

土 木 研 究 所 資 料

第 469 号

**DER RISSBEGRENZUNG
IM STAHLBETONTRÄGER
UND PRC VERFAHREN**

—鉄筋コンクリートげたの
ひびわれ限界とPRC工法—

昭和 4 4 年 5 月

建設省土木研究所コンクリート研究室

目 次

1.	ま え が き	1
2.	鉄筋コンクリートげたの静的、動的性状	1
3.	鉄筋コンクリートげたのひびわれ幅の制限	4
3.1	一 般	4
3.2	ひびわれの発生	5
3.3	ひびわれ荷重 (MOR)	5
3.4	ひびわれ幅とひびわれ間隔 (一般)	11
3.5	平均ひびわれ間隔 A_m	11
3.6	平均ひびわれ幅 ω_m 、限界ひびわれ幅 $\omega_{95}\%$	12
3.7	許容ひびわれ幅	13
3.8	限界ひびわれ幅と最大ひびわれ幅算定式と 実験値との比較	16
4.	P R C とは	21
5.	P R C の利点、今後の研究課題	21
5.1	利 点	21
5.2	研 究 課 題	22
6.	P R C げたの設計方法	23
6.1	一 般	23
6.2	プレストレス量の決定	24
6.3	ひびわれモーメント M_{cr}^{PRC} (or M_{cr}^{RC})	26

M_{cr}^{PRC}

M_{cr}^{RC}

6.4	プレストレス量決定の簡易化	28
7	PRCけたの応力計算	28
8	PCケーブルの配置およびPRC工法の施工	31
9	PRC工法の実施例	33
9.1	城見橋	33
9.2	上姫川橋	38
10	長大径間PRCけたの試算設計例	39
11	城見橋応力測定結果に対する考察	49
11.1	測定計器とその位置	59
11.2	FYカブラー試験	50
11.3	第1回載荷試験	52
11.4	第2回載荷試験	53
11.5	測定結果	54
11.6	測定値に対する考察	58
11.7	たわみの測定	59
12	結 語	61
	参 考 文 献	63

鉄筋コンクリートのひびわれ限界とPRC工法

I ま え が き

最近のPC橋の発達が目ざましく、フレンネー式カンテレーバー工法、デビダーク方式のフライホアバウ架設方法の開発によつて以来、その規模も長大化の一途をたどっている。ドイツのライン河に架設されたベンドルフ橋に至りPCけた橋として世界最大径間長208mにも達し、我が国においても玄海橋の最大径間長17.6mと世界第2位を誇るまでになつており、すでに径間長200m級の橋も計画されている。しかし鋼橋、合成桁の分野にくらべPC橋はPC鋼のコスト高、工法の特異性、施工難、工期の問題等の観点から必ずしも経済的なものとは云えない状態になつてきた。ところがRC橋はPC橋にくらべてかなり工費低廉なることは知られているが、現在RCによる長大橋は殆んど架設されていない。しかし高強度異形鉄筋の進歩によりひびわれ性状の改善、プレハブ工法の発達により品質管理の面も解決されたのを機に、RCけたの利点とPC鋼の利点とを最大限に利用したPRC工法が研究開発されるようになった。つまりPRCとは、
Prestressed Reinforced Concrete の略称で鉄筋コンクリート(RC)部材に最少限度のプレストレスを与えてひびわれの悪影響を除去し、RC部材の耐力力をより高度に利用しようという発想のもとに開発されたものであり、現在すでに実橋の実現をみるに至っている。よつて以下にPRCの現在までの研究成果、ならびにPRCの基準となる最も基本であるRC部材の曲げひびわれ性状について論じてみる。

2 鉄筋コンクリートげたの静的、動的性状

PRCげたはRCげたのひびわれ強度を改善することを目的としているのであるから、まずRCげたのひびわれ性状一般についてこの節では考察する。

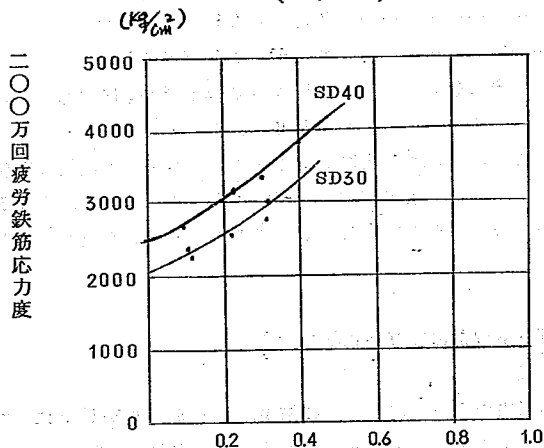
我が国、および諸外国における数多くのRC桁の実験結果からひびわれ性状に関して考察してみる。RCげたに高強度(高い許容応力度の採用)

の、径の大きい異形鉄筋を使用した場合、強度上必要のないコンクリート引張部断面を小さくでき、コンクリート材料の節減にもなり、かつ設計荷重のうちの静荷重の割合を小さくできることから、高強度異形大径鉄筋の使用は、高応力使用による鋼材量の節減とあいまつて、RCげたの合理的設計に寄与するところが大きい。しかしながらこの様な高強度鉄筋を使用した場合、コンクリート引張部に有害なひびわれが生ずる危険性があるので、この点を考慮して付着性のよい異形鉄筋を使うことが望ましいわけである。実験の結果、丸鋼を使用して鉄筋応力度として 1400 Kg/cm^2 を使用した場合に生ずるひびわれ幅と同じひびわれ幅になるときの異形鉄筋の場合の応力度は約 2400 Kg/cm^2 となる。この様に平均ひびわれ幅が 0.2 mm に達するときの異形鉄筋の応力度は、フランスの規定でも丸鋼の1.6倍とし、Hongnestad 氏の実験によると2倍以上となると報告されている。このことから異形鉄筋が丸鋼よりもひびわれ性状に関しては、はるかに有利なことがわかる。現在の土木学会規準による異形鉄筋の許容応力度について考えると、丸鋼にくらべかなり高応力となつていますが鋼材の機械的性質から判断するとまだまだ十分余裕があり、異形棒鋼の疲労、あるいはひびわれ危険を十分カバーした値でも現在の規準より少し高めに取れるのではないかと筆者は考えている。その根拠となる一つの例を示せば、例えば図-1の疲労試験結果図から許容応力度を200万回疲労強度 σ の1.15分の1 ($\sigma_a = \sigma / 1.15$) と仮定すれば、SD40を例にとると $2100 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow 2400 \text{ Kg/cm}^2$ に、疲労を考えた場合で $1800 \rightarrow 2100 \text{ Kg/cm}^2$ に SD30で疲労を考えた場合で $1600 \rightarrow 1700 \text{ Kg/cm}^2$ に、各々増すことができるのではないかと思う。

またRCげたにひびわれが発生するときのモーメント (M_{cr})、ひびわれ幅が 0.1 mm 、 0.2 mm になるときのモーメント ($M_{0.1}$ 、 $M_{0.2}$)、間の関係を示せば図-2のようになる。

この図からもわかるようにRCげたでは M_{cr} そのものの値は高く、 $M_{0.1}$ 、 $M_{0.2}$ の M_{cr} に対する比はともに1.0に近いが、ひびわれが発生すると荷重の増加がないのにそのひびわれ幅は 0.2 mm に達してしまい、RC桁にくらべひびわれの生長がきわめて早く一たんひびわれが発生すると破壊に達す

図-1 RCけたの鉄筋の疲労強度
(1φ22)

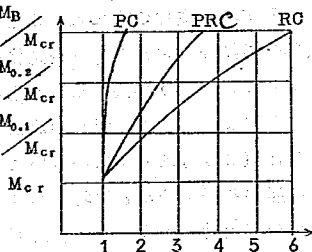


$$S = \frac{\sigma_{su}}{\sigma_{so}}$$

るのも早いことを示している。RC

図-2

けたの場合、静的試験はもとより、 M_B 動的試験によつても M_{cr} の $M_{0.2}$ 0.2~0.3 程度のひびわれを生ずる様な上限荷重に対して異形鉄筋の場合、くり返し荷重 $M_{0.1}$ に対して、ほとんどひびわれの数と幅の増加、鉄筋応力、たわみの増加は認められておらず、結局 RC 桁では、最大ひびわれ幅 0.2~0.3 mm まではくり返し荷重に対して十分安定であり、かつ残留ひびわれ幅も 0.05 mm 以下と小さく（この結果は土木研究所コンクリート研究室の動的結果もそうであつた）、環境条件下の耐久性上 0.2~0.3 mm のひびわれ幅は問題ないとなし得るならば、我々は RC 部材にひびわれを入れないことを考え



るのではなく、積極的にひびわれ幅を認めるように設計するのが合理的と考える。一般的に M_{cr} と $M_{0.2}$ との間には

丸 鋼..... $M_{0.2} = (1.5 \sim 2.0) M_{cr}$

異形丸鋼..... $M_{0.2} = (2.5 \sim 3.5) M_{cr}$

とみなし得、実際の設計では安全を見込んで異形棒鋼に対して $M_{0.2} = (2 \sim 2.5) M_{cr}$ を採用するのが妥当であろう。

これらRCげたのひびわれ性状についてはミュンヘンで大規模な実験的研究を行っており、その成果が *Dafst, Heft 140, 160, 165*、に報じられているので、さらにくわしく研究されたい方は参照にするとよい。

3 鉄筋コンクリートげたのひびわれ幅の制限

3.1 一般

1961年以來のC.E.B内の議論の結果、1967年Brüsselにおいて、少くともある一定の範囲内では理論的にも実験結果においても十分に一致する基本的なひびわれ制限に関する見解に到達した。またDIN 10445の改定案(1968, 3)にもひびわれ幅の制限に関する規定が含まれている。しかしひびわれに関しては設計技術者の間にも規定が必要であるか否かについては、統一的な見解がない。実際の構造物の例からみて、構造物の中には、かなりひびわれ幅が大きなものもあるが、大部分の鉄筋コンクリート構造物にはひびわれが殆んどないか、あるいは全くないという事実、このことは、この構造物の施工が功みになされたことによるよりも、現行の設計方法によると実際に作用する荷重が仮定した値よりもはるかに小さいことによると考えた方がよい。このような状態が今後も続くとは考えられないし、設計施工の進歩により、構造材料の使用効率が高められ、計算仮定と実際の条件がより厳密に一致するようになってきている事実を考えると、構造物は仮定通りに従って挙動し、ひびわれが発生するという危険が増大するので、ひびわれ幅の制限を規定し、コンクリート中で鉄筋が長期に渡って腐食しないようにすることは意味あることと筆者は考える。それ故以下に鉄筋コンクリート

のひびわれ性状について考察してみる。

3.2 ひびわれの発生

ひびわれはほぼ弾性的性状の範囲においてコンクリートの曲げ引張強度を越えたときに発生する。この値は、

$$\sigma_{ct} = \frac{N_{cr}}{A_i} + \frac{M_{cr}}{I_i} \cdot Y \quad \dots\dots\dots (1)$$

M_{cr}, N_{cr} = ひびわれ発生時に作用する断面力

A_i, I_i = 修正された断面係数

σ_{ct} = コンクリートの引張強度、この値は載荷方法、部材寸法および養生方法によつて異なる。

したがつてひびわれ発生は断面力の大きさと、幾何学的寸法に支配される。ひびわれ発生直時の鉄筋の応力度 σ_{scr} は容易に計算することができる。例えば純曲げを受けている長方形断面の場合次式により十分な精度で求められる。

$$\sigma_{scr} = \frac{M_{cr}}{Z \cdot A_e} \approx \frac{\sigma_{ct} \cdot b \cdot d^2}{\sigma \cdot 0.87 h \cdot A_e} \approx 0.18 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{\mu} \quad \dots\dots\dots (2)$$

この式より特定の許容応力度の鉄筋に対して、使用条件においてひびわれの発生しない鉄筋量の下限値を容易に算定することができる。コンクリートの引張強度が増大するに従つて“限界鉄筋比”は大きな値になつて行く。

3.3 ひびわれ荷重 (M_{cr})

M_{cr} は前項の説明から、一般化された簡単な式での σ_{scr} を求めることにより M_{cr} を求め得るが、一般的に M_{cr} はコンクリート強度、鉄筋の性質（降伏、付着性状）、鉄筋比、鉄筋の位置、コンクリートの引張極限ひずみ、さらにクリープ、収縮、くり返し荷重等きわめて多くの因子に左右され、これらの影響をすべて考慮した厳密解の誘導はきわめて困難である。

ひびわれ提案式は種々あるが、曲げひびわれについて考えると R C 桁に作用するモーメントが増加し、ある値に達すると最初の曲げひびわれが発生する（ひびわれ発生モーメント M_{cr} ）、さらにモーメントを増す

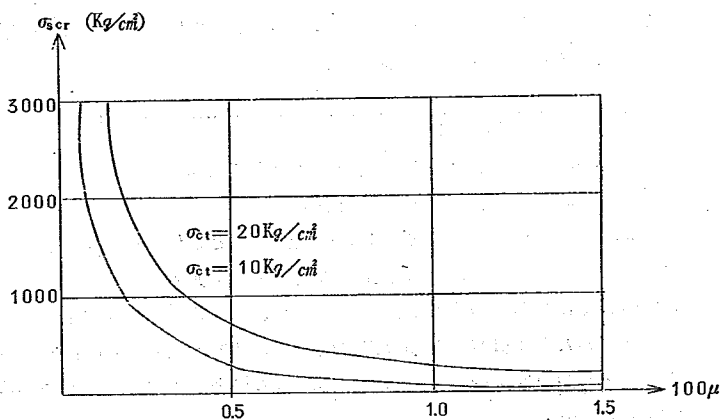


図-3 ひびわれ発生時の鉄筋応力 σ_{ser} とコンクリートの引張強度 σ_{ct} と鉄筋比 μ との関係

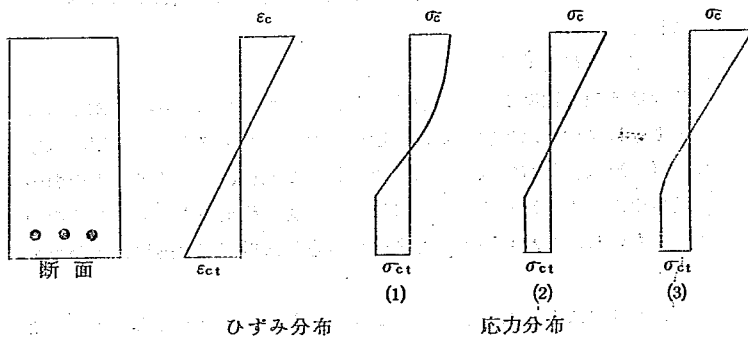


図-4 ひびわれ発生時のひずみ、応力分布図

ふえ、ひびわれ間隔は減少する。これらの状態とある大きさ以上の荷重となると、ひびわれ本数は増加せず、ひびわれ幅のみが増大する。この状態との2つの状態に分ける場合、既往のひびわれ解析は大部分この後者の状態を対称としたものが多く、前者に関するものは非常に少ない。いま前者の場合、すなわちひびわれモーメント (M_{cr}) の算定式を求める場合、RCげたの下縁に生ずるコンクリート引張応力とひずみとの分布を、例えば図-4の様に仮定して内力の釣合いをとつて求める。

すなわち

- (1) 圧縮部は2次のパラボラ、引張部は直線の組合わせ
- (2) 圧縮部は直線、引張部も直線の組合わせ。
- (3) 圧縮部は直線、引張部は2次のパラボラと直線との組合わせ、これは単純引張の場合の極限ひずみに相当する引張極限ひずみになつても(図(3)の引張部の直線と曲線との交点)引張クリープが生じてひずみが桁の場合の引張極限ひずみ ϵ_{ct} に達するまでひびわれが生じないことを利用して、引張部を2次のパラボラと直線との組合わせを採つた場合である。

M_{cr} の算定式の誘導の大表的なものとしては、藤田博士、坂博士、山田博士、岡田博士のものがあつて、前項の応力分布の仮定を用いて誘導したものである。

また Peter, L, Critchell によれば M_{cr} 発生時の鉄筋応力度は(くわしくは節3.7に述べる)

$$\sigma_{scr} = (0.05/\mu + 2) \sigma_{0B} \dots\dots\dots (3)$$

で表わされるとしている。 M_{cr} は

$$M_{cr} = A_s j d \sigma_{scr} \approx 7/8 \cdot d A_s \cdot \sigma_{scr} \dots\dots\dots (4)$$

となる。

このようにきわめて簡単に M_{cr} が求められるのも提案されているが、一般に計算はかなり複雑なものが多い。このことより比較的簡単に求められる破壊モーメント M_B から M_{cr} に換算する方法もなされており、例えば神山博士によると

$$\frac{M_{cr}}{M_B} = 1 - \frac{a \cdot \mu \cdot \beta_y}{b + \mu \cdot \beta_y} \quad (5)$$

ここに a, b : 実験常数であり $a = 0.977$, $b = 0.0675$ である。
 $\beta_y = \sigma_{xy} / \sigma_{CB}$ である。

$$\frac{M_{cr}}{M_B} = 1 - \frac{0.977 \mu \cdot \beta_y}{0.0675 + \mu \cdot \beta_y} \quad (6)$$

なる関係式が存在する。

式(6)の値と神山博士、高橋博士、Lash, Mörsch の実験結果を图示

したものが図-5である。

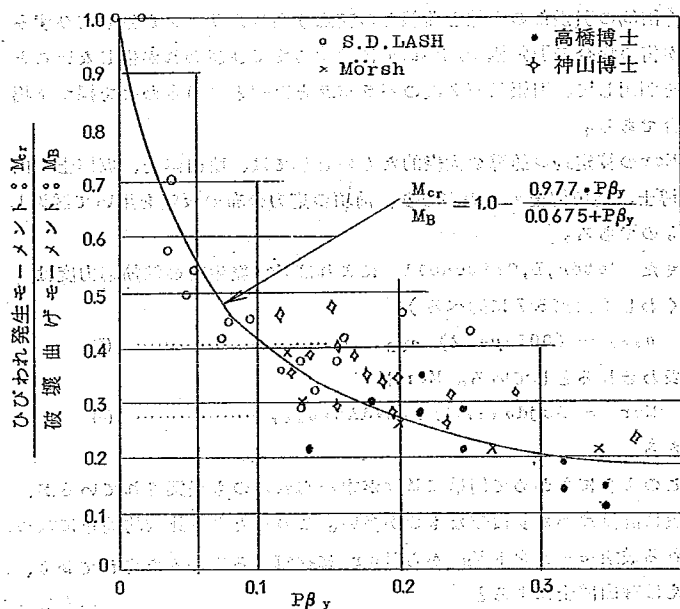


図-5 ひびわれモーメント測定値と実験式

このようにして求められた M_{cr} の精度が十分満たされるとすると非常に簡単で有効な方法であろう。

次に図-6の断面を用いて各ひびわれ提案式による M_{cr} の計算比較をしてみると表-1のようになる。

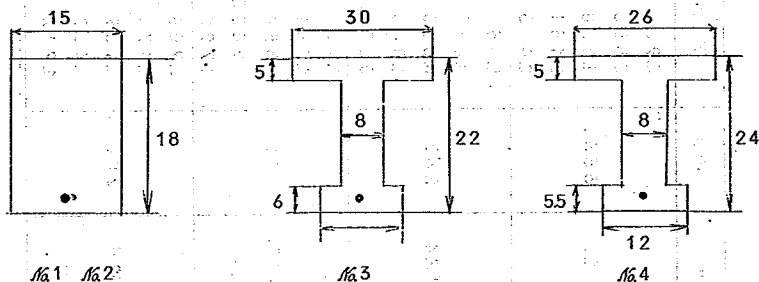


図 - 6

表-1に各氏の計算式による結果の比較値を示してあるが、各氏によりかなりばらつきがあるが、①、②、③のうち③が大きめに出る傾向がある。矩形断面では①が、I型断面では②が中庸な値を示している。又、この計算値からのみ判断すると Pettér の式に基づく M_{cr} はいずれも相当大きな値となり、実用上使用出来ないようだが、 M_B より換算した M_{cr} の値は No. 1を除き比較的よく①、②、③に一致していることがわかり、 M_{cr} のチェック等の計算には十分使用出来ることがわかる。いずれにせよ、①、②、③、の方法での M_{cr} の計算値は計算の手数を要するが実用上十分に精度を有して使用され得るであろう。

なおひびわれ提案式についてより詳細に知りたい方は文献 20)、21)、22)、23)、24)、25)、26)、27)、28)、29)、30)、を参照されたい。

表-1

M_0	h	d	As	P	ϵ_{ct}	σ_{ct}	σ_{CB}	Mcr	Mcrの計算方法
1	18	14.5	19.01	0.089	0.91	31.7	353	0.95	藤田 ①
								0.833	山田 ②
								1.278	岡田 ③
								2.151	Petter ④
								0.415	M _B より ⑤
2	18	16.3	6.64	0.0271	0.849	28.4	287	0.65	藤田 ①
								0.620	山田 ②
								0.686	岡田 ③
								1.045	Petter ④
								0.671	M _B より ⑤
3	22	19.0	7.60	0.0133	0.733	34.3	410	1.13	藤田 ①
								1.661	山田 ②
								1.854	岡田 ③
								2.9835	Petter ④
								1.792	M _B ⑤
4	24	21.5	4.02	0.0072	0.610	24.0	208	0.906	藤田 ①
								1.171	山田 ②
								1.189	岡田 ③
								1.407	Petter ④
								1.212	M _B より ⑤

3.4 ひびわれ幅とひびわれ間隔 (一般)

ひびわれ幅については次に示す式が一般的に成立する

$$W = a (\epsilon_s - \epsilon_b) \quad (7)$$

a = ひびわれ間隔

ϵ_s = 区間 a における鉄筋の平均ひずみ

ϵ_b = 区間 a におけるコンクリートの平均ひずみ

この式が成立するのはひびわれ幅と表面にあらわれた明確なひびわれ間隔が正比例する場合に限る。

実験によれば、この法則が成立するのは個々のひびわれについてでなく、一定の応力を受ける広い区間の平均値についてであることが認められる。従つてひびわれ幅の算定には、まず平均ひびわれ間隔が必要となる。

3.5 平均ひびわれ間隔 a_m

RCげたのひびわれ位置と、そのごく近くにおいてコンクリートの引張に対する共同作用が断ち切られる。すでに存在しているひびわれからみると、鉄筋とコンクリートの付着によつてコンクリートにひびわれを発生させる引張力が伝達されることによつて初めて新しいひびわれが発生し得るのである。

この現象は次の数式であらわすことができる。

$$\int_0^a \Sigma U \tau_{ds} = \int_0^a \sigma_{sa} \cdot b \cdot dy \quad (8)$$

変数を平均値で置き換えれば、平均ひびわれ間隔は

$$a_m = \frac{\sigma_{ct,m}}{\tau_m} \cdot \frac{A_b}{\Sigma U} \quad (9)$$

ここに

$\sigma_{ct,m}$: ひびわれ発生直前にコンクリートの引張部に作用している

応力の平均値

τ_m : 長さ a_m の区間に作用している付着応力の平均値

A_b : 引張を受けているコンクリートの面積

ΣU : 鉄筋の周長の総和 ($n\pi\phi$)

$A_b / \Sigma U$ の値は矩形断面において同じ径の鉄筋を使用する場合、

$$\frac{A_b}{\Sigma U} = \frac{b(d-k_x \cdot h)}{n\pi\phi} = \frac{bh}{4} \cdot \frac{\phi}{A_s} \cdot \phi = k_s \cdot \frac{\phi}{\mu} \quad (10)$$

(9)式に代入して

$$a_m = k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\mu} \quad (11)$$

$$\text{ここに } k_2 = \sigma_{ct} \cdot m / \epsilon_m$$

この式において $\mu \rightarrow \infty$ とすると $a_m = 0$ なる境界条件は実際にありえないので、この影響を考慮できるようにするには(11)式に補正項を補足する必要がある。

実験によれば、最小ひびわれの間隔はコンクリートのかぶり厚のある倍数としてあらわせることが認められている。従つて

$$a_m = k_1 \cdot t + k_2 \cdot k_3 \cdot \frac{\phi}{\mu} \quad (12)$$

となる。

3.6 平均ひびわれ幅 ω_m 、限界ひびわれ幅 $\omega_{95\%}$

通常はりのひびわれ間隔は鉄筋軸の位置における側面あるいは下面において測定される。この場合はりの高さによつて2つの測定値は異なつたものとなる。

ミヤシロの実験では、これら2つの測定を行うことを基本にして統計的に考察しており、限界ひびわれ幅としては、すべての測定されたひびわれ幅の95%を越えない値(95%限界)と定義した。

(7)式を平均値に変換し、コンクリートの共同効果を計算上の鉄筋応力度 σ_s の減少によつて考慮すると

$$\omega_m = a_m \cdot \frac{\sigma_s - \Delta \sigma_s}{E_s} \quad (13)$$

ひびわれ幅の制限のためには、最大あるいは限界ひびわれ幅が重要である。変動係数を0.4とすると、限界ひびわれ幅 $\omega_{95\%}$ は

$$\omega_{95\%} = \omega_m (1 + 1.645 \times 0.4) = 1.66 \omega_m$$

一つの実験結果からの値をすべての実験においても一般化するためには、同じような実験における $\omega_{95\%}$ の値のばらつきが明らかであり、ひびわれの幅の算出に用いた数式が明確にされることが必要である。一般に実験値の平均から

$$\omega_{95\%} = k_4 \cdot \omega_m \quad (14)$$

$$k_4 = 1.66 (1 + \lambda \cdot \nu)$$

λ = すべての実験における $\omega_{95\%}$ の期待値

v = 同様の個々の実験における変動係数

(13)を(14)に代入して

限界ひびわれ幅

$$\omega_{95} = k_1 \cdot (k_2 \cdot t + k_3 \cdot \frac{\phi}{\mu}) \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot (1 - \frac{\Delta \sigma_s}{\sigma_s}) \quad (15)$$

ここに式中の係数はそれぞれ次の影響要素を考慮したものである

k_1 : コンクリートのかぶり

k_2 : 鉄筋の付着性状

k_3 : 中立軸の位置

k_4 : 限界ひびわれ幅と平均値との比

コンクリートの影響による鉄筋応力度の減少については RaO [31] によると

$$\Delta \sigma_s = 0.18 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{\mu} \cdot \frac{\sigma_{scr}}{\sigma_s} \quad (16)$$

この式は経験上

$$\sigma_{scr} = 0.18 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{\mu} \quad (16a)$$

とすることができ (第3.2項(2)式)、 $0.18 \sigma_{ct}$ は概ね 3 Kg/cm^2 となる。

3.7 許容ひびわれ幅

鉄筋コンクリートにおける許容ひびわれ幅は鉄筋の腐食、凍結融解作用によるコンクリートの崩壊を助長しないよう決定せねばならぬ。したがって構造物の種類、その構造物のおかれている環境条件、および気象条件によつて異なる。寒い地方では、凍結融解作用が崩壊の主な原因となるであろう。また腐食性ガス、液体にさらされる構造物では、これらによる鉄筋の腐食が生じないようなひびわれ幅の決定が必要である。一般に凍害に対してはコンクリート表面のひびわれ幅を制御しなければならないし、鉄筋の腐食に対しては表面よりも、むしろ鉄筋の露出幅が問題となる。

許容できるひびわれ幅についてはまだ確定値はないが、これらの値の制限についての提案をまとめてみると表-2のようになる。

表-2 最大許容ひびわれ幅一覧表

提 案 者	環 境 条 件、そ の 他	最大許容ひびわれ幅 (mm)	
Brice	非常に厳しい	0.1	
	厳しい	0.2	
	普 通	0.3	
Efsen	厳しい→非常に厳しい	0.05~0.15	
	普通 (戸外)	0.15~0.25	
	普通 (屋内)	0.25~0.35	
Rehm Möll		0.2	
内 山		0.2	
Rüsch	厳しい (塩水)	0.2	
	普 通	0.3	
CEB	非常に厳しい (戸外、屋内)	0.1	
	厳しい	0.2	
	普 通	0.3	
ACI 318-63	戸 外	0.25	
	屋 内	0.375	
I123-55/MSPMCHP		0.2	
US 公道路局	空气中又は保護部材 塩、土中 化学性湿気 海水、海水散布、交番乾湿	DL→圧縮	DL→引張
		LL→引張	LL→圧縮
		0.3	0.25
		0.25	0.2
		0.2	0.15
Wastlund		DL	$DL + \frac{LL}{2}$
		0.4	0.3

これらの値の実験的確認の根拠については十分に明確とは云えないが、相互の間の値の相違が小さいことから一応の目安を得ることが

一般に鉄筋の腐食の生ずる確率は、ひびわれ幅、かぶりの大きさが大きな影響をもっている。一方ひびわれ幅は同じ鉄筋応力度を考えた場合にはかぶりの大きい程大きくなる傾向にある。従つて鉄筋腐食—かぶり—ひびわれ幅の3者の相関性をより以上明確にする必要があるし、曲げひびわれもスターラップの位置に生じやすく、主鉄筋に沿う縦ひびわれの問題も鉄筋の腐食上から非常に不利となり得る。場合によつては材質や寸法等にも影響されることは前にも述べた。これらのことから表—2の値のように環境条件のみによつて限界値を定める場合にはこれらの種々の影響要求を安全側にカバーする値でなければならない。

現在のところ R C 部材の最大許容ひびわれ幅は 0.3 mm 程度と考えられており、この程度であると耐久性上問題はないとみなされている。一例としてドイツに於けるひびわれ幅と腐食との関係の実験結果を示すと図-7 のようになる。

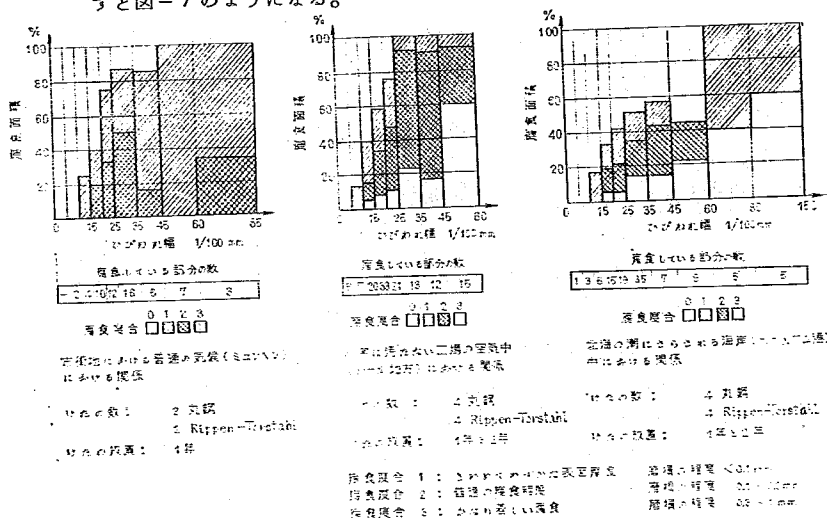


図-7 鉄筋コンクリートけた中の鉄筋の腐食の強さとひびわれ幅の関係

ドイツではこれらの実験についてはかなり力を入れ研究しており、
1956年より実験が開始され、今年で13年目に相対する。そのう
ちの一部である1~2年経過後の結果を示したものである。

3.8 限界ひびわれ幅と最大ひびわれ幅算定式と実験値との比較

関数(16)に諸係数(16a)を代入すると

$$\omega_{95\%} = \frac{k_1}{E_s} \left(k_1 \cdot t + \frac{0.9 \cdot 10^{-2}}{0.2 + \sqrt{f_R}} \cdot \frac{\phi}{\mu} \right) \sigma_s \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{0.18 \sigma_c t}{\mu \cdot \sigma_s} \right)^2 \right] \quad (17)$$

前述の簡易化を行えば

$$\omega_{95\%} = 10^{-6} \left(4 + \frac{0.009}{0.2 + \sqrt{f_R}} \cdot \frac{\phi}{\mu} \right) \sigma_s \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_s} \right)^2 \right] \quad (17a)$$

ここに f_R : 異形鉄筋の突起リブ面積とする。

(17a) 式より限界ひびわれ幅は

普通丸鋼 ($f_R = 0$)

$$\omega_{95\%} = 10^{-6} \left(4 + 0.045 \frac{\phi}{\mu} \right) \sigma_s \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_s} \right)^2 \right] \quad (17b)$$

異形鉄筋 ($f_R = 0.065$)

$$\omega_{95\%} = 10^{-6} \left(4 + 0.025 \frac{\phi}{\mu} \right) \sigma_s \left[1 - \left(\frac{3}{\mu \times \sigma_s} \right)^2 \right] \quad (17c)$$

これらの式は C E B の最近の提案式 (1967年 Brüssel) と本質的
には同じである。C E B の式は主として Ferry-Borges [33] が提案
したものであり、純曲げの場合

$$m_{ax} \omega \leq \left(1.5t + 0.04 \frac{\phi}{\mu} \right) \left(\sigma_s - \frac{7.5}{\mu} \right) 10^{-6} \quad (18)$$

あるいは

$$\sigma_s = \frac{m_{ax} \omega \cdot 10^{-6}}{1.5t + 0.04 \frac{\phi}{\mu}} + \frac{7.5}{\mu} \quad (18a)$$

この式では付着性状の影響は 0.04 という値によつて考えられ、ひびわ
れの間のコンクリートの影響は $7.5/\mu$ によつて考慮されているが、 μ
が小さい場合は過大な結果を与える。また鉄筋応力の影響が考慮されて
いない。(18)式による値と実験結果が一致するかどうかを検討するために、
丁度ミュンヘン M P A で行われた長方形断面はり、T型断面はり、およ
び版の実験結果 [17]があるので、これを取り上げてみる。

いま(18)式による値と実験値による値間の係数を

$$\text{比較係数} = \frac{\sigma_s^{\text{実}} - \sigma_s^{\text{計}}}{\sigma_s^{\text{実}}}$$

によつて比較する。

異形鉄筋の場合 $\omega_{95\%} = 0.2$ としたときの比較係数の頻度分布を示すと図-8 のようになる

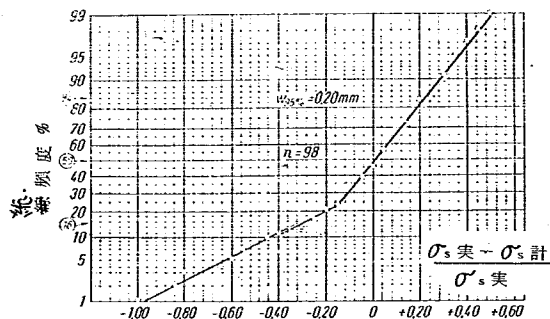


図8 ひびわれ公式 CEB 1967 (18式) に対する $\frac{\sigma_s^{\text{実}} - \sigma_s^{\text{計}}}{\sigma_s^{\text{実}}}$ の総頻度分布

検討の結果は平均48%である。

μ と危険率との関係の分布は表-3に示す値となる。

表-3

μ %	0.20...0.40	0.41...0.65	0.66...0.90	0.91...1.30	1.31...1.70
比較係数の危険率	88%	56%	34%	27%	7%

この表から明らかなように(8)式が実験値とよく合うのは鉄筋比が非常に大きい場合に限り、 μ が減少するに従つてこの式はますます危険側となる。これは係数7.5/ μ がコンクリートの影響効果を正しく表わしていないのが原因と考えられる。

一方同じように(17)式と実験値の比較を行う

(17)式より

$$\sigma_s = \frac{\omega_{95\%}}{2 \left(k_1 t + \frac{0.009}{0.2 + \sqrt{f_R}} \right)} \cdot \frac{\phi}{\mu} + \sqrt{\left(\frac{\omega_{95\%} \cdot 10^6}{2 \left(k_1 t + \frac{0.009}{0.2 + \sqrt{f_R}} \right)} \cdot \frac{\phi}{\mu} \right)^2 + \left(\frac{\phi}{\mu} \right)^2} \quad (19)$$

$w_{95\%} = 0.2$ と 0.3 に対して比較係数の頻度分布曲線と示すと図9 a、図9 b のようになる

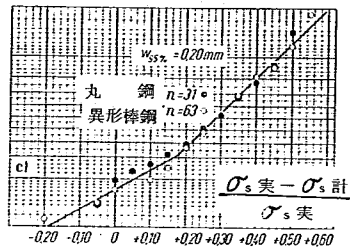
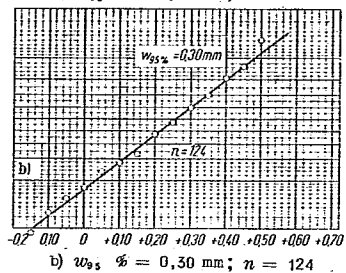
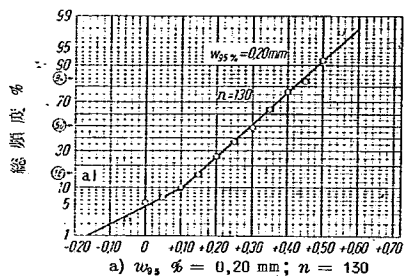


図9 Rehm/Martin のひびわれ公式に対する $\frac{\sigma_s \text{実} - \sigma_s \text{計}}{\sigma_s \text{実}}$ の総頻度分布

これより式による値を下まわる○は全体の実験値の約5%~7%であり、ばらつきも時にくらべるとはるかに小さくなっている。

また図-10は鉄筋比 μ と比較係数の危険率の関係を示したものであり、 $\mu=0.20\sim1.70\%$ の範囲では危険率はほぼ一定していることがわかる。

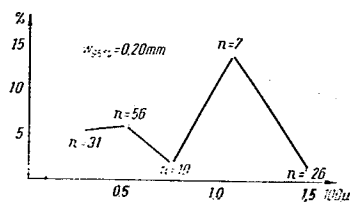
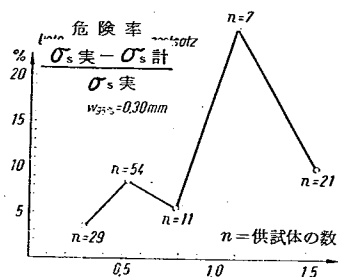


図 10 鉄筋比に対する Rehm/Martin のひびわれ
算式(7)の比較係数の危険率の関係

実際の設計者にとって興味ある問題である任意のひびわれ幅と鉄筋応力度における μ と ϕ との関係も(17)式から導くことができる。

図-11は $\sigma_s = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (異形鉄筋)と $\omega 95\% = 0.2 \text{ mm}$ と 0.3 mm に

に対する関係を (17) 式から求めグラフにしたものであり、このグラフより上側の ϕ と μ の組合せをとるとひびわれ幅が限界値より大きくなることを示している。

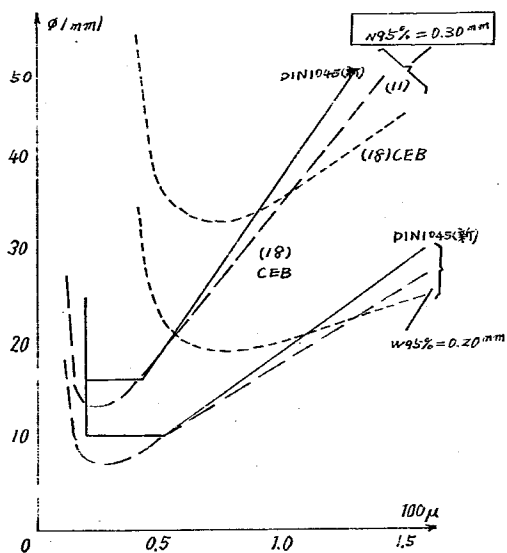


図 11 $s = 2400 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$ としたときの異形鉄筋の限界ひびわれ幅 $w_{95\%}$ 、鉄筋比 μ と鉄筋の直径の間の関係

4 PRCとは

PRC工法とはまえがきにも述べたように Prestressed Reinforced Concreteの略で新しい術語である。要するにPRC工法とはRC構造物にプレストレスを与えるものであり、従つて従来の無筋コンクリートにプレストレスを与えるPC工法とは根本的に相異せるものであり、結局PRC工法におけるプレストレス導入の目的はPCのそれと異り、RC構造のひびわれ安全度の増進をはかるために最少限のプレストレス導入を行うものと云える。PRC工法は広くひびわれ安全度を重要視する構造であればその種類を問わずに利用出来るものである。従来のPC橋では引張側コンクリート圧力に制限を加え引張ひびわれを発生させない様設計されていたものが多く一方RC橋では引張鉄筋応力に制限を加えてきたのである。ところが最近高強度異形鉄筋の普及により高応力使用に耐える鉄筋を使用して曲げ部材を設計するケースが多くなつてきた。この様になると自然ひびわれの問題が生じてくる。特にひびわれを重要視する構造物(水そう等)ではひびわれによる耐久性の心配があり、さもなくば許容応力の減少によりひびわれ危険を防ぐという高強度異形鉄筋の不経済な使用がまぬがれ得ない。また最近の様に橋梁も海峡を渡るとき、このようなときは特にひびわれが耐久性に及ぼす影響が大きく、RC構造ではこのような場所では不向きとされていたが、少量のプレストレスを与えることによつてひびわれの難点も解決され、よりRCの適用範囲が広がる。特にPRCは橋のように、活荷重作用時のみ一時的にひびわれを許し、鉄筋の高応力を有効に利用し、荷重除去後の静荷重のみの時には、ひびわれ幅を微小にするか、あるいは全く生じないように、RCにプレストレスを与えてひびわれ安全度を高めると気象作用による耐久性をそこなうことなくきわめて合理的に設計出来る考え方がPRCである。

5 PRCの利点、今後の研究課題

5.1 利点

- (i) RCにおいては鉄筋の許容応力度はひびわれによつて大きく影響されるが、この拘束を大幅に緩和することができるので高強度鋼の使用

が容易となり、長大径間ならびにけた高の低い構造への適用性が増大する。また鉄筋のもつ機械的性質を有効に利用しながら、耐久性のすぐれた構造を設計することも容易となる。

- (ii) PCにくらべてひびわれ発生による鋼材の応力度に及ぼす影響は少ない。
- (iii) PCの場合、とくにフルプレストレッシングの場合には、破壊安全度から必要とされる鋼材量よりもプレストレスを与えるために必要な鋼材量の方が大きい場合が多いが、PRCではこのような不都合な面がないので変動荷重の大きい構造物では有利である。
- (iv) プレストレス導入時においてPCの場合ほどコンクリートに大きい応力が生じない。
- (v) 不静定構造においてプレストレスによる不静定力の影響を考慮する必要のない場合が多く、したがって計算が簡単である。
- (vi) 本体それ自身荷耐力の大きいRCけたであるからPC鋼材をけたの腹部内でなく外部に配置するのが容易となる。このようにすれば任意の時期に、かつ任意の部分にプレストレスを与えることができるので、プレハブ化が容易となる。また無支保突出し架設工法も容易となる。
- (vii) 死荷重のもとでひびわれが生じないで、活荷重のもとでひびわれの発生を許すような設計もできるのでRCにくらべて耐久性上すぐれている。
- (viii) PCではコンクリートのクリープによつて、鋼材応力度は減少するのであるが、PRCの場合死荷重応力によるクリープによつては鉄筋、PC鋼の応力度は増加し、プレストレス導入応力によるクリープでは減少するのであるが、一般に前者の影響が後者のそれにくらべ大なので、結局鋼材応力度はクリープによつて増大し、そのためクリープによる影響はひびわれ安全度に有利と考えられる。

5.2 今後の研究課題

PRCは前述までの利点を有して十分な精度で設計され得るが、開発されてまだ日が浅いことから、今後検討すべき研究課題として考えられることは次の事項があげられるであろう。

- (i) 設計に予定されたひびわれ幅となる際の曲げモーメントの算定式と、実験値と実際の構造物の関連性についてのより一層の明確化
- (ii) 許容ひびわれ幅の規定
- (iii) プレストレスとひびわれ性状との関係、つまりプレストレスの M_{cr} に与える影響は解明されているが、プレストレスがひびわれ幅の制御にどの程度の効果が期待できるかということ、云いかえるとプレストレスを $M_{0.2}$ を基とした場合 ($M_{0.2} - M_{cr}$) に無関係に高めた場合、つまり $M_{0.2}^{PRO} = M_{cr}^{RO} + (\alpha - 1) M_{cr}^{RO}$ となるのか、プレストレスを $M_{0.2} / M_{cr}$ に無関係に高めた場合、つまり $M_{0.2}^{PRO} = \alpha M_{cr}^{PRO}$ となるのか、の2者をより一層明確に実験的に裏づけることが必要と考える(本レポートでは前者を採用)。
- (iv) コンクリートの引張強度 σ_{ct} 、引張極限ひずみ ϵ_{ct} は、一般に圧縮強度 σ_{cb} との関係で与えられる。しかしクリープ、収縮の σ_{ct} 、 ϵ_{ct} への影響は見のがされている。これらの要因が R C だけのひびわれモーメントに影響してくるため、P R C の場合、特にクリープ、収縮の M_{cr} に対する影響、ひびわれ発生後にプレストレスを与えた場合、プレストレス導入後にひびわれが発生した場合のクリープ、収縮によるけたのひびわれ性状に対するプレストレスの効果の一層の明確化

6 P R C けたの設計方法

6.1 一般

P R C けたの設計方法は、R C けたの設計方法と変えるところはなく、次の順序に従えばよい。

- (i) 断面選定…………… P C 断面より少し大きめに、R C 断面より小さく仮定する。
- (ii) (i)の断面で R C 断面としての一次設計を行なう。
- (iii) 塑性理論より R C けたのひびわれモーメント (M_{cr}) を計算し、ひびわれに対する安全度の検算を行なう。
- (iv) ひびわれに対する所要安全度が得られない断面に対してプレントレス

導入を行ない、改めてPRC断面としてのひびわれ安全度の検算を行なう。

(V) PRCけたの破壊安全度の計算を行なう。

ひびわれに対する検算は次式による。

静荷重に対して

$$f_1^{RO} = M_{o,1}^{RO} / M_D \geq f_{10} \dots\dots\dots (18)$$

動荷重に対して

$$f_2^{RO} = (M_{o,2}^{RO} - M_D) / M_L \geq f_{20} \dots\dots\dots (19)$$

ここに f_{10} 、 f_{20} はそれぞれ定められた安全度で一般に $M_{o,2}$ に対して 4 割の安全度を見込み 1.4 とする。

$$M_{o,2}^{RO} = \beta M_{o,2}^{RO} \quad \beta = 2 \sim 2.5$$

気象条件がきわめて厳しい環境条件の下では、

静荷重に対して

$$f_1^{RO} = M_{o,1}^{RO} / M_D \geq f_{10} \dots\dots\dots (20)$$

動荷重に対して

$$f_2^{RO} = (M_{o,2}^{RO} - M_D) / M_L \geq f_{20} \dots\dots\dots (21)$$

ここに $f_{10} = 1.2$ 、 $f_{20} = 1.4$

M_D = 静荷重モーメント

M_L = 動荷重モーメント

なお f_{10} 、 f_{20} の値は環境条件、構造物の種類等によつて任意の値を採用してよいのであるが(18)～(21)式に採用せる値が妥当と考えられる。

6.2 プレスト量の決定

動荷重モーメントと静荷重モーメントの比を

$$\alpha = M_L / M_D$$

とすると、(19)式は

$$M_{o,2}^{RO} / M_D \geq f_{10} \cdot \alpha + 1 = \bar{f}_{10} \dots\dots\dots (22)$$

(18)と(22)とは同じ制限を表わしているのでひびわれ安全度、プレストレス量の決定には f_{10} と $\bar{f}_{10}$ の大きい方で決定する必要がある。それ故所要プレストレス量は、図-12を参照して、 $f_{10} = f_{20} = 1.4$ とすると

$$\left. \begin{aligned} \alpha \leq 0.3225 \text{ のとき } P &= \frac{f_{10} M_D - M_{0.2}^{RC}}{k' + ep} \\ \alpha > 0.3225 \text{ のとき } P &= \frac{f_{20} M_L + M_D - M_{0.2}^{RC}}{k' + ep} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (23)$$

ここに、

k' = 断面重心から圧縮核点までの
距離

ep = 断面重心から P C 鋼までの距
離

同様に (20)、(21) 式において

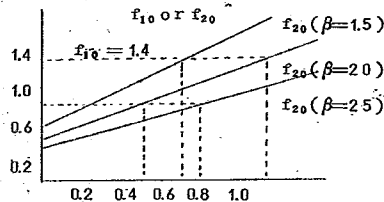
$\beta = M_{0.2}^{RC} / M_D$ とすると、(21) 式は

$$M_D / M_D \geq (\alpha f_{20} + 1) / \beta = \bar{f}_{20} \dots\dots\dots (24)$$

図-13 より

$$\left. \begin{aligned} f_{10} \geq \bar{f}_{20} \text{ のとき } P &= \frac{f_{10} M_D - M_{cr}}{k' + ep} \\ f_{10} \leq \bar{f}_{20} \text{ のとき } P &= \frac{f_{20} M_L - M_D - M_{0.2}^{RC}}{k' + ep} \\ &= \frac{\bar{f}_{20} M_D - M_{cr}}{k' + ep} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (25)$$

図-13



(23)、(25) 式で所要 P C 鋼が
決定されると設計断面におい
て改めて P R C 断面としてひ
びわれ安全度を次式により検
算する。

静荷重に対して

$$f_{10}^{PRO} = (M_{0.2}^{RC} + \Delta M_{cr} - M_D) / M_D \geq f_{10} \dots\dots\dots (26)$$

動荷重に対して

$$f_{20}^{PRO} = (M_{0.2}^{RC} + \Delta M_{cr} - M_D) / M_L \geq f_{20} \dots\dots\dots (27)$$

ここに

$$M_{0.2}^{RC} = \beta M_{cr}^{RC} \quad \beta = 2 \sim 2.5 \quad \Delta M_{cr} = M_{cr}^{PRO} - M_{cr}^{RC}$$

6.3 ひびわれモーメント M_{cr}^{PRO} (or M_{cr}^{RC})

M_{cr} の算定式はいろいろあるが藤田博士の方法が一番妥当と考えられるので以下に藤田博士の方法に従つて、

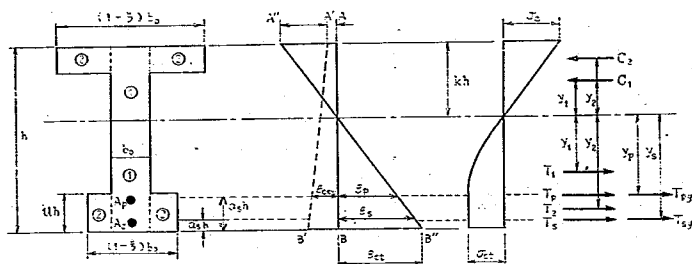


図-14 PRC断面のひびわれ発生時の応力-ひずみ分布

PRC断面について誘導してみる。

A B : プレストレス導入前のひずみ

A' B' : プレストレス導入後のひずみ

A'' B'' : ひびわれ発生時のひずみ

ϵ_{ct} : コンクリートの引張極限ひずみ

ϵ_{cpv} : プレストレスによるPC鋼位置のコンクリートのひずみ

ϵ_{pv} : プレストレスによるPC鋼のひずみ

σ_{ct} : コンクリートの引張強度

$T_{p\phi}$: クリープ、圧縮によつてPC鋼に生ずる力

$T_{s\phi}$: クリープ、収縮によつて鉄筋に生ずる力

$$\epsilon_{pv} = \frac{\sigma_{pv}}{E_p}, \quad \epsilon_{cpv} = \frac{\sigma_{cpv}}{E_c}$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pv} + \epsilon_{cpv} + \epsilon_{ct} \cdot \frac{1-k-a_p}{1-k}$$

$$\phi = \frac{\epsilon_{pv} + \epsilon_{cpv} + \epsilon_{ct}}{\epsilon_{ct}} = 1 + \frac{\epsilon_{pv} + \epsilon_{cpv}}{\epsilon_{ct}}$$

$$\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_{ct} \cdot \frac{k}{1-k}$$

$$\sigma_s = n_s \cdot E_c \cdot \varepsilon_{ct} \cdot \frac{1-k-a_s}{1-k}$$

$$\sigma_p = n_p \cdot E_c \cdot \varepsilon_{ct} \cdot \frac{\phi-a_s}{1-k}$$

$$\text{中立軸} \quad k = -\frac{B}{2A} + \sqrt{\left(\frac{B^2}{2A}\right) + \frac{C}{A}}$$

ここに

$$A = 0.5 - 0.783 \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \cdot \varepsilon_{ct}}$$

$$B = \zeta \cdot t + (2 \times 0.783 + \xi \cdot \mu) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \cdot \varepsilon_{ct}} + n_s P_s$$

$$+ \phi n_p P_p + \frac{T_s \varphi + T_p \varphi}{E_c \cdot \varepsilon_{ct} \cdot b_o \cdot h}$$

$$C = 0.5 \zeta^2 \cdot t + (0.783 + \xi \cdot \mu) \cdot \frac{\sigma_{ct}}{E_c \cdot \varepsilon_{ct}}$$

$$+ (1-a_s) n_s P_s + (\phi-a_p) \cdot n_p P_p$$

$$+ \frac{T_s \varphi + T_p \varphi}{E_c \cdot \varepsilon_{ct} \cdot b_o \cdot h}$$

$$C_1 = 0.5 k b_o h \sigma_c \dots \dots \dots y_1' = \frac{2}{3} k h$$

$$C_2 = \frac{\zeta \cdot t (k - 0.5 \mu)}{k} \cdot b_o h \sigma_c \dots \dots \dots y_2' = (k + 0.5 \mu) \cdot h$$

$$T_1 = 0.783 (1-k) b_o h \sigma_{ct} \dots \dots \dots y_1 = 0.593 (1-k) h$$

$$T_2 = \xi \cdot \mu \cdot b_o \cdot h \cdot \sigma_{ct} \dots \dots \dots y_2 = (1-k-0.5\mu) \cdot h$$

$$T_s = P_s \cdot b_o \cdot h \cdot \sigma_s \dots \dots \dots y_s = (1-k-a_s) h$$

$$T_p = P_p \cdot b_o \cdot h \cdot \sigma_p \dots \dots \dots y_p = (1-k-a_p) h$$

$$T_s \varphi = A_s \sigma_s \varphi \dots \dots \dots y_s = (1-k-a_s) \cdot h$$

$$T_p \varphi = A_p \sigma_p \varphi \dots \dots \dots y_p = (1-k-a_p) h$$

$$\text{check} \quad C_1 + C_2 = T_1 + T_2 + (T_s + T_s \varphi) + (T_p + T_p \varphi)$$

$$M_{CR}^{RC} = C_1 y_1' + C_2 y_2' + T_1 y_1 + T_2 y_2 + (T_s + T_s \varphi) y_s + (T_p + T_p \varphi) y_p \dots \dots \dots (28)$$

RC断面の場合の M_{CR}^{RC} を求めるときには (28) 式において PC 鋼の項を除去すればよい。すなわち

$$A_p = 0 (P_p = 0) \quad \phi = 1 (\varepsilon_{py} = 0, \varepsilon_{oppy} = 0) \text{ とすればよい。}$$

6.4 プレストレス量決定の簡易化

(23) と (25) 式でプレストレス量を決定する場合必ず M_{cr}^P を計算しておかねばならない。一般に M_{cr}^P の計算は手数を要する。PRC の場合断面は比較的小さくかつてあるのでモーメントの大きいところでは、ひびわれ所要安全度が確保され得ないことが多いので、近似的に一次設計として M_{cr}^{RO} の計算を行わずに直接次式によりプレストレス量を決定してもよい。

$$P = \frac{f_{10} M_D - \sigma_{cta} W}{k' + e_p} \dots\dots\dots (29)$$

ここに W = 引張側縁に対する断面係数

σ_{cta} = コンクリートの許容引張応力度

7 PRC げたの応力計算

応力計算としては RC 断面と PRC 断面との 2 つがあるが、RC 断面としては従来の弾性理論で計算してよく、PRC 断面の応力計算に当っては、緊張力が小さいのでプレストレスによるコンクリートの応力度の検算は省略してもよく、結局 PC 鋼応力度と、 M_{cr}^{PRO} の計算に必要なクリープ、収縮による鉄筋、PC 鋼の応力度の検算で十分である。

(i) プレストレスによる応力度

鉄筋重心位置コンクリート

$$\sigma_{csy} = \frac{P}{A_r} \left(1 + \frac{e_{pr} \cdot e_{sr}}{\rho_r^2} \right)$$

PC 鋼重心位置コンクリート

$$\sigma_{cpy} = \frac{P}{A_r} \left(1 + \frac{e_{pr}^2}{\rho_r^2} \right)$$

..... (30)

(ii) M_{d1} (架設中に働く静荷重) による応力度

鉄筋重心位置コンクリート

$$\sigma_{csd1} = \frac{M_{d1}}{I_r} \cdot e_{sr}$$

PC 鋼重心位置コンクリート

$$\sigma_{cpd1} = \frac{M_{d1}}{I_r} \cdot e_{pr}$$

..... (31)

後述する上畑川橋は(23)式、城見橋は(29)式によつて PC 鋼の決定を行なつた。

(iii) M_{d2} , M_e による応力度

$$\left. \begin{aligned}
 &\text{鉄筋重心位置コンクリート} \\
 &\left. \begin{aligned}
 \sigma_{csd2} &= \frac{M_{d2}}{I_i} \cdot e_s \\
 \sigma_{cs\ell} &= \frac{M_e}{I_i} \cdot e_s
 \end{aligned} \right\} \\
 &\text{P C 鋼重心位置コンクリート} \dots\dots\dots (32) \\
 &\left. \begin{aligned}
 \sigma_{cpd2} &= \frac{M_{d2}}{I_i} \cdot e_p \\
 \sigma_{cp\ell} &= \frac{M_e}{I_i} \cdot e_p
 \end{aligned} \right\} \\
 &\text{P C 鋼応力 (重心)} \\
 &\left. \begin{aligned}
 \sigma_{pd2} &= n_p \sigma_{cpd2} \\
 \sigma_{p\ell} &= n_p \sigma_{cp\ell}
 \end{aligned} \right\}
 \end{aligned}
 \right\}$$

(iv) クリープ、収縮による応力度

静荷重およびプレストレスに対するクリープによる応力度の計算は、時間の経過とともに変化するの、結局微分方程式の解に帰する。経過時間クリープによつてコンクリートのひずみは変化する。このために鋼材には弾性比倍だけの応力度が生ずるので鋼材位置に軸方向力が働く。この力のためにコンクリートにも応力度の変化が生じ、鋼材にも付加応力が生ずることになる。またコンクリートの応力度の変化そのものも持続荷重と見なされ得るので、これによつてもクリープが生ずるわけである。この関係を時間の関数として微分方程式に表わし、境界条件のもとで解くと、P R C断面のクリープによる応力度を求めることができる。

$t = 0$ 時のコンクリート応力度を σ_{cso} , σ_{cpo} とし、コンクリートの応力度の変化を持続荷重としたとき追加されるクリープ応力度を σ_{ct}^t とすると $t = t$ 時のコンクリートの応力度は

$$\begin{aligned}
 &\text{鉄筋重心位置} \dots\dots \sigma_{cs}^t = \sigma_{cso} + \sigma_{cs}^t \varphi \dots\dots\dots (34) \\
 &\text{P C 鋼重心位置} \dots\dots \sigma_{cp}^t = \sigma_{cpo} + \sigma_{cp}^t \varphi
 \end{aligned}$$

d t 時間経過後の変化量は次の微分方程式のようになる。

$$\begin{aligned}
 d\sigma_{cs}^t &= -\alpha_{ss} \sigma_{cs}^t \cdot d\varphi - \alpha_{sp} \sigma_{cp}^t \cdot d\varphi \\
 d\sigma_{cp}^t &= -\alpha_{ps} \sigma_{cs}^t \cdot d\varphi - \alpha_{pp} \sigma_{cp}^t \cdot d\varphi \dots\dots\dots (35)
 \end{aligned}$$

ここに α は影響係数を表わす

(34)式より σ_{cs}^t 、 σ_{cp}^t が求まると、クリープによる鋼材への応力度の付加は

$$\begin{aligned}\sigma_s^t &= - \int_0^{\varphi_1} \{ n_s (1 - \alpha_{ss}) \sigma_{cs}^t - n_s \alpha_{sp} \sigma_{cp}^t \} d\varphi \dots\dots\dots (36) \\ \sigma_p^t &= - \int_0^{\varphi_1} \{ -n_p \alpha_{ps} \sigma_{cs}^t + n_p (1 - \alpha_{pp}) \sigma_{cp}^t \} d\varphi\end{aligned}$$

となる。一方コンクリートのクリープ応力度(断面の重心から任意の点 y)は、

$$\sigma_{cy}^t = - \int_0^{\varphi_1} (\alpha_{ys} \sigma_{cs}^t + \alpha_{yp} \sigma_{cp}^t) d\varphi \dots\dots\dots (37)$$

を解くことにより求め得る。

一方コンクリートの乾燥収縮による応力度は、収縮と時間の関数をクリープと相似であると仮定し、そのときの最終収縮度を ω_∞ 、収縮開始時を原点としたクリープ係数の最終値を φ_∞ とすると、 $t = t$ における応力度は、

$$\left. \begin{aligned}\sigma_{cs}^t &= E \cdot \frac{\omega_\infty}{\varphi_\infty} \cdot \varphi t \\ \sigma_{cs}^t &= \omega_\infty \cdot \frac{E}{\varphi_\infty} + \sigma_{cs}^t \omega_\infty \\ \sigma_{cp}^t &= \omega_\infty \cdot \frac{E}{\varphi_\infty} + \sigma_{cp}^t \omega_\infty\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (38)$$

となるので、(34)式における σ_{cp0} 、 σ_{cp0} の代りに $\omega_\infty \cdot E / \varphi_\infty$ を代入すればよいことがわかる。

8. PCケーブルの配置およびPRC工法の施工法

PRC工法におけるPC鋼の配置および緊張方法はPCの場合と原理的に変わるところはなく、ポストテンション工法を採用する。すなわちPCにおけるポストテンション工法としては一般に図-15(a)に示すようにあらかじめコンクリート中にシースを埋め込んで置く方法と、PCケーブルを図-15(b)に示すようにコンクリート(ウェブ)の外部に配置するアウトサイドケーブル工法に大別される。PCの場合一般に前者が用いられることが多く、アウトサイドケーブル工法はプレハブブロック施工を行ない緊張方法として集中配置緊張(たとえばレオンハルト工法)の場合に用いられることがある。(アンガー橋、リオカローネ橋、柿生橋)。

PRCの場合には本体自体ウェブにかなりの鉄筋が入っているので、シースの設置が困難である場合もあること、突き出し架設工法を採用して途中で緊張する場合も鉄筋が邪魔となつて緊張しにくいこと、そしてPRCでは全長にプレストレスを与えるということは少なく、部分的区間にプレストレスを与えるということを考えると、ウェブにPC鋼を配置する方法よりもアウトサイドケーブル工法が有利である。特にプレハブ工法を採用したときアウトサイドケーブル工法を採ると、ケーブルを曲線状に配置するときでもプレハブブロック間の継目に設けた支持体でのみPCケーブルを支え腹力の伝達を行なわしむるポリゴナルケーブル配置(図-15(c))

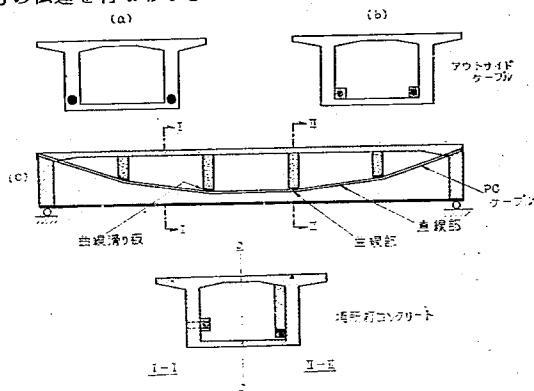


図-15
-31-

をできるので、PCケーブル緊張時の摩擦の影響を少なくできるという利点を有している。またPRCにおける緊張力は少ないのが普通であるから緊張材として高張力異形棒鋼を用いてアウトサイド方式を採用することも考えられる。

一方施工方法として、RC突き出し架設方法を採る場合には、次のような施工上の問題に注意する必要がある。すなわちPRCはPCと異りRCが主体のため鉄筋がきわめて多く、ワーゲンの中で型枠を組む場合橋端部型枠が多くの鉄筋突き出しにより複雑となり型枠に鉄筋突き出しのための穴をあけねばならぬために、その穴と鉄筋のすき間から鉄筋を伝わり、セメントペーストが漏れないように十分注意する必要がある。またPCの場合は1ブロックごとに突き出し緊張しながら進行するのでワーゲン載荷重によるけたのひびわれは問題ないが、PRCの場合数ブロック進行後、あるいは突き出し架設終了後に緊張することになるため、載荷重を受けた状態での無緊張突き出しとなる。このため上床版部にひびわれ発生の恐れがあるので十分注意して施工することが望まれる。

9. PRC工法の実施例

9.1 城見橋

県道丸館山線丸山川に千葉県が施主となり架設したものであり、支間25.0m、斜角70°07'の2等橋である。主げたにPRC工法を採用している。以下に設計の概略を述べてみる。

1) 設計概要

断面構成は図-16、図-17のようにI型4主げた並列として主げたを分割製作のうえ架設し、床版、横げたの目地コンクリートを打設し一体とするプレハブ工法を採っている。またわが国で初めておのこの主げたを3個に分割し工場製作を行ない、現場で特種な継手（FYカブラー）を用いて一体とする工法を採っている。

主げたの設計は直橋として解析し荷重分配はGuyon Massonetの簡易計算方法により、断面設計は極限強さ設計を行なった。すなわち塑性理論により破壊およびびわれ曲げモーメントを計算し、その値が適当な安全率を有するように、かつ設計荷重時の鉄筋応力度が疲労に対して安全度を有するようにしている。

使用材料はコンクリート強度(σ_{cs})が300Kg/cm²、鉄筋はSD40を用い、PC鋼としては(P_{py}/P_{pu})が138/158Kg/mm²のものを使用している。

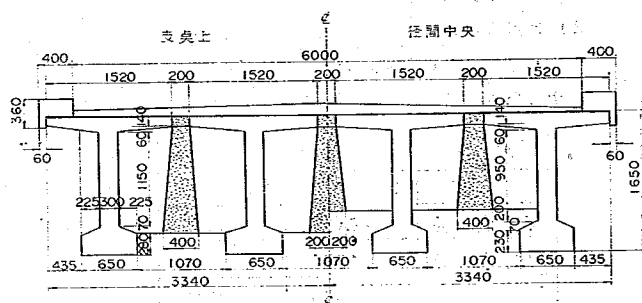


図-16 断面図

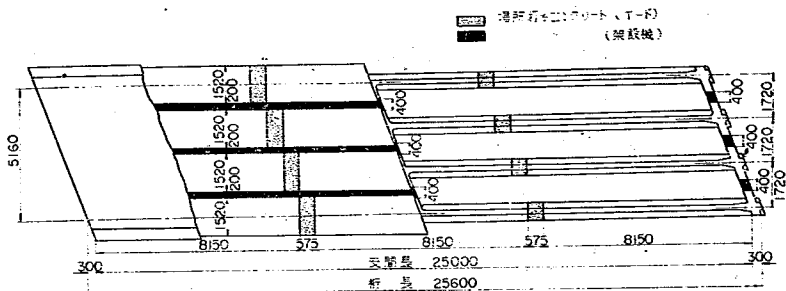


図-17 平 面 図

ひびわれ、破壊に対する安全度は

$$\text{ひびわれ} \cdots \cdots \text{死荷重} \cdots \cdots f_1 = \frac{M_{cr}}{M_d} > 1.1$$

$$\text{活荷重} \cdots \cdots f_2 = \frac{M_{0.2} - M_d}{M_L} > 1.4$$

$$\text{破壊} \cdots \cdots f = \frac{M_B}{M_d + M_L} > 2.0$$

$$\text{ここに} \quad M_{0.2} = 2.5M_{cr}$$

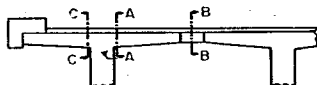
として検討した。

2) 床版の設計

断面 A、B、C その断面力 (曲げモーメント)、およびこれに対する所要鉄筋量は表-4 に示すとおりである。

表-4

	$M_A (t \cdot m)$	$M_B (t \cdot m)$	$M_C (t \cdot m)$
死 荷 重	-0.157	0.112	-0.238
活 荷 重	-1.977	1.198	0
合 成	-2.134	1.210	-0.238
erf A_s	7.24 cm^2	6.29 cm^2	
vorh A_s	D13-175	D13-175	



3) 主げたの設計

主げたの断面は図-18に示すとおりであり、活荷重はTL-14、衝撃係数 $i=7/(20+l)$ を用いて、Guyon Massonetの簡易計算法を用いて主げたの荷重分配を決めている。

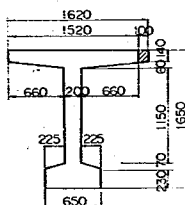
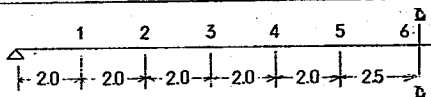


図-18

最大曲げモーメントの分布をパラボラと仮定すると次図の各断面における曲げモーメントは表-5のごとくになる。

表-5

	$M_d(t \cdot m)$	$M_i(t \cdot m)$	$M_{d+i}(t \cdot m)$
1	52.8	23.8	76.6
2	96.5	43.5	140.0
3	131.0	59.1	190.1
4	156.2	70.5	226.7
5	172.3	77.8	250.1
6	179.5	81.0	260.5



4) 所要プレストレスおよび鉄筋量

(i) 所要プレストレス

ひびわれ曲げモーメントより決る所要プレストレス力は

$$P = \frac{M_d - \bar{\sigma}_{ct} W_u}{k_o + e}$$

$$\text{ここに } \sigma_{cs} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{ct} = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k_o = 0.380 \text{ m}$$

$$e = 0.887 \text{ m}$$

$$W_u = 0.2610 \text{ m}^3$$

$$P = \frac{17.95 - 400 \times 0.2610}{0.380 + 0.887} = 59.2 \text{ t}$$

コンクリートのクリープの影響を考へて中央断面で

$$P_t = 65.6 \text{ t}$$

とする。

これに対して

$$\text{鋼線} \cdots \cdots \text{レオバ S66} \cdots \cdots A_p = 805 \text{ cm}^2$$

$$\text{鉄筋} \cdots \cdots \text{Dacon40} \cdots \cdots A_s = 6 \phi 32 = 47.52 \text{ cm}^2$$

を入れるものとする。

(ii) 所要鉄筋量

曲げモーメントに対する所

要鉄筋量 A_s は軸方向力 $N =$

$P_e + T_s \phi$ が作用する T 型はり

として算出する。鋼線は付着

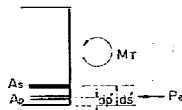
を生じたときに働くモーメント

$M_{d1} + M_1$ に対しては鉄筋と

して働くから近似的に

$$A_p' = \frac{E_p}{E_s} \times \frac{M_{d1} + M_1}{M_T}$$

として算出する。



$$A_s' = A_s + A_p$$

$$M_s = M_T - P_e (d_s' - d_p')$$

とすると

$$A_s' = \frac{M_s}{\sigma_{sa} (d - 0.5t)} - \frac{N}{\sigma_{sa}} = 0.310 \times 10^{-5} M_s - 322 (\text{cm}^2)$$

レオパケール配置を図-19のように定めると鉄筋量は表-6のごとくになる。

5) 断面計算

はりの中央断面についてPRC断面としての応力度、

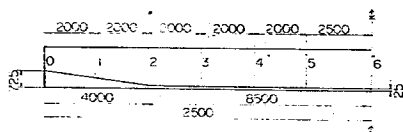


図-19

表-7 中央断面における応力度

	$M (\text{t} \cdot \text{m})$	$\sigma_s \phi$ (Kg/cm^2)	$\sigma_p \phi$ (Kg/cm^2)	σ_c (Kg/cm^2)	σ_s (Kg/cm^2)	σ_p (Kg/cm^2)
クリープ、収縮による応力度		697	667			
桁自重作用時	1343			424	616.7	
設計荷重作用時	2605			864	2170	921.2

表-8 ひびわれ、破壊安全率

	$M_{cr} (\text{t} \cdot \text{m})$	$M_B (\text{t} \cdot \text{m})$	$f_{d^{cr}}$	$f_{1^{cr}}$	f^B
ひびわれ安全率	216.9		$12 > 1.1$	$45 > 1.4$	
破壊安全率		538			$2.06 > 2$

表-6

	$M_d + 1$ (t・m)	M_s (t・m)	$\sigma_{rf} A_s$ (cm^2)	$\sigma_{orh} A_s$ (cm^2)
1	766	970	0	2-D32
2	1400	1384	9.7	4-D32
3	1901	1885	26.2	6-D32
4	2267	2251	37.5	6-D32
5	2501	2485	44.8	6-D32
6	2605	2589	48.0	6-D32

ひびわれ安全率、破壊安全率の計算結果を示すと表-7、表-8のようになる。

表-7より明らかなように65.6tのプレストレスでひびわれ安全度は確保されている。

なお設計計算は曲げに関する項にとどめる。本設計計算のくわしいことは文献12を参照されたい。

9.2 上姫川橋

北海道開発局函館開発建設部が一般国道5号線森町付近姫川に架設したものであり、わが国最初のP R C工法を利用したものである。構造は図-19、図-20に示すように19.50mの突げたを有する支間48.0mのRCラーメン箱げたで半径400mの曲線橋であり、RC突き出し架設工法を採用し1ブロック長は3mで各ブロック間の主鉄筋の継手はF Yカブラーを用いて100%の継手効果を得るように設計されている。

設計によるとRC断面としてひびわれ安全度の確保されない断面は支点(橋柱)上左右わずかの区間の断面であり、これに対して $P = 462.4$ tの必要プレストレスとなる。実際の緊張力はケーブル($6 \times 16 \phi 8 + 2 \times 12 \phi 6$)を用い最大緊張力は $529.2 (cm^2) \times 9300 (Kg/cm^2) = 492.6$ tを与えることにより所要ひびわれ安全度は確保されている。P C鋼としてはLeoba Cable(S66, S24)を使用しウェブ内にシースを配し緊張している。文献5によると同架設地点での橋種別経

O

[illegible]

图 - 20

•

•

1) 設計要項

1. 構造形式……中央にヒンジを有する5径間連続P R Cラーメン箱桁橋
2. 施工形式……R C突き出し架設工法
3. 支間割り…… $70+130+200+130+70=600m$
4. 幅 員……有効8 m 全橋幅8.8 m
5. 活 荷 重……T L - 20
6. 地震、雪……水平0.15、垂直0.10、雪 $100Kg/cm^2$
7. 温度変化、クリープ、収縮

温度変化 $\Delta t = \pm 10^\circ C$

クリープ

コンクリート打設初期より考慮

クリープ係数…… $\phi = 2.0$

収縮率…… $\epsilon_s = 15 \times 10^{-4}$

ラーメン閉合後

クリープ係数…… $\phi = 1.5$

収縮率…… $\epsilon_s = 10 - 10^{-4}$

8. P C 鋼のレラクセーション…… $\phi = 5\%$

2) 許容応力、弾性塑性諸元

1. コンクリート

設計強度…… $\sigma_{as} = 500Kg/cm^2$

曲げ強度…… $\sigma_{ca} = 167Kg/cm^2$

斜引張応力度

せん断…… $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 11Kg/cm^2$

$\sigma_{Iamax}(\tau_{amax}) = 24Kg/cm^2$

捩り…… $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 9Kg/cm^2$

$\sigma_{Iamax}(\tau_{amax}) = 19Kg/cm^2$

せん断 + 捩り…… $\sigma_{Ia}(\tau_a) = 14Kg/cm^2$

$\sigma_{Iamax}(\tau_{amax}) = 30Kg/cm^2$

2. 鉄筋SD50またはSDC50

$$L/D \leq 3 \dots\dots \sigma_{sa} = 3000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L/D > 3 \dots\dots \sigma_{sa} = 2500 \text{ Kg/cm}^2$$

3. PC鋼

$$\sigma_{py}/\sigma_{pB}$$

設計荷重 プレストレス導入後

$$\phi 6 \dots\dots 144/165 \text{ Kg/mm}^2 \quad 99 \text{ Kg/mm}^2 \quad 115.5 \text{ Kg/mm}^2$$

$$\phi 7 \dots\dots 135/155 \quad 93 \quad 108.5$$

4. 弾性塑性諸元

$$\text{弾性係数} \dots\dots\dots E_c = 370 \text{ t/cm}^2$$

$$\text{破壊曲げ圧縮ひずみ} \dots\dots \epsilon_{cb} = 290 \times 10^{-3}$$

$$\text{曲げ引張強度} \dots\dots\dots \sigma_{ct} = 40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{曲げ引張極限ひずみ} \dots\dots \epsilon_{ct} = 28.5 \times 10^{-3}$$

3) 断面設計、ひびわれ安全度

一般図は図-21に示すように下床版、桁高は2次のバラボラ、床版、ウェブは直線変化の変断面を採用し、架設はワーゲンをういて1ブロック3.5mずつ突き出してゆく、RC突き出し工法として設計した。

断面力計算は採用構造系が任意荷重に対して9次の多次不静定構造であること、長大径間であるため断面力算定点を各径間20等分していること、全橋長にわたり断面が変化していること、を考えると計算が非常に困難でかつ膨大な計算量になるのですべての計算は電子計算機にさせた。なおその際の解式は次式に示す変断面を考慮したたわみ角式にてプログラミングを行なった。

解法の際主系を図-22に示すように対称荷重の場合には中央のヒンジをフリーとみなし、逆対称荷重の場合には中央のヒンジをローラーヒンジとみなし、両者のおのこの解を重ね合わせるとよい。このように考えると結局図-23に示す構造系を解き、これを応用するだけで解析されらるので図-23に対して変断面たわみ角式を誘導すると、

$$M_{ac} = K_1 \xi_1 \varphi_a + H_{ac}$$

$$M_{ab} = K_2 (\xi_2' \varphi_a + \eta_2 \varphi_b) - G_{ab}$$

$$M_{ba} = K_2 (\eta_2 \varphi_a + \xi_2 \varphi_b) + G_{ba}$$

$$M_{bd} = K_3 \bar{\xi}_3 \varphi_b - \bar{H}_{bd}$$

$$M_{aA} = K_4 (\xi_4 \varphi_a - \xi_4 \mu_A) + C_{aA}$$

$$M_{Aa} = K_4 (\eta_4 \varphi_a - \xi_4' \mu_A) - C_{Aa}$$

$$M_{bB} = K_5 (\xi_5 \varphi_b - \xi_5 \mu_B) + C_{bB}$$

$$\zeta \subset K_1 = \frac{I_{1m}}{I_1}, K_2 = \frac{I_{2m}}{I_2}, K_3 = \frac{I_{3m}}{I_3}, K_4 = \frac{I_{4m}}{I_4}, K_5 = \frac{I_{5m}}{I_5},$$

$$\xi = \frac{6\alpha}{4\alpha\gamma - \beta^2}, \quad \xi' = \frac{6\gamma}{4\alpha\gamma - \beta^2}, \quad \eta = \frac{3\beta}{4\alpha\gamma - \beta^2}, \quad \zeta = \xi + \eta,$$

$$\zeta' = \xi' + \eta, \quad \bar{\xi}_1 = \frac{1.5}{\gamma_1}, \quad \bar{\xi}_3 = \frac{1.5}{\alpha_3}$$

$$\alpha = 3 \int_0^1 \frac{I_m}{I} \xi^2 d\xi = \frac{3 I_m}{I^3} \cdot \Sigma x W$$

$$\beta = 6 \int_0^1 \frac{I_m}{I} \xi \xi' d\xi = \frac{3 I_m}{I^3} \cdot \Sigma x' W$$

$$\gamma = 3 \int_0^1 \frac{I_m}{I} \xi^2 d\xi = \frac{3 I_m}{I^3} \cdot \Sigma x' W'$$

$$H_{ab} = 3 \int_0^1 \frac{I_m}{I} m \xi \xi' d\xi = \frac{3 I_m}{I^3} \cdot \Sigma m W$$

$$H_{ba} = 3 \int_0^1 \frac{I_m}{I} m \xi \xi' d\xi = \frac{3 I_m}{I^3} \cdot \Sigma m W'$$

$$\bar{H}_{ac} = \frac{H_{ac}}{\gamma_1}$$

$$\bar{H}_{bd} = \frac{H_{bd}}{\alpha_3}$$

$$C_{ab} = \frac{2}{3} (\xi' H_{ab} - \eta H_{ba})$$

$$C_{ba} = \frac{2}{3} (\xi H_{ba} - \eta H_{ab})$$

ここに、 W 、 W' は弾性荷重 $W = x/I$ 、 $W' = x'/I$ 、による格点荷重を示す。また I_m は図-24に示す各径間の任意の I を採つてよい。

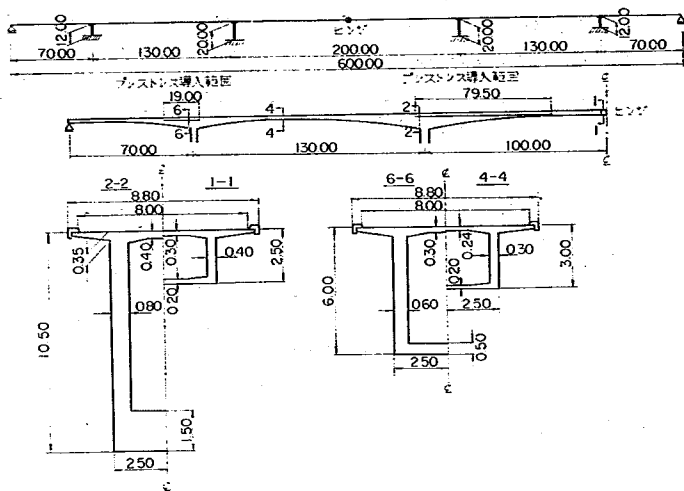


图-21

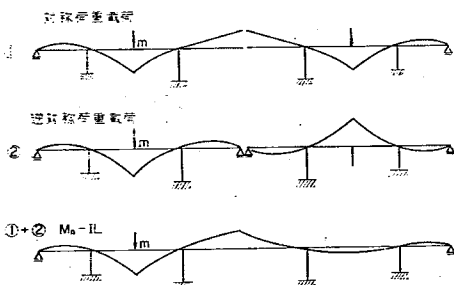


图-22

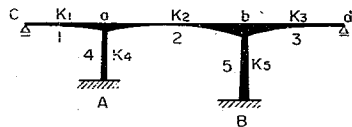


图-23

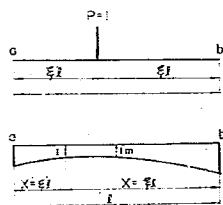


图-24

以上の算定式を用いて計算された断面力の値を示すと図-25のようになる。なお本橋のようにRCの場合でも突き出し架設方法を採用すると架設時に働いた荷重に対してラーメン構造に閉合した後クリープによつて新

たに不静定力が付加される。このクリープの計算は構造系が複雑なこと、
変断面であること等のため解析がたいへん複雑であるので、筆者の近似
式にて求めることにした（技資 9-1 参照）。

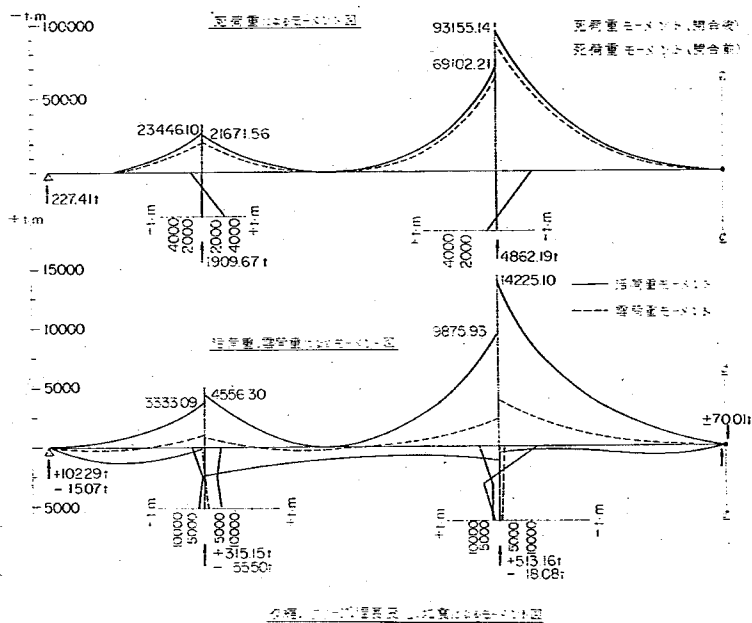


図 -25-1

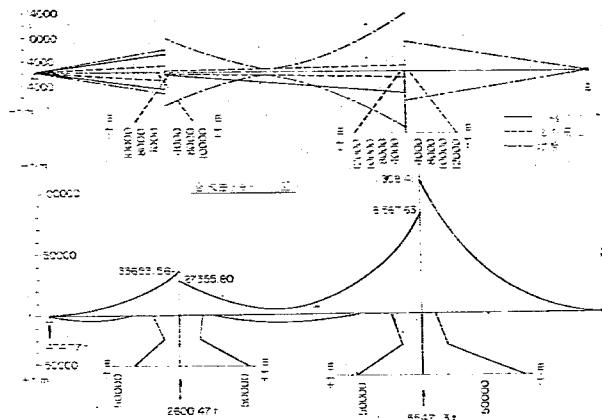
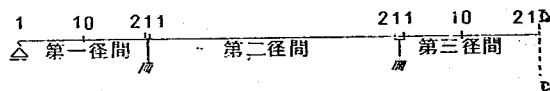


図-25-2

表-9 RC断面のひびわれ安全度(主要断面)

断面	桁高 (m)	使用鉄筋量 $A_s (m^2)$	M_{cr}	$M_{0.2}$	M_D^*	M_D	M_L	$f_{10}^* = \frac{②}{③}$	$f_{10} = \frac{②}{④}$	$f_{20} = \frac{②}{⑤}$
			①	②=2.5 ×①	③	④	⑤			
第一 径間	11	3.270	54φ50=0.1059	2812.05	7030.12	2065.12	1845.41	1026.84	4.17>1.4	3.80>1.4
	13	3.581	60φ50=0.1177	4227.19	10567.97	3997.19	4237.85	707.41	2.64>1.4	2.49>1.4
	15	4.009	60φ50=0.1177	6145.16	15362.90	6622.23	7793.35	1022.56	2.32>1.4	1.97>1.4
	17	4.555	72φ50=0.1413	7822.86	19557.15	10100.72	12381.24	1662.41	1.93>1.4	1.58>1.4
	19	5.219	84φ50=0.1648	10626.60	25066.50	14457.45	17985.62	2034.45	1.75>1.4	1.39>1.4
	21	6.000	92φ50=0.1805	12710.60	31776.56	20007.85	24124.80	3333.09	1.58>1.4	1.32>1.4
第二 径間	1	6.000	89φ50=0.1570	14316.60	35791.50	19490.28	21843.14	4556.30	1.85>1.4	1.68>1.4
	3	4.643	46φ50=0.1261	7810.16	19525.40	10204.87	11472.88	2466.63	1.91>1.4	1.70>1.4
	5	3.691	26φ50=0.0824	4233.78	10584.45	4355.07	4507.09	1157.04	2.43>1.4	2.35>1.4
	17	6.412	80φ50=0.1884	16673.90	41684.75	24272.33	27698.29	2700.96	1.72>1.4	1.50>1.4
	19	8.252	112φ50=0.2512	26208.20	65520.50	40082.65	45987.63	7293.22	1.63>1.4	1.42>1.4
	21	10.500	156φ50=0.3061	40151.40	100378.50	63345.55	71691.70	9875.93	1.58>1.4	1.41>1.4
第三 径間	1	10.500	204φ50=0.4003	43128.40	107221.00	83104.88	97083.51	14225.10	1.30>1.4	1.11>1.4
	5	7.940	158φ50=0.3101	22812.80	57032.00	46108.35	54992.54	6115.01	1.24>1.4	1.04>1.4
	11	4.625	114φ50=0.2237	7452.05	18630.12	14916.50	18228.55	2885.83	1.25>1.4	1.02>1.4
	15	3.265	72φ50=0.1413	3402.59	8504.47	5382.51	6563.66	1172.39	1.58>1.4	1.30>1.4
	17	2.840	44φ50=0.0864	2201.14	5502.60	2462.11	2958.90	614.13	2.25>1.4	1.86>1.4
	19	2.500	16φ50=0.0314	1490.25	3725.57	652.82	752.93	2532.9	5.66>1.4	4.90>1.4

*.....は架設時を示す



以下に設計計算されたもののうちひびわれに関するもののみを説明すると(1)式で計算された主要断面のひびわれ安全度は表-9のとおりである。

表-9より第1径間、第3径間にRCとして所要ひびわれ安全度が満たされない断面が生じ、これに対して(23)式にて必要プレストレス量を求めると、

第1径間……… $P = 484.49 \text{ t}$

第3径間……… $P = 382.809 \text{ t}$

となる。

これに対してPC鋼の配置はアウトサイドケーブル法を用いるものとして第1径間に $44 \phi 6 = 14.0 \text{ t}$ ケーブルを両ウェブの内側に2本ずつ計4本入れるものとして、 560 t 。第3径間に対しては $55 \phi 6 = 117.0 \text{ t}$ 大型単一ケーブル6本を1本に集中させた集中ケーブル (1020 t) を両ウェブ内側に2個ずつ計4個用いるとすると 4060 t を導入するものとする。

なお第1径間は緊張必要区間を一度に、第3径間は表-9からわかるように架設中にひびわれ安全度が確保されないので3度に分けて緊張するように設計した。

プレストレス導入後のPRC断面としてのひびわれ安全度の検討を行なうと表-10のようになり、プレストレス導入範囲は図-26に示すとおりである。

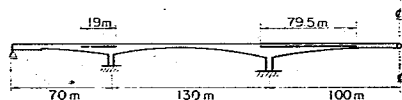


図-26

表-10 PRC断面のひびわれ安全度

		P(t)	M_r^{PRC} (t・m)	f_{10}^*	f_{10}
第一 径間	19	560	14037.55	201>1.4	1.62>1.4
	21	#	18096.06	1.85>1.4	1.54>1.4
第三 径間	1	4080	8798.667	1.83>1.4	1.57>1.4
	3	#	6318.914	1.82>1.4	1.55>1.4
	5	#	5018.653	1.83>1.4	1.53>1.4
	7	#	3215.415	1.86>1.4	1.52>1.4
	9	#	2293.824	1.88>1.4	1.53>1.4
	11	#	1796.783	1.88>1.4	1.54>1.4
	13	#	1429.355	1.94>1.4	1.67>1.4
	15	#	1193.248	2.34>1.4	1.92>1.4

4) 最大ひびわれ幅の確認

最大ひびわれ幅算定公式は数多く研究されているが、ここではスエーデンで用いられている Wastlund により誘導されたひびわれ幅公式により本橋のRC断面としての最大ひびわれ幅とPRC断面としての最大ひびわれ幅を算定してみる。

算定式は

$$W_{max} = K \cdot D \cdot \left(\frac{I_c}{d \cdot A_s \cdot e_t} \cdot \frac{f_s}{E_s} \right)^{2/3}$$

ここに K : 定数で異形鉄筋の場合 0.16

D : 棒鋼直径 (in)

d : 引張鉄筋重心とけた圧縮面との距離 (in)

A_s : 鉄筋断面積 (in²)

f_s : 実際の鋼応力 (psi)

I_c : 中立軸の周りの全コンクリート断面の断面二次モーメント (in⁴)

e_t : 中立軸から引張面までの距離 (in)

上式により計算された結果を示すと表-11のようになる。表-11からわかるようにプレストレスを与えることによりひびわれ最大幅は減少することは表-7からと同様明らかであり、PRCはひびわれ制御に有効であることがわかる。

表-11 最大ひびわれ幅

断面	RC断面 M _D (mm)	PRC断面 M _D (mm)
第一 径間	15	0.01
	17	0.08
	19	0.17
	21	0.20
第二 径間	1	0.18
	3	0.11
	15	0.19
	21	0.21
第三 径間	1	0.25
	5	0.23
	11	0.18
	17	0.14
	19	0.08

ただ表-11によるとRC断面で表-9からのひびわれ安全度が満足される断面でも上式の計算式では満足されていない断面もあり、PRC断面においても第3径間の支点上では安全率が0.2mmひびわれ幅に対して4割の安全率となつていなく、表-9、表-10と表-11は矛盾していることになる。これは50mmという大径の鉄筋を使用し、高応力度を利用しているのでWaslundの実験公式の範囲外にあるので、これをそのまま適用できるかどうかは疑問である。Ruschによれば実用実測ひびわれ最大幅より最大許容鉄筋径を求める式を求めているが、これによつて計算してみると0.392mmとなる。RuschもWaslundも50mmの

ような大径を考慮はしていないが、大径を用いると付着強度も当然減少するので、いずれにせよ $\phi 50$ のような特別な鉄筋を利用する場合には R C においても P R C においても M_{cr} と $M_{0.2}$ との関係をさらによく検討する必要があるようだ。

5)

以上の P R C を用いた長大橋の設計計算例より十分長大橋の架設も可能と考えられるが、長大橋となると P R C の場合でも緊張力が多くなるので、架設法に合ったよい緊張方法を考える必要がある。

この試験設計例はあくまで仮想設計であり、使用鉄筋も S D 50 という高強度鉄筋を使用しており、これは J I S 規格には規定されているが現在市販されていない鉄筋であるし、 500 Kg/cm^2 のコンクリート強度を常時現場で得ることもたいへんであろう。しかしいずれ近い将来材料も施工法も必ず進歩発展するであろうことを考えると、上記材料が使用されることも十分考えられるので高強度材料を使用して設計計算してみた。

その他長大橋になると地震の影響も現在のような設計法では不十分で動的挙動を考慮せねばならぬであろうが本設計計算では動的挙動は考慮していない。

以上のことからこの試算設計例をもつてそのまま長大橋に使用できるとはいえないが、将来の P R C の見通しを調べるために仮想設計を行なった次第である。

なお本設計計算例ではひびわれ計算のみならずすべての厳密設計計算がなされているが P R C としての問題をひびわれに関する記述のみにとどめた。

11. 城見橋応力測定結果に対する考察

P R C 橋実施架設例としては前述の上姫川橋と城見場の 2 橋のみであり、上姫川橋についてはすでに応力測定等の試験を行っており、公にも報告されている。城見橋についても載荷試験、応力測定を行っているので、その結果について以下に考察してみる。

P R C は設計荷重載荷時にコンクリートのひびわれ発生を許容している

ので、部材応力の算定に当つて、荷重状態により、応力状態に変化が生ずる。即ち設計荷重載荷時に於ても外力と応力とが比例しない為、応力に及ぼすひびわれの影響が大きいので、その影響を調べる必要がある。城見橋では一連の載荷試験を行い、コンクリート、鉄筋の応力測定、たわみの測定を行い計算値との比較、安全性の検討を行つた。また本橋は、主鉄筋の継手にF Yカプラーを用いているのでF Yカプラーのカップリングの性能を調べるためにカプラーの強度試験も行つた。以上の諸測定によりP R Cの参考資料を得ることを目的とした。以下に述べる考察は千葉県道路建設課のご好意によつて報告書を取りまとめたものである。

1 1.1 測定計器とその位置

測定位置(断面)は図-27の如くA、B、C、C'の4断面である。

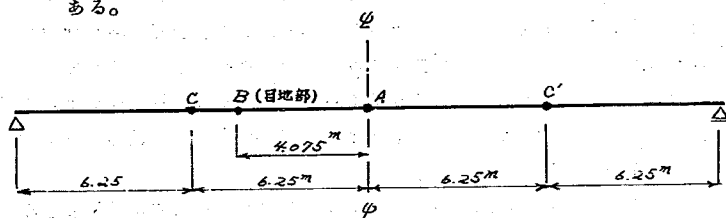


図-27

測定器は主けた中の1中けたに測定計器を埋設した。

カルソン型ひずみ計(CS-15D)……けた中央部断面(A断面)上線に2ヶ(№1、№2)、下線に2ヶ(№3、№4)

鉄筋計(RF-32C)……けた中央部に1ヶ

ワイヤゲージ……鉄筋には測長20mmを10枚、コンクリートには測長150mmを20枚

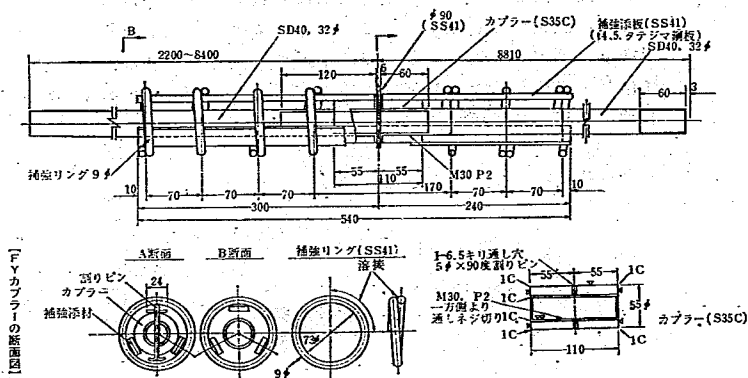
以上の計器を埋せつ又は貼付けて実測した。鉄筋計とワイヤゲージの防湿保護後の状態は写真-1に示す。



写真 - 1

1.1.2 F Y カ プ ラ - 試 験

この継手工法は、横道博士考案によるもので、簡単に説明すると、ねじ込みカブラー本体に適当な断面形状を有する添材を補強材として附加したもので、母材棒鋼の全強度を有効に発揮し得るものである。F Y カブラーの詳細図、カブラーの力の伝達は、図-28、図-29に示す通りである。



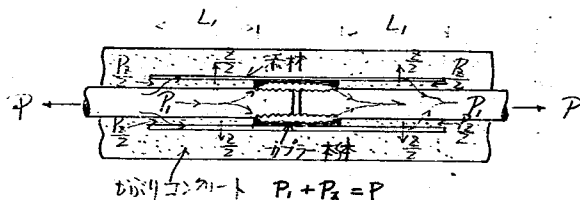


図-29 F Yカブラ継手による力の伝達

本橋に使用した鉄筋のカブラーの引張試験の結果、母材の最大荷重を P 、カブラー継手の最大引張荷重を P_1 とし、 $\gamma = P_1/P$ を有効比と名ずけると

Dacon 40 の最大引張荷重…………… 4 7.4 t

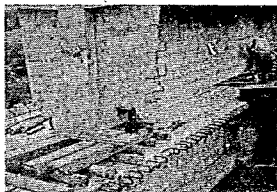
カブラー継手 (メートル細目ねじピッチ

2.0 mm) の最大引張荷重…………… 4 0.0 t

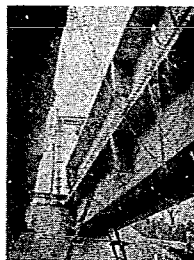
これよりカブラー継手有効比 $\gamma = 0.84$ となり、0.16 が添材の分担する引張力であり、これに見合う添材長を決定してやると全強が得られる。

1.1.3 第1回載荷試験

測定方法はあらかじめ測定計器を埋設した試験けた (底3、中けた、下流側) にワイヤストレインゲージを貼付け、けたの4等分点に各々変位計を取付けた。載荷方法は、最後に架設予定の中けた (底3、上流側) を用い、このけたを試験けた上にコロを用いて移動させ、スパンの1/4、2/4、3/4、点で移動停止してけたのひずみ、変位量の測定を行う。載荷けた集中荷重は $P=23$ tonである。載荷状態は写真-2に示す。



試験けたを1/4点迄移動

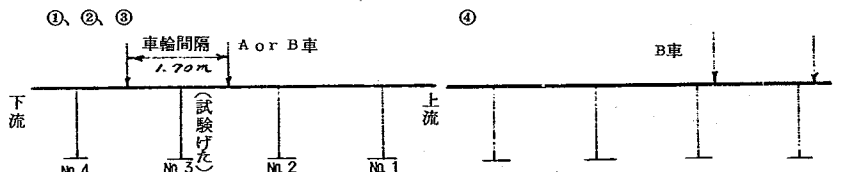


載荷けた移動終了後
(下側から見る)

写真-2

1.1.4 第2回載荷試験

第2回載荷時橋梁は高欄の塗装を残すのみで完成状態にある。測定はあらかじめたに埋設してあるカルソンひずみ計(CDB-8型)を用いて動的ひずみ測定を行った。動荷重としては、6tのダンフトラック2台を用いて図-30に示す種々の荷重条件を与えて測定し、測定回数は各々の荷重状態を3回繰返し、その平均値を値として採用した。

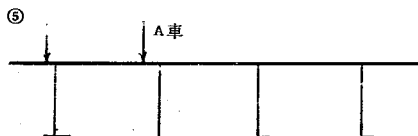


①: A車は35Km/hで橋梁上を通過

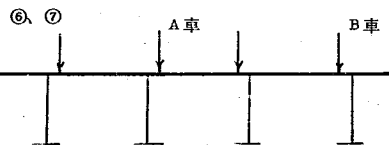
②: B車は10Km/hで橋梁上を通過

③: A車は35Km/hで橋梁中央で急停止し、
ただちに発車

④: B車は橋の上流側を35Km/hで通過



⑤: A車は橋の下流側を35Km/hで通過



⑥: A、B車共10Km/hで橋梁上を通過

⑦: A、B車共10Km/hで橋梁中央で急停止し、
ただちに発車

A車: 15.05ton

B車: 14.98ton

図-30

表-12 は各荷重時に於る鉄筋応力度の測定値を示したものである。

表-12 鉄筋応力度

Kg/cm²

		鉄筋 1 2 3 4				鉄筋計
		1	2	3	4	
動 荷 重	① 1台	-42. (-14.0)	-49 (-16.4)	152 (50.8)	178 (59.5)	116
	② 1台	-42 (-14.0)	-46 (-15.3)	140 (46.6)	175 (58.5)	116
	③ 1台	-42 (-14.0)	-49 (-16.4)	129 (43.0)	180 (60.0)	111
	④ 1台	-42 (-14.0)	-44 (-14.7)	125 (41.5)	138 (46.0)	113
	⑤ 1台	-60 (-20.7)	-51 (-17.0)	146 (48.7)	210 (70.4)	141
	⑥ 2台	-62 (-20.7)	-71 (-23.5)	238 (79.5)	410 (136.0)	215
	⑦ 2台	-62 (-20.7)	-66 (-21.8)	253 (84.5)	327 (109.0)	220
静 荷 重	2台	-65 (-21.7)	-71 (-23.7)	343 (114.0)	258 (86.0)	211
	上流側1台	-33 (-10.9)	-39 (-13.1)	102 (34.1)	118 (39.2)	89
	下流側1台	-39 (-13.0)	-43 (-14.2)	143 (47.7)	180 (50.2)	117

()内はひずみ度 $\times 10^{-6}$ $\ominus$: 圧 縮

EC=3.0 $\times 10^5$ Kg/cm² $\oplus$: 引 張

※ この表の応力度は動荷重のみによる値である。

1.1.5 測定結果

1) コンクリート応力度

測定値のコンクリート応力度をまとめて整理すると、表-13の様になる。

コンクリート圧縮応力度は、計算値でA断面に於て上縁で89.3 Kg/cm²、実測値は最大92 Kg/cm²であり、荷重除去後も、載荷前の弾

表-13 ロングリット応力度

断面		載荷点 側定點		第1回載荷試験												第2回載荷試験					
				自重のみ			C ($\frac{1}{4}$)			A ($\frac{2}{4}$)			D ($\frac{3}{4}$)			$\frac{4}{4}$ 点			自重のみ ダンブ2台		
				計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計
A	カールマン ナット計	底 1	上25 cmより点	0 (-45)	1~30	-25 (-71)	141 (142)		-46 (-92)	114 (127)		-29 (-75)	165 (156)		-10 (-56)	-	(165)	-1454	-62	0.43	
		底 2		0 (-45)	1~19	-126 (-496)	-23 (-63)	130 (127)	-40.3 (-72.2)	-45 (-86)	111 (119)	-176 (-496)	-29 (-70)	165 (140)	-276*	-11 (-52)	-	(154)	-1450	-71	0.49
		底 3		0 (-8)																	
		底 4		0 (-8)																	
	上 縁		-384 317*		-211 (-59.5)			-49.9 (-89.3)									-384	-145 (-297)			
	下 縁		20.0														20.0	197 (-962)			
B	ベーパー ゲージ	上 縁		-275	0		-20	0.48	-402 (-69.7)	-20	0.5		-7		4						
		下 縁		143	0		5			2			-1		-7						
C	ベーパー ゲージ	上 縁		-224*	0		-417 (-65.7)	-42	101	-57.5 (-59.5)	-28	0.75	-21	-18	0.86	-11					
		下 縁		69*	0		275			235			175			108					
D	ベーパー ゲージ	上 縁		-220*	0		-177 (-59.7)	-21	0.85	-37.5 (-59.5)	-55	0.93	-42	-54	1.50	-18					
		下 縁		69*	0		6			02			44			24					

(-)内は自重による応力度を加えた値

* ロングリット全断面有効として計算した値

(+)引張

(-)圧縮

$R_c = 3.0 \times 10^4 \text{ Kg/cm}^2$

性域が取荷試験によつて
塑性域へ移行した為に最
大 13 Kg/cm^2 (No. 1) の残留
応力が残る。(図-31)

表-13でストレイン
ゲージによるコンクリー
ト応力度はばらつきが大
きく、特にモーメントに
比例した応力度を示して
いないが各測定点に於
る平均値で示した。

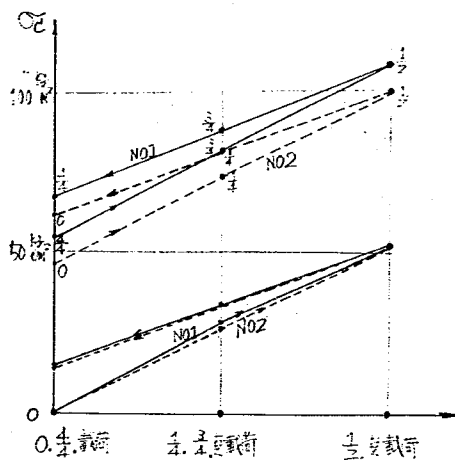


図-31

2) 鉄筋応力度

表-14. 鉄筋応力度

荷目点	載荷点 測定器	第1回載荷時 (41. 年 5. 月 26日)												第2回載荷時 (41. 年 4. 月 16日)						
		自重のみ			C			A			G			(1/4点)			自重のみ	ダジャ2台		
		計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計	計算	実測	実/計		計算	実測	実/計
A	鉄筋計	597	0 (203)	0.51	638 911*	727 (930)	0.86 (0.90)	1489 (1552)	0.91 (0.84)	959 (1142)	147 (110)	505 (706)	-- (1.78)	597 124	104 (50)	215 (418)	0.59 (0.85)			
	ゲージ	124*	0	--	911* (1055)	600	0.66	1886	1.09	1060	1.17	640	--		127* (252)					
C	ゲージ	59*	0	--	1126 (1165)	650	0.76	1241 (1270)	1.36	560	0.50	584	--							
H		88*	0					760												
G	ゲージ	59*	0	--	419* 181 (458)	0		70	4.19	604	1.14	260	--							

()内の値は自重による応力度を加えた値

* はコンクリート全断面有効として計算した値

(+) 引張 (-) 圧縮

$E_s = 2.00 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$

鉄筋応力もコンクリート応力同様、荷重除去後も 4.27 kg/cm^2 の残留応力が生じている。

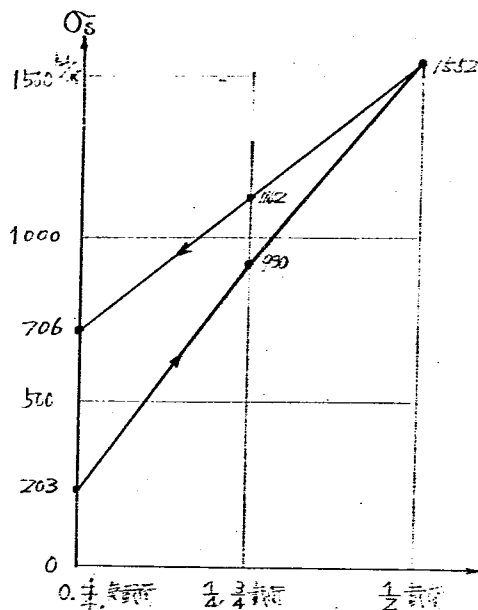


図 - 32

1.1.6 測定値に対する考察

1) コンクリート応力度

表-13より第1回目の載荷試験の様な大きな載荷試験では、コンクリート応力度は計算値と実測値との間にかなりの差があることを示しているが、A断面載荷時のA断面、自重によるA断面、に於る応力度はよく一致している。C、C'断面載荷時のA断面の実測値/計算値の値は平均4割程度実測値の方が大きくなっている。一方第2回目載荷時の小さな荷重の下では測定値が計算値の約半分程度の値を示している。このことは第1回載荷時と異り、橋体完成により荷重の横方向分配等の影響を考えると当然計算値より測定値が小さくなることはうなづけるが、いづれにせよ安全側に測定値が出ているのでけたの安全性という点では問題ないとみてよい。また自重を加えた応力度の測定

値が計算値より大きな値を示しているのは、コンクリート打設、プレストレス導入の後から載荷試験まで相当日数を経過していることによるクリープ等による影響と考えられる。

2) 鉄筋応力度

鉄筋応力度は第1回載荷時に於てはA断面では比較的良好一致しているが、B, C', C, 断面では実験値が計算値よりやや下回る結果となつてゐる。これは引張部コンクリートがある程度有効に働くことが期待出来ることを示している。第2回載荷時に於ても、コンクリート応力同様実験値が計算値より4割程下回つて安全側に出ている。これはコンクリートに於ると同様な理由によるものである。

1.1.7 たわみの測定

たわみは各断面(A, C, C')に変位計をつけて測定した。その測定値と、全断面有効とした場合、Billgeppesによる計算値との比較を示すと表-15、図-33の様になる。

表-15

	$\frac{0}{4}, \frac{4}{4}$ 点			$\frac{1}{4}$ 点 (C)			$\frac{2}{4}$ 点 (A)			$\frac{3}{4}$ 点 (C')		
	* 測定 値	** 計算 値	*** 計算 値	* 測定 値	** 計算 値	*** 計算 値	* 測定 値	** 計算 値	*** 計算 値	* 測定 値	** 計算 値	*** 計算 値
$\frac{1}{4}$ 点	0	—	—	11.4	4.8	15.7	11.0	5.9	19.5	5.0	3.7	12.2
$\frac{2}{4}$ 点	0	—	—	11.9	5.8	19.3	18.4	8.5	28.0	10.0	5.8	19.3
$\frac{3}{4}$ 点	0	—	—	7.6	3.7	12.2	15.0	5.9	19.5	9.5	4.8	15.7

* 載荷重のみの値

** 全断面有効とした場合の計算値

*** Billgeppes の実験式による計算値

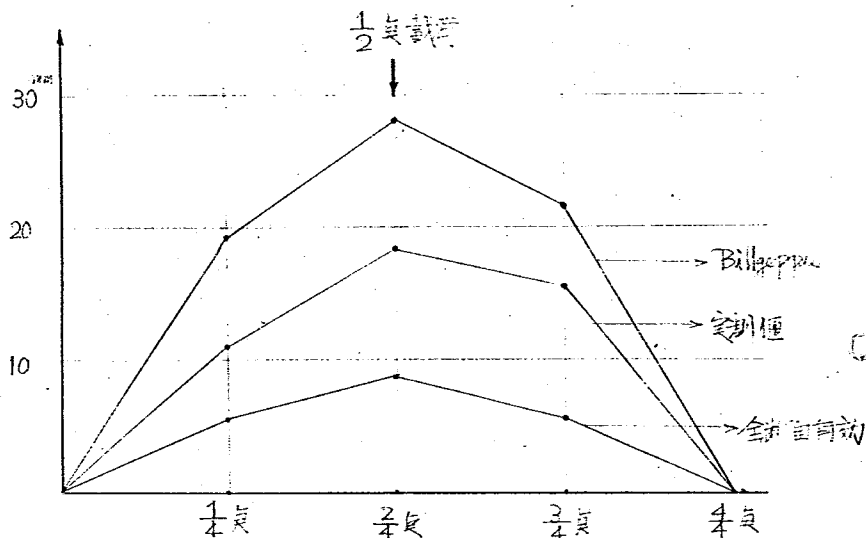


図-33

Billgeppesの実験式とはひびわれ発生後ではたわみ性状に大きな変化が生ずるので、次の実験換算断面モーメントを用いて計算する方法である。

$$I_i = \frac{d \cdot M}{(\epsilon_c + \epsilon_s) \cdot E_c}$$

ここに

- M : 作用するモーメント
- ϵ_c : 圧縮側コンクリートのひずみ
- ϵ_s : 引張側鋼材ひずみ
- d : 鋼材重心位置から上縁までの距離
- E_c : $\sigma_c u/3$ に相当するコンクリートのヤング係数

表-15、図-33、より実測値は全断面有効の場合とひびわれ発生後の Billgeppes の式との中間値を与えている。Billgeppes の式での計算は、中央断面のコンクリート、鉄筋の応力度に対するひずみ（載荷

重のみによるカールソンひずみ計版 1、版 2、の平均値を ϵ_s 、1,349 Kg/cm² に対応するひずみを ϵ_s を利用して換算最小断面二次モーメントを全断面に代用している為に大きなたわみ量となつている。また中央断面載荷時に於ても、たわみが左右対称となつていないのは、ひびわれ発生位置、動荷重の進行速度によるたわみ遅延の遅れ等の影響の爲と考えられる。

12 総 括

鉄筋コンクリートのひびわれ性状、PRC についての概念、設計例、施工例に関して概括的にはあるが現在までの成果を説明したつもりであります。この説明で一応鉄筋コンクリートのひびわれ理論、PRC の意味するところは汲み取つて載けるものと思つておりますが、PRC は開発されてまだ日が浅いことから研究途上にあり、研究されねばならぬことがらも多々ある。しかし最近のように科学技術の進歩が目ざましく、土木技術もその例に洩れず、高強度異形鉄筋コンクリート等材料の発展も目ざましく、一方施工技術の進歩も目を見るほどの進歩をとげている折りから、従来の保守的設計施工のみに固執していたのではせつかくの優秀な材料、工法が意味を持たなくなつてしまう。このようなことのないようわれわれ技術者はより一層の技術の進歩促進の意味からも、新しい考え方は積極的に取り入れてゆく意欲を失つてはならぬと考える。もちろん新しい考えや工法を無難作に採用するわけにはゆかなく、一つ一つ緻密に着実に究明しながら積み重ねて、一步一步問題点の解決を目ざしながら前進させてゆき、最後には土木技術者であれば誰れでもが容易に設計施工できるよう方向づけてゆくのが新して工法に対する考え方であると考え。PC もこの例に洩れなく現在のように発達してきた。PRC は設計上 RC のひびわれの難点を解決した合理的考え方であると考えられるので現在のように PC 主体のコンクリート界に PRC が加わる日もさほど遠くないような気がする。

最後に本レポートをまとめるに当り、横道博士の論文を数多く参考にさせていただきました。特に第 3 章の試算設計例は筆者が横道研究室に在中の折り横道教授、藤田教授、角田与史雄氏の多大な御指導の下にまとめた論文の一部に手を加えたものであり、ここに引用させていただきましたことに対して感謝の意を表す次第であります。

参 考 文 献

1. 横道英雄：コンクリート橋（技報堂）
2. 横道英雄：鉄筋コンクリートの新発展とPRC工法（北海道土木技術会）
3. 横道英雄：PRC工法について（プレストレストコンクリート）
4. 横道英雄、角田与史雄：PRCけたのクリープ応力の一解法（北海道土木技術会）
5. 横道英雄、外崎忍：上姫川橋の設計施工について（プレストレストコンクリート）
6. 藤田嘉夫：単純曲げを受ける鉄筋コンクリートけたおよびプレストレストコンクリートけたの極限強度設計法に関する研究
7. 小寺重郎他：PRCについて（コンクリートジャーナル）
8. 小寺重郎他：PRCけたに関する実験について（プレストレストコンクリート）
9. コンクリートライブラリー第14号：第2回異形鉄筋シンポジウム
10. 北海道土木技術会：異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリートの設計および施工指針
11. 上姫川橋設計計算書
12. 城見橋設計計算書（大成建設土木設計部）
13. Recommendations for an International Code, of Practice for Reinforced Concrete (C.E.B)
14. DIN 1075
15. Beton und Stahlbetonbau 1965 Heft 3
16. Beton und Stahlbetonbau 1965 Heft 8
17. Deutscher Ausschuss Fur Stahlbeton Heft 140, 160, 165 (Versuche mit Betonformstählen)
18. Deutscher Ausschuss Fur Stahlbetonbau Heft 169 (Versuche zum

Studium des Einfluss Bewehrung von Stahlbetonbauteilen)

19. Regles Pour le Calcul et l'execution des Construction en
beton arme 1960 (Regles BA 1960)
20. Clark, A, P : Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members,
ACI, journal, Apr 1956
21. Efsen, A. Kenchel. H : Prognosis of the Crack Problem in
Reinforced concrete Based on statistical Investigations.
RILEM. Symposium, 1957
22. Rusch, H : Notes on Crack Spacing in Members Subjectes to
Bending, RILEM Symposium, 1957
23. Kurzleitfaden durch die Neuen Stahlbetonbestimmungen, 1968
24. Borges, J. P : Cracking and Deformability of Reinforced
Concrete Beams, Memoires Obhandlungen Publication, V26, 1966
25. Jonsson, P, U, Ostermann, J, Wastlund, G : Background of
the Swedish Tentative Standard Specifications for limitation
of Crack Width in Reinforced Concrete Structures;
RILEM, Symposium, 1957
26. Brice, L, P : Theorie de la Fissuration des Pieces en Beton
Arme, Annales de I, T, B, T, P, Juli 1952
27. Broms, B, B, : Crack Width and Crack Spacing in Reinforced
Concrete Members, ACI, Journal, Oct, 1965
28. Base, G, D, Read, J, B, : An Investigation of the Crack

- Control characteristics of various Types of Bar in Reinforced Concrete Beams, Research Report 18, C & CA, Dec, 1966
29. Kaar, P, H, Mattock, A, H : Control of Cracking, Journal, PCA Research and Development Laboratories, Jan. 1963
30. Gergely, P, Lutz, L, A, : Maximum Crack Width in Reinforced Flexural Members. ACI Publication, SP-20, 1968
31. Rao, P. S : Die Grundlagen zur Berechnung der bei statisch unbestimmter stahlbetonkonstruktion im Plastischen Bereich auftretenden Umlagerungen der Schnittkrafte, DAFST Heft 177
32. Rehm, G. Martin, H : Zur Frage der Ribbegrenzung im Stahlbetonbau, Beton und Stahlbetonbau Heft 8
33. Ferry-Borges : CEB-Bulletin d'Information Nr 61 vom Juni 1967