

# 突起付きH形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨 コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究

原夏生<sup>1</sup>・河野一徳<sup>2</sup>・篠田佳男<sup>3</sup>・横沢和夫<sup>4</sup>・町田篤彦<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 前田建設工業株式会社 技術研究所 主任 (〒179-0071 東京都練馬区旭町 1-39-16)

<sup>2</sup>正会員 工修 前田建設工業株式会社 技術研究所 課長代理 (〒179-0071 東京都練馬区旭町 1-39-16)

<sup>3</sup>正会員 工博 前田建設工業株式会社 新規事業部 副部長 (〒102-8151 東京都千代田区 2-10-26)

<sup>4</sup>正会員 工博 前田建設工業株式会社 技術研究所 部長 (〒179-0071 東京都練馬区旭町 1-39-16)

<sup>5</sup>フェロー会員 工博 埼玉大学教授 工学部建設工学科 (〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保 255)

本研究は、急速施工と省力化を目的として開発した、主鋼材として突起付きH形鋼を使用し、鋼繊維補強プレキャスト型枠を組み合わせた、鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究をとりまとめたものである。すなわち、本構造形式橋脚の構造性能を検討することを目的として、鉄骨コンクリート複合構造試験体の曲げ、せん断実験および橋脚模型試験体の正負交番載荷実験を実施した。それらの結果、本構造形式においては、断面内の平面保持が成立し、突起付きH形鋼を線材に置き換えた鉄筋コンクリート構造と同様な耐力、変形の評価が可能であることが判明した。また、地震時の塑性変形能力について、そのメカニズムを定性的に示すとともに、実用的な算定法を提案した。

**Key Words:** *steel-concrete composite structure, bridge pier, embossed h-section steel, precast formworks, structural characteristic, displacement ductility*

## 1. はじめに

本研究で取り扱う鉄骨コンクリート複合構造橋脚は、コンクリート橋脚の省力化・急速施工を目的として開発されたものである<sup>1)</sup>。本橋脚には、主鋼材として、突起付きH形鋼が用いられている。また、躯体の表面には、施工の合理化と耐久性の向上を意図して鋼繊維補強プレキャスト型枠が配置されている。本構造形式の橋脚は、北海道縦貫自動車道路大岸橋に初めて採用され、その後、山形自動車道の沢橋や西神自動車道柏木谷高架橋において適用されている。

主鋼材に鉄骨を使用した複合構造に関しては、今から20年以上前に、鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(本州四国連絡橋公団)<sup>2)</sup>で、設計に関する考え方や許容応力度設計法に基づく設計法が示され、その後、土木学会コンクリート標準示方書<sup>3)</sup>や複合構造物設計・施工指針(案)(土木学会)<sup>4)</sup>、鉄道構造物等設計標準・同解説、鋼とコンクリートの複合構造物(鉄道総合技術研究所)<sup>5)</sup>等において、限界状態設計法に基づく設計法が示されるに至っている。さらに、最近で

は、橋脚を対象とした構造および工法として、主鋼材の大部分に鋼管を使用した鋼管コンクリート複合構造橋脚<sup>6),7)</sup>や、鉄骨とせん筋を組み合わせた鉄骨鉄筋コンクリート橋脚<sup>8)</sup>等が研究開発されている。これらは、いずれも主鋼材の構造形式に着目すれば鉄骨鉄筋コンクリート構造であり、基本的な設計方針は上記の指針、標準等に基づいている。すなわち、主鋼材である鉄骨および鉄筋がコンクリートと一体となって挙動するものとし、平面保持を仮定している。しかしながら、各構造、工法により異なる構造的特徴を有しており、設計法の詳細、特に耐震性能に関する項目については、それらを合理的に反映させるために、各種の構造実験、解析結果等に基づき、構造性能の把握、および設計手法の提案が行われている。

一方、本研究が対象とする鉄骨コンクリート複合構造(以下SC構造と称す)橋脚は、図-1に構造および施工の概念図を示すように、主鋼材は全て突起付きH形鋼を使用した鉄骨コンクリート構造であり、躯体表面部には鋼繊維補強プレキャスト型枠を配置したものである。

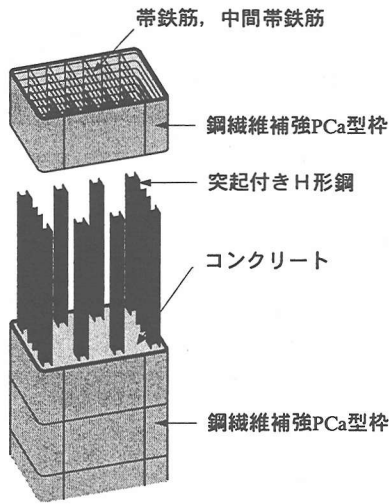
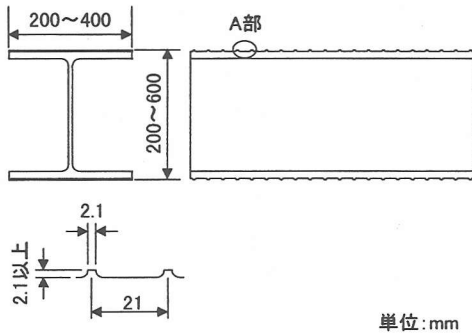


図-1 本研究の対象とする鉄骨コンクリート複合構造橋脚の概要



A部詳細(H-300シリーズ)

図-2 突起付きH形鋼

突起付きH形鋼とは、図-2に示すように通常のH形鋼のフランジ外面に突起を有するものであり、コンクリートとの付着性状が通常のH形鋼に比べ著しく改善されることが報告されている<sup>9)</sup>。

鋼繊維補強プレキャスト型枠(以下、PCa型枠と称す)は、低水セメント比(W/C=30%)のモルタルを基材とし、鋼繊維(ステンレスファイバー)で補強したものである。鋼繊維混入率は、曲げ強度および曲げダフネスが $12 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ となるように曲げ試験を実施した結果に基づき、体積百分率で2.5(%)を標準とした。また、PCa型枠裏面には、打設されたコンクリートと一体化を図るための目荒らし処理を施してある。本PCa型枠を構造物の躯体表面に配置した場合、中性化や塩分浸透などに対する抵抗性が高まることや、構造物の一部として

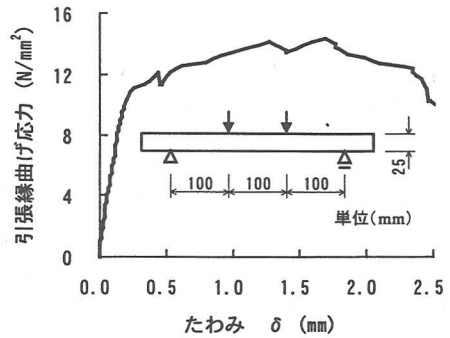


図-3 PCa型枠の曲げ特性(例)

表-1 PCa型枠の強度特性値

基材モルタル			PCa型枠	
圧縮強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	曲げ強度 ( $\text{N/mm}^2$ )	弾性係数 ( $\text{kN/mm}^2$ )	SF混入率 (%)	曲げ強度 ( $\text{N/mm}^2$ )
80	8	35	2.5	12

鋼繊維(SF) :  $\phi 0.5\text{-}35$ , 両端フック付き, SUS430D  
規格強度 $900 \text{ (N/mm}^2\text{)}$   
降伏強度(メーカー参考値) $600 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

設計上考慮できること、さらに、構造物に発生するひび割れの幅を表面部分で抑制する効果があることが報告されている<sup>10)</sup>。本PCa型枠の強度特性値の標準値および3等分曲げ試験における引張縁曲げ応力とたわみの関係を表-1および図-3に示す。

SC構造橋脚の構造性能を検討する場合、1)耐力および変形性能の確認、2)地震時を想定した正負交番荷重下での塑性変形能力の評価方法、の検討が必要となる。そこで、本研究では、まず、鉄骨コンクリート複合構造梁試験体を用いて、曲げおよびせん断に関する基本的な特性を把握した。つぎに、橋脚模型試験体の正負交番荷重実験結果より、地震時の変形性能について検討した。

## 2. 梁試験体の実験結果に基づく、耐力および変形性能の評価

本章では、SC構造の構造性能の基本となる耐力および変形性能について、梁試験体の荷重実験結果に基づき評価した結果を述べる。

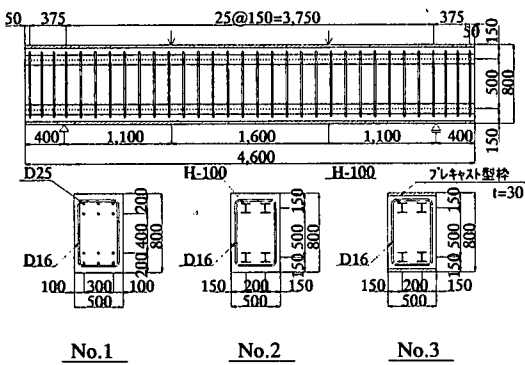
### (1) 実験方法

実験は突起付きH形鋼を主鋼材とするSC構造梁試験体および比較のために実施した鉄筋コンクリート構造(以下RC構造と称す)梁試験体を用いて実施した。

表-2 試験体仕様および実験結果

No.	構造形式	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	主鋼材		せん断補強筋		曲げひび割れ発生荷重 (kN)	せん断ひび割れ発生荷重 (kN)	主鋼材降伏荷重 (kN)	せん断補強筋降伏荷重 (kN)	終局荷重 (kN)	破壊モード		
			形状仕様	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	仕様間隔 (mm)	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )								
1	RC構造	36.1	異形鉄筋 D25	386	D16 φ150	383	235 (243)	549 (448)	1156 (1137)	-	1490 (1401)	曲げ		
2	SC構造	35.0	突起付き H形鋼	320			D10 φ300	381	176 (237)	588 (456)	1019 (1009)	-	1392 (1272)	曲げ
3		28.8	100×100						392 (210)	784 (427)	1137 (1009)	-	1431 (1238)	曲げ
4	RC構造	34.2	異形鉄筋 D32	376	D10 φ300	381	196 (176)	748 (751)	-	981 (955)	1340	せん断		
5	SC構造	28.1	突起付き H形鋼	392			D10 φ300	381	227 (152)	668 (698)	-	1060 (904)	1697	せん断
6		32.9	150×150						217 (171)	765 (737)	-	1059 (941)	1785	せん断

( ) 内の数値は計算値



(a) 曲げ破壊を想定した梁試験体

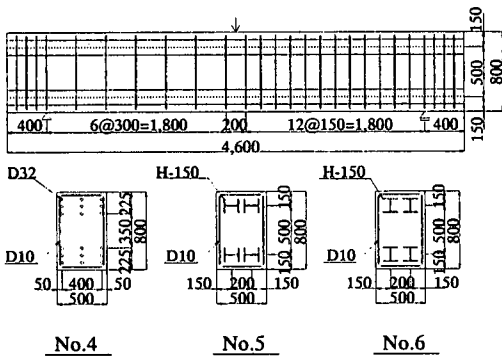


図-4 梁試験体

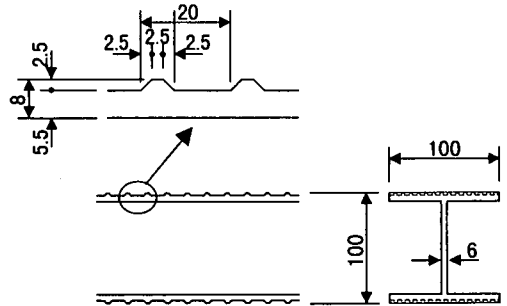


図-5 実験で使用した突起付きH形鋼

a) 試験体

図-4 に試験体を示す。試験体は6体で、No. 1~No. 3 は曲げ破壊を想定したものであり、主鋼材比 0.94% (No. 1) および 0.91% (No. 2, No. 3), せん断補強筋比 0.53% である。No. 4~No. 6 はせん断破壊を想定したものであり、主鋼材比 2.20% (No. 4) および

2.11% (No. 5, No. 6), せん断補強筋比は、0.10% である。また、それぞれ、No. 1 および No. 4 は RC 構造であり、そのほかの試験体は SC 構造である。また、No. 3 には、引張縁および圧縮縁に PCa 型枠を配置している。主鋼材および主鉄筋は試験体両端部に鋼板に溶接し、定着している。表-2 に各試験体の諸元を示す。

通常本研究の対象とする SC 構造橋脚において実際に使用される突起付き H 形鋼は図-2 に示すものであるが、実験においては、試験体の寸法上の制約より、H-100 および H-150 を使用した。これらは、市販の H 形鋼を図-5 に H-100 の場合を示すように突起高さ 2.5 (mm)、突起幅 2.5 (mm)、突起間隔 20 (mm) に削り出すことによって、H-100-100-6-5.5 (ウェブ高さ-フランジ幅-ウェブ厚さ-非突起部フランジ厚さ) および H-150-150-7-8.2 となるように加工したものである。

b) 荷重方法

荷重位置は各試験体とも図中に示すように、No. 1~No. 3 においては等曲げ区間を有する 2 点荷重とし、No. 4~No. 6 においては 1 点集中荷重とした。いずれの試験体も荷重方法は単調荷重とした。

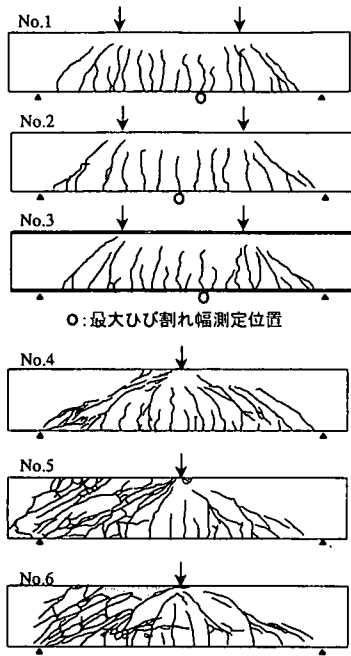


図-6 ひび割れ図(終局時)

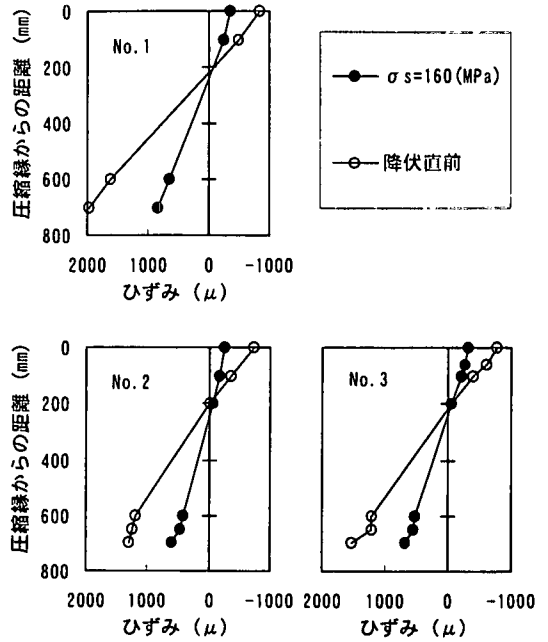


図-7 断面内のひずみ分布

## (2) 実験結果

実験結果の一覧を表-2 に示す。No. 1～No. 3 は曲げ破壊で、No. 4～No. 6 はせん断破壊で終局を迎えている。また、括弧内は、それぞれの実験結果に対応する計算値である。曲げ降伏および曲げ終局耐力は、平面保持を仮定して、土木学会コンクリート標準示方書（以後、RC 示方書と呼ぶ）<sup>3), 11)</sup> に示される手法で計算した。斜めひび割れ発生荷重については、RC 示方書式基式となった二羽ら<sup>12)</sup> の式を用いて計算した。本論文においてはせん断補強筋降伏時耐力をせん断耐力として取り扱い、せん断耐力は、修正トラス理論を仮定して評価した。また、これらの耐力算定手法および式を SC 構造に適用する際には、H 形鋼を圆心位置を一致させた等価な断面積を有する鉄筋に置換して計算している。以後、特に断らない限り、全ての試験体の曲げ耐力およびせん断耐力は本手法、式および換算方法で計算している。

## (3) 曲げ破壊性状に関する考察

### a) ひび割れ性状

図-6 に終局時におけるひび割れ図を示す。曲げ破壊をした No. 1～No. 3 について等曲げ区間のひび割れ本数に着目すれば、RC 構造である No. 1 に比べ、SC 構造である No. 2 はひび割れ本数が若干少ない。しかしながら SC 構造に PCa 型枠を配置した No. 3 においては、等曲げ区間のひび割れ本数はほぼ No. 1 と同様である。これは、本 PCa 型枠が部材と一体となって挙動し、PCa 型枠内に

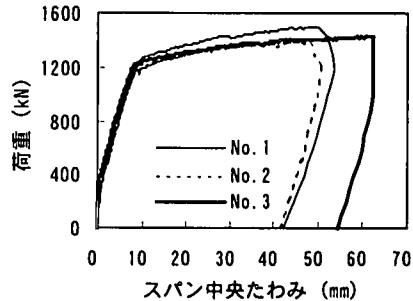
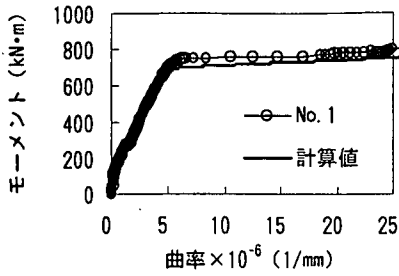


図-8 荷重-たわみの関係 (No. 1, No. 2, No. 3)

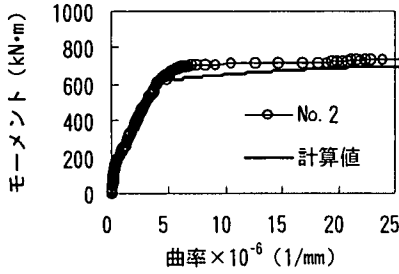
含まれる鋼繊維の効果でひび割れ分散効果があることによる<sup>10)</sup>。

### b) 断面内のひずみ分布

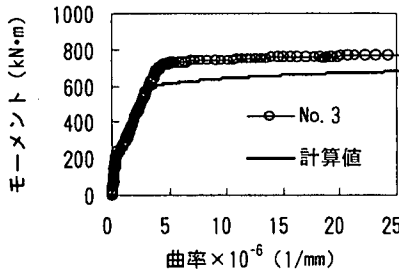
図-7 は No. 1～No. 3 の主鋼材応力  $\sigma_s = 160 \text{ (N/mm}^2\text{)}$  と降伏直前における等モーメント区間中央部における部材断面内のひずみ分布を示したものである。圧縮縁においては、表面に貼付したコンクリートゲージの測定値を示し、PCa 型枠を配置した No. 3 においては、圧縮縁より 60 (mm) の位置に貼付したコンクリートゲージの測定値も示している。その他の位置においては、鉄筋および鉄骨の各位置に貼付したひずみゲージの測定値を示している。いずれの試験体においても部材断面内でひずみ分布はほぼ直線上に分布し、平面保持が成立している。



(a) No. 1 試験体



(b) No. 2 試験体



(c) No. 3 試験体

図-9 モーメント-曲率関係

c) 曲げ耐力および曲げ変形性能

図-8 に No. 1～No. 3 の荷重とスパン中央たわみの関係を示す。いずれの試験体も圧縮縁の圧壊で最大耐力に達し、終局を迎えているが、耐力は表-2 に示される計算値とほぼ一致している。また、No. 1 および No. 2 は主鋼材の違いに因らず同様な変形特性を示している。一方、No. 3 の終局変位は No. 2 を上回る結果となっており、終局変位の増加に伴い耐力も若干増加している。これらは、圧縮縁に配置された PCa 型枠に含まれる鋼繊維の効果で、梁の圧縮縁圧壊ひずみが増加した結果であると考えられる<sup>13)</sup>。

図-9 は曲げモーメントと曲率の関係を示したものである。曲率の実測値は、次式により算出した。

$$\phi = (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) / d \quad (1)$$

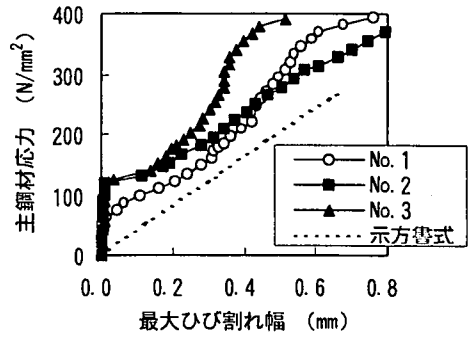


図-10 主鋼材応力-最大ひび割れ幅関係

ここで、

- $\epsilon_{sm}$  : 等モーメント区間における引張側鋼材の平均ひずみ
- $\epsilon_{cm}$  : 等モーメント区間における圧縮縁コンクリートひずみの平均値
- $d$  : 有効高さ

また、計算値は平面保持を仮定したものであり、コンクリートには RC 示方書<sup>3)</sup>に示される応力-ひずみ関係を適用し、鋼材は材料試験結果に基づく弾性係数と降伏強度によるバイリニアを仮定した。No. 1 および No. 2 においては計算値と実測値は良く対応している。また、No. 3 については、計算値のモーメントが実測値を若干下回っている。これは、No. 3 の計算において、引張縁および圧縮縁に配置した鋼繊維補強 PCa 型枠を考慮していないことによるものと推測される。しかしながら、PCa 型枠の曲げ耐力に占める割合は僅かであり、実構造においては、この割合が一般的にはさらに減少することから、実用上は考慮する必要はないと考えられる。

d) 荷重と曲げひび割れ幅の関係

図-10 に主鋼材応力と最大ひび割れ幅の関係を示す。このときの主鋼材応力はひずみ測定値より弾性を仮定して求めたものである。また、最大ひび割れ幅は、等曲げ区間の引張縁に標点間隔 100(mm) で設置した非接触型変位計の実測値の内、最大なものを標点内のひび割れ本数が 1 本であることを確認した上で、コンクリートのひずみを無視してひび割れ幅として評価した。図中には RC 示方書<sup>3)</sup>による曲げひび割れ幅の計算値を No. 2 について示した。計算においては、H 形鋼を等価な断面積を持つ直径の異形鉄筋に置き換え、かぶり等の諸元を評価した。No. 1 と No. 2 のひび割れ幅は、主鋼材応力 300(N/mm<sup>2</sup>)程度まではほぼ同様であり、それ以降、No. 2 のひび割れ幅が No. 1 を上回るようになっている。また、No. 3 には、PCa 型枠によるひび割れ幅抑制効果が現れている<sup>10)</sup>。

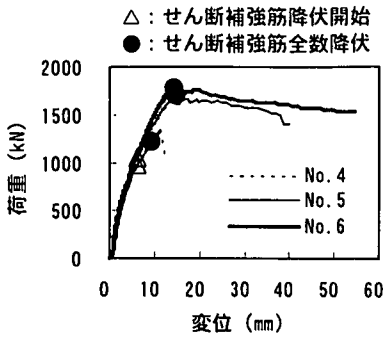


図-11 荷重-たわみの関係

#### (4) せん断破壊性状に関する考察

##### a) ひび割れ性状

図-6 のひび割れ図において、せん断破壊をした No. 4～No. 6 については、いずれも荷重点と支点近傍を結ぶ斜めひび割れ位置で支配的な破壊が生じていることが示されている。SC 構造試験体においては、荷重点と支点を結ぶ線の外側にも斜めひび割れが発生しているが、これらは最大耐力以降に発生したものである。

##### b) せん断耐力および変形性能

図-11 に No. 4～No. 6 の荷重とスパン中央たわみの関係を示す。各試験体のせん断スパン内の全せん断補強筋には、試験体軸線上および上下に 200mm ピッチにひずみゲージが貼付してある。図中の△はせん断補強筋の降伏が確認された荷重であり、●はせん断スパン内の全てのせん断補強筋の降伏が確認された荷重である。いずれの試験体も全せん断補強筋が降伏した直後に最大耐力を記録している。また、SC 構造試験体である No. 5 および No. 6 は最大耐力を記録した後も直ちに急激な荷重低下には至らず、緩やかに荷重を低下させていく。表-2 に実験結果と計算結果の比較を示すが、斜めひび割れ発生荷重はいずれの場合も実験結果と計算結果は良く一致している。また、せん断補強筋の降伏開始荷重をせん断耐力とした場合、実験値と計算値は概ね一致している。すなわち、修正トラス理論に基づく、RC 構造に対する既往のせん断耐力評価式の適用が可能であることが判明した。せん断補強筋の降伏後も耐力が増加する要因としては、斜めひび割れ位置におけるダウエル効果等で、鋼材が直接受け持つせん断力が鉄筋に比べ大きいことが考えられる。現在、せん断補強筋降伏以降のせん断耐力の増加は、RC 構造においては設計上考慮されていないが、SC 構造においてはその割合が高いことより、今後の検討課題であると言える。

### 3. 橋脚模型試験体の正負交番載荷実験

本章では、SC 構造橋脚の地震時の耐荷性状について検討することを目的として実施した橋脚模型試験体の正負交番載荷実験結果について述べる。実験は以下に示す 4 つのシリーズに分けて実施している。なお、個々のシリーズの実験結果については、別報<sup>1), 14), 15), 16)</sup>にて報告しているので、ここでは、その後新たに得られた知見および次章以降の検討に必要な結果、考察を示す。

#### (1) 実験方法

##### a) 試験体

表-3 に全 18 体の試験体諸元の一覧を示す。12 体は SC 構造試験体であり、6 体は比較のために行った RC 構造試験体である。

**D シリーズ**：D シリーズは、比較的大きなせん断スパン比 (4.4) を持ち、十分な帯鉄筋が配置され、せん断耐力と曲げ耐力の比 (以下、せん断余裕度と呼ぶ) が大きく (1.5～2.5)、曲げ破壊が支配的となり、大きな変形量が確保されることを想定したシリーズである。実際の橋脚の多くはこの範疇に入る。D シリーズ試験体の形状寸法を図-12 に示す。主な実験パラメータは、帯鉄筋量、H 形鋼の向き、H 形鋼の突起の有無である。

**S, SH シリーズ**：本シリーズは矩形充実 (S) および矩形中空 (SH) 断面であり、せん断スパン比が比較的小さく (2.5 程度)、せん断余裕度が小さい試験体 (1.2～1.5) のシリーズである。曲げ破壊が先行するが、変形および繰返し数の増加とともにせん断破壊に移行し、耐震性能を失う破壊過程を想定したシリーズである。試験体の形状寸法を図-13 に示す。主な実験パラメータは、帯鉄筋量、鋼繊維補強 PCa 型枠の有無である。

**CH シリーズ, RH シリーズ**：それぞれ、本 SC 構造を採用した円形中空断面橋脚<sup>1)</sup> (図-14)、矩形中空断面橋脚<sup>10)</sup> (図-15) をモデル化した試験体である。

##### b) 使用材料

各試験体の使用鋼材およびコンクリート強度を表-3 に示す。また、SC 構造の主鋼材に使用した突起付き H 形鋼は、図-5 に示すものである。

##### c) 載荷方法

いずれのシリーズも正負交番載荷とした。柱基部において引張側主鋼材の図心位置のひずみが降伏した状態の載荷荷重および荷重点変位を降伏時荷重 ( $P_y$ )、降伏時変位 ( $\delta_y$ ) とし、以後  $\delta_y$  の整数倍の変位を順次載荷した。終局変位 ( $\delta_u$ ) は、S, SH 以外の全シリーズについては  $P_y$  を下回る時とした。S, SH シリーズの  $\delta_u$  の定義については後述する。同一変位での繰返し回数は、D シリーズでは主鋼材の破断を抑制する観点から 1 回、他のシリーズでは 3 回とした。

表-3 橋脚模型試験体一覧

試験体名 *1	せん断 スパン $l_0$ (cm)	有効 高さ $d$ (cm)	コンクリート 強度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	軸力 (kN)	主鋼材 *2	主鋼材 降伏強度 $f_{sy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	主鋼材 比 $p$ *3	帯鉄筋		帯鉄筋 降伏強度 $f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	せん断 補強筋比 $p_s$	横拘束筋 体積比 $\rho_s$ *4
								径 (mm)	間隔 (mm)			
D-RC-1	219	50	30	847	D16	386	0.021	D10	100	385	0.0048	0.0163
D-SC-1	219	50	33	847	SH100	274	0.025	D10	100	385	0.0048	0.0178
D-SC-2	219	50	35	847	SH強100	274	0.025	D10	100	385	0.0048	0.0178
D-SC-3	219	50	33	847	NH100	274	0.030	D10	100	385	0.0048	0.0178
D-SC-4	219	50	33	847	NH100	274	0.030	D10	200	385	0.0024	0.0089
S-RC-1	128	48	31	0	D32	378	0.021	D13	120	385	0.0038	0.0095
S-SC-1	128	43	29	0	NH100	349	0.029	D13	120	370	0.0038	0.0095
S-SC-2	128	43	31	0	SH100	349	0.024	D13	120	370	0.0038	0.0095
S-SC-3F	128	43	29	0	SH100	353	0.024	D13	120	385	0.0038	0.0095
S-SC-4F	128	43	25	0	SH100	353	0.024	D13	180	385	0.0026	0.0063
SH-RC-1	128	48	48	0	D32	378	0.021	D13	150	385	0.0031	0.0076
SH-SC-1F	128	43	47	0	SH100	353	0.024	D13	150	385	0.0031	0.0076
CH-RC-1	280	74	33	490	D22	400	0.015	D13	150	397	0.0021	0.0041
CH-SC-1F	280	74	36	490	SH強100	321	0.021	D13	150	397	0.0021	0.0041
RH-RC-1	220	68	29	0	D16	333	0.007	D10	100	368	0.0024	0.0067
RH-SC-1F	220	68	34	0	SH100	342	0.006	D10	200	368	0.0012	0.0018
RH-RC-2	220	68	46	0	D22	317	0.010	D13	150	350	0.0028	0.0079
RH-SC-2F	220	68	38	0	SH100	375	0.010	D13	240	350	0.0018	0.0026

\*1: SH-SC-1F

シリーズ名(D, S(SH), CH, RH)  
構造形式(RC, SC)

シリーズ内番号, F=表面にPCa型枠を配置した試験体

Dシリーズ: 矩形充実断面, 寸法120×60cm CHシリーズ: 円形中空断面, 寸法φ90(中空部φ30)cm

Sシリーズ: 矩形充実断面, 寸法55×55cm RHシリーズ: 矩形中空断面, 寸法120×80(中空部70×30)cm

SHシリーズ: 矩形中空断面, 寸法55×55(中空部15×15)cm

\*2: Dは異形鉄筋を, NHは通常のH形鋼を, SHは突起付きH形鋼を, SH強は強軸(載荷方向に対してH形鋼の断面係数が大となる方向)向きの突起付きH形鋼を表す。記号の後の数値は寸法(mm)を表す

\*3: 主鋼材断面積を断面外面積で除したもの, \*4: 参考文献23)の定義による

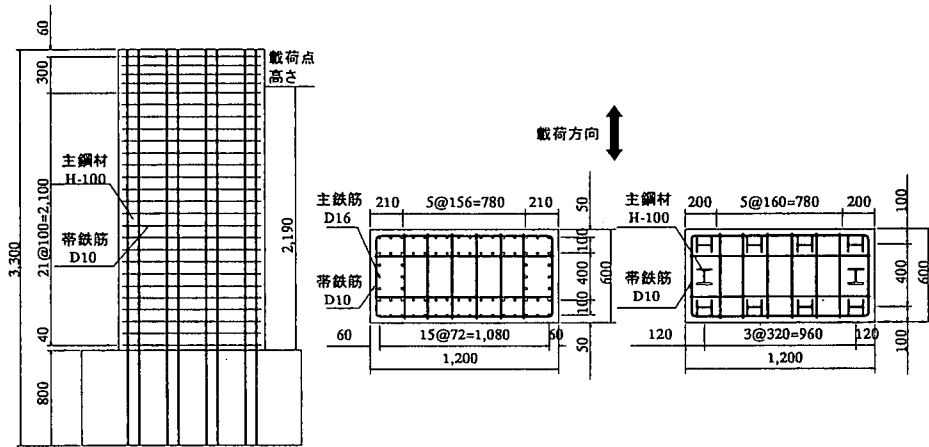


図-12 Dシリーズ試験体

## (2) 実験結果の概要

実験結果の一覧および曲げ耐力およびせん断耐力に関する計算値の一覧を表-4に示す。実験結果の内、 $P_y$  および  $P_u$  は正側載荷時に記録されたものを示している。また、 $\delta_y$ 、 $\delta_u$  については、正側および負側の載荷の内、先に  $\delta_u$  を記録した側の値を示している。また、諸耐力の計算方法は前述の梁試験体と同様であり、矩形および円形中空断面のせん断耐力算定における腹部幅および有効高さは、RC示方書に従っている。 $V_{pc}$  (PCa型枠のせん断寄与) については後述する。

## (3) Dシリーズ実験結果および考察

### a) 荷重-変位関係

図-16にD-RC-1とD-SC-1の荷重と載荷点における変位の関係を、図-17に各試験体の各変位ループにおける等価粘性減衰定数  $h_{eq}$  を示す。ここで、 $h_{eq}$  は図-18に示すものを用いた。帯鉄筋量が等しいD-RC-1とD-SC-1~3を比較すると、終局に至るまでのエネルギー吸収特性はほぼ同様であり、変形能力はSC構造試験体が優れていることが判る。また、D-SC-1とD-SC-2の比較およびD-SC-1とD-SC-3の比較より、H形鋼の向きおよび

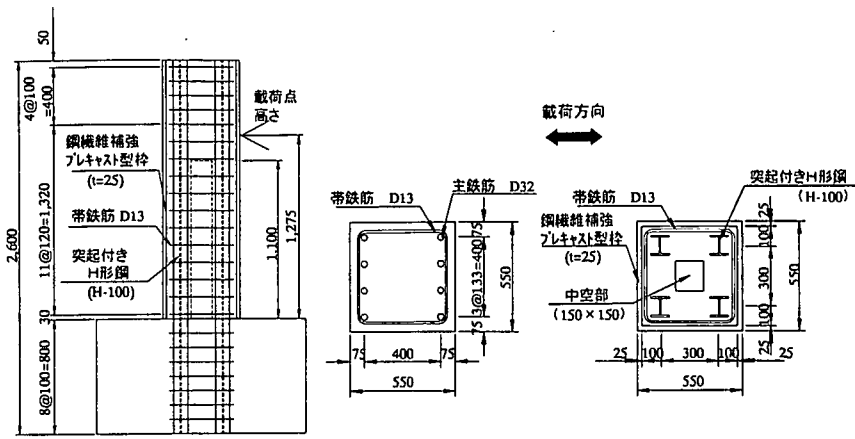


図-13 S, SH シリーズ試験体

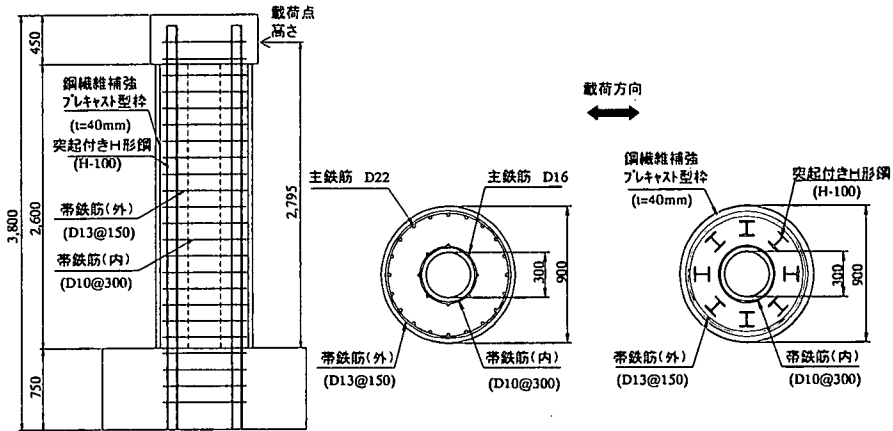


図-14 CH シリーズ試験体

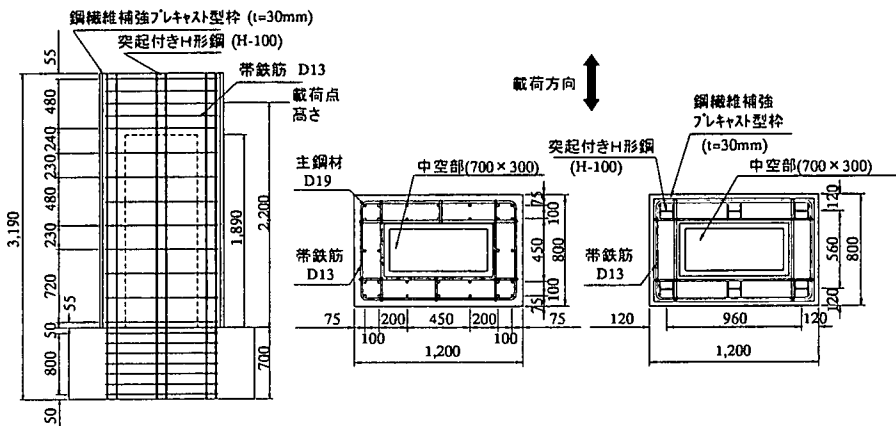


図-15 RH シリーズ試験体

突起の有無は履歴性状には影響を及ぼさないことが判る<sup>15)</sup>。ただし、表-4に示されるように、主鋼材として通常のH形鋼を用いたD-SC-3については、 $\delta_y$ および $\delta_u$ が若干大きくなっており、付着性状の違いが現れている。

b) ひび割れ性状

図-19は、D-RC-1, D-SC-1およびD-SC-3の終局時におけるひび割れ図を示す。図中斜線部はかぶりコンクリートが剥落した部分を示している。同図(a), (b)の比較より、試験体上部において、RC構造に比べ、SC構



表-4 橋脚模型試験体実験結果および計算耐力一覧

試験体名	実験結果					計算値					
	降伏時 荷重 $P_y$ (kN)	最大 荷重 $P_{max}$ (kN)	降伏時 変位 $\delta_y$ (cm)	終局 変位 $\delta_u$ (cm)	靱性率 $\mu_{exp}$ ( $\delta_u / \delta_y$ )	曲げ終 局耐力 $V_{mu}$ (kN)	せん断耐力				せん断 余裕度 $V_y / V_{mu}$
	$V_c$ (kN)	$V_s$ (kN)	$V_{PCa}$ (kN)	$V_y$ (kN)							
D-RC-1	588	814	1.30	14.45	11.1	664	483	954	-	1438	2.16
D-SC-1	520	701	1.00	19.03	19.0	601	521	954	-	1475	2.45
D-SC-2	520	752	1.00	19.00	19.0	609	529	954	-	1483	2.43
D-SC-3	585	761	1.20	24.02	20.1	694	555	954	-	1509	2.18
D-SC-4	544	759	1.00	15.90	15.9	693	555	477	-	1032	1.49
S-RC-1	388	455	0.69	3.82	5.5	409	267	336	-	603	1.47
S-SC-1	386	469	0.71	5.60	7.9	446	268	289	-	557	1.25
S-SC-2	361	439	0.71	6.15	8.7	382	253	289	-	543	1.42
S-SC-3F	367	419	0.70	7.55	10.8	382	250	300	71	621	1.63
S-SC-4F	374	406	0.70	6.04	8.6	370	238	200	71	509	1.37
SH-RC-1	365	458	0.63	3.53	5.6	425	251	269	-	519	1.22
SH-SC-1F	379	419	0.66	6.65	10.1	424	237	240	71	548	1.29
CH-RC-1	423	530	1.72	11.21	6.5	518	255	430	-	684	1.32
CH-SC-1F	450	599	1.58	13.89	8.8	537	280	394	149	823	1.53
RH-RC-1	265	355	0.51	6.78	13.3	356	254	616	-	870	2.44
RH-SC-1F	325	356	0.61	5.31	8.7	408	274	310	103	688	1.69
RH-RC-2	408	521	0.70	9.10	13.0	492	334	694	-	1028	2.09
RH-SC-2F	476	579	0.70	7.19	10.3	543	337	437	113	887	1.63

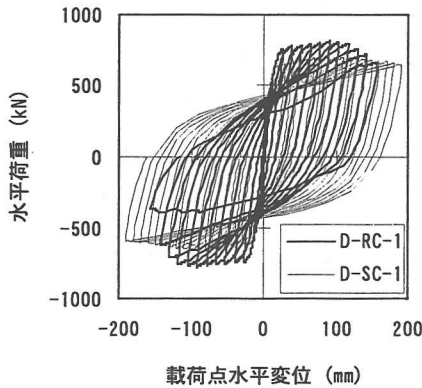


図-16 荷重-変位関係

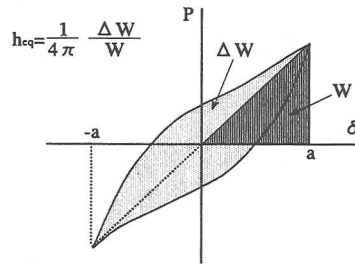


図-18 等価粘性減衰定数の定義

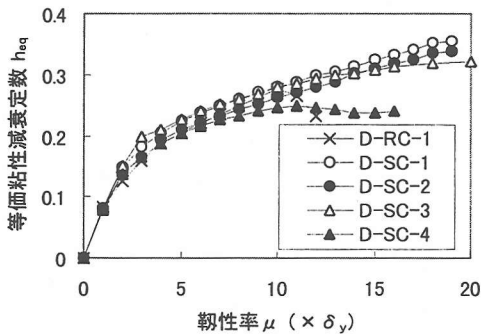
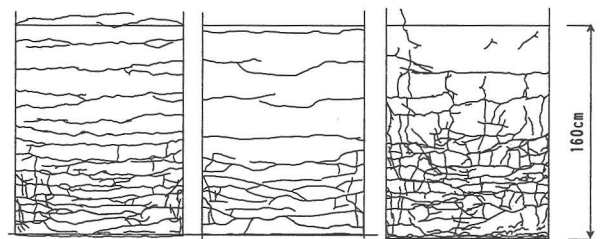


図-17 Dシリーズ各試験体の等価粘性減衰定数

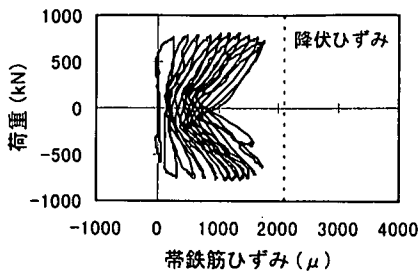


(a) D-RC-1 (b) D-SC-1 (c) D-SC-3  
図-19 ひび割れ図

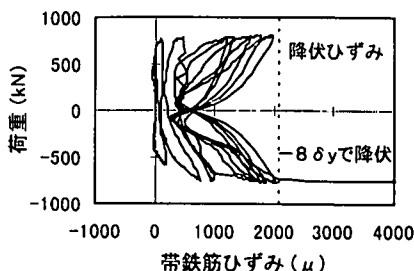
造のひび割れ分散性が若干劣るようであるが、大地震時に塑性ヒンジを形成し、地震エネルギーを吸収する柱基部におけるひび割れ性状はほぼ同様である。また、同図(b), (c)より、SC構造において主鋼材を突起付きH形鋼と通常のH形鋼とした場合のひび割れ性状を比較すると、通常のH形鋼において主鋼材に沿った縦ひ

び割れの発生が見られ、また柱基部のかぶりコンクリートの剥落が大きい<sup>15)</sup>。

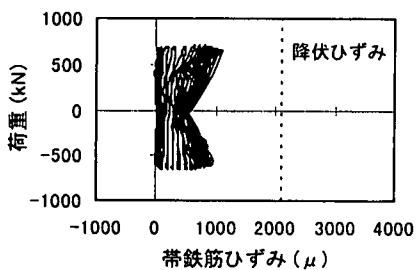
かぶりコンクリートの剥落のメカニズムを検討したものとして島ら<sup>17)</sup>の研究がある。それによれば、交番荷重下における引張降伏後の軸方向鋼材には、圧縮力が作用する状態において、残留曲率や残留抜け出しの



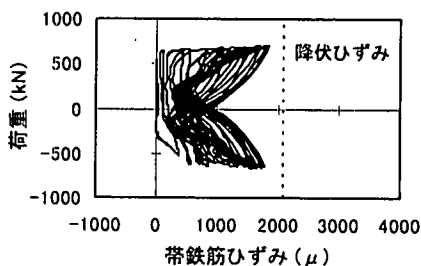
(a) D-RC-1 (基部より 650mm, 側面中央部)



(b) D-RC-1 (柱基部, 側面中央部)

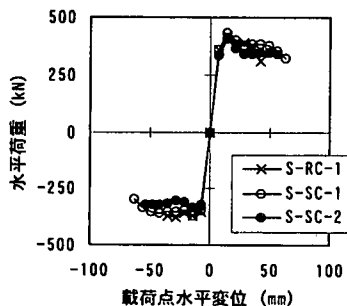


(c) D-SC-1 (基部より 650mm, 側面中央部)

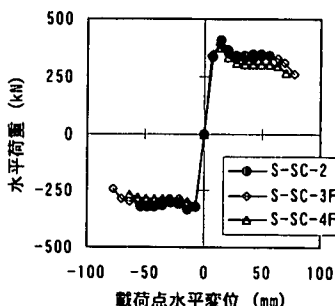


(d) D-SC-1 (柱基部, 側面中央部)

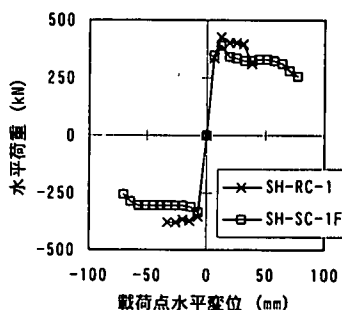
図-20 帯鉄筋のひずみ履歴



(a) S-RC-1, S-SC-1, S-SC-2



(b) S-SC-2, S-SC-3F, S-SC-4F



(c) SH-RC-1, SH-SC-1F

図-21 荷重-変位関係 (S, SH シリーズ)

ために曲率が存在している。このような状態で圧縮力を受けることにより、軸方向鋼材が外側にはらみ出そうとする微小変形を生じる。これにより、かぶりコンクリートが割裂破壊を起こし剥落する。主鋼材の付着力が大きい場合には、この圧縮力は躯体基部のひび割れ近傍に集中すると考えられる。なぜならば、ひび割れより離れた位置においては、付着力により圧縮力の一部をコンクリートが受け持つからである。主鋼材の付着力が小さい場合は、その逆であり、ひび割れより離れた位置においても主鋼材は大きな圧縮力を受け持ち、曲げ半径が大きくなることと相まって、よりはら

みやすくなる。このような考え方に基づけば、通常のH形鋼の場合においてかぶりコンクリートの剥落の進行が大きいことや割裂ひび割れと思われる主鋼材に沿った縦ひび割れが発生しやすいことが説明される。

#### c) 荷重-帯鉄筋ひずみ関係

図-20にD-RC-1とD-SC-1の側面中央部における帯鉄筋のひずみ履歴を示す<sup>16)</sup>。同図(b), (d)はそれぞれ柱基部の帯鉄筋ひずみであり、(a), (c)は柱基部より650mm位置の帯鉄筋のひずみ履歴である。柱基部においては、D-RC-1の帯鉄筋ひずみが $8\delta_y$ の載荷以降に急増し、降伏しているが、D-SC-1の帯鉄筋ひずみは、降伏

していない。一方、柱基部より 650mm 位置においては、両試験体ともに降伏には至っていない。これらの試験体には 0.48(%) のせん断補強筋が配置され、せん断破壊に換算すると 2 以上となっており、せん断破壊が起こることは考えられない。また、実験時の観察結果によれば、D-RC-1 における主鉄筋の座屈 (はらみだし) は  $8\delta_y$  から生じており、帯鉄筋ひずみの降伏は、主鉄筋の座屈によるものであると考えられる。帯鉄筋は、せん断耐力を向上させ、急激な破壊に至らしめないこと、およびコアコンクリートを拘束し、圧壊させないことを目的として配置されているが、RC 構造においては、変形の増加に伴う主鉄筋の座屈とともにその機能を失うことになる。一方、SC 構造の主鋼材として用いている H 形鋼は、鉄筋に比べ座屈抵抗性が高いことから、変形が進んだ状態においても座屈することなく、帯鉄筋はせん断補強効果およびコアコンクリートの拘束効果を発揮し続けることになる。H 形鋼の座屈抵抗性が変形性能に及ぼす影響については後述する。

#### (4) S, SH シリーズ実験結果および考察

##### a) 荷重-変位関係

図-21 に S, SH シリーズ各試験体の荷重と載荷点変位の包絡線を示す<sup>15)</sup>。各試験体とも正側  $2\delta_y$  時に最大耐力に達している。これは、S, SH シリーズの試験体が、圧縮側および引張側主鋼材がそれぞれ 1 段配筋となっており、側方鋼材 (鉄筋, H 形鋼) を持たないこと、および、軸力を作用させていないことによるものであると考えられる。すなわち、①側方鋼材を持たない断面では、引張側の主鋼材が降伏した後は、断面内でそれ以上の引張力を負担することができない。②軸力が作用していない断面において、断面両側の主鋼材がひとたび引張降伏し、塑性ひずみを生じた後は、引張側の主鋼材に作用する引張力と圧縮側の主鋼材に作用する圧縮力が釣り合う形となる。③それらの結果、断面両側の主鋼材が完全に引張降伏を経験し、塑性ひずみが発生する前後である正側載荷  $2\delta_y$  から  $3\delta_y$  にかけて、断面内のモーメントアーム長が減少する。④これにより、耐力の低下が生じる。図-22 に S-RC-1 および S-SC-3F における正側加力各  $\delta_y$  整数倍変位時の引張側および引張側主鋼材の作用力を示す。主鋼材作用荷重は、柱基部主鋼材図心位置でのひずみ履歴の実測値より加藤モデル<sup>18)</sup>を用いて応力を計算し、算出したものである。 $2\delta_y$ -1 回目から 2 回目にかけて圧縮側主鋼材の作用力が急増し、以降、引張側の主鋼材作用力とほぼ釣り合う状態になっている。耐震性を評価する上での靱性とは、正負交番荷重下で崩壊を生ずることなく変形し得る能力である。したがって、以上のような考察および検討結果に基づき、表-4 における S, SH シリ

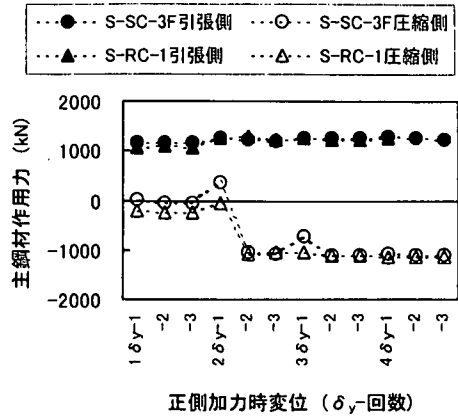


図-22 主鋼材作用力

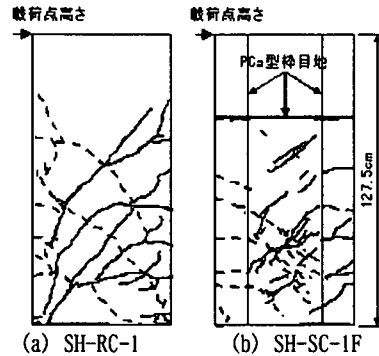


図-23 ひび割れ図

ーズの終局変位 (靱性) は、次式で示す鋼材の全塑性モーメントを下回る場合とした。

$$M_{u,(S,SH)} = \frac{L_s}{2} (A_s f_y + A'_s f'_y) \quad (2)$$

ここで、

$M_{u,(S,SH)}$  : S, SH シリーズの終局時モーメント

$L_s$  : 圧縮側主鋼材と引張側主鋼材の図心間距離

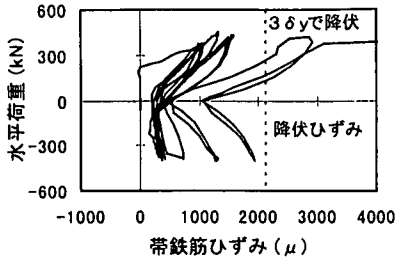
$A_s, A'_s$  : 引張, 圧縮主鋼材面積

$f_y, f'_y$  : 引張, 圧縮主鋼材降伏強度

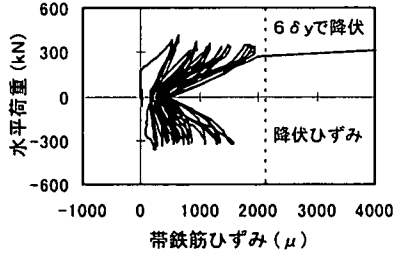
図-21 より、SC 構造試験体では急激な耐力の低下が生じない結果となっている。S-SC-2 と S-SC-3F の比較により、柱周面に PCa 型枠を配置することによって、交番荷重下における変形性能が高まることが示されている。PCa 型枠が変形性能に及ぼす影響については次章で考察する。

##### b) ひび割れ性状

SH-RC-1 と SH-SC-1F の側面のひび割れ図を図-23 に



(a) SH-RC-1 試験体



(b) SH-SC-1F 試験体

図-24 帯鉄筋のひずみ履歴

示す。SH-SC-1F では、SH-RC-1 に比べ側面中央部分で斜めひび割れが分散し、多数本発生しているが、部材全体を貫通する斜めひび割れの進展は少ないことが示されている。

### c) 荷重-帯鉄筋ひずみ関係

図-24 に基部より 300mm 位置の側面中央部帯鉄筋のひずみ履歴を示す<sup>16)</sup>。どちらの試験体も繰返し載荷の過程でひずみが増加していき、最終的には降伏に至っている。すなわち、曲げ降伏が先行し、変形および繰返し増加により、せん断耐力が減少し、せん断破壊に移行したことを示している。SH-RC-1 に比べると、SH-SC-1F は、繰返し載荷の中での帯鉄筋のひずみ増加の割合が小さい。鋼繊維補強 PCa 型枠にはせん断補強効果があることが実験的に明らかにされており<sup>19)</sup>、その効果が発揮されたものと考えられる。

### (5) CH, RH シリーズ実験結果

荷重と載荷点変位の包絡線を図-25 および図-26 示す。これまでの検討結果により、中空構造橋脚へも SC 構造の適用が可能であることが確認されている<sup>1), 14)</sup>。本シリーズの実験結果は 6 章における終局変位の算定方法の検討において、他のシリーズとともに用いる。

## 4. SC 構造橋脚の変形性能に関する考察

本章では、SC 構造橋脚の変形性能に関する検討結果

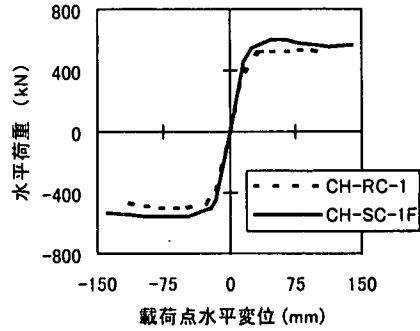


図-25 荷重-変位の包絡線(CH シリーズ)

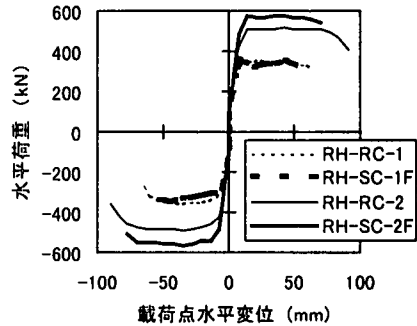


図-26 荷重-変位の包絡線(RH シリーズ)

について述べる。検討は、3 章に示す実験結果において、SC 構造試験体の変形性能に影響を及ぼしていると考えられた、鋼繊維補強 PCa 型枠の効果と、主鋼材である突起付き H 形鋼の座屈抵抗性について行う。

### (1) 鋼繊維補強プレキャスト型枠による変形性能の向上効果について

主鋼材降伏後のせん断破壊や主鋼材の座屈、コンクリートの圧壊といった、交番荷重下の部材の変形性能に影響を及ぼす種々の現象を総括的に表すものとしてせん断余裕度が挙げられる。ここではせん断余裕度に着目し、本 PCa 型枠を配置することによる変形性能の向上効果に関する評価を行う。ここでの検討では、S, SH シリーズの実験結果を用いる。S, SH シリーズで検討を行う理由は、本シリーズが PCa 型枠の有無をパラメータとし、かつ、せん断余裕度が小さく、終局時にはせん断破壊的な性状を示しているからである。

#### a) PCa 型枠によるせん断補強効果

著者らは、本研究の対象とする鋼繊維補強プレキャスト型枠を棒部材の側面に配置した場合のせん断補強効果に対し、図-27 に示すような修正トラス理論に基づく、耐力算定法を提案している<sup>19)</sup>。斜めひび割れを跨ぐ PCa 型枠中の鋼繊維のせん断奇与分を  $V_{pc}$  とすると、せん断耐力は次式で与えられる。

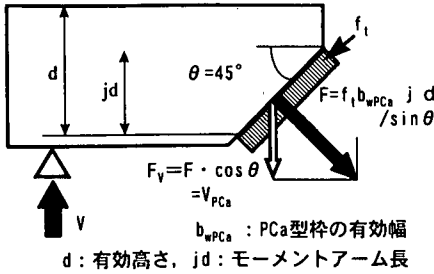


図-27 PCa 型枠によるせん断補強の概念図

$$V_y = V_c + V_s + V_{PCa} \quad (3)$$

ここで、

- $V_y$  : せん断補強筋降伏時耐力
- $V_c$  : せん断補強筋を用いない棒部材のせん断耐力
- $V_s$  : せん断補強筋により受け持たれるせん断耐力
- $V_{PCa}$  : 斜めひび割れを跨ぐ PCa 型枠中の鋼繊維のせん断寄与分

$V_{PCa}$  はせん断補強筋と同様に直接せん断力を負担するものであり、せん断補強筋降伏時に PCa 型枠が斜めひび割れ位置において引張強度  $f_t$  に達しているとして式(4)により算出される。 $f_t$  は PCa 型枠内の鋼繊維の混入率、配向、強度等によって式(5)で算出される<sup>19)</sup>。

$$V_{PCa} = f_t b_{wPCa} jd / \tan \theta \quad (4)$$

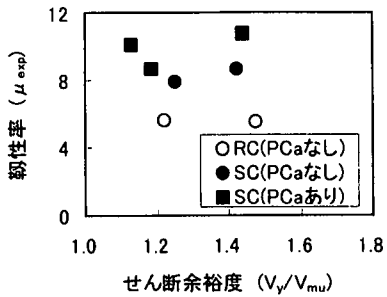
$$f_t = \frac{3}{40} p \left\{ \cos^4 \alpha + 3 + \frac{1}{3} (\cos 2\alpha + 2 \cos^2 \alpha) \right\} f_{fy} \quad (5)$$

ここで、

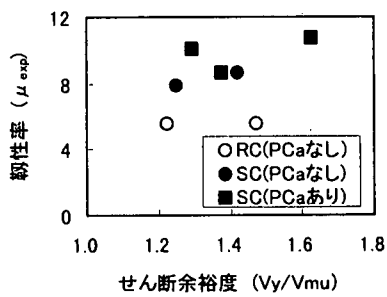
- $b_{wPCa}$  : PCa 型枠の幅
- $jd$  : モーメントアーム長
- $f_t$  : PCa 型枠の引張強度
- $p$  : 鋼繊維の体積混入率
- $\alpha$  : PCa 型枠内で鋼繊維が取り得る最大角度
- $f_{fy}$  : 鋼繊維の降伏強度

b) PCa 型枠のせん断寄与を考慮した靱性率の評価

本手法によるせん断耐力の計算値は表-4 に示してある。図-28 は S, SH シリーズの各試験体について、せん断余裕度と靱性率の関係を示したものである。同図(a)は PCa 型枠によるせん断寄与を考慮しない場合であり、同図(b)は考慮した場合である。SC 構造試験体において、



(a) PCa のせん断寄与を考慮しない場合



(b) PCa のせん断寄与を考慮した場合

図-28 せん断余裕度と靱性率の関係

(a)では PCa 型枠を配置した試験体の靱性率が配置していない試験体の靱性率を上回っているのに対し、(b)においては、ほぼせん断余裕度に応じた靱性率が得られている。すなわち、本 PCa 型枠を配置することによる靱性向上効果は、PCa 型枠のせん断寄与を考慮することによって評価される。以上により、本 PCa 型枠が交番荷重下の変形能力に寄与していることが示された。しかしながら、PCa 型枠のせん断寄与を考慮してもなお、SC 構造試験体の靱性率が RC 構造試験体の靱性率を上回っている。これは、前述したように SC 構造においては、せん断補強筋降伏以降のせん断耐力増加量が RC 構造に比べて大きいこと、および、次節で述べる主鋼材の座屈抵抗性の違いであると考えられる。

(2) 主鋼材の座屈が変形状に及ぼす影響に関する検討

本節においては、SC 構造部材の交番荷重下の変形状について主鋼材の座屈に着目して検討する。

a) 交番荷重下の部材の変形特性について

十分にせん断補強された RC 部材が交番荷重を受けた場合、最大耐力近傍でかぶりコンクリートの剥落が生じ、その後主鉄筋が座屈を生じる。主鉄筋が座屈を生じると鉄筋が圧縮力を負担できなくなるため、耐力が低下する。この主鉄筋の座屈を抑制するために帯鉄筋

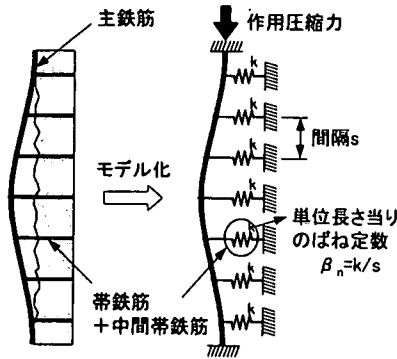


図-29 主鉄筋の座屈モデル<sup>21)</sup>

や中間帯鉄筋が配置されている。帯鉄筋、中間帯鉄筋は、図-20に示されるように、主鉄筋の座屈によるはらみ出しで降伏することになるが、降伏によりコンクリートの拘束効果を失い、せん断破壊や圧縮破壊を進ませる結果となる。小林ら<sup>20)</sup>は帯鉄筋の形状を変化させたRC柱の交番載荷実験結果から、帯鉄筋を圧縮側および引張側の主鉄筋に内接するように配置した場合においては、主鉄筋の座屈は通常の配筋に比べ早期に発生するものの、座屈により帯鉄筋が降伏することがないことから、コアコンクリートの圧縮破壊による急激な耐力の減少はむしろ抑制されることを示している。

一方、本研究の対象とするSC構造においては、主鋼材に鉄筋に比べ曲げ剛性の高いH形鋼が使用されているため、主鋼材座屈による耐力低下および帯鉄筋の降伏が生じにくいことが考えられる。以下では、既往の研究成果を踏まえ、本現象に関する検討を試みる。

### b) 主鉄筋の座屈モデル

増川ら<sup>21)</sup>は、座屈に対する安定解析を行い、かぶりコンクリートによる拘束がある間は、座屈に対して安定であることを示している。さらに、かぶりコンクリート剥落後の主鉄筋の座屈に関して図-29示すように主鉄筋を帯鉄筋や中間帯鉄筋からなる弾性支承上の単柱としてのモデル化を行った上で、弾性座屈理論を適用して、次式に示すような弾性座屈荷重および座屈長さで評価している。

$$P_{cr} = 32.4 \sqrt{\beta_n EI} \quad (6)$$

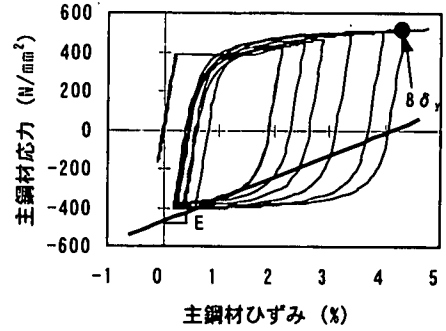
$$L_{cr} = 44 \sqrt{EI/\beta_n} \quad (7)$$

ここで、

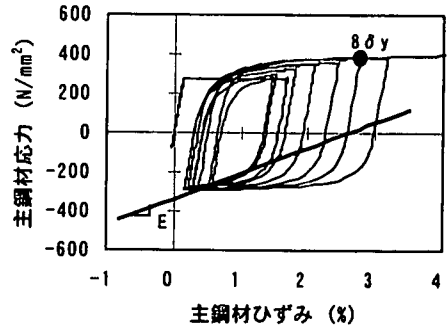
$P_{cr}$  : 弾性座屈荷重

$\beta_n$  : 帯鉄筋の曲げ剛性

$E$  : 座屈時の見かけの剛性



(a) D-RC-1 試験体



(b) D-SC-1 試験体

図-30 主鋼材のひずみ履歴

$I$  : 鉄筋の断面 2 次モーメント

$L_{cr}$  : 座屈長さ

また、帯鉄筋の曲げ剛性は断面内の帯鉄筋、中間帯鉄筋をバネとしてモデル化し、断面内における軸方向鉄筋 1 本当たりへのバネ定数  $k$  を算出し、高さ方向の帯鉄筋間隔  $s$  を考慮し、次式で算出する。

$$\beta_n = k/s \quad (8)$$

### c) 座屈モデルの実験結果への適用

本手法を D-RC-1 および D-SC-1 に適用した。これらの試験体を選定した理由は、D シリーズの試験体が十分にせん断補強されており、かつ、PCa 型枠を配置していないことから、主鋼材の座屈抵抗性に関する比較を行うのに適していると考えたためである。

図-30(a)はD-RC-1の柱基部における主鉄筋の応力-ひずみ履歴を示したものである。ひずみについては実測値を応力については実測ひずみより加藤モデル<sup>18)</sup>を用いて計算した。実験時の観察結果より本試験体においては $+8\delta_y$ から $-8\delta_y$ への載荷時に主鉄筋の座屈が観察されている。この時、主鉄筋の見かけの剛性  $E$

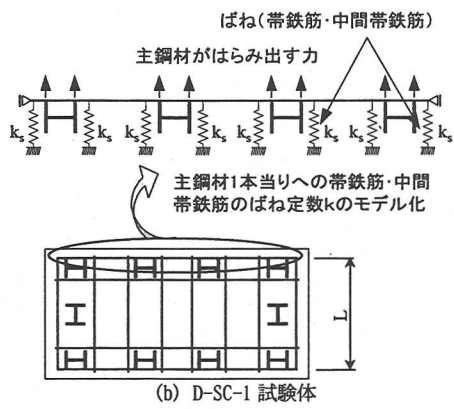
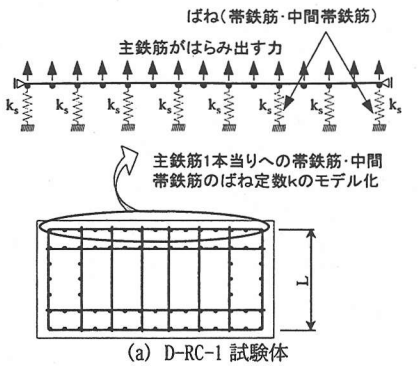


図-31 帯鉄筋・中間帯鉄筋のばね定数のモデル

は、初期弾性係数  $E_0$  との比で、図-30(a)より  $E=(1/16)E_0$  であった。

帯鉄筋および中間帯鉄筋による主鉄筋のはらみ出しに対する拘束ばね定数  $k$  は、図-31(a)に示すモデルで弾性計算により算出した。ここで、帯鉄筋および中間帯鉄筋の各1本当たりのばね定数  $k_s$  は次式で評価した。

$$k_s = (A_s E_s) / L \quad (9)$$

ここで、

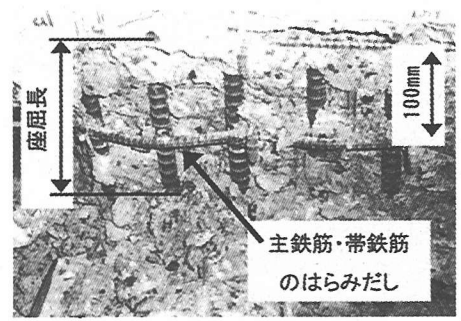
- $A_s$  : 帯鉄筋, 中間帯鉄筋の断面積
- $E_s$  : 弾性係数
- $L$  : 帯鉄筋, 中間帯鉄筋の定着長さ

本手法による計算結果を表-5に示す。計算結果における弾性座屈時の主鉄筋応力を  $\sigma_{cr}$  とすると、主鉄筋降伏応力  $f_y$  との比によって、弾性座屈に対する余裕度  $F_s$  は次式で表される。

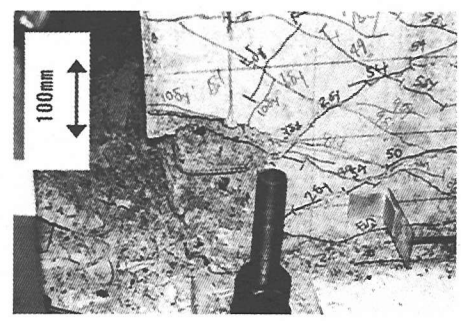
$$F_s = \sigma_{cr} / f_y \quad (10)$$

表-5 座屈に対する計算結果

試験体 (構造形式)	D-RC-1 (RC)	D-SC-1 (SC)	
最外縁主鋼材	D16-15本	H100-4本	
主鋼材降伏強度 $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	386	274	
帯鉄筋・中間帯鉄筋	D10-100mmピッチ		
主鋼材1本に対する 単位長さ当たりの ばね定数 $\beta_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	14.5	34.4	
座屈仮定時の見かけの剛性 (弾性係数に対する比)	1/16	1/16	1/32
主鋼材座屈荷重 $P_{cr}$ (kN)	77	2481	1754
応力換算 $\sigma_{cr}$ (N/mm <sup>2</sup> )	382	1149	813
座屈に対する余裕度 $F_s = \sigma_{cr} / f_y$	0.99	4.19	2.97
座屈長さ $L_{cr}$ (mm)	176	650	547



(a) D-RC-1 試験体終局時の状況



(b) D-SC-1 試験体終局時の状況

写真-1 D-RC-1 およびD-SC-1の終局時の状況

$F_s=0.99$  であり、十分に弾性座屈の起こり得る結果となった。また、座屈長さ  $L_{cr}=176$ (mm)であり、写真-1(a)に示す終局時の鉄筋座屈状況を概ね評価している。

同様な手法および手順でD-SC-1の主鋼材座屈の検討を行った。図-30(b)にD-SC-1の柱基部における主鋼材の応力-ひずみ履歴を示す。D-RC-1との比較を行うために  $-8\delta$  時における主鋼材の見かけの剛性  $E$  を求めると、同図より  $E=(1/16)E_0$  あり、D-RC-1 とほぼ同様であった。

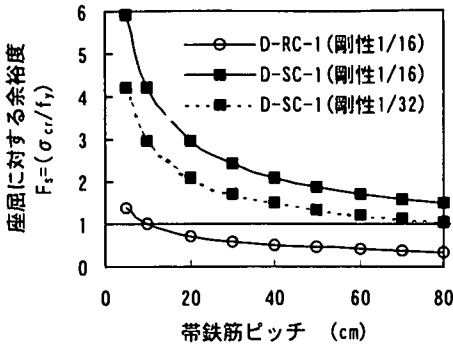


図-32 帯鉄筋ピッチと座屈に対する余裕度の関係

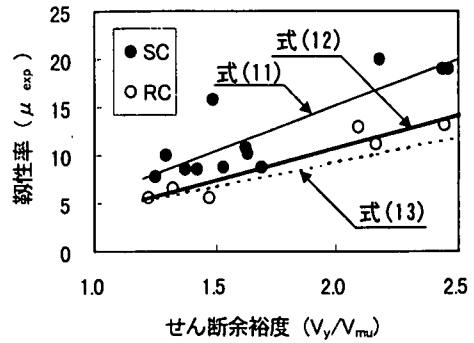


図-33 せん断余裕度と靱性率の関係

図-31(b)に主鋼材のはらみ出しに関する拘束バネ定数の算出に用いたモデルを示す。D-SC-1に関する計算結果を表-5に示すが、 $F_s=4.19$ であり、弾性座屈に対して安定であった。また、D-SC-1はD-RC-1の2倍程度の靱性が得られていることより、主鋼材の見かけ剛性を $E=(1/32)E_0$ とした場合についても検討を行った。 $F_s=2.97$ であり、依然として弾性座屈に対して安定であった。写真-1(b)に終局時の柱基部の破壊状況を示す。主鋼材がH形鋼である場合、かぶりコンクリートが剥落した後においても、フランジ間にコンクリートが充填されており、実際の剛性はH形鋼単体のものより大きくなっている。したがって、SC構造においては弾性座屈は生じないものと考えられる。図-32はD-RC-1およびD-SC-1において、帯鉄筋のピッチをパラメータとして座屈に対する安定性を検討したものである。RC構造においていわゆる塑性ヒンジゾーンの帯鉄筋ピッチを細くすることは座屈抑制の観点から有効であることが示されている。一方、SC構造においては塑性ヒンジゾーンにおいても主鋼材は座屈することなく、圧縮力を負担し続ける。したがって、帯鉄筋は座屈によるはらみ出しで降伏することではなく、せん断補強およびコアコンクリートの拘束効果を発揮し続ける。これらの結果、コンクリートの破壊による急激な耐力の低下を生じにくいことが考えられる。

### 5. SC構造橋脚の終局変位の評価に関する提案

ここまでの梁試験体および橋脚模型試験体の実験結果およびその検討により、SC構造においても鉄骨を線材に置き換え、平面保持を仮定することで曲げ耐力の算定が成されること、さらに、PCa型枠の効果や主鋼材である突起付きH形鋼の座屈抵抗性の高さにより、せん断破壊やコンクリートの破壊による急激な耐力低下が

生じにくいことを示した。本章においては、SC構造橋脚の終局変位を具体的に算定する方法について示す。

#### (1) せん断余裕度による設計靱性率の評価

図-33に表-4に示すせん断余裕度と実験結果における部材靱性率との関係を示す。SC構造試験体の実験結果の回帰式を式(11)に示す。実験結果が式(11)に対しばらつきを有することから、繰り返し回数の影響や、せん断補強筋降伏以降の耐力の増加等、せん断余裕度のみでは評価し得ない靱性に対する影響因子の存在が考えられる。しかしながら、相関係数は0.86であり、適用範囲を実験範囲に限定し、適切な部材係数を導入することで、実用上は十分使用出来ると考えている。式(11)に部材係数として $\gamma_b=1.4$ を導入すると式(12)となり、全ての実験結果を安全側に評価する設計部材靱性率 $\mu_{d,SC}$ の評価式を得る。

$$\mu_{exp,SC} = 9.6 \cdot (V_y / V_{mu}) - 4.0 \quad (11)$$

$$\mu_{d,SC} = \{9.6 \cdot (V_y / V_{mu}) - 4.0\} / \gamma_b \quad (\gamma_b = 1.4) \quad (12)$$

せん断余裕度に着目したRC構造部材の靱性評価手法として、次式に示す石橋ら<sup>22)</sup>の評価式が挙げられる。これは、矩形充実断面試験体で同一変位での繰り返し回数3回以上とした正負交番載荷実験結果より得られたものである。

$$\mu = \delta_u / \delta_y = (\mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1}) / (\delta_{y0} + \delta_{y1}) \quad (13)$$

$$\mu_0 = -1.6 + 5.6(V_y / V_{mu}) + (11.4p_s - 1.4) \cdot p_s \quad (14)$$

ここで、

$\mu_0$  : 躯体の靱性率



$\delta_{y0}$  : 降伏時の躯体変形による変位

$\delta_{y1}$  : 降伏時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

$\delta_{u1}$  : 終局時の軸方向鉄筋の抜け出しによる回転変位

図-33 に式(13)による計算値を示す。なお、同図の式(13)による計算値は、本研究で実施した矩形充実断面 RC 構造試験体のうち、最もせん断余裕度が小さい S-RC-1 ( $V_y/V_m=1.25$ ) と、最も大きい D-RC-1 ( $V_y/V_m=2.16$ ) に対する計算値を直線で結び外挿したものである。本研究で実施した RC 構造試験体とは、実験条件が異なるので、定量的評価は出来ないが、実験結果を傾向的に評価していると言える。しかしながら、SC 構造試験体の実験結果を評価する場合、式(13)は過小評価であり、本研究で提案した式(11)が評価式として、また式(12)が設計式として妥当な計算値を与えている。

## (2)道路橋示方書に基づく終局変位の評価法の提案

本 SC 構造を道路橋に適用する場合を想定して、道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>23)</sup> (以下、道示と呼ぶ) に基づく終局変位の算定方法について検討する。道示においては、主鉄筋の座屈やコンクリートの圧壊を含む交番荷重下の鉄筋コンクリート部材の曲げ破壊を、コアコンクリートの圧壊として総括的に捉え、平面保持を仮定した曲率計算に横拘束筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を適用して評価している。

### a) 横拘束筋比と終局部材回転角の関係

図-34 には、SC 構造試験体および RC 構造試験体について終局時の部材回転角 (終局変位とせん断スパンの比) と道示に示される横拘束筋比との関係を示したものである。図中の実線および点線はそれぞれ、SC 構造試験体、RC 構造試験体を直線回帰したものである。構造形式により回帰直線の勾配は異なるものの、横拘束筋比と終局部材回転角の間には相関関係が認められる。また、横拘束筋比を等しく取った場合、SC 構造の終局部材回転角が大きくなることを示されている。

### b) コンクリートの応力ひずみ関係への構造補正係数の導入

道示においては、降伏時および終局時の耐力、変位の算出に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係を RC 構造柱試験体の圧縮載荷実験結果に基づき定義している<sup>24)</sup>。道示の手法に準拠して SC 構造部材の終局変位を求める場合、本来、SC 構造柱の圧縮載荷時における応力-ひずみ関係を同定すべきであるが、ここでは次式に示す道示における拘束コンクリートの最大応力、最大応力時ひずみ、下降勾配に構造補正係数  $\gamma$  を導入することで評価する<sup>16)</sup>。構造補正係数  $\gamma$  は実験係数ではあるが、前章での検討結果より、写真-1(a)に示される

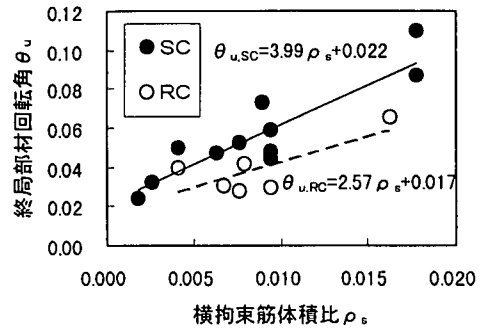


図-34 横拘束筋比と終局部材回転角の関係

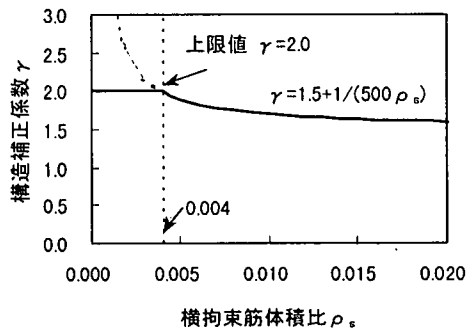


図-35 構造補正係数  $\gamma$

ような主鋼材の座屈に伴う帯鉄筋のはらみだしおよび降伏によるコアコンクリートの圧壊が、SC 構造において抑制される効果 (写真-1(b)) を考慮したものと位置付けられる。

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 3.8\alpha \gamma \rho_s \sigma_{sy} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.033\beta \gamma \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (16)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\gamma \rho_s \sigma_{sy}} \quad (17)$$

ここで、

$\sigma_{cc}$  : 拘束コンクリートの強度

$\varepsilon_{cc}$  : 最大圧縮応力時のひずみ

$E_{des}$  : 下降勾配

$\sigma_{ck}$  : コンクリート強度

$\sigma_{sy}$  : 横拘束筋の降伏点

$\alpha, \beta$  : 断面補正係数

構造補正係数  $\gamma$  は、実験結果をもとに以下のように

定義する。すなわち、図-34において、

$$\theta_{u,SC} = \theta_{u,RC} \text{ となる時}$$

$$\gamma = \frac{\rho_{s,RC}}{\rho_{s,SC}} = 1.5 + \frac{1}{500\rho_s} \quad (18)$$

ここで、

$\theta_{u,SC}$  : SC 構造における終局時部材回転角

$\theta_{u,RC}$  : RC 構造における終局時部材回転角

$\rho_{s,RC}$  :  $\theta_{u,SC} = \theta_{u,RC}$  となる時の SC 構造の横拘束筋体積比

$\rho_{s,SC}$  :  $\theta_{u,SC} = \theta_{u,RC}$  となる時の RC 構造の横拘束筋体積比

図-35 に構造補正係数  $\gamma$  と横拘束筋体積比の関係を示す。SC 構造と RC 構造において、横拘束筋体積比を同一とした実験結果は、 $\rho_s \geq 0.004$  で得られているので、 $\gamma$  の上限値は 2.0 とするのが妥当である。

### c) 実験結果と計算結果の比較

表-6 に本手法に基づく、耐力および変位の計算結果を示す。表-4 との比較より、降伏時変位は実験結果を下回る結果となっている。同シリーズの実験結果と比較すると SC 構造試験体と RC 構造試験体の降伏時変位はほぼ同等である。計算結果が実験結果を下回る要因としては、本手法が降伏時変位の算出において主鋼材の抜け出しを考慮していないことによるものと考えられる。図-36 に終局変位の実験結果と計算結果の比を示す。すべての終局変位比は 1.0 を上回っており、平均値は 2.25 である。過小評価の傾向にはあるが、限られた実験データを根拠とする現状では安全側の評価であるといえる。

## 6. まとめ

本論文は、鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能を検討することを目的として実施した実験結果について述べたものである。その結果、以下の知見を得ることが出来た。

(1) 主鋼材に突起付き H 形鋼を使用した SC 構造においても、RC 構造同様に部材断面内での平面保持を仮定することが出来る。従って、SC 構造梁の曲げ耐力および変形性状は、RC 構造と同様な手法で評価することが出来る。

(2) SC 構造梁の斜めひび割れ発生荷重およびせん断補強筋降伏時荷重は、RC 構造を対象とする既往のせん断耐力式で評価することが可能である。ただし、SC 構造

表-6 耐力、変位の計算結果

試験体名	横拘束筋体積比 $\rho_s$	構造補正係数 $\gamma$	終局耐力 $P_{ucal}$ (kN)	降伏時変位 $\delta_{ycal}$ (cm)	終局変位 $\delta_{ucal}$ (cm)
D-SC-1	0.0178	1.61	586	0.78	11.27
D-SC-2	0.0178	1.61	598	0.77	11.30
D-SC-3	0.0178	1.61	691	0.81	10.03
D-SC-4	0.0089	1.72	680	0.78	6.06
S-SC-1	0.0095	1.71	422	0.37	2.68
S-SC-2	0.0095	1.71	350	0.34	2.82
S-SC-3F	0.0095	1.71	353	0.36	2.97
S-SC-4F	0.0063	1.82	346	0.37	2.43
SH-SC-1F	0.0076	1.76	351	0.33	2.26
CH-SC-1F	0.0041	1.99	548	1.12	4.02
RH-SC-1F	0.0018	2.00	360	0.40	4.21
RH-SC-2F	0.0026	2.00	527	0.47	4.11

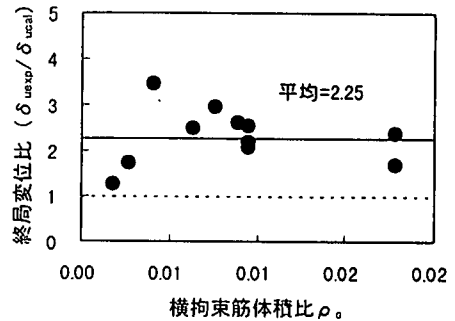


図-36 終局変位の実験結果と計算値の比較

梁においては、せん断補強筋降伏の耐力の増加が RC 構造に比べ大きい。また最大耐力以降も直ちに耐力を失うことはなく、耐力を保持した状態で変形を続ける。これらの評価については今後の検討課題であると考えられる。

(3) 形状寸法、せん断補強筋比、H 形鋼の向き等を実験変数とする橋脚模型試験体の正負交番荷重実験結果より、SC 構造試験体は、基本的には RC 構造試験体と同様な曲げ耐力を有し、主鋼材比や補強筋比などの構造諸元を合わせた場合、RC 構造試験体を上回る変形性能を有することが確認された。

(4) 交番荷重下の SC 構造の変形メカニズムに関して、躯体表面に配置される鋼繊維補強 PCa 型枠による効果と主鋼材の座屈抵抗性による効果について検討した。その結果、PCa 型枠のせん断寄与効果により、靱性が向上することが確認された。また、SC 構造では、主鋼材の座屈によるはらみだしで帯鉄筋が降伏することがないので、帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果が持続し、コンクリートの破壊による急激な耐力低下が生じにくいことを示した。

(5) せん断余裕度に基づく設計靱性率を用いた SC 構造

橋脚の靱性評価方法を提案した。また、道路橋示方書に示される靱性照査法を本構造形式の特徴に合わせて一部修正することによる手法を提案した。また、これらの提案手法により、交番荷重下の SC 構造部材の変形性能が評価されることを確認した。

謝辞：本研究を進めるにあたり、鉄骨コンクリート複合構造橋脚構築工法に関する先端建設技術・技術審査証明委員会（財団法人先端建設技術センター）の皆様のご指導を受けました。ここに深謝致します。

#### 参考文献

- 1) 前田良文, 盛春雄, 小林良, 上田達哉: 鉄骨コンクリート複合構造橋脚の設計と施工—北海道縦貫自動車道大岸橋—, 橋梁と基礎, pp.16-22, 1996.10.
- 2) 鉄骨鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説, 本州四国連絡橋公団, 1977.8.
- 3) 平成8年制定 コンクリート標準示方書 設計編, 土木学会, 1996.
- 4) 複合構造物設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー第90号, 土木学会, 1997.7.
- 5) 財団法人鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説, 鋼とコンクリートの複合構造物, 丸善株式会社, 1998.10.
- 6) たとえば, 山縣敬二, 市川博康, 大内一, 小島克朗: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚模型の水平加力試験, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.183-193, 1995.
- 7) たとえば, 跡部俊郎, 田村多佳志, 岡本隆, 水谷慎吾: プレキャストセグメントと鋼管からなる合成構造橋脚の力学特性に関する研究, コンクリート工学論文集, 第6巻第2号, pp.107-116, 1995.
- 8) たとえば, 福井次郎, 芦達拓哉, 古賀泰之: スパイラル筋を用いたSRC高橋脚の開発について(その1:3H工法について), 第53回土木学会年次学術講演会概要集VI部, pp.156-157, 1998.
- 9) たとえば, 佐藤政勝, 石渡正夫: 平鋼および突起付鋼材とコンクリートの付着特性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.2, pp.365-368, 1980.
- 10) Hara, N., Shinoda, Y., Hirota, H. and Ichinose, K.: Development of Highly Durable Permanent Formwork Using Mortar Mixed with Stainless Steel Fiber, Proceedings of the International Conference on Fiber Reinforced Concrete, pp.360-365, 1997.11.
- 11) 平成8年制定 コンクリート標準示方書 耐震設計編, 土

木学会, 1996.

- 12) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いない RC 梁のせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.167-176, 1986.8.
- 13) 鋼繊維補強コンクリート柱部材の設計指針(案), コンクリートライブラリー第97号, 土木学会, 1999.7.
- 14) 河野一徳, 篠田佳男, 上田達哉, 原夏生, 小原孝之: R E E D工法による矩形中空大断面橋脚の設計・施工, 前田技術研究所報, Vol.37, pp.25-32, 1997.
- 15) 伊藤始, 原夏生, 小原孝之, 河野一徳: 鉄骨コンクリート複合構造橋脚の地震時における破壊性状に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1033-1038, 1999.
- 16) 原夏生, 伊藤始, 小原孝之, 河野一徳: 鉄骨コンクリート複合構造橋脚の耐震設計に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1015-1020, 1999.
- 17) 島弘, 伊藤圭一, 水口裕之: 曲げ破壊型 RC 橋脚における鉄筋座屈モデルによる靱性解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp.741-746, 1990.
- 18) Kato, B.: Mechanical Properties of Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Action, Bulletin D'Information No.131, CEB, AICAP-CEB Symposium, Rome, pp.7-27, 1979.
- 19) 原夏生, 小原孝之, 鈴木顕彰, 篠田佳男: SF 補強プレキャスト型枠のせん断補強効果の定量的評価, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.3, pp.307-312, 1998.
- 20) 小林将志, 石橋忠良, 小林薫: 帯鉄筋の形状を変化させた RC 柱の交番荷重実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1165-1170, 1999.
- 21) 増川淳二, 須田久美子, 前川宏一: かぶりコンクリートの剥落と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の3次元非線形 FEM 解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.37-42, 1999.
- 22) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, No.390/V-8, pp.57-66, 1988.2.
- 23) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 社団法人日本道路協会, 1996.12.
- 24) 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.

(2000. 2. 22 受付)

**STRUCTURAL CHARACTERISTICS FOR  
STEEL-CONCRETE COMPOSITE BRIDGE PIER  
USING EMBOSSED H-SECTION STEEL AND PRECAST FORMWORK**

**Natsuo HARA, Kazunori KOHNO, Yoshio SHINODA,  
Kazuo YOKOZAWA and Atsuhiko MACHIDA**

For more rationalization of construction and reducing the labor forces, steel-concrete composite bridge pier combined with embossed h-section steel and steel fiber reinforced precast formwork is developed. In this study, structural performance of this composite bridge pier is examined. Bending tests for beam specimens and cyclic tests for pier model specimens are carried out. As the result, followings are concluded, (1) the load capacity and load-displacement behavior of this composite structure can be evaluate by the same method with R.C. structure having the same reinforcement area,(2) the mechanism of ductility is suggested qualitatively and the practical methods of evaluating the ductility are proposed.