

V-35

鉄筋降伏前における炭素繊維シートで補強した RC 部材の変形性状

北海道大学大学院 ○学生員 山口隆一
北海道大学大学院 正 員 佐藤靖彦
北海道大学大学院 正 員 上田多門

1. はじめに

昨年は世界的に地震により多数の鉄筋コンクリート(以下 RC)構造物が甚大な被害を受け、それ以降既存の RC 構造物を耐震補強する重要性が改めて認識された年でもあった。補強材、補強工法は数多く存在するが、近年補強材として注目されている材料に炭素繊維シート(以下 CFS)がある。CFS は高い強度と弾性率をもち、軽量でかつしなやかであるため施工性に優れた材料であり、今後のさらなる普及が期待されている。

現在、CFS 補強 RC 部材の曲げやせん断破壊に関する研究が多く行われ、CFS による補強効果は概ね明らかにされている。しかし、現時点ではそれらの変形挙動を正確に予測することは難しい。

本研究は、CFS 補強 RC 部材の曲げやせん断挙動を正確に把握するための基盤となる一軸引張剛性を解明する事を目的としている。そこでまず、鉄筋降伏前の CFS 補強 RC 部材の一軸引張剛性を解明するための知見を得るために数値解析、実験の両面からアプローチすることとする。

2. 実験概要

2.1 実験条件

CFS で補強した RC 部材の一軸引張剛性に影響を及ぼすと考えられる CFS 量を実験条件として選んだ、3 体の CFS 補強 RC 部材の一軸引張試験を行った。実験供試体の諸元を表-1 に示す。

Table1 Details of experimental specimen

Specimen	f_c' (MPa)	p_s (%)	p_{CFS} (%)	p_{CFS}/p_s	N
S-3-0	29.0	1.27	0.00	-	0
S-3-1	30.6	1.27	0.13	0.09	1
S-3-2	32.2	1.27	0.20	0.19	2

f_c' compressive strength of concrete p_s reinforcement ratio of steel
 p_{CFS} reinforcement ratio of CFS N number of CFS layers

Cross sectional area 150×150

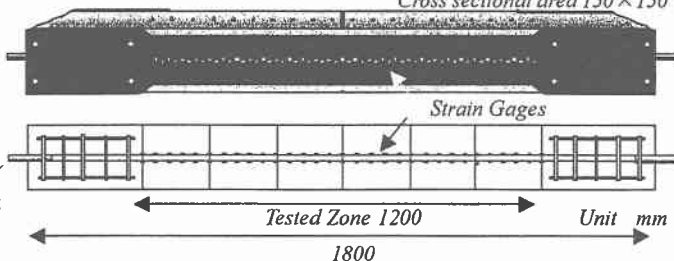


Fig.1 Specimen

2.2 使用材料

CFS には高強度タイプを、コンクリートには早強ポルトランドセメントを用いた。詳細は論文¹⁾を参照されたい。

2.3 実験供試体

実験供試体の概要を図-1 に示す。詳細は論文¹⁾を参照されたい。

2.4 実験方法

載荷方法は、載荷フレームの中に実験供試体を水平に設置し引張力を加えるものである。供試体から突出両端の鉄筋にヒンジを介し、一端を固定、他端をセンターホールジャッキによって引張力を加える。載荷中には、鉄筋と CFS のひずみ、引張荷重を測定した。

Deformational Characteristic of Reinforced Concrete Members Strengthened by Carbon Fiber Sheet in pre-yielding Stage

by Ryuichi Yamaguchi, Yasuhiko Sato and Tamon Ueda

3. 解析概要

図2に本研究で用いた数値計算手法を模式図として示し、図3に数値計算をする上でのアルゴリズムをフローチャートとして示す。

詳細は以下になる。微小要素 dx を仮定し、

1. ひび割れ部での鉄筋のひずみ $\epsilon_{STEEL,0}$ を設定。
2. ひび割れ部でのすべり $S_{STEEL,0}$ を仮定。
3. 島モデル²⁾を用いて $\tau_{STEEL,0}$ を求める。
4. 島モデルで鉄筋—コンクリートの付着応力を計算。
5. 力つりあい式より隣接する要素の鉄筋のひずみ $\epsilon_{STEEL,1}$ を求める。
6. $\epsilon_{STEEL,0}$, $\epsilon_{STEEL,1}$, $S_{STEEL,0}$ から隣接する要素のすべり $S_{STEEL,0}$ を計算する。
7. 同様に島モデルを用いて各要素において4から6を繰り返す。
8. 仮定したすべりとひずみ分布から求めたすべりが一致していなかったら2.の値を仮定し直す。
9. ひび割れ位置での鉄筋のすべりとCFSのすべりが一致していると仮定。
10. ひび割れ位置でのCFSのひずみ $\epsilon_{CFS,0}$ を仮定。
11. 佐藤モデル³⁾を用いて $\tau_{CFS,0}$ を求める。
12. 隣接する要素の $\epsilon_{CFS,1}$, $\tau_{STEEL,0}$ を求める。
13. 同様に仮定したひずみと合うまで各要素の値を求める。
14. 鉄筋、CFSの付着応力からコンクリート応力を計算する。
15. ひび割れの発生の照査。
16. コンクリート引張応力が引張強度に達したらひび割れ間隔を変えて2.へ戻る。

ここで、鉄筋とコンクリート間に用いた島モデルを式(1)²⁾に、CFSとコンクリート間に用いた佐藤モデルを式(2)³⁾にそれぞれ示す。

$$\tau_{STEEL} / f'_c = 0.73 \cdot [\ln(1 + 5s)]^2 / (1 + \epsilon \times 10^6) \quad (1)$$

ここで、 $s=1000 S/D$; τ_s : 付着応力, S : すべり量, f'_c : コンクリート強度, D : 鉄筋径

$$\tau_{CFS} / f'_c = \alpha S / (1 + \beta \epsilon)$$

$$\tau_{CFS \max} = 9.1 \cdot f'_c{}^{0.2} \cdot tE_{CFS} \cdot 10^{-5} \dots (\tau_{CFS \max} \leq 3.49 f'_c{}^{0.2} \text{MPa}) \quad (2)$$

$$\tau_{CFS \max-i} = \tau_{CFS \max} (1 - x/60) \dots (\tau_{CFS \max-i} \geq 0.5 \tau_u)$$

$$\tau_{CFS} = \tau_{CFS \max-i} \cdot e^{-10(S-S_0)}$$

ここで、 τ_{CFS} : 付着応力, f'_c : コンクリート強度, S : すべり量, ϵ :

ひずみ, $\alpha=0.2$, $\alpha=148$, $\beta=1000$, tE_{CFS} : CFSの剛性, $\tau_{CFS \max}$: 剥離破壊の起点となる位置での最大付着応力, $\tau_{CFS \max-i}$: 剥離破壊の起点以外の位置での最大付着応力, x : 剥離破壊の起点となる位置からの距離, S_0 : 最大付着応力時のすべりである。

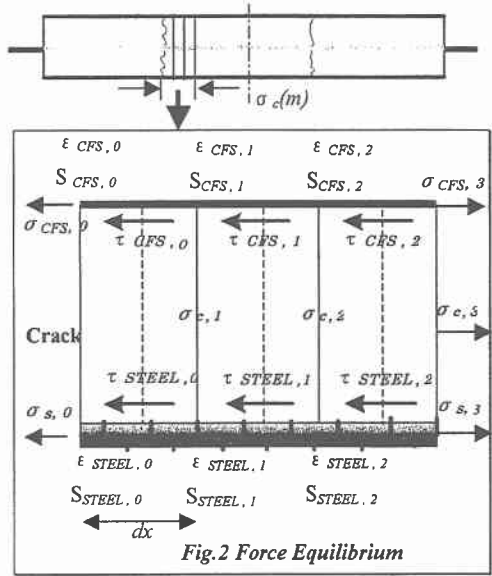


Fig.2 Force Equilibrium

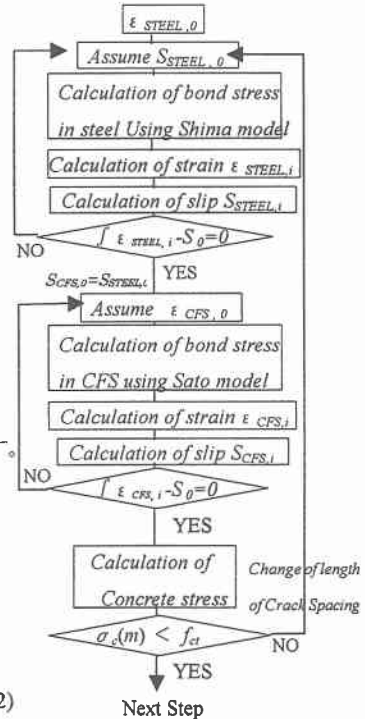


Fig.3 Program Flow

4.実験結果と解析結果の比較

4.1 ひずみ分布

図-4 に供試体 S-3-0 の鉄筋のひずみ分布を、図-5 に供試体 S-3-2 の鉄筋と CFS のひずみ分布をそれぞれ示す。双方の供試体でひび割れ位置の鉄筋のひずみが 0.1% 程度の時にひび割れ間隔が同程度のものを取り出して比較を行うこととした。

実験結果から CFS 補強 RC 部材のは RC の時と比較してひび割れ間隔の減少が見て取れる。これは CFS で補強することで CFS の付着力によりコンクリートに生ずる引張力が増加したことによる。このことにより CFS 補強 RC 部材の鉄筋のひずみ分布は RC の場合と比べてなだらかになり、振幅が小さくなる。数値解析の結果でもその様子が十分見て取れる。これにより、鉄筋降伏前の CFS で補強した RC 部材に島モデルが適用可能であることが確認できた。

また、CFS のひずみ分布はある程度実験結果と解析結果が一致したが、ひび割れ近傍で実験値と解析値が多少ずれる結果となった。これは、ひび割れ部でのコンクリートと CFS の付着劣化現象が起きていることが推定され、最大付着応力が減少していることが原因と思われる。

本研究では佐藤モデルで言う「剥離破壊の起こる起点」をひび割れ地点にして、図-6 のようにひび割れ近傍での最大付着応力を Case1, Case2 と二通りの仮定を用いて低下させ、付着劣化を仮定した。その二通りの仮定をしたひずみ分布の相違を図-5 に示す。実験結果から Case1 よりも Case2 の仮定の方が、整合性が高いため本研究では Case2 の仮定を用いることにした。しかし、Case2 の仮定でも、ひび割れ部における CFS のひずみ分布の実験結果と解析結果の違いが見て取れる。よって、ひび割れ近傍での最大付着応力の劣化域を仮定するには更に検討を要するものと思われる。

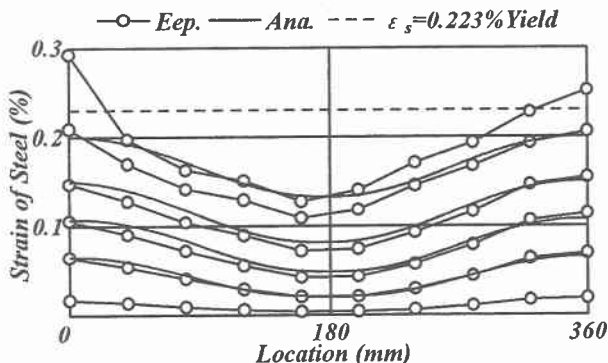


Fig.4 Location - Strain Relation of S-3-0 (RC)

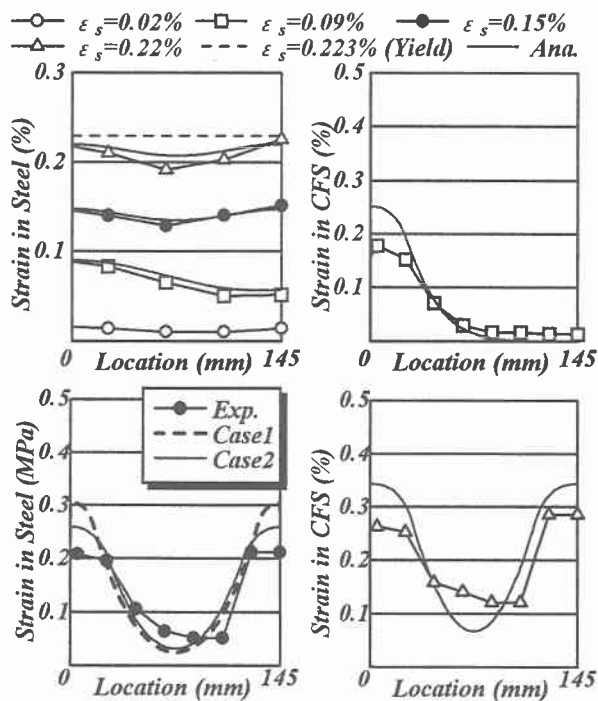


Fig.5 Location - Strain Relation of S-3-2 (CFS RC 2Layer)

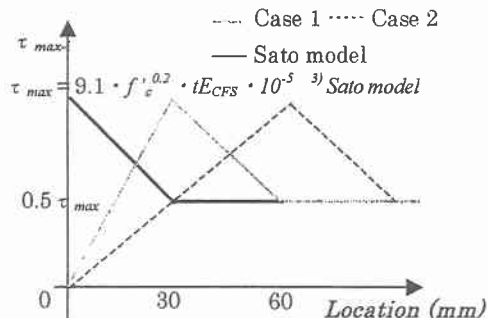


Fig.6 Bond Deterioration

4.2 平均ひずみー平均付着応力関係

図-7に鉄筋の平均付着応力と平均ひずみの関係の実験結果と、CFSの平均付着応力と平均ひずみの関係の実験結果を示す。図-8にそれらの解析結果を示す。

実験結果、解析結果の両面から降伏前の鉄筋の平均付着応力はCFSで補強するとRCと比べて減少することが言える。また、CFS補強量が増えるほど減少すると言える。これは前述にもあるが、CFSで補強することにより、ひび割れ間隔が減少し、ひずみ分布がなだらかなることによって付着応力が減少し、結果として降伏前の平均付着応力が減少するものと思われる。

次にCFSの平均付着応力に関しては、CFS補強量が増えるほどCFSの平均付着応力が増加することが実験と解析の両面から確認できた。これは、CFS補強量の多くなると剛性が大きくなるため付着応力が大きくなり、結果として平均付着応力が大きくなるものと思われる。

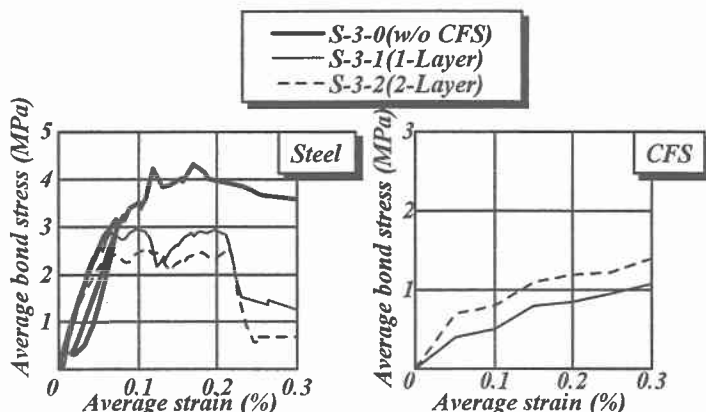


Fig.7 Average Strain - Average bond Stress Relation (Experimental Result)

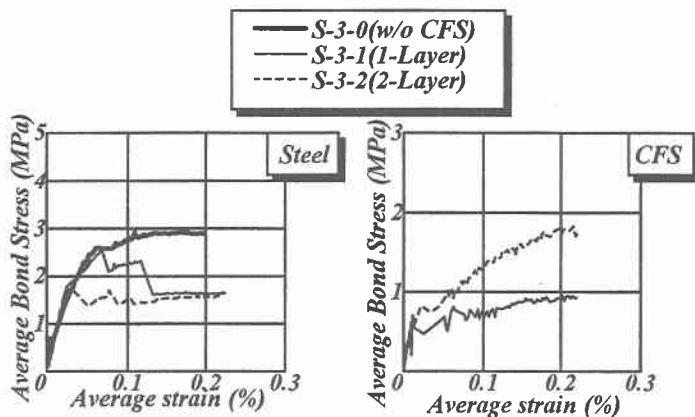


Fig.8 Average Strain - Average Bond Stress Relation (Analytical Result)

5. まとめ

- 1). 引張荷重下におけるCFSで補強したRC部材の鉄筋とCFSの降伏前のひずみ分布は島モデル、佐藤モデルを用いることにより表現できる。しかしCFSのひび割れ部での付着劣化には更なる検討を要する。
- 2). CFS補強量が増加すると鉄筋の平均付着応力は減少する事が数値解析で確認することができた。
- 3). CFS補強量が増加するとCFSの平均付着応力は増加する事が数値解析で確認することができた。

6. 参考文献

- 1). Y. Sato, K. Shouji, T. Ueda and Y. Kakuta, Uniaxial Tensile Behavior of Reinforced Concrete Elements Strengthened by Carbon Fiber Sheet, Proceedings of Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures, SP-188, pp697-710, 1999.
- 2). 島弘、周礼良、岡村甫; マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, 第378号/IV-6, 1987.
- 3). 佐藤靖彦、浅野靖幸、上田多門; 炭素繊維シートの付着機構に関する基礎研究, 土木学会論文集, (投稿中)