

論文 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 実験的検討

金海 鉦*¹・袴田 文雄*²・井上 晋*³・小林 和夫*⁴

要旨：本論文は、RC橋脚の耐震補強材料として炭素繊維シートに着目し、これを単独で用いた場合やさらに円形ケーシングや鋼板を併用することによって得られる、じん性改善効果や曲げ耐力補強効果を実験的に検討したものである。じん性能の改善効果は、炭素繊維シートを単独で適用した場合に比べてケーシングを併用すれば飛躍的に向上することが分かった。また、鋼板を併用することで所定の曲げ耐力向上効果が得られることも分かった。この際、弱点部となりやすい炭素繊維シートと鋼板との継手部にボルト継手工法を採用しその有効性も確認した。

キーワード：RC橋脚、炭素繊維シート、円形ケーシング、ボルト継手工法

1. はじめに

現在、RC橋脚の耐震補強は鋼板巻立て工法、RC巻立て工法が主流である。しかし、都市内高架橋では補強工法の選定にあたっては、路下条件が重要な要因となり、施工面から制約を受ける場合がある。このような場合には、施工性に優れた炭素繊維シートによる耐震補強工法の適用が期待される。炭素繊維シートは土木構造物の補修・補強用材料として近年使用事例が増加しているようだが、物理特性が十分解明されていないことなどから積極的に採用されておらず設計法も十分に確立されていないのが現状である。本論文では、矩形断面RC橋脚の炭素繊維シートによる耐震補強設計法確立のための基礎資料の収集を目的として、モデル供試体による載荷試験を行い、柱基部をケーシングにて円形増厚し、さらに炭素繊維シートで補強することによるじん性向上効果や鋼板を併用した場合の曲げ補強効果とこれに採用した炭素繊維シートと鋼板とのボルト継ぎ手工法の有効性を実験的に検討したものである。

2. 実験概要

2. 1 供試体

モデル供試体の条件は、表 - 1 に示すように無補強、じん性補強（ケーシング無し）、じん性補強（ケーシング有り）、じん性+曲げ補強（ケーシング有り）であり各々1体、合計4体作製した。図 - 1 に配筋図を図 - 2 に各供試体の一般図を示すが、基本となる無補強供試体の柱部は、600x600mmの正方形断面であり、せん断スパン比が3.3、引張主鉄筋比が0.99%、帯鉄筋面積比が0.075%である。じん性補強（ケーシング無し）は、無補強供試体の柱部に基部から柱断面の一辺の長さに対応する600mmの高さ（1D）まで炭素繊維シートを水平方向に2層巻き付けて補強したものである。じん性補強（ケーシング有り）は、無補強供試体の柱部に基部から20mm～

* 1 (株) 国際建設技術研究所技術部課長、 (正会員)

* 2 阪神高速道路公団保全施設部保全技術課係長、工修 (正会員)

* 3 大阪工業大学 工学部土木工学科、工博 (正会員)

* 4 大阪工業大学 工学部土木工学科、工博 (正会員)

表-1 供試体要因一覧

供試体 No	断面形状	補強タイプ	ケーシング	じん性補強	曲げ補強
S000	矩形	無補強	無	無	無
S200	〃	じん性補強	〃	CF2層*1	〃
S20K	〃	〃	有	〃 (1層*2)	〃
S21KM	〃	じん性 + 曲げ耐力	〃	〃 (〃 *3)	鋼板*4 + CF2層*5
備考		*1:h=600mm, *2:h=600~900mm, *3:h=600~900mm *4:h=500mm, *5:h=300~1200mm h:柱基部からの高さ			

500mmの範囲にコンクリートで円形ケーシングを施し、このケーシング表面も含めて柱基部から600mmの高さまで炭素繊維シートを水平方向に2層とさらに600mm~900mmの範囲に炭素繊維シートを水平方向に1層巻き付けて補強したものである。じん性+曲げ補強（ケーシング有り）は、先の供試体と同一方法でじん性を向上させることに加えて、炭素繊維シートと鋼板を曲げ補強材として用い、曲げ耐力の増加も図ったものである。炭素繊維シートは、柱基部から鉛直方向に300~1200mmの範囲に2層接着し、その後この範囲に炭素繊維シートを水平方向に1層巻き付けた。鋼板は、型鋼を介したアンカー筋定着とせず、ケーシング内に直接定着し炭素繊維シート上に200mmの範囲でラップさせた。今回、鋼板をアンカー筋定着しなかったのは、型鋼を用いた場合には配置位置や部材寸法のスケール効果による影響で鋼板の塑性長が十分確保できないと考えたためである。

なお、鋼板補強は加振方向の2面のみとした。

図-3に炭素繊維シートと鋼板の継手部の詳細を示す。鋼板は先ずエポキシ樹脂で炭素繊維シートと接着し、予め柱部に設けていた水平ダクトに貫通させたPC鋼棒（φ17mm：N=8）を緊張することによって継手部に支圧力を与えた。これは樹脂の付着力（許容付着応力：20kgf/cm²として）だけでは不足する継手部の強度を支圧による摩擦力で補うように考えたものであり、鋼板の降伏強度と継手部の引張強度が等しくな

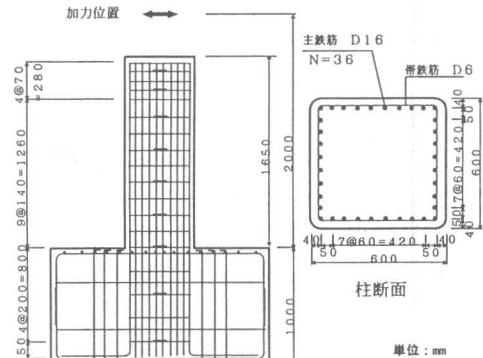


図-1 供試体配筋図

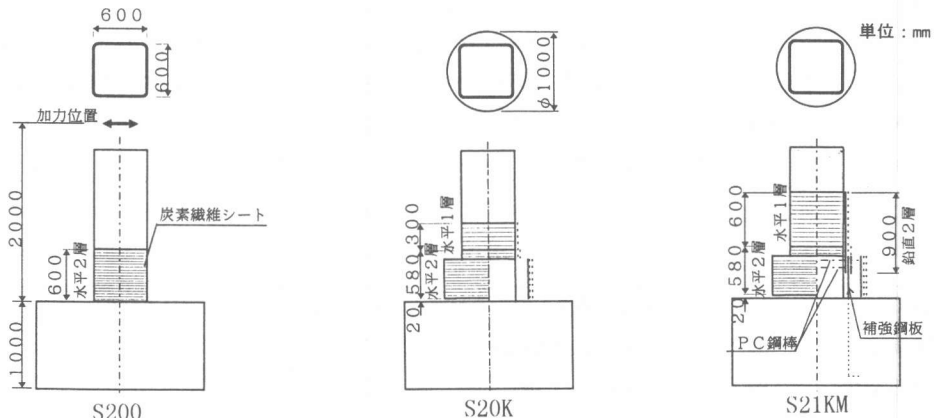


図-2 各供試体の形状、寸法

るように支圧力を決定した。今回は $P=19,000\text{kgf}$ の支圧力を与えたが、樹脂の付着引張耐力 $20,000\text{kgf}$ に対して鋼板の降伏引張耐力が $27,600\text{kgf}$ であったことからこの不足力 $7,600\text{kgf}$ を摩擦係数を 0.4 と考えたことによるものである。表 - 2 ~ 4 に材料試験結果を示す。

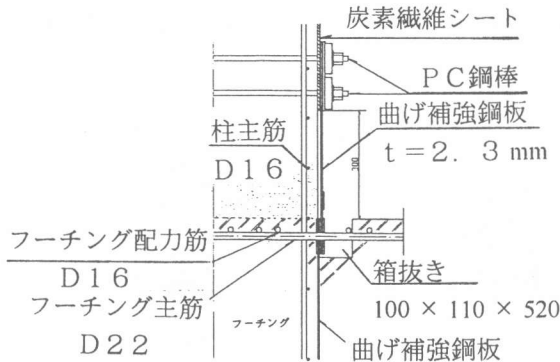


図 - 3 炭素繊維シートと鋼板の継手部詳細

表 - 3 炭素繊維シートの引張試験結果

項目	試験結果	規格値
引張強度	$43,100\text{kgf/cm}^2$	$35,500\text{kgf/cm}^2$ 以上
繊維目付量	—	$300 \pm 5\text{ g/m}^2$

表 - 2 鋼材の材料試験結果

材 料	呼び径、寸法 (mm)	降伏強度、耐力 (kgf/cm^2)	材質規格
鉄 筋	D6	3,660	SD295
	D13	3,540	〃
鋼 板	$t=2.3$	3,350	SS400
P C 鋼棒	$\phi 17$	12,630	B種2号

表 - 4 コンクリートの圧縮試験結果

供試体No	試験結果 (kgf/cm^2)	設計基準強度 (kgf/cm^2)
S 0 0 0	336	270
S 2 0 0	309	
S 2 0 K	334	
S 2 1 KM	322	

2. 2 載荷要領

図 - 4 に載荷要領を示す。供試体は、基部をフローアベッドに固定し柱部に実橋で最も厳しい条件に近い約 20kgf/cm^2 の圧縮応力を作用させながらピン構造とした柱頭部に水平力を載荷した。

水平力は、降伏荷重時までは荷重制御で行い、これ以降は変位制御とし、原則として降伏変位の整数倍を各3回ずつ正負交番載荷した。なお、降伏水平変位は、無補強供試体の設計降伏荷重時における水平加力点の実測水平変位を基準値としてこれを各供試体に適用した。

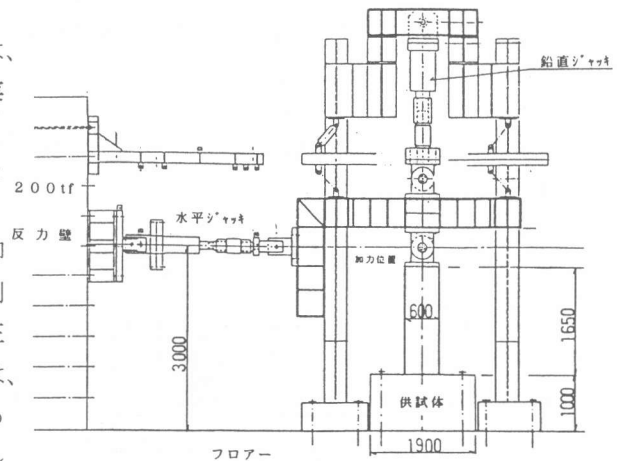


図 - 4 供試体の載荷要領

3. 実験結果

3. 1 目視観察

図 - 5 に各供試体の終局時の外観状況を示す。無補強供試体 (S 0 0 0) は、 $4\delta_y$ 時に最大復元力 $P=41.8\text{tf}$ を記録した。 $5\delta_y$ 時には柱基部から $1D$ の範囲で主鉄筋のはらみだしに伴うかぶりコンクリートの浮き上がりが発生し、 $6\delta_y$ 時にはせん断破壊によって終局状態に至った。ひびわれ発生荷重は $P=11\text{tf}$ で柱基部に見られた。 $P=26\text{tf}$ の段階から斜めひびわれが見られ始め、 2

δy 時には両縁端から延びた斜めひびわれが中央で互いに交差した。じん性補強供試体：ケシグ無し (S200) は、3 δy 時に最大復元力 $P=40.5\text{tf}$ を記録した。これ以降 6 δy 時まで復元力の低下は認められなかった。復元力の低下は 7 δy 以降に見られ、8 δy 時の 2 回目に $0.8P_{\text{max}}$ を下回り終局状態に至ったが主鉄筋の破断は認められなかった。この間には、1 δy から 2 δy に移行する間に柱基部から 1m の位置に曲げひびわれを確認した。4 δy 時には炭素繊維シート表面に水平方向のわれを確認し、5 δy 時には柱基部から 0.1m までの範囲に炭素繊維シートの浮きが見られた。7 δy 時には基部から 0.3m に位置の隅角部で炭素繊維シートが破断した。炭素繊維シートで補強していない部分では、斜めひびわれが発生したが破壊に至ることはなかった。

じん性補強供試体：ケシグ有り (S20K) は、5 δy 時に最大復元力 $P=44.6\text{tf}$ を記録した。これ以降復元力は徐々に低下し、15 δy 時に $0.8P_{\text{max}}$ を下回り終局状態に至った。柱基部におけるひびわれの確認はケシグがあるため困難であったが、3 δy 時にはケシグ上面における柱部材との接合部が

全周に渡って縁切れした。13 δy 時にはこの接合部における柱部材とケシグ上面との鉛直ずれ量は、約 4mm に達した。

15 δy 時には主鉄筋の破断音が複数回聞かれ復元力が顕著に低下した。炭素繊維シートには、柱基部において水平方向のわれ

が数カ所見られたが、剥離、破断等の著しい損傷は認められなかった。

じん性+曲げ補強供試体：ケシグ有り (S21KM) は、11 δy 時に最大復元力 $P=51.1\text{tf}$ を

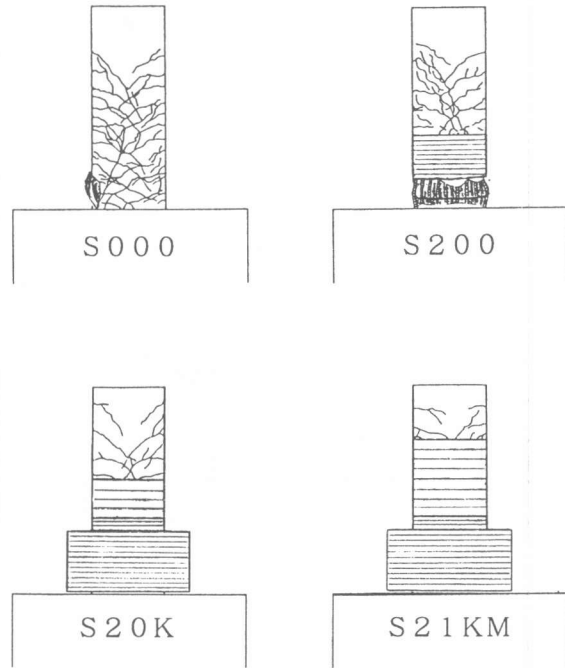


図-5 供試体の外観損傷図

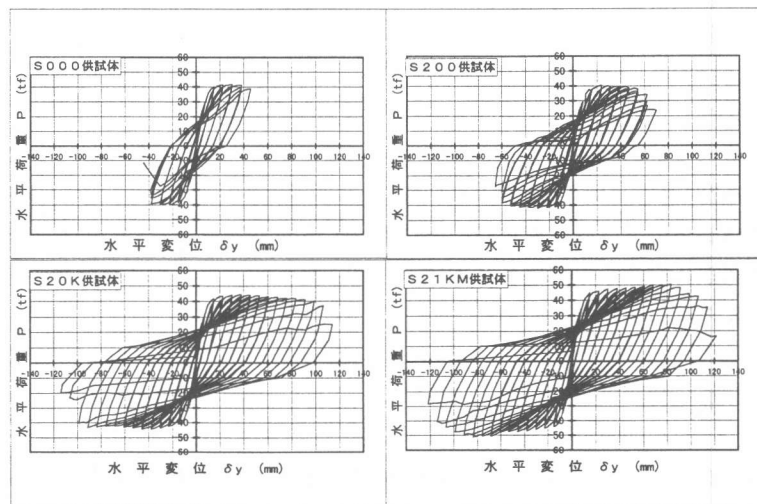


図-6 各供試体の荷重-変位曲線

記録した。これ以降主鉄筋が破断したためか復元力が低下し始め15 δy 時に0.8Pmaxを下回り終局状態に至った。本供試体もケシングによるため柱基部におけるひびわれ発生の確認は不可能であった。また、外観変状は最大復元力時に至るまでほとんど見られず、炭素繊維シートの損傷も終始認められなかった。13 δy 時には補強鋼板の破断を目視によって確認し、14 δy 時には、ケシング下面のコンクリートの剥離も確認した。各供試体の荷重-変位曲線を図-6に示す。

3.3 主鉄筋、帯鉄筋ひずみ特性

各供試体の主鉄筋ひずみの鉛直分布性状を図-7に示す。復元力が2 δy の段階では無補強供試体では1D未満の範囲内で5000 μ 以上の塑性ひずみが発生していたが、炭素繊維シートで補強した他の3体については柱基部のみにそのような現象が見られた。3 δy の段階では塑性ひずみの発生域は無補強供試体では1/2Dまで、他の3体では1/4Dの高さまで進行していた。4 δy 以降については、炭素繊維シート補強供試体の主鉄筋ひずみの塑性化は1/2D未満の範囲内のみに見られた。

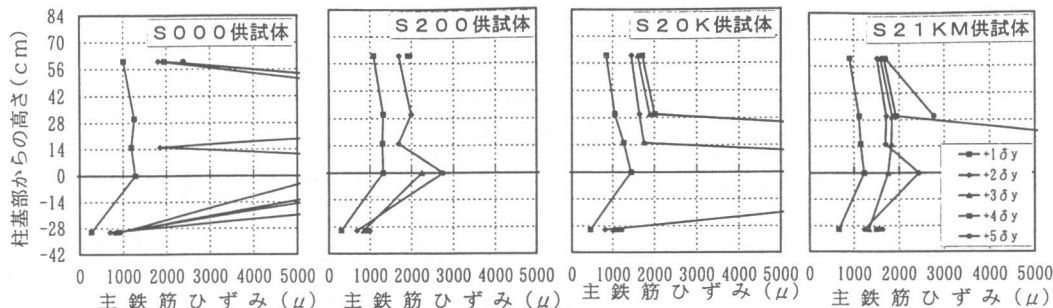


図-7 各供試体の主鉄筋ひずみの鉛直分布性状

帯鉄筋ひずみの高さ方向の分布状況を図-8に示す。無補強供試体とじん性補強供試体(ケシング無し)では4 δy 時までほぼ同様な性状を呈していた。前者では5 δy 以降ひずみが急激に増加しているのに対して、後者では図-9に示した炭素繊維シートのひずみ発生状況に見られるようにその拘束効果によって抑制されている。じん性補強供試体(ケシング有り)は、0.8D付近におけるひずみが大きく、7 δy の段階で約2000 μ まで増加していた。じん性+曲げ補強供試体(ケシング有り)は、炭素繊維シートと鋼板との継ぎ手に用いたPC鋼棒が中間帯鉄筋的な作用をしたためか全体的に発生ひずみが小さく、この傾向はPC鋼材配置中心で顕著に現れている。図-10にPC鋼棒のひずみの発生状況例を示す。

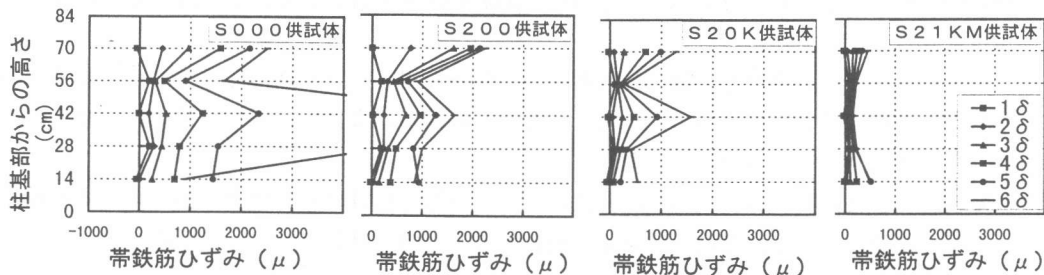


図-8 帯鉄筋ひずみの高さ方向分布状況

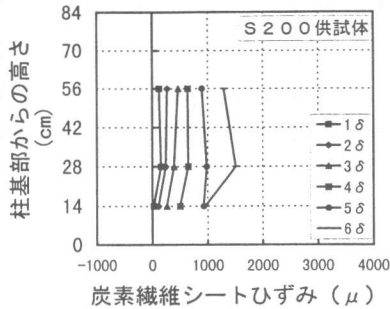


図-9 炭素繊維シートのひずみ発生状況

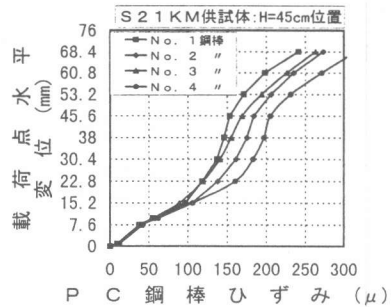


図-10 PC鋼棒のひずみ発生状況

3. 4 実験値と計算値との比較

降伏時および終局時の荷重、変位の実験値と計算値を表-5に示す。同表に示した計算値は、水平力作用位置における結果であり、柱部を鉛直方向に50分割した要素の力のつり合い条件から得られるモーメントと曲率の関係から算出したものである。[1]計算時における仮定を以下に示す。

- (1) 維ひずみは、中立軸からの距離に比例する。
- (2) コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ曲線は復旧仕様[1]に示されたとおりとする。

また、材料定数は材料試験値を用いてお

り、炭素繊維シートは荷重強度比によって鋼板に換算した。降伏および終局荷重については、S000供試体の終局時とS21KM供試体の降伏、終局時が危険側の結果となっている以外は安全側の荷重値となっている。変位は、荷重値に比べて整合性は低く、特に終局時におけるケツグ[®]補強供試体ではその拘束効果が適切にモデル化できていないためか顕著な差異が見られた。

4. まとめ

本実験で得られた結果のまとめを以下に示す。

- (1) 矩形断面柱に炭素繊維シートを水平方向に1Dの範囲に巻き付けて補強した場合、塑性域は0.5D以下の範囲で形成されることが確認できた。
- (2) 矩形断面柱の基部の約1Dの範囲をケツグ[®]にて円形断面として補強することでじん性能が飛躍的に向上することが分かった。さらに、鋼板を併用することで所定の曲げ耐力補強効果が得られることも分かった。
- (3) 炭素繊維シートと鋼板との継手部に対して、今回適用したPC鋼棒によるボルト継手工法は有効に機能することが分かった。また、このPC鋼棒によって、既存の帯鉄筋の発生応力がかかなり低減することも確認できた。
- (4) 降伏および終局荷重は、実測材料強度を用いて計算すれば概ね実験値と等しい結果が得られるが、変位については整合性は低く、特にケツグ[®]補強供試体については差異が大きい。

参考文献

[1] 日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様、1995.2

表-5 実験値と計算値の比較一覧

供試体 No.	項目	降伏時		終局時	
		計算値	実験値	計算値	実験値
S000	荷重(tf)	33.6	36.0	42.2	41.8
	変位(mm)	6.1	10.4	13.6	45.8
S200	荷重(tf)	32.6	34.6	42.8	40.5
	変位(mm)	6.4	10.1	47.2	68.6
S20K	荷重(tf)	32.9	34.3	43.1	44.6
	変位(mm)	6.2	8.6	45.8	114.0
S21KM	荷重(tf)	39.7	38.8	52.6	50.4
	変位(mm)	6.0	9.9	50.5	121.7