



Title	コンクリートの応力度-ひずみ度特性とコンクリート 曲げ部材の終局域特性に関する基礎的研究
Author(s)	中塚, 侑
Citation	大阪大学, 1991, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3085237
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

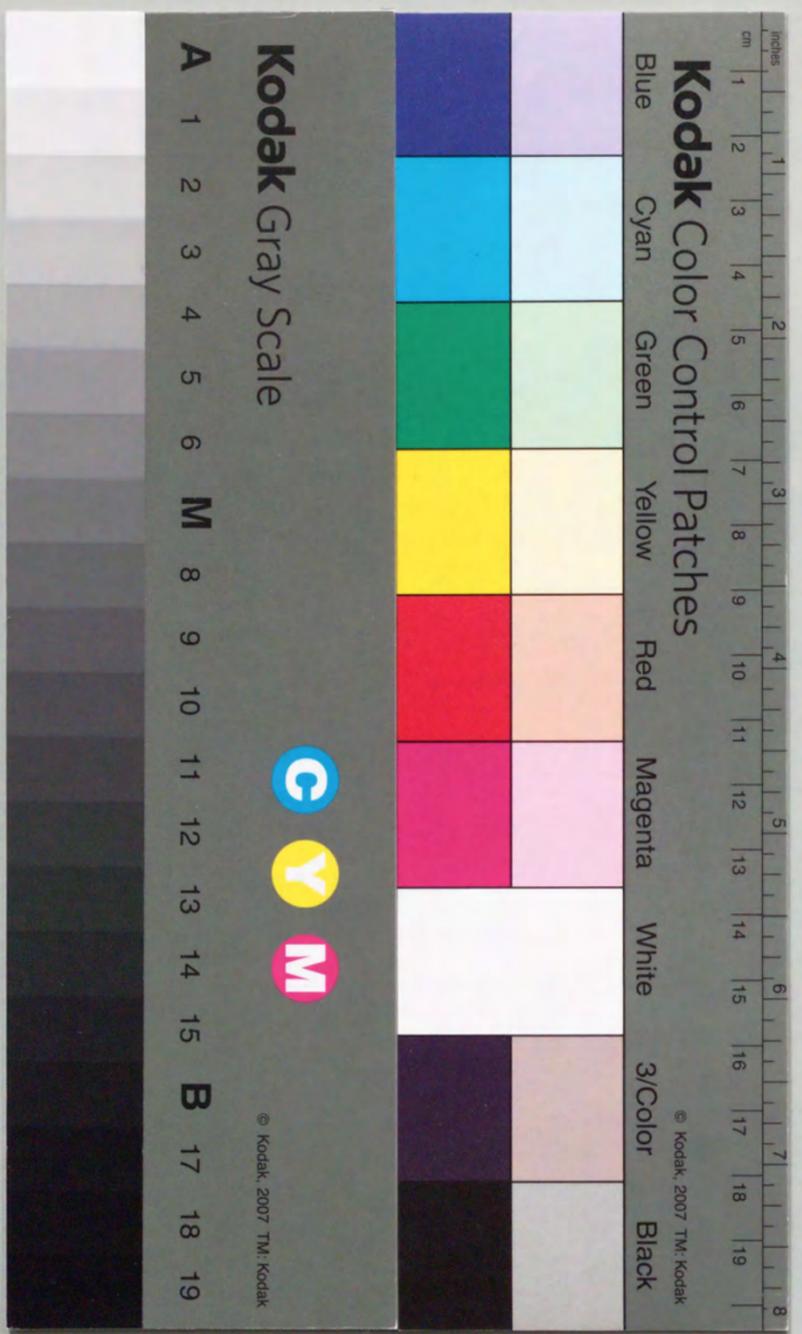
<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

コンクリートの応力度-ひずみ度特性と
コンクリート曲げ部材の終局域特性
に関する基礎的研究

平成元年

中塚 信



①

コンクリートの応力度-ひずみ度特性と
コンクリート曲げ部材の終局域特性
に関する基礎的研究

平成元年

中塚 侑

目次

第1章 序論	1
1.1 本研究の目的と背景	1
1.2 本研究の概要	3
第2章 応力度-ひずみ度曲線形状の定式化	6
2.1 はじめに	6
2.2 既往のS-S関係の表示式	6
2.3 無次元化S-S関係の提案表示式	9
2.3.1 定式化における留意点	9
2.3.2 提案表示式	10
(1) 応力上昇域の係数 n および下降勾配 t_{θ} の決め方について	12
(2) モーメント-曲率関係におよぼす無次元化S-S関係の形状の影響	14
2.4 まとめ	18
第3章 プレーンコンクリートの応力度-ひずみ度特性	19
3.1 はじめに	19
3.2 簡易高剛性試験装置	19
3.2.1 既往の高剛性試験装置および高剛性試験機	20
3.2.2 簡易高剛性試験装置	20
3.3 単軸圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性に関する実験	25
3.3.1 実験概要	25
3.3.2 実験結果および考察	26
(1) 各種のひずみ測定方法によるS-S曲線の比較	26
(2) S-S曲線の最大下降勾配と簡易高剛性試験装置の性能	27
(3) 圧縮強度時ひずみ度および直線化した応力下降域の勾配	30
3.4 曲げ圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性	34
3.4.1 曲げ圧縮破壊特性(ひずみの再分配および破壊領域の限定性)	34
3.4.2 曲げ圧縮試験法	35
3.4.3 提案試験法(F)による曲げ圧縮部コンクリートの実験	37
(1) 実験の目的	37
(2) 実験概要	39
(3) 実験結果および考察	41
3.5 まとめ	44
第4章 コンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性	46
4.1 はじめに	46
4.2 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの	

応力度-ひずみ度特性	47
4.2.1 既往の研究	47
4.2.2 実験概要	48
4.2.3 強度および変形特性値の推定式の誘導	50
(1) 圧縮強度について	50
(2) 圧縮強度時ひずみ度について	52
(3) 平均下降勾配について	53
4.2.4 強度および変形特性値の推定式の検討	56
(1) 補強筋の利用効率および誘導算定式の適用範囲	56
(2) 誘導算定式の適用性の検討	57
4.3 角形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの	
応力度-ひずみ度特性	62
4.3.1 実験概要	62
4.3.2 角形横補強筋の拘束機構	63
4.3.3 有効軸力係数	66
4.3.4 強度および変形特性値の推定式の誘導	67
4.3.5 強度および変形特性値の推定式の検討	69
(1) 既往の主な強度および変形特性の推定式	69
(2) 強度および変形特性に関する諸推定式の適合性の検討	69
4.4 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの横補強筋	
破断時の軸ひずみ度	74
4.4.1 実験概要	74
4.4.2 横補強筋破断時の軸ひずみ度 ϵ_{sr} 推定式の誘導	75
4.4.3 誘導した ϵ_{sr} 推定式の妥当性	77
4.4.4 横補強筋破断時の軸ひずみ度におよぼす軸筋の影響	78
4.5 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの	
繰返し単軸圧縮応力下での応力度-ひずみ度特性	80
4.5.1 実験概要	80
4.5.2 実験結果および考察	81
(1) 繰返し回数による載荷履歴の影響について	81
(2) 低下応力比の特徴について	82
(3) 繰返し載荷時の包絡 S-S 曲線の定量化について	83
4.6 まとめ	86
第5章 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリート内に配筋された	
圧縮軸筋の座屈性状	89
5.1 はじめに	89
5.2 実験概要	89
5.3 実験結果および考察	91

5.3.1 座屈時の定義	91
5.3.2 破壊性状および座屈長さ	93
5.3.3 座屈時ひずみ度の算定式の誘導	96
5.4 まとめ	99
第6章 コンクリート梁部材断面の終局限界点	100
6.1 はじめに	100
6.2 各種の終局域指標点	100
6.3 提案する終局限界点(L点)とその存在のメカニズム	103
6.3.1 提案する終局限界点(L点)	103
6.3.2 終局限界点・Lc点の存在のメカニズム	105
(1) 鉄筋コンクリート単筋梁断面の場合	105
(2) 一般的な曲げ部材断面の場合	107
6.4 PRC梁断面における種々の終局限界点(L点)の算定式の誘導	110
6.4.1 鋼材の応力度-ひずみ度関係が完全弾塑性の場合の算定式	110
(1) 解析断面および解析仮定	110
(2) Lc点の算定式の誘導	112
(3) Lp点の算定式の誘導	120
(4) Lbu点の算定式の誘導	122
(5) Lsr点の算定式の誘導	123
(6) 算定式の適用範囲と相互関係	125
6.4.2 鋼材のひずみ硬化を考慮する場合の算定式	128
(1) 解析断面および解析仮定	128
(2) L点の算定式の誘導	129
(3) 算定式の適用範囲と相互関係	134
6.5 まとめ	138
第7章 終局限界点(L点)に関する実験的および解析的検討	140
7.1 はじめに	140
7.2 単調増大荷重をうけるPRC梁の終局限界点に(L点)関する実験	141
7.2.1 実験概要	141
7.2.2 実験結果および考察	142
(1) 終局限界点Lp点およびLc点の実験的検証	142
(2) L点の曲げモーメントと曲率に関する実験値と計算値の比較	143
7.3 繰返し荷重をうけるPRC梁の安定限界変形に関する実験	146
7.3.1 実験概要	146
7.3.2 実験結果および考察	148
(1) 安定限界曲率と終局限界点曲率との関係	148
(2) 曲げ圧縮部のコンファインド補強による	

PRC梁部材の安定限界変形の改善	151
7.4 終局限界点特性に及ぼす諸要因の影響に関する解析的考察	152
7.4.1 解析仮定	152
7.4.2 終局限界点特性に及ぼす諸要因の影響	153
(1) コンファインド補強量の影響	153
(2) コンクリート強度の影響	155
(3) 繰返し荷重によるコンクリートの劣化の影響	155
(4) 引張鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化の影響	156
(5) 鋼材とコンクリートの付着特性の影響	157
7.5 まとめ	158
第8章 結論	160
8.1 結論	160
8.2 今後の課題	165
参考文献	167
発表論文	175
謝辞	188

記号

- a_c : 圧縮鉄筋の断面積
- a_p : 引張PC鋼材の断面積
- a_t : 引張鉄筋の断面積
- a_s : 横補強筋の断面積
- b : 梁断面の幅
- C : 断面の圧縮合力
- C_c : コンクリートの圧縮合力
- C_s : 圧縮鉄筋の合力
- D : 梁部材の全せい
 - : コンファインドコンクリート試験体の直径あるいは一辺長さ (第4章)
- d : 曲げ部材の圧縮縁から引張PC鋼材の重心位置までの距離
- d_c : 曲げ部材の圧縮縁から圧縮鉄筋の重心位置までの距離
- d_p : 曲げ部材の圧縮縁から引張PC鋼材の重心位置までの距離
- d_s : 横補強筋の巻き径
- E_p : PC鋼材のヤング係数
- E_{ph} : PC鋼材のひずみ硬化域の勾配
- E_s : 普通鉄筋のヤング係数
- E_{sh} : 普通鉄筋のひずみ硬化域の勾配
- \bar{E}_{max} : プレーンコンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)曲線における最大負勾配
- \bar{E}_o : プレーンコンクリートのS-S曲線における $\epsilon_o \sim 2\epsilon_o$ の区間で求めた平均下降勾配
- \bar{E}_{cf} : コンファインドコンクリートのS-S曲線における $\epsilon_{ocf} \sim 2\epsilon_{ocf}$ の区間で求めた平均下降勾配
- F : ひずみ適合係数
- F_c : プレーンコンクリートの圧縮強度{10φ×20h(cm)コントロールシリンダー強度}
- F_{cf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度
- H : 中心圧縮試験体の高さ
- k_1, k_2 : 曲げ圧縮コンクリートのストレスブロック係数
- l_k : 圧縮軸筋の座屈長さ
- M : 曲げモーメント
- M_L : 終局限界点での曲げモーメント
- M_u : 終局曲げモーメント
- N : 軸力
 - : 定変位荷重階での総繰返し荷重回数(第4章)
- n : 無次元化S-S関係の上昇域曲線に関する係数
 - : 角形横補強筋におけるサブタイの本数(第4章)
 - : 定変位荷重階での繰返し荷重回数(第4章)

P : 載荷荷重
 p_b : 横補強筋の体積比
 p_t : 引張鉄筋比
 p_s : 横補強筋の面積比
 q_{sp} : 鉄筋・鋼材係数 ($a_p \sigma_{py} + a_t \sigma_y - a_c \sigma_y / bdF_c$)
 q_s : 鉄筋係数 ($(a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) / bdF_c$)
 S : スパイラル筋のピッチ
 T : 曲げ部材断面の引張鉄筋合力
 T_p : 曲げ部材断面の引張PC鋼材合力
 T_{py} : 引張PC鋼材の降伏耐力
 T_y : 引張鉄筋の降伏耐力
 : 横補強筋の一軸降伏耐力(第6章)
 t_θ : 無次元化S-S関係における応力下降域の平均勾配
 X : コンクリートの圧縮縁ひずみ度比 (ϵ_c / ϵ_o あるいは $\epsilon_c / \epsilon_{ocf}$)
 X_{Lc} : 終局限界点・ L_c 点におけるコンクリートの圧縮縁ひずみ度比
 X_{Lp} : 終局限界点・ L_p 点におけるコンクリートの圧縮縁ひずみ度比
 X_{Lsr} : 終局限界点・ L_{sr} 点におけるコンクリートの圧縮縁ひずみ度比
 X_{Lbu} : 終局限界点・ L_{bu} 点におけるコンクリートの圧縮縁ひずみ度比
 x_n : 中立軸深さ

 γ : 複筋比 (a_c / a_t)
 δ : たわみ
 δ_F : 梁部材の破壊階でのたわみ
 δ_{ry} : 引張鉄筋降伏時のたわみ
 δ_{st} : 安定限界変位
 δ_{st}^* : みかけの安定限界変位
 λ : 断面の終局プレストレス率 ($= a_p \sigma_{py} / (a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py})$)
 $\mu \delta$: たわみ靱性率 ($\delta_{st}^* / \delta_{ry}$)
 ϵ : ひずみ度
 ϵ_{bu} : 圧縮主筋座屈時のひずみ度
 ϵ_c : コンクリートのひずみ度
 ϵ_{cu} : コンクリートのストレスブロック係数 $k_2 / k_1 k_3$ が最小値をとるときのひずみ度
 ϵ_o : プレオンコンクリートの圧縮強度時のひずみ度
 ϵ_{ocf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度時のひずみ度
 ϵ_p : 平面保持仮定下での断面ひずみ分布におけるPC鋼材位置ひずみが、載荷によって零となる時点を基準としたPC鋼材のひずみ度変化量
 ϵ_{py} : 同上時点を基準としたPC鋼材が降伏するまでのひずみ度変化量
 ϵ_{pr} : 同上時点を基準としたPC鋼材が破断するまでのひずみ度変化量
 ϵ_r : 横補強筋のひずみ度

ϵ_{rb} : 横補強筋の破断ひずみ度
 ϵ_{sr} : 横補強筋が破断するときのコンファインドコンクリートの軸ひずみ度 (圧縮軸筋がない場合)
 ϵ_{sr}^* : 横補強筋が破断するときのコンファインドコンクリートの軸ひずみ度 (圧縮軸筋がある場合)
 ϵ_{st} : 引張鉄筋のひずみ度
 ϵ_u : コンクリートのストレスブロック係数 $k_1 k_3$ が最大値をとるときのひずみ度
 : いわゆる終局ひずみ度(第6章)
 ϵ_y : 普通鉄筋の降伏ひずみ度
 ζ : 圧縮鉄筋耐力比 ($(a_c \sigma_y / (a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py}))$)
 σ : 応力度
 σ_c : コンクリートの応力度
 $\Delta \sigma_n$: コンファインドコンクリートの繰返し載荷による低下応力
 $\Delta \sigma_{no}$: 繰返し載荷によるコンファインドコンクリートの圧縮強度時での低下応力
 σ_p : PC鋼材の応力度
 σ_{py} : PC鋼材の降伏強度
 σ_{pu} : PC鋼材の引張強度
 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度
 σ_u : 普通鉄筋の引張強度
 σ_y : 普通鉄筋の降伏強度
 ϕ : 曲率
 ϕ_{bu} : 圧縮主筋座屈時の曲率
 ϕ_F : 破壊階時の曲率
 ϕ_L : 終局限界点の曲率
 ϕ_{st} : 安定限界曲率
 ϕ_{st}^* : みかけの安定限界曲率

用語および略語

ひずみ軟化 : コンクリートの応力度-ひずみ度関係の圧縮強度点以降において、ひずみの増加に従って応力が低下する性質。
 安定性 : 繰返し荷重による耐力低下が極めて小さいことをいい、耐力の低下率が十分小さい値(15%)以下となる変形の限界のことを安定限界という(7.2節)。
 L点 : 終局限界点
 M- ϕ 関係 : モーメント-曲率関係
 P- δ 関係 : 荷重-変形関係
 PC, PRC : プレストレストコンクリート, プレストレスト鉄筋コンクリート
 RC : 鉄筋コンクリート
 S-S関係 : 応力度-ひずみ度関係

第1章 序論

1.1 本研究の背景と目的

コンクリート構造の設計にとって、コンクリートの圧縮応力下における応力度-ひずみ度 (S-S) 特性は最も基本的な力学データの一つである。したがって、同構造の設計に必要とされる S-S 特性はその設計法の変遷によって異ってくる。たとえば、弾性設計による部材強度に注目する設計法では、設計上のコンクリート応力は低く抑えられているため、必要な S-S 特性は弾性域のヤング係数、および高々圧縮強度までの応力上昇域の S-S 関係などである。したがって、同設計法が主流をなした時期にはそれら特性に関する研究が非常に多くなされている。これに対し、終局強度設計法が、ACIコードにおいて1956年にまず別法として採用された前後では、主に曲げ部材の終局強度の算定を目的として、コンクリートの S-S 曲線ならびに終局ひずみについての研究が行われた^{1,2)}。さらに、1971年に全面的に採用され、同設計法への移行が世界的な流れとなる前後においては、コンクリートの S-S 曲線の応力上昇域のみならず圧縮強度点以降の応力下降域も含めた全 S-S 曲線に関する研究が、同曲線を測定するための種々の高剛性試験方法に関する開発研究と同時に、数多く見られるようになった²⁴⁻³²⁾。しかし、それらの研究では高剛性試験機・装置の開発や材料学的見地からの全 S-S 曲線に関するものが多く、また、S-S 関係の定式化においても実験で得た同曲線を忠実にフォローしようとするものが殆どで、曲げ部材の設計への適用を前提に S-S 関係の定式化および定量化を行おうとした系統的な研究は余りない。したがって、現行の ACIコードをはじめ各国のコード等^{4,5,82,83)}の曲げ部材設計では、従前通り、主に終局曲げ強度に注目し、それをより簡便に略算するための曲げ圧縮コンクリートのストレスブロック係数 ($k_1 k_3, k_2$)、およびいわゆる終局ひずみを用いる方法がそのまま主流となっている。しかし、同方法では S-S 関係を直接取り扱わないため、ストレスブロック係数にはコンクリート強度の影響のみが間接的にしか考慮されていない。また終局ひずみには、部材の終局時とは必ずしも対応しない、安全側の便宜的な 0.003 程度の値が採用されているため、終局ひずみへのコンクリート強度や横補強筋の効果などは取り込まれていない。それ故、各種の現行コード等は、部材の終局域の変形挙動を明確に把握・評価できるまでには至っておらず、曲げ部材の変形設計という観点からは極めて不十分なものといえる。

コンクリート曲げ部材の設計を終局曲げ強度だけでなく変形も考慮して行うためには、同部材の終局域における荷重-変形関係を簡単に算定できることが必要である。そのためには、同関係を算定するための基礎データであるコンクリートの S-S 特性の、曲げ部材設計に適した定式化およびその定式化に基づく定量化が不可欠である。とくに今後、コンクリート部材の靱性化のために広く用いられると考えられるコンファインドコンクリートの S-S 特性を、プレーンコンクリートから連続して定量化することは、コンクリート曲げ部材のコンファインド補強による靱性設計という面から最も重要な急務と考えられる。ここで、コンファインドコンクリートとは円形スパイラル筋や角形フープ筋などで拘束さ

れたコンクリートで、非常に優れた粘り強さと繰返し荷重に対する安定性を示し、同コンクリートの曲げ部材圧縮部への適用はコンクリート曲げ部材の靱性を飛躍的に改善することが実験的にも示されているものである³⁾。現行のACIコード(1983)⁴⁾およびニュージーランドコード(1982)⁵⁾では、未だ不十分ではあるが、コンファインドコンクリートによって部材を靱性化するための配筋詳細の規定が設けられ、後者ではコンファインドコンクリートのS-S関係を設計に導入することが示唆されている。また、日本建築学会プレストレスト鉄筋コンクリート構造設計・施工指針(1986)⁶⁾では、梁部材の靱性確保をコンファインドコンクリートの曲げ圧縮部への適用によって行うことが推奨されている。

一方、コンクリート曲げ部材の終局強度設計法では、同部材の荷重-変形関係を簡単に算定しうるだけでなく、その変形能力を明確に評価できることが不可欠である。すなわち、曲げ部材の破壊の定義を、荷重軸ばかりでなく変形軸も含めてモーメント-曲率($M-\phi$)関係によって行う場合、その終局域のどこを破壊としての限界点と定義づけるか、言い換えれば、終局限界点をどこに設定するか、およびその点を簡単に算定するための方法などが確立されねばならない。

終局限界点の定義については種々の考え方が提案されている^{4), 8), 9), 10)}。しかし、たとえば既往の諸コード等で採用されている終局ひずみなどの圧縮部コンクリートの材料特性に基づく限界点は、明確な物理的意味をもっていない。あるいは断面としての限界点とは必ずしも対応しない。また、最大耐力点など $M-\phi$ 関係に基づく限界点は、その算定が困難である、などの問題点を有している。したがって、コンクリート曲げ部材の変形能力も考慮する設計法を確立するためには、最大耐力点以降の耐力低下性状も含めた終局域性状を評価できるとともに、明確な物理的意味をもって簡単に算定できる、断面としての終局限界点を新たに提示する必要があると考えられる。

以上約言すれば、本研究の目的は、以下に示す二つの課題に対する検討を行い、コンクリート曲げ部材の終局強度設計法の確立に資することである。

- (i) プレーンコンクリートからコンファインドコンクリートまでのS-S特性の定式化と定量化。
- (ii) 明確な物理的意味を有し、また簡単に算定できる有用な終局限界点の提示・提案、ならびに、その終局限界点の実験的検証と諸特性の解明。

1. 2 本研究の概要

本研究は、コンクリート曲げ部材の終局強度設計に必要なプレーンおよびコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度関係の定式化と定量化、ならびに曲げ部材断面の終局変形能力評価のための終局限界点に関するものである。

本論文は8章から構成されている。第2章以降の概要を以下に述べる。

第2章では、コンクリート曲げ部材の終局強度設計における最も基本的なデータであるプレーンおよびコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)関係の定式化について検討する。すなわち、応力上昇域のみでなく、圧縮強度を越えた応力下降域も含むS-S関係に関する既往の提案式を概観し、既往のS-S表示式における問題点について考察する。たとえば、実験結果を忠実にフォローするけれども表示式は複雑である、あるいは表示式は簡単であるが実験結果に対する適合性は不十分である、などの問題点を検討する。

さらに、曲げ部材の設計に適用する立場からのS-S関係の表示式を新たに提案し、提案式の簡便性および有用性を部材断面のモーメント-曲率($M-\phi$)関係から明らかにする。

第3章では、サーボ機構等の高価なシステムを用いる試験機とほぼ同等の性能を有する、新考案の簡易高剛性試験装置を用いて、最も基礎的なS-S関係である、単調単軸圧縮応力下におけるプレーンコンクリートのS-S関係を広範囲に調べ、その定量化を試みる。すなわち、第2章で提案した表示式によるプレーンコンクリートのS-S関係の定量化が必要となる、圧縮強度と圧縮強度時ひずみ度の関係、ならびに圧縮強度と応力下降域の平均勾配との関係などにおよぼす、コンクリートの調合、粗骨材の種類および養生環境条件の影響を調べ、それら諸関係についての実験式を提示する。

さらに、コンクリートの既往の曲げ圧縮試験法に対する考察から、曲げ圧縮試験ではひずみの再分配および曲げ圧縮破壊領域の限定性を考慮する必要があることを指摘する。また、それらの現象を考慮できる新考案の曲げ圧縮試験法によって実験的検討を行い、曲げ圧縮コンクリートの諸力学特性値におよぼす中立軸深さの影響を明らかにする。さらに、単軸圧縮応力下でのモデルS-S関係から曲げ圧縮応力下でのモデルS-S関係を誘導する方法について述べる。

第4章では、フープ筋やスパイラル筋などの横補強筋によって三次元的に拘束されたコンクリート、すなわちコンファインドコンクリートの強度および変形特性について述べている。

横補強筋それ自身の物理量(断面積やピッチなど)を変量とする従来の実験手法ではなく、横補強筋の拘束作用を表現する、平均拘束応力と拘束応力の分布指標(ピッチ/巻径)ならびにコンクリート強度を変量とする新しい手法による広範囲な実験的検討から、円形

スパイラル筋によるコンファインドコンクリートの圧縮強度、同強度時ひずみ度および応力下降域の平均勾配についての推定式を誘導する。

さらに、その誘導された推定式と、各種の角形横補強筋の拘束機構に対する考察とから、横補強筋の形状が円形から角形にまで変化する場合の、強度および変形特性値を一貫して表示できる一般的な推定式を導く。また、既往の推定式と本提案式の実験結果に対する適合性の比較から、本算定式が現状では最も良い適合性を有することを示す。

一方、コンファインドコンクリートでは大変形時において横補強筋が破断して、支持圧縮力の急激な低下現象の起こる場合がある。コンファインドコンクリートを利用する高靱性コンクリート曲げ部材では、その横補強筋の破断時点が一つの重要な終局限界になることが考えられる。それ故、今後その確立が望まれる高靱性部材設計法においては、コンファインドコンクリートにおける横補強筋破断の特性を明らかにする必要がある。本章では、単軸圧縮応力下における横補強筋破断時の軸ひずみ度におよぼす平均拘束応力、ピッチ/巻径、ならびに圧縮主筋の影響などを実験的に解明する。

また、同高靱性部材の耐震性を把握するためには、繰返し荷重下におけるコンファインドコンクリートのS-S関係についてのデータが不可欠である。本章では、その第一段階として、円形横補強筋をもつコンファインドコンクリートのS-S関係におよぼす単軸圧縮繰返し荷重の影響を定量的に評価する方法を示している。

第5章では、圧縮主筋の座屈性状について述べている。圧縮主筋の座屈は実験や震害などで観察され、コンクリート曲げ部材の重要な終局限界状態と考えられるにもかかわらず、系統的な研究が全くといって良いほど行われていない。それ故、本章では実験的検討から、円形スパイラル筋を用いたコンファインドコンクリートの中に配筋された圧縮軸筋の座屈が、横補強筋が降伏してコンファインドコンクリートそのものが圧縮強度に達する時点以降に、横補強筋の巻径の約1/2を座屈長として起こることを指摘する。さらに、横補強筋の拘束力が大なる場合、およびピッチ/巻径が小なる場合の方が大きな値を示す座屈時ひずみ度の推定式を導く。

第6章では、部材の塑性変形によるエネルギー吸収能力に基盤を置くコンクリート構造の耐震設計法において不可欠となる、設計したコンクリート曲げ部材の変形能力の明確な評価に必要な曲げ終局限界点について述べる。

すなわち、コンクリート曲げ部材の変形能力を規定するために提案されている各種の既往の終局限界点の問題点を考察する。同時に、次の(i)から(iv)の終局限界点を新たに提案し、それら限界点の存在メカニズムや物理的意味などを明らかにするとともに、同限界点を計算するための算定式を誘導する。さらに、提案した各種の終局限界モードが曲げ断面の鉄筋・鋼材係数などの変化によってどのように推移するかを検討し、通常に設計される曲げ部材断面の終局限界点は簡単な算定式で計算できることを示す。

本章で提案する終局限界点は次の4種である。(i) 断面内での圧縮合力がコンクリートのひずみ軟化性質のために、曲率の増大に対して増加あるいは一定値を保つ引張側鋼材合力を支持できなくなる限界点、(ii) 引張側鋼材が破断する限界点、(iii) 圧縮主筋が

座屈する限界点、(iv) 曲げ圧縮部コンファインドコンクリートの横補強筋が破断する限界点。

第7章では、第6章で解析的に明らかにされた終局限界点の存在と、その特性を実験的に明らかにするとともに、同限界点の曲げモーメントおよび曲率に関する実験値と解析値との対応について考察する。

また、繰返し荷重をうけるコンクリート梁部材の終局限界点は、繰返し荷重の影響を応力の低減という形で考慮した圧縮コンクリートのS-S関係を用いる、相当単調断面解析の終局限界点とほぼ対応することを示す。

さらに、コンクリート曲げ部材の終局限界モード、および終局限界時での変形能力が、鉄筋・鋼材係数、曲げ圧縮部コンクリートの横補強量、PC鋼材の伸び能力、鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化特性ならびに付着劣化特性などによってどのように変化するかを解析的に明らかにする。

第8章では、本研究で得られた主な結論をまとめ、今後の課題について述べる。

第2章 応力度-ひずみ度曲線形状の定式化

2.1 はじめに

コンクリートの圧縮応力下における応力度-ひずみ度 (S-S) 特性はコンクリート構造にとっての最も基本的な力学データの1つであるが、第3章および第4章で詳述するように各種の要因によって種々に変化する。したがって、同特性に対する一般的な表示法は未だ確立されていない。たとえばS-S曲線の表示式においても、S.Popovics¹⁷⁾や谷川等²²⁾の提案式のように、実験S-S曲線を良好にフォローするけれども、実際の部材設計という面からは取り扱いに煩雑さのあるもの、およびR.Park等^{17,19)}や六車等¹⁹⁾の提案式のように、実験曲線への近似度は若干低下するものの、式の形式が簡単に部材断面解析への適用が容易であるもの、などが提示されている。しかし、それら表示式の妥当性や適用性に対する検討は十分でない。

一方、コンクリート構造の設計法は近年、終局強度設計法あるいは限界状態設計法に移行する趨勢にある。これら設計法においては、コンクリート部材の耐力ばかりではなく、とくにその変形能力を評価する上で不可欠な、圧縮部コンクリートの応力下降域も含めたS-S特性の明確化が1つのキーポイントとなっている。

本章では、コンクリート曲げ部材の実際の設計に不可欠なコンクリートのS-S特性の定式化について考察する。すなわち、曲げ部材の設計において必要と考えられる簡便性と適切な精度を有するS-S関係の表示式を提示する。さらに本提案式の有用性を、実験S-S曲線の形状に対する近似度が高い既往の幾つかの表示式、ならびに本提案式によるS-S関係を用いた断面解析での各モーメント-曲率関係を、比較検討することから明らかにする。

2.2 S-S関係に関する既往の表示式

コンクリートのS-S曲線の表示式に関する既往の研究では、S-S曲線を応力度とひずみ度との関係として直接表現する方法なども提案されている。しかし、本項では、各種の要因によるS-S曲線の多様な変化に容易に対応でき、また、既往の多くの研究で一般的に用いられている、下記の(i),(ii)のような有用な利点をもつS-S表示法について考察する。すなわち、S-S曲線を圧縮強度 (F_{cf} , プレコンクリートの場合は F_c) および、そのときのひずみ度 (ϵ_{ocf} , 同 ϵ_o) で無次元化して、 F_{cf} , ϵ_{ocf} ならびにS-S曲線の幾何学的な形状を示す無次元化S-S関係の三要素で表現する、次のような利点をもつ表示方法を取り上げる。

(i) S-S曲線におよぼす諸要因の影響を上記の三要素への影響という形でそれぞれ別個に取り扱うことが出来るため、諸要因の影響が現状では十分に明らかでなくても、それらが解明された時点でその程度に応じて段階的に考慮してゆける。

(ii) 無次元化S-S曲線の表示法として、パラメータなどによってその形状を変化させる後述の表2.1に示すような表示方法を採用すれば、上記の諸要因によって多様に

変化するS-S曲線を一般的に表現することが出来る。

この表示方法によれば、S-S特性における三要素のうちの圧縮強度とそのときのひずみ度は直接的に定量化し得る特性値であるので、S-S特性の定量化は無次元化S-S曲線の定式化によって可能となる。

表2.1は、プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートに関する無次元化S-S関係についての既往の主な表示式をまとめたものである。同表によれば、単一の表示式によって無次元化S-S曲線を表現するタイプのものとして、梅村式^{7,9)}、G.M. Smith-L.E.Young式⁹⁾や、P.Desayi-S.Krishnan式¹⁰⁾などがある。しかし、それらは式の形式からも分かるように確定した曲線形状しか表示しえないため、調合などの前記の諸要因によって広範囲に変化する無次元化S-S曲線を一般的に表示することはできない。すなわち、梅村式およびそれと殆ど一致するG.M.Smith-L.E.Young式は強度が200kg/cm²程度の、また、P.Desayi-S.Krishnan式はそれよりも一層低強度のプレーンコンクリートのS-S曲線のような緩やかな応力下降曲線を示すコンクリートについての表示式としてのみ適している。

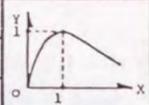
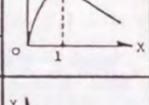
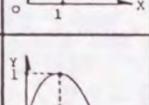
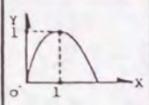
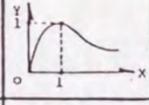
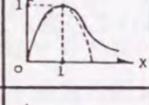
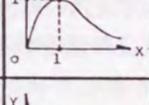
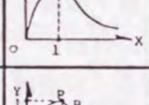
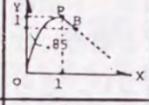
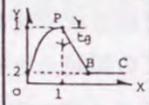
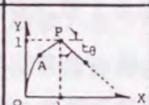
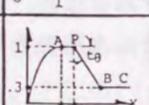
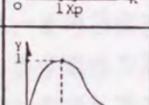
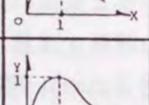
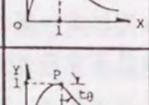
これに対し、上記以外の単一表示式では、いずれも式中に、たとえば圧縮強度などの関数であるパラメータを有するので種々の形状の無次元化全S-S曲線を表現することができる。しかし、G.M.Sturman式¹¹⁾は同式中のパラメータ n の値を変化させても下降部分は常に上に凸の曲線形状となり、上に凸から下に凸へ変化する実験下降曲線の変化形状を全く表示出来ない。奥島等の式¹²⁾は後述のM.Sargin式¹³⁾やS.Popovics式¹⁵⁾に比べ下降勾配を若干大きく表現する。M.Sargin式は下降部分が緩やかな全S-S曲線に対し良好な適合性を示すが、下降勾配が急な全S-S曲線を表現しようとする場合には、G.M.Sturman式と同様、上に凸から下に凸へと変化する曲線形状を表現し得ない。さらに、S.Popovics式は種々の全S-S曲線形状をかなり良好に近似できるが、破壊性状が極めて脆いコンクリートの応力下降域に対する近似度は十分でない^{21,22)}、などの問題点を有している。

以上、単一の関数による無次元化S-S曲線の表示式について述べたが、複数の関数を組み合わせる表示方法もある。この方法の場合には、S-S曲線の上昇部ならびに下降部の各部分に適した近似曲線をそれぞれ選択できるという利点があるため、表2.1に示すように種々の式が提案されている。それらを分類すれば次の3者に大別できるであろう。すなわち

(i) 谷川等の提案式^{21,22)}のように、精緻な式によって実験結果を一層忠実に表現できるが、反面単一曲線で表示する場合に比べて式の形式の複雑さが増して、取り扱いに複雑さがあるもの。すなわち、後述する曲げ部材の断面設計で必要となる、応力度-ひずみ度曲線とひずみ度軸とで囲まれる部分についての積分計算式の誘導が困難なもの。

(ii) E.Hognestad¹⁶⁾、R.Park等^{17,19)}、六車等¹⁹⁾およびS.A.Sheikh等²⁰⁾の提案式のように、応力上昇域を2次曲線で、応力下降域を直線で表示して、S-S曲線の実験結果に対する近似度および上昇域曲線が確定曲線となって汎用性は低下するが、表示式の形式はより簡略で取り扱いが容易であるもの。ならびに、

表2.1 既往のS-S曲線表示式および提案表示式

表示法	提案者	S-S曲線の概形	S-S曲線の表示式					
			上昇域	下降域				
単一式による表示	確定曲線	梅村		$Y=6.75(e^{-0.812X} - e^{-1.218X})$		(2.1)		
		Smith & Young		$Y=X \cdot \exp(1-X)$		(2.2)		
		Desai & Krishnan		$Y=2X/(1+X^2)$		(2.3)		
	可変曲線	Sturman et al.		$Y=(nX-X^n)/(n-1)$		(2.4)		
		奥島 等		$Y=X \cdot \exp((1-X^n)/n)$		(2.5)		
		Sargin		$Y=(aX+(d-1)X^2)/(1+(a-2)X+dX^2)$		(2.6)		
		Iyenger et al.		$Y=aX/(1+bX+cX^2+dX^3)$		(2.7)		
		Popovics		$Y=nX/((n-1)+X^n)$		(2.8)		
		複数式による表示	確定曲線	Hognestad		$Y=2X-X^2$ $(=1-(1-X)^2)$	PB 区間 $Y=1-0.15X/(1-0.0038/\epsilon_0)$ $(X < 0.0038/\epsilon_0)$	(2.9)
				Park et al.		$Y=2X-X^2$ $(=1-(1-X)^2)$	PB 区間 BC 区間 $Y=1-t_0(X-1)$ $Y=0.2$	(2.10)
可変曲線	六車 等			OA 区間 $Y=aX+bX^2$ AP 区間 $Y=1+c(X-1)^2$	$Y=1-t_0(X-1)$ ($X < \epsilon_u, cf/\epsilon_0$)	(2.11)		
	Sheikh et al.			$Y=2X-X^2$ $(=1-(1-X)^2)$	AP 区間 PB 区間 BC 区間 $Y=1$ $Y=1-t_0(X-X_p)$ $Y=0.3$	(2.12)		
	谷川 等			$Y=nX/(na-1+X^{na})$		$Y=1/n_d+(n_d-1)X^n/((n_d-1)+X^{n_d})$	(2.13)	
	Shah et al.			$Y=1-(1-X)^n$		$Y=\exp(-K(\epsilon_0 cf(X-1))^{1.15})$	(2.14)	
	提案表示式			$Y=1-(1-X)^n$	PB 区間 BC 区間 $Y=1-t_0(X-1)$ $Y=0$	(2.15)		

(iii) S.P.Shah等²³⁾による中間的なもの。

2.3 無次元化S-S関係の提案表示式

2.3.1 定式化における留意点

コンクリートのS-S関係の定式化にあたっては、以下に示すような諸点に留意しておく必要があると考える。

(i) コンクリートのS-S特性は、調合、応力状態、負荷時におけるひずみ速度、さらにはS-S曲線を測定するための測定検長など、多数の要因の影響によって変化する。したがって、表示式はその変化をフォローできる汎用性に富む形式が望ましい。

すなわちS-S曲線は、たとえば第3章で述べるように、水セメント比が小さくてコンクリート強度が高い場合には低強度の場合に比べ破壊は脆性的に起り、S-S曲線での応力下降域の勾配は急なものとなる。また、軽量骨材コンクリートの場合には圧縮強度時ひずみ度および下降勾配は、同一強度の普通コンクリートのそれらに比べ大きくなるなど、調合によって大きく変化する。一方、曲げ圧縮応力状態下でのコンクリートの強度、変形特性は、曲げひずみ勾配の存在が断面のせい方向の各位置のひずみ速度を変化させたり、曲げ圧縮破壊領域に発生する圧縮ひびわれの発生を遅らせたり減少させたりするため、単軸圧縮応力下でのそれと異なるものになる。また第4章で詳述するように、コンクリートがスパイラル筋等による横拘束応力を受けると、すなわちコンファインドコンクリートになると、強度およびそのときのひずみ度は増加し、応力下降域の勾配も緩やかな粘り強いものとなるなど、S-S特性は応力状態の影響を受ける。さらに、地震時にみられるような高速載荷を受ける場合、コンクリートの強度と変形性質は静的載荷時のそれに比べ変化することが認められている。また、コンクリートはひずみ軟化性質を示すものであるため、コンクリート部材全体が同一の荷重状態下にある場合でも、破壊は部材の限られた範囲で起る(3.4.1参照)ので、S-S曲線におよぼす測定方法の影響も考えられる。しかし、通常の圧縮試験では、試験体大きさは破壊領域に若干の余長を見込んで決められており、また予想される破壊領域をS-S曲線の測定区間とする場合が多いので、測定S-S曲線は破壊領域でのそれにほぼ等しいと考えられる。

以上述べたように、S-S特性は諸要因の影響によって変化する、現状では、それら要因の個々の影響が定性的あるいは定量的に十分明らかにされているとは言い難い。したがって、曲げ部材の設計に必要なコンクリートのS-S特性の表示式としては、将来でてくるであろう検討要因も含めた諸要因によるS-S特性の変化を一般的に表現できるものが望まれる。

(ii) 曲げ部材の断面設計用の無次元化S-S関係の表示式としては、実用的に十分な精度を有するとともに、取り扱いの簡便性を第1の特徴にすべきと考えられる。その理由は次の通りである。すなわち、

(a) 多項式、指数式、分数式などによる表示式、あるいは種々の関数を組み合わせた精

緻な表示式は、S-S曲線の実験結果を忠実に表現し十分な精度を示すであろうが、表示式の精緻化は一般に取り扱いの煩雑さを増加させる。また、どのような精緻化によっても実験結果との完全な一致を得ることは困難であろうし、一致させ得たとしても表示式の形式あるいは式中の係数等に材料特性あるいは破壊機構などからの必然性が認められない限り、表示式に普遍的な意味をもたし得ないと思われる。

(b)表示式を複雑化させる一因として、上に凸から下に凸へと変化していくS-S曲線の下降域の形状と、同下降域の高ひずみ領域における一定応力値への収束傾向などがある。S-S曲線の下降域はコンクリートの強度破壊以後の崩壊過程域であるため、下降性状に関する実験結果は、製造・施工誤差など的人為的な原因を取り除いたとしても必然的に大きくばらつく。また、一定応力値への収束傾向を示すような高ひずみ領域では、コンクリートの表面や内部に肉眼で観察できる程のひびわれが多数進展して、コンクリート組織は弛緩し容易に崩落する状態になっている。それ故、R.Rark等^{17,18)}やS.A.Sheikh等²⁰⁾が主張するような高ひずみ領域における一定応力(0.2あるいは0.3Fcf(Fc))の存在は、繰返し荷重を考える部材設計の面からは余り意味があるとは思われない。以上のことから、材料学的な興味を別にすれば、部材設計面からは応力下降部分の曲線形状をこの高ひずみ領域も含めて精緻な式で表示することの意義は乏しいと考える。

(c)本研究で注目するコンファインドコンクリートでは、強い、太い鉄筋を小さいピッチで配筋した横補強筋量の多い場合ほど粘り強い有用なものとなって、その無次元化S-S曲線の応力下降域は緩やかな勾配を有する直線性の強い形状となる。それ故、コンファインドコンクリートの無次元化S-S曲線の表示には、プレーンコンクリートの場合にみられるような上に凸から下に凸へと変化する曲線形状の表現に適している、複雑な形式の表示式は強いて必要でないと考えられる。

(d)本項が最も重要な理由である。すなわち、曲げ部材断面のモーメント-曲率関係は、コンクリートのS-S曲線が次項で述べる本提案式のような簡単な場合でも、あるいは逆に精緻なものの場合でも、曲線形状の近似に適切な精度が確保されておれば、実用的な曲率の範囲内では、両S-S曲線の場合で問題となるような大きな差は生じない(図2.8, 2.9参照)。

2.3.2 提案表示式

本項では、前項で述べた無次元化S-S曲線の定式化における留意点、ならびに下記の式の形式の取り扱い易さという点を考慮して、(2.15)式で示される無次元化S-S表示式を提案する。すなわち、広範囲に変化する無次元化S-S曲線の形状をより簡単に取り扱える複数の表示式によるもので、図2.1に示すような上昇部分がn次式、下降部分は2種の直線で構成されるものを採用する。

なお、提案表示式中の係数の決め方、および同式の表示式としての適切性などに関する検討については本項の(1)で述べる。また、ここで云う取り扱い易さとは、

(i)プレーンコンクリートからコンファインドコンクリートまでのS-S曲線を連続的に取り扱えること。すなわち、コンファインドコンクリートの無次元化S-S曲線の応

力上昇部は大きく湾曲したものとなるが、その表示式は、プレーンコンクリートに対して従来より慣用されてきた2次曲線と形式的に連続していること。

(ii)曲げ部材断面の抵抗モーメントと曲率を計算するときに必要な、曲げ圧縮部コンクリートの合力の大きさ、ならびにその作用位置の計算、言い換えれば、応力度-ひずみ度平面においてコンクリートのS-S関係とひずみ度軸とで囲まれる部分の面積と重心位置の計算(断面内の平面保持と曲げ圧縮部コンクリートのS-S特性の各位置における同一性を仮定すれば図2.2に示すように、曲げ圧縮部コンクリートの断面内応力分布は仮定S-S曲線と相似になる)が、いずれのコンクリートの場合でも、簡単に行えること。

(iii)さらに第6章で詳述されるコンクリート曲げ部材断面の終局域指標点($k_1 k_3 \max$ 時など)、および終局限界点(L点)などが容易に算定できるものであること。

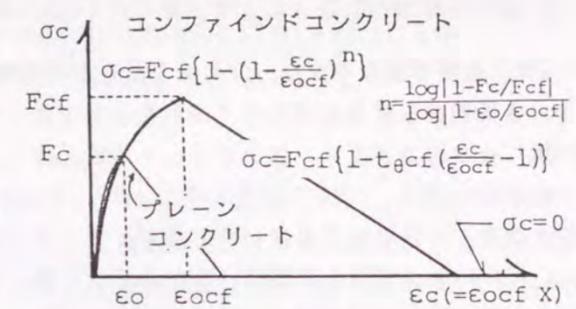


図2.1 提案表示式によるS-S関係

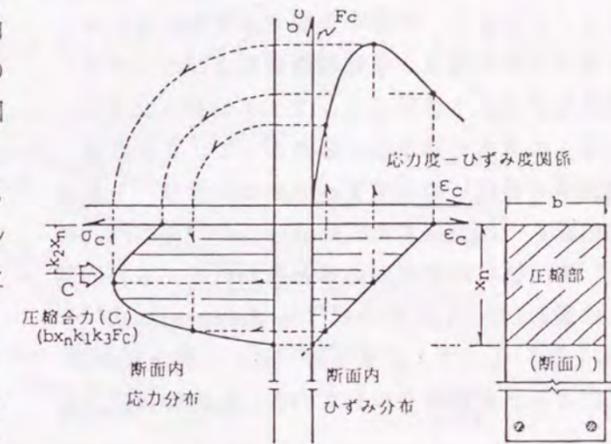


図2.2 曲げ圧縮部の応力およびひずみ分布

$$\text{上昇域: } \sigma_c = F_{cf} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ocf}} \right)^n \right\} \quad (2.15a)$$

$$\text{下降域: } \sigma_c = F_{cf} \left\{ 1 - t_{\theta cf} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ocf}} - 1 \right) \right\} \quad \left(1 \leq \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ocf}} \leq \frac{1 + t_{\theta}}{t_{\theta}} \right) \quad (2.15b)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{ocf}} \geq \frac{1 + t_{\theta}}{t_{\theta}} \right)$$

ここで、 $n = \log |1 - F_c / F_{cf}| / \log |1 - \epsilon_o / \epsilon_{ocf}|$

次に、応力上昇域をn次曲線、下降域を勾配が t_{θ} の直線とする本表示式での係数nおよび t_{θ} などを決定する具体的方法、ならびに本表示式と既往の表示式による無次元化S-S曲線の相違が曲げ部材断面のモーメント-曲率関係におよぼす具体的影響について考察する。

(1) 応力上昇域の係数 n および下降勾配 t_g の決め方について

図2.3は、強度が異なるプレーンコンクリートの単軸圧縮試験(3.3節参照)から得た無次元化 $S-S$ 曲線の上昇部をまとめて示したものである。同図に示されるように、コンクリート強度による上昇曲線の相違は、コンファインドコンクリートの場合と異なって余り大きくない。したがって、プレーンコンクリートの応力上昇部は、既往の研究で用いられているように同図中の太い破線で示す2次曲線で平均的に表示できると思われる。

これに対し、図2.4に例示するコンファインドコンクリートの場合、同図中実線で示す無次元化 $S-S$ 曲線の実験曲線は、横補強筋量およびコンクリート強度などが違う各種のコンファインドコンクリートによって大きく異なる。したがって、2次曲線(同図中の破線)のみですべてのコンクリートの上昇部曲線を一括表示するE.Hognestad¹⁶⁾やR.Park等^{17,19)}の方法には無理があると思われる。また同図中には表2.1でのS.P.Shah式²³⁾、S.Popovics式¹⁵⁾(谷川式²²⁾の応力上昇域も同一式)、および本提案式による上昇曲線を示している。S.P.Shah式によ

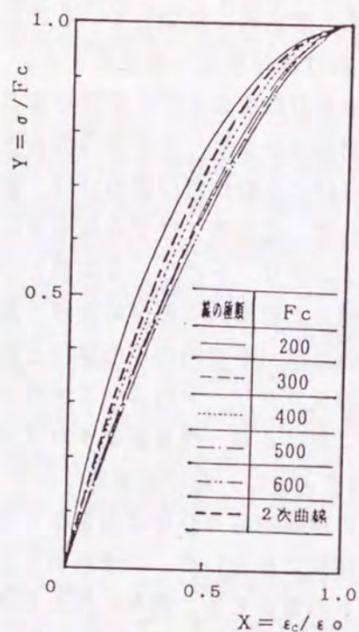


図2.3 プレーンコンクリートの応力上昇部の無次元化 $S-S$ 曲線

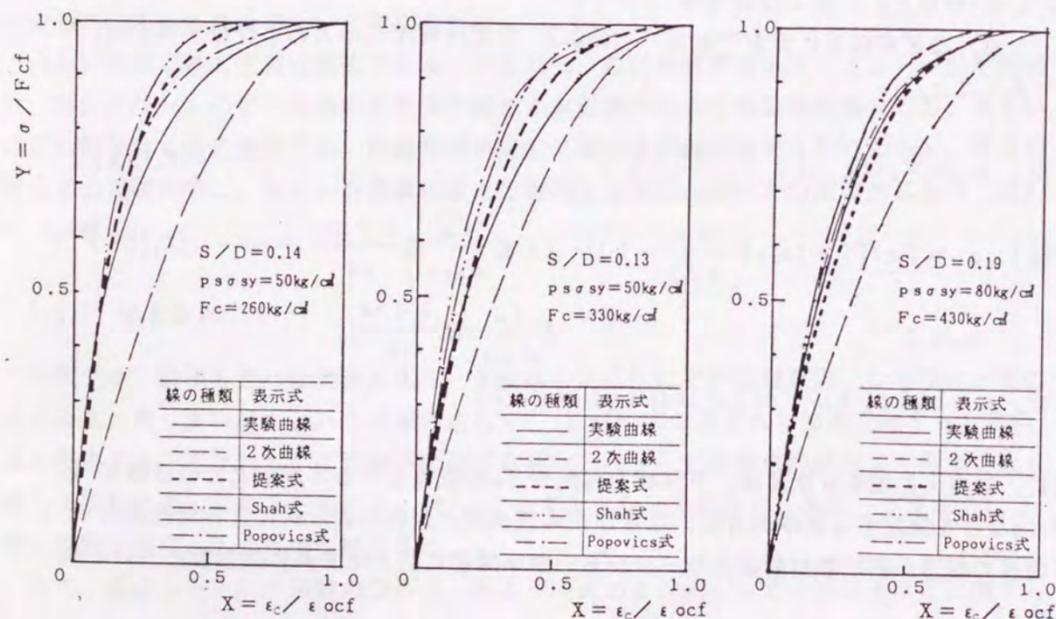


図2.4 コンファインドコンクリートの応力上昇部の無次元化曲線

る曲線(同図中2点鎖線)は、式の形式は本提案式と同じではあるが、初期接線係数の値で上昇曲線を決定する方法なので、上昇域における無次元化応力(σ/F_c)をすべてのひずみ度で過大評価する。これに対し、表示式中の係数 n を(2.15)式で与える本提案式の応力上昇域の曲線は、すなわち、コンファインドコンクリートの応力上昇域曲線がそのコンファインドコンクリートの基本となっているプレーンコンクリートの圧縮強度点(F_c, ϵ_0)を通るように定めた本提案式の曲線は、S.P.Shah式の場合と異なって、上昇曲線の無次元化応力を低ひずみ度域では過小評価し、圧縮強度近傍では過大評価するものの実験曲線の平均的な近似となっている。したがって、実験曲線に対する近似度の高いS.Popovics式による曲線とも良好な一致を示す。また、同式において n を大きくすると、S.A.Sheikh等²⁰⁾の提案するような圧縮強度付近でのフラットな曲線形状も表現することができ、 $S-S$ 曲線の上昇域の表示式として有用であると思われる。

次に図2.5は、プレーンコンクリートおよびコンファインドコンクリートの $S-S$ 曲線の応

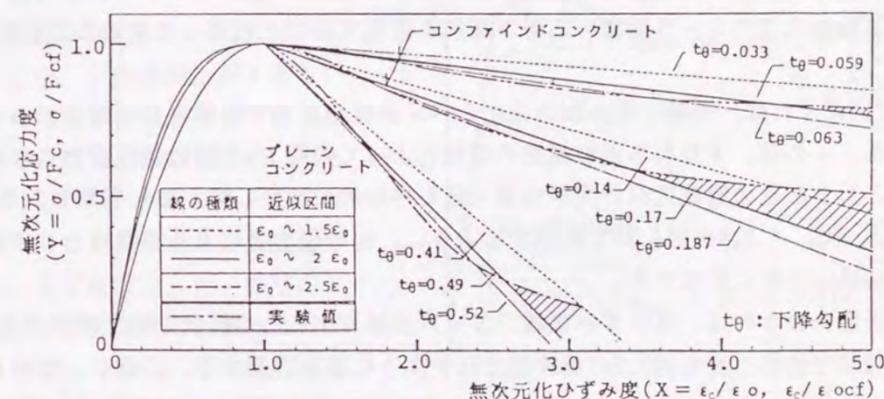


図2.5 応力下降曲線の直線近似化

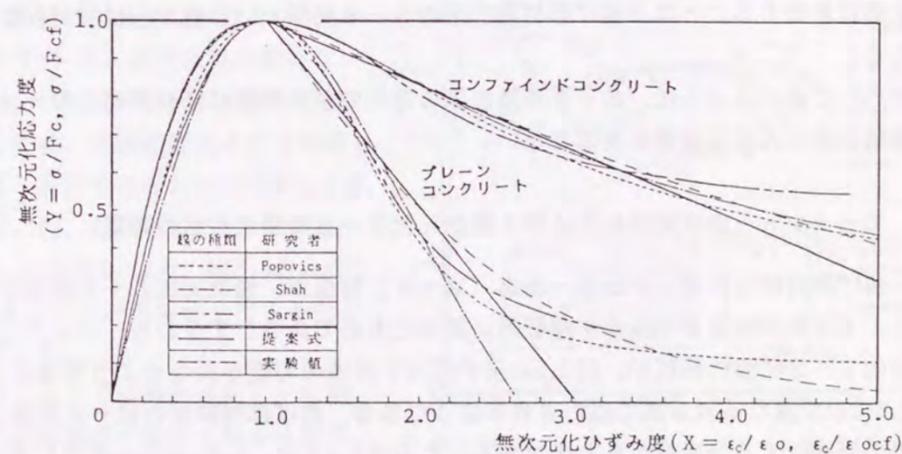


図2.6 提案式および既往の主な表示式による $S-S$ 曲線

力下降域の直線化をどのように行えば良いかを、第3章および第4章の単軸圧縮試験で得られた無次元化S-S曲線を具体的な例として調べたものである。すなわち、応力下降曲線が上に凸から下に凸に変化して直線近似が最も難しいプレーンコンクリート、応力下降曲線の変化が中間的な拘束度の低いコンファインドコンクリート、および応力下降域が直線的で直線近似が最も容易な拘束度の高いコンファインドコンクリートの実験無次元化S-S曲線を例にとって示している。なお同図では、十分に補強された靱性に富むコンファインドコンクリートが横補強筋の破断を起すことのある、無次元化ひずみ度Xの値が5前後の圧縮ひずみ度の範囲までを表記している。

近似直線の勾配(t_θ)は、実験で得た応力下降曲線の $1 < X < a$ (X:無次元化ひずみ度, $\epsilon_c / \epsilon_{ocf}$)の範囲を、最小自乗法によって無次元化圧縮強度点(1,1)を通る直線に近似することから求めている。図2.5中には $a = 1.5, 2.0, \text{および} 2.5$ とした時の近似直線の結果を示している。

本提案式における応力下降直線の勾配は以下に述べる図2.8の結果などから、 $1 < X < 2$ の範囲で実験無次元化S-S曲線の応力下降部を近似することによって求めることとした。

(i) 図2.5によれば、実験で得た無次元化S-S曲線の応力下降域の形状変化がいずれの場合でも、 a の値、すなわち近似範囲の変化によって勾配 t_θ の値は差程変わらないが、 $a = 2$ としたときの直線近似が実験曲線を最も平均的に評価していると判断される。また本近似方法は、4.2.4の図4.15で検証するように、他の研究者による実験S-S曲線の応力下降曲線も良好に近似する。

(ii) 本近似法によれば、高ひずみ領域のS-S曲線が下に凸の性状を示す傾向のあるとき、その領域での応力度を図2.5の斜線部で示すように過小評価する。しかし、この高ひずみ領域では前述したようにコンクリートの内部組織状態は弛緩しているため、繰返し荷重を受けると応力は大きく低下すると予想される。それ故、本近似法のように高ひずみ領域を安全側に評価することは、曲げ部材設計用のS-S関係という面からは妥当なことと考えられる。

(iii) 次の(2)で述べるように、S-S下降曲線の若干の差異は曲げ部材断面のモーメント-曲率関係に余り大きな影響を及ぼさない。

(2) モーメント-曲率関係におよぼす無次元化S-S関係の形状の影響

本項は、曲げ部材断面のモーメント-曲率(M- ϕ)関係が、無次元化S-S関係の形状の相違によってどの程度異なるかを解析的に調べたものである。すなわち、コンクリートの無次元化S-S関係の形状が、図2.5に示す応力下降域の勾配が異なるような場合、および図2.6に示す異なる表示式で表わされるような場合、曲げ部材断面のM- ϕ 関係にどの程度の差異が生ずるかを調べたものである。なお図2.6では、S.Popovics式¹⁵⁾、S.P. Shah式²³⁾、M.Sargin式¹³⁾および本提案式を取り上げている。また同図中では、図2.5に示したプレーンコンクリートおよび拘束程度の低いコンファインドコンクリートの実験無次元化S-S曲線(近似曲線の間)に差異が生じやすい上に凸から下に凸への応力下降曲線

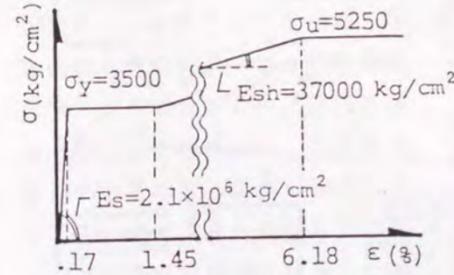
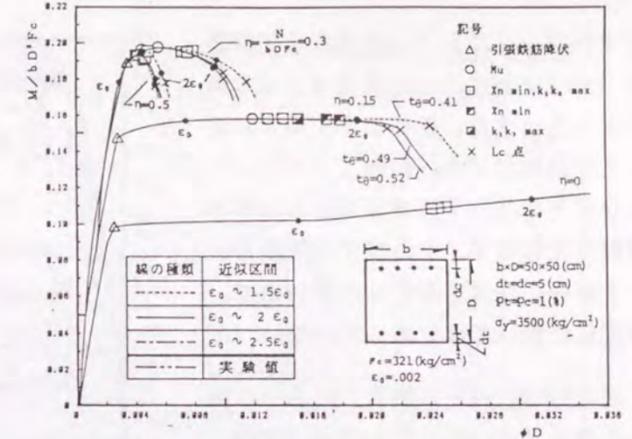


図2.7 鉄筋のモデルS-S曲線

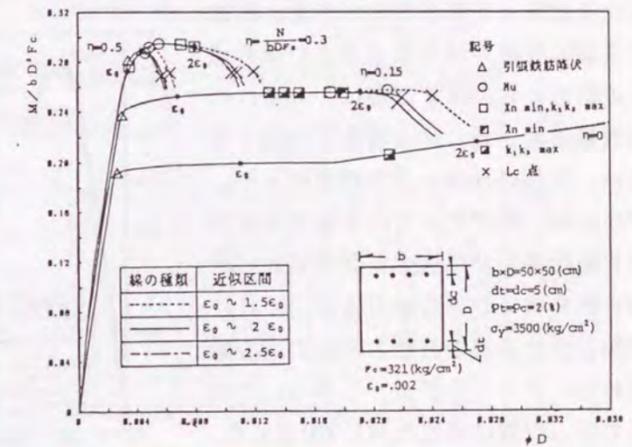
を示す)を併記し、実験曲線に対する各表示式の適合状況も示している。

解析断面は図2.8および図2.9中に示すような、引張鉄筋比が1あるいは2%の正方形柱断面とし、軸力比(η)が0, 0.15, 0.3および0.5のものを取り上げた。解析にあたっては平面保持、コンクリートの引張応力の無視、などを仮定した。鉄筋のS-S関係は降伏強度と引張強度がそれぞれ3500kg/cm²および5250kg/cm²で、ひずみ硬化域の勾配 E_{sh} が37000kg/cm²である図2.7に示すようなものを用いた。断面の圧縮部におけるプレーンコンクリートおよび拘束度の低いコンファインドコンクリートのS-S関係としては、圧縮強度およびその時のひずみ度がそれぞれ $F_c = 321 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_o = 0.002$ 、ならびに $F_{cf} = 394 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_{ocf} = 0.0047$ で、図2.5および2.6の無次元化S-S関係を有するものを仮定した。

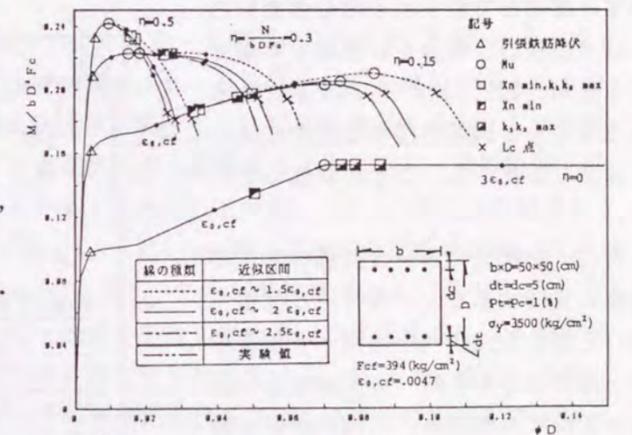
なお、ここでは無次元化S-S関係の形状の差異が断面のM- ϕ 関係におよぼす影響を解析的に調べることが主目的であるので、かぶりコンクリートおよび横補強筋で囲まれた



(a)プレーンコンクリートおよび $p_t=1\%$ の場合



(b)プレーンコンクリートおよび $p_t=2\%$ の場合



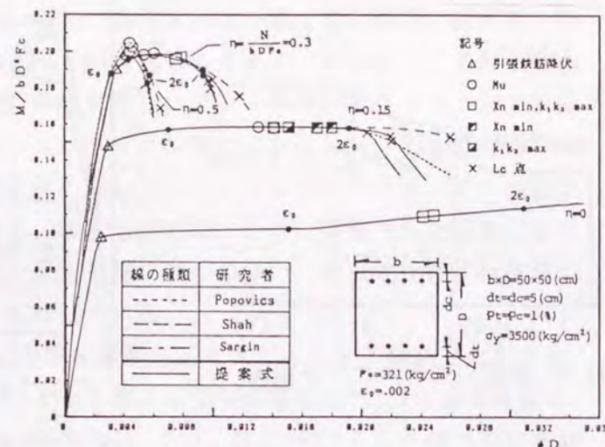
(c)コンファインドコンクリートおよび $p_t=1\%$ の場合

図2.8 応力下降域の直線近似度の影響

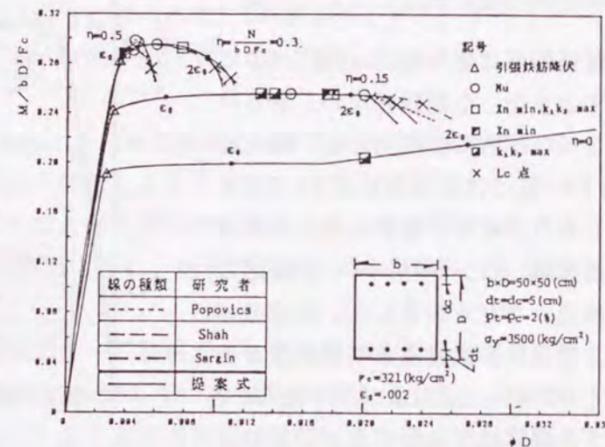
コア内コンクリートに関係なく圧縮部コンクリートのS-S関係はすべて同じとした。また、断面曲率の増大に従って中立軸付近の圧縮部コンクリートはひずみの戻りや再増加などのひずみ履歴を受けるが、そのひずみ履歴がM-φ関係に及ぼす影響は小さいので、本解析においては考慮していない。

図2-8と図2-9から無次元化S-S関係の形状が曲げ耐力および曲げ変形におよぼす影響について考察する。まず、無次元化S-S関係の形状が最大耐力ならびに各終局域指標点および限界点での耐力におよぼす影響は、いずれの引張鉄筋比と軸力比の場合でも極く小さい。これは次のような理由による。すなわち、本例で示されるような終局域で軸補強筋が降伏する普通のRC断面の終局域における耐力差は、主に圧縮部合力と引張鉄筋合力の応力中心距離の差によって生ずる。しかし、その応力中心距離は前述の図2.2で示したように、コンクリートのS-S関係とひずみ度軸とで囲まれる部分の面積およびその重心位置などに関係する量であるため、図2.5および2.6で示されるようなS-S関係の僅かな変化によっては余り変化しないことに起因している。

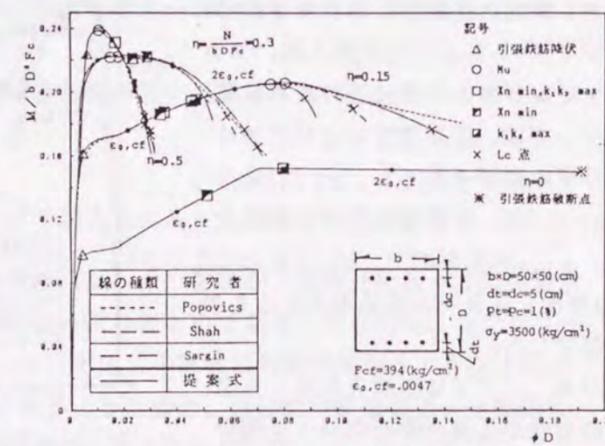
次に、無次元化S-S関係の形状が曲率に及ぼす影響を、各S-S関係を用いた図2-8と図2-9中のM-φ関係中の・印で示される同一の圧縮緑コンクリートひずみ度時点、□印の曲げ圧縮部ストレスブロック係数 k_1, k_3 が最大となる時点、ならびに第6章で提案する×印の終局限界点(Lc点)から考察する。



(a) プレ-ンコンクリートおよび $p_t=1\%$ の場合



(b) プレ-ンコンクリートおよび $p_t=2\%$ の場合



(c) コンファインドコンクリートおよび $p_t=1\%$ の場合

図2.9 異なる表示式によるS-S曲線の影響

圧縮緑ひずみ度が同一となるときの曲率は、S-S曲線の近似化が適切に行われているならば、実験曲線を忠実にフォローする複雑な表示式の場合でも、忠実性の劣る直線表示の場合でも、またその直線の下降勾配の若干の相違によっても、余り大きな影響を受けない。これは、圧縮緑ひずみ度と共に曲率を決定する中立軸深さが断面内の力の釣り合いに基づいて、言い換えれば、コンクリートのS-S関係とひずみ度軸とで囲まれる面積に関する、S-S関係の形状変化に対して鈍感な量である曲げ圧縮部コンクリート合力に基づいて決定されるためである。同じ圧縮緑ひずみ度時での曲率の相違は表2.2によれば、本提案式によるときの曲率に対し最大でも3%程度である。なお表2.2では、表示式および下降直線勾配が異なる場合の各特性点における曲率の算定例の結果を、本提案式の場合の曲率に対する比として示している。

これに対し、 k_1, k_3 max時やLc点における曲率はS-S関係の下降勾配(形状)によって相違する。これは、先に述べたように中立軸深さがS-S関係とひずみ軸とで囲まれる面積に関する、S-S曲線形状に対する鈍感量であっても、曲率を決定するもう1つの要因であるそれら各時点での圧縮緑ひずみ度が第6章で詳述するように、S-S関係の下降勾配(形状)の影響を直接受けて変化するためである。たとえば、表2.2の算定例の結果によれば(他の算定例のときもほぼ同様であった)、 k_1, k_3 max時での曲率の変動範囲は、表示式および直線下降勾配の異なるいずれのケースでも-5~+12%程度である。またLc点における曲率は、とくに表示式の相違によって大きく変化しているが、本提案式による曲率がいずれの表示式の場合の曲率に対しても安全側の値を与えている。表示式の相違によるLc点の曲率の相違は、S-S曲線の高ひずみ領域における下に凸の性状の忠実なフォローに起因するものであるが、この高ひずみ領域では2.3.1でのべたように、繰返し荷重による応力の低下が懸念される。したがって、大曲率域までの解析を対象とするS-S表示式としては、曲率の安全側の値を与える本提案式が適当であると考えられる。

表2.2 S-S曲線の相違が曲率におよぼす影響 (a) S-S曲線の表示式が異なる場合

軸力比	表示式	ϵ_0	$2\epsilon_0$	$3\epsilon_0$	Mu時	K_1, K_3 max時	X_n min時	Lc点時
$\eta=0$	提案式	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	Popovics式	0.997	1.001	1.0	1.001	1.001	1.0	1.00
	Shah式	1.0	1.001	1.001	1.001	1.001	1.0	1.002
	Sargin式	0.997	1.001	1.001	1.001	1.001	0.998	1.002
$\eta=0.15$	提案式	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	Popovics式	0.996	1.007	0.997	1.050	1.007	1.077	—
	Shah式	1.0	1.004	1.003	1.066	1.046	1.074	1.210
	Sargin式	0.991	1.004	1.0	1.085	1.004	1.074	1.548
$\eta=0.3$	提案式	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	Popovics式	0.991	1.008	0.997	1.100	1.008	1.009	1.372
	Shah式	1.0	1.004	1.005	1.160	1.055	1.004	1.142
	Sargin式	0.983	1.004	1.0	1.166	1.004	1.169	1.266
$\eta=0.5$	提案式	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	Popovics式	1.0	1.006	0.996	1.010	0.963	0.963	1.011
	Shah式	1.0	1.0	1.004	1.010	1.006	1.006	1.065
	Sargin式	0.986	1.0	1.0	1.0	1.006	1.006	1.054

※鉄筋降伏によるLpモード

(b) 応力下降域の勾配が異なる場合

軸力比	近似区間	ϵ_0	$2\epsilon_0$	$3\epsilon_0$	Mu時	K_1, K_3 max時	X_n min時	Lc点時
$\eta=0$	$\epsilon_0-1.5\epsilon_0$	1.0	1.001	1.008	1.001	1.118	1.130	1.170
	$\epsilon_0-2.0\epsilon_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\epsilon_0-2.5\epsilon_0$	1.0	0.999	1.0	1.0	0.948	0.923	0.927
$\eta=0.15$	$\epsilon_0-1.5\epsilon_0$	1.0	1.009	1.018	1.122	1.093	1.077	1.170
	$\epsilon_0-2.0\epsilon_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\epsilon_0-2.5\epsilon_0$	1.0	0.998	0.989	0.942	0.998	1.0	0.943
$\eta=0.3$	$\epsilon_0-1.5\epsilon_0$	1.0	1.012	1.025	1.132	1.109	1.065	1.167
	$\epsilon_0-2.0\epsilon_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\epsilon_0-2.5\epsilon_0$	1.0	0.996	0.989	1.0	0.996	0.996	0.939
$\eta=0.5$	$\epsilon_0-1.5\epsilon_0$	1.0	1.006	1.022	1.094	1.110	1.110	1.172
	$\epsilon_0-2.0\epsilon_0$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
	$\epsilon_0-2.5\epsilon_0$	1.0	0.994	0.987	1.0	0.994	0.994	0.943

以上のことから、断面曲げ解析用の実用的な無次元化S-S関係としては、各種要因によるS-S曲線の形状の変化にも対応できる、取り扱いが簡単な本提案式によるもので十分であると思われる。

2.4 まとめ

本章では、圧縮応力をうけるコンクリートのS-S特性の表示法についての考察から、既往の表示式を発展させた曲げ部材設計用の簡便なS-S表示式を提示した。また、本提案式および既往の各種のS-S表示式を、RC柱断面のモーメント-曲率関係の解析に適用したケーススタディからその妥当性を検討した。これらの考察および検討から得られた結果を以下にまとめて示す。

1. S-S関係を圧縮強度、その時のひずみ度、および無次元化S-S関係で表わす表示方法を採用した。その無次元化S-S関係の表示式は応力上昇域がn次式で、応力下降域は下降勾配が t_e の直線で構成され、各種の要因による同関係の多様な変化に対応できるものである。n次式はプレーンコンクリートに対して従来使用されていた2次式と連続し、かつコンファインドコンクリートが示すような圧縮強度付近でフラットとなる曲線形状も表現できる。また、応力下降域の直線化は、曲げ部材設計用のS-S関係として必要な取り扱いの簡便性と良好な近似度を与える(図2.1参照)。

2. 同表示法において、応力上昇域の係数nをプレーンコンクリートの圧縮強度点を通るように、また応力下降勾配 t_e を圧縮ひずみ度比Xが1~2の範囲における無次元化S-S曲線の直線近似から定めれば、実際のコンクリートのS-S曲線を良好に近似するS-S関係が得られる(図2.3~2.6参照)。

3. 提案する簡便な表示式によるS-S曲線を用いたときのRC柱断面のモーメント-曲率関係は、実際のS-S曲線を忠実にフォローする精緻な表示式を用いる場合のモーメント-曲率関係と、実用的な曲率の範囲内でほぼ一致する。このことは、曲げ部材断面解析用として本提案表示式の有用性を示している(図2.8, 2.9, 表2.2参照)。

第3章 プレーンコンクリートの応力度-ひずみ度特性

3.1 はじめに

応力上昇域のみならず圧縮強度点以降の応力下降域も含めたコンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)特性は、コンクリート構造の終局強度設計法と密接に結びつく重要な基礎データである。

とくに単軸圧縮応力下での同S-S特性は最も基本的なものであるが、従来の材料試験機では剛性が小さいため、応力下降域のS-S特性の測定が困難であった。これに対し近年、コンクリート構造設計法の終局強度設計法への移行の趨勢が高まるにつれて、サーボ機構やくさび機構を利用する高剛性試験機、あるいは従来の試験機に各種の補剛装置を組合せた高剛性試験装置が開発され、応力下降域も含めたS-S特性に関する研究がなされるようになってきた²⁴⁻³²⁾。しかし、それらの研究は高剛性試験機・装置の開発やS-S関係に対する材料学的な追究に主眼を置くもので、コンクリート曲げ部材の終局強度設計に用いる観点からS-S曲線を定量化するという系統的な研究は余りおこなわれていない。

一方、曲げ圧縮応力をうけるコンクリートのS-S特性についての研究も種々の曲げ圧縮試験法によって行われている⁴⁴⁻⁵⁶⁾。しかし多くの試験法では、曲げ圧縮応力下のコンクリートに本質的に起こる曲げ圧縮破壊領域の限定性や引張コンクリートの影響などが考慮されていない。そのために、コンクリート曲げ部材の設計に必要な、曲げ圧縮部コンクリートのS-S特性におよぼす曲げひずみ勾配(中立軸深さ)の影響、あるいは単軸圧縮応力下と曲げ圧縮応力下でS-S特性がどのように異なるかは未だ十分に明確化されていない。

本章では、サーボ機構等を用いる高価な高剛性試験機・装置とほぼ同様の性能を示す、新たに考案した極めて簡便な高剛性試験装置を用いて、各種コンクリートの単軸圧縮応力下におけるS-S曲線を調べ、第2章で述べた表示法に従ってプレーンコンクリートのS-S特性の定量化を試みる。また、S-S特性におよぼす曲げひずみ勾配(中立軸深さ)の影響を、単軸圧縮試験での高剛性装置と同様の原理をもつ曲げ圧縮試験方法を用いて実験的に明らかにして、曲げ圧縮S-S関係を提示する。

3.2 簡易高剛性試験装置

最大耐力以後、変形の増大とともに耐力を減ずる、いわゆるひずみ軟化特性を示すコンクリートや岩石を通常の方法試験機によって圧縮試験する場合、試験体は最大耐力後ぜい性的に急激に破壊する。すなわち、詳しくは3.3節の図3.2で述べるが、試験体の最大耐力以後での荷重の減少(ΔP_c)によって起こる試験機支柱の伸び変形の減少(δ_p)と油圧ジャッキ部の圧縮変形の減少(δ_o)との和($\delta_p + \delta_o$)が、 ΔP_c に対応する試験体の圧縮変形(δ_c)よりも小さいと、試験体は試験機から解放されるポテンシャルエネルギー

表3.1 高剛性圧縮試験装置および試験機の例

によって瞬間的に過大な圧縮力を受け急激な破壊を起す。それ故、試験体の急激な破壊を防止し、最大耐力以降の荷重-変形関係を安定的に測定するためには特別な工夫が必要となる。本節では、既往の研究で用いられている特別な工夫、およびその工夫の一つである本研究で新たに考案した簡便で有用な簡易高剛性試験装置について述べる。

3.2.1 既往の高剛性試験装置および高剛性試験機

ひずみ軟化特性を示す材料の最大耐力以降の荷重-変形関係を測定するための特別な工夫としては、表3.1中の(a), (b), (c)で示すような3種の方法が現在採用されている。

第1の方法は、油圧の高反応制御が可能なサーボ機構の利用によって、最大荷重以降で試験体に生ずる荷重の減少量 (ΔP_c) を瞬時に除荷して、前述の $\delta_c \geq \delta_p + \delta$ の条件を満足させようとする表3.1の(a)に示すような方法である。この方法は中野等²⁴⁾、平松等²⁵⁾および木山等²⁶⁾などによって採用されているが、油圧の瞬間的な微小制御に種々困難が伴う上、試験機としても極めて高価なものとなる。それ故、一般的な高剛性試験機とはなり難い。

第2の方法は、試験体およびそれと並列または直列に配置した補剛装置の両者を在来の材料試験機を用いて同時に載荷していくものである。この方法では試験体が最大耐力後に急激な耐力低下を起した場合、補剛装置は試験機荷重に対するその荷重負担率を、試験体の耐力低下に見合った形で自動的に上昇させる。簡単に言えば、補剛装置が試験体の耐力低下にはほぼ見合う適切な試験機荷重を自動的に肩代わり負担することによって、前述の $\delta_c \geq \delta_p + \delta$ の条件を満足させようとする方法である。本方法における補剛装置としては表3.1(b)に示すように、青山等²⁷⁾が鉄骨梁を、P.T.Wang等²⁸⁾が鋼管を、本簡易高剛性試験装置²⁹⁾、渡辺³⁰⁾および岡本³¹⁾等がPC鋼棒を用いている。それらの補剛装置のうち広い弾性域を持つPC鋼棒を補剛材として使用する方法は、取り扱いの簡便さや価格の面で特に優れている。また次節の簡易高剛性試験装置において述べられるように、普通に用いられる強度範囲のコンクリートのS-S関係を、構造設計上必要とされる程度のひずみ度範囲まで容易に測定することが出来る極めて有用な高剛性化法である。

第3の方法は、谷川等³²⁾が開発した高剛性変位速度制御圧縮試験機で用いられているものである。すなわち、この試験機はあらかじめ補剛装置(鋼製支柱)に負荷した荷重を、表3.1の(c)に示すようにくさびを移動させることによって徐々に試験体に分担荷重させて、言い換えれば試験体に徐々に圧縮変位を与えることによって載荷するものである。それ故、通常の材料試験機に比べ格段に剛性が大きく、またくさびの移動速度を調節することによって試験体圧縮変位の載荷速度の制御が可能である、などの特徴を有している。しかし、使用するくさびの大きさやその移動範囲に限界があるため変位ストロークは小さい。したがって、コンクリートの応力度-ひずみ度関係の測定などの限定された目的には極めて有用であるが、従来の材料試験機に比べると汎用性の面で劣り、また上述したように載荷機構も異なるため高価である。

タイプ		補剛方法例の模式図	
(a)	サ高 剛 ボ性 方試 式験 機		
	引張 補剛 型 在 高 来 剛 性 試 験 機 圧 縮 機 利 用 型 装 置 補 剛 型		
圧縮 補剛 型			
(c)	高制 剛御 性型 変圧 位縮 速試 験機		

3.2.2 簡易高剛性試験装置

ここで用いた簡易高剛性試験法は図3.1に示すようなものである。すなわち、4本(あるいは6本)のφ32mmのPC鋼棒と上下の耐圧板とで構成される剛性装置、ならびにとそれに並列に配置する試験体を在来の耐圧試験機(本試験法では最大容量200ton)で同時に圧縮するという極めて簡単な方法である。

本試験装置の原理および性能を以下に考察する。図3.2は本試験装置をモデル化したもので、バネ定数 K_P 、 K_S 、 K_L 、および K_O を有する各バネ体は、それぞれ試験機支柱、PC鋼棒による補剛装置、鋼製スペース等の載荷版も含めたロードセル部分、およびオイル部も含めた油圧ジャッキ部分にそれぞれ対応している。また本モデルは、S-S関係の応力下降域の測定方法を説明するものなので、コンクリート試験体は負の変形抵抗係数とも呼ぶべき係数 K_C を有するバネ体で便宜的に表現している。

いま、単軸圧縮荷重を受けるコンクリート試験体が、図3.3に示すような荷重-変形関係での最大耐力以後において、微小圧縮変位 δ_c ならびに耐力低下 ΔP_c を生じた状態を考える。このとき試験装置内の各部分は、図3.2に示すような荷重変化および変位を起すと考えられる。すなわち、ロードセルは ΔP_c によって δ_L 伸び、補剛装置は分担力を ΔP_s 増加させて δ_s だけ縮み、さらに試験機荷重は ΔP_p (= ΔP_o :油圧ジャッキ部の荷重変化)だけ減じて支柱が δ_p 縮み、ジャッキ部が δ_o だけ伸びる。なお、荷重および変位の変化量の正負はそれぞれ今記述した方向を正とする。以上に述べた荷重と変形の変化条件から次のような関係式が導かれる。すなわち、補剛装置と試験体を同時に載荷している試験機荷重の減少分(ΔP_p)は試験体の低下耐力(ΔP_c)から補剛装置の分担荷重増加分(ΔP_s)を差し引いたものになる条件

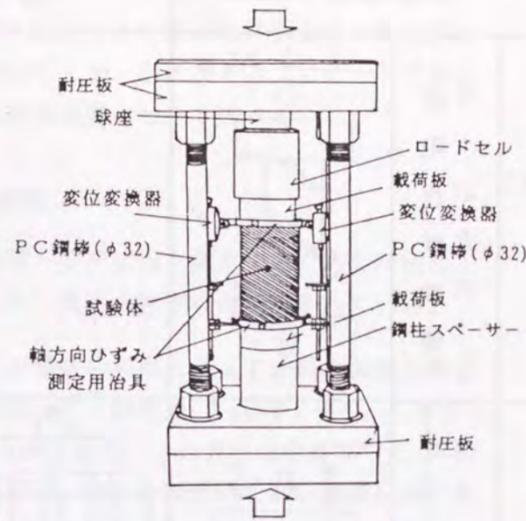


図3.1 簡易高剛性試験装置

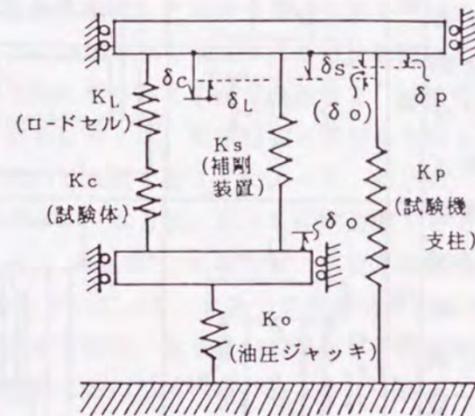


図3.2 試験装置の力学モデル

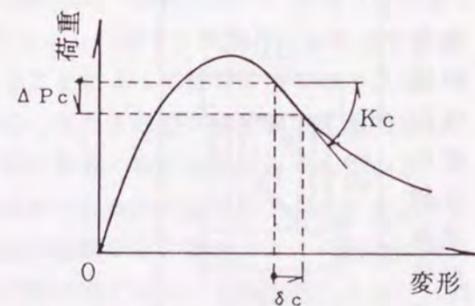


図3.3 荷重低下、変位および負剛性

から(3.1)式が、また、各バネ体の変形条件、すなわち試験機支柱の縮み(δ_p)とジャッキ部の伸び(δ_o)との和が、ジャッキとクロスヘッドの間にはさまれている補剛装置の縮み(δ_s)に等しくなる条件より(3.2)式が得られる。一方、この状態において、補剛装置の縮み変形量 δ_s とロードセルの伸び変形量 δ_L の和がコンクリート試験体の縮み変形量 δ_c よりも大きいと、補剛装置とロードセルの変形によって試験体は不安定に急激に破壊することになる。したがって、不安定破壊を起させないためには(3.3)式の条件を満足する必要がある。また、試験装置内の各バネ体間には(3.4)~(3.6)式の関係があるので、これら諸式を用いて、コンクリート試験体を急激破壊させないために必要な補剛剛性等を以下に考察する。

$$\Delta P_p = \Delta P_c - \Delta P_s \quad (3.1)$$

$$\delta_s = \delta_p + \delta_o \quad (3.2)$$

$$\delta_c \geq \delta_s + \delta_L \quad (3.3)$$

$$\Delta P_c = K_c \delta_c = K_L \delta_L \quad (3.4)$$

$$\Delta P_s = K_s \delta_s \quad (3.5)$$

$$\Delta P_o = K_o \delta_o = \Delta P_p = K_p \delta_p \quad (3.6)$$

$$K_c \delta_c = K_s \delta_s + K_o \delta_o \quad (3.7)$$

まず、(3.4)~(3.6)式を(3.1)式に代入して(3.7)式を得る。一方、(3.6)式を変形して得られる(3.8)を(3.2)式に代入すると(3.9)式になり、それを(3.7)式に代入すると、 δ_c と δ_s との関係として(3.10)式を得る。

次に、(3.4)式を変形した(3.11)式、新たに定義した K_M を表す(3.12)式、ならびに(3.10)式を(3.3)式に代入して整理すると、コンクリート試験体の不安定な破壊が生じないための各バネ係数についての関係が(3.13)式のように得られる。

(3.13)式の右辺が試験装置の見掛けの剛性(K_A)であり、同式を満足するような負の変形抵抗係数 K_C を有するコンクリートのS-S関係が測定できることになる。なお、試験装置の見掛けの剛性はロードセル、補剛装置および材料試験機のパネ係数(測定値および計算値) K_L 、 K_S 、 K_M (K_O 、 K_P)を用いれば算定できる。

ここで、本研究で使用した試験装置でのそれぞれのバネ定数の実測値、 $K_P = 9.7 \times 10^6$ kg/cm、 $K_O = 0.29 \times 10^6$ kg/cm、 $K_L = 3.4 \times 10^6$ kg/cm、およびPC鋼棒が4本および6本ときのバネ定数計算値 $K_S = 1.3 \times 10^6$ kg/cm および 2.0×10^6 kg/cm を用いると、本装置の剛性は約 1.1×10^6 kg/cm と 1.4×10^6 kg/cm になり、材料試験機のみ剛性($K_M = 0.28$ kg/cm)に比べ数倍大きく、3.3.2(2)で述べるように通常用いられる強度範囲のコンクリートに対しては前述した高価な剛性試験機とほぼ同等の性能を示す。

なお、この試験装置の剛性は、PC鋼棒の直径、本数と長さなどによって容易に変化させ得るので、試験体の大きさや強度あるいは使用する材料試験機の容量などに見合った装置が製作できるという特徴をもっている。

$$\delta_p = \frac{K_o}{K_p} \delta_o \quad (3.8)$$

$$\delta_o = \frac{\delta_s}{\left(1 + \frac{K_o}{K_p}\right)} \quad (3.9)$$

$$\delta_s = \frac{K_c}{K_s + \frac{K_o K_p}{K_p + K_o}} \delta_c \quad (3.10)$$

$$\delta_L = \frac{K_c}{K_L} \delta_c \quad (3.11)$$

$$K_M = \frac{K_o K_p}{K_p + K_o} \quad (3.12)$$

$$K_C \leq K_A = \frac{K_L (K_s + K_M)}{K_L + K_s + K_M} \quad (3.13)$$

3.3 単軸圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性に関する実験

本節では、単軸圧縮応力をうけるコンクリートのS-S関係についての主要な影響因子を実験要因とした、次の(i)および(ii)の目的をもつ実験的研究について述べる。

(i) 第2章で提案した表示式を用いて、プレーンコンクリートのS-S関係の定量化に必要な、プレーンコンクリート強度(Fc)-圧縮強度時ひずみ度(εo)関係、Fc-応力下降勾配特性(tθおよびEo)関係などを実験的に誘導する。

(ii) 3.2節で示した簡易高剛性試験装置によって、応力下降域が測定できるコンクリート強度の限界を、実験によって得られるFc-応力下降域の最大負勾配(Emax)関係を用いて明らかにする。

表3.2 実験の概要

実験名	実験シリーズ	粗骨材種	目標強度(kg/cm ²)	養生(環境)条件	試験材令
実験 I	NC	砕石	200,300,400 500,600	標準養生 20±2℃ R.H.:100%	17~35日
	LP	造粒型人工 軽量骨材	200,300,400		20~22日
	LC	非造粒型人工 軽量骨材			
実験 II	EC	砕石	300	恒温・恒湿室内 20±1℃ R.H.:55±5%	7, 28日 3月, 1年
	EI			屋内	28日, 3月
	EO			屋外	1年

3.3.1 実験概要

(i) 実験要因および試験体
実験は表3.2にその概要を示すが、実験IおよびIIで構成されている。

実験Iは、S-S関係におよぼすコンクリートの強度レベルと粗骨材種の影響、および本試験装置で測定可能な各種コンクリートの強度限界を調べるためのものである。粗骨材種としては砕石、造粒型および非造粒型人工軽量骨材の3種を用いた。コンクリートの強度レベルは砕石を用いた普通コンクリートに対しては200, 300, 400, 500および600kg/cm²の5種、ならびに人工軽量骨材コンクリートに対しては200, 300および400kg/cm²の3種とした。

実験IIは主として、養生環境条件および材令がS-S関係におよぼす影響を検討するためのものである。養生環境条件としては、実構造物におけるコンクリートの環境条件を想定した実験室内気乾状態および屋外暴露状態、ならびに恒温恒湿状態(20±1℃, R.H.=50±5%)の3種を採用した。養生・存置期間(材令)は原則として28日、3ヶ月および1年の3種とした。また試験体としては、コンクリートの品質指標である設計基準

表3.3 使用骨材の性質

実験名	骨材種	粒径(mm)	比重	吸水率(%)	粗粒率
実験 I	川砂	<5	2.56	2.25	2.46
	砕石	5~20	2.70	0.79	6.62
	造粒型人工軽量骨材	5~20	1.23	3.21	6.55
	非造粒型	5~20	1.59	8.4	6.43
実験 II	川砂	<5	2.54	2.15	2.01
	砕石	5~20	2.67	2.15	6.85

表3.4 使用コンクリートの調合

実験名	試験体 記号	目標強度 (kg/cm ²)	W/C (%)	kg/m ³			
				W	C	S	C.A.
実験 I	NC 2	200	70	182	260	814	1083
	NC 3	300	53	175	330	797	1057
	NC 4	400	43	198	460	635	1006
	NC 5	500	33	218	660	480	974
	NC 6	600	30	225	750	409	955
	LP 2	200	70	182	260	814	595
	LP 3	300	53	175	330	797	583
	LP 4	400	43	198	460	635	582
	LC 2	200	70	182	260	814	665
	LC 3	300	53	175	330	797	649
実験 II	EC	300	53	175	330	797	1057
	EI						
	EO						

強度および調合強度の決定の際に通常使用される $\phi 10 \times 20$ cm の標準試験体を用いた。試験体の数は実験 I および II での各種コンクリートに対しそれぞれ 10 体および 15 体である。

(ii) 使用材料および試験体の製作

使用したセメントおよび細骨材は、実験 I, II とも早強セメントおよび川砂である。使用した骨材の性質およびコンクリートの調合表を表 3.3 および表 3.4 にそれぞれ示す。コンクリートの混練は可傾式ミキサーで行った。試験体の製作には鋼製型枠を使用し、つき棒および棒状パイプレーターによって十分締め固めた。材令 2 日でキャッピングを行い、材令 3 日で脱型した。その後、実験 I での試験体は気温 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、相対湿度 100% の標準養生を行い、実験 II での試験体はそれぞれの養生環境条件で試験日まで放置した。

(iii) 載荷および測定方法

載荷は図 3.1 に示した簡易高剛性装置と、通常の 200ton 耐圧試験機とを用いて行った。試験体の載荷速度は J I S に準拠した $2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ としたが、その調整は手動で行った。なお、油圧の手動調整による載荷速度の若干の変動が考えられる。しかし、載荷速度を上記速度の約 10 倍および $1/10$ 倍程度にして行った予備実験結果³³⁾によれば、載荷速度の増大によって圧縮強度は増加するものの、圧縮強度時ひずみ度および無次元化 S-S 曲線の形状は殆ど変化しなかった。この結果は既往の他者の研究結果²²⁻²⁴⁾とも一致している。したがって、本実験結果での無次元化 S-S 曲線におよぼす載荷速度の手動調整の影響は殆どないと考えている。

試験体に作用する荷重の測定は、試験体と直列に配置したロードセルによって行った。試験体の圧縮変位の測定には、試験体の両端部間 (検長 180mm) に鋼製枠を介して対称位置に取りつけた 2 個のダイヤルゲージ型変位変換器 (図 3.1 参照)、および試験体両端に配置する載荷板間に取りつけたコンプレッソメータを用い、いずれの荷重-変形関係も X-Y プロッターにより自動記録した。さらに一部の試験体では、上記 2 方法の他にゲージ長 120 mm のワイヤーストレインゲージによるひずみ度の測定を同様にを行った。

3.3.2 実験結果および考察

(1) 各種のひずみ測定方法による S-S 曲線の比較

本実験の各種ひずみ測定方法による S-S 曲線の測定結果の 1 例を図 3.4 に示す。同図中 1 点鎖線はワイヤーストレインゲージによる結果 (図 3.4 中の記号 W.S.G.) であるが、この方法では最大応力度以後、試験体の周方向膨張変形の影響を受けたり、表面に入るクラックによってゲージが破断したりするため応力下降域での軸ひずみの測定には適さない。同図中の点線は、鋼製

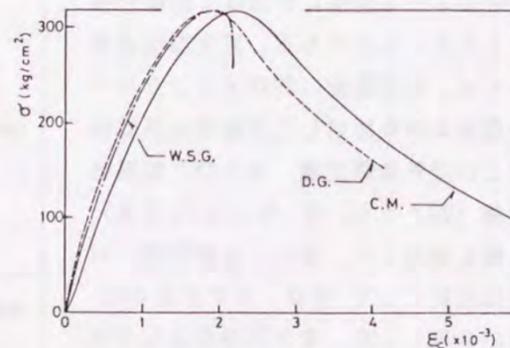


図 3.4 ひずみ測定方法と S-S 曲線

リングを介して測定検長を 18cm として試験体に取りつけたダイヤルゲージ型変位変換器による結果 (同、D.G.) である。同測定方法では、曲線形状が W.S.G. による結果と殆ど一致する応力上昇域、ならびに S-S 曲線の応力下降域が得られる。しかし、応力下降域において試験体に著るしく発生・進展するクラックが測定用治具を試験体に固定しているボルトの支持部分にまで達する場合には、クラックによってボルト支持点が移動することもあるため、測定結果はその影響をうけるという難点がある。これに対し、測定装置を試験体上下の載荷板に取り付けて、試験体には直接装着しないコンプレッソメータによる結果 (図 3.4 中の実線、記号: C.M.) では、載荷初期において試験体端面の不整などに起因すると考えられるひずみは生ずるものの、クラックの影響を受けないので大ひずみ領域までの測定が可能となっている。また S-S 曲線の、とくに応力下降域の形状は、既往の研究³²⁾でも指摘しているように D.G. による結果と殆ど一致する。それ故、以下の考察において用いる S-S 曲線は上昇部に D.G. の測定値を、下降部にピーク時ひずみ度を D.G. によるそれに一致させた C.M. の測定値を用いることによって決定した。

(2) S-S 曲線の最大下降勾配と簡易高剛性試験装置の性能

S-S 曲線の応力下降部分における最大負勾配 (\bar{E}_{\max}) は試験体の破壊性状の急激さを示す 1 指標であり、またその具体的数値は剛性試験装置の設計に対する基礎資料となる。本項では、取り上げた実験諸要因の \bar{E}_{\max} におよぼす影響ならびに簡易高剛性試験装置の性能などについて検討する。

図 3.5 は、本実験で用いたすべての試験体の \bar{E}_{\max} 値を横軸に圧縮強度をとって示したものである。なお同図中では、同一種コンクリートについての平均値はそれぞれのコンクリートを示す各記号と同一の大きな記号で表わしている。人工軽量骨材コンクリートでその平均圧縮強度がそれぞれ 401 kg/cm^2 、 437 kg/cm^2 であった LP 4 試験体および LC 4 試験体では、最大耐力後破壊が急激に生じ、本簡易高剛性装置によって応力下降部分を測定できなかったため同図には記入されていない。図 3.5 によれば、 \bar{E}_{\max} 値はコンクリートの崩壊過程である応力下降域の特性値であるので、同じコンクリートの試験体の場合でも大きくばらつく。し

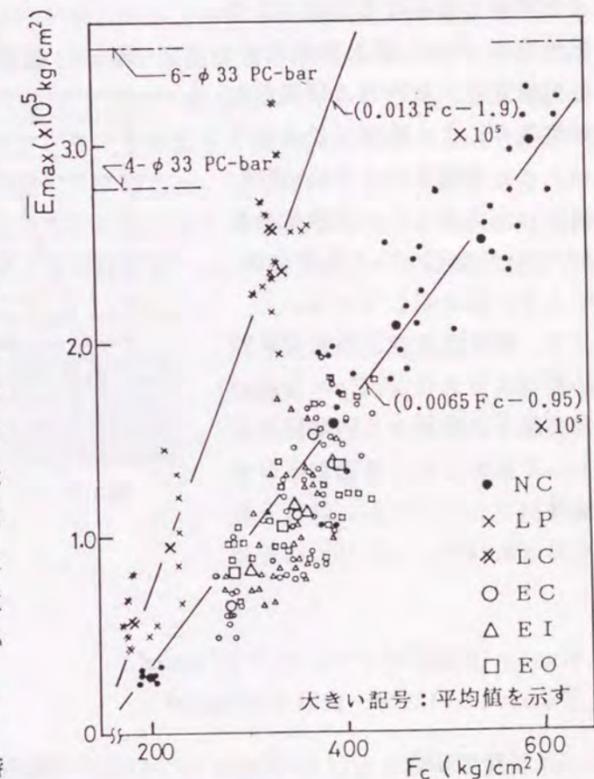


図 3.5 本実験における \bar{E}_{\max} - F_c 関係

かし、普通コンクリートおよび人工軽量骨材コンクリートのいずれの場合も圧縮強度の増大に従って増加する傾向を示し、高強度コンクリート程、破壊性状が急激であることを表わしている。人工軽量骨材コンクリートでは、非造粒型骨材の場合の方が若干大きな \bar{E}_{max} 値を示す傾向がみられるけれどもその差は僅かであり、造粒、非造粒のいずれの場合もほぼ同じ $F_c - \bar{E}_{max}$ 関係で表わされると考えられる。その \bar{E}_{max} 値は同一強度の普通コンクリートのその値の約2倍程度で、人工軽量骨材コンクリートの破壊性状がより脆性的であることが分る。次に同図において、試験体の養生環境条件の影響を調べた実験IIにおけるEC, EI, EO試験体の \bar{E}_{max} 値を比較すると、恒温恒室内、屋内および屋外などの環境条件による明確な差はみられない。また実験IIでの \bar{E}_{max} 値は、標準養生した実験Iでの試験体の結果に比べ同一コンクリート強度に対し若干小さい値を示している。

ここで、簡易高剛性試験装置の設計に必要なより大きな $F_c - \bar{E}_{max}$ 関係を実験Iの結果から同関係を直線式として求めると、普通および人工軽量骨材コンクリートに対しそれぞれ次の(3.14), (3.15)式を得た。

$$N \bar{E}_{max} = (0.0065 F_c - 0.95) \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.14)$$

$$L \bar{E}_{max} = (0.013 F_c - 1.9) \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad (3.15)$$

図3.6は既往の研究における \bar{E}_{max} についての実験結果を示したものである。同図中の●印および■印は、谷川等が高剛性変位速度制御圧縮試験機を用いて、湿布養生した川砂利普通コンクリートおよび非造粒型人工軽量骨材コンクリートについて行った実験³²⁾での各種試験体の \bar{E}_{max} 値の平均値を示している。同結果は本実験において標準養生した

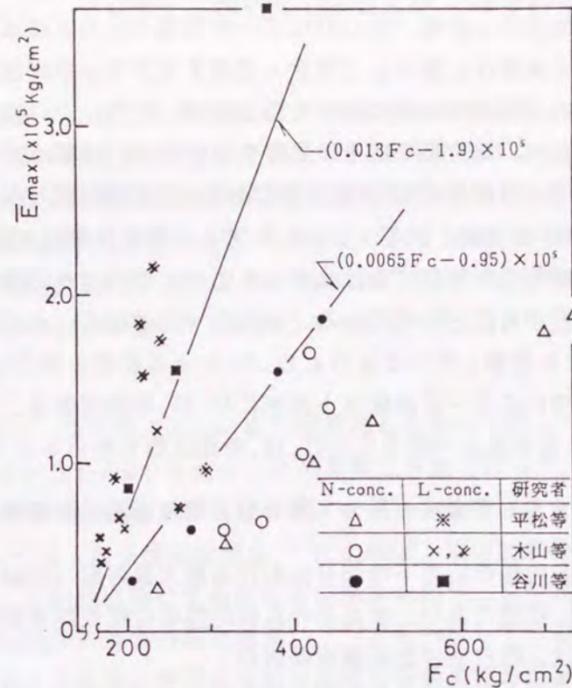


図3.6 既往の研究での $\bar{E}_{max} - F_c$ 関係

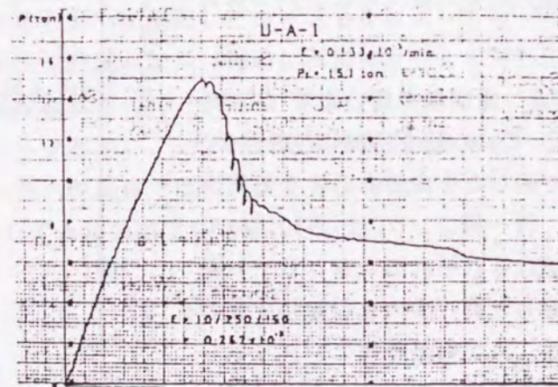


図3.7 サ-ボ機構の高剛性試験機による荷重-変形関係測定例

実験Iの試験体の結果とほぼ一致している。これに対し、同図中に併記した平松等²⁵⁾あるいは木山等²⁶⁾が油圧サーボ方式による剛性試験機を用いて、気乾状態の砕石普通コンクリートおよび人工軽量骨材コンクリートについて行った実験結果では、○印や△印で示す普通コンクリートの \bar{E}_{max} が谷川等や本実験の結果に比べ小さく、その傾向は高強度になる程著しい。また人工軽量骨材コンクリートの場合では、平松等の結果は本実験結果とほぼ一致するものの木山等の結果はかなり低い値となっている。この理由として試験体の湿度などによる影響も考えられるが、試験方法における載荷機構の相違も一因と思われる。すなわち、谷川等の高剛性試験機や本研究での簡易高剛性試験装置ではその機構上、試験体の応力下降域における耐力の減少分は補剛材によって自動的かつなめらかに負担されていく。これに対し、油圧サーボ方式ではこの荷重減少分は油圧の瞬間的な微小な増減によって調整されるが、その油圧応答は、図3.7に示す木山等の実験²⁶⁾での荷重-変形関係の実測例からも判断されるように、過敏でなめらかさに欠ける。この油圧制御の不十分さが上記の試験方法による \bar{E}_{max} の差異に対する1原因とも考えられる。

次に、本簡易高剛性装置によってS-S曲線が測定できるコンクリート強度の限界について考察する。S-S曲線の測定は3.2.2の(3.13)式で示したように、試験装置の剛性 K_A が試験体の負剛性 K_c より大きい場合に可能となる。したがって、(3.13)式に $K_c = A_c \cdot \bar{E}_{max} / l_c$ (A_c, l_c : 試験体の断面積と材長)を代入し、 \bar{E}_{max} について整理すると、測定可能な \bar{E}_{max} の限界値の算定式(3.16)が得られる。本節の試験装置で測定できる限界 \bar{E}_{max} 値を、3.2.2で求めたPC鋼棒が6本のときの試験装置剛性 K_A 、および $\phi 10 \times 20 \text{ cm}$ 試験体の A_c, l_c を(3.16)式に代入して算定すると、限界 \bar{E}_{max} 値として $3.5 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ が得られた。この \bar{E}_{max} 値に対応するコンクリート強度を、図3.5に示した $\bar{E}_{max} - F_c$ 関係の実験結果から \bar{E}_{max} 値のばらつきも考慮して求めると、普通コンクリートに対しては約 600 kg/cm^2 程度、人工軽量骨材コンクリートに対しては約 350 kg/cm^2 となる。この結果は、3.3.2(2)で述べた $F_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ 程度の人工軽量骨材コンクリートの応力下降部が測定できなかったことを裏づけている。

$$\bar{E}_{max} = \frac{K_A / l_c}{A_c} \quad (3.16)$$

(3) 圧縮強度時ひずみ度、および直線化した応力下降域の勾配

第2章において提示した、上昇部をn次曲線、下降部を直線とする簡便で実用的な表示法によれば、コンクリートの全S-S関係は圧縮強度、そのときのひずみ度および応力下降域での下降直線の勾配によって決定される。したがって、本項では、プレーンコンクリートのS-S関係(n=2)の推定に必要な、圧縮強度F_c-圧縮強度時ひずみ度(ε_o)関係、F_c-平均下降勾配(E_o)関係ならびにF_c-無次元化下降勾配(t_o)関係などについて考察する。なお各特性値を圧縮強度との関係で表現したのは、同強度が構造設計でコンクリート品質の指標として一般的に用いられているためである。

(i) 圧縮強度時ひずみ度(ε_o)

図3.8は、標準養生した実験Iのすべての試験体のε_oをF_cを横軸にとって示したものである。同図中・印は普通コンクリート試験体の結果である。ばらつきは大きい、ε_o値は圧縮強度の増大に従って極く僅か増加する傾向がみられる。この傾向は、同図中細い実線で示した水中あるいは湿布養生された既往の他の研究^{22, 35-39}の試験体から得られたF_c-ε_o関係とよく一致している。したがって、湿潤養生された普通コンクリートのNε_o値は、実験Iの結果の直線近似化から得られる、(3.17)式で算定される程度の値と考えてよいと思われる。また、同図中では記号×および*で、造粒型ならびに非造粒型の人工軽量骨材コンクリートの圧縮強度時ひずみ度(ε_o)をそれぞれ示している。低強度の範囲で後の方が前者に比べ若干大きいε_o値を示すものの、いずれのコンクリートのLε_o値も強度の増大に従ってほぼ同様に増加する。その増加率は、実験結果を直線近似して求めた(3.18)式からも分かるように、普通コンクリートの場合のその約3倍程度となっている。

$$N\epsilon_o = (0.0015F_c + 1.3) \times 10^{-3} \quad (3.17)$$

$$L\epsilon_o = (0.0045F_c + 1.0) \times 10^{-3} \quad (3.18)$$

図3.9は、調合が同じ普通コンクリートのε_oが、養生環境条件および各養生環境下での存置期間によってどのように変化するかを調べたものである。同図中の○および△印は、通常の建築構造部材の環境条件に近くて試験体内の乾燥が一般に進んでいると思われる、恒温恒湿室内(図中記号○印)および実験室内(同△印)に放置した試験体のε_oの結果

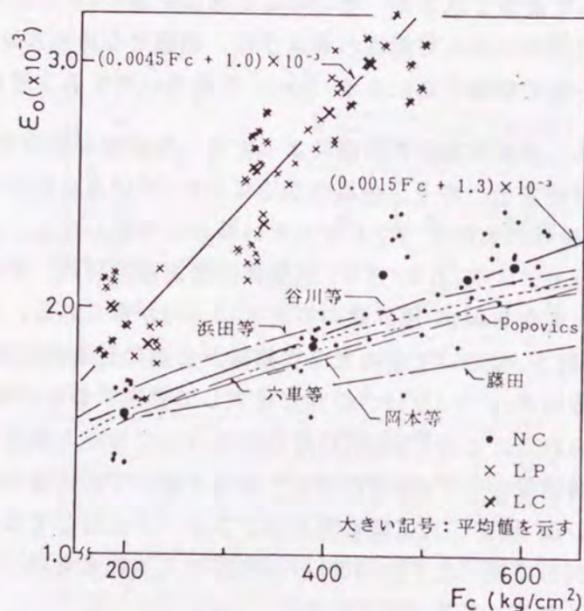


図3.8 実験IにおけるF_c-ε_o関係

を示す。また、□印は屋外に露出したコンクリート部材の環境条件に対応すると思われる屋外放置した試験体のε_oの結果である。同図からε_oについての次のような特徴がみられる。

(a) いずれの室内養生の場合のε_o(図中記号○および△印)も(1.8~2.4)×10⁻³の範囲に大きくばらつく。しかし、F_cの平均値が存置期間とともに増加する傾向を示すのに対し、各養生環境条件下における各存置期間でのε_oの平均値は、放置期間の長さにかかわらず、(2.0~2.1)×10⁻³のほぼ一定値となっている。この値は気中に長年乾燥状態にあるコンクリートのε_o値を2×10⁻³程度とした浜田等の結果³⁵と合致する。

(b) また、それら値は同図中の一点鎖線で示した先述の湿潤養生された試験体についての値より大きく、気乾養生されたコンクリートのε_oは湿潤養生された場合のそれよりも大きくなるという、谷川等²²および長谷川等の研究結果⁴⁰と一致する。

(c) 一方、屋外放置した試験体(図中記号□印)のε_o値は室内放置したものに比べ小さく、湿潤養生された場合のものよりも若干大きな値となっている。この理由として暴露によるコンクリート品質の劣化や室内に比べその平均値が一般に高いと思われる外気湿度の影響などが考えられる。

以上のことから、通常環境条件下の建築構造部材に用いられる普通プレーンコンクリートの単軸圧縮強度時ひずみ度は、ほぼ2×10⁻³程度と考えてよいと思われる。

(ii) 直線化した応力下降域の勾配(Ē_o)

S-S曲線における応力下降域の性状はコンクリート自身の粘り強さを表わすものであるため、その性状の差異はコンクリート曲げ部材の終局性状とくに変形能力に直接反映される。それ故、応力下降部分の定量化は、部材の変形能力も考慮する、

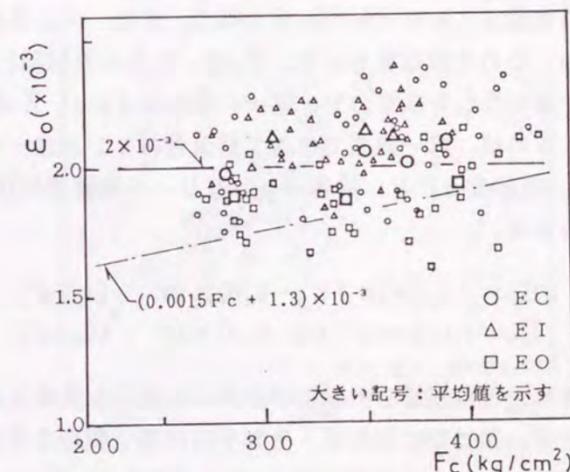


図3.9 実験IIにおけるF_c-ε_o関係

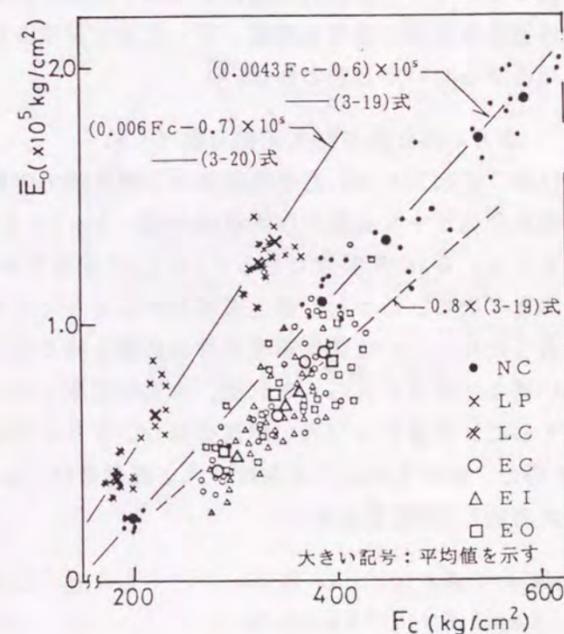


図3.10 本実験におけるĒ_o-F_c関係

より合理的な構造設計法を確立するための重要なポイントである。本項では、第2章で述べた下降域を直線表示する方法、すなわち、 $\epsilon_o \sim 2\epsilon_o$ 区間における下降部の直線近似から求まる平均下降勾配 (\bar{E}_o) を用いて、プレーンコンクリートの応力下降域性状の定量化を試みた。

図3.10は、本実験でのすべての試験体の \bar{E}_o 値を横軸に圧縮強度をとって示したものである。同図中・印は圧縮強度の影響を調べた実験 I の普通コンクリート試験体の結果を示している。同コンクリートの \bar{E}_o は、前述の \bar{E}_{max} の場合と同様、強度の増大とともにほぼ直線的に増加し、高強度コンクリート程下降勾配が急になることを示す。その $F_c - \bar{E}_o$ 関係の実験式として (3.19) 式を得た。また、×と×印は造粒型人工軽量骨材コンクリートについての実験結果を示す。 \bar{E}_o は、それら骨材種にかかわらず強度の増大に従ってほぼ同じ増加性状を示すので、同一の直線式で $F_c - \bar{E}_o$ 関係を近似すると (3.20) 式を得た。同式によれば、同一強度での人工軽量骨材コンクリートの \bar{E}_o 値は普通コンクリートのその約1.5倍程度となり、前者のコンクリートの破壊性状が後者に比べてより急激であることが分かる。

$${}_N \bar{E}_o = (4.3 \times 10^{-3} F_c - 0.6) \times 10^5 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.19)$$

$${}_L \bar{E}_o = (6.0 \times 10^{-3} F_c - 0.7) \times 10^5 \quad (\text{kg/cm}^2) \quad (3.20)$$

試験体を恒温恒湿室内および屋外に放置した実験 II の試験体の \bar{E}_o が図3.10に併記されているが、同結果によれば、それぞれの養生環境条件および放置期間が \bar{E}_o におよぼす影響は明確でない。またその値は、3.3.2で述べた \bar{E}_{max} の場合と同様、標準養生した湿度の高い実験 I での試験体の \bar{E}_o に比べ約20%程度小さくなっている。これは、長谷川等⁴⁾が指摘した静ヤング係数の乾燥による低下現象、および前述の(i)で述べた ϵ_o の乾燥による増加現象などの場合と同様、同一応力に対するひずみ度が乾燥によってより大きく生じるためではないかと思われる。

(iii) 応力下降直線の無次元化勾配 (t_θ)

図3.11は、図3.10で示した各試験体の下降直線の勾配 \bar{E}_o を無次元化したときの値、すなわち無次元化 S-S 曲線の下降直線勾配 $t_\theta (= \bar{E}_o \cdot \epsilon_o / F_c)$ と F_c の関係を示したものである。 \bar{E}_o に実験値である F_c や ϵ_o を乗除するため、 t_θ のばらつきは \bar{E}_o の場合よりも大きくなる。しかし、養生環境条件によって生ずる ϵ_o および \bar{E}_o の増減が互いに打ち消し合うため、 t_θ は養生環境条件の影響を殆ど受けずに、ほぼ強度のみの関数として取り扱い得ると考えられる。それ故、本実験結果から $F_c - t_\theta$ 関係についての実験式を直線式として、普通および人工軽量骨材コンクリートについて求めると次の (3.21)、(3.22) 式を得た。それらの式によれば、人工軽量骨材コンクリートの t_θ は普通コンクリートのその約2.5倍程度大きい。

$${}_N t_\theta = 1.4 \times 10^{-3} F_c - 0.07 \quad (3.21)$$

$${}_L t_\theta = 3.6 \times 10^{-3} F_c - 0.26 \quad (3.22)$$

また同図中には、応力下降域を直線表示する既往の他の S-S 表示法における、普通コ

ンクリートについての $F_c - t_\theta$ 関係を併記している。同図によれば、低強度コンクリートのように下降勾配がゆるい場合には、各表示法での t_θ 間に差程大きな差はみられない。しかし、高強度コンクリートのように下降勾配が急な場合には、各表示法によって t_θ に大きな差が見られる。これは応力下降域の直線化の方法に起因している。すなわち、図3.12に模式的に示すように、圧縮強度点とストレスブロック係数 $k_1 k_3$ の最大点とを結ぶ六車等¹³⁾による方法での t_θ は、 $k_1 k_3$ max 点が圧縮強度点に近い場合、他の方法に比べ小さい値を示す。また、応力下降域における応力比が 0.5 の点と圧縮強度点を結ぶ、R.Park等¹⁷⁾ や岡本等³⁹⁾の方法における t_θ は、圧縮強度が大になって下降勾配が急になる場合には、応力比が 0.5 の点のひずみ度は図3.12に示されるように他の方法に比べ小さくなるため、非常に大きい値となる。これに対し、本研究で採用する $\epsilon_o \sim 2\epsilon_o$ の範囲での平均勾配を用いる方法は、応力下降域の勾配が緩あるいは急のいずれの場合でも他の方法の平均的な値となっており、S-S 関係の応力下降域を直線化する方法として同方法は妥当であると判断できる。なお、圧縮強度点とある応力比点とを結ぶこの方法では、直線化のための最適な応力比点を採用する必要があるが、鈴木等が提案する応力比 0.75 点を用いる方法¹¹⁾が比較的良好な結果を与えていることは参考になるだろう。

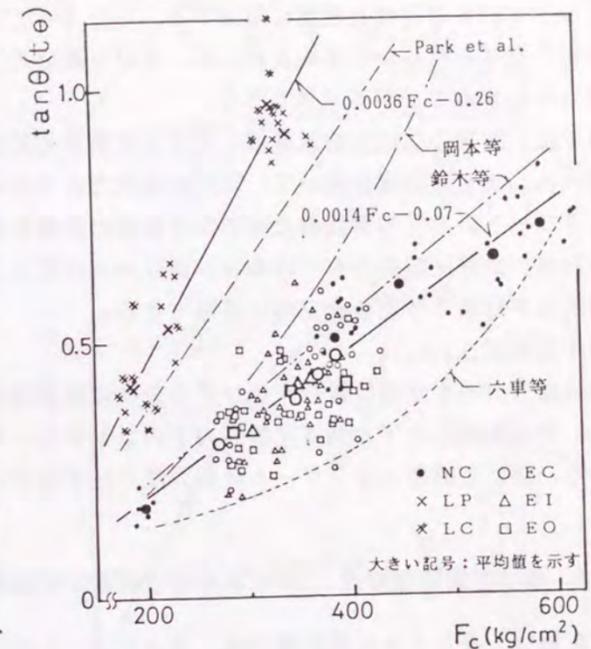


図3.11 本実験における $t_\theta - F_c$ 関係

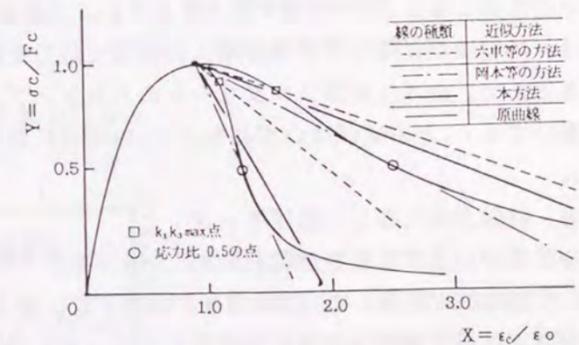


図3.12 t_θ の各種の決め方

3.4 曲げ圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性

コンクリート曲げ部材の終局的な破壊は、断面内の曲げ圧縮部の応力(ひずみ)勾配のあるコンクリートの破壊と密接に関連する。したがって、同部材の終局域性状、とくに終局変形能力などを明らかにするためには、曲げ圧縮応力下におけるコンクリートの力学挙動を明らかにすることが不可欠である。

本項では、従来の曲げ圧縮試験法に対する考察から新たに考案した高剛性載荷装置について述べる。また同装置を用いて、既往の研究では十分に明確化されていない、曲げ圧縮部コンクリートの力学的特性に及ぼす次の要因の影響を実験的に明らかにする。なお本装置によれば、曲げ圧縮応力をうけるコンクリートの応力上昇域ばかりでなく、圧縮強度点以降の応力下降域の挙動も安定的に追跡できる。

(i) 中立軸深さ(x_n)。

(ii) 材軸方向の中立軸位置分布やひずみ分布に直接関連する引張側コンクリート。

さらに、中心圧縮応力下と曲げ圧縮応力下のコンクリートの力学的特性の相違についての考察から、曲げ圧縮部コンクリートの応力度-ひずみ度($S-S$)関係を推定する方法を提案する。

3.4.1 曲げ圧縮破壊特性 (ひずみの再分配および破壊領域の限定性)

曲げ圧縮コンクリートの終局域では、コンクリートのひずみ軟化性質のために、ひずみの再分配現象、およびそれに起因する破壊・非破壊領域の分化ならびに破壊領域の限定化が起る。

すなわち第2章および3.3項で述べたように、圧縮応力をうけるコンクリートの $S-S$ 関係は、圧縮強度以降でひずみの増大に従って応力を減少させるひずみ軟化性質を示すものであるため、曲げ圧縮部コンクリートのストレスブロック係数 $k_1 k_3$ および $k_2/k_1 k_3$ と圧縮縁ひずみ ϵ_c との関係はいずれも、 ϵ_c の増加に対して極値を示す関係となる(図3.13参照)。

一方、材軸方向に等しい曲げモーメントを受けている単筋長方形梁を考えると、引張鉄筋が降伏した($T=T_y$ となった)後の同梁断面の抵抗曲げモーメントは、 $M=T_y(1-k_2/k_1 k_3 \cdot T_y/b d F_c) d$ で与えられる。

したがって、その梁断面の圧縮縁コンクリートひずみ ϵ_c が $(k_2/k_1 k_3) \min$ 時でのひずみ(ϵ_{cu})を越える変形領域になると、図3.13の $k_2/k_1 k_3 - \epsilon_c$ 関係に示されるように、曲げ圧縮部

コンクリートでは同一の $(k_2/k_1 k_3)$ 値に対して ϵ_c および ϵ_c' の2種の圧縮縁ひずみの存在が可能となる。言い換えれば、同一の曲げモーメントに対して圧縮合力大きさ(C)とそ

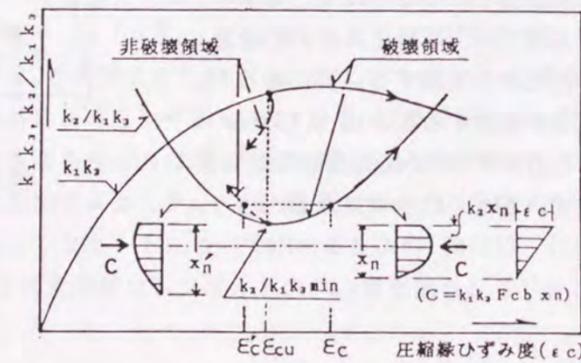


図3.13 $k_1 k_3$ および $k_2 - \epsilon_c$ 関係

の作用位置($k_2 \times n$)が等しい2種の断面ひずみ(応力)分布の存在が可能となる。すなわち図3.13において、圧縮縁ひずみが ϵ_{cu} から ϵ_c に一層進行して破壊が進む領域と、同じように曲げモーメントに対する力の釣り合い条件は満足するが、中立軸深さが深くなり、圧縮縁ひずみが ϵ_{cu} から ϵ_c' に戻る領域、言い換えれば破壊しない領域との2種の領域の併存が、ひずみの再分配を伴って可能となる。

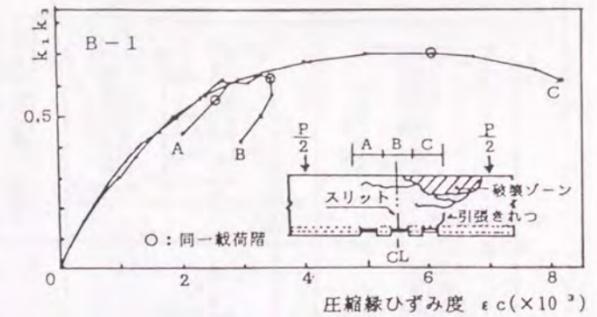
また、曲げ圧縮破壊の限定性がこのひずみ再分配現象に起因して起る。すなわち破壊は、等しい曲げモーメントを受けている区間の全域では起らずに極く限られた領域で生ずる。図3.14はひずみの再分配および破壊領域の限定性を調べた、後述の表3.5に示す梁試験法(A)および荷点固定型の偏心圧縮試験法(F)での実験結果例^{42,43)}である。同一曲げモーメント下にある試験区間において生ずるひずみの再分配現象、ならびにそれに伴う破壊領域の限定性が実証されている。

3.4.2 曲げ圧縮試験法

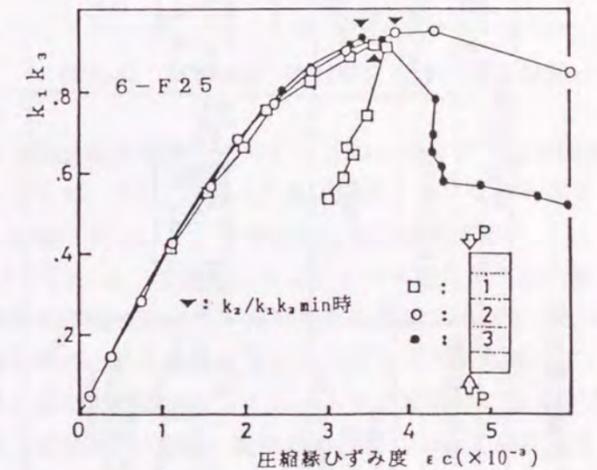
曲げ圧縮部コンクリートの力学的挙動を明確に捉えるためには、3.4.1で述べたように、ひずみの再分配現象ならびに破壊領域の限定性を再現できる試験法が必要である。ここでは、表3.5に示す既往の主な曲げ圧縮試験法に対する考察、および本実験で新たに考案した試験法について述べる。

梁試験法⁴⁴⁻⁴⁷⁾は、梁部材そのものの試験であるため、曲げ圧縮部をそのまま現出させる。しかし、荷重中において中立軸位置が変動する、また、大なる x_n を得るためには実部材程度の大きさの試験体が必要となる、などの問題点がある。

これに対し、中心軸力あるいは偏心軸力を載荷する試験方法は、軸力の作用によって小型試験体においても大なる x_n を出現させ得る有用な方法である。この方法では、中立軸位置の制御方法と引張側コンクリートの考慮などの点で異なる数種の方法が提案されている。それらのうち、(B) 中心軸力・直交横力載荷型^{48,49)}および(C) 2偏心軸力載荷



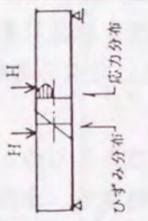
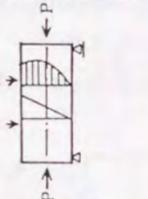
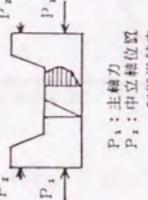
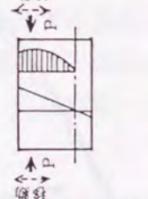
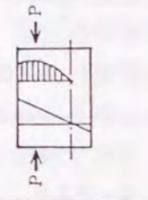
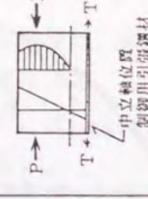
(a) 梁試験



(b) 偏心圧縮試験

図3.14 ひずみの再分配現象

表3.5 曲げ圧縮試験方法

試験法	研究者	偏心圧縮試験法		
		(A)梁試験法	(B)中心軸力・直交横力 載荷型	(C)2(主・副)軸力載荷型
	Billet et al. Hatcher 鈴木 他			
	Jirsa et al. 畑野			
	Hognestad 森田 他 Sargin et al.			
	Phipps			
	Winter et al. Rüsch			
	鈴木 他			
試験法	研究者	試験体 および 載荷方法	中立軸位置の制御	ひずみ再分配および 引張側コンクリートの影響
			無制御	考慮できない
			Hを調節することによって試験体の引張縁側に位置調整	考慮できない
			P ₂ を調節することによって試験体の引張縁側に位置調整	考慮できない ひずみ再分配の 発生以後
			載荷点を移動することによって断面の一定高さ位置に位置調整	考慮している
			無制御	考慮できない方法だがし ていない
			弾性時と終局時とで中立軸位置が余り変化するような引張鋼材量を使用することによって間接制御	考慮している

型⁵⁰⁻⁵¹)は、いずれも主(中心、偏心)軸力を載荷した後、直交横力あるいは副偏心軸力を載荷することによって、中立軸位置を引張側コンクリートを持たない試験体の引張縁に定置制御する、中立軸位置の評価が非常に簡明なすぐれた方法である。しかし、中立軸位置を定置制御するための調整力の載荷過程において断面内では図3.15に示すようなひずみ(応力)履歴が生じ、その影響が実験結果に含まれる⁹⁷)。また、2種の荷重の調整によって載荷時間が長くなる傾向があり、クリープ等の流動変形の影響も入りやすい、などという問題点がある。さらに、これらの方法では引張側コンクリートを持たない試験体を用いるため、3.4.1で述べた曲げ圧縮コンクリート部分の終局域で起るひずみの再分配現象を再現できないという本質的な欠点を有する。

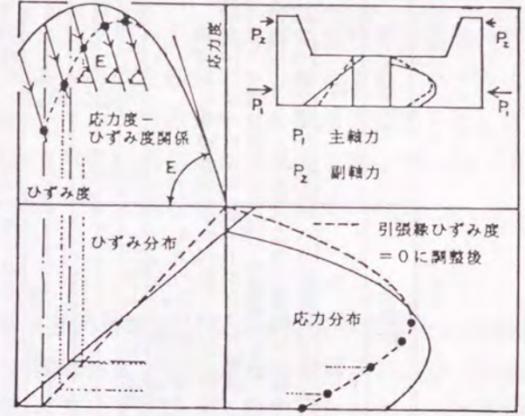


図3.15 試験法(C)の載荷に伴うひずみ履歴

一方、同表中の試験法(D),(E)および(F)は、引張側にコンクリートが付加された試験体を用いて、ひずみの再分配および破壊領域の限定性が再現できる試験法である。しかし、一偏心軸力の載荷中に起る中立軸位置の大きな変動に対していかなる対策も講じていない(E)試験法^{55,56})では、中立軸深さが曲げ圧縮部コンクリートの力学特性におよぼす影響を明確に抽出できない。また、(D)試験法⁵⁴)では、載荷点の移動によって載荷過程における中立軸位置は定置できるが、載荷点の位置調整のために試験時間が非常に長くなってクリープ等の流動変形の影響が予想される。これに対し、3.4.3に示す本研究で採用した(F)試験法⁵⁷⁻⁵⁹)は、中立軸深さが載荷過程において殆ど変化しないように設計された引張鋼材量を有する試験体に単一の軸力を単純に載荷する簡便な方法で試験時間も短く、測定データの信頼性も高い有用な方法と考えられる。

3.4.3 提案試験法(F)による曲げ圧縮部コンクリートの実験

(1) 実験の目的

曲げ圧縮部コンクリートの力学特性に関する既往の研究結果の概略を表3.6に示す。同表によれば、曲げ圧縮応力下と単軸圧縮応力下における力学性状の差異に関して次の異なった2種の結論が得られている。すなわち、

(i) 曲げ圧縮応力下と中心圧縮応力下との応力度-ひずみ度特性には大差がない。

(ii) 曲げ圧縮応力下では中心圧縮応力下よりも強度および変形能力が増大する。

この相違は各研究で用いられた試験方法、試験体形状および測定方法などに起因するものと考えられる。各研究での中立軸深さ(x_n)に注目すると、 x_n の値が大きい範囲を扱った研究では(i)の結論が、反対に小さな x_n の範囲を扱ったものでは(ii)の結論が得

表3.6 既往の曲げ圧縮試験における研究結果

研究者	Billet and Appleton	Hognestad et al.	森田, 足立	Winter et al.	Phipps	Jirsa et al.	
試験方法	A	C	C	E	D	B	
研究結果	$k_1 k_3 = \frac{211+0.5F_c}{105+F_c}$ $\epsilon_u = 3.4\%$ $k_2 = 0.42$ $k_1 k_3$ 他は μ 時における値	S-Scurve と eS-Scurve はほとんど等しい。 $k_1 k_3 \max = \frac{211+0.5F_c}{105+F_c}$ $k_2 = 0.5 - F_c / 5600$ $\epsilon_u = (4 - F_c / 455)\%$	eS-Scurve では強度はかわらないが、ピーク点のひずみは増大する。 $\epsilon_o / \epsilon_u = 1.14 \sim 1.24$ $k_1 k_3 \max = 0.75, 0.80$ $k_2 = 0.43$ $\epsilon_u = 3\%$	eS-Sのピーク点はS-Sよりも、ひずみが50%増、強度が20%増となる。	$k_1 k_3 \max$ は引張コンクリート深さに関係しない。 ϵ_u は中立軸深さの減少、引張コンクリート深さの増加により増大する。 k_2 は引張コンクリート深さに関係しない。	$k_1 k_3 \max$ は引張コンクリート深さに関係しない。 ϵ_u は中立軸深さの減少、引張コンクリート深さの増加により増大する。 k_2 は引張コンクリート深さに関係しない。	曲げ圧縮試験より得られる $k_1 k_3 - \epsilon_c$ 曲線は中心圧縮試験より得られるものより、下降勾配がゆるやかである。
試験体形状	断面 $b \times d$ (cm) 全長 試験体 最大材料粒径 (mm) 中立軸深さ (cm)	12.7 × 20.3 122 40 38 20.3	10 × 15 60 30 15 15	15.2 × 15.2 58.4 28.0 19 7~10	10.2 × (7.5~41) 122 70 19 2.5~40	7.6 × 12.7 81 31 19 12.7	
測定方法	等曲げモーメント区間の1断面で $\mu, S.G$ および mechanical gage を用いて測定	圧縮線、側面中央、引張線の3レベルに $G.L. = 12cm$ の $\mu, S.G$ を貼付 $G.L. = 30cm$ として $D.G.$ により圧縮線ひずみを測定	圧縮線、引張線に $G.L. = 12cm$ の $\mu, S.G$ を貼付 $G.L. = 30cm$ として $D.G.$ により圧縮線ひずみを測定	$G.L. = 4.1cm$ の $\mu, S.G$ を圧縮線~引張線までの5レベルに貼付	$G.L. = 5.0cm$ としたコンタクトポイントを試験長全域に貼付	圧縮線ひずみは $G.L. = 16.5cm$ とした差動トランスにより測定 引張線に $G.L. = 2.0cm$ の $\mu, S.G$ を貼付	
検長 cm	不明	15.2	30	4.1	failure zone を検長 (failure zone = (2-3) x_n)	16.5	
載荷時間	μ まで4~5時間	最大耐力まで15分	不明	$62.5 \times 10^{-6} / \text{min}$	最大耐力まで12 Step 1 Step 45分	最大耐力まで4~5分	
中心圧縮試験	試験体 検長 強度 (kg/cm^2)	$\phi 5 \times 10$ cm 15cm ($\mu, S.G$) 49~523	$\phi 10 \times 20$ 12cm ($\mu, S.G$) 260~530	偏心圧縮試験と同じ 4.1cm ($\mu, S.G$) 266 ($\phi 15.2 \times 30.5$)	15cm cube $\phi 15.2 \times 30.5$	偏心圧縮試験と同じ 16.5 245-301 ($\phi 15.2 \times 30.5$)	

られている傾向がある。

本実験ではこの点に着目して、曲げ圧縮部コンクリートの終局域における力学的特性とそれに及ぼす中立軸深さの影響、ならびに軸方向の中立軸分布、ひずみ分布、ひずみ再分配性状に直接関連すると思われる引張側コンクリートの影響などを実験的に明らかにする。さらに、中心圧縮応力下と曲げ圧縮応力下の力学性状の相違に対する考察から、曲げ圧縮部コンクリートの応力度-ひずみ度関係を推定する方法について検討する。

(2) 実験概要

曲げ圧縮試験は、表3.5に示した新考案の(F)試験法(中立軸位置が断面内の所定の位置にほぼ定置制御されるように設計された試験体の、固定された載荷点に、単一の偏心軸力を載荷する偏心圧縮試験法)によって行った。すなわち、図3.16に示すような剛強なコンクリート製の試験フレームと、シリンダーとラムの間を剛版を介してPC鋼棒で緊結してシリンダーの変位量を制御できるようにした油圧ジャッキとからなる高剛性載荷装置を用いて曲げ圧縮試験体を単調載荷した。曲げ圧縮試験体は載荷中の中立軸位置が殆ど変化しないようにその断面積と配置が選定されたPC鋼棒を、図3.17に示すように引張力分担材として装着している。

曲げ圧縮試験体の概要を表3.7に示すが、取り上げた実験要因は中立軸深さ (x_n) および引張コンクリート深さ ($d - x_n$, d : 試験体せい) である。試験体は断面が $10cm \times d$ cm の直方体で、試験体長 (h) は曲げ圧縮破壊領域の限定性が再現され、かつ実験結果におよぼす試験体長の影響(破壊領域に対する端部拘束の影響と考えられる)が

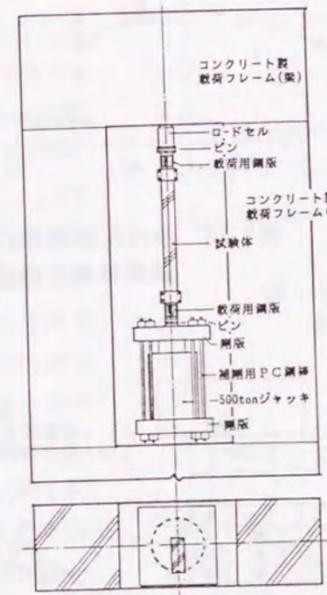


図3.16 試験装置

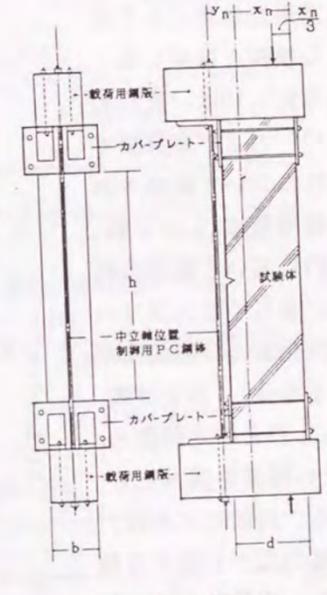


図3.17 試験体

表3.7 試験体概要

試験体名	試験体断面		PC鋼棒 ϕ (cm)	h (cm)	y_n (cm)	x_n (cm)	$d - x_n$ (cm)
	b (cm)	d (cm)					
NA6	10	12	7.4	24	3.0	6	6
NA9	10	15	9.2	36	4.0	9	6
NA12	10	18	7.4	48	9.0	12	6
NA18	10	24	9.2	72	9.0	18	6
TC1-10	10	6	7.4	24	3.0	6	0
TC1-08	10	7.5	7.4	24	3.0	6	1.5
TC1-06	10	12	7.4	24	3.0	6	6
TC1-04	10	15	7.4	30	3.0	6	9
TC1-02	10	30	7.4	55	3.0	6	24
TC2-10	10	12	7.4	48	9.0	12	0
TC2-08	10	15	7.4	48	9.0	12	3
TC2-06	10	18	7.4	48	9.0	12	6
TC2-04	10	30	7.4	60	9.0	12	18

ないように決めた。すなわち、図3.18に示すhを変化させた予備試験の結果によれば、試験体長が $4x_n$ 以上となると曲げ圧縮部コンクリートの力学特性におよぼすhの影響は殆どなくなるので、試験体長は原則として $4x_n$ とした。

試験体の製作にはレディーミクストコンクリートを用いた。簡易高剛試験装置による直径10cm、高さ20cmの標準試験体の中心圧縮試験によって調べた、曲げ試験時でのその圧縮強度は $302\text{kg}/\text{cm}^2$ であった。

曲げ圧縮試験法では破壊領域の限定性が問題となるため、ひずみ測定における検長が重要となる。本実験では既往の破壊領域に関する研究結果を参考にして次のような検長を採用した。すなわち図3.19は、既往の研究^{57,58}および本実験での試験体において観察された完全破壊領域(L_{cr} :破壊領域内において破壊の程度が特に著しくコンクリートの粒状化および粉状化がみられる部分)、および破壊領域(L_f)と中立軸深さ(x_n)との関係を調べたものである。同図によれば、破壊領域の広がりには中立軸深さの2~3倍となり、Phippsの結果⁵⁴とほぼ一致している。また完全破壊領域の広がりには1~1.5 x_n 程度となっている。したがって、本実験では、測定検長として L_f に対応する $3x_n$ と、 L_{cr} に対応する $1.5x_n$

を採用した。各検長での変形量はダイヤルゲージ式変位変換器によって測定したが、一部の試験体では、試験体材軸方向の各測定区間での高さ方向のひずみ分布を、試験体側面に貼布したワイヤーストレインゲージ(以後W.S.G.と略記)によって測定した。

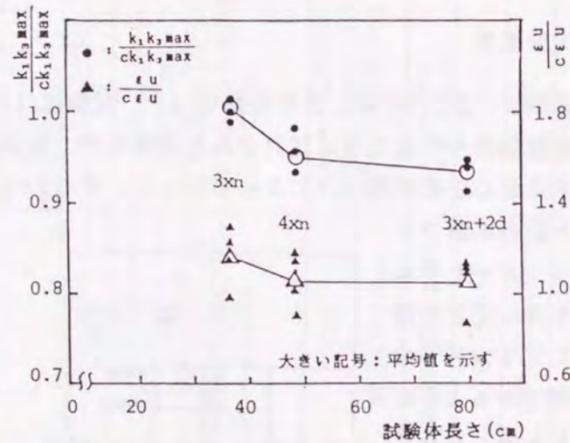


図3.18 曲げ圧縮特性におよぼす試験体長さの影響

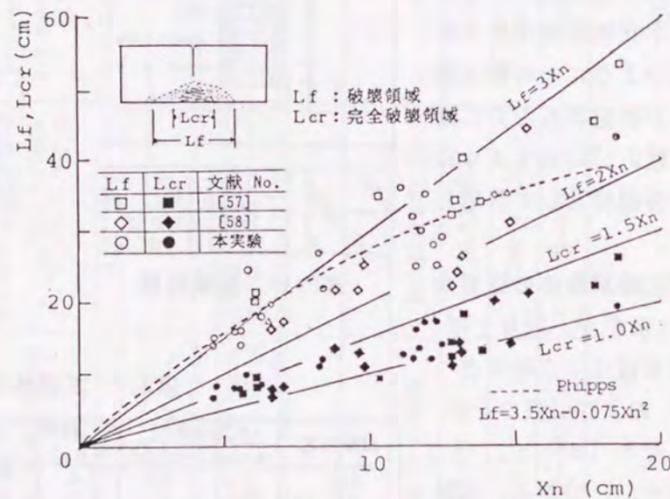


図3.19 破壊領域大きさにおよぼす x_n の影響

(3) 実験結果および考察

(i) 力学的特性値について

a) 中立軸深さの影響

図3.20は、各曲げ圧縮試験体の検長 $1.5x_n$ (完全破壊領域に対応)の測定値から得た曲げ圧縮ストレスブロック係数の最大値、 $k_1k_3\text{max}$ と、コントロールシリンダーの中心圧縮試

$$\beta_f = -0.021x_n + 1.4 \quad (3.23)$$

$$\beta_\epsilon = -0.032x_n + 1.4 \quad (3.24)$$

但し、 $\beta_f = k_1k_3\text{max}/ck_1k_3\text{max}$, $\beta_\epsilon = \epsilon_u/c\epsilon_{cu} \geq 1$

験から得たそれ($ck_1k_3\text{max}$)との比($\beta_f = k_1k_3\text{max}/ck_1k_3\text{max}$)に及ぼす中立軸深さ(x_n)の影響を示したものである。また、図3.21は $k_1k_3\text{max}$ 時のひずみ度(ϵ_u)をシリンダーの中心圧縮試験から得たそれ($c\epsilon_{cu}$)で除した値($\beta_\epsilon = \epsilon_u/c\epsilon_{cu}$)を示している。なお、中立軸深さは荷重過程で若干変動したため、以下の考察での x_n としては、 $k_1k_3\text{max}$ 時での中立軸深さを各試験体の中立軸深さを代表するものとして用いている。図3.20と3.21によれば、 β_f ならびに β_ϵ は小なる x_n に対して1以上の値を示すが、 x_n の増大に従って減少しその値は1に近づく。すなわち曲げ圧縮部コンクリートの特性値は x_n が大きい範囲では中心圧縮試験のそれにほぼ等しくなる傾向が見られる。各特性値と x_n の間には大きなばらつきはあるが、本実験の範囲内においてほぼ線形関係があるとみなして $\beta_f - x_n$ 関係および $\beta_\epsilon - x_n$ 関係を求めると(3.23)および(3.24)式を得た。

一方、圧縮縁における軸ひずみ度(ϵ_c)—横ひずみ度(ϵ_l)関係にも中

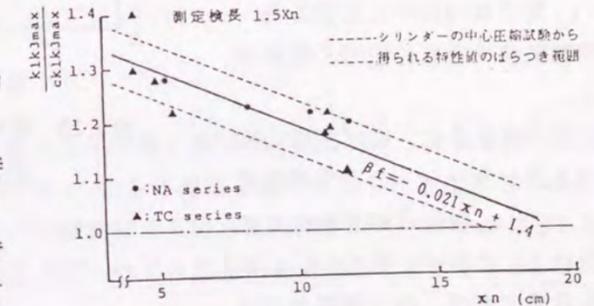


図3.20 $\beta_f - x_n$ 関係

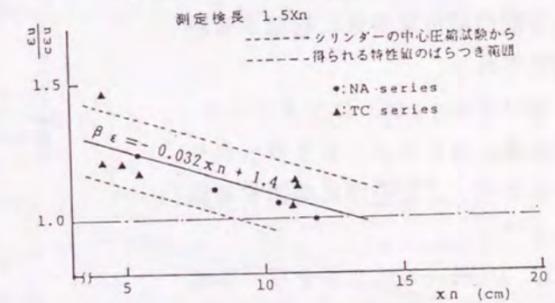


図3.21 $\beta_\epsilon - x_n$ 関係

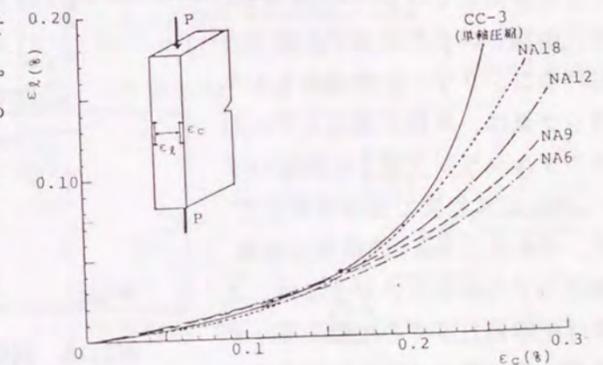


図3.22 横ひずみ度—軸ひずみ度関係

立軸深さの影響がみられる。すなわち、図3.22は、試験体中央の圧縮線位置でW.S.G.を用いて測定した $\epsilon_c - \epsilon_L$ 関係である。同図によれば、 ϵ_c が約0.16%程度以下では中立軸深さに関わらずほぼ同様の $\epsilon_c - \epsilon_L$ 関係を示す。しかし、 ϵ_c が約0.16%程度以上になると、横ひずみ ϵ_L は同一の ϵ_c に対し中立軸深さの大きい試験体の場合ほど大となり、またその $\epsilon_c - \epsilon_L$ 関係は同図中に併記した単軸圧縮試験体のそれに近づく傾向がみられる。

以上に述べたように、曲げ圧縮応力下におけるコンクリートの力学的性値ならびに $\epsilon_c - \epsilon_L$ 関係は中立軸深さの影響を受ける。これは、次の(イ)、(ロ)の事項を考慮すれば、中立軸深さが小さい場合程その程度が著しくなる断面ひずみ勾配の横拘束効果に起因する現象と推定される。

(イ) 横ひずみ ϵ_L は、コンクリートの内部組織におけるボンドクラックやモルタルクラックと密接に関連する指標である⁶⁰⁾。

(ロ) G. Winter等はコンクリートの内部ひびわれを直接観察した実験から次のことを指摘している⁵⁵⁾。すなわち、中立軸深さの小さい曲げ圧縮応力下におけるコンクリート内部のモルタルクラック量は、単軸圧縮応力下におけるモルタルクラック量と圧縮線ひずみ ϵ_c が0.17%程度ではほぼ同じであるが、それ以上の ϵ_c の範囲では曲げ圧縮応力下の場合の方が少ない。また、曲げ圧縮応力下での圧縮強度、そのときのひずみ度はそれぞれ20%および50%増大する。

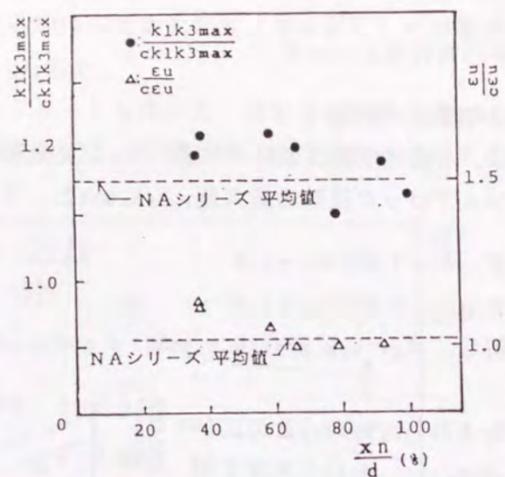


図3.23 曲げ圧縮特性におよぼす引張コンクリートの影響

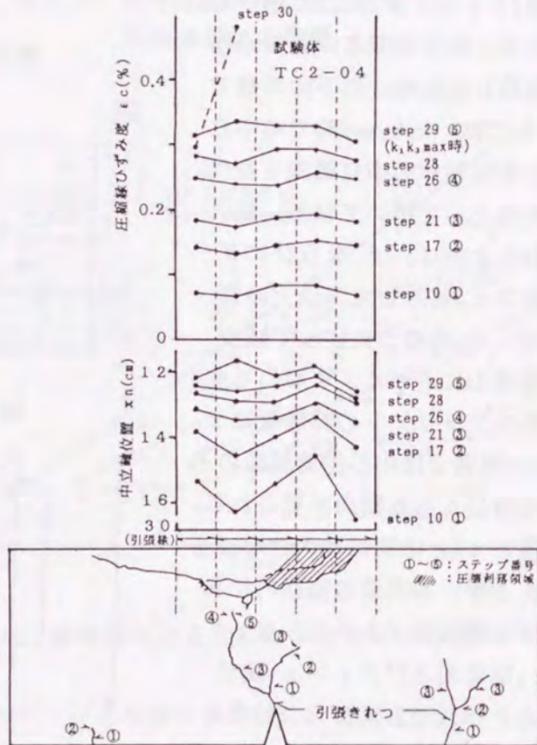


図3.24 試験体における中立軸分布

b) 引張コンクリートの影響

図3.23は、引張コンクリートの影響を調べたTCシリーズの、検長が $1.5x_n$ の測定データから得られた各試験体の特性値、 k_1k_3max および ϵ_u についての結果をまとめたものである。同図では、各特性値をシリンダーの中心圧縮試験でのS-S曲線から算定した対応特性値で除した値を、横軸に試験体せいに対する圧縮域の割合 x_n/d をとって示している。同図によれば、ばらつきが大きい明瞭ではないが、引張コンクリートの量が各特性値におよぼすべく顕著な傾向はみられない。これは、同図3.24に示す試験体TC2-04の例から分かるように、引張コンクリートが中立軸分布におよぼす影響は、荷重が小さいステップでは著しいが、 k_1k_3max 時のような終局域では小さくなって、中立軸分布はなめらかなものになることに起因していると思われる。

(ii) 曲げ圧縮応力度-ひずみ度関係

曲げ圧縮部のコンクリートが中立軸からの距離に無関係に同じS-S曲線を持つ、言い換えれば、コンクリート応力 σ がひずみ ϵ_c のみの関数として与えられると仮定すれば、平面保持の変形を満足する限り、曲げ圧縮試験から得られたストレスブロック係数 k_1k_3 -圧縮線ひずみ ϵ_c 関係から曲げ圧縮応力度-ひずみ度関係を求めることができる。

$$C = b \int_0^{x_n} G(\epsilon_x) dx = \frac{b x_n}{\epsilon_c} \int_0^{\epsilon_c} G(\epsilon_x) d\epsilon_x = k_1 k_3 F_c b x_n \quad (3.25)$$

$$\sigma = G(\epsilon_c) = F_c \left\{ \epsilon_c \frac{d(k_1 k_3)}{d\epsilon_c} + k_1 k_3 \right\} \quad (3.26)$$

すなわち、応力度-ひずみ度関係が $\sigma = G(\epsilon_c)$ で表されると、曲げ圧縮合力 C は(3.25)式で与えられる。ここで b は圧縮部コンクリートの幅である。同式の3項と4項を ϵ_c で微分して整理すると(3.26)式を得る。(3.26)式は、曲げ圧縮試験から得られた $k_1k_3 - \epsilon_c$ 関係での ϵ_c の微小区間 $\Delta\epsilon_c$ に対する k_1k_3 の変化量 $\Delta(k_1k_3)$ を読みとり、同式中の $d(k_1k_3)/d\epsilon_c$ の代わりに $\Delta(k_1k_3)/\Delta\epsilon_c$ で近似すれば、曲げ圧縮(e-S-S)関係が求まることを示している。

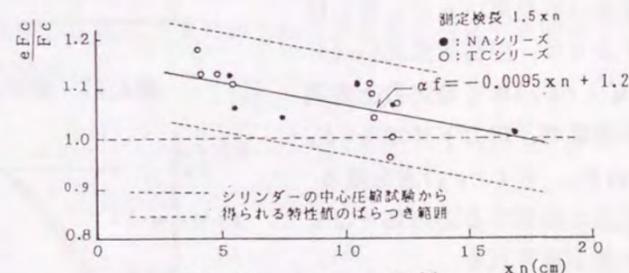


図3.25 αf-xn関係

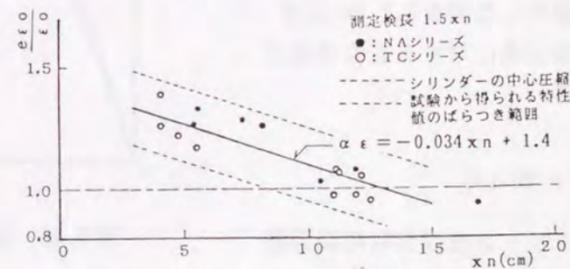


図3.26 αε-xn関係

図3.27に検長15cm区間での測定結果から得たeS-S関係の例を示す。同関係には中立軸深さ x_n が小さい場合程、圧縮強度(eFc)およびその時のひずみ度($e\epsilon_0$)などが大となる傾向がみられる。それ故、 x_n がそれら特性値におよぼす影響を定量化するため、各試験体のeS-S関係における eFc および $e\epsilon_0$ をシリンダーの中心圧縮試験での F_c 、 ϵ_0 で除した値($\alpha_f = eFc/F_c$, $\alpha_\epsilon = e\epsilon_0/\epsilon_0$)と x_n との関係を調べた。図3.25、3.26に結果を示す。 α_f-x_n 関係および $\alpha_\epsilon-x_n$ 関係のいずれにおいてもばらつきは大きい、各特性値は x_n が大なるに従って減少する傾向が見られる。各特性値が1以上となる範囲でそれら関係を線形関係として近似すると、次式を得た。

$$\alpha_f = -0.0095x_n + 1.2 \quad (3.27)$$

$$\alpha_\epsilon = -0.034x_n + 1.4 \quad (3.28)$$

但し、 $\alpha_f \geq 1$, $\alpha_\epsilon \geq 1$

以上の考察結果を用いれば、プレーンコンクリートの曲げ圧縮応力度-ひずみ度(eS-S)曲線は中心圧縮応力度-ひずみ度(cS-S)を用いて次のように表示できる。すなわち、圧縮強度点の増加率(α_f , α_ϵ)、応力下降域に位置する $k_1 k_3 \max$ 点の増加率(β_f , β_ϵ)、および2.3項で提案したプレーンコンクリートの無次元化S-S曲線表示法を用いれば、図3.28に示すように、圧縮強度点($\alpha_f \cdot F_c$, $\alpha_\epsilon \cdot \epsilon_0$)までの応力上昇域を2次曲線で、応力下降域を($\beta_f \cdot k_1 k_3 \max F_c$, $\beta_\epsilon \cdot \epsilon_u$)点を通る様な直線で表示する応力度-ひずみ度関係が得られる。

なお、本表示法を梁断面の曲げ解析に適用した例を7.2.2に示すが、実験結果に対する適合性は良好である。

3.5 まとめ

コンクリート曲げ部材の変形能力の定量的把握に直接関係する、圧縮強度点以降の応力下降域を含むコンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)関係を、新

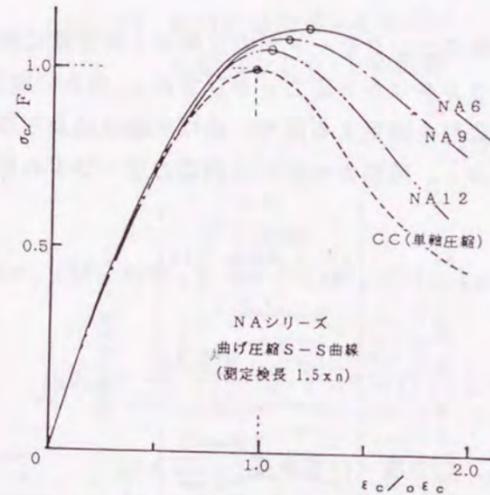


図3.27 曲げ圧縮S-S測定例

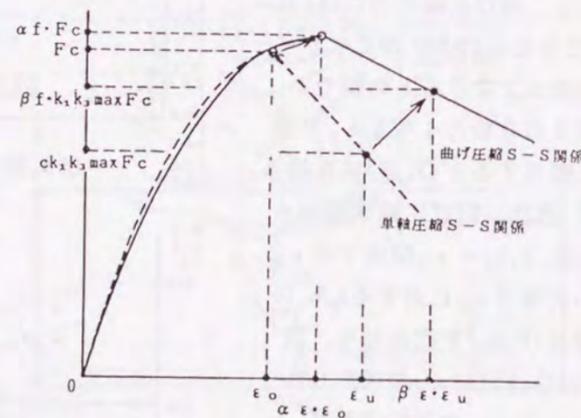


図3.28 提案曲げ圧縮S-S関係

考案の簡易高剛性装置ならびにコンクリートの標準試験体を用いた単軸圧縮試験から広範囲に調べた。同時に、本装置の性能も明らかにした。また、新たに案出した曲げ圧縮試験法によって曲げ圧縮コンクリートの力学特性におよぼす中立軸深さの影響を追究した。さらに第2章で提案する表示法によって、単軸圧縮応力下ならびに曲げ圧縮応力下におけるS-S関係を量的に評価することを試みた。本章で得られた主な結果をまとめると以下のようになる。

1. 本章で述べた簡易高剛性装置によれば、従来の材料試験機の剛性を数倍程度に容易に高められ、圧縮強度が600kg/cm²程度までの普通コンクリートおよび350kg/cm²程度までの人工軽量骨材コンクリートなど、通常に使用される強度範囲のコンクリートのS-S関係を特殊な機構をもつ高価な剛性試験機と同等に測定できる。それ故、本装置はその使用性および価格の面で極めて有用である(図3.5参照)。

2. 第2章で述べた表示式によって、S-S関係を定量化する際に必要な、圧縮強度-圧縮強度時ひずみ度関係および圧縮強度-応力下降直線勾配関係の実験式を、標準養生された普通および人工軽量骨材プレーンコンクリートについて誘導した((3.17)~(3.20)式参照)。また標準養生に比べ気乾度の高い、通常のコンクリート構造の環境条件下では、普通コンクリートの圧縮強度時ひずみ度は強度にかかわらず0.2%程度となり、応力下降域の直線勾配は標準養生の時の約80%となる(図3.9, 3.10参照)。

3. 曲げ圧縮応力下におけるコンクリートの応力度-ひずみ度特性におよぼす引張コンクリートの影響は小さいが、中立軸深さ(x_n)の影響は顕著である。すなわち、曲げ圧縮応力下における圧縮強度、そのときのひずみ度ならびに応力下降域に位置する $k_1 k_3 \max$ 時の値とそのときのひずみ度などの各特性値は、中心圧縮応力下でのそれぞれの対応値に比べて、中立軸深さが小さい程大きな値を示す。しかし、 x_n の増大によっていずれの特性値も減少し、 x_n の大きな範囲では中心圧縮応力下でのそれぞれの値に収束する傾向がある(図3.20, 3.21, 3.25および3.26参照)。

第4章 コンファインドコンクリートの 応力度-ひずみ度特性

4.1 はじめに

新耐震設計法の施行によって、架構ひいては構造部材の靱性が明確な設計対象となったため、コンクリート構造においても部材の粘り強さを如何に確保するか、言い換えれば部材の靱性設計を如何に行うかが大きな課題となっている。

コンクリート曲げ部材の靱性を大きくする方法はいろいろ考えられるが、曲げ圧縮部にコンファインドコンクリート、すなわち圧縮応力下において生ずるコンクリートの横方向膨張変形が円形スパイラル筋やフープ筋などの横補強筋で拘束されて、その圧縮強度および圧縮変形能力が著しく改善されたコンクリートを利用する方法が種々の点で優れ、同部材の靱性改善技術として非常に有効であることが指摘されている³⁾。また、近年配筋詳細という観点からも同方法が注目されている。

コンファインドコンクリートに関する先駆的な研究は F.E.Richart⁶¹⁾によってなされたが、主にその圧縮強度に着目したものであった。これに対し、コンファインドコンクリートの最大の特徴である卓越した圧縮変形能力も含めた強度と変形特性に関する研究は、コンクリート部材の設計に終局強度設計法が採用されはじめた1950年頃から行われるようになった。しかし、それらの研究⁶¹⁻⁷⁷⁾では次のような欠点や問題点を有している。すなわち、その実験手法が横補強筋の拘束作用を本質的に表現しない物理量を変量とするものであるため、誘導された強度および変形特性の推定式は明確な物理的意味をもっていない。また、角形横補強筋の拘束機構が十分に明らかにされていないため、横補強筋の形状が円形から角形にまで変化するコンファインドコンクリートの強度と変形特性を一般的に評価できるまでには至っていない。さらに、コンファインドコンクリートを耐震部材に適用する上において問題となる、同コンクリートの繰返し応力下での応力度-ひずみ度特性、およびその変形限界と考えられる横補強筋破断時の軸ひずみ度などに関する系統的な研究は殆ど行われていない。

本章では、コンファインドコンクリートの拘束作用を表わす本質的な物理量、すなわち平均拘束応力、拘束応力分布指標およびコンクリート強度を変量とする新実験手法、ならびに角形横補強筋の局部断面に作用する軸力-曲げモーメントからその拘束機構を調べる新手法を用いた実験的研究から、単軸圧縮応力をうけるコンファインドコンクリートについての次の(1)~(4)の力学特性に対する推定式を誘導し、その妥当性を検討した。

- (1) 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの強度と変形特性(4.2節参照)
- (2) 角形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの強度と変形特性(4.3節参照)
- (3) 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの横補強筋破断時の軸ひずみ度(4.4節参照)
- (4) 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮応力下での応力度-ひずみ度特性(4.5節参照)

4.2 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性

本節では、円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)曲線を既往の研究とは全く異なった実験計画手法を用いて調べ、第2章で提案した表示法において必要となる諸特性値の定量化を試みる。すなわち、同コンファインドコンクリートの圧縮強度、そのときのひずみ度、およびひずみ軟化域の下降勾配におよぼす4.2.2で述べる平均拘束応力、拘束応力分布指標およびコンクリート強度などの影響を調べ、上記の諸特性値の推定式を誘導する。

4.2.1 既往の研究

円形横補強筋を有するコンファインドコンクリートの単軸圧縮応力下におけるS-S特性についての研究は、表4.1に示すように既に幾つか報告されている⁶⁰⁻⁷²⁾。しかし、同表中に示したいずれの研究においても、横補強筋の拘束作用を本質的に表現すると考えられる要因、すなわち、4.2.2項で述べるような平均拘束応力($p_s \sigma_{sy}$)、拘束応力分布指標(S/D)などを直接に実験要因とせず、横補強筋の配筋状況や機械的性質であるピッチ、断面積および降伏強度など、拘束作用を直接的には表現しない物理量を実験要因として取り上げている。それ故、たとえば表4.1で示される殆どの研究で行われている、横補強筋が同一でそのピッチを変化させる実験では、ピッチの変化によって、拘束作用の構成要因である $p_s \sigma_{sy} (=2a_s \sigma_{sy} / S D)$ とS/Dの2要因が同時に変化するため、それら効果を分離して取りだすことができない。したがって、それら既往の研究ではコンファインドコンクリートの強度と変形特性に対する推定式は統計的な処理や直感的な考察から誘導されており、誘導された推定式には明確な物理的意味はない。

表4.1 円形横補強筋を有するコンファインドコンクリートに関する既往の研究例

研究者	試験体大きさ (mm)	円形横補強筋			コンクリート 強度 (kg/cm ²)
		直径 (mm)	ピッチ (mm)	降伏強度 (kg/cm ²)	
Richart	φ 254x1020	φ 3.2-φ 9.5	25	2740-4570	215
Chan	φ 150x300	φ 3.2-φ 6.4	19~102	3250	-
Iyenger et al.	φ 150x300 φ 100x200	φ 5, φ 6	30~120	6370-3250	196-386
鈴木 他	φ 89x200	3.2x2-3.5x3.6	15~120	3200-3400	356-392
鈴木 他	φ 89x200	2.7x2.9-3.9x6	15~80	2500-3790	236-464
六車 他	φ 150x300	φ 5, φ 6.4	30~70	1640, 13800	260-626
藤岡	φ 100x300	φ 5.65	30, 50	2880	139-225
藤岡	φ 75x225	φ 5.5	41, 68	2730	217-312
	φ 100x300	φ 5.5	30, 50	2730	236-304
	φ 150x450	φ 8.8	45, 75	3110	209-357
Desayi et al.	φ 150x300	φ 4, φ 6.2	30~150	3050, 6900	153-415
Ahmad et al.	φ 75x150	-	12~38	4210-11390	266-668
Shah et al.	φ 75x150	φ 3.2	25, 38	4200	400-450

4.2.2 実験概要

本実験の特色は、横補強筋の拘束作用を本質的に表現する影響要因に基づいた、実験計画手法である。すなわち、コンファインドコンクリートにおける横補強筋の拘束作用は、軸圧縮力の載荷によるコンクリートの横方向膨張変形に対する横補強筋の抵抗によって生ずるが、その拘束状態は横補強筋の断面積(a_s)、巻径(D)、配置間隔(S)および降伏強度(σ_{sy})などによって変化するとと思われる。しかし、横補強筋の拘束の効果は、本質的には図4.1に示すように、横補強筋に生じたある大きさの拘束力がコンクリートに対しどのような拘束応力分布となって作用しているかによると考えられる。それ故本実験では、拘束作用を直接的に表現しない諸要因、たとえば横補強筋断面積などを個々に実験変量とする既往の研究のような方法ではなく、拘束作用の本質的な要因である拘束力の大きさを表現でき、また同時に一様周圧状態との連続性も考慮できる図4.1に示す平均的拘束応力($p_s \sigma_r$)と、拘束応力分布状態の指標になると考えられる補強筋配置間隔と試験体直径との比(S/D)の2要因を実験要因とする方法を採用した。

一方、プレーンコンクリート素材性質も一つの影響要因と考えられる。すなわち、プレーンコンクリートのS-S特性は第3章で述べたように、高強度の場合は低強度の場合に比べ破壊様相が急で脆性的であるなどの特徴が見られる。それ故、同一の拘束条件を有するコンファインドコンクリートであってもその強度・変形

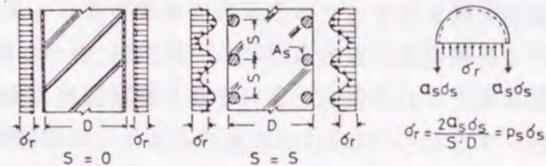


図4.1 横補強筋の拘束応力(模式図)

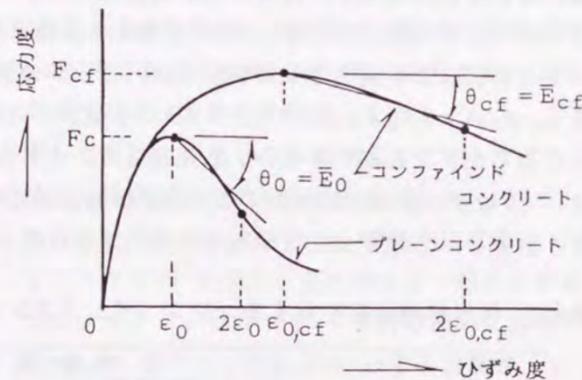


図4.2 応力度-ひずみ度関係における諸特性

表4.2 実験概要

実験名	S/D	$p_s \sigma_{sy}$ (kg/cm ²)	F_c (kg/cm ²)	D×H (mm)	σ_{sy} (kg/cm ²)
I	0.067~ 1.51	15, 50,	260, 330	150×300	2920~
		80	430, 680		3600
II	0.5~ 0.95	16~86.7	260, 330 430	100×200 250×500	3140~ 3410
III	0.19~ 0.57	15, 50, 80	430		3100~ 3600

記号

S : 円形横補強筋のピッチ
D : 試験体直径
H : 試験体の高さ
 p_s : 補強筋比($2a_s/D \cdot S$)
 a_s : 横補強筋断面積
 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度
 F_c : プレーンコンクリートの圧縮強度

特性にはプレーンコンクリート素材の力学的性質の影響が予想される。

したがって本実験では、横補強筋の上述した拘束作用についての要因である拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)と横補強筋配置間隔比(S/D)ならびにプレーンコンクリート素材の性質を代表する量としてのその強度(F_c)を変量とする、つぎに述べるようなそれぞれの目的をもった表4.2に示す3種のシリーズの実験を行った。

なお、ここでは平均拘束応力 σ_r の指標として σ_{sy} を用いた。それは、平均拘束応力 σ_r は試験体に作用する荷重の大きさによって横補強筋応力 σ_s が変るため変化するが、本実験で注目する試験体最大耐力付近以降の塑性領域においては、普通鉄筋による横補強筋は後述するように通常は降伏していることによる。また、高強度鉄筋によるスパイラル補強筋を用いてコンクリートを弾性拘束するコンファインドコンクリートは、次に述べるような理由から対象外とした。(i) 横補強筋応力を弾性域にとどめるため材料としての利用効率が低い。(ii) 弾性拘束されたコンクリートは大変形時において脆性的に破壊する傾向がある。(iii) 除荷時には、スパイラル横補強筋が初期形状にまで弾性的に復元しようとして、残留圧縮塑性変形状態にある横補強筋内コンクリートを強制的に引張変形させる。その結果微細なひびわれが無数に進展しているコンクリートの破壊を促進させるため、繰返し荷重をうける一般的なコンクリート曲げ部材への適用には問題がある。

(i) 実験 I

本実験は、コンファインドコンクリートのS-S関係を第2章で述べた表示方法で表わすときに必要となる、図4.2に示すような特性値、すなわち圧縮強度($F_c f$)、圧縮強度時ひずみ(ϵ_{ocf})および応力下降域での平均下降勾配(E_{cf})などにおよぼす拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)の大きさ、横補強筋間隔比(S/D)ならびにコンクリート強度(F_c)の影響を明らかにすると同時に、上記特性値の算定式の誘導を目的としたものである。このため、拘束応力指標 $p_s \sigma_{sy}$ の値は、実構造部材で普通鉄筋による横補強筋を使用した場合に予想される範囲を考慮して表4.2に示す3種を用いた。また、横補強筋間隔比 S/D の値は、設定した $p_s \sigma_{sy} (= 2a_s \sigma_{sy} / S D)$ の値が使用する鉄筋種(断面積 a_s 、降伏強度 σ_{sy})によって満足されるように、同表中に示される範囲内にある3~6種を選んだ。コンクリート強度は、通常用いられる260kg/cm²程度のものから高強度の680kg/cm²程度のものまでの4種とした。

試験体はすべて、外径×高さが $\phi 150 \times 300$ cmのかぶりコンクリートのない円柱体である。コンファインドコンクリート試験体数は各試験体種につきそれぞれ3体で、横補強筋をもたないプレーン試験体の数は各コンクリート強度に対し11~14体である。

(ii) 実験 II

この実験は、試験体の最大耐力付近以降の塑性領域で横補強筋が降伏し、横補強筋が有効に利用されるための限界を明確化することを目的としたものである。表4.2に各実験変量の範囲を示す。横補強筋の有効利用と最も密接に関連する S/D 値の範囲は、実験Iの結果から推測される横補強筋が降伏するための限界値の近傍、すなわち0.5~0.9の範囲とした。また $p_s \sigma_{sy}$ 値の範囲は実験Iとほぼ同様とし、 F_c は表4.2に示す3種とした。試

験体はすべて実験 I と同様、かぶりコンクリートのない $\phi 150 \times 300 \text{cm}$ の円柱体で、試験体数は各種補強試験体に対しそれぞれ 2 体である。

(iii) 実験 III

本実験は、円形横補強筋を有するコンファインドコンクリートのスケール効果を調べると同時に、実験 I の結果から導いた各算定式が大きさの異なる試験体についても適用できるかどうかについて検討するものである。実験 III における試験体の大きさは表 4.2 に示すように、 $\phi 100 \times 200 \text{cm}$ および $\phi 250 \times 500 \text{cm}$ の 2 種で試験体数はそれぞれ 3 体である。試験体大きさ以外の実験変量としては S/D および $p_s \sigma_{sy}$ を取り上げ、それぞれ 4 種および 3 種に変化させている。

(iv) 使用材料

セメントはすべての実験において早強ポルトランドセメントを用いた。実験 I の $F_c=430$ シリーズおよび実験 III の試験体は最大粒径 20mm の砕石と 5mm の山砂とからなる同一のレディ-ミクスドコンクリートにより製作した。その他のシリーズの試験体に用いたコンクリートは可傾式ミキサーで混練した、最大粒径 20mm の砕石と 5mm の川砂とからなるものである。横補強筋としては、直径が、2, 2.6, 3.2, 4mm の番線および 6, 9, 13mm の普通丸鋼を、各試験体の $p_s \sigma_{sy}$ と S/D を満足するように選択して用いた。また 4mm 以下の番線はスパイラル筋として、6mm 以上の普通鉄筋では継目を溶接したフープ筋として使用した。

(v) 載荷および測定方法

載荷は 200ton 圧縮試験機ならびに 500ton ジャッキを用いた圧縮載荷装置によって行った。載荷速度は JIS 規定に準拠するように手動で調整し、試験体に作用する荷重はロードセルで検出した。

試験体の圧縮ひずみの測定はいずれの場合でも試験体長の 0.9 倍を検長とし、測定治具を介して試験体の対称位置に取りつけたひずみ式変位変換器によって行った。実験 I および II の試験体については試験体の中央付近にある横補強筋のひずみをワイヤーストレインゲージにより測定した。試験体の荷重-変形関係は X-Y レコーダーにより自動記録した。

4.2.3 強度および変形特性値の推定式の誘導

本項では、コンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度関係における前述した諸特性値の推定式を、実験 I の結果のうち、4.2.2 で述べるように横補強筋が試験体最大耐力付近から降伏したと考えられるデータに基づいて誘導した。なお、以下に示す実験結果は各種試験体それぞれの平均値を用いている。導いた各特性値の推定式についての検討は 4.2.4 項で行う。

(1) 圧縮強度について

コンファインドコンクリート試験体の圧縮強度 (F_{cf}) とプレーン試験体のそれ (F_c) との比 (F_{cf}/F_c) におよぼす S/D や $p_s \sigma_{sy}$ の影響を調べた例を図 4.3 に示す。同図によれ

ば、 F_{cf}/F_c の値はいずれの $p_s \sigma_{sy}$ 値を有する試験体の場合でも、 S/D の増加、すなわち横補強筋間隔が広がるに従ってほぼ直線的に減少する傾向があり、またその減少率には $p_s \sigma_{sy}$ の影響がみられる。また、この傾向はいずれの F_c シリーズの場合にもみられた。それ故、この強度比特性値 (F_{cf}/F_c) の算定式を求めると、まず同一の $p_s \sigma_{sy}$ をもつ試験体についての $F_{cf}/F_c - S/D$ 関係を (4.1) 式で表す直線で近似し、同式中の係数で S/D が 0 である一様周圧状態下での強度比を表す β_F 、および S/D の増加による β_F からの強度比低下率 α_F におよぼす $p_s \sigma_{sy}$ と F_c の影響について検討した。図 4.4 (a)、(b) は α_F および β_F と $p_s \sigma_{sy}$ との関係それぞれ調べたものであるが、

α_F 、 β_F は $p_s \sigma_{sy}$ にほぼ比例して増加し、その増加率は F_c の影響をうける傾向のあることが分る。したがって、 $p_s \sigma_{sy}$ が 0 のとき、すなわちプレーン試験体の場合 $\alpha_F=0$ 、 $\beta_F=1.0$ となることを考慮してそれぞれ (4.2a)、(4.2b) 式で近似し、同式中の係数 γ_{α_F} および γ_{β_F} とコンクリート強度 F_c との関係調べたのが図 4.4 (c) である。同図より係数 γ_{α_F} および γ_{β_F} は F_c の増加に伴って双曲線的に減少する傾向を示すため、これらの近似式として (4.3a)、(4.3b) 式を定めた。したがって、 F_{cf}/F_c の算定式は (4.3) 式を (4.2) 式へ、(4.2) 式を (4.1) 式へ順次代入することによって結局、(4.4) 式のように表すことができる。

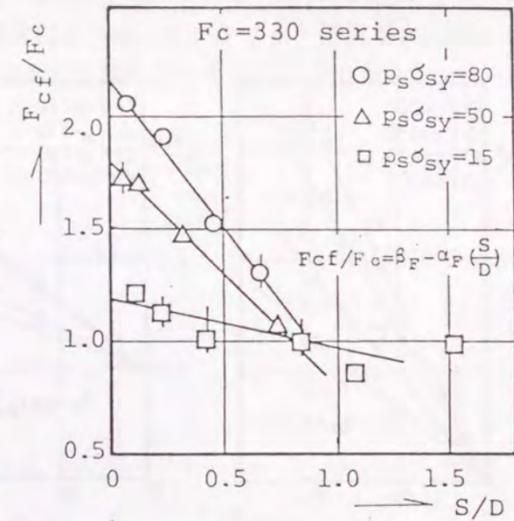


図 4.3 強度比 (F_{cf}/F_c) におよぼす S/D と $p_s \sigma_{sy}$ の影響

$$\frac{F_{cf}}{F_c} = \beta_F - \alpha_F \left(\frac{S}{D} \right) \quad (4.1)$$

$$\alpha_F = \gamma_{\alpha_F} \cdot p_s \sigma_{sy} \quad (4.2a)$$

$$\beta_F = 1.0 + \gamma_{\beta_F} \cdot p_s \sigma_{sy} \quad (4.2b)$$

$$\gamma_{\alpha_F} = \frac{5.48}{F_c} \quad (4.3a)$$

$$\gamma_{\beta_F} = \frac{4.41}{F_c} \quad (4.3b)$$

$$\frac{F_{cf}}{F_c} = 1 + 4.41 \left(\frac{p_s \sigma_{sy}}{F_c} \right) \left(1 - 1.24 \frac{S}{D} \right) \quad (4.4)$$

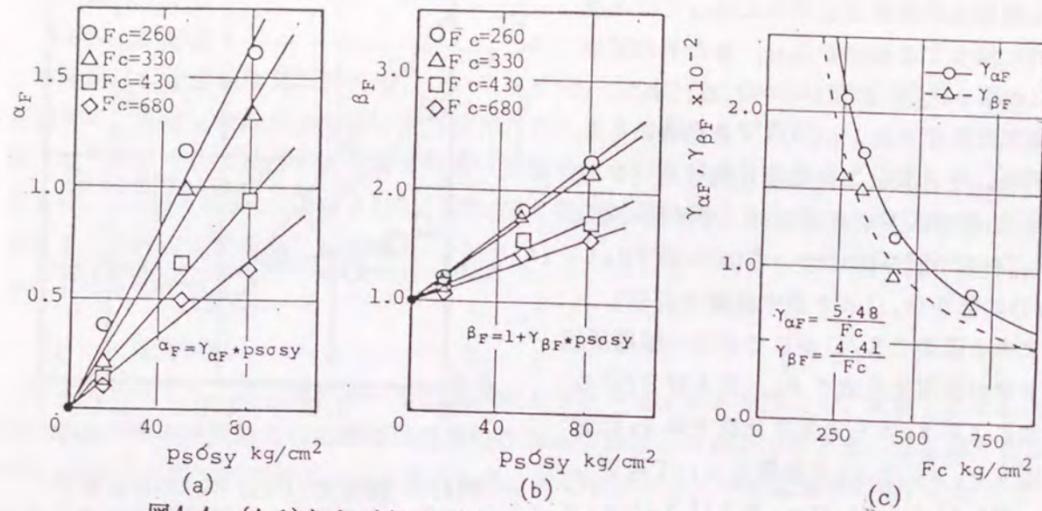


図4.4 (4.1)および(4.2)式の係数におよぼす $p_s \sigma_{sy}$ と F_c の影響

(2) 圧縮強度時ひずみ度 (ϵ_{ocf}) について

コンファインドコンクリートとプレーンコンクリートの圧縮強度時ひずみの比 ($\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$) に対する算定式を上記の $F_c f/F_c$ の場合と同様の手順で誘導する。まず、図4.5は $F_c = 330$ シリーズを例にとり、 $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$ と S/D との関係 $p_s \sigma_{sy}$ をパラメータとして示したものである。 $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$ は強度比の場合と同様、同一 $p_s \sigma_{sy}$ 下では S/D が小となるに伴ってほぼ直線的に増加する。しかし、その増加率は強度比の場合に比べ約10倍程度と著しく大きく、横補強筋の利用がコンクリートの変形能力の改善に非常に有効であることが分る。いずれの F_c シリーズの場合でも同様の傾向が認められたので、 $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o - S/D$ 関係を(4.5)式で近似し、同式での係数、 β_ϵ におよぼす拘束応力指標 $p_s \sigma_{sy}$ の影響をコンクリート強度 F_c をパラメータとして調べたのが図4.6(a), (b)である。同図より、いずれの F_c における $\alpha_\epsilon - p_s \sigma_{sy}$ 関係および $\beta_\epsilon - p_s \sigma_{sy}$ 関係もほぼ直線関係と見なしうると考えて、これらの関係を(4.6a), (4.6b)式でそれぞれ近似した。つぎに(4.6)式での係数 $\gamma_{\alpha\epsilon}$, $\gamma_{\beta\epsilon}$ におよぼす F_c の影響を調べたのが図4.6(c)である。同図より $\gamma_{\alpha\epsilon}$ および $\gamma_{\beta\epsilon}$ は強度比の場合とは異なり F_c の2乗に逆比例する傾向が見られたため、 $\gamma_{\alpha\epsilon}$ と $\gamma_{\beta\epsilon}$ を(4.7a)および(4.7b)式でそれぞれ近似し

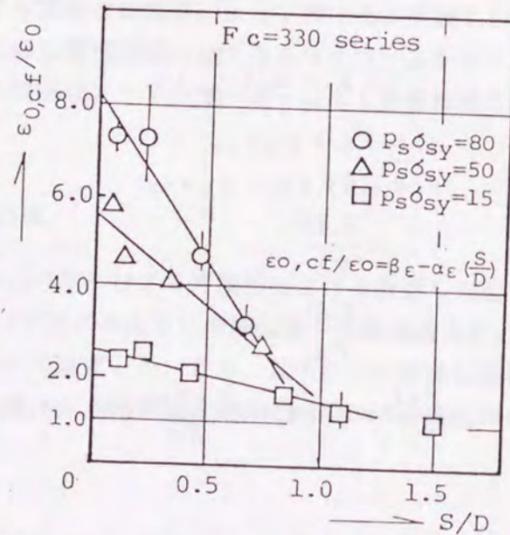


図4.5 ひずみ度比 ($\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$) におよぼす S/D と $p_s \sigma_{sy}$ の影響

た。得られた係数を(4.7)式から(4.6)式へ、(4.6)式から(4.5)式へ代入することによって $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$ に対する算定式(4.8)式を得た。同式によれば、コンクリート強度が大になるとひずみ度 ϵ_{ocf} の改善率は、強度 $F_c f$ の場合以上に急激に低下することが分かる。

$$\frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_o} = \beta_\epsilon - \alpha_\epsilon \left(\frac{S}{D} \right) \quad (4.5)$$

$$\alpha_\epsilon = \gamma_{\alpha\epsilon} \cdot p_s \sigma_{sy} \quad (4.6a)$$

$$\beta_\epsilon = 1 + \gamma_{\beta\epsilon} \cdot p_s \sigma_{sy} \quad (4.6b)$$

$$\gamma_{\alpha\epsilon} = \left(\frac{105}{F_c} \right)^2 \quad (4.7a)$$

$$\gamma_{\beta\epsilon} = \left(\frac{100}{F_c} \right)^2 \quad (4.7b)$$

$$\frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_o} = 1 + \left(\frac{100}{F_c} \right)^2 \cdot p_s \sigma_{sy} \cdot \left(1 - 1.10 \frac{S}{D} \right) \quad (4.8)$$

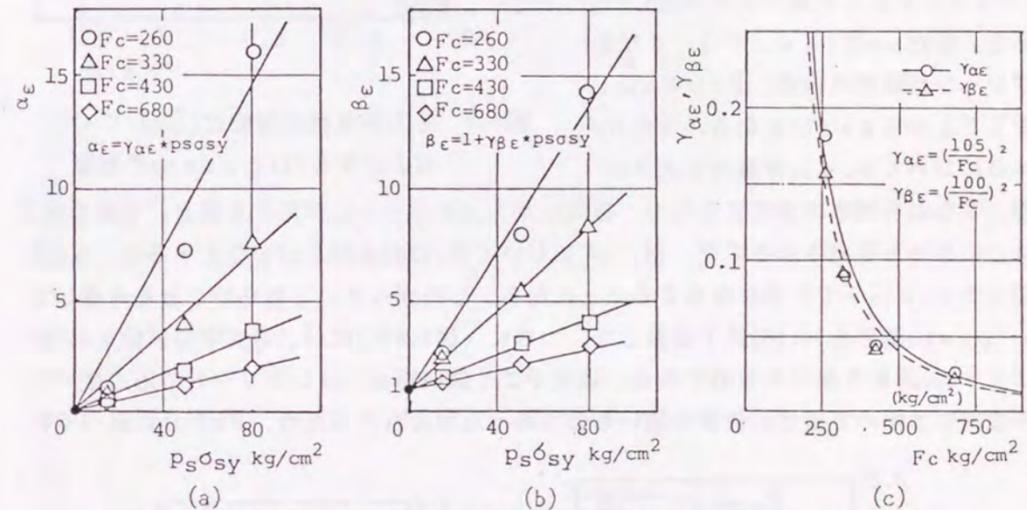


図4.6 (4.5)および(4.6)式の係数におよぼす $p_s \sigma_{sy}$ と F_c の影響

(iii) 平均下降勾配 (\bar{E}_{cf}) について

図4.7は、補強試験体の応力下降域における $\epsilon_{ocf} \sim 2 \epsilon_{ocf}$ 区間で求めた平均下降勾配 (\bar{E}_{cf}) を、対応するプレーン試験体のそれ (\bar{E}_o) で除した \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o と S/D の関係を示したものである。なお、 $F_c = 680$ シリーズではプレーン試験体の破壊が極めて脆性的で応力下降域の測定が使用した簡易高剛性試験装置によって行い得なかったため、このシリーズについての結果は以下の考察で除いている。同図によれば、いずれのシリーズの試験体の場合でも \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o は S/D の減少によって急激に改善され、 \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o と S/D との間には $S/D = 0$ で極値をもつ2次曲線的な関係がみられる。一方、 S/D が大きくなり横補強筋の配置間隔が大となると、補強試験体の破壊性状は次項でのべるようにプレーン試験体のそ

れと類似してくるため、その下降勾配 \bar{E}_{cf} はプレーン試験体のそれ \bar{E}_o に一致する。すなわち \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o は 1 に等しくなると予想される。それゆえ本研究では、高さ、直径の比が 2 : 1 であるプレーンのシリンダー試験体における端面拘束の影響が、円形横補強筋による拘束と物理的に類似していると考えられるため、 $S/D = 2$ において \bar{E}_{cf} は \bar{E}_o に一致すると仮定して、 $\bar{E}_{cf}/\bar{E}_o - S/D$ 関係を (4.9) 式で示す 2 次式で近似することとした。

同式中の α_θ は $p_s \sigma_{sy}$ および F_c の影響を受けるので、 α_θ と $p_s \sigma_{sy}$ の関係を F_c をパラメータとして調べたのが図 4.8(a) である。係数 α_θ は $p_s \sigma_{sy}$ が 0、すなわちプレーン試験体の場合、 \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o が 1 となることから $\alpha_\theta = 0$ となる。また $S/D = 0$ において $p_s \sigma_{sy}$ が極めて大きい

状態、すなわち無限の大きさをもつ一様周圧がコンクリートに作用する場合、下降勾配 \bar{E}_{cf} は 0 になると推測されるので、(4.9) 式において S/D および \bar{E}_{cf} を 0 とすると、 α_θ は無限大の $p_s \sigma_{sy}$ 下で 0.25 に収束することになる。したがって、これらのことを考慮して $\alpha_\theta - p_s \sigma_{sy}$ 関係を (4.10) 式で近似した。つぎに、図 4.8(b) は (4.10) 式中の係数 γ_θ におよぼす F_c の影響を調べたものである。強度がごく低い場合、コンクリートの応力度一ひずみ度関係は極めて塑性的性質の強いものであると考えられるため、 F_c が 0 に近づくに

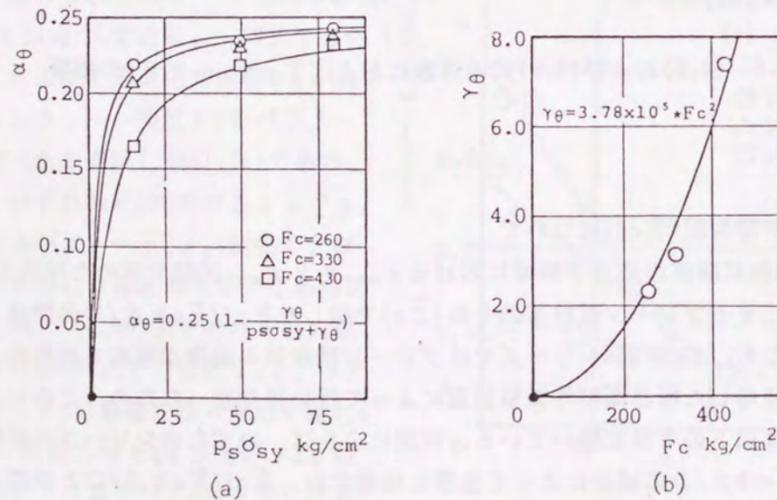


図 4.8 (4.9) および (4.10) 式の係数におよぼす $p_s \sigma_{sy}$ と F_c の影響

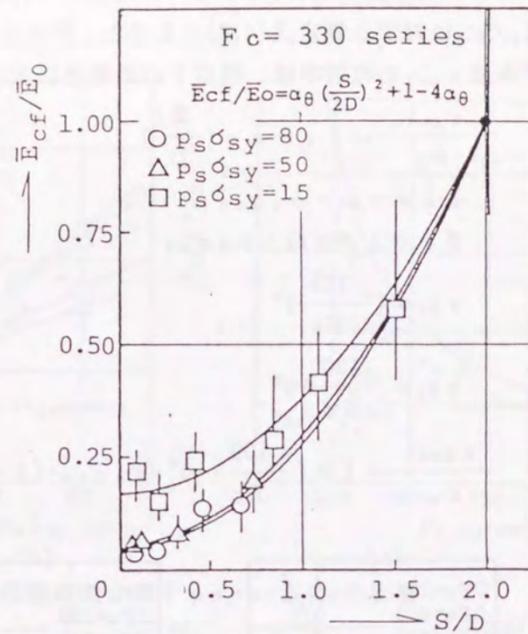


図 4.7 応力下降域の勾配比 (\bar{E}_{cf}/\bar{E}_o) におよぼす S/D と $p_s \sigma_{sy}$ の影響

従って下降勾配 \bar{E}_{cf} は 0 に漸近すると推測される。それゆえ、 S/D および $p_s \sigma_{sy}$ の大きさにかかわらず $F_o = 0$ において、 $\bar{E}_{cf} = 0$ 、すなわち $\alpha_\theta = 0.25$ 、したがって $\gamma_\theta = 0$ になると仮定し、図 4.8(b) で示す $\gamma_\theta - F_c$ 関係を近似すると式 (4.11) を得た。この γ_θ を α_θ の式に代入し、それを式 (4.9) に代入することによって、 \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o に対する推定式 (4.12) が得られる。

$$\frac{\bar{E}_{cf}}{\bar{E}_o} = \alpha_\theta \left(\frac{S}{D} \right)^2 + (1 - 4\alpha_\theta) \quad (4.9)$$

$$\alpha_\theta = 0.25 \left(1 - \frac{\gamma_\theta}{p_s \sigma_{sy} + \gamma_\theta} \right) \quad (4.10)$$

$$\gamma_\theta = 3.78 \times 10^{-5} F_c^2 \quad (4.11)$$

$$\frac{\bar{E}_{cf}}{\bar{E}_o} = 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{\left(\frac{163}{F_c} \right)^2 p_s \sigma_{sy} + 1} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{S}{2D} \right)^2 \right\} \quad (4.12)$$

4.2.4 強度および変形特性値の推定式の検討

本項では試験体の破壊性状ならびに横補強筋のひずみ性状に関する考察から横補強筋の利用効率の程度について、また実験Ⅲおよび他の研究者の実験結果を用いて本算定式の妥当性について検討する。

(1) 横補強筋の利用効率および誘導算定式の適用範囲

まず、図4.9はS/Dによる破壊性状の違いを実験Ⅰの $F_c=260$ シリーズにおける $p_s \sigma_{sy}$ が 50 kg/cm^2 の試験体を例として示したものである。なお、他シリーズでの破壊性状もこれとほぼ同様であった。同

図より、細い横補強筋を密な間隔で配筋した試験体Ⅰの場合、横補強筋は試験体の全長にわたって生ずる横方向膨張変形に対し有効に抵抗していることが観察される。また、 $p_s \sigma_{sy}$ は同じとして横補強筋配置間隔を少し広くした試験体Ⅱ、Ⅲでは、すべり破壊線を横切る横補強筋が試験体の横方向変形を拘束している状態がみられる。これらの試験体に対し、配置間隔がさらに広くなりS/Dが0.7程度以上となる場合には、試験体の破壊は一横補強筋区間で集中的に生じ、またその破壊領域の端部の横補強筋位置ではほとんど横方向変形が生じていないことなどが観察される。それゆえ、このような試験体では横補強筋が破壊領域を直接拘束するS/Dの小なる場合に比べ、横補強筋の拘束作用は十分に発揮されていないと推測される。

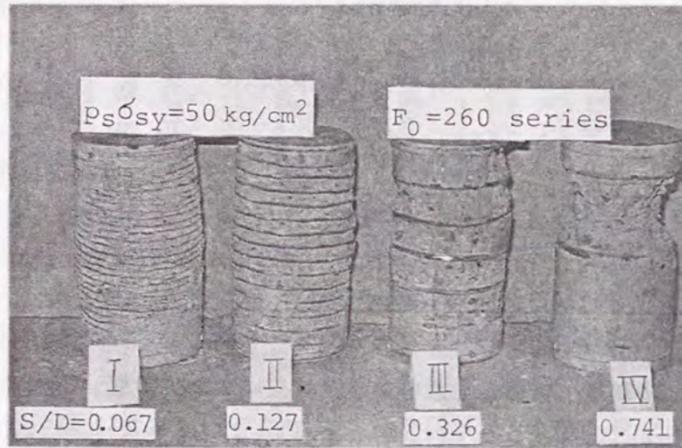


図4.9 S/Dが異なる試験体の破壊様相

つぎに図4.10は、横補強筋の利用効率を試験体の最大応力時以前にあるいは後に横補強筋がその素材の降伏ひずみに達するかどうかを調べることから検討したものである。縦軸に $p_s \sigma_{sy}$ を、横軸にS/Dをとって、試験体のほぼ中央部に位置する横補強筋にワイヤーストレインゲージを貼布し、そのひずみ測定を行った実験ⅠおよびⅡの試験体についての結果が示されている。同図中×印は最大応力時以前に、また黒塗りの

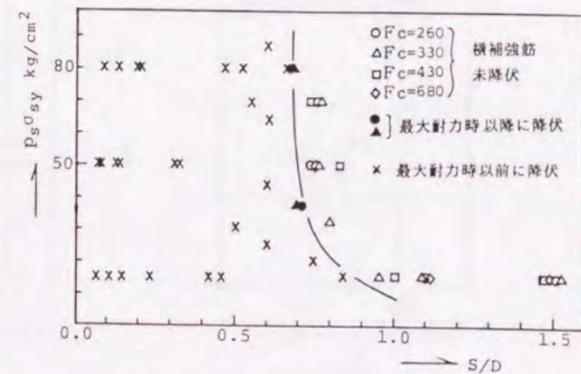


図4.10 横補強筋の降伏におよぼすS/Dと $p_s \sigma_{sy}$ の影響

印は応力下降域において横補強筋ひずみ度が降伏ひずみ度に達した試験体を示し、白抜き印はいずれの応力階においても降伏ひずみ度に達しなかった試験体を示している。同図によれば、横補強筋が降伏ひずみ度に達するS/Dの範囲は $p_s \sigma_{sy}$ が小なる範囲で若干大きくなる傾向がみられるものの、横補強筋量およびコンクリート強度にかかわらず、また降伏ひずみ度に達する時点が最大応力の以前あるいは以後のいずれであっても、ほぼ $S/D < 0.7$ 程度と考えられる。応力下降域においても横補強筋が降伏しなかった試験体では、横補強筋ひずみ度が応力下降域において減少する試験体もみられる。ただし、ここで述べている円形横補強筋の降伏ひずみ度としては鉄筋素材の降伏ひずみ度を用いている。これは、横補強筋を円形のままで引張荷重し、測定を行ってその降伏点を定めることは困難であり、実用的にもそれほどの精度は要求されないと考えたこと、また鉄筋のひずみ硬化を考慮した解析によって求めた、塑性加工後の円形状態での降伏ひずみ度の解析値を用いても、横補強筋が降伏するS/Dの範囲は上記の結果と殆ど一致したことなどのためである。

以上にのべた破壊性状および横補強筋ひずみ度に対する考察から、普通鉄筋を用いた円形横補強筋をその降伏強度を越える範囲まで有効に利用するS/Dの限界は、コンクリート強度 F_c および拘束応力指標 $p_s \sigma_{sy}$ にかかわらずほぼ0.7程度であり、したがって拘束応力の指標として $p_s \sigma_{sy}$ を用いている本算定式の適用範囲は $S/D < 0.7$ 程度と考えられる。

(2) 誘導算定式の適用性の検討

誘導算定式の適用性を、スケールの影響を調べた実験Ⅲの結果および他の研究者の実験結果を用いて考察する。

(i) スケール効果に対する検討

図4.11は、スケールの影響を調べた実験Ⅲの試験体に対し本算定式を適用したときの算定値と実験値を比較したものである。なお、直径が250mmのプレーン試験体の破壊は急激でその応力下降域が測定できなかったためD=250試験体の E_{cf}/E_o は記入していない。また同図では、実験値のばらつき範囲を各印の上下方向に実線で示している。ひずみ度比と下降勾配比のばらつきの程度は圧縮強度比のそれに比べて大きい。同図によれば、直径が150mmである試験体を用いた実験Ⅰの結果から誘導した本算定式はいずれの実験値も良好に推定しており、本算定式が試験体の大きさにかかわらず有効であると判断される。

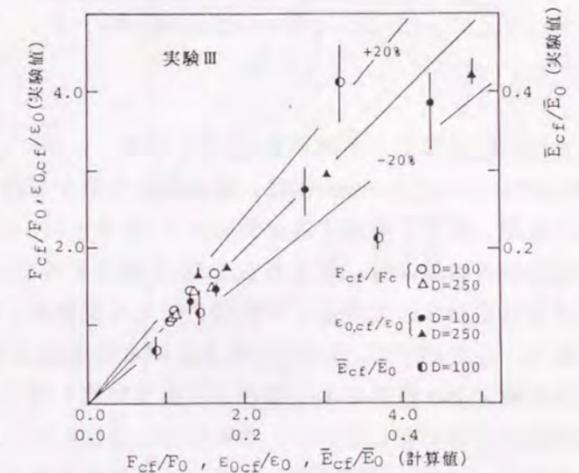


図4.11 実験Ⅲの結果に対する算定式の適合性

(ii) 誘導算定式および既往の算定式の妥当性

本算定式ならびに既往の提案式の妥当性を、普通鉄筋による円形横補強筋を使用した、かぶりコンクリートのないコンファインドコンクリートに関する本実験および他者の実験結果を用いて検討する。

表4.3に円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性値についての、本算定式ならびに既往の主な算定式をまとめている。既往の算定式の適合性の検討にあたっては、比較的推定精度の良いS.R.Iyenger式⁶³⁾および六車式¹³⁾を採用あげた。また、内容が詳細に報告されている実験データを用い、いずれの算定式を検討する場合でも当該式の誘導の基礎となっているデータは除いている。

表4.3 円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度・変形特性についての既往の主な算定式

研究者	F_{cf}/F_c	$\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$	下降特性
Iyenger et al.	$1+2.3C_i$	$1+23C_i$	$\epsilon_{ocf}/\epsilon_o = 1.8+46.5C_i$, $C_i = (P_b - \bar{P}_b) \frac{\sigma_{sy}}{F_c}$
六車等	$1+150C_c$	$1+1460C_c$	$\epsilon_{ocf}/\epsilon_{oc0} = 1+990C_c$, $C_c = \frac{P_b \sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} (1 - \frac{S}{2D})$
本提案式	$1+4.41 \frac{\sigma_{sy}}{F_c} (1-1.24 \frac{S}{D})$	$1+(\frac{100}{F_c})^2 \rho_s \sigma_{sy} (1-1.11 \frac{S}{D})$	$\bar{\epsilon}_{ocf}/\bar{\epsilon}_o = 1 - (1 - \frac{1}{(\frac{163}{F_c})^2 \rho_s \sigma_{sy} + 1}) (1 - (\frac{S}{2D})^2)$

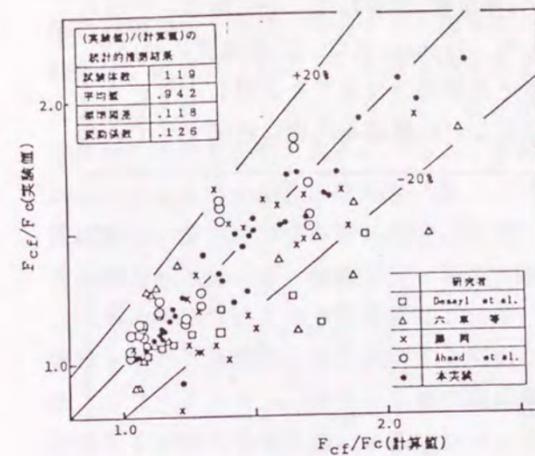
$\epsilon_{cu,cf}$: コンファインドコンクリートの $k_1 k_{max}$ 時ひずみ p_b : 補強筋体積比(円形補強筋の場合は、 $P_b=2P_s$)
 $\epsilon_{cu,o}$: プレコンクリートの $k_1 k_{max}$ 時ひずみ \bar{V} : 核断面の最小寸法

(a) 圧縮強度比 (F_{cf}/F_c) について

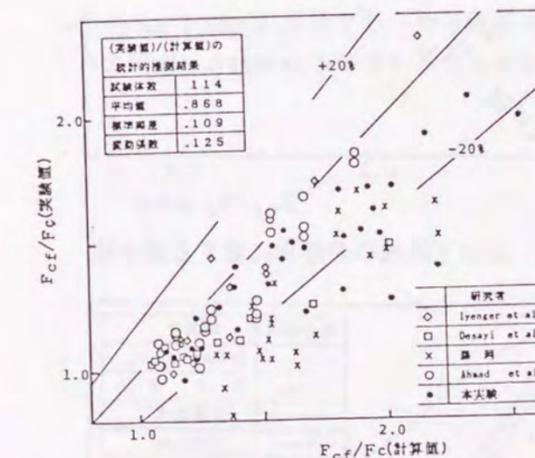
表4.3中に示したIyenger式は、直感的な考察から導かれた拘束係数 C_i を用いて表現されているが、同式を変形すると $F_{cf}/F_c = 1 + 4.6 p_s \sigma_{sy} (1 - S/D)$ となる。この式は拘束応力分布の集中性、すなわち S/D が増大することによって生ずる、一様周圧応力下における強度からの強度低下を明確化した本提案式と同じ形式で、式中の係数値もほぼ同じである。したがって、Iyenger式および本提案式は図4.12(a),(c)から分かるように、前者による推定値は後者による場合よりも実験値を若干過大評価するものの、両者はほぼ同程度の推定精度を有している。これに対し、図4.12(b)は六車等による提案式についての結果である。同式は横補強筋として主に高強度鉄筋を用いた実験の結果に基づいて誘導されたものであるため、普通鉄筋を用いたコンファインドコンクリートの圧縮強度を概して危険側に大きく推定する傾向がみられる。

(b) 圧縮強度時ひずみ度比 ($\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$) について

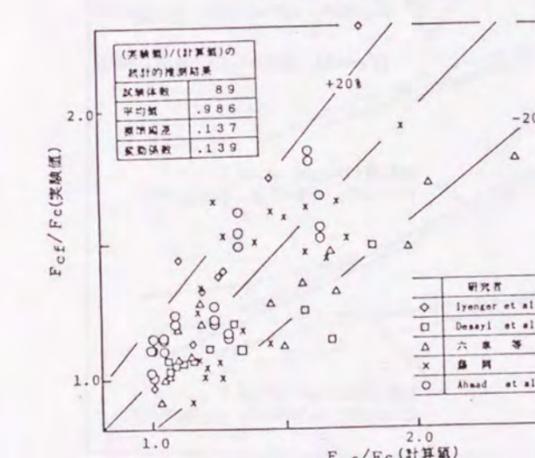
図4.13(a)~(c)はひずみ度比($\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$)の実験値と各提案式による推定値とを比較したものである。なお、圧縮軸変形の測定を試験体の上下の載荷板間で行っている研究結果は、載荷面凹凸の測定値への影響が予想されるためここでの検討から除いている。図4.13(a)はIyenger式による結果を示したものである。ひずみ度比についての(実験値)/(推定値)の変動係数は33%と大きく、推定結果は同図に示されるように著しくばらついている。



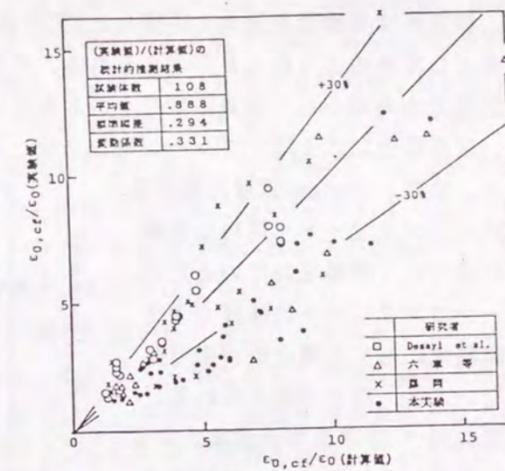
(a) Iyenger式



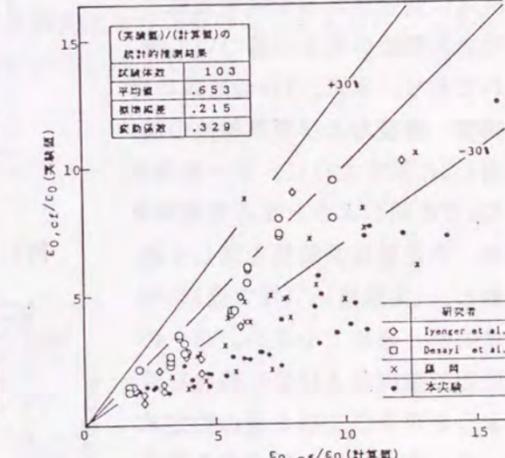
(b) 六車式



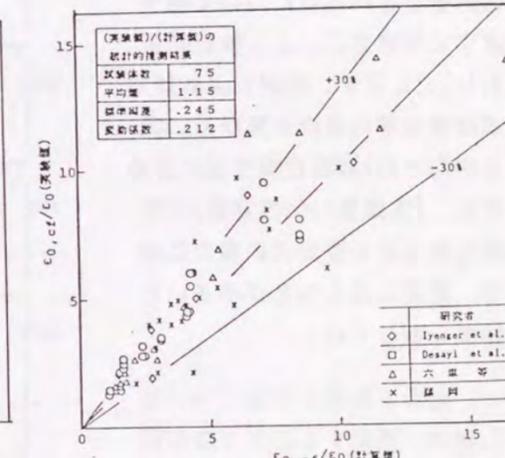
(c) 本提案式



(a) Iyenger式



(b) 六車式



(c) 本提案式

図4.12 圧縮強度比に対する適合性

図4.13 圧縮強度時ひずみ度比に対する適合性

また、推定値は実験値を過大に評価し、(実験値)/(推定値)の平均は0.89である。これらの理由として次のようなことが考えられる。すなわち、Iyenger式は、圧縮強度についての実験結果から導かれた拘束係数 C_i のみを用いてその変形特性までを表現しようとするため、変形特性におよぼすプレーンコンクリート強度などの影響を的確に評価できていないこと、また、Iyenger式は比較的強度の低いコンクリートを用いた実験結果に基づいて誘導されているため、プレーンコンクリートの強度が大きい実験結果に対する適合性が余り良好でないこと、などが考えられる。次に図4.13(b)は六車等の提案式による検討結果を示している。前述のように同式は高強度鉄筋を横補強筋として用いた実験の結果に基づいて誘導されており、また、Iyenger式の場合と同様、強度および変形特性の両者を表4.3に示すように、単一の拘束係数 C_c で表示しようとする無理があるため、推定値は実験値を著しく過大評価し、(実験値)/(推定値)の平均値は0.65と極めて小さい。単一の拘束係数で強度および変形特性を評価しようとする以上の2種の推定式に対して、拘束作用を構成する基本要因の影響を各特性値について個々に考慮する本算定式による検討結果を図4.13(c)に示す。同図によれば本推定式は前2者の場合と異なり、実験値を平均で約15%程度安全側に評価し、また、(実験値)/(推定値)の変動係数も前2者の提案式の場合に比べ小で、推定のばらつきが小さいという特徴を有している。

(c) 応力下降域の性状について
図4.14は、提案する応力下降勾配比 \bar{E}_{cf}/\bar{E}_0 の推定式が、Iyenger等の研究結果に示されていた応力度-ひずみ度(S-S)関係の読み取りか

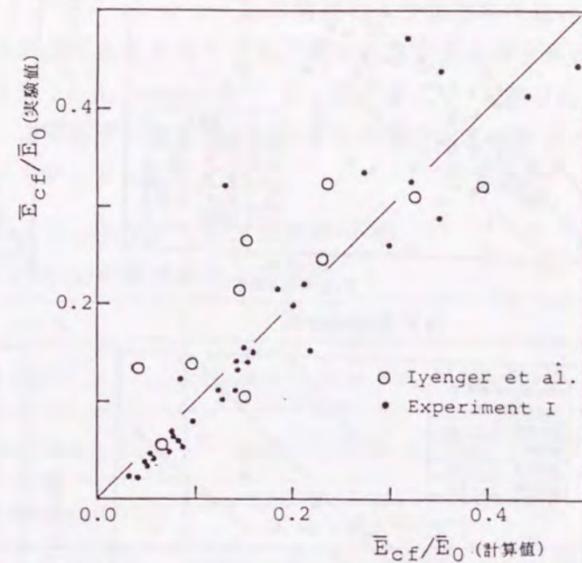


図4.14 応力下降域の勾配比に対する適合性

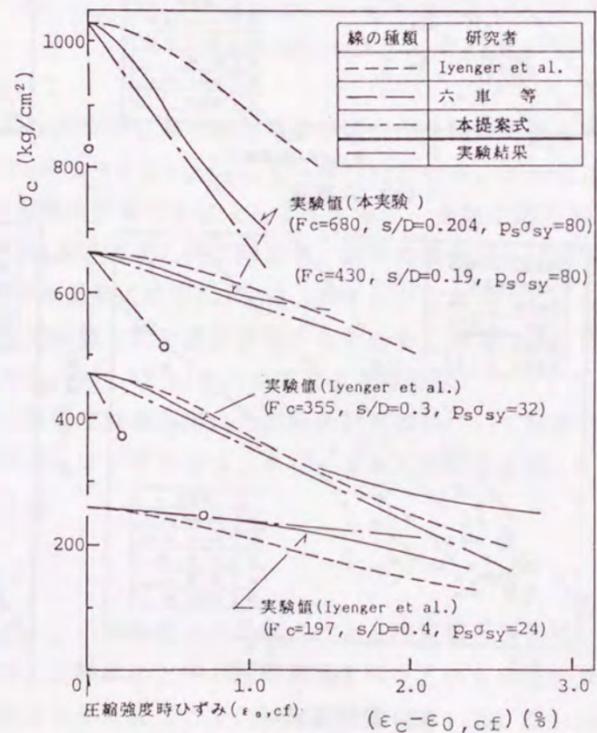


図4.15 応力下降曲線と推定直線の比較

ら求めた \bar{E}_{cf}/\bar{E}_0 の結果を、どの程度推定するかを調べたものである。下降勾配は、試験体の破壊性状と密接に関係するため本質的に大きなばらつきを有するが、Iyengerの実験結果は、同図中・印で示した提案推定式を誘導した原データである本実験結果とほぼ同程度に推定されていると考えられる。また図4.15は各研究者による推定S-S曲線での応力下降域の性状を比較したものである。比較を容易に行うために、各種推定S-S曲線の最大応力度点を実験結果のそれに一致させている。同図によれば、Iyenger式による応力下降曲線は、前述のひずみ度の場合と同様、コンクリート強度が高い試験体の実験結果に対する適合性は悪いが、強度が低い場合実験曲線との対応はほぼ良好である。これに対し、六車等の提案式による下降曲線はコンクリート強度が低い場合を除き、全体として応力下降域を極めて急激なものに推定する傾向がある。これは、六車式が主に高強度鉄筋を用いたコンファインドコンクリートの実験結果に基づいているため、破壊様相が急激となる傾向のある高強度横補強筋によるコンファインドコンクリートの特徴を反映しているものと思われる。これら2種の応力下降曲線に対し、本提案式による推定下降直線は、いずれのコンクリート強度の場合でも、普通鉄筋による横拘束をうけるコンファインドコンクリートの実験S-S曲線の下降部を良好に推定していると考えられる。

4.3 角形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性

本節では、横補強筋の形状が角形から円形にまで変化する場合の、コンファインドコンクリートの強度および変形特性を一貫して算定できる推定式を新たに誘導し、その妥当性について検討する。すなわち、角形横補強筋の拘束機構を、同補強筋の局部の軸力-曲げモーメント状態を調べるという全く新しい方法によって考察して、それら各種横補強筋の圧縮強度時の有効軸力係数と分布拘束力の等価係数を導く。さらに、それら係数と4.2節で提示した円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートに対する強度と変形特性の推定式とから、既往の研究では提示されていない、横補強筋の形状が角形から円形までのコンファインドコンクリートの一般的な強度および変形特性推定式を誘導し、本推定式ならびに既往の諸推定式の適合性を実験結果から検討する。

4.3.1 実験概要

実験の概要を表4.4に示す。各種の形状を有する横補強筋の拘束機構を調べるための実験Iと、分布拘束力の等価係数を導いて強度・変形特性の推定式を誘導するための実験IIからなっている。取り上げた実験要因は、いずれの実験においても横補強筋の形状、ならびにコンファインドコンクリートについての本質的な影響要因の平均拘束応力 ($p_s \sigma_{sy}$) 拘束応力分布指標 (S/D) およびコンクリートの力学性質指標 (F_c) である。

表4.4 試験体概要

実験	試験体名		体数	$p_s \sigma_{sy}$		S/D		F_c	形状	
	名称	D×D×H		b×b(φ)	σ_{sy}	s	s			
I	IL-a	(φ×H)	1	59	9×9	3500	.27	5.0	a	
	IL-b	20×20×40	1	54	7×7	3200	.24	4.5	b	
	IL-c	20×20×40	1	58	6.4×6.4	3500	.26	5.0	c	
	IL-f	20×20×40	1	57	7×7	3200	.26	5.0	d	
	IL-g	20×20×40	1	57	6.4×6.4	3500	.26	5.0	e	
	plain	I-p	20×20×40	2	--	--	--	--	--	f
	II	II S-a	20×20×40	2	28	(5.6)	3200	.16	3.0	g
II S-b		20×20×40	2	31	(3.9)	4200	.13	2.4	h	
II S-c		20×20×40	2	29	(3.1)	3700	.10	2.0	i	
II S-d		20×20×40	2	29	(3.1)	3700	.13	2.5	j	
II S-e		(20×40)	2	28	(5.6)	3400	.16	3.0	k	
II L-a		20×20×40	2	56	(8.2)	3200	.19	3.5	l	
II L-b		20×20×40	2	55	(5.6)	3200	.12	2.3	m	
II L-c		20×20×40	2	54	(5.6)	3200	.16	3.1	n	
II L-d		20×20×40	2	54	(5.6)	3200	.21	3.9	o	
II L-e		(20×40)	2	56	(8.2)	3100	.19	3.5	p	
II L-f		20×20×40	2	60	(5.6)	3100	.12	2.3	q	
II L-g		20×20×40	2	52	(5.6)	3100	.16	3.1	r	
plain		II-p	20×20×40	2	--	--	--	--	--	s
plain		II-pr	(20×40)	2	--	--	--	--	--	t

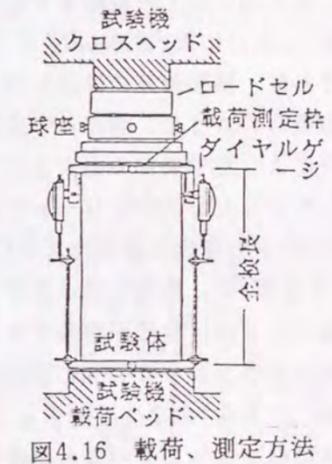
ps: 補強筋面積比 σ_{sy} : 補強筋降伏強度 (kg/cm²) s: 補強筋ピッチ (cm) D: 補強筋一辺寸法 (cm) H: 試験体高さ (cm)
 F_c : プレコン強度 (kg/cm²) b×b: 横補強筋断面寸法 (mm) φ: 横補強筋径 (mm) 丸形試験体断面寸法 (cm)
 注) 試験体名で3番目の英字(a, b, ...)は、両表中右側に示す横補強筋形状に対応する。
 □と○のpsは前者では $(2\sqrt{2}) \cdot b \times b / S \cdot D$ で、後者では $4 \times b \times b / S \cdot D$ で計算されている。

実験Iで用いた横補強筋は、各種の矩形断面(b×b)を有する鉄筋を仕口部で突合せ溶接して所定の形状にしたものである。ここで断面を矩形としたのは、横補強筋の局部ひずみ度の測定から同鉄筋断面に作用する軸力、曲げモーメントを正確に算定するためである。実験IIの横補強筋の製作には番線や普通鉄筋の呼び径φ3.2, φ4, φ6, φ9のものを用いた。外周筋は、両端部が一辺の中央にくるように口形に曲げ加工された鉄筋の両端部分を突合せ溶接して閉鎖形としたもので、サブタイは外周筋と重なり合う部分で突き合せ溶接されている。なお口形外周筋と、内接正方形筋および内接八角形筋は相互に溶接されていない。

試験体の製作には早強ポルトランドセメント、最大粒径が20mmおよび5mmである粗骨材と細骨材を用いた。なお、試験時でのコンクリートの圧縮強度は表4.7中に併記している。試験体は、断面が20×20cm、高さが40cmの角柱体、および直径が20cmで高さが40cmの円柱体で、いずれもかぶりコンクリートはない。

載荷は図4.16に示す方法で行った。単調単軸圧縮荷重は200ton(もしくは500ton)の圧縮試験機(装置)で、載荷速度を手動調節して加えた。なお、球座の回転は載荷荷重の偏心を取り除いた後にボルトで固定した。

試験体の軸ひずみの測定は、図4.16に示すように、測定検長が380mm区間で、ストローク50mmのダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。実験Iの試験体では、後述の図4.18、4.20~4.23中に示す横補強筋の各断面位置における外側と内側のひずみ度の測定を検長2mmの箔ゲージによって行った。



4.3.2 角形横補強筋の拘束機構

実験Iの実験結果から得られた、各種の横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度曲線を図4.17に示す。同図によれば、補強筋量としてはほぼ同程度であっても、その応力度-ひずみ度特性には顕著な差がみられ、これは横補強筋の形状によるコンクリートの拘束機構が異なることに起因していると思われる。

円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの拘束機構は、4.2節で述べたように、コンクリートの横方向変形(膨み)によって横補強筋には引張軸力(フープテンション)のみが生じ、

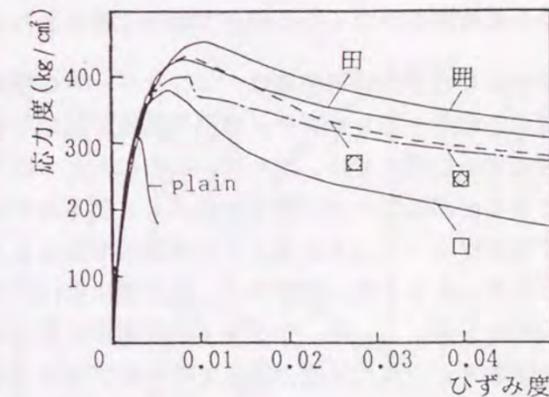


図4.17 各種コンファインドコンクリートのS-S関係

その反力としてコンクリートは一樣な拘束力を横補強筋から受ける。またフープテンションの大きさが横補強筋の降伏耐力に達して、試験体の破壊領域内におけるコンクリートの横方向膨張変形に対する抵抗剛性がほぼなくなると圧縮強度点に達するものである。

これに対し、角形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートが最大耐力に達するまでの横補強筋の拘束機構を以下に考察する。図4.18, 4.20~4.23は、それらの図中の挿絵に示す各種の形状をもつ横補強筋の、①~④で示す位置の断面に作用する各荷重段階での曲げモーメントおよび軸力(M, N)を、M-N平面にプロットしたものである。同図中には各横補強筋断面の降伏M-N相関関係(以下、yM-N関係)、および全塑性M-N相関関係(以下、pM-N関係)もそれぞれ破線と実線で併記している。

円形の横補強筋を用いたコンファインドコンクリートが最大耐力に達するまでの拘束機構を、図4.18に示す実験結果から、次のように推測する。コンクリートは圧縮応力をうけると図4.19(a)に模式的に示すように、試験体断面の横(x, y)方向に膨張すると考えられる。それ故、横補強筋には図4.18に示される様に、直交するy方向の膨張によって両端固定梁の場合のような、端部と中央部とで方向が逆になる曲げモーメントと、平行なx方向の膨張によって中央部の方がより大となる引張軸力が生ずる。次に、応力レベルがさらに上昇してプレーンコンクリートの圧縮強度(F_c)付近のレベル(3~4ステップ)になると、コンクリートの横膨張変形は急激に顕著となり、他の位置に比べ曲げモーメントが大きい端部(④位置)で、横補強筋はまずyM-N関係に達する。それによって同位置での曲げ剛性が低下して曲げ角度が増加すると、図4.19(b)に示すようにx, y方向変位を合成した太い破線で示すコンクリートの膨張変形によって、横補強筋の端部から中央に向かう横補強筋方向(x'方向)の変位が生ずることになる。その結果、端部(④)位置では降伏による伸び剛性の低下も生じているため伸び変形の集中とNの急増が起る(反対に、中央部分(①~③)でのNはその増加率を減じてついには減少しはじめる)。Nの急増によって端部での(M, N)状態がpM-N関係にほぼ到達すると、図4.18に示されるように圧縮強度点7に達している。このことから試験体の最大耐力はコンクリートの横方向膨張変形に対する横補強筋の抵抗剛性がなくなる時点で起ると推測される。

田形および罫形の横補強筋は、コンクリートの横膨張変形に対して抵抗剛性の小さい、円形補強筋の中央部をサブタイの引張剛性で補強した形状といえる。それ故、これら横補強筋を有する試験体では、図4.20, 4.21のたとえば外周筋端部におけるM-N曲線の初期段階での勾配が田型の方が罫型に比べより緩やかであることからの分かるように、外周筋に生ずる曲げモーメントはサブタイ本数の増加によって小となる。一方、サブタイには試験体の応力レベルが低い段階から一軸状態に近い卓越した引張軸力が生じ、また応力レベルの上昇によって、サブタイの断面がまずpM-N関係に到達するなどの特徴を示す。サブタイが全塑性状態に達してその伸び剛性が零になると、外周筋で囲まれた部分のコンクリートの横方向膨張変形に対する抵抗機構は、円形の場合と類似のものになる。したがって、これらサブタイ形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートでは、図4.20, 4.21に示されるように、外周筋の端部(③あるいは④位置)が全塑性状態に到達することによって最大耐力に達していると推定される。

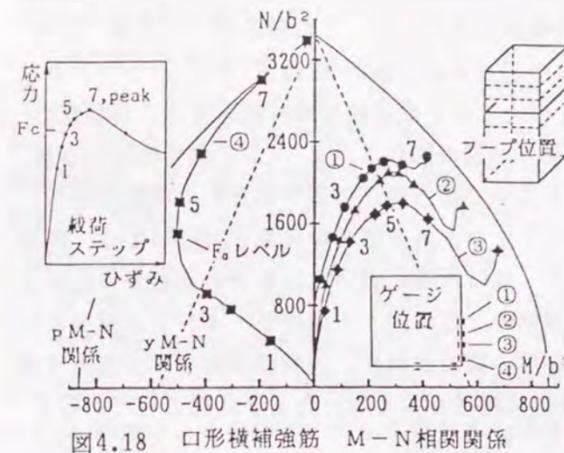


図4.18 円形横補強筋 M-N相関関係

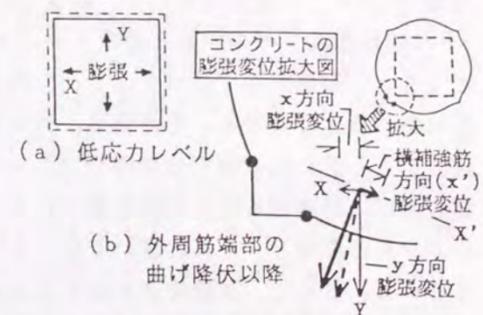


図4.19 円形横補強筋でのコンクリートの膨張変位

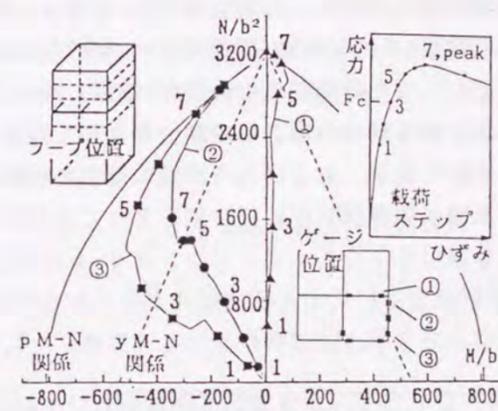


図4.20 田形横補強筋 M-N相関関係

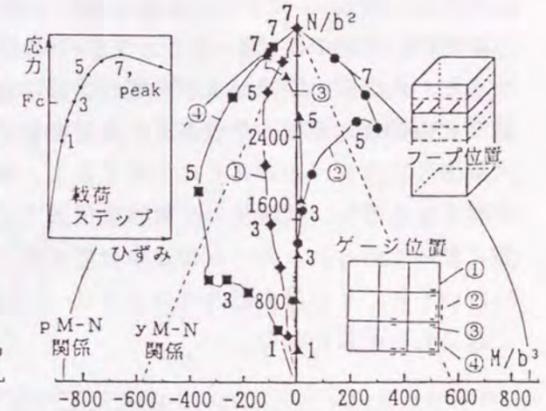


図4.21 罫形横補強筋 M-N相関関係

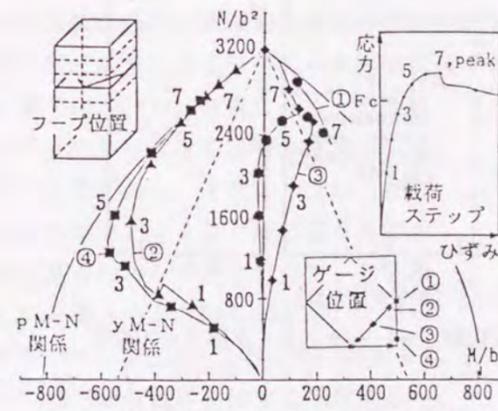


図4.22 田形横補強筋 M-N相関関係

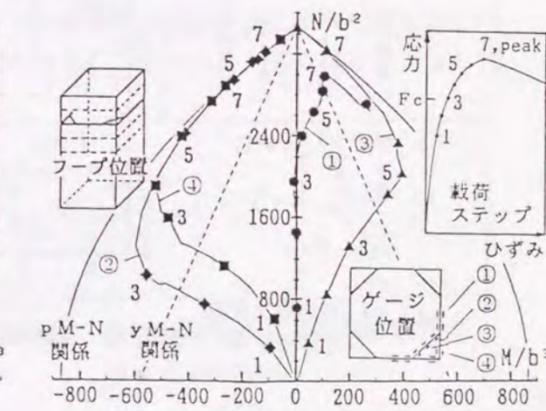


図4.23 罫形横補強筋 M-N相関関係

□形の横補強筋の場合の結果を図4.22に示す。同図によれば、内接正方形筋および外周筋の端部(②および④)位置はコンクリートの横膨張変形によって□形の場合と同様、大きな曲げモーメントを受けている。本例では内接正方形筋の端部(②位置)がプレ-ンコンクリートの圧縮強度レベルである載荷ステップ4付近でまず全塑性状態に接近する。同状態に近づくと□筋の項で述べたように、内接正方形筋内部のコンクリートの横膨張変形が容易に生じるようになる。その結果、外周筋の端部では内接筋の辺中央からの横膨張変形に起因すると思われる軸力の急増が起こっている。また外周筋の中央部(①位置)では、内接筋の伸びに関連する横方向膨張変形によって、ほぼ単軸に近いそれまでの状態から曲げモーメントの急増と、それに続いて起こる□筋のときに述べた曲げモーメントの減少が生じている。さらに、試験体の圧縮強度点は□形の場合と同様、外周筋の端部が全塑性状態に達してコンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性がなくなったときに起こっていると推測される。

図3.23は、□形の横補強筋の結果を示したものである。同図によれば、八角形筋ならびに外周筋の端部(②および④位置)には、□筋の場合と同様、大きな曲げモーメントと軸力を受け、本例ではプレ-ンコンクリートの圧縮強度(F_c)レベル(載荷ステップ3)付近になると、外周筋の端部がまず全塑性状態に接近し、また外周筋の中央部(①位置)では□筋などの場合と同様、その接近に起因すると思われる軸力の増加率の減少が生じている。試験体の応力レベルがさらに上昇すると、外周筋の端部、および八角形筋の端部と中央部の軸力は急増し、試験体の圧縮強度付近では単軸引張降伏強度に近い値をとって全塑性状態に至っている。このことから本□型補強筋を用いるコンファインドコンクリートの場合においても、その最大耐力はコンクリートの横膨張変形に対する抵抗剛性がなくなる段階で起こると推測される。

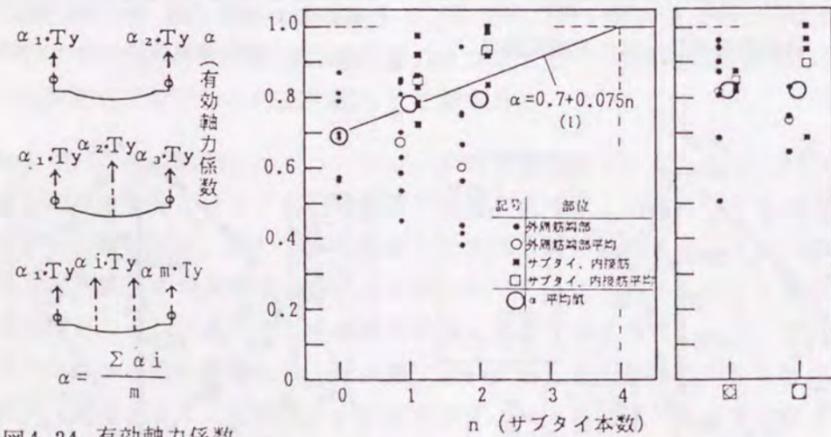


図4.24 有効軸力係数 α 算定位置

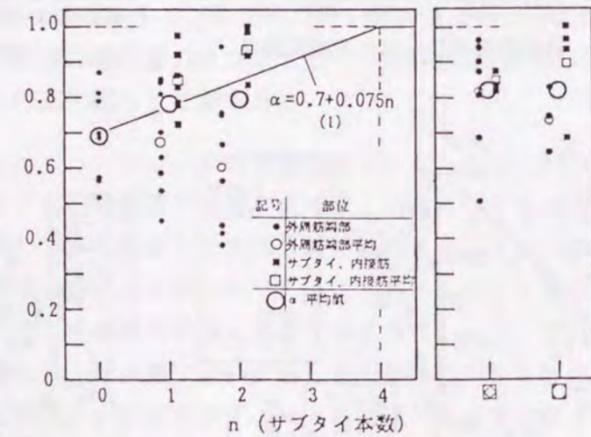


図4.25 有効軸力係数 (α) - サブタイ本数 (n) 関係

4.3.3 有効軸力係数

角形横補強筋の場合、4.3.2で述べたように、円形横補強筋のときと異なって曲げモーメントの作用があるため、コンファインドコンクリートの圧縮強度時での横補強筋の軸力(T)は、フープテンションをうける円形の場合の一軸降伏耐力(T_y)より小となる。この T と T_y の比(T/T_y)を有効軸力係数(α_i)と仮称し、□形から円形までのサブタイ型の横補強筋の、先に述べた破壊強度に関する図4.24に示す各位置での α_i を、サブタイの本数(n)を横軸にとってそれぞれ示したのが図4.25である。

同図によれば、サブタイ型横補強筋の各 α_i は、コンクリートの局部の状態が大きく影響する最大耐力点に関する量であるためばらつきは大きい。しかし、 n の増加に従って概ね、外周筋端部では減少する小さい値を、サブタイでは増大する大きな値を示す。また、破壊強度に関するそれら両位置での α_i の平均値 α (図4.25中大きい○印)は、 $n=0$ において0.7程度で、 n の増加に従って増大する傾向を示す。さらに n が大きくなると、すなわちサブタイを密に配筋した場合、サブタイの α_i は増大してほぼ1となるので、平均値 α は1に近づき、拘束状態は円形とほぼ同様のものになると考えられる。それ故、ここでは $\alpha - n$ 関係を直線で近似し、(4.13)式で与えることとした。

次に、内接正方形型および内接八角形型の α の平均値としては、図4.25中に併記するように0.82, 0.83が得られた。同値を(4.13)式に代入して n を求めるとそれぞれ $n=1.7, 1.8$ となり、両型の横補強はそれらの n を有する仮想的なサブタイ型の横補強にほぼ相当することが分かった。

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.075n + 0.7 & n &\leq 4 \\ \alpha &= 1 & n &\geq 4 \end{aligned} \quad (4.13)$$

4.3.4 強度および変形特性値の推定式の誘導

本項では、角形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの応力-ひずみ度特性の推定式を、4.2節で提示した円形横補強筋の場合の推定式、ならびに4.3.3で述べた有効軸力係数(α) - サブタイ本数(n)関係および実験IIの結果とから誘導する。すなわち、角形横補強筋の場合、横補強筋位置の試験体断面で、横補強筋はコンクリートに図4.26(a)に模式的に示すような分布のある拘束線荷重を与える。したがって一様な線荷重となる円形の場合(同図(b))と異なって、この拘束線荷重の分布状況の影響を推定式に考慮する必要がある。それ故、ここでは分布のある拘束力をそれと同じ働きをする一様拘束力にみなすための係数、等価係数(β)を導入する(図4.26参照)。この β および4.3.3で述べた有効軸力係数 α はともに拘束線荷重に関する係数である。

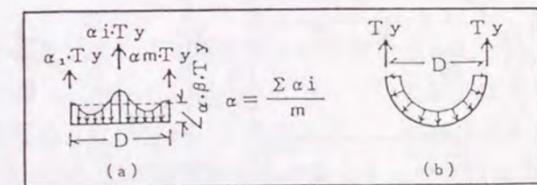


図4.26 円形横補強筋と角形横補強筋の拘束力分布性状

それ故、拘束線荷重が一様な円形の場合の各推定式、(4.4), (4.8), (4.12)式における平均拘束応力の項($p_s \sigma_{sy}$)に α, β を乗ずることによってそれらの影響を考慮することにすれ

ば、横補強筋の形状が円形から角形にまで変化するときの各特性値の推定式を一貫表示できる(4.14)~(4.16)式を得る。次に、それらの式中の係数 $\beta_1 \sim \beta_3$ は次のように定めた。すなわち実験IIの各試験体についての強度・変形特性値と(4.13)式による α 値を、(4.14)~(4.16)のそれぞれの算定式に代入すると各試験体の係数 $\beta_1 \sim \beta_3$ が求まる。それらの β をサブタイの本数 n を横軸にとって整理すると図4.27~4.29を得た。同図によれば、いずれの β も n の増加にしたがって分数関数的に増大する傾向が見られ、また β は1に収束すると考えられるので、各 β - n 関係を(4.17)~(4.19)式のように近似表示した。なお、内接正方形型および内接八角形型の各 β は、4.5.3で求めた両型の仮想 n を(4.17)~(4.19)式に代入することによって得られるとする。

$$\frac{F_{cf}}{F_c} = 1 + 4.41 \alpha(n) \beta_1(n) \left(\frac{p_s \sigma_{sy}}{F_c} \right) \left(1 - 1.24 \frac{S}{D} \right) \quad (4.14)$$

$$\frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_o} = 1 + \left(\frac{100}{F_c} \right)^2 \cdot \alpha(n) \beta_2(n) p_s \sigma_{sy} \cdot \left(1 - 1.10 \frac{S}{D} \right) \quad (4.15)$$

$$\frac{\bar{E}_{cf}}{\bar{E}_o} = 1 - \left\{ 1 - \frac{1}{\left(\frac{163}{F_c} \right)^2 \alpha(n) \beta_3(n) p_s \sigma_{sy} + 1} \right\} \left\{ 1 - \left(\frac{S}{2D} \right)^2 \right\} \quad (4.16)$$

$$\beta_1 = 1.0 - \frac{0.12}{(n + 0.35)} \quad (4.17)$$

$$\beta_2 = 1.0 - \frac{1.0}{(n + 1.9)} \quad (4.18)$$

$$\beta_3 = 1.0 - \frac{0.95}{(n + 1.3)} \quad (4.19)$$

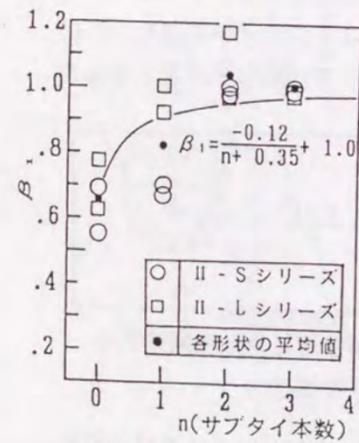


図4.27 β_1 - n 関係

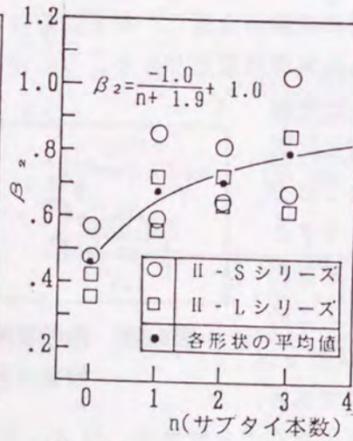


図4.28 β_2 - n 関係

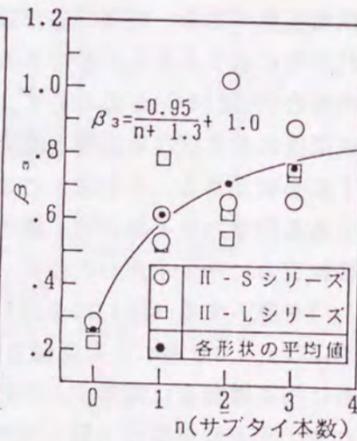


図4.29 β_3 - n 関係

4.3.5 強度および変形特性値の推定式の適合性の検討

(1) 既往の主な強度および変形特性の推定式

角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度および変形特性に対する既往の主な提案式を表4.5に示す。同表中の R.Park等⁷⁴⁾の式では、圧縮強度および圧縮強度時ひずみ度はともに同じ式で与えられ、それらの式で考慮されている変数は横補強筋量(体積比 p_b)とその降伏強度(σ_{sy})のみである。S.R. Iyenger等⁵³⁾および六車等⁵⁷⁾の両推定式はともに横補強筋形状が口形である試験体の実験結果から導かれたもので、拘束効果を表わす指標として表4.5に示す拘束係数 C_i, C_c をそれぞれ考え、それら係数のみによって

表4.5 角形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの既往の主な強度・変形特性推定式

研究者	圧縮強度比 F_{cf}/F_c	圧縮強度時ひずみ比 $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$	応力下降特性	備考
Park et al.	K	K	$\frac{F_{cf}}{F_c} = \frac{0.5}{145F_c - 1000 + 3Pb/S} - 0.02K$	$K = 1.0 + \frac{Pb \sigma_{sy}}{F_c}$
Iyenger et al.	$1 + 0.84C_i$	$1 + 6.45C_i$	$\frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_o} = 1.8 + 20.3C_i$	$C_i = \frac{(Pb - \bar{Pb}) \sigma_{sy}}{F_c} = Pb \left(1 - \frac{S}{D} \right) \frac{\sigma_{sy}}{F_c}$
六車等	$1 + 50C_c$	$1 + 450C_c$	$\bar{E} = (1 + 450C_c) \epsilon_u$	$C_c = Pb \frac{\sqrt{\sigma_{sy}}}{F_c} \left(1 - \frac{S}{D} \right)$, ϵ_u : 曲げ圧縮限界ひずみ
Sheikh et al.	K_s	$1 + \frac{0.81}{C} \left(1 - 5 \left(\frac{S}{D} \right)^2 \right) \frac{Pb \sigma_{sy}}{F_c}$	$\frac{F_{cf}}{F_c} = \frac{0.5}{4} \frac{Pb \sigma_{sy}}{F_c}$	$K_s = 1.0 + \frac{D^2}{140 P_{occ}} \left[\left(1 - \frac{n C_c^2}{5.5 D^2} \right) \left(1 - \left(\frac{S}{2D} \right)^2 \right) \sqrt{Pb \sigma_{sy}} \right]$

F_c, ϵ_o : プレーンコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 S : 横補強筋ピッチ C : 主筋間隔
 F_{cf}, ϵ_{ocf} : コンファインドコンクリートの圧縮強度およびその時のひずみ度 D : 補強筋の最小一辺長さ
 \bar{E}_{cf} : コンファインドコンクリートの応力下降勾配 P_{occ} : コアコンクリートの圧縮耐力
 σ_{sy} : 横補強筋の降伏強度 F_c : コンクリートシリンダー強度 Pb : 横補強筋の体積比

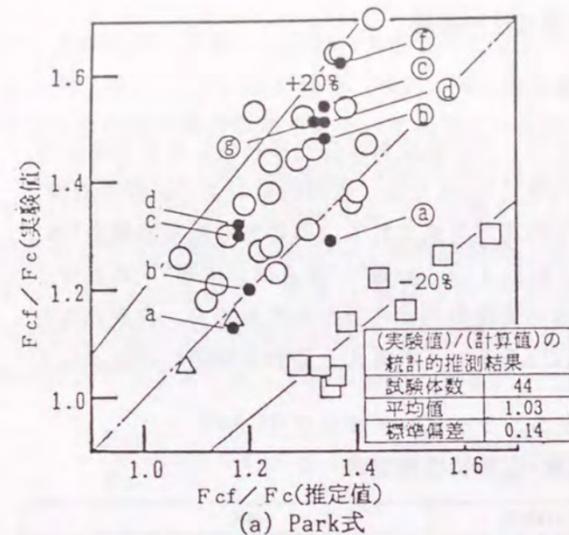
各特性値を推定しようとしている。S.A. Sheikh等の圧縮強度推定式²⁰⁾は角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度増加を有効拘束断面積という概念を用いて説明しようとするもので、同式には横補強筋の量およびピッチならびに主筋の配筋間隔などが考慮されている。また、圧縮強度時ひずみ度および応力下降勾配の推定式としては、それぞれM.Sargin等の推定式⁵³⁾ならびにR.Park等の推定式¹⁷⁾を参考にしたものを用いている。

(2) 強度および変形特性に関する諸推定式の適合性の検討

本項では表4.5に示した諸推定式の実験結果に対する適合性を検討する。またいずれの算定式を検討する場合でもその誘導の基礎となっているデータは除いている。

(i) 圧縮強度比(F_{cf}/F_c)

図4.30(a)~(e)は圧縮強度比の実験値と各推定式による推定値との比較を示したものである。同図中本実験のデータ点に対するa~d (Sシリーズ), @~g (Lシリーズ)の添字は表4.4に示す横補強筋形状を示している。R.Park等の式は同図(a)に示すように、横補強筋形状が単純な口形である六車等、および本実験でのa形状の試験体の実験値を比較的精度よく推定するものの、形状は口型であるがその S/D が0.3~0.6と比較的大きい試験体を用いているS.R. Iyenger等の実験結果は過大評価している。一方横補強筋形状が複雑であるSheikh等、および本実験でのb~g形状の試験体の実験値に対してはその推定値が過少となる傾向がみられる。これは、R.Park等の式が横補強筋による拘束効果をその体積比 p_b の



記号	研究者
○	Sheikh et al.
□	Iyenger et al.
△	六車等
◇	Park et al.
●	本実験

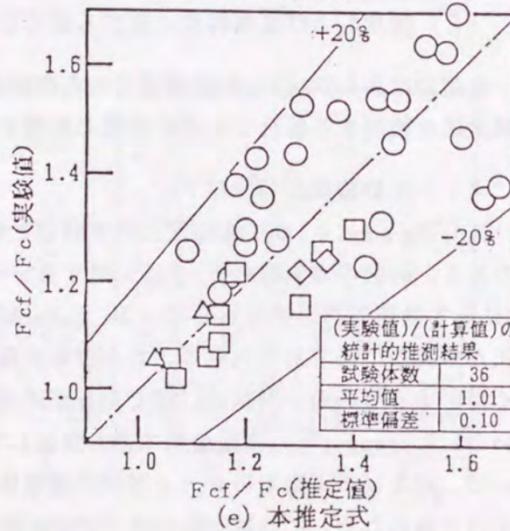
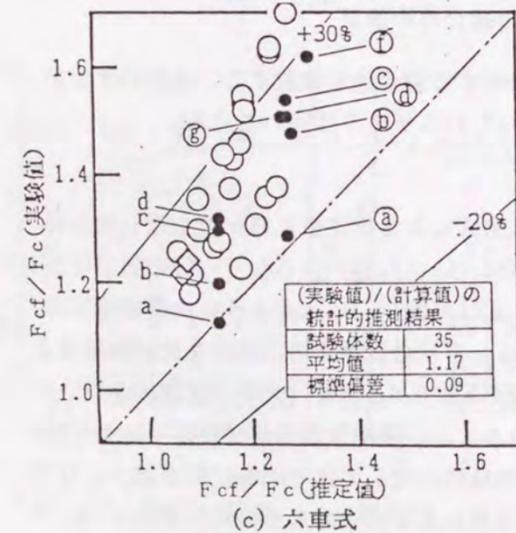
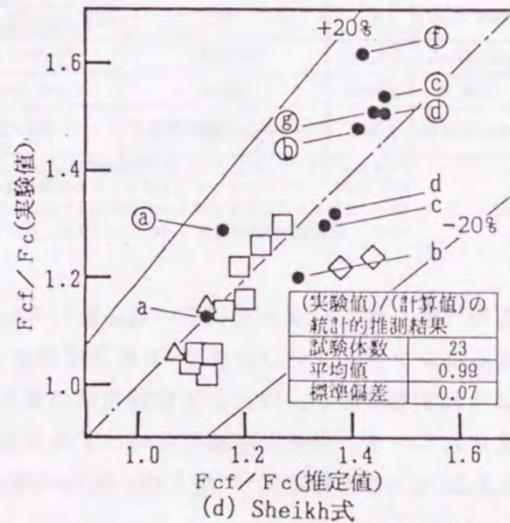
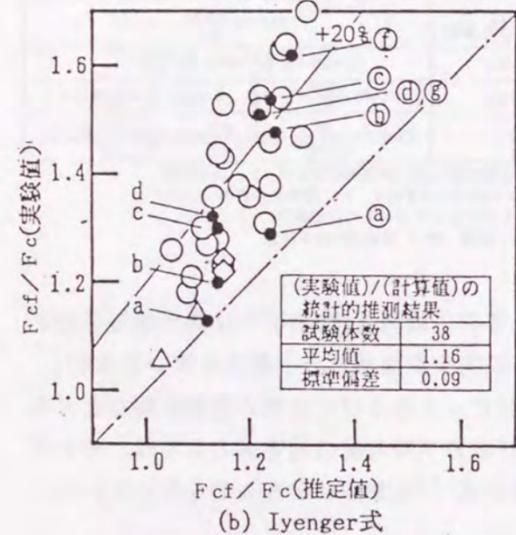
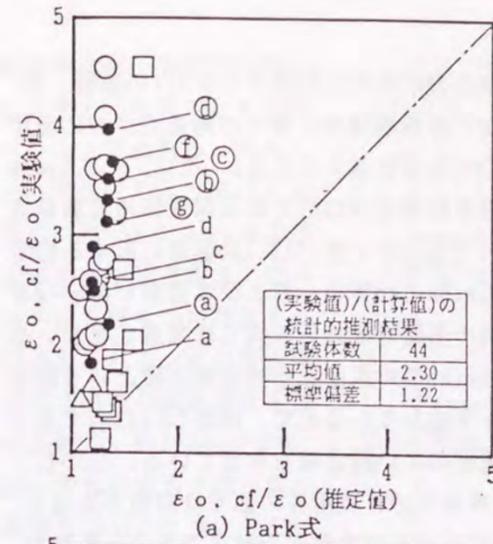


図4.30 圧縮強度比についての実験値と推定値の比較



記号	研究者
○	Sheikh et al.
□	Iyenger et al.
△	六車等
◇	Park et al.
●	本実験

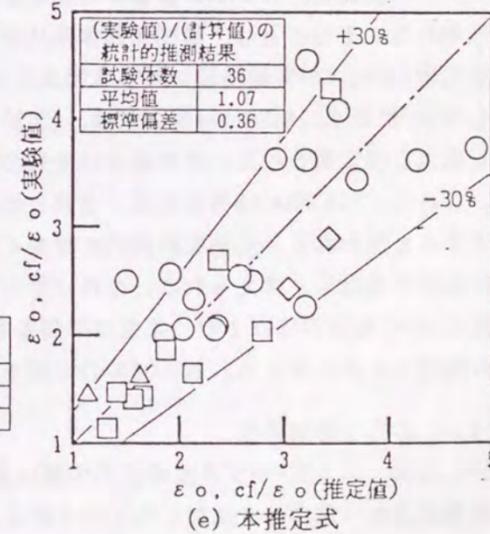
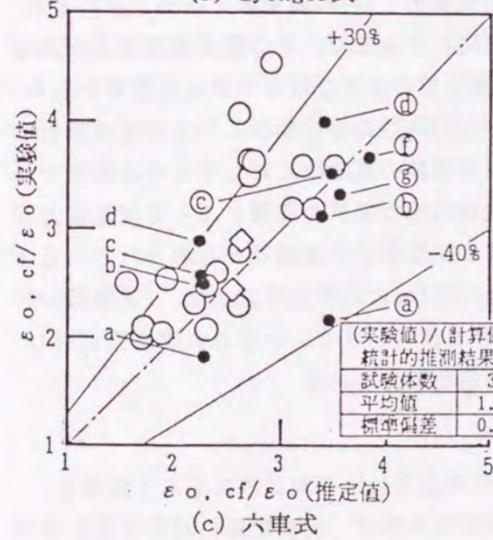
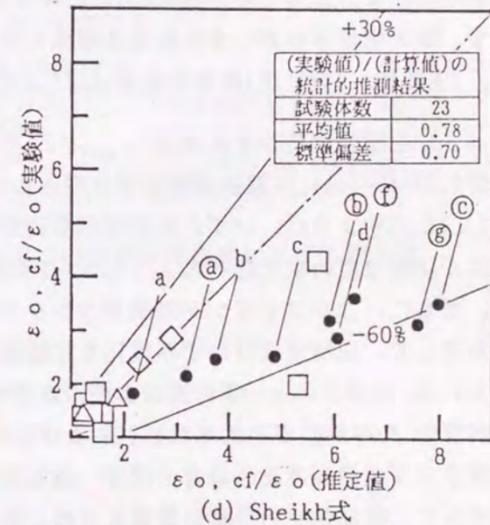
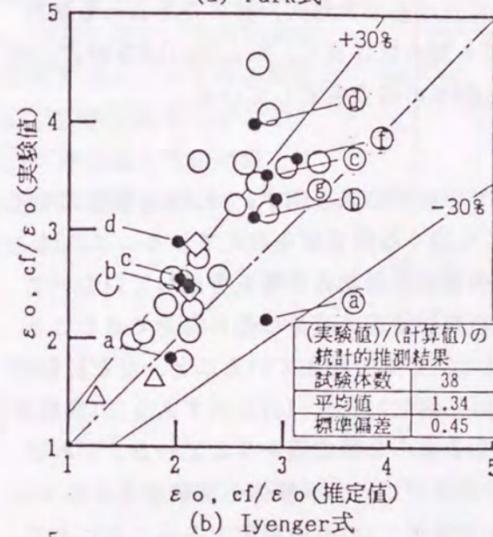


図4.31 圧縮強度時ひずみ度についての実験値と推定値の比較

みで評価しようとするので、試験体軸方向の拘束応力の分布に関連するS/Dの影響、および同じ鉄筋量であっても密なサブタイをもつなどの横補強筋位置での拘束力分布に関する横補強筋の形状の影響を考慮できていないためであると考えられる。次に、S.R.Iyenger等および六車等の両式は、前述したように横補強筋形状が口形である試験体の実験結果に基づいて誘導されているため、図4.30(b), (c)中のaタイプ(口型)試験体に対する推定精度はよい。しかし、横補強筋の形状が複雑なS.A.Sheikh等の、および本実験でのb~gタイプの各試験体の結果については、横補強筋形状の影響がそれら両式では考慮できないので、実験結果を大きく過少評価している。S.A.Sheikh等の式は有効拘束断面積という概念を導入することによって横補強筋の形状の影響を考慮しているため、同図(d)に示すように横補強筋形状がいずれの実験結果に対しても精度のよい推定値を与えている。しかし、同式は表4.5に示すように比較的複雑な式形式であるため、実用性の面では問題があると思われる。これに対して、図4.30(e)に示す本推定式はその式形式が簡単であるにも関わらず、横補強筋形状がいずれの実験結果に対しても適合性は良く、S.A.Sheikh等の式と同様、(実験値)/(計算値)の平均値はほぼ1.0で、±20%の精度を有している。

(ii) 圧縮強度時ひずみ度比($\epsilon_{ocf}/\epsilon_0$)

図4.31(a)~(e)に圧縮強度時ひずみ度比についての検討結果を示す。R.Park等の式は同図(a)に示すように、いずれの実験結果に対しても過小な推定値を与えている。これは、同式が圧縮強度の項で述べたようにS/Dおよび横補強筋形状の影響を考慮していないこと、さらに、コンファインド効果がコンクリートの変形性能の改善に最も有効であることを無視して、圧縮強度時ひずみ度比を圧縮強度比と同じ式で与えていること、などに起因している。S.R.Iyenger等の式および六車等の式は、図4.31(b), (c)に示すように(実験値)/(計算値)の平均値がそれぞれ1.24および1.34となる過小な推定値を与えている。これは、同推定式が圧縮強度比の場合と同様、横補強筋の形状が口形の試験体の実験結果のみから導かれて、横補強筋の形状の影響を考慮しない拘束係数 C_i のみの関数であることによると思われる。そのことは、横補強筋体積比がほぼ同じであるが、その横補強筋形状が異なる本実験(a~g)の実験結果に対する同式による推定値の大きなばらつきから推測される。図4.31(d)に示すS.A.Sheikh等の式は、(実験値)/(計算値)の平均値が0.78となる実験値に対し過大な推定値を与え、その傾向は主筋の無い本実験の試験体に対してとくに顕著である。これは、S.A.Sheikh等の式が、主筋と横補強筋のカゴ効果の影響によって変形能力が増大すると思われる、主筋を比較的数多く有する試験体の実験結果から導かれていることに起因する結果と考えられる。これに対して図4.31(e)に示す本推定式は、(実験値)/(計算値)の平均値がほぼ1で、また標準偏差も0.36と最も小さく、いずれの実験値に対しても実用上十分と考えられる±30%の精度で推定値を与えている。

(iii) 応力下降域特性

図4.32は、応力度-ひずみ度曲線の実験結果と各推定式による同曲線の応力下降域を、圧縮強度点を一致させて比較したものである。同図によれば、実験結果に対する推定曲線の変動は横補強筋の形状が簡単な試験体(例えば口形試験体)ほど大きく、一様な拘束応力が期待出来るような横補強筋形状の試験体ほど小さい傾向がみられる。これは形状が簡単

な試験体ほど、実験値のばらつきが大きくなることを反映していると思われる。また、R.Park等の式および同式を若干修正したS.A.Sheikh等の式による応力下降曲線は、応力下降勾配を緩やかに評価する傾向が見られる。その度合は、補強程度の低い試験体ほど顕著である。S.R.Iyenger等の式はいずれの応力下降曲線の実験値も緩やかに推定している。これに対し、本推定式は六車式と共に、いずれの横補強筋形状の試験体に対しても応力下降曲線の実験結果をほぼ良好に推定していると判断できる。

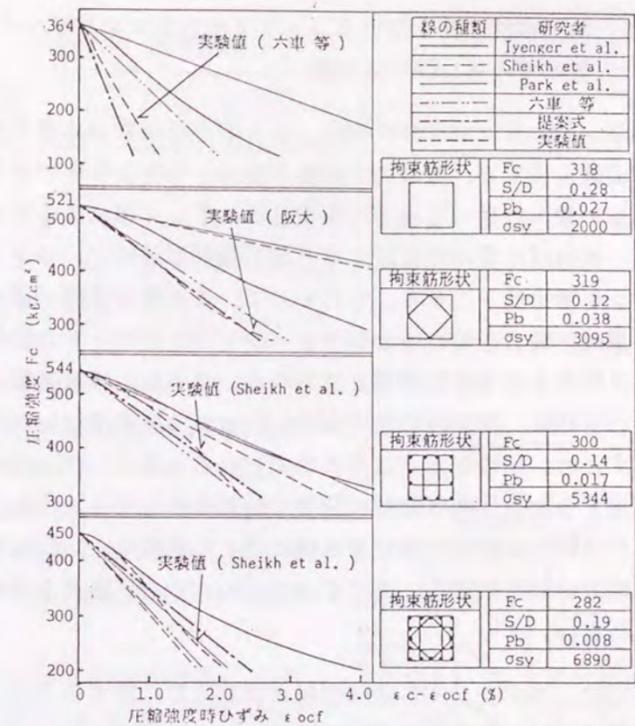


図4.32 各提案式の応力下降曲線に対する適合性

4.4 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの横補強筋破断時の軸ひずみ度に関する実験

コンファインドコンクリートは、最大応力度以降の応力下降域の勾配が小さい粘り強いS-S曲線を示すが、無限の圧縮変形能力を有するものではない。すなわち、圧縮軸方向ひずみ度の増大に従って横方向膨張変形も著しく増大するため、横補強筋のひずみ度が補強筋の一樣伸びひずみ度に達すると横補強筋は破断し、コンファインドコンクリートはその耐力を急激に低下させる。したがって、この横補強筋が最初に破断する時の圧縮軸ひずみ度は単軸圧縮力を受けるコンファインドコンクリートの圧縮限界ひずみと考えられ、そのS-S関係上の重要な指標と思われる。さらに、横補強筋の破断による応力度-ひずみ度特性の劣化は、梁や柱の曲げ部材にとっては圧縮部コンクリート合力の急激な低下を引き起こすため、同破断時点は第6章で述べるように、コンファインドコンクリートを圧縮部に適用する高靱性曲げ部材の重要な終局限界点(L_{sr})になると考えられる。しかし、この横補強筋の破断時の軸ひずみ度に関する研究は、R.Park等が角形横補強筋を用いた柱部材実験での破断例から、同ひずみ度についての下限式を誘導しているもの⁷⁵⁾の他は殆ど見られない。

本節では、コンクリート曲げ部材の終局限界に関する一つの最も基本的な資料となる、単軸圧縮荷重下における円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの横補強筋破断時の軸ひずみ度(ϵ_{sr})におよぼす各種要因、S/D、 $p_s \sigma_{sy}$ の影響を実験的に調べ、 ϵ_{sr} の推定式を誘導する。

4.4.1 実験概要

図4.33は、コンファインドコンクリートのS-S特性を調べた4.2節、4.5節、および圧縮軸筋の座屈性状を調べた5.2節での、円形横補強筋を用いた軸筋を含まないコンファインドコンクリート試験体の圧縮試験

において、荷重軸ひずみ度が約10%程度になるまでに横補強筋の破断が生じた試験体を□、△および○印で、また破断が生じなかった試験体を×印で、S/D- $p_s \sigma_{sy}$ 平面上にプロットしたものである。同図によれば、横補強筋の破断が生じるS/Dの範囲は、 $p_s \sigma_{sy}$ の減少に従って大きくなる傾向がみられ、S/Dおよび $p_s \sigma_{sy}$ が大きい範囲では破断が起りにくいことを示している。

それ故、横補強筋が破断する限界S/D- $p_s \sigma_{sy}$ 関係を明確化し、また、破断時軸ひずみ度(ϵ_{sr})の推定

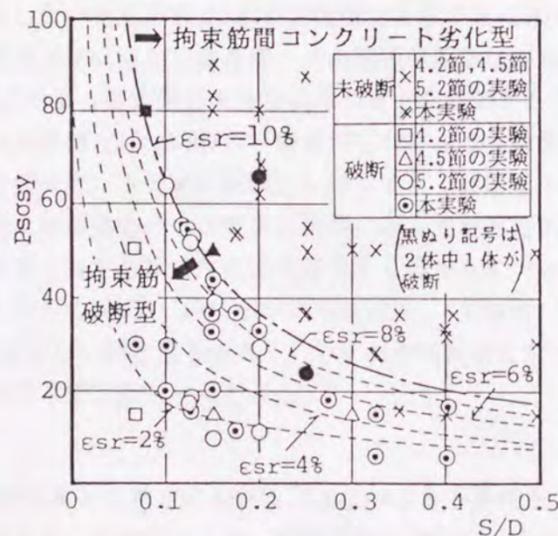


図4.33 横補強筋の破断におよぼすS/Dと $p_s \sigma_{sy}$ の影響

表4.6 実験概要

S/D [cm/cm]	$p_s \sigma_{sy}$ [kg/cm ²]	鉄筋種 [mm]	σ_{sy} [kg/cm ²]	一樣のび [%]	破断のび [%]	D×L×H [mm][mm][mm]	F _c [kg/cm ²]
0.067 ~ 0.4	5.18 ~ 73.13	D10	3732	13.35	19.75	200 ×500 ×700	318 ~ 349
		D6	4203	10.35	16.20		
		φ9	3203	25.45	33.45		
		φ7	3420	20.25	32.35		
		φ6	3500	14.15	26.55		
		φ4	3300	21.50	29.95		
		φ3.2	3038	17.67	21.88		

式を誘導するために必要なデータを得るために、表4.6にその概要が示されている。図4.33中の○および×印の位置に対応するS/Dと $p_s \sigma_{sy}$ をもつ試験体を用いた実験を行った。試験体はすべて外径×高さ200×700mmの円柱体で、各試験体に対しそれぞれ2体ずつ製作した。使用した横補強筋の力学性質ならびにコンクリートの圧縮強度の範囲は表4.6中に併記している。

荷重は4.2節の場合と同様、200ton万能型試験機(1部試験体では300t耐圧試験機および500ton耐圧試験装置)で図4.34に示すように行った。試験体軸ひずみ度の測定は図4.34に示すように、検長を500mmとして対称位置に取りつけた摺動式変位変換器を用いた。なお、一部の試験体では、試験体のほぼ中央において横補強筋ひずみ度を検長2mmの箔ゲージによって測定した。

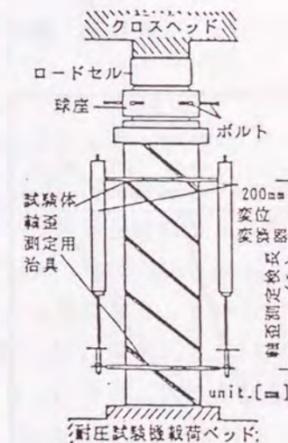


図4.34 荷重、測定装置

4.4.2 横補強筋破断時の軸ひずみ度 ϵ_{sr} の推定式の誘導

図4.35は、本実験の試験体から得られた軸ひずみ度 ϵ_c -横補強筋ひずみ度 ϵ_r 関係についての測定例である。同図中には・印で横補強筋が降伏した時点、()内に試験体の圧縮強度時軸ひずみ度を示している。同図によればいずれの試験体の場合でも、横補強筋は圧縮強度付近で降伏し、 ϵ_r はほぼ圧縮強度点以降で急増する傾向が見られる。 ϵ_c に対する ϵ_r の増加傾向は、図4.35(a)に示される同じ $p_s \sigma_{sy}$ の場合には、横拘束力の間隔が広いS/Dの大なる試験体ほど小となる。また、同図(b)に示される同じS/Dの場合では、 $p_s \sigma_{sy}$ の大きい横拘束力が大なる試験体ほど ϵ_c の増加に対する ϵ_r の増大が小となる。さらに、S/Dおよび $p_s \sigma_{sy}$ がある限界値を越えると、 ϵ_r は大なる ϵ_c の領域で ϵ_c の増大に伴って増加しなくなる。したがって横補強筋は破断せず、このことは図4.33で示された、S/Dあるいは $p_s \sigma_{sy}$ が大きい範囲では横補強筋の破断が起りにくくなることと符合している。

次に、横補強筋の破断時軸ひずみ度(ϵ_{sr})の定量化を試みる。図4.35中の破断した横補強筋のひずみ度(ϵ_r)と試験体の軸ひずみ度(ϵ_c)との関係でみられた特徴を考慮した次

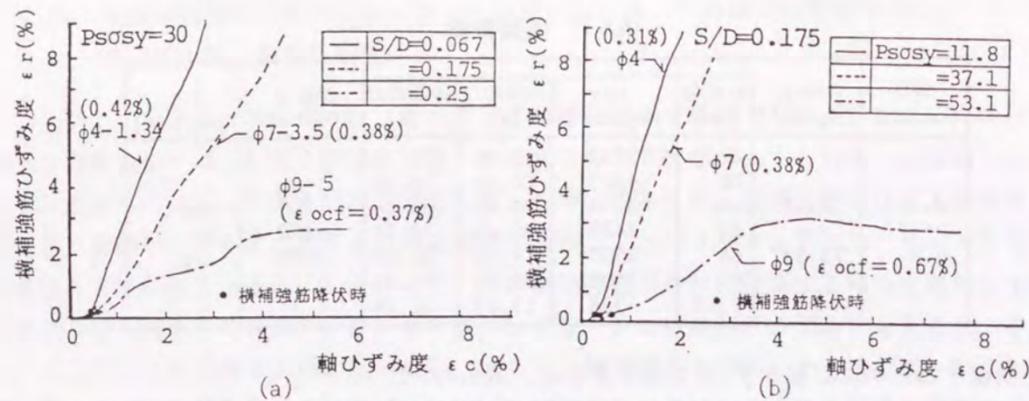


図4.35 軸ひずみ度-横補強筋ひずみ度関係の測定例

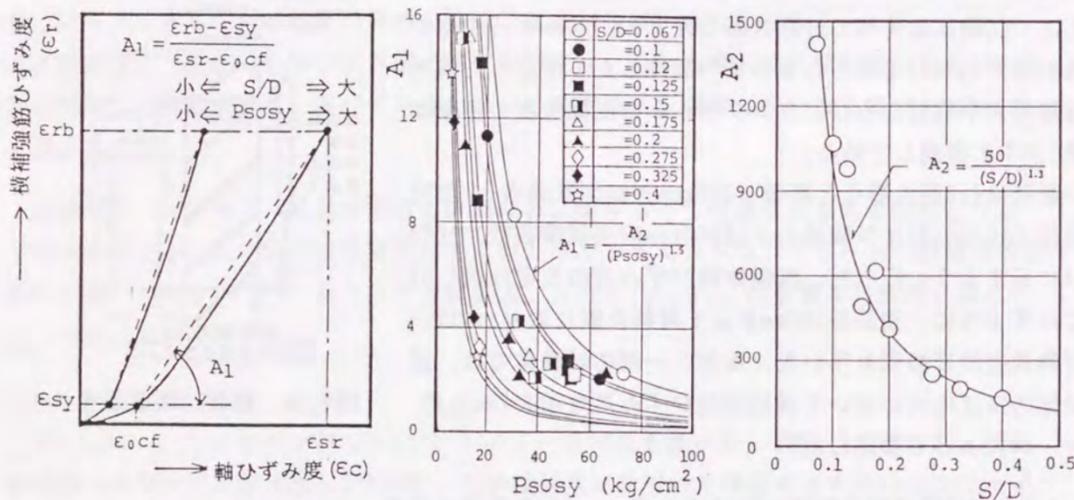


図4.36 係数A₁の定義 図4.37 係数A₁におよぼす Psσ_{sy}とS/Dの影響 図4.38 係数A₂とS/Dの関係

の(i)および(ii)の仮定を設定して、 $\epsilon_c - \epsilon_r$ 関係を原点、 $(\epsilon_{ocf}, \epsilon_{sy})$ 点および $(\epsilon_{sr}, \epsilon_{rb})$ 点を順次直線で結ぶ図4.36に模式的に示すような関係で表すこととした。

(i) 普通鉄筋による横補強筋は図4.10および図4.35で示されている様に、コンファインドコンクリートの圧縮強度付近でほぼ降伏するため、 $\epsilon_c = \epsilon_{ocf}$ のときに $\epsilon_r = \epsilon_{sy}$ となる

(ii) コンファインドコンクリートの軸ひずみ度 ϵ_c が ϵ_{sr} になると、横補強筋ひずみ度 ϵ_r がその一様ひずみ度 ϵ_{rb} に達し破断する

ϵ_{sr} の定量化は、図4.36で示される圧縮強度点と破断点とを結ぶ(4.20)式で表わされる、直線の勾配A₁におよぼす諸要因の影響を調べることによって行った。すなわち、本実験で用いた試験体のうち、横補強筋が破断した試験体の ϵ_{sr} 、 ϵ_{ocf} 、および同試験体に用いた横補強筋の ϵ_{sy} 、 ϵ_{rb} を、(4.20)式を変形した(4.21)式に代入してA₁を求め、同値におよぼす $p_s \sigma_{sy}$ 、S/Dの影響を調べることによって、 ϵ_{sr} の定量化を試みた。

$$\epsilon_{sr} = \epsilon_{ocf} + \frac{(\epsilon_{rb} - \epsilon_{sy})}{A_1} \quad (4.20)$$

$$A_1 = \frac{(\epsilon_{ocf} - \epsilon_{sr})}{(\epsilon_{rb} - \epsilon_{sy})} \quad (4.21)$$

$$A_1 = \frac{A_2}{(p_s \sigma_{sy})^{1.5}} \quad (4.22)$$

$$A_2 = \frac{50}{(S/D)^{1.3}} \quad (4.23)$$

$$\epsilon_{sr} = \epsilon_{ocf} + \frac{(S/D)^{1.3} (p_s \sigma_{sy})^{1.5}}{50} (\epsilon_{rb} - \epsilon_{sy}) \quad (4.24)$$

図4.37は、実験から得られた各試験体のA₁を横軸に $p_s \sigma_{sy}$ をとって、S/Dをパラメータとしてまとめたものである。同図によれば、いずれのS/Dの場合でもA₁は $p_s \sigma_{sy}$ の増加によって急激に低下する傾向を示す。それ故、 $p_s \sigma_{sy} - A_1$ 関係を適合性が良好かつ簡便な(4.22)式で近似した。なお $p_s \sigma_{sy} = 0$ に対応するプレーンコンクリートのA₁は、プレーンコンクリート試験体での ϵ_{rb} を無限大と考えたことから無限大としている。

図4.38には、S/Dが同じ試験体に関する(4.22)式での係数A₂を、横軸にS/Dをとって示しているが、S/D-A₂関係は同図中に示す(4.23)式によって良好に近似される。したがって、(4.23)式の係数A₂を(4.22)式のA₁に、さらにA₁を(4.20)式に代入することによって、横補強筋破断時の軸ひずみ度 ϵ_{sr} は(4.24)式のように与えられる。なお、本式の適用範囲は表4.6の実験範囲から $p_s \sigma_{sy} < 80 \text{ kg/cm}^2$ 、S/D < 0.4程度と考えられる。

4.4.3 誘導した ϵ_{sr} 推定式の妥当性

図4.39は、本 ϵ_{sr} 推定式の誘導に関係していない4.2節、4.5節および5.2節で示されたコンファインドコンクリート試験体のうち、横補強筋が破断した試験体についての実験値と(4.24)式による推定値を比較したものである。同図によれば、(4.24)式の誘導のために用いた原データ(同図中・印)、またそれ以外の試験体のデータ(同図中△、□、◇印)の場合でも結果に大きなばらつきが見られる。しかし、 ϵ_{sr} 値は以下に述べるような理由から本質的に大きくばらつくものと考えられるので、図4.39の結果から(4.24)式による推定は比較的妥当な結果を与え

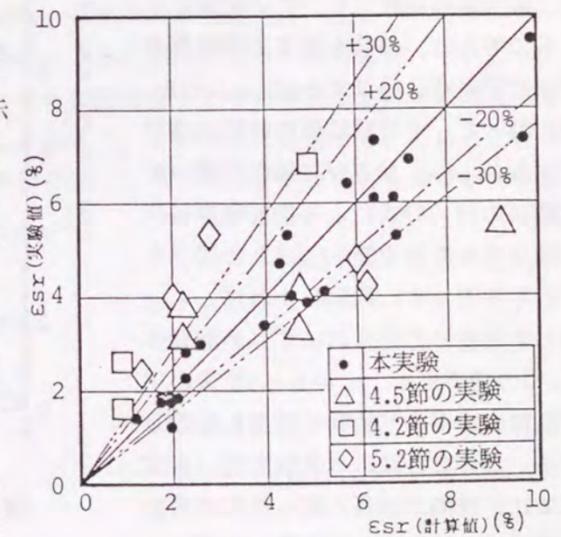


図4.39 ϵ_{sr} 算定式の適合性

ていると判断される。なお、結果における大きなばらつきは、(i)横補強筋で押し出された粗骨材によって横補強筋が局部的に集中的に屈曲されて破断するなど、ばらつきが極めて大きいと思われるコンクリートの極く局部的な破壊状態に関係すること、および(ii)横補強筋の破断ひずみ度そのもののばらつきが降伏強度等に比べ大きいこと、などに起因していると考えられる。

また、(4.24)式が横補強筋の破断、未破断を推定できるかどうかを検討した結果を前述の図4.33に併記している。同図によれば、実験で載荷を終了したときの軸ひずみ度の値、 $\epsilon_c = 10\%$ を(4.24)式の ϵ_{sr} に代入したときに得られる、図4.33中の太い一点鎖線で示される $S/D - p_s \sigma_{sy}$ 関係は($\epsilon_{sy}, \epsilon_{rb}$ 値としては、本実験で使用した普通鉄筋について得られた値、0.2%および17%をそれぞれ用いている)、横補強筋の破断、未破断のほぼ境界ラインを与えている。このことは(4.24)式が横補強筋の破断、未破断の判定に有用であることと、その妥当性を示している。なお、同図には参考のために $\epsilon_{sr} = 2, 4, 6, 8\%$ となるときの $S/D - p_s \sigma_{sy}$ 関係をそれぞれ破線で示しているが、 $p_s \sigma_{sy}$ および S/D が小なる場合程、横補強筋の破断が小さい軸ひずみ度で生ずることが分る。

4.4.4 横補強筋破断時の軸ひずみ度におよぼす軸筋の影響

実験例あるいは震害例などにおいて横補強筋の破断が観察される場合、圧縮軸筋の座屈も同時に観察されることが多く、横補強筋破断時の軸ひずみ度には軸筋の座屈の影響が考えられる。

図4.40は、円形スパイラル筋を用いたコンファインドコンクリート中の圧縮軸筋の座屈性状を調べた第5章の実験における、横補強筋破断についての結果を示したものである。軸筋を有する試験体の横補強筋破断時の軸ひずみ度(ϵ_{sr}^*)を横軸に取って、その試験体の軸筋の座屈ひずみ度(ϵ_{Bu})、ならびに軸筋の無い対応試験体の(4.24)式による横補強筋破断時の軸ひずみ度推定値(ϵ_{sr})との関係を示したものである。同図によれば、 ϵ_{Bu} を表わす黒塗りの記号はいずれの試験体(ϵ_{sr}^*)の場合でも、 $\epsilon = \epsilon_{sr}^*$ を表わす45度直線の、平均で約70%程度に位置している。このことは、本実験で用いた試験体では、軸筋の座屈が起った後の屈曲に起因する横補強筋の局部的な伸展によって、 ϵ_{Bu} の1.4(約1/0.7)倍程度の軸ひずみ度時に横補強筋が破断したことを示している。また、軸筋がない場合での横補強筋の破断時軸ひずみ度 ϵ_{sr} に対応する白抜きの記号

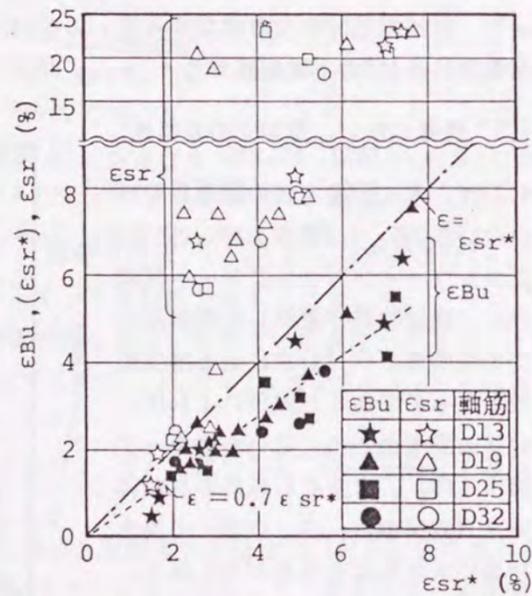


図4.40 ϵ_{sr} におよぼす軸筋の影響

は ϵ_{sr}^* の大なる範囲では45度直線と大きく離れているが、 ϵ_{sr}^* が小なる範囲では45度直線上に位置するほど近接している。この現象は以下に述べるような理由で生じたものと思われる。すなわち、図4.36に示す $\epsilon_c - \epsilon_r$ 関係で軸筋の座屈によって同じ ϵ_r の増分が与えられた状況を考える。勾配 A_1 が小さい横補強の程度が大なる場合には、座屈による ϵ_r の増分によって A_1 は大きく変化するため ϵ_{sr}^* は ϵ_{sr} に比べ顕著に減少するだろう。しかし、勾配 A_1 が大きい横補強の程度が小なる場合には、 ϵ_r の増分によって A_1 は余り変化しないため ϵ_{sr}^* は ϵ_{sr} とほぼ等しい値になったと思われる。

次に図4.41は、R.Park等が一辺40cmでピッチが7.2cmの角形の横補強筋を有する柱部材の実験から得た、横補強筋破断時の圧縮部コアコンクリートの最外縁ひずみ度の実験値とその下限式¹⁹⁾が、本研究で導いた各推定式とどのように対応するかを示したものである。すなわち、巻径およびピッチをR.Park等の試験体のそれらと同じにした円形横補強筋を用いた中心圧縮軸力を受けるコンファインドコンクリートの $\epsilon_{sr}, \epsilon_{sr}^*$ ならびに ϵ_{Bu} が、角形筋を用いたR.Park等の結果とどのような関係にあるかを調べたものである。なお、比較曲線の算定にあたってはD25の主筋($\sigma_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$)、 $F_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\sigma_{sy} = 3500 \text{ kg/cm}^2$ を仮定し、図の表現においてはR.Park等に従って横補強筋体積比(p_b)を用いている。また、 ϵ_{sr}^* の平均的な推定値は、図4.40の結果から $\epsilon_{sr}^* = 1.4 \epsilon_{Bu}$ としている。同図によれば本ケースの円形スパイラル筋の場合、 $\epsilon_{sr}, \epsilon_{Bu}$ およびそれら両値の間に位置すると考えられる軸筋が有る時の横補強筋の破断時軸ひずみ度 ϵ_{sr}^* は、R.Park等が示す下限ラインを超えて、その上方に位置する。このことは円形横補強筋の軸筋座屈を抑制する効果が角形の場合よりも有効であることを示すものと思われる。

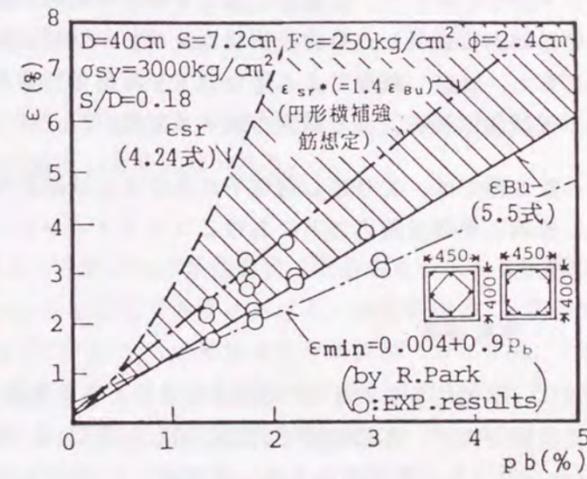


図4.41 ϵ_{Bu} と ϵ_{sr} の相対関係ならびに角形横補強筋での $\epsilon_{sr}(\epsilon_{min})$

4.5 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮応力下での応力度-ひずみ度特性

第7章で述べる、コンファインドコンクリートを曲げ圧縮部に適用した多数回繰返し荷重をうける高靱性プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材に関する研究によれば、同部材断面についての次の2種のモーメント-曲率 ($M-\phi$) 関係はほぼ対応することが7.3.2で示されている。すなわち、(i) 大変形域での多数回繰返し荷重下をうける梁の塑性ヒンジゾーンで得られた、各繰返し荷重サイクルに対する包絡 $M-\phi$ 関係。および (ii) 梁の曲げ圧縮部に適用したものと同一コンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮荷重から得られた、繰返し荷重による応力低下を考慮した応力度-ひずみ度 ($S-S$) 関係を用いる、単調曲げ解析による断面の $M-\phi$ 関係。

それ故本節では、くり返し荷重下における曲げ部材の断面終局域特性を推定する上で必要な、繰返し単軸圧縮応力下におけるコンファインドコンクリートの $S-S$ 特性の定量化を試みた。

4.5.1 実験概要

実験は、後述の各目的をもつ表4.7に示すような実験 I 及び II で構成されている。取り上げた実験要因は、各荷重階での総繰返し回数 (N)、ならびに4.2節で述べたコンファインドコンクリートの拘束作用を表わす要因、 $p_s \sigma_{sy}$ と S/D 、およびプレーンコンクリートの強度 F_c である。なお、ピッチ S は $p_s \sigma_{sy}$ 、鉄筋径 ϕ および σ_{sy} が決まれば自動的に決定されるので、使用鉄筋 (番線) 種は S の値が計画 S/D に近くなるように選んでいる。

表4.7 実験概要

実験名	各荷重階での総繰返し回数 (N)	実験要因					F_c (kg/cm^2)	試験体数
		S/D	S (mm)	$p_s \sigma_{sy}$ (kg/cm^2)	ϕ (mm)	σ_{sy} (kg/cm^2)		
I	0, 5 10, 20	0.3	47	50	9	3250	240 400	3
			22	15	3.2	3100		
II	10	0.15	21	50	6	3240	240	2
			28	80	9	3150		
			35	15	4	3050		
		0.3	47	50	9	3250	400	
			43	80	9	4800		
		0.5	71	15	6	3350	600	
			69	50	9	4800		
			64	80	13	3060		
		0.7	106	50	13	3200		

試験体はすべて、外径×高さが150×300mmの円柱体でかぶりコンクリートはない。使用鉄筋種及びその力学的性質は表4.7中に示す。使用したコンクリートの圧縮強度は $F_c=240, 400, 600$ シリーズでそれぞれ296, 420, 585 kg/cm^2 であった。

試験方法は、荷重に先立って決定したそれぞれの定変位荷重階で N 回の繰返し荷重を行う、中心圧縮繰返し荷重試験である。なお球座は偏心荷重を除くための予備荷重後に回転を固定した。これは大変形時に起る球座の回転による偏心局部破壊を避けるためである。

また荷重下限荷重は、試験体と試験機との間の荷重面が非接触の状態になったときに起る荷重面の接触状況の変化を防ぐ目的で、1tonとした。

測定は、試験体に作用する荷重をロードセルで、軸方向の圧縮歪を検長27cmとして試験体の両側の対称位置にとりつけたダイヤルゲージ式変位変換器で行った。

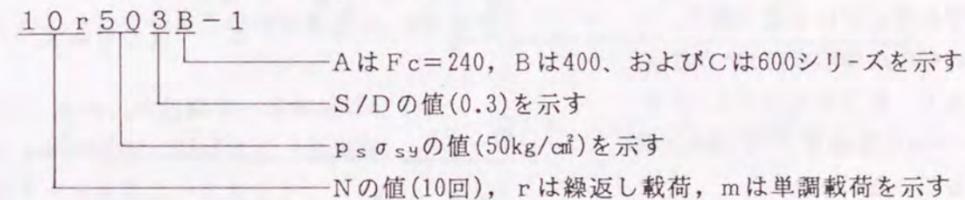
次に各実験の目的について述べる。

(1) 実験 I

本実験は、各荷重ひずみ階での総繰返し回数 (N) が、コンファインドコンクリートの $S-S$ 曲線、とくに各荷重階における n 回荷重時のピーク点を包絡する $S-S$ 曲線におよぼす影響を調べるものである。表4.7にその概要を示しているが、 $S/D=0.3$ 、 $p_s \sigma_{sy}=50 kg/cm^2$ でコンクリートの強度種別が $F_c=240$ および 400 である試験体についての単調荷重試験、および N がそれぞれ5, 10および20回の繰返し荷重試験である。

(2) 実験 II

本実験は繰返し荷重時における包絡 $S-S$ 関係の定量化を図るためのものである。すなわち、(i) コンファインドコンクリートの各荷重ひずみ階における n 回荷重時のピーク点を包絡する曲線におよぼす、 $p_s \sigma_{sy}$ 、 S/D および F_c の影響を定量的に明らかにする、(ii) 単調荷重時 $S-S$ 関係から繰返し荷重時の包絡 $S-S$ 関係を推定するために必要なデータを得る、ことなどを目的とするものである。取り上げた実験要因とその水準を表4.7に示しているが、各荷重ひずみ階での繰返し回数はすべて10回とした。なお以下の記述および図表における試験体記号の意味は次の通りである。



また、各荷重ひずみ階での第 n サイクルのピーク点に対する包絡線を以下では n 回の包絡 $S-S$ 曲線とよび、各荷重ひずみ階における第1および第 n サイクルでの除荷開始点の応力をそれぞれ σ_1, σ_n として、低下応力 ($\sigma_1 - \sigma_n$) を $\Delta \sigma_n$ と表記する (図4.43参照)。

4.4.2 実験結果及び考察

(1) 繰返し回数による荷重履歴の影響について

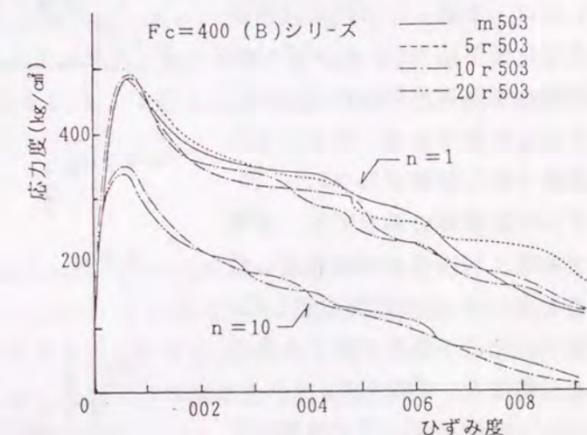


図4.42 包絡 $S-S$ 関係におよぼす繰返し荷重回数の影響

図4.42は、 n 回の包絡S-S曲線におよぼす各載荷階での総繰返し載荷回数 N の影響を、実験Iの結果から検討した例である。すなわち実験Iの $F_c=400$ (B)シリーズにおいて、各載荷ひずみ階でそれぞれ N が5回、10回および20回の繰返し載荷を行った各試験体の、 $n=1$ に対する包絡S-S曲線と単調載荷試験体のS-S曲線とを、また $n=10$ ($N=10$ および20の試験体)に対するそれぞれの包絡S-S曲線を比較したものである。同図によれば、 $n=1$ ならびに $n=10$ に対する包絡S-S曲線は、各載荷ひずみ階での総繰返し回数 N にかかわらずほぼ同一の曲線となった。また、 $n=1$ の包絡曲線は単調載荷時S-S曲線と良好な一致を示している。包絡S-S曲線が各載荷階での総繰返し回数 N にかかわらずほぼ同じ曲線となるこの傾向は、コンクリート種別(A, Bシリーズ)にかかわらず認められた。このことは、包絡S-S曲線が繰返し載荷履歴に影響されず、繰返し回数 n だけに関係することを示している。

(2) 無次元化低下応力 ($\Delta\sigma_n/F_c$) の特徴について

次に包絡S-S曲線の特徴を、各載荷ひずみ階における低下応力、 $\Delta\sigma_n$ (図4.43中の挿絵参照)から考察する。なお、低下応力はプレコンクリートの圧縮強度 F_c で無次元化して表している。

図4.43は、実験Iにおける試験体の無次元化低下応力($\Delta\sigma_n/F_c$)を、横軸に軸ひずみ度比($\epsilon_c/\epsilon_{ocf}$)をとって示した例である。同図によれば、総繰返し回数が $N=5, 10, 20$ のいずれの試験体の場合でも、各載荷ひずみ階における n 回繰返し載荷時の $\Delta\sigma_n/F_c$ はほぼ同じ値となり、無次元化低下応力に関する次の特徴を示唆する。すなわち、

(i) ある載荷ひずみ階での無次元化低下応力は、その載荷階以前にうけた載荷履歴にかかわらず、同載荷階でのくり返し載荷回数 n によって

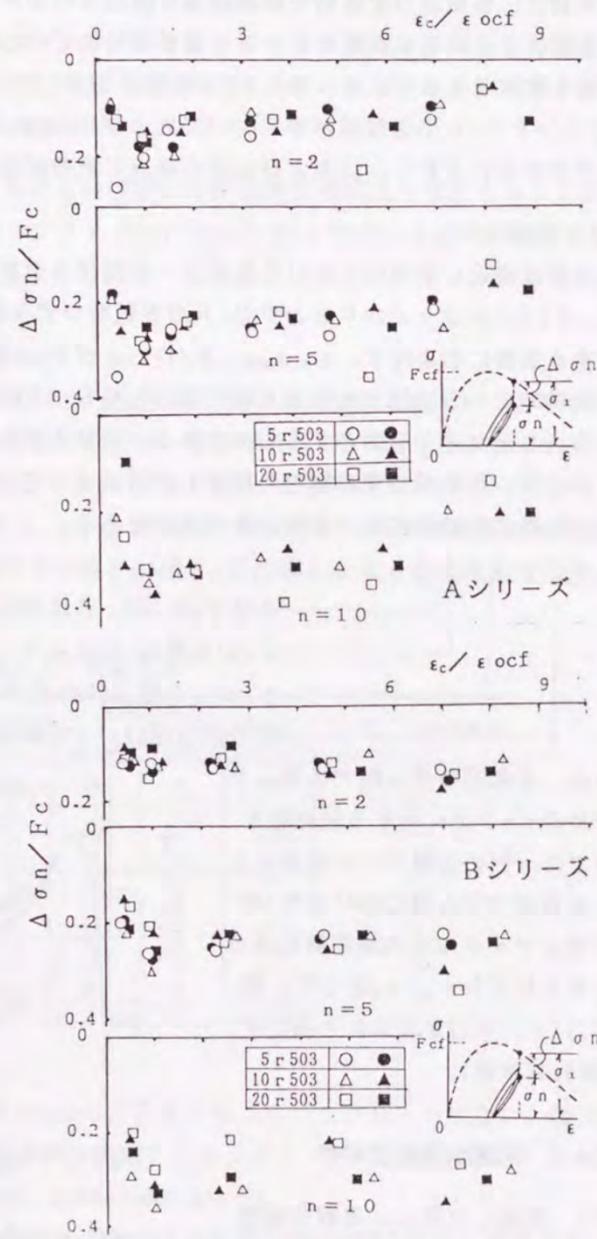


図4.43 低下応力比におよぼす繰返し載荷回数の影響

決まる。この結果は、前述した n 回の繰返し載荷に対する包絡S-S曲線が N の影響を受けなかったことと対応している。

図4.44は、繰返し荷重下でのコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係の定量化に必要な低下応力性状におよぼす各種要因、 F_c , $p_s\sigma_{sy}$ および S/D などの影響を、実験IIの試験体における無次元化低下応力($\Delta\sigma_n/F_c$)-軸ひずみ比($\epsilon_c/\epsilon_{ocf}$)関係を用いて調べたものである。同図(a), (b), (c)のいずれにおいても、 $\Delta\sigma_n/F_c$ に関する次の(ii)の特徴が認められる。すなわち、 $\epsilon_c/\epsilon_{ocf}$ の増大に従って増加あるいは減少する傾向を示す試験体もあるが、

(ii) 多くの試験体の $\epsilon_c/\epsilon_{ocf} \geq 1$ における($\Delta\sigma_n/F_c$)は、いずれの n の場合においても、 $\epsilon_c/\epsilon_{ocf}=1$ において若干大きい値を示すものの、 $\epsilon_c/\epsilon_{ocf} \geq 1$ の範囲でほぼ一定値を示し、その値は n の増大に伴って大となる傾向がみられる。

(3) 繰返し載荷時の包絡S-S曲線の定量化について

(3.1) 包絡S-S曲線の定式化

コンファインドコンクリートの繰返し載荷時の包絡S-S曲線は、図4.45に示すように、単調載荷時S-S曲線から低下応力 $\Delta\sigma_n$ を低減したものとす。なお、 $\Delta\sigma_n$ は前述の(2)の(i)および(ii)の特性を反映した以下に示すような仮定に従う。

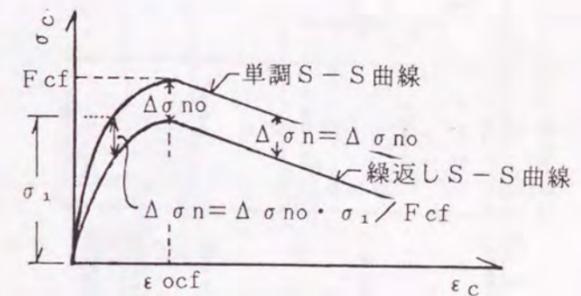


図4.45 繰返しS-S曲線の定式化

(a) $n=1$ の包絡S-S曲線は、繰返し載荷履歴に関係なく、単調載荷時S-S曲線に一致する。

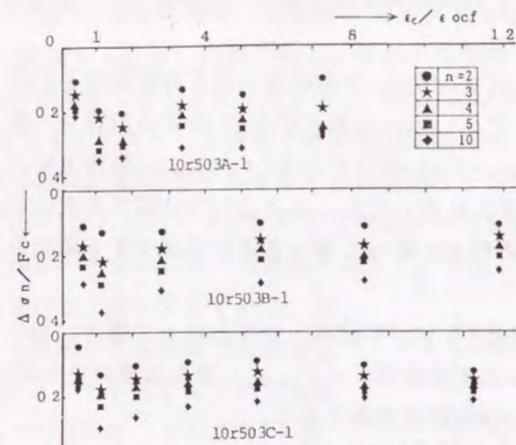
(b) $\epsilon_c/\epsilon_{ocf} \leq 1$ のS-S曲線上昇域の応力度 σ_1 における低下応力 $\Delta\sigma_n$ は、 $\epsilon_c/\epsilon_{ocf}=1$ での低下応力 $\Delta\sigma_{no}$ に、 σ_1/F_{cf} を乗じたもので与えられる。

(c) $\epsilon_c/\epsilon_{ocf} \geq 1$ の範囲における $\Delta\sigma_n$ は、 $\epsilon_c/\epsilon_{ocf}=1$ での低下応力 $\Delta\sigma_{no}$ で与えられる。

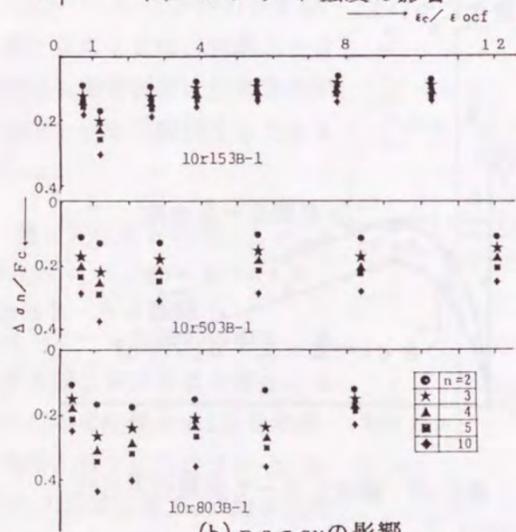
(3.2) 包絡S-S曲線の定量化

(3.1)で述べた定式化に従えば、繰返し載荷時の包絡S-S曲線の定量化は、各種コンファインドコンクリート試験体の $\epsilon_c/\epsilon_{ocf}=1$ における各くり返し載荷回数(n)時での低下応力($\Delta\sigma_{no}$)の定量化によって行なえることになる。

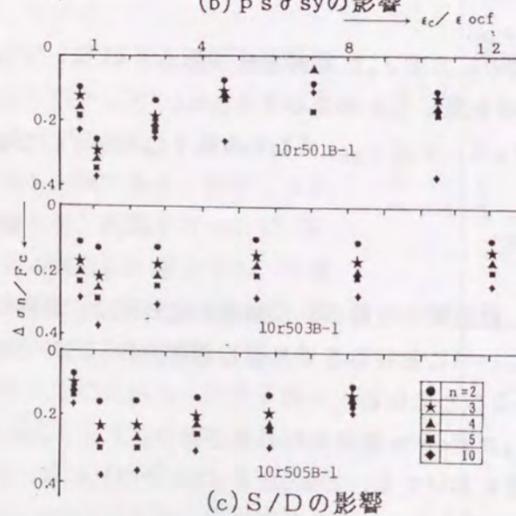
図4.46は、実験IIにおける試験体の $\Delta\sigma_{no}/F_c-n$ 関係の代表例である。 $F_c, p_s\sigma_{sy}$ および S/D が異なるいずれの試験体の場合においても、 $\Delta\sigma_{no}/F_c$ は n の増加によって分数関数的に増大する傾向を示す。したがって、 $\Delta\sigma_{no}/F_c$ を次の(4.25)式で近似し、同式中の係数 A_1, A_2 におよぼす各実験要因の影響を順次調べることによって $\Delta\sigma_{no}$ の推定



(a) コンクリート強度の影響

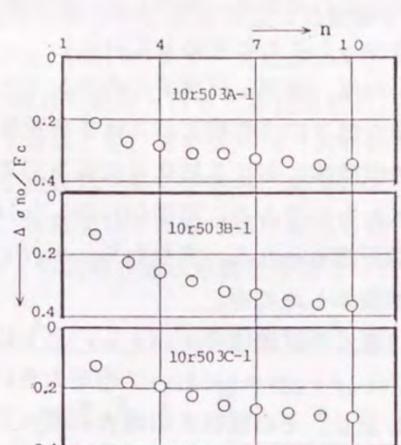


(b) p_s σ_syの影響

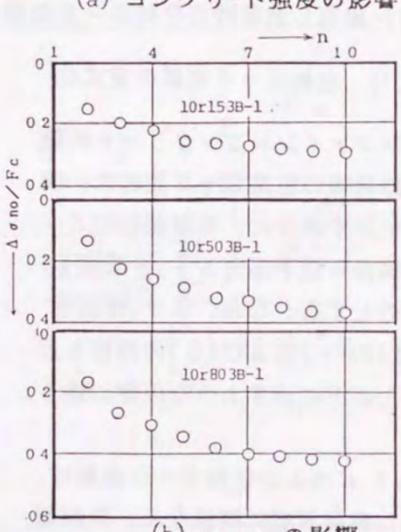


(c) S/Dの影響

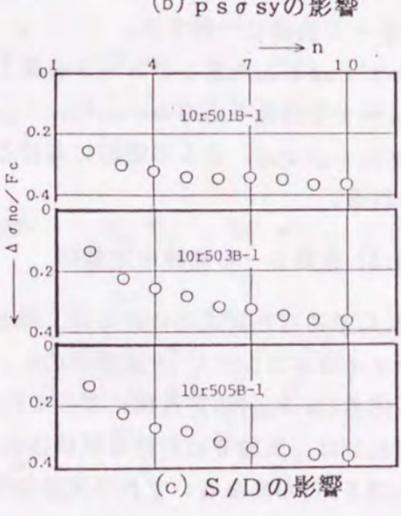
図4.44 低下応力比におよぼす各種要因の影響



(a) コンクリート強度の影響



(b) p_s σ_syの影響



(c) S/Dの影響

図4.46 圧縮強度時の低下応力比におよぼす各種要因の影響

式を誘導する。以下には係数 A_1 の実験式の誘導過程のみを示すが、 A_2 についてもその手順は全く同様である。

まず、図-4.47(a)に $F_c=400$ シリーズを例にとって、同じ強度シリーズの試験体における、係数 A_1 に及ぼす S/D の影響を $p_s \sigma_{sy}$ をパラメータとして示す。 A_1 に及ぼす S/D の影響は殆どみられないので、各 $p_s \sigma_{sy}$ に対する A_1 をそれぞれ一定値として近似した。図4.47(b)はその近似値を F_c を横軸にとって整理したものであるが、 A_1 はコンクリート強度の増大に対してほぼ直線的に増加する傾向を示す。したがって、 A_1-F_c 関係を1次直線で近似し、その傾きおよび切片をそれぞれ B_1, B_2 として、それらに及ぼす $p_s \sigma_{sy}$ の影響を調べたのが図4.47(c)である。同図によれば、 B_1 および B_2 と $p_s \sigma_{sy}$ の間には直線的な関係がみられるので、その傾きおよび切片をそれぞれ $C_1 \sim C_4$ として求めると、(4.28)式で示す結果を得た。次に、得られた係数値 $C_1 \sim C_4$ を係数 B_1, B_2 に代入し、それらをさらに(4.26)式に代入すれば係数 A_1 が求まる。

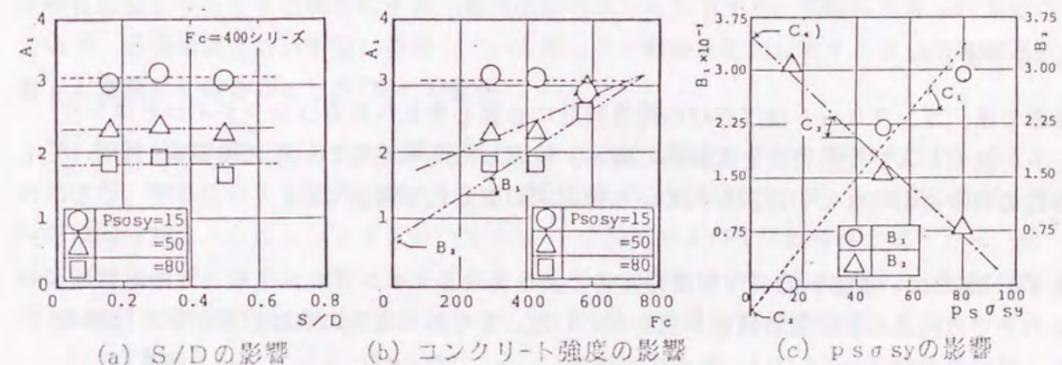


図4.47 算定式の係数におよぼす諸要因の影響

係数 A_2 に関する諸係数(B_3, B_4, C_5, C_6)も同様の手順で得られ、それらの結果をまとめて(4.26)および(4.27)式に示す。なお、本推定式の適用範囲はその実験範囲から、 $15 < p_s \sigma_{sy} < 80$ (kg/cm^2), $0.1 < S/D < 0.5$, $240 < F_c < 600$ (kg/cm^2)程度である。

図4.48(a)は本実験結果に、また同図(b)は、既往の実験結果に対して本算定式を適用したときの結果例であるが、推定曲線は実験曲線をほぼ良好に評価していると考えられる。

$$\frac{\Delta \sigma_{no}}{F_c} = \frac{(n-1)}{\{A_1(n-1) + A_2\}} \quad (4.25)$$

$$A_1 = B_1 \cdot F_c + B_2 \quad (4.26)$$

$$A_2 = B_3 \cdot F_c + B_4$$

$$B_1 = C_1 \cdot p_s \sigma_{sy} + C_2$$

$$B_2 = C_3 \cdot p_s \sigma_{sy} + C_4 \quad (4.27)$$

$$B_3 = 1.26 \times 10^{-2}$$

$$B_4 = C_5 \cdot p_s \sigma_{sy} + C_6$$

$$C_1 = 4.5 \times 10^{-5}$$

$$C_2 = -4.5 \times 10^{-4}$$

$$C_3 = -3.5 \times 10^{-2} \quad (4.28)$$

$$C_4 = 3.5$$

$$C_5 = -1.5 \times 10^{-2}$$

$$C_6 = -1.5 \times 10^{-1}$$

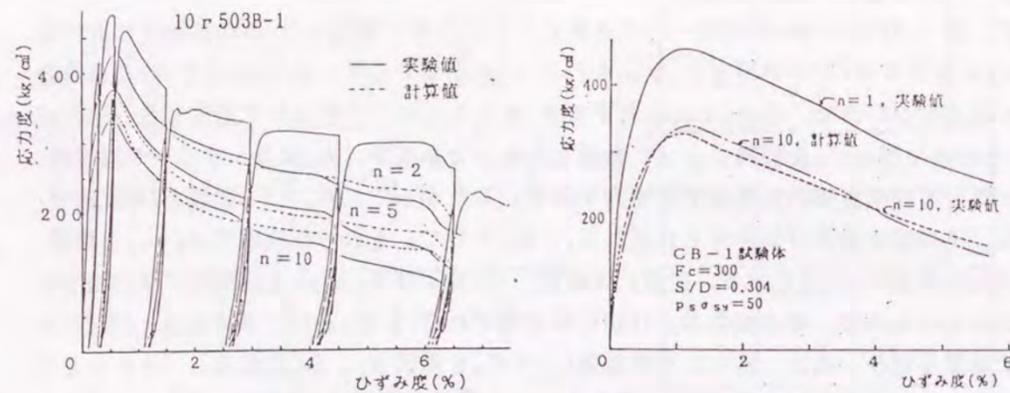


図4.48 S-S関係の実験結果と算定結果の比較

4.6 まとめ

本章では、コンクリート曲げ部材の靱性設計に必要と考えられるコンファインドコンクリートの強度および変形特性を実験的に調べ、誘導した同特性についての推定式、ならびに既往の他者の研究などで提示されている推定式の適合性を検討した。

まず4.2節では、普通鉄筋の円形横補強筋によるコンファインドコンクリートの単軸圧縮応力下での強度および変形特性を明らかにした。すなわち従来の実験計画手法とは異なって、横補強筋間隔比(S/D)、拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)ならびにコンクリート強度(F_c)を実験変量とする広範囲な実験を行い(実験I)、各特性値に対する算定式を導いた。さらに、本算定式の適用性を、横補強筋の有効性すなわち利用効率を調べた実験II、スケールの影響を調べた実験IIIならびに他者の実験結果などにより検討し、以下のような結果を得た。

1. 円形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度および変形特性は、横補強筋の配置間隔比(S/D)が小さい程、拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)が大きい程、またコンクリート強度 F_c の小さい場合程、向上する傾向を示した。これら諸要因の影響を明確化して各特性値 F_{cf}/F_c , $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$ および \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o に対する推定式(4.4), (4.8)および(4.12)を誘導した(図4.3~4.8参照)。

2. 普通鉄筋を用いた円形横補強筋をその降伏ひずみを越える範囲まで有効に利用できるS/Dの限界は、拘束応力指標およびコンクリート強度の大きさにかかわらず、ほぼ0.7程度である。S/D>0.7の場合、試験体の破壊は横補強筋の1ピッチ間のコンクリート部のみに生じ、また横補強筋も降伏しないため、その拘束効果を十分に発揮しない(図4.9, 4.10参照)。

3. 異なった大きさをもつ実験IIIの試験体の実験結果による検討から、本提案の諸算定式は試験体のスケールにかかわらず、適用できることを示した(図4.11参照)。

4. 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの強度および変形特性に関する既往の推定式の適合性を調べ、各推定式の推定精度を明らかにした。同時に、本推定式が現状では最も精度が良く適用範囲も広いことを示した(図4.12~4.15参照)。

4.3節では、各種の形状を有する角形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートにおける、横補強筋の拘束機構ならびにその強度と変形特性を調べ、以下のような結果を得た。

5. 角形横補強筋それ自身の局所の軸力-曲げモーメント状態を調べる方法から、同補強筋を用いたコンファインドコンクリートが最大耐力点に達するのは、外周筋とサブタイあるいは内接筋の必要な位置における断面が全塑性化してコンクリートの横方向膨張変形に対する抵抗剛性が無くなる段階であることを示した(図4.18~4.23参照)。

6. 角形横補強筋には引張軸力とともに曲げモーメントが作用するため、補強筋断面が全塑性状態になるときの軸力はその一軸降伏耐力よりも低下する。試験体の最大耐力時において、各種横補強筋の断面に作用している軸力の一軸降伏耐力に対する比、有効軸力係数 α を実験的に明らかにした(図4.25参照)。

7. 横補強筋位置での分布のある拘束力をそれと同じ働きをする一様拘束力とみなすための係数、等価係数 β を新たに導入した。等価係数 β と有効軸力係数 α ならびに既提案の円形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度および変形特性推定式とから、横補強筋の形状が円形から角形にまで変化するときの、同コンクリートの強度および変形特性を一貫して算定できる推定式(2.14)~(2.16)を導いた(図4.27~4.29参照)。

8. 角形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの強度および変形特性に関する既往の他者の推定式の適合性を調べ、各推定式の推定精度を明らかにした。同時に、本推定式が現状では最も精度がよくまた適用範囲も広いことを示した(図4.30~4.32参照)。

コンファインドコンクリートの横補強筋の破断時は、同コンクリートのS-S関係における1つの終局限界と考えられる。したがって4.4節では、円形スパイラル筋によるコンファインドコンクリートの横補強筋破断時における軸ひずみ度 ϵ_{sr} に関する検討を行い、以下のような結果を得た。

9. 円形スパイラル筋の破断はS/Dおよび $p_s \sigma_{sy}$ の小なる場合の方が小さい ϵ_{sr} 時に生じる。 ϵ_{sr} の推定式として、 $(S/D)^{1.3}$ および $(p_s \sigma_{sy})^{1.5}$ に比例する(4.24)式を得た。(図4.36~4.38参照)。

10. 横補強筋の破断時期は軸筋の座屈によって早められ、その傾向は横補強が十分な場合ほど顕著である。また、その破断時での軸ひずみ度は軸筋の座屈時ひずみ度のほぼ1.4倍程度である(図4.40, 4.41参照)。

コンファインドコンクリートを用いたコンクリート高靱性部材の繰返し荷重に対する力

学性状を解析的に考察するための基礎データとなる、コンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮応力下での応力度-ひずみ度関係を調べた4.5節より次のような結果を得た。

11. 繰返し単軸圧縮荷重をうけるコンファインドコンクリートの包絡S-S曲線は、各載荷ひずみ階での繰返し履歴に関係なく、繰返し回数 n にのみ依存する(図4.42, 4.43参照)。

12. 繰返し包絡S-S曲線を単調載荷時のS-S曲線から低下応力を低減する形式で表示する方法を提示した。その繰返し包絡応力度-ひずみ度関係を定量化する上で必要となる、最大応力時での繰返し載荷による低下応力におよぼす諸要因の影響を明らかにして、同応力の推定式(4.25)を誘導した(図4.45~4.47参照)。

第5章 円形横補強筋を用いるコンファインドコンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈性状

5.1 はじめに

主筋の座屈は、コンクリート曲げ部材断面の圧縮合力を減ずるばかりでなく、それに伴って横補強筋の破断ならびに逆方向荷重下での引張力による主筋の座屈部分の破断などを引き起こすため、震害例⁷⁹⁾や実験例^{3,75-77)}が示すようにコンクリート部材の終局破壊に対する一つの重要な要因である。にもかかわらず、主筋座屈に関する研究は断片的な実験結果の整理⁷⁹⁾や若干の解析的考察^{80,81)}などがみられる程度で、系統的な研究は全くと言って良いほど行われていない。したがって、国内外の諸コード^{4,5,82,83)}においても座屈防止を目的とした横補強筋に関する一応の記述はあるものの、そのバックデータは極めて不十分なものである。

本章では、コンクリート曲げ部材の一つの終局限界と考えられる主筋座屈の基礎性状について調べる。すなわち、圧縮主筋の座屈性状に影響を与える要因としては、横補強筋の直径とピッチおよびその巻形状、主筋径、荷重状態(単軸圧縮荷重、曲げ圧縮荷重、繰返し荷重等)などの種々の要因が考えられるが、ここでは、単調単軸圧縮荷重をうける円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内の軸筋の座屈性状を、横補強筋間隔、拘束力指標および主筋径を実験変量とした実験的研究によって考察し、同軸筋の座屈時ひずみ度の算定式の誘導を試みた。

5.2 実験概要

本研究では、表5.1および5.2に示すような概要と、後述する目的をそれぞれもつ実験IおよびIIを行った。すなわち、単

軸圧縮荷重下での軸筋座屈に対する主影響要因は、軸筋の横方向変形を拘束する横補強筋のピッチ(S)とその拘束力の大きさ($a_s \sigma_s$)、ならびに軸筋素材の座屈抵抗性に関連する軸筋径(ϕ)などであると考えられる立場から、これら3つを実験要因とする実験を行った。これらの実験要因を取り上げた理由は、コンファインドコンクリート内の軸筋の座屈が次のような状態で起ると考えられるためである。すなわち図5.1に模式的

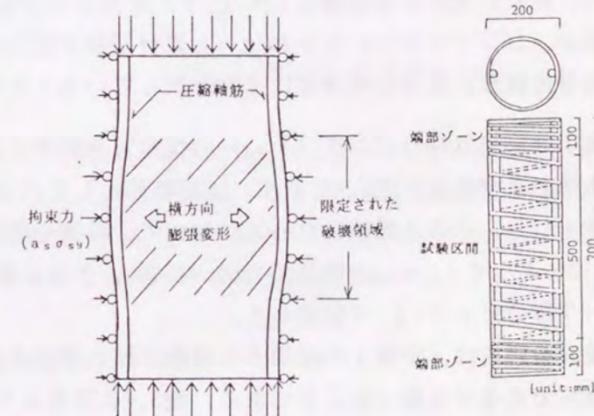


図5.1 圧縮軸筋の座屈 (模式図)

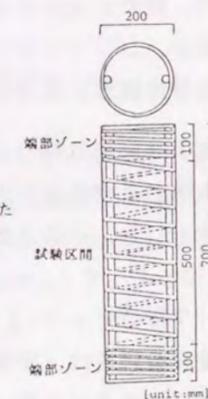


図5.2 試験体配筋図 (D=200mmの場合)

表5.1 実験Ⅰの概要

シリーズ名	D×L×H (mm)(mm)(mm)	圧縮 軸筋 φ	σ_y (kg/cm ²)	S (cm)	$\frac{S}{D}$	$a_s \sigma_{sy}$ (kg)	ϕ_s	σ_{sy} (kg/cm ²)	F _c (kg/cm ²)
D13シリーズ	200×500×700	D13	3500	50, 23.5 13, 4 3, 2	2.5, 1.18 0.65, 0.2 0.15, 0.1	250~2770	D10 D6 φ4 φ3.2	3900 4020 3360 3080	318
D19シリーズ		D19	3320	50, 36 20, 7 5, 4 3, 2.5	2.5, 1.18 1.0, 0.35 0.25, 0.2 0.15, 0.125	420~4620	D13 D10 D6 φ4	3640 3350 3850 3360	
D25シリーズ		D25	3470	50, 25 8.5, 4 3, 2.5	2.5, 1.25 0.4, 0.25 0.2, 0.15	420~4520	D13 D10 D6 φ4	3560 3900 4020 3360	
D32シリーズ		D32	3280	50, 32 14, 8 4, 2.5	2.5, 1.6 0.7, 0.4 0.2, 0.125	420~2650	D10 D6 φ4	3730 4200 3360	

D: 試験体直径 H: 試験体高さ S: 横補強筋のピッチ φ_s: 横補強筋径(種)
L: 試験体区間 φ: 圧縮軸筋径(種) A_s: 横補強筋断面積

表5.2 実験Ⅱの概要

試験体名	D×L×H (mm)(mm)(mm)	圧縮 軸筋 φ	σ_y (kg/cm ²)	S (cm)	$\frac{S}{D}$	$a_s \sigma_{sy}$ (kg)	ϕ_s	σ_{sy} (kg/cm ²)	F _c (kg/cm ²)
M	200×500×700	D19	4180	3	0.15	1340	D6	4200	290
A	300×600×800			3	0.1	1340	D6	4200	
B				4.5	0.15	2650	D10	3732	
C				4.5	0.15	1340	D6	4200	
S	150×300×500			2.25	0.15	628	φ4	5000	

に示すように、コンクリートの圧縮変形能力から判断して弾性域を超えて塑性状態に達していると思われる圧縮軸筋は、コンファインドコンクリートの限定された破壊領域内において、コンクリートの横方向膨張による圧力と指定されたピッチ(S)でその膨張に抵抗する横補強筋の拘束力($a_s \sigma_{sy}$)を受けている状態で、座屈すると考えられるためである。ここで、拘束力大ききの指標として $a_s \sigma_{sy}$ を用いているのは、5.3.1で述べるように軸筋の座屈が、コンファインドコンクリート素材が最大耐力に達した以後に起るので、座屈時点では普通鉄筋による横補強筋は通常降伏していることを考慮したためである。

実験Ⅰは座屈時軸ひずみ度(ϵ_{Bu})の推定式を誘導するためのもので、取り上げた各要因の水準および範囲を表5.1に示す。圧縮軸筋としてはD13, D19, D25およびD32の4種を使用した。その各軸筋シリーズにおいて、番線や普通鉄筋のφ3.2, φ4, D6, D10, D13によって $a_s \sigma_{sy}$ の範囲が260~4620kgとなる横補強筋を、2~50cmの範囲にある6~7種のピッチ(S)で配筋した。

実験Ⅱの目的は、実験Ⅰの結果から誘導された推定式が試験体のスケールの異なる場合にも適用できるかを調べることである。表5.2に示すように、試験体直径がD=30cmであるA, B, C試験体はそれぞれ、基準となるM試験体(D=20cm)に対し、ピッチを等しくしたもの、S/Dならびに $a_s \sigma_{sy}$ を等しくしたもの、およびS/Dのみを等しくしたものである。また、S試験体(D=15cm)はS/Dならびに $a_s \sigma_{sy}$ を等しくしたものである。

なお、軸筋は実験ⅡではD19を用いた。

試験体は図5.2に示すように、各種直径を有するかぶりコンクリートのない円柱体である。実験ⅠおよびⅡのいずれの試験体種の場合でも、軸筋を含まないコンファインドコンクリート素材の試験体を同時に製作し、試験体数は各種試験体に対しそれぞれ2体とした。

試験区間は試験体の中央Lcmである。試験区間の両端には、試験区間におよぼす載荷面拘束の影響を緩和し、かつ同区間中の2本の軸筋とコンファインドコンクリートに荷重を均等に作用させるために、試験部に連続する長さ10cmの端部ゾーンを付加した。なお端部ゾーンでは、スパイラル筋は試験区間より密に巻かれ、軸筋とスパイラル筋は点溶接されている。

円形横補強筋としては、ピッチが13cm以上の場合にはリング筋を、それ未満では円形スパイラル筋を用いた。

試験体の製作には、早強ポルトランドセメント、最大粒径が20mmおよび5mmである粗骨材と細骨材を用いた、レディーミクスドコンクリートを使用した。試験時でのその圧縮強度(F_c)は表5.1, 5.2に示す値であった

載荷は図5.3(a)に示すような方法で行った。単調単軸圧縮荷重は200tonもしくは300ton圧縮試験機で載荷速度を手動調整して加えた。なお球座の回転は、載荷重の偏心を数ton以下の予備載荷によって取り除いた後に、ボルトによって固定した。

試験体軸ひずみ度の測定は、図5.3(a)に示すように試験体中央の試験区間Lcmを検長として、ストロークが200mmのひずみ式摺動型変位計を用いて行った。実験ⅠのD13, D19, D25シリーズでは試験体軸ひずみ度の他に、軸筋の局部ひずみ度を図5.3(b)に示す

方法で測定した。すなわち、原則として測定検長をそれぞれ10cmとした4測定区間でストローク10mmのひずみ式摺動型変位計、および軸筋に貼付した測定検長2mmの箔ひずみゲージにより測定した。また、同4測定区間でのそれぞれの上下端間における軸筋の水平方向の相対的な動きを測定するためキャンテイレバー型の変位計を使用した。

5.3 実験結果および考察

5.3.1 座屈時の定義

コンクリート中の圧縮軸筋の座屈に関する系統的な研究はこれまでに全く行われていない。したがって、既往の研究報告の中に圧縮軸筋の座屈という記述がある場合でも、それ

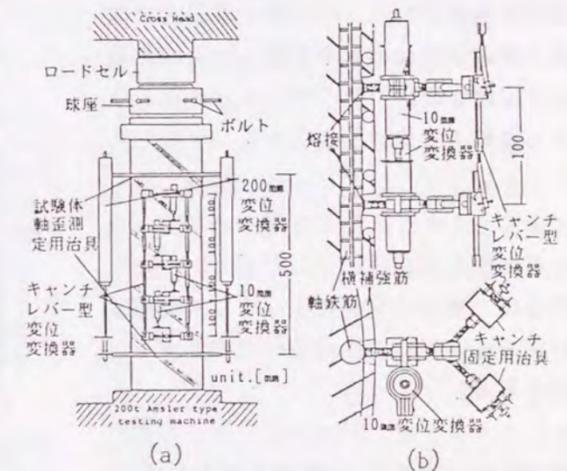


図5.3 載荷および測定方法

は肉眼観察による軸筋の屈曲を意味する程度のもので、座屈の明確な定義に基づくものではない。

図5.4は、試験体中の軸筋の載荷中における動きを調べたキャンティレバー変位計の測定結果の例である。同測定結果は、図5-3(b)に示すように軸筋に直接点溶接した測定棒先端での変位測定であるため軸筋の曲げ変形等の影響をうけ、試験体軸に直交する平面内での軸筋の動きを正確に示すものではない。しかし同図によれば、軸筋は載荷初期から微動し、その動きには屈折・反転等がみられる。これらの屈折・反転時は軸筋の座屈と何らかの関連を有すると思われるが、いずれの時点を座屈時とするかの判断は困難である。それ故、本研究では、軸筋の座屈が部材の力学性質におよぼす最も大きな影響は耐力低下であると考えられる立場から軸筋の座屈時を定義する。すなわち、コンファインドコンクリート、軸筋、ならびにそれら両者を累加した場合の荷重-ひずみ度関係を模式的に示した図5.5から分るように、軸筋の座屈によって、累加荷重-ひずみ度関係には次の特性点が生ずると予想される。

- (i) コンファインドコンクリートの耐力下降勾配の絶対値(a)が軸筋のひずみ硬化域勾配のそれ(b)より小さくて、軸筋座屈も遅くなるケースでは、累加した荷重-ひずみ度関係の最大耐力点が生ずる。
- (ii) コンファインドコンクリートの耐力下降勾配(a')が(b)より大きくて、軸筋座屈も早期に起る場合には、累加荷重-ひずみ度関係の耐力低下域で急激な耐力低下点が生ずる。

したがって、ここでは図5.6に具体例を示すように、各種試験体の測定荷重-軸ひずみ度関係における、(i)あるいは(ii)の点を軸筋座屈点と定義し、その時の試験体

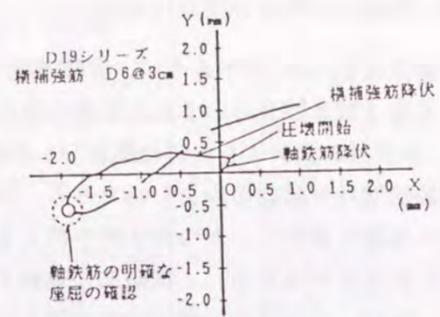


図5.4 軸筋の水平移動測定例

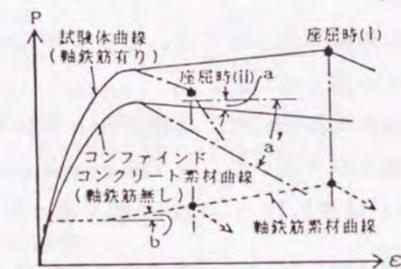


図5.5 座屈時の定義(模式図)

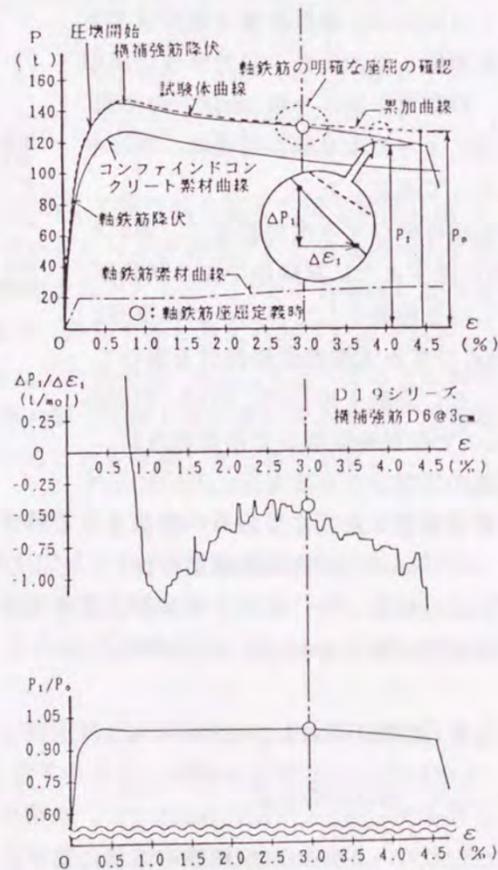


図5.6 定義座屈時の具体例

軸ひずみ度を座屈ひずみ度(ϵ_{Bu})として求めた。なお、本定義による座屈点付近では肉眼による明確な軸筋の屈曲も観察されている。また、第2のケースでの座屈時については分岐の判断をより明確に行うため、軸筋を有する試験体についての実荷重-ひずみ度関係と累加荷重-ひずみ度関係との同一ひずみ度での耐力比(P_1/P_0)の低下性状も参考にしている。また、試験区間に横補強筋をもたない試験体と同様の破壊性状を示した試験体では、破壊性状の項でのべるように、その最大耐力時を座屈時点とした。

5.3.2 破壊性状および座屈長さ

図5.7は、D10の横補強筋をもちピッチSが変化する実験Iの試験体の荷重-試験体軸ひずみ度(試験区間50cmにおける平均ひずみ度)関係の例である。同図によればいずれの軸筋の場合でも、横補強筋のピッチSの減少に

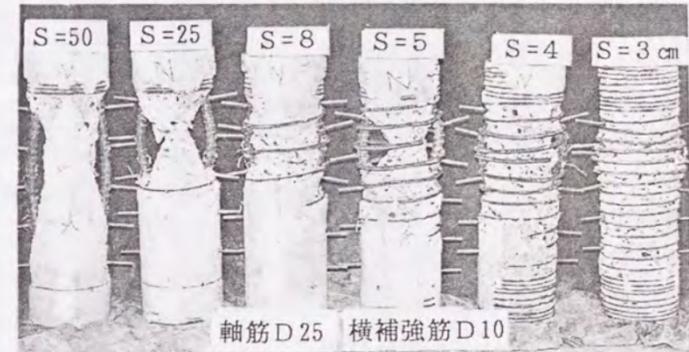


図5.8 ピッチSが異なるときの軸筋の座屈

よって試験体の荷重-軸ひずみ度関係は靱性に富むものとなり、軸筋の座屈時ひずみ度は増大することが示されている。また、図5.8に試験体の最終破壊状況の例を示すが、試験体の破壊状況は以下のものであった。すなわち、試験区間に横補強筋を有しない($S=50$ cm)試験体、ならびに横補強筋のピッチSが36~23.5 cm程度と大きい試験体の場合、最大耐力

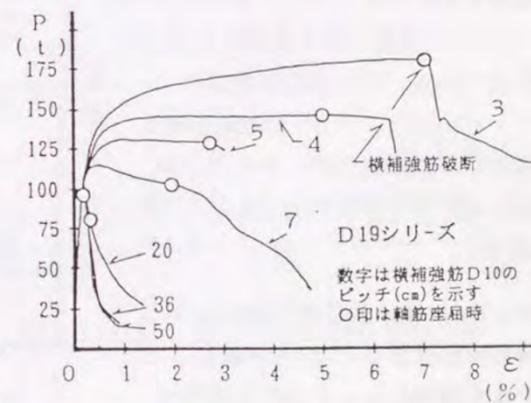
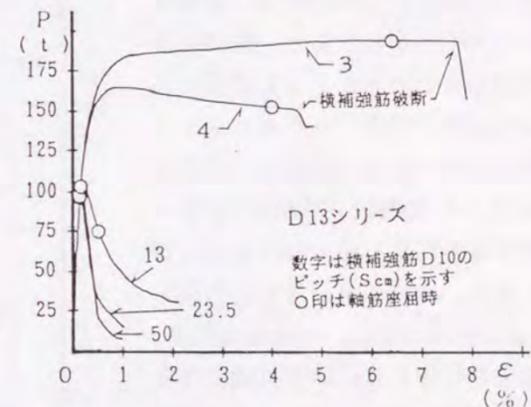
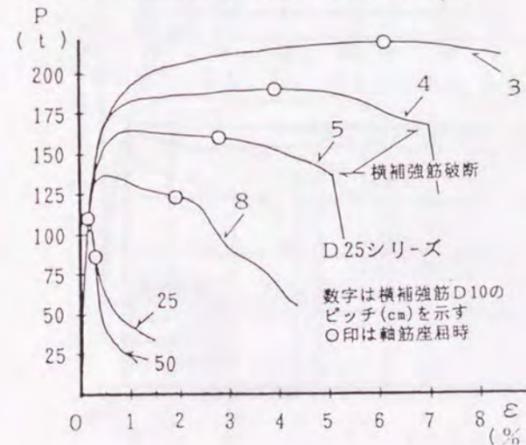


図5.7 荷重-軸ひずみ度関係の例

時に軸筋に沿うひびわれが急速に進展する。それと同時に、横補強筋をもたない前者の試験体では試験区間全域（端部ゾーン間）において、後者の試験体では1横補強区間において軸筋は大きく座屈して、試験体荷重の急激な低下が生じた。また、これら試験体の最大耐力時ひずみ度は、試験区間に横補強筋と軸筋をもたないプレーンコンクリート試験体の最大耐力時ひずみ度（約0.2%）とほぼ等しい。したがって、それら試験体の軸筋座屈は、ピッチSが大きいためにプレーンコンクリートの力学特性と殆ど変わらないと思われる、1横補強区間のコンクリートが圧縮破壊することによって引き起こされたと考えられる。これに対し、横補強筋ピッチSが小になると、軸筋は横補強筋およびそれによって強度および変形特性が改善されたコンファインドコンクリートで拘束されることになり、その結果、試験体の荷重-軸ひずみ度関係も粘り強いものとなる。また、軸筋の座屈は前述の図5.5で示されたように、横補強筋の降伏ならびにそれに起因する顕著な横方向膨張が生じる、コンファインドコンクリートの最大耐力を越えた応力下降域で起る。その座屈形状は、コンファインドコンクリートの破壊領域と関連する数補強区間にわたる、両端固定条件下での座屈形であった（図5.8参照）。

図5.9は試験体荷重終了後に測定した軸筋の座屈長さ(1k)を縦軸に、ピッチSを横軸にとって示したものである。ここで1kは図5.7に示すよう

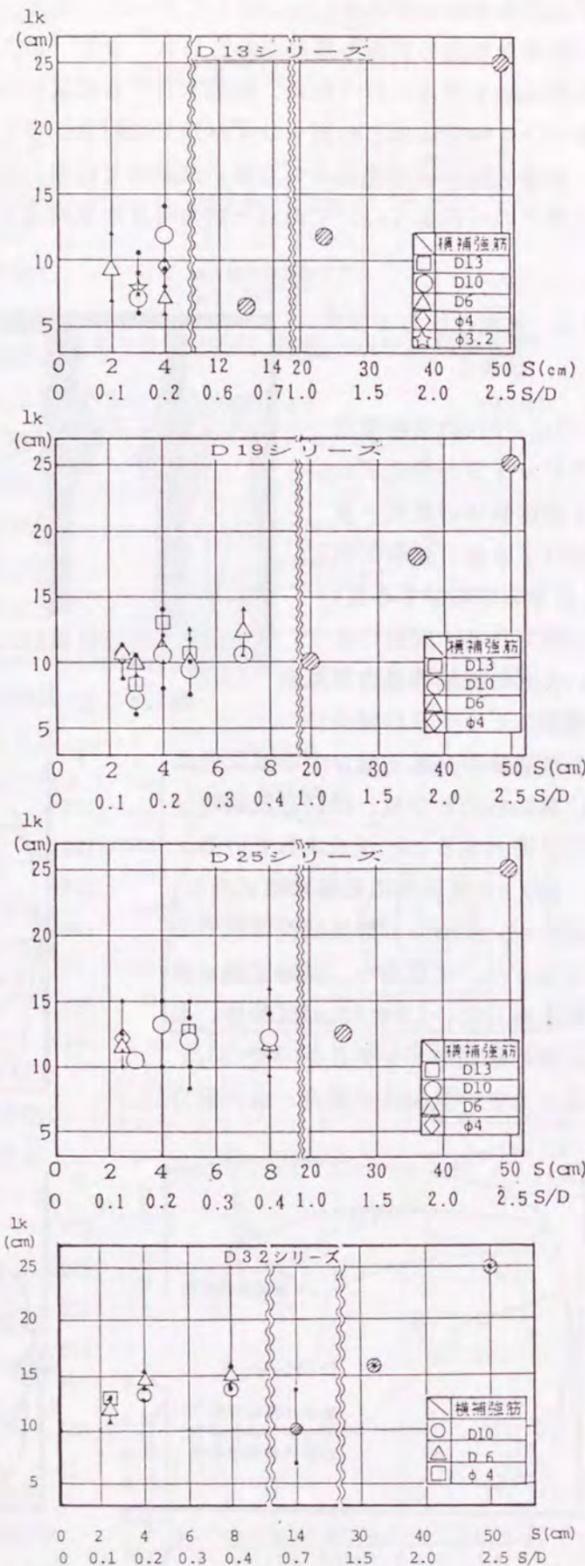


図5.9 軸筋の座屈長さ

に、軸筋の屈曲ならびにコンファインドコンクリートの顕著な破損がみられ、その破損領域の上下端近傍で横補強筋およびコンクリートによって軸筋がほぼ堅固に固定されていると観察された区間長さの2分の1とした。同図中○印の試験体は1補強区間Sで座屈を生じた試験体を示している。1補強区間で座屈が起るSの限界は、同図の結果ならびに横補強筋が降伏する限界のSを調べた4.2.4の研究結果から、0.7D（D：試験体直径）程度と考えられる。一方、S(S/D)がこの限界値より小になり、横補強筋による座屈ひずみ度の増大が期待される範囲になると、軸筋の座屈は数補強区間にわたって起るようになる。しかし、その1kはSにかかわらずほぼ一定値を示す傾向が見られた。このことは、コンファインドコンクリート内の軸筋の次のような座屈メカニズムを推測させる。すなわち、コンファインドコンクリートはそれ自身の圧縮強度時以降の応力下降域に達すると先に述べたように、(a)横補強筋は通常降伏して、横方向膨張変形が急増し（4.3.2の図4.18参照）、(b)破壊が進展する領域は試験体の一部に限定されるという特徴を示すため、圧縮軸筋は限定された破壊領域内で膨張変形による横方向変位と軸圧縮力とを受けることによって座屈すると考えられる。

図5.10は、図5.9中の白抜記号で示した試験体の1kの平均値を試験体直径Dで無次元化した値と、軸筋径φをD19の場合で無次元化した値との関係を調べたものである。同図によれば、1k/Dはφが同一であればDにかかわらずほぼ同じ値となる。このことは、コンファインドコンクリートの顕著な破壊領域にほぼ対応する1kはDに密接に関係することを示している。また、1k/Dはφの増大によってほぼ直線的に増大し、Dが同一であればφの大きい場合の方が大となる。それ故、1k/D-φ関係を(5.1)式で近似する。

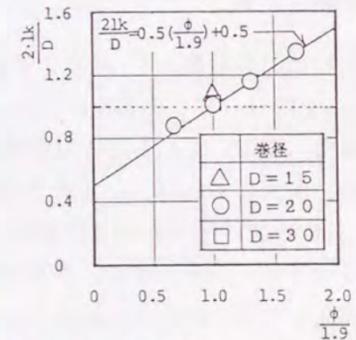


図5.10 座屈長さにおよぼす軸筋径の影響

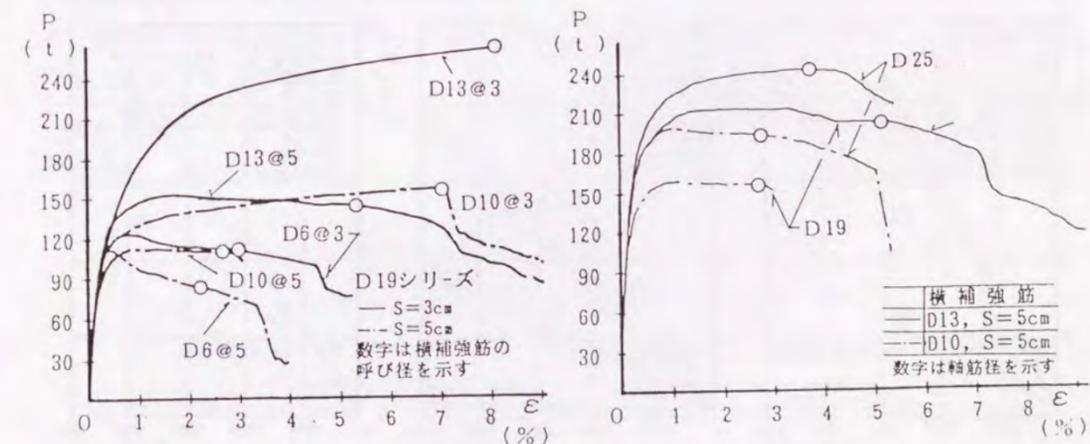


図5.11 座屈時軸ひずみ度におよぼす横補強筋の径、ピッチおよび軸筋径の影響

$$\frac{2lk}{D} = 0.5 \left(\frac{\phi}{1.9} \right) + 0.5 \quad (5.1)$$

ϕ : 軸筋径 (cm)

5.3.3 座屈時ひずみ度 (ϵ_{BU}) 算定式の誘導

図5.11は、軸筋の ϵ_{BU} におよぼす横補強筋の拘束力指標 ($a_s \sigma_{sy}$)、ピッチ (S) および軸筋径 (ϕ) の影響を調べた、実験 I の試験体の荷重-軸ひずみ度関係の例である。同図によれば ϵ_{BU} は、同じピッチのとき横補強筋が太くなって $a_s \sigma_{sy}$ が增大するほど大となる(図(a))。また、軸筋が太いときの方が若干小さい(図(b))。さらに、前述の図5.8によれば ϵ_{BU} は、横補強筋が密に配筋されている場合ほど大きくなる、などの傾向が見られる。

したがって以下では、実験 I の結果を用いてこれら諸要因の影響を明確化し、 ϵ_{BU} の推定式を誘導する。

図5.12は、各軸筋シリーズでの試験体の ϵ_{BU} を横軸に $a_s \sigma_{sy}$ を取り、ピッチ S をパラメータにして示したものである。なお、 ϵ_{BU} としては試験体軸ひずみ度を用いている。同図によれば、いずれの軸筋の場合も ϵ_{BU} は $a_s \sigma_{sy}$ の増加に従ってほぼ直線的に増加し、その増加率は S が小さいほど大きい。すなわち、太い鉄筋で密に横補強筋した場合の方が ϵ_{BU} は大となることが示されている。それ故、 ϵ_{BU} の算定式を求めるため、まず S が同一である試験体の $\epsilon_{BU} - a_s \sigma_{sy}$ 関係を(5.2)式で表す

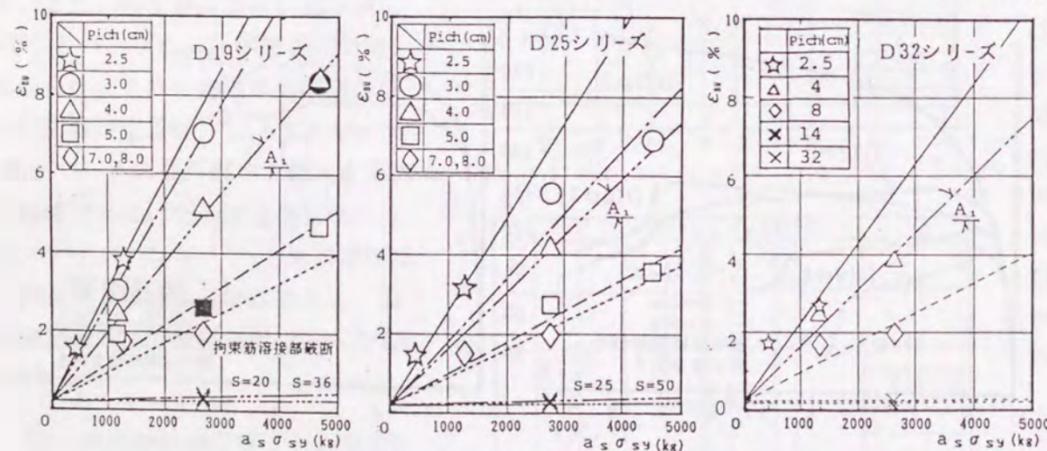


図5.12 座屈時軸ひずみ度におよぼす $A_s \sigma_{sy}$ の影響

直線で近似し、同式中の係数 A_1 におよぼす S (S/D) の影響について検討した。なお(5.2)式では、 $a_s \sigma_{sy} = 0$ 、すなわち横補強筋を有しない場合、座屈は前述のように、プレー

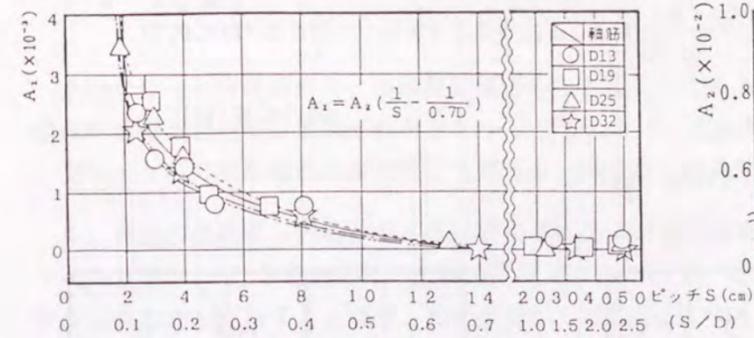


図5.13 係数 A_1 におよぼす S/D の影響

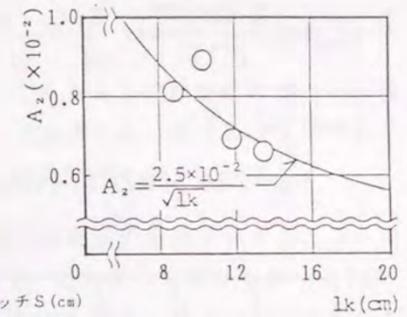


図5.14 係数 A_2 におよぼす lk (軸筋径) の影響

ンコンクリートの最大耐力時ひずみ度にはほぼ等しい時点で生ずるため、 $a_s \sigma_{sy} = 0$ での ϵ_{BU} は 0.2% と仮定した。図5.13は式(5.2)中の係数 A_1 におよぼす S (S/D) の影響に関する実験結果を示したものである。同図より A_1 は S (S/D) の増加に従って双曲線的に減少し、ピッチ S が粗くなると ϵ_{BU} は急激に低下する。さらに、S (S/D) がある値以上になると $A_1 = 0$ 、すなわち $\epsilon_{BU} = 0.2\%$ となる傾向が認められる。その $A_1 = 0$ となる時の S (S/D) 値は、同図によれば $S = 14\text{cm}$ ($S/D = 0.7$) 前後と推定される。この結果は、前述の座屈長さの項で述べた、1補強区間で座屈が起こる限界の S (S/D) と対応している。言い換えれば、 $S/D > 0.7$ で軸筋座屈が1補強区間で生ずる場合、 ϵ_{BU} は 0.2% 程度と考えてよいことを示している。したがって $\epsilon_{BU} = 0.2\%$ となる限界の S/D 値を 0.7 として、 $A_1 - S/D$ 関係の近似式を(5.3)式のように定めた。

また、 A_1 には図5.13に示されるように軸筋径の影響が若干認められる。一方、軸筋径は前述したように座屈長さと同様に密接に関係するので、この影響を(5.3)式の係数 A_2 におよぼす lk の影響として整理する。図5.14は係数 A_2 と lk との関係を示したものである。係数 A_2 には lk が大になる程小となる傾向が見られたので、同関係を(5.4)式で近似した。なお、軸筋が太い場合に A_2 が小となる傾向は、座屈長さが大きくなるために ϵ_{BU} が小さくなることを示すと思われる。

ϵ_{BU} 推定式は、(5.4)式、(5.3)式を(5.2)式に代入することによって(5.5)式のように得られる。

$$\epsilon_{BU} = A_1 \cdot a_s \sigma_{sy} + 0.2 (\%) \quad (5.2)$$

$$A_1 = A_2 \left(\frac{1}{S} - \frac{1}{0.7D} \right) \quad (0 < S/D < 0.7)$$

$$A_1 = 0 \quad (0.7 < S/D) \quad (5.3)$$

$$A_2 = 2.5 \times 10^{-2} / \sqrt{lk} \quad (5.4)$$

$$\epsilon_{Bu} = \left(\frac{2.5 \times 10^{-2}}{\sqrt{1k}} \right) \left(\frac{1}{S} - \frac{1}{0.7D} \right) \cdot a_s \sigma_{sy} + 0.2 (\%) \quad (0 < S/D < 0.7)$$

$$\epsilon_{Bu} = 0.2 (\%) \quad (0.7 < S/D) \quad (5.5)$$

$$1k = D(0.5(\phi/1.9) + 0.5) \text{ (cm)}$$

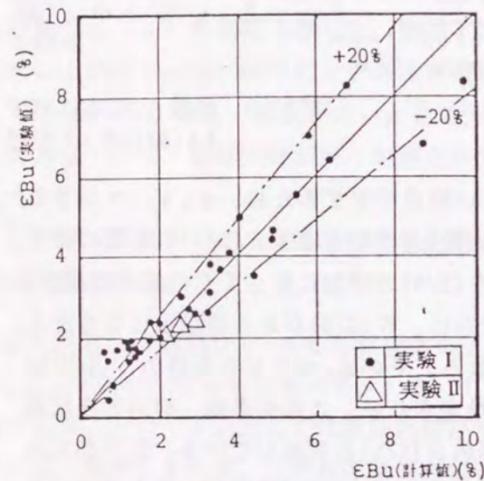


図5.15 スケールが異なる場合での本推定式の妥当性

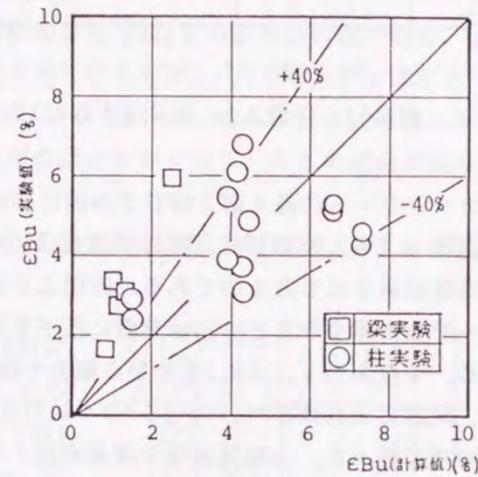


図5.16 既往の実験値との対応

次に、本 ϵ_{Bu} 推定式の妥当性について検討する。図5.15は、 ϵ_{Bu} におよぼす試験体大きさの影響を調べた実験IIの結果に(5.5)式を適用したときの推定値と実験値とを比較したものである。実験IIの結果は(5.5)式誘導の原データである・印の実験結果と同程度の精度で推定されており、(5.2)式はスケールが異なる場合においても適用できると思われる。

なお図5.16は、参考までに本算定式の適合性を、普通鉄筋によるコンファインドコンクリートを用いた多数回繰返し荷重をうける高じん性梁、および円形柱に関する研究³⁾で得られた圧縮主筋の ϵ_{Bu} の結果を用いて検討したものである。同図の算定値では(5.5)式による $1k$ のかわりに、梁、円形柱試験体の曲げ圧縮部コンクリートが顕著に破壊した主破壊領域の長さ(3.4項参照)の1/2を用いている。同図によれば本算定式は、梁試験体の ϵ_{Bu} についてはかなり安全側に、円形柱のそれに対しては±40%程度の範囲に推定しているが、 ϵ_{Bu} の測定および判定方法、荷重条件ならびにそれによる破壊領域(≒座屈領域)大きさなどの破壊性状が異なることを考慮すれば、曲げ部材における ϵ_{Bu} の概略を推定していると判断できる。

5.4 まとめ

コンクリート曲げ部材の一つの終局限界を与えると考えられる主筋の座屈についての基礎資料を得る目的で、単軸圧縮荷重をうける円形スパイラル筋を用いたコンファインドコンクリート内の圧縮軸筋の座屈性状を調べた。得られた主な知見を以下に示す

1. 軸筋の座屈は、円形スパイラル筋の降伏および横方向膨張の急増が生ずる、コンファインドコンクリートそれ自身の圧縮強度時以降において、したがって同コンクリートのひずみ能力から判断すると通常、軸筋が降伏した後に起こる。また、座屈は横補強筋のピッチ S が $0.7D$ (D : 試験体直径) 程度以上では1補強区間で生じた。 S がそれ以下の場合には、いずれの拘束力指標 $a_s \sigma_{sy}$ およびピッチ S (S/D) の場合でも、試験体の破壊が集中的に生じたほぼ D に等しい数補強区間にわたって起った(図5.7, 5.9参照)。

2. 軸筋を有する試験体の荷重-軸ひずみ度関係での、最大耐力点以降における顕著な耐力低下点を座屈時と定義した。この時の試験体軸ひずみ度、すなわち座屈ひずみ度 (ϵ_{Bu}) は $a_s \sigma_{sy}$ の増加にたいしてほぼ直線的に、 S/D の減少にたいしてはほぼ双曲線的に増大する傾向を示した。また、これら諸要因の影響を定量化して ϵ_{Bu} 推定式(5.5)式を得た(図5.12~5.14参照)。

3. 誘導した推定式は実験IIの結果も良好に推定することから、試験体のスケールにかかわらず適用しうると判断できる(図5.15参照)。

第6章 コンクリート梁部材断面の終局限界点

6.1 はじめに

コンクリート構造物の耐震安全性を考える場合、部材の最大耐力ばかりでなく十分な塑性変形能力が必要であることは論をまたないところであり、現行新耐震基準においても一部その考えが具体化されている。しかし、構造物の塑性変形によるエネルギー吸収能力に基盤を置く構造設計法においては、設計したコンクリート部材の変形能力を明確に評価できる方法や、所要のじん性を部材に付与するための構造技術の確立が不可欠である。にもかかわらず現状では、部材の塑性変形能力を評価するための終局域における設計指標点や、それを簡単に算定する方法などが確立されていないため、現行の設計法では靱性が明確な設計対象の“地位”まで上昇していない。

本章では、鉄筋コンクリート（以下RCと略記）にもプレストレストコンクリート（同PC）にも通じる一般性のあるコンクリート梁部材としてプレストレスト鉄筋コンクリート（同PRC）梁部材を取り上げ、その断面の変形能力を評価するために不可欠な終局限界点を明確に提示、提案する。すなわち、従来の研究において提示されてきた各種の終局域指標点を取り上げて本論で提案する終局限界点と比較し、本限界点が次のような特徴をもつものであることを示した。

(i) 材料の力学的破壊にとらわれず断面のそれに立脚するもので、その存在の必然性が断面の力の釣り合いメカニズムから物理的に説明される。すなわち明確な物理現象点（状態）として説明される。

(ii) モーメント-曲率関係の最大耐力以降の大変形域に必ず現われるので同関係の耐力下降域性状も含めた変形能力の評価に有用である。

(iii) 基本的な条件下では極めて簡単な式によって算定される。

なお、本終局限界点の存在の実験的検証、ならびにその特性値におよぼす諸要因の影響などについては次章で述べる。

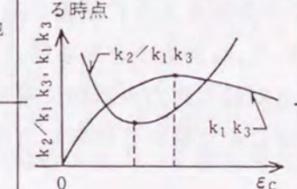
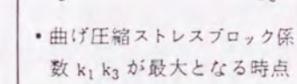
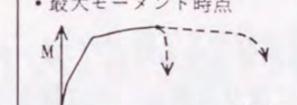
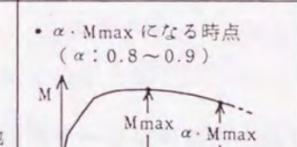
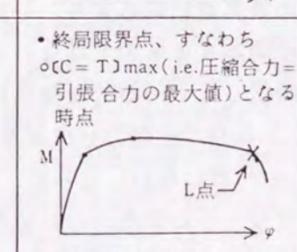
6.2 各種の終局域指標点

曲げ部材の破壊の定義を、荷重軸ばかりでなく変形軸も含めてモーメント-曲率（以下M- ϕ と略記）曲線によって行う場合、その終局域のどこに破壊としての限界点を定義づけるかについては種々の考え方があろう。本節ではその概要を表6.1にまとめているが、部材断面の破壊を定義づける各種の終局域指標点の主なものとその特徴について述べる。

まず、圧縮部コンクリートの材料特性に基づいたM- ϕ 曲線の指標点には次のようなものがある。

(1) コンクリートの、いわゆる終局ひずみに基づく方法がある^{9,10)}。この方法は各種の規準、指針などでよく用いられているが、終局変形を求めるためというより、むしろ断

表6.1 コンクリート曲げ部材の終局域指標点および提案する終局限界点

	研究者等	終局域指標点	主な特徴
材料特性に関連するもの	各国のコード等	<ul style="list-style-type: none"> 圧縮縁コンクリートひずみ度が終局ひずみ度 (ϵ_u) に達する時点 ($\epsilon_u \approx 0.2 \sim 0.4\%$) 	<ul style="list-style-type: none"> 断面の終局曲げモーメント計算値を算出するために必要なひずみ条件としての意味の方が大きい。
	Iyenger 他 岡本 伸	<ul style="list-style-type: none"> 圧縮縁コンクリート応力が $0.9 F_c$ に達する時点 $0.5 F_c$ 〃 	<ul style="list-style-type: none"> 定義に恣意性があるため物理的意味が明確でない。 断面のM-ϕ関係における特性点と直接的に対応しない。
	森田司郎他 Hognestad 他	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ圧縮ストレスブロック係数 ($k_2/k_1 k_3$) が最小となる時点 	<ul style="list-style-type: none"> 引張および圧縮鉄筋がともに降伏しているときのみ断面の最大モーメント時と対応する。 一般には、引張、圧縮鉄筋量などによってM-ϕ曲線上における降伏耐力点やMmax点などの位置関係が変化する。
	六車 照	<ul style="list-style-type: none"> 曲げ圧縮ストレスブロック係数 $k_1 k_3$ が最大となる時点 	<ul style="list-style-type: none"> 引張・圧縮軸補強筋がともに降伏しているときのみ断面内中立軸深さの最小時と対応する。 一般には、引張、圧縮鉄筋量などによってM-ϕ曲線上における降伏耐力点やMmax点などの位置関係が変化する。
断面のM- ϕ 特性に関連するもの	Ghosh 他	<ul style="list-style-type: none"> 最大モーメント時点 	<ul style="list-style-type: none"> 明確な物理的意味を有する。 特別の場合を除き、その時点の算定は一般的に困難である。 Mmax 以後のM-ϕ性状を評価できない。
	R. Park 岡本 伸 本岡順二郎他	<ul style="list-style-type: none"> $\alpha \cdot M_{max}$ になる時点 ($\alpha: 0.8 \sim 0.9$) 	<ul style="list-style-type: none"> Mmax 以後の変形能力も考慮できる。 α の設定に恣意性があるため物理的意味が明確でない。 計算や実験によってM-ϕ曲線全体が確定しないと求まらない。
	本研究	<ul style="list-style-type: none"> 終局限界点、すなわち $\sigma_c = T_{max}$ (i.e. 圧縮合力 = 引張合力の最大値) となる時点  <ul style="list-style-type: none"> 引張鋼材破断点 主筋座屈時点 横補強筋破断点 	<ul style="list-style-type: none"> 明確な物理的意味をもっている。 比較的簡単な計算によってその時点のM、ϕが直接に算出できる。 Mmax 以後の大変形域に必ず現われるため、M-ϕ関係の耐力下降性状の評価に役立つ。 この時点以降、抵抗モーメントが急落するため断面の終局破壊点と考えられる。 くり返し荷重下での安定限界曲率の推定にも有用である。

面内のひずみ分布を決めることによって終局曲げモーメント (M_u) の計算値を算出することを目的とするものである。またこの圧縮縁ひずみ度の時点を境として曲げ破壊が進行するという実験的な経験も加味されていると考えられる。これに対し、

(2) 部材の圧縮側最外縁コンクリートの応力がひずみ軟化域において圧縮強度 F_c の 0.9 倍⁹⁵⁾あるいは 0.5 倍⁹⁶⁾に低下する時点を部材の終局破壊時とする方法は、終局変形を算出するために必要な最外縁終局ひずみ度をそのような応力低下時のひずみ度として与えることを目的としたものと考えられる。しかしこの方法では、0.9 F_c あるいは 0.5 F_c 時が何故終局時となるかの物理的意味が曖昧である。また、この点の M 、 ϕ 値は算定式ではなく逐次解析によってのみ求められるという不便さがある。

(3) コンクリートの応力度-ひずみ度曲線の状態を表現するストレスブロック係数 k_1 、 k_2 、 k_3 を用いて、断面曲げ圧縮域における k_2/k_1k_3 の値が最小となる時点が提示^{90, 91)}されている。同時点は、その時点以前に引張鉄筋 (および圧縮鉄筋) が降伏する単筋 (複筋) 長方形 RC ばりの場合、次の (6.1)、(6.2) 式から分かるように断面の最大モーメント時と一致するという物理的意味を持つ。しかし、 k_2/k_1k_3 が最小となる時点以降に引張鉄筋や圧縮鉄筋が降伏する断面の場合には、同指標点が最大耐力点以前に現れることもある⁹²⁾。それ故、終局域における曲げ変形の限界点を論じる立場からは常に有用な指標点になるとはいえない。

$$M_u = b d^2 F_c q_t (1 - q_t k_2/k_1k_3) \quad (\text{単筋ばり}) \quad (6.1)$$

$$M_u = b d^2 F_c q_t \{1 + \gamma d c_1 - q_t (1 + \gamma)^2 k_2/k_1k_3\} \quad (\text{複筋ばり}) \quad (6.2)$$

ここで、 $q_t = a_t \sigma_y / b d F_c$ 、 $\gamma = a_c / a_t$

(4) ストレスブロック係数の k_1k_3 の値が最大値となる時点⁹⁷⁾は、同時点以前に引張鉄筋および圧縮鉄筋がともに降伏する長方形 RC ばりの場合、中立軸深さ x_n が次の (6.3) 式で与えられることから、

$$x_n = (1 - \gamma) q_t d / k_1k_3 \quad (6.3)$$

x_n が最小となる時点、すなわち曲げ圧縮側が最小のコンクリート断面積で引張合力を支持するという曲げ圧縮部コンクリートの 1 つの限界点に対応する。しかし、同指標点は次に述べる理由から、梁断面の終局破壊点と直接関連するものではないと考えられる。

(i) $(k_1k_3)_{\max}$ 時以前に圧縮鉄筋が必ずしも降伏しない一般的な複筋ばりにおいては、 $(k_1k_3)_{\max}$ 時以降の断面曲率時でも圧縮鉄筋による曲げ圧縮力分担が増加して x_n は減少するため、 $(k_1k_3)_{\max}$ 時と $(x_n)_{\min}$ 時は必ずしも一致しない。さらに、

(ii) 本指標点は、部材断面内の圧縮部コンクリートの特性のみに依存する指標点であるため、鉄筋のひずみ硬化の影響による耐力上昇があるような場合には最大モーメント以前に出現し、終局域指標点として実用上利用しにくい面を持っている。

次に、断面の $M-\phi$ 曲線上の特性点によって定義される終局域指標点についてのべる。

(5) 最大耐力点は極めて明確な物理的意味をもつ終局域指標点である⁹⁹⁾。しかし、

断面靱性に考慮すべきであると考えられる M_{\max} 点以後の $M-\phi$ 曲線の下降部分は当然ながら評価できない。また $M-\phi$ 関係上でのその点の算定は、一般の複筋梁の場合には、コンクリートおよび鉄筋の応力度-ひずみ度 (以下 $s-s$ と略記) 関係が極めて簡単にモデル化されたものを用いるときでも容易ではない。

(6) $M-\phi$ 曲線の下降部分において、最大モーメントの 80%⁹⁹⁾あるいは 90%^{90, 91)}となる耐力時を終局域指標点とする方法は、(5) の M_{\max} による方法に比べ、最大耐力を超えたより大きい範囲までの変形を断面靱性に考慮することを可能にする。しかし、0.8 M_{\max} あるいは 0.9 M_{\max} 時を終局時とする物理的意義が曖昧である。さらに同指標点は、断面の逐次解析もしくは実験によって最大耐力点以降の部分も含む $M-\phi$ 曲線が得られた後に定まるもので、簡単な計算から直接算出できるものではない。すなわち、どのような断面に対しても設計の段階でこの点の M 、 ϕ を簡単に算出することはできない。

(7) 以上述べてきた各種の終局域指標点に対し、ここでは曲げモーメントに対する抵抗メカニズムの基本である断面の力の釣り合い状態に立脚する、次に示すような特徴を持つ終局限界点を提案する^{91, 92-94)}。すなわち

(i) 明確な物理的意味をもっている。

(ii) 比較的容易な計算によって直接的に算定できる。

(iii) $M-\phi$ 関係が靱性的あるいは脆性的ないずれの場合でも、最大耐力点以後の変形域に必ず現れるため $M-\phi$ 関係の下降性状の評価に役立つ。および

(iv) 同指標点以降では引張鋼材合力が急落するため抵抗モーメント M が大きく低下する。

なお、終局限界点 (L 点) は $M-\phi$ 関係における最大モーメント以降の変形域に現われるものであるが、このような $M-\phi$ 関係上の下降部分に位置する点に設計指標点を求めるのは次のような理由による。

(i) 後述する図 6.1 に示すように、最大耐力点から L 点までの耐力低下は余り大きくないのに対し L 点以降での耐力低下はきわめて大きく、同点時は部材の実質的な崩壊点に対応すると考えられる。

(ii) コンファインドコンクリートの利用という構造手法を用いれば、7.3 節で示されるように、 $M-\phi$ 関係の下降領域においても多数回繰返し荷重に対する安定性 (繰返し荷重による耐力低下が極めて小さいこと) が容易に得られる。したがって、そのような構造手法を採用することによって設計で塑性域を明確に利用することを考えている。

(iii) L 点におけるような大変形域に現われる L 点までを設計時の変形として許容するのではなく、この点を吸収エネルギー能力 (すなわち変形能力) に基づく安全率の尺度の基準点として利用しようとする。

6.3 提案する終局限界点(L点)とその存在メカニズム

6.3.1 提案する終局限界点(L点)

前節に示したように、終局域における指標点には各種のものがあるが、通常の断面のM-φ関係上で主な指標点がどのような位置関係にあるかを例示すると図6.1ようになる。同図によれば、提案する終局限界点(L点-LimitのL)は他の指標点に比べ最も変形の大きい領域に現われ、また、その値は6.4節で述べるように算定できるので断面靱性の評価には極めて有用な点である。このL点としてはさらに次のような4種類のもの定義できる。

- (i) [C=T] max.点 (記号: Lc)
- (ii) PC鋼材破断点 (同: Lp)
- (iii) 主筋座屈点 (同: Lbu)
- (iv) 横補強筋破断点 (同: Lsr)

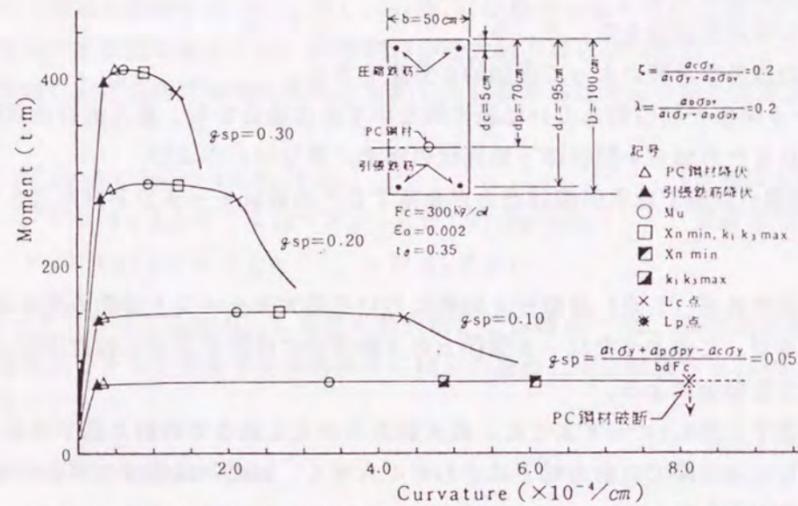


図6.1 断面のモーメント-曲率関係上における各種終局域指標点および終局限界点

第1のLc点は曲げ部材断面内の力のつりあい状態に対する1つの限界点として定義される。すなわち6.3.2で詳述するが、断面曲率や圧縮縁ひずみ度などがある値を超えると、圧縮部コンクリート合力はコンクリートのひずみ軟化性質(最大応力度点を越えるひずみをうけると徐々に支持耐力を減ずる性質)によって減少するため、部材断面では曲率変形の増大に伴って増加あるいは一定値を保つ引張鉄筋(鋼材)の合力を支持できなくなる限界点(i.e. [C=T] max.)として定義される。換言すれば引張鋼材合力(ひずみ)の減少が生じなければ断面内の力のつりあい状態を保てなくなる限界が存在し、この時点がLc点である。

第2のLp点は、PC鋼材の伸び能力が小さいため大変形域でPC鋼材が破断すること

によって起こる終局限界である。なお、引張鉄筋の破断による限界点も考えられるが、引張鉄筋の伸び能力はPC鋼材のそれに比べ格段に大きいため、通常のPRC断面では引張鉄筋破断時がPC鋼材破断点(Lp点)に先行することは殆どない。したがって、ここでは鉄筋破断の限界点を取り上げないが、同点の誘導はLp点の場合と同様に行える。

第3のLbu点は主筋の座屈時で定義される限界点である。これは、圧縮鉄筋の座屈のために生ずる圧縮合力の減少によって、Lc点と同様の限界点が生ずると考えられること、ならびに梁あるいは柱の主筋は正負交番荷重下において座屈を起こすと、座屈を生じた荷重方向とは逆方向の荷重時に引張破断を起こして部材の終局破壊を生じさせる傾向があること、などから1つの終局限界として取り扱う必要があると考えられる限界点である。

第4の限界点Lsrは、横補強筋の破断時で定義されるもので、横補強筋の破断によって起こる曲げ圧縮部コンクリート合力の急激な低下とその崩壊に起因する限界点である。

6.3.2 終局限界点・Lc点の存在メカニズム

終局限界点、Lp点、Lbu点およびLsr点の存在原因はそれぞれPC鋼材破断、圧縮主筋の座屈ならびに横補強筋の破断という明確なものであるため、以下では終局限界点・Lc点が何故存在するかのメカニズムについて考察する。

(1) 鉄筋コンクリート単筋梁断面の場合

Lc点の存在メカニズムの本質は後述の(2)の一般的な曲げ部材の場合でも全く同様であるので、説明および理解が容易に行える最も基本的な場合を取り上げる。すなわち、対象断面はコンクリート曲げ部材の基本であるRCの単筋梁で、その終局域では引張鉄筋が降伏する断面とする。また引張鉄筋の性質は完全弾塑性とする。

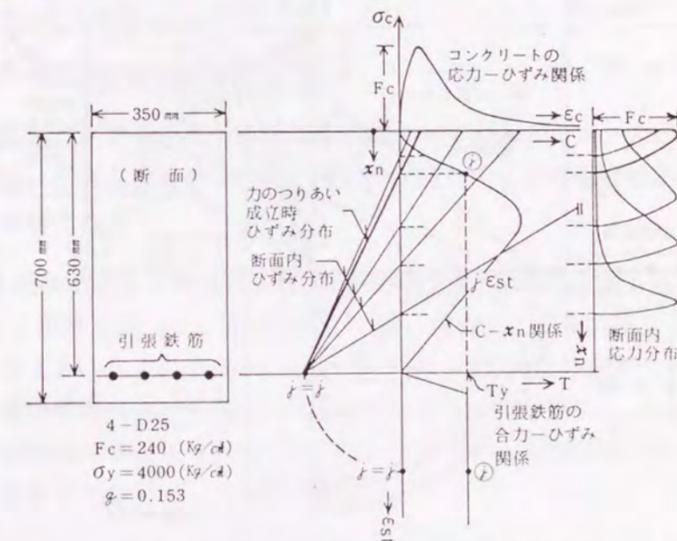


図6.2(a) Lc点の存在メカニズム説明図(その1)

まず、 L_c 点が存在することの直接の原因となる圧縮部コンクリート合力の性状について述べる。図6.2(a)は、引張鉄筋ひずみ度 ϵ_{st} に固定した状態で圧縮部コンクリートひずみ度 ϵ_c を増加させて中立軸深さ x_n を大きくしていったときの圧縮合力の変化を示したものである。すなわち、断面内の圧縮応力分布は $x_n(\epsilon_c)$ の増加に従って同図右側に示すように推移していくが、その時の圧縮合力 C の変化を x_n に対してプロットしたものである。図6.2(b)は、図6.2(a)で示した $C-x_n$ 関係をいくつかの ϵ_{st} ($j=1\sim 5$, i) の場合について具体的な梁断面を用いて示したものである。同図から分かるように、 $C-x_n$ 関係には重要な次の2種の特徴がある。

(i) 図6.2(a)に示されるように ϵ_{st} が一定の状態 ϵ_{st} で x_n を増加させる、言い換えれば x_n と1:1に対応する圧縮部ひずみ度 $\epsilon_c (= \epsilon_{st} X)$ を増加させると、中立軸深さ x_n の増大によって圧縮部面積は増大する。しかし、同図中の応力分布の変化に示されるようにコンクリートのひずみ軟化性質による著しい応力低下も同時に生じるため、 $C-x_n$ 関係は結局ピークをもつ曲線となる。

(ii) 図6.2(b)によれば $C-x_n$ 関係における合力 C の最大値は ϵ_{st} が大きい場合ほど小さくなり、 L_c 点は圧縮合力 C のこの性質に起因して生ずる。

次に、図6.2中に併記する引張鉄筋の合力 $(T)-\epsilon_{st}$ 関係と $C-x_n$ 関係とから断面内の力のつりあいが成立するひずみ分布について考察する。なお、終局限界点 L_c 点では通常、引張鉄筋は降伏しているため、引張鉄筋合力が T_y となっている状態を考える。図6.2(a)に示す引張鉄筋ひずみ ϵ_{st} の場合、引張合力大きさは T_y であるから力のつりあい $(C=T_y)$ を満足するときの中立軸位置(ひずみ分布)は、同図に示すように T_y ライ

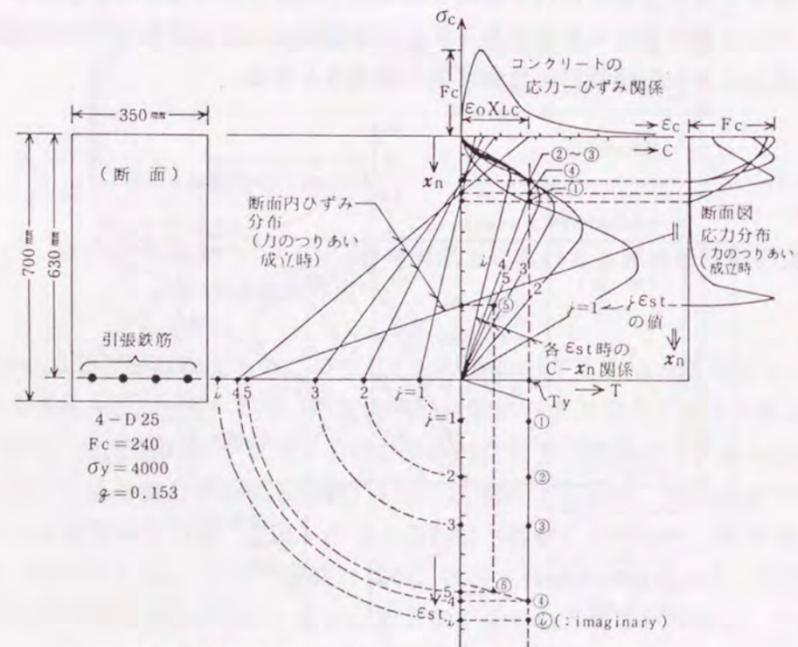


図6.2(b) L_c 点の存在メカニズム説明図(その2)

ンと $C-x_n$ 関係との交点で与えられ、その時のひずみ分布および応力分布は同図中の太線のようになる。図6.2(b)において、 ϵ_{st} が増加していく($j=1\sim 4$) 場合の力のつりあいが成立するひずみ分布は、図6.2(a)の場合と同様にして同図中に示すように順次求めることができる。しかし、ここで重要なことは $C-x_n$ 関係は先に述べたように、 ϵ_{st} が大きくなるとそのピーク時の C の大きさを減少させるという特徴を持つため、本例では ϵ_{st} が $C-x_n$ 関係のピーク点で T_y 線と接するときの ϵ_{st} を超えると、 ϵ_{st} の場合の $C-x_n$ 関係のように T_y 線と交点を持たなくなる。言い換えれば、鉄筋ひずみ度が ϵ_{st} よりも大きい場合、断面ひずみ分布において中立軸深さを大きくしても、つまり圧縮部ひずみ度を大きくして曲げ圧縮力をうける面積を大としても、ひずみ軟化性質のために圧縮部コンクリート合力の劣化を補いきれなくなり、 $C=T_y$ を満足する断面の応力、ひずみ状態は存在しなくなる。それ故、断面内の力のつりあい条件を満足するためには、図6.2(b)中の鉄筋引張合力図に示すように T 合力を T_y から減少させる、あるいは、ひずみの面から見れば引張鉄筋ひずみ度を ϵ_{st} から ϵ_{st} まで減少させる必要がある。このときの力のつりあいが成立するひずみ分布は、引張鉄筋ひずみ度は ϵ_{st} と減少するが圧縮部ひずみ度は中立軸深さの増大によって急増する同図中の $j=5$ の場合のようになる。本研究で言う終局限界点 L_c 点は、この引張鉄筋合力あるいは同鉄筋ひずみが減少し始める限界点(図6.2(b)の例によれば $j=4$ 点)である。したがって、同限界点は最大の引張鉄筋合力による力のつりあいが成立する時点 $[C=T]_{max}$ となり、言い換えれば、引張鉄筋ひずみ度が最大となる時点である。

終局限界点付近における断面曲率は、図6.2(b)のひずみ分布の推移から分かるように L_c 点を越えても増加する。一方曲げモーメントは、 L_c 点以降において断面曲率が増加するにもかかわらず引張鉄筋ひずみ度が減少、すなわち引張鉄筋合力が減少し、かつ中立軸深さが大となって応力中心距離が小となるため急落し、 $M-\phi$ 曲線は急激な下降性状を示すものとなる(図6.1参照)。

(2) 一般的な曲げ部材断面の場合

本項では引張鉄筋にひずみ硬化のある場合、軸力やプレストレスト力が作用する場合および圧縮鉄筋が用いられる場合など、一般的なコンクリート曲げ部材断面における L_c 点の特性について考察する。

図6.2における説明で示したように、引張鉄筋の降伏耐力が T_y である断面の L_c 点は、 T_y に等しいピーク高さを持つ $C-x_n$ 曲線と T_y 線との接点、すなわち $C-x_n$ 曲線のピーク点に対応して与えられる。したがって、 T_y 値が $\epsilon_{st}=0$ の場合の $C-x_n$ 曲線のピーク高さ以下ならば、その範囲内の任意のピーク高さも $C-x_n$ 曲線は ϵ_{st} の値に対応して得られて T 合力線と接点を有することになるので、コンクリート曲げ部材断面の L_c 点は一般的に存在することになる。

図6.3は、以下に述べる各ケースでの L_c 点時における T 合力と $C-x_n$ 曲線との関係を示したものである。まず、

(i) 引張鉄筋の断面積や降伏点強度などが大きくなって、その降伏耐力 T_y が増大した場合

図6.3中におけるケースAとケースBを比較すると増加した T_y に等しいピーク高さを持つ $C-x_n$ 曲線は、前述したその特性から、ケースAでの鉄筋ひずみ(本例では ${}_3\varepsilon_{st}$)に比べより小さい ε_{st} (同 ${}_2\varepsilon_{st}$)によって与えられ、また T_y の増加によって L_c 点での x_n はより大きくなるため、ケースBでの L_c 点における曲率はケースAの場合に比べ小さくなる。すなわち鉄筋・鋼材係数 q_{sp} が大になると靱性は小となることがこれによって説明される。

(ii) 引張鉄筋にひずみ硬化がある場合

引張鉄筋の支持耐力は ε_{st} の増加に伴って増大するが、これは降伏耐力の1種の増大とみなしうるので、(i)の場合と同様に取り扱ってよい。このケースでの L_c 点は図3中のケースCで示すように、 $C-x_n$ 曲線のピーク高さとひずみ硬化域にある T 合力とが等しくなる ε_{st} (本例では ${}_2\varepsilon_{st}$)時点で与えられる。

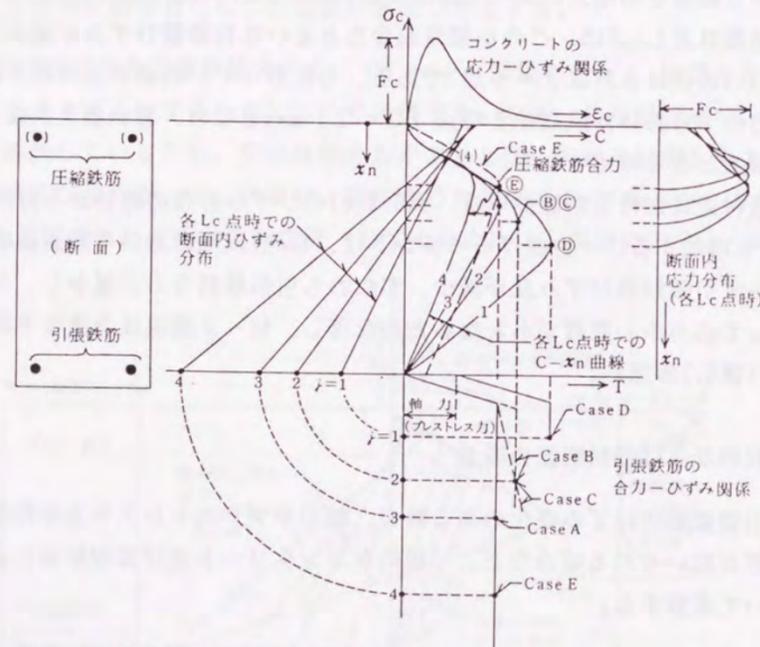


図6.3 一般的曲げ部材断面における L_c 点(模式図)

(iii) 軸力(N)が作用する場合

このケースでは、 L_c 点の存在メカニズムの基礎となる断面の力のつりあい式は(圧縮合力) = (引張鉄筋合力 + 軸力)で与えられ、また軸力は ε_{st} や ε_c の値とかかわりなく一定値を保つので、 L_c 点は図6.3中のケースDで示されるように、軸力の大きさの分だけ T の大なる方向に移動した $T-\varepsilon_{st}$ 関係と $C-x_n$ 曲線が接する時点で与えられることになる。また (T_y+N) に等しいピークをもつ $C-x_n$ 曲線は、同ピーク値が T_y であるケースAの場合の ε_{st} よりも小さい ε_{st} (本例では ${}_1\varepsilon_{st}$)時に与えられ、中立軸深さ x_n も

大となるため、 L_c 点での曲率は軸力の無い場合に比べ小さくなる。なおプレストレストコンクリートの場合は、有効プレストレス力(P)を軸力と考え、断面の曲率変形の増加によって生じてくるPC緊張材の合力増分を鉄筋引張力と同様のものとみなせば、軸力のある場合に準じて取り扱えることになる。

(iv) 圧縮鉄筋がある場合

このケースでの圧縮合力はコンクリートによる圧縮力と鉄筋のそれとの和となるので、 $C-x_n$ 曲線は図6.3中のケースEに示すように、圧縮鉄筋の無い場合の同曲線に鉄筋による圧縮力を加算したものとなる。それ故、同じピーク値を持つ $C-x_n$ 曲線は、圧縮鉄筋が無い場合の ε_{st} (本例では ${}_3\varepsilon_{st}$)よりもより大きな ε_{st} (同 ${}_4\varepsilon_{st}$)のときに得られることになる。また、圧縮鉄筋がある場合の方が中立軸深さ x_n も小となるため、 L_c 点時曲率は無い場合のそれに比べ大きくなる。

6.4 PRC梁断面における種々の終局限界点(L点)の算定式の誘導

6.4.1 鋼材の応力度-ひずみ度関係が完全弾塑性の場合の算定式

本項では、一般性のあるコンクリート梁部材としてのPRC梁部材の終局限界点(L点)における圧縮縁ひずみ度、曲げ耐力ならびに曲率の算定式を、まずPC鋼材、引張および圧縮鉄筋の応力度-ひずみ度(S-S)関係が完全弾塑性で表示される最も基本的な場合について誘導する。次の6.4.2で示す引張側鋼材にひずみ硬化があるような梁断面の場合でも、また軸力と曲げモーメントが同時に作用するような柱断面の場合でも、算定式の誘導方法、手順は全く同様である。

また、ここでは、PRC梁断面の終局限界点における力学的挙動を研究対象としているため、終局限界点では引張鉄筋は降伏しているものと仮定した。その理由は実設計に対する現行の規準・指針⁴⁻⁶⁾などにおいて、部材の靱性を確保するために設けられている制限値程度の引張鋼材量をもつ断面では、引張側の普通鉄筋は本研究の対象である終局限界点のかなり以前において降伏するためである(後述の表6.4参照)。したがってPRC梁部

表6.2 終局限界点の算定式のためのケース分け

終局限界点モード	引張鉄筋	PC鋼材	圧縮鉄筋	ケース名
Lc	降伏塑性域	弾性域	弾性域	(2-c)
			降伏時点	(2-b)
			降伏塑性域	(2-a)
Lp	降伏塑性域	降伏塑性域	弾性域	(1-c)
			降伏時点	(1-b)
			降伏塑性域	(1-a)
Lbu	降伏塑性域	降伏塑性域	弾性域	(3-b)
			降伏時点	(3-a)
Lsr	降伏塑性域	降伏塑性域	弾性域	(4-b)
			降伏時点	(4-a)
Lsr	降伏塑性域	降伏塑性域	弾性域	(5-b)
			降伏時点	(5-a)

材に関するL点算定式は、PC鋼材と圧縮鉄筋のそれぞれの応力状態を組み合わせた表6.2に示す各ケースについての終局限界点の算定式を誘導すれば、すべて網羅されることになる。なお、コンクリートのS-S関係に関わるケース分けについては、表6.2に示す各ケースのうち必要あるものについて個々に行う。

誘導した各ケースに対する算定式の適用範囲の相互関係、ならびに普通に設計された断面に対する最も一般的な算定式などについての考察は6.4.1(6)で行う。

(1) 解析断面および解析仮定

対象とした解析断面は、図6.4に示すように断面の引張側にPC鋼材と普通鉄筋を、圧縮側に普通鉄筋を配した一般的なPRC梁断面である。断面諸量としての鉄筋・鋼材係数 q_{sp} 、圧縮鉄筋耐力比 λ 、終局プレストレス率 λ はそれぞれ同図中に示す式で定義した。

仮定するコンクリートのS-S関係としては、図6.5中に示すように応力上昇域を2次式で、応力下降域を勾配が $F_c \cdot t_\theta / \epsilon_0$ (t_θ : t_{ane} の意味)である直線と応力が零の直線の2直線で表示するものを仮定する。同表示法は、曲げ部材断面のM- ϕ 関係の解析において、取扱が簡便かつ実用上十分な精度を有する妥当なものであることが第2章において示されている。解析梁断面における曲げ圧縮部コンクリートの各線素のS-S関係がこのS-S関係で与えられると仮定すると、曲げ圧縮ストレスブロック係数 $k_1 k_3$ 、 k_2 は、圧縮縁ひずみ度比 X (圧縮縁ひずみ度 ϵ_c /圧縮強度時ひずみ度 ϵ_0)の各範囲によって

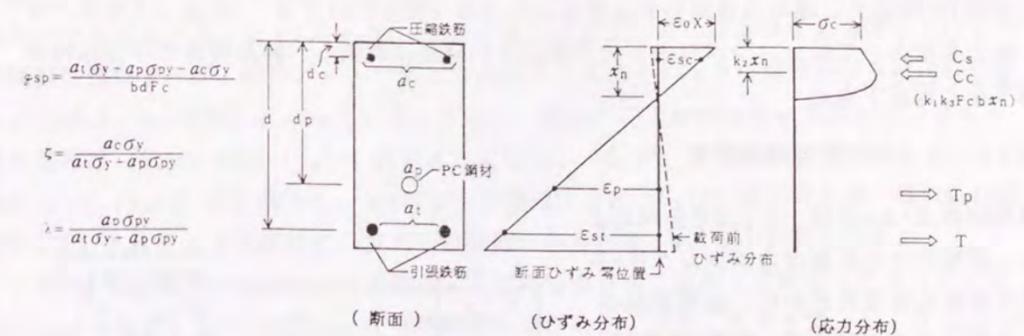


図6.4 解析断面および記号

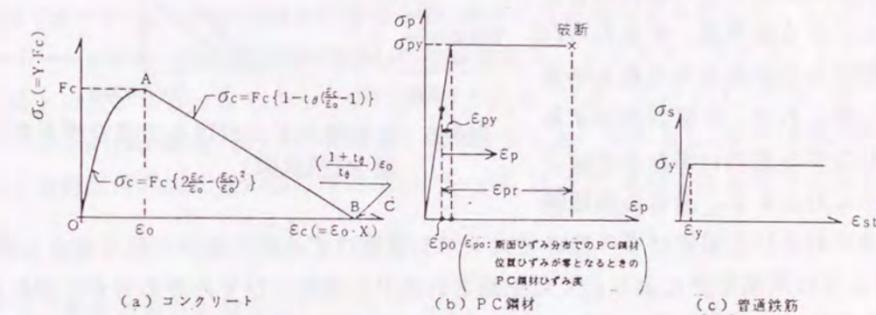


図6.5 コンクリート、PC鋼材および普通鉄筋の仮定S-S関係

表6.3 曲げ圧縮ストレスブロック係数の算定式

X	$k_1 k_3(X)$	$k_2(X)$	式番号
$0 \leq X < 1$	$k_1 k_3(X) = 1 + \frac{\{(1-X)^3 - 1\}}{3X}$		(6.4)
		$k_2(X) = 1 - \frac{\left[\frac{1}{2} + \frac{(1-X)^3}{3X} + \{(1-X)^4 - 1\} \frac{1}{12X^2}\right]}{k_1 k_3(X)}$	(6.5)
$1 \leq X < \frac{1+t_\theta}{t_\theta}$	$k_1 k_3(X) = -\frac{t_\theta}{2}X + (1+t_\theta) - \left(\frac{1}{3} + \frac{t_\theta}{2}\right) \frac{1}{X}$		(6.6)
		$k_2(X) = 1 - \frac{\left[-\frac{t_\theta}{3}X + \frac{1+t_\theta}{2} - \{1+2t_\theta\} \frac{1}{12X^2}\right]}{k_1 k_3(X)}$	(6.7)
$X \geq \frac{1+t_\theta}{t_\theta}$	$k_1 k_3(X) = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t_\theta}\right) \frac{1}{X}$		(6.8)
		$k_2(X) = 1 - \frac{\frac{(1+t_\theta)^2}{t_\theta} - t_\theta - \frac{1}{2}}{6X^2 \cdot k_1 k_3(X)}$	(6.9)

表6.3の(6.4)～(6.9)式のように与えられる。PC鋼材および普通鉄筋のS-S関係は図6.5(b),(c)に示すように、降伏点強度がそれぞれ σ_{py} および σ_y である完全弾塑性とし、同図(b)でのPC鋼材の破断ひずみ度はいわゆる一様伸びひずみ ϵ_p に基づくものとする。また解析においては、コンクリートの引張応力の効果は無視し、終局時まで平面保持が成立すると仮定する。

(2) L_c 点の算定式の誘導

終局限界点・ L_c 点は、6.3.2で述べたように、断面内での圧縮合力がコンクリートのひずみ軟化性質のために、曲率変形の増大に対してその時まで一定値(降伏耐力)を保ってきた引張鉄筋とPC鋼材の合力が保持されなくなる限界点、すなわち $[C = T]_{max}$ が生ずる引張側合力の最大時点である。言い換えれば、引張鉄筋ひずみ度とPC鋼材ひずみ度のいずれかが減少し始める時点に対応する。通常の梁断面において、曲率および圧縮縁ひずみ度の増大下で引張側ひずみ度の減少が起る場合には、図6.6に示すように断面中央により近くに配筋されたPC鋼材のひずみ度の方が引張鉄筋のそれよりも先に減少し始める。それ故、 L_c 点はPC鋼材ひずみ度が最大値を示す条件から誘導される。

以下に表6.2に示した L_c 点に関する各ケースの算定式を導くが、より一般的なケースから順に示していく。

(i) PC鋼材が降伏している場合

a) ケース(1-a): 圧縮鉄筋も降伏している場合

本ケースは換言すれば、断面のすべての軸補強筋が降伏している場合である。普通に設計された梁断面では、大変形域で現われる終局限界点までに全軸補強筋の降伏が起るため、

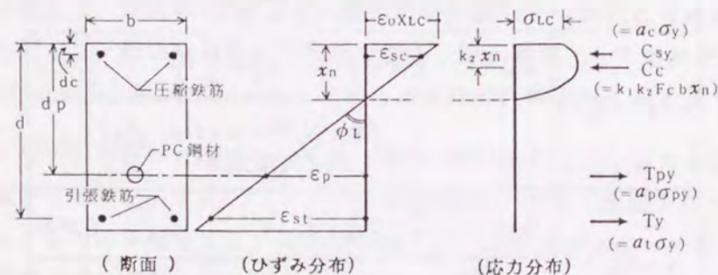


図6.7 ケース(1-a)における L_c 点での断面内のひずみおよび応力分布

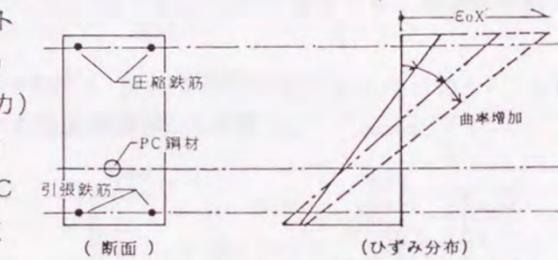


図6.6 曲率増大下における引張ひずみ度の減少(模式図)

後述する図6.10での最も広い適用範囲からも分かるように、本ケースが最も一般的なケースである。

図6.7に、本ケースでの終局限界点におけるPRC断面の応力、ひずみ状態を示す。圧縮縁ひずみ度比 $X (= \epsilon_c / \epsilon_0)$ 、また平面保持仮定下での断面ひずみ分布におけるPC鋼材位置ひずみが、載荷によって零となる時点を目準とするPC鋼材ひずみ度の変化量 ϵ_p (図6.4, 6.5参照)になっているとすると、断面内の力の釣り合い条件およびひずみ適合条件は(6.10)式と(6.12)式のようになる。(6.10)式を変形して求めた(6.11)式の x_n を(6.12)式に代入し、 ϵ_p について整理すると(6.13)式を得るが、係数 $k_1 k_3$ は表6.3で示されるように緑ひずみ度比 X の関数であるため ϵ_p は X の関数となる。

L_c 点は引張側合力が最大となる時点、すなわち本PRC断面では前述したようにPC鋼材ひずみ度 $\epsilon_p(X)$ が最大となる時点であるため、 $\epsilon_p(X)$ を X で微分し、 $d\epsilon_p/dX = 0$ と置くことによって L_c 点での緑ひずみ度比 X_{Lc} が求まることになる。断面のモーメント-曲率($M-\phi$)関係の終局域に位置する L_c 点での圧縮縁ひずみ度比は、 L_c 点が圧縮部コンクリートのひずみ軟化性質に起因して生ずるため、コンクリートのS-S関係の応力下降直線上の値となる。したがって表6.3に示される(6.6)式の $k_1 k_3(X)$ を(6.13)式に代入し、 $d\epsilon_p(X)/dX$ を(6.14)式のように零とおくと、コンクリートのひずみ軟化性質に起因する終局限界点の圧縮縁ひずみ度比 X_{Lc} は(6.15)式のように非常に簡単な式で求まる。

[PRC断面の場合の算定式]

$$k_1 k_3 F_c \cdot b x_n = T_y + T_{py} + C_y \quad (6.10)$$

$$x_n = \frac{d}{k_1 k_3} \cdot \frac{a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y}{b d F_c} = \frac{q_{SP}}{k_1 k_3} \cdot d \quad (6.11)$$

$$\epsilon_0 X / x_n = \epsilon_p(X) / (d_p - x_n) \quad (6.12)$$

$$\therefore \epsilon_p(X) = \left\{ \frac{k_1 k_3(X)}{q_{SP}} d_{p1} - 1 \right\} \epsilon_0 X \quad (6.13)$$

$$\begin{aligned} \frac{d\epsilon_p(X)}{dX} &= \frac{d}{dX} \left\{ -\frac{t\theta}{2} X^2 + \left(1 + t\theta - \frac{q_{SP}}{d_{p1}}\right) X - \left(\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}\right) \cdot \frac{d_{p1}}{q_{SP}} \cdot \epsilon_0 \right\} \\ &= \left\{ -t\theta X + \left(1 + t\theta - \frac{q_{SP}}{d_{p1}}\right) \right\} \frac{d_{p1}}{q_{SP}} \epsilon_0 = 0 \end{aligned} \quad (6.14)$$

$$\therefore X_{Lc} = \frac{1 + t\theta - q_{SP}/d_{p1}}{t\theta} \quad (6.15)$$

ここに、 $q_{SP} = (a_t \sigma_y + a_p \sigma_{py} - a_c \sigma_y) / b d F_c$, $d_{p1} = d_p / d$

なお、(6.15)式で示される X_{Lc} を図6.5(a)中のコンクリートのS-S下降直線式に代入して、終局限界点時での断面の圧縮縁応力度比 $Y (= \sigma_{Lc} / F_c)$ を求めると q_{SP} / d_{P1} となる。この結果は、 L_c 点での圧縮縁応力度比 Y が鉄筋・鋼材係数 q_{SP} を d_{P1} で除した値で与えられることを示しているが、これは一般的に成立する。すなわち(6.13)式における $k_1 k_3$ に、無次元化S-S関係の一般的表示 $Y = F(X)$ を用いて表わした、 $k_1 k_3 = (\int Y dx) / X$ を代入すると ϵ_p として次の(6.16)式を得る。

$$\epsilon_p(X) = \left\{ \frac{d_{P1}}{q_{SP}} \cdot \frac{1}{X} \int Y dx - 1 \right\} \epsilon_0 X \quad (6.16)$$

(6.16)式の $\epsilon_p(X)$ を(6.14)式の場合と同様に X で微分し、 $d\epsilon_p(X)/dX = 0$ と置くと $Y = q_{SP} / d_{P1}$ なる結果が一般的に誘導される。この結果の意味するところは、本 L_c 点での断面の圧縮縁コンクリートのひずみ度比(X_{Lc})は、応力度比 $Y = q_{SP} / d_{P1}$ の取りうる値の範囲が $0 \sim 1$ であることから、コンクリートのS-S関係での応力下降域上(本モデルS-S関係では $1 < X < (1+t_0)/t_0$ の範囲内)の値を必ずとる、ということである。

以上はPRC断面についての結果であるが、RC断面においてもPC鋼材の効果を無視することによって、最も一般的な本ケースに対する X_{Lc} 算定式は以下のように簡単に求められる。すなわち、力の釣合式からPC鋼材の項を無視して求めた中立軸深さ x_n についての(6.11')式ならびに引張鉄筋ひずみ度 ϵ_{st} についてのひずみ適合条件式(6.12')式から $\epsilon_{st}(X)$ が(6.13')式のように導かれる。それを X で微分して $d\epsilon_{st}/dX = 0$ と置くことによって(6.15')式に示すような L_c 点での圧縮縁ひずみ度比 X_{Lc} 算定式を得る。なお、RC断面の他のケースに対する X_L 算定式も本ケースの場合と同様にPC鋼材に関する項を無視することによって容易に導けるので、次項以下で述べるケースでは省略する。

[RC断面の場合の算定式]

$$x_n = \frac{d}{k_1 k_3} \cdot \frac{a_t \sigma_y - a_c \sigma_y}{b d F_c} = \frac{q_s}{k_1 k_3} d \quad (6.11')$$

$$\epsilon_0 X / x_n = \epsilon_{st}(X) / (d - x_n) \quad (6.12')$$

$$\epsilon_{st}(X) = \left\{ \frac{k_1 k_3(X)}{q_s} - 1 \right\} \epsilon_0 X \quad (6.13')$$

$$X_{Lc} = \frac{1 + t_0 - q_s}{t_0} \quad (6.15')$$

ここに $q_s = (a_t \sigma_y - a_c \sigma_y) / b d F_c$

次に、終局限界点・ L_c 点での曲げモーメントと曲率の算定式を導く。まず、(6.15)式より算出した X_{Lc} を(6.13)式に代入すると L_c 点でのPC鋼材ひずみ度の変化量 ϵ_p が算出されるので、それと圧縮縁ひずみ度 $\epsilon_{cL} (= \epsilon_0 \cdot X_{Lc})$ とから図6.7に示されるような断面内ひずみ分布、それに対応する応力分布(係数 $k_1 k_3$ と k_2)ならびに各鋼材と圧縮部コンク

リト合力などが定まる。したがって全鋼材が降伏している本ケースの L_c 点におけるモーメント(M_L)および曲率(ϕ_L)は次の(6.17)、(6.18)式で決定される。なお、引張、圧縮鉄筋およびPC鋼材や曲げ圧縮部コンクリートなどの合力の大きさ、ならびに中立軸位置などは各ケースによって変化するが、モーメントおよび曲率の算定式の形式は L_c 点、 L_p 点のいずれのケースの場合でも全く同一であるので、以下の各ケースにおけるそれら算定式は省略する。

$$M_L = T y (d - x_n) + T_p y (d_p - x_n) + C_{sy} (x_n - d_c) + C_c (1 - k_2) x_n \quad (6.17)$$

$$\phi_L = \frac{\epsilon_{Lc}}{x_n} = \frac{\epsilon_0 X_{Lc}}{\frac{q_{SP}}{k_1 k_3(X_{Lc})} d} \quad (6.18)$$

(b) ケース(1-b): 圧縮鉄筋の降伏する時が L_c 点になる場合

L_c 点は、6.3.2において説明したように、圧縮合力 C -中立軸深さ x_n 関係のピーク時点に対応して生じる。それ故、本ケースでの L_c 点の存在メカニズムを、同ピーク時点が圧縮鉄筋の降伏とどのように関わるかを、すなわち圧縮鉄筋の降伏が $C-x_n$ 関係のピーク時点以前あるいは以後に生じるかを調べることから考察する。なお、 $C-x_n$ 関係のピーク点が生じないケース、すなわち L_c 点が存在しないケースについては次のケース(1-c)で考察する。また、存在メカニズムには直接関係せず一般性を失わないので、理解を容易にするためRCの複筋断面を用いる。

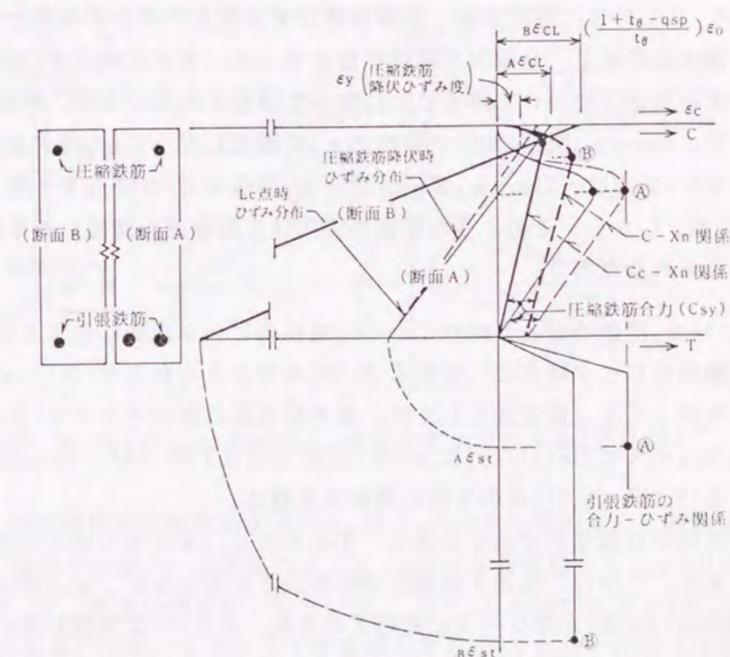


図6.8 ケース(1-b)における L_c 点の存在メカニズム(模式図)

図6.8にはC-x_n関係のピークの生起原因が異なる、引張鉄筋量のみが違うA, Bの2種の断面の、L_c点における圧縮合力C(圧縮コンクリート合力(C_c) + 圧縮鉄筋合力(C_s)) - x_n関係を模式的に示している。まず、先のケース(1-a)に対応する同図の断面Aについて述べる。すなわち、通常の引張鉄筋量を有して中立軸深さx_nの大きさが普通程度である断面Aの場合には、C_c-x_n関係(同図中の細い実線)のピーク時は比較的大きなx_n時において生じる。それ故、圧縮鉄筋の降伏は同図に示されるようにC_c-x_n関係のピーク時以前に起っている。一方、C_sは圧縮鉄筋降伏後においては一定値をとるので、圧縮合力C(=C_c+C_s)-x_n関係(同細い破線)におけるピーク時はC_c-x_n関係のピーク時に一致して生じることになる。すなわち断面Aの場合には、圧縮鉄筋の降伏がC-x_n関係のピーク時(L_c点時に一致)より先に生ずるといふ、前述のケース(1-a)の条件を満足し、L_c点でのX_{Lc}は(6.15)式で与えられる。

これに対し本ケース(1-b)に対応する断面B、すなわち断面Aに比べ引張鉄筋量が極く少なく、中立軸位置が圧縮鉄筋位置の近くなるような中立軸深さの小さい断面では、引張鉄筋ひずみ度ε_{st}は中立軸位置が深い場合に比べ大きくなる。ε_{st}が大なるときには6.3.2.で述べたように、C_c-x_n関係のピーク位置は図6.8中の太い実線で示す如くx_nの小なる時点で生じて、その時の圧縮鉄筋ひずみ度は小さい。したがって、圧縮鉄筋の降伏はC_c-x_n関係のピーク以前には起らず、ピーク時点でのx_nを超える中立軸深さにおいて生ずる。一方、C_c-x_n関係のピーク以降では、x_nの増大に対しC_cは単調減少し、またC_sは圧縮鉄筋の降伏前には単調増大し、降伏後には一定値を示す。それ故、C_cとC_sとの和であるC-x_n関係のピークは、後述のケース(1-c)における圧縮鉄筋の極めて少ない特別な場合を除けば、一般に圧縮鉄筋の降伏時に生じ、この時点がL_c点となる。したがって、本ケースでのX_{Lc}算定式は、圧縮鉄筋ひずみ度を降伏ひずみ度とした(6.19)式で示すひずみ適合条件式と、全鋼材が降伏状態となっている力の釣り合い式(6.13)式を連立させ、縁ひずみ度比Xについて解くことによって誘導される。なお、圧縮鉄筋量が極めて少ない断面で、C_c-x_n関係のピーク以降のx_nの増大に伴うC_sの増大量がC_cの減少量に比べ小となるケースでは、C_c-x_n関係とC-x_n関係のピーク時点が一致して、その時点がL_c点となる。しかし、そのような断面のX_{Lc}は圧縮鉄筋を無視した単筋断面のそれで近似的に与えられるだろう。

本ケースではC-x_n関係のピーク時がC_c-x_n関係のピーク以降に生ずるため、そのX_{Lc}は、C_c-x_n関係のピーク時点に一致する(6.15)式で与えられるケース(1-a)でのX_{Lc}値以上になる。したがってX_{Lc}算定式としては、最大応力度以降のコンクリートのS-S曲線の表示法からX_{Lc}<X<(1+tε)/tε(X_{Lc}: (6.18)式による) および (1+tε)/tε<X の2領域に対応する(6.20), (6.21)式の2種の算定式を得る。

また、本ケースは中立軸深さが小なる場合、すなわちq_{sp}が小なる場合に生起する可能性をもつものである。しかし、後述する図6.10にも示されるように、q_{sp}が小さい範囲では一般に終局限界点(L_p点)が本ケースに先行するため、本ケースは出現しないことが多い。

$$\frac{\epsilon_u X}{x_n} = \frac{\epsilon_y}{x_n - d_c} \quad (6.19)$$

$$X_{Lc} = \frac{1}{t\epsilon} \left\{ 1 + t\epsilon \frac{q_{sp}}{d_{c1}} + \sqrt{\left(1 + t\epsilon \frac{q_{sp}}{d_{c1}} \right)^2 + 2 t\epsilon \left(\frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} \frac{q_{sp}}{d_{c1}} \frac{t\epsilon}{2} \frac{1}{3} \right)} \right\} \quad (6.20)$$

$$(1 < X \leq \frac{1+t\epsilon}{t\epsilon})$$

$$X_{Lc} = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2 t\epsilon} \right) \frac{d_{c1}}{q_{sp}} + \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} \quad \left(\frac{1+t\epsilon}{t\epsilon} < X \right) \quad (6.21)$$

ここで d_{c1} = d_c/d

(c) ケース(1-c): 圧縮鉄筋が完全弾性の場合

本ケースにおけるL_c点の存在を、圧縮鉄筋が完全弾性であるとした断面を用いて、前項と同様その圧縮コンクリート合力C_c、圧縮鉄筋合力C_sおよび圧縮合力C(=C_c+C_s)と中立軸深さx_nとの関係などから考察する。なお、断面は前項に倣ってRC断面とする。

図6.9には、終局域における引張鉄筋ひずみ度ε_{st}が小さい場合、および大きい場合でのC_c、C_sおよびC-x_n関係を模式的に示している。まずε_{st}が大なる場合、C_c-x_n関係(同図中の細い実線)は前項で述べたように、小なるx_n時に小なるピーク高さを示す曲線

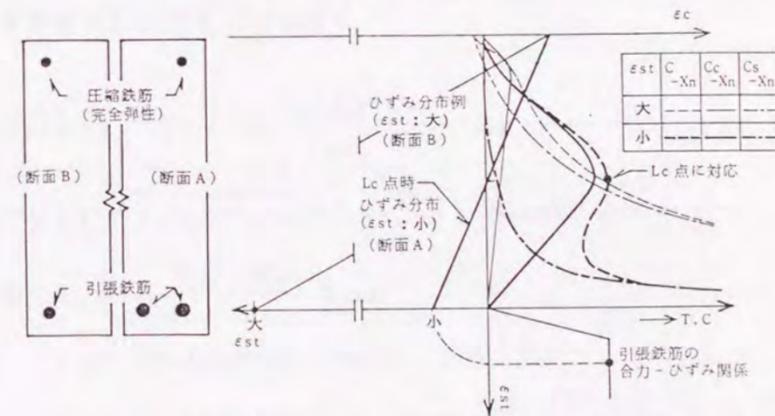


図6.9 ケース(1-c)におけるL_c点の存在メカニズム(模式図)

となる。一方、完全弾性の圧縮鉄筋の合力C_sはx_nの小なる範囲から圧縮鉄筋ひずみ度は大となるので、同図中の細い一点鎖線のようにx_nの小なる範囲からx_nの増大に伴って急増する。したがって、普通の梁断面の場合にはC_cとC_sとの和である圧縮合力Cとx_nの関係は、図6.9中の細い破線で示すような単調増大するピークのない曲線となる。このことは終局域でのε_{st}が比較的大となる一般的な断面の場合には、圧縮鉄筋が弾性状態である

L_c 点は存在しないことを意味している。なお、圧縮鉄筋量が少なくて $C-x_n$ 関係が C_c-x_n 関係とほぼ一致するような、単筋と殆ど代わらない梁断面の場合には $C-x_n$ 関係がピークを示すと思われるが、そのようなケースでの X_{Lc} は単筋梁断面のそれで近似的に与えられるであろう。

これに対し、終局域における引張鉄筋ひずみ度 ϵ_{st} が小なる場合、 C_c-x_n 関係(図6.9中の太い実線)は大なる x_n 時に大なるピーク高さを示す曲線となり、また、 C_s-x_n 関係(同太い一点鎖線)は x_n が大なる領域において急増する曲線となる。それゆえ、 C_c と C_s の和である C と x_n の関係は図6.9の太い破線で示すように x_n の大なる範囲でピーク点をもつ曲線になる場合もある。したがって、もし引張鉄筋合力の大きさが同図中に示すようにピーク点での C 値に等しければ、そのひずみ分布時において L_c 点は存在することになる。しかし、このようなケースは図6.9からも分かるように、 x_n が大で、かつ大なる x_n のために極めて大きくなるひずみまで圧縮鉄筋が弾性を保つ場合に限られる。すなわち、 x_n が大となるような q_{sp} が大きい場合で、かつ極めて弾性域の広い高強度の圧縮鉄筋を持つ、普通の設計においては殆ど見られない極端な断面においてのみ出現可能である(一試算例によれば、 $q_{sp}=0.4$ 程度の場合で $10000\text{kg}/\text{cm}^2$ 程度の高強度鉄筋が必要)。それ故、本ケースでの X_{Lc} 算定式は省略する。

(ii) PC鋼材が弾性的場合

本ケースは引張側鋼材量が過多である場合、およびPC鋼材が引張縁から大きく離れて断面の中央から圧縮縁側に配置されて d_{p1} が小なる場合など、 q_{sp}/d_{p1} が非常に大きい場合に生じるが、PC鋼材が降伏しないという、いわゆる過補強の状態になっており、断面設計の面からは余り望ましくないケースである。しかし、PRC部材の高復元性を大変形時まで保持するために、意図的にPC鋼材を降伏させない場合もあるので、以下に途中の誘導過程を省略して結果のみを簡単に示す。なお、PC鋼材がほぼ引張鉄筋位置に配置され、かつ鉄筋が最近使用されるようになってきた高強度鉄筋の場合、PC鋼材は降伏するが引張鉄筋は弾性であるというケースも考えられる。しかし、現状では希なケースであるので今後の検討課題とする。

(a) ケース(2-a): 圧縮鉄筋が降伏している場合

本ケースでの X_{Lc} 算定式は、PC鋼材が弾性であるため力の釣り合い条件が(6.22)式となってPC鋼材が降伏している場合の(6.10)式と若干異なるが、前述の(1-a)の場合と同一の(6.15)式で与えられるひずみ適合条件式と誘導手順によって、 $d\epsilon_p(X)/dX=0$ の条件から(6.26)式のように与えられる。なお、本ケースにおける L_c 点での圧縮縁コンクリートひずみは、ケース(1-a)で詳述したように、コンクリートの $S-S$ 関係の応力下降領域($1 < X < (1+t\theta)/t\theta$)に位置する。それ故(6.23)式の誘導にあたってはケース(1-a)の場合と同様、(6.6)式による係数 k_1k_3 を用いている。また ϵ_{py} は、平面保持仮定下での断面ひずみ分布におけるPC鋼材位置ひずみが荷重によって零となる時点(図6.4参照)を基準とした、PC鋼材の降伏するまでのひずみ度変化量である。 ϵ_{p0} は同基準点におけるPC鋼材のひずみ度である(図6.5(b)参照)。

$$k_1k_3 F_c \cdot b \cdot x_n = T_y + T_{py} \frac{\epsilon_p(X) + \epsilon_{p0}}{\epsilon_{py}} - C_{sy} \quad (6.22)$$

$$X_{Lc} = (-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4a_1c_1}) / 2a_1 \quad (1 < X_{Lc} < (1+t\theta)/t\theta) \quad (6.23)$$

$$\text{ここで } a_1 = t\theta \left\{ \frac{q_p}{d_{p1}} \cdot \frac{\epsilon_0}{\epsilon_{py}} - 2t\theta \right\}$$

$$b_1 = -2t\theta \{ q_e - 2(1+t\theta) \}$$

$$c_1 = -2 \{ (1+t\theta)(1+t\theta - q_e) + q_p \epsilon_0 \left(\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2} \right) \} / (d_{p1} \epsilon_{py})$$

$$q_e = \left\{ q_{sp} - q_p \left(1 - \frac{\epsilon_{p0}}{\epsilon_{py}} \right) \right\} / d_{p1}, \quad q_p = T_{py} / b d F_c$$

(b) ケース(2-b): 圧縮鉄筋の降伏する時が L_c 点となる場合

ケース(1-b)では、圧縮合力 $C(=C_c + C_s)-x_n$ 関係が、圧縮鉄筋の降伏する時点でピークを示して L_c 点と対応する場合のあることを詳述した。同様の L_c 点がPC鋼材が弾性的場合でも存在する。このときの X_{Lc} 算定式はひずみ適合条件式の(6.19)式と力のつ

りあい式(6.22)とを連立させ、圧縮縁ひずみ度比 X について解くことによって得られる。その X_{Lc} はケース(1-b)の場合と同様、コンクリートの $S-S$ 関係の応力下降部分および零応力部分に対応して次の(6.24)式の様に与えられる。

$$X_{Lc} = \frac{-b_1 + \sqrt{b_1^2 - 4a_1c_1}}{2a_1} \quad (6.24)$$

ここで $1 < X < (1+t_e)/t_e$ に対し

$$\begin{aligned} a_1 &= \{t_e d_{c1}/2 + q_p \epsilon_0 (d_{p1}/d_{c1} - 1)/\epsilon_{py}\} \cdot \epsilon_0 \\ b_1 &= [-d_{c1}(1+t_e) + q_{sp} - q_p \{\epsilon_y(2d_{p1}/d_{c1} - 1) + \epsilon_{py} - \epsilon_{p0}\} \epsilon_{py}] \cdot \epsilon_0 \\ c_1 &= \epsilon_0 d_{c1} \left(\frac{1}{3} + \frac{t_e}{2}\right) - q_{sp} \epsilon_y - q_p \epsilon_y (-\epsilon_y d_{p1}/d_{c1} - \epsilon_{py} + \epsilon_{p0})/\epsilon_{py} \end{aligned}$$

$X > (1+t_e)/t_e$ に対し

$$\begin{aligned} a_1 &= q_p \epsilon_0^2 (d_{p1}/d_{c1} - 1)/\epsilon_{py} \\ b_1 &= [q_{sp} - q_p \{\epsilon_y(2d_{p1}/d_{c1} - 1) + \epsilon_{py} - \epsilon_{p0}\}] \cdot \epsilon_0 \\ c_1 &= -\epsilon_0 d_{c1} \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t_e}\right) - q_{sp} \epsilon_y - q_p \epsilon_y (-\epsilon_y d_{p1}/d_{c1} - \epsilon_{py} + \epsilon_{p0})/\epsilon_{py} \end{aligned}$$

(c) 圧縮鉄筋が弾性的の場合 (ケース(2-c))

終局時においても圧縮鉄筋が弾性である状態は、前述のケース(1-c)において考察したように極端な断面においてのみ可能であるが、その上にPC鋼材も弾性状態となる断面は極めて希で、実際的な観点からは殆ど意味を持たないと考えられる。したがって、本ケースにおける X_{Lc} 算定式は省略する。

(3) L_p 点の算定式の誘導

終局限界点・ L_p 点はPC鋼材の破断時点と定義しているので、PC鋼材はもちろん塑性状態にある。したがって L_p 点のケースとしては表6.2に示すように、圧縮鉄筋が塑性あるいは弾性状態となっている2ケースを扱えば良い。なお L_p 点は、圧縮コンクリートのひずみ能力に比べPC鋼材の破断ひずみ度が数段大きいことから理解されるように、中立軸深さが L_c 点の場合に比べて小さい断面、すなわち後述の図6.10にも示されるように q_{sp} の小さい断面のときに現われる。

i) ケース(3-a): 圧縮鉄筋が降伏している場合

本ケースでは全鋼材が塑性状態にあるので断面の力の釣り合い式は、 L_c 点の場合のケース(1-a)のときと同じ(6.10)式で、またひずみ適合条件式はPC鋼材ひずみ度を有効破断ひずみ度 ϵ_{pr} (平面保持仮定下での断面ひずみ分布におけるPC鋼材位置ひずみが載荷によって零となる時点を基準としたPC鋼材破断までのひずみ度変化量(図6.4, 6.5参照))に等置した(6.25)式で与えられる。これら両式を連立させて縁ひずみ度比 X について解くと、 L_p 点での圧縮縁コンクリートひずみ度比 X_{Lp} の算定式として(6.25)式を得る。

なお(6.26)式は、力のつりあい式(6.10)式におけるコンクリートの圧縮合力を求める時の $k_1 k_3$ 式として、 $1 < X < (1+t_e)/t_e$ 区間についての(6.6)式を用いて導かれているが、これは以下に述べる理由に基づいている。すなわち、ケース(1-a)と本ケースではすべての鋼材の応力状態がともに塑性である。それ故、もし L_p 点時の圧縮縁ひずみ度比 X_{Lp} がケース(1-a)の L_c 点時での X_{Lc} よりも大ならば、 L_c 点が L_p 点よりも先に現われていることになり、実質上 L_p 点は存在しなくなる。したがって、本ケースが存在する場合の圧縮縁ひずみ度比 X_{Lp} は X_{Lc} (上記の $1 < X < (1+t_e)/t_e$ の範囲にある)よりも常に小さくなる。一方、本ケースの条件である圧縮鉄筋の塑性状態で X_{Lp} が1以下になることは普通起らないと考えられる。それは、圧縮部コンクリートが横拘束されてなくてそのひずみ能力が小さい場合、中立軸深さが小さくなる本ケースでは断面ひずみ分布から圧縮鉄筋は通常、弾性状態になると予想されるためである。それ故、圧縮鉄筋が塑性状態でかつ $X_{Lp} < 1$ となる場合の算定式は省略する。なお、圧縮部にコンファインドコンクリートを用いた場合には、圧縮部コンクリートのひずみ能力の改善によって、通常の q_{sp} の範囲において圧縮鉄筋が降伏して、かつ $0 < X_{Lp} < 1$ となる本ケースの L_p 点が現われることも考えられる。その様なケースでの X_{Lp} は、(6.10)式中の $k_1 k_3$ に $S-S$ 関係の上昇域における $k_1 k_3$ 算定式(表6.3中の式(6.4)参照)を代入したものと(6.25)式とを連立させれば X についての3次方程式を得、それを解くことによって算出できる。

$$\frac{\epsilon_0 X}{X_n} = \frac{\epsilon_{pr}}{d_p - X_n} \quad (6.25)$$

$$X_{Lp} = \frac{1}{t_e} \left\{ 1 + t_e \frac{q_{sp}}{d_{p1}} - \sqrt{\left(1 + t_e \frac{q_{sp}}{d_{p1}}\right)^2 - 2 t_e \left(\frac{\epsilon_{pr} q_{sp}}{\epsilon_0 d_{p1}} + \frac{t_e}{2} + \frac{1}{3}\right)} \right\} \quad (6.26)$$

(ii) ケース(3-b): 圧縮鉄筋が弾性的の場合

圧縮鉄筋が弾性状態でPC鋼材が破断時ひずみ度となっている断面ひずみ分布から予測されるように、本ケースは中立軸深さが非常に小さい範囲、つまり q_{sp} が前ケース(3-a)よりさらに小さい範囲に対応する。本ケースでの X_{Lp} は(6.25)式のひずみ適合条件式と圧縮鉄筋が弾性である場合の力の釣り合い式(6.27)式とから(6.28)式のように与えられる。

$$k_1 k_3 F_{cb} X_n = T_y + T_{py} - \frac{\epsilon_{rc}}{\epsilon_y} \cdot C_{sy} \quad (6.27)$$

$$X_{Lp} = \frac{-b_2 + \sqrt{b_2^2 - 4a_2c_2}}{2a_2} \quad (6.28)$$

ここで、 $1 < X_{Lp} < (1+t_e)/t_e$ に対して

$$a_2 = \frac{t_e}{2} \epsilon_0 d_{p1} - \frac{q_c}{\epsilon_y} \left(1 - \frac{d_{c1}}{d_{p1}}\right) \epsilon_0^2$$

$$b_2 = \left\{ q_{sp} + \frac{q_c}{\epsilon_y} (\epsilon_y + \epsilon_{pr} \frac{d_{c1}}{d_{p1}}) - (1+t_e) d_{p1} - q_c \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_y} \left(1 - \frac{d_{c1}}{d_{p1}}\right) \right\} \epsilon_0$$

$$c_2 = \left\{ q_{SP} + \frac{q_c}{\epsilon_y} \left(\epsilon_y + \epsilon_{Pr} \frac{d_{c1}}{d_{p1}} \right) \right\} \epsilon_{Pr} + \left(\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2} \right) \epsilon_0 d_{p1}$$

$X_{LP} > (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$a_2 = \frac{q_c}{\epsilon_y} \left(1 - \frac{d_{c1}}{d_{p1}} \right) \epsilon_0^2$$

$$b_2 = \left\{ q_{SP} + \frac{q_c}{\epsilon_y} \left(\epsilon_y + \epsilon_{Pr} \frac{d_{c1}}{d_{p1}} \right) - q_c \frac{\epsilon_{Pr}}{\epsilon_y} \left(1 - \frac{d_{c1}}{d_{p1}} \right) \right\} \epsilon_0$$

$$c_2 = \left\{ q_{SP} + q_c \frac{\epsilon_{Pr}}{\epsilon_y} \left(\epsilon_y + \epsilon_{Pr} \frac{d_{c1}}{d_{p1}} \right) - \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta} \right) \epsilon_0 d_{p1} \right\}$$

なお、本ケースの L_P 点が $X_{LP} < 1$ となる範囲で起こることも予想されるが、同ケースはコンクリートの横拘束をとくに考えない通常の場合、実際的でない極めて小さい q_{SP} (たとえば、0.03程度以下)を有する断面に限られるのでここでは省略する。

(4) L_{BU} 点の算定式の誘導

圧縮鉄筋の座屈はそれを取り巻くコンクリートが健全ならば起らないと考えられる。たとえば第5章で明らかにされたように単軸圧縮応力下では、座屈は内部ひびわれによってコンクリート組織の緩みが急速に進展する圧縮強度時、すなわちひずみ度で0.2%程度以降で起こっている。さらに圧縮強度時のひずみ度は通常の設計における横補強筋の使用によって一層大きいものになる。それ故、それらのコンクリートひずみ度の大きさから判断すると、圧縮鉄筋は慣用される断面の範囲では座屈時において既に降伏しているのが妥当である。したがって、 L_{BU} 点の算定式の誘導に際しては圧縮鉄筋の降伏を仮定し、PC鋼材が降伏および弾性状態である2ケースを取り扱う。

(i) ケース(4-a): PC鋼材が降伏している場合

本ケースでの断面の力の釣り合い式は、全鋼材が塑性状態にあるので(6.10)式で、また、ひずみ適合条件式は圧縮鉄筋ひずみ度(ϵ_{BU})が座屈ひずみ度に一致することから(6.29)式で与えられる。これら両式を連立させ、縁ひずみ度比 X について解くと L_{BU} 点での X_{LBU} の算定式として(6.30)式を得る。

$$\frac{\epsilon_0 X}{x_n} = \frac{\epsilon_{BU}}{x_n - d_c} \quad (6.29)$$

$$X_{LBU} = \frac{-b_3 + \sqrt{b_3^2 - 4a_3c_3}}{2a_3} \quad (6.30.1)$$

ここに $1 < X < (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$a_3 = t\theta/2$$

$$b_3 = -(1+t\theta - q_{SP}/d_{c1})$$

$$c_3 = 1/3 + t\theta/2 - q_{SP} \epsilon_{BU}/d_{c1} \epsilon_0$$

$X > (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$X_{LBU} = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta} \right) \frac{d_{c1}}{q_{SP}} + \frac{\epsilon_{BU}}{\epsilon_0} \quad (6.30.2)$$

(ii) ケース(4-b): PC鋼材が弾性の場合

本ケースでの X_{LBU} 算定式は、PC鋼材のみが弾性であるときの断面の力の釣り合い式(6.22)式と(6.29)式で与えられるひずみ適合条件式とを連立させて、 X について解くと、(6.31)式のように与えられる。

$$X_{LBU} = \frac{-b_3 + \sqrt{b_3^2 - 4a_3c_3}}{2a_3} \quad (6.31)$$

ここで、 $1 < X < (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$a_3 = t\theta/2 - (d_{p1} - d_{c1}) \epsilon_0 / d_{c1}^2$$

$$b_3 = q_{SP}/d_{c1} - q_P (\epsilon_{PY} + \epsilon_{BU} d_{p1}/d_{c1}) / d_{c1} (\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) + (d_{p1} - d_{c1}) \epsilon_{BU} / d_{c1}^2 - (1+t\theta)$$

$$c_3 = -\epsilon_{BU} \{ q_{SP}/d_{c1} - q_P (\epsilon_{PY} + \epsilon_{BU} d_{p1}/d_{c1}) / d_{c1} (\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) \} / \epsilon_0 + 1/3 + t\theta/2$$

$X > (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$a_3 = -(d_{p1} - d_{c1}) \epsilon_0 / d_{c1}^2$$

$$b_3 = q_{SP}/d_{c1} - q_P (\epsilon_{PY} + \epsilon_{BU} d_{p1}/d_{c1}) / d_{c1} (\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) + (d_{p1} - d_{c1}) \epsilon_{BU} / d_{c1}^2$$

$$c_3 = -\epsilon_{BU} \{ q_{SP}/d_{c1} - q_P (\epsilon_{PY} + \epsilon_{BU} d_{p1}/d_{c1}) / d_{c1} (\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) \} / \epsilon_0 - (2/3 + 1/2t\theta)$$

(5) L_{SR} 点の算定式の誘導

コンファインドコンクリートにおける横補強筋の破断は、4.4節で明らかにしたように、圧縮軸筋がある場合には軸筋の座屈が生じた後に起り、また軸筋がない場合には軸筋があるときの破断時ひずみ度以上のひずみ度で生ずる。したがって、横補強筋によって曲げ圧縮部がコンファインド補強されている普通の梁断面の L_{SR} 点では、 L_{BU} 点の場合と同様、圧縮主筋は既に降伏していると考えられる。

(i) ケース(5-a): PC鋼材が降伏している場合

本ケースでの算定式は、全鋼材が塑性状態にある力の釣り合い式(6.10)とコアコンクリート(横補強筋筋で囲まれたコンクリート部分)の最外縁ひずみ度が横補強筋破断時の軸ひずみ度(ϵ_{SR})に一致するひずみ適合条件式(6.32)とから(6.33)式のように与えられる。

$$\frac{\epsilon_0 X}{x_n} = \frac{\epsilon_{sr}}{x_n - d_{cv}} \quad (6.32)$$

$$X_{LSr} = \frac{-b_3 + \sqrt{b_3^2 - 4a_4c_4}}{2a_4} \quad (6.33.1)$$

ここに $1 < X < (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$\begin{aligned} a_4 &= t\theta/2 \\ b_4 &= -(1+t\theta - q_{SP}/d_{CV1}) \\ c_4 &= 1/3 + t\theta/2 - q_{SP}\epsilon_{sr}/d_{CV1}\epsilon_0 \end{aligned}$$

$X > (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$X_{LSr} = \left(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta} \right) \frac{d_{CV1}}{q_{SP}} + \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_0} \quad (6.33.2)$$

(ii) ケース(5-b): PC鋼材が弾性的場合

本ケースでの X_{LSr} 算定式は、PC鋼材のみが弾性であるときの断面の力の釣り合い式(6.22)と(6.32)式で与えられるひずみ適合条件式とを連立させて、 X について解くと、(6.34)式のように与えられる。

$$X_{LSr} = \frac{-b_4 + \sqrt{b_4^2 - 4a_4c_4}}{2a_4} \quad (6.34)$$

ここで $1 < X < (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$\begin{aligned} a_4 &= t\theta/2 - (d_{P1} - d_{CV1})\epsilon_0/d_{CV1}^2 \\ b_4 &= q_{SP}/d_{CV1} - q_P(\epsilon_{PY} + \epsilon_{BU}d_{P1}/d_{CV1})/d_{CV1}(\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) + \\ &\quad (d_{P1} - d_{CV1})\epsilon_{sr}/d_{CV1}^2 - (1+t\theta) \\ c_4 &= -\epsilon_{sr}\{q_{SP}/d_{CV1} - q_P(\epsilon_{PY} + \epsilon_{SR}d_{P1}/d_{CV1})/d_{CV1}(\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0})\} / \\ &\quad \epsilon_0 + 1/3 + t\theta/2 \end{aligned}$$

$X > (1+t\theta)/t\theta$ に対して

$$\begin{aligned} a_4 &= -(d_{P1} - d_{CV1})\epsilon_0/d_{CV1}^2 \\ b_4 &= q_{SP}/d_{CV1} - q_P(\epsilon_{PY} + \epsilon_{SR}d_{P1}/d_{CV1})/d_{CV1}(\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0}) + \\ &\quad (d_{P1} - d_{CV1})\epsilon_{sr}/d_{CV1}^2 \\ c_4 &= -\epsilon_{sr}\{q_{SP}/d_{CV1} - q_P(\epsilon_{PY} + \epsilon_{SR}d_{P1}/d_{CV1})/d_{CV1}(\epsilon_{PY} + \epsilon_{P0})\} / \\ &\quad \epsilon_0 - (2/3 + 1/2t\theta) \end{aligned}$$

(6) 算定式の適用範囲と相互関係

前項(5)では、各種の終局限界点の算定式を個々のケースに基づいて導いた。本項では、各種の終局限界点についての各算定式の相互関係、言い換えれば、前述の各ケースの相互関係を鉄筋・鋼材係数 q_{SP} の変化によって変わる中軸位置および断面内のひずみ状態に対する考察から明らかにする。ここで q_{SP} を断面を代表する変量として横軸に取り上げたのは次のような理由による。すなわち、PC鋼材、引張鉄筋および圧縮鉄筋が終局限界点L点までに降伏する通常のPRC梁断面では、

(i) 断面内ひずみ分布に密接に関連する主要因の中立軸比が、終局時において(6.11)式の $x_n = q_{SP} \cdot d / k_1 k_3$ と表わされるように q_{SP} の関数となる。

(ii) q_{SP} が断面靱性に対する重要な指標として取り上げられている。

なお、ここでは L_P 点と L_C 点の相互関係についてのみ考察する。それは、 L_{BU} 点および L_{sr} 点は、 L_C 点と同じ圧縮側合力に対する終局限界点のため q_{SP} の増加に対して L_C 点と同様の推移性状を示す。すなわち図6.10を参考にすれば、 q_{SP} が小なる範囲での L_P モードから、 q_{SP} の増大にしたがってPC鋼材が塑性条件下での L_{BU} あるいは L_{sr} モード((6.30)(6.33)式)、さらに弾性条件下での L_{BU} あるいは L_{sr} モード((6.31)(6.34)式)への推移性状を示すためである(7.4節参照)。また、断面のモーメント-曲率関係上における各種の終局限界点の相互関係などについては第7.4節において考察する。

図6.10は、PRC梁断面の X_{LP} および X_{LC} 算定式、それによる圧縮縁ひずみ度比 (X_{LP} , X_{LC})、中立軸比 (x_n/d)、無次元化曲率 ($\phi_L \cdot d$: $\phi_{LC} \cdot d$, $\phi_{LP} \cdot d$)、ならびにPC鋼材と圧縮鉄筋の応力状態(弾性あるいは塑性)などが、 q_{SP} の増加によってどの様に

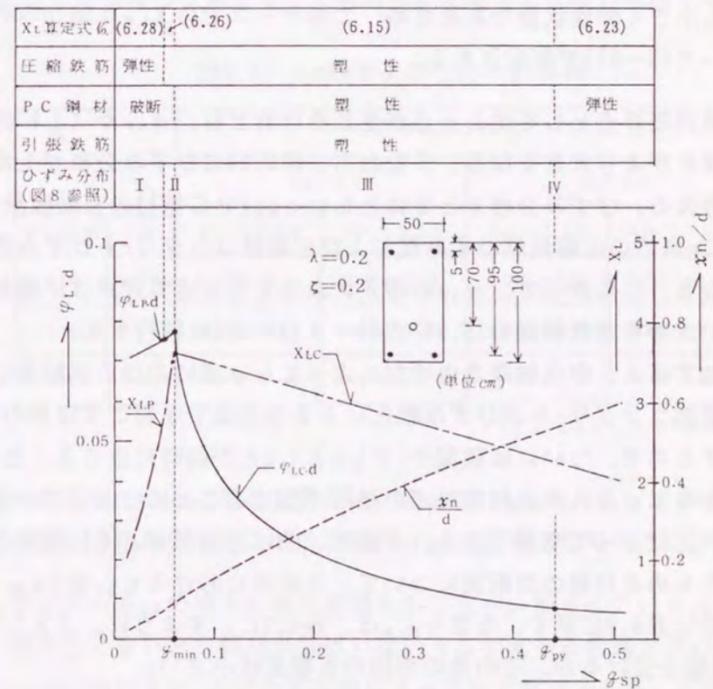


図6.10 X_L 算定式の移行例

推移していくかを示した算定例である。なお、同図に示されている q_{min} , q_{py} は次のような意味を持つ限界鋼材係数である。

q_{min} : 断面の破壊モードが圧縮部コンクリートの破壊するモード (L_c) から PC 鋼材破断モード (L_p) に移るときの鉄筋・鋼材係数。すなわち、極めて危険な鋼材破断モードとならないための最小の q_{sp} 値

q_{py} : PC 鋼材の降伏が圧縮部コンクリートの終局破壊限界点 (L_c 点) までに起こる最大の鉄筋・鋼材係数。言い換えれば、これ以上の q_{sp} となる断面では終局限界点までに PC 鋼材が降伏せず、殆ど靱性が期待できなくなる限界の q_{sp} 値である。

まず、(i) q_{sp} が非常に小さく中立軸深さが小なる場合、曲率の増大に伴う PC 鋼材ひずみ度の増加は圧縮部コンクリートひずみ度のそれに比べ非常に大きくなる。したがって、この q_{sp} の範囲での終局限界点は、同時点における断面ひずみ分布を模式的に示した図 6.11 中の分布直線 I から分かるように、曲げ圧縮部コンクリート合力のひずみ軟化性質に起因する終局限界点 L_c 点ではなく PC 鋼材破断による限界 L_p 点となる。また、圧縮鉄筋はひずみも小さく弾性状態であるため、このケースでの X_{Lp} は図 10 中の表に示すように (6.28) 式 (ケース (3-b)) で算定される。

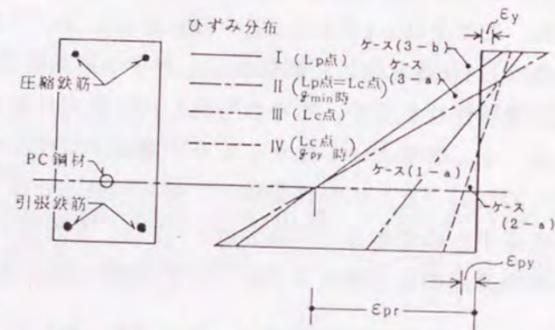


図 6.11 終局限界点における断面のひずみ分布の推移

つぎに、(ii) 終局限界点としては L_p 点が生じるけれども、 q_{sp} が (i) の場合よりも増加して中立軸深さがより大きくなる。すなわち、図 6.11 のひずみ分布が I から II へ移行していく状態を考える。ひずみ分布 I と II はともに ϵ_{pr} (PC 鋼材の有効破断ひずみ) 点を通ることから、 L_p 点での圧縮鉄筋ひずみ度および圧縮部コンクリートひずみ度は移行にともなって大きくなる。したがって、 q_{sp} の増大によって L_p 点算定式は圧縮鉄筋が弾性状態の場合の (6.28) 式から塑性状態の (6.26) 式 (ケース (3-a)) に移行する。

さらに q_{sp} が増加すると、中立軸深さの増加によって L_p 点における圧縮部コンクリートひずみ度が増加して、曲げ圧縮部コンクリートがひずみ軟化による合力低下を起こす限界のひずみ度 ($\epsilon_o \cdot X_{Lc}$) に接近するので、ついには破壊モード L_p と L_c とが同時に生じることになる。すなわち、 L_p 点から L_c 点への終局限界点の移行が起こることになる。この推移点は終局限界点モードの判定にとって重要である。それ故、曲げ圧縮部がとくに拘束されていない図 6.10 中に示したものと同様の梁断面について、この点における q_{sp} 値 (q_{min} 値と仮称) の算定例を参考までに表 6.4 に示す。なお q_{min} は、表 6.4 に示すように、主として d_{p1} , ϵ_{pr} および F_c の影響を受けるが、その他の要因の影響度は小さい。

(iii) q_{sp} が q_{min} よりさらに増加すると中立軸深さは一層大となり、また終局限界点

は L_c 点となって PC 鋼材ひずみ度が ϵ_{pr} より小となる。したがって図 6.9 のひずみ分布 II から III への移行で示されるように、 L_c 点での圧縮部コンクリートひずみ度は q_{min} 時でのそれより減少し、また、断面曲率も q_{min} 時のそれよりも小となる。一方、この断面ひずみ分布 III の状態では、PC 鋼材およびそれより引張縁近くに位置する引張鉄筋は塑性状態である。また圧縮鉄筋は、図 6.10 中の緑ひずみ度 X_{Lc} ($\epsilon_{Lc} / \epsilon_o$) 値の例から判断されるように (たとえば、 q_{min} 時で $X_{Lc} = 3.6$, $x_n/d = 0.1$ より圧縮鉄筋ひずみ $\epsilon_{rc} = 0.34\%$)、一般に降伏していると考えられるので、この範囲の X_L 算定式は (6.15) 式 (ケース (1-a)) で与えられる。

図 6.10 によれば、 X_L 算定式が (6.15) 式となる q_{sp} の範囲は広くて、普通に設計される断面の q_{sp} の範囲とほぼ対応し、終局限界点としては本ケースが最も一般的であることが分かる。なお、 d_{c1} が大きくなり圧縮鉄筋位置が中立軸近くになると、断面ひずみ分布から予測されるように圧縮鉄筋の降伏が起こりにくくなる。それ故、 q_{min} 以後の領域で圧縮鉄筋降伏時が終局限界点となる、すなわち X_{Lc} が (6.20), (6.21) 式 (ケース (1-b)) とで与えられるケースが (6.15) 式のケースに先行して現われる場合もあるが、同ケースでの各特性値はケース (1-a) における各算定式によってほぼ近似算定される。

(iv) 鉄筋・鋼材係数 q_{sp} が (iii) の場合から一層増加して行くと、中立軸深さはより増大し、また X_{Lc} も (6.15) 式から分かるように減少していくので終局限界点での PC 鋼材ひずみ度 ϵ_p は減少していくことになる (図 6.11 中のひずみ分布の III から IV への変化参照)。 q_{sp} の値が、 L_c 点での ϵ_p が PC 鋼材の有効降伏ひずみ度 ϵ_{py} に等しくなるときの q_{sp} (q_{py} と仮称) 以上になると、PC 鋼材は終局限界点 L_c 点までに降伏しなくなる (ケース (2-a))。すなわち過補強の状態となって断面設計上望ましくない範囲となる。それ故、

表 6.4 q_{min} および q_{py} の計算例

		$q_{min} \sim q_{py}$			
		$d_{p1} = 0.7$		$d_{p1} = 0.5$	
F_c (kg/cm ²)	t/θ	$\epsilon_{pr} = 5.4\%$	$\epsilon_{pr} = 2.5\%$	$\epsilon_{pr} = 5.4\%$	$\epsilon_{pr} = 2.5\%$
210	0.23	0.065 ~ 0.44	0.12 ~ 0.44	0.047 ~ 0.31	0.086 ~ 0.31
300	0.35	0.050 ~ 0.40	0.095 ~ 0.40	0.036 ~ 0.29	0.068 ~ 0.29
400	0.49	0.041 ~ 0.38	0.080 ~ 0.38	0.030 ~ 0.27	0.057 ~ 0.27

($\lambda = 0.2, \zeta = 0.2, d/D = 0.95$)

過補強の判定に必要なこの q_{py} 値の計算例を、前述の q_{min} にならって参考のために表 6.4 に示すが、その値は通常用いられる PRC 梁の q_{sp} に比べかなり大きい。

以上に X_{Lc} 算定式の q_{sp} の増大に伴う推移を示したが、極く小さい q_{sp} の範囲、ならびに設計上余り望ましくない PC 鋼材が降伏しない q_{sp} の大なる範囲を除いた、普通に設計される断面の L 点は次の 2 ケースでの算定式によって殆ど算定される。すなわち通常の殆どの断面の L 点は、全軸補強筋の降伏下における PC 鋼材破断に起因する L_p 点 (ケース (2

—a))と、同条件下における圧縮部コンクリートの終局崩壊によるLc点(ケース(1—a))となる。とくに後者は適用範囲が最も広いため、殆どの曲げ部材断面のX_Lは最も簡単な(6.15)式によって算定される。

6.4.2 鋼材のひずみ硬化を考慮する場合の算定式

(1) 解析断面および解析仮定

解析断面は、ひずみ硬化を考慮しない6.4.1の場合と同じ図6.4に示すプレストレスト鉄筋コンクリート梁断面である。

本項では終局限界点・L点のより一般的な算定式を誘導するため、コンクリート、PC鋼材および引張鉄筋の応力度—ひずみ度(S—S)関係として次のようなものを採用する。すなわち、コンクリートの一般的なS—S関係としては、第2章で提案した図6.12(a)に示す上昇域をn次式で、ひずみ軟化域を2直線で表示するものを用いる。このS—S関係による曲げ圧縮ストレスブロック係数k₁k₂、k₂は圧縮縁ひずみ度Xの各範囲に対し表6.5

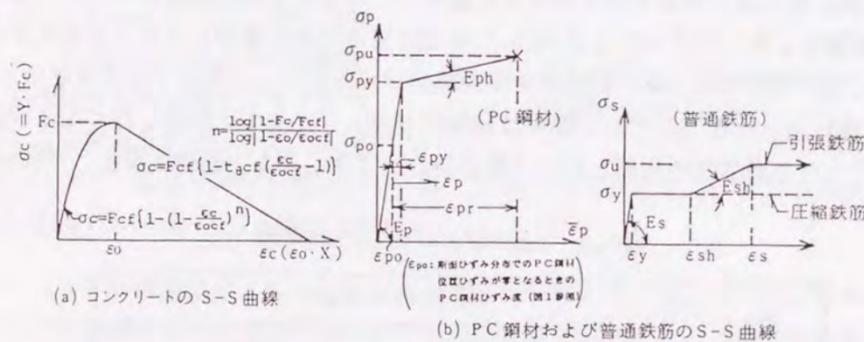


図6.12 コンクリート、PC鋼材および普通鉄筋の仮定S—S関係

表6.5 曲げ圧縮ストレスブロック係数の算定式

X	k ₁ k ₂ (X), k ₂ (X)	式番号
0 ≤ X < 1	$k_1 k_2(X) = 1 + \frac{1}{(n+1)X} \{ (1-X)^{n+1} - 1 \}$	(6.35)
	$k_2(X) = 1 - \frac{1}{k_1 k_2(X)} \left[\frac{1}{2} + \frac{(1-X)^{n+1}}{(n+1)X} + \frac{\{ (1-X)^{n+2} - 1 \}}{(n+1)X(n+2)X^2} \right]$	(6.36)
$1 \leq X < \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$k_1 k_2(X) = -\frac{t\theta}{2}X + (1+t\theta) - \frac{1}{X} \left(\frac{t\theta}{2} + \frac{1}{n+1} \right)$	(6.37)
	$k_2(X) = 1 - \frac{1}{k_1 k_2(X)} \left[-\frac{t\theta}{3}X + \frac{1+t\theta}{2} - \left\{ \frac{t\theta}{6} + \frac{1}{(n+1)(n+2)} \right\} \frac{1}{X^2} \right]$	(6.38)
$X \geq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$k_1 k_2(X) = \left(1 - \frac{1}{n+1} + \frac{1}{2t\theta} \right) / X$	(6.39)
	$k_2(X) = 1 - \frac{1}{6X^2 k_1 k_2(X)} \left\{ \frac{(1+t\theta)^3}{t\theta^2} - t\theta - \frac{6}{(n+1)(n+2)} \right\}$	(6.40)

の(6.35)~(6.40)式のように与えられる。PC鋼材および引張鉄筋のひずみ硬化を考慮する一般的なS—S関係は図6.12(b)と(c)にそれぞれ示すようなものとした。すなわち、弾性域とそれに続く直線状のひずみ硬化域とで構成されるモデル、ならびに弾性域、降伏塑性域、ひずみ硬化域、および終局塑性域と仮称するひずみ軸に平行な部分の4つの直線部分で構成されるものとした。圧縮鉄筋のS—S関係は完全弾塑性としてひずみ硬化を考慮しなかった。これは、終局限界点での圧縮鉄筋ひずみ度は引張鉄筋ひずみ度に比べ一般に小さいため、その応力状態がひずみ硬化域にある場合でもひずみ硬化による応力上昇が小さくて、終局限界点におよぼす影響はさほど大きくないと考えられること、および算定式のケース分けをできるだけ簡単にするなどことを考慮したためである。

解析においては6.4.1の場合と同様、引張鉄筋の応力状態は降伏以降の状態にあるとした。また、コンクリートの引張応力分担は無視し、平面保持の仮定が成立するものとして鋼材とコンクリートやグラウトとの付着の劣化は考慮していない。

(2) 終局限界点(L点)の算定式の誘導

鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化を考慮する本項の場合、考慮しない6.4.1の完全弾塑性型の場合に比べ、引張鉄筋ではひずみ硬化域、終局塑性域、PC鋼材ではひずみ硬化域などの応力状態が加わる。それ故、両鋼材のそれら応力状態が組み合わされた個々のケースについて算定式を導く必要があるだろう。しかし、L点の算定式は、いずれのケースの場合でも断面の力のつり合い条件とひずみ適合条件とに基づく全く同様の手順によって導かれるので、ここではそれら2種の条件式に最も一般性のあるケース、すなわち、引張鉄筋およびPC鋼材の応力状態がひずみ硬化域にある場合の各種のL点算定式の誘導手順のみを示す(以下、記号については図6.12および表6.6, 6.7の備考欄参照)。その他のケースでは、例えば引張鉄筋が降伏状態のときにはE_{sh}=0、また終局塑性状態ではE_{sh}=0、かつσ_y→σ_uなどとして後述する手順に従って算定式を求めればよい。また、普通のPRC梁断面で必要となる主な算定式を後述の表6.6, 6.7にまとめて示す。

(a) Lc点の算定式

慣用されるPRC断面では前述の6.4.1で示されたように、Lc点において圧縮鉄筋は一般に降伏していると考えられる。また、引張鉄筋、PC鋼材の応力状態がともにひずみ硬化域にある一般的な場合を考えているので、断面の力の釣り合い条件式は、次の(6.35)式で与えられる。

$$T + T_p = k_1 k_2 F_c b x_n + a_c \sigma_y \quad (6.41)$$

$$\text{ここで、 } T = a_t \{ \sigma_y + E_{sh} (\epsilon_{st}(X) - \epsilon_{sh}) \}$$

$$T_p = a_p \{ \sigma_{py} + E_{ph} (\epsilon_p(X) - (\epsilon_{py} - \epsilon_{p0})) \}$$

一方、図6.4の断面ひずみ分布から、圧縮縁ひずみ度(ε_oX)、引張鉄筋ひずみ度(ε_{st})およびPC鋼材ひずみ度(ε_p)が満足しなければならないひずみの適合条件から(6.42)、

(6.43) 式を得る。

$$\epsilon_{st}(X) = \frac{\epsilon_p(X) + \epsilon_0 X(1 - d_{p1})}{d_{p1}} \quad (6.42)$$

$$x_n = \frac{\epsilon_0 X}{\epsilon_0 X + \epsilon_p(X)} d_p \quad (6.43)$$

PRC梁断面のLc点は6.4.1(2)で示したように、PC鋼材ひずみ度 $\epsilon_p(X)$ の最大時点に対応し、その時の圧縮縁ひずみ度比 X_{Lc} は、 $d\epsilon_p(X)/dX=0$ から誘導される。したがって、まず $\epsilon_p(X)$ を導出する。(6.42), (6.43)式を(6.41)式に代入し整理すると、 $\epsilon_p(X)$ についての2次式である(6.44)式が得られ、同式を解くことによって(6.45)式のように $\epsilon_p(X)$ が求まる。ここで(6.45)式中の係数、 H_1, H_2 および H_3 は同式中に示されるように、 H_1 は断面諸量と材料特性などによって決まるXに関係しない定数、 H_2 はXについての1次式である。一方、係数 H_3 はXについての2次式となる。その理由は、Lc点での圧縮縁ひずみ度比 X_{Lc} は6.4.1で明らかにされたように $X_{Lc} > 1$ となり、また本解析でのようにコンクリートのS-S関係の応力下降域が直線表示されるならば、表6.5の $k_1 k_3$ 式から分かるように、 $X k_1 k_3(X)$ は $1 < X < (1+t_0)/t_0$ でXの2次式、および $X > (1+t_0)/t_0$ で定数となるためである。

つぎに、(6.45)式の $\epsilon_p(X)$ をXで微分し、 $d\epsilon_p(X)/dX=0$ とおくと、Xについての2次式である(6.46)式が導かれる。同式をXについて解くことによって、Lc点での圧縮縁ひずみ度比 X_{Lc} の算定式、(6.47)式が得られる。なお、(6.46)式における係数a, b, cの具体的な式は表6.6の(6.68)式に、またその他の記号は同表の備考欄に示しているので、ここでは省略する。

$$H_1 \epsilon_p^2(X) + H_2 \epsilon_p(X) + H_3 = 0 \quad (6.44)$$

$$H_1 = \frac{k_p}{\epsilon_0} + \frac{k_r}{\epsilon_0 d_{p1}}$$

$$H_2 = (k_p - k_r + \frac{k_r}{d_{p1}}) X + S_p + S_r - q_c$$

$$H_3 = \epsilon_0 k_r \left(\frac{1}{d_{p1}} - 1 \right) X^2 - \epsilon_0 d_{p1} X k_1 k_3(X) + \epsilon_0 (S_p + S_r - q_c) X$$

$$\epsilon_p(X) = \frac{-H_2 + \sqrt{H_2^2 - 4H_1H_3}}{2H_1} \quad (6.45)$$

$$aX^2 + bX + c = 0 \quad (6.46)$$

$$X_{Lc} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6.47)$$

終局限界点でのモーメント(M_L)および曲率(ϕ_L)は、得られた X_{Lc} から(6.45)式によって $\epsilon_p(X)$ を、(6.42), (6.43)式によって x_n など M_L および ϕ_L の算定に必要な諸数値を順次求め、それらを6.4.1の(6.17), (6.18)式に代入することによって算定される。 M_L および ϕ_L の算定手順はいずれの終局限界点の場合も同様であるので以下では省略する。

(b) Lp点の算定式

Lp点はPC鋼材の破断時に対応するため、力のつりあい条件式(6.41)におけるPC鋼材合力 T_p は(6.48)で与えられる。また、PC鋼材ひずみ度が有効破断ひずみ度(ϵ_{pr})となっているひずみ適合条件から引張鉄筋ひずみ度 ϵ_{st} 、中立軸深さ x_n は(6.49)および(6.50)式でそれぞれ与えられる。

$$T_p = a_p \sigma_{pr} \quad (6.48)$$

$$\epsilon_{st} = \frac{\epsilon_{pr} + \epsilon_0 X(1 - d_{p1})}{d_{p1}} \quad (6.49)$$

$$x_n = \frac{\epsilon_0 X}{\epsilon_0 X + \epsilon_{pr}} d_p \quad (6.50)$$

Lc点の場合と同様、断面の力のつり合い式(6.41)に、(6.41)式での引張鉄筋合力 T と(6.48)~(6.50)式を代入して整理すると(6.51)式を得る。ここで、 $X k_1 k_3(X)$ は前述の6.4.2(a)で述べたように、Xの2次式($1 < X < (1+t_0)/t_0$ の場合)もしくは定数($X > (1+t_0)/t_0$ の場合)となる。また、 H_4, H_5, H_6 は断面諸量等によって決まるXに関係しない定数であるので、(6.51)式は(6.52)式で示すようなXについての2次方程式となる。これを解くと、終局限界点Lpでの圧縮縁ひずみ度比として(6.53)式で表わされる X_{Lp} を得る。なお、(6.53)式は圧縮鉄筋が降伏状態のときのものであるが、圧縮鉄筋が弾性状態の場合でも、対応する力のつりあい式とひずみの適合条件を用いれば、同様の手順でその場合の X_{Lp} 算定式が、例えば表6.6の(6.63)式のように得られる。また、(6.53)式の係数a, b, cの具体的な式は表6.6の(6.63)~(6.65)式に示されている。

$$\epsilon_0 X k_1 k_3(X) + H_4 X^2 + H_5 X + H_6 = 0 \quad (6.51)$$

$$H_4 = -\frac{\epsilon_0}{d_{p1}} k_r \frac{d_1 - d_{p1}}{d_{p1}}$$

$$H_5 = -\frac{1}{d_{p1}} \left\{ \epsilon_0 (S_p + S_r - q_c) + \epsilon_{pr} \frac{k_p d_{p1} + k_r d_1}{d_{p1}} + \epsilon_{pr} \frac{k_r (d_1 - d_{p1})}{d_{p1}} \right\}$$

$$H_6 = -\frac{\epsilon_{pr}}{d_{p1}}(S_p + S_r - q_c) + \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} \cdot \frac{k_p d_{p1} + k_r d_1}{d_{p1}}$$

$$aX^2 + bX + c = 0 \quad (6.52)$$

$$X_{LP} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6.53)$$

(c) L_{Bu}点の算定式

コンクリートの内部組織がひびわれによって急速に緩み始める圧縮強度時の以前では、圧縮鉄筋はコンクリートによって堅固に拘束されると考えられるので、圧縮鉄筋の座屈は、コンクリートが圧縮強度を越えた段階で起ると考えられる。また、たとえばプレ-コンクリートの圧縮強度時ひずみが0.2%程度であることから判断すると、座屈は同鉄筋の降伏後に生ずると考えられる。したがって、(6.41)で与えられる力のつりあい条件式と、圧縮鉄ひずみ度の $\epsilon_0 X$ 時に圧縮鉄筋が座屈時ひずみ(ϵ_{Bu})に達するというひずみ適合条件から、 $\epsilon_p(X)$ および $\epsilon_{st}(X)$ が(6.54)と(6.55)式のように得られる。それらの $\epsilon_p(X)$ と $\epsilon_{st}(X)$ を(6.41)式に代入して整理すると(6.56)式を得られる。

$$\epsilon_p(X) = \left(\frac{d_{p1}}{d_{c1}} - 1 \right) \epsilon_0 X - \epsilon_{Bu} \frac{d_{p1}}{d_{c1}} \quad (6.54)$$

$$\epsilon_{st}(X) = \left(\frac{1}{d_{c1}} - 1 \right) \epsilon_0 X - \frac{\epsilon_{Bu}}{d_{c1}} \quad (6.55)$$

$$\epsilon_0 X k_1 k_3(X) + H_4 X^2 + H_5 X + H_6 = 0 \quad (6.56)$$

ここで、 $X k_1 k_3(X)$ は前述の6.4.2(a)で述べたように、 X の2次式($1 < X < (1+t_0)/t_0$ の場合)もしくは定数($X > (1+t_0)/t_0$ の場合)となる。また、 H_4, H_5, H_6 は断面諸量や座屈時ひずみ等によって決まる X に関係しない定数であるので、(6.56)式は(6.57)式で示すような X についての2次方程式となる。これを解くと、終局限界点L_{Bu}での圧縮鉄ひずみ度比として(6.58)式で表される X_{LBu} を得る。係数 a, b, c の各ケースでの具体的な式は表6.7の(6.70)~(6.73)式で与えられている。

$$aX^2 + bX + c = 0 \quad (6.57)$$

$$X_{LBu} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6.58)$$

(d) L_{sr}点の算定式

横補強筋の破断は4.4節で示したように通常、圧縮鉄筋の座屈以降に生ずる。したがっ

て圧縮鉄筋は、前項(c)でのべた理由からL_{sr}点では降伏していると考えられるので、L_{sr}点の力のつりあい条件は(6.41)で与えられる。一方、L_{sr}点の場合、圧縮鉄ひずみ度は ϵ_{sr} で与えられるので、同点での曲げモーメントと曲率を算定する上で必要な断面ひずみ分布を得るためには中立軸深さ x_n を求めなければならない。 x_n 算定式は次のように得られる。すなわち、圧縮鉄ひずみ度が ϵ_{sr} のときのひずみ適合条件から、 $\epsilon_p(X)$ および $\epsilon_{st}(X)$ が(6.59)と(6.60)式のように求まる。それらを力のつりあい式(6.41)に代入して整理すると、断面諸量および ϵ_{sr} 等によって決まる定数 a, b, c をもつ(6.61)のような x_{n1} についての2次方程式が得られ、同式を解くことによって、 x_{n1} 算定式が(6.62)のように得られる。係数 a, b, c の各ケースでの具体的な式は、表6.7の(6.74)~(6.78)式で与えられている。

$$\epsilon_p(X) = \frac{d_{p1} - x_{n1}}{x_{n1}} \epsilon_{sr} \quad (6.59)$$

$$\epsilon_{st}(X) = \frac{1 - x_{n1}}{x_{n1}} \epsilon_{sr} \quad (6.60)$$

$$a x_{n1}^2 + b x_{n1} + c = 0 \quad (6.61)$$

$$x_{n1} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad (6.62)$$

(3) 算定式の適用範囲と相互関係

図6.13は、6.4.1(6)における図6.10に倣って、PC鋼材および引張鉄筋にひずみ硬化がある場合の、 X_{LP} および X_{LC} 算定式、圧縮縁ひずみ度比(X_{LP} , X_{LC}), 中立軸比 x_n/d , 無次元化曲率($\phi_L \cdot d : \phi_{LC} \cdot d$, $\phi_{LP} \cdot d$), ならびに引張, 圧縮鉄筋とPC鋼材などの応力状態が、 q_{SP} の増加によってどのように推移していくかを示したものである。なお、同図中には比較のために、引張鉄筋およびPC鋼材のS-S関係が完全弾塑性である図6.10の場合の結果も各種の細線で示している。

図6.13によれば、ひずみ硬化がある場合、 L_c 点における各鋼材の応力状態は q_{SP} の増大によって、引張鉄筋では終局塑性域からひずみ硬化域、降伏塑性域、弾性域へ、PC鋼材ではひずみ硬化域から弾性域へ、ひずみの大なる状態から小なる状態へ推移する。また、 X_L , x_n/d , M_L および $\phi_L \cdot d$ などの諸特性の q_{SP} の増大による変化状況は、ひずみ硬化による次に述べるような差はあるものの、図6.13中の各種の太い線で示されるように、各種の細い線で示されるひずみ硬化のない場合のそれとほぼ同様のものである。

ひずみ硬化が $\phi_L - q_{SP}$ 関係ならびに $M_L - q_{SP}$ 関係におよぼす影響は、図6.13中の太い実線と細い実線、および細い実線と細い破線との比較から分かるように、 q_{SP} が小なる範囲では顕著で、大なるほど小さくなる傾向が見られる。これは q_{SP} の増大によって、中立

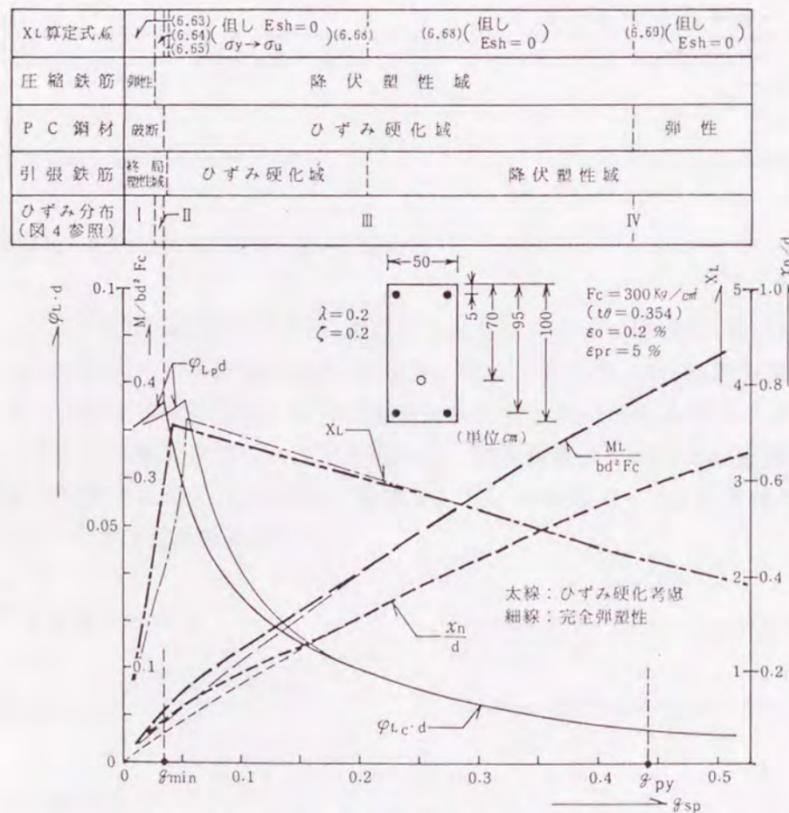


図6.13 X_L 算定式の移行例(ひずみ硬化のある場合)

軸深さが前述の図6.11で示したように増大すると、終局限界時での引張鉄筋ならびにPC鋼材のひずみ度は小となって、ひずみ硬化の度合いが小さくなることに起因すると考えられる。

また、ひずみ硬化は同じ q_{SP} を有する断面の M_L を常に増加させる影響をおよぼすが、 ϕ_L に対するその影響は破壊モードによって相違する。すなわち、終局破壊モードが L_p の場合、図6.14(a)の断面ひずみ分布に示すように、ひずみ硬化の有無にかかわらずPC鋼材ひずみ度は ϵ_{pr} である。したがって曲率 ϕ_{LP} は、ひずみ硬化のために L_p 点での引張鉄筋およびPC鋼材の合力が大となって中立軸深さが大きくなる場合の方が大きくなる。一方、終局破壊モードが L_c の場合、 ϕ_{LC} はひずみ硬化のある時の方が小さくなる。これは、同じ断面(同じ q_{SP})の場合でもひずみ硬化があると、無い場合に比べ引張鋼材合力は増加し、この引張鋼材合力の増加は q_{SP} のみかけの増加を意味するので、図6.13に例示されるように L_c 点での中立軸深さはより大となり、圧縮縁ひずみはより小となるためである。

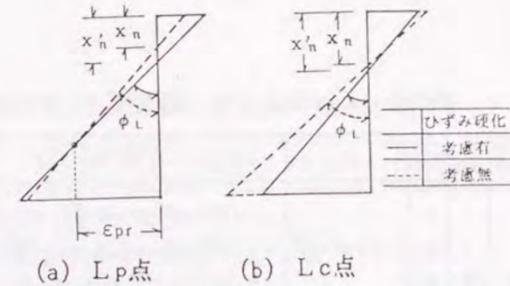


図6.14 ϕ_L におよぼすひずみ硬化の影響 (模式図)

表6.6は、通常用いられるPRC梁断面についての X_{LP} と X_{LC} 算定式を、図6.13と対応づけるため、 q_{SP} が小さい範囲から大きい範囲に変化していくときの出現順にまとめたものである。表6.7は L_c 点と同様の圧縮側合力に対する限界点である L_{Bu} 点、 L_{Sr} 点についての算定式を示したものである。なお、それらの表では、いずれの X_L も前述の6.4.2(2)で示したように X についての2次方程式の解として与えられるため、 $X_L = (-b + \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$ の形式で表現している。さらに、同表中の算定式は、引張鉄筋の応力状態がひずみ硬化域にある一般的な場合についてのものであるので、引張鉄筋が終局塑性域となる場合、あるいは降伏塑性域となる場合の算定式は、前述したように同表中の各式においてそれぞれ $E_{sh}=0$ 、かつ $\sigma_y \rightarrow \sigma_u$ 、あるいは $E_{sh}=0$ として求める必要がある。

次に、終局破壊モードが L_p か L_c であるかを判別するための指標となる q_{min} もひずみ硬化の影響を受ける。表6.8は各種要因によって変化する q_{min} 値の算定例を参考までに示したものであるが、同値はひずみ硬化のない場合の方が大きくなる。また、 d_p が大きいときや ϵ_{pr} が小さいときなどでPC鋼材破断が起こり易い場合、ならびにコンクリート強度が低くてまたそのS-S関係の下降勾配の t_θ が小さい、すなわち圧縮部コンクリートが粘り強く終局破壊が大ひずみ度下で起こるような場合などでは、 q_{min} の値は大きくなる。すなわち、破壊モードが望ましくないと考えられる鋼材破断タイプとなる q_{SP} の範囲は広がり、場合によっては、 q_{SP} 値が0.1程度の断面でもPC鋼材破断を起こす可能性がある。この点については注意を払う必要がある。

次に、終局破壊モードが L_p か L_c であるかを判別するための指標となる q_{min} もひずみ硬化の影響を受ける。表6.8は各種要因によって変化する q_{min} 値の算定例を参考までに示したものであるが、同値はひずみ硬化のない場合の方が大きくなる。また、 d_p が大きいときや ϵ_{pr} が小さいときなどでPC鋼材破断が起こり易い場合、ならびにコンクリート強度が低くてまたそのS-S関係の下降勾配の t_θ が小さい、すなわち圧縮部コンクリートが粘り強く終局破壊が大ひずみ度下で起こるような場合などでは、 q_{min} の値は大きくなる。すなわち、破壊モードが望ましくないと考えられる鋼材破断タイプとなる q_{SP} の範囲は広がり、場合によっては、 q_{SP} 値が0.1程度の断面でもPC鋼材破断を起こす可能性がある。この点については注意を払う必要がある。

表6.6 XLPおよびXLC算定式(ひずみ硬化のある一般的な場合)

L点モード	引張鉄筋	PC鋼材	圧縮鉄筋	X	$X_{LP} = (-b + \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$, $X_{LC} = (-b + \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$	式番号
XLP	ひずみ硬化点	弾性	破綻	$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \{K_r(d_{p1} - d_1) + q_c \frac{\epsilon_0}{\epsilon_y} (d_{p1} - d_{c1})\} - d_{p1} \frac{t\theta}{2}$ $b = d_{p1}^2(1+t\theta) - d_{p1}(S_p + S_r) + \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} \{ -K_p d_{p1} + K_r(d_{p1} - 2d_1) + q_c \frac{\epsilon_0}{\epsilon_y} (d_{p1} - 2d_{c1}) \}$ $c = -d_{p1}^2(\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}) - d_{p1}(S_p + S_r) \cdot \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} - (\frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0})^2 \{ K_p d_{p1} + K_r d_1 + q_c \frac{\epsilon_0}{\epsilon_y} d_{c1} \}$	(6.63)
				$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = K_r(d_{p1} - d_1) - d_{p1} \frac{t\theta}{2}$ $b = d_{p1}^2(1+t\theta) - d_{p1}(S_p + S_r - q_c) - \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} \{ K_p d_{p1} - K_r(d_{p1} - 2d_1) \}$ $c = -d_{p1} \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} (S_p + S_r - q_c) - (\frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0})^2 (K_p d_{p1} + K_r d_1) - d_{p1}^2 (\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2})$	(6.64)
				$X > \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = K_r(d_{p1} - d_1)$ $b = -d_{p1}(S_p + S_r - q_c) - \frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0} \{ K_p d_{p1} + K_r(d_{p1} - 2d_1) \}$ $c = -d_{p1}(\frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0})(S_p + S_r - q_c) - (\frac{\epsilon_{pr}}{\epsilon_0})^2 (K_p d_{p1} + K_r d_1) + d_{p1}^2 (\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta})$	(6.65)
XLC	ひずみ硬化点	降伏	ひずみ	$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \frac{1}{2} t\theta d_{c1}^2 + K_r(d_1 - d_{c1}) + K_p(d_{p1} - d_1)$ $b = -(1+t\theta) d_{c1}^2 - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} \{ K_r(d_1 - d_{c1}) + K_p(d_{p1} - d_{c1}) \} + \epsilon_0 d_{c1}(S_p + S_r - q_c) - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} (K_r d_1 + K_p d_{p1})$ $c = (\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}) d_{c1}^2 - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} d_{c1}(S_p + S_r - q_c) + (\frac{\epsilon_y}{\epsilon_0})^2 (K_r d_1 + K_p d_{p1})$	(6.66)
				$X > \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = K_r(d_1 - d_{c1}) + K_p(d_{p1} - d_{c1})$ $b = -\frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} (K_r d_1 + K_p d_{p1}) - \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} \{ K_r(d_1 - d_{c1}) + K_p(d_{p1} - d_{c1}) \} + d_{c1}(S_p + S_r - q_c)$ $c = -(\frac{2}{3} + \frac{1}{2t\theta}) d_{c1}^2 + (\frac{\epsilon_y}{\epsilon_0})^2 (K_r d_1 + K_p d_{p1}) - d_{c1} \frac{\epsilon_y}{\epsilon_0} (S_p + S_r - q_c)$	(6.67)
				$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = 4B_4(B_2^2 - B_4)$ $B_1 = q_c - S_p - S_r$ $b = 4B_5(B_2^2 - B_4)$ $B_2 = K_p d_{p1} + K_r(2d_1 - d_{p1})$ $c = 4B_2^2 B_6 - B_2^3$ $B_3 = K_p d_{p1} + K_r d_1$ $B_4 = B_2^2 - 4B_3 \{ K_r(d_1 - d_{p1}) + \frac{1}{2} t\theta d_{p1}^2 / 2 \}$ $B_5 = -2B_1 B_2 d_{p1} + 4B_3 \{ (1+t\theta) d_{p1}^2 + B_3 d_{p1} \}$ $B_6 = B_1^2 d_{p1}^2 - 4B_3 (\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}) d_{p1}^2$	(6.68)
XLC	弾性	弾性	破綻	$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = A_4(A_2^2 - A_4)$ $A_1 = K_r d_1 / d_{p1} + q_p \epsilon_0 / \epsilon_{py}$ $b = 2A_5(A_2^2 - A_4)$ $A_2 = S_r - q_c + q_p \epsilon_{po} / \epsilon_{py}$ $c = A_2^2 \{ A_2^2 - 4A_1 d_{p1} (\frac{1}{3} + \frac{t\theta}{2}) \} - A_2^3$ $A_3 = K_r(2d_1 / d_{p1} - 1) + q_p \epsilon_0 / \epsilon_{py}$ $A_4 = A_2^2 - 2A_1 \{ 2K_r(d_1 / d_{p1} - 1) + d_{p1} t\theta \}$ $A_5 = A_2 A_3 + 2A_1 \{ d_{p1}(1+t\theta) - A_2 \}$	(6.69)
				備考	$d_1 = d/d = 1$ $d_{p1} = d_p/d$ $d_{c1} = d_c/d$ $q_c = C_y / b d F_c$ $q_t = T_y / b d F_c$ $q_p = T_{py} / b d F_c$ $K_p = q_p \cdot E_{ph} \epsilon_0 / \sigma_{py}$ $K_r = q_t \cdot E_{sh} \epsilon_0 / \sigma_y$ $S_p = q_p \{ E_p \epsilon_{py} + E_{ph}(\epsilon_{po} - \epsilon_{py}) \} / \sigma_{py}$, $S_r = q_t (E_s \epsilon_y - E_{sh} \epsilon_{sh}) / \sigma_y$	

表6.7 XLBuおよびXLsr算定式(ひずみ硬化のある一般的な場合)

L点モード	引張鉄筋	PC鋼材	圧縮鉄筋	X	$X_{LBu} = (-b + \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$, $X_{Lsr} = \epsilon_{sr} / \epsilon_{ocf}$ かつ $x_{n1} = (-b + \sqrt{b^2 - 4ac}) / 2a$	式番号
XLBu	ひずみ硬化点	弾性	破綻	$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \{ \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) - (K_p + K_r) + \frac{d_{c1}}{d_1} \cdot \frac{t\theta}{2} \}$ $b = \{ S_p + S_r - q_c - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) \} - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \{ \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) - (K_p + K_r) \}$ $c = -\frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \{ S_p + S_r - q_c - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) \} + \frac{d_{c1}}{d_1} (\frac{1}{2} t\theta + \frac{1}{n+1})$	(6.70)
				$X > \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \{ \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) - (K_p + K_r) \}$ $b = \{ S_p + S_r - q_c - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) \} - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \{ \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) - (K_p + K_r) \}$ $c = -\frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \{ S_p + S_r - q_c - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot \frac{1}{d_{c1}} (K_p d_{p1} + K_r d_1) \} - \frac{d_{c1}}{d_1} \{ 1 - \frac{1}{n+1} + \frac{1}{2t\theta} \}$	(6.71)
				$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \{ q_p (\frac{d_{p1}}{d_{c1}} - 1) \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{py}} + K_r (\frac{d_1}{d_{c1}} - 1) + \frac{d_{c1}}{d_1} \cdot \frac{t\theta}{2} \}$ $b = \{ S_r - q_c - q_p (\frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{py}} \frac{d_{p1}}{d_{c1}} \frac{\epsilon_{po}}{\epsilon_{py}}) - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot K_r \cdot \frac{d_1}{d_{c1}} \}$ $c = -\frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \{ S_r - q_c - q_p (\frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{py}} \frac{d_{p1}}{d_{c1}} \frac{\epsilon_{po}}{\epsilon_{py}}) - \frac{\epsilon_{Bu}}{\epsilon_{ocf}} \cdot K_r \cdot \frac{d_1}{d_{c1}} \} + \frac{d_{c1}}{d_1} (\frac{t\theta}{2} + \frac{1}{n+1})$	(6.72)
XLsr	ひずみ硬化点	弾性	破綻	$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = -\frac{1}{2} t\theta \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} + (1+t\theta) - \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{sr}} (\frac{1}{2} t\theta + \frac{1}{n+1})$, $c = -\frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} (d_{p1} K_p + d_1 K_r) - q_c \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_y} d_{c1}$	(6.74)
				$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = -\frac{1}{2} t\theta \cdot \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} + (1+t\theta) - \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{sr}} (\frac{1}{2} t\theta + \frac{1}{n+1})$, $c = -\frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} (d_{p1} K_p + d_1 K_r)$ $b = \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} (K_p + K_r) - (S_p + S_r - q_c)$	(6.75)
XLsr	弾性	破綻	破綻	$X > \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{sr}} (1 - \frac{1}{n+1} + \frac{1}{2t\theta})$, $c = -\frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} (d_{p1} K_p + d_1 K_r)$ $b = \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} (K_p + K_r) - (S_p + S_r - q_c)$	(6.76)
				$1 \leq X \leq \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = -\frac{1}{2} t\theta \cdot \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} + (1+t\theta) - \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{sr}} (\frac{1}{2} t\theta + \frac{1}{n+1})$, $c = -q_p \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{py}} d_{p1} - K_r \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} d_1$ $b = \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} K_r + q_p \frac{\epsilon_{sr} - \epsilon_{po}}{\epsilon_{py}} + q_c - S_r$	(6.77)
XLsr	弾性	破綻	破綻	$X > \frac{1+t\theta}{t\theta}$	$a = \frac{\epsilon_{ocf}}{\epsilon_{sr}} (1 - \frac{1}{n+1} + \frac{1}{2t\theta})$, $c = -q_p \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{py}} d_{p1} - K_r \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} d_1$ $b = \frac{\epsilon_{sr}}{\epsilon_{ocf}} K_r + q_p \frac{\epsilon_{sr} - \epsilon_{po}}{\epsilon_{py}} + q_c - S_r$	(6.78)
				備考	$d_1 = d/d = 1$, $d_{p1} = d_p/d$, $d_{c1} = d_c/d$, $x_{n1} = X_n/d$ $q_c = C_y / b d F_c$, $q_t = T_y / b d F_c$, $q_p = T_{py} / b d F_c$ $K_p = q_p \cdot E_{ph} \epsilon_{ocf} / \sigma_{py}$, $K_r = q_t \cdot E_{sh} \epsilon_{ocf} / \sigma_y$ $S_p = q_p \{ E_p \epsilon_{py} + E_{ph}(\epsilon_{po} - \epsilon_{py}) \} / \sigma_{py}$, $S_r = q_t (E_s \epsilon_y - E_{sh} \epsilon_{sh}) / \sigma_y$ $n = \frac{\log 1 - F_c / F_c f }{\log 1 - \epsilon_0 / \epsilon_{ocf} }$ かつ $n \geq 2$ $\epsilon_{Bu} = \frac{2.5 \times 10^{-2}}{\sqrt{\ell_k}} (\frac{1}{S} - \frac{1}{0.7D}) \cdot A_s \sigma_{sy} + 0.2 (\%)$ ($0 < S/D < 0.7$) $\ell_k = \frac{D}{2} \{ 0.5 (\frac{D}{1.9}) + 0.5 \}$ (cm) $= 0.2 \%$ ($0.7 \leq S/D$) $\epsilon_{sr} = \epsilon_{ocf} + \frac{(P_s \sigma_{sy})^{1.5} (S/D)^{1.3}}{50} (\epsilon_{rb} - \epsilon_{sy}) (\%)$	

表6.8 q_{min} および q_{py} の計算例(ひずみ硬化のある場合)

d_p		$d_p = 0.7$				$d_p = 0.5$			
ϵ_{pr}		$\epsilon_{pr} = 5.4\%$		2.5%		5.4%		2.5%	
ひずみ硬化		有	無	有	無	有	無	有	無
$F_c, t\phi$									
210	0.228	0.0458	0.0653	0.1143	0.1202	0.0326	0.0466	0.0713	0.0858
300	0.354	0.0349	0.0497	0.0917	0.0948	0.0250	0.0355	0.0576	0.0677
400	0.494	0.0290	0.0412	0.0785	0.0802	0.0202	0.0300	0.0494	0.0573

$d/D = 0.95, \lambda = 0.2, \zeta = 0.2, \epsilon_o = 0.2\%$ とする。

6.5 まとめ

構造部材の破壊安全性を応力軸のみでなく変形軸も含めて評価する場合、変形能力の定量化が1つのキーポイントとなる。本章では、一般的なコンクリート梁部材であるプレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)梁部材で、曲げ変形が卓越する場合における同梁断面の変形能力の算定に不可欠な、終局曲げ破壊に対する指標点、すなわち終局限界点についての考察を行った。得られた主な結果を以下にまとめる。

1. PRC梁断面の終局限界点として次の4種のものを提案した。第1のもの、 L_c 点は、曲げ圧縮部コンクリート合力のひずみ軟化性質に起因するもので、断面内の力のつり合いメカニズムから、 L_c 点は力のつり合いが成立する最大の引張鋼材合力を与える時点である。言い換えれば、断面曲率が増大するにもかかわらず引張鋼材ひずみ度が減少し始める時点である。その他の終局限界点、 L_p 点、 L_{Bu} 点および L_{sr} 点は、それぞれ伸び能力の小さいPC鋼材の破断による限界点、圧縮主筋の座屈に起因する限界点、ならびに曲げ圧縮部における横補強筋の破断による限界点である。

2. 終局限界点・L点は、従来の終局域指標点に比べ次のような特徴を有しており、PRC梁断面の終局変形能力の定量化に極めて有用である。

(i) その存在の物理的な意義が明確である。とくに L_c 点は、従来の終局域指標点のように引張側鋼材とは無関係に圧縮部コンクリートの材料性質だけに依存するものではなく、断面内の力のつり合いに基づく、部材断面としてのクリティカルポイントである(図6.2, 6.3参照)。

(ii) 既往の指標点と異なって提案するL点はいずれも、断面のモーメント-曲率関係上の最大耐力点以降の大変形域に現われる。またそれら限界点以降では曲げモーメントが急激に低下するなどの特徴を示し、部材断面の終局破壊に対する有効な指標点である(図6.1参照)。

3. 提案する各種の終局限界点における圧縮縁ひずみ度、曲げモーメントおよび曲率を求めるための算定式を誘導した。また、それら算定式に関する次の事項を示した。

(i) 引張側鋼材の応力度-ひずみ度関係が完全弾塑性の場合、普通に用いられるPRC

断面のL点は極めて簡単な式によって算定されること(式(6.15)~(6.17)参照)。

(ii) ひずみ硬化がある場合の各L点における圧縮縁ひずみ度比(X_L)の算定式一覧(表6.6, 6.7参照)。

4. 鉄筋・鋼材係数(q_{sp})の増加に伴う断面ひずみ分布の推移に対する考察から、終局限界点の L_p 点から L_c 点への移行、ならびに導いた圧縮縁ひずみ度比(X_L)算定式の適用範囲を明らかにした。また、引張側鋼材のひずみ硬化は、PC鋼材破断の終局限界モードとなる限界の鉄筋・鋼材係数(q_{sp})を減少させるとともに、 L_p 点および L_c 点での X_L をそれぞれ増加、減少させることを指摘した。(図6.10, 6.13参照)

第7章 終局限界点（L点）に関する 実験的および解析的検討

7.1 はじめに

本章では以下の(1)~(3)に示す事項について述べる。すなわち、第6章で解析的に明らかにしたL点の存在を検証するための実験、繰返し荷重下においてコンクリート梁部材が破壊しない安定限界とL点の関連を調べるための実験、ならびに各種の要因がL点の特性におよぼす影響の解析的考察などについて述べる。

(1) 第6章では、コンクリート梁断面の終局限界点 L_c および L_p に対する解析的考察から、それら限界点が次のような特徴をもつことを示した。(i) ひずみ軟化性質による曲げ圧縮部コンクリート合力の低下およびPC鋼材の破断にそれぞれ起因するものである。(ii) 既往の終局域指標点に比べ断面の最大耐力以降の大変形領域に存在するので終局変形能の評価に対する有用な指標点である。(iii) 断面の鉄筋・鋼材係数、 q_{sp} の増大にしたがって、終局限界モードは L_p から L_c に移行し、L点時曲率 ϕ_L は L_p モード区間では単調増加、 L_c モード区間では単調減少する。

本章の7.2節では、解析において示されたこれらの特徴を有する L_p 、 L_c 点の存在を実験的に検証すると同時に、同点における曲げモーメントおよび曲率の実験値と解析値との対応について考察する。

(2) コンクリート曲げ部材が繰返し荷重下において破壊を起こさない限界、すなわち安定限界の時点を容易に推定できるならば、部材の耐震性を評価する上で、また設計の拠り所とする上で極めて有用であろう。その安定限界点は、繰返し荷重履歴の影響によって単調増大荷重を受ける場合の終局限界点とは異なると思われるが、コンクリート、鋼材などの材料特性ならびに両者間の付着特性に基づいた厳密な繰返し解析によって推定することは可能であろう。しかし、推定方法としては煩雑で実用的でない。また、低サイクル疲労の観点から誘導した損傷規範³⁶⁾に基づいて同限界点を推定することも可能であろうが、一般的かつ実用的な損傷規範はいまだ確立されていない。他方、単調増大荷重をうける曲げ部材断面の塑性域における最終的な破壊の指標点としては、第6章で提案した終局限界点・ L_c 点が容易に算定でき、かつ、いろいろな点で有用であると思われる。

したがって、本章の7.3節では、コンクリート梁部材断面の繰返し荷重下における安定限界と、単調増大荷重下における終局限界点・ L_c 点との対応づけについて考察する。同時に、繰返し荷重をうける部材の安定限界の改善に、曲げ圧縮部のコンファインド補強が極めて有効であることを実験結果から示す。

(3) 7.4節では、コンクリート曲げ部材の終局曲げ破壊に対する指標点として有用な提案する終局限界点・L点の特性が、曲げ部材断面についての各種の特性量によってどのような影響を受けるかを調べる。すなわち、鉄筋・鋼材係数、曲げ圧縮部コンクリートの横補強筋量、PC鋼材の伸び能力、鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化特性ならびに付着劣化

特性などの変化によって、曲げ部材の終局破壊モード、およびその時のとくに変形能力がどのように変化するかを上記の各種要因をパラメータにした算定例から考察する。

7.2 単調増大荷重をうけるPRC梁の終局限界点に関する実験

7.2.1 実験概要

プレストレスト鉄筋コンクリート梁断面の曲げ終局限界点を調べるのが本実験の目的であるため、実験方法は図7.1に示すような2点集中荷重による梁の単調曲げ試験とした。

試験梁断面は 15×30 cmで、引張側に普通鉄筋とPC鋼材とが配置された最も基本的なタイプである。実験変量としては、終局限界点におよぼす重要な影響要因である鉄筋・鋼材係数 q_{sp} を取り上げた。各試験体の q_{sp} は表7.1に示すようなものとし、終局プレストレス係数 λ はいずれの試験体でも約0.7とした。

試験区間は、3.4節で述べた曲げ圧縮破壊領域大きさにおよ

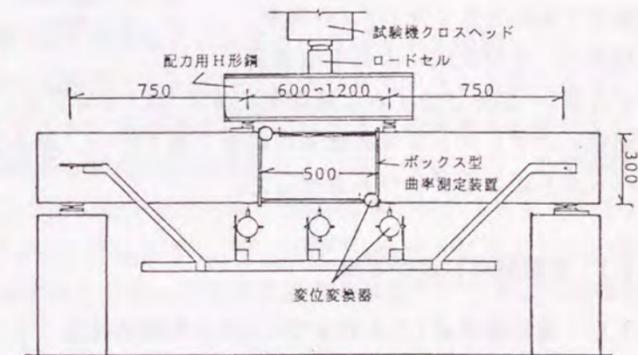
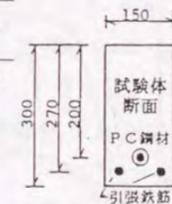


図7.1 荷重、測定方法

表7.1 試験体断面概要

試験体名	PC鋼材	T_{py} (ton)	引張鉄筋	T_y (ton)	q_{sp}
1 A	D7.4	5.66	2-D16	2.36	0.062
2 A	D11	12.5	2-D10	5.52	0.14
3 A	$\phi 17$	24.1	2-D13	9.11	0.26
4 A	$\phi 19$	33.5	2-D16	14.1	0.37
5 A	$\phi 23$	50.9	3-D13	21.1	0.56



ぼす中立軸深さ(x_n)の影響に余長を考慮して、原則として $7x_n$ とした。試験区間における平均曲率は、図7.1に示すように、検長50cmのボックス型変位測定装置による圧縮縁および引張縁位置の測定変位量から算出した。なお、ボックス型変位計は断面の圧縮縁と引張縁とで試験体に線接触する木製のナイフエッジを介して試験区間に取付けた。また、試験体に作用する荷重はロードセルにより測定した。PC鋼棒および普通鉄筋のひずみ度、ならびに試験体の曲げ圧縮部側面のコンクリートひずみ度は、ゲージ長2mmの箱ストレーンゲージおよびゲージ長60mmのワイヤーストレーンゲージによって測定した。

使用したコンクリートは最大粒径が20mmおよび5mmの砕石と山砂、ならびに早強ポルトランドセメントを用いたレディー・ミクストコンクリートである。試験梁荷重材令における $\phi 10 \times 20$ cmの円柱試験体による圧縮強度 F_c 、そのときのひずみ度 ϵ_o および無次元化下降

勾配 t_{θ} の平均値はそれぞれ、 315 kg/cm^2 、 2.12×10^{-3} および 0.504 であった。表7.2に使用した鋼材の基本的な機械的性質を示す。なお、引張鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化域における勾配 E_{sh}, E_{ph} には鋼材直径の影響があまり見られなかったため、それらの値としては、それぞれの平均値、 37000 kg/cm^2 、 27300 kg/cm^2 を用いた。また、梁試験体で破断を生じたD7.4の異形PC鋼棒の、素材試験による引張強度時ひずみ度(一様伸びひずみにほぼ対応する)は3.6%であった。

試験梁へのプレストレスの導入は材令2週で行い、導入翌日、水セメント比45%のセメントペーストによるグラウトを行った。

7.2.2 実験結果および考察

(1) 終局限界点 L_p 点および L_c 点の実験的検証

図7.2は、各試験体の曲げモーメント(M)とボックス型測定装置から得た曲率(ϕ)との

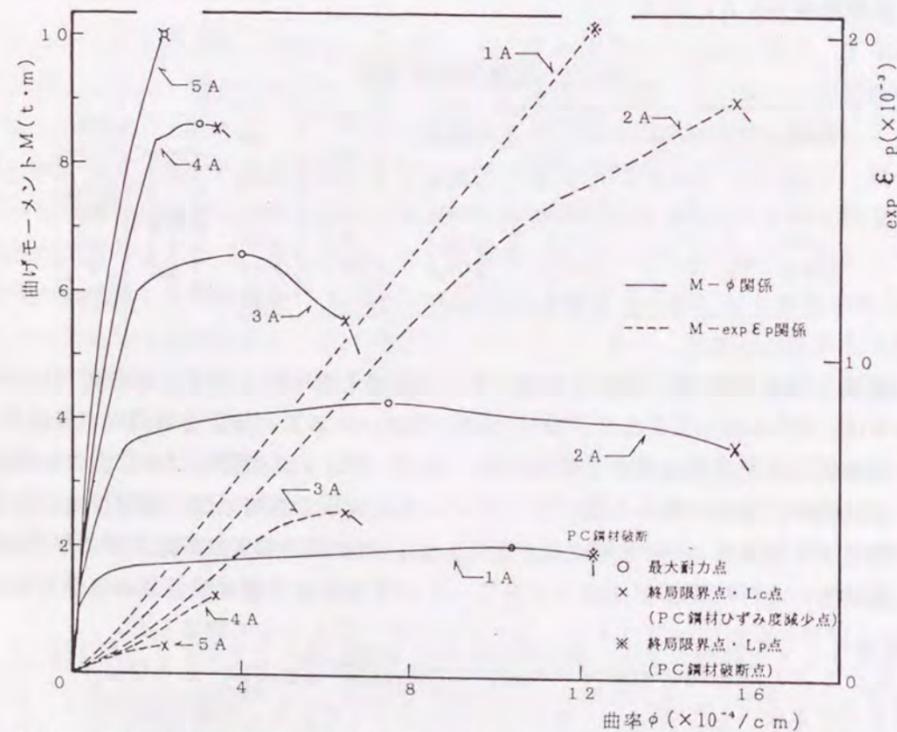


図7.2 モーメント-曲率関係およびモーメント-PC鋼材位置ひずみ度関係

表7.2 使用鋼材の力学性質

鉄筋種 鋼材種	σ_y, σ_{py} (kg/cm ²)	σ_u, σ_{pu} (kg/cm ²)	$\epsilon_y, \epsilon_{py}$ ($\times 10^{-3}$)	$\epsilon_{sh}, \epsilon_{ph}$ ($\times 10^{-3}$)
D6	3680	4930	1.82	1.82
D10	3890	5320	2.13	15.0
D13	3890	5320	2.02	19.0
D15	3540	5220	1.91	22.0
D7.4	14200	14800	6.95	6.95
D16	13900	14800	6.60	6.60
$\phi 17$	10500	11500	4.68	4.68
$\phi 19$	11800	12800	4.90	4.90
$\phi 23$	12300	13000	5.40	5.40

σ_y, σ_{py} : 降伏点強度 $\epsilon_y, \epsilon_{py}$: 降伏点ひずみ度
 σ_u, σ_{pu} : 引張強度 $\epsilon_{sh}, \epsilon_{ph}$: ひずみ硬化開始点ひずみ度

関係を実線で、終局限界点モードと関連するPC鋼材位置ひずみ度 ϵ_p と ϕ との関係破線で示したものである。同図から次のようなことが指摘できる。

(i) D7.4のPC鋼棒を用いて q_{SP} が 0.062 と最も小さい1A試験体では、同試験体のモーメント-曲率関係における※印の位置で、PC鋼材が破断することによって終局的に破壊した。このことは解析で示された終局限界点、 L_p 点が存在することを示している。なお、PC鋼材破断時における梁断面でのPC鋼材位置ひずみ度は2.1%で、素材試験から得られた引張強度時ひずみ度(一様伸びひずみ)3.6%に比べ小さい。これは、ボックス型変位計によるPC鋼材位置ひずみ度の測定値は、曲げひびわれ位置で大きく、曲げひびわれ割れ間では小になると考えられるPC鋼材実ひずみ度を平均化して捉えているためと考えられる。

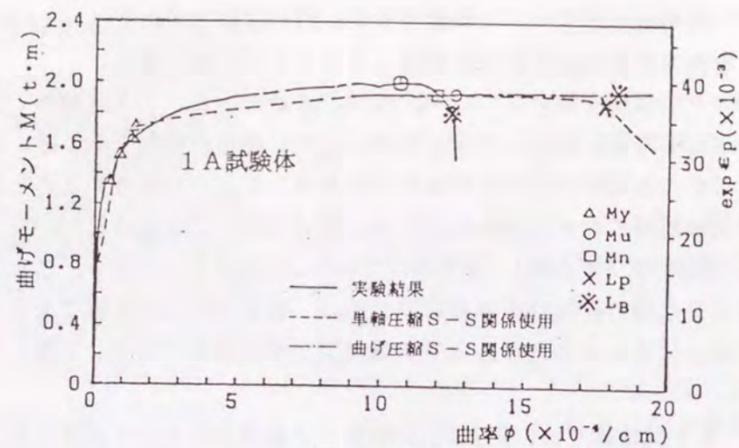
(ii) 2A~5A試験体では、図7.2の実験M- ϕ 曲線上の×印で示す位置において、曲げ圧縮部コンクリートの破壊が著しく進展すると同時に、大きなモーメント低下を生じて破壊した。また、同図中に示されるように同破壊点以降ではいずれの試験体においても ϵ_p の減少が起こっており、同破壊点が解析的に示された L_c 点、すなわち、ひずみ軟化に起因する曲げ圧縮部コンクリート合力の低下によって、断面曲率が増大するにもかかわらずPC鋼材ひずみ度(PC鋼材合力)が減少する、 $[C=T]_{max}$ 点、に対応すると考えられる。なお、 L_c 点の存在は、本実験より後に行われた他者の実験^{97,98)} によっても認められている。

(iii) 図7.2の実験M- ϕ 曲線上に※印および×印で示した終局破壊点は、第6章で解析的に明らかにした L_p 点、 L_c 点についての以下の特徴(図6.1および6.10参照)も示している。すなわち、

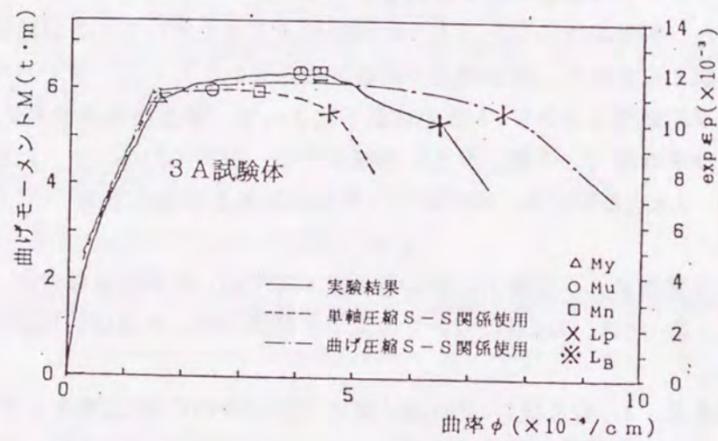
- (a) 終局限界点、 L_p および L_c 点は最大耐力(図7.2中の○印)以降の大変形領域に現われ、また、 L_c モードでは最大耐力点から L_c 点までの曲率変化量が小となる(図6.1参照)。
- (b) 曲げ圧縮部コンクリートが破壊するモード L_c の終局限界点曲率 ϕ_{Lc} は、単筋長方形梁の終局曲げモーメントの大きさ、あるいは、それと直接的に対応する q_{SP} の減少に従って増大する(図6.1および6.10参照)。その傾向は図7.2における試験体5Aから試験体2Aの実験結果によって明らかにされている。
- (c) q_{SP} が一層低下すると、図6.10に示したように終局破壊モードはPC鋼材破断の L_p に移行して、その ϕ_{Lp} は、 ϕ_{Lp} から ϕ_{Lc} への推移点(q_{min} 時)における曲率よりも小となる。その傾向は図7.2の試験体1Aと2Aとの関係に示されている。

(2) L 点の曲げモーメントと曲率に関する実験値と計算値の比較

終局限界点、 L 点における曲げモーメントと曲率の算定にあたっては構成材料の次のような応力度-ひずみ度($S-S$)関係を仮定した。すなわち、引張鉄筋およびPC鋼材の $S-S$ 関係は、それぞれひずみ硬化を考慮する図6.12に示した形状と、素材試験から得られた表7.2等に示す各材料特性を有するものとした。コンクリートの $S-S$ 関係としては、以下の理由から次の2種類の $S-S$ 関係を仮定した。すなわち、本梁試験体のような小型の試験体では中立軸深さの大きさが一般に小さくなり、3.4.3で明らかにされた曲げ圧縮部コンクリートの $S-S$ 特性に及ぼす曲げひずみ勾配の影響を考慮する必要があると考え



(a) 1 A 試験体



(b) 3 A 試験体

図7.3 モーメント-曲率関係の実験結果と解析結果の比較

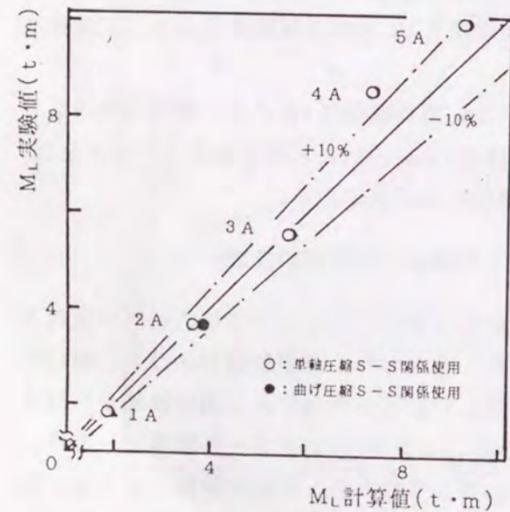


図7.4 L_c, L_p 点における曲げモーメントの実験値と計算値の比較

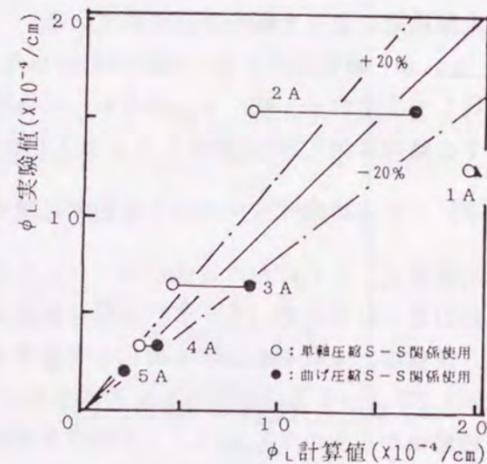


図7.5 L_c, L_p 点における曲率の実験値と計算値の比較

られるので次の(a), (b)のものを用いた。(a) 7.2.1で述べた材料特性および第2章で提案したプレーンコンクリートの無次元化S-S関係とから決まる単軸圧縮S-S関係。(b)

それを3.4.3で明らかにされた曲げひずみ勾配の影響に従って修正した曲げ圧縮S-S関係。また、解析においては完全付着を仮定した。それは、試験体の曲げ圧縮部側面で測定したコンクリートひずみ分布から推定される引張鉄筋とPC鋼材位置ひずみ度と、それら鋼材の測定ひずみ度とがほぼ一致していたためである。

図7.3(a)および(b)は L_p モードの破壊を起した1A試験体、および L_c モードの破壊を起した試験体の代表例として3A試験体の $M-\phi$ 関係の実験値と解析値を比較したものである。図7.4および図7.5は各試験体の終局限界点におけるモーメント M_L および曲率 ϕ_L の実験値と計算値を比較したものである。同図中、丸印(○, ●)は終局限界点 L_c を、三角印(▲)は L_p を示し、中抜き記号は単軸S-S関係モデルを用いたときの、黒塗り記号は曲げひずみ勾配の影響を考慮した修正モデルS-S関係を用いたときの結果である。

試験区間に圧縮鉄筋および横補強筋をもたない各試験体の場合、推定終局限界点は $M-\phi$ 曲線上で先行して現われる L_p 点か L_c 点のうちのいずれかになるが、推定終局破壊モードは次の1例を除いて実験での破壊モードとすべて一致した。すなわち、1A試験体では図7.3(a)に示すように、コンクリートのS-S関係として単軸圧縮のそれを用いた場合、 L_c 点先行して現われ、実験における L_p モードと異なった。これは、同試験体では中立軸深さが小さいため、曲げひずみ勾配の著しい影響によってコンクリートのS-S関係が単軸の場合のそれに比べ非常に粘り強いものになると考えられるにもかかわらず、その効果を考慮しなかったため、見掛け上曲げ圧縮部コンクリートが早期に終局破壊すると算定されたことによると思われる。

図7.4によれば、 M_L 算定値におよぼすコンクリートのモデルS-S関係の相違による影響は余り大きくない。実験値は、いずれの試験体の場合でも計算値の-5%~+12%程度の値となり、ほぼ解析によって推定されていると思われる。

図7.5は終局限界時における曲率 ϕ_L についての結果である。終局破壊モードが L_c である2A~5A試験体においては、単軸モデルS-S関係を用いたときの曲率計算値はいずれの場合でも実験値より小さな安全側の値を与えている。しかし、 q_{sp} が大で中立軸深さが大きい5A, 4A試験体では実験値に近い値となり、 q_{sp} が小となり中立軸深さが小さい試験体では実験値と計算値との差が大きくなる傾向も示している。これに対し同図中の●印で示される、曲げ圧縮部コンクリートに及ぼす中立軸深さの影響を考慮した曲げ圧縮モデルS-S関係を用いたときの曲率計算値は、破壊モードが L_p である1A試験体の結果も含めて実験値を若干大きめに評価している。しかしこの過大評価は、曲げひびわれ位置のクリティカル断面での値に対応すると考えられる計算値が、測定区間での平均曲率である実験値よりも大きくなることに起因していると考えられる。それ故、このことを考慮すれば、曲げ圧縮S-S関係を用いた算定値によって実験結果はほぼ推定できると判断される。

7.3 繰返し荷重を受けるP R C梁の安定限界変形に関する実験

7.3.1 実験概要

試験体は、試験梁部に柱部を付加した図7.6に示すような横T型試験体である。梁部の断面は24×40cmで、普通鉄筋とP C鋼棒が上下対称に配置され、またヒンジ部にはコンファインドコンクリートのための各種の横補強筋が配置されている。取り上げた要因は、表7.3に示すように鉄筋・鋼材係数(q_{sp})、横補強筋種類およびその補強程度である。すなわち、 q_{sp} の値としては、日本建築学会P R C指針の制限値 0.25およびそれを上回る0.30もしくは0.35程度を計画した。曲げ圧縮部に対する横補強筋としては、 $\phi 6$ 、 $\phi 9$ 、 $\phi 13$ の普通鉄筋やD9の高張力鋼で製作された巻径が12cmの円形スパイラル筋、ならびにD10およびD13の普通鉄筋による末端部を相互に溶接した閉鎖型の角形フープ筋などを使用した。横補強筋の配置は、円形筋の場合には柱の内側10cmの位置から、角形筋の場合には柱面から柱側へ3cmの位置より、梁のヒンジ領域になると考えられる範囲に余長を考慮した、梁せい1.5倍の区間について行った。

試験体の製作には、試験時でのコンクリート強度が約300kg/cm²となるような、早強セメントを用いたレデ-ミクストコンクリートを使用した。試験梁部へのプレストレスの導入は原則としてコンクリート打設後約1週間でを行い、導入後P C鋼棒には早強セメントペーストによるグラウトを施した。

正負交番繰返し荷重は、図7.7に示すように、反力壁に対し横T型の状態でセットした試験体の梁先端部に取付けた荷重用治具を、ロードセルを兼ねたP Cロッドで上下に交互に引っ張ることによって行った。また、柱部には付着のないP C鋼棒を用いて、平均応力が50kg/cm²となる圧縮軸力を加えた。荷重プログラムは原則として、梁の変位角が1/70、1/30、1/20、1/15および1/10の各荷重階でそれぞれ10階ずつ、総計50回の塑性域における正負交番繰返し荷重である。梁部分の変位の測定は、図7.7に示すように、柱面から0.75D(D:梁せい)、1.5D、3Dおよび荷重点位置で、電気式摺動型と巻き込み型変位計を用いて行った。また梁のヒンジ領域内付近における曲率分布は、柱面から測定検長をそれぞれ15cmとした4測定区間で、梁に固定した測定治具

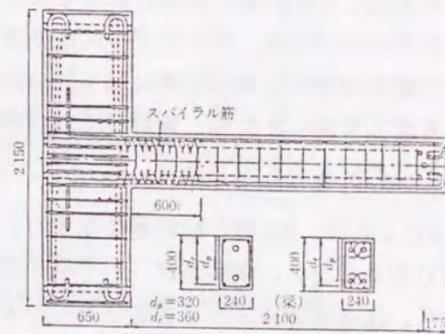


図7.6 梁試験体概要図

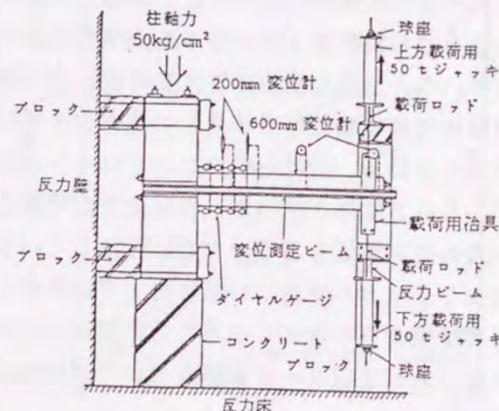


図7.7 荷重、測定方法

表7.3 梁試験体の断面概要

試験体	B-No. 1	B-No. 2	B-No. 3	B-No. 4	B-No. 5	B-No. 6	B-No. 7	B-No. 8
梁断面								
PC 鋼棒	径種 a_p (cm ²)	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ C-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ C-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ C-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31
普通鉄筋	径種 a_r (cm ²)	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74
鋼材係数	q_{sp} q	2.232 0.304	0.351 0.455	0.207 0.272	0.286 0.380	0.214 0.281	0.296 0.393	0.227 0.299
	λ	0.762	0.771	0.760	0.753	0.760	0.753	0.745
拘束筋	スパイラル種別	M9 ϕ	M9 ϕ	H9 ϕ	H9 ϕ	M13 ϕ	M13 ϕ	
	ピッチ (mm)	50	50	45	45	45	45	
	巻径 (mm)	120	120	120	120	120	120	
スターラップ	ピッチ (mm)	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150	\square -D10 100	\square -D10 150
	F_c' (kg/cm ²)	329	329	364	364	352	352	328
試験体	B-No. 9	B-No. 10	B-No. 11	B-No. 12	B-No. 13	B-No. 14	B-No. 15	B-No. 16
梁断面								
PC 鋼棒	径種 a_p (cm ²)	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 23$ B-1 8.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 26$ C-1 5.31	$\phi 26$ A-1 8.31
普通鉄筋	径種 a_r (cm ²)	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D22 7.74	D19 5.74	D19 5.74	D25 10.14
鋼材係数	q_{sp} q	0.225 0.297	0.313 0.411	0.258 0.341	0.359 0.471	0.249 0.330	0.249 0.330	0.249 0.458
	λ	0.756	0.761	0.756	0.761	0.754	0.754	0.669
拘束筋	スパイラル種別					M6 ϕ	M9 ϕ	M13 ϕ
	ピッチ (mm)					50	50	50
	巻径 (mm)					120	120	120
スターラップ	ピッチ (mm)	\square -D10 50	\square -D10 50	\square -D13 50	\square -D13 50	\square -D10 150	\square -D10 150	\square -D10 100
	F_c' (kg/cm ²)	320	320	279	279	289	289	289

PC 鋼棒種別: C-1 はC種1号, B-1 はB種1号, A-1 はA種1号
 拘束筋種別: M:普通鋼, H:高張力鋼, F_c' :コンクリートシリンダー強度
 鋼材係数: $q_{sp} = \frac{a_p \cdot \sigma_{py} + a_r \cdot \sigma_y - a_c \cdot \sigma_y}{b \cdot d \cdot F_c}$ $q = \frac{T_{py} + T_y}{b \cdot d \cdot F_c}$ $\lambda = \frac{T_{py}}{T_{py} + T_y}$

に取付けたダイヤルゲージ式変位変換器を用いて測定した。

7.3.2 実験結果および考察

(1) 安定限界曲率と終局限界点曲率との関係

まず、繰返し荷重下での安定限界を、耐力劣化性状に基づく既往の評価方法を参考にし、次のように定義した。図7.8は各定変位載荷階での耐力低下性状を、その変位階での繰返し回数 (n) を横軸にとり、縦軸に各載荷階での第1回目ループ時の最大荷重 (P_1) に対する n 回目ループ時の最大荷重 (P_n) との比 (P_n/P_1) をとって示した例である。本実験における他の試験体の場合も同様であったが、繰返し回数 n の増加に対し (P_n/P_1) の値に収束傾向が見られ、かつ各載荷階での第10サイクル時における荷重比 (P_{10}/P_1) が0.85以上となる載荷階では試験体の破壊は生じなかった。したがってここでは、この両条件を満足する最大の載荷階を便宜的に安定限界とし、安定限界階に続く次の載荷階を破壊階と呼ぶ。また、見掛けの安定限界変形 δ_{st} は安定限界階および破壊階での変形 δ_{st} , δ_F を用いて、 $\delta_{st} = \delta_{st} + (\delta_F - \delta_{st})n/10$ とした。ここで、 n は破壊階において (P_n/P_{10}) が上記の限界値 0.85 を超えるときの繰返し回数である。

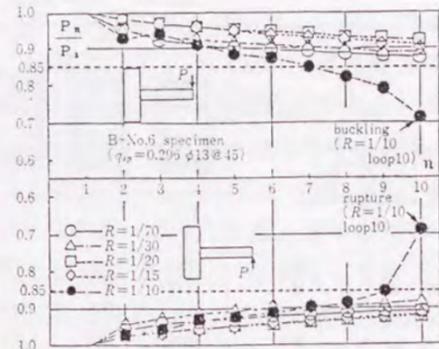


図7.8 繰返し荷重下での耐力低下性状

さて、安定限界曲率と終局限界点曲率との関連づけを考える場合、単調荷重のときに対して導かれた終局限界点の理論をどのように繰返し載荷の場合に適用するかが問題となる。ここでは、繰返し単軸圧縮試験結果を下記の仮定 (i) のように利用して、単調荷重相当とした曲げ解析を行い、 $(C=T)$ maxの時点 (L_c 点) を算定し、その値を繰返し載荷における終局限界点とした。その単調曲げ解析では次の仮定を用いている。

(i) コンクリートの S-S 関係としては、部材に用いたものと同じコンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮試験から得たものを用いた。すなわち、繰返し試験での各載荷ひずみ階における10回の繰返し載荷によって応力低下を生じた後の応力点を包絡する図7.9(a)に示すような S-S 関係を使用した。

(ii) PC鋼材および普通鉄筋の S-S 関係としては素材試験結果にもとづいた図7.9(b)に示すモデルを用いた。また、コンクリートと引張鉄筋およびPC鋼材との繰返し荷重による付着劣化性質としては、それぞれの試験体の実験データに基づいた歪適合係数 F^{99} で評価する図7.9(c)で示すような F-曲率関係を仮定した。

(iii) 圧縮側となるPC鋼材は無視し、圧縮鉄筋の付着は完全であるとした。

図7.10は繰返し載荷実験での M- ϕ 関係と上記包絡線を使用した各種単調曲げ解析による M- ϕ 関係を比較したものである。すなわち、梁試験体の柱面に隣接する ϕ_1 区間で測定した繰返し M- ϕ 関係における各載荷階の第1及び第10サイクル目をそれぞれ包絡す

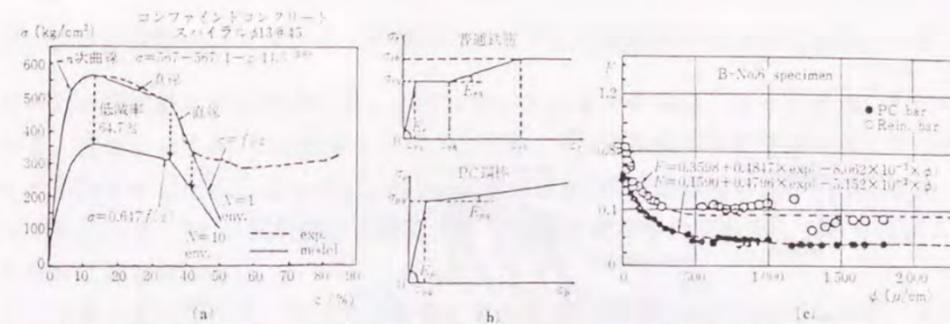


図7.9 鋼材とコンクリートのモデル応力度-ひずみ関係および F 値-曲率関係

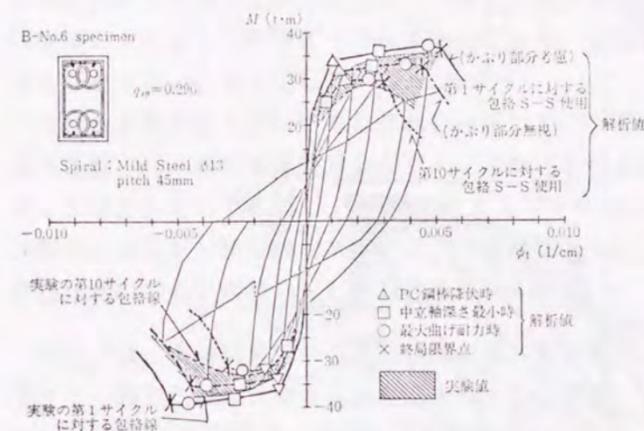


図7.10 繰返し M- ϕ 関係の包絡線に対する解析的検討

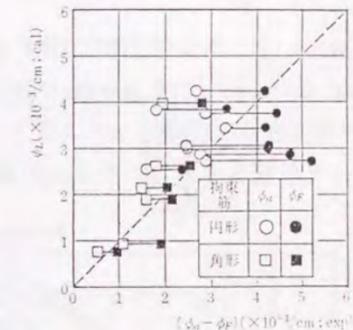


図7.11 終局限界点曲率 ϕ_L と ($\phi_{st} - \phi_F$) 区間の関係

る曲線と解析曲線との対応を調べた例である。なお ϕ_1 区間は、終局時において変形が集中的に生じるヒンジゾンの大きさ (約0.5D程度) に近く、かつそのヒンジゾーン内に含まれる区間である。同図によれば、本項での安定限界に關係する第10サイクルに対する実験包絡線は、前述の繰返し載荷による応力低下を考慮したコンファインドコンクリートの S-S 関係を用いた、かぶり部分のない梁断面についての単調 M- ϕ 関係の解析値にほぼ対応していると思われる。

次に図7.11は、梁試験体の繰返し荷重下における限界曲率に対する指標をつぎの (i) および (ii) の曲率 (曲率区間) の相関性から考察したものである。

(i) 繰返し載荷実験での安定限界が存在すると考えられる、安定限界載荷階曲率 (ϕ_{st}) から破壊階曲率 (ϕ_F) までの曲率区間。

(ii) 実験 M- ϕ 関係での第10サイクルの包絡曲線に対する、上記の単調解析 M- ϕ 曲線における終局限界点曲率。

同図によれば、($\phi_{st} \sim \phi_F$) 区間は ϕ_{Lc} と良好な相関関係を示す。このことは、繰返し載荷の影響を考慮したコンクリートの修正単調 S-S 関係を用いた断面解析から容易に算出される ϕ_{Lc} 値が、繰返し加力をうける曲げ部材断面の安定限界曲率の指標として扱え

る可能性を示している。

(2) 曲げ圧縮部のコンファインド補強によるP R C梁部材の安定限界変形の改善

図7.12は梁試験体の荷重点位置における変位と荷重との関係 (P-δ 関係) を示した例である。同図に示すNo. 2 試験体は同図(a)のNo. 8 試験体にφ9の普通鉄筋による円形スパイラル筋を付加配置したもので、No.12試験体はD13の普通鉄筋による閉鎖型溶接スターラップを用いて、No. 8 試験体の横補強筋量を増加させたものである。これらの図より次のようなことが分かる。

(i) 各繰返し階の第一サイクルに対する包絡線は靱性的な性状を示したが、第10サイクルに対する包絡線は試験体によって極めて脆性的な性状となる場合も見られた。このことは耐震性を目的としてコンクリート部材の靱性を考える場合、塑性域での繰返し回数は従来のような1回程度ずつでは不十分であり、繰返し荷重による靱性の劣化を考慮しなければならないことを示している。

(ii) 各定変位階においてそれぞれ10回ずつという極めて苛酷な荷重を受け、かつ、鉄筋-鋼材係数 q_{sp} が日本建築学会のP R C指針における制限値0.25を超えて、 $q_{sp}=0.35$ 程度と非常に大きい場合でも、φ9鉄筋によるピッチ50mmの円形スパイラル筋の付加配置やD13鉄筋によるピッチ50mmのスターラップ配置によって、第10サイクルに対する包絡P-δ 関係においても6前後のたわみ靱性率が得られる。

図7.13は、実験結果での引張鉄筋降伏時変位を基準として表したみかけの安定限界変形のたわみ靱性率 μ_{δ} を、横補強筋量 ($p_s \sigma_{sy}$) を横軸にとってまとめたものである。同図によれば、普通鉄筋によるコンファインドコンクリートを用いた梁の靱性率は、 $p_s \sigma_{sy}$ の増大にしたがって大きくなるが、その増大率は漸減していくこと、さらに角形スターラップよりも円形スパイラル筋の方が効果的であることなどが分かる。なお、高強度鉄筋による円形スパイラル筋を用いた $p_s \sigma_{sy}$ が非常に大きい試験体の靱性率はかえって小となっている。この一因として

次のようなことが考えられる。すなわち横補強筋が普通強度の場合、コアコンクリートは横補強筋の降伏後の塑性変形とともに膨張し緩やかに破壊していく。これに対し高強度横補強筋の場合、4.2.2でも述べたように、コアコンクリートは恐らく弾性域にあるであろう横補強筋によって、その位置で強力に拘束される。それ故、圧縮強度を越えて既に小塊化や粉体化しているコアコンクリートの破壊は、実用的な面から或る値以下にはできない横補強筋のピッチ間からコンクリートが一気に押し出されるようにして急激に起こる。つまり、高強度横補強筋に拘束されたコアコンクリートでは圧縮強度とその時のひずみ度は増大するものの、圧縮強度以降の応力下降域における十分な靱性は期待できないので、 $p_s \sigma_{sy}$ の増加ほどには圧縮変形能力が増大しなかったためと思われる。

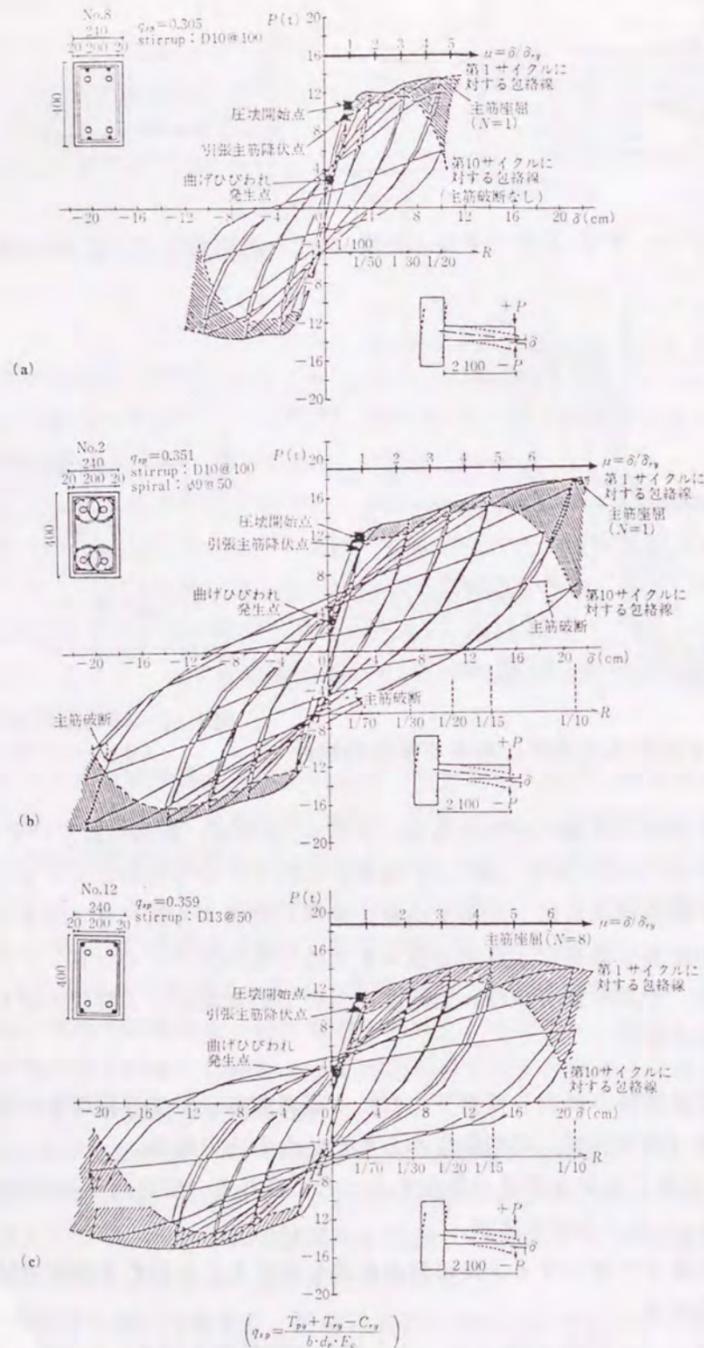


図7.12 荷重-変形関係の例

$$q_{sp} = \frac{T_{ps} + T_{sp} - C_{ry}}{b \cdot d \cdot F_c}$$

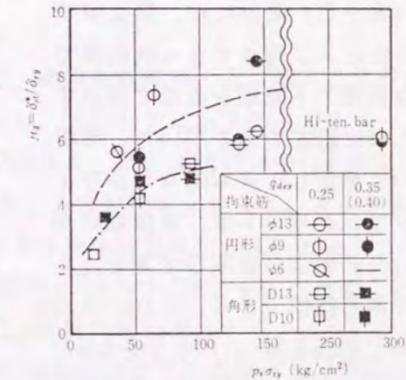


図7.13 たわみ靱性率 μ_{δ} - 横補強筋量の関係

7.4 終局限界点特性におよぼす諸要因の影響に関する解析的考察

7.4.1 解析仮定

断面は図7.14に示すような長方形梁断面とし、解析にあたっては鉄筋およびPC鋼材も含めた平面保持を仮定した。梁断面の曲げ圧縮部は単純化のため、実際には拘束されない隅角部が生ずる円形スパイラル筋の場合でも、圧縮部全断面が同一のコンファインドコンクリートで構成されているとした。また、終局限界点が現われる大変形域ではかぶりコンクリートは通常剥落しているため、かぶり部分は無視している。

プレーンおよびコンファインドコンクリートの無次元化応力度-ひずみ度(S-S)関係には、第2章で提案したピーク時までのn次曲線で、ピーク以降の下降域を直線で表示する図7.15に示すものを用いた。解析において想定した基本的なコンファインドコンクリートは、降伏強度が3500kg/cm²および破断ひずみε_{rb}=17%である鉄筋(D6, D10, D13)を用いて巻径を30cm,ピッチを5cmとした円形スパイラル筋を有するものである。

PC鋼材および引張、圧縮鉄筋の基本的なS-S関係は降伏強度がそれぞれσ_{py}=11000kg/cm², σ_y=3500kg/cm²である完全弾塑性型とし、PC鋼材の破断ひずみε_{pr}は基本値として5.4%と仮定した。円形スパイラル筋の破断時におけるコンファインドコンクリートの圧縮ひずみε_{sr}、および圧縮主筋の座屈時ひずみε_{bu}の推定式としては、曲げ部材に関する研究から導かれた推定式がないので、4.3節および5.3節で示した単軸圧縮試験の結果から導いた(4.17)および(5.5)式を用いた。

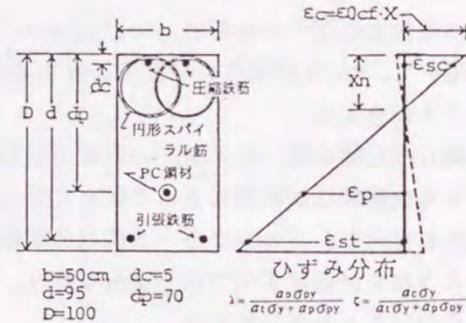
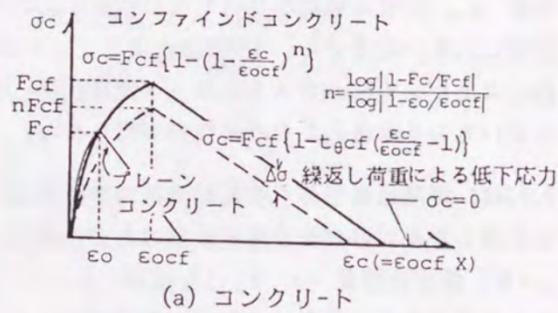
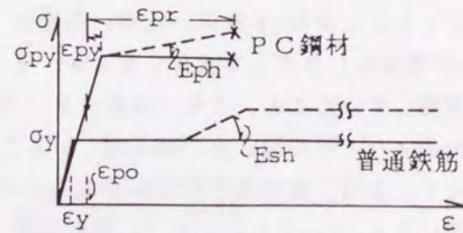


図7.14 解析断面



(a) コンクリート



(b) 普通鉄筋、PC鋼材

図7.15 コンクリートおよび鋼材の応力度-ひずみ度関係

7.4.2 終局限界点特性に及ぼす諸要因の影響

本項では、提案する終局限界点におよぼす諸要因の影響を、各終局限界点曲率(φ)と鉄筋・鋼材係数q_{sp}の関係を用いて調べる。そのために、まずφ-q_{sp}関係と断面のモーメント-曲率(M-φ)関係とが具体的にどのような関連をもつものであるかを図7.16に例示す

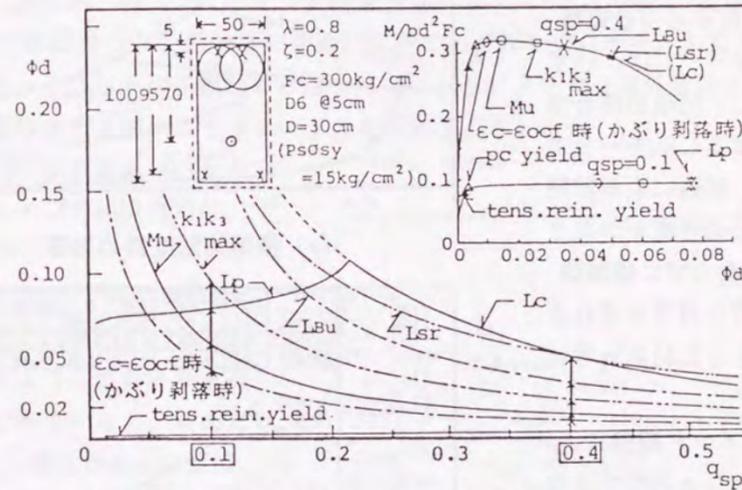


図7.16 各種終局域指標点と終局限界点との相互関係

同図の横軸の任意のq_{sp}を有する断面において、曲率を縦軸の上方に増大させると各終局域指標点についての曲率-q_{sp}関係との交点から、図中右上に示す無次元化M-φ関係にも示されるように、それら指標点の出現順序が分かる。たとえば同図中の横軸において枠で囲んだq_{sp}=0.1の断面では、曲率を同図の縦上方向に増大させると、まず引張鋼材降伏時の曲率-q_{sp}関係と交点を持ち、その後大きな曲率変形を生じて、かぶりコンクリートの剥落時曲率-q_{sp}関係と交差する。さらに最大モーメント(Mu)を生じた後、PC鋼材破断時曲率-q_{sp}関係と交差する時点でモードLpの終局破壊が生ずる。これに対し、同じく枠で囲んだq_{sp}=0.4の断面では、同様に各終局域指標点での曲率-q_{sp}関係との交点から、引張鋼材降伏点、かぶり剥落点、Mu点、k₁k₃max点が順に生じる。その後、圧縮史の座屈点(Lbu)が横補強筋破断点(Lsr)、圧縮部コンクリート崩壊点(Lc)に先行して生じ、Lbu点の本断面の終局限界点となることが推測される。

(1) コンファインド補強量の影響

第4章および第5章で述べたように、コンファインド補強の程度が大なるほど、言い換えれば横補強筋が太いほど、ピッチが小さいほど、および降伏強度が大きいほど、コンファインドコンクリートの圧縮強度とその強度時ひずみ度は大となり、また応力下降勾配は緩やかになって極めて粘り強いものになる。同時に、その中に配筋された圧縮軸筋の座屈時ひずみ度は増大する。図7.17(a),(b),(c)は、コンファインド補強の各要因、すなわち横補強筋の太さ、ピッチおよび降伏強度の変化によってどのような影響をうけるかを調べた

ものである。同図によればコンファインド補強は終局限界点特性に次のような影響をおよぼす。

(i) 本例で示すような円形スパイラル筋を適用した梁断面の場合、 L_p モードが起る q_{SP} の範囲以上での終局破壊モードは、いずれのコンファインド補強の場合でも、軸筋座屈による L_{Bu} モードであった。これは、補強による軸筋座屈時ひずみ度の改善度がコンクリートの靱性性質ならびに横補強筋破断時ひずみ度に対するそれよりも低いために生じた結果と考えられる。

(ii) コンファインド補強によって圧縮部コンクリートに十分な変形能力が付与されると、 L_p モードとなる q_{SP} の範囲は広がる。したがって、補強によって破壊モードが L_{Bu} から L_p に変化する q_{SP} の範囲では、終局限界曲率は、プレコンクリートのときのそれから補強程度の増大に従って大きくなる。すなわち、 q_{SP} が大きくて、プレコンクリートでは殆ど靱性が期待できない断面の場合でも、十分なコンファインド補強を行えば、補強程度に応じた大きな曲率変形能力が容易に確保できる。

しかし、破壊モードが補強によっても変化せずに引張鋼材破断の L_p モードとなる場合には、断面の曲率変形能力は殆ど改善されない。このことは、それぞれの q_{SP} に対して、断面靱性を顕著に改善するコンファインド補強の限界が存在することを意味している。すなわち図7.17(a),(b),(c)に示されるように、一層の効果が期待できる横補強筋の太さ、ピッチおよび降伏強度には限界が存在し、適切なコンファインド補強の有ることを示している。

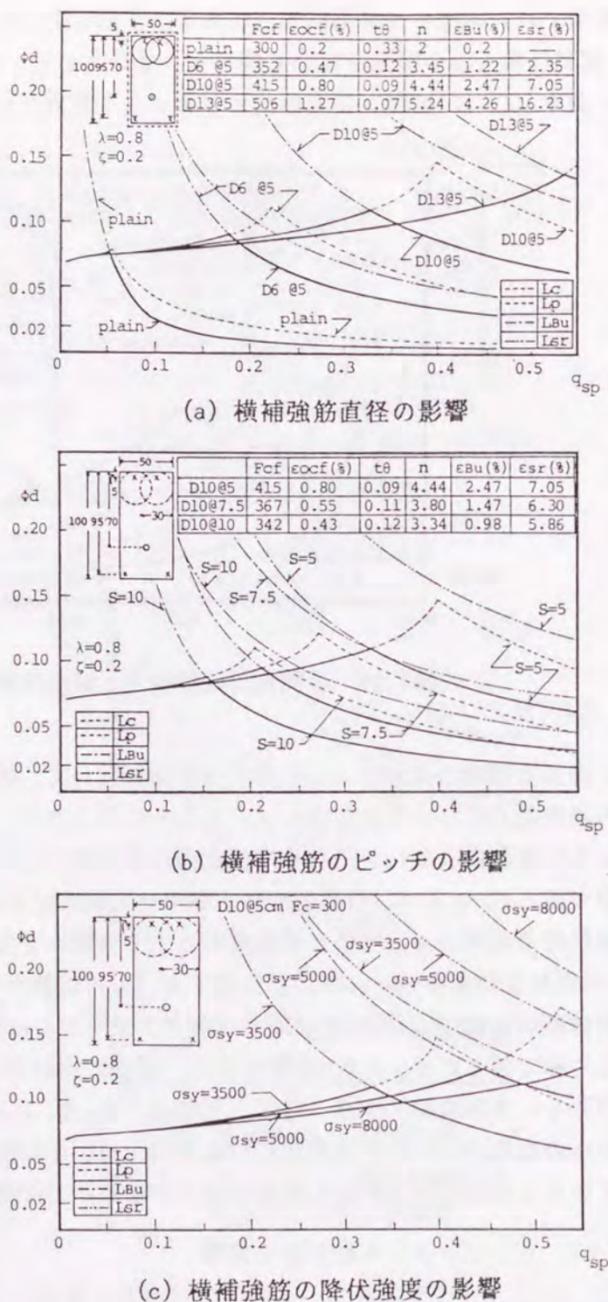


図7.17 コンファインド補強量の影響

(2) コンクリート強度の影響

コンクリート強度の増大は、 $q_{SP} = ((T_y + T_{py} - C_{sy}) / b d F_c)$ を減少させ、その結果 q_{SP} に直接関係する中立軸深さを小さくするので、終局限界時曲率を増大させる要因となる。しかしコンクリートの高強度化は、応力度-ひずみ度関係での応力下降勾配を急なものとし、また同一のコンファインド補強下でのコンクリートの強度・変形特性の改善度を、4.2節で示したように、低強度の場合に比べて小さなものにする。したがって、終局限界時でのコンクリートの圧縮ひずみ度ならびにストレスブロック係数値を減少させるため、終局限界時曲率を減少させるという欠点がある。

図7.18は、引張鉄筋量(比)ならびにコンファインド補強(D10@5cm)が同じで、プレコンクリート強度(F_c)のみが異なる断面の終局限界時の曲率が F_c の変化によってどのように変わるかを調べた算定例である。なお、同図ではコンクリート強度が q_{SP} に直接影響を与えるため、横軸に引張鉄筋比(p_t)をとっている。同図によれば、同一断面(例えば $p_t = 1\%$ の場合)において F_c が600, 400および240kg/cm²と変化すると、

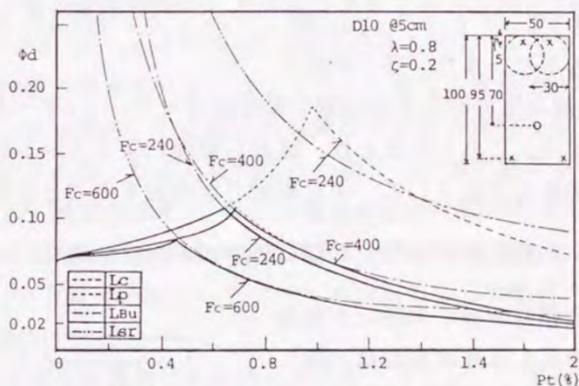


図7.18 コンクリート強度の影響

(i) 終局限界モードが変化する。すなわち、 $F_c = 600$ の場合の終局限界は、コンクリートの圧縮ひずみ能力が高強度化によって小になるという上述の原因のために、圧縮コンクリートの崩壊による L_c モードが先行する。これに対し $F_c = 240$ の場合には、コンクリート強度が低いほど、コンファインド補強による圧縮ひずみ能力の増大が顕著となるため、 L_c モード時の曲率は図7.18中の破線で示すように増大する。しかし、その曲率以前に圧縮軸筋が座屈時ひずみ度に達するため、断面の終局限界モードは L_{Bu} となり、コンファインド補強による圧縮ひずみ能力の改善度ほど終局限界曲率は増大しない。

(ii) $F_c = 400$ の場合の終局限界曲率の方が、 $F_c = 240$ および600のいずれの場合のそれよりも大きく、コンクリートの低強度化あるいは高強度化は終局限界曲率の改善と単純には結びつかず、コンファインド補強などに関連した適当な強度限界のあることが推測される。

(3) 繰返し載荷によるコンクリートの劣化の影響

コンクリートが繰返し載荷を受ける場合、4.4節で述べたように、コンクリートの応力度-ひずみ度($S-S$)特性は繰返し回数に対応して劣化するが、その $S-S$ 特性は単調載荷時のそれを縮小するという方法で表現できることを示した。図7.19は、4.4節で提案した繰返し $S-S$ 関係(図7.15(a)参照)が圧縮部コンクリートに適用できると仮定して、断

面の単調解析から繰返し荷重の影響を調べようとしたものである。同図によれば、

(i) 圧縮部コンクリートのS-S特性が繰返し荷重の影響によって劣化しても推測終局破壊モードは変化せず、 q_{SP} の小さな範囲ではPC鋼材破断によるLpモード、 q_{SP} の大なる範囲ではLBuモードである。しかし、

(ii) Lpモードとなる q_{SP} の範囲は狭くなり、また、同じ断面

(q_{SP})の終局限界時曲率は繰返し荷重によって、Lpモード時では増加し、LBuモード時では減少する。これらのことは、繰返し荷重によるS-S特性の劣化のために圧縮部コンクリートの耐力が低下して、中立軸深さが増加することに起因する現象である。

(4) 引張鉄筋およびPC鋼材のひずみ硬化の影響

引張側鋼材のひずみ硬化が終局限界曲率におよぼす影響は、図7.20に示すように、断面の終局限界モードによって異なる。たとえばLpモードのように終局限界時が同じ引張鉄筋ひずみ度(破断ひずみ度)で与えられる場合、6.4.2(3)の図6.14で示したように、ひずみ硬化があるときの引張鉄筋合力は無いときに比べ大となって中立軸深さが大きくなるため、中立軸位置と破断ひずみ度で決まる断面ひずみ分布の勾配、すなわち曲率は増大する。これに対し、圧縮側コンクリートあるいは圧縮鉄筋の限界ひずみ度で与えられるLc, Lsr, LBuの終局限界モードの場合、以下に述べる理由のために曲率はひずみ硬化のある場合の方が減少する。すなわち、圧縮限界ひずみ度はひずみ硬化の有無に関係なく等しい値に設定され、また、ひずみ硬化があると同じ引張鋼材合力はより小さなひずみ度によって満足されるため、圧縮限界ひずみ度と引張側鋼材ひずみとによって決定される断面ひずみ分布の勾配(曲率)は減少する。

以上、終局限界曲率はひずみ硬化があると、図7.20の算定例に示されるように、Lpモード時では増加し、Lc, Lsr, LBuモード時では減少する。

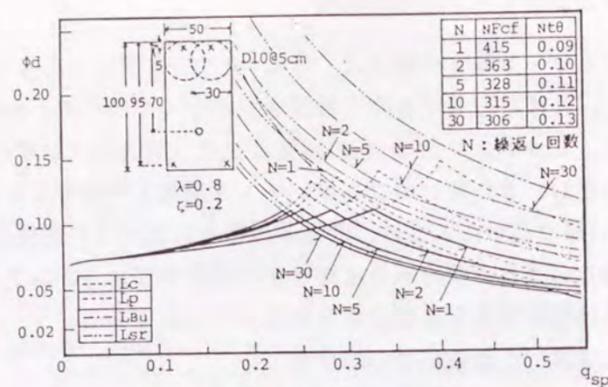


図7.19 繰返し荷重の影響

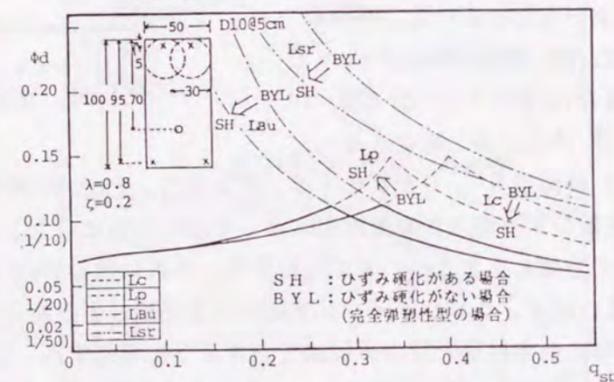


図7.20 鋼材のひずみ硬化による影響

(5) 鋼材とコンクリートの付着特性の影響

鋼材とコンクリートの付着が十分でないと、コンクリートが鋼材を十分に掴まずに両者間ですべり変位を起しながら鋼材が引張変形する。これを断面のひずみ分布の面から考えると、曲げモーメントの荷重によって生ずる鋼材ひずみ度の増分が平面保持仮定から予想されるそれよりも小さくなることを意味する。すなわち図7.21に示すように、鋼材位置でのコンクリートひずみ度の変化は付着が完全で平面保持が成立する場合の $c \epsilon_p$ よりも小さい $a \epsilon_p$ となる。したがって、付着の不十分さは Baker等によって既に提案されているように、これらのひずみ度の比 $F (a \epsilon_p / c \epsilon_p)^{3/2}$ を用いて表わすことができ、 $F=1$ が完全付着状態、 $F=0$ がアンボンド状態を示す。

図7.22は、F値を用いて付着特性が終局限界時曲率におよぼす影響を調べたものである。なお、同図中には予想終局限界モードであるLpとLBuモードの結果のみを示している。F値が小でコンクリートとPC鋼材の付着性質が悪いと、コンクリート断面の変形(曲率)が増加してもPC鋼材ひずみ度は増加しないため、PC鋼材の破断ひずみ度が見掛け上増大することになる。したがって図7.22によれば、ひずみ硬化がない場合(同図中記号BYL)、ある場合(同、SH)のいずれにおいても、終局限界モードがPC鋼材の破断に起因するLpモードの断面(q_{SP})では、Lpモード時の終局限界曲率はF値の逆数に比例するように急増する。また、Lpモードが生起する q_{SP} の上限値も減少して同モードの起る q_{SP} の範囲が狭くなる。

これに対しLBuモードでは、LBu点が引張側鋼材降伏後に通常生じるため、ひずみ硬化が無い場合にはF値の変化によっても引張鋼材合力は変わらないのでLBu点曲率は変化しない。一方、ひずみ硬化がある場合にはF値の減少は図7.21に示したように、引張鋼材ひずみ度(応力)を減少させ、その結果中立軸深さを完全付着の場合のそれよりも小とするため、圧縮鉄筋位置の座屈時ひずみ度と中立軸位置で決まる曲率は、F値が小さいほど大きくなる。しかし、F値の変化による中立軸位置の変動は小さいため、コンクリートと鋼材の付着特性がLBu点曲率におよぼす影響は小さい。

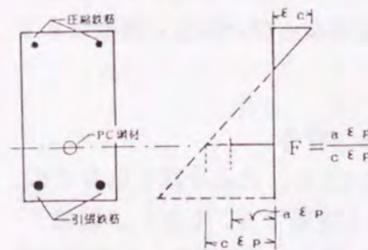


図7.21 PC鋼材のひずみ適合係数F

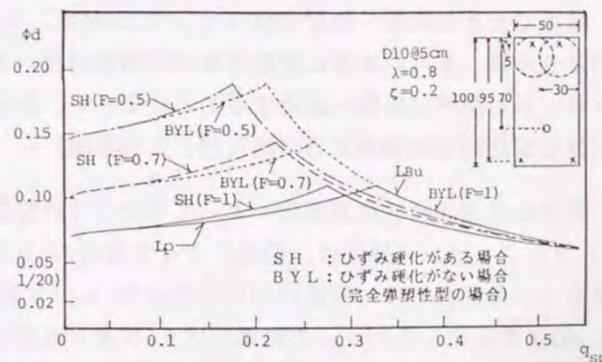


図7.22 付着劣化(F値)による影響

7.5 まとめ

本章では終局限界点に関する次の(i)~(iii)の項目について検討した。

(i) PRC梁の単調曲げ載荷実験によって、第6章で提案した終局限界点の存在およびその特徴を実験的に検証した。

(ii) 曲げ圧縮部にコンファインド補強を有するPRC梁部材の多数回繰返し載荷実験から、同部材の繰返し荷重下における安定限界と相当単調曲げ解析から求まる終局限界点・ L_c 点との関連性、ならびにコンファインド補強が安定限界の改善におよぼす影響などを調べた。

(iii) 提案する各種の終局限界点の特性、とくにそれら限界点での曲率およびその相互関係などにおよぼす諸要因の影響を解析的に考察した。

得られた主な結果を以下に示す。

1. PC鋼材破断による終局限界点 L_p 、ならびに曲げ圧縮部コンクリート合力のひずみ軟化による低下に起因する終局限界点 L_c の存在を実験的に確認し、同時に、それら終局限界点が第6章で解析的に明らかにされた諸特徴を有することを示した。

2. また、それら終局限界点の曲げモーメントおよび曲率の実験値は、曲げひずみ勾配の影響を考慮したコンクリートの曲げ圧縮S-S関係を用いる計算値によって、終局破壊モードも含めて良好に推定された(図7.3~7.5参照)。

3. 繰返し荷重下におけるPRC梁断面の塑性域 $M-\phi$ 関係の包絡線は、コンファインドコンクリートの単軸繰返し載荷による応力低下および引張鋼材の付着劣化等を考慮した、単調曲げ解析からほぼ推定できる。さらに、繰返し荷重下における安定限界曲率としては、上記の単調曲げ解析による $M-\phi$ 関係の終局限界点曲率が有用である。すなわち、繰返し荷重の場合に対しても、終局域の限界曲率ならびに耐力の値は実用的な方法で算定することができる(図7.10, 7.11参照)。

4. 極めて大きな鉄筋・鋼材係数($q_{sp}=0.35$ 程度)を有するPRC梁の場合でも、円形スパイラル筋、あるいは密に配筋された閉鎖型溶接スターラップによるコンファインドコンクリートを曲げ圧縮部へ適用することによって、梁の靱性ならびに繰返し荷重に対する安定性は画期的に改善される(図7.12, 7.13参照)。

5. 終局限界点の特性は諸要因によって次のような影響をうける。

(i) コンファインド補強は、補強によって破壊モードが L_p から、たとえば L_{Bu} などに变化する q_{sp} の範囲では、断面の終局限界曲率(ϕ_L)を著しく改善する。しかし、破壊モードが L_p のまま変化しない q_{sp} の範囲では ϕ_L は殆ど改善されず、 q_{sp} に見合った有効な補強限界がある(図7.17参照)。

(ii) コンクリートの高強度化は ϕ_L の改善とは単純に結び付かず、コンファインド補強の程度と関連した適当な強度限界がある(図7.18参照)。

(iii) 繰返し載荷によるコンクリートの応力度-ひずみ度関係の劣化によって、 L_p モ-

ドとなる q_{sp} の範囲は狭くなる。また ϕ_L は、 L_p モード時では増加し、 L_{Bu} モード時では減少する(図7.19参照)。

(iv) 引張側鋼材のひずみ硬化によって、破壊モードが L_p モードとなる q_{sp} の範囲、およびそれ以外のモードとなる q_{sp} の範囲では、 ϕ_L はそれぞれ増加および減少する(図7.20参照)。

(v) PC鋼材とコンクリートの付着が十分でない場合、PC鋼材の破断ひずみ度がみかけ上増加するため L_p モードでの ϕ_L は増大する。しかし、それ以外のモードでの ϕ_L は余り変化しない(図7.22参照)。

第8章 結論

8.1 結論

本論文では、コンクリート曲げ部材の終局強度設計法を確立する上でキーポイントとなる最も基礎的な課題、(i) コンクリートの応力度-ひずみ度特性、ならびに(ii) 曲げ部材断面の変形能力を評価するための終局限界点、について研究した。すなわち、コンクリート曲げ部材の靱性設計への積極的な利用が予想されるコンファインドコンクリート、およびそのベースとなるプレーンコンクリートの単軸圧縮応力下での応力度-ひずみ度特性の定式化とそれに基づく同特性値の定量化、ならびにコンクリート曲げ部材断面に対する既往の終局域指標点に比べ、明確な物理的意味を有し、また簡単に算定できる終局限界点について研究した。

以下に、本論文で得られた結論を要約する。

第2章では、コンクリートの応力度-ひずみ度(S-S)特性の表示法を、実験S-S曲線を忠実にフォローするという従来の観点からではなく、曲げ部材の設計に適用するという観点から検討し、以下に示すような特徴をもつ簡便なS-S関係を提案した。

(1) S-S関係の表示法として、各種の要因による同曲線の多様な変化に対応できる、圧縮強度、その時のひずみ度、および無次元化S-S関係で表わす方法を採用した。その無次元化S-S関係の表示式は、応力上昇域および下降域をそれぞれn次曲線と直線で表示するもので、プレーンコンクリートからコンファインドコンクリートまで広範囲に変化するS-S曲線を簡単に、精度良く表示できる(図2.1参照)。

(2) 同表示法において、応力上昇域の係数nをプレーンコンクリートの圧縮強度点を通るように、また応力下降域における勾配 t_{θ} を圧縮ひずみ度比Xが1~2の範囲における無次元化S-S曲線の直線近似から定めれば、実際のコンクリートのS-S曲線を良好に近似するS-S関係が得られる(図2.3~2.5参照)。

(3) 簡便な提案表示式によるS-S関係を用いた解析によって得られるRC柱断面のモーメント-曲率関係は、実用的な曲率の範囲内では、実験より得られたS-S曲線を忠実にフォローする精緻な表示式を用いる場合のモーメント-曲率関係とほぼ一致し、曲げ部材断面解析用として本提案表示式が有用であることがわかった(図2.8, 2.9参照)。

第3章では、油圧式サーボ等の複雑な機構を用いた高剛性試験機・装置とほぼ同様の性能を有する、新考案の簡易高剛性試験装置を用いて、単軸圧縮応力下におけるコンクリートの応力度-ひずみ度曲線を広範囲に調べた。また、新たに案出した曲げ圧縮試験法によって、曲げ圧縮コンクリートの力学特性におよぼす中立軸深さの影響を追究し、単軸圧縮応力下と曲げ圧縮応力下におけるS-S関係の関連づけを試みた。

得られた主な結果をまとめると以下のようなになる。

(1) 簡易高剛性試験装置によれば、従来の材料試験機の剛性を数倍程度に容易に高められる。その結果、圧縮強度が600kg/cm²程度までの普通コンクリートあるいは350kg/cm²程度までの人工軽量骨材コンクリートなど、通常に使用される強度範囲のコンクリートの応力度-ひずみ度関係は、同装置によって特殊な機構をもつ高価な剛性試験機と同等に測定できる(図3.5参照)。

(2) 第2章で述べた表示式によって応力度-ひずみ度関係を定量化する際に必要な、圧縮強度-圧縮強度時ひずみ度関係および圧縮強度-応力下降直線勾配関係の実験式を、標準養生された普通および人工軽量骨材プレーンコンクリートについて誘導した((3.17)~(3.20)式参照)。また標準養生に比べ気乾度の高い、通常のコンクリート構造の環境条件下では、普通コンクリートの圧縮強度時ひずみ度は強度にかかわらず0.2%程度となり、応力下降域の直線勾配は標準養生の時の約80%となることを示した(図3.9, 3.10参照)。

(3) 中立軸深さ(x_n)は、曲げ圧縮応力下におけるコンクリートの応力度-ひずみ度特性に大きな影響をおよぼす。すなわち、曲げ圧縮応力下における圧縮強度、そのときのひずみ度、ならびに応力下降域に位置する $k_1 k_3$ max時での $k_1 k_3$ 値とその時のひずみ度などの各特性値は、中心圧縮応力下でのそれぞれの対応値に比べて、中立軸深さが小さい程大きな値を示すが、 x_n の大きな範囲では中心圧縮応力下でのそれぞれの値に収束する傾向がある(図3.20, 3.21, 3.25および3.26参照)。

第4章では、コンクリート曲げ部材の靱性設計に不可欠と考えられる、コンファインドコンクリートに関する次の(i)~(iii)の諸特性を実験的に調べ、同特性値についての推定式を誘導し、その適合性を検討した。すなわち、(i) 単軸圧縮応力下における強度および変形特性、(ii) 同応力下における横補強筋の破断特性、ならびに(iii) 繰返し単軸圧縮応力下における応力度-ひずみ度特性などを実験的に調べた。

なお、本章の実験研究では、従来の他者の実験(計画)手法とは異なる次のような二点を特徴としている。(a) コンファインドコンクリートの拘束機構と直接関係する要因を実験変量として取り上げている。(b) 角形横補強筋の拘束機構の解明に横補強筋の断面それ自身に作用する曲げモーメント-軸力関係を用いている。

得られた主な結果を以下に示す。

(1) 円形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度および変形特性は、横補強筋の配置間隔比(S/D)が小さい程、拘束応力指標($p_s \sigma_{sy}$)が大きい程、またコンクリート強度 F_c が小さい場合程、向上する傾向を示す。それ故、これら諸要因の影響を明確化して各特性値 F_{cf}/F_c , $\epsilon_{ocf}/\epsilon_o$ および \bar{E}_{cf}/\bar{E}_o に対する推定式(4.4), (4.8)および(4.12)を誘導した(図4.3~4.8参照)。

(2) 誘導した推定式は、試験体のスケールにかかわらず適用でき、また、既往の他者の推定式と比較しても適合性が最も良好で、その適用範囲も広いことを示した(図4.11参照~図4.13)。

(3) 普通鉄筋を用いた円形横補強筋をその降伏ひずみ度を越える範囲まで有効に利用できる S/D の限界は、拘束応力指標およびコンクリート強度の大きさにかかわらず、ほぼ 0.7 程度である。 $S/D > 0.7$ の場合、試験体の破壊は横補強筋の 1 ピッチ間のコンクリート部のみに生じ、また横補強筋は降伏しないため、その拘束効果も十分に発揮されない(図 4.9, 4.10 参照)。

(4) 角形横補強筋それ自身の局所の軸力-曲げモーメント状態を調べる方法から、同補強筋を用いたコンファインドコンクリートが最大耐力点に達するのは、外周筋、およびサブタイあるいは内接筋が全塑性化してコンクリートの横方向膨張変形に対する抵抗剛性がなくなる段階であることを示した(図 4.18~4.23 参照)。

(5) 各種の横補強筋をもつ試験体の最大耐力時において、横補強筋に作用している軸力の一軸降伏耐力に対する比・有効軸力係数 α 、ならびに横補強筋位置での分布のある拘束力をそれと同じ働きをする一様拘束力にみなすための係数・等価係数 β を新たに導入した。それら係数と提案した円形横補強筋によるコンファインドコンクリートの強度および変形特性推定式とから、横補強筋の形状が円形から角形にまで変化する時の同コンクリートの統一的な強度および変形特性推定式(2.14)~(2.16)を導いた(図 4.26~4.29 参照)。

(6) 角形横補強筋を用いるコンファインドコンクリートの強度と変形特性に関する既往の推定式の適合性を調べ、各推定式の推定精度を明らかにした。同時に、本推定式が現状では最も精度がよくまた適用範囲も広いことを示した(図 4.30~4.32 参照)。

(7) コンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度特性での 1 つの終局限界状態と考えられる横補強筋の破断は、円形スパイラル筋の場合、 S/D および $p_s \sigma_{sy}$ の小なる場合の方が起こりやすい。同破断時でのコンファインドコンクリートの軸ひずみ度 ϵ_{sr} の推定式として、 $(S/D)^{1.3}$ および $(p_s \sigma_{sy})^{1.5}$ に比例する(4.24)式を得た(図 4.36~4.38 参照)。

(8) 横補強筋の破断は圧縮軸筋の座屈によって早められ、その傾向は横補強が十分な場合ほど顕著である。また、その破断時でのコンファインドコンクリートの軸ひずみ度は圧縮軸筋の座屈時ひずみ度のほぼ 1.4 倍程度である(図 4.40, 4.41)。

(9) 繰返し荷重をうける高靱性部材の設計に必要な基礎データである、コンファインドコンクリートの繰返し単軸圧縮応力下での繰返し回数 n に対する包絡 $S-S$ 曲線は、各載荷ひずみ階での繰返し履歴に関係なく、繰返し回数 n にのみ依存して決まる(図 4.42, 4.43 参照)。

(10) 繰返し包絡 $S-S$ 曲線を単調載荷時の $S-S$ 曲線から応力低下する形式で表示する方法を提示した。さらに、その繰返し包絡 $S-S$ 関係を定量化する上で必要となる、最大応力時での繰返し載荷による低下応力におよぼす諸要因の影響を明らかにして、同応力の推定式(4.18)を誘導した(図 4.45, 4.46 参照)。

第 5 章では、コンクリート曲げ部材の一つの終局限界状態を与えるにもかかわらず、系

統的な研究が殆ど行われていない、圧縮主筋の座屈性状について調べた。すなわち、主筋座屈の基礎資料を得る目的で、単軸圧縮荷重をうける円形スパイラル筋を用いたコンファインドコンクリート内の圧縮軸筋の座屈性状を調べ、以下に示すいくつかの知見を得た。

(1) 軸筋の座屈は、円形スパイラル筋の降伏および横方向膨張の急増が生ずる、コンファインドコンクリートそれ自身の圧縮強度時以降において、したがって通常は軸筋が塑性状態となっている段階で起こる。また座屈範囲は、横補強筋のピッチ S が $0.7D$ (D : 試験体直径) 程度以上では 1 補強区間であった。 S がそれ以下の場合には軸筋の太いときの方が若干大きくなる傾向がみられる(図 5.10 参照)が、いずれの拘束力指標 $a_s \sigma_{sy}$ およびピッチ S (S/D) の場合でも、試験体の破壊が集中的に生じたほぼ D に等しい数補強区間にわたるものであった(図 5.7, 5.9 参照)。

(2) 軸筋をもつ試験体の荷重-軸ひずみ度関係での、最大耐力点以降における顕著な耐力低下点を座屈時と定義した。この時の試験体軸ひずみ度、すなわち座屈ひずみ度 (ϵ_{Bu}) は $a_s \sigma_{sy}$ の増加にたいしてほぼ直線的に、 S/D の減少にたいしてはほぼ双曲線的に増大する傾向を示した。それ故、これら諸要因の影響を定量化して、 ϵ_{Bu} 推定式(5.5)式を得た(図 5.12~5.14 参照)。また、誘導した推定式は、試験体のスケールにかかわらず適用できることを示した(図 5.15 参照)。

第 6 章では、コンクリート曲げ部材の変形能力の評価および定量化を行う上で是非設定しておかねばならない、終局曲げ破断に対する指標点、すなわち終局限界点を新たに提案し、同限界点が既往の他の終局域指標点に比べ種々の長所を有することを示した。また、同限界点を計算するための諸算定式を誘導し、それらの適用範囲を考察した。

得られた主な結果を以下にまとめる。

(1) PRC 梁断面の終局限界点として次の 4 種のものを提案した。第 1 のもの、 L_c 点は、曲げ圧縮部コンクリート合力のひずみ軟化性質に起因するものである。断面内の力のつり合いメカニズムから、 L_c 点は力のつり合いが成立する最大の引張鋼材合力を与える時点であり、言い換えれば断面曲率が増大するにもかかわらず引張鋼材ひずみ度が減少し始める時点である。その他の終局限界点、 L_p 点、 L_{Bu} 点および L_{sr} 点は、それぞれ伸び能力の小さい PC 鋼材の破断による限界点、圧縮主筋の座屈に起因する限界点、ならびに曲げ圧縮部における横補強筋の破断による限界点である。

(2) 終局限界点・ L 点は、従来の終局域指標点に比べ次のような特徴を有しており、PRC 梁断面の終局変形能力の定量化に極めて有用である。

(i) その存在の物理的な意義が明確である。とくに L_c 点は、従来の終局域指標点のように引張側鋼材とは無関係に圧縮部コンクリートの材料性質だけに依存するものではなく、断面内の力の釣り合いに基づく、部材断面としてのクリティカルポイントである(図 6.2, 6.3 参照)。

(ii) 既往の指標点と異なって提案する L 点はいずれも、断面のモーメント-曲率関係上の最大耐力点以降の大変形域に現われる。またそれら限界点以降では曲げモーメントが

急激に低下するなどの特徴を示し、部材断面の終局破壊に対する有効な指標点である(図6.1参照)。

(3) 提案する各種の終局限界点における圧縮緑ひずみ度、曲げモーメントおよび曲率を求めるための算定式を誘導した。また、それら誘導式に関する次の事項を示した。

(i) 引張側鋼材の応力度-ひずみ度関係が完全弾塑性の場合、普通に用いられるPRC断面のL点は極めて簡単な式によって算定されることを明らかにした(式(6.15)~(6.17)参照)。

(ii) ひずみ硬化がある場合の各L点における圧縮緑ひずみ度比(X_L)の算定式一覧も示した(表6.6, 6.7参照)。

(4) 鉄筋・鋼材係数(q_{sp})の増加に伴う断面ひずみ分布の推移に対する考察から、終局限界点の L_p 点から L_c 点への移行、ならびに導いた圧縮緑ひずみ度比(X_L)算定式の適用範囲を明らかにした。また、引張側鋼材のひずみ硬化は、PC鋼材破断の終局限界モードとなる限界の鉄筋・鋼材係数(q_{sp})を減少させるとともに、 L_p 点および L_c 点での X_L をそれぞれ増加、減少させることを指摘した。(図6.10, 6.13参照)

第7章では、(i) 第6章で提案した終局限界点の存在およびその特徴のPRC梁の単調曲げ荷重実験による検証、(ii) 繰返し荷重をうける高靱性梁部材の安定限界と相当単調曲げ解析から求まる終局限界点・ L_c 点との関連性の追究、ならびに、(iii) 提案する各種の終局限界点の特性におよぼす諸要因の影響に対する解析的考察などを行い、以下に示すような結果を得た。

(1) PC鋼材破断による終局限界点・ L_p 、ならびに、断面の力の釣り合い条件を保つために引張鋼材ひずみを減少させ始める終局限界点・ L_c の存在を実験的に確認した。同時に、それら終局限界点が第6章で解析的に明らかにされた諸特徴を有すること、さらに、それら終局限界点の曲げモーメントおよび曲率の実験値は、曲げひずみ勾配の影響を考慮したコンクリートの曲げ圧縮S-S関係を用いる計算値によって、終局破壊モードも含めて良好に推定されること、などを示した(図7.3~7.5参照)。

(2) 繰返し荷重下におけるPRC梁断面の塑性域 $M-\phi$ 関係の包絡線は、コンファインドコンクリートの単軸繰返し荷重による応力低下および引張鋼材の付着劣化等を考慮した、単調曲げ解析からほぼ推定できる。さらに、繰返し荷重下における安定限界曲率の実用的な推定方法としては、上記の単調曲げ解析による $M-\phi$ 関係の終局限界点曲率が有用である。(図7.10, 7.11参照)。

(3) 極めて大きな鉄筋・鋼材係数($q_{sp}=0.35$ 程度)を有するPRC梁の場合でも、円形スパイラル筋、あるいは密に配筋された閉鎖型溶接スターラップによるコンファインドコンクリートを曲げ圧縮部へ適用することによって、梁の靱性ならびに繰返し荷重に対する安定性は画期的に改善される(図7.12, 7.13参照)。

(4) 終局限界点の特性は諸要因によって次のような影響をうける。

(i) コンファインド補強は、補強によって破壊モード L_p が変化する q_{sp} の範囲では、断面の終局限界曲率(ϕ_L)を著しく改善するが、破壊モード L_p が変化しない q_{sp} の範囲では ϕ_L は殆ど改善されず、 q_{sp} に見合った有効な補強限界がある(図7.17参照)。

(ii) コンクリートの高強度化は ϕ_L の改善とは単純に結び付かず、コンファインド補強の程度と関連した適当な強度限界がある(図7.18参照)。

(iii) 繰返し荷重によるコンクリートの応力度-ひずみ度関係の劣化によって、 L_p モードとなる q_{sp} の範囲は狭くなる。また ϕ_L は、 L_p モード時では増加し、 L_{Bu} モード時では減少する(図7.19参照)。

(iv) 引張側鋼材のひずみ硬化によって、破壊モードが L_p モードとなる q_{sp} の範囲、およびそれ以外のモードとなる q_{sp} の範囲では、 ϕ_L はそれぞれ増加および減少する(図7.20参照)。

(v) PC鋼材とコンクリートの付着が十分でない場合、PC鋼材の破断ひずみ度がみかけ上増加するため L_p モードでの ϕ_L は増大する。しかし、それ以外のモードでの ϕ_L は余り変化しない(図7.21参照)。

8.2 今後の課題

本研究は、コンクリートの応力度-ひずみ度特性の定式化と定量化、ならびに曲げ部材断面の終局限界点を研究したもので、その成果は、これからのコンクリート曲げ部材の終局強度設計法に大いに資すると思われる。しかし、たとえば応力度-ひずみ度特性としては主として単調単軸圧縮応力下でのものを対象にしているなど、基礎的な研究といえる。したがって今後、コンクリート曲げ部材の終局強度設計法を確立するためには、以下に述べるようないくつかの課題がさらに明らかにされねばならない。

(1) 本研究では、最も基本的な応力状態である単軸圧縮応力下の応力度-ひずみ度(S-S)特性を主として対象としたが、実際の構造での曲げ部材が受ける応力状態は、曲げ圧縮応力状態および曲げ圧縮・せん断応力状態などである。したがって、これらの応力状態下におけるコンクリートのS-S特性を明らかにする必要がある。

(2) コンファインドコンクリートの利用はコンクリート曲げ部材を高靱性化する方法の一主流になると思われるが、本研究では、同コンクリートのS-S特性ならびにその中に配筋された圧縮軸筋の座屈性状などを明らかにした。しかし、コンファインドコンクリートとしては円形横補強筋によるものを主に対象としている。したがって、各種の形状をもつ角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの、とくに曲げ部材の終局限界状態と密接に関連する横補強筋の破断性状、および同コンクリート内の圧縮軸筋の座屈性状などを早急に明確化する必要がある。これらのデータの蓄積は、コンファインド補強の程度によってコンクリート部材の終局限界状態がどのように変化するか、ひいては部材に所要の靱性を付与するにはどのようなコンファインド補強が必要か、などに対して大きく寄与するものである。

(3) 本研究では、現時点において使用頻度の高い通常の強度を有するコンクリートおよび鉄筋を主に対象としている。しかし、材料の高強度化は現在の一つの流れになりつつあり、この点から、高強度コンクリートと高強度横補強筋によるコンファインドコンクリートのS-S特性や、たとえばコンクリートの高強度化は必ずしも部材の曲げ変形能力を改善しないという第7章での指摘が示すように、高強度材料の適切なマッチング性、などを明らかにする必要があるだろう。

(4) 本研究では、曲げ部材の設計に用いるという観点から、コンクリートのS-S関係の定式化と定量化を行ったが、さらに、設計用S-S関係という面からはコンクリートのS-S特性値が示すばらつきを取り扱い方を解決する必要があるだろう。この課題は、構造物に作用する荷重のばらつき、構造部材の耐力、変形能力のばらつき、構造材料の力学特性値のばらつきなどを考慮する限界状態設計法に関連するが、本研究で対象とするコンクリート曲げ部材の設計に関しては2モーメント法の利用¹⁰⁾などが有用と思われる。

(5) 本研究では、曲げモーメントが卓越する部材の圧縮部に対するコンファインド補強という観点からコンクリート部材の靱性設計にアプローチしようとしている。言い換えれば、(1)および(2)で述べたような主として部材の断面設計にかかわる諸特性を明らかにすることを試みている。しかし、コンクリート部材の靱性設計を確立するためには、曲げモーメントとせん断力をうける部材の塑性ヒンジ領域、あるいは同部材全長にわたる耐荷および変形機構、ならびに梁-柱接合部からの主筋の抜け出し性状などを明らかにすることも不可欠である。

参考文献

- [1] E.Hognestad : Confirmation of Inelastic Stress Distribution in concrete, Journal of Structural Division, ASCE, PP.1189.1-1189.16, 3.1957
- [2] C.G.Whitney : Plastic Theory of Reinforced Concrete Design, Journal of Structural Division, ASCE, pp.1749-1780, 12.1940
- [3] 鈴木計夫, 中塚 侑, 蔡 健 : コンファインドコンクリートを利用する高靱性P R C 曲げ部材の基礎力学性状, プレストレストコンクリート, pp.18-33, 11.1986
- [4] ACI 318-83 : Building Code Requirements for Reinforced Concrete, 1983
- [5] NZS 3101 : Code of Practice for The Design of Concrete Structures, 1982
- [6] 日本建築学会 : プレストレスト鉄筋コンクリート (Ⅲ種P C) 構造設計・施工指針・同解説, 1986
- [7] 東大第1工学部建築学科材料研究室 : コンクリートの圧縮強度時の歪度を超える範囲まで取り扱った応力歪度曲線に就いて, 日本建築学会論文報告集, pp.37-41, 1951
- [8] 梅村 魁 : 鉄筋コンクリート梁の塑性変形および終局強度, 日本建築学会論文集, 第42号 昭和26.2, pp.59-70.
- [9] G.M.Smith, and L.E.Young : Ultimate Flexural Analysis Based on Stress-Strain Curves of Cylinders, Jour. of ACI, Vol.53, No.12, pp.597-609, Dec. 1956
- [10] P.Desayi, and S.Krishnan : Equation for the Stress-Strain Curve of Concrete, Jour.of ACI, Vol.61, No.3, pp.345-350, March 1964,
- [11] G.M.Sturman, S.P.Shah, and G.Winter : Effects of Flexural Strain Gradients on Microcracking and Stress-Strain Behavior of Concrete, Jour. of ACI, Vol.62, No.7, pp.805-822, July 1965,
- [12] 奥島正一, 鈴木計夫, 中塚 侑 : コンクリートの応力度-ひずみ度曲線に関する一考察, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.45-48, 昭和48
- [13] M.Sargin : Stress-Strain Relationship for Concrete and the analysis of Structural Concrete Sections, Waterloo University ph.D. Dissertation, March 1968
- [14] P.Desayi, K.T.S.R.Iyenger and T.S.Reddy : Equation for Stress-Strain Curve of Concrete Confined in Circular Steel Spiral, Materias et

Constructions, Vol.11, No.65, pp.339-345, 1978

- [15] S.Popovics : Factors Affecting the Elastic Deformations of Concrete, Proc. of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Vol.IV, Kyoto, pp.172-183, Aug. 1971,
- [16] E.Hognestad : A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, Bulletin, No.399, Univ. of Illinois, Engineering Experiment Station, Urbana, pp.128, Nov. 1951
- [17] D.C.Kent and R.Park : Flexural Members with Confined Concrete, Journal of Structural Division, ASCE ST7, July 1971
- [18] B.D.Scott, R.Park and M.J.N.Priestley : Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops and High Strain Rates, Jour.of ACI, pp.13-27, Jan.-Feb 1982
- [19] 六車 熙, 渡辺史夫, 田中仁史, 勝田庄二 : 横拘束筋によるプレストレストコンクリート梁の曲げ靱性改善に関する研究, 第2回コンクリート工学年次講演会論文集, pp.377-380 1980
- [20] S.A.Sheikh and S.M.Uzumeri : Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, Journal of Structural Division, ASCE ST12, pp.2703-2722, Dec. 1982
- [21] 谷川恭雄, 畑中重光 : 応力下降域における各種コンクリートの応力度-ひずみ度曲線の表示式”、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.107-108., 昭和54
- [22] 谷川恭雄, 畑中重光, 小阪義夫 : 高ひずみ領域に至るまでのコンクリートの応力度-ひずみ度曲線の表示式、セメント技術年報、Vol.34, pp.242-245, 昭和55
- [23] S.P.Shah, A.Fafitis and R.Arnold : Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, 1695-1710, July 1983
- [24] 中野清司, 岡本伸 : Stiff Constant Strain Rate Testing Machine の試作について、建築学会大会学術講演梗概集、pp.1233-1234、昭和44
- [25] 平松良雄, 岡田 清, 岡 行俊, 水田義明 : 剛性試験機の設計、製作とコンクリートの剛性試験結果について、材料、第24巻、第260号、pp.447-454、昭和50.5
- [26] 木山英郎, 西林新蔵 : コンクリートの破壊前後の応力-ひずみ挙動、土木学会論文報告集、第240号、pp.103-111、昭和50.8
- [27] 青山博之他 : コンクリートの圧縮終局歪に関する研究 (大歪までの応力歪曲線について)、日本建築学会関東支部、pp.433-436、昭和42

- [28] P.T.Wang, S.P.Shah and A.E.Naaman : Stress-Strain Curve of Normal and Lightweight Concrete in compression, Jour.of ACI, pp.603-611, Nov.1978
- [29] 奥島正一, 鈴木計夫, 藤岡正見, 中塚 信 : モデル粗骨材を用いたコンクリートの力学的性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.657-658、昭和45
- [30] F.Watanabe : Complete Stress-Strain Curve for Concrete in Concentric Compression, Proc. of the International Conference on Mechanical Behavior of Materials, Vol.IV, Kyoto, pp.153-161, Aug.1971
- [31] 岡本公夫 : コンクリートの応力-ひずみ曲線の測定方法に関する一実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.331-332、昭和44
- [32] 谷川恭雄, 西川公三, 小阪義雄 : 高剛性変位速度制御圧縮試験機の試作、開発並びにコンクリートの塑性変形挙動に関する複合材料論的考察、日本建築学会論文報告集、第260号、pp.9-18、昭和52.10
- [33] 奥島正一, 中塚 信, 深野 慶 : コンクリートの応力度-ひずみ度曲線に関する実験的研究、セメント技術年報、第28巻、pp.215-219、昭和49
- [34] 岩井 哲, 吉田 望, 中村 武, 若林 実 : 構造部材の挙動におよぼす載荷速度の影響に関する実験的研究、その1 コンクリートと鋼材の応力-歪関係に及ぼす歪速度の影響、日本建築学会論文報告集、第314号、pp.102-111、昭和57.4
- [35] 浜田 稔, 渡辺 要 : 建築材料学、丸善、pp.304-307、昭和23
- [36] 藤田嘉夫 : 単純曲げをうける鉄筋コンクリートおよびプレストレストコンクリート梁の極限強さ、設計法に関する研究、土木学会論文集、第133号、pp.29-59、昭和41.9
- [37] S.Popovics : A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete, Jouv.of ACI, Vol.67, pp.243-248, March 1970
- [38] 六車 熙, 長井栄治 : コンクリートの圧壊ひずみに関する研究、セメント技術年報 Vol.30、pp.362-365、昭和51年
- [39] 岡本 伸, 柳下文夫 : プレストレストコンクリート建築構造物の耐震性に関する研究 (その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1251-1252、昭和51
- [40] 長谷川寿夫, 杉山 雅 : 構造体コンクリートの乾燥と力学的性状に関する研究 (その1)、日本建築学会論文報告集、第295号、pp.11-18、昭和55.9
- [41] 日本建築学会 : 地震荷重と建築構造の耐震性、pp.272-307 (鈴木計夫担当部分)、1976

- [42] 奥島正一、鈴木計夫、中塚 信：曲げ材圧縮部コンクリートの試験方法およびその力学的特性に関する研究、複合材料シンポジウム論文集、pp.283-288, 3.1976
- [43] K.Suzuki and T.Nakatsuka : Behavior of Concrete in the Compression Zone of Flexural Members, A New Testing Method, Proc. of 3rd International Conference on Mechanical Behavior of Materials, pp.121-130, Aug.1979
- [44] D.F.Billet and J.H.Appleton : Flexural Strength of Prestressed Concrete Beams, pp.837-854, ACI Journal, June 1954
- [45] M.Iqbal and D.S.Hatcher : Post-Crushing Behavior of Unbound Concrete Beams, pp.2303-2316, Journal of Structural Division,ASCE, Oct. 1975
- [46] M.Iqbal and D.S.Hatcher : Post-Crushing Behavior of Bound Concrete Beams, pp.1643-1654, Journal of Structural Division,ASCE, Aug. 1977
- [47] 鈴木計夫、中塚 信、深野 慶：曲げひずみ勾配下における力学的特性に関する実験的研究、セメント技術年報、pp.317-321、昭和50
- [48] I.D.Karsan and J.O.Jirsa : Behavior of Concrete under Varying Strain Gradients, Journal of Structural Division,ASCE, pp.1675-1696, Aug. 1970
- [49] 畑野 正：コンクリートのひずみ能力、破壊強度に対するひずみ分布の影響、pp.15-23、土木学会論文集、昭和38.12
- [50] E.Hognestad, N.W.Hanson and D.McHenry : Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, pp.455-479, Dec. 1955
- [51] 森田司郎、足立直行：曲げ圧縮部におけるコンクリートの性質、pp.59-66、材料、昭和46.1
- [52] L.E.Clark, K.H.Gerstle and L.G.Tulin : Effect of Strain Gradient on the Stress-Strain Curve of Mortar and Concrete, ACI Journal, pp.580-586, Sept. 1967
- [53] M.Sargin, S.K.Ghosh and V.K.Handa : Effects of Lateral Reinforcement upon Strength and Deformation Properties of Concrete, Magazine of Concrete Research, pp.99-110, June-Sept. 1971
- [54] M.E.Phipps : The Strain Capacity of Compression-zone Concrete Subjected to Short-Term Loading, Magazine of Concrete Research, pp.85-100, June 1976
- [55] G.M.Sturman, S.P.Shah and G.Winter : Effects of Flexural Strain Gradients on Microcracking and Stress-Strain Behavior of Concrete, ACI journal, pp.805-822, July 1965

- [56] H.Rusch : Researches toward General Flexural Theory for Structural Concrete, pp.1-28, ACI Journal, July 1960
- [57] 鈴木計夫、中塚 信、鈴木勝博、横木光一郎：高剛性偏心圧縮試験方法と曲げ圧縮部コンクリートの力学的特性について、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.61-64、昭和53
- [58] 鈴木計夫、中塚 信、横木光一郎：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性におよぼす中立軸深さの影響について、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.17-20 昭和55
- [59] 鈴木計夫、中塚 信、蔡 健、三輪正樹：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に関する実験的研究、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.29-32 昭和59
- [60] 岡田 清、六車 熙 編集：コンクリート工学ハンドブック、pp.458-462、1981
- [61] F.E.Richart : The Failure of Plain and Spirally Reinforced Concrete in Compression, pp.1-72, University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin No.190, pp.1-73, 1929
- [62] W.W.L.Chan : The Ultimate Strength and Deformation of Plastic Hinges in Reinforced Concrete Frameworks, Magazine of Concrete Research, pp.121-132 , Nov. 1955
- [63] S.R.Iyenger, P.Desayi and K.N.Reddy : Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders, Magazine of Concrete Research, Vol.22, No.72, pp.173-184, Sept. 1970
- [64] 鈴木計夫、中塚 信、栗山実則、米田玄次：横方向拘束力を受けるコンクリート力学的特性に関する研究、日本建築学会近畿研究報告集、pp.13-16、昭和51
- [65] 鈴木計夫、中塚 信、古宮嘉之、若林康弘：横方向拘束力を受けるコンクリート力学的特性に関する研究(その1),(その2)：日本建築学会近畿研究報告集、pp.9-16、昭和52
- [66] 六車 熙、渡辺史夫、田中仁史、桜井和夫、中村英一：高強度鉄筋によるコンクリートの横拘束効果について、セメント技術年報、pp.444-448、昭和53
- [67] 六車 熙、渡辺史夫、田中仁史、桜井和夫、中村英一：高強度鋼スパイラルフープによるコンクリートの横拘束効果について、日本建築学会近畿支部研究報告集、pp.29-32、昭和53
- [68] 藤岡正見：横方向補強した人工軽量骨材コンクリートに関する実験的研究、日本建築学会九州支部研究報告集、pp.1-4、昭和55年

- [69] 藤岡正見：横方向補強したコンクリートに関する実験的研究,日本建築学会九州支部研究報告集, pp.17-20, 昭和56年
- [70] P.Desayi, K.T.S.R.Iyenger and T.S.Reddy: Equation for Stress-Strain Curve of Concrete Confined in Circular Steel Spiral, *Materiaux et Constructions*, Vol.11-No.65, pp.339-345, 1978
- [71] S.H.Ahmad and S.P.Shah: Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement, *ACI Journal*, pp.484-490, Nov.-Dec. 1982
- [72] S.P.Shah, A.Fafitis and R.Arnold: Cyclic Loading of Spirally Reinforced Concrete, pp.1695-1710, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 7.1983
- [73] E.G.Burdette and H.K.Hilsdorf: Behavior of Laterally Reinforced Concrete Columns, *Journal of Structural Division*, ASCE, pp.587-602, Feb. 1971
- [74] 鈴木計夫、中塚 信、島崎敦志、平松一夫：コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1917-1918, 昭和58
- [75] 吉田晴彦：横方向拘束筋を有するコンクリートの単軸応力下における応力度-ひずみ度関係に関する研究、大阪大学修士論文、昭和58.3
- [76] S.A.Sheikh and S.M.Uzumeri: Strength and Ductility of Tied Concrete Columns,, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp.1079-1102, May 1980
- [77] J.P.Moehle and T.Cavanagh: Confinement Effectiveness of Crossties in RC *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp.2105-2120, Oct. 1985
- [78] 広沢雅也、岡本 伸、他4名：宮城県沖地震による被害の実態；鉄筋コンクリート建物の被害、*カラム* Vol.71, pp.13-23, 1979
- [79] 広沢雅也、柳沢延房、高橋正利：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合的研究(その21)、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1329-1330、昭和49
- [80] 黒正清治、和田 章、久保田英之：鉄筋コンクリート部材のかぶりコンクリートはく離後の主筋座屈性状の解析、日本建築学会・電子計算機利用委員会、第7回電子計算機シンポジウム、pp.175-179, 1985
- [81] M.Papia, G.Russo and G.Zingone: Instability of Longitudinal Bars in RC Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, pp.445-461, Feb. 1988
- [82] 日本建築学会：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988
- [83] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988

- [84] 角田与史雄：部材の設計(その1) - 曲げおよび曲げ圧縮 -, コンクリートライブラリー41号, (鉄筋コンクリート設計法の最近の動向), 土木学会, 1975
- [85] K.T.S.R.Iyengar, P.Desayi, and K.N.Reddy: Flexure of Reinforced Concrete Beams with Confined Compression Zone, *ACI Journal*, pp.719-725, Sept. 1971
- [86] 岡本 伸：プレストレストコンクリート部材の限界鋼材係数に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, pp.1609-1610, 昭和59
- [87] 六車 熙：鉄筋コンクリート断面の破壊時コンクリート圧縮緑ひずみに関する研究, *材料*, pp.441-446, 昭和50.5
- [88] S.K.Ghosh and M.Z.Cohn: Computer Analysis of Reinforced Concrete Sections Under Combined Bending and Compression, *IABSE Publications*, 34-I, pp.71-94, 1974
- [89] D.C.Kent and R.Park: Flexural Members with Confined Concrete, *Journal of Structural Division*, ASCE, pp.1969-1990, July 1971
- [90] 岡本 伸：プレストレストコンクリート構造物の耐震安全性, プレストレストコンクリート VOL.21, No.4, pp.38-54, Aug. 1979
- [91] 本岡順二郎, 末次宏光, 浜原正行：プレストレストコンクリート梁の弾塑性変形状に関する実験的研究, プレストレストコンクリート, VOL.25, No.4, pp.33-47, July 1983
- [92] 鈴木計夫, 藤岡正見：プレストレストコンクリート曲げ部材の終局域特性について, *セメント技術年報*, pp.477-480, 昭和52
- [93] 鈴木計夫, 藤岡正見, 中塚 信：プレストレスト鉄筋コンクリート曲げ部材断面の終局域特性について, *セメント技術年報*, pp.436-439, 昭和53
- [94] 鈴木計夫, 中塚信, 井上和政：プレストレストコンクリート梁部材の終局限界点とその特性、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集、pp.Ⅱ-193-Ⅱ-204、昭和63.3
- [95] 森田司郎：PC鋼材の現況と展望、プレストレストコンクリート、Vol.16, No.1 pp.1-9, Feb. 1974
- [96] 西垣太郎、水畑耕治：鉄筋コンクリート柱の低サイクル疲労に関する実験的研究、日本建築学会論文報告集、第328号、pp.60-70, 昭和58.6
- [97] 小柳 治、六郷恵哲、岩瀬裕之：RC梁の曲破壊過程と曲げ靱性におよぼす材料特性の影響、土木学会論文集、No.348, V-1, pp.153-162, 昭和59

[98] 平石久広、稲井栄一、勅使原正臣：変形機構に基づくRC柱の曲げ靱性能に関する研究、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集、pp.Ⅱ-217-Ⅱ-228、昭和63.3

[99] A.L.L. Baker : A Plastic Theory of Design for Ordinary Reinforced and Prestressed Concrete Including Moment Redistribution in Continuous Members, Magazine of Concrete Research, 1949.6

[100] 鈴木計夫、中塚 信、菊池正彦：鉄筋コンクリート梁部材の2次モーメント法による終局安全性の評価、コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp.473-476、昭和58

発表論文

日本建築学会論文報告集

- 1 鈴木計夫、中塚 信：円形補強筋をもつPC鋼材定着部の強度および破壊機構に関する研究、第315号、pp.17-28、昭和57年5月
- 2 鈴木計夫、中塚 信：円形補強筋をもつPC鋼材定着部の強度および破壊機構に関する研究—角形載荷板、角形支承部、円形補強筋の組み合わせの場合—、第341号、pp.19-26、昭和59年7月
- 3 鈴木計夫、中塚 信、阿波野昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究(その1)各種終局域指標点と提案する曲げ終局限界点の存在メカニズム、第383号、pp.49-57、昭和63年1月
- 4 鈴木計夫、中塚 信、蔡 健、中田浩之、白沢吉衛：円形スパイラル筋を有するプレレスト鉄筋コンクリート円形柱の力学性質 その1 破壊性状および荷重—変形関係、第383号、pp.69-79、昭和63年1月
- 5 鈴木計夫、中塚 信、阿波野昌幸：コンクリートはり部材断面の曲げ終局限界点に関する研究 (その2) 終局限界点特性値の算定式の誘導、第403号、pp.67-77、平成1年9月、

材料

- 1 鈴木計夫、中塚 信、吉田晴彦：円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性、第376号、pp.33-39、昭和60年1月

国際会議およびシンポジウム

- 1 K. Suzuki and T. Nakatuka: Behaviour of Concrete in the Compression Zone of Flexural Members, A New Testing Method: Proceedings of the Third International Conference on Mechanical Behaviour of Materials, Cambridge, England, Vol.3, ICM3, pp.121-130, 1979.8
- 2 K. Suzuki and T. Nakatuka: Ductile Behavior of Partially Prestressed Concrete Beams with Confined Concrete under Scores of High Intensity Cyclic Loading, 10th Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials, University of Adelaide, pp.417-422, 1986

- 3 K.Suzuki and T.Nakatsuka: Ductile Behavior of Partially Prestressed Concrete Flexural Members with Confined Concrete under Scores of High Intensity Cyclic Loading, Proc. of 9th WCEE, pp.IV-749 ~IV-754, 1988
- 4 K. Suzuki and T. Nakatuka: Seismic Resistant Prestressed Multi-Story Building -Aseismic Prestressed Concrete Structures with Confined Concrete, Proceedings of FIP Symposium-Israel, Jerusalem, pp.439-446, Sept. 1988
- 5 奥島正一、鈴木計夫、中塚 信: 曲げ材圧縮部コンクリートの試験方法およびその力学的特性に関する研究、複合材料シンポジウム論文集、pp.283-288、昭和51年3月
- 6 鈴木計夫、中塚 信、井上和政: 円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリートの応力、ひずみ特性および同コンクリート内に配筋された圧縮軸筋の座屈性状、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 論文集、pp.II-21 ~II-32、昭和63年3月
- 7 鈴木計夫、中塚 信、井上和政: プレストレスト鉄筋コンクリート梁部材の終局限界点とその特性、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム 論文集、pp.II-193~II-204、昭和63年3月

コンクリート工学年次論文報告集

- 1 鈴木計夫、中塚信、出口 兼: コンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究、pp.265~268,1980
- 2 鈴木計夫、中塚信、菊池正彦: 鉄筋コンクリート梁部材の2次モーメント法による終局安全性の評価、pp.473~476, 1983
- 3 鈴木計夫、中塚信、増田安彦: 円形横補強筋を有するPC鋼材定着部の破壊強度に関する研究、pp.453~456, 1984
- 4 鈴木計夫、中塚信、平松一夫、長田省作: コンファインドコンクリート(横拘束コンクリート)を曲げ圧縮部に適用したPRC梁の高靱性挙動、pp.485~488, 1985
- 5 鈴木計夫、中塚信、蔡 健、中川隆夫、中田浩之: 高靱性・高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究、pp.408~411, 1985
- 6 鈴木計夫、中塚信、蔡 健、中田浩之: 円形スパイラル筋を有するPRC柱の高靱性・高復元特性、pp.509~512, 1986
- 7 鈴木計夫、中塚信、長田省作、井上和政: 円形横補強筋を用いたコンファインドコン

クリート内に配置されたRC軸鉄筋の座屈性状、pp.151~156, 1987

- 8 鈴木計夫、中塚信、中田浩之、白沢吉衛: SD50材の円形スパイラル筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性、pp.601~606, 1988
- 9 鈴木計夫、中塚信、菅田昌宏、佐々木仁志: 円形横補強筋を持つPC鋼材定着部の割裂ひびわれ性状ならびにその耐力、pp.183~188, 1988
- 10 鈴木計夫、中塚信、中田浩之、山中昌一: 高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いたRC柱部材の荷重-変形特性、pp.455~460, 1989
- 11 鈴木計夫、中塚信、菅田昌宏: 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と強度・変形特性、pp.449~454, 1989

TRANSACTIONS OF THE JAPAN CONCRETE INSTITUTE

- 1 K.Suzuki, T.Nakatsuka, K.Hiramatsu and S.Nagata: Ductile Behavior of Partially Prestressed Concrete Beams with Confined Concrete under Scores of High Intensity Cyclic Loading, pp.583~590, 1985
- 2 K.Suzuki, T.Nakatsuka, Takahiro Shohda and Yoshifumi Yamaguchi: Mechanism of Confinement and Strength and Deformation Characteristics of Confined Concrete with Rectangular Transverse Reinforcement, pp.331-338, 1989

セメント技術年報

- 1 奥島正一、中塚信、鈴木計夫: モデル粗骨材を用いたコンクリートの力学的性状について、pp.207~211, 1973
- 2 鈴木計夫、中塚信、深野 慶: コンクリートの応力度-歪度曲線に関する実験的研究、pp.215~219, 1974
- 3 鈴木計夫、中塚信、藤岡正見: プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)曲げ部材断面の終局域特性について、pp.436~439, 1978
- 4 鈴木計夫、中塚信、榎本秀文、角 一行: PCおよびRC梁部材の終局特性について、pp.433~436, 1980
- 5 鈴木計夫、中塚信、榎本秀文: PRC梁断面の履歴性質に関する解析的研究、pp.467~470, 1981
- 6 鈴木計夫、中塚信、阿波野昌幸: PRC梁部材断面の終局限界点とその特性、

pp.470~473, 1982

- 7 中塚信、吉田晴彦、嶋崎敦志：円形補強筋をもつコンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係について、pp.255~258, 1983
- 8 鈴木計夫、中塚信、畠本 齊：PC鋼材定着部の終局強度設計法に関する基礎的研究、pp.495~498, 1983
- 9 鈴木計夫、中塚信、平松一夫、嶋崎敦志：高靱性PRC梁部材に関する基礎的研究、pp.460~463, 1984
- 10 鈴木計夫、中塚信、蔡 健、中川隆夫、中田浩之：高靱性・高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究、pp.408~411, 1985
- 11 鈴木計夫、中塚信、蔡 健、三輪正樹：繰返し荷重を受けるPRC円柱柱の力学的性質に関する解析的研究、pp.526~529, 1986
- 12 鈴木計夫、中塚信、白沢吉衛、蔡 健、中田浩之：各種定着手法を用いた梁-円柱接合部の多数回繰返し荷重下における力学的性状、pp.527~530, 1987

TECHNOLOGY REPORTS OF THE OSAKA UNIVERSITY

- 1 K.Suzuki, M.Fujioka and T.Nakatsuka: Limit Index of Prestressed Concrete Flexural Sections in Ultimate State, vol.28, pp.545~554, 1978
- 2 K.Suzuki, M.Fujioka and T.Nakatsuka: Limit Index Point and Flexural Capacity of Prestressed Reinforced Concrete Members in Ultimate State, vol.28, pp.285~294, 1979
- 3 K.Suzuki and T.Nakatsuka: Estimation of Bearing Strength of Reinforced Anchorage Zone in Post-Tensioned Prestressed Concrete Members, Vol.32, pp.419~428, 1982
- 4 K.Suzuki, T.Nakatsuka and J.Cai: Ductile Behavior and Partially Prestressed Concrete Columns with Circular Spiral Reinforcement, Vol.36, pp.165~175, 1986

日本建築学会大会学術講演梗概集

- 1 奥島正一、鈴木計夫、中塚 信：埋込定着に関する実験的研究、pp.805-806, 1969
- 2 奥島正一、鈴木計夫、中塚 信：コンクリートの力学的特性に関する研究、pp.715-716, 1971
- 3 奥島 正一、鈴木 計夫、中塚 信、田中 利幸：PC鋼棒の埋込定着に関する実験的研究、pp.995-996, 1972
- 4 奥島 正一、鈴木 計夫、中塚 信：モデル粗骨材を用いたコンクリートの力学性状について、pp.371-372, 1973
- 5 奥島 正一、鈴木 計夫、中塚 信、深野 慶：コンクリートの応力-歪度曲線に関する一考察、pp.189-190, 1974
- 6 鈴木 計夫、中塚 信、深野 慶：曲げ歪度配下におけるコンクリートの力学的特性に関する実験的研究、pp.35-36, 1975
- 7 鈴木 計夫、中塚 信、栗山 実則：曲げ材圧縮部コンクリートの試験方法およびその力学的特性に関する実験的研究、pp.1363-1364, 1976
- 8 鈴木 計夫、中塚 信、栗山 実則、米田 玄次：横方向拘束力を受けるコンクリートの学的特性に関する研究、pp.1387-1388, 1976
- 9 鈴木 計夫、中塚 信、米田 玄次、古宮 喜之：横方向拘束力を受けるコンクリートの学的特性に関する研究(その1.円形拘束筋の場合)、pp.1737-1738, 1977
- 10 鈴木 計夫、中塚 信、米田 玄次、和田 雅洋：横方向拘束力を受けるコンクリートの力学的特性に関する研究(その2.理論的研究)、pp.1739-1740, 1977
- 11 鈴木 計夫、中塚 信、岡田 充弘：圧縮部にスパイラル筋を有するPC部材およびPRC部材の靱性について、pp.1951-1952, 1977
- 12 鈴木 計夫、中塚 信、出口 兼：簡易高靱性試験装置とコンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究(その1.簡易高靱性試験装置)、pp.1541-1542, 1978
- 13 鈴木 計夫、中塚 信、古宮 喜之、出口 兼：簡易高靱性試験装置とコンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究(その2.コンクリート強度および試験体の形状の影響)、pp.1543-1544, 1978
- 14 鈴木 計夫、中塚 信、鈴木 勝博、横木 光一郎：高靱性偏心圧縮試験方法と曲げ圧縮部コンクリートの力学的特性について(その1.試験方法について)、pp.1717-1718, 1978
- 15 鈴木 計夫、中塚 信、鈴木 勝博、横木 光一郎：高靱性偏心圧縮試験方法と曲げ圧縮部コンクリートの力学的特性について(その2.試験結果について)、pp.1719-1720, 1978

- 16 鈴木 計夫、中塚 信、岡田 充弘：曲げ圧縮部にスパイラル補強筋を有するPC梁の繰返し荷重下における挙動について、pp.1789-1790, 1978
- 17 鈴木 計夫、中塚 信：プレストレストコンクリートはりの終局域における断面性状について、pp.1791-1792, 1978
- 18 鈴木 計夫、中塚 信、榎本秀文：くり返し曲げモーメントをうける高靱性PCはりおよびPRCはりの履歴特性に関する解析的研究，pp.1613-1614, 1979
- 19 鈴木 計夫、中塚 信、佐藤孝典：補強筋を有するPC鋼材定着部の支圧強度に関する研究，pp.1597-1598, 1979
- 20 鈴木 計夫、中塚 信、出口 兼：簡易高剛性試験装置とコンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究(その3. 粗骨材種による影響)，pp.1331-1332, 1979
- 21 鈴木 計夫、中塚 信、桑川貞経、角 一行：破壊過程を考慮したモデルによるコンファインドコンクリートの応力度-歪度曲線の解析的研究，pp.1323-1324, 1979
- 22 鈴木 計夫、中塚 信、桑川貞経、角 一行：単軸圧縮応力をうけるコンクリートの横ひずみ特性について，pp.111-112, 1979
- 23 鈴木 計夫、中塚 信、出口 兼：コンクリート曲げ部材断面の設計用応力度-ひずみ度関係に関する研究，pp.1823-1824, 1980
- 24 鈴木 計夫、中塚 信、角 一行：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に及ぼす中立軸深さの影響について，pp.1729-1730, 1980
- 25 鈴木 計夫、中塚 信、榎本秀文、角 一行：コンクリート梁部材の終局域特性について，pp.1479-1480, 1980
- 26 鈴木 計夫、中塚 信、畠本 齊：プレストレストコンクリート鋼材定着部の補強効果に関する実験的研究，pp.2223-2224, 1981
- 27 鈴木 計夫、中塚 信：プレストレスト鉄筋コンクリート梁断面の履歴性質に関する解析的研究，pp.2199-2200, 1981
- 28 鈴木 計夫、中塚 信、吉田晴彦：コンファインドコンクリートの拘束作用に関する基礎的研究，pp.1541-1542, 1981
- 29 鈴木 計夫、中塚 信、菊池正彦：コンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究(その統計的性質と各種要因による影響)，pp.1539-1540, 1981
- 30 鈴木 計夫、中塚 信、畠本 齊：PC鋼材定着部の破壊耐力とひび割れ性状に関する研究，pp.2211-2212, 1982
- 31 鈴木 計夫、中塚 信、阿波野昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)梁断面の終

- 局限界点とその特性，pp.2207-2208, 1982
- 32 鈴木 計夫、中塚 信、菊池正彦：コンクリート系部材における構成要素の統計的性質に関する基礎研究，pp.1679-1680, 1982
- 33 鈴木 計夫、中塚 信、吉田晴彦、嶋崎敦志：コンファインドコンクリートの応力度-歪度曲線の定量化，pp.1671-1672, 1982
- 34 鈴木 計夫、中塚 信、阿波野昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)梁断面の終局限界点におよぼすひずみ硬化の影響，pp.2553-2554, 1983
- 35 鈴木 計夫、中塚 信、増田安彦：繰返し荷重あるいは持続荷重を受けるPC鋼材定着部の力学性状に関する研究，pp.2577-2578, 1983
- 36 鈴木 計夫、中塚 信、嶋崎敦志、平松一夫：コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構，pp.1917-1918, 1983
- 37 鈴木 計夫、中塚 信、嶋崎敦志、平松一夫：高靱性PRC梁部材に関する基礎的研究，pp.1619-1620, 1984
- 38 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に関する実験的研究，pp.1613-1614, 1984
- 39 鈴木 計夫、中塚 信、増田安彦、酒井直哉：円形補強筋を有するPC鋼材定着部の破壊強度に関する研究，pp.1599-1600, 1984
- 40 鈴木 計夫、中塚 信、中川隆夫、蔡 健、安倍 勇、中田浩之：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その2 靱性及び復元性について)，pp.1195-1196, 1985
- 41 鈴木 計夫、中塚 信、中川隆夫、蔡 健、安倍 勇、中田浩之：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その1 実験概要及び荷重-変形関係)，pp.1193-1194, 1985
- 42 鈴木 計夫、中塚 信、平松一夫、長田省作：多数回正負交番繰返し荷重をうける高靱性PRC梁部材の終局域特性，pp.1179-1180, 1985
- 43 鈴木 計夫、中塚 信、酒井直哉、増田安彦：繰返し荷重あるいは持続荷重を受けるPC鋼材定着部の表面ひびわれ性状および終局耐力性状に関する研究，pp.1147-1148, 1985
- 44 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、安倍 勇、三輪正樹、中田浩之：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その5 モーメント-曲率関係の解析的検討)，pp.49-50, 1986
- 45 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、安倍 勇、中田浩之、白沢吉衛：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その4 円形スパイラル筋の補強機構と最大耐力)，pp.47-48, 1986

- 46 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、安倍 勇、中田浩之、白沢吉衛：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その3 軸力および繰返し回数の影響)、pp.45-46、1986
- 47 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、井上和政：繰返し単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの応力度-歪度特性、pp.43-44、1986
- 48 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、峯 勝彦：コンクリート系部材における圧縮軸鉄筋の座屈に関する基礎研究、pp.41-42、1986
- 49 鈴木 計夫、中塚 信、佐々木仁志、酒井直哉：PC鋼材定着部の割裂ひびわれ耐力性状に関する研究、pp.3-4、1986
- 50 鈴木 計夫、中塚 信、佐々木仁志、菅田昌宏：円形補強筋をもつPC鋼材定着部の割裂ひびわれ耐力性状、pp.1135-1136、1987
- 51 鈴木 計夫、中塚 信、井上和政：PRC梁部材断面の各種終局限界点の相互関係に及ぼす諸要因の影響、pp.1101-1102、1987
- 52 鈴木 計夫、中塚 信、安倍 勇、蔡 健、中田浩之、白沢吉衛、安藤邦彦：各種定着手法を用いた梁-円柱接合部の多数回繰返し荷重下における力学的性状(その1 実験概要及び接合部パネルのせん断変形性状、その2 梁主筋の抜け出し性状及び荷重-変形関係における履歴性状)、pp.643-646、1987
- 53 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、井上和政：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内に配置された圧縮軸鉄筋の座屈性状、pp.461-462、1987
- 54 鈴木 計夫、中塚 信、安藤 邦彦、中田 浩之、白沢 吉衛、山中 昌一：高強度コンクリートと高強度横補強筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性(その1、実験概要及びせん断耐力) pp.707~708、1988
- 55 鈴木 計夫、中塚 信、安藤 邦彦、中田 浩之、白沢 吉衛、山中 昌一：高強度コンクリートと高強度横補強筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性(その2、変形特性) pp.709~710、1988
- 56 鈴木 計夫、中塚 信、井上和政：円形スパイラル筋によるコンファインドコンクリートを利用する部材の終局圧縮限界ひずみに関する基礎的研究 pp.727~728、1988
- 57 鈴木 計夫、中塚 信、佐々木 仁志、菅田 昌宏：円形スパイラル筋を持つPC鋼材定着部の荷重-ひびわれ幅関係 pp.1255~1256、1988
- 58 鈴木 計夫、中塚 信、正田隆啓、山口善史、菅田昌宏：コンファインドコンクリートの強度・変形特性と曲げ靱性のためのコンファインド補強について(その1、角形横補強筋の拘束機構)、pp.929~930、1989
- 59 鈴木 計夫、中塚 信、正田隆啓、山口善史、菅田昌宏：コンファインドコンクリート

の強度・変形特性と曲げ靱性のためのコンファインド補強について(その2、強度・変形特性の推定式とその適合性の検討)、pp.931~932、1989

- 60 鈴木 計夫、中塚 信、岸本一蔵：コンファインドコンクリートの強度・変形特性と曲げ靱性のためのコンファインド補強について(その3、RC柱部材の曲げ靱性とコンファインド補強に関する解析的考察、pp.933~934、1989
- 61 鈴木 計夫、中塚 信、安藤 邦彦、中田 浩之、山中 昌一、上 寛樹、徐 賤雲：高強度横補強筋と高強度コンクリートを用いたRC部材の繰返し荷重下における荷重-変形関係(その1、実験概要および破壊モードの分類；その2、破壊モード、限界変形におよぼす諸要因の影響)、pp.703~706、1989
- 62 鈴木 計夫、中塚 信、岸本一蔵：プレストレスト(鉄筋)コンクリート部材断面の終局曲げ強度に関する解析的考察、pp.961~962、1989

- 1 奥島正一、鈴木 計夫、中塚 信：曲げ圧縮応力部の特性値と調合との関係について、pp.37-40、1972
- 2 奥島正一、鈴木 計夫、中塚 信、田中利幸：PC鋼棒の埋込み定着に関する実験的研究、pp.89-92、1972
- 3 奥島正一、鈴木 計夫、中塚 信：コンクリートの応力度-ひずみ度曲線に関する一考察、pp.45-48、1973
- 4 奥島正一、鈴木 計夫、中塚 信、深野 慶：コンクリートの応力度-歪度曲線に関する実験、pp.101-104、1974
- 5 鈴木 計夫、中塚 信、深野 慶：曲げ歪勾配下におけるコンクリートの力学的特性に関する実験的研究、pp.17-20、1975
- 6 鈴木 計夫、中塚 信、栗山実則：曲げ材圧縮部コンクリートの試験方法およびその力学的特性に関する一考察、pp.9-12、1976
- 7 鈴木 計夫、中塚 信、栗山実則、米田玄次：横方向拘束力を受けるコンクリートの力学的特性に関する研究、pp.13-16、1976
- 8 鈴木 計夫、中塚 信、岡田充弘：圧縮部にスパイラル筋を有するPC部材及びPRC部材の靱性について、pp.41-44、1977
- 9 鈴木 計夫、中塚 信、米田玄次、和田雅洋：横方向拘束力を受けるコンクリートの力学的特性に関する研究(その2 理論的研究)、pp.13-16、1977
- 10 鈴木 計夫、中塚 信、古宮嘉之、若林康弘：横方向拘束力を受けるコンクリートの力学的特性に関する研究(その1 実験的研究)、pp.9-12、1977
- 11 鈴木 計夫、中塚 信、鈴木勝博、横木光一郎：高剛性偏心圧縮試験方法と曲げ圧縮部コンクリートの力学的特性について、pp.61-64、1978
- 12 鈴木 計夫、中塚 信、岡田充弘：曲げ圧縮部にスパイラル補強筋を有するPC梁の繰返し荷重下における挙動について、pp.57-60、1978
- 13 鈴木 計夫、中塚 信、米田玄次、古宮嘉之、桑川貞経：矩形スパイラル筋を有するコンファインドコンクリートの拘束効果に関する研究(特に拘束鉄筋の変形性状について) pp.25-28、1978
- 14 鈴木 計夫、中塚 信、出口 兼：簡易高剛性試験装置とコンクリートの全応力-ひずみ関係に関する研究、pp.21-24、1978
- 15) 鈴木 計夫、中塚 信、古宮嘉之、桑川貞経、角 一行：破壊過程を考慮したモデルに

よるコンファインドコンクリートの応力度-歪度曲線の解析的研究、pp.13-16、1979

- 16 鈴木 計夫、中塚 信、若林康弘、佐藤孝典：補強筋を有するPC鋼材定着部の支圧強度に関する研究、pp.133-136、1979
- 17 鈴木 計夫、中塚 信、岡田充弘、榎本秀文：繰返し荷重をうける高靱性PC梁の曲げモーメント-曲率関係についての解析的研究、pp.153-156、1979
- 18 鈴木 計夫、中塚 信、出口 兼：コンクリート曲げ部材断面の設計用全応力-ひずみ関係に関する解析的研究、pp.33-36、1980
- 19 鈴木 計夫、中塚 信、横木光一郎：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に及ぼす中立軸深さの影響について、pp.17-20、1980
- 20 鈴木 計夫、中塚 信、榎本秀文：PRC梁断面の履歴性質に関する解析的研究、pp.297-300、1981
- 21 鈴木 計夫、中塚 信、吉田晴彦：コンファインドコンクリートの拘束作用に関する基礎的研究、pp.209-212、1981
- 22 鈴木 計夫、中塚 信、菊池正彦：コンクリートの全応力度-ひずみ度関係に関する研究(その統計的性質と各種要因による影響)、pp.205-208、1981
- 23 鈴木 計夫、中塚 信、畠本 齊：PC鋼材定着部の補強効果に関する実験的研究、pp.317-320、1981
- 24 鈴木 計夫、中塚 信、吉田晴彦、嶋崎敦志：コンファインドコンクリートの応力度-歪度曲線の定量化、pp.49-52、1982
- 25 鈴木 計夫、中塚 信、菊池正彦：コンクリート系部材における構成要素の統計的性質に関する基礎研究、pp.125-128、1982
- 26 鈴木 計夫、中塚 信、阿波野昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート(PRC)梁部材の終局限界点とその特性、pp.157-160、1982
- 27 鈴木 計夫、中塚 信、畠本 齊：PC鋼材定着部の破壊耐力とひび割れ性状に関する研究、pp.161-164、1982
- 28 鈴木 計夫、中塚 信、増田安彦、畠本 齊：繰返し荷重あるいは持続荷重を受けるPC鋼材定着部の力学性状に関する研究、pp.133-136、1983
- 29 鈴木 計夫、中塚 信、阿波野昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート梁断面の終局限界点におよぼすひずみ硬化の影響、pp.121-124、1983
- 30 鈴木 計夫、中塚 信、嶋崎敦志、平松一夫：コンファインドコンクリートにおける角形横補強筋の拘束機構、pp.101-104、1983

- 31 鈴木 計夫、中塚 信、嶋崎敦志、平松一夫：高靱性PRC梁部材に関する基礎的研究、pp.137-140、1984
- 32 鈴木 計夫、中塚 信、阿波野昌幸：プレストレスト鉄筋コンクリート (PRC) 梁断面の終局限界点に関する研究、pp.129-132、1984
- 33 鈴木 計夫、中塚 信、増田安彦、酒井直哉：円形補強筋を有するPC鋼材定着部の破壊強度とひび割れ強度に関する研究、pp.105-108、1984
- 34 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、三輪正樹：曲げ圧縮部コンクリートの終局域特性に関する実験的研究、pp.29-32、1984
- 35 鈴木 計夫、中塚 信、中川隆夫、蔡 健、安倍 勇、中田浩之：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究、pp.53-56、1985
- 36 鈴木 計夫、中塚 信、平松一夫、長田省作：多数回正負交番繰返し荷重をうける高靱性PRC梁の終局域特性、pp.41-44、1985
- 37 鈴木 計夫、中塚 信、酒井直哉、増田安彦：繰返し荷重あるいは持続荷重を受けるPC鋼材定着部の破壊耐力および変形性状に関する研究、pp.25-28、1985
- 38 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、安倍 勇、中田浩之、白沢吉衛：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その2 高軸力下の力学性状および円形スパイラル筋の補強機構)、pp.37-40、1986
- 39 鈴木 計夫、中塚 信、蔡 健、安倍 勇、三輪正樹、中田浩之：高靱性、高復元性PRC柱部材に関する基礎的研究(その3 モーメント-曲率関係の解析的検討)、pp.41-44、1986
- 40 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、井上和政：繰返し単軸圧縮応力を受けるコンファインドコンクリートの応力度-歪度特性、pp.65-68、1986
- 41 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、峯 勝彦：コンクリート系部材における圧縮軸鉄筋の座屈に関する基礎研究、pp.69-72、1986
- 42 鈴木 計夫、中塚 信、長田省作、井上和政：円形横補強筋を用いたコンファインドコンクリート内に配置された圧縮軸鉄筋の座屈性状、pp.41-44、1987
- 43 鈴木 計夫、中塚 信、佐々木仁志、菅田昌宏：円形補強筋をもつPC鋼材定着部の割裂ひびわれ耐力性状、pp.53-56、1987
- 44 鈴木 計夫、中塚 信、安倍 勇、蔡 健、中田浩之、白沢吉衛、後藤祐也：各種定着手法を用いた梁-円柱接合部の多数回繰返し荷重下における力学的性状、pp.97-100、1987

- 45 鈴木 計夫、中塚 信、井上和政：円形スパイラル筋によるコンファインドコンクリートを利用する部材の終局圧縮限界ひずみに関する基礎的研究、pp.45-48、1988
- 46 鈴木 計夫、中塚 信、白沢 吉衛、安藤 邦彦、中田 浩之、山中 昌一：高強度コンクリートと高強度横補強筋を用いたRC円形柱のせん断耐力・変形特性 pp.57-60、1988
- 47 鈴木 計夫、中塚 信、佐々木 仁志、菅田 昌宏：円形補強筋をもつPC鋼材定着部の限界状態設計法に関する基礎的研究、pp.113-116、1988
- 48 鈴木 計夫、中塚 信、井上和政：PRC曲げ部材断面の終局限界点特性に及ぼす各種要因の影響、pp.125-128、1988
- 49 鈴木 計夫、中塚 信、正田 隆啓、山口 善史、菅田 昌宏：角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と応力・ひずみ特性、その1. 角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構、pp.417-420、1989
- 50 鈴木 計夫、中塚 信、正田 隆啓、山口 善史、菅田 昌宏：角形横補強筋によるコンファインドコンクリートの拘束機構と応力・ひずみ特性、その2. 応力・ひずみ特性の推定式、pp.421-424、1989
- 51 鈴木 計夫、中塚 信、安藤 邦彦、中田 浩之、山中 昌一、徐 賤雲、上 寛樹：高強度横補強筋と高強度コンクリートを用いたRC柱部材の多数回繰返し荷重下における荷重-変形特性、pp.433-436、1989
- 52 鈴木 計夫、中塚 信、岸本 一蔵：コンクリートの曲げ部材断面の曲げ終局強度と曲げ変形性能に関する解析的考察、pp.429-432、1989

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纏めたもので、先生には終始変らぬ御指導、御鞭撻を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

本論文を纏めるにあたって、大阪大学教授 五十嵐定義先生、同 井上 豊先生、同 脇山 廣三先生から有益な御指摘ならびに御助言を賜りました。諸先生方に対し謹んで感謝の意を表します。

大阪大学名誉教授 奥島正一先生には、終始御鞭撻を賜りましたことに心から御礼申し上げます。

大阪大学助教授 大野義照先生には研究を進めていく上で種々の御配慮を頂きました。また、同 井上一朗先生には折に触れて温かき御鞭撻を賜りました。深く感謝申し上げます。

実験研究を主体とした本論文は、著者一人の力で成し得たものではなく、中川隆夫技官をはじめ、卒業論文あるいは修士論文のテーマとして御尽力頂いた、大阪大学工学部建築工学科鈴木研究室の皆様のお惜しみない御協力の賜物です。とくに、出口 兼（現和歌山県庁）、横木光一郎（現旭化成）、吉田晴彦（現関西電力）、阿波野昌幸（現日建設計）、島崎敦志（現大林組）、平松一夫（現奥村組）、三輪正樹（現大阪ガス）、長田省作（現竹中工務店）、井上和政（同）および菅田昌宏（同）の諸氏には、本論文の骨格となる研究に多大なる御助力を頂きました。ここに、あらためて鈴木研究室の皆様ならびに鈴木研究室の卒業生・修了生の皆様に衷心より感謝の意を表します。

末筆ながら、研究成果を引用させて頂いた多くの文献著者の方々に深く感謝申し上げます。

