

4 連インターロッキング式配筋橋脚の耐震性能

東田典雅¹・小野塚和博¹・丸尾勝己²・岡本大³

¹正会員 日本道路公団北海道支社 構造技術課（〒004-8512 北海道札幌市厚別区大谷地西5-12-30）
²正会員 工修 日本道路公団北海道支社 函館工事事務所（〒041-0808 北海道函館市桔梗3-36-26）
³正会員 工修 東急建設(株) 技術研究所（〒229-1124 神奈川県相模原市田名3062-1）

1. はじめに

インターロッキング式配筋は、耐震性能、施工性、および経済性等に優れた配筋方法として道路橋示方書V 耐震設計編¹⁾（以下、道示Vと記す）にも紹介されている。これまで、インターロッキング式配筋の施工実績は海外のものが多く、国内においても施工実績が一件あるが、これらの橋脚は、断面の縦横比の比較的小さい小判型あるいは矩形断面を有するもので、円形スパイラル筋あるいは円形フープ筋を2つ組み合わせる形式である。

今回、適用の対象としたのは、断面の縦横比が比較的大きい矩形断面を有する壁式橋脚で、図-1に示すように4連インターロッキング式配筋構造を採用している。このような構造の採用により、帯鉄筋量が約60%減少するため、工費の縮減、施工の省力化、工期の短縮を図ることが可能となる。しかしながら、多連のインターロッキング式配筋については、研究レベルにおける3連のインターロッキング式配筋の実験²⁾が行われているのみである。従って、4連インターロッキング式配筋の耐震性能を評価した文献等がなく、実際の構造物に採用するためには、保有する耐震性能を実験等により確認する必要がある。

本稿は、4連インターロッキング式配筋構造を実橋脚（北海道縦貫自動車道 鳥崎川橋）に採用する

ことを目的とした、耐震性能の確認実験について報告するものである。

2. 実験の概要と試験体

(1) 実験の概要

実橋脚の設計を基にした在来型配筋試験体（Unit0）、および、これと曲げ耐力を同等としたインターロッキング式配筋試験体（Unit1）の2体について変位制御による正負交番載荷試験を実施した。主として荷重-変位関係に基づいた変形性能およびエネルギー吸収性能の比較によりインターロッキング式橋脚の耐震性能の評価を行った。

(2) 試験体

試験体の諸元を表-1、図-1および図-2に示す。それぞれの試験体は、実橋脚の1/5縮小モデルで、断面の寸法は、断面幅×断面高さ＝1300×500mm、せん断スパンは3200mmである。

なお、実橋脚に使用されている鉄筋は、主鉄筋がD51、帯鉄筋がD29であるが、試験体のコンクリート打設を考慮し、表-1に示すように鉄筋比を同一とした。また、コンクリートの配合は、呼び強度30N/mm²、スランプ12cm、粗骨材の最大寸法を10mmとした。使用したコンクリートおよび鉄筋の

表-1 試験体一覧

	断面幅 (mm)	断面高さ (mm)	せん断スパン (mm)	コンクリート強度 ^{※1} f_c (N/mm ²)	主鉄筋				帯鉄筋			
					径 (mm)	本数 (本)	主鉄筋比 (%)	降伏強度 f_{sy} (N/mm ²)	径 (mm)	ピッチ (mm)	体積比 $\rho_s=4Ah/sd$ (%)	降伏強度 f_{sy} (N/mm ²)
Unit0	1300	500	3200	33.4	D13 ^{※2}	62	1.36 ^{※3}	390.0 ^{※4}	D10	85	1.86	350.0
Unit1				34.9	D13	70	1.36				0.75 ^{※5}	

※1：柱部の実験時強度 ※2：側方鉄筋はD10 ※3：側方鉄筋を含む
※4：Unit0の側方鉄筋は帯鉄筋と同一 ※5：d＝帯鉄筋径として算出

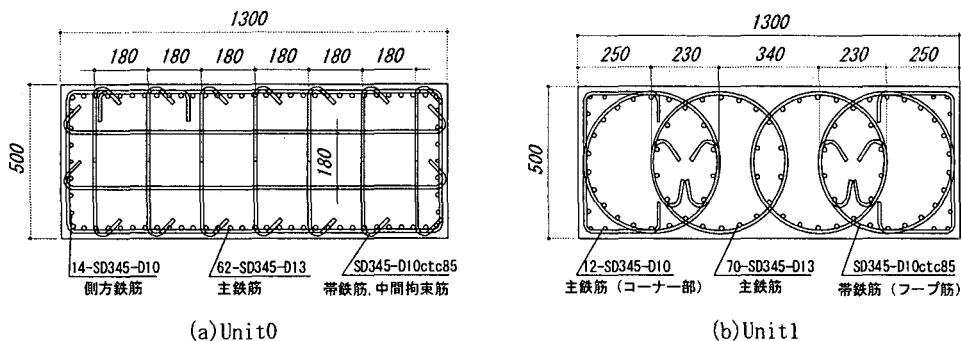


図-1 試験体断面図

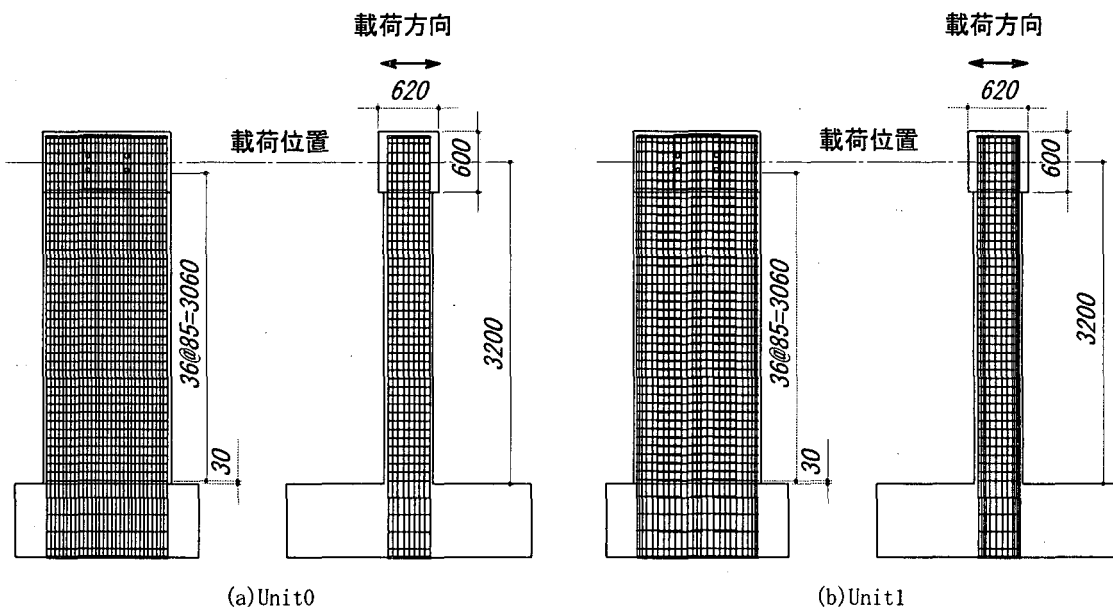


図-2 試験体配筋図

材料試験結果を、表-1に合わせて示す。

Unit0の中間拘束筋は両端に135°の鋭角フックを設けた。Unit1の帯鉄筋は、135°フックを設けて、図-1(b)に示すようにインターロック部に定着した。

また、Unit1の高さ方向の帯鉄筋間隔、帯鉄筋径は、Unit0と同一とした。帯鉄筋体積比 ρ_s は、Unit0が1.86%、Unit1が0.75%となっている（Unit1の ρ_s 、算定上の有効拘束長 l は、一つの帯鉄筋直径として計算）。なお、インターロッキング式配筋としたUnit1は中間帯鉄筋を配していないため、帯鉄筋量はUnit0に比べて約60%減少している。

また、インターロッキング式配筋の場合、小判型あるいは八角形断面とするのが一般的であるが、今回の実験では、Unit0と同様に断面形状を矩形断面としている。これは、インターロッキング式配筋への変更を検討した橋脚が10基の橋脚を有する連続桁橋の一部であり、景観性および橋脚の剛性変化が他の橋脚に与える影響を最小限にとどめるよう配慮し

たためである。

(3) 実験方法

載荷方法を図-3に示す。載荷方向は、橋軸（短辺）方向として、試験体頂部に取り付けた1500 kN アクチュエータによって変位塑性率 $\mu=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 6.0\cdots$ に相当する変位でそれぞれ3サイクルずつ、正負水平交番載荷した。軸力は、実橋脚の上部工死荷重により、実橋脚断面に生ずる軸圧縮応力度と同一の応力が試験体断面に発生するように、412kNの圧縮力をPC鋼棒により載荷した。

なお、降伏変位は、式(1)に示すように、曲げ耐力の計算値の75%を加力した時の変位測定値の正負平均を、曲げ耐力算定値まで外挿することによって求めた。なお、Unit0とUnit1では配筋が異なるため、降伏剛性は若干Unit1の方が小さく、上記の方法で降伏変位を求めた場合にはUnit1の降伏変位がUnit0に比べて若干大きくなる事が予測された。し

かし、今回の実験においては、同一水平変位におけるUnit0とUnit1の損傷状況を比較すること、荷重－変位履歴曲線の比較を簡便にすること等の観点から、Unit0において得られた降伏変位を用いて両試験体の載荷を行った。

$$\delta_y = \frac{V_{if}}{0.75V_{if}} \cdot \delta_{0.75} = 1.33\delta_{0.75} \quad (1)$$

ここに、

V_{if} : 曲げ耐力の計算値

$\delta_{0.75}$: $0.75 V_{if}$ 載荷時の水平変位の正負平均値

測定項目は、軸力、水平力、試験体水平変位の他、主鉄筋および帯鉄筋のひずみである。

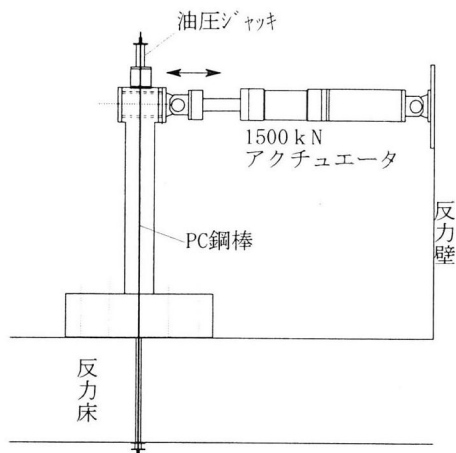


図-3 載荷装置

3. 実験結果と耐震性能の評価

(1) 破壊までの経緯

$4\delta_y$ までの載荷を終了した時点では、双方の試験体とも曲げによるひび割れが発生し、そのひび割れ状況に顕著な差は観察されなかった。

$6\delta_y$ の繰り返し載荷において、Unit0は基部かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈が観察された。これに対して、Unit1は、基部コンクリートの圧壊がわずかに観察されたものの、主鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートのはらみ出しは観察されなかった。

$8\delta_y$ の載荷では、Unit0は主鉄筋の座屈が進行し、繰り返し載荷により一部の鉄筋の破断が観察された。これに対してUnit1は、 $6\delta_y$ の載荷時点と損傷状態に大きな差異は認められなかった。

$10\delta_y$ の載荷により、Unit0は主鉄筋の破断の進行に伴って耐力が大きく低下し、実験を終了した。Unit1は、 $10\delta_y$ の1回目の載荷において基部かぶりコンクリートの剥落、主鉄筋の座屈が観察されたが、耐力低下は生じなかった。しかし、 $10\delta_y$ の繰り返しにより主鉄筋の座屈が進行し、繰り返しによる耐力低下が観察された。

$12\delta_y$ の載荷により、Unit1は主鉄筋の破断により耐力が低下し、実験を終了した。

実験終了時の各試験体の柱基部の損傷状況をそれぞれ写真-1、写真-2に示す。これらの写真を見ると、Unit0に比してUnit1は主鉄筋の座屈長が短いことがわかる。Unit0は、軸方向鉄筋の座屈に伴って中間拘束筋のフックが抜け出し、主鉄筋の拘束が弱まったため全体座屈（複数の帯鉄筋間にまたがる座

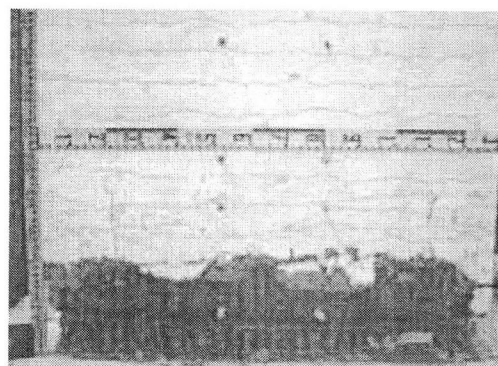


写真-1 実験終了後破壊状況 (Unit0)

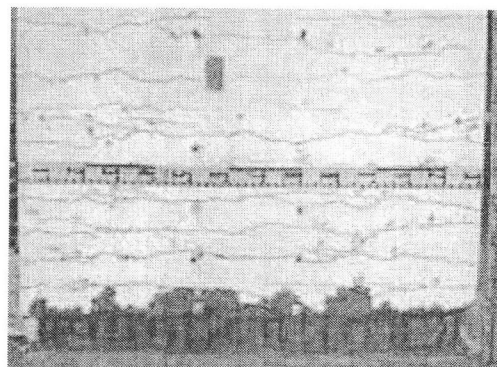


写真-2 実験終了後破壊状況 (Unit1)

屈)を生じた。一方、Unit1は、帯鉄筋の形状が円形であるためフープテンション効果が有効に作用するために拘束が高く、主鉄筋が局部座屈（2本の帯鉄筋間での座屈）したために座屈長が短くなったと考えられる。

(2) 荷重－変位関係

それぞれUnit0とUnit1の荷重－変位関係の履歴曲

線を図-4および図-5に、これらの試験体の荷重－変位関係の包絡線の比較を図-6に示す。また、表-2には、荷重、変位に関する実験結果の一覧を示す。

図-4および図-5に示す履歴曲線の形状を比較すると、Unit0は主鉄筋の座屈が顕著になった $8\delta_y$ の2回目の繰返し以降においてスリップ形の履歴性状を示しているのに対し、Unit1では、主鉄筋の座屈が遅かったため、 $10\delta_y$ の繰返し時において若干スリップ形に移行しているが、終局に至るまで、比較的安定した紡錘型の履歴性状を示している。

また、図-6および表-2から、荷重低下を生じた変位はUnit1の方がUnit0に比べて約40％大きく、また、最大耐力の80％を維持できる変形量に関しても20％程度Unit1の方が大きい結果となっている。ただし、主鉄筋の座屈に伴う荷重低下域における負勾配は、Unit1がUnit0に比べて若干大きい傾向を示した。これは、先にも述べたように、Unit1の主鉄筋座屈モードが局部座屈となっていることに起因していると考えられる。

表-2 実験結果の一覧

	P_u (Pmax)	δ_y (※1)	δ_u (Pmax時)	δ_u (0.8Pmax時)
Unit0	294.9	21.8	131.2	208.9
Unit1	297.8	21.8 (27.3)	218.2	247.9

※1：Unit0の δ_y の実験値は、式(1)により算出。Unit1の δ_y の実験値は在来試験体と同一、括弧の値は式(1)により算出

(3) エネルギー吸収性能

Unit0およびUnit1の累積吸収エネルギーの比較を、図-7に、等価粘性減衰定数の比較を図-8に示す。

なお、これらの図は、横軸に水平変位を累積した累積水平変位を用いることにより、各変位における繰返しの影響がわかるようにした。

図-7の累積吸収エネルギーを見ると、変形が小さな時点では剛性の相違から、Unit0に比べてUnit1の方が若干小さい傾向を示しているが、最終的な累積吸収エネルギー量は30％程度Unit1の方が大きな値となっている。

一方、図-8に示す等価粘性減衰定数を比較すると、累積吸収エネルギーと同様に、変形が小さな時点では剛性の相違からUnit0に比べてUnit1の方が小さな傾向を示している。しかし、水平変位が130mmを超えたレベルにおいては、Unit0は履歴曲線が顕著にスリップ型に移行しているため、等価粘性減衰定数が減少傾向にある。一方、Unit1はこの時点に

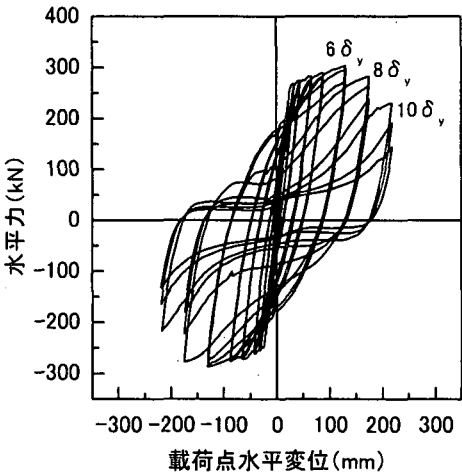


図-4 荷重－変位関係 (Unit0)

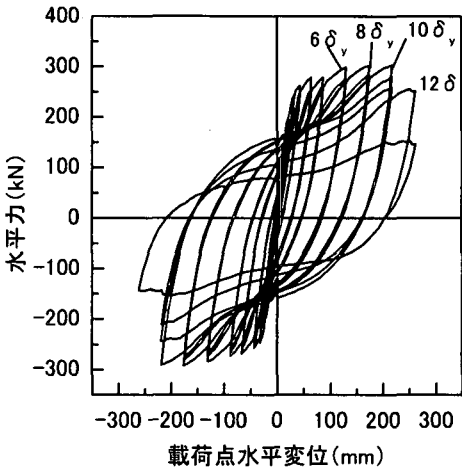


図-5 荷重－変位関係 (Unit1)

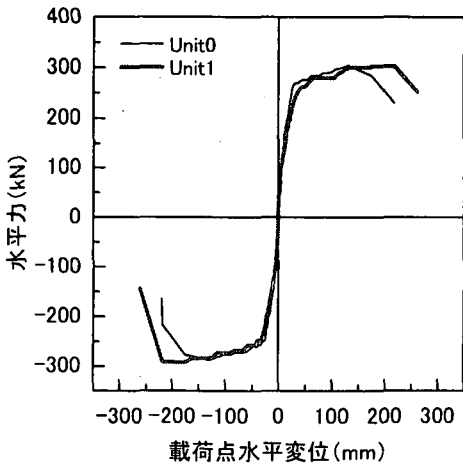


図-6 荷重－変位関係の包絡線比較

においても増加傾向にあり，安定したエネルギー吸収性能を有していることが確認できる。

4. インターロッキング式配筋橋脚の終局変位に関する考察

(1) 2連インターロッキング式橋脚の設計方法

在来型配筋橋脚の場合，終局変位 δ_u は道示Vに示される，式 (2) により算定される。

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

ここに，

δ_u : 終局変位 (mm)

δ_y : 降伏変位 (mm)

ϕ_u : 橋脚基部断面における終局曲率 (1/mm)

ϕ_y : 橋脚基部断面における降伏曲率 (1/mm)

h : 橋脚基部から，上部工慣性力作用位置までの距離 (mm)

L_p : 塑性ヒンジ長 (mm)

一方，2連のインターロッキング式配筋橋脚の場合には，国内外の研究成果^{2)~7)}に基づいて，帯鉄筋体積比の適用範囲や配筋に関する構造細目がCALTRANSの示方書⁸⁾に準じている場合には，式 (3.1) により終局変位が算定できる事が報告されている⁹⁾。

$$\delta_u = \mu_e \cdot \delta_y \quad (3.1)$$

ここに，

μ_e : 保証塑性率で， $\mu_e = 6$ とする。(ただし， $\rho_s \geq 0.003$)

ρ_s : 帯鉄筋体積比で，式 (3.2) による。

$$\rho_s = \frac{4 \cdot A_h}{s \cdot d} \quad (3.2)$$

A_h : 横拘束筋の断面積 (mm²)

s : 横拘束筋の間隔 (mm)

d : 横拘束筋の有効長 (mm) で，ここでは円形帯鉄筋の直径とする。

(2) 4連インターロッキング式橋脚への適用性

式 (3.1) に示す考え方が，今回実験を行った4連インターロッキング式配筋に適用できるか否かを見るために，図-9には，実験で得られた荷重-変位関係の履歴曲線と式 (3.1) に基づく骨格曲線の計算値を合わせて示す。

なお，図-9には，コンクリート終局ひずみ算定位置を図-10に示すように，道示Vにしたがって最外縁鉄筋位置とした場合 (計算値①) と，45° 方向

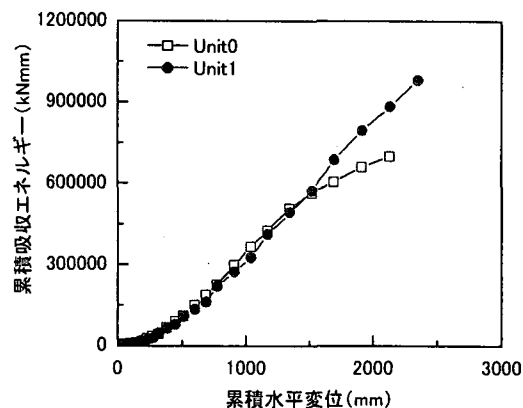


図-7 累積吸収エネルギーの比較

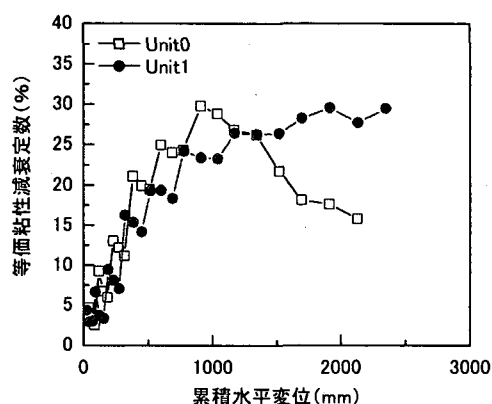


図-8 等価粘性減衰数の比較

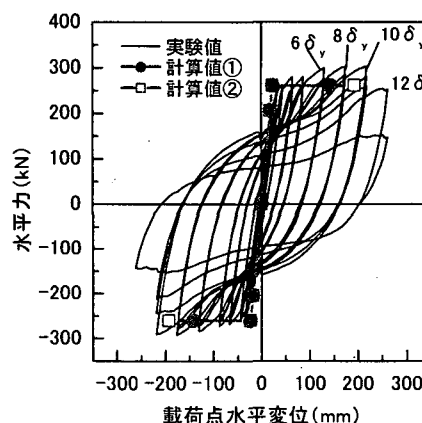


図-9 実験値と計算値の比較

の鉄筋位置とした場合 (計算値②) の2種類の計算値を示した。ここで，各計算値は，表-1に示す材料試験結果に基づいた材料定数により算出した。

計算値①は，最外縁鉄筋位置のコンクリートひずみが終局に達していることを考えると，荷重はほぼ最大値を保ち，損傷状況は，圧縮縁コンクリートの

圧壊、あるいは、かぶりコンクリートの剥落が始まった段階であると考えられる。Unit1では、実際には $8 \sim 10 \delta_y$ でこの状態になっており、計算値は若干過小評価傾向ではあるが、安全側の評価になっているといえる。

計算値②は、かぶりコンクリートが大きく剥離し、荷重低下が開始したレベルであると考えられる。Unit1は、 $10 \delta_y$ の繰り返し時において荷重低下が開始しており、ほぼ妥当な評価となっている。

以上より、今回実験対象とした4連インターロッキング式配筋橋脚に関しては、式(3.1)に示される2連インターロッキング式配筋の終局変位算定方法が適用する事で、安全側の評価を得られると考えられる。ただし、計算値①が示すように、過小評価傾向となっている事を考えると、既往の文献²⁾に示されるように、インターロッキング式配筋の有効長 d の取り方等について、今後検討を進めていく必要があると考えられる。

5. まとめ

今回の実験より、主として4連インターロッキング式配筋試験体に関して確認されたことをまとめると、以下のとおりである。

- ①最大耐力を維持できる最大変形量は、同等な耐力を有した在来型配筋試験体と比較して約40%大きかった。最大耐力の80%を維持できる最大変形量に関しても、20%程度大きな値を示した。
- ②大幅な耐力低下を生ずるまでの累積吸収エネルギーは在来型配筋試験体に比べて30%程度大きな値となった。
- ③ $6 \delta_y$ を超えたレベルにおいて、在来型配筋試験体は履歴曲線が顕著にスリップ型に移行しているため、等価粘性減衰定数が減少傾向にあることに対して、インターロッキング式配筋試験体は終局に至まで安定したエネルギー吸収性能を有していた。
- ④最大耐力は、道路橋示方書に基づく計算方法により安全側に評価できた。
- ⑤終局変位は、2連インターロッキング式配筋橋脚の場合と同等な方法により安全側に評価できた。

以上のことより、耐力、変形性能に関してインターロッキング式配筋試験体は在来型配筋試験体と同等以上の耐震性能を有していると考えられる。

また、今回行った実験の主目的は、検討対象とした橋脚へ4連インターロッキング式配筋を採用する

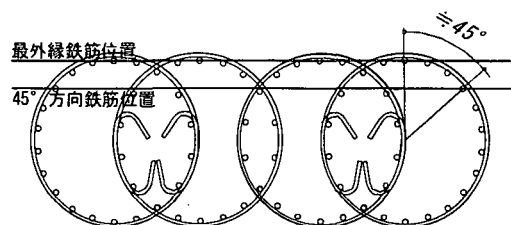


図-10 コンクリート終局ひずみ算定位置

ための耐震性能の確認であったが、本工法の合理的な設計手法を確立するためには、更なるデータの蓄積が必要であり、現在実験を継続中である。今後、これらの実験結果も踏まえ、合理的な設計手法の確立に向け検討を行っていく予定である。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002年3月
- 2) 藤倉・川島・庄司・張・武村：インターロッキング式帯鉄筋を有するRC橋脚の耐震性，土木学会論文集，No. 640 / I-50，pp. 71-88，2000. 1
- 3) 大滝・黒岩・細木：インターロッキング型フープ筋を有する鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能，土木学会第53回年次学術講演会概要集V，pp. 1122-1125，1998
- 4) 大滝・黒岩・宮城・水上：インターロッキングスパイラル筋を有するRC橋脚の交番載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 367-372，2000
- 5) Tanaka, H., Park, R. : Seismic Design and Behavior of Reinforced Concrete Columns with Interlocking Spirals, ACI Structural Journal, pp. 192-203, March-April 1993
- 6) Buckingham, G.C. : Seismic Performance of Bridge Columns with Interlocking Spiral Reinforcement, M.S. Thesis, Washington State University, May, 1992
- 7) 柳下・田中・Park, R. : 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り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
- 8) “ CALTRANS Structures Seismic Design References, ” Bridge Design Specifications, State of California, Department of Transportation January 1993.
- 9) 紫桃，井ヶ瀬，水上，黒岩，宮城，玉井，第5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講演論文集，pp. 227-232，2002. 1.