え、圧縮領域の変形は与えない疲労試験を実施した。最大荷重時の塑性ヒンジ部鉄筋ひずみと载荷サイクルの関係を図-18に示す。塑性ヒンジ部鉄筋ひずみは鉄筋座屈長とほぼ同じフーチングからの高さ210mm区間の平均ひずみである。すなわち、フーチング天端から210mm間の軸方向鉄筋位置の変形量を図-10に示した変位計測定値から平均補間で算出し、これを高さ210mmで除したものである。塑性ヒンジ部鉄筋ひずみには軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しの影響を含んでいる。引張側塑性ヒンジ部鉄筋

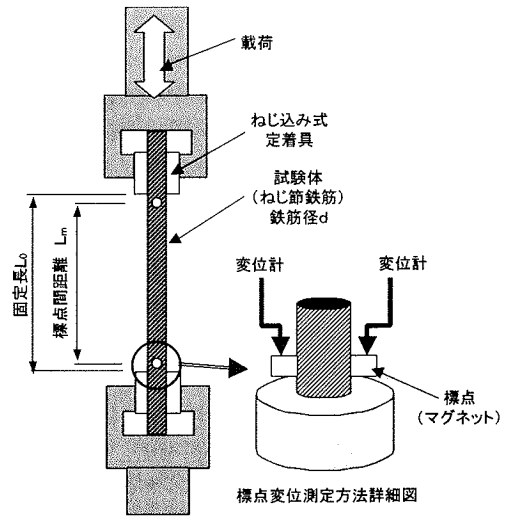


図-17 低サイクル疲労载荷方法

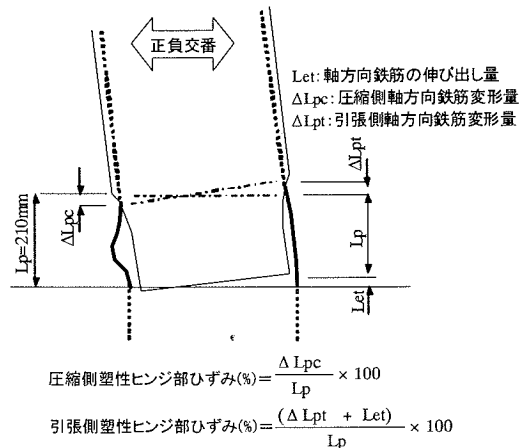
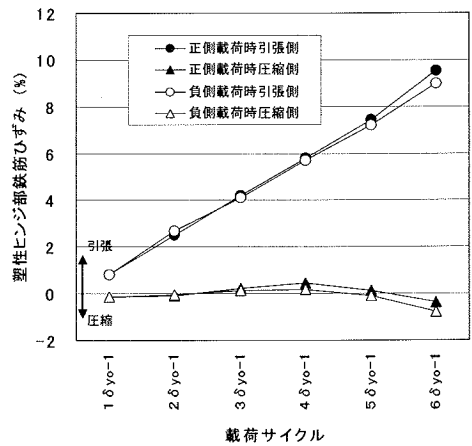


図-18 塑性ヒンジ部ひずみの推導

ひずみは荷重サイクルが進むにつれて増加し、軸方向鉄筋の破断が認められた $5\delta_{y0}$ では約7.5%に達する。圧縮側塑性ヒンジ部鉄筋ひずみは、 $5\delta_{y0}$ までの圧縮領域のひずみはわずかであったため、低サイクル疲労実験では引張領域で繰り返し荷重を実施した。

標点間ひずみ $\epsilon_x$ は、表-6に示す値とした。パラメータとした標点間ひずみは、仲谷ら<sup>9</sup>が行った橋脚模型試験体を数値解析した $1\delta_{y0} \sim 5\delta_{y0}$  ( $5\delta_{y0}$ 以降は $1\delta_{y0}$ ごとに約1.1%の増加)に相当する軸方向鉄筋ひずみである。

実験1は標点間ひずみと破断回数との関係を得るため各試験体ごとに $\epsilon_x$ と $\epsilon_0$ とを繰り返す荷重方法(図-19(a))とした。実験2は正負交番荷重実験を想定し、 $\epsilon_x$ を各標点間ひずみごとに3サイクルとして $\epsilon_1$ から順次増加させる方法(図-19(b))とした。

## (2)実験1の結果

鉄筋に与えた標点間ひずみ( $\epsilon_x$ )と破断までの繰り返回数との関係を図-20に示す。標点間ひずみは表-6に示した値と実測値との間に若干の差が生じたものもあったため、実測値の値を用いて表示した。固定長3dの場合、標点間ひずみ $\epsilon_3$ 以下では鉄筋に座屈が生じなかったため図中から除外した。材質SD490と材質SD345の鉄筋とを比較すると両材質による破断寿命の差はほとんど無いことが確認できた。固定長15dにおいても顕著な違いは認められずほぼ同じ傾向を示した。また、正負交番荷重実験で使用したD10鉄筋についても同じ傾向が認められる。

軸方向鉄筋の破断までの繰り返回数については、評価式(4)が提案されている<sup>16,17</sup>。

$$N = \frac{1.5 \times 10^{-3}(L_0/d) + 1.0 \times 10^{-2}}{(\epsilon_{\min} - \epsilon_{\max})^2} + 1 \quad (4)$$

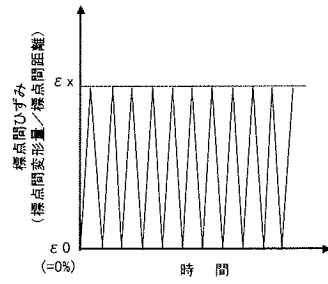
ここに、

- N: 破断までの繰り返回数
- $L_0$ : 両端固定条件での座屈長さ
- d: 鉄筋径
- $\epsilon_{\min}$ : 平均最小ひずみ
- $\epsilon_{\max}$ : 平均最大ひずみ

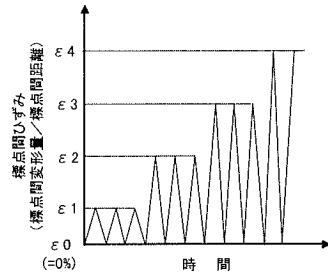
本評価式の平均ひずみとは、標点間ひずみと同様に座屈による局所的な鉄筋ひずみではなく、固定長変位を固定長で除した値である。式(4)による3dおよび15dの計算結果を図中に示した。15d計算値は本実験結果をよく評価する計算結果となっているが、3dではさらに疲労寿命が小さくなり、本実験結果とは異なる。本実験の範囲で

表-6 鉄筋引張ひずみ

| $\epsilon_x$    | 引張鉄筋ひずみ(%) |
|-----------------|------------|
| $\epsilon_0$    | 0          |
| $\epsilon_1$    | 0.29       |
| $\epsilon_2$    | 1.2        |
| $\epsilon_3$    | 2.3        |
| $\epsilon_4$    | 3.4        |
| $\epsilon_5$    | 4.5        |
| $\epsilon_6$    | 5.6        |
| $\epsilon_7$    | 6.6        |
| $\epsilon_8$    | 7.7        |
| $\epsilon_9$    | 8.8        |
| $\epsilon_{10}$ | 9.9        |



(a)実験1 荷重方法



(b)実験2 荷重方法

図-19 荷重パターン

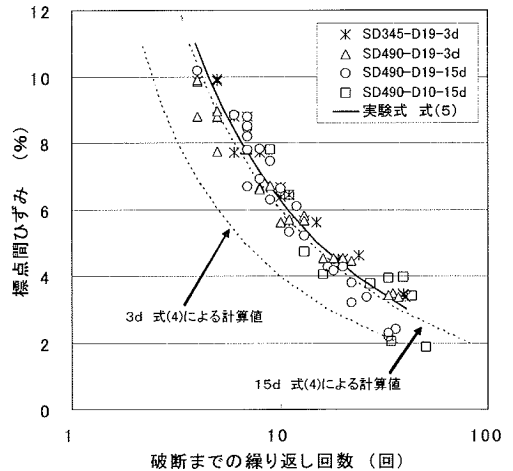


図-20 標点間ひずみと破断までの繰り返回数との関係

は固定長による差は認められず、式(5)で評価できた。

$$N = \frac{3.54 \times 10^{-2}}{(\varepsilon_{\min} - \varepsilon_{\max})^2} + 1 \quad (5)$$

実験結果が相違したのは、標点間ひずみ領域が影響していると考えられる。本実験結果は標点間ひずみを引張領域で繰り返し载荷を行った結果であるのに対して、引張領域から圧縮領域にかけて実施した既往の研究と鉄筋に与えた標点間ひずみ領域が異なることが原因と考えられる。

座屈した鉄筋は、雨宮ら<sup>19)</sup>が指摘しているように圧縮側から破断した。これは、圧縮側の鉄筋ひずみ変化が大きいことに起因している。図-21はひずみゲージで測定した固定長15dの引張側鉄筋ひずみ変化と圧縮側鉄筋ひずみ変化の絶対値を比較したものである。鉄筋ひずみ変化とは、座屈した鉄筋の圧縮側および引張側それぞれが繰り返し荷重を受ける間のひずみ変化である。圧縮側は引張側に比べてひずみ変化が大きく、厳しい状況であることがわかる。

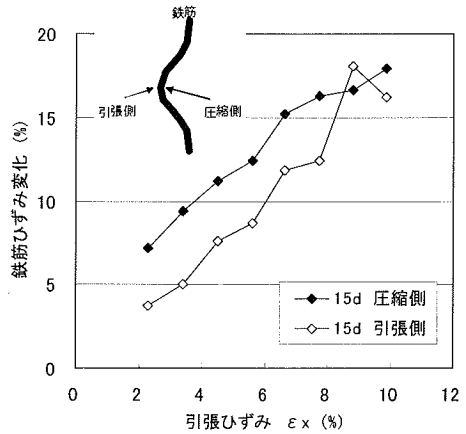


図-21 座屈鉄筋のひずみ変化

表-7 実験2結果

| 鉄筋の種類 | 破断したサイクル |        |        |
|-------|----------|--------|--------|
|       | No.1     | No.2   | No.3   |
| SD345 | ε 10 -2  | ε 8 -3 | ε 8 -3 |
| SD490 | ε 9 -2   | ε 8 -2 | ε 8 -2 |

ε 8-3: ε 1 から順次繰り返しひずみを増加させて ε 8 の3サイクル目で破断したことを示す

### (3)実験2の結果

標点間ひずみ ε xを順次増加させた場合の鉄筋破断結果を表-7に示す。材質SD490および材質SD345の鉄筋ともに ε 8程度で破断が生じており顕著な差は認められない。実験1および実験2の結果より材質SD490と材質SD345の鉄筋の疲労寿命に差は認められず、同等の性能を有することが確認できた。

実験1から得られた ε 8の疲労破断回数は、式(5)によるとN=7回となり、実験2では少ない疲労回数で破断が生じた結果となっている。この破断回数の違いは、式(6)で示すマイナー則で説明できる。すなわち、鉄筋に与えられたひずみ変化を Δ ε<sub>i</sub>、その頻度をn<sub>i</sub>とし、Δ ε<sub>i</sub>のみが繰り返し作用したときの疲労寿命をN<sub>i</sub>とする。Δ ε<sub>i</sub>がn<sub>i</sub>回繰り返されたときの疲労損傷度を(n<sub>i</sub>/N<sub>i</sub>)とし、損傷度の合計D(累積損傷度)が1.0となったときに疲労破壊が生じる。

$$D = \sum \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (6)$$

実験2試験体の累積損傷度を図-22に示す。ε 3以下では顕著な座屈が認められなかったため、累積損傷度は ε 4以降について累積した。累積損傷度を算出すると、標点間ひずみ ε 8の1サイクル(ε 8-1)には0.97に達しており、2回目には破断に至る結果となる。この結果は、

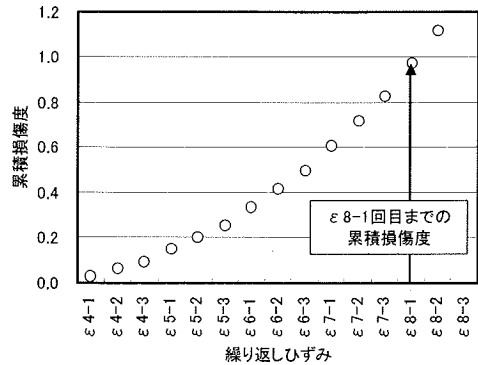


図-22 実験2試験体の累積損傷度

実験結果とよく一致しており、実験1と実験2の疲労寿命の違いは累積損傷度で説明できるといえる。

## 7. 正負交番载荷実験における鉄筋破断の検証

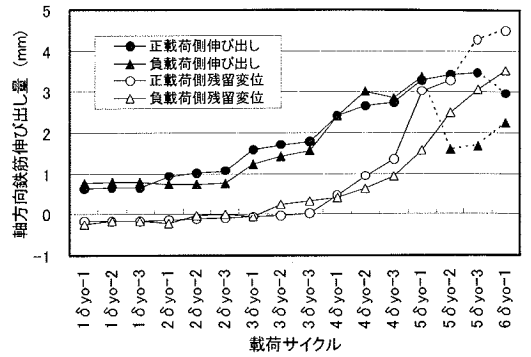
RC橋脚の最大耐力以降、終局に至るまでの挙動を精

度よく評価するため、軸方向鉄筋の座屈を含めたモデル化が研究され提案されている。その多くは応力とひずみの関係あるいは座屈発生応力や座屈後の残存応力などについて提案<sup>18), 19), 20), 21), 22)</sup>されており、鉄筋の破断を取り扱ったものはわずかである。RC構造物の終局時の挙動で鉄筋の破断は致命的であり、耐力の急激な低下をとまなう。そのため、RC橋脚に交番荷重が作用した際に鉄筋が疲労によって破断する回数を精度よく評価する手法が望まれる。以下、正負交番荷重実験結果および鉄筋の低サイクル疲労試験結果を踏まえ鉄筋破断について述べる。具体的には、鉄筋が破断する繰返し回数を式(5)と式(6)を用いて算出できたことから、正負交番荷重実験の鉄筋破断についても同様の手法で算出できることを検証する。また、仲谷ら<sup>9)</sup>が行った正負交番試験体についても鉄筋が破断に至る繰返し回数を算出し実験結果と比較する。

### (I)鉄筋の伸び出し

橋脚模型における鉄筋のひずみ変化では平面保持を仮定して求められる鉄筋ひずみの他に軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しを考慮する必要がある。軸方向鉄筋は、フーチング内部に付着定着をしており、引張応力が作用するとフーチングからの伸び出しが生じる。正負交番荷重実験で測定した軸方向鉄筋の伸び出し量を図-23に示す。鉄筋の引張応力が増加すると鉄筋の伸び出し量は増加する。かぶりコンクリートが健全な $3\delta_{y0}$ 程度までは、引張残留ひずみが生じていても鉄筋に圧縮力が作用すると伸び出し量は残らずほぼ0mmになる。鉄筋には残留ひずみに相当する圧縮応力度が作用し圧縮変形するためである。コンクリートの剥落が認められた $4\delta_{y0}$ から、伸び出し量の残留変位が次第に大きくなっている。引張荷重で伸び出した後、圧縮に転じた際に軸方向鉄筋を拘束するかぶりコンクリートが無くなったため座屈が生じる。この結果、鉄筋には残留ひずみ相当の圧縮応力度が作用しなくなるため、伸び出しの一部が残留することになる。この残留変位量は柱基部において鉄筋の繰返し変形量に加算され、鉄筋のひずみ変化が増加する結果となる。

軸方向鉄筋に圧縮力が作用する際のひずみ分布を図-24に示す。図ではかぶりコンクリートが剥落する前後のひずみ分布を示した。 $3\delta_{y0}$ ではほとんどの位置で柱部軸方向鉄筋に圧縮ひずみが生じているのに対して、 $4\delta_{y0-1}$ 以降では-100~600mm程度の範囲で鉄筋に引張ひずみが残留している。ひずみゲージでは残留ひずみを途中までしか測定できていないが、フーチングから残留変位が生じるようにかぶりコンクリートが剥落した柱上部からも残留変位が生じていると考えられる。



2δ<sub>y0</sub>-2 : 2δ<sub>y0</sub>の第2サイクルを示す

図-23 鉄筋伸び出し

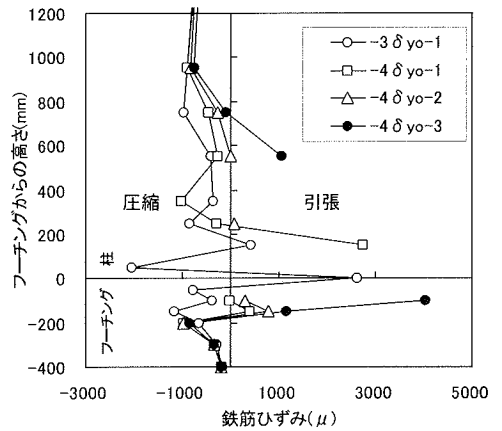


図-24 圧縮時軸方向鉄筋ひずみ分布

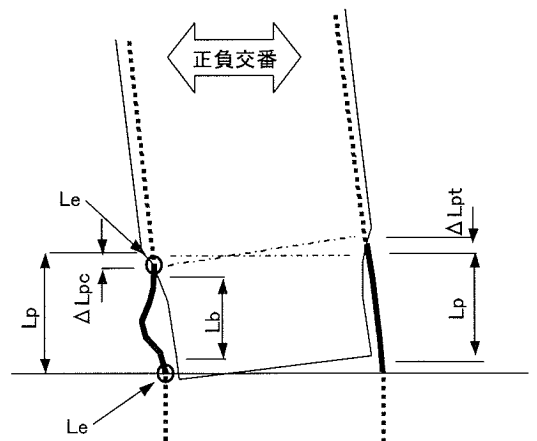


図-25 鉄筋ひずみ変化の算出方法

## (2)鉄筋破断の算出方法

鉄筋のひずみ変化は、引張時と圧縮時の鉄筋ひずみに、フーチングおよび柱からの鉄筋伸び出しの残留変位を考慮した。図-25に示すように本節における鉄筋ひずみとは、鉄筋の座屈に伴う局部的な鉄筋ひずみではなく、かぶりコンクリートの剥落高さに対する軸方向鉄筋位置の変形量の割合を示している。すなわち、低サイクル疲労実験における標点間ひずみと同様に、フーチング上面とかぶりコンクリート剥落上端とを固定点とした座屈挙動と考える。算出方法を式(7)に示す。

$$\Delta \varepsilon_s = \varepsilon_{st} - \varepsilon_{sc} \quad (7)$$

ここに;

$\Delta \varepsilon_s$ : 軸方向鉄筋ひずみ変化

$\varepsilon_{st}$ : 正負交番載荷引張時鉄筋ひずみ

$$\varepsilon_{st} = \frac{\Delta L_{pt}}{L_p} \quad (8)$$

$\varepsilon_{sc}$ : 正負交番載荷圧縮時鉄筋ひずみ

$$\varepsilon_{sc} = -\frac{\Delta L_{pc}}{L_p} - \frac{2 \cdot L_e}{L_b} \quad (9)$$

$\Delta L_{pt}$ : 引張時変形量

$\Delta L_{pc}$ : 圧縮時変形量

$L_p$ : かぶりコンクリート剥落高さ

$L_e$ : 軸方向鉄筋の伸び出しの残留変位

$L_b$ : 軸方向鉄筋座屈長さ

得られた鉄筋ひずみ変化を、平均最大ひずみと平均最小ひずみの差として式(5)に代入し、疲労寿命  $N$  を算出する。この鉄筋ひずみ変化を受けた繰り返し回数  $n$  より損傷度  $n/N$  を算出し、式(6)に代入して累積損傷度を算出する。

## (3)正負交番載荷試験体の軸方向鉄筋破断の検証

6章で得た式(5)および式(6)より、正負交番載荷の鉄筋が破断した載荷サイクルを評価する。実測値の鉄筋ひずみ変化は、柱基部鉛直変位より算出した鉄筋ひずみを用いた。実験において鉄筋の座屈が認められるのは柱基部から高さ210mmまでであり、鉄筋ひずみはこの間の平均値とした。計算値は静的非線形解析から算出した基要素の鉄筋ひずみを使用した。フーチングからの鉄筋の伸び出し残留変位は図-23に示した実測値を用い、柱からの残留変位はフーチングからの残留変位量と同じと仮定した。

載荷サイクルと累積損傷度の関係を図-26に示す。実測鉄筋ひずみを用いた結果と計算結果ではほとんど差が

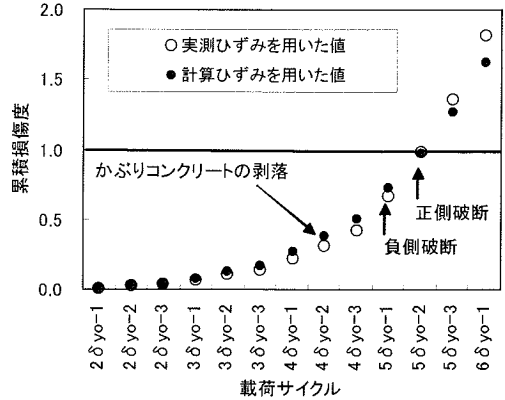


図-26 正負交番載荷試験体の累積損傷度

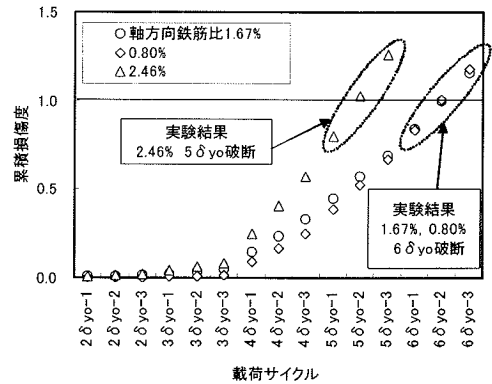


図-27 既往の研究との比較

認められず  $5\delta_{y0}$  の2回目まで累積損傷度が1.0を越える値になっている。実験結果では正載荷側は  $5\delta_{y0}$  の2回目から、負載荷側は  $5\delta_{y0}$  の1回目から破断が始まっており算出した結果とよく一致する。

## (4)既往の研究における鉄筋破断

仲谷ら<sup>9)</sup>が実施した3体の正負交番載荷試験体について累積損傷度結果と実験結果とを比較した。鉄筋ひずみは静的非線形解析結果を使用した。鉄筋の伸び出しは、変位補正量から逆算した。鉄筋座屈長は、帯鉄筋間が固定点になると考えられるので、鉄筋破断位置を勘案し帯鉄筋間隔の5倍(190mm)とした。伸び出し残留変位量とかぶりコンクリートが剥落するまでは考慮せず、剥落後伸び出し量が残留すると仮定した。算出した結果を図-27に示す。実験結果では軸方向鉄筋比1.67%試験体および0.80%試験体は  $6\delta_{y0}$ 、2.46%試験体は  $5\delta_{y0}$  で鉄筋が破断したと報告され計算結果とよく一致する。この結果と



比較しても本計算手法で鉄筋破断点を評価できることが確認できた。

## 8. 今後の課題

名古屋高速道路における一路線のRC橋脚を対象に限られた条件で材質SD490の鉄筋を使用した橋脚模型の安全性を実験的に検証した。また、鉄筋単体の座屈をとまなう鉄筋ひずみと疲労寿命の関係についても示し、従来鉄筋と差が認められないことを確認した。これらの結果から、橋脚模型の軸方向鉄筋破断点は疲労寿命より算出できることを示した。

今後、軸方向鉄筋の累積損傷度を精度良く算出するには、軸方向鉄筋のひずみ変化に影響を及ぼすかぶりコンクリートの剥離をはじめの点、軸方向鉄筋の座屈をはじめの点と座屈長さ、フーチングからの鉄筋の伸び出し量および柱側からの鉄筋の伸び出し量等を精度よく把握する必要がある。

## 9. まとめ

材質SD490の高強度鉄筋を橋脚軸方向鉄筋に用いることを目的として正負交番荷試験および鉄筋の低サイクル疲労実験を実施し次の結果が得られた。

(1)材質SD490の軸方向鉄筋を用いた橋脚模型の正負交番実験結果は、現行の保有水平耐力法によって算出した終局耐力および終局変位を満足した。

(2)正負交番荷試験では、鉄筋の座屈およびかぶりコンクリートの剥落が終局変位後に生じ、その後鉄筋が破断して終局に至る、従来の材質SD345以下の鉄筋と同様の破壊性状を示した。

(3)材質SD345以下の鉄筋で使用されている解析ツールを用いて材質SD490の鉄筋を使用した橋脚の骨格曲線を最大荷重まで精度よく計算できる。

(4)曲率分布から算出した塑性ヒンジ長は道路橋示方書で算出した値とほぼ同程度であり、材質SD490の鉄筋を用いた場合にも所定の塑性ヒンジ長が得られることが確認できた。

(5)引張ひずみを3~10%与えた鉄筋の座屈繰返し載荷では、鉄筋の引張ひずみと疲労寿命には式(5)の関係が得られ材質SD490の鉄筋は材質SD345の鉄筋と同等の疲労強度を有すると判断される。

(6)正負交番試験における軸方向鉄筋の破断は鉄筋伸び出しの残留変位を考慮して式(5)および式(6)を用いて推定することができる。

謝辞：本研究は名古屋高速道路公社における「高強度鉄筋コンクリート橋脚の適用検討委員会」の一環として実施したものであり、各委員から多大なご助言をいただきました。ここに記して感謝を表します。

## 参考文献

- 1) 建設総合開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造の超軽量・超高層化技術の開発 平成4年度高強度鉄筋分科会報告書, 1993.
- 2) 例えば、野口一清, 小田稔, 河谷史郎：パークシティー大宮セントラルタワー, 建築技術, pp.199-203, 2002.7.
- 3) 仲谷邦博, 上田喜史, 木村祐司, 山脇正史：高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(上), 橋梁と基礎, pp.11-17, 1999.11.
- 4) 仲谷邦博, 上田喜史, 木村祐司, 山脇正史：高強度鉄筋SD490を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, pp.41-49, 1999.12.
- 5) 西尾宗雄, 橋本和重, 森信幸, 大塚一雄：東海北陸自動車道鷺見橋橋脚の施工, 基礎工, pp.62-65, 1998.10.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書(V耐震設計編)・同解説, pp.379-382, 2002.
- 7) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価方法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998.
- 8) 武村浩志, 川島一彦, 運上茂樹, 星隈順一：繰返し載荷実験に基づくRC橋脚の終局変位の評価, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.869-880, 1997.
- 9) 岡本大, 佐藤勉, 吉田幸司, 黒岩俊之：高強度材料を用いたRC部材の変形性能について, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.781-786, 2001.
- 10) 足立幸郎, 運上茂樹, 長屋和宏, 林昌弘：高軸力下における高強度RC部材の変形性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.169-174, 1999.
- 11) 増川淳二, 天野玲子, 須田久美子, 大塚一雄：高強度鉄筋を用いたRC橋脚部材の開発, コンクリート工学年次論文集, Vol.9, No.1, pp.123-131, 1998.
- 12) 玉置一清, 新井英雄, 板井栄次, 山崎淳：非線形解析プログラムの外ケーブル構造への適用と今後の標準化について, プレストレストコンクリート技術協会第5回シンポジウム論文集, pp.309-314, 1995.
- 13) 星隈順一, 川島一彦, 長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.1-11, 1995.
- 14) 朝津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央：軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に

- 関する研究, 土木学会論文集, No.682/I-56, pp.177-194, 2001.
- 15) 星隈順一, 長尾和宏, 運上茂樹: 鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1461-1468, 2000.
- 16) 雨宮明人, 檜貝勇, 中村光: 塑性域での繰り返し荷重を受ける鉄筋の脆性破壊, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.1027-1032, 1998.
- 17) 土木学会: コンクリート技術シリーズNo.48, コンクリート構造物の耐震性能照査技術—現状と将来展望—, pp.36-37, 2002.
- 18) 田上和也, 中村光, 齊藤成彦, 檜貝勇: 繰り返し荷重を受ける鉄筋の座屈モデルに関する研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.725-734, 2001.
- 19) 中村光, 二羽淳一郎, 田辺忠顕: 鉄筋の座屈がRC構造物のポストピーク挙動に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, pp.337-342, 1992.
- 20) 福浦尚之, 前川宏一: RC非線形解析に用いる鉄筋の繰り返し履歴モデル, 土木学会論文集, No.564/V-35, pp.291-295, 1997.
- 21) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型RC橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990.
- 22) 須田久美子, 村山八洲雄, 一宮利通, 新保弘: 交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.467-472, 1994.

(2003.4.24 受付)

## RESEARCH ON THE PRACTICAL USE OF SD490 REBARS FOR THE AXIAL REINFORCEMENTS OF RC BRIDGE PIERS

Hiroshi ASAI, Akio KASUGA, Jiro IIDA and Hidetaka UMEHARA

It is useful in an urban expressway to reduce a section of concrete bridge piers used high strength reinforcing bars. There is a JIS standard for SD490 bars, but the standard provides for lower elongation to failure than ordinary bars. There was concern that lower elongation fatigue failure lead to early failure of the axial bars. The cyclic loading test was carried out on a specimen bridge pier using D490 for the axial reinforcements. It was found that the ultimate displacement could be calculated with seismic design. In fatigue tests of deformed bars with buckling, it demonstrated that SD490 bars had fatigue strength in the same class as SD345 bars. Utilizing the rebar fatigue life obtained from these results, it was found to be possible to use Miner's rule to compute failure cycle of axial reinforcements in a reinforced concrete bridge pier.