

鉄筋コンクリート橋脚および主塔部材の地震時履歴 復元力特性に関する研究

村山, 八洲雄

<https://doi.org/10.11501/3081223>

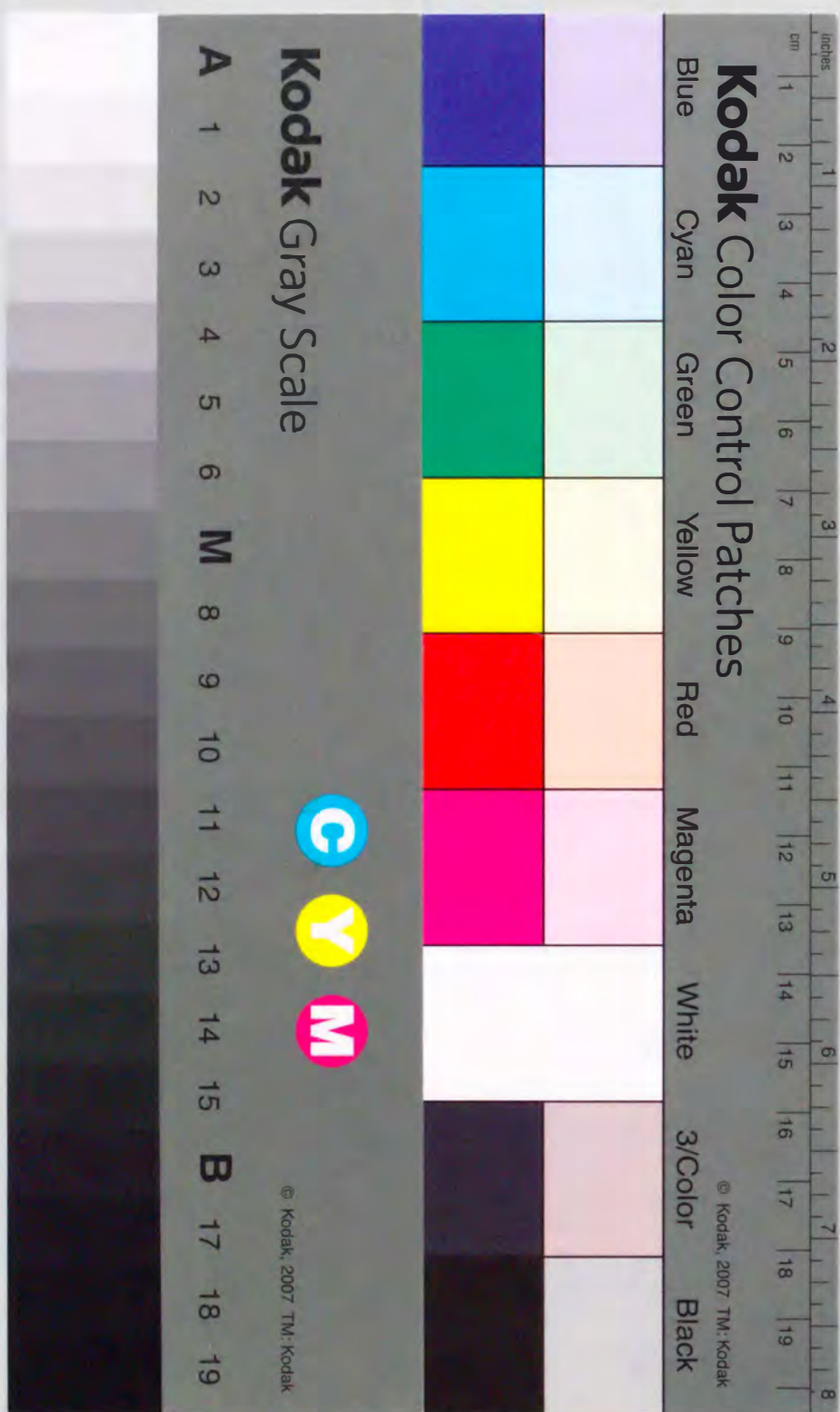
出版情報 : 九州大学, 1994, 博士 (工学), 論文博士
バージョン :
権利関係 :



鉄筋コンクリート橋脚および主塔部材の
地震時履歴復元力特性に関する研究

平成 6 年 12 月

村 山 八 洲 雄



①

鉄筋コンクリート橋脚および主塔部材の
地震時履歴復元力特性に関する研究

平成 6 年 12 月

村 山 八 洲 雄

橋脚や斜張橋主塔などの土木構造用鉄筋コンクリート（以下、RCと略す）柱部材においては、地震力が断面設計上の支配的荷重になる。すなわち、これらのRC柱部材は地震に対して十分な耐力とエネルギー吸収能力を持つように設計しなければならない。エネルギー吸収能力については、これまで部材じん性率評価式や変形性能評価法が提案されているが、その多くは比較的単純な断面諸元と荷重条件下での実験に基づいているため、高強度材料や偏載荷重に対する適用は困難である。また、ラーメン橋や斜張橋のような高次不静定構造物については構造系としての地震時保有耐力を評価することが重要となるが、この場合も構成部材の軟化領域を含む履歴復元力特性を精度良く模擬できることが前提となる。本論文は上記の観点から、RC橋脚および主塔のような曲げ破壊型の柱部材を対象に、その荷重－変位履歴解析法の精度向上と適用範囲拡大のために行った実験および理論研究の成果をとりまとめたもので、全7章から構成される。

第1章は序論であり、本研究の背景とRC柱部材の荷重－変位関係の特徴を述べたのち、曲げ破壊型のスレンダーな柱部材の地震時復元力特性解析に用いられるファイバーモデルについて、第2章～第4章および第6章でそれぞれ扱う4つの主要研究課題を概説した。

第2章では、柱基部における塑性変形の解析精度を向上させることを目的として、部材の曲げモーメント－曲率（ $M-\phi$ ）履歴曲線に及ぼす鉄筋の応力－ひずみ履歴関係モデルの影響を考察した。すなわち、まずRC柱部材の軸力と柱筋比をパラメータとした一連の交番純曲げ加力試験を実施して $M-\phi$ 履歴曲線を求め、次いで異なる鉄筋モデルを用いて行った各試験体のシミュレーション解析結果と比較して、広範囲の実験条件に対する履歴ループの適合性に基づき各鉄筋モデルの優劣を明らかにした。

第3章では、柱部材のエネルギー吸収能力を支配する柱筋の座屈判定法を提案した。まず、部材の交番加力実験において塑性化した柱筋の応力を直接測定できる“鉄筋ロードセル”を新たに考案し、柱筋の座屈現象を解明する上で不可欠な座屈前後の鉄筋の応力と平均軸ひずみの関係を求めた。この結果をもとに、柱筋の座屈が被りコンクリートの割裂強度に支配されることを見出し、被りコンクリートの剥落との因果関係を含むメカニズムに立脚した柱筋の座屈時期の予測方法を提示した。

第4章では、柱部材固定端からの柱筋の抜け出し履歴モデルを提案した。まずマッシュブなコンクリートに定着された鉄筋の交番加力実験を行い、鉄筋応力－抜け出し量（ $\sigma_s - \delta_{slip}$ ）関係を求めた。この実験では、前章の鉄筋ロードセルのほかにコンクリート中の鉄筋の移動量が測定できるすべり計を使用し鉄筋の応力－ひずみ曲線スケルトンと付着応力－すべり曲線スケルトンがともに測定できるように工夫した。本実験の知見に基づき、ファイバーモデルに直接取り込むことの可能な $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係の履歴モデ

ルを提案した。

第5章では、第2章～第4章で提案した解析モデルおよび解析手法の妥当性を検証するため、既往の実験の数値シミュレーションを行った。第2章で部材の一軸曲げに対して最も適合性の良いことが見出された鉄筋モデルを用いることにより、二軸曲げを受けるRC柱部材のM- ϕ 履歴特性を精度良く推定できた。交番加力を受けるRC柱部材のシミュレーションからは、第3章で提案した鉄筋座屈の評価手法により部材の耐力低下時期が、また第4章で提案した鉄筋の抜け出しモデルにより柱筋の定着端からの抜け出し履歴特性および抜け出しによる柱基部の回転履歴が、それぞれ精度良く推定できることを確認した。

第6章では、柱部材の復元力特性に対する載荷速度の影響を考察した。まず曲げ破壊型の試験体について、載荷速度に関する相似則を考慮した振動台加振実験及び載荷速度をパラメータとしたアクチュエータによる加力実験を行い地震時相当の載荷速度ではその影響がほとんどないことを確認した。次に、本実験と既往の実験データについて、加力点速度とせん断スパン長の比をせん断スパン比で除した“ひずみ速度指標”を用いて整理し、実構造物においても地震時載荷速度の影響が僅少であることを明らかにした。

最後に第7章で本研究の主な成果をまとめて結論とした。

目 次

	(ページ)
1 章 序 論	1
1.1 節 背 景	1
1.2 節 RC橋脚の荷重-変位関係の特徴	2
1.3 節 既往の解析的手法	3
1.4 節 本研究の概要	5
参考文献	8
2 章 鉄筋モデルの相違がM- Φ 関係の解析結果に及ぼす影響	15
2.1 節 概 要	15
2.2 節 実 験	16
2.3 節 材料モデルと解析法	17
2.4 節 解析結果	19
2.5 節 M- Φ 解析値に対する鉄筋モデルの影響	20
2.6 節 結 論	21
参考文献	22
3 章 交番繰返し荷重下の柱筋の座屈挙動	35
3.1 節 概 要	35
3.2 節 実験概要	37
3.3 節 実験結果	38
3.4 節 考 察	40
3.5 節 座屈基準と $\sigma_s - \epsilon_{s, \text{mean}}$ 基本モデルの提案	42
3.6 節 既往の研究との比較	44
3.7 節 結 論	45
参考文献	46
4 章 マッシブなコンクリートに定着された柱筋の拔出し挙動	63
4.1 節 概 要	63
4.2 節 実験概要	65
4.3 節 実験結果と考察	68
4.4 節 $\sigma_s - \delta_{\text{slip}}$ 履歴モデルの提案	73
4.5 節 結 論	77
参考文献	79

5 章 柱の荷重－変位シミュレーション解析	111
5.1 節 交番2時曲げ加力を受けるRC部材のM－Φ関係	111
5.2 節 柱筋の座屈時期の推定	113
5.3 節 柱筋の拔出し解析	113
5.4 節 柱の荷重－変位シミュレーション解析	115
5.5 節 結 論	117
参考文献	118
6 章 柱部材の復元力特性に対する繰返し載荷速度の影響	133
6.1 節 概 要	133
6.2 節 実験の基本的な考え方	134
6.3 節 実験方法	137
6.4 節 実験結果と考察	139
6.5 節 既往の研究との比較	144
6.6 節 結 論	146
参考文献	148
7 章 まとめ	177
筆者の関係論文	179
謝 辞	181

1 章 序 論

1.1 節 背 景

地震国である我が国においては、設計で地震荷重あるいは地震の影響を考慮しない構造物は無いと言っても過言ではない。橋梁構造物においても、例外ではない。とくに、橋梁を構成する構造部材の一つである橋脚では、地震荷重は断面設計を支配するような重要な設計荷重になっている。斜張橋の塔部材の場合もまた同様である。それは、これらの構造部材が主として橋体の自重を支持する部材であるため、地震時に大きな慣性力の作用を受けるからである。

橋梁の耐震設計法が本格的に整備されたのは関東大地震以後の1926年からといわれている。地震荷重としては、自重に比例した大きさの水平力を作用させるいわゆる震度法が採用されていた。1971年の道路橋耐震設計指針[1.1]では、構造物の応答を考慮した修正震度法も採用され、耐震検討手法として動的応答解析も取り入れられた。ところが、1978年の宮城県沖地震で橋梁の被害がかなり発生し、鉄筋コンクリート橋脚の中には、コンクリートの圧壊や柱筋の座屈を伴う大きな被害を受けたものもあった。その後、1980年に改定された道路橋示方書[1.2]には、より大きい地震に対する橋脚の変形性能の照査規定も盛り込まれることになった。この考え方は、地震時保有水平耐力の照査規定として、現在の道路橋示方書[1.3]に引き継がれている。このように、独立型橋脚を有する中小の道路橋については、中規模の地震に対しては部材が降伏しないように断面設計し、大規模地震に対しては破壊しないで地震の作用エネルギーを吸収できるよう、2段階の設計的検討が行われている。同様の設計方法は、一定高さ以上の建築物に対しても用いられており、今日の重要構造物における耐震設計法の主流になっている。

保有水平耐力の照査法としては、既往の耐震模型実験の結果を基にしたルーチン化された検討法が道路橋示方書に示されている。しかし、独立型橋脚の場合でも、特殊の断面形状や高鉄筋比、高軸力の場合、あるいは、偏載荷重を受ける橋脚、高橋脚や斜橋の場合などのように、この照査法がそのまま適用できるかどうか判断が難しい場合も多い。また、ラーメン橋や斜張橋におけるように独立型橋脚でないもの、および長大橋梁に対しては、橋脚だけを取り出して検討することは適切でなく、上部工を含む橋梁全体としての地震時保有耐力の検討が必要と考えられる。前者の独立型橋脚の場合は、保有水平耐力の検討に必要な荷重－変位関係曲線を模型実験で調べるができるが、実験費用と時間の面で制約がある。また、独立型橋脚でない橋梁の場合は、構造系として模型実験を行うことは極めて困難である。

このようなことから、特殊の独立型橋脚に関しては、交番加力実験を想定したシミュレーション解析による水平保有耐力の検討が、また、橋梁全体に関しては、非線形地震応答解析による保有耐力の検討が、有効な手段になると考えられている。保有耐力を解

析的に検討する場合、前者については、当該橋脚の特殊性が荷重－変位履歴特性（以下、履歴復元力特性と呼ぶ。）の解析結果に正確に反映されていなければならない。また、後者については、桁が特にプレストレストコンクリートの場合、地震時作用エネルギーの殆どが、橋体を支持する橋脚や塔部材などのRC柱部材で吸収されるので、特に柱部材の履歴復元力特性が橋梁全体の非線形地震応答解析に正確に反映されたものでなければならない。

1.2 節 RC橋脚の荷重－変位関係の特徴

①RC橋脚の特徴

RC橋脚や斜張橋塔部材のような土木構造用の柱部材は、建築柱部材の場合とは異なり、図－1.1 に示すように、通常、下端が比較的マッシブな構造部材に固定されている。そして、多くの場合、せん断スパン比（せん断スパン長と断面の有効高さの比）が3程度より大きく、建築柱部材に比べてスレンダーな構造部材になっている。作用力に対して曲げ破壊がせん断破壊に先行するよう設計において考慮されている。部材には、図－1.2 に示すように、橋軸方向および橋軸直角方向の荷重に対して、それぞれ橋軸直角方向および橋軸方向に多数配列された柱筋が配筋される。例えば、橋軸方向の作用力に対しては橋軸方向に配列された柱筋は主筋ではなく、通常、これを側面鉄筋（または、側方筋）と呼んでいる。

②荷重－変位関係曲線

ここで、独立型橋脚の場合を例にとり、柱頭部に水平方向の慣性力が作用し、単調に増加する場合について考える。荷重と柱頭部変位量の関係は、一般に、図－1.3 に示すように、コンクリートのひびわれ発生時、引張り鉄筋降伏時、最大耐力点、および急激な耐力低下を示す点を主要な変曲点とする曲線になっている。部材が降伏（引張り鉄筋が降伏）しても、側面鉄筋の影響で荷重は増加する。

交番荷重が作用する場合の荷重－変位履歴曲線のスケルトン（ここでは、処女載荷部の包絡線をこう呼ぶことにする）は、単調増加荷重の場合といくぶん異なるところもあるが、似たような曲線を描く。スケルトンの内側の履歴ループについては、図－1.4 に示すように、鉄筋が降伏する前は面積の小さく、降伏したあとは面積の大きい紡錐型の履歴ループを描くようになる。これは、部材の吸収エネルギーの大半を、鉄筋の塑性ひずみエネルギーで吸収しているためである。しかし、最大耐力を経て更に大きい変位振幅になると、履歴ループはくびれて逆S字型に変化していく。

③各部位の変形

部材中の各部位の変形については、Brown, Jirsa[1.4]、Ma, Popov, Bertero [1.5]、

Viathanatepa, Popov, Bertero [1.6]、Fillipou, Popov, Bertero[1.7]、太田[1.8]の報告の中でも触れられている。その特徴を模式的に描くと、図－1.5 に示すとおりである。すなわち、変形が大きくなって部材が降伏したあとの柱頭部変位量は、鉄筋が降伏していない範囲の弾性変形分、鉄筋が降伏している柱基部の塑性変形分、および、主としてフーチングとの接合面における柱筋の拔出しに基因する基部回転分の3つで成り立っている。そして、幸左、小林、村山、吉澤[1.9]の実験例からも分かるように、塑性率（柱頭部変位量の降伏時変位量に対する比率）が2程度以上になると、柱頭部変位量の殆どは後2者によって占められるようになる。柱筋の途中定着（段落とし）があっても、その部分が適切に補強してあれば、同様である。

柱頭部変位が更に増加して著しく大きくなると、図－1.6 に示すように、柱の基部で被りコンクリートが剥落し、柱筋が座屈することが、多くの実験により知られている。この時期は、図－1.4 において、耐力が急激に低下し、履歴ループの形状が変化する時期とほぼ対応している。この状態になると、部材は構造部材としての機能を喪失することになる。

④必要な検討事項

以上のことから、RC柱部材の復元力特性を解析にできるだけ正確に反映させるためには、とくに柱基部の塑性変形の履歴特性と、柱筋の抜け出しの履歴特性を明らかにしておく必要がある。また、柱基部の塑性変形に関しては、被りコンクリートの剥落と柱筋の座屈が部材の耐力低下に直接関係するので、その生起時期を予測する手法を確立しておく必要がある。

1.3 節 既往の解析的手法

ここで、RC部材の地震時復元力特性に関する既往の解析的手法を概観すると以下のようである。これらは、有限要素法（FEM）、経験的履歴モデルによる方法、塑性ヒンジモデルによる方法、およびファイバーモデルによる方法に大別できる。

①有限要素法（FEM）

この方法は、RC部材を微小のコンクリート要素、鉄筋要素、および鉄筋とコンクリートを連結するボンドリンク要素にいったん分割し、材料特性を基に各要素の力と変形の関係を設定し、部材全体の荷重と変形の関係を求める方法である。主として、部材耐力や復元力特性の研究に用いられている。FEM解析はあとに述べる解析的手法と対比して、ミクロモデルと呼ばれている。

Ngo, Scordelis [1.10]、Nilson[1.11]によってFEMの利用研究が行われたが、その後、武藤、津川、宮下、清水[1.12]による梁の非線形解析、Bazan, Bhat [1.13]によ

る梁、柱の交番曲げ解析など実務的なものに発展した。柱部材に関する国内の研究は、主として建築柱部材を対象に行われ、野村、佐藤、小野[1.14]、野口、飯塚[1.15]、渡辺[1.16]、Muto, Ohmori, Sugano, Miyashita, Shimizu[1.17]、および菅野、井上、小鹿、広中、速見[1.18]の研究などがある。このほかに現在、多くの研究が行われている。建築分野で開発されたRC・FEMは、橋脚の解析にも利用された[1.19]。

②経験的荷重-変位履歴モデル

これは、建築用RC部材の実験で得られた荷重-変位復元力特性をコンピュータ・プログラム用にモデル化したものである。主として、構造物の地震応答解析に使用されている。FEMのミクロモデルに対して、マクロモデルと呼ばれている。

モデルとしては、Clough, Johnston [1.20]の Degrading Stiffnessモデル、Nielsen, Imbeault[1.21]の Degrading Bi-linearモデル、Muto, Hisada, Tsugawa, Bessho[1.22]、武藤[1.23]の Tri-linear モデル、深田[1.24]の Degrading Tri-linearモデル、Takeda, Sozen, Nielsen[1.25][1.26]の Continually Degradingモデルなどがある。そのほか、側面鉄筋の影響を考慮した尾坂、鈴木、蟹江[1.27]の橋脚用モデルなどもある。

③塑性ヒンジモデル

上記の経験的履歴モデルは1軸曲げを対象にしたものであるが、RC柱部材の2軸曲げ解析ができるように考案されたものとして、経験的履歴モデルと塑性ポテンシャル理論を組み合わせたTakizawa, Aoyama[1.28]の塑性モデルがある。これは、マクロモデルに相当する。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性を取入れたバネの集合体を、部材端の塑性ヒンジ部に設けるLai, Will, Otani[1.29]のマルチスプリングモデルがある。これは、次に示す準ミクロモデルとマクロモデルの中間に位置づけられる。

④ファイバーモデル

この解析方法はFEMの一種で、棒部材を材軸方向に分割し、各断面において平面保持と1軸応力状態を仮定することによって、自由度を著しく低減させたものである。部材の荷重-変位関係は、曲率を積分して求められる。マクロモデルとミクロモデルの中間に位置する準ミクロモデルに分類される。

梁部材を対象にしたPark, Kent, Sampson[1.30]、Ma, Bertero, Popov[1.5]の研究、柱部材を対象にしたAktan, Pecknold, Sozen[1.31]、Menegotto, Pinto[1.32]の研究がある。Kaba, Mahin[1.33]、Zeris, Mahin[1.34][1.35][1.36]は、ファイバーモデルの計算精度を高める方法を提案し、2軸交番曲げ荷重を受ける柱部材の解析を行っている。国内でも建築柱部材を対象に、川村、関、岡田[1.37]、鈴木、青山、小谷[1.38]、鈴木、宮下[1.39]、北嶋、安達、神田、小泉[1.40]、および倉本、申、壁谷澤[1.41]の研究などがある。橋梁を対象にしたものは少なく、Ristic, Yamada, Iemura[1.42]およびUkon, Wada, Matsumoto, Ristic, Mimura, Nakaue[1.43]の研究にみられる程度である。

⑤本研究で採用した解析手法

以上述べた解析手法のうち、経験的履歴モデルによる方法は、それまでの実験結果を

基にしているので、柱部材の一般的な復元力特性までは表現することができない。塑性ヒンジモデルのうちの塑性モデルによる方法も、経験的履歴モデルが基になっているので同様である。マルチスプリングモデルにはある程度の汎用性があるが、塑性ヒンジ長を別途設定しなければならないという難点がある。また、FEMによれば一般的な復元力特性まで表現できるが、解析に関わる作業量とコンピュータの計算時間の面で難点がある。これに対して、ファイバーモデルは、柱部材の断面形状や配筋の特殊性、および載荷条件の相違を解析に反映でき、曲げ破壊型のスレンダーな土木構造物の柱部材の解析に適している。

そのため、本研究では、RC柱部材の復元力特性の解析において、ファイバーモデルを解析ツールとして用いることを前提にした。

1.4 節 本研究の概要

本研究は、大規模地震に対する橋梁の保有耐力の評価にファイバーモデルを適用することを目的として、橋脚などRC柱部材に関して以下の要件を検討したものである。とくに第4項に関しては、地震時の動的荷重による部材挙動は、解析結果の検証に用いている静的実験の場合とは異なるとの見方もあるため、検討したものである。

- 柱基部における塑性変形の解析精度の向上
- 保有耐力を評価する際の基準となる柱筋の座屈判定法
- 柱部材固定端からの柱筋の抜出し履歴モデル
- 柱部材の復元力特性に対する載荷速度の影響

本論文の第2章では、この種の解析で比較的良好に用いられている4種類の鉄筋の応力-ひずみ($\sigma_s - \epsilon_s$)関係モデルについて、部材模型実験との適合性を比較検討した結果について述べた。

部材の塑性領域での曲げモーメント-曲率($M - \Phi$)履歴曲線において、そのスケルトンはコンクリートの応力-ひずみ($\sigma_c - \epsilon_c$)関係曲線と鉄筋の応力-ひずみ($\sigma_s - \epsilon_s$)関係曲線が影響し、 $M - \Phi$ 履歴曲線における履歴ループには $\sigma_s - \epsilon_s$ 関係曲線が支配的な影響を及ぼす。そのため、塑性領域での復元力特性の解析精度を向上させるためには、とくに、 $\sigma_s - \epsilon_s$ 関係曲線を精度よく解析に取入れることが重要となる。

従来の研究では、適合性の検討は個々の $\sigma_s - \epsilon_s$ モデルに関して行われており、モデル相互の比較検討は行われていない。また、その検討に際し、ファイバーモデルの基本である曲げモーメント-曲率関係ではなく、荷重-変位関係についてであった。すな

わち、解析結果には曲率の積分過程や塑性領域の長さなどの他の要因も含まれたものであった。したがって、本研究では、1軸方向の純曲げを受けるRC柱部材のパラメータ実験を行い、その結果を比較対象として、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ モデルの相違が部材の曲げモーメント-曲率関係（M- Φ 関係）に及ぼす影響を調べたものである。

第3章では、被りコンクリートの剥落と柱筋の座屈のメカニズムを述べ、メカニズムに立脚した柱筋の座屈時期の予測方法を提案した。また、座屈後の履歴復元力特性をファイバーモデルで解析する際に利用することができる鉄筋の応力度と平均軸ひずみ関係の基本履歴モデルを提案した。

塑性領域の復元力特性は、適切な材料モデルを使用すればファイバーモデルによって解析は可能である。また、部材の最大耐力以降の軟化挙動も、コンクリートの $\sigma_c - \varepsilon_c$ 関係の軟化特性を考慮することによって、解析で模擬することが可能になってきている。しかし、保有水平耐力を評価する際の基準となる被りコンクリートの剥落と柱筋の座屈時期を計算できるまでには至っていない。それは、このメカニズムがまだ十分解明されておらず、溯って考えると、部材の交番加力実験において、塑性化した部位の鉄筋応力度を測定することができなかつたからである。本研究では、柱筋の応力度を直接測定できる方法（以下、鉄筋ロードセルと呼ぶ。）を考案し、柱筋の座屈現象を解明する上で不可欠な、座屈前後の鉄筋の応力度と平均軸方向ひずみ量の関係を測定することができた。この結果を基に、被りコンクリートの剥落との因果関係を含む柱筋の座屈のメカニズムを明らかにし、柱筋の座屈時期を推定する方法を提案した。

第4章では、マッシブなコンクリートに定着された鉄筋の交番加力実験を行い、そこで得られた拔出し特性に関する知見を基に、鉄筋応力度と拔出し量関係（ $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係）の履歴モデルを提案した。

マッシブな構造部材からの柱筋の拔出し現象をファイバーモデルに取り込むためには、柱とマッシブなコンクリートとの接合面における、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 履歴モデルが必要になる。 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 履歴は、鉄筋の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 履歴および鉄筋とコンクリートの付着応力度-すべり関係（ $\tau - s$ 関係）の履歴に直接影響を受けるので、これらの履歴モデルを用いて $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を推定する研究がFEMの分野では行われてきた。しかし、その結果をファイバーモデルに取込めるまでには至っていない。それは、載荷履歴に応じ、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係と $\tau - s$ 関係のパターンがいろいろ想定されるため、適用範囲の広い $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を見出すのが困難と考えられていたためと推定される。

そこで、マッシブなコンクリートに定着された鉄筋の交番加力実験を行い、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ を調べた。実験では前述の鉄筋ロードセルのほか、コンクリート中の鉄筋の移動量が測定できるすべり計なども使用し、コンクリート中の鉄筋の $\sigma_s - \varepsilon_s$ スケルトンと $\tau - s$ スケルトンが測定できるようにした。実験結果を検討した結果、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関

係は、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 履歴および $\tau - s$ 履歴の影響を大きく受けるものの、その影響は互いに相殺する方向に作用するため、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係のスケルトンは載荷履歴に殆ど影響を受けないことが明らかになった。実験で得られたこれらの知見を基に、ファイバーモデルに直接取り込むことの可能な $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係の履歴モデルを提案した。

第5章では、第2章、第3章、および第4章で提案した検討方法あるいは提案モデルを用いて既往の実験の数値計算を行い、適合性を比較検討した結果について述べた。

すなわち、まず、1軸曲げで適合性の良かった鉄筋モデルを採用し、2軸純曲げ加力を受ける数種類のRC柱部材の復元力特性をシミュレーション解析して実験結果と比較検討した。次に、純曲げ交番加力を受ける柱部材の模型実験に関して、提案した方法で部材耐力が急激に低下する時期を計算し、実験結果と比較検討した。更に、柱筋の拔出し量や柱基部の回転角に関してシミュレーション解析を行い、実験結果と比較検討した。最後に、これらの全ての項目を同時に検証するため、柱部材の模型実験を行い、シミュレーション解析を行って、比較検討した。

第6章では、RC柱部材の載荷速度の影響に着目した一連の実験結果について述べ、地震動に対する構造物の最大応答速度、実際に建設されているRC橋脚の構造諸元、および動的模型実験の相似則を考慮し、構造物における載荷速度の影響について検討した結果を述べた。

一般に、解析で用いられている $\sigma_c - \varepsilon_c$ モデル、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ モデル、および $\tau - s$ モデルなどの材料に関する構成則は、静的な材料実験の結果を基にして構築されたものである。また、部材の履歴復元力特性に関する解析法の検証も、静的な部材実験結果を比較対象にしている。これに対して、地震時の構造部材は動的な荷重を受けるので、その復元力特性は、静的な実験で得られたものと異なるのではないかとの考え方がある。この観点から動的加力実験による復元力特性の研究も従来より行われてきた。しかし、動的加力と静的加力による定量的な相違に関しては、必ずしもコンセンサスが得られるまでには至っていない。そのため、相似則にしたがって地震時を想定した載荷速度に関する部材模型実験を行い、履歴復元力特性に及ぼす載荷速度の影響を考察したものである。

参 考 文 献

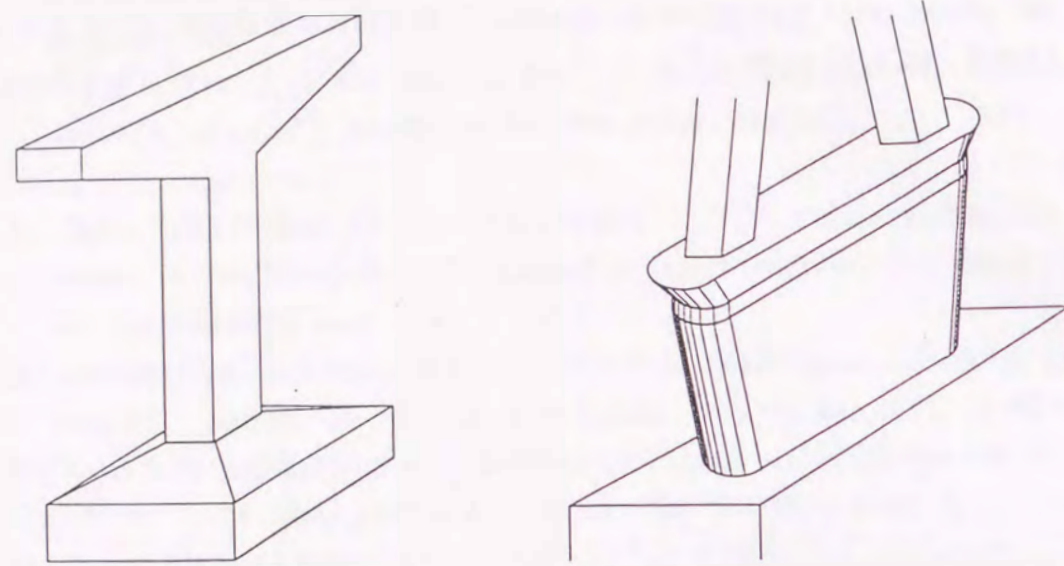
- [1.1] 日本道路協会：「道路橋耐震設計指針・同解説」、昭和47年 4月
- [1.2] 社団法人・日本道路協会：「道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編」、昭和55年 5月
- [1.3] 社団法人・日本道路協会：「道路橋示方書・同解説、V 耐震設計編」、平成 2年 2月
- [1.4] Brown, R.H. and Jirsa, J.O. : "Reinforced Concrete Beams Under Load Reversals," ACI Journal, May 1971, pp.380-390
- [1.5] Ma, S.M., Bertero, V.V. and Popov, E.P. : "Experimental and Analytical Studies on the Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Rectangular and T-Beams," Report No. UCB EERC-76/2 May 1976
- [1.6] Viwathanatepa, S., Popov, E.P. and Bertero, V.V. : "Effects of Generalized Loadings on Bond of Reinforcing Bars Embedded in Confined Concrete Blocks," Report No. UCB EERC-79/22. Aug. 1979
- [1.7] Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. : "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints," Report No. UCB EERC-83/19. Aug. 1983
- [1.8] 太田：「繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究」、土木学会論文報告集、No. 292, 1979年12月、pp. 65-74
- [1.9] 幸左、小林、村山、吉澤：「変形性能に着目した大型模型と小型模型実験の比較」コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 16, No. 2, 1994, pp. 611-616
- [1.10] Ngo, D. and Scordelis, A.C. : "Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams," American Concrete Institute Journal, Vol. 64, No. 3, March, 1967, pp. 152-163
- [1.11] Nilson, A.H. : "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method," American Concrete Institute Journal, Vol. 65, No. 9, March, 1968, pp. 757-766
- [1.12] 武藤、津川、宮下、清水：「F.E.M.による鉄筋コンクリート部材の弾塑性解析」日本建築学会大会学術梗概集、昭和46年11月、pp. 735-738
- [1.13] Bazan, Z.P. and Bhat, P.D. : "Prediction of Hysteresis of Reinforced Concrete Members," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST1, Jan. 1977, pp. 153-167
- [1.14] 野村、佐藤、小野：「鉄筋コンクリート柱部材の履歴性状に与える付着特性の影

響に関する研究」、建築学会大会、昭和55年 9月、pp. 1799-1800

- [1.15] 野口、飯塚：「RC短柱の力学的挙動に及ぼす付着特性の影響に関する非線形解析」、建築学会大会、昭和58年 9月、pp. 2105-2106
- [1.16] 渡辺：「RC柱の付着割れせん断破壊機構と耐力の解析」、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、昭和58年10月、pp. 61-68
- [1.17] Muto, K., Ohmori, N., Sugano, T., Miyashita, T. and Shimizu, H. : "Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Buildings," Theory And Practice In Finite Element Structural Analysis. pp. 399-421
- [1.18] 菅野、井上、小鹿、広中、速水：「繰返し曲げせん断力を受けるRC柱の3次元弾塑性解析」、第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム、昭和58年10月、pp. 87-96
- [1.19] 本州四国連絡橋公団、鹿島建設株式会社：「番の州高架橋橋脚のRC弾塑性FEM解析報告書」、昭和56年 3月
- [1.20] Clough, R.W. and Johnston, S.B. : "Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirement," 第2回日本地震工学シンポジウム、1966年10月、pp. 227-232
- [1.21] Nielsen, N.N. and Imbeault, F.A. : "Validity of Various Hysteretic Systems," 第3回日本地震工学シンポジウム、1970年11月、pp. 707-714
- [1.22] Muto, K., Hisada, T., Tsugawa, T. and Bessho, S. : "Earthquake Resistant Design of a 20 Story Reinforced Concrete Building," 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973
- [1.23] 武藤：「耐震設計シリーズ／応用編、構造物の動的設計」、丸善、昭和52年
- [1.24] 深田：「鉄筋コンクリート構造物の復元力特性に関する研究（その1）（Degrading Stiffness Tri-linear Modelの設定と応答計算）」、日本建築学会関東支部研究報告、第40回、昭和44年10月、pp. 121-124
- [1.25] Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. : "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," 第3回日本地震工学シンポジウム、1970年11月 pp. 357-364
- [1.26] Takeda, T., Sozen, M.A. and Nielsen, N.N. : "Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes," Journal of the Structural Division, Proceedings of ASCE, Dec. 1970, pp. 2557-2573
- [1.27] 尾坂、鈴木、蟹江：「RC柱の履歴復元力特性に及ぼす載荷速度と載荷パターンの影響」、構造工学論文集 vol. 34A 1988年 3月、pp. 911-922
- [1.28] Takizawa, H and Aoyama, H : "Biaxial Effects in Modelling Earthquake Response of R/C Structures," Earthquake Engrg. and Struct. Dynamics, Vol. 4, 1976, pp. 523-552

- [1.29] Lai, S. S., Will, G. T. and Otani, S. : "Model for Inelastic Biaxial Bending of Concrete Members," J. Struct. Engrg., ASCE, Vol. 110, No. 11, 1984, pp. 2563-2584
- [1.30] Park, R., Kent, D. C. and Sampson, R. A. : "Reinforced Concrete Members with Cyclic Loading," Journal of the Structural Division, ASCE, ST7, 1972, pp. 1341-1359
- [1.31] Aktan, A. E., Pecknold, D. A. and Sozen, M. A. : "R/C Column Earthquake Response in Two Dimensions," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100, No. ST10, Oct. 1974
- [1.32] Menegotto, M. and Pinto, P. E. : "Slender RC Compressed Members in Biaxial Bending," Journal of Structural Division, No. ST3, Mar. 1977, pp. 587-605
- [1.33] Kaba, S. A. and Mahin, S. A. : "Refined Modelling of Reinforced Concrete Columns for Seismic Analysis," Report No. UCB/EERC-84/03 April 1984
- [1.34] Zeris, C. A. and Mahin, S. A. : "Analysis of Reinforced Concrete Beam-Columns under Uniaxial Excitation," Journal of Structural Division, Vol. 114, No. 4, April 1988, pp. 804-820
- [1.35] Zeris, C. A. and Mahin, S. A. : "Behavior of Reinforced Concrete Structures Subjected to Uniaxial Excitation," Journal of Structural Division, Vol. 114, No. 4, April 1988, pp. 2640-2656
- [1.36] Zeris, C. A. and Mahin, S. A. : "Behavior of Reinforced Concrete Structures Subjected to Biaxial Excitation," Journal of Structural Division, Vol. 114, No. 4, April 1988, pp. 2657-2673
- [1.37] 川村、関、岡田 : 「2方向地震入力に対する鉄筋コンクリート建物の応答」、日本建築学会学術講演概要集、昭和56年 9月、pp. 1289-1290
- [1.38] 鈴木、青山、小谷 : 「2軸曲げと軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の挙動」、第4回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1982年、pp. 453-456
- [1.39] 鈴木、宮下 : 「ファイバーモデルによるRC骨組の弾塑性解析」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991年 9月、pp. 501-502
- [1.40] 北嶋、安達、神田、小泉 : 「2方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の弾塑性解析」、第13回コンクリート工学年次論文報告集、1991年、pp. 103-108
- [1.41] 倉本、中、壁谷澤 : 「3軸変動力を受ける高強度RC柱の靱性に及ぼす軸方向変形の影響」、第14回コンクリート工学年次論文報告集、1992年、pp. 357-362
- [1.42] Ristic, D., Yamada, Y. and Iemura, H. : "Stress-Strain Based Modeling of Hysteretic Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads," Research Report No. 86-ST-01, School of Civil Engineering, Kyoto University, 1986, p. 268

- [1.43] Ukon, H., Wada, T., Matsumoto, T., Ristic, D., Mimura, C. and Nakaue, S. : "Stress-Strain Based Inelastic Earthquake Response Analysis of RC Frame Structures with Varying Axial Forces," 第7回日本地震工学シンポジウム、1986年、pp. 1471-1476



RC橋脚

斜張橋のRC塔

図-1.1 RC橋脚および斜張橋のRC塔部材

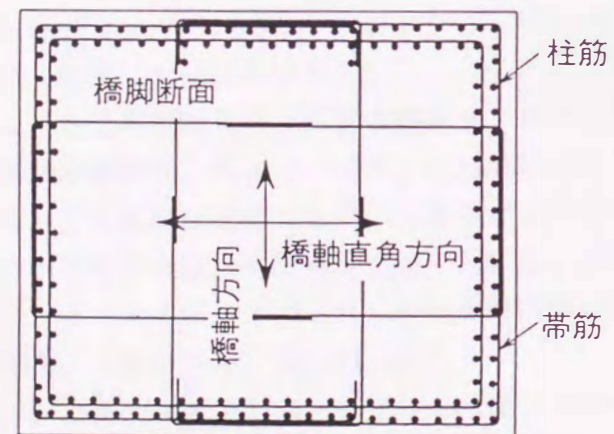


図-1.2 RC橋脚の配筋例

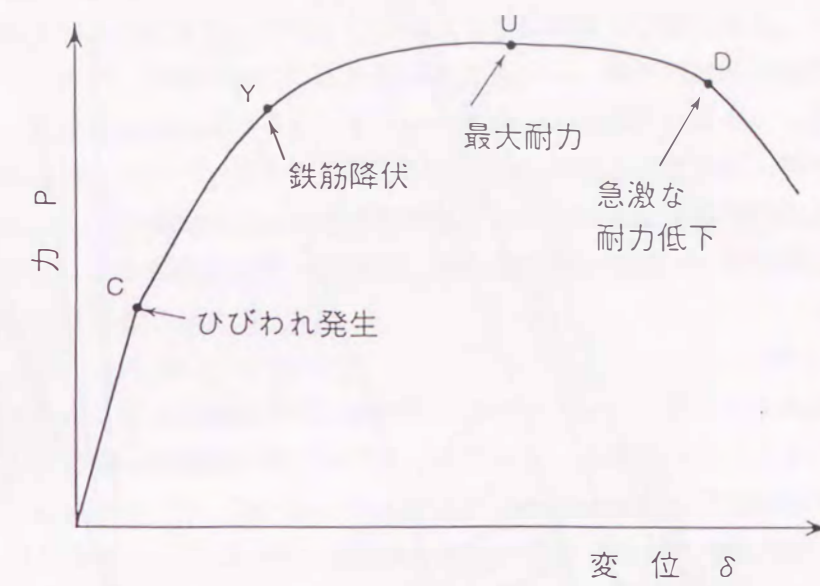


図-1.3 RC柱・柱頭部の荷重-変位関係

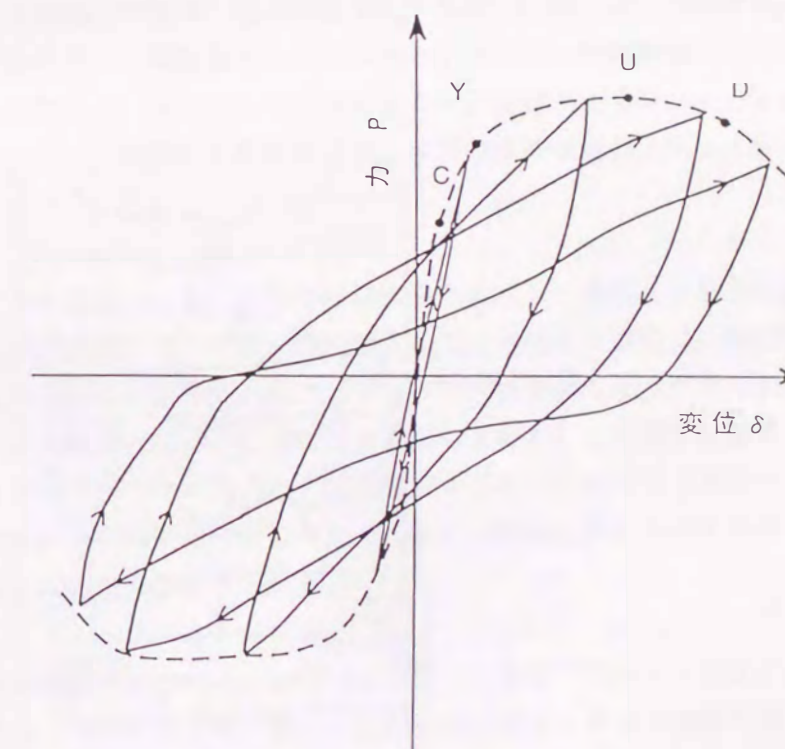


図-1.4 RC柱・柱頭部の荷重-変位履歴曲線

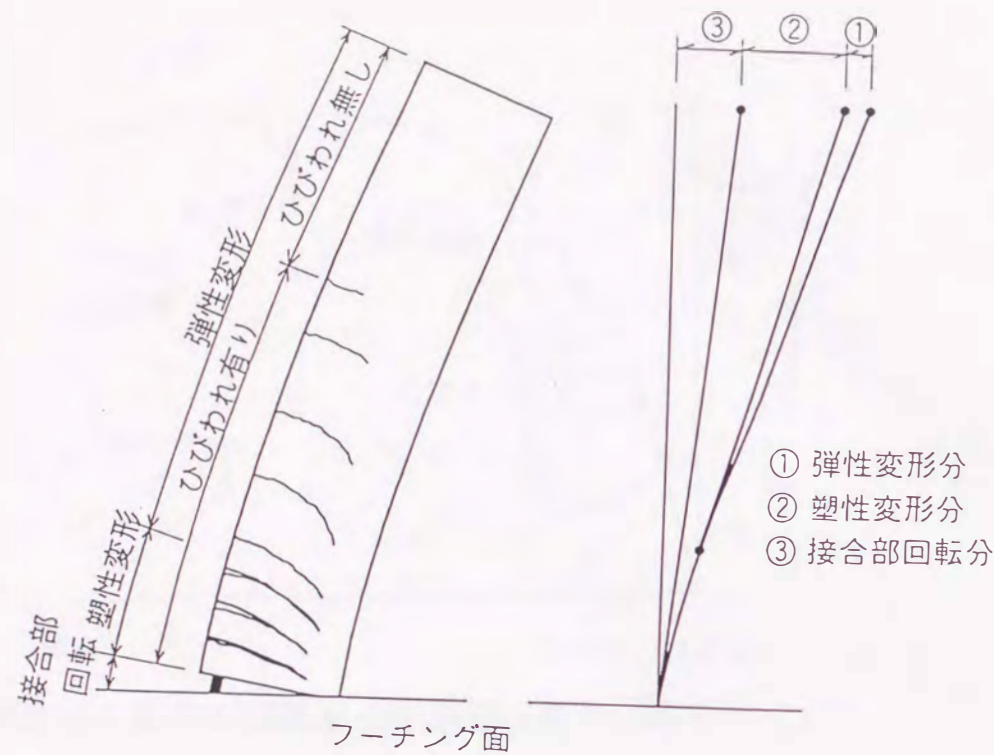


図-1.5 柱頭部変位に対する各部位の変形の影響

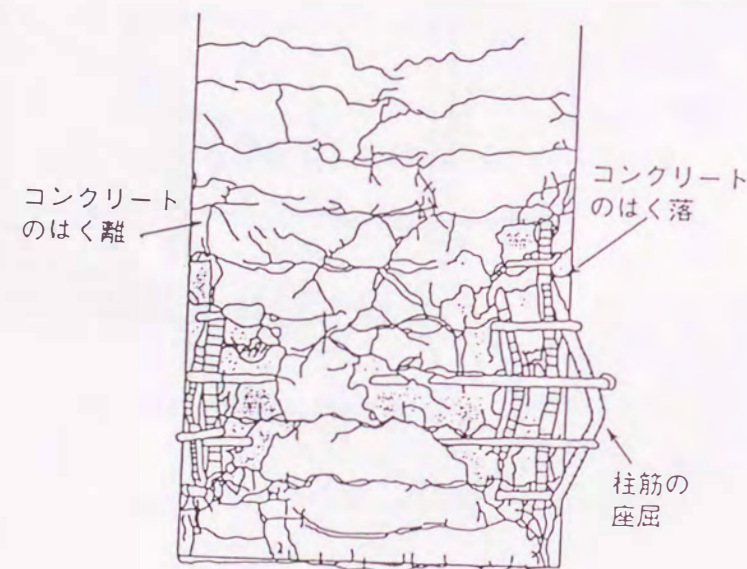


図-1.6 耐力低下後の部材の変状

2章 鉄筋モデルの相違がM-Φ関係の解析結果に及ぼす影響

2.1 概要

R C柱部材の地震時復元力特性をファイバーモデルによって解析する場合、鉄筋やコンクリートの材料モデルにどのようなものを使用するかは重要な問題である。それは、使用する材料モデルの違いが解析結果に大きな影響を及ぼし、解析精度を左右するからである。一般に、R C部材の荷重-変位 ($P-\delta$) 関係のうちのスケルトン (包絡線) には、鉄筋モデルとコンクリートモデルの双方が影響し、履歴ループには、鉄筋モデルが大きく影響する。とくに橋脚のように建築柱部材に比べて柱筋比や軸応力度が小さい部材では、コンクリートの負担分が小さいので、スケルトンと履歴ループの両方ともに、鉄筋モデルが支配的な影響を与える。

ファイバーモデルによるR C部材の復元力特性の解析において (FEMの場合も同じであるが)、これまで種々の鉄筋モデルが用いられてきた。その主なものをあげると、bilinearモデル、cubicモデル、Ramberg-Osgoodモデル、Menegotto-Pintoモデル、および加藤モデルなどである。図-2.1は、鉄筋の交番加力実験で得られた応力度-ひずみ ($\sigma_s - \varepsilon_s$) 関係と、上に挙げたいくつかの鉄筋モデルを用いて計算した $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係を比較したものである [2.1]。この例の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 履歴曲線は、構造物が地震時に共振現象を起こしている状態、あるいは通常のR C柱部材における漸増交番加力実験の状態を想定したもので、鉄筋の降伏棚上またはひずみ硬化点付近で最初に除荷させた場合である。このような応力履歴は、側面鉄筋を有する部材の場合は、外側鉄筋が降伏したあとも曲率の増加に対して側面鉄筋の抵抗が増加するため、外側鉄筋において比較的多く見られるケースである。図からも明らかなように、比較的よく用いられている鉄筋モデルの間でも $\sigma_s - \varepsilon_s$ 曲線の形状が異なり、実際の鉄筋の場合と大きく異なることもあるのである。

しかし、鉄筋モデルの違いによる影響を部材実験と比較して検討した報告は、これまで殆ど見あたらない。鉄筋モデルの適用性に言及している既往の研究は、個別の鉄筋モデルを対象にしたものが殆どである。また、ファイバーモデルの基本である曲げモーメント-曲率 ($M-\Phi$) 関係でなく、曲率の積分過程も含めた $P-\delta$ 関係に関する比較検討であった。したがって、ファイバーモデルを精度よくかつ有効にR C部材の復元力特性の解析に適用していくためには、鉄筋モデルの違いが解析結果に及ぼす影響をあらかじめ把握しておく必要があると考えられる。

そこで、本章では鉄筋の $\sigma_s - \varepsilon_s$ モデルに着目し、鉄筋モデルとしてよく使われているbilinearモデル、cubicモデル、Ramberg-Osgoodモデル、および加藤モデルの4種類を取り上げ、その適合性の検討を行った。Menegotto-Pintoモデルも比較的よく用いられているが、スケルトン曲線はbilinearモデルであるので、Menegotto-Pintoモデルの特性はこれを通して把握できると考えられる。比較の対象としたのは1軸方向の漸増交番純曲げ加力を受けるR C柱部材実験で得られた $M-\Phi$ 履歴曲線である。軸力や柱筋比をパラメータとしたR C柱部材の加力実験を行い、各試験体の $M-\Phi$ 履歴曲線に關す

るシミュレーション解析を行って比較検討を行ったものである。

2.2 節 実験

2.2.1 実験概要

実験では、軸応力度 σ_N と柱筋比 p_l をパラメータとした。一般橋脚を想定したU1試験体(σ_N 7kgf/cm²、 p_l 0.95%)、斜張橋塔を想定したU2試験体(σ_N 80kgf/cm²、 p_l 0.95%)、建築柱部材を想定したU4試験体(σ_N 80kgf/cm²、 p_l 2.85%)、および中間的なU3試験体(σ_N 80kgf/cm²、 p_l 1.90%)の4体について1軸の純曲げ加力を行った。

2.2.2 試験体諸元

試験体諸元を図-2.3に示す。外形寸法は全ての試験体で同じで、断面は16cm×25cmの長方形、長さは1.3 mである。コンクリートには最大骨材寸法 G_{max} 10mmのマイクロコンクリートを使用した。U1、U2、U3、およびU4試験体のコンクリートの実験時圧縮強度は、それぞれ、473、443、412、および414kgf/cm²であった。高剛性試験機による圧縮試験で得られたコンクリート円柱供試体の応力-ひずみ($\sigma_c - \epsilon_c$)関係は、図-2.4に示すように既往の普通コンクリートの場合とよく似たものであった。この試験に用いた3本の供試体の平均圧縮強度は439kgf/cm²であった。

柱筋にはD6鉄筋(SD295)を、帯筋には縮小異形3mm鉄筋(SD295相当)を使用した。軸方向鉄筋の降伏強度 f_y は、3.030 kgf/cm²、引張り強さ f_{max} は4.790 kgf/cm²、降伏ひずみ量 ϵ_y は 1.580×10^{-6} 、硬化点ひずみ量 ϵ_h は1.5%、ヤング係数 E_s は 1.9×10^6 kgf/cm²、硬化時弾性係数 E_h は 0.063×10^6 kgf/cm²であった。試験区間の帯筋比(断面積比)は0.16%とした。図-2.5は、柱筋に使用した鉄筋の引張り試験で得られた応力-ひずみ関係である。応力度は荷重を鉄筋の公称断面積で除して求め、ひずみ量はひずみゲージで測定した値である。上記の ϵ_y 、 ϵ_h 、 E_s 、 E_h などは、このひずみゲージによる測定結果を基に、筆者らの既往の測定例を参考にして変位計で測定した場合の値に換算したものである。

2.2.3 加力と測定

曲げモーメントは、3本の押し引きジャッキを組み合わせた任意の方向に純曲げをかけることのできる図-2.2に示す装置[2.2]を用いて加力した。軸力は、実験中、常に部材断面の中心に作用するように、試験体の中心を通るアンボンドPC鋼棒を介してセンターホールジャッキにより加力した。

加力は全て漸増交番純曲げ加力とし、部材の降伏程度の荷重までを荷重制御方式で、それ以降は、変位制御方式で降伏時曲率の整数倍の大きさに振幅を増加させた。試験体の中央部にゲージ長50cm(断面の長辺の2倍)の変位計を断面の4隅に取付けて相対変位を測定し、最小2乗法によってゲージ長間の平均曲率と方向を求めた。

2.2.4 実験結果

U1、U2、およびU4試験体のM- Φ 関係を図-2.7に示す。各試験体のM- Φ 関係の特徴を述べるとつぎのとおりである。

①U1試験体 軸力が小さいので、加力した範囲内ではコンクリートの圧壊や鉄筋の座屈が生じなかった。そのため、M- Φ スケルトンは単調増加曲線を示している。また、残留ひびわれが閉じるまでは部材剛性が小さいので、履歴曲線において除荷したあと荷重0から逆向き荷重の一定区間、勾配が緩やかになっている。

②U2試験体 M- Φ スケルトンは極大値を有する上に凸の曲線となっている。コンクリートの圧壊と柱筋の座屈がもとで急激な耐力低下を示した。また、軸力の大きさに割に鉄筋量が少ないので軸力によって残留ひびわれが閉じ、そのため履歴曲線は除荷時に曲率の符号が変化してくびれた形状になっている。プレストレストコンクリート部材の履歴曲線に類似している。

③U4試験体 M- Φ スケルトンはU2試験体の場合と似ており、コンクリートの圧壊と柱筋の座屈により急激な軟化を示した。しかし、U2試験体とは異なり、鉄筋量が多いため軸力だけではひびわれが閉じず、除荷時における曲率変化は見られない。

2.3 節 材料モデルと解析法

2.3.1 コンクリート

$\sigma_c - \epsilon_c$ 関係の単調増加曲線は、帯筋より外側の非拘束部と内側の拘束部に分けてモデル化した(図-2.6)。非拘束部の $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係は試験結果にほぼ適合するように設定した。拘束部では、非拘束部モデルの軟化域をPark-Paulay[2.3]の方法により補正した。

履歴ルールとしては、過去最大の圧縮ひずみ量を超えるときは単調増加曲線に沿うものとし、応力度0との間での除荷と再載荷は、初期弾性係数 E_c の勾配で変化するものとした。

コンクリートモデルを単純にしておく目的で、コンクリートの引張り強度は0とし、テンションスチフニングは考慮しなかった。これは、今回の検討対象が主として降伏以降のM- Φ 関係に着目していること、および鉄筋の降伏以降のテンションスチフニングの影響がまだ十分に明らかになっていないことなどによるためである。

2.3.2 鉄筋

鉄筋の応力度-ひずみ($\sigma_s - \epsilon_s$)モデルとしては、先に述べたように、比較的よく使われているbilinearモデル、cubicモデル、Ramberg-Osgoodモデル、および加藤モデルの4種類を取り上げた。bilinearモデルの単調増加曲線は、 ϵ_y を境に E_s と E_h の勾配を有する2本の直線で与えた。他の3種類のモデルでは、勾配が E_s の弾性領域、 ϵ_y から ϵ_h までの降伏棚、およびその後の3次曲線で表した。3次曲線は初期勾

配が E_h で、 f_{max} に対応するひずみ量 ε_{max} において勾配が 0 の曲線とし、その後は、傾き 0 の直線とした。以下に、各モデルの履歴ルールを述べるが、除荷時およびその途中の再載荷時の曲線は全て勾配 E_s の直線としている。また、各鉄筋モデルのより詳細な説明は、付録に示した。

(a) bilinearモデル(B/L) スケルトンの内側では勾配 E_s で変化し、スケルトンに達したら、以降、第2勾配 E_h の直線上を進むものである。

(b) cubicモデル(Cu) 応力度の符号が反対の領域への載荷である軟化領域は、過去の最大応力度の点を目標点とする初期勾配 E_s の3次曲線である。曲率は常に外側に凸であることとし、変曲点が生じる場合は、生じない限界まで応力度を一定にして目標点をシフトさせている。

(c) Ramberg-Osgoodモデル(R/O) 軟化曲線は、累積塑性ひずみ量を考慮した指数関数で表現するものである。Park-Paulayが鉄筋に関する実験結果をもとに提案したもの[2.3]を用いた。

(d) 加藤モデル(Kt) 軟化域では過去最大の応力度に対する割線勾配を累積塑性ひずみ量をもとに決め、最大応力度点との間を双曲線関数とするものである。過去の最大応力度を超える領域では、累積塑性ひずみ量の分だけシフトさせた単調増加曲線としている[2.4]。

(e) Menegotto-Pinto モデル(M/P)

上記以外に Menegotto-Pintoモデル[2.5]も比較的良好に用いられている。このモデルはスケルトンがbilinearで、この2直線に対する内部履歴曲線の漸近（履歴曲線の広がり）の程度をインプットデータで調節できるようになっている。内部履歴曲線の広がりの程度を別にすれば、本モデルの特性は前述のbilinearモデルで大略把握できると考えられるので、ここでは取り上げなかった。

(f) インプットデータ

解析で用いた鉄筋に関する諸定数として、 f_y 、 f_{max} 、 ε_y 、 ε_h 、 E_s 、および E_h などは材料試験結果をそのまま用い、 ε_{max} は9.5%に設定した。M- Φ シミュレーション解析では、実験で得られた曲率を入力し、曲げモーメントを出力するという方法によった。

2.3.3 解析法

ファイバーモデルでは、部材を材軸方向に沿って幾つかに分割し、各断面は微小要素の集まりで構成され则认为。そして断面に作用する軸力と曲げモーメントに対して各要素の材料特性を考慮して代表軸ひずみと断面の曲率を求める。断面は変形後も平面を保持すると見做し、各要素のひずみ量は中立軸からの距離に比例すると考える。要素の応力度とひずみの関係は、1軸応力状態と考える。

ここでは、部材力ベクトル S_s と変位ベクトル v_s は、2軸曲げにも対応できるように3自由度を考慮した。

$$\Delta S_s = \{\Delta M_x, \Delta M_y, \Delta N\} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

$$\Delta v_s = \{\Delta \Phi_x, \Delta \Phi_y, \Delta \varepsilon_0\} \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

ここに、 Δ は増分で、 M_x はx方向（x軸回り）の曲げモーメント、 M_y は、y方向の曲げモーメント、 N は軸力、 Φ_x はx方向（x軸回り）の曲率、 Φ_y はy方向の曲率、 ε_0 は代表軸ひずみである。部材力と変形の関係は、次式のように表される。

$$\Delta S_s = k_s \cdot \Delta v \quad \dots\dots\dots (2.4)$$

$$k_s = \begin{pmatrix} \sum A_j E_j y_j^2 & \sum A_j E_j x_j y_j & \sum A_j E_j y_j \\ \sum A_j E_j x_j y_j & \sum A_j E_j x_j^2 & -\sum A_j E_j x_j \\ -\sum A_j E_j y_j & -\sum A_j E_j x_j & \sum A_j E_j \end{pmatrix} \quad \dots\dots\dots (2.5)$$

ここに、 k_s は剛性マトリックス、添字 j は要素番号、 A_j は要素の断面積、 E_j は材料の $\sigma - \varepsilon$ 曲線における接線勾配、 x_j は要素のx座標、 y_j は要素のy座標である。

部材力は(2.4)式を積分して求めるが、その際、積分誤差を最小にするため、部材力と変形が対応するように収束計算を行った。比較対象とした実験が純曲げ加力であり、試験区間内では同一部材力であるので、解析には、断面解析プログラムに上述の鉄筋モデルを組み込んだものを使用した。

2.4 節 解析結果

①M- Φ 曲線 解析結果を、実験結果とともに図-2.7に示した。軸力の大きいU2およびU4試験体に関しては、どの鉄筋モデルを用いても解析結果は実験結果の項で述べたM- Φ 曲線の特徴を捕らえており、解析モデル間の相違は大きくないと思われる。しかし、軸力の小さいU1試験体に関しては、M- Φ 関係の基本的特徴は表現されているものの、曲線形状には解析モデル間の相違がかなり明確に現れていることが分かる。

② $\sigma_s - \varepsilon_s$ 曲線 鉄筋モデルの特徴をよく表しているU2試験体最外縁鉄筋の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係を一例として図-2.8に示した。図中の幾つかの曲線の不連続性は、解析のステップ間隔に起因する作図上の理由による。B/LモデルとKtモデルでは、同一サイクルのピーク応力度は引張り側が圧縮側よりも大きくなっている。これに対しCuモデルでは、比較的小さなひずみ変化で材料強度に達し、引張り、圧縮ともピーク応力度は殆どどのサイクルで材料強度に達している。そのため、履歴曲線も幅の広いものとなっている。R/Oモデルでは、履歴曲線の引張り側で降伏応力度の下側を通るサイクルが多いため、総じて引張り側のピーク応力度が小さめであり、反対に圧縮側では殆どどのサイクルでピーク応力度が材料強度に達していることが分かる。

2.5 節 M-φ解析値に対する鉄筋モデルの影響

2.5.1 U1試験体

各鉄筋モデルを用いて計算したM-φスケルトンと履歴ループ、割線勾配、履歴曲線の面積（吸収エネルギー量）、曲線形状の代表値としての縦軸切点間距離を、実験値と比較して図-2.9～2.13に示した。ここで、割線勾配はスケルトンの高さで見做すこともできる。このうち、とくに履歴復元力特性の指標となる割線剛性とエネルギー吸収量に主として着目すると、図-2.7および図-2.9～2.13からつぎのことが言える。

① B/Lモデル 割線勾配と吸収エネルギー量を塑性率が小さいときに過少評価している。履歴曲線の形状は総じて実験結果に近いものを与えている。

② Cuモデル 割線勾配の大きさは、塑性率の広い範囲で実験値に近い値を与えている。しかし、塑性率が大きいと吸収エネルギー量を過大評価し、履歴曲線の形状も実験結果と異なってくる。

③ R/O モデル 割線勾配と吸収エネルギー量を過少評価している。履歴曲線の形状も実験結果とかなり異なっている。

④ Ktモデル 全般に B/Lモデルと同様の傾向を示している。ただし、塑性率が大きい時に吸収エネルギー量を幾分過大評価している。

Cuモデルで吸収エネルギー量が大きいのは、前述のように $\sigma_s - \epsilon_s$ 履歴曲線の幅が大きいためであり、R/Oモデルで割線勾配が小さいのは、 $\sigma_s - \epsilon_s$ 履歴曲線で引張り側応力度が小さいためと考えられる。なお、解析においてテンションスチフニングを考慮していないため、解析では割線勾配（またはスケルトンの高さ）を過少評価していると考えられる。そのため、塑性率が小さい範囲のデータは参考程度に見るべきであろう。

2.5.2 U2～U4試験体

U2とU4試験体ではスケルトンの軟化領域の勾配を別にすれば、図-2.7に示すように、どのモデルによっても履歴曲線を含めて比較的良く実験結果を表していた。実験における急激な軟化は、鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの剥落が引き金になって生じたものであるが、解析でこの現象を考慮していないため、実験と解析で差が生じたものと推定される。ただし、図-2.14～2.17を詳細にみると、U4試験体ではCuモデルの場合、スケルトンにおける曲げモーメントの大きさや履歴ループの面積が大きくなっていることが分かる。

図-2.18は、このうちとくに差が顕著である最大耐力に着目し、各モデルによる解析値と実験値の比を試験体毎に示したものである。B/LモデルとKtモデルでは、試験体の違いにかかわらず実験値とほぼ同じ値を与えていることが分かる。しかし、Cuモデルでは、U1、U2試験体で良好な結果を示したものの、U3、U4試験体では大きい値となった。逆にR/Oモデルでは、U1試験体で小さい結果を示したが、U2～U4試験体では実験値に近い値を与えている。

U1試験体では、軸応力度が小さいため最大耐力は主として引張り側鉄筋の応力度に支配的な影響を受けると考えられる。また、軸応力度と鉄筋比が大きいU3、U4試験体の最大耐力は引張り側のみならず圧縮側鉄筋の影響も大きくうけると考えられる。そのため、引張り側と圧縮側両方の応力度を過大評価するCuモデルは、U3、U4試験体

で耐力を過大評価し、他方、引張り側応力度を過少評価、圧縮側応力度を過大評価するR/Oモデルは、U3やU4試験体で実験値に近い値を与えたと考えられる。

2.6 節 結 論

ファイバーモデルを用いたRC部材の解析的検討において、鉄筋の $\sigma_s - \epsilon_s$ 履歴モデルとしてbilinearモデル、cubicモデル、Ramberg-Osgoodモデル、および加藤モデルを対象に、その適合性の検討を行った。適合性の検討において比較の対象としたのは、軸力や柱筋比をパラメータとした最も単純な漸増交番純曲げを受けるRC柱部材である。各試験体のM-φ履歴曲線に関して、シミュレーション解析を行い比較検討を行った結果、以下のことが明らかになった。

① 加藤モデルとバイリニアモデルは実験したどの試験体に対しても、比較的良好なM-φ関係を与える。

② cubicモデルは、軸力の小さい柱部材に対して良好なM-φスケルトンを与えるが、履歴面積を過大評価する。また、軸力と鉄筋比が大きい柱部材に対しては、M-φスケルトンにおける曲げモーメントも過大評価する。

③ Ramberg-Osgoodモデルは、軸力の小さい柱部材に対して、M-φスケルトンにおける曲げモーメントを過少評価し、その結果、履歴面積も過小評価する。軸力と鉄筋比が大きい柱部材に対しては、比較的良好なM-φ関係を与える。

④ Menegotto-Pintoモデルによるシミュレーション解析は行わなかったが、バイリニアモデルが良好な結果を与えたことから、このモデルの履歴に関するパラメータを適切に選定すれば良好な結果を与えると推定される。

⑤ 以上のことから、取扱った鉄筋モデルの範囲の中で部材のM-φ関係を精度よく解析するためには、適合性のよいバイリニアモデルか加藤モデル、もしくはMenegotto-Pintoモデルを用いるのがよいと考えられる。

ただし、鉄筋の座屈挙動などをファイバーモデルに導入するような場合は、鉄筋の応力度そのものの推定精度も高くなければならないので、その場合は、加藤モデルかMenegotto-Pintoモデルを用いるのがよいと考えられる。

参 考 文 献

- [2.1] 一宮、村山、須田、新保：「交番繰返し荷重下における鉄筋の応力ひずみ履歴モデルの適用性」、土木学会第49回年次講演会講演概要集、第V部門、平成6年、pp.962-963
- [2.2] 村山、須田、古市：「高軸力・二軸曲げを受けるRC部材の剛性評価方法」、鹿島技術研究所年報、第37号、1989年10月、pp.57-64
- [2.3] Park, R. and Paulay, T.: "Reinforced Concrete Structures," A Wiley-Interscience Publication pp.26-30, pp.254-255
- [2.4] Kato, B., Akiyama, M. and Yamanouchi, Y.: "Predictable Properties of Materials under Incremental Cyclic Loading," IABSE Reports, Vol.13, Lisbon, 1973, pp.119-124
- [2.5] Menegotto, M. and Pinto, P.E.: "Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Bending," IABSE Reports, Vol.13, Lisbon 1973, pp.15-22

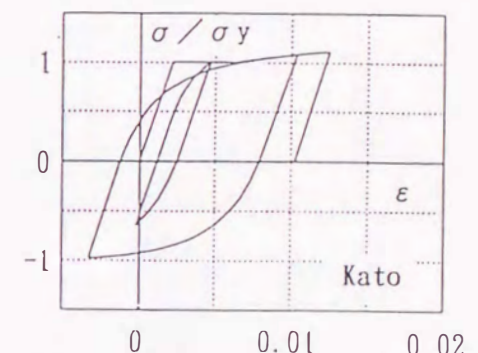
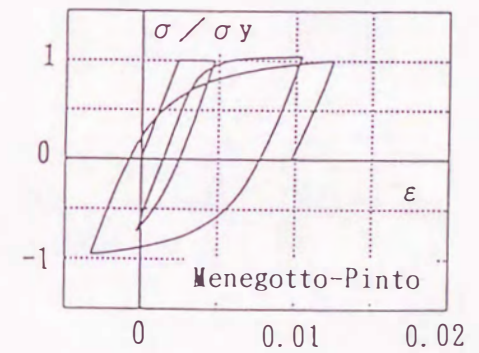
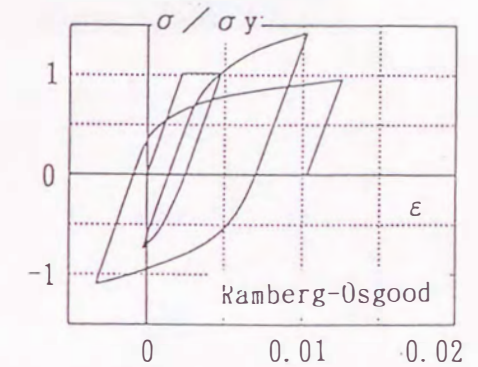
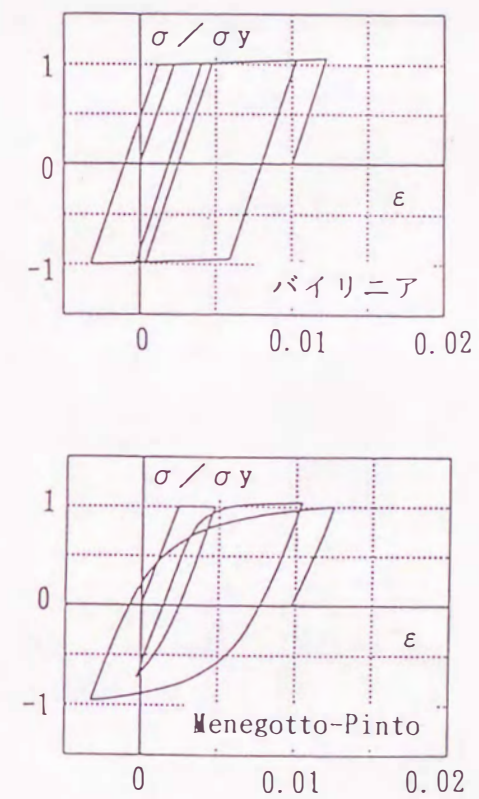
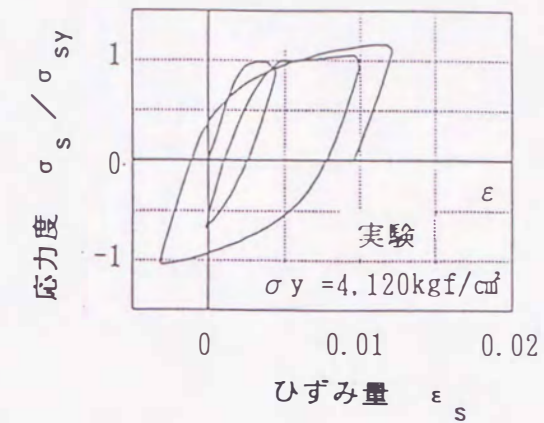


図-2.1 鉄筋の応力-ひずみ履歴曲線の実験結果と解析モデルの比較

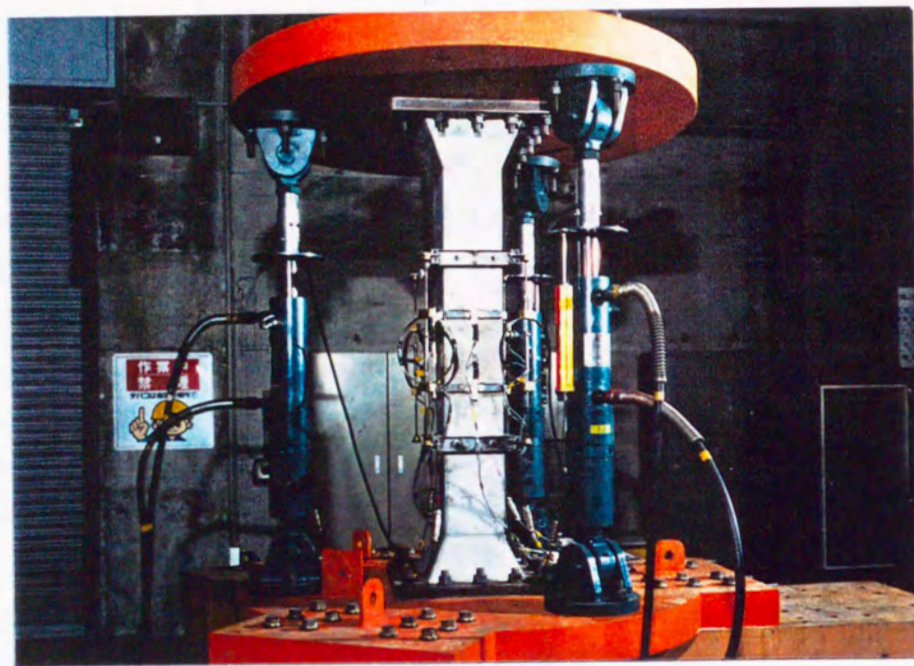


図-2.2 実験状況

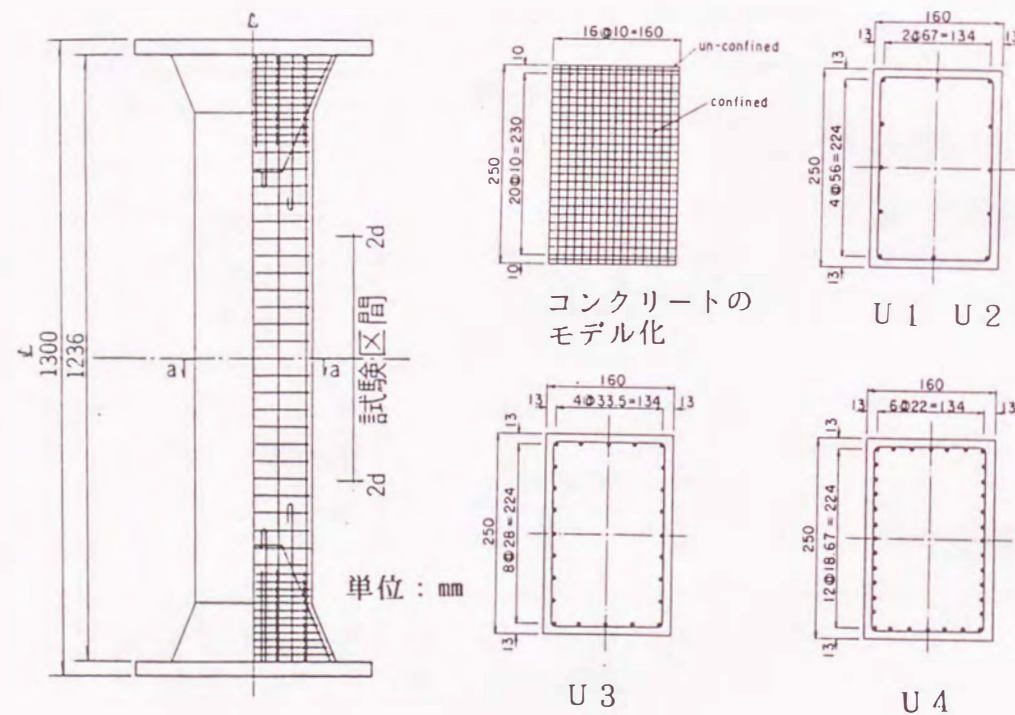


図-2.3 試験体諸元

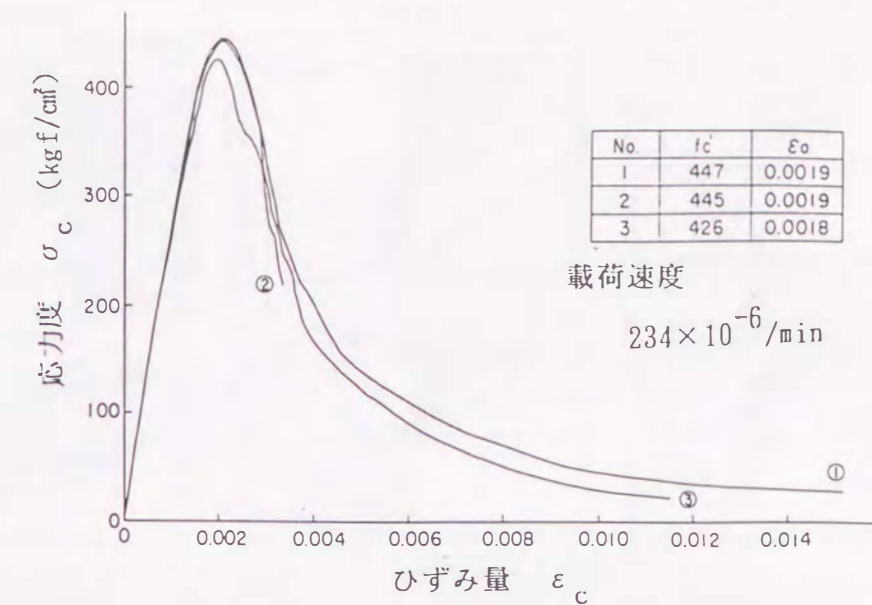


図-2.4 コンクリートの応力-ひずみ関係

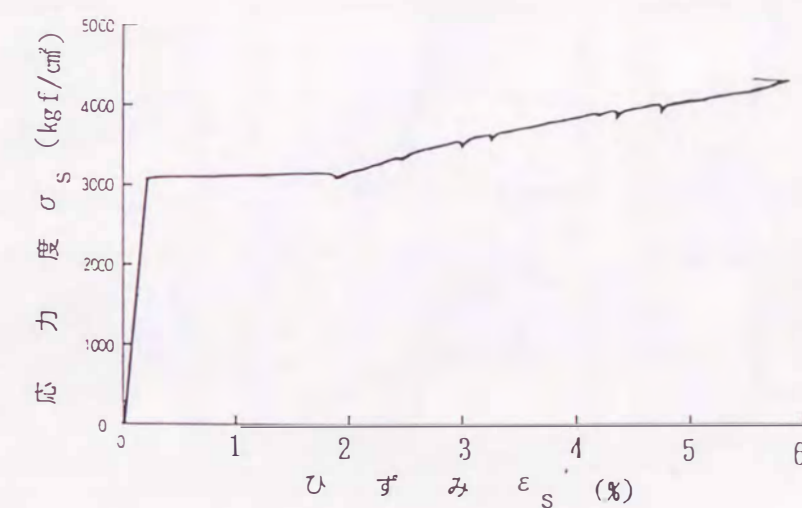


図-2.5 軸方向鉄筋の応力-ひずみ関係
(ひずみゲージによる測定)

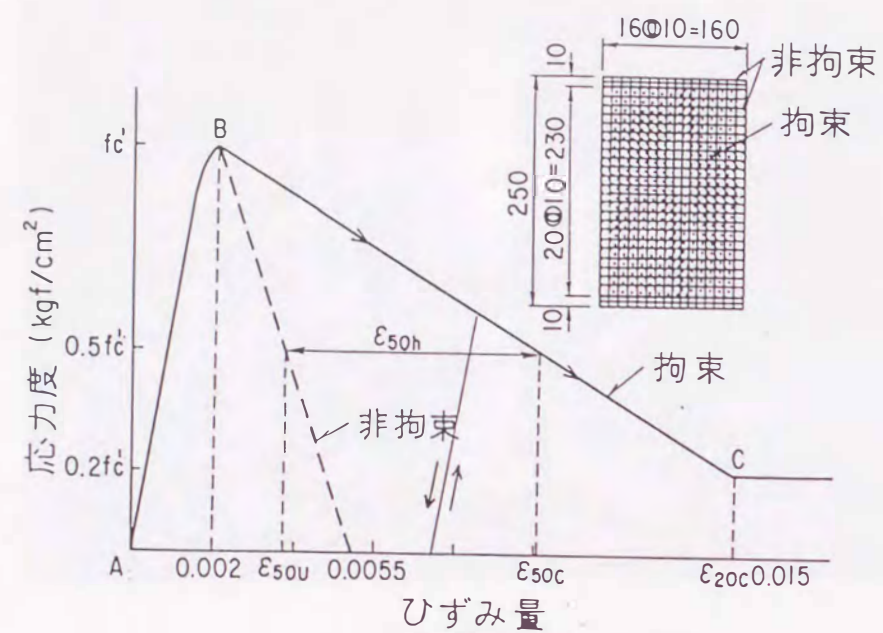


図-2.6 コンクリートの応力-ひずみ関係モデル

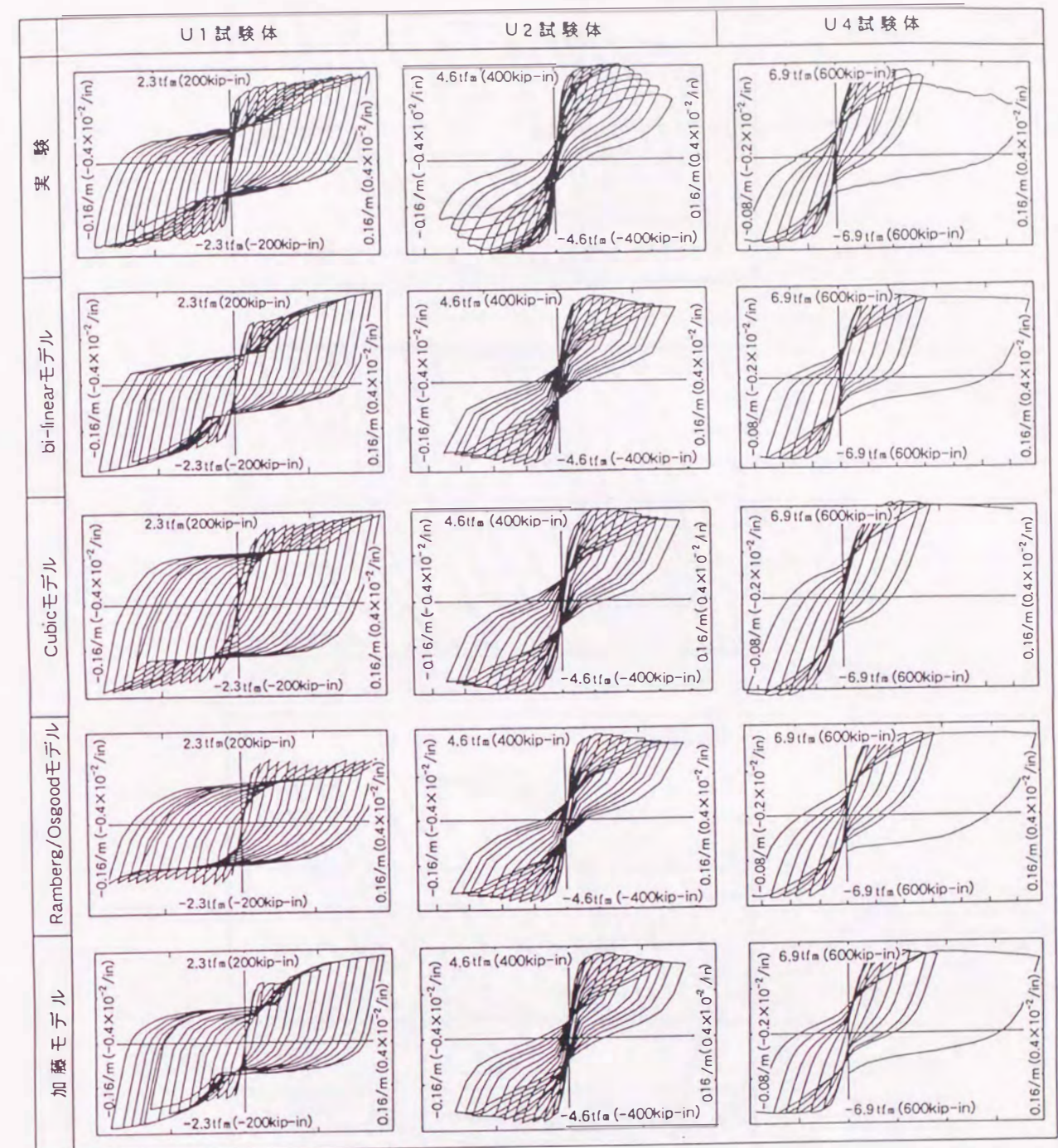


図-2.7 曲げモーメント-曲率関係曲線

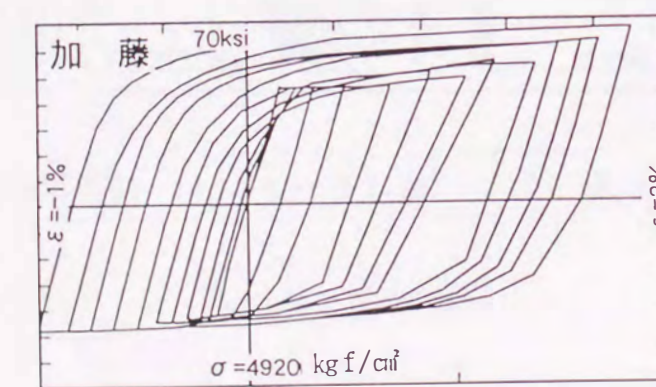
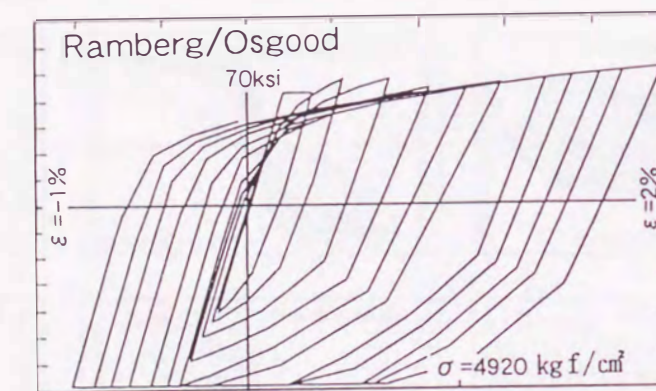
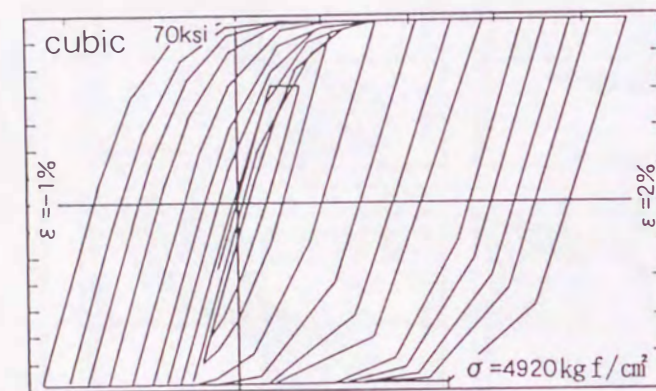
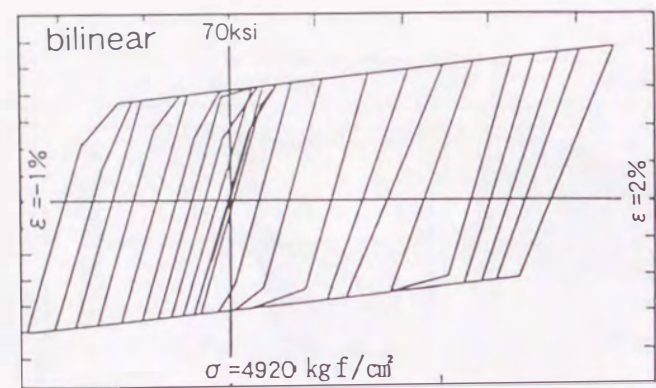


図-2.8 鉄筋の応力-ひずみ関係 (U 2 試験体・解析結果)

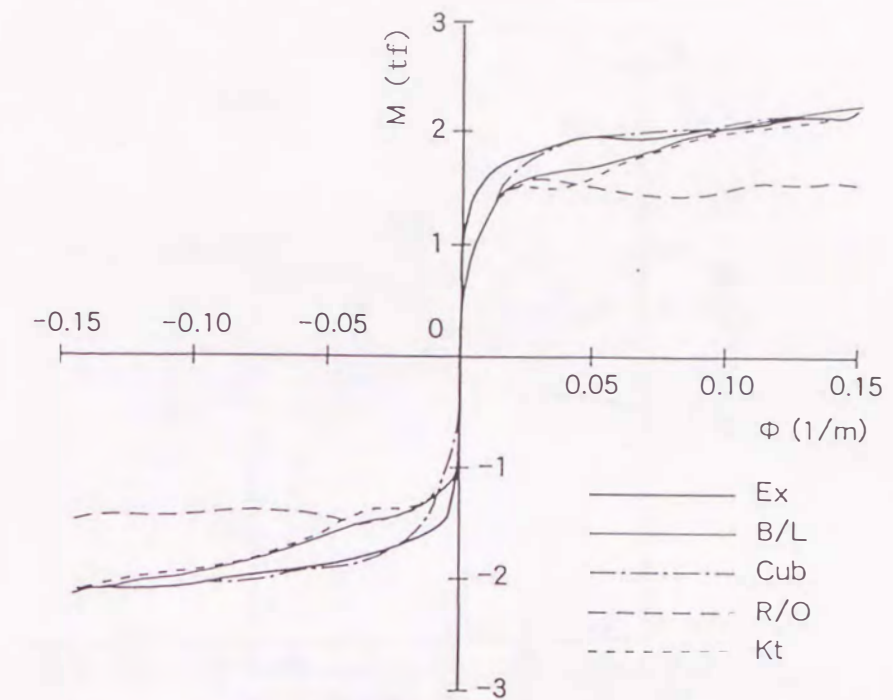


図-2.9 M- Φ スケルトンの比較 (U 1 試験体)

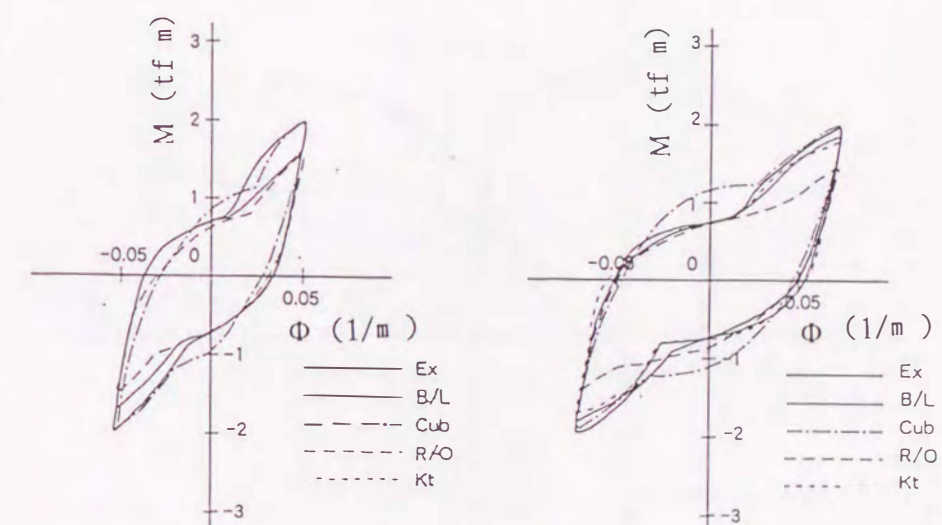


図-2.10 M- Φ 履歴ループの比較 (U 1 試験体)

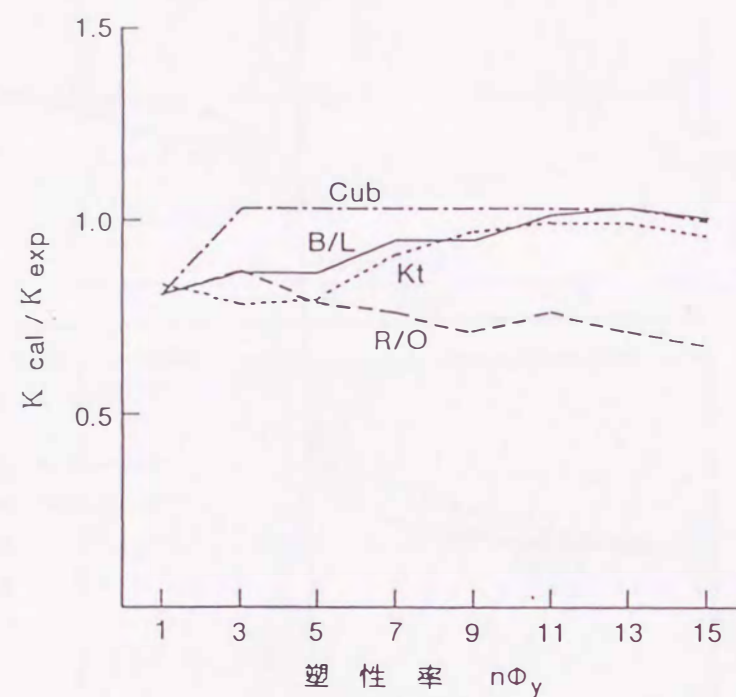


図-2.11 割線剛性の実験値との比較 (U 1 試験体)

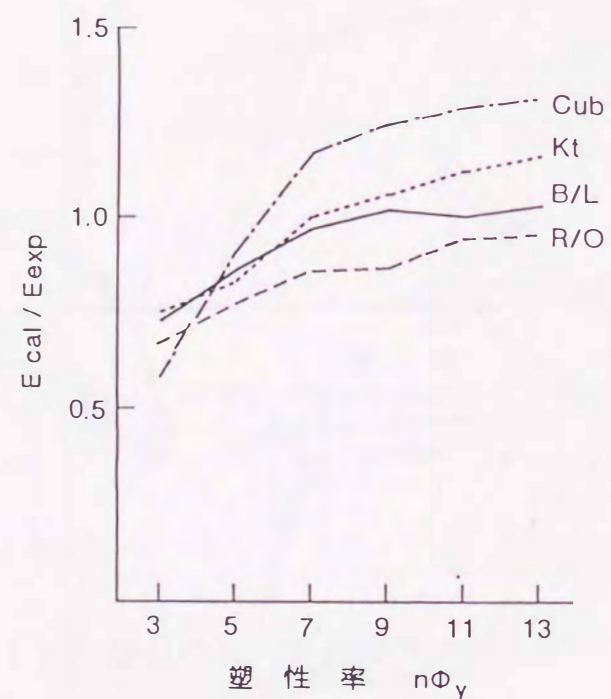


図-2.12 履歴エネルギー吸収量の実験値との比較 (U 1 試験体)

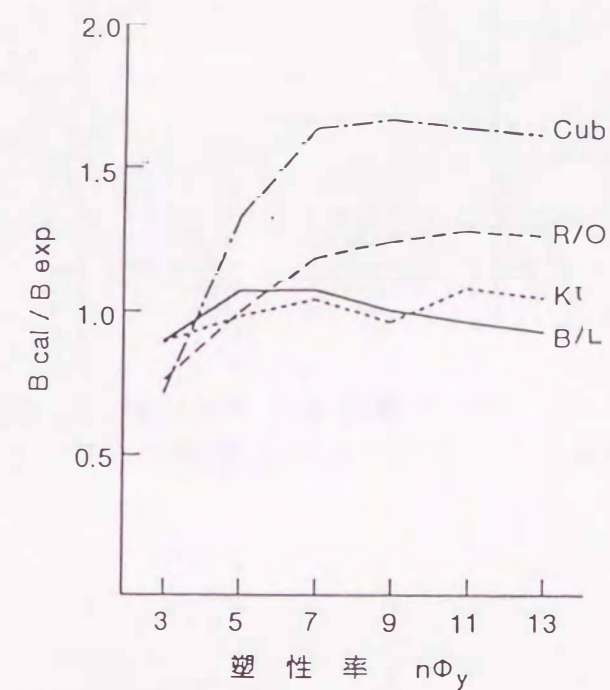


図-2.13 Y軸切片長さの実験値との比較 (U 1 試験体)

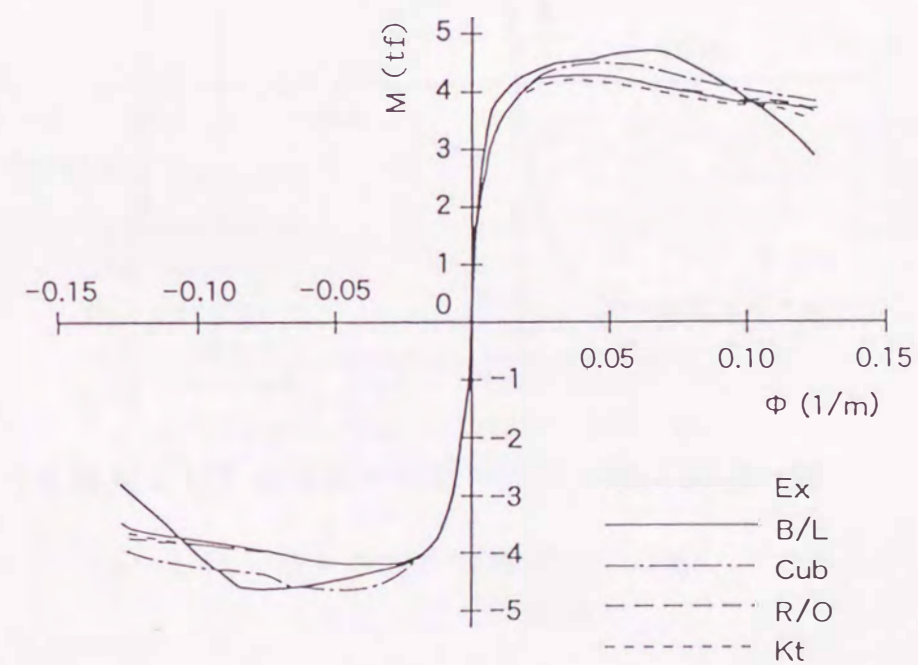


図-2.14 M-Φスケルトンの比較 (U 2 試験体)

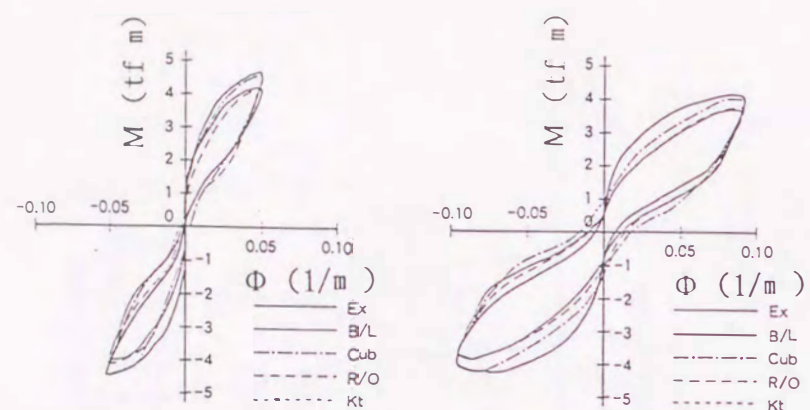


図-2.15 M- Φ 履歴ループの比較 (U 2 試験体)

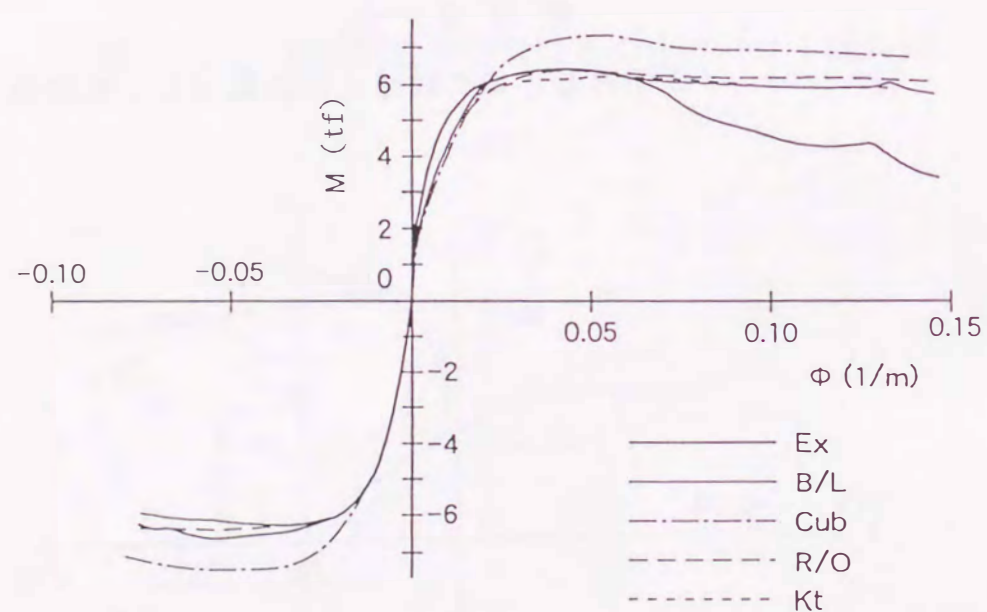


図-2.16 M- Φ スケルトンの比較 (U 4 試験体)

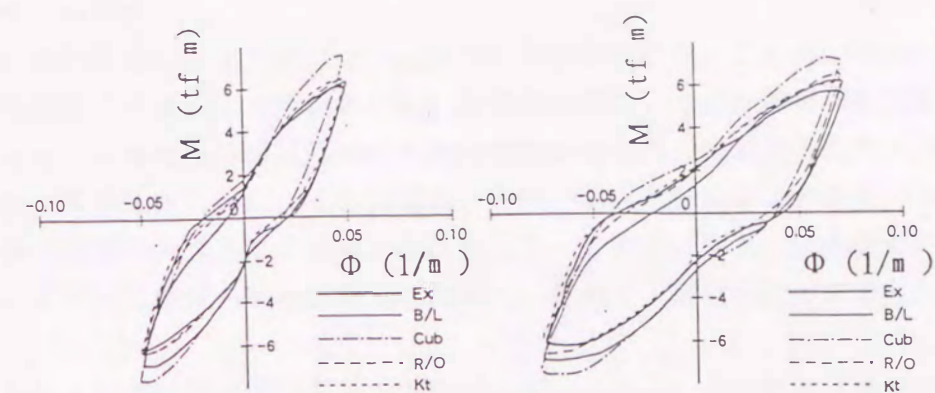


図-2.17 M- Φ 履歴ループの比較 (U 4 試験体)

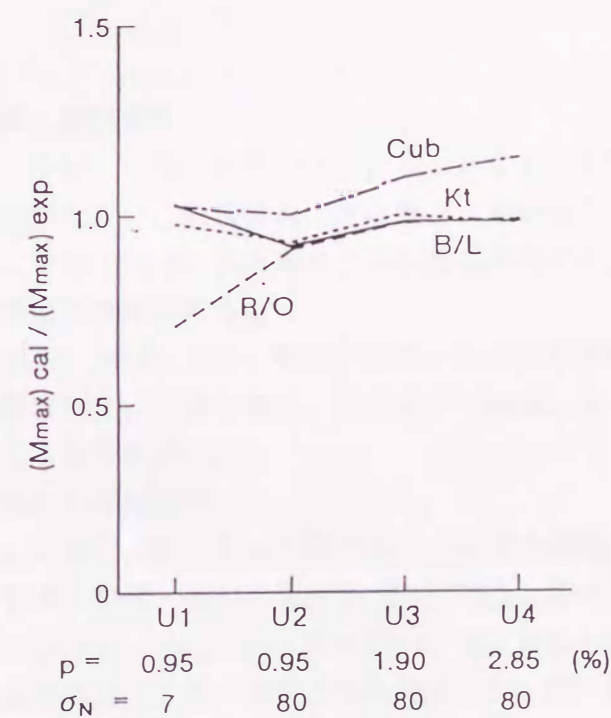


図-2.18 最大耐力の実験値との比較
(U 1 ~ U 4 試験体)

3章 交番繰返し荷重下の柱筋の座屈挙動

3.1 節 概 要

(1) 研究の必要性

部材の変形性能を表す指標の一つに部材じん性率がある。これは、部材の終局変位量の降伏変位量に対する比で定義される。終局変位量としては、部材の変形を増加させていったとき、荷重変位包絡線において最大荷重を経たあと荷重がある大きさまで低下した時の変位量で表されるが、その荷重としては、降伏荷重と同じ大きさあるいは最大荷重の80%の荷重の大きさなどが用いられている。いずれにせよ、変形が進行して終局変位に達する頃には部材の損傷が著しく進行し、外観上、部材は殆ど破壊している状態にある。

多くのR C柱部材の水平交番加力実験の結果によると、この終局状態は圧縮側コンクリートの剥離、圧縮側柱筋の座屈が引き金になっていることが知られている。特に、柱筋がいったん座屈すると、部材の抵抗力はその後著しく低下するのである。部材の変形性能を把握するためには、柱筋の座屈挙動を明らかにしておくことが重要であり、また、R C橋脚の水平保有耐力や橋梁の大規模地震に対する保有耐力を解析的に評価するうえで、柱筋の座屈の問題は避けては通れない問題である。そのため、鉄筋の座屈に関する研究がこれまでも行われてきた。既往の研究を概観してみると、次のとおりである。

(2) 既往の研究

①鉄筋単体の座屈実験と座屈解析

矢代、清水[3.1]、中村、二羽、田辺[3.2]、およびMonti, Nuti[3.3]は両端を固定した鉄筋単体の座屈実験を行い、鉄筋の応力度と長さ方向平均ひずみ量との関係を測定した。矢代ら[3.1]と中村ら[3.2]の実験は一方向加力実験であり、Montiら[3.3]のは引張りと圧縮の交番加力実験である。

Mau, El-Mabsout[3.4]、Mau[3.5]は、両端が固定された鉄筋を対象にFEMによるパラメータ解析を行い、降伏強度、引張り強度、硬化点ひずみ量、および硬化点勾配などが鉄筋の座屈強度に与える影響を調べた。

②座屈判定基準に着目した部材実験

小柳、六郷、山本、近藤[3.6]はR C梁部材の一方向加力実験によって、また、鈴木、中塚、菅田[3.7]、鈴木、中塚、山口、正田[3.8]、井上、塚田、宮川、藤井[3.9]、香取、林、和田、坂田[3.10]、丸山、趙、清水[3.11]は、R C柱部材の一方向軸加力実験によって、圧縮鉄筋が座屈する時の判定方法を提案した。特に鈴木ら[3.6][3.7]は、横方向鉄筋の軸ひずみと曲げひずみの測定結果を基に、コンファインドコンクリートの抵抗のメカニズムを考察し、柱筋の座屈は、コンファインドコンクリートの圧縮耐力に関係するとして、柱筋座屈時のひずみ量の定式化をはかった。

③部材中の鉄筋の座屈解析

Papia, Russo[3.12]、Papia, Russo, Zingone[3.13] は、柱筋の座屈時の弾性係数を応力増分側と減少側の両方を考慮した等価剛性を用い、また帯筋による拘束効果をバネと見做して柱筋の一方向加力時の座屈強度算定方法を提案した。丸山ら[3.11]は、Papiaら[3.12][3.13]の方法を用いてパラメータ解析を行い、座屈強度に対する帯筋間隔、柱筋径、帯筋径、柱筋の力学的特性などの影響を調べ、国内の実験結果との比較検討を行った。加藤、金谷[3.14]は、柱筋のたわみを sin 分布とみなし、帯筋の横方向抵抗力を考慮した力の釣り合いと変形の適合性から柱筋の応力度－平均軸ひずみ関係を解析する方法を提案し、解析結果を実験結果と比較検討した。

これらの研究でいずれも、帯筋の抵抗としてその軸剛性を基にしている。

④部材の変形解析における鉄筋座屈の取扱い

部材の曲げ変形解析において鉄筋の座屈を考慮したものに、Kaba, Mahin[3.15]、梁川、畑中、谷川[3.16]、伊藤、島[3.17]、島、伊藤、北西、水口[3.18]、島、伊藤、水口[3.19]、中村、二羽、田辺[3.2]の研究がある。このうち、Kabaら[3.15]は、部材の交番加力時のファイバーモデルによる変形解析において、鉄筋の応力－ひずみ曲線の接線剛性と帯筋間隔を考慮したオイラー座屈式を座屈判定式としている。梁川ら[4.15]は鉄筋の応力度－ひずみ関係曲線を、弾性域、降伏域、および座屈後の応力低下域をそれぞれ直線としたトリリニアモデルで表現し、梁部材の変形解析を行った。島ら[3.17][3.18][3.19]は、交番水平加力を受ける柱部材を対象に、柱部材の曲げ変形に伴う柱筋の圧縮力の水平分力、および帯筋とコンクリートの水平抵抗力を考慮して柱筋の座屈応力度を求める方法を提案した。そして鉄筋の応力度－平均軸ひずみ関係には、座屈する前は加藤モデルによる履歴曲線とし、座屈した後は鉄筋の圧縮抵抗はないものと考えた。中村ら[3.2]は、鉄筋の応力度－平均軸ひずみ関係曲線として、圧縮降伏荷重を超えると座屈して漸減する曲線を用い、柱部材の荷重－変位関係を解析した。

(3) 本研究の位置づけ

以上のように、鉄筋の座屈に関する研究は少なくないが、これらの殆どは、実際の橋脚や斜張橋のRC塔部材における配筋の特徴、および地震時の交番荷重の特徴を反映したものとなっていない。すなわち、柱部材による実験研究の殆どが一方向軸加力実験によっているが、一方向加力時と交番加力時の座屈の挙動が大きく異なることは Montiら[3.3]の鉄筋単体の実験結果からも明らかである。また、部材試験体における柱筋は、主として部材の隅角部に配置されているため、帯筋による座屈抑制効果は、断面の一辺に多数本の柱筋が配置されている土木構造用柱部材の場合とは異なると考えられる。

このような観点から見ると、交番加力下の柱部材を対象にした研究は極めて少なく、島ら[3.17][3.18][3.19]、中村ら[3.2]の研究に見られる程度である。しかし、ここで用いられている鉄筋の座屈判定基準や鉄筋の応力度－平均軸ひずみ関係は、必ずしも部材実験で検証されていない。それは、降伏後の部材中の鉄筋の交番応力度を直接測定する方法がなかったからである。

そこで、RC柱部材の基部を想定した模型実験を行い、柱筋の応力度と座屈領域の平均軸ひずみを測定することによって、交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動を明らかにし、これをもとに柱筋の座屈判定基準を提案した。また、鉄筋座屈後の応力度－平均軸ひずみ関係の基本モデルを提案した。

3.2 節 実験概要

3.2.1 試験体および使用材料

試験体の種類と加力方法を表-3.1に示す。また、試験体の諸元を図-3.2に、使用材料の特性を表-3.2に示す。試験体数は4体で、いずれも柱筋比は2.6%と同じにし、柱筋の座屈に影響の大きいと考えられる帯筋比と軸応力度をパラメータとした。No.1～No.3試験体では帯筋比と帯筋の直径を変えて軸応力度は 62kgf/cm^2 の一定とした。No.4試験体では、帯筋はNo.1試験体と同じであるが、軸応力度を小さくし 13kgf/cm^2 とした。

加力装置としては、試験体の柱頭部に任意の組合わせ荷重が載荷可能な、図-3.1に示す6自由度加力装置[3.20][3.21]を使用した。RC計算によりあらかじめ求めた鉄筋降伏時の荷重を基に、降伏荷重時の曲率 Φ 。(No.1～No.3は $15 \times 10^{-6}/\text{mm}$ 、No.4は $12 \times 10^{-6}/\text{mm}$)を決定し、それ以降は Φ の整数倍の曲率で正負交番加力した。加力に際しては、柱基部（フーチング面）に作用する曲げモーメントMと、図-3.2中に併記した曲率測定区間における平均曲率 Φ の測定値を基準した。

3.2.2 測定方法

実験では、部材の曲率、部材のひずみ、鉄筋のひずみ、および鉄筋の応力度を測定した。これらの測定位置を、図-3.3に示す。

①曲率

曲率制御に用いた平均曲率 Φ は、フーチング表面とフーチングから断面高さの1.5倍（450mm）の位置の相対変位を断面の隅角部4箇所で測定することにより求めた。柱基部約25cmの区間のひずみ分布および曲率分布を求めるため、コンクリート表面に π 型変位計（検長50mm）を取付けた。

②鉄筋ひずみ

鉄筋のひずみは塑性ひずみゲージを横ふし間に貼付けて測定した。ひずみゲージの貼付けに当たっては、交番繰返し荷重下において5～6%のひずみが測定できるようにエポキシ系の接着剤を使用し、貼付け後に80℃、2時間の焼き付け養生を行った。ひずみゲージは鉄筋の軸方向の同じ位置の両側（かぶり側と柱断面内側）に貼付け、軸ひずみ

ε_s はそれぞれの読み値を平均して求めた。柱筋のひずみゲージは、試験体の正負荷荷面の幅中央部に配置した柱筋を対象に、フーチング面の高さ位置に取付けた。帯筋のひずみゲージは正負荷面の幅中央位置で、高さ40cmまでの全ての帯筋に取付けた。

③柱筋応力

交番応力履歴を受ける鉄筋の塑性域での応力度 σ_s を測定するため、被測定部位だけを専用の加熱コイル（コイル幅5mm）で高周波焼き入れし、その部分の降伏応力度を母材の1.3倍以上に高めた（以下、焼き入れした部分を“鉄筋ロードセル”と呼ぶ）。局部焼き入れによる熱影響の範囲は図-3.4の測定結果に示されるように、鉄筋直径の約1.5倍程度であり、繰返し載荷（引張荷重のみ）による残留ひずみ量は、 50×10^{-6} （応力度読み取りの誤差に換算して80kgf/cm²）以内であった。鉄筋ロードセルは、載荷面中央部で、フーチング面および高さ9cmの位置に取付けた。

3.3 節 実験結果

柱の固定端に関する曲げモーメント-曲率（M- Φ ）関係を図-3.5に示す。いずれの試験体も、最大耐力時にかぶりコンクリートが剥離し、その後内部のコンクリートがさらに劣化・剥落して破壊に至った。軸力の大きいNo. 1～No. 3試験体では、最終的に軸力を保持できなくなって塑性ヒンジ部全体が圧壊した。No. 4試験体では耐力が降伏荷重の80%以下に低下した段階で加力を終了した。

3.3.1 柱筋の軸応力-軸ひずみ関係

柱筋の軸応力-軸ひずみ量（ $\sigma_s - \varepsilon_s$ ）関係の測定結果を図-3.6に示す。隣接する鉄筋の同一レベルにおける鉄筋ロードセルとひずみゲージの読み値を描いたものである。 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係はいずれの試験体も実験終了時まで測定された。応力度は降伏応力度の1.3倍未満であり、信頼できる精度で柱筋応力度が測定されたと考えられる。部材の軸応力度の大きいNo. 1～No. 3試験体ではいずれも圧縮側で $2000 \sim 3000 \times 10^{-6}$ 以上の圧縮ひずみを経験したのに対し、軸力の小さいNo. 4試験体では最初の圧縮側加力時を除き、柱筋の引張降伏以降はほとんど圧縮ひずみが生じなかった。

3.3.2 柱筋軸応力度-曲率関係

柱筋応力度と部材曲率（ $\sigma_s - \Phi$ ）関係を図-3.7に示す。これによると図中太線で示すように、柱筋の応力度が圧縮側にあるとき、曲率が1方向に単調増加または単調減少するのに対して、圧縮応力度が増加から減少に転じる点（図中●）が見られる。小ハンマーによる打撃音調査では、この時点ですでに割れたような音質の打撃音が測定された。

目視観測でも、この後柱筋の座屈現象が確認されている。そこで、応力度がピークを示すこの点●を、座屈開始点と定義する。図-3.5のM- Φ 曲線と図-3.6の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 曲線にもこれに対応する座屈開始点を点●で示した。

この柱筋の座屈に伴う諸現象を調べると、つぎのようになっている。M- Φ 曲線においては、どの試験体においても柱筋の座屈は総じて荷重除荷後、反対側への載荷の途中で曲率が反転する前に生じている。そのループにおけるM- Φ 関係曲線の勾配の低下がみられ、ループの形状はよりくびれたものに変化している。そして、ピークにおける曲げモーメントの大きさも、総じてそれまでのピーク値よりも小さくなっている。 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 曲線においては、それまでの面積の大きい $\sigma_s - \varepsilon_s$ 履歴ループから、圧縮応力度の増加が抑制されることによる面積の小さい履歴ループに転じている。これは、上述のM- Φ 履歴ループの形状の変化の原因になっていると考えられる。

以上の履歴特性は、帯筋の量や配置または軸力の大小に拘らず、全ての試験体で同様であった。

3.3.3 柱筋の軸応力度-平均軸ひずみ量関係

鉄筋応力度 σ_s と、平均曲率測定区間における相対変位から求めた柱筋位置の平均軸ひずみ量 $\varepsilon_{s, \text{mean}}$ の関係を、図-3.8に示す。Montiら[3.3]の鉄筋単体の実験結果と似た履歴形状となっているが、鉄筋単体の場合の座屈開始点はひずみ量がゼロ付近であるのに対し、部材内の柱筋の場合では、ひずみが収縮域に達する前の伸張域で生じていることが特徴的である。これは、M- Φ 曲線および $\sigma_s - \Phi$ 曲線と合わせて考えると、曲げ変形による柱筋の曲率が座屈開始点に大きく関与していることを示すものである。座屈後は、直ちに応力がゼロになるのではなく、なだらかな軟化特性を有し、徐々に応力がゼロに漸近していく様子が分かる。その後、引張力が加えられると前回の最大引張ひずみ時の応力よりも必ず低い位置を目指している。構造用鋼材の実験において同様の現象が報告されており、その理由は座屈によって鋼材全体の長さが伸びるためと説明されている[3.21]。

3.3.4 座屈に対する帯筋の拘束効果

柱筋の座屈に対する帯筋の拘束の影響を見るため、図-3.8の太線部分に相当する部分をNo. 1～No. 3試験体の各測定値から取り出して図-3.9に比較して示す。縦軸は柱筋の圧縮応力度、横軸は図-3.8に示したように、鉄筋応力度が引張りから圧縮に転じる時のひずみ量を基準にした相対平均ひずみ量（ $\varepsilon_{s, \text{mean}})_r$ である。各試験体の座屈開始点の応力度に着目すると、最大応力度は大きい方からNo. 2、No. 3、No. 1の順になっている。この順番は、(3.1)式に示す拘束効果の指標である β_0 の大きい順と一致しているが、その差は小さかった。

$$\beta_0 = k_{rt} / s \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 k_{rt} は両端固定梁としての帯筋のバネ定数、 s は帯筋の間隔である（図-3.12、3.13参照）。

図-3.10 は、一例として No. 1 試験体の圧縮側にある帯筋のひずみ量 ε_t の測定値を曲率 Φ との関係で図示したものである。ひずみゲージは、座屈による柱筋の変形が最も大きかった高さの帯筋で、帯筋長さの中央部、部材の被りコンクリート側に貼り付けたものである。図から、柱筋の座屈は、帯筋の中央部が曲げ降伏する以前に始まっていることが分かる。他の試験体における $\varepsilon_t - \Phi$ 関係の測定結果も、同様であった。一般に、載荷面または反対側の面における柱筋の座屈は、帯筋の拘束効果によって抑制され则认为られている。しかし、今回の実験における帯筋比 0.16~0.28% の範囲では、帯筋による座屈抑制効果は、少なくとも座屈による柱筋の変形が小さい間は余り期待できないようである。実際の橋脚や主塔部材においても、帯筋比が 0.3% を大きく超えることは少ないので、実構造物においても同じであると考えられる。

3.3.5 柱筋周辺のコンクリートの圧縮ひずみ

図-3.11 は、曲率 $60 \times 10^{-6} / \text{mm}$ 時の柱筋位置での高さ方向のひずみ分布を、平均曲率測定区間の相対変位量から求めた平均ひずみ $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ と比較して示したものである。これらのひずみ分布は、 π ゲージの測定値を柱筋位置に換算して求めたものである。せん断スパン比の小さい No. 4 試験体では、測定区間での曲率の高さ方向の変化が他の試験体に比べて大きいため、 $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ が相対的に小さくなっている。しかし、圧縮ひずみの最大値は両試験体間ではほぼ同程度になっていることが分かる。せん断スパン比の大きい No. 1~No. 3 試験体では $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ が座屈部分のコンクリートの平均的な圧縮ひずみと見なせるが、せん断スパン比の小さい No. 4 試験体では $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ がかなり小さめの圧縮ひずみを与えることになる。 $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ はフーチング面との相対変位量から求めているので、柱部分のフーチングへの食い込み分もその値に含まれていると考えられるが、 $\varepsilon_{s \text{ mean}}$ が π ゲージによるひずみ分布から予想される平均値と比較的良好に対応しているので、食い込み分の影響は少ないと考えられる。ここで検討した柱筋周辺のコンクリートの圧縮ひずみ量は、次節で考察する。

3.4 節 考 察

3.4.1 弾性座屈理論による座屈荷重の推定

一般に柱筋の座屈を抑制する要因として、つぎに示す 4 つが想定される。

- ① 柱筋の太さによる柱筋自身の抵抗
- ② 帯筋の曲げ剛性による抵抗
- ③ 帯筋の軸剛性による抵抗
- ④ コンクリートの割裂強度による抵抗

このうち、③は主として隅鉄筋に関するものであるので、断面の一边に多数本の柱筋が配置される場合は、①、②、④が主要因となる。そのうち、まず鉄筋自身に関する①と②について検討する。

かぶりコンクリートが無い柱筋の座屈応力度を試算するため、図-3.12 のように端部が回転拘束された弾性支承上の直棒部材が半波形で座屈する場合を考えると、鉄筋に関する座屈荷重 P_{cr} と座屈長さ l_{cr} は、それぞれ (3.2) 式および (3.3) 式のように表される。

$$P_{cr} = C_p (\beta_n E I)^{0.5} \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

$$l_{cr} = C_l (E I / \beta_n)^{0.25} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

$$\beta_n = \beta_0 / \{ (0.4 \sim 1) n \} \quad \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 C_p と C_l は無次元の定数、 E は柱筋のヤング係数、 I は柱筋の断面 2 次モーメント、 n は部材の載荷面に配置されている柱筋の数である。 β_0 の意味は (3.1) 式および図-3.12 に示した。 C_p は 2.4~3.3、 C_l は 4.4~5.4 の値である。

計算にあたって柱筋の弾性係数 E には、図-3.6 に示す座屈開始点の割線勾配を用いた。割線勾配を用いたのは、柱筋の曲げが進行する時、断面の圧縮側の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係は接線勾配で進行するが、引張り側では除荷勾配の初期剛性で進行するので、割線剛性は両者のほぼ平均的な剛性になるからである。帯筋の拘束効果は両端固定梁と仮定して弾性バネで考慮し、断面の一边に多数の柱筋が存在する影響も考慮した。

理論解による座屈応力度と実験結果を対比して図-3.14 に示す。理論解はいずれの試験体の実験値とも同程度またはそれ以下であった。前節でも述べたとおり、実際には部材が曲がることによる曲率の影響があるので、かぶりコンクリートがない場合の座屈応力度はここで求めた理論解よりさらに小さくなる。このことは、曲率等の初期不整を与えた材料および幾何学的非線形 FEM による座屈計算によっても確認された。

このことから、柱筋の座屈に対しては、コンクリートの割裂強度による抵抗分が、柱筋自身や帯筋による抵抗分と同程度かそれ以上の役割を果たしていると考えられる。

なお、座屈長さの実験値と理論解の結果を比較して図-3.15 に示す。同図から、座屈長さに関しては実験値は計算値と大略合っており、とくに縦ひびわれ進展長さに関しては良く一致している。

3.4.2 柱筋座屈時における柱筋周辺のコンクリートの引張強度

図-3.16 に示すように、ある曲率をもった柱筋に圧縮力が作用すると外側に押出そうとする力 ΔH が生じる。

$$\Delta H = (\pi D^2 / 4) \cdot \sigma_s \cdot \Phi \quad \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 D は柱筋の直径、 σ_s は柱筋の応力度、 Φ は部材の曲率である。
すなわち、外側の押出し力は、応力度と曲率の積に比例する。図-3.17 は、縦軸に $\sigma_s \cdot \Phi$ を、横軸に Φ をとって整理した実験結果の例を示したものである。図中に、柱筋が座屈する時期も記入したが、これから分かるように、柱筋の座屈する時期は、 $\sigma_s \cdot \Phi$ の値がそれまでの最大値を示す時期にほぼ一致していることが分かる。

そこで、 ΔH が柱筋周辺にあるコンクリートの引張強度を上回った時にかぶりコンクリートが剥離して、座屈が開始すると考える。(3.5)式を用いて ΔH を求め、柱筋の間のコンクリート断面積で除してコンクリートの引張り応力度を求めた。更に、この応力度とコンクリート引張り強度 ($30\text{kg}/\text{cm}^2$) との比である引張強度比を求め、過去に受けた最大圧縮ひずみ量との関係で表したのが、図-3.18 である。ここで、 ΔH の推定に用いた曲率には、座屈区間における局所的な曲率の増加を考慮するため、 Φ に $\epsilon_s / \epsilon_{s, \text{mean}}$ (各測点に応じて $1.3 \sim 1.9$) を乗じたものを用いた。コンクリートの引張り強度は、 $1.4 (f_c')^{0.5}$ (f_c' はコンクリートの圧縮強度で kgf/cm^2 単位) として求めた。過去最大圧縮ひずみは、測定区間の平均ひずみ $\epsilon_{s, \text{mean}}$ から求めたが、せん断スパン比の小さい No. 4 試験体では、柱基部における π ゲージから求められた圧縮ひずみの最大値と $\epsilon_{s, \text{mean}}$ の差が図-3.11 に示したように大きくなるので、 $\epsilon_{s, \text{mean}}$ の代りに π ゲージで得られた値を用いた。また、図には、前川、岡村 [3.22]、および Liniers [3.23] による材料実験結果を併記した。

図-3.18 より、かぶりコンクリートが剥離する時の柱筋周辺コンクリートの引張強度は非常に小さい値になっていることが分かる。このように引張強度が小さいのは、既往の材料実験結果からも類推されるように、柱筋の座屈以前に経験した過去の圧縮ひずみ履歴に起因するものと考えられる。しかし、このような小さい引張り強度であっても、柱筋の座屈の抑制には大きく寄与しているのである。

3.5 節 座屈基準と $\sigma_s - \epsilon_{s, \text{mean}}$ 基本モデルの提案

以上の検討結果を踏まえ、柱筋の座屈判定基準、および $\sigma_s - \epsilon_{s, \text{mean}}$ 関係の基本モデルを提案する。

(1) 柱筋の座屈判定基準

本実験では、柱断面の辺に沿って多数の鉄筋が分布するようにできるだけ細径の鉄筋を使用した。実構造物においては、鉄筋径の柱断面寸法に対する比率はより小さい値となる。また、帯筋に関しても同様である。そのため実構造物における柱筋の座屈に対しては、柱筋自身の断面剛性と帯筋による抵抗分はより小さくなり、被りコンクリート部分の引張り強度による抵抗分が支配的になると考えられる。

そこで、座屈基準としては、座屈を起こす力として鉄筋応力度と部材曲率の積の関数を、また、これに抵抗するものとして被りコンクリート部分の引張り強度を考え、(3.6) 式を座屈判定基準とする。ここで、コンクリートの引張り強度 σ_{ct} は、過去の最大圧縮ひずみ量の関数として、図-3.18 中に示した破線に対応する (3.7) 式を用いる。

$$(\pi D^2 / 4) \cdot \sigma_s \cdot \Phi \geq \sigma_{ct} \cdot s_1 \quad \dots\dots\dots (3.6)$$

$$y = (-x + 1) / (x^2 + 1)^{0.5} \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

$$y = 0.566 \{ \log_{10} (\sigma_{ct} / \sigma_{ct0}) + 2.5 \}$$

$$x = 0.889 \{ (\epsilon_{c, \text{max}} / \epsilon_{c, 0.2}) - 1.125 \}$$

ここに、 s_1 は柱筋の純間隔、 σ_{ct} はひずみ履歴を受けたあとのコンクリートの引張り強度、 σ_{ct0} は、テストピースの引張り試験で求めたコンクリートの引張り強度、 $\epsilon_{c, \text{max}}$ はこれまで受けた過去最大の圧縮ひずみ量、 $\epsilon_{c, 0.2}$ は 2.000×10^{-6} ある。

(2) $\sigma_s - \epsilon_{s, \text{mean}}$ 関係の基本モデル

$\sigma_s - \epsilon_{s, \text{mean}}$ 関係の基本モデルを図-3.19 に示す。
引張り側の A 点 ($\epsilon_{tp}, \sigma_{tp}$) で除荷された後、ひずみの収縮が進むと圧縮応力度となり、B ($\epsilon_{cb}, \sigma_{cb}$) 点で座屈が発生する。更に収縮ひずみが進行する場合、B 点と P 点 ($\epsilon_{c0}, 0$) を結ぶ直線上を移動する。この線上の途中の C 点 ($\epsilon_{cp}, \sigma_{cp}$) で除荷されると、ひずみの伸張に伴い C 点と D 点 ($\epsilon_{tp}, \sigma_{tp}$) を結ぶ線上を移動する。元の包絡線に達するまでは直線上を進む。E 点で除荷されて更に圧縮側に載荷される場合、F 点 ($\epsilon_{cb}, \sigma_{cb}$) で再度座屈し、F 点と P 点を結ぶ直線上を進む。

ここで、B 点は前述の座屈判定法によって決定される。P 点、D 点、および F 点は、次のように設定する。

P 点： 応力度が 0 で、ひずみ量 ϵ_{c0} を次のように設定する。

$$\epsilon_{c0} = \epsilon_{cb} - \epsilon_{b0}$$

ϵ_{b0} の値としては、 15.000×10^{-6} 程度とする。

D 点： ひずみ量は A 点のひずみ量と同じとする。応力度は、座屈後の収縮ひずみ量の関数として次のように設定する。

$$\sigma_{tp} = \sigma_{tp} \{ 1 - n k_{tp} \cdot (\epsilon_{cb} - \epsilon_{cp}) / \epsilon_{b0} \}$$

n は座屈回数で、 k_{tp} の値としては、0.1 程度とする。

F 点：座屈応力度 σ_{cb} は前回の圧縮側除荷点応力度の関数として、次のように設定する。

$$\sigma_{cb} = k_{cb} \cdot \sigma_{cp}$$

k_{cb} の値としては、0.5 程度に設定する。

3.6 節 既往の研究との比較

本実験研究の結果、橋脚や斜張橋の塔部材など土木構造用の R C 柱部材における柱筋の座屈挙動は、柱筋の応力度、帯筋の拘束効果、コンクリートによる拘束効果、および部材の曲率に関係し、このうち、帯筋の拘束効果は余り大きくなく、残りの 3 項が重要な役割を果たすことが明らかになった。また、柱筋の座屈後の応力度—平均ひずみ量関係を実測し、座屈が鉄筋の降伏応力度以下で発生することを明らかにするとともに、座屈後の $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 関係の基本モデルを提案した。

建築柱部材を対象にした研究は、概要の節で述べたように、1 方向の軸力載荷による部材実験を基本にした研究であるため、交番加力による影響と部材の曲率による影響は考慮されていない。また、建築柱部材では断面寸法は小さく、帯筋比が大きい。しかも中子筋が配置されることが多いため、帯筋の曲げと軸剛性、および中子筋の大きな軸剛性が柱筋の座屈を抑制するというメカニズムになっている。これに対して、土木用の柱部材では帯筋の曲げ剛性が小さいため、座屈抑制効果は非常に小さく、その分、かぶりコンクリートによる拘束効果が大きな役割を果たしているのである。

部材の曲げ加力実験を基にした研究のうち、梁川ら [3.16] の研究では、鉄筋の座屈は応力度が降伏応力度、収縮ひずみ量が 2% の時に発生するとしており、また、中村ら [3.2] の研究では、圧縮応力度が降伏応力度に達すると座屈するとしているが、いずれも部材の曲率の影響は考慮されおらず、また、座屈に至る $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 挙動は本研究で明らかになったものとは異なっている。島ら [3.17] の研究は、座屈判定基準の中に部材の曲率やコンクリートの引張り強度を考慮した既往の唯一の研究である。しかし、そこでは本研究結果とは異なり、座屈に対するコンクリートの抵抗力がかなり大きいものとなっている。これは、コンクリートのひずみ履歴を考慮しない要素実験をもとにコンクリートの引張り強度を推定しているためと考えられる。また、鉄筋は座屈後では圧縮抵抗しないとする $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 関係を用いており、本研究の $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 関係とは異なっている。

3.7 節 結 論

部材の断面の辺に沿って多数の柱筋が配置され、横方向鉄筋として帯筋だけが配置される土木構造用 R C 柱部材を対象に、交番水平加力の模型実験を行い、柱筋の座屈挙動を調べた。その結果、以下のことが明らかになった。

- ① R C 柱部材内の柱筋について座屈区間の軸応力度と平均ひずみ ($\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$) 関係を、座屈以降まで測定することができた。
- ② 測定された柱筋の $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 関係によると、柱筋が座屈する時期は鉄筋単体の場合のように収縮ひずみ領域やひずみ量が 0 の付近で生じるのではなく、伸張ひずみ領域で発生する。また、その時の応力度は、鉄筋の降伏強度よりも小さい値であった。
これは、部材の曲げに伴う柱筋の曲率が影響して、比較的小さい応力度で柱筋の座屈が生じ易くなっているためである。
- ③ 柱筋の座屈に対しては、柱筋自身の曲げ剛性、帯鉄筋の曲げ剛性、および被りコンクリートによる引張り強度による抵抗分があるが、このうち、コンクリートの引張強度は、過去に経験した圧縮ひずみの影響を受け、値そのものは小さいが、柱筋の座屈に対しては極めて大きな役割を果たす。
- ④ 以上述べた柱筋の座屈のメカニズムを基に、柱筋の座屈判定基準、および柱筋座屈後の $\sigma_s - \varepsilon_{s, mean}$ 履歴の基本モデルを提案した。

参 考 文 献

- [3.1] 矢代、清水：「RCばりの圧縮側に用いる異型棒鋼の圧縮実験」、コンクリート工学年次論文報告集、13-2 1991 pp.269-274
- [3.2] 中村、二羽、田辺、「鉄筋の座屈がRC構造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、1992 pp.337-342
- [3.3] Monti, G. and Nuti, C.: "Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling," Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.118, No.12, pp.3268-3284, Dec.1992
- [3.4] Mau, S. T. and El-Mabsout, M.: "Inelastic Buckling of Reinforcing Bars," Journal of Engineering Mechanics, ASCE V.115, No.1, Jan. 1989, pp.1-17
- [3.5] Mau, S. T.: "Effect of Tie Spacing on Inelastic Buckling of Reinforcing Bars," ACI Structural Journal Nov.-Dec. 1990, pp.671-677
- [3.6] 小柳、六郷、山本、近藤：「圧縮を受けるコンクリート中の鉄筋の座屈性状」、土木学会第44回年次学術講演会、平成元年10月、V-224、pp.502-503
- [3.7] 鈴木、中塚、菅田：「角型横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、1989、pp.449-454
- [3.8] 鈴木、中塚、山口、正田：「各種の形状の横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内における圧縮軸筋の座屈性状」、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990.5、pp.61-68
- [3.9] 井上、塚田、宮川、藤井：「RC角柱供試体の主筋座屈に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、13-2 1991、pp.333-338
- [3.10] 香取、林、和田、坂田：「軸圧縮力を受ける高強度鉄筋コンクリート主筋の座屈性状」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.2、1992、pp.325-330
- [3.11] 丸山、趙、清水：「RC柱の主筋座屈に関する基礎的研究」、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990.5、pp.47-60
- [3.12] Papia, M. and Russo, G.: "Compressive Concrete Strain at Buckling of Longitudinal Reinforcement," J. Struct. Engrg., ASCE, Vol.115, No.2, 1989, pp.382-397
- [3.13] Papia, M. and Russo, G. and Zingone, G.: "Instability of Longitudinal Bars in RC Columns," J. Struct. Engrg., 1988, pp.445-461
- [3.14] 加藤、金谷：「鉄筋コンクリート部材の主筋の座屈防止筋の評価法に関する研究」、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990.5

pp.41-46

- [3.15] Kaba, S. A. and Mahin, S. A. "Interactive Computer Analysis Methods for Predicting the Inelastic Cyclic Behaviour of Structural Sections," Reprot No. UCB/EERC-83/19, July 1983
- [3.16] 梁川、畑中、谷川：「T型RC梁の塑性回転性能」、コンクリート工学年次論文報告集、12-2 1990 pp.725-730
- [3.17] 伊藤、島：「繰返し荷重を受けるRC橋脚における耐力の低下に関する解析」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2 1989 pp.275-280
- [3.18] 島、伊藤、北西、水口：「RC橋脚における主鉄筋座屈と靱性に及ぼす帯鉄筋配置の影響」、コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集、1990.5、pp.33-40
- [3.19] 島、伊藤、水口：「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」、コンクリート工学年次論文報告集、12-2 1990 pp.741-746
- [3.20] 村山、新保：「コンクリート柱部材の6自由度加力装置」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、1992、pp.815-818
- [3.21] 新保、村山、須田、一宮：「6自由度加力装置を用いたRC柱部材実験」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.15、1993、pp.1113-1118
- [3.21] Maison, B. F. and Popov, E. P.: "Cyclic Response Prediction for Braced Steel Frames," Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.106, No. ST7, July, 1980, pp.1401-1416
- [3.22] 前川、岡村：「2軸応力下(圧縮-引張領域)にあるコンクリートの変形特性」、コンクリート工学論文集、Vol.21、No.3、1983、pp.9-19
- [3.23] Liniers, A. D.: "Microcracking of Concrete under Compression and its Influence on Tensile Strength," Materials and Structures, Vol.20, 1987, pp.111-116.

表-3.1 試験体の種類

試験体 No.	軸方向鉄筋		帯鉄筋			せん断 スパン比	軸圧縮 応力度 (kgf/cm ²)
	鉄筋径	鉄筋比 (%)	鉄筋径	間隔 (mm)	鉄筋比 (%)		
1	D 1 0	2. 6	鉄筋 3mm	4 5	0.16	1 0	6 2
2			鉄筋 4mm		0.28		
3				8 0	0.16		
4			鉄筋 3mm	4 5		5	1 3

表-3.2 材料特性

コン ク リ ー ト 鉄 筋	試験体 No.	圧縮強度 (kgf/cm ²)	弾性係数 (kgf/cm ²)
	1	438	3.0×10^5
	2	457	3.0×10^5
	3	462	3.3×10^5
	4	459	3.1×10^5
鉄 筋	鉄筋径	降伏点応力度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
	D10	3,590	5,340
	鉄筋3mm	3,790	4,900
	鉄筋4mm	3,050	4,350

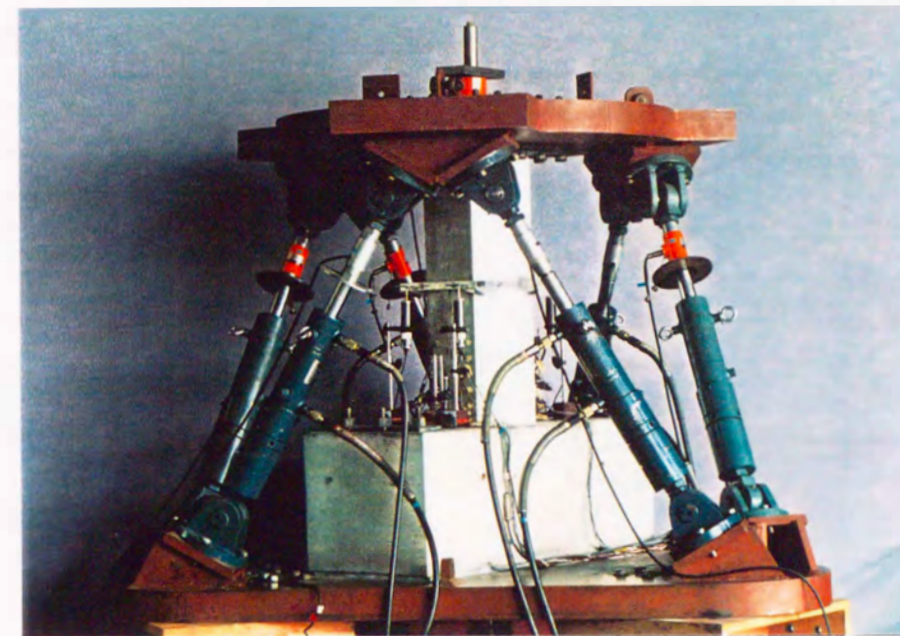
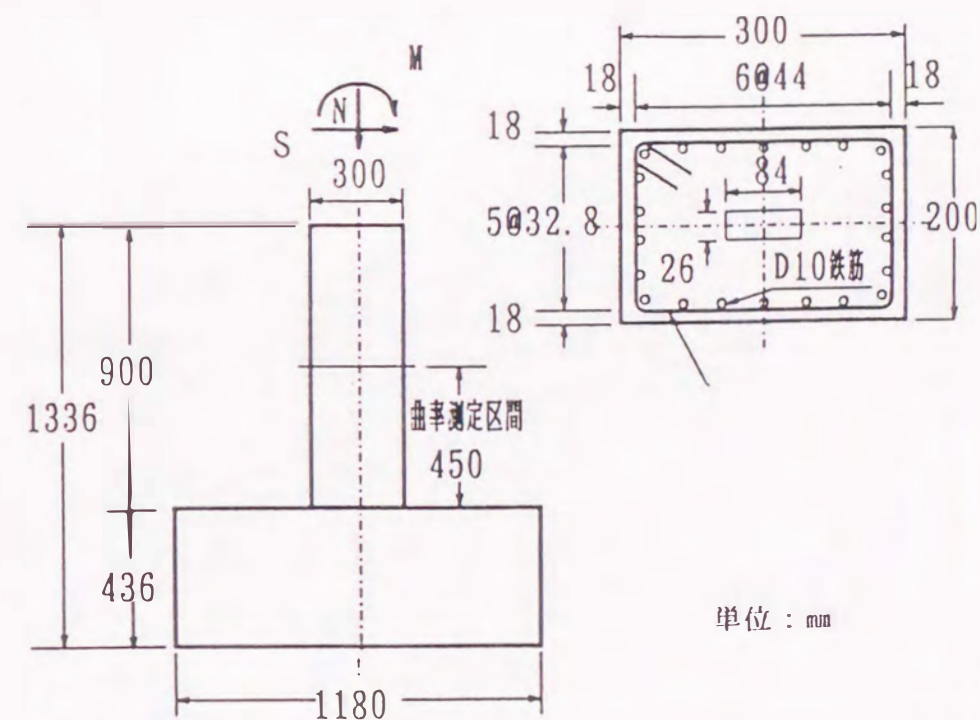


図-3.1 実験状況



単位：mm

図-3.2 試験体諸元

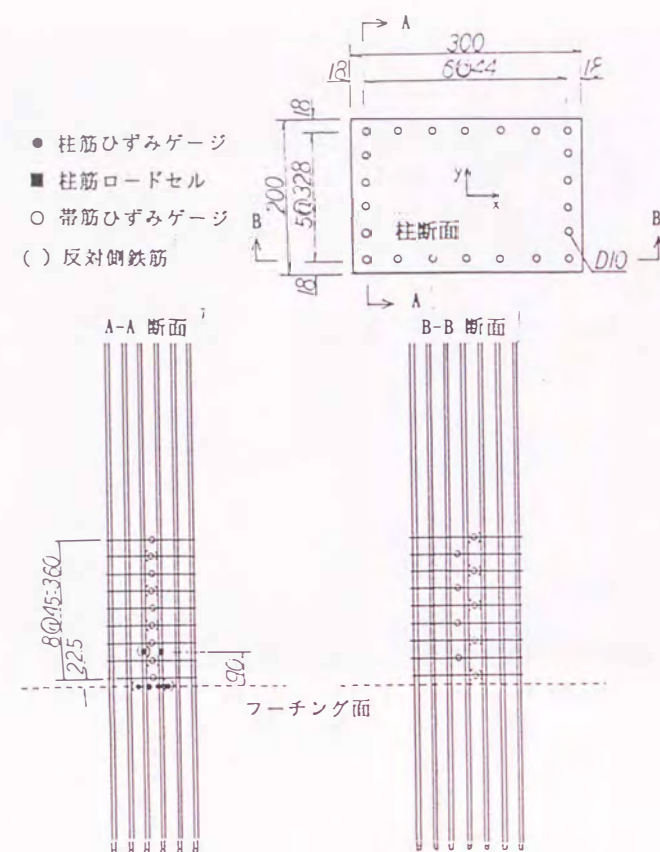


図-3.3 測定点

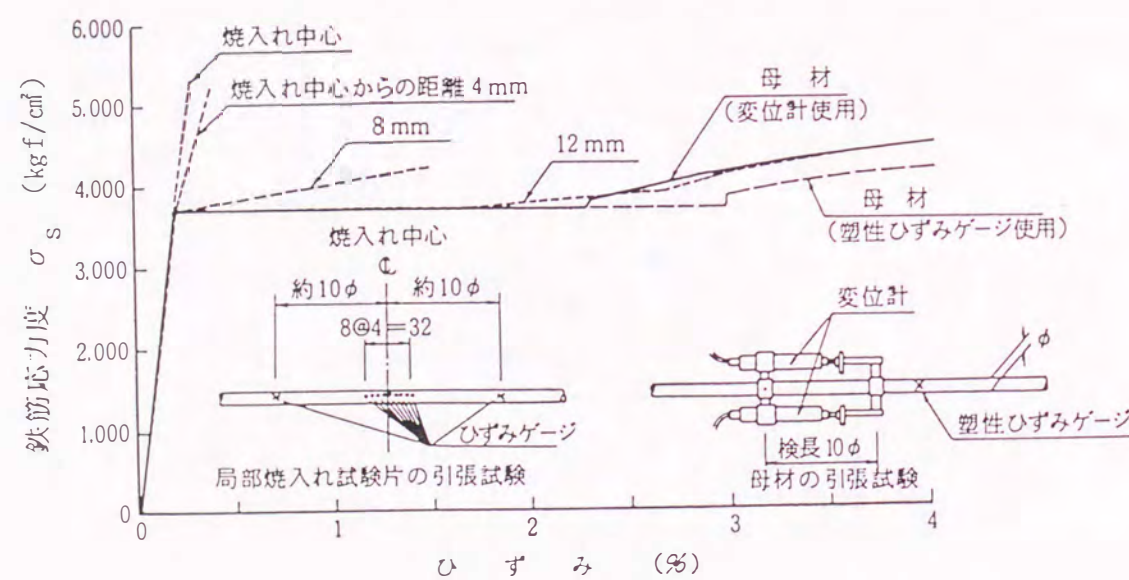


図-3.4 鉄筋ロードセルの性能確認試験

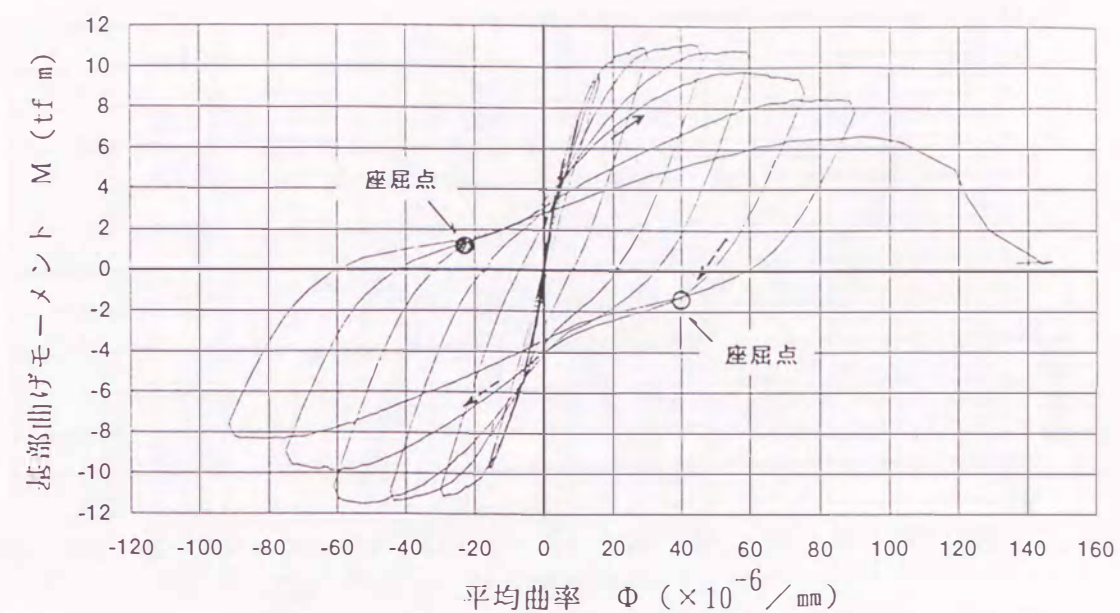


図-3.5a 基部曲げモーメントと平均曲率の関係
(No. 1 試験体)

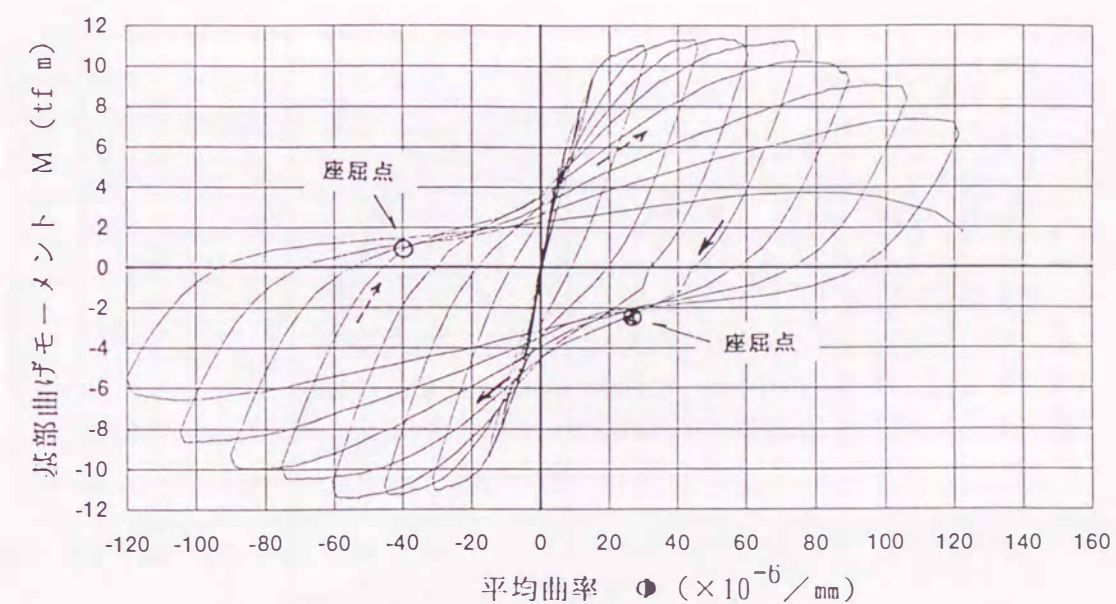


図-3.5b 基部曲げモーメントと平均曲率の関係
(No. 2 試験体)

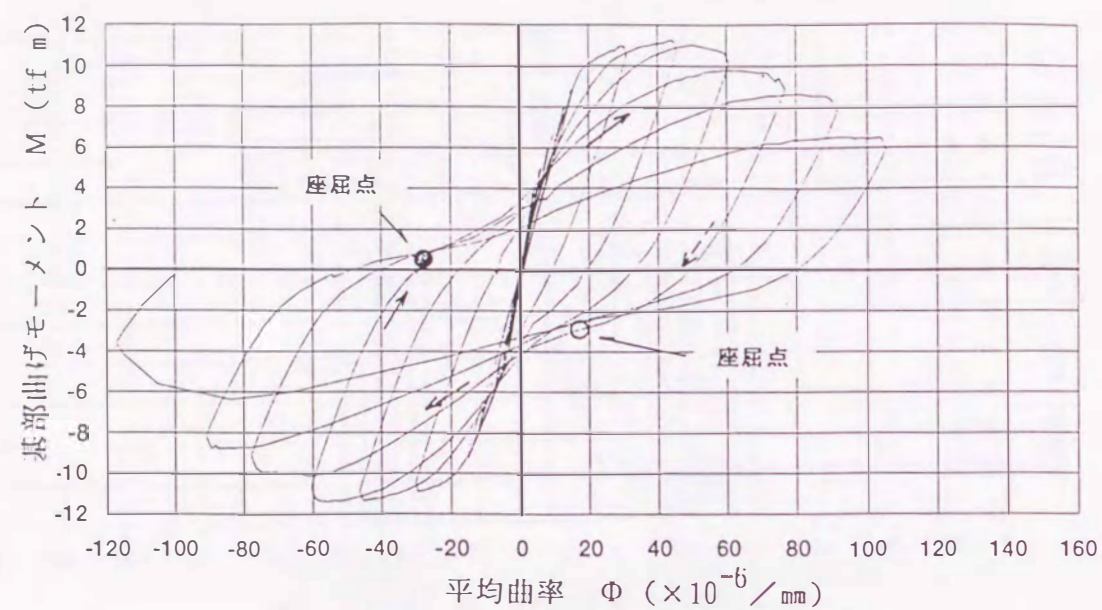


図-3.5c 基部曲げモーメントと平均曲率の関係
(No. 3 試験体)

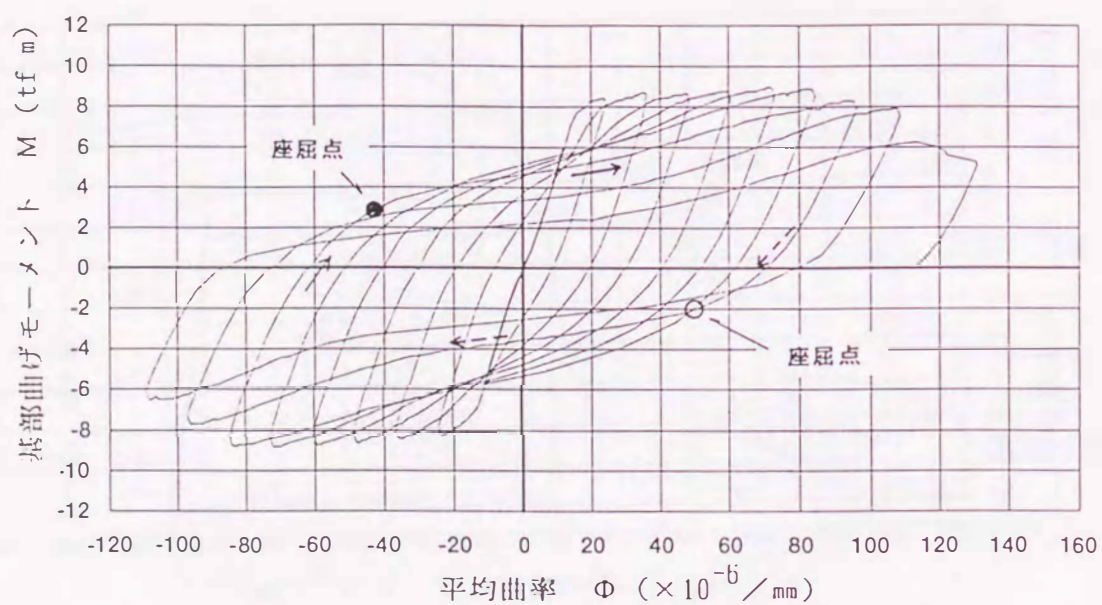


図-3.5d 基部曲げモーメントと平均曲率の関係
(No. 4 試験体)

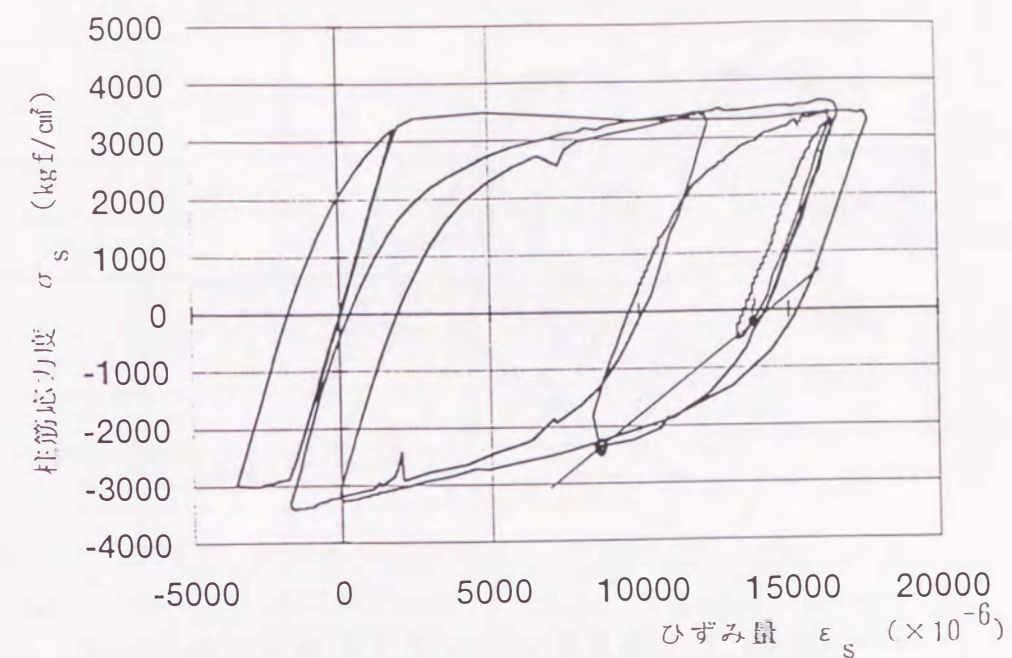


図-3.6a 柱筋の応力度とひずみの関係
(No. 1 試験体・フーチング面位置)

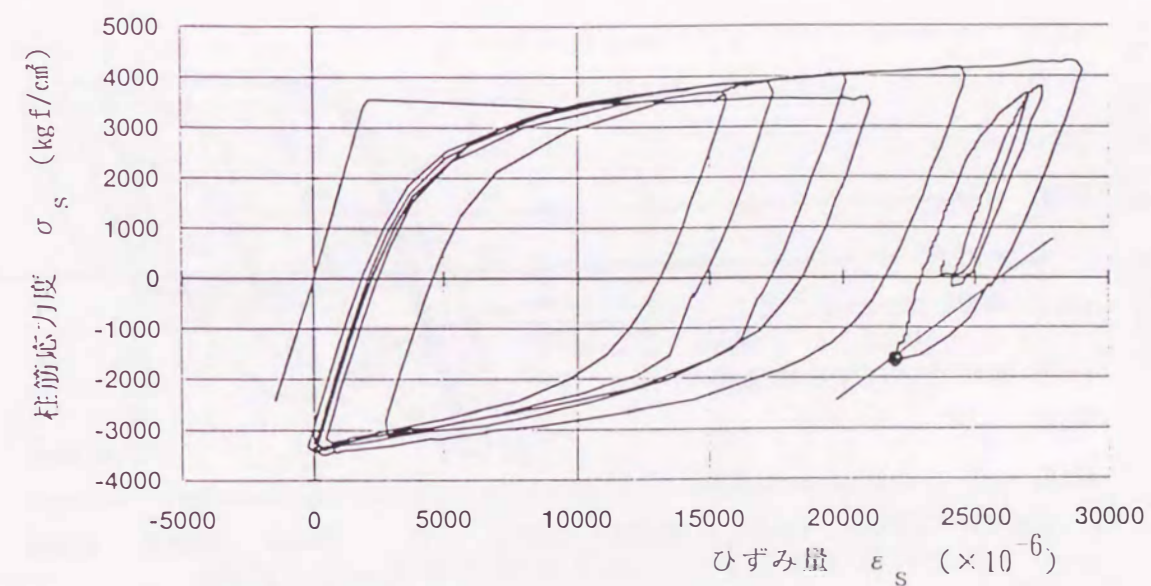


図-3.6b 柱筋の応力度とひずみの関係
(No. 4 試験体・フーチング面位置)

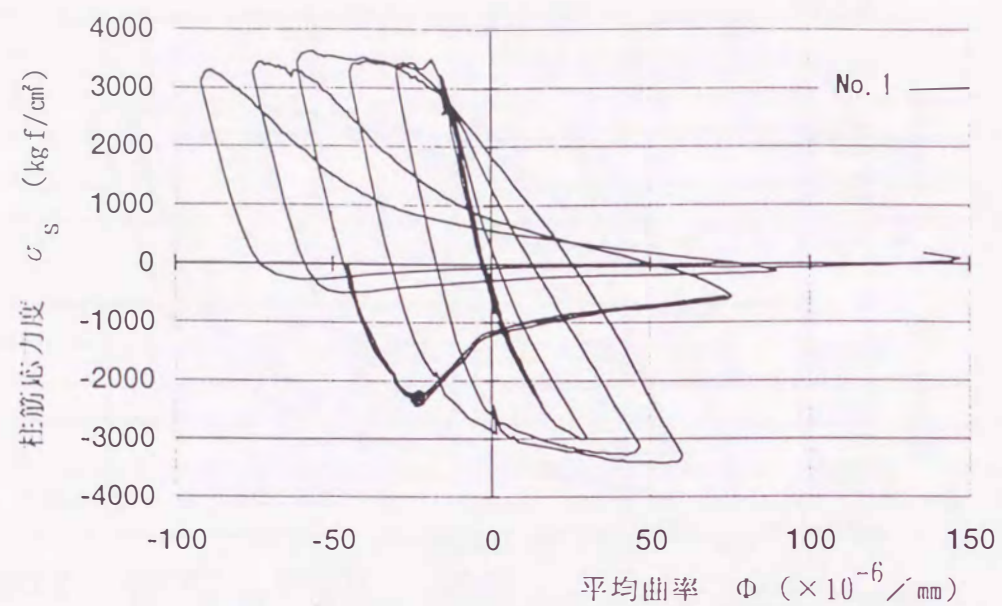


図-3.7 柱筋の応力度と平均曲率の関係の例

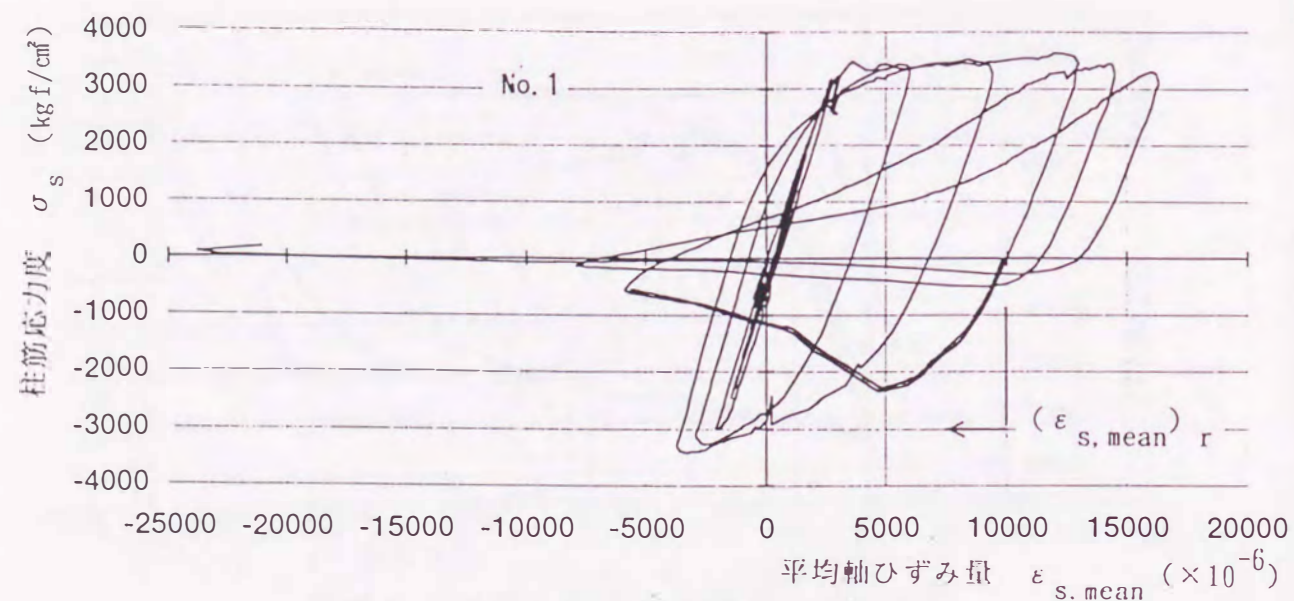


図-3.8 柱筋の応力度と平均軸ひずみの関係の例

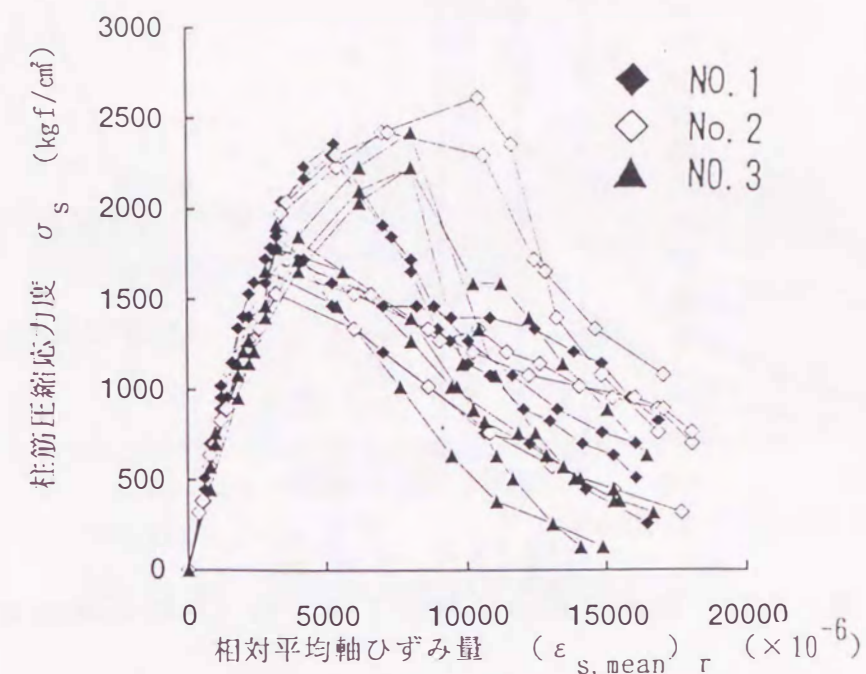


図-3.9 柱筋の応力度と相対平均ひずみの関係

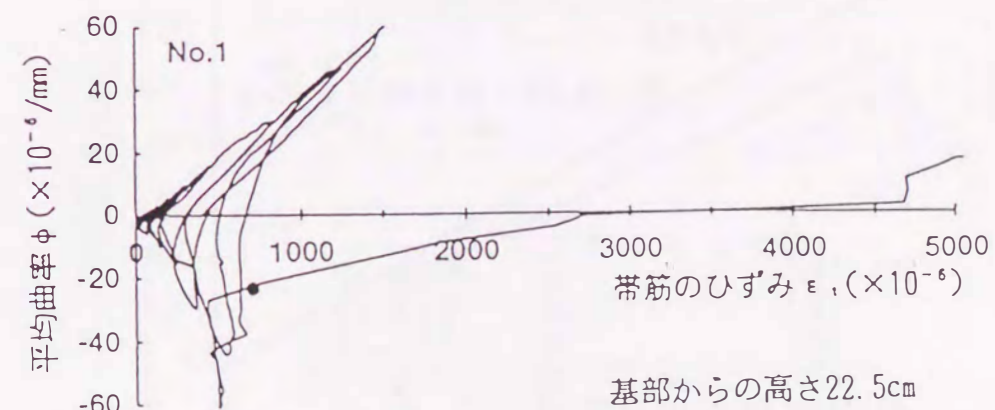


図-3.10 帯筋の軸ひずみと平均曲率の関係の例

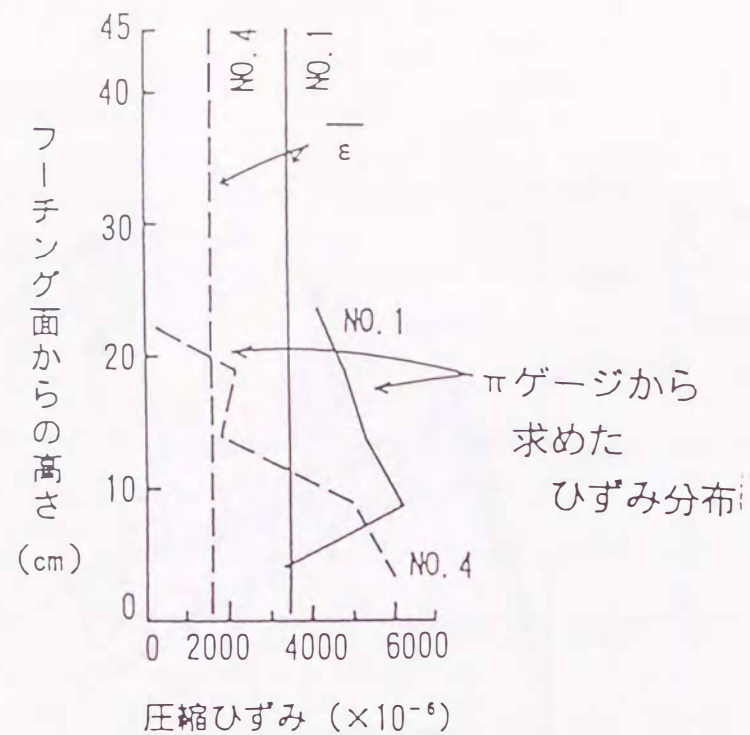


図-3.11 柱筋位置の圧縮ひずみ分布 (平均曲率 $60 \times 10^{-6}/\text{mm}$)

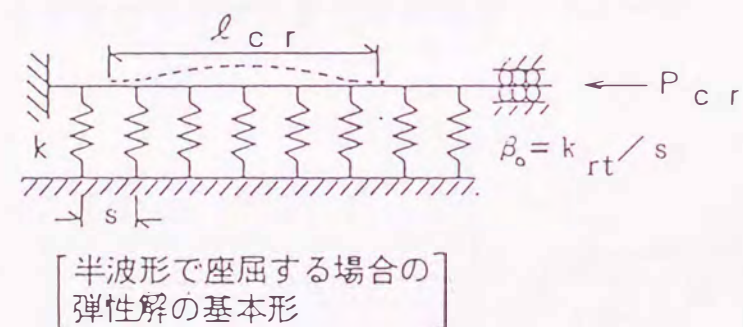
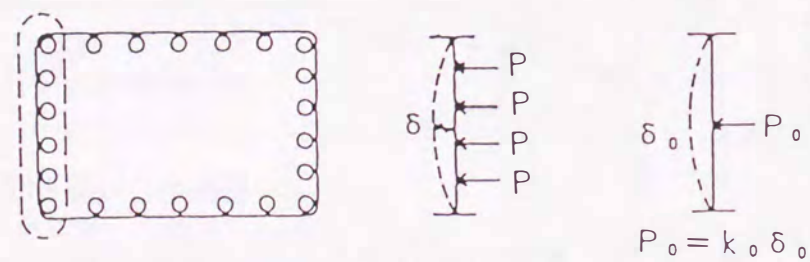


図-3.12 弾性座屈モデル



$$P = \frac{k_0}{n_{ef}} \delta \approx \frac{k_0}{(1 \sim 0.4) \times n} \delta$$

n : 柱筋本数

図-3.13 帯筋の取扱い

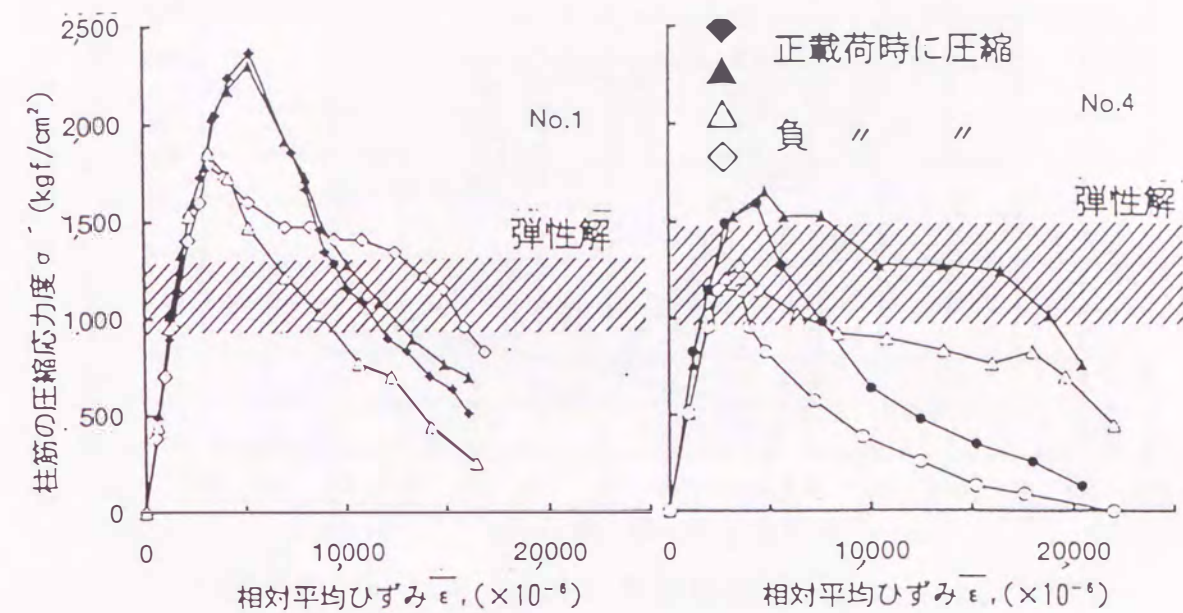


図-3.14 座屈応力度の計算値との比較

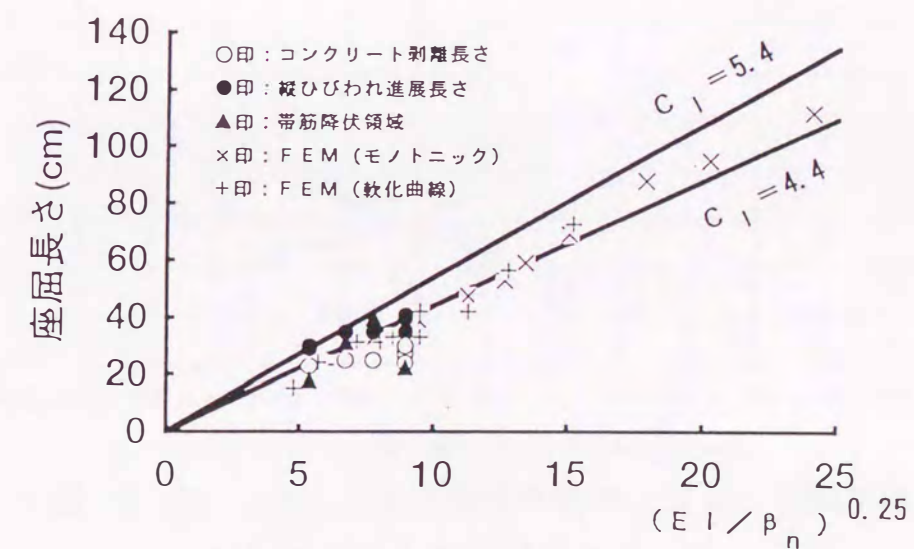


図-3.15 柱筋の座屈長さ

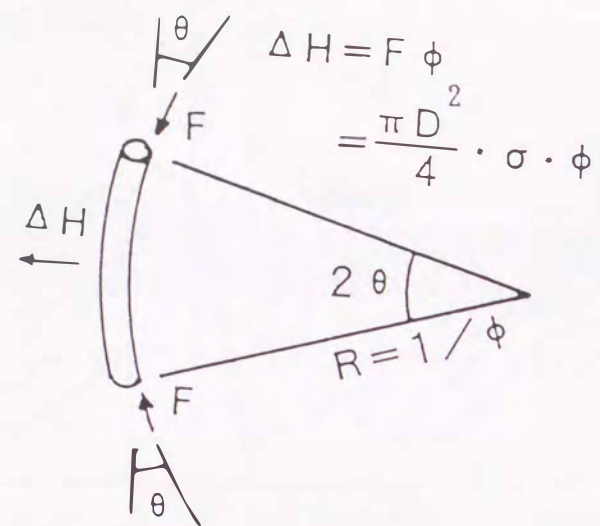


図-3.16 座屈に関する簡易モデル

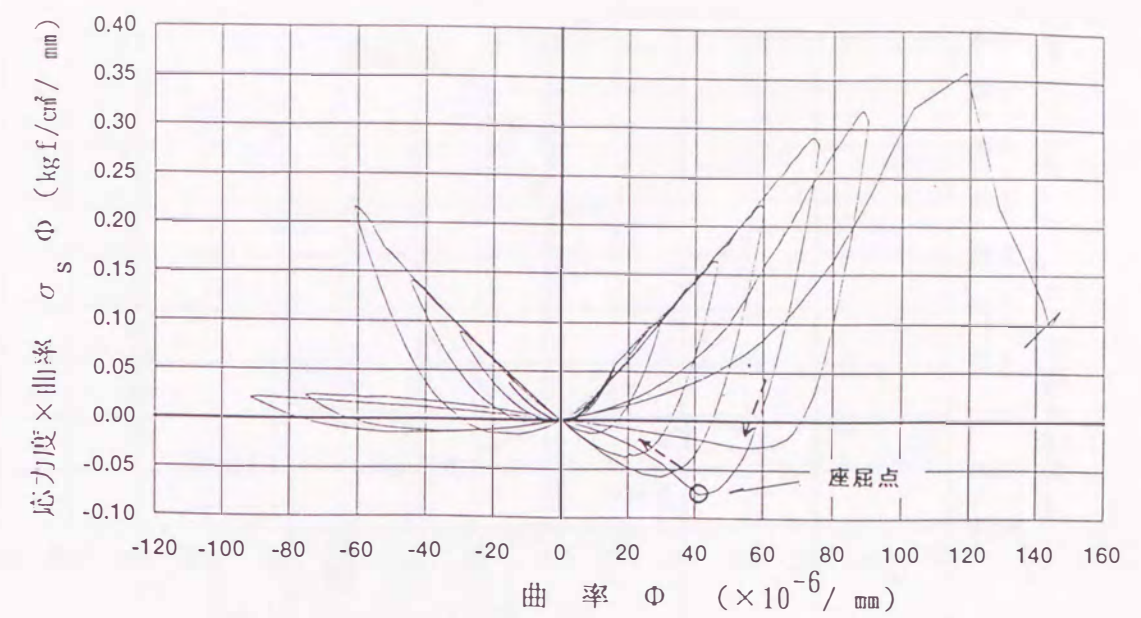


図-3.17a $\sigma_s \cdot \phi - \phi$ 関係曲線 (No. 1 試験体)

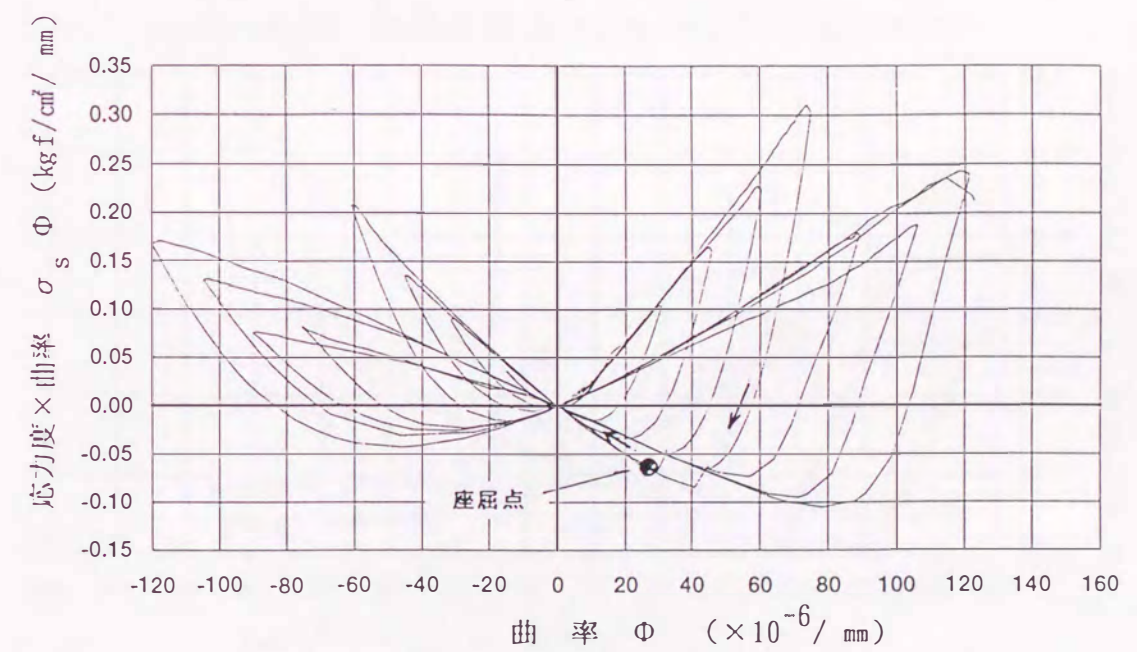


図-3.17b $\sigma_s \cdot \phi - \phi$ 関係曲線 (No. 2 試験体)

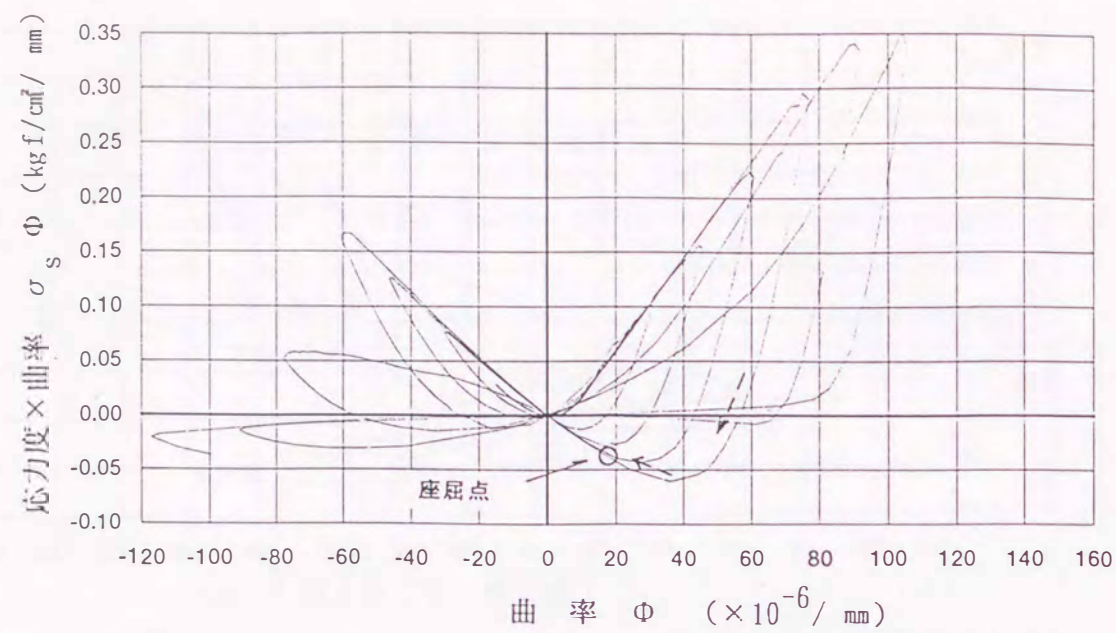


図-3.17c $\sigma_s \cdot \Phi - \Phi$ 関係曲線 (No. 3 試験体)

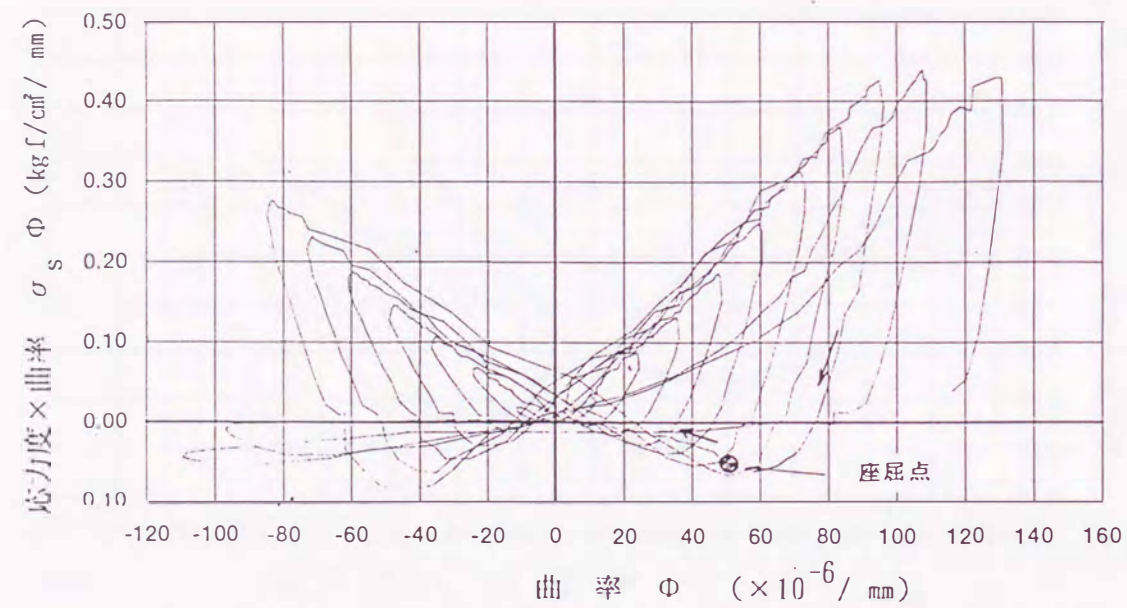


図-3.17d $\sigma_s \cdot \Phi - \Phi$ 関係曲線 (No. 4 試験体)

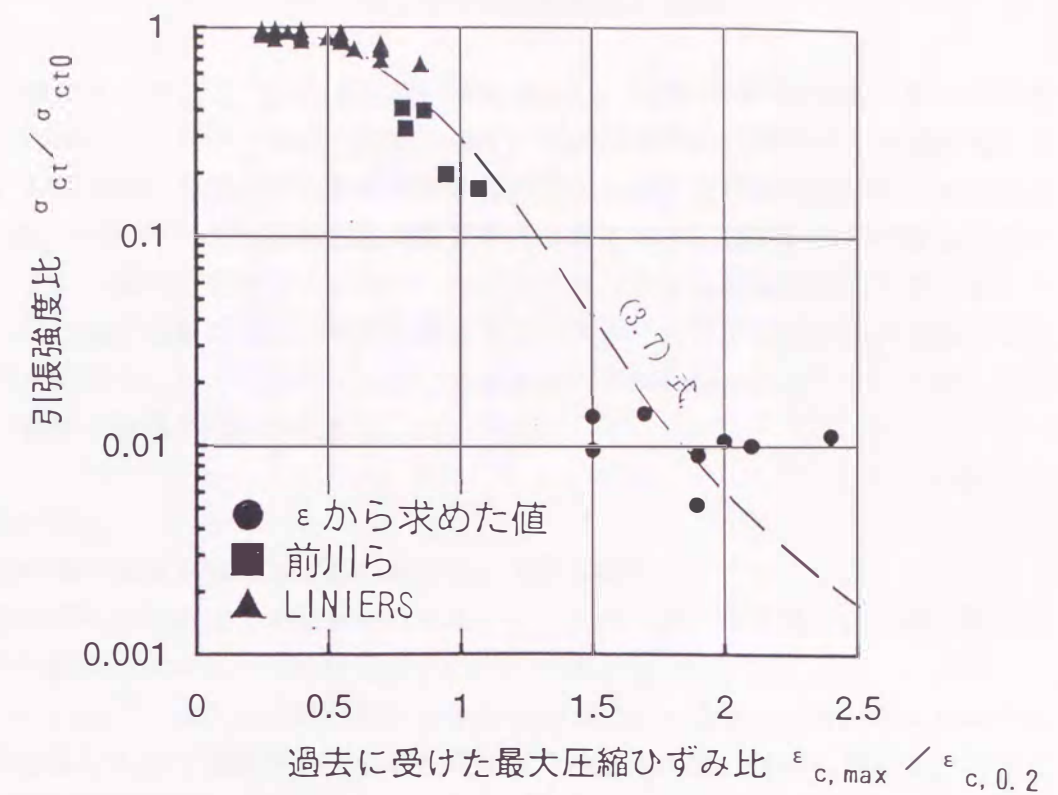


図-3.18 柱筋周辺コンクリートの引張り強度

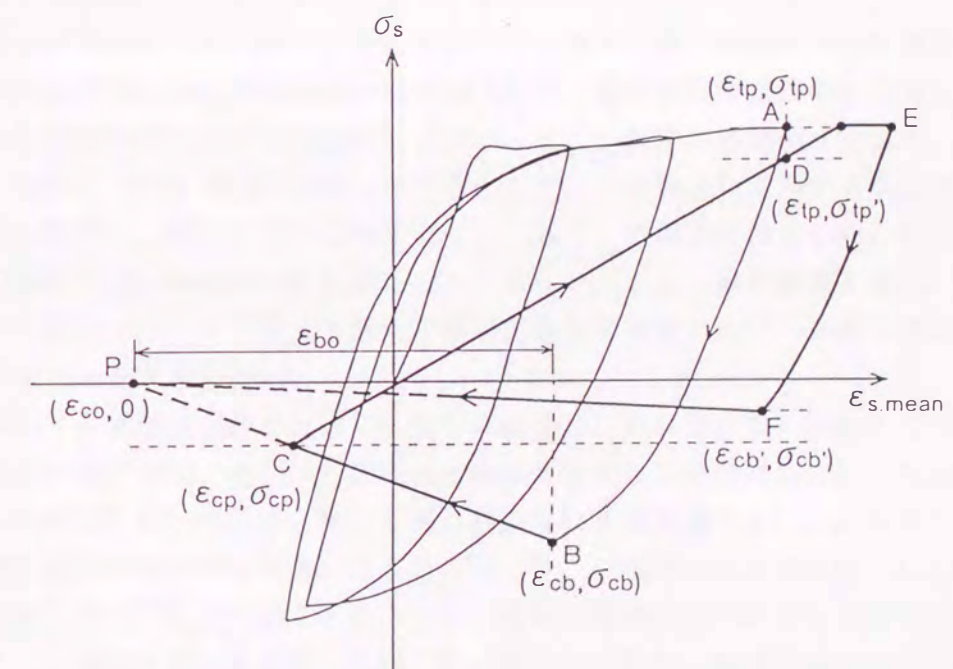


図-3.19 座屈後の $\sigma_s - \epsilon_{s,mean}$ 関係基本モデル