

鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす 断面寸法の影響に関する研究

星限順一¹・運上茂樹²・長屋和宏³

¹正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 建設省土木研究所 耐震研究室 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地)

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する破壊までを考慮した実験としては世界でも最大規模の正負交番載荷実験を行うとともに、これを可能な限り理想的にスケールダウンさせた縮小模型に対しても同様な実験を行い、繰り返し荷重下における塑性変形挙動について、拘束効果、曲げ性状、軸方向鉄筋の伸び出し性状の観点から断面寸法の影響について検討を行った。その結果、断面寸法が大きくなると帯鉄筋による軸方向鉄筋の座屈抑制効果が小さくなること、塑性曲率が生じる範囲は縮小模型の方が相対的にやや広がったが、これは軸方向鉄筋の座屈長の相対的な差によるものであること、フーチングからの伸び出し変位は、縮小模型の方が相対的にやや大きくなる傾向があることが明らかとなった。

Key Words : size effect, inelastic behavior, full-scale reinforced concrete columns, confinement, plastic curvature, strain penetration effect

1. はじめに

構造物の耐震設計では、部材が保有する塑性変形性能やエネルギー吸収性能を考慮した設計体系が広く適用されている。橋梁の場合、一般に橋脚に塑性ヒンジが誘導され、例えば、単純な一本柱式橋脚では橋脚基部が塑性ヒンジとなる。したがって、この塑性ヒンジとなる断面領域では、所要の塑性変形性能が発揮されるように設計することが重要である。

鉄筋コンクリート製の橋脚の場合には、横拘束筋による内部コンクリートの拘束効果の向上により、塑性変形性能を高めることができることが知られており、横拘束筋の配筋に応じた塑性変形性能の評価手法に関しては、国内だけでもこれまでに様々な提案がなされている^{1)~7)}。ここで特徴的なのは、この種の研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能の評価式が、多くの模型供試体による正負交番載荷実験から得られた実験データの統計的な分析結果に基づいて導き出されていることである。これは、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形挙動を議論する上で、正負交番載荷実験等による実験データが最も信

頼性があるためと考えられ、米国等においても実験結果をベースとした変形性能評価法が提案されている^{8),9)}。

ところで、このような実験式の適用に当たっては、その適用範囲に注意しなくてはいけない。既往の鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価式においては、曲げ耐力とせん断耐力の比、軸方向鉄筋比、帯鉄筋比、軸力比、せん断支間比等の力学的指標によりその適用範囲が示されている。しかしながら、いずれの評価式においても、断面寸法に関する適用範囲が明確にされないことが多い。これは、変形性能評価式の根拠となった正負交番載荷実験では、実験の実施に係る様々な制約条件から実橋脚と同程度の断面寸法での実験が現実には難しく、断面寸法が実際の橋脚よりもずっと小さい縮小模型を用いざるを得ないためであり、その縮小模型による実験結果を実橋脚にまで外挿して適用できるものとみなしているのである。その一方で、断面寸法や配筋詳細が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に影響を及ぼすことも指摘されており¹⁰⁾、実物大規模の供試体による実験と寸法効果の解明が強く求められているところであ

る⁷⁾。

鉄筋コンクリート部材の塑性変形性能に及ぼす寸法効果の影響については、これまでのところその研究例が非常に少ない。建築の分野でははり部材を対象として1方向荷重という条件で寸法効果に関する検討が行われた例はあるが^{11),12)}、検討対象となっているはりの有効高さは大きい供試体でも高々50cm程度であり、鉄筋コンクリート橋脚のような大断面での検討ではない。橋脚を対象とした実験的な研究としては幸左らの研究がある¹⁰⁾。幸左らは、実橋脚の配筋詳細をモデルとし、断面が100cm×116.7cmの1/3縮小模型と、30cm×35cmの1/10縮小模型に対して正負交番荷重実験を行い、これらの実験結果の比較を行っている。実験結果によれば、1/10縮小模型と1/3縮小模型では、終局変位を降伏変位で除して求めたじん性率の値としては、1/10縮小模型の方が若干小さくなるものの大差はないと結論づけられている。しかしながら、断面寸法の相対比が0.3であるのに対して、軸方向鉄筋径の相対比は1.5であり、1/10縮小模型では相対的に著しく太い軸方向鉄筋が用いられていることに注意する必要がある。このような場合、塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位等、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を評価する上で重要な指標に有意な相対差が生じることが考えられ、単にじん性率を比較するだけでは寸法効果の影響を正しく評価できないものと考えられる。

一方、米国においては、1983年にStoneらが直径152.4cmの円形断面とこれを1/6に精度よく忠実に縮小した直径24.9cmの円形断面に対して正負交番荷重実験を行い、その結果を基に寸法効果に関する研究を行っている¹³⁾。その結果、縮小模型で骨材寸法の小さいマイクロコンクリートを使用すると変形が相対的に大きくなる影響はあるが、通常のコンクリートを用いれば、破壊モード、履歴吸収エネルギーに及ぼす断面寸法の影響は顕著ではないこと、また、じん性率で比較すると、大型模型の方がやや大きくなること等が報告されている。

このようにごく限られた研究例はあるが、我が国における鉄筋コンクリート橋脚では、断面寸法はこれらの既往の実験で用いられてきた模型よりもさらにもっと大きく、また円形断面よりも拘束効果の小さい矩形断面が多く用いられている。寸法効果の解明には、このような我が国において実橋レベルと言える模型に対する実験データと、これをできる限り忠実にスケールダウンさせた縮小模型による実験データとの比較が必要であると考えられる。

このような背景から、本研究では、実橋脚と同じ

構造条件を再現するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番荷重実験としては世界でも最大級の断面寸法(2.4m×2.4m)の供試体に対して実験を行い、繰返し荷重下における塑性変形性能と塑性ヒンジ領域での拘束効果について検討を行った。さらに、断面寸法で1/4の縮尺となる縮小模型に対しても同様な実験を行い、これらの実験結果の比較により、塑性変形性能に及ぼす断面寸法の影響について拘束効果、曲率性状、軸方向鉄筋の伸び出し性状の観点からそれぞれ考察した。

なお、著者らは、文献14)に水平カー水平変位の履歴曲線や曲率分布等、実験結果の一部を速報的に発表した¹⁴⁾が、本文では、寸法効果という観点からさらに検討して得られた知見を加えるとともに、拘束効果や軸方向鉄筋の伸び出し性状についても実験結果を示し、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす寸法効果の影響を体系的にまとめたものである。また、文献15)では、本実験により得られた軸方向鉄筋の伸び出し変位について、既往の評価手法に基づく計算値との比較結果について発表している¹⁵⁾ので、参考にされたい。

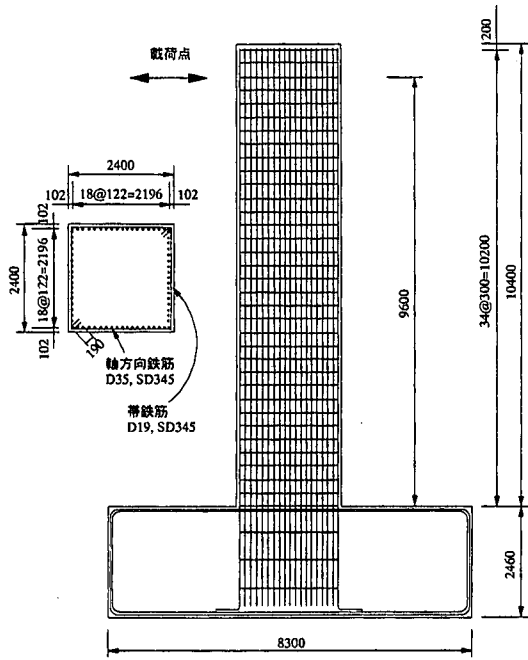
2. 模型供試体と実験方法

(1) 実験に用いた模型供試体

実験に用いた模型は、大型模型2体(以下、L1及びL2供試体と呼ぶ)と縮小模型1体(以下、S1供試体と呼ぶ)であり、それらの構造諸元をそれぞれ図-1及び図-2に示す。ここでは、L2供試体が基準であり、これを寸法で1/4に縮小させたのがS1供試体である。L1供試体は、L2供試体の帯鉄筋比を小さくした模型である。

L1及びL2供試体は、断面寸法が2.4m×2.4mの正方形断面であり、橋脚基部から荷重点までの高さは9.6m、せん断支間比は4.0である。この構造諸元は曲げ変形支配型であり、また、実橋脚の配筋詳細を十分に再現できる寸法である。

まず、L1供試体では、軸方向鉄筋に関する条件を実橋脚に合わせるために、軸方向鉄筋比を我が国の道路橋の橋脚として一般的な値である1%程度とすることを目標とし、かつ軸方向鉄筋の間隔を125mm前後となるようにした。その結果、D35の鉄筋を122mm間隔で合計72本配置することにした。この場合、軸方向鉄筋比は1.20%となる。また、軸方向鉄筋はフーチング上面から2135mm(軸方向鉄筋径の61倍)の深さまで真っ直ぐに伸ばし、その端部を90度フック(フック長385mm)により定着させた。また



(a) L 1 供試体

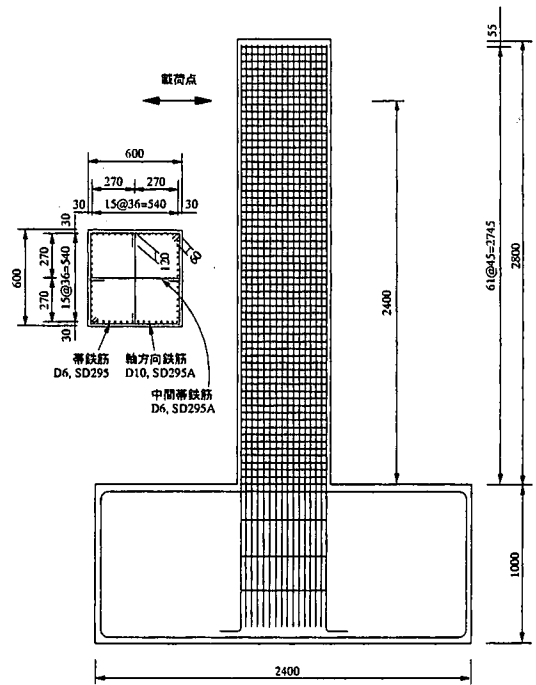
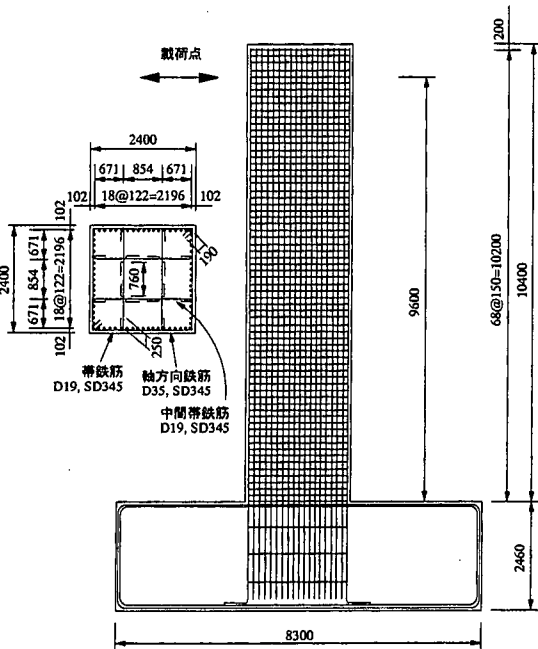


図-2 縮小模型の構造諸元

(単位:mm)

L 1 供試体と同一として、帯鉄筋間隔を150mmに狭めるとともに、各断面の帯鉄筋にはD19の中間帯鉄筋を井型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長250mmの180度フックをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。また、中間帯鉄筋の施工上の制約から、ここでは中間帯鉄筋を断面内部で重ね継手により継いでいる。重ね継手長は、中間帯鉄筋径の40倍の760mmとした。

一方、S 1 供試体はL 2 供試体の配筋条件を基に、軸方向鉄筋に関しては、D10の鉄筋を36mm間隔で合計60本配置することにした。ここで、鉄筋径に関しては、L 2 供試体でD35を軸方向鉄筋に用いているので、本来であれば直径が8.75mm程度の鉄筋を適用するのが理想的であるが、これに該当する規格鉄筋が存在しないため、最も近いD10を選定したものである。これに伴い、軸方向鉄筋比をL 2 供試体と一致させるために、軸方向鉄筋間隔を相対値から若干調整した。軸方向鉄筋は、フーチング上面から900mm(軸方向鉄筋径の90倍)下方まで真っ直ぐに伸ばし、その端部を90度フック(フック長120mm)により定着させている。また帯鉄筋としては、両端にフック長が120mmの135度フックをつけたD6の鉄筋を口型に曲げ加工したものとした。さらに、各断面の帯鉄筋にはD6の中間帯鉄筋を+型に配筋した。中間帯鉄筋の両端部にはフック長120mmの180度フック



(b) L 2 供試体

図-1 大型模型の構造諸元

帯鉄筋としては、両端に135度フックを設けたD19の鉄筋をL型に曲げ加工したものを2つ組み合わせて作成し、帯鉄筋間隔は300mmとした。なお、帯鉄筋のフック長は帯鉄筋径の10倍とし、190mmである。

L 2 供試体では、軸方向鉄筋に関する条件は全て

表-1 材料特性と材料強度

(a) コンクリートの配合

	セメント (N/m ³)	水 (N/m ³)	細骨材 (N/m ³)	粗骨材 (N/m ³)	W/C (%)	粗骨材率 (%)
L 1	3148	1814	7738	9405	57.7	45.8
L 2						
S 1	3158	1530	7110	10719	48.5	40.1

(b) コンクリート強度

	柱部 (N/mm ²)	フーチング (N/mm ²)
L 1 供試体	33.5	37.3
L 2 供試体	32.6	38.0
S 1 供試体	39.0	39.0

(c) 鉄筋強度

	規格	弾性係数 (N/mm ²)	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	
L 1	軸方向鉄筋	D35	1.77×10 ⁵	424	639
L 2	帯鉄筋	D19	1.72×10 ⁵	344	528
S 1	軸方向鉄筋	D10	1.78×10 ⁵	395	565
	帯鉄筋	D6	1.85×10 ⁵	389	534

クをつけ、そのフックを帯鉄筋に引っかけるように配筋した。帯鉄筋および中間帯鉄筋の径に関しても、軸方向鉄筋の場合と同様な理由により、L 2 供試体のそれらを理想的にスケールダウンさせることができず、相対的にL 2 供試体よりも太くなっているが、帯鉄筋比をL 2 供試体と近似させるべく、帯鉄筋間隔を調整することとした。ただし、帯鉄筋間隔は軸方向鉄筋径の座屈長と密接な関係があり、塑性ヒンジ長に有意な影響を及ぼすため^{(6), (17)}、帯鉄筋間隔についても相似率を合わせておくことが重要である。そこで、これらの点を考慮した上で、帯鉄筋間隔は45mmとした。

なお、模型供試体に用いたコンクリート及び鉄筋の材料特性と材料強度は、表-1に示す通りである。ここで、コンクリート強度は、現場養生したテストピースによる試験結果である。

(2) 大型模型と縮小模型の比較

断面寸法の影響の検討対象となるL 2 供試体とS 1 供試体の構造諸元をまとめて比較すると表-2の通りである。ここで、帯鉄筋有効長とは、断面内における帯鉄筋と中間帯鉄筋、もしくは隣接する中間帯鉄筋間の間隔の内最大の値と定義している。例えばL 2 供試体においては、図-1(b)の断面図より、帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔は671mm、隣接する中間帯鉄筋の間隔は854mmであることから、帯鉄筋有効

表-2 大型模型と縮小模型の比較

	L 2 供試体	S 1 供試体	L 2 / S 1
断面寸法(mm)	2400×2400	600×600	4.0
橋脚高さ(mm)	9600	2400	4.0
せん断支間比	4.0	4.0	1.0
軸方向鉄筋径(mm)	35	10	3.5
軸方向鉄筋間隔(mm)	122	36	3.39
軸方向鉄筋比	0.012	0.012	1.0
帯鉄筋径(mm)	19	6	3.17
帯鉄筋間隔(mm)	150	45	3.33
帯鉄筋有効長(mm)	854	270	3.16
帯鉄筋体積比	0.0089	0.0104	0.86
最大粗骨材寸法(mm)	20	20	1.0

長は854mmとなる。また、帯鉄筋体積比は、次式により定義された値である。

$$\rho_s = \frac{4A_s}{s \cdot d} \quad (1)$$

ここに、 ρ_s : 帯鉄筋体積比

A_s : 帯鉄筋の断面積

s : 帯鉄筋の長さ方向間隔

d : 帯鉄筋有効長

表-2 からわかるように、S 1 供試体の構造諸元は、比較的良好にL 2 供試体をスケールダウンできていると言える。それでも、全ての諸元が理想的にスケールダウンできているわけではなく、本実験から得られる結果には、縮小率の違いによって生じる寸法効果が依然多少なりとも含まれる可能性があることに注意する必要がある。

(3) 載荷方法

大型模型に対する実験の全景を写真-1 に示す。水平力は大変位加力ジャッキ（最大荷重±2500kN、最大変位±600mm）を2機並列に配置して与えた。なお、今回の実験においては、載荷装置ならびに反力床の性能上、軸力を与えることが困難であったため、軸力は載荷していない。しかしながら、本研究の目的はあくまでも寸法効果の検討であり、軸力が作用していなくても、その実験結果から導き出された寸法効果に関する検討結果には普遍性があると考えられる。

一方、縮小模型は、写真-2 に示すように、柱断面を横にした形でフーチングを反力壁に固定させている。水平力は、加振機（最大荷重±1250kN、最大変位±500mm、最大速度±100cm/sec）により与え、軸力は大型模型に対する実験条件に合わせて作用さ

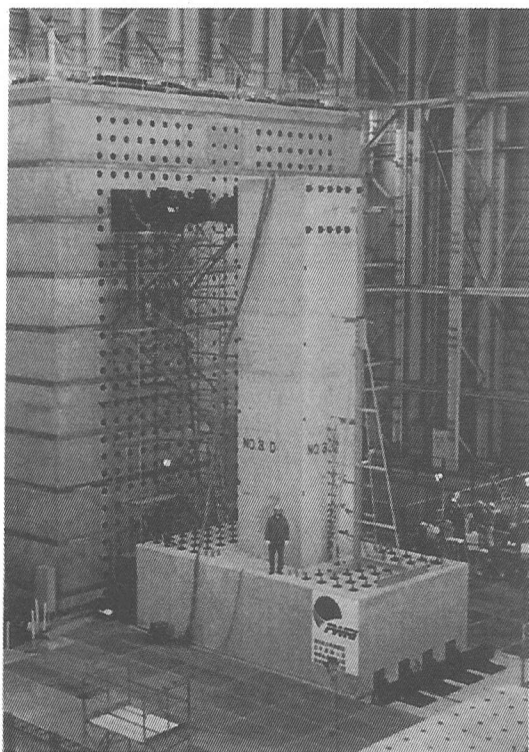


写真-1 大型模型に対する実験

せないこととした。

荷重は、降伏耐力までは4段階に分けて荷重制御により水平力を漸増させ、その後変位制御により、降伏変位の整数倍毎に正負交番に荷重した。降伏変位は、最外縁鉄筋のひずみが降伏ひずみに達する時の荷重点における水平変位と定義したが、本実験では事前に降伏耐力を計算により算出しておき、水平力の計測値がその降伏耐力の計算値に到達した時の水平変位を本実験における降伏変位とした。なお、 $1.0\delta_y$ 以降の各荷重ステップにおける繰り返し回数は3回とした。実験は、水平力が最大耐力値から低下し、軸方向鉄筋の破断等の損傷が生じるまで継続した。

(4) 計測方法

実験供試体には、横拘束筋による拘束効果、塑性曲率とその分布、軸方向鉄筋の伸び出しを計測するために、適切な位置にひずみゲージと変位計を取り付けた。ひずみゲージは、主として塑性ヒンジ領域における軸方向鉄筋、帯鉄筋、中間帯鉄筋に貼付した。鉄筋のひずみの計測にあたっては、鉄筋の表裏（軸方向鉄筋と帯鉄筋の場合には断面の内外側、中間帯鉄筋の場合には断面の上下側）にそれぞれひず

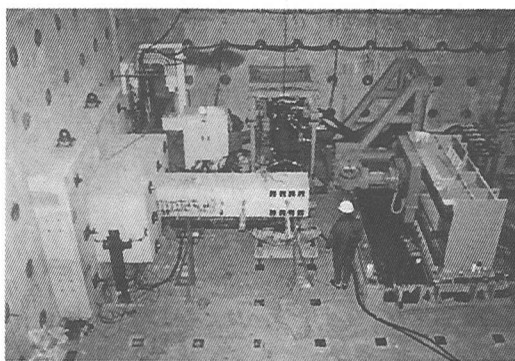
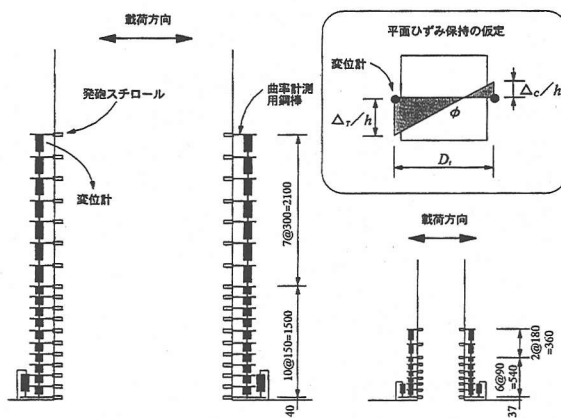


写真-2 縮小模型に対する実験



(a)大型模型

(b)縮小模型

図-3 曲率の計測方法

みゲージを貼付し、その平均値が計測システムに出力されるようにした。

さらに、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面においては、図-3に示す手法により曲率を計測した。すなわち、断面の圧縮縁近傍ならびに引張縁近傍におけるひずみをそれぞれ変位計により計測し、平面ひずみ保持が成り立つことを前提として、これらのひずみ値から計測区間の断面における平均曲率を次式により算定した。

$$\phi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_t \cdot h} \quad (2)$$

ここに、 ϕ ：計測区間の断面における平均曲率

Δ_T, Δ_C ：計測区間における引張縁近傍及び圧縮縁近傍の相対変位

D_t ：引張縁側と圧縮縁側に配置された変位計の距離

h ：計測区間長

なお、ある程度の損傷が生じても曲率が計測でき

るようにするために、曲率計測用の細い鋼棒は内部コンクリートに定着させるとともに、かぶりコンクリートの剥離に伴う鋼棒の変形を防止するために、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は絶っている。また、変位計はコンクリート縁から数～十数cm程外側の位置にセットし、多少のかぶりコンクリートのはらみだしが生じても曲率の計測に支障が生じないように配慮した。

一方、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部での回転角は、フーチング上面からの計測長を可能な限り短く設定し(約40mm)、引張側面と圧縮側面でのその区間における相対変位から次式により算定した。

$$\theta = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{D_i} \quad (3)$$

ここに、 θ ：橋脚基部における回転角

なお、供試体に作用した水平荷重は加力ジャッキに内蔵されているロードセルにより、また、水平変位は加力ジャッキの取り付け側とは反対の面において変位計により計測した。

3. 損傷の進展

(1) L1 供試体の損傷の進展

図-4にL1 供試体の損傷の進展状況のスケッチを示す。1 δ_y の載荷において、基部から700mmまでの高さの広い範囲にわたって水平ひびわれが発生した。ひびわれ間隔は平均的に150mm程度である。また、ウェブ面のコンクリートには中央付近まで斜めひびわれが進展した。2 δ_y では、水平ひびわれならびに斜めひびわれがそれぞれ進展するとともに、ひびわれ幅が大きくなった。そして、3 δ_y の2サイクル目の載荷で、断面最外縁のかぶりコンクリートが橋脚基部から高さ800mm程度までの範囲で剥離し、7cm前後外側へはらみだした。また、断面隅角部付近では縦方向のひびわれが生じ、大きく剥離した。4 δ_y の1サイクル目の載荷ステップで、かぶりコンクリートの剥離がさらに進展し、2サイクル目以降において、その剥離したコンクリートが剥落した。剥落した箇所においては、軸方向鉄筋の座屈が生じていることが観察された。軸方向鉄筋は外側へ座屈しているが、断面隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは帯鉄筋により絞られるように内側へ座屈した。また、帯鉄筋に関してはフックがまだ内部コンクリートに定着されている状態であったが、軸方向鉄筋の座屈に伴い、帯鉄筋のはらみだしも確認された。

さらに、5 δ_y の載荷により、コンクリートの剥落

が基部から高さ1200mm程度の範囲までに進展するとともに、中立軸の断面内部への移動に伴い、ウェブ面のかぶりコンクリートにも剥落が生じた。高さ600mmの断面に配筋された帯鉄筋の135度フックは90度程度まで開き、内部コンクリートから抜け出した。これにより、帯鉄筋はずり落ちるように下へずれ、軸方向鉄筋に顕著な座屈が生じるとともに、内部コンクリートにも圧壊が進展した。そして、6 δ_y の載荷では、内部コンクリートの損傷がさらに進み、ここで載荷を終了した。なお、最終的には軸方向鉄筋は破断しなかった。これは、帯鉄筋間隔が300mmともともと大きく、また、5 δ_y の載荷において塑性ヒンジにおける帯鉄筋のフックが抜け出して帯鉄筋が下方へずれたことにより、軸方向鉄筋の座屈抑制効果が失われて座屈長が長くなるとともに、損傷が内部コンクリートへ進展したことにより、軸方向鉄筋に生じるひずみが分散されたためと考えられる。

(2) L2 供試体の損傷の進展

図-5はL2 供試体の損傷の進展状況のスケッチを示したものである。1 δ_y の載荷において、基部から700mmまでの高さの広い範囲にわたって水平ひびわれが発生した。水平ひびわれは、平均的におよそ150～300mm間隔で生じた。また、ウェブ面のコンクリートにも、ほぼ水平なひびわれが進展していた。2 δ_y では、水平ひびわれが進展するとともに、ひびわれ幅が大きくなった。また、ウェブ面水平ひびわれは、進展とともに斜めひびわれへと移行した。3 δ_y の載荷において、水平ひびわれの本数が増すとともに、ウェブ面の斜めひびわれも進展した。そして、4 δ_y の1サイクル目の載荷で、断面最外縁のかぶりコンクリートが橋脚基部から高さ800mm程度までの範囲で剥離し、外側へはらみだした。また、その3サイクル目の載荷で、剥離したコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が露出した。ただし、この段階においては、中間帯鉄筋の180度フックは内部コンクリートに定着された状態を保っており、帯鉄筋の外側へのはらみだしが拘束され、軸方向鉄筋の座屈が抑制されていた。

5 δ_y の1サイクル目の載荷までは内部コンクリートへの損傷の進展が抑えられていたが、2サイクル目以降軸方向鉄筋の座屈に伴い、中間帯鉄筋のフックが掛けられている点を節として帯鉄筋が外側へはらみだし始めた。そして、3サイクル目には、塑性引張ひずみとはらみだし変形の繰返し作用に伴って、帯鉄筋の変形の節となっていた中間帯鉄筋との交点において帯鉄筋が折れ曲がるようなモードで破断した。このような帯鉄筋の破断が生じたのは、加振機側の面では基部から300mmの高さに配置した帯鉄筋、

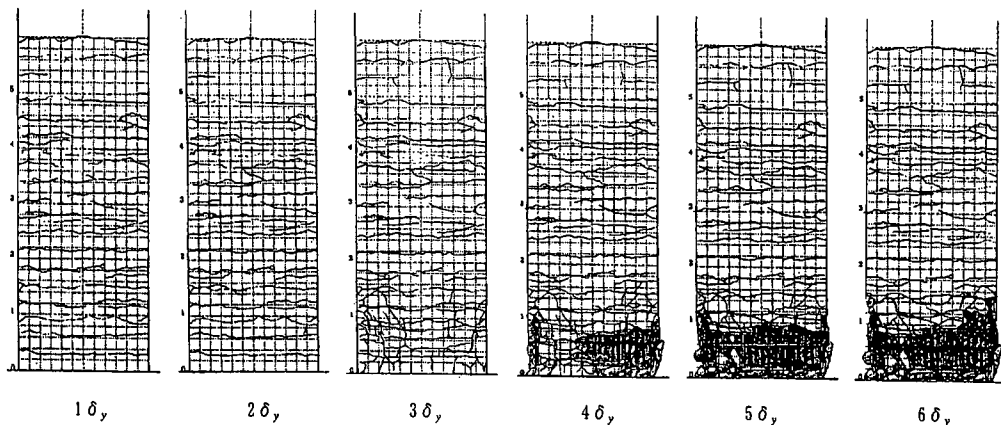


図-4 L1 供試体の損傷の進展 (載荷方向は紙面鉛直方向)

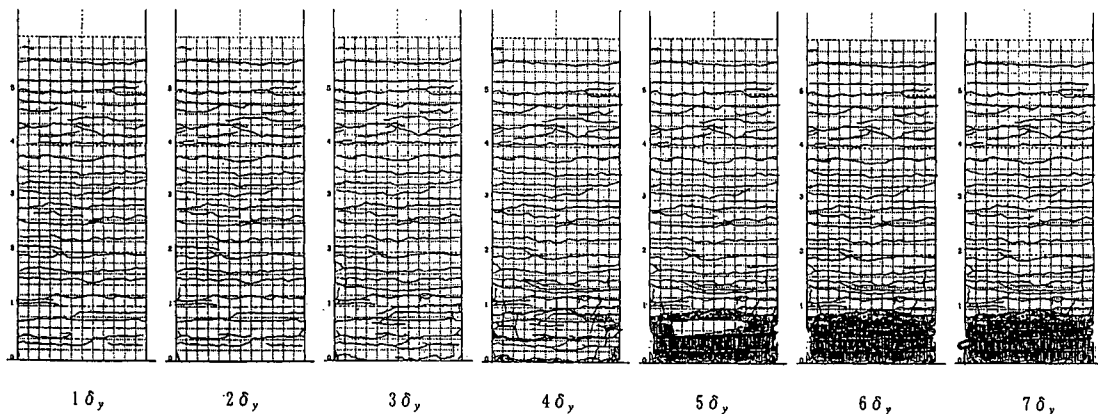


図-5 L2 供試体の損傷の進展 (載荷方向は紙面鉛直方向)

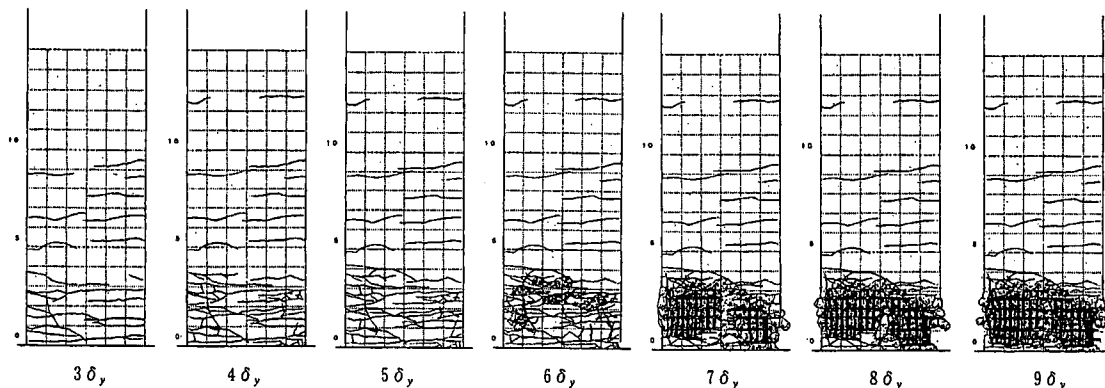


図-6 S1 供試体の損傷の進展 (載荷方向は紙面鉛直方向)

それとは逆の面では、基部から450mmの高さに配置した帯鉄筋であり、それぞれ、2点ある中間帯鉄筋との交点のうちの1点で破断が生じた。帯鉄筋の破断による拘束力の低下に伴い、次の6 δ_y の載荷では、内部コンクリートの損傷が進展するとともに、軸方向鉄筋が橋脚基部から高さ800mm程度の範囲で顕著に座屈した。そして、その交番繰り返し作用により、3サイクル目の載荷終了後において、軸方向鉄

筋が合計で11本破断した。さらに、7 δ_y の1サイクル目の載荷では、新たに2本の軸方向鉄筋が破断し、ここで載荷を終了した。

(3) S1 供試体の損傷の進展

図-6にS1 供試体の損傷の進展状況のスケッチを示す。ひびわれが5 δ_y の載荷までの間順次進展し、その間隔はおよそ120mm前後であった。6 δ_y の載荷

で、基部から約400mmまでの範囲においてかぶりコンクリートが剥離し、外側へはらみだした。そして $7\delta_y$ の載荷で、その剥離したコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈が生じていることが観察された。大型供試体と同様に、断面隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは帯鉄筋により絞られるように内側へ座屈した。また、帯鉄筋と中間帯鉄筋に関してはフックがまだ内部コンクリートに定着されている状態であったが、軸方向鉄筋の座屈に伴い、帯鉄筋のはらみだしも確認された。

$8\delta_y$ の載荷により、軸方向鉄筋の座屈が顕著になり、これに伴い内部コンクリートの損傷が進展した。また、高さ135mmと180mmの断面に配筋された帯鉄筋の135度フックが、90度程度まで開き、内部コンクリートから抜け出した。 $9\delta_y$ の載荷になると、軸方向鉄筋の破断が始まり、この段階で10本破断した。 $10\delta_y$ の載荷でさらに7本破断し、ここで実験を終了した。なお、中間帯鉄筋のフックは、最後まで内部コンクリートに定着された状態であった。

(4) 断面寸法が損傷の進展モードに及ぼす影響

図-7は、L2供試体とS1供試体の損傷進展モードを比較して示したものである。ここで、両供試体の比較を相対的にするために、損傷の進展は、載荷変位を基部から載荷点までの高さで除して与えられるドリフトの値で示した。これより、橋脚が損傷していくメカニズムは、両供試体とも水平ひびわれの進展の後、軸方向鉄筋の座屈の開始に伴うかぶりコンクリートの剥離・剥落が発生し、さらに座屈が顕著になると、帯鉄筋が外側へはらみだし、内部コンクリートの損傷へと進展している。そして最終的には軸方向鉄筋の破断が生じており、損傷の進展モードは同様であることがわかる。ただし、ドリフトの増加に伴う損傷の進展は、L2供試体の方が若干早くなっている。

4. 耐力・変形性能と履歴特性

(1) 水平カードリフトの関係

図-8は、実験により得られた各供試体の水平カードリフトの関係を示したものである。まず、L1供試体では、 $4\delta_y$ （ドリフト=0.021）の1サイクル目の載荷ステップまでは過去の履歴における最大点を指向した安定した履歴ループとなっている。そして、 $4\delta_y$ の2サイクル目の載荷では、履歴ループの経路が1サイクル目の経路からずれ始め、原点側に寄った形状となっており、履歴吸収エネルギーが低

ドリフト	L2供試体	S1供試体
0.005	水平ひびわれ	水平ひびわれ
0.010		
0.015	かぶりコンクリート剥離 かぶりコンクリート剥落	かぶりコンクリート剥離
0.020		
0.025	軸方向鉄筋の座屈 帯鉄筋はらみだし・破断	かぶりコンクリート剥落 軸方向鉄筋の座屈 帯鉄筋はらみだし
0.030		
0.035	内部コンクリート損傷 軸方向鉄筋の破断	内部コンクリート損傷 軸方向鉄筋破断

図-7 損傷進展の比較

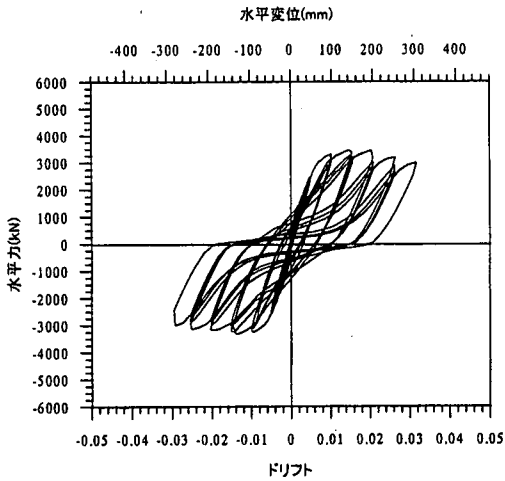
下し始めたことを意味している。水平カードリフト関係の履歴曲線においてこのような現象が生じる時に供試体に生じている損傷を見てみると、それはちょうどかぶりコンクリートが剥落して、軸方向鉄筋の座屈が確認され、また帯鉄筋のはらみだしも始まっているような状態に相当している。

帯鉄筋比を高めたL2供試体では、 $5\delta_y$ （ドリフト=0.026）の1サイクル目の載荷ステップまでは履歴ループが安定しており、そして、その2サイクル目の載荷から履歴ループの形状が原点側に絞られた形状となり始めている。この時に供試体に生じている損傷は、軸方向鉄筋が座屈して、帯鉄筋が外側へはらみ出し始めているような状況である。このような履歴ループと実際の損傷度との関係は、L1供試体と同様である。

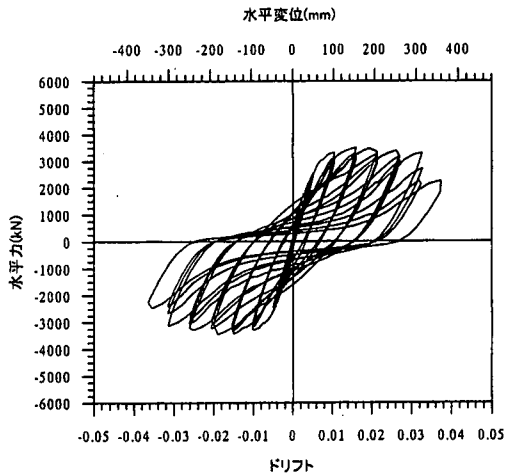
一方、S1供試体では、 $6\delta_y$ （ドリフト=0.025）の2サイクル目の載荷ステップまでは最大水平力を維持した安定した履歴ループとなっており、その3サイクル目の載荷から、履歴ループの経路が2サイクル目の経路から有意にずれ始め、原点側に絞られた形状と移行した。この時の損傷も、かぶりコンクリートが剥離して外側へはらみだした時の状態に対応している。L2供試体の挙動と比較すると、かぶりコンクリートが剥離して軸方向鉄筋が座屈し始めると、履歴曲線に変化が現れ、ループの膨らみが小さくなり始めるという点は同じであることがわかる。

(2) ポストピーク挙動

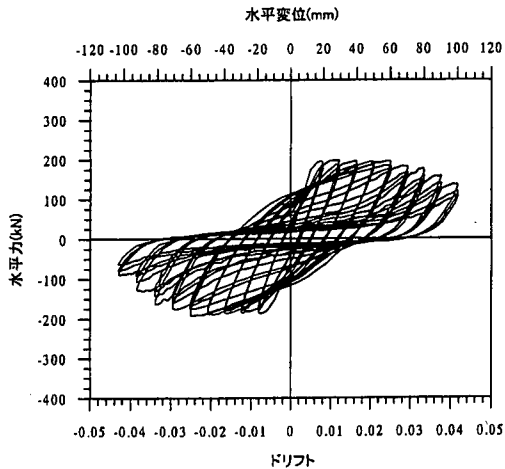
かぶりコンクリートが剥落して軸方向鉄筋が大きく座屈するような損傷が生じた後（以下、ポストピ



(a) L 1 供試体



(b) L 2 供試体



(c) S 1 供試体

図-8 水平カードリフト関係の履歴曲線

ークと呼ぶ)は、一般に水平力が低下し始めることが知られている^{6),18)}。水平力が低下する主たる要因としては、軸方向鉄筋の破断と圧縮側コンクリートの圧壊による断面損失の2つが考えられる。軸方向鉄筋の破断は、帯鉄筋による拘束効果が高く、座屈と塑性引張ひずみが比較的狭い範囲に集中するような場合に生じ、その繰り返し作用により、最終的には低サイクル疲労により破断する。また、圧縮側コンクリートの圧壊は、拘束効果が低く、軸方向鉄筋の座屈する範囲が比較的広く、塑性引張ひずみも分散されやすいような場合の破壊形態である。

今回の実験におけるポストピーク挙動に着目すると、拘束効果を高めたL2供試体及びS1供試体では、それぞれ $6\delta_y$ の2サイクル目及び $9\delta_y$ の1サイクル目付近から水平力が顕著に低下し始めており、これらはいずれも軸方向鉄筋の破断が生じた時に対応している。したがって、断面寸法に関わらず、拘束効果が高い場合には、軸方向鉄筋の破断に伴って水平力が大きく低下する。

一方、拘束効果の低いL1供試体では軸方向鉄筋が破断せずにコンクリートが圧壊するタイプのポストピーク挙動である。既往の縮小模型による実験結果によると、このような破壊形態の場合にも、内部コンクリートにまで損傷が進展すると水平力が低下し始めている^{6),18)}。しかしながら、断面寸法の大きいL1供試体では、大きな損傷が内部コンクリートにまで進展した $6\delta_y$ の載荷ステップにおいても、最大変位時には水平力は最大水平力に近い値にまで上昇していることがわかる。これは、断面寸法が大きいために、内部コンクリートの最外縁部が圧壊しても、その内側に断面力のつり合いを保つことができるだけの圧縮力を分担するコンクリート断面が残っているためと考えられる。すなわち、外側のコンクリートが圧壊していくと、中立軸の位置が圧縮縁から徐々に遠ざかりながら、順次内部のコンクリートを新しい圧縮領域とすることによって、曲げ耐力を保持しているものと考えられる。

このように、拘束効果の低いL1供試体のポストピーク挙動は、同種の破壊形態となる縮小模型のポストピーク挙動と比較して異なり、損傷が内部コンクリートにまで進展しても、図-8(a)に示すように、大きな水平力の低下は生じなかった。ただし、単に水平カードリフト関係の包絡線にだけ着目してこの実験結果を見ると、あたかも塑性変形性能が高いように見えるが、実際にはそうではなく、前述したように、大きな損傷が早い段階で生じていることに注意する必要がある。

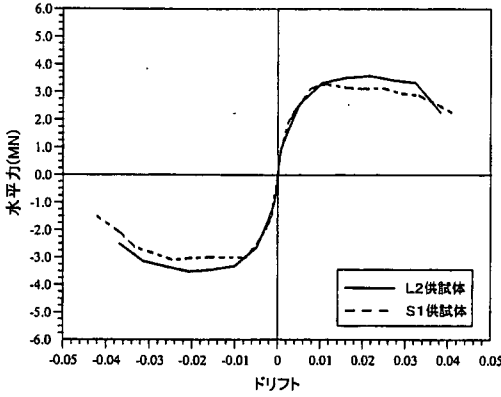


図-9 水平カードリフト曲線の包絡線の比較

(3) 水平耐力と変形性能

図-9は水平カードリフト関係の履歴曲線の包絡線をL2供試体とS1供試体で比較して示したものである。ここで、S1供試体の水平力は、力の次元に対する縮小率に基づいて式(4)により補正を行い、L2供試体と相対的な比較ができるようにした。

$$P_{se} = P_s s_e^2 \quad (4)$$

ここに、 P_{se} : S1供試体の水平力の補正值
 P_s : S1供試体における水平力
 s_e : 断面寸法に対する縮小率 (=4.0)

これより、水平カードリフト履歴曲線の包絡線は比較的良好に一致していることがわかる。ただし、最大水平力に関しては、若干L2供試体の方が相対的に大きくなっている。これは、軸方向鉄筋比は両供試体とも1.2%で一致させたが、実際に用いた鉄筋の降伏点はL2供試体の方が7%程度大きかったためと考えられる。

(4) エネルギー吸収性能

図-10は、各载荷ステップの1サイクル目における履歴吸収エネルギーを算出し、L2供試体とS1供試体で比較した結果を示したものである。ここで、履歴吸収エネルギーは、水平力-水平変位の関係において履歴曲線に囲まれた面積により算定した。また、両供試体の履歴吸収エネルギーを比較するために、相似則に基づいてS1供試体の履歴吸収エネルギーを次式により補正した。

$$\Delta W_{se} = \Delta W_s s_e^3 \quad (5)$$

ここに、 ΔW_{se} : S1供試体における履歴吸収エネルギーの補正值
 ΔW_s : S1供試体の1サイクル目における履歴吸収エネルギー
 s_e : 断面寸法に対する縮小率 (=4.0)

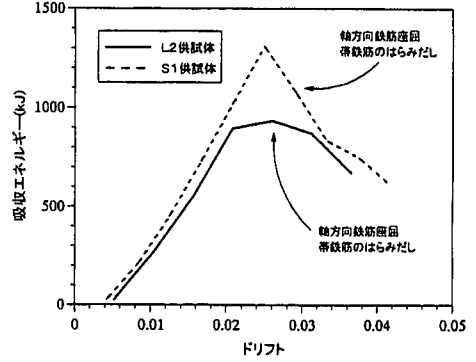


図-10 履歴吸収エネルギーの比

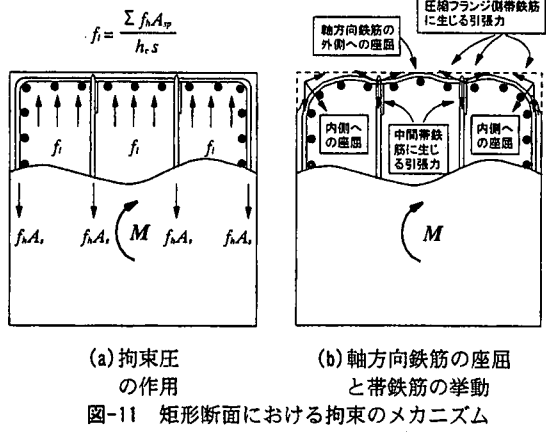
これより、ドリフトが約0.02まではドリフトと履歴吸収エネルギーの関係が両供試体で概ね等価であるが、これを超えると、L2供試体では履歴吸収エネルギーが頭打ちとなるのに対して、S1供試体ではさらに増加し、ドリフトが約0.025で最大ピーク値を示している。両供試体の違いは、ドリフトでおよそ0.02から0.03の区間において顕著な差異が生じていることになる。これは、L2供試体では、ドリフトで0.026の変形を与えた時に、前述したような帯鉄筋の破断が生じたためと考えられる。

5. 拘束効果

(1) 矩形断面における拘束効果の評価

鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するのは、塑性ヒンジとなる断面領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋が軸方向鉄筋の座屈を抑制するとともに、内部のコンクリートを拘束し、圧壊が生じるひずみ値を高めているためである。本実験で用いた矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚では、その断面形状の特性から、拘束力のアーチアクションが発生し、拘束力が伝達されない領域が生まれることが知られている¹⁹⁾。断面寸法が拘束効果に及ぼす影響という観点からは、このアーチアクションが大型模型と縮小模型でどのように違うのかを比較するのが最も望ましいと考えられる。しかしながら、このアーチアクションを実験的に計測するのは非常に困難でもある。そこで、ここでは帯鉄筋や中間帯鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値から拘束効果に及ぼす断面寸法の影響等について検討することにする。

帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から断面に作用する拘束圧を評価する考え方を図-11(a)に示す。矩形断面の場合、断面に作用する拘束圧は次式により評価される¹⁹⁾。



(a) 拘束圧の作用
(b) 軸方向鉄筋の座屈と帯鉄筋の挙動
図-11 矩形断面における拘束のメカニズム

$$f_1 = \frac{\sum f_h A_s}{h_c \cdot s} \quad (6)$$

ここに、 f_1 : 断面に作用する拘束圧
 f_h : 帯鉄筋、中間帯鉄筋に生じる応力度
 A_s : 帯鉄筋、中間帯鉄筋の断面積
 h_c : コアコンクリートの長さ
 s : 帯鉄筋、中間帯鉄筋の高さ方向間隔

このように、断面に作用する拘束圧の指標となるのは圧縮フランジ側の帯鉄筋ひずみではなくウェブ側（載荷方向に平行な方向）に配置される帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じる応力度である。ただし、塑性変形域においてはウェブ側の帯鉄筋や中間帯鉄筋には拘束によるひずみとせん断変形によるひずみが混在しているため、帯鉄筋や中間帯鉄筋のひずみ計測値から単純に断面に作用している拘束圧を評価することはできない。そこで、ここでは断面に作用した拘束圧ではなく帯鉄筋や中間帯鉄筋に生じたひずみにより寸法効果の検討を行うこととした。

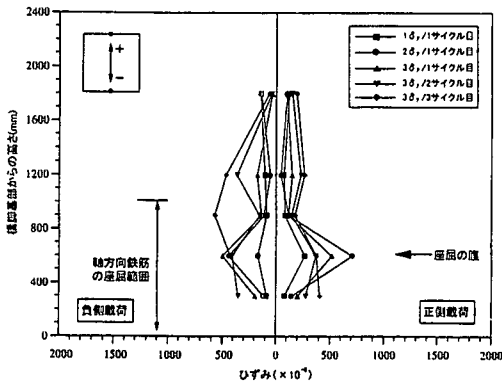
一方、塑性変形を受ける鉄筋コンクリート矩形断面において、圧縮フランジ側に配置される帯鉄筋には引張ひずみが生じる。これは、図-11(b)に示すように、コンクリートが圧縮変形する際のポアソン効果による外側への変形と軸方向鉄筋の外側への座屈に対して帯鉄筋が抵抗するために生じるものであるが、主たる要因は軸方向鉄筋の座屈によるものと考えられる。ただし、帯鉄筋自身の曲げ剛性は小さいことから、軸方向鉄筋の顕著な座屈が始まると帯鉄筋は降伏して曲線状に変形するとともに、断面隅角部において90度に曲げ加工された帯鉄筋が真っ直ぐに広がろうとする挙動を示す。この時、ウェブ面側とフランジ面側それぞれに発生した帯鉄筋の力の合

力により、隅角部に配置された軸方向鉄筋のみは断面内側の方向に力を受け、これが実験でも確認された内側への座屈という現象となって現れる。したがって、このような圧縮フランジ側の帯鉄筋のひずみ発生メカニズムを考慮すると、軸方向鉄筋の座屈が抑制されている状態、すなわちかぶりコンクリートの剥落が生じる前までの段階においては、この位置における帯鉄筋のひずみが大きいほど座屈に対する抑制効果が高いことを意味する。ただし、かぶりコンクリートが剥落して顕著な軸方向鉄筋の座屈が生じると、圧縮フランジ側の帯鉄筋には大きな変形が発生する。しかしながら、このような段階においては降伏を超える大きなひずみが生じて、もはや座屈に対する抑制効果は失われているため、ひずみの値自身の持つ物理的意味はなくなることになる。このような帯鉄筋に生じるひずみの意味をよく踏まえた上で、ここでは軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の効果を各供試体間で比較することにした。

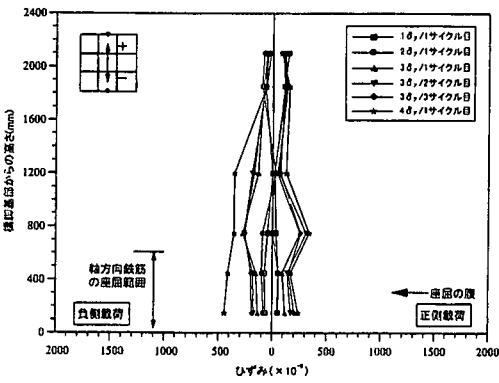
(2) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布

図-12は、圧縮フランジ側中心位置において帯鉄筋に生じたひずみの高さ方向分布を載荷ステップ毎に示したものである。圧縮フランジ側における帯鉄筋ひずみの高さ方向分布は、軸方向鉄筋の座屈長と密接な関係がある。そこで、図中には軸方向鉄筋の座屈の範囲と座屈の腹となっている断面を併記した。ここで、座屈の範囲や腹点は、外観からの損傷状況から計測したものである。

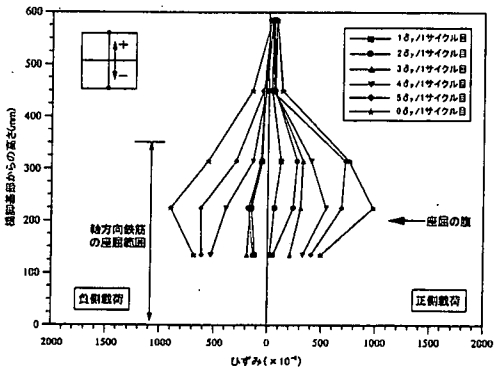
まず、L1 供試体では基部から600mmの断面に帯鉄筋のひずみが集中して発生している。これは、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面位置とよく一致しており、かぶりコンクリートの剥離が生じた段階までは、軸方向鉄筋の座屈が帯鉄筋により抑制されていることがわかる。帯鉄筋比を高めたL2 供試体では、L1 供試体で示されたような明瞭なひずみのピークが生じていない。これは、 $4\delta_y$ の1サイクル目の載荷において実際に観察されたかぶりコンクリートのはらみだし状況から推定すると、軸方向鉄筋の座屈長は600mm（ $\approx 17\phi$ 、 ϕ : 軸方向鉄筋径）程度であり、その腹は基部から高さ300mm付近の断面と考えられるが、今回の実験ではこの断面近傍において帯鉄筋のひずみの計測を行っていないために、計測断面だけのデータによる分布図としては、ひずみのピークが現れないような結果となったのではないかと考えられる。すなわち、計測データは得られていないが、座屈の腹となった高さ300mmの断面における帯鉄筋には、相応のひずみが生じていたもの



(a) L 1 供試体



(b) L 2 供試体

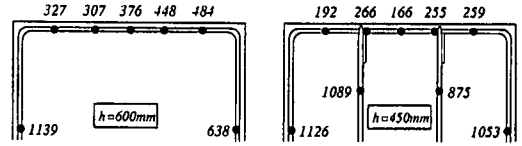


(c) S 1 供試体

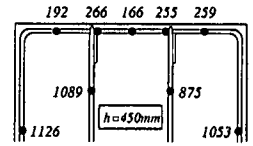
図-12 帯鉄筋の高さ方向分布

と推定される。

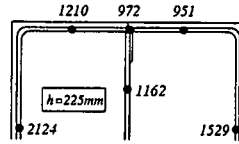
一方、S 1 供試体では、基部から高さ315mm程度までの範囲において、断面の変形量の増大に伴ってほぼ一様に帯鉄筋のひずみが大きくなっている。かぶりコンクリートの剥離が始まった $6\delta_y$ の荷重ステップにおいては、外観からは軸方向鉄筋の座屈の範囲がわからなかったが、その次の $7\delta_y$ では、基部から高さ350mm (= 35ϕ) までの範囲で座屈が生じており、その腹は200mm付近の断面にあることが確認



(a) L 1 供試体



(b) L 2 供試体



(c) S 1 供試体

図-13 かぶりコンクリート剥離時における帯鉄筋と中間帯鉄筋のひずみ分布

されている。L 2 供試体と比較すると、軸方向鉄筋の座屈の座屈の腹となった断面近傍に配筋されていた帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋のひずみ分布を図-13 に示す。断面寸法の異なるL 2 供試体と S 1 供試体の結果を比較すると、かぶりコンクリートの剥離が生じるまでにおいて、圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみの値は S 1 供試体の方が全体的に大きいことがわかる。前述したように、L 2 供試体では、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面において帯鉄筋のひずみ計測がされていないため、実際には図-13 に示した値よりも大きなひずみが生じていると考えられるが、S 1 供試体では1000 マイクロ前後の大きなひずみが生じている。

(3) 帯鉄筋及び中間帯鉄筋に生じたひずみの断面内分布

かぶりコンクリートの剥離が始まった荷重ステップにおいて、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面近傍に配筋されていた帯鉄筋ならびに中間帯鉄筋のひずみ分布を図-13 に示す。断面寸法の異なるL 2 供試体と S 1 供試体の結果を比較すると、かぶりコンクリートの剥離が生じるまでにおいて、圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみの値は S 1 供試体の方が全体的に大きいことがわかる。前述したように、L 2 供試体では、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面において帯鉄筋のひずみ計測がされていないため、実際には図-13 に示した値よりも大きなひずみが生じていると考えられるが、S 1 供試体では1000 マイクロ前後の大きなひずみが生じている。

一方、中間帯鉄筋の配筋されていないL 1 供試体では、軸方向鉄筋の座屈の腹となった断面付近において圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じたひずみが 300 ~ 500 マイクロ程度であり、S 1 供試体と比較すると明らかにひずみの値が小さくなっている。これは、断面寸法が大きくなると、軸方向鉄筋の座屈に対して十分に帯鉄筋が抵抗することができないまま、かぶりコンクリートの剥離に至っていることを示している。したがって、これらの考察を踏まえると、断面内におけるウェブ側帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔もしくは中間帯鉄筋間隔が絶対的に短いほど、軸方向鉄筋の座屈に対する帯鉄筋の抵抗力が高くなると判断される。

ことにより内部コンクリートを拘束する力を向上できることを示している。

6. 塑性曲率とその分布

(1) 曲率の高さ方向分布

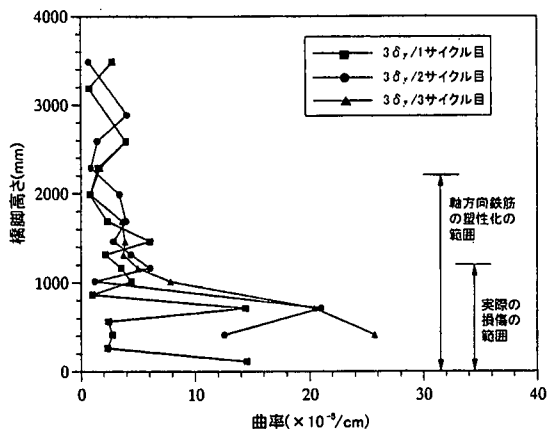
図-14は、塑性変形時における橋脚断面に生じた曲率の高さ方向分布を示したものである。また、各供試体に実際にかぶりコンクリートの剥離が生じた範囲、ならびにかぶりコンクリートの剥離が生じた時において軸方向鉄筋にひずみの塑性化が生じている範囲を図中に併記した。ここで、曲率の計測は断面基部からL1及びL2供試体で高さ3640mm、S1供試体で高さ937mmの区間で行っているが、最下端の断面（フーチング上面から高さ40mm程度までの断面）における曲率の計測値は図中に示していない。これは、最下端の断面での計測は軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じる回転角を調べるために行ったものであり、橋脚断面の弾塑性変形による曲率とは区別するためである。

いずれの供試体も、塑性曲率は、荷重変位の増大とともに徐々に基部から上方の断面へと進展した。そして、L1供試体では、 $3\delta_y$ の繰返し荷重中、L2供試体では $4\delta_y$ の繰返し荷重中にも、断面に生じる曲率やその分布に違いが認められた。すなわち、これは同一変位振幅の繰返し変形の途上においても塑性曲率の生じる断面が再分配されながら変形していることを示している。前述した供試体の損傷と比較すると、このような塑性ヒンジが形成されるのは、ちょうど基部においてかぶりコンクリートが剥離し始めたところに相当している。また、塑性曲率が生じている範囲は、軸方向鉄筋の塑性化の範囲ともよく一致している。

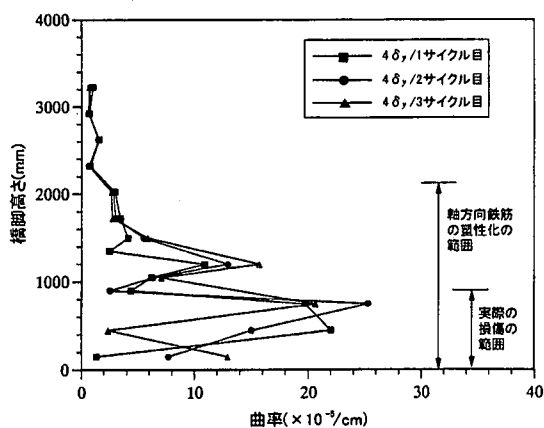
一方、S1供試体では、 $5\delta_y$ の荷重まで基部に近い断面領域においてのみで曲率の塑性化が集中して生じ、次の $6\delta_y$ から塑性曲率の生じる範囲が上方へと広がり始めた。S1供試体の損傷の進展と比較すると、塑性曲率が上方へと進展して塑性ヒンジが形成され始める時とかぶりコンクリートの剥離が生じる時が一致していることがわかる。

(2) 断面寸法が曲率分布に及ぼす影響

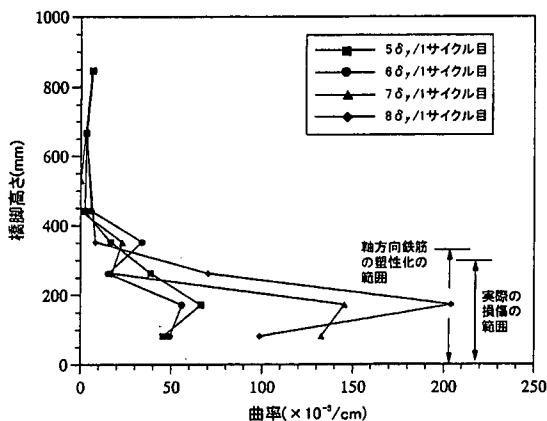
図-15は、L2供試体とS1供試体における曲率の高さ方向分布を比較して示したものである。ここで、S1供試体の高さ及び曲率は、L2供試体と相対的な比較を行うために、相似則に基づいて実測値をそれぞれ s_f ($=4.0$)倍及び $1/s_f$ 倍して補正して示



(a) L1 供試体



(b) L2 供試体



(c) S1 供試体

図-14 曲率の高さ方向分布

また、中間帯鉄筋に生じたひずみは、L2、S1供試体とも1000マイクロ前後であり、断面寸法の影響は顕著ではないことがわかる。これは、断面の大きな矩形断面においては、中間帯鉄筋を配筋する

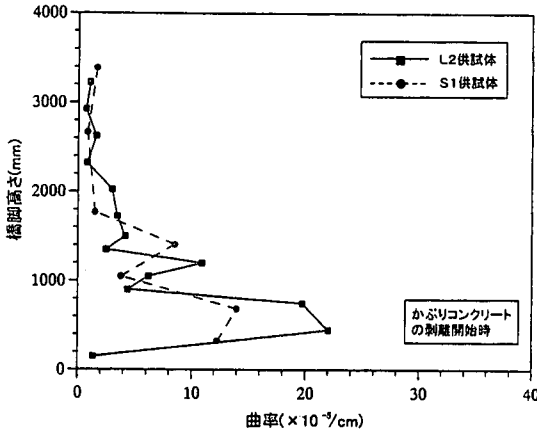


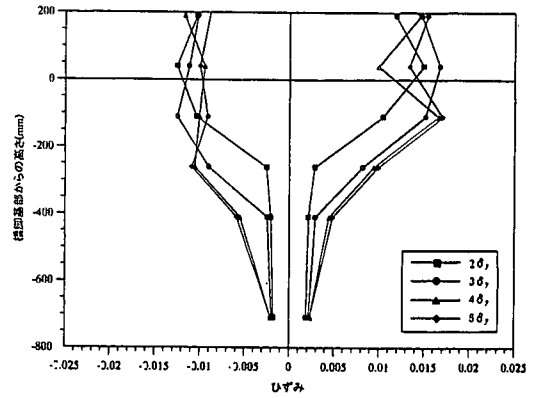
図-15 曲率分布の比較

している。

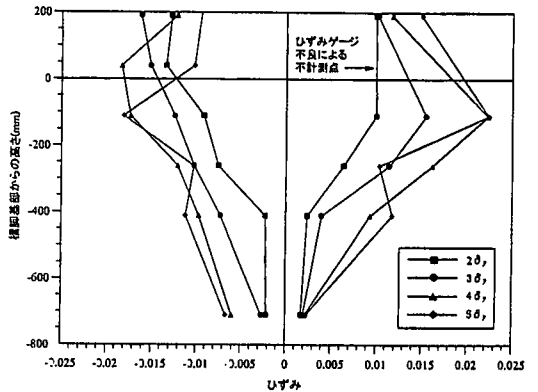
これより、両供試体の曲率の塑性化が生じている範囲はS1供試体の方が若干広がっていることがわかる。これは、前述したように、軸方向鉄筋の座屈長を両供試体と比較すると、S1供試体の方が相対的に長く、その影響により、塑性曲率の生じる範囲はL2供試体よりも広がったものと考えられる。浅津と著者らが別途実施した鉄筋の非線形性を考慮した軸方向鉄筋の座屈解析の結果によると、L2供試体およびS1供試体の座屈長は、それぞれ705mm及び244mmと求められており¹⁷⁾、その比は2.9である。今回の実験では、縮小模型における鉄筋径の縮小率をできる限り断面寸法の縮小率に近似するように配慮したものの、表-2に示したように、やむを得ない差が残ったために、その結果として、軸方向鉄筋の座屈長としては、S1供試体の方が相対的に長くなったものである。このような実験と解析に基づく考察を踏まえると、両供試体における塑性曲率分布の生じる範囲の相対的な違いは、軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔、中間帯鉄筋の配置条件等によって支配的に決定される軸方向鉄筋の座屈長に相対的な差が生じたためと考えられる。

7. 軸方向鉄筋の伸び出し

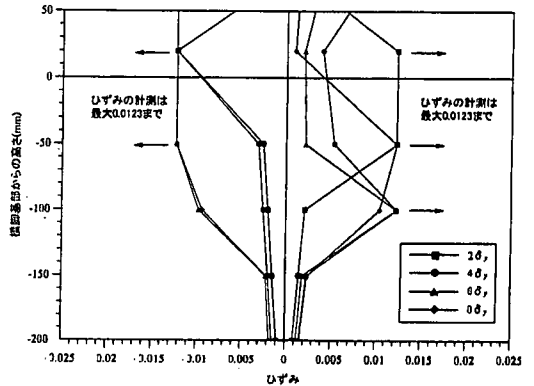
(1) 軸方向鉄筋のフーチング内部へのひずみの進展
橋脚基部において、軸方向鉄筋の伸び出しにより回転変形が生じるのは、軸方向鉄筋の引張ひずみがフーチング内部にまで進展するためである。したがって、軸方向鉄筋の伸び出しに関する検討では、フーチング内での軸方向鉄筋のひずみ分布を把握することが重要である。図-16は、各供試体のフーチン



(a) L1 供試体



(b) L2 供試体



(c) S1 供試体

図-16 フーチング内における軸方向鉄筋のひずみ分布

グ内部における軸方向鉄筋のひずみ分布を各載荷ステップ毎に示したものである。ここで、S1供試体に対する実験においては、ひずみ計測システムの設定の問題から、ひずみ計測の出力値が0.0123程度で上限となっている。したがって、実際には0.0123よりも大きなひずみが生じていても、図中にはその値を0.0123としてプロットしていることに注意する必要がある。

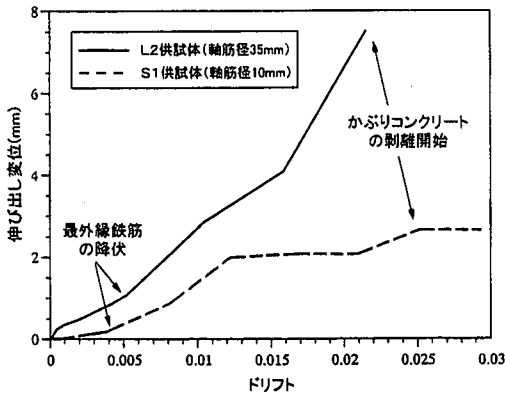


図-17 軸方向鉄筋の伸び出し変位とドリフトの関係

いずれの供試体とも、軸方向鉄筋が橋脚基部で降伏した後は、曲げ変形の増加とともに、塑性ひずみの生じる範囲が徐々に深くなっている。L1及びL2供試体に対する実験では、フーチング上面から710mm（軸方向鉄筋径のおよそ20倍）下方の断面までしかひずみゲージを貼付していなかったため、これ以深のひずみ分布はわからないが、L1供試体では、フーチング上面から710mm下方の断面では最終的に降伏ひずみ程度のひずみが生じている。また、拘束効果を高めたL2供試体では、フーチング上面から710mm下方の断面にまで塑性ひずみが進展していることがわかる。また、410mm下方の断面で比較しても、ひずみがL1供試体よりも大きくなっており、橋脚基部の拘束効果を高めると、軸方向鉄筋のひずみの塑性化がより深い範囲まで進展する傾向が見られる。これは、拘束効果を高めることにより、損傷の生じる範囲が狭くなり、橋脚基部における軸方向鉄筋の引張ひずみが集中して大きくなったためと考えられる。

一方、S1供試体では、軸方向鉄筋が降伏した以降については、実際に生じた塑性ひずみが計測できなかったため、定量的なひずみ分布としてはわからないが、フーチング上面から150mm（軸方向鉄筋径のおよそ15倍）下方の断面以深では塑性ひずみは生じてなく、塑性ひずみの進展は100～150mmの深さの断面までと考えられる。したがって、断面寸法の異なるL2供試体と比較すると、塑性ひずみが進展する深さは、相対的にL2供試体の方が深くなっている。

(2) 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位と橋脚のドリフトの関係

図-17は軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位と橋脚のドリフトの関係をL2供試体とS1供

試体と比較して示したものである。ここで、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位は、L2供試体ではフーチング上面と基部から高さ40mmの断面間、S1供試体ではフーチング上面と基部から高さ37mmの断面間の相対変位の計測値を基に、式(7)により算出した値である。

$$\Delta = \theta \cdot d + \Delta_c \quad (7)$$

ここに、 Δ : 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位

θ : 橋脚基部における回転角で、式(3)による。

d : 圧縮側最外縁から引張側軸方向鉄筋の位置までの距離

Δ_r, Δ_c : 計測区間における圧縮側面及び引張側面の相対変位の計測値

D_r : 圧縮側面及び引張側面に配置された変位計の距離

なお、式(7)により求められる軸方向鉄筋の伸び出し変位には、計測区間内における軸方向鉄筋の引張ひずみの影響が含まれている。したがって、厳密には、式(7)で求められる値から、さらに計測区間内における軸方向鉄筋の平均的な引張ひずみ分を差し引いた値が伸び出し変位として扱われるべきである²⁰⁾。しかしながら、計測区間長は40mm程度と可能な限り短くし、また両供試体でほぼ等しいこと、さらにはS1供試体に対する実験では、前述したように、基部における軸方向鉄筋の塑性ひずみが精度よく計測できなかったことから、ここでは、計測区間内における軸方向鉄筋の引張ひずみ分の補正を行っていない。

断面寸法の異なるL2供試体及びS1供試体と比較すると、降伏時に相当するドリフト0.005程度までは、L2供試体の伸び出し変位はS1供試体の3～4倍程度であり、軸方向鉄筋径の比(=3.5)ともよく一致している。これは、弾性挙動の範囲内であれば、軸方向鉄筋の伸び出し変位は軸方向鉄筋径に概ね比例していることを示している。

軸方向鉄筋の降伏後も、ドリフトの増加とともに伸び出し変位も増大する傾向が見られる。ただし、L2供試体の伸び出し変位はS1供試体の1.5～3.5倍程度となっており、これはS1供試体の方が相対的に伸び出し変位が大きくなっていることを示している。これは、軸方向鉄筋が降伏するとコンクリートの付着応力が低下するが²¹⁾、その低下の度合いに両供試体で差異があったものと考えられる。付着応力の低下の度合いについては、軸方向鉄筋降伏後の正確なひずみ分布やひずみ硬化域での詳細な応力度

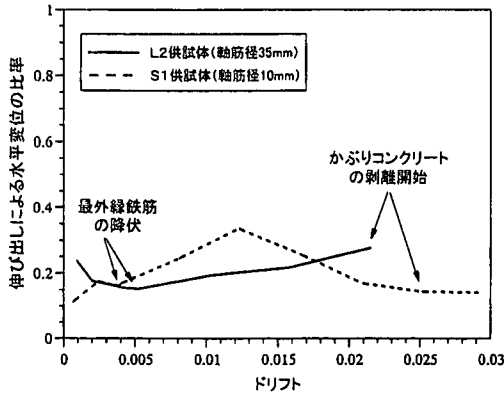


図-18 軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の比率の比較

一ひずみ曲線が必要であり、今回の実験からはこれを定量的に評価することは難しいが、軸方向鉄筋の降伏後の付着挙動に原因があるものと考えられる。

また、この他にも、フーチング内部での軸方向鉄筋のひずみ分布を計測するためにひずみゲージを貼付しているが、そのひずみゲージの全てのリード線がフーチング上面に向かって軸方向鉄筋に沿ってバンドされ、フーチング上面付近では軸方向鉄筋に複数のリード線が輻輳して固定されており、そのために、特に細径の軸方向鉄筋を用いているS1供試体においては、この区間において局所的なコンクリートの付着応力の低下が生じている可能性もあることに注意する必要がある。

(3) 基部の回転による水平変位と全水平変位の関係

単柱式橋脚の模型に対する正負交番載荷実験においては、一般に、載荷点で計測される水平変位に基づいてその耐震性能が評価されることが多いが、その水平変位の計測値には、前述した軸方向鉄筋の伸び出しに伴う基部の回転による水平変位も含まれている。そこで、載荷点における水平変位を、式(8)及び(9)により軸方向鉄筋の伸び出しによる変位と、橋脚断面の曲げ変形による変位の2つに分解して断面寸法の影響を検討した。

$$\delta_{\theta} = \theta \times L \quad (8)$$

$$\delta_{\phi} = \delta - \delta_{\theta} \quad (9)$$

ここに、 δ_{θ} : 軸方向鉄筋の伸び出しによる載荷点における水平変位

δ_{ϕ} : 橋脚断面の曲げ変形による載荷点における水平変位

δ : 載荷点において計測された水平変位

θ : 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基

部の回転角

L : 基部から載荷点までの高さ

なお、厳密には、載荷点における計測変位には、さらに橋脚断面のせん断変形による変位も含まれている。しかしながら、今回の実験はせん断支間比を4.0として行っており、曲げ変形が十分に卓越するため、せん断変形による変位を区別して評価することはしていない。

各載荷ステップの1サイクル目における載荷点での水平変位に占める軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の比率とドリフトの関係をL2供試体とS1供試体と比較した結果が図-18である。まず、L2供試体においては、ドリフトの増加とともに伸び出しによる水平変位の比率もやや増大する傾向があるが、その値は0.2前後であることがわかる。一方、S1供試体ではL2供試体と比較して伸び出しによる水平変位の比率が大きくなっているが、ドリフトが0.012程度でピークとなり、その後低下している。このように、伸び出しによる水平変位の比率がドリフトに応じて変化するのは、軸方向鉄筋の降伏後、損傷の進展に伴う塑性ヒンジ断面の剛性低下の度合いとフーチング深部への軸方向鉄筋の塑性化の進展度合いに応じて、橋脚躯体の曲げ変形成分と軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転変形成分のバランスが変化するためである。今回の実験では、縮小模型では、伸び出しによる水平変位の比率は0.15~0.35の範囲でばらつくが、大型模型ではその変動は小さくなった。

8. 結論

本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響を検討するために、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に対する実験としては世界でも最大級の断面寸法を有する大型模型に対して正負交番載荷実験を行うとともに、この大型模型を可能な限り理想的にスケールダウンさせた縮小模型に対しても同様に実験を行い、両者の繰り返し荷重下における塑性変形性能について、水平力-水平変位の関係だけでなく、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するメカニズムを踏まえ、帯鉄筋による拘束効果、塑性曲率分布、軸方向鉄筋の伸び出し等についても、多角的に比較検討を行った。本研究により得られた知見をまとめると、以下の通りである。

1) 十分に帯鉄筋で拘束された鉄筋コンクリート橋脚に生じる損傷は、軸方向鉄筋の屈曲の始まりによ

りかぶりコンクリートが剥離・剥落し、これに伴って帯鉄筋が外側へはらみだすとともに、内部コンクリートの損傷へと進展し、最終的には軸方向鉄筋の破断が生じた。このような損傷の進展モードは、大型模型、縮小模型とも同様であった。

- 2) 水平カードリフト関係の履歴曲線の包絡線を大型模型と縮小模型で比較すると、その挙動は比較的よく一致した。ただし、エネルギー吸収性能を比較すると、終局時に達する前までの範囲では、各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーは概ね等価であったが、終局時においては、縮小模型の方が相対的に履歴吸収エネルギーが大きくなった。
- 3) 圧縮フランジ側の帯鉄筋に生じるひずみ（矩形断面においては軸方向鉄筋の座屈を抑制しようとすることによって生じる変形）の比較により、断面寸法（ウェブ側帯鉄筋と中間帯鉄筋の間隔もしくは中間帯鉄筋間の間隔）が大きくなるほど、軸方向鉄筋の外側への座屈に対する帯鉄筋の抵抗力が小さくなることが明らかとなった。一方、中間帯鉄筋に生じたひずみ（矩形断面においては内部コンクリートを拘束するために生じる変形）は、ほぼ同等となり、内部コンクリートの拘束力という観点からは、矩形断面においては断面寸法の影響は顕著ではないものと考えられる。
- 4) かぶりコンクリートの剥離が始まる時における曲率分布を大型模型と縮小模型で比較すると、塑性曲率の生じている範囲は、縮小模型の方が若干広くなった。これは、今回の配筋条件下においては、縮小模型における軸方向鉄筋の座屈長が大型模型よりも相対的に長かったことが1つの要因として考えられる。
- 5) 軸方向鉄筋が降伏した後のフーチングからの伸び出し変位を大型模型と縮小模型で比較すると、今回の実験では、相対的に縮小模型の方が大きかった。これは、軸方向鉄筋の降伏に伴うコンクリートの付着応力の低下度合いが両供試体で異なっていたためと考えられる。また、載荷点における全水平変位に占める軸方向鉄筋の伸び出しによる水平変位の比率は、縮小模型で約15~35%であり、橋脚に与えた変形の大きさによって変動が大きかったが、大型模型では概ね20%前後であり、その変動は小さかった。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団との共同研究「鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究」として実施した内容であり、

関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 太田実：単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究，土木研究所報告第153号，1980年3月。
- 2) 檜貝勇：大変位の繰り返しによりせん断破壊するRC部材の変形能力，第8回コンクリート工学年次論文報告集，pp.769-772，1986年。
- 3) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.203-212，1987年2月。
- 4) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形性能に関する研究，土木学会論文集，No.390/V-8，pp.57-66，1988年2月。
- 5) 中村光，二羽淳一郎，田辺忠顕：解析的研究に基づくRC部材の塑性変形能定量化，土木学会論文集，No.442/V-16，pp.127-135，1992年2月。
- 6) 星隈順一，運上茂樹，川島一彦，長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法，構造工学論文集，Vol.44A，pp.877-888，1998年3月。
- 7) 阪神淡路大震災被害分析と靱性評価式，阪神大震災調査研究特別委員会WG報告，土木学会コンクリート技術シリーズ12，1996年8月。
- 8) Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996.
- 9) Priestley, M.J.N. and Park, R. : Strength and Ductility of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No.1, pp.61-76, Jan.-Feb. 1987.
- 10) 幸左賢二，小林和夫，村山八洲雄，吉澤義男：大型RC橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.538/V-31，pp.47-56，1996年5月。
- 11) 小池狭千朗，畑中重光，奥谷伸幸：鉄筋コンクリート梁の塑性変形性能に及ぼす供試体寸法の影響，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，pp.27-32，1989年。
- 12) 水町実，岩瀬裕之，六郷恵哲，小柳冶：RCはりの曲げ破壊における変形の局所化と寸法効果，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.329-334，1993年。
- 13) Stone, W.C. and Cheok, G.S. : Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST Building Science Series 166, National Institute of Standards and Technology, U.S. Department of Commerce, Jan. 1989.

- 14) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番荷重実験, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp.189-194, 1999年12月.
- 15) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 実大RC橋脚における軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し特性とその評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1471-1476, 2000年.
- 16) 須田久美子, 新保弘, 増川淳二, 村山八洲雄: 中空断面PC柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, pp.725-730, 1996年.
- 17) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響, 第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp.177-182, 1999年12月.
- 18) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏, 池田博之: 大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能, 第10回日本地震工学シンポジウム, pp.2123-2128, 1998年11月.
- 19) Mander, J. B., Priestley, M. J. N and Park, R.: "Theoretical stress-strain model for confined concrete." *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.114, No.ST8, pp.1804-1826, Aug. 1988.
- 20) 小林薫, 海原卓也, 石橋忠良: 大変形領域の交番荷重を受けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し特性に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1249-1254, 1999年.
- 21) 島弘, 周礼良, 岡村甫: 異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.213-220, 1987年2月.

(2000.4.26 受付)

SIZE EFFECT ON INELASTIC BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS SUBJECTED TO CYCLIC LOADING

Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeki UNJOH and Kazuhiro NAGAYA

Full-scale flexural reinforced concrete columns with cross sectional dimension of 2400mm were tested under quasi-static cyclic lateral loading in the laboratory. To determine the size effect on column inelastic behavior, a 1/4-scale replicate model was also loaded for comparison with the full-scale column behavior. Observed strains of transverse steel on compression flange side indicated that larger dimension of column section caused poorer restraint of buckling of longitudinal reinforcement. Experimental curvature profiles showed that plastic curvature in the replicate model developed up to a little higher section than the full-scale column, which might be caused by the difference of theoretical buckling length of longitudinal reinforcement. Furthermore, it was found that the base rotation induced by the strain penetration effect was different between the full-scale and replicate columns due to deterioration of the bond stress of footing concrete around post-yield longitudinal reinforcement.