

V-11

FRP ロッドで補強したRCスラブの破壊性状について

北海道大学 学生員 佐藤 靖彦
 北海道大学 正 員 古内 仁
 北海学園大学 正 員 高橋 義裕
 北海道大学 正 員 角田 与史雄

1. まえがき

鉄筋で補強したRCスラブの破壊は、鉄筋の降伏により降伏線がスラブ全域に発達し、メカニズムとなり曲げ破壊に至る降伏線破壊と、荷重直下のコンクリート部分が局部破壊を起こす押抜きせん断破壊に大別される。

しかし、FRP ロッドは降伏領域を持たない弾性体であるため、FRP ロッドを補強材としたRCスラブの破壊性状は、それとは異なる事が予想される。

FRP ロッドで補強したRCはり・PCはりの曲げ及びせん断耐力は、従来の鉄筋コンクリート耐力算定式の適用の妥当性が報告されているが¹⁾²⁾、本研究ではFRP ロッドを補強材としたRCスラブの破壊性状と従来のRCスラブの耐力評価式の適用の妥当性を検討することを目的とし8体のRCスラブの静的載荷試験を行ったものである。

2. 実験方法

実験に用いた補強材は、アラミド繊維を組紐状に編み樹脂を浸透させたものであり、本実験では2種類の径のロッドを使用した。その特性値を表-1に示す。

実験を行った8体の供試体は、すべてスパン100×100cm、板厚10cmの正方形スラブであり、有効厚は2方向の平均としすべて7.5cmとした。実験変数として、ロッド径及びロッド間隔を変え補強筋比(鉄筋比に対応)を0.22%から1.33%の範囲として実験を行った。表-2にその諸元を示す。

支持方法は、4辺単純支持とし隅角部の浮き上がりは自由としている。また、載荷位置は、すべて中央点において1点集中載荷とし、載荷板は5×5cm・10×10cmの2種類を用いた。コン

クリートは、水セメント比53%、細骨材率45%で早強ポルトランドセメント、海砂川砂利を用い、目標強度は、7日間の湿布養生で $f_c' = 30.0 \text{ kgf/cm}^2$ とした。試験時における測定事項は、補強筋のひずみとスラブ上面の中央点及びスパン1/4点のたわみである。

表-1 補強筋の力学的特性

ロッドの呼称	公称径 (cm)	公称断面積 (cm ²)	破断強度 (tonf)	破断ひずみ (%)	弾性係数 ×10 ⁴ (kgf/cm ²)
K64S	0.80	0.50	6.50	2.00	6.46
K96S	1.08	0.75	9.77	2.06	6.34

表-2 供試体諸元

	辺長L (cm×cm)	厚さh (cm)	スパンL (cm×cm)	有効厚d (cm)	ロッド径-間隔 (cm) (cm)	補強筋比ρ (%)	鉄筋辺長r (cm)
FST01	120×120	10	100×100	7.5	1.08-10.0	1.00	5
FST02	120×120	10	100×100	7.5	1.08-20.0	0.50	5
FST03	120×120	10	100×100	7.5	1.08-30.0	0.30	5
FST04	120×120	10	100×100	7.5	1.08-10.0	1.00	10
FST05	120×120	10	100×100	7.5	1.08-20.0	0.50	10
FST06	120×120	10	100×100	7.5	0.80-5.0	1.33	10
FST07	120×120	10	100×100	7.5	0.80-8.0	0.83	10
FST08	120×120	10	100×100	7.5	0.80-30.0	0.22	10

Behavior of Reinforced Concrete Slabs with FRP Rods

by Yasuhiko.SATO Hitoshi.FURUUCHI Yoshihiro.TAKAHASHI Yosio.KAKUTA

3. 実験結果及び考察

3-1 破壊性状

8体の供試体はすべて押抜きせん断で破壊し、ロッドの破断は見られなかった。

各供試体の破壊荷重は表-3に示す通りである。

各荷重ごとのひびわれ発達状況は観察していないが、破壊時のスラブ下面のひびわれは、図-1に示すようにスラブ全域に放射状に広がっていた。

特に、FST06の様に補強筋比が大きい場合は、中央部において格子状ひびわれが卓越し、FST08の様に補強筋比が小さい場合には放射状ひびわれが卓越していた。

実験後すべての供試体において、押抜けた部分のコンクリートを完全に除去しその破壊状況の観察を行った。鉄筋で補強したスラブの場合、その破壊領域は載荷周縁直下のほぼ垂直に近い部分の存在が認められるが、本実験スラブでは、荷重周縁に沿って押抜かれているものの、すべての供試体において垂直部分は存在していなかった。

また、破壊面は載荷周縁からおおよそ 30° から 35° の傾斜をもちピラミッド状に脱落していた。これは、FRPロッドの弾性係数が小さいために初期ひびわれ発生後、ひびわれの発達とともに中立面が上昇し圧縮領域が非常に狭くなったためであると考えられる。

3-2 荷重-たわみ関係

すべての供試体において、破壊荷重の約50%前後から剛性が急激に低下し、たわみが直線的に増加していた。図-2は、FST06の荷重-たわみ図である。中央点のたわみは、荷重初期段階において、全断面有効と仮定した弾性計算値(case1)とほぼ等しいが、5tonf付近からスラブの引張側コンクリート断面を無視した弾性計算値(case2)より大きくなっている。これは、補強筋のせん断剛性が小さいことに起因し、せん断変形が卓越しているものと思われる。

表-3 実験結果

	圧縮強度 (kgf/cm^2)	破壊荷重 (tonf)
FST01	308	7.50
FST02	336	6.50
FST03	304	6.00
FST04	359	11.50
FST05	308	7.08
FST06	307	11.00
FST07	316	10.80
FST08	305	6.05

図-1 スラブ下面のひびわれ状況

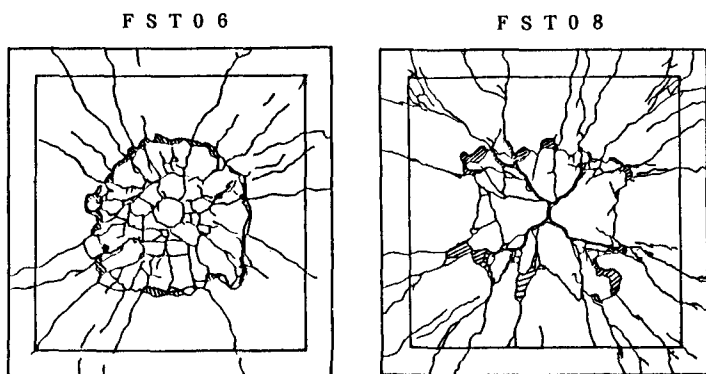


図-2 荷重-たわみ関係

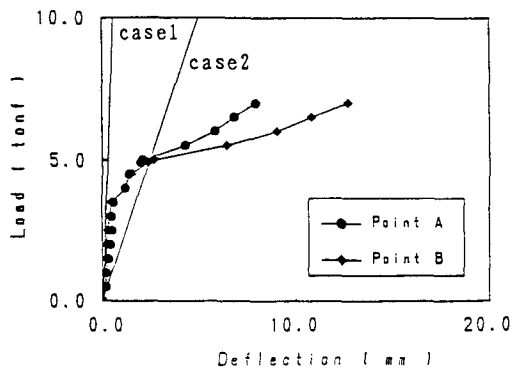
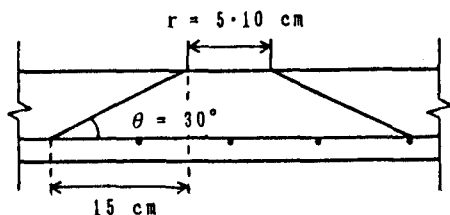


図-3 仮定した押し抜き領域



3-3 補強筋のひずみ

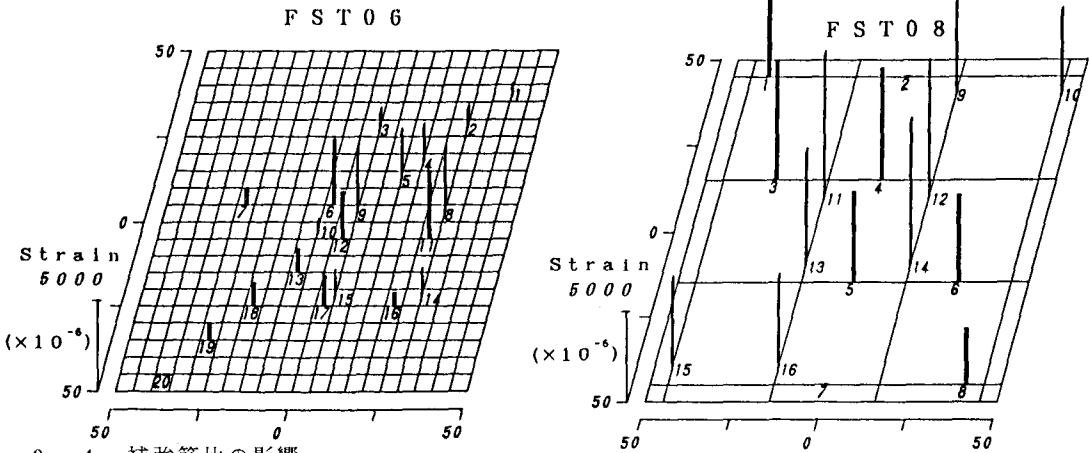
図-4に、FST06とFST08の全体のひずみ分布を示す。FST08は、スラブ全域に大きなひずみを示しているが、これはひびわれ図よりわかるように、スラブに明瞭な降伏線が形成されており、補強筋が大きな力を負担していたと思われる。この時、ひずみの最大値は、測定位置11における 10068×10^{-6} であり破断ひずみの約50%であった。また、FST06は荷重直下及び破壊面がロッドを跨ぐ位置において大きなひずみを示しており、最大ひずみは測定位置9の 4291×10^{-6} であり破断ひずみの約20%であった。

表-4は、各スラブの押抜き領域を図-3のように仮定し、この領域内で測定したひずみの平均値を示している。ここでは、補強筋比が小さくなるにつれひずみは増大する傾向にある。

表-4 補強筋のひずみ

	実測平均ひずみ $\times 10^{-6}$	破断ひずみに 対する割合(%)
FST01	2739	13.7
FST02	4775	23.9
FST03	5973	29.9
FST04	3476	17.4
FST05	4818	24.1
FST06	2719	13.6
FST07	4739	23.7
FST08	6960	34.8

図-4 補強筋のひずみ分布

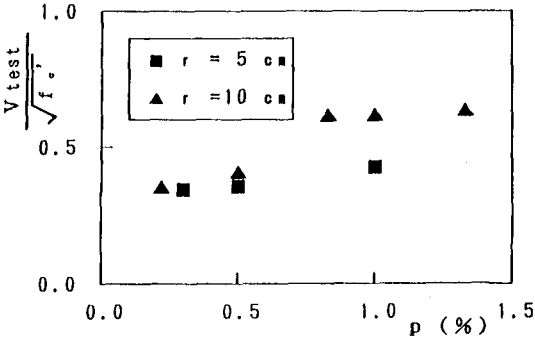


3-4 補強筋比の影響

鉄筋で補強したRCスラブでは、スラブ耐力(V_{test})はコンクリート圧縮強度(f_c')の平方根と関係付け、良い適合性が示されているが、FRPロッドを用いた場合においても同様の傾向があると仮定し、 $V_{test}/\sqrt{f_c'}$ と補強筋比の関係を表したのが図-5である。

この図より載荷板10cmの場合には、 $p = 1.0\%$ 前後では頭打ちがみられるが、全体として p が大きくなれば、 $V_{test}/\sqrt{f_c'}$ は増加する傾向にある。

図-5 スラブ耐力と補強筋比の関係



4. 耐力の評価

ここでは、角田³⁾による単純支持スラブの押抜きせん断耐力算定式、およびコンクリート標準示方書⁴⁾の面部材の押抜きせん断耐力算定式を用い、FRPロッドで補強したRCスラブへの適用の妥当性を検討する。

(a) 角田の式

$$P = 0.674 \cdot (b_0 + 3\pi d) \cdot d \cdot f_c' \cdot (1 + 0.5 \cdot \text{para}) / (1 + d/20)$$

$$\text{para} = \frac{p f_y}{f_c'}$$

ここに b_0 : 載荷周長 (cm)

d : 有効厚 (cm)

f_c' : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

p : 補強筋比

f_y : 補強筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

上式では、せん断耐力での鉄筋の影響を $p \times f_y$ として考慮しているが、ここでは、 f_y に補強筋の破断強度を用いて計算した。

その結果は、表-6 に示す P_0 であり実験値との比 (V_{test}/P_0) を示してあるが、2割から5割にしか達していない。

この原因として考えられるのが、 p および f_y の考慮の仕方であると思われる。

表-4 に示される様に、破壊時のロッドのひずみは各スラブにより異なるが、破断ひずみの13%から35%の範囲に位置し、破断応力に達していない事がわかる。

また、FRPロッドは鉄筋と比べ弾性係数が約3割と小さく、 p を鉄筋と同様に取り扱う事に問題があると思われる。

そこで、 $p \times f_y$ なる補強筋に関する影響に、弾性係数比 (E_t/E_s) を考慮した場合、破断応力の代わりに終局時の実測応力を用いた場合、および両者を考慮した場合について考える。

$$\text{ここに } P1 : \text{para}1 = \frac{f_y}{f_c'} \times p \cdot \frac{E_t}{E_s}$$

$$P2 : \text{para}2 = \frac{p}{f_c'} \times (E_t \cdot \varepsilon_t)$$

$$P3 : \text{para}3 = \frac{E_t f_y}{f_c'} \times p \cdot \frac{E_t}{E_s}$$

E_t : FRPロッドの弾性係数

E_s : 鉄筋の弾性係数

ε_t : FRPロッドの実測平均ひずみ

計算結果は、表-5 に示すとおりである。

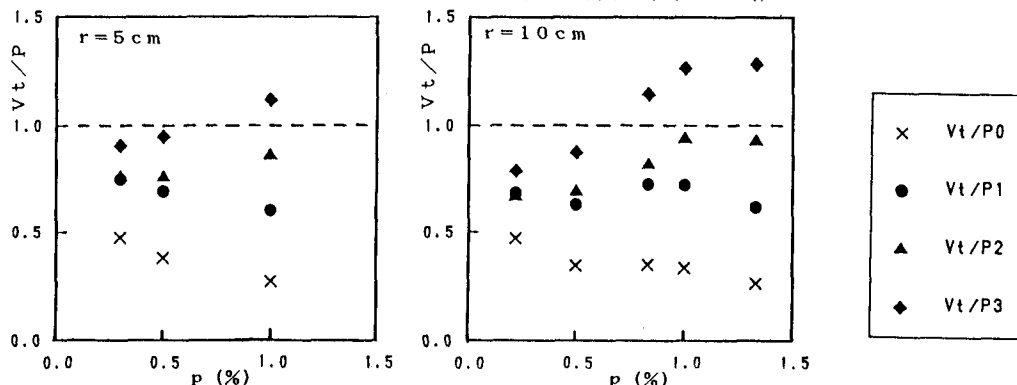
また、補強筋比の違いによる各計算値に対する実験値の比を図-6 に示す。

載荷板長 $r = 5$ cm の供試体では、弾性係数比と実測応力を考慮した場合 (P_3) が良い対応を示している。また、 $r = 10$ cm の供試体では、補強筋比が1.0%以上では実測応力を考慮した場合 (P_2)、0.5%以下では、両者を考慮した場合 (P_3) が良い対応を示している。

表-5 角田の式における耐力算定結果

	P_0 (tonf)	P_1 (tonf)	P_2 (tonf)	P_3 (tonf)	V_{test}/P_0	V_{test}/P_1	V_{test}/P_2	V_{test}/P_3
FST01	28.0	12.5	8.7	6.7	0.27	0.60	0.86	1.12
FST02	17.2	9.4	8.6	6.9	0.38	0.69	0.75	0.95
FST03	12.7	8.1	7.9	6.6	0.47	0.75	0.76	0.91
FST04	34.7	16.0	12.3	9.1	0.33	0.72	0.94	1.26
FST05	20.6	11.3	10.3	8.1	0.34	0.63	0.69	0.87
FST06	42.1	17.9	11.9	8.6	0.26	0.62	0.93	1.28
FST07	29.1	14.0	12.4	8.8	0.35	0.72	0.81	1.14
FST08	12.9	8.9	9.1	7.7	0.47	0.68	0.66	0.78

図-6 各補強筋比における耐力比の評価（角田の式）



(b) コンクリート標準示方書の面部材押し抜きせん断耐力式

$$V = f_{pca} \cdot u_p \cdot d / \gamma_b$$

$$f_{pca} = 0.6 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_r \cdot f_{cd}'$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100p}$$

$$\beta_r = 1 + 1/(1 + 0.25u/d)$$

ここに f_{cd}' : コンクリートの設計圧縮強度 (kgf/cm^2)

u : 載荷周長 (cm)

u_p : 設計断面の周長 (cm) $u_p = 4 \cdot r + \pi d$

γ_b : 部材係数 $\gamma_b = 1.0$

ここでは、上式中で鉄筋比の影響を考慮した β_p について次の4つの場合について考える。

$$V_0 : \beta_{p0} = \sqrt[3]{100p}$$

$$V_1 : \beta_{p1} = \sqrt[3]{100p \times \frac{E_s}{E_f}}$$

$$V_2 : \beta_{p2} = \sqrt[3]{100p \times \frac{E_s \cdot \varepsilon_s}{f_y}}$$

$$V_3 : \beta_{p3} = \sqrt[3]{100p \times \frac{E_s \cdot \varepsilon_s}{f_y} \times \frac{E_s}{E_f}}$$

ここに f_y : 鉄筋の降伏強度 (kgf/cm^2) E_s : 鉄筋の弾性係数 (kgf/cm^2)

ε_s : FRP ロッドの実測平均ひずみ E_f : 補強筋の弾性係数 (kgf/cm^2)

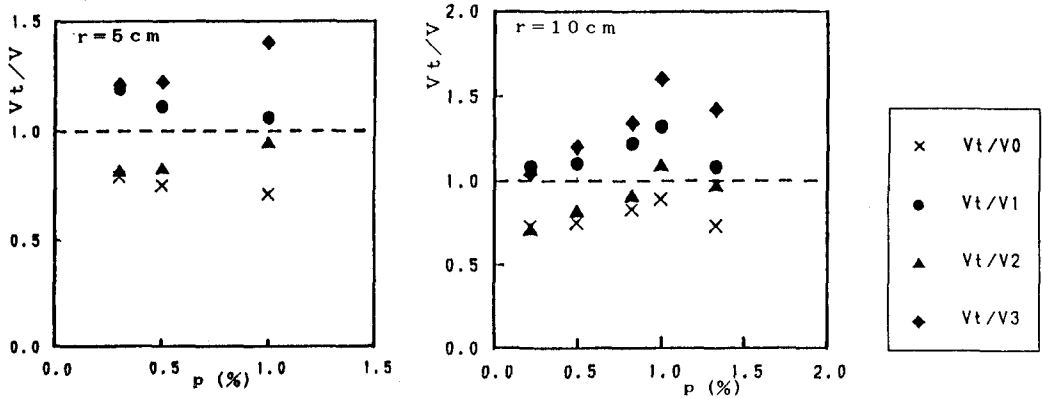
β_{p1} は、鉄筋比に補強筋の剛性が影響していると考え弾性係数比を考慮したものであり、 β_{p2} は、補強筋に作用する力（応力）が影響していると考え、鉄筋の降伏応力に対するFRP ロッドの実測応力の比を考慮したもので、その両者を考慮したものが、 β_{p3} である。その結果を表-6に示す。

また、補強筋比の違いによる耐力比は図-7に示すとおりであり、この場合、載荷板長に関わらず弾性係数比のみを考慮した場合において、良い対応を示している。

表-6 示方書式における耐力算定結果

	V_0 (tonf)	V_1 (tonf)	V_2 (tonf)	V_3 (tonf)	V_{test}/V_0	V_{test}/V_1	V_{test}/V_2	V_{test}/V_3
FST01	10.5	7.1	8.0	5.3	0.71	1.06	0.94	1.40
FST02	8.7	5.9	7.9	5.3	0.75	1.11	0.82	1.22
FST03	7.6	5.1	7.4	5.0	0.79	1.19	0.81	1.21
FST04	12.9	8.7	10.7	7.2	0.89	1.32	1.08	1.60
FST05	9.5	6.4	8.7	5.9	0.75	1.10	0.81	1.20
FST06	15.1	10.2	11.5	7.7	0.73	1.08	0.96	1.42
FST07	13.1	8.8	12.0	8.1	0.83	1.22	0.90	1.34
FST08	3.3	5.6	8.6	5.8	0.73	1.08	0.70	1.04

図-7 各補強筋比における耐力比の評価（示方書式）



5. まとめ

本実験においては、スラブの降伏線破壊は起こらずすべて押抜きせん断破壊を起こした。また、ロッドの破断は見られず、破壊時の補強筋のひずみは破断ひずみの13%から35%の範囲にあった。これは、補強筋のひずみが低いレベルにおいてコンクリートの圧縮域が耐荷能力を失い押抜けたもので、破壊面も垂直部分の存在は認められず、かなり中立面が上昇していることが分かる。

また、破壊時におけるひずみは、鉄筋の降伏ひずみより大きな値を示し、平均ひずみより求めた押抜き領域内の平均応力は、鉄筋の降伏応力よりも低い値を示していた。

この現象が、せん断耐力に関係していると考え、角田の式と示方書式を用い、両式にFRPロッドと鉄筋の弾性係数比 (E_t/E_s)、および破壊時の補強筋に作用する実測応力を考慮した結果、角田の式では、実測応力だけを考慮した場合と両者を考えた場合、示方書式においては、弾性係数比だけを考えた場合に実験値と計算値は良い対応を示していた。

本実験では、データ数が少ないため従来のRCスラブの耐力式が十分にFRPロッドに適用可能であるとは判断できないが、本実験結果からは、押抜きせん断耐力の評価において、補強筋比に関連し、弾性係数比およびFRPロッドに作用する実応力を考慮すべきであるといえる。

謝辞

本研究を実施するに当たり、多大なご協力を頂いた木村勉技官、ならびに風野裕明、酒井光晴両君に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 小沢、関島、岡村 『FRPで補強したコンクリートはりの曲げ疲労強度』
コンクリート工学年次報告集9巻2号、1987年、P. 269-275
- 2) 辻他、斉藤、関島、小川 『FRPはりで補強したコンクリートはりの曲げ及びせん断性状』
コンクリート工学年次報告集10巻3号、1988年、P. 547-552
- 3) 角田、井藤、藤田 『鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究』
土木学会論文報告集第229号 1974年9月
- 4) 『土木学会コンクリート示方書（設計編）』 土木学会、1986年