

## 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発（その5）

—— 大規模地震に対する設計法 ——

田中 浩一 大内 一

## Steel Tube Reinforced Concrete Composite Bridge Column (Part 5)

—— Seismic Design Method for Steel Tube Reinforced Concrete Composite Bridge Column ——

Kouichi Tanaka Hajime Ohuchi

## Abstract

Experimental and analytical studies on composite bridge columns with steel tubes have been conducted in order to prepare a seismic design manual. The ultimate bending moment capacity of this type of column is defined as 90% of the ultimate moment capacity assuming a perfect bond between the concrete and steel tube. The values of allowable displacement and curvature ductility factor that are defined as the equivalent hysteresis absorption energy on the design skeleton curve are 2.8, 4.4 and 6.0, 12.0 for each type I and II design earthquake motion. The shear contribution of high strength strands is defined based on 45-degree truss theory using yield strength such that the product of high strength strand ratio and yield strength does not exceed 14kgf/cm<sup>2</sup> based on the result of experimental and analytical study. The allowable shear stress of steel tube at a web is defined as 600 kgf/cm<sup>2</sup> when designing the shear contribution of steel tube.

## 概 要

鋼管・コンクリート複合構造橋脚の大規模地震に対する設計手法の整備のため、これまで様々な実験や解析的検討を行ってきた。じん性能実験や付着実験結果を行い解析的検討を加えて鋼管を鉄筋とみなした曲げ耐力の90%を設計曲げ耐力とする実用算定法を示した。また道路橋示方書に定められるタイプIおよびタイプII地震動に対する許容変形性能として塑性ヒンジ長と許容曲率塑性率から求める手法とともにこれらの値を定めた。一方、せん断試験と2次元FEM解析による数値実験より、PCストランドと鋼管のせん断力負担分を明らかにし、前者を降伏強度をもとにトラス理論値、後者は鋼管ウェブ面許容せん断応力度を600kgf/cm<sup>2</sup>とした設計せん断耐力評価法とその適用範囲を明らかにした。

## 1. はじめに

本構造の大規模地震に対する設計を考える時、曲げ耐力や変形性能を定量的に把握する必要がある。また帯鉄筋の代わりにPCストランドを外周のみに配置し、鋼管も存在する本構造のせん断耐力の評価も必要となる。

曲げ耐力は鋼管を鉄筋とみなしたRC曲げ耐力に達した後は、鋼管とコンクリートの付着劣化が進むにつれ徐々に耐力が低下していくことがこれまでの実験で示されている<sup>1)~4)</sup>。本構造の実用的曲げ耐力評価法としてこれまで鋼管の全塑性モーメントと鉄筋コンクリート部の終局曲げモーメントを累加した修正累加強度式<sup>1)~4)</sup>を提案してきた。しかしながら、これは残存耐力に重点を置いた評価法であり、経済設計への配慮より実状に則した評価法が望まれるようになった。

せん断耐力の評価の際には、PCストランドと鋼管のせ

ん断負担分の解明が必要となる。前者については、これまで降伏強度が $\sigma_y=14,600\text{kgf/cm}^2$  (1,430N/mm<sup>2</sup>)程度までの高強度せん断補強筋を対象にした実験<sup>6)</sup>が建築分野で行われているが、PCストランドはそれ以上の強度であり断面形状も異にしている。実用上のPCストランド量でのせん断試験結果では、降伏強度を発揮することが確認できている<sup>6),7)</sup>。しかしながら、多量のPCストランドを用いた場合の実験例はなく、前述した建築分野での柱と構造を異にしている。さらに鋼管量やPCストランド量ならびに鋼管の配置の影響などが、鋼管のせん断力負担に及ぼす影響なども解明できていない。

以上の背景から、設計に用いるべき曲げ耐力と変形性能ならびにPCストランドと鋼管の設計せん断負担について検討を加え、実用的な評価手法を提案するものである。

## 2. 曲げに対する設計

### 2.1 最大曲げ耐力

これまで行われてきたじん性能試験結果<sup>1)~4)</sup>をもとに最大曲げ耐力について検討する。各試験体での鋼管とコンクリートの完全付着を仮定した計算値と実験により得られた曲げ耐力の関係をTable1に示す。また代表的な荷重-変位曲線をFig.1に示す。いずれの試験体も部材角で約2/100にて最大荷重となり、鋼管内部をグラウトしていない場合を除き、実験値の曲げ耐力は計算値の0.94~1.01の範囲であり、ほぼ平面保持を仮定して本構造の最大耐力を評価して良いといえる。

### 2.2 せん断スパン比と鋼管量の影響

じん性設計を行うためには降伏曲げ耐力の評価が必要となる。そこで本構造の曲げ耐力低下に寄与する主要因は、せん断スパン比 ( $a/d$ )、鋼管量 ( $p_t$ ) と考えて、これらが最大曲げ耐力の低減に寄与する割合を評価した。実験数を補うため弾塑性2次元FEM解析も行い検討した。ここで解析に用いた鋼管とコンクリートとの付着強度は別途行った鋼管の付着試験結果<sup>4)</sup>より繰返しを受けた場合の劣化した付着強度を与えてある。解析モデルの一例をFig.2に示す。なお本解析の妥当性について実験値との比較を別途検討してある<sup>4)</sup>。

本構造の実験により得られた曲げ耐力ならびに上記FEM解析により得られた曲げ耐力と、完全付着を仮定して求めた曲げ耐力との比 (以下、最大耐力比) とせん断

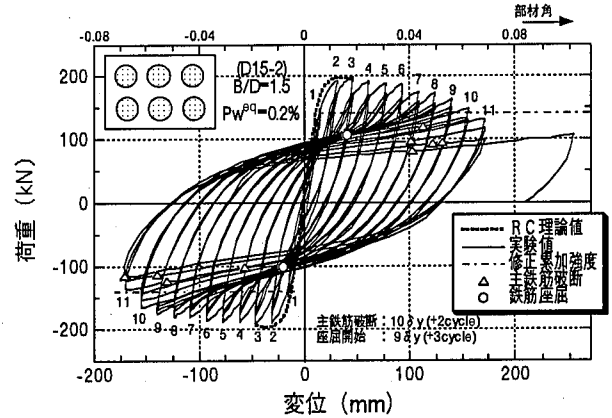


Fig.1 荷重と変位の関係 (試験体D15-02)  
Load-Displacement Relationship (Specimen D15-02)

Table1 曲げ耐力の実験値と計算値

Experimental Result with Calculate Values

試験体	B/D	$p_T^{(1)}$ (%)	$p_w^{(2)}$ (%)	最大曲げ耐力			
				実験値 (kN)	部材角 (rad)	解析値 (kN)	実験値/解析値
はり型模型	B-No.1	1.0	2.13	328	0.020	336	0.97
	B-No.2	1.0	2.20	383	0.020	386	0.99
	B-No.3	1.0	1.10	358	0.020	356	1.01
	B-No.4	1.0	2.20	639	0.020	661	0.97
	B-No.5	1.0	2.20	582	0.020	661	0.88 <sup>3)</sup>
柱型模型	D10-2	1.0	1.57	131	0.016	130	1.01
	D15-1	1.5	1.57	202	0.018	197	1.03
	D15-2	1.5	1.57	199	0.019	197	1.01
	D15-3	1.5	1.57	197	0.019	197	1.00
	D25-2	2.5	1.56	328	0.020	347	0.95

1) 鋼管量:  $p_T = A_t / (BD)$

2) 等価帯筋量:  $p_w^{(2)} = A_w \times (\sigma_{pcy} / \sigma_s) / (B \cdot a)$

3) 鋼管内部非充填のため

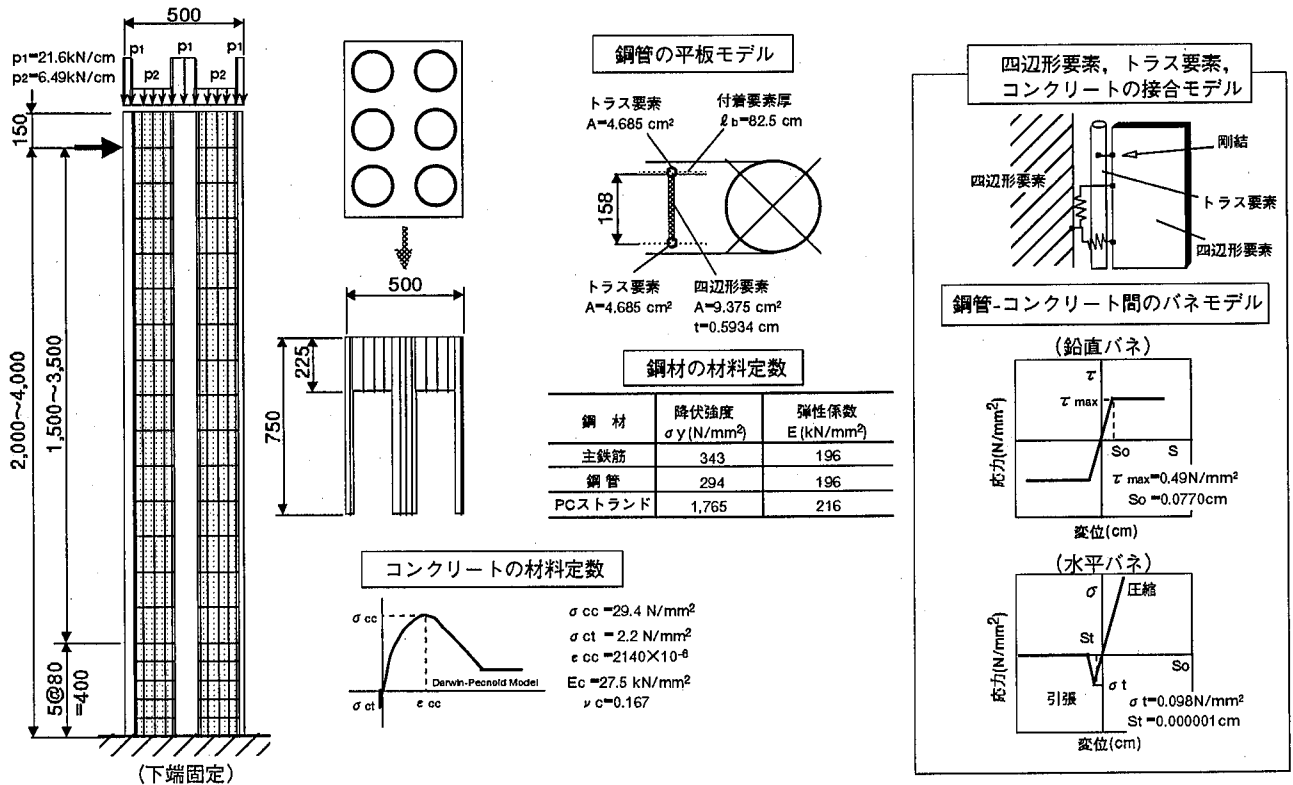


Fig.2 解析モデル  
The Model of FEM Analysis

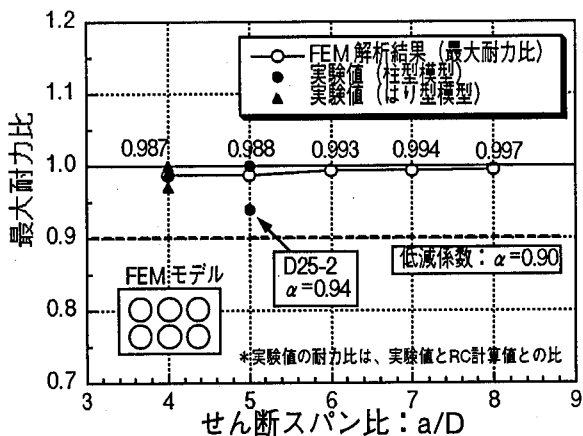


Fig.3 せん断スパン比と最大耐力比  
Shear Span-Depth Ratio and Maxmum Load Reduction

スパン比, 鋼管量との関係をそれぞれFig.3, Fig.4に示す。せん断スパン比の影響は $a/D$ が4~8の範囲では $a/D$ が小さくなるにつれて最大耐力比が小さくなるものの影響は小さい。また鋼管量による影響は, 実用域を意識した $pt=0.5\sim 2.5\%$ の範囲では, 鋼管量が大きくなるにつれて最大耐力比が小さくなる傾向があり, 鋼管量2.5%で最大曲げ耐力比は約96%となる。実験値でも最大曲げ耐力比は94%であった。これらの結果を踏まえて本構造の設計に用いる曲げ耐力を, 完全付着を仮定した曲げ耐力の一律90%とした。

#### 2.4 許容塑性率

本構造の荷重-変位曲線はFig.1に示したように, 鋼管とコンクリートの完全付着を仮定した計算値と同等の最大耐力に達した後, 徐々に耐力が低下するものの修正累加強度 ( $P_{sup}^*$ ) までは主鉄筋破断はなく, 急激な耐力低下は生じていない。そこでFig.5に示すように修正累加強度に達するまでの吸収エネルギーが等価になるよう設計スケルトンでの終局変位を定めることとした。また降伏変位の定義を道路橋示方書<sup>3)</sup>とそろえるため, 曲げびび割れ後の剛性で最大耐力, すなわち完全付着を仮定した曲げ耐力の90% ( $0.9P_{RC}^*$ ) と交差する点とした。この降伏変位と終局変位とを用いて定義した変位じん性率をTable2に示す。またはり型模型でのじん性率も参考値として示す。はり型模型の中でB-No.4とB-No.5は, 最大曲げ耐力をはり断面積で除した値 (以下, 降伏せん断応力度) が $18\text{kgf/cm}^2$  ( $1.8\text{N/mm}^2$ ) と他の試験体に比べて高い。そこではり型模型のB-No.1~No.3と柱型模型試験での変位じん性に着目して設計に用いるじん性を決定することとした。このときの変位じん性率は6.4~10.8であり, 平均値は7.9であった。本構造の設計に用いる変位じん性率は, 安全側とするため, 標準偏差の1倍を差し引いた6.5とした。この変位じん性に対して道路橋示方書に定める安全係数を地震動別に考慮した値は, 以下の通りとなる。

タイプI地震動に対して:  $\mu_{daI} = 1 + (6.5 - 1) / 3.0 = 2.8$

タイプII地震動に対して:  $\mu_{daII} = 1 + (6.5 - 1) / 1.5 = 4.7$

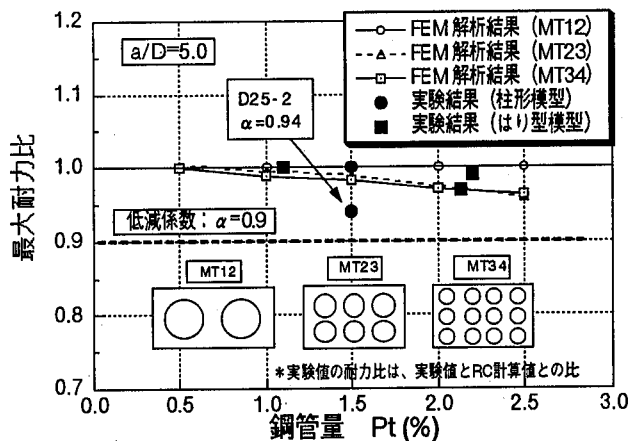


Fig.4 鋼管量と最大耐力比  
Steel Tube Ratio and Maxmum Load Reduction

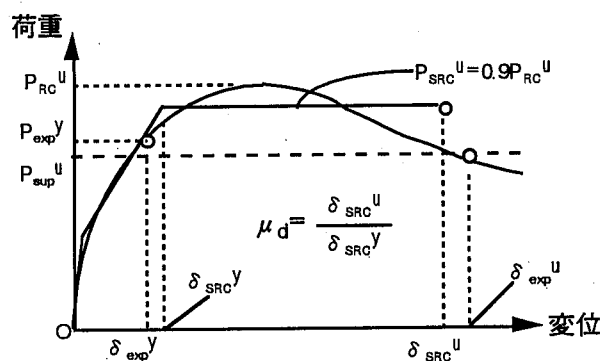


Fig.5 設計に用いる降伏変位, 終局変位  
Yield and Ultimate Displacement on Design Skeleton Curve

Table 2 変位じん性率  
Displacement Ductility Factor

試験体	降伏変位 (mm)	終局変位 (mm)	変位じん性率	$P_{max}$ 時の平均せん断応力度 = $P_{max}/(BD)$ (N/mm <sup>2</sup> )	
はり型模型	B-No.1	19.00	204.2	10.75	0.91
	B-No.2	21.72	168.5	7.76	1.07
	B-No.3	20.25	168.7	8.33	0.99
	B-No.4	27.68	124.6	4.50	1.84
	B-No.5	28.50	117.0	4.10	1.62
柱型模型	D10-2	18.72	119.5	6.38	0.52
	D15-1	20.13	144.0	7.15	0.54
	D15-2	19.74	163.0	8.26	0.53
	D15-3	20.92	156.5	7.48	0.53
	D25-2	22.17	151.0	6.81	0.52

ここで, タイプII地震動<sup>3)</sup>に対して, B種の橋<sup>3)</sup>ではコンクリートのかぶりが大きく剥落する事を許容してないため, 座屈直前の状態に抑える必要がある。最も座屈が早期に生じた柱型模型は, 断面幅と断面高さとの比 ( $B/D$ ) が2.5と大きい場合であった。この試験体の座屈開始点までの吸収エネルギーから求めた許容変位塑性率は4.4である。このことから, タイプII地震動に対する許容変位塑性率を4.4と定めた。

高さ30m以上の高橋脚を設計する際に, 橋脚の適切な塑性ヒンジ発生位置に回転バネを設けた動的解析モデルを用いることが, 道路橋示方書で提案されている。この

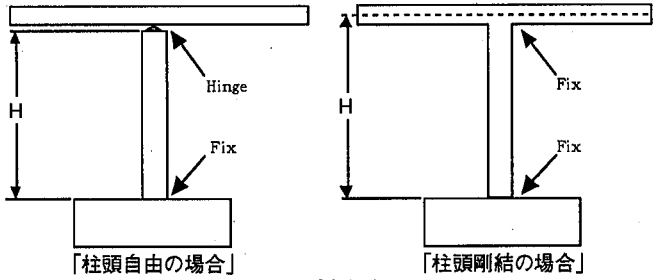


Fig.6 橋脚高さ  
Hight of Bridge Column

とき、前述した変位塑性率に対応するモーメント-曲率関係 (M- $\theta$  関係) が必要となる。そこで本構造でのM- $\theta$  関係を次のように定義した。

実橋脚では塑性ヒンジ部にもせん断力が働く片もち梁構造となっている。そこで、柱型構造での変位じん性と回転角じん性との関係に着目した。曲率じん性と変位じん性との関係は、以下の通りとなる。

$$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$$

$$= h^2 \times (\mu_d - 1) / \{3L_p(h - L_p/2)\} + 1$$

ここに、

$\mu_{\phi}$  : 曲率じん性

$\phi_u$  : 終局曲率

$\phi_y$  : 降伏曲率

h : せん断スパン

(柱頭自由の橋軸方向, 橋軸直角方向 : h = H)

(柱頭剛結の橋軸方向 : h = H/2)

H : 橋脚高さ (Fig.6参照)

$\mu_d$  : 変位じん性率

$L_p$  : 塑性ヒンジ長

上記に柱型モデルのせん断スパン、断面高さ等を用いて各地震動における許容曲率塑性率を定めた。なお塑性ヒンジ長は道路橋示方書と同値の断面高さの半分 (0.5D) を用いている。

タイプI地震動に対して :  $\mu_{\phi I} = 6.0$

タイプII地震動に対して :  $\mu_{\phi II} = 12.0$

この許容塑性率を用いて本構造の許容回転塑性率を以下のように考えて定めた。Fig.7に示すように塑性ヒンジ中央部に作用するモーメントは基部に比べて小さく、その割合は橋脚高さに影響を受ける。また降伏時の回転角は塑性ヒンジ部以外での変形を差し引く必要がある。そのため塑性ヒンジ部でのモーメント低減係数と降伏時の回転角を以下に示すような橋脚高さの関数とした。終局時および降伏時の回転角は次のとおりとなる。

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u + \phi_y) \cdot L_p$$

$$\theta_y = \phi_y \cdot L_p \cdot (1 + \alpha_p \cdot \gamma_p) / 2\beta_p$$

ここに、

$\theta_u$  : 終局回転角

$\theta_y$  : 降伏回転角

$\phi_u$  : 終局曲率

$\phi_y$  : 降伏曲率

$L_p$  : 塑性ヒンジ長 (=0.5D)

$\alpha_p = 1 - L_p / h$

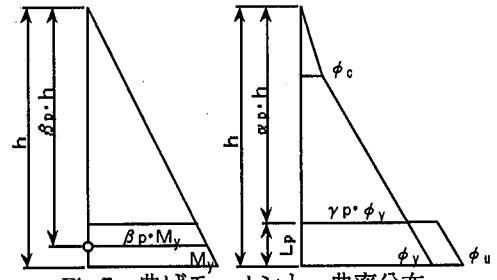


Fig.7 曲げモーメント, 曲率分布  
Distribution of Bending Moment and Curvature

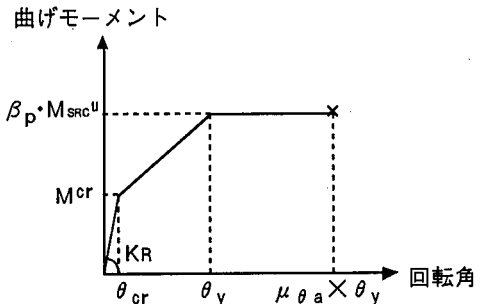


Fig.8 回転バネにおける曲げモーメントと回転角の関係

Relationship Between Moment and Deflection Angle in Design Revolving spring

$$\beta_p = (1 + \alpha_p) / 2$$

$$\gamma_p = \phi_c / \phi_y + (1 - \phi_c / \phi_y) \cdot (1 - L_p / L')$$

h : せん断スパン

(柱頭自由の橋軸方向, 橋軸直角方向 : h = H)

(柱頭剛結の橋軸方向 : h = H/2)

H : 橋脚高さ (Fig.6参照)

許容曲率塑性率を用いて許容回転角塑性率を表すと、以下の通りとなる。

$$\mu_{\theta a} = \theta_u / \theta_y$$

$$= \{ \theta_y + (\phi_u + \phi_y) \cdot L_p \} / \theta_y$$

$$= 1 + \{ 2\beta_p (\phi_u / \phi_y - 1) \} / (1 + \alpha_p \cdot \gamma_p)$$

$$= 1 + \{ 2\beta_p (\mu_{\phi a} - 1) \} / (1 + \alpha_p \cdot \gamma_p)$$

従って、タイプIおよびタイプII地震動それぞれの許容曲率塑性率  $\mu_{\phi a}$  を上式に代入して、各地震動に対する許容回転角塑性率を求めて良いとした。

以上のように、高橋脚の動的解析に向けた弾塑性回転バネのM- $\theta$  関係をFig.8に示すとおり定めた。しかしながら、許容回転塑性率ならびに許容曲率塑性率は実験により求めた値から算定しているため、後に述べる設計せん断耐力と鋼管の完全付着を仮定した曲げ耐力との比 (以下、せん断余裕度) が著しく小さな場合は保証できない。許容変位塑性率を算定するのに用いた変位じん性率とせん断余裕度との関係をFig.9に示す。柱型モデルでは鋼管量が一定で、PCストランド量がパラメータであり、せん断余裕度が1.85~2.95の範囲となっている。はり型モデルでは等曲げモーメントスパン中にダメージが集中することもあり、せん断余裕度が1に近くても十分大きなじん性率を有している。はり型モデルでせん断余裕度が1以下の場合、曲げ降伏先行であるものの、Photo1に示す

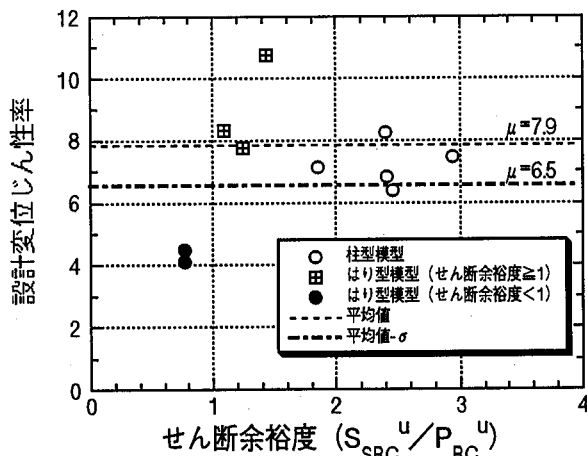


Fig.9 変位じん性率とせん断余裕度の関係  
Relationship between Displacement Ductility Factor and Shear Redundancy Factor

ようにせん断スパン中の載荷点近傍でPCストランドが破断して急激に耐力が低下した。曲げ降伏後のせん断破壊した代表的な荷重-変位曲線をFig.10に示す。これらの結果から、せん断余裕度を2以上とした場合に限り設計で与えた許容回転塑性率を用いて良いこととした。

それに加えて、じん性能試験における基部ダメージの観察結果、および実験により得られた塑性ヒンジ長は0.75~1.0Dであった<sup>3),4)</sup>。このことから、本構造の最小等価帯筋量として基部1D区間（以下、じん性補強部）の最小等価帯筋量として0.2%以上を義務づけた。

### 3 せん断に対する設計

#### 3.1 コンクリートの負担せん断力

コンクリートのせん断力負担分は、鋼管により断面欠損した部分を除いた有効断面幅を用い、コンクリートの許容せん断応力度は道路橋示方書に準じて算定することとした。じん性能試験結果からPhoto2に示すように橋脚基部以外はほとんど曲げ降伏後の大きなひび割れが生じない。また高橋脚のようにせん断スパン比が大きな場合、すべてに低減係数を考えることは実際の挙動に反するだけでなく、不経済にもつながる。以上の理由により、曲げ降伏後の繰返しによるコンクリートのせん断負担強度の低減係数は、じん性補強部のみとした。

#### 3.2 PCストランドの負担せん断力

横補強筋の設計せん断力負担分は、一般に45度トラス理論により設計されている<sup>6),9)</sup>。本構造においても実験結果から等価帯筋量が増加すると、せん断耐力の増加分は45度トラス理論での増加分とはほぼ一致する<sup>6),7)</sup>。また高強度帯鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材のせん断耐力が帯鉄筋量の増加に伴い増加する範囲は、帯筋比に降伏強度を乗じた値（以下、 $p_w \cdot \sigma_y$ ）がコンクリート強度が $21 \sim 56 \text{ N/mm}^2$ では、 $p_w \cdot \sigma_y$ は $2.9 \sim 4.9 \text{ N/mm}^2$ （ $30 \sim 50 \text{ kgf/cm}^2$ ）までと報告されている<sup>5)</sup>。この構造でのPCストランド補強量の上限值について、試験体数が少ない

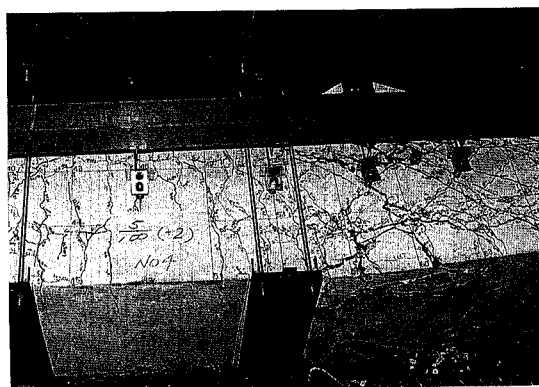


Photo1 せん断余裕度が1以下の場合の破壊状況  
The Damage (the Shear Redundancy factor < 1)

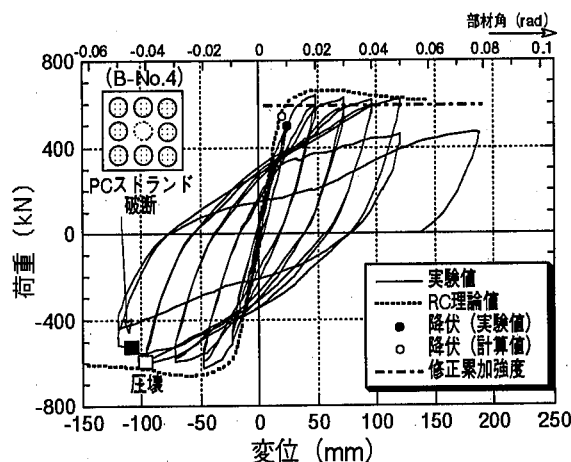


Fig.10 荷重と変位の関係 (B-No.4)  
Load-Displacement Relationship (Specimen B-No.4)

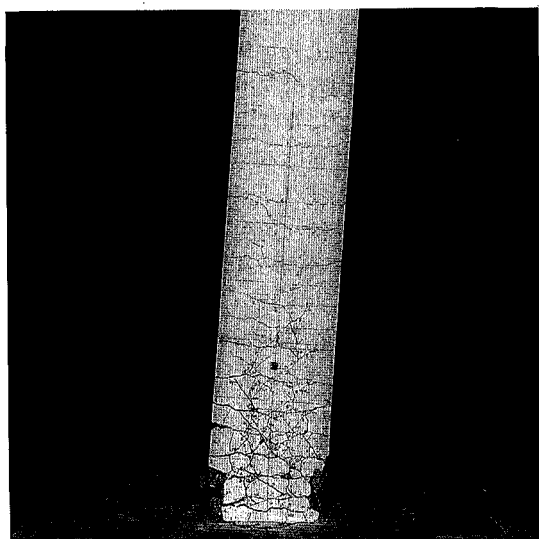


Photo2 じん性試験体の破壊状況 (D15-2)  
The Damage of Ductility Test Specimen (D15-2)

こともあり、鋼管量、PCストランド量および鋼管の配置をパラメータとした数値実験を行い検証した。解析モデルをFig.11に示す。配置の影響はFig.12に示す鋼管配置、加力方向で検討した。なお本解析の妥当性について実験結果と解析結果の比較を別途検討<sup>7)</sup>してある。

代表的な鋼管配置における等価帯筋量とせん断耐力との関係をFig.13に示す。いずれの鋼管量においても等価

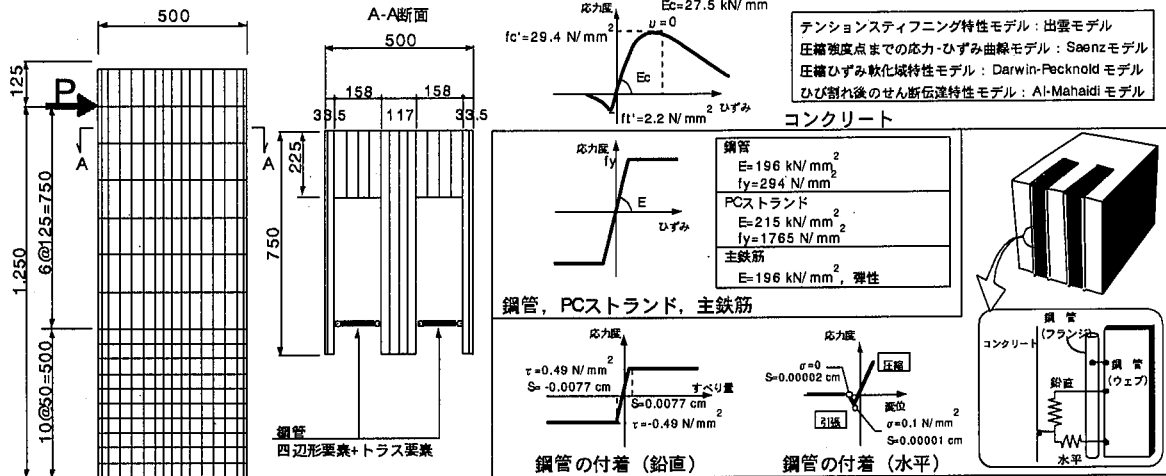


Fig.11 解析モデル図  
Model of FEM Analysis

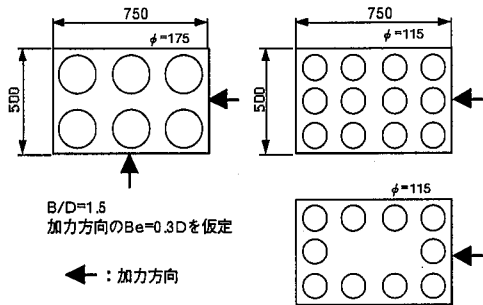


Fig.12 鋼管の配置, 加力方向  
Arrangement Steel Tube, Direction of Load

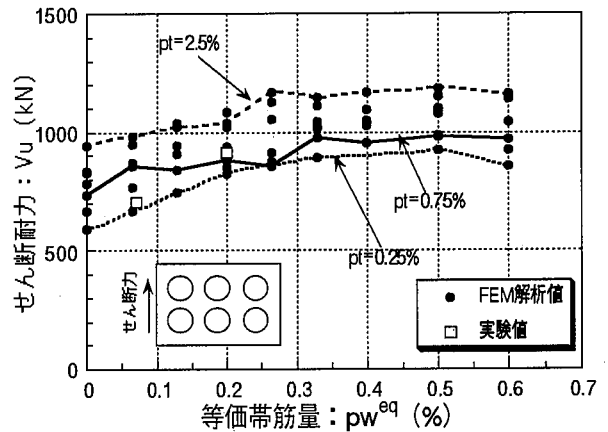


Fig.13 せん断耐力と等価帯筋比の関係  
Relationship between Shear Strength and Equivalent Ratio of High Strength Strand

帯筋量が0.3~0.4%程度まではせん断耐力は増加するものの、それ以降は増加しない傾向にある。増加しない原因を考察するため、鋼管量やPCストランド量がPCストランドのせん断負担分に及ぼす影響に着目した。Fig.14に示すように、解析におけるPCストランドの柱高さ方向の応力分布をもとめ、PCストランドのせん断力負担分に対する等価な斜めひび割れ角度( $\theta^{eq}$ )を算定した。PCストランドの応力には、各同一高さでの最大応力、すなわちひび割れ位置での応力を用いた。等価なひび割れ角度とPCストランドせん断力負担分( $V_{pc}$ )との関係は、次式のとおりとした。

$$V_{pc} = \sum (A_{pc} \times \sigma_{pc,i})$$

$$\approx p_{w,net} \times \sigma_{pc,y} \times (B \cdot D) \times \cot(\theta^{eq})$$

ここに、

- $V_{pc}$ : PCストランドのせん断力負担分
- $A_{pc}$ : 横補強筋としてのPCストランド全断面積
- $\sigma_{pc,i}$ : ある柱高さにおけるPCストランドの応力値
- $\sigma_{pc,y}$ : PCストランドの降伏強度
- $\theta^{eq}$ : 等価ひび割れ角度

$p_{w,net}$ : 正味の帯筋比

B: 断面幅  
D: 断面高さ

この等価ひび割れ角度での $\cot(\theta^{eq})$ と等価帯筋量、鋼管量との関係をそれぞれFig.15, 16に示す。等価帯筋量が增加すると $\cot(\theta^{eq})$ は減少傾向にあり、特に帯筋比

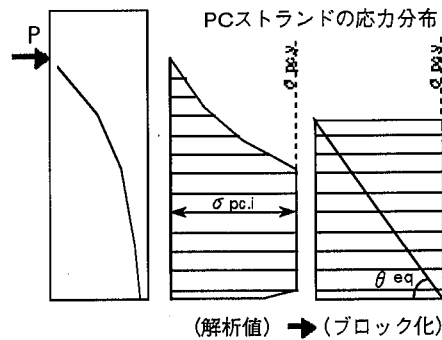


Fig.14 等価斜めひび割れ角度  
Equivalent Angle of Shear Cracking

0.08%, すなわち等価帯筋比で0.4%程度から $\cot(\theta^{eq})$ の減少が著しい。このことから帯筋量が増加するとPCストランドは降伏強度には達するものの柱高さ方向の降伏範囲が減少し、Fig.13に示したように帯筋量とせん断耐力が線形に増加しないものと思われる。また鋼管量が増加すると $\cot(\theta^{eq})$ も大きくなる傾向にあり、鋼管量が1%以上となるとほぼ一定となる傾向がある。これは鋼管のせん断負担によりせん断耐力が増加するため、PCストランドの降伏領域も広がるためである。

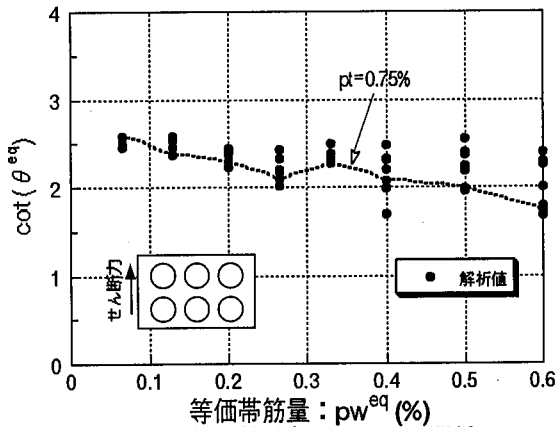


Fig.15 等価帯筋量と $\cos(\theta_{eq})$ の関係

Relationship between Equivalent ratio of Strand and  $\cos(\theta_{eq})$

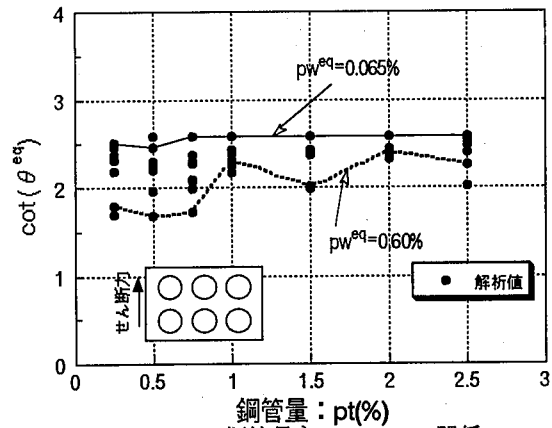


Fig.16 鋼管量と $\cos(\theta_{eq})$ の関係

Relationship between Ratio of Steel Tube and  $\cos(\theta_{eq})$

### 3.3 鋼管の負担せん断力

Fig.17に示すように基部鋼管のせん断負担に着目し、中立軸位置から45度のひび割れ面を仮定してそこを横切る鋼管のウェブせん断応力度にウェブ面積を乗じて各鋼管の負担せん断力とし、その鋼管本数分を鋼管ウェブ全断面積で除したものと鋼管量との関係をFig.18に示す。鋼管量の増加に伴い、鋼管の負担せん断応力度が減少する傾向が認められる。設計においてこれを曲線状に評価することは適切でないと考えて、実用域の鋼管量0.5%~1.5%で安全側となるよう一律 $600 \text{ kgf/cm}^2$  ( $59 \text{ N/mm}^2$ )とした。

### 3.4 せん断耐力評価式

前述した検討結果から本構造の設計せん断耐力式を次式のとおりとした。

$$S_u = S_c + S_{pc} + S_t$$

$$S_c = C_c \cdot C_e \cdot C_{pt} \cdot \tau_c \cdot b_c \cdot d$$

$$S_{pc} = A_w \cdot \sigma_{pcy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15 \text{ a} < \tau_{pc,max} \cdot (B \cdot D)$$

$$S_t = \tau_t \times (\sum A_s / 2)$$

ここに、

- $S_u$ : せん断耐力
- $S_c$ : コンクリートが負担するせん断耐力
- $S_{pc}$ : PCストランドが負担するせん断耐力
- $S_t$ : 鋼管が負担するせん断耐力
- $C_c$ : 主鉄筋降伏後の低減係数  
(じん性補強部のみ、一般部は1.0)  
タイプIの地震動に対して:  $0.6^{\text{a}}$   
タイプIIの地震動に対して:  $0.8^{\text{a}}$
- $C_e$ : 寸法効果による低減係数<sup>b)</sup>
- $C_{pt}$ : 引張主鉄筋比による補正係数<sup>b)</sup>  
引張主鉄筋の面積は次式によるものとする  
 $p_t = 1/2 \cdot (\sum A_s) / (b \cdot d)$
- $\sum A_s$ : 主鉄筋の全断面積
- $\tau_c$ : 道路橋示方書のコンクリート許容せん断応力度
- $b_c$ : 橋脚全断面の有効幅  $b_c = b - n \times \phi'$
- $b$ : せん断耐力を算定する方向に直角な橋脚断面の全幅

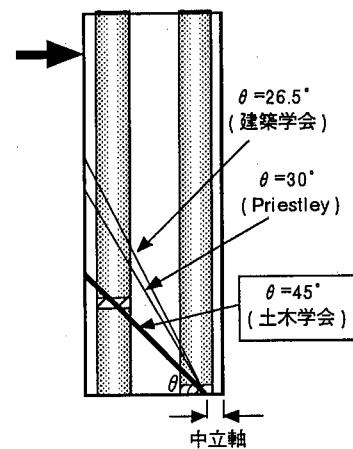


Fig.17 せん断ひび割れの仮定  
Assuming of Angle of Shear Cracking

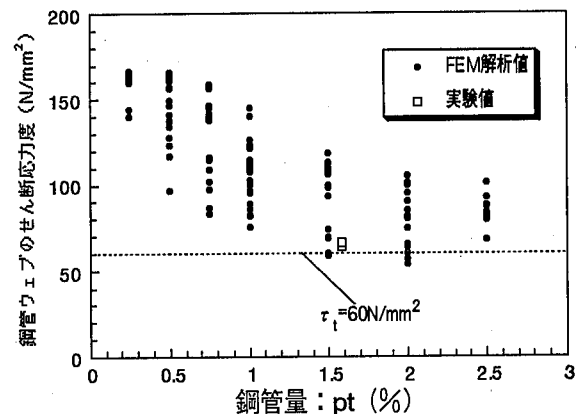


Fig.18 鋼管のウェブ平均せん断応力度と鋼管量との関係

Relationship Between Shear Stress of Steel Tube and Ratio of Steel Tube

- $\phi'$ : 正方形に評価した鋼管径 ( $=\sqrt{(1/4 \pi \phi^2)}$ )
- $\phi$ : 鋼管外径
- $n$ : せん断力作用方向に直角に配置されている鋼管本数
- $d$ : せん断耐力方向に平行な橋脚断面の有効高さ
- $A_w$ : 間隔 $a$ で配置されるPCストランドの断面積
- $\sigma_{pcy}$ : PCストランドの降伏強度
- $\theta$ : PCストランドと鉛直軸とのなす角度

a : PCストランドの巻き付け間隔  
 $\tau_{pc,max}$  : せん断応力度で表したPCストランドのせん断力  
 負担の上限値 (14kgf/cm<sup>2</sup>)  
 B : 橋脚全幅  
 D : 橋脚断面高さ  
 $\tau_t$  : 鋼管ウェブ面の負担せん断応力度 (600kgf/cm<sup>2</sup>)  
 $\Sigma(A_t)$  : 鋼管の全断面積

上式で計算された設計せん断耐力 ( $S_{u,d}$ ) と実験値なら  
 びに解析で得られたせん断耐力 ( $S_u$ ) との関係を図.19  
 に示す。設計せん断耐力 ( $S_{u,d}$ ) とせん断耐力 ( $S_u$ ) との  
 比 ( $S_u/S_{u,d}$ ) は等価帯筋量が0.6%では0.94~1.40であ  
 り、0.45%以下では最小でも1.04であった。このことか  
 ら、上式で本構造のせん断耐力を十分安全側に評価でき  
 る適用範囲は、等価帯筋量0.45%以下といえる。

#### 4. 結び

高さ30~80m級の複合構造高橋脚を対象とした大規模  
 地震に対する設計法の確立を目指し、実験および解析を  
 行って、実用的設計法を提案した。

要約すると、次の通りとなる。

##### 4.1 曲げ設計について

1) 鋼管とコンクリートの付着劣化を伴う本構造の曲  
 げ耐力は、鋼管を鉄筋とみなしたRC曲げ耐力値の90%  
 で実用上評価できる。

2) 変形性能については塑性ヒンジの回転性能と塑性  
 ヒンジ長で算定する手法を示し、その際に用いる許容曲  
 率塑性率として地震動タイプIおよびタイプIIそれぞれ  
 に対し6, 12を提案する。

##### 4.2 せん断設計について

1) コンクリートのせん断力負担分は、鋼管を除いた  
 有効断面積を用いて算定する。また主鉄筋降伏後のコン  
 クリート負担低減係数は、実験におけるひび割れ観察か  
 ら基部のみとする。

2) せん断補強筋として用いたPCストランドの負担分  
 は、PCストランドの降伏強度を用いた45度トラス理論  
 分とし、上限値で  $p_{w,net} \times \sigma_{pc,y}$  を14kgf/cm<sup>2</sup>とした。

3) 鋼管の負担せん断力を鋼管ウェブでのせん断応力  
 度を600kgf/cm<sup>2</sup>と定め、算出する。

#### 謝辞

柱型じん性能試験、柱型せん断試験は日本道路公団九  
 州支社ならびに東北支社との委託研究として行った。

本研究を実施するに当たり、東京大学工学部の岡村甫  
 工学部長ならびに前川宏一教授、山梨大学工学部の中村  
 助教授にご指導を賜りました。ここに記して深謝いたし  
 ます。また本社土木設計第一部の加藤課長からご協力を

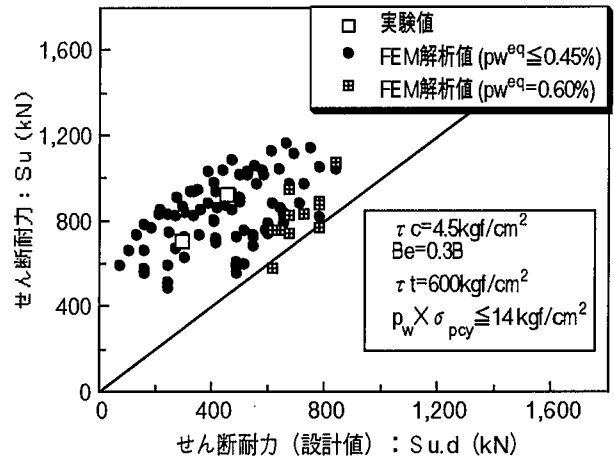


Fig.19 せん断耐力の実験値および解析値  
 と設計せん断耐力

Experimental and Analytical Shear Strength  
 and Design Shear Strength

いただきました。厚くお礼申し上げます。

#### 参考文献

- 1) 田中浩一, 大内 一: 鋼管・コンクリート複合構造  
 橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験, 土木学会第50回  
 年次学術講演会講演概要集第5部, p.856~857,  
 (1995.9)
- 2) 田中浩一, 大内 一: 鋼管・コンクリート複合構造  
 橋脚模型の繰返し曲げ載荷試験(その2), 土木学会  
 第51回年次学術講演会講演概要集第5部, p.1,022~  
 1,023, (1996.9)
- 3) 渡辺将之ほか: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の  
 靱性試験, コンクリート工学年次講演報告集, p.939  
 ~944, (1997.6)
- 4) 田中浩一ほか: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚  
 の開発(その3), 大林組技術研究所報 No.55,  
 p.17~22, (1997.7)
- 5) 黒正清治ほか: 鉄筋コンクリートはりのせん断終局  
 強度に及ぼすせん断補強量およびコンクリート強度  
 の影響に関する実験, 日本建築学会論文報告集, 第  
 373号, p.83~91, (1987.3)
- 6) 田中浩一ほか: 鋼管・コンクリート複合構造橋脚の  
 せん断試験, コンクリート工学年次講演報告集,  
 p.933~938, (1997.6)
- 7) 田中浩一ほか: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚  
 の開発(その4), 大林組技術研究所報 No.56,  
 p.51~56, (1998.1)
- 8) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設  
 計編, (1996.12)
- 9) (社)土木学会: コンクリート標準示方書 設計編,  
 (1996)