

炭素繊維シートを巻いた円形断面 RC 橋脚の 耐震性に関する実験的検討

米田慶太¹・川島一彦²・庄司学³

¹正会員 大林組東北支店（〒039-4224 青森県下北郡東通村大字白糖字前坂下 34-1）

²フェロー 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

³正会員 修（工） 東京工業大学助手 大学院理工学研究科（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

1. まえがき

現在、せん断耐力やじん性の向上を目的として鋼製巻き立てによる耐震補強が各所で実施されており、施工性の制約がある箇所等では炭素繊維シート（以下、CFS と呼ぶ）を用いた耐震補強が普及しつつある。これは、CFS が軽量で強度が高く、弾性係数も鉄筋と同程度であることから、これを巻き立てることにより、せん断耐力や曲げじん性の向上、主鉄筋段落し部のせん断破壊防止に効果があるためである。

CFS を用いた RC 橋脚の耐震補強に関しては現在までも多数の研究が行われているが^{1)~3)}、これらは矩形断面橋脚を対象としたり、せん断破壊先行型の橋脚に CFS 巻き立てすることによりじん性が向上することを解明した研究が多く、曲げ破壊先行型の円形断面橋脚を対象として CFS 巻き立ての効果を検討した研究は比較的少ない。以上より、本研究では、曲げ破壊先行型の円形断面鉄筋コンクリート橋脚を対象として、帯鉄筋比と CFS の巻き立て量を変化させた状態で繰り返し載荷実験を行い、これらが変形性能に及ぼす影響について検討した。

2. 実験に用いた供試体および実験方法

（1）実験供試体

本実験では表-1 に示すように、帯鉄筋量と CFS の巻き立て量をそれぞれ 2 種類に変化させた 4 体に CFS 巻き立てを行わない 2 体を加えて、合計 6 体の供試体に対する繰り返し載荷実験を行った。図-1 に示すように、供試体は直径 400mm の円形断面であり、橋脚基部から載荷点までの高さは 1350mm、せ

ん断支間比は 3.38 である。軸方向鉄筋としてはいずれの供試体にも D16 (SD295) を円周に沿って 12 本配置した。軸方向鉄筋比は 1.89% であり、これは都市高架橋としては標準的な値である。帯鉄筋としては D6 (SD295) を用い、この間隔を 150mm（以下、A シリーズと呼ぶ）、300mm（以下、B シリーズと呼ぶ）の 2 種類に変化させた。帯鉄筋比（体積比） ρ_s は A シリーズでは 0.256%、B シリーズでは 0.128% となる。昭和 55 年道路橋示方書より前の基準では、帯鉄筋の重要性に対する配慮は考慮されておらず、シリーズ A はこうした時代の橋脚に典型的な帯鉄筋量を想定したものである。

本実験に用いた CFS の特性は表-2 に示す通りであり、これを周方向に 1 層および 2 層に巻き付けて横拘束した。炭素繊維シート比（以下、CFS 比と呼ぶ） ρ_{CF} を次式のように定義すると、CFS 比は 1 層巻きした場合には 0.111%、2 層巻きした場合には 0.222% となる。

$$\rho_{CF} = \frac{4nt_{CF}}{D} \quad (1)$$

ここで、 t_{CF} ：炭素繊維シート 1 層の厚さ、 n ：炭素繊維シートの巻き付け層数、 D ：実験供試体の断面長である。

無補強の A1、B1 供試体を平成 8 年道路橋示方書⁴⁾に規定される地震時保有水平耐力法に基づいて照査するとどのような結果を示したかが表-3 である。これによれば、A1、B1 いずれの供試体もせん断破壊型の破壊モードとなる。道路橋示方書のせん断耐力算定式がかなり安全側の値を与えるため、後述するように実際には曲げ破壊型の破壊モードとなった。

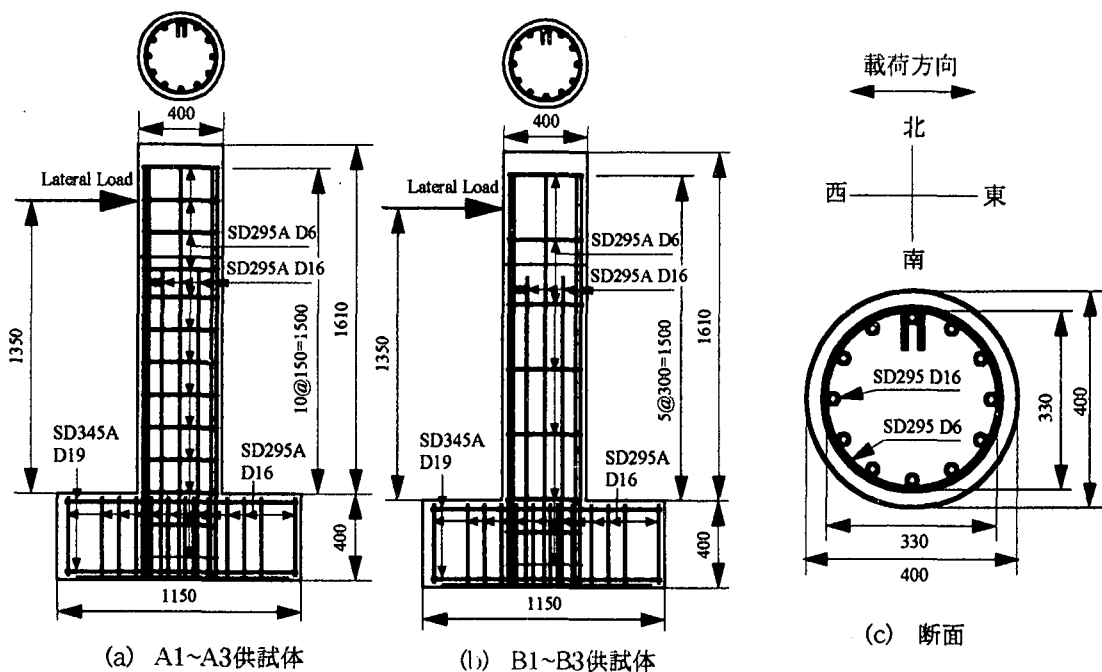


図-1 実験供試体

表-1 実験供試体の特性

供試体名	Aシリーズ			Bシリーズ		
	A1	A2	A3	B1	B2	B3
断面直径 (mm)	400					
載荷点高さ (mm)	1350					
せん断支間比	3.375					
軸方向鉄筋比 (%)	0.189					
帯鉄筋	D6@150			D6@300		
帯鉄筋比 (%)	0.256			0.128		
炭素繊維シート比 (%)	0	0.111	0.222	0	0.111	0.222
コンクリート強度 (MPa)	30.0	30.0	27.5	30.0	30.0	27.5
軸方向応力度比 (%)	4.9	4.9	5.3	4.9	4.9	5.3

表-2 炭素繊維シートの材料特性

	公称値	実験値
繊維目付量 (g/m ²)	200	200
シート厚さ (mm)	0.111	0.111
引張強度 (MPa)	3400	4476
弾性係数 (GPa)	230	266
破断ひずみ (%)	1.50	1.63

表-3 地震保有水平耐力法による供試体の照査

供試体	A1	B1
初降伏荷重 (kN)	83.3	83.8
初降伏変位 (mm)	4.5	4.4
タイプI終局耐力 (kN)	107.9	106.5
タイプII終局耐力 (kN)	108.5	107.1
タイプI終局変位 (mm)	13.0	10.9
タイプII終局変位 (mm)	15.4	12.0
せん断耐力 (kN)	43.4	21.7
破壊形態	せん断破壊	せん断破壊

(2) 載荷方法

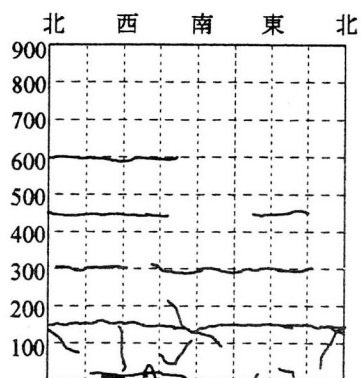
実験では、一定振幅変位漸増方式によりドリフト比 0.5%に相当する 6.75mm の変位を基準振幅とし

て、その整数倍の変位振幅で 3 回ずつの繰り返し載荷を行った。ここで、ドリフト比とは橋脚基部から載荷点高さまでの距離 1350mm に対する載荷点の水平変位の比である。橋脚天端には上部構造重量として 1.47MPa の一定軸力を作用させた。供試体は載荷方向にはスィベルヘッドによりピン支持されているが、載荷方向とは直角方向には拘束しなかったために、載荷が進み橋脚基部の塑性ヒンジ化が進展すると、載荷方向とは直角方向に傾斜するようになった。

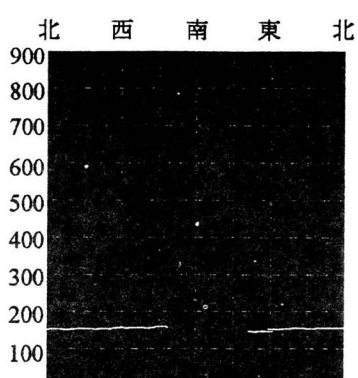
3. 橋脚の破壊性状

図-2 にはドリフト比が 3% の場合と載荷をうち切った最終状態での損傷状況を 6 体の供試体に対して示したものである。帯鉄筋比 ρ_s が 0.256% と大きい方で、CFS 補強していない A1 供試体では、ドリフト比が 3.5% になると載荷方向に直角な面で軸方向鉄筋の座屈が始まり、これに伴ってかぶりコンクリートが橋脚基部から 300mm 程度の高さまで剥落し、水平方向の耐力が急激に低下した。ドリフト比が 4.0% に達すると水平方向の耐力は最大耐力時の 50% 以下にまで低下し、実験を終了した。

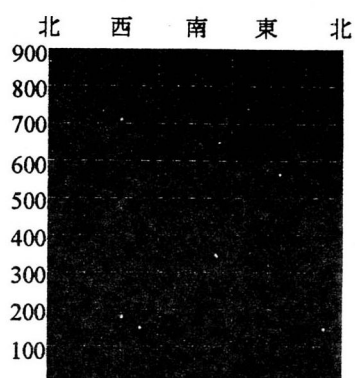
A1 供試体を CFS 1 層で巻き立てた A2 供試体では、ドリフト比が 3.5% になると基部から 300mm 付近で上下方向に CFS が裂け始めた。ドリフト比が 5.5% になると基部付近で CFS が水平方向に高さ 2cm 程度の範囲で破断し外にめくれ上がった。この直後に実験供試体が載荷方向と直角方向に傾斜したため実験を終了した。また、A1 供試体に CFS を 2 層巻き立てた A3 供試体においても損傷状況の進展には A2



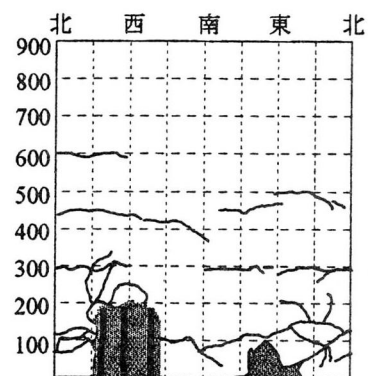
(a) A1供試体



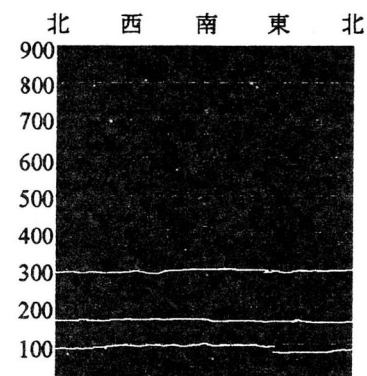
(b) A2供試体



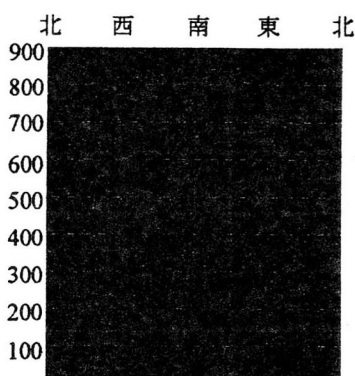
(c) A3供試体



(d) B1供試体

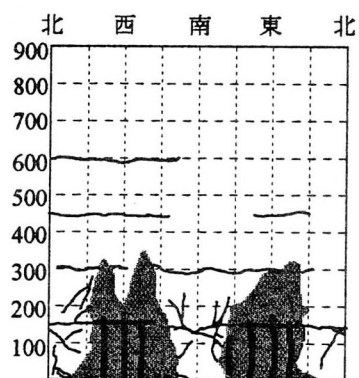


(e) B2供試体

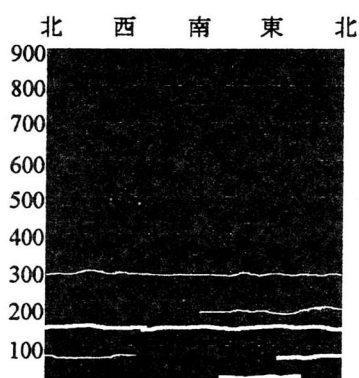


(f) B3供試体

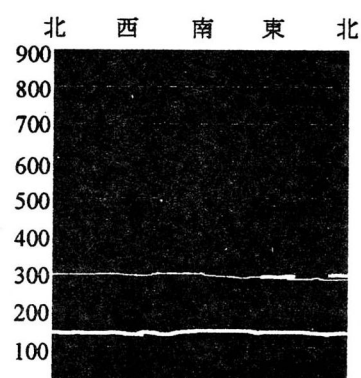
(1) ドリフト比3.0%



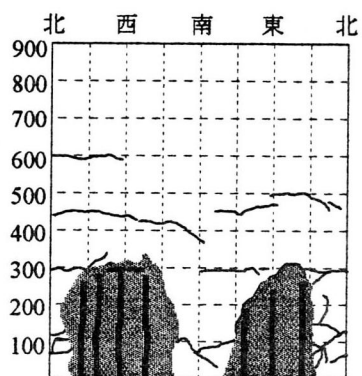
(a) A1供試体



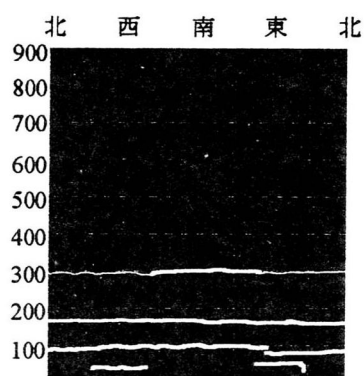
(b) A2供試体



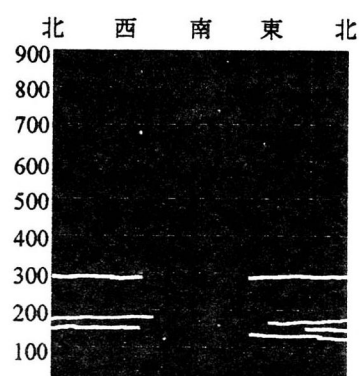
(c) A3供試体



(d) B1供試体



(e) B2供試体



(f) B3供試体

(2) 最終状況

図-2 各供試体の損傷状況

供試体と大きな違いはない。

これに対して、帯鉄筋比 ρ_s が 0.128 と少ない方の B1 供試体では、A1 供試体に比較して、損傷の進展がドリフト比にして 0.5%ほど早く、ドリフト比 3.0%で軸方向鉄筋の座屈が生じ、高さ 300mm 程度までかぶりコンクリートが剥落した。ドリフト比が 3.5%に達すると水平耐力は最大耐力時の 50%以下にまで低下し、実験を終了した。B1 供試体に CFS を 1 層巻いた B2 供試体では、ドリフト比 5.5%になると、高さ 150mm 位置において 30mm 程度の幅で水平方向に CFS が破断したが、耐力の低下は生じなかった。これは CFS の損傷範囲が限定されていたためと考えられる。最終的には載荷直角方向に供試体が傾斜したため、ドリフト比 5.5%で実験を終了した。CFS を 2 層巻いた B3 供試体においても、損傷の進展は A3 供試体とほぼ同じである。B2 供試体と比較すると炭素繊維シートが破断した箇所や程度はわずかでありフーチングから伸び出した軸方向鉄筋による基部の塑性変形はより大きく生じていた。

4. CFS 巻き立てした橋脚の耐力・変形性能

繰り返し載荷実験により得られた各供試体の載荷点位置における水平力～水平変位の履歴を示した結果が図-3 である。A1 供試体では、ドリフト比が 1.5%で最大水平耐力 108kN に達し、ドリフト比が 3.5%になると軸方向鉄筋が座屈しコンクリートが剥落するに至って水平耐力が急速に低下し始める。これに対して CFS をそれぞれ 1 層、2 層巻いた A2, A3 供試体では、ドリフト比が 1.5%においてそれぞれで最大水平耐力 111kN, 110kN に達した。A1 供試体に比較して最大耐力はそれぞれ 1.03, 1.02 倍と変わらない。その後、載荷振幅の増大とともに緩やかに水平耐力は減少していくが、ドリフト比 5.5, 5.0%までには急速な耐力低下は起こらず、安定した履歴を示す。

一方、B1 供試体ではドリフト比が 1.5%で最大水平耐力 118kN に達し、ドリフト比が 3.0%になるとかぶりコンクリートが剥落しはじめ、その後急速に水平耐力が減少した。これに対して、B2, B3 供試体では、A2, A3 供試体と同様に最大水平耐力以後、実験終了まで安定した履歴形状を示した。

以上の履歴曲線を包絡線で比較した結果が図-4 である。これによれば、最大耐力の 80%まで耐力が低下する時を終局と規定すると、A シリーズでは A1 供試体ではドリフト比で 3.5%であったものが A2, A3 供試体ではそれぞれドリフト比で 5.0, 4.5%に、ま

た、B シリーズ供試体では B1 供試体ではドリフト比で 3.0%であったものが B2, B3 供試体ではそれぞれドリフト比で 5.0, 4.5%と、CFS による横拘束効果が現れている。

CFS 比 ρ_{CF} を 0.111% (1 層巻き) から 0.222% (2 層巻き) に増加させたことの効果はドリフト比が少なくとも 4.5~5.0%までの範囲では変形性能にはほとんど影響を与えていない。CFS 比を大きくした場合の方がドリフト比にして 0.5%程度変形性能が小さくなっている。これは、CFS 比が 0.111%であっても塑性ヒンジ区間でコンクリートの損傷を大きく抑さえ、変形性能の向上に貢献したためと考えられる。

CFS 比が同程度となるように巻き立て補強した場合に、帯鉄筋比が異なるとどのような影響があるかを履歴曲線の包絡線で比較した結果が図-5 である。これによれば、帯鉄筋比が 0.13~0.26%の範囲で変化しても、CFS 量が同じであれば、履歴曲線の包絡線にはほとんど有意な差は無いと言うことができる。

5. 炭素繊維シートおよび帯鉄筋に生じる周方向ひずみ

各供試体に対して帯鉄筋と CFS に生じる周方向ひずみを比較した結果が図-6 である。シリーズ A, B ともにいずれのドリフト比においても、CFS に生じるひずみは載荷方向に直角方向の面 (西面) において大きく、載荷方向と平行方向の面 (南面) においては小さい。従来、円形断面では横拘束筋に伴うフープテンションによる横拘束力は断面のいずれの箇所においても同じであると考えられてきたが、実際には CFS とコンクリートの付着などによって場所ごとに異なることが注目される。

また、図-6 において帯鉄筋ひずみを見てみると、帯鉄筋に生じる周方向ひずみが CFS に生じるひずみよりもかなり小さいことが興味深い。本来、帯鉄筋と CFS によって 2 重に横拘束されているわけであるから、両者に生じる周方向ひずみはほぼ同程度となっても良いはずである。このようになる原因として考えられるのは、内部コンクリートの変形だけではなく、外側に位置する CFS には、かぶりコンクリートの損傷に伴う変形が大きいこと、肉眼では分からなかったが軸方向鉄筋や帯鉄筋のはらみだしが作用するためではないかと考えられる。

6. 曲げ耐力および終局変位の解析

ファイバー解析によって供試体の曲げ耐力及び変形性能を解析し、実験結果との比較を行った。解析

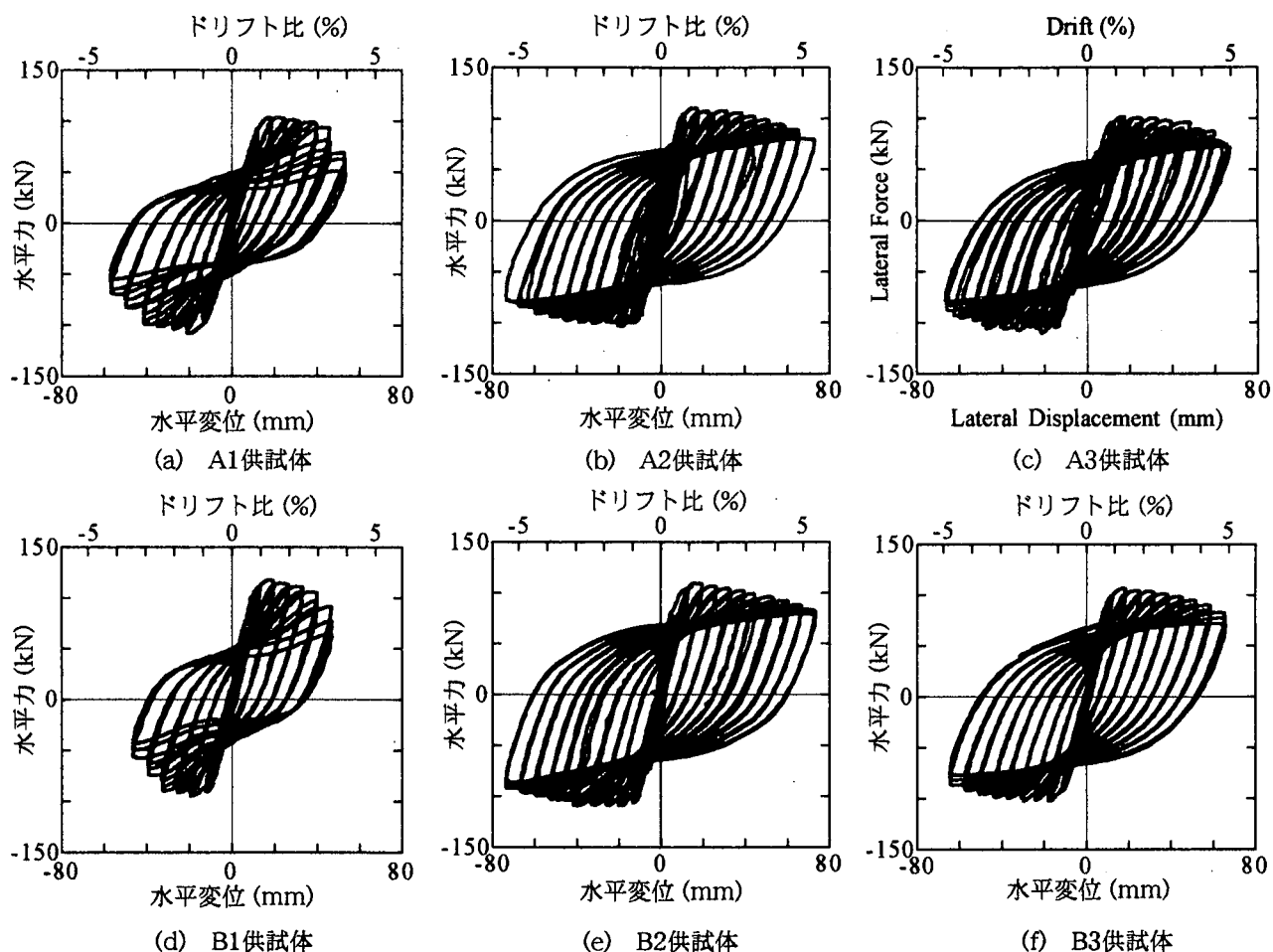


図-3 水平力～水平変位履歴曲線

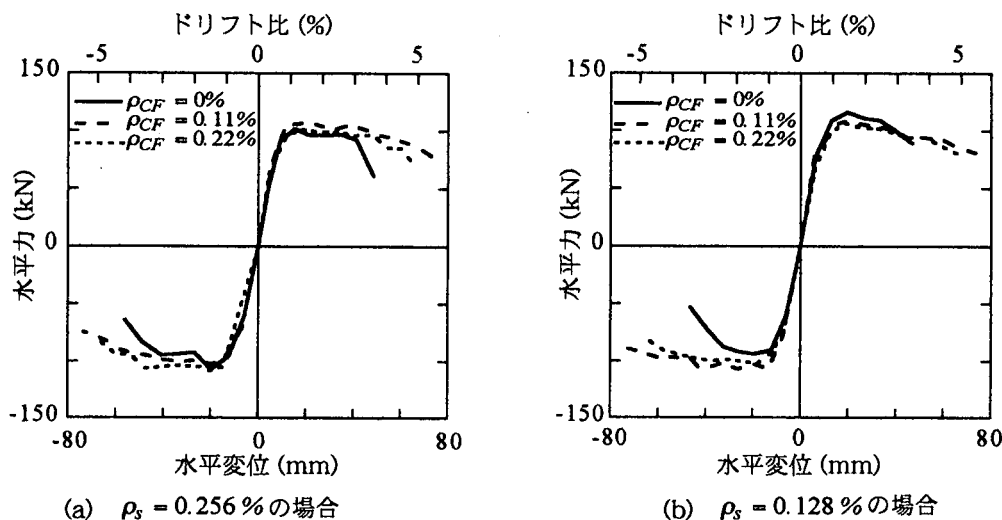


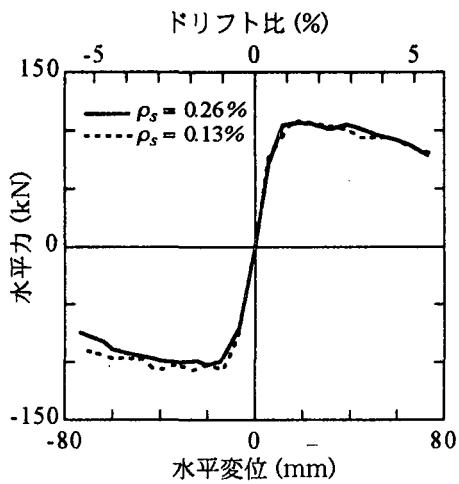
図-4 炭素繊維シート量の影響

法はファイバー要素解析法に従うとし、コンクリートの応力度～ひずみ関係としては炭素繊維シートによる拘束効果を考慮した細谷、川島式⁸⁾と Priestley ら⁹⁾によって提案された式を用いることとした。鉄筋の応力度～ひずみ関係は道路橋示方書に基づいてバイリニア型とする。フーチングからの軸方向鉄筋の伸びだしによって生じる水平変位は太田の手法⁷⁾により算出した。解析対象としては本研究の6体の実験供試体の他に、表-4に示す既往の研究

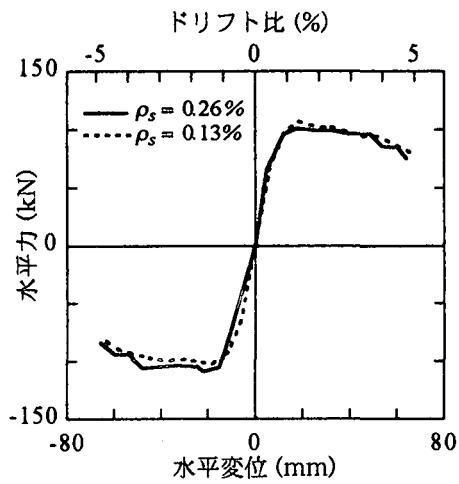
8)～10)で用いられた実験供試体9体も加えることとした。

こうした解析から、最大曲げ耐力について解析値と実験値を比較すると図-7のようになる。細谷、川島式、Priestley 式の間には大きな違いは生じていない。解析値は実験値の0.9～1.1倍の範囲に収まっており、よく実験結果を表していると言って良い。

一方、終局変位について実験値と解析値との比較を示すと図-8のようになる。細谷、川島式を用いた

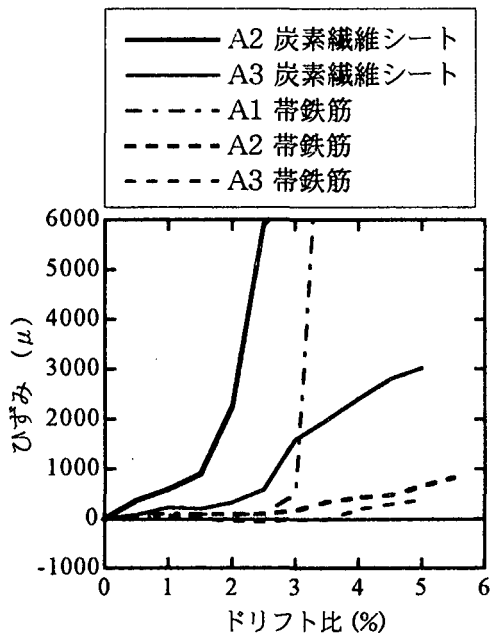


(a) $\rho_{CF} = 0.111\%$ の場合

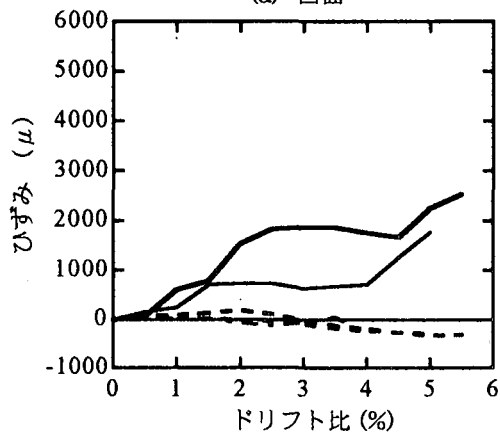


(b) $\rho_{CF} = 0.222\%$ の場合

図-5 帯鉄筋比の影響

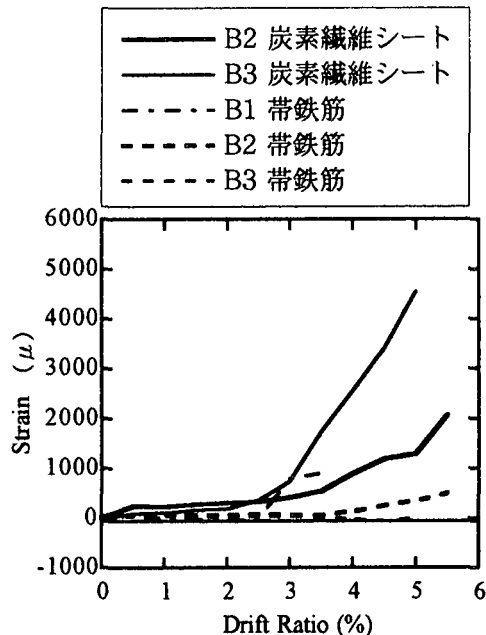


(a) 西面

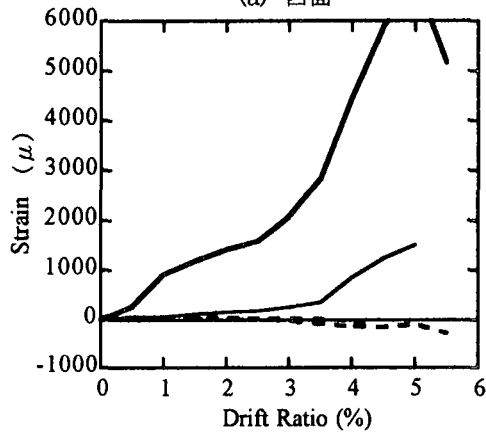


(b) 南面

(1) Aシリーズ, 高さ150mm位置



(a) 西面



(b) 南面

(2) Bシリーズ, 高さ300mm位置

図-6 帯鉄筋および炭素繊維シートの周方向ひずみ

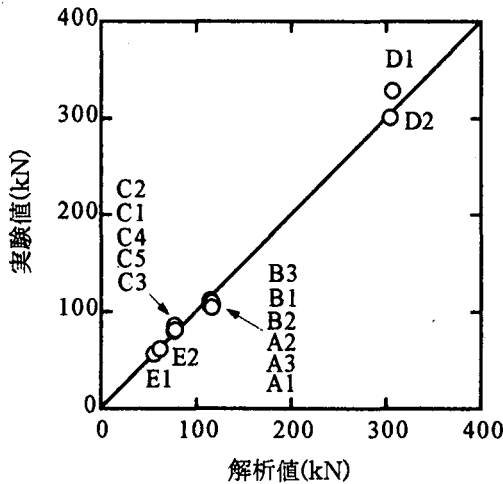
場合には, A3 や B3 のように ρ_{CFs} が大きい供試体では, 解析値は実験上の終局変位と近い値を与えるが, そのほかの多くの供試体では解析値は実験値の 0.51 ~ 0.8 程度と小さめに評価している. これに対して Priestley らの式を用いた場合には, いずれの供試体

においても解析値は実験上の終局変位の 1/2 程度の値を与える. 終局変位としての一致度は細谷, 川島式を用いた場合の方が Priestley らの式を用いた場合よりもよい.

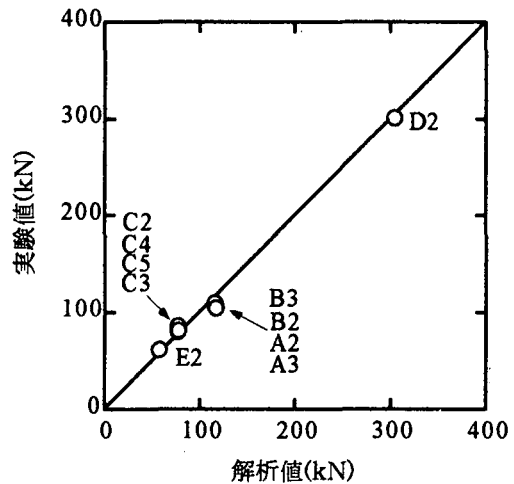
以上のように, 細谷, 川島式, Priestley らの式の

表-4 解析に用いた既往の実験供試体の特性

供試体名	Cシリーズ					Dシリーズ		Eシリーズ	
	C1	C2	C3	C4	C5	D1	D2	E1	E2
研究報告	文献8					文献9		文献10	
断面直径 (mm)	400					700		350	
載荷点高さ (mm)	1200					2100		1500	
せん断支間比	3.00					3.00		4.29	
繰返し載荷回数	3					3		1	
軸方向鉄筋比 (%)	1.02					1.19		1.58	
帯鉄筋比 ρ_s (%)	0.22					0.17		0.57	
炭素繊維シート比 ρ_{CF} (%)	0.00	0.06	0.11	0.17	0.11	0.00	0.19	0.00	0.38
コンクリート強度 (MPa)	37.1	40.2	37.1	36.1	41.7	33.0	28.9	33.0	33.0
軸応力度比 (%)	2.6	2.4	2.6	2.7	2.4	5.1	5.8	3.0	3.0

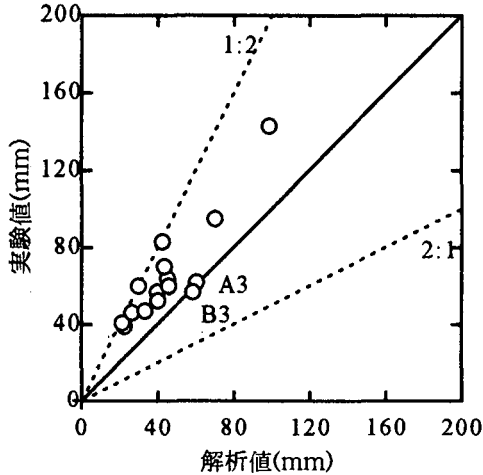


(a) 細谷・川島式を用いた場合

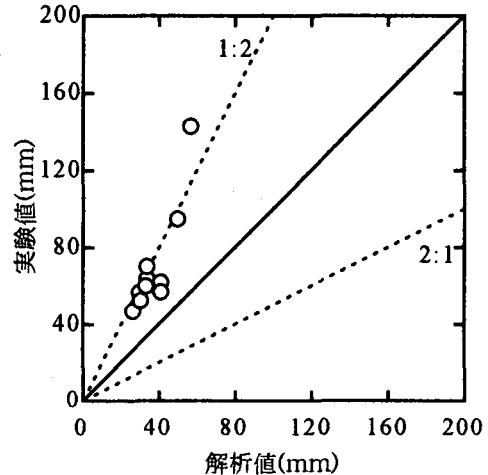


(b) Priestleyらによる提案式を用いた場合

図-7 実験値と解析値の曲げ耐力による比較



(a) 細谷・川島式を用いた場合



(b) Priestleyらによる提案式を用いた場合

図-8 実験値と解析値の終局変位による比較

いずれを用いても終局変位については解析値は実験値に対して安全側の結果を与えており、これ自体は当面の補強設計に用いる上では大きな問題ではない。しかし、細谷・川島式では、コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} は CFS が破断する時のひずみとして与えられたものであり、実際のくり返し載荷実験では CFS が破断するには至らなかったにもかかわらず、 ρ_{CFS} が大きい一部の供試体を除けば、ほとんどの

供試体では ϵ_{cu} を用いて計算した終局変位が実験値よりも小さいという点が重要である。

7. 結論

従来、実験的な検証が少ない曲げ破壊先行型の円形断面 RC 橋脚に対するじん性補強効果に対する検討を行うため、帯鉄筋比と炭素繊維シートの量を変

化させた6体の供試体に対する繰り返し載荷実験を行った。得られた結論は以下になる。

(1) 炭素繊維シートで補強していない A1, B1 供試体では軸方向鉄筋の座屈とともにかぶりコンクリートの剥落が生じ、曲げ破壊先行型の損傷モードを示したが、炭素繊維シートを円周方向に巻き立て補強した A2, B2, A3, B3 供試体では急激な耐力低下を生じるような炭素繊維シートの破断は生じず、載荷直角方向に供試体が傾斜して終局状態に達した。

(2) 最大耐力の 80%まで耐力が低下する時を終局と規定すると、終局変位は A1, B1 供試体ではドリフト比で 3.0~3.5%であるのに対して、炭素繊維シートで補強した供試体ではドリフト比で 4.5~5.0%である。円形断面鉄筋コンクリート橋脚に対して周方向に炭素繊維シートを巻き付け補強することによって変形性能が向上する。

(3) 炭素繊維シートを2層 ($\rho_{CF}=0.222\%$) 巻いた場合には1層 ($\rho_{CF}=0.111\%$) 巻いた場合に比較して、A, B いずれのシリーズでもドリフト比で 0.5%程度変形性能が低下した。これは、炭素繊維シートでより強く補強した結果、損傷が基部に集中し塑性ヒンジ長が減少し、変形性能が低下したためである。

(4) 同一高さにおける炭素繊維シートと帯鉄筋の周方向のひずみを比較すると、例えば A シリーズでは炭素繊維シートには 3000 μ 以上ひずみが生じているのに対して帯鉄筋には 400~800 μ 程度のひずみしか生じていない。

(5) 細谷、川島式を用いて終局変位を求めると、 ρ_{CFS} が 0.22 程度と大きい場合を除くと、一般に実験値の 0.51~0.8 程度と実験値を小さく評価する。Priestley らの式を用いた場合には、いずれの場合にも解析値は実験値の約 1/2 であり、細谷、川島式を用いた場合の方が実験値との一致度はよい。

謝辞：本研究は科学研究費補助金・日米共同研究特定領域研究(B)により行ったものである。炭素繊維シートの巻き立てにあたっては、(株)三菱化学の星島時

太郎氏、藤田崇氏からご支援を頂きました。実験供試体作製および実験に際しては東京工業大学川島研究室の方々、ならびに (株) ピー・エスの武村浩志、鈴木和典の両氏にご助力を得ました。大成建設 (株) の細谷学氏には繰り返し載荷試験データをご提供いただきました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 運上茂樹, 寺山徹: 炭素繊維シートを用いた繰返し荷重を受ける RC 柱のせん断補強設計法, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp.471-476, 1998.
- 2) 冷水眞一郎, 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.
- 3) 長田光司, 大川征治, 西浩嗣, 池田尚治: 炭素繊維シートを用いた中空円断面コンクリート橋脚の補強について, 土木学会第 52 回年次学術講演会 V-311, pp.622-623, 1997.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996.
- 5) 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.
- 6) M.J.N. Priestley, F. Seible and G.M. Calvi, : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996, 川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂出版, 1998.
- 7) 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 153 号の 3, 1980.
- 8) 細谷学, 川島一彦: 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, 土木学会論文集 (投稿中)
- 9) (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報告書, 1996.
- 10) 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.189-203, 1998.