

高強度コンクリート部材の設計法に関する 共同研究報告書

—高強度コンクリートPCはり部材の終局曲げ強度
変形性能に関する調査—

平成6年3月

建設省土木研究所
材料施工部コンクリート研究室
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

Copyright © (1994) by P.W.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書

—高強度コンクリートPCはり部材の終局曲げ強度・変形性能に
関する調査—

コンクリート研究室

室 長

河野 広隆

主任研究員

渡辺 博志

部外研究員

府内 洋一

(社) プレストレスト・
コンクリート建設業協
会

宮地 清

中條 友義

深山 清六

野村 貞広

岩本 久信

長井 健雄

藤田 学

手塚 正道

要旨

高強度コンクリートを有効に利用することにより、コンクリート構造物の部材断面の縮小など様々なメリットが得られる。しかし、その脆性的な破壊性状が、高強度コンクリートの利用を阻む一つの要因となっている。ここでは、曲げを受ける高強度コンクリートPCはり部材を対象として、曲げ終局強度・変形性能を明らかにするため載荷試験を行なった。この実験結果をもとに、高強度コンクリートはり部材の終局強度を算定するために用いるコンクリートの応力ひずみ関係について検討を行なった。

キーワード：高強度コンクリート、プレストレストコンクリート、終局曲げ強度、終局曲げ変形、じん性

目 次

第1章 まえがき	1
第2章 研究目的	2
第3章 高強度コンクリートPCはりの曲げ載荷試験	4
3.1 供試体の概要	4
3.2 載荷・計測方法の概要	4
3.3 材料試験結果	9
3.3.1 コンクリートの圧縮強度	9
3.3.2 コンクリートのヤング係数・割裂強度の試験結果	13
3.3.3 PC鋼材の応力ひずみ関係	13
第4章 曲げ載荷試験結果	15
4.1 試験結果の概要	15
4.2 各供試体の初期プレストレスの妥当性の検討	16
4.3 はり供試体のひびわれ・破壊状況	16
第5章 実験結果の考察	22
5.1 供試体の曲率・圧縮縁のひずみの算定方法	22
5.2 曲げモーメントと曲率の関係	25
5.3 コンクリートの終局ひずみに関する検討	28
5.4 はり部材に生じていたコンクリートの応力とひずみの関係	30
5.5 コンクリートに蓄えられるひずみエネルギーとはり部材の終局曲率の関係	35
5.6 まとめ	37
第6章 終局曲率算定のためのコンクリートの応力ひずみ関係について	38
6.1 過去の研究成果から導かれる E_{cu} について	38
6.2 コンクリート強度と終局時のひずみエネルギーの関係	41
第7章 まとめと問題点	43
参考文献	44

第1章 まえがき

高強度コンクリートの製造技術は年々進歩し、 1000kgf/cm^2 を超えるコンクリートの製造も比較的容易になってきた。このような高強度コンクリートを実構造物に応用することができれば、部材断面の縮小が可能となり、構造物の死荷重の減少によるスパンの長大化、あるいは、プレキャスト部材について言えば、部材の軽量化による運搬効率の向上、施工の省力化が可能となる。このため、高強度コンクリートの土木構造物への積極的な利用が望まれるところである。たとえば、文献1に示されたコンクリート強度上昇によるPC桁断面の低減効果に関する試算例からすると、コンクリートの高強度化により、桁高がかなり減少し、部材の自重も低減することがわかる。

ところが、土木構造物にこれまで利用されてきたコンクリートは、一部の工場製品を除き、強度の上限が設計基準強度で 500kgf/cm^2 に限定されており、高強度コンクリートが一般部材に積極的に利用されているとは言えない状況にある。この理由の一つは、コンクリートの材料特性としては、高強度化にともない変形性能が低下し、脆性的な材料となるためである。この特性のために、高強度コンクリートを用いた部材も脆性的な挙動をするのではないかと、ひいては従来の強度のコンクリート部材の延長で設計を行なうと、十分な安全性や変形特性が得られないのではないかと考えられている。現在、世界的にもコンクリートの高強度化を行なおうとする機運は強く、例えばCEB/FIPのモデルコードなども検討されているが、まず問題になるのがこの点である。

ここでは、高強度コンクリートを用いたPC部材の曲げに対する力学的特性を明らかにし、終局強度照査あるいは許容応力度の設定など、設計指針作成のための基礎資料を得るため、高強度コンクリートPCはり

の曲げ強度および変形性能に関する調査を行った。本報告書は、この検討結果を取りまとめ、高強度コンクリートPC部材の終局曲げ強度照査に用いるべきコンクリートの応力ひずみ関係について考察したものである。

第2章 研究目的

高強度コンクリートが、圧縮強度 $300\sim 500\text{kgf/cm}^2$ クラスの従来強度のコンクリートと最も異なるところは、圧縮力に対する破壊が脆性的に起こることである。一般にコンクリートが圧縮応力を受けた場合、最大応力に達した後、ひずみが増加しても応力の低下が少ないのに対し、高強度コンクリートは最大応力発揮後の応力低下が急激に生じる。このため、高強度コンクリートを用いた部材が曲げ荷重を受けた際、断面圧縮縁のコンクリートひずみがある値を超えたところで破壊を生じ、部材としてはコンクリートの圧壊による脆い破壊性状を示すと考えられる。従来の設計指針ではPCあるいはRCはり部材の終局曲げ抵抗モーメントを計算する際、コンクリートの応力ひずみ関係が、応力上昇域を超えた塑性領域も加味しているが、高強度コンクリートの圧縮力に対する脆性的な性質を考慮すると、設計で想定した終局ひずみまで、圧縮強度が保持されているか疑問であり、従来強度のコンクリートを想定した設計手法をそのまま高強度コンクリートに応用すると、終局強度・じん性を過大に評価する危険性がある。

一方、高強度コンクリートのこのような脆性的な性質は、部材の常用荷重作用時にコンクリートに許容される圧縮応力度とも密接な関係を持つ。高強度コンクリートの許容応力度を定めるに当たっての留意事項としては、コンクリートの過度のクリープが生じないようにすること、大きな軸圧縮力による縦ひびわれ発生を防止すること等の他に、常用時の荷重が部材に作用している状態が、終局状態に対し、強度・変形量とも十分な余裕がある状態に設定されるようにすることが考えられる。言い替えると、靱性が十分確保された部材が設計されるように、許容応力度を定めなければならない。²⁾

曲げが卓越するはり部材において、引張鋼材量が一定であれば、コンクリート強度を増加させても、部材の曲げ抵抗モーメントはそれほど大きくはならず、よって断面を縮小して大きな曲げ荷重に耐えられるような部材を設計するためには、コンクリートの高強度化にともない、許容応力度を増加させ配置される鋼材量を増加させなければならない。しかし、高強度コンクリートの脆性的な性質に加え、鋼材量の増加は部材の靱性をさらに小さくする方向に向かうため、コンクリートの高強度化にあわせて、許容応力度をむやみに大きく設定することは好ましくない。すなわち、部材のじん性確保の観点からコンクリートの許容圧縮応力度の設定を考えた場合、設計基準強度の上昇の割には許容応力度の上昇が小さくなり、コンクリートの高強度化のメリットが薄れてくる。

このように、高強度コンクリートの製造技術が格段に進歩したにも係わらず、広く普及しなかった理由のひとつとして、コンクリートの脆性的な性状がネックになり、コンクリート強度の上昇が有効に利用できないことがあげられると思われる。

コンクリートが高強度化するにつれ、脆性的になる性質は広く認識されている事実であるが、このことが高強度コンクリートを用いた部材の靱性低下に密接に関連するかどうかは必ずしも統一した見解があるとは考えられない。

例えば、文献3)では高強度コンクリートが果たして脆性的であるかどうかの問に対し、Yesとも言えるし、Noとも言え、その理由として、材料としてのじん性と、部材断面としてのじん性を区別するべきであり、鉄筋量が一定であれば高強度コンクリートほどじん性は上昇すると述べている。また文献4)では、釣合鉄筋比に対する鉄筋比の比が一定であればコンクリート強度に係わらず断面の靱性は一定になることを計算によって明らかにしている。釣合鉄筋比はコンクリート強度が上昇するにつれて大きくなるので、同一

鉄筋量で比較すれば、計算上の靱性率は高強度コンクリートのほうが大きくなる。一方、文献5)では、過鉄筋比のものを除いて、高強度コンクリート部材と通常強度のコンクリート部材の靱性には大差がないとしている。文献6)では、高強度コンクリート部材ほど靱性は低下するとしている。

高強度コンクリートの材料としてとらえたときの脆性的性質を反映させ、終局時のコンクリートの応力分布を低く限定するような設計手法を採用すれば、安全側の評価を与えることができるが、余りにも安全側の設計手法を採用すると、高強度コンクリートのメリットも生まれず結果的には高強度コンクリートの積極的な利用が図れなくなる。

ここでは、高強度コンクリートの実用化に際しての大きな問題点である、高強度コンクリートのじん性に焦点を絞り、曲げ終局強度・変形性能に関するデータを得るとともに、この実験結果をもとに、高強度コンクリート部材の適切な終局強度・変形性能の算定手法を明らかにするため、高強度コンクリートPCはりの曲げ載荷試験を行った。調査対象は、プレキャストプレテンションタイプのPC部材とした。

高強度コンクリートは圧縮強度の増加に対して引張強度の増加はわずかである。このため、曲げひびわれ発生荷重の増加はあまり期待できず、高強度コンクリートのRC部材への応用のメリットは薄れてくる。しかし、PC部材では、コンクリートの高強度化によりデコンプレッションモーメントを増加させることができ、これにより曲げひびわれ発生時の荷重を大きくすることができ、高強度コンクリートの引張強度があまり大きくできないという欠点を十分に補うことができ、コンクリートの高強度化によるメリットがフルに発揮されることとなる。よって、ここではPC部材を対象としている。一方、現場打ちコンクリートでは 500kgf/cm^2 を超える高強度化に際して、製造や品質管理の面で解決すべき問題点が残されているが、プレキャスト部材は品質管理が行き届いていて、安定して高強度が得られることを考えると、まずは工場製品に限定して高強度化を図り、その後現場打ちコンクリート部材に、高強度コンクリートの用途を拡大して行くのが合理的であると考えられるためである。

第3章 高強度コンクリートPCはりの曲げ載荷試験

3.1 供試体の概要

実験を行った供試体はプレテンションタイプのPCはり部材で、コンクリートの設計基準強度は400 kgf/cm²、600 kgf/cm²、800 kgf/cm²の3通りとし、供試体数は全部で5体とした。各供試体の設計基準強度が保てるよう表-3.1に示す示方配合を定めた。供試体の緒元を図-3.1に示す。プレストレスの導入は、コンクリート打設・蒸気養生後に、材令1～3日で行った。導入するプレストレスは、断面上縁に生じるコンクリートの応力が0になるように調節した。断面下縁に生じる有効プレストレスによるコンクリートの圧縮応力度は、既存の設計基準あるいは指針を参考にして、表-3.2のように設定した。供試体3、4、5は同一の設計基準強度でPC鋼材量のみを変化させている。

今回の実験は曲げ強度及び変形性能を確認するために行ったものであるので、せん断支間比を大きくとってせん断力の影響が小さくなるようにした。また、スターラップを配しせん断破壊を防止した。

表-3.1 供試体コンクリートの示方配合表

供試体 番号	設計基準強度 (kgf/cm ²)	粗骨材最大 寸法(mm)	水セメン ト比(%)	細骨材率 (%)	水 (kg/m ³)	セメント (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)
No. 1	400	20	39	43	164	420	751	1034
No. 2	600	20	32	39	160	500	659	1071
No. 3	800	20	26.6	38	144	540	540	1089
No. 4	800	20	26.6	38	144	540	540	1089
No. 5	800	20	26.6	38	144	540	540	1089

表-3.2 長方形断面のプレストレストコンクリートにおけるプレストレッシング直後に許容されるコンクリートの応力度の規準値と供試体設定値の関係 (単位はkgf/cm²)

規準名	コンクリートの設計基準強度				
	300	400	500	600	800
道路橋示方書Ⅲ	150	190	210	-	-
PC標準示方書	150	190	210	230	-
高強度コンクリート 設計施工指針 (案)	-	-	-	230	260
供試体下縁に導入さ れる有効プレストレ スによる圧縮応力度		186(No.1)		231(No.2)	188(No.3) 231(No.4) 278(No.5)

3.2 載荷・計測方法の概要

載荷方法はいずれも単調曲げ載荷とした。供試体のセットアップおよび載荷方法を図-3.2に示す。載荷点のローラーと供試体の間には、幅100mmの載荷板を配置し、供試体と載荷板の間には石膏を充填し

側面図

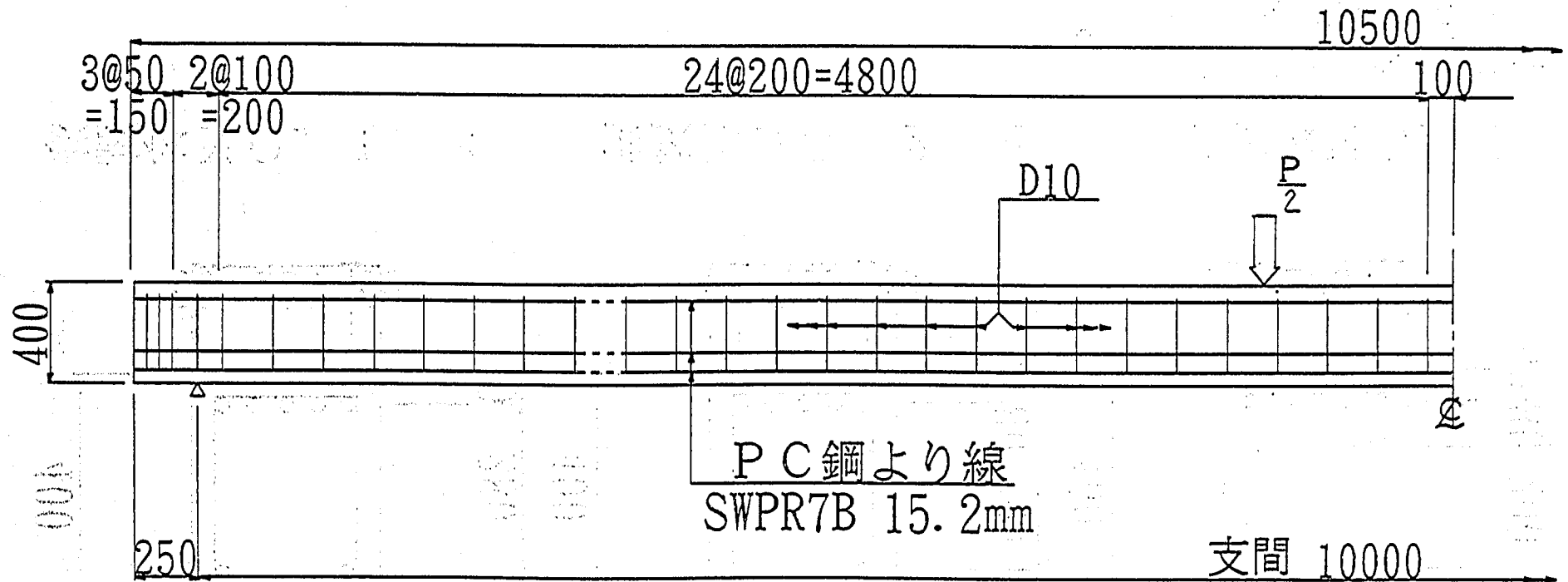


図-3. 1、供試体の緒元 (側面図)



供試体NO. 2, 4

供試体NO. 5

。・PC鋼より線を示す
， SWPR7B 15.2mm

図-3.1 供試体の緒元 (断面図)

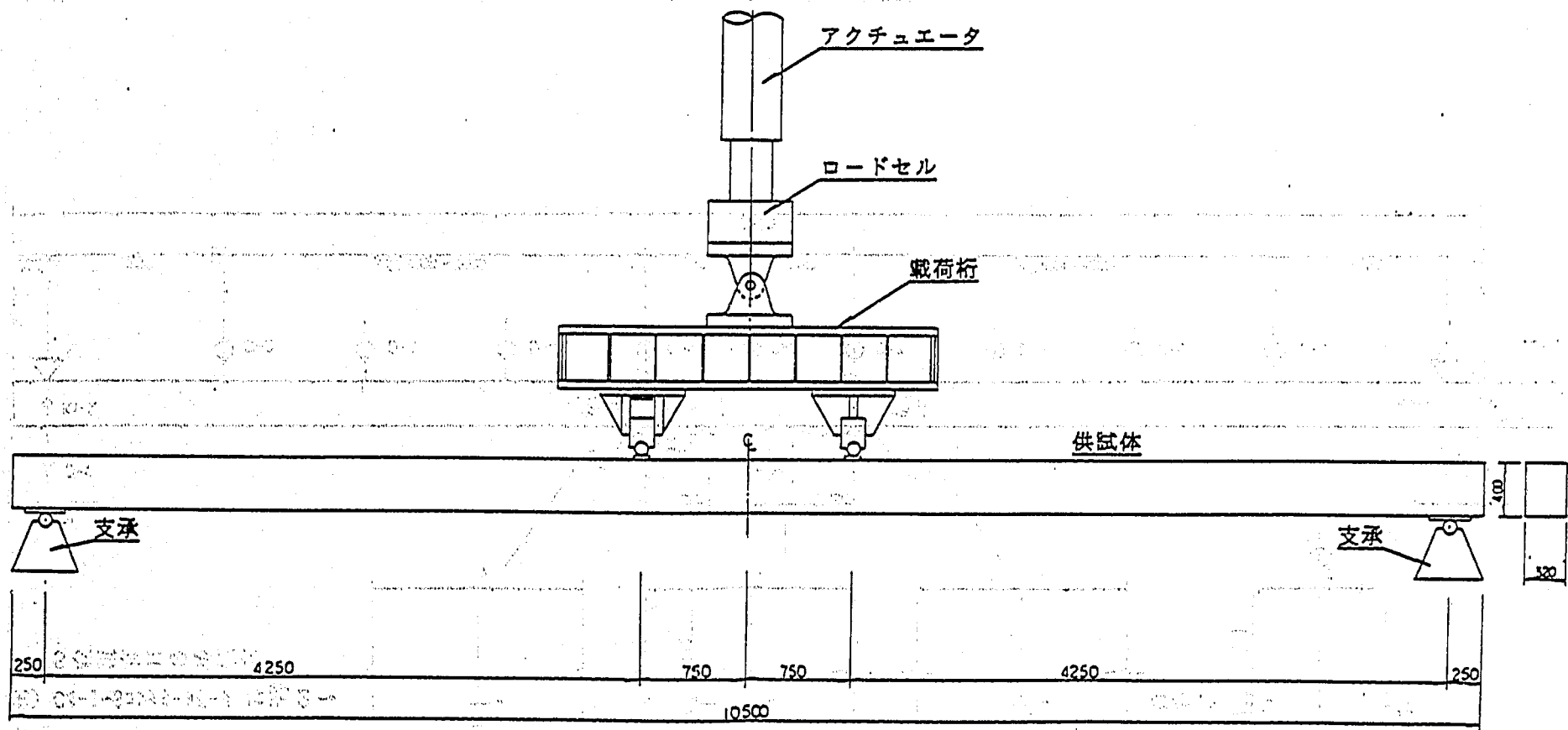


図-3.2 供試体設置状況

— : コンクリートゲージ

○ : 変位計

◇ : 傾斜計 (1 方向)

◆ : 傾斜計 (2 方向)

注) C4-1~6コンクリートゲージ は No 2 ~
5 供試体 にのみ 貼付

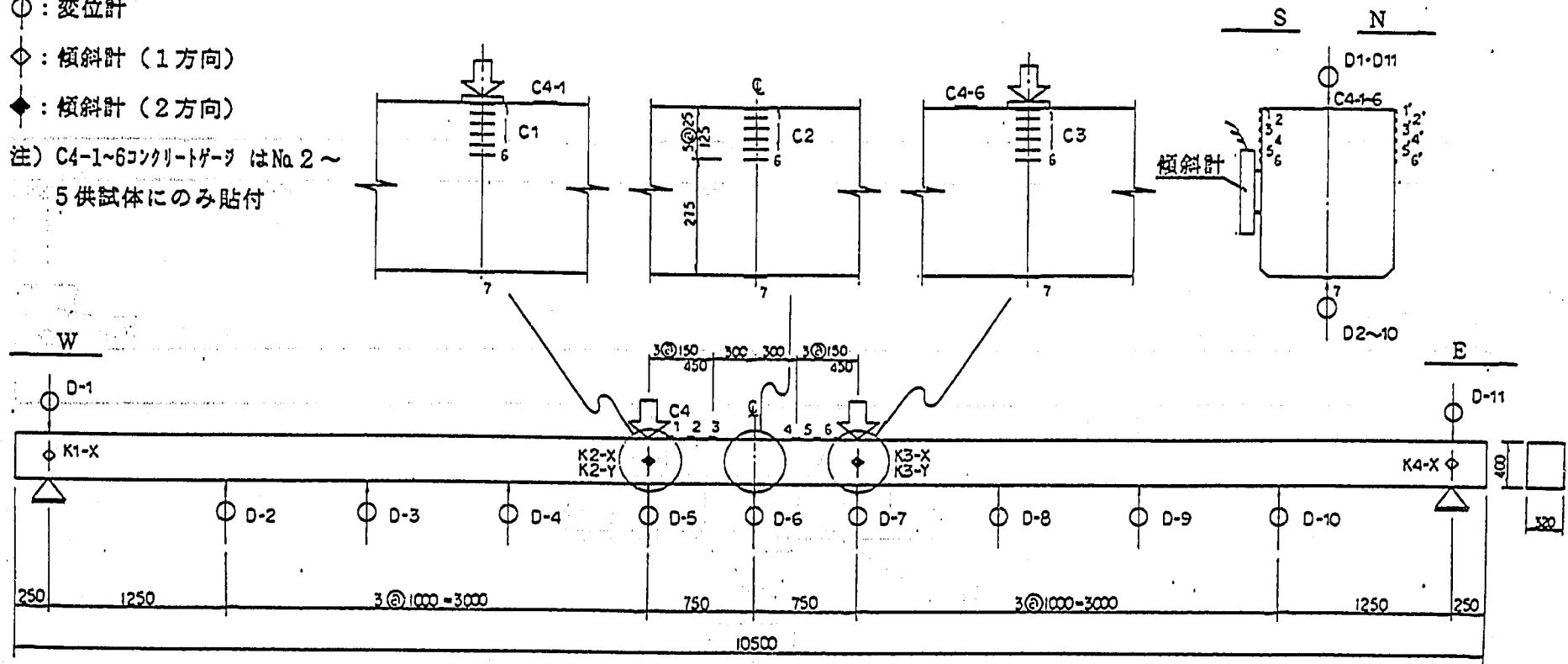


図-3.3 計器設置状況

局所応力によるコンクリートの圧壊を防止した。載荷は変位制御で行い、載荷速度は最大で0.15mm/secとし、供試体の耐力低下が著しくなるところまで載荷を続けた。

計測項目は、はり供試体の変位、はり供試体の等曲げモーメント区間のコンクリートひずみ、ならびに載荷点・支点でのたわみ角とした。変位計取り付け位置、傾斜計取り付け位置、ひずみゲージ張り付け位置を図-3.3に示す。用いたひずみゲージは、ゲージ長60mmのワイヤーストレインゲージである。変位は1/100mm精度の変位計にて行った。たわみ角の測定は、支点部で0.0043°、載荷点では0.0027°の精度の傾斜計により行った。

3.3 材料試験結果

3.3.1 コンクリートの圧縮強度

各供試体に用いたコンクリートの圧縮強度試験結果を表-3.3に示す。供試体はいずれも $\phi 10\text{cm} \times 20\text{cm}$ の円柱供試体を用いた。プレストレス導入時のコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度の1/1.7以上であることを目安とした。プレストレス導入時の材令が供試体により異なっているが、いずれも上記の目安を満たしており、プレストレッシングの作業には問題はなかった。

ただし、いずれの供試体も材令28日および載荷試験時のコンクリートの圧縮強度は、設計基準強度を大きく上回っており強度発現がやや過剰であった。

PCはり供試体の曲げモーメントと曲率の関係を計算するため、材料試験によって得られた応力ひずみ関

表-3.3 コンクリートの圧縮強度試験結果

供試体番号	プレストレス導入時 (単位kgf/cm ²)			平均	材令 (日)
1	351	357	364	357	1
2	607	646	616	623	3
3	637	666	612	638	1
4	717	738	750	735	3
5	749	738	741	743	1
供試体番号	材令28日 (単位kgf/cm ²)			平均	材令 (日)
1	635	624	642	634	28
2	781	750	745	759	28
3	929	943	904	925	28
4	957	942	903	934	28
5	940	912	941	931	28
供試体番号	載荷試験時 (単位kgf/cm ²)			平均	材令 (日)
1	590	596	596	594	28
2	779	823	828	810	32
3	833	894	841	856	30
4	948	973	959	960	40
5	927	803	970	948	44

表-3. 4 コンクリートの応力ひずみ関係

供試体番号	応力～ひずみ関係式
1	$0.34969\varepsilon - 0.000043\varepsilon^2$
2	$0.38658\varepsilon - 0.000037\varepsilon^2$
3	$0.40535\varepsilon - 0.000033\varepsilon^2$
4	$0.40219\varepsilon - 0.000030\varepsilon^2$
5	$0.39311\varepsilon - 0.000027\varepsilon^2$

ただし、上記式でコンクリートひずみ ε の単位は μ

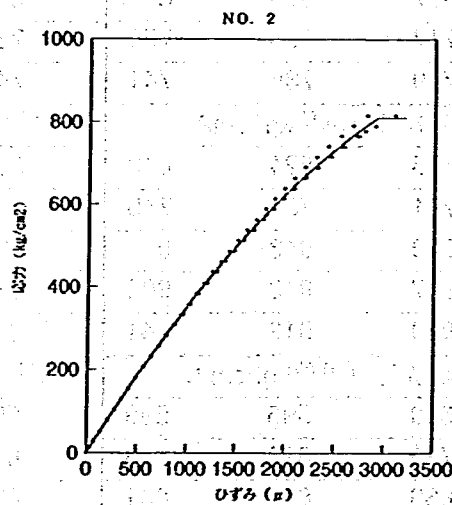
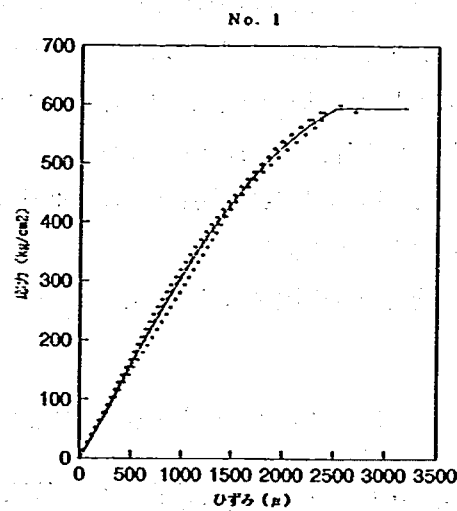


図-3. 4 コンクリートの応力ひずみ関係の実測値と回帰式の比較

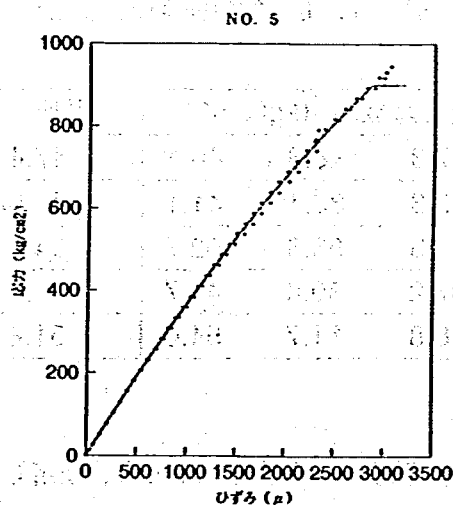
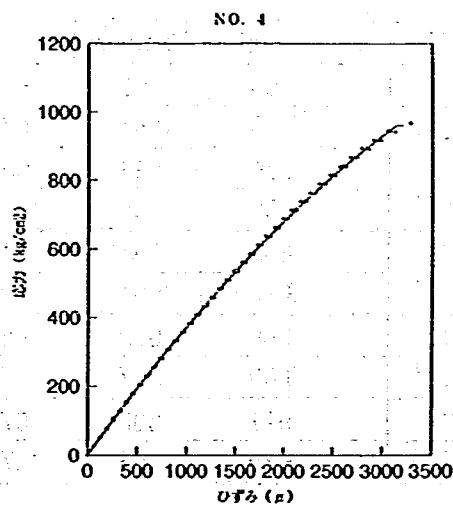
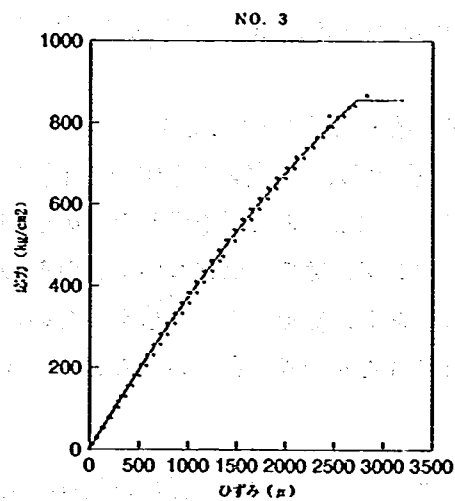


図-3. 4 コンクリートの応力ひずみ関係の実測値と回帰式の比較 (つづき)

係の上昇域を2次式で回帰した。表-3. 4に円柱供試体から得られた応力ひずみ曲線の回帰式と、この回帰式による圧縮応力度の算定誤差を示す。また、両者の応力ひずみ関係を図-3. 4に示す。これらの結果

より回帰式は実際のコンクリートの応力ひずみ関係をよく表現していると考えられる。

3. 3. 2 コンクリートのヤング係数・割裂強度の試験結果

各供試体のコンクリートのヤング係数および割裂強度の試験結果を、表－3. 5および表－3. 6に示す。それぞれの試験結果とコンクリート強度との関係を示したものが図－3. 5および図－3. 6である。ここで得られたコンクリート強度とヤング係数の関係について、既存の設計指針あるいは、調査結果等と比較すると、おおむねコンクリートのヤング係数を過大に見積もっているものが多いことがわかる。ここでの試験結果では、友沢らによって提案された回帰式、あるいはACI－308による回帰式に近い結果となっている。

表－3. 5 ヤング係数の試験結果

供試体番号	測定項目	試験結果(kgf/cm ²)			平均(kgf/cm ²)
1	圧縮強度	590	596	596	594
	ヤング係数	3.16	2.87	3.36	3.12
2	圧縮強度	779	823	828	810
	ヤング係数	3.50	3.55	3.50	3.52
3	圧縮強度	833	894	841	856
	ヤング係数	3.92	3.61	3.81	3.78
4	圧縮強度	948	973	959	960
	ヤング係数	3.63	3.67	3.77	3.69
5	圧縮強度	927	803	970	900
	ヤング係数	3.75	3.63	3.73	3.70

表－3. 6 割裂強度の試験結果

供試体番号	載荷試験時 (kgf/cm ²)			平均	材令 (日)
1	47.3	48.8	46.1	47.4	28
2	45.3	38.1	41.1	41.5	32
3	54.3	56.8	52.7	54.6	30
4	37.2	30.8	45.7	40.5	40
5	48.8	51.7	54.0	51.4	44

コンクリートのヤング係数は、同一強度のコンクリートでも、使用している骨材によって変化することが知られている。ここで用いたコンクリートはすべて同一の骨材であるので、ここで得られた試験結果から一般論を導くことはできないが、各指針類で示されているヤング係数の値と実験値の開きが大きいことから、その設計用値の提案には注意が必要であるといえる。

3. 3. 3 PC鋼材の応力ひずみ関係

供試体に用いられたPC鋼材はSWPR7B 15.2mmのより線である。このPC鋼鋼より線の公称断面積は

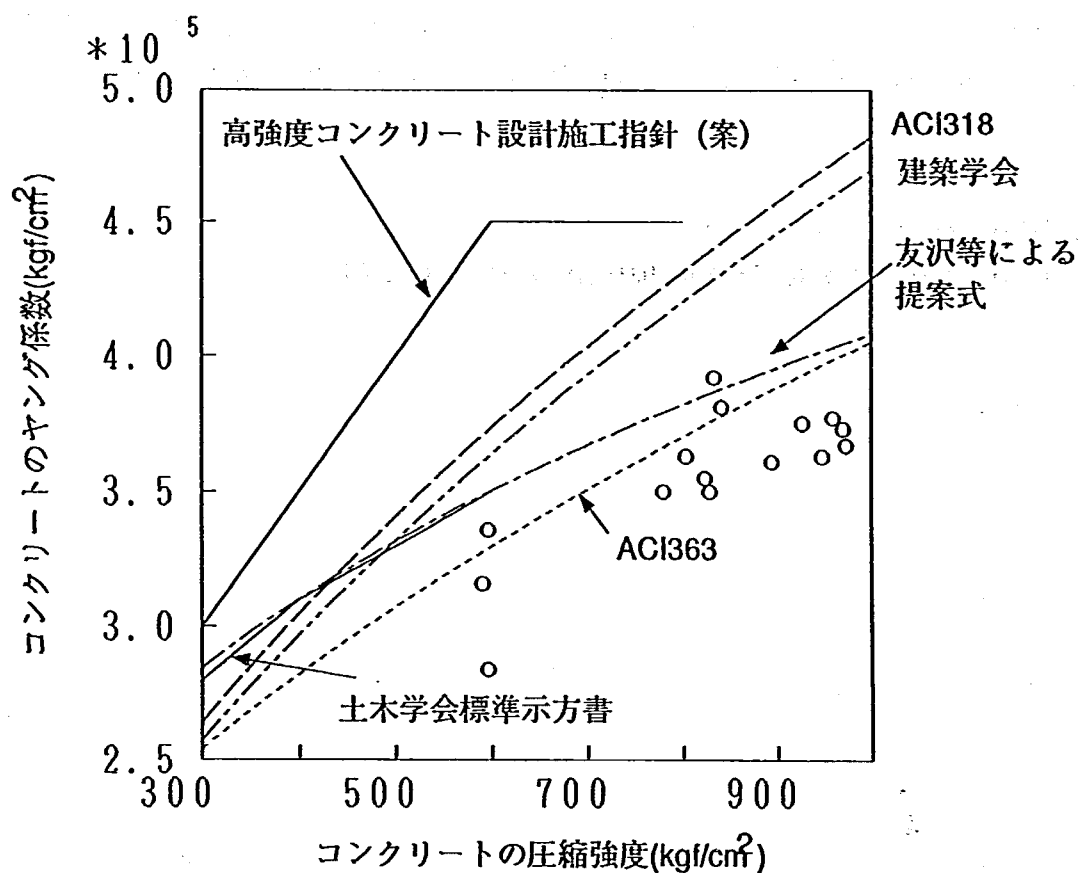


図-3.5 コンクリート強度とヤング係数の関係
(○は材料試験結果)

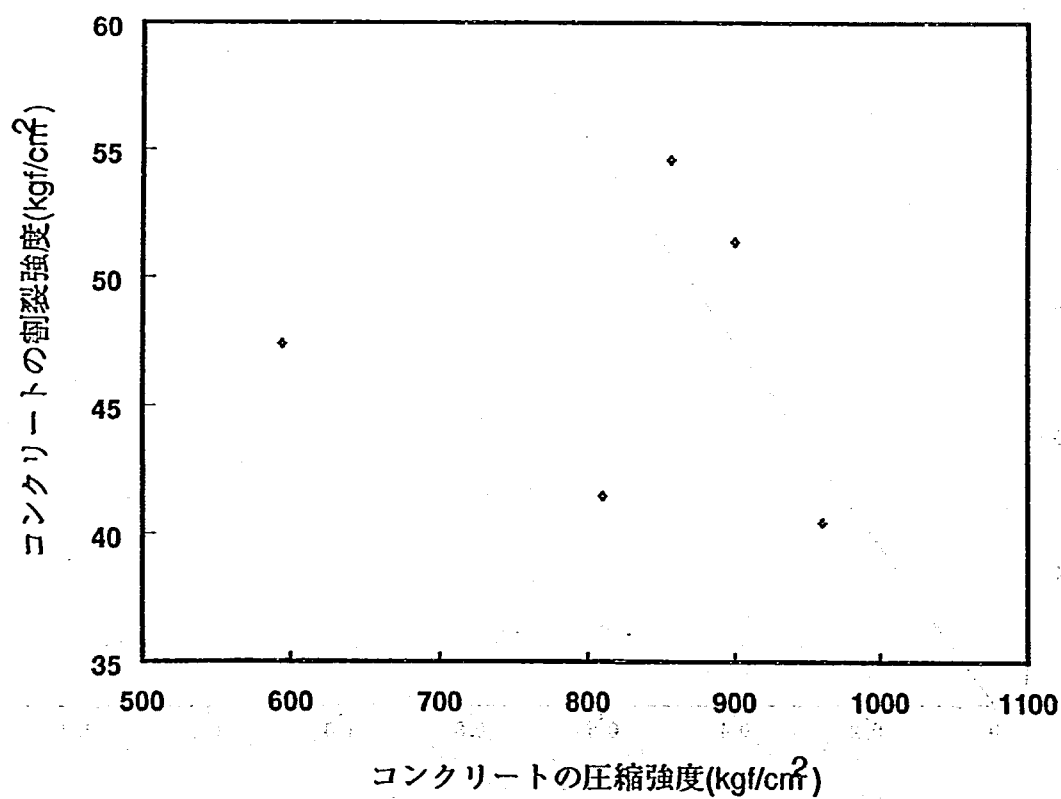


図-3.6 コンクリート強度と割裂強度の関係

138.7mm²であるが実測した結果140.79mm²であったので、解析にはこの値を用いた。P C鋼材の応力ひずみ関係の実測値を図-3. 7に示す。解析に用いたP C鋼材の応力(σ_p)-ひずみ(ϵ_p)関係式は次のように設定した。

$$\sigma_p = 1967000\epsilon_p \quad \text{ただし、}\epsilon_p < 0.7\%$$

$$\sigma_p = 13770 + 4520 * (1.0 - \exp((-429.5) * (\epsilon_p - 0.007))) \quad \text{ただし、}\epsilon_p \geq 0.7\%$$

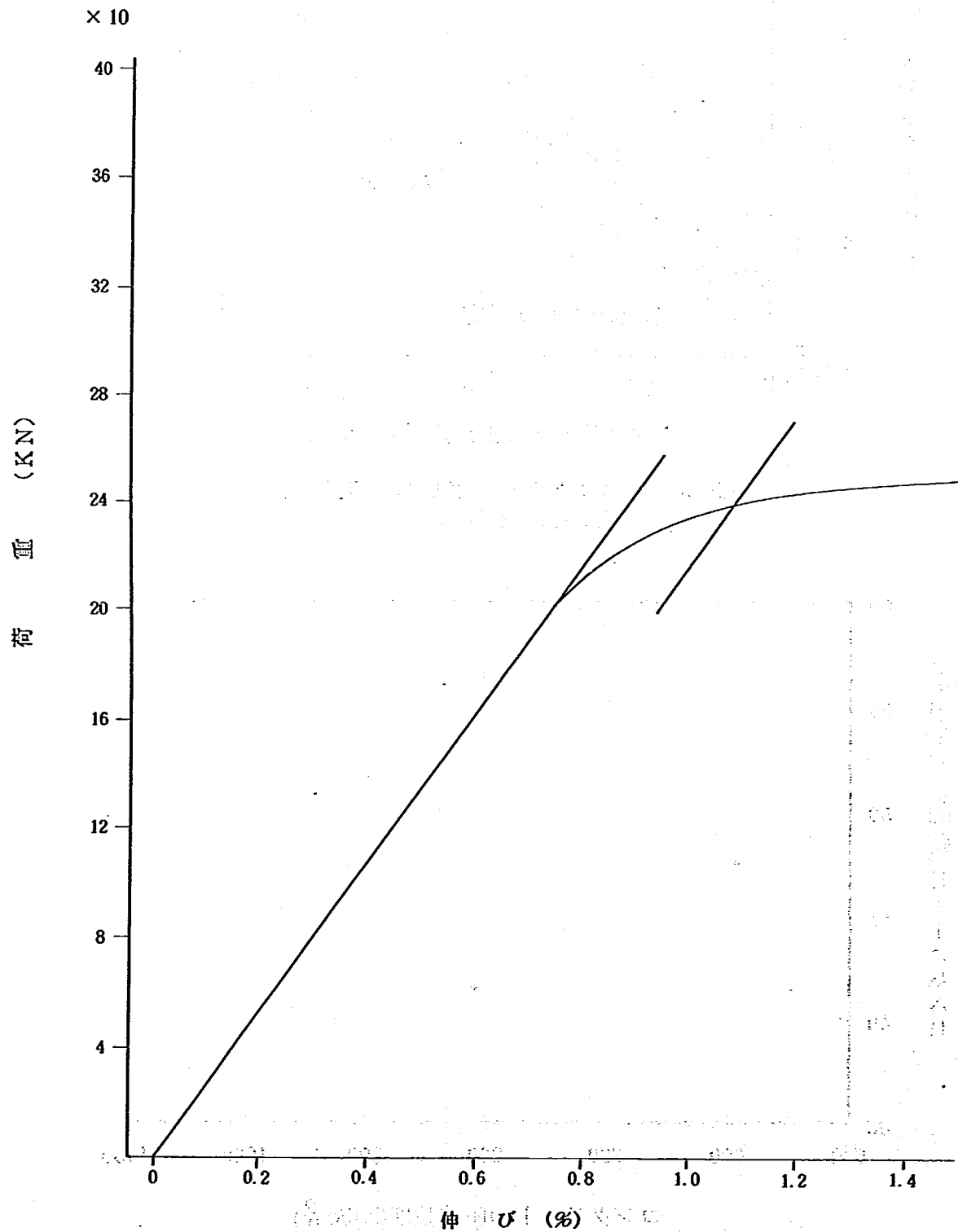


図-3. 7 P C鋼材の応力-ひずみ関係

第4章 曲げ載荷試験結果

4.1 試験結果の概要

各はり供試体の中央部での変位と荷重の関係を図-4.1に示す。また、ひびわれ発生時および終局時の荷重・供試体中央のたわみ、ひずみゲージにより計測された断面圧縮縁でのコンクリートの終局圧縮ひずみを表-4.1に示す。なお、表-4.1に示したコンクリートの終局ひずみは、供試体2～5では等モーメント区間の圧縮縁に張り付けた6枚のひずみゲージの最大値を示している。供試体1では、圧縮縁に張り付けたひずみゲージは2枚のみであり、その2枚のうちの最大値を示している。

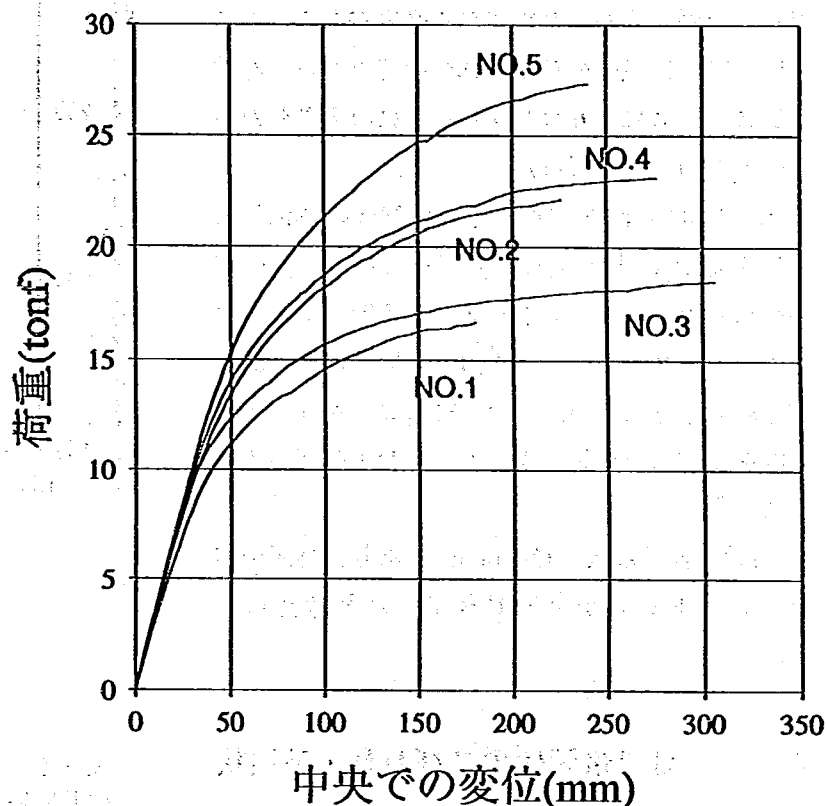


図-4.1中の供試体1と3あるいは2と4を比較すると、

図-4.1 各供試体の荷重とスパン中央でのたわみの関係

同一鋼材量ではコンクリート強度が高いほうが、終局時の変形性能が大きくなっていることが分かる。ただし、終局強度はわずかな増加に留まっていた。また、供試体3、4、5を比較することにより同一コンクリート強度の供試体では、鋼材量が多いほど終局時の変形性能が小さくなっていた。

表-4.1 載荷試験結果の概要

		供試体1	供試体2	供試体3	供試体4	供試体5
ひびわれ発生 時点	荷重(tonf)	8.07	9.44	8.01	10.24	12.49
	たわみ(mm)	29.06	30.07	24.31	31.59	37.76
終局時	荷重(tonf)	16.67	22.13	18.51	23.14	27.34
	たわみ(mm)	180.45	225.56	306.30	276.25	240.29
	圧縮縁コンクリートひずみ(μ)	2989	4377	4232	4618	4370

4. 2 各供試体の初期プレストレスの妥当性の検討

はり供試体の終局強度に関する解析を行うに際し、各供試体に導入されたプレストレスが妥当であったかどうか確かめておく必要がある。ここでは、はり供試体のひびわれ発生荷重から、有効プレストレスによりコンクリートに導入された圧縮応力度の試算を行った。

供試体は全断面有効とし、供試体の単位体積重量を 2.4t/m^3 と仮定して計算を行った。この結果得られた有効プレストレスによる断面下縁に生じたコンクリートの圧縮応力度の計算値と、あらかじめ設定されていた断面下縁のコンクリート応力度を比較した結果を表-4. 2および図-4. 2に示す。

両者の差は最大で 13kgf/cm^2 であり、当所予定のプレストレスが導入できていたと考えられる。

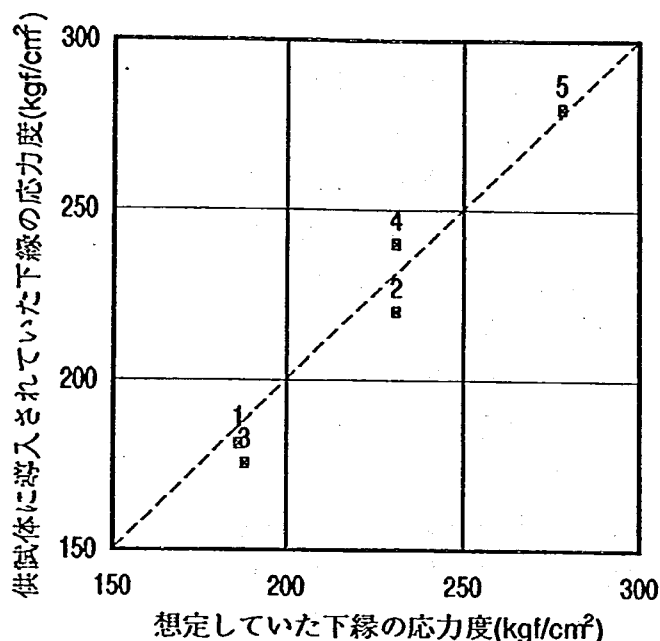


図-4. 2 プレストレスの比較

4. 3 はり供試体のひびわれ・破壊状況

はり供試体のひびわれ発生状況を図-4. 3に示す。各供試体の等モーメント区間でひびわれ本数を求め、この平均本数から平均ひびわれ間隔を求めた結果を表-4. 3に示す。ひびわれ間隔はPC鋼材量が増加するほど減少していた。また、同一の鋼材量で比較すると、高強度コンクリートのほうが若干ひびわれ間隔がせばまっていた。

供試体の破壊形態はどれもコンクリートの圧壊によ

り生じていた。ここでは供試体破壊時点を終局と決めた。コンクリートの圧壊は、いずれの供試体においても荷重が上昇中に生じ、圧壊により急激な荷重低下が生じた。よって、最大荷重時と終局時は一致している。

コンクリートの圧壊が生じていた領域は、水平方向についてはいずれも等モーメント区間の載荷点から供試体中央までの領域であった。鉛直方向の圧壊領域の広がりについては、各供試体ごとに異なっていて、PC鋼材の配置量が大いほど、圧壊領域は大きくなっていた。また、同一のPC鋼材量の供試体を比較した

表-4. 2 有効プレストレスにより断面下縁に生じていたコンクリートの圧縮応力度の計算値と初期設定値の比較 (単位はいずれも kgf/cm^2)

供試体番号	1	2	3	4	5
初期設定値	186	231	188	231	278
計算値	181	220	175	240	280

表-4. 3 ひびわれの発生状況

供試体番号	ひびわれ本数			平均間隔 (cm)
	S面	N面	平均本数	
1	10	10	10	16.7
2	13	15	14	11.5
3	12	13	12.5	13.0
4	13	15	14	11.5
5	16	17	16.5	9.7

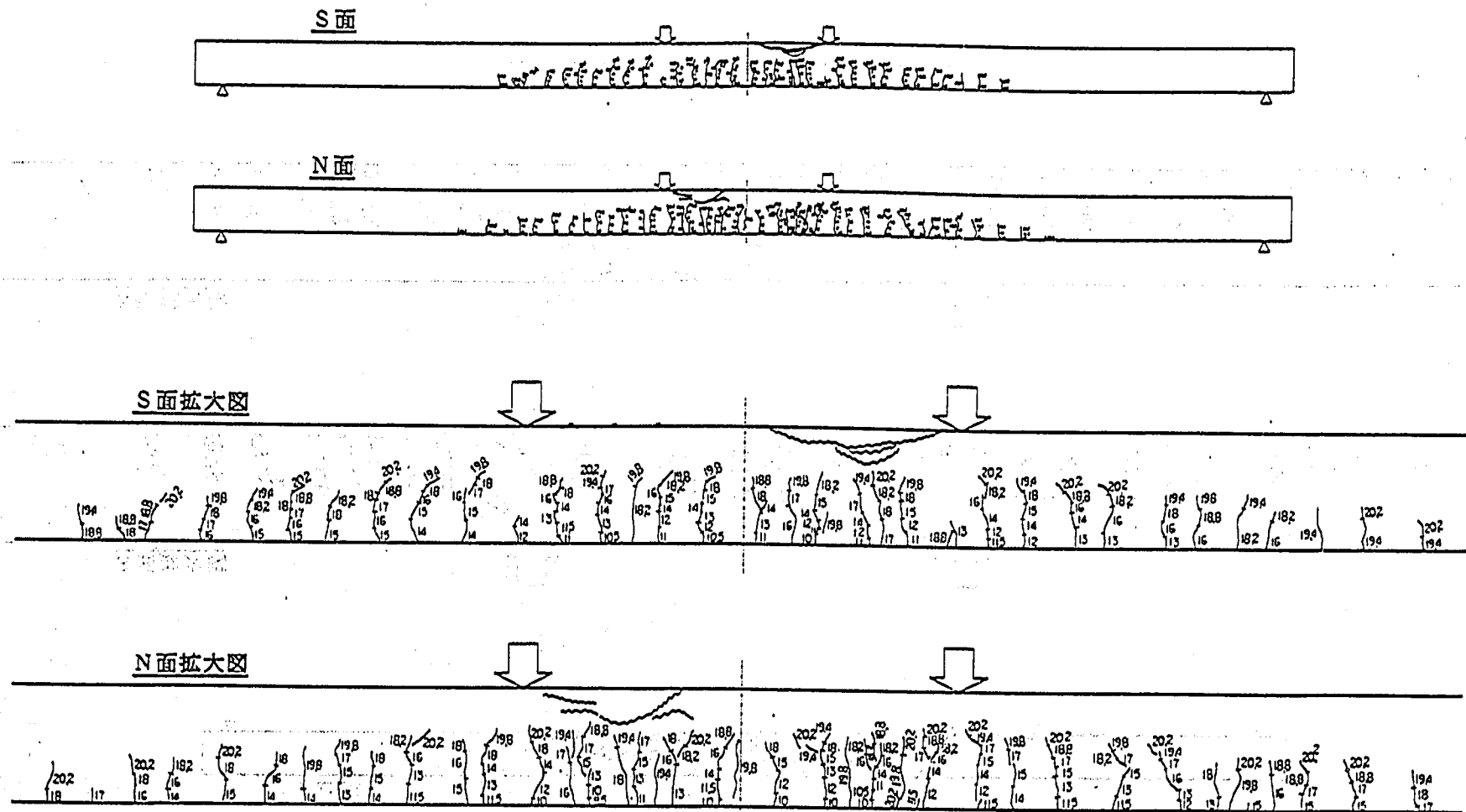


図-4.3 供試体のひびわれ状況 (供試体2)

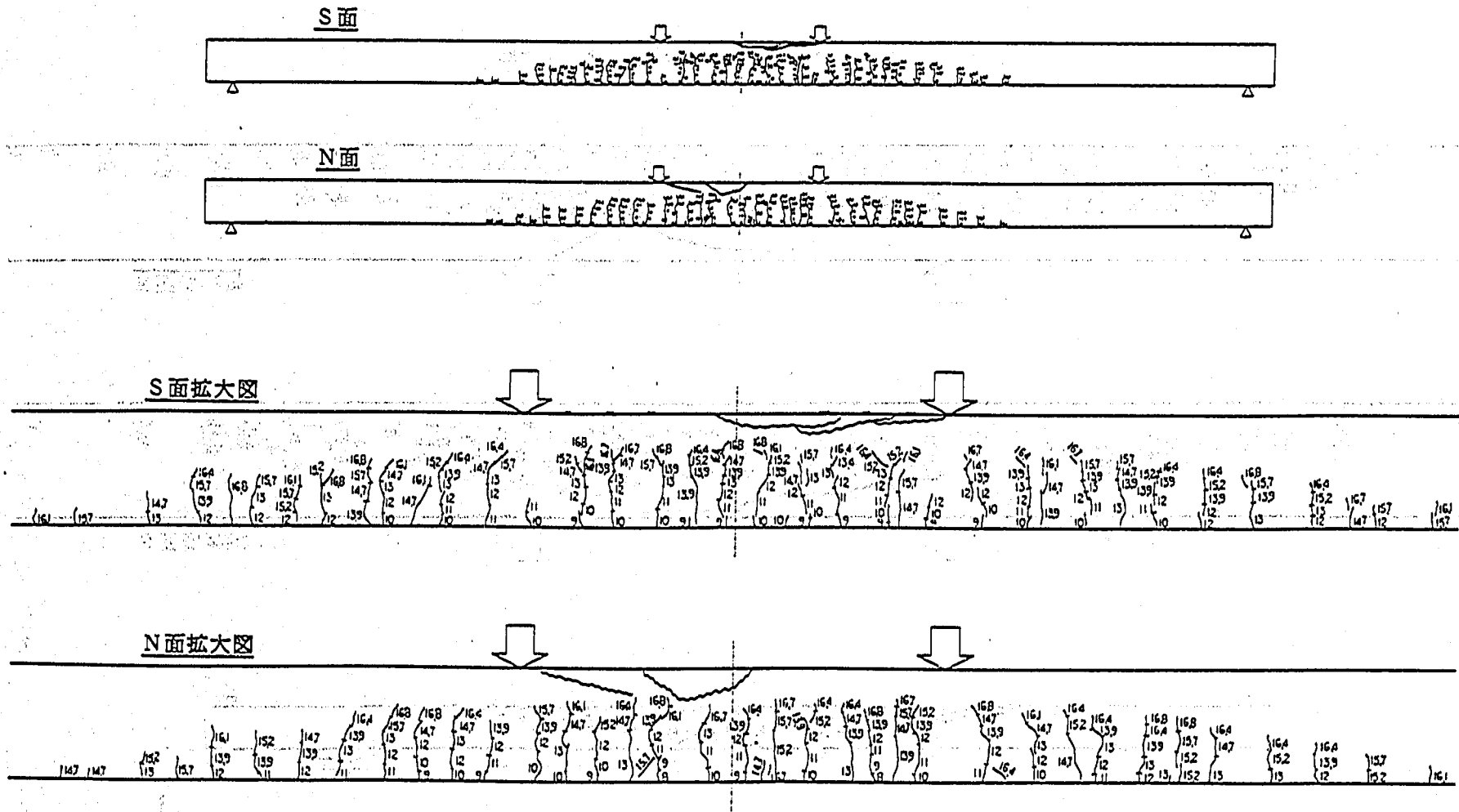


図-4.3 供試体のひびわれ状況 (供試体3)

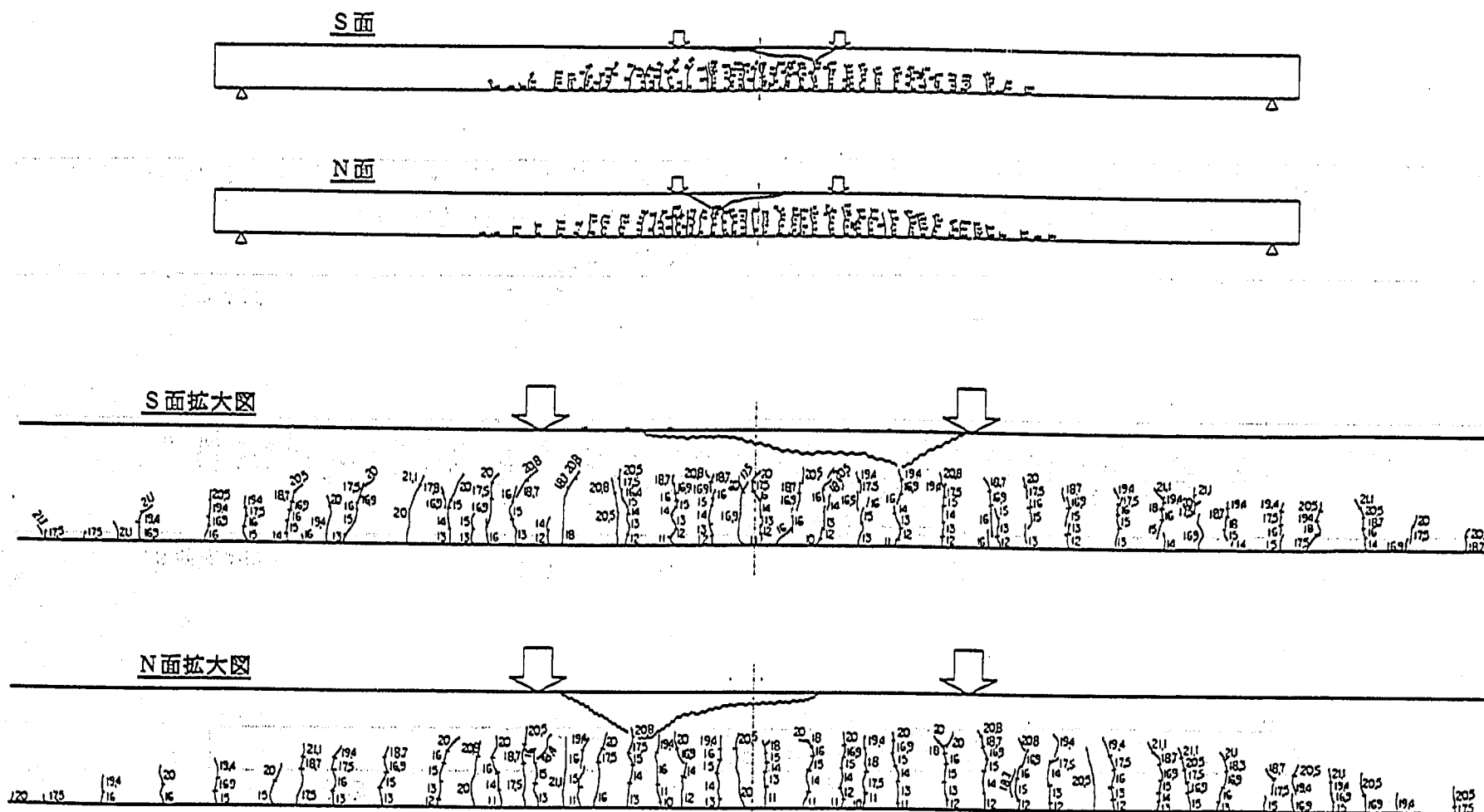


図-4.3 供試体のひびわれ状況（供試体4）

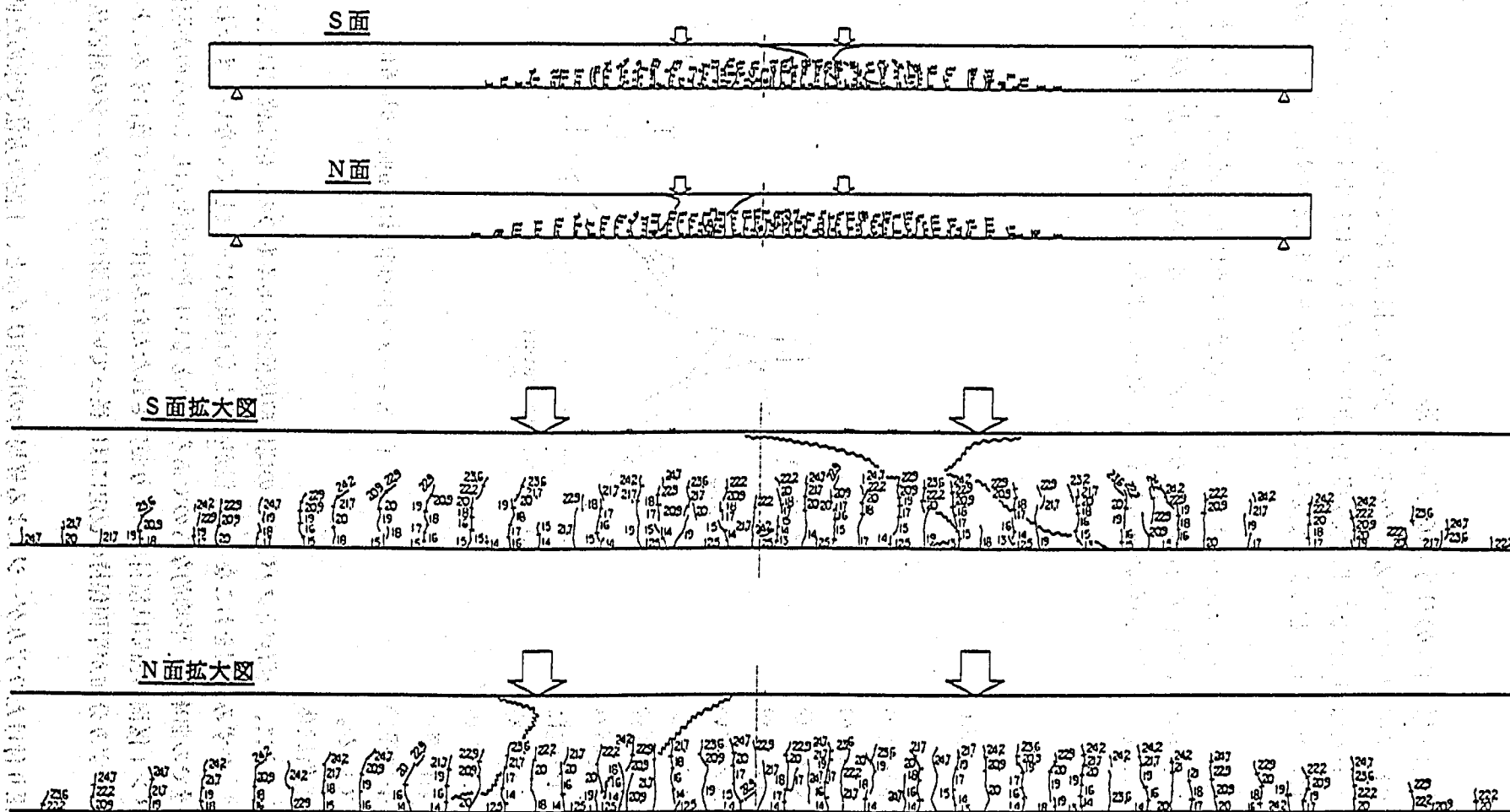


図-4.3 供試体のひびわれ状況（供試体5）

第5章 実験結果の考察

5. 1 供試体の曲率・圧縮縁のひずみの算定方法

等モーメント区間では、曲率は一定であるはずだが、文献7で指摘されているように（図-5. 1 参照）、終局時近傍では一様な曲率とはならず、破壊損傷が生じているところに集中する可能性がある。このため、終局曲率の測定に当たっては、どのような意味合いの曲率を対象とするかまず明確にしておかなければならない。

終局時の曲率を求める際、今回の計測手法では、図-5. 2 に示すように1) 傾斜計で計測されたたわみ角を用いる方法と、2) 供試体側面に張り付けられたひずみゲージの計測値から求める方法が考えられる。ここで、前者の方法では、等モーメント区間での曲率を ϕ 、傾斜計によるたわみ角を θ_1 、 θ_2 、等モーメント区間の長さ L をとすると

$$\phi = \frac{\theta_1 - \theta_2}{L} \quad (5.1)$$

であり、等モーメント区間の平均的な曲率が求められるのに対し、後者の方法では、ひずみゲージを張り付けた位置での局所的な曲率を求めていることになる。ひずみゲージから曲率を求める場合、正確な値を求めるには、断面のひずみ分布が平面保持の仮定に従っている必要があるが、終局時におけるコンクリートのひずみ分布の計測結果は図-5. 3 に示した様に平面保持の仮定は概ね満足している。

しかし、図-4. 3 の供試体の破壊状況から分かるように、載荷点とスパン中央の間に破壊位置があるものの、破壊位置は供試体により少しずつ異なっていて、ひずみ計測をおこなった位置が必ずしも破壊点に一致していない。すなわち、ひずみ計測を行なった位置での曲率が、平均的なものであるのかあるいは最大値を示しているのか明確ではない。よって、等モーメント区間の曲率は傾斜計により測定されたたわみ角に基づいて算出することとした。中立軸位置の決定は、ひずみ分布が平面保持の仮定にほぼ従っている箇所のひずみゲージの計測値から算出した。

一方、断面上縁に張り付けたひずみゲージによる終局時の圧縮ひずみと、上記の方法で求めた曲率 ϕ およ

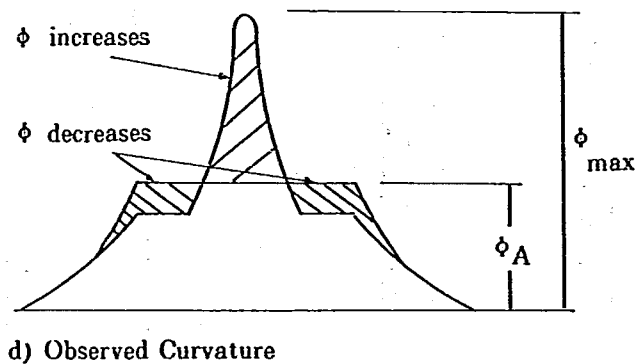
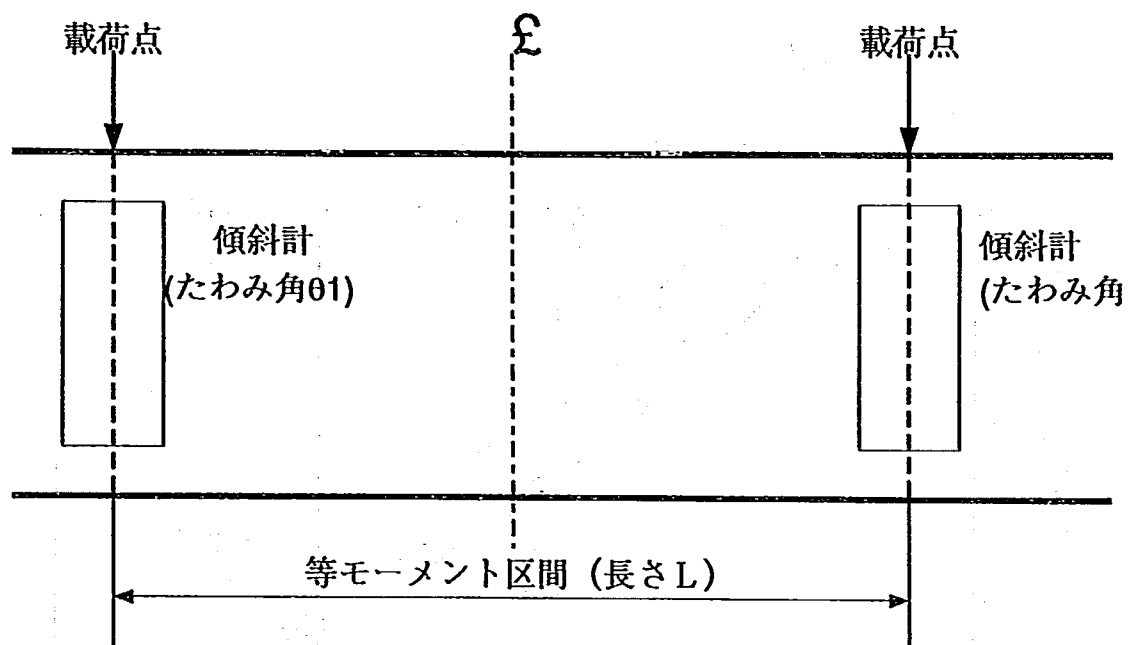
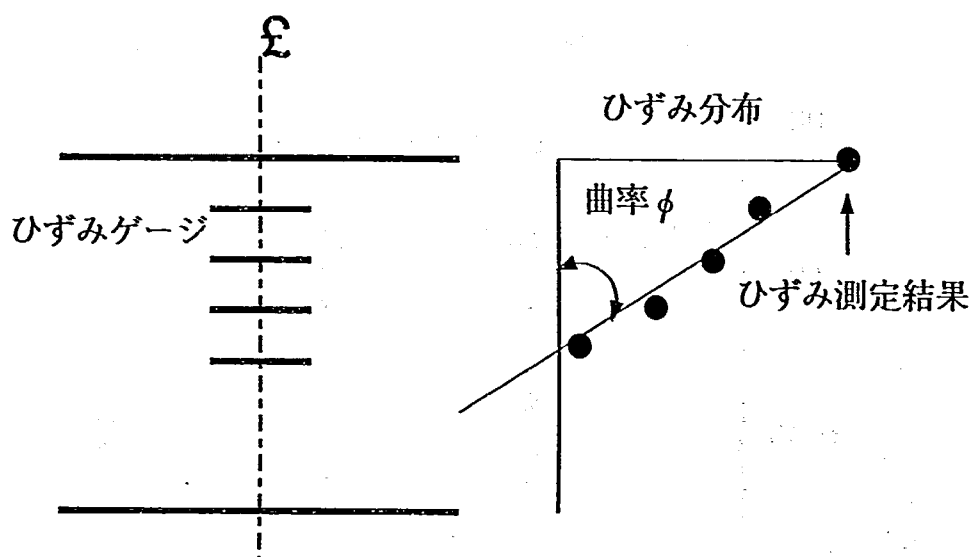


図-5. 1 等モーメント区間における曲率の局所化



(1) 傾斜計より曲率を求めるもの



(2) ひずみゲージより曲率を求めるもの

図-5.2 曲率の計測方法

び中立軸位置 x から断面圧縮縁の終局時のひずみ ϕx を計算した結果の比較を図-5.4および表-5.1に示す。

ひずみゲージから直接計測した終局ひずみは、ゲージ位置によりかなり異なっていて、もっともばらつきの大きいものでは測定位置により約 1000μ 近い差が生じていた。一方、傾斜計から求めたひずみ ϕx は、ひずみゲージで求めたひずみの平均値にほぼ一致していた。コンクリート圧縮縁の終局ひずみについては、

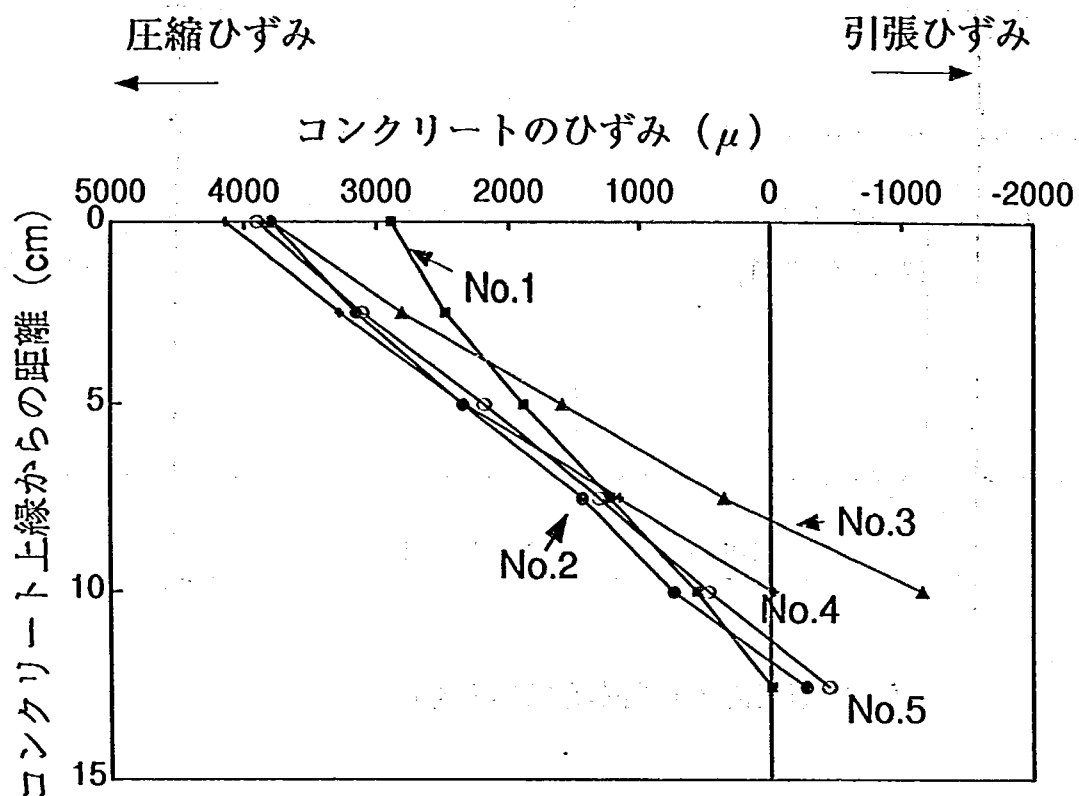


図-5.3 終局時の圧縮域のコンクリートひずみ分布

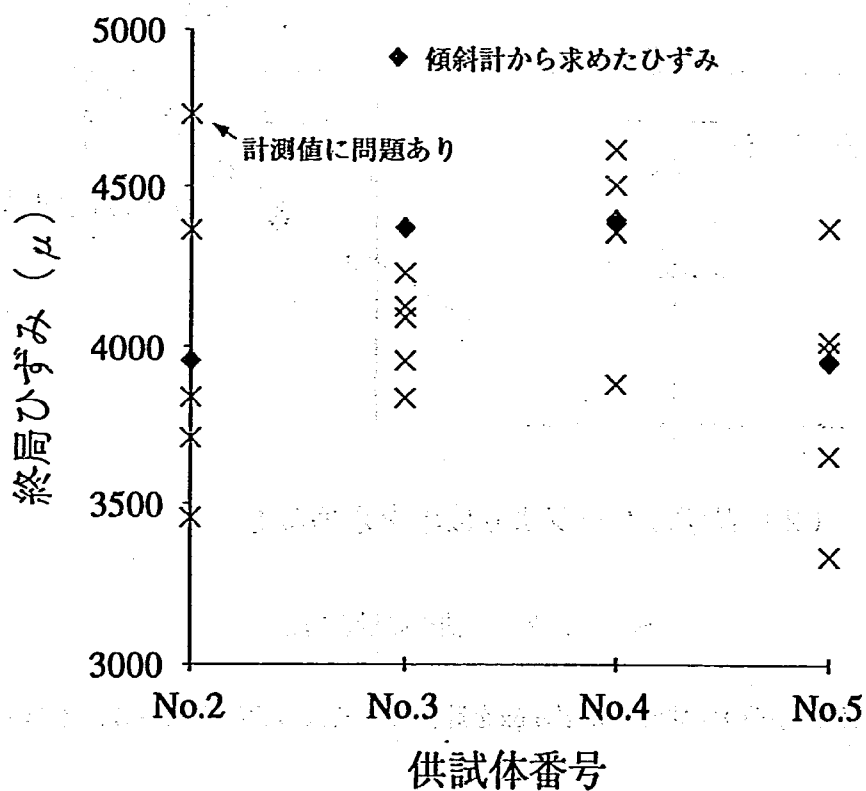


図-5.4 計測された終局ひずみのばらつきと傾斜計から導いた終局ひずみの関係

表-5. 1 断面圧縮縁のコンクリートの終局ひずみ値の比較

供試体 番号	傾斜計に よるひず み (μ)	ひずみゲージ による測定値 (最小値 μ)	ひずみゲージ による測定値 (最大値 μ)	ひずみゲージ による測定値 (平均値 μ)
1	3261.5	2887	2989	2938
2	3956.8	3456	4377	3949.2
3	4372.4	3886	4232	4058
4	4396.8	3881	4618	4343.6
5	3949.1	3334	4370	3871

等モーメント区間の圧縮縁に張り付けたひずみゲージで測定するとひずみ分布の局所化の影響を受け計測結果にばらつきを生じる対し、傾斜計から求めたひずみは概ね、ひずみゲージによる計測値の平均が得られており、等モーメント区間の平均的な終局ひずみを得られることがわかる。解析においては、コンクリートを均質な材料であるとの仮定に基づいており、このため等モーメント区間内は、同一のひずみ状態・同一の曲率であり、局所的なひずみの偏りを考慮していない。したがって、ここでは傾斜計から求められる平均ひずみの方を採用することとした。

5. 2 曲げモーメントと曲率の関係

供試体1～5の曲げモーメント-曲率関係を図-5. 5に示す。曲げモーメント-曲率関係も荷重-変位の関係と同じように、同一PC鋼材量の供試体どうしを比較するとコンクリート強度の高いほうが終局曲率は大きくなっている。また、コンクリート強度が同一レベルの供試体を比較するとPC鋼材量が少ないほど終局曲率は大きくなっていた。

つぎに、このようにして得られた曲げモーメント-曲率関係が妥当なものであったか判断するために、解析により曲げモーメント-曲率関係を求めてみた。計算においては、

1) 平面保持の仮定

2) コンクリートの引張強度無視

3) コンクリートおよびPC鋼材の応力ひずみ関係は材料試験結果によってえられた結果を用いる

と3つの仮定を設けた。ただし、材料試験で得られたコンクリートの応力ひずみ関係は応力の上昇域でしか得られていない。しかし表-4. 1に示したコンクリートの終局ひずみの測定結果を見てもわかるとおり、はり部材で生じていたひずみは、材料試験で得られていたピーク時のひずみをはるかに超えるものであった。このため、終局時までの曲げモーメントと曲率の関係を計算するためには、コンクリートの応力ひずみ関係のピーク時以降の応力ひずみ関係を仮定する必要がある。ここでは、とりあえずコンクリートの応力ひずみ曲線で応力ピーク以降は応力一定であると仮定して計算を行なった。図-5. 5を見ると分かれるとおり解析によりえられた曲げモーメント-曲率関係と、実験から得られた曲げモーメント-曲率関係は良く一致し、それぞれ妥当な値が得られていることがわかる。ただし、この時点では計算上の終局時点を規定せず、便宜上計測によってえられた終局曲率になった時点で計算を終了している。解析において終局時を規定するには、コンクリートの終局ひずみを規定し、ここで計算を打ち切る方法と、コンクリートの応力ひずみ関係

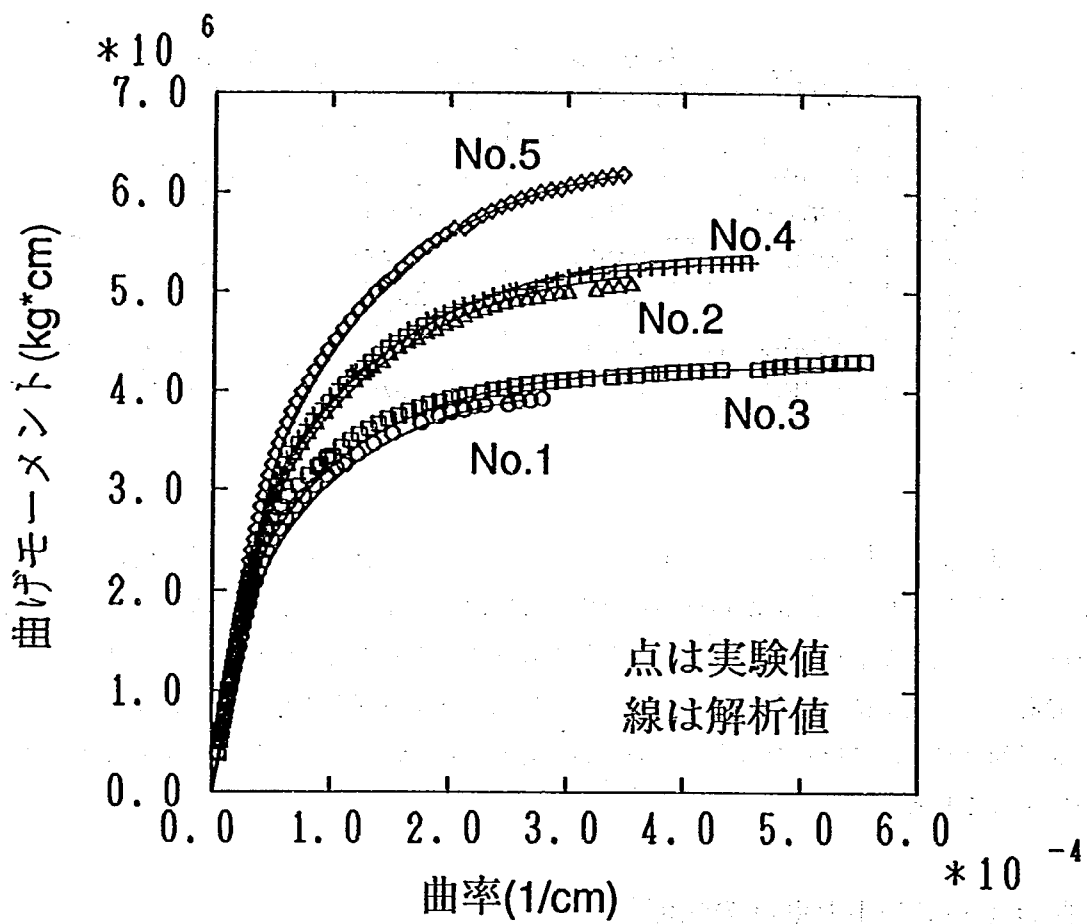


図-5.5 はり供試体の曲げモーメント曲率関係の実測値と計算値

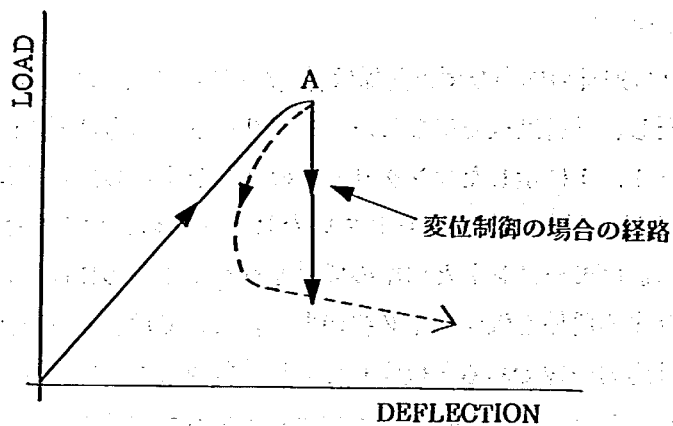


図-5.6 はり供試体の荷重たわみ関係 (変位制御を行なった場合の経路)

にピーク以降の応力下降域を設け、 $(\partial M / \partial \phi) = 0$ の条件すなわち、最大曲げモーメント時点として終局時点を規定するもの、鉄筋の降伏終了時点とするものなどが考えられる。高強度コンクリートを用いた部材を対象として考えた場合、最大曲げモーメント時点 $(\partial M / \partial \phi) = 0$ を超えた曲率では、通常強度コンクリートを用いた部材に比べて曲げ剛性の低下は著しくなる。よって、等モーメント区間内の損傷の集中している箇所が $\Delta \phi$ だけ曲率が増加した場合、高強度コンクリートを用いた部材では、応力低下が著しく曲げモーメントは大きく低下するので、他の部分では図-5. 1に示したように曲率は減少する。このため、部材載荷点でのたわみは必ずしも増加するとは限らず、逆に低下する場合が考えられ、図-5. 6⁸⁾のような荷重変位関係を示すようになる。このような状況で、変位制御で載荷実験を行なうと、図-5. 6の実線に示したような経路を辿ることとなり、部材に急激な破壊が生じることとなり、 $\partial M / \partial \phi = 0$ となった以降の挙動が安定して計測できないと考えられる。ここで行なった載荷実験によりえられた曲げモーメント-曲率関係においても、曲げ剛性が正の値のまま破壊を生じており、 $\partial M / \partial \phi$ が負になるところが計測できなかったのもこのためであると考えられる。すなわち、高強度コンクリートでは応力ひずみ関係の勾配が負になる領域は、曲げ抵抗モーメントの増加にほとんど有効とみなせないと予想される。

一方、中立軸位置の変動状況を示したものが、図-5. 7である。載荷が進むにつれて曲率は増加し、中立軸深さは単調に減少している。曲率の増加にともない圧縮縁のコンクリートのひずみが増加し、ピーク時よりも圧縮応力度が小さくなる応力度が下降域にはいると、コンクリートの圧縮応力の合力が低下するため、部材としての曲げ耐力を保つためには、中立軸位置が下がり断面の圧縮領域を増加させることにより合力の低下を補うことになる。しかし、ここで得られた実験データでは中立軸位置の増加が認められないまま、急激なコンクリートの圧壊に至っていた。このことは、コンクリートの応力下降域の応力低下勾配が大きく、中立軸位置の増加によっては圧縮合力の低下が補えなかったことを表しているものと考えられ、圧縮縁コンクリートの応力が低下領域にはいるとともに部材の破壊が生じていたことが裏付けされる。

以上のことから、この実験で得られたデータから判断すると、終局時点の定義として供試体の破壊時点としているが、この点は断面圧縮縁のコンクリートの応力ひずみ曲線が下降域にはいる直前の時点に相当していると考えられる。

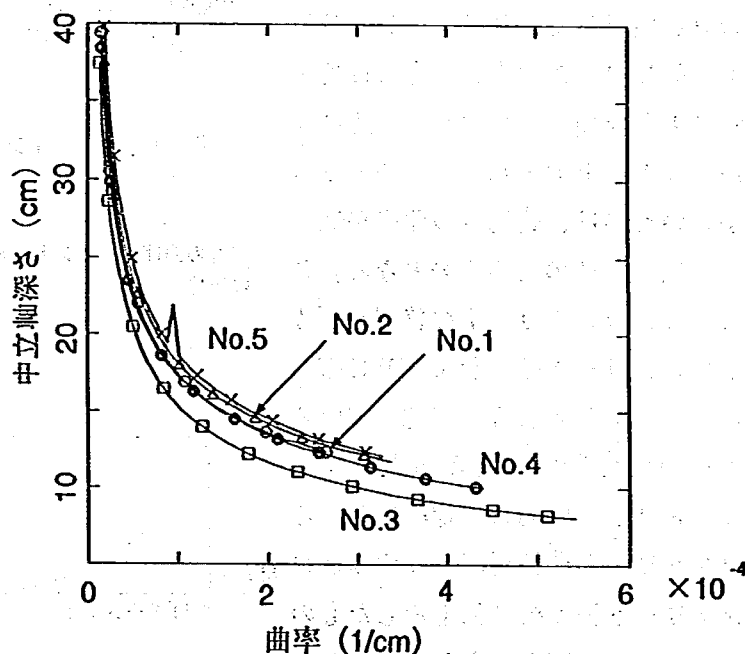


図-5. 7 曲率の増加に伴う中立軸位置の変動

5.3 コンクリートの終局ひずみに関する検討

ここで試験を行なったPCはり供試体の破壊はいずれもコンクリートの圧壊によるものであるので、コンクリートの終局ひずみは部材の変形性能すなわち、断面の終局曲率の大小を決める大きな要因となり、計算上の終局時点を明確にするためにも終局ひずみの値が必要となる。同一のPC鋼材量であれば、コンクリートの終局ひずみの大きいものは終局時に大きな曲率を発揮し結果的に変形性能が向上するし、終局ひずみの小さいものは、終局時の曲率が低下し、変形性能の劣るものとなる。ここでは、コンクリートの終局ひずみがコンクリート強度およびPC鋼材量によってどのように変化しているかについて検討を行なった。図-5.8は部材断面の圧縮縁におけるコンクリートの終局圧縮ひずみとコンクリート強度の関係を示したものである。この図からもわかるとおりコンクリートの圧縮強度が上昇するにつれて終局時のコンクリートの圧縮ひずみ(図-5.9参照、以下 ϵ_{cu} と表記する。)は増加する傾向にある。しかし、コンクリート強度が増加するにつれて、コンクリートの圧縮応力のピーク時のひずみ(図-5.9参照、以下 ϵ_{emax} と表記する。)が大きくなるので ϵ_{cu} そのものは、応力がピークに達した後のコン

クリートのねばり強さを表現しているものではない。コンクリートの最大圧縮応力発揮以後のコンクリートのひずみ性能を比較するためには、 ϵ_{cu} から弾性域のひずみの大きさを表す ϵ_{emax} を差し引かなければならない。コンクリート強度と $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の関係を示したものが図-5.10である。コンクリート強度が大き

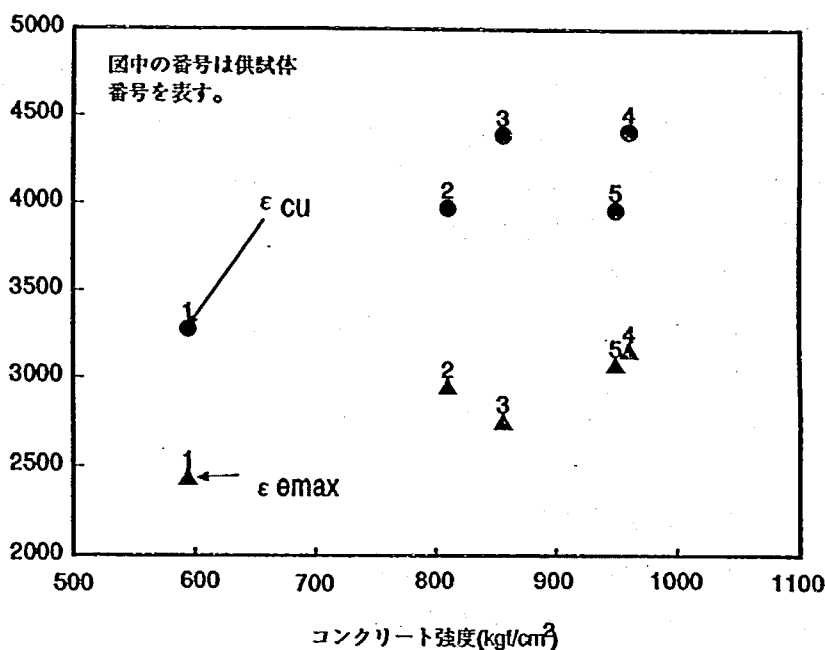


図-5.8 コンクリート強度と断面圧縮縁のひずみの関係

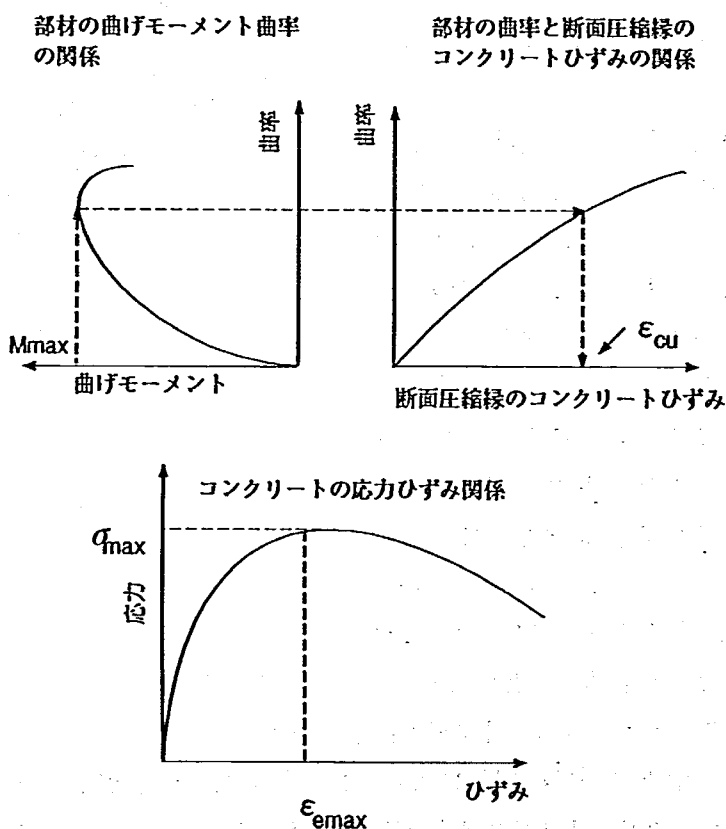


図-5.9 ϵ_{cu} と ϵ_{emax} の定義

くなるにつれて $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ は大きくなるような傾向も見受けられるが供試体 3、4、5 のデータを比較すると、ほぼ同一のコンクリート強度でありながらも $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の値はかなり異なっていることがわかる。すなわち、コンクリート強度が同一でも、コンクリートに作用する圧縮応力度がピークを示した後のひずみ性能は同一ではなく、配置された P C 鋼材量によって変動するといえる。このことを確認するため、次に示す鋼材係数 (q) を新たにパラメーターとして採用し、q と $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の関係について検討を行なった。ここで鋼材係数は、以下のように定義した。

$$\text{鋼材係数} = \frac{\sum A_p \sigma_p}{f_c' b d} \quad (5.2)$$

ここで、

σ_p : 終局時に P C 鋼材に働いている引張応力度

A_p : P C 鋼材の断面積ただし $\sum$ は断面引張側についてのみ和を取る。

f_c' : コンクリートの圧縮強度

b d : 断面の幅と有効高さ

なお σ_p は、傾斜計によりえられた曲率と、ひずみゲージによる断面側面のひずみ計測結果から得られる中立軸位置から平面保持の仮定を用いて P C 鋼材位置でのひずみを求め、これに材料材料試験によってえられた P C 鋼材の応力ひずみ関係を代入して求めた。

図-5.11 は鋼材係数と $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の関係を示したものである。鋼材係数が増加するにつれて $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ は単調に減少していることがわかる。すなわち、コンクリートの圧縮応力のピーク時以降のコンクリートのひずみ性能は、同一鋼材量であればコンクリート強度が増加するにつれて増加し、一方、同一コンクリート強度であれば鋼材量が増えるにつ

れて減少する。 ϵ_{emax} 自体はコンクリート強度が上昇するにつれて増加するので、コンクリート強度が大き

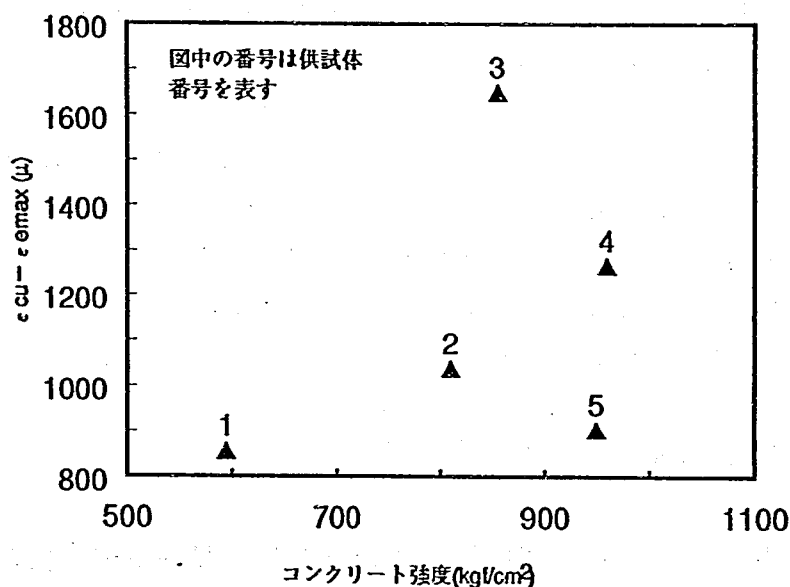


図-5.10 コンクリート強度と $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の関係

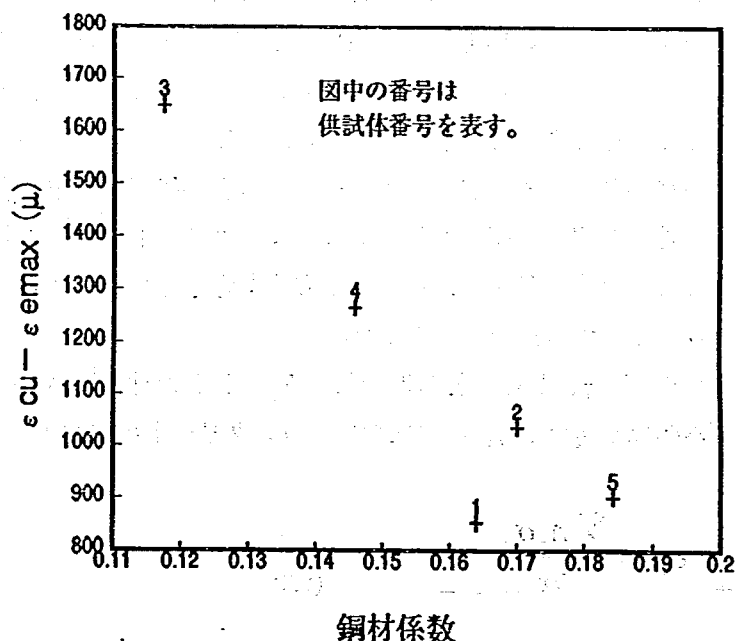


図-5.11 鋼材係数と $\epsilon_{cu} - \epsilon_{emax}$ の関係

くなるほどコンクリートの終局圧縮ひずみは大きくなるが、コンクリートの終局ひずみがコンクリートのみではなく、断面内に配置されている鋼材量にも依存している。これまで、コンクリートの終局ひずみがコンクリートの圧縮強度によってどのように変化するか調査した研究例はいくつか存在するが、研究者によってコンクリート強度が増加するほど終局ひずみは小さくなる結論を得ているものと、逆にコンクリート強度が大きくなるほど大きくなるという結論を得ているものがある。このように正反対の結論が得られる一つの要因としては、コンクリートの終局ひずみ測定値のばらつきの大きさに加えて、コンクリートの終局ひずみが鋼材量によっても変化することが挙げられると考えられる。

ここで得られた鋼材係数と、コンクリートの終局ひずみの関係を用いれば、異なる鋼材量の供試体おののについて、断面の終局曲率を求めることが可能となる。しかし、上記の関係式を用いて断面の終局曲率を求めるには、定義された鋼材係数 q の中にP C鋼材に働く引張応力度が入っているため、終局曲率を算出する手順は、断面の力の釣り合い式を解き、計算上求められたコンクリートひずみが、鋼材係数と終局ひずみの関係から求められる終局ひずみ以上になっていないことを逐次確認しながら、曲率を増加させて計算を進めて行くことになり、計算が非常に煩雑となる。また、ここで求められた鋼材係数と終局ひずみの関係はわずかな供試体から導かれたものであり、その結果が一般性を有しているかどうか定かではない。よって、ここではこの関係式によらず、コンクリートが蓄えうるひずみエネルギーの大きさに着目して、終局時を適切に判断する手法について検討を行なうこととした。

5. 4 はり部材に生じていたコンクリートの応力とひずみの関係

部材断面の曲げ解析を行なう際、コンクリートの応力ひずみ関係は、円柱供試体を用いた材料試験によってえられた結果を用いるが、先にも述べたとおり、はり供試体の断面の圧縮縁に生じていたコンクリートひずみは、円柱供試体の圧縮試験で得られる応力ピーク時のひずみを超えたところまで発生していて、この領域でのコンクリートの応力ひずみ関係は圧縮強度試験では得ることができない。これまでの研究結果から、はり部材に現われているコンクリートの応力ひずみの関係は、円柱供試体によるものと必ずしも一致せず、最大応力度付近でより大きなひずみが生じることが指摘されているが⁹⁾、ここで行なった載荷実験でも同様の結果が得られている。実際、中立軸位置の変動状況から推察すると、円柱供試体の圧縮試験で得られる応力ピーク時のひずみを超えた領域でも、コンクリートの圧縮応力度はそれほど低下していないことが予想される。ここでは、文献10に示された方法を応用してP Cはり供試体終局時近傍に至るまでのコンクリートの応力ひずみ関係の推定を行なった。

断面の曲率を ϕ 、P C鋼材の断面積を A_p 、P C鋼材に働いている引張応力度を σ_p とし、コンクリートの応力ひずみ関係を $\sigma_c=f(\epsilon_c)$ 、断面圧縮側のコンクリートの平均圧縮応力度を σ_m 中立軸位置を x とすると、

$$\sigma_m = \frac{\sum A_p \sigma_p}{bx} \quad (5.3)$$

一方 σ_m は次式で表される。

$$\sigma_m = \frac{1}{\epsilon_{cc}} \int_0^{\epsilon_{cc}} f(\epsilon_c) \cdot d\epsilon_c \quad (5.4)$$

ただし、 ϵ_{cc} は断面圧縮縁のコンクリートひずみである。

式(5.4)の両辺を ϵ_{cc} で微分することにより次式を得る。

$$f(\epsilon_{cc}) = \sigma_m + \frac{\partial \sigma_m}{\partial \epsilon_{cc}} \epsilon_{cc} \quad (5.5)$$

実験値を用いて式(5.5)からコンクリートの応力度 $f(\epsilon_{cc})$ を計算する際、右辺第2項は差分で近似した。このようにしてえられたはり部材でのコンクリートの応力ひずみ関係を図-5. 12に示す。図中の実線は円柱供試体の材料試験によってえられた応力ひずみ関係を表している。ただし、コンクリート応力度のピーク時以降の応力ひずみ関係は、円柱供試体の試験では得られなかったので、表-3. 4に示した回帰式をそのまま延長した。この結果からもわかるとおり、はり供試体のコンクリートの応力ひずみ関係は円柱供試体の材料試験によってえられたピーク時のひずみ ϵ_{cmax} 以下の領域では材料試験結果と良く一致しているが、 ϵ_{cmax} を超えた領域でも圧縮応力度は低下せず、むしろ上昇しているものもある。その応力の上昇は、材料試験によって得られた応力ひずみ関係をそのまま単純に延長したものにほぼ一致している。ただし、 ϵ_{cmax} 以降の圧縮応力度の上昇部分については、供試体ごとに様子が異なっており供試体1や5のように上昇したまま、破壊時点を迎えるものと、供試体4のようにあるところから応力度が一定になるもの、さらには供試体3のように、早くから応力度が一定になる部分が現われ、一定応力状態が長く続いた後に破壊を生じているものと存在する。 ϵ_{cmax} から破壊時点までのひずみ性能は、供試体1や5のように ϵ_{cmax} 以降の応力の上昇が大きいものほど小さくなっており、供試体3のように、早くから応力度が一定になる部分が現われるものは ϵ_{cmax} 以降のひずみ性能は大きくなっている。

このように、 ϵ_{cmax} 以降のコンクリートの応力ひずみ関係は、鋼材量によってかなりことになっており、破壊時の終局圧縮ひずみも変動していることがわかる。しかし、コンクリートのひずみが ϵ となった時点までの応力ひずみ曲線の描く面積（ここでは、コンクリートに蓄えられたひずみエネルギー $E(\epsilon)$ と呼ぶことにする。）は、コンクリート強度が同じであればあまり変化がないと考えられる。たとえば、供試体3から5を比較した場合、供試体3はコンクリートの応力度の上昇分が少ないが終局時までのひずみ量は大きく、供試体5はピーク時以降の応力上昇が大きいが終局時までのひずみ量は小さくなっている。表-5. 2は終局時までに断面圧縮縁のコンクリートに蓄えられていたひずみエネルギー($E(\epsilon_{cu})=E_{cu}$)を求めた結果を示してい

表-5.2 終局時において各供試体のコンクリートに蓄えられていたひずみエネルギー

供試体番号	終局時までに蓄えられていたひずみエネルギー(E) (kgf/cm ²)	コンクリートの圧縮強度(f_c) (kgf/cm ²)	E/f_c	ϵ_{cmax}	$E/(f_c \cdot \epsilon_{cmax})$
1	1.3626	594	.002294	.002416	.9495
2	2.3447	810	.002895	.002929	.9883
3	2.6926	856	.003146	.002731	1.1518
4	2.9778	960	.003102	.003138	.9885
5	2.7628	900	.003069	.002865	1.0712

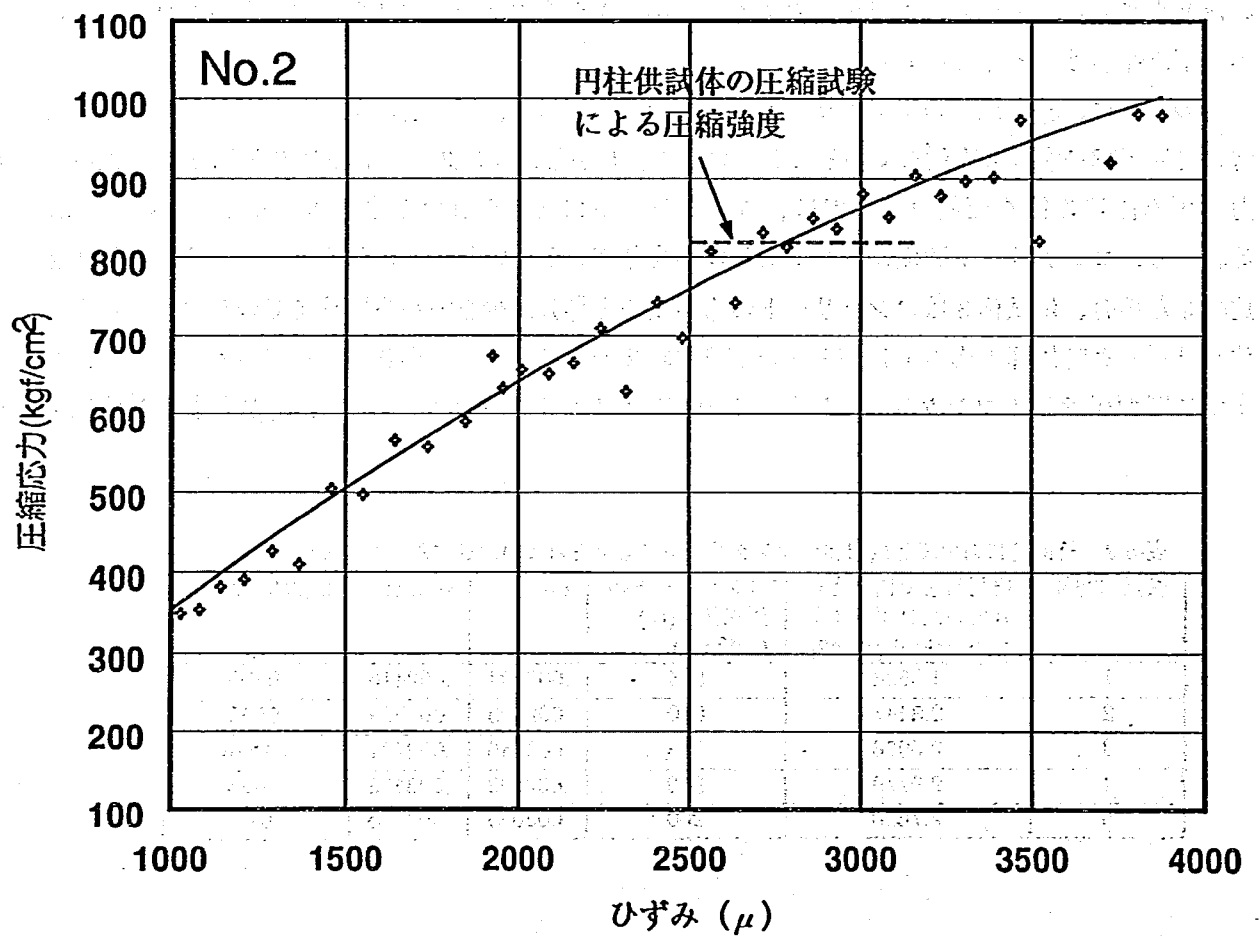
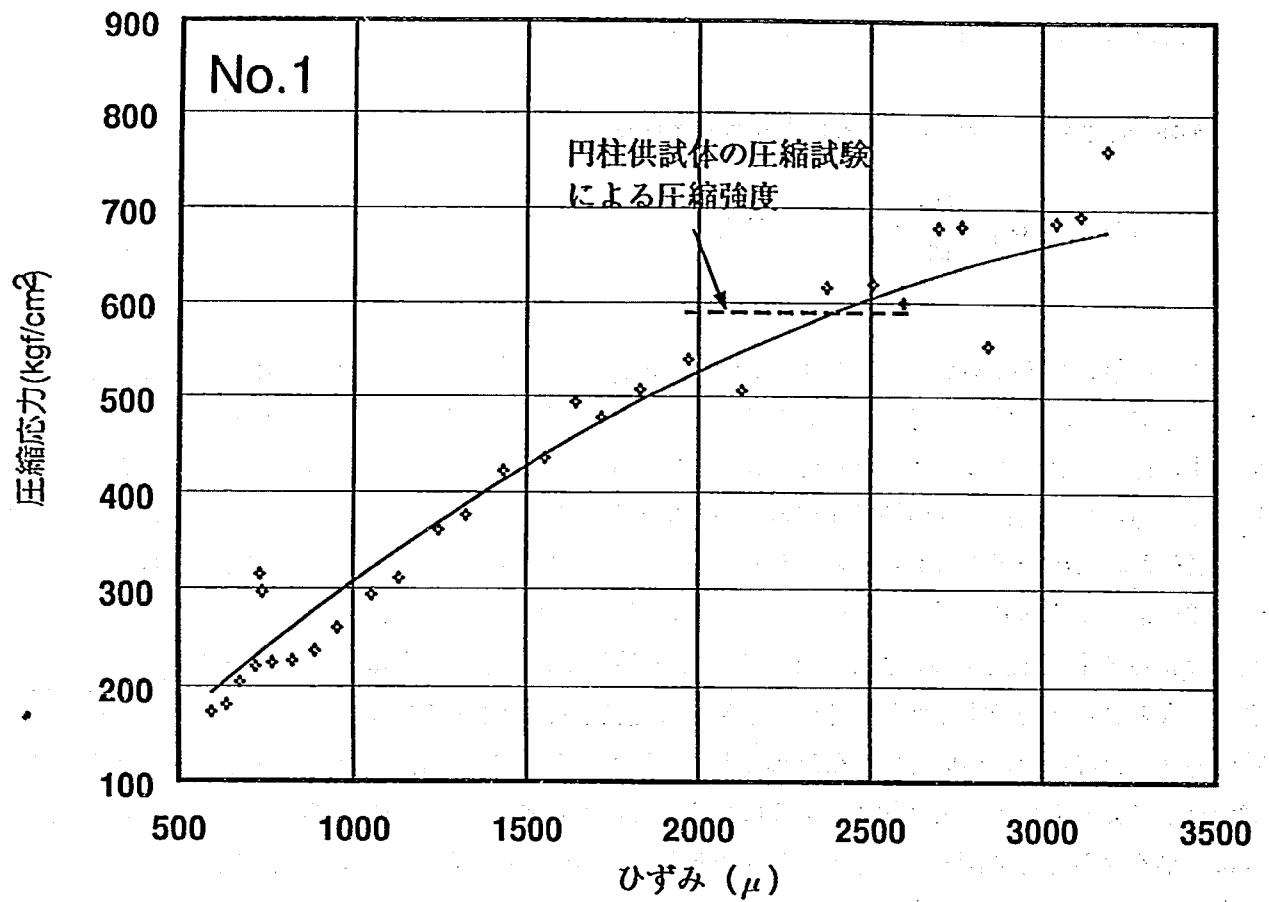


図-5. 12 はり部材のコンクリートに生じていた応力ひずみ関係 (その1)

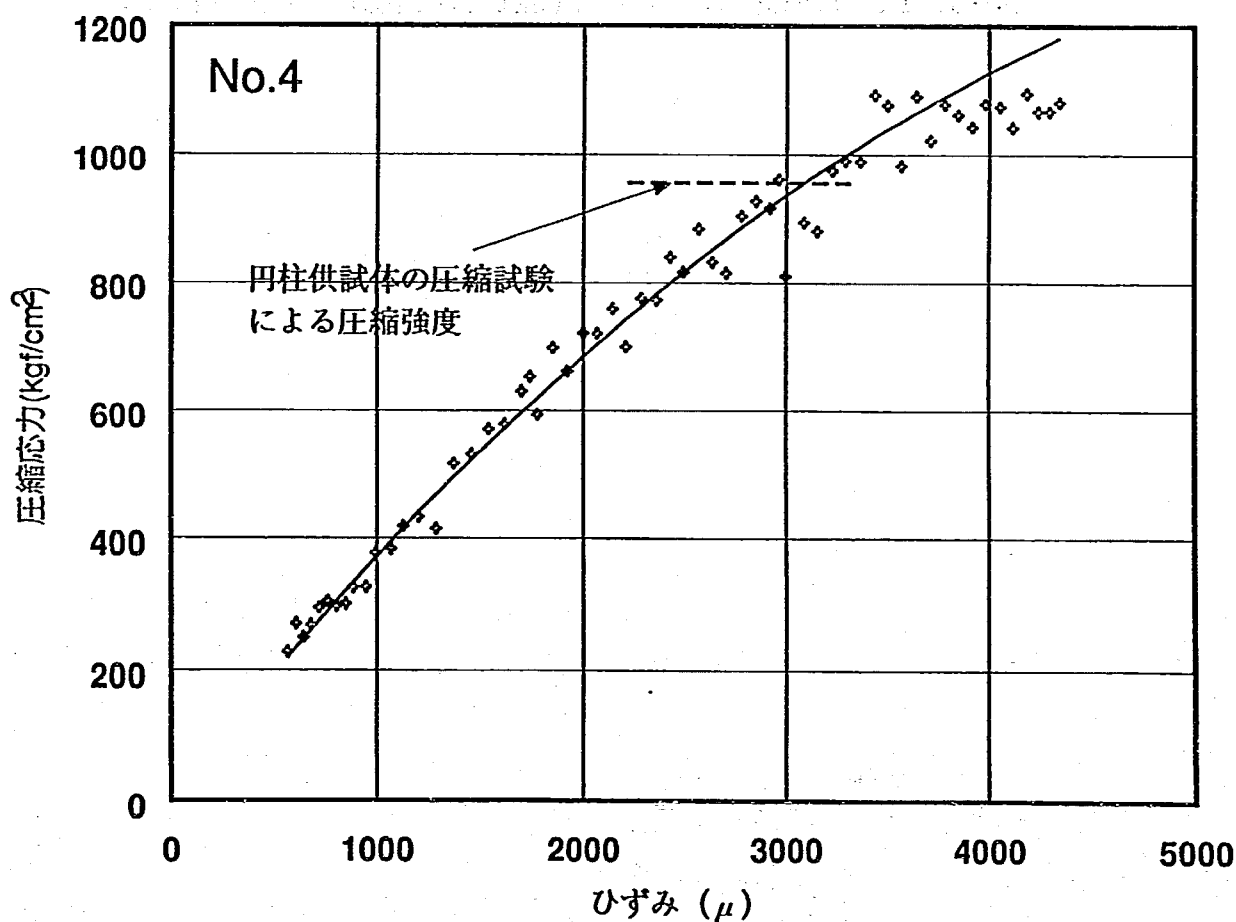
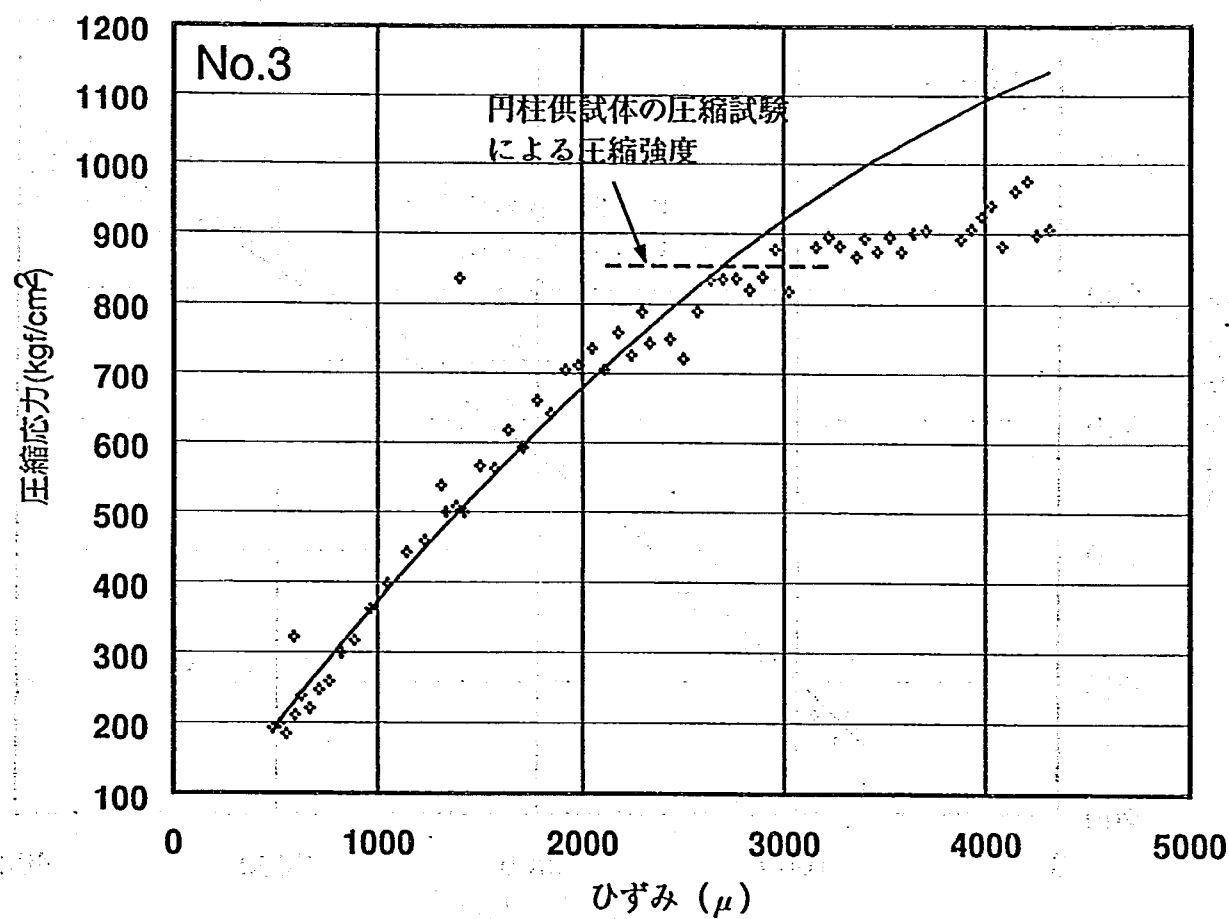
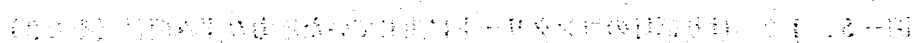
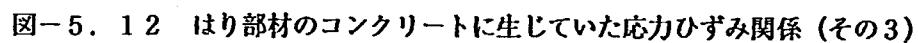


図-5. 12 はり部材のコンクリートに生じていた応力ひずみ関係 (その2)



る。コンクリート強度がほぼ同じであった供試体3～5については E_{cu} の値はほぼ同じになっている。コンクリート強度の違いを換算するために E をコンクリート強度 f_c で除して無次元化したえられた値(E_{cu}/f_c)は供試体2～5まではほぼ0.003となり近い値をとっていた。コンクリート強度が小さいほど、 ϵ_{cmax} の値は小さくなるので応力度がピーク以前に蓄えられるエネルギー $E(\epsilon_{cmax})$ は小さくなる。この影響を排除するため、 (E/f_c) をさらに ϵ_{cmax} で除した値($E_{cu}/(f_c \cdot \epsilon_{cmax})$)を比較すると、供試体1～5まではほぼ1となり同じ値を示していた。高強度コンクリートでは応力上昇領域での応力ひずみ関係はほぼ直線的であるので $E(\epsilon_{cmax})$ はおおよそ $0.5 \cdot f_c \cdot \epsilon_{cmax}$ となる。したがって、いずれの供試体のコンクリートも、P C鋼材量の大小あるいはコンクリート強度によらず終局時には $E(\epsilon_{cmax})$ の約2倍のひずみエネルギーを蓄えていたことになる。

はり供試体のコンクリートに生じていた応力ひずみ関係はコンクリート円柱供試体の圧縮強度試験で応力がピークに達するひずみ以上のひずみが生じており、この区間の応力ひずみの関係は供試体ごとにより変動していた。しかし、そのひずみエネルギーの大きさはコンクリート強度が同じであればP C鋼材量の大小によらずほぼ同一の値となっており、さらにひずみエネルギーの大きさを応力がピークになるまでにたくわえられる弾性的なひずみエネルギーで除したものは、ここで実験を行なった範囲のコンクリート強度であればほぼ2倍となっていて、コンクリート強度にも余り依存しないものであった。

5. 5 コンクリートに蓄えられるひずみエネルギーとはり部材の終局曲率の関係

コンクリートに蓄えられるひずみエネルギーは、断面の曲げ変形性能すなわち終局曲率と密接な関係を持ち、ひずみエネルギーが大きいほど終局曲率は大きくなる。ここで、コンクリートに蓄えられるひずみエネルギー($E(\epsilon)$)と断面の終局曲率の関係は断面の力の釣り合い式から以下のように表現できる。

$$\int_0^{\epsilon_{cu}} f(\epsilon) \frac{b}{\phi} d\epsilon = \sum A_p \sigma_p \quad (5.6)$$

ここで

$$\int_0^{\epsilon_{cu}} f(\epsilon) \cdot d\epsilon = E(\epsilon) \quad (5.7)$$

であるので

$$\phi d \sum p_p \sigma_p = E(\epsilon) \quad (5.8)$$

ただし、 p_p は部材断面の断面積(bd)に対するP C鋼材の断面積比(A_p/bd)を表す。

式(5.8)より $E(\epsilon_{cu})$ が大きければ断面の終局曲率 ϕ_u も大きくなる。 $E(\epsilon_{cu})$ を大きくするためにはコンクリートに作用する圧縮応力度 $\sigma = f_c$ に達した以降のひずみ性能を向上することにより達成されるが、 f_c そのものを増大させることによっても $E(\epsilon_{cu})$ はある程度増加させることができる。ここで行なった実験で、コンクリートの

設計基準強度が大きいはいり供試体ほど大きな終局曲率が得られたのはこのためである。

断面の終局曲率を求めるためには、終局時の最大ひずみ ϵ_{cu} とそこに至るまでのコンクリートの応力ひずみ関係が必要となるが、コンクリートひずみ ϵ_c が ϵ_{cmax} を超えた領域での応力ひずみ関係は先にも示したとおり様々な影響を受け、正確に決めることができず、計算においては、実際に生じていたと考えられる応力ひずみ関係と異なるものを仮定して計算を行なわざるを得ない。このため、ここで式(5.8)において、コンクリートの応力ひずみ曲線が実際に生じていたものと異なったものを想定して曲率を計算した場合の、同一の曲率に対するひずみエネルギーの変化について考える。コンクリートの応力ひずみ関係が異なると、同一曲率であっても中立軸位置が変動し、この結果P C鋼材の応力にも変動が生じる。すなわち、

$$\delta E(\epsilon) = \phi d \sum p_p \sigma_p = \phi d \sum p_p \frac{d\sigma_p}{dx} \delta x = (\phi d)^2 \sum p_p e_p \left(\frac{\delta x}{d} \right) \quad (5.9)$$

ここで、 e_p はP C鋼材の接線弾性係数である。

ϕd は断面上縁と下縁のひずみの差であり、これを1%程度と想定し、P C鋼材の比 $\sum p_p$ を1%程度、計算に用いるコンクリートの応力ひずみ関係の若干の変化に伴う中立軸位置の変動を断面の有効高さで無次元化したもの、すなわち、 $\delta x/d$ を4%程度であると仮定する。式(5.9)はどの曲率でも成立するが、終局時を想定すると e_p はP C鋼材の弾性係数よりも小さくなると考えられるが、簡単のために $e_p = 2,000,000 \text{ kgf/cm}^2$ と大きめに設定した。これらの値を仮定して、 $\delta E(\epsilon)$ を計算すると $\delta E(\epsilon) = 0.08$ 程度である。先にも示したとおり、ここで試験を行なった594~960 kgf/cm^2 クラスのコンクリートの場合、終局時における $E(\epsilon)$ は1.36~3.0程度であるので、断面の曲率ならびにP C鋼材量を一定とした場合、コンクリートの応力ひずみ関係の差による断面圧縮縁におけるコンクリートのひずみエネルギーの変動は非常に小さなものとなる。いいかえると、コンクリートの応力ひずみ関係に多少の差があっても、ある曲率が生じているときの圧縮縁でのコンクリートに蓄えられているひずみエネルギーは、鋼材量が同じであればほぼ同じになるといえる。過去の研究例¹⁾でP C部材の終局曲率が $E(\epsilon)$ と $\sum p_p \sigma_p$ により精度良く推定できることが示されているが、これはコンクリートの応力ひずみ関係に多少の変動があっても $E(\epsilon)$ は余り変化しないためであると考えられる。

よって、終局時まで蓄えうるコンクリートのひずみエネルギー $E(\epsilon_{cu})$ がコンクリート強度 f'_{cl} に応じて最大値が規定されていれば、その応力ひずみ関係が当初予想していたものと実際に生じている応力ひずみ関係に多少の差があっても、得られる終局曲率の値は一律に決定できることがわかる。このことは、5.4で示したように ϵ_{cmax} 以降のコンクリートの応力ひずみ関係がP C鋼材量によって様々に変化するが、終局時のひずみエネルギーは鋼材量によりあまり影響を受けない場合において、終局曲率を算定する際、重要な意味を持つ。断面の曲げ解析を行なう場合、コンクリートの応力ひずみ関係は実際に供試体で生じているものを用いることが望ましいが、実際にはこの間形を事前に知ることはできない。しかし、終局曲率を求めるためには、コンクリートひずみが ϵ_{cmax} を越えた領域での正確な応力ひずみ関係を求める必要はなく、コンクリート圧縮領域の合力作用位置があまり変化しない範囲で、適当な応力ひずみ関係を仮定して断面の釣り合い方程式を解き、得られた断面圧縮縁におけるコンクリートのひずみからコンクリートのひずみエネルギーを計算し、これが終局時のコンクリートひずみエネルギーに等しくなった点を終局とすればよいことがわかる。す

なわち、終局時の曲率 ϕ_u はコンクリートの応力ひずみ関係を適当に仮定し、仮定された応力ひずみ関係に対し、ひずみエネルギーが $E(e_{cu})$ に等しくなるところを終局ひずみとして、釣り合い式から終局曲率 ϕ_u を導けばよい。

5. 6 まとめ

明らかになった項目をまとめると、次のようになる。

- 1) 材料試験で得られたコンクリートの応力ひずみ関係、P C鋼材の応力ひずみ関係を用いると正確な曲げモーメント曲率関係が得られる。しかし、はり部材の終局時付近ではコンクリートの応力ひずみ関係が材料試験によってえられるものと、実際の部材に生じていたものと異なっているため、終局時のたわみは評価ができない。終局時のたわみを正しく評価するためには、コンクリートの終局ひずみなど規定する必要がある。
- 2) はり部材に生じていたコンクリートの終局ひずみの値はコンクリート強度が増加するにつれて大きくなる。しかし、これはコンクリートの圧縮強度試験で得られる応力ピーク時のひずみが、コンクリート強度が増加するにつれて増加するためであり、ピーク以後のコンクリートの圧縮じん性が大きかったためであると必ずしも言えない。
- 3) はり部材に生じていたコンクリートの終局ひずみは、コンクリート強度だけではなく、鋼材係数にも依存する。
- 4) このことを考えると、コンクリートの終局ひずみは、コンクリートのみで決まるものではなく、配置される鋼材量および鋼材に生じている引張応力度も加味して決定されなければならないが、このようにしてコンクリートの終局ひずみを決定しても煩雑になるばかりであり、必ずしも実用的な結果であるとは言いがたい。
- 5) 一方、終局時の断面圧縮縁で算定されたコンクリートのひずみエネルギーは鋼材量によって余り変化しなかった。
- 6) 終局時の断面圧縮縁で算定されたコンクリートのひずみエネルギーは、断面の曲率と密接な関係を持つ。曲率および鋼材量を固定するとコンクリートの応力ひずみ関係に多少の変化があっても、終局時の断面圧縮縁で算定されたコンクリートのひずみエネルギーはほとんど変化しない。
- 7) 上記の関係によれば、コンクリートの圧縮強度試験で得られる応力ピーク時以降の応力ひずみ関係が鋼材量によって様々に変化する様な場合でも、終局時にコンクリートの蓄えうるひずみエネルギーをあらかじめ明らかにしておくことにより、終局時を規定できる。

第6章 終局曲率算定のためのコンクリートの応力ひずみ関係について

6.1 過去の研究成果から導かれる E_{cu} について

今回行なった供試体数は5体のみであり、この計測データのみからコンクリートの圧縮強度(f_c)と終局時に蓄えられるコンクリートのひずみエネルギー(E_{cu})を導くには、十分なデータ量とはいえない。ここでは、既存の文献で報告された実験結果から、 f_c と E_{cu} の関係を調べ、ここで行なった実験結果と比較した。また、それぞれの実験結果が既存の設計指針類で想定している終局時のひずみエネルギーとどのような関係にあるか調査を行なった。

調査対象とした設計指針は図-6, 1に示した道路橋示方書コンクリート橋編^{1,2)}、ACI-318-89^{1,3)}、CEB-FIP MODEL CODE 1990^{1,4)}、および文献15に示されている終局時のコンクリートのストレスブロックである。ただし、道路橋示方書コンクリート橋編で示されているコンクリートの応力ひずみ関係は、設計規準強度が500kgf/cm²以下の範囲で有効であり、それ以上の設計規準強度のコンクリートについては、適用できないが、ここでは500kgf/cm²以上の範囲で有効かどうか確かめることを検討項目としているので、あえて500kgf/cm²以上の範囲にまで拡大した。また、文献16で提案されている応力下降域を含んだコンクリートの応力ひずみモデルにより得られる、終局時のひずみエネルギーとも比較した。

CEB-FIP MODEL CODE 1990で用いているコンクリート強度は立方体供試体で得られるものである。圧縮強度試験においては、用いる供試体の形状により得られるコンクリート強度は異なり、一般に円柱供試体による圧縮強度の方が小さくなる。このためCEB-FIP MODEL CODE 1990に従う算定結果と他の指針に従う算定結果を比較するには供試体の形状の違いによる圧縮強度試験結果の換算を行なう必要がある。換算係数はコンクリート強度によって異なると考えられるが、文献5に示された例を見ると立方体供試体による圧縮強度は円柱供試体の1.15倍程度になっている。一方、この設計指針では、コンクリートの応力ひずみ関係の最大コンクリート応力度を、圧縮強度の85%に低減している。従って、CEB-FIP MODEL CODE 1990に関しては、コンクリート強度を円柱供試体の強度と見做す変わりに、コンクリートの最大応力度の低減係数0.85を用いず、1と仮定した応力ひずみ関係を用いることとした。

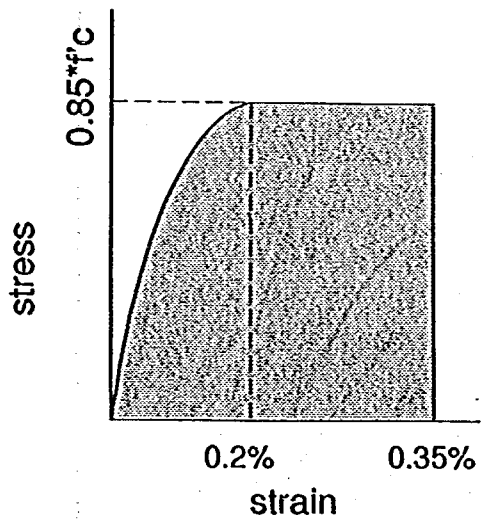
文献15に示されている終局時のストレスブロックからひずみエネルギーを導くために、圧縮縁での終局ひずみ ϵ_{cu} は文献中に示されている回帰式を用い、三角形応力分布からの割増係数 n も文献中に示された回帰式を用いた。すなわち、

$$\epsilon_{cu}=0.562*f_c+3241(\mu)$$

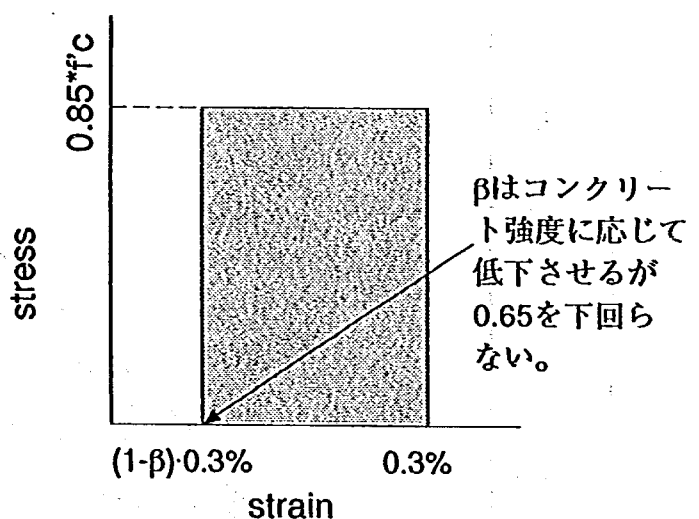
$$n=235/f_c+1$$

とした。道路橋示方書コンクリート橋編に示されたコンクリートの応力ひずみ関係は0.2%ひずみまでは放物線で上昇し、0.35%ひずみまで一定応力としている。コンクリートの応力度は最大応力時にコンクリートの圧縮強度の0.85倍としている。ここでは、この0.85の係数を乗じたものと乗じないもの2通りについて検討を行なった。

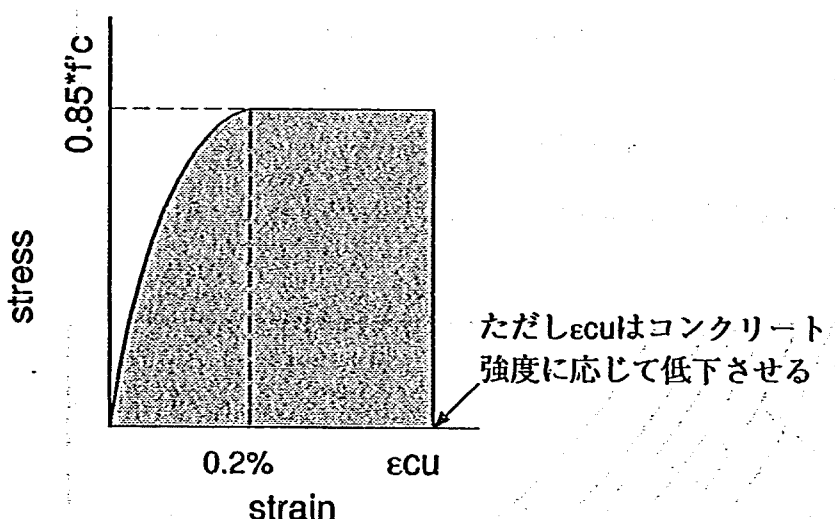
文献16による終局時のひずみエネルギーを求める際の終局ひずみは、次式にて定義した。すなわち、応



道路橋示方書・土木学会による
コンクリートの応力ひずみ関係



ACI-318-89 によるコンクリートの応力ひずみ関係



CEB-FIP MODEL CODE1990
によるコンクリートの応力・ひずみ関係

図-6. 1 各設計指針で用いられるコンクリートの応力ひずみ関係

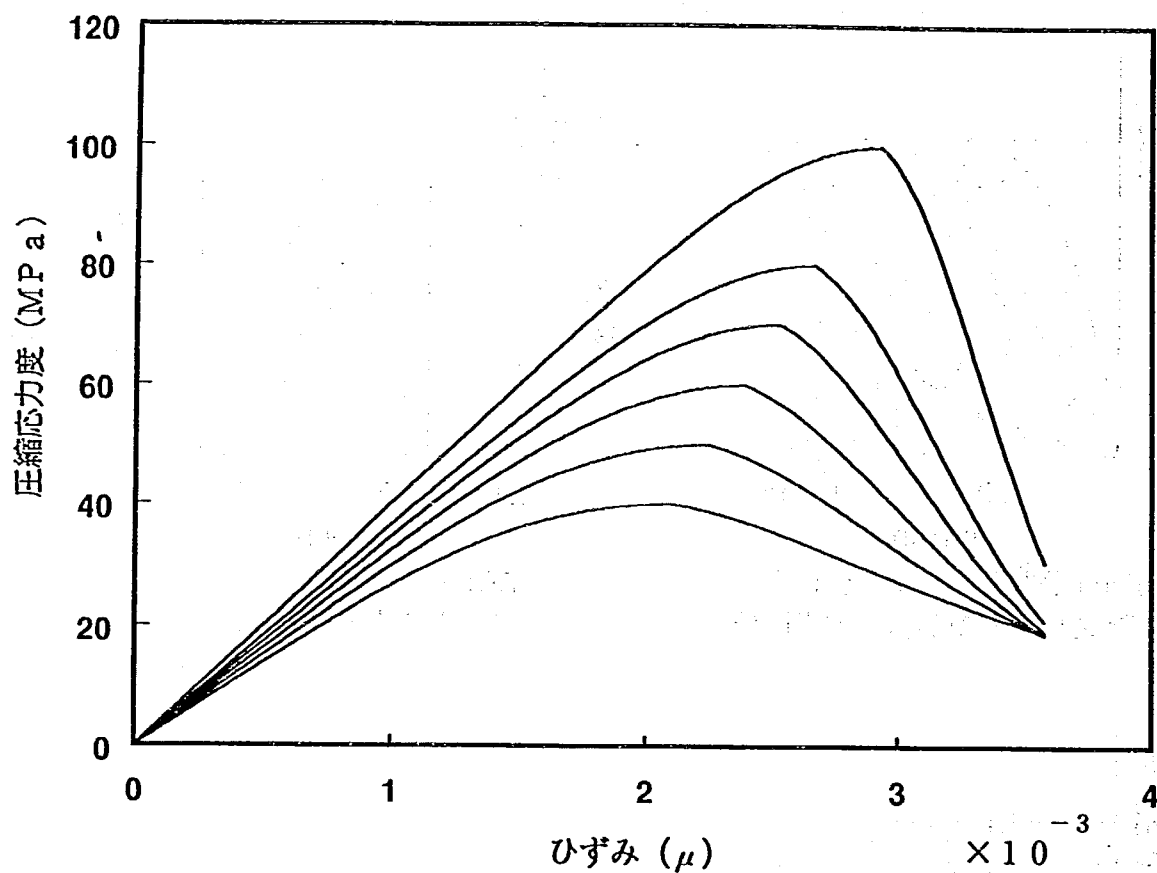


図-6. 2 文献16によるコンクリートの応力ひずみ関係

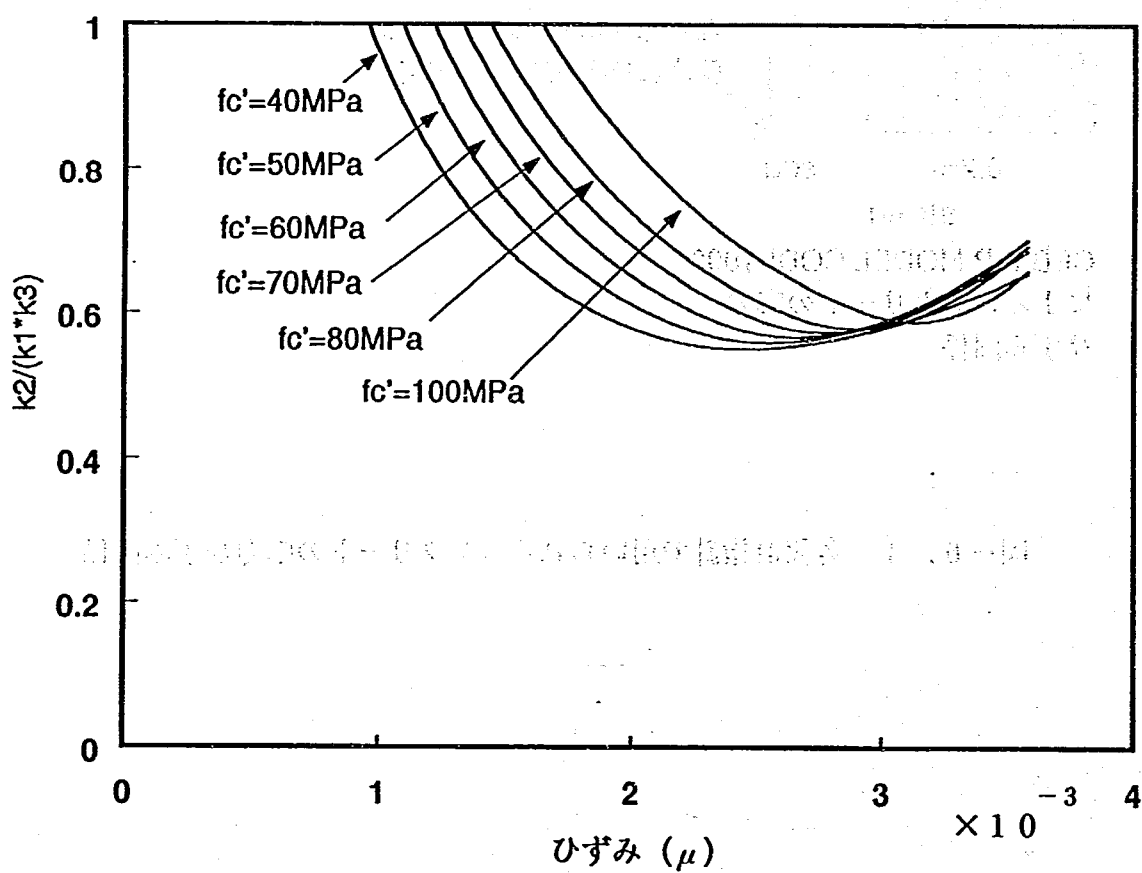


図-6. 3 図-6. 2の応力ひずみ関係に対する $k_2/(k_1 \cdot k_3)$ の算定結果

力ひずみ曲線から決定される k_1, k_2, k_3 の係数に対し、

$$k_2/(k_1 k_3) \rightarrow \min$$

となるひずみを終局ひずみと仮定した。²¹⁾ ここで、下降域を含む応力ひずみ関係および、 $k_2/(k_1 k_3)$ の変化状況を図-6. 2, 6. 3に示す。

次に、実験によりえられる終局時のひずみエネルギーの値は、文献11、15、17、18、19、20から導いた。ここで、文献11、15、17、18は、はり部材の載荷試験から求められたものである。また、文献19データは、コンクリートの応力ひずみ関係を求めるためにHognestadらによって考案された"dogbone"型の供試体¹⁰⁾で得られた結果である。文献20のデータは、円柱供試体の圧縮強度試験によってえられた実験結果である。

6. 2 コンクリート強度と終局時のひずみエネルギーの関係

それぞれの指針による f_c' と E_s の関係と、ここで得られた実験値および過去の研究結果から導かれたデータを合わせて表示した結果が図-6. 4である。図中、 Δ はここで行なった実験結果、 $\bigcirc$ ははり部材の載荷試験から導きだしたもの、 $\square$ は円柱供試体および"dogbone"型の供試体で得られた結果である。図-6. 4をみると、はり部材の曲げ載荷試験でえられる終局時のひずみエネルギーの値と、円柱供試体の圧縮試験によりえられるひずみエネルギーの値にはかなりの開きがあり、前者の方が大きくなっている。ここで行なったPC部材の曲げ載荷試験により、コンクリートの応力ひずみ関係を求めたところ、円柱供試体の圧縮強度試験でのピーク時のひずみを超える領域でも圧縮強度が保存されていて、コンクリートははるかに大きなひずみエネルギーを発揮していたが、これは、他の実験結果でも認められる一般的な現象であったことが裏付けられる。また、"dogbone"型の供試体で得られた終局時のひずみエネルギーは円柱供試体による結果とほぼ同じであることがわかる。

次に、各設計指針あるいは提案されているストレスブロック、応力ひずみモデルの適用性について検討を行なう。

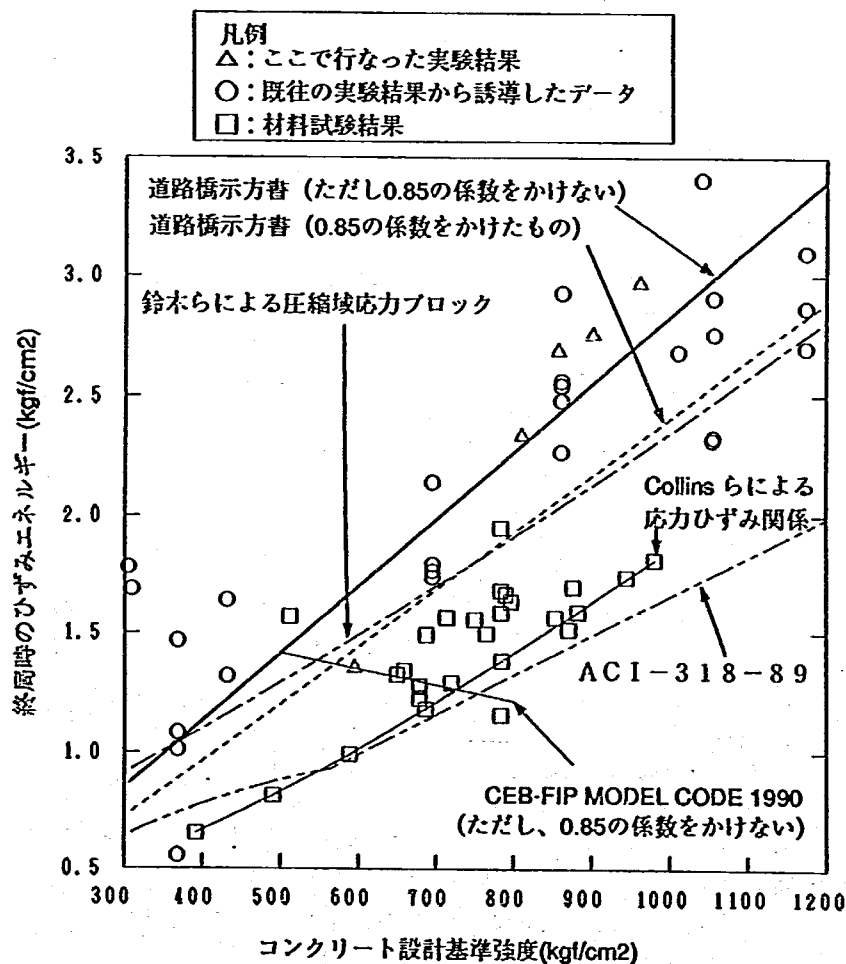


図-6. 4 コンクリート強度と終局時ひずみエネルギーの関係

CEB-FIP MODEL CODE 1990およびACI-318-89は終局時に想定しているひずみエネルギーははり部材の載荷試験から得られるひずみエネルギーよりもかなり小さくなっていて、円柱供試体あるいは"dogbone"型の供試体で得られたひずみエネルギーに近い値ものとなっている。文献16で提案されているコンクリートの応力ひずみ関係から求められる終局時のひずみエネルギーについても同様である。

一方、道路橋示方書コンクリート橋編に準じたコンクリートの応力ひずみ曲線で0.85の係数を省略したもので、実験結果を越えるひずみエネルギーを想定しているものであり、この応力ひずみ関係を用いると終局曲率を過大に評価することとなる。これに対し、コンクリート強度に対する係数0.85をかけたものは実験結果に近い終局ひずみエネルギーを想定しており、適切な終局曲率が算定できることがわかる。また、鈴木らによって提案されたストレスブロックもほぼ同程度の終局時ひずみエネルギーを想定しており、この手法にしたがって算定された終局曲率も適切な値を与えるものと考えられる。

したがって、設計基準強度が 1000kgf/cm^2 までの高強度コンクリートのはり部材の終局曲げ強度、変形性能を評価する際に用いるコンクリートの応力ひずみ関係は道路橋示方書・土木学会基準で示されたもの、あるいは鈴木らによって提案されたストレスブロックが概ね適用可能であり、CEB-FIP MODEL CODE 1990あるいは、ACI-318-89によるコンクリートの応力ひずみ関係を用いると、過大な安全率を与えるといえる。

ただし、柱部材のように軸力がかなり大きくなる部材については、部材に現われる応力状況が"dogbone"型の供試体で得られるものに近くなると考えられ、道路橋示方書あるいは鈴木らによって提案されたストレスブロックを想定した場合、過大な曲げ耐力・変形性能を算定する結果となるので、むしろCEB-FIP MODEL CODE 1990あるいは、ACI-318-89によるコンクリートの応力ひずみ関係を用いるほうがよいと考えられる。

第7章 まとめと問題点

ここで得られた研究結果をまとめると次のようになる。

- 1) 高強度コンクリートを用いたPC部材は、鋼材量が同一であればコンクリート強度が大きいほど終局曲率は増大し、変形性能が大きくなる。
- 2) はり部材に生じていたコンクリートの応力ひずみ関係は、円柱供試体の圧縮強度試験で得られる応力ひずみ関係とは異なり、圧縮強度試験での応力ピーク以降でもコンクリートは破壊せず応力は保存される。ただし、ピーク以降の応力ひずみ関係はPC鋼材量によってかなり異なっている。
- 3) 圧縮縁でのコンクリートのひずみエネルギーに注目すれば、鋼材量の大小にかかわらず、一義的な終局点が規定できる。
- 4) 終局時に想定しているコンクリートのひずみエネルギーは、設計指針によりかなり異なっている。道路橋示方書などで規定されているコンクリートの応力ひずみ関係は、軸力の卓越しないはり部材に限定すれば設計基準強度が 500 kgf/cm^2 を超え、 1000 kgf/cm^2 あたりまでのコンクリートに対して適用可能である。

一方、検討課題として残された項目は、

- 1) 軸力の大きさにより、終局時の高強度コンクリートのひずみエネルギーがかなり変化すると予想されるが、この関係が明確にできなかった。
 - 2) 高強度コンクリートの力学的特性は、使用する骨材によって大きく変化し、終局時のひずみエネルギーも変化するものと考えられるが、この点に関する検討がなされなかった。
- ことなどが挙げられ、今後検討を続ける予定である。

参考文献

- 1)池田尚治、河野広隆、手塚正道：高強度化はP C構造物をどう変えるか、セメント・コンクリート、No.546、pp.100～pp.111、1992年8月。
- 2)コンクリートライブラリー第47号、高強度コンクリート設計施工指針（案）、土木学会、昭和55年4月。
- 3)S.P.Shah : High Strength Concrete - A Workshop Summary , Concrete International, Vol.3, No.5, May 1981.
- 4)S.H.Ahmad, S.P.Shah : Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete, PCI Journal, Vol.30, No.6, pp.92～pp.119, November/December, 1985.
- 5)FIP/CEB : High Strength Concrete, State of the Art Reprot, Bulletin d'information, No.197, August, 1990.
- 6)ACI 363R-92: State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete
- 7)M.Iqbal, D.S.Hatcher: Post-Crusing Behavior of Unbounded Concrete Beams, Journal of Structural Division, Vol.101, No.ST11, pp.2303-pp.2316, November 1975.
- 8)C.Bosco, A.Carpinteri, P.G.Debernardi: Minimum Reinforcement of High-Strength Concrete, Journal of Structural Division, Vol.116, No.ST2, pp.427-pp.437, February,1990.
- 9)鈴木計夫、中塚信、榎本秀文、角一行：P CおよびR C梁部材の終局域特性について、セメント技術年報、34、pp.433-pp.437、昭和55年。
- 10)E.Hognestad, N.W.Hanson, and D.McHenry:Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Vol.52, No.6, pp.475-pp.479, December, 1955.
- 11)小柳治、六郷恵哲、岩瀬裕之、酒井康宏：P Cはり部材の高性能化、セメント技術年報、39、pp.432-pp.435、昭和60年。
- 12)道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編、平成2年2月、日本道路協会。
- 13)Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) and Commentary-ACI 318R-89.
- 14)CEB-FIP MODEL CODE 1990,July,1991.
- 15)鈴木基行、堀内信、前田直己、尾坂芳夫：純曲げを受ける超高強度コンクリートはり部材の力学的特性、コンクリート工学論文集、第4巻、第1号、pp.39-pp.51、1993年、1月
- 16)M.P.Collins, D.Mitchel, J.G.MacGregor : Structural Design Consideration for High-Strength Concrete, Concrete International Vol. 15,No.5 , pp.27～pp.34, May 1993.
- 17)K.E.Leslie, K.S.Rajagopalan, N.J.Everard : Flexural Behavior of High-Strength Concrete Beams , ACI Journal, Proceedings Vol.73, No.9, pp.517～pp.521, 1976.
- 18)Sung-woo Shin,S.K.Ghosh, J.Moreno: Flexural Ductility of Ultra-High-Strength Concrete Members, ACI Structural Journal, Vol.86, No.4, pp.394-pp.400, 1989.
- 19)S.E.Swart, A.Nikaeen, H.D.Narayan Babu, N.Periyakaruppan, T.M.E.Rafai:Structural Bending Properties of Higher Strength Concrete, High-Strength Concrete, ACI SP-87, pp.147-pp.178, 1985.
- 20)六車熙、張耀凱、安井雅明：超高強度コンクリートの力学的諸特性、セメント技術年報、35、pp.384～388、昭和56年
- 21)六車熙：鉄筋コンクリート断面の破壊時終局ひずみに関する研究、材料、第24巻、第260号、pp.441～446、昭和50年

高強度コンクリート部材の設計法
に関する共同研究報告書

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第 96 号

平成 年 3 月

河野 広隆, 渡辺 博志
府内 洋一, 宮地 清
中條 友義, 深山 清六
野村 貞広, 岩本 信
長井 健雄, 藤田 学
手塚 正道

要旨 高強度コンクリートを有効に利用することにより、コンクリート構造物の部材断面の縮小など様々なメリットが得られる。しかし、その脆性的な破壊性状が、高強度コンクリートの利用を阻む一つの要因となっている。ここでは、曲げを受ける高強度コンクリート PC はり部材を対象として、曲げ終局強度・変形性能を明らかにするため載荷試験を行なった。この実験結果をもとに、高強度コンクリートはり部材の終局強度を算定するために用いるコンクリートの応力ひずみ関係について検討を行なった。

キーワード：高強度コンクリート、プレストレストコンクリート、終局曲げ強度、終局曲げ変形、じん性

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい。

3 0 5 - □ □

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

材料施工部コンクリート研究室 御中

No. 003

No. 003

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 96 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

