論文　帯鉄筋に PC 鋼より線を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能

黒岩　俊之[*1]・大滝　健[*2]・下司　弘之[*3]・福手　勤[*4]

要旨：インターロッキング式配筋橋脚への適用を視野に入れ，従来の帯鉄筋の代替として PC 鋼より線を横拘束筋に適用した橋脚の耐力および変形性能等を正負交番載荷実験によって調べた。その結果，PC 鋼より線は，従来の帯鉄筋と降伏強度の比率で，横拘束筋の体積比が等価となるように配置することによって，同等の曲げ変形性能を得られることが明らかとなった。また，インターロッキング式配筋において，フープ筋をフープ直径の 25%重ね合わせた場合では，部分的に重ね合わせたフープ筋は一体となってせん断力に抵抗し，せん断耐力は道路橋示方書による計算値を上回った。

キーワード：インターロッキング式配筋，PC 鋼より線，横拘束筋，耐力，変形性能

1. はじめに

インターロッキング式配筋とは，円形帯鉄筋あるいは円形スパイラル筋を部分的に重ね合わせて横拘束筋とするものである。既往の研究[1)]によれば，インターロッキング式配筋を矩形断面の橋脚に用いることにより，円形帯鉄筋の優れたコンクリート拘束効果が期待できるため，中間帯鉄筋を使用する在来型の配筋に比べて少ない帯鉄筋量で，同等の変形性能を有することが明らかになっている。

一般に，インターロッキング式配筋において施工の省力化を図るためには，横拘束筋として円形スパイラル筋を用いることが望ましい。しかしながら，国内における円形スパイラル筋には，製造，加工上の制約があり，現状で使用可能なスパイラル筋は，鉄筋径 D19 以下かつ直径 3.0m 程度以下となる。そのため，国内では数件の大断面橋脚に対して施工実績があるものの，通常の円形帯鉄筋を採用している。

筆者らは，大断面橋脚においても，インターロッキング式配筋の構造的メリットを生かしつつ，施工性の向上を図るため，円形スパイラル筋の代替として，高強度かつ柔軟で長さにもほぼ制限のない PC 鋼より線に着目し，耐力および変形性能を検証する模型実験[2)]を実施しているが，設計にフィードバックするには実験データが少ないのが現状である。

以上のことを踏まえ，本研究では，PC 鋼より線をインターロッキング式配筋に適用するために必要な基礎データを得る目的で，PC 鋼より線の適切な補強量およびせん断耐力を検証するための実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元および形状・配筋図をそれぞれ**表－1** および**図－1** に示した。

短辺方向のインターロッキング式配筋は，複数の円形配筋の集合体と考えられることから，１要素としての円柱試験体を用いて等価帯筋体積比と曲げ性能の関係を検証した。No.1は，横拘束筋に鉄筋を用いた比較用の試験体であり，既往の研究[1)]を参考にして，塑性率（終局変位／降伏変位）が 6 程度となるように帯筋体積比

*1 東急建設（株）　技術研究所土木研究室　工修　(正会員)
*2 東急建設（株）　土木エンジニアリング部課長　工博
*3 国土交通省関東地方整備局　横浜港湾空港技術調査事務所所長　工修
*4 東洋大学　工学部環境建設学科教授　工博　(正会員)

（ρ_s）を0.3%とした。No.2～4は，横拘束筋にPC鋼より線及びピアノ線（以後，PC鋼線）を用いた試験体であり，等価帯筋体積比[3)]（ρ_s^{eq}）を0.15%，0.30%，0.45%の3種類とした。また，No.5，6は，それぞれNo.2，3に対して等価帯筋体積比を同等として，PC鋼線の巻付け間隔を125mmから65mmに狭めた試験体であり，巻付け間隔の影響を検討するものである。

長辺方向については，せん断耐力の観点から，２連のインターロッキング式配筋試験体（No.7）を用いてフープ筋間のせん断伝達能力を検証した。等価帯筋体積比は，破壊形式がせん断破壊型になるように 0.25%とした。

なお，等価帯筋体積比は式(1)により算出した。

$$\rho_s^{eq} = \frac{f_{wy}^{pc}}{f_{wy}^{s}} \times \rho_s^{pc} \tag{1}$$

ここで、　ρ_s^{eq}: 等価帯筋体積比
ρ_s^{pc}: PC鋼より線の帯筋体積比
f_{wy}^{pc}: PC鋼より線の降伏強度
f_{wy}^{s}: 円形帯鉄筋の降伏強度

No.1～6 の断面寸法は，入手可能な PC 鋼線と等価帯筋体積比および試験機の性能を考慮して直径 800mm とした。また，No.7 は短辺長さ 800mm の小判形とし，長辺長さは部分的に重ね合わせたフープ筋の中心間隔がフープ直径の 0.75 倍（重ね合わせ量が 25%）程度となるようにした（**図－2**）。

軸方向鉄筋は，実構造物を参考にして，軸方向鉄筋比が 1.8%程度になるように配置した。横拘束筋の種別，径および巻付け間隔は，**表－2** に示す使用鋼材の引張試験結果に基づき，実験パラメータに準じて決定した。実験時のコンクリート強度一覧を**表－1** に示した。コンクリートの粗骨材の最大寸法は 13mm とした。

2.2 実験方法

図－3 に試験装置を示した。試験体はフーチング部を反力床に固定し，試験体頂部に取付けた 1470kN アクチュエータによって正負交番漸増載荷した。載荷サイクルは，まず曲げひび

表－1　試験体諸元

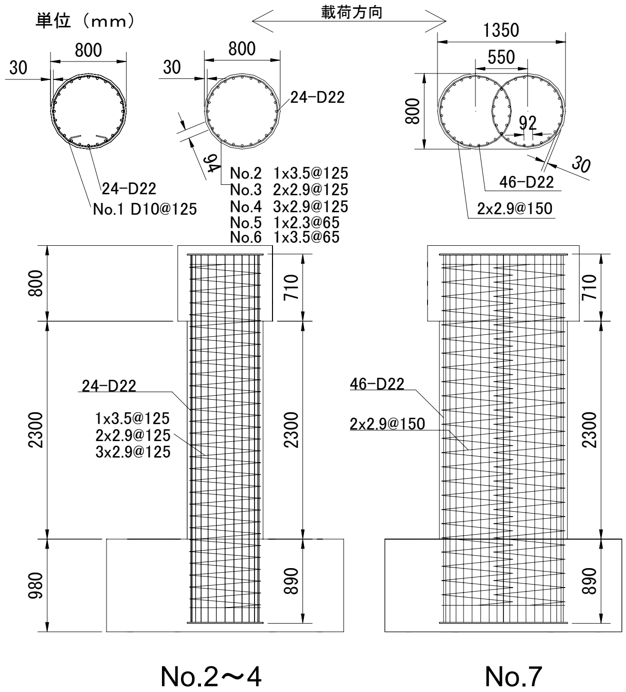
No.	配筋・断面形状	幅 B mm	せい D mm	ｼｱｽﾊﾟﾝ a (a/D) mm	軸方向鉄筋 径 規格 本数	軸方向鉄筋 鉄筋比 %	横拘束鉄筋 規格 径@ピッチ	横拘束鉄筋 等価体積比（体積比） %	コンクリート圧縮強度 N/mm^2
1	フープ・スパイラル・円形	ϕ800		2700 (3.4)	D22 SD345 24本	1.85	SD295A D10@125	0.304 (0.304)	36.8
2							3.5mm×1 φ3.5@125	0.157 (0.041)	41.0
3							2.9mm×2 φ5.8@125	0.300 (0.057)	38.5
4							2.9mm×3 φ6.25@125	0.433 (0.085)	39.2
5							2.3mm×1 φ2.3@65	0.146 (0.034)	41.6
6							3.5mm×1 φ3.5@65	0.302 (0.080)	39.1
7	ILP・小判形	800	1350	2700 (2.0)	D22 SD345 46本	1.89	2.9mm×2 φ2.9@150	0.250 (0.047)	40.3

注）　ILP：インターロッキング式スパイラル配筋

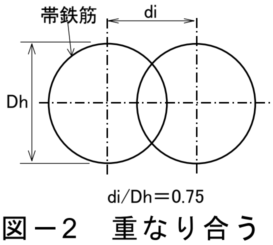
表－2　鋼材引張試験結果一覧

種類	呼び名	降伏応力度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	伸び (%)	降伏ひずみ (μ)	ヤング係数 (kN/mm^2)
SD345	D22	371	560	25	1890	196
SD295A	D10	364	510	18	1960	186
SWP-B	φ2.3	1729	1925	-	10780	197
SWP-A	φ3.5	1403	1730	-	8860	205
SWPR2L	2.9mm2本より	1957	2015	8.3	10110	194
SWPD3L	2.9mm3本より	1897	2011	7.7	10430	224

注）ピアノ線・PCより線の降伏は、0.2%オフセット値



図－1　試験体配筋図



図－2　重なり合う帯鉄筋の中心間隔

割れ荷重および初降伏荷重（P_{y0}）の計算値に達するまで各 1 回を繰り返し，続いて変位塑性率δ / δ_y＝1，2，3，4，6，8・・の各変位において 3 回繰り返す方法とした。降伏変位δ_y は，道路橋示方書 [4)]に基づき式(2)により決定した。

$$\delta_y = \frac{P_u}{P_{y0}} \cdot \delta_{y0} \tag{2}$$

ここで、　P_u：終局水平耐力の計算値
P_{y0}：初降伏水平耐力の計算値
δ_{y0}：初降伏変位の実測値（最外縁主筋のひずみが降伏ひずみに達した変位）

軸力は，上部工荷重と橋脚自重によって柱脚断面に生じる軸圧縮応力度を想定し，圧縮応力度（0.5MPa）を，PC 鋼棒と油圧装置を用いて試験体頂部に導入して一定となるように制御した。

3. 実験結果

3.1 円形試験体(No.1～6)

(1) 破壊性状

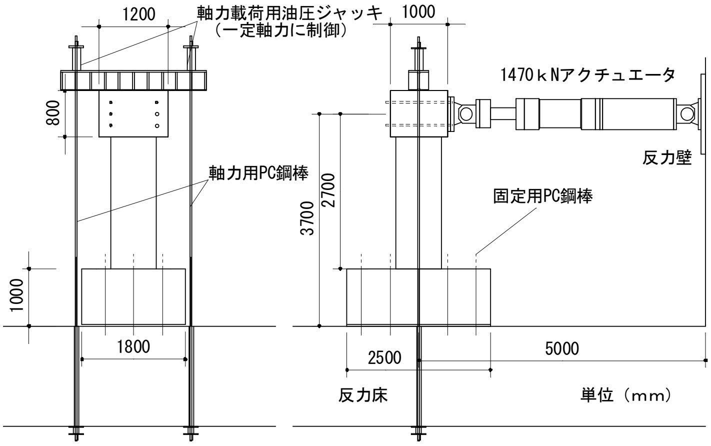
試験体の最終破壊状況を**写真－1** に，**写真－2** に PC 鋼線の破断状況を示した。

4δ_y までは，各試験体の曲げひび割れの発生，曲げせん断ひび割れの発生などの進展状況に違いはなかった。

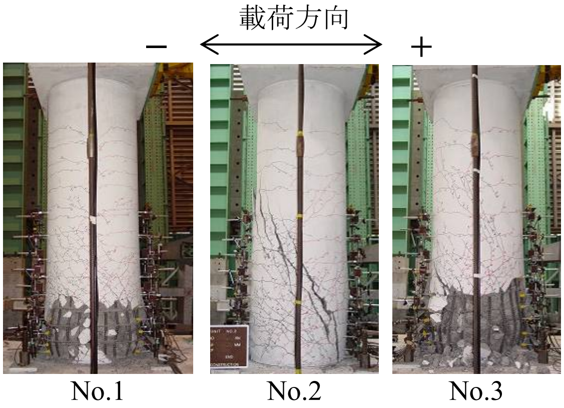
4δ_y 以降において，帯鉄筋を用いた No.1 と等価帯筋体積比および巻付け間隔が同等の No.3 を比較すると，No.3 のせん断ひび割れ幅がやや大きく，また，No.1 は 8δ_y の繰返しで軸方向鉄筋が座屈し，帯鉄筋のフックが抜出して柱脚部のコンクリートが広範囲に剥落したのに対して，No.3 では 8 δ_y の 1 回目の繰返しで軸方向鉄筋が座屈し，PC 鋼線が破断して，柱脚部の曲げ破壊に至った。これは，PC 鋼線の破断伸びが鉄筋よりも小さいことに起因している（**表－2** 参照）。

等価帯筋体積比を 0.45%に増加させた No.4 は，No.3 に比較してせん断ひび割れ幅が小さい傾向を示したが，8 δ_y の 2 回目の繰返しで PC 鋼線が破断して，曲げ破壊に至った。一方，No.3 に対して巻付け間隔を狭めた No.6 は，6 δ_y の 3 回目の繰返しで PC 鋼線が破断して，座屈を伴いコンクリートが剥落した。一般に，PC 鋼線は線径が太いものほど，折曲げ受けた状態での引張強度の低下率が大きくなる性質を持っている。No.6 に用いた PC 鋼線（線径 3.5mm）は，No.3（線径 2.9mm）より太いこと，実験における PC 鋼線は，試験体の寸法に合わせて比較的小さい直径（740mm）で軸方向鉄筋に巻付けた状態にあることから，座屈した軸方向鉄筋による折曲げを受けた結果，引張強度が低下した可能性が考えられる。

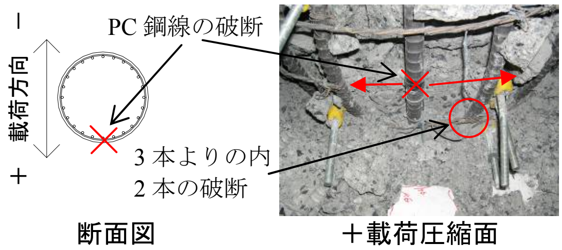
また，等価帯筋体積比を 0.15%に減少させた No.2，5 は，曲げ降伏後，No.5 が 6 δ_y の 1 回目の繰返しで，No.2 が 6 δ_y の 2 回目の繰返しで PC



図－3　載荷装置（円形試験体）



写真－1　最終破壊状態



写真－2　PC 鋼線の破断（No.4）

鋼線が破断して斜めひび割れが増大し，せん断破壊に移行した。

(2) 耐力および変形性能

表－3 に各試験体の耐力および変形性能の一覧を示した。**図－4** に No.1, 3 の荷重～変形の履歴曲線を，**図－5** に各試験体の包絡線を示した。

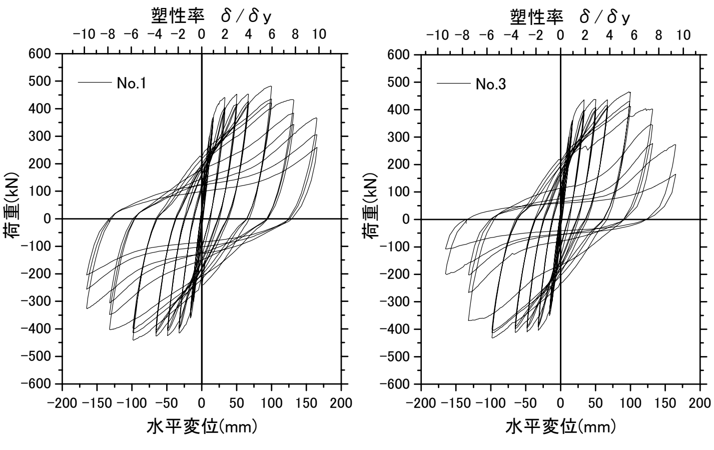
各試験体の最大耐力は，等価帯筋体積比の違いに関わらず，道路橋示方書により算定される曲げ耐力とほぼ等しくなった。No.1, 3, 4, 6 が曲げ破壊，No.2，5 が曲げ降伏後のせん断破壊という結果は，道路橋示方書により試算した破壊形式に一致した。道路橋示方書により算定した曲げ耐力を下回る変位を試験体の限界変位として評価した場合，等価帯筋体積比の増加に伴い限界変形が増加する傾向を示した（**図－6**）。また，等価帯筋体積比が 0.3%以上で，塑性率 6.0 以上を有する結果は，インターロッキング式 RC 橋脚の実験 [1)] においても報告されている。

一方，PC 鋼線の巻付け間隔が耐力および変形性能に及ぼす影響については，本実験において

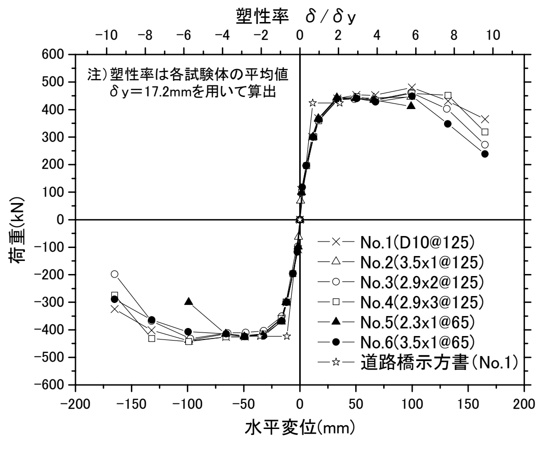
表－3　実験結果一覧

No.	曲げ耐力（道示）	せん断耐力*		曲げせん断耐力比		降伏荷重**	降伏変位	最大荷重（／曲げ耐力）		限界変位***	塑性率	破壊形式
		道示	土木学会	道示	土木学会							
	kN	kN	kN			kN	mm	kN		mm	μ	
1	424	505	552	1.19	1.30	365	16.8	470	(1.11)	126	7.5	F
2	424	400	439	0.94	1.04	363	17.5	444	(1.05)	99	5.7	FS
3	424	505	556	1.19	1.31	356	17.6	454	(1.07)	111	6.3	F
4	424	616	670	1.45	1.58	359	17.1	455	(1.07)	136	8.0	F
5	424	403	442	0.95	1.04	369	17.3	438	(1.03)	68	4.0	FS
6	424	511	558	1.21	1.32	366	17.1	438	(1.03)	102	5.9	F

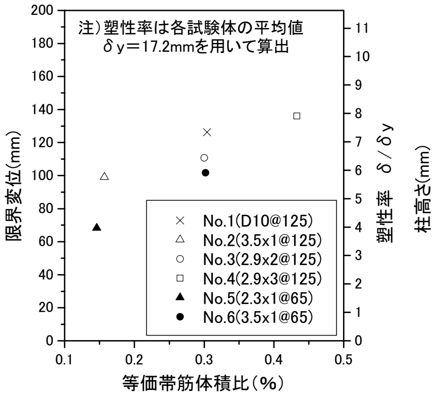
＊道示：道路橋示方書[4)]，土木学会：a/Dの効果を考慮[5)]
＜破壊形式＞F：曲げ破壊、FS；曲げ降伏後のせん断破壊、S；せん断破壊
＊＊降伏荷重は、変位16.5mm時点の荷重とした
＊＊＊限界変位は、曲げ耐力（道示）を下回る時点の変位とした



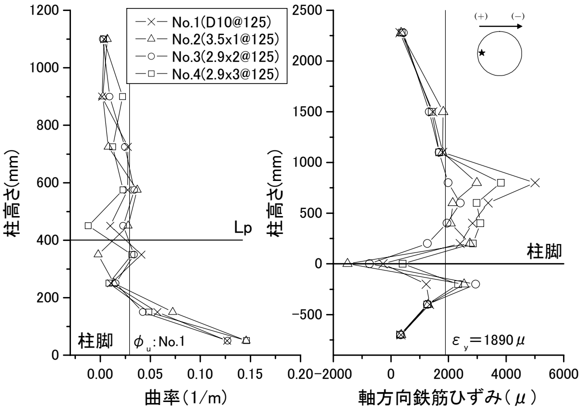
図－4　荷重－水平変位の履歴（No.1，No.3）



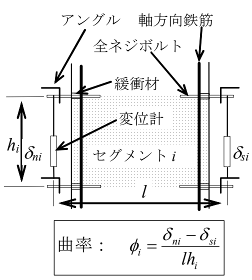
図－5　荷重－水平変位の包絡線



図－6　等価帯筋体積比と限界変位の関係



図－7　曲率および軸方向鉄筋ひずみの分布（$6\delta_y$ 時）



$$\phi_i = \frac{\delta_{ni} - \delta_{si}}{l h_i}$$

図－8　曲率の計測方法

確認できず，前述したPC鋼線の折曲げ破断の影響から，間隔を狭くしたNo.6の耐力低下を助長する結果となった。

(3) 塑性ヒンジ長

図−7にNo.1〜4について，6 δ_yにおける柱高さ方向の曲率分布および軸方向鉄筋の引張ひずみ分布を示した。図には，道路橋示方書によるNo.1の終局曲率（ϕ_u）および軸方向鉄筋の降伏ひずみ（ε_y）を付記した。曲率は，**図−8**に示す方法により測定した。

曲率分布について，各試験体間で明確な差は見られなかった。終局曲率を大きく超える曲率は，道路橋示方書による塑性ヒンジ長の算定値（Lp＝400mm）の範囲に発生している。

軸方向鉄筋の引張ひずみは，等価帯筋体積比の違いに関わらず，高さ方向に同様な分布形状を示した。また，軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したのは，橋脚基部より1100mm（1.4D：Dは断面高さ）の範囲であった。

(4) 帯鉄筋ひずみの分布

No.1〜4について，6 δ_yにおける帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布を**図−9**に示した。図には各試験体に用いた帯鉄筋の降伏ひずみおよび載荷方向とひずみ計測位置の関係を付記した。帯鉄筋ひずみは，圧縮拘束面（主として軸方向鉄筋およびコンクリートの拘束に起因するひずみ）および側面（主としてせん断ひび割れに起因するひずみ）について計測した。

No.1の帯鉄筋ひずみは，4 δ_yにおいて側面，6 δ_yにおいて圧縮拘束面のひずみが降伏ひずみに達したが，No.3の帯鉄筋ひずみは6 δ_yまで弾性域であり，ひずみレベル（ひずみ／降伏ひずみ）はNo.1に比べて小さくなった。同様な傾向が既往の研究[2)]においても報告されており，コンクリートとの付着の小さいPC鋼線のひずみが平均化している可能性が考えられる。一方，No.2の側面の帯鉄筋ひずみが増大しており，破壊性状（曲げ降伏後のせん断破壊）に一致した。

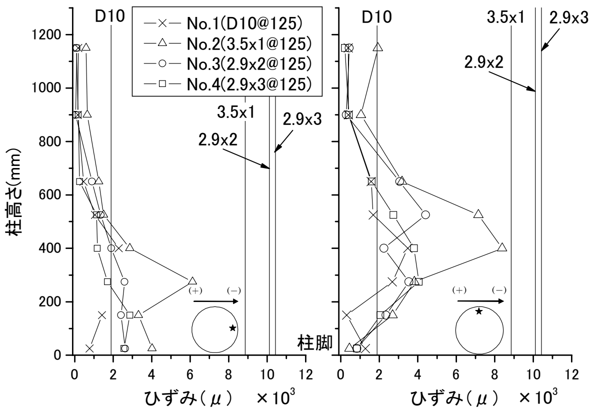
3.2 小判形試験体（No.7）

(1) 破壊性状

写真−3にNo.7の最終破壊状況を示した。No.7は，曲げ降伏の後，せん断ひび割れが拡大してPC鋼線が破断し，3 δ_yにおいてせん断破壊に至った。重ね合わせたフープ筋を分断する形状のひび割れは観察されず，一体として挙動していたと考えられる。

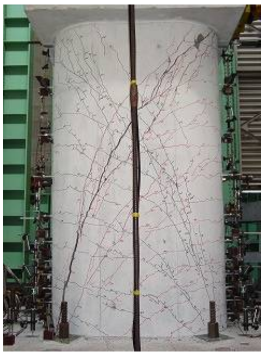
(2) 耐力および変形性能

表−4にNo.7の最大耐力および道路橋示方書によるせん断耐力の計算値を示した。**図−10**にNo.7の履歴曲線を示した。

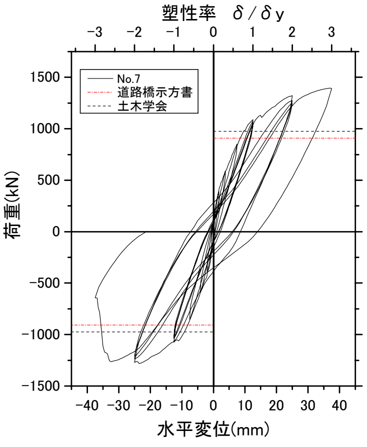


a.圧縮拘束面のひずみ　　b.側面のひずみ

図−9　帯鉄筋ひずみの分布（6 δ_y時）



写真−3　最終破壊状態（No.7）



図−10　荷重−水平変位の関係

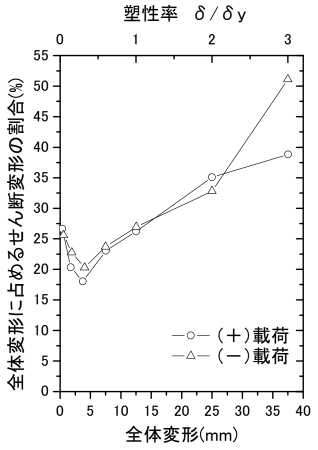
表−4　実験結果一覧（No.7）

No.	曲げ耐力(道示) kN	せん断耐力* (kN) 道路橋示方書 Ps0 合計 Sc0+Ss	コンクリートSc0	鉄筋 Ss	土木学会	曲げせん断耐力比 道示	土木学会	降伏荷重 kN	最大荷重 (Ps0比) kN	破壊形式
7	1396	908	540	369	975	0.65	0.70	1081	1337 (1.47)	S

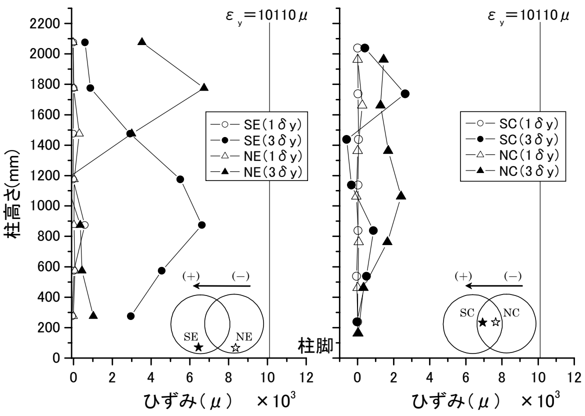
＊道示：道路橋示方書[4)]，土木学会：a/Dの効果を考慮[5)]
＜破壊形式＞S：せん断破壊

No.7 は道路橋示方書による計算値以上のせん断耐力を有していた。

図－11 に，3δ_y までの試験体の全体変形に対する曲げ変形とせん断変形の関係を示した。全体変形に占めるせん断変形の割合は，せん断破壊した 3 δ_y において増加している。また，せん断破壊に至るまでの全体変形に占めるせん断変形の割合は，既往の実験 [6)]においてせん断破壊したインターロッキング式 RC 橋脚の場合（20～30%）と概ね一致した。



図－11　せん断変形の割合



図－12　帯鉄筋ひずみの分布

(3) 帯鉄筋ひずみ分布

帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布を**図－12** に示した。図には帯鉄筋の降伏ひずみおよび載荷方向とひずみ計測位置の関係を付記した。

2 δ_y 以降，側面のひずみが急激に増大し，重ね合わせたフープ筋のひずみの増大点は，せん断ひび割れの発生状況に合致した。同時にインターロック部分（フープ筋が重なり合う部分）のひずみが増大しており，重ね合わせたフープ筋間のせん断伝達に対してインターロック部分が有効に機能していたと考えられる。

4. 結論

本実験の条件下において，PC 鋼より線を円形スパイラル状にして横拘束筋として用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力および変形性能は，帯筋体積比を降伏強度の比率で換算することによって，鉄筋を用いた場合と同様に評価することが出来た。また，インターロッキング式配筋とした長辺方向のせん断耐力は，フープ筋をフープ直径の 25%重ね合わせた場合では，部分的に重ね合わせたフープ筋は一体となってせん断力に抵抗し，道路橋示方書の算定方法を用いて評価することが出来た。

加えて，PC 鋼線は折り曲げによる引張強度の低下を防止する観点から，可能な限り素線の細いものを用いることが望ましいと言える。

最後に，本研究は東京港臨海道路インターロッキング橋脚耐震性検討委員会の指導のもと実施したものである。ここに，関係各位に感謝の意を表します。

5. 参考文献

1) 大滝健ほか：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
2) 下司弘之ほか：PC 鋼より線を用いたインターロッキング橋脚の破壊性状，土木学会第 59 回年次学術講演会概要集 V，pp.827-828，2004
3) 水口和之ほか：ストランドフープ工法による木曽川橋下部工の設計と施工，橋梁と基礎，pp29-38，2000.2
4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3
5) 国土交通省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，pp85～92，1999.12
6) 大滝　健，黒岩俊之，細木康夫：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，pp1122～1125，1998