

論文 橋脚の複合化による補強とその耐震性能

松沼政明*1・山口隆裕*2・池田尚治*3

要旨：橋脚の複合化による補強の効果とその耐震性能の把握を目的とし、RCおよび鋼製橋脚に静的正負繰り返し載荷実験を行った。対象とした補強方法は、輪切り状の鋼板による補強も含めた鋼板巻立てによるRC橋脚への補強と、CFSによる鋼製橋脚の断面変化部への補強である。実験の結果、輪切り状とした鋼板はRC橋脚のせん断補強に一層有効であることが見出された。鋼製橋脚には断面変化部に特徴的な応力状態の生じることが見出され、また、CFSを用いた補強により座屈位置が移行し最大耐力が増加することが明らかとなった。合わせて、鋼・CFS複合材の引張圧縮実験を行い、圧縮領域におけるCFSの補強効果を検討した。

キーワード：耐震補強、鋼板巻立て、帯状の鋼板、鋼製橋脚、CFS補強、断面変化

1. はじめに

橋脚の補強方法として、鋼、コンクリート、さらに炭素繊維シート（以下、CFSという）の複合化による方法が考えられる。本研究は、橋脚の複合化による補強として、鋼板巻立てによる鉄筋コンクリート（RC）橋脚の補強、CFSによる鋼製橋脚の補強を対象とし、補強効果のメカニズムの把握、耐震性能の実験的検証を行ったものである。

鋼板巻立てによるRC橋脚の補強は広く行われている。鋼板巻立てによる補強効果としては、フープ筋に換算されるせん断耐力の増大、板としてのせん断抵抗などがあげられるが、これら補強のメカニズム解明のための基礎的な研究は極めて少ない¹⁾²⁾。本研究では、鋼板を水平方向に輪切りにし、帯状としたものを用いて実験を行い、鋼板のせん断耐荷挙動を定量的に把握することを目的とした。

また、CFS巻立ては、RC橋脚において多数適用されているが³⁾、鋼製橋脚に関しては例がない。本研究では、鋼製橋脚へのCFS補強の適用を提案する基礎データを得るために、鋼製橋脚の断面変化部における応力状態の把握、

鋼・CFSの複合効果の把握を目的に実験的研究を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体

橋脚補強モデル供試体の形状寸法を図-1に、供試体の諸元を表-1にそれぞれ示す。供試体はフーチング付きの独立一本柱形式のもので、RC橋脚の鋼板巻立て補強実験の供試体（Rシリーズ）は、RC橋脚を参考とした無補強の（R）、鋼板巻立て工法により補強した供試体（R-S）、輪切り状の鋼板を用いて補強した供試体（R-SC）の3体である。鉄筋量とその配置は、3体とも同じとし、帯鉄筋は、D6を200mm間隔で配置し

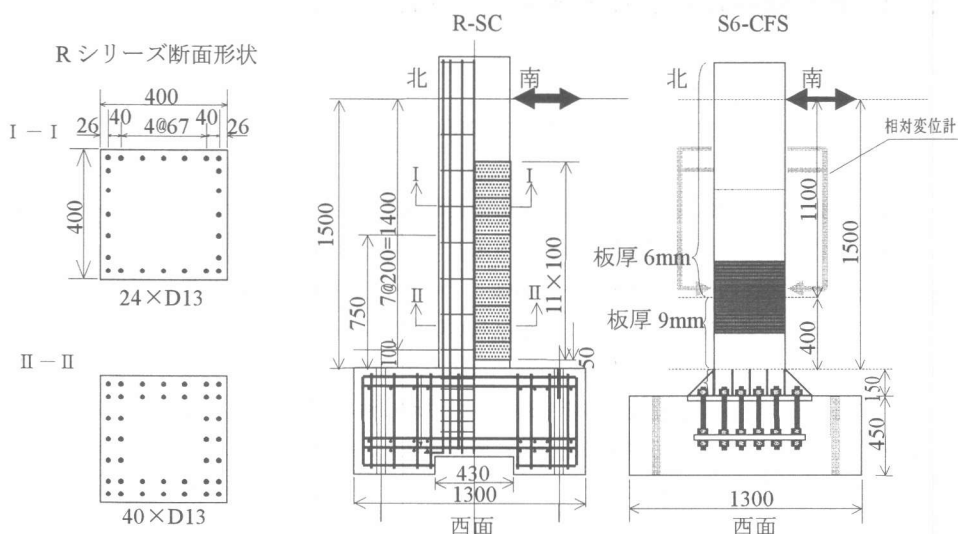
表-1 供試体一覧

実験系列 (補強部)	供試 体数	供試体	補強工法
Rシリーズ (RC断面 橋脚)	3体	R	無補強
		R-S	鋼板 $t=1.6\text{mm}$ 一体物
		R-SC	鋼板 $t=1.6\text{mm}$ 輪切り状
Sシリーズ (鋼製箱形 断面橋脚)	3体	S6	無補強
		S9	無補強
		S6-CFS	CFS鉛直5層水平1層

*1 横浜国立大学大学院 工学研究科計画建設学専攻（正会員）

*2 横浜国立大学助手 工学部建設学科、工博（正会員）

*3 横浜国立大学教授 工学部建設学科、工博（正会員）



図－１ 供試体図（注：上図はR-SCとS6-CFSを示す。）

半分の高さで内側の16本を途中定着した。なお、柱基部での軸方向鉄筋比は、3.17%である。コンクリートの圧縮強度は35MPaである。R-Sは、板厚1.6mmの鋼板をフーチングより50mm離して巻き立て、フーチングと鋼板とは接続していない。鋼板とコンクリート表面との隙間には、エポキシ系樹脂を注入して一体化させている。R-SCは、R-Sと鋼板による補強範囲は同じであるが、幅100mmの帯状の鋼板を用いているため、100mmごとにスリットが入った状態となっている。

鋼製橋脚の供試体（Sシリーズ）は、断面変化部を有する鋼製橋脚を参考としたものであり、400mm×400mmの正方形箱形断面供試体である。供試体の種類は断面変化部上下の鋼板の厚さが6mm-9mmの無補強供試体(S6)、断面変化部上下の鋼板の厚さが9mm-12mmの無補強供試体(S9)、さらに、S6をCFSにより補強した供試体(S6-CFS)の3体とした。使用鋼材はSM400材とし、フーチング天端から150mmの高さまでを三角リブにより補剛し、ここを柱基部とした。柱基部より断面変化部までの高さは、S6とS6-CFSが400mm、S9が300mmである。S6-CFSは、CFSにエポキシ系樹脂を含浸し、接着した。補強区間を断面変化部上下100mm、

表－２ CFSの力学特性

炭素繊維シート（カタログ値）				
繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (MPa)	引張弾性率 (GPa)	破断伸度(%)
300	0.167	3480	230	1.5

*引張強度・弾性率はシート単位幅あたりで測定し、設計厚さで割った値。

補強量を鉛直方向に5層、水平方向に1層とした。最初に繊維方向が鉛直方向となるようにシートを接着することとし、応力集中や定着を考え鋼板接着面より1層目を断面変化部上下200mmとし、2層目からは上下端より20mmずつ短くしつつ積層した。最終的に5層目の補強範囲は断面変化部上下120mmとなり、その上に水平方向に幅200mmでさらに1層積層した。CFSの力学特性を表－２に示す。

2. 2 載荷方法

水平力または水平変位は、1/200に整数を乗じた部材回転角を管理変位とし、各管理変位ごとに正負1回ずつ載荷した。Rシリーズは、柱断面に一定軸圧縮応力0.98MPaを作用させ、大幅な耐力低下が生じるまで水平力または水平変位を与えた。また、S6、S6-CFSについては、軸力を載荷せず、水平変位を部材回転角±8/200まで載荷した。S9については、14MPaの一定軸力を与えたまま、降伏変位付近の部材回転角である±2/200まで水平力または水平変位を与えた。

3. 実験結果および考察

3. 1 鋼板巻立てによるRC橋脚の補強実験 (Rシリーズ)

(1) 耐荷挙動

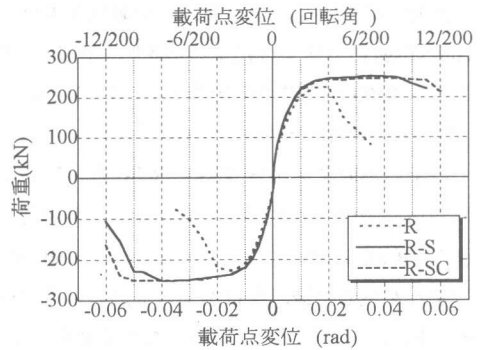
荷重－回転角の包絡線を図－2 に示す。R は、回転角+4/200 で最大耐力 226kN となり、回転角 5/200 の変位において柱高さ中央付近での斜めひび割れの伸展により、急激に耐力が低下した。面積比 0.8%の量の鋼板を巻いて補強した R-S と R-SC の破壊位置は、柱の根元部に移行し、靱性のある挙動を示した。R-S は、+7/200 で最大耐力 249kN となり、-7/200 の載荷段階途中で、鋼板の隅角部から亀裂が入り始め、-9/200 の載荷段階で鋼板が音を立てて座屈し、-11/200 の載荷段階で急激に耐力が低下した。一方 R-SC は、-7/200 で最大耐力-249kN となり、-11/200 の載荷途中で鋼板がはらみだし、+12/200 の載荷途中で隅角部の溶接が破断し、耐力が大きく低下した。また、帯状の鋼板どうしにずれが生じていた。今回補強した供試体の最大耐力は曲げ耐力によって支配されたものであるが、スリット入りの R-SC においては、R-S と同様な荷重－変位関係が得られた上に一層靱性に富み、十分な補強効果があることが分かった。

(2) 鋼板表面の応力

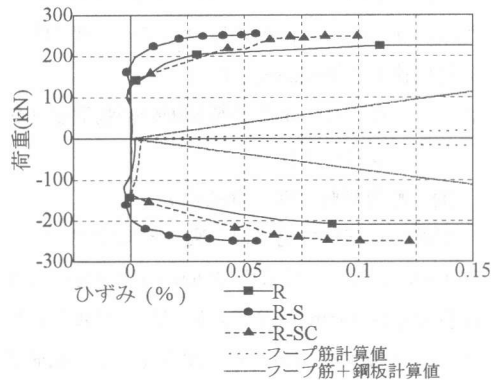
フーチング天端より、500mm の高さにおける、せん断面でのフープ筋の荷重－ひずみ関係を図－3 に示す。R-SC の方が、早い載荷段階においてフープ筋に大きなひずみが生じており、7/200 の載荷段階で約 0.100(%)に達した。一方 R-S では、0.055(%)程度であった。

水平方向に対する鋼板表面主応力の角度と載荷点変位の関係を図－4 に示す。変形が大きくなるにつれ、R-SC の主応力方向は徐々に水平方向に近づくことが分かる。7/200 の載荷段階において R-S が 45° 程度であるのに対し、R-SC は 15° 程度であった。

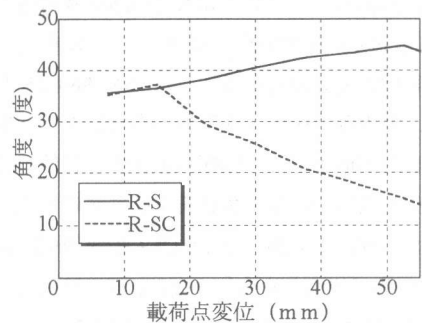
鋼板表面における水平方向のせん断応力－引張応力の関係を図－5 に示す。鋼板にフープ筋としての引張応力と、せん断応力の両方を組み



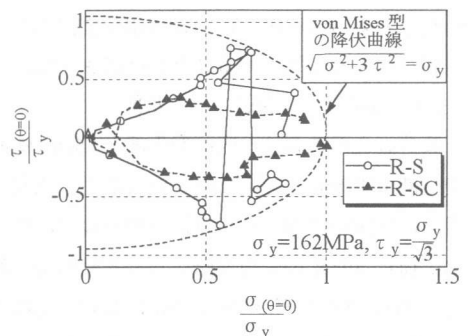
図－2 荷重－載荷点変位(回転角)関係



図－3 荷重－フープ筋応力関係



図－4 主応力角度－載荷点変位関係



図－5 せん断応力－引張応力関係

合わせた応力が生じており、その降伏条件は、**von-Mises** の降伏条件によって説明できる。**R-S** では、 $7/200$ の段階で降伏曲面に達している。

(3) せん断耐荷挙動のメカニズム

以上の実験結果から、**R-S** と **R-SC** とではせん断耐荷挙動のメカニズムの異なることが確認された。**R-SC** においては、コンクリートに斜めひび割れを生じた後、鋼板がフープ筋のような役割を果たし、せん断力に抵抗したと考えられる。一方、**R-S** の場合は、板のせん断剛性が大きいいため、せん断力が鋼板に集中して、早期に降伏条件に達する結果が得られた。

3. 2 CFSによる鋼製橋脚の補強実験 (S シリーズ)

(1) 耐荷挙動 (S6, S6-CFS)

荷重-回転角の包絡線を図-6 に示す。S6, S6-CFS とともに、回転角 $+2/200$ の載荷途中で圧縮側の板厚 6mm 部分での局部座屈が観察された。S6 の最大耐力が正側 339kN ($+3/200$ 載荷途中)、負側-350kN ($-2/200$) に対して、S6-CFS の最大耐力は、正側 376kN ($+3/200$ 載荷途中)、負側-380kN ($-2/200$) であり、CFS を貼った供試体の最大耐力が増加した。S6, S6-CFS とともに、最大耐力後は塑性座屈の進行により、急激に耐力が低下した。回転角 $-8/200$ における断面変化部周辺の座屈発生状況を図-7 に示す。CFS を巻いて補強した S6-CFS の座屈位置は、S6 の座屈位置よりも約 10cm 上部に移動し、補強区間外での座屈となった。S6-CFS の最大耐力の増加分は、座屈位置の移動によって支配されたと考えられるが、CFS は鋼製橋脚の塑性座屈を抑える効果のあることが確認された。

(2) 断面変化部周辺の応力状態

載荷直交面における断面変化部上 25cm、断面変化部上下 5cm、柱基部から 5cm の高さ位置で得られた鋼板表面のひずみ値を図-8 に示す。水平荷重 49kN の載荷段階における断面変化部上下 5cm でのひずみの値は S6 においてそれぞれ -57μ と -205μ 、S9 においてはそれぞれ -165μ と -214μ であり、弾性領域における断面変化

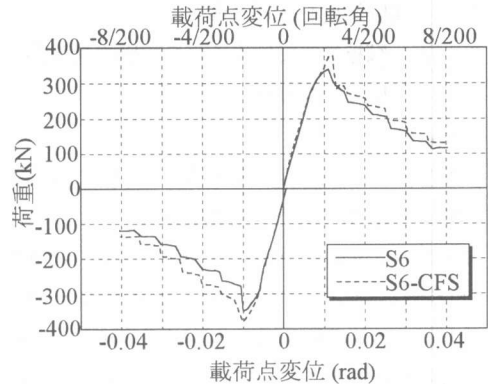


図-6 荷重-回転角関係(S シリーズ)

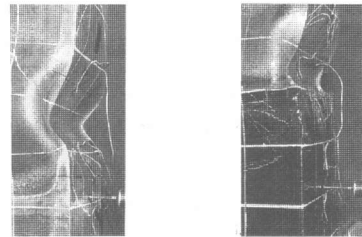


図-7 断面変化部座屈状況(-8/200)

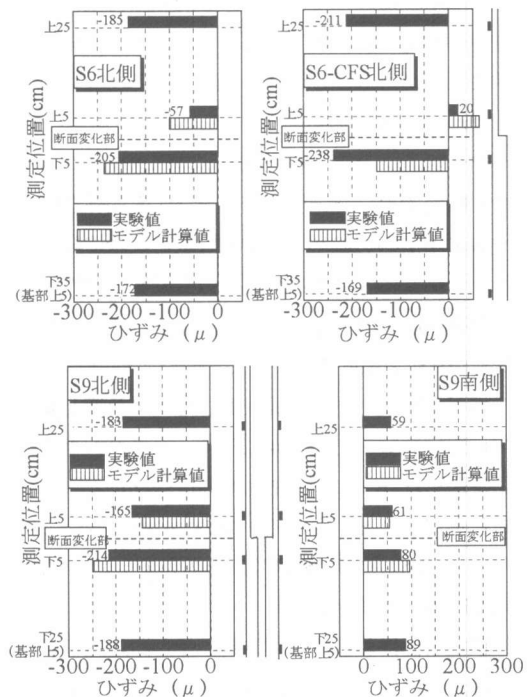


図-8 断面変化部上下のひずみ(+49kN 時)

部上5cmの板厚の薄い方がひずみの値は小さくなった。また、S6-CFSにおいては、それぞれ+20 μ 、-238 μ となり、引張のひずみの値が得られた。これは、断面変化部の形状により軸方向断面力が偏心して伝わる影響と考えられ、それについてのモデル計算を行った。

今回の計算では、図-9のように、断面変化部を抽出して、梁要素にモデル化し、軸方向断面力の偏心による曲げモーメントと、これに釣り合う不静定反力を計算した。

断面変化部上5cmの位置における荷重と相対変位計で得られた値の関係を図-10に示す。相対変位計は図-1に示す位置に取り付けたものである。内側降伏の計算値をこえるあたりから傾きが大きく変化し、相対変位計の値が降伏による影響を受けていることが確認できる。なお、モデル計算による鋼板の内側の降伏を降伏開始荷重とし、図中に示した。

(3) 荷重軸直交面でのひずみ

供試体 S6, S9 の断面変化部上 5cm の高さで測定した鋼板外側の荷重-ひずみ関係の実験値と計算値の比較をそれぞれ図-11, 図-12に示す。S6において水平荷重が負の領域内における計算値と実験値のずれは、応力履歴によるものと考えられる。内側の降伏荷重の計算値以前の荷重段階においては、荷重-ひずみ関係の傾向は計算値に極めて近いことから、(2)の計算法で弾性域での挙動、内側の降伏を評価できることが明らかとなった。

(4) ウェブの応力状態

断面変化部上 5cm における主応力角度-荷重点変位関係を図-13に示す。回転角 3/200 までは、鋼とCFSが一体となって挙動し、その後 S6 ではフランジ面の座屈に起因する連成座屈の影響で主応力角度が 15° 程度となるが、S6-CFS においては急激に主応力角度がほぼ水平(0°)となった。CFSの異方性によるウェブ表面の特徴的な応力状態を把握することができた。

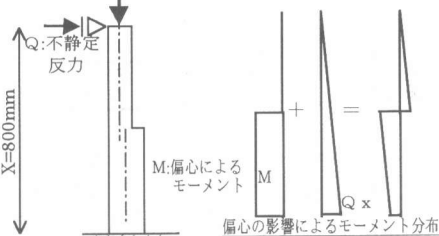


図-9 断面変化部のモデル化

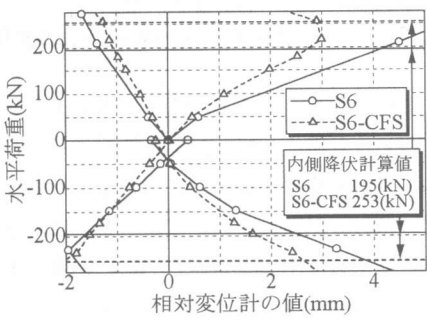


図-10 荷重-相対変位計の値関係

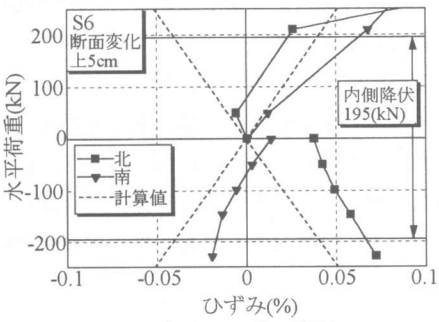


図-11 荷重-ひずみ関係(S6)

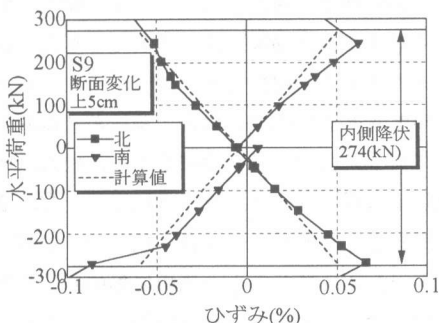


図-12 荷重-ひずみ関係(S9)

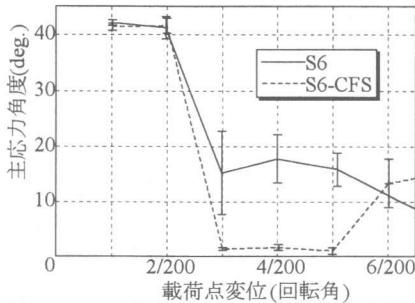


図-1 3 主応力角度-載荷点変位関係

(5) CFSにより補強した鋼板の複合機構

CFSと鋼板の複合機構を把握するために、本研究の一環として、CFSにより補強した板状の鋼材の試験片を用いて、引張、圧縮と引張降伏後の圧縮実験を行った結果を図-1 4に示す。引張領域では、CFSを貼付した方が若干剛性が大きくなり、降伏後はCFSが破壊するまでは耐荷力が増加した。圧縮側の場合は塑性座屈に伴う大きな変形の影響で、降伏後直ちにCFSが剥離した。しかし、降伏ひずみ近くでは剛性に差が生じ、最大耐荷力も増大した。これは、CFSの圧縮領域における効果と考えられる。さらに、引張降伏後に、圧縮試験を行った結果から、CFSにより補強した鋼材のパウシガー効果を含む材料特性の実験値を得ることができた。

4. まとめ

(1) 鋼板巻立て補強による、せん断耐力、靱性率に対する補強効果を確認するとともに、補強のメカニズムを把握した。即ち、帯状の鋼板を用いた巻き立て補強の場合、鋼板がせん断に対してフープ筋のような役割を示し、優れた耐震補強効果があることが認められた。一方、通常の鋼板巻き立て補強の場合、板のせん断剛性が大きいため、せん断力が鋼板に集中し、早期に降伏条件に達することが実験的に立証された。

(2) 断面変化部を有する鋼製橋脚の板厚変化部においては、外側の表面を平らに仕上げる継ぎ目の形状の影響で、軸方向断面力が偏心して

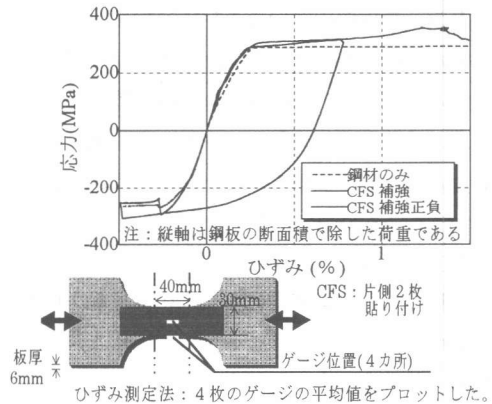


図-1 4 CFSにより補強した鋼板の挙動

伝わる。この偏心による局部的な曲げモーメントの影響により、断面変化部周辺で薄い方の板の外側では、応力は小さく、逆に厚い方の板では大きなひずみが発生する。これに関してはモデル化を行ってその現象を解明することができた。

(3) CFSを用いて補強した鋼製橋脚のCFS表面での応力状態が把握された。また、CFSを用いて補強した鋼製橋脚は最大耐力が増加し、座屈領域が補強区間外に移行した。このことからCFSによる補強部分を上方に拡大すればこの位置での座屈を防げるものと考えられる。

(4) CFSにより補強した鋼板の挙動の構成関係を実験的に確認した。また、鋼板に対してCFSは圧縮側でも効果がある。

謝辞

本研究は、文部省科学研究費・重点領域研究(2)(研究代表者、池田尚治) No.09234212 の一環として行ったものである。

参考文献

- 1) 崎野健治ほか：コンクリート充填円形鋼管柱の曲げ性状に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No2, 1996
- 2) 益尾 潔：RCおよびSRC柱の耐震補強実験と設計式の検証, コンクリート工学 Vol.34, No.10, pp.21-30, 1996.10
- 3) 西 浩嗣・長田光司：橋脚の耐震補強工事, 土木技術 Vol.51, No2, pp69-76