

# PC 桁の疲労について

西 堀 忠 信\*

## 1. ま え が き

1つの路線にある橋梁などの構造物の負荷する荷重限界は同等であることが望ましい。現在は静的な破壊荷重を基準にし、設計荷重が載荷された場合、材料が弾性限界内にあるという条件のもとに設計されているが、橋梁の耐用年数を考慮する場合、静的な安全度とともにくり返し荷重に対する安全度も検討されなければならない。また最近の傾向として貨物自動車による輸送のいちじるしい増加とともに自動車が大形化され、過大な荷重の負載される頻度が大きくなってきた。超大型のトレーラーも使用されるようになってきたことも考え合わせ、将来、橋梁などに負載される荷重もかなり大きくなっていくものと予想される。

以上の観点より、現在架設されているようなPC桁の疲労に関して実験研究を行なっているが、この報告は昭和38年度に行なった実験に関するものである。

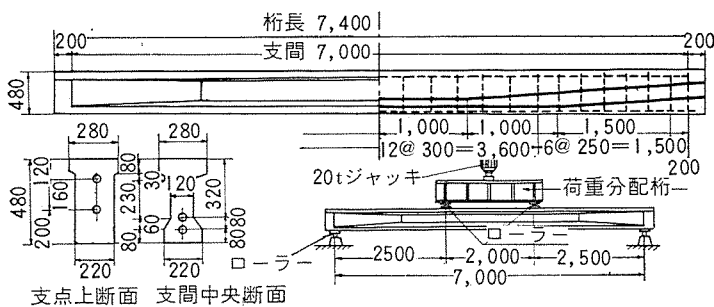
## 2. 実験の目的

PC桁は一般に設計荷重の範囲内では、曲げによってひびわれが生じないように設計され、このような状態では活荷重によるPC鋼線および、コンクリートの応力の変化量は小さく、疲労により破断する可能性が非常に小さい。しかし、ひびわれ発生後の応力の変化量が増大する。これは鉄筋コンクリート桁と同じような機構になり、なおまたPC鋼線量が鉄筋コンクリート桁の鉄筋量とくらべるとかなり小さいためである。このような状態では疲労破断する可能性が大きくなるものと考えられる。

本実験では

- (1) 過大な荷重が加わった場合の桁の疲労および、

図-1 試験桁および載荷方法



\* 北海道開発局土木試験所

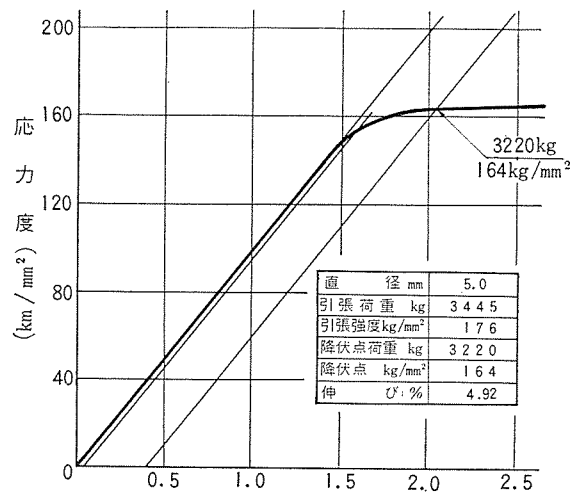
たわみ、ひずみなどの変化を調べること。

- (2) くり返し荷重に対する疲労強度を求めること。この場合のたわみ、ひずみなどの変化を調べることを主たる目的として試験桁により実験した。

## 3. 実験方法

この実験に使用した桁は支間7mのBBRV工法によるポストテンション方式のT型ばりで、その概略は図-1に示す。この桁は支間20m位の同方式のPC桁と応力状態、ひびわれ安全率、破壊に対する安全率がほぼ等しくなるように考え設計した。斜引張応力による破壊を防ぐため、PC鋼線の曲げ上げのほか、支間中央で30cm、端付近で20cm間隔にφ9mm丸鋼をスターラップとして配し補強した。図-2はこの実験に使用したPC鋼線の応力-ひずみ線図と試験結果である。

図-2 PC 鋼線の応力-ひずみ曲線



コンクリートは、材令28日における圧縮強度を400 kg/cm<sup>2</sup>、スランプを3cmとし、セメントは早強ポルトランドセメントを用いた。骨材は細粗骨材とも天然のもので、粗骨材は静内川の川砂利を、細骨材は幌別付近の海岸砂を用いた。これらの試験結果はつぎの表-1,2のとおりである。

桁の製作は北海道ピー・エス・コンクリートKK幌別工場において行なった。桁の製作時期が長期間にわたったので、気温の変化による品質の変動を小さくするため、コンクリート打設後5日間20~25°Cの温度で蒸気養生を行なった。PS導入は材令5~7日において行ない、

表-1 セメントの物理試験結果

種 別	比 重	ブレン法による 粉末度	フロー値	曲 げ 強 さ (kg/cm <sup>2</sup> )				圧 縮 強 さ (kg/cm <sup>2</sup> )			
				1	3	7	28	1	3	7	28
アサノ ベロ セメント	3.15	4060	247	25.0	49.2	61.8	80.8	94	220	338	497

表-2 骨材の試験結果

種 別	比 重	吸 水 量	単位容積重量	粗 粒 率	空 げ き 率	産 地
細 骨 材	2.62	0.91	1752	2.41	33.2	幌別郡登別町字幌別
粗 骨 材	2.75	1.14	1754	5.58	37.2	静内郡静内町字静内

表-3 コンクリートの示方配合

	セメント量 C (kg)	使用水量 W (kg)	水セメント比 W/C (%)	骨 材 (kg)			細骨材率 S/A (%)
				全 量	粗 骨 材	細 骨 材	
桁コンクリート	385	144	37.5	1994	1282	712	35.5

表-4 グラウトの配合および試験結果

配 合	水セメント比	使用分散剤	使用量	沈 入	膨 張	$\sigma_3$	$\sigma_7$	$\sigma_{10}$
1	39%	ポゾリス No. 8	0.25	32.0	6.59	146	312	339
2	"	"	"	29.2	2.57	150	318	331

導入後ただちにグラウトを行なった。コンクリートおよびグラウトの配合は表-3,4に示す。

この実験に用いた試験装置は森試験機製のローゼンハウゼン型くり返し曲げ疲労試験装置で、使用ジャッキは動的 20t、静的 30t のもので、このジャッキ1台を用い、荷重分配桁によって2点荷重として載荷した。載荷速度は毎分200回とした。荷重分配桁と桁、および桁と支承の間はそれぞれ両端ともローラとした。これは予備実験で一端ローラ、他端ヒンジとしたとき、ローラ端とヒンジ端で、ひびわれ発生状況および、たわみ曲線が異なり、ヒンジ端の拘束の影響があったと考えられたからである。

試験桁は総数19本で、この目的に15本、予備実験に1本、他の実験に3本用いた。15本のうち1本は静的破壊実験に、No. 1~6の6本は実験-1として実験目的(1)に関する実験に、No. 7~14の8本は実験-2として実験目的(2)に関する実験に用いた。

### (1) 実験-1

常時加えるくり返し荷重として設計荷重の130%を上限に、設計荷重の50%を下限にとり、64万回を限度として載荷した。第1回目および、くり返し回数1万回に一度運転を中断し、静的に過大荷重を加えた。過大荷重としては破壊曲げモーメントの約85%、80%、75%、70%相当とした。また静的載荷時に支間中央のたわみ、ひずみ、および桁側面のひびわれの測定を行なった。くり返し回数が64万回に達しても破壊に至らなかった桁については静的な破壊試験を行なった。

### (2) 実験-2

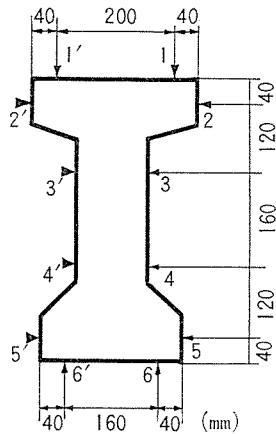
くり返し荷重の上下限モーメント比を0.4~0.5とした。これは支間20m程度のPC橋における死活荷重の比が4/6~5/5であるためである。くり返し荷重は連続して載荷した方がよいが、くり返し載荷の途中のひびわれ、ひずみ、たわみの変化を調べるため、くり返し回数2,3,4,6,8,12,16,24,32,48,64,96万回の各回で運転を一時中断し、静的に上下限モーメントを加え、各測定を行なった。

### (3) 測定方法

たわみの測定はダイヤルゲージおよびレベルによって行なった。ダイヤルゲージは比較的短時間のたわみ測定にレベルは長時間の測定に用い、測定箇所当初支間中央、1/4、支承点の5ヵ所としたが、支点の沈降もみられず、左右の不等もなかったため、その後支間中央のみとした。使用したダイヤルゲージは働長50mm、最小目盛1/20mmのもので、これを両支承間にかけ渡したI型ばり上につけ測定を行なった。またダイヤルゲージはくり返し荷重載荷中は取去っておいた。レベルは富士測器製のマイクロ・レベルで、これを桁より約2mmはなれた床面に固定した。標尺には1mm目のスケールを用い、これを桁側面に貼りつけ、これらにより0.1mmまで読取った。

ひずみの測定はワイヤーストレンゲージおよびコンタクト型ストレンゲージによって行なった。ワイヤーストレンゲージは比較的短時間の測定に、コンタクト型ストレンゲージは長期間の測定に用いた。測定箇所は支

図-3 ゲージの位置図



間中央の 図-3 に示す位置である。ワイヤー ストレンゲージは標点距離 60 mm, 抵抗値 120 Ω のポリエステル ベースのものを用い, ひずみの読み取りは静的ひずみ計指示計(共和電業製 SM-4 J)によった。コンタクト型ストレングージはドイツのステーゲル社製のもので, これを標点距離 100 mm として用いた。標点のボールは 10×10×3.2 mm の鋼板に打込み, この鋼板を桁のコンクリート面に貼りつけ標点とした。

ひびわれは位置, 長さおよび幅を測定した。位置は桁下面より 3 cm 上の位置で支点からの距離で示した。測定には鋼巻尺を用いた。長さは下面よりの垂直距離で示し, スケールで測定した。またひびわれ幅は桁下面より 3 cm の位置におけるものを, 最小目盛 1/40 mm のマイクロ スコープで測定した。実験後ひびわれの状態は墨入れし, 写真により記録した。

4. 実験の結果および考察

(1) コンクリートの品質について

各試験桁のコンクリートの品質試験結果は一括して 図-4 に示す。桁一本 3 バッチとし練混ぜ打設したが, スランプは毎回測定した。図示した値は 3 回の測定値の平均値である。圧縮試験用の供試体は各バッチより平均して採取した。材令 7 日および 28 日の圧縮強度試験は 20φ10 の供試体を用い, 標準養生を行なった。数量は各 3 本である。PS 導入時, 実験時, 弾性係数測定用の供試体は 30φ15 を用い, 各 4 本ずつ 12 本作成した。養生方法は試験桁と同じ方法によった。

静弾性係数の測定方法は供試体側面に 4 枚のワイヤーストレンゲージを貼つけ, これよりひずみを読み取り, 荷重計の読みとより応力-ひずみ曲線を描いて求めた。

表-5 は圧縮強度, スランプの平均値, 標準偏差, 変動率を求めたもので, この結果より圧縮強度は設計値より約 20% 大きく, 変動率はいずれも 7% 前後であった。

図-4 スランプ, 圧縮強度, 弾性係数の測定値

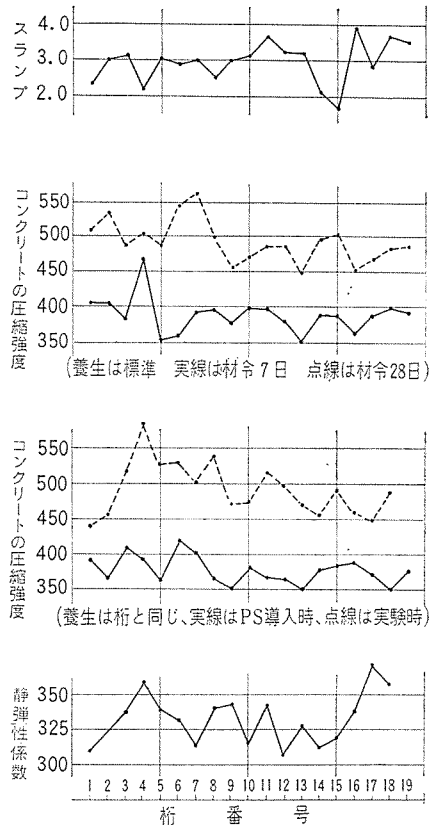


表-5 コンクリートの圧縮強度, スランプ

	圧 縮 強 度 (kg/cm <sup>2</sup> )				スランプ (cm)
	$\sigma_7$	$\sigma_{28}$	導入時	実験時	
設 計 値	—	400	350	400	3.0
平 均 値	388	490	376	492	2.9
標 準 偏 差	25	29	19	38	0.6
変 動 率	6.4	5.9	5.1	7.7	—

(2) 静的試験について

疲労試験に先立ち各桁とも上限荷重または過大荷重まで静的載荷し, たわみ, ひずみおよびひびわれの測定をした。また No. 0 の桁については静的破壊試験を行なった。載荷装置および方法は疲労試験に用いるのと同じものによった。荷重は上限荷重または過大荷重まで 1t ずつ増し, 各荷重でたわみ, ひずみ, ひびわれを測定した。その結果は 図-5, 6 に示す。

これらの測定結果をみると, 荷重-たわみ, 荷重-ひずみの各曲線の比例関係にある部分の傾きにかなりのばらつきがみられる。この原因については断面形状およびシースの位置のばらつき, およびコンクリートの弾性係数の変動などが考えられる。このうち前二者は影響が小さく, ほとんどの原因はコンクリートの弾性係数による。たわみ, ひずみと弾性係数の関係は次式のごとくなり

$$E\delta = 302.9/\delta \quad E\delta : \text{たわみより求めた } E$$

$$E\epsilon = 12.7 \times 10^{-2}/\epsilon \quad E\epsilon : \text{ひずみより求めた } E$$

図-5 静的載荷時の支間中央のたわみ

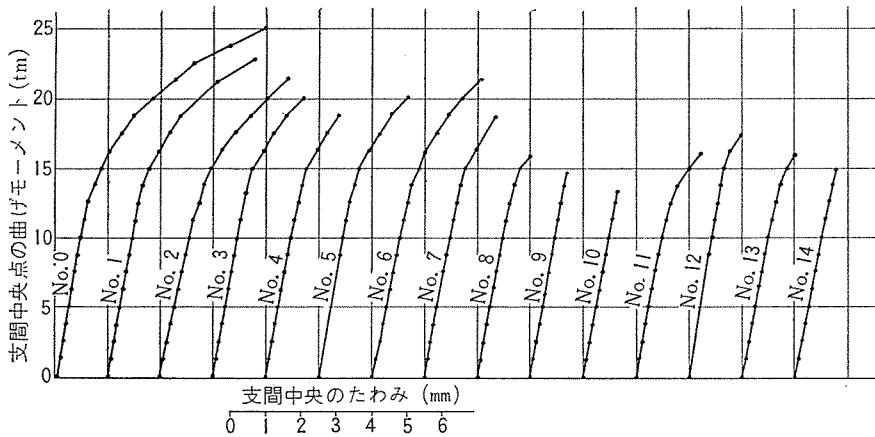


図-6 静的載荷時の支間中央上フランジのコンクリートのひずみ

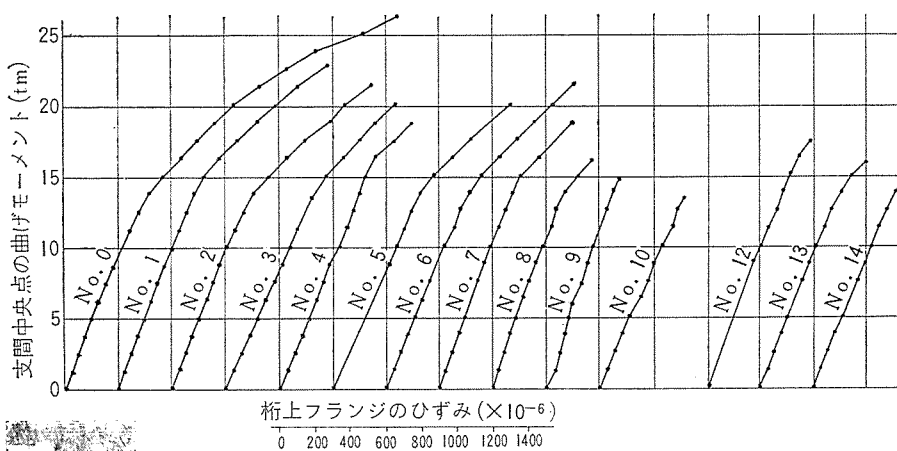


表-6 たわみ、ひずみ、供試体より求めたコンクリートの静弾性係数 (単位 10<sup>8</sup>kg/cm<sup>2</sup>)

桁番号	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
テストピースより	358	338	343	315	313	338	340	342	306	327	312	337	359	337	—
たわみより	394	355	304	360	333	319	298	388	332	347	337	388	340	326	311
ひずみより	348	363	363	304	336	306	331	376	392	416	320	—	363	343	320

表-7 実験結果の一覧表

桁番号	上限モーメント (t·m)	下限モーメント (t·m)	過大荷重モーメント (t·m)	上下限モーメントの比	くり返し回数 (万回)	破壊箇所	備考
1	13.57	5.14	23.04	0.38	56.0	P C鋼線	— t·m
2	"	"	21.69	"	64.0	破壊せず	M <sub>B</sub> =28.05
3	"	"	20.34	"	"	"	M <sub>B</sub> =31.12
4	"	"	18.99	"	"	"	M <sub>B</sub> =28.24
5	14.81	"	20.34	0.35	67.7	P C鋼線	—
6	16.28	"	21.69	0.32	61.6	"	—
7	18.99	7.77	—	0.41	9.6	"	—
8	16.19	6.63	—	"	11.4	"	—
9	14.83	6.20	—	0.42	59.9	"	—
10	13.57	5.43	—	0.40	91.3	"	—
11	16.43	8.28	—	0.50	4.6	"	—
12	17.53	8.82	—	"	26.0	"	—
13	14.83	6.20	—	0.42	91.2	"	—
14	16.19	6.63	—	0.41	30.8	"	—

その結果は表-6のとおりとなる。

ひびわれ曲げモーメントの実測結果は 15.3~16.5 t·m であり、引張強さを 34 kg/cm<sup>2</sup>、曲げ引張ひずみを 263×10<sup>-6</sup> 弾性係数を 340 000 kg/cm<sup>2</sup>として計算すると 17.6 t·m となり、実測値は計算値に比較すると 6~13%小さかった。

破壊曲げモーメントの実測値は 31.5 t·m であり、曲げ強さを 400 kg/cm<sup>2</sup>、曲げ圧縮極限ひずみを 0.25% と仮定して計算した破壊曲げモーメントは 27.14 t·m であった。

しかし、圧縮強さ、P C鋼線の応力-ひずみ曲線などが計算上仮定したものととの差があったため、これらの数値に実測値を用い、また、組立鉄筋、用心鉄筋の影響を考慮して計算すると 31.39 t·m でほぼ一致する。

a) 実験-1 について 実験-1 および 2 の結果は一括して表-7 に示す。

No. 1 桁は 56 万回で、No. 6 桁は 61 万 6 000 回で破壊したが、他の 4 本の桁はどれも予定の 64 万回に至っても破壊しなかった。No. 2~4 の 3 本の桁は 64 万回くり返し載荷した後静的に破壊し、No. 5 桁はそのまま継続して載荷した結果 67 万 7 000 回で破壊した。

静的に破壊した 3 本の桁の破壊曲げモーメントはくり返し荷重を加えずに単に静的に破壊した No. 0 桁の破壊曲げモーメントと比較して 11%, 1%, 10% と、いずれも小さかった。この結果より No. 4 は No. 3 より過大荷重が小さいにもかかわらず、破壊曲げモーメントが小さい。しかし No. 1~3 の桁については過大荷重の大ききの順になっており、疲労実験の実験値のばらつきなどを考えると、これだけの結果よりは結論づけられないが、過大荷重が大きくなると疲労強度に影響をおよぼす

図-7 支間中央点のたわみのくり返し回数との関係

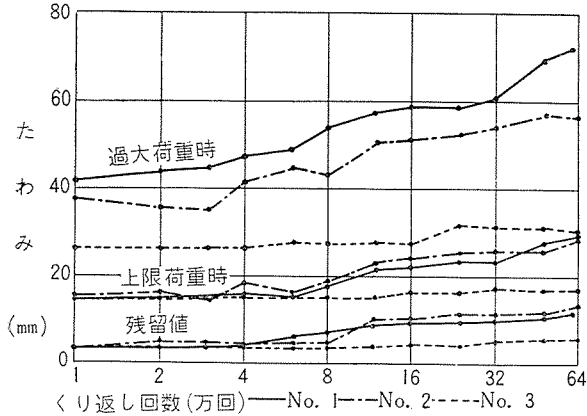


図-9 ひびわれ幅のくり返しによる変化

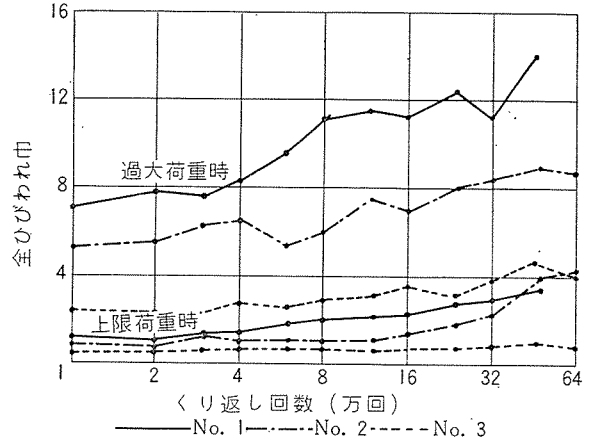
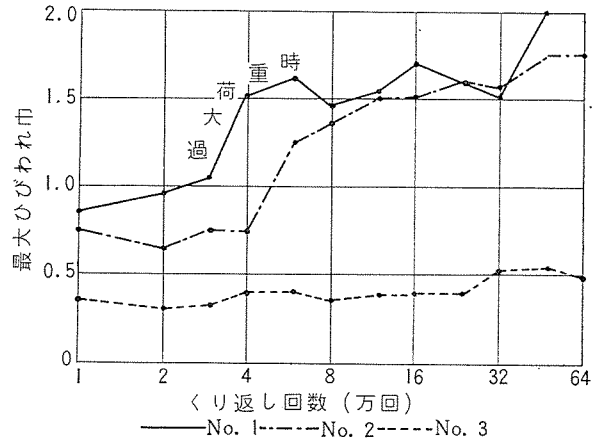
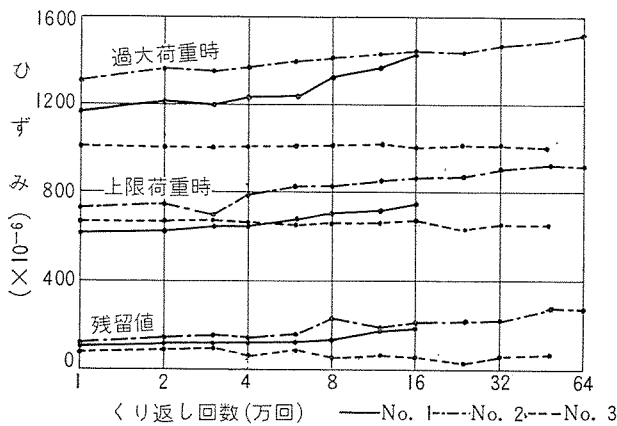


図-8 桁上縁のひずみのくり返し回数との関係



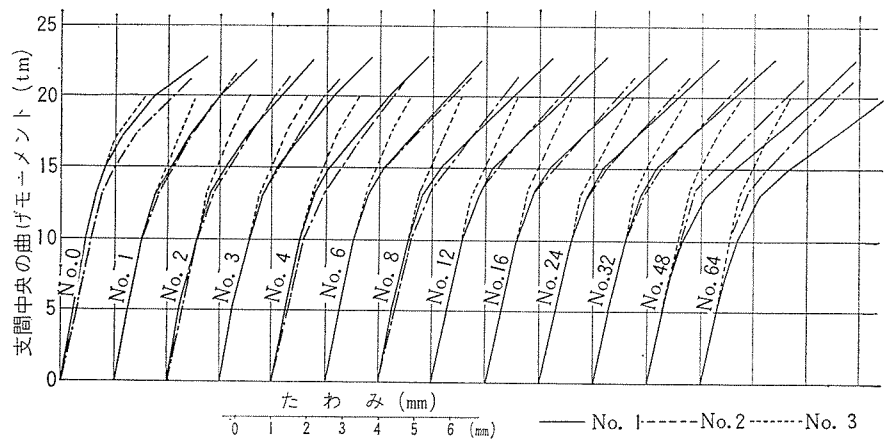
ことは明らかである。

なお、くり返し荷重の上限を高くした No. 5, No. 6 の桁と No. 1~4 の桁とを比較すると、くり返しの上限の増大は疲労に大きな影響を有していることがわかった。

つぎに桁のたわみ、ひずみおよび、ひびわれの変化の状況について代表的な例として No. 1, No. 2, No. 3 の各桁について図-7~10 に示す。たわみについては 図-7 から明らかなように No. 3 の

桁では残留、上限荷重時および過大荷重時のたわみは、いずれもくり返しの進行に対してほとんど変化していないが、No. 1, No. 2 の桁ではかなりの増加傾向を示している。残留たわみ、および上限荷重時のたわみは 4~5 万回まではほとんど変化がなく、その後徐々に増加しているのに反し、過大荷重時は最初より増加している。これを 図-10 の荷重-たわみ曲線でみると、直線部分は No. 3 桁ではほとんど変化がなく、No. 2, No. 1 の桁ではくり返しの進行によって減少している。この傾向

図-10 たわみ曲線のくり返しによる変化 (N はくり返し回数……万回)



は過大荷重の大きい No. 1 桁の方がいちじるしい。

このことはひずみの場合も同様であるが、ひずみの場合の方がこの傾向は小さい。また下方のひびわれの位置とも関係しているものと思われる。

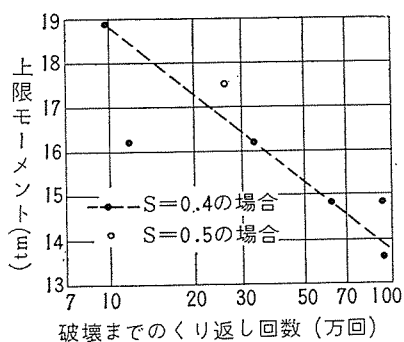
図-9 はひびわれの変化の状況を示してあるが、ひびわれ幅の総和はたわみと同じ傾向にある。最大幅は 4~5 万回で急激に増加し、その後はほぼ一定となり、特定のひびわれがいちじるしく大きくなることはない。ひびわれの本数は、初の静的試験時にほぼ全数が発生し、そ

の後ほとんど増加しない。また長さは 4~5 万回まで伸長し上突縁付近まで生長してとどまり、その後はほとんど変化しない。

以上まとめると、過大荷重が破壊荷重の 75% 程度まで疲労強度にあまり大きな影響がないが、これより大きくなると強度の低下をきたし、桁のたわみ、ひびわれなどよりもかなりの影響がある。

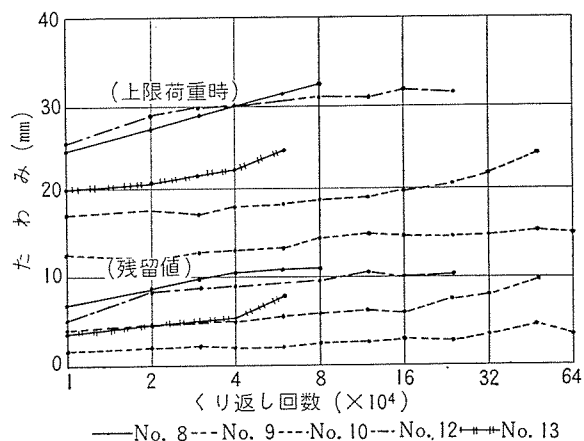
**b) 実験-2 について** くり返し荷重の上限を縦軸に、破壊までのくり返し回数を横軸に対数目盛でとって実験の 2 の結果を図に描くと 図-11 のごとくこれらの関係はほぼ直線となり、上下限荷重の比が 0.4 の場合の 100 万回強度は 13.7 t・m である。この値は設計荷重の約 130% に相当し、設計活荷重に対しては 150~160% に相当する。

図-11 上限モーメントと疲労強度との関係



破壊の状況は 26 本の PC 鋼線のうちの数本が疲労破断し、これによって他の PC 鋼線が引張り破断し、同時にコンクリート上縁が破壊して、桁が折曲がる。疲労破断した PC 鋼線は他の引張り破断したものと明らかに異なり、しぼりの現象がまったくみられず、脆性破面と同じような状態を示している。数本しか破断しなかった原因については、これらの PC 鋼線が他のものより疲労強度がかなり小さいということは同じ束のものを使っているので考えられない。結局、これらの PC 鋼線の PS 導入時の応力が他のものより大きかったか、または他も同

図-12 支間中央のたわみのくり返し回数との関係



じように疲労していたがこれら数本がわずかに先に切れたかと考えられる。PS 導入量の線間ばらつきは一般に 15% 以下といわれるが、桁長が小さいので特に大きかったという可能性はあるが、この実験では個々の PC 鋼線の PS 導入応力を測定していないので明らかでない。今後の実験により明らかにしたい。

つぎに、桁の疲労の進行にともなうたわみ、ひずみ、ひびわれの変化の状態を 図-12~14 に示す。

これらの図より明らかなように、たわみの残留値は上

図-13 桁上縁・ひずみのくり返し回数との関係

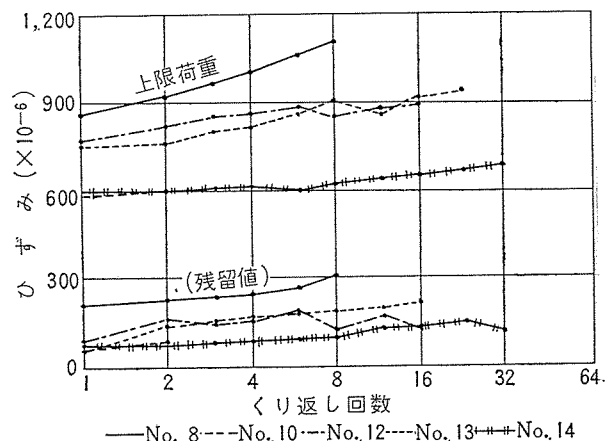


図-14 ひびわれ幅のくり返しによる変化

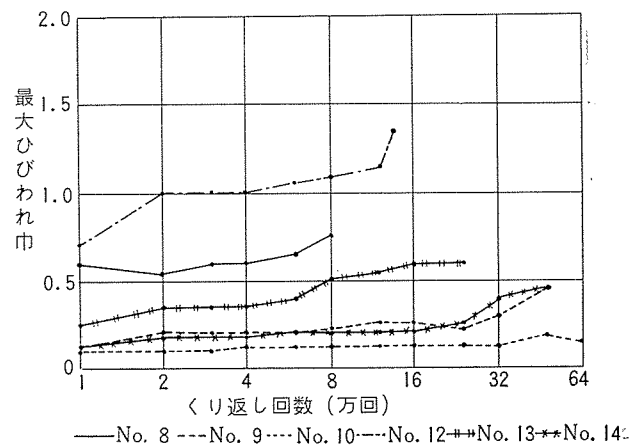
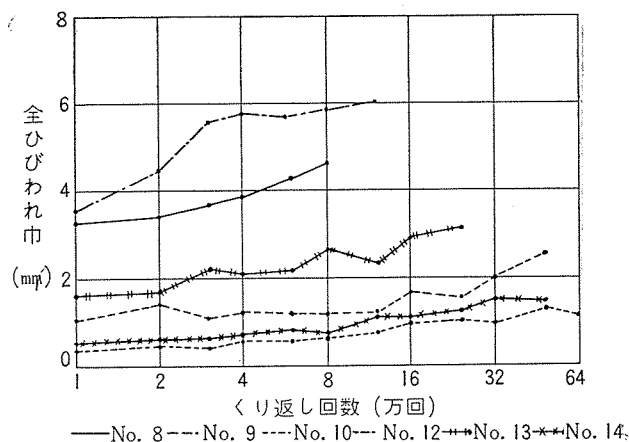
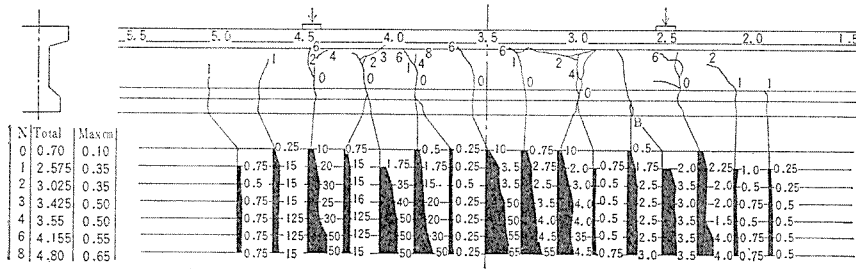
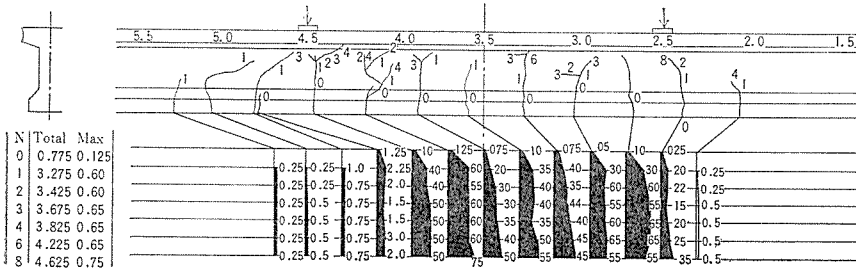


図-15 ひびわれ発生状態



No. 8 表



No. 8 表 (注) 上線の数字は桁端よりの距離、腹面の数字はくり返し回数  
下線の数字はひびわれ巾 (10<sup>-2</sup> cm)

限荷重が大きい場合、すなわち No. 8, No. 12 などではくり返し回数とともに増加し、比較的小さい No. 10 桁などではほとんど変化なく破壊の直前に至って急激に増加する。また上限荷重を加えた場合もこれと同じ傾向で、くり返し荷重時の振幅はほとんど変化がない。この傾向はひずみおよび、ひびわれ幅の総和の場合もほぼ同じくあらわれている。

ひびわれの本数については実験-1の場合と同様に最初の 1~2 万回まで増加し、その後はほとんど増加しない。またその位置はほぼスターラップの位置と一致し、最大曲げモーメント域および、その付近 50 cm くらいの範囲にある。

最大ひびわれ幅はそれぞれ平均化する傾向を示し、特定のひびわれが増大することは実験-1の場合と同様である。またひびわれは開閉により下縁付近がこわれる傾

向にあり荷重振幅の大きいものでこの傾向がいちじるしい。

図-15 は No. 8 桁のひびわれの状況を示すものである。

### 5. む す び

PC 桁の疲労破壊の大きな要素の一つである PC 鋼線の応力の変動量は、桁にひびわれが発生するまでは非常に小さく、発生後急激に増大する。すなわち、ひびわれ安全率の高いものほど疲労に対して有利であるが、一方経済性が低下する。橋の耐用年数を考慮して、合理的経済的な PC 橋をつくるためにも疲労に関する多くの資料が必要であろう。

この実験では試験桁の数も少なく、測定などで不備な点もあったが、一応の結果をまとめるとつぎのようになる。

(1) 過大荷重が桁の疲労強度に大きな影響をおよぼすのは過大荷重が破壊荷重の 75% 以上の場合であること。

(2) 上下限モーメントの比が 0.4 の場合の 100 万回強度は 13.7 t·m で破壊曲げモーメントの約 50% であること。

(3) 上限荷重がいちじるしく大きな場合以外は、疲労破壊の直前までたわみ、ひずみおよび、ひびわれが安定していること。

なおこれらの点もふくめ、実験を継続しているので、今回不明確な点を逐次確かめていきたい。

1964.2.4・受付

## コンクリートジャーナル購読について

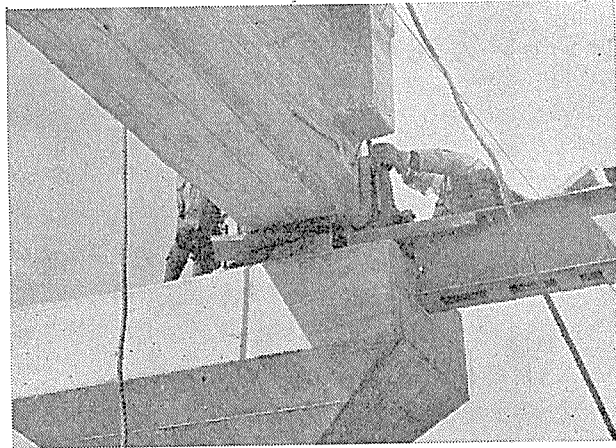
体 裁：B 5 判 60 ページ 隔月刊

定 価：年間購読料 1000 円 (送料共) 1 部 200 円 (送料 30 円)

内 容：コンクリート関係の論文、工事報告、文献紹介、その他

申込先：東京都中央区日本橋本町 3-5 ワカ末ビル

ケンメイヤー技術株式会社気付 日本 A.C.I. 事務局



●D.S.F パッド

(橋梁の弾性可動支承材)

●BROF ジョイント

橋梁および道路用、伸縮継手装置

苫小牧工業港・高架線(日高線)  
発注者：北海道開発局



## 東京ファブリック工業株式会社

本店 東京都新宿区上落合1の271 電話 東京 代表(362) 7110~25・直通(369) 8760・8761  
 新宿分室 東京都新宿区角筈1の788 電話(361) 1941・8203(371) 7855  
 大阪出張所 大阪市北区堂島船大工町15(堂栄ビル2階) 電話 大阪(312) 2558(361) 5571・5862  
 名古屋出張所 名古屋市中区矢場町1の64(鈴木ビル3階) 電話 名古屋(24) 0727・2048  
 九州出張所 北九州市小倉区博労町48(大家ビル3階) 電話 小倉(52) 5069・8307  
 札幌出張所 札幌市大通西13丁目の4(札幌砂利工業ビル2階) 電話 札幌(5) 5468(6) 9014

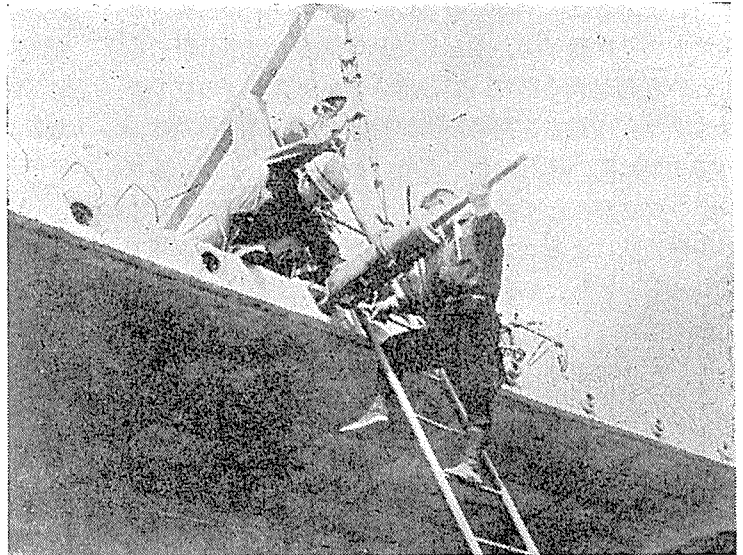
# OX JACKS

プレストレスト・コンクリート

各工法用ジャッキ

その他各種機械

設計・製作・指導



## 山本扛重機株式会社

東京都中央区新富町二丁目八番地  
TEL 東京(551) 局 2115~9

