

# 炭素繊維シートで横拘束した鉄筋コンクリート橋脚の終局水平変位の算定法

細谷学<sup>1</sup>・川島一彦<sup>2</sup>・宇治公隆<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 大成建設株式会社 土木設計第一部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿 1-25-1)

<sup>2</sup>フェロー会員 工博 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-0033 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 東京都立大学大学院助教授 工学研究科 (〒192-0397 東京都八王子市南大沢 1-1)

(前 大成建設株式会社 技術研究所土木工研究室長)

炭素繊維シート (以下, CFS と呼ぶ) を鉄筋コンクリート橋脚 (以下, RC 橋脚と呼ぶ) の周方向に巻いて横拘束を与えた場合のじん性を定量的に評価する方法はまだ確立されていない。そこで, CFS で横拘束した円形断面 RC 橋脚の正負交番水平載荷実験を行い, 平成 8 年道路橋示方書 V 耐震設計編におけるファイバーモデルの考え方を用いて, 著者らの実験以外のデータを加えた合計 25 体の実験結果を解析し, CFS で横拘束した RC 橋脚の終局水平変位の算定方法を検討した。この際, 著者らが別途開発した CFS と帯鉄筋の両者による横拘束を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式を適用するとともに, 矩形断面橋脚には形状による補正係数を導入して, 実験結果に適合するように終局水平変位の算定方法を提案する。

*Key Words: carbon fiber sheet, hoop reinforcement, confinement effect, seismic retrofit, ductility, reinforced concrete bridge pier, seismic design, bridge*

## 1. まえがき

鉄筋コンクリート橋脚 (以下, RC 橋脚と呼ぶ) の周方向に炭素繊維シート (以下, CFS と呼ぶ) を巻いて横拘束を与えると, RC 橋脚のじん性が向上することが既往の研究より明らかにされている<sup>1)~11)</sup>。CFS で横拘束した RC 橋脚のじん性を定量的に評価する方法として, 例えば鉄道高架橋のラーメン柱を対象としたせん断耐力と曲げ耐力の比からじん性率を求めて評価する方法<sup>1)・11)</sup>や, 地下鉄中柱を対象としたせん断耐力と曲げ耐力の比から中柱が保有する部材角を求めて評価する方法<sup>2)</sup>が提案されている。これらの評価方法は, 対象とする構造物とほぼ実大の供試体を用いた水平載荷実験により求められた方法であり, 道路橋 RC 橋脚のように, 模型よりもはるかに寸法の大きい橋脚に適用する場合には, 実験結果の適用性に関して十分な検討が必要とされる。そこで, 著者らは CFS で補強した道路橋 RC 橋脚の定量的なじん性評価方法を確立することを目的として, 平成 8 年の道路橋示方書 V 耐震設計編 (以下, H8 道示と呼ぶ) に規定された RC 橋脚の終局時における水平変位 (以下, 終局変位と呼ぶ) の算定方法

におけるファイバーモデルの考え方に基づいて, CFS で横拘束した RC 橋脚の終局変位の算定方法を検討してきた。

H8 道示のファイバーモデルの考え方に基づいて CFS で横拘束した RC 橋脚の水平力-水平変位関係を算出するには, CFS で拘束したコンクリートの応力度-ひずみ関係が必要となる。そのため著者らは, これまでに CFS で横拘束したコンクリート柱の軸圧縮実験を行い, CFS による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係を定式化<sup>1)2)</sup>すると同時に, CFS と帯鉄筋の両者による拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係の定式化を行ってきた<sup>13)・14)</sup>。

本研究では, まず, 後述するように既往の研究が少ない CFS で横拘束した円形断面 RC 橋脚の水平力-水平変位の関係を把握するために, 5 体の実験供試体による正負交番水平載荷実験を行った。そして, 著者らの提案したコンクリートの応力度-ひずみ関係式を適用して, H8 道示のファイバーモデルの考え方に基づいた水平力-水平変位関係の算定方法を検討した。さらに, 前述した 5 体の実験に, 著者らの実験以外にこれまでに土木・建築の分野で実施され

表-1 実験に用いた円形断面供試体の特徴

No.	直径 (mm)	載荷点 の高さ (mm)	せん断 支間比	軸方向 鉄筋比 (%)	帯鉄筋 体積比 $\rho_s$ (%)	カーボンフ ァイバー比 $\rho_{CF}$ (%)	コンクリ ート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	軸力比 (%)
1	400	1,200	3.0	1.02	0.210	0.000	37.1	2.6
2	400	1,200	3.0	1.02	0.210	0.056	40.2	2.4
3	400	1,200	3.0	1.02	0.210	0.111	37.1	2.6
4	400	1,200	3.0	1.02	0.210	0.167	36.1	2.7
5	400	1,200	3.0	1.02	0.240	0.111	41.7	2.4

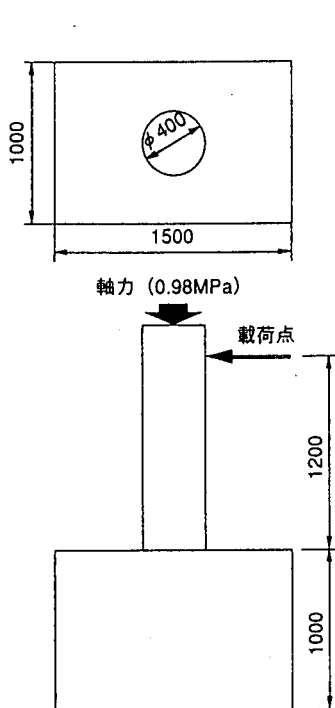


図-1 供試体の形状および寸法

てきた研究のうち実験条件が道路橋 RC 橋脚として適切と判断できる 20 体の実験結果を加えた合計 25 体に対する載荷実験結果をもとに、前述の算定方法を修正し、CFS で横拘束した RC 橋脚の終局変位の算定方法を提案する。

本研究では、CFS で横拘束することによるコンクリートの変形性能と強度の向上が橋脚のじん性にどのような影響を与えるかを定量的に評価することを目的としている。したがって、破壊モードがせん断破壊型から曲げ破壊型に移行することによるじん性の向上はここでは対象外とした。このため、後述する著者らの実験および著者らの実験以外の供試体は補強前後ともに曲げ破壊型であることを基本とした。

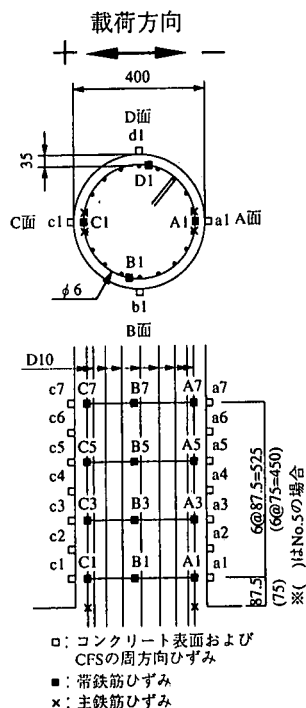


図-2 供試体の配筋状況およびひずみ測定位置

## 2. CFS で横拘束した円形断面 RC 橋脚の正負交番水平載荷実験

### (1) 実験概要

現在までに実施された CFS で横拘束した RC 橋脚の水平載荷実験は、主として矩形断面橋脚を対象としており、円形断面に対する実験はほとんど行われていない。そこでここでは、CFS を周方向に巻き付けた円形断面 RC 橋脚を用いて正負交番水平載荷実験を行い、水平力-水平変位関係を得るとともに、CFS 量が円形断面橋脚のじん性に与える影響を検討した<sup>3)</sup>。

本実験に用いた供試体の特徴は、表-1 のとおりである。供試体は、図-1 のように、橋脚部は直径 400mm

の円形断面で、基部から載荷点までの高さは1200mm、せん断支間比は3.0である。コンクリートには早強ポルトランドセメントを使用し、設計基準強度は24N/mm<sup>2</sup>、スランブは12cmである。粗骨材には最大寸法20mmの碎石を使用した。実験時のコンクリートの圧縮強度は36.1~41.7N/mm<sup>2</sup>である。図-2は供試体の配筋状況およびひずみ測定位置を、また図-3はCFSの取り付け方法を示したものである。主鉄筋にはSD345、直径10mmの異形棒鋼を使用し、段落しはなく、軸方向鉄筋比は1.02%である。帯鉄筋にはSD295、直径6mmの異形棒鋼を使用した。また、使用したCFSの公称引張強度は3,481N/mm<sup>2</sup>、公称弾性係数は230GPaである。周方向に巻いたCFSのラップ長は200mmとした。

表-1において、No.1は比較の基準とする供試体であり、CFSによる補強は行っていない。曲げ破壊先行型となるように帯鉄筋比は $\rho_s=0.21\%$ とした。No.2, No.3, No.4は、CFSによる影響を調べるためにNo.1にCFSを巻いて補強したもので、カーボンファイバー比はそれぞれ $\rho_{CF}=0.056\%$ 、 $0.111\%$ 、 $0.167\%$ である。またNo.5は、帯鉄筋による影響を調べるために、CFS量はNo.3と同一( $\rho_{CF}=0.111\%$ )とし、帯鉄筋比を $\rho_s=0.24\%$ とごくわずかに増加させたものである。ここで、 $\rho_s$ および $\rho_{CF}$ はそれぞれ帯鉄筋およびCFSのコンクリートに対する体積比である。

実験では、都市高架橋タイプの橋脚を想定して、一定の軸力(=0.98MPa)を頂部に与えながら、油圧ジャッキで水平方向に載荷した。軸力比(=上部構造死荷重による軸力/コンクリート強度)は2.4~2.7%程度である。変位制御によって降伏変位 $\delta_y$ の整数倍の変位を与え、各変位を3回ずつ繰り返す正負交番載荷を行った。降伏変位 $\delta_y$ は、最外縁の主鉄筋ひずみが引張試験より得られた鉄筋の降伏ひずみ(=2,106 $\mu$ )に達した時の載荷位置での水平変位(初降伏変位)と定義し、供試体ごとに主鉄筋ひずみを計測して降伏変位を決定した。コンクリート表面の周方向ひずみおよびCFSの周方向ひずみは、ひずみゲージを用いて、図-2のように、周方向4カ所、高さ方向7カ所の合計28カ所、帯鉄筋ひずみは周方向4カ所、高さ方向4カ所の合計16カ所で測定した。

## (2) 実験結果

図-4は載荷位置における水平力-水平変位の履歴曲線である。また、図-5は載荷の終盤における損傷の進展状況を、写真-1は実験終了後の橋脚基部の損傷状況を、それぞれNo.1およびCFSで補強した供試体の例としてNo.2およびNo.4について示したものである。

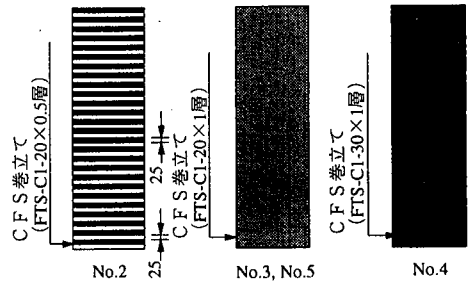
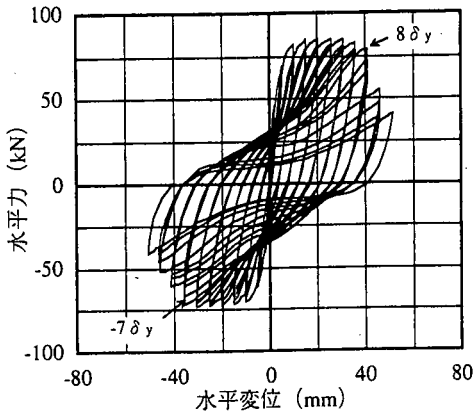


図-3 CFSの取り付け方法

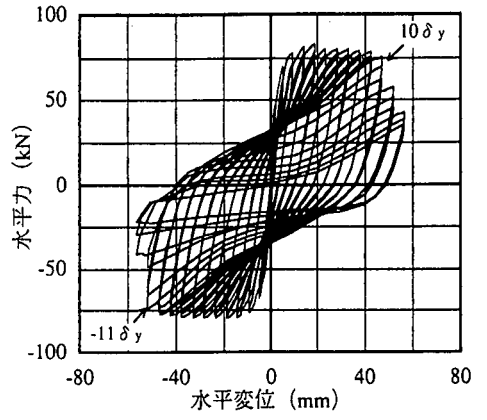
CFSで補強していないNo.1では、橋脚基部に生じた曲げひび割れが $-2\delta_y$ で全周につながった後、図-5(1)(a)に示すように、 $-7\delta_y$ の3回目には圧縮側(A面)のかぶりコンクリートが $h=300\text{mm}$ ( $h$ :橋脚基部からの高さ)までの範囲で剥離し始めた。図-4(a)によれば、 $2\sim 8\delta_y$ までは耐力の安定した履歴ループを示すが、 $8\delta_y$ で主鉄筋が座屈した後、かぶりコンクリートが剥落して耐力が急速に低下した。

これに対してCFSで補強した場合には、No.4を一例として挙げると、橋脚基部に生じたCFSの曲げひび割れは $-3\delta_y$ で全周につながった。このひび割れは、写真-2のように、一方向に並んでいる炭素繊維どうしの間隔が広がったもので、橋脚に生じる曲げひび割れによって発生したものである。このひび割れによってCFSには局所的に繊維直角方向(上下方向)力が生じ、ごく部分的には破断した箇所もあるが、繊維方向(CFSの周方向)の引張力によるものではないため橋脚の水平耐力に変化はない。 $5\delta_y$ 程度までは、載荷が進行するにつれて曲げひび割れの数が増加し、ひび割れ幅も大きくなった。図-5(2)(c)に示すように、 $-10\delta_y$ に圧縮側(A面)となる $h=20\text{mm}$ 付近でCFSが破断し、このため図-4(d)に示すように耐力がわずかに低下したが、かぶりコンクリートの剥落には至らなかった。 $-11\delta_y$ に $h=80\text{mm}$ 付近までのCFSが破断し、同時にかぶりコンクリートが剥落して耐力が急速に低下した。 $12\delta_y$ に $h=100\text{mm}$ 程度の範囲のかぶりコンクリートが、破断した後もかぶりコンクリートに接着したままであったCFSとともに剥落した。また、主鉄筋が破断してこれ以上耐力を保持できなくなったため、この時点で載荷を終了した。なお、CFSのラップ部分は、接着不良による剥がれは認められなかった。また破断したCFSには、接着面にかぶりコンクリートが付着していることから、樹脂の接着性に問題はない。

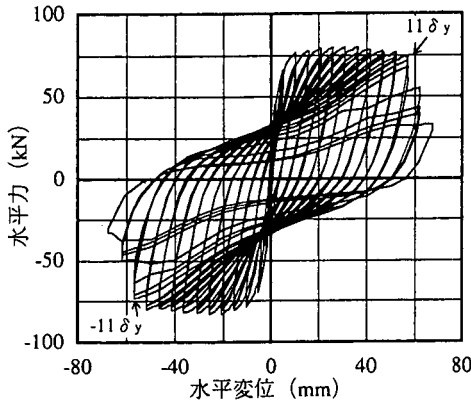
CFSで補強した供試体No.2, No.3, No.5の破壊状況はいずれもNo.4とほぼ同様であり、耐力の安定した履歴ループを示した後、表-2に示すように、 $10\sim$



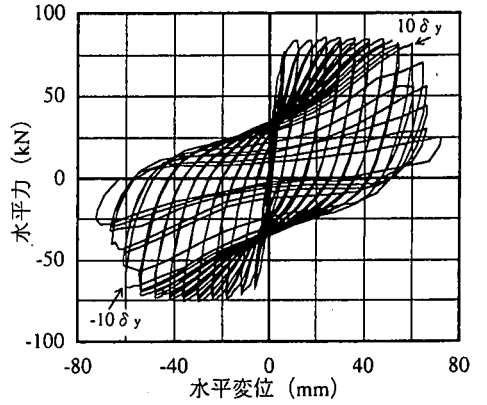
(a) No.1



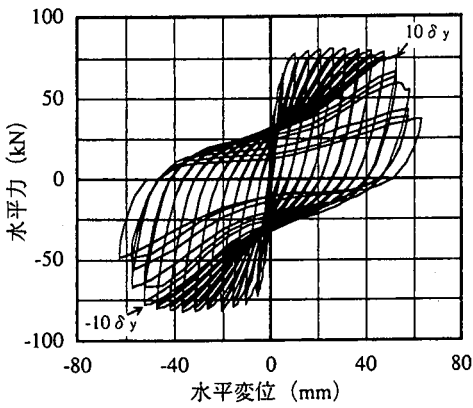
(b) No.2



(c) No.3

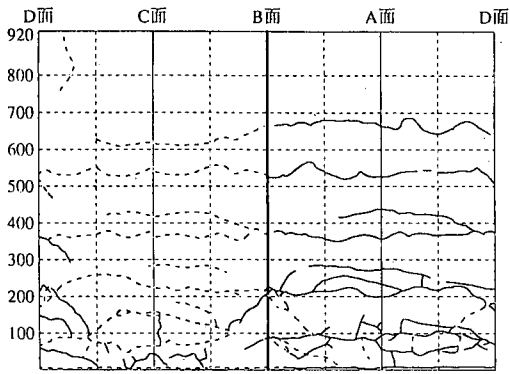


(d) No.4



(e) No.5

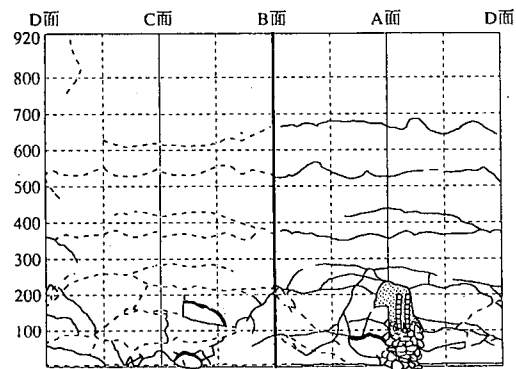
図4 円形断面 RC 橋脚の水平力-水平変位関係



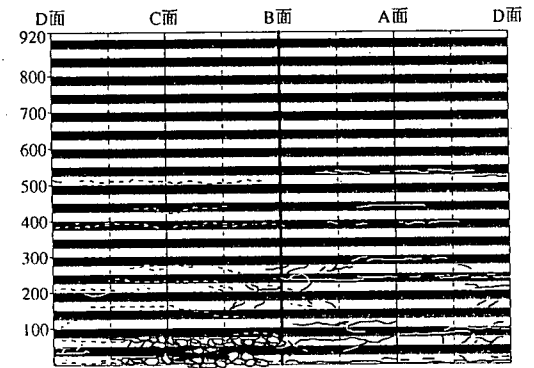
7  $\delta y$



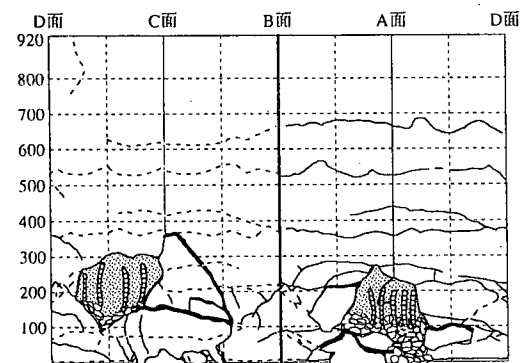
10  $\delta y$



8  $\delta y$

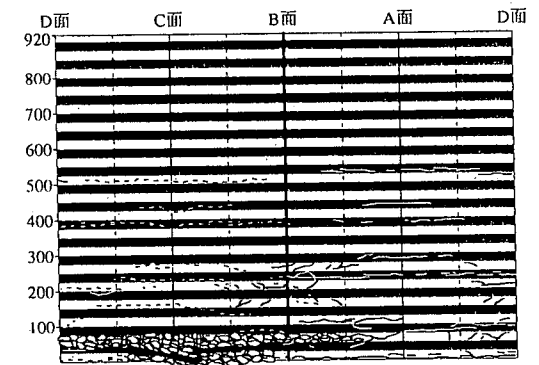


11  $\delta y$



10  $\delta y$

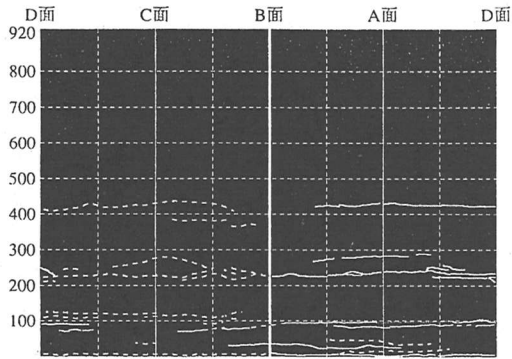
(a) No.1



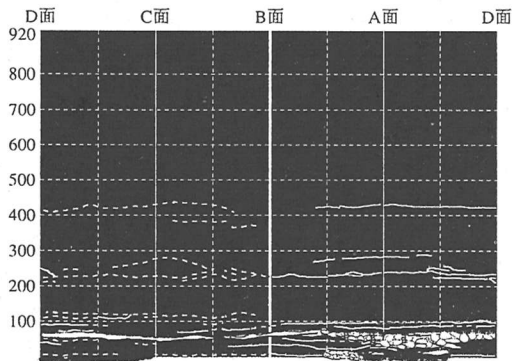
-12  $\delta y$

(b) No.2

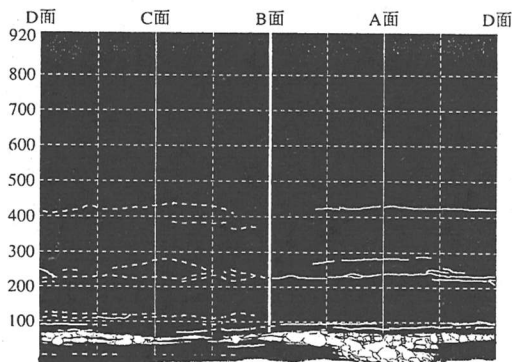
図-5(1) 荷重の終盤における損傷の進展状況



10  $\delta y$



12  $\delta y$

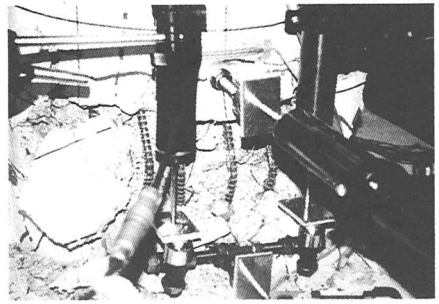


— : + 載荷の時に発生したひび割れ  
 - - - : - 載荷の時に発生したひび割れ

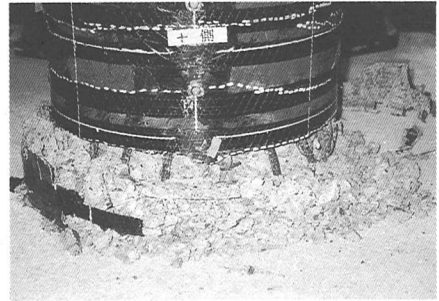
-12  $\delta y$

(c) No.4

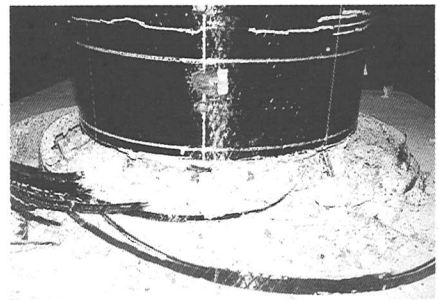
図-5(2) 載荷の終盤における損傷の進展状況



(a) No.1 の場合 (-側)



(b) No.2 の場合 (+側)



(c) No.4 の場合 (-側)

写真-1 終局時における橋脚基部の損傷状況

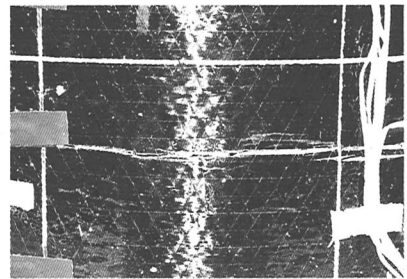


写真-2 橋脚基礎に生じたCFSのひび割れ

表-2 実験供試体の破壊状況

No.	基部のはらみだし	CFS破断		主鉄筋破断		破壊形態	損傷範囲
		有無	サイクル	有無	サイクル		
1	7 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約400mm
2	なし	あり	-11 $\delta_y$	あり	12 $\delta_y$	CFSの破断	基部~約80mm
3	なし	あり	-11 $\delta_y$	あり	12 $\delta_y$	CFSの破断	基部~約30mm
4	なし	あり	-10 $\delta_y$	あり	12 $\delta_y$	CFSの破断	基部~約100mm
5	なし	あり	10 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約70mm

11 $\delta_y$ 程度で、圧縮側となるh=30~80mm付近のCFSが破断すると同時に、耐力が急速に低下して終局に至った。なお、いずれもNo.4と同様、樹脂の接着性に問題はなかった。

図-6はNo.1~No.5の水平力-水平変位の包絡線を比較した結果である。CFSで補強した場合には、CFSの破断と同時に、水平力が降伏耐力を下回り終局に至った。いずれの供試体もじん性の向上を目的として周方向にCFSを巻いたため、最大耐力はほぼ同じである。No.2~No.4を比較すると、 $\rho_{CF}$ が大きいほど終局変位も増加し、じん性の向上が認められる。No.3とNo.5では、 $\rho_{CF}$ は同一(=0.111%)であるが、 $\rho_s$ がそれぞれ0.21%(No.3)、0.24%(No.5)とわずかに異なる。両者の終局変位を比べると、 $\rho_s$ の小さいNo.3の方が $\rho_s$ の大きいNo.5よりも終局変位は8%程度大きくなった。終局時のように、大きな変形領域では、コンクリートの特性のばらつきによる影響の方が、 $\rho_s$ が0.21から0.24%に増加する影響よりも大きかったものと考えられる。

図-7は、No.1の帯鉄筋ひずみおよびコンクリートの周方向ひずみが鉛直方向にどのように分布しているかを示したものである。図-7(a)は、図-2に示したように、+載荷時に引張側、図-7(b)は-載荷時に圧縮側となるA面での測定値である。また図-8は、CFSで補強した場合の一例として、No.4の帯鉄筋ひずみおよびCFSの周方向ひずみの鉛直方向分布を示したものである。図-8(a)は+載荷時に圧縮側、図-8(b)は-載荷時に引張側となるC面での測定値である。図-7および図-8は、ともに各載荷段階における正負それぞれ1回目の結果を示している。一部、測定値が欠落しているのは、CFSの破断やコンクリートの損傷などで測定できなかったためである。図-7、8より、5 $\delta_y$ 程度に達した後、橋脚基部(h=87.5mm)において、No.1ではコンクリートの周方向ひずみが、またNo.4ではCFSの周方向ひずみが、それぞれ急速に増加し始め、橋脚基部に損傷が集中することがわかる。No.1では帯鉄筋ひずみも橋脚基部(h=87.5mm)で大きくなるが、上述したコンクリートやCFSの周方向

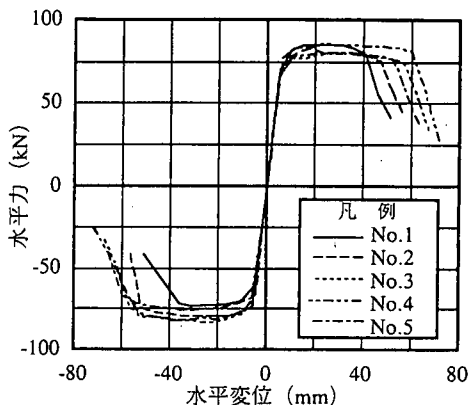
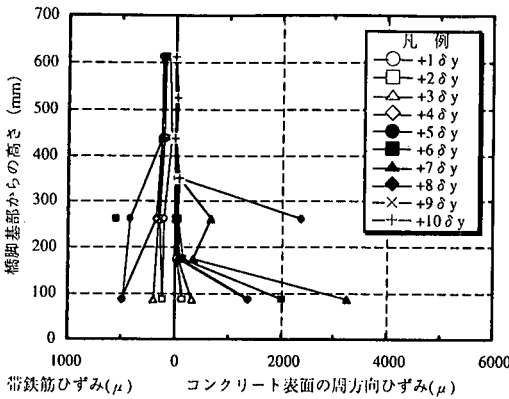


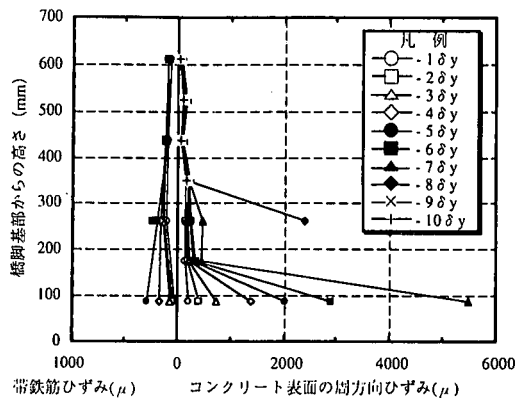
図-6 水平力-水平変位関係の包絡線の比較

ひずみに比べると、500 $\mu$ 程度と大きくない。また、No.4ではほとんど帯鉄筋ひずみは生じない。このような傾向は、No.2、No.3、No.5についてもほぼ同様である。このようになる原因は現段階ではよくわからないが、円形断面の場合には正方形断面の場合と比べてはるかに拘束効果が大きいため、CFSや帯鉄筋にわずかなひずみが生じただけで内部コンクリートを十分に拘束できる結果、図-5のように、最下段の帯鉄筋と橋脚下端間のCFSと帯鉄筋の両者による拘束力が比較的小さくなる範囲でかぶりコンクリートのはらみだし、これに伴ってCFSの周方向ひずみが増加したのではないかと考えられる。

図-7、8より損傷は橋脚基部に集中することから、橋脚基部におけるコンクリートおよびCFSの周方向ひずみ、帯鉄筋ひずみが水平荷重作用位置の水平変位、すなわち各載荷段階とどのような関係があるかを求めた結果が図-9~11である。図-9はNo.1におけるコンクリートの周方向ひずみと帯鉄筋ひずみ、図-10、11はCFSで補強した場合の例として、それぞれNo.2、No.5におけるCFSの周方向ひずみと帯鉄筋ひずみに対する結果を示している。いずれも各載荷段階での正負それぞれ1回目の結果である。また、一部の測定値が欠落しているが、これは前述のように測定できなかった箇所である。

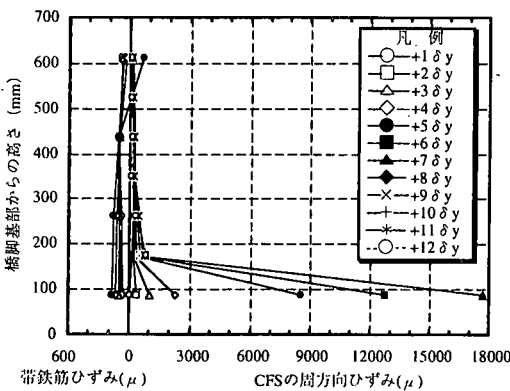


(a) + 載荷時

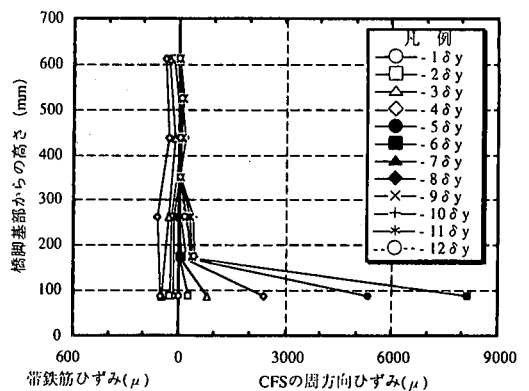


(b) - 載荷時

図-7 No.1における帯鉄筋ひずみおよびコンクリート表面の周方向ひずみの鉛直方向分布 (A面)



(a) + 載荷時



(b) - 載荷時

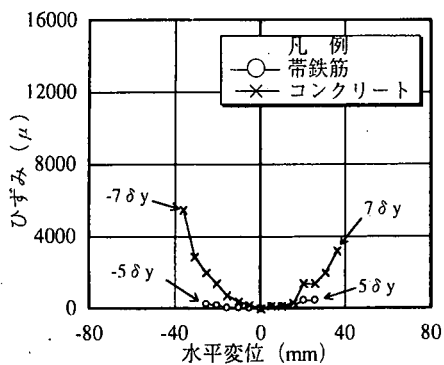
図-8 No.4における帯鉄筋ひずみおよびCFSの周方向ひずみの鉛直方向分布 (C面)

図-9~11より、荷重が進行するにつれて、コンクリートおよびCFSの周方向ひずみ、帯鉄筋ひずみは次第に増加する。供試体によって多少のばらつきはあるが、前述のように5 $\delta_y$ 程度に達すると、コンクリートおよびCFSの周方向ひずみが急速に増加し始める。これは、内部コンクリートがはらみだし、主鉄筋が座屈し始めるためである。この時のコンクリートおよびCFSの周方向ひずみは、1,500~2,000 $\mu$ 程度に達しており、この後、CFSで補強していない場合(No.1)にはかぶりコンクリートが剥落し、耐力が低下するのに対して、CFSで補強した場合(No.2~No.5)にはCFSの拘束によってかぶりコンクリートの剥落が防止され、CFSの周方向ひずみが10,000 $\mu$ 以上となる領域まで水平耐力を保持している。著者らが別途行ったCFSで横拘束したコンクリート柱の一軸圧縮実験<sup>12)~14)</sup>によれば、コンクリートの

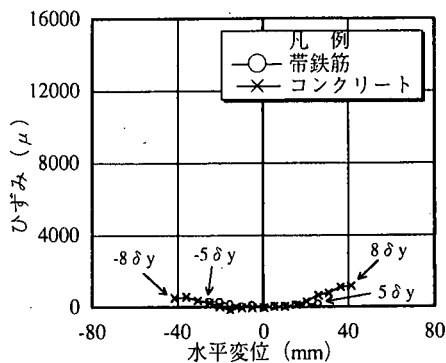
周方向ひずみが1,100~2,500 $\mu$ 程度に達するとコンクリートが破壊し始めるため、CFS量に関係なく圧縮応力度の増加割合が変化し、この後、CFSによる拘束効果が顕著に現れることが確かめられている。したがって、水平荷重実験の場合にも一軸圧縮実験の場合と同様に、コンクリートの周方向ひずみが1,500~2,000 $\mu$ 程度に達すると、コンクリートは破壊し始め、かぶりコンクリートの周方向ひずみが急速に増加し、これにつれてCFSの拘束力が増加する結果、CFSによる拘束効果が顕著になることを示している。すなわち、コンクリートの破壊からCFSの拘束に至る過程はいずれの場合もほぼ同様であるとみなせる。

これに対して帯鉄筋ひずみは、CFSの補強の有無に関係なく、いずれの供試体でもほとんど増加していない。このようになる原因は、前述したように、



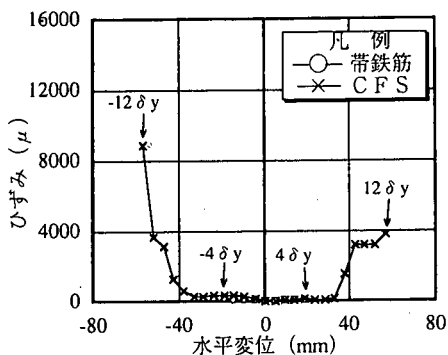


(a) A面 (a1, A1) のひずみ

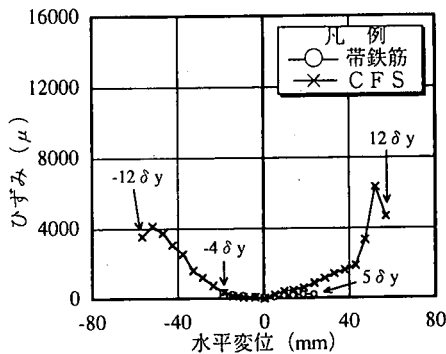


(b) C面 (c1, C1) のひずみ

図-9 水平変位とコンクリートの周方向ひずみおよび帯鉄筋ひずみの関係 (No.1,  $h=87.5\text{mm}$ )

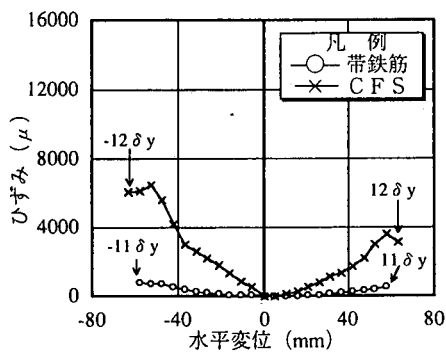


(a) A面 (a1, A1) のひずみ

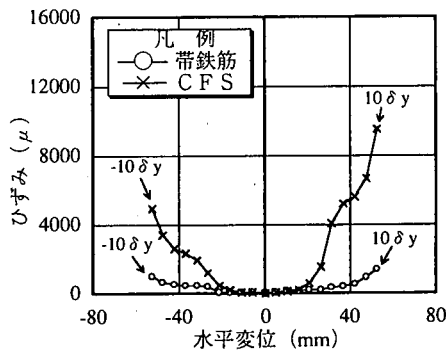


(b) C面 (c1, C1) のひずみ

図-10 水平変位とCFSの周方向ひずみおよび帯鉄筋ひずみの関係 (No.2,  $h=87.5\text{mm}$ )



(a) A面 (a1, A1) のひずみ



(b) C面 (c1, C1) のひずみ

図-11 水平変位とCFSの周方向ひずみおよび帯鉄筋ひずみの関係 (No.5,  $h=70.0\text{mm}$ )

最下段の帯鉄筋と橋脚下端の範囲でかぶりコンクリートがはらみだすのに伴って、CFSの周方向ひずみが増したためと考えられる。いずれの供試体も載荷終了までの帯鉄筋ひずみは測定できなかったが、図-11(b)のように、No.5では $10\delta_y$ において帯鉄筋ひずみが約 $1,400\mu$ に達していることから、最終的には帯鉄筋も降伏に達したと考えられる。しかしながら、このようなCFSの周方向ひずみと帯鉄筋ひずみの関係を長方形断面に対して検討した結果では、各載荷段階における両者のひずみはほぼ同様であるとの報告<sup>6)</sup>もあり、今後さらに検討が必要である。

### 3. CFSで横拘束したRC橋脚の水平力-水平変位関係の解析法

CFSで横拘束したRC橋脚のじん性の向上を評価するために、RC橋脚のじん性評価法としてよく用いられるH8道示のファイバーモデルの考え方に基いて、以下の手順でRC橋脚の水平力-水平変位関係を求めることとする。

各断面内で平面保持の仮定が成立するものとして、コンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ関係を与え、各断面の軸力と曲げモーメントのつり合い条件から、各断面ごとの初降伏時、終局時の曲げモーメント( $M_{yo}$ ,  $M_u$ )、曲率( $\phi_{yo}$ ,  $\phi_u$ )を求める。初降伏水平耐力 $P_{yo}$ および終局水平耐力 $P_u$ は、次式より算出される。

$$P_{yo} = M_{yo}/h \quad (1)$$

$$P_u = M_u/h \quad (2)$$

ここで、 $h$ は橋脚基部から水平力作用点までの高さである。また、初降伏変位 $\delta_{yo}$ は初降伏水平耐力 $P_{yo}$ を作用させた時の曲率分布より、次式により算出できる。

$$\delta_{yo} = \int_0^h \phi_y dy \quad (3)$$

ここで、 $y$ は水平力作用点からの距離である。今、骨格曲線における降伏曲率 $\phi_y$ および降伏変位 $\delta_y$ を式(4)および式(5)のように定義する。

$$\phi_y = (M_u/M_{yo})\phi_{yo} \quad (4)$$

$$\delta_y = (M_u/M_{yo})\delta_{yo} \quad (5)$$

終局変位 $\delta_u$ は、橋脚基部で発生する塑性ヒンジを

考慮して、次式により与えられる。

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(h - L_p/2) + \delta_e \quad (6)$$

ここで、 $L_p$ は塑性ヒンジ長で、 $0.1D \leq L_p \leq 0.5D$ の場合には $L_p = 0.2h - 0.1D$  ( $D$ =断面高さ)とする。また、 $\delta_e$ は軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる影響である。 $\delta_e$ の算出方法はH8道示には示されていないが、断面寸法の小さい模型実験ではこの影響が無視できないため、ここでは太田の手法<sup>15)</sup>に基づいて算出する。すなわち、フーチング内の軸方向鉄筋のひずみがフーチング上面からの距離に比例して減少すると過程すると、軸方向鉄筋のフーチングからの抜け出しによる橋脚の回転にともなう水平変位 $\delta_e$ は、次式により与えられる。

$$\delta_e = \theta \cdot H \quad (7)$$

$$\theta = \frac{A_s \cdot \epsilon_s \cdot \sigma_s}{U \cdot \tau_{bs} \cdot x} \quad (8)$$

ここで、 $A_s$ および $U$ は軸方向鉄筋の断面積および周長、 $\epsilon_s$ および $\sigma_s$ はフーチング上面における軸方向鉄筋のひずみおよび応力度、 $\tau_{bs}$ は軸方向鉄筋とフーチングのコンクリートとの平均付着応力度、 $x$ は中立軸から軸方向鉄筋までの距離である。

各断面の軸力と曲げモーメントを求めるには、帯鉄筋などの拘束材による拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ関係式<sup>16)</sup>を用いる必要がある。CFSで横拘束したRC橋脚にはCFSと帯鉄筋の両者による横拘束が生じるため、表-3に示すCFSと帯鉄筋の両者の拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式(式(9)~(15))を用いることとした。式(9)~(15)は、これまでの著者らの研究成果であり、CFSと帯鉄筋の両者で拘束したコンクリート柱の一軸圧縮実験を精度良く評価できるように提案したものである<sup>13), 14)</sup>。

なお、H8道示では最外縁の軸方向圧縮鉄筋位置のコンクリートが終局ひずみ $\epsilon_{cu}$ に達する時を終局としている。これは、H8道示では終局に至るまでにかぶりコンクリートは剥落していると想定しているためである。CFSで拘束した場合には、終局時までかぶりコンクリートは剥落しないため、本検討では圧縮縁のコンクリートが $\epsilon_{cu}$ に達する時を終局とした。

表-3 CFS と帯鉄筋の横拘束効果を考慮したコンクリートの応力度-ひずみ関係式<sup>1,3)</sup>

1. コンクリート柱の応力度 $f_c$ -ひずみ $\epsilon_c$ の関係									
(1) 第1領域 ( $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_t$ )									
a) $\rho_{CF}$ が小さく、軸方向応力度の下降域がある場合 ( $E_R \leq 0$ )									
$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\}$					ただし、 $n = \frac{E_c \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t}$				
b) $\rho_{CF}$ が大きく、軸方向応力度の下降域がない場合 ( $E_R > 0$ )									
$f_c = E_c \epsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( 1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_t} \right)^{n-1} \right\}$					ただし、 $n = \frac{(E_c - E_g) \epsilon_t}{E_c \epsilon_t - f_t}$				
(2) 第2領域 ( $\epsilon_t \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}$ )									
$f_c = f_t + E_g (\epsilon_c - \epsilon_t)$					(11)				
2. 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向応力度 $f_t$									
$f_t = f_{co} + (A_1 \rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + A_2 \rho_s f_{yh})$					(12)				
3. 第1領域から第2領域に変化する点の軸方向ひずみ $\epsilon_t$									
$\epsilon_t = 0.003 + \left( B_1 \frac{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF}}{f_{co}} + B_2 \frac{\rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)$					(13)				
4. 2次勾配 $E_R$									
$E_R = C_1 \frac{f_{co}^2}{\rho_{CF} \epsilon_{CF} E_{CF} + C_2 \rho_s f_{yh}} + C_3 \sqrt{\rho_{CF}} E_{CF}$					(14)				
5. 終局ひずみ $\epsilon_{cu}$									
$\epsilon_{cu} = D_1 + D_2 \left( \frac{\rho_{CF} f_{CF} + \rho_s f_{yh}}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left( \frac{f_{CF}}{E_{CF}} \right)^{\frac{1}{2}}$					(15)				
$E_c$ =初期弾性係数(N/mm <sup>2</sup> ), $E_{CF}$ =CFSの弾性係数(N/mm <sup>2</sup> ), $\epsilon_{CF}$ =第1領域から第2領域に変化する時のCFSの周方向ひずみ(ここでは1,500 $\mu$ とする), $f_{co}$ =無補強試験体のコンクリート強度(N/mm <sup>2</sup> ), $f_{CF}$ =CFSの引張強度(N/mm <sup>2</sup> ), $f_{yh}$ =帯鉄筋の降伏強度(N/mm <sup>2</sup> ), $\rho_{CF}$ =カーボンファイバー比(コンクリートに対するCFSの体積比), $\rho_s$ =帯鉄筋比(コンクリートに対する帯鉄筋の体積比)									
	A1	A2	B1	B2	C1	C2	C3	D1	D2
円形	1.93	2.20	0.00939	0.0107	-0.658	0.098	0.078	0.00383	0.1014
正方形	1.53	0.76	0.00995	0.0114	-1.198	0.107	0.012	0.00340	0.0802

4. 解析法との比較に用いる著者らの実験以外のデータ

前章に示した解析方法を用いて、水平載荷実験で得られた水平力-水平変位関係を解析するが、この際には、今回行った5体の円形断面橋脚に対する実験結果に加えて、著者らの実験以外に実験条件が道路橋RC橋脚に近いと判断される20体の実験データを追加した。表-4は解析対象として抽出した著者らの実験以外の供試体の特徴である。この中には無補強供試体が8体(円形断面2体、矩形断面6体)含まれており、CFSで補強した供試体は12体(円形断面2体、矩形断面10体)である。これらの供試体を含めると、実験条件は、断面寸法は40~70cm、矩形断面における長辺と短辺の比は1~1.5、せん断支間比(載荷点の高さ/断面高さ)は3.0~6.5、引張鉄筋比は0.51~1.30%、カーボンファイバー比  $\rho_{CF}$  は0.056~0.592%、帯鉄筋比  $\rho_s$  は0.115~0.571%、コンクリ

ート強度は25.7~41.8N/mm<sup>2</sup>、軸力比は1.4~10.7%の範囲となる。

表-5は各供試体の破壊状況を示したものである。参考文献により調査したため、一部、破壊状況が明らかではない供試体も含まれている。表-5より、円形断面の場合には、載荷が進行しても基部のはらみだしは顕著でなく、12 $\delta_y$ 程度の載荷段階で突然CFSが破断し、それとともに主鉄筋が座屈して、耐力が急速に低下することがわかる。これは、前章に示した著者らが実験した供試体No.2~No.5の実験結果とほぼ同じである。これに対して矩形断面で  $\rho_{CF}$  が比較的小さい場合(No.6A, No.8A, No.10A, No.12A)には、4 $\delta_y$ 程度の載荷段階に達すると橋脚基部ではらみだしが大きくなり、はらみだしを拘束しきれなくなるとCFSが破断し、同時に主鉄筋が座屈して終局に至っている。ただし、 $\rho_{CF}$  が0.5%以上と比較的大きい供試体(No.16A, No.20A)では、CFSが破断する前に終局に至っている。すなわち、No.16A

表-4 解析に用いた著者らの実験以外の供試体の特徴

No.	研究報告	形状	長辺もしくは直径 (mm)	長辺短辺	載荷点の高さ (mm)	せん断支間比	軸方向鉄筋比 (%)	帯鉄筋体積比 $\rho_s$ (%)	カーボンファイバー比 $\rho_{CF}$ (%)	コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )	軸力比 (%)
1A	文献-4	円形	350	—	1,500	4.3	1.58	0.571	0.000	33.0	3.0
2A		円形	350	—	1,500	4.3	1.58	0.571	0.382	33.0	3.0
3A	文献-5	円形	700	—	2,100	3.0	1.19	0.164	0.000	33.0	5.1
4A		円形	700	—	2,100	3.0	1.19	0.164	0.191	28.8	5.8
5A	文献-6	矩形	450	1.5	1,500	5.0	2.38	0.164	0.000	27.0	2.2
6A		矩形	450	1.5	1,500	5.0	2.38	0.164	0.122	27.0	2.2
7A	文献-7	矩形	500	1.0	2,000	4.0	2.03	0.115	0.000	39.2	2.6
8A		矩形	500	1.0	2,000	4.0	2.03	0.115	0.178	38.9	2.6
9A	文献-8	矩形	600	1.0	2,000	3.3	1.99	0.167	0.000	33.0	7.4
10A		矩形	600	1.0	2,000	3.3	1.99	0.167	0.223	30.3	6.9
11A	文献-9	矩形	600	1.5	2,600	6.5	2.33	0.128	0.000	41.8	1.4
12A		矩形	600	1.5	2,600	6.5	2.33	0.128	0.162	41.8	1.4
13A	文献-10	矩形	600	1.0	2,700	4.5	1.29	0.332	0.000	25.7	5.8
14A		矩形	600	1.0	2,700	4.5	1.29	0.332	0.148	25.7	5.8
15A		矩形	600	1.0	2,700	4.5	1.29	0.332	0.296	25.7	5.8
16A		矩形	600	1.0	2,700	4.5	1.29	0.332	0.592	25.7	5.8
17A	文献-11	矩形	700	1.0	3,200	4.6	2.59	0.273	0.000	36.7	10.7
18A		矩形	700	1.0	3,200	4.6	2.59	0.273	0.190	38.3	10.2
19A		矩形	700	1.0	3,200	4.6	2.59	0.273	0.317	37.2	10.5
20A		矩形	700	1.0	3,200	4.6	2.59	0.273	0.507	38.9	10.1

表-5 解析に用いた著者らの実験以外の供試体の破壊状況

No.	研究報告	形状	基部の はらみだし	CFS破断		主鉄筋破断		破壊形態	損傷範囲
				有無	サイクル	有無	サイクル		
1A	文献-4	円形	7 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	不明
2A		円形	なし	あり	12 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約150mm
3A	文献-5	円形	5 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約350mm
4A		円形	12 $\delta_y$	あり	12 $\delta_y$	あり	13 $\delta_y$	CFSの破断	基部~約120mm
5A	文献-6	矩形	-4 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約1,300mm
6A		矩形	-5 $\delta_y$	あり	-6 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約450mm
7A	文献-7	矩形	不明	—	—	不明	—	不明	不明
8A		矩形	不明	不明	不明	不明	—	不明	不明
9A	文献-8	矩形	5 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約600mm
10A		矩形	7 $\delta_y$	あり	7 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約300mm
11A	文献-9	矩形	不明	—	—	なし	—	主鉄筋降伏後のせん断破壊	不明
12A		矩形	7 $\delta_y$	不明	不明	なし	—	不明	不明
13A	文献-10	矩形	不明	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	不明
14A		矩形	不明	あり	12 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	不明
15A		矩形	不明	あり	12 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	不明
16A		矩形	不明	なし	—	あり	16 $\delta_y$	主鉄筋の座屈	不明
17A	文献-11	矩形	4 $\delta_y$	—	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約900mm
18A		矩形	7 $\delta_y$	あり	7 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約500mm
19A		矩形	7 $\delta_y$	あり	7 $\delta_y$	なし	—	CFSの破断	基部~約300mm
20A		矩形	7 $\delta_y$	なし	—	なし	—	主鉄筋の座屈	基部~約350mm

( $\rho_{CF}=0.592\%$ )は、3 $\delta_y$ で最大耐力となった後、徐々に耐力が低下し、16 $\delta_y$ で主鉄筋が座屈して終局に至っており、また、No.20A ( $\rho_{CF}=0.507\%$ )は、2 $\delta_y$ で最大耐力となった後、徐々に耐力が低下し、8 $\delta_y$ で主鉄筋が座屈して終局に至っており、終局時には基部

の内部コンクリートが損傷してはらみだし、基部の断面形状が矩形から円形に近い状態にまで変化している。

表-6 終局水平耐力と終局変位の推定精度 (著者らの実験データ)

No.	研究報告	形状	終局水平耐力			終局変位				
			実験 (kN)	計算 (kN)	計算 実験	実験 (mm)	計算 (mm)			計算 実験
							躯体柱	抜け出し	合計	
1	著者らの実験	円形	85.4	76.0	0.89	41.0	8.3	12.5	20.8	0.51
2		円形	82.9	77.1	0.93	47.1	12.7	21.7	34.4	0.73
3		円形	80.2	76.9	0.96	56.9	15.0	26.3	41.3	0.73
4		円形	85.6	77.0	0.90	60.1	17.2	30.8	48.0	0.80
5		円形	81.0	77.7	0.96	52.5	15.0	26.5	41.5	0.79

表-7 終局水平耐力と終局変位の推定精度 (著者らの実験以外の実験データ)

No.	研究報告	形状	終局水平耐力			終局変位				
			実験 (kN)	計算 (kN)	計算 実験	実験 (mm)	計算 (mm)			計算 実験
							躯体柱	抜け出し	合計	
1A	文献-4	円形	57.9	54.8	0.95	83.0	17.0	33.7	50.7	0.61
2A		円形	58.8	56.6	0.96	143.0	32.1	80.8	112.9	0.79
3A	文献-5	円形	320.8	303.9	0.95	50.0	13.3	14.3	27.6	0.55
4A		円形	344.4	306.6	0.89	95.0	28.9	40.4	69.3	0.73
5A	文献-6	矩形	109.8	104.5	0.95	56.0	21.4	31.8	53.2	0.95
6A		矩形	114.7	104.6	0.91	84.0	40.2	70.5	110.7	1.32
7A	文献-7	矩形	234.9	218.5	0.93	52.2	27.8	27.0	54.8	1.05
8A		矩形	235.4	219.4	0.93	66.9	47.3	50.1	97.4	1.46
9A	文献-8	矩形	411.9	446.0	1.08	45.8	19.1	18.5	37.6	0.82
10A		矩形	397.2	445.6	1.12	68.0	41.6	45.7	87.3	1.28
11A	文献-9	矩形	146.7	154.4	1.05	95.8	50.7	73.5	124.2	1.30
12A		矩形	153.2	154.6	1.01	130.7	81.0	132.1	213.1	1.63
13A	文献-10	矩形	205.9	204.0	0.99	86.0	39.9	54.4	94.3	1.10
14A		矩形	205.9	205.2	1.00	107.0	62.3	92.0	154.3	1.44
15A		矩形	205.9	205.9	1.00	116.0	80.3	122.3	202.6	1.75
16A		矩形	205.9	206.9	1.00	146.0	114.3	179.3	293.6	2.01
17A	文献-11	矩形	540.3	557.2	1.03	83.0	32.8	43.9	76.7	0.92
18A		矩形	564.9	565.1	1.00	140.0	58.0	95.5	153.5	1.10
19A		矩形	549.2	565.8	1.03	140.0	70.8	121.3	192.1	1.37
20A		矩形	545.2	572.6	1.05	160.0	90.8	162.3	253.1	1.58

### 5. 終局水平耐力および終局変位の推定精度

表-6, 7 は, 式(2), (6)を用いて解析した終局水平耐力  $P_u$ , 終局変位  $\delta_u$  の計算値を実験値と比較した結果である。ここで, 実験上の終局変位とは, 以下のように終局変位を定義して, 実験で求められた履歴曲線から著者らが再度, 求め直したものである。すなわち, 前述のように載荷がある段階に達すると, 主鉄筋が屈服し始め内部コンクリートがはらみだそうとするが, 円形断面の場合や  $\rho_{CF}$  が小さい矩形断面の場合には, はらみだしを拘束しきれずに CFS が破断して耐力が低下する。矩形断面でも  $\rho_{CF}$  を大きくして CFS で十分横拘束した場合には, CFS が破断する前に主鉄筋が大きく屈服したり破断して耐力が低下することがある。したがって, CFS の破断をもとに終局を定義することはできないため, ここでは, 水平力が最大耐力に達した後, 再び降伏耐力にまで低下した時点を終局と定義する。なお, CFS が破断

する場合には CFS の破断と同時に水平力は降伏耐力以下に低下するため, CFS の破断時を終局とみなしたことと同じになる。

なお, 表-6, 7 に示したように, 終局変位の計算値のうち, 軸方向鉄筋の抜け出しによる影響が非常に大きくなっている。現段階では鉄筋の抜け出し量を簡易に精度良く求める実験方法や解析方法が確立されていないため, 計算値がどの程度の精度で実験値を再現しているかは不明であるが, 今後, いかに精度良く抜け出し量を求めるかが重要である。

表-6, 7 より, 終局水平耐力  $P_u$  について実験値と式(2)による解析値を比較した結果が図-12 である。実験値と計算値は良く一致していることがわかる。図-13 は, 終局変位  $\delta_u$  について実験値と式(6)による計算値を比較した結果である。補強前の供試体については, 円形断面, 矩形断面ともに計算値は実験値と良く一致している。また補強後についても, 円形断面に対しては計算値は実験値と良く合っているの

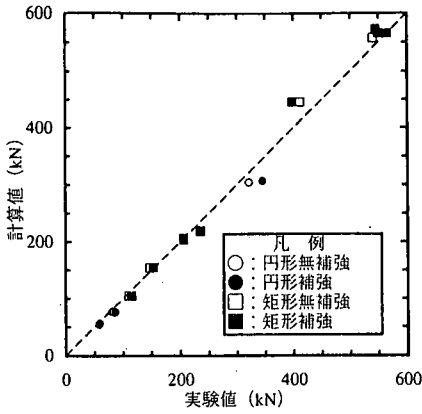


図-12 終局水平耐力  $P_u$  の実験値と計算値の比較

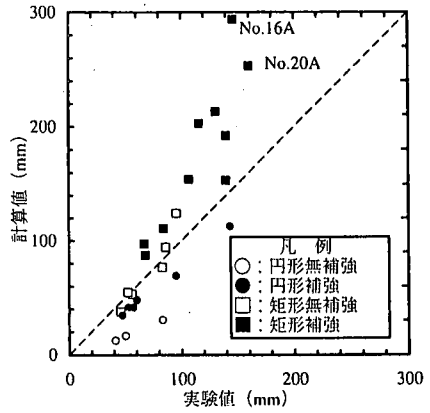
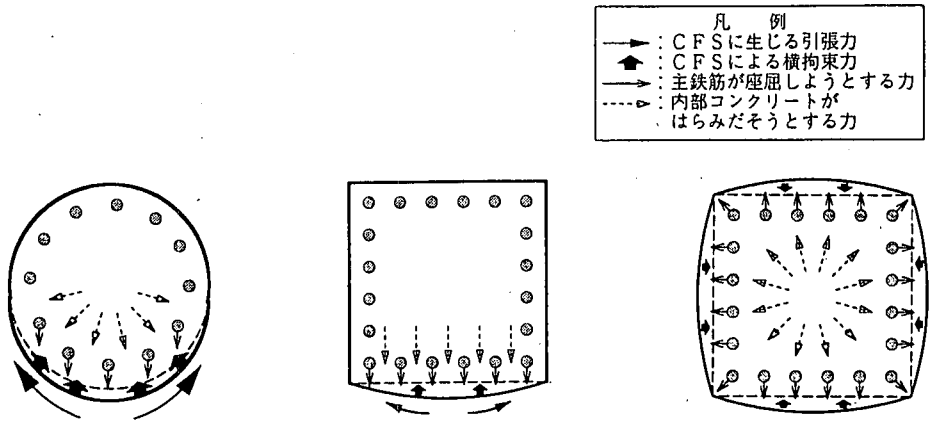


図-13 終局水平変位  $\delta_u$  の実験値と計算値の比較



(a) 円形断面，水平載荷実験の場合，(b) 矩形断面，水平載荷実験の場合，(c) 矩形断面，一軸圧縮実験の場合

図-14 断面形状による拘束状態の違いおよび一軸圧縮実験と水平載荷実験における拘束状態の違い

に対して，矩形断面に対しては計算値は実験値よりも大きく評価されている。

このように，補強した矩形断面に対しては解析値の精度が低いのは，円形断面と矩形断面とではCFSによる拘束の状態が異なっているためと考えられる。すなわち，円形断面の場合には，図-14(a)に示すように，内部コンクリートがはらみだしてくると，周方向に巻いたCFSは橋脚側面を両端としたアーチ部材のように変形し，はらみだしに抵抗すると考えられるため，CFSにより，橋脚には大きな拘束力が与えられる。これに対して矩形断面の場合には，図-14(b)のように，内部コンクリートがはらみだすと，周方向に巻いたCFSは隅角部を両端とした梁部材のように変形し，曲げ部材としてはらみだしに抵抗すると考えられる。ところが，CFSは一方向の引張力に対しては大きな抵抗力を発揮するが，1枚当たりの厚さが  $t=0.1\sim 0.2\text{mm}$  に過ぎず，曲げ剛性がほとんどないため，曲げ部材としての抵抗力はない。このため円形断面の場合には，CFSにより大きな拘束力が生じて，はらみだしを抑える効果があるのに対して，

矩形断面の場合には，CFSには大きな拘束力は生じず，はらみだしを抑える効果は小さい。このように，円形断面と矩形断面でははらみだしに対する抵抗の仕方が異なるため，矩形断面の場合には，円形断面の場合と同程度にはらみだしたとしてもCFSに生じる引張力は小さい。矩形断面の場合でも，CFSの破断直前にははらみだしが大きくなるため，CFSの周方向ひずみは徐々に大きくなり，このためCFSに生じる引張力も大きくなるが，この張力は円形断面の場合ほど有効に拘束力として作用しない。なお，ここでは周方向にのみCFSを巻いた場合を想定したが，縦方向にもCFSを貼り付けた場合には，縦横のCFSが膜のように抵抗する効果があると考えられる。このような場合にも，基本的には周方向にのみ巻いた場合と同様の考え方によって，円形断面の方が矩形断面よりも拘束効果が大きくなると考えられる。

ここで重要な点は，一軸圧縮実験より得られた式(12)~(15)の応力-ひずみ関係には円形断面と正方形断面による違いが考慮されているが，矩形断面の場合には一軸圧縮実験によるCFSの変形状態と水平載

荷実験による CFS の変形状態が同一ではないという点である。すなわち、矩形断面の場合には、一軸圧縮実験では、図-14(c)のように内部コンクリートが4面においてはらみだそうとする結果、4面からコンクリートに拘束力が伝えられるのに対して、水平載荷実験では、図-14(b)のように載荷により圧縮側となる一面でしかはらみださないため、この面からしかコンクリートに拘束力が伝えられない。したがって、矩形断面では、一軸圧縮実験では供試体の全周から拘束力を与えられるのに対して、水平載荷実験では供試体の一部からしか拘束力が与えられないため、水平載荷実験の場合には一軸圧縮実験の場合よりもさらに拘束効果が低下すると考えられる。

また、矩形断面のうち、CFS が破断しなかった No.16A, No.20A では、計算上の終局変位は実験値のそれぞれ 2.04 倍、1.58 倍と大きく評価されている。これは、一軸圧縮試験から求めた式(12)~(15)では、CFS の破断時を終局と定義しているため、終局時には CFS の破断強度相当の拘束力がコンクリートに作用すると仮定しているにもかかわらず、No.16A および No.20A では式(12)~(15)で想定しただけの拘束力が作用する前に水平耐力が低下して終局に至ったためである。これは、No.16A および No.20A では、 $\rho_{CF}$  が 0.5% 以上と非常に大きいため、内部コンクリートが大きくはらみだしても CFS は破断せず、このため内部コンクリートの損傷が進展し、最終的に CFS との付着が切れてぼろぼろに崩れて圧縮荷重を支持できなくなり終局に至ったためである。したがって、CFS が破断する前に終局状態に至る場合に式(12)~(15)を適用すると、計算上の終局変位は実験値を過大評価することになる。

円形断面については、このように  $\rho_{CF}$  が大きい場合の実験データはないが、矩形断面に比べて拘束力が大きいと、繰返し載荷によって内部コンクリートの損傷は進展しても、矩形断面のように、CFS が破断する前に大きくはらみだしてコンクリートがぼろぼろに崩れることはないと考えられる。したがって、ここでは円形断面については、CFS が破断する前に終局となる状態は考慮する必要はないと考えられる。

なお、例えば一辺の長さが 3m の正方形断面橋脚の場合には、 $\rho_{CF}$  を 0.5% にするためには 25 層程度の CFS (1m<sup>2</sup>当たりの炭素繊維量が 300g の場合) を巻かなければならず、コストや施工性を考慮すると、現実的にはこのように  $\rho_{CF}$  が大きくなることはほとんどないと考えられる。

以上のように、一軸圧縮実験と水平載荷実験における拘束および破壊状態は、円形断面の場合にはは

ば一致するが、矩形断面の場合には異なっている。このため、一軸圧縮実験から得られた式(9)~(15)を矩形断面に対して適用する場合には、円形断面よりも拘束効果が小さくなることを補正する必要がある。

## 6. 矩形断面橋脚に対する終局変位の算定方法の提案

前述のように、矩形断面橋脚の場合には、式(9)~(15)をそのまま適用できないため、ここでは矩形断面橋脚を対象にして終局変位の算定方法を検討する。式(9)~(15)のうち、終局変位に最も影響を及ぼすのは、コンクリートの終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を与える式(15)である。式(15)において、 $\rho_{CF}f_{CF}$  はカーボンファイバー比  $\rho_{CF}$  と CFS の破断強度  $f_{CF}$  の積であり、CFS が最大限發揮できる拘束力を表している。また、 $f_{CF}/E_{CF}$  は CFS の破断時のひずみを表している。ここで、 $E_{CF}$  は CFS の弾性係数である。これらを終局ひずみ  $\epsilon_{cu}$  を与えるパラメータとしているのは、一軸圧縮実験では CFS の破断時を終局と定義し、この時点においては、CFS は破断強度に相当する拘束力を發揮すると仮定しているためである。

しかしながら、図-14(b)、(c)に示したように、実際には、矩形断面の場合には一軸圧縮実験に相当するような大きな拘束力は生じていない。また、CFS が破断しない場合には、当然 CFS はまだ破断強度に達していない。そのため、式(15)において、 $f_{CF}$  としては、終局時に実際に CFS に生じる引張応力度を用いる必要がある。このため、終局時に実際に CFS に生じる周方向ひずみ  $\epsilon_{CFr}$  を、CFS の破断ひずみ  $\epsilon_{CFu}$  を基準に次式のように与えることにする。

$$\epsilon_{CFr} = C_{CF} \cdot \epsilon_{CFu} \quad (16)$$

ここで  $C_{CF}$  は断面補正係数である。このようにすると、終局時に実際に CFS に生じる引張応力度は次式のようにになる。

$$f_{CF} = C_{CF} \epsilon_{CFr} E_{CF} \quad (17)$$

式(17)では、 $C_{CF}$  をどのように与えるかが重要である。これにはいろいろな方法が考えられるが、水平載荷実験で得られた CFS の周方向ひずみから、 $C_{CF}$  を定めるのが最も確実な方法である。

そこで、表-1 および表-4 に示した 25 体の供試体のうち、CFS の周方向ひずみが測定されている 9 体から  $\epsilon_{CFr}$  を求めた結果が表-8 である。表-8 には、 $\epsilon_{CFr}$ 、

表-8 終局時におけるCFSの周方向ひずみ  $\epsilon_{CFr}$

No.	形状	終局時における CFSの周方向ひずみ $\epsilon_{CFr}$			損傷範囲
		$\epsilon_{CFr}(\mu)$	基部から測定位置までの高さ(mm)	$\epsilon_{CFr}$ $\epsilon_{CFu}$	
2	円形	*8,700	87.5	0.58	基部~約80mm
3	円形	*12,000	87.5	0.80	基部~約30mm
4	円形	17,700	87.5	1.18	基部~約100mm
5	円形	*9,500	75.0	0.63	基部~約70mm
4A	円形	*4,000	240	0.27	基部~約180mm
10A	矩形	1,500	280	0.10	基部~約300mm
18A	矩形	9,600	450	0.64	基部~約500mm
19A	矩形	2,000	150	0.13	基部~約300mm
20A	矩形	8,100	150	0.54	基部~約350mm

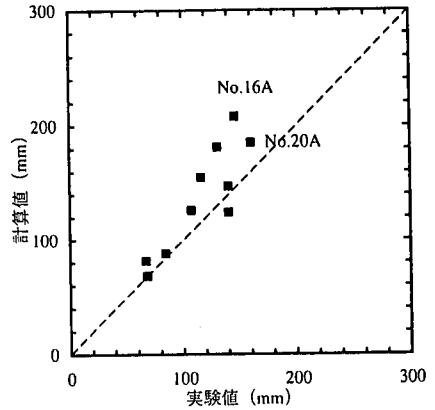
注1)  $\epsilon_{CFu}$ : 公称破断ひずみ (=15,000  $\mu$ ) とした。  
 注2) \*: 損傷範囲外で測定されたひずみ

基部から測定位置までの高さ、 $\epsilon_{CFr}$ と $\epsilon_{CFu}$ との比および橋脚の損傷範囲を示している。ここで、 $\epsilon_{CFu}$ としては公称破断ひずみ (=15,000  $\mu$ ) を用いた。 $\epsilon_{CFr}$ としては、損傷範囲内で測定したひずみが望ましいが、実験によってはこの範囲でひずみが測定されていない場合もある。この場合には損傷範囲に最も近い位置で測定されたひずみのうちの最大値を示した。

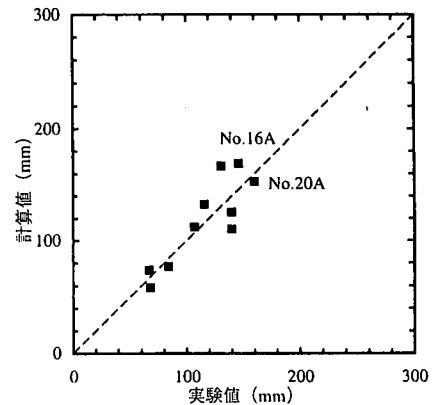
表-8より、円形断面の場合には、損傷範囲内で測定したNo.4では、 $\epsilon_{CFr}$ は $\epsilon_{CFu}$ の1.18倍に達しており、損傷範囲外で測定されたNo.2, No.3, No.5でも、 $\epsilon_{CFr}$ は $\epsilon_{CFu}$ の0.58~0.80倍に達している。 $\epsilon_{CFr}$ が $\epsilon_{CFu}$ を上回ることはあり得ないが、ここでは $\epsilon_{CFu}$ として公称値を用いているため、このようなことになっていると考えられる。No.4Aだけが $\epsilon_{CFr}$ は $\epsilon_{CFu}$ の0.27倍と小さい。これは、 $\epsilon_{CFr}$ は周方向に一樣に分布しているとは限らないこと、またひずみゲージが $\epsilon_{CFr}$ が最大となる位置に設置されているとは限らないことなどが原因と考えられる。

これに対して矩形断面の場合には、CFSが破断しなかったNo.20Aでは、損傷範囲内で8,100  $\mu$ 程度のひずみが生じており、これは $\epsilon_{CFu}$ の0.54倍である。同様に、損傷範囲内で測定されたNo.18Aでは、 $\epsilon_{CFr}$ は $\epsilon_{CFu}$ の0.64倍であり、この程度が $\epsilon_{CFr}/\epsilon_{CFu}$ の最大値と考えられる。No.10A, No.19Aでは、 $\epsilon_{CFr}/\epsilon_{CFu}$ はそれぞれ0.10, 0.13と小さい。

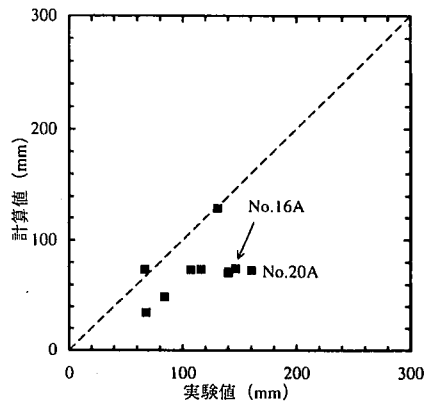
これより、データ数は十分ではないが、概ね、円形断面の場合には、 $\epsilon_{CFr}/\epsilon_{CFu}$ は1.0程度、矩形断面の場合には、 $\epsilon_{CFr}/\epsilon_{CFu}$ は0.5程度と考えられる。ただし、表-8に示した $\epsilon_{CFr}$ だけではデータ数が十分ではなく、これだけで $C_{CF}$ を定めることは適切ではない。そこで、矩形断面について $C_{CF}$ を変化させて各供試体の終局変位を計算し、実験値と比較すること



(a)  $C_{Cr}=2/3$ とした場合



(b)  $C_{Cr}=1/2$ とした場合



(c)  $C_{Cr}=0$ の場合

図-15 矩形断面供試体に対する式(16)および式(17)による終局変位の計算値と実験値の比較

により $C_{CF}$ を求めた。図-15は、 $C_{CF}$ を2/3, 1/2, 0とした3ケースについて実験値と計算値を比較したものである。 $C_{CF}=0$ は、終局ひずみの算定にCFSの効果を全く考慮しない場合に相当する。また、前述した図-13は $C_{CF}=1$ とした場合に相当する。これより、



$C_{CF}=1/2$ とした場合に、計算上の終局変位は実験値と最も良く一致していることがわかる。

以上より、式(16)の断面補正係数 $C_{CF}$ として、円形断面の場合には $C_{CF}=1$ 、矩形断面の場合には $C_{CF}=1/2$ とすることを提案する。

なお、CFSで補強した橋脚の破壊モードには、曲げ破壊型だけではなく、せん断破壊型や曲げ降伏後のせん断破壊型があるが、これらの場合にはコンクリートに横拘束が十分に与えられる前に破壊に至っているため、ここで提案した算定方法では十分な精度が得られない。したがって、ここで提案した算定方法を適用する場合には、曲げ破壊型となるように十分なせん断補強を行うことを前提とする。

## 7. 結論

本研究では、CFSで横拘束した5体の円形断面RC橋脚の正負交番水平載荷実験を行うとともに、これに20体の著者らの実験以外の水平載荷実験結果を加え、合計25体の実験結果をもとに、H8道示におけるファイバーモデルの考え方をを用いて、CFSで横拘束したRC橋脚の終局変位の算定法を提案した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) 円形断面RC橋脚を対象にした正負交番水平載荷実験では、繰返し載荷を行っても、しばらく耐力の安定した状態が続き、載荷段階が $10\delta_y$ 程度に達した時点でCFSが破断して終局に至った。CFSの破断前には、顕著なはらみだしは認められなかった。また、 $\rho_{CF}$ が大きいほど終局変位は増加し、CFSによるじん性の向上が確認できた。

(2) これに対して、CFSで横拘束した矩形断面橋脚に繰返し載荷を加えた場合には、 $\rho_{CF}$ が小さいと、 $4\delta_y$ 程度に達すると基部のはらみだしが大きくなり、その後はらみだしを拘束しきれなくなった段階でCFSが破断して終局に至る。 $\rho_{CF}$ が0.5%以上と非常に大きい場合には、 $\rho_{CF}$ が小さい場合より内部コンクリートが大きくはらみだすため、内部コンクリートとCFSの付着が切れて内部コンクリートがほろほろに崩れ、CFSが破断する前に終局に達する場合がある。

(3) 終局時に生じるCFSの周方向ひずみ $\epsilon_{CFr}$ は、円形断面の場合には公称破断ひずみ $\epsilon_{CFu}$  ( $=15,000 \mu$ ) とほぼ同程度であるのに対して、矩形断面の場合には、ばらつきが大きいのが、その1/2程度に過ぎない。

(4) CFSで補強したRC橋脚の終局変位を、H8道示に示されているファイバーモデルの考え方をを用いて算出する方法を提案した。このとき、コンクリート

の応力度-ひずみ関係として、著者らが提案したCFSと帯鉄筋の両者の拘束効果を考慮できるコンクリートの応力度-ひずみ関係式(式(9)~(17))を用いた。この計算方法を用いると、円形断面橋脚に対しては実験値と良く一致する結果を与える。

(5) 矩形断面に対して、(4)と同様の方法で終局変位を計算する場合には、式(17)において、 $C_{CF}=1/2$ 程度とすることにより、実験値と精度良く一致した終局変位を与えることができる。

謝辞：本研究を遂行するにあたって、建設省土木研究所星隈順一博士と日鉄コンポジット(株)小林朗氏に実験データの提供および解析に御協力を頂きました。また、(財)土木研究センター「炭素繊維を用いた耐震補強法研究会」において、種々の有益な御意見を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 森山智明, 松本信之, 涌井一, 岡野素之, 大内一: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱のじん性補強に関する実験, 土木学会第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.323-328, 1997.
- 2) 宮瀬史裕, 西村高明, 小林朗, 塩屋俊幸: 高軸力を受けるRC柱の炭素繊維シートによる耐震補強実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.231-236, 1997.
- 3) 細谷学, 宇治公隆: 炭素繊維シート量が円形断面RC橋脚のじん性に与える影響, 土木学会コンクリート技術シリーズ28 コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像 第II編シンポジウム論文集, pp.167-174, 1998.
- 4) 小林朗, 松井繁之, 季泳昊, 真鍋隆, 伊藤嘉修: 炭素繊維シートによるRC橋脚の耐力およびじん性補強に関する研究, 土木学会コンクリート技術シリーズ28 コンクリート構造物の補強設計・施工の将来像 第II編シンポジウム論文集, pp.175-185, 1998.
- 5) (財)土木研究センター: 炭素繊維シートを用いた耐震補強法研究会報告書, 1996.
- 6) 長田光司, 大野晋也, 山口隆裕, 池田尚治: 炭素繊維シートで補強した鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第1号, pp.189-203, 1997.
- 7) 冷水真一郎, 桑野忠生, 植木博: カーボン繊維によるRC橋脚の耐震性向上実験, 土木学会第51回年次学術講演会, V-536, pp.1070-1071, 1996.9.
- 8) 金海鉦, 袴田文雄, 井上晋, 小林和夫: 耐力補強に着目した炭素繊維シートによるRC橋脚補強の実験的研

- 究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, pp.243-248, 1997.
- 9) 大野了, 大内一: 炭素繊維によるRC橋脚の耐震補強に関する実験的検討, 土木学会第51回年次学術講演会, V-476, pp.950-951, 1996.9.
- 10) 藤原祐一郎, 小野紘一, 嶋村貞夫, 松村誠: 炭素繊維シートを用いた耐震補強, 耐震補強・補修技術, 耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会土木施工研究委員会, pp.119-126, 1997.
- 11) (財) 鉄道総合技術研究所: 炭素繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法設計・施工指針, 1996.
- 12) 細谷学, 川島一彦, 星隈順一: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.592/V-39, pp.37-52, 1998.5.
- 13) 細谷学, 川島一彦: 炭素繊維シートで横拘束したコンクリート柱の応力度-ひずみ関係に及ぼす既存帯鉄筋の影響とその定式化, 土木学会論文集, No.620/V-43, pp.25-42, 1999.5.
- 14) 細谷学, 川島一彦: 炭素繊維シートと帯鉄筋で横拘束したコンクリート柱の軸方向応力度-ひずみ関係の定式化, 東京工業大学土木工学科耐震工学研究グループ, TIT/EERG 98-3, 1998年2月.
- 15) 太田実: 単一柱形式鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計法に関する研究, 土木研究所報告第153号, 1980.3.
- 16) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W. : Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, May 1997.
- (1999.5.27 受付)

## AN EVALUATION MODEL OF DUCTILITY CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE PIERS CONFINED WITH CARBON FIBER SHEET

Manabu HOSOTANI, Kazuhiko KAWASHIMA and Kimitaka UJI

An evaluation method to predict the ductility capacity of reinforced concrete columns strengthened by wrapping carbon fiber sheet(CFS) is proposed. A series of cyclic loading tests were conducted for five circular reinforced concrete columns. Based on the existing 20 test results conducted by other researchers in addition to the 5 tests presented in this study, the fiber model specified in the Seismic Design Specifications of Highway Bridges 1995 was clarified for evaluating the ultimate displacement. The stress vs. strain model of concrete confined by both tie and CFS, which was developed by the first two authors, was used in the analysis. Introducing a modification factor for the rectangular columns, it is shown that the ultimate displacement for the 25 specimens can be satisfactorily predicted.