

[3] 鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁の疲労性状

正会員 ○ 穴 戸 兼 (東京都土木技術研究所)

正会員 関 口 幹 夫 (東京都土木技術研究所)

1. まえがき

コンクリートのぜい性的性質を改善する目的で、鋼繊維補強コンクリート（以下SFRCと記す）が多方面で研究・開発され、実用化もされている。筆者らは、この SFRC を一般の鉄筋コンクリート（RC）部材に適用することを考えて、RC部材における鋼繊維の挙動を実験的に調べてきた。それによると、SFRC は鉄筋の補強効果との相乗効果を発揮し、次のような特性が明らかにされた¹⁾。

- ① ひびわれの分散性に富み、ひびわれ幅が小さい。
- ② 中立軸位置が下方にさがり、曲げ剛性が大きくなる。また、荷重の増加に伴う剛性の低下割合が小さい。
- ③ 終局耐力が増加し、破壊時においても、“じん性”に富む。

これらの鋼繊維混入効果のうち、もっとも顕著な効果は、ひびわれの分散機能であり、そのメカニズムは鋼繊維とモルタル（コンクリート）との付着力に起因することも実験的に明らかにされている²⁾。ところで、これらの鋼繊維混入効果はすべて静的載荷時におけるものである。SFRC は材料学的に見て動的強度にすぐれているため、RC と SFRC との複合部材としての疲労性状も一般の RC 部材よりも改善されるものと考えられる。しかしながら、既往の報告をみても、SFRC 部材の疲労性状については明確にされていない。そこで本報文は、RC 部材に SFRC を適用したときの疲労性状を、一般の RC 部材と比較検討を行い、鋼繊維の有効性について論じる。

2. 実験概要

実験に使用したコンクリートの配合は表-1に示すとおりで、鋼繊維はせん断異形（波型）ファイバ

ーで、 $0.25 \times 0.50 \times 25$ mm の寸法である。プレーンの配合も SFRC の配合も、単位水量がほぼ等しくなるように、SFRC の配合では高性能減水剤を使用している。SFRC の練混ぜは、生コン工場のミキシングプラントで行った。ハリ供試体の形状寸法は、図-1に示すような単鉄筋長方形バリーで、主鉄筋には SD30-D16 ($\sigma_{sy} = 3800$ kgf/cm²) を用い、スターラップおよび組立て筋には、SD30-D10 を用いた。なお、このハリ供試体の鉄筋比は、一般の RC 部材を考慮して 1.2% とした。ハリ供試体は、プレーンコンクリートを用いたハリ（以下 Pバリという）と SFRC を用いたハリ（以下 Fバリ）をそれぞれ 10 本づつ作製し、そのうち 3 本づつを予備試験に供し、残りの 7 本づつを疲労試験に供した。

疲労試験は、アムスラー型片振り疲労試験機を用い、スパン 150 cm、載荷スパン 40 cm の中央 2 点集中載荷とした。繰返し載荷の上限荷重の設定は、表-2に示すように、F-1, 2, 7 と F-1, 2, 7 は図-1に示すハリの許容応力度法による設計耐力 (4.2 tf) を上限荷重とし、F-3~6 と F-3~6 は、それぞれのハリの終局耐力 (Pバリ: 12.6 tf, Fバリ: 15.0 tf) の 60~80% の荷重を上限荷重とした。したがって、設計荷重レベルの疲労性状と、高応力レベルでの疲労性状を調べることを目的とし、F-3, 4 と F-5 あるいは F-5 と F-6 は、ほぼ上限荷重

表-1 配合表

種 別	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/m (%)	単 位 量 (kg/m ³)						スランプ (cm)	空気量 (%)
			水	セメント	細骨材	粗骨材	水和剤	鋼繊維		
プレーン	45	41	164	362	757	1,080	0.100	—	7.0	2.1
SFRC	45	60	167	382	1,049	697	0.026	118	8.7	3.5

*1 ゴンゾル *2 マイテ 4150

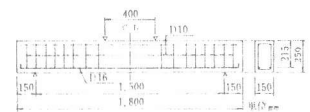


図-1 供試体の形状寸法

表-2 載荷荷重と試験結果

型名	梁の長さ (cm)	上部荷重 (tf)*1	下部荷重 (tf)	終局破壊時の破壊荷重 (tf)	試験回数	試験日
P-1	25.3	4.2	設計	—	12.6	6/26-7/7
P-2	24.8	4.2	設計	—	12.7	7/22-7/27
P-3	25.2	10.1	0.8Pu	—	14.0	8/29-9/9
P-4	25.3	10.1	0.8Pu	15.2 (1.0Pu)	—	10/1-10/22
P-5	25.1	8.8	0.7Pu	—	13.7	10/18-10/19
P-6	25.4	2.7	0.6Pu	—	14.6	11/6-11/12
P-7	25.4	4.2	設計	—	13.5	11/28-12/10
F-1	25.2	4.2	設計	—	15.1	7/8-7/15
F-2	25.0	4.2	設計	—	14.0	8/3-8/9
F-3	24.9	12.0	0.8Pu	30.0 (2.0Pu)	—	9/11-9/17
F-4	24.9	12.0	0.8Pu	41.6 (2.7Pu)	—	10/6-10/9
F-5	24.6	10.3	0.7Pu	—	14.6	10/26-11/4
F-6	24.8	9.0	0.6Pu	—	14.7	11/16-11/21
F-7	25.0	4.2	設計	—	13.5	12/11-12/17

*1 上限荷重は梁の破壊を待たない。
*2 P-7は200.7N(約20kg)において疲労載荷した。

が同一となるように実験計画が組まれている。また、繰返し载荷の下限荷重は、設計荷重レベルでは1t、高応力レベルでは2tで一定とした。

計測項目は図-2に示すように、たわみ、コンクリート面のひずみ、ひびわれ幅、鉄筋ひずみなどである。これらの計測は、繰返し回数(N)が1, 10, 1000, 1万, 10万,

100万, 200万回に達した時点で試験機を止め、静的载荷試験を行い、疲労载荷過程における性状を調べることとした。

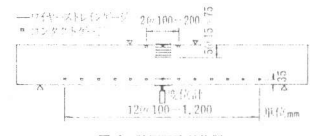


図-2 計測器取付位置

3. 曲げ疲労性状

(1) たわみ

静的载荷時における、荷重(P)とたわみ(δ)の関係は図-3に示す概念図のとおりである。Pバりは荷重の初期段階でひびわれによる折れ曲り点を呈するが、Fバりはひびわれを生じても徐々にたわみが増大し、折れ曲り点は明確でない。また、同一の荷重におけるたわみは、Fバリの方がPバリよりも小さく、曲げ剛性が大きい。したがって、終局耐力もFバリの方が大きくなる。

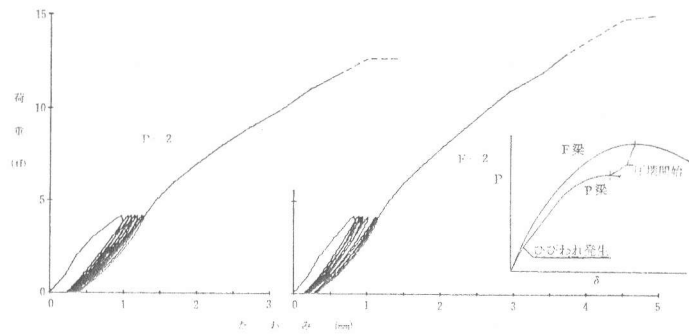


図-3 設計荷重レベルのP- δ 関係

図-4は設計荷重を上限荷重としたときの繰返し回数(N)とたわみの関係を示したものである。これによると、P、Fバリとも疲労载荷によって、ほぼ直線的に δ が増加し、N=1回に対するN=200万回のたわみ増加量は、Fバリの方が小さく、疲労を受けても鋼繊維の有効性が認められる。そこで、N=1回とN=200万回での δ の変化を表-3に示す。これによれば、200万回疲労载荷後も、Fバリの δ はPバリの約85%に抑制されており、 δ の増加割合(N=200万回/N=1回)は、両者とも1.4倍となっている。すなわち、200万回疲労载荷によるハリのダメージは、その初期载荷に比例した挙動を示している。したがって、Fバリにおける鋼繊維混入効果は、疲労载荷後も十分残存しているといえる。

表-3 疲労によるたわみの変化

種別	項目	たわみ (mm)		
		N=1回	N=200万回	増加比
P	Pmax	0.931	1.323	0.392
	残留	0.199	0.363	0.164
F	Pmax/残留	21.4%	27.4%	--
	Pmax	0.796	1.122	0.326
F	残留	0.139	0.297	0.158
	Pmax/残留	17.5%	26.5%	--
F/F	Pmax	85.5%	84.8%	--
	残留	69.8%	81.8%	--

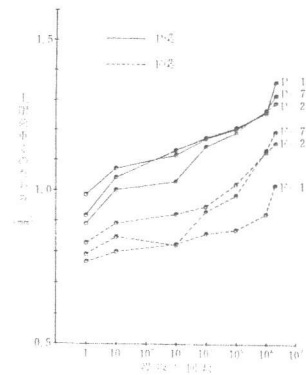


図-4 繰返し回数とたわみ(設計荷重)

次に、高応力レベルにおけるN- δ 関係を図-5に示す。Nの増加に伴う δ の増加傾向は、図-4の設計荷重とは異なり、Nの対数と δ の関係は直線性を失い、Nの増加に伴い δ の増加も累加される傾向にある。とくに、この傾向はFバリにおいて著しい。すなわち、Fバリは高応力レベルの疲労载荷によって、鋼繊維によるたわみ減少効果が失われることを示している。そこで、疲労载荷の上限荷重がほぼ等しい、P-5とF-6, P-3, 4とF-5を比較すると、N=1回ではFバリの方がPバリより δ は小さく抑制されているにもかかわらず、N=200万回になると、両者ともほぼ同量の δ となっている。したがって同一荷重レベルで考えると、繰返し载荷の初期においては鋼繊維の有効性が認められるが、高応力レベルでの疲労载荷によって、その効果は減少するといえる。また、このようなたわみ性状のFバリからPバリへの移行は、荷重レベルの大きいハリほど、より少ない繰返し回数で生じている。

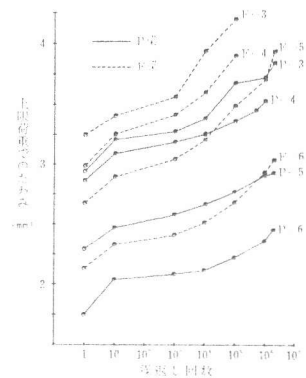


図-5 繰返し回数とたわみ(高応力)

(2) ひびわれ

Fバリのひびわれ性状は図-6(高応力レベル)でもわかるように、Pバリのような急激なひびわれ幅増大点が明確に現

われない。これは、鋼繊維がひびわれの拡大に抵抗し急激なひびわれの進行を緩和するためである。一方、Pバリはひびわれ発生後、すぐに定常ひびわれ状態に達し、ひびわれ幅 (C_w) はFに比例した増加傾向を示すことになる。これに対し、Fバリではひびわれを発生しても、さらに数回の荷重を作用させないと、定常ひびわれ状態に達しない。この間、ひびわれの生じた断面では、鋼繊維の引張応力伝達効果によって、暫時新たなひびわれを発生し続けることになる。このようにして、任意の荷重段階での C_w は Fバリの方が Pバリより減少することになる。

設計荷重レベルでの疲労載荷による C_w の推移を調べると、表-4のとおりである。これによると、P, Fバリとも 200 万回の疲労載荷によって、 C_w は初期 ($N=1$ 回) 約 1.6 倍に増大することがわかる。

また、Fバリでは鋼繊維のひびわれ拘束効果によって、Pバリの 70% 強に抑制されており、この効果は 200 万回の疲労載荷を受けても持続されている。これは、たわみの項で示した表-3の効果と同様であるが、ひびわれ性状のように塑性領域において、鋼繊維がより大きな効果を発揮することを示している。

次に高応力レベルでの疲労性状を、 N と C_w の関係で図-7に示す。同一荷重比のバリでの $N=1$ 回の C_w は、径径同一である。しかし、 N の増加に伴って Pバリは直線的に増加するが、Fバリは N の増加とともに累加される。そして、 $N=200$ 万回に達すると、同一荷重レベルの Pバリの C_w に近づく傾向 (F-6 は P-5 へ、F-5 は P-3, 4 へ) をもっている。このことは、大きな塑性ひずみを生じるひびわれ断面では、鋼繊維のひびわれ拘束効果が N の増加とともに減少することを示している。

(3) 曲げ剛性

設計荷重レベルでの疲労載荷によるはり中央での曲げ剛性 (EI) の変化状況を図-8に示す。Fバリの EI は Pバリより大きく、鋼繊維が曲げ剛性の増大に寄与している。 $N=200$ 万回になると、ひびわれが中立軸位置まで進行し、EI はひびわれ断面での計算上の EI に近づいてくる。この図を見ると、Fバリの方が Pバリより疲労のダメージが大きいように見えるが、中立軸の位置を調べると図-9の如くで、Fバリでは中立軸位置の変化は明確でない。すなわち、図-10のように、Fバリの回転角は N によって増加するが、中立軸位置は大きな変化が現れない。したがって、図-10に示したように、鋼繊維の引張抵抗力 (T_F) が 200 万回疲労載荷後も残っていると見える。これをモデル的に表わすと、図-11において、Fバリは $C \rightarrow D$ へ、Pバリは $C \rightarrow D$ へと変化したのと

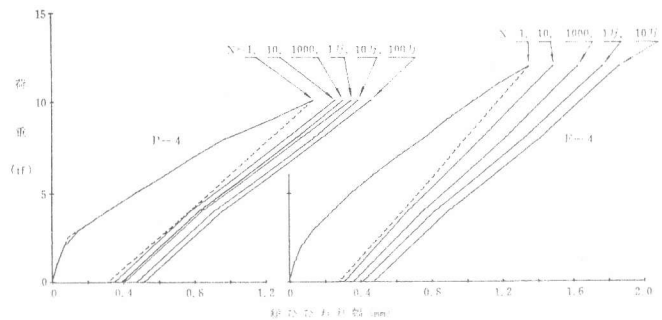


図-6 高応力レベルの P, C_w 関係

表-4 疲労によるひびわれ幅の変化

種別	ひびわれ幅の統計 (mm)		増加比		
	N=1回	N=200万回			
P	Pmax	0.322	0.523	0.201	1.624
	残留	0.072	0.154	0.082	2.139
	Pmax/残留	22.4%	29.4%	—	—
F	Pmax	0.236	0.377	0.139	1.584
	残留	0.033	0.109	0.076	3.303
	Pmax/残留	13.9%	28.0%	—	—
F型	Pmax	73.9%	72.1%	—	—
	残留	45.8%	70.8%	—	—

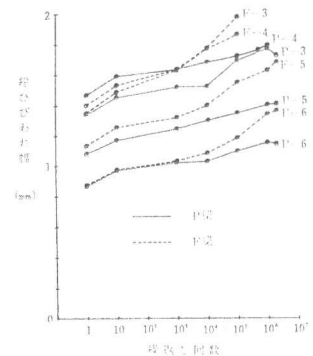


図-7 高応力レベルにおけるひびわれ幅の推移

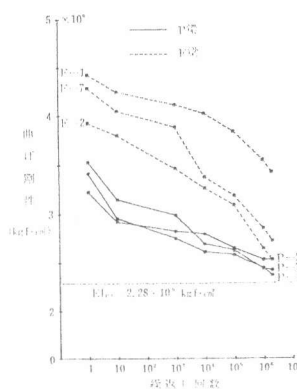


図-8 設計荷重レベルでの EI 変化

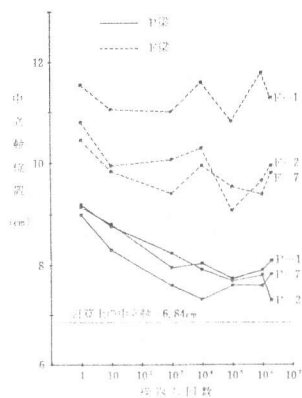


図-9 設計荷重レベルでの中立軸変化

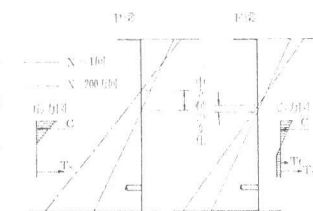


図-10 コンクリート面のひずみ分布

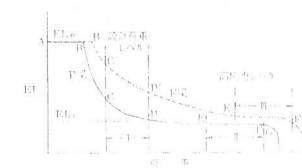


図-11 EI 荷重図

同様になる。

一方、高応力レベルでの EI 変化は、図-12 に示すような関係にあり、F バリは N=200 万回に達すると、P バリと同様な EI まで減少する。このときの中立軸位置は 7.5 cm であり、F バリの中立軸位置と同程度となっている。したがって、高応力レベルの疲労载荷によって、図-10 中で示した T_f が減少し、F バリは P バリの性状に近づくものと考えられる。図-11 のモデル図で考えると、P バリは E → F へ移行し、F バリは E' → F' へ移行すると考えたのと同じである。このように考えることで、表-2 で示したように、P バリより F バリの方がより少ない繰返し回数で破壊していることを説明づけることができる。

(4) 主鉄筋引張応力

図-13、14 に繰返し回数と主鉄筋の引張応力度 (σ_s) の関係を示す。設計荷重レベルでの疲労载荷では (図-13)、常に F バリの方が σ_s が小さく、疲労によるダメージを鋼繊維が分担し、直接 σ_s を減少する働きを有する。また、間接的には、引張部コンクリートの引張剛性を鋼繊維によって付加することができるため、中立軸位置も P バリより下方にさがり、同一のたわみ角でも σ_s は小さくなる。このような鋼繊維混入効果は 200 万回の疲労载荷によっても失われない。

一方、高応力レベルになると (図-14) F バリでの σ_s 増加傾向が著しく、鋼繊維とモルタルとの付着破壊が進行するため、鋼繊維が分担できる引張力が N の増加とともに減少する。したがって、N の増加に伴って、F-6 は P-5 の σ_s へ、F-5 は P-3, 4 の σ_s へと移行することとなる。このような傾向は、いままで論じてきたたわみやひびわれ幅の増大などでみられるような鋼繊維の疲労挙動と一致している。

4. 結論

SFRC を用いた RC バリと一般のコンクリートを用いた RC バリの相異点を実験的に検討し、鋼繊維の繰返し荷重下における挙動を調べた。結果を要約すると次のとおりである。

- ① 終局耐力の 1/3 程度の、常用される応力レベルでの疲労载荷では、鋼繊維混入効果は静的载荷時と同等であり、200 万回の疲労载荷後も、その効果は持続される。
- ② 終局耐力の 2/3 以上の応力レベルになると、繰返し回数の増加に伴い、鋼繊維混入効果は減少する。したがって、SFRC を用いた RC バリは、一般のコンクリートを用いた RC バリと同じ曲げ性状を呈することになる。

このことから、疲労载荷時における鋼繊維混入効果は、必ずしも静的载荷時とは同一ではなく、応力レベルの影響を受るといえる。本報文では、どの程度の応力レベルまで鋼繊維混入効果が維持できるのかという境界点は明らかにされていない。今後、このような境界点を実験的に把握することが課題となるであろう。

※参考文献※

- 1) 尖戸、猪狩、関口 「鋼繊維補強鉄筋コンクリートバリの曲げ性状」、第 1 回コンクリート工学年次講演会・講演論文集、pp 373 ~ 376
- 2) 尖戸、関口 「鋼繊維補強コンクリートのひびわれ分散について」、昭、53 都土木技研年報、pp 117 ~

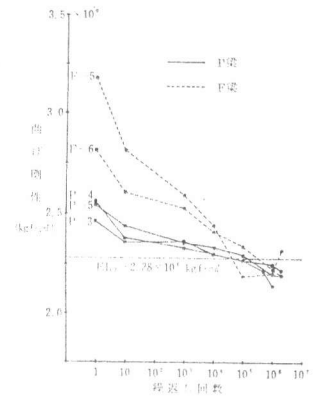


図-12 高応力レベルでの EI 変化

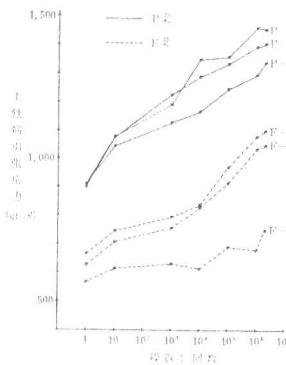


図-13 設計荷重レベルでの σ_s 変化

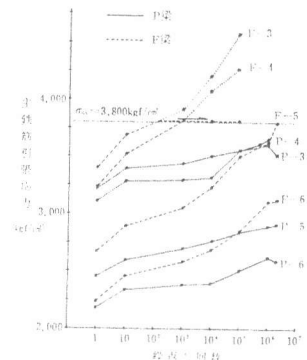


図-14 高応力レベルでの σ_s 変化