

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：



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

4.1 節 概 要

橋脚が下端でフーチングに固定されているように、土木構造物の柱部材の多くは、下端がマッシブなコンクリート部材に固定されている。地震時に上部桁などの慣性力によって水平力が柱頭部に作用すると柱頭部に変位が生じるが、この変位量には柱の固定端における柱筋の拔出しに伴う基部回転の影響が含まれている。また、柱筋の拔出しは変位のみならず、地震時の部材のエネルギー吸収能力にも大きな役割を果たしている。そのため、RC柱部材の履歴復元力特性を解析的に求めようとする場合には、柱筋の拔出し特性を予め把握し、これを解析において考慮することが大切である。そのため、これまでもこの種類の研究が行われてきた。

4.1.1 既往の研究

(1) 柱梁接合部における梁軸方向筋の拔出しに関する研究

鉄筋の定着部からの拔出しが注目されるようになったのは、建築物の柱梁接合部を有する梁部材の耐震性能に関する実験研究においてであった。

Brown, Jirsa[4.1] は、柱梁接合部における梁軸方向筋の拔出しが梁部の変位量やエネルギー吸収量に大きな影響を及ぼすことを示し、鉄筋応力度－拔出し量 ($\sigma_s - \delta_{slip}$) 関係を実験的に求めた。Ma, Bertero, Popov[4.2]、Viathanatepa, Popov, Bertero[4.3]、およびFilippou, Popov, Bertero[4.4] も Brownら[4.1] と同様のことを述べている。そして、要素実験の結果をもとに、鉄筋とコンクリートの局部付着応力度－すべり量 ($\tau - s$) 履歴モデルを提案した。更に、鉄筋の応力度－ひずみ量 ($\sigma_s - \varepsilon_s$) 履歴モデルとしてMenegotto-Pinto モデルを用いて、拔出し量や部材端の回転角を解析的に求める方法を提案した。Hassan, Hawkins[4.5] は、載荷履歴や横方向補強量をパラメータとした柱梁接合部の要素実験を行い、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を実験的に求めた。Park, Ang, Wen[4.6] は、 τ が s の $1/3$ 乗に比例するとして、力の釣合いに関する微分方程式を基に、拔出し量が σ_s の $3/2$ 乗に比例する $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係式を提案した。Filiipo[4.7] は、Filiipo, Popov, Bertero[4.4] が行ったシミュレーション解析結果を基に、かぶりコンクリート部とコアコンクリート部で付着応力度分布を使い分け、拔出し量が簡単に計算できるモデルを提案した。

国内においても梁軸方向筋の拔出しに関する研究が行われている。Brown, Jirsa[4.1] の研究と同じ頃、森田、角[4.8] は梁軸方向筋の拔出しが梁部材の変形に大きな影響を与えることを示した。そして、拔出し量は鉄筋降伏後に急増すること、梁のたわみに対する影響は塑性率2の時に最大になること[4.9]、交番加力による拔出しによって梁の長さが大きくなること[4.10]などを示した。更に、要素実験の結果をもとに交番加力に対する $\tau - s$ 履歴モデルを提案した[4.11]。野口[4.12] は、森田ら[4.11] のモデルにおいて、鉄筋降伏後のスケルトンの付着応力度を低減させた修正モデルを提案した。宮下、高橋[4.13] は、森田ら[4.10] が提案した $\tau - s$ モデルを用い、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ に弾塑

性モデルを用いて F E M 解析を行い、ファイバーモデル用の $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係モデルを提案した。

(2) 橋脚柱筋のフーチングからの抜出しに関する研究

橋脚の場合は、柱筋がマッシブなコンクリートのフーチングに定着されていること、埋め込まれた鉄筋には片側からしか力が作用しないことなどから、梁の軸方向筋の場合とは挙動がかなり異なると考えられている。橋脚における柱筋のフーチングからの抜出しに関する研究は、主として国内において行われた。

玉置、秋元、横溝[4.14]は、R C 柱部材の繰返し加力実験の結果から、繰返しによってフーチング内柱筋の付着応力度が著しく低下することを示した。太田[4.15]は、R C 柱部材の交番加力実験結果から、加力部の変位量に対して柱筋の抜出しの影響が大きいことを示し、フーチング内の鉄筋ひずみ分布を基に抜出し量を推定する方法を示した。周、山尾、岡村[4.16]、山尾、周、二羽[4.17]は、橋脚とフーチングとの接合部などを想定して、マッシブなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の一方向加力実験を行い、弾性域の鉄筋の $\tau-s$ 関係式を提案した。更にコンクリート強度、鉄筋径、定着長などが $\tau-s$ 関係に与える影響を明らかにした。島、周、岡村[4.18][4.19]は、マッシブなコンクリートに埋め込まれた鉄筋を対象に、鉄筋降伏後や定着長の異なるものにも適用できる $\tau-s - \varepsilon_s$ 関係式を提案した。石橋、吉野、斉藤[4.20]は、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係に bi-linear モデルを用いて交番加力を受ける柱部材での実験データを統計処理し、山尾、周、岡村[4.16]の提案した $\tau-s$ 関係式の特性値を、鉄筋径、鉄筋間隔の関数として表した。出口、松本[4.21]は、マッシブなコンクリートに埋め込まれた鉄筋の交番加力実験を行い、抜出し量を鉄筋ひずみエネルギーから推定する方法を提案した。鈴木、張、綿貫、尾坂[4.22]は、フーチングに定着された鉄筋用に野口[4.12]の $\tau-s$ 関係モデルを修正して、圧縮降伏に対するスケルトンの付着応力度低下を見込まないものを提案した。そして、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係として Ramberg-Osgood モデルを用いて抜出し量を解析的に求めた。

(3) ま と め

以上述べた抜出しに関する研究は、次のように大別することができる。

- ① Popov, Bertero ら[4.3][4.4]、Filiipo[4.7]、および鈴木ら[4.22]が示したような、 $\tau-s$ モデルと $\sigma_s - \varepsilon_s$ モデルを用いて抜出し量を解析する方法。
 - ② 主として①の方法に適用される Viwathanatepa ら[4.3]、森田ら[4.11]、および野口[4.12]が提案したような $\tau-s$ モデル。
 - ③ Brown ら[4.1]、Park ら[4.6]、宮下ら[4.13]、および島ら[4.18][4.19]が示したような、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を直接表す方法もしくはこれに類似するもの。
- 復元力特性を解析的に検討する場合、柱筋の抜出し量を $\tau-s$ モデルと $\sigma_s - \varepsilon_s$ モデルを用いて計算する方法は、実橋脚の場合、鉄筋の本数が非常に多いため、コンピュ

ータの計算時間や作業量の面で適用が極めて困難である。そのため、直接 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係で表現する方法が望ましい。

しかし、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ に関する既往の研究をみると、Brown ら[4.1]の実験データは、鉄筋降伏後の交番応力履歴下を対象にしたものの、特定の応力履歴のあとの $\sigma_s - \delta_{slip}$ スケルトンを示したものであり、過去の履歴が表現されていない。Park ら[4.6]の提案式は、単調加力実験によったもので、また鉄筋降伏の影響が考慮されていない。島、周、岡村[4.18][4.19]の提案式は、単調加力実験によったもので、交番加力に対しては適用上の難点がある。宮下ら[4.13]の解析結果は、鉄筋降伏の影響および履歴過程における鉄筋の圧縮抵抗が考慮されていない。

4.1.2 本研究の要点

本研究は、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 履歴モデルを提案することを目的として行ったものである。

R C 橋脚とフーチングの接合部、あるいは斜張橋の R C 塔とコーベルの接合部などを対象に、まず、マッシブなコンクリートに定着された柱筋の $\sigma_s - \delta_{slip}$ 特性を調べるための模型実験を行った。マッシブなコンクリートからの柱筋の抜出し量は、終局変位に達する頃には、その大部分が鉄筋の塑性部分の伸びによってもたらされることが知られている。そのため、実験では主として鉄筋の降伏後に着目した。 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を直接支配する鉄筋の局部 $\tau-s$ 関係と $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係は、一般に載荷履歴の影響を受けることが知られている。そのため、実験では、3章で述べたように鉄筋の応力度を直接測定できる鉄筋ロードセルを用いてこれらの関係を把握し、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係と関連づけて考察した。そして、その結果をもとに、R C 柱部材の地震時復元力特性をファイバーモデルで解析する場合に直接利用できる、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 履歴モデルを提案した。

4.2 節 実験概要

4.2.1 試験体諸元

試験体の諸元を図-4.2示す。

試験体はマッシブなフーチングに定着された柱筋の状態をモデル化したもので、群鉄筋には D10 鉄筋を 5 本 1 組で使用した。群鉄筋は、コンクリートの上面位置で予め鋼製ブロックに溶接して固定した。これにより引張力と圧縮力を各鉄筋に均等に作用させ、圧縮載荷のときの鉄筋天端の沈下に応じて、コンクリートが圧縮力を分担する過程を模擬できるようにした。筆者らの行った実験[5.23]によると、鉄筋の中心間隔が鉄筋径の 3 倍以上あれば、抜出し量に対する鉄筋間隔の影響がほとんど無くなることから、ここでは、鉄筋間隔を鉄筋径の 4 倍 (4 cm) とした。

予備実験において鉄筋を鋼ブロックに溶接し、ひずみゲージを貼り付けて引張り試験を行い、鉄筋材質に対する熱影響と溶接強度を把握した。図-4.3は、鉄筋各部の応力-ひずみ関係の測定結果を示したものであるが、これから、熱影響の範囲は鉄筋径以下と十分小さいことが分かる。

使用したコンクリートと鉄筋の材料特性を、表-4.1に、鉄筋の引張り試験で測定した応力-ひずみ関係を、図-4.3（ひずみゲージによるひずみ測定）および図-4.4（変位計によるひずみ測定）に示す。

4.2.2 試験体の種類と加力方法

実験配列を表-4.2に示す。

試験体は、測定の目的に応じて、鉄筋のひずみ分布を対象にしたもの（ひずみ試験体、添字1）、応力分布を対象にしたもの（応力試験体、添字2）、ひずみと応力の両方を対象にしたもの（混合試験体、添字3）の3種類を準備した。応力試験体では応力とすべりを同一鉄筋の同じ位置で測定して、局部 $\tau-s$ 関係が求められるようにした。混合試験体では、異なる鉄筋の同じ位置における応力とひずみを測定し、鉄筋の $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係が求められるようにした。

引張り力は鋼製ブロックに連結したPC鋼棒とセンターホールジャッキを併用し、また、圧縮力はもう一方のセンターホールジャッキを用いて直接鋼製ブロックを加力した（図-4.2）。

載荷パターンは、図-4.5に示す（M）、（R）、（R'）の3種類である。載荷パターン（M）は他の載荷パターン（R）、（R'）の対比用として一方向の繰返し引張荷重を加力したものである。（R）は、軸力が0 kgf/cm²の柱部材に対応するもので、交番加力において引張荷重と同じ大きさの圧縮荷重を加力するものである。拔出し量が1 mm（鉄筋直径の0.1倍）以上では、1 mmピッチで拔出し量を増加させ、各10回の繰返し加力を行った。（R'）は、10 kgf/cm²程度の軸圧縮応力を受ける柱部材に対応するものである。拔出し量が1 mm以上では、約1/3 mm（鉄筋直径の約0.03倍）ステップで拔出し量を増加させ、各3~4回の繰返し加力を行った。この場合のステップは、柱部材の実験における変位増分ステップが降伏変位量相当か、それ以下のステップに相当するものである。（M）、（R）、（R'）の順番に、交番加力および軸力の点で条件が厳しい方になっている。

加力は、鉄筋降伏前は荷重制御方式で、降伏後は変位制御方式で行った。

4.2.3 測定方法

ひずみゲージ、鉄筋ロードセル、およびすべり計測用ワイヤーの取り付け位置を図-4.6に示す。拔出し量の測定位置は、図-4.2に示した。

(1) ひずみ分布

鉄筋の深さ方向ひずみ分布は、塑性ひずみゲージを群鉄筋の主として内側3本に深さを変えて貼付け、各測定値を重ね合わせることによって求めた。ひずみゲージ用のコーティング剤などによるフシ欠損率は、載荷端から20 ϕ （ ϕ ：鉄筋径）の区間で約5%（付着面積欠損率は約8%）であった。なお、ひずみゲージの種類及び貼付け方法については、予備実験を行って、コンクリート中の鉄筋の塑性ひずみが（R）、（R'）で約5~6%、（M）では8~10%まで測定できることを確認した。

(2) 応力分布

交番応力下の鉄筋の塑性域での応力度を測定するため、測定箇所である鉄筋の一部分を専用の加熱コイルで高周波焼入れし、その部分の降伏強度を母材の場合の1.3倍程度に高めた（以下、局部焼入れした部分を“鉄筋ロードセル”と呼ぶ）。3章で述べたように局部焼入れによる熱影響の範囲は約1.5 ϕ 程度であり、繰返し加力による残留ひずみ量は 50×10^{-6} （応力度に換算して80 kgf/cm²）以内であった。深さ方向応力分布は、ひずみ分布の測定と同様に、鉄筋ロードセルを主として内側3本に振分け、各測定値を重ね合わせるによって求めた。鉄筋ロードセルのための焼入れ部が占める割合は載荷端から20 ϕ の区間で約9%であった。

(3) すべり分布

すべり量は、鉄筋の所定位置にすべり計測用ワイヤーを取り付け、試験体下面との相対変位を感度1/500 mmの変位計で測定して求めた。すべり計測用ワイヤーは、コンクリートとの摩擦をなくすためにテフロンシースで被覆したもので、D10鉄筋に比較して十分に細径のもの（シースを含めて鉄筋径の約1/10）を用いた。

(4) 拔出し量

鉄筋の拔出し量は、鋼製ブロックとコンクリート上面（ブロック端部から約20 cm離れた所）との相対変位を感度1/500 mmの変位計で測定して求めた。

4.2.4 データの整理方法

コンクリート中に埋込まれた鉄筋に荷重P₀が作用している状態の概念図を図-4.7に示す。

(1) 降伏進展長さ

それぞれの試験体ごとに、各載荷段階におけるひずみ分布から、鉄筋が弾性状態にある部分のひずみ分布を取り出して重ね合せ、一つの分布曲線を求めた。得られた分布曲線で降伏ひずみ（材料試験においてひずみゲージで測定した降伏荷重時のひずみ量）を超える部分の深さを求め、コンクリート上面からの距離を降伏進展長さ l_y として求めた。

(2) 鉄筋塑性化領域での局部 $\tau-s$ 関係

まず、各応力試験体（GM2、GR2、GR'2）の各載荷段階ごとに得られた応力分布から、隣り合った測点 i, j （ $x(i) < x(j)$ ）の測定値 $\sigma_s(i)$ 、 σ_s

(j) を用いて付着応力度 τ_{ij} を次式で求めた。

$$\tau_{ij} = (\phi/4) \cdot \{\sigma_s(j) - \sigma_s(i)\} / \{x(j) - x(i)\} \dots\dots(5.1)$$

すべり量は、すべり測定用ワイヤーによって求めたすべり分布での τ_{ij} に相当する区画の平均値で与え、局部の $\tau-s$ 関係を求めた。

(3) 鉄筋塑性化領域での局部 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係

ひずみ試験体 (GM1、GR1、GR'1) で得られたひずみ分布を深さ方向に積分してすべり分布を求めた。このすべり分布に応力試験体から(2)の要領で得られた局部の $\tau-s$ 関係を適用して付着応力度分布を求めた。更にこの付着応力度分布を深さ方向に積分して応力分布を求め、これとひずみ分布の実測値とを用いて l_y 区間の各深さの $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係を求めた。

(4) 鉄筋塑性化領域での平均付着応力度

l_y 区間における力の釣合い条件は(5.2)式で表される。 τ_m は、この式に σ_{s0} 、 σ_y 、 ϕ および l_y の値を代入して求めた。

$$\sigma_{s0} - \sigma_{sy} = 4 \cdot \tau_m \cdot l_y / \phi \dots\dots\dots(5.2)$$

σ_{s0} ; 荷端端応力度

(5) l_y 区間の平均ひずみ

l_y 区間におけるひずみの適合条件は(5.3)式で表される。 ε_m は、この式に δ_{slip} 、 $(\delta_{slip})_e$ および l_y の値を代入して求めた。

$$\delta_{slip} - (\delta_{slip})_e = \varepsilon_m \cdot l_y \dots\dots\dots(5.3)$$

δ_{slip} : 拔出し量

$(\delta_{slip})_e$: 弾性伸びによる拔出し量 (鉄筋ひずみ量の積分値)

4.3 節 実験結果と考察

4.3.1 荷重-拔出し量関係の実験結果

図-4.8は、一例として (GR1) 試験体で測定された荷重-拔出し量 ($P - \delta_{slip}$) 関係を示したものである。ここで、荷重の値を鉄筋5本分の断面積で割った値が、加力端での鉄筋応力度 σ_{s0} に相当している。図-4.8から、各ステップでの荷重の繰返し (10

回) が荷重の大きさや履歴の広がりを与える影響は小さいことが分かる。このことは、GR'1においても同様であった。図-4.9、図-4.10、図-4.11は、主として最初の履歴曲線に着目して整理したそれぞれ、(GM1)、(GR1)、(GR'1) 試験体の $P - \delta_{slip}$ 曲線である。

また、図-4.12に、すべての試験体の引張り側 $P - \delta_{slip}$ スケルトンを示した。これらの図によると、(GM) では、(GR) や (GR') に比べて、 δ_{slip} が 1~2mm の範囲で荷重は小さめで、4mm程度以上で大きめとなっているものの、総じて、グループ間の差異は小さい。

4.3.2 平均付着応力度と平均ひずみ

ひずみ試験体について求めた荷端端応力度と鉄筋径で一般化した降伏進展長さの関係 ($\sigma_{s0} - l_y / \phi$ 関係)、それぞれ鉄筋径で一般化した拔出し量と降伏進展長さの関係 ($\delta_{slip} / \phi - l_y / \phi$ 関係) を図-4.13に、鉄筋が降伏している部分の付着応力度と一般化拔出し量との関係 ($\tau_m - \delta_{slip} / \phi$ 関係)、荷端端応力度と平均ひずみ量との関係 ($\sigma_{s0} - \varepsilon_m$ 関係) をそれぞれ図-4.14 および図-4.15に示す。また、荷端端応力度と一般化拔出し量との関係 ($\sigma_{s0} - \delta_{slip} / \phi$ 関係) を図-4.16に示す。

これらの図から、 δ_{slip} は l_y の増加によって急激に増加しており、拔出し量には鉄筋の塑性化が極めて大きく影響していることが分かる。また、 l_y 、 τ_m 、 ε_m に対しては荷重履歴による影響が明らかに認められる。しかし、交番履歴を受けると τ_m が減少して l_y も大きなものとなるが、 ε_m が減少するので、それぞれが拔出しに及ぼす影響は相殺するように作用し、図-4.16に示されるように拔出し量に対する荷重履歴の影響は僅かであることがわかる。

4.3.3 鉄筋塑性化領域での局部 $\tau-s$ 関係

(1) $\tau-s$ 関係

ひずみ試験体から得られたひずみ分布の測定例を図-4.17に、また応力試験体から得られた応力分布とすべり分布の測定例をそれぞれ図-4.18と図-4.19に示す。これらの実測値をもとに前述の方法で求めた局部の $\tau-s$ 関係を図-4.20に示す。なお、鉄筋引抜きの際にはコンクリート表面付近において付着力が低下することが従来から報告されているが、(GM2) 試験体の最上部の測点の応力度は相対的に小さめの値が測定されており、埋込み深さ 0~3cm の付着応力度が非常に小さくなっていることがわかる。

図-4.20をみると局部の $\tau-s$ 関係はすべり量が 0.02~0.05 ϕ の範囲で部分的に τ が小さくなるなどして複雑な様相を呈している。しかし、それよりすべり量の大きい範囲ではばらつきも比較的小さく、すべり量の増加に対して付着応力度が減少していくことが分かる。平均付着応力度の場合には拔出し量 0.3 ϕ (平均すべり量 0.15 ϕ) 前後でピークを示す滑らかな曲線 (図-4.14) を示したが、これとは異なる挙動を示している。

すべり量が0.02~0.05φの範囲の状態については後で考察する。

(2) 埋込み深さの影響

つぎに各載荷パターン毎に、局部 $\tau-s$ 関係に対する深さの影響という観点から図-4.20をみると、ばらつきの大きさや後述の載荷履歴の影響などと比べると、深さによる影響はあまり無いようである。

(3) 載荷パターンの影響

図-4.20a~4.20cを比較すると、(R)と(R')では鉄筋降伏後の同じすべり量に対する付着応力度の大きさは同程度となっているが、(M)と(R)(又は(R'))では、交番載荷を受けた後者の方が明らかに小さく、前者の1/2程度となっている。このような載荷パターンの相違による局部付着応力度の大小関係は、平均付着応力度の場合と類似している。

(4) 降伏直後の $\tau-s$ 関係

図-4.20におけるすべり量が0.02~0.05φの範囲の $\tau-s$ 関係について考察する。

図-4.21は、一例としてGM2試験体の鉄筋の各埋込み深さにおいて実測した鉄筋応力度とすべりの関係であるが、すべり量が0.02~0.05φ程度の範囲では曲線の勾配が著しく小さくなっていることがわかる。この範囲は鉄筋が降伏する時に対応しており、応力試験体で実測された応力分布において、降伏応力度付近の相隣る測点の応力度の差が小さくなっていたことと符合している。このような現象が起きる理由としては、ポアソン効果によって鉄筋径が細くなるため、鉄筋ふしのコンクリートへのひっかかりが弱くなること、鉄筋の谷部とコンクリートとの間に隙間ができてふしからの支圧力を受持つ櫛歯状のコンクリートが変形しやすくなったことなどが考えられる。このことは、鉄筋降伏直後に付着応力度を急激に低下させることを意味しており、0.02~0.05φの範囲で τ の値が著しく小さくなるのはこのためと考えられる。鉄筋降伏時に付着応力度が低下する現象は、Viathanatepa, Popov, Bertero[5.3]によっても確認されている。

なお、このような付着応力の低下を計算で考慮しない場合は、後述5.3.3.(1)の要領で付着応力度を積分して推定した載荷端応力度が実測値と著しく異なったものになることが認められた。

(5) $\tau-s$ 曲線の推定

$\tau-s$ 関係に及ぼす埋込み深さの相違の影響が少ないこと、ならびに上述の降伏直後に付着応力度が低下することを考慮し、実測値をもとに、 $\tau-s$ 曲線を図-4.20中の太線で示すように推定した。

4.3.4 鉄筋塑性化領域での局部 $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係

(1) $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係

混合試験体(GR'3)から得られた鉄筋の $\sigma_s-\varepsilon_s$ 履歴曲線の一例を図-4.22に示す。コンクリート中の鉄筋には交番加力によって正負の大きな応力が生じるが、ひず

みに着目すると、降伏後は圧縮ひずみがほとんど発生せず、引張りひずみが増加しながら徐々に増加している。また正側ひずみ領域でのひずみ変動によってもひずみ硬化の影響が現れていることが分かる。

柱筋の拔出しには、とくに引張り側の $\sigma_s-\varepsilon_s$ 包絡線が直接的な影響を及ぼすので、降伏区間での各深さについて $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係を調べた。ここで各埋込み深さの鉄筋応力度は、図-4.20中の太線で与えられた $\tau-s$ 関係(GM2試験体の表面付近には細線の曲線を用いる)を用いて4.2.4で述べた要領で求め、またひずみ量には実測値を用いた。得られた各深さの $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係を図-4.23に示す。上述の推定方法の精度を把握するために、特に深さ1φの $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係については鉄筋応力度として載荷端応力度を用いたものも併記した(図-4.23(a)(b)(c)中の●印)。

(2) 埋込み深さの違いの影響

図-4.23を各載荷パターン毎にみると、各埋込み深さにおける $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係は載荷端における $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係に良く一致しており、予想されたことではあるが、測点間のばらつきは少ない。

(3) 載荷履歴の影響

また、図-4.23の(a)~(c)を比較すると、一方向載荷(M)に比べて交番載荷(R)の場合は、同一応力度でもひずみが減少し、たとえば降伏応力度の1.1倍の応力度では約2/3となっている。更に交番加力でも圧縮力の小さい場合(R)に比べて圧縮力の大きい場合(R')の方が減少の程度が大きい。

このような載荷履歴の影響は、平均ひずみで示した図-4.15の場合と同様である。

4.3.5 引張り側 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンに対する載荷履歴の影響

これまで述べたように、 $\tau-s$ 関係と $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係はいずれも載荷履歴の影響を大きく受けるが、これらは互いに相殺するように作用している。その結果、引張り側での $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンに対する載荷履歴の影響は少なく、 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンは図-4.16に示されるようにほぼ同じ曲線を描いている。この件に関しては、解析的方法によって次に検討する。

4.3.6 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンに関する解析的検討

(1) 解析方法

$\tau-s$ 曲線や $\sigma_s-\varepsilon_s$ 曲線の相違がそれぞれ $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係にどの程度影響し、また、互いにどの程度相殺するかを目安を得るために、 $\tau-s$ 曲線や $\sigma_s-\varepsilon_s$ 曲線を直線の組み合わせで近似して、引張り側 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンの比較計算を行った。すなわち、図-4.25に示すような直線近似の仮定をすることにより、任意の深さxにおける釣合い条件とひずみの適合条件から、すべり量s(x)に関する2階微分方程式を

導くことができる。ここでは、まず、図-4.20 および図-4.23 の中の破線のように直線の組み合わせで表現された $\tau-s$ 関係と $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係を用いて $s(x)$ を(5.4) 式のように導き、これを解いて $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンを計算した。

$$0 \leq x \leq x_2 : \\ s(x) = \varepsilon_{sy} / (2\alpha_2) \cdot \{ \exp(\alpha_2 x) - \exp(-\alpha_2 x) \} + s_y \quad \dots\dots\dots (5.4)$$

$$x_2 \leq x : \\ s(x) = \Lambda_1 \cos(\alpha_3 x) + \Lambda_2 \sin(\alpha_3 x) + s_2 \\ + \phi \tau_2 / (K_3 \tau_1) \quad \dots\dots\dots (5.5)$$

ここで、 x は降伏位置 ($\varepsilon_s = \varepsilon_{sy}$) を原点として上向きにとった座標である。

$$\begin{aligned} x_2 &= 1/\alpha_2 \cdot \operatorname{arcsinh} \{ 4\tau_2 / (\phi \alpha_2 E_{s2} \varepsilon_{sy}) \} \\ s_2 &= s(x_2) \\ \varepsilon_2 &= \varepsilon(x_2) \\ \tau_1 &: \text{付着強度} \\ \alpha_2^2 &= 4K_2 \tau_1 / (\phi^2 E_{s2}) \\ \alpha_3^2 &= 4K_3 \tau_1 / (\phi^2 E_{s2}) \\ K_2 &= k_2 \phi / \tau_1 \\ K_3 &= k_3 \phi / \tau_1 \\ \Lambda_1 &= -\phi \tau_2 / (K_3 \tau_1) \cdot \cos(\alpha_3 x_2) \\ &\quad - \varepsilon_2 / \alpha_3 \cdot \sin(\alpha_3 x_2) \\ \Lambda_2 &= -\phi \tau_2 / (K_3 \tau_1) \cdot \sin(\alpha_3 x_2) \\ &\quad + \varepsilon_2 / \alpha_3 \cdot \cos(\alpha_3 x_2) \end{aligned}$$

(2) 解析結果と考察

図-4.20 および図-4.23 の破線で示される $\tau-s$ 関係と $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係をインプットデータにして計算した結果は、図-4.24 に示されるように、実測値をほぼ再現できていることが分かる。

つぎに、図-4.25 に示すように降伏後の最大付着応力度 τ_2 、降伏後の $\tau-s$ 曲線の勾配 k_3 、および $\sigma_s-\varepsilon_s$ 曲線の第2勾配 E_{s2} の諸定数の変化が拔出量に及ぼす影響を調べた。図-4.26 の(a) には τ_2 のみを変化させた場合の載荷端応力度と拔出量の関係 ($\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係) を実線で、 E_{s2} のみを変化させた場合については破線で示した。また、図-4.26 の(b) には、 τ の軟化勾配を変化させたものについて示した。一例として、 τ_2 のみを変化させた場合の付着応力度分布を図-4.27 に示した。

τ_2 を小さくして (k_3 を大きくして)、 E_{s2} を大きくすると、それぞれの影響が相

殺するように作用する。相殺しあって $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係がほぼ同じになる時の諸定数の目安は、 τ_2 (k_3) の 10kgf/cm^2 ($50\text{kgf/cm}^2/\text{cm}$) の変化に対して、 E_{s2} の $10,000\text{kgf/cm}^2$ ($5,000\text{kgf/cm}^2$) の変化であった。相殺する程度は拔出量の大きさによって若干異なるが、これは τ_2 、 k_3 、 E_{s2} の変化に応じた付着応力度の分布の違いによって生じるものである。

通常、鉄筋の引抜き付着試験における付着強度 (鉄筋降伏前) は 100kgf/cm^2 以上、また、鉄筋の引張り試験から得られる $\sigma_s-\varepsilon_s$ 関係のひずみ硬化点での勾配は $60,000\text{kgf/cm}^2$ 前後である。これらの値と比較すると、鉄筋が降伏し付着応力度が低下したあとではあるが、 τ_2 の変化量約 10kgf/cm^2 程度、 E_{s2} の変化量 $10,000\text{kgf/cm}^2$ 程度は、非常に小さい変化量であるといえる。しかし、この程度の変化量によっても、 $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係は大きく相違したものになるのである。

すなわち、 $\sigma_s-\varepsilon_s$ モデルと $\tau-s$ モデルを用いて $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係を解析的に推定する場合は、入力データの僅かな相違により $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ 関係がかなり異なったものになる可能性があり、入力データの選定に当たっては極めて慎重な検討が必要になることを示唆している。しかし、 $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ スケルトンに対しては、互いに相殺するように作用するため、載荷履歴の影響は $\sigma_{s0}-\delta_{slip}$ スケルトンに殆ど現れない。

4.4 節 $\sigma_s-\delta_{slip}$ 履歴モデルの提案

4.4.1 履歴に着目した $\sigma_s-\delta_{slip}$ 関係の比較

前節では、引張り側 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンが載荷履歴によらずほぼ同一の曲線を描くことを示したが、本節では履歴曲線に着目して検討する。

図-4.28 の (a) は、(GM1) と (GR1) の履歴曲線を重ね合わせたもので、図-4.28 の (b) は、同様に (GR1) と (GR'1) を重ね合わせたものである。

図-4.28 (a) によれば、 $\sigma_s-\delta_{slip}$ スケルトンにおける最大拔出量がほぼ同じならば、除荷曲線も (GM1) と (GR1) の間でほぼ同じになっていることが分かる。また、図-4.28 (b) によれば、スケルトンからの除荷曲線や、除荷の後の圧縮側への載荷曲線、および圧縮側スケルトンからの除荷曲線は、(GR1) と (GR'1) との間ではほぼ同じになっていることが分かる。

このことから、内部履歴の基本的な曲線形状は、載荷履歴の相違にかかわらず類似したものであるといえる。

4.4.2 モデルの基本的な考え方

図-4.9~4.11に示した $\sigma_s-\delta_{slip}$ 履歴曲線において、拔出側の特性は鉄筋とコン

クリートの付着という相互作用の結果であり、食い込み側では主としてコンクリートの抵抗による結果であると考えられる。そのため、ここで検討する拔出しモデルとしては、図-4.29 に示すように、部材が柱筋の直径と同じ長さで、かつ鉄筋とコンクリートで構成されるものと考えた。すなわち、拔出し側に対しては、コンクリートとの付着の影響が考慮された鉄筋で抵抗し、食い込みに対しては、そのほとんどをコンクリートが抵抗するというモデルである。

一般の橋脚の場合は作用する軸応力度が小さいので、橋脚が交番水平力をうけた場合には、柱筋の応力度は、図-4.22 に示したように鉄筋のひずみが増加する方向にあるので、フーチング側への鉄筋の食い込み現象は起こらない。また、高橋脚や斜張橋塔部材のように軸応力度が比較的大きい場合でも、柱筋がマッシブなコンクリートに定着されているので、この部分の付着強度は柱部でのそれよりも大きい。そのため、鉄筋に圧縮ひずみが生じて柱側で付着劣化が先行し、フーチング側への鉄筋の食い込み量は非常に小さいと考えられる。また、部材の基部の回転に対しては食い込みよりも拔出しによる影響が支配的であるので、鉄筋の食い込み側での履歴モデルとしては単純なモデルを設定した。このように、鉄筋モデルとコンクリートモデルを併用することにより、通常のファイバーモデルと全く同じ方法で、鉄筋の拔出し挙動を表現することができる。

以下のモデルの説明では、拔出し量を鉄筋径で除した一般化拔出し量 δ_{slip}/ϕ を単に拔出し量と呼び、 ϵ_{sl} で表現することとする。また、設定したモデルの主要部分に関する導出過程と適合性については、あとで述べる

4.4.3 拔出し履歴モデル

拔出し履歴モデルの概要を図-4.30 に示す。この拔出し履歴モデルの各領域に関する説明を以下に述べる。

(1) 基本曲線

①スケルトン曲線

$$0 \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,y} :$$

拔出し量の平方根に比例する曲線とする。

$$\sigma_s = k_1 \cdot \epsilon_{sl}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (5.6)$$

$$k_1 = \sigma_{sy} / \epsilon_{sl,y}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (5.7)$$

ここで、 σ_s は加力端での鉄筋応力度、 σ_{sy} は鉄筋の降伏強度、 $\epsilon_{sl,y}$ は鉄筋降伏時の拔出し量である。

$$0 \leq \epsilon_{sl,y} \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,h} :$$

座標 $(\epsilon_{sl,y}, \sigma_{sy})$ と座標 $(\epsilon_{sl,h}, \sigma_{s,h})$ を結ぶ直線とする。

$$\sigma_s = k_2 \cdot (\epsilon_{sl} - \epsilon_{sl,y}) + k_1 \cdot \epsilon_{sl,y}^{0.5} \quad \dots\dots\dots (5.8)$$

$$k_2 = (\sigma_{s,h} - \sigma_{sy}) / (\epsilon_{sl,h} - \epsilon_{sl,y}) \quad \dots\dots\dots (5.9)$$

ここで、 $\epsilon_{sl,h}$ は、スケルトン曲線の性質が変化する拔出し量、 $\sigma_{s,h}$ は $\epsilon_{sl,h}$ に対応する鉄筋応力度である。 $\epsilon_{sl,y}$ から $\epsilon_{sl,h}$ まで僅かではあるが σ_s が直線的に増加していく理由は、複数の鉄筋間で降伏現象が均一に生じないこと、コンクリートの表面付近では付着強度が小さいため、降伏進展長さ l_y が 3ϕ 程度まで一気に進んでしまうこと、などによると考えられる。

$$0 \leq \epsilon_{sl,h} \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,0.5} :$$

$(\epsilon_{sl,h}, \sigma_{s,h})$ と $(\epsilon_{sl,0.5}, \sigma_{s,0.5})$ を通る双曲線とする。

$$(y - k_3) \{x - (1 - k_3)\} = k_3 (1 - k_3) \quad \dots\dots\dots (5.10)$$

$$y = (\sigma_s - \sigma_{s,h}) / (\sigma_{s,0.5} - \sigma_{s,h}) \quad \dots\dots\dots (5.11)$$

$$x = (\epsilon_{sl} - \epsilon_{sl,h}) / (\epsilon_{sl,0.5} - \epsilon_{sl,h}) \quad \dots\dots\dots (5.12)$$

ここで、 $\epsilon_{sl,0.5}$ は 0.5 とし、 $\sigma_{s,0.5}$ は対応する鉄筋応力度である。スケルトン曲線を定めるための値である。

②引張り側除荷曲線

$$0 \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,y} :$$

原点志向の直線とする。

$$0 \leq \epsilon_{sl,y} \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,0.5} :$$

直線とし、その勾配は、降伏時の割線勾配、またはこれを低減させたものを用いる。

③圧縮側除荷曲線

ϵ_{sl} 軸上の圧縮側除荷開始点 $(\epsilon_{sl,0}, 0)$ と σ_s 軸上の点 $(0, \sigma_{s,0})$ を結ぶ双曲線を用いる。初期勾配は、圧縮側での除荷勾配と同じ値かこれを低減させた値とする。ここで、 $\sigma_{s,0}$ は双曲線が目指す σ_s 軸上の鉄筋応力度であって、 $\epsilon_{sl,0}$ が 0.1 以下では $\epsilon_{sl,0}$ の 3 乗根に比例し、 $\epsilon_{sl,0}$ が 0.1 以上では $\epsilon_{sl,0}$ に比例する値である。

ϵ_{sl} が 0.1 程度を境にして $\sigma_{s,0} - \epsilon_{sl,0}$ 関係が変化するの、 $\epsilon_{sl,h}$ の項で述べた現象が関係していると考えられる。

④圧縮側再除荷曲線

引張り側除荷直線と平行な直線とする。

⑤引張り側再除荷曲線

$\sigma_s - \epsilon_{sl}$ 曲線上の過去最大拔出し点を目指す双曲線とし、その初期勾配は、引張り側の除荷勾配と同じか低減させた勾配とする。また、引張り側再除荷曲線からの除荷は、

スケルトンからの除荷直線と平行な直線とし、さらに、圧縮側再載荷曲線は双曲線とする。

⑥食い込み側での曲線

鉄筋の食い込み側のモデルについては、先に述べた理由により、図-4.30 に示すようにできるだけ単純なものにした。

⑦圧縮力を負担するコンクリートについて

柱部材のコンクリート部から伝達される圧縮力は、図-4.29 の模式図に示すように広がるため、接合面における沈下量を長さ 1ϕ (柱筋の直径に等しい拔出し部材長) のコンクリート部材で表現するためには、コンクリートのヤング係数を低下させておく必要がある。また、拔出し部材における鉄筋応力度は、本来、柱部材の下端での鉄筋応力度と同じ値になっていなくてはならない。そのため、柱部材の中立軸と拔出し部材における中立軸がほぼ同じ位置になるように、柱部コンクリートの $\sigma_c - \epsilon_c$ 関係においてひずみ軸を引伸ばしたものを使用する。その倍率としては、 $\sigma_s - \epsilon_{sl}$ 関係が $\sigma_s - \epsilon_s$ 関係の横軸をほぼ10倍に引伸ばしたものに類似することから、10倍とする。

(2) 曲線の補正

モデル化の基にした実験の場合と材料特性が異なる場合は、スケルトンを以下のように補正する。

①コンクリート強度に関する補正

$\tau - s$ 関係曲線の縦軸方向の高さは、コンクリートの圧縮強度の $2/3$ 乗に比例することが島ら[4.18]によって示されている。これは、 $\tau - s$ 関係の剛性がコンクリートの圧縮強度の $2/3$ 乗に比例することを意味している。 $\tau - s$ 関係が直線である単純な場合を考えると、載荷端での同一鉄筋応力度に対する拔出し量は、 $\tau - s$ 関係の剛性の $1/2$ 乗に反比例することが、微分方程式の解から説明することができる。そのため、 $\sigma_s - \epsilon_{sl,y}$ の補正は、横軸をコンクリート強度の $1/3$ 乗倍に補正するものとする。

②鉄筋降伏強度に関する補正 ($0 \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,y}$)

鉄筋の降伏強度が大きい場合の降伏前の $\sigma_s - \epsilon_{sl}$ 関係は、 $\sigma_s - \epsilon_{sl,y}$ 関係の基本曲線を外挿したような曲線形状を呈するので、(5.6)式をそのまま使用し、外挿させるものとする。

③鉄筋の硬化点ひずみに関する補正 ($\epsilon_{sl,y} \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,h}$)

$\epsilon_{sl,y} \leq \epsilon_{sl} \leq \epsilon_{sl,h}$ 間の勾配は変更せずに、 $\epsilon_{sl,y} \sim \epsilon_{sl,h}$ の長さを降伏棚の長さに比例するよう補正するものとする。

④鉄筋のひずみ硬化点接線剛性に関する補正 ($\epsilon_{sl,h} \leq \epsilon_{sl}$)

上述①で述べた線形の微分方程式の解から、拔出し量は鉄筋のヤング係数の $1/2$ 乗に反比例するので、 $\epsilon_{sl,h} \leq \epsilon_{sl}$ の曲線の横軸を硬化点接線剛性の $1/2$ 乗倍に補正するものとする。

4.4.4 主要部分に関する導出過程、適合性

図-4.31 は、スケルトン曲線に関して、つぎのように条件設定したときの、モデルと実験結果を比較したものである。

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 3,690 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_h &= 4,100 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_{0.5} &= 4,900 \text{ kgf/cm}^2 \\ \epsilon_{sl,y} &= 0.021 \\ \epsilon_{sl,h} &= 0.1 \\ \epsilon_{sl,0.5} &= 0.5 \\ k_1 &= 25 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2 \\ k_2 &= 5.2 \times 10^3 \text{ kgf/cm}^2 \\ k_3 &= 1.3\end{aligned}$$

圧縮側載荷勾配と引張り側除荷勾配の比は、0.55とした。

これらの図から、拔出しモデルで設定した曲線形状などは、実験結果をほぼ反映していることが分かる。

また、図-4.32 ~ 4.37には、以下に示す内容のものを示した。

図-4.32 : スケルトンの第3曲線

図-4.33 : スケルトンからの除荷勾配の変化

図-4.34 : $\sigma_{s,0} - \epsilon_{sl,0}$ 関係

図-4.35 : 圧縮側載荷曲線形状

図-4.36 : 引張り側除荷勾配と圧縮側除荷勾配の関係

図-4.37 : 引張り側再載荷曲線

4.5 節 結 論

マッシブなコンクリートに定着された鉄筋の拔出し特性に関して、実験的ならびに解析的検討を行った。検討結果をまとめて示すと以下のとおりである。

①局部付着応力度—すべり量関係 ($\tau - s$ 関係) は、鉄筋の降伏直後にすべりが急増して付着応力度が急激に低下する。 $\tau - s$ 関係は載荷履歴の影響を大きく受け、交番加力の場合、同一すべり量に対する付着応力度は一方向載荷の場合に比べて著しく低下する。鉄筋の深さ方向の位置の違いによる $\tau - s$ 関係の相違は、載荷履歴の影響に比べれば小さい。

②鉄筋応力度—ひずみ量関係 ($\sigma_s - \epsilon_s$ 関係) は、載荷履歴の影響を大きく受け、交番載荷ではバウシンガー効果の影響で、同じ応力度でも一方向載荷の場合に比べてひ

ずみ量が著しく小さくなる。

③したがって、 $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係と $\tau - s$ 関係を用いて $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を解析的に推定する場合は、 $\tau - s$ 関係モデルや $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係モデルの僅かな相違が、推定した $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係に大きな相違をもたらすおそれがある。

④ $\tau - s$ 関係と $\sigma_s - \varepsilon_s$ 関係はいずれも載荷履歴の影響を大きく受けるが、これらは互いに相殺するように作用する。その結果、引張り側での $\sigma_s - \delta_{slip}$ スケルトンに対する載荷履歴の影響は少なく、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ スケルトンはほぼ同じ曲線を描く。

⑤実験で得られた $\sigma_s - \delta_{slip}$ 関係を基に、 $\sigma_s - \delta_{slip}$ 履歴モデルを提案した。

参 考 文 献

- [4.1] Brown, R. H. and Jirsa, J. O. : "Reinforced Concrete Beams Under Load Reversals," ACI Journal, May 1971, pp 380-390
- [4.2] 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
- [4.3] 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
- [4.4] Filippou, F. C., Popov, E. P. and Bertero, V. V. : "Effect of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints, " Report No. UCB EERC-83/19, Aug. 1983
- [4.5] Hassan, F. M. and Hawkins, N. M. : "Anchorage of Reinforcing Bars for Seismic Forces" Publication SP-53, American Concrete Institute, 1977 pp. 387-417
- [4.6] Park, Y. J., Ang, A. H-S. and Wen, Y. K. : "Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Buildings, " Report UILU-ENG-84-2007, University of Illinois, October 1984
- [4.7] Filippou, F. C. : "A Simple Model for Reinforcing Bar Anchorages under Cyclic Excitations, " Report No. UCB EERC-85/05, March 1985
- [4.8] 森田、角：「鉄筋コンクリート柱はり接合部におけるはり軸筋の接合部からの抜け出しについて」、日本建築学会学術梗概集 昭和47年10月、pp. 1099-1100
- [4.9] 森田、角、木口：「繰り返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状（その1. 定着域での鉄筋応力分布）」、日本建築学会学術梗概集 昭和50年10月、pp. 1015-1016
- [4.10] 森田、角、木口：「繰り返し荷重下での定着部鉄筋の付着性状（その2. 荷重-たわみ履歴への影響）」、日本建築学会学術梗概集、昭和50年10月、pp. 1017-1018
- [4.11] 森田、角：「繰り返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究」、建築学会論文報告集 第 229号、昭和50年 3月、pp. 15-24
- [4.12] Noguchi, H. : "Analytical Models for Reinforced Concrete Members Subjected to Reversed Cyclic Loading, " JCI, Seminar on Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures, Vol. 2, May 1985, pp 93-112
- [4.13] 宮下、高橋：「ファイバーモデルによる R C 骨組の弾塑性解析（その2 柱・はり主筋の抜け出し解析）」、日本建築学会大会学術講演梗概集 1991年 9月

- [4.14]玉置、秋元、横溝：「フーチング中における柱主鉄筋の定着に関する実験的研究」
土木学会第28回年次講演会、昭和48年 pp 105-106
- [4.15]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
- [4.16]周、山尾、岡村：「定着長が長い場合の局部付着応力-すべり関係について」、
第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集、1983年、pp. 401-404
- [4.17]山尾、周、二羽：「付着応力-すべり関係に関する実験的研究」、土木学会論文
報告集 第 343号 1984年 3月 pp 219-228
- [4.18]島、周、岡村：「マッシブなコンクリートに埋め込まれた異型鉄筋の付着応力-
すべり-ひずみ関係」、土木学会論文報告集 第 348号/V-6 1987年 2月
pp. 165-174
- [4.19]島、周、岡村：「異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性」、土木学会論文報告
集 第 378号/V-6 1987年 2月 pp. 213-220
- [4.20]石橋、吉野、斉藤：「鉄筋コンクリート部材のじん性評価」、第7回コンクリー
ト工学年次講演会論文集、1985, pp. 621-624
- [4.21]出口、松本：「交番載荷を受ける鉄筋の引抜性状について」、第7回コンクリー
ト工学年次講演会論文集、1985, pp 489-492
- [4.22]鈴木、張、綿貫、尾坂：「フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出し量評価法に
関する研究」、コンクリート工学論文集 第3巻 第1号 1992年 1月
pp. 33-42
- [4.23]三村、村山、日紫、須田：「RC橋脚における柱筋のフーチングからの抜け出し
特性」、鹿島建設技術研究所、第33号、昭和60年 6月、pp. 21-26

表-4.1 材料特性

実験時期	コンクリート					
	最大骨材 寸法 (mm)	供試体 寸法 (cm)	28日強度 (kgf/cm ²)		実験時強度 (kgf/cm ²)	
			標準養生		現場水中	
			圧縮	引張	圧縮	
冬	20	∅10×20	289	29	375	351

鉄筋						
種類	公称径 (mm)	支圧面積 係数BA* (%)	降伏点 (kgf/mm ²)	引張強さ (kgf/mm ²)	ひずみゲージの読み	
					降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	ひずみ硬化 点ひずみ (%)
D10	9.53	8.1	36.9	52.4	2,031	3.0

表-4.2 試験体の種類

略称	載荷 パターン の記号	測定項目 による分類
GM1	Ⓜ	ひずみ試験体
GM2		応力試験体
GR1	Ⓡ	ひずみ試験体
GR2		応力試験体
GR'1	Ⓡ'	ひずみ試験体
GR'2		応力試験体
GR'3		(ひずみ・応力) 混合試験体

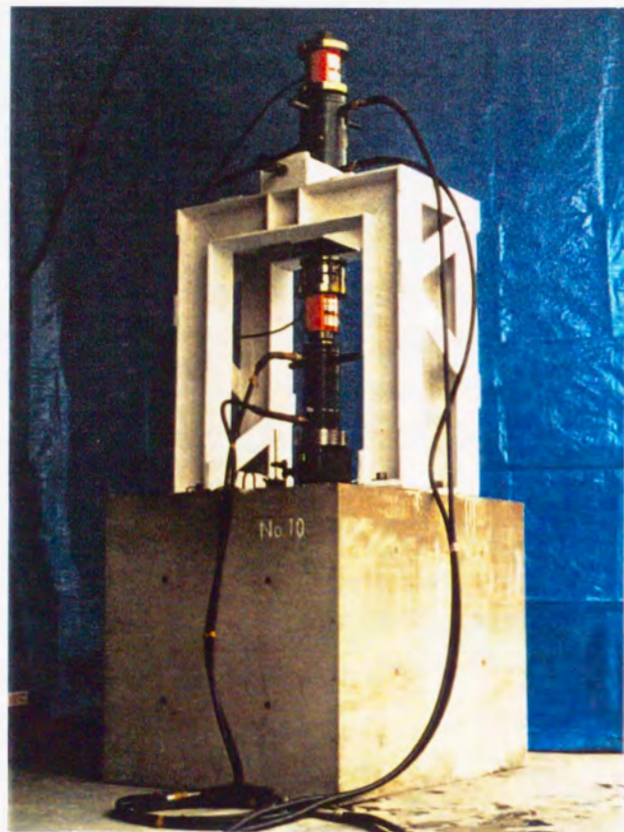


図-4.1 実験状況

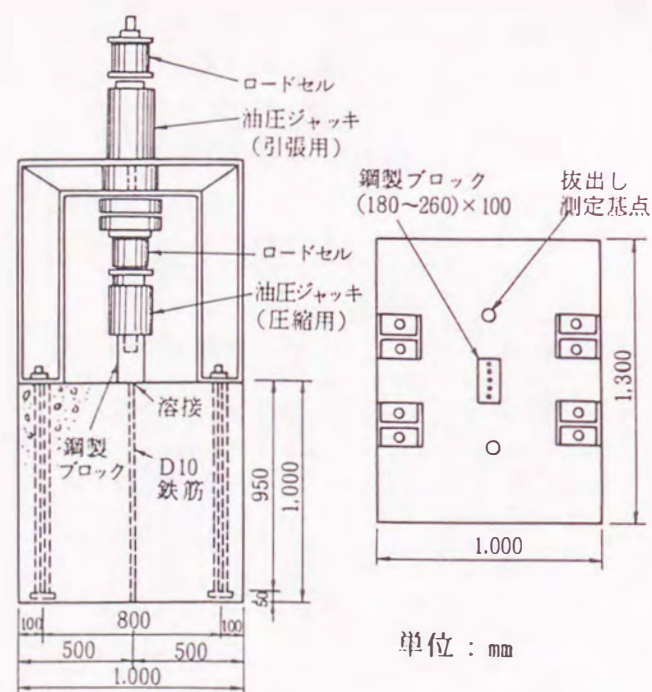


図-4.2 試験体諸元と載荷方法

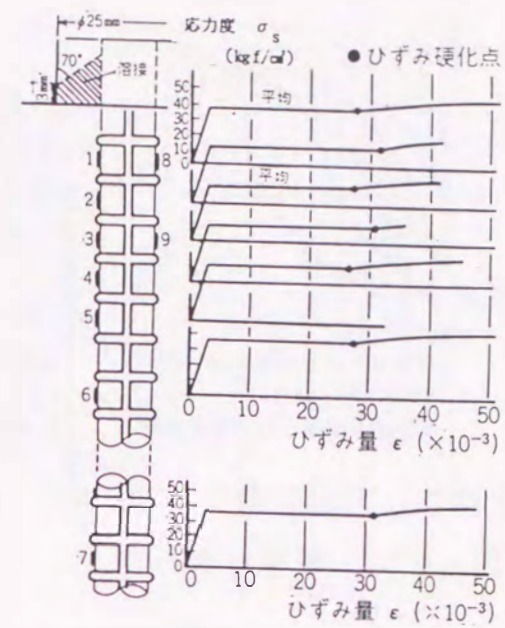


図-4.3 鉄筋溶接と応力-ひずみ関係
(ひずみゲージで測定)

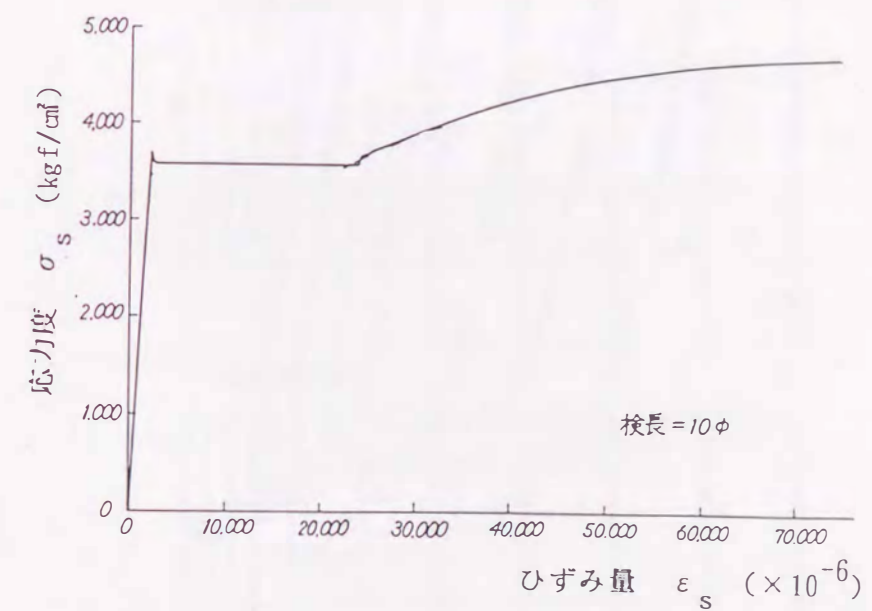


図-4.4 鉄筋の応力-ひずみ関係 (変位計で測定)

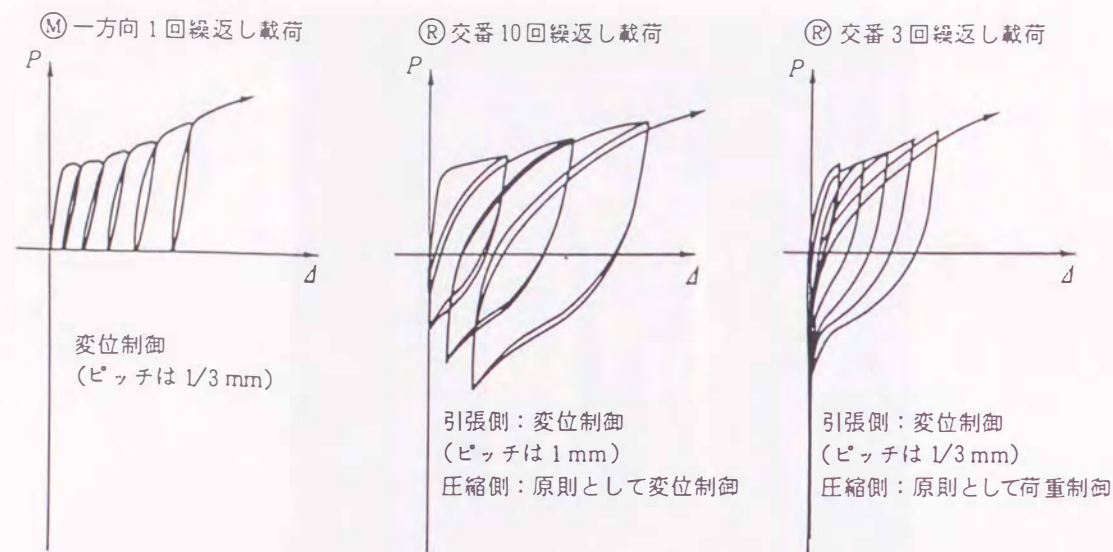
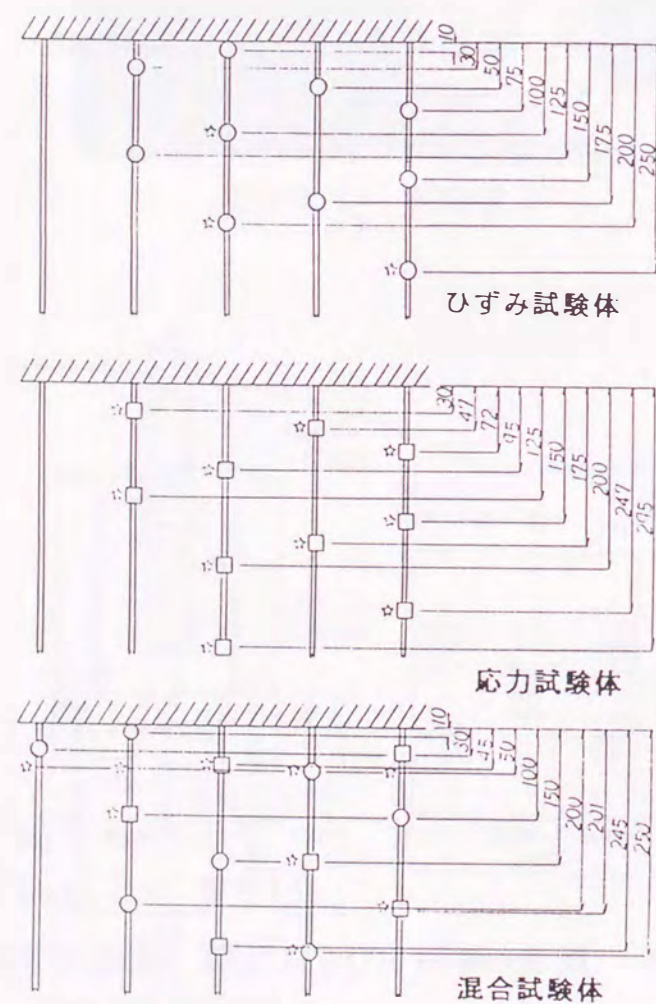


図-4.5 載荷パターン



○：ひずみゲージ、□：鉄筋ロードセル、☆：すべり計 単位：mm

図-4.6 測定位置

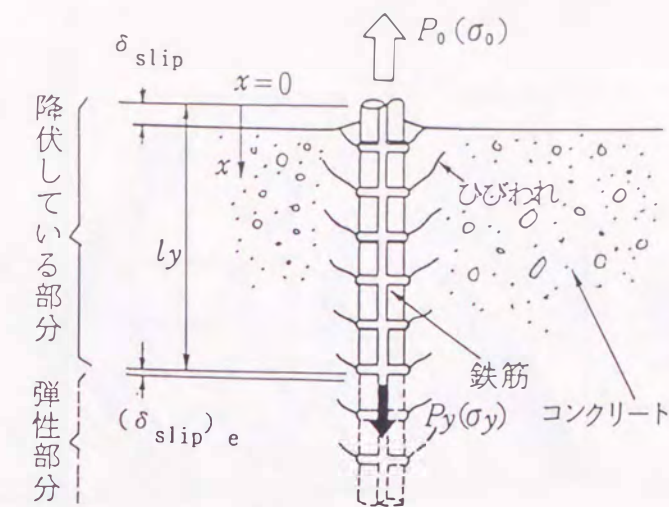


図-4.7 鉄筋抜出しの概念図

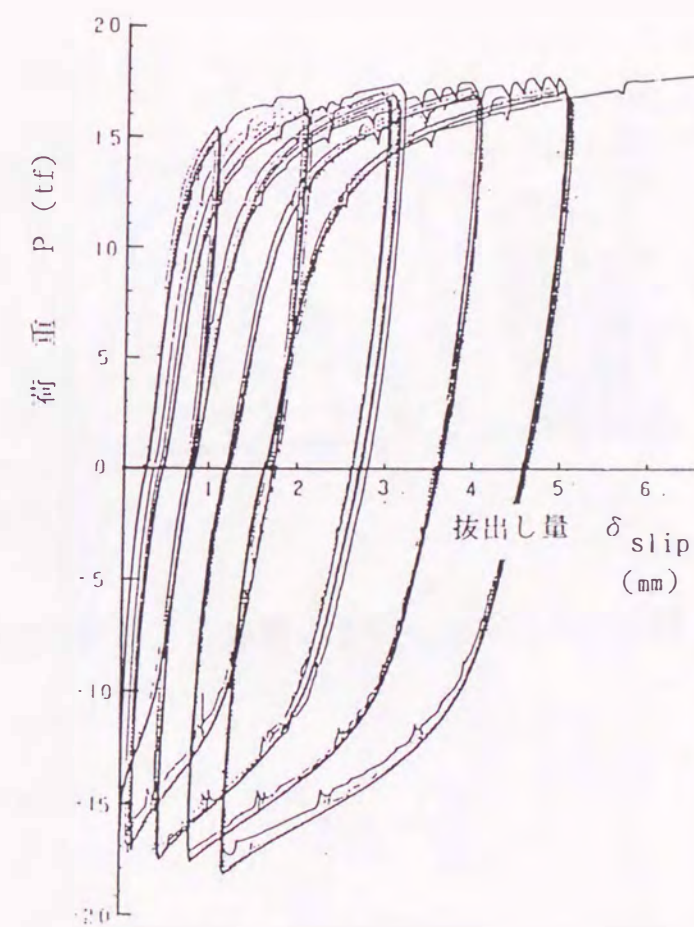


図-4.8 荷重-抜出し量関係 (GR1 試験体)

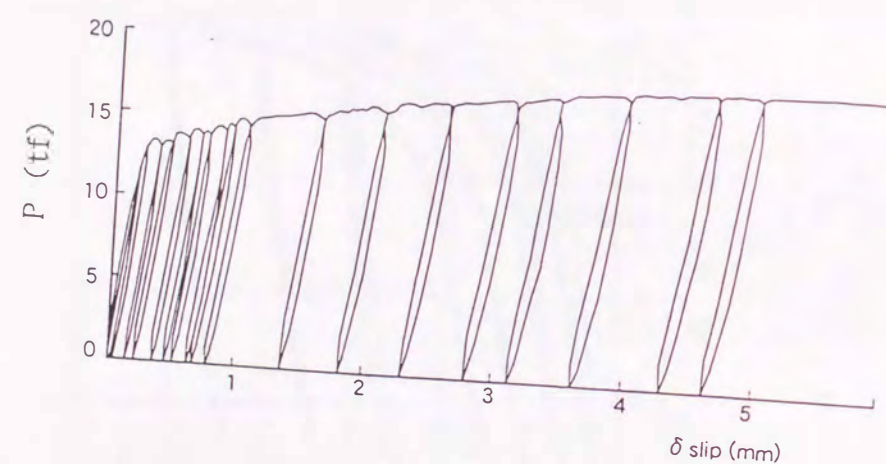
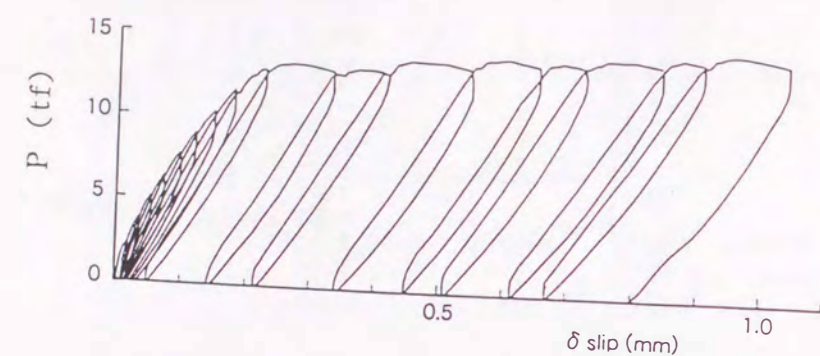


図-4.9 荷重-拔出し量関係 (GM1 試験体)

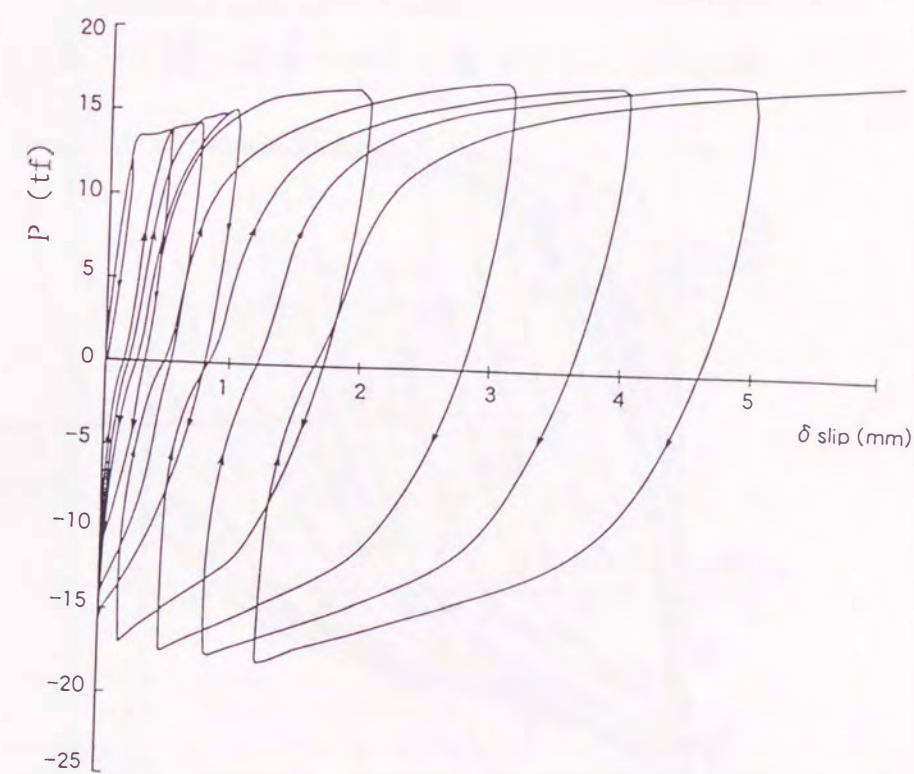
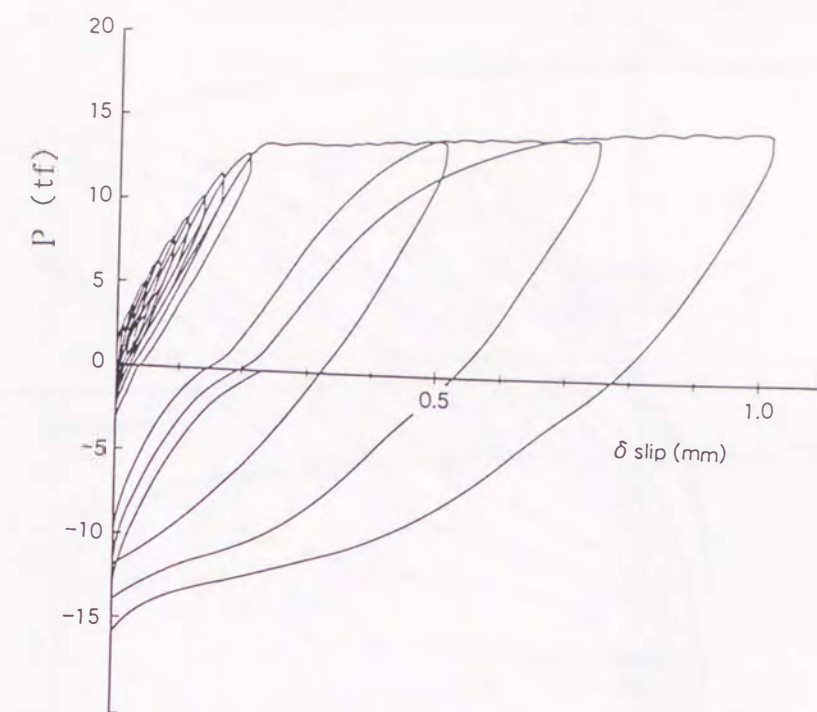


図-4.10 荷重-拔出し量関係 (GR1 試験体)

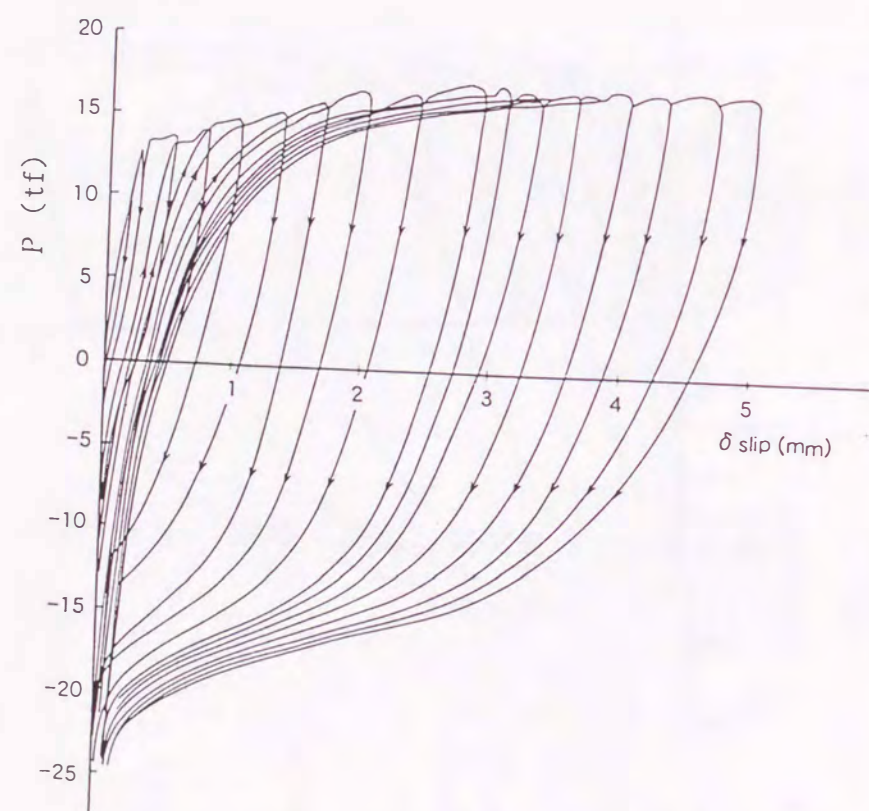
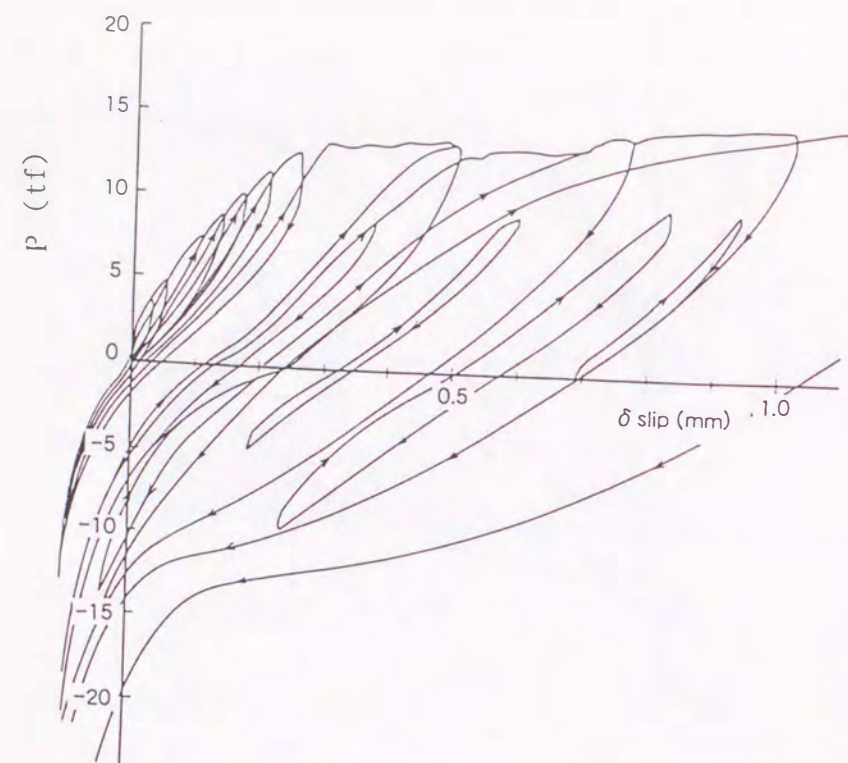


図-4.11 荷重-拔出し量関係 (GR'1 試験体)

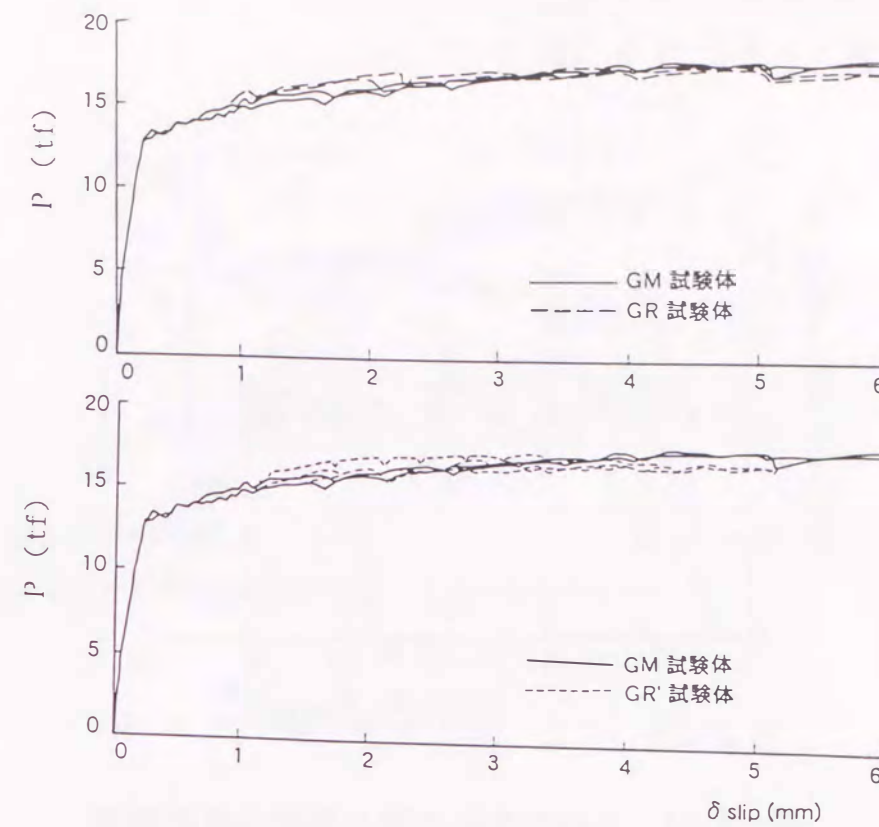


図-4.12 荷重-拔出し量スケルトンの比較

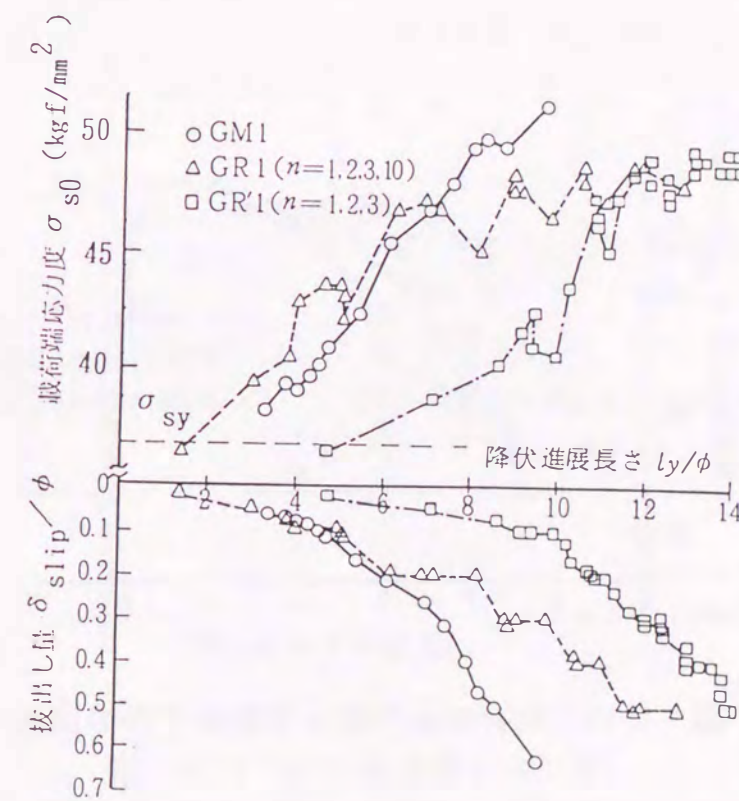


図-4.13 載荷端応力度-拔出し量-降伏進展長さの関係

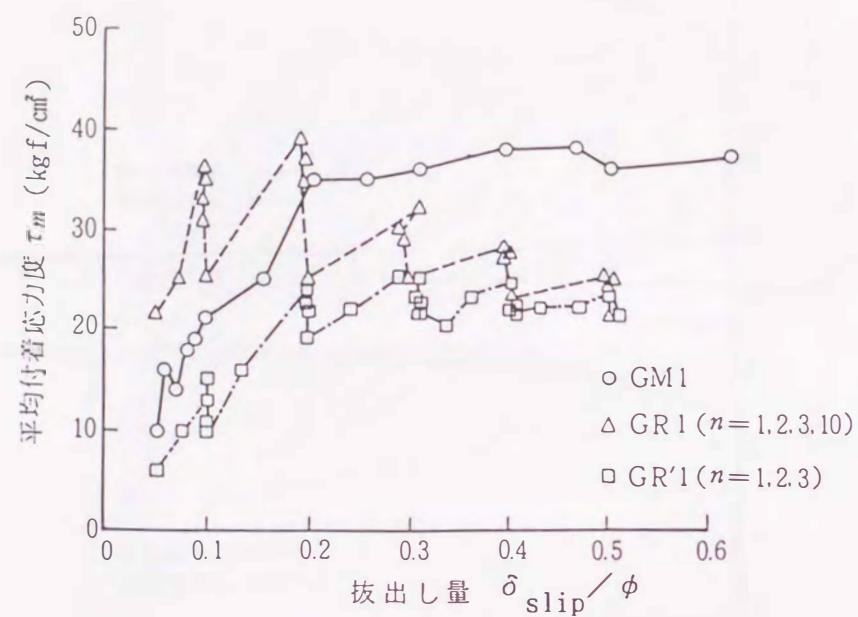


図-4.14 平均付着応力度と拔出し量の関係

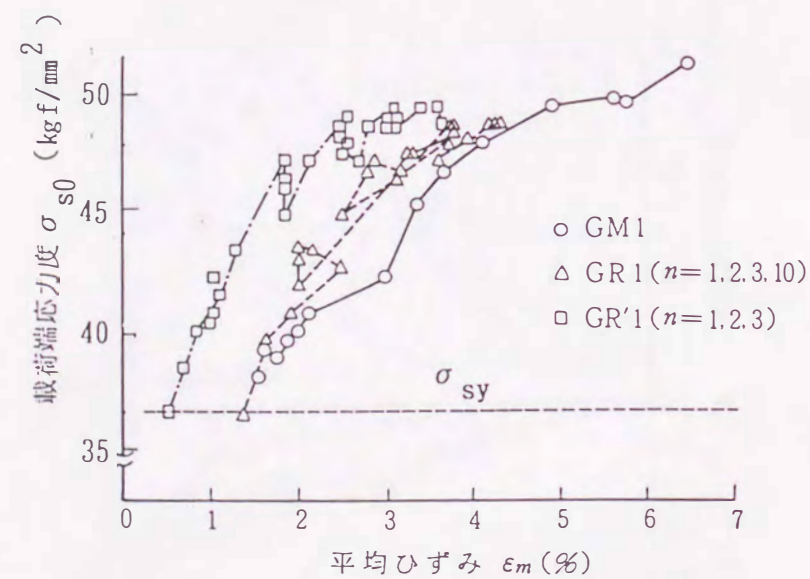


図-4.15 载荷端応力度と平均ひずみの関係

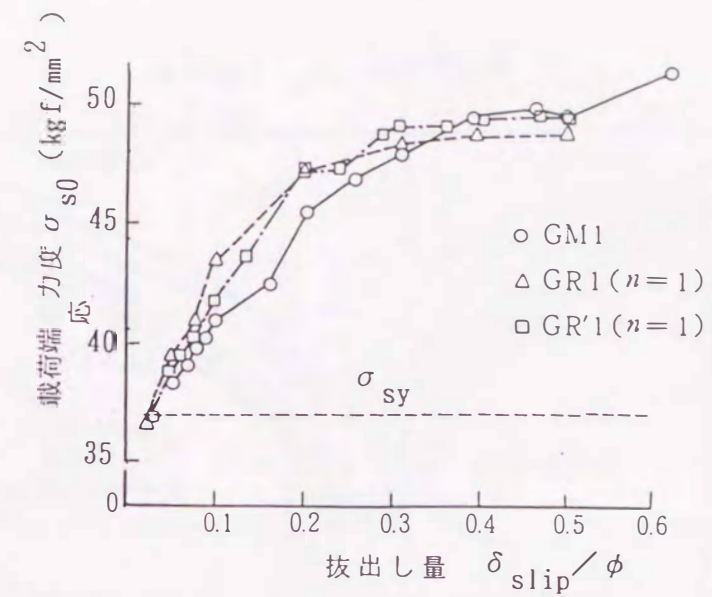


図-4.16 载荷端応力度と拔出し量の関係

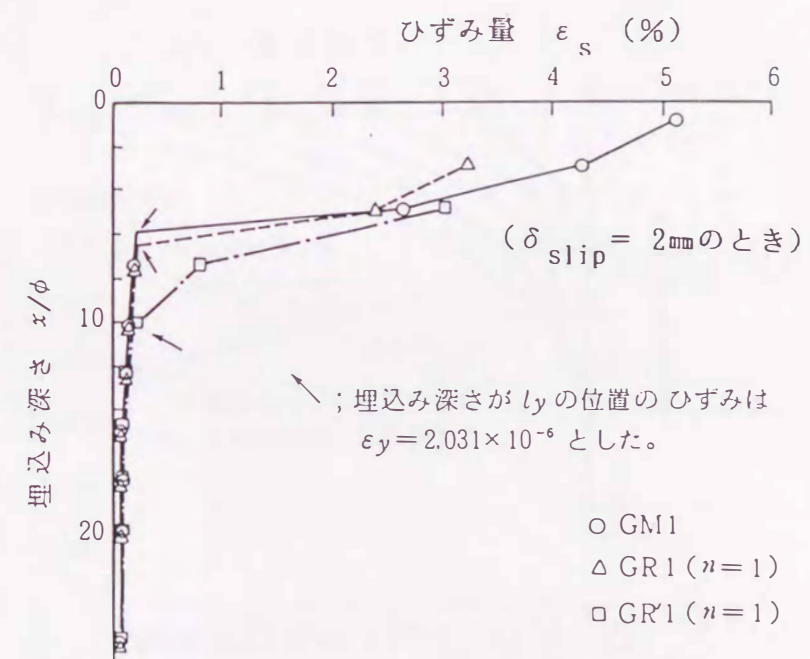


図-4.17 ひずみ分布の測定例

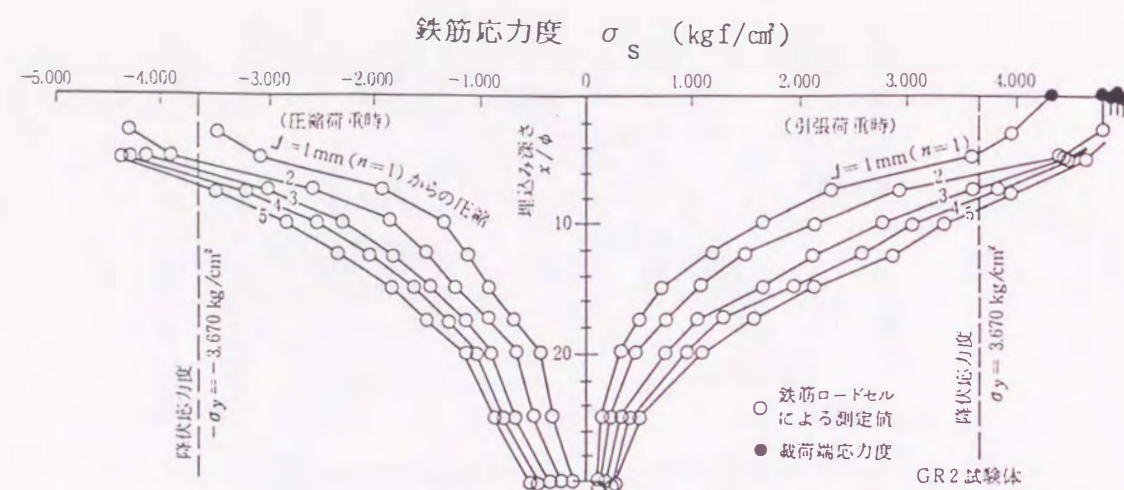


図-4.18 応力分布の測定例

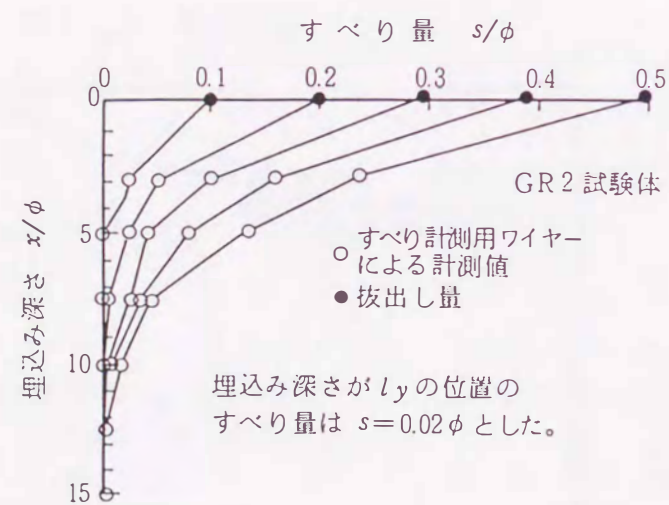


図-4.19 すべり分布の測定例

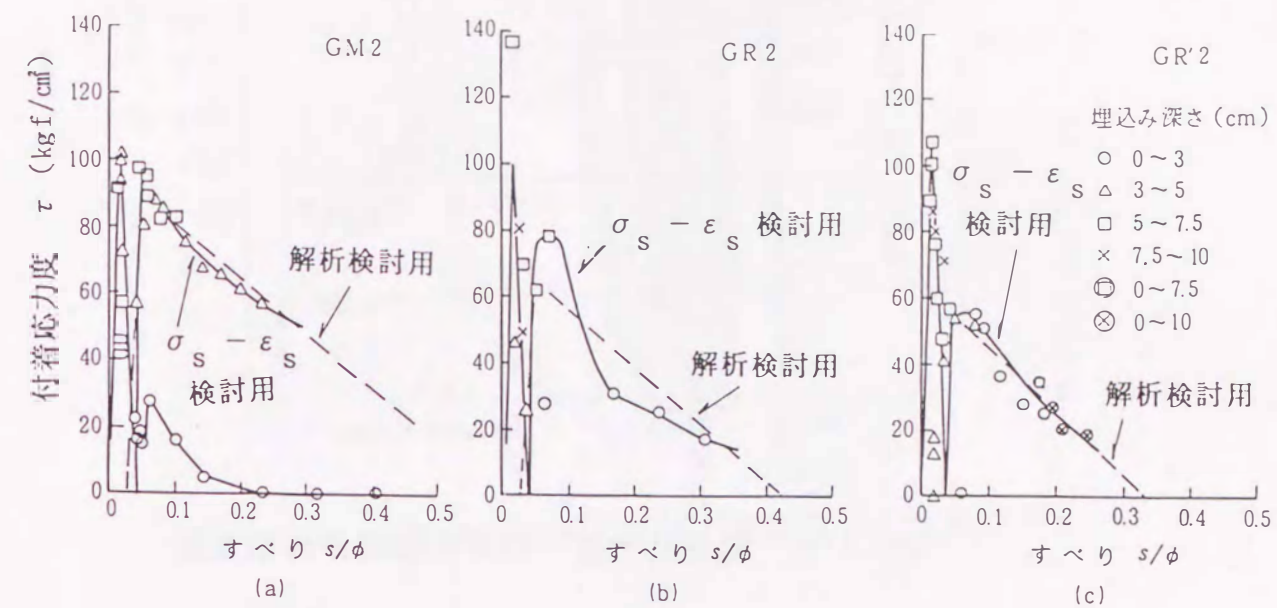


図-4.20 付着応力度とすべり量の関係

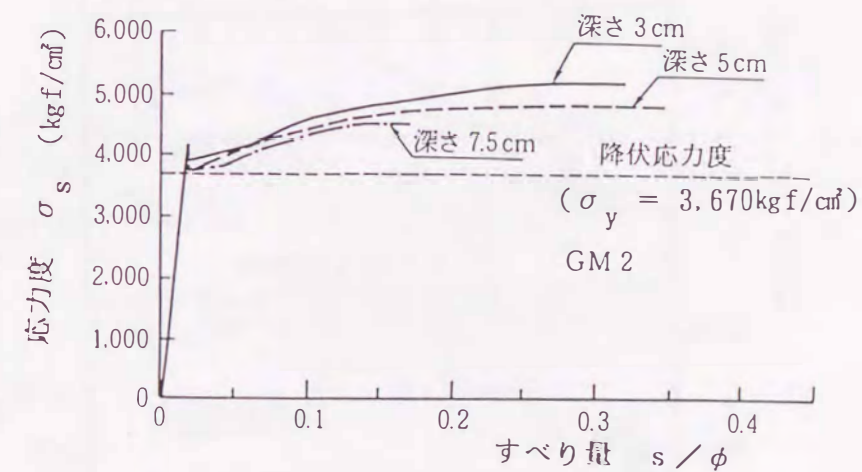


図-4.21 鉄筋応力度とすべり量の関係

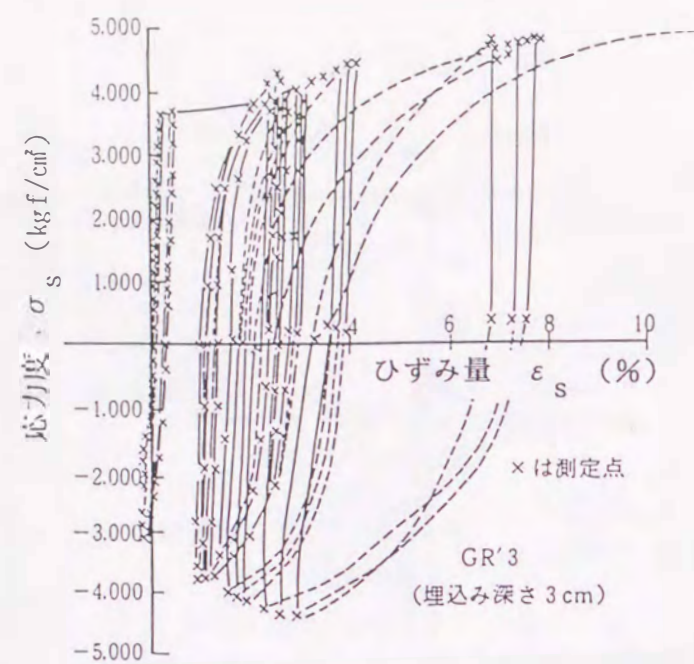


図-4.22 鉄筋応力度-ひずみ履歴曲線測定例

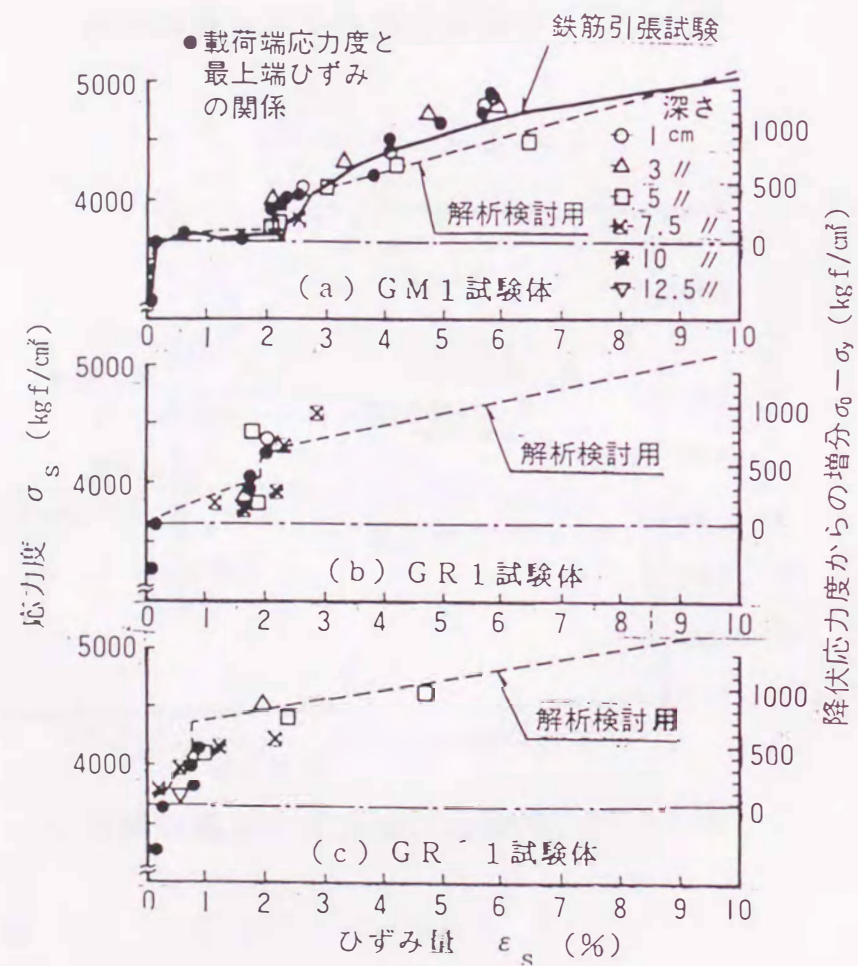


図-4.23 鉄筋応力度とひずみの関係

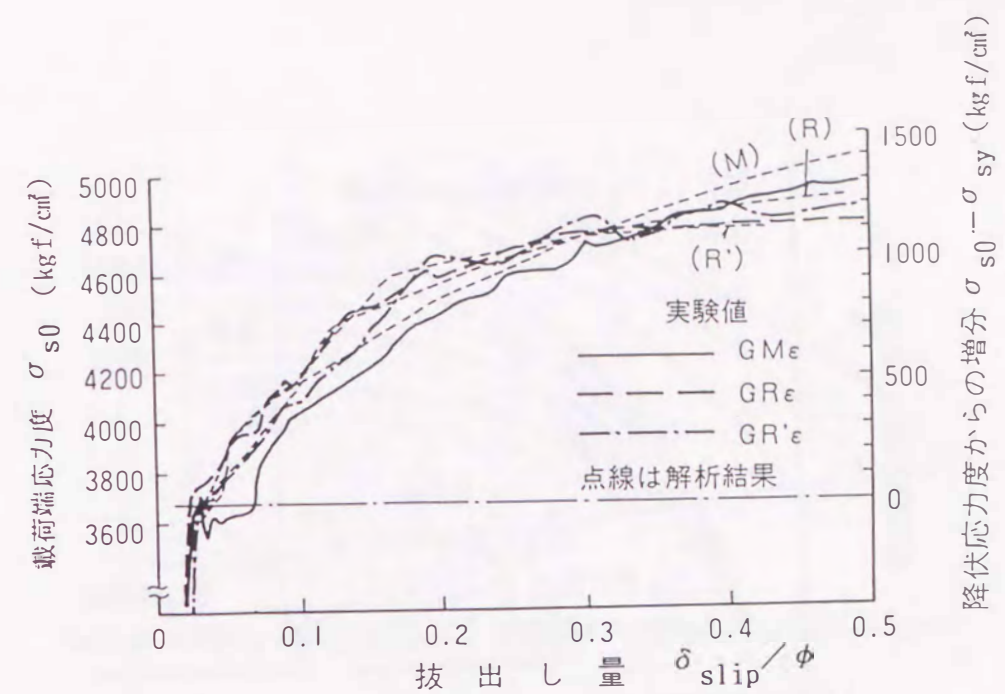


図-4.24 載荷端応力度-拔出し量関係 (計算結果)

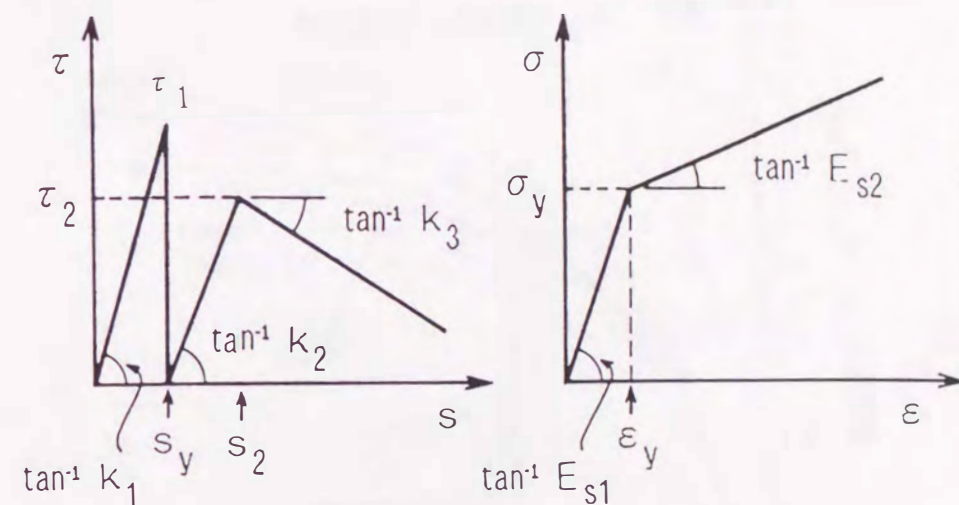


図-4.25 計算上のモデル化

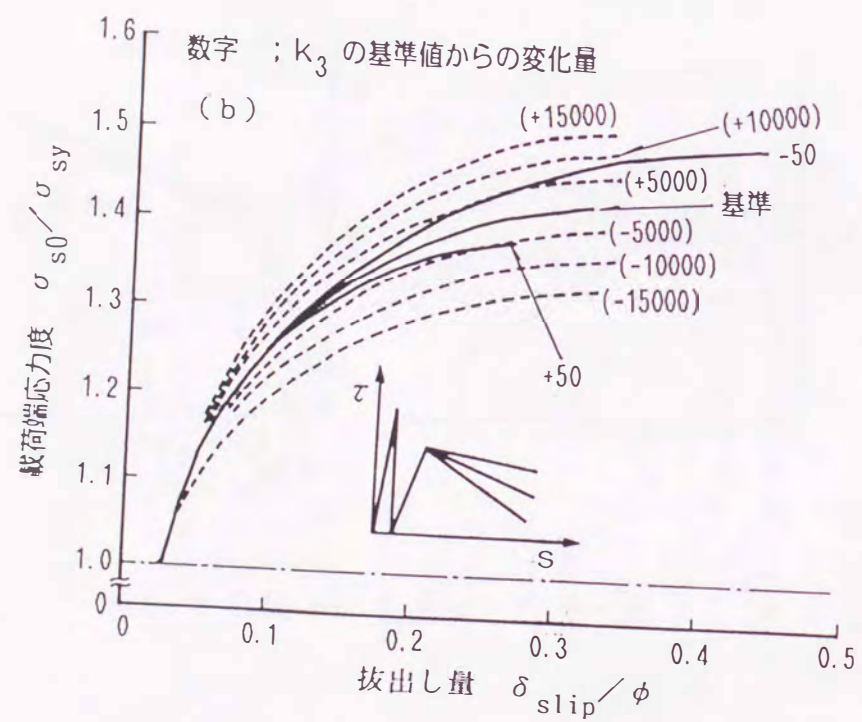
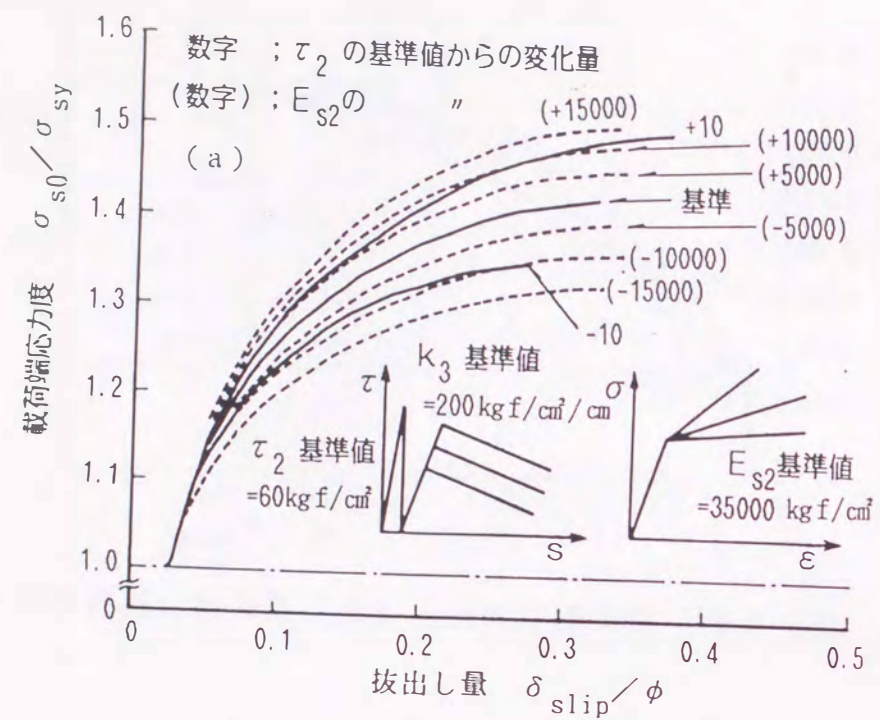


図-4.26 抜き出し量に関するパラメータ計算

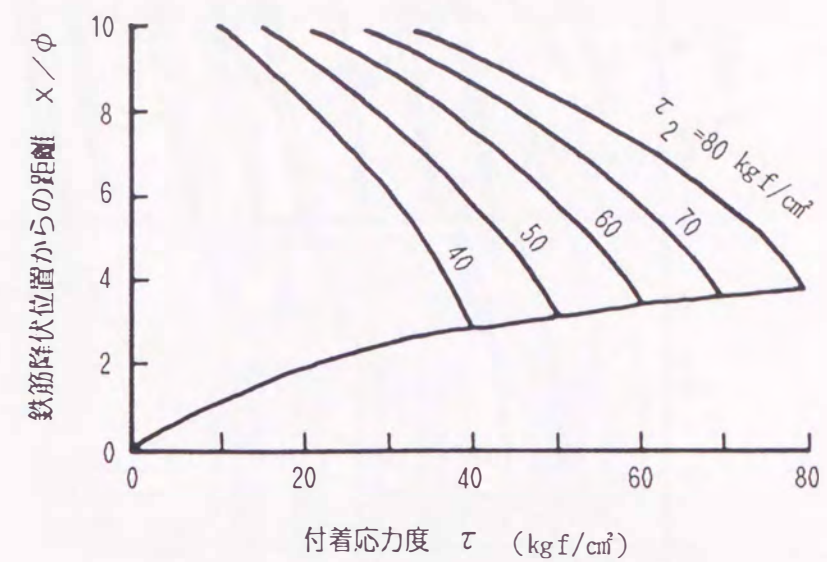


図-4.27 付着応力度分布計算例

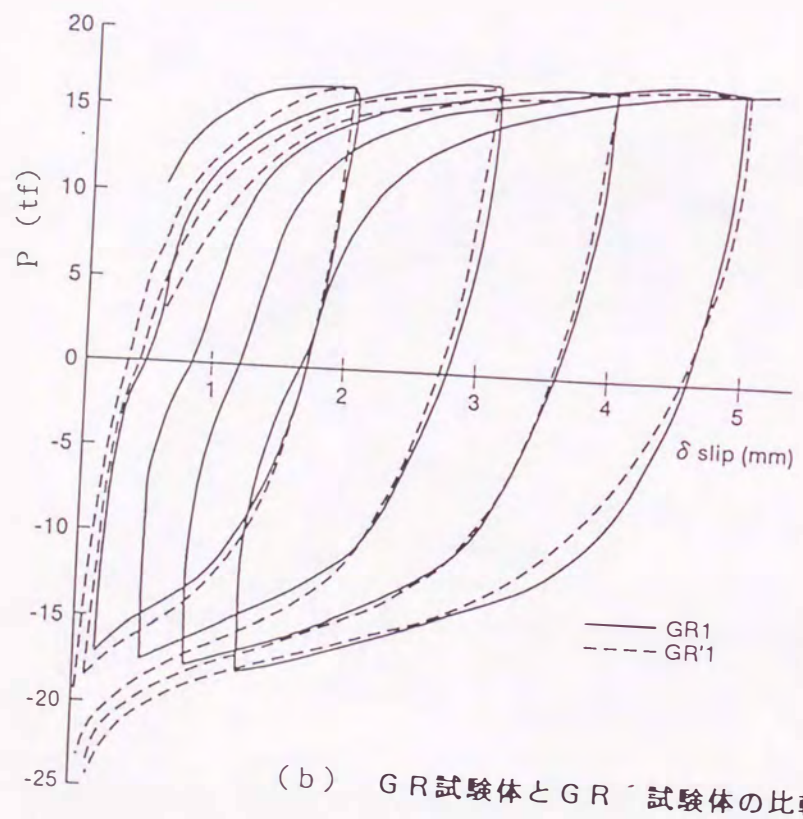
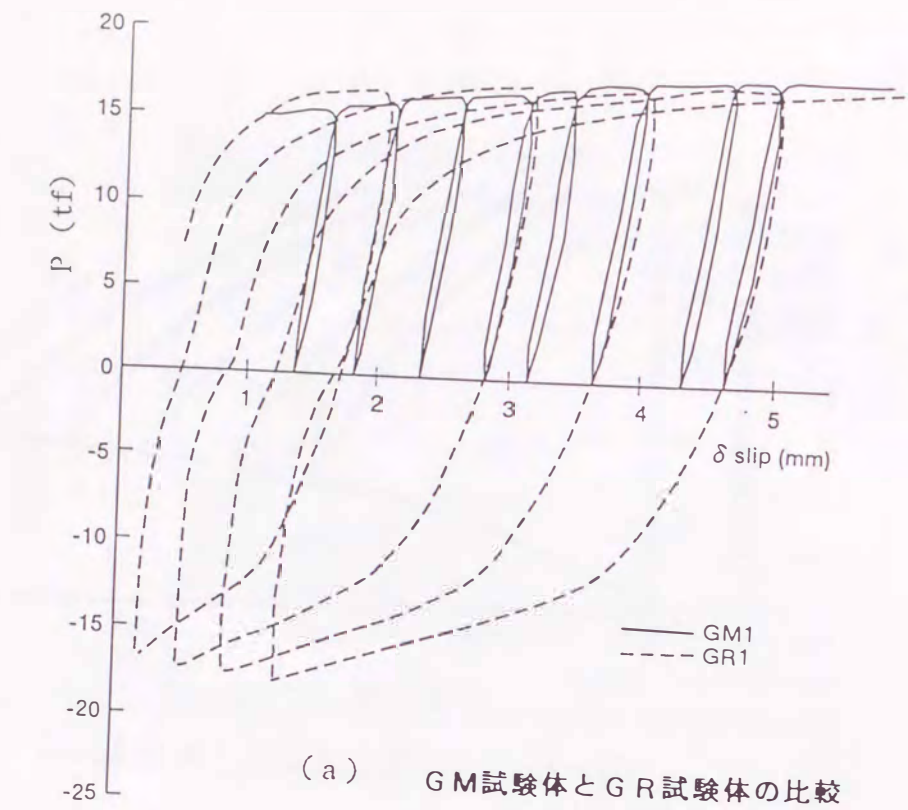
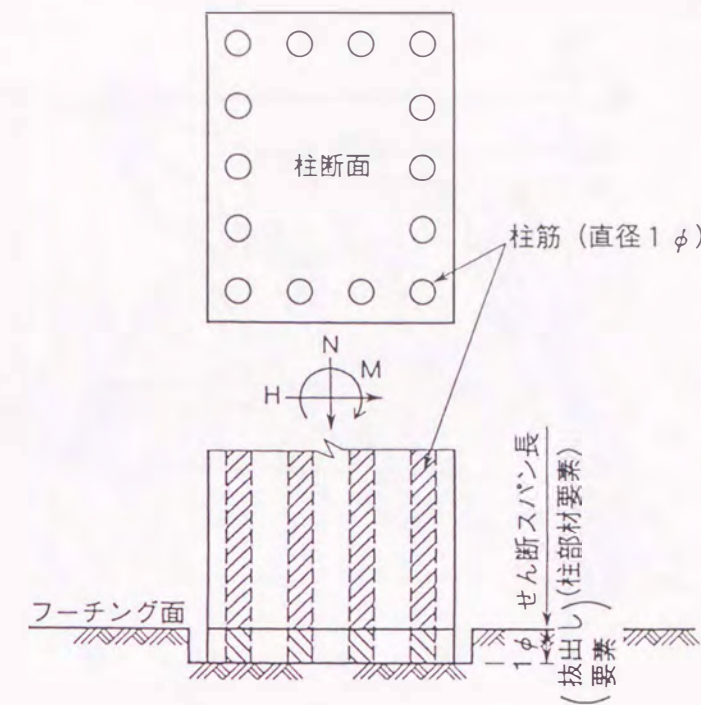
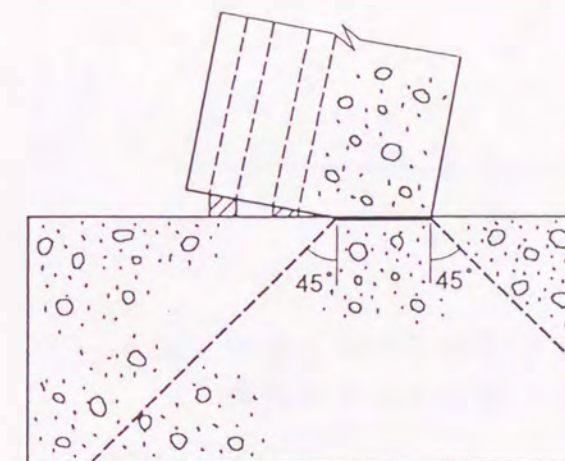


図-4.28 荷重-拔出し量履歴曲線の比較



(a) ファイバーモデルにおける拔出し部材



(b) コンクリートの圧縮変形の領域

図-4.29 ファイバーモデルにおける柱筋拔出しの取扱い

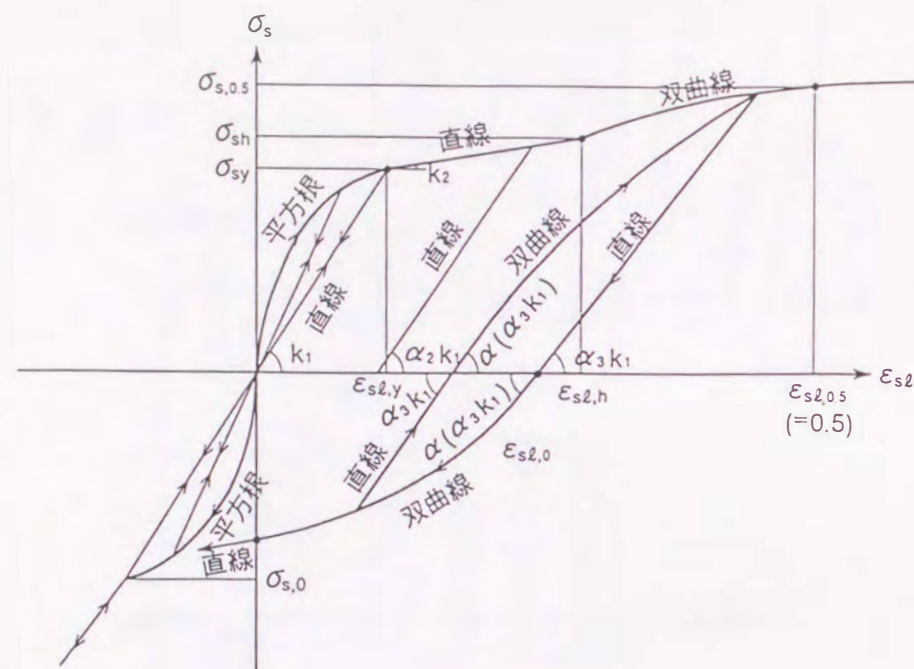


図-4.30 鉄筋応力度-拔出し量履歴モデル

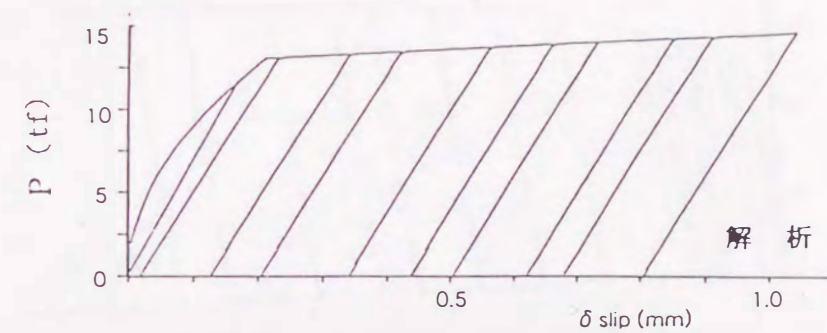
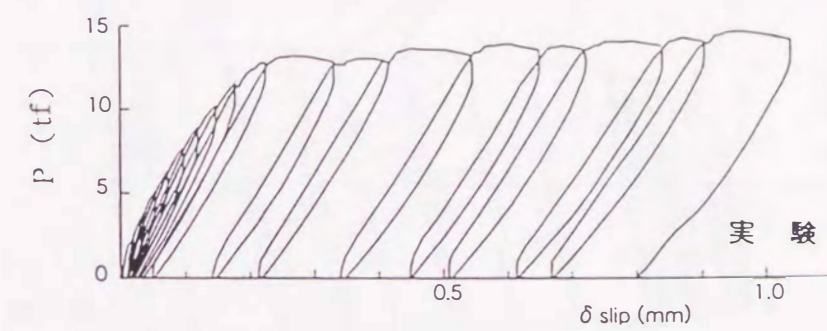


図-4.31a 荷重・拔出し関係の実験値と解析モデルの比較 (GM1)

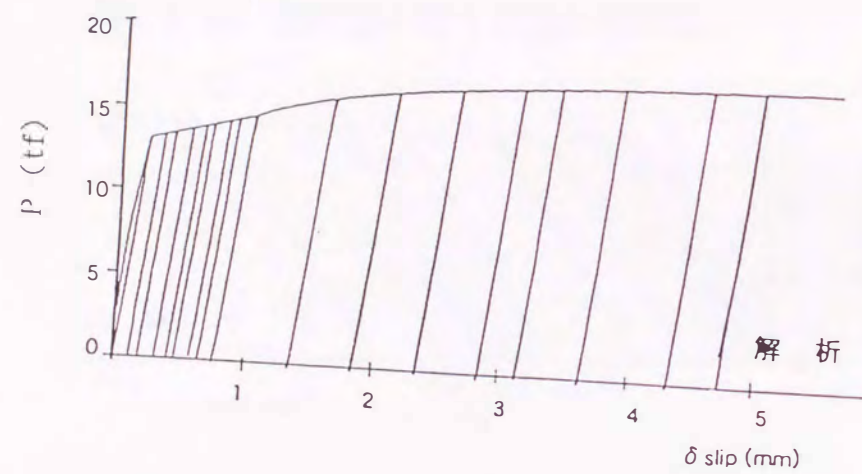
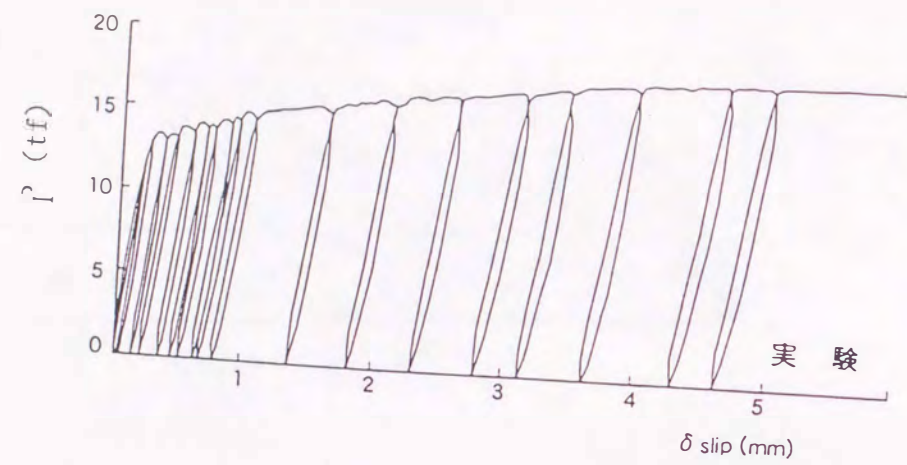


図-4.31b 荷重・抜出し関係の実験値と
解析モデルの比較 (GM1)

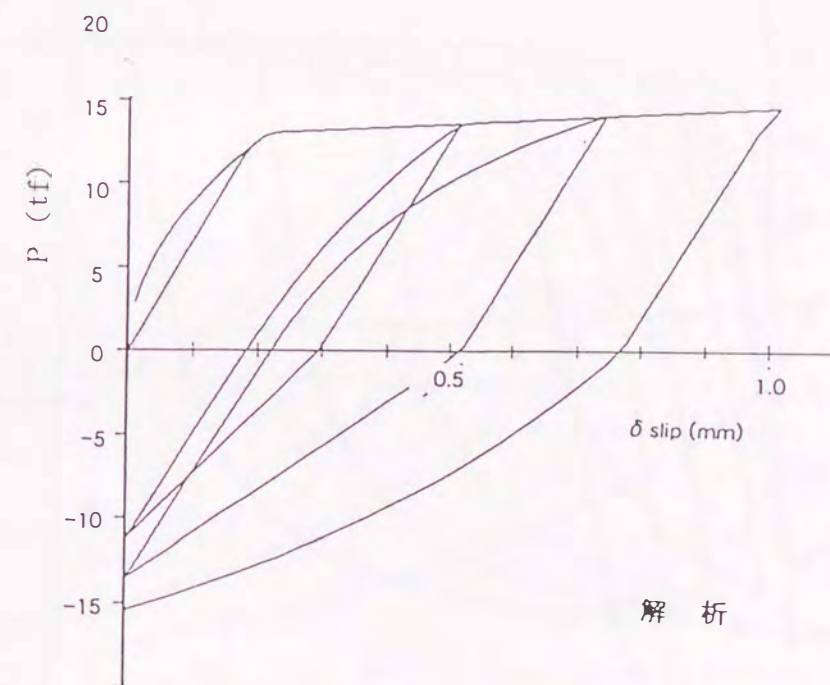
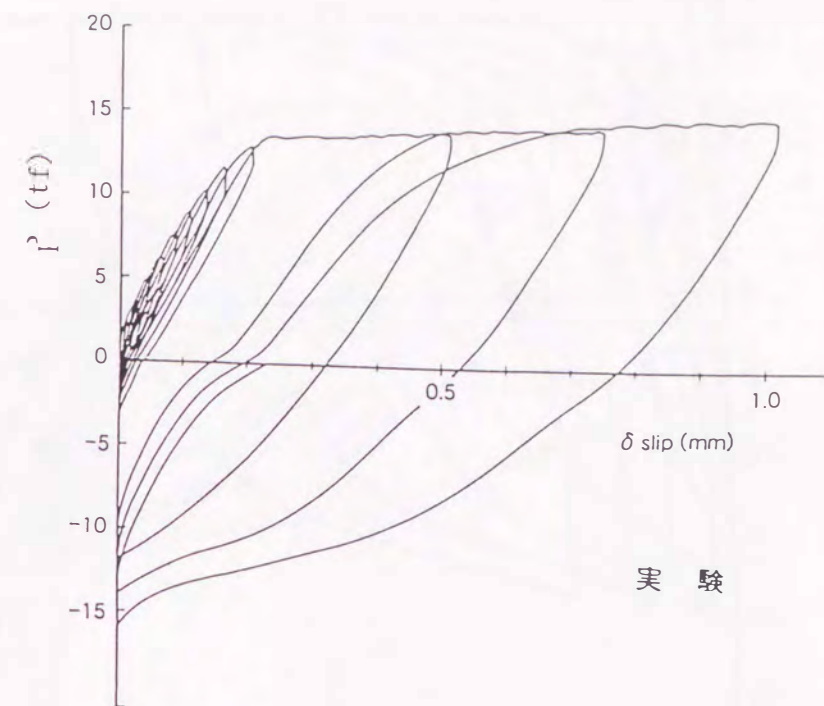


図-4.31c 荷重・抜出し関係の実験値と
解析モデルの比較 (GR1)

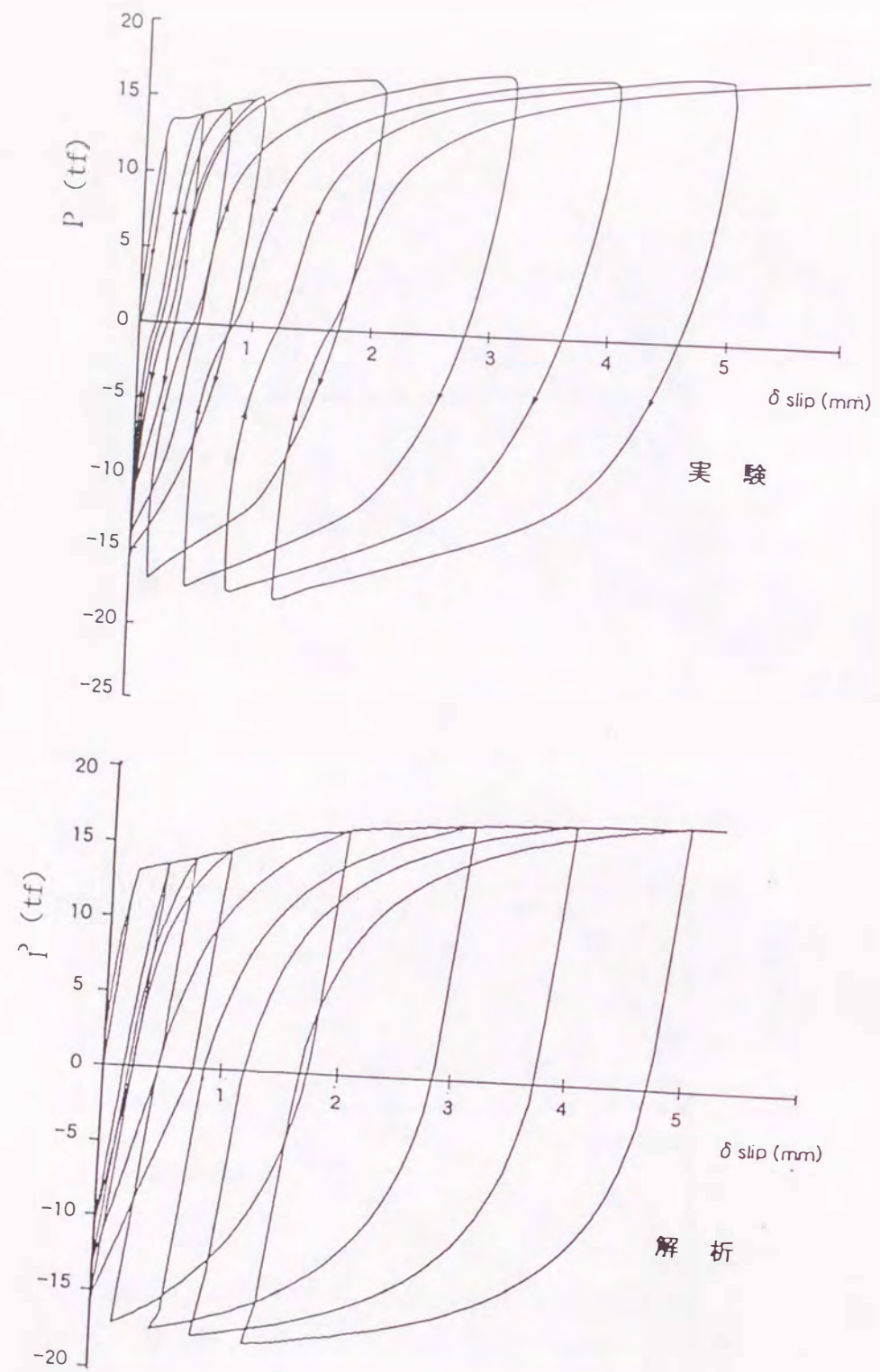


図-4.31d 荷重・拔出し関係の実験値と
解析モデルの比較 (GR1)

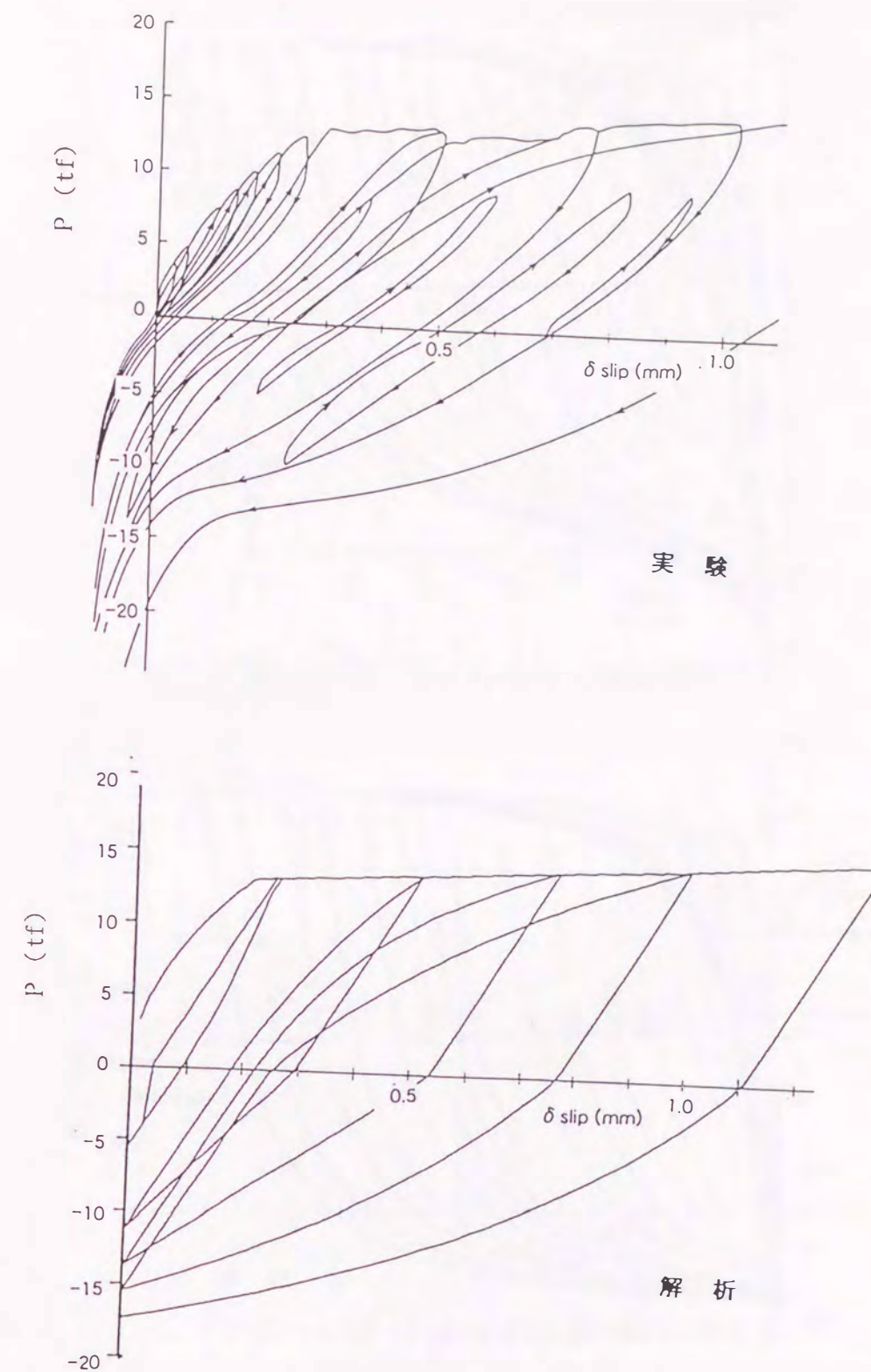


図-4.31e 荷重・拔出し関係の実験値と
解析モデルの比較 (GR1)

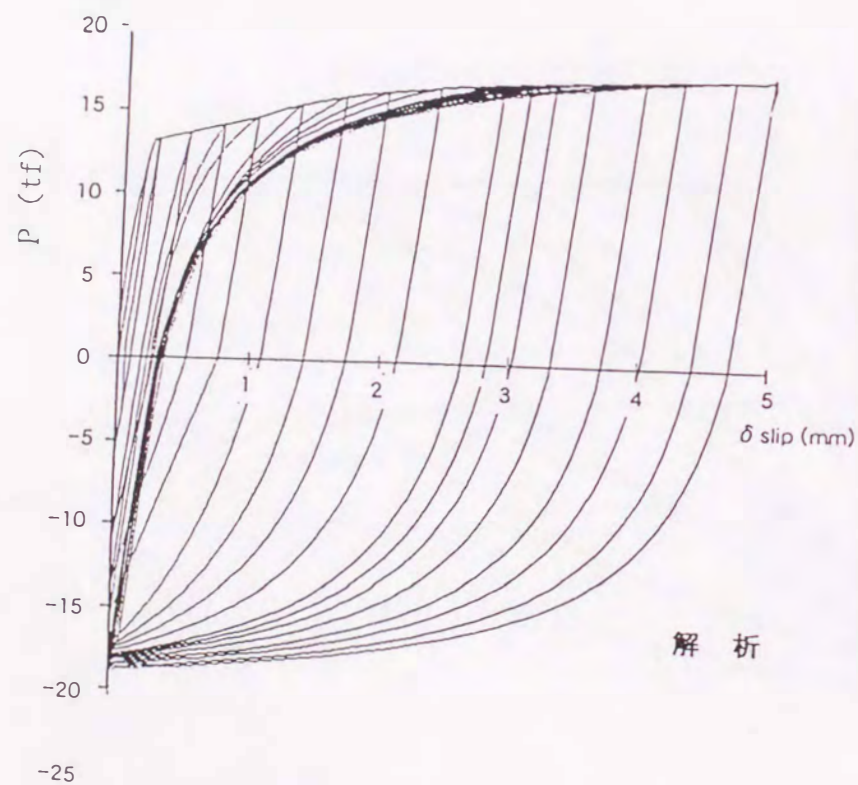
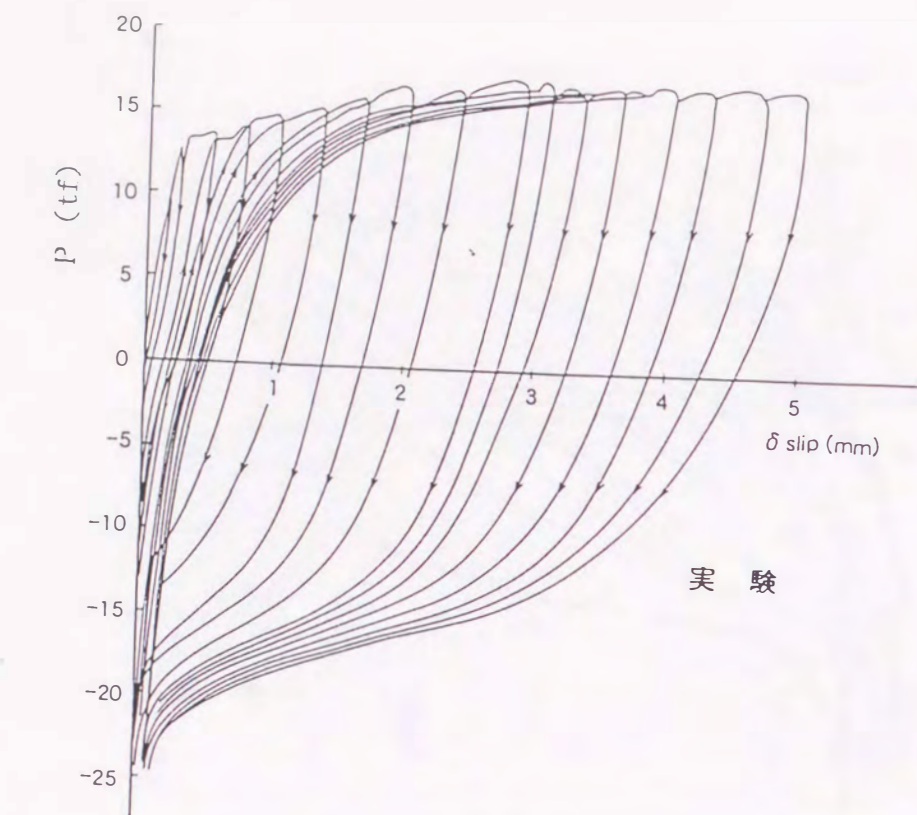


図-4.31f 荷重・拔出し関係の実験値と解析モデルの比較 (GR-1)

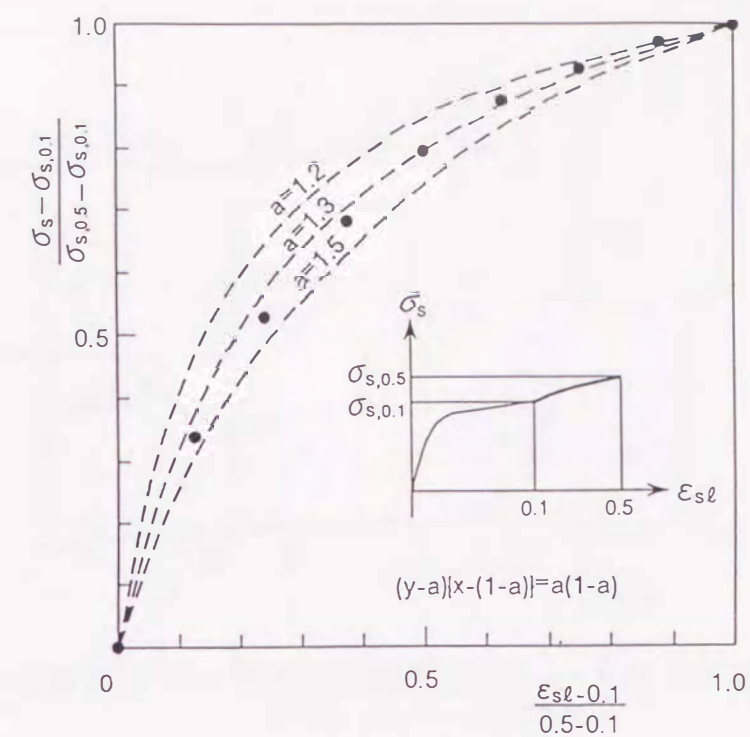


図-4.32 スケルトンの双曲線近似

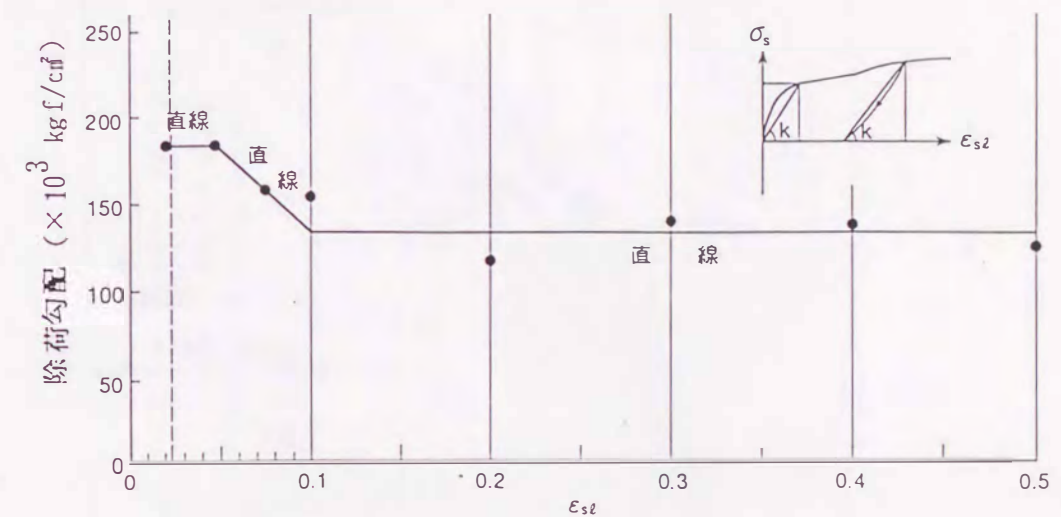


図-4.33 引張り側除荷勾配の大きさ

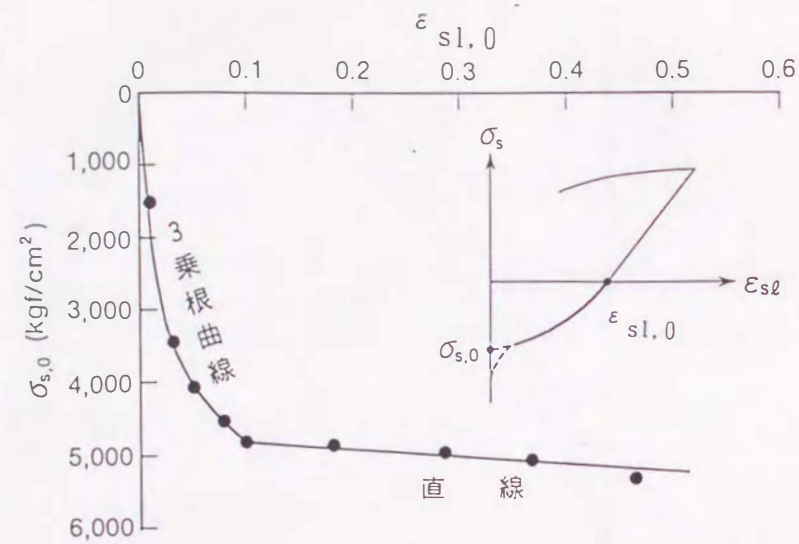


図-4.34 ゼロクロス応力度とゼロクロス拔出し量の関係

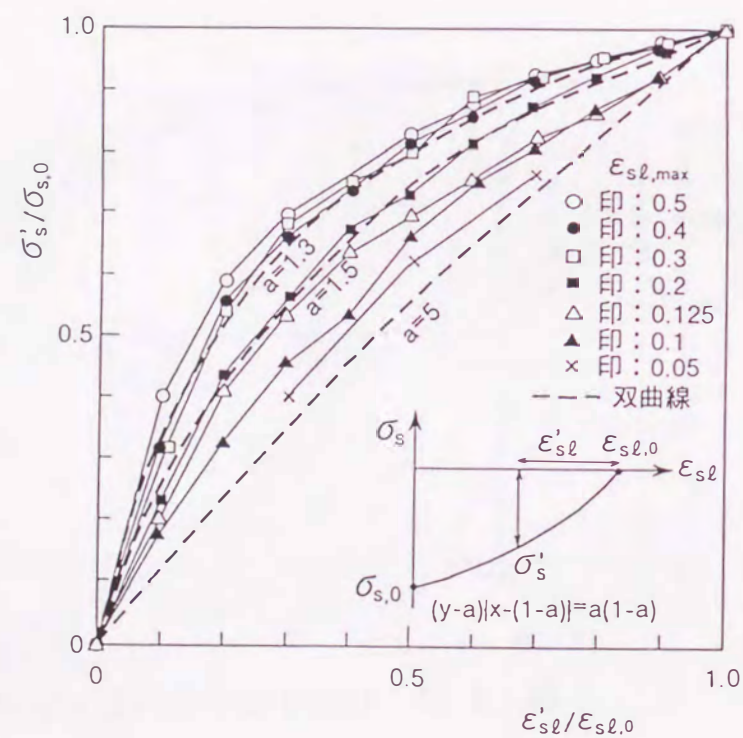


図-4.35 圧縮側載荷曲線の双曲線近似

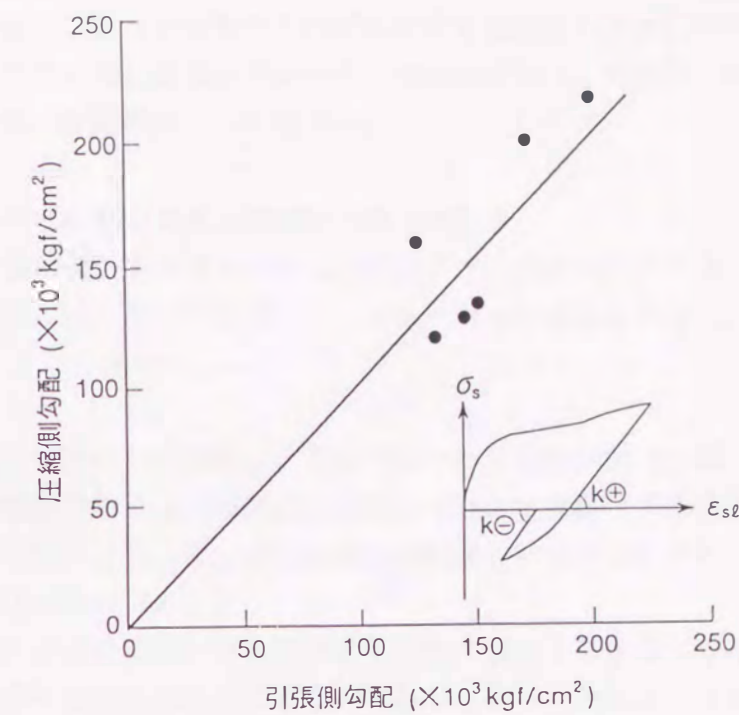


図-4.36 引張り側と圧縮側の除荷勾配の比較

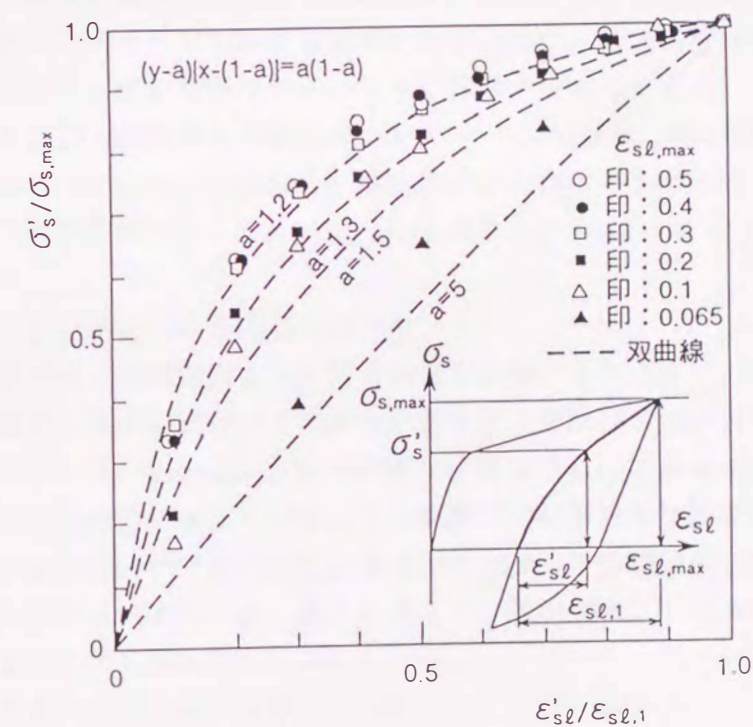


図-4.37 引張り側再載荷曲線の双曲線近似

5章 柱の荷重-変位シミュレーション解析

この章では、筆者による他の実験や他の研究者による既往の実験について、2章～4章で提案した検討方法または提案モデルを用いて解析を行い、解析法の検証あるいは解析モデルの特徴を調べた結果について述べる。

5.1 節 交番2軸曲げを受けるRC柱部材のM- Φ 関係

1軸曲げ加力実験結果と適合性の良かった加藤モデルを鉄筋モデルとして用い、部材の2軸曲げ加力実験によるM- Φ 関係のシミュレーション解析を行った。

5.1.1 実験

(1) 実験概要

検討対象とした2軸曲げ加力実験は、2章で述べた1軸曲げ加力に続いて行ったもので、軸力の大きい橋脚や斜張橋の塔部材を想定し、U2試験体(2章参照)と同じ形状寸法の試験体3体を用いて行った。すなわち、試験体の柱筋比は0.95%、帯筋比は0.16%で、軸応力度は80kgf/cm²である。

B1試験体は、柱頭部の片側に桁を支持するための張出し部を有する橋脚、あるいは逆Y型塔部材の基部を想定したものである。すなわち橋体自重によって橋軸方向(橋軸回り)に一定の曲げモーメントが作用した状態で、橋軸方向の地震力が作用して直角方向(直角方向軸回り)の交番曲げモーメントが作用する場合である。B2試験体は、軸力の大きい橋脚や1本柱型塔部材に2方向の地震力が作用するときの特別な場合として、45°方向の交番曲げモーメントが作用する場合である。また、B3試験体は、2方向地震力によって2方向にランダムな曲げモーメントが作用する場合である。

B1、B2、およびB3試験体の実験時のコンクリート円柱供試体の圧縮強度は、それぞれ、426、407、430kgf/cm²であった。鉄筋はU2試験体のものと同一ロットの鉄筋を使用した。その材料特性は、2.2.2で述べたとおりである。

(2) 加力と測定

加力装置は、2.2.3で述べたのと同じものを用いた。

B1とB2試験体では、鉄筋降伏までは荷重制御方式で、それ以降は、降伏時曲率の整数倍で曲率を増加させる曲率制御方式で漸増交番水平力を加力した。B1試験体に加えた一定曲げモーメントは、応力度が許容応力度に達するいわゆる許容曲げモーメントの大きさとした。B3試験体では、エルセントロ地震(1940年)の加速度記録のNS成分とEW成分を用い、2段階に分けて加力した。第1段階では、鉄筋が降伏しない範囲で加速度波形に比例する曲げモーメントを、第2段階では、加速度波形に比例する曲率を部材が降伏するような大きさに強制的に与えた。

測定は、2.2.3で述べたのと同じ要領で行った。

(3) 実験結果

各試験体について実験で得られた2方向の曲げモーメントの関係(M_x-M_y関係)、

2方向の曲率の関係 ($\Phi_x - \Phi_y$ 関係)、および各方向の曲げモーメントと曲率の関係 ($M_x - \Phi_x$ 関係、 $M_y - \Phi_y$ 関係) を、図-5.1に示した。

各試験体におけるこれらの関係の特徴を述べると、次のとおりである。

① B 1 試験体

$M_x - \Phi_x$ 関係は、1軸加力(2章で述べたU2試験体)の場合と類似のものとなっているが、最大耐力とそのときの曲率は1軸加力(U2試験体)の場合に比べていくぶん小さめになっている。、直角方向の一定曲げモーメント M_y の影響で、この方向のエネルギー吸収能力は低下している。 $M_y - \Phi_y$ 関係は、曲げモーメントが一定であるにもかかわらず、これと直角方向の交番曲げモーメント M_x の影響を受けて、曲率が増加している。

② B 2 試験体

M_x の最大耐力は、1軸加力(U2試験体)の場合の1/2程度まで低下している。また、 $M_x - \Phi_x$ 関係における最大耐力時の曲率は1軸加力(U2試験体)の場合に比べて1/4程度に小さくなっている。そのため、この方向のエネルギー吸収能力も著しく低下している。

③ B 3 試験体

上述のB1、B2試験体の場合と同様に、ランダム加力の場合においても1方向成分に着目すると、最大耐力や最大耐力を示す時の曲率が低下している。

5.1.2 解析

(1) 解析概要

解析方法および設定したコンクリートモデルは2章で述べたとおりである。鉄筋モデルには、加藤モデルを使用した。解析はで、実験で得られた $\Phi_x - \Phi_y$ 履歴曲線を入力して、各方向の曲げモーメントを計算した。

(2) 解析結果

各試験体に関する $M_x - M_y$ 関係、 $\Phi_x - \Phi_y$ 関係、 $M_x - \Phi_x$ 関係、および $M_y - \Phi_y$ 関係を、図-5.2に示した。

(3) 実験との比較検討

どの試験体についても、解析結果は、実験で得られた $M_x - M_y$ 関係、 $M_x - \Phi_x$ 関係、および $M_y - \Phi_y$ 関係をよくシミュレートできており、実験結果の項で述べた特徴をよく表現できているといえる。

ただし、1軸曲げの場合と同様に、解析では鉄筋の座屈とかぶりコンクリートの剥落を考慮していないので、図-5.2の $M_x - \Phi_x$ 関係曲線に見られるように、解析結果では、最大耐力以降の軟化領域における勾配が実験結果に比べて緩やかになっている。

5.2 節 柱筋の座屈時期

5.2.1 実験

ここでは、3章で提案した座屈時期判定法を用い、2章で取り扱った純曲げRC柱試験体のうち、部材の圧縮縁側または引張り縁側に比較的多数の鉄筋を有するU4試験体について検討した。RC柱部材の横方向水平交番加力実験に関する座屈検討は、別途5.4節で述べる。

5.2.2 解析

U4試験体の $M - \Phi$ 解析において計算された $\sigma_s - \epsilon_s$ 曲線(加藤モデル)を図-5.3に、 $\sigma_s \cdot \Phi - \Phi$ 曲線を図-5.4に示す。図-5.3における過去最大圧縮ひずみ量を(3.7)式に代入してコンクリートの引張り強度を計算し、(5.1)式によって抵抗力 ($\sigma_s \Phi$)_{resist} を求め、図-5.4に併記した。

$$(\sigma_s \Phi)_{\text{resist}} = 4 \sigma_{ct} \cdot s_l / (\pi D^2) \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここで使用した記号の意味は、(3.7)式の場合と同じである。

図-5.4において、作用力 $\sigma_s \Phi$ と抵抗力 ($\sigma_s \Phi$)_{resist} が交叉するときの曲率を、柱筋が座屈する時の曲率として求めた。その結果、座屈は7サイクル目から8サイクル目に移る時に発生すると計算された。図-5.5に示したように、計算による座屈時期は、実験において耐力が急激に低下する頃と一致しており、計算によってその時期をほぼ推定できていることが分かる。

5.3 節 柱筋の拔出

ここでは、4章で提案した解析モデルをファイバーモデル・プログラムに組み込み、これを用いて、軸方向筋の拔出に関する既往の実験をシミュレーション解析した。対象にしたものは、マッシブなコンクリートに定着された柱筋の拔出履歴曲線の実測例として、島、篠原、森岡[5.1]の実験と、鈴木、張、綿貫、尾坂[5.2]の実験、および、建築物の柱梁接合部における梁軸方向筋の拔出履歴曲線と梁固定端の曲げモーメント-回転角履歴曲線の実測例として、Viwathanatepa, Popov, Bertero[5.3]の実験である。

(1) 島らの実験

① 実験概要

島ら[5.1]の実験は、マッシブなコンクリートに定着された群鉄筋を交番加力したも

ので、筆者の実験と類似の方法で行われている。ただし、加力端の拔出し量は、アンボンド・ワイヤを介して測定された変位量である。拔出し量は、鉄筋直径の約 1 倍まで測定されている。試験体の主な諸元を、以下に示す。

鉄筋径：	D13
鉄筋の降伏強度：	3,320 kgf/cm ²
鉄筋の引張り強さ：	5,450 kgf/cm ²
ひずみ硬化点：	1.6 %
鉄筋間隔：	縁辺距離25cm (19φ)
定着長：	90cm (70φ)
コンクリート強度：	198kgf/cm ²

②解析結果

解析結果を実験結果と比較して、図-5.6に示す。解析結果は、実験結果を比較的良好に模擬できているといえる。ただし、拔出し量の大きい範囲（鉄筋直径の 0.4 倍前後）で、解析は圧縮応力度を幾分大きめに評価しているようである。

(2) 鈴木らの実験

①実験概要

鈴木ら[5.2]の実験は、フーチングを有する柱部材の水平交番加力実験におけるフーチングからの柱筋の拔出し量を測定したものである。フーチング内の柱筋に貼付けたひずみゲージによるひずみ量の測定値を高さ方向に積分することによって求められたものである。拔出し量は、鉄筋直径の約 0.1 倍まで測定されている。ただし、鉄筋応力度をどういう方法で測定したかは記されていない。試験体の主な諸元を、以下に示す。

鉄筋径：	D19
鉄筋の降伏強度：	3,490 kgf/cm ²
鉄筋の引張り強さ：	3,970 kgf/cm ²
鉄筋間隔：	10cm (5.2φ)
定着長：	約57cm (30φ)、別途フック有り
コンクリート強度：	329 kgf/cm ²

②解析結果

解析結果を実験結果と比較して、図-5.7示す。解析結果は、実験結果を比較的良好に模擬できているといえる。ただし、実験値に比べて、解析は履歴吸収エネルギーを少なめに評価しているようである。

(3) Viwathanatepa らの実験

①実験概要

Viwathanatepaら[5.3]の実験は、柱梁接合部における梁軸方向筋の拔出しと梁部材

端の回転に関する実験である。梁が固定されている部材は柱であり、必ずしもマッシュパなコンクリートではない。比較の対象としたのは、SPECIMEN BC4である。

梁断面	22.9cm×40.6cm、上端筋D19が4本、下端筋D16が3本
柱断面	43.2cm×43.2cm D19が12本
上端筋	
鉄筋径：	D19
鉄筋の降伏強度：	4,980 kgf/cm ²
硬化点剛性	75,000kgf/cm ²
鉄筋間隔：	5.7cm (約3φ)
定着長：	柱の反対側表面まで43.2cm (23φ)
下端筋	
鉄筋径：	D16
鉄筋の降伏強度：	4,980 kgf/cm ²
硬化点剛性	71,000kgf/cm ²
鉄筋間隔：	約8.6cm (5.4φ)
定着長：	柱の反対側表面まで43.2cm (27φ)
コンクリート強度：	321 kgf/cm ²

②解析結果

梁軸方向筋の拔出し量の解析結果および部材端回転角に関する解析結果を実験結果と比較して、それぞれ図-5.8および図-5.9に示す。解析結果は拔出し量、回転角ともに、傾向をよく表現している。拔出しに関しては、解析は圧縮側の応力度を幾分大きめに評価している。部材端回転に関しては、解析は負側（最初に曲げ降伏した側）の曲げモーメントを幾分大きめに評価している。

5.4 節 柱の荷重-変位シミュレーション解析

5.4.1 実験

(1) 試験体諸元

この実験は筆者が行ったもので、試験体諸元を図-5.12に示す。試験体は、断面が40×50cm、せん断スパン長が200cmの柱部材である。柱筋比は2.6%、帯筋比は0.23%である。柱筋には、D19 (SD35) を、帯筋にはD6 (SD30相当) を使用した。

柱筋の降伏強度は3,970kgf/cm²、引張り強さは6,000kgf/cm²、帯筋の降伏強度は3,680kgf/cm²、引張り強さは5,020kgf/cm²であった。コンクリートには、最大骨材寸法20mmのレディミクストコンクリートを使用した。実験時（材齢65日）のコンクリート円柱供

試体の圧縮強度は、標準養生で 406kgf/cm^2 、現場養生で 385kgf/cm^2 であった。

(2) 加力方法と測定方法

加力方法は、図-5.11 に示した。軸応力度 30kgf/cm^2 相当の鉛直方向の一定軸力を加力したのち、柱頭部に水平交番荷重を加力した。柱筋降伏前は、荷重制御方式で繰返し数 1 回ずつの漸増交番加力とし、降伏以降は、変位制御方式により、降伏変位の整数倍の変位ステップで、繰返し数 1 回ずつの漸増交番加力とした。

実験では、柱頭部における水平変位量 δ 、柱基部付近の平均曲率 Φ_{mean} 、柱筋の拔出し量 δ_{slip} 、柱下端における回転角 θ などを測定した。測定位置を図-5.13 示す。

(3) 実験結果

実験で得られた加力点での $P-\delta$ 曲線、 $M-\Phi_{\text{mean}}$ 曲線、 $M-\delta_{\text{slip}}$ 曲線、および $M-\theta$ 曲線を、それぞれ、図-5.14、図-5.15、図-5.16、および図-5.17 に示す。ここで、 P は水平力、 M は柱下端における曲げモーメントである。

(4) 解析結果

解析には、部材解析用ファイバーモデル・プログラムに拔出しモデルを組み込んだものを使用した。ただし、柱部の鉄筋モデルとしては、加藤モデルを組み込むまでには至らなかったもので、2章で比較的適合性の良かったbilinearモデルを使用した。bilinearモデルの第2勾配は、鉄筋の引張り試験結果を基に、 $50 \times 10^3\text{kgf/cm}^2$ とした。

拔出し部材要素におけるコンクリートには、柱部材要素と拔出し部材要素間で鉄筋応力度がほぼ同じになるようにするため、柱部材と同様、劣化を考慮したコンクリートモデルを使用した。また、解析にあたっては、幾何学的非線形すなわち $P-\Delta$ 効果を考慮した。

解析で得られた $P-\delta$ 曲線、 $M-\Phi_{\text{mean}}$ 曲線、 $M-\delta_{\text{slip}}$ 曲線、および柱基部における $M-\theta$ 曲線を、それぞれ、図-5.14、図-5.15、図-5.16、および図-5.17 に併記した。これらの図には、計算で求めた柱筋の座屈時期を○印で、またこれを基に予測される急激な耐力低下領域を→印で示した。

計算で得られた座屈時期は、実験における急激な耐力低下時期に比べて塑性率が若干小さくはなっているものの、耐力低下時期をほぼ予測できていることが分かる。また、 $M-\Phi_{\text{mean}}$ 曲線、 $M-\delta_{\text{slip}}$ 曲線、および $M-\theta$ 曲線などの解析結果は、計算で得られた座屈時期の塑性率程度までは、実験結果を比較的良くシミュレートできていることが分かる。

5.5 節 結 論

以上述べたように、既往の実験の結果や筆者による実験の結果について、シミュレーション解析を行った結果、以下のことが確認された。

①鉄筋モデルとして、部材の1軸曲げに対して適合性の良かった加藤モデルを用いることにより、2軸曲げを受けるRC柱部材の曲げモーメントー曲率履歴特性をファイバーモデルによって精度良く推定することができる。

②提案した鉄筋座屈の評価手法を用いることによって、交番加力を受けるRC柱部材の耐力の低下時期を比較的よく推定することができる。

③提案した鉄筋の拔出しモデルによって、交番加力を受けるRC柱部材における柱筋の定着端からの拔出し履歴特性、および、拔出しによる柱基部の回転履歴を比較的精度良く推定することができる。

参 考 文 献

- [5.1] 島、篠原、森岡：「フーチングに定着した鉄筋の引抜け量に及ぼす鉄筋間隔の影響」、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年 5月、pp.109-114
- [5.2] 鈴木、張、綿貫、尾坂：「フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量評価法に関する研究」、コンクリート工学論文集、第 3巻、第 1号、1992年 1月、pp.33-43
- [5.3] Viathanatepa, S., Popov, E. P. and Bertero, V. V. : "SEISMIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE INTERIOR BEAM-COLUMN SUBASSEMBLAGES," Report No. UCB/EERC-79/14, June 1979, p.184

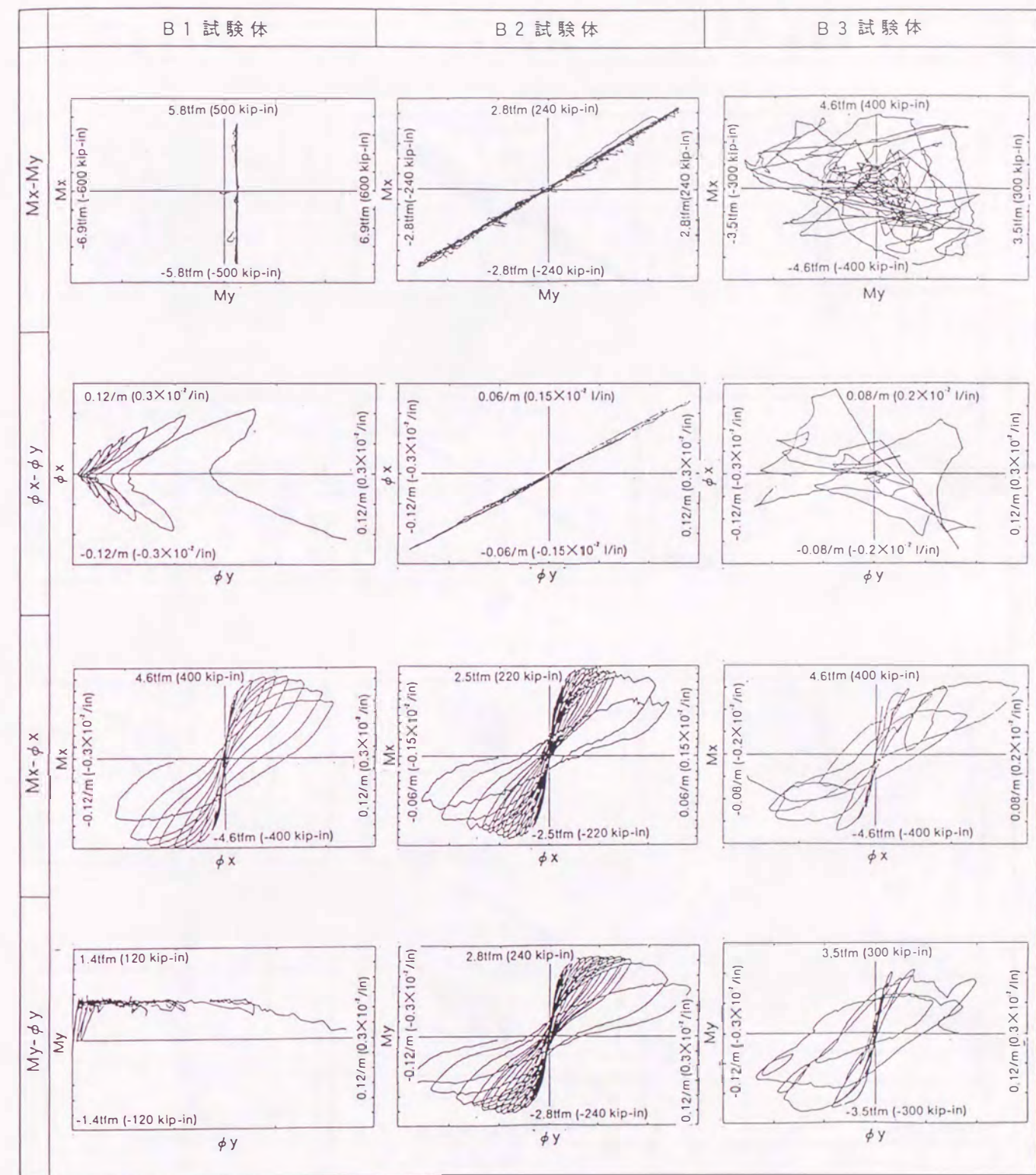


図-5.1 2軸曲げ実験結果

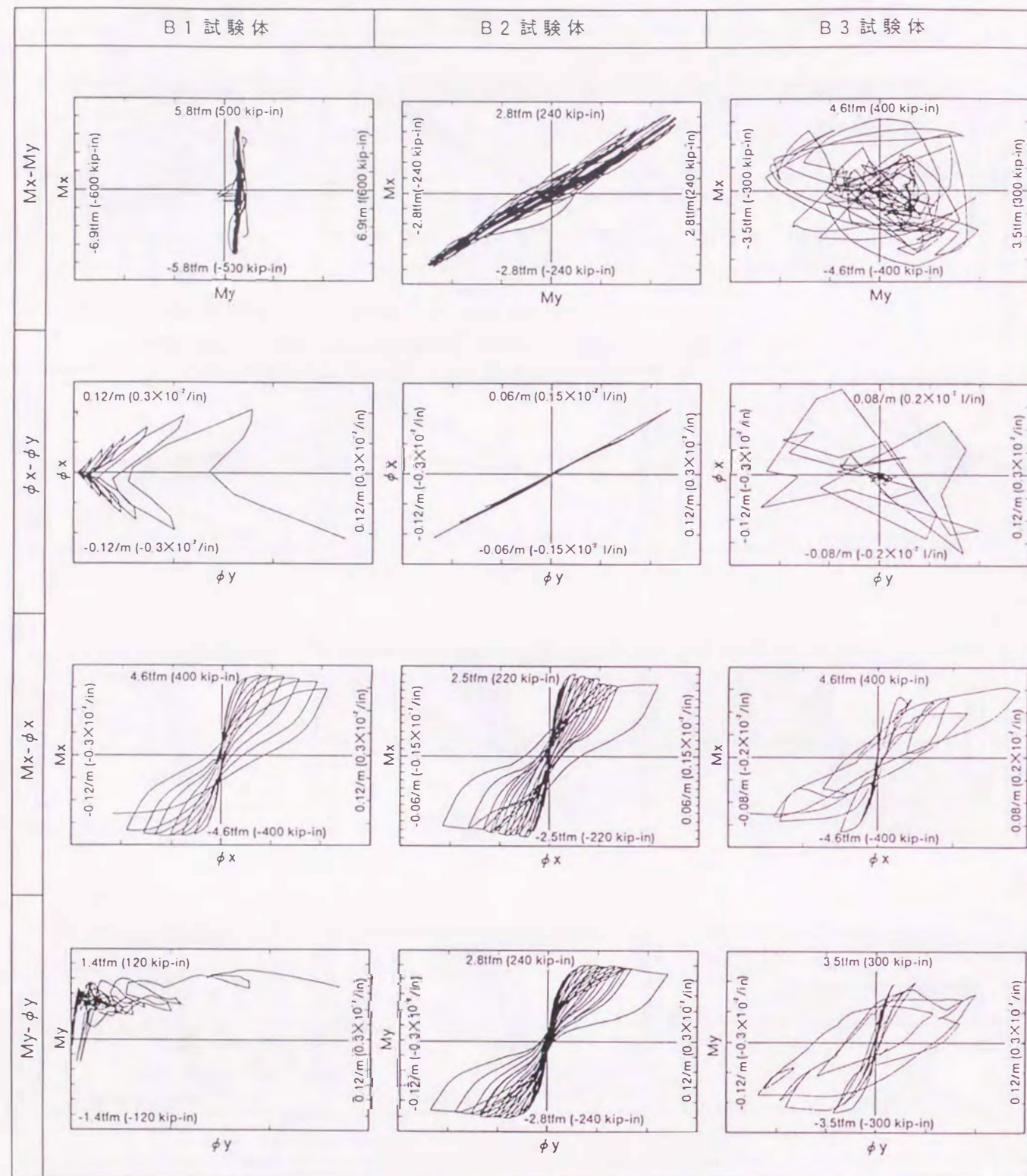


図-5.2 2軸曲げ解析結果

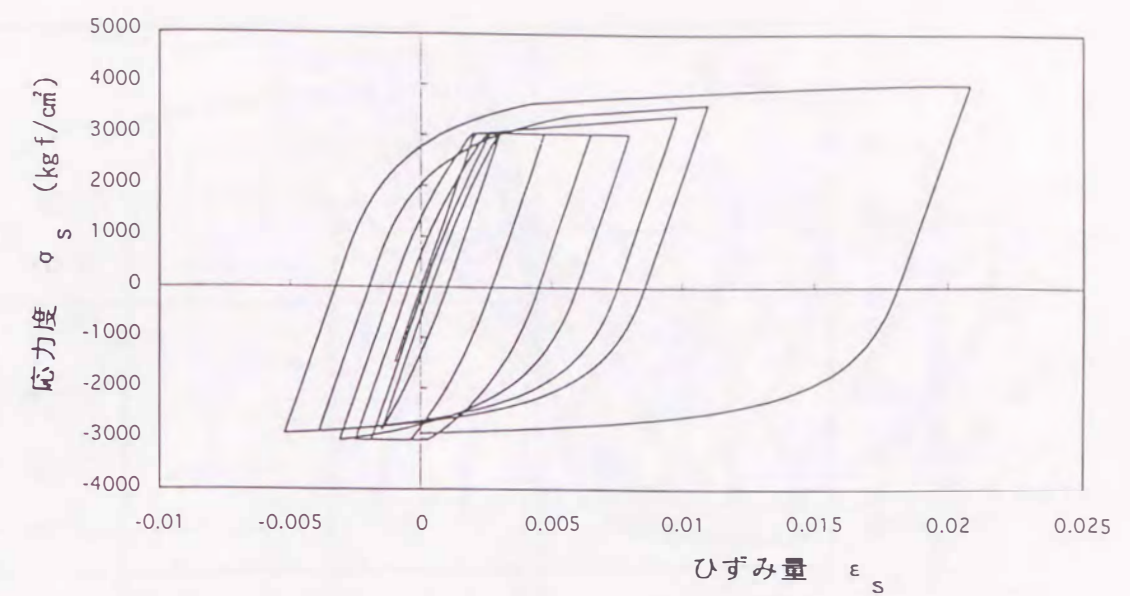


図-5.3 $\sigma_s - \epsilon_s$ 関係

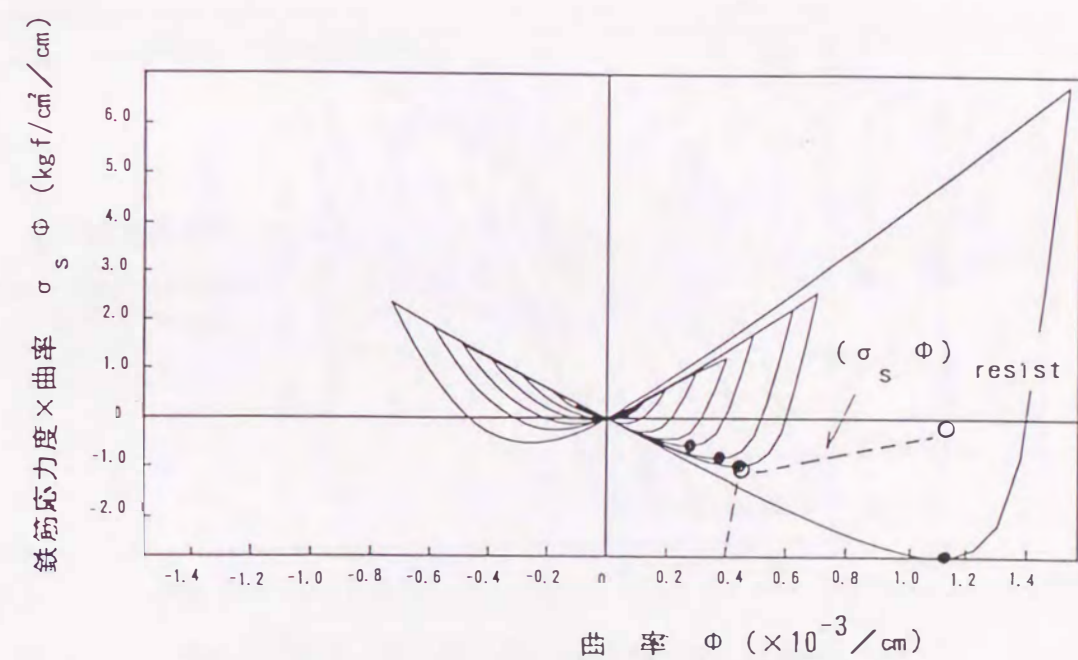


図-5.4 $\sigma_s \cdot \phi - \phi$ 関係

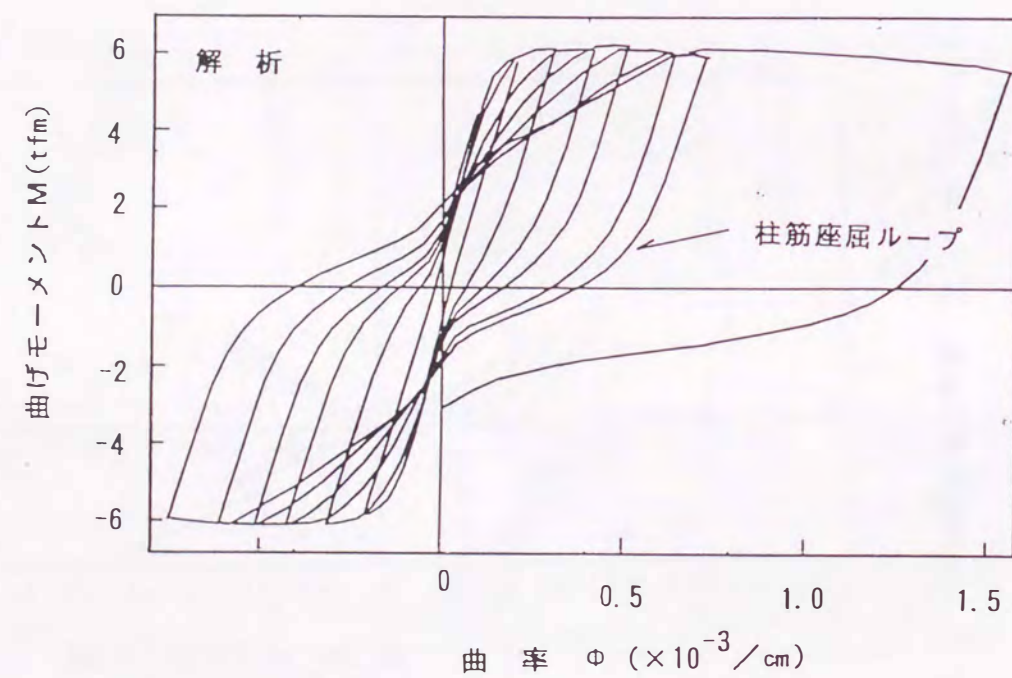
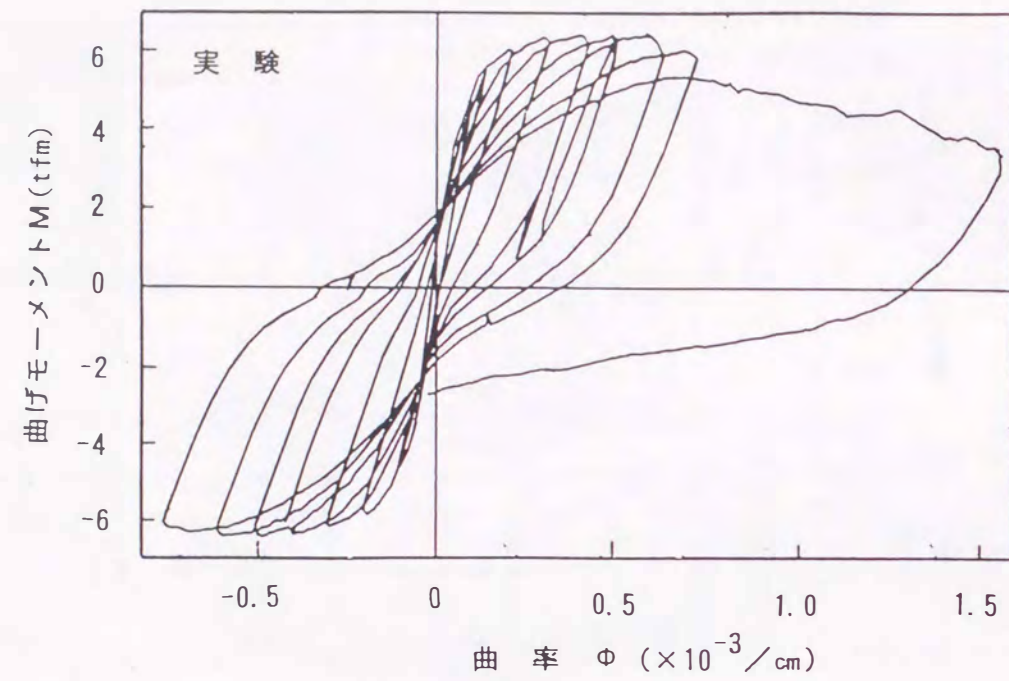


図-5.5 柱筋の座屈時期

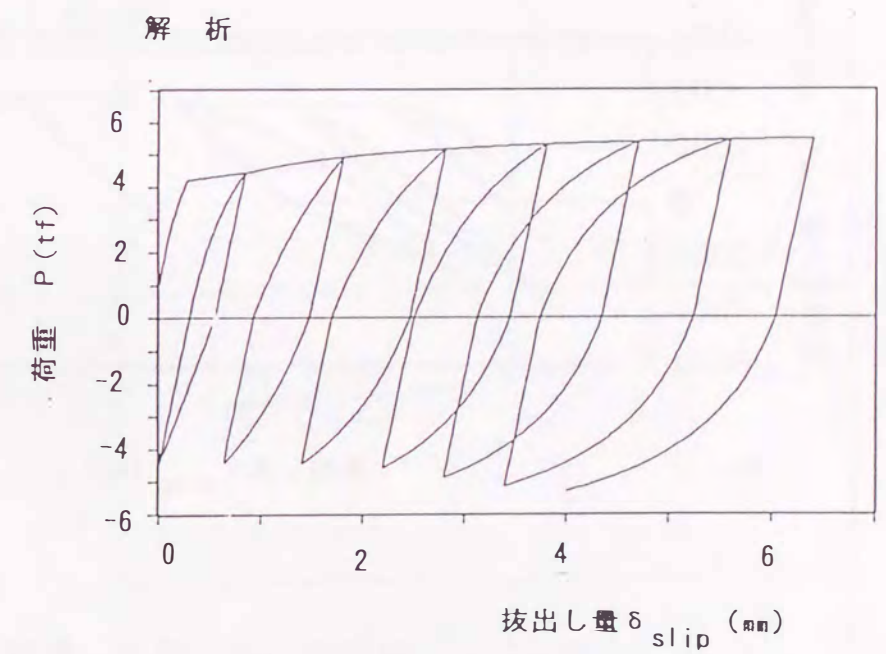
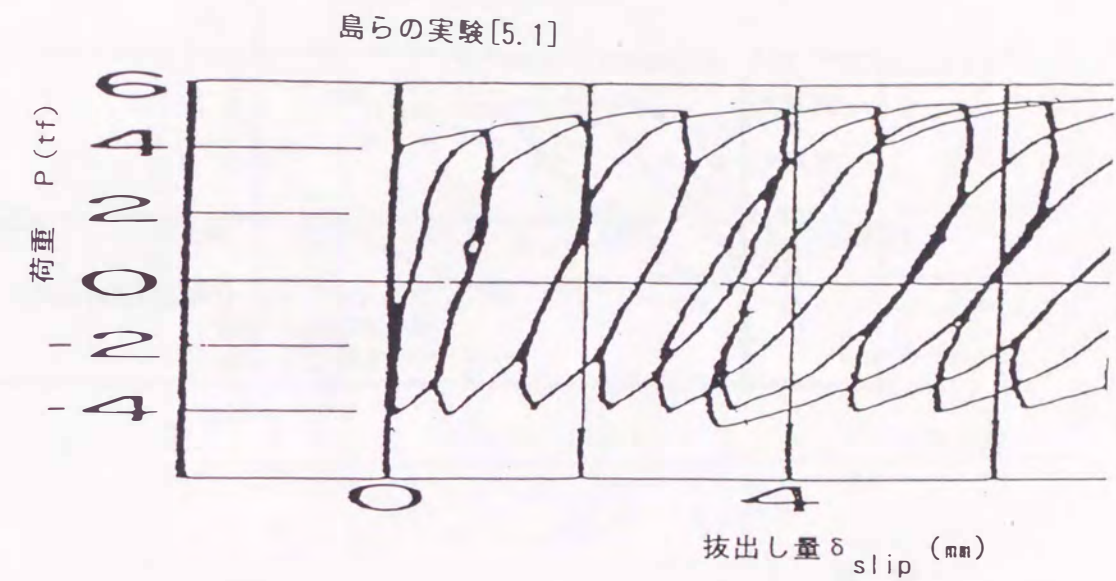


図-5.6 鉄筋引張り力-抜出し量関係

鈴木らの実験[5.2]

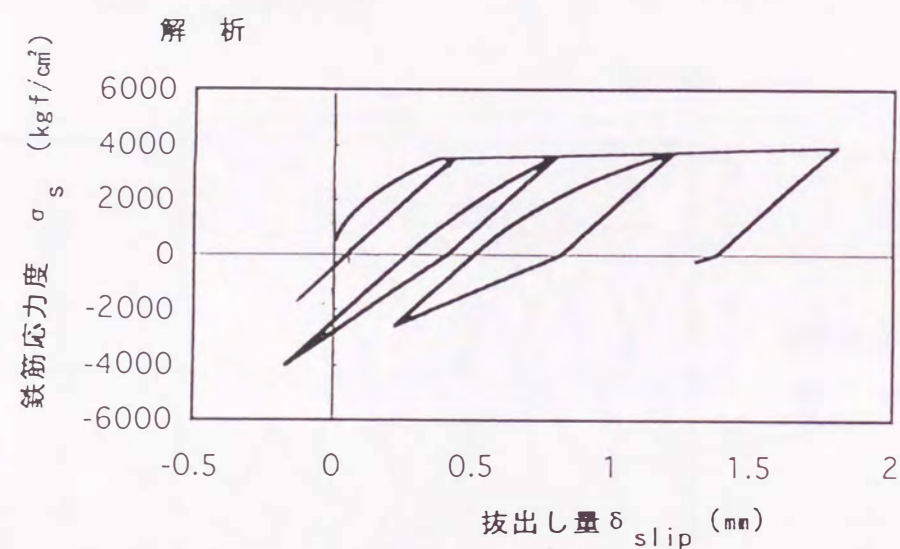
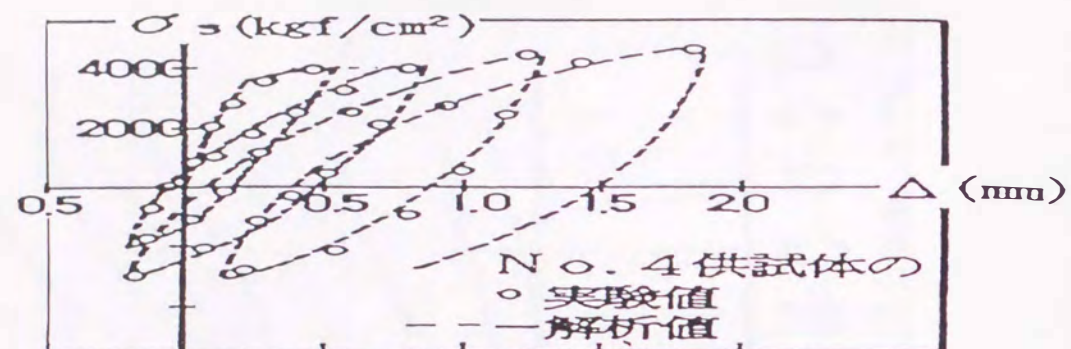


図-5.7 鉄筋応力度-拔出し量関係

Viwathanatepaらの実験[5.3]

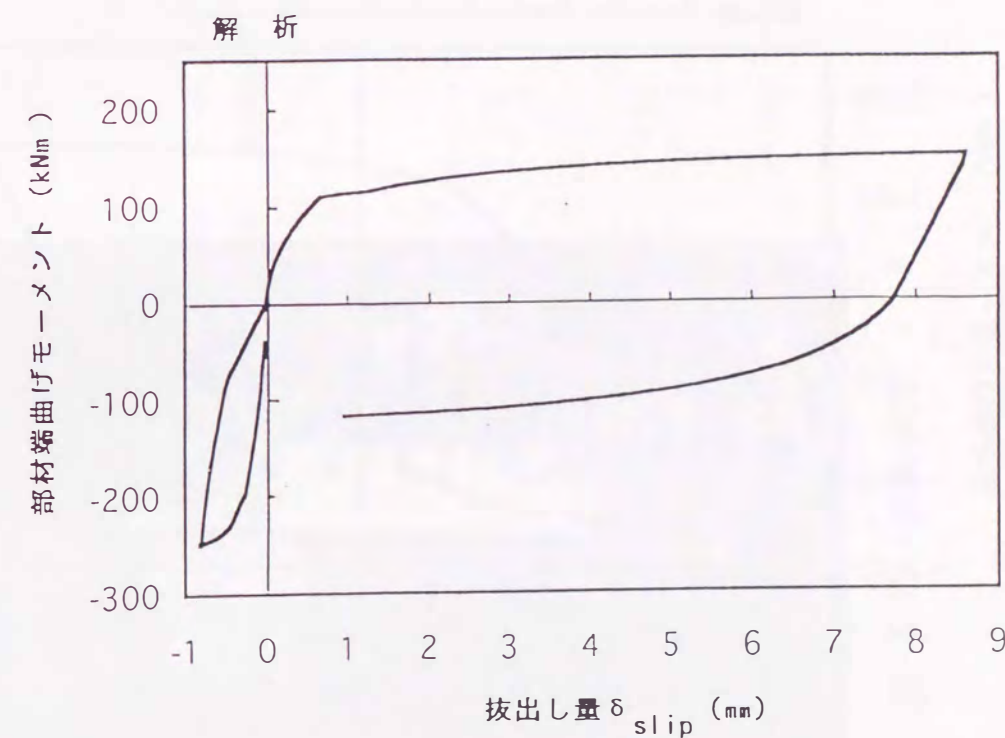
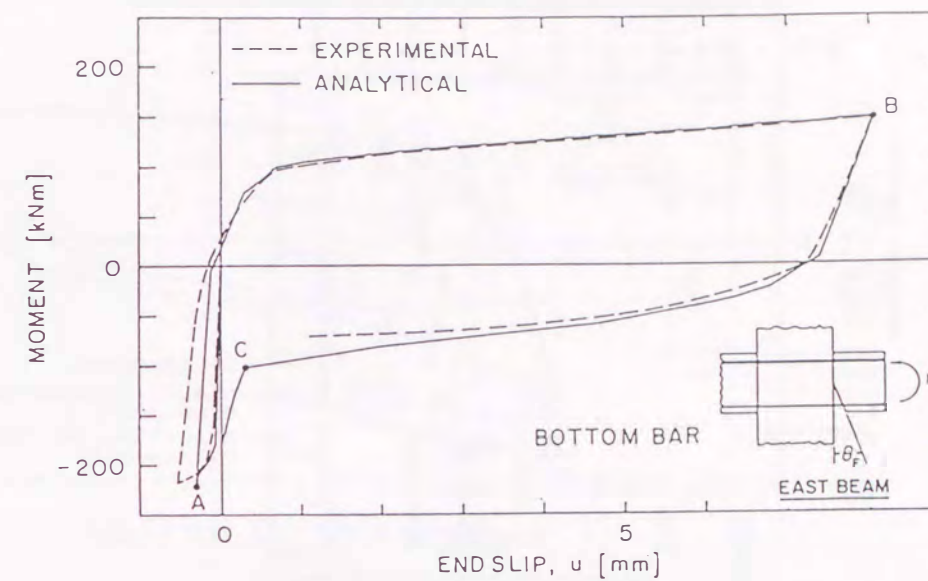


図-5.8 部材端曲げモーメント-拔出し量関係

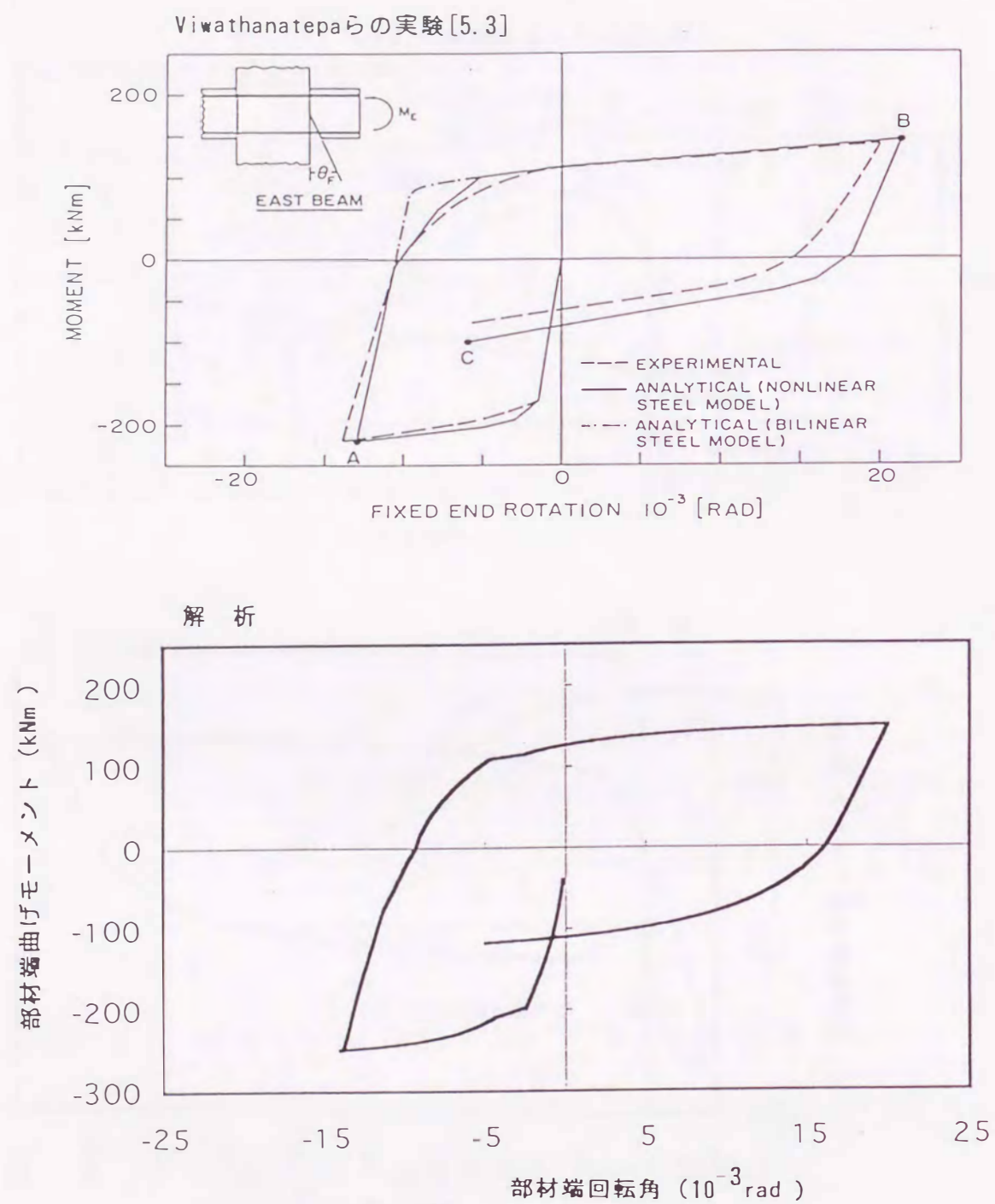


図-5.9 部材端曲げモーメントー回転角関係

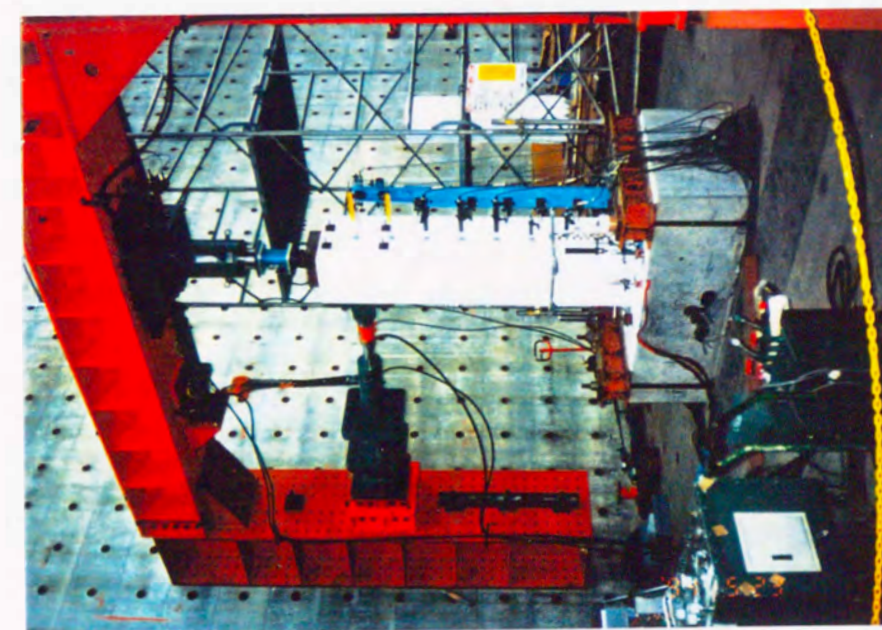


図-5.10 実験状況

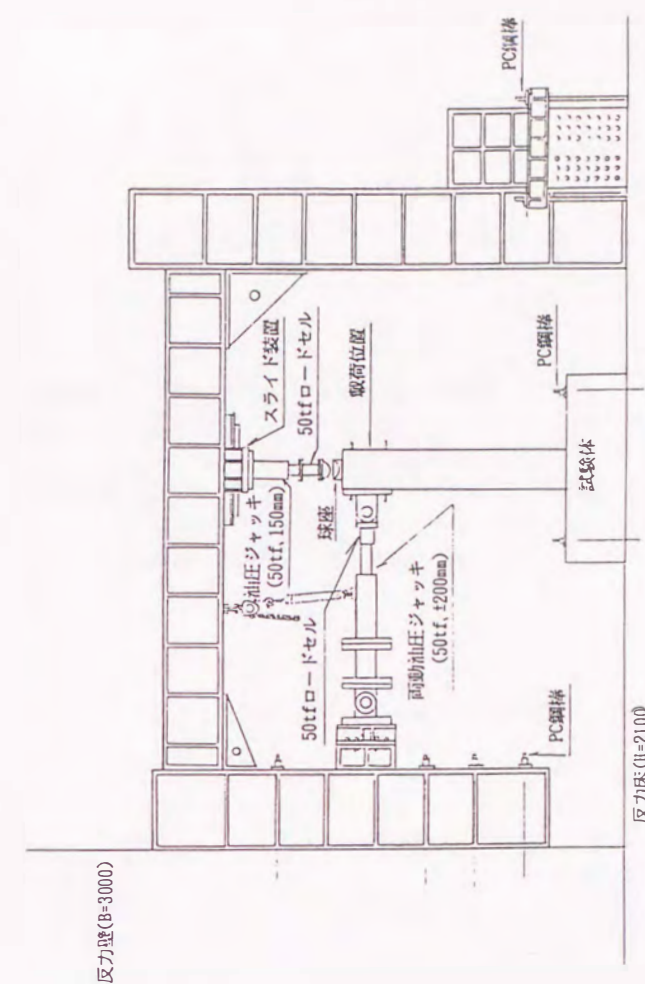


図-5.11 加力方法

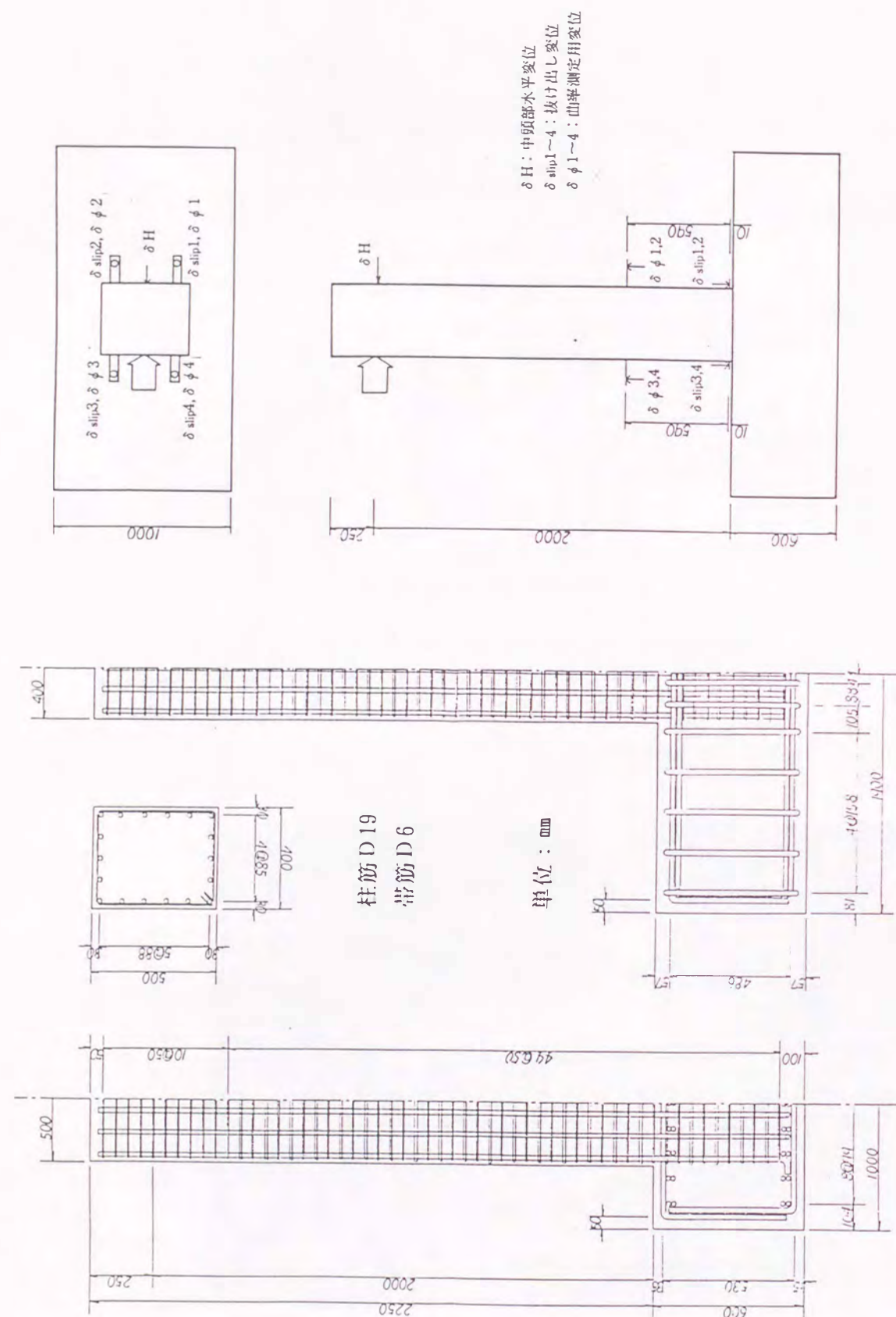


图-5.13 测定位置

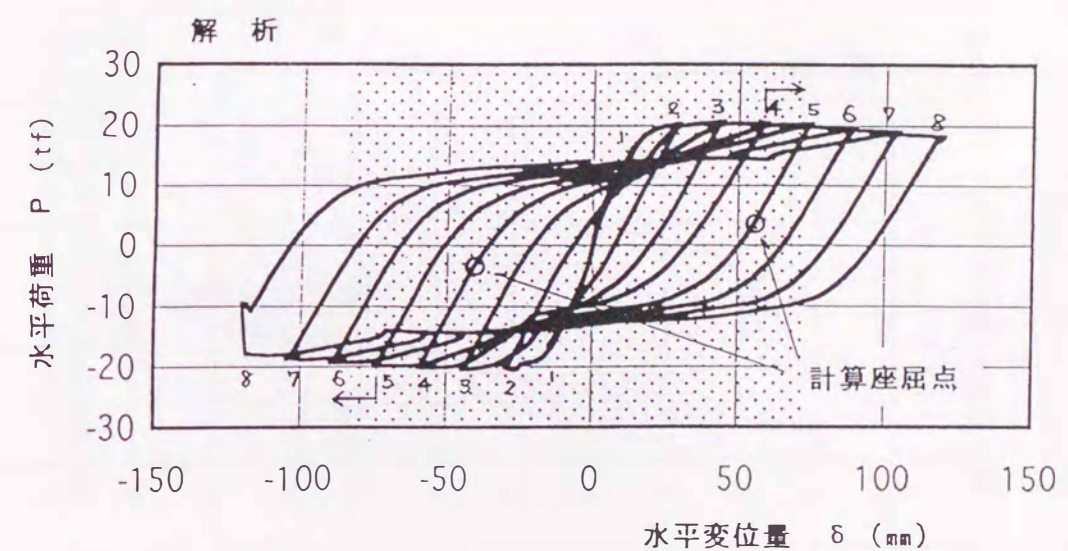
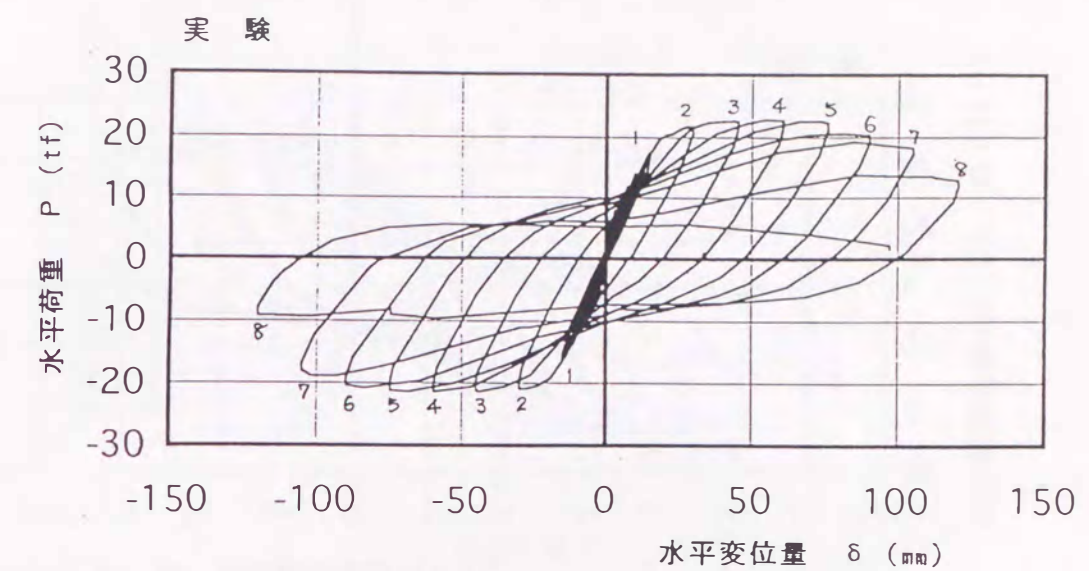


図-5.14 加力点の荷重-変位関係

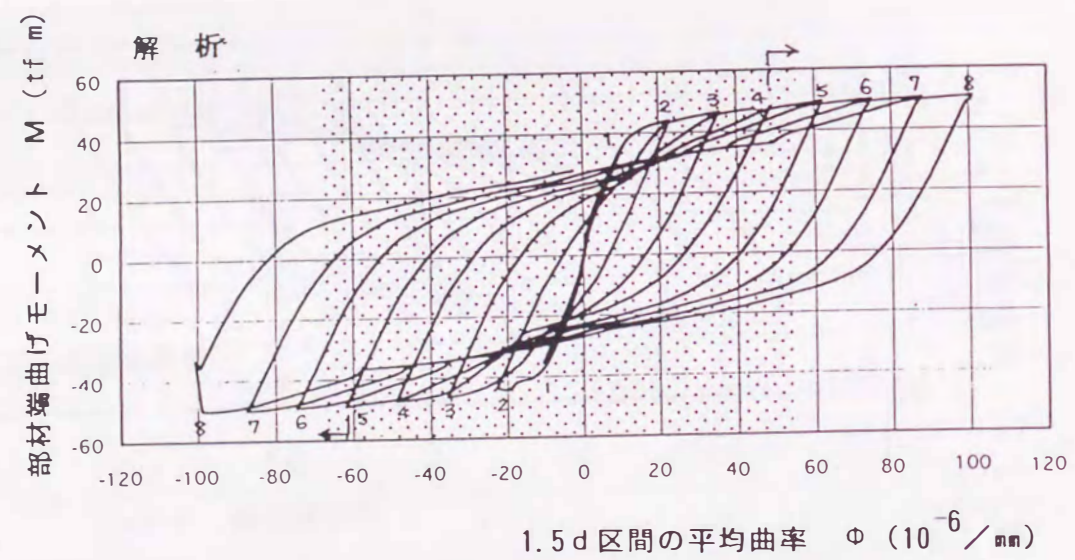
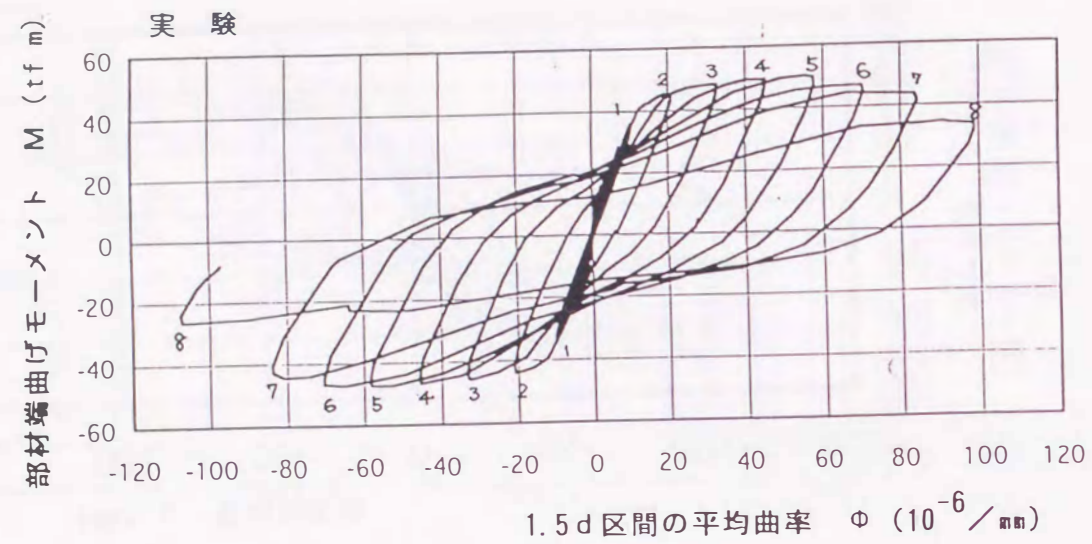


図-5.15 柱基部曲げモーメントー平均曲率関係

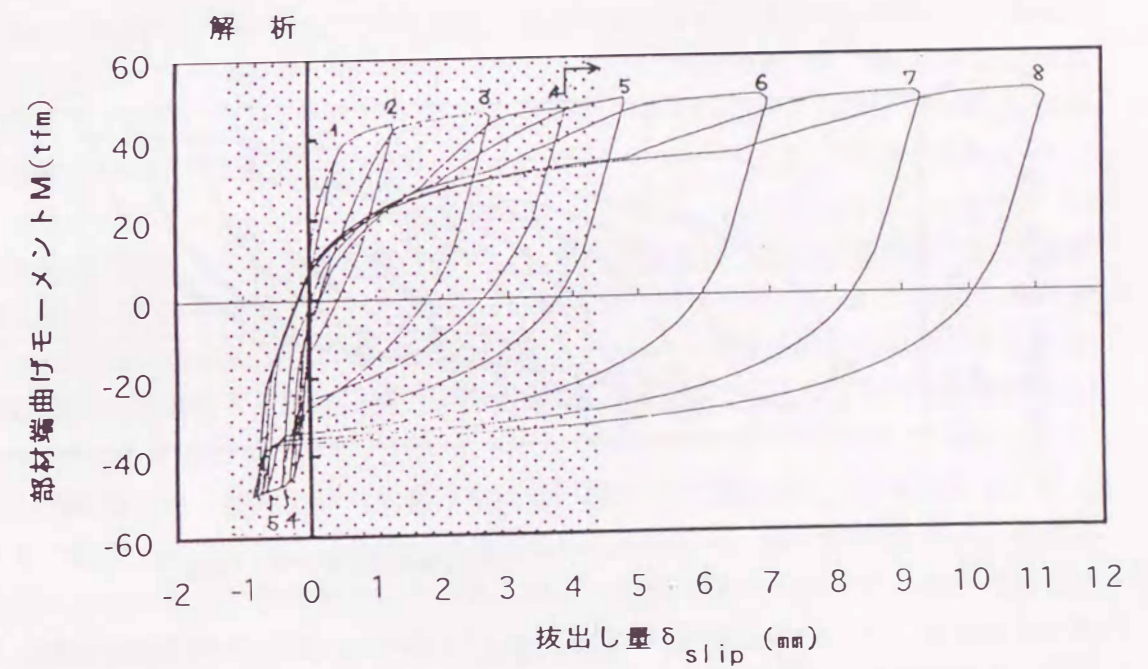
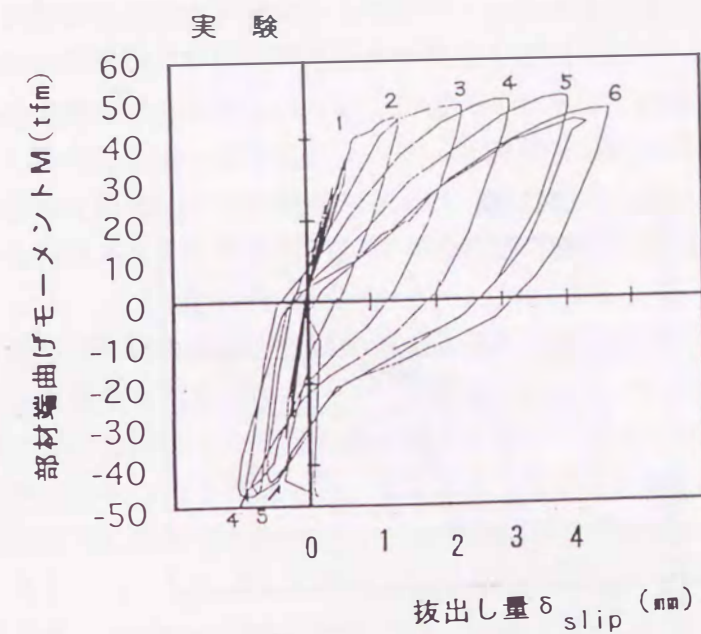


図-5.16 部材端曲げモーメントー拔出し量関係