

# 高強度コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの衝撃疲労強度に関する研究

## A STUDY ON IMPACT FATIGUE STRENGTH OF HIGH STRENGTH CONCRETE AND FIBER REINFORCED CONCRETE

尼崎 省二\*・明石 外世樹\*\*

By Syoji AMASAKI and Toyoki AKASHI

### 1. まえがき

先に著者らは、圧縮強度 500 kg/cm<sup>2</sup> 前後の普通コンクリートの衝撃疲労強度について、衝撃時のコンクリートの乾湿、クッション材の影響および 2000 回衝撃後の残存強度などを述べ、また繰り返し衝撃荷重によるコンクリートの疲労過程は超音波パルスの伝播速度を測定することにより間接的に測定しうることおよびその疲労過程はコンクリートの内部微小ひびわれの発達過程であることを述べた<sup>1)</sup>。

近年、理論面もしくは実用面から高強度コンクリートに関心もたれ、コンクリートパイルをはじめとしていくつもの工場製品には、800 kg/cm<sup>2</sup> もの圧縮強度を有する高強度コンクリートが使用されている。コンクリート杭とか矢板などを衝撃力で打込むときには、静的圧縮強度がいかに増大しても衝撃疲労強度が増大しなくては、高強度コンクリートを用いる意義が薄れてしまうことになる。しかしながら、コンクリートとくに高強度コンクリートの衝撃疲労強度に関する研究は内外ともあまりなされていないのが現状である。高強度コンクリートは、従来、超硬練りコンクリートを加圧成型するか、セメントに適当なシリカ質材料を添加してオートクレーブ養生をするなど特殊な方法により製造されてきた<sup>2)</sup>が、高強度コンクリート用減水剤の開発<sup>3),4)</sup>により標準養生のみで容易に製造されるようになってきている。

一方、鋼繊維補強コンクリート（以下 SFRC と略す）については、その力学的性質に関する理論的かつ実験的研究が数多くなされており、普通コンクリートに比べて曲げ、引張りおよび衝撃強度などが優れており、また、Toughness も増加するとの報告<sup>5)</sup>がなされているが、衝撃疲労強度に関する研究例は少ないようである。SFRC

の疲労実験については、M.R. Ramey<sup>6)</sup> らが  $\phi 3 \times 6$  in の円柱供試体の単軸圧縮疲労試験を行い、SFRC の圧縮疲労強度は普通コンクリートに比べて大差はないが、普通コンクリートの疲労破壊では一般的な爆裂的破壊は生じないと発表している。

本研究は、高強度コンクリート用減水剤を用いて作った高強度コンクリートおよび圧縮強度 600 kg/cm<sup>2</sup> 前後の高強度コンクリートを 3 種類の鋼繊維で補強した場合について衝撃疲労試験を行い、それぞれのコンクリートの衝撃疲労強度および疲労過程について普通コンクリートの場合と比較検討するとともに、鋼繊維が衝撃疲労強度に与える影響について調べたものである。

### 2. 実験概要

#### (1) 使用材料および配合

セメントは普通ポルトランドセメントを使用し、骨材は細骨材が桂川産川砂（比重 2.51, 吸水率 2.7, FM=2.93）、粗骨材が高槻産の硬質砂岩砕石（比重 2.69, 吸水率 1.02%）で最大寸法 13 mm のものを用いた。鋼繊維は  $\sigma_y=19$  kg/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_B=32$  kg/mm<sup>2</sup> の冷延鋼板を断面 0.5×0.5 および 0.3×0.3 mm で長さ 30 mm に切断した市販のものと、 $\sigma_B=76$  kg/mm<sup>2</sup> で直径 0.3 mm のステンレス鋼（SUS-304）を実験室で長さ 20 mm に切断したものの 3 種類とした。

Table 1 Specific Mix of Plain Concrete

Series	M.S.	SL	W/C	S/a	C	W	S	G
	(mm)	(cm)	(%)	(%)				
A	13	7.5±1	67.5	58.0	284	192	1014	764
B			51.5	55.0	394	202	890	780
C			34.7	52.2	628	218	731	717
D			25.5	46.0	600	153	744	918
E			25.5	46.0	600	153	744	918
F			34.7	52.2	628	218	731	717

\* 正会員 工修 立命館大学助手 理工学部土木工学科

\*\* 正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科

Table 2 Specific Mix of SFRC

Series	M.S.	SL	W/C	S/a	C	W	S	G	F
	(mm)	(cm)	(%)	(%)					
C							731	717	--
F-A							725	711	39.3
F-B, F-C, G	13	7.5±1	34.7	52.2	628	218	715	701	98.1
F-D							708	694	137.0
F-E							698	685	196.0

F-A, F-B, F-D, F-E: 0.5×0.5×30 mm  
 F-C: 0.3×0.3×30 mm  
 G: φ0.3×20 mm

実験は材令 7~9 週で行い、配合は高強度コンクリートの試験では、試験時の圧縮強度が 500 kg/cm<sup>2</sup> 以上の高強度コンクリート 4 種類と 300 および 400 kg/cm<sup>2</sup> の普通コンクリートの計 6 種類とし、Table 1 に示す通りである。Table 1 において、D および E シリーズはそれぞれアルキルアリルスルホン酸塩系および芳香族多環縮合物スルホン酸塩系の高強度コンクリート用減水剤を用い、また F シリーズは C シリーズの配合をもとにしてシリカ質材料を添加せずにオートクレーブ養生をしたものである。SFRC については、Table 1 の C シリーズの配合をもとにして、断面 0.5×0.5 mm の鋼繊維を容積比で 0.5, 1.25, 1.75 および 2.5% 混入し、他の鋼繊維は 1.25% のみとした。その示方配合を Table 2 に示す。なお、SFRC のワーカビリティは鋼繊維混入量の増加とともに悪くなるために、アルキルアリルスルホン酸塩系減水剤を用いて所定のスランプを得るようにした。

## (2) 供試体および養生方法

衝撃試験用供試体は直径 7.5 cm、高さ 15 cm の円柱供試体の上下部に 5 mm の面取りを施し、さらに頭部破損を防止するために厚さ 0.8 mm、幅 20 mm の鋼製バンドを取付けてあり、供試体上面はコンクリート打込み後約 5 時間でコンクリート地肌のまま仕上げた。

養生は材令 28 日までの水中養生 (20±3°C) 後、試験時まで 20±3°C、50±5%RH の空中養生とし、F シリーズのコンクリートは 3 日間の前養生 (20±3°C、90%RH 以上の空中養生) 後コンクリートパイル工場においてオ

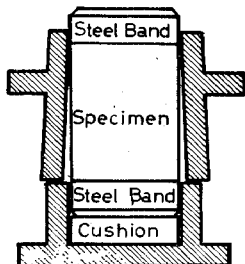


Fig. 1 Specimens Hold

ートクレーブ養生を行い以後は空中養生とした。

## (3) 衝撃試験

衝撃試験はページの衝撃試験機に似た機構を有する試験機を用いて、エンドレスチェーンで重錘 (W=40 kg) を 200 cm 以下の任意の高さまで引上げて自然落下させる方法により、Fig. 1 に示すように、供試体下部にのみ厚さ 2 cm、弾性係数 6000 kg/cm<sup>2</sup> のクッション材 (合成樹脂) を配置し、上部にはクッション材は配置せず、重錘による直接打撃とした。

繰り返し衝撃応力は鋼供試体を用いてあらかじめ求めておいた重錘の落高と衝撃応力との関係から、各シリーズの静的圧縮強度の 60, 70, 80 および 90% の衝撃応力が得られるように重錘の落高を決定した。なお、1 応力比について 7~10 本の供試体を試験した。

衝撃疲労試験は、供試体が

- ① 頭部が破損して衝撃を加えるごとに粉末が飛散する状態になったとき (頭部欠落破壊)、
- ② 縦あるいは横方向に割れたとき (ひびわれ破壊)、
- ③ 補強バンドが切断して破壊したとき (バンド破壊)、
- ④ 完全に爆裂の現象を示したとき (爆裂破壊)

までとし、破壊しない供試体は 2000 回衝撃までとした。本実験で生じた破壊の代表例を Fig. 2 に示す。しかしながら、これらの破壊は実験者の主観によるところが大きく、的確な破壊時を決めることは困難であり、また破壊とみなしたもので必ずしも全部がこれ以上の衝撃を与えることは不可能な状態でないことに注意しなくてはならない。

## (4) 衝撃疲労強度および微小ひびわれ

繰り返し衝撃によるコンクリートの疲労の進行状態を調べるために、適当な衝撃回数で供試体長さ方向の超音波パルス伝播速度を測定した。この測定には、繰り返し衝撃による超音波パルス伝播速度の相対的変化を調べることを目的として、受信波形の観察によらないデジタル式の超音波パルス伝播速度測定器を使用した。

また、繰り返し衝撃による微小ひびわれの発達状況を

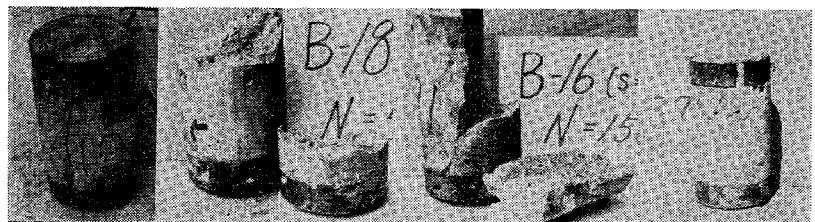


Fig. 2 Illustrations of Failure Mode

調べるために、AおよびBシリーズの応力比  $S=70\%$  の供試体について、超音波パルス伝播速度が大きく変化する衝撃回数で供試体をダイヤモンドカッターで切断し、検査面を砥石でみがいてから十分に水洗いをし、染色剤として芳香族多環縮合物スルホン酸塩系の減水剤 NL-1400 を 10 倍に薄めたものを用いて内部微小ひびわれの観察を行い、次式からクラック係数を求めた。

$$C_r = \frac{L_a}{A_a} + \frac{L_m}{A_m} + \frac{L_b}{A} \dots\dots(1)$$

ただし、 $L_a, L_m$  および  $L_b$  はそれぞれ直径 3 cm の被測定円内の骨材ひびわれ、モルタルひびわれおよび付着ひびわれであり、 $A_a, A_m$  および  $A$  はそれぞれ被測定円内の骨材面積、モルタル面積および被測定円の面積である。なお、 $A_m$  および  $A$  については円内の気泡面積は除外した。本測定において対象にした骨材は 1.2 mm 以上のもので、測定は被測定円を 5 倍に拡大して行った。

3. 実験結果および考察

(1) 静的強度

コンクリート供試体の作製は、1シリーズについて、静的圧縮強度試験用に6本、衝撃疲労試験用に各応力比 ( $S=60, 70, 80$  および  $90\%$ ) とも 7~10 本とした。衝撃疲労試験用供試体数がそろっていないのは、実験の失敗によるものである。本実験に用いた各シリーズコンクリートの特性を Table 3 に示す。

Table 3 で、Cシリーズの圧縮強度が  $575 \text{ kg/cm}^2$  であるのに、これに鋼繊維補強を行った F-A および F-B シリーズの圧縮強度はむしろ低下している。しかし、これら各シリーズの圧縮強度平均値に有意差があるかどうか

Table 3 Property of Concrete

Series	Comp. Strength $\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Tensile Strength $\sigma_t$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Pulse Velocity $V_0$ (m/sec)
A	283	25.4	3996
B	429	27.1	4364
C	575	33.9	4358
D	839	48.9	4732
E	698	36.8	4633
F	574	43.0	3921
F-A	534	32.9	4323
F-B	517	38.2	4242
F-C	575	49.3	4246
F-D	595	59.9	4220
F-E	637	44.9	4224
G	652	50.2	4735

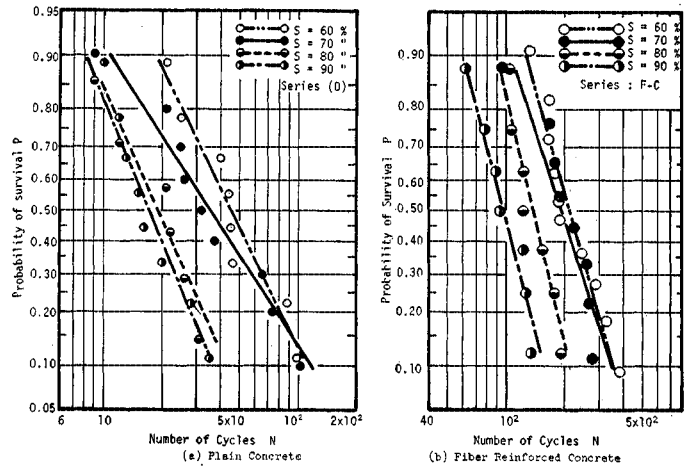


Fig. 3 N-P Diagrams

かを分散分析により検定すると、Table 4 のようになり、いずれの場合も危険率 5% で有意差が認められず、これらの圧縮強度平均値には差がないとしてよいと思われる。

F-A および F-B シリーズコンクリートの圧縮強度が C シリーズと比較して増加しなかったのは、繊維混入によりワーカビリティが悪化し、空隙が増大したためと思われる。

Table 4 Analysis of Variance Table for Comp. Strength of Series C, F-A and F-B

	Sums of Squares	Degrees of Freedom	Mean Square	F Ratio
Between	10 471.0	2	5 235.5	3.62 $F_{15}^2(0.05)=3.68 > F_0$
Within	21 677.5	15	1 445.2	
Total	32 148.5	17	—	

(2) 衝撃疲労強度

疲労試験では、同一条件のもとで一定応力振幅を受けて疲労破壊するまでの繰り返し回数には大きなばらつきがあることは古くから知られており、このばらつきが疲労破壊の本質的で基本的な性質であることは金属材料の疲労特性に関する研究からも明らかになっている<sup>7)</sup>。この統計的性質はコンクリートの疲労破壊現象にもあてはまると言われている<sup>8)</sup>。

本実験の繰り返し衝撃回数は、実際のコンクリート杭を施工する場合に中間層を打貫ける回数として、2000回までとしたが、供試体上部にクッション材を配置していないために大半の応力比で 2000 回衝撃までに全供試体が破壊し、A シリーズの応力比  $S=60\%$  のみで一部供試体が 2000 回衝撃でも破壊しなかった。したがって、A シリーズの応力比  $S=60\%$  を除いて、破壊までの繰り返し回数 (衝撃疲労寿命  $N$ ) の分布から順序統計量の

理論<sup>9)</sup>を用い、またAシリーズの応力比  $S=60\%$  については最良線形推定量の理論<sup>10)</sup>を用いて各応力比における平均繰返し回数  $\bar{N}$  を計算した。

各供試体の生存確率  $P$  と衝撃疲労寿命  $N$  との関係を対数正規確率紙上にプロットした一例を Fig. 3 に示す。Fig. 3 から、高強度コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの  $P-N$  関係はいずれもほぼ直線に近似することができ、これらのコンクリートの衝撃疲労寿命は対数正規分布にしたがうことが認められる。したがって、その平均繰返し回数  $\bar{N}$  は  $P-N$  回帰直線を最小自乗法により求め、 $P=50\%$  となるときに繰返し回数を計算すればよい。

Table-5 および 6 にそれぞれ高強度コンクリートお

Table 5 Static Strength and Average Number of Cycles ( $\bar{N}$ ) to failure of Plain Concrete

Series	Comp. Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_c/\sigma_t$	Stress Level (%)			
			60	70	80	90
A	283	11.1	2 628	680	241	190
B	429	15.8	369	281	82	57
C	575	16.9	102	88	62	34
D	839	17.2	45	35	19	17
E	698	19.0	84	58	29	24
F	574	13.4	611	305	194	178

Table 6 Static Strength and Average Number of Cycles ( $\bar{N}$ ) to Failure of SFRC

Series	Comp. Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Spacing of Wires (mm)	Stress Level (%)			
			60	70	80	90
C	575	Plain	102	88	62	34
F-A	534	11.0	129	108	78	59
F-B	517	7.0	186	156	118	91
F-D	595	5.9	256	216	144	134
F-E	637	4.9	292	233	155	148
F-C	575	4.2	212	194	137	98
G	652	3.7	608	397	194	189

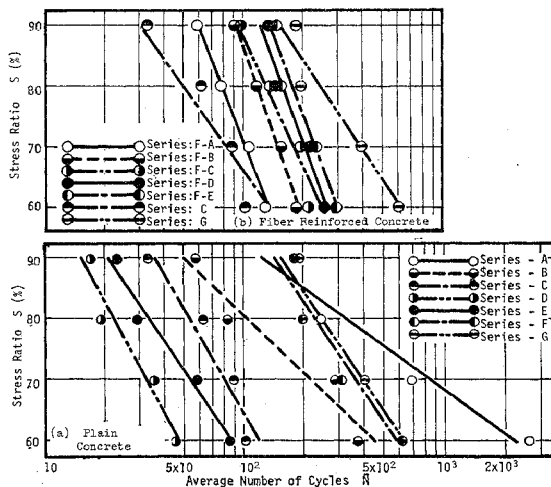


Fig. 4  $S-\bar{N}$  Lines

よび SFRC の平均繰返し回数を、また Fig. 4 に各コンクリートの平均繰返し回数  $\bar{N}$  と応力比  $S$  との関係を示す。なお、Fig. 4 の  $S-\bar{N}$  関係はこれを直線で近似して最小自乗法により求めたものであり、また Table 6 の Spacing of Wires は J.P. Romualdi の提案した<sup>11)</sup>コンクリート中の平均繊維間隔  $S_w$  を算出するための次式から計算したものである。

$$S_w = 13.8 d \sqrt{1/P} \dots\dots\dots(2)$$

ただし、 $d$  は鋼繊維の換算直径、 $P$  は鋼繊維混入量 (容積比, %) である。

a) 静的強度の影響

Table 5 および Fig. 4 (a) から、高強度コンクリート (C, D および E シリーズ) の衝撃疲労強度は圧縮強度 500 kg/cm<sup>2</sup> 以下の普通コンクリートに比べて非常に低く、また A~E シリーズについて静的圧縮強度との関係を調べると、圧縮強度が大きくなるほど衝撃疲労強度は小さくなっていることがわかる。しかし、同じ高強度コンクリートであってもオートクレープ養生コンクリート (F シリーズ) の衝撃疲労強度は低くならず、A・B 両シリーズの中間の値になっている。これはオートクレープ養生コンクリートの脆度係数  $\sigma_c/\sigma_t$  が A・B 両シリーズの中間の値であることを考えると、後述するように、順当な結果であると思われる。

一方、普通コンクリートの圧縮強度と引張強度との関係は圧縮強度の増大に伴い脆度係数が大きくなることは周知のとおりであるが<sup>12)</sup>、 $\sigma_c/\sigma_t$  と  $\bar{N}$  との関係を見ると、Table 5 に示すように、衝撃疲労強度は脆度係数が大きくなるにしたがい小さくなる傾向にあることがわかる。すなわち、普通コンクリートの衝撃疲労強度は、圧縮強度がいかに大きくなっても引張強度が増大しなくては増加しないと考えられる。

また、Fig. 4 (a) の  $S-\bar{N}$  関係から、 $S-\bar{N}$  直線の勾配は圧縮強度が 500 kg/cm<sup>2</sup> 以下になると急に小さくなっており、圧縮強度が低くなると高応力比になるほど破壊しやすくなる傾向にあることがわかる。

ところで、衝撃疲労試験におけるコンクリート供試体の破壊を的確に把握することは、前述したように困難であるが、高強度コンクリートの破壊形態を分類すると Table 7 のようになる。Table 7 は各シリーズの供試体数を 100 としたときの破壊形態を分類したものであるが、オートクレープ養生の F シリーズを除いて、圧縮強度が大きくなるほど軸方向引張応力によるとみられる横割れおよび縦横割れ破壊のひびわれ破壊に占める割合が大きくなる傾向にあることがわかる。一方、F シリーズの場合は、その圧縮強度は C シリーズとはあまり変わらないが、引張強度が大きくなっているために、軸方向引張応力の影響をあまり受けないと思われる縦割れ破壊が

**Table 7** Classification of Mode of Failure of Plain Concrete

Mode of Failure	Series					
	A	B	C	D	E	F
横割破壊	33	52	65	64	40	20
縦割破壊	19	31	21	14	24	47
縦横割破壊	4	13	7	5	18	17
斜割破壊	4	0	0	0	0	0
バンド破壊	7	0	7	17	18	8
頭部欠落破壊	11	0	0	0	0	8
爆裂破壊	7	0	0	0	0	0
2000 回残存	15	0	0	0	0	0
Total	100	100	100	100	100	100

多くなっている。この破壊形態の分類結果からも、衝撃疲労強度に与える引張強度の影響が大きいことが考えられる。

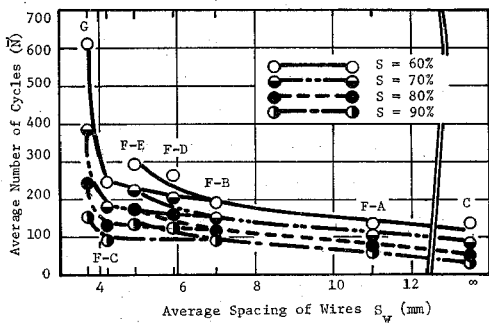
**b) 鋼繊維の影響**

実験から得られた平均繰返し回数  $\bar{N}$  には応力比によるばらつきが大きいため、以下は Fig. 4 (b) の  $S-\bar{N}$  直線から各応力比に対する平均繰返し回数をあらためて求め、この平均繰返し回数  $\bar{N}'$  を用いることにする。鋼繊維の平均間隔  $S_w$  と  $\bar{N}'$  との関係を Fig. 5 に示す。Fig. 5 から、SFRC の衝撃疲労強度は鋼繊維の形状が同じ場合には、繊維間隔が狭くなると、すなわち繊維混入量が多いほど増大するが、形状が異なると繊維間隔が狭くなくても増大しないことがわかる。これと同様の関係は、Fig. 6 に示すように、コンクリートの引張強度と繊維間隔との関係にもあらわれている。しかしながら、この場合には表面のなめらかなステンレス鋼を用いた G シリーズの引張強度はその繊維間隔の狭さに比

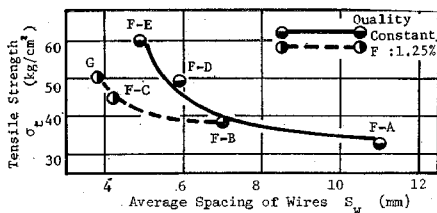
べて小さいという結果になっている。これは F-A~E シリーズに用いた鋼繊維が冷延鋼板のせん断品であるために、その断面はかならずしも正方形ではなく複雑な形状をしており、ステンレス鋼繊維の付着強度がこれらの鋼繊維に比較して小さいために生じたものと考えられる。

ところで、Fig. 5 および 6 から SFRC の引張強度と衝撃疲労強度との関係を調べると、F-A~E シリーズについては、繊維間隔の大小には関係なく引張強度が大きくなるほど衝撃疲労強度は大きくなっていることがわかる。しかし、G シリーズの引張強度は F-D あるいは F-E シリーズと比較してほぼ同じかあるいは低くなっているにもかかわらず、衝撃疲労強度は非常に大きくなっており、SFRC の衝撃疲労強度は鋼繊維の平均間隔あるいは SFRC の引張強度とは 1 つの関係で表わすことはできないと思われる。

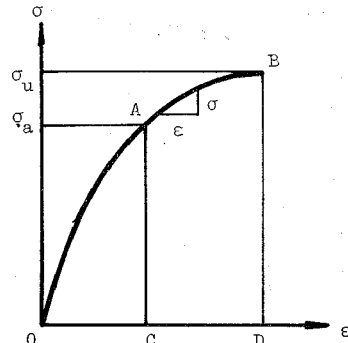
本実験では、Table 3 に示したコンクリートの特性以外に最大圧縮荷重に至るまでの応力-ひずみ曲線も測定したが、その応力-ひずみ曲線の変化と衝撃疲労強度との関係について次のような結果が得られた。すなわち、応力-ひずみ曲線の変化を表わすパラメーターとして巨視的な平均ひずみエネルギー (Fig. 7 で任意の応力  $\sigma_a$  までに外荷重によって供試体に加えられる単位体積当りの平均ひずみエネルギーは OAC の面積で与えら



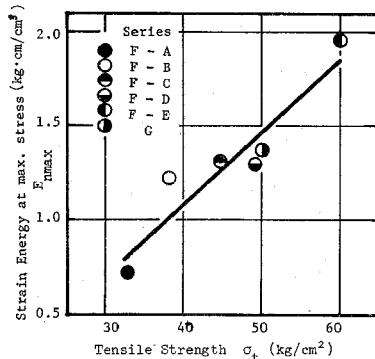
**Fig. 5**  $\bar{N}'-S_w$  Diagrams



**Fig. 6**  $\sigma_t-S_w$  Diagrams



**Fig. 7** Stress-Strain Curve



**Fig. 8**  $E_{n_{max}}-\sigma_t$  Relationship

れる。以下これを単にひずみエネルギーと呼ぶ)を考え、最大圧縮荷重でのひずみエネルギーと引張強度との関係を示すと Fig. 8 のようになる。Fig. 8 から、SFRC のひずみエネルギーは引張強度の増加とともに増加しており、ひずみエネルギーと衝撃疲労強度との関係は引張強度と衝撃疲労強度との関係と同様に直接的なものではないと考えられる。

一方、最大圧縮荷重までのひずみエネルギーと衝撃疲労試験に採用した応力比までのひずみエネルギーとの比(以下、単にひずみエネルギー比と呼ぶ)と衝撃疲労強度との関係は Fig. 9 のようになる。Fig. 9 から、衝撃疲労強度はいずれの応力比の場合も、ひずみエネルギー比が小さくなるほど大きくなる傾向にあることがわかる。このひずみエネルギー比と衝撃疲労強度との関係は、Fig. 10 に示すように、高強度コンクリートに関する実験結果にもあらわれており、静的な圧縮破壊過程の場合<sup>13)</sup>と同様にひずみエネルギー比が衝撃疲労強度に及ぼす影響が非常に大きいことがわかる。Fig. 9 および 10 の関係は最小自乗法により求めたものであるが、Fig. 10 の F シリーズは除いてある。なぜならば F シリーズのコンクリートはオートクレーブ養生をしたために、骨材表面とセメントペーストとの付着が大きくなり、またコンクリート内部に水分の残留がなくなったために<sup>14)</sup>、ひずみエネルギー比が大きいにもかかわらず衝撃疲労強度が大きくなったものと考えられるからである。

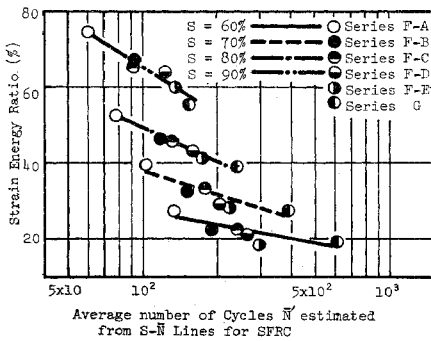


Fig. 9  $E_{n_0}/E_{n_{max}} - \bar{N}'$  Diagrams

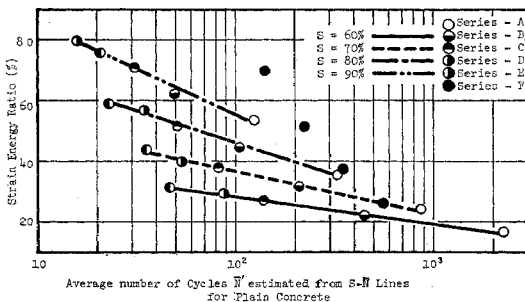


Fig. 10  $E_{n_0}/E_{n_{max}} - \bar{N}'$  Diagrams

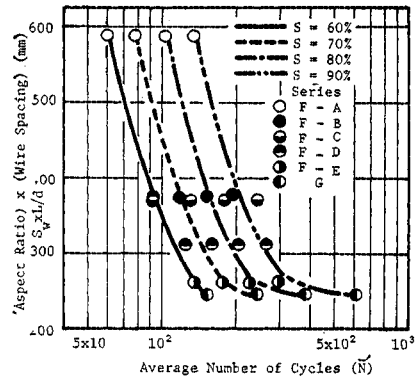


Fig. 11  $S_w \cdot L/d - \bar{N}'$  Diagrams

以上の結果から、オートクレーブ養生などの特殊な養生を行ったコンクリートを除いて、コンクリートの衝撃疲労強度は応力-ひずみ曲線の勾配 (Fig. 7:  $\sigma/\epsilon$ ) が高応力になるほど小さくなるようなコンクリートほど大きくなるものと考えられる。

ところで、SFRC の衝撃疲労強度に与える鋼繊維の影響については、SFRC 中の鋼繊維の平均間隔  $S_w$  とアスペクト比  $L/d$  との積  $S_w \cdot L/d$  を考え、 $S_w \cdot L/d$  と  $\bar{N}'$  との関係を示すと Fig. 11 のようになる。Fig. 11 の関係は  $S_w \cdot \bar{N}'$  および  $S_w \cdot \sigma_f$  の関係とは異なり、一つの曲線で表現することができ、いずれの応力比の場合も  $S_w \cdot L/d$  が小さくなるほど衝撃疲労強度が大きくなり、とくに  $S_w \cdot L/d$  が 200 以下になると急激に大きくなる傾向があることがわかる。この場合、 $S_w$  は式 (2) で与えられるから

$$S_w \cdot \frac{L}{d} = 13.8 L / \sqrt{P} \dots\dots\dots (3)$$

となり、鋼繊維混入量  $P$  が一定であれば短い鋼繊維を用いるほど  $S_w \cdot L/d$  が小さくなる。したがって、Fig. 11 の関係からは鋼繊維の直径如何にかかわらず衝撃疲労強度が増す結果になる。一方、鋼繊維を短くするだけではその付着強度が低下することになるため、鋼繊維補強の意味が薄れてしまうことになる。

Shah らは「SFRC のひびわれ強度は、SFRC 単位体積当りの鋼繊維全表面積 (比表面積  $S.S.$  と呼ぶ) が大きくなるほど増加する」と指摘しており<sup>15)</sup>、比表面積は 
$$S.S. = \frac{P}{50 L} \left( 1 + 2 \frac{L}{d} \right) \dots\dots\dots (4)$$

で与えられる。すなわち、鋼繊維のアスペクト比および混入量が一定の場合には、鋼繊維を短くするほどひびわれ強度が増すことになる。しかし、鋼繊維が短くなりすぎるとその分散性は悪くなることが考えられる。この比表面積がひずみエネルギー比に大きく影響し、衝撃疲労強度が大きくなったものと考えられる。以上の結果から、鋼繊維のアスペクト比が 50~90 の範囲にある SFRC

においては、鋼繊維の平均間隔  $S_w$  とアスペクト比  $L/d$  との積を小さくするとともに、鋼繊維の比表面積を大きくするように鋼繊維を用いるとひずみエネルギー比が小さくなり、したがって、衝撃疲労強度が増大するものと考えられる。

一方、SFRCの衝撃疲労破壊の形態は前述の高強度コンクリートの場合とは異なり、爆裂的破壊はまったくなく、横割れ破壊も非常に少ないという結果が得られた。爆裂的破壊が生じなかったという結果は、M.R. Ramayの行った SFRC の圧縮疲労試験結果<sup>16)</sup>と類似しているが、衝撃疲労試験では圧縮疲労試験のように「ベル破壊」および「せん断破壊」は生じなかった。

(3) 衝撃応力が一定の場合の平均繰り返し回数について

前節までは、衝撃応力の静的圧縮強度に対する比が一定の場合について考察したが、本節では衝撃応力が一定の場合について考察する。

衝撃応力を  $\sigma_{im}=400$  および  $500 \text{ kg/cm}^2$  として繰り返し衝撃試験を行ったと仮定して、その場合の平均繰り返し回数  $\bar{N}''$  を Fig. 4 の  $S-\bar{N}''$  直線の内挿により求め、普通コンクリートについては脆度係数  $\sigma_c/\sigma_t$  との関係を示す。また SFRC については鋼繊維の平均間隔  $S_w$  との関係を示す。それぞれ Fig. 12 および Fig. 13 のようになる。普通コンクリートの場合、Fig. 12 か

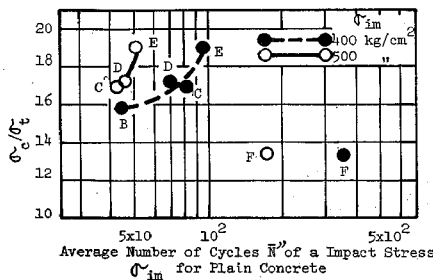


Fig. 12  $\sigma_c/\sigma_t - \bar{N}''$  Diagrams

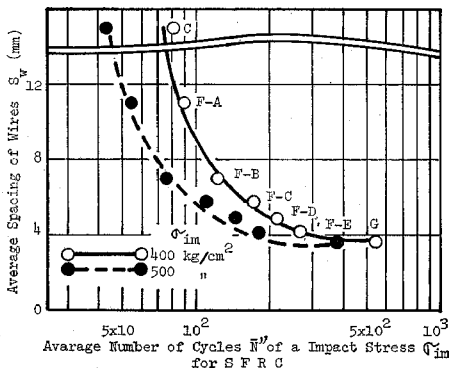


Fig. 13  $S_w - \bar{N}''$  Diagrams

ら、圧縮強度がいかに増大 (D シリーズ) しても平均繰り返し回数  $\bar{N}''$  は増大せず、オートクレープ養生の F シリーズを除いて、脆度係数が増すと平均繰り返し回数も増加する傾向がみられる。この傾向は、衝撃応力の静的圧縮強度に対する比を一定にした場合とは逆の結果である。SFRC の  $S_w - \bar{N}''$  関係は、Fig. 13 から、衝撃応力の静的圧縮強度に対する比が一定の場合とは異なり一つの関係で表わされ、鋼繊維の平均間隔が狭くなるほど平均繰り返し回数が増加する傾向にあることがわかる。

Fig. 12 および 13 の結果は、衝撃応力  $\sigma_{im}$  の静的圧縮強度に対する比が一定でないために生じたものと思われる。

(4) 衝撃回数と超音波パルス伝播速度

繰り返し衝撃によるコンクリートの疲労の進行は超音波パルスの伝播速度の変化を調べるにより知ることができることは先に述べたが、ここでは圧縮強度および鋼繊維補強が疲労の進行に与える影響について述べる。

供試体上下部にクッション材を配置した場合の普通コンクリートの衝撃疲労過程 (超音波パルスの伝播速度の低下あるいは内部微小ひびわれの発達過程) は、初期衝撃によりわずかに疲労し、いったんほぼ一定あるいは非常にゆるやかな進行の後、急激に疲労して供試体の破壊に至る<sup>17)</sup>が、このような結果は Fig. 14 (a) に示す高強度コンクリートの場合にも得られている。Fig. 14 (a) の結果は Table 8 に示す高強度コンクリートについて、供試体上部にも下部クッション材と同材料で厚さ 4 cm のクッション材 (合成樹脂) を配置した場合に得られたもので、破壊直前の急激な疲労が生じていないのは爆裂的破壊をしたためである。なお、この場合の衝撃疲労強度は、Table 5 の結果と比較するとわかるように、圧縮強度との関係と比較して十分に改善されることがわかる。

Fig. 14 (b) および (c) はそれぞれ高強度コンクリートおよび SFRC に関する結果の一例を示したものである。Fig. 14 (b) からわかるように、普通コンクリー

Table 8 Static Strength and Average Number of Cycles ( $\bar{N}$ ) to Failure of Plain Concrete with Cushion Materials

Series	Comp. Strength (kg/cm <sup>2</sup> )	Stress Level (%)	Average Number $\bar{N}$
PL	764	70	250
		80	95
		90	61
NL	829	70	112
		80	101
		90	38
MT	970	70	125
		80	65
		90	56

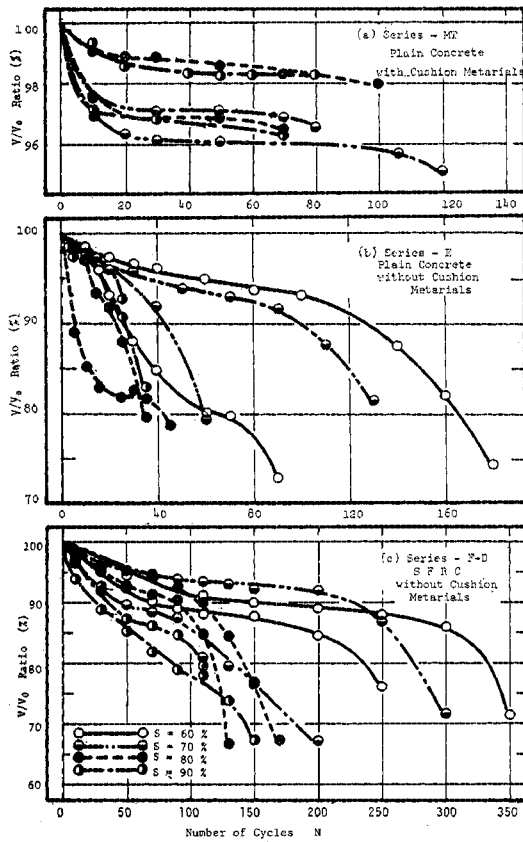


Fig. 14  $V/V_0 - \bar{N}$  Diagrams

トの衝撃疲労過程は圧縮強度が大きくなるほど、また応力比が大きくなるほど初期衝撃による疲労が大きくなり、その後の進行もほぼ一定あるいは非常にゆるやかなものではなく、徐々に疲労が進行するようになる。一方、SFRC の場合には、普通コンクリートで供試体上下部にクッション材を配置した場合と上部には配置していない場合との中間的な疲労過程であることがわかる。すなわち、Fig. 14 (c) および Fig. 15 に示すように、応力比  $S=60\%$  の場合と  $S_w \cdot L/d$  のもっとも小さい G シリーズの疲労過程は、供試体上下部にクッション材を配置した場合と同様に、初期衝撃による疲労後は一定あるいは非常にゆるやかな疲労を生じる場合が多いが、 $S_w \cdot L/d$  および応力比が大きくなるほど初期衝撃による疲労が大きくなり、またその後の疲労も急激になる傾向にあることがわかる。

(5) 微小ひびわれの観察

供試体上部にクッション材を配置しない場合の超音波パルスの伝播速度変化と供試体内部の微小ひびわれの発達との関係を調べるために、A, B 両シリーズの応力比  $S=70\%$  について内部微小ひびわれの観察を行った。こ

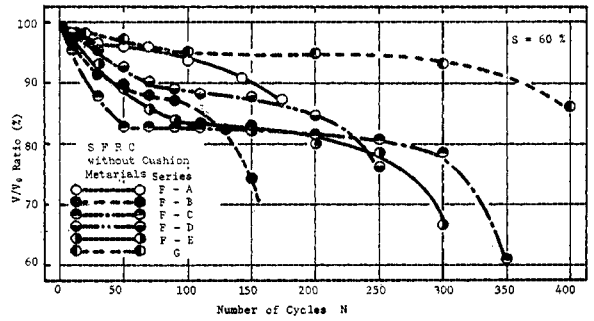


Fig. 15  $V/V_0 - N$  Diagrams

Table 9 Number of Cycles and Pulse Velocity Ratio ( $V/V_0$ ) with Fatigue Level

		Fatigue Level			
		$F_0$	$F_1$	$F_2$	$F_3$
Number of Cycles	With Cushion	0	5~10	90	100
	No Cushion	0	20	60~80	100
$V/V_0$ Ratio	Series A	1	0.90~1.0	0.80~0.90	---
	Series B	1	0.93~1.0	0.83~0.93	---
	With Cushion	1	0.93~1.0	0.93~0.95	---

これらの供試体の超音波パルスの伝播速度変化は、前述したように供試体上部にもクッション材を配置した場合<sup>17)</sup>とは異なり、Table 9 のようになる。Table 9 で、 $F_0$ ,  $F_1$ ,  $F_2$  および  $F_3$  は供試体の疲労度を示し、それぞれ  $F_0$ : 無衝撃の状態  
 $F_1$ : 初期の急激な疲労がとまり、疲労の進行がゆるやかになりはじめるところ  
 $F_2$ : ほぼ一定あるいは非常にゆるやかな疲労の進行のち、再び急激に疲労の進行が生じるところ  
 および  
 $F_3$ : 破壊直前と思われるところ  
 である。

微小ひびわれの観察はこれらの疲労度に達したと思われる衝撃回数で行い、検査面は供試体中央部で長さ方向とこれに直角な方向の二つとした。これは、前述したように、供試体の破壊が縦割れあるいは横割れによるが多かったためである。Table 9 に示すように、疲労度  $F_3$  の衝撃回数を 100 としたときの疲労度  $F_1$  および  $F_2$  の衝撃回数はそれぞれほぼ 20 および 60~80 であるから、横軸に各疲労度をそれぞれ 0, 20, 70 および 100 にとり、測定したクラック係数の平均値を縦軸に示すと Fig. 16 のようになる。上部クッション材の有無によって所定の疲労度に達するまでの衝撃回数が異なるのは、クッション材の有無によって疲労の進行速度が異なるためと思われる。Fig. 14 から、衝撃疲労強度の大きい A シリーズのクラック係数は B シリーズよりも小さくなっており、微小ひびわれの発達過程が超音波パルスの伝播



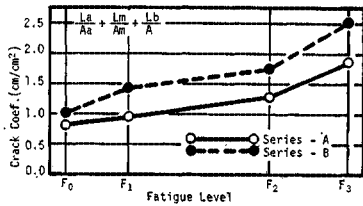


Fig. 16 Crack Coef. - Fatigue Level Relationships

Table 10 Average Crack Coef. of Plain Concrete

Series	Fatigue Level	Total Crack		Bond Crack		Mortar Crack		Aggregate Crack	
		A	B	A	B	A	B	A	B
	F <sub>0</sub>	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	F <sub>1</sub>	1.17	1.42	1.58	1.71	1.57	2.94	1.59	0.52
	F <sub>2</sub>	1.54	1.76	1.44	2.46	7.91	3.86	0.23	0.62
	F <sub>3</sub>	2.25	2.50	1.44	2.47	11.2	6.73	1.04	0.99

速度変化しは衝撃疲労強度に直接的な影響を有していることがわかる。

Fig. 14 に示したクラック係数は付着ひびわれ、モルタルひびわれおよび骨材ひびわれを一括したものであるが、これらの各ひびわれがクラック係数に占める割合は Table 10 のようになる。Table 10 から、各ひびわれの割合は疲労度によって異なるが、モルタルひびわれは疲労度の進行とともに増大しており、付着ひびわれは疲労度 F<sub>2</sub> と F<sub>3</sub> でほとんど変化のないことがわかる。これは微小ひびわれの発達過程は、付着ひびわれの発達がモルタルひびわれの発生原因となり、モルタルひびわれが大きくなると付着ひびわれの発達を少なくさせるために生じたものと思われる。

#### 4. む す び

本実験の結果をまとめると次のようになる。

- (1) 高強度コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの衝撃疲労寿命は対数正規分布にしたがう。
- (2) 普通コンクリートの衝撃疲労強度は圧縮強度の増加に伴い減少する傾向にある。これは普通コンクリートの引張強度が圧縮強度の増加ほど増加しないためと思われる。
- (3) 鋼繊維補強コンクリートの衝撃疲労強度は鋼繊維の平均間隔あるいはコンクリートの引張強度とは1つの関係で表わすことはできないが、鋼繊維の平均間隔とアスペクト比との積 S<sub>0</sub>・L/d あるいはひずみエネルギー比とは1つの関係で表わすことができ、鋼繊維のアスペクト比が 50~90 の範囲では、S<sub>0</sub>・L/d が小さくなるとひずみエネルギー比も小さくなり、衝撃疲労強度は大きくなる傾向にある。ひずみエネルギー比が小さくなると衝撃疲労強度が大きくなる傾向は普通コンクリートの場

合同同じである。

(4) 供試体上部にクッション材を配置しない場合の鋼繊維補強コンクリートの衝撃疲労過程は、普通コンクリートで供試体上部にクッション材を置いた場合と置かない場合の中間的な過程となる。

(5) 普通コンクリートの繰り返し衝撃による内部微小ひびわれ量は衝撃疲労強度が小さいほど多くなり、内部微小ひびわれの発達過程はまず付着ひびわれが発達し、その後モルタルひびわれが発達するが、モルタルひびわれが多くなると付着ひびわれはあまり発達しないと思われる。

本研究の一部は昭和 48 年度吉田研究奨励金を授与されたことを付記するとともに、本研究を実施するにあたり多大の協力を得た本学土木工学科材料研究室卒業研究生の諸君に深く感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 尾崎・明石ほか：コンクリートの衝撃疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集，第 217 号，1973 年 9 月。
- 2) 杉木六郎：コンクリートの促進養生，コンクリートジャーナル，Vol. 12, No. 8, 1974 年 8 月。
- 3) 山川肇爾：コンクリート用減水剤の新しい使い方，工業と製品，No. 55, 1973 年。
- 4) 児玉和己ほか：高強度用減水剤について(主として多環アロマスルフォン酸塩系減水剤について)，材料，Vol. 22, No. 232, 1973 年 1 月。
- 5) たとえば Shah, M.R. and Rangan, B.V. : Fiber Reinforced Concrete Properties, ACI Journal, p. 126-135, Feb., 1971.
- 6) Ramey, M.R. and McCabe, P.J. : Compressive Fatigue of Fiber Reinforced Concrete, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, No. EM 2, pp. 139-149, April, 1974.
- 7) McCall, J.T. : Probability of Fatigue Failure of Plain Concrete, ACI Journal, Aug. 1958.
- 8) 阪田，西林ほか：統計的処理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究，土木学会論文報告集，第 198 号，1972 年 2 月。
- 9) 横堀武夫：材料強度学，技報堂，pp. 178~182, 1955 年。
- 10) 成岡ほか：疲労試験における途中打ち切りデータの処理に関する研究，土木学会論文報告集，第 189 号，1971 年 5 月。
- 11) Romualdi, J.P. and Mandel, J.A. : Tensile Strength of Concrete Affected by Uniformly Distributed and Spaced Short Lengths of Wire Reinforcement", ACI Journal, June, 1964.
- 12) 近藤泰夫ほか：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店，p. 304, 1965 年。
- 13) 岡田 清ほか：含水量の異なるコンクリートの圧縮破壊過程に関するエネルギー的考察，土木学会論文報告集，第 248 号，1976 年 4 月。
- 14) 前出 2)。
- 15) Discussion of a paper by SHAH, S.P. and B. Vijaya Rangan : Fiber Reinforced Concrete Properties, ACI Journal, pp. 631-633, August 1971.
- 16) 前出 6)。
- 17) 前出 1)。

(1976.7.16・受付)