

運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

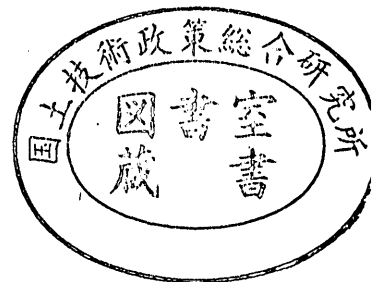
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 15

NO. 3

SEPT. 1976

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I.)

第15巻 第3号 (Vol. 15, No. 3), 1976年9月 (Sept. 1976)

目 次 (CONTENTS)

1. 波の連なりの統計的性質について…………… 合田良実………… 3
(On the Statistics of Wave Groups……………Yoshimi GODA)
2. ネガティブフリクションに関する実験と考察(第2報)
——アスファルトコーティング杭の現場実験——
…………… 高橋邦夫・沢口正俊………… 21
(Experimental Study on Negative Skin Friction on Piles (2nd Report)
——Field Experiment of Asphalt Coated Piles——
……………Masatoshi SAWAGUCHI, Kunio TAKAHASHI)
3. 空港舗装用アスファルトコンクリートのレオロジー的考察
…………… 福手 勤・佐藤勝久・渋谷英夫………… 53
(A Rheological Study on Asphalt Concretes for Airport Pavements
……………Tsutomu FUKUTE, Katsuhisa SATO, Hideo SHIBUYA)
4. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度(第1報)
…………… 堀井修身・上田 茂・柳沢雄博………… 69
(Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams (1st Report)
……………Osami HORII, Shigeru UEDA, Katsuhiko YANAGISAWA)
5. 海底パイプラインに作用する衝撃荷重の実験的研究
…………… 中山茂雄・清宮 理・藤澤孝夫………… 99
(Laboratory Impact Load of Anchors on Submarine Pipelines
……………Shigeo NAKAYAMA, Osamu KIYOMIYA, Takao FUJISAWA)
6. 海洋環境における鋼構造物の腐食の実態と集中腐食対策に関する研究
…………… 善 一章…………147
(Studies on the Situation of Corrosion of Steel Structures in Marine Environments
and Measures against Concentrated Corrosion……………Kazuaki ZEN)

4. 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート ばりの疲労強度 (第1報)

堀井修身*・上田 茂**・柳沢雄博***

要 旨

鉄筋比, コンクリート強度, スターラップ量を種々に変えた鉄筋コンクリート桁を製作し, 大型電気油圧式振動疲労試験機により静的載荷試験, 片振り載荷試験および両振り載荷試験を行い, 鉄筋コンクリートばりの疲労性状, 疲労耐力について検討した。試験桁は長さ2.8m, 幅20cm, 高さ31cmで複鉄筋長方形梁である。今回は全ての静的載荷試験結果と全体計画の約半数(21本)の供試体についての疲労試験結果を報告するものである。

これらの試験結果から, 静的載荷試験ではせん断破壊を生じない鉄筋コンクリートばりであっても, 繰返し荷重を受けるとせん断破壊が先行することがあり, この場合の疲労耐力は, 曲げ破壊を生じるときの疲労耐力よりも著しく低減することを示した。また, 両振り載荷の疲労耐力は, 破壊形式が曲げ破壊であろうがせん断破壊であろうが片振り載荷の疲労耐力に比べて著しく低いことを明らかにした。両振り載荷の100万回曲げ疲労耐力は, 鉄筋比やコンクリート強度により異なると思われるが, $\sigma_c=240\text{ kg/cm}^2$, $p=0.7\%$ の鉄筋コンクリートばりの場合でSD-35では $\sigma_{sa}=1,800\text{ kg/cm}^2$ が妥当であることを示した。また, 繰返し荷重によるひびわれ幅の増加は静的載荷に比べて約2倍に達することが分った。

* 構造部 海洋構造研究室
** 構造部 ドルフィン構造主任研究官
*** 構造部 海洋構造研究室

4. Study on Fatigue of Reinforced Concrete Beams

Osami HORII*

Shigeru UEDA**

Katsuhiro YANAGISAWA***

Synopsis

The static loading tests and the fatigue tests have been carried out on various kinds of concrete beams by means of a electro hydraulic fatigue testing machine with servomechanism, which has a capacity of 50 tons for dynamic loading and 75 tons for static loading. The testing beams provided with double reinforcement were 2.8 m in length, 20 cm in width and 31 cm in height. The longitudinal reinforcement ratio, concrete strength and the amount of web reinforcements were varied.

The results obtained from the fatigue tests are as follows ;

- (1) Under dynamic loading, shear failure sometimes occurs before flexural failure. The fatigue strength of shear failure is considerably smaller than that of flexural failure.
- (2) The fatigue strength of flexural failure depends upon concrete strength σ_c and steel ratio p . It is satisfactory to consider the allowable stress of reinforcement as 1,800 kg/cm² in the case of reinforcement $\sigma_{sy}=3,500$ kg/cm².
- (3) The maximum crack width under dynamic loading is roughly two times as wide as that under static loading.

* Chief of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division

** Senior Research Engineer, Structures Division

*** Member of the Offshore Structures Laboratory, Structures Division

目 次

要 旨	69
1. ま え が き	73
2. 試験桁の製作	73
2.1 試験桁の種類および形状	73
2.2 材料の性質	75
2.3 試験桁の製作	75
3. 大型電気油圧式振動疲労試験機の概要	77
3.1 作 動 原 理	77
3.2 仕 様	77
4. 試 験 方 法	78
4.1 静的載荷試験	78
4.2 疲 勞 試 験	79
5. 静的載荷試験結果	80
5.1 終 局 強 度	80
5.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ	81
5.3 試験桁のたわみ	82
5.4 ひ び わ れ	82
6. 疲労試験結果	87
6.1 破 壊 形 式	87
6.2 鉄筋のひずみ	89
6.3 試験桁のたわみ	90
6.4 ひ び わ れ	91
6.5 鉄筋の破断位置	94
6.6 S-N 曲線	95
7. 結 論	96
謝 辞	97
参 考 文 献	97

1. まえがき

防波堤のケーソン外壁は、従来、側壁に関しては、進水時および浮遊時の静水圧、完成後の中詰土圧と内部水圧を外力として設計し、また、底版については、進水時および浮遊時の静水圧、完成後波圧作用時の底面反力、中詰重量、水圧などを外力として設計してきた。しかし、ケーソン防波堤の被災例等の検討結果から、昭和50年3月、防波堤の設計法に関するワーキング・グループは、ケーソン側壁の設計に当たっては波力を考慮するという暫定設計指針を打ち出し、今後はこれにもとずいて設計が行われることとなっている。

いずれにせよ、外力は静的なものとして取扱われているが、実際の現象としては、波圧作用時には波圧と土圧等が交互に作用しいわゆる両振り載荷状態となるものと考えられる。また、これはくり返し作用することになるので、鉄筋コンクリート部材の強度として、疲労を考慮した強度を用いなければならない。

鉄筋コンクリート部材の疲労に関する研究は、高張力異形鉄筋の導入に際して、異形鉄筋は丸鋼に比べて疲労強度が低いと予想されたため、昭和38年から系統的に行なわれて来た。これらの一連の研究においては、いずれも道路橋や鉄道橋のように載荷状態をいわゆる片振り載荷とした実験的研究が主体であった。このようなことから、本研究では、両振り載荷状態を再現し、その場合の鉄筋コンクリートの疲労特性や疲労強度を明らかにしようとしたものである。

本研究においては、鉄筋比、コンクリート強度およびスターラップ量を種々に変えた鉄筋コンクリートばりについて、静的載荷、片振り載荷および両振り載荷試験を行ない、はりのたわみ、鉄筋とコンクリートのひずみ、ひびわれ幅とその伸展状況、最終耐力などを計測することとした。

本報告は、静的試験結果のすべて、疲労試験結果については実験およびデータの整理解析がほぼ終了した21本の供試体の結果について報告するもので、残りの供試体の結果を含めて最終的報告をしたいと考えている。

なお、実験に用いた大型電気油圧式振動疲労試験装置は、昭和49年に整備された新鋭の実験装置であり、疲労試験のみならず、構造物の破壊試験や振動実験を行うことができる。参考のため、本文に本試験装置の概要を紹介した。

2. 試験桁の製作

2.1 試験桁の種類および形状

疲労強度に影響を与える要因としては、鉄筋比、コンクリート強度、スターラップ量などが考えられる。実際のケーソン外壁に用いられる鉄筋比やコンクリート強度を考慮に入れて、鉄筋比は0.7%、1.11%および1.59%の三種類とした。実際のケーソンの配筋例からみると、若干鉄筋比は大き目となっている。また、コンクリート強度は、240 kg/cm²と330 kg/cm²の2種類とした。スターラップ量の決定に際しては、終局強度設計法によって終局耐力を求め、このときの荷重を設計荷重とし、これによるせん断力を全てスターラップで受けるという考え方を採った。この場合、スターラップの応力を降伏点($\sigma_{sp}=3,500$ kg/cm²)まで許容するとしたときのスターラップ量と許容応力度($\sigma_{sa}=1,800$ kg/cm²)まで許容するとしたときのスターラップ量の2種類でスターラップを配筋することにした。以後、前者をスターラップ量(I)といい、後者をスターラップ量(II)ということにする。スターラップの配筋を行う上で、後者の方法は実際の設計において使われる方法ではない。にもかかわらずこのような方法を採用したのは、スターラップ量(I)

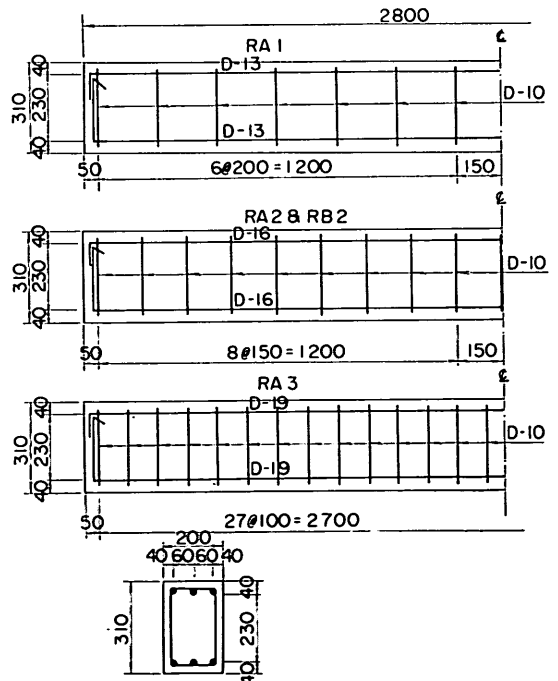


図-2.1 配筋図 (S.48年製作)

表-2.1 試験桁の種類

試験桁名	製作年度	主 鉄 筋			スターラップ		コンクリート強度 (kg/cm ²)	試験の種類
		鉄筋比 %	主鉄筋径	紋 様	スターラップ量	紋 様		
RA1-1	S. 48	0.7	D-13	横 フシ	I	横 フシ	240	静的 載荷
RA1-2	S. 48	0.7	D-13	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA1-3	S. 48	0.7	D-13	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA1-4	S. 48	0.7	D-13	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA1-5	S. 48	0.7	D-13	横 フシ	I	横 フシ	240	片振り 載荷
RA1-6	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	240	静的 載荷
RA1-7	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	240	両振り 載荷
RA1-8	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	240	両振り 載荷
RA1-9	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	240	両振り 載荷
RA1-10	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	240	片振り 載荷
RA2-1	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	静的 載荷
RA2-3	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA2-4	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA2-5	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA2-6	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RA2-7	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	片振り 載荷
RA2-8	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	片振り 載荷
RA2-9	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	240	両振り 載荷
RB2-1	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	330	静的 載荷
RB2-2	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	330	両振り 載荷
RB2-3	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	330	両振り 載荷
RB2-4	S. 48	1.11	D-16	横 フシ	I	横 フシ	330	両振り 載荷
RB2-6	S. 49	1.11	D-16	波 形	II	波 形	330	両振り 載荷
RB2-8	S. 49	1.11	D-16	波 形	II	波 形	330	片振り 載荷
RB2-9	S. 49	1.11	D-16	波 形	II	波 形	330	静的 載荷
RB2-10	S. 49	1.11	D-16	波 形	II	波 形	330	片振り 載荷
RA2-12	S. 49	1.11	D-16	波 形	II	波 形	240	静的 載荷
RA3-1	S. 48	1.59	D-19	波 形	I	横 フシ	240	静的 載荷
RA3-6	S. 49	1.59	D-19	波 形	II	波 形	240	静的 載荷
RB1-1	S. 49	0.7	D-13	波 形	II	波 形	330	静的 載荷
RB3-1	S. 49	1.59	D-19	波 形	II	波 形	330	静的 載荷

注) RA2-12, RA3-1, RA3-6, RB1-1, RB3-1 の供試体については、静的載荷実験を行っただけでこれと同じ供試体に対する疲労試験結果は実験中であるので本報告には静的試験結果のみを報告している。

の試験桁について疲労試験を行ったところ、後述するように多くの試験桁でスターラップが破断した。これを防ぎ主鉄筋の破断による曲げ破壊を生ぜしめるためスターラップ量を増加させる必要が生じた。この場合、スターラップの増加量をスターラップ量 (I) の何倍という決め方もあるが、ここではこのような考え方をとらず、かなりの安全側を見込んで終局荷重下におけるスターラッ

プの応力度を許容応力度以内とするようにしたのである。

なお、供試体名 (例えば、RA1-○ とか RB2-○) の付け方は、R の次の文字 A はコンクリート強度 240 kg/cm², B は 330 kg/cm² を示し、次の文字 1 は鉄筋比 0.7%, 2 は 1.11%, 3 は 1.59% を指すことにしている。

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

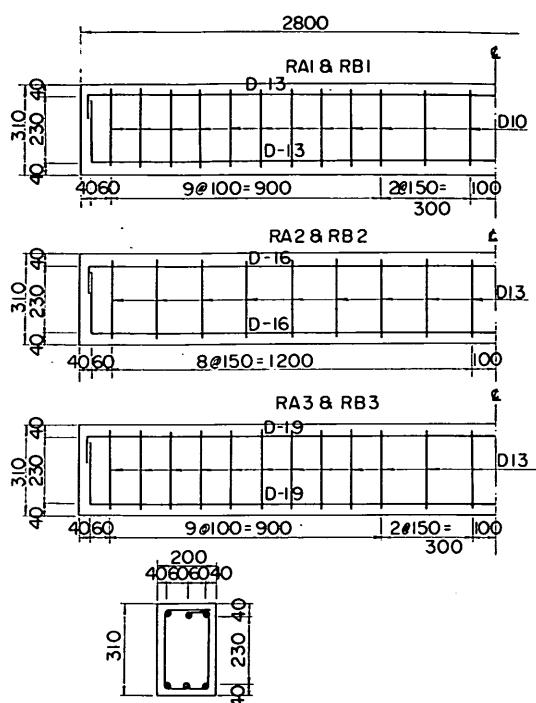


図-2.2 配筋図 (S. 49年製作)

試験桁の形状は、疲労試験装置の実験可能な寸法から、長さ2.8m、高さ31cm、幅20cmとした。試験桁は、両振り載荷試験を行うことから複鉄筋長方形梁としている。図-2.1および図-2.2に各種試験桁の形状および配筋図を示した。また、本文に報告した試験桁の種類は表-2.1の通りである。

2.2 材料の性質

使用した鉄筋は、主鉄筋、スターラップいずれも異形鉄筋でその材質はSD-35である。主鉄筋の鉄筋径は、D-13、D-16およびD-19、スターラップはD-10およびD-13で、その紋様は横フン型と波形の2種類とした。それぞれの機械的性質は、表-2.2に示す通りである。

コンクリートは、レデーミクストコンクリートを用いた。使用したセメントは早強ポルトランドセメントである。細骨材は、神奈川県酒匂川産で、48年度製作試験桁については、比重2.69、粗粒率2.93、49年度製作試験桁については、それぞれ2.62と2.75である。粗骨材は、48年度製作分では、川砂利と碎石1:1(重量比)の混合で比重2.81、粗粒率6.80である。また、49年度製作分は、川砂利で比重2.65、粗粒率6.47である。川砂利は、いずれも酒匂川産である。表-2.3に骨材の物理的性質を示す。コンクリートの示方配合は、表-2.4の通りである。

2.3 試験桁の製作

試験桁の型わくは、鋼製型わくとした。コンクリート打設後、棒状バイブレーターを用いて締め固めた。48年度製作供試体は、打設後一昼夜はシートを覆い蒸気養生を行い、その後は1~2日ごとに散水した。型わくの脱型は、原則として3日以後とした。49年度製作供試体は、打設後シートを覆い、外部から一定温度を保つようにランプで保温した。型わくの脱型は7日後に行った。

表-2.2 鉄筋の機械的性質

(a) 48年度製作分

鉄筋径	試験桁名	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (kg/cm ²)
D-13	RA1-1, RA1-2, RA1-3, RA1-4, RA1-5	3,620	5,356	27.4	2.1×10 ⁶
D-16	RA2-1, RA2-3, RA2-4, RA2-5, RA2-6, RA2-7 RA2-8, RA2-9, RB2-1, RB2-2, RB2-3, RB2-4	3,907	5,878	25.5	"
D-19	RA3-1	3,775	5,888	26.9	"

(b) 49年度製作分

鉄筋径	試験桁名	降伏点 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び (%)	ヤング係数 (kg/cm ²)
D-13	RA1-6, RA1-7, RA1-8, RA1-9, RA1-10, RB1-1	3,967	5,701	29.6	2.1×10 ⁶
D-16	RA2-12, RB2-6, RB2-8, RB2-9, RB2-10	3,774	5,720	28.9	"
D-19	RA3-6, RB3-1	3,794	5,873	27.6	"

表-2.3 骨材の物理的性質

(a) 昭和48年度製作分

細骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積重 (kg/m ³)	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
	2.69	1.42	1,715	36.2	2.90	良	100	83	64	39	18	3	2.93

粗骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積重 (kg/m ³)	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
						25	20	15	10	1	2.5	
	2.81	1.40	1,665	40.7	0.60	100	92	64	25	3	0	6.80

(b) 昭和49年度製作分

細骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積重 (kg/m ³)	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	有機不純物	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
							5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
	2.62	1.4	1,624	—	1.20	良	98	85	70	50	20	2	2.75

粗骨材	比重	吸水量 (%)	単位容積重 (kg/m ³)	空隙率 (%)	洗い試験 (%)	フルイ (mm) を通過する百分率 (%)						粗粒率
						25	20	15	10	5	2.5	
	2.65	—	1,672	—	0.4	100	100	85	85	0	0	6.47

表-2.4 コンクリート示方配合

(a) 昭和48年度製作分

σ_r 目標強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位細骨材 S (kg)	単位粗骨材 G (kg)	単位 AE 量 (kg)
$\sigma_r=240$	20	6±1	161	220	73.1	45.0	893	1,133	0.88
$\sigma_r=330$			162	260	62.3	44.0	857	1,132	1.04

(b) 昭和49年度製作分

σ_r 目標強度 (kg/cm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	単位水量 W (kg)	単位セメント量 C (kg)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)	単位細骨材 S (kg)	単位粗骨材 G (kg)	単位 AE 量 (kg)
$\sigma_r=240$	20	6±1	162	324	50.0	41.3	763	1,097	0.129
$\sigma_r=330$			172	447	38.5	40.1	684	1,033	0.179

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

表-2.5 コンクリート打設時の諸条件と圧縮試験結果

試験桁名	スランブ (m)	W/C (%)	S/a (%)	コンクリートの配合 (kg/m ³)					コンクリート 圧縮強度 (kg/cm ²)	
				セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	材令3日	材令7日
RA1-1~RA1-5	5.6	73.1	45.0	220	161	893	1,133	0.88	150	226
RA1-6~RA1-10 RA2-12, RA3-6	6.8	50.0	41.3	324	162	763	1,097	0.129	155	252
RA2-1~RA2-4	5.6	73.1	45.0	220	161	893	1,133	0.88	149	218
RA2-5~RA2-9	6.9	73.1	45.0	220	161	893	1,133	0.88	143	228
RB2-1~RB2-5	5.5	62.3	44.0	260	162	857	1,132	1.04	206	313
RB2-6~RB2-10	7.0	38.5	40.1	447	172	684	1,033	0.179	199	332
RA3-1	5.3	73.1	45.0	220	161	893	1,133	0.88	160	237
RB1-1, RB3-1	7.0	38.5	40.1	447	172	684	1,033	0.179	199	332

表-2.6 管理供試体の試験結果

試験桁名	圧縮強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 (kg/cm ²)		ポアソン比	
			E _{1/3}	E _{1/2}	ν _{1/3}	ν _{1/2}
RA1-1~RA1-5 材令416日	320	25.1	2.10×10 ⁵	1.92×10 ⁵	0.151	0.189
RA1-6~RA1-10 RA2-12, RA3-6 材令285日	304	17.4	2.50	2.42	0.226	0.256
RA2-1~RA2-4 材令406日	298	23.7	2.54	2.30	0.192	0.222
RA2-5~RA2-9 材令408日	256	21.6	2.09	1.85	0.181	0.226
RB2-1~RB2-5 材令413日	366	29.4	2.35	2.20	0.144	0.171
RB2-6~RB2-10 RB1-1, RB3-1 材令286日	397	24.7	2.88	2.81	0.202	0.223
RA3-1 材令409日	326	27.0	2.53	2.26	0.185	0.220

コンクリート打設と同時に、コンクリートを採取し、φ15×30cmの管理供試体を1バッチあたり15本製作した。材令3日および7日後において、それぞれ3本ずつ圧縮試験を行い、所定の圧縮強度以上の強度を有していることを確認した。表-2.5は、コンクリート打設時の諸条件および圧縮試験結果を示したものである。

さらに、残りの管理供試体については、本実験予定日にできる限り近い時期に圧縮強度、引張強度、ヤング係数およびポアソン比を測定した。その結果は、表-2.6の通りである。なお、ヤング係数およびポアソン比は、コンクリート圧縮強度の1/2と1/3における接線係数として求め表-2.6にはE_{1/2}、E_{1/3}およびν_{1/2}、ν_{1/3}で表わした。

3. 大型電気油圧式振動疲労試験機の概要

3.1 作動原理

本実験に用いた疲労試験機は、大型電気油圧式振動疲

勞試験機（島津製作所製、サーボバルサ EHF-5150 形）である。（図-3.1 参照）

本機は、電気油圧サーボ機構をたくみに利用して、図-3.2に示すように入力信号としてスイープファンクションジェネレーター、ホワイトノイズジェネレーターを使用して電気信号を発生している。荷重、変位、加速度はそれぞれ検出器で電気信号に変換されて図-3.2のC部で制御量を選択される。入力信号と検出信号は点Aで比較され、その差信号はサーボアンプで増幅されサーボ弁を作動する。サーボ弁はその信号の大きさに応じて開閉され、油圧源からの圧油は方向と流量が制御されてアクチュエーター内部へ導入され供試体に作用する制御量を制御する。以上の動作は差信号が小さくなるように働らき最終的には入力信号と等しくなる様に自動制御を行うものである。

3.2 仕様

本疲労試験機の中核であるアクチュエーターは2機あり、それぞれの仕様は以下の通りである。

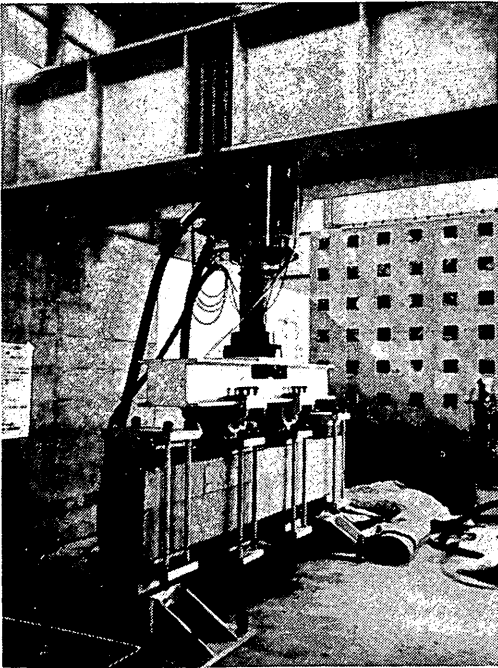


図-3.1 大型電気油圧式振動疲労試験機

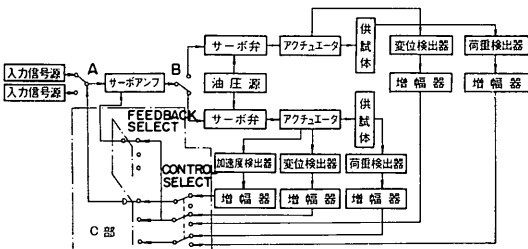


図-3.2 疲労試験機の制御機構

- (1) アクチュエーター 1号機
- (a) 使用方向；水平および鉛直
 - (b) 最大出力；動的 ± 50 t, 静的 ± 75 t
 - (c) 最大振幅； ± 100 mm
 - (d) 周波数範囲；0.001~50 Hz
 - (e) 負荷振幅； ± 100 mm/0.4 Hz ± 4 mm/10 Hz
 - (f) 振動波形；正弦, 三角, 矩形, 台形波, 外部入力信号, ランダム波
 - (g) 制御対象；ピストンストローク, 荷重
 - (h) 精度；変位 フルスケール $\pm 1.5\%$ 以下
荷重 フルスケール $\pm 1.5\%$ 以下
振動数 設定値および入力波に対し $\pm 1\%$ 以下

位相角 20 Hz に対し 90° 以内

- (2) アクチュエーター 2号機
- (a) 使用方向；水平および鉛直
 - (b) 最大出力；動的 ± 5 t, 静的 ± 7.5 t
 - (c) 最大振幅； ± 100 mm
 - (d) 最大周波数範囲；0.001~50 Hz
 - (e) 負荷振幅； ± 40 mm/4 Hz~ ± 7.3 mm/20 Hz
 - (f) 振動波形；正弦, 三角, 矩形, 台形波, 外部入力信号, ランダム波
 - (g) 制御対象；ストローク, 荷重, 加速度
 - (h) 波形精度；1号機と同じ
- 動力用の油圧源としては、アクチュエーター 1号機と 2号機を同時に使用しないという条件で設計されている。その主要目は以下の通りである。
- (a) 最大吐出量；440 l/分 (可変)
 - (b) 常用最大圧力；210 kg/cm² (可変)
 - (c) ポンプ用電動機；3相 200 volt, 6極, 90 KW 2台
 - (d) 作動油；ダフニイハイドロリックフリュード 44 S

- (e) 漏出油回収装置；3相 200 V 0.2 KW 電動機
 - (f) 配管；鋼管および高圧ゴムホース
- 耐力壁および耐力床は、疲労を考慮してポストテンション方式によるフルプレストレストコンクリート構造である。耐力壁と耐力床の形状は次の通りである。

- (a) 耐力壁
 - 鉛直用；長さ 3.0 m, 幅 1.0 m, 高さ 3.0 m
 - 水平用；長さ 4.0 m, 幅 1.4 m, 高さ 4.0 m
- (b) 耐力床
 - 長さ 12.4 m, 幅 4.0 m, 高さ 1.6 m
 - (有効面積は長さ 11.0 m, 幅 4.0 m)

なお、本試験機は主として次に示すような試験を行うことができる。

- (1) 構造物および構造物部材の疲労破壊試験
- (2) 構造物および構造物部材の振動実験
- (3) 構造物および構造物部材の静的載荷実験

4. 試験方法

4.1 静的載荷試験

疲労試験を行うにあたって、載荷重の大きさを決める必要がある。このため、各種の試験桁について静的載荷試験を行い降伏荷重（ここでは試験桁のたわみが急激に増大するときの荷重を降伏荷重とした。）と終局荷重

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

を求めた。疲労試験における荷重レベルは、静的荷重試験における降伏荷重を基準として設定することとしている。必要に応じ、終局荷重との比で整理しているものもある。

静的荷重試験には、動的に 50 t、静的に 75 t の能力を有する大型電気油圧式振動疲労試験機の 1 号アクチュエーターを用いた。試験桁の支承は、単純支承とし、荷重は試験桁のスパン (2.40 m) の 3 分点对称荷重とした。荷重の方法は、0.5 t おきに荷重を上昇させる方法とし、荷重の検出は、疲労試験機のアクチュエーターに取り付けたロードセルによった。

測定項目は、試験桁のたわみ、鉄筋およびコンクリートのひずみ、ひびわれの伸展状況および幅の測定である。試験桁のたわみは、スパン l ($l=2.4$ m) の $1/6l$, $1/2l$, $5/6l$ の三点において 1/100 mm 読みのダイヤルゲージにより測定した。鉄筋のひずみは、スパン中央断面の上下の真中の主鉄筋のそれぞれ裏表にストレインゲージ (ベースはポリエステル樹脂) を貼り付けて、また、コンクリートのひずみは、スパン中央の側面の 5 点にストレインゲージを貼り付けて、静ひずみ測定器により測

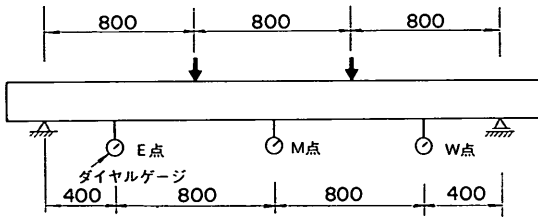


図-4.1 荷重位置とダイヤルゲージの設置位置

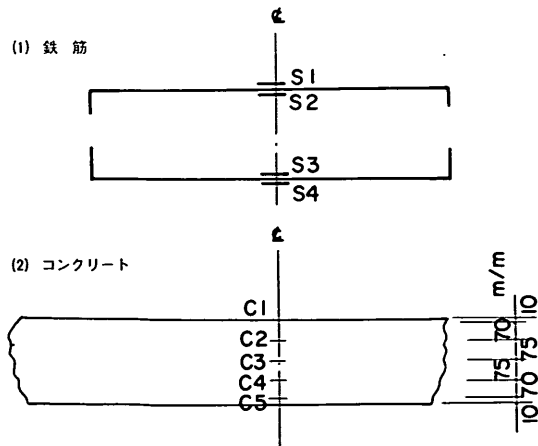


図-4.2 ゲージ貼付け位置

定した。図-4.1 と 図-4.2 にダイヤルゲージ取付け位置とゲージ貼付け位置を示す。ひびわれ幅については、引張主鉄筋の位置においてショップ計測顕微鏡を用い 0.01 mm まで読み取った。また、ひびわれの伸展状況は、ひびわれの発生跡をマジックで 0.5 t おきに追跡し試験桁に直接記入し、写真撮影するとともに試験完了後これをスケッチした。

4.2 疲労試験

疲労試験においても、静的荷重試験と同様に大型電気油圧式振動疲労試験機を用いた。荷重位置はスパンの 3 分点对称位置である。

試験桁の荷重状況は、図-4.3 に示す通りで、アクチュエーターのピストンの先端に鋼製の荷重桁を取り付け、これとピンで結合されている幅 5 cm、厚さ 2 cm、長さ 20 cm の鋼板を試験桁の荷重点におく。また、試験桁の下面にも同じ大きさの鋼板をあて、これら上下の鋼板をボルト締めによって固定する。荷重点が集中荷重となるように上下の二枚の鋼板と試験桁の間には、幅の小さい平鋼がはさんである。

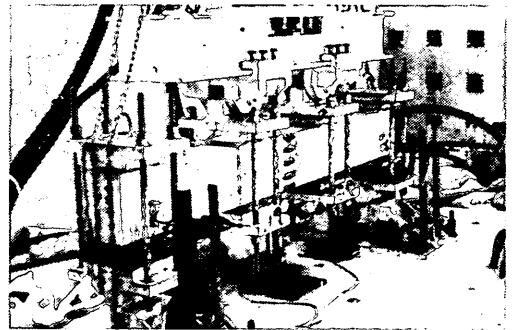


図-4.3 試験桁の荷重状況

支承は、一方を回転自由、移動不可とし、他方を回転自由、移動可能な支承となっている。支承の構造は、図-4.3 からわかるように、試験桁の上面に幅 5 cm、厚さ 2 cm、長さ 20 cm の鋼板をのせ、支承部の同じ大きさの鋼板とボルト締めすることによって固定した。移動不可の支承部には試験桁と鋼板の間に幅の小さい平鋼をはさんであり、また、移動可能な支承部には、鋼板と試験桁の間に棒鋼がはさんである。

疲労試験においては、静的荷重試験結果から得られた降伏荷重にもとずいて、上限および下限荷重を設定した。

最初の荷重は、静的荷重とし 1.0 t おきに荷重を 상승させ、設定した上限および下限荷重まで 1 サイクル荷重

した。各荷重段階で、鉄筋およびコンクリートのひずみ、曲げモーメントスパンの主鉄筋位置におけるひびわれ幅、桁のたわみを計測した。その後、あらかじめ定めた荷重レベルと周波数（繰返し速度）を有する正弦波で繰返し荷重を与え、動的ひずみと動的たわみを測定した。これらのひずみとたわみの測定は、原則として、繰返し回数1~10回目、50回目、100回目、1,000回目、5,000回目、10,000回目、その後は5万回目ごとに行うこととした。さらに、繰返し荷重の途中で動的荷重を停止し、1サイクルの静的荷重を行い、たわみ、ひびわれ幅を測定した。このように動的荷重を停止し静的荷重を行うのは、繰返し回数が10⁴回目とした。

繰返し回数は、最大100万回目までとし、100万回繰返し荷重しても破壊しない試験桁については、100万回後、静的に荷重を加えて破壊させた。

動的荷重試験における鉄筋およびコンクリートのひずみは、オートバランス式動ひずみ測定器により増幅して、電磁オシログラフに記録した。動的たわみは、静的たわみ測定位置と同じ箇所で行うこととし、ピックアップとして変位計を用い、動ひずみ測定器を通して電磁オシログラフに記録した。（図-4.4参照）

動的荷重を停止し、1サイクルの静的荷重試験を行う場合の鉄筋とコンクリートのひずみは、上記と全く同様としたが、たわみについては、静的荷重試験と同様に、1/100 mm 読みのダイヤルゲージによった。また、ひびわれ幅の測定に関しても同じで、ジョブ計測顕微鏡を用いた。

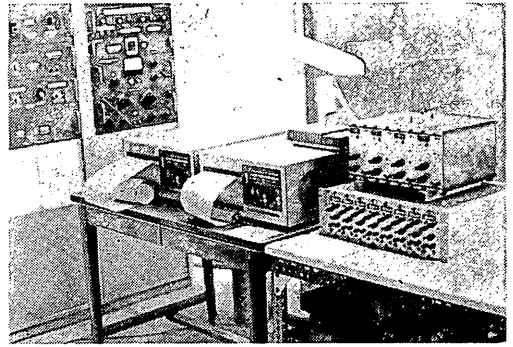


図-4.4 動ひずみ測定器と電磁オシログラフ

なお、荷重の波形はアクチュエーターのロードセルから検出し電磁オシログラフに記録した。この記録波形を見れば、制御部から与えた荷重波形が正確に出力されているかどうかを調べることができる。また、繰返し回数は制御部のカウンター装置でカウントされる。

繰返し速度（周波数）は、原則として繰返し回数100回目までは0.1 Hz、1,000回目までは0.5 Hz、10,000回目までは1 Hz、それ以降は2 Hzとした。

5. 静的荷重試験結果

5.1 終局強度

表-5.1に静的荷重試験によって得られた降伏荷重および降伏モーメント、破壊荷重および破壊モーメント、以下に説明する計算式から求めた計算終局モーメントなどを示した。表中、 σ_c および σ_{sy} はそれぞれ管理供試体と試験用鉄筋についてのコンクリート強度と鉄筋の降

表-5.1 静的荷重試験結果

試験桁名	σ_c (kg/cm ²)	σ_{sy} (kg/cm ²)	降 伏		破 壊		計算値および実験値との比			ひびわれ発生荷重 (t)
			荷 重 (t)	モーメント (t・m)	荷 重 (t)	モーメント (t・m)	Hognestad	弾 性 n=10	弾 性 n=7	
RA1-1	226	3,620	9.0	3.60	10.5	4.20	3.41(0.95)	3.33(0.93)	3.38(0.94)	3.0
RA1-6	252	3,967	9.5	3.80	12.0	4.80	3.80(1.00)	3.65(0.96)	3.70(0.97)	2.0
RB1-1	332	3,967	9.5	3.80	12.5	5.00	5.23(1.38)	3.65(0.96)	3.70(0.97)	2.0
RA2-1	218	3,907	14.0	5.60	17.0	6.80	5.74(1.03)	5.51(0.98)	5.59(1.00)	2.0
RB2-1	313	3,907	15.0	6.00	16.5	6.60	5.90(0.98)	5.51(0.92)	5.59(0.93)	2.5
RA2-12	252	3,774	13.5	5.40	16.0	6.40	5.49(1.02)	5.33(0.99)	5.40(1.00)	2.0
RB2-9	332	3,774	14.0	5.60	16.5	6.60	5.56(0.99)	5.33(0.95)	5.40(0.96)	2.5
RA3-1	237	3,755	20.0	8.00	22.5	9.00	7.78(0.97)	7.54(0.94)	7.63(0.95)	1.5
RA3-6	252	3,794	19.5	7.80	21.5	8.60	8.07(1.03)	7.62(0.98)	7.71(0.99)	1.5
RB3-1	332	3,794	20.0	8.00	23.0	9.20	7.79(0.97)	7.62(0.95)	7.71(0.96)	1.5

注) () は計算による終局モーメント/実験の降伏モーメント

伏点強度を表わしている。また、実験によって得られた降伏荷重は、既述したように、試験桁のたわみが急激に増大しはじめたときの荷重で、破壊荷重は圧縮縁のコンクリートが圧縮破壊したときの荷重である。

今回の試験桁の場合、鉄筋比はつり合い鉄筋比よりもはるかに小さく、従って計算上は引張り鉄筋の降伏によって終局モーメントが算出される。引張鉄筋が降伏し、圧縮鉄筋が降伏していないときの Hognestad の終局モーメントの提案式は次の通りである。

$$M_{ult} = 0.85 k_1 f_c' \cdot bc(d - k_2 C) + A_s' f_s'(d - d')$$

ここに、

M_{ult} ; 終局モーメント

k_1 ; 圧縮部高さの圧縮縁から中立軸までの距離に関する係数。ここでは A. C. I 規準に従い $f_c' \leq 4.0 \text{ ksi}$ ($= 281.0 \text{ kg/cm}^2$) のとき $k_1 = 0.85$ 、 $f_c' > 4.0 \text{ ksi}$ のとき $k_1 = 0.85 - 0.05 (f_c' - 4.0)$ とした。

f_c' ; コンクリートの圧縮強度

b ; 曲げ部材の幅

c ; 曲げ部材の圧縮縁から中立軸までの距離

$$k_2 ; k_2 = \frac{1}{2} k_1$$

A_s' ; 圧縮鉄筋の鉄筋量

f_s' ; 圧縮鉄筋の圧縮応力度

d ; 引張鉄筋の有効高

d' ; 圧縮鉄筋の有効高

c は次により求める

$$k_u = \frac{c}{d} = \frac{m}{2} \left(p \frac{\epsilon_v}{\epsilon_u} - p' \right) + \sqrt{\frac{m^2}{4} \left(p' - p \frac{\epsilon_v}{\epsilon_u} \right)^2 + m p' \frac{d'}{d}}$$

$$m = \frac{\epsilon_u E_s}{0.85 k_1 f_c'}$$

ここに、

ϵ_u ; コンクリートの終局ひずみ $\epsilon_u = 0.003$

E_s ; 鉄筋のヤング係数

p ; 引張鉄筋の鉄筋比

ϵ_v ; 引張鉄筋の降伏点におけるひずみ

p' ; 圧縮鉄筋の鉄筋比

Hognestad 提案式による終局モーメントの計算結果を表-5.1に示した。これによると Hognestad 提案式による終局モーメントは、実験から得られた降伏モーメントとよく合致しているといえる。平均的には、実験値の

1.03 倍となっている。参考のため、常用弾性計算式の σ_{sa} に σ_v を代入した結果も表-5.1に示したが、この試験桁の場合よく合っている。これは、中立軸が圧縮縁にきわめて近くなり、コンクリートの応力分布がほとんど影響しないため、終局モーメントを求めるのに、この方法が一般的なものでないことはいうまでもない。

5.2 鉄筋およびコンクリートのひずみ

鉄筋の実測ひずみを主鉄筋径 16 mm の試験桁について図-5.1に示す。鉄筋の実測ひずみは、主鉄筋の上面

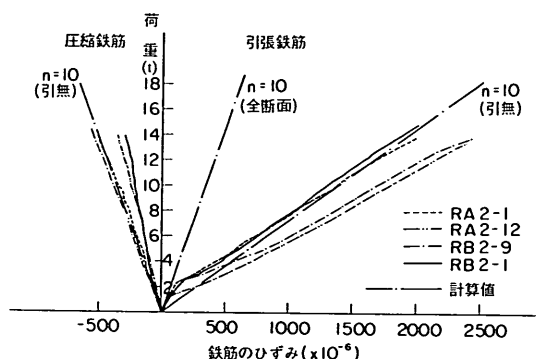


図-5.1 鉄筋のひずみ (静的載荷試験鉄筋 D-16)

および下面におけるひずみ記録の平均値で表示している。また、図中には、引張鉄筋については全断面が有効に働いている場合と引張り側コンクリートを無視した場合の常用弾性計算式による計算ひずみ値、圧縮鉄筋については、引張り側コンクリートを無視した場合の計算値も合せて示した。なお、鉄筋のヤング係数を $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ 、コンクリートのヤング係数を $2.1 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ 、したがって $n=10$ として計算してある。当然のことであるが、引張り鉄筋のひずみはひびわれが発生するまでは、全断面有効としたときの計算値によく合致する。ひびわれが発生した後は、この計算値から乖離し、引張り側コンクリート無視の計算値に合致しはじめる。一般的にみて、計算値に比較的合致しているか、あるいは計算値が実験値よりも小さ目となっている。通常的设计法では $n=15$ とするが、この場合はさらに計算値は実験値よりも小さくなり設計計算値は危険側の値を与えていることとなる。

次に、コンクリートの実測ひずみを主鉄筋径 16 mm の試験桁について図-5.2に示した。この実測ひずみは、貼付けたひずみゲージのうち最も圧縮縁に近いひずみゲージから得られた値である。また、図中には引張り側コ

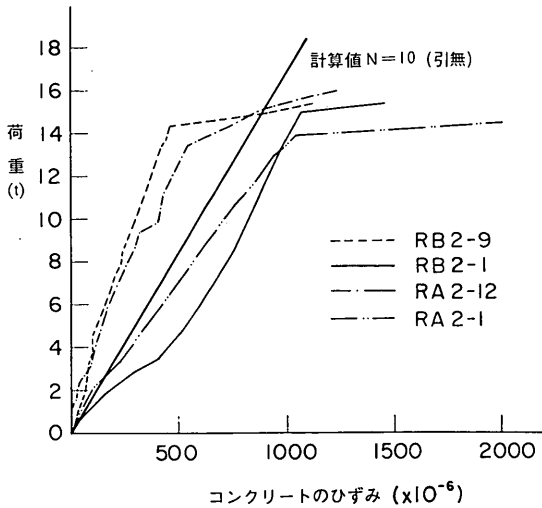


図-5.2 コンクリートのひずみ
(静的載荷試験鉄筋径 D-16)

コンクリートを無視して常用弾性計算式から求めたひずみも合わせて示してある。一般的にみて、計算値に比較的良く合っているようである。1, 2の例を除いて、計算値のひずみが実験値よりも大きく、これは常用弾性計算式が安全側の値を与えることを意味している。また、通常設計法では $n=15$ としているが、このときはさらに計算値は実験値よりも大きくなり安全側となる。

5.3 試験桁のたわみ

RA1-6 と RB1-1 の試験桁について、その実測たわみを図-5.3 と図-5.4 に示す。他の試験桁もほぼ同様の傾向であるので図示するのは省略した。E 点および W 点は、それぞれスパンの $1/6l$ および $5/6l$ におけるたわみであり、また M 点はスパン中央におけるたわみであ

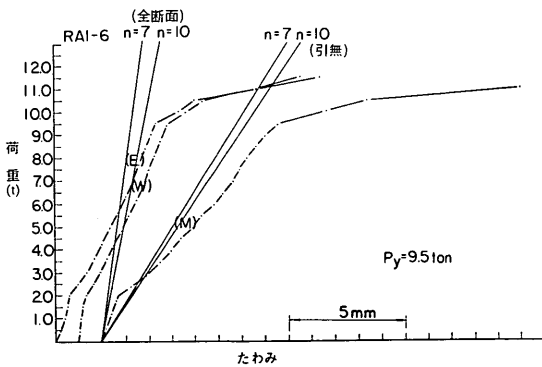


図-5.3 試験桁のたわみ
(静的載荷試験 RA1-6)

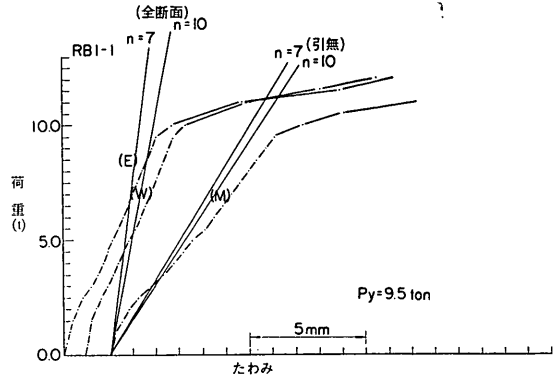


図-5.4 試験桁のたわみ
(静的載荷試験 RB1-1)

る。

図中には、全断面が有効であると仮定した場合と引張り側コンクリートを無視した場合の計算値も示してある。ひずみと全く同じように、ひびわれが発生するまでは全断面有効とした計算値に一致するが、ひびわれ発生後は引張り側無視の計算値に近ずき、これを越えて増大していく。したがってこの計算値は実測値に合致していない。さらに荷重が増大し鉄筋の応力が降伏点強度を越えると桁のたわみは急激に増大する。

5.4 ひびわれ

ひびわれの伸展状況を RA1-6 と RB2-1 の実測例について、図-5.5 および図-5.6 に示す。図中の数字は、ひびわれ発生時の荷重である。さらに、スターラップ位置を示すために、図の上下に実線でその位置を記入した。荷重が小さい間は、曲げモーメントスパンにおけるひびわれの生成が著しいが、荷重が大きくなると、せん断スパンにおけるひびわれが生成される。このせん断スパンにおけるひびわれの方向は、軸線とほとんど直角方向のものもあるが、大半は軸線とある角度をもっている。この角度は全て 45° 以上となっている。

曲げスパンにおけるひびわれ間隔は、図-5.5 と図-5.6 から分かるように、鉄筋比の小さい RA1-6 の方が鉄筋比の大きい RA2-1 に比べて大きい。

ひびわれ発生荷重 (P_c) はすでに表-5.1 に示した通りである。一般に、曲げ破壊モーメントとひびわれ発生モーメントの比は、鉄筋比 P や鉄筋の降伏点とコンクリートの圧縮強度の比 ($\sigma_{sy}/\sigma_{cu} = \beta$) と関係があるといわれている。そこでこれについて計算をして図示すると、図-5.7 のようになる。かなりのバラッキがあることが分る。いずれにせよ鉄筋比 P や鉄筋とコンクリート強度の

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

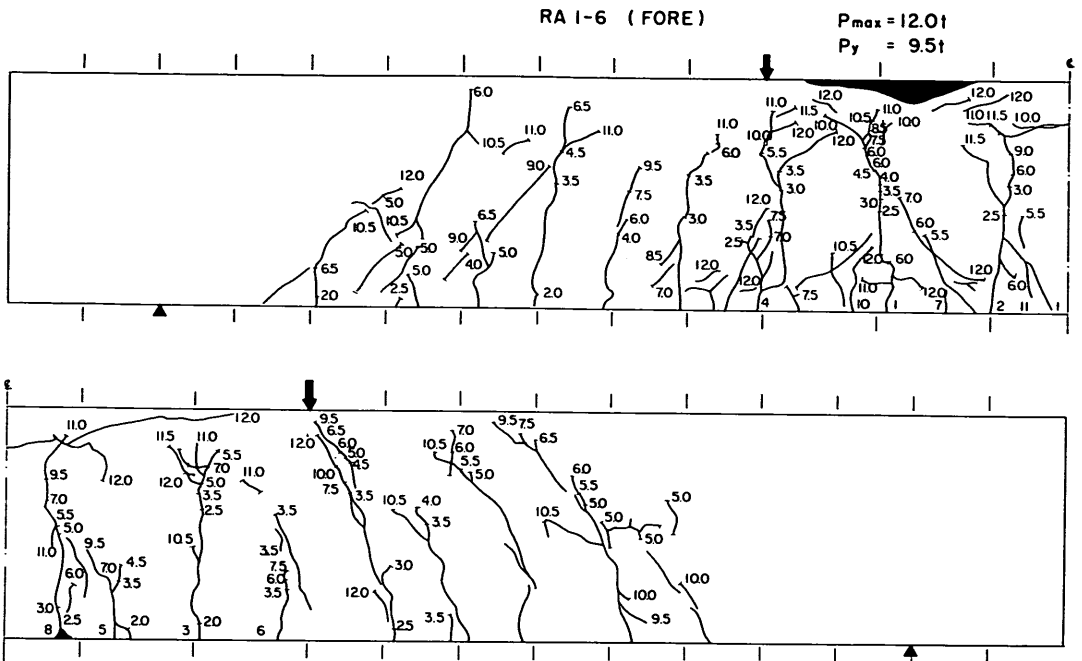


図-5.5(a) ひびわれ (RA 1-6) FORE

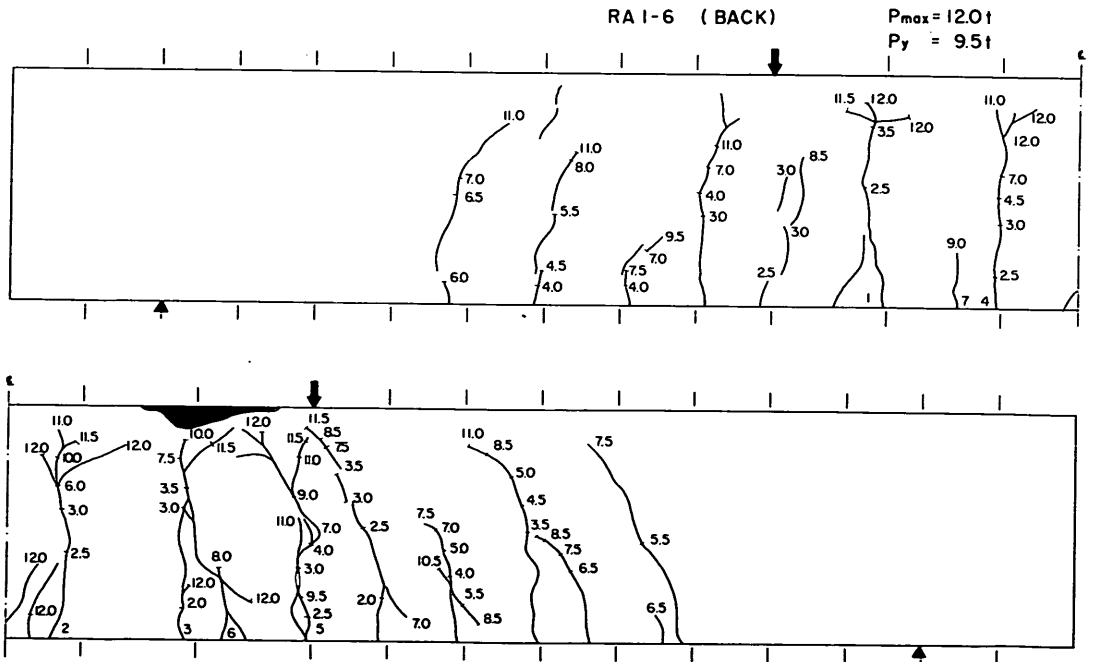


図-5.5(b) ひびわれ (RA 1-6) BACK

RA 2-1 (FORE)

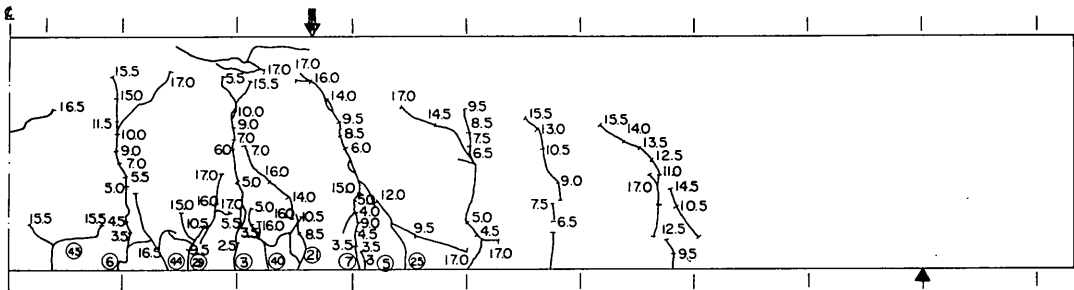
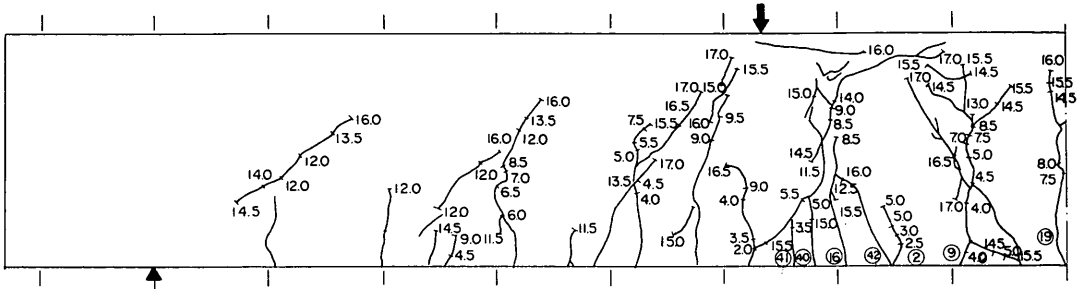


図-5.6(a) ひびわれ (RA 2-1) FORE

RA 2-1 (BACK)

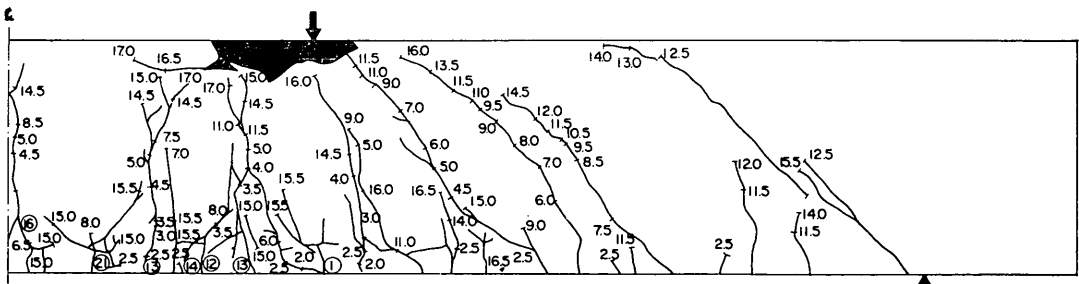
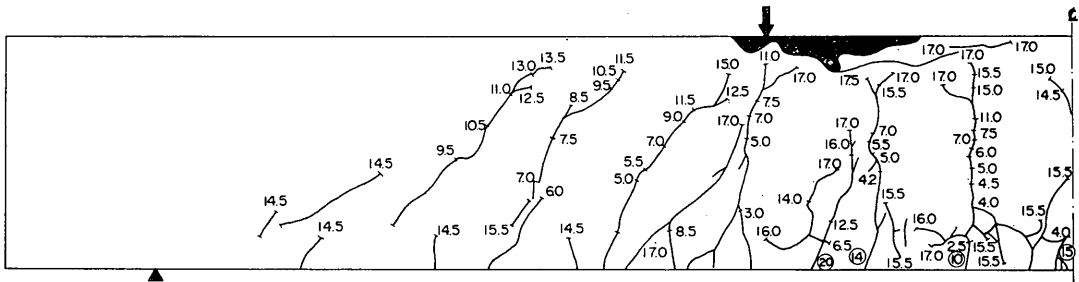


図-5.6(b) ひびわれ (RA 2-1) BACK

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

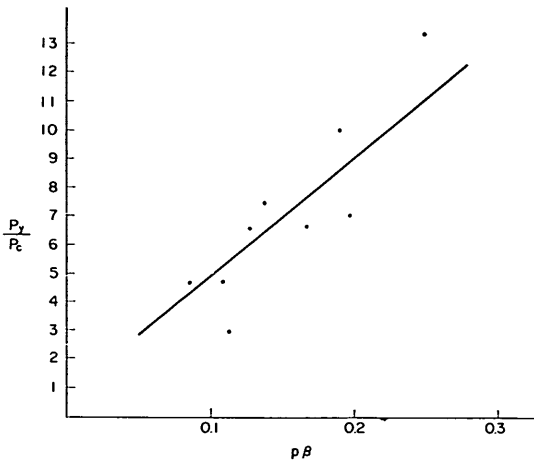


図-5.7 p_y/p_c と $p\beta$ との関係

比 β が大きくなるとひびわれ発生荷重は小さくなる傾向がある。

ひびわれ幅の実測例を RA 1-1 の試験桁について示すと図-5.8の通りである。ひびわれ発生時のひびわれ幅

は、0.01~0.04 mm ぐらいであるが、荷重が増加するとともに急に増大する。そして、常用弾性計算法で鉄筋の許容応力に達する載荷重 5.0 トンを越えるとやや増大の傾向が緩まんとする。さらに、降伏荷重 9.0 トンで 0.25~0.30 mm に達し、この降伏荷重を越えると一挙にひびわれ幅が増大し 1 mm 以上となる。

鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅の推定式には、多くの提案がある。一般に、最大ひびわれ幅は鉄筋の応力、鉄筋径、鉄筋表面の粗度、かぶりなどの関数であるといわれている。以下に示す 4 つの提案式による計算値と実験値を比較しよう。

岡村の式

$$W_{\max} = \frac{\sigma_s}{n_4 K_2 (60 - 10 D)}$$

ここに、

W_{\max} ; 最大ひびわれ幅 (cm)

σ_s ; 鉄筋の引張応力度 (kg/cm^2)

n_4 ; 鉄筋表面の粗度に関する係数で丸鋼は 1.0、異形鉄筋は 1.4

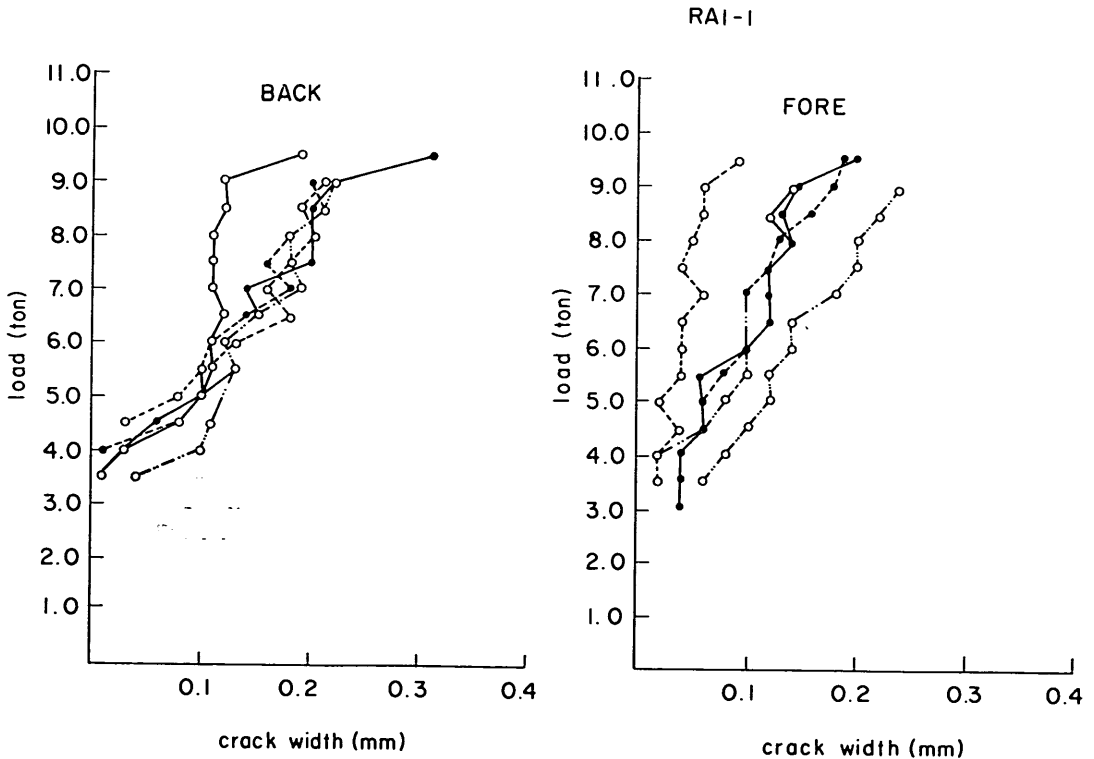


図-5.8 荷重とひびわれ幅の関係 (静的載荷試験 RA 1-1)

K_2 ; 定数 $K_2=2,500 \text{ kg/cm}^2$

D ; 鉄筋径 (cm)

港湾構造物設計基準式

$$W_{\max} = \frac{16C}{E_s} \sigma_s \phi D$$

ここに、

C ; コンクリートの付着強度に対する引張強度の比、曲げ材上端鉄筋に対して、丸鋼は1.2、異形鉄筋は0.6、曲げ材一般に対して丸鋼は0.8、異形鉄筋は0.4

ϕ ; ひびわれに関する鉄筋コンクリート部材断面の係数、図-5.9の(a)に対して $\phi=1.0$ 、(b)に対し $\phi = \frac{\text{斜線部面積}}{N \times 4 \pi D^2} < 1.0$

E_s ; 鉄筋のヤング係数 $E_s=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

D ; 鉄筋の公称直径 (mm)

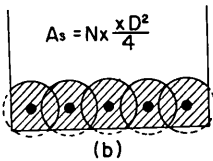
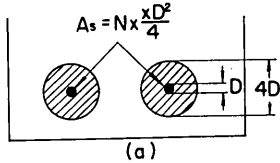


図-5.9 仮想断面

P. H. Karr and A. H. Mattock 式

$$W_{\max} = 2.61 \times 10^{-6} \sigma_s \sqrt{\frac{A_{ct}}{N}}$$

ここに、

N ; 引張鉄筋の本数

A_{ct} ; 曲げ部材の引張鉄筋と重心が一致するコンクリート部分 (cm²)

C & CA の式

$$W_{\max} = \frac{KC\sigma_s}{E_s}$$

ただし、 $\sigma_s \geq 1.400 \text{ kg/cm}^2 \sim 2,100 \text{ kg/cm}^2$ 、かぶり 2.5 ~ 7.5 cm に適用する。

ここに、

C ; はり表面のひびわれ測定位置と鉄筋表面との最短距離 (cm)

K ; 丸鋼では $K=4.0$ 、異形鉄筋では $K=3.3$

実験値と上記の提案式による計算値を図-5.10~図-5.12に示す。なお、ここに示した最大ひびわれ幅は、試験桁の曲げモーメントスパンに発生したひびわれのうちで、表側の最大値と裏側の最大値の平均値としている。また、計算式中の鉄筋応力は、 $n=10$ とし常用弾性計算式から求めた応力とした。RA 1-1、RA 1-6 および RB 1-1 (いずれも鉄筋径 13 mm) の場合、図-5.10 から分

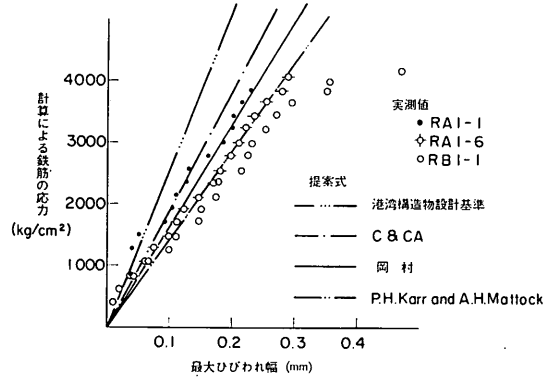


図-5.10 最大ひびわれ幅の提案式と実測値との比較 (D-13)

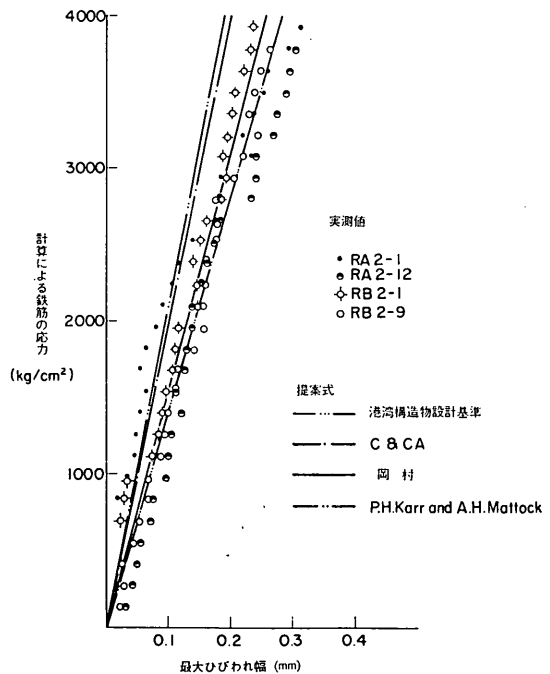


図-5.11 最大ひびわれ幅の提案式と実測値との比較 (D-16)

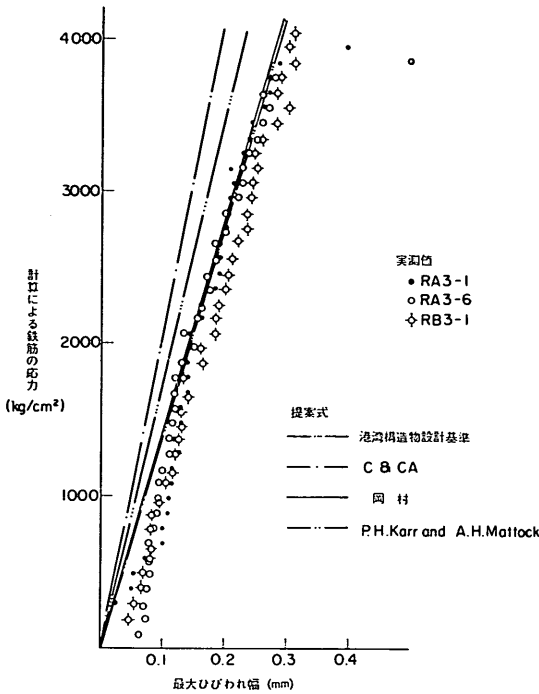


図-5.12 最大ひびわれ幅の提案式と実測値との比較 (D-19)

るように、鉄筋の許容応力度まで、港湾構造物設計基準式によく合っているが、これを越えると計算式よりも実験値が大きくなっていく。

RA 2-1, RA 2-12, RB 2-1 および RB 2-9 (いずれも鉄筋径 16 mm) では、計算値は実験値とよく一致しているといえよう。また、RA 3-1, RA 3-6 および RB 3-1 (いずれも鉄筋径 19 mm) では、C & CA 式と港湾構造物設計基準式よりも実験値は大きく、強いていえば、岡村式, P. H. Karr and A. H. Mattock 式の方に近い。

6. 疲労試験結果

6.1 破壊形式

表-6.1 に疲労試験結果の一覧を示す。この表をみればわかるように、種々の荷重レベルで繰返し載荷実験を行ったが、試験桁の破壊はいずれも主鉄筋あるいはスターラップのぜい性破断による急激な破壊であった。鉄筋の破断状況を図-6.1 に示す。

破壊パターンは大略 3 つのパターンに大別される。すなわち、主鉄筋が曲げモーメントスパン内で破断するもの (以後、破壊形式 A という)、主鉄筋がせん断スパン内で破断するもの (破壊形式 B)、せん断スパンにお

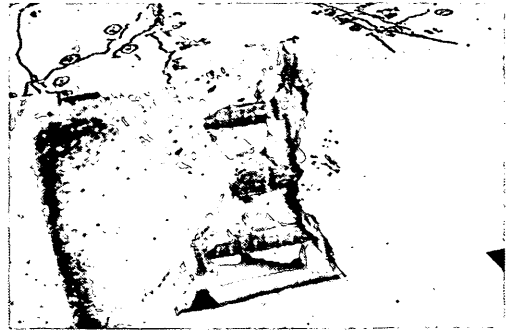


図-6.1 鉄筋の破断状況

るスターラップの破断によりせん断破壊するもの (破壊形式 C) の 3 パターンがある。これらの破壊パターンはスターラップの応力度により決ってくるようである。

いま、各荷重レベルにおける常用弾性計算式による主鉄筋応力度とスターラップの応力度を両振り載荷した試験桁シリーズごとにみると図-6.2 のようになる。図中で 45° の実線は、主鉄筋応力度とスターラップ応力度の等しい線を示している。したがって、この直線より上の領域ではスターラップの応力度が主鉄筋応力度よりも大きい。さて、今回の試験桁では、RA 2 シリーズにみられるように、スターラップ応力度が主鉄筋応力度よりも小さい場合でも、スターラップの破断による破壊が生じている。しかし、この RA 2 シリーズの線よりも下側の領域では、ほとんどが曲げ破壊のパターンとなっている。スターラップの計算応力度がかなり小さいにもかかわらず破断しているのは、スターラップの破断位置が主鉄筋をかこむ折り曲げ部であり、この折り曲げ部における応力集中が最も大きい原因であろうと思われる。この点についてはより一層の検討が必要である。

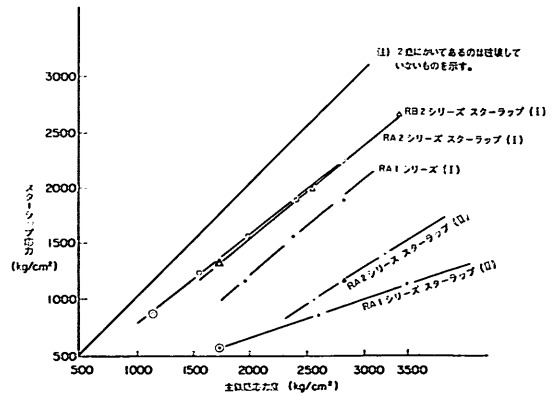


図-6.2 主鉄筋応力度とスターラップの応力度

表-6.1 疲労試験結果

試験桁名	静的降伏荷重 および破壊荷重	スター ラップ量	設定荷重	静的降伏 荷重の比	破壊荷重 との比	破壊形式	破壊回数 ($\times 10^2$)
RA 2-3	$p_y=14.0\text{ t}$ $p_u=17.0\text{ t}$ ($\sigma_{sy}=3,907\text{ kg/cm}^2$)	(I)	両振り $\pm 4.0\text{ t}$	0.29	0.24	—	10 ⁶ 回で破壊せず
RA 2-4			両振り $\pm 7.0\text{ t}$	0.50	0.41	C	7.48
RA 2-5			両振り $\pm 5.5\text{ t}$	0.39	0.32	B	82.00
RA 2-6			両振り $\pm 8.5\text{ t}$	0.61	0.50	C	4.67
RA 2-7			片振り 0~8.5 t	0.61	0.50	C	45.00
RA 2-8			片振り 1~10 t	0.71	0.59	C	11.80
RA 2-9			両振り $\pm 10\text{ t}$	0.71	0.59	C	3.75
RA 1-2	$p_y=9.0\text{ t}$ $p_u=10.5\text{ t}$ ($\sigma_{sy}=3,620\text{ kg/cm}^2$)	(I)	両振り $\pm 6.5\text{ t}$	0.72	0.62	A	5.64
RA 2-3			両振り $\pm 5.5\text{ t}$	0.61	0.52	B	10.18
RA 1-4			両振り $\pm 4.5\text{ t}$	0.50	0.43	A	48.96
RA 1-5			片振り 0~6.5 t	0.72	0.62	A	87.47
RA 1-7	$p_y=9.5\text{ t}$ $p_u=12.0\text{ t}$ ($\sigma_{sy}=3,967\text{ kg/cm}^2$)	(II)	両振り $\pm 8.0\text{ t}$	0.84	0.67	A	5.86
RA 1-8			両振り $\pm 6.0\text{ t}$	0.63	0.50	A	22.93
RA 1-9			両振り $\pm 4.0\text{ t}$	0.42	0.33	—	10 ⁶ 回で破壊せず
RA 1-10			片振り 0~8.0 t	0.84	0.67	—	10 ⁶ 回で破壊せず
RB 2-2	$p_y=15.0\text{ t}$ $p_u=16.5\text{ t}$ ($\sigma_{sy}=3,907\text{ kg/cm}^2$)	(I)	両振り $\pm 12.0\text{ t}$	0.80	0.73	B	4.57
RB 2-3			両振り $\pm 9.0\text{ t}$	0.60	0.55	A	36.34
RB 2-4			両振り $\pm 6.0\text{ t}$	0.40	0.36	—	10 ⁶ 回で破壊せず
RB 2-6	$p_y=14.0\text{ t}$ $p_u=16.5\text{ t}$ ($\sigma_{sy}=3,774\text{ kg/cm}^2$)	(II)	両振り $\pm 10.0\text{ t}$	0.71	0.61	A	21.19
RB 2-8			片振り 0~10 t	0.71	0.61	—	10 ⁶ 回で破壊せず
RB 2-10			片振り 0~12 t	0.86	0.72	—	10 ⁶ 回で破壊せず

注) 1) 破壊形式Aは、主鉄筋が曲げモーメントスパンで破断、Bは、主鉄筋がせん断スパン内で破断、Cは、スターラップの破断によることを示す。

また、主鉄筋の鉄筋比 p とスターラップ比 r ($r=A_0/bd$ 、ここに、 A_0 ；1組のスターラップの断面積、 b ；断面幅、 S ；スターラップ間隔)をとり破壊パターンとの関係を求めると表-6.2の通りとなる。これをみると、 r が p の0.5倍以上の試験桁ではほとんどが主鉄筋の破断による曲げ破壊を起こしている。 r が p の0.42倍であるRA2シリーズとRB2シリーズでは、コンクリート強度の大きいRB2シリーズは曲げ破壊を起こし、コンクリート強度の小さいRA2シリーズはこれと対照的にせん断破壊を起こしている。このことは、せん断破壊を生じるか否かには、コンクリート強度も大きく影響していることが分る。

次に、両振り載荷と片振り載荷を比べてみよう。載荷重が同じであるRB2-6とRB2-8では、 ± 10 トンの両振り載荷を受けたRB2-6は、21万回で破壊しているが

表-6.2 主鉄筋比とスターラップ比

試験桁名	破壊 パターン	r/p	試験桁名	破壊 パターン	r/p
RA 2-3	NB	0.42	RA 1-7	A	1.0
RA 2-4	C	0.42	RA 1-8	A	1.0
RA 2-5	B	0.42	RA 1-9	NB	1.0
RA 2-6	C	0.42	RA 1-10	NB	1.0
RA 2-7	C	0.42	RB 2-2	B	0.42
RA 2-8	C	0.42	RB 2-3	A	0.42
RA 2-9	C	0.42	RB 2-4	NB	0.42
RA 1-2	A	0.51	RB 2-6	A	0.77
RA 1-3	B	0.51	RB 2-8	NB	0.77
RA 1-4	A	0.51	RB 2-10	NB	0.77
RA 1-5	A	0.51			

注) NBは10⁶回で破壊しなかったことを示す。

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

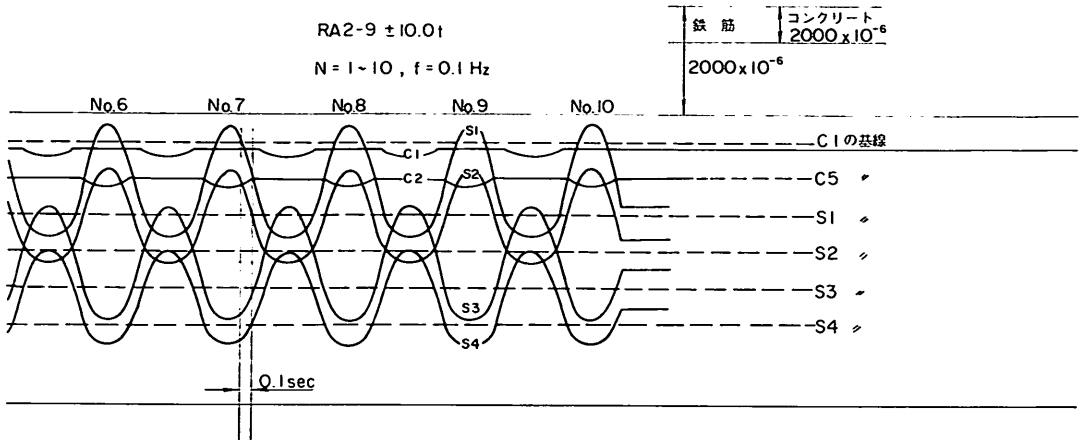


図-6.3 ひずみ記録の1例 (RA 2-9, $\pm 10.0 t$, $N=1\sim 10$, $f=0.1 Hz$)

RB 2-8 では 100 万回載荷しても破壊していない。また、RA 2-6 と RA 2-7 および RA 1-2 と RA 1-5 では、上限荷重が同じであるにもかかわらず、両振り載荷である RA 2-6 と RA 1-2 は、片振り載荷である RA 2-7 と RA 1-5 に比べてはるかに少ない回数で破壊している。このことは、複鉄筋梁であっても片振り載荷と両振り載荷では、曲げ破壊であれ、せん断破壊であれ、かなり耐力に差があることを意味している。

6.2 鉄筋のひずみ

鉄筋の動的ひずみの測定値は図-6.3 に示すように記録される。

疲労試験中の鉄筋のひずみは、くり返し回数の増大とともに図-6.4 と図-6.5 に示すように変化する。このひずみの変化は、破壊形式によって若干の相違がみられる。

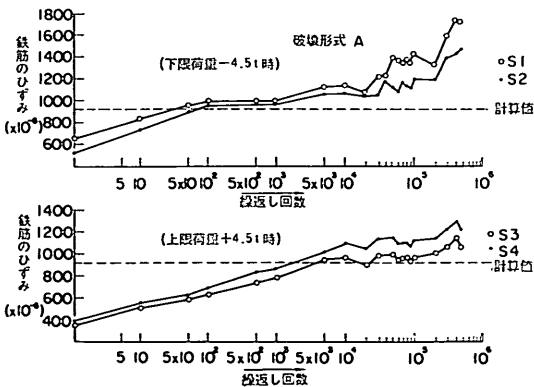


図-6.4 疲労試験中の鉄筋のひずみの変化 (RA 1-4 $\pm 4.5 t$)

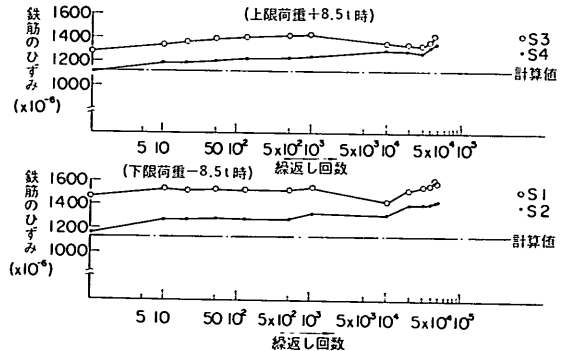


図-6.5 疲労試験中の鉄筋のひずみの変化 (RA 2-6 $\pm 8.5 t$)

主鉄筋が破断する破壊形式 A では、当初載荷時のひずみは小さく、常用弾性計算式から求めた計算ひずみ値よりも下回っている。しかし、くり返し回数の増大とともに徐々に増加し、計算値を上回るようになる。せん断破壊形式 C では、当初から破断時まで比較的計算ひずみ値に良く一致していて、その変化も若干の増大はみられるものの一定しているといってもよい程である。いずれの破壊形式をとるにせよ、破断時に降伏ひずみに達するというのは少なく、鉄筋の破断は、延性的な破断ではなく、ぜい性的な破断であることが分る。

片振り載荷と両振り載荷の鉄筋のひずみの差異は、ほとんどみられない。 ± 8.5 トンの両振り載荷を受けた RA 2-6 と 8.5 トンの片振り載荷を受けた RA 2-7 の鉄筋ひずみ(図-6.6 参照)をみると、ひずみの増大傾向もひずみそのものの大きさもほとんど同じであるといっ

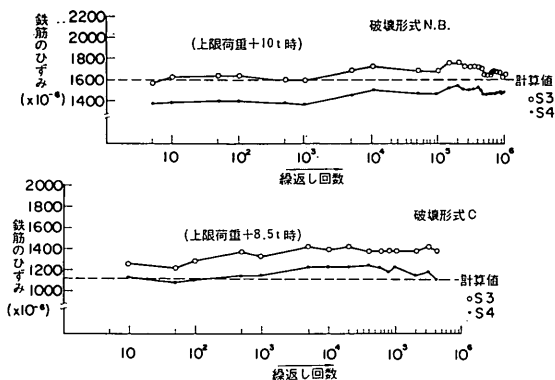


図-6.6 疲労試験中の鉄筋のひずみの変化 (RA 2-7 0~8.0t)

よい。

次に、残留ひずみについて調べてみよう。残留ひずみは、繰返し載荷を 10^3 回目で停止して、1 サイクルの静的載荷したときの残留ひずみを意味する。図-6.7 に RA 2-6 の場合のこの残留ひずみと繰返し回数との関係を示した。図中、実線は圧縮鉄筋の平均残留ひずみ、点線は引張鉄筋の平均残留ひずみを表わす。これから分かるように、1 回目の載荷(この場合 ± 8.5 トン)で $300 \sim 400 \times 10^{-6}$ の残留ひずみがあるが、その後は、繰返し回数が増大してもほとんど変化はなく一定といってよい。

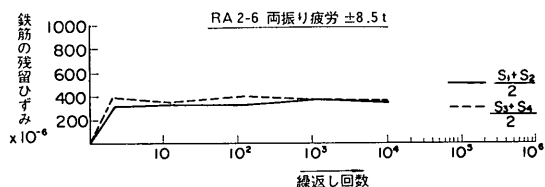


図-6.7 疲労試験中における鉄筋の残留ひずみ (RA 2-6 ± 8.5 t)

6.3 試験桁のたわみ

試験桁のたわみの変化を次式による曲げ剛性の変化として表わす。すなわち、試験桁は単純支承で支持されているとしてよいから、スパン中央のたわみ δ_C は次式で求められる。

$$\delta_C = \frac{23 pl^3}{1296 EI}$$

また、スパンの $1/6l$ および $5/6l$ でのたわみ $\delta_{E,W}$ は次式となる。

$$\delta_{E,W} = \frac{23 pl^3}{2592 EI}$$

ここに、

p ; 載荷重

EI ; 梁の曲げ剛性

l ; スパン長

したがって、曲げ剛性はそれぞれ

$$(EI)_C = \frac{23 pl^3}{1296 \delta_C}$$

$$(EI)_{E,W} = \frac{23 pl^3}{2592 \delta_C}$$

となる。

図-6.8 と図-6.9 に RA 1-7 と RA 1-10 の曲げ剛性の变化を示した。両振り載荷でも片振り載荷でも曲げ剛性の变化は、当初に比べ破断時には最大 30% 程度まで減少する。

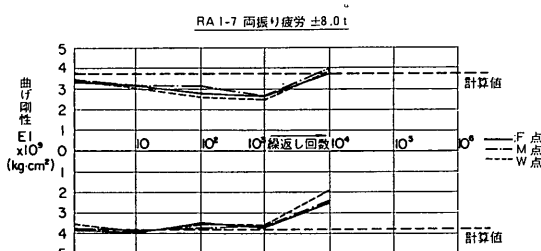


図-6.8 疲労試験中の曲げ剛性の変化 (RA 1-7 ± 8.0 t)

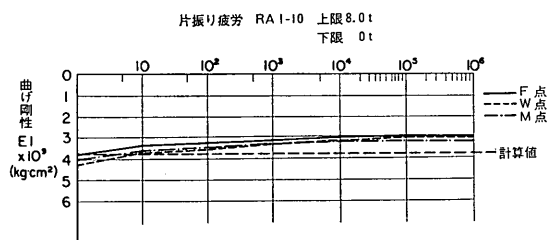


図-6.9 疲労試験中の曲げ剛性の変化 (RA 1-10 0~8.0t)

片振り載荷である RA 1-10 の場合、比較的なだらかに曲げ剛性が変化していくが、両振り載荷である RA 1-7 ではかなりの変化を経ながら曲げ剛性が減少していく。ただし、試験桁によっては両振り載荷でもなだらかな変化をするものもある。この相異は、破壊パターンと関係があるようで、せん断破壊の場合の試験桁になだらかな変化がみられる。

両振り載荷の場合、剛性の変化は正負荷重に対して均等とはなっていない。これは、第 1 回目載荷で残留たわ

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

みが生じるからである。後述するように、第1回目荷重で、上限荷重に達するまで下向き荷重をかけ荷重を除荷すると下向きに残留たわみが生じる。次に上向きに下限荷重に達するまで荷重をかけ、次いで0まで除荷すると上向きの残留たわみが残る。このまま繰返し荷重を続けると、上向きの残留たわみが残ったままであかかもこの点を原点とするかのように桁が変形する。このため、たわみの基準線を最初の点にとっているから、下側のたわみは上側のたわみよりも小さくなり、したがって上限荷重時の剛性が下限荷重時の剛性よりも小さくなるのである。

次に、荷重-たわみの履歴曲線を見てみよう。図-6.10

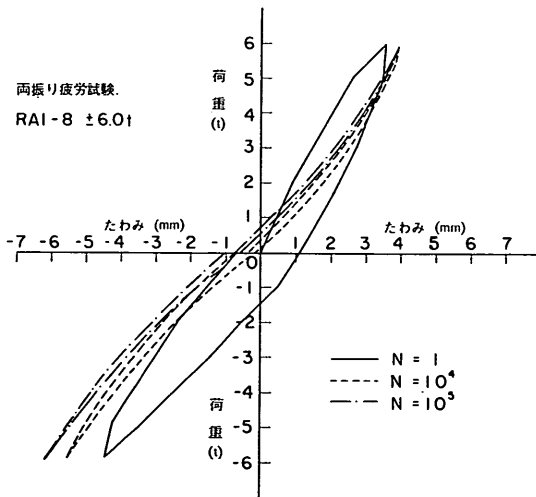


図-6.10 疲労試験中の荷重たわみ履歴曲線 (RA 1-8 ±6.0t)

および図-6.11はそれぞれ両振り荷重と片振り荷重における履歴曲線である。図-6.10にみられるように、第1回目荷重で下向きに荷重をかけると大きな履歴曲線を描きながら最大たわみに達し、徐々に除荷し荷重を0にするると約1mmの残留たわみが生ずる。次いで上向きに荷重をかけていくと同様な履歴曲線を描き0に除荷すると、0.8mm程度の残留たわみを残す。その後は、この上向きの残留たわみの点を原点とするかのように、ヒステリシスの極めて小さい履歴曲線を描く。しかも、第1回荷重に比べてそのこ配は緩やかとなる。最大たわみの増加は、繰返し回数が増大しても顕著にはならない。

図-6.11に示すように片振り荷重の場合は、第1回目荷重では、両振り荷重と同様に大きなヒステリシスループを描き、また、残留たわみもほとんど差異はみられない。しかし、第2回目以降になると、ヒステリシスも残留たわみも両振り荷重に比べて極めて小さい。また、最大たわみの増加もさして顕著ではない。

6.4 ひびわれ

ひびわれのスケッチの例を図-6.12と図-6.13に示す。図中、実線は第1回目荷重で生じたひびわれの生成状況を表わし、点線はそれ以後のひびわれの伸展状況を表わす。

ひびわれは、繰返し回数の増加とともに伸展していくが、両振り荷重、片振り荷重とも曲げモーメントスパンよりもせん断スパンにおけるひびわれの伸長が著しい。また、その伸展状況をみると、繰返し回数の増加につれて、第1回目荷重で生じたひびわれが伸展していくものも当然あるが、新たな箇所にもひびわれが発生するというものもかなり多い。

次に、ひびわれ幅の変化について見てみよう。図-6.14は両振り荷重したRA1シリーズの試験桁の繰返し荷重後の最大ひびわれ幅を示す。最大ひびわれ幅は、静的荷重試験結果のところで述べたと同じように、試験桁の表側と裏側の最大ひびわれ幅の平均値で表わしている。最大ひびわれ幅は、破壊しなかった供試体を除いては、破壊に至るまでにかなり増加する。その増加の程度は、第1回目荷重時の約2倍で、最大3~4倍に達するものもみられた。港湾構造物設計基準式によって求めた静的荷重時のひびわれ幅に比べて、破壊時のひびわれ幅はかなり大きい。ひびわれ幅の大きさは、繰返し荷重0.6 μ (μ ; 降伏荷重)の場合、バラッキはあるがおよそ0.2mmぐらいで破壊時には0.30~0.40mmまでに増加する。

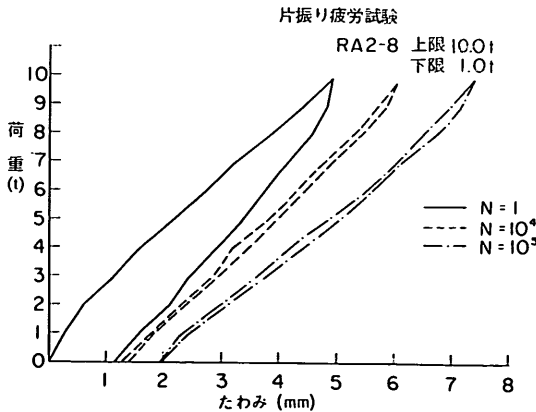


図-6.11 疲労試験中の荷重たわみ履歴曲線 (RA 2-8 1.0~10.0t)

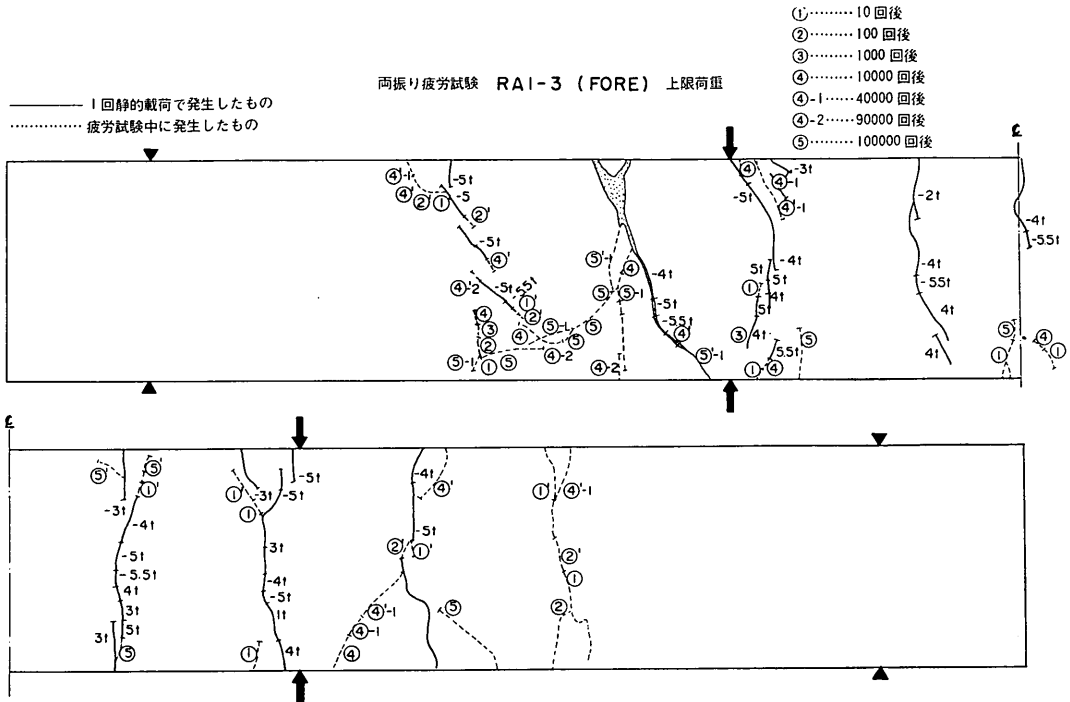


図-6.12 疲労試験中のひびわれの進行状況 (RA 1-3 ±5.5 t)

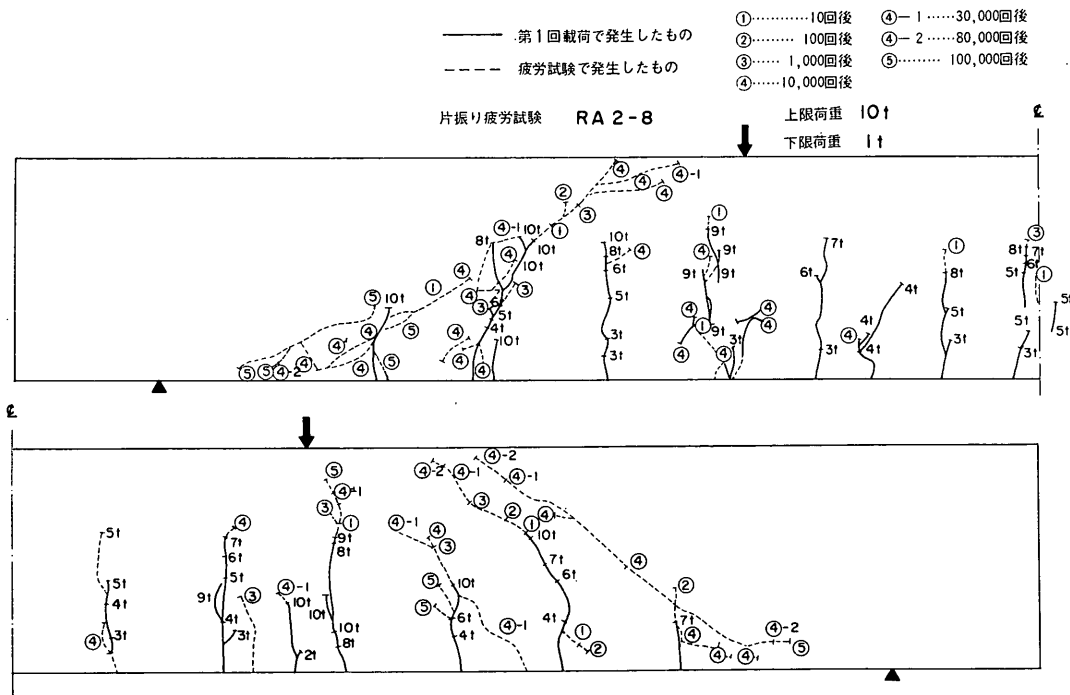


図-6.13 疲労試験中のひびわれの進行状況 (RA 2-8 1.0~10.0 t)

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

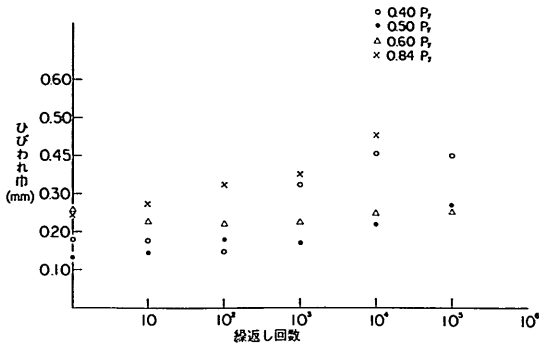


図-6.14 ひびわれの伸展 (RA1 シリーズ)

繰返し荷重時のひびわれ幅の提案式として、CEB-FIP の式がある。100 万回繰返し荷重に対して最大ひびわれ幅は次式で与えられる。

$$W_{\max} = \left(1.5 C_0 + \frac{16 D}{p_e} \right) 9.8 \sigma_s \times 10^{-7}$$

ここに、

W_{\max} ; 最大ひびわれ幅

C_0 ; コンクリートの純かぶり

p_e ; $p_e = 100 A_s / A_{cl}$ $A_{cl} = 0.25 bh$

b ; はりの幅

h ; はりの全高

A_s ; 鉄筋の断面積

σ_s ; 鉄筋の応力度

いま、 σ_s として計算鉄筋応力度を用いて W_{\max} を求めこれと実測値との比較を図-6.15 に示す。かなりのバラッキが見られるが、両振り荷重の場合には計算値より実測値が大きくなる傾向があり、片振り荷重の場合には逆に、計算値が実測値よりも大き目に出てくる傾向がある。

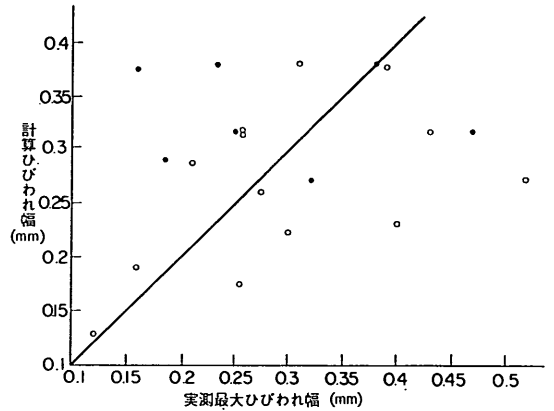


図-6.15 繰返し荷重時の最大ひびわれ幅の計算値と実測値の比較

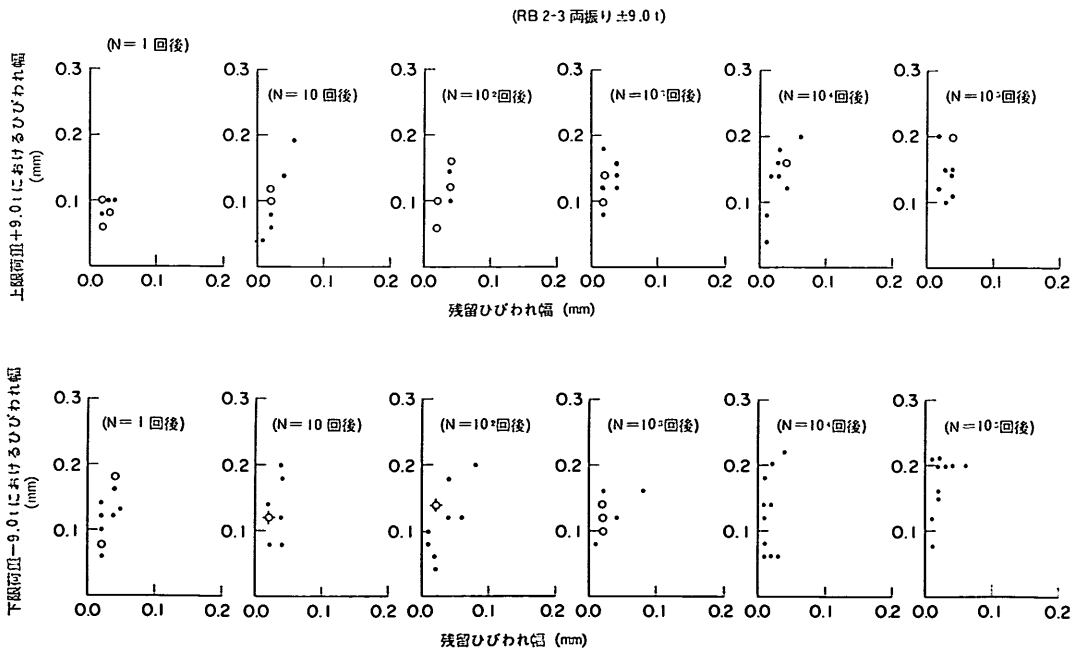


図-6.16 残留ひびわれ幅 (RB 2-3 ±9.0 t)

(RB 2-5 片振り 9.0 t~0.0 t)

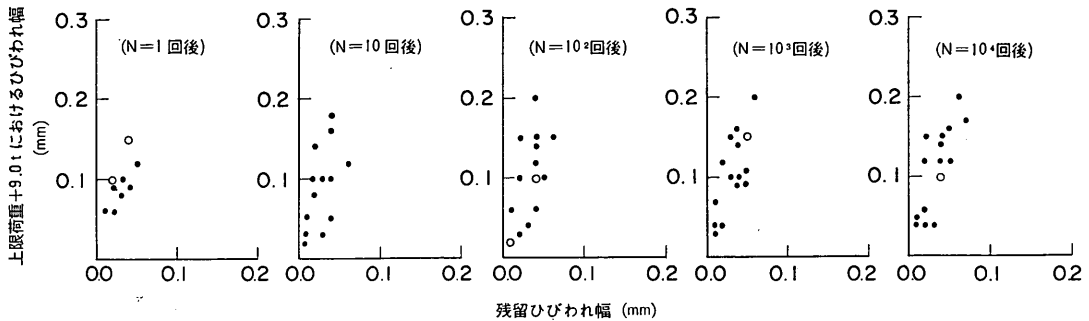


図-6.17 残留ひびわれ幅 (RB 2-5 0.~9.0 t)

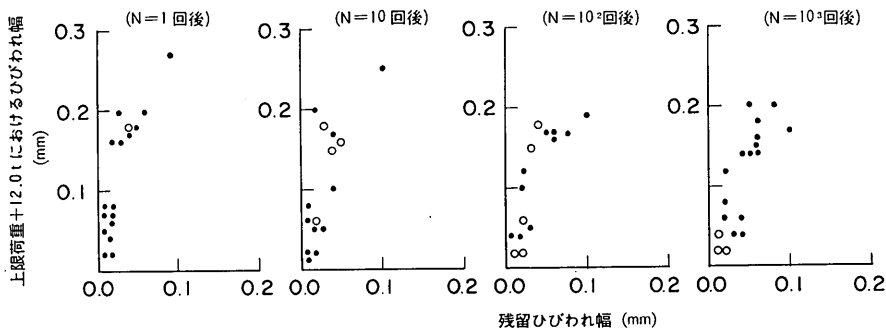


図-6.18 残留ひびわれ幅 (RB 2-7 0~12.0 t)

残留ひびわれ幅を図-6.16~図-6.18に示す。当然、荷重の方向が逆になるとその値は減少し、閉合するかわずかながら残留ひびわれが残る。片振り载荷の RB 2-5、両振り载荷の RB 2-3の実測例をみても分るように、この残留ひびわれ幅は当初に生じたひびわれ幅に比例する。他の多くの試験桁の結果を整理してその傾向を調べてみると、第1回目载荷時のひびわれ幅が0.3 mm 以下のとき、残留ひびわれ幅はおよそ0.1 mm 以下となる。

なお、両振り载荷の場合、上向き荷重の方向に比して下向き荷重方向の残留ひびわれ幅が小さいが、この現象は、残留たわみのところで述べたと同じ理由によるものと考えられる。

6.5 鉄筋の破断位置

試験桁が疲労破壊したのち、コンクリートを砕き鉄筋の破断の有無、破断状況および破断位置を調べた。

鉄筋の破断は先述したように、ぜい性破断でその破断位置は応力集中が著しいリブとフシの接合部で、図-6.19にみられるように刃物で切られたような様相を呈し

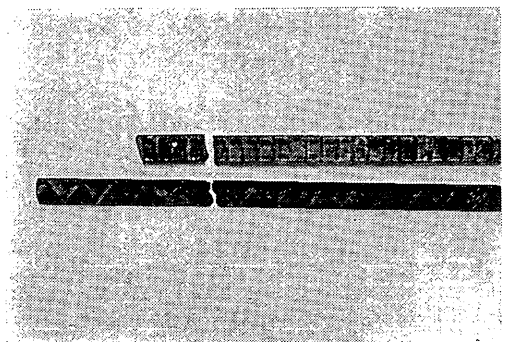


図-6.19 鉄筋の破断状況

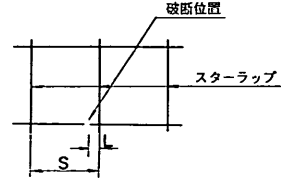
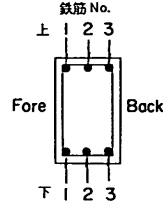
ている。

表-6.3に主鉄筋の破断位置およびこれとスターラップ間隔長の関係を示した。主鉄筋は、上下3本ずつの鉄筋で構成されているが、1本だけ破断しているものもあれば、2本あるいは3本が破断しているものもある。

曲げモーメントスパンで主鉄筋が破断している試験桁

表-6.3 鉄筋の破断位置

試験桁名	鉄筋 No.	破断位置 東端から (cm)	L (cm)	s (cm)	L/s
RA2-5	上1	83.5	5.5	15	0.37
	上2
	上3	81.5	3.0		0.20
RA1-2	下1	104.0	0.0	20	0.00
	下2	105.0	1.0		0.05
	下3	103.0	1.0		0.05
RA1-3	上1	85.5	1.5	20	0.08
	上2	84.0	0.5		0.03
	上3
RA1-4	下1	151.0	1.0		0.05
RA1-4	下2	150.0	0.0	20	0.00
	下3	148.0	1.0		0.05
	上1	140.0	0.0		0.00
RA1-5	下1	174.0	0.5	20	0.03
	下2
	下3	174.5	0.0		0.00
RA1-7	上1	130.0	0.0	20	0.00
	上2	140.0	8.0		0.40
	上3	131.0	1.5		0.08
RA1-8	上1	136.0	5.5	20	0.28
	上2
	上3	131.0	1.0		0.05
RB2-2	下1	15	...
	下2	87.5	6.0		0.40
	下3	87.0	7.0		0.47
RB2-3	下1	107.5	0.5	15	0.03
	下2	109.0	0.0		0.00
	下3	107.0	0.0		0.00
RB2-6	上1	20	...
	上2	140.0	8.5		0.43
	上3	134.0	2.7		0.14



s : スターラップ間隔
L : スターラップから破断位置までの最小距離

では、ほとんどその破断位置はスパン中央近くである。また、せん断スパンの主鉄筋の破断により破壊した試験桁では、支承点から 60 cm、すなわちせん断スパン長の 3/4 の位置となっている。スターラップ間隔長との関係を見ると L/s (L ; スターラップから破断位置までの距離, s ; スターラップ間隔) が 0.0~0.1 となっているものが大半を占めている。

スターラップが破断した試験桁の場合、スターラップの破断位置は、主鉄筋を囲む折り曲げ部であるものがほとんどである。

6.6 S-N 曲線

疲労強度を推定するために S-N 曲線を描いてみよう。まだ、実験本数が少ないこともあって、かなり大胆に引かざるを得ないが、主鉄筋の破断により曲げ破壊を生じた試験桁について載荷重とくり返し回数の関係を示すと図-6.20 の通りとなる。

これによると、RA1 シリーズと RB2 シリーズで疲労耐力がかなり異なっている。鉄筋比およびコンクリート圧縮強度の大きい RB2 シリーズの耐力が、それらの

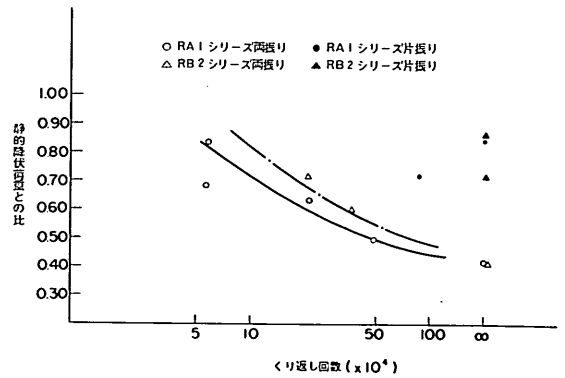


図-6.20(a) S-N 曲線-1

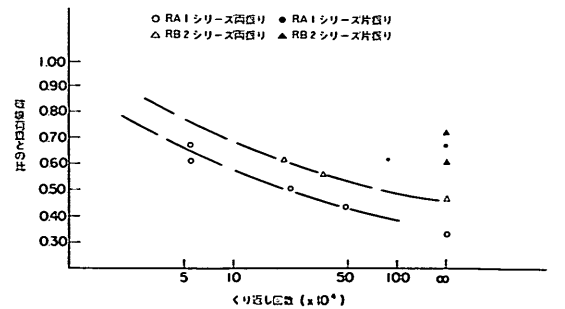


図-6.20(b) S-N 曲線-1

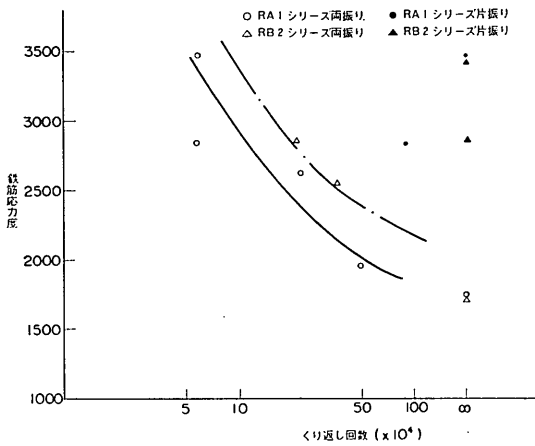


図-6.21 S-N 曲線-2

小さい RA 1 シリーズの耐力を上回っている。この差の主要因は、次に示す鉄筋応力度と繰返し回数の関係を表わした図-6.21 からみて、コンクリート強度に帰因するものであろう。また、すでに破壊形式のところで述べた

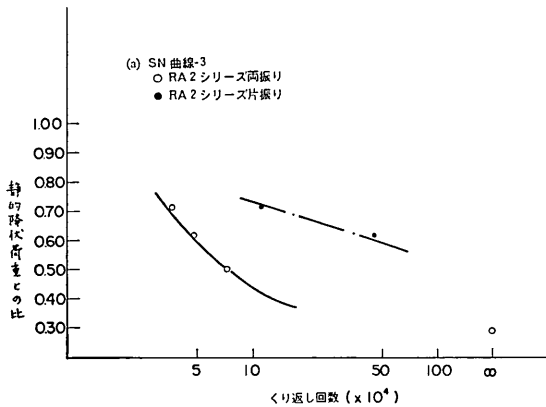


図-6.22(a) S-N 曲線-3

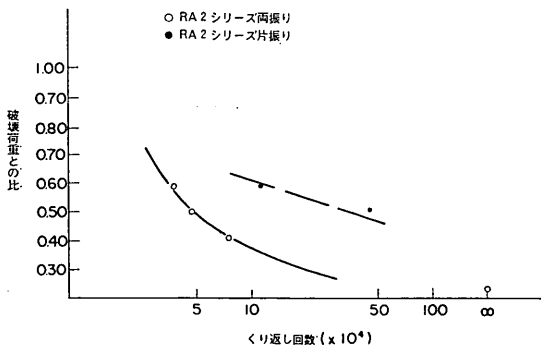


図-6.22(b) S-N 曲線-3

ように片振り載荷と両振り載荷ではその耐力に著しい差がみられる。

非常に大担になるが、RA 1 シリーズの S-N 曲線を直線とみなして

$$\frac{p}{p_y} = a \log N + b$$

という式に近似させるとすると、図-6.20 から

$$\frac{p}{p_y} \cong -0.36 \log N + 1.1 \quad (N; \text{万回})$$

という関係式が得られる。

次に、鉄筋応力度と繰返し回数の関係を図-6.21 に示す。現行の鉄筋コンクリート標準示方書では、疲労を考慮した場合の許容応力度を SD-35 を使用するとき、 $1,800 \text{ kg/cm}^2$ (疲労を考慮しないときは $2,000 \text{ kg/cm}^2$) としている。図-6.22 をみると、RA 1 シリーズでは 100 万回疲労強度はほぼ $1,800 \text{ kg/cm}^2$ となっているからこの規定は妥当なものといえよう。ただし、コンクリート圧縮強度や鉄筋比を大きくした RB 2 シリーズの試験結果は、これよりも大きな許容応力度をとってもよいことになる、この点については実験を積み重ねて明らかにしていく必要がある。

スターラップの破断によりせん断破壊を起こした試験桁についての S-N 曲線は、図-6.22 の通りとなる。図から明らかなように主鉄筋の破断による曲げ破壊に比べて著しく耐力が低減している。S-N 曲線を直線とみなして、 p/p_y と繰返し回数 N との関係式を求めてみると

$$\frac{p}{p_y} \cong -0.70 \log N + 1.10 \quad (N; \text{万回})$$

となる。先に示した曲げ破壊の S-N の関係式と比べると耐力低減の割合は約 2 倍となっていることが分る。現行の設計法では、許容応力度を降伏点の 50~60% としているから、降伏荷重の 50~60% の載荷重で設計していることになるが、この荷重が繰返し作用しせん断破壊が起こったとするとそれは 5~6 万回の繰返し回数で生じてしまうという結果が出ている。

7. 結 論

本実験は、鉄筋コンクリート梁の両振り疲労強度を求めるために数多くの試験桁について系統的に実施しているものである。本報告では、静的載荷試験については全ての試験結果、疲労試験については全体計画の約半数の試験結果、すなわち RA 1 ($p=0.7\%$, $\sigma_c=240 \text{ kg/cm}^2$)

繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリートばりの疲労強度

シリーズ, RA 2 ($p=1.11\%$, $\sigma_c=240 \text{ kg/cm}^2$) シリーズ, RB 2 ($p=1.11\%$, $\sigma_c=330 \text{ kg/cm}^2$) シリーズの実験結果を報告し考察を加えたものである。

本実験の範囲では、およそ次のことがいえると思われる。

静的載荷試験結果については

(1) 終局荷重(ここでは降伏荷重を指すものとする)は、Hognestad の提案式によって精度よく求められる。

(2) 最大ひびわれ幅に関する 港湾構造物設計基準式は、実験よりも小さ目で設計上危険側に計算される。しかし、測定上の誤差等を考え合せるとまず妥当と考えてよいと思われる。

疲労試験結果からは

(1) 疲労破壊は、すべて鉄筋のぜい性破壊によって生じた。このぜい性破壊は、応力集中の著しいリブとフシの付け根で生じている。

また、曲げ破壊ではほぼスパン中央の主鉄筋のスターラップにきわめて近いところに生じる。スターラップの破断によるせん断破壊では、支承点からせん断スパンの3/4付近のスターラップに生じその破断位置は主鉄筋を囲む折り曲げ部である。

(2) 静的載荷試験においてはせん断破壊を起さない試験桁でも、繰返し載荷を受けるとせん断破壊を起す場合がある。これは、スターラップ量と主鉄筋量の割合、コンクリート強度と密接な関係がある。コンクリート強度 σ_c が 240 kg/cm^2 のときには、スターラップ量 ($p_0=A_0/ds$) と主鉄筋の鉄筋比 ($p=A_s/bd$) の割合が50%以下になるとせん断破壊を生じる。しかし、コンクリート強度 σ_c が 330 kg/cm^2 になると、この割合が50%を少し下回ってもせん断破壊を生じることは少ない。

(3) 鉄筋とコンクリートのひずみは、繰返し回数が増大とともに増加するが、疲労破壊時に降伏点ひずみにまで達することはない。また、残留ひずみは、1回目載荷によって、最終残留ひずみの大部分を占め、2回目載荷以降はほとんど変化せず一定とみてよい程である。

(4) 桁のたわみは繰返し回数とともに少しずつ増加する。また、残留たわみは、第1回目載荷では大きい、2回目載荷以降は、繰返し回数が増大しても顕著には増加しない。

(5) 最大ひびわれ幅は、繰返し回数とともに増加し、破壊時には、第1回目載荷によって生じたひびわれ幅の約2倍まで増加する。残留ひびわれ幅は、当初のひびわれ幅に比例し、当初ひびわれ幅が 0.3 mm 以下である

と、残留ひびわれ幅は 0.1 mm 以下となる。

(6) 両振り疲労耐力は、片振り疲労耐力に比べて著しく低下する。また、せん断破壊の疲労耐力は、曲げ破壊の疲労耐力に比べて著しく低い。

曲げ破壊の100万回両振り疲労耐力は、 $\sigma_c=240 \text{ kg/cm}^2$, $p=0.7\%$ の試験桁では、 $P=0.45 P_y$ 、鉄筋の応力度で $1,800 \text{ kg/cm}^2$ となる。 $\sigma_c=330 \text{ kg/cm}^2$, $p=1.11\%$ の試験桁ではこれよりも大きい。

せん断破壊の両振り疲労耐力は、 $\sigma_c=240 \text{ kg/cm}^2$, $p=1.11\%$ の試験桁では、 $P=0.50 P_y$ で7万回となる。

謝 辞

本研究は、昭和48年末から開始したものであるが、当初の基本的な実験計画の作成には大谷博包前海洋構造研究室長が努力された。また、実験の実施、実験結果のとりまとめに当たっては、元海洋構造研究室 市川建技官(現山梨県)に負うところが大きい。ここに感謝の意を表したい。

さらに、実験計画の作成やとりまとめにあたっては、関材料施工研究室長に多くの助力を得た。厚くお礼申し上げる次第である。(1976年6月30日受付)

参 考 文 献

- 1) 神山一, "鉄筋コンクリート", コロナ社
- 2) 近藤泰夫, 小野竹之助, 田口文雄, "鉄筋コンクリートの設計", オーム社
- 3) 横堀武夫, "材料強度学", 技報堂
- 4) 土木学会, "昭和49年度版コンクリート標準示方書解説"
- 5) 日本港湾協会, "港湾構造物設計基準"
- 6) 国鉄施設局, 建設局, 山陽新幹線建設部, "建造物設計標準"
- 7) 中山紀男, "各種異形鉄筋を用いた T 形ばりの疲労試験", 土木学会論文集, No. 122, S. 40.
- 8) 国分正胤, 多田美朝, 立花一郎, 松本嘉司, "各種の高張力異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート大型ばりの疲労に関する研究", 土木学会論文集, No. 122, S. 40.
- 9) 国分正胤, 岡村甫, "高強度異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートばりの疲労に関する基礎研究", 土木学会論文集, No. 122, S. 40.
- 10) 土木学会, "第1回異形鉄筋シンポジウム", コンクリートライブラリー第2号, 1962年
- 11) 加賀美一二三, 外, "鉄筋コンクリートばりのせん断疲労に関する研究", コンクリートジャーナル, Vol. 7, No. 6, 1969.
- 12) 横道英雄, 外, "異形鉄筋を用いた RC 桁の曲げ疲

- 労試験", コンクリートライブラリー, No. 14.
- 13) 藤田嘉夫, 西堀忠信, "鉄筋コンクリートげたの繰り返し荷重による変形に関する研究", コンクリートジャーナル, Vol. 9, No. 5, 1971.
- 14) 土木学会, "鉄筋コンクリート終局強度理論の参考", コンクリートライブラリー, No. 34, 1972.
- 15) 畑野正, 渡辺啓行, "周期的圧縮荷重によるコンクリートの疲労破壊", 土木学会論文報告集, No. 185, 1971.
- 16) 阪田憲次, 木山英郎, 西林新蔵, "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, No. 198, 1972
- 17) 関博, "太経鉄筋を用いたコンクリートはりのひびわれ", 港湾技術研究所報告, Vol. 12, No. 4, 1973