

インターロッキング式帯鉄筋を有する R C橋脚の耐震性

藤倉修¹・川島一彦²・庄司学³・張建東⁴・武村浩志⁵

¹正会員 修(工) (株)大成建設土木設計第一部(〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1)

²フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

³正会員 修(工) 東京工業大学助手 工学部土木工学科(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

⁴正会員 工博 (株)ピー・エス大阪支店土木技術部(〒530-6027 大阪市北区天満橋1-8-30)

⁵正会員 工修 (株)ピー・エス土木技術部(〒170-0004 東京都豊島区北大塚1-13-17)

本論文は、インターロッキング式に帯鉄筋を配置した小判型鉄筋コンクリート橋脚の橋軸方向の耐震性を中間帯鉄筋を配置したほぼ同寸法の鉄筋コンクリート橋脚との比較に重点を置いて実験的に検討した結果である。本研究の結果、インターロッキング式に帯鉄筋を配置した場合には、中間帯鉄筋を配置した場合と同等の耐力、変形性能を有すること、塑性変形性能の発揮の仕方はインターロッキング式帯鉄筋と中間帯鉄筋では同じではなく、インターロッキング式橋脚では中間帯鉄筋を有する橋脚に比較して、塑性ヒンジ長は短いとその範囲では曲率が大きいことが明らかとなった。また、道路橋示方書に基づく終局変位の推定法や既往の代表的な5種類のせん断耐力推定式の適用性を検討した。

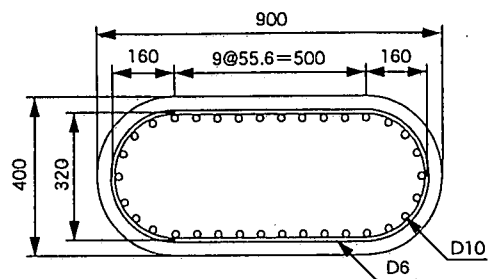
Key Words : *interlocking spiral column, ductility design, cyclic loading test, ductility factor, seismic design, bridge*

1. はじめに

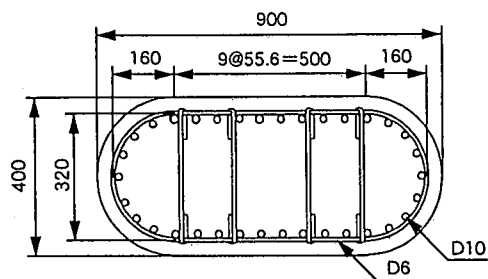
平成7年1月17日の兵庫県南部地震ではR C橋脚に甚大な被害が生じた。この原因として、主鉄筋の段落し部における耐力低下や帯鉄筋による拘束が不十分であったことなどが指摘されており^{1)・2)}、地震後に改訂された技術基準では、帯鉄筋量を増やすとともに、中間帯鉄筋の配置、定着法の改良等、種々の対策が取り入れられている³⁾。

米国カリフォルニア州やニュージーランドでは、矩形断面橋脚を建設する場合には、円形断面を少しずつ重ねたインターロッキング式橋脚が広く採用されている。インターロッキング式橋脚は円形帯鉄筋によりコンクリートを効果的に横拘束するという観点から生まれた構造であり、塑性ヒンジ領域において、十分なじん性を確保できると言われている。インターロッキング式橋脚に対しては、従来、橋軸直角方向の耐震性に着目した研究が進められてきてお

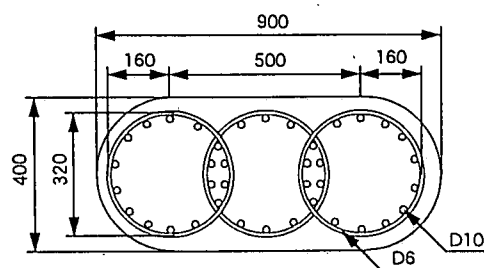
り、たとえば、ニュージーランドのカンタベリー大学ではTanaka, Tanaka and Parkが2連のインターロッキング式橋脚の交番載荷実験を行い、インターロッキング式橋脚はじん性率10以上の高い変形性能を有することが報告されている^{4)・5)}。橋軸直角方向が着目されたのは、この方向に地震力を受けた場合の円形帯鉄筋どうしの一体性、特にせん断耐力の確保に関心が集まったためである。こうした実験結果に基づいて、インターロック部には最低4本の軸方向鉄筋を配置する必要があること、隣り合うスパイラル筋どうしの中心間距離は橋脚径の0.75倍以下とすること等が提案されている。しかし、柳下、田中、Parkはインターロック部に配置する軸方向鉄筋を4本とした場合と2本とした場合に対する交番載荷試験を行い、いずれの場合にも十分な変形性能を有すると報告している⁶⁾。さらに、Buckinghamは、インターロッキング式橋脚の他に中間帯鉄筋を有する曲げ破壊型の矩形断面橋脚に対する交番載荷実験を行



タイプA 試験体

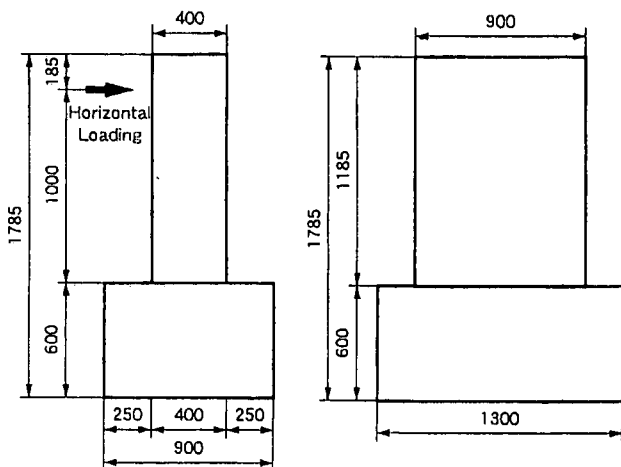


タイプB 試験体



タイプC 試験体

(1) 断面



(2) 供試体寸法

図-1 実験に用いた供試体

い、インターロッキング式橋脚は、少ない帯鉄筋で高い変形性能を与えることができることを報告している⁷⁾。

インターロッキング式橋脚に対する技術基準としては、1977年のAASHTOの基準の他、1990年のカリフォルニア州交通局の基準がある。一般のRC橋脚と同じ設計をすることを前提に、隣り合うスパイラル筋どうしの中心間距離を橋脚径の0.75倍以下とする、スパイラル筋のオーバーラップを面積比で14.3%以下とする、インターロック部に配置する軸方向鉄筋を4本以上とするなどの規定が設けられている。

我が国では、平成8年道路橋示方書においてじん性の高い構造形式の一つとしてインターロッキング式橋脚が紹介されており³⁾、ようやくごく最近になって日本道路公団が数基の橋脚を建設した段階にあ

る⁸⁾。現在までに耐力や変形性能が実験的に検討された例は非常に少ない。このような点から、ここでは、インターロッキング式橋脚の耐震性を平成8年道路橋示方書に基づいて中間帯鉄筋を配置した橋脚と平成8年より前の中間帯鉄筋を配置しない橋脚との比較に重点を置いて実験的に検討したので、この結果を報告する。上述したように、橋軸直角方向に対する耐震性はいろいろ検討されてきているので、ここでは橋の耐震設計上より重要な橋軸方向に対する検討を行うこととした。

2. 実験供試体及び載荷方法

(1) 実験供試体

実験には、図-1に示すように断面寸法が900mm×400mmの小判型で、橋脚基部から天端までの全高が

表-1 供試体の特徴

供試体	タイプA	タイプB	タイプC
断面寸法 (mm)	400×900		
断面形状	小判		
有効高さ (mm)	1000		
有効長 (mm)	820	167	250
帯鉄筋比 (%)	0.56	0.91	0.90
主鉄筋比 (%)	0.74	0.74	0.83

1185mmの3体の供試体を用いた。いずれの橋脚も柱基部から載荷点位置までの有効高さは1000mmであり、せん断支間比は2.5である。以下、中間帯鉄筋の配置されていない模型をタイプA供試体、中間帯鉄筋を配置した模型をタイプB供試体、インターロッキング式に帯鉄筋を配置した模型をタイプC供試体と呼ぶ。いずれの橋脚も、上部構造の死荷重による軸圧縮応力度を0.51MPa、コンクリートの圧縮強度を23.5MPa、鉄筋の降伏強度を343MPaと見込み、平成8年道路橋示方書に規定される地震時保有水平耐力法により求められる終局耐力 P_u をほぼ等しくするという条件で、以下の方針のもとに設計したものである。

まず、タイプA供試体は、外周に帯鉄筋だけを配置した橋脚であり、当然、平成8年道路橋示方書を満足しない。実際、後述する表-3に示すように、実測したコンクリート強度および鉄筋強度を用いて道路橋示方書によってせん断耐力を算出すると139.0kNとなり、曲げ耐力183.2kNを下回るため、せん断破壊型と判定されることになる。ここでは、平成8年道路橋示方書以前に建設された中間帯鉄筋を有しない小判型橋脚の1つの例として、タイプA橋脚を検討することとする。

次に、一般にインターロッキング式橋脚には円形スパイラル筋が用いられるが、ここではスパイラル筋ではなく、フレアー溶接した円形帯鉄筋を使用することとした。これは、横拘束筋としてはタイプA供試体、タイプB供試体と同特性を持つ帯鉄筋を用い、帯鉄筋をインターロッキングとする効果だけを検討しようとしたためである。

いずれの供試体にも軸方向鉄筋にはD10 (SD295)を用い、D6の帯鉄筋 (SD295)を150mm間隔で配置した。このため、表-1に示すように、タイプA、タイプB供試体の主鉄筋比は0.74%となった。これに対して、曲げ耐力がタイプA、タイプB供試体とほぼ同じになるようにし、また、インターロック部の軸方向鉄筋を4本としたことから、タイプC供試体

表-2 実験当日におけるコンクリートの圧縮強度 (MPa)

供試体	試験1	試験2	試験3	平均値
タイプA	22.51	23.87	23.12	23.16
タイプB	21.75	22.83	24.11	22.88
タイプC	21.99	22.29	23.68	22.65

の主鉄筋比は0.83%とタイプA、Bよりも少し大きくなった。帯鉄筋比は、タイプA供試体では0.56%、タイプB及びC供試体では、それぞれ、0.91%、0.9%である。ここで、帯鉄筋比は、次式による帯鉄筋の体積比 ρ_s である³⁾。

$$\rho_s = \frac{4A_h}{sd} \quad (1)$$

ここで、 A_h ：帯鉄筋の断面積、 s ：帯鉄筋の間隔、 d ：帯鉄筋の有効長であり、帯鉄筋や中間帯鉄筋により分割して拘束されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値 (250mm) を用いる。なお、タイプC供試体では有効長をどのように取るかが重要であり、これについては後述する。

いずれの供試体にも普通ポルトランドセメントを使用し、コンクリートの呼び強度は18MPa、スランブは15cmとした。粗骨材には最大粒径10mmの川砂利を、混和剤にはAE減水剤 (標準形) を使用した。圧縮強度試験用に、直径10cm、高さ20cmの円柱供試体を供試体1体につき3本ずつ採取した。載荷実験当日に行った圧縮試験結果は表-2に示す通りであり、コンクリート強度はおおむね23MPaである。

上述したように上部構造の死荷重による軸応力を0.51MPaと見込み、実測したコンクリート及び鉄筋の強度を用いて道路橋示方書に基づいて求めた供試体の終局耐力、終局変位等を示すと、表-3のようになる。ここで、降伏変位 δ_y は初降伏変位 δ_{y0} 、初降伏モーメント M_{y0} から、また、終局耐力 P_u は終局モーメント M_u から、それぞれ次式によって求めた値である。

$$\delta_y = \left(\frac{M_u}{M_{y0}} \right) \delta_{y0} \quad (2)$$

$$P_u = M_u / h \quad (3)$$

ここで、 h は橋脚基部から載荷点までの距離である。終局変位は塑性ヒンジ長から、次式によって求めた。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (4)$$

表-3 地震時保有耐力法による供試体の評価

供試体		タイプA	タイプB	タイプC
ひび割れ荷重 (kN)		51.4	51.1	49.5
初降伏荷重 (kN)		154.5	152.8	139.7
初降伏変位 (mm)		2.0	2.0	2.0
降伏変位 (mm)		2.2	2.4	2.8
終局耐力 (kN)	タイプI	183.2	184.9	200.2
	タイプII	183.2	184.9	200.2
終局変位 (mm)	タイプI	6.6	9.4	10.2
	タイプII	7.6	14.9	13.8
せん断耐力 (kN)		139.0	239.0	236.8
破壊形態		せん断破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

ここで、 δ_y 、 δ_u ：降伏変位，終局変位， L_p ：塑性ヒンジ長である。 L_p は道路橋示方書に基づいて次式により求めた。

$$L_p = 0.2h - 0.1D \quad (0.1D \leq L_p \leq 0.5D) \quad (5)$$

ここに、 D は断面高さである。

表-3によれば、タイプA供試体はせん断破壊型、タイプBおよびC供試体は曲げ破壊先行型と判定されることになる。

(2) 載荷方法および計測

実験では、供試体のフーチングを反力床に固定し、0.51MPaの軸応力度に相当する一定軸力を作用させた状態で、アクチュエタによって正負交番荷重を作用させた。加振機を押す側（後述する図-2～図-4において、西（W）側が圧縮となる側）を＋載荷、この反対側を－載荷と呼ぶ。変位制御による一定振幅変位漸増方式で載荷することとし、載荷ステップは橋脚の降伏変位 δ_y の整数倍、同一変位振幅の繰り返し回数 n は3回とした。ここで、降伏変位としては、表-3に示した地震時保有水平耐力法の計算による初降伏荷重に相当する水平力を作用させた場合に橋脚載荷点に生じる変位を降伏変位とすることとした。実際には、同じ降伏荷重で＋側と－側とでは、降伏変位は一致しないため、1回目には＋側と－側に載荷した際の変位の平均値を降伏変位とすることとし、これをミリメートル単位に丸めて3供試体とも4mmとした。載荷速度は0.02～0.2mm/s（1回の載荷に約20分）である。

ただし、タイプA供試体の載荷では、操作手順の

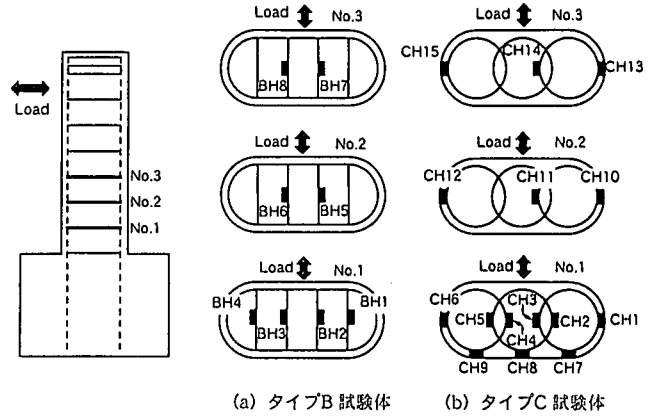


図-2 横拘束筋のひずみの測定位置

間違いのため $2\delta_y$ 載荷の後、本来 $3\delta_y$ 載荷を行うべきところを $3.5\delta_y$ 載荷を行った。さらに、 $3.5\delta_y$ 載荷終了後に加振機の制御装置の故障のためコントロールが失われ、一気に＋側にストロークが増大した結果、急速にせん断破壊に移行してしまった。加振機のコントロールが失われた段階では、荷重や変位、ひずみの計測ができなかったため、 $3.5\delta_y$ 載荷後、どれだけの変位や荷重に達した段階でせん断破壊したか、また、その時の軸方向鉄筋や帯鉄筋のひずみがどの程度であったかはわからない。

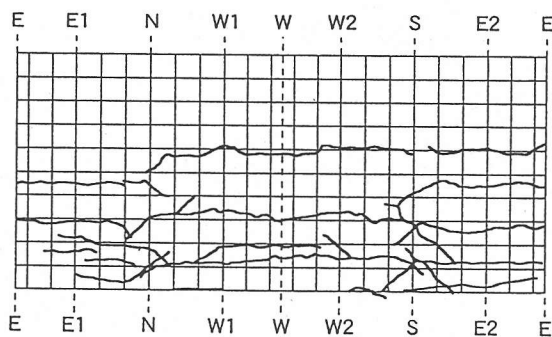
載荷実験では、フーチングからの主鉄筋の伸び出しによる影響が無視できない。このため、フーチングから6cm上の橋脚側面において計測した上下方向変位からフーチングからの抜け出しによる橋脚躯体の回転角を求め、これにより載荷点高さに生じる水平変位をこの高さで計測した橋脚の水平変位から差し引いた値を、橋脚の水平変位として用いることとする。

図-2に示すように、タイプB供試体では中間帯鉄筋の中央位置のひずみを、また、タイプC供試体では帯鉄筋のひずみを測定した。測定高さは、基部から1段目（基部から15cmの位置）、2段目（同、30cm）、3段目（同、45cm）である。ひずみゲージは鉄筋の外側にのみ貼付したため、鉄筋に生じる軸ひずみと曲げひずみの和が計測されることになる。

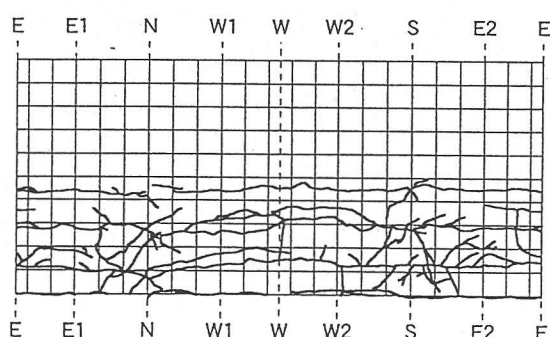
3. 横拘束の違いによる破壊性状

(1) 破壊状況

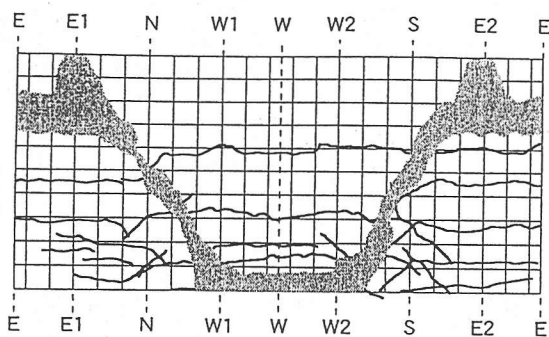
供試体の損傷状況をコンクリートのひび割れと剥離、主鉄筋及び帯鉄筋の座屈に着目して展開図とし



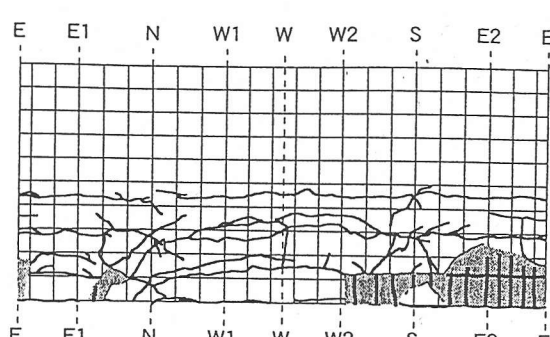
(a) $3.5\delta_y$ 载荷後



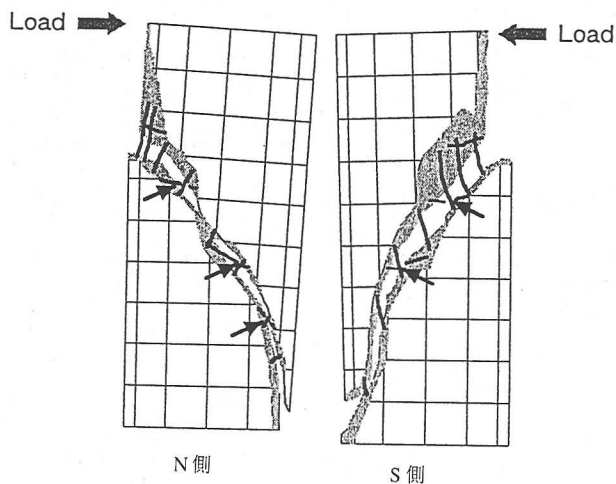
(a) $6\delta_y$ 载荷後



(b) 最終的な損傷状況



(b) $7\delta_y$ 载荷後



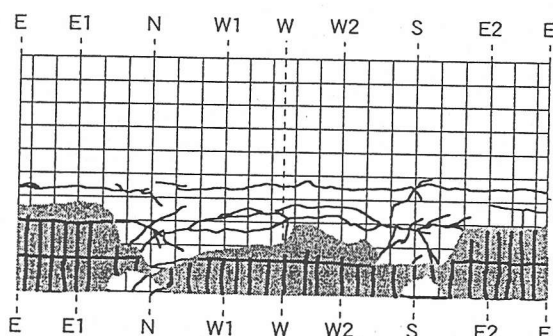
※ ➤ は帯鉄筋の破断位置を示す。

(c) 最終的な損傷状況 (側面図)

図-3 タイプA供試体の損傷状況

て示すと、図-3～図-5のようになる。

中間帯鉄筋のないタイプA供試体では、 $3.5\delta_y$ までは図-3(a)に示すように曲げクラックしか生じていないが、前述したように $3.5\delta_y$ 以後に加振機がコント

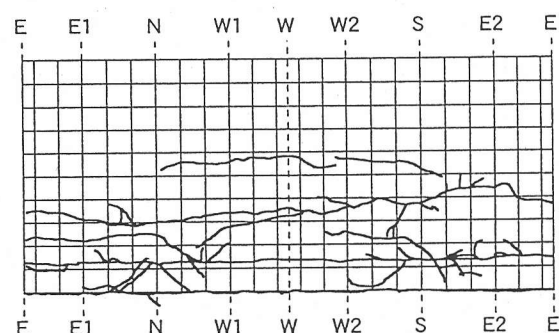


(c) $8\delta_y$ 载荷後

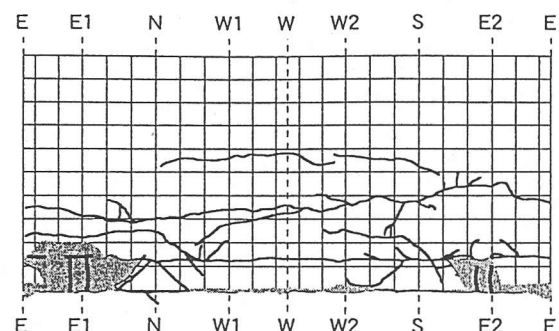
図-4 タイプB供試体の損傷状況

ール不能となり、一気に図-3(b)に示すようにせん断破壊した。図-3(c)は、計5箇所における帯鉄筋の破断を示したものである。

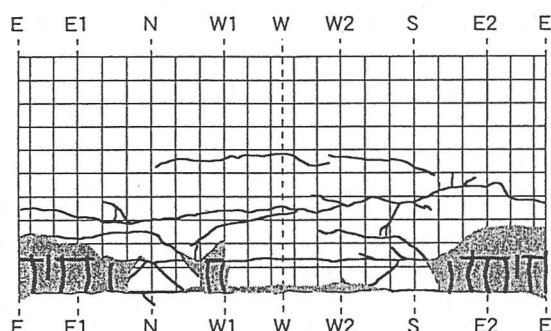
これに対して、中間帯鉄筋を有するタイプB供試体及びインターロッキング式のタイプC供試体ともに橋脚基部で曲げ破壊した。いずれの供試体も、曲げひび割れが、帯鉄筋位置に相当する橋脚基部、基部からほぼ15cm、30cm、45cmの位置に水平方向に



(a) $6\delta_y$ 載荷後



(b) $7\delta_y$ 載荷後



(c) $9\delta_y$ 載荷後

図-5 タイプC供試体の損傷状況

発生し、これが進展したあと、橋脚基部においてかぶりコンクリートが剥落し、主鉄筋が面外方向に座屈して、終局状態に至った。

すなわち、タイプB供試体では、図-4に示すように、 $7\delta_y$ 載荷に至り、かぶりコンクリートが剥落し始め、最終的には写真-1に示すように+面側（+載荷した場合に圧縮線となる面）では橋脚基部から約20cmの位置まで、-面側では橋脚基部から約35cmの位置まで、それぞれコンクリートが剥離した。基部～1段目の帯鉄筋間で主鉄筋が大きく座屈したが、破断はしなかった。

これに対してタイプC供試体においては、図-5に示すように、-面側では $7\delta_y$ 載荷、+面側では $9\delta_y$ 載

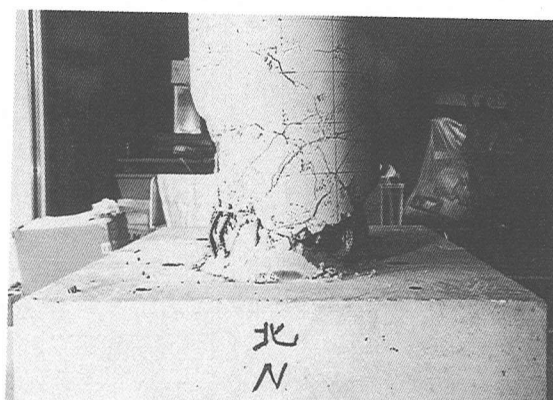
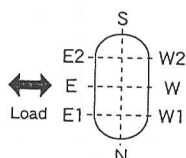


写真-1 実験終了後のタイプB供試体の損傷状況（北側から）

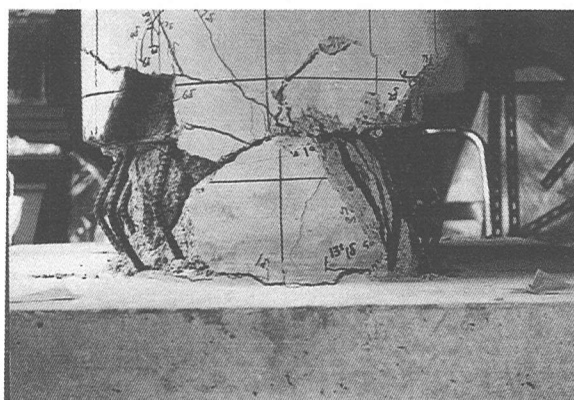


写真-2 実験終了後のタイプC供試体の損傷状況（北側から）

荷に至った段階で、かぶりコンクリートが剥落し始めた。実験終了時の損傷状況は写真-2に示すとおりである。橋脚基部から約15cmの位置までコンクリートが剥落し、主鉄筋は面外方向に座屈したが、破断には至っていない。

以上のようなタイプB、タイプC供試体の損傷状況で重要な点は、曲率の大きさと塑性ヒンジ長が異なる点である。すなわち、 $6\delta_y$ 載荷時を例にとって引張側のひび割れ幅を基部～1段目の帯鉄筋位置（基部から15cmの高さ）で比較すると、タイプB供試体では約1.5mmであるのに対して、タイプC供試体では約3mmと約2倍になっており、タイプC供試体の方がタイプB供試体よりも曲率大きい。

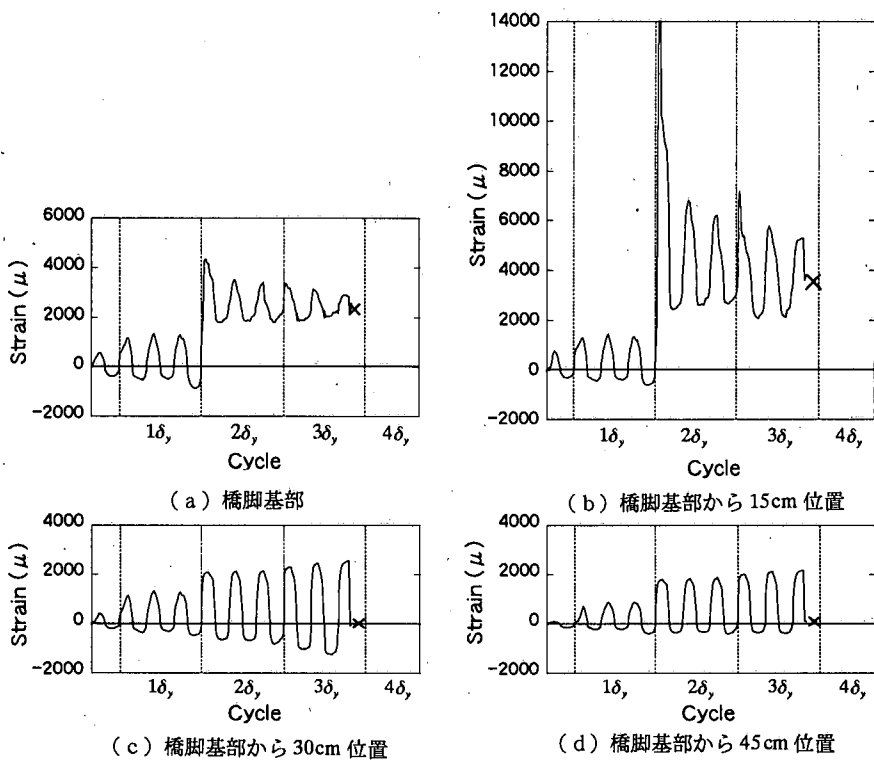


図-6 タイプA供試体の軸方向鉄筋に生じたひずみ

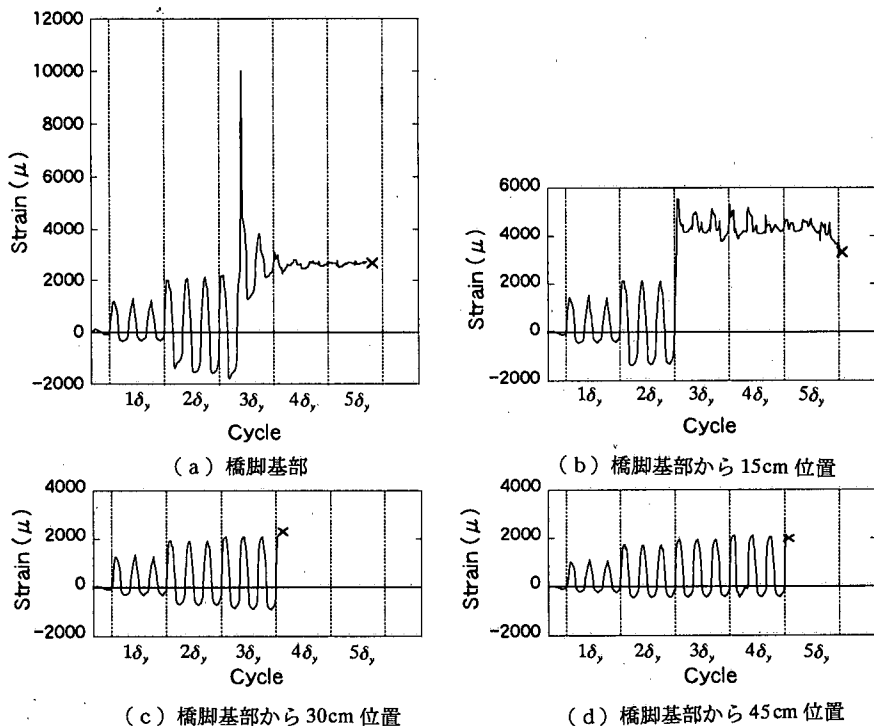


図-7 タイプB供試体の軸方向鉄筋に生じたひずみ

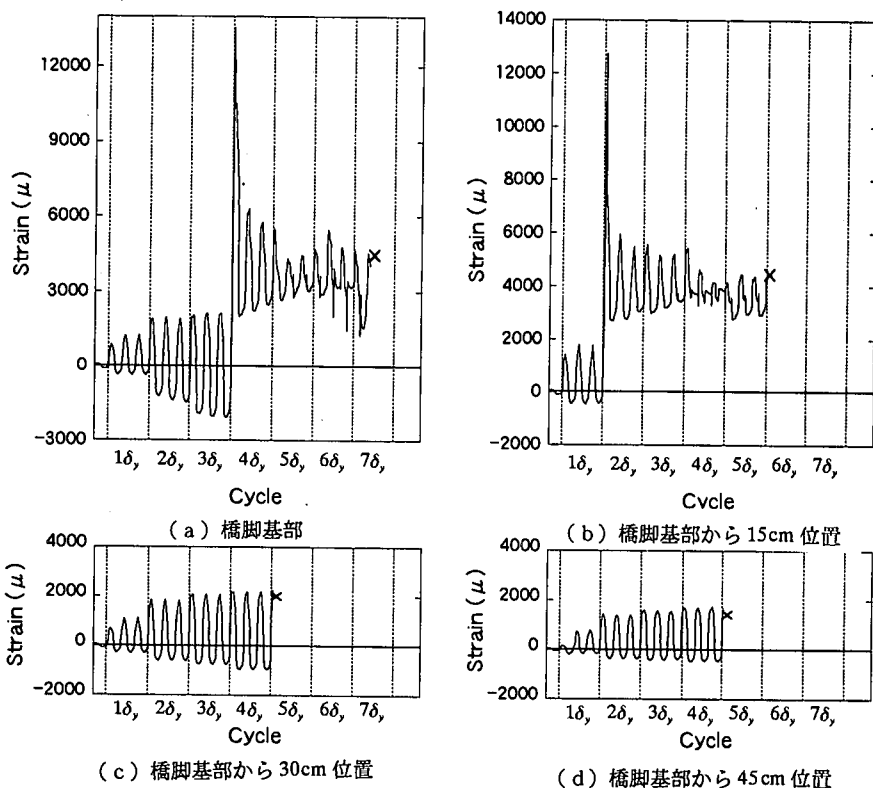


図-8 タイプC供試体の軸方向鉄筋に生じたひずみ

一方、コンクリートの損傷状況を比較すると、タイプC供試体では橋脚基部から約15cmの区間に集中しているのに対して、タイプB供試体では橋脚基部から約30cmの位置に分散しており、塑性ヒンジ長はタイプC供試体よりもタイプB供試体の方が長い。

(2) 軸方向鉄筋に生じるひずみ

タイプA供試体に生じた供試体中央位置での軸方向鉄筋のひずみを図-6に示す。前述したように、鉄筋には外側にのみひずみゲージを貼付しているため、図-6は鉄筋に生じた軸ひずみと曲げひずみの和を示している。橋脚基部では、繰り返し載荷に伴い、 $1\delta_y$ 載荷時には、引張方向には 1200μ 、圧縮方向には 400μ 程度のひずみが交互に生じているが、 $2\delta_y$ に入って最初に引張力が作用すると、 4300μ ものひずみが一気に生じて降伏し、その後、加振機がコントロールを失う $3.5\delta_y$ 載荷までは引張力が作用したままの状態で繰り返し載荷に伴って $2000\sim 3000\mu$ の間を交互に変化している。降伏後、ひずみが圧縮側に戻らなかったのは、軸方向鉄筋が面外方向に座屈

したためと考えられる。基部から15cm位置においてもほぼ同様であり、ここでも $2\delta_y$ に入った最初の引張力によって 14000μ ものひずみが一気に生じて降伏し、その後 $3.5\delta_y$ 載荷が終わるまで、引張側において $2000\sim 6000\mu$ の間を交互に変化している。 14000μ もの大きなひずみが生じたのは、帯鉄筋位置で水平曲げびび割れが発生したため、局所的にこの箇所軸方向鉄筋のひずみが大きくなったためである。これに対して、基部から30cm位置、45cm位置では、このような突然のひずみの変化は見られない。載荷の進展に伴って徐々にひずみは大きくなるが、引張側には $2000\sim 2400\mu$ のひずみが生じるとともに、圧縮側にも $200\sim 1200\mu$ 程度のひずみが生じている。これは、軸方向鉄筋が面外方向に大きく座屈しなかったためと考えられる。

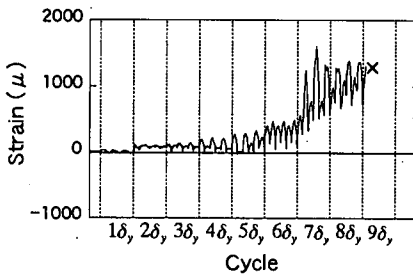
このような特性は図-7に示すように、タイプB供試体でもほぼ同じである。図-6と同様に供試体中央位置の軸方向鉄筋のひずみを示している。この場合には、 $3\delta_y$ に入って1～2回目の引張力が作用した段階で、基部および基部から15cm位置において軸方

向鉄筋の降伏とその後の面外方向の座屈が生じている。基部から30cm, 45cm位置では、タイプA供試体と同様に、軸方向鉄筋の座屈は生じておらず、引張方向には 2000μ 、圧縮方向には $200\sim 800\mu$ 程度のひずみが繰り返し生じている。

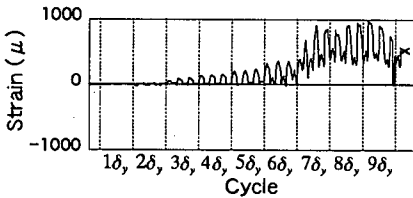
一方、図-8に示すように、タイプC供試体（供試体中央位置の軸方向鉄筋）では、基部では $4\delta_y$ 載荷の最初の載荷で、基部から15cm位置では $2\delta_y$ 載荷の最初の載荷で、それぞれ軸方向鉄筋の座屈が生じている。基部から30cmと45cm位置では、引張側には 2000μ 程度、圧縮側には $500\sim 800\mu$ 程度のひずみとなっており、これはタイプB供試体の場合とほぼ同じである。

(3) 横拘束筋に生じるひずみ

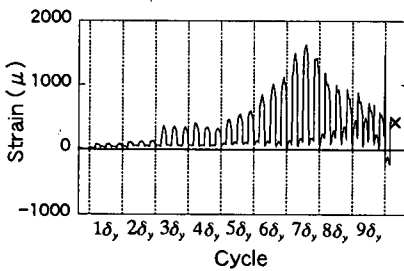
タイプAでは、帯鉄筋のひずみは計測しなかったため、タイプB供試体における中間帯鉄筋のひずみを示すと、図-9のようになる。各ひずみの測定位置は図-2に示した通りである。基部から1段目の帯鉄筋（基部から15cm）位置では4箇所でひずみが計測されており、1～ $3\delta_y$ 載荷では、図-9(1)に示すBH2と



(a) CH1

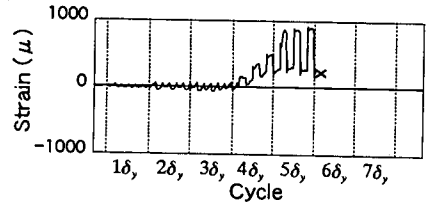


(b) CH3

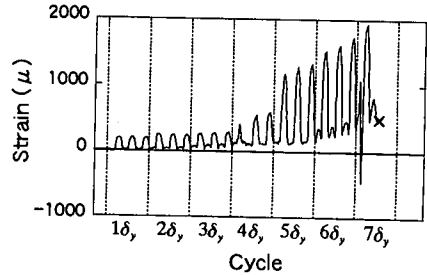


(c) CH7

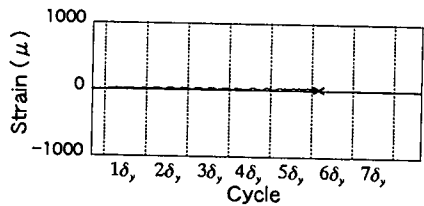
(1) 橋脚基部から15cm位置



(1) 橋脚基部から15cm位置 (BH2)

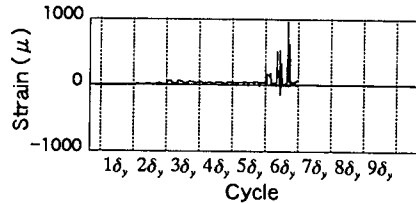


(2) 橋脚基部から30cm位置 (BH5)

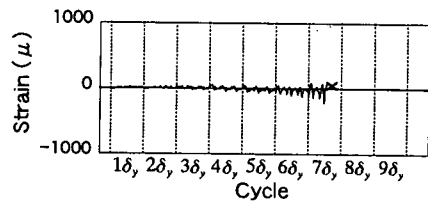


(3) 橋脚基部から45cm位置 (BH7)

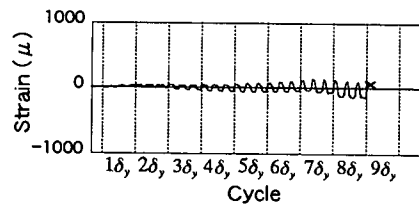
図-9 タイプB供試体の中間帯鉄筋に生じたひずみ



(a) CH10



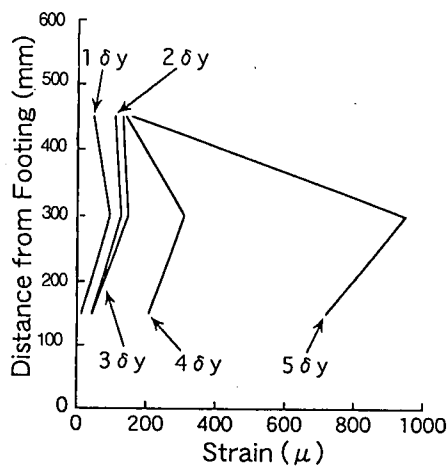
(b) CH11



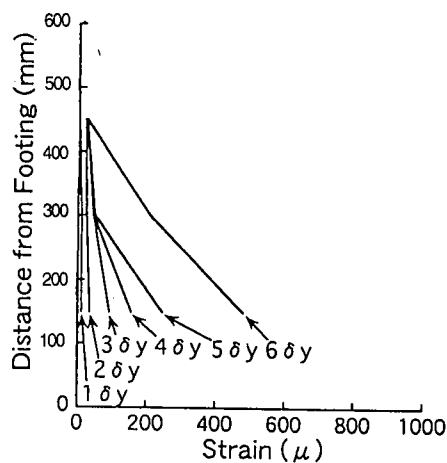
(c) CH12

(2) 橋脚基部から30cm位置

図-10 タイプC供試体の中間帯鉄筋に生じたひずみ



(a) タイプB供試体



(b) タイプC供試体

図-11 横拘束筋に生じるひずみ

同様にいずれの箇所においても中間帯鉄筋にはほとんどひずみは生じていない。4 δ_y 載荷, 5 δ_y 載荷となるに従ってひずみは急速に大きくなり, 5 δ_y 載荷終了段階でひずみゲージが破断した。ひずみは引張側に累積する形で, 繰り返し載荷に伴って変動しており, 徐々にコアコンクリートの損傷が進展したことを表している。5 δ_y 載荷終了までに計測できたひずみの最大値に着目すると, 箇所によりばらつきがあるが, 500~1100 μ 程度の値である。

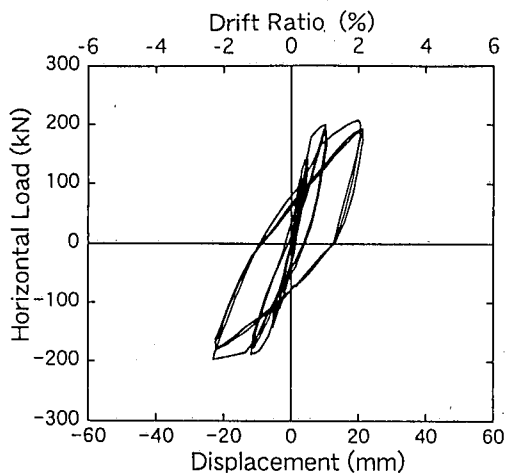
基部から2段目の帯鉄筋(基部から30cm)位置では対称位置に相当する2箇所(CH5, 6)でひずみが計測されている。このうち図-9(2)に示すBH5では7 δ_y の最初の載荷まで, BH6では6 δ_y の最初の載荷までそれぞれひずみが計測できており, 最大ひずみはそれぞれ, 2000 μ , 800 μ である。2箇所ともひずみを計測できた5 δ_y 終了時のひずみと比較すると, BH5では1200 μ であるのに対してBH6では700 μ と, 両者には約70%の差がある。この原因はよく分からないが, 供試体が一様に変形せず, 偏って変形した可能性がある。基部から3段目の帯鉄筋(基部から45cm)位置では, ひずみは200 μ 程度以下と小さい。

これに対して, タイプC供試体の帯鉄筋のひずみを図-10に示す。基部から1段目(基部から15cm)位置では, 図-10(1)に示すように, 断面の中央に位置するCH1, CH3, CH7ではいずれも4 δ_y まではひずみは小さいが, 5 δ_y 以後, 徐々に大きくなる。円形の帯鉄筋であっても, 場所によってひずみの大きさと履歴が異なっている点が興味深い。CH1, CH3, CH7はともに一番右側に位置する帯鉄筋(基部から

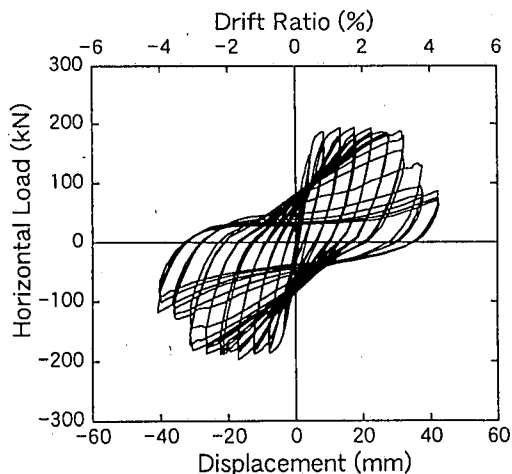
1段目)のひずみであるが, ひずみの履歴にはかなりの違いがある。このことは, 円形断面であっても帯鉄筋からコアコンクリートに与えられる拘束は場所によって様ではないことを示している。

基部から2段目の帯鉄筋では3箇所ではひずみが計測されている。3箇所のうちのCH10では5 δ_y まではほとんどひずみは生じておらず, 6 δ_y 載荷に入って1000 μ 程度のひずみが生じた後, ひずみゲージが破断した。CH11, CH12ではそれぞれ7 δ_y , 8 δ_y まで計測されたが, 最大ひずみはともに100 μ 程度以下と小さい。また, ここには示さないが基部から3段目の帯鉄筋では3箇所ともひずみは全くといって良いほど生じていない。

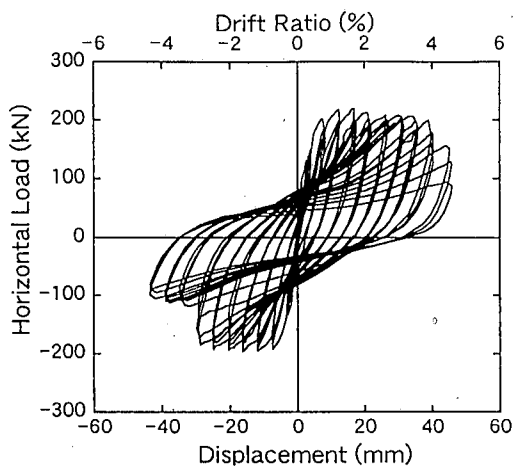
これを, 上述したタイプB供試体と比較すると, タイプB供試体では, 基部から2段目の中間帯鉄筋においては, 4 δ_y 載荷に入ってから急速にひずみが大きくなり, 5 δ_y 載荷の最終段階では700 μ , 1200 μ のひずみが生じたのに対して, タイプC供試体では, 5 δ_y までは帯鉄筋にほとんどひずみが生じず, 6 δ_y 載荷に入って1箇所では1000 μ , 他の2箇所では100 μ 程度と, 明らかにタイプB供試体に比較してひずみが小さい。基部から3段目の帯鉄筋位置においては, タイプB, C供試体ともにほとんどひずみは生じていない。このことは, タイプB供試体では, 基部から2段目の帯鉄筋の位置程度まで中間帯鉄筋に大きなひずみが生じたのに対して, タイプC供試体では, 主として基部から1段目の帯鉄筋位置までに大きなひずみが集中したことを示しており, 前述した損傷状況と一致している。



(a) タイプA供試体



(b) タイプB供試体



(c) タイプC供試体

図-12 履歴曲線

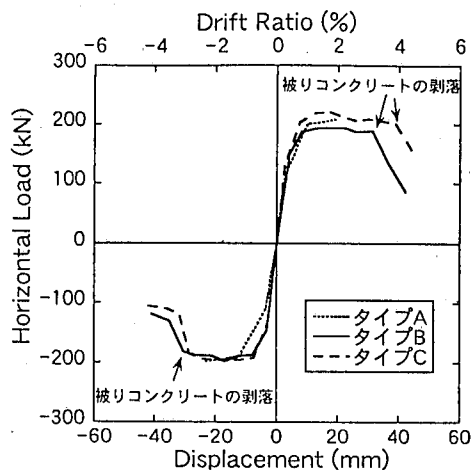


図-13 履歴曲線の比較

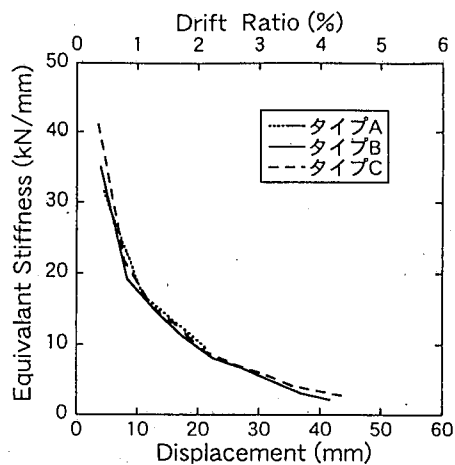
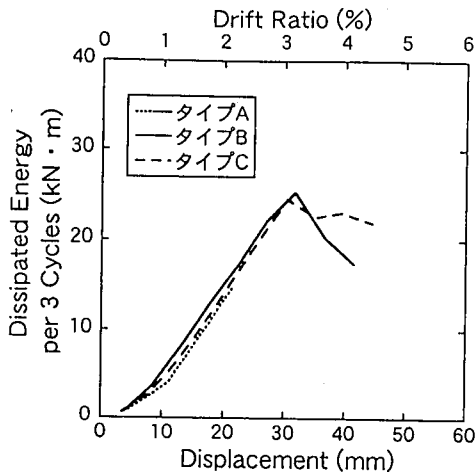
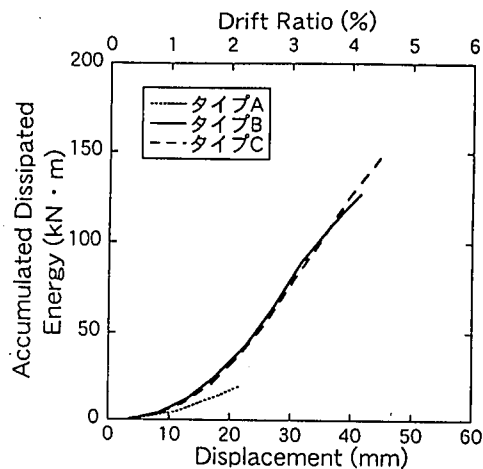


図-14 等価剛性の比較

以上に示した横拘束筋のひずみを、基部から1段目～3段目の複数箇所において計測された各ひずみの単純平均値として示した結果が、図-11である。いずれの箇所においても、各载荷ステップにおける3回の繰り返し载荷のうち最初の载荷におけるピーク値を示している。上述したように、タイプB供試体では、主として橋脚基部から30cmまでの範囲において中間帯鉄筋にひずみが生じているのに対して、タイプC供試体では、基部から15cmまでの範囲において帯鉄筋にひずみが生じている。これは、タイプC供試体の方がタイプB供試体よりも塑性ヒンジ長が短いことに対応している。



(a) 各載荷ステップごとの履歴吸収エネルギー



(b) 累積吸収エネルギー

図-15 履歴吸収エネルギーの比較

4. 耐震性能の比較

(1) 水平力～水平変位の関係

荷重作用位置における水平力～水平変位の履歴曲線を示すと、図-12のようになる。ここで、ドリフト比とは橋脚基部から載荷点までの高さに対する載荷点の水平変位の比である。タイプA供試体はせん断破壊に移行したドリフト比で約2% ($3.5\delta_y$ 載荷)までは安定した履歴を示している。タイプB供試体は、正側、負側ともにドリフト比が約3% ($7\delta_y$)までは190kN程度の耐力を保ち、その後、被りコンクリートの剥落に伴って耐力が低下するが、約4%のドリフト比 ($9\delta_y$)まではなお安定した履歴形状を示す。タイプC供試体も、正側には約4% ($9\delta_y$) 負側には約3.5% ($7\delta_y$)のドリフト比までは正側には約200kN、負側には約190kN程度の耐力を保ち、その後、被りコンクリートの剥落に伴って耐力が低下するが、タイプB供試体と同様にドリフト比が約4%までは安定した履歴形状を示している。

このような履歴特性を荷重～変位の包絡線で比較した結果が図-13である。タイプB供試体に比較してタイプC供試体の方が耐力と同時に耐力低下が始まる変位が正側において少し大きい以外は、両者はよく似た特性を示す。

以上より、今回対象としたインターロッキング式橋脚は中間帯鉄筋を有する橋脚と同等あるいはそれ以上の耐震性を有するということができる。今回の実験では、スパイラル筋のかわりにフレアー溶接した帯鉄筋を用いたが、スパイラル筋を用いて施工が

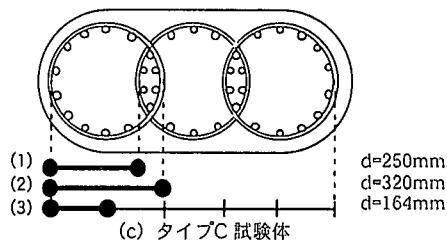


図-16 インターロッキング式橋脚の有効長の取り方
省力化されれば、インターロッキング式橋脚の有利さが高まってくると考えられる。

(2) 等価剛性及びエネルギー吸収性能

図-14は各載荷ステップごとに最初の載荷による等価剛性 K_e を比較したものである。ここで、等価剛性 K_e とは、履歴曲線の最大変位点と最小変位点を結ぶ直線の傾きとして定義している。これによれば、3体の供試体では、等価剛性 K_e とその低下率にはほとんど違いは認められない。

各載荷ごとの履歴吸収エネルギーがどのように変化したか、また、これらの累積値がどのような関係にあるかを示した結果が、それぞれ図-15である。図-15(a)によれば、水平耐力が低下し始めるドリフト比で約3%に相当する水平変位の範囲ではタイプBとタイプCの履歴吸収エネルギーにはほとんど差は見られないが、これ以上になると、タイプCの方がタイプBよりも履歴吸収エネルギーは大きい。このため、図-15(b)に示すように、累積吸収エネルギーとして比較しても、タイプC供試体の方がタイプ

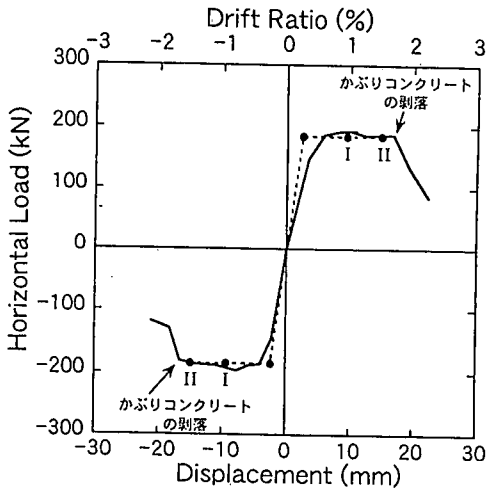


図-17 タイプB供試体に対する履歴曲線の包絡線と解析結果の比較

B供試体よりもやや大きくなっている。タイプA供試体ではせん断破壊に移行したドリフト比で約2%までの範囲で比較しても、累積吸収エネルギーはタイプB、C供試体に比較すると30%程度小さい。

5. 道路橋示方書に基づく実験結果の評価

(1) 終局変位の解析

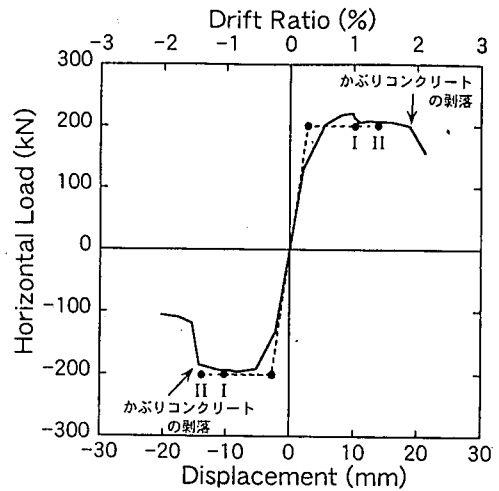
道路橋示方書では、終局変位は式(4)によって与えられている。タイプA、B供試体では式中のパラメータは道路橋示方書に基づいて定めることができるが、タイプC供試体に適用する際には、有効長 d の取り方を定めなければならない。現在までにこれについて検討された研究はないため、ここでは図-16に示すように、以下の3種類の考え方を検討することとする。

- (1) 分割されるコアコンクリートの辺長のうち最も長い値
- (2) 帯鉄筋の直径
- (3) 帯鉄筋によって拘束されるコアコンクリートの平均長さ

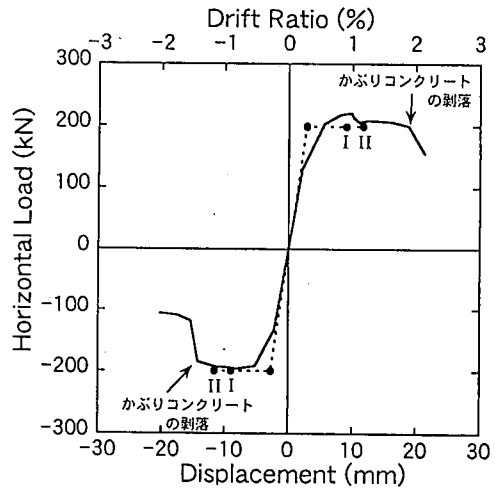
このように有効長を仮定すると、有効長は、それぞれ、250mm、320mm、164mmとなる。

以上の他に、道路橋示方書に基づいて終局変位と降伏耐力を解析するに際して、以下の4つの仮定を設けることとした。

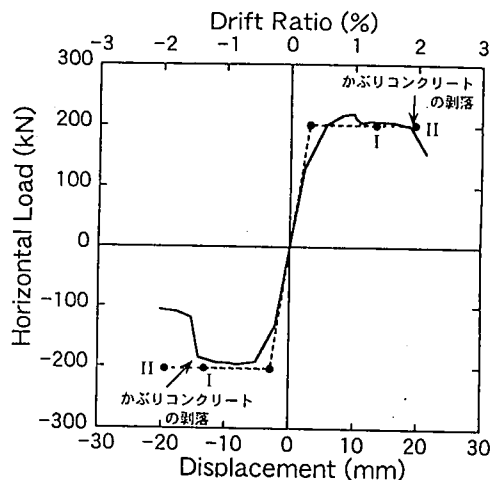
- (1) 道路橋示方書では、最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置におけるコンクリートのひずみが終局ひずみに達する時を終局とみなしているが、本解析では圧縮側におけるコンクリートの最外縁ひずみが終局ひずみに達する時を終局とする。これは、実橋脚ではコアコンクリートの面積に比較してかぶりコンクリート



(a) コアコンクリートの辺長のうち最も長い値を有効長とみなした場合



(b) 帯鉄筋の直径を有効長とみなした場合



(c) コアコンクリートの平均長さを有効長とみなした場合

図-18 タイプC供試体に対する履歴曲線の包絡線と解析結果の比較

表-4 解析に用いたせん断耐力の評価式

基準等	評価式	評価式の構成
道路橋示方書	$P_s = S_c + S_s$ ここで、 $S_c = 10 c_c c_\mu \tau_c b d$ $S_s = \frac{A_w \sigma_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{10 \times 1.15 a}$	c_c : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数, c_μ : 橋脚断面の有効高 d に関する補正係数, c_μ : 軸方向引張鉄筋比 p_t に関する補正係数, τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力 (kg/cm^2), b : せん断耐力を算定する方向に直角方向の幅 (m), d : せん断耐力を算定する方向に平行な方向の橋脚断面の有効高 (m), p_t : 軸方向引張鉄筋比 (%), A_w : 帯鉄筋の断面積 (cm^2), σ_y : 帯鉄筋の降伏強度 (kgf/cm^2), θ : 帯鉄筋と鉛直軸となす角度 (度), a : 帯鉄筋の間隔 (cm)
土木学会コンクリート標準示方書	$V_{sd} = V_{cd} + V_{sd}$ ここで、 $V_{cd} = \frac{\beta_d \beta_p \beta_n f_{cd} b_w d}{\gamma_b}$ $V_{sd} = \frac{A_w f_{ysd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) z}{s_s \gamma_b}$	$f_{cd} = 0.20 \sqrt{f'_c}$ (N/mm^2) ($f_{cd} \leq 0.72$), $\beta_d = \sqrt[4]{h/d}$ ($\beta_n \leq 1.5$), $\beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$ ($\beta_d \leq 1.5$), $\beta_n = 1 + M_0/M_d$ ($N'_d \geq 0$ の場合, $\beta_n \leq 2$), N'_d : 設計軸方向圧縮力, M_d : 設計曲げモーメント, M_0 : 設計曲げモーメント M_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント, b_w : 腹部の幅, d : 有効高さ, A_w : 区間 s_s におけるせん断補強鉄筋の総断面積, f_{ysd} : せん断補強鉄筋の設計降伏強度, α_s : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度, s_s : せん断補強鉄筋の配置間隔, z : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離, γ_b : 一般に 1.15
ASCE-ACI 基準	$V_d = \phi_s (V_c + V_s)$ ここで、 $V_c = v_c A_e$ $V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$ $v_c = v_b \left(1 + \frac{3P}{f'_c A_g} \right)$ $v_b = (0.066 + 10 \rho_t) \sqrt{f'_c} \leq 0.2 \sqrt{f'_c}$ $A_e = b_w d \leq 0.8 b_w h$	ϕ_s : せん断力低減係数 (=0.85), v_c : 平均せん断応力, v_b : 平均公称せん断応力, A_e : 有効せん断面積, b_w : 長方形断面のウェブ幅, d : 有効高, h : 部材断面高, f'_c : コンクリートの設計基準強度, A_g : 橋脚断面積, ρ_t : 軸方向引張鉄筋比, P : 軸力 (引張が負), A_v : せん断力が作用する方向にある 1 層の横拘束筋の全断面積, s : 部材軸に沿う帯鉄筋の間隔, d : 有効高, f_y : 帯鉄筋の降伏強度
ニュージーランドコンクリート示方書	ASCE-ACI 基準式において、平均せん断応力 v_c を次式により算出する。 $v_c = 0 \quad (P \leq 0.1 f'_c A_g \text{ の場合})$ $v_c = 4 v_b \sqrt{\frac{P}{f'_c A_g}} - 0.1 \quad (P \geq 0.1 f'_c A_g \text{ の場合})$	v_b , v_c , P , f'_c , A_g は ASCE-ACI 基準式と同じである。
Priestley の方法	$V_d = V_c + V_s + V_p$ ここで、 $V_c = k \sqrt{f'_c} A_e$ $V_s = A_v f_y \frac{D'}{s} \cot \theta$ (矩形断面の場合) $V_p = P \tan \alpha$	f'_c : コンクリートの設計基準強度, A_e : 有効せん断面積 ($A_e = 0.8 A_{gross}$), k : 塑性ヒンジ区間では、部材の変位じん性率 μ によって決まる係数 (図-19 参照), 塑性ヒンジ以外では、 k は変位じん性率 $\mu = 0$ の値, D' : コアコンクリートの大きさ, f_y : 帯鉄筋の降伏強度, A_v : 一層の帯鉄筋の全断面積, s : 部材軸に沿う帯鉄筋の間隔, θ : せん断ひび割れと部材軸となす角, P : 軸力, α : 荷重作用点から塑性ヒンジ区間におけるコンクリートの曲げ圧縮領域の中央点とを結ぶ線と、部材軸となす角度

の面積が小さいため、安全側にこれを無視しても差し支えないが、模型ではコアコンクリートの面積に対して被りコンクリートの面積が占める割合が大きいため、これを無視すると、耐力を過小評価するためである。

(2) 終局変位を計算する際に、道路橋示方書ではタイプI地震動とタイプII地震動に分けてコンクリー

トの終局ひずみが与えられている。今回の載荷実験では、各サイクルごとに3回ずつの繰り返し載荷を行ったことから、ここではタイプII地震動に準拠して終局変位を求めることとする。ただし、参考のため、以下に示す解析では、タイプI地震動に対する終局変位も示すこととする。

(3) 式(4)では橋脚躯体の塑性ヒンジに基づいて終局

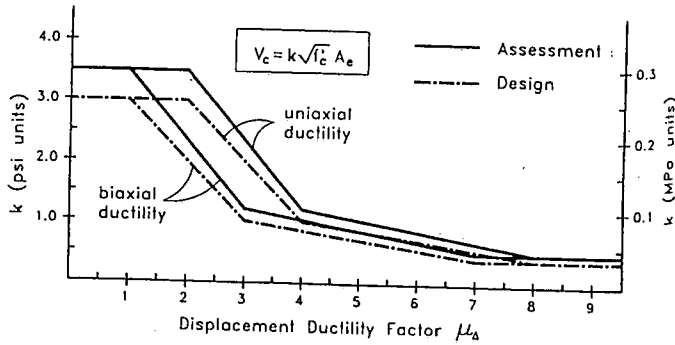


図-19 部材の曲率じん性率とコンクリートの負担するせん断耐力の関係¹²⁾

変位を求めており、フーチングからの鉄筋の抜け出しの影響は含まれていない。前述したように実験値ではフーチングからの抜け出しの影響を差し引いた橋脚の変位を求めており、これを道路橋示方書により求められる結果と比較する。

(4) 道路橋示方書では、帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果を星隈ら¹³⁾の提案式で評価しており、断面形状に応じて断面係数を与えている。ここでは、道路橋示方書に基づき、タイプA、B供試体は矩形断面として、タイプC供試体は円形断面として評価する。

以上のようにして、タイプBおよびC供試体を対象に水平荷重～水平変位の関係を計算し、これを図-13に示した実験値と比較した結果が、図-17、図-18である。実験では正側と負側とでは荷重と変位が多少異なるが、これらの平均値を考えれば、タイプB供試体においては、降伏耐力、終局変位ともに解析値は実験値をよく近似している。

これに対して、タイプC供試体では、有効長の取り方が重要である。コアコンクリートの平均長さを有効長 d とみなした場合($d=164\text{mm}$)には、負側で解析上の終局変位が実験値を過大評価する。帯鉄筋の直径を有効長とみなした場合($d=320\text{mm}$)には、解析上の終局変位は実験値を過小評価している。コアコンクリートの辺長のうち最も長い値を有効長とみなした場合($d=250\text{mm}$)には、負側では実験値とほぼ一致し、正側でも実験値を約30%過小評価する程度で、結局、今回検討した中では、解析上の終局変位は実験値と最も一致度がよい。

ただし、これはあくまでも道路橋示方書に規定されるコンクリートや鉄筋の応力度～ひずみ関係を用いた場合の結果である。今回の実験では、インターロッキング式橋脚は1体だけであり、さらに有効長をいろいろ変化した実験に基づいて有効長を検討していく必要がある。

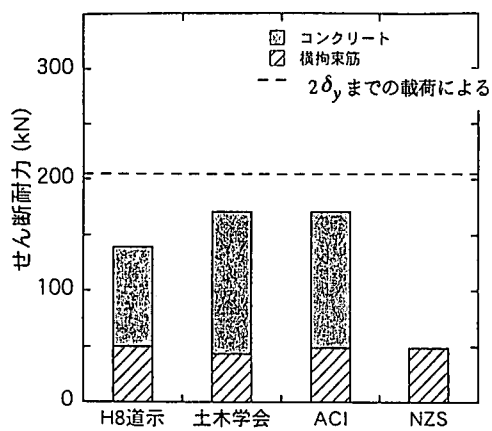
(2) せん断耐力の評価

せん断耐力の評価には、表-4に示すように道路橋示方書³⁾の他に土木学会コンクリート標準示方書⁹⁾、ASCE-ACI¹⁰⁾・¹²⁾、ニュージーランドコンクリート示方書¹¹⁾・¹²⁾、Priestleyの評価式¹²⁾の4種類の評価式を用いることとした。表-4では、各基準で示されている記号をそのまま用いている。

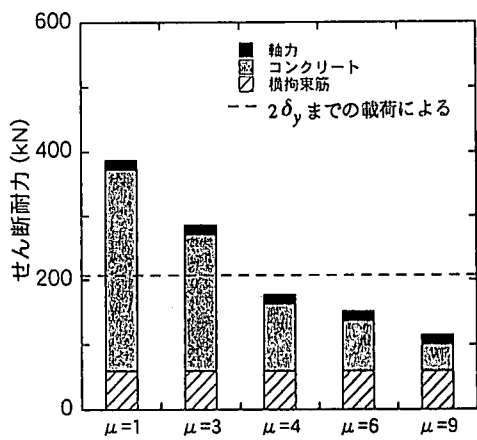
道路橋示方書及びコンクリート標準示方書の規定に関してはよく知られているため、その他の評価式に関して示すと、ASCE-ACIのせん断耐力式はASCE-ACI合同の426委員会が提案されたもので、抵抗せん断メカニズムにおけるコンクリートとせん断補強筋の分担からせん断耐力を推定するものである。ニュージーランドコンクリート示方書は、ASCE-ACIのせん断耐力式において、塑性ヒンジ区間のコンクリートが負担する耐力を安全側に修正したものである。また、Priestleyの方法は、変位じん性率に応じてせん断耐力を変化させたもので、コンクリートの斜め圧縮ストラットによって生じる軸圧縮力によるせん断耐力の増加分 V_p を見込み、せん断耐力を与えている。

表-4のいずれの評価式も、横拘束筋の負担するせん断耐力はトラス理論に従って求められているが、道路橋示方書、土木学会コンクリート標準示方書、ASCE-ACI基準及びニュージーランドコンクリート示方書ではせん断ひび割れと部材軸のなす角度を45度と想定しているのに対して、Priestleyの評価式では、実験に基づき30度と想定されている。このため、Priestleyの方法では、せん断力を負担する横拘束筋の本数が多く評価される。

図-20は、以上の5種類の方法によって評価したせん断耐力を実験値と比較した結果である。解析値は、コンクリートの分担、横拘束筋の分担、軸力による増加分(Priestleyの場合のみ)に分けて示している。実験結果と比較する前に、解析値どうしを比較する

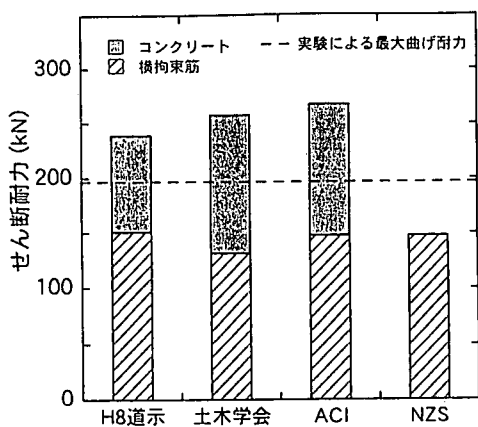


(a) 道示, 土木学会, ACI, NZS

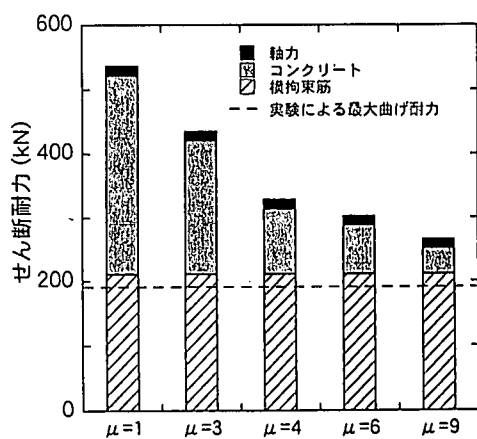


(b) Priestley らによる評価法

(1) タイプA供試体

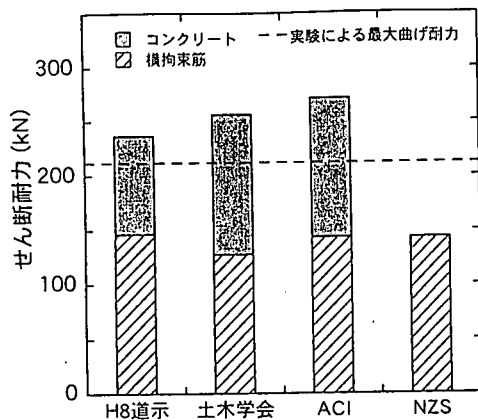


(a) 道示, 土木学会, ACI, NZS

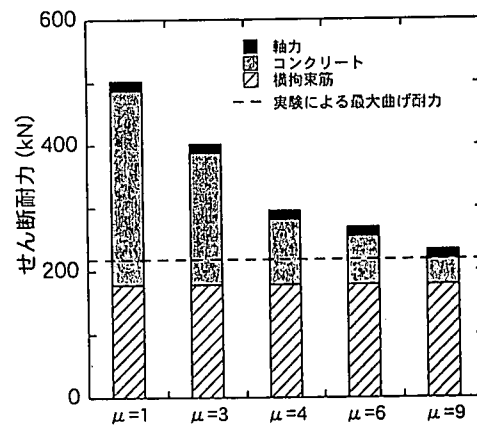


(b) Priestley らによる評価法

(2) タイプB供試体



(a) 道示, 土木学会, ACI, NZS



(b) Priestley らによる評価法

(3) タイプC供試体

図-20 せん断耐力の評価

と、ニュージーランドコンクリート示方書に従えば、今回の実験では軸応力が $P/A_g = 0.51 \text{ MPa}$ と小さく、従ってコンクリートの分担するせん断力が0と評価されるため、他の4つの方法に比較するとせん断耐力を約1/2～1/3と小さく評価する。また、Priestleyの方法では、変位じん性率が1と小さい場合には、他のせん断耐力式の2倍近い大きなせん断耐力を与えるが、じん性率の増加とともにせん断耐力は減少していく。

以上のような特性をもつ解析値を実験結果と比較すると以下ようになる。

(1) タイプA供試体

変位じん性率 $3.5\delta_y$ 以後、せん断破壊に移行したため、せん断耐力は実験で得られた最大耐力203kNよりも多少大きい程度とみなすと、道路橋示方書、コンクリート標準示方書、ASCE-ACI基準ともに模型のせん断耐力をやや安全側に評価する。Priestleyの評価式では、せん断耐力は変位じん性率が3では285kN、変位じん性率が4では178kNであり、変位じん性率3.5以後、せん断破壊に移行したタイプA供試体の特徴をよく表している。

(2) タイプB供試体

最大耐力195kNを発揮した後に曲げ破壊したため、せん断耐力は195kN以上と見ることができる。道路橋示方書、コンクリート標準示方書、ASCE-ACIともにこの条件を満たしているが、ニュージーランドコンクリート示方書は147kNと安全側過ぎる値を与える。この理由は上述した通りである。Priestleyの評価式も、変位じん性率が9となってもせん断耐力は266kNで、上記の条件を満たしている。

(3) タイプC供試体

最大耐力208kNを発揮した後に曲げ破壊したため、せん断耐力は208kN以上と見ることができる。解析値と実験結果の対応はタイプB供試体の場合とほぼ同じである。

6. 結論

インターロッキング式に帯鉄筋を配置した場合と中間帯鉄筋の効果を検討するために、ほぼ同じ特性を有する3体の小判型鉄筋コンクリート橋脚に対する橋軸方向の繰り返し載荷実験を行った。供試体数が少ないため、今後さらに追試を行い、結果を補足していく必要があるが、本研究の結果得られた結論を示すと、以下ようになる。

(1) 帯鉄筋比0.103%で中間帯鉄筋を有しないタイプA橋脚は、ドリフト比約2%（変位じん性率3.5）を

越えた段階でせん断破壊に移行したが、これに中間帯鉄筋を配置して帯鉄筋比を0.507%としたタイプB供試体は最後までせん断破壊せず、最終的に基部で曲げ破壊した。

(2) 帯鉄筋比で0.338%となるようにインターロッキング式に帯鉄筋を配置したタイプC供試体は、橋脚基部で曲げ破壊した。変形性能や最大耐力は、タイプB供試体とほぼ同じであった。

(3) インターロッキング式に帯鉄筋を配置したタイプC供試体では、橋脚基部とここから1段目の帯鉄筋位置（橋脚基部から15cmの位置）で塑性ヒンジ化した。タイプB供試体では、これよりももう少し広く、橋脚基部から2段目の帯鉄筋位置（基部から30cm位置）の範囲まで塑性ヒンジ化した。タイプB供試体よりもタイプC供試体の方が塑性ヒンジ長が短いにもかかわらず、両者の塑性変形能がほぼ同じであることから、塑性ヒンジ領域における曲率はタイプC供試体の方がタイプB供試体よりも大きかったと考えられる。これは、タイプC供試体の方がタイプB供試体よりも帯鉄筋からの拘束が大きかったためと考えられる。

(4) タイプB供試体の終局変位は、道路橋示方書による式(4)により実用的な精度で推定できる。また、タイプC供試体では、有効長をどのように取るかが重要であるが、コアコンクリートの辺長のうち最も長い値を有効長とみなすことにより、式(4)により実用的な精度で終局変位が推定できる。ただし、これについては、今回の実験では供試体数が1体だけであるため、有効長を変化させた実験を追加して、今後さらに検討していく必要がある。

(5) 表-4に示す5種類の代表的なせん断耐力の評価式を用いて供試体のせん断耐力を検討すると、軸力が小さい範囲ではコンクリートの分担するせん断耐力を非常に安全側に評価するニュージーランドコンクリート示方書は特別として、道路橋示方書、土木学会コンクリート標準示方書、ASCE-ACI基準の方法はいずれもせん断耐力を安全側に評価する。じん性率の関数としてせん断耐力を与えるPriestleyの方法は実験結果とよく整合した結果を与える。

謝辞：本研究の実施にあたっては、ニュージーランドカンタベリー大学のR. Park教授、カリフォルニア大学サンディエゴ校のN. M. Priestley教授、カリフォルニア州交通局のM. Yashinsky技師等から種々ご指導いただいた。また、(株)ピー・エスの野村貞広氏、森拓也氏からは本実験に実施に際し、多大なご支援を頂いた。ここに記して厚くお礼申し上げます。

る次第である。

参考文献

- 1) 建設省：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会，1996.
- 2) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告，土木建造物の被害，第1章橋梁，阪神・淡路大震災調査報告編集委員会，1997.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書，1996.
- 4) Tanaka,H.: Effect of Lateral Confining Reinforcement on the Ductile Behaviour of Reinforced Concrete Columns, Research Report of Department of Civil Engineering, pp.208-324, University of Canterbury, Christchurch New Zealand, 1990.
- 5) Tanaka,H. and Park,R: Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, ACI Structural Journal, V.90 No.2, March-April, 1993.
- 6) 柳下文夫，田中仁史，Robert Park：インターロッキングスパイラル鉄筋を有する鉄筋コンクリート柱の繰返し荷重下における挙動，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，1997.
- 7) Buckingham,G.C.: Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, M.S. thesis, Washington State University, 1992.
- 8) 野村謙二，広瀬剛：インターロッキング型帯鉄筋を使用した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能確認試験，第2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，土木学会，pp.201-207，1998.
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書，1997.
- 10) ASCE/ACI Task Committee 426: The Shear Strength of Reinforced Concrete Members, ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 99, ST6, pp. 1091-1187, 1973.
- 11) Standard Association of New Zealand: Concrete Structures Standards, Part 1: Code, Part 2: Commentary, NZ S31101, Wellington, New Zealand, 1995.
- 12) Priestly, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley Interscience, 1996, 川島一彦監訳：橋梁の耐震設計と耐震補強，技報堂，1998.
- 13) 星隈順一，川島一彦，長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係，土木学会論文集，No.520/V-28，pp.1-11，1995.8.

(1999.1.26受付)

EFFECT OF THE INTERLOCKING TIES AND CROSS TIES ON THE DYNAMIC STRENGTH AND DUCTILITY OF RECTANGULAR REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS

Shuichi FUJIKURA, Kazuhiko KAWASHIMA, Gaku SHOJI,
Zhang Jiandong and Hiroshi TAKEMURA

This paper presents an experimental study on the dynamic strength and ductility of reinforced concrete bridge columns which are provided the lateral confinement with the interlocking spirals and cross ties. Three models with 900 mm x 400 mm section and 1185 mm high were constructed for the cyclic loading test. They were confined by ties (Type A specimen), ties as well as the cross ties (Type B specimen) and the interlocking ties (Type C specimen). In the Type C specimen, circular ties which were interlocked each other were used instead of the spirals. The Type B and Type C specimens failed in flexure while the Type A specimen failed in shear. The Type C specimen had superior strength and ductility to the Type B specimen. The shear strength was evaluated by comparing the design shear strength by five specifications and codes. Although some scattering was observed depending on the evaluation of strength carried by the concrete, the design shear strengths provided in the specifications and codes were close to the experimental value.