

Title	プレストレスト鉄筋コンクリート部材の曲げ性状とひびわれ制御に関する研究
Author(s)	大野, 義照
Citation	大阪大学, 1988, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/777
rights	
Note	

Osaka University Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

Osaka University

プレストレスト鉄筋コンクリート部材の
曲げ性状とひびわれ制御に関する研究

昭和 62 年

大野 義 照

プレストレスト鉄筋コンクリート部材の
曲げ性状とひびわれ制御に関する研究

昭和 62 年

大野 義 照

題目： プレストレスト鉄筋コンクリート部材の曲げ性状とひびわれ制御に関する研究

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 本研究の概要	4
第2章 PRCはりの曲げ性状	7
2.1 はじめに	7
2.2 プレストレスの程度と曲げ性状との関係を調べた実験	9
2.2.1 緊張材と普通鉄筋を同じ高さ位置に配筋した実験 (実験Ⅰ)	9
2.2.2 緊張材と普通鉄筋を異なる高さ位置に配筋した実験 (実験Ⅱ)	17
2.2.3 片持はりの正負繰返し載荷実験(実験Ⅲ)	23
2.3 PRC部材の応力計算式	26
2.3.1 断面計算式	26
2.3.2 プレストレッシングによる鉄筋応力の制御	30
2.4 まとめ	34
第3章 曲げひびわれ幅の算定	36
3.1 はじめに	36
3.2 既往のひびわれ幅算定式	36
3.2.1 PRCはりのひびわれ幅算定式	36
3.2.2 RC部材のひびわれ幅算定式	37
3.2.3 ひびわれ幅算定式の比較と問題点	38
3.3 ひびわれ幅算定の基本式	40
3.3.1 RC部材の基本式	40
3.3.2 コンクリートの乾燥収縮・クリープの影響	40
3.4 ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔	43
3.4.1 既往のひびわれ間隔算定式	43
3.4.2 平均ひびわれ間隔算定式	46
3.4.3 緊張材のひびわれ分散効果	48
3.5 平均鉄筋ひずみ	51
3.5.1 既往のRC部材の算定式における扱い	51
3.5.2 PRC部材への適用	53
3.5.3 コンクリートの引張協力度	53
3.5.4 平均鉄筋ひずみ算定法の適合性の検討	57
3.6 ひびわれ定常状態以前のひびわれ幅	59
3.7 最大ひびわれ幅	61

3. 8	まとめ	62
第4章	スラブのひびわれ幅	63
4. 1	はじめに	63
4. 2	曲げの効果に関するはり実験	63
4.2.1	実験概要	63
4.2.2	実験結果および考察	63
4. 3	スラブ実験	66
4.3.1	実験概要	66
4.3.2	実験結果の概要	68
4.3.3	ひびわれ幅算定の基本式	71
4.3.4	平均ひびわれ間隔	72
4.3.5	引張縁のひずみ	74
4.3.6	最大ひびわれ幅	76
4.3.7	ひびわれ幅算定式の適合性	76
4. 4	ひびわれの形状	78
4.4.1	スラブ	78
4.4.2	はり	80
4. 5	まとめ	81
第5章	繰返し荷重下におけるPRCはりの曲げ性状	83
5. 1	はじめに	83
5. 2	コンクリートの圧縮繰返し載荷試験	84
5.2.1	実験概要	84
5.2.2	実験結果および考察	85
5. 3	繰返し荷重下における異形鉄筋の付着特性	87
5.3.1	異形鉄筋の付着特性(両引試験Ⅰ)	87
5.3.2	繰返し荷重下におけるひびわれ分散性(両引試験Ⅱ)	92
5. 4	PRCはりの繰返し載荷実験	94
5.4.1	はり実験Ⅰ	94
(1)	実験目的	94
(2)	実験概要	94
(3)	実験結果および考察	96
5.4.2	はり実験Ⅱ	103
(1)	実験目的	103
(2)	実験概要	103
(3)	実験結果および考察	104
5. 5	まとめ	108

第6章 持続荷重下におけるPRCはりの曲げ性状	110
6.1 はじめに	110
6.2 持続荷重下における異形鉄筋の付着特性	112
6.2.1 実験目的	112
6.2.2 実験概要	113
6.2.3 実験結果および考察	115
6.2.4 付着解析	119
6.2.5 結論	126
6.3 PRCはりのクリープ解析	127
6.3.1 目的	127
6.3.2 クリープ解析法	128
6.3.3 算例によるクリープ解析法の検討	139
6.4 PRCはりの持続載荷実験	143
6.4.1 実験Ⅰ	143
(1) 実験概要	143
(2) 実験結果および考察	145
(3) 結論	149
6.4.2 実験Ⅱ	149
(1) 実験概要	149
(2) 実験結果および考察	150
(3) 結論	154
6.4.3 実験Ⅲ	155
(1) 実験概要	155
(2) 実験結果および考察	156
(3) 結論	159
6.4.4 持続荷重下のひびわれ幅とたわみの算定	160
(1) 曲げひびわれ幅とたわみの増大要因	160
(2) 持続荷重下のひびわれ幅とたわみの算定	161
6.4.5 はりの持続載荷実験のまとめ	167
6.5 まとめ	168
第7章 PRC部材のひびわれ制御設計	170
7.1 はじめに	170
7.2 ひびわれ幅計算図表	170
7.2.1 平均ひびわれ間隔の算定図表	170
7.2.2 平均鉄筋ひずみの算定図表	177
7.2.3 最大ひびわれ幅の算定図表	177
7.2.4 算例および検討	179
7.3 許容ひびわれ幅に対応する鉄筋応力の算定	181

7.3.1 許容ひびわれ幅	181
7.3.2 はり	181
7.3.3 スラブ	182
7.4 鉄筋応力の略算法	186
7.4.1 長方形はりの場合	186
7.4.2 T形はりの場合	188
7.4.3 算例	191
7.5 PRCはり材の最小鉄筋比	192
7.6 III _t 、III _{tb} の最少鉄筋量	194
7.7 まとめ	197
第8章 結論	198
参考文献	203
発表論文	211
謝辞	222
付録1 既往のひびわれ幅算定式	223
付録2 各国規準等における許容ひびわれ幅	224

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

鉄筋コンクリート（以下、RCと略記する）部材は、曲げひびわれの発生を許す部材であるが、その幅には耐久性、変形、美観などの点から制限がある。そのためはりせいやスパン長が制限されている。このようなRC部材におけるひびわれやたわみの障害を防止する積極的な対策方法は、プレストレスを導入することである。

一方、プレストレスコンクリート（以下、PCと略記する）部材は、ひびわれを極端に制御した部材、すなわちひびわれの発生を許さないという思想で設計されるものであるが、RC部材に比べて高強度材料を用い、コンクリート全断面を有効に利用できるため、長大スパンが可能となる。しかし、現行の設計規準で設計されたPC部材は、ひびわれ安全度が過大で、不経済な設計となる場合や、常時は設計荷重の一部しか作用しないので、コンクリートのクリープによるそり上がりの障害が生じる場合がある。そこでPC部材にひびわれが発生しても、その幅が小さい限り、特に耐久性を損なうものではないことが明らかになるに従い、ひびわれを許容してプレストレス量、すなわちPC鋼材量を低減することが考えられ始めた。ただし、この場合、ひびわれ分散性の改善のための普通鉄筋の併用が不可欠である。

このようにRC部材に付加的にプレストレスを導入した部材や、PC部材に普通鉄筋を併用してひびわれを許容した部材は、プレストレス鉄筋コンクリート（以下、PRCと略記する）部材と呼び、プレストレスの程度によって部材の曲げひびわれ性状をRCからPCの性状まで任意に制御できるという大きな利点を持っている。

このPRC構造の歴史を振り返ってみると、英国のP.W.Abelesが、彼の師であるH. von Empergerの考えを発展させ、1949年から多くのPRCの構造物を建設したのが、PRCの始まりである。彼の考えは、鋼材の節約のため普通強度の鋼材のかわりに、高強度鋼材を用い、そのことによって生じる常時荷重下におけるたわみやひびわれ幅の増大は、鋼材の一部を引張することによって制御しようとするものである¹⁾。しかし、広く一般には普及しなかった。その理由は、付着のある補強鉄筋が適切に配筋されていればそのような問題は生じないが、PCの大家であるE. FreyssinetがPC部材にひびわれが生じるとたわみが急増するからと、PRCを認めなかったことにある²⁾。

その後、1962年の国際プレストレスコンクリート連盟(FIP)の会議で、そり上がりの防止や経済性の点から、PRCの有利さが発表された。このFIPとヨーロッパコンクリート委員会(CEB)の合同委員会が1970年に発表した「コンクリート構造物設計施工国際指針」³⁾では、RCおよびPC構造物の区別なく、同じ考え方に基づいた設計方法が提案された。そこでは、コンクリート構造物は、ひびわれの発生を許さないPC(I種)から従来のRC(IV種)までの4つの種別に分類され、PRCに相当するIII種が定義されている。これを受けて、ヨーロッパ各国においてPRC構造が利用され始めてはいるが、

設計方法には、プレストレスの程度、ひびわれ幅の制御法などの多くの点において差違がある⁴⁾。

国内では、土木の分野において昭和30年代の後半頃から横道博士らによってひびわれ幅の制御を目的として、RCに付加的にプレストレスを導入する考えのPRCの研究が始められ⁵⁾、いくつかのPRC構造の橋梁が建設された。しかし、一般に普及するまでには至らなかった。その後、昭和53年になって土木学会では、1970年のCEB-FIPの国際指針を受けてプレレストコンクリート標準示方書においてプレレストコンクリートをI、IIおよびIII種に分類し、III種PCとしてPRCを認めた。

わが国の建築の分野でのPRCに関する研究は、鈴木博士らが昭和46年にRC部材の曲げひびわれ耐力に及ぼすコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を論じたこと⁶⁾に始まる。日本建築学会の構造標準委員会・プレレストコンクリート構造分科会においては、PRCに対する関心の高まりに応じて、昭和54年からPRC構造設計・施工指針の作成作業が開始された。

以上のように、各国においてPRC構造がコンクリート構造設計規準や指針の中に盛り込まれ、また、わが国の建築の分野においても同構造の指針の作成作業が始まって、ようやく広く利用されようとしている。しかし、多くの課題が残されている。たとえば、特にプレストレスの程度との関連において、PRC部材の力学的性状が十分には理解されていないこと、コンクリートの乾燥収縮・クリープによるプレストレスの減少が普通鉄筋の存在によって大きくなること、PRC部材の特徴はひびわれの発生やその幅およびたわみを任意に制御できることにあるが、ひびわれ幅の精度のよい予測方法がないこと、荷重の繰返しや持続によって増大するたわみやひびわれ幅が定量的に把握されていないこと、等々である。

また近年、コンクリート系構造の設計法は従来の許容力度設計法から限界状態設計法に移行しつつあり、以前にまして常時荷重下におけるコンクリート部材の変形、すなわちひびわれ幅やたわみの予測・算定が重要となってきている。

本研究は、以上のような背景を踏まえてPRC部材の曲げ性状、特にその特徴を表す常時荷重下の曲げひびわれ幅とたわみの挙動を明らかにするとともに、PRC部材の第一の設計目的であるひびわれ制御の設計法の確立を目指すものである。

なお、上記の日本建築学会の分科会においては、種々の討議・検討を経て、昭和61年1月に、曲げひびわれ幅を直接制御目標とするプレレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針⁷⁾がまとめられた。そこには本研究の成果が盛り込まれている。

用語について：本論文で用いている”プレストレスト鉄筋コンクリート”に対する諸外国における用語には次のようなものがある。

- a) Partially Prestressed Concrete (P.W.Aveles¹⁾, A.E.Naaman²⁾....)
- b) Limited Prestressed Concrete (E.W.Bennett³⁾)
- c) Class III Prestressed Concrete (CEB·FIP 1970⁴⁾)
- d) Prestressed Reinforced Concrete (Stevens¹⁰⁾)
- e) Reinforced Prestressed Concrete (Y.Guyon¹¹⁾)

これらの用語の中で、1970年以來、CEB·FIPの規定したコンクリート構造の種別を表わす”Class III PC”がよく用いられてきた。最近は”Partially Prestressed Concrete”に統一されつつある。本論文であえてこの用語を用いなかったのは、ひびわれの発生は許さないがわずかな引張応力を許す従来のパーシャル(Partial)プレストレストコンクリートとの混同を避けること、わが国の建築の分野では鉄筋コンクリートに比べプレストレストコンクリートは若干馴みが薄いこと、なによりも本構造は文字通り鉄筋コンクリートとプレストレストコンクリートを両極端として両者を連続させ得る構造であることから”プレストレスト鉄筋コンクリート”と言う呼称が適していると考えたこと、による。

略称としては”Prestressed Reinforced Concrete”の頭文字を取りPRCを用いた。

1-2 本研究の概要

本研究は、我が国の建築の分野において新しく実用化されることになったP R C構造の曲げ部材における常時荷重下の挙動に関するものである。本論文では、第1章で研究の背景と目的を述べ、第2章でP R C部材の基本的な曲げ性状をプレストレスの程度との関連において把握する。第3章、第4章においてP R C部材の設計において最も重要な位置をしめる、はり材、およびスラブ材の曲げひびわれ幅算定式をそれぞれ提示する。第5章、第6章では、それぞれ常時荷重域における繰返し荷重、および持続荷重下でのたわみおよび曲げひびわれの挙動について述べ、第7章では、P R C部材のひびわれ制御設計の便を計るための種々の計算図表の作成、および応力の略算式の誘導を行っている。第8章は、第2章から第7章までに得られた結論をまとめたものである。

以下に、第2章から第7章までの目的と内容について、章をおって述べる。

第2章：P R Cは、R CとP C、それぞれの長所を生かし、短所を補うようにして生まれた構造であり、その力学的性質はプレストレスの程度によってR Cに近いものからP Cに近いものまで変化する。既往の研究においては、R Cの方からはプレストレスによるたわみやひびわれ幅の制御、P Cの方からは普通鉄筋によるひびわれ幅の制御という観点から断片的に実験が行われているだけで、プレストレスの程度と曲げ性状との関連をプレストレス量0のR CからP Cまでを含めて総合的に調べた研究は極めて少ない。

本章では、普通鉄筋とP C鋼材の割合を変えることによって最大耐力が等しいという条件のもとに、プレストレスの程度を変えてR CからP Cを含むP R Cはり部材のプレストレスとひびわれやたわみ等の曲げ性状との関連を実験的に明らかにするとともに、応力計算式を導き算例によってもその特徴を明らかにする。

また、プレストレスを導入した部材においては、P Cに限らずP R Cにおいてもコンクリートのクリープによってプレストレスが時間の経過とともに減少していくという問題がある。P Cに比べ普通鉄筋が存在するP R Cにおいては、コンクリートの収縮変形が鉄筋の拘束によって少なくなるため緊張材の引張力の減退は少なく、プレストレスの損失の点において有利であるとする見方もあるが、普通鉄筋に生じた圧縮力がコンクリート断面に負のプレストレス力として作用するので、P R Cは必ずしも有利とはならないこと、P R Cにおいては緊張材の有効引張力とコンクリート断面に作用するプレストレス力とは異なることなどを指摘する。

第3章：ひびわれ幅の制御を目的にするP R C部材の設計は、ひびわれ幅の予測、算定ができて初めて可能となる。従来のR C部材のひびわれ幅の算定法は算定法が簡単であるが、結果が不正確であったり、逆により正確ではあるが、計算が複雑すぎて実用上不適であったり、また鉄筋量、鉄筋応力に関して適用範囲が限られているなどと、いずれもR Cに比べて普通鉄筋の量が少なく常時荷重下の鉄筋応力が小さく制御されるP R C部材のひびわれ幅の算定法としては不十分なものである。

P R Cを直接対象とするひびわれ幅算定式も幾つか提案されているが、それらは大胆に

簡略化されたもの、あるいは実験変数の少ない実験から得られた実験式であり、それらの適用範囲は限られている。

RCとPRC部材におけるひびわれ挙動の違いは、普通鉄筋の量、常時荷重下での鉄筋応力の大きさおよびコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響の程度などによって生じるが、ひびわれの機構そのものは本質的に異なるものでない。また両部材のひびわれ挙動を支配するものは主として普通鉄筋であると考えられる。そこで、既往のRCはり試験結果や第2章のPRCはり実験結果、本章のRCプリズムの両引試験結果を用いて、内外に多くの研究のあるRC部材の既往のひびわれ幅算定法を中心に検討を行い、ひびわれ幅算定式の基本となる初載荷時の緊張材の効果をも考慮したPRCはり部材のひびわれ幅算定法を提示する。

第4章：コンクリート部材のひびわれ分散性は、RC引張材においては鉄筋の付着特性によって支配され、曲げ材においては引張側に配筋された鋼材の付着特性と曲げの効果によって生じた引張応力によって支配される。通常のはり材においては前者の影響が支配的であるが、部材せいが小さくかつ鉄筋の少ないスラブ材においては相対的に曲げの効果が大きく現われる。したがって、一般に第3章で得たひびわれ幅算定式を含めはり材に対して導かれたひびわれ幅算定式をスラブに適用すると過大なひびわれ幅を算定することになる。

本章では、部材せいを実験変数としたはり実験、および曲げ材のひびわれで囲まれた部分のFEM解析を行って、曲げの効果を明らかにし、上述のような点を指摘する。つぎに部材せい、鉄筋間隔を変数とした47体のRCおよびPRCスラブの曲げ載荷実験を行い、一方向スラブの曲げひびわれ幅算定式を導く。

スラブの引張縁、およびコンクリート内部の鉄筋高さ位置におけるひびわれの形状、ならびにはり側面におけるひびわれ形状についても明らかにする。

第5章：常時荷重域で繰返し荷重を受けると、RCやPRC部材のひびわれ幅やたわみは、コンクリートと鉄筋との間の付着の劣化等によって増大する。RCの繰返し荷重下における曲げ性状に関しては、地震荷重を対象とした高応力下の履歴特性についての研究や、疲労強度の解明を目的とした常時荷重を対象とした低応力下での繰返し実験などは多数あるが、常時荷重域の繰返し荷重下におけるひびわれやたわみの変形状に注目したものは限られている。それらの研究においても変形状に及ぼす要因の定量的な把握はなされていない。ましてPRC部材に関する研究は極めて少ない。

本章では、変形増大の要因である繰返し載荷によるコンクリートと鉄筋との間の付着の劣化、ならびにコンクリートの繰返し応力によるひずみの増大を、それぞれ調べるとともに、PRCはりにおいて $5 \times 10^4 \sim 2 \times 10^5$ 回の繰返し載荷を行って、曲げひびわれ幅とたわみの増大状況について実験・解析の両面から解明する。

第6章：実際の構造物では自重を含めた持続荷重が作用している。その応力によるコンクリートのクリープや乾燥収縮、さらに鉄筋とコンクリートとの間の付着応力の緩和などによって、時間の経過とともにひびわれ幅やたわみは増大する。コンクリートのクリープの

問題は、コンクリート構造が誕生したときからの基本的でかつ重要な問題で、解析法も簡単なものから複雑なものまでいくつかあり、RC部材についてはそれらの解析法が適用されている。しかし、PRC部材についてはPRCそのものが新しいこともあり、クリープ解析例は少ない。また、コンクリートと鉄筋との間の付着性状の時間的な変化は、基本的な問題でありながら解明されていない。

本章では、代表的な6つのクリープ解析法を用いてPRC部材のクリープ応力計算式を導き、各解析法の精度を比較考察し、PRC部材のクリープ解析に適した方法について検討する。付着の問題については、RC引張材の持続載荷実験を行い、付着応力 τ とすべり S との関係のモデル化を行い、実験および解析の両面から付着応力の緩和による鉄筋応力の増大、ひびわれ間コンクリートの収縮量について検討する。ついで、引張鉄筋の応力、プレストレスの程度、荷重の履歴を実験変数とした2年間にわたるPRCはりの持続載荷実験を行い、ひびわれ幅およびたわみ増大におよぼす要因について定量的な把握を試みる。最後に持続載荷を受けるPRCはりのひびわれ幅算定式の提示を行うとともに、たわみの計算方法についても検討する。

第7章：ひびわれ幅を制御目的とするPRC部材の設計においては、実用上十分な精度を持つ算定式の誘導もさることながら、設計した断面のひびわれ幅あるいは制御目標とするひびわれ幅に対する鉄筋応力がその式に基づいて極く簡単に算定できるかどうか、ひびわれ幅の制御を直接設計の目標とするPRC部材の有効な利用を左右することになる。またPRC部材はPC鋼材の緊張力が軸応力として作用しているので、第2章で導いた鉄筋応力の計算式は3次以上の高次の式となり、その計算は繁雑である。

本章では、PRC部材のひびわれ制御設計の便を計るため、第2章～第6章で得られた成果に基づき、はりおよびスラブの曲げひびわれ幅の計算図表ならびに許容ひびわれ幅に対する鉄筋応力の算定図表の作成、日本建築学会PRC指針におけるⅢ_t、Ⅲ_{tb}部材の設計を可能とする最少鉄筋量の算出を行う。

第2章 PRCはりの曲げ性状

2.1 はじめに

PRC部材は、第1章で定義したように非緊張材と緊張材を共に有するコンクリート部材であり、非緊張材である普通鉄筋のみを有する場合はRC、緊張材のみを有する場合はPCである（ただし、実際のPC設計断面においては若干の普通鉄筋を有している）。このことから理解されるように、PRC部材はRCならびにPC部材両者の性質をかね合せて持っている。このPRC部材の曲げ性状を理解するには、PRCを特徴づけるプレストレスの程度とその曲げ性状との関係を把握することが重要である。

この点に関する既往の研究は、初期のものとしてはPRCのパイオニアであるP.W. Abelesの研究があげられる。彼は非緊張材にもPC鋼材を用い、プレストレスの程度に応じてたわみが制御されることを示した¹⁾。その後S.G.Hutton and R.E.Loov¹²⁾、B.Thürlimann¹³⁾、R.F.Stevens¹⁰⁾、小寺・岩城¹⁴⁾などは、RC、PRCおよびPCはり材の曲げ載荷実験を行って、それら部材のたわみ性状について言及し、PRCはRCとPC部材の中間に位置することを指摘した。ただし、これらの報告においてはプレストレスの程度と曲げひびわれ幅との関係までは述べられていない。

ひびわれ幅に関しては、横道・角田⁵⁾はRCのひびわれ制御のためにプレストレスを与えるという観点からRCはりに補助的にプレストレスを導入したはりの曲げ載荷試験を行い、プレストレスによってひびわれ幅が制御されることを示している。

ヨーロッパ諸国でのPRCは、PCの側から発展したもので高強度のPC鋼材を一部非緊張のまま使用する場合が多い。その場合、価格の高いPC鋼材を非緊張のまま用いることは不経済であり、かつPC鋼材はひびわれ分散性の点では異形普通鉄筋に劣り、ひびわれ制御の点で不利である。一方、我が国における横道らのように、所要の終局耐力を満たすように設計されたRC部材にひびわれ制御のため付加的にプレストレスを導入する場合は、PC鋼材の追加により終局耐力が大きくなるので、そのままでは不経済な断面となる面もある。

本章では、PRCを特徴づけるプレストレスの程度とその曲げ性状（たわみ、曲げひびわれ幅）の関係を明確に把握することを目的に、終局耐力が同じという条件のもとで、緊張材であるPC鋼材と普通鉄筋の割合を変化させたはりの曲げ性状を実験・解析の両面から調べた。

また、PRC部材におけるコンクリートの乾燥収縮およびクリープによるプレストレスの減退についても実験的にその特徴を明らかにした。

ここで、プレストレスの程度を表す指標についての既往の提案を表2-1に紹介する。それらは次の2つに大別できる。

1つは、曲げ終局時における鋼材の引張力、あるいは抵抗曲げモーメントの緊張材の分担率で表現するもので、B.Thürlimann¹³⁾、A.E.Naaman⁹⁾および Draft FIP Recommendations on Practical Design¹⁶⁾の指標がこのグループに入る。

他の1つは、プレストレスによる曲げモーメントの設計曲げモーメントに対する割合で表すもので、B.Thürlimann¹³⁾、H.Bachman¹⁷⁾および Draft FIP Recommendations on Practical Design のものがこの部類に入る。

前者は、部材そのもののプレストレスの程度を表すのに適している。後者は、設計荷重との関連において部材がどのような状態にあるか、すなわち全設計荷重のうちの何割の荷重に対してフルプレストレスの状態に設計されているかを表すのに適している。

表2-1 既往のプレストレスの程度を表わす指標

提 唱 者	用 語	定 義
B.Thürliman	Degree of prestress λ Prestressing ratio ρ	$\lambda = A_P f_{PY} / (A_P f_{PY} + A_S f_{SY})$ $\rho = -M(Pr) / M(DL+LL)$ M(Pr): Prestressing moment (P·e) M(DL+LL): Dead and live load moment
A.E.Naaman and A.Siriaksorn	PPR(Partial Prestressing Ratio)	$PPR = (Mu)_p / (Mu)_{p+s}$ $= A_P f_{PS} (d_p - \frac{a}{2}) / (A_P f_{PS} (d_p - \frac{a}{2}) + A_S f_{SY} (d_s - \frac{a}{2}))$ a : ストレスブロックの深さ f _{PS} : 終局時の緊張材応力
H.Bachman	Service degree of prestress α Permanent load degree of prestress α	$\alpha = MDec / MD+L$ $\alpha = MDec / MD$ MDec : Decompression Moment MD+L : Moment due to dead load D plus live load L
Draft FIP Recommendations on Practical Design (1982)	Mechanical degree of prestress λ Degree of load balancing α	$\lambda = \frac{A_P f_{0.1k}}{A_P f_{0.1k} + A_S f_{yk}}$ $\alpha = \frac{\text{Bending moment due to prestress}}{\text{Bending moment due to permanent load}}$
角田	緊張率 ζ	$\zeta = A_P \sigma_{PY} / (A_P \sigma_{PY} + A_S \sigma_{SY})$

注) A_P : 緊張材の断面積 A_S : 普通鉄筋の断面積
 f_{PY}, σ_{PY} : 緊張材の降伏点応力度 f_{SY}, σ_{SY} : 普通鉄筋の降伏点応力度
 $f_{0.1k}$: 緊張材の強度の特性値 f_{yk} : 普通鉄筋の強度の特性値

2.2 プレストレスの程度と曲げ性状との関係を調べた実験

プレストレスの程度とP R C部材の曲げ性状との関係を調べるために3つの実験を行った。実験Ⅰは、緊張材と普通鉄筋を同じ高さ位置に配筋した単純ばりの一方向曲げ載荷実験で、プレストレスの程度のほかにコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を調べた。実験Ⅱは、より一般的に緊張材を普通鉄筋と異なる高さ位置に配筋した単純ばりの一方向曲げ載荷実験で、プレストレスの程度、コンクリートの乾燥収縮・クリープの影響および繰返し載荷の影響を調べた。実験Ⅲでは、実験Ⅰ、Ⅱが常時あるいは長期荷重を対象としているのに対して、地震荷重を想定してT型はり柱試験体の正負交番載荷を行い、プレストレスの程度と履歴特性との関係を調べた。

2.2.1 緊張材と普通鉄筋を同じ高さ位置に配筋した実験（実験Ⅰ）

(1) 実験概要

プレストレスの程度を表す指標には表2-1に示したようにいくつかあるが、ここでは曲げ終局時における全鋼材の引張力のうち緊張材の分担する引張力の割合で定義される(2.1)式のプレストレス係数 λ をプレストレスの程度を表す指標として用いた。

$$\lambda = A_P \sigma_{PY} / (A_P \sigma_{PY} + A_S \sigma_{SY}) \quad (2.1)$$

ここに、 A_P : 緊張材の断面積、 A_S : 普通鉄筋の断面積
 σ_{PY} : 緊張材の降伏点応力度、 σ_{SY} : 普通鉄筋の降伏点応力度

実験はA、B2つのシリーズから成り、それぞれのシリーズにおいて終局耐力をほぼ等しく断面選定をした。プレストレスの程度は、 $\lambda=0$ のRCおよび $\lambda=1$ のPCを含む5水準である。試験体の種類を表2-2に、試験体形状ならびに引張部の配筋状況を図2-1に示す。緊張材の初引張応力度は、Aシリーズは12000kg/cm²(許容引張応力度の87%)、Bシリーズは10,000kg/cm²(同じく73~84%)である。ただし、試験体B-100-IIは、はり上縁における引張応力の制限により8220kg/cm²とした。各試験体はそれぞれ2体作成して、1体はコンクリート材令1~2週でプレストレスを導入し、コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響を極力小さくするため載荷前日まで湿潤養生し、プレストレス導入後1週で載荷した(試験体記号末尾にIを付記)。他の1体は材令4週でプレストレスを導入し、以後気中に保存し、約1年後の材令51~52週に載荷した(試験体記号末尾にIIを付記)。

表2-3に使用材料の力学的性質を示す。はり試験体と同じ断面形状を有し、同じ環境条件下に保存したプリズム試験体で測定した材令52週における乾燥収縮 S_t は 3.5×10^{-4} 、クリープ係数 ϕ は2.3(持続応力62.5kg/cm²)であった。

載荷は図2-2に示すような3等分点載荷である。たわみはdial gageで、ひびわれ幅は鋼材位置側面に貼付した検長4cmのcontact strain gageで測定した。荷重階はひびわれ発生の確認までは0.1t、以後0.2tとし、ひびわれの発生は下縁に貼付したwire

strain gage によるひずみを調べながら20倍の拡大鏡によって確認した。鉄筋のひずみは鉄筋の表面の10個所に貼付した wire strain gage にて測定した。

また、型枠の除去時から載荷直前まで検長30 cmの contact strain gage でコンクリートの乾燥収縮、クリープによる収縮ひずみを測定した。

表2-2 試験体の種類

試験体記号	異形鉄筋断面積 $A_s(\text{cm}^2)$	緊張材断面積 $A_p(\text{cm}^2)$	鋼材係数	プレストレッシング係数 $\lambda(\%)$	緊張材初引張力 (t)	載荷時材令 (週)
Aシリーズ	A-0 I	1.99	0	0.085	0	1
	A-0 II	1.99	0	0.085	0	48
	A-36 I	1.28	0.133	0.074	36	1
	A-36 II	1.28	0.133	0.074	36	48
	A-60 I	0.96	0.266	0.089	60	1
A-60 II	0.96	0.266	0.089	60	48	
A-69 I	0.64	0.266	0.077	69	1	
A-69 II	0.64	0.266	0.077	69	48	
A-100 I	0	0.464	0.094	100	5.54	1
A-100 II	0	0.464	0.094	100	5.54	48
Bシリーズ	B-0 I	3.17	0	0.163	0	1
	B-0 II	3.17	0	0.163	0	48
	B-32 I	2.14	0.266	0.169	32	1
	B-32 II	2.14	0.266	0.169	32	48
	B-48 I	1.75	0.396	0.145	48	1
B-48 II	1.75	0.396	0.145	48	48	
B-84 I	0.64	0.594	0.152	84	5.94	1
B-84 II	0.64	0.594	0.152	84	5.94	48
B-100 I	0	0.772	0.167	100	7.72	1
B-100 II	0	0.772	0.167	100	6.35	48

鋼材係数: $(A_s \sigma_{sy} + A_p \sigma_{py}) / (b d F_s)$ ここに、 b : はり幅、 d : はりの有効背、 F_c : コンクリートの圧縮強度 ($F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$)
 載荷時期: プレストレスの導入から載荷までの時間

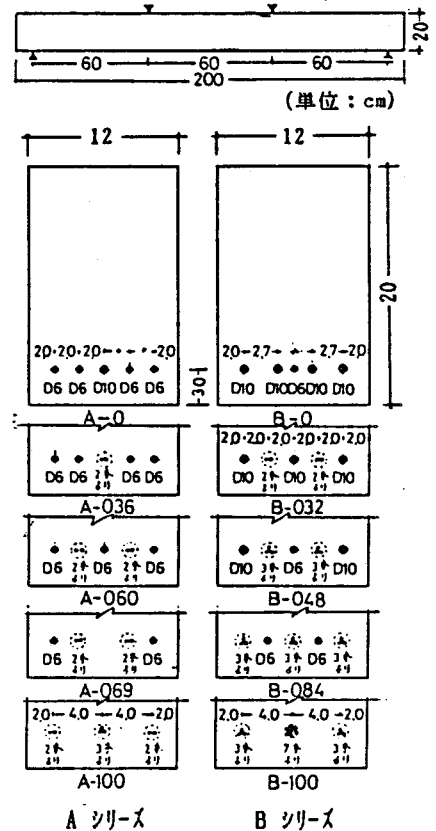


図2-1 試験体形状と配筋状況

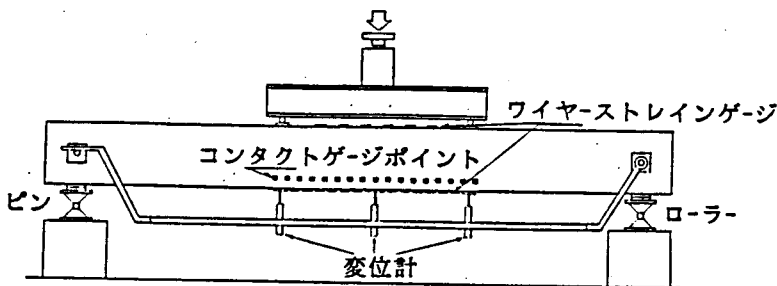


図2-2 載荷方法

表2-3 使用材料の力学的性質

コンクリート

材令	圧縮強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 $(\times 10^5 \text{ kg/cm}^2)$	割裂強度 (kg/cm^2)
19	380	2.8	31.6
364	484	2.7	33.7

鋼材

鋼材種	断面積 (cm^2)	降伏応力度 $(\times 10^3 \text{ kg/cm}^2)$	ヤング係数 $(\times 10^6 \text{ kg/cm}^2)$
異形鉄筋	D6	0.32	3.6
	D10	0.71	5.1
PC鋼より線	2本より	1.33	19.2
	3本より	1.98	19.6
	7本より	3.76	18.1

(2) 実験結果および考察

載荷時の有効プレストレス力などを表2-4に示す。有効プレストレス力は緊張材の有効引張力から鉄筋の圧縮力を差し引いた値である。実験結果を表2-5に示す。破壊モードは、すべての試験体とも、鉄筋が降伏した後のコンクリートの圧縮破壊による曲げ破壊であった。終局曲げモーメント M_u はAシリーズでは1.43~1.77 tm、Bシリーズは2.46~2.78 tmであった。

表2-4 有効プレストレス力

試験体	緊張材 有効引張力 (t)	緊張材 引張力 減少量 (t)	鉄筋 圧縮力 (t)	有効プレスト レスカ (t)	コンクリート 下縁初プレ ストレス (kg/cm ²)	コンクリート 下縁有効プレ ストレス (kg/cm ²)
A- 0	I	—	0	0	0	0
	II	—	1.30	-1.30	0	-16.8
A- 36	I	1.58	0	0.17	1.41	20.5
	II	1.49	0.09	1.28	0.21	20.5
A- 60	I	3.12	0.05	0.38	2.74	40.9
	II	2.89	0.28	1.27	1.62	40.9
A- 69	I	3.14	0.03	0.24	2.90	40.9
	II	2.89	0.28	0.89	2.00	40.9
A-100	I	5.46	0.08	—	5.46	71.8
B- 0	I	—	—	0.60	-0.60	0
	II	—	—	1.80	-1.80	0
B- 32	I	2.64	0	0.61	2.03	34.1
	II	2.44	0.20	2.35	0.09	34.1
B- 48	I	3.97	0	0.75	3.22	51.3
	II	3.59	0.38	2.24	1.35	51.3
B- 84	I	5.70	0.24	0.80	4.90	76.7
	II	5.14	0.80	1.12	4.02	76.7
B-100	I	7.06	0.66	—	7.06	99.7
	II	5.22	1.13	—	5.22	82.0

表2-5 実験結果(単位: tm)

試験体		曲げひびわれモーメント			終局曲げモーメント		
		実験値	計算値	Mcr(実)	実験値	計算値	Mu(実)
		Mcr(実)	Mcr(計)	Mcr(計)	Mu(実)	Mu(計)	Mu(計)
A- 0	I	0.36	0.42	0.86	1.52	1.32	1.15
	II	0.33	0.32	1.03	1.64	1.33	1.23
A- 36	I	0.51	0.57	0.89	1.43	1.16	1.23
	II	0.45	0.47	0.96	1.50	1.17	1.28
A- 60	I	0.70	0.70	1.00	1.63	1.37	1.20
	II	0.53	0.62	0.85	1.77	1.39	1.27
A- 69	I	0.69	0.72	0.96	1.44	1.20	1.20
	II	0.63	0.66	0.95	1.54	1.21	1.27
A-100	I	0.87	0.98	0.89	1.60	1.44	1.11
B- 0	I	0.39	0.38	1.03	2.55	2.38	1.07
	II	0.30	0.25	1.20	2.55	2.43	1.05
B- 32	I	0.66	0.63	1.05	2.51	2.42	1.04
	II	0.39	0.46	0.85	2.69	2.48	1.08
B- 48	I	0.84	0.75	1.12	2.55	2.45	1.04
	II	0.48	0.59	0.81	2.78	2.51	1.11
B- 84	I	0.96	0.93	1.03	2.46	2.16	1.14
	II	0.78	0.86	0.91	2.48	2.20	1.13
B-100	I	1.20	1.15	1.04	2.54	2.24	1.13
	II	0.93	0.99	0.94	2.61	2.29	1.14

a) 荷重－中央たわみ関係

図2-3にプレストレス導入の1週後に載荷した試験体の荷重－中央たわみ関係を示す。これらの試験体では、コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響が小さいため、プレストレスの効果が顕著に現れ、プレストレスの程度に応じてたわみが制御されている。

荷重－中央たわみ曲線における特徴を列挙すると次のようになる。コンクリートの全断面が有効に働くひびわれの発生までは、鉄筋やPC鋼材の曲げ剛性に及ぼす影響は小さく、主としてコンクリート断面で剛性は決まるので、全試験体の曲げ剛性はほぼ等しい。ひびわれ発生後は、本実験では M_u をほぼ等しく断面選定しているため、高強度のPC鋼材の量が多くなってPCに近づく程、総鋼材断面積が減少し、曲げ剛性は小さくなる。長期設計荷重付近ではプレストレスの導入によってたわみは低減されている。

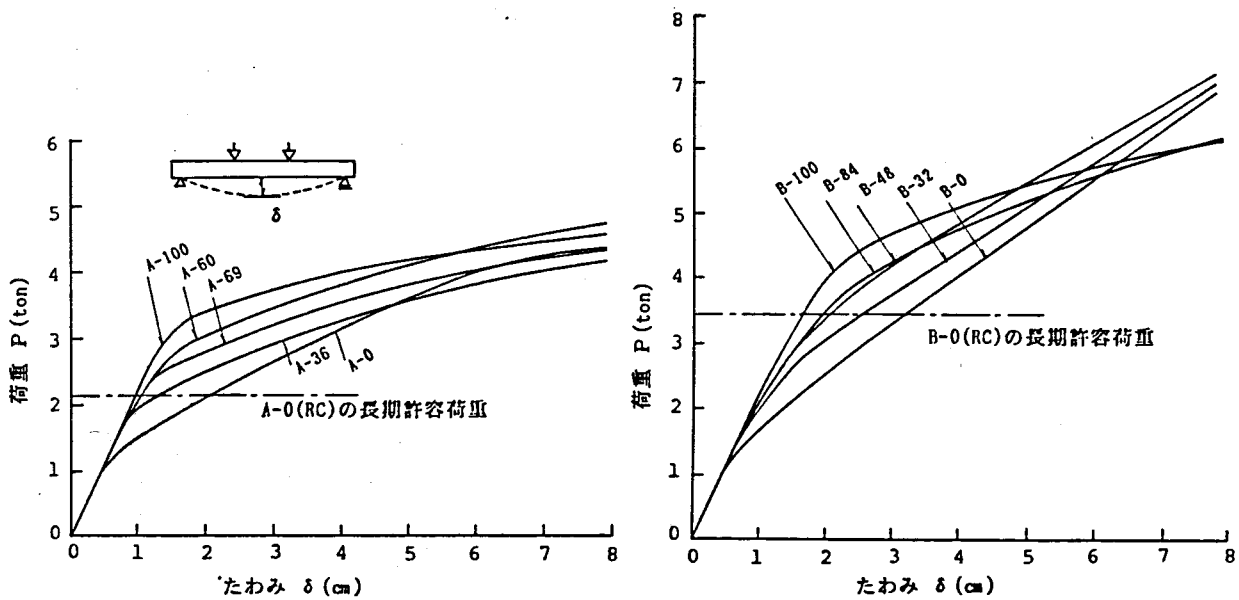


図2-3 荷重P－たわみδ関係

b) 荷重－ひびわれ関係

図2-4および図2-5に、それぞれプレストレス導入の1週間および48週後に載荷した試験体の荷重－ひびわれ幅関係を示す。いずれの図においても、プレストレスによって常時荷重域におけるひびわれ幅は大いに低減されることが示されている。ただし、荷重－たわみ関係の項でも指摘したように、PCに近づく程、鋼材の断面積が小さく、ひびわれ発生後の鉄筋のひずみ増大量が大きくなるため、ひびわれ幅の増大傾向が著しくなる。また、プレストレス導入後約48週間気中養生した試験体では、乾燥収縮、クリープの影響によってプレストレスが減退し、ひびわれモーメントが低下し、プレストレス導入の1週後に載荷した場合と比べ、同じ曲げモーメントに対するひびわれ幅が大きくなっている。實際上、このように長期間無載荷の状態で置かれることは稀であるが、コンクリートの収縮変形は初期材令における進行速度が大きく、また、環境条件によっては載荷までかなりの収縮変形が生ずることもあり、この収縮の影響を無視することは曲げひびわれ性状に対する耐力の算定に際して問題となる。

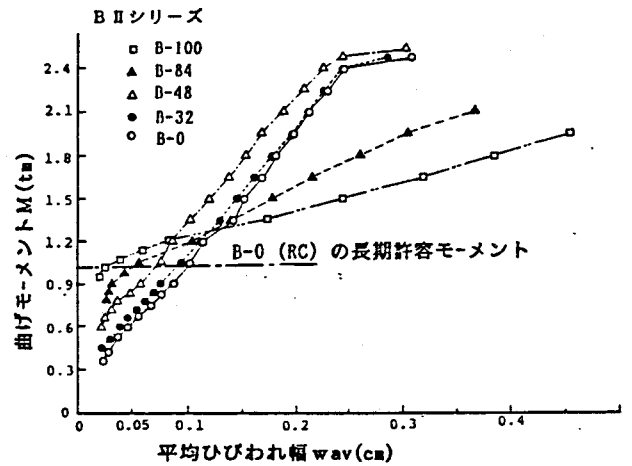
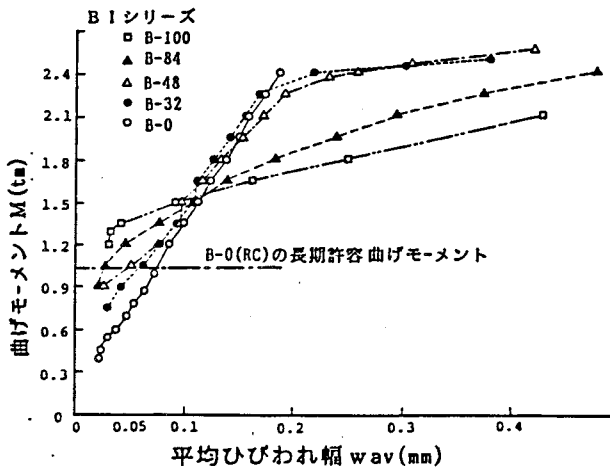
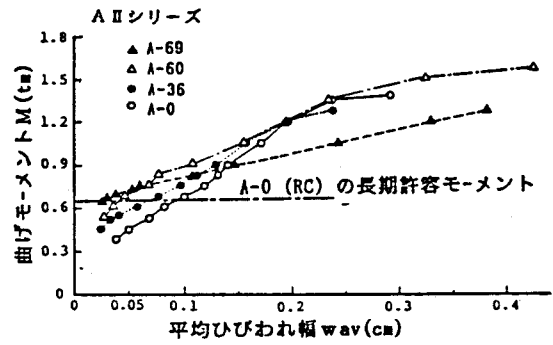
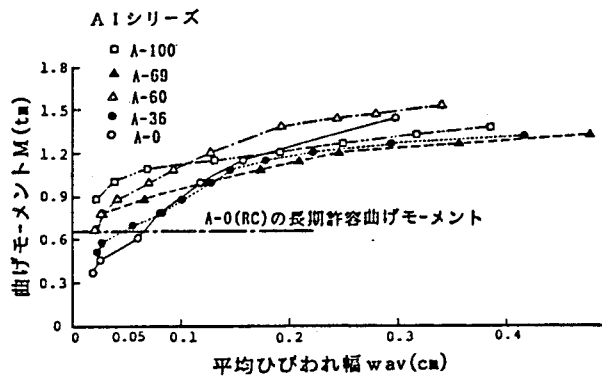


図 2-4 曲げモーメント M と平均ひびわれ幅 w_{av} の関係
(載荷時期:プレストレス導入1週後)

図 2-5 曲げモーメント M と平均ひびわれ幅 w_{av} の関係
(載荷時期:プレストレス導入48週後)

c) ひびわれモーメント M_{cr} と終局曲げモーメント M_u

日本建築学会プレレストコンクリート設計施工規準・同解説 (以下、学会 PC 規準・同解説と略記する) では、PC 部材の曲げひびわれモーメント M_{cr} の計算において、PC 鋼材および普通鉄筋の影響を無視するほか、断面応力分布は曲げひびわれが発生するまでは完全弾性と仮定し、かつ断面引張応力がコンクリートの曲げ引張強度に達したときにひびわれが生じると仮定して、曲げひびわれモーメント M_{cr} の計算式として次式を与えている。

$$M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_p) Z \quad (2.2)$$

ここに、 σ_{tb} : コンクリートの曲げ強度

σ_p : プレストレスによる断面引張縁コンクリート応力

Z : 引張縁に関する断面係数

σ_p は、普通鉄筋の圧縮力を無視し、緊張材の有効引張力のみを考慮した場合、長方形断面においては

$$\sigma_p = \frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e}{Z} = \frac{P_e}{Z} \left(\frac{h}{6} + e \right)$$

ここに、 P_e ：緊張材の有効引張力、 e ：緊張材の偏心距離
 h ：はりせい、 A_c ：コンクリート断面積

で与えられるので (2.2) 式は次のようになる。

$$M_{cr} = \sigma_{tb} Z + P_e (h/6 + e) \quad (2.3)$$

(2.3) 式の右辺の第1項はコンクリート断面自身の曲げひびわれ抵抗モーメントを表わし、第2項がプレストレスの効果を意味している。

図2-6(a)に、緊張材の有効引張力 P_e と曲げひびわれモーメント M_{cr} の関係を示す。コンクリートの乾燥収縮・クリープの小さいプレストレス導入の1週後に荷重した試験体においては、 P_e と M_{cr} の関係は、実線で示す $M = P_e(e + h/6)$ 直線と平行であり、各試験体間において、ほぼ $P_e(e + h/6)$ だけ M_{cr} が増加していることがわかる。しかし、収縮量の大きい約1年後に荷重した場合の P_e と M_{cr} の関係は実線とは平行でなく、(2.3) 式から M_{cr} を計算すると、実際よりもかなり大きめの値を算出することを示している。

これは緊張材によるプレストレス力がコンクリートから普通鉄筋へ移行しているためである。換言すれば、コンクリートが収縮することによって緊張材の引張力が減少するほかに普通鉄筋に圧縮力が生じ、この力が緊張材によるプレストレス力とは逆の引張力としてコンクリートに作用するためである。そこで、この鉄筋の元圧縮力を負のプレストレス力として、緊張材有効引張力から差し引いたコンクリート断面に作用する有効プレストレス力と M_{cr} の関係を、図2-6(b)に示す。この図から、 M_{cr} はプレストレス力と線形関係にあることがわかる。これは、本実験の場合は、PC鋼材が普通鉄筋と同じ高さ位置

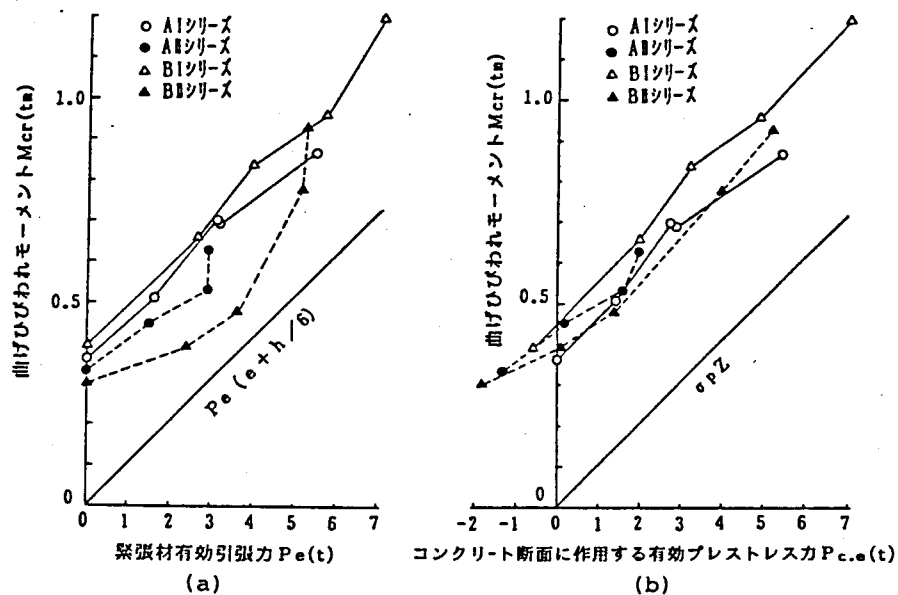


図2-6 曲げひびわれモーメント M_{cr} と有効プレストレス力 $P_{c.e}$ の関係

に配置されているので、コンクリート断面に作用する有効プレストレス力 $P_{c,e}$ と引張縁の有効プレストレス σ_P が比例することによる。同図に実線で示す $\sigma_P \cdot Z$ と $P_{c,e}$ との関係は、 M_{cr} と $P_{c,e}$ の関係と平行であり、普通鉄筋の存在する PRC においても鉄筋の元圧縮力を考慮して算出した σ_P を用いることによって (2.2) 式から M_{cr} が計算できることが示されている。

普通鉄筋の元圧縮力を負のプレストレス力として考慮して求めた σ_P を用いて、(2.2) 式より M_{cr} を計算した結果を表 2-5 に示す。計算値は実験値とほぼ一致しており、長時間無載荷状態におかれ、コンクリートの乾燥収縮、クリープによって M_{cr} が大きく低下した場合でも、緊張材の引張力の減退のほかに鉄筋の元圧縮力を考慮することによって算定できることが示されている。

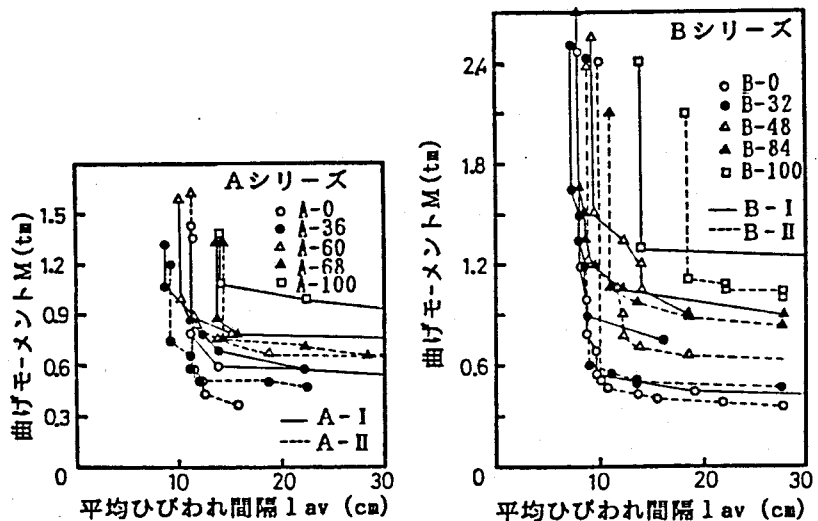
なお、負のプレストレス力として作用する鉄筋の元圧縮力と緊張材の引張力の減退量には、両鋼材の断面積とその位置が関係し、同じ高さ位置であれば断面積に比例する。本実験の場合のように、両鋼材が同じ高さに配置され、また鉄筋の断面積がより大きい場合は、鉄筋の元圧縮力が緊張材引張力の減退量より大きくなる (表 2-4 参照)。

終局曲げモーメントは、次の学会 PC 規準・同解説の式によって計算した。ただし、普通鉄筋は降伏し、PC 鋼材応力は降伏点応力に達しているものと仮定している。

$$M_u = [d_P - 0.5(q_{SP})] A_P \sigma_{PY} + [d - 0.5(q_{SP})] A_S \sigma_{SY} \quad (2.4)$$

ここに d : 普通鉄筋の有効せい、 d_P : PC 鋼材の有効せい
 A_P : PC 鋼材の断面積、 A_S : 普通鉄筋の断面積
 σ_{PY} : PC 鋼材の降伏点応力度、 σ_{SY} : 普通鉄筋の降伏点応力度
 q_{SP} : 鋼材係数

実験値は計算値より全体に 4~28% 大きく、B シリーズよりも A シリーズにおいて、より実験値は計算値より大きく、また PC 鋼材が多い程大きい。これは A シリーズは鉄筋量が少ないので、応力中心距離が (2.4) 式で仮定されている値より大きいこと、曲げ終局時の PC 鋼材の引張力が 0.2% off set 点で定まる降伏点応力度より大きいことなどによるものである。なお、載荷時期、すなわちコンクリートの乾燥収縮、クリープの M_u への影響は認められない。



d) ひびわれ間隔
 曲げモーメント M と平均

図 2-7 平均ひびわれ間隔

ひびわれ間隔 l_{av} の関係を図 2-7 に示す。新たなひびわれの発生がなくなったひびわれ定常状態における l_{av} は、鋼材量の少ない A-69、純 PC である A-100、B-100 を除いて、A、B 各シリーズとも試験体間の差異は小さく、また A、B シリーズ間でも幾分 B シリーズの l_{av} が小さかったものの、大きな差異はない。これらのことは、第 3 章のコンクリートのプリズム中に埋め込まれた鋼材の両引試験において認められるように、PC 鋼より線もひびわれ分散性に対してかなりの効果を持っていること、その PC 鋼材を普通鉄筋と同じ高さ位置に配置したこと、およびすべての試験体において両端の鋼材はその中心をはり側面から同じ距離に配置したことによるものと考えられる。また、載荷時期のひびわれ分散に及ぼす影響は認められなかった。

e) プレストレッシング係数 λ と曲げひびわれ性状

図 2-8 に、ひびわれモーメント M_{cr} 、平均ひびわれ幅が 0.05、0.1、0.15 および 0.2mm のときのモーメント $M_{0.05}$ 、 $M_{0.10}$ 、 $M_{0.15}$ および $M_{0.20}$ のそれぞれの試験体の M_u に対する比とプレストレッシング係数 λ との関係を示す。プレストレス導入の 1 週後に載荷した試験体において、A シリーズは、 $M/M_u=0.7$ 、または $w_{av}=0.15mm$ 、B シリーズは、 $M/M_u=0.6$ 、または $w_{av}=0.10mm$ 近傍まではプレストレッシング係数 λ の増大にともなって、ひびわれ幅に対する M/M_u はほぼ直線的に増大している。それ以上の M/M_u または w_{av} では、 λ の大きな試験体ほど鋼材断面積が減少するため、曲げモーメントの増加に対する鉄筋ひずみの増大率が大となることによって、プレストレスの導入による鉄筋応力度の低減効果が打ち消され、 M/M_u は若干低下した。プレストレス導入の約 1 年後に載荷した試験体

においては、A、B シリーズともコンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響を受けて、各ひびわれ幅に対する M/M_u は、1 週載荷の試験体比べて大きく低下している (例えば $w_{av}=0.10mm$ に対して $M_{II}/M_I=0.75\sim 0.89$) が、1 週載荷の場合とほぼ同様な傾向が認められた。

プレストレッシング係数 λ と鉄筋応力の関係については 2.3 節の算例において検討する。

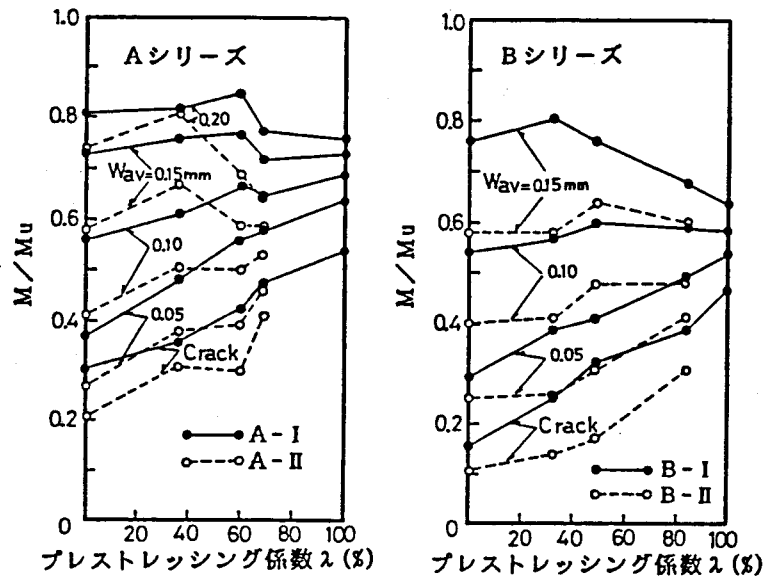


図 2-8 ひびわれ限界状態に対する M/M_u とプレストレッシング係数 λ

2.2.2 緊張材と普通鉄筋を異なる高さに配筋した実験（実験Ⅱ）

（1） 実験概要

実験Ⅰでは、緊張材を普通鉄筋と同じ高さに配置した場合について単調載荷実験を行い、プレストレス係数 λ と曲げ性状の関係や、コンクリートの乾燥収縮・クリープによるプレストレスの減退について言及した。通常の場合、緊張材は普通鉄筋と異なる高さ位置に配置される。その場合、プレストレス係数 λ と曲げ性状の関係、プレストレスの損失に対するPC鋼材と普通鉄筋の影響、ひびわれ分散に対する緊張材の効果などが異なることが考えられるので、本実験では両鋼材を異なる高さ位置に配置した場合の曲げ性状とプレストレス係数 λ との関係を調べると共に、普通鉄筋のプレストレスの減退に及ぼす影響、繰返し荷重や緊張材の付着の有無の曲げ性状への影響などを調べた。

a) 試験体の性質

はり試験体は、表2-6に示すようにプレストレスの程度を5水準とし、単調載荷試験体5体（1シリーズ）、繰返し載荷試験体5体（2シリーズ）、アンボンド試験体2体（4シリーズ）、およびこれらの試験体より載荷時期を遅らせて載荷までのコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を調べた試験体5体（3シリーズ）の計17体である。試験体末尾の数字はシリーズ名を表す。試験体の形状は図2-9に示すように12×20×200cmの単筋長方形ばりである。異形鉄筋はその重心を下縁から3cmの高さで、側面からのコン

表2-6 試験体の性質

試験体 記号	普通鉄筋		緊張材 7本より線	プレストレス 係数(%)		鉄 筋 係 数 q	緊張材 初引張力 (ton)	コンクリート下縁 初プレストレス (kg/cm ²)	載荷時 材令 (日)
	両端	中央		λ	λ''				
RC-2 1 2 3	D13	D6	—	0	0	0.185	0	0	39 45 129
LC1-2 1 2 3 4	D10	D10	6.2	35	29	0.205	2.78 2.81 2.76 2.75	20.4 20.6 20.2 20.2	38 44 128 38
LC2-2 1 2 3	D10	D6	7.9	51	44	0.231	4.36 4.43 4.35	32.7 33.3 32.6	37 43 129
LC3-2 1 2 3 4	D6	—	10.8	86	82	0.308	8.40 8.22 8.34 8.10	67.3 65.8 66.8 64.9	36 42 130 36
PC-2 1 2 3	—	—	12.4	100	100	0.330	11.15 11.00 11.05	92.9 91.7 92.1	35 41 130

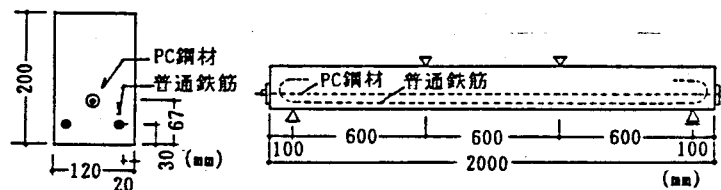


図2-9 試験体の形状

クリートかぶり厚さを 2 cm に、緊張材は下縁から 6.7 cm の核半径の位置に配置した。緊張材の初引張応力度は規格降伏点の 80 % (12000 kg/cm²) を目標値とした。表 2-6 に示すプレストレス係数 λ は前述の (2.1) 式によるものであり、 λ^* は曲げ終局時における全抵抗モーメントに対する緊張材の分担する曲げ抵抗モーメントの割合で定義され (2.5) 式で計算されるものである。 λ^* も λ と同様に 0 は RC を、1 は純 PC を意味する。曲げ終局時の抵抗モーメントの算定には、学会 PC 規準・同解説の曲げ破壊耐力の計算式を用いた。

$$\lambda^* = M_{UP} / (M_{UP} + M_{US}) \quad (2.5)$$

ここに、 M_{UP} : 曲げ終局時の緊張材の分担する曲げ抵抗モーメント

M_{US} : 曲げ終局時の普通鉄筋の分担する曲げ抵抗モーメント

b) 使用材料

早強ポルトランドセメントを用いた重量調合比 1 : 1.8 : 2.24, 水セメント比 55 % のコンクリートを使用した。はり試験体と同一養生条件下においた $\phi 10 \times 20$ cm のシリンダー、および $12 \times 20 \times 80$ cm の曲げ試験体から求めたコンクリートの力学的性質を表 2-7 に示す。普通鉄筋は D6、D10、D13 の異形鉄筋を、緊張材は PC 鋼 7 本より線を使用した。これらの性質も表 2-7 に示す。

表 2-7 使用材料の性質

コンクリート

材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂強度 (kg/cm ²)	曲げ強度 (kg/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ kg/cm ²)
26	275	—	—	2.53
31	310	27.1	28.8	2.48
39	304	32.4	32.3	2.64
46	323	30.1	36.7	2.64
132	301	26.1	43.5	2.09

鋼材

鋼材種	断面積 (cm ²)	降伏応力度 (kg/mm ²)	ヤング係数 ($\times 10^6$ kg/cm ²)
普通鉄筋	D6	39.5	2.1
	D10	40.1	
	D13	45.7	
PC 鋼よ り線	$\phi 6.2$	175	2.03
	$\phi 7.9$	178	2.01
	$\phi 10.8$	185	1.96
	$\phi 12.4$	172	1.97

c) 試験体の製作および養生

コンクリート材令 3 日に脱型後、恒温恒湿室 (20℃、65%) で湿布養生を行った。プレストレスの導入は、材令 24、25 日 (1、2、4 シリーズ) および 27 日 (3 シリーズ) に行い、4 シリーズを除いて直ちにセメントペースト (3 週圧縮強度 364 kg/cm²) のグラウトを注入した。その後 1、2、4 シリーズの試験体は載荷の前日まで湿布養生を継続し、3 シリーズの試験体は同室で気中養生を行った。これらの試験体と同一養生条件下においた同じ断面形状のコンクリートプリズムから得た乾燥収縮ひずみおよびクリープ係数 (持続応力 62.5 kg/cm²) を図 2-10 に示す。

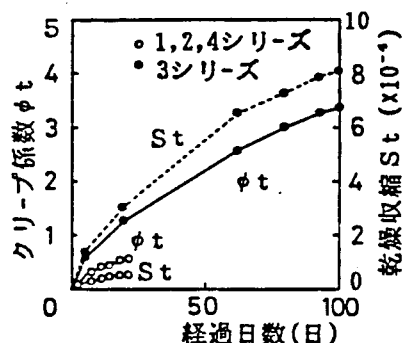


図 2-10 コンクリートの乾燥収縮とクリープ係数

d) 載荷および測定方法

載荷は実験 I と同様に 3 等分点載荷 (図 2-2 参照) で、2 シリーズの試験体は鉄筋ひずみ測定値の最大が 1000×10^{-6} 程度で 10 回、それ以後は同じく 2000×10^{-6} 程度および単調載荷試験体の最大耐力の 85%, 90%, 95% の荷重でそれぞれ 1 回繰返した。

(2) 実験結果および考察

曲げひびわれモーメント M_{cr} および終局曲げモーメント M_u の実験値と計算値をまとめて表 2-8 に示す。終局耐力はすべての試験体とも鉄筋が降伏した後、コンクリートの圧縮破壊で決まり、1 シリーズの試験体の M_u は 1.86~1.98 tm で、1 シリーズ内の各試験体の M_u はほぼ等しいとみなせる。曲げひびわれモーメント M_{cr} の計算値 (計 1) は、緊張材の有効引張力の損失のみならず普通鉄筋の元圧縮力も考慮し、学会 PC 規準・同解説ならってコンクリートの引張応力ひずみ関係を完全弾塑性と仮定し、引張強度を割裂引張強度で与え、引張塑性率を 0.6 として算定した値である。実験値と比べてかなり大きいのは、表 2-7 に示したようにコンクリートの曲げ強度が材令 132 日の値を除いてほぼ割裂引張強度に等しかったことによるものと考えられる。直接、曲げ強度を用いて (2.2) 式から算定した略算値 (計 2) はほぼ実験値と一致している。したがって、前節でも述べたように、緊張材の有効引張力だけでなく鉄筋の元圧縮力を考慮してコンクリート下縁の有効

表 2-8 実験結果一覧表

試験体	コンクリート下縁応力 σ_p (kg/cm ²)	曲げひびわれモーメント M_{cr} (tm)			終局曲げモーメント M_u (tm)		ひびわれ間隔 (cm)		
		実験値 M_{cr} (実)	算定値 M_{cr} (計1)	略算値 M_{cr} (計2)	実験値	算定値	平均間隔 l_{av}	最大間隔 l_{max}	
RC-2	1	-2.1	0.24	0.503	0.278	1.92	1.76(0.92)	7.9	12.1
	2	-3.1	0.18	0.486	0.263	1.89	1.76(0.93)	7.6	11.3
	3	—	載荷前にひびわれ発生			1.84	1.75(0.95)	6.8	11.3
LC1-3	1	17.4	0.42	0.674	0.444	1.87	1.64(0.88)	7.5	13.4
	2	15.7	0.42	0.658	0.429	1.88	1.64(0.87)	9.0	12.8
	3	-10.7	0.30	0.361	0.292	1.74	1.68(0.94)	8.0	11.5
	4	16.3	0.36	0.663	0.434	1.80	—	7.6	10.8
LC2-3	1	29.5	0.54	0.775	0.543	1.89	1.69(0.89)	8.1	12.4
	2	27.9	0.42	0.760	0.529	1.95	1.69(0.87)	8.6	13.8
	3	-1.9	0.33	0.429	0.365	1.82	1.68(0.92)	8.5	13.2
LC3-3	1	63.2	0.84	1.03	0.799	1.98	1.80(0.91)	15.9	18.8
	2	62.2	0.78	1.02	0.791	2.14	1.80(0.84)	11.1	16.3
	3	84.8	0.69	0.726	0.655	1.94	1.79(0.92)	11.7	16.3
	4	61.8	0.81	1.01	0.787	1.73	—	12.6	17.5
PC-3	1	92.0	1.02	1.23	1.01	1.86	1.77(0.95)	18.8	26.1
	2	90.1	1.02	1.22	0.993	1.83	1.77(0.97)	18.8	27.4
	3	69.9	0.84	0.993	0.920	1.67	1.76(1.05)	18.3	24.6

表 2-9 緊張材引張力有効率とコンクリート下縁のプレストレス有効率

試験体	緊張材有効引張力 (ton)	異形鉄筋圧縮力 (ton)	コンクリート下縁の有効プレストレス (kg/cm ²)	コンクリート下縁の有効プレストレス率 η (%)	緊張材引張力有効率 η_p (%)			
					実験値	精算値	略算値	
LC1-3	1	2.77	0.40	18.3	89.7	99.5	99.0	99.0
	3	2.47	2.17	-7.7	-38.1	89.4	87.3	87.1
LC2-3	1	4.35	0.46	30.7	93.6	99.7	98.9	98.9
	3	3.80	2.55	-1.3	-4.0	87.3	85.7	85.6
LC3-3	1	8.30	0.41	64.2	95.5	98.9	98.4	98.4
	3	6.82	1.63	35.8	53.6	81.7	80.4	80.4
PC-3	1	11.04	—	92.0	99.0	99.0	97.9	97.9
	3	8.36	—	69.9	75.9	75.9	76.0	76.0

プレストレスを求めれば、 M_{cr} は略算式によって十分な精度で算定できる。

以下、緊張材の引張力有効率、曲げひびわれ幅、変形の順に、結果とその考察について述べる。

a) 緊張材引張力の有効率

緊張材引張力の有効率や、コンクリート下縁のプレストレスの有効率などを表2-9に示す。両者を比較するため、同表に示すコンクリート下縁の有効プレストレスは、プレストレスリング前の収縮によって生じた鉄筋の元圧縮力による応力を除いた値である(表2-8の σ_{cP} ではこの応力を除いていない)。普通鉄筋の断面積が大きいほど、コンクリートの乾燥収縮・クリープによる収縮変形が少なくなるために緊張材の引張力の減退量は少なくなるが、コンクリートから鉄筋への応力の移行量が増すため、純コンクリート断面に作用するプレストレスの減少量に大きな差はない。また、普通鉄筋を有しない純PCの場合は、緊張材引張力の有効率 μ_P とコンクリート下縁の有効プレストレス率 μ は一致するが、普通鉄筋を有するPRCの場合は両有効率は一致せず、普通鉄筋が多いほど μ_P は大きく μ は小さくなり、その差が広がる。したがって、PRC断面においてはコンクリート応力の有効率 μ と緊張材引張力の有効率 μ_P を区別して考える必要がある。

表2-9には引張力有効率についてクリープ速度法を用いたクリープ解析¹⁹⁾結果、およびコンクリートの変化応力 $\Delta\sigma_c(t)$ によるクリープひずみを $\Delta\sigma_c(t)/E_c \cdot \phi(t)/2$ ($\phi(t)$;クリープ係数)とする略算解も示す。実験値と比較して、略算解でも実用的には十分な精度で、有効引張力や有効プレストレスが算定できると言えよう。

b) ひびわれ間隔

新たにひびわれが発生しないひびわれ定常状態における等曲げスパン内の平均ひびわれ間隔 l_{av} は、表2-8に示すようにグラウトの有無による差異はなく、また緊張材を考慮せず既往のRCのひびわれ間隔算定式による算定値は、実験値と同程度ないしそれ以下で、緊張材のひびわれ分散に対する効果は認められなかった。緊張材を普通鉄筋と同一高さに配置した前節の実験では、その効果が認められたのに対して、本実験の結果は、緊張材を普通鉄筋より内側に配置したことによるものと考えられる。

c) ひびわれ幅

曲げモーメントと平均ひびわれ幅 w_{av} の関係を図2-11に示す。1シリーズでは、RCの鉄筋の長期許容応力から定まる長期許容曲げモーメント=0.936 t·mにおいてプレストレスの程度に応じてひびわれ幅が制御されていることが分かる。た

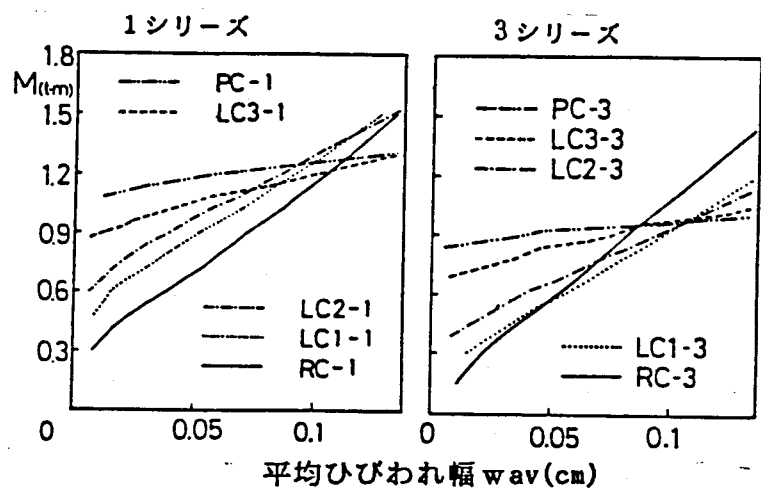


図2-11 曲げモーメントM-平均ひびわれ幅 w_{av} 関係

だし、曲げモーメント=1.2 t·m (M_u の 60~65 %) 以上では、ひびわれ発生後の鉄筋ひずみの増大がPCに近い程大きく、かつ、ひびわれ間隔も大きくなるため、PCに近い程ひびわれ幅は大きくなる。また、3シリーズは、1シリーズに比べてプレストレスの大幅な損失によってひびわれ性能は大きく低下したが、LC1-3からPC-3の間のひびわれ幅の大小関係は1シリーズと同じである。RC-3のひびわれ性能が比較的よいのは、試験体RC-1よりもひびわれ間隔が狭いためである。

d) ひびわれの閉合性

最大鉄筋応力(測定値)が2000 kg/cm²程度で10回繰り返した後の減力時、およびさらに4000 kg/cm²近くまで荷重した後の除荷時(11回目)の曲げモーメントMと最大ひびわれ幅 w_{max} の関係を図2-12に示す。どの試験体のM- w_{max} 曲線も初荷重時にコンクリートに引張応力が生じない曲げモーメント M_{dec} において明瞭な屈折点が認められ、その点における w_{max} は10回目の減力時には0.02 mm以下、11回目の減力時でも0.03 mm程度で実際上ひびわれは閉じているものと見なせる。

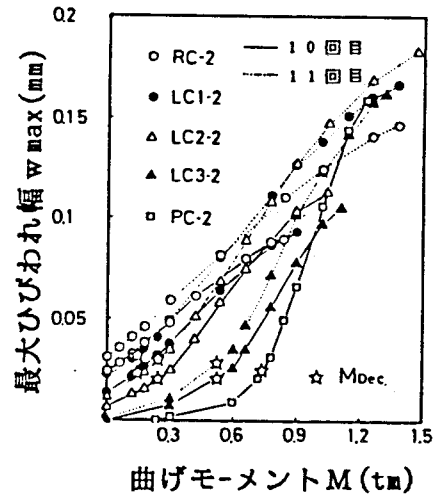


図2-12 減力時の曲げモーメントMと最大ひびわれ幅 w_{max}

e) プレストレッシング係数 λ , λ^*

後の2.3.2項の算例で示すように緊張材と普通鉄筋が異なる高さ位置に配置されている場合は、 M_{cr} やある鉄筋応力に対する抵抗モーメントは、プレストレッシング係数 λ とではなく、プレストレッシング係数 λ^* と線形関係にある。そこで、図2-13にひびわれ幅に直接関係する鉄筋位置のコンクリート応力が0の点からの平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s,av}$ 、および w_{av} がある値のときの曲げモーメントMの M_u との比 M/M_u と λ^* との関係を示す。緊張材の引張力が λ^* にほぼ比例することにより、 $\Delta \epsilon_{s,av}$ に対するMや M_{cr} と λ^* とは線形関係を示し、 w_{av} が0.05 mm 迄は、曲げモーメントも λ^* の増加にともなって増大することが分かる。

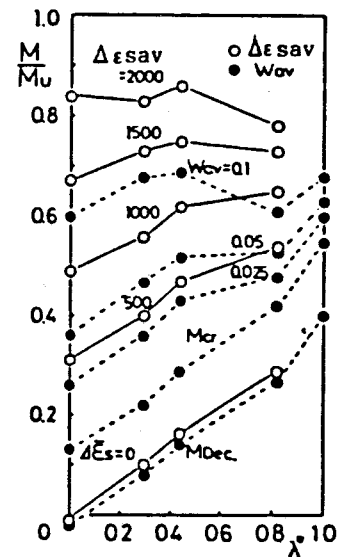


図2-13 ひびわれ限界状態に対するM/M_uとプレストレッシング係数

f) たわみ

単調荷重試験体の荷重Pと中央たわみ δ の関係を図2-14に示す。 λ が大きくなるほど、鋼材の総断面積が減少するため曲げひびわれ発生後の剛性の低下は大きくなるが、常時荷重域に相当する範囲においてはプレストレス力によりたわみは低減されている。

繰返し载荷の場合の $P-\delta$ 曲線を図2-15に示す。除荷開始点が鉄筋の降伏前であれば、プレストレス力に応じて残留たわみは大きく減少することがわかる。また鉄筋の降伏後は、LC1、LC2の残留たわみは大きく、履歴曲線の形はRC typeを、LC3の履歴曲線はPC typeを示している。

PRC部材の復元力特性については次の正負繰返し载荷実験においても検討する。

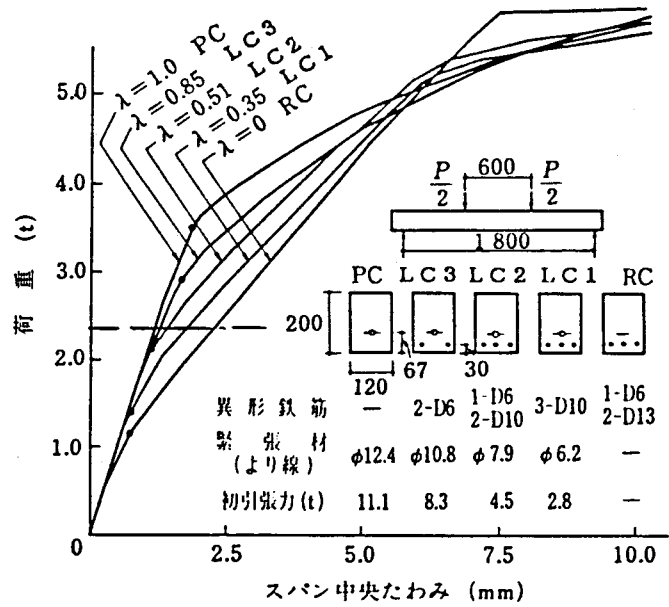


図2-14 単調载荷時の荷重-たわみ関係

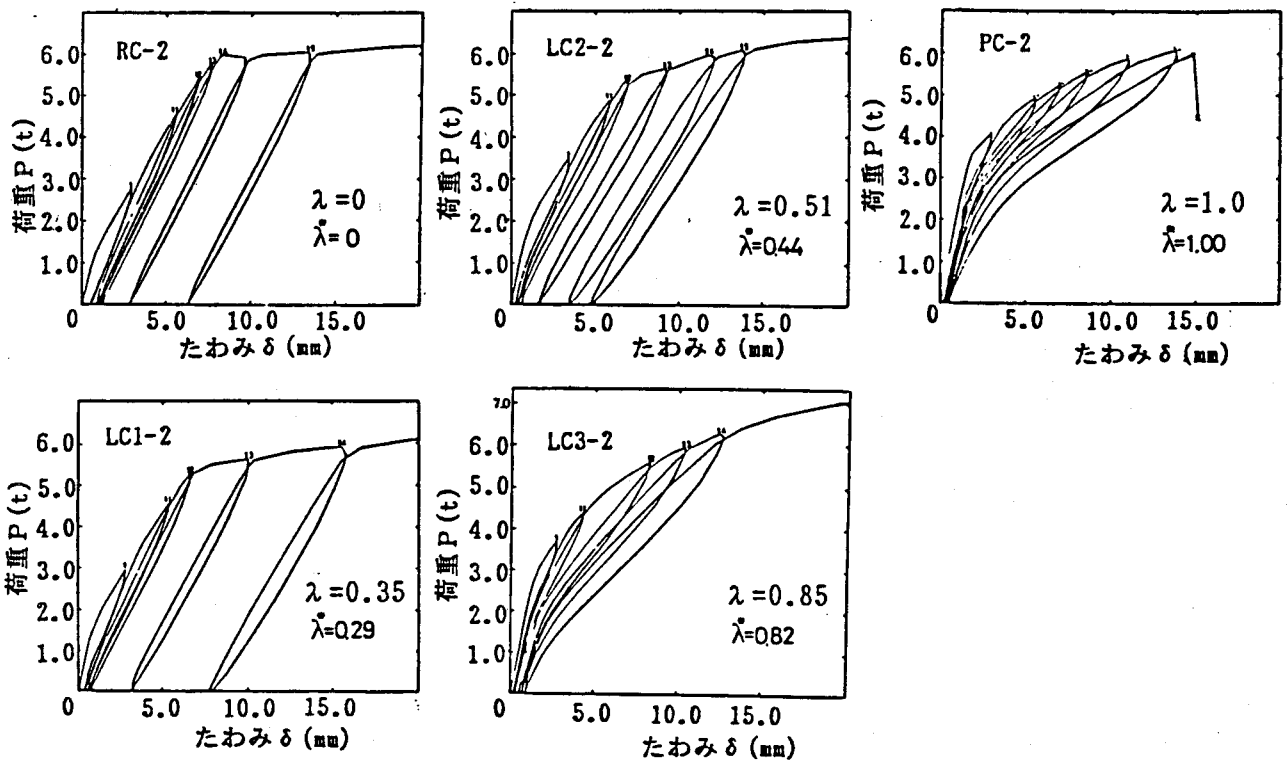


図2-15 繰返し载荷時の荷重-たわみ関係

2.2.3 片持ちばりの正負繰返し実験 (実験Ⅲ)

実験Ⅰ、Ⅱにおいて、曲げひびわれ幅やたわみ等の曲げ性状をプレストレスの程度によってRCからPCまで随意に制御できることを示したが、高応力の繰返し時の変形状もプレストレスによって制御できることが期待される。本節では、終局耐力が同じという条件のもとで緊張材と普通鉄筋の割合、すなわちプレストレスの程度を変化させた片持ちばりの正負繰返し载荷を行った。なお、本論文は全般に常時荷重を対象としているが、PRC部材の高応力域での特性に関するデータが極めて少ないので、高応力域における低サイクル繰返し荷重下の特性に対しても、プレストレスの程度によってRCからPCの特性まで制御できることの一例を示す。

(1) 実験概要

(a) 試験体

試験体は、RC、PRC1、PRC2、PCの4体で、終局耐力 M_u がほぼ等しくなるよう設計した。普通鉄筋は異形D16、PC鋼材は7.9mm

7本より線、せん断補強には丸鋼 $\phi 6$ を使用した。試験体の形状、配筋、断面図を図2-16に、試験体の種類を表2-10に示す。コンクリート材令61日にプレストレスの導入、およびグラウトの注入を行い、材令70日前後に载荷を行った。鋼より線の初引張力は3.6 tonで、試験時のその有効引張力

は図2-17に示す通りである。コンクリートおよび鋼材の力学的性質を表2-11に示す。

(b) 試験方法

载荷は、漸増正負繰返し载荷で、繰返し点は、まずRCの鉄筋応力が 3000 kg/cm^2 の荷重 $P=2.6 \text{ ton}$ 、その後はたわみ制御により、RCの降伏たわみ δy を基準として、 $1\delta y$ 、 $1.5\delta y$ 、 $2\delta y$ 、

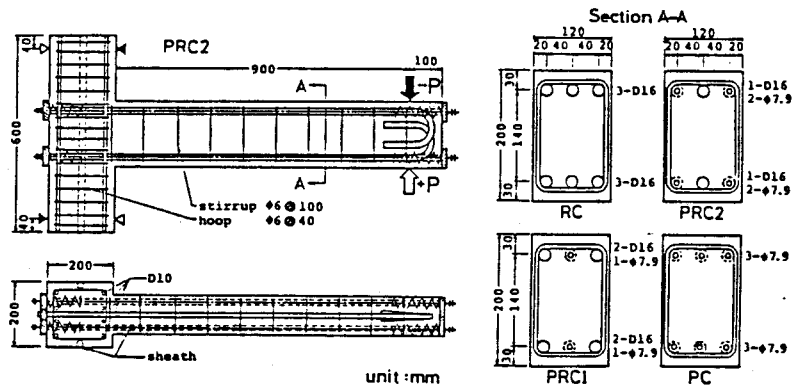
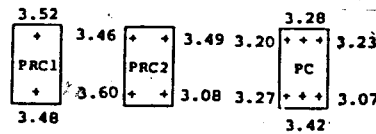


図2-16 試験体の形状



数値はPC鋼材有効引張力(t)

図2-17 各PC鋼材の有効引張力

表2-10 試験体の種類

試験体	普通鉄筋	PC鋼材	プレストレス係数 λ (%)	鋼材係数 ρ_{sp}	終局曲げモーメント M_u (tm)
RC	3-D16	—	0	0.263	3.01
PRC1	2-D16	1- $\phi 7.9$	0.316	0.256	2.95
PRC2	1-D10	2- $\phi 7.9$	0.648	0.250	2.88
PC	—	3- $\phi 7.9$	1	0.243	2.81

表2-11 使用材料力学的性質

コンクリート

材令 (日)	圧縮強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)
28	316	2.73
70	380	2.66

鋼材

	断面積 (cm^2)	降伏荷重 (kg)	引張荷重 (kg)	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)
鉄筋 D16	1.648	6800	10810	2.10
より線 $\phi 7.9$	0.3783	6270	6700	1.96

3 δ_y 、4 δ_y とし、各々3回づつ繰り返した。はり柱接合部端から 10 cm の位置の治具に取付けた4つの変位計により 10 cm 区間の平均曲率を、接合部端から 80 cm の位置に配置した変位計によりはりたわみを測定した。なお、柱部にはPC鋼棒により約 16 ton の軸力を加えた。

(2) 試験結果および考察

(a) 終局曲げモーメント M_u

表2-12 に終局曲げモーメント M_u の実験値と学会PC規準・同解説の曲げ破壊モーメント実用計算式による計算値を示す。

表2-12 終局耐力 M_u

試験体	単位(tm)				
	M_u (計)	正方向載荷時		負方向載荷時	
		M_u (実)	$\frac{M_u(実)}{M_u(計)}$	M_u (実)	$\frac{M_u(実)}{M_u(計)}$
RC	3.01	3.70	1.23	3.49	1.16
PRC1	2.94	3.44	1.17	3.43	1.17
PRC2	2.88	3.26	1.13	3.19	1.08
PC	2.81	2.75	0.98	2.96	1.05

b) 荷重P-たわみ δ 履歴特性

図2-18 に各試験体の荷重P-たわみ δ 履歴曲線を示す。包絡線を比較すると、RCでは $\delta = 0.9$ cm 付近で明瞭な降伏点が現われ、その後荷重はほぼ一定で変形が進み、 δ が5cmを越えても耐力の低下はない。PRC1でも $\delta = 0.8$ cm 付近で明瞭な降伏点があり、その後少しづつ荷重が増加し、 $\delta = 5$ cm 付近でほぼ最大となった。PRC2では明瞭な降伏点は見られず、最大耐力は $\delta = 2 \sim 3$ cm で現われている。PCの変形性状はPRC2とほぼ同様である。

図2-19 は各試験体のループ形状を比較するため、各繰返し点たわみでの3回目のループを無次元化したものである。これらを比較すると、RCでは従来報告されているような繰返しに伴う紡錘形²⁰⁾とはならず、顕著な逆S字形となっている。これは表2-2に示したように、終局曲げモーメント力 M_u が計算値をかなり上回り、せん断補強が不足して大きなせん断ひびわれが生じたためである。他の試験体ではせん断ひびわれの進展が比較的小さく、曲げ破壊的性状を示した。PRC1では比較的幅広い紡錘形、PRC2もほぼ紡錘形、PCではその初期においては顕著なS字形で、繰返しに伴って紡錘形となっている。

図2-20 はエネルギー吸収能力を比較するため、各試験体の等価粘性減衰定数 h_e を算出し、繰返し点たわみを横軸にして、プロットしたものである。 $\delta = 1$ cm 程度では4体ともほぼ等しく0.05前後であり、2cmまでRCとPRC1はほぼ同じ値を示しているが、2cmを越えてRCが頭打ちとなっている。これはせん断ひびわれによるピンチ効果が顕著に表われたためである。 $\delta = 4$ cm でPRC1が0.2まで上昇しているのに対して、PCではあまり上昇せず、 $\delta = 4$ cm でも0.075程度となっている。PRC2ではこれらの中間の値となっているが、PCよりはRC、PRC1に近い性状を示している。

図2-21は各ループの残留変形率を表わしたものである。全般にRCとPRC1との間にはほとんど差異が見られず、 $\delta = 5\text{ cm}$ では繰返し点たわみの60~70%までが残留している。これに対してPCでは残留変形がほとんど増大せず全般に10~20%にとどまっている。PRC2はこれらの中間の値となっているが、これも h_e と同じく、RC、PRC1に近い性状を示している。

以上のように、高応力繰返し試験においても、PRCはエネルギー吸収能に優れたRCと復元能力に優れたPCとの中間の曲げ特性を示した。このことは、PRCが高応力繰返し荷重に対してもRCとPCの欠点²¹⁾を補いあい、長所を有効に活用できる構造となりえることを示唆している^{22), 23)}。

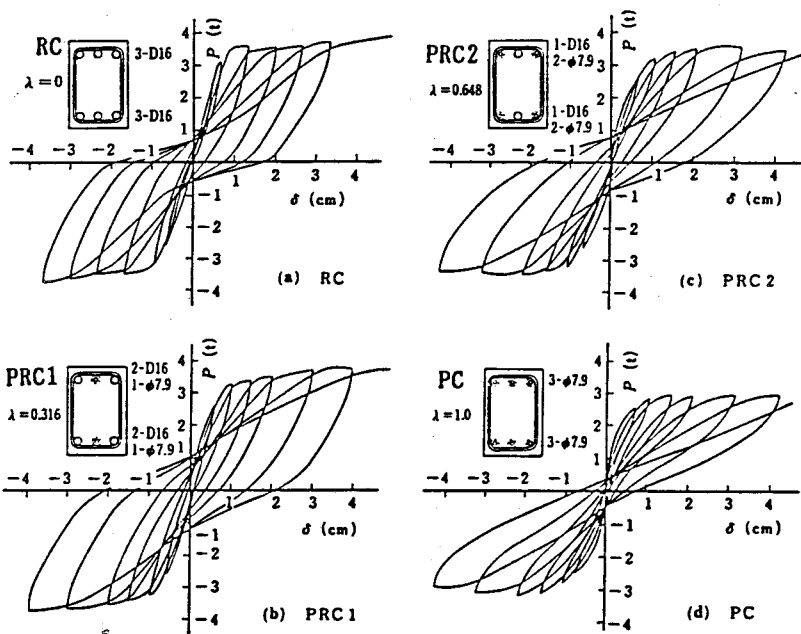


図2-18 荷重P-たわみ δ 履歴曲線

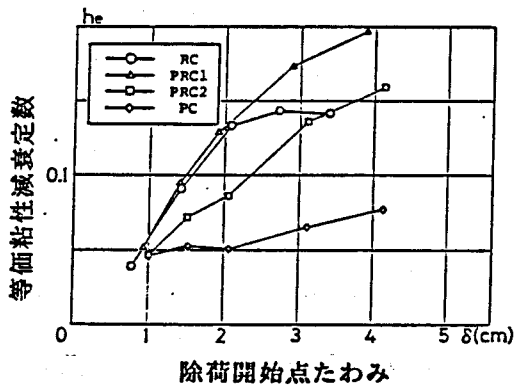


図2-20 等価粘性減衰定数

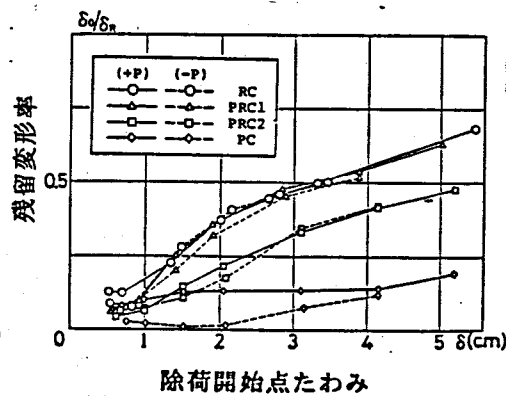


図2-21 残留変形率

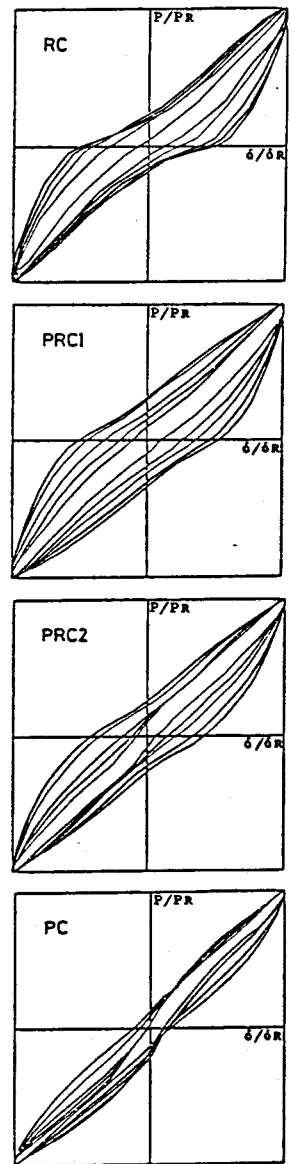


図2-19 履歴ループ形状

2.3 PRC部材の応力計算式

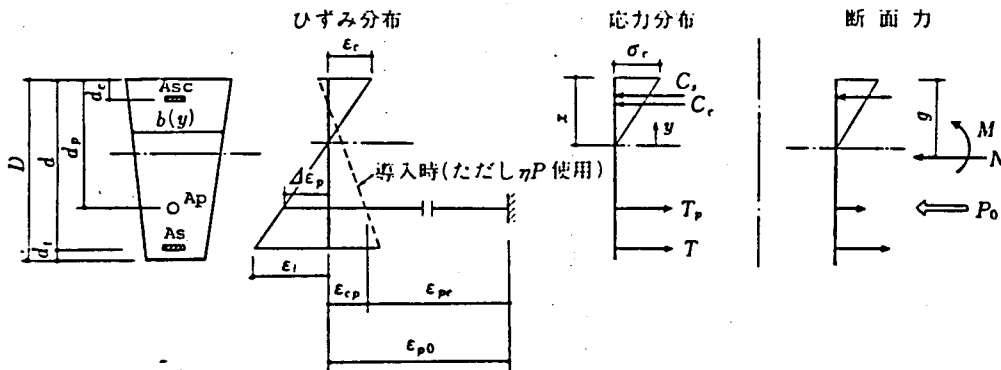
プレストレスの効果がひびわれやたわみの低減に顕著に現れることが前節の実験において示された。それは、プレストレスの導入によって引張鉄筋応力が小さく制御されることによって得られる結果である。本節では、PRC部材の応力計算式を導き、プレストレスによる鉄筋応力の制御について算例によって検討する。

2.3.1 断面計算式

通常のRCの場合と同様に、次の仮定に基づいて導く。

- (1) コンクリートの引張強度は無視する。
- (2) 曲げ材の各平面断面は材のわん曲後も平面を保つ。
- (3) コンクリートの応力はひずみに比例する。

(a) 載荷前のコンクリートのクリープおよび乾燥収縮による鉄筋の元応力を考慮しない場合 (図2-22参照)



σ_{pe} : PC鋼材の有効引張応力 ($=E_p \epsilon_{pe}$ または $\eta P/A_p$)

σ_{p0} : PC鋼材位置のコンクリート応力が0となる状態でのPC鋼材応力 ($=E_p \epsilon_{p0}$)

$P_0 = \sigma_{p0} A_p$ (ただしプレストレス導入時のPC鋼材引張力は P としている)

$\Delta \sigma_p$: PC鋼材位置のコンクリート応力が0となる状態からのPC鋼材応力の変化量 ($=E_p \Delta \epsilon_p$)

$\Delta \bar{\sigma}_p = E_p (\Delta \epsilon_p + \epsilon_{cp})$

図2-22 ひずみ分布と応力分布

軸方向力の釣合い条件から

$$N = C_s + C_c - T_p - T \quad (2.6)$$

ここに、 N : 軸力、 C_s : 鉄筋の圧縮力、 C_c : コンクリートの圧縮合力、 T_p : PC鋼材の引張力、 T : 鉄筋の引張力

すなわち

$$N = \int_0^x \sigma_c(y) b(y) dy + A_{sc} \sigma_{sc} - A_p (\sigma_{p0} + \Delta \sigma_p) - A_s \sigma_s \quad (2.7)$$

あるいは

$$N + P_0 = \int_0^x \sigma_c(y) b(y) dy + A_{sc} \sigma_{sc} - A_P \Delta \sigma_P - A_S \sigma_S \quad (2.8)$$

平面保持の仮定、およびコンクリートの応力は中立軸からの距離に比例することから

$$\sigma_c = \frac{x}{d-x} \frac{1}{n} \sigma_S, \quad \sigma_{sc} = \frac{x-d_c}{d-x} \sigma_S, \quad \Delta \sigma_P = \frac{d_P-x}{d-x} \frac{n_P}{n} \sigma_S, \quad (2.9)$$

ここに、 $n = E_S/E_C$ 、 $n_P = E_P/E_C$

(2.9)式を(2.8)式に代入して整理すると

$$N + P_0 = \frac{\sigma_S}{n(d-x)} \int_0^x y b(y) dy + \frac{x-d_c}{d-x} \sigma_S A_{sc} - \frac{d_P-x}{d-x} \cdot \frac{n_P}{n} \sigma_S A_P - \sigma_S A_S \quad (2.10)$$

$$N + P_0 = \frac{\sigma_S}{n(d-x)} (S_{cx} + n S_{scx} - n_P S_{Px} - n S_{Sx}) \quad (2.11)$$

また、中立軸に関するモーメントの釣合い条件から次式が得られる。

$$M = \int_0^x \sigma_c(y) b(y) y dy + A_{sc} \sigma_{sc} (x - d_c) + A_P \Delta \sigma_P (d_P - x) + A_S \sigma_S (d - x) + P_0 (d_P - x) + N (g - x) \quad (2.12)$$

(2.12)式に(2.9)式を代入して整理すると

$$M = \frac{\sigma_S}{n(d-x)} (I_{cx} + n I_{scx} + n_P I_{Px} + n I_{Sx}) + P_0 (d_P - x) + N (g - x) \quad (2.13)$$

ここに、 S_{cx} 、 S_{scx} 、 S_{Px} 、 S_{Sx} ：それぞれ圧縮側コンクリート断面、圧縮鉄筋断面、PC鋼材断面および引張鉄筋断面の中立軸に関する1次モーメント

I_{cx} 、 I_{scx} 、 I_{Px} 、 I_{Sx} ：おなじく2次モーメント

(2.11)、(2.13)式より σ_S を消去すると(2.14)式が得られる。

$$\frac{M}{N + P_0} = \frac{I_{cx} + n I_{scx} + n_P I_{Px} + n I_{Sx}}{S_{cx} + n S_{scx} - n_P S_{Px} - n S_{Sx}} + \frac{P_0 (d_P - x) + N (g - x)}{N + P_0} \quad (2.14)$$

(2.14)式より x が求めれば、(2.11)式より σ_S が、(2.9)式より σ_c 、 σ_{sc}

および $\Delta \sigma_P$ が求まる。

以上の計算において、PC鋼材の応力増分が小さいアンボンド部材では $\Delta \sigma_P = 0$ 、 $\sigma_{P0} = \sigma_{Pe}$ あるいは $P_0 = \eta P$ とおけばよい。また、はり材の場合は荷重による設計軸力 N を 0 とする。

(b) 鉄筋の元圧縮応力を考慮する場合

2. 2節で指摘したように、長期間にわたって無載荷あるいはひびわれ未発生の状態に置かれた場合、RCにおいてはコンクリートの乾燥収縮によって、PRCにおいてはさらにプレストレス力によるクリープ変形が加わって鉄筋に元圧縮力が生じている。このような鉄筋の元圧縮力を考慮してひびわれ断面における鉄筋応力を求めるには、鉄筋およびPC鋼材のそれぞれの位置におけるコンクリート応力が0の点でのそれぞれの圧縮力および引張力を前もって計算しておき、それらが軸力として作用するものとして計算すればよい。

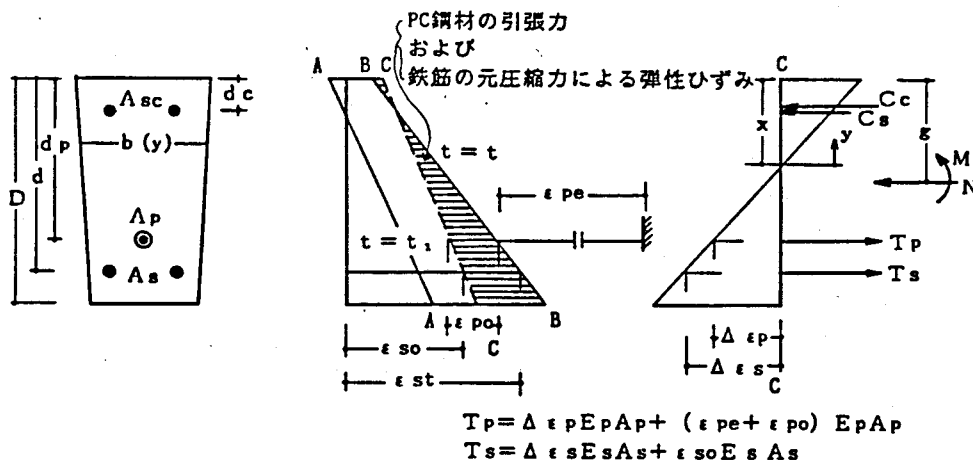


図2-23 ひずみ分布

図2-23において、AAをプレストレス導入直後 $t = t_1$ における断面の位置、BBを載荷直前 $t = t$ における断面の位置とすれば、鉄筋の元圧縮力は $\epsilon_{st} E_s A_s$ 、PC鋼材の有効引張力は $\epsilon_{pe} E_p A_p$ となり、これらによって生じているコンクリートの応力による弾性ひずみを $t = t$ におけるひずみから差し引いた断面の位置CCがコンクリート応力が0の位置となる。鉄筋応力の計算式は断面の位置CCを基準に導けばよい。ここでCCからの鉄筋およびPC鋼材のひずみ ($\Delta \epsilon_s$ 、 $\Delta \epsilon_p$) はコンクリートの応力が0の点からの変化量を意味している。またコンクリートの応力が0の点での鉄筋の圧縮力 P_s 、PC鋼材の引張力 P_p は、それぞれ $\epsilon_{so} E_s A_s$ 、 $(\epsilon_{pe} + \epsilon_{po}) E_p A_p$ である。
軸方向の力の釣合いから

$$N + P_s + P_{sc} + P_p = \int_0^x \sigma_c(y) b(y) dy + A_{sc} \Delta \sigma_{sc} - A_p \Delta \sigma_p - A_s \Delta \sigma_s$$

$$= \frac{\Delta \sigma_s}{n(d-x)} (S_{cx} + n S_{scx} - n_P S_{px} - n S_{sx}) \quad (2.15)$$

ここに、 P_P : PC鋼材位置コンクリート応力が0のときのPC鋼材引張力

P_S : 引張鉄筋位置コンクリート応力が0のときの引張鉄筋圧縮力

P_{sc} : 圧縮鉄筋位置コンクリート応力が0のときの圧縮鉄筋圧縮力

$\Delta \sigma_P$: PC鋼材位置コンクリート応力が0のときからのPC鋼材応力変化量

$\Delta \sigma_s$: 引張鉄筋位置コンクリート応力が0のときからの引張鉄筋応力変化量

$\Delta \sigma_{sc}$: 圧縮鉄筋位置コンクリート応力が0のときからの圧縮鉄筋応力変化量

中立軸に関するモーメントの釣合い条件から

$$\begin{aligned} M = & \int_0^x \sigma_c(y) b(y) y d_y + A_{sc} \Delta \sigma_{sc} (x - d_c) + A_P \Delta \sigma_P (d_P - x) \\ & + A_s \Delta \sigma_s (d - x) + P_P (d_P - x) + P_S (d - x) + P_{sc} (d_c - x) \\ & + N (g - x) \end{aligned} \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} M = & \frac{\Delta \sigma_s}{n(d-x)} (I_{cx} + n I_{scx} + n_P I_{px} + n I_{sx}) + P_P (d_P - x) + P_S (d - x) \\ & + P_{sc} (d_c - x) + N (g - x) \end{aligned} \quad (2.17)$$

が、(a) の場合の (2.13) に代わる式として得られる。以下、(a) の場合と同様な手順で $\Delta \sigma_P$ 、 $\Delta \sigma_s$ 、 $\Delta \sigma_{sc}$ が求まる。

なお、 $\Delta \sigma_P$ 、 $\Delta \sigma_s$ 、 $\Delta \sigma_{sc}$ から各鋼材の存在応力を求めるには、これらの応力変化量に、それぞれの位置におけるコンクリート応力が0のときの応力を加えればよい。

2.3.2 プレストレッシングによる鉄筋応力の制御

(a) 鉄筋比は一定でプレストレスを変化させた場合

はり断面および普通鉄筋比は一定として、PC鋼材にてプレストレスを平均プレストレス σ_g で0、10、20、30 kg/cm²導入した場合の曲げモーメント—鉄筋応力関係を計算する。この場合は、はり断面をRCとして設計し、鉄筋断面積は変えずに、ひびわれあるいはたわみ制御のためプレストレスを導入した場合に相当する。

はり断面は、図2-24に示すような複筋の長方形断面とし、基準RC断面の引張鉄筋比 p_s を1%とする。普通鉄筋の降伏点応力度 σ_{sy} およびPC鋼材の降伏点応力度 σ_{py} は、それぞれ3500 kg/cm²および11000 kg/cm²、コンクリートの圧縮強度は300 kg/cm²とした。これら材料のヤング係数は、それぞれ 2.1×10^6 kg/cm²、 2.0×10^6 kg/cm²および 2.6×10^5 kg/cm²とした。コンクリートの曲げ引張強度 F_{tb} は35 kg/cm² ($=0.07 F_c \times 5/3$)である。PC鋼材位置は上縁に引張応力の生じない核半径とし、PC鋼材の初引張応力は学会PC規準に従って $0.8 \sigma_{py}$ とした。

計算結果を図2-25に示す。太実線はプレストレスの導入による圧縮応力状態からDecompressionを経て引張側コンクリートを無視したひびわれ断面の引張鉄筋応力 σ_s と曲げモーメント M との関係を示す。細実線はDecompressionからひびわれの発生まで引張側コンクリートを考慮した場合の M と σ_s 関係である。また、破線はアンボンド部材を想定してPC鋼材の応力増分を無視した場合の $M-\sigma_s$ 関係を示す。

ひびわれの発生までの剛性はいずれの試験体も同じで、ひびわれ発生後はプレストレスが多い程PC鋼材量も多くなるので、剛性も若干大きくなる。PC鋼材の応力増分を考慮しない場合はひびわれ発生後の $M-\sigma_s$ 関係はほぼ平行である。ひびわれ発生時の鉄筋応力のジャンプ量はプレストレスが多い程少なくなる。このことは、プレストレスによってひびわれ抵抗モーメントの増大だけでなく、鉄筋比が少ない場合のひびわれ発生時の鉄筋の降伏、あるいは過大なひび

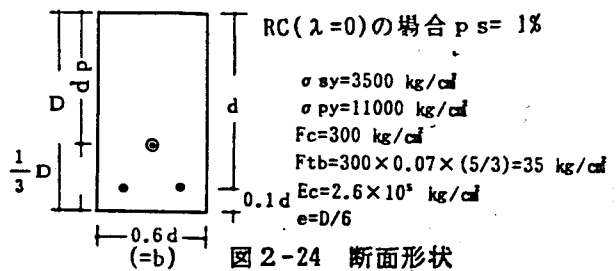


図2-24 断面形状

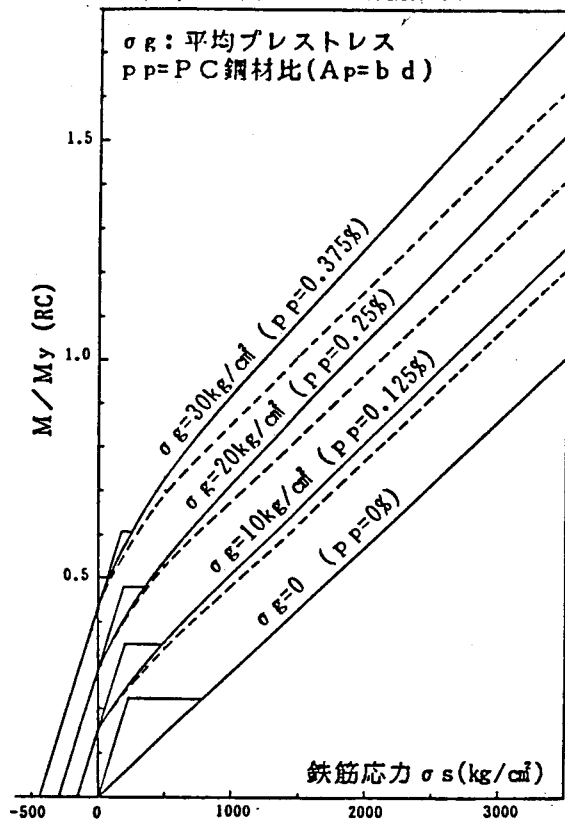


図2-25 曲げモーメント—鉄筋応力関係

われ幅の発生を避けることも可能であることを示している。なお、本算例の場合はプレストレス量に応じてPC鋼材の断面積が大きくなるため、鉄筋の降伏曲げモーメントや終局曲げモーメントも増大する。

前章で紹介したAbeles の設計例のように、同種の複数の高強度鋼材（PC鋼材あるいは高強度鉄筋）を配置し、その一部を引張した場合、あるいはそのすべての鋼材を総引張力を変化させて引張した場合も、破線と同様な曲げモーメント—鉄筋応力関係が得られる。ただし、これらの場合の降伏曲げモーメントはそれぞれの場合ほぼ同じである。

(b) 終局曲げ耐力は一定で普通鉄筋とPC鋼材の割合を変えてプレストレス力を変化させた場合

部材断面は長期荷重と短期荷重、あるいは使用限界と終局限界状態のそれぞれ2つの荷重あるいは限界状態に対して、過度の安全率を持つことなく設計されることが望ましい。(a)の場合のように長期荷重下におけるひびわれやたわみ制御のためPC鋼材を付加してプレストレスを導入した場合、短期荷重に対しては余裕があり過ぎることになる。ここでは、終局曲げ耐力一定という条件のもとで、普通鉄筋とPC鋼材の割合を変えて、曲げモーメントと鉄筋応力の関係を調べた。プレストレスの程度は2.2節で紹介したプレストレス係数 λ で評価する。

算例(1) PC鋼材と普通鉄筋が同じ高さに配置されている場合

断面は図2-26に示すように単筋の長方形断面とし、RC($\lambda=0$)の鉄筋比 p_s を1%とする。材料の力学的性質は(a)の場合と同じである。終局曲げ耐力 M_u の計算には学会のPC規準・同解説の式を用いた。

図2-27に曲げモーメントと鉄筋応力の関係を示す。PCはり($\lambda=100\%$)では鉄筋は存在しないが、PC鋼材位置に断面積が0の鉄筋が有るものとして鉄筋応力を求め破線で示した。太線、細線の意味は図2-25の場合と同じである。プレストレスの程度に応じてDecompression モーメント M_{dec} 、ひびわれモーメント M_{cr} は大きくなり、鉄筋応力も制御されているが、(a)の場合と異なって λ が大きくなるに従い、総鋼材量(普通鉄筋+PC鋼材)が減るため鉄筋応力の増大傾向は著しくなる。

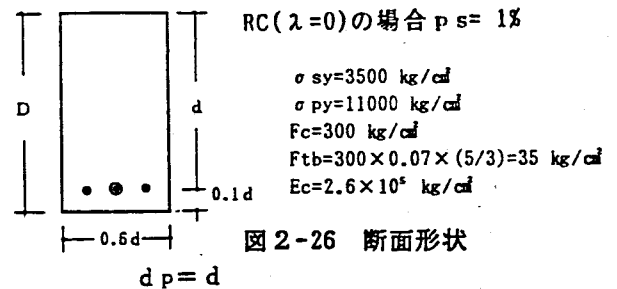


図 2-26 断面形状

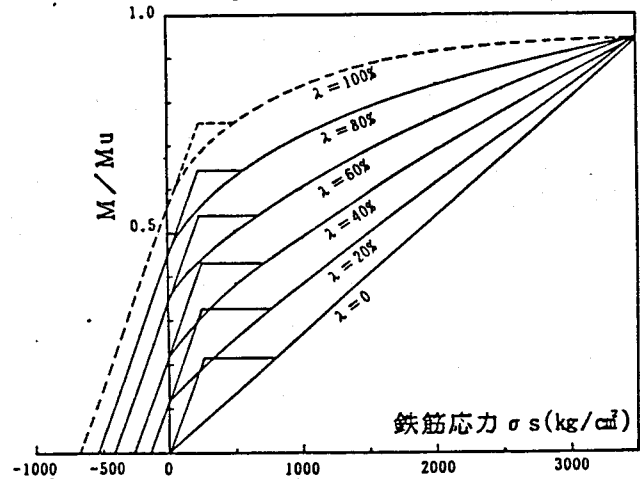


図 2-27 曲げモーメント—鉄筋応力関係
(M_u :一定, $d_p=d$)

図2-28は横軸に λ を縦軸に M/M_u をとり、 λ とひびわれや鉄筋応力に対する曲げモーメントの関係を示したものである。(a)図はプレストレス導入後即荷重された乾燥収縮およびクリープが0の場合である。PC鋼材の引張応力 P は $0.8A_P \cdot \sigma_{PY}$ であり、 λ に比例する。したがってDecompressionモーメント M_{dec} は λ に比例し、ひびわれモーメント M_{cr} は λ と線形関係になる。またこの図から、ある鉄筋応力に対する曲げモーメントも λ の増加ともなって直線的に増大することが分かる。同図下の付図は、鋼材比および平均プレストレス σ_g と λ との関係を示したもので、両者はいずれも λ と線形関係にあることが分かる。

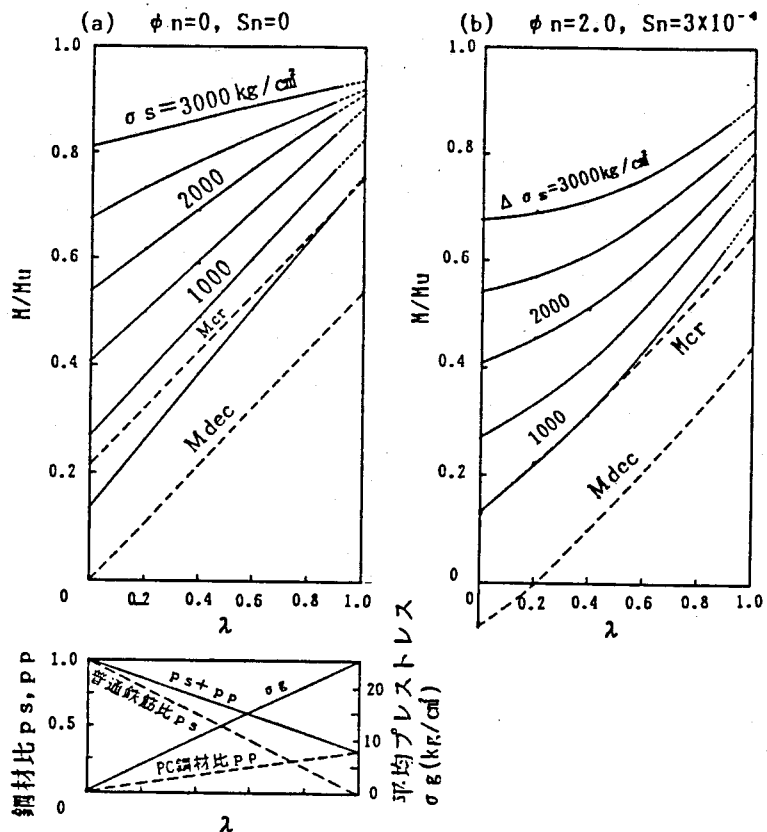


図2-28 ひびわれ限界状態とプレッシング係数 λ の関係

以上のように、曲げ特性あるいは物理量が λ と線形関係にあることは、プレッシングの程度を表す指標としてプレッシング係数 λ が適切であることを示している。

(b)図は、長期間無荷重の状態で保存された場合の M_{cr} や、ひびわれ幅と直接関係する鉄筋位置のコンクリート応力が0の点からの鉄筋応力変化量 $\Delta \sigma_s$ に対する曲げモーメントと λ との関係を示したものである。コンクリートの乾燥収縮・クリープによって λ の値にかかわらず各モーメントは大きく減少している。特に λ が50%前後における減少が著しく、鉄筋応力の変化量については、同じモーメントに対して約1000 kg/cm²減少している。なお鉄筋応力の変化量 $\Delta \sigma_s$ でなく、存在応力 σ_s で整理すると、(a)図とほぼ同じになる。

算例(2) PC鋼材が普通鉄筋の高さと異なる位置に配置されている場合

通常は、PC鋼材に対するコンクリートのかぶり厚さ、あるいは反対縁の引張応力などの制限からPC鋼材は普通鉄筋より図心近くに配置される。ここでは、PC鋼材を核半径に配置した。他の諸数値は算例(1)と同じである。

計算結果を図2-29~31に示す。 M_{cr} やある鉄筋応力に対する曲げモーメントの M_u

に対する比と λ との関係は、算例(1)の両鋼材が同じ高さ位置に配筋された場合は線形関係であったが、異なる高さに配置された場合には、図2-30に示されるように線形関係が成り立たず、下に凸の関係になる。これは、後者の場合、PC鋼材の有効せいが普通鉄筋のそれより小さいため、 M_u が一定の条件のもとで λ を変化させた場合、 λ が大きくなるにしたがって $(A_P \cdot \sigma_{PY} + A_S \cdot \sigma_{SY})$ も大きくなるので λ と $A_P \cdot \sigma_{PY}$ 、すなわち λ と初引張応力は比例しなくなるためである。

そこで、終局時のPC鋼材の引張力の分担率でなく、プレストレスカ(PC鋼材の初引張応力)が比例するように、終局時のPC鋼材の抵抗モーメントの分担率で定義した前述の(2.5)式のプレストレス係数 λ^* と M/M_u の関係を調べた。その結果を図2-31に示す。この図から、 λ でなく λ^* で整理すると算例(1)の図2-28と同じように、 λ^* と各抵抗モーメント比 M/M_u は線形関係になることが分かる。これは図2-31の付図に示されているようにプレストレスだけでなく、PC鋼材比や普通鉄筋比が λ^* と線形関係になることによる。

なお、プレストレスカが λ^* に比例するのは次のようなことから説明される。終局モーメントは一定であり、PC鋼材量の変化にともなう圧縮応力の合力位置の変化量は小さいので、PC鋼材の量と λ^* は比例関係にあることになるからである。

また、PC鋼材と普通鉄筋が同じ高さ位置に配筋されている場合は λ^* は λ と一致する。

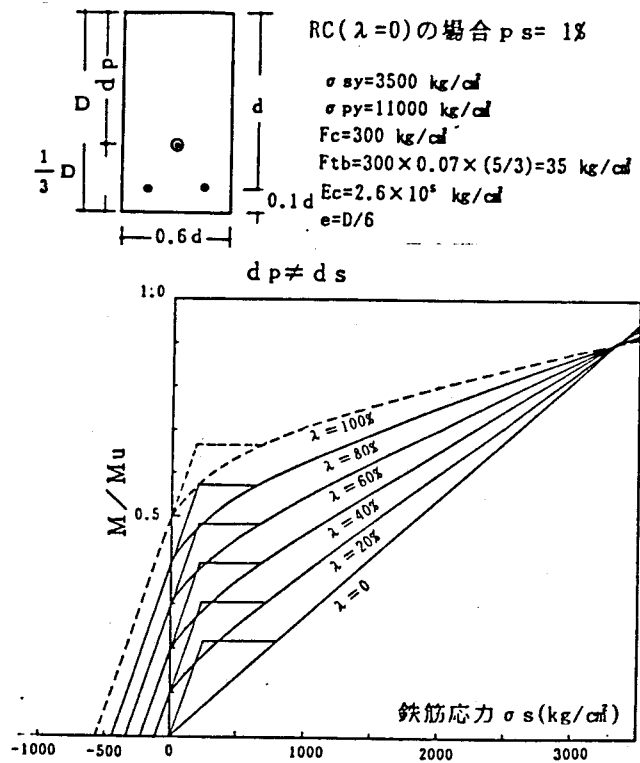


図2-29 曲げモーメント-鉄筋応力関係 (M_u :一定, $d_p \neq d_s$)

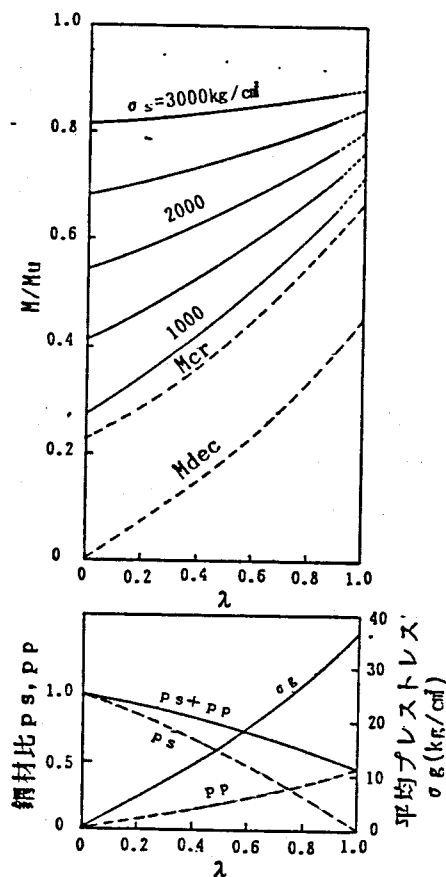


図2-30 ひびわれ限界状態とプレストレス係数 λ の関係

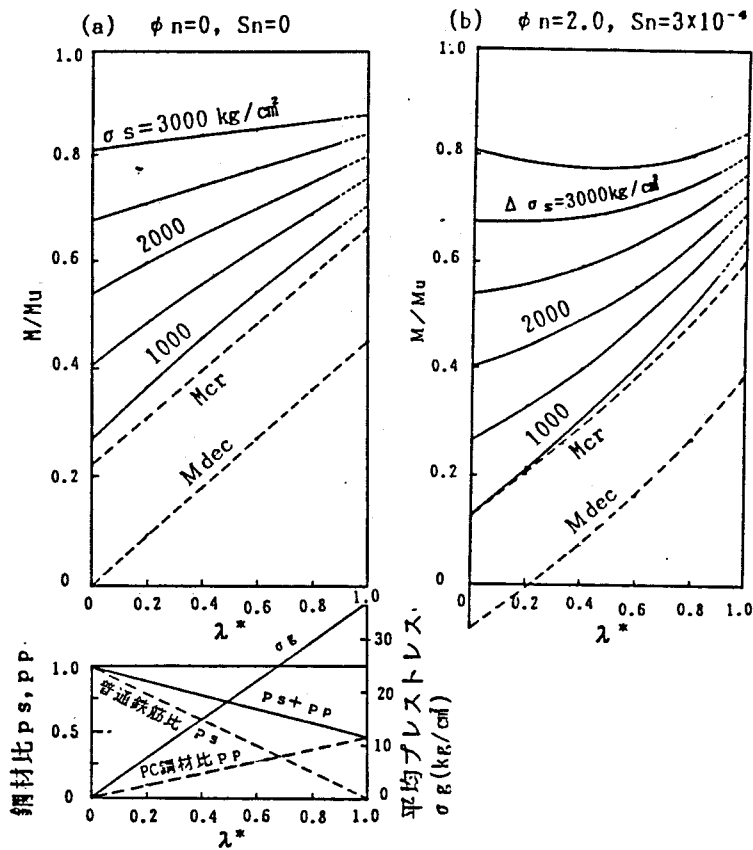


図2-31 ひびわれ限界状態とプレストレス係数 λ^* の関係

2.4 まとめ

常時荷重域の挙動を対象とした2つの単純ばり一方向載荷実験と、地震荷重を対象とした一つの片持はりの高応力正負繰返し載荷実験を行い、プレストレスの程度とPRCはりの曲げ性状との関係など基本的なPRCはりの特性を明らかにした。また、PRC部材の応力計算式を導き、算例によってプレストレスによる引張鉄筋応力の制御効果について検討した。実験および算例によって得られた主な結果は次のとおりである。

(1) PC鋼材と普通鉄筋の割合を変えることによって、終局耐力一定の条件のもとで、常時荷重下におけるたわみとひびわれの曲げ性状を任意に制御できる。

(2) PRC部材におけるコンクリートの乾燥収縮・クリープによる緊張材引張力の減退は、普通鉄筋の存在によって収縮量が少なくなるため、普通鉄筋が多い程少なくなる。一方、コンクリートの収縮によって生ずる普通鉄筋の元圧縮力が負のプレストレスカとし

て作用するため、コンクリートのプレストレスは大きく減少する。したがって、ひびわれモーメントやひびわれ幅などのひびわれ性状を検討する際には、普通鉄筋の元圧縮力を考慮しなければならない。また、緊張材引張力の有効率 η_p とコンクリートに作用するプレストレスの有効率 η とは $\eta_p > \eta$ で異なることに注意しなければならない。

(3) 曲げひびわれ幅には鉄筋ひずみとともにひびわれ分散性、すなわちひびわれ間隔が関係する。鉄筋ひずみはプレストレスングによって制御できるが、ひびわれ分散性は緊張材の使用によって付着性能のよい普通鉄筋が減少すると悪くなる。緊張材を普通鉄筋と同じ高さ位置に配置した実験では、緊張材のひびわれ分散性に及ぼす効果が認められたが、普通鉄筋より内側の核半径位置に配置した場合はその効果は認められなかった。

(4) 繰返し荷重が作用した場合、除荷開始点において鉄筋が降伏していなければ、いわゆる Decompression 荷重においてひびわれ幅は実際上閉じているものとみなせる。したがって、この荷重点が一つの設計上の重要な指標点になるものと考えられる。

(5) PRC部材の復元力特性もプレストレスの程度によってRCとPCの中間の性状を示すが、常時荷重域での曲げ性状がプレストレスング係数と線形関係を示すのに対して、復元力特性はプレストレスング係数 $\lambda = 0.32$ のPRC部材ならばほぼRC($\lambda = 0$)と同等であり、 $\lambda = 0.65$ であってもPC($\lambda = 1$)よりRCに近い性状を示し、普通鉄筋が大きな影響力を持っている。

(6) 終局曲げ耐力が同じという条件のもとで、普通鉄筋とPC鋼材の割合を変えてプレストレスの程度を変化させた場合、両鋼材が同じ高さに配置されていると、終局時の全鋼材引張力に対する緊張材の引張力の割合で定義されるプレストレスング係数 λ とプレストレスカが比例するため、ひびわれモーメント M_{cr} やある鉄筋応力に対するモーメントも λ と線形関係になる。また、両鋼材が異なる高さに配置されている場合は、終局時の全抵抗モーメントに対する緊張材が分担する抵抗モーメントの割合で定義される λ^* と M_{cr} やある鉄筋応力に対する曲げモーメントは線形関係になる。したがって、これらのプレストレスング係数 λ あるいは λ^* はプレストレスの程度を表わす指標として、さらに、RC、PRCおよびPCの概念を統一するに際しての指標として有用である。

第3章 曲げひびわれ幅の算定

3.1 はじめに

ひびわれを許すRC部材とそれを許さないPC部材の中間にあるPRC部材を最もよく特徴づける力学的性質はひびわれ挙動であって、その設計においてはひびわれ幅が主要な役割を持つことになる。したがって、コンクリート構造部材のひびわれ幅をより正確に、また簡単に算定することが適切なPRC部材の設計を可能とし、ひいてはRCからPCまでを設計上一つの概念で統一する主要なかなめとなることが理解される。

コンクリート部材のひびわれ幅の算定法は、後述の如く内外の数多くの研究報告に、また指針などに示されているが、算定法は簡略であるが結果が不正確であったり、逆により正確ではあるが計算が複雑すぎて実用上不適であったり、また適用範囲が限られているなどいずれもPRC部材のひびわれ幅の算定法としては不十分なものである。

たとえば、従来わが国においては、コンクリート曲げ材のひびわれ幅の制御は信頼できるひびわれ幅の算定式がないこと、制御の規定が繁雑になること等を考慮して、鉄筋の応力度に制限を設けることによって間接的に行われてきた。しかし、ひびわれ幅は周知の如く鉄筋の応力度のみならずコンクリートのかぶり厚さ、鉄筋比、鉄筋本数などの影響を大きく受けるので、鉄筋応力度が同じであっても配筋状態によってひびわれ幅は当然異なってくる。さらに、PRC部材ではコンクリートの乾燥収縮のみならずクリープの影響も付加されることになる。

RCおよびPRC部材におけるひびわれ挙動の違いは、普通鉄筋の量、常時荷重下の鉄筋応力の大きさ、およびコンクリートの乾燥収縮・クリープの程度などによって生じるが、ひびわれ機構そのものは本質的に異なるものではなく、また両部材のひびわれ挙動を支配するのは主として普通鉄筋であると考えられるので、本研究では内外に多くの研究があるRC部材の既往のひびわれ幅算定式、および算定方法を中心に種々の検討を行った。その結果、はり材引張域を横断する主ひびわれの鉄筋高さ位置のひびわれ幅を対象として、より正確で適用範囲の広い実用的なPRCおよびRCはり部材のひびわれ幅算定方法を提案した。

3.2 既往のひびわれ幅算定式

3.2.1 PRCはりのひびわれ幅算定式

PRCはりの曲げひびわれ幅についても既に幾つかの算定方法が提案されている。それらは大きく2つに分けることができる。1つはCP-110 (1972)²⁴⁾式に代表されるAbeles¹⁾、Stevens¹⁰⁾、Bennett & Dave²⁵⁾らのPRCはりの全断面が有効と仮定して計算するコンクリートの仮想引張応力度 σ_{ta} をひびわれ幅に関係づける方法である。この方法は、計算が簡単であるという利点を有しており、普通鉄筋の効果を σ_{ta} の許容値を割増すことによって考慮してはいるが、コンクリートのかぶり厚さ等の配筋状態の影

響や、さらには持続荷重下のコンクリートの乾燥収縮・クリープによるひびわれ幅の増大の影響などを考慮できるものではない。

他の1つは、CEB-FIP (1970) Code²⁹⁾のⅢ種PC部材用に与えられている式に代表される方法で、そのほかBennett & Veerausbraian²⁶⁾およびNawy & Huang²⁷⁾も提示しているPC鋼材位置のコンクリート応力が0の時点からのPC鋼材の引張応力の変化量をひびわれ幅と関係づける方法である。CEB-FIP (1970)式は、同CodeのRCに相当するⅣ種の式を平均ひびわれ間隔を10 cmとするなど大胆に単純化した²⁸⁾もので、その適合性には自ずから限界がある。またBennettやNawyらの実験式は、これらの式が導かれた実験はいずれも試験体数が少なく、緊張材はPC鋼より線1種類、コンクリートのかぶり厚は一定、などのようにとり上げられた実験要因は片寄り、その式の適用範囲は限られている。これらの式と次に取り上げるRCの式をあわせて一覧表にして付録1に示す。

3.2.2 RC部材のひびわれ幅算定式

RC部材のひびわれに関しては、古くから多くの研究が行われ、数多くのひびわれ幅算定式が提案されている。近年の提案式はそれまでの提案式を改良修正したものと考えられるので、近年提案された内外の主な提案式を採り上げてそれらの特徴を表3-1に示す。同表から、ひびわれ幅はひびわれ間コンクリートの鉄筋ひずみに対する拘束作用を考慮した平均鉄筋ひずみとひびわれ間隔との積で算定すること、その算定にはコンクリートの伸び変形を無視していることなどの点においては各算定式とも一致しているが、考慮している要因はそれぞれ異なっていることがわかる。

表3-1 既往のひびわれ幅算定式の特徴

規定 または 提案者	影響要因(直接表現されているもの)								算定 ひびわれ幅	算定式の基本形
	かぶり厚さ	鉄筋径	鉄筋間隔	鉄筋断面積	引張強度	コンクリート強度	鉄筋降伏力	ひびわれ位置		
(1) CEB-FIP(Ⅲ) ²⁹⁾ (1970) (RC)	○	○	○	○	○	○	○	鉄筋レベル	$w_{max} = 2.16 w_{av}$	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(2) CEB-FIP ²⁹⁾ (1978) (RC)	○	○	○	○	○	○	○	"	$w_{max} = 1.7 w_{av}$	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(3) Gergely-Lutz ³⁰⁾ (RC)	○	○	○	○	○	○	○	鉄筋レベルと底面	w_{max}	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(4) 森田 ³¹⁾ (RC)	○	○	○	○	○	○	○	鉄筋レベル	$w_{max} = 1.5 w_{av}$	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(5) 角田 ³²⁾ (RC)	○	○	○	○	○	○	○	"	w_{max}	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(6) CP-110 ²⁴⁾ (RC)	○	○	○	○	○	○	○	任意の位置	w_{max}	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(7) CEB-FIP(Ⅲ) ²⁹⁾ (1970) (PRC)	○	○	○	○	○	○	○	鉄筋レベル	w_{max}	$1 \times (\epsilon_s - \epsilon_{sc})$
(8) Nawy-Huang ²⁷⁾ (PRC)	○	○	○	○	○	○	○	鉄筋レベル	w_{max}	$\alpha \cdot \epsilon_s$
(9) Bennett ²⁶⁾ (PRC)	○	○	○	○	○	○	○	底面	w_{max}	$\alpha_1 + \alpha_2 \cdot \epsilon_s$

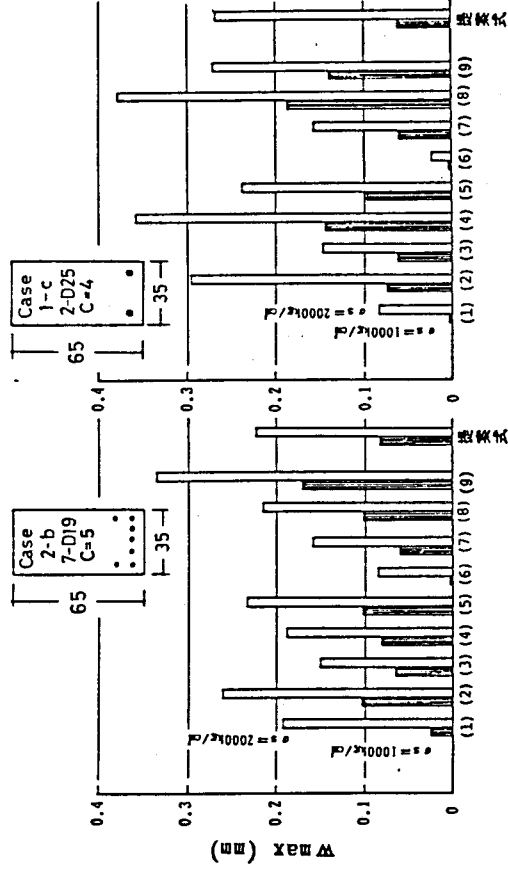
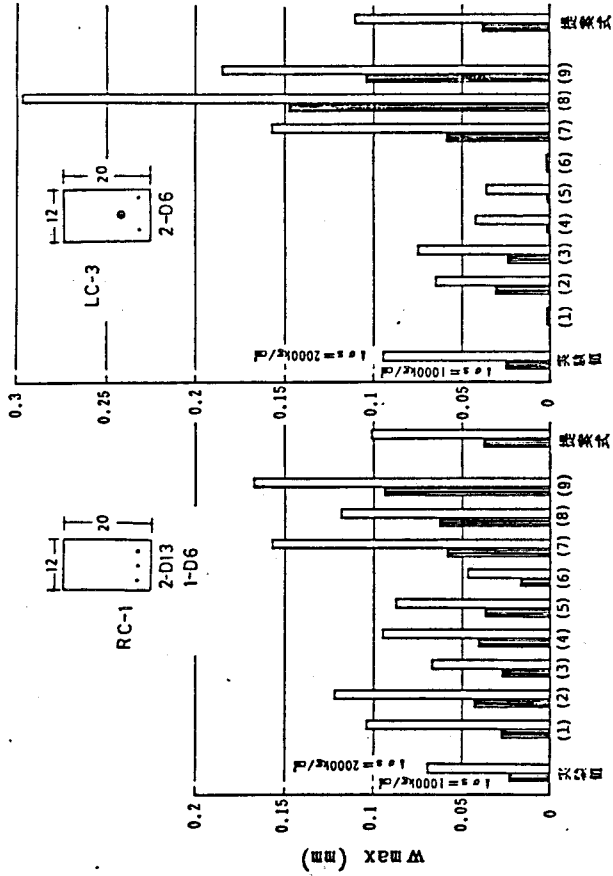
* 1: ひびわれ間隔、 ϵ_s : ひびわれ断面での鉄筋ひずみ
 ϵ_{sc} : ひびわれ間コンクリートの拘束による鉄筋ひずみの減少量、 $\alpha, \alpha_1, \alpha_2$: 定数

3.2.3 ひびわれ幅算定式の比較と問題点

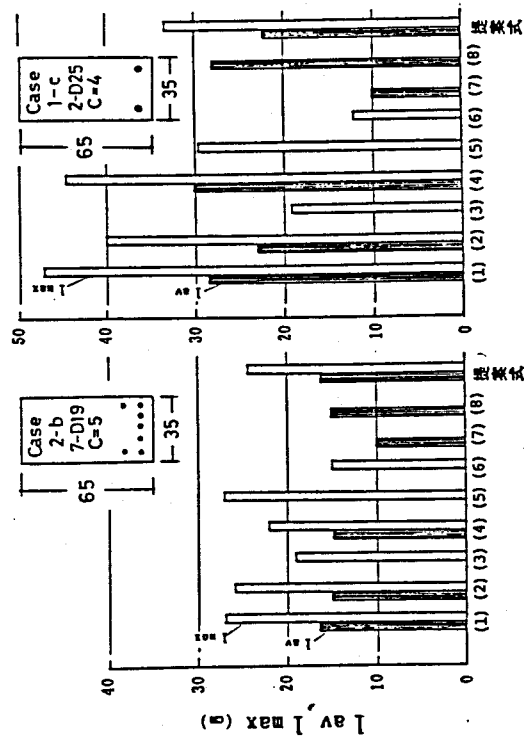
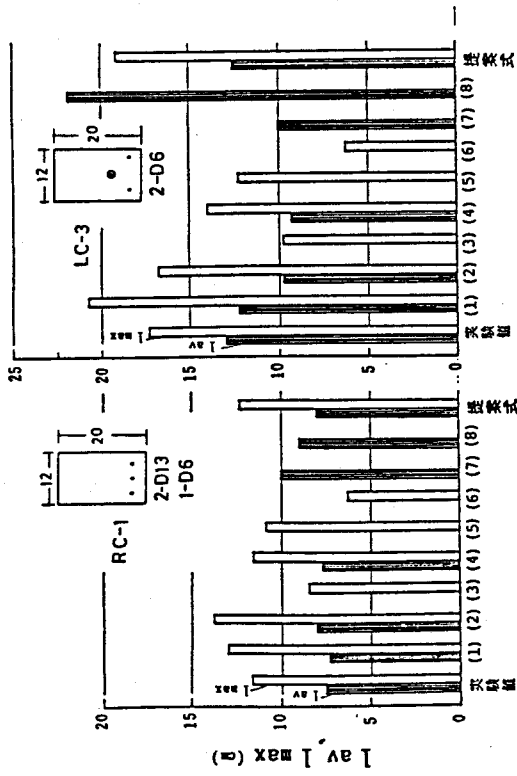
これらの算定式を比較するために、図3-1(a)に、第2章のはり実験Ⅱのはり試験体、および実際を想定した種々のモデル断面のはりのひびわれ間隔を算定したものの1部を示す。ここでCEB-FIP式および森田式³¹⁾において、最大ひびわれ間隔は平均ひびわれ間隔のそれぞれ1.7および1.5倍とした。また試験体LC3-1の緊張材の影響は無視した。同図から、鉄筋断面積あるいは鉄筋本数が多い場合は各算定値の差異は小さいが、鉄筋量が少ない場合にはその差が極めて大きくなること、および全般にGergely-Lutz式³⁰⁾およびCP-110のRCの式は、他の算定式より小さい値を与えることなどがわかる。

図3-1(b)は、同じく鉄筋応力 σ_s あるいはそのDecompressionからの変化量 $\Delta\sigma_s$ が1000および2000 kg/cm²のときの最大ひびわれ幅の算定値を比較したものである。最大ひびわれ幅の各算定値は、ひびわれ間隔の各算定値の差異にさらにひびわれ間コンクリートの拘束作用による平均鉄筋応力の減少量の評価の差が加算されるので、ひびわれ間隔の差異よりも大きくなる傾向にある。ここでもひびわれ間隔の場合と同様、鉄筋断面積あるいはその本数が少ない場合には算定値間の差異は極めて大きくなっている。特にCP-110式は全体に鉄筋応力の減少量を大きく評価しているため、ひびわれ幅を極めて小さく算定する。またCEB-FIP(1970)式は、鉄筋断面積の少ない場合、それを大きく評価するのでひびわれ幅をかなり小さく算定する。ここにあげたのは算定結果の一部であるが、他の場合も同様な傾向を示している。なお、図3-1には本章で、提案する式による算定値も示している。

以上のごとく、各算定式を算例によって比較した結果、既往の算定式による計算値は鉄筋断面積あるいは鉄筋本数が多い場合でもかなり差異を示すが、それが少ない場合には特に大きくばらつくことが明らかとなった。前述のようにPRC部材では通常のRC断面より普通鉄筋の断面積は一般に少なくなること、およびこれらの諸式の多くはひびわれ発生直後の状態ではなく鉄筋応力がより大きいひびわれ定常状態の領域を対象としたものであること、などの諸点を考慮すると、これらの諸式をそのままPRC部材に適用することは不適當である。したがって、その適用範囲が広く、かつより正確な算定結果を与える算定式が必要とされる。



(b) 最大ひびわれ幅



(a) ひびわれ間隔

- (1) CEB-FIP 1970 (IV)
- (2) CEB-FIP 1978
- (3) Gergely-Lutz
- (4) 森田
- (5) 角田
- (6) CP-110
- (7) CEB-FIP 1970 (III)
- (8) Navy-Iluang
- (9) Bennett

図 3-1 既往の算定式の比較

3.3 ひびわれ幅算定の基本式

3.3.1 RC部材の基本式

ひびわれ幅は、ひびわれ間の鉄筋の伸びとコンクリートの伸びの差として現われるので、はり側面鉄筋高さ位置での初期ひびわれの平均幅 w_{av} は次式で表される(図3-2参照)。

$$w_{av} = l_{av} (\epsilon_{s.av} - \epsilon_{c.av}) \quad (3.1)$$

あるいは $\epsilon_{s.av} = \sigma_{s.av} / E_s = (\sigma_{s.max} - \sigma_{sc}) / E_s$ であるから(3.1)式を書きかえると(3.2)式を得る。

$$w_{av} = l_{av} (\sigma_{s.max} / E_s - \sigma_{sc} / E_s - \epsilon_{c.av}) \quad (3.2)$$

ここに、 l_{av} : 平均ひびわれ間隔、
 $\epsilon_{s.av}$: 平均鉄筋ひずみ、 $\epsilon_{c.av}$: コンクリートの平均伸びひずみ、 $\sigma_{s.av}$: 平均鉄筋応力、 $\sigma_{s.max}$: ひびわれ断面における鉄筋応力、 σ_{sc} : ひびわれ間のコンクリートの協力(拘束)作用による平均鉄筋応力の減少量、 E_s : 鉄筋のヤング係数

通常、コンクリートの伸びひずみ $\epsilon_{c.av}$ は、 $\epsilon_{s.av}$ に比べて小さいので無視され、平均ひびわれ幅 w_{av} は平均ひびわれ間隔 l_{av} と平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の積で計算される。

以上の表現は、RC部材のひびわれ幅の基本式として一般に用いられているものであるが、ひびわれ発生迄のコンクリートの乾燥収縮の影響が無視されている。

なお、通常、コンクリート部材の鉄筋応力 σ_s は、コンクリートの引張応力を無視して算出されるので、 σ_s はひびわれ断面における鉄筋応力に対応しているが、明確にひびわれ断面における値ということを表現するために、本章から第6章および第7章の1部では、 $\sigma_{s.max}$ と添字 "max" をつけた。その他の章では、慣例にならって σ_s としている。

3.3.2 コンクリートの乾燥収縮・クリープの影響

ひびわれ幅の算定において、PRCの場合はひびわれ荷重が作用する以前に鉄筋位置のコンクリート応力が圧縮になっていれば、これによるクリープ変形の影響が乾燥収縮の影響に加わるので、これらの収縮変形の影響は無視できない³³⁾。このことを図3-3に示す鉄筋と鉄筋位置のコンクリートの応力とひずみの時間的履歴によって説明する。プレストレス導入前に乾燥収縮によって、鉄筋とコンクリートは、それぞれ S_1 、 C_1 点に、プ

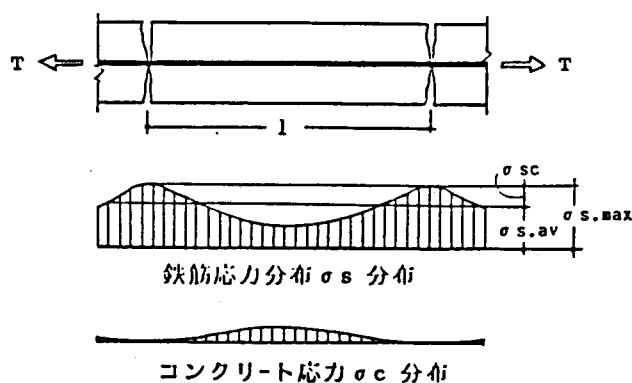


図3-2 ひびわれ間の応力分布

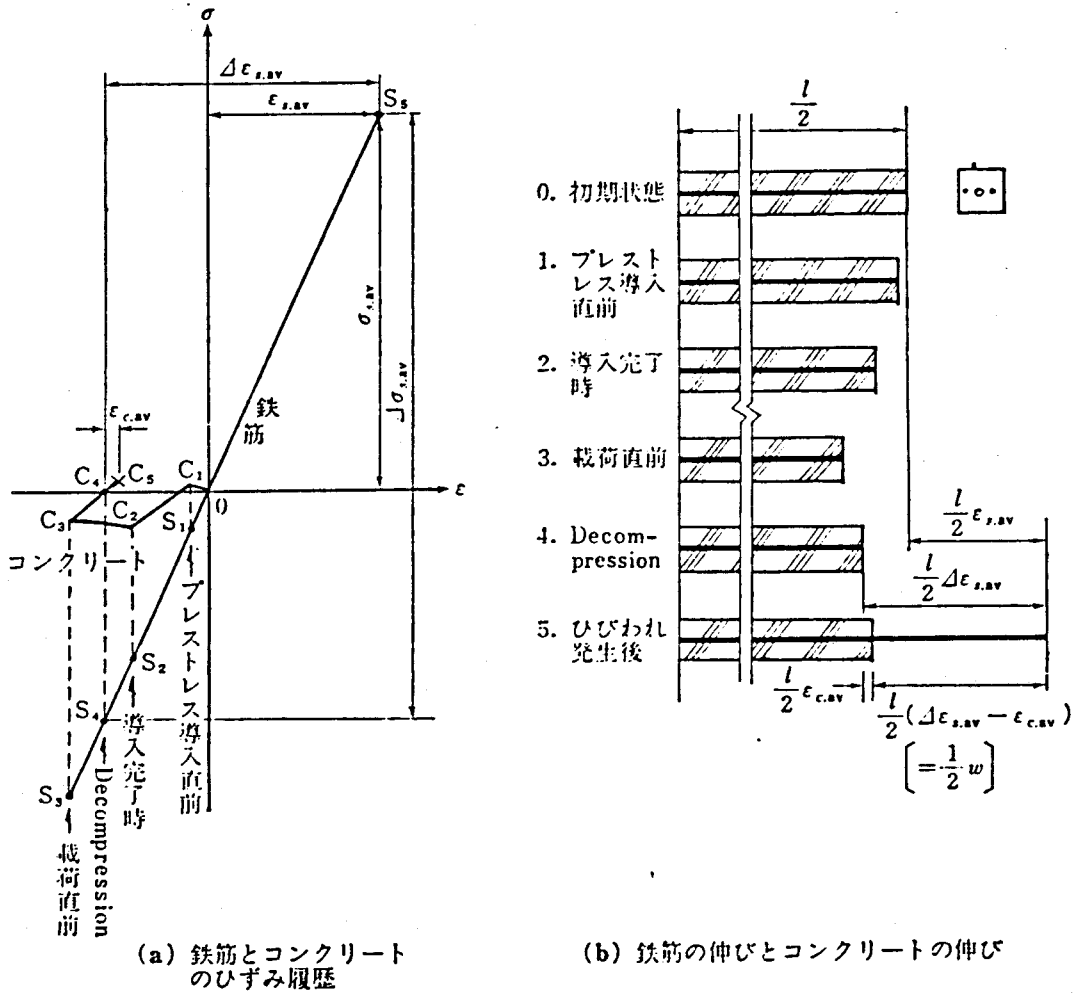


図 3-3 荷重載荷までのコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響

レストレスの導入によってそれぞれ S_2 、 C_2 点に、さらにコンクリートのクリープおよび乾燥収縮によって載荷直前には S_3 、 C_3 点に至る。ここで初めて荷重が作用するとすれば、鉄筋はコンクリート応力が 0 の C_4 点に対応する S_4 点を通り S_5 に達する。したがって、PRC はりの平均ひびわれ幅は、図 3-3 から理解されるように、(3.1) 式の $\epsilon_{s.av}$ を鉄筋位置のコンクリート応力が 0 の時点からの鉄筋の平均ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ に置き代えた次の (3.3) 式で表される。

$$w_{av} = l_{av} (\Delta \epsilon_{s.av} - \epsilon_{c.av}) \quad (3.3)$$

あるいは $\Delta \epsilon_{s.av} = \Delta \sigma_{s.av} / E_s = (\Delta \sigma_{s.max} - \sigma_{sc}) / E_s$ であるから (3.3) 式を書きかえて (3.4) 式を得る。

$$w_{av} = l_{av} (\Delta \sigma_{s.max} / E_s - \sigma_{sc} / E_s - \epsilon_{c.av}) \quad (3.4)$$

ここに、 $\Delta \epsilon_{s.av}$: 鉄筋位置のコンクリート応力が 0 の時点 (以下、鉄筋位置の Decompression と呼ぶ) からの鉄筋の平均ひずみ、 $\Delta \sigma_{s.av}$: 鉄筋位置の Decompression からの平均鉄筋応力の変化量、 $\Delta \sigma_{s.max}$: 鉄筋位置の Decompression からのひびわれ断面における鉄筋応力の変化量

図3-4にコンクリートの乾燥収縮・クリープのひびわれ幅に及ぼす影響を示す。この図は、第2章の実験ⅡのRCおよびPRCはりにおいて、プレストレス導入の約1週、および約3ヶ月後の時点で曲げ載荷したときの曲げモーメント M と平均ひびわれ幅 w_{av} の関係を示したものである。図中の○印は実測値を、また実線は載荷迄のコンクリートの乾燥収縮とクリープの影響を考慮して、 l_{av} と $\Delta \epsilon_{s,av}$ の積で与えた計算値、点線はそれらの影響を無視して、 l_{av} と $\epsilon_{s,av}$ の積で与えた計算値を示す。ただし、 $\epsilon_{s,av}$ と $\Delta \epsilon_{s,av}$ は実測値を、 l_{av} もひびわれ定常状態における実測値を用いている。同図の点線と○印あるいは実線との差から明らかなごとく、(3.4)式の()内の第一項、すなわちひびわれ断面の鉄筋応力は、ひびわれ発生迄のコンクリートの収縮変形を考慮するために $\sigma_{s,max}$ でなく $\Delta \sigma_{s,max}$ としなければならない。RCの場合にも当然厳密には $\Delta \sigma_{s,max}$ とする必要がある。

なお、 $\Delta \sigma_{s,max}$ の算定に必要なコンクリートの乾燥収縮やクリープによる鉄筋の元圧縮力や緊張材引張力の減退量は、通常のクリープ解析法³⁴⁾によって求めても実用上満足すべき結果を与える^{19), 25)}。

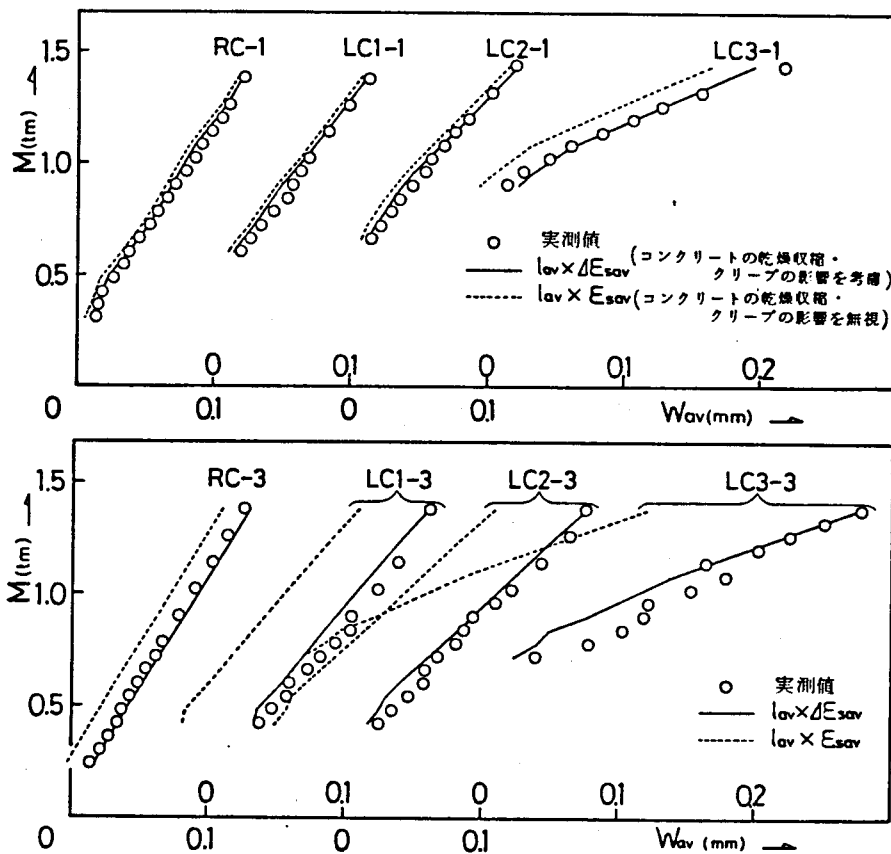


図3-4 曲げモーメント M —平均ひびわれ幅 w_{av} の関係

3.4 ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔












3.4.1 既往のひびわれ間隔算定式

ひびわれ幅が(3.1)あるいは(3.3)式で表わされることから分かるように、ひびわれ間隔のひびわれ幅に及ぼす影響は大きく、このことがひびわれ分散性の優れた鋼材の使用および配筋方法が望まれる所以である。

プレストレスの効果によってひびわれモーメント M_{cr} は大となるが、ひびわれ発生後のPRCはりの曲げひびわれ性状は、RCの曲げ性状と本質的には異なるものではないのでひびわれ間隔もRCのそれと同様に考察することができる。そこで内外において数多くの研究がなされ、また多くの算定式が提案されているRCはりの、荷重が増加しても新たなひびわれが発生しなくなった、いわゆるひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔についてまず既往の諸式を検討し、次いで提案式を誘導提示する。

検討に用いた実験データは、内容が詳細に報告されているClark³⁵⁾、Chi&Kirstein³⁷⁾、Hognestad³⁸⁾、Kaar&Mattock³⁹⁾、Rüsch&Rehm⁴⁰⁾、六車&森田⁴¹⁾、松本他⁴²⁾の異形鉄筋を使用したRCはりの試験結果、および第2章実験IIのRCおよびPRCはりの試験結果である。これらのはり試験体の断面の性質を研究者ごとにまとめて表3-2に示す。総試験体数は142体である。なお、Rüschらの実験においては、わが国で用いられている異形鉄筋と形状の似ているものを使用した試験体のみを取り上げた。また以

表3-2 ひびわれ間隔の検討に用いた試験体の性質

研究者	はり試験体の形状 (cm)			かぶり厚さ (cm)		鉄筋比 (%)		鉄筋の直径 ϕ (cm)	鉄筋の間隔 S (cm)	鉄筋の本数 m (本)	配筋状態 (段)	試験体数	※2) 変動係数 (%)
	形状	b	D	C_s	C_b	P_t	P_e						
Clark		15	38~58	2~6	1.3 ~5.1	1.0 ~2.6	3.3 ~11.8	1.9 ~3.6	0 ~7.6	1~2	1	23	16.8
Chi, Kirstein		19~28	15~58	2.4 ~6.4	1.3 ~3.8	1.0 ~1.6	3.3 ~8.1	1.3 ~3.2	0 ~14.0	1~2	1	16	27.3
Hognestad		10~30	20~61	1.0 ~7.3	1.0 ~7.3	0.7 ~3.3	1.6 ~9.3	1.0 ~2.5	0 ~16.2	1~15	1~3	29	37.3
Kaar, Mattock		12~81	39~44	3.5	3.5	0.4 ~2.5	1.1 ~4.4	1.3	3.8 ~24.3	8	1~4	6	22.6
		12~41	41~44	3.5	3.5	0.6 ~1.1	2.1 ~4.4	1.3	3.8 ~10.8	8	2~4	3	
Rüsch, Rehm		30~45	63~120	2.5 ~13.4	2.5 ~3.7	0.4 ~1.2	3.5 ~6.8	1.6 ~3.2	0 ~22.4	1~10	1~3	21	23.9
		20	63	2.5 ~3.0	2.5 ~4.0	0.7 ~1.7	5.3 ~10.4	1.6 ~3.2	4.5 ~12.4	3~8	1~2	8	
森田		20	25	3.6 ~9.1	2.1 ~2.2	0.7 ~2.0	2.4 ~7.2	1.6 ~1.9	0~11	1~3	1	5	14.3
松本ら		25	80	3.4 ~3.8	3.4 ~6.4	0.3 ~0.7	6 ~12.7	2.5 ~3.2	4~7.5	3~10	1~2	11	19.0
筆者ら ※1)		12	20	2	2.5 ~2.7	0.3 ~1.4	0.9 ~4.0	0.6 ~1.3	3.5 ~7.4	2~3	1	18	10.7
まとめ		10~81	15~120	1.0~9.1	1.0 ~7.3	0.3 ~3.3	0.9 ~12.7	0.6 ~3.6	0 ~24.3	1~10	1~4	142	24.4

※1) 第2章の実験II

※2) (平均ひびわれ間隔の実測値)/(提案式による算定値)の変動係数。

下の検討において、実験ⅡのPRC試験体においては、2.2.2項で述べたように緊張材は普通鉄筋より中立軸に近い位置に、それぞれ1本が配置されているだけであり、またグラウトの有無がひびわれ間隔に影響を与えなかったことなどから、緊張材の存在は無視している。

ひびわれ間隔の検討に用いる記号は次のとおりである（図3-5参照）。

c_s 、 c_b ：側面および底面でのコンクリートのかぶり厚さ、 t_s 、 t_b ：鉄筋の中心から側面および底面でのコンクリート表面までの距離、 S ：鉄筋の中心間隔、 b ：はり幅、 ϕ ：鉄筋の直径、 m ：鉄筋の本数、 A_s ：引張鉄筋の断面積、 A_{ce} ：コンクリートの有効引張断面積（鉄筋の重心とその重心が一致する引張側コンクリートの断面積）、 $p_e = A_s/A_{ce}$

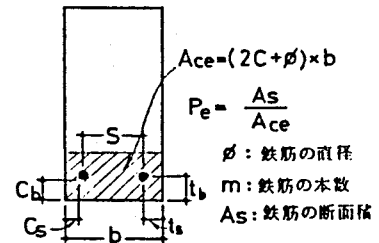


図3-5 記号

近年の研究では、コンクリートのかぶり厚さ c または t や、鉄筋一本当りのコンクリートの有効引張断面積 A_{ce}/m が主要因子とされているものも多い^{43), 31), 32)}。しかし、上記内外のデータについて l_{av} と c の関係を調べた図3-6（ただし $c_s \neq c_b$ の場合はばらつきが一層大きくなるので $c_s = c_b$ の場合のみ示す）および l_{av} と A_{ce}/m の関係を調べた図3-7からも分かるように、同一の c あるいは A_{ce}/m に対する l_{av} の分布範囲が広いので、これらのみの関数で l_{av} を表示することは困難である。

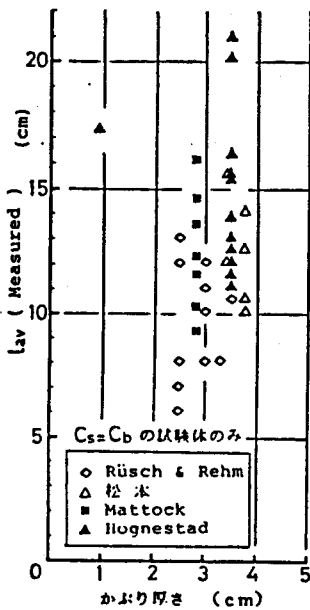


図3-6 平均ひびわれ間隔とかぶり厚さの関係

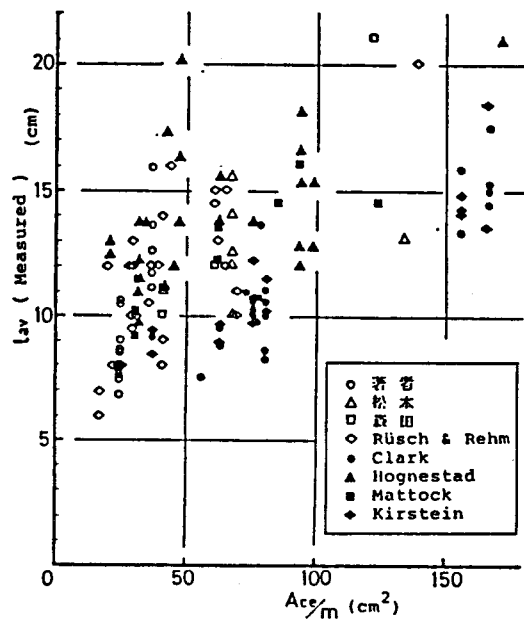


図3-7 平均ひびわれ間隔と A_{ce}/m の関係

一方、鉄筋とコンクリート間の付着によって鉄筋からコンクリートに伝達された力によって生じたコンクリートの引張応力が、引張強度 F_t に達すると新たなひびわれが生ずるという条件と、付着強度 τ が F_t に比例する、すなわち F_t / τ がほぼ一定値となるという仮定から l_{av} は $A_{ce} / \Sigma U$ (ΣU は鉄筋の周長の和)、すなわち ϕ / ρ_r に比例するとする古典的とも言える Saliger の理論⁴⁴⁾がある。この理論は、付着強度 τ はコンクリートのかぶり厚さ等によって異なり、またコンクリート応力はコンクリート断面内で等分布しないので、多くの研究者によって実験結果に適合しないことが指摘され、コンクリートのかぶりの影響を加えた種々の改良式が提案されている。最近は、Leonhardt がかぶりの影響の他に鉄筋の間隔の影響も考慮して、異形鉄筋を用いたはりに対して次式を提案した。この式はCEB-FIP (1978) Code²⁹⁾に採用されている。

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + 0.05 \phi / \rho_r \quad (3.5)$$

ここに、 $\rho_r = A_s / A_{c,ef}$ 、 $A_{c,ef}$: 同 Code に定義されているコンクリートの有効引張断面積で、前記 A_{ce} とは異なるものである (図3-8参照)。

前掲の表3-2に示す内外の実験の結果と、この(3.5)式による計算値とを比較した結果を図3-9に示す。ただし、同 Code では c は c_s で与えられているが $c_s \neq c_b$ の場合には c_s を c とすると(3.5)式の適合性が非常に悪くなるので図3-9には $c = (c_s + c_b) / 2$ とした計算値を示してある。なお他の提案式を検討した結果は、いずれも(3.5)式より一そう悪い結果を与えたのでここでは省略する。

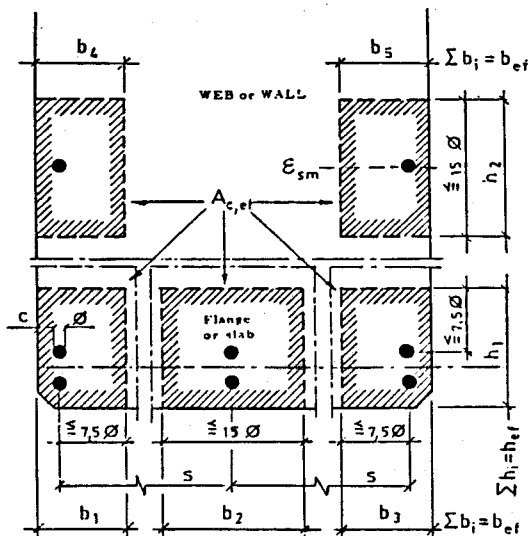


図3-8 CEB-FIP Code (1978)のコンクリートの有効断面積

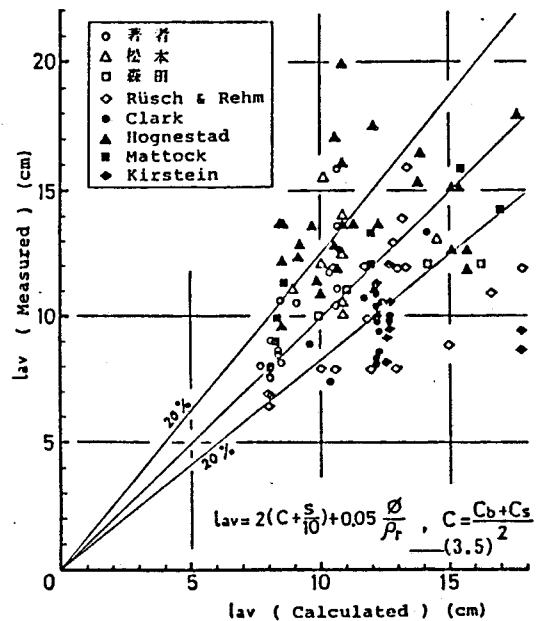


図3-9 平均ひびわれ間隔の実測値とCEB-FIP(1978)式による算定値の比較

結局 (3.5) 式は、必ずしも満足できるものではないが、 $c = (c_s + c_b) / 2$ とすることによって既往の提案式のなかでは最も良い結果を与えることが明らかとなった。しかしながら、(3.5) 式の ρ_r は $A_{c,ef}$ が ϕ の関数となっておりその計算は実際上煩雑である。そこで、次にこの式について内容を検討しこれを精度よく簡略化することを試みた。

3.4.2 平均ひびわれ間隔算定式

図 3-10 に示すような RC 引張材の場合について考える。付着作用によって鉄筋からコンクリートに伝達されたひびわれ断面位置からの距離 x における引張力 $T_c(x)$ は、

$$T_c(x) = \int_0^x U \cdot \tau(x) \cdot dx \quad (3.6)$$

ここに、 U : 鉄筋の周長

$\tau(x)$: x における付着応力

$x = l_1$ において、この積分値

$T_c(x)$ がコンクリート全断面の引張耐力に等しくなると、次式が成り立つ。

$$\int_0^{l_1} U \cdot \tau(x) dx = F_t \cdot A_c \quad (3.7)$$

ここに、 F_t : コンクリートの引張強度、 A_c : コンクリートの断面積

$\int_0^{l_1} \tau(x) dx / l_1$ を平均付着応力 τ_{av} とすると、 l_1 は次の式から得られ、

$$l_1 = F_t / \tau_{av} \cdot A_c / U = k \cdot \phi / p_e \quad (3.8)$$

(3.5) 式の第 2 項はこの l_1 に対応している。また鉄筋からコンクリートへの応力の伝達は、鉄筋とコンクリートの境界面でなされるため、伝達されたこの引張力 $T_c(x)$ が断面内に一様に分布するまでにある距離 l_2 が必要となるが、これはかぶり厚さ c の関数と考えられ、(3.5) 式の第 1 項はこの l_2 に対応している。したがって、第 1 項と第 2 項を加算したものがひびわれ間隔を与えることになり、式の表現として妥当と考えられる。なお、第 1 項の鉄筋間隔 S の効果は $S = 0$ および ∞ の両極端の場合を考慮すると、かぶり厚さ c の効果に加算するのがよいことがわかる。

さて (3.5) 式では、計算をより煩雑とする $A_{c,ef}$ が用いられているので、ここではその代りに算定も簡単で一般に用いられている A_{ce} (図 3-5 参照) から定まる有効引張鉄筋比 p_e を用い、(3.5) 式をより一般性のある表現とした (3.9) 式を検討

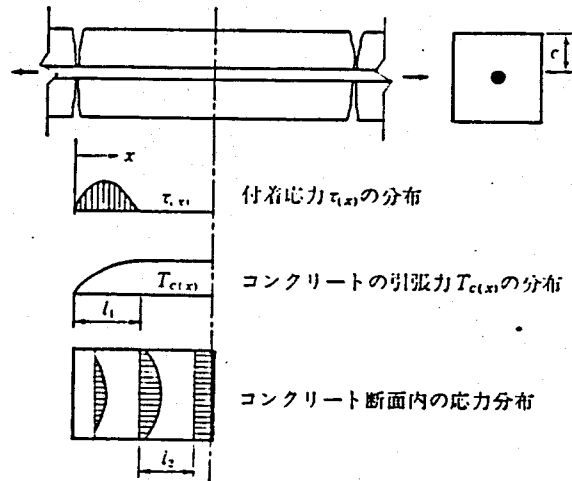


図 3-10 ひびわれのメカニズム

の対象とした。

$$l_{av} = a_1 (c + a_2 S) + a_3 \frac{\phi}{p_e} \quad (3.9)$$

ここに、 a_1 、 a_2 、 a_3 ：実験定数

(3.9) 式の各係数 a_1 、 a_2 、 a_3 を、表 3-2 に示したわが国での実験データを用いて最小自乗法によって求めた結果、 $c = (c_s + c_b) / 2$ とした場合が [実験値に対する算定値の比] の変動係数が最も小さく、この場合 $a_1 = 2.13$ 、 $a_2 = 0.1$ および $a_3 = 0.0868$ が得られた。そこで (3.9) 式において $a_1 = 2$ 、 $a_2 = 0.1$ として、表 3-2 に示した内外の実験データから再び最小自乗法によって、(3.9) 式の a_3 を求めると、 $a_3 = 0.089$ となった。

一方、 p_e と p_r を比較すると、図 3-11 に示すように通常のはり断面においては、 c / ϕ は $1.4 \sim 4.4$ ($4 \leq c \leq 7$ cm, $1.6 \leq \phi \leq 2.9$ cm) の範囲にあるので、 $A_{c,ref} / A_{c,e}$ すなわち p_e / p_r は $1.3 \sim 2.5$ となり、(3.9) 式の a_3 は $a_3 = 0.05 \times (1.3 \sim 2.5) = 0.065 \sim 0.125$ となる。

以上の検討結果をもとに、 $a_1 = 2$ 、 $a_2 = 0.1$ 、 $a_3 = 0.1$ とし次の (3.10) 式を l_{av} 算定式とした。

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + 0.1 \phi / p_e \quad (3.10)$$

ただし、 $c = (c_s + c_b) / 2$
 (3.10) 式による計算値と実測値とを比較した結果を図 3-12 に示す。
 [実測値] / [(3.5) 式による計算値] の変動係数が 24.7% であるのに対して (3.10) 式の場合は変動係数は 24.4% が得られた。直接、図 3-9 と図 3-12 の点の分布状態を比べても (3.5) 式よりも (3.10) 式の方がその計算が極めて簡単になったにも拘らず、より優れた結果を与えていることがわかる。また前掲の図 3-1(a) に (3.10) 式による l_{av} の算定値を示す。

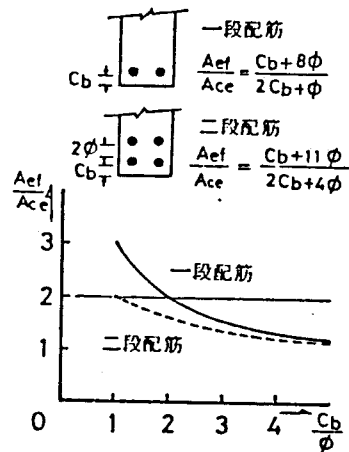


図 3-11 $A_{c,ef}$ と $A_{c,e}$ の関係

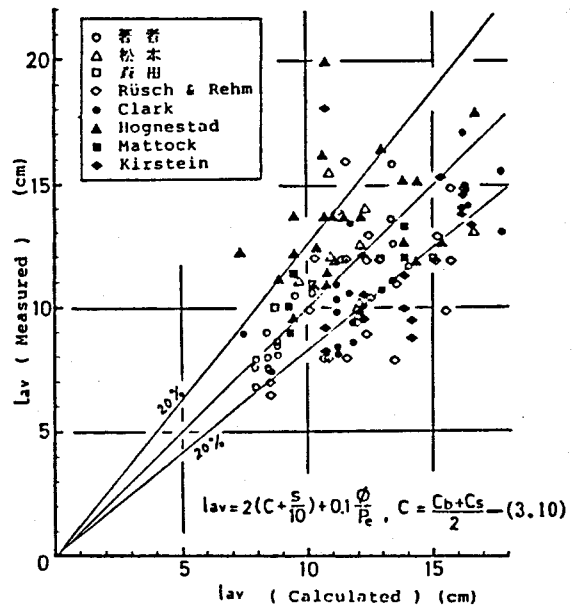


図 3-12 平均ひびわれ間隔の実測値と提案式による算定値の比較

以上の検討結果に基づいて、本章では l_{av} の算定式として CEB-FIP (1978) Code の (3.5) 式の c を $(c_s + c_b) / 2$ とし、また ρ_r を p_e に置き換えた (3.10) 式を提案する。ただし、同式は異形鉄筋のみを用いたはり材についてのものであるから、PRCのように付着性能の異なる鋼材が混在する場合も考慮したより一般的な形としては、付着の影響などを次の (3.11) 式で考慮して (3.10) 式の第2項を置き換えた (3.12) 式とするのが適切であると考えられる。

$$4 k A_{ce} / (\Sigma U_s + \alpha \cdot \Sigma U_p) \quad (3.11)$$

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + 4 k A_{ce} / (\Sigma U_s + \alpha \Sigma U_p) \quad (3.12)$$

ここに、 k : 実験定数、 U_s : 異形鉄筋の周長、 U_p : 緊張材の周長、および α : 緊張材と異形鉄筋の付着強度の比率および配置位置などの効果を含む定数

次に α に直接関係する緊張材のひびわれ分散効果について検討する。

3.4.3 緊張材のひびわれ分散効果

従来、PC部材はひびわれが許容されていないため、緊張材のひびわれ分散効果についてのデータは得られていない。本項では、細長い両引試験体によって緊張材のひびわれ分散性能を調べた。

(a) 実験概要

試験体は $7.5 \text{ cm} \times 7.5 \text{ cm}$ の正方形断面の重心軸に沿って鋼材を埋め込んだ長さ 2 m の両引試験体である。鋼材は、公称径が 13 mm の普通異形鉄筋 (横ふし)、普通丸鋼、PC丸鋼、PC異形鋼、およびPC鋼より線を用いた。各鋼材について5体の試験体を作成した。ただし、普通丸鋼の試験体のみ3体である。表3-3および図3-13に試験体の種類および形状を示す。

コンクリートの打設は横打ちで、試験体は載荷直前まで湿布養生を行った。プレストレスの導入はコンクリート材令 17、18日に行い、

表3-3 試験体の種類

試験体名	鋼材種	コンクリートの かぶり厚さ (cm)	鉄筋比 (%)
RD-1~5	普通異形鉄筋D13	3.1	2.05
RR-1~3	普通丸鋼 $\phi 13$	3.1	2.27
PR-1~5	PC丸鋼 $\phi 13$	3.1	2.42
PD-1~5	PC異形鋼D13	3.1	2.27
PS-1~5	7本より線 $\phi 12.4$	3.13	1.68
PS(pre)-1~5	7本より線 $\phi 12.4$	3.13	1.68

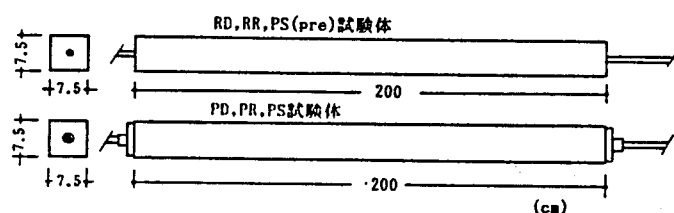


図3-13 試験体の形状

材令18日にグラウトの注入を行った。コンクリートの平均プレストレスは、5体の試験体うち4体は 60 kg/cm²、残り1体は 100kg/cm² とした。シースは内径20 mm の波付鋼製シースを用いた。載荷はコンクリート材令34~35日に行った。試験時のコンクリートの圧縮強度は 372 kg/cm²、割裂引張強度は 35.5 kg/cm²、グラウトの圧縮強度は 323 kg/cm²、割裂引張強度は 31.9 kg/cm²である。

(b) 実験結果と考察

ひびわれ本数および平均ひびわれ間隔を表3-4に示す。ひびわれは試験体の4面を横断しない場合もあるので、各面におけるひびわれの材軸と直角方向の長さを測り、その和を試験体の周長で除した値の小数点以下を4捨5入してひびわれ本数を算出している。

表3-4 ひびわれ本数および平均ひびわれ間隔

試験体名	有効プレストレス力 (ton)	ひびわれ発生荷重 (ton)	Decompression荷重 (ton)	F _t (kg/cm ²)	ひびわれ本数 (本)	平均ひびわれ間隔 (cm)
RD-1	0	2.2	0	35.6	13	14.2
2	0	2.3	0	37.4	10	18.1
3	0	2.1	0	33.8	12	15.3
4	0	2.4	0	39.2	12	15.3
5	0	1.6	0	24.7	13	14.2
RR-1	0	2.49	0	40.5	5	33.2
2	0	2.3	0	37.0	7	24.9
3	0	1.5	0	22.5	8	22.1
PR-1	2.88	5.2	3.30	30.7	11	16.6
2	2.94	5.5	3.32	36.0	5	33.2
3	2.85	5.1	3.19	30.9	8	22.1
4	2.79	5.3	3.18	34.9	4	39.8
5	4.80	7.7	5.53	35.8	4	39.8
PD-1	2.77	5.0	3.17	29.6	10	18.1
2	2.92	5.3	3.34	32.1	8	22.1
3	2.88	5.0	3.23	28.5	8	22.1
4	2.92	5.6	3.29	38.5	8	22.1
5	4.94	7.85	5.62	37.2	7	24.9
PS-1	2.90	5.0	3.20	30.4	9	19.9
2	3.02	5.4	3.24	37.2	7	24.9
3	2.91	4.8	3.16	27.4	7	24.9
4	2.90	5.2	3.19	34.4	7	24.9
5	4.90	7.3	5.40	32.3	5	33.2
PS-1 (pre)	0	2.3	0	38.2	3	49.8
2	0	2.15	0	35.5	4	39.8
3	0	1.97	0	32.3	3	49.9
4	0	2.4	0	40.0	2	66.4
5	0	1.4	0	22.0	5	33.2

一般に、ひびわれ分散性能が優れているほど、ひびわれ本数が多く、すなわち平均ひびわれ間隔が狭くなる。この表から緊張材のひびわれ分散性能は、普通異形鉄筋のそれよりは劣るが、PC異形鋼、鋼より線は普通丸鋼よりは優れていることが分かる。なお直接コンクリート中に埋設したより線（試験体P_s(pre)）のひびわれ分散性能が普通丸鋼よりも劣っているが、同時に行ったはり実験では異形鉄筋と同程度の分散性能が示されており、鋼より線のひびわれ分散性能については今後の課題とする。

鋼材の付着性能のひびわれ分散性能に及ぼす効果は、(3.10)式の第2項の係数に現われるので、その係数を未知数 k とおいて、次式の関係から係数 k を求めると表3-5の

$$l_{av} = 2c + k \frac{\phi}{P_e} \quad (3.13)$$

ようになる。異形鉄筋の k に対する各鋼材の k の比率の逆数($K(RD)/k$)は(3.12)式における α に相当する。ただし、この場合の α は付着性能のみを考慮している。

本実験で得た α を用いて、第2章の緊張材を普通鉄筋と同じ高さ位置に配置した実験 I のひびわれ間隔を算定し、表3-6に示す。計算値は実験値と良く一致している。

なお、普通異形鉄筋の k が 0.167 と(3.10)式の 0.1 より大きいのは、(3.10)式は曲げ材から得られたもので、曲げの効果がこの係数に含まれているためであると考えられる。

また、第2章の実験 II のように両種鋼材が異なる高さ位置に配置され、PC鋼材位置が引張縁からより遠い場合には、既に述べたようにPC鋼材のひびわれ分散性に及ぼす影響は小さいので、その効果は無視してよい。

表3-5

鋼材	異形鉄筋 (RD)	普通丸鋼 (RR)	PC丸鋼 (PR)	PC異形 (PD)	7本より線 (PS)	7本より線 プレテン (PSpre)
k	0.167	0.424	0.511	0.291	0.338	0.791
$\frac{k(RD)}{k}$	1	0.39	0.33	0.58	0.50	0.21

表3-6 平均ひびわれ間隔

	実験値 (cm)	計算値(A) (cm)	計算値(B) (cm)
A- 0 -1	8.0	8.02 (1.00)	8.02 (1.00)
2	8.5	(1.06)	(1.06)
A- 36 -1	7.6	9.13 (0.83)	8.63 (0.88)
2	9.0	(0.99)	(1.04)
A- 60 -1	9.0	10.60 (0.85)	9.08 (0.99)
2	8.8	(0.83)	(0.97)
A- 69 -1	11.2	13.80 (0.81)	10.35 (1.08)
2	12.8	(0.93)	(1.24)
A-100 -1	13.3	—	15.83 (0.84)
B- 0 -1	6.2	7.46 (0.83)	7.46 (0.83)
2	6.8	(0.91)	(0.91)
B- 32 -1	8.0	9.00 (0.89)	8.06 (0.99)
2	9.0	(1.00)	(1.12)
B- 48 -1	8.8	9.40 (0.94)	8.25 (1.07)
2	8.0	(0.85)	(0.97)
B- 84 -1	8.0	15.00 (0.53)	9.43 (0.85)
2	10.5	(0.70)	(1.11)
B-100 -1	12.7	—	14.42 (0.88)
2	14.3		(0.99)

() = 実験値 / 計算値

計算値(A) : PC鋼材のひびわれ分散効果無視
 " (B) : " " 考慮

3.5 平均鉄筋ひずみ

3.5.1 既往のRC部材の算定式における扱い

ひびわれ間の平均鉄筋ひずみは、ひびわれ間コンクリートの拘束作用によってひびわれ断面での鉄筋ひずみより小さい。この鉄筋ひずみの減少量は鉄筋比が大きい程、鉄筋応力が高くなる程小さくなるので、通常のRC部材のひびわれ幅の算定において無視されることが多い。PRC部材は高強度のPC鋼材が併用されることによって、一般に普通鉄筋比は小さく、また常時荷重下の鉄筋応力も低めに制御されるので、コンクリートの拘束作用を無視するとひびわれ幅を過大に算定することになる。

このひびわれ間コンクリートの拘束作用による平均鉄筋応力の減少量 σ_{sc} についても幾つかの提案がされているが、それらは2つに大別される。1つは鉄筋応力に関係なく σ_{sc} を与えるもの（たとえば、Gergely-Lutz³⁰⁾、森田³¹⁾、角田³²⁾、CEB-FIP (1970)³³⁾、CP-110³⁴⁾）で、鉄筋応力が2000~3000 kg/cm²の範囲において導かれたものである。他の1つは、鉄筋応力または鉄筋ひずみの関数として計算するもの（六車・森田³¹⁾、⁴¹⁾、CEB-FIP (1978)²⁹⁾）である。

後者の森田の方法は、図3-14に示すように引張鉄筋と図心が一致するコンクリート部分のみが引張力分担に有効であるとして、この部分をRC引張材と置き換え、その見かけの応力-平均ひずみ関係をRC引張材の実験から求めて、引張鉄筋の応力-ひずみ関係として用いるものである。

RC引張材の見かけの応力-平均ひずみ関係は図3-15のABCのようになる。鉄筋応力 σ_s におけるひずみについてみると、裸鉄筋の場合のひずみは $\epsilon_{s,max}$ であるのに対して、RC引張材の場合はひびわれ間コンクリートの拘束によって平均ひずみは $\epsilon_{s,av}$ まで減じられている。

応力についてみると、B点におけるひびわれ位置の鉄筋応力は $\sigma_{s,max}$ で、鉄筋応力の平均値はE点の応力 $\sigma_{s,av}$ となる。

B E間の応力の差はひびわれ間コンクリートの引張力の分担によって生じたものである。コンクリートの引張協力が最大となるのはひびわれ発生直前で、その後は鉄筋応力の増大とともに減少していく。ひびわれ発生直前のコンクリートの引張協力分は $A_c \cdot F_t$ で、鉄筋の見かけの応力に換算すると $A_c \cdot F_t / A_s = F_t / p_e$ (AD間の応力の差)となる。この最大値に対する各平均鉄筋ひずみ時のコンクリート引張協力分の比率(線分BE/線分AD)を引張協力度 $k_1 k_2$ とすると、 $k_1 k_2$ はひびわれの発生

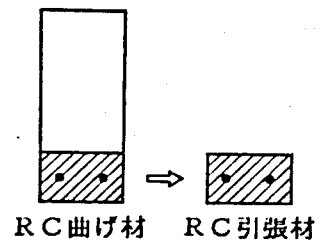


図3-14

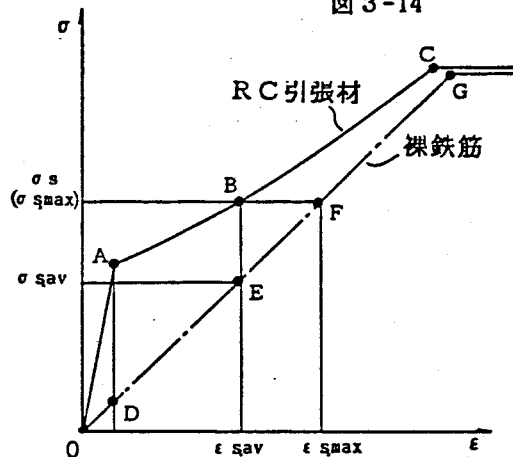


図3-15 RC引張材の見かけの応力-ひずみ関係

の直前において $k_1 k_2 = 1$ となり、鉄筋応力の増大とともに減少していく。この $k_1 k_2$ の実験曲線については 3.5.3項で述べる。なお、 $k_1 k_2$ という記号はコンクリートの引張力分担が付着応力の分布形状によって決まる係数 k_1 と、ひびわれ間のコンクリートに生じた最大引張応力のコンクリートの引張強度との比 k_2 から定まることによる⁴⁵⁾。

以上の表現を用いると、RC引張材の見かけの応力-平均ひずみ関係は

$$\sigma_s (= \sigma_{s,max}) = E_s \cdot \epsilon_{s,av} + k_1 k_2 \cdot \frac{F_t}{P_e}$$

となる。この関係を用い、通常の仮定にしたがってはり断面における曲げ解析を行い、曲げモーメントと平均鉄筋ひずみの関係あるいは断面の平均曲率を得るのが森田の方法⁴¹⁾である。この方法では、圧縮縁コンクリートのひずみに対してもひびわれ間コンクリートの拘束あるいは協力作用を考慮した平均ひずみを計算できる利点を有しているが、計算はかなり面倒になる。ここでは、簡単にひびわれ断面における鉄筋応力が作用しているRC引張材の見かけの応力-ひずみ関係より直接求める方法、すなわち常用計算式によって得られたひびわれ断面の鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ を(3.14)式に代入して $\epsilon_{s,av}$ を求める方法を用いた。これら2つの方法、ならびに次の CEB-FIP の方法の算例による比較を図3-16に示す。前二者はほぼ一致している。

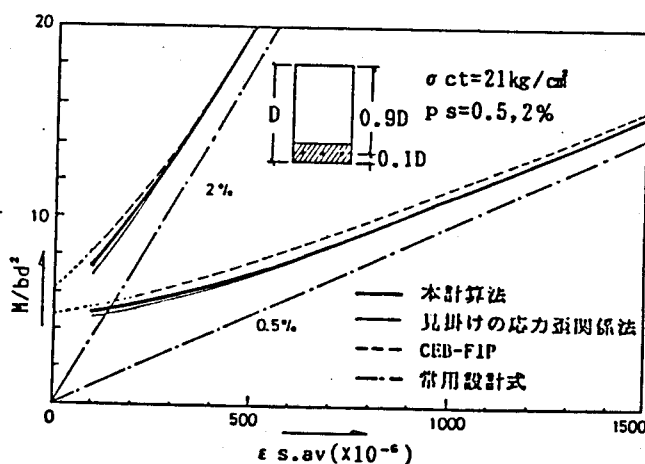


図3-16 曲げモーメントMと平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s,av}$

$$\epsilon_{s,av} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_{s,max} - k_1 k_2 \frac{F_t}{P_e} \right) \quad (3.14)$$

CEB-FIP (1978) の Model Code の方法は、鉄筋の付着性能と荷重の性質(単調、持続、繰返し)を考慮している。同Codeによると、異形鉄筋を用いた初載荷時の鉄筋の平均ひずみは次式から得られる(図3-17参照)。

$$\epsilon_{s,av} = \frac{\sigma_{s,max}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_{s,max}} \right)^2 \right] \quad (3.15)$$

ここに、 σ_{sr} はコンクリートの引張縁応力が引張強度と等しいときの、ひびわれの発生を仮定して計算されるひびわれ断面における鉄筋応力

この方法は、曲げ部材としての取扱いをしているが、ひびわれ断面における鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ の計算のほかに、ひびわれモー

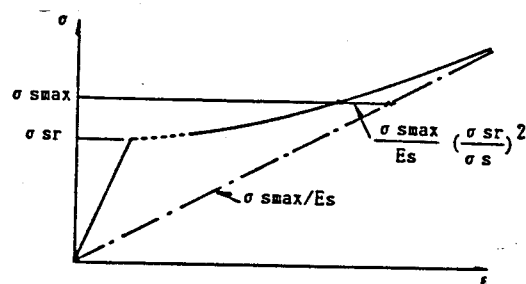


図3-17 CEB-FIP Code(1978)の平均鉄筋ひずみの算出法

メント M_{cr} 、およびその曲げモーメントに対するひびわれ断面における鉄筋応力 σ_{sr} の計算を行わなければならない煩雑さがある。

3.5.2 PRC部材への適用

PRC部材においては、その使用目的から鉄筋応力はひびわれ発生直後の低応力から長期許容応力までの広範囲に制御される。したがって、平均鉄筋ひずみの算定においては、広範囲の鉄筋応力に対して適用できる後者の森田やCEB-FIP(1978)の方法がよい。これらの方法をPRC部材に用いるにあたっては、コンクリートの乾燥収縮・クリープを考慮して(3.14)、(3.15)式における平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ やひびわれ断面における鉄筋応力 $\sigma_{s.max}$ 、 σ_{sr} を、それぞれ鉄筋位置のコンクリート応力が0のときからの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ 、 $\Delta \sigma_{s.max}$ 、 $\Delta \sigma_{sr}$ に置き換えた(3.16)、(3.17)式を用いればよい。

$$\Delta \epsilon_{s.av} = \frac{1}{E_s} \left(\Delta \sigma_{s.max} - k_1 k_2 \frac{F_t}{P_e} \right) \quad (3.16)$$

$$\Delta \epsilon_{s.av} = \frac{\Delta \sigma_{s.max}}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\Delta \sigma_{sr}}{\Delta \sigma_{s.max}} \right)^2 \right] \quad (3.17)$$

3.5.3 コンクリートの引張協力度

森田らは、長さ1m、断面9.5×9.5cmの鉄筋コンクリートプリズムの軸心に、公称径19mmの異形鉄筋(波ふし)、または丸鋼を配筋した両引試験体を用いて、コンクリート強度および養生条件(水中養生、気中養生)を実験因子に、コンクリート引張協力度 $k_1 k_2$ を求めている⁴⁵⁾。実験結果によると、鉄筋の種類やコンクリート強度は $k_1 k_2$ の値に影響は与えないが、養生方法の極端な差は $k_1 k_2$ の値に影響を与え、 $k_1 k_2$ の値として水中養生の場合と気中養生の場合の2つの実験式を得ている。この実験におけるコンクリートのかぶり厚さは3.8cmと一定であるが、前述のようにコンクリートのかぶり厚さはひびわれ間隔に大きく影響するので、 $k_1 k_2$ にもその影響が現われないか検討する必要がある。そこでコンクリートのかぶり厚さを実験変数にしてRCプリズムの両引載荷試験を行った。

(a) 実験概要

試験体は、正方形断面を有する長さ199cmのコンクリートプリズムの軸心に公称径22mmの異形鉄筋(横ふし)を配筋した両引試験体である。試験体の種類は表3-7に示すように、かぶり厚さの異なる5種類でそ

表3-7 試験体の種類

試験体名	断面寸法 (cm)	コンクリート のかぶり厚さ (cm)	鉄筋比 (%)
8 x 8	8 x 8	2.9	6.03
10 x 10	10 x 10	3.9	3.78
12 x 12	12 x 12	4.9	2.59
14 x 14	14 x 14	5.9	1.89
16 x 16	16 x 16	6.9	1.44

れぞれ4体作成した。鉄筋の断面積は 3.64cm^2 、降伏応力度は 4200kg/cm^2 であり、コンクリートの試験時の圧縮強度は 345kg/cm^2 、割裂引張強度は 31.8kg/cm^2 である。

試験体のコンクリートは横打ちで、載荷直前まで湿布養生を行った。載荷はコンクリート材令 14~19日に、自重による曲げ変形を避けるため反力壁を利用して鉛直方向に載荷した。

(b) 実験結果と考察

ひびわれ荷重 P_{cr} 、ひびわれ荷重より求めたコンクリートの引張強度 F_t 、ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} などの実験結果を表 3-8 に示す。

表 3-8 実験結果一覧表

試験体名	載荷時 材令 (日)	ひびわれ 発生荷重 $P_{cr}(t)$	コンクリート の引張強度* $F_t(\text{kg/cm}^2)$	ひびわれ 本数 (本)	平均ひびわれ 間隔 $l_{av}(\text{cm})$	
8 x 8	-1	14	2.6	30.4	13	14.2
	2	14	2.6	30.4	14	13.3
	3	15	3.45	44.5	13	14.2
	4	15	2.2	23.8	14	13.3
10 x 10	-1	15	3.8	31.5	9	20.0
	2	15	4.3	36.7	11	16.6
	3	16	4.6	39.8	10	18.1
	4	18	2.8	21.1	11	16.6
12 x 12	-1	16	6.1	38.0	7	24.9
	2	17	5.7	35.2	8	22.1
	3	18	4.2	24.5	8	22.1
	4	19	5.45	33.4	7	24.9
14 x 14	-1	16	7.4	34.5	7	24.9
	2	17	5.4	24.1	7	24.9
	3	19	6.6	30.3	6	28.5
	4	19	7.9	37.1	6	28.5
16 x 16	-1	17	7.8	27.9	5	33.2
	2	17	9.8	35.8	5	33.2
	3	18	8.3	29.9	7	24.9
	4	18	9.4	34.2	5	33.2

*ひびわれ発生荷重より求めたコンクリートの引張強度

図 3-18 に次式から求めた $k_1 k_2$ と $\epsilon_{s.av}$ の関係を示す。

$$k_1 k_2 = (P - A_s E_s \epsilon_{s.av}) / (F_t A_c) \quad (3.18)$$

ここに、 P : 引張荷重、 $\epsilon_{s.av}$: 試験体の伸び変形より求めた平均ひずみ

F_t : ひびわれ発生荷重より求めた個々の試験体のコンクリートの引張強度

A_c : コンクリート断面積、 A_s : 鉄筋断面積、 E_s : 鉄筋のヤング係数

ただし、同図では、ひびわれ発生時のひずみを 100×10^{-6} としている

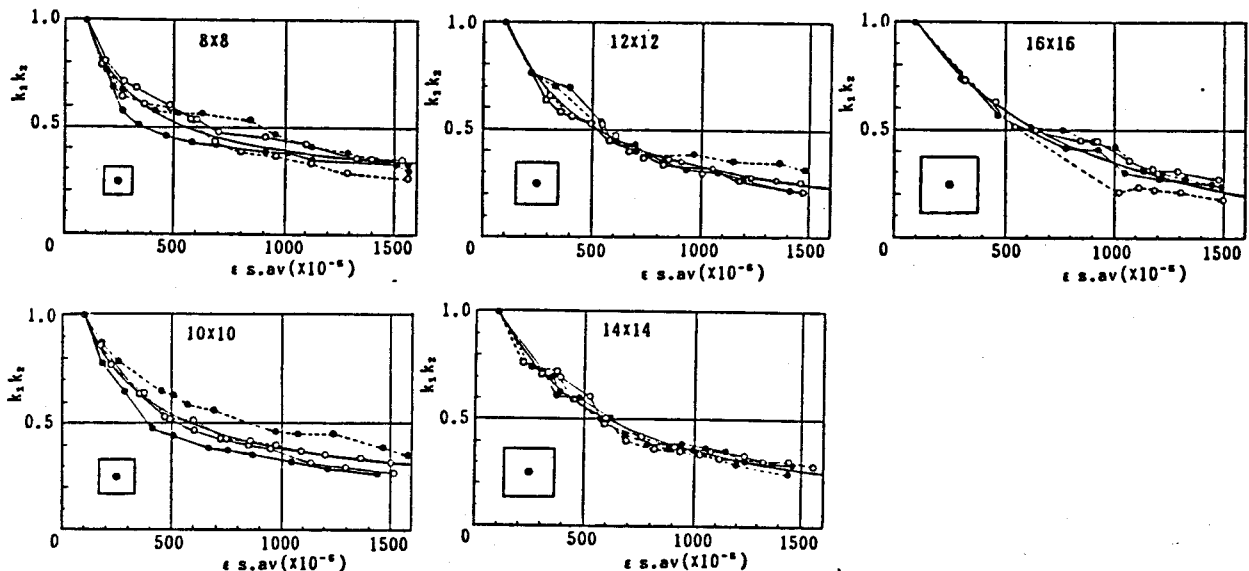


図 3-18 コンクリートの引張協力度 $k_1 k_2$ - 平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ 関係

これらの関係を双曲線式で近似して以下の実験式を得た。

$$\begin{aligned}
 \text{試験体 } 8 \times 8: & \quad k_1 k_2 = 1 / (5.08 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.802) + 0.224 \\
 10 \times 10: & \quad k_1 k_2 = 1 / (3.41 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.826) + 0.143 \\
 12 \times 12: & \quad k_1 k_2 = 1 / (2.53 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.772) + 0.025 \quad (3.19) \\
 14 \times 14: & \quad k_1 k_2 = 1 / (1.92 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.792) - 0.014 \\
 16 \times 16: & \quad k_1 k_2 = 1 / (1.02 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.709) - 0.234 \\
 \text{全試験体に対して} & \quad k_1 k_2 = 1 / (2.65 \times 10^3 \epsilon_{s.av} + 0.817) + 0.069
 \end{aligned}$$

図3-18中にこれらの実験曲線を実線で示す。また6つの実験曲線をまとめて図3-19に示す。実験式の各係数、あるいは図3-19から理解されるように各試験体間には次のような傾向がある。すなわち $k_1 k_2$ は、かぶり厚さが大きい、すなわち鉄筋比が小さいと $\epsilon_{s.av}$ が $500 \sim 600 \times 10^{-6}$ までの小さい範囲では大きくなるが、 $\epsilon_{s.av}$ が 1000×10^{-6} を越えると逆に小さくなる。角田もひびわれ間コンクリートの引張協力度 $k_1 k_2$ に対応する σ_{cm}/F_t (σ_{cm} : ひびわれ間コンクリートの平均引張応力) と鉄筋比との関係調べているが、その結果は鉄筋応力が $2000 \sim 3000 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で図3-20のようになり、コンクリートの引張協力度は鉄筋比によって異なることが示されている⁴⁶⁾。

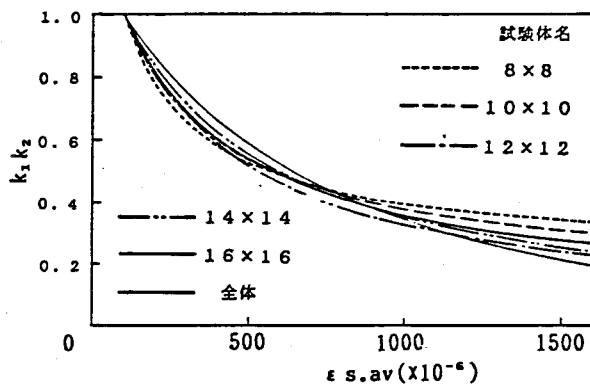


図3-19 各試験体における $k_1 k_2$ の実験式の比較

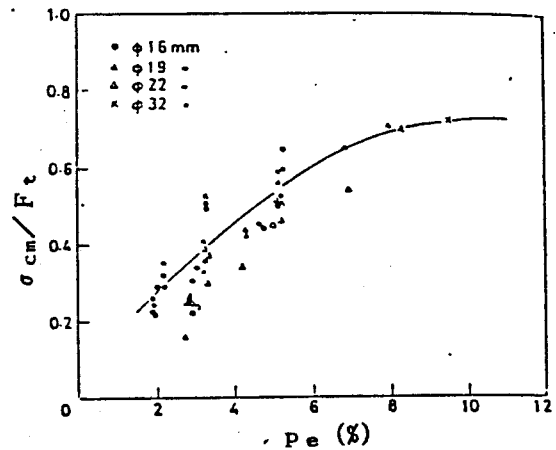


図3-20 σ_{cm}/F_t と p_e との関係

このように、かぶり厚さあるいは鉄筋比によって $k_1 k_2$ の値は変化するが、本実験結果においては、鉄筋応力が長期許容応力である 2200 kg/cm^2 、すなわちひずみが 1000×10^{-6} 以下の範囲ではその差は小さい。そこで、本実験の全試験体から求めた実験式と森田の提案式を図3-21において比較する。森田の気中養生試験体の $k_1 k_2$ は全般に大きく、水中養生試験体の $k_1 k_2$ も $\epsilon_{s.av}$ が 500×10^{-6} 以上の範囲で、全試験体式の $k_1 k_2$

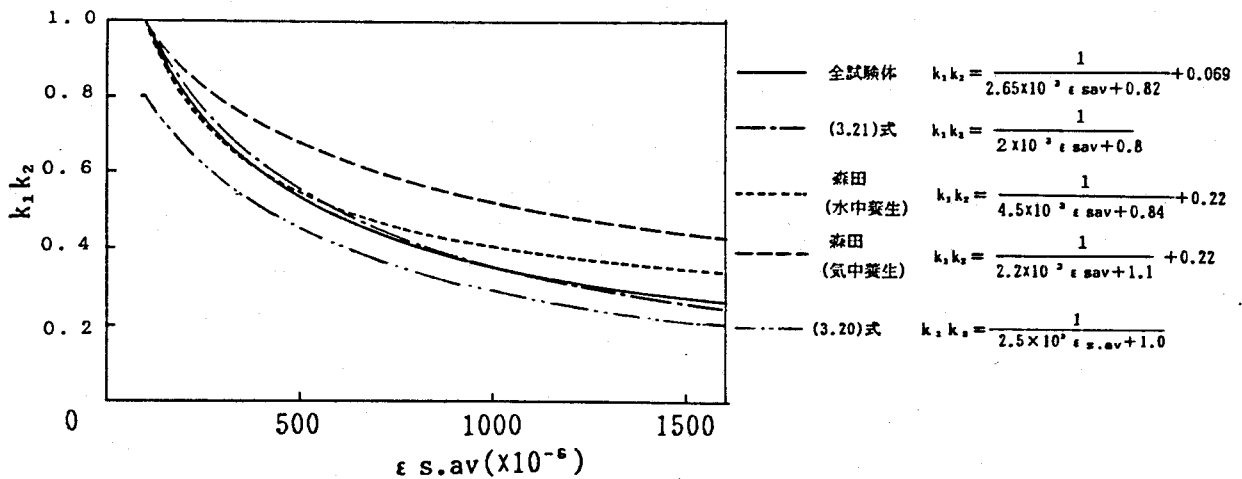


図 3-21 既往の $k_1 k_2$ の実験式の比較

より大きい。森田の気中養生の実験式と本実験式との差は、鉄筋比の差異のほかに気中養生、湿布養生という養生条件の違いによるものと考えられる。湿布養生と条件が似ている水中養生の実験式は、試験断面の大きさがその式が得られた試験体と比較的似ている本実験の試験体 10×10 の実験式とほぼ一致している。また、森田は養生条件の違いによる上述の2つの実験式を提案する前に簡便な次の実験式を提示している⁴⁰⁾。

$$k_1 k_2 = 1 / (2.5 \times 10^3 \times \epsilon_{s.av} + 1.0) \quad (3.20)$$

同式も図 3-21 中に示すが、最も $k_1 k_2$ を小さく評価している。これは、他の実験式がコンクリートの直接引張強度を基に得られているのに対して、同実験式が割裂引張強度を基に導かれたことによる。この点を考慮して検討した結果、(3.20)式を $1/0.8$ 倍して、図 3-21 中に示すように、本実験式とよく一致する(3.21)式を得た。

$$k_1 k_2 = 1 / (2 \times 10^3 \times \epsilon_{s.av} + 0.8) \quad (3.21)$$

一般に、構造物の環境条件は、湿布養生と気中養生の間の気中養生に近い状態にあると考えられるが、その状態に応じて $k_1 k_2$ の式を使い分けるのは実用的ではない。そこで設計上安全側に、 $k_1 k_2$ を小さめに評価し、本実験式ともよく一致する(3.21)式を本論文では $k_1 k_2$ と $\epsilon_{s.av}$ の関係式として用いる。ただし、3.5.2 節で述べたように乾燥収縮・クリープの影響を考慮するため、原式の平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ をその変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ に置き換えた次式を用いる。

$$k_1 k_2 = \frac{1}{2 \times 10^3 \times \Delta \epsilon_{s.av} + 0.8} \quad (3.22)$$

3.5.4 平均鉄筋ひずみ算定法の適合性の検討

平均鉄筋ひずみの算定において、ひびわれ間コンクリートの影響を鉄筋応力の関数として取扱う前述の2つの方法の適合性を検討する。

図3-22は、第2章の実験Ⅱ、およびその後はりせいを大きくして行った実験のうち一部のRCおよびPRCはりの曲げモーメント M と平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の関係を示したものである。

○印は実測値、実線はひびわれ断面の鉄筋ひずみ
 $(\Delta \sigma_{s,max}/E_s)$ に相当する)の計算値、一点鎖線は(3.16)、(3.22)式を用いて算出した $\Delta \epsilon_{s.av}$ (計算値(1))および破線はCEB-FIPの方法で計算した値(計算値(2))である。

計算値(1)は実測値と全体的には良く一致しているが、はりせいが20cmの試験体RC1、LC1、LC2については $\Delta \epsilon_{s.av}$ が小さい範囲において実測値より小さく、すなわち σ_{sc} を過大に

評価している。これはひびわれ発生直後の中立軸位置が低い段階においては、コンクリートの有効引張断面積を過大に評価していることによるものと考えられ、プレストレス量の多い程中立軸位置が低くなるので、その傾向はさらに大きくなる。なお、実部材のようにはりせいの大きいはりの実験データは見当たらないので、この点について直接検証することはできないが、はりせいが大きくなって厚さははりせいに比例しては増加させないので、はりせいの大きい断面については、本方法は平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ を大きめに算定し、設計上安全側の値を与えるものと推察される。

CEB-FIPの方法による計算値(2)は、RC試験体については実測値と同程度ないし幾分小さめであるのに対して、PRC試験体については実測値よりかなり大きい。これは、2.3.2項の算例で指摘したようにPRC断面においてはプレストレス力による軸力が作用しているので M_{cr} 作用時のひびわれ仮定断面での鉄筋応力度変化量 $\Delta \sigma_{sr}$ が小さく、その結果 σ_{sc} を小さめに算出することによるものである。

以上の計算の結果、通常のPRCはりに対しては、有効引張鉄筋比 p_e を介してPRCはりの引張域にRC引張材の $\Delta \sigma_{s,max}$ と $\Delta \epsilon_{s.av}$ の関係を適用し、平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ を算出する方法が、簡便で、しかも実用上十分な精度を有すると言える。ただし、はりせいの低い断面や導入プレストレスの大きい断面では、 $\Delta \epsilon_{s.av}$ が小

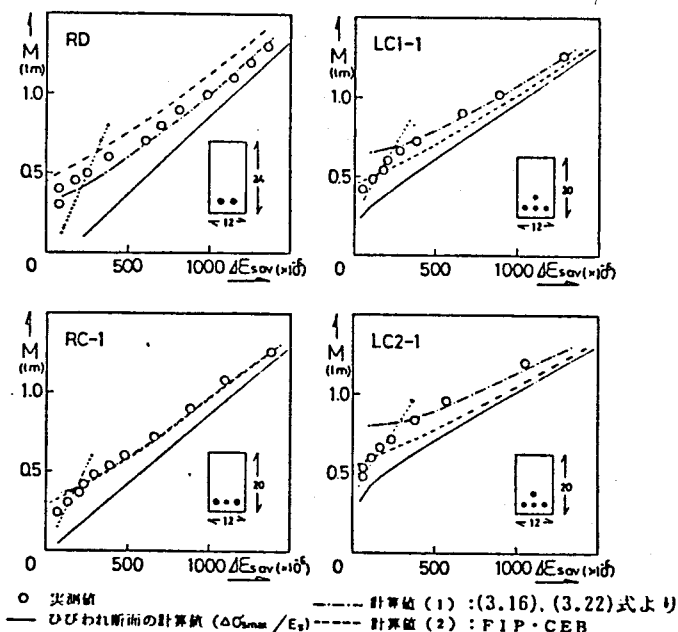


図3-22 曲げモーメント M と平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の関係

さい範囲においては、 $\Delta \epsilon_{s.av}$ を過少に算定する場合もあるので、このような断面のほりにもこの方法を適用するためにはなんらかの方策を考える必要がある。ここではCEB-FIP (1978)の方法にならって、簡単に次の制限を設けることにする。

$$\Delta \epsilon_{s.av} \geq 0.4 \Delta \sigma_{s.max} / E_s \quad (3.23)$$

図3-22中の点線は、 $\Delta \epsilon_{s.av} = 0.4 \Delta \sigma_{s.max} / E_s$ の関係を示すもので、この制限によって $\Delta \epsilon_{s.av}$ は妥当な値を与えよう。

また、既往のひびわれ幅算定式を算例によって比較した前掲の図3-1(b)中に(3.10)式による l_{av} と(3.16)、(3.22)式による $\Delta \epsilon_{s.av}$ との積で求めた w_{av} の計算値を示す。

なお、(3.16)式、および(3.22)式で表される $\Delta \sigma_{s.max}$ と $\Delta \epsilon_{s.av}$ の関係において、 F_t/p_e が大きい場合、すなわちコンクリートの引張協力作用が大きい場合、図3-23に破線で示すように、ひびわれ発生直前での $\Delta \epsilon_{s.av} = 100 \times 10^{-6}$ の点Aの応力より小さい応力となる虚の部分が生じるのでその部分を除く必要がある。この虚の部分は、ひびわれの発生と同時に、点Aから点Bへジャンプすることに対応している。 F_t/p_e が変化する場合の点Bの軌跡を求めると

$$\Delta \sigma_{s.max} = \Delta \epsilon_{s.av} E_s + 1050 \quad (3.24)$$

となり、この式から(3.25)式の制限を設ける。

$$\Delta \epsilon_{s.av} \geq (\Delta \sigma_{s.max} - 1050) / E_s \quad (3.25)$$

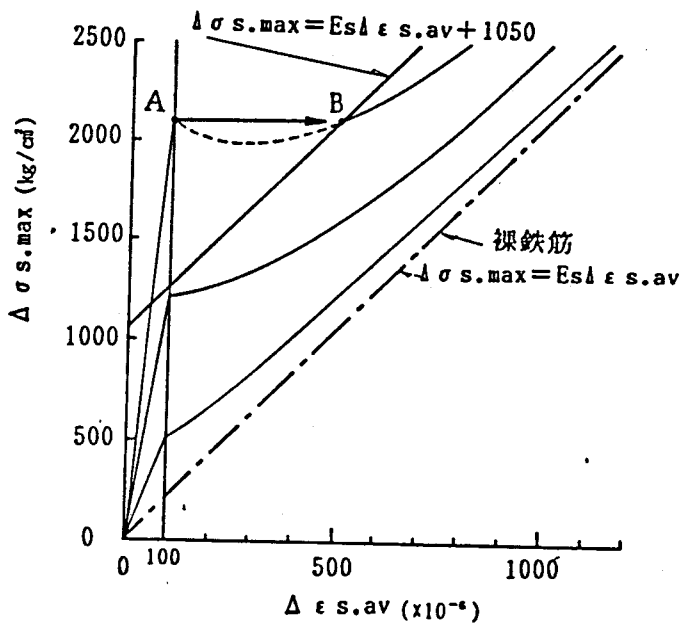


図3-23

3.6 ひびわれ定常状態以前のひびわれ幅

従来のRC部材のひびわれ幅に関する研究はいずれもひびわれ定常状態における挙動を対象としている。本論文においても3.4節で検討したひびわれ間隔は定常状態におけるものである。一般に、ひびわれ定常状態に至ったときの鉄筋応力は2000~3000 kg/cm²とされているが、ひびわれ幅の制御を目的とし、同時にRCからPCまでを一つの概念に統一できるPRC部材においては、ひびわれ発生から定常状態までの広範囲な設計が当然行われる。したがって、本節では、ひびわれ定常状態以前の範囲においても定常状態での平均ひびわれ間隔 l_{av} を用いて平均ひびわれ幅が算定できるか検討を行う。

図3-24は、平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ とひびわれ非定常状態時も含んだ平均ひびわれ間隔 l_{av} および平均ひびわれ幅 w_{av} の関係の実験結果を示すもので、 l_{av} の実測値を実線で、 w_{av} のそれを○印で示して

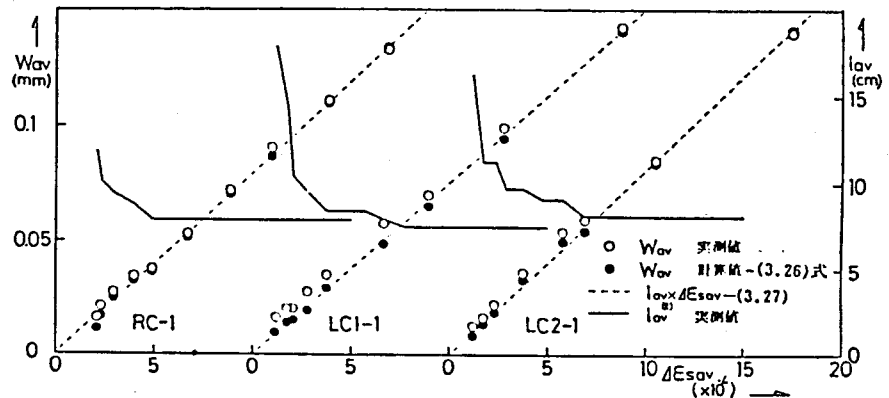


図3-24 平均ひびわれ幅 w_{av} 、平均ひびわれ間隔 l_{av} と平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の関係

いる。●印はひびわれ幅の一般式である次の(3.26)式の右辺各項に実測値を代入して算出した平均ひびわれ幅の計算値である。

$$w_{av} = l_{av} (\Delta \epsilon_{s.av} - \epsilon_{c.av}) \quad (3.26)$$

当然のことながら●印と○印はよく一致し、ひびわれ定常状態成立の如何にかかわらず(3.26)式の関係が成り立つことが示されているが、この一般式に忠実にひびわれ幅を算定するためには、非定常状態時も含むすべてのひびわれ状態におけるひびわれ間隔 l_{av} およびコンクリートの平均引張ひずみ $\epsilon_{c.av}$ が算定出来なければならない。しかしながら、非定常状態時のひびわれ間隔を予測することは現状では極めて困難である。一方、コンクリートの平均引張ひずみ $\epsilon_{c.av}$ は、ひびわれ発生の直前に最大となり、以後鉄筋ひずみの増大にともなって減少し、ひびわれ定常状態においては、鉄筋の引張ひずみに比べ無視し得る程小さくなっているため、定常状態における平均ひびわれ幅は(3.26)式の $\epsilon_{c.av}$ を無視して(3.27)式で計算できることになる。

$$w_{av} = l_{av}(\text{定}) \times \Delta \epsilon_{s.av} \quad (3.27)$$

ここに、 $l_{av}(\text{定})$: ひびわれ定常状態の平均ひびわれ間隔

いま、(3.26)式の l_{av} を $l_{av}(\text{定}) + \Delta l_{av}$ と考えた場合、これと $\Delta \epsilon_{s.av} - \epsilon_{c.av}$ との積において $+\Delta l_{av}$ と $-\epsilon_{c.av}$ の効果が互いに相殺し合うのではないかとこの点に着目して次のような検討をおこなってみる。

まず、各試験体の定常状態時の平均ひびわれ間隔 l_{av} (mm) および $\Delta \epsilon_{s.av}$ の各実測値を用いて (3.27) 式の値、すなわち $w_{av} = l_{av} (\text{mm}) \cdot \Delta \epsilon_{s.av}$ を求めると、図3-24の破線の関係が得られる。これは定常状態以前においても、(3.27) 式の関係が成り立つことを示唆するものであって、次にこれをより詳細に検討するために (3.26)、(3.27) 式を辺々相除した (3.28) 式を作ってみる。ただし、ここでは (3.26)、(3.27) 式の w_{av} を区別するため (3.27) 式のそれを $w_{av}(\text{mm})$ としてある。

$$\frac{w_{av}(\text{mm})}{w_{av}(\text{mm})} = \frac{l_{av}(\text{mm})}{l_{av}(\text{mm})} \frac{\Delta \epsilon_{s.av} - \epsilon_{c.av}}{\Delta \epsilon_{s.av}} = \frac{l_{av}(\text{mm})}{l_{av}(\text{mm})} \left(1 - \frac{\epsilon_{c.av}}{\Delta \epsilon_{s.av}} \right) \quad (3.28)$$

$w_{av}(\text{mm}) / w_{av}(\text{mm}) = 1$ 、すなわち (3.28) 式右辺 = 1 と仮定して変形すると、(3.29) 式

$$\frac{l_{av}(\text{mm})}{l_{av}} = 1 - \frac{\epsilon_{c.av}}{\Delta \epsilon_{s.av}} \quad (3.29)$$

が得られるので、 $l_{av}(\text{mm}) / l_{av}$ と $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av}$ の関係を $l_{av}(\text{mm}) / l_{av}$ を縦軸、 $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av}$ を横軸とした図の上で検討してみる。定常状態においては $l_{av}(\text{mm}) / l_{av} = 1$ 、また $\epsilon_{c.av} \doteq 0$ であるから $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av} \doteq 0$ となつてほぼ (0, 1) の座標位置にあり、ひびわれ発生以前においては、 $l_{av} = \infty$ と考えて、 $l_{av}(\text{mm}) / l_{av} = 0$ 、また鉄筋とコンクリートとのひずみは等しいので、 $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av} = 1$ となつて (1, 0) の座標位置にあることが分かる。したがって、その中間領域における実測値 ($l_{av}(\text{mm}) / l_{av}$, $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av}$) が、もし (0, 1) および (1, 0) の2点を結ぶ直線上に来れば、(3.29) 式が成り立ち、結局 (3.26) 式 \doteq (3.27) 式となつて、(3.27) 式は非定常状態時のひびわれ幅の算定にも拡張出来ることになる。実測値に基づいて、 $l_{av}(\text{mm}) / l_{av}$ と $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av}$ の関係をプロットしたのが図3-25である。同図よると、殆どすべてのデータが (0, 1) および (1, 0) の2点を結ぶ直線上の付近にあり、上記の仮定がほぼ成り立つことが示されている。

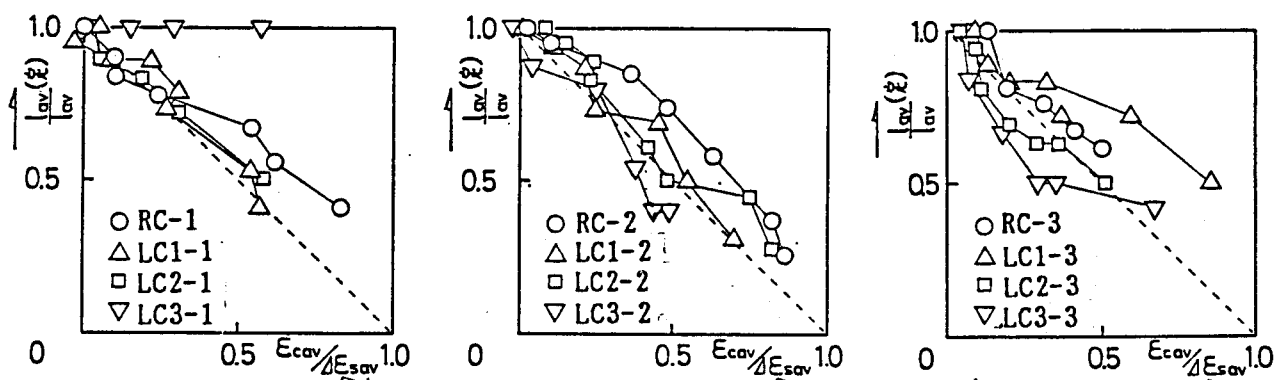


図3-25 ひびわれ非定常状態における $l_{av}(\text{mm}) / l_{av}$ と $\epsilon_{c.av} / \Delta \epsilon_{s.av}$ との関係

結局、定常、非定常の状態には無関係に3.4節で提案した定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} と鉄筋位置の Decompression からの鉄筋の平均引張りひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ との積によって、平均ひびわれ幅 w_{av} が算定できることが明らかとなった。

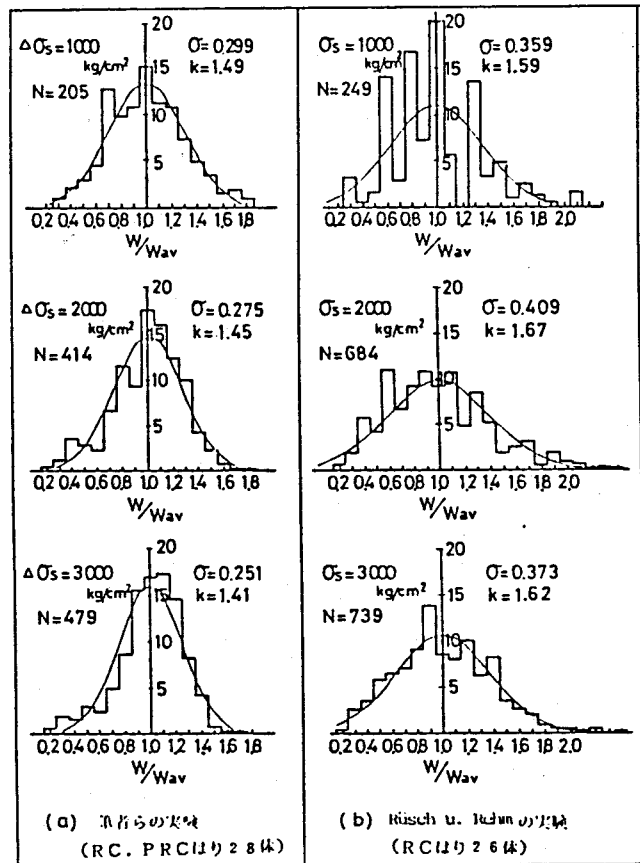
3.7 最大ひびわれ幅

実際の設計において制御の目標となるひびわれ幅はその平均値でなく最大の幅である。図3-26に、筆者等が実験を行ったはり幅12cm、はりせい20~24cmの28体のPRCはり、および3.4節のひびわれ間隔の検討に用いたRüschらの26体のRCはり試験結果について、それぞれ鉄筋位置のDecompressionからの鉄筋応力変化量 $\Delta\sigma_{s,max}$ または鉄筋応力 σ_s が1000、2000および3000kg/cm²毎に、各はりにおける各々のひびわれ幅のその平均値に対する頻度分布を示した。また、同図には標準偏差 σ および制御目標とする最大ひびわれ幅 w_{max} を超過する確率、すなわち危険率を例えば5%とした場合の次式から算出される k の値もあわせて示した。

$$w_{max} = (1 + 1.645 \times \sigma) w_{av} = k \cdot w_{av} \quad (3.30)$$

ひびわれ幅のばらつきは、従来指摘されているように正規分布をなし、筆者等の実験の場合は $\Delta\sigma_{s,max}$ が低いほど大きい傾向にあるが、 $\Delta\sigma_{s,max} = 1000$ kg/cm²においても標準偏差 σ は0.31である。Rüschらの実験においては鉄筋応力 σ_s の大きさに関係なく、標準偏差0.36~0.41の範囲の大きな値となっている。筆者等の実験の方がRüschらの実験結果よりひびわれ幅のばらつきが小さいことの原因の1つとしてその測定法の違いが考えられる。すなわち、筆者等は1/1000mm精度のコンタクトタイプひずみ計によって直接コンクリート表面の変位を測定しているが、Rüschらは0.025mm目盛のMeßmikroskopによって測定している。

なお、筆者等の実験結果におけるひびわれ幅の最大値はいずれも平均値の1.8倍以下であった。



N: ひびわれ本数, σ: 標準偏差, $k = w_{max}/w_{av}$, w_{max} : 超過する危険率5%

図3-26 ひびわれ幅の相対度数分布

3.8 まとめ

PRC部材の設計において最も基本となる曲げひびわれ幅の算定方法について、国内・国外の約 140 の試験体に基づく実験データに対応させて検討を行い、簡潔でより正確なひびわれ幅の算定式を提示した。主な結果をまとめると以下ようになる。

(1) PRC部材においては荷重載荷までのコンクリートの乾燥収縮・クリープの曲げひびわれ幅に及ぼす影響が大きく、その影響を無視するとひびわれ幅を小さめに算定する。その影響は、鉄筋位置のコンクリート応力が0の時点からの鉄筋応力の変化量を捉えることによって考慮できる。

(2) 鉄筋位置のコンクリート応力が0の時点からの平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ とひびわれ定常状態時の平均ひびわれ間隔 l_{av} との積(式(3.27))で、ひびわれ幅を算定することが出来る。この算定法はひびわれ発生からひびわれ定常状態までのすべての範囲に適用可能である。

(3) そのひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} の算定式として、CEB-FIP Code (1978)の式を基に、より簡便な(3.10)式を提示しているが、算定が簡単になったにも拘らず、既往の算定式のなかでは実験結果に最もよい適合性を示している。

(4) 普通鉄筋のほかにPC鋼材が併用されたPRCはりのPC鋼材のひびわれ分散効果を考慮したひびわれ間隔算定式を得た。ただし、普通異形鉄筋よりPC鋼材のひびわれ分散効果は劣るので、PC鋼材が普通鉄筋より引張縁から内側に配置されているような場合はその効果は現われない。

(5) 平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の算定式は、RC引張材の実験結果に基づく(3.16)式および(3.22)式を提示しているが、これを曲げ材引張側の図3-5で定義されるRC引張材に適用して極めてよい結果が得られた。

(6) 最大ひびわれ幅は、それを超過する確率を5%とした場合、平均ひびわれ幅の1.5倍程度である。

第4章 スラブのひびわれ幅

4.1 はじめに

第3章において提示したはり材の曲げひびわれ幅算定式のなかのひびわれ間隔計算式は、はりせいが15~120 cm、有効引張鉄筋比が0.9~12.7%の142体のはり試験体から導いたものである。一方、スラブのように部材せいが小さく、かつ鉄筋比の小さい部材では、後述のような曲げの影響が大きく現われ、その効果によってひびわれ間隔は狭くなる。したがって、はりの算定式をスラブに適用すると、過大なひびわれ幅を算出することになる。本章では、まず部材せいを実験変数として、RCおよびアンボンドPRCはりの曲げ試験を行ない、ひびわれ間隔におよぼす曲げの影響について考察した。次に、部材せい、鉄筋間隔などを実験変数にしてスラブの曲げ試験を行い、スラブの曲げひびわれ幅の算定法について検討し、一方向スラブの曲げひびわれ幅算定式を提示した。

4.2 曲げの効果に関するはり実験

4.2.1 実験概要

試験体は、図4-1に示すような単筋長方形はりで、実験変数ははりせいと引張鋼材の付着の有無である。表4-1に試験体の種類を示す。引張鋼材には、異形鉄筋D13(降伏荷重4.68 t)と曲げの効果のみによるひびわれ分散性を調べるためにアンボンドPC鋼材φ13を用いた。なお、PC鋼材は無緊張である。コンクリートは山砂、碎石を使用したレディミクストコンクリートを用いた。試験時のコンクリートの圧縮および割裂引張強度は、それぞれ373 kg/cm²、および34.1 kg/cm²である。載荷は図4-1に示すような等曲げスパン60 cmの2点載荷である。

4.2.2 実験結果と考察

ひびわれ定常状態におけるひびわれ状況を図4-2に示す。異形鉄筋はりにおいては、部材せいにかかわらず、アンボンドはりに比べて多くのひびわれが生じている。それに対してアンボンドはりでは、ひびわれの数は部材せいによって異なり、平均ひびわれ間隔 l_{av} とはりせいDとの関係を示す図4-3から分かるように、部材せいが小さいほど l_{av} も小さくなっている。これはアンボンドはりにおいては、鋼材か

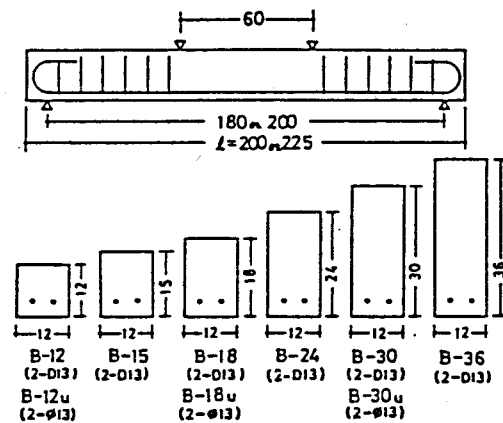


図4-1 試験体の形状 (単位: cm)

表4-1 はり試験体の種類

試験体記号	試験体寸法 b × D × l (cm)	鉄筋 PC鋼材	かぶり厚さ	
			c _b	c _s
B-12	12 × 12 × 200	2-D13	3	3
B-12u	12 × 12 × 200	2-φ13 アンボンドPC鋼材	3	3
B-15	12 × 15 × 200	2-D13	3	3
B-18	12 × 18 × 200	2-D13	3	3
B-18u	12 × 18 × 200	2-φ13 アンボンドPC鋼材	3	3
B-24	12 × 24 × 200	2-D13	3	3
B-30	12 × 30 × 225	2-D13	3	3
B-30u	12 × 30 × 225	2-φ13 アンボンドPC鋼材	3	3
B-36	12 × 36 × 225	2-D13	3	3

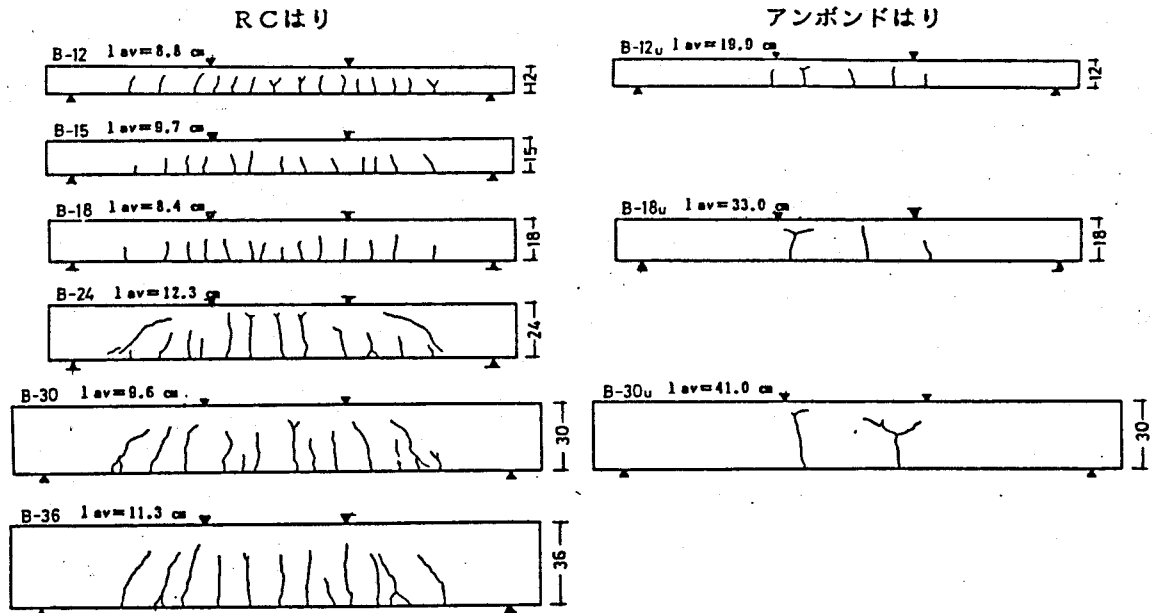


図4-2 ひびわれ状況

らコンクリートへ引張力が伝達されず、曲げの効果のみによってひびわれが発生するためと考えられる。

さて、その曲げの効果とは、図4-4に示すように、ひびわれで囲まれたコンクリートブロックに作用する偏心圧縮力によって、はりの引張縁に引張応力が生ずることである。以下に、その応力の大きさを算例で検討する。

長方形断面はりにおいて、コンクリートに作用する圧縮合力をC、中立軸深さを $x_n (= x_1 D)$ 、コンクリートの圧縮応力の分布を直線と仮定すると、圧縮合力Cの作用位置は圧縮縁から $x_n/3$ の位置で、その偏心距離は $D/2 - x_n/3$ となり、はり引張縁でのコンクリートの引張応力 σ_{ct} は

$$\begin{aligned} \sigma_{ct} &= \frac{C}{bD} - \left(\frac{D}{2} - \frac{x_n}{3} \right) C / (bD^2/6) \\ &= \frac{C}{bD} - \frac{C}{bD} (3 - 2x_1) \\ &= \frac{2C}{bD} (x_1 - 1) \end{aligned} \quad (4.1)$$

ここに $x_1 : x_n/D$ 、 D : はり全せい、

b : はり幅

となる(図4-5参照)。ここで圧縮縁応力を σ_c とすれば、 $C = \sigma_c x_n b / 2$ であるから、これを

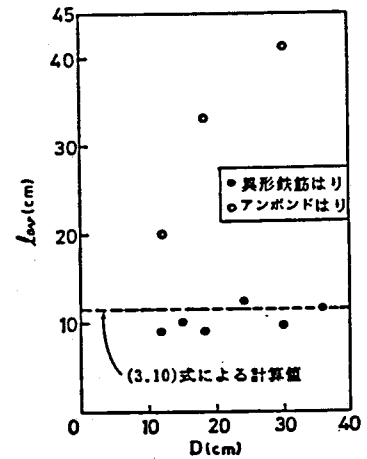


図4-3 平均ひびわれ間隔 l_{av} とはりせいDの関係

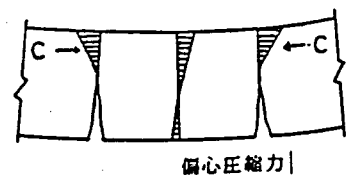


図4-4 曲げの影響

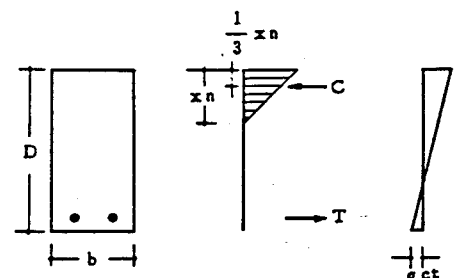


図4-5 ひずみ分布

(4.1)式に代入すると

$$\sigma_{ct} = \sigma_c x_1 (x_1 - 1) \quad (4.2)$$

あるいは、圧縮合力 C は鋼材の引張合力 T に等しく、鉄筋比を $p_s (= A_s / b D)$ 、鉄筋応力を σ_s とすると、 $T = p_s \cdot \sigma_s \cdot b D$ であることから

$$\sigma_{ct} = 2 p_s \sigma_s (x_1 - 1) \quad (4.3)$$

一般的な $p_s = 1\%$ 、 $x_1 = 0.3$ の RC 断面において、圧縮縁応力 σ_c が 100 kg/cm^2 の場合、はり引張縁での引張応力 σ_{ct} は 21 kg/cm^2 、あるいは鉄筋応力 σ_s が 2000 kg/cm^2 の場合、 $\sigma_{ct} = 28 \text{ kg/cm}^2$ となり、いずれの場合もコンクリートの引張強度に匹敵する引張応力が生ずることになる。

アンボンドはりのように鋼材から引張力の伝達がない場合は、この引張応力のみによってひびわれが発生する。そのひびわれ間隔は、この引張応力が初めのひびわれ位置からどれだけ離れた位置において生じているか、すなわち引張縁の応力分布が関係する。そこで有限要素法解析によって中立軸深さ x_n をパラメータに引張縁のコンクリート応力分布を調べた。

その結果を図4-6に示す。この図から中立軸深さの影響は小さく、ひびわれ位置からはりせい D だけ離れた位置において

ほぼ最大の引張応力に達している。したがって、初めに生じたひびわれの間隔が $2 \times D$ より広いとその間に新たなひびわれが生じ、圧縮合力 C には上限があるので $2 \times D$ より狭いと新たなひびわれは生じにくいということになり、最終的なひびわれ間隔は $D \sim 2D$ の間にあることになる。3体のアンボンドはりのひびわれ間隔の実測値はいずれも $D \sim 2D$ の間にありこの計算結果と一致している。

一方、異形鉄筋はりにおいては、 D が小さくなる程 l_{av} も小さくなるという傾向は認められるものの、アンボンドはり程顕著ではない。これは異形鉄筋はりでは、鉄筋からコンクリートへ伝達される引張力が主にひびわれ分散性を支配していることによるものである。なお、図4-3に破線で示す計算値は、第3章で提示したはりの l_{av} の算定式によるもので、同式でははりせい D の影響は考慮されていないが、上述のことから本実験結果に対して満足すべき結果を与えている。ただし、鉄筋量が少ない場合には、曲げの効果が現われてくると考えられる。

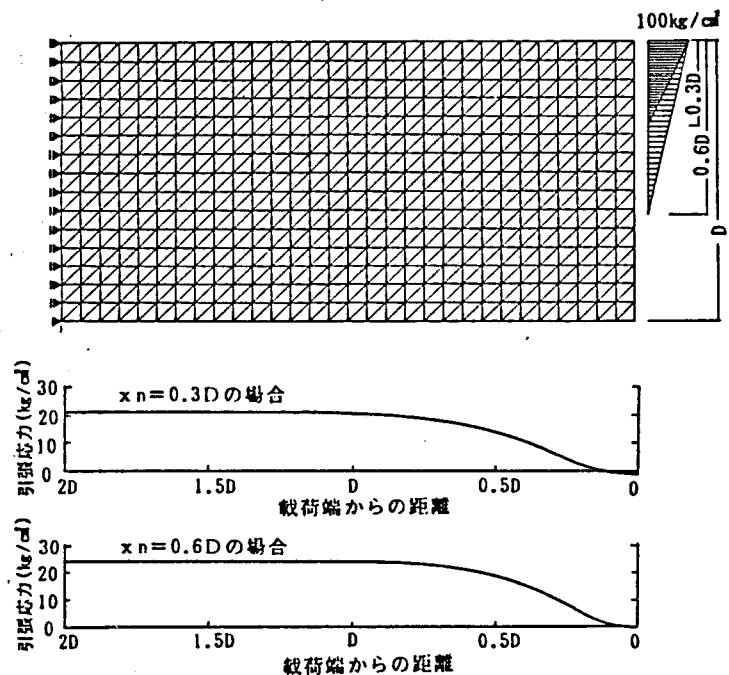


図4-6 引張縁の応力分布

4.3 スラブ実験

4.3.1 実験概要

スラブの曲げ載荷実験は、異形鉄筋 D10 を用いたシリーズ I、主に D13 を用いたシリーズ II、III の 3 つのシリーズからなり、総試験体は 47 体である。表 4-2 に試験体の種類を、図 4-7 に代表的な試験体の形状を示す。実験変数は次のとおりである。各シリーズは異なる時期に試験を行い、シリーズ間の差異をチェックするためとデータ数を増す目的で各シリーズの実験変数は一部重なっている。

各シリーズの実験変数

シリーズ I : スラブ厚さ (9、12、15 cm)、鉄筋間隔 (10、14、18、22 cm)

シリーズ II : スラブ厚さ (12、15、18、21 cm)、鉄筋間隔 (10、15、20 cm)、コンクリートのかぶり厚さ (2、3、4 cm)、鉄筋径 (D10、D10・D13 交互、D13)、横方向筋 (D13-@150、@200)、プレストレスの有無 (アンボンド PRC)

シリーズ III : スラブ厚さ (12、15、18、21、24 cm)、鉄筋間隔 (5、10、15、20、30 cm)、鉄筋径 (D10、D13、D16)、プレストレスの有無 (アンボンド PRC)

アンボンド PRC スラブにおいては、アンボンド PC 鋼材 ($\phi 9$ mm) を引張縁から 4 cm の位置に 2 本配置し、各鋼材を 6000 kg 引張した。

表 4-2 試験体の種類
(a) シリーズ I, II

	試験体 記号	鉄筋間隔	スラブ	かぶり	使用鉄筋	平均プレストレス σ_g (kg/cm ²)	試験体幅 (cm)	備考
		S (cm)	厚さ	厚さ				
シ リ ー ズ I	S 9-14	14	9	2	D10	—	70	
	S 12-14	14	12	2	D10	—	70	
	S 15-14	14	15	2	D10	—	70	
	S 12-10	10	12	2	D10	—	70	
	S 12-18	18	12	2	D10	—	72	
	S 12-22	22	12	2	D10	—	66	
シ リ ー ズ II	RC-1	15	15	3	D13	—	75	
	RC-2	15	15	3	D13	—	75	
	RC-3	15	15	4	D13	—	75	
	RC-4	15	15	3	D13	—	75	横方向筋
	RC-5	15	15	3	D13	—	75	横方向筋
	RC-6	15	15	3	D10, D13	—	75	交互配筋
	RC-7	15	15	3	D10, D13	—	75	交互配筋
	RC-8	15	15	3	D10	—	75	
	RC-9	10	15	3	D13	—	60	
	RC-10	20	15	3	D13	—	60	
	RC-11	15	12	3	D13	—	60	
	RC-12	15	15	3	D13	—	60	
	RC-13	15	18	3	D13	—	60	
	RC-14	15	21	3	D13	—	60	
	RC-15	15	15	3	D13	—	45	
PRC-1	15	15	3	D13	13.3	60	PRC	
PRC-2	20	15	3	D13	13.3	60	PRC	

表4-2(b) 試験体の種類

(b) シリーズ III

試験体 記号	鉄筋間隔 S (cm)	スラブ厚さ t (cm)	使用鉄筋	平均プレストレス σ_g (kg/cm ²)	種類
S10-12	10	12	D13	—	RCスラブ
15	10	15	D13	—	
18	10	18	D13	—	
24	10	24	D13	—	
S15-12	15	12	D13	—	
18	15	18	D13	—	
21	15	21	D13	—	
24	15	24	D13	—	
S20-12	20	12	D13	—	
15	20	15	D13	—	
18	20	18	D13	—	
24	20	24	D13	—	
S 5-15	5	15	D13	—	アンボンド PRCスラブ
S30-15	15	15	D13	—	
D10-15	15	15	D10	—	
D13-15	15	15	D13	—	
D16-15	15	15	D16	—	
U15-15	15	15	D13	14.1	
18	15	18	D13	11.1	
21	15	21	D13	9.5	
24	15	24	D13	8.3	
U20-15	20	15	D13	13.3	
18	20	18	D13	11.1	
24	20	24	D13	8.3	

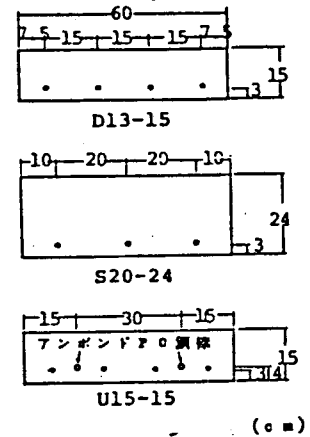


図4-7 試験体の形状

かぶり厚さ : 3 cm
試験体幅 : 60 cm

表4-3 鋼材の力学的性質

異形鉄筋

シリーズ	鉄筋種	断面積 (cm ²)	降伏点応力度 (kg/cm ²)
I	D10	0.65	4320
	D13	1.16	4030
III	D10	0.66	4220
	D13	1.17	4280
	D16	1.89	4210

PC鋼材 (9.2φ)

シリーズ	断面積 (cm ²)	降伏点応力度 (kg/cm ²)
II	0.665	141 × 10 ²
III	0.665	144 × 10 ²

コンクリートは、山砂・碎石を使用したレディミクストコンクリートを用いた。試験時のコンクリートの圧縮および割裂引張強度は、それぞれシリーズIでは 273 kg/cm²、28.8 kg/cm²、シリーズIIでは 324~344 kg/cm²、27.0~30.1 kg/cm²、シリーズIIIでは 280~334 kg/cm²、28.7~28.9 kg/cm² である。普通鉄筋は横ふし異形鉄筋を使用した。鋼材の力学的性質は表4-3に示すとおりである。普通鉄筋の断面積は引張試験にて測定した伸び変形からヤング係数を 2.1 × 10⁶ kg/cm² として算出した値である。

載荷は図4-8に示すように、等曲げスパン80 cmの2点載荷とし、コンクリートひずみおよびひびわれ幅は、引張縁の鉄筋位置とその中間および側面鉄筋位置において、検長60 mmのコンタクトゲージによって測定した。なお、コンクリートの乾燥収縮およびクリープの影響を

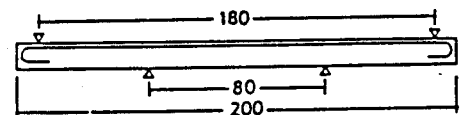


図4-8 載荷方法

避けるため、載荷当日まで湿布養生を行い、P R C 試験体のプレストレスの導入は載荷直前に行った。

4.3.2 実験結果の概要

ひびわれモーメント M_{cr} および鉄筋の降伏によって決まる降伏モーメント M_y の実測値と計算値を、シリーズ III についてのみ一覧表にして表 4-4 に示す。なお、シリーズ I、II、III と同様な結果が得られたので、シリーズ I、II は省略した。 M_{cr} の計算値は第 2 章で示した (2.2) 式、 M_y の計算値は次の (4.4) 式による。

$$M_y = \frac{7}{8} d A_s \sigma_{sy} + P_e \left(d_p - \frac{1}{8} d \right) \quad (4.4)$$

ここに、 d : 有効せい、 σ_{sy} : 普通鉄筋の降伏点応力度、 d_p : P C 鋼材の有効せい、 A_s : 普通鉄筋の断面積、 P_e : P C 鋼材の有効引張力

なお、(4.4) 式は、普通鉄筋の応力中心距離 j として $(7/8)d$ を用い、P C 鋼材の引張力は、アンボンド P C 鋼材を用いているのでその応力増分は無視して、有効引張力とした略算式である。 M_{cr} については、2.2 節のはりの M_{cr} のところで述べたと同じように、スラブにおいてもプレストレスの効果を σ_p で考慮した略算式で算定できることがわかる。

等曲げスパンの引張縁のひびわれ定常状態におけるひびわれ状況の例を図 4-9 に示す。図中の数字は、ひびわれ発生順序を示し、当該図の横にその番号に対応する鉄筋応力を示した。また、一点鎖線は載荷位置を、破線は鉄筋位置を示す。ひびわれは発生と同時に両端までつながっているひびわれは少なく、初めに両端近くあるいは中央付近に発生し、荷重の増加とともに進展してつながるひびわれが多い。ただし A.W. Beeby⁴⁷⁾ の指摘しているような鉄筋位置においてひびわれが多いという現象は認められない。この点については 4.4 ひびわれの形状の節で考察する。

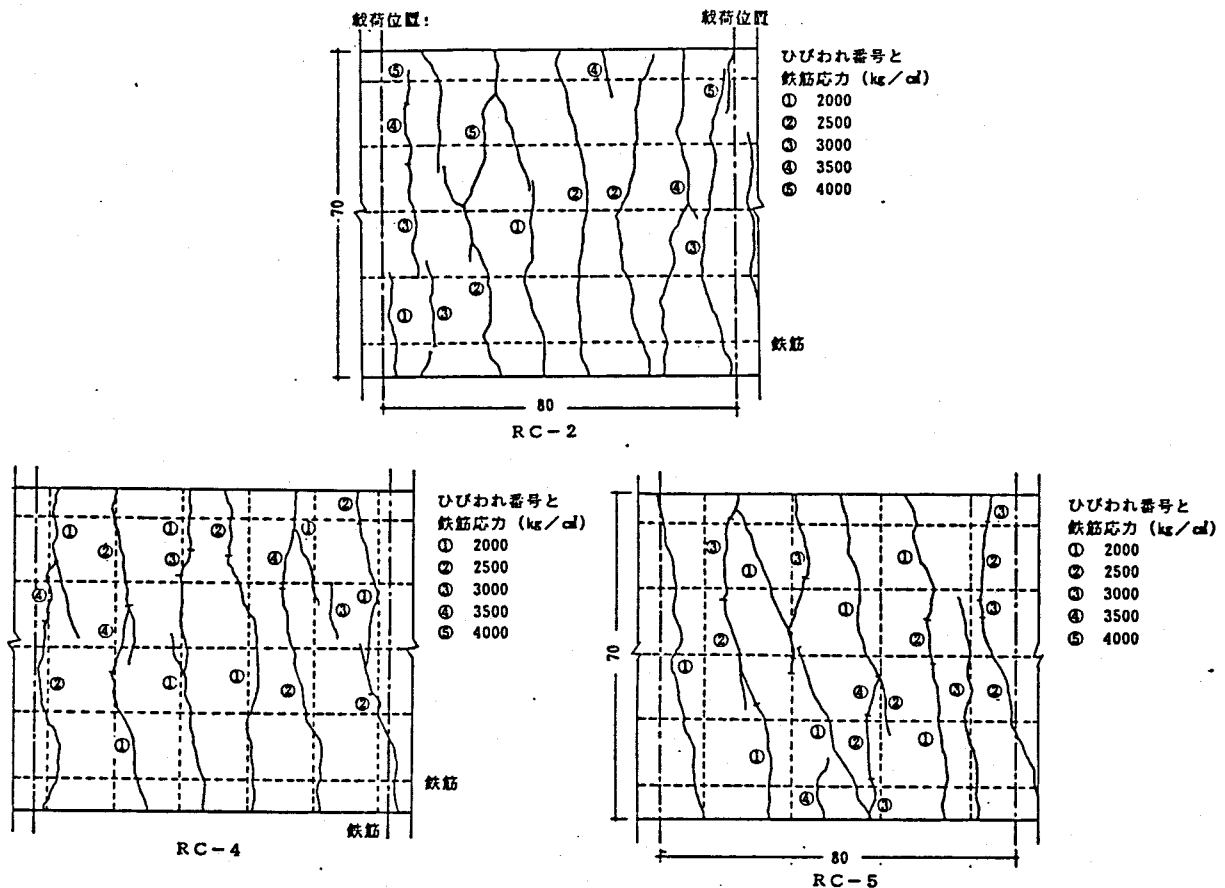
新たなひびわれが発生しないひびわれ定常状態に至ったときの鉄筋応力は $2500 \sim 3000 \text{ kg/cm}^2$ で、はりの場合よりも高応力である。その理由として、前述の曲げの影響により荷重の増加とともに引張応力が増して、新たなひびわれが発生していったことが考えられる。

表 4-4 ひびわれモーメントおよび降伏モーメント

試験体 記号	ひびわれモーメント $M_{cr}(\text{tm})$		降伏モーメント $M_y(\text{tm})$	
	実験値	計算値	実験値	計算値
S 10-12	0.44	0.43	2.07	2.21
15	0.59	0.68	2.93	3.00
18	1.00	0.98	3.80	3.79
24	1.70	1.74	5.65	5.37
S 15-12	0.43	0.43	1.51	1.47
18	0.84	0.98	2.77	2.53
21	1.15	1.33	3.28	3.06
24	1.35	1.74	4.04	3.58
S 20-12	0.34	0.43	1.17	1.10
15	0.47	0.68	1.67	1.50
18	0.92	0.98	2.07	1.90
24	1.60	1.74	3.09	2.69
S 5-15	0.75	0.74	5.54	6.00
S 30-15	0.67	0.74	1.15	1.00
D 10-15	0.62	0.74	1.28	1.12
D 13-15	0.70	0.74	2.15	2.00
D 16-15	0.83	0.74	3.28	3.12
U 15-15	1.50	1.46	3.55	3.64
18	2.30	2.03	4.57	4.61
21	2.55	2.65	5.48	5.58
24	3.50	3.33	6.42	6.55
U 20-15	1.60	1.46	3.10	3.14
18	2.20	2.03	4.10	3.98
24	3.85	3.33	5.45	5.66

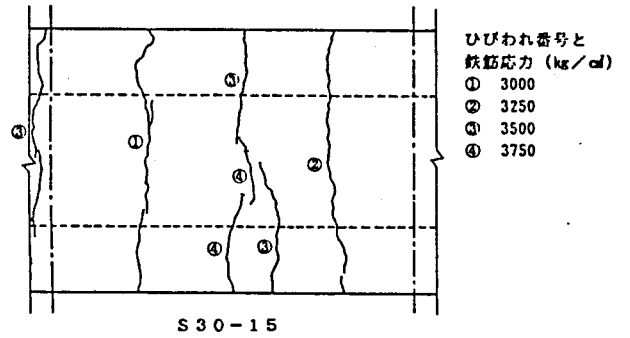
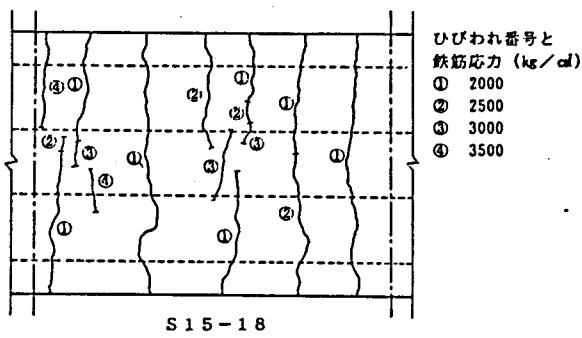
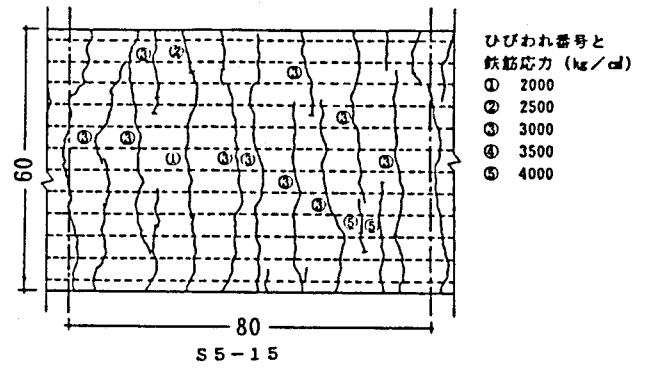
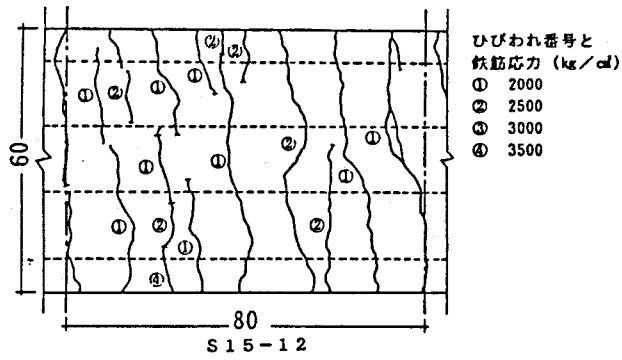
横筋を有する試験体 RC-4、5 のひびわれ状況において横筋の影響をみると、横筋間隔が 15cm の RC-4 では、ほぼ横筋に沿って等間隔にひびわれが生じ、平均ひびわれ間隔 l_{av} は 14.7cm である。横筋間隔が 20cm の RC-5 では、横筋の位置に関係なくひびわれが生じており、平均ひびわれ間隔は横筋のない試験体の平均ひびわれ間隔と同程度である。このように必ずしも横筋に沿ってひびわれが生じはないが、本実験の例と違って横筋が主筋より引張縁側に配置された場合は、横筋の影響をより大きく受けるものと考えられる。そこで RC-4 のように横筋に沿ってひびわれが生じる場合を考える。

横筋間隔 S が横筋がない場合の最大ひびわれ間隔 l_{max} と平均ひびわれ間隔 l_{av} の間にあると、ひびわれ間隔 l は横筋間隔 S で決まり、その場合、最大ひびわれ間隔と平均ひびわれ間隔 l_{av} の差が少なく、 l_{av} は横筋のない場合より大きくなり、平均ひびわれ幅も大きくなる。しかしながら、制御対象となる最大ひびわれ幅は、最大ひびわれ間隔が狭いことから小さくなる。また、横筋間隔が横筋のない場合の l_{max} より広い場合には、横筋位置のほか、その間にひびわれが生じ、 l_{av} は横筋のない場合の l_{av} より小さくなると考えられる。いずれの場合も、最大幅は横筋のない場合より小さくなると考えられる。したがって、平均ひびわれ間隔 l_{av} の算定式は、横方向筋のない場合を対象として導けばよいと言える。同様なことはスタ-ラップを有するはりにおいても言えよう。

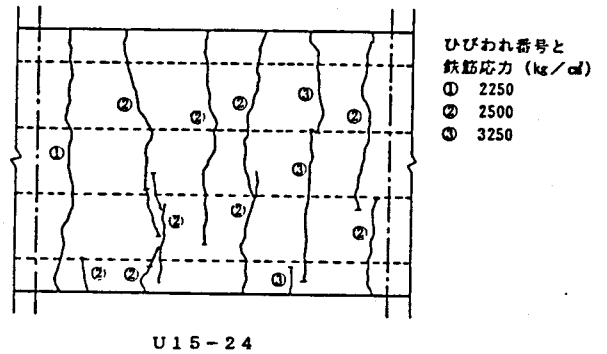
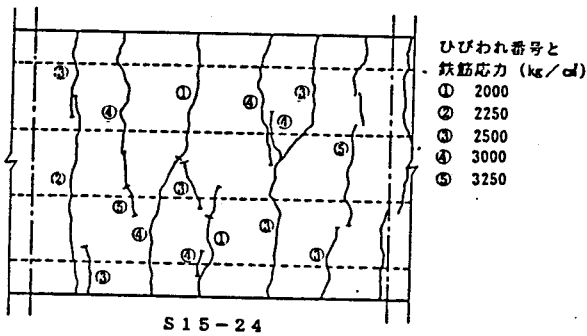
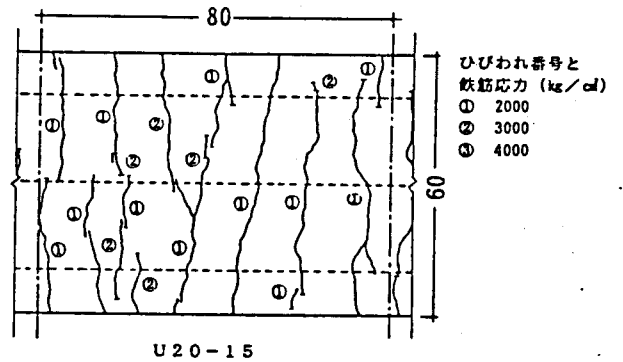
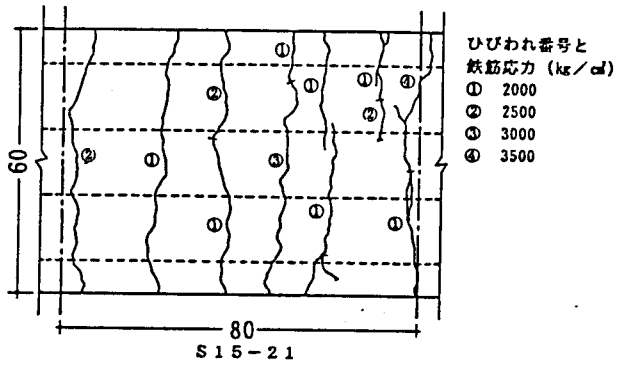


(a) 横筋の影響

図 4-9 ひびわれ状況



(c) 鉄筋間隔の影響



(b) 部材せいの影響

(d) プレストレスの影響

図4-9 ひびわれ状況 (つづき)

4.3.3 ひびわれ幅算定の基本式

第3章で検討したはりのひびわれ幅は、はり側面の鉄筋の高さ位置における値で、そのひびわれ幅は、ひびわれ定常状態の如何にかかわらず、鉄筋ひずみとひびわれ定常状態におけるひびわれ間隔との積で表わされることを示した。スラブの場合は、側面ではなく引張縁でのひびわれ幅が対象となる。また、前述のようにスラブの場合、ひびわれ定常状態に至るのが遅い。そこで、スラブのひびわれ幅の算定方法について検討を行うに際し、まずスラブの引張縁におけるひびわれ幅が、はり側面でのひびわれの場合と同様にひびわれ定常状態の如何にかかわらず、引張縁のひずみとひびわれ定常状態におけるひびわれ間隔との積で表わされるかどうか、を調べた。

図4-10に、ひびわれ幅の実測値（鉄筋位置引張縁2カ所での値）を○、●印で、ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 $l_{av}(\text{mm})$ の実測値と引張縁ひずみの平均値 $\epsilon_{t,av}$ の実測値の積を実線で示す。実線は○、●印とよく一致し、スラブにおいても次の基本式が成り立つといえる。

$$w_{av} = l_{av}(\text{mm}) \times \epsilon_{t,av} \quad (4.5)$$

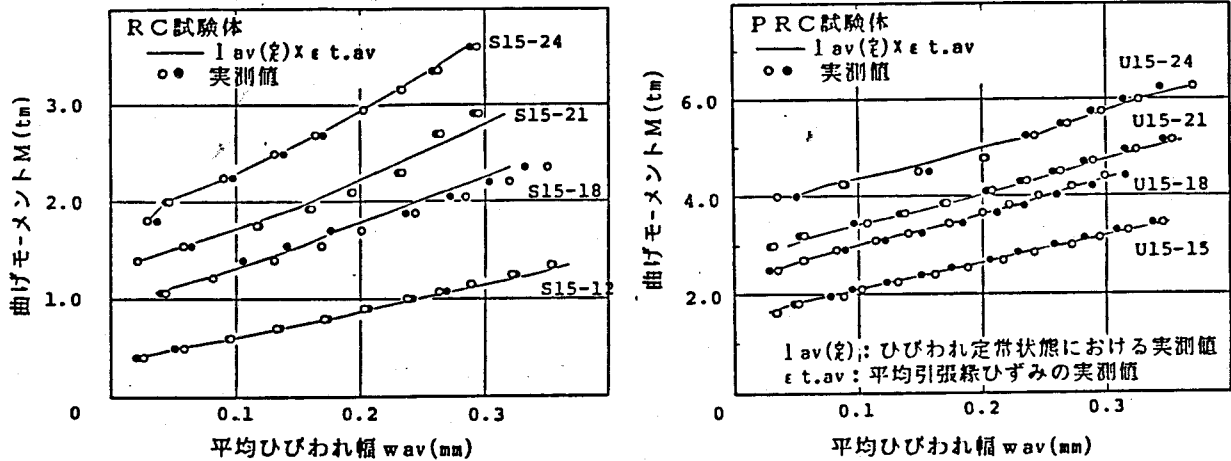


図4-10 曲げモーメントMと平均ひびわれ幅 w_{av} との関係

4.3.4 平均ひびわれ間隔

ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} の実測値と、第3章で提示したはりの平均ひびわれ間隔算定式((3.10)式)による算定値を表4-5に示す。なお l_{av} の実測値は、等曲げスパン内の各鉄筋位置における l_{av} の平均値として算出している。

表4-5 平均ひびわれ間隔

(a) シリーズ I, II

	試験体名	実測値	計算値
シリーズ I	S 9-14	9.5	16.7
	S 12-14	10.5	16.7
	S 15-14	10.9	16.7
	S 12-10	8.5	13.0
	S 12-18	10.7	20.2
	S 12-22	15.3	32.2
シリーズ II	RC-1	10.4	15.9
	RC-2	12.9	21.3
	RC-3	15.0	26.7
	RC-4	14.7	21.3
	RC-5	12.0	21.3
	RC-6	11.7	22.8
	RC-7	11.9	22.2
	RC-8	12.3	23.8
	RC-9	9.4	16.2
	RC-10	15.8	26.4
	RC-11	9.4	21.3
	RC-12	13.6	21.3
	RC-13	13.9	21.3
	RC-14	17.5	21.3
	RC-15	13.2	21.3
PRC-1	10.8	21.3	
PRC-2	12.6	26.4	

(b) シリーズ III

	試験体名	実測値	計算値
S 10-12	12	11.3	15.5
	15	11.3	15.5
	18	13.3	15.5
	24	14.6	15.5
S 15-12	12	12.8	20.2
	18	14.5	20.2
	21	15.2	20.2
S 20-12	12	13.2	24.9
	15	13.5	24.9
	18	15.6	24.9
S 5-15	5	8.3	10.7
	15	22.0	34.4
	15	15.4	23.8
D 10-15	10	15.4	23.8
	13	14.2	20.2
	16	12.9	18.2
U 15-15	15	13.0	20.2
	18	13.8	20.2
	21	15.0	20.2
	24	16.9	20.2
U 20-15	15	12.5	24.9
	18	14.7	24.9
	24	18.9	24.9

第3章で提示したはり用の(3.10)式による算定値は実測値よりかなり大きめの値を与えている。特に鉄筋が少ない場合やスラブせいが低い場合、その傾向が大となる。これは4.2節で考察した偏心圧縮による曲げの効果が、スラブにおいてはより強く表われたためと考えられる。曲げの効果

として偏心圧縮の効果の他に、図4-11に示すように曲げ変形にともない鉄筋に生じる肌圧による付着強度の上昇^{48), 49)}も考えられるが、これも部材せいが小さいと曲率が大きくなり、その効果も大きくなる。これらの曲げの効果は、(3.10)式第2項の意味する付着によって鉄筋からコンクリートへ伝達された引張力がコンクリート断面の引張耐力に等しくなるまでに必要な距離を減少させることになるので、曲げの効果はこの項の係数で考慮できるものと考えられる。そこで(3.10)式第2項の係数を k とおき、この係数で曲げの効果を考慮する(4.6)式をスラブのひびわれ間隔算定式として以下に検討する。

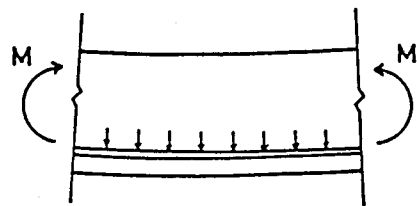


図4-11 肌圧

$$l_{av} = 2(c + S/10) + k \cdot p_e / \phi \quad (4.6)$$

まず、横方向筋に沿ってひびわれの生じた試験体 RC-4 を除いたスラブ試験体について、 k とスラブ厚さ t との関係を調べた。なお、 k は l_{av} (実測値) $- 2(c + S/10) \cdot p_e / \phi$ から求めた。図 4-12 にシリーズⅢの t をパラメータにとった試験体の t と k との関係を示す。実線で結んだ同じ鉄筋間隔の試験体の中で k と t とはほぼ線型関係にあること、鉄筋間隔が狭い、すなわち鉄筋量が少ないほど k の値は小さくなるのが分かる。通常、スラブ筋の間隔は 15 cm 前後であること、鉄筋間隔が狭い場合は係数 k のかかる ϕ / p_e の値が小さくなり相対的に係数 k の効果が小さくなることなどを考慮して、簡単に k を t のみの関数

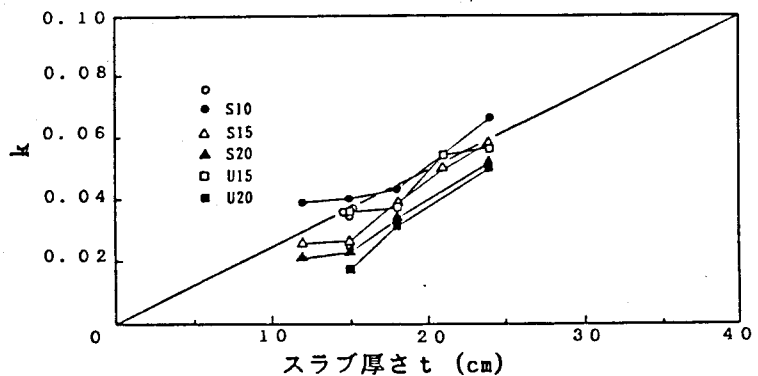


図 4-12 k とスラブ厚さ t の関係

間隔の試験体の中で k と t とはほぼ線型関係にあること、鉄筋間隔が狭い、すなわち鉄筋量が少ないほど k の値は小さくなるのが分かる。通常、スラブ筋の間隔は 15 cm 前後であること、鉄筋間隔が狭い場合は係数 k のかかる ϕ / p_e の値が小さくなり相対的に係数 k の効果が小さくなることなどを考慮して、簡単に k を t のみの関数

$$k = 0.0025 t \quad (4.7)$$

ただし $k \leq 1.0$

で与える。 $k \leq 1.0$ の制限を設けたのは、はりの場合と整合性をもたせるためである。

図 4-13 に RC-4 を除く全試験体の k と t との関係を示す。(4.7) 式で与えられる値より大きい k は、シリーズⅢの鉄筋間隔が 10 cm のものの他にコンクリートのかぶり厚さが 2 cm のシリーズⅠのものが主である。

P RC の場合は、プレストレスの効果によって RC の場合より中立軸深さが大きく、また同じ鉄筋ひずみに対して曲率が大きくなり部材せいが小さくなったと同じ効果により、 k は小さくなる傾向にある。

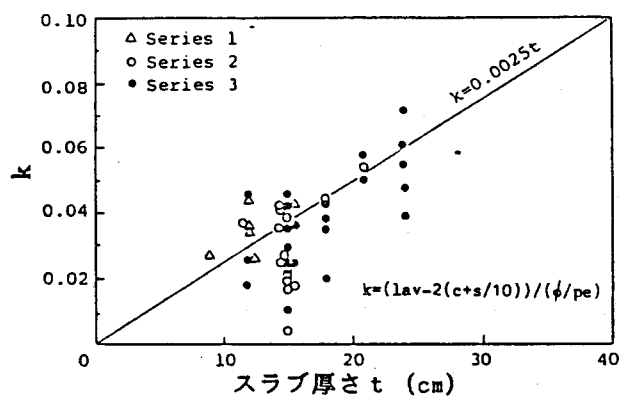


図 4-13 k とスラブ厚さ t の関係

図 4-14 に、(4.7) 式の k を用いて (4.6) 式より計算した l_{av} の実測値と計算値の比較を示す。計算値は実測値の $\pm 20\%$ 以内におさまリ、満足できる結果が得られた。

以上の検討結果より、スラブの平均ひびわれ間隔の算定式として (4.6)、(4.7) 式を提案する。

図 4-15 に、CEB-FIP(1978) の式による計算値と実測値との関係を示す。3.4.1 項で紹介した同式におけるコンクリートの有効引張断面積 $A_{c,ef}$ ($= b \cdot h_{ef}$) の計算において、スラブの場合、 h_{ef} の上限は $(h - x) / 2$ とされ、中立軸深さ x の関係で与えられ、間接的にスラブ厚さが考慮されているので、よく一致している。ただし、中立軸深さを計算しなくてはならない煩雑さがある。

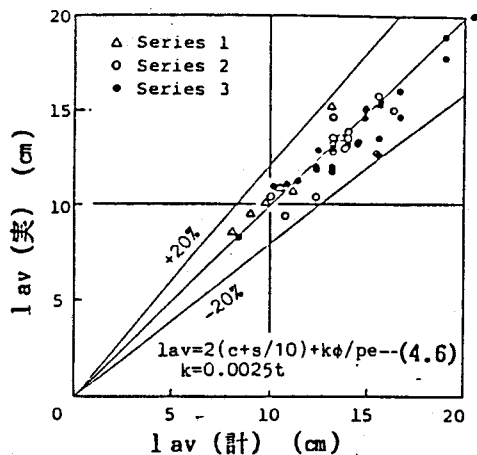


図4-14 平均ひびわれ間隔 l_{av} の実測値と提案式による算定値の比較

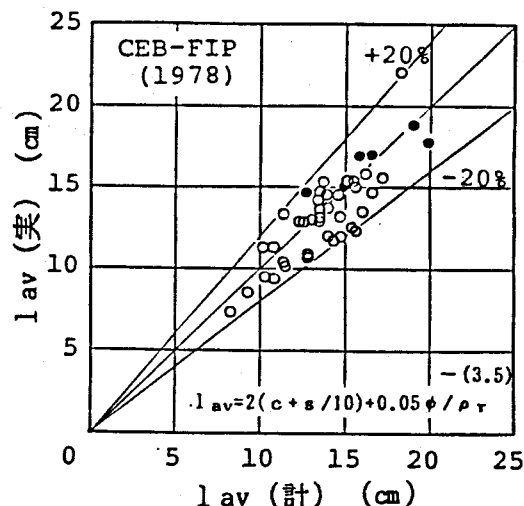


図4-15 平均ひびわれ間隔 l_{av} の実測値とCEB-FIP(1978)式による算定値の比較

4.3.5 引張縁ひずみ

前章で提示したはりの平均鉄筋ひずみの算定式のスラブへの適用性について検討する。ただし、スラブの場合は、引張縁のひずみが問題となるので、まず、引張縁平均ひずみ $\epsilon_{t.av}$ と平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の関係を調べた。図4-16 にシリーズIIのRC試験体について、 $\epsilon_{s.av}/\epsilon_{t.av}$ と中立軸からの引張縁と鉄筋位置までの距離の比との関係を示す。ただし平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ はスラブ試験体側面の鉄筋位置におけるひずみで、 $\epsilon_{s.av}$ と $\epsilon_{t.av}$ は実測値、中立軸深さ x は計算値である。この図から、ひびわれ幅を含む平均ひずみは中立軸からの距離に比例し、曲げスパン全長にわたってみると、いわゆる平面保持が成り立っていることが分かる。したがって、引張縁の平均ひずみ $\epsilon_{t.av}$ は、平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ を用いて次のように表わせる。

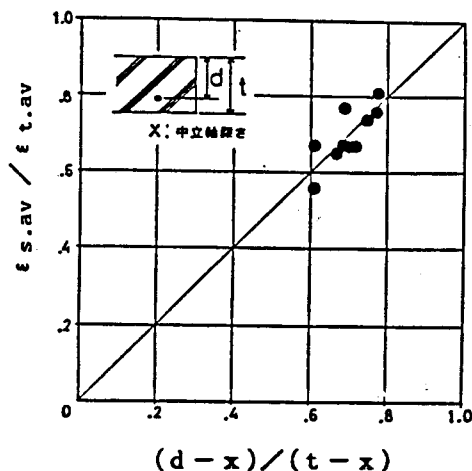


図4-16 引張縁ひずみ $\epsilon_{t.av}$ と平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の比と中立軸からの各位置の比との関係

$$\epsilon_{t.av} = \epsilon_{s.av} \times (t - x) / (d - x) \quad (4.8)$$

図4-17 に曲げモーメント M と引張縁平均ひずみ $\epsilon_{t.av}$ の関係を示す。同図中の●、○印は実測値、実線はひびわれ断面でのひずみ(計算値)である。破線で示す計算値(1)ははりの平均鉄筋ひずみの計算式として提示した(3.16)式から求めた $\epsilon_{s.av}$ を(4.8)式に代入して求めた値である。計算値(1)は、全般的に見ればほぼ妥当な値を与えているが、スラブ厚さ t が小さい試験体や、かぶり厚さ c が大きい試験体においては実測値より小さくなっている。これはコンクリートの有効引張断面積 A_{ce} を部材せいに関係なく一様に $S \times (2c + \phi)$ (鉄筋一本当りの有効断面積) で与えているため、 t が小さい場合や c が大きい場合、 A_{ce} を過大に評価し、ひびわれ間コンクリートの引張協力作用を過大に評価していることによるものと考えられる。すなわち図4-18に示すよう

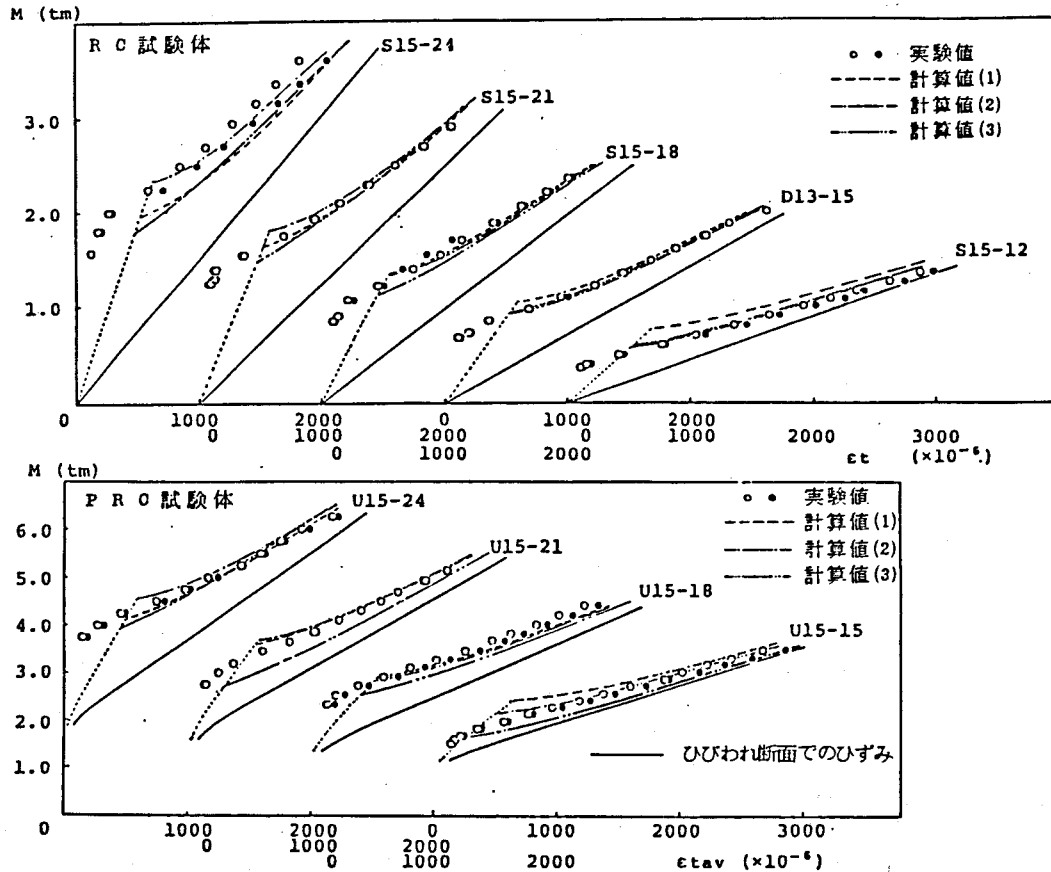


図4-17 曲げモーメントMと引張縁平均ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の関係

に、はりに比べ部材せいの小さいスラブでは、中立軸深さに関係なく A_{ce} を定めると、 A_{ce} を過大に評価する場合がある。

そこで、中立軸深さを考慮して、引張縁から中立軸深さまでの1/2を有効引張断面とする $A_{ce}' (= S \times (t-x)/2)$ を新たに有効引張断面積とし、 A_{ce} の代わりに A_{ce}' を用いて計算値(1)と同様にして算出した計算値(2)を一点鎖線で図4-17中に示す。計算値(2)は全体に実験値とよく一致している。

同図中に2点鎖線で示す計算値(3)は、CEB-FIP(1978)の式より求めた値である。この計算値(3)は、RC試験体では計算値(1)、(2)と同程度実測値と一致しているが、PRC試験体においては実測値よりかなり大きい。これは第3章のはりの場合においても述べたように、PRC断面においてはプレストレス力の効果で(3.17)式における $\Delta\sigma_{sr}$ が小さく、その結果、コンクリートの引張協力作用を小さめに評価するためである。

以上のことから、 $S(2c+\phi) > S(t-x)/2$ となるスラブ厚さがRCにおいては12cm、PRCにおいては15cmの場合を除いて、はりの場合と同様にコンクリートの有効引張断面積 A_{ce} を鉄筋の重心とその重心が一致する引張側コンクリートの断面積とする簡便な式が有用であると言える。

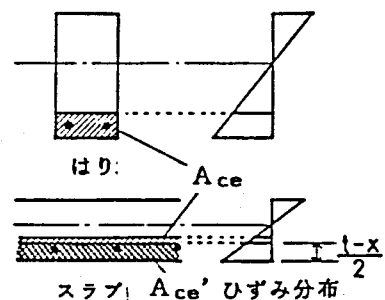


図4-18 コンクリートの有効引張断面積 A_{ce}

4.3.6 最大ひびわれ幅

実際の設計において制御の目標となるひびわれ幅は最大の幅である。そこで図4-19に、各スラブにおいて平均ひびわれ幅 w_{av} が 0.1 および 0.2mm のときの各々のひびわれ幅の w_{av} に対する頻度分布をシリーズI、IIとシリーズIIIとに分けて示した。また、制御目標とする最大ひびわれ幅を超過する確率を5%とした場合、次式から算出される k の値を同図に示した。

$$w_{max} = (1 + 1.645\sigma) w_{av} = k w_{av}$$

ここに、 σ ; 標準偏差

シリーズI、IIとシリーズIIIの頻度分布を比較するとシリーズI、IIのばらつきが若干大きい、ほぼ同程度である。 w_{av} が0.1mmのときのばらつきが、0.2mmのときより大きいのは、まだひびわれ定常状態以前であり、ひびわれ発生の順序によってひびわれ幅に大きな差があるためであり、 $w = 0.2mm$ の時点ではほぼ定常状態に至っている。最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅の比は、 $w_{av} = 0.1mm$ のときは1.6、 $w_{av} = 0.2mm$ のときは1.4程度である。

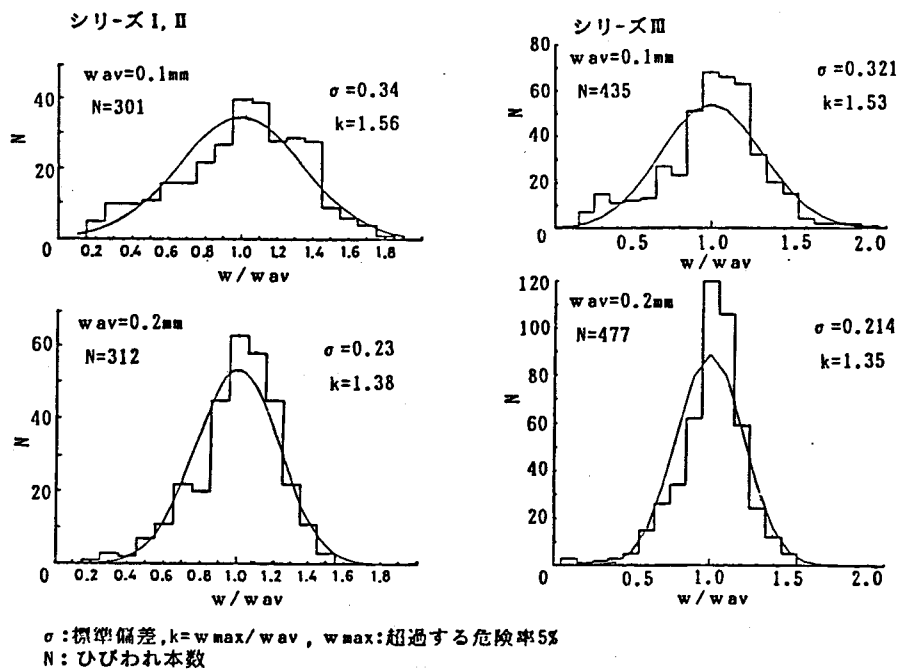


図4-19 ひびわれ幅の頻度分布

4.3.7 スラブのひびわれ幅算定式の適合性

本章で提示したスラブのひびわれ幅算定式のほか、第3章で算例によって比較検討した既往のひびわれ幅算定式の比較を4つの試験体のひびわれ幅の算定によって行った。本算定式では最大ひびわれ幅を平均ひびわれ幅の1.5倍としている。CEB-FIP (1978) の式では、前述のようにコンクリートの有効引張断面積の取り扱いで、はりとはスラブの間に違いがあるが、その他の式でははりの場合と同じであり、鉄筋位置側面のひびわれ幅から引張縁のひびわれ幅を求めるために直接引張縁のひびわれ幅を求める Gergely-Lutz の式による値を除き、各算定式により得られた値に $(t-x)/(d-x)$ を乗じている。算例に取り上げた4つの試験体はRC2体、PRC2体で、RCのスラブ厚さは標準的な15cmで、鉄筋量

が異なり、PRCのスラブ厚さは通常緊張材のライズをとるためRCより大きくなるので、18ないし20cmとし、鉄筋量も異なっている。

図4-20に算定結果を示す。CEB-FIP(1970)の式は、 l_{av} は実測値と大きくは違わない値を算出するが、鉄筋量が少ない場合のひびわれ間コンクリートの協力作用を大きく評価することによってひびわれ幅を過小に算定する。CEB-FIP(1978)の式は、前述のようにPRCにおいては、この作用を小さく評価するのでひびわれ幅を大きく算定する。CP-110は、この作用を過大に評価するのでひびわれ幅を小さめに算定する。CEB-FIP(1970) Class IIIの式は、 l_{av} を一律に10cmとして導かれた式であるが、コンクリートの協力作用を小さめに評価しているのでひびわれ幅は大きめに算定している。Nawy-Huang²⁷⁾式は、普通鉄筋よりは付着性能の劣るPC鋼材を用いて得られたはりの実験式であるので、異形鉄筋を用いた本試験体ではひびわれ幅を特に過大に算定する。Bennett²⁶⁾、森田³¹⁾、角田³²⁾の式は、はりを対象に導かれた式なので、スラブに対してはひびわれ幅を大きめに算定している。

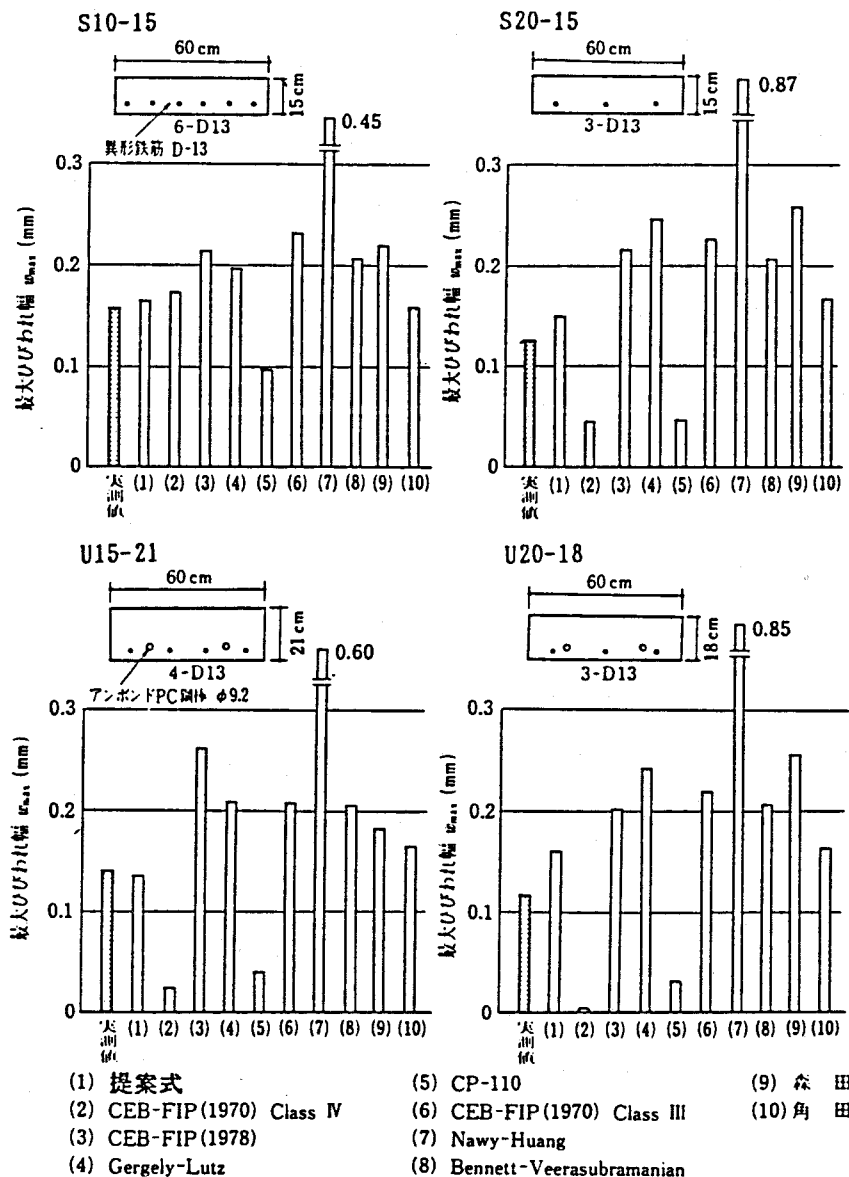


図4-20 既往のひびわれ幅算定式と提案式の比較

4.4 ひびわれの形状

4.4.1 スラブ

A.W. Beeby は、厚さの異なる4体のスラブの引張縁におけるひびわれ幅を、鉄筋位置、鉄筋間隔の $1/8$ 、 $1/4$ および $1/2$ の点で測定して、図4-21に示すような結果を得、ひびわれ幅は鉄筋位置で最も小さく、鉄筋から離れる程大きくなることを指摘した²⁸⁾、⁴⁷⁾。またその結果に基づき、鉄筋からの距離を変数にとり、コンクリート表面の任意の位置におけるひびわれ幅を算定する式を提案している。その式が $CP-110^{24)}$ のひびわれ幅算定式である。

本実験でも、すべてのスラブ試験体において引張縁の鉄筋位置のほかに、その中間におけるひびわれ幅を調べた。これらの試験体のうち鉄筋間隔が標準的なU15-15と、鉄筋間隔が広く、鉄筋位置とその中間におけるひびわれ幅の差違が最も大きく生じると考えられる試験体S30-15の測定結果を図4-22に示す。U15-15においては鉄筋位置とその中間におけるひびわれ幅には差違は認められない。S30-15においてもわずかに差異が認められる程度である。このように、A.W. Beebyの実験結果と異なる結果が得られたのは、A.W. Beebyの場合には図4-23の引張縁のひびわれ状況の模式図に示されているように、鉄筋位置においてより多くのひびわれが生じているのに対して、本実験の場合は図4-9あるいは図4-22中に示したように、鉄筋位置とその中間においてそのひびわれの数が変わらないことによる。A.W. Beebyの実験では鉄筋位置とその中間においてひびわれの数に差が生じたのは、前述のように曲げ材のひびわれは鉄筋の付着による効果と曲げの効果によって生ずるが、鉄筋位置では前者によって多くのひびわれが生じ、鉄筋の中

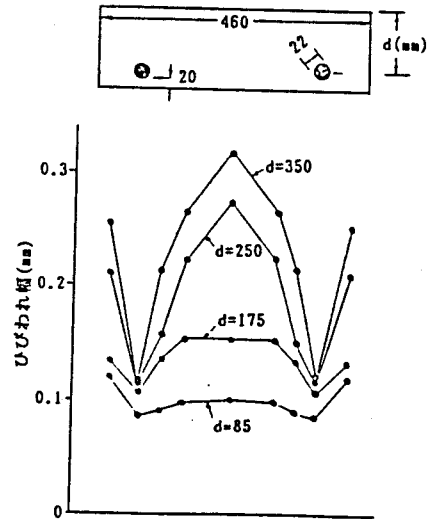


図4-21 引張縁におけるひびわれ幅 (A.W. Beeby の実験²⁸⁾)

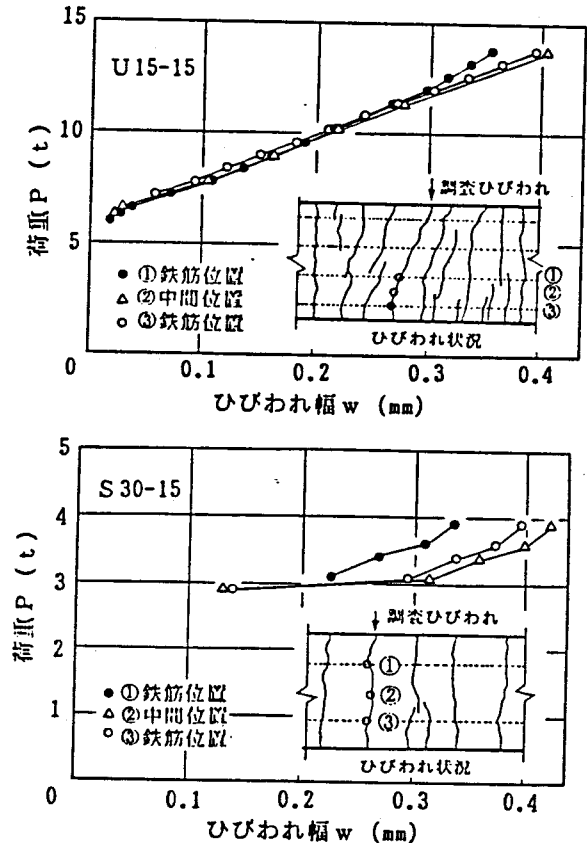


図4-22 引張縁における鉄筋位置とその中間位置におけるひびわれ幅

間位置まではその効果が伝わらず、中間位置では主として曲げの効果のみによって生じるため、その数が少なくなったことによると考えられる。

シリーズⅢのスラブ実験において、著者が新しく開発したコンクリート内部のひびわれ状況観察のための樹脂注入法⁵⁰⁾を用いて、スラブのひびわれ内に樹脂を注入し、その硬化後切断し、引張縁と平行な断面におけるコンクリート内部のひびわれ幅を調べた。樹脂注入時の鉄筋応力は $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ でひびわれ幅の測定には 40 倍の実体顕微鏡を用いた。

図4-24 に試験体形状、コンクリート表面のひびわれ状況ならびに切断位置を示す。ひびわれ観察位置は引張縁、鉄筋高さ位置、および引張縁から 7.3 cm の位置である。観察結果を図4-25 に示す。記号●、○が測定値で、鉄筋高さ位置などでの●と○の2つの測定値は切断した両面において得たものである。引張縁および引張縁から 7.3 cm の位置におけるひびわれの幅は、鉄筋との距離に関係なくほぼ一様であるのに対して、鉄筋高さ位置では鉄筋の表面近くでひびわれの幅が小さくなっている。これはP R Cはり内部のひびわれの状況を調べた報告^{51), 52)}でも指摘されているように、鉄筋のふしからの内部ひびわれの発生によって、鉄筋表面近くではひびわれが分散するためである。この内部ひびわれの長さは、鉄筋径の2倍程度で、本実験の場合引張縁や引張縁から 7.3 cm の位置までは達していないのでこれらの位置においては内部ひびわれの影響はない。Beeby の実験では、鉄筋径は 22 mm、コンクリートのかぶり厚さは 20 mm であるので、鉄筋のふしから生じたいくつかの内部ひびわれがコンクリート表面に達し、そのことによってコンクリート表面(引張縁)においても、鉄筋位置では

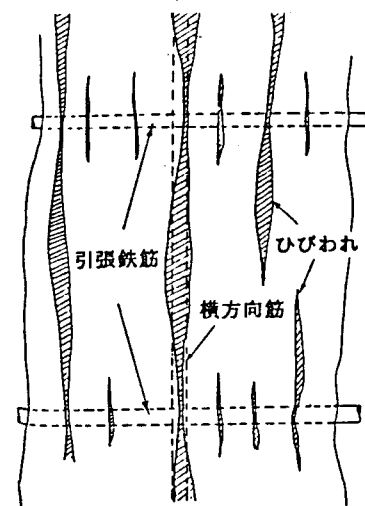


図4-23 引張縁におけるひびわれ状況 (A.W.Beeby の実験²⁸⁾)

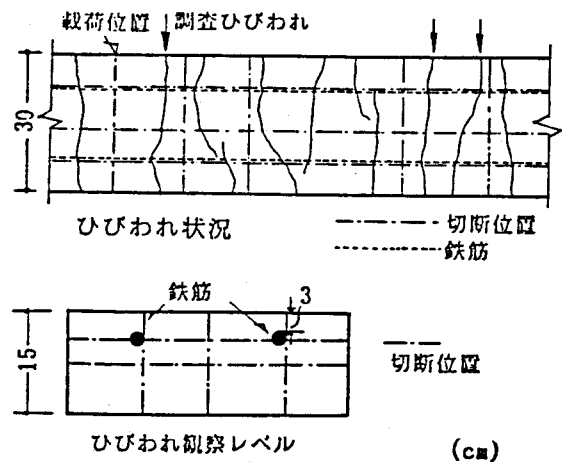


図4-24 コンクリート内部でのひびわれ形状を測定した試験体の形状、表面ひびわれ状況および切断位置

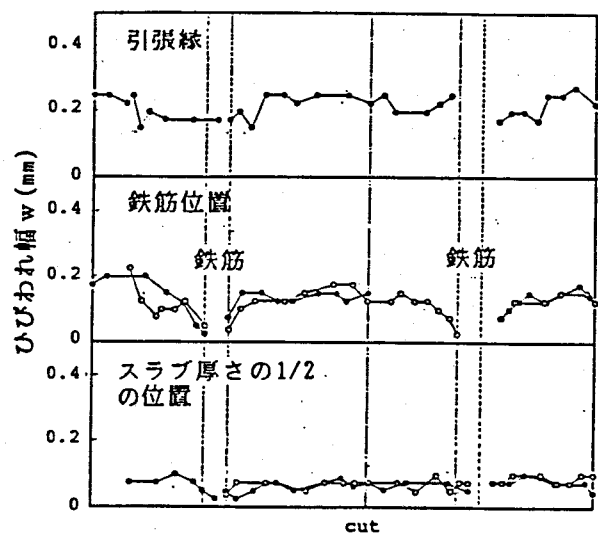


図4-25 コンクリート内部でのひびわれ状況

小さくなっているものと考えられる。

わが国における通常のスラブにおいては、鉄筋は D10～D13 が用いられ、コンクリートのかぶり厚さは 2～4 cm、鉄筋間隔は 15～20 cm 程度であるので、Beeby の指摘しているようなコンクリート表面におけるひびわれ幅の違いを配慮する必要はないと考えられる。

4.4.2. はり

Beeby は、はりにおいてもはり側面におけるひびわれ幅を調べ、図 4-26 に示すように鉄筋から離れたウェブでひびわれ幅が大きくなることを指摘し、鉄筋からの距離を変数に取り入れはり側面の任意の位置におけるひびわれ幅の算定式を提案している⁵³⁾。また、G.C.Frantz & J.E.Breen は、deep beam においてはウェブにおいてひびわれ幅が大きくなることを指摘し、ウェブのひびわれ幅を制御するために、ウェブに鉄筋を付加配筋することを提案している⁵⁴⁾。

このようなはり側面におけるひびわれ形状を調べるために、4.2 節の曲げの効果を調べたはり実験において、試験体の中で部材せいの大きい試験体 B 30 と B 36 のウェブのコンクリート表面におけるひびわれの幅を測定した。図 4-27 に測定結果を示す。この図は 3 つの荷重階における最大ひびわれの形状を示したものである。中立軸位置は計算値である。鉄筋位置ではコンクリートが鉄筋から伝達された引張力によって伸び変形を生じているのに対して、鉄筋から離れた位置ではその影響が消失するため、若干引張縁およびウェブ位置でひびわれ幅が大き目ではあるが、Beeby らの指摘したようなウェブ部分でのひびわれ幅の大幅な拡大は認められず、ほぼ中立軸位置からの距離に比例している。

このような Beeby らの実験結果と本実験結果との差異は、スラブの場合と同様に、ひびわれ状況の違いによる。Beeby の実験は、直径 22 mm の鉄筋を用い、かぶり厚さは 25 mm で、鉄筋径に比べかぶり厚さが薄い。したがって、スラ

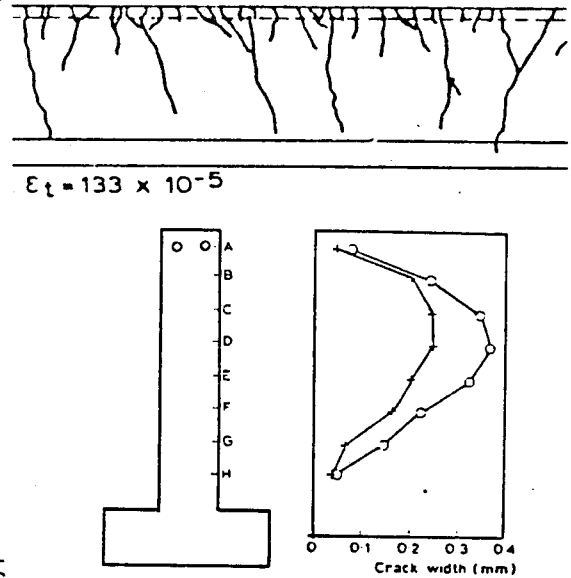


図 4-26 はり側面におけるひびわれ状況とひびわれ幅 (A.W.Beeby の実験⁵³⁾)

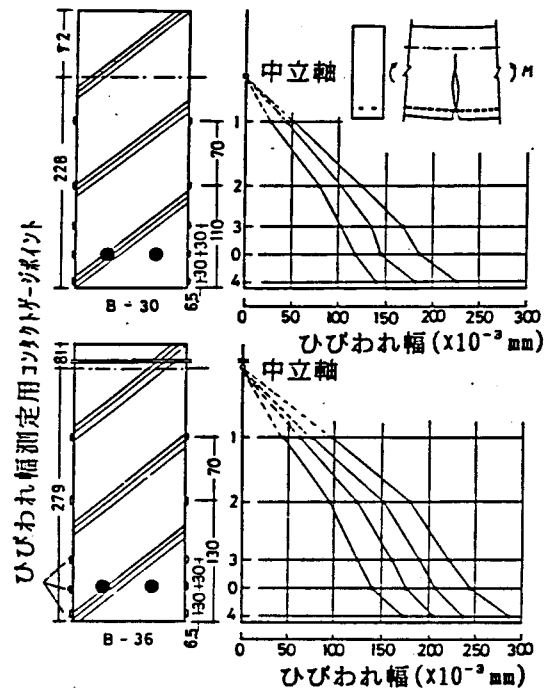


図 4-27 はり側面のひびわれ形状

ブの項で指摘したような理由から、図4-26に見られるように、鉄筋位置では多くのひびわれが生じているのに対して、ウェブ部分でのひびわれの数は少ない。

本実験の場合はどのひびわれもひびわれの高さはほぼ同じで、鉄筋位置とウェブ部分のひびわれの数は同じである。ひびわれ幅の算定の基本式の項で考慮したように、鉄筋位置でのひびわれ幅は、ひびわれ間の鉄筋とコンクリートの伸び変形の差として現われる。同様に、鉄筋位置から離れたウェブ部分のひびわれ幅は、ひびわれ間の平面保持の仮定から求められるその位置の伸び変形とコンクリートの伸び変形の差として求まる。したがって、ひびわれの数が少ない、すなわちひびわれ間隔が広がるとひびわれ幅も大きくなる。

通常、建築物における部材では、かぶり厚さも大きく、ひびわれが特に鉄筋位置において多く生ずるようなことはないので、ウェブ部分のひびわれ幅が大きくなることを注意する必要はない。ただし、太径鉄筋を用いた部材せいの大きいはりにおいては、ひびわれ分散用の鉄筋をウェブ部分に配筋するなどの配慮が必要であろう。

4.5 まとめ

部材せいが小さく、かつ鉄筋比の小さいスラブの曲げひびわれ幅算定式を得るために、まず、部材せいおよび引張鉄筋の付着の有無を実験変数としたはり実験、およびはりのひびわれ間ブロックの引張応力分布の有限要素法解析を行い、曲げの効果について考察した。次に47体のスラブの曲げ載荷試験を行い、スラブのひびわれ幅算定方法について検討し、ひびわれ幅算定式を提示した。また、コンクリート表面および内部におけるひびわれ形状についても調べた。

曲げの効果調べた実験・解析結果から得られた主な事項は次の2点である。

(1) アンボンドはりのように鉄筋からコンクリートへの引張力の伝達がない場合でも、初めに生じたひびわれ上部の圧縮域において作用する偏心圧縮力によって引張縁に引張応力が生じ、その応力によって新たなひびわれが発生する。その引張縁応力は、ひびわれ位置からはりせい D 離れた位置でほぼ一様となるので、この応力によるアンボンドはりのひびわれ間隔は $D \sim 2D$ の間にある。

(2) はりせい D を実験変数とした異形鉄筋はりにおいては、若干はりせい D の影響が認められるものの顕著ではない。これは鉄筋からコンクリートへ伝達される引張力がひびわれ分散性を支配していることによるもので、通常の鉄筋量のはりにおいては特に曲げの効果について考慮しなくてよい。

スラブの曲げひびわれ幅についての実験結果および考察から得られた事項は次のとおりである。

(3) スラブにおけるひびわれ定常状態時の鉄筋応力は $2500\sim 3000 \text{ kg/cm}^2$ で、はりの場合より高応力であるが、はりの場合と同様にひびわれ定常状態の如何にかかわらず、ひびわれ幅は引張縁のひずみと定常状態におけるひびわれ間隔の積で算定できる。

(4) 引張縁の平均ひずみは、平均鉄筋ひずみに引張縁と鉄筋位置の中立軸位置からの距離の比を乗ずることによって求まる。平均鉄筋ひずみは、はりの場合と同様な方法で求まる。ただし、スラブ厚さ t が小さい場合 (RCにおいては $t \leq 12 \text{ cm}$ 、PRCにおいては $t \leq 15 \text{ cm}$) は、コンクリートの有効引張断面積を過大に評価するので鉄筋一本当りのコンクリートの有効引張断面積を $S(t-x)/2$ とする。

(5) (1) で述べた曲げの効果によって、部材せいが小さくなるほどスラブのひびわれ間隔は狭くなる。この曲げの効果をはりの式として提示した (3.16) 式の第2項の係数で考慮したスラブのひびわれ間隔算定式として、(4.6)、(4.7) 式を導いた。

(6) 最大ひびわれ幅は、それを超過する確率を5%とした場合、最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅の比は、平均ひびわれ幅 $w_{av}=0.1 \text{ mm}$ のときは1.6、 $w_{av}=0.2 \text{ mm}$ のときは1.4である。

はりおよびスラブのひびわれ形状について得られた結果は次のとおりである。

(7) A.W. Beeby は、コンクリート表面でのひびわれ幅は鉄筋からの距離に大きく影響されるとして、鉄筋からの距離を変数としたひびわれ幅算定式を提示し、その式は CP-110 に採用されているが、我が国における通常の配筋のスラブ表面においては、ひびわれ幅は一様であり、またはりせいが 36 cm のはり側面におけるひびわれ幅は、中立軸からの距離にほぼ比例していた。はり側面におけるひびわれの高さが、ほぼ同じになるような通常のはりせいのはりでは、ウェブでひびわれ幅が特に大きくなることはない。ただし、コンクリート内部の鉄筋表面近くでは、ひびわれ幅は内部ひびわれの発生のため、狭まっている。

5章 繰返し荷重下におけるPRCはりの曲げ性状

5.1 はじめに

繰返し荷重下において、RCやPRC部材のひびわれ幅やたわみは、鉄筋とコンクリートとの間の付着の劣化等によって増大する。

RC部材の繰返し荷重下における曲げ性状については、地震荷重を対象とした高応力下での実験は多数実施されている。また常時荷重を対象とした低応力下での繰返し載荷実験も数多く実施されてはいるが、それらは疲労強度の解明に主眼が置かれ、ひびわれやたわみ等の変形状に注目したものは限られている。

PRC部材の常時荷重域における低応力下の繰返し載荷によるひびわれ幅やたわみの増大に関しては、角田が2体のプレテンションはりの 2×10^5 回の繰返し載荷を行い、曲げひびわれ幅の増大状況を報告している⁵⁵⁾が、その増大要因の定量的な把握まではなされていない。

繰返し荷重下のたわみやひびわれ幅は、繰返し載荷による圧縮側コンクリートの剛性の低下、鉄筋やPC鋼材の付着の劣化などによって生ずると考えられるが、これらの基本的な性状に関する研究も十分には行われていない。すなわち、繰返し応力下のコンクリートの圧縮性状は、部材の場合と同じように地震荷重を対象とした高応力下での挙動か、常時応力下では疲労強度の把握に限られ、常時応力下の繰返し載荷によるひずみの増大についての資料はない。

鉄筋とコンクリートとの間の付着性状に関しては、地震荷重を対象とした正負両方向を対象とした角の研究⁵⁶⁾の他いくつかの研究があるが、本研究の対象とする常時荷重下の挙動については、数十回の繰返し載荷を行って付着の劣化を初めて明らかにした Bresler の研究⁵⁷⁾、残留ひびわれ幅の定量化を目的に1サイクルの正負の繰返し荷重下における付着応力 τ -すべり S 関係を調べ、その τ - S 関係をモデル化した山本・中島の研究⁵⁸⁾があるだけである。しかも、これらの繰返し回数は常時荷重下の挙動を把握するには不十分なものであり、また Bresler の研究では τ - S 関係を評価するところまでは至っていない。

以上のような既往の研究背景を踏まえて、本章では、まず繰返し応力下のコンクリートの圧縮性状を、ついで $5 \times 10^4 \sim 3 \times 10^5$ 回の繰返し荷重下の鉄筋の付着挙動を調べ、次にRCおよびPCを含むPRCはりの、 $5 \times 10^4 \sim 2 \times 10^5$ 回の繰返し載荷実験を行って、ひびわれ幅やたわみの増大状況を調べるとともに、その増大要因について考察した。

5.2 コンクリートの圧縮繰返し載荷試験

5.2.1 実験概要

コンクリート曲げ部材においては、繰返し荷重による圧縮側コンクリートのひずみの増大、およびその増大による中立軸の低下にともなう引張鉄筋の応力の増大によって、たわみやひびわれ幅が増大する。

本実験では、 $\phi 10 \times 20 \text{cm}$ の標準円柱試験体において、応力レベルおよび応力変動範囲を変化させた 2×10^5 回の繰返し載荷を行い、コンクリートのひずみの増大状況を調べた。

(a) 試験体および使用材料

試験体は直径10cm高さ20cmの標準試験体である。コンクリートは、早強ポルトランドセメント、山砂および最大粒径20mmの碎石からなり、その調合表を表5-

表5-1 調合表

粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメン ト比 W/C(%)	細骨材率 S/A(%)	(調合強度 270kg/cm ²) 単 位 量 (kg/cm ³)			
				水	セメント	細骨材	粗骨材
				W	C	S	G
20	18	60	45	195	325	760	975

1に示す。試験体は載荷前日まで湿布養生を行った。試験時のコンクリートの力学的性質を表5-2に示す。

表5-2 コンクリートの力学的性質

材令 (日)	圧縮強度 F _c (kg/cm ²)	弾性係数 E _c (kg/cm ²)	最大応力時ひずみ ϵ_g
21	312.4	3.02×10^5	1793×10^{-6}
29	317.8	3.00×10^5	1776×10^{-6}
43	348.6	3.10×10^5	1832×10^{-6}

(b) 載荷履歴と載荷方法

繰返し載荷はコンクリート材令22日~44日に行った。載荷は荷重振幅一定繰返しで、上・下限の応力比は、コンクリート材令21日の圧縮強度を基準に表5-3のように定めた。本章は常時荷重域を対象としているが、上限応力比を40,50,60,70,80%と大きくした理由は、40%まではひずみの増大状況は大きくは変わらないと考えられ、かつその範囲の上限の傾向を把握できること、および後述のはり実験でのコンクリート圧縮縁での応力が55~65%であったことによる。また下限応力比は、実際の繰返し荷重での応力比よりも小さめの10%と、下限応力比の影響を調べるための20%の2水準とした。繰返し回数は $2 \times 10^5 \sim 2.7 \times 10^5$ 回で、繰返し載荷終了後一度荷重を0まで除荷した後、破壊まで単調に載荷した。繰返し載荷にはサーボ型疲労試験機を使用した。載荷速度は3Hzである。ひずみの測定には60mm wire strain gageと高感度変位計を併用した。

表5-3 載荷履歴

試験体名	上限応力比 下限応力比 (%) (%)	
	R40-10	40
R50-10	50	10
R60-10	60	10
R70-10	70	10
R60-20	60	20
R70-20	70	20
R80-20	80	20

5.2.2 実験結果および考察

載荷条件の最も厳しい試験体 R70-10 の3体のうちの1体が、繰返し回数 $N = 1.1 \times 10^4$ で疲労破壊した他は、所定の繰返し回数内で破壊しなかった。wire strain gage (以下 w.s.g と略記) と高感度変位計を用いて測定したひずみは、図5-1に示すように、よく一致しているので、以下は w.s.g による測定値を用いる。

図5-2に応力 σ_c - ひずみ ϵ_c 関係の最初のループと最後のループを示す。同図には、単調に荷重を増大した試験体の σ_c - ϵ_c 関係も示している。同図から、1回目の加力時には上に凸であった曲線が最後には凹に変化していること、最終回の応力-ひずみ曲線の傾きは急で、新しい応力域では単調載荷時の曲線に近づいていることなどがわかる。

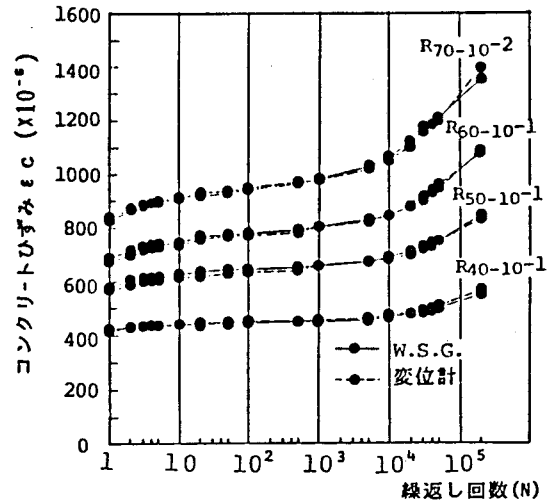


図5-1 コンクリートひずみのW.S.G.による測定値と変位計による測定値の比較

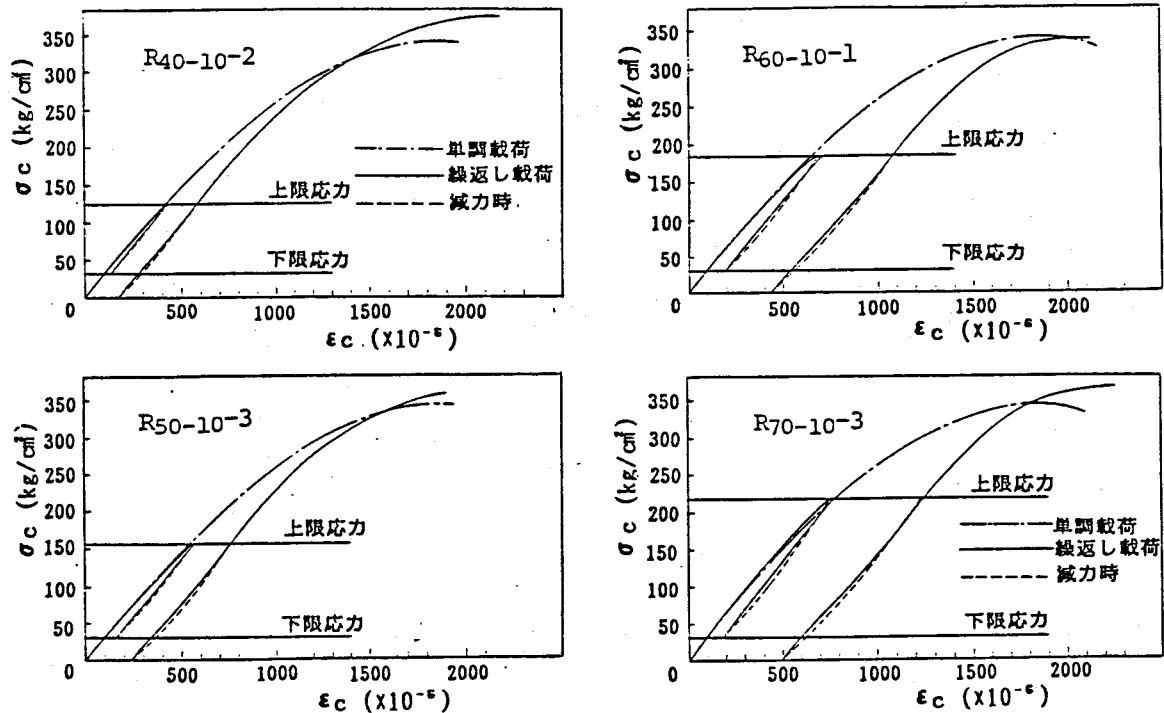


図5-2 コンクリートの応力-ひずみ関係

各試験体の上限応力時のひずみの増大状況を図5-3に示す。この図は2~3の試験体の上限応力時のひずみを繰返し回数ごとに平均して得たものである。ただし、 1.1×10^4 回で疲労破壊したR70-10の1体は除いている。上限応力が大きくなるほどひずみの増大

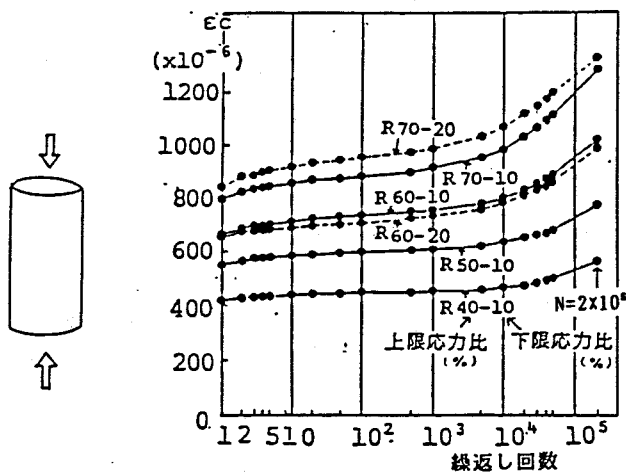


図5-3 上限応力時のひずみの増大

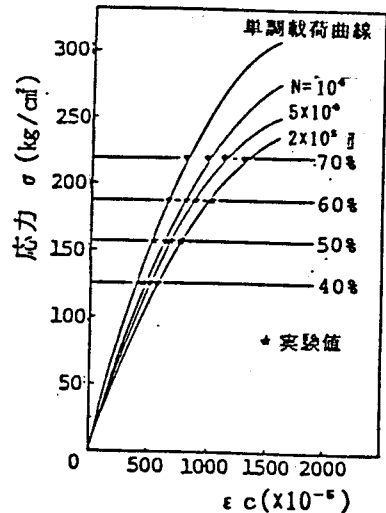


図5-4 繰返し荷重を受けたコンクリートの見かけの応力 σ_c -ひずみ ϵ_c 関係

量は大きく、また下限応力の10%と20%の間にはひずみ増大量の差は認められない。ひずみ増大量は、最初の数回で大きく、その後片対数のグラフ上でほぼ直線的に増大し、 10^4 回後その傾きが大きくなる。

このような繰返し応力によるコンクリートひずみの増大がはりの変形挙動に及ぼす影響を検討するために、特定の繰返し回数に対する見かけの応力-ひずみ曲線を導いた。すなわち図5-4に示すように、応力-ひずみ関係の図において下限応力10%のデータを用い、同じ繰返し回数の各上限応力におけるひずみをプロットし、それらの点を原点を通る2次曲線で近似した。 10^4 、 5×10^4 、および 2×10^5 回に対する見かけの応力-ひずみ関係は次のとおりである。

$$y = 2x - x^2 \quad (5.1)$$

ここに $x = \epsilon / \epsilon'_0$, $y = \sigma / \sigma'_0$,

ϵ'_0 : 各繰返し回数での最大応力時ひずみ

σ'_0 : 各繰返し回数での最大応力

$(\epsilon'_0, \sigma'_0) = (\epsilon_0, \sigma_0)$: 処女載荷

$(\epsilon'_0, \sigma'_0) = (1.07\epsilon_0, 0.910\sigma_0)$: 10^4 回

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1.70 \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 0.795 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2$$

$(\epsilon'_0, \sigma'_0) = (1.07\epsilon_0, 0.849\sigma_0)$: 5×10^4 回

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1.59 \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 0.742 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2$$

$(\epsilon'_0, \sigma'_0) = (1.07\epsilon_0, 0.779\sigma_0)$: 2×10^5 回

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = 1.46 \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 0.682 \cdot \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0}\right)^2$$

(5.2)

5.3 繰返し荷重下における異形鉄筋の付着特性

5.3.1 異形鉄筋の付着特性(両引試験 I)

(1) 実験概要

(a) 試験体および使用材料

試験体は、はり引張部のひびわれ間コンクリートを想定したRCプリズム両引試験体である。試験体の形状およびその種類をそれぞれ図5-5および表5-4に示す。

鉄筋はSD35の横ふし異形鉄筋D19を用い、コンクリートの断面は10cm×10cmと15cm×15cmの2種類である。試験体長はひびわれ間隔を想定し、断面の大きさに応じて異なる。試験体はそれぞれ3体作成して、単調載荷および上限応力の異なる2種類の繰返し載荷を行った(それぞれの試験体記号の末尾にMおよびRを付記する)。試験体記号の末尾がR1の試験体の上限応力は、1000kg/cm²、同じくR2の試験体は、2000kg/cm²で、下限応力はともに400kg/cm²である。

コンクリートは、5.4節のはり実験Ⅱと同じレディミクストコンクリートを用いた。試験時のコンクリートの圧縮強度は376kg/cm²、弾性係数は 2.51×10^5 kg/cm²、割裂引強度は29.6kg/cm²である。

(b) 載荷方法

繰返し載荷には、ロウゼンハウゼン型疲労試験機を使用した。載荷速度は4.5Hz、繰返し回数は 3×10^5 回である。

測定項目は、鉄筋ひずみと鉄筋とコンクリート間の端部すべり量である。鉄筋ひずみは図5-6に示すように、鉄筋の縦リブを削って作成した溝に、検長2mmのwire strain gageを、図5-5に示すように、試験体10×10においては、15mm間隔、試験体15×15においては、30mm間隔に左右対称に28枚貼付して測定した。なお試験体の一端においては、端部の付着応力の乱れを避けるために、1区間(15ないし30mm)付着を切った。端部すべり量は高感度の変位計を図5-5に示すように、4個用いて測定した。

これらの測定は、1、2、3、5、10、 10^3 、 10^4 、 2×10^4 、 3×10^4 、 4×10^4 、 5×10^4 、 10^5 、 3×10^5 回目に試験機の操作を手動に切り換えて、その回の1ループについて行った。

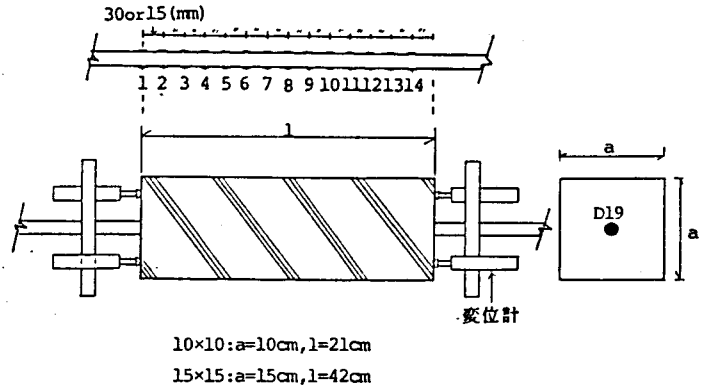


図5-5 試験体形状およびW.S.G貼付位置

表5-4 試験体の種類

試験体名 a × a	かぶり (cm)	鉄筋比 (%)	材長(l) (cm)
10 × 10	4.05	2.60	21
15 × 15	6.55	1.16	42

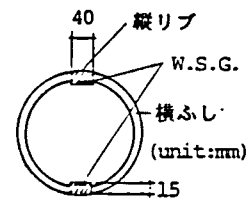


図5-6 鉄筋へのW.S.G貼付方法

(2) 実験結果および考察

(a) 端部すべり

試験体端部における鉄筋とコンクリート間のすべり量はひびわれ幅の1/2に対応する。試験体15×15-Mの変位計による測定値を図5-7に破線で示す。また同図には、鉄筋のひずみ測定値を用い、コンクリートの軸方向引張りひずみを無視して次式⁵⁶⁾から算出した端部すべり量を実線で示す。両者はよく一致しており、コンクリートの軸方向ひずみは無視できるものとみなせる。

$$S_j = \sum (\epsilon_{j-2} + \epsilon_{j-1}) \cdot \Delta x / 2 + (\epsilon_{j-1} + \epsilon_j) \Delta x / 4 \quad (5.3)$$

ここに、 ϵ_j : j点における鉄筋のひずみ

S_j : $j-1$ 点とj点の間でのすべり

Δx : ゲージ間隔

したがって、以下は鉄筋のひずみを中心に検討を行う。

(b) 鉄筋のひずみ分布

図5-8に各試験体の鉄筋ひずみ分布の推移を示す。同図中○で示す分布が繰返し時のひずみ分布である。これらの図から、コンクリート断面の大きい試験体15×15におけるコンクリートの協力作用が試験体10×10より大きいこと、各試験体とも 5×10^4 、 3×10^5 回の繰返し载荷の後も、付着作用が残存していること、繰返し载荷後も新たな荷重域まで载荷すると次第に付着作用が回復することが分る。

Breslerらは、両引試験体の数十回の繰返し载荷実験を行って、付着はそれほど劣化せず、安定したひずみ分布となることを報告している⁵⁷⁾が、 3×10^5 回の繰返しにおいても同様なことがいえる。

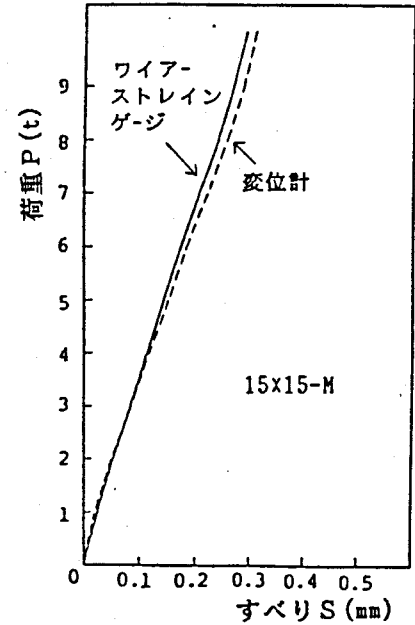


図5-7 端部すべり量

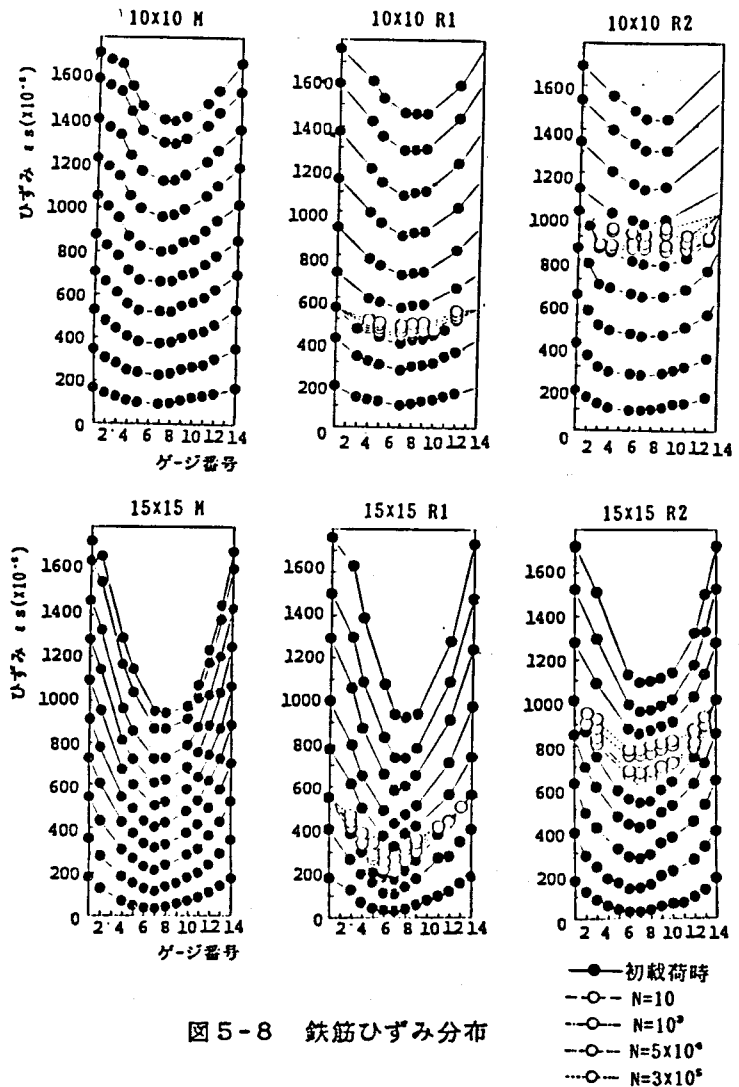


図5-8 鉄筋ひずみ分布

(c) コンクリートの引張協力度の残存率
 繰返し载荷にともなう付着作用の劣化を定量的に評価するために、3.5節で定義したコンクリートの引張協力度 $k_1 k_2$ の残存率を次のようにして求めた。すなわち、平均鉄筋ひずみを $\epsilon_{s.av}$ 、裸の鉄筋のひずみを $\epsilon_{s.max}$ として、次式から N 回の繰返し時の上限応力時の $k_1 k_2 (N)$ の初载荷時上限荷重時の値 $k_1 k_2 (1)$ に対する割合を算出した。

$$\frac{k_1 k_2 (N)}{k_1 k_2 (1)} = \frac{\epsilon_{s.max} - \epsilon_{s.av}(N)}{\epsilon_{s.max} - \epsilon_{s.av}(1)} \quad (5.4)$$

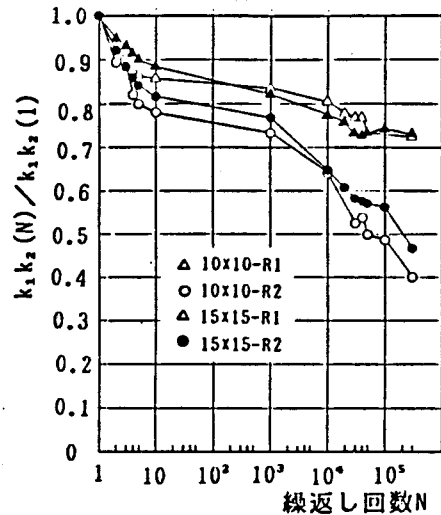


図5-9 コンクリートの拘束度 $k_1 k_2$ の残存率

図5-9に求めた $k_1 k_2$ の残存率と繰返し回数との関係を示す。各試験体とも初めの数回での減少が大きいが、鉄筋比にかかわらず 5×10^4 回においてコンクリートの引張協力度は、繰返し上限応力 1000 kg/cm^2 の R1 試験体では70%以上、同じく 2000 kg/cm^2 の R2 の試験体では50%以上、 3×10^5 万回においてもそれぞれ70%、40%以上残存している。

(d) 付着応力 τ - すべり S 関係

(i) 単調増大荷重下の τ - S 関係

試験体 15×15 -M の各位置での τ - S 関係を図5-10に示す。付着を切っていない側の端部では、付着応力 τ はほぼ 45 kg/cm^2 に達した後大きく低下している。これは材端部近傍に生じた内部ひびわれが進展し、付着抵抗機構が弱められたためと考えられる^{51), 56), 52)}。この τ - S 関係を除き、他の位置での τ は $50 \sim 60 \text{ kg/cm}^2$ まではほぼ直線的に増大し、その後少し剛性が低下している。また、各 τ - S 関係は鉄筋の降伏直前までプロットされているがその時点においても τ_{max} に達していない。これらの τ - S 関係はほぼ同じ関係を示し、森田らが指摘している^{62), 63)} ように、位置にかかわらず τ - S 関係は一つの関係を持つとみなせる。

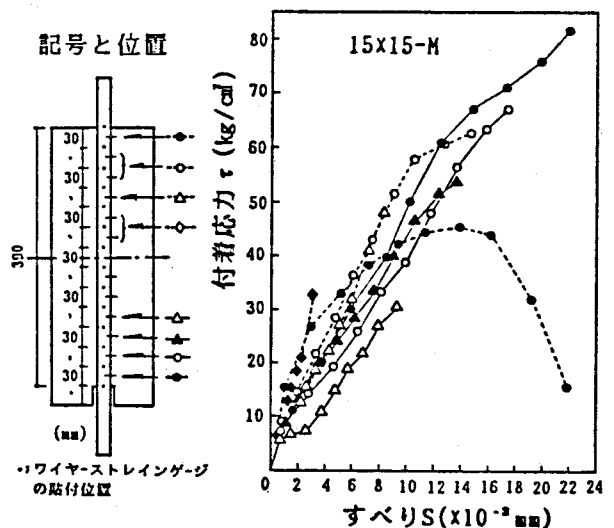


図5-10 単調増大荷重下の τ - S 関係 (15×15 -M)

(ii) 繰返し荷重下の τ - S 履歴関係

図5-11に、試験体 15×15 -R2 の初载荷時、1 cycle、10 cycle および 5×10^4 cycle の τ - S 関係を示す。初载荷から最初の減力を行うと、すべり量はいくらか減少するが、

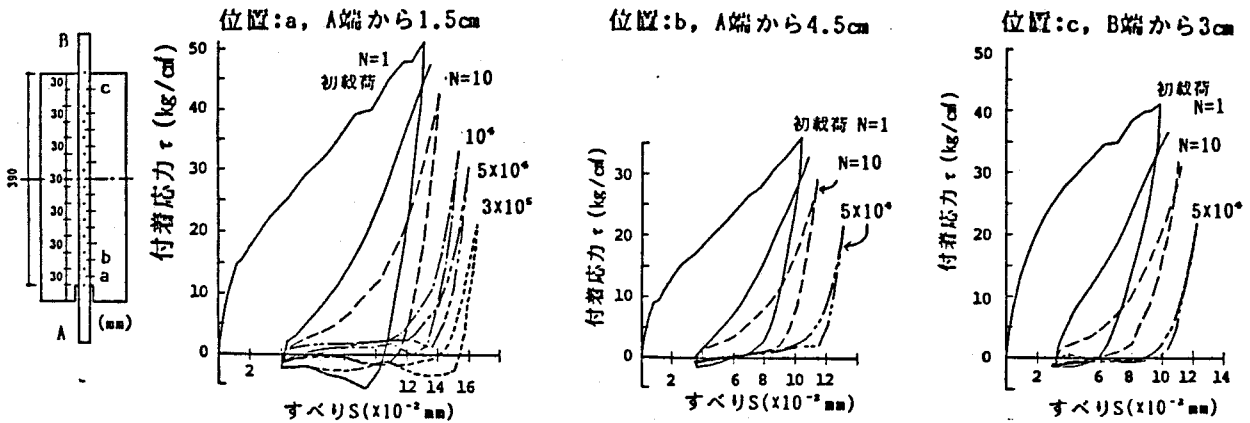


図5-11 繰返し荷重下の $\tau-S$ 関係 (15×15-R2)

除荷開始時のすべり量のかなりの分が残る。これは鉄筋のふし前面のコンクリートが、初載荷の過程で粉末状に締め固められ、除荷の際に元に戻らない非可逆的な変形を示すことに起因している。さらに除荷すると負の応力一定ですべりのみが減少するようになる。この過程での滑り抵抗はふしとふしの間の摩擦抵抗のみと考えられる⁵⁶⁾。上限荷重時には繰返しによってすべりSは増加しているが、付着応力 τ は減少している。これはふしからの内部ひびわれの進展⁵⁷⁾などによるものと考えられる。

5×10^4 cycleでの $\tau-S$ 関係の特性は、次のとおりである。

- ① 除荷直後のすべり剛性は、1 cycleと変わらない。
- ② 1 cycleから 5×10^4 cycleになるにしたがって、再載荷直後の剛性が0となり、除荷時のすべり振幅に近づくにしたがって急激に剛性を増す。
- ③ 再載荷時に除荷時と同じ経路をたどる。
- ④ 摩擦によるすべり剛性は殆ど0である。

(e) 繰返し荷重下における $\tau-S$ 特性の法則化

繰返し荷重を受けるRC部材の変形性状に付着の劣化をとり入れるためには、実験で明らかになった $\tau-S$ 関係を計算に便利な形に法則化することが必要である。

繰返し回数によって $\tau-S$ 関係は異なるが、それを忠実に法則化するには複雑な取扱いが必要である。一方、本章では常時荷重下における数万～数十万の繰返しを対象としており、実験結果は 10^5 と 5×10^4 cycleでの $\tau-S$ 関係の変化は小さく、 5×10^4 と 3×10^5 cycleの間でも $\tau-S$ 関係に著しい劣化はないことを示している(図5-11参照)。そこで 5×10^4 回での $\tau-S$ 関係を検討する。

図5-12は、図5-11に示した試験体15×15-R2の各位置での $\tau-S$ 実験曲線について、1

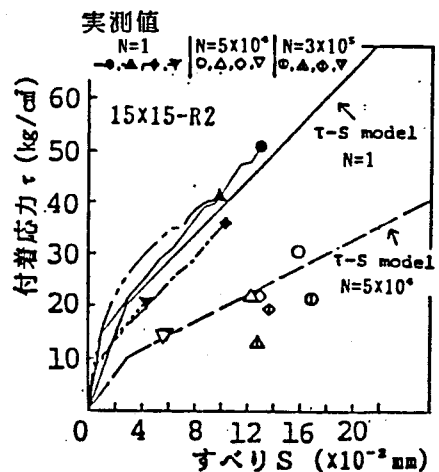


図5-12 繰返し上限荷重時の $\tau-S$ 関係

回目および 5×10^4 回目の上限荷重時の点 (S, τ) をプロットしたものである。参考に 3×10^5 回目の点 (S, τ) も同図に示してある。この図より、同図中直線で示す単調荷試験体から得た初載荷時の $\tau - S$ 曲線の傾きを 0.5倍した破線で、 5×10^4 回の $\tau - S$ 包絡線が与えられるとみなし、次のような $\tau - S$ 関係式を求めた。

$$\begin{aligned}
 \text{初載荷時: } S < 0.03\text{mm} & \quad \tau = 2000 / 3 \cdot S \\
 & \quad S \geq 0.03\text{mm} \quad \tau = 800 / 3 \cdot S + 12 \\
 5 \times 10^4 : S < 0.03\text{mm} & \quad \tau = 1000 / 3 \cdot S \\
 & \quad S \geq 0.03\text{mm} \quad \tau = 400 / 3 \cdot S + 6
 \end{aligned}
 \tag{5.5}$$

(τ : kg/cm^2 , S : $\times 10^{-2} \text{mm}$)

また 5×10^4 回目の減力、再載荷時における $\tau - S$ 関係は、図 5-13 のように仮定した。

これらのモデル化した $\tau - S$ 関係を用いて計算した 5×10^4 回目の上限荷重時の鉄筋ひずみ分布を図 5-14 に、 5×10^4 回目の減力時におけるひずみ分布を図 5-15 に示す。計算値は実測値とよく一致し、仮定した $\tau - S$ 曲線が妥当であることが示されている。

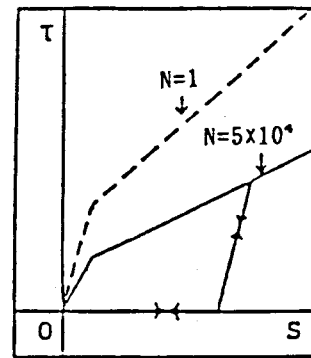


図 5-13 減力・再載荷時の $\tau - S$ 関係

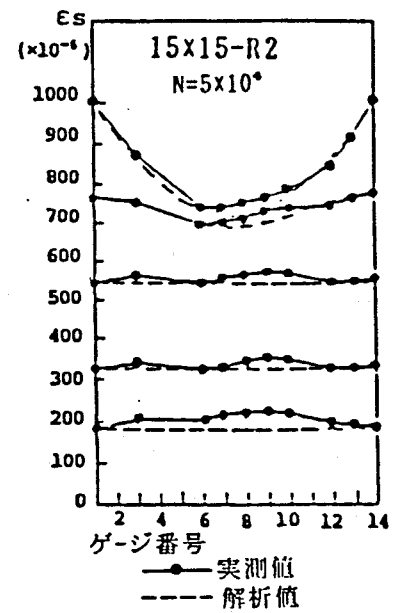
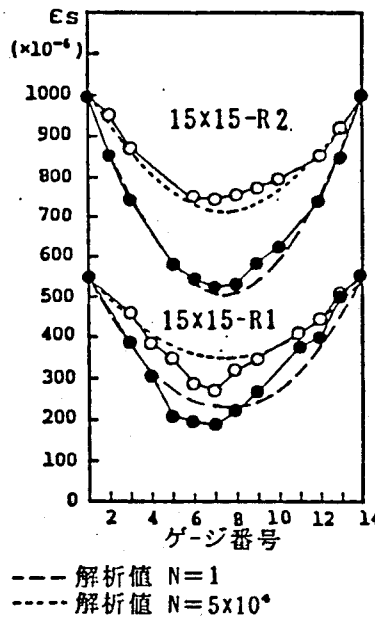
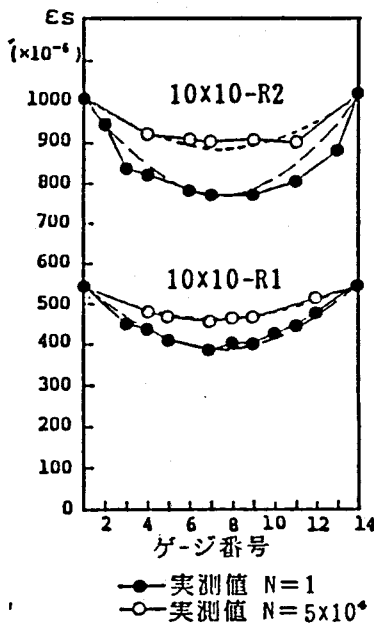


図 5-14 $N=1, 5 \times 10^4$ における上限応力時の鉄筋のひずみ分布

図 5-15 減力時鉄筋ひずみ分布

5.3.2 繰返し荷重下におけるひびわれ分散性(両引試験Ⅱ)

(1) 実験概要

ひびわれ幅は、ひびわれ間の鉄筋とコンクリートの伸びの差として現われる。両引試験Ⅰでは、繰返し荷重による付着の劣化、すなわち鉄筋の伸びについて検討した。本実験(両引試験Ⅱ)では、細長い試験体を用いて繰返し荷重のひびわれ間隔に及ぼす影響について調べる。ここで“細長い”の意味は、引張り荷重によって試験体にいくつかのひびわれが発生し得るように、細長いということである。

(a) 試験体の形状・種類

試験体の形状およびその荷重履歴をそれぞれ図5-16、表5-5に示す。試験体長は出来るだけ長い方が望ましいが、試験機の性能から60cmに制限された。そこで断面形状を両引試験Ⅰより一まわり小さくした。実験変数は、かぶり厚さと荷重履歴である。繰返し荷重は3.0(または3.5)、5.5および8.5tの3種類とした。3.0(または3.5t)はひびわれ荷重より大で、かつ鉄筋応力が $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度、5.5tは鉄筋応力が $2100\text{kg}/\text{cm}^2$ になるように定めた値である。8.5tは単調荷重の場合にはひびわれ定常状態で、かつ鉄筋が降伏しないという条件で定めた。

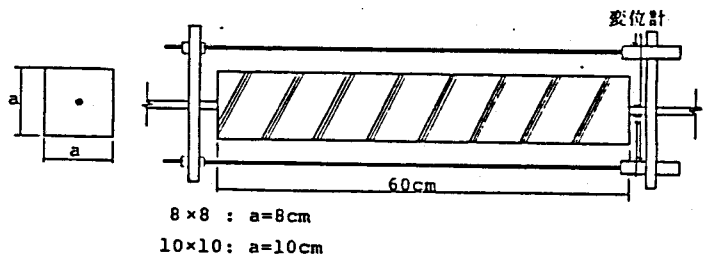


図5-16 試験体の形状

表5-5 荷重履歴

試験体名	上限荷重 (ton)	下限荷重 (ton)	上限応力 (kg/cm^2)	下限応力 (kg/cm^2)
8 x 8	M	単調荷重		
	R1	3.0	1.0	1150
	R2	5.5		2100
	R3	8.5		3240
10 x 10	M	単調荷重		
	R1	3.5	1.0	1340
	R2	5.5		2100
	R3	8.5		3240

コンクリートは両引試験Ⅰのコンクリートと同一で、試験時の圧縮強度は $338\text{kg}/\text{cm}^2$ 、弾性係数は $2.33 \times 10^5 \text{kg}/\text{cm}^2$ 、割裂強度は $28.6\text{kg}/\text{cm}^2$ である。鉄筋も両引試験Ⅰと同じS D35の横ふし型異形鉄筋D19(降伏点荷重: $10.34 \times 10^3 \text{kg}$)を用いた。

(b) 荷重方法

試験機は、ロウゼンハウゼン型疲労試験機を用い、荷重速度は4.5Hz、繰返し回数は 3×10^5 回である。ひびわれ状況は、繰返し回数1、2、3、4、5、10、 10^3 、 10^4 、 2×10^4 、 3×10^4 、 4×10^4 、 5×10^4 、 10^5 、および 3×10^5 において観察した。

(2) 実験結果および考察

ひびわれ状況を図5-17に示す。同図は試験体の4面を展開図で示したものであり、図中の数字は引張荷重を、()で囲んだ数字は繰返し回数を表している。繰返し荷重のひびわれ状況に及ぼす影響としては、繰返し荷重中のひびわれの進展あるいは新たなひびわれの発生、新しい荷重階におけるひびわれ進展、発生に及ぼす影響が考えられ、それら

は繰返し荷重階においてひびわれ定常状態に至っていたかどうかによっても異なってくると考えられる。

まず、繰返し載荷中のひびわれ状況の変化についてみると、繰返し載荷開始時にひびわれ定常状態に至っていない試験体10×10-R1では、初め上面と右・下面の1部にしか表われていなかった一つのひびわれが10³回で全ての面に進展した。この試験体のひびわれ定常状態におけるひびわれ本数は2本であるが、繰返し中に新たなひびわれの発生はなかった。定常状態における数だけのひびわれが発生しているが、ひびわれが4面にわたって連続していない試験体8×8-R1、R2においてはひびわれの進展が認められた。

繰返し荷重階以降においては、それまでにひびわれ定常状態に至っていない場合は新たなひびわれの発生があり(試験体8×8-R1、10×10-R1)、至っている場合は新たなひびわれの発生はなく(試験体8×8-R2、R3、10×10-R2、R3)、繰返し載荷の影響は現われなかった。

繰返し載荷によって新たなひびわれの発生がなかったことは、繰返し載荷によってコンクリートの引張強度は低下するが、前節で述べたように鉄筋からコンクリートへ伝達される引張応力も付着応力の緩和によって減少することによると考えられる。また、新たな荷重階におけるひびわれの発生は、付着性能が回復することによるものと考えられる。

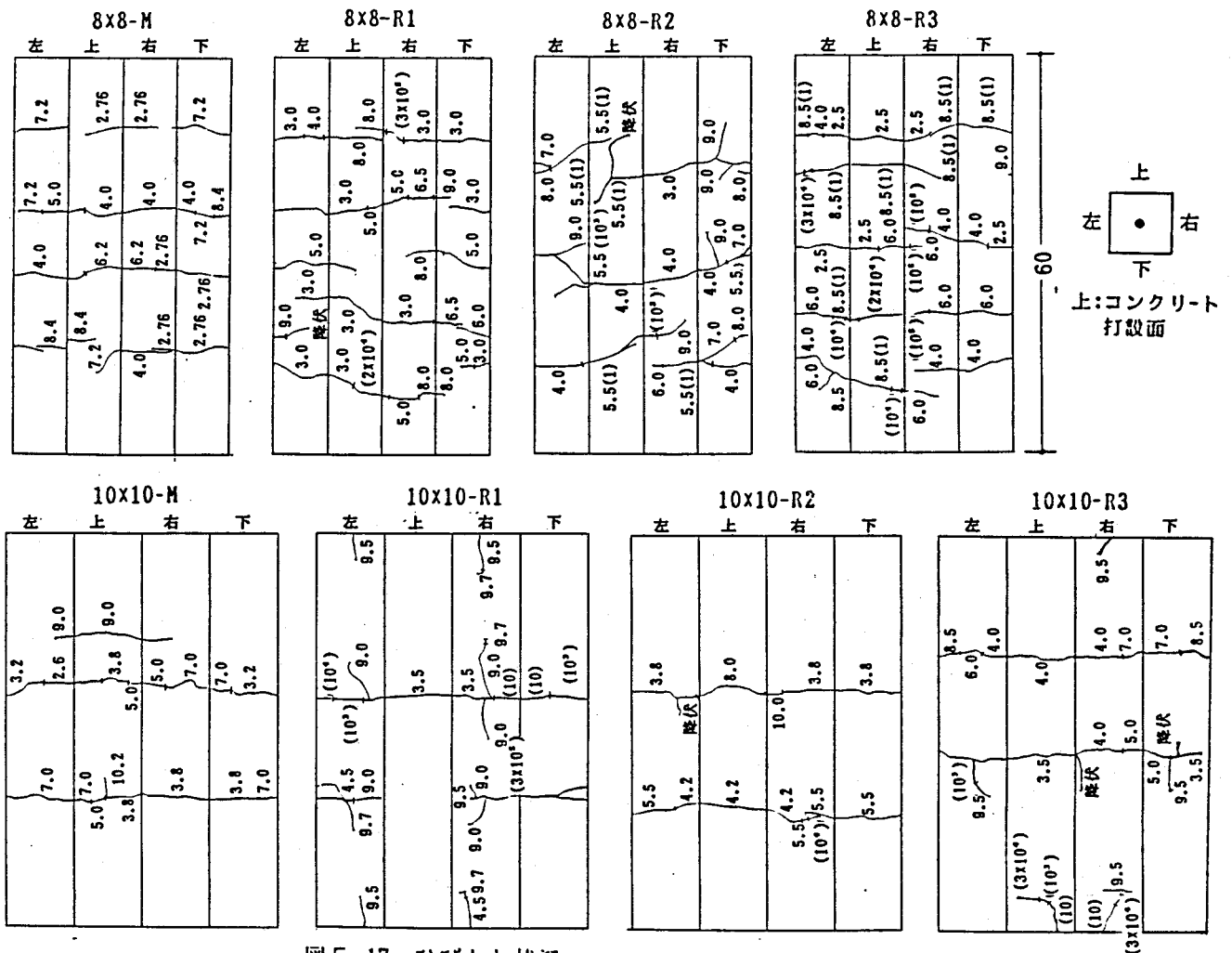


図5-17 ひびわれ状況

5.4 PRCはりの繰返し載荷実験

5.4.1 はり実験 I

(1) 実験目的

RC、PRC、およびPCはりの繰返し荷重下における曲げひびわれ幅やたわみの変形状を調べるとともに、これらに影響を及ぼす要因について検討することを第1の目的とし、PRCにおけるPC鋼材の付着の有無、および繰返し荷重の下限荷重の大きさの影響についても検討した。

(2) 実験概要

(a) 試験体の種類および使用材料

試験体の形状およびその種類をそれぞれ図5-18 および表5-6に示す。普通鉄筋とPC鋼材の割合を変えることによって、いずれの試験体も終局耐力 M_u がほぼ等しくなるように断面選定をした。PRC試験体においてはグラウトを注入したボンド（試験体記号においてBで示す）および注入しないアンボンド（同じくUで示す）試験体を作成した。各試験体とも2体（ただしRC1のみ3体）作成し、単調載荷（M）と繰返し載荷（R）を行った。せん断補強は等曲げ試験区間外にφ6丸鋼のスターラップにて行った。

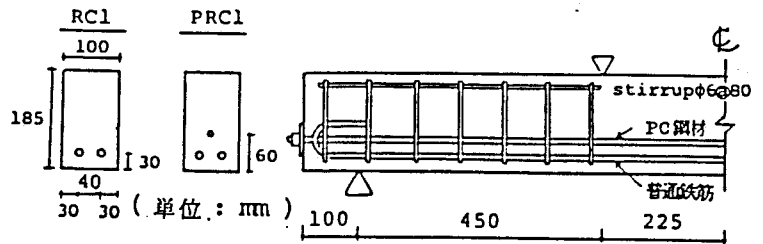


図5-18 はり試験体の形状および載荷点

表5-6 試験体の種類

試験体名		普通鉄筋	緊張材 (mm)	λ (%)	緊張材 初引張力(t)	コンクリート下縁 初プレストレス(kg/cm ²)
RC1	M	2-D13	—	0	—	—
	R1					
	R2					
PRC1	BM	2-D10	D7.4	0	4.06	45.1
	BR					
	UM					
	UR					
PRC2	BM	2-D6	φ9.2	79	6.75	74.9
	BR					
	UM					
	UR					
PC	BM	—	φ11	100	9.65	107.1
	BR					

試験体記号 M:単調載荷 R:繰返し載荷 B:ボンド部材 U:アンボンド部材

コンクリートは、早強ポルトランドセメント・山砂・砕石よりなるレディミクストコンクリートを使用した。試験時の力学的性質を表5-7に示す。普通鉄筋は、市販の横ふし異形鉄筋D6、D10およびD13、PC鋼材は異形鋼棒D7.4、丸鋼棒φ9.2およびφ11を使用した。これらの力学的性質を表5-8に示す。

表5-7 コンクリートの力学的性質

材令 (日)	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	ヤング係数 E_c (kg/cm ²)	割裂引張強度 F_t (kg/cm ²)
20	280	2.71×10^5	25.3
27	286	2.69×10^5	27.1
41	301	2.91×10^5	27.9

(b) 試験体の製作およびプレストレスの導入

試験体はコンクリート打込み後、実験室内で湿布養生を行い、コンクリート材令12日にプレストレスを導入し、翌日グラウトの注入を行った。単調載荷試験は材令20～25日、繰返し載荷試験は材令21～40日に行った。

なお、コンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を少なくするため、載荷前日まで湿布養生を継続した。各PC鋼材の初引張力は、規格引張強度の0.7倍で、載荷時における有効引張力は表5-9に示すとおりである。

表5-8 鋼材の力学的性質

鋼材種	断面積 A_s, A_p (cm ²)	降伏点荷重 P_y (kg)	引張荷重 P_u (kg)	弾性係数 E_s (kg/cm ²)	
普通鉄筋	D6	0.285	1230	1710	2.10×10^6
	D10	0.684	2730	3960	2.10×10^6
	D13	1.144	4780	7000	2.10×10^6
PC鋼材	D7.4	0.400	5730	6000	2.05×10^6
	φ9.2	0.665	9370	9910	2.04×10^6
	φ11	0.950	14000	14700	2.05×10^6

表5-9 有効プレストレス

試験体名	緊張材 有効引張力 P_e (ton)	有効緊張率 η_p	コンクリート下縁 有効プレストレス σ_p (kg/cm ²)	ディコンプレッション モーメント M_{dec} (tm)	
RC1	M	—	—	-0.4	-0.002
	R1	—	—	-1.3	-0.007
	R2	—	—	-0.6	-0.003
PRC1	BM	4.05	0.997	35.8	-0.204
	BR	4.06	1.000	36.3	0.207
	UM	4.04	0.995	36.3	0.207
	UR	4.04	0.996	36.4	0.208
PRC2	BM	6.61	0.979	65.7	0.375
	BR	6.67	0.988	67.0	0.382
	UM	6.70	0.993	68.6	0.391
	UR	6.61	0.979	66.0	0.377
PC	BM	9.43	0.977	104.7	0.597
	BR	9.36	0.970	104.0	0.593

(c) 載荷方法

載荷は図5-18に示すように3等分点載荷とし、繰返し載荷にはサーボ型疲労試験機を使用した。載荷速度は3Hzである。上限荷重は鉄筋の長期許容応力度 2200 kg/cm^2 から定まるRC1の設計荷重 ($M_{des}: 0.729 \text{ tm}$) とし、下限荷重はその M_{des} の20% (0.146 tm)を標準とした。RC2は、荷重振幅の影響を調べるため下限荷重を M_{des} の50% (0.365 tm)とした。これらの上下限荷重による各試験体のひびわれ断面における鉄筋、あるいはコンクリートの応力の変動範囲(計算値)は表5-10に示すとおりである。繰返し回数は、 5×10^4 (PRC-BR、UR)、または 2×10^5 (RC1-R1、R2、PRC2-BR、UR)である。ただし、PC-BRは 10^4 回である。所定の繰返し載荷の後には、荷重を一度0に戻し、単調に曲げ破壊まで載荷した。たわみはダイヤルゲージ式変位計で、ひびわれ幅ははり両側面の鉄筋高さ位置において、検長40mmのcontact type strain gageで、鉄筋のひずみは等曲げスパン内の1/2の区間において6cm間隔で貼付した検長2mmのwire strain gageで、上下縁のコンクリートひずみは検長60mmの

表5-10 繰返し荷重による鉄筋およびコンクリートの応力変動範囲

試験体	鉄筋応力 (kg/cm ²)	コンクリート応力 (kg/cm ²)
RC1 R1	2140~430	180~40
	1940~970	160~80
PRC1 BR	1540~<0	180~30
	1720~<0	180~30
PRC2 BR	910~<0	180~30
	1140~<0	160~30
PC BR	—	170~30

wire strain gage で測定した。

(3) 実験結果および考察

(a) ひびわれモーメント M_{cr} 、終局耐力 M_u

ひびわれモーメント M_{cr} 、平均ひびわれ間隔 l_{av} および終局耐力 M_u の実験値と計算値を表5-11に示す。 M_{cr} は下縁コンクリートひずみの急変した時点で、20倍のルーペでひびわれを確認したモーメントである。その計算値は、曲げ張り強度を割裂引張強度の5/3倍として求めた略算値であるが、両者はほぼ一致している。

ひびわれ定常状態に至る前に繰返し载荷を受けた場合、付着の劣化により新たな荷重階においてもひびわれが生じず、ひびわれ間隔が大きくなることが危惧される。本実験では繰返し载荷開始時に定常状態に至っていたか、それに近い状態であったが、至っていない場合は新たな荷重階においてひびわれの発生があった。第3章で提案した式によるひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} の計算値は実測値とよく一致している。

曲げ破壊は圧縮側コンクリートの圧縮破壊で生じ、終局耐力 M_u への繰返し载荷の影響はなかった。 M_u の実験値は学会PC規準・同解説の式による計算値を若干上回っている。

表5-11 実験結果一覧表 (M_u , M_{cr} , l_{av})

試験体名		終局曲げモーメント		曲げひびわれモーメント		平均ひびわれ間隔		
		M_u (実) (t·m)	M_u (計) (t·m)	M_{cr} (実) (t·m)	M_{cr} (計) (t·m)	$l_{av}(a)$ (cm)	$l_{av}(b)$ (cm)	$l_{av}(計)$ (cm)
RC1	M	1.35	1.32	0.20	0.26	9.5	9.5	8.8
	R1	1.41	1.32	0.18	0.24	8.7	8.7	
	R2	1.44	1.32	0.21	0.26	8.5	8.5	
PRC1	BM	1.40	1.34	0.47	0.45	9.6	9.6	10.0
	BR	1.43	1.35	0.47	0.47	9.8	9.8	
	UM	1.35	1.23	0.47	0.46	10.2	7.5	
	UR	1.36	1.23	0.47	0.47	9.7	9.7	
PRC2	BM	1.41	1.30	0.63	0.62	12.3	9.1	12.3
	BR	1.49	1.31	0.64	0.64	9.6	9.5	
	UM	1.25	1.13	0.61	0.64	12.3	12.3	
	UR	1.36	1.13	0.64	0.64	11.9	10.1	
PC	BM	1.42	1.40	0.90	0.85	—	13.4	—
	BR	1.40	1.41	0.87	0.85	—	16.7	

M_u (実), M_{cr} (実) : 終局曲げモーメントおよびひびわれモーメントの実験値
 M_u (計), M_{cr} (計) : 建築学会PC規準・同解説の式による計算値
 $l_{av}(a)$: 繰返し载荷開始時の平均ひびわれ間隔 (実験値)
 $l_{av}(b)$: ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 (実験値)
 $l_{av}(計)$: (3.10) 式による計算値

(b) 単調载荷時の曲げ性状

単調载荷試験体より得られた曲げモーメント M - 平均ひびわれ幅 w_{av} 関係を図5-19に、荷重 P - 中央たわみ δ_{all} 関係を図5-20に示す。RC1の設計荷重 (M_{des} , P_{des}) である繰返し载荷の上限荷重において、RCからPCに近づく程、ひびわれ幅やたわみが制御されていることがわかる。

図5-21は、PRC試験体におけるPC鋼材の付着の有無の変形性状に及ぼす影響を調べるために、 M と等曲げスパン内の平均曲率 ϕ_{av} の関係を示したものである。 M_{cr} まで

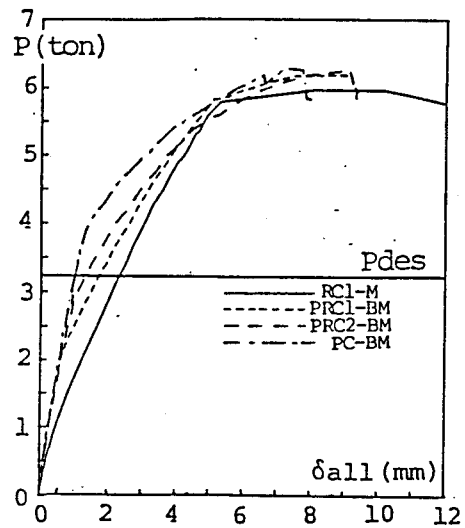
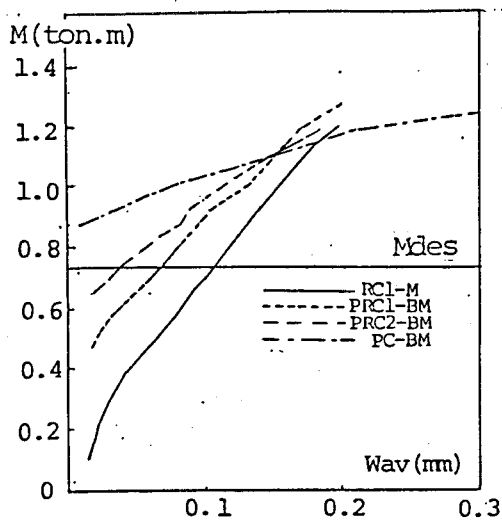


図5-19 曲げモーメントM-ひびわれ幅 wav 関係 図5-20 曲げモーメントM-全スパンたわみ δ_{all} 関係 (単調載荷試験体)

は部材の剛性はコンクリート断面によって支配されるのでボンド材、アンボンド材両者の剛性は同じである。ひびわれ発生後は、次第に両者に差違が現われ、アンボンド材の剛性は小さくなる。ただし、繰返し上限荷重付近においては両者の差違はまだ現われていない。

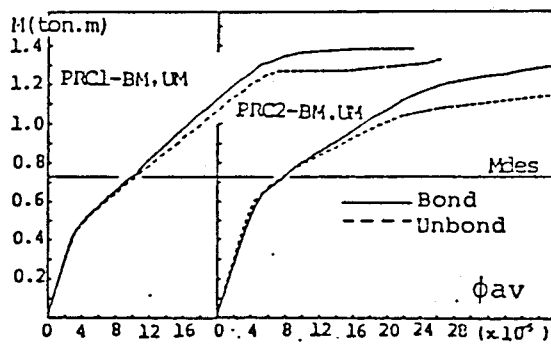


図5-21 曲げモーメントM-等曲げスパン曲率の関係

(c) 繰返し荷重下の曲げ性状

等曲げスパン内のたわみは、変位計の感度が不足し、繰返し荷重下の増大が明確に捉えられなかったので、変形状として等曲げスパン内の平均曲率 ϕ_{av} をとり上げ、曲げモーメントとの関係を図5-22 に示す。なお、平均曲率 ϕ_{av} は圧縮縁コンクリートひずみ

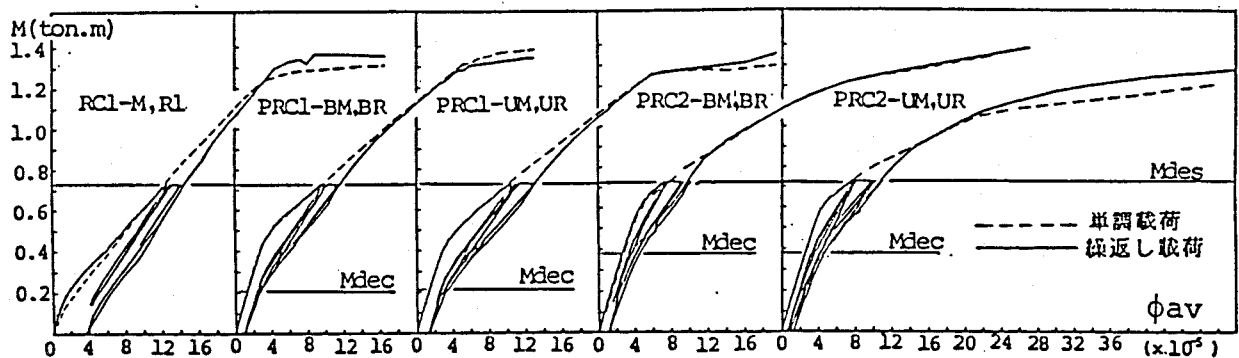


図5-22 曲げモーメントM-等曲げスパン曲率の関係

と鉄筋ひずみから算出した。同図には比較のため破線で単調載荷試験体の実測値も示してある。この図から、PRC試験体の $M-\phi_{av}$ 曲線は、初載荷時下縁のコンクリート応力が0(フルプレストレスの状態)となるDecompressionモーメント M_{dec} 付近で屈折すること、PRC試験体の最終回における残留変形はRCのそれに比べて小さいこと、各繰返し試験体とも上限荷重を超えた新たな荷重域では単調載荷試験体の $M-\phi_{av}$ 曲線に近づくことが分る。3つ目の点は、本章で明らかにしてきたように、新しい応力域ではコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係が単調載荷の場合の関係に近づくこと、鉄筋とコンクリート間の付着作用が新たな荷重域では回復することなどによるものと考えられる。

モーメント M と最大ひびわれ幅 w_{max} との関係の1回目と最終回のループを図5-23に示す。一度開いたひびわれは、初載荷時に鉄筋位置のコンクリート応力が0となるモーメント $M_{dec}(s)$ では閉じていない。これは、加力時にひびわれ幅の拡大を妨げる方向に働いた付着が減力時には逆に作用することや、ひびわれの中に壊れたコンクリートの粒が詰まっていることなどによりものである。しかし、下縁のコンクリート応力が0となるDecompressionモーメント M_{dec} まで減力されると、 $M-w_{max}$ 曲線において明瞭な屈折点が現われ、その時のひびわれ幅は0.03 mm以下となり、實際上閉じていると見なせる。したがって、数万回の繰返し載荷の後も、 M_{dec} はひびわれ設計上の重要な指標となる。

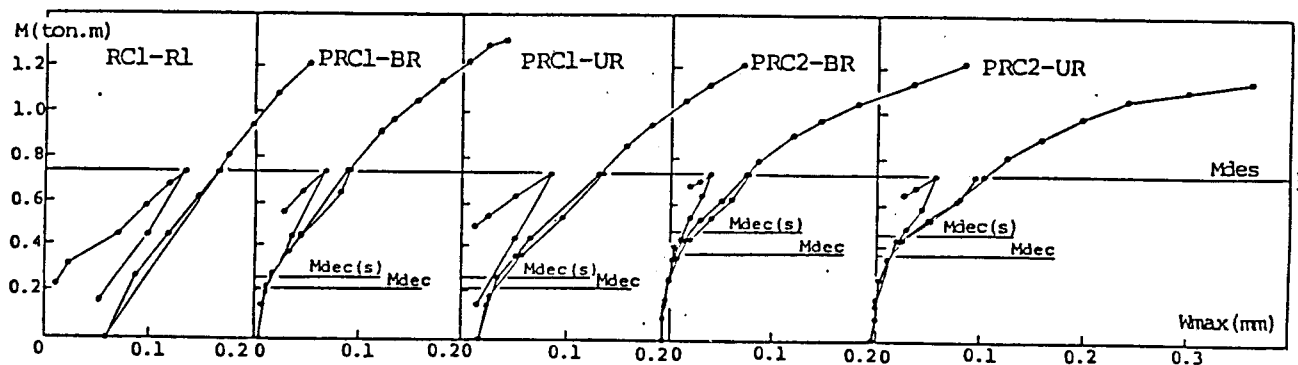


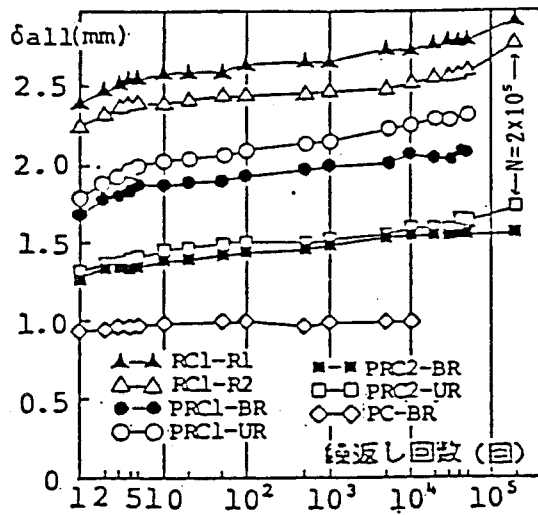
図5-23 曲げモーメント M -最大ひびわれ幅 w_{av}

(d) 繰返し載荷による変形の増大

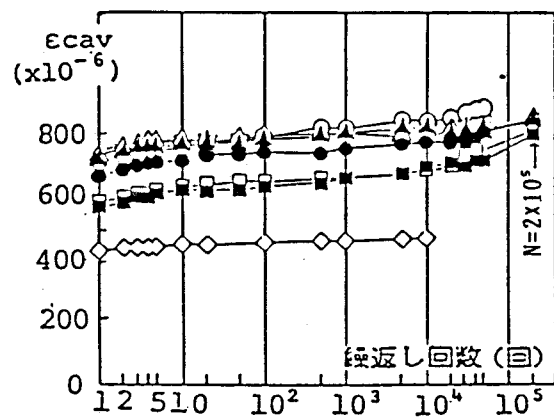
上限荷重時の中央たわみ δ_{all} 、平均ひびわれ幅 w_{av} 、圧縮縁コンクリートひずみ $\epsilon_{c,av}$ 、および平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s,av}$ と繰返し回数 N との関係を、それぞれ片対数グラフの図5-24の(a)、(b)、(c)および(d)に示す。これらの変形は、いずれの試験体においても最初の数回に大きく、その後は片対数のグラフ上においてほぼ直線的に増大している。たわみとひびわれ幅の増大量について試験体間の差異をみると、ひびわれの生じていないPC-BRを除き、中央たわみの増大量の差は小さいが、平均ひびわれ幅はRC1に比べPRC1、PRC2が大きい。これは平均ひびわれ幅 w_{av} が平均ひびわれ間隔 l_{av} と平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s,av}$ の積で表わされることから理解されるように、表5-10に示したようにRC1に比べPRC試験体の l_{av} が大きく、かつ $\Delta \epsilon_{s,av}$ の増大量も大きいことによるものである。なお、PRC2-BRの w_{av} が 10^4 から 2×10^5 回のところで減少しているのは、新しいひびわれが片側面に1本発生したためである。

上限荷重は同じで下限荷重のレベルを変えることによって荷重振幅の影響を調べたRC 1-R1とR2のたわみ、ひびわれ幅、ひずみ等の増大量には、差違は認められず、本実験の範囲ではその影響は認められない。またPRC試験体におけるPC鋼材のボンドの有無の各変形の増大への影響も現われなかった。

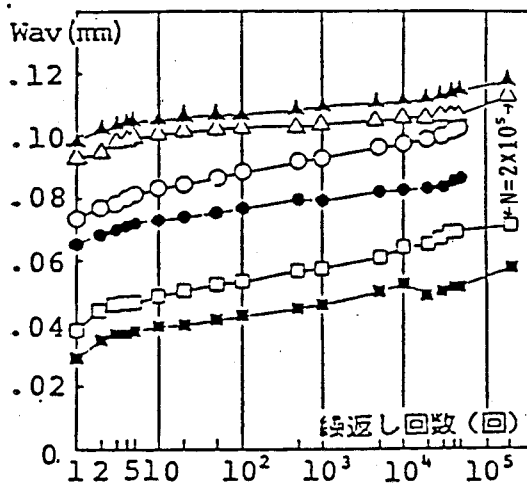
繰返し載荷によるたわみやひびわれ幅の増大は、鉄筋ひずみの増大によって支配されている。そこで次に影響の大きい鉄筋ひずみの増大要因について検討する。



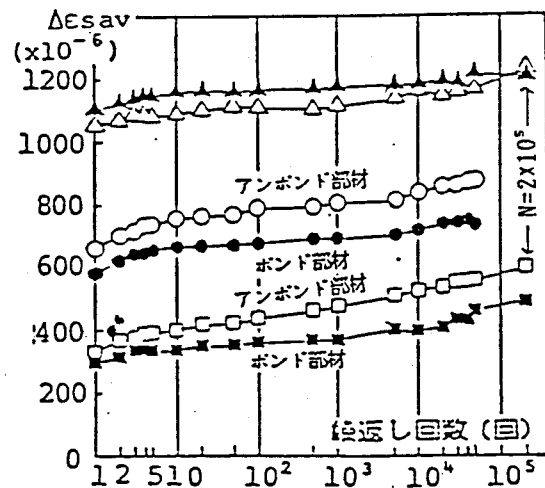
(a) 全スパンたわみ δ_{all}



(c) 圧縮縁コンクリートひずみ ϵ_{cav}



(b) 平均ひびわれ幅



(d) 平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{sav}$

図5-24 繰返し載荷による変形の増大。

(e) 鉄筋ひずみの増大要因

曲げひびわれ幅に直接関係する鉄筋位置のコンクリート応力が0の時から鉄筋ひずみの変化量の平均値（以下単に平均鉄筋ひずみと呼ぶ） $\Delta \epsilon_{s.av}$ は、ひびわれ間のコンクリートの引張協力作用を考慮して次式で表される（3.5節参照）。

$$\Delta \epsilon_{s.av} = \frac{1}{E_s} \left(\Delta \sigma_{s.max} - k_1 k_2 \frac{F_t}{p_e} \right) \quad (5.6)$$

ここに、 $\Delta \sigma_{s.max}$ ：ひびわれ断面における鉄筋応力の変化量

E_s ：鉄筋のヤング係数

F_t ：コンクリートの引張強度

p_e ：有効引張鉄筋比（ A_s/A_{ce} ）

A_{ce} ：鉄筋の重心とその重心が一致する引張側コンクリートの断面積

$k_1 k_2$ ：ひびわれ間コンクリートの引張協力度

繰返し載荷による $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増大は、(i) 圧縮側コンクリートの剛性低下、(ii) ひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少、(iii) PC鋼材の付着劣化にともなうPC鋼材引張力の減少による $\Delta \sigma_{s.max}$ の増大、および(iv) 鉄筋とコンクリート間の付着作用の劣化によるひびわれ間コンクリートの引張協力作用の減少（ $k_1 k_2$ の減少）によって生ずる。以下にこれらの要因による鉄筋ひずみの増大について検討する。

(i) 圧縮側コンクリートの剛性低下の影響

5.2節で得た繰返し応力下でのコンクリートの見掛けの応力-ひずみ関係を用いて、繰返し回数 $N = 5 \times 10^4$ 、および 2×10^5 における応力計算を行った結果を、表5-12に示す。 $\Delta \sigma_{s.max}$ の増大は、プレストレス係数 λ が大きい程、すなわち鉄筋量が少ない程大きくなり、コンクリートの剛性低下による平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増加量（計算値）の全増加量（実測値）に対する割合は、11~26%であった。ただし、本実験での初載荷時の圧縮縁コンクリート応力は圧縮強度の55~64%と大きく、かつ単筋ばりであるた

表5-12 圧縮縁コンクリートの剛性低下およびひびわれ断面における引張応力の減少による鉄筋応力の増大

試験体名	圧縮縁コンクリートひずみ ϵ_c の増大量($\times 10^{-6}$)				$\Delta \sigma_{s.max}$ の増大量(i) (計算値) (kg/cm ²)		$\Delta \sigma_{s.max}$ の増大量(ii) (計算値) (kg/cm ²)	
	実験値		計算値		N=5x10 ⁴		N=2x10 ⁵	
	N=5x10 ⁴	N=2x10 ⁵	N=5x10 ⁴	N=2x10 ⁵	N=5x10 ⁴	N=2x10 ⁵	N=5x10 ⁴	N=2x10 ⁵
RC1-R1	105	119	109	159	34	49	13	18
PRC1-BR	157	—	126	—	73	—	32	—
PRC1-UR	180	—	125	—	73	—	30	—
PRC2-BR	149	236	169	238	119	172	186	227
PCR2-UR	159	229	158	227	142	205	139	171

*1 $\Delta \sigma_{s.max}$ の増大量(i)は圧縮側コンクリートの剛性低下による値

*2 $\Delta \sigma_{s.max}$ の増大量(ii)はひびわれ断面における引張応力の減少による値

めコンクリートの剛性低下の影響が大きく現われていると考えられる。

なお、圧縮縁コンクリートのひずみ ϵ_c の計算値は、ほぼ実測値を捉えている。また図 5-24(c) に示した ϵ_c の繰返し載荷による増大量が、本章 2 節の図 5-3 に示したコンクリートの繰返し載荷試験のひずみ増大量に比べて小さいのは、持続荷重下におけるクリープ現象と同じように応力緩和が生じているためである。

(ii) ひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少

繰返し載荷によるコンクリートの引張性状の変化に関する研究は少ないが、斎藤らは直接引張り試験によってコンクリートの引張りの疲労強度を調べ、次の S-N 曲線を得ている⁶⁵⁾。

$$S = -4.12 \log N + 98.73 \quad (5.7)$$

ここに S : 最大繰返し応力比 (%)、N : 繰返し回数

この式より、 5×10^4 および 2×10^5 回の繰返し載荷による引張強度の低下をそれぞれ 20% および 23% とし、また応力-ひずみ関係は、近年いくつか提案されているモデル⁶⁶⁾ のなかで、Z. P. Bazant のモデル⁶⁷⁾ を参考にして、図 5-25 に示すような応力-ひずみ関係を仮定して、計算したひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少による鉄筋応力 $\Delta \sigma_{s,max}$ の増大を前掲の表 5-12 中に示す。応力-ひずみ関係には検討すべき余地はあるが、鉄筋量が少なく鉄筋応力が小さい PRC 試験体ではその影響を無視できないものと思われる。

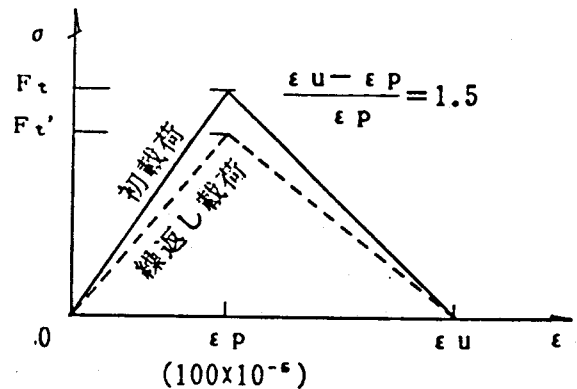


図 5-25 コンクリートの引張応力-ひずみ関係

(iii) PC 鋼材とグラウト間の付着劣化の影響

PC 鋼材とグラウト間の付着劣化の影響は、図 5-24 (d) の $\Delta \epsilon_{s,av}$ の増大状況の図において、ボンド部材の値がアンボンド部材の値に近づくというかたちで現われると考えられるが、そのような現象は現われていない。また、前掲の図 5-21 から分るようにボンドおよびアンボンド単調載荷試験体の荷重-変形関係において、常時荷重域では両者の差異が小さいことから、本実験の範囲では PC 鋼材とグラウト間の付着劣化の影響は小さいと考えられる。

(iv) 鉄筋とコンクリート間の付着劣化の影響

図 5-26 は、図中に示すように貼付した wire strain gage にて測定した上限荷重時における鉄筋のひずみ分布の変化を示したものである。このひずみ分布は、ゲージ貼付位置とひびわれ発生位置との関係に大きく影響されるが、各試験体とも数万回の繰返し載荷を受けても付着作用が残存していることが分る。これは前節の両引材の繰返し載荷試験結果とも対応している。付着作用の劣化を定量的に評価するために、実験値より求めた

$\Delta \sigma_{s,max}$ と $\Delta \epsilon_{s,av}$ を用い、(5.6)式から求めた繰返し回数 $N=1$ および $N=5 \times 10^4$ における $k_1 k_2$ と、 $N=5 \times 10^4$ におけるその残存率を表5-13に示した。

なお、ここで用いた $\Delta \sigma_{s,max}$ は鉄筋応力の測定値の最大の値であり、必ずしもひびわれ位置の値ではないので求めた $k_1 k_2$ は真の $k_1 k_2$ ではないが、 $N=1$ と $N=5 \times 10^4$ における $k_1 k_2$ の比を付着作用の劣化を示す指標として求めた。付着作用の繰返しによる劣化の点については、次の実験においてさらに詳しく調べる。

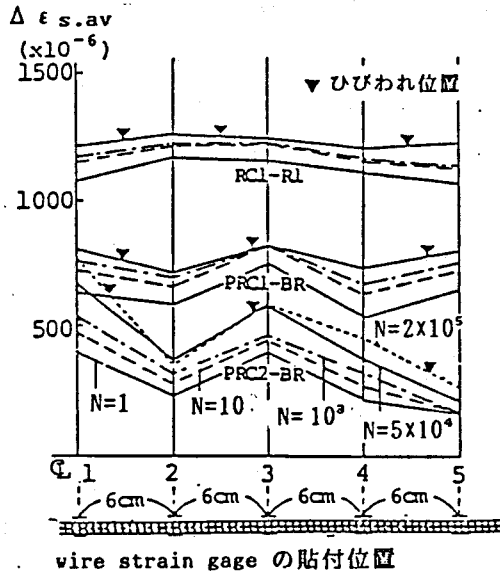


図5-26 繰返し載荷時のひずみ分布

表5-13 $k_1 k_2$ およびその残存率

試験体名	$k_1 k_2$		残存率
	$N=1$	$N=5 \times 10^4$	
RC1-R1	0.20	0.18	0.90
RC1-R2	0.44	0.40	0.91
PRC1-BR	0.23	0.12	0.52
PRC1-UR	0.10	0.05	0.50
PRC2-BR	0.14	0.21	(1.50)
PRC2-UR	0.20	0.15	0.75

(f) 最大ひびわれ幅

各試験体の最大ひびわれ幅 w_{max} と平均ひびわれ幅 w_{av} の比と繰返し回数 N との関係を図5-27に示す。 w_{max}/w_{av} の繰返し載荷にともなう変化は少なく、各試験体の w_{max}/w_{av} は1.1から1.5の範囲にある。

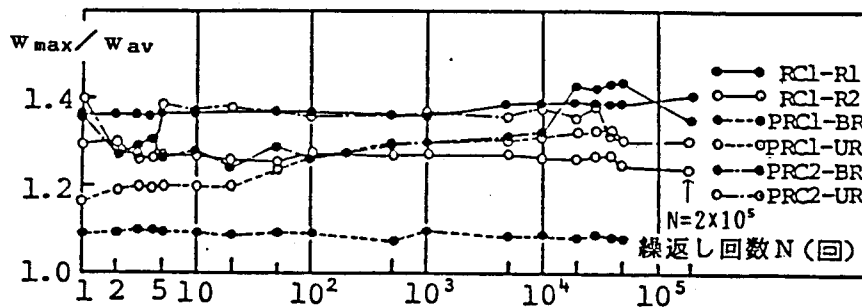


図5-27 w_{max}/w_{av} と繰返し回数 N

5.4.2 はり実験Ⅱ

(1) 実験目的

前項のはり実験Ⅰにおいて、繰返し荷重下におけるPRCはりの曲げ性状の基本的な性状を明らかにし、繰返し荷重による変形増大要因について考察を行った。そこで検討課題となったのは次の2点である。

① 繰返し上限荷重時の圧縮縁コンクリート応力は、圧縮強度の55~65%で圧縮強度のほぼ40%である長期荷重に対する許容応力度に比べてかなり大きく、その影響が現われている。② 鉄筋ひずみの測定において wire strain gage の貼付個所とひびわれ発生位置とは対応していないため、ひびわれ断面における鉄筋ひずみを正確に捉えていない。

本実験では、はり断面を大きくして上限荷重時における圧縮縁コンクリート応力が、圧縮強度の40%以下になるようにするとともに、ひびわれ位置での鉄筋ひずみを測定できるように、はりスパン中央の引張側にスリットを設けた。また、はり実験Ⅰで認められなかったPC鋼材の付着劣化の影響の確認、およびひびわれ間コンクリートの協力(拘束)作用の減少へ及ぼす鉄筋比の影響を調べることも目的とした。

(2) 実験概要

試験体は図5-28に示すような10×24×200cmの単筋長方形はりである。表5-14にその種類を示す。試験体は、鉄筋比の異なる2種類のRCはり、PC鋼材の付着の有無に違いのあるPRCはり、PCはりからなり、それぞれ2体作成し、単調荷重(試験体記号においてMで示す)と繰返し荷重(R)を行った。

試験体中央の下縁には図5-29に示すような厚さ1mmのアルミ板をセットした。

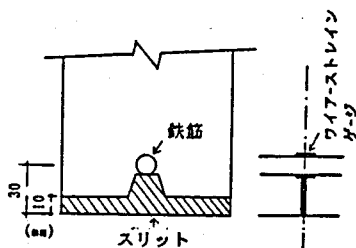


図5-29 スリット

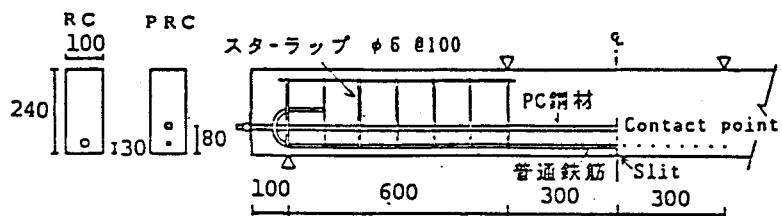


図5-28 はり試験体の形状

表5-14 試験体の種類

試験体	普通鉄筋	PC鋼材	PC鋼材有効引張力(t)	備考
RC1 M R	D13	—	—	単調荷重 繰返し荷重
RC2 M R	D16	—	—	単調 繰返し
PRC BR UM UR	D10	φ9.2	5.94 5.58 5.92 5.88	ポンド・単調 ポンド・繰返し アンポンド・単調 アンポンド・繰返し
PC BR UM UR	—	φ9.2	3.46 3.43 3.47 3.47	ポンド・単調 ポンド・繰返し アンポンド・単調 アンポンド・繰返し

使用したコンクリートは、早強ポルトランドセメント、山砂および砕石を用いたレディミクストコンクリートである。試験時の力学的性質を表5-15に示す。鉄筋には横ふし異形鉄筋をPC鋼材にはPC鋼棒を用いた。これら鋼材の力学的性質を表5-16に示す。

表5-15 コンクリートの力学的性質

圧縮強度 Fc (kg/cm ²)	弾性係数 Ec (kg/cm ²)	割裂強度 Ft (kg/cm ²)
369	2.39×10^5	33.7

プレストレスはコンクリート材令23日に導入し、荷重は材令49~63日に行った。荷重は3等分荷重で、繰返し荷重にはサーボ型疲労試験機を使用した。荷重速度は3Hzである。繰返し上限荷重は、RC試験体では鉄筋応力が約2000kg/cm²、PRC試験体では同じく約1000kg/cm²となる荷重、PC試験体ではひびわれ発生直後の荷重とし、下限荷重はそれらの20%とした。上限荷重時の圧縮縁コンクリート応力の最も大きい値は、PRC-URの151kg/cm²、最も小さい値はRC1-Rの86kg/cm²で、それぞれコンクリート圧縮強度の40%および23%である。繰返し回数は 2×10^5 (RC1-Rのみ 2×10^4) である。たわみは変位計で、ひびわれ幅ははり側面の鉄筋位置高さにおいて contact strain gage で、鉄筋および圧縮縁コンクリートのひずみは wire strain gage で測定した。

表5-16 鋼材の力学的性質

鋼材種	断面積 As, Ap (cm ²)	降伏点荷重 Py (kg)	
普通鉄筋	D10	0.63	2660
	D13	1.17	4500
	D16	1.84	7610
PC鋼材	φ9.2	0.66	9240

プレストレスはコンクリート材令23日に導入し、荷重は材令49~63日に行った。荷重は3等分荷重で、繰返し荷重にはサーボ型疲労試験機を使用した。荷重速度は3Hzである。繰返し上限荷重は、RC試験体では鉄筋応力が約2000kg/cm²、PRC試験体では同じく約1000kg/cm²となる荷重、PC試験体ではひびわれ発生直後の荷重とし、下限荷重はそれらの20%とした。上限荷重時の圧縮縁コンクリート応力の最も大きい値は、PRC-URの151kg/cm²、最も小さい値はRC1-Rの86kg/cm²で、それぞれコンクリート圧縮強度の40%および23%である。繰返し回数は 2×10^5 (RC1-Rのみ 2×10^4) である。たわみは変位計で、ひびわれ幅ははり側面の鉄筋位置高さにおいて contact strain gage で、鉄筋および圧縮縁コンクリートのひずみは wire strain gage で測定した。

(3) 実験結果および考察

単調および繰返し荷重試験体の終局曲げモーメント M_u 、ひびわれモーメント M_{cr} 、平均ひびわれ間隔 l_{av} の実測値および計算値をまとめて表5-17に示す。

表5-17 実験結果一覧表 (M_u , M_{cr} , l_{av})

試験体名		終局曲げモーメント		曲げひびわれモーメント		平均ひびわれ間隔		
		Mu(実) (t·m)	Mu(計) (t·m)	Mcr(実) (t·m)	Mcr(計) (t·m)	lav(a) (cm)	lav(b) (cm)	lav(計) (cm)
RC1	M	0.99	0.92	0.33	0.50	14.9	14.9	12.8
	R	0.99	0.92	0.36	0.50	17.2	14.9	
RC2	M	1.58	1.52	0.36	0.49	12.5	12.5	11.2
	R	1.59	1.52	0.39	0.49	12.6	12.6	
PRC	BM	1.82	1.84	0.93	0.96	20.1	13.5	15.5
	BR	1.94	1.84	0.90	0.95	17.4	13.5	
	UM	1.71	1.31	0.90	0.95	16.7	15.9	
	UR	1.73	1.31	0.87	0.94	16.8	16.5	
PC	BM	1.24	1.36	0.74	0.82	—	28.8	—
	BR	1.22	1.36	0.60	0.81	30.0	30.0	
	UM	0.99	0.62	0.63	0.82	—	—	
	UR	1.03	0.62	0.54	0.82	—	—	

Mu(実), Mcr(実) : 終局曲げモーメントおよびひびわれモーメントの実験値
 Mu(計), Mcr(計) : 日本建築学会PC規準の式による計算値
 lav(a) : 繰返し荷重開始時の平均ひびわれ間隔 (実験値)
 lav(b) : ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 (実験値)
 lav(計) : (3.10) 式による計算値

図5-30にPRC試験体の単調荷重時のM-φ関係を、図5-31にPC試験体の繰返し荷重時のM-φ関係を示す。本実験の場合も、前回の実験と同様に、繰返し荷重域ではPRC試験体におけるPC鋼材のボンドの有無の影響は小さい。また試験体PC-URの

繰返し上限荷重は、初めに計画したひびわれ発生直後の荷重ではひびわれ幅が過大で、繰返し载荷中に測定不能になることが予測されたので計画値より小さくした。

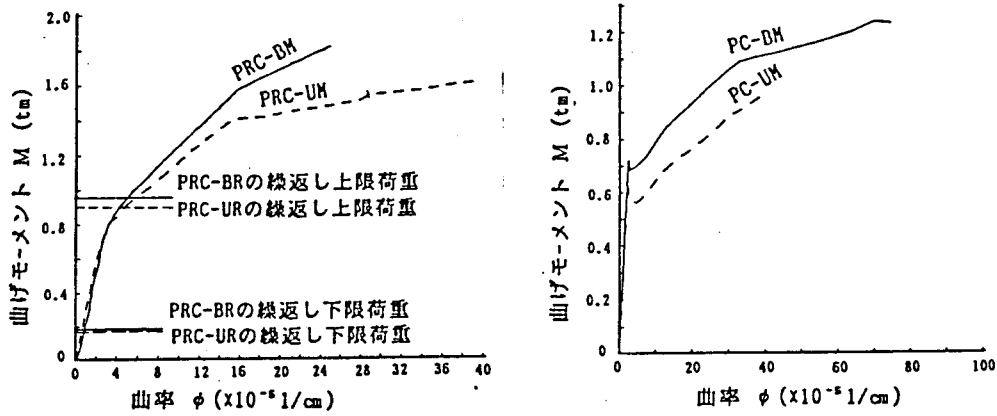


図 5-30 PRC 単調载荷試験体の M-φ 関係

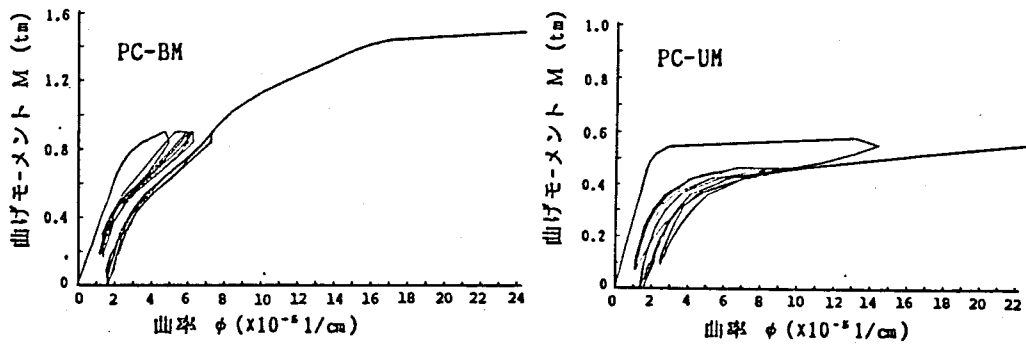


図 5-31 PC 繰返し载荷試験体の M-φ 関係

(a) 繰返し载荷による変形の増大

図 5-32 (a)、(b)、(c) および (d) に、上限荷重時におけるたわみ、ひびわれ幅、圧縮縁コンクリートひずみ、および平均鉄筋ひずみと繰返し回数との関係を示す。ひびわれ断面の鉄筋応力は同じで、鉄筋比の異なる RC 1 と RC 2 とを比べると、鉄筋比の小さい方がコンクリートの協力作用が大きいので、平均鉄筋ひずみは小さく、たわみも小さくなっているが、繰返し载荷による協力作用の減少が大きいので、たわみ、ひびわれ幅ともその増大量は若干大きい。PRC 試験体の PC 鋼材のボンドの有無による変形増大への影響は実験 II においても現われていない。ただし、前回行わなかった PC 試験体のひびわれ発生後の繰返し载荷においては、ボンドのある PC-BR のたわみとひびわれ幅は、PC 鋼材の付着の劣化によって、他の試験体より大きく増大している。

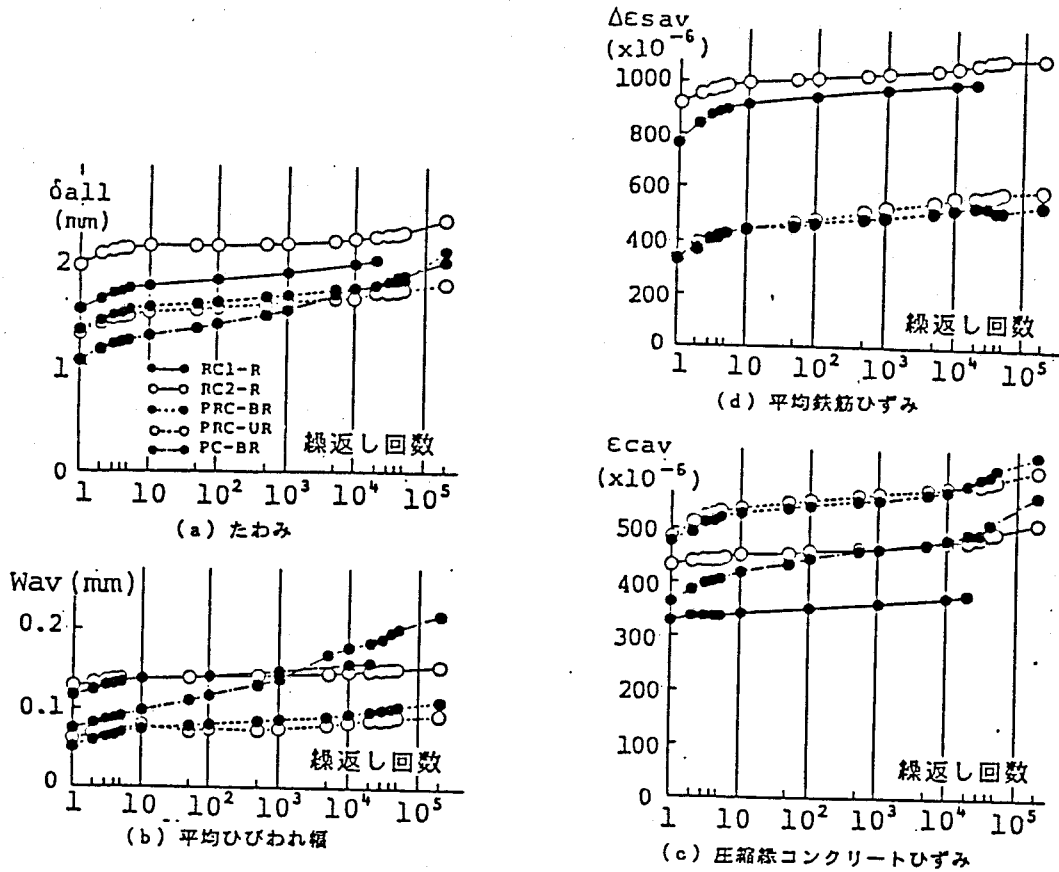


図 5-32 上限荷重時変形の増大状況

(b) 鉄筋のひずみ分布

図 5-33 に試験体 RC-2 と PRC-BR のひずみ分布を示す。鉄筋比が大きく、相対的にコンクリートの協力作用の小さい RC 2-R では顕著ではないが、PRC-BR においてはひびわれの間において鉄筋のひずみが減少し、数万あるいは数十万の繰返し後もコンクリートの協力作用は残存している。

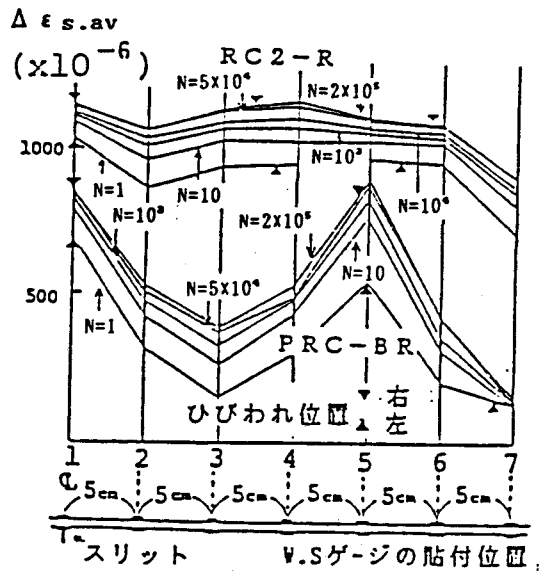


図 5-33 鉄筋ひずみ分布

(c) 鉄筋ひずみ増大要因

表5-18 に、前節と同じ方法で求めた繰返し回数 2×10^5 におけるコンクリートの剛性低下、および引張側コンクリートの劣化による鉄筋応力 $\Delta \sigma_{s,max}$ の増大量を示す。また同表にはスリット位置に貼付したゲージによる鉄筋応力の増加量も $\Delta \sigma_{s,max}$ の実測値として示す。

表5-18 $\Delta \sigma_{s,max}$ の増大量
(単位: kg/cm²)

試験体	実測値	計算値	
		コンクリートの圧縮 $\Delta \sigma_{s,max}(i)$	コンクリートの引張 $\Delta \sigma_{s,max}(ii)$
RC2-R	222	32	24
PRC-BR	334	161	117
PRC-UR	532	162	169

実験 I に比べ、圧縮縁コンクリート応力が小さい分、いくらかコンクリートの剛性低下による $\Delta \sigma_{s,max}$ の増大量の計算値は小さくなっている。また引張側コンクリートの劣化による $\Delta \sigma_{s,max}$ の増大量は、圧縮側コンクリートの剛性低下による値より大きいことが、本実験の計算値でも示されている。

なお、 $\Delta \sigma_{s,max}$ の実測値は、これらの計算値の和よりかなり大きい。この理由としてスリット位置における鉄筋の付着が初載荷時に切れていなくて繰返し荷重によって付着が切れ鉄筋ひずみが増大したこと、あるいはコンクリートの引張応力-ひずみ関係の繰返し荷重による劣化が計算上仮定したよりも大きいことなど、が考えられる。

スリットを設けてひびわれの発生位置を指定した位置に貼付した wire strain gage によるひずみ測定値をひびわれ断面におけるひずみとして、このひずみから求めた $\Delta \sigma_{s,max}$ と、 $\Delta \epsilon_{s,av}$ の実測値を用いて、(5.6) 式から算出したコンクリートの引張協力度 k_1, k_2 と繰返し回数 N との関係を図5-34 に示す。 $N=2 \times 10^5$ において、鉄筋応力の変動の大きい RC 試験体でも約50%、PRC 試験体では 85%以上、引張協力度は残存している。

なお、CEB-FIP の1970年の指針では、100回以上の繰返し荷重が作用する場合、コンクリートの協力(拘束)作用を0としていた²⁹⁾が、CEB-FIP の1978年のコードでは残存率 50% に変更されている²⁹⁾。

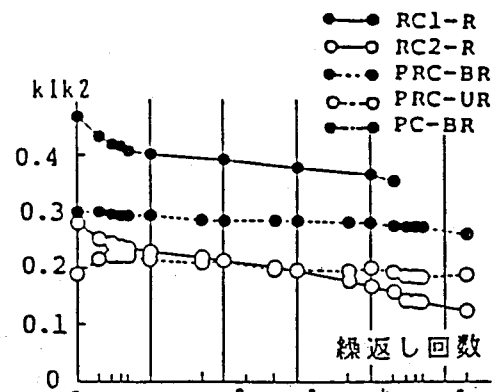


図5-34 コンクリートの引張協力度 k_1, k_2 と繰返し回数

5.5 まとめ

本章では、常時荷重域での繰返し荷重下におけるPRCはりの曲げ性状を調べた。

繰返し荷重によるたわみやひびわれ増大要因を把握するために、繰返し荷重下におけるコンクリートの圧縮性状ならびに異形鉄筋とコンクリート間の付着性状も調べた。

直径 10 mm 高さ 20 cm の標準円柱試験体を用いて、上限応力の大きさを要因に 2×10^5 回の繰返し圧縮載荷試験を行って、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係を調べた結果は、次のとおりである。

(1) 繰返し載荷上限応力時のひずみの増大は、初めの数回の繰返しにおける増大が大きく、その後ひずみは片対数のグラフ上でほぼ直線的に増大する。

(2) 2×10^5 回の繰返し載荷後の新たな荷重域での応力-ひずみ関係は単調載荷のそれに近づく。

(3) はりの変形挙動の計算に用いられるように特定の繰返し回数に対する見かけの応力-ひずみ曲線を導いた。

2つの両引試験体の繰返し載荷実験を行って、繰返し載荷による鉄筋とコンクリート間の付着作用の減少、および繰返し載荷のひびわれ間隔への影響を調べた結果をまとめると次のとおりである。

(4) $2 \times 10^5 \sim 3 \times 10^5$ 回の繰返し載荷後も付着作用はかなり残存しており、 3×10^5 回においても上限鉄筋応力が 2000 kg/cm^2 の場合は40%、 1000 kg/cm^2 の場合は70%以上残存していた。

(5) 繰返し荷重下の付着応力-すべり関係をモデル化し、繰返し荷重下における減力・加力時の鉄筋ひずみ分布の変化を解析によっても捉えることができた。

(6) 細長い両引試験体の繰返し載荷試験の結果、ひびわれが4面にわたって連続していない場合は、ひびわれの先端において進展するが、繰返し載荷による新たなひびわれの発生はない。繰返し載荷時にひびわれ定常状態に至っていない場合は、新たな荷重域でひびわれが発生し、その本数は単調載荷の場合と変わらず、ひびわれ間隔への繰返し載荷の影響は認められない。

終局曲げ耐力を等しく断面選定したRC、PRCおよびPC試験体の常時荷重域の数万回の繰返し載荷を行った実験Ⅰ、および初載荷時のコンクリート応力を圧縮強度の40%以下に制御し、ひびわれ位置をスリットで指定することによってひびわれ断面の鉄筋応力を捉えた実験Ⅱの検討結果をまとめると次のようになる。

(7) 繰返し載荷を行ったあともプレストレスは有効に働き、初載荷時に下縁のコン

クリート応力が0となる Decompression モーメント M_{dec} においてひびわれは閉じ、 M_{dec} は設計上の重要な一つの指標となる。

(8) 最大ひびわれ幅 w_{max} の平均ひびわれ幅に対する比 w_{max}/w_{av} の繰返し载荷中の変動は小さく、 10^4 から 2×10^5 回の繰返し载荷時における値は 1.1 から 1.4 の範囲に収まり、第3章で初期ひびわれ幅に対して求めた 1.5 より小さい範囲に収まっている。

(9) 繰返し载荷による PRC 部材の平均ひびわれ幅の増大量は、RC 部材に比べひびわれ間隔が大きく、また平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増大も大きいため、若干大きくなった。

(10) たわみは圧縮側コンクリートのひずみと引張鉄筋のひずみの増大によって増大する。そのコンクリートのひずみの増大は、一定応力振幅の繰返し载荷より得られたひずみの増大より少ないが、これは応力緩和が生じているためである。また鉄筋ひずみの増大は圧縮側コンクリートの剛性の低下、ひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少、PC 鋼材の付着の劣化および普通鉄筋自身の付着の劣化によって生ずると考えられる。

(11) 圧縮側コンクリートの剛性の低下、およびひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少の鉄筋応力の増大におよぼす影響は無視しえない。

(12) PC 鋼材の付着の劣化によって、PC 試験体のたわみやひびわれ幅は増大するが、PRC 試験体においては普通鉄筋の影響が支配的で、PC 鋼材の付着の劣化の影響は顕著でない。

(13) 普通鉄筋の付着の劣化によるコンクリートの引張協力度の減少は、 2×10^5 回の繰返し载荷においても、上限鉄筋応力が 2000 kg/cm^2 の場合で 50% 以上、同じく 1000 kg/cm^2 の場合は 85% 以上、残存しており、両引材の試験結果ともほぼ一致している。

第6章 持続荷重下におけるPRCはりの曲げ性状

6.1 はじめに

コンクリート部材のひびわれ幅やたわみは、持続荷重下においてコンクリートの乾燥収縮やクリープによって時間の経過とともに増加する。第2章において初期(瞬時)の曲げ性状を、第5章では常時荷重域での繰返し荷重下における曲げ性状について述べてきた。本章では常時荷重域での持続荷重下における曲げ性状について検討する。

RC部材のたわみは、常時荷重下で問題となるので、関連する研究、実験例も多く、実験結果に基づく長期たわみの計算法も提案され^{68), 72)}、各国の規準等^{73), 74), 75)}において計算法が示されている。またクリープ解析方法も後述のように提案されている。

一方、RC部材の持続荷重下のひびわれ幅に関する研究は限られている。

L. A. Lutz & P. Gergely は、5ヵ月にわたるRCはりの持続載荷実験を行い、ひびわれ幅は載荷後3~4週間に大きく増大し、その後の増大量は小さいこと、ひびわれ幅の増大の原因は、内部ひびわれの幅と数の増大による引張鉄筋応力の増大と、圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増大であることなどを指摘している⁷⁷⁾。内部ひびわれの増大による鉄筋ひずみの増大は鉄筋の付着作用の減少を意味している。彼らが内部ひびわれは2つの曲げひびわれの中間に発生するとしている点は、その後の後藤ら⁵¹⁾や筆者ら⁵²⁾の直接内部ひびわれ状況を観察した研究結果とは異なっている。またコンクリートの乾燥収縮によるひびわれ幅の増大については論じられていないなどの問題もあるが、持続荷重下のひびわれ幅の増大を指摘した初期の研究として意義がある。

角田等は、1体のRCはりの80日間の持続載荷試験によってひびわれ間における付着作用が減少していくこと、4体のRCはりの60日間の持続載荷試験結果からコンクリートの乾燥収縮がそのままひびわれ間コンクリートの収縮に対応していることを報告している^{46), 78)}。

J. M. Illston & R. F. Stevens^{79), 80)}は、2年間にわたる60体のRCはりの持続載荷実験を行い、たわみとひびわれ幅の増大について検討している。彼らは引張側ひびわれ間コンクリートの引張力分担について調べ、その分担引張力は時間の経過とともに減少し、最終的には60%程度減少するとしている。また、ひびわれ幅は2年間で2倍に増大し、その原因は鉄筋ひずみの増大とひびわれ間コンクリートの収縮によることとし、コンクリートの乾燥収縮の影響を指摘した。

これらの研究によって、ひびわれ幅はコンクリートのクリープによる鉄筋応力の増大、鉄筋の付着作用の減少による鉄筋ひずみの増大、およびひびわれ間コンクリートの収縮によって増大することが明らかにされてきた。ただし、それらの影響が定量的に把握されるまでには至っていない。そのため、持続荷重に対するひびわれ幅の算定においては、安全側ということで付着効果は無いものとして鉄筋ひずみはひびわれ断面の値を用い、ひびわれ間のコンクリートの収縮は全く考慮しないか、考慮する場合はその収縮量はコンクリートの自由乾燥収縮量と等しいとされているのが現状である。これは持続荷重下における鉄

筋とコンクリート間の付着挙動が把握されていないことによるものであり、実際の挙動とは異なっている。特に鉄筋応力が小さく制御される場合の多いP R C部材においては、鉄筋の付着作用の減少も、鉄筋応力が 2000 kg/cm² 程度で実験をされているR C部材の結果と異なることが考えられる。

P R C部材については、P R Cのパイオニアである P.W.Abeles が、P R Cにおける持続荷重下のたわみやひびわれ性状への影響に関する研究の必要性をたわみやひびわれ幅の増大の実験例を挙げて指摘している²¹⁾。E.W.Bennett は500日間の持続載荷実験によってひびわれ幅やたわみが増大することや、特にたわみは初期たわみの2倍が付加たわみとして生じることを指摘している²⁵⁾。

このようにひびわれ幅やたわみの増大の指摘はされているが、各要因の定量的な把握はなされていない。P R Cの場合はプレストレス力が軸力として作用していること、鉄筋応力がひびわれ発生後の低応力から長期許容応力までの広範囲にわたることなどにR Cとの違いがあり、A.Naamanや E.G.Nawyらも指摘している^{22), 23)}ように、持続荷重下におけるP R C部材のひびわれ幅の算定法の確立が望まれている。

本章では、持続荷重下の鉄筋とコンクリート間の付着特性を両引試験体の持続載荷試験によって、またコンクリートのクリープによるはりの引張鉄筋ひずみの増大をP R C部材のクリープ計算式を導きクリープ解析によって調べ、最後にはり実験を行ってひびわれ幅やたわみの増大について考察し、それらの算定方法について検討した。

6. 2 持続荷重下における異形鉄筋の付着特性

6.2.1. 実験目的

コンクリート系部材の持続荷重下における変形は、コンクリートのクリープや乾燥収縮のほかに、引張鉄筋の付着応力の緩和による引張剛性 (tension-stiffening) の低下によって増大する。この引張剛性の低下は、異形鉄筋の付着機構を支配している鉄筋のふしからの新たな内部ひびわれの発生や、ふし前面におけるコンクリートの圧壊の進行によって生ずると考えらる付着応力の緩和によって、コンクリートの協力作用 (拘束作用) が減少することによって生じる。

鉄筋とコンクリートの付着に関しては数多くの優れた研究があるが、持続荷重下での付着特性に関する研究となると極めて限られる。

高橋、武田、小柳は、RCスラブの長期たわみ変形挙動の解明のための一連の実験として、約1年間にわたる両引試験および片引試験を行い、それぞれ持続荷重下の伸び変形量およびすべり変形量を調べている⁵⁴⁾。伸び変形の測定結果から鉄筋応力が 2000 kg/cm² の場合、長期的にはかなり付着性能が低下すると述べている。ただし、試験体中央部において鉄筋に貼付された wire strain gage によって測定された鉄筋ひずみの増大量は少なく、この点からは付着性能が残存しているものと考えられる。

J. R. Clifton らは、防錆のために樹脂被膜された鉄筋の片引試験を行ってすべり量を調べ、すべり量は最初の1ヶ月間に大きく増大し、その後は次第に少なくなると報告している⁵⁵⁾。

これらの試験では単に変形量しか測定されていなくて、付着のメカニズムそのものについては論議されていない。また片引試験は本節の主題である引張剛性の変化を解明するための試験ではない。

持続荷重下の τ -S 関係を調べたものとしては、長滝、佐藤の断面 17.5×17.5 cm、長さ100 cm のRCプリズムの約 50 日間の両引持続載荷実験⁵⁶⁾がある。そこでは鉄筋のひずみ分布の経時変化が調べられ、持続荷重下の付着応力-すべり関係が求められている。初めて持続荷重下の τ -S 関係を捉えたことに意義があるが、試験体のコンクリート断面が大きく、試験体長も長くて、ひびわれの生じたはり引張部とは条件が異なること、試験期間が短いことなどの課題がある。

本節では、ひびわれが生じているはり引張部を想定した両引試験体の持続載荷試験を行い、付着応力の緩和による鉄筋ひずみやひびわれ幅に対応する端部すべり量の増大などを調べるとともに、持続荷重下における付着応力 τ -すべり S 関係を求め、付着解析によっても鉄筋ひずみやひびわれ幅の増大について検討を行った。

6.2.2 実験概要

(a) 試験体の種類

本実験は3つの実験よりなり、いずれの試験体の形状も図6-1に示すようなRCプリズムの両引試験体で、はり引張部のひびわれ間の部分を想定している。したがって、試験体の長さは、かぶり厚さに応じて異なり、第3章の細長い両引試験体の試験結果に基づき、平均ひびわれ間隔、ないしそれより若干長くした。長くしたのは、載荷中にひびわれが生じない範囲で付着応力 τ -すべり関係のデータがより多く採れるよう配慮したことによる。

試験体の種類を表6-1に示す。

実験変数は、実験Iでは試験体形状(コンクリートのかぶり厚さ)、コンクリートの乾燥収縮量、および鉄筋応力とした。実験IIでは、実験Iとは鉄筋の種類を変え、試験体形状および鉄筋応力とした。実験IIIは、実験I、IIにおいては鉄筋 gage の絶縁不良のため長期にわたる鉄筋のひずみ分布が得られなかったため実施したもので、実験I、IIの結果に基づき、付着応力 τ -すべりS関係において τ が最大付着応力 τ_{max} 付近あるいはそれ以後の下降域でのデータが得られるように、鉄筋応力は実験I、IIより大きくした。

(b) 使用材料

コンクリートは、実験Iでは早強ポルトランドセメント、最大粒径10mmの碎石および山砂を使用したレディミクストコンクリートを用いた。実験II、IIIでは普通ポルトランドセメント、最大粒径10mmおよび山砂を使用したコンクリートを用いた。試験時のコンクリートの力学的性質を表6-2に示す。

鉄筋はSD30のD19で、図6-2に示すように、ふしの突起が比較的滑らかなものと鋭角なものとの2種類の横ふし異形鉄筋を、それぞれ実験I

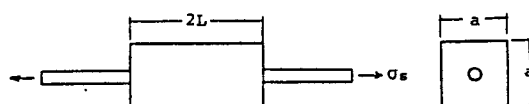


図6-1 試験体の形状

表6-1 試験体の種類

試験体記号		試験体幅 a cm	試験体長 2L cm	持続応力 σ_s kg/cm ²
実験I	M 1 0	1 0	2 1	単調載荷
	S 1 0 - 1	1 0	2 1	1 0 0 0
	S 1 0 - 2	1 0	2 1	2 0 0 0
	N 1 0 - 1	1 0	2 1	1 0 0 0
	N 1 0 - 2	1 0	2 1	2 0 0 0
	M 1 5	1 5	4 2	単調載荷
	S 1 5 - 1	1 5	4 2	1 0 0 0
	N 1 5 - 2	1 5	4 2	2 0 0 0
実験II	II・5 S	5	5	単調載荷
	II・5 L	5	5	5 0 0 0
	II・5 H	5	5	2 0 0 0
	II・1 0 S	1 0	2 1	単調載荷
	II・1 0 L	1 0	2 1	1 0 0 0
	II・1 0 H	1 0	2 1	2 0 0 0
実験III	II・1 5 S	1 5	3 1	単調載荷
	II・1 5 L	1 5	3 1	5 0 0 0
	II・1 5 H	1 5	3 1	2 0 0 0
	III・1 0 S	1 0	2 4 . 1	単調載荷
III・1 0 L	1 0	2 4 . 1	1 3 0 0	
III・1 0 H	1 0	2 4 . 1	2 6 0 0	

実験I試験体記号 S:シールした試験体、N:シールしていない試験体

表6-2 コンクリートの力学的性質

	材令 t(day)	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	弾性係数 E_c (kg/cm ²)	割裂強度 F_t (kg/cm ²)
I	17	264	2.30×10^5	27.8
	130	332	2.26×10^5	32.8
II	33	384	2.82×10^5	34.2
	36	427	2.92×10^5	33.1
	41	407	2.97×10^5	31.9
	125	496	—	41.5
III	19	275	2.23×10^5	29.6
	20	279	2.10×10^5	29.8
	48	346	—	36.4

と実験Ⅱ・Ⅲに用いた。鉄筋には wire strain gage の貼付による付着応力の乱れを避けるため、同 gage 貼付用の溝を縦リブを削って設けた。鉄筋は全て同 gage を貼付後、引張して荷重と各 gage の読み取り値の関係を調べた。

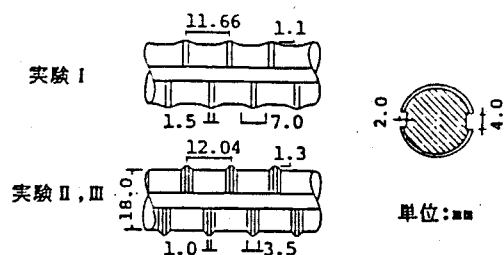


図6-2 鉄筋表面の形状および断面図

(c) 試験体の製作

試験体は鉄筋を木製型枠にセットし、鉄筋軸を水平にしてコンクリートを鉄筋下端まで入れ、十分に締め固めた後残りを打設した。コンクリート材令2~4日で脱型後、載荷前日まで湿布養生を行った。実験Ⅰでは、コンクリートの乾燥収縮を制御するため半数の試験体は載荷前日にエポキシ系樹脂接着剤を2度塗りしてシールした。なお、両引試験体の他に、同試験体と同じ断面形状を有する乾燥収縮およびクリープ試験体を製作した。

(d) 載荷および測定方法

持続載荷は、図6-3に示すような鋼製の反力枠とコイルスプリングを用いて、実験Ⅰ、ⅡおよびⅢではそれぞれ17、35 および 20 日から開始した。コイルスプリングのバネ定数は 100 kg/mm で、持続載荷中の両引試験体の剛性低下による伸びによる持続荷重の低下は無視できる(試験体長 42 cm の鉄筋応力 2000 kg/cm² の場合、裸鉄筋のひずみ 1000×10^{-6} の 1/2 が持続載荷開始時においてコンクリートによって拘束され、その 1/2 が持続載荷中に緩和されるとすると、持続載荷中の試験体の伸びは $250 \times 10^{-6} \times 420 \text{ mm} = 0.105 \text{ mm}$ となり、持続荷重の減少は 10kg で所定の持続荷重の 0.5 % である)ので、持続載荷中の荷重の補正は行っていない。鉄筋ひずみは検長 2 mm の wire strain gage にて測定した。コンクリートのひずみは contact strain gage で、端部すべり量は鉄筋に溶接固定した金具とコンクリート試験体端部との間の変位を contact strain gage にて測定することによって求めた。

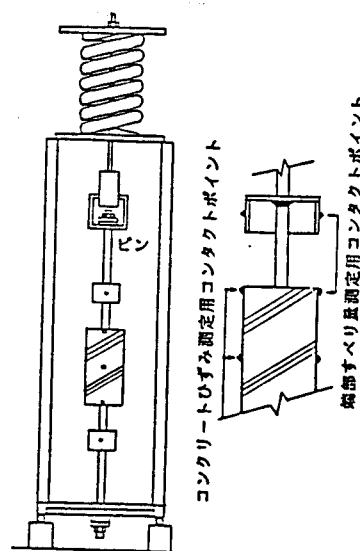


図6-3 載荷方法

なお、持続載荷実験は温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、相対湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿室で行った。載荷期間は、実験Ⅰ、ⅡおよびⅢそれぞれ約 400日、150日および 100日である。図6-4に、実験Ⅰのコンクリートの乾燥収縮およびクリープ係数を示す。同図中の曲線は最小自乗法で求めた実験曲線である。

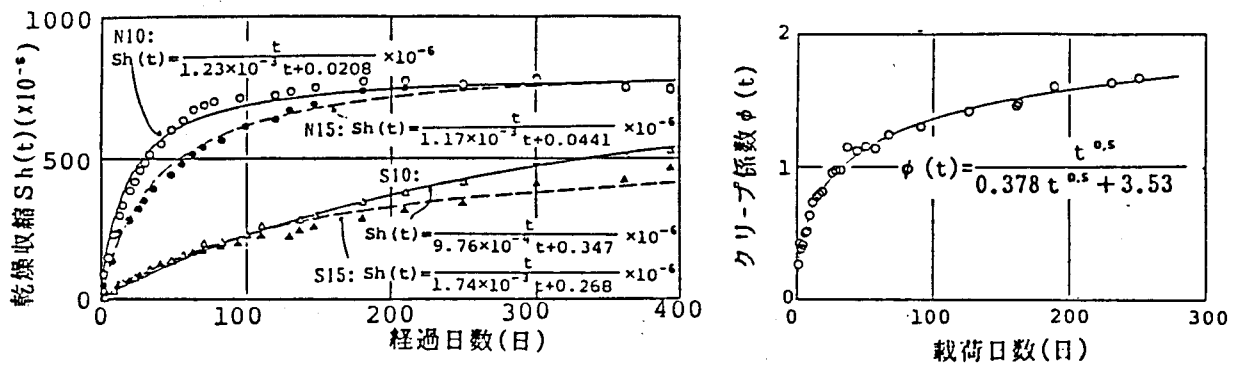


図6-4 乾燥収縮・クリープ係数 (実験 I)

6.2.3 実験結果および考察

(a) 平均鉄筋ひずみ

まず、実験Ⅲの鉄筋に貼付した wire strain gage により測定した鉄筋ひずみの平均値 $\epsilon_{s.av}$ の経時変化を図6-5 (a) に、同じ試験体の contact strain gage で測定したコンクリート表面ひずみと端部すべりから算出した伸び変形を試験体長で除して求めた平均伸びひずみを図6-5 (b) に示す。両者は良く一致しているので、wire strain gage の絶縁不良により同 gage による長期測定が出来なかった実験 I および II では contact strain gage による測定値でもって平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ を与える。

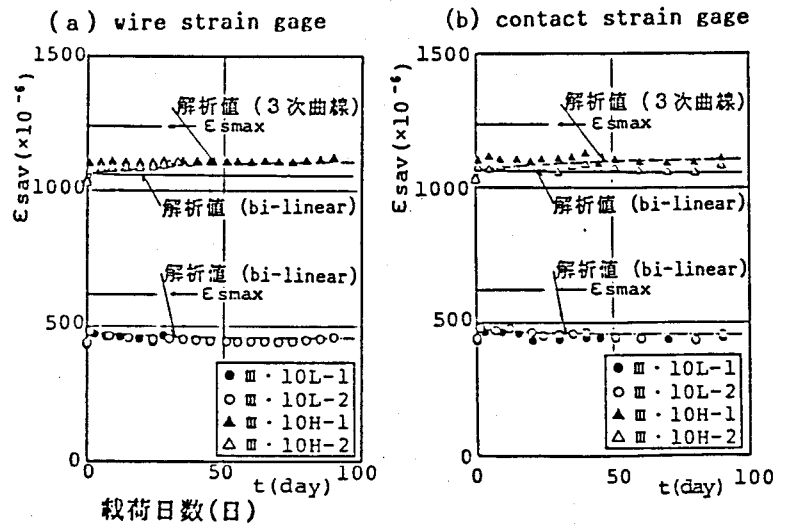


図6-5 平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の経時変化(実験Ⅲ)

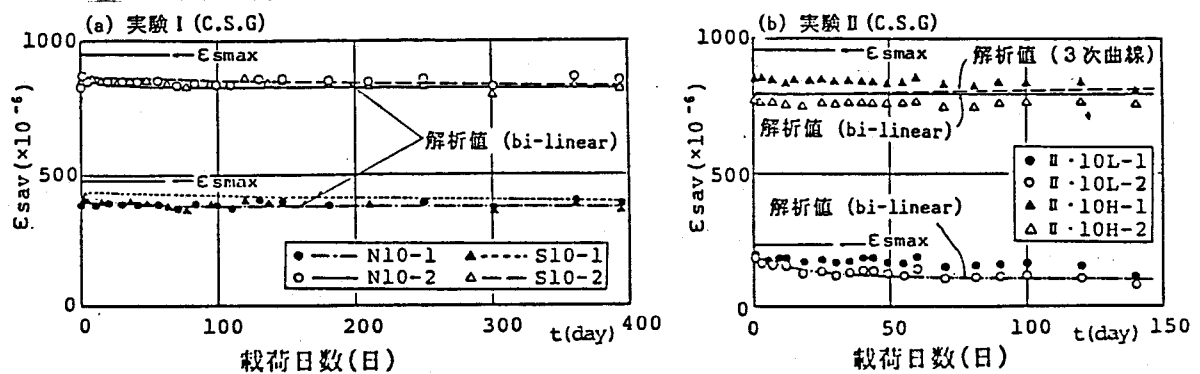


図6-6 平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ の経時変化(実験 I, II)

図6-6に示す。これらの図から、全般に載荷後1日間に平均鉄筋ひずみは急激に増大し、その後は鉄筋応力が2600kg/cm²のⅢ-10Hがわずかながら増加しているほかは、変化しないかあるいは減少していること、持続載荷による引張剛性(tension stiffening)の大幅な低下はなく、図中に示す裸鉄筋のひずみである $\epsilon_{s,max}$ と比べてコンクリートの協力作用が試験終了時にも残存していることが分かる。

平均鉄筋ひずみの挙動におよぼすコンクリートの乾燥収縮および鉄筋応力の大きさの影響についてみると、コンクリートの乾燥収縮を実験変数とした実験Ⅰにおいて、コンクリートの乾燥収縮の影響は認められない。鉄筋応力の大きさの影響については、鉄筋応力が1000kg/cm²前後ではコンクリートの乾燥収縮によって鉄筋ひずみは若干減少傾向にある。

平均鉄筋ひずみの変化の割合を次式で定義する α で検討する。

$$\alpha = \frac{\epsilon_{s,max} - \epsilon_{s,av}(t)}{\epsilon_{s,max} - \epsilon_{s,av}(0)} \quad (6.1)$$

ここに $\epsilon_{s,max}$: 端部(ひびわれ断面)の鉄筋ひずみ
 $\epsilon_{s,av}(0)$: t=0時の平均鉄筋ひずみ
 $\epsilon_{s,av}(t)$: t=t時の平均鉄筋ひずみ

α はコンクリートの協力作用(拘束作用)の残存率を表している。図6-7に実験Ⅰ、Ⅲの α の経時変化を示す。持続載荷開始後、付着応力の緩和によって α は減少するが、鉄筋応力が1000kg/cm²程度の場合はコンクリートの乾燥収縮によってその後上昇し、 $\alpha \approx 1$ となり持続載荷によるコンクリートの協力作用の減少は認められない。鉄筋応力が大きい試験体では、コンクリート断面が大きく、したがって付着強度が大きい実験ⅠのN15-2, S15-2を除いてその後の α の上昇はなく0.6~0.7程度である。

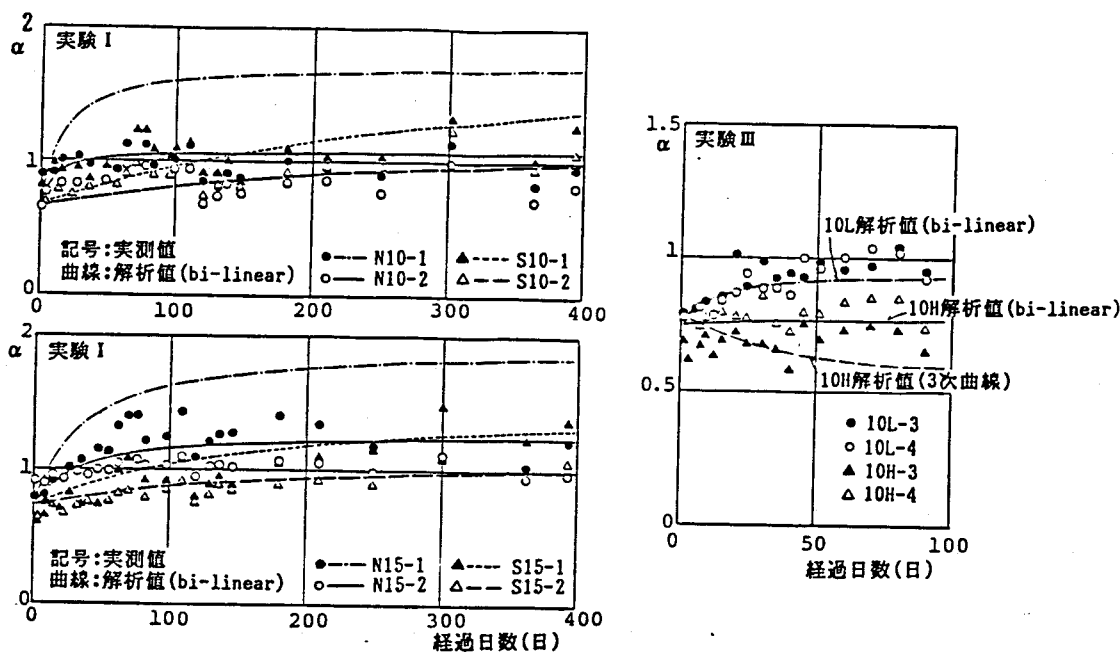


図6-7 コンクリートの拘束作用の残存率 α

(b) ひびわれ間コンクリートの収縮

持続荷重下のひびわれ幅の増大量は、 $\epsilon_{s,av}$ の増大量とひびわれ間コンクリートの収縮ひずみの和と、ひびわれ間隔との積で表され、そのコンクリートの収縮は主に乾燥収縮に支配される。そこで、ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみのコンクリート自由乾燥収縮に対する割合 β でもって、その収縮量を検討する。図6-8 にその割合 β の経時変化を示す。持続荷重の初期には、付着応力の緩和によるコンクリート引張応力の解放によって生じる収縮ひずみ加わるため、ひびわれ間コンクリートの収縮は自由乾燥収縮を超えるが、時間の経過とともにその影響は弱まり、鉄筋応力、乾燥収縮の大きさにかかわらず、 β は 0.8~1.0 の範囲に収束する。

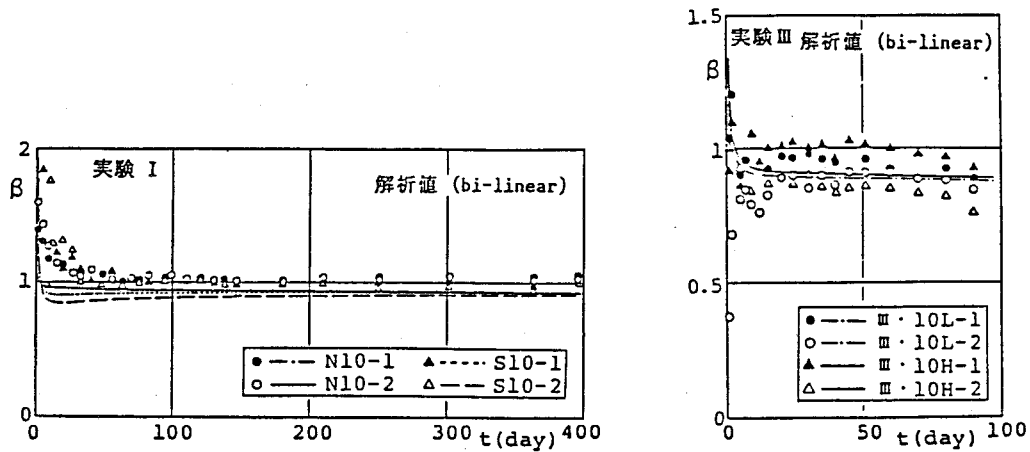


図6-8 ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合

(c) 端部すべり増大量 ΔS

図6-9 に、実験 I および実験 III の端部すべり増大量 ΔS の経時変化を示す。端部すべりは、鉄筋とコンクリートの伸びの差として現れるが、上述のように鉄筋の伸びの変化は少なく、一方、コンクリートはほぼ自由乾燥収縮と同程度収縮している。したがって、持続荷重下の端部すべり増大量は、コンクリートの乾燥収縮によって支配されていると言える。また持続鉄筋応力の大きさによる ΔS の違いは小さい。

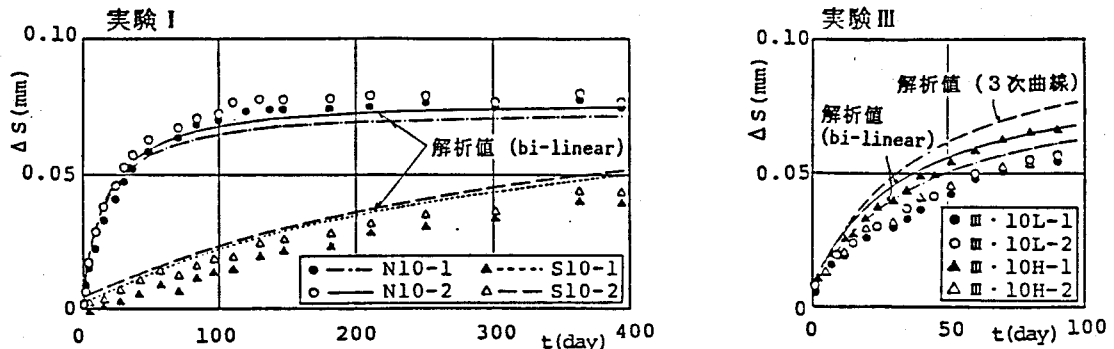


図6-9 端部すべり増大量 ΔS

(d) 鉄筋ひずみ分布

図6-10に、試験体Ⅲ-10LとⅢ-10Hの持続荷重開始時から90日までのひずみ分布の変化を示す。荷重直後は内部ひびわれの進展などによる付着の劣化によって鉄筋ひずみは増大し、その後はコンクリートの乾燥収縮の影響を受けて増減している。すなわち、高鉄筋応力の試験体Ⅲ-10Hの端部付近では付着応力 τ -すべりS関係において下降域にあるため、乾燥収縮によるすべりによって鉄筋ひずみは若干増加し、一方、低鉄筋応力の試験体Ⅲ-10Lでは全長にわたって τ -S関係において上昇域にあるので、乾燥収縮にともなって鉄筋ひずみは減少している。

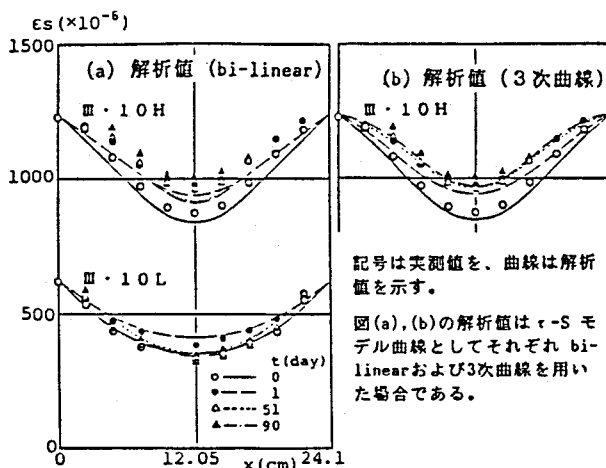


図6-10 鉄筋のひずみ分布

(e) 持続荷重下の τ -S関係

図6-11に、試験体Ⅲ-10Hの鉄筋ひずみから算出した各ゲージ位置の τ -S関係(原点から○印までは持続荷重までの単調増加時、○印以降は持続荷重中の関係、○→●印は荷重後1日の動き)を示す。付着応力は、荷重後1日で大きく減少する。その後は持続荷重開始時に付着応力が低い場合は増加し、高い場合はその応力のまますべりが増加し、下降域にある場合はすべりの増加とともに付着応力は減少している。これらはそれぞれ中央部近傍、中間部および端部近傍で生じている。

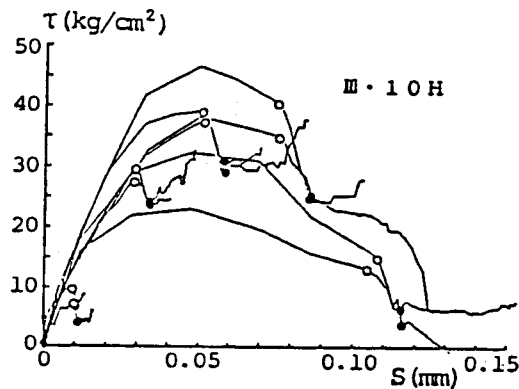


図6-11 τ -S関係の経時変化

図6-12は、鉄筋の位置に関係なく、付着応力 τ はすべりSのみの関数で一義的に決まるとして、持続荷重中の各ゲージ位置における τ とSの点を結んで得られた τ -S関係である。この図から持続荷重1日以降の τ -S関係はほとんど変化しないといえる。このような挙動は長滝等の実験⁶⁶⁾でも観察されている。そこで持続荷重1日以後の τ -S関係は変わらないものとして一つの関係で表す

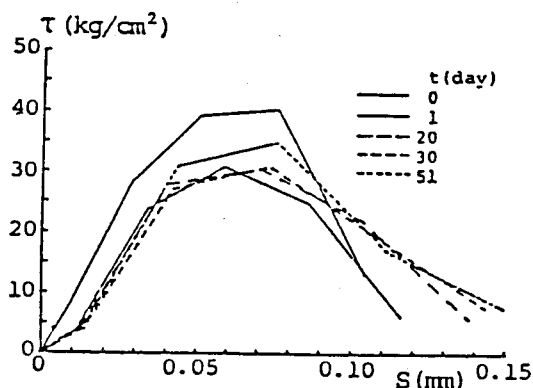


図6-12 持続荷重中の τ -S関係

ことにして、図6-13のように初
 載荷時および持続載荷時の $\tau-S$ 関
 係をbi-linearまたは3次曲線⁷⁾、
⁸⁾で与えた。初載荷時の曲線は単
 調載荷試験体の $\tau-S$ 関係を近似
 したものであり、bi-linearにおけ
 る τ_y は $0.9\tau_{max}$ としている。
 持続載荷時のものは初載荷時の
 τ_{max} 、 $S_{\tau_{max}}$ をそれぞれ 0.75
 τ_{max} 、 $1.2S_{\tau_{max}}$ として得た曲
 線である。

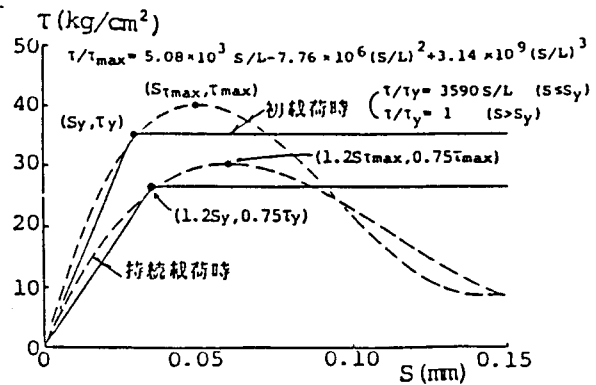


図6-13 $\tau-S$ モデル曲線

実験Ⅲの単調載荷時の $\tau-S$ 関係
 の近似式は次のとおりである。

3次曲線：

$$\tau = 16.9 \times 10^2 S - 21.4 \times 10^3 S^2 + 7.18 \times 10^4 S^3 \quad (6.2)$$

bi-linear：

$$\tau = 10.7 \times 10^2 S \quad (S \leq S_y), \quad \tau_y = 36 \text{ kg/cm}^2 \quad (S > S_y) \quad S: \text{mm} \quad (6.3)$$

6.2.4 付着解析

(a) 付着解析法

図6-14 (a) に示すような両引材を考え、
 持続載荷引張力を P_{s0} とし、載荷後 t 時間
 における部材中央から x の距離にある点の鉄筋
 およびコンクリートに生じる引張力をそれぞ
 れ $P_{sx}(t)$ 、 $P_{cx}(t)$ とすれば、(6.4)式
 が成り立つ。

$$P_{sx}(t) + P_{cx}(t) = P_{s0} \quad (6.4)$$

この点における微小区間 dx について、図6-
 14 (b) に示すような微小区間の鉄筋に作
 用する力の釣合いより(6.5)式が得られる。

$$\frac{d P_{sx}(t)}{d x} = U \tau_x(t) \quad (6.5)$$

ここに U ：鉄筋周長

すべり $S_x(t)$ はコンクリートと鉄筋の平均変形の差に等しいことより、 dx 区間にお
 けるすべり増大量 $d S_x(t)$ について、(6.6)式が成り立つ。

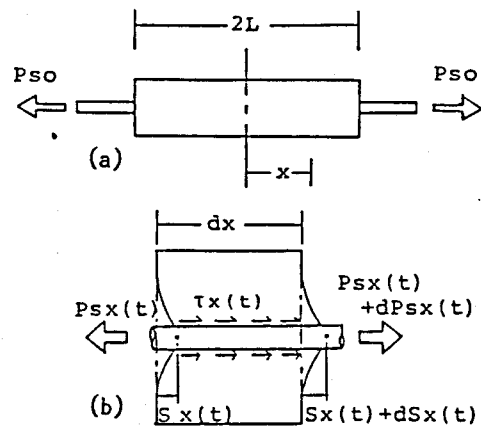


図6-14 付着解析

$$d S_x(t) = (\epsilon_{sx}(t) - \epsilon_{cx}(t)) dx \quad (6.6)$$

(6.6) 式中のコンクリートのひずみ $\epsilon_{cx}(t)$ は、引張クリープと乾燥収縮を考慮して (6.7) 式のように表わされる。ただし、コンクリートのクリープに対してはコンクリートの応力変化を無視している。

$$\epsilon_{cx}(t) = \frac{P_{cx}(t)}{E_c A_c} (1 + \phi(t)) - Sh(t) \quad (6.7)$$

ここに、 $\phi(t)$: コンクリートのクリープ係数、 $Sh(t)$: 乾燥収縮

E_c : コンクリートのヤング係数、 A_c : コンクリートの断面積

また、鉄筋ひずみ $\epsilon_{sx}(t)$ は

$$\epsilon_{sx}(t) = \frac{P_{sx}(t)}{E_s A_s} \quad (6.8)$$

ここに、 E_s : 鉄筋のヤング係数、 A_s : 鉄筋の断面積

(6.6) 式に (6.7) および (6.8) 式を代入して次式を得る。

$$\frac{d S_x(t)}{dx} = \frac{P_{sx}(t)}{E_s A_s} - \frac{P_{cx}(t)}{E_c A_c} (1 + \phi(t)) + Sh(t) \quad (6.9)$$

(6.4)、(6.9) 式より、 $P_{cx}(t)$ を消去して整理すると

$$\frac{d S_x(t)}{dx} = \left(\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1 + \phi(t)}{E_c A_c} \right) P_{sx}(t) - P_{s0} \frac{1 + \phi(t)}{E_c A_c} + Sh(t) \quad (6.10)$$

(6.10) 式の両辺を dx で微分し、(6.5) 式を代入して $P_{sx}(t)$ を消去すれば

$$\begin{aligned} \frac{d^2 S_x(t)}{dx^2} &= \left(\frac{1}{E_s A_s} + \frac{1 + \phi(t)}{E_c A_c} \right) U \tau_x(t) \\ &= \frac{1 + n' p}{E_s A_s} U \tau_x(t) \end{aligned} \quad (6.11)$$

$$\text{ここに、 } n' = \frac{E_s}{E_c'} \text{、 } E_c' = \frac{E_c}{1 + \phi(t)} \text{、 } p = \frac{A_s}{A_c}$$

(6.11) 式が持続荷重下における付着の基礎式である。この式は、森田らによって導かれている初載荷時における基礎式^{62)、63)}と同じ形である。(6.11)式において

$$\tau_x(t) = f(S_x(t)) \quad (6.12)$$

という持続荷重下の $\tau_x - S_x$ 関係を与えれば、境界条件を与えて (6.11) 式の微分方程式を解くことによってすべり分布が求まり、それにより付着応力や鉄筋ひずみの分布が求まる。

(1) $\tau - S$ 関係を完全弾塑性 (bi-linear) 近似する方法

持続荷重下の $\tau - S$ 関係を次のような完全弾塑性近似する (図 6-15 参照)。

$$\begin{aligned} S_x(t) < S_y(t) \text{ のとき} \\ \tau_x(t) &= k S_x(t) \\ S_x(t) \geq S_y(t) \text{ のとき} \\ \tau_x(t) &= \tau_y(t) \end{aligned} \quad (6.13)$$

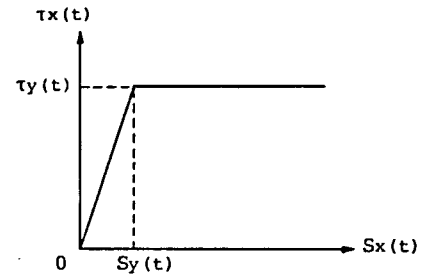


図 6-15 $\tau - S$ 関係

(6.11)、(6.13) 式より

$$\begin{aligned} S_x(t) < S_y(t) \text{ のとき} \\ \frac{d^2 S_x(t)}{dx^2} - \alpha^2(t) S_x(t) &= 0 \\ S_x(t) \geq S_y(t) \text{ のとき} \\ \frac{d^2 S_x(t)}{dx^2} - \gamma(t) &= 0 \end{aligned} \quad (6.14)$$

$$\text{ここに、} \alpha^2(t) = \frac{1+n'p}{E_s A_s} U k \quad , \quad \gamma(t) = \frac{1+n'p}{E_s A_s} U \tau_y(t)$$

(i) $\tau_x(t)$ が弾性域にあるとき

$$\begin{aligned} \text{境界条件} \quad x=0 &\dots\dots\dots S_x(t)=0 \\ x=L &\dots\dots\dots P_{sx}(t)=P_{s0} \end{aligned}$$

(6.14) 式を解くと

$$S_x(t) = C_1 e^{\alpha(t)x} + C_2 e^{-\alpha(t)x}$$

境界条件より

$$C_1 = -C_2 = \frac{1}{\alpha(t) (e^{\alpha(t)L} + e^{-\alpha(t)L})} \left(\frac{P_{s0}}{E_s A_s} + Sh(t) \right) \quad (6.15)$$

(6.15) 式を Q_1 と置くと

$$S_x(t) = Q_1 (e^{\alpha(t)x} - e^{-\alpha(t)x}) \quad (6.16)$$

(6.10)、(6.16) 式より

$$\begin{aligned} P_{sx}(t) &= [Q_1 \alpha(t) (e^{\alpha(t)x} + e^{-\alpha(t)x}) + \frac{P_{s0}}{E_c' A_c} - Sh(t)] \\ &\quad / \left(\frac{1+n'p}{E_s A_s} \right) \end{aligned} \quad (6.17)$$

(ii) $\tau_x(t)$ が弾塑性両域にわたる場合

境界条件 (図6-16 参照)

$$\begin{aligned} \cdot \text{弾性域} & \begin{cases} x=0 \cdots \cdots S_x(t)=0 \\ x=L_y \cdots \cdots S_x(t)=S_y(t) \end{cases} \\ \cdot \text{塑性域} & \begin{cases} x=L_y \cdots \cdots S_x(t)=S_y(t) \\ x=L \cdots \cdots P_{sx}(t)=P_{s0} \end{cases} \end{aligned}$$

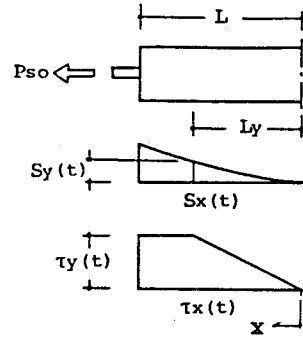


図6-16 S, τ 分布

弾性域: $S_x(t) < S_y(t)$ のとき

(6.14)式を解くと

$$S_x(t) = C_3 e^{\alpha(t)x} + C_4 e^{-\alpha(t)x}$$

境界条件より

$$C_3 = -C_4 = \frac{S_y(t)}{e^{\alpha(t)L_y} - e^{-\alpha(t)L_y}} \quad (6.18)$$

(6.18) 式を Q_2 と置くと

$$S_x(t) = Q_2 (e^{\alpha(t)x} - e^{-\alpha(t)x}) \quad (6.19)$$

(6.10)、(6.19) 式より

$$\begin{aligned} P_{sx}(t) = [Q_2 \alpha(t) (e^{\alpha(t)x} + e^{-\alpha(t)x}) \\ + \frac{P_{s0}}{E_c' A_c} Sh(t)] / \left(\frac{1+n'p}{E_s A_s} \right) \end{aligned} \quad (6.20)$$

ここに、 L_y : $\tau_x(t) = \tau_y(t)$ となるまでの部材中央からの距離
 $x = L_y$ において、 $P_{sx}(t) = P_{s0} - U \tau_y(t) (L - L_y)$ であることから次式を得る。

$$\begin{aligned} P_{s0} - U \tau_y(t) (L - L_y) = [Q_2 \alpha(t) (e^{\alpha(t)L_y} + e^{-\alpha(t)L_y}) \\ + \frac{P_{s0}}{E_c' A_c} Sh(t)] / \left(\frac{1+n'p}{E_s A_s} \right) \end{aligned} \quad (6.21)$$

(6.21)式を解くことにより L_y は求まる。

塑性域: $S_x(t) \geq S_y(t)$ のとき

(6.14) 式を解くと

$$S_x(t) = \frac{1}{2} \gamma(t) x^2 + C_5 x + C_6$$

境界条件より

$$C_s = \frac{P_{s0}}{E_s A_s} + Sh(t) - \gamma(t)L \quad (6.22)$$

$$C_\epsilon = S_y(t) - \frac{1}{2} \gamma(t) L y^2 - \left(\frac{P_{s0}}{E_s A_s} + Sh(t) - \gamma(t)L \right) L y \quad (6.23)$$

(6.22) 式を Q_3 、(6.23) 式を Q_4 と置くと

$$S_x(t) = \frac{1}{2} \gamma(t) x^2 + Q_3 x + Q_4 \quad (6.24)$$

(6.10)、(6.24) 式より

$$P_{sx}(t) = P_{s0} - U \tau(t) (L - x) \quad (6.25)$$

(2) 逐次計算法

τ - S 関係を実験式で与えた場合や、(6.11) 式を解くことの出来ない τ - S 関係近似式を与えた場合、逐次計算法による。図6-17のように

(i) 半材長 L を n 等分する。

(ii) Δx 区間では τ 、 S とともに一定とする。

以上の条件を与えると、 $x = j$ において以下の式が成り立つ。

$$P_{sj}(t) = P_{sj-1}(t) + \tau_{j-1}(t) \Delta x U \quad (6.26)$$

(6.4) 式より

$$P_{cj}(t) = P_{s0} - P_{sj}(t) \quad (6.27)$$

(6.9) 式より

$$S_j(t) = S_{j-1}(t) + \frac{1}{2} \Delta x \cdot \left(\frac{P_{sj-1}(t) + P_{sj}(t)}{E_s A_s} - \frac{P_{cj-1}(t) + P_{cj}(t)}{E_c' A_c} + 2 Sh(t) \right) \quad (6.28)$$

(6.12) 式より

$$\tau_j(t) = f(S_j(t)) \quad (6.29)$$

これらの計算を部材中央から順次行い、端部において $P_{sn}(t) = P_{s0}$ となるまで $P_{s0}(t)$ を変えて繰り返す。

ここで、境界条件は

$$\begin{aligned} x = 0 & \dots\dots\dots S_0(t) = 0 \\ x = n & \dots\dots\dots P_{sn}(t) = P_{s0} \end{aligned}$$

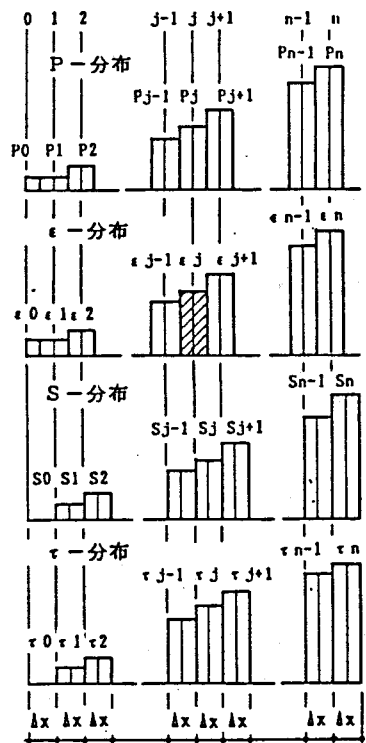


図6-17 逐次計算

(b) 付着解析結果

(i) 鉄筋のひずみ分布

先に求めた実験Ⅲの $\tau-S$ 関係の bi-linear モデルと 3 次曲線モデルを用いて、試験体Ⅲ・10LとⅢ・10Hの鉄筋ひずみ分布の経時変化を解析した。その結果を前掲の図6-10中に曲線で示す。低応力载荷の試験体では bi-linear モデルによる解析値も実測値とよく一致しているが、bi-linear モデルでは $\tau-S$ 関係の下降域が考慮されていないので、高応力载荷の試験体Ⅲ・10Hでは解析値は小さめになる。3次曲線モデルでは全体に鉄筋ひずみ分布の経時変化をうまく捉えている。ただし、次の算例で示すように鉄筋応力が 2000kg/cm² 程度までの挙動については、計算が簡単な bi-linear で十分な結果が得られる。

(ii) 平均鉄筋ひずみ、ひびわれ間コンクリートの収縮および端部すべり増大量

平均鉄筋ひずみ、コンクリートの協力作用（拘束作用）の残存率 α 、ひびわれ間コンクリートの収縮、および端部すべり増大量 ΔS の付着解析結果を前掲の図6-5~6-9に示す。 $\tau-S$ 関係のモデル曲線は、実験Ⅰでは bi-linear、実験Ⅱ、Ⅲでは bi-linear と 3 次曲線を用いているが、解析結果に大きな差がない場合は bi-linear を用いた結果のみを示している。いずれにおいても解析値は実測値とよく一致している。

なお、 $\tau-S$ 関係の初载荷時のモデルはそれぞれの実験における単調载荷試験体のデータより求めたものであり、その持続荷重時のモデルは前述の法則によって与えられたものである。実験ⅠおよびⅡの単調载荷時の $\tau-S$ 関係の近似式は次のとおりである。実験Ⅲの近似式は前掲の(6.2)、(6.3)式である。

実験Ⅰ

bi-linear モデル

$$\begin{aligned} \tau / \tau_y &= 1100 S / L & (S \leq S_y) \\ \tau / \tau_y &= 1 & (S > S_y) \end{aligned} \quad (6.30)$$

$\tau_y = 36 \text{ kg/cm}^2$ (a = 10cm) 、 54 kg/cm^2 (a = 15cm)

実験Ⅱ

3 次曲線モデル

$$\begin{aligned} \tau / \tau_{\max} &= 5.08 \times 10^3 S / L - 7.76 \times 10^5 (S / L)^2 + 3.14 \times 10^8 (S / L)^3 & (6.31) \\ \tau_{\max} &= 40 \text{ kg/cm}^2 \text{ (a = 10cm) 、 } 60 \text{ kg/cm}^2 \text{ (a = 15cm)} \end{aligned}$$

bi-linear モデル

$$\begin{aligned} \tau / \tau_y &= 3590 S / L & (S \leq S_y) \\ \tau / \tau_y &= 1 & (S > S_y) \end{aligned} \quad (6.32)$$

$\tau_y = 0.9 \tau_{\max}$

(iii) 既往の実験結果との比較

τ - S 関係の持続荷重時のモデル、および付着解析法の妥当性を検討するために、筆者が以前行ったRC引張材の持続載荷実験、および長滝等の両引材の持続載荷実験について付着解析を行い、実験結果と比較した。

(a) 筆者の実験⁸⁹⁾

試験体は図6-18に示すように断面7×7cm、長さ56cmのコンクリート柱体の断面の中央にD13の横ふし異形鉄筋を埋め込んだRCプリズムである。ひびわれ発生位置を指定するために14cm間隔にスリットが設けてある。鉄筋応力(1000、2200kg/cm²)および乾燥収縮量(エポキシ樹脂塗布の有無によって制御)を実験変数にとり、約2年間持続載荷してひびわれ幅の増大状況を調べた。

付着解析は同実験で得られた乾燥収縮およびクリープ係数のデータを用い、 τ - S 関係は前述の基本式をそのまま適用したものである。

実測値と解析値を図6-19に示す。低鉄筋応力の試験体LN、LSについては解析値は若干大きめに評価しているが、全体に解析値は実測値とよく一致している。

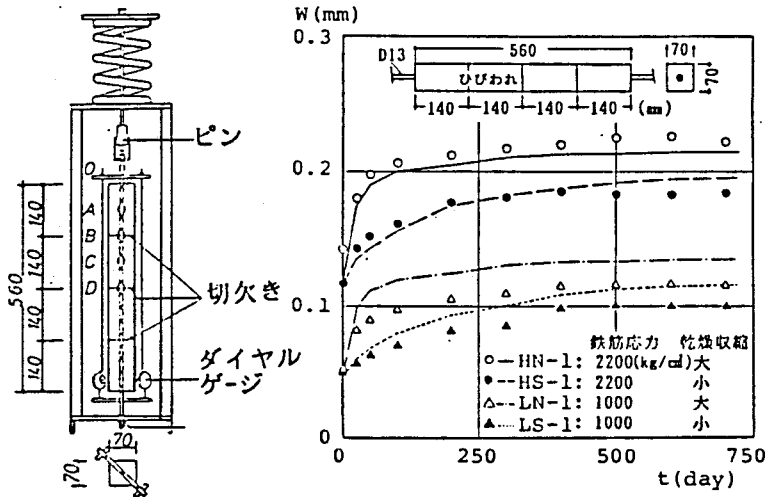


図6-18 試験体の形状および載荷方法

図6-19 ひびわれ幅の経時変化

(b) 長滝の実験⁸⁶⁾

実験は、早期における付着クリープ特性の把握を目的に実施されたRC両引試験体の49日間にわたる持続載荷実験である。試験体は断面20×20cm、長さ100cmのコンクリート柱体の断面中央にD16の横ふし異形鉄筋を埋め込んだRCプリズムである。実験変数は鉄筋応力(1000、2000kg/cm²)およびコンクリートの乾燥収縮の有無である。

解析に用いたデータは、乾燥収縮ひずみ、クリープ係数は参

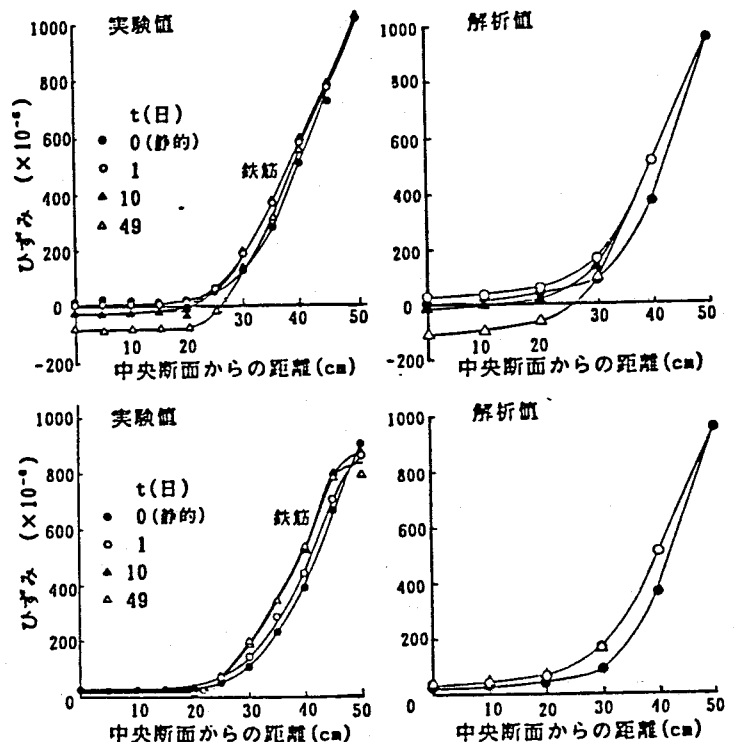


図6-20 鉄筋ひずみ分布の経時変化

考文献 86) より読み取り、 τ - S 関係は同文献の τ - S 関係の図から初載荷時の τ - S 関係を bi-linear で近似した。持続載荷時は先の基本則に従った。

鉄筋ひずみ分布の実験値と解析値およびすべり量分布の実験値と解析値を、それぞれ図 6-20 および図 6-21 に示す。解析値は実験値とよく一致している。

以上、2つの既往の実験の検討からも本 τ - S モデルおよび解析法の妥当性が確かめられた。

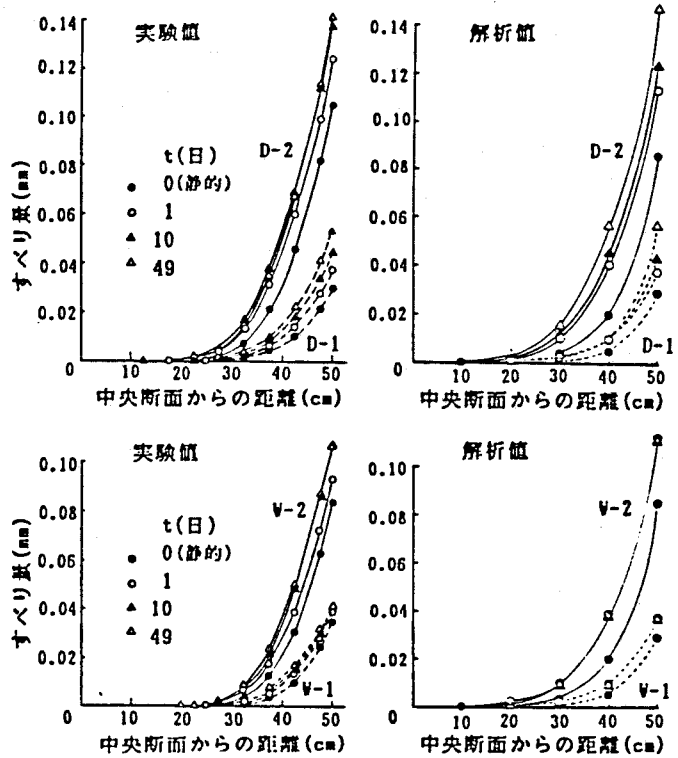


図 6-21 すべり量の分布の経時変化

6.2.5 結論

鉄筋応力大きさ、乾燥収縮量および試験体形状を実験変数とした両引試験体の持続載荷実験から得られた結果をまとめると次のようになる。

1) 持続荷重下における両引試験体の平均鉄筋ひずみは、持続載荷後 1 日間に若干増加するが、その後の変動は小さく、引張剛性の低下は少ない (図 6-5~6)。

2) 持続荷重下における両引試験体のコンクリートの収縮ひずみは、鉄筋応力が 500~2600kg/cm² の範囲では自由乾燥収縮ひずみの 80~100% であった (図 6-8)。したがって、端部すべり量は乾燥収縮の影響を大きく受け、鉄筋応力の影響は小さかった (図 6-9)。

3) 持続荷重下において任意の点における付着応力 τ とすべり S は、載荷後 1 日間に大きく動き、以後は主に乾燥収縮に応じて徐々に変化する (図 6-11)。試験体全体での τ - S 関係は 1 日以降はほとんど変化しない (図 6-12)。

4) 持続荷重下の τ - S 関係をモデル化し (図 6-13)、その τ - S 関係を用いて、コンクリートのクリープ、乾燥収縮を考慮した付着解析を行って、上記 2)、3) の挙動を解析的にも把握することができた。

6.3 PRCはりのクリープ解析

6.3.1 目的

RC、PRC曲げ部材に持続荷重が作用すると、時間の経過とともにコンクリートのクリープによって圧縮縁ひずみが増大するが、引張側鉄筋にはクリープは生じないので中立軸が下がり、応力中心距離 j が減少するため、引張鉄筋の応力は増大する。圧縮縁コンクリートの応力は、圧縮応力を受け持つコンクリート断面積が増加することによって減少する。また、圧縮縁コンクリートのひずみの増大と引張鉄筋応力の増大によって、断面の曲率が增大するのでたわみは増大する。

このようなコンクリートのクリープによる応力の再配分の計算には、変動応力下のクリープひずみの計算法が適用できる。変動応力下でのクリープ計算法としては、コンクリートのヤング係数として、クリープを見込んだ有効ヤング係数を用いて弾性計算を行う有効弾性係数法(Effective Modulus Method)、同一コンクリートにおいてクリープの進行は一定不変とするクリープ速度法(Rate of Creep Method)、変化した応力に対するクリープをより正確に評価して、重ね合わせ則を用いて逐次計算を行う逐次計算法がある。これら3つの解法の一般的な特徴は次のとおりである⁹⁰⁾。

有効弾性係数法(Effective Modulus Method)は簡便であるが、変動応力の履歴が無視され、最終ひずみは最終応力だけで決定される。したがって、応力が増大する場合はクリープ量を大きく見積り、はりの圧縮側コンクリートのように応力が減少する場合はクリープ量を小さく、応力緩和を小さく評価する。

クリープ速度法は、一つの単位クリープ曲線より任意時刻におけるクリープ速度が与えられるが、変化した応力に対してクリープを過小評価するので、応力の減少過程ではクリープを過大に、増大過程では過少に評価する。

逐次計算法は、前2つの計算法のように代数的な解は求められず計算は煩雑であるが、解析仮定からより精度がよいと言える。

有効弾性係数法をPRCはり部材のクリープ解析に適用するには、コンクリートのヤング係数 E_c の代わりにクリープを考慮して低減した有効ヤング係数 E_c' ($= E_c / (1 + \phi_t)$ 、 ϕ_t : コンクリートのクリープ係数) を用いるだけでよく、通常の応力計算となんら変わるところはない^{91), 92)}。クリープ速度法によるRC部材のクリープ解析は大崎⁹³⁾、岡田⁹⁴⁾によって導かれているが、PRC部材のクリープ解析には適用されていない。逐次計算法はクリープ解析の一般的な解法の1つではあるが、PRC部材のクリープ解析への適用例はない。また従来のRC部材のクリープ解析においてコンクリートの乾燥収縮は考慮されていない。

本項では、クリープ速度法(Rate of Creep Method)、同法の1つの略算法である平均応力度法(Mean Stress Method)⁹⁵⁾、同じく岡田の近似解法⁹⁶⁾および逐次計算法^{97), 98)}によるPRCはりのクリープ計算式を導く。またコンクリートの乾燥収縮の考慮方法についても検討する。ついで算例によって各クリープ計算法の比較を行い、その精度につ

いての検討、およびRCとPRC曲げ部材のクリープ性状の比較を行う。

6.3.2 クリープ解析法

まず、基本式を導く。通常、クリープ解析を行う場合のコンクリートの応力は常時荷重時の応力で、その大きさは圧縮強度の40%以下なので、コンクリートの弾性ひずみおよびクリープひずみは応力に比例するとする。またコンクリートの弾性係数の変化が大きい初期材令からは応力は作用しないので、コンクリートの弾性係数の材令による変化はないものとする。

荷重が作用した直後 ($t = 0$) のはり断面ひずみ分布と応力分布を図6-22 (a) に、 $t = t$ における分布を図6-22 (b) に示す。(b) 図の $\delta_{c,t}$ は時間 t における弾性ひずみとクリープひずみの和である。

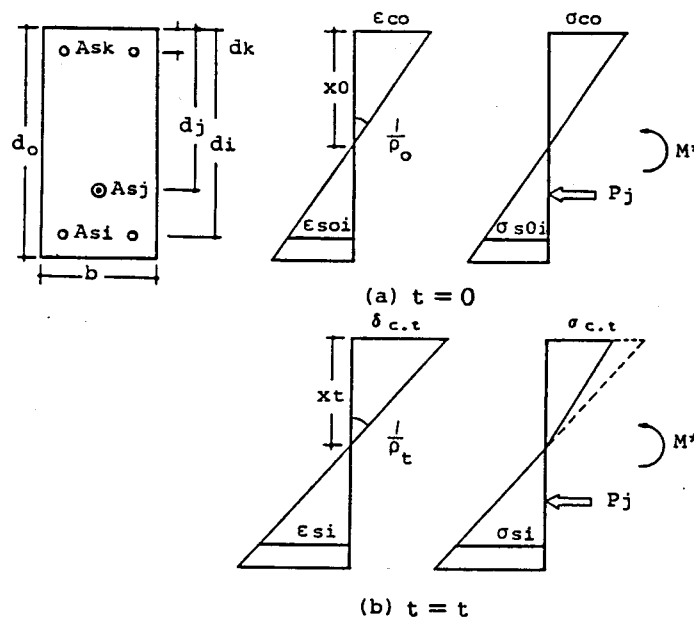


図6-22 ひずみ分布

平面保持の仮定より、時間 t において次の関係が成り立つ。

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} &= x_t / \rho_t & \epsilon_{s1} &= (d_1 - x_t) / \rho_t \\ \sigma_{c,t} &= E_c \cdot \epsilon_{c,t} & \sigma_{s1} &= E_1 (d_1 - x_t) / \rho_t \end{aligned} \quad (6.33)$$

ここに x_t : 時間 t における中立軸深さ、 ρ_t : 時間 t における曲率半径、
 $\epsilon_{c,t}$: 時間 t におけるコンクリートの圧縮縁弾性ひずみ、 $\sigma_{c,t}$: 時間 t における
 コンクリートの圧縮縁応力、 ϵ_{s1} : i 番目の鉄筋ひずみ、 σ_{s1} : i 番目の鋼材の応力、
 E_1 : i 番目の鋼材のヤング係数、 E_c : コンクリートのヤング係数

力およびモーメントの平衡条件から

$$\frac{1}{2} b \sigma_{c.t} \cdot x_t = \Sigma A_{s_i} \cdot \sigma_{s_i} + \Sigma P_i \quad (6.34)$$

$$\frac{1}{2} b \sigma_{c.t} x_t \left(d_0 - \frac{x_t}{3} \right) - \Sigma A_{s_i} \cdot \sigma_{s_i} (d_0 - d_i) = M \quad (6.35)$$

ただし、 $M = M^* - \Sigma P_i (d_0 - d_i)$

ここに、 A_{s_i} ： i 番目の鋼材の断面積、 P_i ：当該の鋼材位置のコンクリート応力が 0 の時点における i 番目の鋼材の引張力、 M^* ：作用曲げモーメント
ここで、 $x = x_t/d_0$ 、 $p_i = A_{s_i} E_i / (E_s b d_0)$ 、 $q_i = d_i/d_0$ 、 $n = E_s/E_c$ (E_s ：鉄筋のヤング係数) とおくと、(6.34) 式は

$$\frac{1}{2} b E_c \varepsilon_{c.t} d_0 x = \Sigma A_{s_i} \frac{d_0 (q_i - x)}{\rho_t} E_i + \Sigma P_i$$

x について整理すると

$$(\rho_t \varepsilon_{c.t} + 2 d_0 n \Sigma p_i) x = 2 d_0 n \Sigma p_i q_i + (2 n \Sigma P_i / (E_s b d_0)) \rho_t \quad (6.36)$$

ここで、 $A = 2 d_0 n \Sigma p_i$ 、 $B = 2 d_0 n \Sigma p_i \cdot q_i$ 、 $C = 2 n \Sigma P_i / (E_s b d_0)$

とおけば、(6.36) 式は

$$(\varepsilon_{c.t} \rho_t + A) x = B + C \rho_t$$

となり

$$\varepsilon_{c.t} = \frac{-Ax + B + C\rho_t}{\rho_t x} \quad (6.37)$$

また (6.35) 式に (6.34) 式を代入すると

$$(\Sigma P_i + \Sigma A_{s_i} \sigma_{s_i}) \left(d_0 - \frac{x_t}{3} \right) - \Sigma A_{s_i} \sigma_{s_i} (d_0 - d_i) = M$$

これを x について整理すると

$$x^2 \Sigma p_i - [4 \Sigma p_i q_i + (\Sigma P_i / (E_s b d_0^2)) \rho_t] x + 3 [(\Sigma P_i d_0 - M) / (E_s b d_0^3) \rho_t + \Sigma p_i q_i^2] = 0 \quad (6.38)$$

ここで、 $D = \Sigma p_i$ 、 $E = 4 \Sigma p_i q_i$ 、 $F = \Sigma P_i / (E_s b d_0^2)$ 、 $G = (\Sigma P_i d_0 - M) / (E_s b d_0^3)$ 、 $H = \Sigma p_i q_i^2$

とおけば、(6.38) 式は

$$\begin{aligned} D x^2 - (E + F \rho_t) x + 3(G \rho_t + H) &= 0 \\ \rho_t (F x - 3G) &= D x^2 - E x + 3H \\ \rho_t &= \frac{D x^2 - E x + 3H}{F x - 3G} \end{aligned} \quad (6.39)$$

(6.39) 式を (6.37) 式に代入して

$$\varepsilon_{c,t} = \frac{(CD - AF)x^2 + (3AG + BF - CE)x + 3(CH - BG)}{x(Dx^2 - Ex + 3H)}$$

さらに、 $I = CD - AF$ 、 $J = 3AG + BF - CE$ 、 $K = 3(CH - BG)$ とおけば

$$\varepsilon_{c,t} = \frac{Ix^2 + Jx + K}{x(Dx^2 - Ex + 3H)} \quad (6.40)$$

一方、

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} &= x_t / \rho_t = d_0 x / \rho_t \\ &= \frac{d_0 x (Fx - 3G)}{Dx^2 - Ex + 3H} \end{aligned} \quad (6.41)$$

以上で基本式が得られた。時間 $t = 0$ における持続載荷開始時の値(初期値)は時間 $t = 0$ において、 $\varepsilon_{c,t} = \delta_{c,t}$ であるから、(6.40) および (6.41) 式より

$$\begin{aligned} d_0 x^2 (Fx - 3G) &= Ix^2 + Jx + K \\ d_0 Fx^3 - (I + 3d_0 G)x^2 - Jx - K &= 0 \end{aligned} \quad (6.42)$$

この3次式を解けば、中立軸深さ x の初期値が求まる。(6.39)式より ρ_t 、(6.40)式より $\varepsilon_{c,t}$ が、また (6.33)式よりコンクリートおよび鋼材の応力が求まる。

なお、これまでの各式において E_c の代りに t 時後のクリープ係数 ϕ_t を使って次式で計算される E'_c

$$E'_c = E_c / (1 + \phi_t) \quad (6.43)$$

を用いれば、有効弾性係数法によるクリープ計算式となる。つぎに、その他のクリープ解析法による計算式を導く。

(a) クリープ速度法 (Rate of Creep Method)

クリープ速度法によれば、 δ と ε の関係は次のように表わせる。

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} &= \frac{\sigma_{c,t}}{E_c} + \frac{1}{E_c} \int_0^t \sigma_{c,t} \frac{d\phi_t}{dt} dt \\ &= \varepsilon_{c,t} + \int_0^t \varepsilon_{c,t} \frac{d\phi_t}{dt} dt \end{aligned} \quad (6.44)$$

あるいは

$$\delta(\phi_t) = \varepsilon(\phi_t) + \int_0^{\phi_t} \varepsilon(\phi_t) d\phi_t \quad (6.45)$$

いま、 $\varepsilon_{c,t}$ 、 $\delta_{c,t}$ が x の関数として表わされているから、クリープ条件式 (6.45) において、 x もまた ϕ_t の関数と考えれば、これを解くことができる。すなわち (6.45) 式を ϕ で微分して

$$\begin{aligned} \frac{d\delta}{d\phi} &= \frac{d\varepsilon}{d\phi} + \varepsilon \\ \frac{d\delta}{dx} \frac{dx}{d\phi} - \frac{d\varepsilon}{dx} \frac{dx}{d\phi} &= \varepsilon \\ \frac{d\delta}{dx} - \frac{d\varepsilon}{dx} &= \varepsilon \frac{d\phi}{dx} \\ \therefore \frac{\delta' - \varepsilon'}{\varepsilon} dx &= d\phi \end{aligned}$$

両辺を積分して

$$\int \frac{\delta' - \varepsilon'}{\varepsilon} dx = \phi \quad (6.46)$$

(6.41) 式より

$$\delta_{c,t}' = \frac{(3DG - EF)x^2 + 6FHx - 9GH}{(Dx^2 - Ex + 3H)^2} d_0 \quad (6.47)$$

ここで、 $L = 3DG - EF$ 、 $M = 6FH$ 、 $N = -9GH$

とおけば、(6.45)式は

$$\delta_{c,t}' = \frac{Lx^2 + Mx + N}{(Dx^2 - Ex + 3H)^2} d_0 \quad (6.48)$$

(6.40)、(6.48)式を (6.46) 式に代入して $x = x_0 \rightarrow x$ ($t = 0 \rightarrow t$) で積分すれば

$$\begin{aligned} \phi &= d_0 \int_{x_0}^x \frac{(Lx^2 + Mx + N)}{(Dx^2 - Ex + 3H)(Ix^2 + Jx + K)} dx \\ &\quad - \log \varepsilon_c(x) + \log \varepsilon_c(x_0) \end{aligned} \quad (6.49)$$

$$\phi = f(x) + C \quad (6.50)$$

よって ϕ は x の関数で表わせる。ただし、(6.49)式右辺第1項は数値積分をする必要がある。

(b) 平均応力度法 (Mean-Stress 法)⁹⁵⁾

クリープによって生ずる応力の変化を計算する場合、簡単のためこの変化はクリープ係数 ϕ_t の変化に比例して進行し、したがって、応力の初期値と最終値の平均値がクリープを起こすものと仮定する (図6-23参照)。

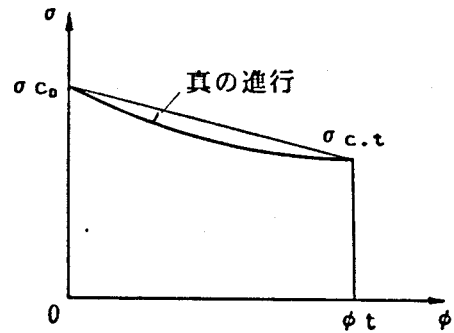


図6-23 Mean-Stress 法

時間 t における全ひずみ $\delta_{c.t}$ は

$$\delta_{c.t} = \frac{\sigma_{c0}}{E_c} + \frac{\sigma_{c.t} - \sigma_{c0}}{E_c} + \frac{\sigma_{c.t} + \sigma_{c0}}{2} \cdot \frac{\phi_t}{E_c}$$

となる。上式の右辺を $\sigma_{c.t}/E_{cf}$ とおき、クリープ変形を見込んだヤング係数比 n_t を求めると、次式が得られる。

$$\begin{aligned} n_t &= \frac{E_s}{E_{cf}} = \frac{E_s}{E_c} \left[\frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c.t}} + 1 - \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c.t}} + \frac{\phi_t}{2} \left(1 + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{c.t}} \right) \right] \\ &= n_0 \left[1 + \frac{\phi_t}{2} \left(1 + \frac{\sigma_{c0}}{\sigma_{ct}} \right) \right] \end{aligned} \quad (6.51)$$

いま、 $\sigma_{c0} = E_c d_0 x_0 y_0$ 、 $\sigma_{c.t} = E_{cf} d_0 x y$ とおくと

$$\begin{aligned} \frac{n_t}{n_0} &= 1 + \frac{\phi_t}{2} \left(1 + \frac{n_t x_0 y_0}{n_0 x y} \right) \\ n_t \left(\frac{1}{n_0} - \frac{\phi_t x_0 y_0}{2 n_0 x y} \right) &= 1 + \frac{\phi_t}{2} \end{aligned}$$

さらに

$$N_1 = \frac{1}{n_0}, \quad N_2 = \frac{\phi_t x_0 y_0}{2 n_0}, \quad N_3 = 1 + \frac{\phi_t}{2}$$

とおけば

$$n_t = \frac{N_3}{N_1 - N_2 / x y} \quad (6.52)$$

この n_t を (6.36) 式の n に代入し ($n \rightarrow n_t$, $\epsilon_{ct} = x y d_0$)、また改めて

$$A = 2 \sum p_i, \quad B = 2 \sum p_i q_i, \quad C = 2 \sum p_i / (E_s b d_0^2)$$

とおくと、(6.36)式は

$$(R_1 x^2 + R_2 x + R_3) y = R_4 x + R_5 \quad (6.53)$$

ここに $R_1 = N$, $R_2 = N_3 A$, $R_3 = -N_3 B$, $R_4 = N_2$, $R_5 = C N_3$

となる。また、(6.39)式を $y = 1/\rho_t$ を使って変形すると

$$\begin{aligned} (D x^2 - E x + 3H) y &= F x - 3G \\ (Q_1 x^2 + Q_2 x + Q_3) y &= Q_4 x + Q_5 \end{aligned} \quad (6.54)$$

ここに $Q_1 = D$, $Q_2 = -E$, $Q_3 = 3H$, $Q_4 = F$, $Q_5 = -3G$

したがって、(6.53)、(6.54)式の x 、 y に関する連立方程式が得られ、これを解けば中立軸深さ x 、断面の曲率 y が求められる。

いま、精度を上げるために $0 \sim \phi_t$ までを i 個に分割すると ($\sum_{k=1}^i \Delta \phi_k = \phi_t$)

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} &= \frac{\sigma_{c0}}{E_c} + \frac{\sigma_{c1} - \sigma_{c0}}{E_c} + \frac{\sigma_{c0} + \sigma_{c1}}{2} \frac{\Delta \phi_1}{E_c} \\ &+ \frac{\sigma_{c2} - \sigma_{c1}}{E_c} + \frac{\sigma_{c0} + \sigma_{c1}}{2} \frac{\Delta \phi_2}{E_c} \\ &\vdots \\ &+ \frac{\sigma_{ci} - \sigma_{ci-1}}{E_c} + \frac{\sigma_{ci-1} + \sigma_{ci}}{2} \frac{\Delta \phi_i}{E_c} \end{aligned}$$

$$\delta_{c,t} = \frac{\sigma_{ci}}{E_c} + \frac{1}{2E_c} \sum_{k=1}^i \Delta \phi_k (\sigma_{ck-1} + \sigma_{ck}) = \frac{\sigma_{ci}}{E_{cf}}$$

$$\frac{n_i}{n_0} = 1 + \frac{1}{2\sigma_{ci}} \sum_{k=1}^i \Delta \phi_k (\sigma_{ck-1} + \sigma_{ck})$$

前頁と同様に $\sigma_{ci} = E_{cf} x_i y_i d_0 = E_s x_i y_i d_0 / n_i$ とおくと

$$\begin{aligned} \frac{n_i}{n_0} &= 1 + \frac{\Delta \phi_1}{2} + \frac{x_{i-1} y_{i-1}}{2 n_{i-1}} \frac{n_i}{x_i y_i} \Delta \phi_1 \\ &+ \frac{n_i}{2 x_i y_i} \sum_{k=1}^{i-1} \Delta \phi_k \left(\frac{x_{k-1} y_{k-1}}{n_{k-1}} + \frac{x_k y_k}{n_k} \right) \\ \therefore n_i &\left\{ \frac{1}{n_0} - \frac{1}{2} \left[\frac{x_{i-1} y_{i-1} \Delta \phi_1}{n_{i-1}} + \sum_{k=1}^{i-1} \Delta \phi_k \left(\frac{x_{k-1} y_{k-1}}{n_{k-1}} + \frac{x_k y_k}{n_k} \right) \right] \frac{1}{x_i y_i} \right\} \\ &= 1 + \frac{\Delta \phi_1}{2} \end{aligned}$$

ここで、

$$N'_1 = \frac{1}{n_0}, \quad N'_2 = \frac{1}{2} \left[\frac{x_{i-1} y_{i-1} \Delta \phi_1}{n_{i-1}} + \sum_{k=1}^{i-1} \Delta \phi_k \left(\frac{x_{k-1} y_{k-1}}{n_{k-1}} + \frac{x_k y_k}{n_k} \right) \right]$$

$$N'_3 = 1 + \frac{\Delta \phi_1}{2}, \quad x_1 y_1 = x y$$

とおけば

$$n_1 = \frac{N_3'}{N_1' - N_2' / x y} \quad (6.55)$$

となり、(6.52)式と同型の式が得られる。

(c) クリープ速度法の略算法⁹⁵⁾

本解法は岡田によってRCはりのクリープの1近似解法として導かれている。

クリープ速度法によればクリープひずみ $\epsilon_{c,ct}$ は

$$\epsilon_{c,ct} = \frac{1}{E_c} \int_0^t \sigma(t) \frac{d\phi(t)}{dt} dt$$

ここで、 $\sigma(t)$ は初めの応力 $\sigma(o)$ から $\sigma(t)$ へと変化し、その途中の変化はクリープ係数と相似であると仮定すると、 $\sigma(t) - \sigma(o) = k \cdot \phi(t)$ が成り立つ。この式の両辺を t で微分すると

$$\frac{d\phi(t)}{dt} = \frac{1}{k} \frac{d\sigma(t)}{dt}$$

したがって

$$\begin{aligned} \epsilon_{c,ct} &= \frac{1}{E_c} \int_{\sigma(o)}^{\sigma(t)} \frac{1}{k} \sigma(t) d\sigma = \frac{1}{k E_c} \frac{1}{2} (\sigma(t) - \sigma(o))^2 \\ &= \frac{1}{E_c} \frac{(\sigma(t) + \sigma(o))}{2} \phi(t) \end{aligned}$$

したがって t 時間後の総ひずみは

$$\frac{\sigma_{c,t}}{E_{cf}} = \frac{\sigma_{c,t}}{E_c} + \epsilon_{c,ct} = \frac{\sigma_{c,t}}{E_c} + \frac{\phi_t}{E_c} \cdot \frac{\sigma_{c,t} + \sigma_{co}}{2}$$

$$\frac{1}{E_{cf}} = \frac{1}{E_c} \left[1 + \frac{\phi_t}{2} \left(1 + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{c,t}} \right) \right]$$

$$n_t = n_o \left[1 + \frac{\phi_t}{2} \left(1 + \frac{\sigma_{co}}{\sigma_{c,t}} \right) \right]$$

となって (6.51) 式と同型の式が得られる。

時間 $t = 0$ における弾性係数比 n が定まっていると、コンクリートの応力 σ_{co} が計算

できるから、もし σ_{c,t_1} が分かれば、クリープ係数 ϕ_t における n_{t_1} が計算され、この n_{t_1} を用いて、さらに計算すれば σ_{c,t_2} が求まり、したがって n_{t_2} の計算ができる。この計算を繰返して近似度を高める。最初 σ_{c,t_1} を求めるには有効弾性係数比 $n_t = n_0(1 + \phi_t)$ を用いれば良い。1~2回の試行で十分満足な値が得られる。

平均応力度法(Mean-Stress法)との違いは、精度を上げるために同法が時刻 t までを幾つかに分割して計算するのに対して、本計算法では分割せず、繰返し収束計算することにある。

(d) 逐次計算法 (その1) ⁹⁷⁾

本解析法は Neville がコンクリートの収縮応力の解析に用いたもので、クリープ速度法では変化応力にたいするクリープを過小に評価するのにたいして、クリープ相似則^{98), 99)}と重ね合せ則を用いて実際のクリープ挙動をより忠実に解析に採り入れることができることに利点がある。

時間増分を Δt とし、 Δt_j 間におけるコンクリート応力変化分 $\Delta \sigma_{c,j}$ は時間 $(t_j + t_{j-1}) / 2 = \tau_j$ において生ずるとする。ただし、初応力 σ_{c0} ($= \Delta \sigma_{c1}$) は t_1 において生ずるとする(図6-24 参照)。時間 t_i においてコンクリートのひずみは

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} = & \frac{\Delta \sigma_{c1}}{E_c} (1 + \phi(t_1, t_1)) \\ & + \frac{\Delta \sigma_{c2}}{E_c} (1 + \phi(t_1, \tau_2)) \\ & + \dots + \frac{\Delta \sigma_{ci}}{E_c} (1 + \phi(t_1, \tau_i)) \end{aligned} \quad (6.56)$$

ここに、 $\phi(t_1, \tau_i) = k(\tau_i) f(t_1 - \tau_i)$ 、

$k(\tau_i)$: 載荷時材令の影響を規定する関数、
 $f(t_1 - \tau_i)$: クリープの進行を規定する関数

ここで、 $\Delta \varepsilon_{e1} = \Delta \sigma_{c1} / E_c$ とおくと

$$\Delta \sigma_{c1} = \sigma_{c1} - \sigma_{c1-1} = E_c (\varepsilon_{e1} - \varepsilon_{e1-1})$$

となり、また

$$\phi(t_1, t_1) = \phi_{11}, \quad \phi(t_1, \tau_1) = \phi_{11}$$

とおくと、(6.56) 式は

$$\begin{aligned} \delta_{c,t} = & \varepsilon_{e1} (1 + \phi_{11}) + (\varepsilon_{e2} - \varepsilon_{e1}) (1 + \phi_{21}) \\ & + (\varepsilon_{e3} - \varepsilon_{e2}) (1 + \phi_{31}) \\ & \vdots \\ & + (\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ei-1}) (1 + \phi_{i1}) \end{aligned}$$

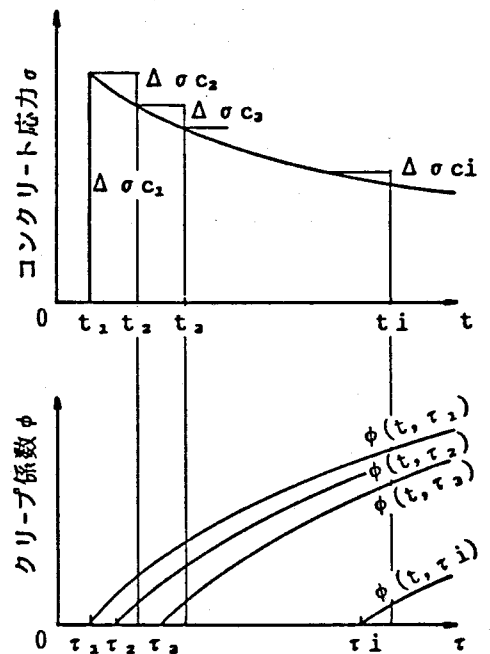


図6-24 逐次計算法
 応力、クリープ係数-時間の関係

これを整理して

$$\delta_{c,t} = \varepsilon_{e1}(1 + \phi_{11}) + \sum_{k=1}^{i-1} \varepsilon_{ek}(\phi_{k1} - \phi_{k+1,1}) \quad (6.57)$$

ここで、 $L = (1 + \phi_{11}) / d_0$ 、

$$M = \sum_{k=1}^{i-1} \varepsilon_{ek}(\phi_{k1} - \phi_{k+1,1}) / d_1$$

とおき、(6.57) 式に (6.40)、(6.41) 式を代入すると、次式が得られる。

$$(MD - F)x^3 + (LI - ME + 3G)x^2 + (LJ + 3MH)x + LK = 0 \quad (6.58)$$

この (6.58) 式を解けば x が求まる。

(e) 逐次計算法 (その2) ⁹⁵⁾

1978年の CEB-FIP コードで新しいコンクリートのクリープ係数が提案された。その係数は実際のクリープ性状をより忠実に捉えるべく複雑になっている。新しいクリープ係数の表示式は次のとおりである。

$$\phi(t, t_0) = \beta_a(t_0) + \phi_d \beta_d(t - t_0) + \phi_f [\beta_f(t) - \beta_f(t_0)]$$

この式の右辺第1項は急速初期変形を表わし、

$$\beta_a(t_0) = 0.8 [1 - f_c(t_0) / f_{c\infty}]$$

第2項は遅れ弾性変形を表わし、

$$\phi_d = 0.4$$

$\beta_d(t - t_0)$: 遅れ弾性ひずみの時間進行を示す。

第3項は遅れ塑性変形を表わし、

$$\phi_f = \phi_{f1} \cdot \phi_{f2}$$

ϕ_{f1} : 周囲の環境条件による。

ϕ_{f2} : 有効部材厚による。

$\beta_f(t)$: 遅れ塑性ひずみの時間進行を示す。

以上の $f_c(t_0) / f_{c\infty}$ 、 $\beta_d(t - t_0)$ 、 ϕ_{f1} 、 ϕ_{f2} 、および $\beta_f(t)$ は参考文献16) において図または表で与えられている。

時刻 $t = t_0$ から t_1 までのクリープを考えると、時間をいくつかに分け、クリープを起こす応力はその時間区分の間は一定であると仮定する。ただし、時間区分内で生じる変化応力の影響はその区分内においても考慮することとする (図6-25 参照)。

時間 $t_0 \sim t_1$ に生じるひずみの変化は

$$\Delta \varepsilon_1 = \sigma_{c0} \left\{ \frac{\beta_a(t_0) + 0.4\beta_d(t_1-t_0)}{E_{c.28}} + \frac{\phi_f[\beta_f(t_1) - \beta_f(t_0)]}{E_{c.28}} \right\} \\ + \frac{\Delta \sigma_{c1}}{E_c(t_1)} + \Delta \sigma_{c1} \left\{ \frac{0.4\beta_d(t_1-t_0)}{E_{c.28}} + \frac{\phi_f[\beta_f(t_1) - \beta_f(t_0)]}{2E_{c.28}} \right\}$$

時間 $t_{i-1} \sim t_i$ については

$$\Delta \varepsilon_1 = \left(\sum_{k=0}^{i-1} \Delta \sigma_{ck} \right) \frac{\phi_f[\beta_f(t_i) - \beta_f(t_{i-1})]}{E_{c.28}} + \sigma_{c0} \frac{0.4[\beta_d(t_i-t_0) - \beta_d(t_{i-1}-t_0)]}{E_{c.28}} \\ + \left(\sum_{k=1}^{i-1} \Delta \sigma_{ck} \frac{0.4[\beta_d(t_i-t_{k-1}) - \beta_d(t_{i-1}-t_{k-1})]}{E_{c.28}} \right) \\ + \Delta \sigma_{ci} \left\{ \frac{1}{E_c(t_i)} + \frac{0.4\beta_d(t_i-t_{i-1})}{E_{c.28}} + \frac{\phi_f[\beta_f(t_i) - \beta_f(t_{i-1})]}{2E_{c.28}} \right\}$$

コンクリートのヤング係数を一定とし、 $\Delta \sigma_{ci} = \sigma_{ci} - \sigma_{ci-1} = E_{c.28}(\varepsilon_{ei} - \varepsilon_{ei-1})$ とおき、初期の弾性ひずみを考慮して合計すると

$$\delta_{c.t} = \varepsilon_{e1} \left\{ 1 + \frac{\phi_f[\beta_f(t_i) - \beta_f(t_{i-1})]}{2} + 0.4\beta_d(t_i-t_{i-1}) \right\} \\ + \varepsilon_{e0} \left\{ \beta_a(t_0) + \frac{\phi_f[\beta_f(t_i) - \beta_f(t_0)]}{2} \right\} \\ + \sum_{k=1}^{i-1} \varepsilon_{ek} \left\{ \frac{\phi_f[\beta_f(t_{k+1}) - \beta_f(t_{k-1})]}{2} - 0.4[\beta_d(t_i-t_k) - \beta_d(t_i-t_{k-1})] \right\}$$

が得られる。ここで

$$\delta_{c.t} = \varepsilon_{e1} \cdot Ld_0 + Md_0$$

とおけば、逐次計算法（その1）における(6.58)式と同形の式を得る。

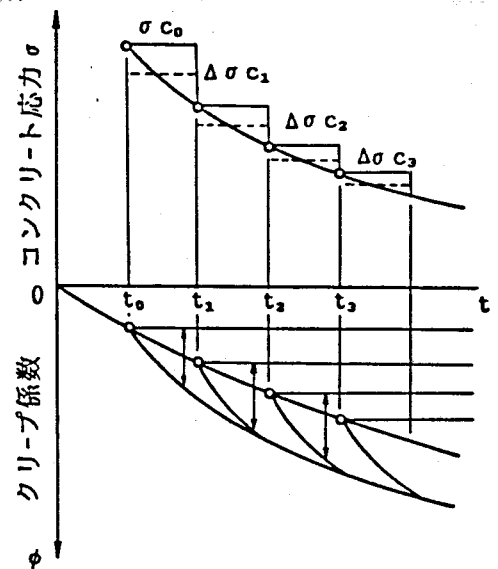


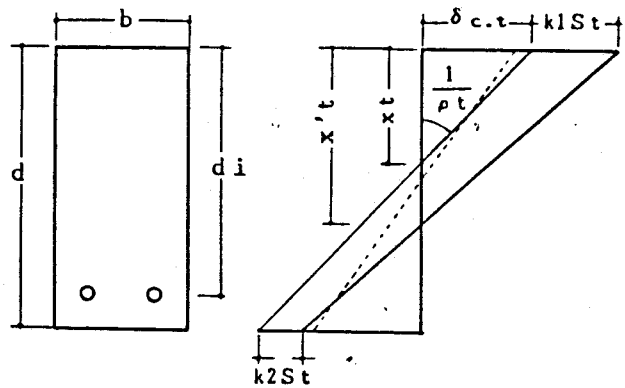
図6-25 応力、クリープ係数-時間の関係

(f) 乾燥収縮の考慮

図6-26のように上下縁で値の異なるコンクリートの乾燥収縮を考慮する⁹¹⁾。

$$\varepsilon_{s1} = (d_1 - x_t - \rho_t S_1) / \rho_t \\ \sigma_{s1} = E_1 (d_1 - x_t - \rho_t S_1) / \rho_t \\ S_1 = [k_1 - (k_1 - k_2) d_1 / d_0] S_t$$

ここに、 S_i : i 番目の鋼材位置におけるコンクリートの乾燥収縮
 k_1 : はり上縁における収縮ひずみの平均収縮ひずみ S_t に対する比、 k_2 : はり下縁の収縮ひずみの平均収縮ひずみ S_t に対する比



これらの式を (6.34) 、 (6.35) 式に代入して整理すれば、 (6.37) 式の

C および (6.39) 式の F、G は次のようになる。図 6-26 クリープ解析における乾燥収縮の考慮

$$C = 2n \sum P_i / (E_s b d_o) - 2n \sum P_i S_i$$

$$F = \sum P_i / (E_s b d_o^2) - \sum P_i S_i / d_i$$

$$G = (\sum P_i d_o - M) / (E_s b d_o^3) - \sum P_i q_i S_i / d_o$$

前節において導いた各クリープ解析において、これらの新たな C、F および G を用いれば乾燥収縮を考慮した計算式が得られる。

なお、図 6-26 において $k_2 S_t$ は圧縮側の乾燥収縮ひずみの分布形を決めるためのものであって、引張側の分布と直接関係はない。また実際のひずみ分布は太線で示されているものであり、圧縮側ひずみは細線によって [弾性ひずみ+クリープひずみ] と [乾燥収縮ひずみ] に分割される。ただし、乾燥収縮ひずみの部分は力を受け持たずにひずみの増大にのみ関与している。

コンクリートの乾燥収縮を同様な仮定で T. B-Nielsen¹⁰⁰⁾ も考慮している。ただし上下縁の収縮差は考慮されていない。

(g) クリープ解析法の特徴

以上の解析法の特徴についてまとめると次のようになる。

- i) 従来、RC はりに対して行われていたクリープ解析において、軸力を外力として扱う方法を導入することによって、PRC はりに対しても各種のクリープ解析法が適用できるようになった。
- ii) 圧縮縁ひずみにおけるクリープひずみの取扱い方を変えるだけで、基本式はそのまま各種クリープ解析法が簡単に導入でき、各解析法の比較が行える。
- iii) 単筋はりだけでなく複筋はりにも同一の式が適用できる。
- iv) 平均応力度法 (Mean-Stress 法) は分割数を変えるだけで精度を楽に上げることができる。
- v) コンクリートの乾燥収縮の考慮は (f) 項のように取扱うことによって簡単に行える。

6.3.3 算例によるクリープ解析法の検討

(a) 断面の性質と材料定数

計算に用いたはり断面の形状は、図6-27に示すような50cm×100cmの長方形である。RCはりの引張鉄筋比 p_s は1.0%とし、PRCはりにはプレストレス係数 $\lambda \approx 70\%$ 程度とし、RCはりとは終局曲げ耐力 M_u がほぼ等しくなるように鉄筋比などを決定した。複筋比 γ は両者共0.4である。

載荷モーメント M は鉄筋の許容応力度($\sigma_s = 2000\text{kg/cm}^2$)あるいはコンクリートの許容応力度($F_c/3$)によって決定された。

鉄筋のヤング係数 E_s は $2.1 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ 、緊張材のヤング係数 E_p は $2.0 \times 10^6 \text{kg/cm}^2$ 、また降伏応力度はそれぞれ $\sigma_{sy} = 3500\text{kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{py} = 12000\text{kg/cm}^2$ とする。コンクリートのヤング係数は、圧縮強度 $300 \sim 350\text{kg/cm}^2$ を想定し、 $E_c = 2.78 \times 10^5 \text{kg/cm}^2$ とする。

逐次計算法(その2)で使ったコンクリートのクリープ・乾燥収縮曲線は、CEB-FIPのデータ¹⁶⁾に基づいて決定されたものであるが、そのままでは使用しにくいものもあるので、 $\beta_f(t)$ 、 $\beta_d(t)$ 、 $\beta_s(t)$ については、文献95)に示されている各表の値を使い、また有効部材厚がパラメータになっている場合は、直線補間を行って算出した値を双曲線近似した。それらを以下に示す。

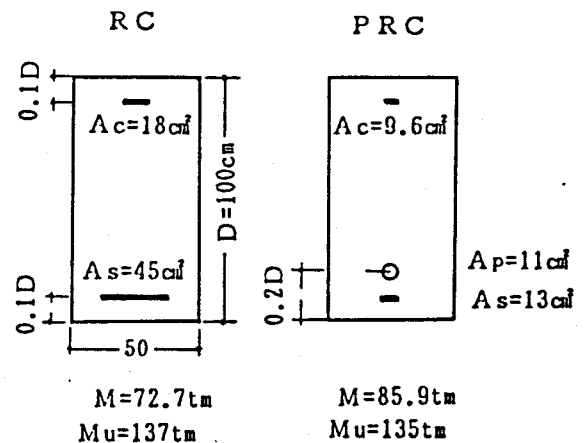


図6-27 RCおよびPRCはり断面

$$\beta_a(28) = 0.256$$

$$\beta_f(t) = t^{0.5} / (12.0 + 0.906 + t^{0.5})$$

$$\beta_d(t) = 1.017 - 0.73 / (1 + 0.016t^{0.99})$$

$$\phi(t) = 2.726[\beta_f(t) - \beta_f(28)] + 0.4\beta_d(t-28) + 0.256$$

$$\beta_s(t) = t^{0.85} / (225 + 0.935t^{0.85})$$

$$S(t) = 2.52[\beta_s(t) - \beta_s(28)] \cdot 10^{-4}$$

ただし、逐次計算法(その2)以外のクリープ曲線としては $\phi(t) - \beta_a(28)$ を近似して、最終値をCEB-FIPの最終値とほぼ等しくした次の曲線を使用した。

$$\phi'(t) = \frac{(t-28)^{0.7}}{18.3 + 0.387(t-28)^{0.7}}$$

なお、平均応力度法(Mean-Stress法)における分割数と解析精度との関係を調べるために、クリープ係数の等分割数を2、5、10、20および50分割の5つのケースについてPRCはり断面のクリープ解析を行った。その結果を表6-3に示す。なお乾燥収縮は考慮している。分割数の影響が大きく表われる材令10000日で、2分割では有効数字の3桁目に、5分割では4桁目に違いがあり、10分割では殆ど収束している。したがって、以下の解析の平均応力度法の分割数は10分割とした。

表6-3 Mean-Stress法の分割数と精度

材令 (日)	中立軸 深さ (cm)	曲率 ($\times 10^{-5}/\text{cm}$)	圧縮縁コンク リート応力 (kg/cm^2)	圧縮縁コンク リート ($\times 10^{-6}$)	引張鉄筋 ひずみ ($\times 10^{-4}$)	
28	41.55	1.010	116.6	4.196	4.893	
56	2分割	46.51	1.243	105.8	5.782	5.406
	5 "	46.51	1.243	105.8	5.781	5.406
	10 "	46.51	1.243	105.8	5.781	5.406
	20 "	46.51	1.243	105.8	5.781	5.406
	50 "	46.51	1.243	105.8	5.781	5.406
1000	2分割	58.38	1.945	88.30	11.35	6.149
	5 "	58.35	1.941	88.42	11.32	6.143
	10 "	58.34	1.940	88.44	11.32	6.142
	20 "	58.34	1.940	88.44	11.32	6.141
	50 "	58.34	1.940	88.44	11.32	6.141
10000	2分割	61.90	2.219	83.87	13.74	6.236
	5 "	61.86	2.212	84.05	13.68	6.226
	10 "	61.85	2.211	84.08	13.68	6.225
	20 "	61.85	2.211	84.08	13.67	6.225
	50 "	61.85	2.211	84.08	13.67	6.224

(b) 算定結果と考察

(1) 各解析法の比較

表6-4に、材令 10000 日におけるコンクリートのクリープによる変形の増大率の有効弾性係数法、逐次計算法(その1、Neville)、平均応力度法(Mean-Stress法)、略算法、クリープ速度法による計算値を示す。平均応力度法の解はクリープ速度法の解と一致している。各解析法を解析仮定から、最も精度がよいとみなせる逐次計算法(その1)と

表6-4 各クリープ解析法の比較(乾燥収縮考慮せず)(1)

(a) RC

材令 (日)	解析法	中立軸深さ 増大率	曲率 増大率	圧縮縁応力 減少率	圧縮縁歪 増大率	引張鉄筋歪 増大率	曲率の逐次計算 法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次 計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	—
10000	有効弾性係数法	1.495	1.336	0.587	1.998	1.045	-18.0	-11.8
	逐次計算(Neville)	1.579	1.410	0.535	2.227	1.051	—	—
	Mean-Stress法	1.582	1.413	0.533	2.235	1.051	0.7	0
	略算法	1.614	1.443	0.513	2.330	1.053	8.0	3.9
	クリープ速度法	1.582	1.413	0.533	2.235	1.051	0.7	0

(b) PRC

材令 (日)	解析法	中立軸深さ 増大率	曲率 増大率	圧縮縁応力 減少率	圧縮縁歪 増大率	引張鉄筋歪 増大率	曲率の逐次計算 法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次 計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	—
10000	有効弾性係数法	1.324	1.875	0.729	2.482	1.354	-10.5	-7.3
	逐次計算(Neville)	1.351	1.978	0.709	2.673	1.382	—	—
	Mean-Stress法	1.353	1.984	0.708	2.648	1.384	0.6	0.5
	略算法	1.361	2.017	0.701	2.746	1.393	4.0	2.9
	クリープ速度法	1.353	1.984	0.708	2.684	1.384	0.6	0.5

比較すると、はじめに6.3.1項で述べたように、応力減少過程においては有効弾性係数法はクリープの影響を小さく見積ることになるので、同法は各増大率を少なく、一方クリープ速度法などのその他の方法は増大率を大きく算出している。同表には、曲率および引張鉄筋ひずみの増大量の各計算値の逐次計算法による値との差の逐次計算値に対する割合(%)を示している。PRCはりの引張鉄筋ひずみの増大量は、逐次計算値と比較して、有効弾性係数法は7.3%小さく、略算法は2.9%、平均応力度法(Mean-Stress法)およびクリープ速度法は0.5%大きく算出している。

表6-5に、コンクリートの乾燥収縮を考慮した場合の計算結果を示す。各計算値間の差異は、乾燥収縮を考慮しない場合と同程度である。なお、中立軸深さは図6-26の x_t でなく $x't$ で示している。

表6-5 各クリープ解析法の比較(乾燥収縮考慮)(2)

(a) RC								
材令(日)	解析法	中立軸深さ増大率	曲率増大率	圧縮縁応力減少率	圧縮縁歪増大率	引張鉄筋歪増大率	曲率の逐次計算法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	—
10000	有効弾性係数法	1.696	1.481	0.578	2.511	1.028	-13.5	-15.2
	逐次計算(Neville)	1.764	1.556	0.518	2.745	1.033	—	—
	Mean-Stress法	1.767	1.559	0.516	2.754	1.034	0.5	3.0
	略算法	1.790	1.586	0.496	2.838	1.035	5.4	6.1
(b) PRC								
材令(日)	解析法	中立軸深さ増大率	曲率増大率	圧縮縁応力減少率	圧縮縁歪増大率	引張鉄筋歪増大率	曲率の逐次計算法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	—	—
10000	有効弾性係数法	1.472	2.090	0.744	3.077	1.244	-8.0	-10.0
	逐次計算(Neville)	1.488	2.185	0.722	3.250	1.271	—	—
	Mean-Stress法	1.489	2.190	0.721	3.260	1.272	0.4	0.4
	略算法	1.494	2.222	0.714	3.318	1.281	2.7	3.7

逐次計算法(その2)は、逐次計算法(その1)、クリープ速度法および平均応力度法とは、コンクリートのクリープ曲線の仮定に違いがあるので、直接比較することができない。そこで、クリープ曲線を必要としない有効弾性係数法と比較して、表6-6に逐次計算法(その2)の解を示す。同表によると、逐次計算法(その2)の解と有効弾性係数法による解との差異は、逐次計算法(その1)と有効弾性係数法の解の差異と同程度である。

表6-6 各クリープ解析法の比較(3)

(a) RC (乾燥収縮考慮)								
材令(日)	解析法	中立軸深さ増大率	曲率増大率	圧縮縁応力減少率	圧縮縁歪増大率	引張鉄筋歪増大率	曲率の逐次計算法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.0	0.0
10000	有効弾性係数法	1.701	1.486	0.573	2.527	1.028	-11.2	-15.2
	逐次計算(CEB-FIP)	1.757	1.547	0.523	2.721	1.033	0.0	0.0
(b) PRC (乾燥収縮考慮)								
材令(日)	解析法	中立軸深さ増大率	曲率増大率	圧縮縁応力減少率	圧縮縁歪増大率	引張鉄筋歪増大率	曲率の逐次計算法との差(%)	引張鉄筋歪の逐次計算法との差(%)
28		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	0.0	0.0
10000	有効弾性係数法	1.475	2.105	0.740	3.105	1.248	-7.9	-9.8
	逐次計算(CEB-FIP)	1.490	2.200	0.719	3.279	1.275	0.0	0.0

以上まとめると、解析法の精度は逐次計算法（その1、その2）、クリープ速度法・平均応力度法(Mean-Stress法)、略算法、有効弾性係数法の順になるが、計算の煩雑さも同じ順になる。平均応力度法(Mean-Stress法は)、クリープ係数を5~10分割するだけで、逐次計算法による解に近い値が得られ、各逐次計算法の煩雑さと比べ、簡単に優れた方法である。ただし、この方法はクリープ曲線が必ず必要である。クリープ速度法は、平均応力度法(Mean-Stress法)と同じ精度で、P R C部材では数値積分を必要とし、また乾燥収縮は考慮できない。略算法、有効弾性係数法は、クリープ曲線を必要とせず、その時点のクリープ係数、乾燥収縮ひずみが与えられれば適用できる利点を有し、計算も簡単に実用に適している。

次のはり実験におけるクリープ解析においては平均応力度法(Mean-Stress法)を用いる。

(2) 乾燥収縮の影響およびRCとP R Cの比較

表6-4および表6-5における逐次計算法による解を比較すると、乾燥収縮を考慮した場合、当然曲率の増大量は大きくなるが、引張鉄筋ひずみの増大量は考慮しない場合の65~70%に低減される。これは図6-26に点線で示す乾燥収縮を考慮しない場合の中立軸の低下に比べて、考慮した場合の応力に対応する中立軸の低下が小さいためである。

表6-5の逐次計算法の解によると、RCの引張鉄筋ひずみの増大率は、通常いわれているように10%以下⁷⁵⁾の3.3%(乾燥収縮を考慮)であるのに対して、P R Cは27.1%と大きい。鉄筋応力の増大量で比べても、RCの場合2000 kg/cm²から2067 kg/cm²に67 kg/cm²増大しているだけであるのに対して、P R Cは1027 kg/cm²から1307 kg/cm²と約300 kg/cm²増大し、P R Cにおける鉄筋応力の増大量は、RCの場合よりかなり大きく、その影響は無視できない。

このようにP R Cの引張鉄筋応力の増大量がRCより大きい理由として、次のことが考えられる。引張鉄筋応力の増大は、圧縮側コンクリートのクリープによる中立軸位置の低下によって、応力中心距離が減少するために生じる現象であるが、中立軸位置が低下すると、コンクリートの圧縮応力負担面積が増大し、圧縮縁コンクリート応力は減少する。t = 0においてP R Cのように中立軸位置が深いと、この圧縮応力負担面積の増大率は小さく、圧縮縁コンクリート応力の減少率は少なくなる。その結果、圧縮縁コンクリートのクリープ変形は大きく、中立軸位置の低下は大きく、応力中心距離の減少率がより大きくなるためである。

6.4 PRCはりの持続載荷実験

6.2節において、両引試験体の持続載荷試験によって、持続荷重下における鉄筋とコンクリートとの間の付着性状を明らかにし、また、6.3節においてPRCはりのクリープ計算式を導いた。

本節では、3つのPRCはりの持続載荷実験を行って、PRCはりの持続荷重下のひびわれ幅やたわみの増大を捉えた。実験ⅠはRCはりとの比較を主目的に、実験Ⅱは鉄筋応力の大きさを主変数に、実験Ⅲは持続載荷前の荷重履歴を主変数にしている。持続載荷期間はいずれの実験も2～3年である。

6.4.1 実験Ⅰ

(1) 実験概要

(a) 試験体

はり試験体は、図6-28に示すような12×20cmの長方形断面で、長さは200cmである。スターラップは、せん断スパンにのみ、普通鉄筋φ6を7cm間隔に配筋した。はり試験体の種類を表6-7に示す。試験体RC3は、複筋比 $\gamma = 1$ の複筋はりで、他は単筋はりである。試験体RC2は鉄筋とコンクリートとの間の付着応力の緩和によるせん断スパンからの、鉄筋の抜け出しの影響をチェックするために、図6-28に示すようなフックを設けた。PRCはりは、RCはりと同様終局曲げ耐力がほぼ等しくなるように鋼材量を選定した。緊張材は、PRC1では普通鉄筋と同じ高さ

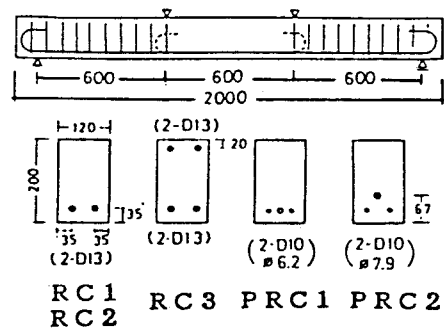


図6-28 はり試験体の形状

表6-7 はり試験体の種類

試験体 記号	普通 鉄筋	PC鋼材	初引張力 (kg)	λ (%)	終局曲げモーメント (t m)			持続載荷 モーメント (t m)
					計算値	実験値 (S)	実験値 (R)	
RC 1	2-D13	—	—	0	1.534	1.635	1.538	0.75
RC 2	2-D13	—	—	0	1.534	1.560	1.605	0.75
RC 3	2-D13	—	—	0	1.534	—	—	0.75
PRC 1	2-D10	φ 6.2	2810	36	1.568	1.692	1.673	0.75
PRC 2	2-D10	φ 7.9	4510	46	1.699	—	—	0.85

終局曲げモーメントの実験値(S)および実験値(R)はそれぞれ単調および繰返し載荷試験体の値

位置に、PRC2では核半径の位置に配置した。これら緊張材の目標初引張力は、規格降伏点強度の80%とした。試験体RC1、2およびPRC1については持続載荷用試験体のほかに各2体製作し、単調および繰返し載荷を行って曲げ性状を調べた。その終局曲げモーメントを表6-7中に実験値(S)、(R)として示す。

持続荷重の大きさは、試験体RC1、RC2、RC3およびPRC1に対しては、持続

載荷開始時においてRC1のひびわれ断面での引張鉄筋応力が 2000kg/cm^2 程度となる曲げモーメント $M_1=0.75\text{t}\cdot\text{m}$ 、PRC2に対しては、PRC1とほぼ同じ鉄筋応力となる曲げモーメント $M_2=0.84\text{t}\cdot\text{m}$ とした。表6-8に持続載荷直前における有効プレストレスなどと、持続載荷開始時におけるひびわれ断面での引張鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ 、鉄筋位置のコンクリート応力が0の時点(以下鉄筋位置のDecompression時と呼ぶ)からのその変化量 $\Delta\sigma_{s,max}$ および上縁コンクリートの圧縮応力の計算値を示す。

表6-8 有効プレストレス、持続載荷開始時の応力

試験体記号	PC鋼材有効引張力(kg)	引張鉄筋圧縮力(kg)	下縁有効プレストレス(kg/cm ²)	持続載荷開始時の応力(kg/cm ²)		
				引張鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$	$\Delta\sigma_{s,max}$	上縁コンクリート応力
RC1	—	745	-8	2170	2507	160
RC2	—	745	-8	2170	2507	160
RC3	—	971	-7	2150	2581	122
PRC1	2680	1150	19.1	1411	2138	151
PRC2	4440	1100	23.1	1472	2123	181

(b) 使用材料

コンクリートは、普通ポルトランドセメント、山砂および砕石を使用した重量配合比1:1.76:2.55、W/C=46%の、レディミクストコンクリートを用いた。普通鉄筋は市販のSD35の異形鉄筋D13およびD10を、PC鋼材は7本より線(A種)を用いた。表6-9に鋼材、および試験時におけるコンクリートの力学的性質を示す。

表6-9 コンクリートと鋼材の力学的性質

コンクリート			
試験材令	圧縮強度 $F_c(\text{kg/cm}^2)$	ヤング係数 $E_c(10^5\text{kg/cm}^2)$	割裂引張強度 $F_t(\text{kg/cm}^2)$
24日	353	2.84	32.0

鋼材			
使用鋼材	断面積(cm^2)	ヤング係数(10^5kg/cm^2)	降伏点応力度(kg/cm^2)
D13	1.11	2.1	4300
D10	0.63	2.1	4500
$\phi 6.2$ より線	0.232	2.03	14200
$\phi 7.9$ より線	0.364	2.01	14800

(c) 試験体の製作および持続載荷方法

PRC試験体のプレストレスの導入は、コンクリート材令15日に行い、直ちにW/C=46%の早強ポルトランドセメントペーストのグラウトを注入した。単調および繰返し載荷は、材令21~25日に行い、持続載荷は材令28~30日から開始した。試験体は、コンクリート打ち込み時から載荷直前迄は恒温恒湿室(20±1℃, 60±5%)で湿布養生を行い、持続載荷実験も同室で行った。

持続載荷方法を図6-29に示す。RC1とRC2、RC3とPRC1、PRC2とH型鋼を1組として載荷した。持続載荷中の測定は、測定前に持続荷重をチェックした後に行った。ひびわれ幅および引張鉄筋ひずみは、曲げスパン内の鉄筋位置コンクリートの表面において、検長40mmのcontact strain gageにて、コンクリートの圧縮緑ひずみは、上縁から1cmの両側面において、検長

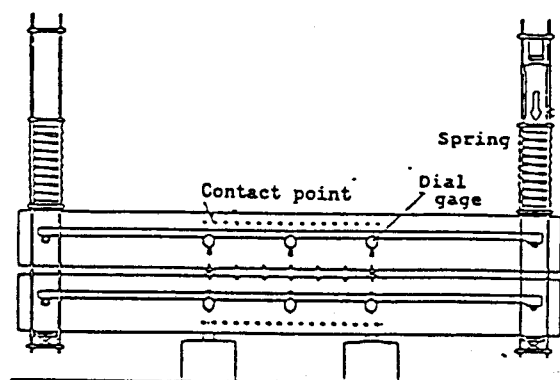


図6-29 持続載荷方法

100mmの同gageにて測定した。

コンクリートの自由乾燥収縮およびクリープひずみは、はり断面と同じ断面の12×20×50cmの角柱試験体（各2体）にて、検長300mmのcontact strain gageを用いて測定した。クリープ試験体の持続応力は62.5kg/cm²である。図6-30に乾燥収縮 S_t およびクリープ係数 ϕ_t を示す。

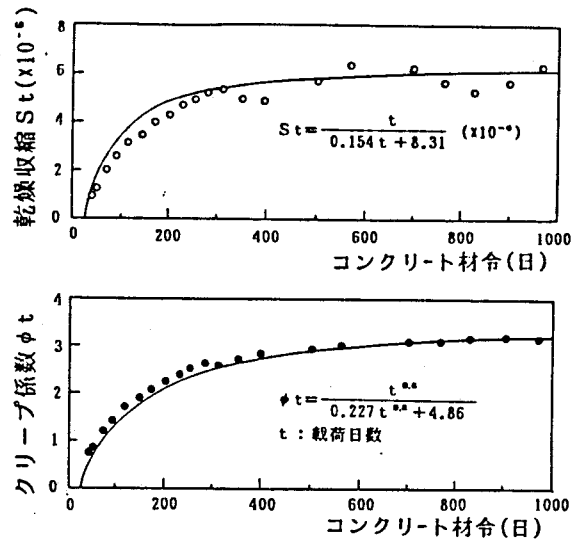


図6-30 乾燥収縮・クリープ係数

(2) 実験結果および考察

(a) 曲げひびわれ状況

持続載荷試験体の両側面のひびわれ状況を図6-31に示す。5体の試験体において、持続載荷中に新たにひびわれが生じたのは、矢印で示す試験体PRC1における1本のみで、それも他側面に生じていたものが進展したものである。表6-10に示す平均ひびわれ間隔 l_{av} は、持続載荷試験体のは持続載荷開始時の値であり、単調および繰返し載荷試験体（試験体末尾記号(S)、(R)）のは、ひびわれ定常状態における値である。両者の比較から、持続載荷開始時において既にひびわれ定常状態に達しているとみなすことができ、このような場合には、持続載荷中に新たなひびわれは発生しないと言える。

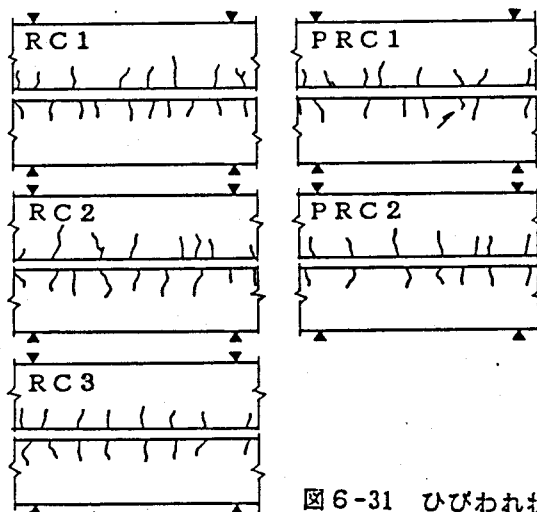


図6-31 ひびわれ状況

表6-10 平均ひびわれ間隔

試験体	l_{av} (cm)
RC1	9.2
RC1 (S)	9.4
RC1 (R)	9.7
RC2	10.0
RC2 (S)	8.4
RC2 (R)	7.8
RC3	9.5
PRC1	9.8
PRC1 (S)	9.9
PRC1 (R)	10.1
PRC2	10.9

(b) 平均鉄筋ひずみ

初載荷時における鉄筋位置のDecompression時からの平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s,av}$ の経時変化を図6-32に示す。持続載荷中の $\Delta \epsilon_{s,av}$ の増加は、付着応力の緩和によって鉄筋周りのコンクリートの協力（拘束）作用が減少すること、圧縮側コンクリートのクリープによって引張鉄筋の応力が増大すること、さらにこの鉄筋応力の増大によ

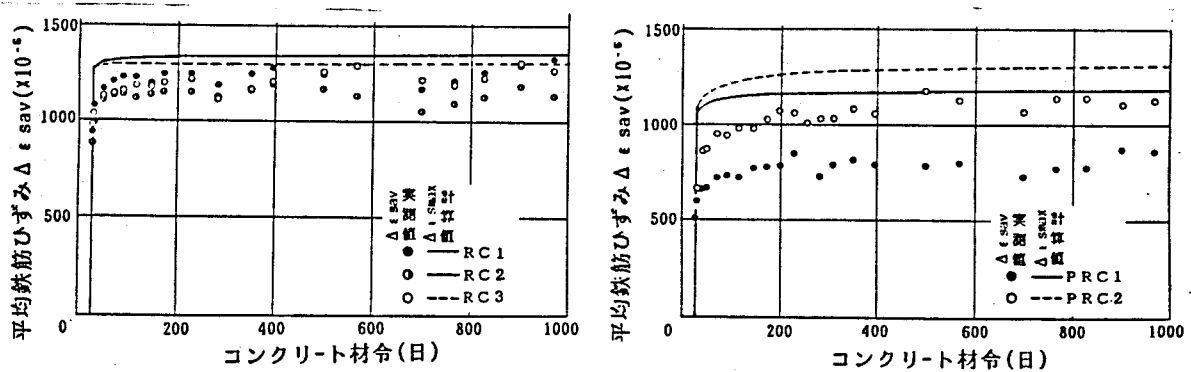


図 6-32 鉄筋ひずみの経時変化

ってコンクリートの協力作用が減少することに起因する。

図 6-32 中には、6.3 節で導いたクリープ解析法 (Mean-Stress 法) によって計算したひびわれ断面における鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s,max}$ の経時変化も示している。この $\Delta \epsilon_{s,max}$ の増大に比べて、 $\Delta \epsilon_{s,av}$ の増大は大きく、特に持続荷重後数日間に $\Delta \epsilon_{s,av}$ は急激に増大している。このような $\Delta \epsilon_{s,av}$ の急増は、6.2 節の一定応力を持続荷重した両引試験体においても認められたことから、主として付着応力の緩和によるものと考えられる。さらに時間の経過とともに、RC はりにおいては $\Delta \epsilon_{s,av}$ は $\Delta \epsilon_{s,max}$ に近づき、引張側コンクリートの働きは消失していく傾向にある。しかし、持続荷重開始時にコンクリートの協力作用が大きい PRC はりにおいては、持続荷重中にもその効果が残存している。

また、RC はりにおいて、圧縮鉄筋は後述するように圧縮縁のひずみおよびたわみの制御に効果があるのに反して、引張鉄筋のひずみの制御には効果が認められない。

(c) コンクリートの圧縮縁ひずみ

圧縮縁ひずみの経時変化を図 6-33 に示す。コンクリートの圧縮縁ひずみは、引張鉄筋コンクリートのひずみに比べてその増大率は大きく、また圧縮鉄筋の効果によって、RC3 のひずみ増大量は他のはりよりも少ない。同図中にはコンクリートの乾燥収縮を考慮したクリープ解析結果も示す。計算値は実測値とほぼ一致している。

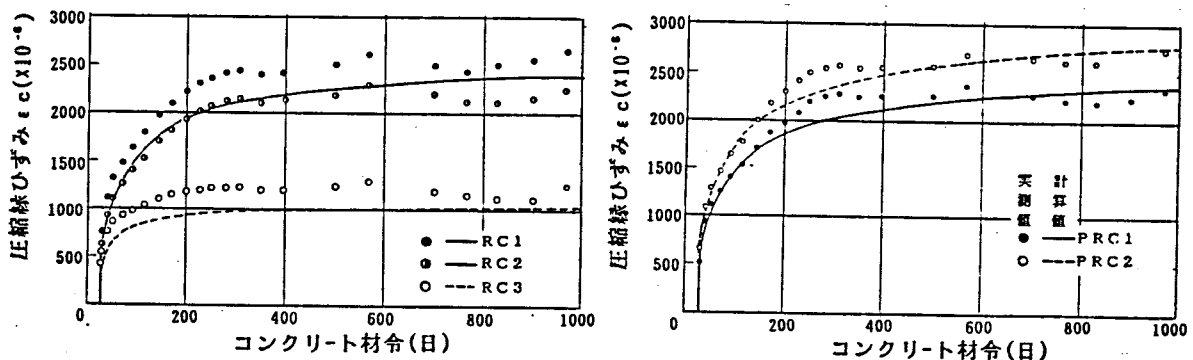


図 6-33 圧縮縁ひずみの経時変化

(d) 平均ひびわれ幅と最大ひびわれ幅

コンクリート部材のひびわれ挙動はばらつきのできる現象なので、一般に、まず平均ひびわれ幅 w_{av} を算定し、制御目標値に対する特性値はその k 倍とされる。本章においても、持続荷重中のひびわれ幅の増大は、平均ひびわれ幅を直接対象として検討を行う。その妥当性を検討するために、平均ひびわれ幅 w_{av} の増大率と最大ひびわれ幅 w_{max} の増大率を図6-34に示した。この図から、 w_{av} の増大率と w_{max} の増大率はほぼ等しく、 w_{av} と w_{max} の比率は、持続荷重中も変わらないとみなせる。

なお、 w_{av} の増大率は、初荷重時に鉄筋応力が $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ のRCはりでは約1.5、鉄筋応力を小さく、すなわち初期ひびわれ幅を小さく制御されたPRCはりでは約2である。

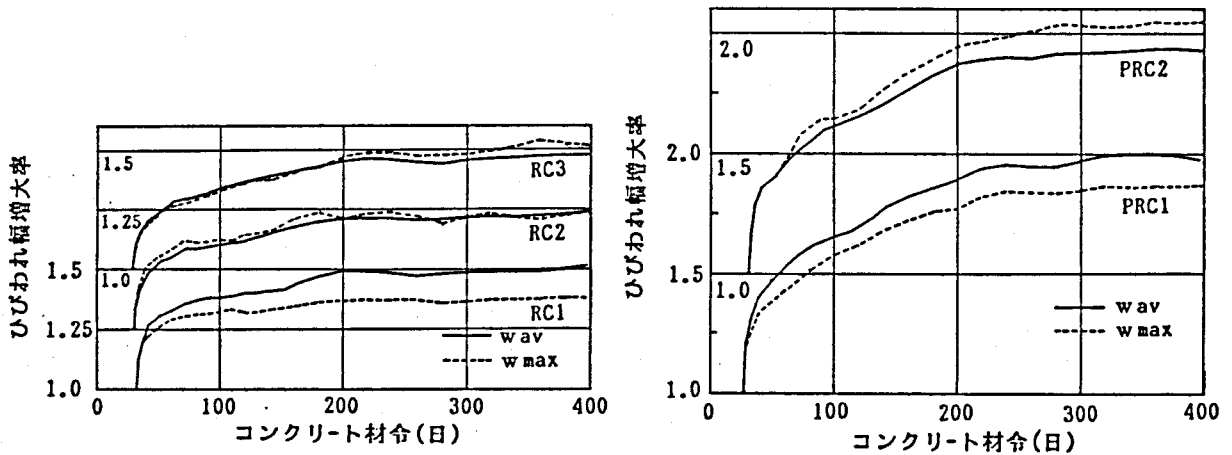


図6-34 平均ひびわれ幅 w_{av} と最大ひびわれ幅 w_{max} の増大率

(e) 平均ひびわれ幅

平均ひびわれ幅の経時変化を図6-35に示す。上述のように持続荷重開始後数日間に鉄筋ひずみが急激に増大するため、ひびわれ幅もこの期間に急増し、その後は主にひびわれ間コンクリートの収縮によって漸増する。圧縮鉄筋は引張鉄筋のひずみ増大にはあまり関係しないので、複筋はりのRC3も単筋はりのRC1、RC2と同様な w_{av} の増大傾向を示している。せん断スパンからの鉄筋の抜け出しを懸念して、フックを設けたRC2と、フックのないRC1のひびわれ幅の増大状況に差はなく、鉄筋の抜け出しはないもの

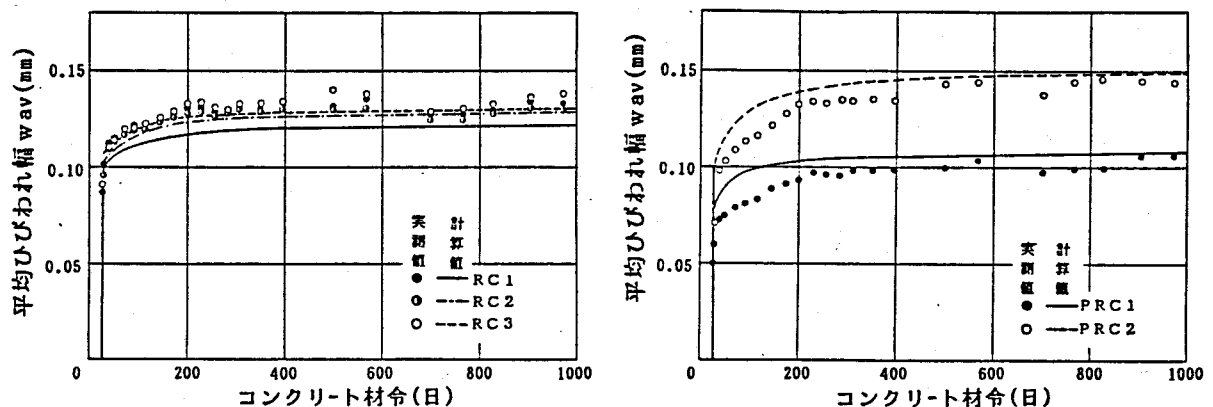


図6-35 平均ひびわれ幅の経時変化

と判断される。PRCはり、特にPRC2は前節のクリープ解析の項でも述べたように、プレストレスの存在によってRCはりよりも、圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増大量が大きいいため、ひびわれ幅の増大量もRCはりよりも大きくなった。

(f) ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ

鉄筋位置コンクリート表面において測定した、ひびわれ間コンクリートの持続載荷開始後の収縮ひずみ ϵ_{sh} の、自由乾燥収縮ひずみ S_t に対する割合 β を図6-36に示す。

ϵ_{sh} には、付着応力の緩和によってコンクリートの引張応力が減少したことによる収縮ひずみが僅かながら含まれているので、持続載荷開始後数日間は、 ϵ_{sh} は S_t より大きくなる場合もあるが、時間経過とともにその影響は弱まり、 β はいずれの試験体においてもほぼ一定値となり、その値は0.6前後である。

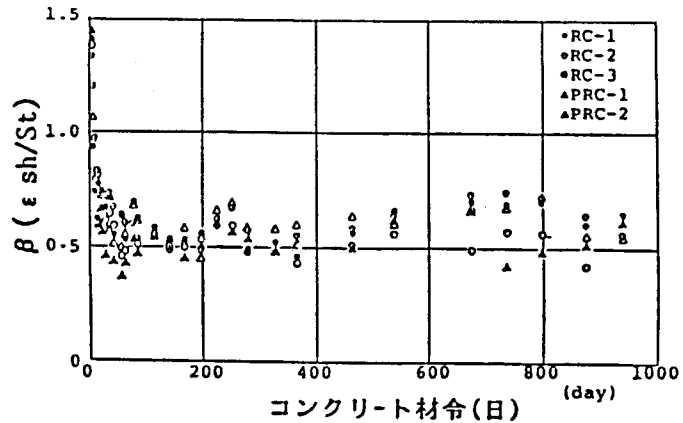


図6-36 ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合 β

(g) たわみ

曲げスパンにおける中央たわみの経時変化を図6-37に示す。複筋ばりであるRC3は、コンクリートの圧縮縁ひずみの増大が少ないため、たわみの増大量は他のはりよりも少ない。PRCはりの持続載荷開始時のたわみは、平均鉄筋ひずみが小さいため、RCはりよりも小さいが、持続載荷中のコンクリートの圧縮縁ひずみの増大はRC単筋ばりと同程度なので、たわみの増大量もRC1、RC2はりとはほぼ同じである。

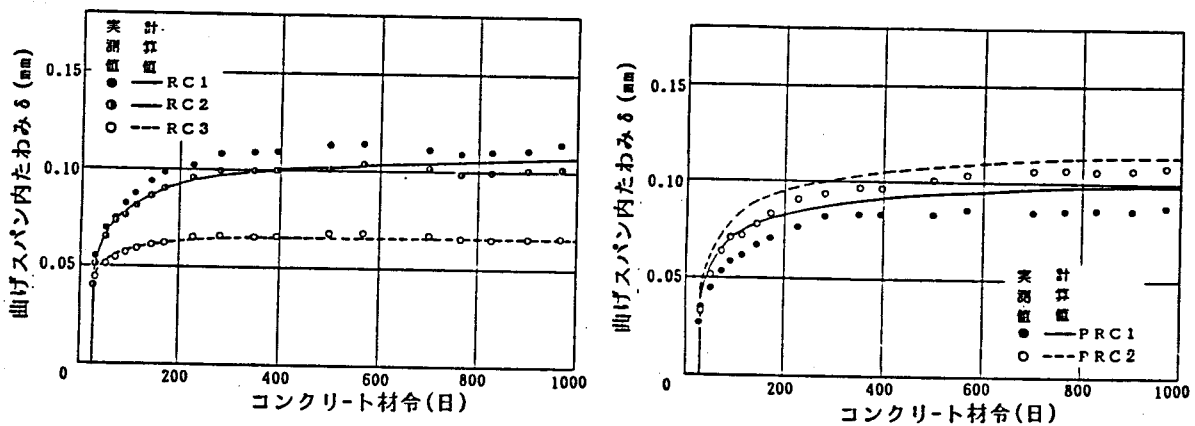


図6-37 曲げスパンたわみの経時変化

(3) 結論

(i) 平均鉄筋ひずみは、付着応力の緩和等によって載荷後数日間に急激に増加し、そ

の後はコンクリートのクリープによって漸増する。コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増大量は、プレストレス力が軸力として作用する P R C において R C より大きい。

(ii) ひびわれ幅の増大に及ぼすひびわれ間コンクリートの収縮の影響は、付着応力の緩和の影響と同程度かそれ以上で、そのひびわれ間コンクリートの収縮は、自由乾燥収縮量の60~70%であった。

(iii) 平均ひびわれ幅の増大率と最大ひびわれ幅の増大率はほぼ等しく、持続荷重下において平均ひびわれ幅と最大ひびわれ幅の割合は変わらない。

(iv) 単筋ばりの圧縮縁のひずみは初載荷時の値の4~5倍に大きく増大した。それに対して、複筋ばり ($\gamma=1.0$) の増大率は約 2.5 倍で、圧縮鉄筋の効果が確認された。クリープ計算値は実測値とほぼ一致している。

(v) 持続載荷中のたわみの増大は、主に圧縮縁コンクリートひずみの増大に支配されている。したがって、複筋ばりでは単筋ばりに比べて、大いに長期たわみが制御されている。プレストレスは、鉄筋ひずみの制御によって初期たわみを低減させるが、長期付加たわみの制御に対しては効果が認められなかった。

6.4.2. 実験 II

(1) 実験概要

P R C では、ひびわれ制御のため引張鉄筋応力は $1000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下に制御される場合も多い。またパーシャルプレストレスコンクリートとして設計された部材においても、収縮あるいは温度応力などの計算外の応力によってひびわれが発生する場合もある。実験 II では、ひびわれ発生直後の状態から許容鉄筋応力 ($2200\text{kg}/\text{cm}^2$) までの範囲で、鉄筋応力を4水準とり、ひびわれ状況、ひびわれ幅および鉄筋ひずみの増大量を調べた。

(a) 試験体の種類

試験体の断面形状を図6-38に、試験体の種類を表6-11に示す。試験体は $12 \times 25\text{cm}$ の長方形断面の複筋ばりで長さは2mである。ひびわれ分散に対する鉄筋、および P C 鋼材の影響を等しくすると同時に、2つの試験体を1組とする持続載荷の都合上、持続荷重の大きさを等しくするために、鉄筋および P C 鋼材は全試験体とも同一配筋としたうえで、P C 鋼材の初引張力を変化させた。

せん断補強筋として、せん断スパンにのみ普通鉄筋 $\phi 6$ を 100mm 間隔で配筋した。試験体は持続載荷試験体のほかに、同一の試験体を各1体製作し、単調載荷試験を行って、基本的な曲げ性状を調べた。持続および単調試験体の記号末尾に、それぞれ L および R を付記する。

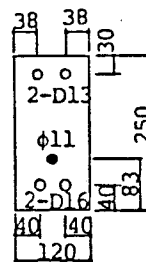


表6-11 試験体の種類

試験体名	P C 鋼材の 初引張力 $P_o(\text{kg})$	平均プレ ストレス $\sigma_g(\text{kg}/\text{cm}^2)$
No.1-S,L	1000	3.3
No.2-S,L	4000	13.3
No.3-S,L	7000	23.3
No.4-S,L	10000	33.3

図6-38 試験体断面形状

持続荷重の大きさは、全試験体同じで、単調載荷試験結果を参考にして、持続載荷した試験体 No. 4-L のひびわれモーメントである 1.32 tm とした。

表 6-12 に、ひずみ測定値から算出した緊張材の有効引張力、

負のプレストレス力として作用している引張鉄筋圧縮力、およびそれらによるコンクリート下縁の有効プレストレスを示す。また、同表には持続載荷開始時のひびわれ断面での $\sigma_{s,max}$ 、鉄筋位置のコンクリート応力が 0 の時点からのその変化量 $\Delta\sigma_{s,max}$ 、および圧縮縁コンクリート応力の計算値を示す。ひびわれ幅に直接関係する $\Delta\sigma_{s,max}$ は、600~2000kg/cm² の範囲にあり、圧縮縁コンクリート応力は圧縮強度の 40% 以下でクリープの比例則が成り立つ範囲にある。

表 6-12 有効プレストレス、持続載荷開始時の応力

試験体記号	PC鋼材有効引張力 (kg)	引張鉄筋圧縮力 (kg)	下縁有効プレストレス (kg/cm ²)	持続載荷開始時の応力 (kg/cm ²)		
				引張鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$	$\Delta\sigma_{s,max}$	上縁コンクリート応力
No. 1-L	911	1380	-6	1530	1940	107
No. 2-L	3820	2140	8	1000	1520	106
No. 3-L	6850	2590	25	493	1010	102
No. 4-L	9830	3280	38	20	614	97

(b) 使用材料

コンクリートは普通ポルトランドセメント、山砂および砕石からなる重量比で 1 : 1.54 : 2.17、w/c = 46% のレディミクストコンクリートを用いた。表 6-13 にコンクリ

表 6-13 コンクリートの力学的性質

試験材令	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	ヤング係数 E_c (10 ⁵ kg/cm ²)	割裂引張強度 F_t (kg/cm ²)
7日	258	2.35	27.0
24日	315	2.38	26.1
337日	333	2.18	22.6
766日	323	2.14	23.9

ートの力学的性質を示す。ヤング係数は $1/3 F_c$ における割線弾性係数である。普通鉄筋は、横ふし異形鉄筋 D13 (降伏点応力度 $\sigma_{sy} = 4030$ kg/cm²)、および D16 ($\sigma_{sy} = 3650$ kg/cm²) を、PC鋼材は $\phi 11$ の D種異形鋼棒 ($\sigma_{py} = 13900$ kg/cm²) を用いた。

(c) 試験体の製作および持続載荷方法

プレストレスの導入は、コンクリート材令 7日に行い、直ちに w/c = 45% の早強ポルトランドセメントペーストのグラウトを注入した。単調載荷は材令 17~19日に行い、持続載荷は材令 23日から開始した。持続載荷方法は実験 I と同じである。試験体 No. 1-L と No. 2-L、No. 3-L と No. 4-L をそれぞれ 1組として載荷した。持続載荷は 2年間継続し、その後試験体 No. 3、No. 4 は単調に曲げ破壊まで載荷した。

図 6-39 にクリープ係数 ϕ_t と乾燥収縮 S_t を示す。同図中の曲線は最小自乗法で求めた近似曲線であり、後の解析ではこれらの近似曲線を用いた。なお持続載荷実験は温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、相対湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒室で行った。

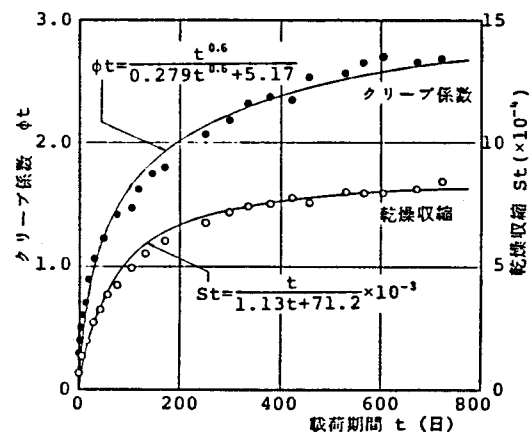


図 6-39 乾燥収縮・クリープ係数

(2) 実験結果および考察

表6-14 にひびわれモーメント M_{cr} や平均ひびわれ間隔 l_{av} などの実験値と計算値をまとめて示す。単調荷試験体(S)の l_{av} はひびわれ定常状態での値であり、持続荷試験体(L)の l_{av} は持続荷中での値である。試験体No.3-L、No.4-Lの終局曲げモーメント M_u の実験値などは持続荷試験終了後の荷重試験によるものである。

表6-14 実験結果一覧表 (M_{cr} , M_u , l_{av})

試験体名	曲げひびわれモーメント		終局曲げモーメント		平均ひびわれ間隔	
	Mcr(実) (t·m)	Mcr(計) (t·m)	Mu(実) (t·m)	Mu(計) (t·m)	lav(実) (cm)	lav(計) (cm)
No.1 S	0.38	0.49	3.87	3.82	10.8	11.0
No.1 L	0.42	0.47	—	—	11.9	11.0
No.2 S	0.75	0.69	3.96	3.97	11.1	11.0
No.2 L	0.78	0.64	—	—	13.3	11.0
No.3 S	0.98	0.86	4.35	3.93	11.1	11.0
No.3 L	1.20	0.85	4.40	3.93	12.5	11.0
No.4 S	1.20	1.07	4.45	3.94	10.3	11.0
No.4 L	1.32	1.02	4.35	3.88	10.2	11.0

Mcr(実), Mu(実) : ひびわれモーメントおよび終局曲げモーメントの実験値
 Mcr(計), Mu(計) : 日本建築学会PC規準の式による計算値
 lav(計) : (3.10)式による計算値

単調荷試験体の荷重-等曲げスパン内のたわみ関係、および曲げモーメントと平均ひびわれの関係、それぞれ図6-40 および図6-41 に示す。

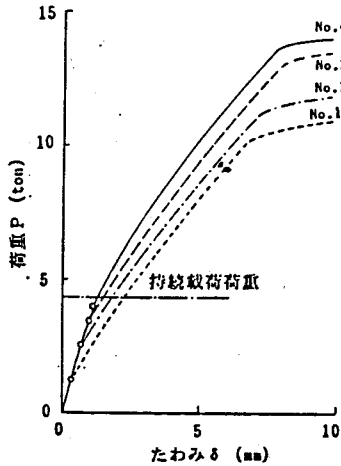


図6-40 単調荷試験体の荷重Pとたわみδの関係

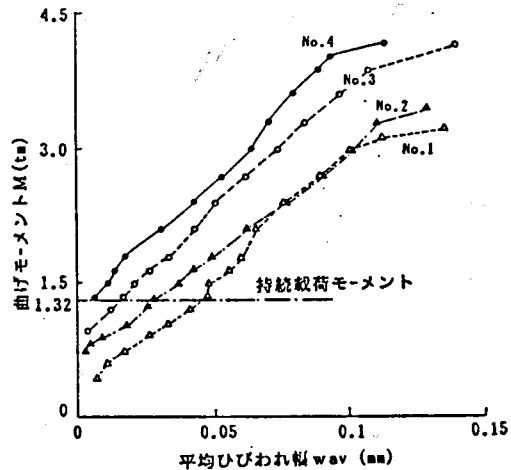


図6-41 単調荷試験体の曲げモーメントMとひびわれ幅wavの関係

(a) ひびわれ状況

ひびわれ状況を図6-42に示す。単調荷試験体のひびわれ状況図はひびわれ定常状態におけるものである。持続荷試験体では、鉄筋応力の小さいNo.3-L、No.4-Lにおいて、荷重後一週間以内にそれぞれ1および2本のひびわれが発生し、

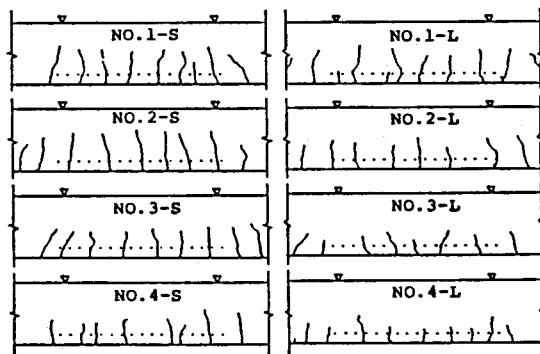


図6-42 ひびわれ状況

図6-42に示すようになった。表6-13の l_{av} はこの時点での値である。これらの l_{av} は単調荷重試験体の l_{av} と同程度であること、また持続荷重後、曲げ破壊まで荷重試験を行ったNo.3-L、No.4-Lにおいて、持続荷重を越えた荷重域でも新たなひびわれの発生はなかったことから、鉄筋応力の小さい持続荷重試験体でも持続荷重の初期にひびわれ定常状態に至っていたと考えられる。したがって、ひびわれ幅の計算において、持続荷重開始時ではひびわれ定常状態に至っていないような場合でも、ひびわれ定常状態における l_{av} が用い得るものと考えられる。

(b) 平均鉄筋ひずみ

各試験体の等曲げスパンにおける平均鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の経時変化を図6-43に示す。同図中の曲線は、クリープ解析にて計算したひびわれ断面での鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.max}$ の経時変化である。

持続荷重による鉄筋ひずみの増大は、主に、

- ① 圧縮側コンクリートのクリープによる中立軸位置の低下から生ずる応力中心距離 j の減少、および② 引張側におけるひびわれ間コンクリートと鉄筋との間における付着応力の緩和によって生ずる。

解析結果は圧縮側コンクリートのクリープの影響を示すものであるが、本試験体は複筋ばり($\gamma=0.61$)であるため、実験Iでも示されたように、その影響は小さく、 $\Delta \epsilon_{s.max}$ の増大量の最も大きい試験体No.1-Lにおいても、2年間の増大量は 52.8×10^{-6} で持続開始時の値の5.7%である。一方、鉄筋応力の小さい試験体No.4-Lでは、持続荷重開始後しばらく $\Delta \epsilon_{s.max}$ が減少している。これは圧縮側においては、コンクリートのクリープ、乾燥収縮によってコンクリート応力が圧縮鉄筋に移行するが、図6-44に示すように、No.4-Lでは中立軸位置が深いため、他の試験体とは逆に応力中立距離 j が増大したためである。

$\Delta \epsilon_{s.max}$ の計算値と $\Delta \epsilon_{s.av}$ の実測値の差は、ひびわれ間コンクリートの引張力の分担によるものと見なせるが、ひびわれ間コンクリートと鉄筋との間の付着応力の緩和によって、実験Iの場合と同様に、 $\Delta \epsilon_{s.av}$ は持続荷重初期に著

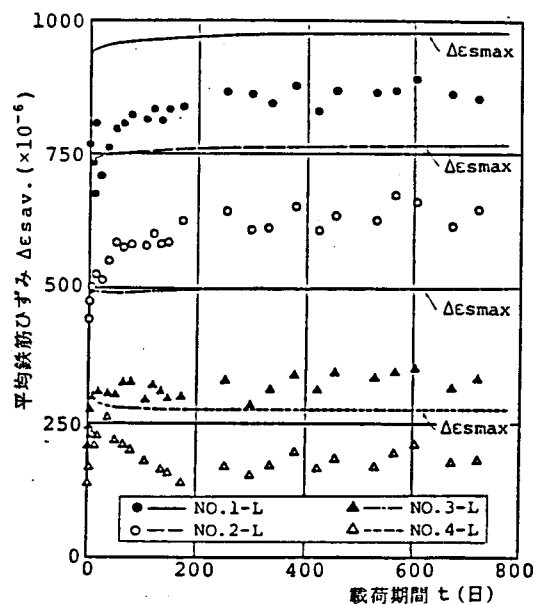


図6-43 平均鉄筋ひずみの経時変化

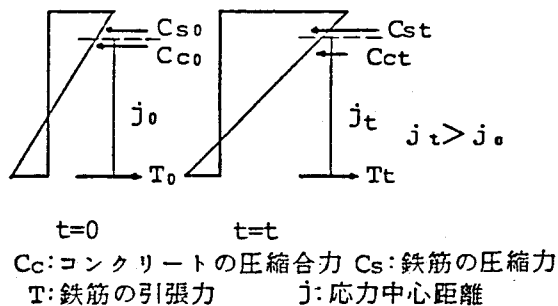


図6-44 応力中心距離の変化

しく増加している。しかし、その協力作用は2年間の持続荷重後も初荷重時の50~70%残存している。また鉄筋応力の小さい試験体No.4-Lではコンクリートの乾燥収縮によるひずみの減少が一時認められる。

(c) 圧縮縁コンクリートのひずみ

圧縮縁コンクリートのひずみの経時変化を図6-45に示す。コンクリートの圧縮縁ひずみは、引張鉄筋ひずみに比べて、その増大率は格段大きく、2年後の増大率は330~460%であった。また各試験体の初荷重時の圧縮縁応力はほぼ等しいので、ひずみの増大量にも大きな差異はない。

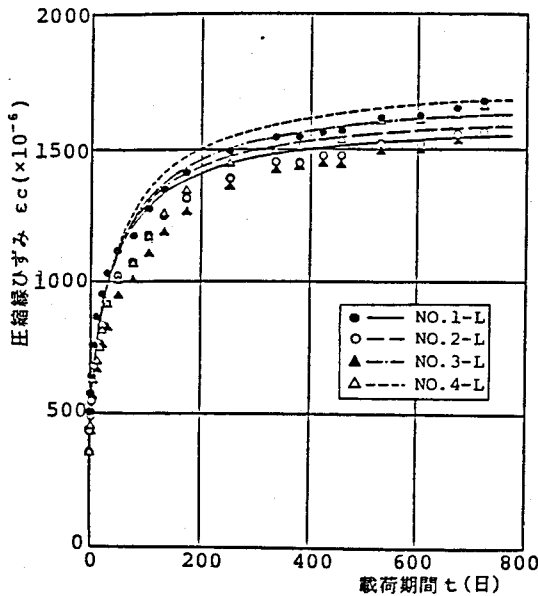


図6-45 圧縮縁ひずみの経時変化

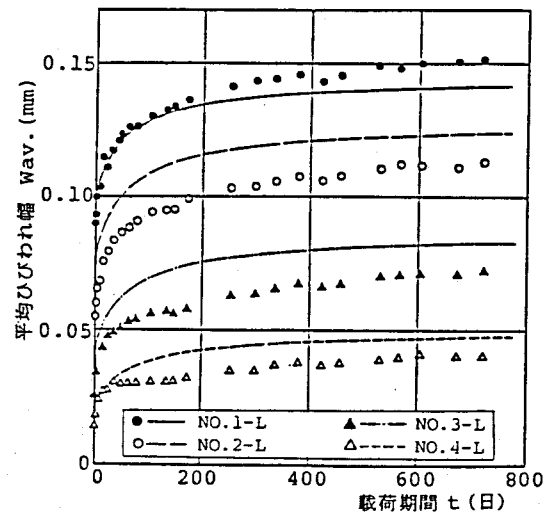


図6-46 平均ひびわれ幅の経時変化

(d) 平均ひびわれ幅 wav

平均ひびわれ幅 w_{av} の経時変化を図6-46に示す。上述のように持続荷重の初期に鉄筋ひずみが急増するため、ひびわれ幅もこの期間に急増し、その後はひびわれ間コンクリートの乾燥収縮によって漸増している。このようなひびわれ幅の増大量は、鉄筋応力が大きい程、大きくなっている。

図6-47に、各試験体におけるひびわれ間コンクリートの収縮ひずみの自由乾燥収縮ひずみ S_t に対する割合 β の経時変化を示す。実験Iと同様に、各試験体とも β は0.5~0.6の範囲に収束し、鉄筋応力の大きさの影響は認められなかった。

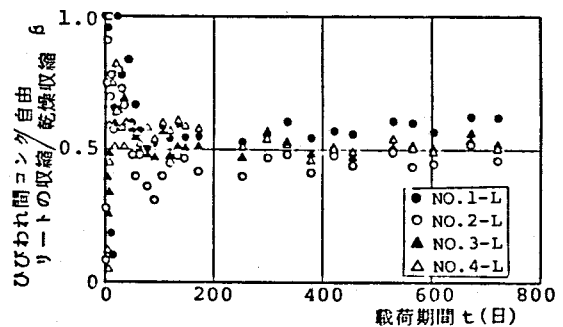


図6-47 ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合

(e) たわみ

曲げスパン内のたわみの経時変化を図6-48に示す。プレストレスの大きさに応じて、たわみは小さくなってはいるが、前述のように引張鉄筋ひずみに比べて、圧縮縁コンクリートひずみの増大量は格段に大きく、各試験体のその増大量は同程度であったため、ひびわれ幅の場合と異なって、プレストレス、すなわち鉄筋応力の大きさによるたわみ増大量の差は小さい。

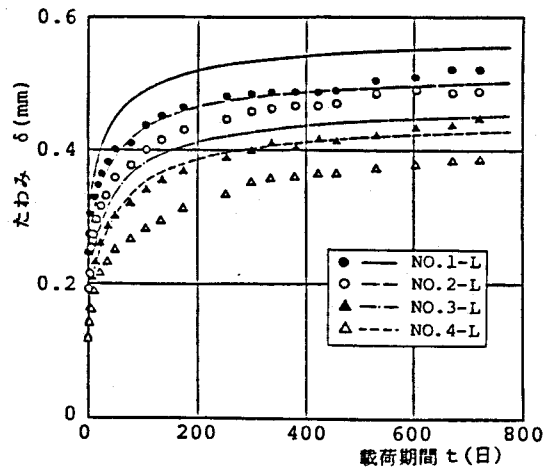


図6-48 たわみの経時変化

(3) 結論

(i) ひびわれ発生直後のひびわれ非定常状態で持続荷重を開始した試験体においても、短期間に新たなひびわれが発生し、ひびわれ定常状態になった。

(ii) PRCはりにおいても、複筋はり ($\gamma=0.64$) の場合、鉄筋ひずみの増大への圧縮側のコンクリートの影響は小さい。クリープ・乾燥収縮によって、圧縮鉄筋の分担力は増大するので、プレストレス量が大きく、中立軸位置が深い試験体では、圧縮鉄筋位置とコンクリートの圧縮合力の作用位置とのかねあいによっては、応力中心距離 j が通常の場合とは逆に増大するため、鉄筋応力は減少する場合がある。

平均鉄筋ひずみの増大量は、鉄筋応力が大きい程、大きくなる傾向にある。

(iii) ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合は、鉄筋応力の大きさの影響は小さく、0.5~0.6であった。

(iv) 平均ひびわれ幅は、プレストレスが大きくて、鉄筋応力が小さい程、増大量も小さく、持続荷重に対してもプレストレスの効果が認められた。

(v) 本実験では、いずれの試験体も持続開始時の圧縮縁コンクリート応力がほぼ等しいため、圧縮縁ひずみの増大量もほぼ等しく、したがって、各試験体間のたわみ増大量の差は小さかった。

6.4.3 実験Ⅲ

(1) 実験概要

既往のRCはりの持続載荷実験における引張鉄筋応力は $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ 前後の長期許容応力度程度が多い。一方、PRCはりの鉄筋応力は、ひびわれ制御のためそれらよりかなり小さく制御される。また建築学会PRC指針におけるひびわれを仮定しないで設計されるⅢ_t部材は、わずかな応力変動によってひびわれが生ずる。

本実験では、PRC指針の種別Ⅲ_{0.1}に相当するような曲げひびわれ発生直後の引張鉄筋応力が低い場合や、長期荷重に対してはひびわれが発生しないⅢ_tとして設計され、施工時等において一時的に超過荷重を受けた場合を想定して、持続荷重の大きさと荷重履歴を実験変数に、PRCはりの持続載荷実験を行った。

(a) 試験体の性質

試験体は図6-49に示す断面 $12 \times 25\text{cm}$ の複筋長方形PRCはりで、緊張材の初引張力は全ての試験体とも 9000kg である。試験体の種類を表6-15に示す。引張鉄筋として、2-D13が配筋されたものを4体、2-D16が配筋されたものを3体作成し、それぞれ1体は単調に曲げ破壊まで載荷し、残り5体を荷重履歴あるいは鉄筋応力を要因に持続載荷した。持続載荷方法は、

実験Ⅰ、Ⅱと同じである(図6-29参照)。

図6-50に持続載荷試験体の荷重履歴を示す。試験体L13-1、L16-1は、PRC部材種別Ⅲ_tを想定し、一時的に超過荷重が作用した場合の挙動を調べるために、L13-1の鉄筋応力が $1400\text{kg}/\text{cm}^2$ となる 1.83tm まで載荷した後減力し、初載荷時において鉄筋位置のコンクリート応力が0となるモーメント 0.906tm を載荷した。試験体L13-2、L16-2は、鉄筋応力が低い状態での挙動を調べることを目的として、両試験体においてひびわれの発生を確認したモーメント 1.20tm を持続載荷した。これらの試験体は部材種別Ⅲ_{0.1}に相当する。試験体L13-3は、L13-1、L16-1の一時的な超過荷重である 1.83tm を持続載荷した。この試験体はⅢ_{0.2}に相当する。

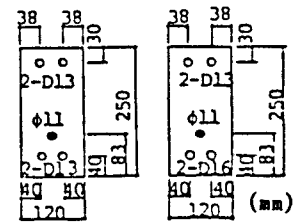


図6-49 試験体の断面形状

表6-15 試験体の性質

試験体名	引張鉄筋	荷重の種類	持続荷重 (t·m)	備考 (種別)
S13	2-D13	単調載荷	—	—
L13-1	2-D13	持続載荷	(1.83→)0.906	Ⅲ _t
L13-2	2-D13	持続載荷	1.20	Ⅲ _{0.1}
L13-3	2-D13	持続載荷	1.83	Ⅲ _{0.2}
S16	2-D16	単調載荷	—	—
L16-1	2-D16	持続載荷	(1.83→)0.906	Ⅲ _t
L16-2	2-D16	持続載荷	1.20	Ⅲ _{0.1}

注)圧縮鉄筋は全試験体とも2-D13、緊張材はD種PC鋼棒11mmを使用。初引張力は全試験体とも 9000kg である。

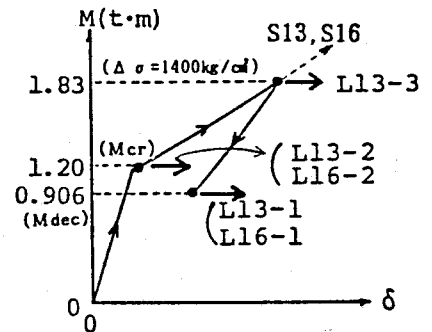


図6-50 各試験体の荷重履歴

表6-16に、有効プレストレスや、持続載荷開始時のひびわれ断面における引張鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$ 、鉄筋位置のDecompression からのその変化量 $\Delta\sigma_{s,max}$ 、および圧縮縁コンクリートの応力などを示す。

表6-16 有効プレストレス、持続載荷開始時の応力

試験体記号	PC鋼材有効引張力 (kg)	引張鉄筋圧縮力 (kg)	下縁有効プレストレス (kg/cm ²)	持続載荷開始時の応力 (kg/cm ²)		
				引張鉄筋応力 $\sigma_{s,max}$	$\Delta\sigma_{s,max}$	上縁コンクリート応力
L13-1	8918	1203	51	-148	-11	60
L13-2	8894	1245	50	163	323	88
L13-3	8862	1262	49	1258	1428	159
L16-1	8931	1596	47	-67	-9	62
L16-2	8931	1735	45	148	254	86

(b) 使用材料

コンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用したレディミクストコンクリートを、鉄筋は横ふし異形鉄筋を、PC鋼材は $\phi 11$ のD種異形鋼棒を用いた。表6-17に、これら材料の力学的性質を示す。

図6-51に、はり試験体と同じ断面形状を有するプリズム試験体から求めた乾燥収縮およびクリープ係数を示す。同図中の曲線は最小自乗法で求めた近似曲線であり、解析ではこれらの実験曲線を用いた。

なお、持続載荷実験は温度 $20 \pm 1^\circ\text{C}$ 、相対湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿室で行い、持続載荷期間は約800日である。

表6-17 コンクリートおよび鋼材の力学的性質

試験材令 (日)	圧縮強度 F_c (kg/cm ²)	ヤング係数 E_c (10^5 kg/cm ²)	割裂引張強度 F_t (kg/cm ²)
23	339	2.19	-
37	303	2.20	25.5
95	361	2.19	28.4
405	338	2.30	27.1
838	322	2.33	24.6

使用鋼材	断面積 A_s (cm ²)	ヤング係数 E_s (10^5 kg/cm ²)	降伏点応力度 f_y (kg/cm ²)
D13	1.11	2.1	4010
D16	1.84	2.1	3900
PC鋼棒 $\phi 11$	0.90	2.0	14100

(2) 実験結果および考察

表6-18に M_{cr} 、 M_u 、 l_{av} などの実験値と計算値をまとめて示す。単調載荷試験体 (S13、S16) の l_{av} はひびわれ定常状態での値であり、持続載荷試験体の l_{av} は持続載荷中の値である。持続載荷試験体の M_u は持続載荷試験終了後の載荷試験によるものである。

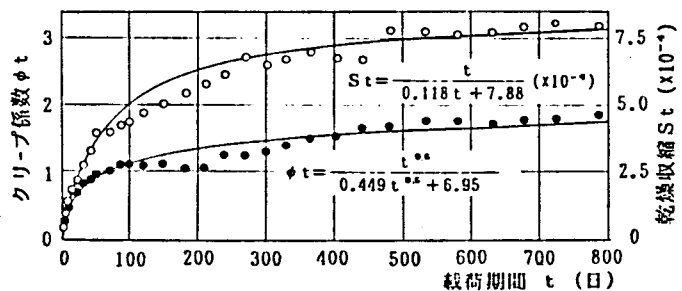


図6-51 乾燥収縮・クリープ係数の経時変化

表6-18 M_{cr}, Mu および l_{av}

試験体名	曲げひびわれモーメント		終局曲げモーメント		平均ひびわれ間隔	
	M _{cr} (実) (t·m)	M _{cr} (計) (t·m)	Mu(実) (t·m)	Mu(計) (t·m)	l _{av} (実) (cm)	l _{av} (計) (cm)
S13	1.13	1.14	3.39	3.41	13.4	12.3
L13-1	1.20	1.14	3.48	3.38	12.0	12.3
L13-2	1.20	1.13	3.53	3.38	14.3	12.3
L13-3	1.14	1.13	3.39	3.38	12.5	12.3
S16	1.13	1.13	4.19	4.22	11.1	11.0
L16-1	1.20	1.14	(3.40)	4.18	14.0	11.0
L16-2	1.20	1.14	4.24	4.18	13.8	11.0

M_{cr}(実), Mu(実) : ひびわれモーメントおよび終局曲げモーメントの実験値
 M_{cr}(計), Mu(計) : 日本建築学会PC規準の式による計算値
 l_{av}(計) : (3.10)式による計算値、L16-1はせん断破壊。

(a) ひびわれ状況

図6-52 にひびわれ状況を示す。単調載荷試験体のひびわれ状況は、降伏荷重に近い荷重階における状況であり、持続載荷試験体のは約1年後の状況である。試験体L16-2においては、持続載荷開始後15日および60日目に、一側面に新たなひびわれの発生が確認された。

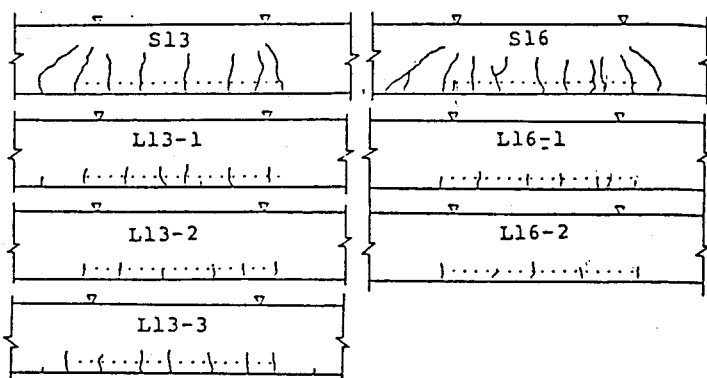


図6-52 ひびわれ状況図

(b) 平均鉄筋ひずみ

各試験体の等曲げスパンにおける、平均鉄筋ひずみの鉄筋位置の Decompression からの変化量 $\Delta \epsilon_{s.av}$ の経時変化を図6-53 に示す。同図中の曲線は、クリープ解析(Mean-Stress法)によって計算した、ひびわれ断面での鉄筋ひずみの変化量 $\Delta \epsilon_{s.max}$ の経時変化である。

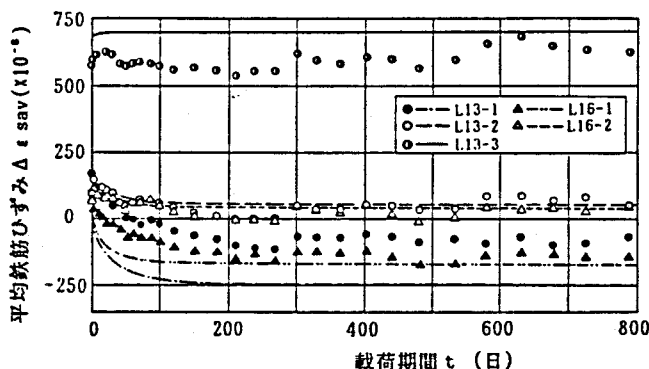


図6-53 平均鉄筋ひずみの経時変化

鉄筋応力の大きいL13-3では、実験I、IIで指摘したような圧縮側コンクリートのクリープや引張側における付着応力の緩和による鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増大が認められる。一方、鉄筋応力の小さいその他の試験体では、実験IIの項で述べたように、応力中心距離 j が大きくなるため、 $\Delta \epsilon_{s.max}$ は減少し、また持続載荷の初期に、ひびわれ間コンクリートの協力作用の減退による $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増大が認められるものの、中立軸位置が深く引張域が小さいため、その協力作用はもともと少ないので、その増大量は小さい。したがって、L13-2、L16-2では $\Delta \epsilon_{s.av}$ は時間経過とともに減少している。持続載荷開

始時に超過荷重を受けたL13-1、L16-1では、残留ひずみの分だけ $\Delta \epsilon_{s.av}$ は、 $\Delta \epsilon_{s.max}$ より長期にわたって大きくなっている。

(c) 圧縮縁コンクリートのひずみ

圧縮縁コンクリートのひずみの経時変化を図6-54に示す。引張鉄筋比が小さい試験体、あるいは持続荷重が大きい試験体では、圧縮縁コンクリート応力が大きく、クリープによるひずみの増大量が大きくなる。しかし、乾燥収縮ひずみが大きいため、クリープの影響は相対的に小さく、試験体L13とL16において荷重条件が同じ場合、両者のひずみ増大量に大きな差異はない。

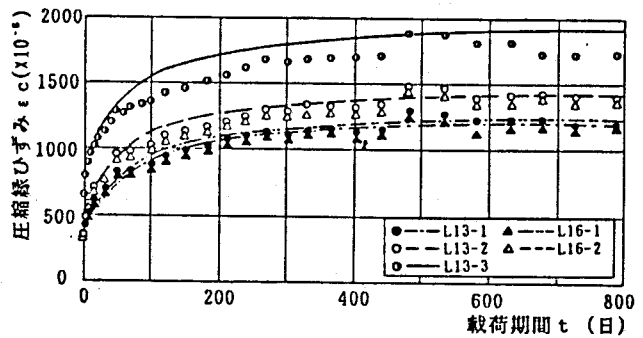


図6-54 圧縮縁コンクリートひずみの経時変化

(d) 平均ひびわれ幅

平均ひびわれ幅 w_{av} の経時変化を図6-55に示す。超過荷重を受けていない試験体では、持続荷重初期に付着応力の緩和によって鉄筋ひずみが急増するので、ひびわれ幅も急増し、その後は、ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮により漸増している。超過荷重を受けた試験体L13-1、L16-1では、ひびわれ幅が残留しているため、持続荷重はL13-2、L16-2より小さいにもかかわらず、持続開始時のひびわれ幅は大きい。しかし、その後の付着応力の緩和による鉄筋ひずみの増大がないので、両者のひびわれ幅はほぼ等しくなっている。鉄筋応力の低い試験体L13-1、2、L16-1、2の w_{av} の増大はL13-3の w_{av} の増大に比べて小さい。これは上述のように、鉄筋ひずみが減少していくことや、次に示すようにひびわれ間コンクリートの収縮量が少ないことによるものである。

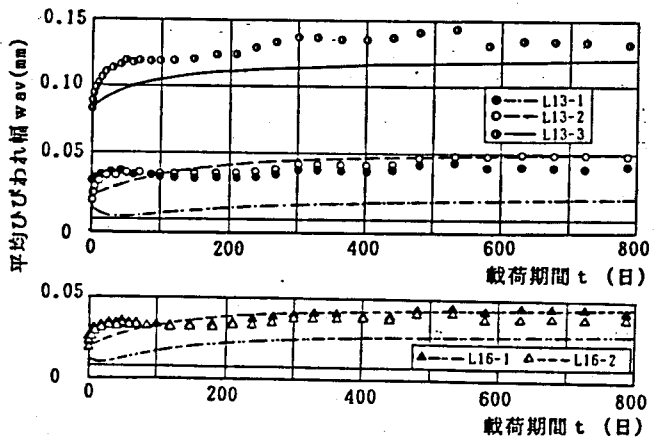


図6-55 平均ひびわれ幅 w_{av} の経時変化

図6-56に、各試験体におけるひびわれ間コンクリートの収縮ひずみの自由乾燥収縮ひずみ S_t に対する割合 β の経時変化を示す。実験I、IIの場合と同様に、持続荷重初

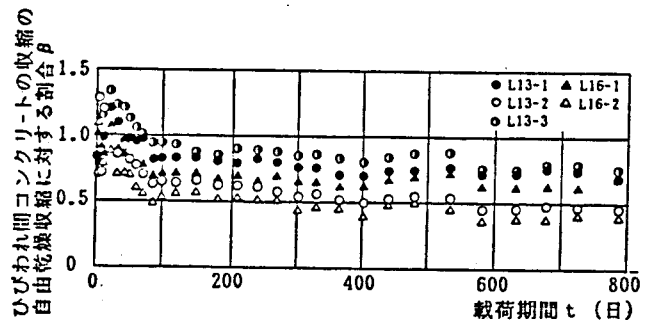


図6-56 ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合 β

期には、付着の緩和によるコンクリート引張応力の減少によって生ずる収縮ひずみの、ひびわれ間コンクリートの収縮の中に占める割合が大きく、 β がみかけ上大きくなるが、時間の経過と共にその影響は弱まり、ほぼ一定になった。その時の β は、鉄筋応力が低い方、あるいは鉄筋量が多い方が小さい傾向にある。ただし L13-1、L16-1 の β は、荷重履歴によって付着が劣化にしているため、L13-2、L16-2 より大きくなっている。

(e) たわみ

曲げスパン内のたわみの経時変化を図6-57に示す。超過荷重を受けた試験体L13-1、L16-1のたわみは、持続荷重開始時には残留たわみがあるため、L13-2、L16-2のたわみと同程度であるが、上述のように、持続荷重中の鉄筋ひずみの減少量は前者が大きく、また

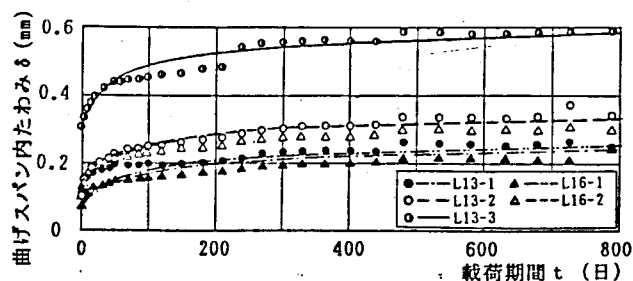


図6-57 たわみの経時変化

圧縮側コンクリートのひずみの増大は前者の方が小さいため、たわみも小さくなる。また後述の荷重履歴を考慮しない計算値ともほぼ一致し、長期たわみに及ぼす超過荷重の影響は小さいと言える。引張鉄筋比のたわみへの影響についてみると、鉄筋応力、コンクリート応力とも L13の方がL16より大きいので、全体にたわみも大きくなっているが、上述のように同じ荷重条件であれば、圧縮縁コンクリートひずみの増大量に大きな差異がないので、持続荷重中のたわみの増大量には大きな相違はない。

(3) 結論

(i) 鉄筋応力を低く制御されたPRC試験体では、圧縮側コンクリートのクリープによって通常の場合とは逆に、ひびわれ断面の鉄筋応力は減少し、付着応力の緩和による応力の増加も少ないため、平均鉄筋ひずみは持続荷重の開始後急増した後は減少した。

(ii) ひびわれ幅の増加は主にひびわれ間コンクリートの収縮によるもので、その収縮は鉄筋応力が大きい程、鉄筋量が少ない程、大きくなる傾向にあった。一時的に超過荷重を受けたⅢ_t部材のひびわれ幅は、残留したひびわれ幅の分だけ、計算値より大きくなった。

(iii) たわみの増大は、圧縮側コンクリートのクリープ・乾燥収縮に大きく支配され、引張鉄筋比、および荷重履歴の影響は相対的に小さい。

6.4.4 持続荷重下のひびわれ幅とたわみの算定

(1) 曲げひびわれ幅とたわみの増大要因

(a) 曲げひびわれ幅

持続荷重下のひびわれ幅は ①圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増加(減少する場合もある)、②付着応力の緩和による鉄筋ひずみの増大、および ③ひびわれ間コンクリートの収縮などによって経時的に増大する。

各要因の影響の大きさをみるために図6-58 (a)に、実験Ⅰ～Ⅲの各試験体について、持続荷重2年間におけるひずみの増大を各要因別に示した。付着応力の緩和によるひずみ増大は、平均鉄筋ひずみの実測値の増大量からひびわれ断面における鉄筋ひずみのクリープ解析値の増大量を差し引いて求めた。負のひずみは減少したひずみで、正のひずみとの差がひびわれ幅に対応する。

圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増大は、PRC単筋はりの実験ⅠのPRC2では比較的大きいが、複筋はりでは小さい。特に、実験Ⅲでは鉄筋応力が高い試験体L13-3を除き、圧縮側コンクリートのクリープによって鉄筋ひずみが減少している。鉄筋応力を変数とした実験Ⅱでもクリープによるひずみの増大は少ない。いずれの実験においても、乾燥収縮の影響が支配的で、次いで付着応力の緩和の影響が大きいことが示されている。

(b) たわみ

持続荷重下のたわみの増大は、ひびわれの項で述べた引張鉄筋ひずみの増大と、コンクリートのクリープと乾燥収縮による圧縮側コンクリートのひずみの増大によって生ずる。

等曲げスパンにおけるたわみは平均曲率に比例するので、図6-58 (b)に平均曲率の増大を各要因別に示す。同図で、クリープによる曲率の増大とは、圧縮側コンクリートのクリープによる引張鉄筋ひずみの増大(あるいは減少)と、圧縮縁コンクリートのひずみ増大

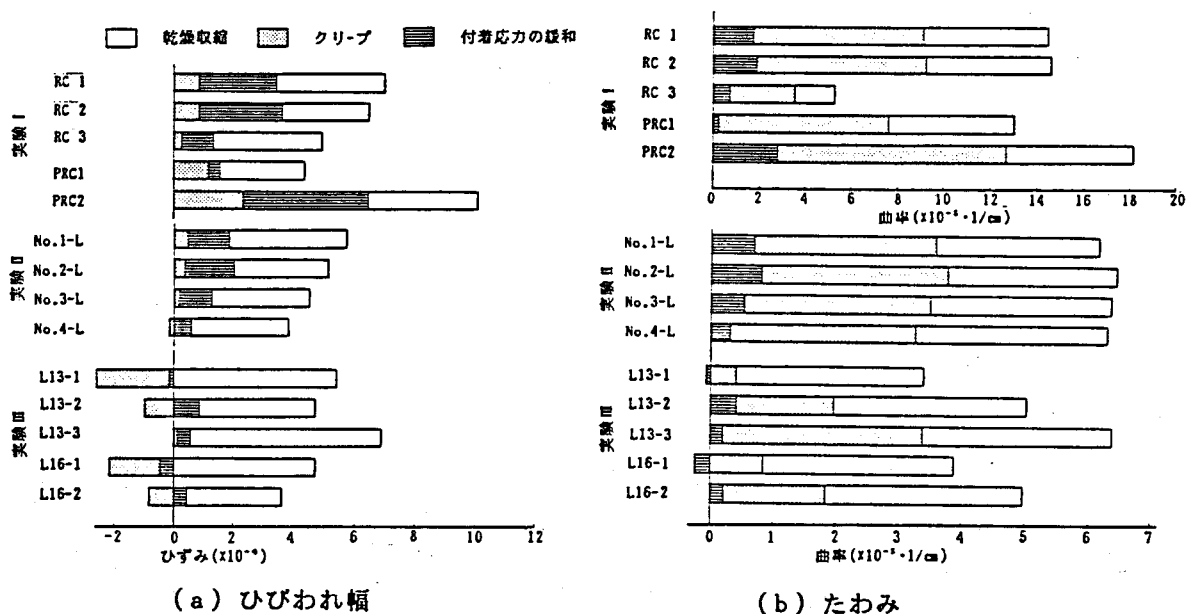


図6-58 ひびわれ幅とたわみの増大への各要因の影響

によるものである。乾燥収縮による曲率の増大は、圧縮側コンクリートのクリープと乾燥収縮を考慮したクリープ解析値と、乾燥収縮を考慮しないクリープ解析値との差から求めた。

同図より、実験Ⅰでは単筋はりの曲率の増大量が大きいこと、実験Ⅱの各試験体では、圧縮縁コンクリート応力はほぼ等しいのでクリープの影響もほぼ等しいこと、実験Ⅲの荷重の小さい試験体ではクリープの影響が小さいこと、いずれの実験においても付着応力の緩和のたわみの増大に及ぼす影響は小さいこと、乾燥収縮による曲率の増大がクリープによる増大と同程度か、あるいはより大きいことなどがわかる。

(2) 持続荷重下のひびわれ幅とたわみの算定

(a) ひびわれ幅

持続荷重下において、ひびわれ幅はひびわれ間の鉄筋の伸びとコンクリートの収縮の和として現われるので、平均ひびわれ幅は次式で表わされる。

$$w_{av} = l_{av} (\Delta \epsilon_{s,av}(t) + \beta S_t) \quad (6.59)$$

$$w_{av} = l_{av} (\Delta \sigma_{s,max}(t)/E_s - \alpha \epsilon_{sc} + \beta S_t) \quad (6.60)$$

ここに、 l_{av} ：平均ひびわれ間隔、 $\Delta \sigma_{s,max}(t)$ ：初載荷時の Decompression 時からのひびわれ断面における鉄筋応力の変化量、 ϵ_{sc} ：持続載荷開始時のひびわれ間コンクリートの協力作用による鉄筋ひずみの減少量、 α ：その協力作用の残存率、 βS_t ：ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ、 S_t ：コンクリートの自由乾燥収縮ひずみ

(6.60) 式の右辺の () の中の第1項において、圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増大が、第2項において、付着応力の緩和による鉄筋ひずみの増大が、第3項において、コンクリートの乾燥収縮によるひびわれ間コンクリートの収縮が考慮されている。

l_{av} については、持続載荷開始時においてひびわれ定常状態に至っている場合は、持続載荷中に新たなひびわれの発生はなく、至っていない場合は、新たなひびわれの発生があったはりの持続載荷実験結果から、鉄筋応力が小さく制御されて、載荷初期にはひびわれ定常状態に至っていないような PRC 部材の場合も含め、ひびわれ定常状態での平均ひびわれ間隔が用い得ると考えられる。

$\Delta \sigma_{s,max}(t)$ は6.3節で導いたクリープ計算式にて計算すればよい。実用的には簡便な有効弾性係数法を用いてもよい。

ひびわれ間コンクリートの協力作用は、鉄筋とコンクリートとの間の付着応力の緩和によって、持続載荷の初期に大きく減少する。協力作用による鉄筋ひずみの減少量を $\Delta \sigma_{s,max}(t)/E_s$ のクリープ解析値と $\Delta \epsilon_{s,av}$ の実験値の差として求めた持続載荷実験Ⅰ、Ⅱ、Ⅲにおける、約2年後の協力作用の残存率 α と、 $\Delta \sigma_{s,max}$ との関係をプロットすると図6-59のようになる。同図には Stevens の実験結果⁹⁰⁾もあわせて示している。ばらついてはいるが、協力作用は、大略50%程度は残存している。

CEB-FIP(1978)のModel Codeでは、この残存率を50%としているが、本実験結果はこれにほぼ対応している。

なお、はり材の残存率 α が、6.2節で検討した両引材の場合より小さい理由として、以下のことが考えられる。

はりの場合、ひびわれ断面の鉄筋応力 $\Delta\sigma_{s,max}(t)$ として、コンクリートの引張応力を無視した計算値を用いて、ひびわれ間コンクリートの協力作用による鉄筋ひずみの減少量 ϵ_{sc} を $\Delta\sigma_{s,max}(t)/E_s - \Delta\epsilon_{s,av}$ (実測値)から求めている。この値にはコンクリートの引張協力(拘束)作用の他に、ひびわれ断面のコンクリートの引張応力の効果も含まれている。この引張応力は、持続荷重による引張強度の低下や、中立軸の低下によって減少する。また、中立軸の低下によって、ひびわれ断面以外の個所において、引張域そのものも減少する。以上のことによって、このような現象のない両引材の場合よりも

$\Delta\epsilon_{s,av}(t)$ が増大し、見掛け上、 ϵ_{sc} の残存率 α が小さくなるものと考えられる。

設計においては、応力計算のうえでひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力を初めから考慮していないので、その持続荷重による応力の減少を考慮する必要はない。

ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合 β は、鉄筋応力や鉄筋比の異なるはりの持続荷重実験I、II、IIIにおいて、0.5~0.8の範囲にあり、多くは0.5~0.6であった。

以上の検討結果に基づき、 $\Delta\sigma_{s,max}(t)$ としてクリープ解析値を用い、 $\alpha=0.5$ 、 $\beta=0.6$ として、(6.60)式から計算した平均ひびわれ幅を、前掲の実測値の経時変化を示した図中に曲線で示す。また、実験I、II、IIIの持続荷重2年目における実測値と計算値の比較を図6-60に示す。ただし α 、 β の妥当性を検討するために l_{av} 、 ϵ_{sc} および S_t は実測値を用いている。計算結果はほぼ満足できる結果を与えている。

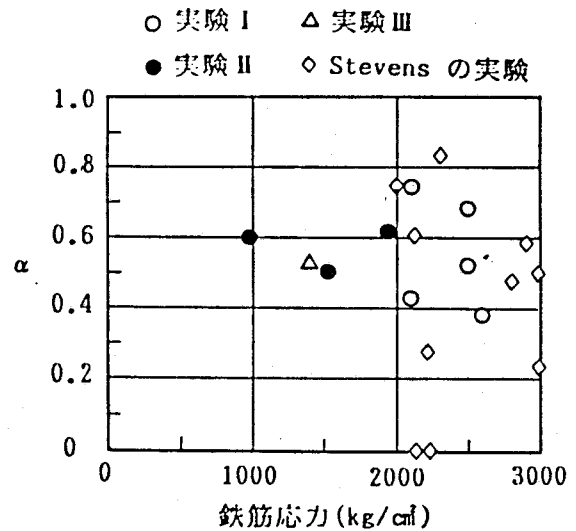


図6-59 引張協力作用の残存率 α

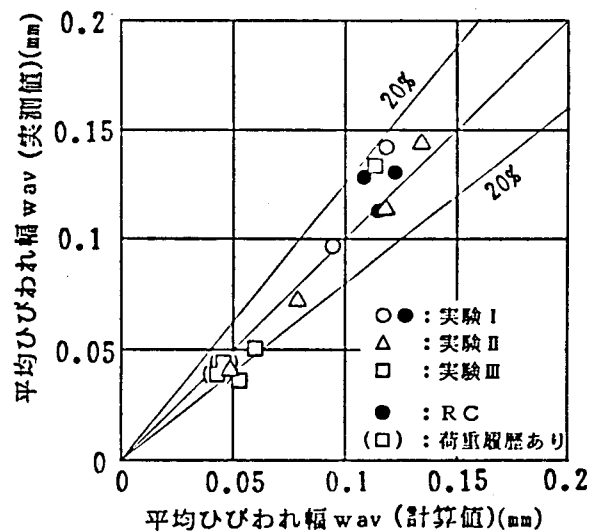


図6-60 長期平均ひびわれ幅の実測値と計算値の比較

(b) たわみ

圧縮縁コンクリートひずみ $\epsilon_c(t)$ と平均引張鉄筋ひずみ $\Delta\epsilon_{s,av}(t)$ が与えられれば曲率 ϕ が(6.61)式で計算され、等曲げスパンのたわみは(6.62)式で計算される。

$$\phi = (\epsilon_c(t) + \Delta \epsilon_{s.av}(t)) / d \quad (6.61)$$

$$\delta = \frac{1}{8} \phi l^2 \quad (6.62)$$

ここに、 d ：有効せい、 l ：等曲げスパン長

$\epsilon_c(t)$ は、クリープ解析値を、 $\Delta \epsilon_{s.av}(t)$ はひびわれ幅の計算式の場合と同じ値、すなわちクリープ解析によってひびわれ断面での $\Delta \sigma_{s.max}$ を計算し、ひびわれ間コンクリートの引張協力(拘束)作用を $1/2$ に減じた値を用いて、上式により計算したたわみを前掲の実測値の経時変化の図中に示す。

また、初期たわみ(瞬時たわみ)、および3ヶ月、1年、2年後の長期たわみの実測値と計算値の比較を図6-61(165頁)に示す。ただし、(6.61)式で計算される曲率は、第2章 図2-23の断面の位置CCからの曲率であり、実測たわみは、断面の位置BBからの曲率変化に対応しているため、その差を計算値において補正している。

RCの初期たわみの実用計算式として、多くの式が提案されているなかで、最もよく用いられているのはBransonの式^{68), 69)}である。彼は実験結果に基づき、作用曲げモーメント M 、ひびわれモーメント M_{cr} および断面の性質の関数とした、次の有効断面二次モーメント I_e を用いる方法を提案している。それぞれの断面における I_e は、

$$I_e = (M_{cr}/M)^4 I_g + [1 - (M_{cr}/M)^4] I_{cr} \quad (6.63)$$

ここに、 I_g ：全断面2次モーメント、 I_{cr} ：ひびわれ断面2次モーメント
また、スパン全長にわたる平均値として、

$$I_e = (M_{cr}/M_a)^3 I_g + [1 - (M_{cr}/M_a)^3] I_{cr} \quad (6.64)$$

ここに、 M_a ：部材に作用する最大曲げモーメント

ただし、 $I_e \leq I_g$

(6.64)式はACI 318-83のコード⁷⁵⁾にも採用されている。

これらの式をPRCに適用する方法として、次の2つの方法が考えられる。一つは、簡単にプレストレスの効果を次式のようにひびわれモーメント M_{cr} の項で考慮して、(6.63)、あるいは(6.64)式をそのまま用いる方法(方法(a))である。

$$M_{cr} = (\sigma_{tb} + \sigma_p) Z \quad (6.65)$$

ここに、 σ_{tb} ：曲げ引張強度、 σ_p ：引張縁有効プレストレス、 Z ：断面係数

他の一つは、Decompression モーメントまではPCとして全断面有効な I_g を用いてたわみ δ_1 を、それ以上の曲げモーメントに対してはRCとして、(6.66)あるいは(6.67)式から計算される I_e を用いてたわみ δ_2 を計算し、両たわみの和($\delta_1 + \delta_2$)として計算する方法(方法(b))である(図6-62参照)。

$$I_e = [(M_{cr} - M_{dec}) / (M - M_{dec})]^4 I_g + \{ 1 - [(M_{cr} - M_{dec}) / (M - M_{dec})]^4 \} I_{cr} \quad (6.66)$$

または、

$$I_e = [(M_{cr} - M_{dec}) / (M_a - M_{dec})]^3 I_g + \{ 1 - [(M_{cr} - M_{dec}) / (M_a - M_{dec})]^3 \} I_{cr} \quad (6.67)$$

ここに、 M_{dec} : Decompression モーメント

等曲げスパン、および全スパンの初期たわみを、(a)、(b) 2つの方法で計算した。その結果を図6-63、64、65の一部に示す。ただし、(a)、(b) 2つの計算結果の差は小さいので、等曲げスパンのたわみについては、(b)の方法による結果のみ示す。

いずれの方法による計算値も、実測値とほぼ一致しており、方法(a)あるいは(b)のようにプレストレスの効果を考慮することによって、RCに対して導かれたたわみ計算法が、PRCたわみの計算に用いることができることが示された。

長期たわみに対しては、ACI 318-83のコード⁷⁵⁾では、長期付加たわみを、瞬時たわみに圧縮鉄筋を考慮した次の係数を乗じて、求めることにしている。

$$\lambda = \xi / (1 + 50 \rho') \quad (6.68)$$

ここに、 ξ : 1.0 (3ヶ月)、1.2 (6カ月)、1.4 (12ヶ月)、2.0 (5年以上)

ρ' : ノンプレストレス圧縮鉄筋比

このACIの方法にしたがって、先に求めた瞬時たわみから計算した3ヶ月、12ヶ月および2年のたわみを図6-63、64、65に示す。ただし、2年のときは、参考文献101)の図から読み取り、1.62とした。これらの図から、PRCの長期たわみの計算にも、RCに対するACIの規定が適用できることがわかる。ただし、鉄筋応力が小さい、すなわち初期たわみが小さい場合長期たわみを小さ目に算出する傾向がある。これは同方法では、瞬時たわみに係数 λ を乗じて長期付加たわみを算出しているが、付加たわみのうち乾燥収縮によるものが大きく、その増大は瞬時たわみと比例しないためである。

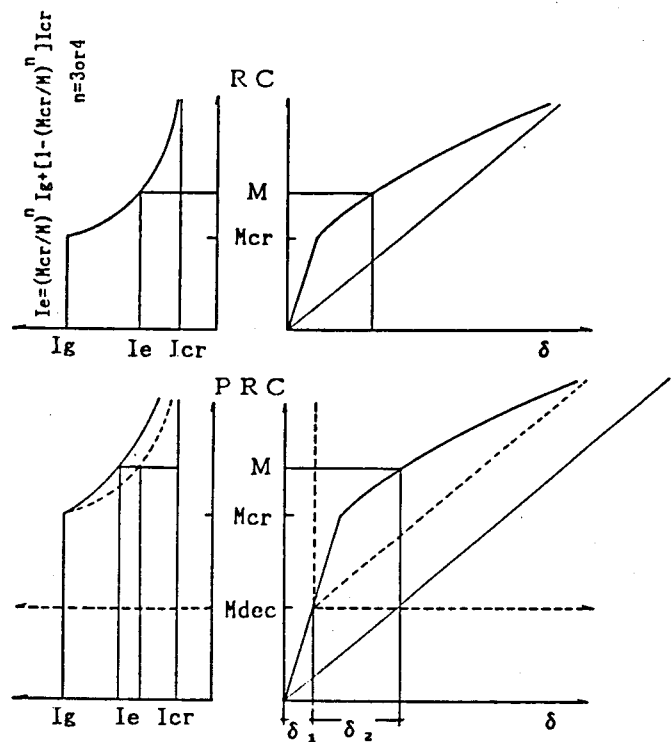


図6-62 曲げモーメントM-たわみ δ 、
M-有効断面二次モーメント I_e の関係

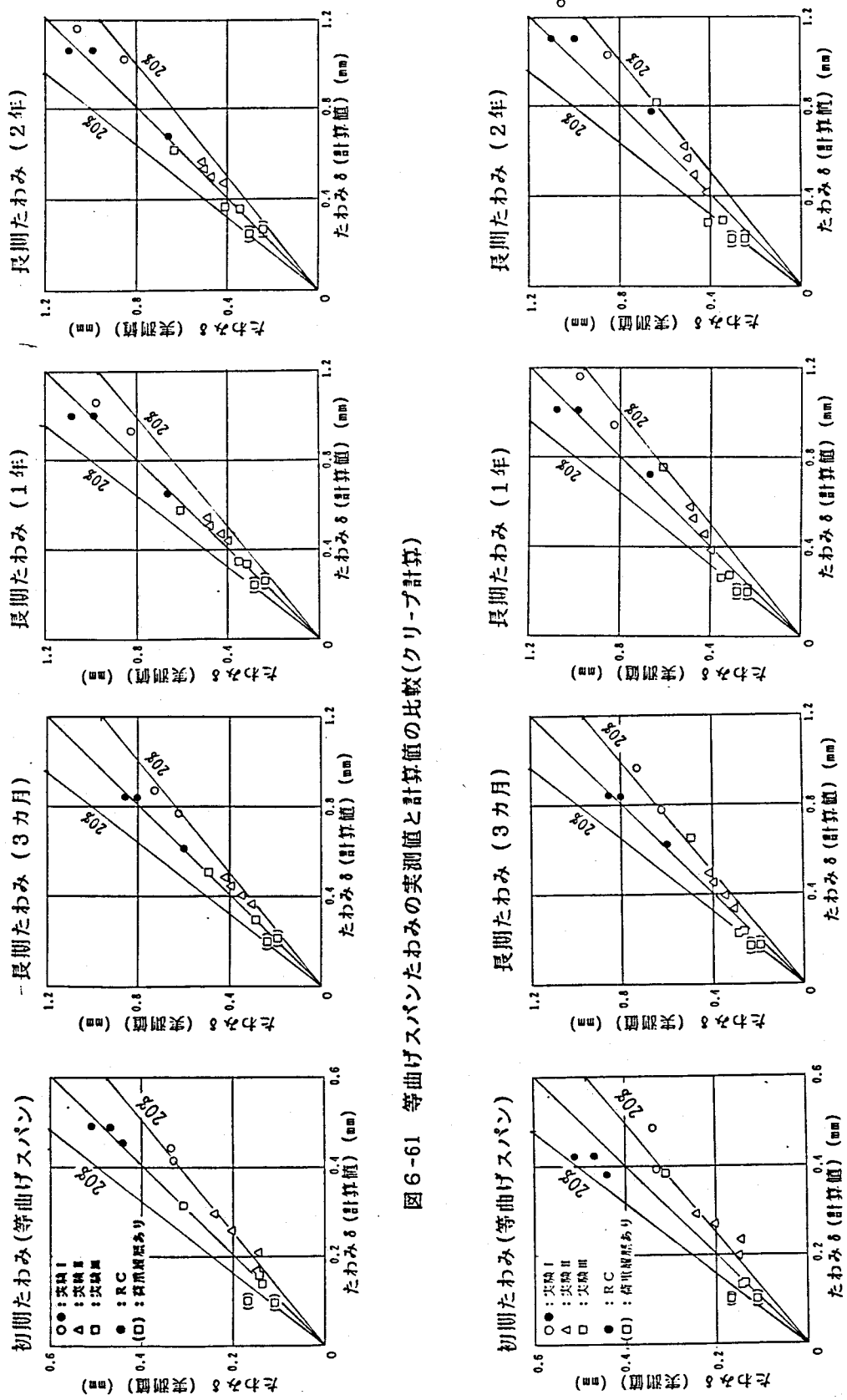


図 6-61 等曲げスパンたわみの実測値と計算値の比較(クリブ計算)

図 6-63 等曲げスパンたわみの実測値と計算値の比較((6.66)式-(b)法)

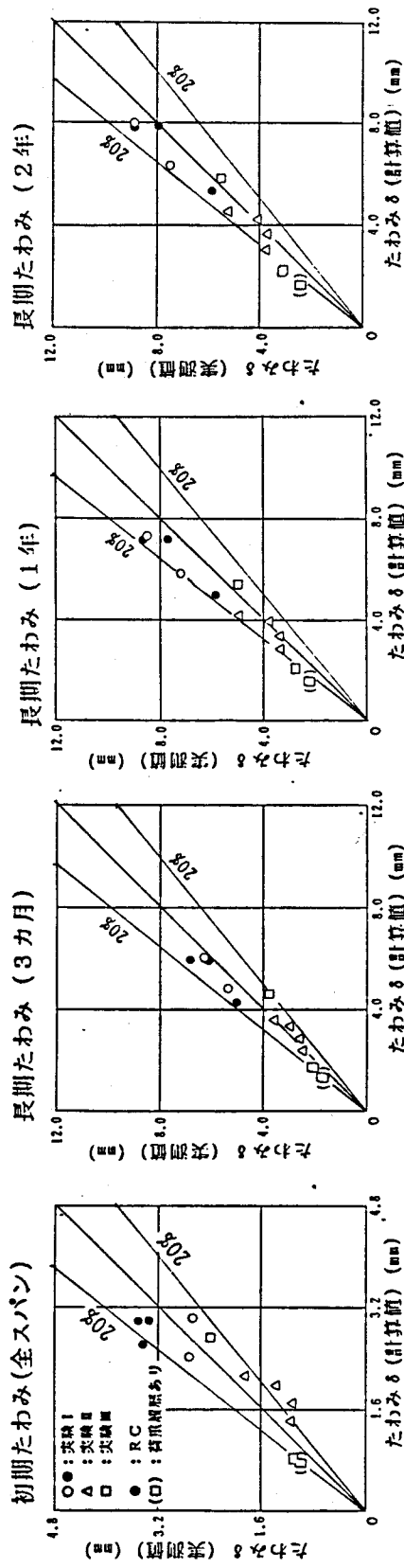


図 6-64 スパン全体たわみの実測値と計算値の比較((6.64)式-(a)法)

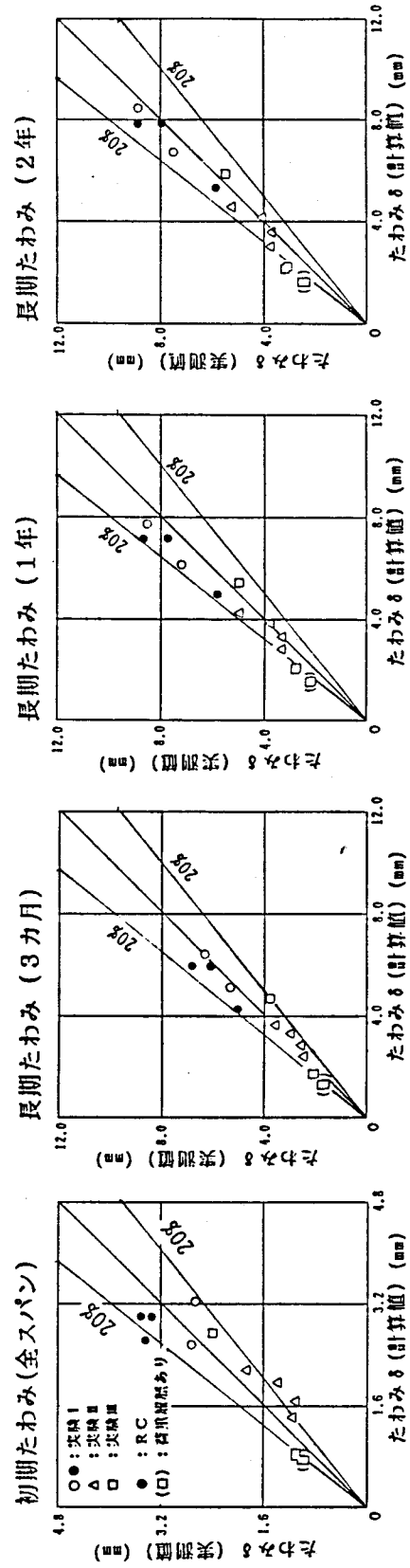


図 6-65 スパン全体たわみの実測値と計算値の比較((6.67)式-(b)法)

6.4.5 はり持続載荷実験のまとめ

P R Cはりの持続載荷実験から得られた結果をまとめると次のようになる。

a) 鉄筋ひずみ

コンクリートのクリープによるひびわれ断面の鉄筋応力の増大は、6.4.2 節の解析例で示したように、鉄筋応力が長期許容応力程度の場合は、RCよりP R Cの方が大きい。鉄筋応力が小さい場合は、コンクリートのクリープ、乾燥収縮によってコンクリートの圧縮応力が圧縮鉄筋に移行し、圧縮合力中心位置が外側に移動して鉄筋応力は減少する場合もある。

ひびわれ間コンクリートの協力(拘束)作用は2年間の持続載荷後も50~70%残存している。

b) ひびわれ間コンクリートの収縮

ひびわれ幅は、引張鉄筋のひずみの増大だけでなく、ひびわれ間コンクリート収縮によっても増大する。コンクリートの自由乾燥収縮ひずみに対するひびわれ間コンクリートの収縮の割合は、0.4~0.8の範囲にあり、殆どのはりにおいて0.5~0.6の範囲に収まっていた。鉄筋応力が大きくなるほど、収縮の割合も大きくなる傾向にはあるが、鉄筋応力の影響は顕著ではない。

c) ひびわれ間隔

持続載荷開始時にひびわれ定常状態に至っている場合、持続載荷中に新たなひびわれの発生はない。鉄筋応力が小さく制御され、ひびわれ定常状態に至っていない場合は、持続載荷後短期間に新たなひびわれが発生し、ひびわれ定常状態に至るか、またはそれに近い状態になる。したがって、ひびわれ幅の算定において、鉄筋応力の大きさの如何にかかわらず、ひびわれ定常状態の平均ひびわれ間隔を用いればよい。

d) 最大ひびわれ幅

最大ひびわれ幅の平均ひびわれ幅に対する割合は、持続載荷中も変わらない。

e) ひびわれ幅

ひびわれ幅は、① 圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋応力の増大、② 引張剛性の低下、および③ ひびわれ間コンクリートの収縮によって増大する。鉄筋応力が大きい程、①~③の現象も大きくなる傾向があるので、ひびわれ幅の増大も大きくなる。①~③の現象を考慮して、持続荷重下のひびわれ幅の算定式を提案した。

f) たわみ

曲率は(引張鉄筋平均ひずみ+圧縮縁ひずみ)/有効せい で与えられる。持続荷重下の引張鉄筋ひずみの変化量は、圧縮縁ひずみの変化量に比べて小さいので、たわみの増大は圧縮縁ひずみの増大に支配される。したがって、鉄筋応力の大きさが異なっても圧縮縁コンクリートの応力が同じであれば、たわみの増大量も等しく、荷重の履歴があっても引張側と異なり、その圧縮縁ひずみへの影響が小さいため、たわみへの影響は殆どない。こ

これらのことは、プレストレスの導入によって鉄筋応力を低減し、すなわち引張側ひずみも小さくして瞬時のたわみを制御し得ても、持続荷重下のたわみの増大を制御できないことを意味している。

等曲げスパン内のたわみは、コンクリートの乾燥収縮を考慮したクリープ解析から求まる曲率を用いて計算できた。

ACI 318-83 コード(1983年制定)に規定されているRCのたわみ計算方法を、PRCのたわみ計算に適用するには、プレストレスの効果をひびわれモーメントの項で考慮するか、あるいは Decompressionモーメントまでは全断面有効なPCとして、それ以上のモーメントに対してはRCとして計算すればよい。ただし、鉄筋応力が小さい場合は長期たわみを小さめに算出する。これは、同方法では、瞬時たわみに係数を乗じて長期付加たわみを算出しているが、乾燥収縮によるたわみは、瞬時たわみの大きさとは関係がないためである。

6.5 まとめ

持続荷重下のPRC部材におけるひびわれ幅やたわみは、圧縮側コンクリートのクリープや乾燥収縮、鉄筋とコンクリート間の付着応力の緩和、およびひびわれ間のコンクリートの収縮によって増大する。クリープ解析、両引試験体およびはりの持続載荷試験によってそれら要因について検討した。

両引試験体の持続載荷実験によって検討した持続荷重下の異形鉄筋の付着特性についてまとめると次のようになる。

(1) 付着応力 τ とすべり S との関係は、持続載荷後1日間に大きく動き、その後はほとんど変化しない。したがって、平均鉄筋ひずみは持続載荷後1日間に増大し、その後の変動は少ない。また引張剛性の低下は少ない。

(2) 持続荷重下におけるコンクリートの収縮ひずみは、自由乾燥収縮ひずみの80~100%であった。したがって、端部すべり量はコンクリートの乾燥収縮の影響を大きく受け、鉄筋応力の影響は小さかった。

PRC部材のクリープ計算式を導き、圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋ひずみの増加を検討した結果をまとめると、次のようになる。

(3) PRCはりのクリープ解析法は、有効弾性係数法、クリープ速度法の略算法、平均応力度(Mean-Stress法)、クリープ速度法、逐次計算法の順に精度はよくなる。一

方、計算の煩雑さも同じ順になる。そのなかで、平均応力度法(Mean-Stress法)が精度と計算の簡単さの両面から推奨できる。実用的には、最も簡便な有効弾性係数法でも充分である。

(4) PRCの場合、圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋応力の増大はRCの場合より大きくなる。ただし、鉄筋応力が小さい場合は、コンクリートの圧縮応力の圧縮鉄筋への移行によって、鉄筋応力が減少する場合もある。

鉄筋応力の大きさ、荷重の履歴などを変数に行ったPRCはり試験結果についてまとめると次のようになる。

(5) ひびわれ間コンクリートの協力(拘束)作用は、2年間の持続載荷後も50%程度残存している。

(6) ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合は、ほぼ0.5~0.6である。

(7) 鉄筋応力が小さく、持続載荷開始時にひびわれ定常状態に至っていない場合も、新たなひびわれ発生があり、ひびわれ幅の算定において、ひびわれ定常状態での平均ひびわれ間隔を用いればよい。

(8) 最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅との比率は、持続載荷中も変わらない。

(9) 持続載荷中のたわみの増大は、主に圧縮側コンクリートのひずみの増大によって生ずる。プレストレスの導入によって、初載荷時のたわみを制御しても、圧縮縁コンクリートの応力が同じであれば、たわみ増大量はほぼ同じである。

(10) 持続載荷中のたわみの増大量は、コンクリートの乾燥収縮を考慮したクリープ解析によって算定できた。

ACI 318-83 コードのRCのたわみ計算法を、プレストレスの効果を考慮してPRCへ適用し、ほぼ満足する結果が得られた。ただし、鉄筋応力が小さい場合には、小さめに算出する。

第7章 PRC部材のひびわれ制御設計

7.1 はじめに

第2章でも述べたように、PRCはRCとPCとの中間にあり、またこの両者を両極端として、設計上これら部材を一つの範ちゅうに統一出来る部材であるが、ひびわれ幅はそのための最も重要なかなめとなっている。したがって、実用上十分な精度を持つ算定式もさることながら、設計した断面のひびわれ幅、あるいは制御目標とするひびわれ幅に対する鉄筋応力が、その式に基づいて極く簡単に算定できるかどうか、ひびわれ幅の制御を直接設計の目標とするPRC部材の有効な利用を左右することになる。一方、第3章、第4章で提示したひびわれ幅の算定式には、主要な要因として鉄筋応力がとりあげられているが、PRC部材はPC鋼材の緊張力が軸応力として作用しているので、第2章で導いたように、鉄筋応力の計算式は3次以上の高次の式となり、その計算は繁雑で実用的ではない。

本章では、第3章、第4章で得たひびわれ幅の算定式に基づいて、設計した断面のひびわれ幅を簡単に算定できる実用的なひびわれ幅算定図表、および制御目標とするひびわれ幅に対する鉄筋応力の算定図表を作成したほか、鉄筋応力の計算のための略算式を導いた。

また、実際の設計において、PRCの引張鉄筋比はRCより小さくなる場合が多く、ひびわれ発生時に鉄筋応力が大きくなり、降伏することも懸念される。さらに、ひびわれの発生を仮定せず、コンクリートの引張応力の制限によって部材断面が設計された場合(建築学会PRC指針におけるⅢ_t、Ⅲ_{tb}に相当)、温度応力、収縮応力などの計算外の応力が作用し、ひびわれが発生したときに、鉄筋が降伏しないまでもひびわれ幅が大きくなる可能性がある。このような鉄筋の降伏や過大なひびわれの発生を避けるための最小鉄筋比あるいは最少鉄筋量についても検討した。

7.2 ひびわれ幅計算図表

7.2.1 平均ひびわれ間隔の算定図表

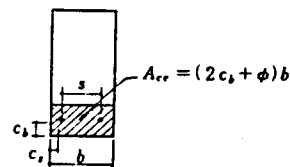
(a) はり

第3章において、PRCはりの曲げひびわれ間隔 l_{av} の算定式として、次式を提案した(記号は図7-1参照)。

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{S}{10} \right) + 0.1 \frac{\phi}{p_e} \quad (7.1)$$

ただし、 $c = (c_s + c_b) / 2$

ここでは、鉄筋が一段に配置されている場合を考える。(7.1)式をはり幅 b 、かぶり厚



s : 鉄筋の中心間隔

b : はり幅

ϕ : 鉄筋の直径

c_s, c_b : 側面および底面でのコンクリートのかぶり厚さ

A_t : 引張鉄筋の断面積

A_{cc} : コンクリートの有効引張断面積(鉄筋の重心とその重心が一致する引張り側コンクリートの断面積)

$p_e = A_t / A_{cc}$

図7-1 記号

さ c_s 、 c_b 、鉄筋の直径 ϕ 、および鉄筋の本数 m を用いてかき改めると、(7.2)式が得られる。

$$l_{av} = 2 \left(c + \frac{b - 2c_s - \phi}{10(m-1)} \right) + 0.1 \frac{8(c_b + 0.5\phi)}{m\pi\phi} b \quad (7.2)$$

はり断面が決まると、 b 、 c_s 、 c_b 、 ϕ 、 m が定まるので、(7.2)式から直ちに、 l_{av} は計算できる。さらに通常のはり断面の場合、両隅の引張鉄筋は側面および底面からのコンクリートかぶり厚さはほぼ等しく配筋されるので、 $c_s = c_b = c$ とすると、(7.2)式のパラメーターは、 b 、 c 、 ϕ 、 m となり、(7.3)式が得られる。

$$l_{av} = \left(2 - \frac{0.4}{m-1} + \frac{0.255b}{m\phi} \right) c + \frac{b - \phi}{5(m-1)} + \frac{0.125}{m} b \quad (7.3)$$

l_{av} 算定図表作成のための基本式である(7.2)式、あるいは(7.3)式は一見複雑に見えるので、いま、(7.3)式によって b 、 c 、 ϕ 、 m などの変数が l_{av} にどのように、またどの程度影響を与えるかを直接簡単に知るために、図7-2を作成した。同図の図(a)、(b)および(c)は、使用鉄筋をそれぞれD22、D19 およびD19 に、また、図(d)は、はり幅を $b = 30$ cm に固定し、他を変数またはパラメーターとして示したものである。これらの図から、はり幅 b が大きい程、 l_{av} は大となり、鉄筋本数 m が少ない程、またかぶり厚さ c が大きい程、その傾向は顕著になること、かぶり厚さ c の l_{av} に及ぼす影響は鉄筋の本数と同様に大きく、他のパラメーターが同じである場合には c の増加とともに直線的に l_{av} は増大すること、および l_{av} は鉄筋の本数 m が増加するにしたがって急激に減少し、また鉄筋の直径の l_{av} に及ぼす影響は、他の要因に比べて小さいことなどが分かる。これらのことは、従来も実験結果から定性的に指摘されていたことと一致しており、本算定式はそれらの結果を良く反映していると言えよう。

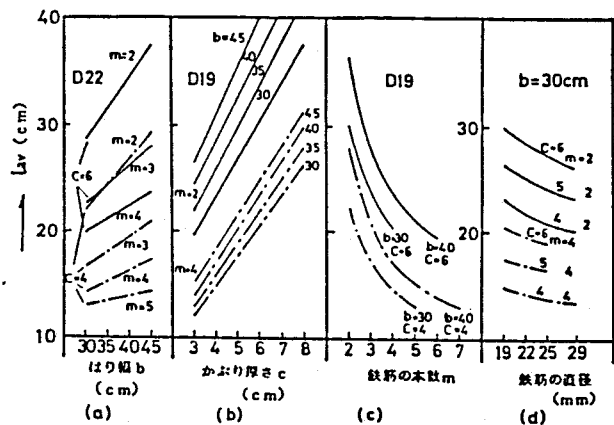


図7-2 平均ひびわれ間隔に及ぼすはり幅、かぶり厚さ、鉄筋の本数および鉄筋の直径の影響

l_{av} 算定図作成にあたっての着目点は、同図(b)および(7.3)式からも明らかごとく、横軸をかぶり厚さ c とし、他変数をパラメーターとすれば、 $l_{av} - c$ 関係は直線となる点である。はり幅 b は普通は 5 cm 毎のラウンドナンバーとなるので、種々のはり幅についての算定図を並列することとし、残る因子である鉄筋本数と鉄筋の直径について図7-3を作成した。同図は D19 の鉄筋を用いたときの平均ひびわれ間隔 $l_{av}(D19)$

に対する、D16、D22、D25 および D29 を用いたときの $l_{av}(\phi)$ の割合を、 $b = 30 \sim 45 \text{ cm}$ 、 $c = 3 \sim 8 \text{ cm}$ 、 $m = 2 \sim n$ 本 (n は鉄筋の中心間隔 $S \leq 2.7\phi$ の建築学会のRC規準の規定によって定まる鉄筋の本数) の範囲で、(7.3) 式によって計算したものである。

この図から、 b 、 c 、 m によって、 $l_{av}(\phi) / l_{av}(D19)$ の値は異なるが、図7-2(d)にもみられたごとく、その変動範囲は狭く、

$l_{av}(\phi)$ の計算において安全側、すなわち大きめの値が算出されるように、 $l_{av}(\phi)$ と $l_{av}(D19)$ の比率を同図の太破線のように一律に定めることとした。それぞれ

を数値で表わすと、表7-1のようになる。すなわち表7-1の数値によって算定される l_{av} は、(7.3)式による値より設計上安全側の若干大きめの値を与えるが、その差は通常高々数%程度である。このように、鉄筋直径の l_{av} に及ぼす影響は、表7-1の数値によって考慮出来るので、あるはり幅 b の場合については m をパラメータとすることによって、 l_{av} と c の関係を直線によって図示できることになる。

そこで、図7-4のはりのひびわれ間隔計算図表(175頁にスラブの計算図表と共に示す)を作成した。同図は、D19の鉄筋を用いたはり幅 $b = 30, 35, 40, 50 \text{ cm}$ の場合の l_{av} と c の関係を求め、その縦軸のみを同図左側に示すように表7-1の数値で補正することによって、D16、D22、D25、およびD29などの鉄筋に対する l_{av} を図示したものである。鉄筋本数 m は、各はり幅に対してD16を用いたときの一段配筋の配置可能な本数まで示してある。同図を利用すれば、設計された断面のはり幅 b によって利用図が決まり、以後点線の矢印の順に、鉄筋のかぶり厚さ c 、鉄筋本数 m および鉄筋の直径 ϕ などの諸数値によって、即座に l_{av} を求めることが出来る。

先に述べたごとく、図7-4の計算図表は(7.3)式より導かれたもので、鉄筋の一段配置の場合を対象としている。実際の設計においては二段配置の場合もあるので、種々の断面を仮定して、二段配置に対しても算定可能な(7.1)式による場合、同じくその可能なCEB-FIP(1978)の式を適用した場合、および二段目に配置されて鉄筋を無視して一段配置と見なして図7-4を用いた場合、などによる算定値の比較検討を行った。仮定した断面と各算定法による算定結果を表7-2に示す。

Case I~IIIは、二段目に配置された鉄筋を無視して、一段配置として平均ひびわれ間隔を算定することの適合性を調べたものである。建築学会のRC規準における鉄筋のあきの規定を満足しない鉄筋のみ二段目に配置したような場合(Case I-a)には、二段目

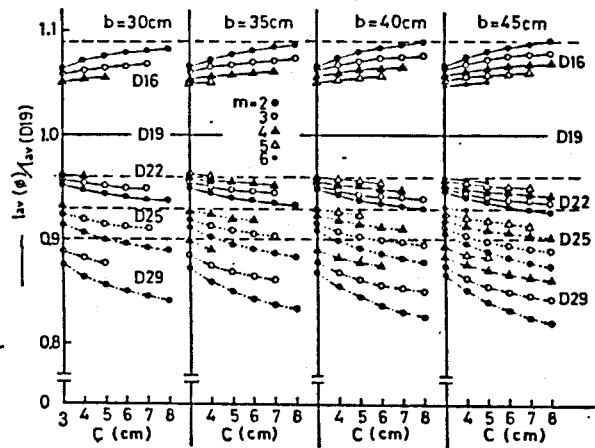


図7-3 鉄筋の直径の平均ひびわれ間隔への効果

表7-1 $l_{av}(\phi) / l_{av}(D19)$

鉄筋呼び名	D16	D19	D22	D25	D29
$l_{av}(\phi) / l_{av}(D19)$	1.09	1	0.96	0.93	0.90

の鉄筋を無視しても余り大きな差は生じない。ただし、II-a、III-a の場合のように鉄筋のあきに余裕がありながら、2段配置した場合は2段目の鉄筋を無視すると、かなり大きめの値を算出することになる。

CaseIV、Vは、図7-4の作成過程において、鉄筋の直径の効果を表7-1の数値で考慮したことの影響を調べたもので、図7-4からの算出値は、原式である(7.1)式からの算定値より若干設計上安全側の値を与える。

(7.1)式は、CEB-FIP式より同程度ないし10%程度大きめの値を算出し、図7-4からの算出値は一段配置の場合はCEB-FIP式による算出値と同程度、二段配置の場合にはCEB-FIP式よりかなり安全側の値を与えるケースもある。

以上の検討の結果、普通の場合III-aのような極端な配筋は行わないので、二段配筋の場合も二段目に配置された鉄筋を無視し、一段配筋として図7-4の計算図表から平均ひびわれ間隔を算出してもよいと考えられる。またこの結果から、PRCはりにおいて普通鉄筋と異なる高さに配置され、しかも付着特性の劣る緊張材の存在を無視して l_{av} を計算しても、同表の結果以上の差は生じないことが推測される。

(b) スラブ









第4章において得られたスラブの平均ひびわれ間隔 l_{av} の算定式は、コンクリートのかぶり厚さ c 、鉄筋径 ϕ および鉄筋間隔 S を用いて、次式のように書き改められ、スラブの l_{av} は、 c 、 ϕ 、 S およびスラブせい t の4つの変数で表わされる。

$$l_{av} = \left[0.2 + \left(1 + \frac{2c}{\phi} \right) \frac{0.01}{\pi} t \right] S + 2c \quad (7.4)$$

(7.4)式よりスラブの l_{av} は、 t 、 c および S とは線型関係にあり、これらの変数の増大とともに、 l_{av} も増大することがわかる。鉄筋径の l_{av} 及ぼす影響については、はりの場合と同じように、通常スラブに使用される鉄筋の直径について、D10・D13の交互

表7-2 平均ひびわれ間隔(算定例)

単位 (cm)

Case	はり断面	提案式 ^{*1)}	図7-4 ^{*2)}	CEB-FIP 1978式
I-a	 $b = 35$ $c = 5$ 7 - D19	16.2 (1)	16.7 (1.03)	15.6 (0.96)
I-b	 $b = 35$ $c = 5$ 5 - D19	16.7 (1)	16.7 (1)	15.9 (0.95)
II-a	 $b = 35$ $c = 5$ 5 - D19	20.0 (1)	21.6 (1.08)	18.4 (0.92)
II-b	 $b = 35$ $c = 5$ 3 - D19	21.6 (1)	21.6 (1)	20.3 (0.94)
III-a	 $b = 30$ $c = 5$ 4 - D19	22.2 (1)	25.5 (1.15)	20.0 (0.90)
III-b	 $b = 30$ $c = 5$ 2 - D19	25.5 (1)	25.5 (1)	23.6 (0.93)
IV	 $b = 35$ $c = 5$ 2 - D29	24.6 (1)	25.5 (1.04)	25.5 (1.04)
V	 $b = 50$ $c = 6$ 4 - D29	22.2 (1)	23.5 (1.06)	22.0 (0.99)

※1) (7.1)式

※2) 2段配筋の場合は2段目の鉄筋は無視し、1段配筋として算定。

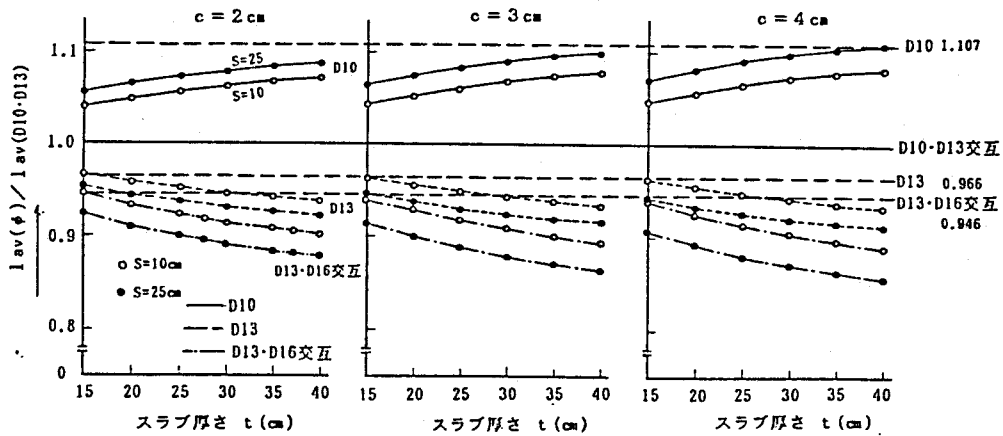


図 7-5 鉄筋の直径の平均ひびわれ間隔への効果 (スラブ)

配筋のときの l_{av} (D10・D13) に対する、D10、D13およびD13・D16交互配筋を用いたときの $l_{av}(\phi)$ の割合を、 $t = 15 \sim 40\text{cm}$ 、 $S = 10 \sim 25\text{cm}$ 、 $c = 2, 3, 4\text{cm}$ の範囲で計算した結果を図 7-5 に示す。この図から、 t 、 S 、 c によって、 $l_{av}(\phi) / l_{av}(\text{D10} \cdot \text{D13})$ の値は異なるが、その変動範囲は狭いことがわかる。そこではりの場合と同様に、 $l_{av}(\phi) / l_{av}(\text{D10} \cdot \text{D13})$ の比率を同図の太破線のように一律に定めることとした。その数値は、D10、D13 および D13・D16交互配筋に対して、それぞれ 1.11、0.97 および 0.95 である。これらの数値によって算定される l_{av} は、原式による値より大きめに算定されるが、検討範囲で最も大きく算定されるのは、D10では $S = 10\text{cm}$ 、 $c = 2\text{m}$ 、 $t = 15\text{cm}$ の場合で 6%、D13では $S = 25\text{cm}$ 、 $c = 4\text{cm}$ 、 $t = 40\text{cm}$ の場合で 5%、D13・D16交互配筋では D13と同じ場合で 9.5% 大きく算定される。鉄筋径の影響はこれらの数値で考慮することにして、まず、D10・D13交互配筋の場合について、スラブせい t およびコンクリートのかぶり厚さ c をパラメータにとり、鉄筋間隔 S と l_{av} の関係を図表にした。次に、縦軸の l_{av} を先の数値で補正することによって各鉄筋径に対する l_{av} の計算図表を作成した。ただし、一つの図に示すと線が交差し、判別しがたくなるので、通常のスラブせいである $t = 15 \sim 25\text{cm}$ の場合と、それ以上の場合とに分けて示した l_{av} 計算図表が、図 7-6 である。同図を利用すれば、点線の矢印の順に、設計されたスラブの鉄筋間隔 S 、かぶり厚さ c 、スラブせい t 、鉄筋の径によって簡単に l_{av} を求めることができる。

(a) l_{av} の算定

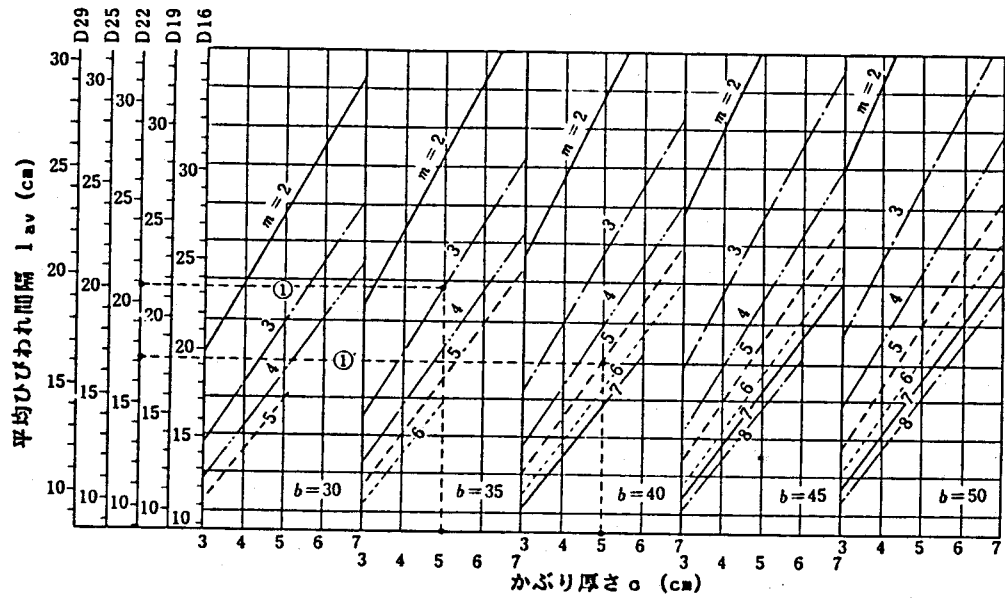


図7-4 はりの平均ひびわれ間隔算定図表

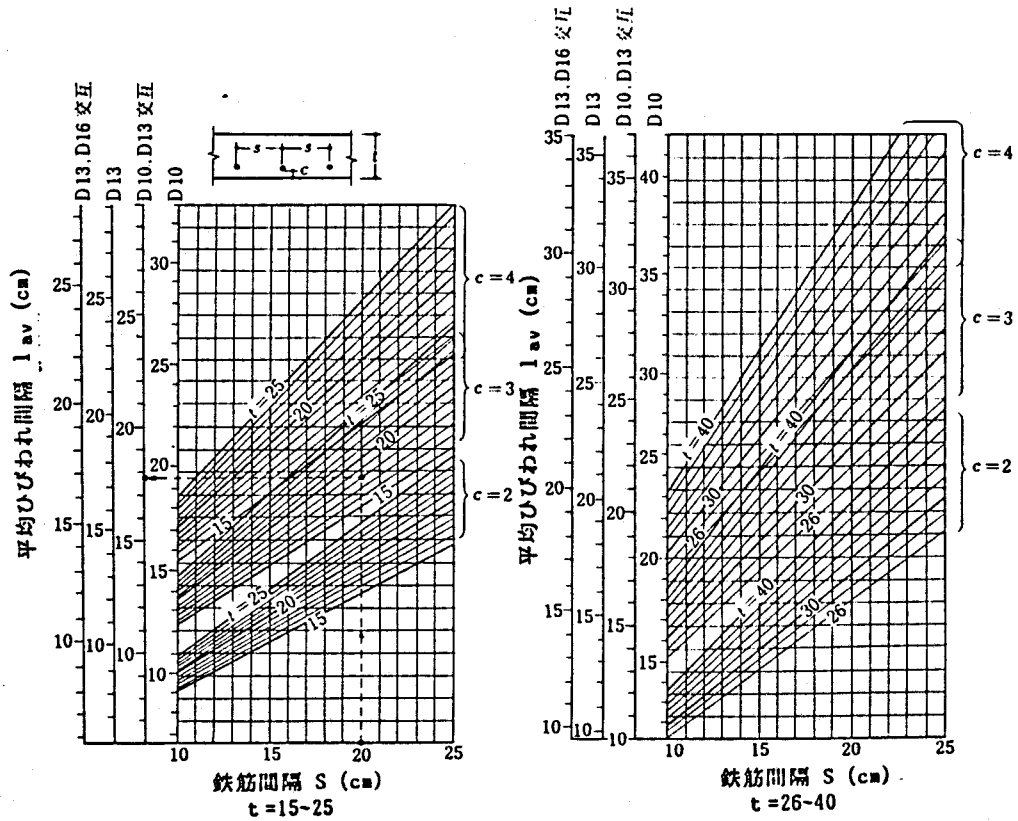
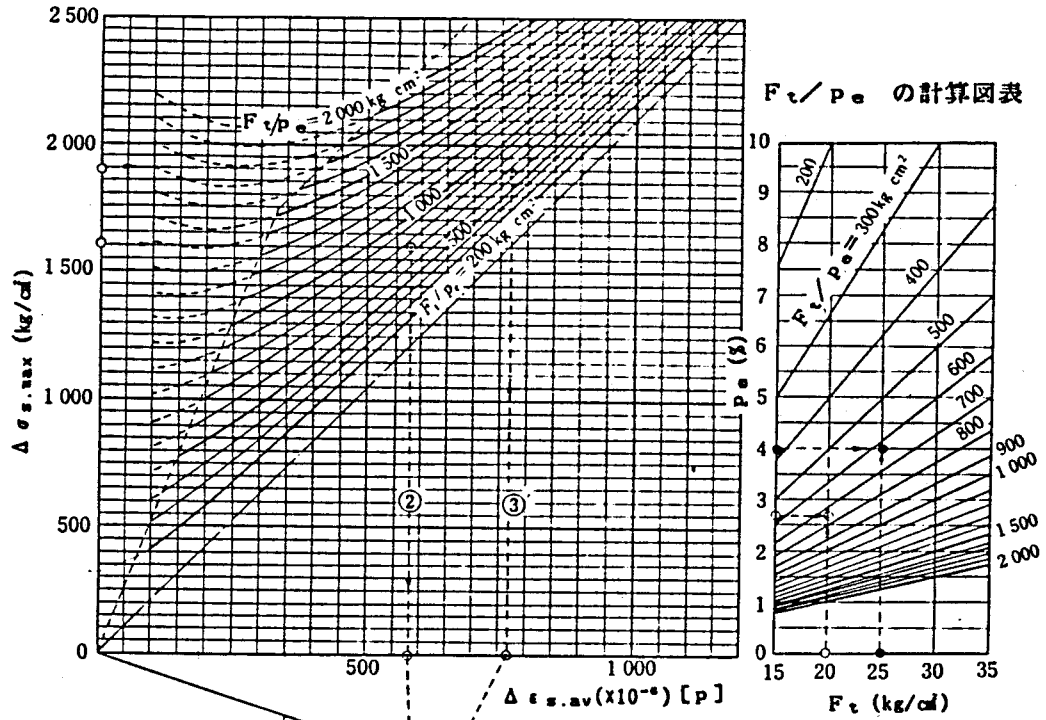


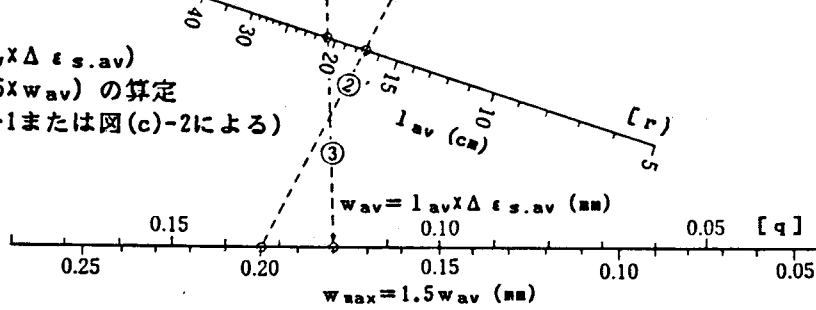
図7-6 スラブの平均ひびわれ間隔算定図表

(b) $\Delta \epsilon_{s.av}$ の算定

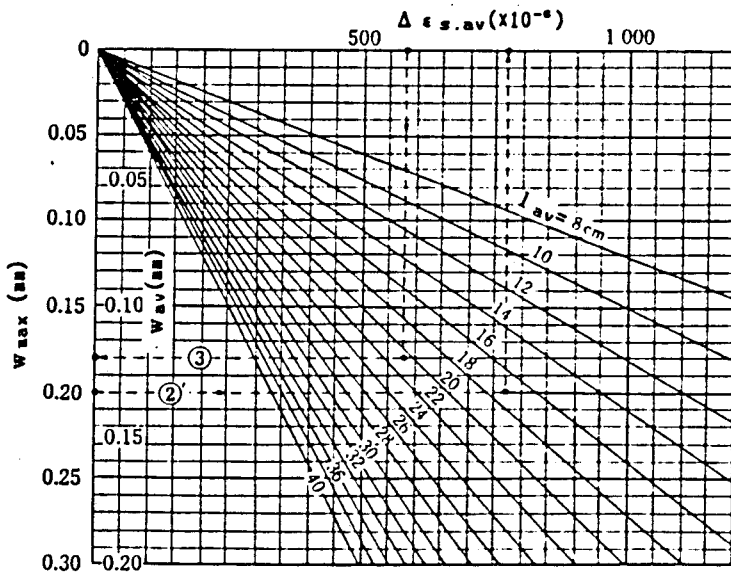


(c)

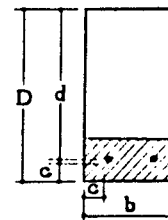
$w_{av} = l_{av} \times \Delta \epsilon_{s.av}$
 $w_{max} = 1.5 \times w_{av}$ の算定
 (図(c)-1または図(c)-2による)



図(c)-1



図(c)-2



- b : はり幅
- c : かぶり厚さ
- φ : 鉄筋の直径
- m : 鉄筋の本数
- A_s : 鉄筋の断面積
- $A_{ce} = (2c + \phi)b$
 $= (D - d)b$
- $p_e = A_s / A_{ce}$
- F_c : コンクリートの引張強度

図7-7 平均鉄筋ひずみの計算図表、ひびわれ幅計算図表

7.2.2 平均鉄筋ひずみの算定図表

ひびわれ断面での鉄筋応力の鉄筋位置の Decompression(コンクリート応力が0の状態)からの変化量 $\Delta \sigma_{s,max}$ に対応する平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s,av}$ の算定方法として、有効引張鉄筋比 p_e を介して、RC引張材の鉄筋応力と平均鉄筋ひずみの関係を用いる方法、すなわちひびわれ断面の変化応力 $\Delta \sigma_{s,max}$ からひびわれ間コンクリートの協力(拘束)作用の分を減じて平均のひずみを定める、という方法が、簡便で、しかも実験結果との適合性が良いことを第3章で述べた。そこで示したRC引張材の $\Delta \sigma_{s,max}$ と $\Delta \epsilon_{s,av}$ の関係は、次式のとおりである。

$$\Delta \epsilon_{s,av} = \frac{1}{E_s} \left(\Delta \sigma_{s,max} - \frac{k_1 k_2 F_t}{p_e} \right) \quad (7.5)$$

ここに、

$$k_1 k_2 = 1 / (2 \times 10^3 \Delta \epsilon_{s,av} + 0.8)$$

$$\text{ただし } \Delta \epsilon_{s,av} \geq 0.4 \Delta \sigma_{s,max} / E_s \quad (7.6)$$

$$\Delta \epsilon_{s,av} \geq (\Delta \sigma_{s,max} - 1050) / E_s \quad (7.7)$$

(7.5)式から $\Delta \sigma_{s,max}$ に対応する $\Delta \epsilon_{s,av}$ を求めるためには、次の2次方程式を解かねばならない。

$$\begin{aligned} \Delta \epsilon_{s,av} = & 2 \times 10^3 \Delta \sigma_{s,max} - 0.8 E_s \\ & + \sqrt{(2 \times 10^3 \Delta \sigma_{s,max} - 0.8 E_s)^2 - 8 \times 10^3 E_s (F_t / p_e - 0.8 \Delta \sigma_{s,max})} \end{aligned} \quad (7.8)$$

しかし、いま、 F_t / p_e をパラメータにとってこの式を図に示すことにすれば、実験結果によく適合させ得る $\Delta \sigma_{s,max}$ と $\Delta \epsilon_{s,av}$ との関係を、そのまま実際の設計計算に利用出来ることになる。

そこで F_t / p_e をパラメータにとり、 $\Delta \sigma_{s,max}$ と $\Delta \epsilon_{s,av}$ の関係を図示したのが図7-7の上半分である。ただし、同図の実線部分が(7.6)、(7.7)式を満足する $\Delta \epsilon_{s,av}$ の範囲である。(7.6)、(7.7)式を満足しない場合、および(7.8)式の根号の中が負となる場合は、同図の実線と点線の境界を表わす破線の左側の領域に入るので、この場合の $\Delta \epsilon_{s,av}$ はその $\Delta \sigma_{s,max}$ に対する破線位置の値を採ればよい。なお、図7-7の上半分には付図として F_t / p_e の計算図表を載せた。

したがって、ひびわれ断面の鉄筋応力変化量 $\Delta \sigma_{s,max}$ が与えられれば、有効引張鉄筋比 p_e を計算し、図7-7の上半分の図を利用して直ちに平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s,av}$ を求めることが出来る。

7.2.3 最大ひびわれ幅の算定図表

図7-4、あるいは図7-6より求められた平均ひびわれ間隔 l_{av} と、図7-7上半

分から求められた平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s.av}$ とから、最大ひびわれ幅 w_{max} は、第3章で論じたように、次式によって算定することが出来る。

$$w_{av} = l_{av} \cdot \Delta \epsilon_{s.av} \quad (7.9)$$

$$w_{max} = k \cdot w_{av} \quad (7.10)$$

(7.9)、(7.10)式から、ひびわれ幅 w_{av} 、 w_{max} を実用的に求めるには、共線図表を利用するのが最も簡単である。一般に3変数 p 、 q 、 r の間の関係が $g(q) = f(p) \cdot h(r)$ で表わされるときには、3直線からなるZ型の共線図表が得られる¹⁰²⁾。 $p = \Delta \epsilon_{s.av}$ 、 $r = l_{av}$ 、 $q = w_{av}$ 、 $g(q) = k w_{av}$ とおいて作成した共線図表が図7-7の下半分である。同図において[r]軸上に図7-4あるいは図7-6から計算された l_{av} の点を取り、[p]軸上の $\Delta \epsilon_{s.av}$ の点と結んだ直線が[q]軸と交わる点の値を読みとることによって、平均ひびわれ幅 w_{av} と同時に、最大ひびわれ幅 w_{max} を求めることができる。ただし、ここでは、第3、4章の結果に基づき、 $k=1.5$ としている。

なお、ここで求めたひびわれ幅は、鉄筋高さ位置におけるはり側面、あるいは仮想のスラブ側面での値であり、引張縁あるいは引張面での値は、第4章で述べたように、ここで求めた側面での値に、中立軸から鉄筋位置までの距離に対する中立軸から引張縁までの距離の比を乗ずればよい。

以上、初載荷時のひびわれ幅算定式に基づいて計算図表を作成したが、第5章および第6章において述べてきたように、繰返しや持続荷重によってひびわれ幅は増大する。これらの荷重下におけるひびわれ幅の増大をも含めた最終時のひびわれ幅（以下、長期ひびわれ幅と呼ぶ）の計算にも、本計算図表がそのまま利用できることを以下に示す。繰返し、あるいは持続荷重下のひびわれ幅の増大の主な原因は、以下のようであった。

1) 圧縮側コンクリートの繰返し載荷による剛性の低下、あるいは持続応力によるクリープによって中立軸が低下すること（応力中心距離の減少）による鉄筋応力 $\Delta \sigma_{s.max}$ の増大。

2) 鉄筋とコンクリートとの間の付着応力の繰返し載荷あるいは持続載荷にともなう減少によって、ひびわれ間コンクリートの協力作用が低下すること（ σ_{sc} の減少）による平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s.av}$ の増大。

3) コンクリートの乾燥収縮によるひびわれ間コンクリートの収縮。

いま、原因1)は $\Delta \sigma_{s.max}$ の計算の際に用いるヤング係数比 n の値に考慮されているものとすれば¹⁰³⁾、原因2)と3)のみを

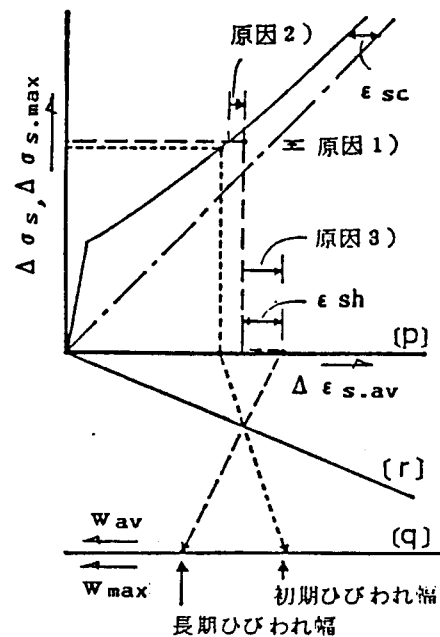


図7-8 ひびわれ幅計算図表(図7-7)による長期ひびわれ幅の算定方法

計算図表上において考慮すればよい。ひびわれ間コンクリートの引張協力による鉄筋応力の減少量 σ_{sc} が、繰返しや持続荷重によって最終時にどの程度の値まで減少するかは、第5、6章で言及したように、繰返し回数や鉄筋応力によって異なるが、通常の場合1/2とすればよい。また、ひびわれ間コンクリートの収縮変形は、第6章のはり実験結果から、コンクリートの自由収縮変形の60%程度とすればよい。第5章で指摘した繰返し荷重によるひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の低下の影響は、コンクリートの引張応力を無視して鉄筋応力 $\Delta \sigma_{s,max}$ を算定していることで、既に考慮されていることになる。したがって、図7-7の平均鉄筋ひずみの計算図表において、図7-8に示すように、 σ_{sc} に対応するひずみ ϵ_{sc} の値を1/2に減少させ、 $\Delta \epsilon_{s,av}$ にコンクリートの自由乾燥収縮 S_t の60%のひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ ϵ_{sh} を加えて、長期ひびわれ幅を算定することができる。なお、このように補正された平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s,av}$ に、ひびわれ幅算出のために乗ずる平均ひびわれ間隔 l_{av} は、第5、6章で言及したように、初載荷時の定常状態における l_{av} が用いられるので、図7-4、あるいは図7-6の平均ひびわれ間隔 l_{av} の計算図表をそのまま用いることができる。

7.2.4 算例および検討

ここでは、平均ひびわれ間隔 l_{av} と最大ひびわれ幅 w_{max} の計算図表の使い方を例題によって示す。

例題1 設計した断面の曲げひびわれ幅の算定〔算定図表の線①-②-③参照〕

算定条件：はり幅 $b = 35$ cm、コンクリートかぶり厚さ $c = 5$ cm、使用鉄筋 D22、鉄筋の本数 $m = 3$ 本、コンクリートの引張強度 $F_t = 20$ kg/cm²、ひびわれ断面における鉄筋応力の Decompression からの変化量 $\Delta \sigma_{s,max} = 1600$ kg/cm²。

算定方法と結果： l_{av} は図7-4において、 $b = 35$ 、 $c = 5$ 、 $m = 3$ の順に破線で示す矢印①に沿って D22 の鉄筋用の l_{av} 軸の数値を読み取ると、 $l_{av} = 20.8$ (cm) と求まる。

有効引張鉄筋比 p_e

$$p_e = A_s / A_{ce} = \frac{A_s}{(2c + \phi) \times b} = \frac{11.61}{(10 + 2.2) \times 35} = 0.027$$

$$F_t / p_e = 20 / 0.027 = 740$$

あるいは図7-7の付図より $F_t / p_e = 740$ を読み取る。

w_{max} は、図7-7の〔r〕軸上に求めた $l_{av} = 20.8$ の点を取り、この点と同図の上半分の図において、 $\Delta \sigma_{s,max} = 1600$ 、 $F_t / p_e = 740$ の順に破線で示す矢印②に沿って〔p〕軸上に求めた平均鉄筋ひずみ $\Delta \epsilon_{s,av}$ の点とを直線で結び、この直線〔q〕軸との交点を読み取ると求まる。

$$w_{max} = 0.182 \text{ (mm)}$$

なお(7.1)～(7.10)式より求めた値は0.178 mmとなる。

例題2 ひびわれ幅の制御目標値を満足する許容鉄筋応力の算定〔算定図表の線①' - ②' - ③'参照〕

算定条件：はり幅 $b = 40$ cm、かぶり厚さ $c = 5$ cm、使用鉄筋5-D22、コンクリートの引張強度 $F_t = 25$ kg/cm²、ひびわれ幅の制御目標値 0.2 mm

図式計算：例題1と同様に、図7-4において矢印①'に従って、 $l_{av} = 17.2$ cmを求め、図7-7の下図において、矢印②'に沿って $\Delta \epsilon_{s.av}$ を求める。一方、 $p_e = 19.35 / [(10 + 2.2) \times 40] = 0.04$ 、図7-7の付図より $F_t / p_e = 625$ を求め、図7-7上図の矢印③'に沿って同図の縦軸との交点を読み取れば、許容される鉄筋応力 $\Delta \sigma_{s.max}$ が求まる。

$$\therefore \Delta \sigma_{s.max} = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

これに対し、(7.1)～(7.10)式により求めた鉄筋応力は1920 kg/cm²となる。

例題3 コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} の考慮

算定条件：例題1の算定条件の他にコンクリートの乾燥収縮によるひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ $\epsilon_{sh} = 200 \times 10^{-6}$ を考慮する。

l_{av} は例題1と同じで、 $l_{av} = 20.8$ (cm) である。 w_{max} は [p] 軸上において例題1で求めた $\Delta \epsilon_{s.av}$ に、 $\epsilon_{sh} = 200 \times 10^{-6}$ を加えて、以下例題1と同様にして(矢印②)、 $w_{max} = 0.244$ (mm) が求まる。

ここで、ひびわれ幅の制御目標値が0.2 mmであったとすると、算定結果はこの目標値を満足しない。ひびわれ幅を小さくするためには、鉄筋断面積を増すかあるいは導入プレストレス量を増加させて、鉄筋応力を低減させる方策も考えられるが、ここでは再計算が最も簡単で鉄筋断面積も余り変わらない、したがって鉄筋の応力を再計算する必要のない場合を示す。すなわち鉄筋をD22からD19とし、その本数を3本から5本に増やすと、鉄筋断面積は11.61 cm²から14.35 cm²と2割強の増加で、 l_{av} は20.8 cmから16.7 cmと減少し、一方、鉄筋応力の変化量 $\Delta \sigma_{s.max}$ も低下しているが、再計算は行わず1600 kg/cm²をそのまま用いても、 w_{max} は0.196 mmとなり(矢印③)、目標値を満足させることができる。

このように、算定結果が所要の条件を満足しなかった場合でも、その再計算は図7-4、6、7を利用することによって簡単に行うことができる。

例題4 スラブの平均ひびわれ間隔 l_{av} の算定

算定条件：使用鉄筋 D10・D13 (交互配筋)、鉄筋間隔 $S = 20$ cm、かぶり厚さ $c = 3$ cm、スラブ厚さ $t = 18$ cm

図式計算：図7-6において、破線で示す矢印に沿って、平均ひびわれ間隔 l_{av} を求める。

$$l_{av} = 17.7 \text{ cm}$$

7.3 許容ひびわれ幅に対応する鉄筋応力の算定

7.3.1 許容ひびわれ幅

コンクリート構造物におけるひびわれ幅は、一般に耐久性、特に鋼材の腐食、美観（仕上げ材の破損）などから制限され、わが国を含め各国のコンクリート構造の規準や指針において、付録・付表2.1 に示すような許容ひびわれ幅の規定が設けられている¹⁰⁴⁾。また日本コンクリート工学協会では、同・付表2.2 のように耐久性から見た場合の補修の要否に関するひびわれ幅の限度を定めている¹⁰⁵⁾。1978年のCEB-FIPのModel Code²⁹⁾では、環境条件の他に、荷重の種類および鋼材の腐食に対する敏感性も考慮した同・付表2.3 の規定を設け、1982年のFIPの指針¹⁰⁶⁾でもPC鋼材の腐食に対する敏感性を考慮した同・付表2.4 の規定を設けている。

これらの規定をみると、普通環境条件下にあるコンクリート建築物では、許容ひびわれ幅を一般に0.1~0.3 mm、PC鋼材を有する部材では0.2 mm以下に設定していると見てよい。

しかしながら、コンクリート表面のひびわれ幅と、普通鉄筋やPC鋼材の腐食の関係に関する研究報告は従来より多くあるものの、それに基づいて規定を作り得るようなデータは少なく、各規定の数値は先の規定を引用するような形で作成されている。その他、ひびわれ幅は繰返し荷重や持続荷重によって増大するが、規定の対象としているひびわれ幅が初期ひびわれの値なのか、最終ひびわれの値なのか、不明確である。また鋼材の腐食にはコンクリートのかぶり厚さが大きく影響するので、かぶり厚さによって許容ひびわれ幅の値も変わるものと考えられるが、1978年のCEB-FIPの規定を除いて、かぶり厚さが許容ひびわれ幅に考慮されていないなどの問題がある。これらの点についても資料が少なく今後の課題である。

建築学会PRC指針⁷⁾では、上述の既往の許容ひびわれ幅に関する規定を参考にして、最大ひびわれ幅制御目標値、すなわち許容ひびわれ幅をコンクリートの乾燥収縮の影響を含めて0.2 mm以下の値に定めるとし、環境条件および作用応力条件と選ぶべき引張縁の状態との組み合わせの概略の目安として、同・付表2.5を例示している。

本節では、PRC指針に基づくひびわれ制御設計の便を図るため、標準的な断面のはりおよびスラブについて、第3章および第4章で得られたひびわれ幅算定式から、制御目標とするひびわれ幅（最大ひびわれ幅）0.1 および 0.2 mm に対応する許容鉄筋応力を算出して図表に示す。

7.3.2 はり

PRC指針では、コンクリートの圧縮強度は240 kg/cm²以上、コンクリートの引張強度は圧縮強度の0.07倍と規定されているので、コンクリートの引張強度は16.8 kg/cm²とした。また同指針では、ひびわれ間コンクリートの収縮を 2×10^{-4} 考慮するとされているので、かぶり厚さ5 cmの場合については、同収縮量を考慮した。

算定条件

コンクリートのかぶり厚さ c : 5、6 cm

鉄筋径 : D19、D22、D25、D29

鉄筋本数 : 2本 ~ RC規準の鉄筋間隔の規定より定まる最多本数

コンクリートの引張強度 : 16.8 kg/cm² (コンクリート圧縮強度 240 kg/cm² の 0.07 倍)

ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} : $0、2 \times 10^{-4}$ (かぶり厚さ 5 cm の場合のみ)

計算結果を図 7-9 ~ 図 7-10 に示す (図 7-9 : $\epsilon_{sh}=0$ 、図 7-10 : $\epsilon_{sh}=2 \times 10^{-4}$)。

7.3.3 スラブ

はりの場合と同様に、制御目標とするひびわれ幅 0.1 および 0.2 mm に対応する鉄筋応力を算出し、図表に示す。なお、コンクリートのかぶり厚さ 3 cm の場合についてのみ、PRC指針の規定にしたがい、ひびわれ間コンクリートの収縮 3×10^{-4} を考慮した。

算定条件

コンクリートのかぶり厚さ c : 2、3、4 cm

鉄筋径 : D10、D10・D13交互配筋、D13、D13・D16交互配筋

鉄筋間隔 S : 10 ~ 20 cm

コンクリートの引張強度 : 16.8 kg/cm²

ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} : $0、3 \times 10^{-4}$ (かぶり厚さ 3 cm の場合のみ)

計算結果を図 7-11 ~ 図 7-12 に示す (図 7-11 : $\epsilon_{sh}=0$ 、図 7-12 : $\epsilon_{sh}=3 \times 10^{-4}$)。

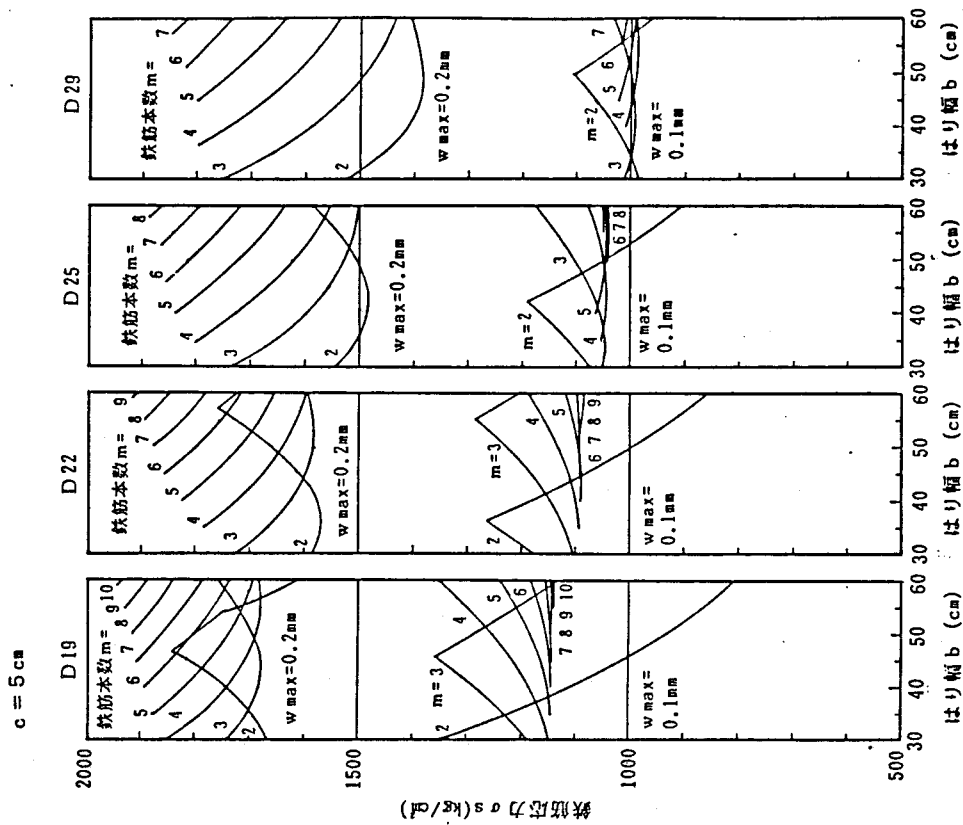
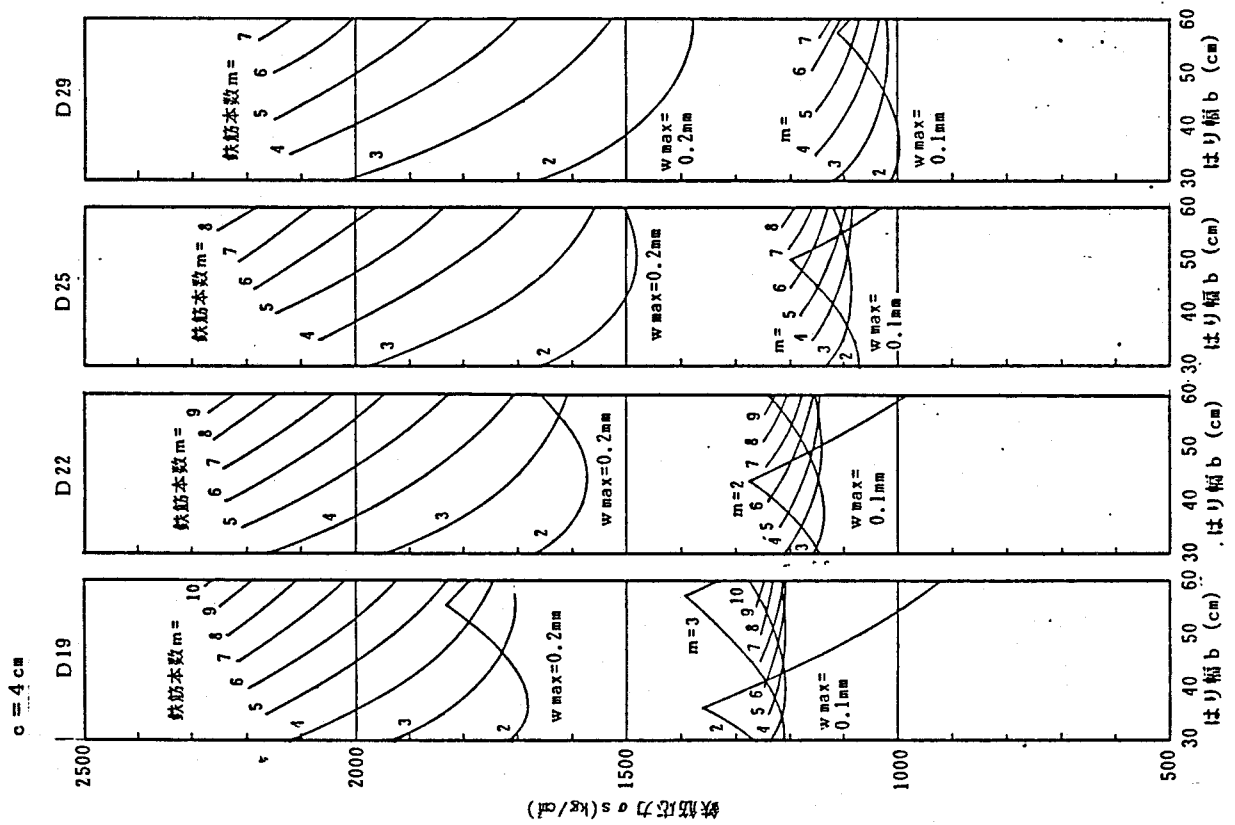


図 7-9 はりの許容ひびわれ幅(0.1, 0.2mm) に対する鉄筋応力 ($\epsilon_{sh}=0$)

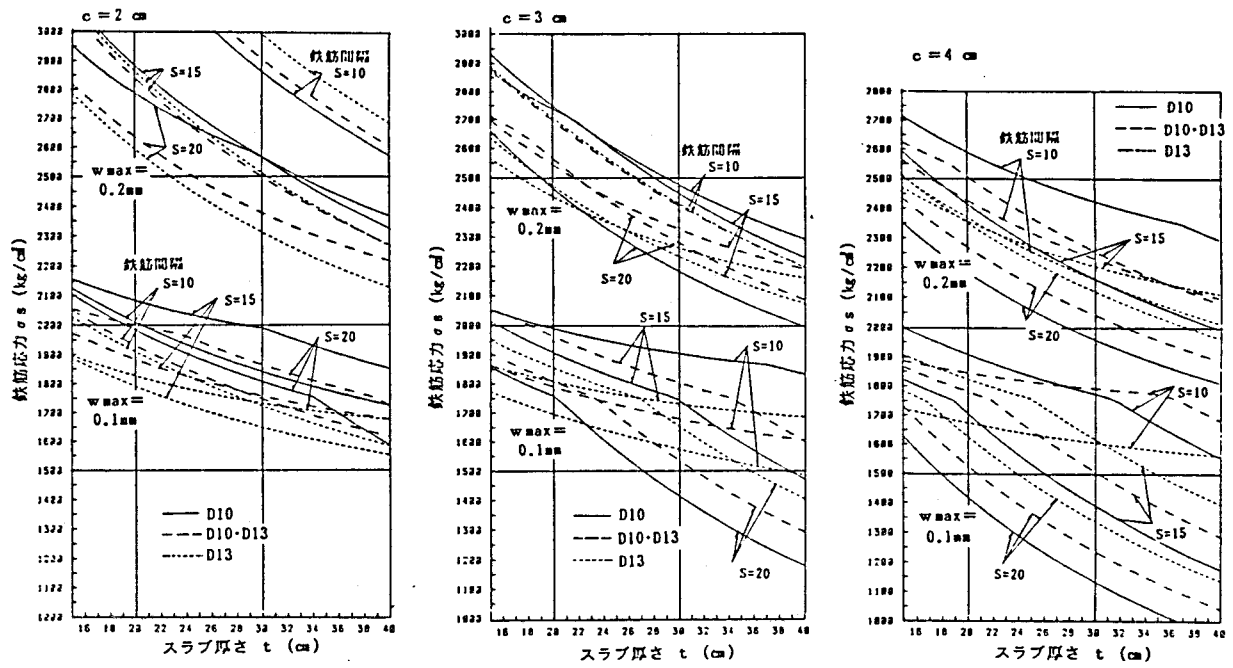


図 7-11 スラブの許容ひびわれ幅 (0.1, 0.2mm) に対する鉄筋応力 ($\epsilon_{sh} = 0$)

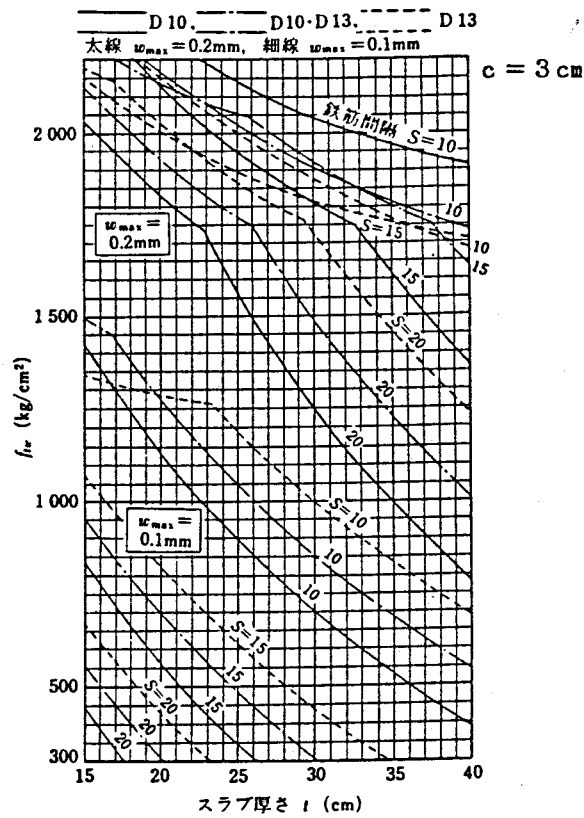


図 7-12 スラブの許容ひびわれ幅 (0.1, 0.2mm) に対する鉄筋応力 ($\epsilon_{sh} = 3 \times 10^{-4}$)

7.4 鉄筋応力の略算法

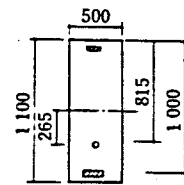
7.4.1 長方形ばりの場合

RCはりでは、モーメントのつりあい式 $M = Tj$ において、つり合い鉄筋比以下ならば、応力中心距離 j は $(7/8)d$ としてよいとされている¹⁰⁴⁾。一方、PRCはりでは、プレストレスが軸力として作用しているため、中立軸は作用曲げモーメントの増加とともに浅くなるが全般に深く、応力中心距離を $(7/8)d$ とすると、鉄筋応力を小さめに算出する。

本節では、プレストレスの程度、あるいは鉄筋応力と応力中心距離との関係、および鉄筋応力の略算式を、算例によって検討した。算例にとりあげた断面は、「プレレストコンクリート造設計施工指針」（日本建築センター）の設計例Dにおける長方形はり断面である。その断面諸元を図7-13に示す。

同設計例では、プレストレス係数 λ は 58.7% であるが、これを $M_u = \text{一定}$ の条件のもとで、25%~90% まで4段階に変化させた。

鉄筋応力と、鉄筋の応力中心距離 j 、PC鋼材の応力中心距離 j_p および M との関係を求めると、図7-14のようになる。曲げモーメントと鉄筋応力との関係の図にお



$\eta P = 98.1t$
 $\Lambda c = 4-D25 (\gamma = 0.5)$
 $A_s = 8-D25$
 $\lambda = 58.7\%$
 $M(\bar{k}) = 72.5tm$
 $M_u = 263.3tm$
 $\sigma_s = 1396kg/cm^2 (w_{max} = 0.2mm)$

図7-13 検討はり断面

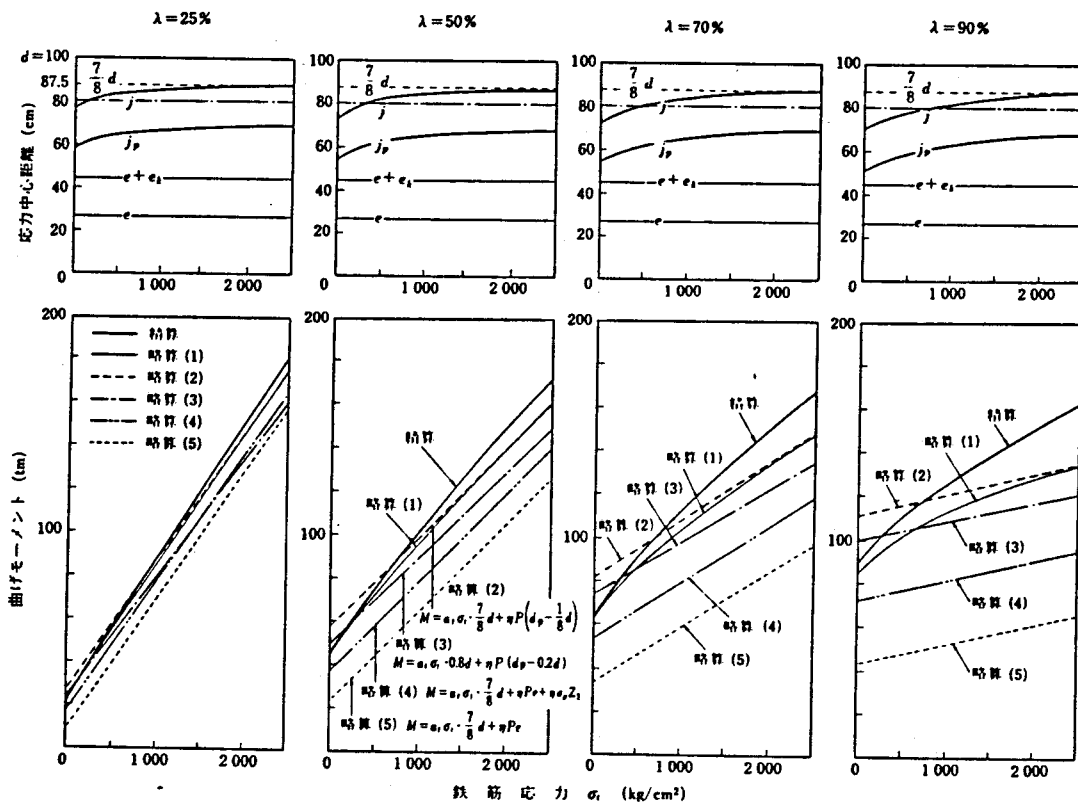


図7-14 算定方法の比較（長方形断面）

いて、精算は第2章で導いた精算式によるもの、略算(1)は精算式においてPC鋼材の応力増分を無視した略算、略算(2)は鉄筋の応力中心距離 j を $(7/8)d$ としPC鋼材の応力増分を無視し、その引張力を有効引張力 ηP とした(7.11)式による略算である。

$$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P \left(d_p - \frac{1}{8}d \right) \quad (7.11)$$

応力中心距離 j は鉄筋応力 σ_s が $2000\text{kg}/\text{cm}^2$ 以上の範囲では、ほぼ $(7/8)d$ に等しくなるが、それ以下の範囲では $(7/8)d$ より小さい。したがって、ともにPC鋼材の応力増分を無視している略算(1)、(2)を比較すると、 $j = (7/8)d$ とした略算(2)は、全体に鉄筋応力を小さめに算出することになる。略算(2)は精算と比較すると、PC鋼材の応力増分を無視している分 j が $(7/8)d$ より小さい範囲においても、鉄筋応力が大きく算出されてはいるが、鉄筋応力が $700\sim 800\text{kg}/\text{cm}^2$ 以下では、精算値よりも小さくなる。そこで、 j を $(7/8)d$ から $0.8d$ に低減して、(7.12)式を与えた。同式より得られたのが略算(3)である。

$$M = A_s \sigma_s 0.8d + \eta P (d_p - 0.2d) \quad (7.12)$$

(7.12)式における $j_p = d_p - 0.2d$ は鉄筋とPC鋼材の位置関係から導かれる。この式によれば、鉄筋応力 $\sigma_s > 300\text{kg}/\text{cm}^2$ 、すなわちひびわれ幅の制御目標値から定まるような鉄筋応力に対しては、抵抗曲げモーメントは小さめに評価され、安全側に設計される。

なお、以上の略算式のほかに、略算法としてプレストレスの効果による Decompression モーメント M_{dec} (断面引張縁応力が0になるときの曲げモーメント)にRC断面として略算される曲げモーメントを加算する便法もある。それを式で表わせば、(7.13)式、または(7.14)式となる。

$$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P e + \eta \sigma_g Z \quad (7.13)$$

$$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P (e + e_k) \quad (7.14)$$

ここに、 η : プレストレス有効率、 P : PC鋼材の初引張力、 e : PC鋼材の偏心距離、 σ_g : 平均プレストレス、 Z : 引張縁に関する断面係数、 e_k : 核半径($D/6$)

周辺架構による拘束が大きく、プレストレス力による軸力の効果が期待できない場合は、(7.13)式において、 $\sigma_g = 0$ とおいた(7.15)式を用いればよい。

$$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P e \quad (7.15)$$

これらの略算法による計算値を、それぞれ略算(4)、略算(5)として図7-14中に示す。図7-14に示す結果から、各計算式より得られる算定値の大小を明瞭に知ることができる。また、応力中心距離 j を $0.8d$ とした(7.12)式がPRC長方形断面はりに適

用できることが示唆されている。次にこの式の適用性を検討する。

(7.12) 式、すなわち応力中心距離 j を $0.8d$ とすることの妥当性は、PRCの場合 j が曲げモーメント M の関数となり、 j が簡単な数式で表現できるRCの場合のように簡単に検討することができない。そこで、一般的なPRC断面において直接 M と鉄筋応力との関係を(7.12)式によって計算し、精算解と比べることによって検討する。なお、比較のため(7.11)および(7.13)式による計算も行った。

基準断面は「PRC指針付録設計例PRC建築(その1)」における長方形はり断面で、検討要因はプレストレスの程度、プレストレス力、PC鋼材位置、引張鉄筋量およびRC鉄筋量である。図7-15にはり断面を、表7-3に基準断面およびプレストレスの程度の検討断面の諸数値を示す。また各検討要因の水準は次のとおりである。

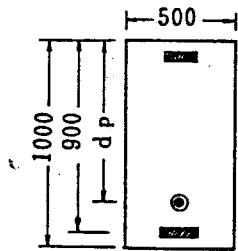


図7-15 検討はり断面

表7-3 検討断面

設計例 $\lambda = 48.5\%$	検討断面(プレストレスの程度)		
	$\lambda = 25\%$	$\lambda = 50\%$	$\lambda = 75\%$
$A_{sc} = 40.58 \text{ cm}^2$	$A_{sc} = 40.58$	40.58	40.58
$A_p = 9.39 \text{ cm}^2$	$A_p = 4.83$	9.98	15.5
$P = 85.60 \text{ t}$	$P = 61.82$	127.7	198.4
$\eta P = 72.76 \text{ t}$	$\eta P = 52.55$	108.5	168.6
$d_p = 80.0 \text{ cm}$	$d_p = 80.0$	80.0	80.0
$A_s = 45.63 \text{ cm}^2$	$A_s = 66.2$	45.63	23.62

SD35、 $\sigma_{py} = 16,000 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
 $F_c = 240$ 、 $E_c = 2.3 \times 10^5 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

- a) プレストレスの程度 (プレストレス係数) λ : 25, 50, 75 %
- b) プレストレス力 ηP : 54.4, 108.5, 163.2, 217.6 t
- c) PC鋼材位置 d_p : 90, 80, 70, 60, 50 ($e = 0$) cm
- d) 引張鉄筋 A_s : 25.4, 45.6, 65.9, 86.2 cm^2
- e) 圧縮鉄筋 A_{sc} : 0, 20, 30, 40.58 cm^2

なお、各要因の検討は全水準の総当りでなく、上記水準の下線を引いている水準の組合せを標準とし、検討する要因の水準のみを変化させることによって行った。

図7-16に曲げモーメントと鉄筋応力の計算結果を示す。 $j = (7/8)d$ とした略算は、 ηP が大きいほど、 d_p が小さいほど、 A_s が大きいほど、 A_c が小さいほど、鉄筋応力の広い範囲で抵抗曲げモーメントを精算より大きく算定する。それに対して $j = 0.8d$ とする(7.12)式はすべての場合について満足できる結果を与えている。(7.13)式は(7.12)式に比べ、鉄筋の応力中心距離 j は大きい、 j_p が小さいので曲げモーメントを小さく算定する。プレストレス力が高い場合、その傾向は特に顕著になる。

7.4.2 T形はりの場合

T形はりでは、通常の鉄筋量の場合、鉄筋の応力中心距離 j は $7/8d$ より大きいので $j = 7/8d$ とし、PC鋼材の応力中心距離は $j_p = 7/8d - (d - d_p) = d_p - 1/8d$ 、また、

曲げモーメントの作用によるPC鋼材引張応力度の増大量は、比較的小さいので無視することにして、PC鋼材の引張力を ηP として得られた (7.11) 式によって鉄筋応力は計算できる。

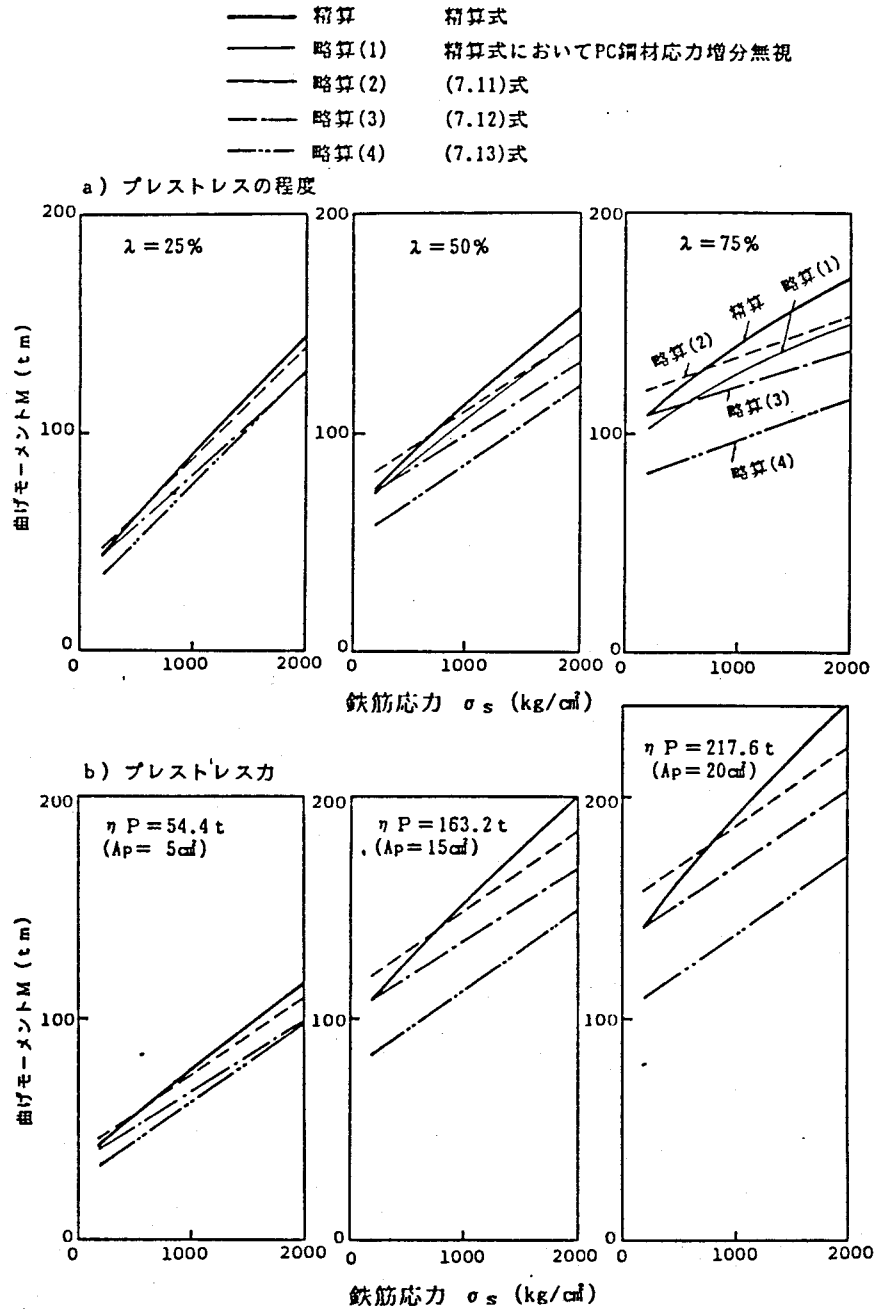


図 7-16 曲げモーメントと鉄筋応力

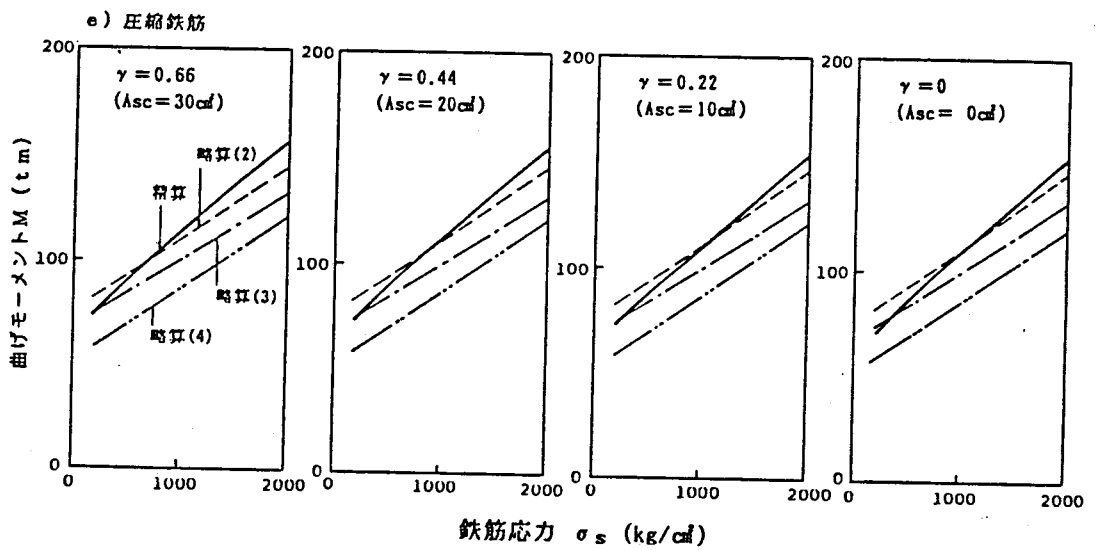
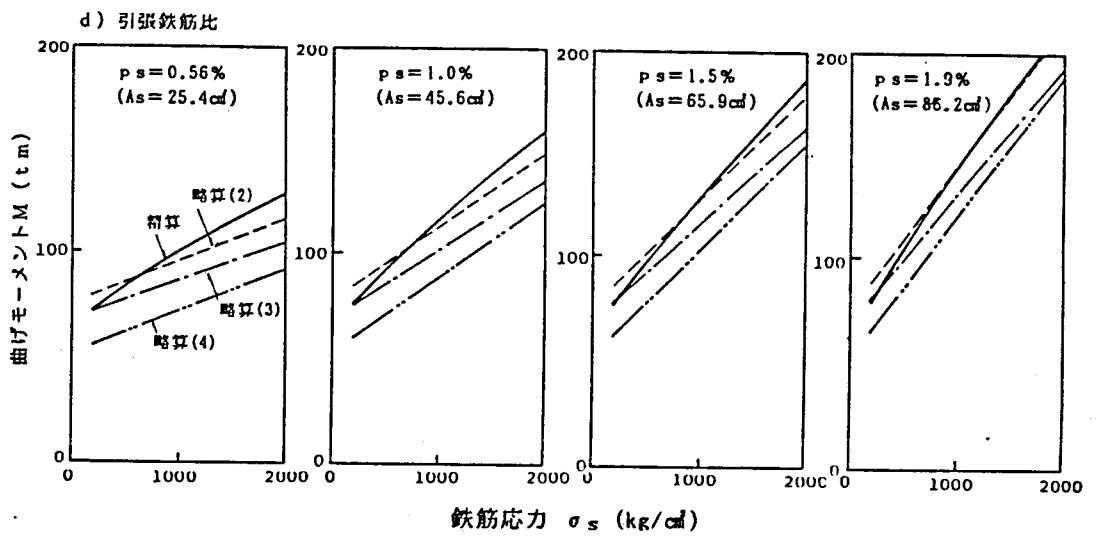
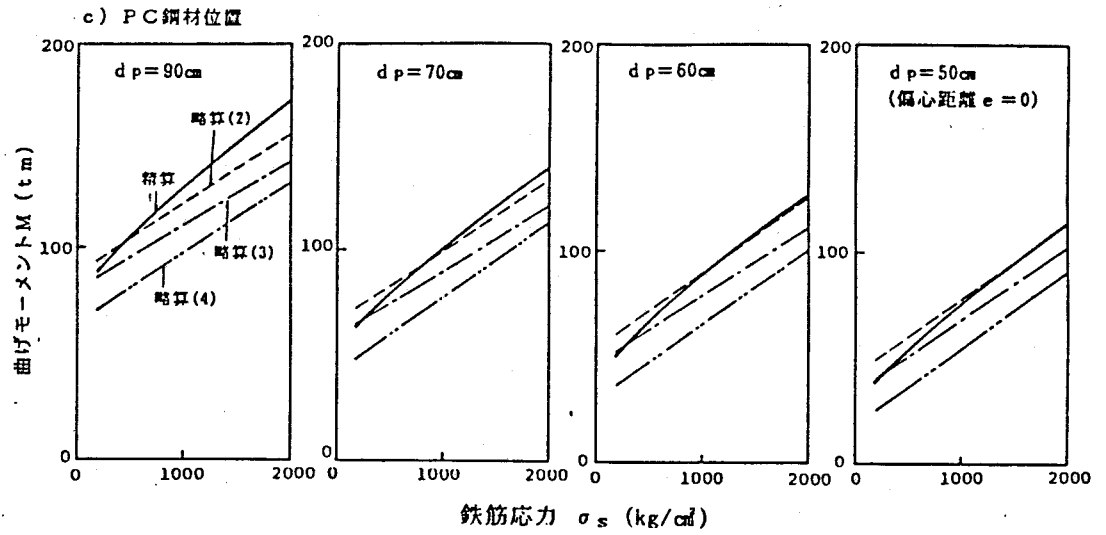


図7-16 (つづき)

7.4.3 算例

PRC指針付録 2.5「PRC建物設計例（その1）」における長方形はり断面（3pG₁ 端部）、およびT形はり断面（3pG₁中央）の、制御目標ひびわれ幅 $w_{max}=0.2$ mm から定まる鉄筋応力 σ_s に対する許容曲げモーメントを各計算法によって算出した。はり断面の諸元を図7-17に、計算結果を表7-4に示す。

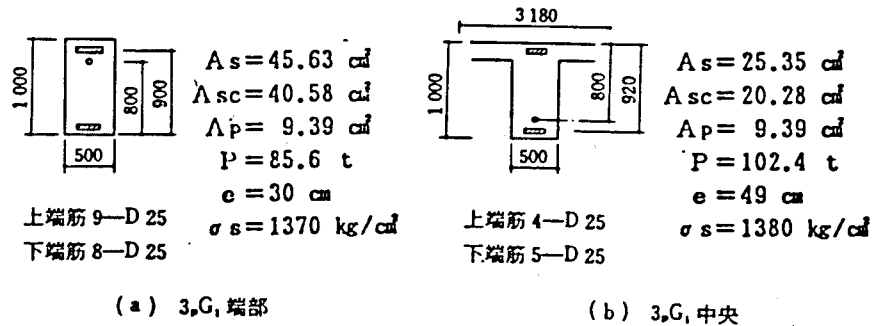


図7-17 検討はり断面

表7-4 算例

	許容曲げモーメント (t・m)		計 算 式
	長方形断面 (3pG ₁ 端部)	T形断面 (3pG ₁ 中央)	
精 算	104.2 (1.0)	103.1 (1.0)	精算式
略算(1)	96.6 (0.93) (1.0)	93.6 (0.91) (1.0)	精算式においてPC鋼材応力増分を無視
略算(2)	99.25 (0.95) (1.03)	87.8 (0.85) (0.94)	$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P(d_p - \frac{1}{8}d)$ (7.11)
略算(3)	90.1 (0.86) (0.93)	79.37 (0.77) (0.85)	$M = A_s \sigma_s 0.8d + \eta P(d_p - 0.2d)$ (7.12)
略算(4)	83.2 (0.80) (0.86)	82.4 (0.80) (0.88)	$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta P(e + e_k)$ (7.14)
略算(5)	71.0 (0.68) (0.73)	70.8 (0.69) (0.76)	$M = A_s \sigma_s \frac{7}{8}d + \eta Pe$ (7.15)

PC鋼材の応力増分を無視した場合、PC鋼材の断面積が普通鉄筋と比べて相対的に大きいT形断面で9%、小さい長方形断面で7%、許容曲げモーメントを小さく算定している。

鉄筋の応力中心距離 j を $7/8d$ とした略算値(2)は、長方形断面の場合、精算値より小さいが、略算(2)と同じようにPC鋼材の応力増分を無視した略算値(1)よりは大きい。T形断面の場合は精算値より15%、略算値(1)より6%小さい。 $j=0.8d$ とした略算値(3)は、長方形断面の場合、精算値より14%、略算値(1)より7%小さい。したがって、T型断面に対しては $j = (7/8)d$ とする従来のRCの応力中心距離を用いた(7.11)式が、長方形断面に対しては $j = 0.8d$ とする(7.12)が十分な安全度をもって適用できるといえる。

また周辺フレーム、壁などの拘束により軸力がはりに作用しない場合などを想定して、プレストレスの軸力の効果を無視した略算値(5)は、精算値より30%以上小さく、軸力の効果が大きいことが示されている。

7.5 PRCはり材の最小鉄筋比

コンクリート系曲げ材においては鉄筋量が少ない場合、ひびわれの発生と同時に過大なひびわれ幅やたわみが生じ、特に少ない場合には鉄筋が降伏することがある。そのような障害を避けるためには、ひびわれ発生時の鉄筋応力と鉄筋比の関係から求まる最小鉄筋比より大きい鉄筋比の断面を設計しなければならない。

ひびわれ発生時の鉄筋応力の制限より決まる引張鉄筋比は次のようにして求めた。

コンクリート引張縁応力が σ_{tb} の時の曲げモーメント M (ひびわれモーメント) に対して、コンクリートの引張応力を無視した場合の鉄筋応力 σ_s が所定の値となる鉄筋比を求める。計算は図7-18に示す長方形断面について行う。

複筋比 $\gamma = 0.4$ とし、ヤング係数比 $n = 15$ 、

PC鋼材の応力増分は無視する。

コンクリートの全断面を有効とし、コンクリート下縁の引張応力が σ_{tb} である時の曲げモーメント M_1 は

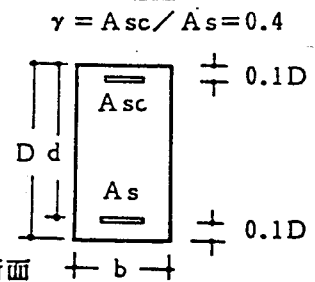


図7-18 はり断面

$$M_1 = \left(\frac{P_e}{A_c} + \frac{P_e \cdot e}{Z} + \sigma_{tb} \right) Z \quad (7.16)$$

$$\frac{M_1}{b D^2} = \frac{1}{6} (\sigma_g + \sigma_{tb}) + e_1 \sigma_g \quad (7.17)$$

ここに P_e : PC鋼材の有効引張力

e : PC鋼材の偏心距離 ($= e_1 \cdot D$)

Z : 引張縁に関する断面係数

σ_g : 平均プレストレス ($= P_e / b D$)

σ_{tb} : コンクリートの曲げ強度

一方、コンクリートの引張応力を無視したひびわれ断面における抵抗曲げモーメント M_2 は、

$$M_2 = C \frac{2}{3} x + P_e (g + e - x) + T_s (0.9D - x) + C_s (x - 0.1D) \quad (7.18)$$

$$\frac{M_2}{b D^2} = C_1 \frac{2}{3} x_1 + \sigma_g (g_1 + e_1 - x_1) + T_{s1} (0.9 - x_1) + C_{s1} (x_1 - 0.1) \quad (7.19)$$

ここに C : コンクリートの圧縮合力 ($= C_1 b D$)

T_s : 引張鉄筋の引張合力 ($= T_{s1} b D$)

C_s : 圧縮鉄筋の圧縮合力 ($= C_{s1} b D$)

x : 中立軸深さ ($= x_1 D$)

g : 断面重心軸位置 ($= g_1 D$)

$M_1 = M_2$ において整理すると e_1 の項が消えて、PC鋼材の位置は計算結果に関係せず、 σ_s は σ_g 、 σ_{tb} 、 p_s の関数となる。そこで σ_{tb} をパラメータに $\sigma_s = 1000$ 、 2000 および 3000 kg/cm^2 の場合の σ_g と引張鉄筋比 p_s との関係を図7-19に示す。同図から、プレストレス量 σ_g の増加にしたがい、最小鉄筋比はほぼ直線的に小さくなること、あるいはプレストレスによってひびわれ発生時の鉄筋応力が制御されることが分かる。また、 $\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$ の図中の細実線は、建築学会PRC指針におけるPRCはりの最小鉄筋比を示すが、同規定値は、降伏点応力 3000 kg/cm^2 以上の鉄筋に対してコンクリートの曲げ強度が 50 kg/cm^2 以下であれば、ひびわれ発生と同時に鉄筋が降伏することはないことを保証していることが分かる。

なお、本計算では、複筋比 γ をPRC指針の最小規定値である 0.4 とし、PC鋼材応力増分は無視しているが、 γ が大きくなるとわずかに最小引張鉄筋比は減少し、またPC鋼材応力増分を考慮すると、引張鉄筋がその分増えたことになるので、最小引張鉄筋比は小さくなる。

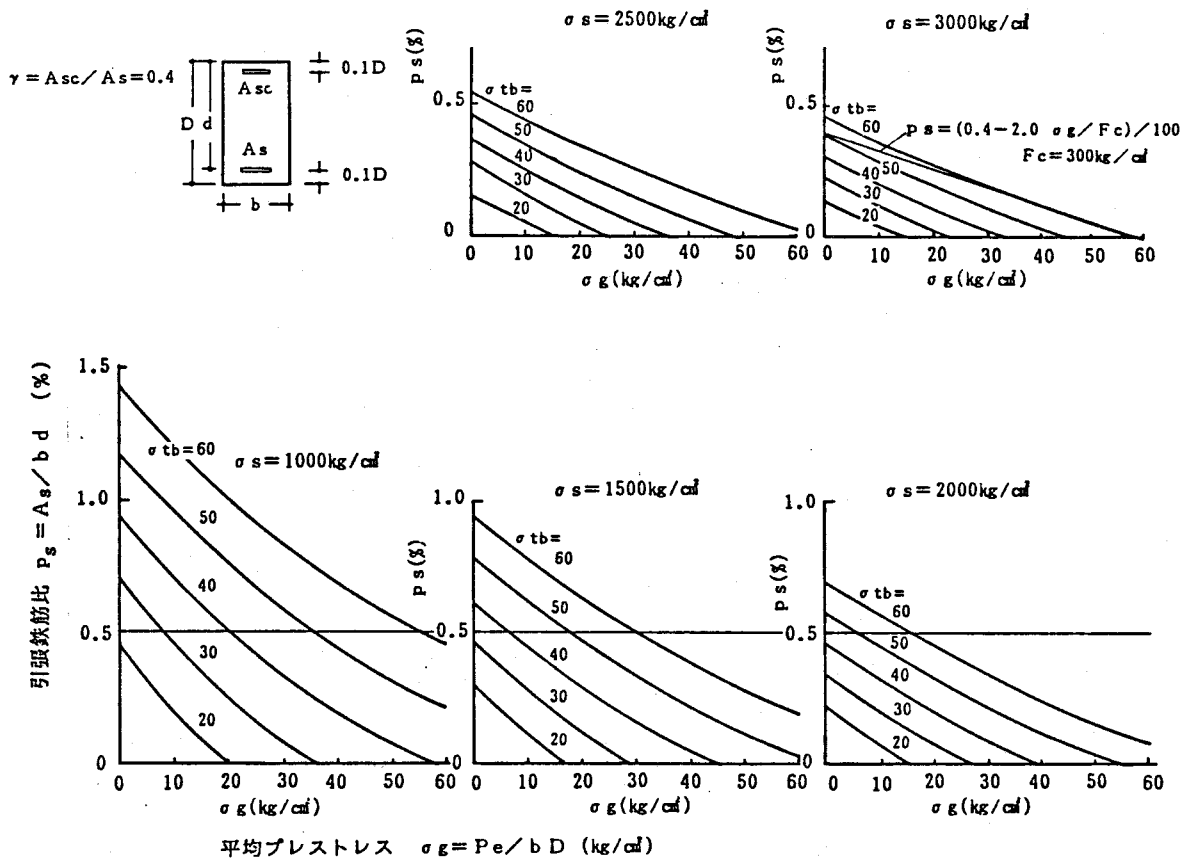


図7-20 プレストレスと最小鉄筋比

7.6 III_t、III_{tb} の最少鉄筋量

日本建築学会 PRC 指針では、PRC 部材は III_{0.1}、III_{0.2}、III_t、および III_{tb} の 4 つに分けられている。ここで、III_{0.1} および III_{0.2} は、長期設計応力時に鉄筋位置側面における最大曲げひびわれ幅がそれぞれ 0.1mm および 0.2mm 以下に設計される部材であり、III_t、および III_{tb} は、断面引張縁コンクリートの応力度がそれぞれ引張強度 F_t 、および曲げ引張強度 σ_{tb} 以下に設計される部材である。

計算上、部材断面の曲げひびわれの発生を仮定しない III_t、III_{tb} の設計は、コンクリートの全断面を有効として設計される PC の場合と同じ簡便さを有している。しかしながら、III_t、III_{tb} の曲げひびわれ発生率の安全率は 1.0 に近く、実際には計算に考慮していない温度応力、収縮応力あるいは地震荷重の作用によって、ひびわれが生じる可能性は大である。一度ひびわれが生じると、これらの応力や荷重が作用しなくなってもコンクリートの引張抵抗は消失している。したがって、これらの応力や荷重による有害な残留ひびわれが生じないように、断面引張側に用心鉄筋を配置する必要がある。

本節では、III_t あるいは III_{tb} を想定して、断面引張縁コンクリートの応力度を 20 あるいは 30 kg/cm² まで許して設計された PRC 断面において、コンクリートの引張強度を 0 とした場合の最大曲げひびわれ幅が、鉄筋位置側面において、ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} をはりに対しては 2×10^{-4} 、スラブに対しては 3×10^{-4} 考慮したうえで 0.1mm 以下になるように、最少鉄筋量を第 3 章および第 4 章で得た曲げひびわれ幅算定式を用いて求めた。

(a) はりの場合

コンクリートのかぶり厚さは 5cm、使用鉄筋は D19～D25 とする。ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} は、ひびわれ幅の算定式において次式のように考慮される。

$$w_{max} = 1.5 l_{av} (\epsilon_{s.av} + \epsilon_{sh}) \quad (7.20)$$

最少鉄筋量は次の手順で求めた。

i) 平均ひびわれ間隔 l_{av} が大きいと、 $w_{max} \leq 0.1\text{mm}$ を満足する $\epsilon_{s.av}$ は極めて小さくなり、解が得られなくなるので、まず、 $l_{av} \leq 20\text{cm}$ となるように、表 7-5 のように鉄筋量を定める。

表 7-5 $l_{av} \leq 20\text{cm}$ のための必要鉄筋

はり幅 b	必要鉄筋
30 (cm)	3-D19
40	4-D19
50	5-D19
60	6-D19

ii) 平均鉄筋ひずみ $\epsilon_{s.av}$ は、 $w_{max} = 0.1\text{mm}$ 、 $\epsilon_{sh} = 200 \times 10^{-6}$ 、 $l_{av} = 20\text{cm}$ より

$$\epsilon_{s.av} \leq 0.1 / (1.5 \times 200) - 2 \times 10^{-4} = 1.33 \times 10^{-4}$$

となる。

iii) $\epsilon_{s.av}$ は、鉄筋応力 σ_s と有効引張鉄筋比 p_e から定まるが、鉄筋位置を引張縁か

ら 0.1D の位置とすると、

$$p_e = A_s / (2b \times 0.1D) = 4.5 p_s$$

より、 $\epsilon_{s.av} = 1.33 \times 10^{-4}$ に対応する σ_s は引張鉄筋比 p_s の関数で与えられる。図 7-20 に、コンクリートの引張強度 F_t をパラメータに $\epsilon_{s.av} = 1.33 \times 10^{-4}$ に対する σ_s と引張鉄筋比 p_s との関係を示す。 F_t が 16.8 kg/cm^2 の場合でも、 p_s が 0.8% 以下の範囲においては、 σ_s は

$$\epsilon_{s.av} \geq 0.4 \sigma_s / E_s$$

から定まる。したがって、その範囲においては、

$$\sigma_s \leq 700 \text{ kg/cm}^2$$

iv) 7-5 節の最小鉄筋比の項で導いた式を用いて、コンクリートの引張応力を無視したときの鉄筋応力 σ_s が 700 kg/cm^2 となる平均プレストレス σ_g と p_s との関係を、コンクリートの引張応力 σ_{ct} をパラメータに図示すると図 7-21 のようになる。

p_s 、 σ_s および σ_g の関係を同図の破線で示す直線で近似すると、次式が得られる。

$$p_s = \sigma_{ct} / 30 - 0.025 \sigma_g (\%) \quad (7.21)$$

この式は、 $\sigma_g < 30 \text{ kg/cm}^2$ では p_s を若干大きめに、すなわち安全側に評価する。また、 $\sigma_{ct} \leq 30 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_g \geq 10 \text{ kg/cm}^2$ の範囲では $p_s \leq 0.8\%$ で、iii) の p_s の条件を満たしている。

v) $l_{av} \leq 20 \text{ cm}$ から定まる鉄筋量(表 7-5)、 $\sigma_s \leq 700 \text{ kg/cm}^2$ から定まる鉄筋比 ((7-21) 式)、および図 7-21 中に一点鎖線で示す PRC 指針の最小鉄筋比の規定を満足する鉄筋量を、コンクリートの引張応力 $\sigma_{ct} = 20, 30 \text{ kg/cm}^2$ および平均プレストレス $\sigma_g = 10, 20, 30 \text{ kg/cm}^2$ の場合について表 7-6 に示す。

(b) スラブの場合

コンクリートのかぶり厚さを 3cm、配筋は D10・13 の交互配筋と D13 の単一配筋の 2通りとし、ひびわれ間コンクリートの乾燥収縮 ϵ_{sh} は、PRC 指針の規定にしたがって 3×10^{-4} とする。

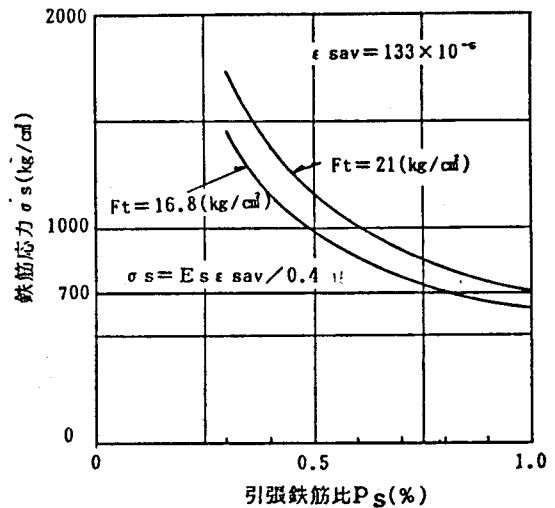


図 7-20

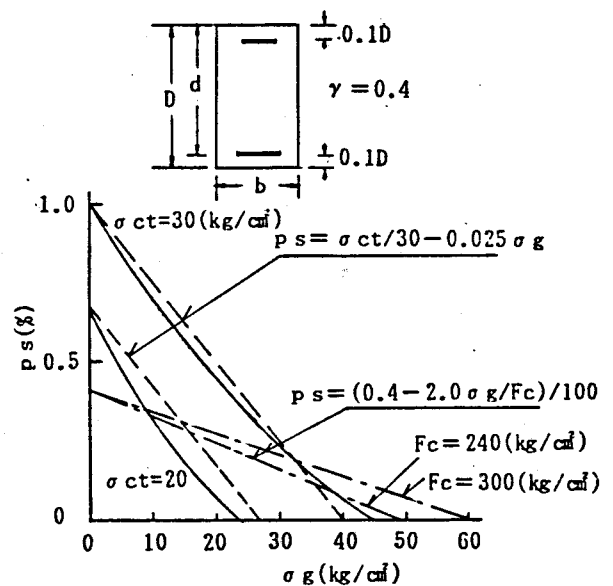


図 7-21

スラブの場合は、使用鉄筋がはじめに決まっているので、最大曲げひびわれ幅が鉄筋高さ位置において 0.1mm 以下になるように、その間隔を定めればよい。コンクリートの引張応力を無視したときの鉄筋応力の計算は、はりの場合と同じであり、ひびわれ幅の算定には第4章で導いたスラブのひびわれ幅の算定式を用いた。得られた結果を表7-7に示す。

表7-6 ひびわれの発生を仮定しないはりの設計断面におけるの最小鉄筋量

(a)コンクリート引張線応力 $\sigma_{ct} = 20 \text{ kg/cm}^2$

はり幅 b (cm)	平均 プレス トレス σ_p (kg/cm ²)	はり幅 b (cm)			
		30	40	50	60
50	10	3-D19	-	-	-
	20	3-D19	-	-	-
	30	3-D19	-	-	-
60	10	3-D19	4-D19	-	-
	20	3-D19	4-D19	-	-
	30	3-D19	4-D19	-	-
80	10	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
	20	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
	30	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
100	10	4-D19	5-D19	6-D19	7-D19
	20	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
	30	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
120	10	-	5-D19	5-D22	8-D19
	20	-	5-D19	6-D19	7-D19
	30	-	4-D19	5-D19	6-D19
140	10	-	-	6-D22	9-D19
	20	-	-	6-D19	8-D19
	30	-	-	5-D19	6-D19
160	10	-	-	6-D22	10-D19 (8-D22)
	20	-	-	5-D22	9-D19
	30	-	-	6-D19	7-D19

(b)コンクリート引張線応力 $\sigma_{ct} = 30 \text{ kg/cm}^2$

はり幅 b (cm)	平均 プレス トレス σ_p (kg/cm ²)	はり幅 b (cm)			
		30	40	50	60
50	10	3-D22	-	-	-
	20	3-D19	-	-	-
	30	3-D19	-	-	-
60	10	3-D22	4-D22	-	-
	20	3-D19	4-D19	-	-
	30	3-D19	4-D19	-	-
80	10	4-D22	4-D25	5-D25	6-D25
	20	3-D22	4-D22	5-D22	6-D22
	30	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
100	10	5-D22	5-D25	8-D22 (7-D25)	8-D25
	20	3-D22	4-D22	5-D22	6-D22
	30	3-D19	4-D19	5-D19	6-D19
120	10	-	6-D25	8-D25	9-D25
	20	-	4-D25	5-D25	6-D25
	30	-	4-D19	5-D19	6-D19
140	10	-	-	9-D25	11-D25
	20	-	-	6-D25	7-D25
	30	-	-	6-D19	7-D19
160	10	-	-	10-D25	12-D25
	20	-	-	7-D25	8-D25
	30	-	-	6-D19	7-D19

[注] ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ $\epsilon_{sh} : 2 \times 10^{-4}$

表7-7 ひびわれの発生を仮定しないスラブの設計断面における最大鉄筋間隔

スラブ厚さ t (cm)	平均 プレス トレス σ_p (kg/cm ²)	引張線応力 σ_{ct} (kg/cm ²)		25		30		35	
		20	20	D10, D13 交互	D13	D10, D13 交互	D13	D10, D13 交互	D13
15	10	19	21	16	18	14	16	13	14
	15	22	23	18	20	16	18	14	16
	20	24	26	21	22	18	19	16	17
18	10	17	18	14	16	13	14	11	13
	15	19	20	16	18	14	16	12	14
	20	21	22	18	19	15	17	14	15
21	10	15	16	13	14	11	13	10	11
	15	17	18	14	16	12	14	11	12
	20	18	20	16	17	14	15	12	13
24	10	13	15	11	13	10	11	9	10
	15	15	16	13	14	11	12	10	11
	20	16	18	14	15	12	13	11	12

[注] コンクリートのかぶり厚さ: 3 cm, ひびわれ間コンクリートの収縮ひずみ $\epsilon_{sh} : 3 \times 10^{-4}$ (単位: cm)

7. 7 まとめ

本章では、P R C部材のひびわれ制御設計における便を計るため、ひびわれ幅の計算図表などを作成した。得られた図表などは以下のとおりである。

(1) 第3章および第4章で得られた曲げひびわれ幅の算定式に基づき、はりおよびスラブの曲げひびわれ幅の算定図を作成した。この図は平均ひびわれ間隔の算定図、平均鉄筋ひずみの算定図およびその積を求める共線図表からなり、部材断面と鉄筋応力が与えられれば図表上で極く短時間にひびわれ幅が算定できる。なお第5章、第6章で検討した繰返し、あるいは持続載荷による鉄筋とコンクリート間の付着応力の緩和によって生ずる鉄筋ひずみの増大や、ひびわれ間のコンクリートの収縮も同図表上で考慮できる。

(2) 鉄筋応力のみでもひびわれ幅制御設計が行えるように、ひびわれ幅算定式に基づいて、許容ひびわれ幅(0.1mmと0.2mm)に対する許容鉄筋応力との関係を求め、算定図表を作成した。ただし、図表は算定図の複雑さを避けるため、利用できる範囲を使用頻度が多いと考えられる場合に限定している。

(3) P R C部材断面では、プレストレス力が軸力として作用しているため、R Cの場合より鉄筋の応力中心距離 j が小さくなる。T形断面の場合は、R Cはりにおいて慣用の $(7/8d)$ を j としても充分であるので $j = (7/8)d$ とし、長方形断面では、 $j < (7/8)d$ となる場合も多いので $j = 0.8d$ とし、P R Cはり断面の引張鉄筋応力の略算式を得た。

(4) 引張鉄筋比が小さいと、ひびわれ発生時にコンクリートの引張分担力が鉄筋に移ることによって鉄筋が降伏したり、降伏しないまでも鉄筋応力が過大になることがある。引張鉄筋比とひびわれ発生時の鉄筋応力との関係を調べた結果、鉄筋応力に対する鉄筋比は、P C鋼材の偏心距離は関係なく、プレストレス量が増大するにしたがって、ほぼ直線的に小さくなった。また、P R C指針における最小鉄筋比は、ひびわれ発生時に鉄筋応力が 3000 kg/cm^2 以上にならないことを保証している。

(5) P R C指針におけるⅢ_tあるいはⅢ_{tb}部材を想定して、コンクリートの引張応力を20あるいは30 kg/cm^2 を許容して設計されたはり、あるいはスラブにおいて、ひびわれが発生した場合に、最大曲げひびわれ幅を0.1 mm以下に制御するための鉄筋量を求め、表に示した。

第8章 結論

本論文では、RC部材とPC部材、それぞれの長所を生かし、短所を補うように誕生したPRC部材の曲げ性状について研究した。特に、PRC部材を最も特徴づけるものは常時荷重下におけるひびわれやたわみ性状であり、実際の設計においてもPRC部材の第1番目の使用目的はたわみやひびわれの制御であるので、ひびわれとたわみ性状の解明に主眼をおき、初載荷時、繰返し載荷時、および持続載荷時の挙動を調べた。PRC部材はRC部材とPC部材両者の特性を合わせ持つ部材、あるいはRCとPCを両極端としその中間に位置する部材であり、本研究で得られた成果は、PRC部材に限定されず、コンクリート部材全般に適用できるものと考えられる。

以下に本研究で得られた結論を要約する。

第2章では、はり実験および算例によって、プレストレスの程度とPRCはりの曲げ性状との関連や、載荷までのコンクリートのクリープや乾燥収縮によるプレストレスの損失などに関して、主に初載荷時の挙動について調べた。その結果、

(1) 緊張材であるPC鋼材と普通鉄筋の割合を変えることによって、終局耐力一定の条件のもとで、常時荷重下におけるたわみやひびわれ等の曲げ性状を任意に制御できる。その曲げ性状とプレストレスの程度との関連を論議するうえで、プレストレスの程度を表わす指標として、曲げ終局時における全引張力中のPC鋼材の分担する引張力の割合、あるいは全抵抗曲げモーメント中のPC鋼材の分担する抵抗曲げモーメントの割合で定義される、プレストレス係数 λ あるいは λ^* が適切である。

(2) PRC部材におけるコンクリートの乾燥収縮・クリープによる緊張材の引張力の減少は、普通鉄筋の存在によって部材全体の収縮量が少なくなるため、普通鉄筋が多い程、少なくなる。一方、コンクリートの収縮によって生じる普通鉄筋の圧縮力が負のプレストレス力として作用するため、コンクリートのプレストレスは大きく減少する。したがって、ひびわれ性状を検討する際には、普通鉄筋の圧縮力を考慮しなければならない。

(3) (2)に関連して、普通鉄筋を有しないPC部材においては、緊張材の引張力有効率 η_p とコンクリートに作用するプレストレスの有効率 η は等しいが、非緊張材(普通鉄筋)と緊張材(PC鋼材)を有するPRC部材においては、 $\eta_p > \eta$ となる。

第3章では、PRC部材の設計において最も基本となる曲げひびわれ幅の算定方法について検討し、次のような結果に基づき、はり材の初期ひびわれ幅の算定式((3.10)、(3.16)、(3.22)、(3.27))を誘導・提示した。

(1) PRC部材の曲げひびわれ幅は、荷重載荷までのコンクリートの乾燥収縮・クリープの影響を考慮して、鉄筋位置のコンクリート応力が0の時点からの平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s,av}$ と、新たなひびわれの発生がなくなったひびわれ定常時の平均ひびわれ間隔 l_{av} との積で、ひびわれ幅を算定することができる。この算定法は、ひびわれ発生から

ひびわれ定常状態までのすべての範囲に、適用可能である。

(2) ひびわれ定常状態における平均ひびわれ間隔 l_{av} の算定式として、CEB・FIP Code (1978) の式を基に、より簡便な式を得た。同式では緊張材のひびわれ分散効果も考慮することが出来る。

(3) 平均鉄筋ひずみ変化量 $\Delta \epsilon_{s,av}$ の算定は、はり材の引張域を RC 引張り材に置き換え、その応力-ひずみ関係式を用いることによって簡単に行える。

(4) 最大ひびわれ幅 w_{max} は、それを超過する確率を 5% とした場合、平均ひびわれ幅 w_{av} の 1.5 倍程度である。

第 4 章では、第 3 章に引き続いてはり材に比べて部材せいが小さく、かつ鉄筋比も小さく、曲げの影響が大きく現れるスラブの曲げひびわれ幅算定方法について検討し、以下の結論を得た。

(1) アンボンドはりのように鉄筋からコンクリートへの引張力の伝達がない場合でも、初めに生じたひびわれ上部の圧縮域において作用する偏心圧縮力によって、引張縁に引張応力が生じるという曲げの効果によって新たなひびわれが発生し、その間隔には部材せいが関係する。

(2) スラブにおいてはこの曲げの効果が顕著に現われ、部材せいが小さくなるほど、ひびわれ間隔が狭くなる。この点を考慮してスラブ厚さ t を変数として含む平均ひびわれ間隔 l_{av} 算定式((4.6)、(4.7))を得た。

(3) スラブにおけるひびわれ定常状態時の鉄筋応力は 2500~3000 kg/cm² で、はりの場合より高応力であるが、はりの場合と同様にひびわれ定常状態の如何にかかわらず、引張縁における平均ひびわれ幅は、引張縁の平均ひずみと定常状態における平均ひびわれ間隔の積で算定できる。最大ひびわれ幅もはりの場合と同様に平均ひびわれ幅の 1.5 倍程度である。

(4) 引張縁の平均ひずみは、平均鉄筋ひずみに引張縁と鉄筋位置の中立軸位置からの距離の比率を乗ずることによって求まる。平均鉄筋ひずみは、はりの場合と同様な方法で求まる。

第 5 章では、常時荷重域での繰返し荷重下における曲げ性状を検討した。はり試験のほかに、標準円柱試験体を用いたコンクリートの圧縮繰返し載荷試験、および RC 引張り材の繰返し載荷試験を行い、繰返し荷重下におけるコンクリートの圧縮性状、異形鉄筋とコンクリートとの間の付着性状も調べた。主な結論は次のとおりである。

(1) コンクリートの繰返し上限応力時のひずみの増大は、最初の数回の繰返しで大きく、その後は片対数グラフ上でほぼ直線的に増大する。はりの変形挙動の解析に用いられるように、特定の繰返し回数に対する見かけの応力-ひずみ曲線を導いた。

(2) RC引張材において、 $2 \times 10^5 \sim 3 \times 10^5$ 回の繰返し載荷後も付着作用は残存しており、 3×10^5 回においても上限鉄筋応力が 2000 kg/cm^2 の場合 40%、 1000 kg/cm^2 の場合 70% 以上、残存していた。

(3) 繰返し荷重下の付着応力-すべり関係をモデル化し、繰返し荷重下における減力・加力時の鉄筋ひずみ分布の変化を解析によっても捉えることができた。

(4) 細長いRC引張材の繰返し載荷において、繰返し載荷中には新たなひびわれの発生はなく、繰返し載荷時にひびわれ定常状態に至ってない場合は新たな荷重域でひびわれが発生して、ひびわれの数は単調増大載荷の場合と同じとなり、ひびわれ間隔への繰返し載荷の影響は認められなかった。

(5) はり試験体において、 2×10^5 回の繰返し載荷後もプレストレスは有効に働き、初載荷時に下縁のコンクリート応力が 0 となる Decompression モーメント M_{dec} においてひびわれは閉じるので、 M_{dec} は設計上の重要な一つの指標となる。

(6) 繰返し載荷によるたわみやひびわれ幅の増大は、初めの数回において大きく、その後は片対数グラフ上でほぼ直線的に増大する。

(7) たわみは圧縮側コンクリートのひずみの増大と引張鉄筋のひずみの増大によって、ひびわれ幅は引張鉄筋のひずみの増大によって生ずる。コンクリートのひずみの増大は、一定応力振幅の繰返し載荷より得られたひずみの増大より小さいが、これはクリープ問題の場合と同様に応力緩和が生じているためである。鉄筋ひずみの増大は、圧縮側コンクリートの剛性の低下、ひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少、PC鋼材の付着の劣化および鉄筋自身の付着の劣化によって生ずる。

(8) 圧縮側コンクリートの剛性の低下、およびひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少による鉄筋応力の増大は、無視し得ない。PRC試験体においては普通鉄筋の影響が支配的で、PC鋼材の付着の劣化の影響は顕著でない。

(9) ひびわれ間コンクリートの引張協力作用は、 2×10^5 回の繰返しにおいて、上限鉄筋応力が 2000 kg/cm^2 の場合 50% 以上、同じく 1000 kg/cm^2 の場合は 85% 以上、残存しており、RC引張材の両引き試験結果とほぼ一致している。

(10) 繰返し荷重下の曲げひびわれ幅を算定する場合、第3、4章で得た初載荷時の式において、平均ひびわれ間隔 l_{av} は同じ値を用い、鉄筋の付着の劣化を考慮してコンクリートの引張協力度 k_1, k_2 を $1/2$ に低減すればよい。なお、圧縮側コンクリートの剛性の劣化、およびひびわれ断面におけるコンクリートの引張応力の減少は、ひびわれ断面の鉄筋応力を計算する際に、それぞれヤング係数比の値およびコンクリートの引張応力無視という仮定のなかで考慮されている。

第6章では、持続荷重下におけるひびわれ幅や変形の増大について、RC引張り材の持続載荷実験、クリープ解析およびはりの持続載荷実験を行って検討した。得られた主な結果は次のとおりである。

(1) RC引張り材の持続載荷実験によって、付着応力 τ とすべり S との関係を調べた結果、 $\tau-S$ 関係は持続載荷後1日間に大きく動き、その後はほとんど変化しない。したがって平均鉄筋ひずみの増大は持続載荷後1日間に生じ、その後の変動は少ない。またRC引張り材の引張剛性(tension stiffening)の低下は少ない。

(2) PRC部材のクリープ応力計算式を導き、各クリープ解析法を比較検討した結果、有効弾性係数法、クリープ速度法の略算法、平均応力度法(Mean-stress法)、クリープ速度法の精算解、逐次計算法の順に精度はよくなるが、一方同じ順で計算も煩雑となる。そのなかで、平均応力度法(Mean-stress法)が精度と計算の簡単さの両面から推奨できる。実用的には簡便な有効弾性係数法でも充分である。

(3) PRCはり材の圧縮側コンクリートのクリープによる鉄筋応力の増大は、RCの場合より大きくなる。ただし、鉄筋応力が小さい場合は、コンクリートの圧縮応力の圧縮鉄筋への移行によって、鉄筋応力が減少する場合もある。

(4) はりの持続載荷試験では、次のような結果が得られた。

ひびわれ間コンクリートの協力(拘束)作用は、2年間の持続載荷後も50~60%残存している。ひびわれ間コンクリートの収縮の自由乾燥収縮に対する割合はほぼ0.5~0.7である。持続載荷開始時ひびわれ定常状態に至っていない場合も、新たなひびわれの発生があり、ほぼひびわれ定常状態に至る。最大ひびわれ幅と平均ひびわれ幅との比率は持続載荷中も変わらない。したがって、持続荷重下の曲げひびわれ幅の算定においては、第3、4章で得たひびわれ幅算定式における平均鉄筋ひずみの算定式において、コンクリートの引張協力度を1/2に減少させ、コンクリートの自由乾燥収縮量の60~70%をひびわれ間コンクリートの収縮として平均鉄筋ひずみに加えて、平均ひびわれ間隔に乗ずればよい。なお、圧縮側コンクリートのクリープは、鉄筋応力を計算する際にヤング係数比で考慮される。

(5) 持続荷重下のはりのたわみの増大は、圧縮側コンクリートのひずみの増大が支配的である。したがって、プレストレスングによって引張鉄筋応力を制御して初載荷時のたわみを制御しても、圧縮縁コンクリートの応力が同じであれば、たわみの増大量はほぼ同じである。

(6) 持続荷重下のたわみの増大量は、コンクリートの乾燥収縮を考慮したクリープ解析によって算定できる。簡便な方法として、初期たわみに係数を乗じるACI 318-83コードのRC部材を対象とした方法があるが、初期たわみの計算において、ひびわれモーメントの項でプレストレスの効果を考慮することによって、PRC部材にも適用できる。ただし、コンクリートの乾燥収縮によるたわみの増大は鉄筋応力の大きさに関係しないので、鉄筋応力が小さく、初期たわみの小さい場合には、長期付加たわみを過少に評価する。

第7章では、P R C部材のひびわれ制御設計における便を計るため、次のようなひびわれ幅の計算図表の作成、鉄筋応力の略算式の誘導などを行った。

(1) 第3章および第4章で得られた曲げひびわれ幅の算定式に基づき、部材断面と鉄筋応力が与えられれば、図表上で極く簡単にひびわれ幅が算定できるはりおよびスラブの曲げひびわれ幅の算定図を作成した。第5章、第6章で検討した繰返し、あるいは持続荷重下の付着応力の緩和によって生ずるひずみの増大や、ひびわれ間コンクリートの収縮も同図表で考慮できる。

(2) 鉄筋応力のみでもひびわれ幅制御設計が行えるよう、0.1 mm あるいは 0.2 mm の許容ひびわれ幅に対する許容鉄筋応力を図表に示した。

(3) P R C部材断面では、プレストレスが軸力として作用しているため、R Cの場合より圧縮コンクリートと引張鉄筋間の応力中心距離 j が小さくなる。長方形断面ではR Cはりにおいて慣用の $(7/8) d$ より j が小さくなる場合も多いので、 $j = 0.8d$ とするP R Cはり断面の引張鉄筋応力の略算式を得た。T形断面の場合は $j = (7/8) d$ でよい。

(4) 日本建築学会P R C指針において、設計上の簡便さのために設けられたⅢ_t あるいはⅢ_{tb} 部材を想定して、コンクリートの引張応力を 20 あるいは 30 kg/cm² を許容して設計されたはり、あるいはスラブにおいてひびわれが発生した場合に、最大曲げひびわれ幅を 0.1 mm 以下に制御するための鉄筋量を表に示した。

(なお、第2章の実験結果および算例は、社団法人日本建築学会：プレストレス鉄筋コンクリート構造設計・施工指針の解説においてP R C構造の特徴の説明に用いられ、第3章および第4章で得られた曲げひびわれ幅算定式は同解説において採用されている。第6章の結果は、同指針におけるひびわれ幅の算定において考慮すべきコンクリートの乾燥収縮量の設定の基になった。第7章で得られたひびわれ幅0.1mmを保証する最少鉄筋量は、同指針のⅢ_t、Ⅲ_{tb}の用心鉄筋量とされ、ひびわれ幅計算図表、ひびわれ幅0.1 および0.2mmに対する許容鉄筋応力の図表、および鉄筋応力の略算式は、同指針付録に収録されている。)

参考文献

- 1) P.W.Abeles : Design of Partially Prestressed Concrete Beams, Journal of A C I , October 1967, pp.669~677
- 2) E.W.Bennett : Partial Prestressing, A Historical Overview ; International Symposium, "Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete" , Waterloo, Canada, 1983 July, Vol.1 , pp.1~13
- 3) C E B / F I P : コンクリート構造物設計施工国際指針 1970 ; 日本語版鹿島出版会
- 4) H. Bachmann : Partially Prestressed Concrete, Simplified Design Based on Swiss Practice Since 1968 ; International Symposium, "Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete" , Waterloo, Canada, 1983, Vol.1 , pp.29~45
- 5) 横道英雄 : PRCについて ; プレストレストコンクリート, Vol.6 , December 1964, pp.3~8
- 6) M.Okushima, K.Suzuki and S.Tamura : Influence of Delayed Deformation on Initial Cracking Behavior of Concrete Reinforced with Steel ; Proceedings of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, August 1971, Volume IV, pp.316~325
- 7) 日本建築学会 : プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種PC) 構造設計・施工指針・同解説, 1986.1
- 8) A.E.Naaman and A.Siriaksorn : Serviceability Based Design of Partially Prestressed Beams, Part1 : Analytic Formulation ; P C I Journal, Vol.24, No.2, March-April 1979, pp.64~89
- 9) E.W.Bennett and C.S.Chandrasekhar : Calculation of the Width of Crack in Class 3 Prestressed Beams ; Proc.Insti. Civil Engs. Vol.49, July 1971, pp.333~346
- 10) R.F.Stevens : Tests on Prestressed Reinforced Concrete Beams ; Concrete, November 1969, pp.457~462
- 11) Y.Guyon : Limit-State Design of Prestressed Concrete ; Volume 1, The Design of the Section, p.432
- 12) S.G.Hutton and R.E.Loov : Flexural Behavior of Prestressed, Partially Prestressed, and Reinforced Concrete Beams ; Journal of A C I , December 1966, pp.1401~1409

- 13) B.Thülimann: A Case for Partial Prestressing ;
Structural Concrete Symposium, Toronto, May 1971, pp.253~301
- 14) 小寺重郎, 岩城良: PRC 桁に関する実験について ;
プレストレストコンクリート December 1965, pp.3~8
- 15) 横道英雄, 角田与史雄: PRC はりのひずみにおよぼすクリープおよび乾燥収縮の影響について ; セメント技術年報 XX, 1966, pp.406~410
- 16) F I P : Draft F I P Recommendation on Practical Design ; 1982
- 17) H.Bachmann: Design of Partially Prestressed Concrete Structure Based
on Swiss Experience; P C I Journal, July-August 1984, pp.84~105
- 18) 日本建築学会: プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説 ; 1975年版
- 19) 鈴木計夫, 大野義照, 菅知史: コンクリートの乾燥収縮とクリープによるプレスト
レスト鉄筋コンクリート材のプレストレスの減退について ; 日本建築学会近畿支部研究
報告集, 昭和55年6月, pp.89~92
- 20) たとえば, 六車照, 渡辺史夫, 深井悟, 那須正: 第3種プレストレストコンクリート
梁の力学的性質に関する基礎研究 ; 第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集,
1980年, pp.381~384
- 21) 猪股俊司: プレストレストコンクリート構造の耐震性と問題点 ; プレストレストコン
クリート Vol.21, No.4, August 1979, pp.11~12
- 22) 鈴木計夫: プレストレスト鉄筋コンクリート(Ⅲ種PC)構造と設計について ;
G B R C 23, 1981, pp.7~24
- 23) 鈴木計夫, 中塚侑, 蔡健, 中田浩之: 円形スパイラル筋を有するPRC柱の高靱性・
高復元性特性 ; 第8回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1986, pp.509~512
- 24) C P - 110 1972: The Structural Use of Concrete ; British Standards
Institution
- 25) E.Bennett and N.Dave: Test Performance and Design of Concrete
Beams with Limited Prestress ; The Structural Engineer, Vol.47,
No.12, December 1969, pp.487~496
- 26) E.Bennett and N.Veerabramain: Behaviour of Nonrectangular Beams
with Limited Prestress after Flexural Cracking ; Journal of A C I ,
September 1972, pp.533~542
- 27) E.Nawy and P.Huang: Crack and Deflection Control of Pretensioned
Beams ; P C I Journal, May-June 1977, pp.30~47

- 28) C E B : Manual on cracking, B U L I E T I N D ' I N F O R M A T I O N
N° 89, March 1973
- 29) C E B - F I P : Model Code for Concrete Structures ; 1978
- 30) P . G e r g e l y and L . L u t z : Maximum Crack Width in Reinforced Concrete
Flexural Members ; A C I , S P - 2 0 , 1968, pp.87~117
- 31) 森田司郎 : コンクリートのひびわれ幅制限で決まる鉄筋の許容応力度 ; セメント技術
年報, X X I I I , 昭和44年, pp.552~556
- 32) 角田与史雄 : 鉄筋コンクリートの最大ひびわれ幅 ; コンクリートジャーナル,
Vol.8, No.9, September 1970, pp.1~10
- 33) 鈴木計夫、大野義照、佐田裕之 : プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状に
ついて ; 第2回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1980, pp.385~388
- 34) たとえば、奥島正一、鈴木計夫、田村 博 : P C および R C ばりの補強鉄筋量と曲げ
ひびわれ耐力 ; セメント技術年報, X X V , 昭和46年, pp.394~397
- 35) 鈴木計夫、大野義照 : プレストレスト鉄筋コンクリートのひびわれ限界状態に関する
研究 ; セメント技術年報 第32巻, 昭和53年, pp.413~416
- 36) A . C l a r k : Cracking in Reinforced Concrete Flexural Members ;
Journal of A C I , April 1956, pp.851~862
- 37) M . C h i and A . K i r s t e i n : Flexural Cracks in Reinforced Concrete Beams ;
Journal of A C I , April 1958, pp.865~878
- 38) E . H o g n e s t a d : High Strength as Concrete Reinforcement Part 2 .
Control of flexural Cracking ; Journal of the P C A Research and
Development Laboratories, January 1962, pp.46~63
- 39) P . K a a r and A . M a t t o c k : High Strength bars as Concrete Reinforcement,
Part.4 Control of Cracking ; Journal of the P C A Research and
Development Laboratories, January 1963, pp.15~38
- 40) H . R u s c h und G . R e h m : Versuche mit Betenformstählen ; Deutscher
Ausschuss für Stahlbeton, Helt 140, 1963
- 41) 六車熙、森田司郎 : 鉄筋コンクリート梁の変形ときれつ ; 日本建築学会論文報告集
第90号、昭和38年9月, pp.13~18
- 42) 松本喜司他4名 : 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曲げ性
状に関する研究 ; 土木学会論文報告集 第122号、昭和40年10月, pp.1~28

- 43) B. Broms : Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members ; Journal of A C I , October 1965, pp.1237~1256
- 44) R. Saliger : Die Neue Theorie des Stahlbetons ; Frauz Deuticke, 1950
- 45) 森田司郎、角 徹三 : 鉄筋コンクリート部材の引張り試験による付着効果の研究 ; セメント技術年報, X V III, 昭和39年, pp.426~430
- 46) 横道英雄、角田与史雄 : RCはりの曲げ性状 ; セメント技術年報 X X III, 1968, pp.514-518
- 47) A.W. Beeby : Concrete in the Oceans ; Technical Report No.1, Cement and Concrete Association
- 48) 奥島正一、鈴木計夫、藤岡正見 : PC鋼材とグラウトとの付着に関する研究 ; プレストレストコンクリート, June 1975, pp.28~38
- 49) 佐藤稔夫他 : 側圧を受ける鉄筋コンクリート引張部材のひびわれ性状並びに付着特性に関する研究 (その1.実験概要及び結果),(その2.付着理論による検討) ; 日本建築学会大会学術講演梗概集, 昭和57年10月, pp.1339~1342
- 50) Kazuo Suzuki, Yoshiteru Ohno and Somchai Srisompong : Experimental Study on Internal Cracking of Partially Prestressed Concrete Flexural Members (Part1. Examination of double injection technique) ; 日本建築学会論文報告集 第356号, 昭和60年10月, pp.24~34
- 51) 後藤幸正、大塚治司 : 引張を受ける異形鉄筋周辺のコングリートに発生するひびわれに関する実験的研究 ; 土木学会論文報告集 第294号, 1980年2月, pp.85~100
- 52) Kazuo Suzuki, Yoshiteru Ohno and Somchai Srisompong : Experimental Study on Internal Cracking of Partially Prestressed Concrete Flexural Members (Part2. Internal cracking characteristics); 日本建築学会論文報告集 第365号, 昭和61年7月, pp.9~19
- 53) A. W. Beeby : The Predictions and Control of Flexural Cracking in Reinforced Concrete Members ; A C I S P-30, pp.55~75
- 54) G.C. Frantz and J.E. Breen : Design Proposal for Side Face Crack Control Reinforcement for Large Reinforced Concrete Beams ; A C I Concrete International, October 1980, pp.29~34
- 55) 角田与史雄 : PRC桁の曲げ特性に関する実験 ; プレストレストコンクリート Vol.15, No.3, June 1973, pp.30~37

- 56) 角 徹三：異形鉄筋の付着特性とその鉄筋コンクリート部材の変形状態に及ぼす影響に関する研究；京都大学学位論文，昭和53年8月
- 57) Bresler, B. , and Bertero, V. : Behavior of Reinforced Concrete under Repeated Load ; Proceedings, A S C E , Vol.94, S T 6 , June 1968, pp.1567~1590
- 58) 中島亨、山本康弘：鉄筋コンクリートの付着応力度とひびわれの復元性に関する研究；土木学会論文報告集 第219号、1973年11月、pp.95~105
- 59) Mains, R.M. : Measurement of the Distribution of Tensile and Bond Stresses along Reinforcing Bars ; Journal of A C I , Proceedings Vol.48, No.11, November 1951, pp.225-252
- 60) A C I 208-58 : The Procedure to Determine Relative Bond Value of Reinforcing Bars ; Journal of A C I , Proceedings Vol.55, No.1, July 1958
- 61) Ismail, M.A.F., and Jiras, J.O. : Bond Deterioration in Reinforced Concrete Subjected to Low Cycle Loads ; Journal of A C I , Proceedings, Vol.69, No.6, June 1972, pp.334~343
- 62) 六車熙、森田司郎、富田幸次郎：鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究（I 付着応力分布について）-(I)；建築学会論文報告集 第131号 昭和42年1月、pp.1~8
- 63) 六車熙、森田司郎、富田幸次郎：鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究（I 付着応力分布について）-(II)；建築学会論文報告集 第132号 昭和42年2月、pp.1~6
- 64) 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ スリーソムポン、横谷隆幸：持続あるいは繰返し荷重を受けた P R C はり内部のひびわれ状況；セメント技術年報 第39巻 昭和60年、pp.416~419
- 65) M. Saito and S. Imai : Direct Tensile Fatigue of Concrete by the Use of Friction Grips ; Journal of A C I , September~October, 1983, pp.431~438
- 66) V.S.Gopslaratnam and S.P.Shah : Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension ; Journal of A C I , May-June 1985, pp.310~323
- 67) Z.P.Bazant and B.H.Oh : Deformation of Progressively Cracking Reinforced Concrete Beams ; Journal of A C I , May-June 1984, pp.268~278

- 68) D.E.Branson: Deflections of Reinforced Concrete Flexural Members; Journal of A C I, January 1966, pp.637~674
- 69) D.E.Branson: Design Procedures for Computing Deflections; Journal of A C I, September 1968, pp.730~742
- 70) D.E.Branson: Computing Steel Effect on Long-Time Deflections; Journal of A C I, August 1971, pp.555~559
- 71) William G.Corley and Mete A.Sozen: Time-Dependent Deflections of Reinforced Concrete Beams; Journal of A C I, March 1966, pp.373~385
- 72) W.W.Yu and G.Winter: Instantaneous and Long-time Deflections of Reinforced Concrete Beams Under Working Loads; Journal of A C I, July 1960, pp.29~50
- 73) S N I P II - V · 1 - 62, 1962
- 74) A C I Committee 435: Deflection of Reinforced Concrete Flexural Members; Journal of A C I, June 1966, pp.637~674
- 75) A C I Committee 318: ACI-83, 鉄筋コンクリート構造設計規準 (ACI 318-83); コンクリート工学、Vol.22, No.5, May 1984
- 76) 狩野芳一: 長期荷重によるひびわれおよびたわみに及ぼすひびわれの影響; コンクリートジャーナル, Vol.5, No.12, December 1967, pp.51~55
- 77) L.A.Lutz, N.K.Sharma and P.Gergely: Increase in Crack Width in Reinforced Concrete Beams under Sustained Loading; Journal of A C I, September 1967, pp.538~546
- 78) 横道英雄、角田与史雄、小野薫: 鉄筋コンクリートのひびわれ制御に関する 2, 3 の研究; セメント技術年報 XXIII, 1968, pp.557~561
- 79) J.M.Illston and R.F.Stevens: Long-Term Cracking in Reinforced Concrete Beams; Proc. Instn. Civ.Engrs, Part 2, 53, December 1972, pp.445~459
- 80) R.F.Stevens: Deflexions of Reinforced Beams; Proc. Instn. Civ. Engrs, Part 2, 53, September 1972, pp.207~224
- 81) P.W.Abeles: Partial Prestressing and it's Suitability for Limit State Design; The Structural Engineer, February 1971, Vol.49, No.2, pp.67~86

- 82) A.E.Naaman: Partially Prestressed Concrete Design, American Viewpoint; International Symposium "Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete", Waterloo, Canada, July 1983, Vol.1, pp.147~170
- 83) E.G.Nawy: Flexural Cracking Behavior Pretensioned and Post-Tensioned Beams-The State of the Art; Journal of A C I, November-December 1985, pp.890~900
- 84) 高橋久雄、小柳光生、武田寿一: 鉄筋とコンクリートの付着クリープ性状に関する研究; コンクリート工学年次講演会講演論文集, 第1回, 1979, pp.465~468
- 85) J.R.Clifton and R.G.Mathey: Bond and Creep Characteristics of Coated Reinforcing Bars in Concrete; A C I Journal, July-August 1983, pp.288~293
- 86) 長滝重義、佐藤良一、鯉淵芳伸: 異形鉄筋とコンクリートの付着クリープ性状; 第6回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1984, pp.553~556
- 87) Nilson A.H.: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete by the Finite Element Method; Journal of A C I, Vol.65, No.9, September 1968, pp.757~766
- 88) Saeed M.Mirza and Jules Houde: Study of Bond Stress-Slip Relationships in Reinforced Concrete; Journal of A C I, January 1979, pp.19~46
- 89) 鈴木計夫、大野義照、藤森博志、藪雅則: 持続荷重下の両引試験体のひびわれ幅に及ぼす付着の時間的劣化と乾燥収縮の影響について; 日本建築学会大会梗概集 昭和55年, pp.1945~1946
- 90) A. D. Ross: Creep of Concrete under Variable Stress; Journal of A C I, March 1958, pp.739~757
- 91) 鈴木計夫、大野義照、花房隆: プレストレストコンクリートはりの長期曲げひびわれ幅とたわみについて; セメント技術年報 第33巻, 昭和54年, pp.508~512
- 92) T.B.Nielsen: Stress Analysis of Concrete Sections Under Service Load; Journal of A C I, February 1979, pp.195~211
- 93) 大崎順彦: 鉄筋コンクリートクリープ応力計算法; 日本建築学会論文集, No.42, 昭和26年2月, pp.50~58

- 94) 岡田清：鉄筋コンクリート梁のクリープ応力近似解；土木学会誌，
May 1951, pp.29～32
- 95) H.リッシュ，D.ユンクビルト 訳・百島祐信：コンクリート構造物のクリープと乾燥収縮；鹿島出版会，1976
- 96) 岡田清：鉄筋コンクリートのクリープの1近似解法；セメントコンクリート，
September 1953, pp.23～26
- 97) A.M.Neville：Creep of Concrete：Plain, Reinforced & Prestressed；
North Holland Publishing Company, Amsterdam, 1970, pp.453～455
- 98) 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：載荷時材令の異なるコンクリートのクリープ；
セメント技術年報，第28巻，昭和49年，pp.220～224
- 99) 鈴木計夫：変動応力を受けるコンクリートのクリープ近似係数—相似則を仮定した
場合—；セメント技術年報，第28巻，昭和49年，pp.229～233
- 100) T.Brondum-Nielsen：Stress Analysis of Concrete Sections under
Service Load；Journal of A C I, February 1979, pp.195～211
- 101) A C I 318-83：Commentary on Building Code Requirement for Reinforced
Concrete；September, 1984
- 102) 本間 仁、内田茂男：応用数学講座・第6巻・計算図表・図式計算法；コロナ社
- 103) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説；1982, pp.120～131
- 104) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造のひびわれ対策(設計・施工)指針案・同解説；
1978.2
- 105) 日本コンクリート工学協会：コンクリートのひびわれ調査・補修指針 1984
- 106) F I P：F I P Recommendations on Practical Design of Reinforced and
Prestressed Concrete Structures Based on the C E B / F I P Model Code
(M C 78), June 1982
- 107) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説；1982, pp.164～165

発表論文

日本建築学会論文報告集

- 1 鈴木計夫、大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究—その1 初期ひびわれ幅について—；第303号、昭和56年5月、pp.9~19
- 2 鈴木計夫、大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ幅に関する研究—その2 ひびわれ幅の計算図表—；第305号、昭和56年7月、pp.51~57
- 3 Kazuo Suzuki, Yoshiteru Ohno and Somchai Srisompong: EXPERIMENTAL STUDY ON INTERNAL CRACKING OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE FLEXURAL MEMBERS Part1. Examination of double injection technique (プレストレスト鉄筋コンクリート曲げ部材内部のひびわれ状況に関する実験的研究、その1. インク・樹脂ダブル注入実験方法について)；第356号、昭和60年10月、pp.24~34
- 4 Kazuo Suzuki, Yoshiteru Ohno and Somchai Srisompong: EXPERIMENTAL STUDY ON INTERNAL CRACKING OF PARTIALLY PRESTRESSED CONCRETE FLEXURAL MEMBERS Part2. Internal Cracking Characteristics (プレストレスト鉄筋コンクリート曲げ部材内部のひびわれ状況に関する実験的研究、その2. 部材内部のひびわれ特性について)；第365号、昭和61年7月 pp.9~19

国際会議およびシンポジウム

- 1 K. Suzuki and Y. Ohno: Rapid Evaluation of Crack Width of Partially Prestressed Concrete Members; International Symposium, "Nonlinearity and Continuity in Prestressed Concrete", July 1983, Waterloo, Canada, Vol.1, pp.195-216
- 2 K. Suzuki and Y. Ohno: Calculation of Crack Width and Crack Control Design of PPC Members; NATO Advanced Research Workshop "Partial Prestressing from Theory to Practice", 1984, Paris, Volume II, pp.157~173
- 3 K. Suzuki and Y. Ohno and S. Srisompong: Internal Cracking Characteristics of Prestressed Concrete Beams; 10th AUSTRALASIAN CONFERENCE ON THE MECHANICS OF STRUCTURES AND MATERIALS, Adelaide, Australia, August 1986, pp.423~428

- 4 鈴木計夫、大野義照、那須敏男：プレストレスト鉄筋コンクリート部材のひびわれ幅におよぼすクリープおよび乾燥収縮の影響について；
コンクリート構造物のひびわれに関するシンポジウム・発表論文集
昭和52年3月，日本コンクリート工学協会，pp.39～42

コンクリート工学年次論文報告集

- 1 鈴木計夫、大野義照、佐田裕之：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について；第2回、1980，pp.385～388
- 2 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験；
第3回、1981，pp.25～28
- 3 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムポン、横谷隆幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはり内部のひびわれ状況；第6回、1984，pp.457～460
- 4 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦、横田聡：持続荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状；第7回、1985，pp.481～484
- 5 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史、山向優：繰返し荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状；第8回、1986，pp.669～672
- 6 鈴木計夫、大野義照、白井敏彦：高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入したPRCはりの曲げ性状；第9回、1987，pp.489～494

TRANSACTIONS OF THE JAPAN CONCRETE INSTITUTE

- 1 K.Suzuki, Y.Ohno, S.Srisompong and T.Yokotani: Internal Cracking Characteristics of Partially Prestressed Concrete Beams;
Vol.6, 1984, pp.355～362
- 2 K.Suzuki, Y.Ohno, Y.Kurita and S.Yokota: Flexural Behavior of Partially Prestressed Concrete Beams under Sustained Loading;
Vol.7, 1985, pp.487～494
- 3 K.Suzuki, Y.Ohno, T.Miyamaru and M.Yamamukai: Flexural Behavior of Partially Prestressed Concrete Beams under Repeated Loading;
Vol.8, 1986, pp.245～252
- 4 K.Suzuki, Y.Ohno and T.Sirai: Flexural Behavior of Concrete Beams Prestressed with High Strength Deformed Bars; Vol.9, 1987

セメント技術年報

- 1 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：圧縮強度付近におけるコンクリートの塑性変形について；第22巻，昭和43年，pp.329～333
- 2 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：コンクリートの引張り性状に関する研究；第24巻，昭和45年，pp.286～289
- 3 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：超早強セメントを用いた鉄筋コンクリートはりのクリープ；第26巻，昭和47年，pp.486～490
- 4 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：載荷時材令の異なるコンクリートのクリープ；第28巻，昭和49年，pp.220～224
- 5 鈴木計夫、大野義照：プレストレスト鉄筋コンクリートのひびわれ限界状態に関する研究；第32巻，昭和53年，pp.413～416
- 6 鈴木計夫、大野義照、花房隆：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げひびわれ幅とたわみについて；第33巻，昭和54年，pp.508～512
- 7 鈴木計夫、大野義照、佐田裕之：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げひびわれ性状に関する研究；第34巻，昭和55年，pp.409～412
- 8 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫、太田寛：各種骨材コンクリートの乾燥収縮ひびわれについて；第35巻，昭和56年，pp.270～273
- 9 鈴木計夫、大野義照、太田寛：コンクリートの乾燥収縮ひびわれと拘束の程度との関係について；第36巻，昭和57年，pp.283～286
- 10 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦：RCおよびPRCスラブの曲げひびわれ幅算定式について；第37巻，昭和58年，pp.458～462
- 11 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史：PRCはりの繰返し荷重下における曲げ性状について；第38巻，昭和59年，pp.464～467
- 12 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・スリーソムボン、横谷隆幸：持続あるいは繰返し荷重を受けたPRCはり内部のひびわれ状況；第39巻，昭和60年，pp.416～419
- 13 鈴木計夫、大野義照、横田聡：持続荷重下の異形鉄筋の付着特性；第40巻，昭和61年，pp.584～587
- 14 鈴木計夫、大野義照、山向優：持続荷重下におけるPRCはりの曲げひびわれ幅とたわみについて；第41巻，昭和62年，pp.502～505

- 1 K. Suzuki and Y. Ohno: Rapid Evaluation of Crack Width of Concrete Flexural Members; Vol.31, No.1625, oct. 1981, pp.343~356
- 2 Suzuki and Y. Ohno: Internal Cracking Characteristics of Partially Prestressed Concrete Members; Vol.33, No.1732, oct. 1983, pp.385~396

日本建築学会大会学術講演梗概集

- 1 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：PC不静定架構のクリープ応力に関する実験的研究；昭和44年，pp.981~982
- 2 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：PC不静定架構のクリープ応力に関する実測結果とその検討；昭和45年，pp.787~788
- 3 奥島正一、鈴木計夫、大野義照、橋ノ口徹：プレストレストコンクリート実施構造物の挙動；昭和46年5月，pp.881~882
- 4 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：超早強セメントコンクリートのクリープ特性について；昭和47年，pp.965~966
- 5 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：鉄筋コンクリート中心圧縮柱のクリープ；昭和48年，pp.1209~1210
- 6 鈴木計夫、大野義照、野田譲、西小野成人：超早強コンクリートの水和熱による温度応力について（その2）；昭和49年，pp.1203~1204
- 7 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：鉄筋コンクリート部材の引張クリープ性状；昭和49年，pp.1205~1206
- 8 鈴木計夫、大野義照、西小野成人：超早コンクリートの水和熱による温度応力について（その3）；昭和50年，pp.9~12
- 9 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：鉄筋コンクリート部材の引張クリープ性状（その2）；昭和50年6月，pp.1003~1004
- 10 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験（その1・収縮応力の算定）；昭和51年6月，pp.177~178
- 11 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験（その2・実験的検討）；昭和51年6月，pp.179~180

- 12 鈴木計夫、大野義照、那須敏男：P R Cはり部材の曲げひびわれ幅に関する研究（その1・実験的研究）；昭和51年，pp.1365~1366
- 13 鈴木計夫、大野義照、那須敏男：P R Cはり部材の曲げひびわれ幅に関する研究（その2・理論的研究）；昭和51年，pp.1367~1368
- 14 鈴木計夫、大野義照：コンクリートの静弾性係数の試験方法に関する調査研究（その4．試験前養生の影響および圧縮強度と静弾性係数の経時変化について）；昭和52年，pp.119~120
- 15 鈴木計夫、大野義照、那須敏男、中島宏志；プレストレスト鉄筋コンクリート（P R C）のひびわれ限界状態に及ぼすプレストレス量の影響について；昭和52年，pp.1959~1960
- 16 鈴木計夫、大野義照、那須敏男、花房隆；プレストレスト鉄筋コンクリート（P R C）部材のひびわれ幅におよぼすクリープおよび乾燥収縮の影響について；昭和52年，pp.1967~1968
- 17 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの乾燥収縮ひびわれに及ぼす単位水量および乾燥開始材令の影響；昭和53年，pp.491~492
- 18 鈴木計夫、大野義照、花房隆、菅知史：両引試験によるP C鋼材の付着特性に関する研究；昭和53年，pp.1805~1806
- 19 鈴木計夫、大野義照、中島弘志、花房隆：プレストレスト鉄筋コンクリート（P R C）のひびわれ限界状態に関する研究；昭和53年，pp.1803~1804
- 20 鈴木計夫、大野義照：プレストレストコンクリート部材におけるP C鋼材のリラクセーションについて；昭和54年，pp.1595~1596
- 21 鈴木計夫、大野義照、菅知史、佐田裕之、吉田輝幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について（その1．たわみ性状について）；昭和54年，pp.1615~1616
- 22 鈴木計夫、大野義照、菅知史、佐田裕之、吉田輝幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について（その2．曲げひびわれ性状について）；昭和54年，pp.1617~1618
- 23 鈴木計夫、大野義照、花房隆、藤森博志、岩崎省吾：プレストレス鉄筋コンクリートはりの持続載荷実験（その1．長期たわみ）；昭和54年，pp.1619~1620
- 24 鈴木計夫、大野義照、花房隆、藤森博志、岩崎省吾：プレストレス鉄筋コンクリートはりの持続載荷実験（その2．曲げひびわれ幅）；昭和54年，pp.1621~1622

- 25 鈴木計夫、大野義照、藤森博志、藪雅則：持続荷重下の両引試験体のひび割れ幅に及ぼす付着の時間的劣化と乾燥収縮の影響について；昭和55年，pp.1945～1946
- 26 鈴木計夫、大野義照、菅知史：コンクリートの乾燥収縮とクリープによるプレストレスト鉄筋コンクリート材のプレストレストの減退について；昭和55年，pp.1945～1946
- 27 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫、太田寛：砕石および人口軽量骨材コンクリートの乾燥収縮ひびわれ性状に関する研究；昭和56年，pp.49～50
- 28 鈴木計夫、大野義照、姫野洋一：プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の変形性状について；昭和56年，pp.2197～2198
- 29 鈴木計夫、大野義照、藪雅則：プレストレスト鉄筋コンクリート梁の長期曲げ性状について（その1，クリープ解析）；昭和56年，pp.2179～2180
- 30 鈴木計夫、大野義照、菅原正晴：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げ性状について（その2，持続載荷実験）；昭和56年，pp.2181～2182
- 31 鈴木計夫、大野義照、菅原正晴：P R C梁の長期曲げひびわれ幅・たわみに及ぼす各要因の影響について；昭和57年，pp.2199～2200
- 32 鈴木計夫、大野義照、姫野洋一：P R C梁部材の繰返し荷重下の曲げひびわれ性状に関する実験的研究；昭和57年，pp.2201～2202
- 33 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムボン：P R C部材の内部ひびわれ状況に関する実験的研究；昭和57年，pp.2203～2204
- 34 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験装置の性能について；昭和58年，pp.135～136
- 35 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史：P R C梁部材の繰返し荷重下における曲げ性状について；昭和58年，pp.2555～2556
- 36 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムボン、横谷隆幸：R C、P R CおよびP C梁内部のひびわれ状況に関する実験的研究；昭和58年，pp.2545～2546
- 37 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦：R CおよびP R Cスラブの曲げひびわれ幅算定式の検討；昭和58年，pp.2547～2548
- 38 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムボン、横谷隆幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの内部ひびわれ状況に関する実験的研究；昭和59年，pp.1601～1602
- 39 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦、横田聡：P R Cスラブの曲げひびわれ幅算定式について；昭和59年，pp.1607～1608

- 40 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史：P R C はりの繰返し荷重下における曲げ性状について；昭和59年，pp.1625～1626
- 41 鈴木計夫、大野義照、山本雅通：P R C はり内部のひびわれ状況に関する実験的研究－P C 鋼材の種類および持続・繰返し荷重の影響－；昭和60年，pp.1173～1174（C分冊）
- 42 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史、山向優：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリートの付着特性；昭和60年，pp.527～528（C分冊）
- 43 鈴木計夫、大野義照、横田聡：持続荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはり部材の曲げ性状；昭和60年，pp.1171～1172（C分冊）
- 44 鈴木計夫、大野義照、Praparntanatorn Somnuke,山本雅通：鉄筋腐食によるコンクリートのひびわれ発生について；昭和61年，pp.643～644（A分冊）
- 45 鈴木計夫、大野義照、三浦義礼、加藤嘉則、中村信行、那須敏男：プレストレスングによるコンクリート壁体の収縮ひびわれ制御；昭和61年，pp.695～696（A分冊）
- 46 鈴木計夫、大野義照、山向優：持続荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはり部材の曲げ性状；昭和61年，pp.5～6（C分冊）
- 47 鈴木計夫、大野義照、白井敏彦：普通鉄筋にてプレストレスを導入したはりの曲げ性状について；昭和61年，pp.27～28（C分冊）
- 48 鈴木計夫、大野義照：持続荷重下における異形鉄筋の付着特性；昭和61年，pp.757～758（C分冊）
- 49 鈴木計夫、大野義照、田村博、ソムムク パパンタナトーン、山本雅道、二宮一：ひびわれの生じたコンクリート中の鋼材の腐食に関する研究(その1)2年間の塩水散布暴露試験；昭和62年，pp.283～284（A分冊）
- 50 鈴木計夫、大野義照、田村博、ソムムク パパンタナトーン、山本雅道、二宮一：ひびわれの生じたコンクリート中の鋼材の腐食に関する研究(その2)RC試験体の高温浸漬による腐食促進試験；昭和62年，pp.285～286(A分冊)
- 51 鈴木計夫、大野義照、三浦義礼、加藤嘉則、中村信行、那須敏男：プレストレスングによるコンクリート壁体の収縮ひびわれ制御(その2)プレストレス量と収縮応力；昭和62年，pp.389～390（A分冊）
- 52 鈴木計夫、大野義照、白井敏彦：高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入したP R C はりの曲げ性状；昭和62年，pp.1129～1130（C分冊）

- 1 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：プレストレストコンクリート不静定架構のクリープ応力に関する実測結果の検討；昭和43年5月，pp.85～88
- 2 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：プレストレストコンクリート不静定架構のクリープ応力に関する実験的研究；昭和44年5月，pp.45～48
- 3 奥島正一、鈴木計夫、大野義照、橋ノ口徹：PC実施構造物の各種挙動の実測結果；昭和46年5月，pp.91～94
- 4 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：超早強セメントコンクリートのクリープ特性について；昭和47年6月，pp.41～44
- 5 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：温度変化を受けるコンクリート部材のクリープおよびリラクセーション特性；昭和47年6月，pp.45～48
- 6 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：鉄筋コンクリート中心圧縮柱のクリープ；昭和48年6月，pp.93～96
- 7 奥島正一、鈴木計夫、大野義照：鉄筋コンクリート部材の引張クリープ性状；昭和49年6月，pp.85～88
- 8 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：鉄筋コンクリート部材の引張クリープ性状(その2)；昭和50年6月，pp.13～16
- 9 鈴木計夫、大野義照、西小野成人：超早強コンクリートの水和熱による温度応力について(その3)；昭和50年6月，pp.9～12
- 10 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験；昭和51年6月，pp.5～8
- 11 鈴木計夫、大野義照、那須敏男：PRCはり部材の曲げひびわれ幅に関する研究；昭和51年6月，pp.37～30
- 12 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験装置とその実用化について；昭和52年5月，pp.5～8
- 13 鈴木計夫、大野義照、那須敏男、花房隆：プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)部材の曲げひびわれ幅におよぼすクリープおよび乾燥収縮の影響について昭和52年5月，pp.45～48
- 14 鈴木計夫、大野義照、那須敏男、中島弘志：プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)のひびわれ眼界状態に及ぼすプレストレス量の影響について；昭和52年5月，pp.49～52

- 15 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの乾燥収縮ひびわれに及ぼす単位水量および乾燥開始材令の影響；昭和53年5月，pp.17～20
- 16 鈴木計夫、大野義照、花房隆、菅知史：両引試験によるP C鋼材の付着特性に関する研究；昭和53年5月，pp.53～56
- 17 鈴木計夫、大野義照、中島弘志、花房隆：P R C部材のひびわれ限界状態に及ぼすクリープ、乾燥収縮の影響；昭和53年5月，pp.65～68
- 18 鈴木計夫、大野義照：プレストレストコンクリート部材におけるP C鋼材のリラクゼーションについて；昭和54年6月，pp.137～140
- 19 鈴木計夫、大野義照、佐田裕之、吉田輝幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの曲げ性状について；昭和54年6月，pp.141～144
- 20 鈴木計夫、大野義照、花房隆、藤森博志、岩崎省吾：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げひびわれとたわみについて；昭和54年6月，pp.145～148
- 21 鈴木計夫、大野義照、藤森博志、藪雅則：持続荷重を受ける鉄筋コンクリート引張材のひびわれ幅について；昭和55年6月，pp.21～24
- 22 鈴木計夫、大野義照、菅知史：コンクリートの乾燥収縮とクリープによるプレストレスト鉄筋コンクリート材のプレストレストの減退について；昭和55年6月，pp.89～92
- 23 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫、太田寛：碎石および人工軽量骨材コンクリートの乾燥収縮ひびわれ性状に関する研究；昭和56年6月，pp.5～8
- 24 鈴木計夫、大野義照、佐田裕之：P R Cはりの曲げひびわれ幅について（その算定式の検討）；昭和56年6月，pp.301～304
- 25 鈴木計夫、大野義照、吉田輝幸、姫野洋一：プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の変形性状について；昭和56年6月，pp.305～308
- 26 鈴木計夫、大野義照、藤森博志、藪雅則：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げ性状について（その1，クリープ解析）；昭和56年6月，pp.309～312
- 27 鈴木計夫、大野義照、藤森博志、菅原正晴：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの長期曲げ性状について（その2，持続載荷実験）；昭和56年6月，pp.313～316
- 28 鈴木計夫、大野義照、太田寛：収縮拘束試験と実構造物のひびわれ発生予測；昭和57年6月，pp.9～12
- 29 鈴木計夫、大野義照、姫野洋一：P R C梁部材の繰返し荷重下の曲げひびわれ性状に関する実験的研究；昭和57年6月，pp.145～148

- 30 鈴木計夫、大野義照、藪雅則、菅原正晴：P R C梁の長期曲げひびわれ幅に及ぼす各要因の影響について；昭和57年6月，pp.149～152
- 31 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムポン：P R C部材の内部ひびわれ状況に関する実験的研究；昭和58年6月，pp.153～156
- 32 鈴木計夫、大野義照、中川隆夫：コンクリートの収縮拘束ひびわれ試験装置の性能について；昭和57年6月，pp.25～28
- 33 鈴木計夫、大野義照、姫野洋一、宮丸孝史：P R C梁部材の繰返し荷重下における曲げ性状について；昭和58年6月，pp.105～108
- 34 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムポン、横谷隆幸：R C、P R CおよびP Cはり内部のひびわれ状況に関する研究；昭和58年6月，pp.109～112
- 35 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦：R CおよびP R Cスラブの曲げひびわれ幅算定式の検討；昭和58年6月，pp.113～116
- 36 鈴木計夫、大野義照、菅原正晴：プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の長期曲げひびわれ幅の算定；昭和58年6月，pp.117～120
- 37 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムポン、横谷隆幸：プレストレスト鉄筋コンクリートはりの内部ひびわれ状況に関する実験的研究；第24号 昭和59年6月，pp.109～112
- 38 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦、横田聡：P R Cスラブの曲げひびわれ幅算定式について；第24号 昭和59年6月，pp.113～116
- 39 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史：P R Cはりの繰返し荷重下における曲げ性状について；第24号 昭和59年6月，pp.125～128
- 40 鈴木計夫、大野義照、ソムチャイ・シーソムポン、横谷隆幸、山本雅通：P R Cはり内部のひびわれ状況に関する実験的研究－P C鋼材の種類、および持続・繰返し荷重の影響－；第25号 昭和60年5月，pp.29～32
- 41 鈴木計夫、大野義照、宮丸孝史、山向優：P R Cはりの繰返し荷重下における曲げ性状について－繰返し荷重下における鉄筋とコンクリートの付着特性－；第25号 昭和60年5月，pp.37～40
- 42 鈴木計夫、大野義照、栗田佳彦、横田聡：持続荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはり部材の曲げ性状；第25号 昭和60年5月，pp.45～48
- 43 鈴木計夫、大野義照、Praparntanatorn Somnuke,山本雅通：鉄筋腐食によるコンクリートのひびわれ発生について；第26号 昭和61年5月，pp.21～24

- 44 ・鈴木計夫、大野義照、三浦義礼：プレストレッシングによるコンクリート壁体の収縮ひびわれ制御；第26号 昭和61年5月，pp.25～28
- 45 鈴木計夫、大野義照、横田聡、山向優：持続荷重下におけるプレストレスト鉄筋コンクリートはり部材の曲げ性状（その2）；第26号 昭和61年5月，pp.49～52
- 46 鈴木計夫、大野義照、白井敏彦：普通鉄筋にてプレストレストを導入したはりの曲げ性状；第26号 昭和61年5月，pp.53～56
- 47 鈴木計夫、大野義照、横田聡：持続荷重下における異形鉄筋の付着特性に関する研究；第26号 昭和61年5月，pp.73～76
- 48 鈴木計夫、大野義照、田村博、ソムムク パパンタナトーン、山本雅道、二宮一：ひびわれの生じたコンクリート中の鋼材の腐食に関する研究、その1．2年間の塩水散布暴露試験；第27号 昭和62年5月，pp.13～16
- 49 鈴木計夫、大野義照、田村博、ソムムク パパンタナトーン、山本雅道、二宮一：ひびわれの生じたコンクリート中の鋼材の腐食に関する研究、その2．RC試験体の高温浸漬による腐食促進試験；第27号 昭和62年5月，pp.17～20
- 50 鈴木計夫、大野義照、三浦義礼：プレストレッシングによるコンクリート壁体の収縮ひびわれ制御、その2．プレストレス量と収縮応力；第27号 昭和62年5月，pp.29～32
- 51 鈴木計夫、大野義照、山向優：鉄筋とコンクリート間の付着機構についての有限要素解析；第27号 昭和62年5月，pp.45～48
- 52 鈴木計夫、大野義照、白井敏彦：高強度鉄筋を用いてプレストレスを導入したPRCはりの曲げ性状；第27号，昭和62年5月，pp.61～64
- 53 鈴木計夫、大野義照、山向優、東田昇：持続荷重下におけるPRCはり部材の曲げひびわれ幅に影響を及ぼす諸要因について；第27号、昭和62年5月，pp.69～72

著書

- 1 共著 続コンクリートのひびわれ資料集（経営開発センター出版部，1979）：
7章 (3)プレストレスト鉄筋コンクリートのひびわれ限界状態におよぼすプレストレスの効果；分担執筆
- 2 共著 プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計施工・指針・同解説（(社)日本建築学会，昭和61年1月）3章および付録分担執筆
- 3 共著 プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（(社)日本建築学会，昭和62年1月、第3版）56条解説分担執筆

謝辞

本論文は大阪大学教授鈴木計夫先生の御指導のもとに行った研究をまとめたもので、先生には終始変らぬ御指導、御鞭撻を賜りましたことに厚く御礼申し上げます。

本論文をまとめるにあたって、大阪大学教授五十嵐定義先生、同榎崎正也先生、同井上豊先生には、有益な御指摘ならびに御助言を賜りました。ここに深甚な謝意を表します。

大阪大学名誉教授奥島正一先生には終始ご鞭撻を賜りましたことに厚く謝意を表します。

鈴木研究室の中塚信助手には研究を進めていく上で御助言ならびに種々の配慮を頂きました。同中川隆夫技官には実験・研究を遂行する上で、また論文をまとめる上で多大の協力を頂きました。両氏に心からの感謝の意を表します。

また、ひびわれ制御設計に関して、貴重なご教示を頂きました日本建築学会構造標準委員会プレストレストコンクリート構造委員会の委員の方々に深く感謝の意を表します。

最後に、共に実験・研究に励み、多大の御協力を頂いた大学院修了生、ならびに学部卒業生の諸氏をはじめ、大阪大学鈴木研究室の皆様には、心からの厚い感謝の意を表します。

付録1 既往のひびわれ幅算定式

付表 1.1 既往の最大ひびわれ幅算定式

規準・提案者	算定式
(1) CEB-FIP (1970) ClassIV	$w_{max}(s) = (1.5c + 16\phi / p_f)(\sigma_s - 30000 / p_f) \times 10^{-7}$ (kg,cm)
(2) CEB-FIP (1978)	$w_{max}(s) = 1.7\{2(c+S/10) + 0.05\phi / \rho_r\} \sigma_s / E_s \{1 - (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2\}$ (N,cm)
(3) Gergely and Lutz (1968)	$w_{max}(s) = 0.091^3 \sqrt{t_s A} / (1 + t_s / h) (\sigma_s - 5) \times 10^{-3}$ (ksi,cm) $w_{max}(b) = 0.091^3 \sqrt{t_b A} h_2 / h_1 (\sigma_s - 5) \times 10^{-3}$ (ksi,cm)
(4) 森田 (1969)	$w_{max}(s) = 1.5(4.36 + 0.137A) \{(\sigma_s - k_1 k_2 F_t / p_e) / E_s - k_1 k_2 F_t / E_c\}$ (kg,cm) ただし $20\text{cm}^2 < A < 150\text{cm}^2$ の範囲で有効
(5) 角田 (1969)	$w_{max}(s) = l_{max}(\sigma_s / E_s - 0.4F_t / E_s / p_e)$ (kg,cm) $l_{max} = 5.4c$ ただし $e_s / c > 2.5$ のときは $l_{max} = 3.72c(1 + 0.18e_s / c)$
(6) CP-110 (1972)	$w_{max}(s) = 3c \{ \epsilon_s - 1.2bh / (A_s \sigma_{sy}) \times 10^{-3} h_2 / h_1 \}$ ($\sigma_{sy} : \text{N/mm}^2$) $w_{max}(b) = 3c \{ \epsilon_s h_1 / h_2 - 1.2bh / (A_s \sigma_{sy}) \times 10^{-3} \}$
(7) CEB-FIP (1970) ClassIII	$w_{max}(s) = (\Delta \sigma_p - 4000) \times 10^{-6}$ (N,cm)
(8) Navy and Huang (1977)	$w_{max}(s) = 8.32 \times 10^{-7} (A_s / \Sigma u) \Delta \sigma_p$ (kg,cm)
(9) Bennett and Veerasubramanian (1972)	$w_{max}(b) = 0.02 + 6.5c \Delta \epsilon_s$ (mm)

記号 $w_{max}(s)$: 鉄筋高さ位置の側面における最大ひびわれ幅

$w_{max}(b)$: 引張縁における最大ひびわれ幅

c : コンクリートのかぶり厚さ

ϕ : 鉄筋径

p_f : $100A_s / (0.25bh)$

A_s : 鉄筋断面積

b : はり幅

h : はりの全せい

σ_s : 鉄筋の応力

S : 鉄筋間隔

ρ_r : CEB-FIP の定義する引張有効鉄筋比

σ_{sr} : ひびわれ発生時の鉄筋応力度

t_s : 鉄筋中心までの側面のかぶり

t_b : 鉄筋中心までの底面のかぶり

A : A_{ce} を鉄筋本数で割った値

h_1 : 中立軸位置から引張縁までの距離

h_2 : 中立軸位置から鉄筋位置までの距離

p_e : A_s / A_{ce}

A_{ce} : 鉄筋の重心とその重心が一致する引張側コンクリートの断面積

F_t : コンクリートの引張強度

E_s : 鉄筋のヤング係数

E_c : コンクリートのヤング係数

e_s : 鉄筋の純間隔

σ_{sy} : 鉄筋の降伏応力度

$\Delta \sigma_p$: 鋼材位置のコンクリート応力が0のときからの鋼材応力の変化量
 (PRCの場合 σ_s に置き換えられる)

Σu : 鉄筋の周長の和

$\Delta \epsilon_s$: 引張縁のコンクリート応力が0のときからの鉄筋ひずみの変化量

付録2 各国の規準における許容ひびわれ幅

付表 2.1 鉄筋コンクリートの許容ひびわれ幅^{*1)}

国名	規準あるいは提案者	環境条件あるいは対象構造物	許容ひびわれ幅 (mm)
日本	土木学会 RC 標準示方書 (1974)	海洋コンクリート [解説] 干潮部 海水中	0.15 0.20
	港湾構造物設計指針	[解説] 干潮部 海水中	0.15 0.20
	日本建築学会 鉄筋コンクリート造のひびわれ対策 (設計・施工) 指針案・同解説	(ひびわれ幅制限の目標値)	0.30
	日本工業規格	遠心力鉄筋コンクリートポール 設計荷重時, 設計曲げモーメントの作用時 設計荷重, 設計曲げモーメント開放時	0.25 0.05
アメリカ	ACI Building Code 318-71	屋外部材 屋内部材	(0.33) (0.41)
	ACI Committee 224	乾燥した空気, 保護膜	0.41
		湿気, 湿った空気, 土壌	0.31
		除氷薬品	0.18
海水および海水噴霧, 湿潤および乾燥水を保持する構造物		0.15 0.10	
ソ連	SNIP II-B-1-62	非腐食性	0.3
		弱腐食性	0.2
		中腐食性	0.2
		強腐食性	0.1
フランス	Brocard		0.4
スウェーデン		道路橋 死荷重のみ	0.3
		死荷重+活荷重 1/2	0.4
イギリス	CP-110	一般の環境	0.30
		浸食性の環境	(主鉄筋の公称かぶり)×0.04 以下
ヨーロッパ	ヨーロッパコンクリート委員会 (CEB)	相当の浸食作用を受ける構造物の部材	0.1
		防護工のない普通の構造物の部材	0.2
		防護工のある普通の構造物の部材	0.3
	CEB-FIP 国際規準 (1970)	有害な露出条件下の部材 保護されていない部材 保護されている部材	0.1 0.2 0.3

*1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造のひびわれ対策 (設計・施工) 指針・同解説、1978.2

付表 2.2 補修の要否に関するひびわれ幅の限度(日本コンクリート工学協会)

(単位: mm)

区 分	環 境** その他の要因**	耐久性からみた場合			防水性から みた場合
		きびしい	中 間	ゆるやか	—
(A) 補修を必要とするひびわれ幅 (mm)	大	0.4 以上	0.4 以上	0.6 以上	0.2 以上
	中	0.4 "	0.6 "	0.8 "	0.2 "
	小	0.6 "	0.8 "	1.0 "	0.2 "
(B) 補修を必要としないひびわれ幅 (mm)	大	0.1 以下	0.2 以下	0.2 以下	0.05 以下
	中	0.1 "	0.2 "	0.3 "	0.05 "
	小	0.2 "	0.3 "	0.3 "	0.05 "

[注] *1 その他の要因(大, 中, 小)とは, コンクリート構造物の耐久性および防水性に及ぼす有害性の程度を示し, 下記の要因の影響を総合判断して定める。

ひびわれの深さ, かぶり, 保護層の有無, 材料・配合的要因, 打継ぎ, ひびわれのパターン。

*2 主として鉄筋のさびの発生条件の観点からみた環境条件。

付表 2.3 (a) CEB-FIP 国際規準(1978) の許容ひびわれ幅

環 境 状 況	荷重作用組合せ	腐食に対する鋼材敏感性	
		非常に敏感	あまり敏感でない
		w (nm)	w (mm)
厳しくない場合, 室内, 乾燥している場合など	しばしば作用する場合 永久荷重作用のみ	0.2 0.1	0.4
一般の屋外, 湿度の高 い室内など	しばしば作用する場合 永久荷重作用のみ	0.1 0 または 0.1 以下	0.2
特に厳しい場合, 海岸, 工場地帯など	まれにしか作用しない 荷重作用組合せ しばしば作用する場合	0.1 0	0.2 または 0.1

[注] *1 腐食に対して非常に敏感な鋼材とは, 直径 4 mm 以下のあらゆる種類の鋼材および 4000 kg/cm² 以上の引張応力度を常時受けている冷間加工鋼材

*2 コンクリートかぶりの一般標準値はスラブの場合を除き, 腐食に対してあまり敏感でない鋼材に対して表 (b) のようにとる。

腐食に対して非常に敏感な鋼材に対しては表 (b) に与える値に 10 mm を加えたものをコンクリートかぶりとする。

またコンクリートかぶりは鋼材直径以上, 緊張材に対してはダクト径以上かつ 40 mm 以上としなければならない。最大粗骨材寸法 30 mm までの範囲では最大粗骨材寸法以上としなければならない。

コンクリートかぶり c が表 (b) の c_{min} より大きい場合, 表 (a) の許容ひびわれ幅に (c/c_{min}) を乗じた値を許容ひびわれとしてよいが, 表 (a) の値の 1.5 倍を超えてはならない。

付表 2.3 (b)

環 境 条 況	コンクリート圧縮強度 (kg/cm ²)	
	250~350	400~500
厳しくない場合	15	15
一般の屋外構造物	25	20
厳 しい 場 合	35	30

[注] スラブに対しては表 (b) 中の値から 5 mm を差し引いた値としてよいが, 15 mm 以下としてはならない。

付表 2.4 FIP 指針(1982) の許容ひびわれ幅

環境条件		PC・PRC 部 材	RC 部 材
良	好	$w \leq 0.2 \text{ mm}$	$w \leq 0.4 \text{ mm}$
普	通	$w \leq 0.1 \text{ mm}$	$w \leq 0.2 \text{ mm}$
厳	し い	コンクリート応力が引張りとなることを許さず	$w \leq 0.1 \text{ mm}$

付表 2.5 環境条件・作用応力条件と引張縁の状態(最大ひびわれ幅)の選択 (日本建築学会：P R C 指針)

作用応力条件		環境条件	
		厳 し い*1	普 通*2
悪	い*3	ひびわれなし (I~II)	ひびわれ幅 0.1 mm 以下 (I~III _{0.1} , III _{0.1})
良	好*4	ひびわれ幅 0.1~0.2 mm 以下 (I~III _{0.1} , III _{0.2})	ひびわれ幅 0.2 mm 以下 (I~III _{0.2})

- 【注】 *1 厳しい作用応力条件： $G+P+X_p$ が長期間、あるいは短期間ではあるが繰返し作用する場合
- *2 普通の作用応力条件： $G+P+X_p$ が短期間、まれにしか作用しない場合
ここに、 $G+P$ ：設計に仮定した固定荷重と積載荷重による応力
 X_p ：プレストレス導入による不静定 2 次応力
長期間：たとえば 1~2 カ月以上
- *3 悪い環境条件：部材が外気にさらされ、建物が海岸地帯の潮風とか（化学）工場地帯の有害ガスにさらされる場合、あるいは室にあっても有害ガスにさらされる場合
- *4 良好な環境条件：普通の建物の屋内部材あるいは有効な仕上げが施されているもの