

論文 鉄筋を途中定着した壁式橋脚の鋼板巻立て補強に関する実験的研究

玉井真一^{*1}・佐藤 勉^{*2}・宮城敏明^{*3}・岡本 大^{*4}

要旨：軸方向鉄筋の途中定着（段落し）を有する既設の壁式橋脚に対して鋼板巻立て工法による耐震補強を行うことを想定して、辺長比1：6の試験体を用いた実験を行った。軸方向鉄筋比0.25%では、鋼板を巻立てるだけで途中定着部の補強効果が得られたが、同0.58%では、途中定着部から斜めひび割れが発生し、補強効果が得られなかった。そのため、補助工法として躯体側面にアンカーボルトを打設した。また、補強後も大変形でスリップ形になる履歴特性となったため、履歴特性が地震時の最大応答変位に与える影響について、動的解析による検討を行った。

キーワード：耐震補強、鋼板巻立て工法、壁式橋脚、途中定着、履歴特性

1. はじめに

既設建造物の鋼板巻立て工法による耐震補強について、筆者らは鉄道ラーメン高架橋の柱を主対象とした実験を行い、変形性能の算定法を提案してきた^{1,2)}。一方、河川橋梁や桁式高架橋の橋脚として用いられている、線路直角方向の幅が線路方向の厚さに比べて大きい壁式橋脚は、ラーメン高架橋の柱に対して以下の相違がある。

- ①軸方向鉄筋比が低い。
- ②軸方向鉄筋の途中定着（段落し）がされている場合が多い。
- ③せん断補強鉄筋が少なく、橋脚下端に先行して途中定着部が降伏した場合、途中定着部を起点としてせん断破壊する危険性がある。
- ④橋軸直角方向の辺長が大きく、軸方向鉄筋の座屈に対して鋼板による拘束効果が得られにくい。

したがって、これまでの実験結果や変形性能算定式を適用できない場合があると考え、壁式橋脚を対象とした鋼板巻立て工法による耐震補強実験を行った。

なお、耐震補強の対象とする荷重方向は、線路方向（短辺方向の曲げ）とした。

2. 実験の概要

実験は、軸方向鉄筋比および鋼板を橋脚躯体側面に固定するアンカーボルトの有無を変化させ、表-1に示す5ケースを実施した。

試験体の縮尺は1/3程度で、実橋脚の調査結果から断面の辺長比を6、せん断スパン比を4とした。軸方向鉄筋比は実橋脚における曲げせん断耐力比の最頻値付近を与える0.25%および最小値付近を与える0.58%の2通りとした。また、実橋脚のせん断補強鉄筋は定着の不十分な幅止め筋程度であることが多いため、試験体ではせん断補強鉄筋を配置せず軸方向鉄筋に直交する配力筋のみを配置した。

鋼板巻立て補強を行ったNo.2,4,5は図-1のように軸方向鉄筋を1/3ずつ途中定着した。途中定着位置は、計算上、下方の途中定着部の降伏が下端断面に先行するように決定した。一方、鋼板巻立て補強を行わないNo.1,3は途中定着部

*1 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当 工修 (正会員)

*2 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 橋梁担当 工博 (正会員)

*3 東急建設(株)技術研究所 土木研究室 (正会員)

*4 東急建設(株)技術研究所 土木研究室 工修 (正会員)

表-1 実験ケース一覧

名称	軸方向鉄筋比 (%)	段落し	補強	コンクリート圧縮強度 f_c (N/mm^2)	軸方向筋降伏強度 f_y (N/mm^2)	耐力計算値					
						下端断面曲げ耐力時		下端せん断耐力		カットオフ点1せん断耐力	
						M_{max} ($kN\cdot m$)	V_{max} (kN)	V_{y1} (kN)	V_{y1}/V_{max}	V_{y2} (kN)	V_{y2}/V_{max}
No.1	0.25	なし	なし	24.1	345	755	378	703	1.86	-	-
No.2		2回	t3.2鋼板	24.7	345	779	389	719	1.85	659	1.69
No.3		なし	なし	22.9	366	1473	737	832	1.13	-	-
No.4	0.58	2回	t3.2鋼板	23.5	366	1498	749	853	1.14	773	1.03
No.5			t3.2鋼板 +D6アンカーボルト	34.5	358	1464	732	953	1.30	876	1.20

耐力計算値は「鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物」³⁾による。 V_{max} は下端断面が M_{max} に達した時のせん断力を示す。

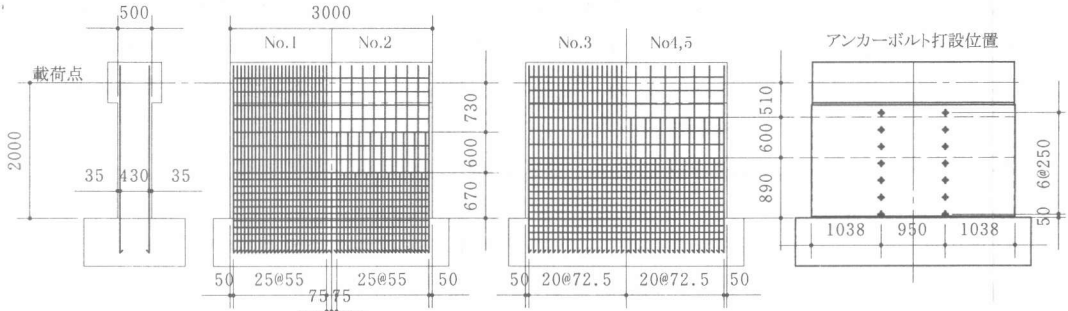


図-1 試験体

に対する補強の目標とするため、軸方向鉄筋の途中定着を行わなかった。

鋼板巻立て補強にはt3.2mm、SS400の鋼板を使用し、橋脚躯体全長（荷重スタブ下まで）を補強した。鋼板と躯体の間隔は10mmとし、モルタルを充填した。No.5は、途中定着部で鋼板と躯体を一体化させるとともに鋼板下端のはらみ出しを拘束する目的でアンカーボルト（D6鉄筋、15D=90mm長、2列）を打設した。No.4のせん断ひび割れ発生状況より隅角部から断面高さの2倍以上離れると鋼板の補強効果が低下すると判断し、水平方向の間隔は断面高さの2倍とした。また、No.3の軸方向鉄筋座屈状況より橋脚下端から断面高さの範囲で有効に鋼板を拘束するために、鉛直方向の間隔を断面高さの1/2倍とし、橋脚全長にわたり一定とした。また、No.4では鋼板とフーチングの接触により鋼板と躯体が剥離したため、No.5ではこれを防ぐ目的で鋼板下端に20mmの隙間を設けた。

荷重は一定軸力0.5N/mm²下での正負交番荷重とした。試験体間で変位を揃えるために、部材角（荷重点変位/高さ）±1/300, ±2/300, ±

4/300, ±6/300・・・を各3回繰り返した。

3. 実験結果と考察

各試験体の荷重-変位関係を図-2に、最大耐力時の曲げモーメントおよび曲率の分布、実験終了時のひび割れ状況を図-3に示す。

(1) 試験体No.1

作用曲げモーメントとひび割れ耐力の差が小さく、曲げひび割れの発生範囲は躯体高さの1/2以下であった。したがって、躯体の曲げ変形が小さく、軸方向鉄筋の抜出しに依存した変形性状となった。±6/300の荷重で軸方向鉄筋の座屈が生じてかぶりコンクリートが剥落し、履歴特性がそれまでの紡錘形からスリップ形に変化した。しかし、軸方向鉄筋内側のコンクリートの損傷は少なく、大変形における耐力低下が少ない挙動を示した。

(2) 試験体No.2

途中定着部では軸方向鉄筋が降伏せず、橋脚下端で破壊した。No.1と同様に±6/300の荷重で軸方向鉄筋の座屈が生じ、履歴特性がスリップ形に変化した。

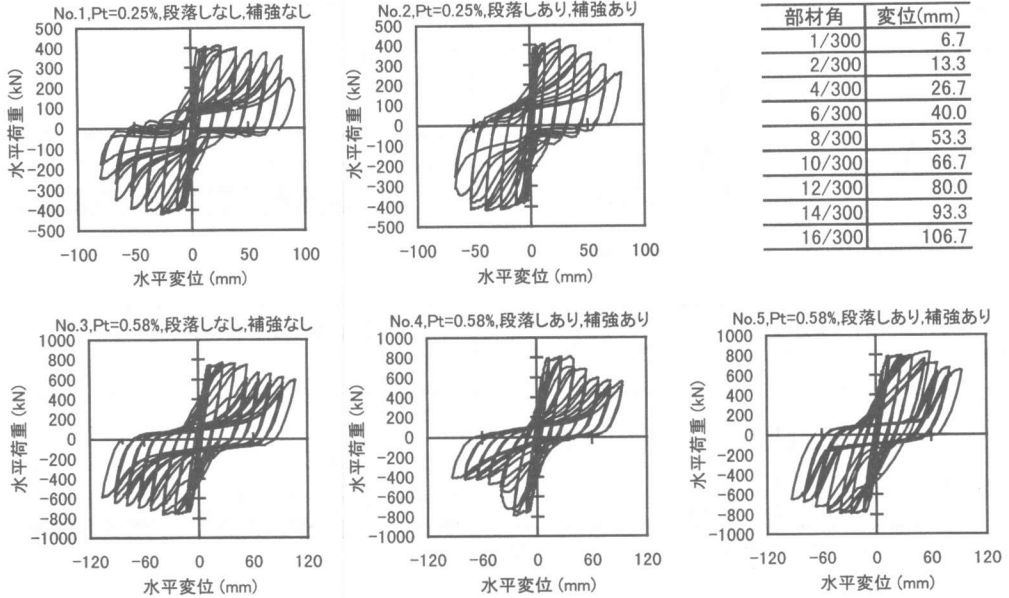


図-2 各試験体の荷重-変位関係

(3)試験体No.3

試験体No.1と比較して、作用曲げモーメントとひび割れ耐力の差が大きいため、躯体上方まで曲げひび割れが発生した。±6/300の载荷でNo.1よりも長い座屈長で軸方向鉄筋が座屈した。また、No.1と比較して曲げせん断耐力比が小さいために曲げひび割れが斜め方向に進展したが、No.1と同様に軸方向鉄筋内側のコンクリートの損傷は少なく、大変形における耐力低下が少ない挙動を示した。

(4)試験体No.4

-6/300の载荷で耐力が大きく低下した。実験終了後に鋼板を除去したところ、下方の途中定着部の载荷面中央付近を起点とする斜めひび割れが断面を貫通していた。図-3に示した曲率分布図からも、途中定着位置で大きな変形が生じていることがわかる。No.4をNo.2と比較すると以下のことが考えられる。

- ①作用曲げモーメントがNo.2より大きく、途中定着位置に発生した曲げひび割れが拡がる。
- ②载荷面の中央付近では、鋼板が躯体変形を拘束する効果が小さく、曲げひび割れの拡大に抵抗できない。

③曲げせん断耐力比がNo.2と比較して小さいため、曲げひび割れが斜め下方に進展し、断面を貫通する斜めひび割れに至る。

(5)試験体No.5

-8/300の载荷で、圧縮側となる面の最下段のアンカーボルトが断面から引き抜け、鋼板のはらみ出しを生じた。それ以降、履歴特性がスリップ形に変化した。耐力の急激な低下は生じなかった。一方、正载荷時に圧縮側となる面ではアンカーボルトの引抜けは生じなかった。途中定着位置には最終加力時まで曲率の突出は見られず、途中定着補強の目的が達成された。なお、No.5のコンクリート強度は他と比べて高いが、耐力比はNo.2よりも低く、実験目的には影響していないと思われる。

No.2とNo.4,5を比較すると、以下の条件である場合は、鋼板側面をアンカーボルトで固定する等の補助工法が必要であると思われる。

- ①途中定着位置での作用曲げモーメントとひび割れ耐力の比が大きい(図-3曲げモーメント図より概ね1.2程度以上)。
- ②途中定着位置での曲げせん断耐力比が小さい(表-1 V_y2/V_{max} より概ね1.5程度以下)。

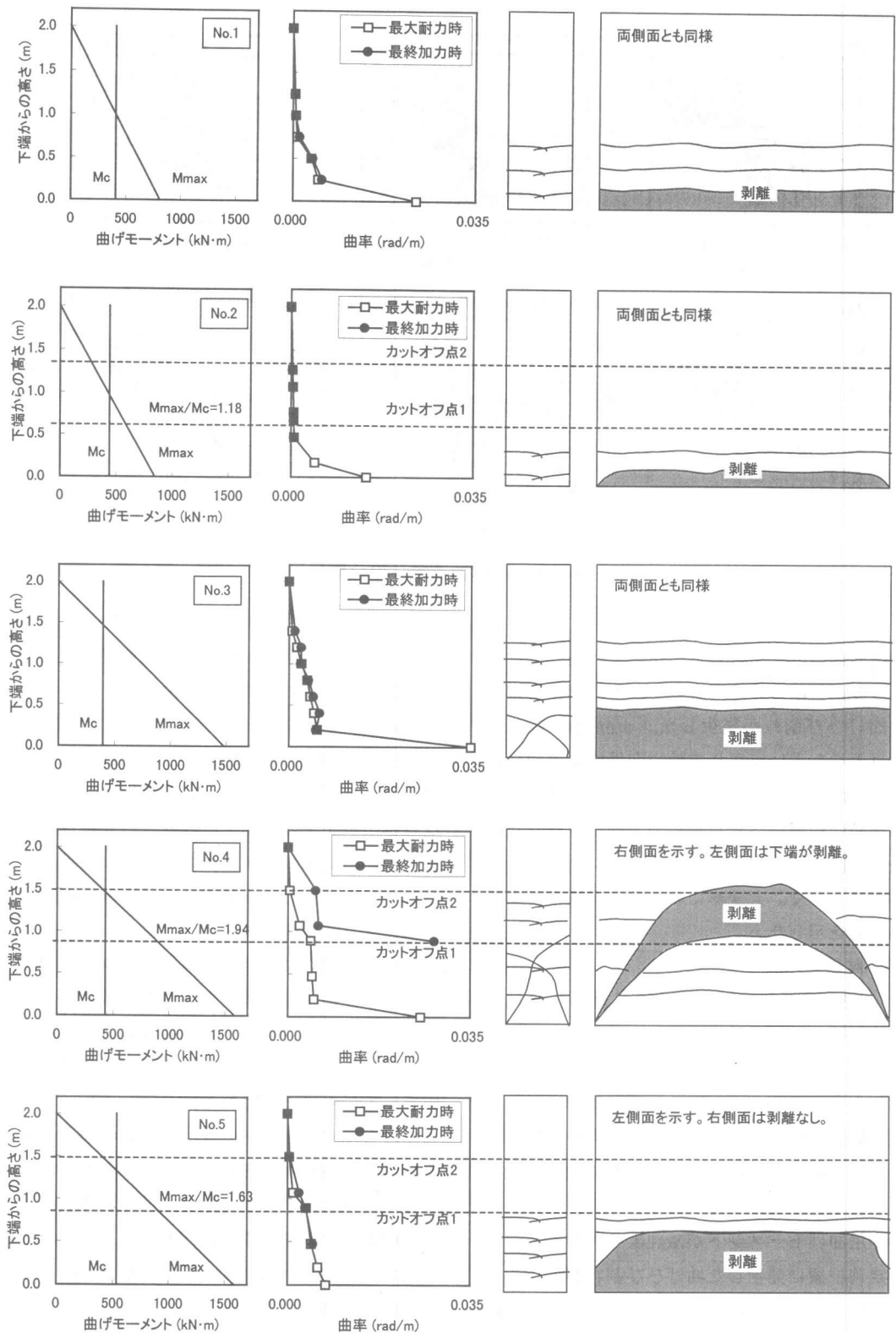


図-3 各試験体の曲げモーメント分布, 曲率分布, ひび割れ状況

4. 履歴特性に関する考察

実験では鋼板巻立て補強により途中定着部での降伏を防止し破壊断面を橋脚下端とすることはできたが、大変形でスリップ形となる履歴性状を紡錘形に改善するまでには至らなかった。

履歴性状を改善するためには、橋脚下端で生じる軸方向鉄筋の座屈を強力に拘束する等の手段が必要であると考えられるが、断面が増大することや費用面からその実施は容易でない。一般にスリップ形の履歴性状はエネルギー吸収能力が小さく好ましくないものとされているが、既設構造物の耐震補強において履歴性状を改善する必要があるかどうかは、地震時の応答値に履歴性状が与える影響を検討してから決定するべきである。そこで、試験体No.2をモデル化した同一の骨格曲線に対して紡錘形とスリップ形の2通りの履歴法則を与えた復元力モデルを用いて時刻歴応答解析を行い、履歴法則の相違が最大応答変位に与える影響を考察した。

解析モデルは図-4に示す1質点モデルとし、

質点には上部工と橋脚躯体の等価質量を与えた。復元力モデルは図-5、6に示す修正Takedaモデル⁴⁾および、Takeda Slipモデル⁵⁾を用いた。各モデルと実験の累積吸収エネルギーおよび等価粘性減衰定数は図-7、8に示すようである。変位が小さい範囲では、実験の履歴特性は紡錘形であり、等価粘性減衰定数は修正Takedaモデルに近いが、大変形時には実験の履歴特性はスリップ形に変化し、等価粘性減衰定数はTakeda Slipモデルに近くなる。入力波はG3AおよびG3B⁶⁾を用い、減衰は初期剛性比例型で1次モードの減衰定数は5%とした。なお、数値積分はNewmark β 法を用い、積分時間間隔は0.01秒とした。構造物の固有周期は0.1秒である。

図-9に、両復元力モデルの応答変位波形を示す。図中に最大応答変位を示した。今回の解析条件では履歴法則の相違によるエネルギー吸収能力の差異があっても、最大応答変位の差異はほとんど生じていない。地震時の応答には入力波の特性と基礎を含めた構造物の特性の双方

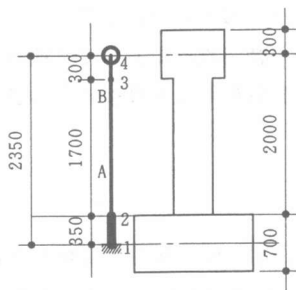


図-4 解析モデル

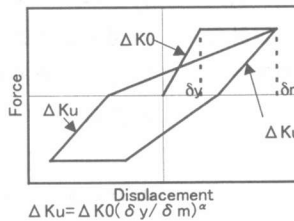


図-5 修正 Takeda モデル

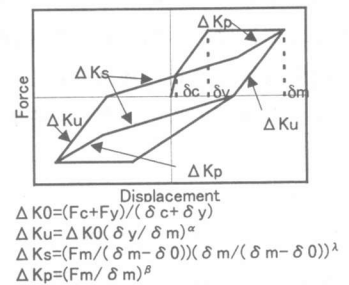


図-6 Takeda Slip モデル

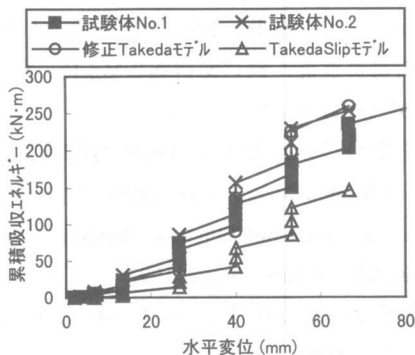


図-7 累積吸収エネルギーの比較

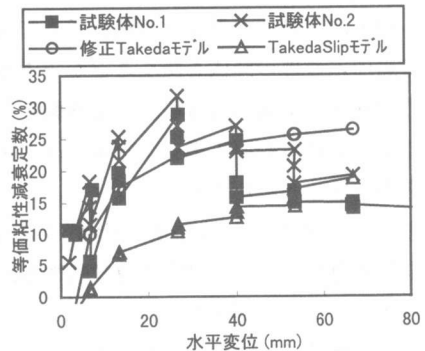


図-8 等価粘性減衰定数の比較

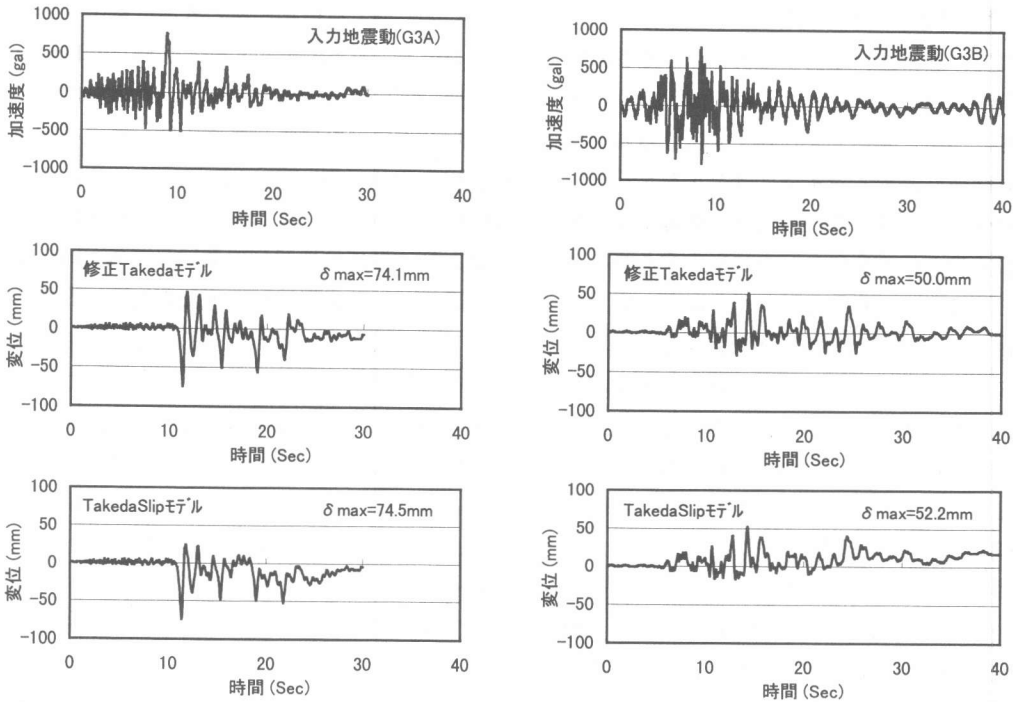


図-9 入力加速度波形および応答変位波形

が影響するため、部材のみを対象とした本解析では履歴特性を紡錘形に改善する必要性を判断するまでには至らないが、実橋脚の補強設計では同様な検討により補強の程度とその効果を検証する必要があるものと考えられる。

5. まとめ

軸方向鉄筋を途中定着した壁式橋脚に対して鋼板巻立て補強による耐震補強実験を行った。今回の実験条件の範囲で以下の結果が得られた。

(1)軸方向鉄筋比が0.25%と0.58%の場合の比較から、軸方向鉄筋比が低ければ鋼板巻立て補強のみで途中定着部の降伏を防ぐことができるが、軸方向鉄筋比が高い場合に有効な補強を行うためには橋脚躯体側面でアンカーボルトにより鋼板を固定する必要がある。

(2)鋼板巻立て補強を行っても、大変形では軸方向鉄筋が座屈し、それ以降の履歴特性が紡錘形からスリップ形に変化する。

(3)履歴法則が紡錘形であるかスリップ形で

あるかの差異による最大応答変位の差異は、両者のエネルギー吸収能力の差異と比較して小さい場合があるため、補強設計においては補強程度とその効果を応答解析等により検証する必要がある。

参考文献

- 1)瀧口将志・渡辺忠朋・西川佳佑：鋼板巻き補強されたRC柱の変形性能について、コンクリート系建造物の耐震技術に関するシンポジウム論文報告集，pp.201-208，1997.4
- 2)玉井真一・佐藤勉：鋼板巻立て補強したRC柱の変形性能，鉄道総研報告Vol.12，No.9，pp.39-44，1998.9
- 3)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説コンクリート構造物，1992.11
- 4)Carr,A.J.：Ruaumoko Inelastic Analysis Program，University of Canterbury，1992
- 5)梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法，技報堂，1982