

V-33

炭素繊維シートによる橋脚補強

北海道大学 ○学生員 長井 宏平
北海道大学大学院 正会員 佐藤 靖彦
北海道大学大学院 正会員 上田 多門
北海道大学 正会員 木村 勉

1. はじめに

兵庫県南部地震では、多くの土木構造物が甚大な被害を受け、多くの人的、物的被害を出すという最悪の結果となった。特に多くの RC 橋脚がせん断耐力の不足によりせん断破壊した。以上のことを教訓に耐震設計の基本概念的再検討が必要とされ、せん断耐力だけでなく、部材降伏後の大きな塑性変形(靱性)によって地震エネルギーを吸収するということの重要性が再認識された。

本研究では炭素繊維シートによる補強効果と靱性率への影響を実験と既往のデータにより検討する。また、現在提案されている靱性率評価式との比較を行う。

2. 実験概要

2. 1 使用材料

コンクリートは普通ポルトランドセメントを用い、実験日と同日に圧縮強度試験を行った。鉄筋には、軸方向筋に D 2 2 を、帯鉄筋に D 1 0 を用いた。シートは目付量 200 g/m^2 の炭素繊維シートよりなる一方強化材を 2 重に巻きつけ目付量 400 g/m^2 を用いた。

2. 2 実験供試体

本実験で用いた供試体は、標準的な橋脚の 1/5 縮小モデルであり、断面が $250\text{ mm} \times 250\text{ mm}$ の正方形の鉄筋コンクリート柱であり、その隅角においてシートに応力集中が生じ、シートが破断してしまう可能性があるため、柱の 4 隅に R (半径 25 mm) をつけた。本実験で用いた供試体 1 体の諸元を表 2-1 に示す。また、実験供試体の配筋を図 2-1 に、炭素繊維シートの貼り付け位置を図 2-2 に示す。

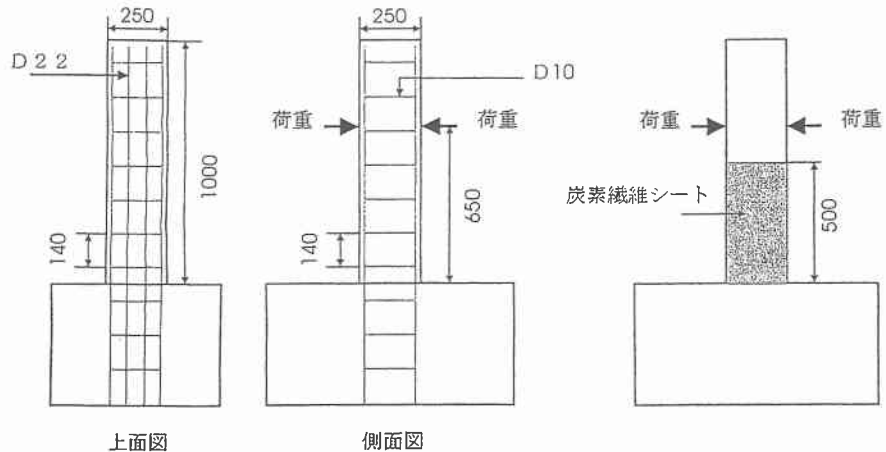


図 2-1 供試体配筋図

図 2-2 シート貼り付け位置

Reinforcement of Pier retrofitted by Carbon Fiber Sheett
By Kouhei NAGAI, Yasuhiko SATO, and Tamonn UEDA

表 2-1 供試体諸元

圧縮強度 f _c (Mpa)	軸方向鉄筋比 ρ _t (%)	帯鉄筋比 ρ _w (%)	CFS 比 ρ _{cfs} (%)	CFS 補強量
25.0	3.0	0.41	0.176	全面張り

2. 3 実験及び測定方法

供試体は鋼製の反力壁に横向きに固定し、アクチュエーターにより交播载荷させた(図 2-3)。荷重の制御は変位制御で行い、载荷パターンは、主鉄筋のひずみが降伏ひずみに達したときの変位を δy と定義し、±δy の変位を与えた。その後、±2δ、±3δy……の変位を 1 回ずつ与えた。試験機と供試体の接合部には、水平方向の変位を拘束しないようにヒンジを介した。なお、この実験では軸力は作用させていない。測定は供試体の変位、帯鉄筋と炭素繊維シートひずみである。

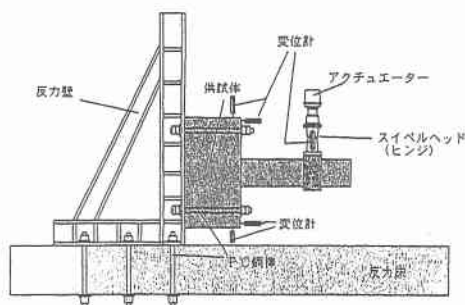


図 2-3 载荷試験装置

3. 実験結果及び考察

3. 1 破壊形式

図 3-1 に荷重変位曲線を示す。曲げ降伏強度は 145 kN、1δ の変位は 10.46 mm であった。供試体は 7δ の負の载荷の変位が 68.39 mm の時、基部から 12 cm の位置の隅角部付近で破断した。破壊モードは曲げ降伏後のせん断破壊であった。表 3-1 に供試体の設計せん断耐力を示すが、荷重が炭素繊維シートのせん断耐力に至る前にシートが破断した。(1) 式は炭素繊維シートのせん断耐力を求める式である

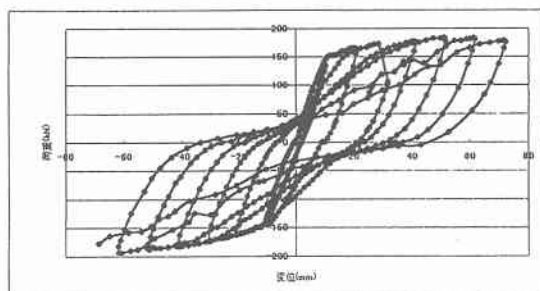


図 3-1 荷重変位曲線

表 3-1 設計せん断耐力

V _c (kN)	V _s (kN)	V _{cfs} (kN)	曲げ耐力 V _{mu} (kN)
76.5	65.8	220.3	139.0

$$V_{cfs} = K \cdot A_{cfs} \cdot f_{cfs} \cdot \frac{Z}{S} \quad \text{ただし } K=0.8 \quad \dots\dots\dots (1)$$

3. 2 炭素繊維シートのひずみ分布

図 3-2 に正の各 δ のひび割れをまたぐ炭素繊維シートのひずみを示す。δ 回数の増加とともに炭素繊維シートのひずみが増加する事が分かる。5δ の基部から 10 cm 及び 15 cm のひずみが 4δ のひずみより小さい値になることについては後述する。炭素繊維シートの公称破断ひずみの 15000 μ に至る前に隅各部の炭素繊維シートが破断した。これは炭素繊維シートのせん断耐力がコンクリートとスターラップのせん断耐力に比べて大きいために、炭素繊維シートの効果が十分に発揮される前に隅各部付近の炭素繊維シートの局所的な応力集中により炭素繊維シートが破断したためと思われる。

3. 3 分担せん断力の変化

図 3-3 は各 δ における分担せん断力の値をむすびグラフとしたものである。コンクリートの分担せん断力は、荷重からシートと帯鉄筋の分担せん断力を差し引いた値とした。-1 δ ~ 1 δ では1回目の正負の荷重における分担せん断力を変位で正規化した。交播载荷回数が増加とともにコンクリートのせん断耐力が減少し、炭素繊維シートのせん断耐力が増加している。これは交播载荷により減少したコンクリートのせん断力を炭素繊維シートが受け持っている事を示している。しかし前述したように設計せん断耐力に至る前に炭素繊維シートは破断した。図 3-4 に4 δ 負から5 δ 正へ载荷時の変位とひび割れをまたぐ炭素繊維シートの5 cm ごとの分担せん断力を示す。供試体の変位が-7.9 mmにおいて基部から5 cm、10 cm、表図 3-2 各デルタのシートのひずみ変化15 cm、20 cmの分担せん断力が急激に減少し、逆に基部から25 cm、30 cmの分担せん断力が急激に増加している。これは基部から10 cm付近の炭素繊維シートの1部が破断したものと考えられる。シートの破断によってその付近のせん断耐力は落ちているが、基部から25 cm、30 cmのシートのせん断耐力が上がっているため、シート全体でのせん断耐力はほとんど減少していない。つまり1部のシートが破断して耐力を失ってもまわりのシートによってその減少分が受け持たれるという、力の再分配が行われている。この時点での破断ではシートが切れたことによるせん断耐力への影響は少ないが、荷重が大きくなり変位が5 δ になるとシートが1部破断しているためにシートの分担せん断力は小さくなった。この現象は図 3-3 によっても確認することができる。4 δ において基部から10 cmのひずみが非常に大きくなっているが、5 δ への载荷途中でシートの1部が破断しているためにその付近のシートのひずみが小さくなっている。そして力の再分配により基部から25 cm、30 cmのシートが大きくなりひずんでいる。このような荷重の再分配により変位や荷重の小さい範囲では局所的な応力集中に耐えることができる。しかし、交播载荷回数が増加によりシートの破断の範囲が広がりやがて破壊に支配的なシートの破断が起これると考えられる。このように連続繊維シートの

設計せん断耐力が部材の曲げ耐力よりも大きいにもかかわらずシートが破断した事例は既往の交播载荷試験(付属資料(1)(2))においても見られている。棒部材の炭素繊維シートのせん断耐力算定式の補正係数 $K=0.8$ が実験によって求められていることを考えれば、交播载荷試験では繰り返し荷重がかかるという棒部材とは違う影響要素があるので、交播载荷時における棒部材のせん断耐力算定式を改めて求める必要がある。

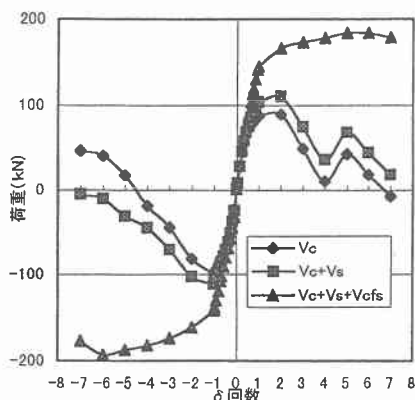


図 3-3 分担せん断力

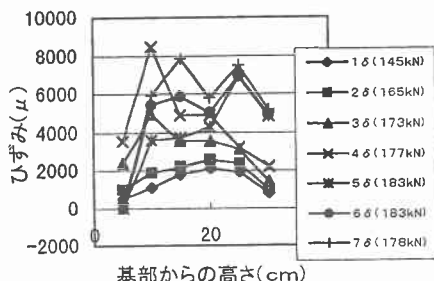


図 3-2 δ ごとのひずみ

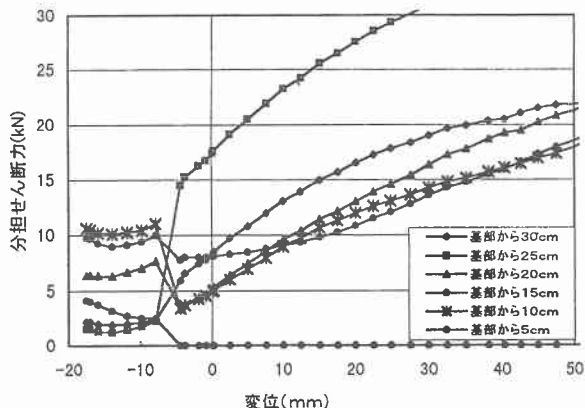


図 3-4 シートの 5 cm ずつのせん断耐力
(4 δ 負 ~ 5 δ 正)

3. 4 靱性率評価式との比較

本実験では破壊に支配的なシート破断時までの正負の最大変位を曲げ降伏変位でそれぞれ除した値を靱性率と定義した。本実験における靱性率は正で7、負で6.5であった。表3-2に本実験と現在提案されている靱性率評価式(式(2)、式(3))で表される本実験の靱性率の値を記した。また図3-5に本実験の値と靱性率評価式の計算値の値を、 V_s 以外の条件をすべて同じにし、 V_s/V_{mu} を変数として示した。本実験の結果は2つの評価式の値の間に合った。しかし、(2)式はせん断耐力の合計の値をパラメーターとしており、各分担せん断力の影響が表されていない。しかも炭素繊維シートで補強した部材のせん断耐力はシートの強度が大きいので V_{cfyd} (部材のせん断耐力の合計)のうち V_{cfs} の割合が大きく、実在の構造物に多い V_s/V_{mu} が0~1.0の範囲において、(3)式に比べ V_s/V_{mu} の靱性率への影響が小さく表されている。 V_s/V_{mu} の靱性率への影響度は今後更なる研究が必要である。

表 3-2 靱性率 (実験値と計算値)

	靱性率
本実験(正)	7
本実験(負)	6.5
(1)式	6.1
(2)式	7.5

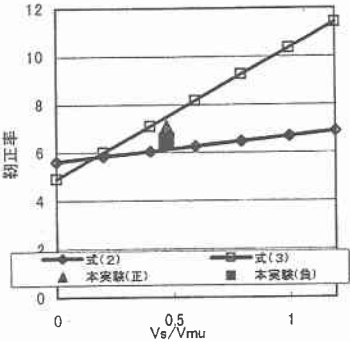


図 3-5 靱性率 (実験値と計算値)

$$\mu = 3.35 + 1.06 \frac{V_{CFyd} \cdot \lambda_d}{M_{ud}} \quad (\text{中央値}) \dots\dots\dots (2) \quad (\text{参考資料 (2)})$$

$$\text{但し } V_{CFyd} = V_c + V_s + V_{cfs}$$

$$\mu = \left[2.13 \frac{(0.5V_c + V_{sd})}{V_{mud}} \left\{ 1 + \frac{\rho_f \varepsilon_f}{\rho_{so} \varepsilon_y} \right\} + 3.42 \right] \quad (\text{中央値}) \dots\dots\dots (3) \quad (\text{参考資料 (3)})$$

4. まとめ及び今後の課題

今回の実験と既往の実験により示されたことと、今後の課題を以下に記す。

1. 交播載荷試験において連続繊維シート在设计せん断耐力を求めるために棒部材の設計せん断耐力式を用いるところは適当ではなく更なる研究が必要である。
2. 今回の交播載荷試験において、全体の炭素繊維シートのみずみ終局のみずみに達する前に局所的な応力集中により炭素繊維シート破断した。
3. シートの1部がわずかに破断しても同じひび割れ上のシートによって代わりに力を受け持つ再分配を確認できた。
4. 今回の実験と同じ条件で V_s のみを変数とした場合、 V_s/V_{mu} の値が大きい範囲では2つの靱性率評価式の値が大きく違っているので、今後、更に研究が必要である。

参考資料

- 1) 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 (付属資料7) : (財) 鉄道総合技術研究所、平成8年11月
- 2) アラミド繊維シートによる鉄道高架橋柱の耐震補強工法・施工指針 (付属資料7) : (財) 鉄道総合技術研究所、平成8年11月
- 3) 土木学会連続繊維補修・補強研究小委員会 : 委員会資料 (未公開)