

# 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その3）

—— 複合構造橋脚模型の靱性能試験 ——

田中 浩一

若間 広志

(本社 土木技術本部設計第2部)

大内 一

## 概要

第二東名神高速道路の山岳橋梁などへの適用が進められつつある鋼管・コンクリート複合構造橋脚は、兵庫県南部地震による道路橋の甚大な被害をふまえた大規模地震に対する耐震設計法の確立が求められている。そこで、帯鉄筋代替として用いるPCストランドの巻付け量と橋脚断面幅と高さの比が靱性能に及ぼす影響に着目し、柱模型による繰返し水平加力試験を行った。その結果、鋼管とコンクリートとの完全付着を考慮した計算値に対して、95%以上の曲げ耐力を有していた。また靱性補強量が通常帯鉄筋に相当する換算帯鉄筋比で  $p_w^{eq}=0.1\sim 0.3\%$  の範囲内では、本構造の終局耐力として検討してきた修正累加強度を保持する耐力靱性率は、9以上であった。一方、断面幅と高さ比の増大に伴い、主筋座屈で定義した座屈靱性は低下する傾向にあるものの、7以上を有することが分かった。

### 1. はじめに

鋼管・コンクリート複合構造橋脚の耐震設計法の確立に向け、これまで断面内に単一鋼管を有する柱模型<sup>1)</sup>や複数本の鋼管を配置した梁型模型<sup>2)</sup>の繰返し加力試験を行ってきた。しかしながら、これらの模型では鋼管内部は充填されており、一般に鋼管内を中空のまま用いる大断面橋脚と実状を異にする。また、PCストランド巻付け量や断面幅と高さの比(B/D)の影響については明らかにされていなかった。そこで柱模型による正負交番水平繰返し加力実験を行い、これらの因子が耐震性能に及ぼす影響を検討した。

### 2. 試験内容

試験体はB/Dと換算帯鉄筋比(PCストランドを帯鉄筋(SD345)で置き換えた値  $p_w^{eq}$ )をパラメータに作成した。B/Dは1.0, 1.5, 2.5の3種類、 $p_w^{eq}$ は0.1%, 0.2%, 0.3%の3種類の組合せで5体である。なお、いずれの試験体も帯鉄筋の代わりにPCストランドをスパイラル状に配置している。

試験体一覧をTable 1に、試験体形状寸法と配筋状況をFig. 1に示す。各試験体の全鉄筋比 $P_t$ は0.61%で全鋼管比 $P_s$ は1.56~1.57%である。いずれの試験体も鋼管内部は中空であるが、実橋脚基部と同様に柱基部より1.0D上方(D=500mm)までグラウト注入している。また、フーチング内の鋼管は端部鉄板に溶接定着、一方天端では特別な定着はしていない。

水平加力は柱主筋および鋼管縁が両者とも降伏するときの加力点水平変位を降伏変位とし、その整数倍の変位

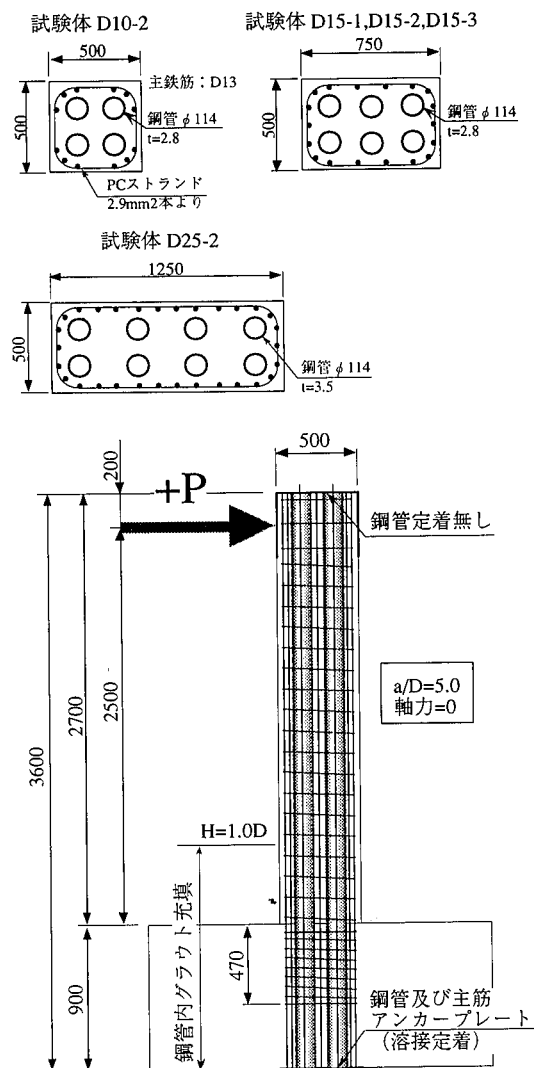


Fig. 1 試験体形状寸法と配筋状況  
Reinforcement Detail of Specimen

Table 1 試験体一覧  
Test Specimens

No.	試験体断面 B×D	B/D	PCストランド量		
			ピッチ	$P_w$	$p_{w,eq}$ *1)
D10-2	50 cm×50 cm	1.0	@130 mm	0.04 %	0.2 %
D15-1	75 cm×50 cm	1.5	@180 mm	0.02 %	0.1 %
D15-2	75 cm×50 cm	1.5	@90 mm	0.04 %	0.2 %
D15-3	75 cm×50 cm	1.5	@60 mm	0.06 %	0.3 %
D25-2	125 cm×50 cm	2.5	@50 mm	0.04 %	0.2 %

\*1)  $p_{w,eq} = p_w \times (\sigma_{py} / \sigma_{sy})$   
 $\sigma_{py}$ : PCストランド降伏応力度の規格値 (=1710 N/mm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_{sy}$ : 鉄筋 (SD345)の降伏応力度の規格値 (=345 N/mm<sup>2</sup>)

Table 2 コンクリートの配合  
Concrete Mix Proportions

水セメント比 W/C(%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
58.1	51.6	168	289	940	890	1.012

粗骨材最大寸法 13mm

Table 3 コンクリートの材料試験結果  
Mechanical Properties of Concrete

試験体	D10-2	D15-1	D15-2	D15-3	D25-2
圧縮試験 (N/mm <sup>2</sup> )	34.4	35.0	35.0	37.0	34.4
引張試験 (N/mm <sup>2</sup> )	3.19	2.73	2.73	3.00	3.19
弾性係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	26.5	26.3	26.3	26.0	26.5
材令 (日)	34	49	49	75	34

Table 4 鋼材の引張試験結果  
Mechanical Properties of Steel Bar, Steel Tube and Strand

	鉄筋(SD345)	鋼管(SS400) $\phi=114.3$	PCストランド
降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	D13	t=2.8 *1)	2.9mm 2本より
弾性係数 ( $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> )	354	t=3.5 *2)	1,852 *3)
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	519	415	377

\*1) 試験体D25-2以外に使用。  
 \*2) 試験体D25-2に使用。  
 \*3) より線方向に貼付したひずみゲージ測定値をもとに0.2%永久伸びに対する耐力より求めた。

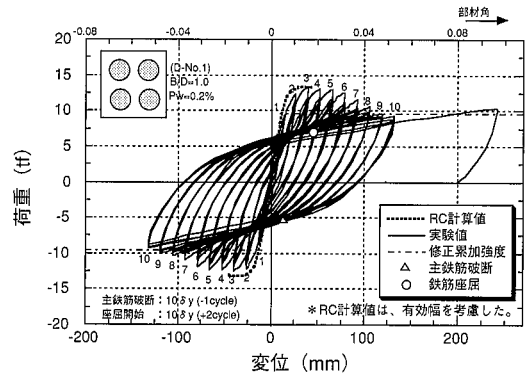
で各 3 サイクル繰返した。終局変位に達した後、部材角  $R=+10/100$  ( $R=加力点変位 \delta / 柱高さ H$ ) まで単調載荷し実験を終了した。なお軸力は導入していない。

使用したコンクリートは呼び強度24N/mm<sup>2</sup>で粗骨材最大寸法が13mmであり、セメントは普通ポルトランドセメントを用いてある。コンクリートの配合をTable 2に、材料試験結果をTable 3に示す。また用いた各鋼材の材料試験結果をTable 4に示す。

### 3. 試験結果

#### 3.1 荷重-変位の関係

代表的な荷重-変位関係をFig. 2~4に示す。鋼管も鉄筋とみなし通常RC梁理論 (ファイバーモデル) により求めた荷重-変位計算値の他に、修正累加強度も示す。こ



\*1) 座屈開始は主筋拔出し計測用の切欠部位置の主筋は除く。

Fig. 2 荷重と変位の関係 (試験体D10-2)  
Load-Displacement Relationship (Specimen D10-2)

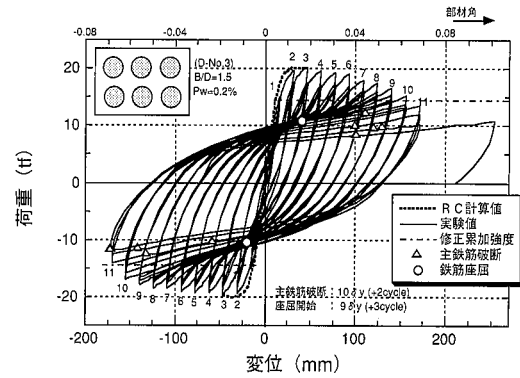


Fig. 3 荷重と変位の関係 (試験体D15-2)  
Load-Displacement Relationship (Specimen D15-2)

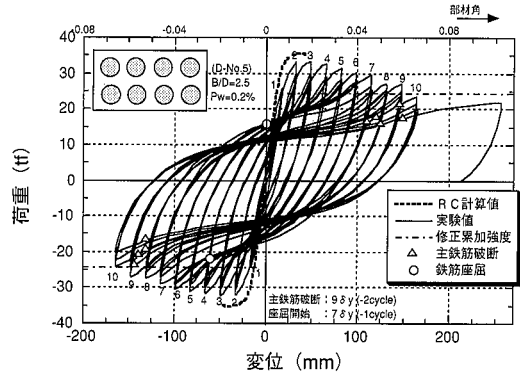


Fig. 4 荷重と変位の関係 (試験体D25-2)  
Load-Displacement Relationship (Specimen D25-2)

こに修正累加強度とは、鉄筋コンクリート部分の曲げ耐力と鋼管の全塑性軸力に偏心距離を乗じた耐力の累加で定義している<sup>2)</sup>。諸荷重一覧をTable 5に示す。

最大荷重は各試験体とも3 $\delta y$ 時で、RC計算値近くまで達するが、わずかに低い場合もある。特にB/Dが2.5の最大荷重はRC計算値に比べ、5%程度小さい。最大耐力以後耐力は徐々に低下するもの、おむね5~6 $\delta y$ の第1サイクル時の耐力は、RC計算値と同程度となっている。同一変位での繰返しに対する荷重低下は通常のRC構造に比し大きいものの、さらに変形させると耐力が回復する傾向が認められる。

座屈は7 $\delta y$ ~10 $\delta y$ で発生し、B/Dが大きいほど早く座

Table 5 諸荷重一覧（正荷重時）  
Summary of Experimental Results in Comparison with Calculated Values

試験体	鉄筋降伏荷重 $P_{ry}$ (kN)			鋼管降伏荷重 $P_{rv}$ (kN)			最大荷重 (kN)			降伏変位 (mm)			4) 座屈開始 ( $\times \delta y$ ) (cycle)	5) 終局変位 $\delta u$ (mm)	6) 靱性率 $\mu$ ( $\delta u / \delta y$ )	
	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	計算値	実験値	実/計	変位 ( $\times \delta y$ ) (部材角R)	計算値	実験値				実/計
D10-2	107	83	0.78	95	93	0.98	130	131	1.01	3 (1.6/100)	13.1	14.07 (13.2)	1.07	10 (2)	119.5	9.1
D15-1	149	149	1.00	131	149	1.14	197	202	1.03	3 (1.8/100)	12.9	16.35 (14.9)	1.27	8 (3)	142.8	9.6
D15-2	149	132	0.89	131	149	1.14	197	199	1.01	3 (1.9/100)	12.9	15.92 (15.5)	1.23	9 (3)	162.5	10.5
D15-3	149	127	0.85	131	147	1.12	197	197	1.00	3 (1.9/100)	12.9	16.58 (16.2)	1.29	8 (2)	152.5	9.4
D25-2	266	206	0.77	242	253	1.05	347	328	0.95	3 (2.0/100)	13.75	17.37 (16.4)	1.26	7 (2)	159.7	9.7

- 1) 最大荷重の計算値は、鉄筋の硬化域を考慮していない。コンクリートの断面幅は、鋼管の幅を差し引いた値。
- 2) 降伏変位の計算値は、曲率分布を降伏前まで三角形分布として計算。
- 3) 降伏変位の実験値は、基部鉄筋および鋼管のひずみが降伏ひずみに達したとき、または降伏荷重の計算値に達したときのいずれか一方で定義。  
( ) 内は正負の降伏変位の平均値。
- 4) 主鉄筋の座屈は目視により主筋のはらみを確認（主鉄筋抜き出し計測用のコンクリート切欠部を除く）。
- 5) 終局変位は1サイクル目が修正累加強度を下回った最大荷重と、その前の1サイクル目の最大荷重とを結ぶ線上の修正累加強度時での変位で定義。
- 6) 靱性率は、終局変位を実験値の正負の降伏変位の平均値で除した値。

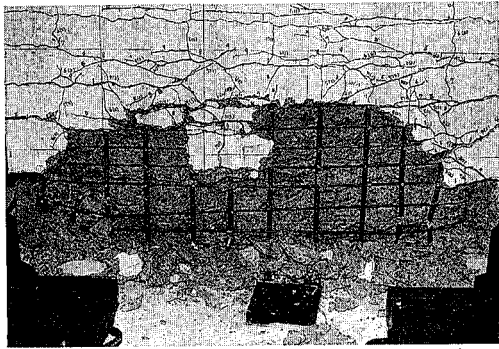


Photo 1 主鉄筋座屈状況（試験体D25-2）  
Buckling of Steel Rebar

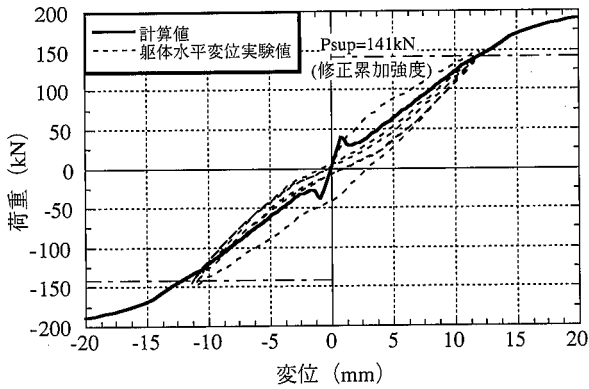


Fig. 5 実験値と計算値の比較（試験体D15-2）  
Comparison of Load-Displacement Relationship Between Experiment and Analysis (Specimen D15-2)

屈が起こっている。これはB/Dが大きくなるにつれて、PCストランドによる主鉄筋座屈防止効果が、通常矩形断面橋脚に比べて低下するためである。Photo 1にD25-2の座屈状況を示す。写真からPCストランドの主鉄筋拘束効果が主筋コーナー部に集中し、主筋の座屈長も短く主鉄筋の繰返し疲労に伴う破断が生じている。これに対して断面中央部には拘束効果が小さいため座屈長が長くなっており、主鉄筋の破断は生じていない。

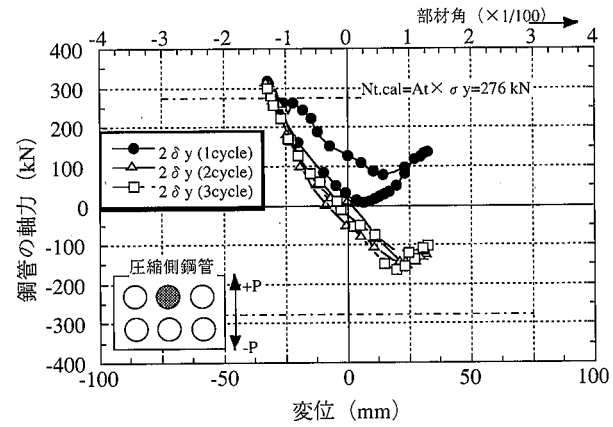
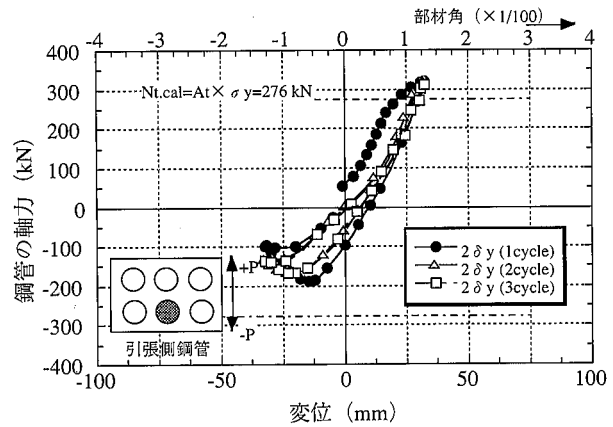


Fig. 6 鋼管の軸力変動  
(試験体D15-3, 上図：引張側鋼管, 下図：圧縮側鋼管)  
Axial Force Variation of Steel Tube (Specimen D15-3)  
(Upper Graph : Tension, Lower Graph : Compression)

降伏変位を計算値と比較すると基部主筋の抜け出しによりいずれも2割程度実験値が大きい。ここで、主筋抜け出しによる回転変位成分を除いた躯体水平変位をFig.5に示すが、曲げひび割れが全域に広がる降伏荷重段階で計算値とほぼ一致する。

### 3.2 鋼管の挙動

試験体D15-3について2  $\delta y$ 繰返し時の鋼管の軸力変動

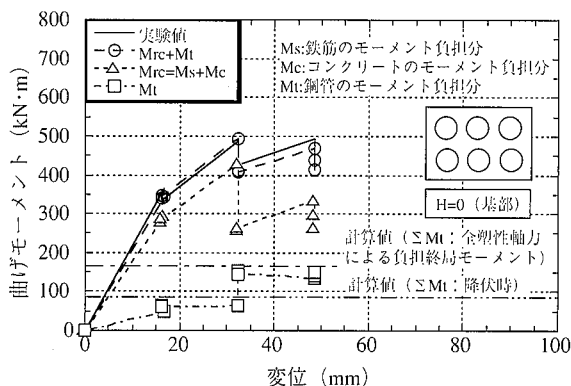


Fig. 7 曲げモーメント負担内訳(D15-3)  
Bending Moment Contribution of Steel Tube, Steel Bar and Concrete at Column Base

をFig.6に示す。ここに鋼管軸力は、鋼管の上下縁に貼付したゲージから測定点以外の鋼管任意点のひずみを推定し、2軸バイリニアール応力-ひずみ関係を仮定して求めた鋼管応力を断面内で積分した値である。引張側鋼管の軸力は概ね全塑性引張軸力の計算値に達しており、繰返しの影響を殆ど受けていない。これに対して圧縮側鋼管の軸力は1サイクル時には殆ど圧縮軸力負担はないが、2サイクル以降には圧縮軸力を負担している。また引張側鋼管でも負荷時にわずかではあるが、圧縮軸力が2サイクル以降徐々に大きくなっている。この鋼管圧縮力負担の増加によりコンクリートの圧縮力負担が減少し、コンクリートの曲げモーメント負担分が低下する。そのため、全体としての耐力低下が生じるものと考えられる。上記に対して検証した結果をFig.7に示す。図中の鋼管の負担曲げモーメントは、前述した応力計算による鋼管の軸力に断面中心からの偏心距離を乗じた値と、鋼管自体の曲げ負担分との和である。また鉄筋による曲げモーメント負担分は、測定ひずみからバイリニアールの応力-ひずみ履歴特性を考慮して求めた主鉄筋応力に基づき算定した。コンクリートの曲げモーメント負担分は、内力の釣合いから求めたコンクリート圧縮軸力を用いて、等価応力ブロックを想定して求めた。ただし中立軸は鋼管を鉄筋とみなしたRCはり理論での終局時の値を与えてある。上記の方法により求めた鋼管、鉄筋、コンクリートによる曲げ負担分の総和は、概ね外力と釣り合っている。また鋼管の軸力変動に伴う曲げ負担の増加よりもコンクリートの曲げ負担の低下が大きいため、繰返しによる耐力低下が生じていたことが確認された。また圧縮側鋼管の繰返し載荷に伴う曲げ圧縮軸力の負担増については、ひび割れ幅増大によりコンクリートが曲げ圧縮軸力を負担できなくなり、鋼管に大きな圧縮軸力が流れるものと考えられる。しかしながら、やがてひび割れは閉じ圧縮側コンクリートが効き出し鋼管軸力負担は緩和される。一方、大変形時になると繰返しによる付着劣化の影響もあり、圧縮側コンクリートの圧縮力負担の回復が低下し、鋼管の圧縮塑性を進行させると考えられる。

鋼管の負担モーメントの一例をFig.8に、鋼管の軸力分布の一例をFig.9に示す。ここに鋼管軸力および負担モー

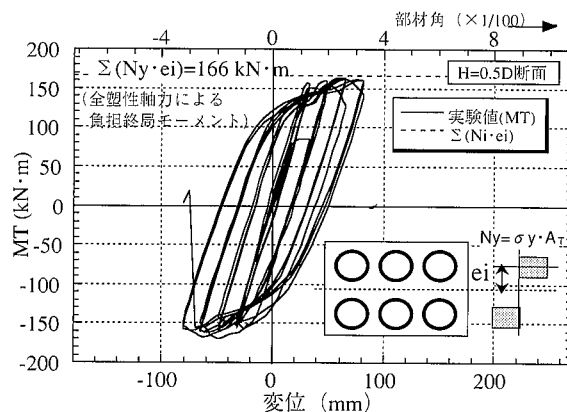


Fig. 8 鋼管の負担モーメント (試験体D15-3)  
Bending Moment Contribution of Steel Tube (Specimen D15-3)

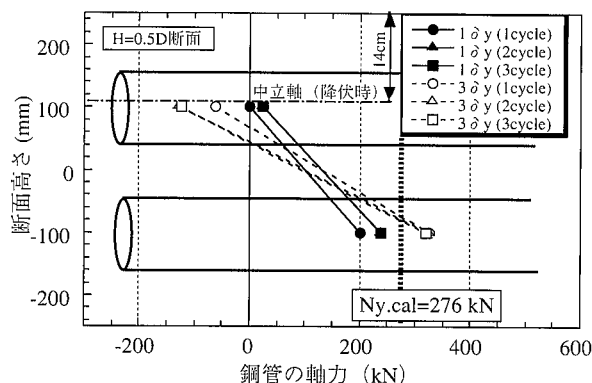


Fig. 9 鋼管の軸力分布 (試験体D15-3)  
Axial Force Variation of Steel Tube (D15-3)

メントは前述した方法により求めた。Fig.8より鋼管の負担モーメントは2δyから全塑性軸力による負担終局モーメントに達しており、終局までそれを保持していたと考えられる。Fig.9にはRC理論値より求めた降伏時中立軸位置が示されている。+1δy時の軸力分布をみると、繰返しによる応力変動も少なく、RCはり理論でのひずみ分布と対応した分布性状となっている。一方曲げひび割れが卓越した+3δyでは、一体としてのひずみ分布からかけ離れた圧縮軸力となり、繰返しにより徐々に圧縮軸力が増大している。以上のことから、大変形時での鋼管の軸方向力の挙動は、修正累加強度で仮定した鋼管の挙動と同様であった。

### 3.3 靱性率

靱性率と $p_w^{eq}$ の関係をFig.10に、靱性率とB/Dの関係をFig.11に示す。ここで、耐力が修正累加強度を下回ったときの変位を降伏変位で除した値を「耐力靱性率」、主筋の座屈時の変位を降伏変位で除した値を「座屈靱性率」と定義する。Fig.10より $p_w^{eq}$ が耐力靱性率、座屈靱性率に及ぼす影響はみうけられない。一方B/Dが耐力靱性率に及ぼす影響はないものの、断面幅Bが大きくなるにつれ座屈靱性率は小さくなっている。これはPCストランドの拘束力が長辺方向中央部で若干小さくなるためと考えられる。各試験体とも耐力靱性率で9以上、座屈靱性率でも7以上の値を示した。

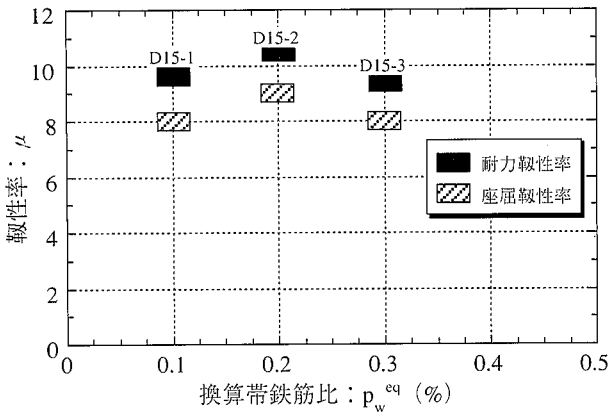


Fig.10 韌性率と $p_w^{eq}$ の関係  
Ductility and Lateral Reinforcement Ratio

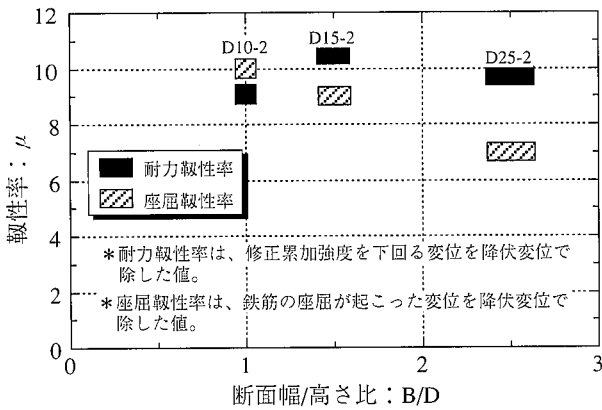


Fig.11 韌性率とB/Dの関係  
Ductility vs Width-Depth Ratio of Cross Section

### 3.4 柱の曲率分布

次に、各変位レベルでの曲率分布の一例をFig. 12に示す。図より曲率は0~1.0D区間で卓越している。鋼管の座屈状況をPhoto 2に示す。試験体によってばらつきはあるが、鋼管の座屈は基部~約280mm (0~0.6Dに相当)の範囲でみられた。これは曲率の卓越部とほぼ一致している。基部鋼管内部はグラウト充填されているため層状の座屈が外側に起きている。

### 3.5 解析的検討

実験結果から最大耐力がR C 計算値に達しないケースがあったが、鋼管とコンクリートとの付着劣化に起因すると思われる本構造特有の挙動を把握するため、非線形FEM解析による検討結果を以下に述べる。

非線形FEM解析に先立って、鋼管の付着強度を実験により確認した。Fig. 13には付着強度試験装置を、Table 6には付着試験パラメータを示す。実橋脚では、鋼管内部の充填は基部のみであることからFig. 14には充填なしの鋼管の付着強度と滑り量の一例を示した。

押抜きおよび引抜きの単調載荷では滑り量の増加とともに繰返しの影響を受け付着強度は劣化していく。押引きの繰返し載荷では一度圧縮載荷を受けると引抜き時の付着強度は大きく低下するが、それ以後の繰返しを受けても概ね付着強度は約 $\tau=5\text{kgf/cm}^2$ 程度を保持している。

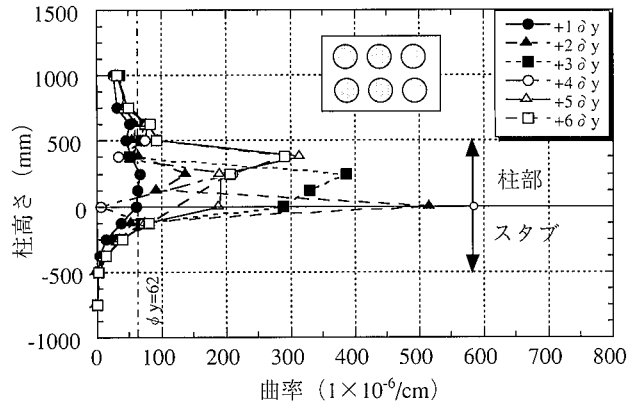


Fig.12 柱の曲率分布 (試験体D15-2)  
Curvature Distribution of Longitudinal Rebar



Photo 2 鋼管座屈状況 (試験体D15-2)  
Buckling of Steel Tube

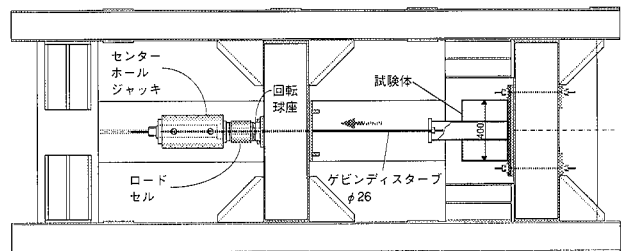


Fig.13 付着強度試験装置 (引抜き試験)  
Bond Strength Test Set Up

Table 6 付着強度試験一覧  
Bond Strength Test Specimens

試験体名	鋼管厚さ (mm)	鋼管内部グラウト	荷重方法
M-35-C	3.5	なし	押抜き：単調載荷
M-35-T	3.5	なし	引抜き：単調載荷
M-35-TF	3.5	あり	引抜き：単調載荷
C-28-1	2.8	なし	引抜き：繰返し載荷
C-28-2	2.8	なし	押引き：繰返し載荷
C-28-2F	2.8	あり	押引き：繰返し載荷

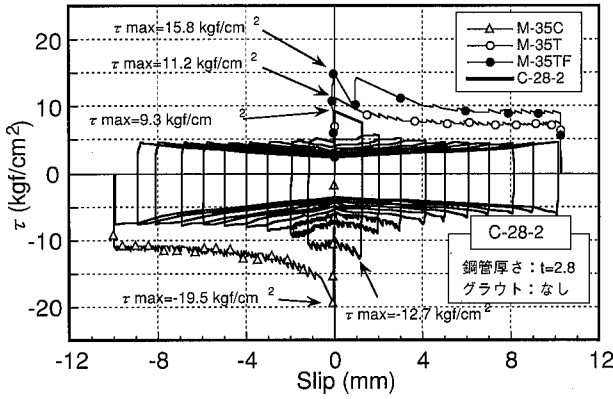


Fig.14 鋼管の付着強度と滑り量  
Bond Strength vs Slip Relationship

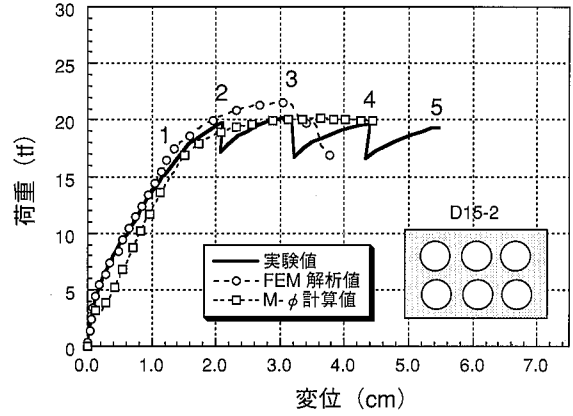


Fig.16 FEM 解析結果  
The Results of FEM Analysis

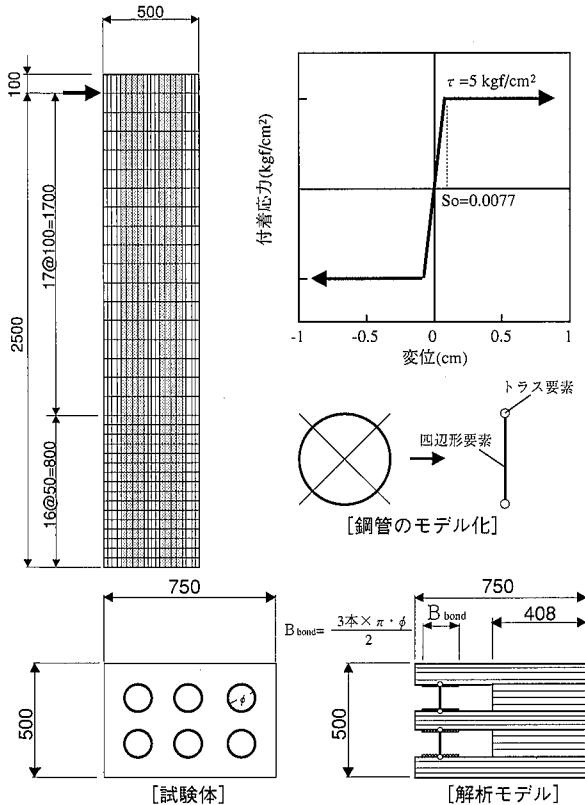


Fig.15 FEM 解析モデル  
The Model of FEM Analysis

そこでFig.15に示すように鋼管とコンクリートとの付着強度を $5\text{kgf/cm}^2$ と仮定して2次元の非線形FEM解析を行った。解析に用いたモデルのコンクリート要素は断面方向、柱高さ方向それぞれ20、34分割した。また鋼管はフランジ部分をトラス要素、ウェブ部分を四辺形要素に置き換えたが、断面積と断面2次モーメントは実験に用いた鋼管と等しくしている。コンクリート断面は鋼管径を差し引いた幅を与えてモデル化した。コンクリートと鋼管との付着幅は鋼管の半周分の長さとした。コンクリートの圧縮特性および引張特性には、それぞれDawin-Pecknoldモデル、出雲らのモデルを用いた。

FEM解析で得られた荷重-変位曲線をFig.16に示す。図中には主鉄筋拔出しによる回転変位を差し引いた実験値と鋼管を鉄筋とみなしたファイバーモデルによるモー

メント-曲率計算より求めた荷重-変位も示してある。FEM解析では曲げひび割れ発生後の曲げ性状を精度良く評価しているが、解析値は最大荷重を実験値に比べて若干高めに評価している。これは鋼管を四辺形要素の置き換えたため、2軸の影響を受けて降伏強度が高まったためである。これに対して、ファイバーモデルでの荷重-変位曲線の計算値は、コンクリートの引張特性がtension cut-offモデルを用いていることもあり、曲げひび割れ発生後の変位が実験値に比べて大きいものの、1δy時近傍では荷重と変位両者ともほぼ評価できていた。また最大耐力はFEM解析よりもファイバーモデルの方が精度良く評価できていた。

#### 4. 結び

今回の試験で以下のことが確認された。

- 1) 最大荷重は通常RC梁理論値より最大5%程度低く、その後修正累加強度に漸近していく。
- 2) 鋼管の負担モーメントは全塑性軸力を仮定して求めた終局モーメントにほぼ一致する。
- 3) 靱性率は耐力靱性で9以上、座屈靱性でも7以上の値を示した。 $p_w^{eq}$ が靱性率に及ぼす影響は殆どなく、断面幅Bが大きくなるにつれ座屈靱性率は小さい。また、終局変位以降も鋼管の存在により優れた残存耐力を保有する。
- 4) 2次元非線形FEM解析で本構造の曲げ剛性を精度良く評価できたが、最大耐力はファイバーモデルによる通常RC梁理論値の方が精度良く評価できる。

#### 参考文献

- 1) 大内 一, 他: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発 (その1), 大林組技術研究所報, No.49, p.11~18, (1994)
- 2) 田中浩一, 他: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発 (その2), 大林組技術研究所報, No.52, p.81~90, (1996)