

鉄筋コンクリートはりの 破壊性状と靱性設計に 関する基礎的研究

平成 6 年 1 月

学位論文：博士(工学) 甲 1

岩 瀬 裕 之

目 次

第1章 序論	1
1.1 R Cはりの破壊性状と靱性設計	1
(1) R Cはりの破壊性状	
(2) R Cはりの靱性設計	
1.2 本研究の目的と内容	2
第2章 破壊と靱性	5
2.1 はじめに	5
2.2 解析方法と解析結果	5
2.3 破壊現象についての検討	6
(1) 系の耐力とエネルギー吸収量	
(2) 分岐	
(3) 変形の分散と局所化	
(4) スナップバック	
(5) 強度の寸法効果	
2.4 まとめ	8
第3章 R Cはり部材の靱性におよぼす材料特性の影響	14
3.1 はじめに	14
3.2 R Cはりの曲げ破壊過程と靱性	14
(1) 靱性	
(2) R Cはりの破壊過程	
3.3 降伏終了点	15
(1) 降伏終了点の解析	
(2) 降伏終了点に関する従来の研究	
3.4 限界鉄筋比	18
(1) 降伏限界鉄筋比	
(2) 破断限界鉄筋比	
3.5 断面の消散エネルギー	21
(1) 消散エネルギーについての解析による検討	
(2) 消散エネルギーについての数値計算による検討	
(3) 消散エネルギーについての載荷実験による検討	
3.6 靱性パラメーター	28
3.7 まとめ	29

第4章 曲げ靱性と曲げ耐力を考慮したR Cはり断面の設計計算法	45
4.1 はじめに	45
4.2 曲げ靱性パラメーター	45
4.3 R Cはり断面の計算例	45
4.4 まとめ	50
第5章 P Cはりの靱性評価と高性能化に関する研究	52
5.1 はじめに	52
5.2 P Cはりの曲げ破壊過程と靱性評価	52
(1) 曲げ破壊過程	
(2) タフネス指数	
5.3 実験概要	53
(1) 実験計画	
(2) 実験方法	
(3) 実験結果	
5.4 結果と考察	54
(1) 変形と破壊性状	
(2) ひびわれ耐力と最大耐力	
(3) 靱性評価	
5.5 まとめ	56
第6章 コンクリート中の鉄筋の挙動とR Cはりの挙動	63
6.1 はじめに	63
6.2 コンクリート中にある鉄筋の挙動に関する実験	64
(1) 両引き試験	
(2) はり試験	
6.3 結果と考察	65
6.4 R Cはりの荷重変位曲線への適用	68
6.5 まとめ	69
第7章 部材の靱性におよぼす部材寸法の影響	89
7.1 はじめに	89
7.2 実験概要	89
7.3 Aシリーズの結果と考察	90
7.4 Bシリーズの結果と考察	90
7.5 まとめ	91
第8章 結論	105
参考文献	108

第1章 序 論

1.1 RCはりの破壊性状と靱性設計

(1) RCはりの破壊性状

コンクリート構造物の設計にあたっては、耐力ばかりでなく破壊性状をも考慮することが望ましい。部材、構造といった系レベルの破壊性状に材料、部材といった系を構成する要素レベルの破壊性状が、どの様に影響を及ぼすかを認識して設計することは重要である。例えば、従来から鉄筋コンクリート（RC）はり部材では、急激な荷重低下を起こすせん断破壊ではなく、徐々に荷重が低下する曲げ破壊を想定して設計を行い、曲げ破壊を起こす荷重が作用してもせん断破壊に対しては十分に余裕があるように設計を行っている。RCはり部材が曲げ破壊する場合においても、引張鉄筋の破断ではなく、圧縮側コンクリートの圧壊を先行させている。このように、従来から破壊性状とその制御の重要性についてはある程度の共通の認識はあると考えられるが、破壊性状について必ずしも十分には検討されてはいないと考えられる。

ここで、曲げを受けるRCはり部材を例にとりて、荷重変位曲線で表される破壊性状の優劣について考える。図1-1に示す3種類の荷重変位曲線で表される破壊性状を持つはり部材A、B、Cを比較すると、部材Aは部材BやCよりも一般に次の点で優れていると考えられる[1]。

- － 最大荷重が大きい（大きな耐力）
- － 最大荷重レベルにおける変位が大きい（大きな変形能）
- － 荷重変位曲線下の面積が大きい（大きな靱性）
- － 初期剛性が大きい
- － 最大荷重点以前に点aで曲線の傾きが変化するために、破壊が予告される（破壊予告）
- － 破断しないため、はり部材の落下等が生じない（破断防止）

しかし、構造物を構成する部材を全て部材Aとする必要はなく、次のような条件を考慮して適切な破壊性状を持つ部材が選択されるであろう。

- － 耐力や変形能の大きさは経済性や他の部材の性能とのバランスなどを総合的に判断して妥当な大きさのものでなければならない
- － 最大荷重点に至る前に変形の急増等により破壊を予告することは必ずしも必要なわけではないが、破壊が予告されると好都合な場合が多い
- － 他の部分の破壊が先行するために破壊の生ずる恐れのない部材や、破断しても部材の落下等の被害が生じない場合には破断防止は不要となる

(2) RCはりの靱性設計

コンクリート構造物に対する設計法が従来の許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行しつつある。限界状態設計法では、構造物または構造物の一部が達する限界状態に対して最も適した方法で検討を行う。断面については部材の断面破壊の終局限界状態（主に

耐力)を中心として検討されている。例えば、曲げを受けるRCはり部材の挙動は、曲げひびわれ発生点、鉄筋の降伏開始点、最大耐力点、鉄筋の降伏終了点、あるいは破断点で特徴づけられるが、従来はせいぜい最大耐力点までの挙動が重視されてきた。しかし、最大耐力点以降の性状すなわち塑性変形性状や靱性に関する検討が次の理由から重要視されつつある[2]。

- － 構造物の変形能を正確に求めることにより安全性の評価が正確となり、破壊の予知と対策が容易になる。
- － 部材破壊断面の塑性変形の開始点や塑性変形能を求めることにより、不静定構造物のモーメント再分配による荷重増分が求められる。
- － 靱性あるいは変形能を基にして部材設計を行うことが可能となり、構造物の耐震性を向上させることができる。
- － 靱性や引張抵抗性能に優れた鋼繊維補強コンクリートや降伏点が無い連続繊維補強材など使用される材料の変形特性とコンクリート部材の変形特性との関係を解明するとともに、使用する材料の特性を部材の設計へ適切に反映する方法を確立することができる。

靱性は、材料や部材や構造物が破壊する時に必要とされる仕事量すなわちエネルギー吸収能で表される。靱性を評価するうえでは、強度破壊点や破断点などの着目点に至るまでの消散エネルギーおよび加力エネルギーによって靱性を定量化することができる。

1.2 本研究の目的と内容

本研究は、主として曲げを受けるRCはりを対象として、荷重変位曲線で表される破壊性状について検討するとともに、その成果をもとにRCはりの靱性設計を確立することを目的としている。

本研究は8章からなっている。

まず2章では、構造物－部材－材料といった、全体(系)とそれを構成する部分(要素)の挙動の相互の関係を明らかにするため、簡単な要素モデルを用い、要素の挙動(荷重変形関係)を軟化も含めて種々変化させ、これらの要素を直列に結合した静定系や並列に結合した不静定系の挙動を簡単な解析により示すとともに、変形の局所化、スナップバック、強度の寸法効果等について検討する。

3章では、RCはりの曲げ破壊過程を特徴づける点として引張鉄筋の降伏開始点、降伏終了点、破断点を取り上げ、降伏開始点から降伏終了点まで、あるいは降伏開始点から破断点までのエネルギー吸収能をRCはりの構成要素であるコンクリートおよび鉄筋の力学特性ならびに鉄筋比などの断面特性と結び付けて実験および解析によって検討する。

4章では、曲げ靱性値と曲げ耐力が設計条件として与えられた場合におけるRCはり断面の断面寸法ならびに鉄筋量を決定する方法を計算例と共に示す。

5章では、RCはりの靱性評価手法をPCはりに適用するとともに、ひびわれ抵抗性、耐力、靱性の点で総合的に優れた高性能なPCはりを作成する。

6章では、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の引張挙動は、鉄筋単体の引張挙動とは大きく異なっている。これは鉄筋とコンクリートとの付着により鉄筋の降伏域の進展が拘

束されるためであると考えられる。このコンクリートと鉄筋との付着がはり部材の耐力や変形におよぼす影響について検討する。

7 章では、曲げを受ける R C はりを対象とし、降伏後の変形性状におよぼす供試体寸法、圧縮鉄筋量、モーメントスパン内のスターラップの存在等の影響について実験的に検討する。モーメントスパン内における変形の局所化についても検討する。

8 章では、2 章から 7 章までの結論を総括して本研究の結論とし、あわせて、本研究の今後の課題について述べる。

なお、本論文の 2 章から 6 章は、それぞれ文献[3]から[9]として既に発表したものを再度まとめたものである。

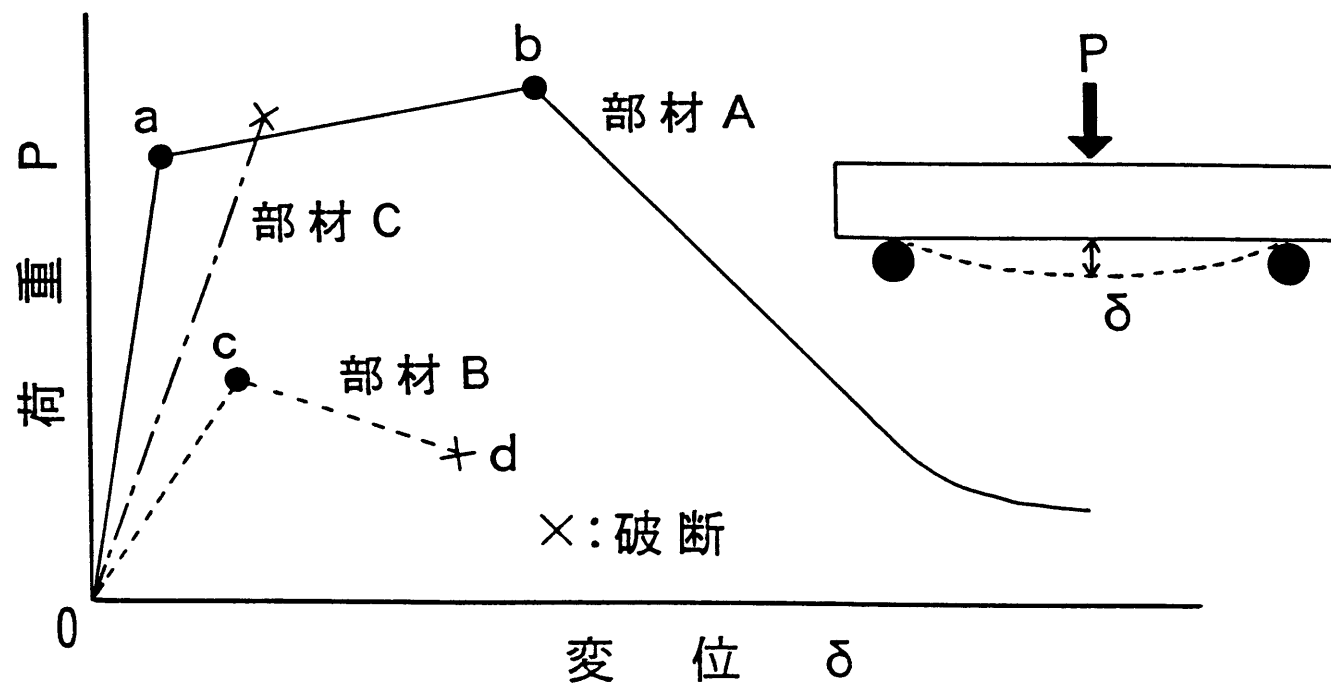


図 1 - 1 破壊性状の比較

第2章 破壊と靱性

2.1 はじめに

コンクリートの場合、供試体の強度試験時に計測される荷重変形関係からわかるように、一般にピーク（強度破壊点）に至るまでの硬化域（変形の増加に伴って荷重が増加する領域）が小さく、かつピーク後に直ちに軟化（変形の増加に伴って荷重が減少）する。この傾向は圧縮破壊時よりも引張破壊時において顕著である。一方、コンクリート補強用の鉄筋の場合、降伏後に塑性挙動を示し、ピークに至るまでの硬化域が極めて大きい。鉄筋コンクリート部材はこれらの材料によって構成され、さらに柱やはり等の各種の部材を組み合わせることで構造物が造られる。

本研究においては、構造物－部材－材料といった、全体（系）とそれを構成する部分（要素）の破壊挙動の相互の関係を明らかにするため、簡単な要素モデルを用い、要素の挙動（荷重変位関係）を軟化も含めて種々変化させ、これらの要素を直列に結合した静定系や並列に結合した不静定系の挙動を簡単な解析により示すとともに、変形の局所化、スナップバック、強度の寸法効果等について検討した。

2.2 解析方法と解析結果

静定系とは要素が直列に結合されており、その中のひとつの要素が軟化域に入ると系全体も軟化域に入る系と定義する。また、不静定系とは要素が並列に結合されており、ひとつの要素が軟化域に入っても系は軟化域に入らない系と定義する。

系が静定系か不静定系かについて、コンクリート橋を例にとって説明する。橋全体としては単純支持された構造（静定系）であっても、一般に複数の並列に連結された桁により橋は構成されている（不静定系）。桁をブロックに分けて考えると、桁はブロックを直列に連結したものと考えることができる（静定系）。さらに、桁の引張側では補強材とコンクリートとが並列に配置されている（不静定系）が、補強材のみに注目すると、補強材を構成する各部分が軸方向に直列に配列している（静定系）と考えることができる。図2-1に静定系、不静定系の例を示す。

挙動（荷重 F と変形 δ の関係）の異なる3要素 $A B C$ を、並列に結合した3要素系（系内の各要素の変形が同じ）と直列に結合した3要素系（系内の各要素の荷重が同じ）について、系の挙動を解析し、図2-2に示す。各要素のピークの荷重とその時の変形の値を図中の〔 〕内に示す。並列結合した3要素系の挙動の解析では、系に任意の変形を与えて3要素の荷重を計算し、それらを足し合わせて系の荷重とした。直列結合した3要素系の解析では、荷重を与えて3要素の変形を計算し、これらを足し合わせて系の変形とした。直列結合した3要素系のうちの1つの要素がピークを越えて軟化域に入り荷重が減少すると、ピーク前の他の2要素は除荷されることになる。

3要素 $A B C$ を3個ずつ合計9個組み合わせた9要素系の挙動を図2-4に示す。この9要素系は3列（荷重方向）、3層（荷重と直角方向）からなり、各列に3要素 $A B C$ を配置した。各層ごとの要素においては変形が一定であると仮定しており、図示されているように層間に剛なものを挟んだ状態に相当する。ここでは層の回転は考えないものとする。

9要素系の挙動の解析では、3要素が並列に結合した各層の挙動を求めた後に、3つの層が直列に結合した系の挙動を計算した。9要素系の場合、層内の変形を一定として、各列に同じ要素が並ぶものから並ばないものまで図2-4に示すように10通りの組み合わせがある。直列系の挙動は後述のように最も弱い部分（層）の挙動に支配されるため、9要素系の挙動は5通りとなる。

本研究における解析では、要素の挙動と系の挙動との関係を明らかにすることを目的としており、要素の具体的な寸法や荷重と変形の単位を特に与えてはいない。なお、1要素の最大荷重を強度とよび、系の最大荷重を耐力とよぶことにする。

2.3 破壊現象についての検討

(1) 系の耐力とエネルギー吸収量

3要素ABCが直列結合された系（静定系）の場合、系の耐力は最も弱い要素Cの強度に一致し、系のエネルギー吸収量は この最も弱い要素Cのエネルギー吸収量となる（図2-2(k),(l)）。したがって、静定系の耐力を高めるためには、最弱要素の強度を大きくすることが有効である（図2-2(j)）。系のエネルギー吸収量を高めるには、最も弱い要素のエネルギー吸収量を大きくすると効果的である。

3要素ABCが並列結合された系（不静定系）の場合、系の耐力には各要素の強度が寄与し、エネルギー吸収量は各要素のエネルギー吸収量の和となる。要素挙動が完全弾塑性の場合には系の耐力は各要素の強度の和となる（図2-2(e)）。ピーク後に軟化する要素で構成された系の耐力はピーク時の変形が一致していれば各要素の強度の和となるが（図2-2(g)）、一致していなければ各要素の強度の和よりも小さくなる（図2-2(f)）。ピークとなる時の変形が一致していなくても、すべての要素がピークに達するまでの残りの要素の強度が保持されているならば、系の耐力は各要素の強度の和となる（図2-2(h)）。したがって、不静定系の耐力に各要素の強度を十分に寄与させるためには、延性すなわちピーク後に強度を保持していることが重要である。ただし、各要素のピーク後の変形が同程度であれば、各要素の延性は小さくなくてもよい。これらのことは、RC連続部材等の耐力と変形について検討する際に有効であろう。また、1つの要素の破壊が系の破壊に直接結びつきにくいという点で、構造系としては静定系よりも不静定系の方が優れているといえる。

(2) 分岐

静定系で、ピーク後に軟化する要素の複数が同時にピークに達した場合には、系のピーク後の挙動として解析上はいろいろな分岐の可能性が考えられる（図2-2(j)）。実際には、要素の強度にばらつきがあり最弱要素で軟化しやすく、また破壊領域の大きさは寸法や材料特性等により決まるものと考えられる。図2-2(j)では、系のピーク後の挙動として、3要素のうちの1つのみが軟化する場合（実線）、2つあるいは3つすべてが同時に軟化する場合（破線）の3通りを示している。

(3) 変形の分散と局所化

静定系で、系の挙動がピーク前の硬化状態にある場合には変形がいずれの要素においても増大するのに対し（変形の分散）、ピーク後の軟化状態では最も弱い要素Cにおいてのみ変形が増大し（変形の局所化）、残りの要素では変形は減少する。図2-2(k)の3要素系の挙動を例にとり、系の硬化と軟化に伴う各要素の変形の分散と局所化の様子を図2-3に示す。

(4) スナップバック

静定系では、ピークまではエネルギーはすべての要素に蓄えられるが、破壊（エネルギーの消費）は1つの要素で生じる。したがって、系が大きくなる（直列結合の要素数が増える）と、系に蓄積されるエネルギーが系の破壊で消費されるエネルギーを上回り、系のピーク後に荷重も変形もともに減少するスナップバック(snap-back)現象が生じやすくなる。（図2-2(j)）。

(5) 強度の寸法効果

(a) 弱い層が形成されることによる強度低下

図2-4に示す9要素系の耐力は3.0~6.0であり、系の5通りの挙動の出現割合を考慮して求めた平均耐力は4.5となる。さらに平均耐力を断面要素数3で除して求めた平均強度は1.5となる。この値は、使用した要素ABCの強度（それぞれ3.0, 2.0, 1.0）の平均2.0より小さく、強度の寸法効果（系の寸法、すなわち要素数の増大に伴い強度が減少する現象）が現れている。要素ABCの強度をいずれも2.0とすれば9要素系の強度も2.0となることは明白であり、図2-4における強度の寸法効果は要素ABCの強度に差を与えたことにより生じたものである。

耐力が最も大きい(6.0)系（図2-4(b)）では、最弱要素Cと最強要素Aとが各層に1つずつ分散しているのに対し、耐力が最も小さい(3.0)系（図2-4(f)）では最弱要素Cが1層に3個並んで最も弱い層を形成している。系の寸法が大きくなると、このようなより弱い部分が形成されるために系の強度低下が生じることが、本研究で示した簡単な解析結果からわかる。

要素の強度の平均を2.0として要素挙動を種々変化させた場合の9要素系の平均強度を図2-5に示す。図2-5(c),(d)の比較からわかるように、要素の強度の差を小さくすると平均強度が高くなる。ピーク時の変形を一定とせずに軟化させた要素からなる9要素系の平均強度は、軟化させない場合に比べて低下するが（図2-5(a),(c)）、ピーク時の変形が最も大きい要素のみを軟化させた場合には軟化の影響は現れない（図2-5(b)）。なお、要素数が多い場合には確率論的手法が有効になると考えられる。

(b) ひずみが不均一になることによる強度低下

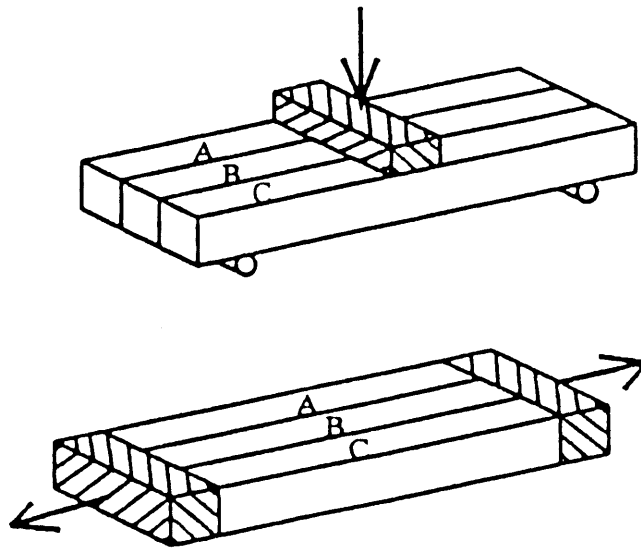
3要素ABCを並列結合させた層を3つ直列結合させた9要素系（直列-並列系、図2-6(c)）の耐力は6.0である（図2-4(b)）。一方、3要素ABCを直列結合させた層を3つ並列結合させた9要素系（並列-直列系、図2-6(d)）の挙動は、それぞれの列の挙動が最弱要素Cに支配されるため、図2-4(f)の挙動と等しくなり、この9要素系の耐力

は3.0となる。すなわち、9要素系の層内のひずみが一様でない場合には、一様な場合に比べ耐力が低下する。図2-4(c)~(e)の例で、層内のひずみの不均一性を許せば、系の耐力はさらに低下し、3.0に近づくものと考えられる。

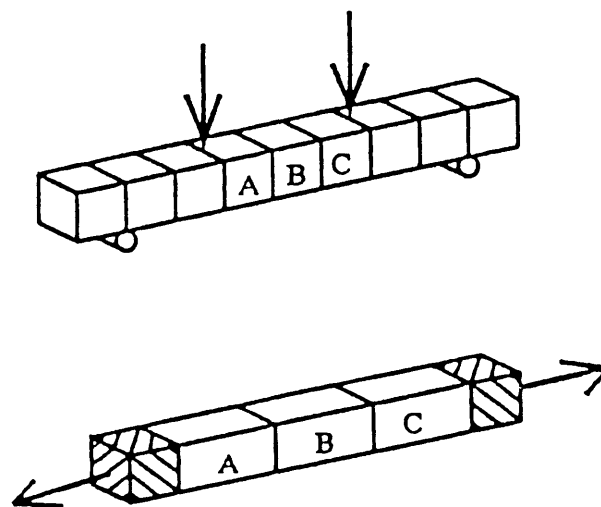
2.4 まとめ

簡単な要素モデルを用い、要素の挙動を軟化を含め種々変化させて3要素系ならびに9要素系の破壊挙動を解析し、各種の破壊現象について検討した。静定系ならびに不静定系の耐力とエネルギー吸収量の特徴を明らかにし、これらの改善の一般的な方法について述べた。不静定系の耐力に各要素の強度を寄与させるうえで塑性変形が重要であるが、各要素のピーク時の変形が同程度であれば各要素の塑性変形量は小さくなくてよいことを示した。分岐、変形の分散と局所化、スナップバックの各現象とその理由を視覚的に示した。強度の寸法効果の原因として、弱い層が形成されることによる強度低下、ならびに層内のひずみが不均一となることによる強度低下の2つの可能性を解析結果をもとに示した。

この章では、簡単なモデルを用い要素の挙動と系の挙動の関係について検討したが、以下に、他の章との関係を述べる。RCはりを考えると、はりは図2-1(b)に示すようにブロックが直列に連結した静定系と考えられ、荷重がピークまで増加している場合はこれらのブロックも変形が増大するが、ピーク荷重後では一部のブロックに変形が集中し、この変形が集中したブロックの挙動がはり全体の挙動に大きく影響を与えると考えられる。このRCはりにおける変形の集中については7章で検討する。また、ひとつのブロックに注目すれば、圧縮側部分と引張側部分の要素に分けられ、圧縮側のコンクリートの圧壊あるいは引張側の鉄筋の破断のいずれかが起こり軟化域に入った場合、もうひとつの要素は除荷となり、系であるブロック（およびRCはり）の荷重も低下することから、この場合ブロックは静定系と考えられる。圧縮側および引張側要素の挙動がブロック（およびRCはり）の挙動に及ぼす影響について3章で検討する。さらに、ブロックの引張側では鉄筋とコンクリートが並列に配置されている不静定系と考えることができる。特にひびわれが入った後では、図2-4(b)(d)のように鉄筋(A)とひびわれの入っていないコンクリート(B)またはひびわれの入ったコンクリート(C)とが配置されている系と考えることができる。この鉄筋とコンクリートが並列に配置されることによる影響を6章で検討する。



(a) 不静定系



(b) 静定系

図 2 - 1 静定系, 不静定系の例

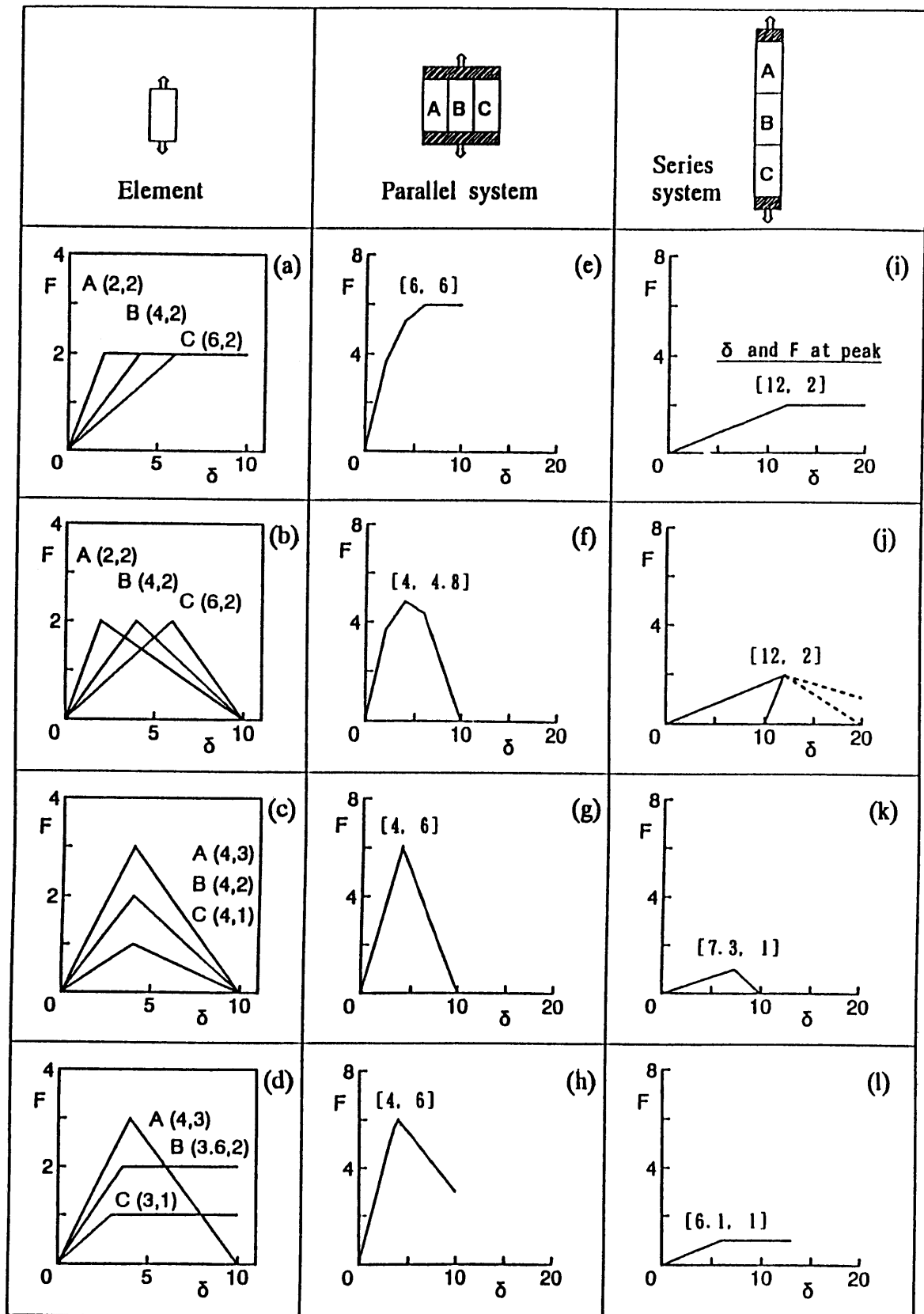


図 2 - 2 3 要素系の挙動

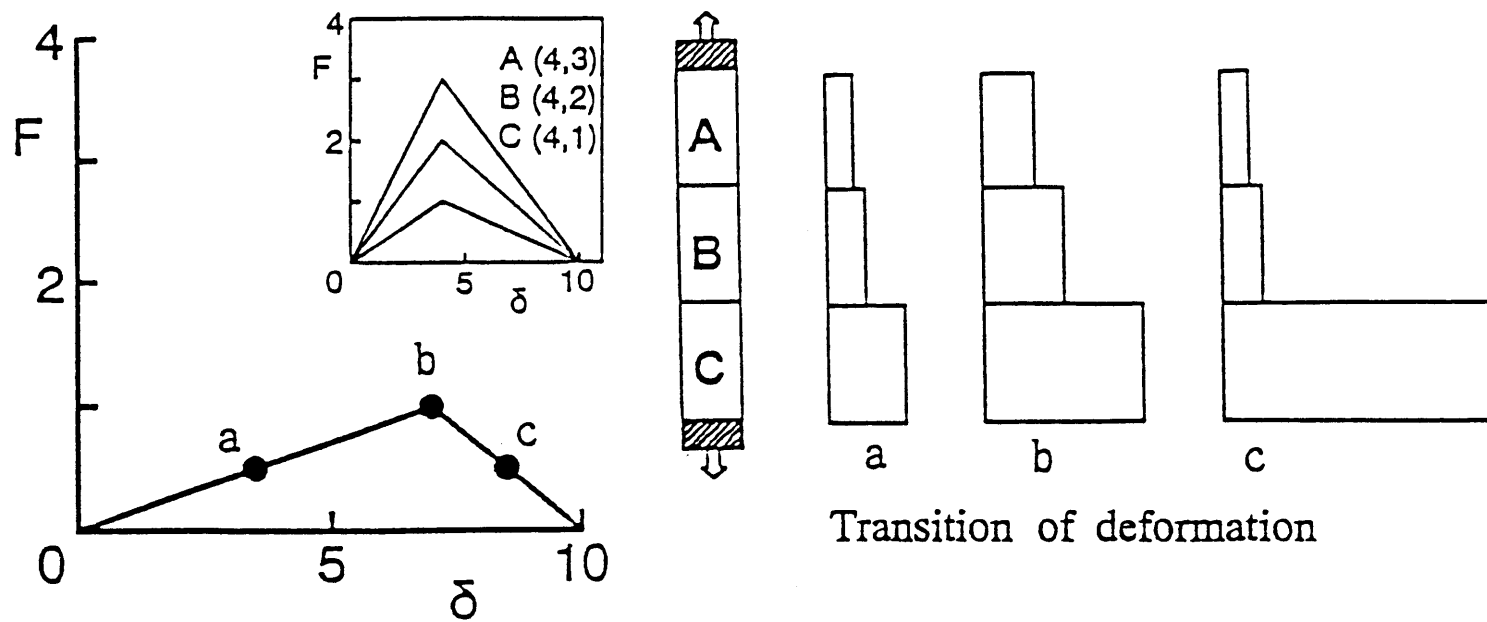


図 2 - 3 変形の分散と局所化

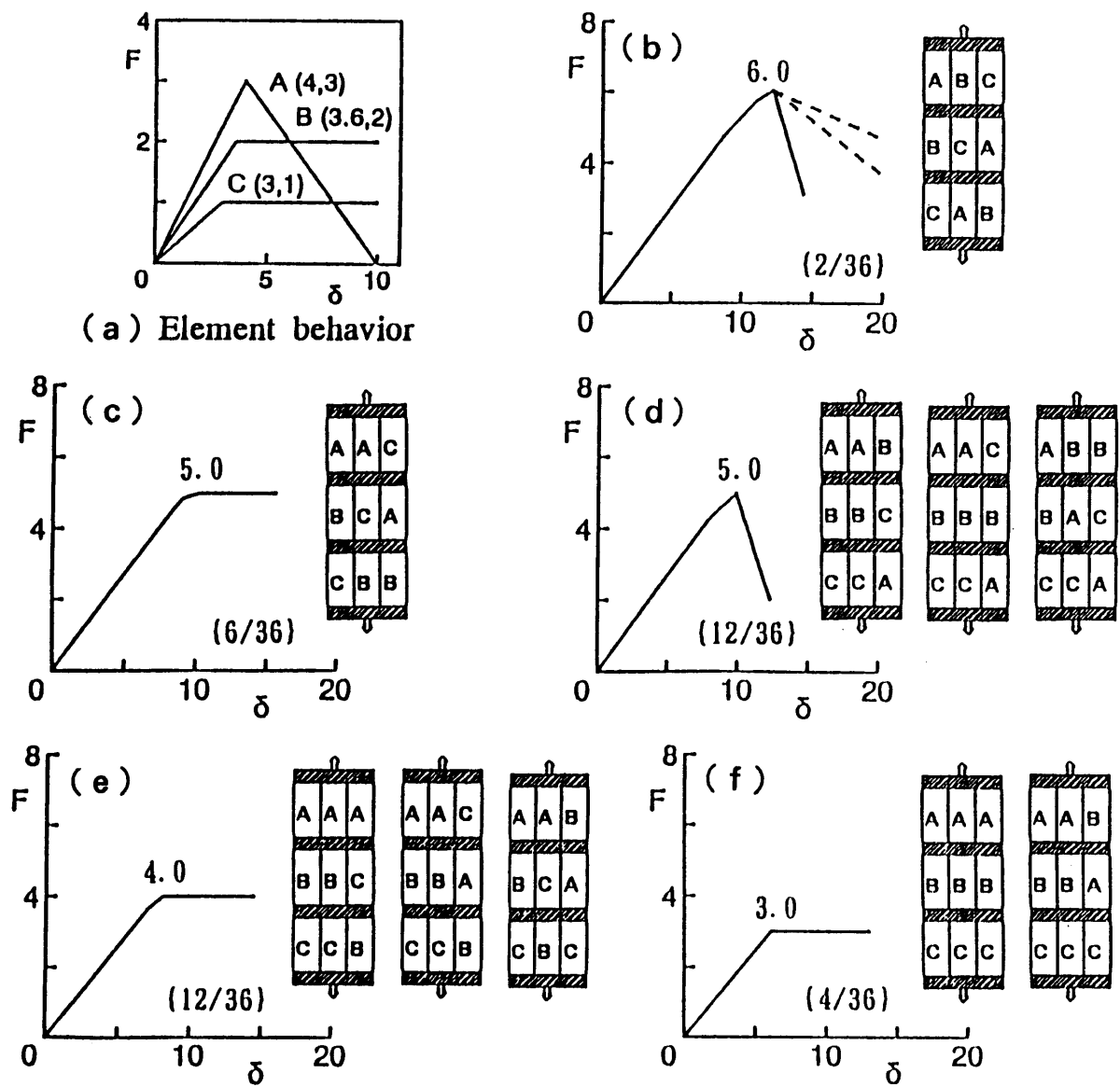
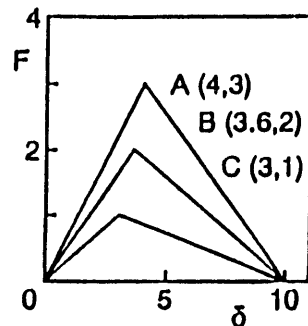
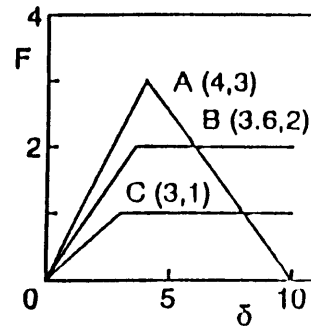


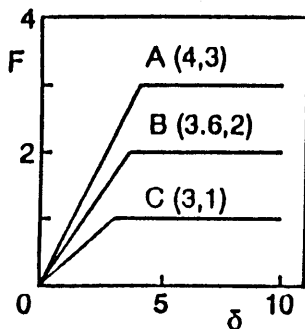
図 2 - 4 9 要素系の挙動



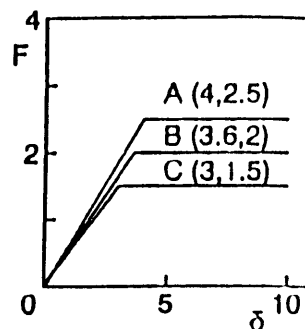
(a) $f_m = 1.44$



(b) $f_m = 1.50$

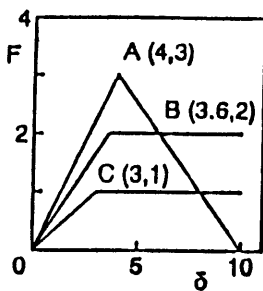


(c) $f_m = 1.50$

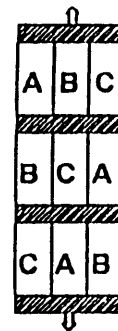


(d) $f_m = 1.75$

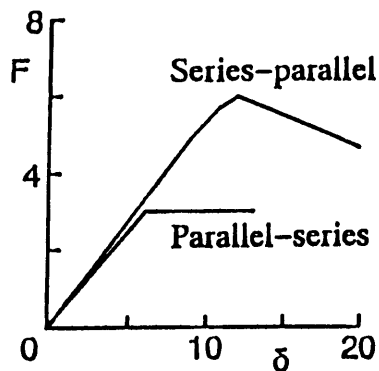
図 2 - 5 要素挙動を変化させた 9 要素系の平均強度



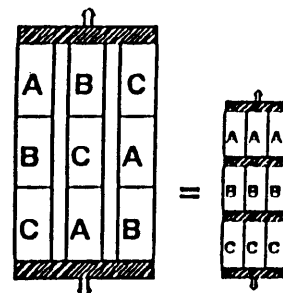
(a) 要素の挙動



(c) 直列-並列系



(b) 系の挙動



(d) 並列-直列系

図 2 - 6 直列-並列系と並列-直列系の挙動

第3章 R Cはりの曲げ破壊過程と曲げじん性に及ぼす 材料特性の影響

3.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造物の設計においては、構造物の安全性の評価をより明確化するうえで、耐震設計ばかりでなく他の終局限界状態の設計に対しても、靱性の概念を導入することが重要であると考えられる。靱性を直接に設計に導入するためには、靱性の定量化の方法を確立するとともに、靱性に及ぼす各種要因とその影響を明確にすることが重要である。

本研究は、曲げを受けるR Cはりを対象として、力学エネルギーの概念を用いて一般的な靱性の評価方法を確立することを目的とするものである。まず、R Cはりの曲げ破壊過程を特徴づける点として、引張鉄筋の降伏開始点、降伏終了点、破断点を取り上げ、降伏開始点から降伏終了点まで、あるいは降伏開始点から破断点までのエネルギー吸収能を、R Cはりの断面要素であるコンクリートおよび鉄筋の破壊性状と結び付けて検討した。さらにR Cはりの断面特性としての鉄筋比と材料特性としてのコンクリートの応力ひずみ曲線とを変化させたはりの載荷実験結果ならびに簡単な数値計算を対比検討するとともに、R Cはり断面の靱性を評価するパラメタを提案した。

3.2 R Cはりの破壊過程と靱性

(1) 靱性

材料の靱性は、材料の力学特性のなかで、単に強度だけでは表現できないいわゆる粘り強さという概念でとらえられるものであり、破壊を生ずるときに必要なとされる仕事量、換言すればエネルギー吸収能で表される[12]。破壊は、降伏・強度破壊・破断・崩壊などの種々の点で特徴づけられる1つの過程（総称して破壊過程という）であることから[13]、材料の靱性を評価するうえでは、強度破壊点や破断点などの破壊過程の中の目的とする点までの加力エネルギーあるいはこれから弾性ひずみエネルギーを差し引いた消散エネルギーによって靱性が定量化される[14]。これらのエネルギーの定量化は、具体的には図3-1に示すように、単位体積当たりについては着目点に至るまでの応力ひずみ曲線で囲まれる面積をもとに、また系全体については同じく荷重変位曲線で囲まれる面積をもとに行うことができる。たとえば、繊維補強コンクリートの試験方法に関するJ C I 規準においては、繊維補強コンクリートの圧縮靱性を、圧縮変形がひずみに換算して0.75%となる限界点にいたるまでの荷重変位曲線下の面積で表される圧縮タフネス、ならびにその限界点までの平均耐力を応力に換算して得られる換算圧縮強度とによって定量化することを提案している[15]。

なお、R C部材の塑性挙動の検討にあたっては、コンクリートの圧縮靱性をストレスブロック係数によって評価する方法が広く用いられており、ストレスブロック係数に関する詳細な検討が行われている[16],[17]。

R Cはりの靱性についても、上述の材料に対する場合と同様であり、部材の破壊過程を特徴づける所要の点までの加力エネルギーあるいは消散エネルギーによって定量化することが可能である。

(2) RCはりの破壊過程

曲げを受けるRCはりの荷重変位曲線は図3-2にみられるように、一般に曲げひびわれ発生点、引張鉄筋の降伏開始点、強度破壊（最大耐力）点などで特徴づけられる。曲げモーメント曲率関係も荷重変位曲線と同様な性状を有するため、以下特に断わらない限りは一般化された荷重変位曲線として両者を合わせて議論する。

実験では、強度破壊点が明確である場合もあるが、強度破壊点に対して変位が1対1に対応しない場合もあり、この場合には破壊限界点としての強度破壊点の物理的意味が不明確となる。

ここで、強度破壊点をこえてからのいわゆる下降域を含めたはりの挙動を考える。強度破壊点以降は耐力は低下するが、引張鉄筋比が後述の降伏限界鉄筋比以下の場合には、一般にそれほど急激ではない。載荷の進行に従って上縁コンクリートが圧壊するが、載荷を続けると、圧壊が進行し圧縮部分のコンクリートのはく落が圧縮縁からはり内部へ進展し中立軸が下降する。さらに載荷を続けると変位の増加につれて増加していた引張鉄筋のひずみが減少に転ずる点が存在する[18]～[25]。この点は、引張鉄筋が降伏を生じている場合には鉄筋に対して除荷が生じ降伏が終了する点である。本研究においてはこの点を降伏終了点と名づける。降伏終了点は、後述のように載荷実験においてRCはりの耐力低下が急激に生ずる点とほぼ一致した。

鉄筋比が比較的小さい単鉄筋はりや、引張鉄筋比と圧縮鉄筋比との差が比較的小さい複鉄筋はりの場合には、載荷の進行に伴い引張鉄筋ひずみが著しく増大し、降伏終了点が生ずる以前に引張鉄筋が破断してしまう。この点を破断点と名づける。

逆に鉄筋比が高く引張鉄筋が降伏しない場合でも、コンクリートの圧壊の進行によって鉄筋ひずみが増加から減少に転ずる点が存在するが、本研究においては鉄筋の降伏変形によるエネルギー消散について検討することを目的としているので、降伏以前に引張鉄筋のひずみが減少しはじめる点ここでは取り扱わないこととする。

引張鉄筋比が比較的小さい場合には、曲げを受けるRCはり内で消散するエネルギーの大部分が引張鉄筋の降伏によるものであるという実験結果を考慮すると、引張鉄筋の降伏終了点ならびに破断点は、降伏開始点とならびRCはりの破壊過程を特徴づける物理的に明確な意味を有する点であるとともに、RCはりの靱性評価の基準点として最適であると考ええる。

3.3 降伏終了点

(1) 降伏終了点の解析

図3-3に示すような最も単純な長方形断面単鉄筋はりで考える。

図3-4に示すコンクリートの圧縮応力ひずみ曲線の形状を $g(\epsilon)$ とする。この曲線において、あるひずみ ϵ_c に至るまでの応力ひずみ曲線によって囲まれる面積を $S(\epsilon_c)$ とする。

$$S(\epsilon_c) = \int_0^{\epsilon_c} g(\epsilon) d\epsilon \quad (3-1)$$

一方、鉄筋の応力ひずみ曲線の形状を $f(\epsilon)$ とする。

曲げを受けるはりの部材軸に直角な断面に作用する引張力 T と圧縮力 C は、

$$T = p b d f(\epsilon_s) \quad (3-2)$$

$$C = \frac{S(\epsilon_c) b x}{\epsilon_c} \quad (3-3)$$

となる。ここに p は引張鉄筋比、 b 、 d ははり断面の幅および有効高さ、 x は中立軸位置、 ϵ_c ははり上縁ひずみ、 ϵ_s は引張鉄筋ひずみである。

中立軸の位置 x は、

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s + \epsilon_c} d \quad (3-4)$$

で与えられ、式 (3-3) は

$$C = \frac{S(\epsilon_c)}{\epsilon_s + \epsilon_c} b d \quad (3-5)$$

で表される。

力の釣り合い $C = T$ より

$$p b d f(\epsilon_s) = \frac{S(\epsilon_c)}{\epsilon_s + \epsilon_c} b d \quad (3-6)$$

はり上縁ひずみが ϵ_c のときの引張鉄筋ひずみ ϵ_s は、次式で与えられる。

$$\epsilon_s = \frac{S(\epsilon_c)}{p f(\epsilon_s)} - \epsilon_c \quad (3-7)$$

式 (3-7) を変形して

$$(\epsilon_s + \epsilon_c) p f(\epsilon_s) = S(\epsilon_c) \quad (3-8)$$

降伏終了点は、はり上縁ひずみ ϵ_c が増加しても引張鉄筋ひずみ ϵ_s が増加しない点であるから、

$$d\epsilon_s / d\epsilon_c = 0$$

式(3-8)の両辺を ϵ_c で微分して $d\epsilon_s/d\epsilon_c = 0$ とすると

$$p f(\epsilon_s) = g(\epsilon_c) \quad (3-9)$$

式(3-7), (3-9)を満足する ϵ_c と ϵ_s が、降伏終了点におけるはり圧縮縁ひずみ ϵ_{cr} と引張鉄筋ひずみ ϵ_{sr} となる。

簡単にするため、鉄筋の応力ひずみ曲線を完全弾塑性体として取り扱くと、以下のようになる。

引張鉄筋が降伏している(降伏強度: σ_{sy})と仮定すると、(3-9)式の左辺は $p \sigma_{sy}$ となり、これが降伏終了点に対応するはり上縁応力 σ_{cr} の値となる。

また、降伏終了点におけるはり上縁ひずみは、コンクリートの応力ひずみ曲線の下降域において、応力が $p \sigma_{sy}$ に等しくなる点のひずみとして与えられる。

一方、降伏終了点に対応する引張鉄筋の応力 σ_{sr} は降伏強度 σ_{sy} であり、引張鉄筋ひずみ ϵ_{sr} は式(3-7)において $\epsilon_c = \epsilon_{cr}$ とおくことにより次式で与えられる。

$$\epsilon_{sr} = \frac{S(\epsilon_{cr})}{p \sigma_{sy}} - \epsilon_{cr} \quad (3-10)$$

なお、圧縮鉄筋が存在し(圧縮鉄筋比: p' , 降伏強度 σ_{sy}')、さらに断面に軸圧縮力 N' が作用する場合を考える。引張鉄筋と圧縮鉄筋はともに降伏しているとする、式(3-5)は、

$$C = \frac{S(\epsilon_c)}{\epsilon_s + \epsilon_c} b d + p' b d \sigma_{sy}' \quad (3-11)$$

となる。

外力と内力との釣り合い($N' = C - T$)より

$$N' = \frac{S(\epsilon_c)}{\epsilon_s + \epsilon_c} b d + p' b d \sigma_{sy}' - p b d \sigma_{sy} \quad (3-12)$$

となる。

したがって、式(3-10)は

$$\epsilon_s = \frac{S(\epsilon_c)}{p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N'/(b d)} - \epsilon_c \quad (3-13)$$

また、式(3-9)は

$$\sigma_{cr} = g(\epsilon_{cr}) = p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N' / (b d) \quad (3-14)$$

さらに、式(3-10)は

$$\epsilon_{sr} = \frac{S(\epsilon_{cr})}{p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N' / (b d)} - \epsilon_{cr} \quad (3-15)$$

となる。

なお、はり上縁ひずみ ϵ_c が上記の ϵ_{cr} に達しても圧縮鉄筋が降伏していない場合には、さらに ϵ_c が増大し圧縮鉄筋が降伏する点（コンクリート圧縮合力および圧縮鉄筋力の総和が減少し始める点）が引張鉄筋の降伏終了点となる。

(2) 降伏終了点に関する従来の研究

従来、RCはりの塑性回転能やエネルギー吸収能といった靱性に関する検討は強度破壊点までを対象としたものが多い。しかしながら、はりの曲げ挙動の上で強度破壊点は明確でない場合が少なくないこと、またコンクリート構造物全体の靱性を検討する際には断面の強度破壊点以降の靱性をも考慮してよい場合が多いこと、などの理由で大変形領域である強度破壊点以降をも含む靱性の評価も行われるようになってきた。

はり断面の靱性を考えるうえでの限界点としては、強度破壊点を越えてさらに変形が増大し耐力が再び降伏開始点における耐力まで低下する点[26]や上述の引張鉄筋の降伏終了点がある。

Iqbalら[20]は、曲げを受けるRCはりにおいてコンクリートの圧壊が進み中立軸が低下した後は引張鉄筋のひずみが減少することを指摘している。鈴木らは曲げを受けるPC部材断面の終局限界点として、断面の曲率は増加するにもかかわらず鋼材のひずみが減少しはじめる点を提案し、断面のエネルギー吸収能はこの終局限界点までのエネルギー吸収量によって評価すべきことを提示する[21]とともに、終局限界点に及ぼすコンクリートならびに鋼材の影響を解析ならびに実験の両面から明らかにしている[22],[23]。さらに鈴木らは、上記の終局限界点とならんで鋼材の破断による限界点を取り上げその算定式を提示するとともに、これらの限界点に及ぼす各種要因の影響を広範な数値計算結果を用いて示している[24]。六郷ら[17],[18]は、RCはりの曲げ破壊過程において引張鉄筋のひずみが減少しはじめる点が存在することを実験的に明らかにするとともに、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までのエネルギー消散量あるいはこの間の変位量を用いてRCはりの靱性を評価することを提案している。

3.4 限界鉄筋比

(1) 降伏限界鉄筋比 p_y

鉄筋比が高く引張鉄筋が降伏しないいわゆる過鉄筋の場合には、引張鉄筋の降伏開始点も降伏終了点も存在せず引張鉄筋の塑性変形による消散エネルギーはゼロとなる。ここで

は、引張鉄筋の降伏が生じなくなる限界の鉄筋比を降伏限界鉄筋比 p_y と名づけ、 p_y の算定式を示すとともに、従来用いられている終局限界状態におけるつり合い鉄筋比 p_0 との比較を行う。

降伏限界鉄筋比は、引張鉄筋の降伏開始点とはりの降伏終了点とが一致する場合の鉄筋比と考えることができる。すなわち、式 (3-7), (3-9) において、引張鉄筋ひずみ ε_s を降伏ひずみ ε_{sy} , 引張鉄筋応力 $f(\varepsilon_s)$ を降伏応力 σ_{sy} とおいて両式を満足する鉄筋比 p の値が降伏限界鉄筋比 p_y となる。

鉄筋の応力ひずみ曲線を完全弾塑性体とすると、式 (3-15) で与えられる降伏終了点における引張鉄筋ひずみ ε_{sr} を降伏ひずみ ε_{sy} とおくことにより、降伏限界鉄筋比 p_y は次式で与えられる。

$$p_y = \{ S(\varepsilon_{cr}) / (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cr}) + p' \sigma_{sy}' - N' / (b d) \} / \sigma_{sy} \quad (3-16)$$

上式に含まれるはり上縁コンクリートひずみ ε_{cr} は式 (3-14) を介して引張鉄筋の関数となるため、降伏限界鉄筋比 p_y の算定にあたっては、式 (3-14), (3-15) を用いて簡単な収束計算を行うこととなる。 $\sigma_{sy}' = \sigma_{sy}$ の場合には、

$$p_y = S(\varepsilon_{cr}) / \{ (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cr}) \sigma_{sy} \} + p' - N' / (b d \sigma_{sy}) \quad (3-17)$$

降伏限界鉄筋比 p_y は、コンクリートの靱性が大きくなると増加し、軸圧縮力 N' が大となると減少する。また、引張鉄筋比 p と圧縮鉄筋比 p' との差 ($p - p'$) が

$$p - p' \leq S(\varepsilon_{cr}) / \{ (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cr}) / \sigma_{sy} \} - N' / (b d \sigma_{sy}) \quad (3-18)$$

であれば引張鉄筋は降伏する。 $p' = 0$, $N' = 0$ の場合には

$$p_y = S(\varepsilon_{cr}) / \{ (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cr}) \sigma_{sy} \} \quad (3-19)$$

従来用いられている終局状態におけるつり合い鉄筋比 p_0 は、引張鉄筋の降伏とコンクリートの圧壊とが同時に生ずるときの引張鉄筋比と定義され、 $p' = 0$, $N' = 0$ の場合、次式で与えられる。

$$p_0 = \bar{\sigma}_c \varepsilon_{cu} / \{ (\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}) \sigma_{sy} \} \quad (3-20)$$

ここに、 $\bar{\sigma}_c$ ははり圧縮域の平均圧縮応力である。 ε_{cu} はコンクリートの圧縮ひずみであり、一般に計算上は簡単のため $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ とする場合が多いが、 ε_{cu} をコンクリートの圧縮強度の関数する場合[27]もある。

RC はりの曲げ破壊過程においては、はり上縁コンクリートの圧壊点は実験上必ずしも

明確に定めうる点ではないにもかかわらず、釣り合い鉄筋比 p_0 を求めるためにはコンクリートの圧壊ひずみ ϵ_{cu} の値を一義的に決めなければならない。これに対し、降伏限界鉄筋比 p_y の算定においては、引張鉄筋が降伏するか否かのみを判定しているためコンクリートの圧壊点を定義する必要がなく、しかもコンクリートの材料特性としての韌性 $S(\epsilon_{cr})$ を直接反映させることができる。

例として、コンクリートの応力ひずみ曲線が図 3-5 (a)~(d) に示す形状で、 $\sigma_{sy} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$ 、鉄筋のヤング係数 $E_s = 2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、降伏ひずみ $\epsilon_{sy} = 0.002$ 、 $p' = 0$ 、 $N' = 0$ の場合について降伏限界鉄筋比 p_y ならびに釣り合い鉄筋比 p_0 を式 (3-19)、(3-20) で計算し表 3-1 に示す。釣り合い鉄筋比は、コンクリート強度が同じであればほぼ一定であるのに対して、降伏限界鉄筋比の方はコンクリートの応力ひずみ曲線下の面積すなわち韌性に依拠して変化しており、コンクリートの韌性を良く反映している。

(2) 破断限界鉄筋比 p_f

鉄筋比が小さいと、載荷の進行に伴い引張鉄筋ひずみが増大し、降伏終了点が生じる以前に引張鉄筋が破断してしまう場合がある。引張鉄筋の破断が生ずる限界（最小）の鉄筋比を破断限界鉄筋比 p_f と名づける。

破断限界鉄筋比 p_f は、引張鉄筋の降伏終了点と破断点が一致する場合の鉄筋比と考えることができる。すなわち、式 (3-7)、(3-9) において、引張鉄筋ひずみ ϵ_s を破断ひずみ ϵ_{sf} 、引張鉄筋応力 $f(\epsilon_s)$ を破断応力 σ_{sf} とおいて両式を満足する鉄筋比 p の値が破断限界鉄筋比 p_f となる。

鉄筋の応力ひずみ曲線を完全弾塑性体とすると、式 (3-15) において ϵ_{sr} を引張鉄筋の破断ひずみ ϵ_{sf} とおくことにより、次式で与えられる。

$$p_f = \{ S(\epsilon_{cr}) / (\epsilon_{sf} + \epsilon_{cr}) + p' \sigma_{sy}' - N' / (b d) \} / \sigma_{sy} \quad (3-21)$$

$\sigma'_{sy} = \sigma_{sy}$ の場合は、次のようになる

$$p_f = S(\epsilon_{cr}) / \{ (\epsilon_{sf} + \epsilon_{cr}) \sigma_{sy} \} + p' - N' / (b d \sigma_{sy}) \quad (3-22)$$

破断限界鉄筋比 p_f は、降伏限界鉄筋比 p_y の場合と同様に、コンクリートの韌性ならびに圧縮鉄筋比が大となると増大し、軸圧縮力 N' が大となると減少する。引張鉄筋比 p と圧縮鉄筋比 p' との差 $(p - p')$ が

$$p - p' \leq S(\epsilon_{cr}) / \{ (\epsilon_{sf} + \epsilon_{cr}) / \sigma_{sy} \} - N' / (b d \sigma_{sy}) \quad (3-23)$$

であれば、圧縮鉄筋の座屈が生じないかぎり降伏終了点以前に引張鉄筋は破断し、破断限界鉄筋比 p_f は存在しない。終局状態において引張鉄筋の破断を避けたい場合には、 $(p - p')$ を式 (3-23) の右辺の値以上とする必要がある。

$p' = 0, N' = 0$ の場合には、次式となる。

$$p_f = S(\epsilon_{cr}) / \{(\epsilon_{sf} + \epsilon_{cr}) \sigma_{sy}\} \quad (3-24)$$

図3-5(f)に示すように鉄筋の応力ひずみ曲線を2種類とし、降伏限界鉄筋比 p_y の計算に用いたのと同じコンクリートの応力ひずみ曲線を用いて、 $p' = 0, N' = 0$ の条件で破断限界鉄筋比 p_f を計算し表3-1に示す。

計算に用いた鉄筋の応力ひずみ曲線は、次のとおりとする。

- ① 完全弾塑性体とし、降伏後強度の増加はない。破断ひずみは鉄筋コンクリート用棒鋼の規定を参考にして16%とする。
- ② 6章で詳しく取り扱うが、コンクリート中にある鉄筋は、コンクリートとの付着の影響の影響により降伏踊り場が無くひずみの増加にともなって強度が増加する。これをモデル化し、降伏後破断まで直線的に強度が増加すると仮定し、破断強度は 5000kgf/cm^2 とする。また、破断ひずみは後述する鋼繊維補強コンクリートを用いたRCはりの実験結果から12%とする。

表3-1の結果より、コンクリートの応力ひずみ曲線下の総面積に破断限界鉄筋比はほぼ比例している。

降伏限界鉄筋比 p_y を上限とし破断限界鉄筋比 p_f を下限とする範囲に引張鉄筋比 p があれば ($p_y > p > p_f$)、引張鉄筋は降伏し破断しない。 p_y ならびに p_f を考慮して定めた所定の範囲内におさまるように鉄筋比 p を制限することにより、はりの曲げ破壊時の靱性をある程度考慮した設計が可能となる。引張鉄筋比に上限と下限を設けることによりRCはりの靱性を確保する考え方はACI439委員会により提案されているが[31]、本研究においては、コンクリートの圧縮強度と圧壊ひずみに代わって靱性そのものを用いるより合理的な上下限の算定式を提案した。

3.5 断面の消散エネルギー

(1) 消散エネルギーについての解析による検討

RCはり断面のエネルギー吸収能、すなわちはりの単位長さ当たりのエネルギー吸収能の算定は、一般にモーメント曲率 ($M-\phi$) 関係に基づきしかも強度破壊点までを対象として行われることが多い。本節においては、RCはりの構成要素であるコンクリートならびに鉄筋の破壊性状に基づき、引張鉄筋の降伏終了点ないしは破断点までのはり断面のエネルギー消散量を計算するための算定式について検討する。

(a) 降伏終了点までの断面の消散エネルギーの厳密式

引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までの間にはり断面で消散するエネルギー W_{itr} は、引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} 、圧縮鉄筋の消散エネルギー W_{iscr} 、およびコンクリートの消散エネルギー W_{icr} の和として次式で与えられる。

$$W_{itr} = W_{istr} + W_{iscr} + W_{icr} \quad (3-25)$$

消散エネルギーは応力ひずみ曲線（あるいは荷重変位曲線）下の面積で表される加力エネルギーから弾性ひずみエネルギーを差し引いたもので定量化される。

ここで、引張鉄筋および圧縮鉄筋の応力ひずみ曲線の形状を $f(\epsilon)$, $f'(\epsilon)$ とし、ヤング係数を E_s とすると、

$$W_{istr} = p b d \left\{ \int_0^{\epsilon_{sr}} f(\epsilon) d\epsilon - f(\epsilon_{sr})^2 / (2E_s) \right\} \quad (3-26)$$

$$W_{isr} = p' b d \left\{ \int_0^{\epsilon_{sr}'} f'(\epsilon) d\epsilon - f'(\epsilon_{sr}')^2 / (2E_s) \right\} \quad (3-27)$$

となる。ここに、 ϵ_{sr} は式 (3-15) で与えられる降伏終了点における引張鉄筋のひずみである。 ϵ_{sy}' は降伏終了点における圧縮鉄筋のひずみであり、圧縮鉄筋位置を d とすると ϵ_{sr} ならびにはり上縁コンクリートひずみ ϵ_{cr} より、

$$\epsilon_{sr}' = \epsilon_{cr} \left(1 - \frac{d'}{d} \right) - \epsilon_{sr} \frac{d'}{d} \quad (3-28)$$

で与えられる。

一方、 W_{icr} は、コンクリートの応力ひずみ曲線において除荷時のヤング係数を初期ヤング係数 E_c と等しいと仮定し、引張応力やせん断応力の影響を無視すると、次式で与えられる。

$$W_{icr} = \int_0^{\epsilon_{cr}} \{ S(\epsilon_c) - g(\epsilon_c)^2 / (2E_c) \} d\epsilon b x / \epsilon_{cr} \quad (3-29)$$

降伏終了点における中立軸位置 x は、

$$x = \frac{\epsilon_{cr}}{\epsilon_{sr} + \epsilon_{cr}} d$$

で与えられるので、

$$W_{icr} = \int_0^{\epsilon_{cr}} \{ S(\epsilon_c) - g(\epsilon_c)^2 / (2E_c) \} d\epsilon b d / (\epsilon_{sr} + \epsilon_{cr}) \quad (3-30)$$

となる。上式において { } 内は、圧縮ひずみが ϵ_c の位置におけるはり断面の単位面積当たりの消散エネルギー（加力エネルギーから弾性ひずみエネルギーを差し引いたもの）である。

以上より、はり断面で消散するエネルギー W_{itr} は、

$$\begin{aligned}
 W_{itr} = & p b d \left\{ \int_0^{\epsilon_{sr}} f(\epsilon) d\epsilon - f(\epsilon_{sr})^2 / 2E_s \right\} \\
 & + p' b d \left\{ \int_0^{\epsilon'_{sr}} f'(\epsilon) d\epsilon - f'(\epsilon'_{sr})^2 / 2E_s \right\} \\
 & + \int_0^{\epsilon_{cr}} \{ S(\epsilon_c) - g(\epsilon_c)^2 / (2E_c) \} d\epsilon b d / (\epsilon_{sr} + \epsilon_{cr})
 \end{aligned}
 \tag{3-31}$$

$$\begin{aligned}
 = & b d \left[p \left\{ \int_0^{\epsilon_{sr}} f(\epsilon) d\epsilon - f(\epsilon_{sr})^2 / 2E_s \right\} \right. \\
 & + p' \left\{ \int_0^{\epsilon'_{sr}} f'(\epsilon) d\epsilon - f'(\epsilon'_{sr})^2 / 2E_s \right\} \\
 & \left. + \int_0^{\epsilon_{cr}} \{ S(\epsilon_c) - g(\epsilon_c)^2 / (2E_c) \} d\epsilon / (\epsilon_{sr} + \epsilon_{cr}) \right]
 \end{aligned}$$

となる。式（3-31）から明らかなように、RCはり断面の消散エネルギーには、コンクリートの圧縮強度は直接影響を及ぼさず、コンクリートの応力ひずみ曲線下の面積すなわち靱性が影響する。また、コンクリートならびに鉄筋の材質が同一で、鉄筋比ならびに軸圧縮応力 ($N' / b d$) が一定ならば、RCはり断面の消散エネルギーは断面寸法 ($b d$) に比例することとなる。

（b）降伏終了点までの断面の消散エネルギーの近似式

後述の計算結果ならびに実験結果からわかるように、降伏終了点に至るまでの断面の消散エネルギー W_{itr} の大部分を引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} が占めており、圧縮鉄筋の消散エネルギー W_{iscr} ならびにコンクリートの消散エネルギー W_{icr} が W_{itr} に占める割合は相対的に小さい。このため、引張鉄筋比が降伏限界鉄筋比以下の通常のRCはりに対して、断面のエネルギー吸収能を近似的に引張鉄筋の降伏変形による消散エネルギー W_{istr} によって評価することを提案する。つまり、

$$W_{itr} \cong W_{istr} \quad (3-32)$$

$$= p b d \left\{ \frac{(\sigma_{sr} + \sigma_{sy})}{2} (\epsilon_{sr} - \epsilon_{sy}) + \left(\frac{\sigma_{sy}^2}{2E_s} - \frac{\sigma_{sr}^2}{2E_s} \right) \right\}$$

と近似する。引張鉄筋が完全弾塑性体 ($\sigma_{sr} = \sigma_{sy}$) の場合は、

$$W_{itr} \cong W_{istr} \quad (3-33)$$

$$= p b d \sigma_{sy} (\epsilon_{sr} - \epsilon_{sy})$$

となる。引張鉄筋の降伏終了点におけるひずみ ϵ_{sr} は式 (3-15) で与えられるので、

$$W_{itr} \cong p b d \sigma_{sy} \left\{ \frac{S(\epsilon_{cr})}{p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N'/(bd)} - (\epsilon_{cr} + \epsilon_{sy}) \right\} \quad (3-34)$$

となる。この式より、RCはり断面の消散エネルギーはコンクリートの靱性 $S(\epsilon_{cr})$ ならびに圧縮鉄筋比 p' の増加により増加し、軸力 N' の増加により減少することがわかる。すなわち、RCはり断面の消散エネルギーに対する圧縮鉄筋の寄与としては、圧縮鉄筋自体が塑性変形することのほかに、引張鉄筋の塑性変形を増大させる効果があることがわかる。また、 p ならびに σ_{sy} を増加させても断面のエネルギー吸収能は増加せずむしろ減少することを小阪ら[29]は数値計算の結果から指摘しているが、このことは式 (3-34) により解析的に証明できる。さらに、 $p' = 0$ 、 $N' = 0$ の場合、

$$W_{itr} \cong \{ S(\epsilon_{cr}) - (\epsilon_{cr} + \epsilon_{sy}) p \sigma_{sy} \} b d \quad (3-35)$$

よって、 $p \sigma_{sy}$ が比較的小さい単鉄筋はりの場合には、式 (3-35) の $\{ \}$ 内の第2項は第1項に比べ十分小さくなる。 $p < p_f$ で引張鉄筋が破断しないならば、

$$W_{itr} \cong S(\epsilon_{cr}) b d \quad (3-36)$$

となる。すなわち、 $p \sigma_{sy}$ が比較的小さい単鉄筋はり断面の消散エネルギーは、コンクリートの靱性 $S(\epsilon_{cr})$ とはりの断面寸法 $b d$ の大きさにほぼ比例し、鉄筋比 p ならびに鉄筋降伏強度 σ_{sy} の影響はほとんど受けないことが式 (3-36) よりわかる。すなわち、後述の表 3-2 の計算結果からもわかるように、 p が相対的に大きくなれば、 ϵ_{sr} が小さくなるため W_{itr} は p の影響をほとんど受けない。同様に、 σ_{sy} が大きくなった場合も ϵ_{sr} が小さくなり W_{itr} は σ_{sy} の影響をほとんど受けない。

式 (3-31) ~ (3-34) にみられるように、本研究においては、RCはり断面のエネルギー吸収能の算定式を、材料特性に立脚し、しかも実験定数や係数を用いることな

く従来の算定式に比べてきわめて簡明に導くことができた。算定式が簡明になった理由としては次の点が挙げられる。

- (Ⅰ) RCはり断面のエネルギー吸収能力を加力エネルギーではなく消散エネルギーによって評価したこと
- (Ⅱ) エネルギー吸収の終了点を引張鉄筋の降伏終了点としたこと
- (Ⅲ) コンクリートの破壊性状を、圧縮強度 σ_{cu} ならびに圧壊ひずみ ϵ_{cu} に代わって、靱性すなわち応力ひずみ曲線下の面積 $S(\epsilon_{cr})$ によって表示したこと
- (Ⅳ) さらに、式 (3-32), (3-33) については、RCはりのエネルギー吸収能を引張鉄筋の降伏変形による消散エネルギーで代表させたこと

(c) 破断点までの断面の消散エネルギーの近似式

鉄筋比 p が破断限界鉄筋比 p_f より小さい場合には、降伏終了点が生ずる以前に引張鉄筋が破断する。この場合のはり断面で消散するエネルギー W_{itf} は、その大部分を引張鉄筋の塑性変形による消散エネルギー W_{istf} が占めていると考えれば、式 (3-32) の ϵ_{sr} を ϵ_{sf} とおくことにより、次式で与えられる。

$$W_{itr} \approx W_{istf} \quad (3-37)$$

$$= p b d \left\{ \frac{(\sigma_{sf} + \sigma_{sy})}{2} (\epsilon_{sf} - \epsilon_{sy}) + \left(\frac{\sigma_{sy}^2}{2E_s} - \frac{\sigma_{sf}^2}{2E_s} \right) \right\}$$

破断点までの断面の消散エネルギー W_{itf} は式 (3-32) で与えられる降伏終了点までの断面の消散エネルギー W_{itr} の上限である。

(2) 消散エネルギーについての数値計算による検討

降伏終了点に至るまでの断面の消散エネルギー W_{itr} に及ぼす引張鉄筋比 p 、圧縮鉄筋比 p' ならびに軸圧縮力 N' の影響について、数値計算により検討する。

はり断面は図 3-6 に示すように長方形とし、幅 $b = 10\text{cm}$ 、有効高さ $d = 15.0\text{cm}$ 、圧縮鉄筋位置 $d' = 2.0\text{cm}$ とする。コンクリートの応力ひずみ曲線の形状は、計算を簡単にするためと降伏終了点までの消散エネルギーは主に応力ひずみ曲線下の面積に関係することから、図 3-6 に示すように三角形とし、圧縮強度 $\sigma_{cu} = 300\text{kgf/cm}^2$ 、応力が 0 となる最終ひずみ $\epsilon_{ce} = 0.014$ とする。引張鉄筋の応力ひずみ曲線は (i), (iii), (iv) では完全弾塑性体のものとし、降伏強度 $\sigma_{sy} = 3600\text{kgf/cm}^2$ 、ヤング係数 $E_s = 2.0 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、降伏ひずみ $\epsilon_{sy} = 0.0018$ とする。また、(ii) では、降伏までは (i), (iii), (iv) と同じ形状とし、降伏後は破断までひずみの増加にともなって直線的に強度が増加するものとする。破断強度は $\sigma_{sf} = 5000\text{kgf/cm}^2$ 、破断ひずみは $\epsilon_{sf} = 0.12$ とする。圧縮鉄筋の降伏強度は $\sigma_{sy}' = 3600\text{kgf/cm}^2$ 、ヤング係数 $E_s = 2.0 \times 10^6\text{kgf/cm}^2$ 、降伏ひずみ $\epsilon_{sy} = 0.0018$ とする。断面の消散エネルギー W_{itr} 、引張ならびに圧縮鉄筋における消散エネルギー W_{istr} 、 W_{iscr} 、コンクリートにおける消散エネルギー W_{icr} を、次の 4 通りの場合について計算し結果を表 3-2 に示す。

- (i) 圧縮鉄筋比 $p' = 0$, 軸圧縮力 $N' = 0$ で引張鉄筋比 p を $0.4 \sim 4.7\%$ に変化させた場合。
- (ii) (i) と同じく圧縮鉄筋比 $p' = 0$, 軸圧縮力 $N' = 0$ で引張鉄筋比 p を $0.4 \sim 4.7\%$ に変化させた場合。引張鉄筋の応力ひずみ曲線は降伏後もひずみの増加にともなって強度も増加するものとする。
- (iii) 軸圧縮力 $N' = 0$, 引張鉄筋比 $p = 2.0\%$ とし、圧縮鉄筋比 p' を $0.4 \sim 1.6\%$ に変化させた場合
- (iv) 引張鉄筋比 $p = 2.0\%$, 圧縮鉄筋比 $p' = 0, 1.0, 2.0\%$ とし、軸圧縮力 N' を $2, 4, 6 \text{ tonf}$ に変化させた場合

なお、上記のコンクリートならびに鉄筋を用いた軸圧縮力のない単鉄筋コンクリートはりの降伏限界鉄筋比 p_y は 4.7% である。

(i) の場合 ($p' = 0$, $N' = 0$, $p = 0.4 \sim 4.7\%$)、鉄筋比 p が高くなり降伏限界鉄筋比 p_y に近づくに従って引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} は減少し、コンクリートの消散エネルギー W_{icr} が増加するが、鉄筋比 p が 2.0% 以下では断面の消散エネルギー W_{itr} の 70% 以上を引張鉄筋の消散エネルギーが占めている。鉄筋比 p が小さい場合 ($p = 0.4 \sim 1.5\%$) には、引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} ならびに断面の消散エネルギー W_{itr} は、鉄筋比 p の影響はほとんど受けずほぼ一定となるが、この計算結果は式 (3-34) をもとに検討した解析結果に一致する。

(ii) の場合、(i) と同様に鉄筋比が高くなるに従って引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} は減少し、コンクリートの消散エネルギー W_{icr} が増加する。また、鉄筋比 p が小さい場合 ($p = 0.4 \sim 1.5\%$) には、引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} ならびに断面の消散エネルギー W_{itr} は、鉄筋比 p の影響はほとんど受けずほぼ一定となっている。

(iii), (iv) の場合の計算結果から明らかなように、圧縮鉄筋比 p' の増加につれて消散エネルギー W_{itr} , W_{istr} は著しく増加し、また軸圧縮力 N' の増加につれて W_{itr} , W_{istr} は減少する。複鉄筋はりで圧縮鉄筋比 p' が大きい場合および軸圧縮力が存在する場合を除き、断面の消散エネルギー W_{itr} の大部分を引張鉄筋の消散エネルギー W_{istr} が占める。

(iii), (iv) のいずれの場合についても、圧縮鉄筋の降伏変形による消散エネルギー W_{iscr} は、引張鉄筋ならびにコンクリートの消散エネルギーに比べてきわめて小さい。

(3) 消散エネルギーについての載荷実験による検討

前述の解析結果ならびに数値計算結果の妥当性について検討するため、次の 2 シリーズのはりについて載荷実験を行った。

A シリーズ：コンクリートの種類ならびに圧縮鉄筋比を変化させた 6 種類のはりの曲げ実験

B シリーズ：はりの断面中心にアンボンド P C 鋼棒を埋め込み、この鋼棒を油圧ジャッキで引張ることによって一定の軸圧縮力を加えた 3 種類のはりの曲げ実験

・ A シリーズ

R C はりの断面形状ならびに載荷スパンを図 3-7 に示す。コンクリートには、普通コ

ンクリートならびに鋼繊維補強コンクリート（ $\phi 0.5 \times 30\text{mm}$ ，2%混入）を用いた。引張鉄筋比 $p = 1.64\%$ とし $D13\text{mm}$ （ $\sigma_{sy} = 3602\text{kgf/cm}^2$ ， $\sigma_{su} = 5265\text{kgf/cm}^2$ ，伸び率 = 25.8%）を2本用いた。圧縮鉄筋比 p' は、0, 0.92, 1.64%の3種類とし、 $p' = 0.92\%$ の場合には $D10\text{mm}$ （ $\sigma_{sy} = 3592\text{kgf/cm}^2$ ， $\sigma_{su} = 5112\text{kgf/cm}^2$ ，伸び率 = 27.6%）を2本用い、 $p' = 1.64\%$ の場合には引張鉄筋と同じ $D13\text{mm}$ を2本用いた。実験条件を表3-3に示す。

RCはりの変位（たわみ）は荷重点位置で計測し、荷重と変位の関係を記録した。コンクリート（2種類）ならびに圧縮鉄筋比（3種類）の異なる6種類、合計12種類のはりについて数回の漸増繰返し荷重を行い、各除荷点に至るまでの荷重点と除荷点から除荷曲線で囲まれる面積を求め、はり全体（単位長さ当たりではない）で消散したエネルギー W_t とした。また、はり側面のコンクリート上に図3-7に示すように標点プラグをを貼り、引張鉄筋位置ならびに圧縮鉄筋位置における残留変形量の総和（両支点間）を計測し、残留変形量の総和と鉄筋の降伏荷重との積をはり全域の引張鉄筋ならびに圧縮鉄筋で消散したエネルギー W_{st} および W_{sc} とした。コンクリートで消散したエネルギー W_c は（ $W_t - W_{st} - W_{sc}$ ）として定量化した。

図3-8には、はりの荷重変位曲線を示す。

普通コンクリートを用いたはりの場合、圧縮鉄筋比 p' の増加にともなってはりの降伏後の高荷重レベルにおける変位量が大となった。N-0のはり（ $p' = 0\%$ ）ならびにN-10のはり（ $p' = 0.92\%$ ）の場合、引張鉄筋のひずみが増加しなくなる点すなわち降伏終了点が存在し、この点のはりの耐力低下が急激に生ずる点とほぼ一致した。

N-13のはり（ $p = p' = 1.64\%$ ）では、変形が大となり荷重点ローラがずれ荷重を中止したが、本実験の範囲内では降伏終了点は存在しなかった。

鋼繊維補強コンクリートを用いたはりでは、いづれも降伏後の高荷重レベルにおける変位量が大となり、降伏終了点は存在せずに引張鉄筋が破断した。鋼繊維補強コンクリートを用いたはりの場合はいづれも引張鉄筋の破断直前の平均ひずみ（検長：25cm）は約12%であった。

普通コンクリートを用いたN-0のはりとN-10のはりについて、各消散エネルギー W_t ， W_{st} ， W_{sc} とはりの変位との関係を図3-9に示す。降伏終了点が存在するこれらのはりにおいては、降伏終了点において引張鉄筋の消散エネルギー W_{st} は増加しなくなった。圧縮鉄筋の消散エネルギー W_{sc} は引張鉄筋の消散エネルギー W_{st} よりはるかに小となった。降伏終了点におけるはり全体の消散エネルギー W_t の大部分を引張鉄筋の消散エネルギーが占めた。

・ B シリーズ

はりの断面形状を図3-10に示す。また、実験条件を表3-4に示す。コンクリートには普通コンクリートのみを使用し、圧縮および引張鉄筋には $D10$ （ $\sigma_{sy} = 3890\text{kgf/cm}^2$ ， $\sigma_{su} = 5400\text{kgf/cm}^2$ ）を用いた。軸応力は0, 40, 80 kgf/cm^2 （軸力換算で 0, 4, 8 tonf ）の3種類とした。

荷重試験装置を図3-11に示す。PC鋼棒の一端にジャッキ，他端にロードセルを取り付けPC鋼棒を引張ることでRCはりの断面に軸力を加え、ロードセルから検出される

値を随時モニターし、ジャッキのバルブを手動で開閉することで軸力を所定の値（目標値の±3%程度の幅）に保ち続けた。

各シリーズ2本の載荷実験を行った。軸力を一定値にするために行った油圧ジャッキのバルブの開閉により荷重変位曲線は上下に微妙に変化したため、その包絡線を求め、2本の包絡線の平均値を図3-12に示す。

軸応力が0kgf/cm²の場合、圧縮側において横補強筋の外側のかぶりが変位5mm前後で剥離するが、その後は圧縮側の顕著な破壊はみられず荷重も徐々に上昇し、やがて引張鉄筋が破断して荷重が急激に低下した。軸応力が40kgf/cm²に増加すると降伏点ならびに最大荷重点は上昇する。しかし変位40mm程度で荷重が急激に低下しはじめ圧縮領域の破壊が顕著になった。軸応力が80kgf/cm²になると、さらに降伏点、最大荷重点は上昇するが、降伏後圧縮側のかぶりが剥離した後の荷重が持ちこたえる領域がほとんどなく、圧縮側の破壊の進行により荷重が低下していく。

Aシリーズのように鉄筋位置でのはり側面の変形量は測定していないため降伏終了点は明確ではない。そのため、最大荷重の2/3まで荷重が低下する点までの荷重変位曲線下の面積（加力エネルギー）を曲げ靱性値として評価した。曲げ靱性値と軸応力の関係を図3-13に示す。軸応力が0kgf/cm²から40, 80kgf/cm²と増加するにつれて、曲げ靱性値は低下している。

以上、2シリーズの実験結果からも、前述の解析ならびに数値計算の結果の妥当性が明らかとなった。すなわち、

- (i) 引張鉄筋の降伏終了点が認められた。しかし、圧縮鉄筋比 p' が高くなることや、靱性の大きいコンクリートを用いることにより、降伏終了点は存在せずに引張鉄筋は破断する。
- (ii) 圧縮鉄筋比 p' の増加にともなって、はりの靱性は増大した。
- (iii) 軸応力が増加するにつれて、はりの靱性は低下する。
- (iv) 降伏終了点におけるはり全体の消散エネルギーの大部分を引張鉄筋の消散エネルギーが占めた。

3.6 靱性パラメーター

3.5においてRCはり断面のエネルギー吸収能を、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点ないしは破断点までの引張鉄筋の消散エネルギーによって評価することを提案した。現行のひびわれや最大耐力などの限界状態とともに、今後靱性を対象としたRCはり断面の設計方法の確立が重要であると考えられる。靱性を考慮した断面設計を行う場合には靱性パラメーターが必要となるが、本研究により、例えば次のようなパラメーターが考えられる。

- (i) 断面の消散エネルギー W_{it}

$$W_{it} = \min\{W_{itr}, W_{itf}\} \quad (3-38)$$

すなわち、引張鉄筋の降伏変形をもとにして、式（３－３２）で与えられる降伏終了点までの断面の消散エネルギー W_{itr} または式（３－３７）で与えられる破断点までの断面の消散エネルギー W_{itf} のうち、いずれか小さい方である。

(ii) 断面の塑性回転能 ϕ_p

$$\phi_p = W_{it} / M_u \quad (3-39)$$

すなわち、引張鉄筋の降伏開始点から、降伏終了点または破断点までの間の断面の塑性回転角であって、断面の消散エネルギー W_{it} を最大曲げモーメント M_u で除した値である。

不静定コンクリート構造物の終局限界状態では、メカニズムの終局限界状態を想定して、必要に応じて塑性ヒンジが十分な回転能を有するかの照査を行い、メカニズムへの移行に対する安全性の検討が規定されているが、 ϕ_p は塑性ヒンジの回転能の照査の判定に有効であると考えられる。

3.7 まとめ

本研究においては、曲げを受けるＲＣはりの破壊過程を特徴づける点として、引張鉄筋の降伏開始点、降伏終了点、破断点を取り上げ、これらの点をもとに、ＲＣはりの破壊性状と鉄筋比の関係、ならびにＲＣはり断面のエネルギー吸収能に及ぼす材料特性と断面特性の影響について検討するとともに、ＲＣはり断面の靱性を評価するためのパラメーターを提案した。得られた主な結論は次のとおりである。

(１) 曲げを受けるＲＣはりについて、引張鉄筋の降伏が生じる限界の降伏限界鉄筋比 p_y ならびに破断が生じる限界の破断限界鉄筋比 p_f を算定する式を、コンクリートの靱性すなわち応力ひずみ曲線下の面積を用いた形式で提案した。

(２) 降伏終了点までにＲＣはり断面で消散するエネルギーを算定するための式を導くとともに、この断面の消散エネルギーに及ぼすコンクリートならびに鉄筋の材料特性および断面特性の影響について解析的に検討し次のような結果を得た。

ＲＣはり断面の消散エネルギーには、コンクリートの強度は直接は影響せず、コンクリートの靱性が影響する。

ＲＣはり断面の消散エネルギーに対する圧縮鉄筋の寄与としては、圧縮鉄筋自体が降伏変形することのほかに引張鉄筋の降伏変形を増大させる効果がある。なお、数値計算結果からは、前者の効果は小さく、後者の効果が大きいことが明かとなった。

$p \sigma_{sy}$ が比較的小さい単鉄筋はりの断面の消散エネルギーは、コンクリートの靱性とはり断面の寸法 $b d$ の大きさにほぼ比例し、鉄筋比 p や鉄筋の降伏強度の影響をほとんど受けない。

(３) 数値計算の結果ならびに載荷実験の結果より、通常、断面の消散エネルギーの大部分を引張鉄筋の降伏変形による消散エネルギーが占めることが明かとなった。

(4) RCはり断面の靱性を評価するためのパラメーターとして、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点あるいは破断点に至る間の断面の消散エネルギー W_{it} ，ならびに W_{it} をもとに算定される塑性回転能 $\phi_p (=W_{it}/M_u)$ を提案した。

表 3 - 1 コンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ曲線と
 p_0 , p_y , p_f

コンクリート 応力ひずみ曲線 の 種 類	応力ひずみ 曲線下の面積 (kgf/cm^2)	鉄 筋 比			
		つり 合 い p_0 (%)	降 伏 限 界 p_y (%)	破 断 限 界 ① p_f (%)	破 断 限 界 ② p_f (%)
図 3 - 5 (a)	1.2	3.15	3.49	0.18	0.19
図 3 - 5 (b)	1.8	3.41	4.39	0.27	0.28
図 3 - 5 (c)	2.4	3.41	5.00	0.35	0.36
図 3 - 5 (d)	2.4	6.31	6.97	0.36	0.38

表 3 - 2 (a) 降伏終了点における各消散エネルギー (数値計算)

Case	計算条件				降伏終了点における					降伏終了点までの消散エネルギー			
	p %	p' %	p'/p	N' tonf	中立軸 x _r cm	コンクリート 応力 σ_{cr}	ひずみ ϵ_{cr}	引張鉄筋 ひずみ ϵ_{sr}	圧縮鉄筋 ひずみ ϵ'_{sr}	全体 W _{itr} kgf・m/m	引張鉄筋 W _{istr} kgf・m/m	圧縮鉄筋 W _{iscr} kgf・m/m	コンクリート W _{icr} kgf・m/m
i	0.4	0	0	0	1.38	14.4	0.0134	0.1321	—	297	281	—	16
	0.5	0	0	0	1.72	18.0	0.0133	0.1030	—	293	273	—	20
	1.0	0	0	0	3.27	36.0	0.0126	0.0451	—	271	234	—	37
	1.5	0	0	0	4.68	54.0	0.0118	0.0260	—	245	196	—	49
	2.0	0	0	0	6.01	72.0	0.0111	0.0166	—	220	160	—	60
	2.5	0	0	0	7.26	90.0	0.0104	0.0111	—	192	125	—	67
	3.0	0	0	0	8.41	108.0	0.0097	0.0076	—	167	95	—	72
	4.0	0	0	0	10.51	144.0	0.0082	0.0035	—	110	36	—	74
	4.7	0	0	0	12.00	169.0	0.0072	0.0018	—	70	0	—	70
ii	0.4	0	0	0	1.80	18.9	0.0132	0.0973	—	260	239	—	21
	0.5	0	0	0	2.12	22.6	0.0131	0.0794	—	260	236	—	24
	1.0	0	0	0	3.63	40.4	0.0124	0.0388	—	252	212	—	40
	1.5	0	0	0	4.99	57.9	0.0117	0.0235	—	233	182	—	51
	2.0	0	0	0	6.24	75.3	0.0110	0.0154	—	210	150	—	60
	2.5	0	0	0	7.42	92.6	0.0103	0.0105	—	189	119	—	70
	3.0	0	0	0	8.53	110.0	0.0096	0.0073	—	161	90	—	71
	4.0	0	0	0	10.61	144.9	0.0082	0.0034	—	107	35	—	72
	4.7	0	0	0	12.02	169.3	0.0072	0.0018	—	70	0	—	70

表 3 - 2 (b) 降伏終了点における各消散エネルギー (数値計算)

Case	計算条件				降伏終了点における					降伏終了点までの消散エネルギー			
					中立軸	コンクリート	引張鉄筋	圧縮鉄筋		全体	引張鉄筋	圧縮鉄筋	コンクリート
	p	p'	p'/p	N'	x _r	σ _{cr}	ε _{cr}	ε _{sr}	ε' _{sr}	W _{itr}	W _{istr}	W _{isr}	W _{icr}
	%	%		tonf	cm					kgf・m/m	kgf・m/m	kgf・m/m	kgf・m/m
iii	2.0	0.4	0.2	0	4.97	57.6	0.0117	0.0236	0.0070	299	235	11	52
	2.0	0.8	0.4	0	3.84	43.2	0.0122	0.0355	0.0059	423	364	18	42
	2.0	1.2	0.6	0	2.66	28.8	0.0128	0.0595	0.0032	662	623	9	30
	2.0	1.6	0.8	0	2.18	14.4	0.0212	0.1246	0.0018	1359	1326	0	33
iv	2.0	0	0	2	6.97	85.6	0.0106	0.0122	—	178	112	—	66
	2.0	0	0	4	7.81	99.2	0.0100	0.0092	—	149	80	—	70
	2.0	0	0	6	8.69	112.8	0.0095	0.0069	—	128	55	—	73
	2.0	1.0	0.5	2	4.36	49.6	0.0120	0.0293	0.0065	369	297	25	47
	2.0	1.0	0.5	4	5.39	63.2	0.0115	0.0205	0.0072	287	202	29	55
	2.0	1.0	0.5	6	6.34	76.8	0.0109	0.0149	0.0075	234	142	31	62
	2.0	2.0	1.0	2	2.18	13.6	0.0221	0.1301	0.0018	1419	1386	0	34
	2.0	2.0	1.0	4	2.53	27.2	0.0129	0.0637	0.0027	707	669	10	29
	2.0	2.0	1.0	6	3.70	40.8	0.0124	0.0383	0.0056	476	394	41	40

表 3 - 3 実験条件 (A シリーズ)

供試体名	断面寸法			コンクリート		引張鉄筋		圧縮鉄筋	
	b	d	d'	種類	σ_{cu} kgf/cm ²	鉄筋比 %	降伏強度 kgf/cm ²	鉄筋比 %	降伏強度 kgf/cm ²
N - 0	10	15.4	-	普通	370	1.64	3602	0	-
N - 1 0	10	15.4	2.5	普通	370	1.64	3602	0.93	3592
N - 1 3	10	15.4	2.7	普通	370	1.64	3602	1.64	3592
F - 0	10	15.4	-	鋼繊維補強	458	1.64	3602	0	-
F - 1 0	10	15.4	2.5	鋼繊維補強	458	1.64	3602	0.93	3592
F - 1 3	10	15.4	2.7	鋼繊維補強	458	1.64	3602	1.64	3592

表 3 - 4 実験条件 (B シリーズ)

供試体名	軸応力 kgf/cm ²	軸方向鉄筋	コンクリート 強 度
S - 0	0	D 1 0	474kgf/cm ²
S - 4 0	4 0	$\sigma_{sy}=3890$ kgf/cm ²	442kgf/cm ²
S - 8 0	8 0		477kgf/cm ²

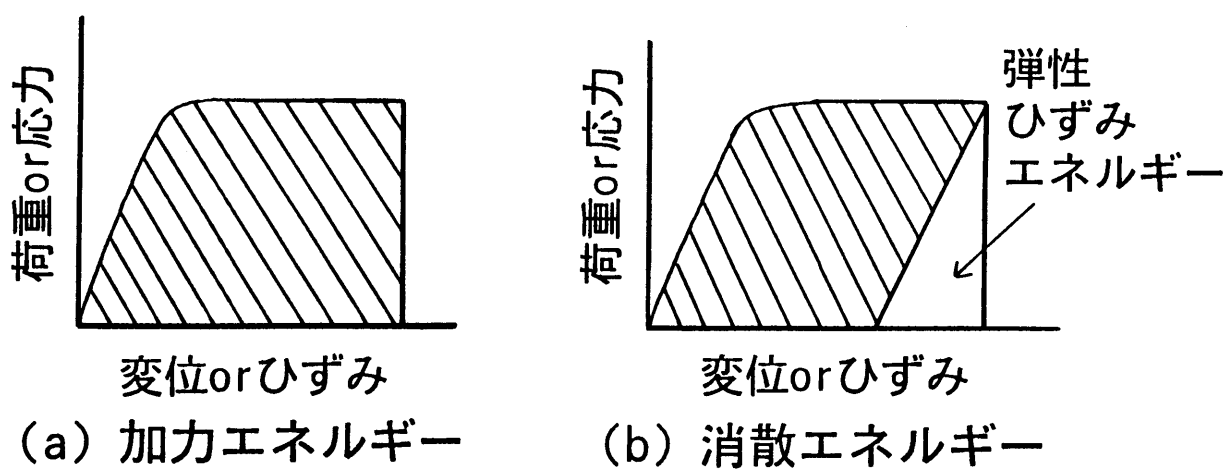


図 3 - 1 靱性の定量化

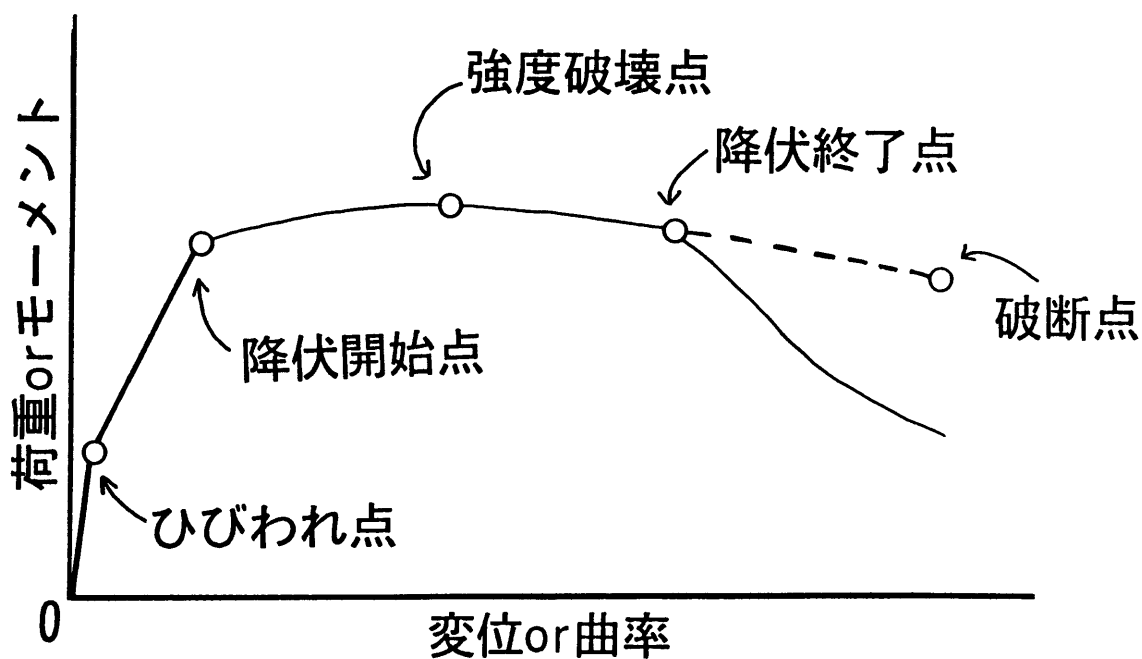
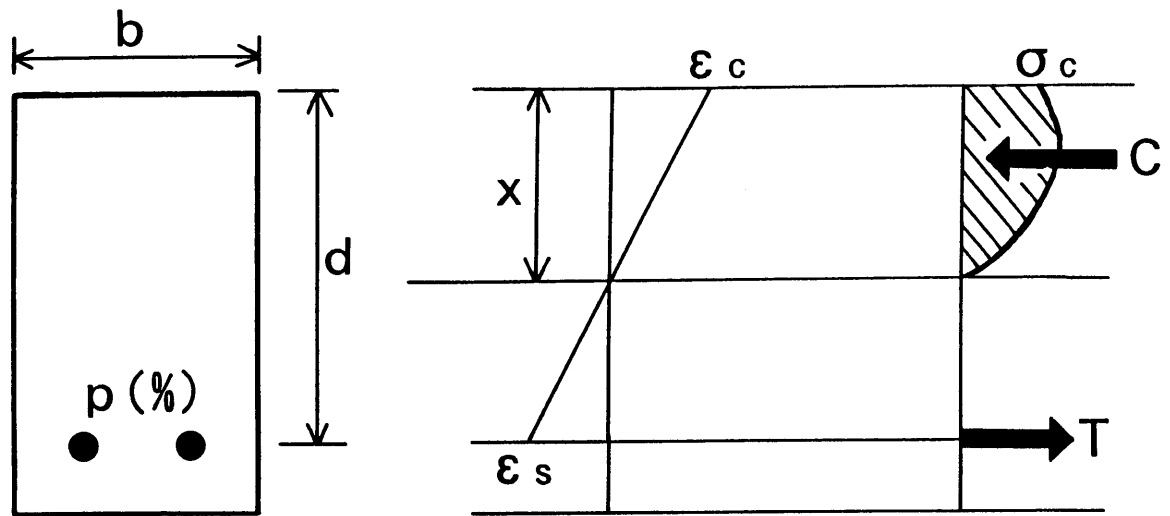


図 3 - 2 RCはりの破壊過程



(a) 断面形状 (b) ひずみ分布 (c) 応力分布

図 3 - 3 単鉄筋はり断面

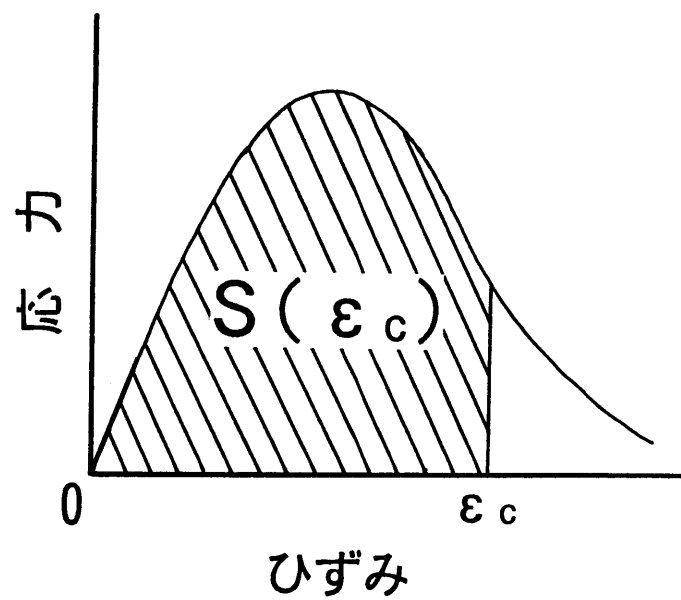


図 3 - 4 コンクリートの応力ひずみ曲線

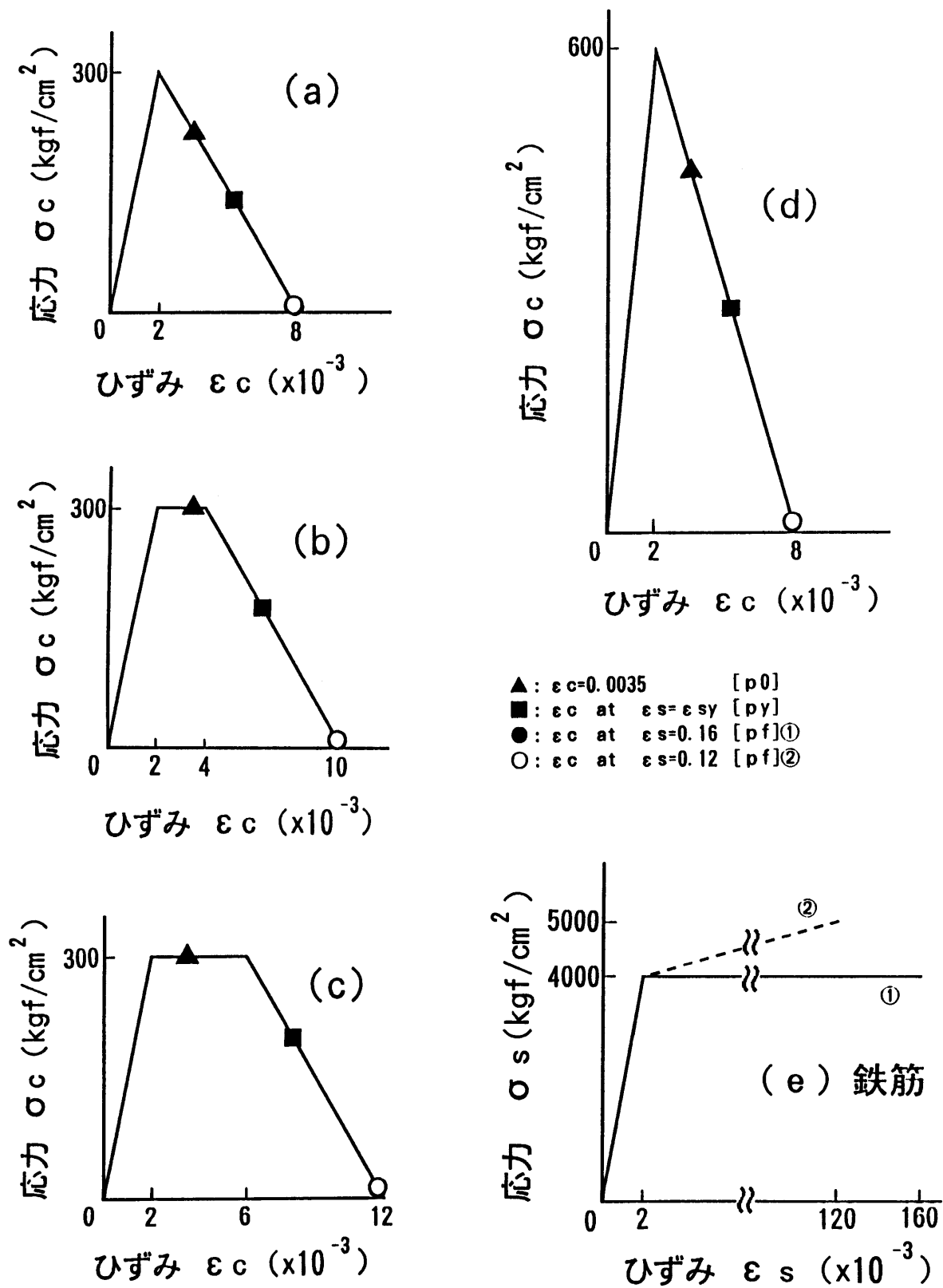
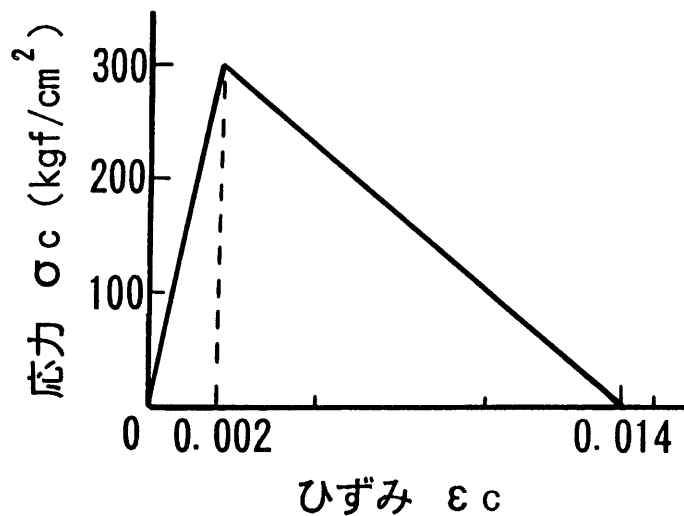
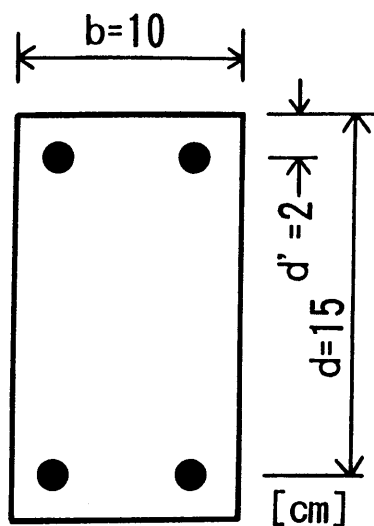


図 3-5 コンクリートおよび鉄筋の
応力ひずみ曲線と p_0 , p_y , p_f



(a) 断面形状

(b) コンクリートの応力ひずみ曲線

図 3 - 6 数値計算に用いた断面形状と
コンクリートの応力ひずみ曲線

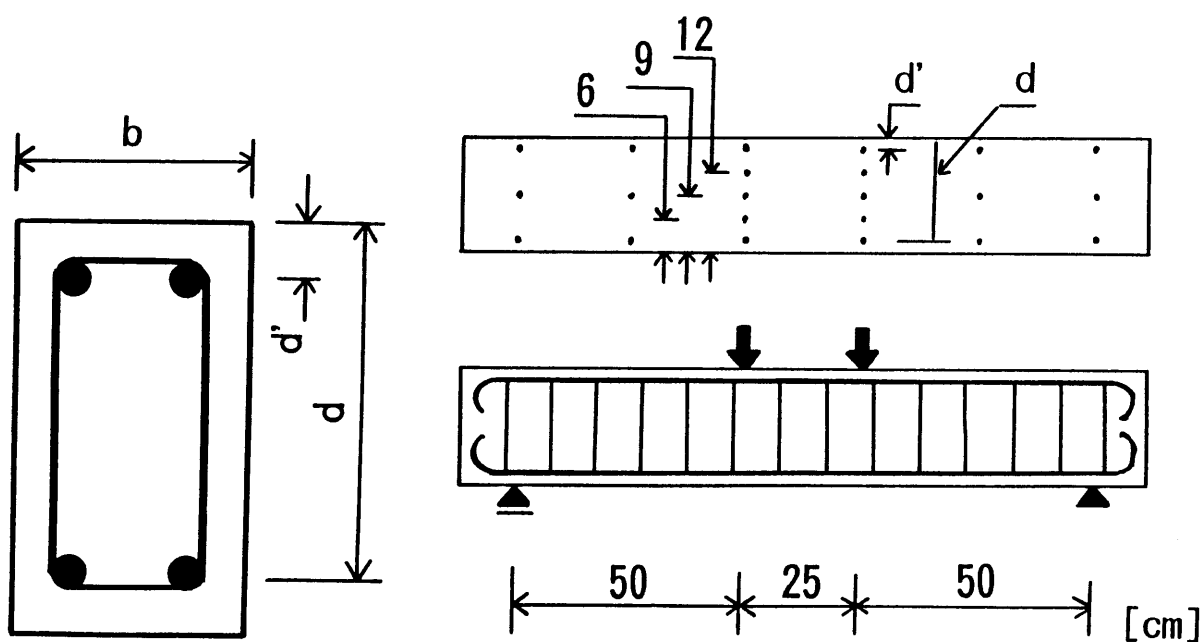
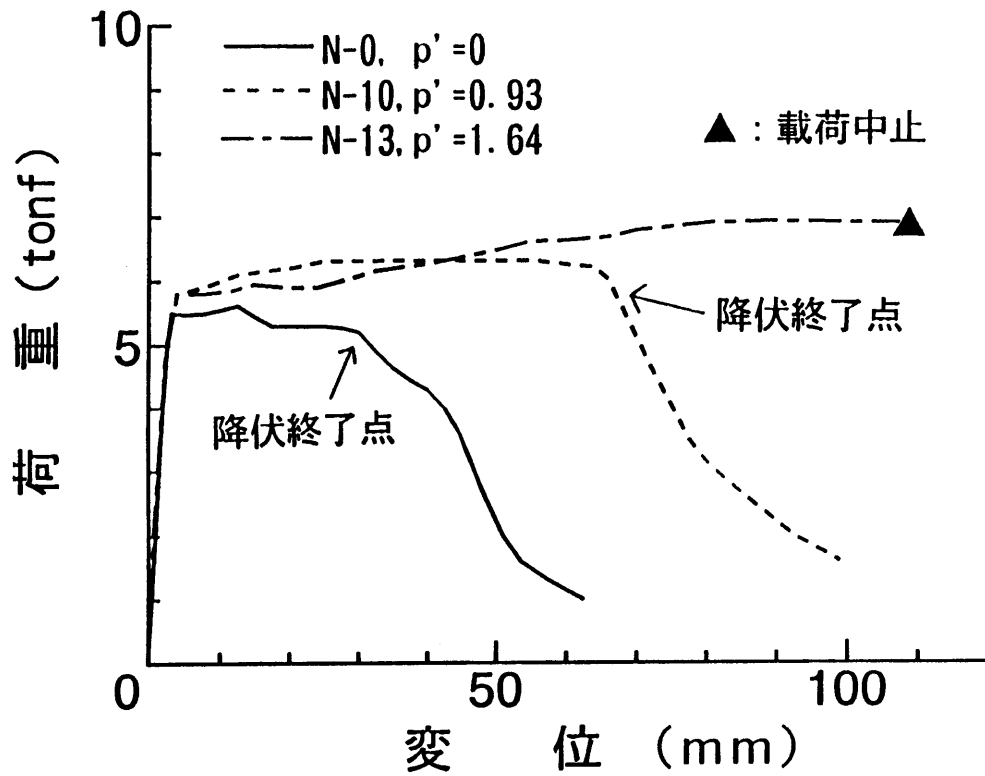
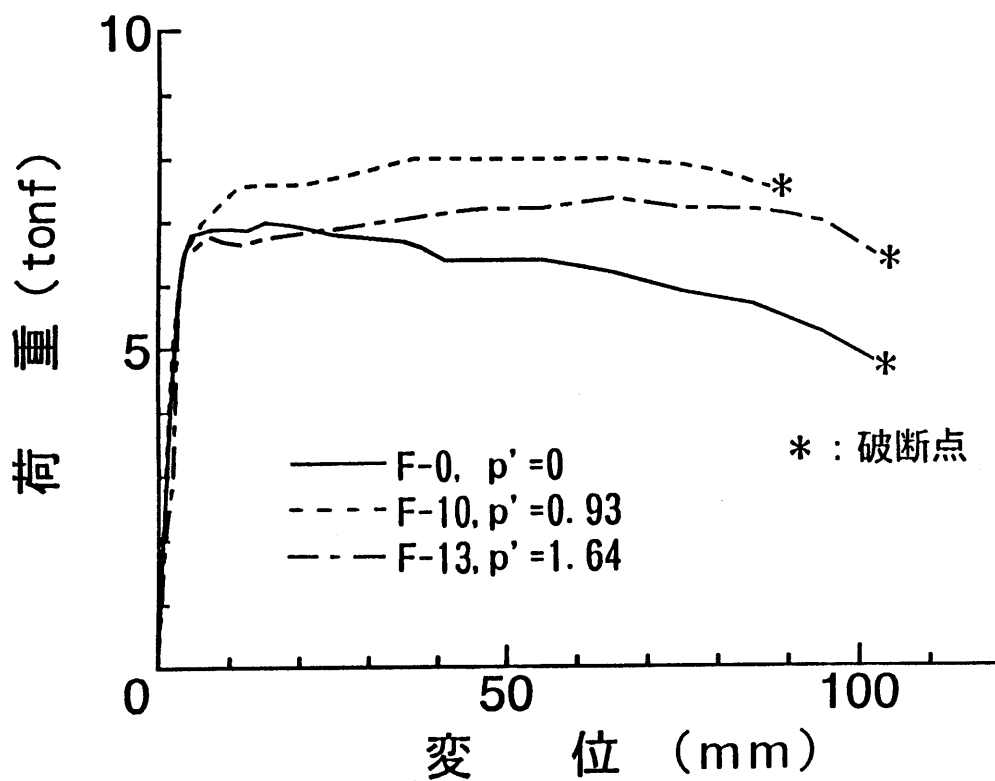


図 3 - 7 供試体の形状 (A シリーズ)



(a) 普通コンクリートを用いたはり



(b) 鋼繊維補強コンクリートを用いたはり

図 3 - 8 はりの荷重変位曲線 (Aシリーズ)

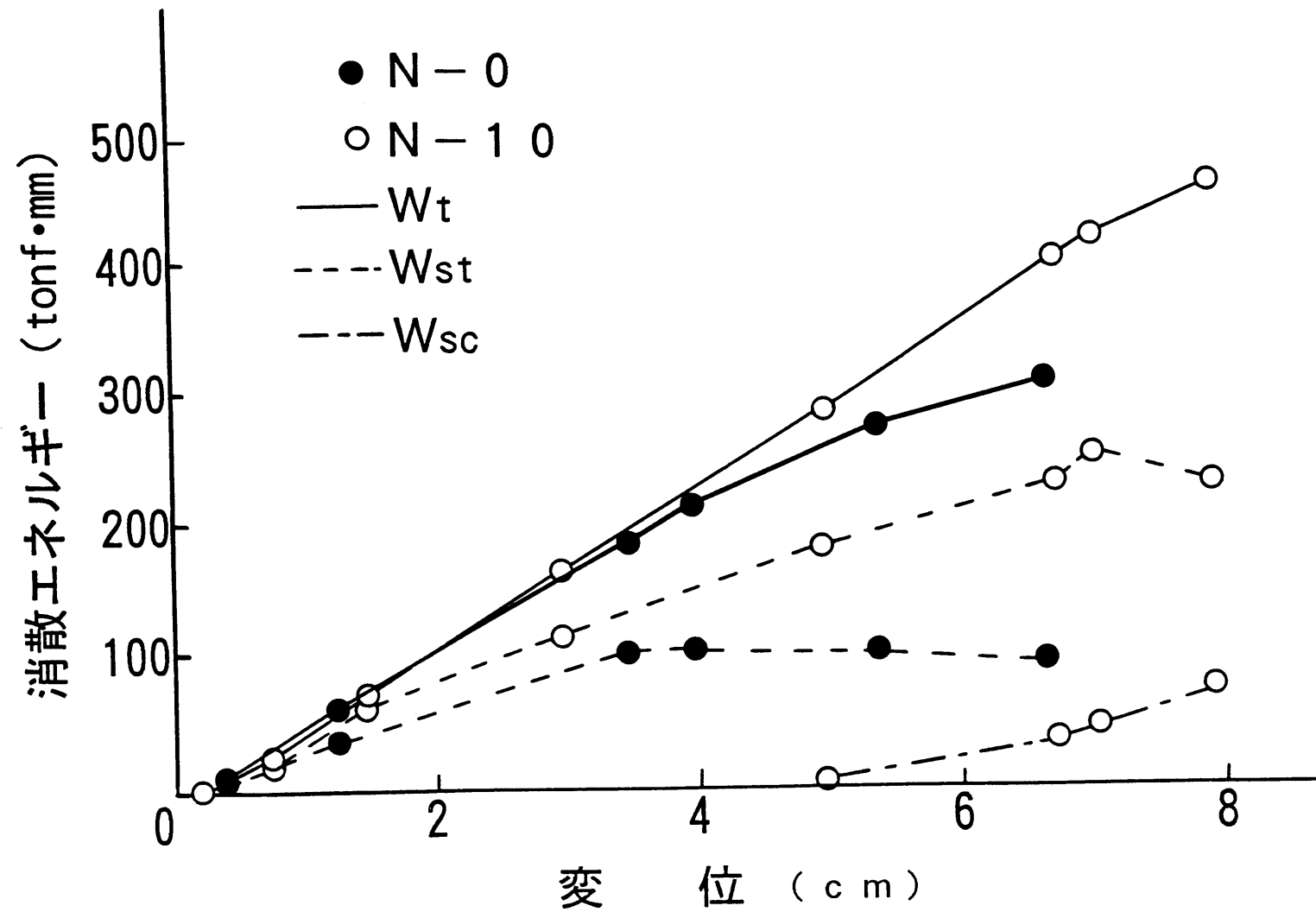


図 3 - 9 各消散エネルギー

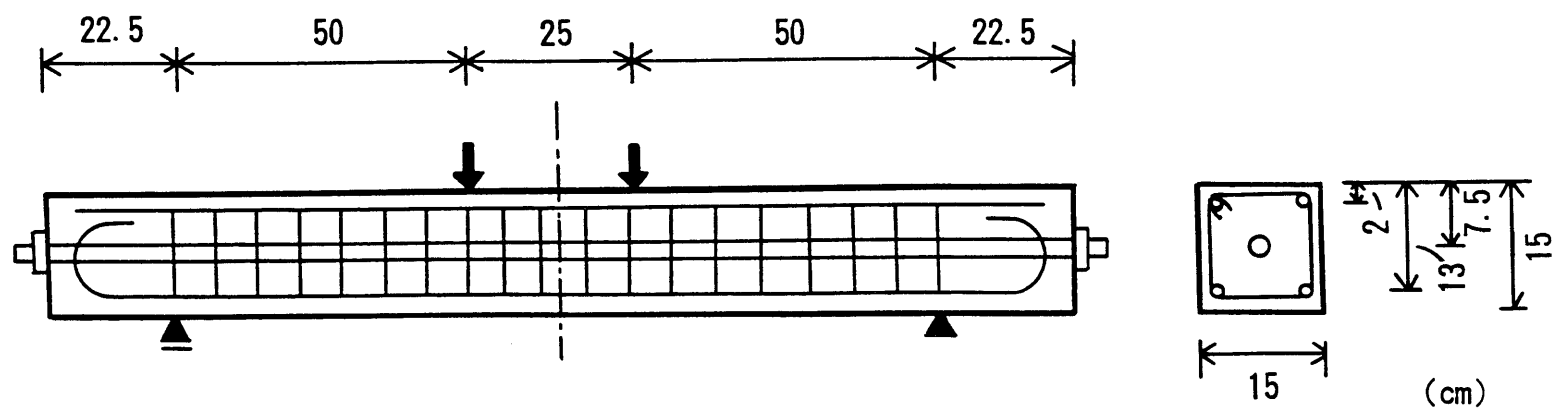


図 3 - 1 0 供試体の形状 (B シリーズ)

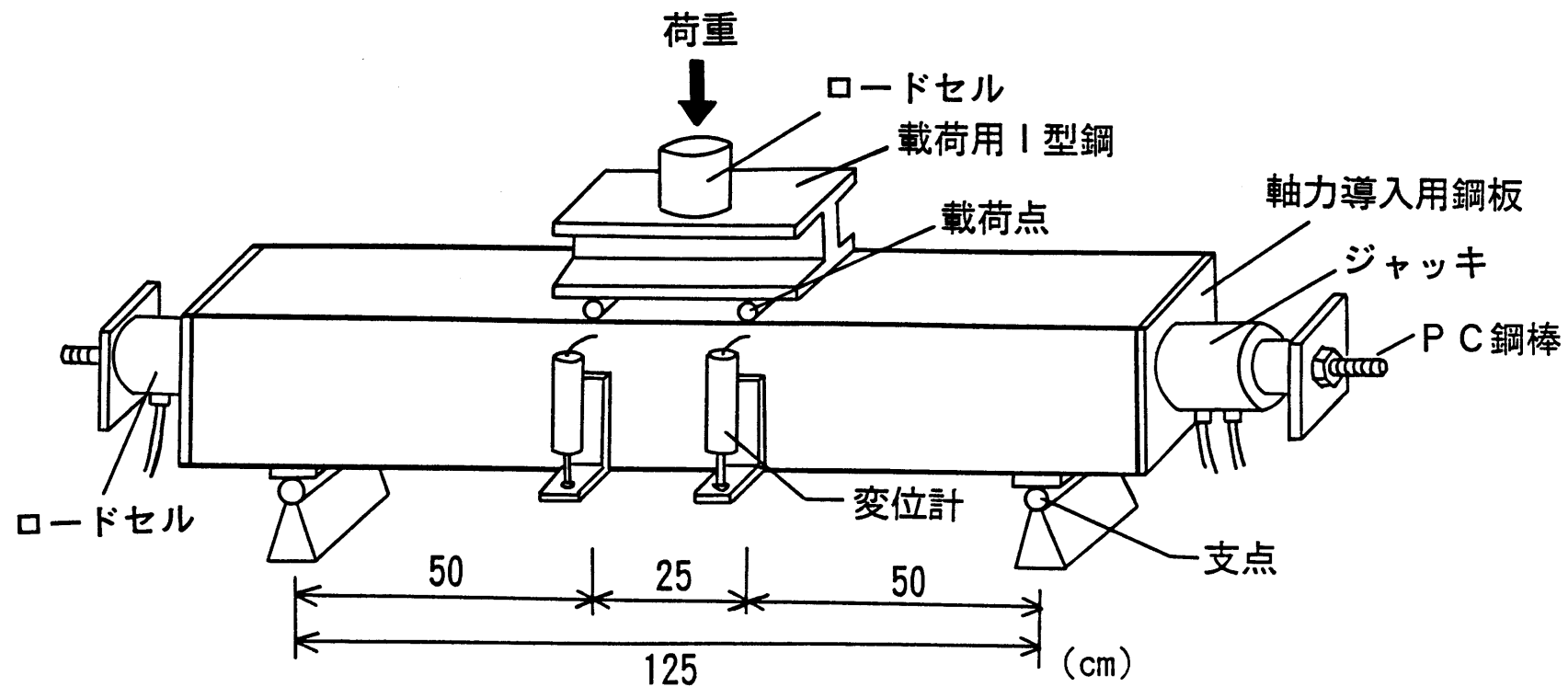


図 3 - 1 1 载荷試験装置 (B シリーズ)

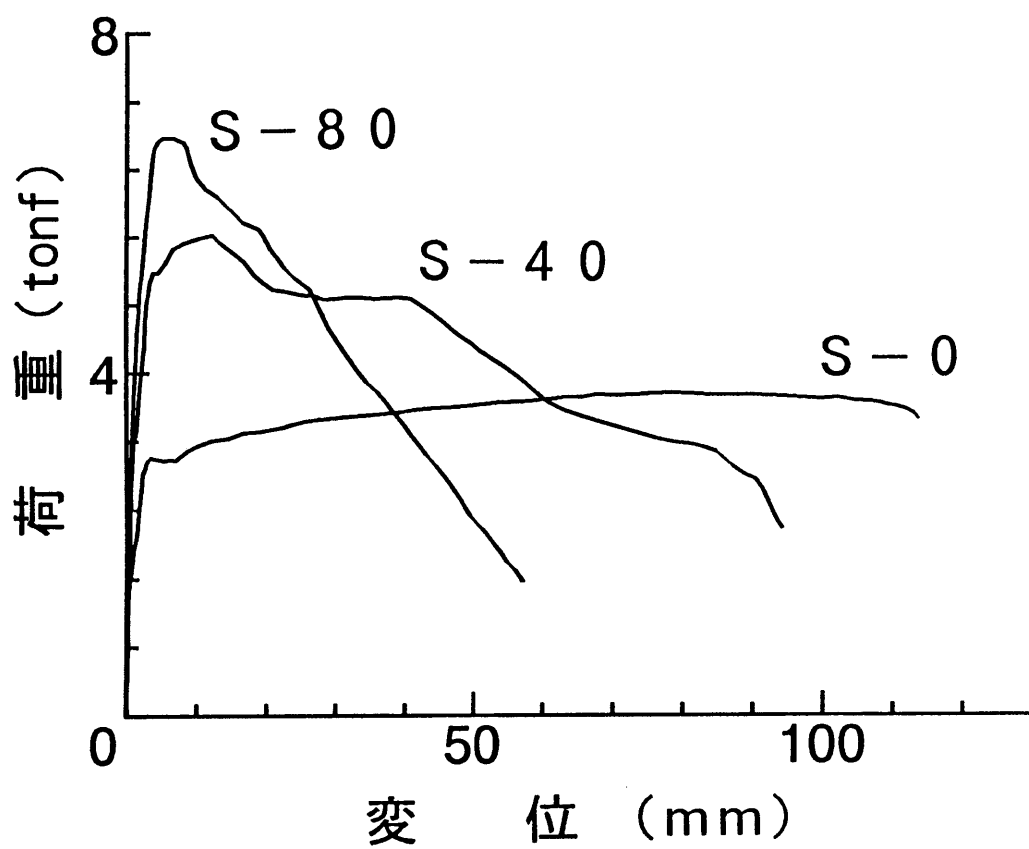


図 3 - 1 2 はりの荷重変位曲線 (B シリーズ)

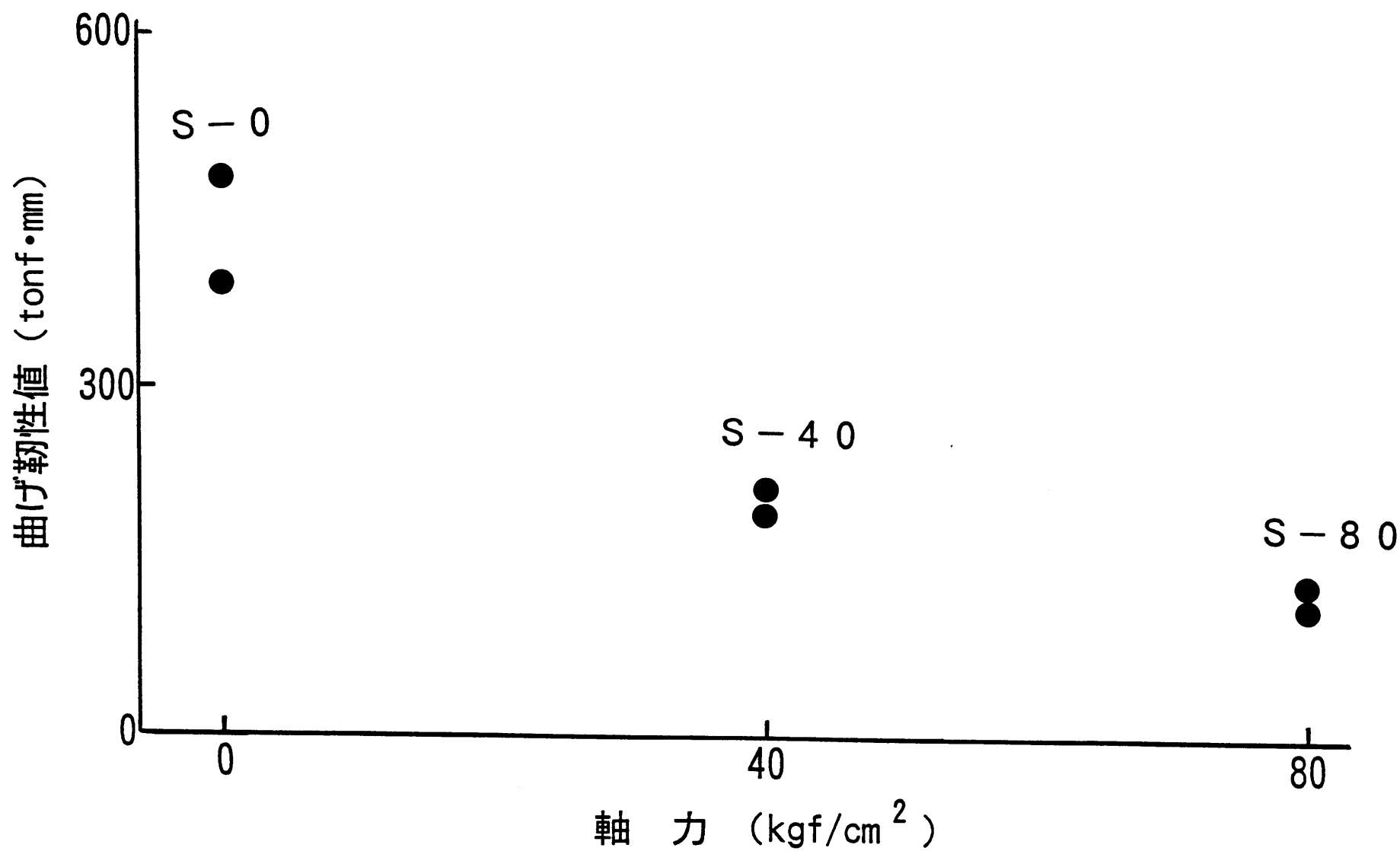


図 3 - 1 3 軸力と曲げ靱性値との関係

第4章 曲げ靱性と曲げ耐力を考慮したRCはり断面の設計計算法

4.1 はじめに

曲げを受ける鉄筋コンクリートはり断面の寸法ならびに鉄筋量を強度あるいは耐力をもとに計算する方法は、許容応力度設計法や終局強度設計法においてはすでに確立している。しかしながら、エネルギー吸収能や変形能によって表される曲げ破壊時の靱性を考慮したRCはり断面の計算方法は、いまだ十分には確立していない。

本研究は、設計条件として曲げ靱性と曲げ耐力の値が与えられた場合におけるRCはり断面の断面寸法ならびに鉄筋量を求める方法を具体的な計算例によって示すものである。

4.2 曲げ靱性パラメータ

RCはり断面のエネルギー吸収能 W_{itr} は、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までの消散エネルギーによって評価できる〔3章式(3-33)〕。

$$\begin{aligned} W_{itr} &\approx W_{istr} \\ &= p b d \sigma_{sy} (\epsilon_{sr} - \epsilon_{sy}) \end{aligned} \quad (4-1)$$

ここに、 A_s は引張鉄筋の断面積である。降伏終了点以前に破断点が生じる場合には、上式において ϵ_{sr} を破断ひずみ ϵ_{sf} に置き換えなければならない。

引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までの間の断面の塑性回転能 ϕ_p は、降伏開始点ならびに降伏終了点における曲げモーメントが最大曲げモーメントにほぼ等しいと仮定すれば、〔3章式(3-39)〕に示したように断面のエネルギー吸収能 W_{it} を最大曲げモーメントで除して、次のように得られる。

$$\phi_p = W_{it} / M_u \quad (4-2)$$

降伏開始点における断面の回転角 ϕ_y を用いれば、降伏終了点までの断面回転の靱性率 μ_r は次式で表される。

$$\mu_r = (\phi_p + \phi_y) / \phi_y \quad (4-3)$$

これらの靱性パラメータの選択にあたっては、構造物の使用目的、構造形式・種別、荷重の種類、設計法などを考慮する必要がある。例えば、落石等の衝撃エネルギーを外的作用として受ける部材の設計には、断面の消散エネルギー W_{it} が適している。

4.3 RCはり断面の計算例

設計条件として最大曲げモーメント M_u と断面のエネルギー吸収能 W_{it} (または断面の塑性回転能 ϕ_p)が与えられるとともに、コンクリートならびに鉄筋の材料特性が与えられた場合、RCはり断面の断面寸法ならびに鉄筋量は次に示す手順によって計算できる。

- (1) 断面のエネルギー吸収能 W_{it} を確保するために必要な引張鉄筋量 A_{sw} を式 (4-1) より計算する。
- (2) 最大曲げモーメント M_u を確保するために必要な断面寸法 b, d を計算し、引張鉄筋比 p を求める。
- (2') 断面寸法 b, d が与えられている場合には、 M_u の確保に必要な引張鉄筋量 A_{sm} を計算し、 A_{sw} と A_{sm} のうちいずれか大きい方を引張鉄筋量とし、引張鉄筋比 p を求める。
- (3) 式 (4-4) をもとに圧縮鉄筋比 p' を計算し、圧縮鉄筋量 A_s' を求める。

3章 (3-15) 式より

$$\epsilon_{sr} = \frac{S(\epsilon_{cr})}{p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N' / (b d)} - \epsilon_{cr} \quad (4-4)$$

以下に計算例を示す。設計条件、はり断面、材料特性は次のとおりとする。

ここでは数値を用いて具体的に設計の手順を示すことを目的としており、各値についてはさらに検討を必要とする。なお、最大(終局)曲げモーメントを荷重係数1.7で除した値を用いて鉄筋およびコンクリート応力を求め、これらの値が許容応力以下になるように設計条件を設定した。

- (i) 設計条件：最大曲げモーメント $M_u = 35 \text{ tf} \cdot \text{m}$
断面のエネルギー吸収能 $W_{it} = 6.3 \text{ tf} \cdot \text{m} / \text{m}$
(または塑性回転能 $\phi_p = W_{it} / M_u = 0.18 / \text{m}$)
- (ii) はり断面：長方形断面 (図 4-1 参照)
圧縮鉄筋位置 $d' = 0.1d$
- (iii) 材料特性：鉄筋の降伏強度 $\sigma_{sy} = \sigma_{sy}' = 3000 \text{ kgf} / \text{cm}^2$
鉄筋の降伏開始ひずみ $\epsilon_{sy} = 0.0015$ ，鉄筋の破断時のひずみ $\epsilon_{sf} = 0.15$
はり降伏終了時の引張鉄筋ひずみ $\epsilon_{sr} = 0.05 \sim 0.10$ ($1/3 \epsilon_{sf} \sim 2/3 \epsilon_{sf}$)
コンクリートの圧縮靱性 $S(\epsilon_{cr}) \simeq 1.2 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

コンクリートの圧縮強度 σ_{cu} はここでの RC はり断面の計算には直接用いないが、一応 $\sigma_{cu} = 240 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ とする。引張鉄筋の降伏時のひずみ ϵ_{sr} の上下限 (0.05~0.10) は、引張鉄筋を十分降伏変形させるが破断は防ぐという両方の観点から設けた。 ϵ_{sr} がこの範囲となるように圧縮鉄筋量を調整する。一般に、はり断面のエネルギー吸収能とはり全体の変形能とを関連づけるには、載荷条件にも依存する破壊領域の広がりについての検討が必要となるので、ここでは両者の関連づけについては取り扱わないこととする。もっとも、例えばモーメントスパン長を 25cm，両側のせん断スパン長を 50cm とする小型の模型単純はりに 2 点載荷を行った場合に、モーメントスパン内の平均塑性回転量が上述の設計条件で与えた値 0.18/m とすると、スパン中央の塑性たわみは 12.7cm となり、これはスパン 125cm の約 1/10 である。

(Case 1) b, d が与えられていない場合

断面のエネルギー吸収能 $W_{it} = 6.3 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$ を確保するのに必要な引張鉄筋量 $A_{sw} (= A_s)$ は、(4-1) 式より

$$\begin{aligned} A_{sw} &= pbd = W_{it} / \{ \sigma_{sy} (\epsilon_{sr} - \epsilon_{sy}) \} \\ &= 6300 / \{ 3000 (0.10 - 0.0015) \} = 21.3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

最大曲げモーメント $M_u = 35 \text{ tf} \cdot \text{m}$ を確保するために必要な有効高さ d は、圧縮鉄筋位置に圧縮合力が作用すると仮定すると

$$\begin{aligned} d &= M_u / (0.9 A_s \sigma_{sy}) \\ &= 3500000 / (0.9 \times 21.3 \times 3000) = 61 \text{ cm} \end{aligned}$$

はり幅 $b \simeq d/2 \simeq 30 \text{ cm}$ とすると、引張鉄筋比 p は、

$$p = A_s / (bd) = 21.3 / (30 \times 61) = 0.0116$$

降伏終了点における引張鉄筋ひずみ ϵ_{sr} を 0.10 とするために必要な圧縮鉄筋比 p' は (4-4) 式より、

$$\begin{aligned} p' &= p - S(\epsilon_{cr}) / \{ \sigma_{sy} (\epsilon_{sr} + \epsilon_{cr}) \} \\ &= 0.0116 - 1.2 / \{ 3000 (0.10 + 0.005) \} = 0.0078 \end{aligned}$$

なお、降伏終了点におけるコンクリートひずみ $\epsilon_{cr} = 0.005$ としたが、この値が圧縮鉄筋比 p' に及ぼす影響は比較的小さい。

圧縮鉄筋量 A_s' は

$$A_s' = p' bd = 0.0078 \times 30 \times 61 = 14.3 \text{ cm}^2$$

以上の計算結果をまとめると、次のようになる。

$$d = 61 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, A = 21.3 \text{ cm}^2, A' = 14.3 \text{ cm}^2$$

例えば、上記の RC はり断面に $M = M_u / 1.7 = 20.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$ の曲げモーメントが作用した場合、コンクリート上縁応力 $\sigma_c = 75 \text{ kgf/cm}^2$ 、引張鉄筋応力 $\sigma_s = 1800 \text{ kgf/cm}^2$ 、圧縮鉄筋応力 $\sigma_s' = 833 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

降伏終了点における引張鉄筋ひずみ ϵ_{sr} を 0.10 でなく鉄筋破断ひずみの約 1/2 の 0.08 と成るように計算すると、 $d = 49 \text{ cm}, b = 25 \text{ cm}, A = 26.8 \text{ cm}^2, A' = 21.1 \text{ cm}^2$ となる。すなわち、RC はり断面の寸法は約 20% 減少するが、圧縮鉄筋量は約 50% 増加し、総鉄筋量 $(= A_s + A_s')$ も約 35% 増加する。

(Case 2) $b = 30 \text{ cm}$, $d = 65 \text{ cm}$ が与えられている場合

最大曲げモーメント $M_u = 35 \text{ tf} \cdot \text{m}$ を確保するために必要な引張鉄筋量 A_{sm} は、

$$\begin{aligned} A_{sm} &= M_u / (0.9 d \sigma_{sy}) \\ &= 3500000 / (0.9 \times 65 \times 3000) = 19.9 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

一方、エネルギー吸収能 $W_{it} = 6.3 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$ を確保するための引張鉄筋量 $A_{sw} = 21.3 \text{ cm}^2$ である。 M_u と W_{it} の両方を確保するために、 $A_s = \max\{A_{sm}, A_{sw}\} = A_{sw} = 21.3 \text{ cm}^2$ とする。

$$p = A_s / (bd) = 21.3 / (30 \times 65) = 0.0109$$

$\varepsilon_{sr} = 0.10$ とするために必要な圧縮鉄筋比 p' は () 式より、

$$\begin{aligned} p' &= p - S(\varepsilon_{cr}) / \{\sigma_{sy}(\varepsilon_{sr} + \varepsilon_{cr})\} \\ &= 0.0109 - 1.2 / \{3000(0.10 + 0.005)\} = 0.0071 \end{aligned}$$

圧縮鉄筋量 A' は、

$$A' = p' bd = 0.0071 \times 30 \times 65 = 13.8 \text{ cm}^2$$

以上の計算結果をまとめると次のようになる。

$$d = 65 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, A_s = 21.3 \text{ cm}^2, A' = 13.8 \text{ cm}^2$$

この断面に曲げモーメント $M = M_u / 1.7 = 20.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$ が作用した場合、 $\sigma_c = 69 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_s = 1690 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_s' = 760 \text{ kgf/cm}^2$ となる。

(Case 3) $b = 30 \text{ cm}$, $d = 55 \text{ cm}$ が与えられている場合

$M_u = 35 \text{ tf} \cdot \text{m}$ を確保するために必要な引張鉄筋量 A_{sm} は、

$$\begin{aligned} A_{sm} &= M_u / (0.9 d \sigma_{sy}) \\ &= 3500000 / (0.9 \times 55 \times 3000) = 23.6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

一方、 $A_{sw} = 21.3 \text{ cm}^2$ であるから、 M_u と W_{it} の両方を確保するために、 $A_s = \max\{A_{sm}, A_{sw}\} = A_{sm} = 23.6 \text{ cm}^2$ とする。

$$p = A_s / (bd) = 23.6 / (30 \times 55) = 0.0145$$

$A_s > A_{sw}$ であるから、エネルギー吸収能 $W_{it} = 6.3 \text{ tf} \cdot \text{m/m}$ を得るには、降伏終了点における引張鉄筋ひずみ ε_{sr} は 0.10 より小さくてよい。(4-1) 式より

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sr} &= \varepsilon_{sy} + W_{it} / (A_s \sigma_{sy}) \\ &= 0.0015 + 6300 / (23.6 \times 3000) = 0.090 > 0.05\end{aligned}$$

$\varepsilon_{sr} = 0.090$ は ε_{sr} の下限0.05より大きい。 $\varepsilon_{sr} = 0.090$ となるための圧縮鉄筋比 p' は、

$$\begin{aligned}p' &= p - S(\varepsilon_{cr}) / \{\sigma_{sy}(\varepsilon_{sr} + \varepsilon_{cr})\} \\ &= 0.0143 - 1.2 / \{3000(0.090 + 0.005)\} = 0.0101\end{aligned}$$

$$A_s' = p' b d = 0.0101 \times 30 \times 55 = 16.7 \text{ cm}^2$$

以上の計算結果をまとめると、次のようになる、

$$d = 55 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, A_s = 23.6 \text{ cm}^2, A_s' = 16.7 \text{ cm}^2$$

この断面に $M = M_u / 1.7 = 20.6 \text{ tf} \cdot \text{m}$ が作用すると、

$$\sigma_c = 82 \text{ kgf/cm}^2, \sigma_s = 1810 \text{ kgf/cm}^2, \sigma_s' = 923 \text{ kgf/cm}^2$$

となる。

(Case 4) 軸圧縮力 $N' = 10 \text{ tf}$ があり、 b, d が与えられていない場合

Case 1の計算結果より、

$$d = 61 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, A_s = 21.3 \text{ cm}^2, p = 0.0116$$

$\varepsilon_{sr} = 0.10$ とするために必要な圧縮鉄筋比 p' は、(4-1)式より、

$$\begin{aligned}p' &= p - S(\varepsilon_{cr}) / \{\sigma_{sy}(\varepsilon_{sr} + \varepsilon_{cr})\} + N' / (\sigma_{sy} b d) \\ &= 0.0116 - 1.2 / \{3000(0.10 + 0.005)\} + 10000 / (3000 \times 30 \times 61) = 0.0096\end{aligned}$$

圧縮鉄筋量 A_s' は

$$A_s' = p' b d = 0.0096 \times 30 \times 61 = 17.6 \text{ cm}^2$$

以上の結果をまとめると、次のようになる。

$$d = 61 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, A_s = 21.3 \text{ cm}^2, A_s' = 17.6 \text{ cm}^2$$

Case 1と4の計算結果を比較するとわかるように、軸圧縮力 N' が存在する場合に N' が無い場合と同じ曲げ靱性を確保するためには、圧縮鉄筋量を増さなければならない。

4.4 まとめ

本研究においては、RCはり断面の設計条件として曲げ靱性と曲げ耐力の値が与えられた場合における断面の計算方法を、計算例によって示した。

RCはりの曲げ靱性パラメーターとして、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までの間の引張鉄筋の降伏変形によるエネルギー吸収能 W_{it} 、あるいはその間の塑性変形能 ϕ_p

($=W_{it}/M_u$)を採用したことにより、RCはりの曲げ靱性を曲げ耐力と同程度の取り扱い易さでRCはり断面の設計計算に取り入れることが可能となった。

引張鉄筋の破断による急激な破壊を防止すると同時に、引張鉄筋を十分に降伏変形させて引張鉄筋のエネルギー吸収能を有効に利用するという両方の観点から、引張鉄筋の降伏終了時のひずみ ε_{sr} に上下限を設け、 ε_{sr} がこの範囲内となるように圧縮鉄筋量を調整する手法によって検討した。

今後の課題としては、上述の降伏終了時の鉄筋ひずみ ε_{sr} の上下限の値や、設計条件としてのエネルギー吸収能 W_{it} あるいは塑性回転能 ϕ_p の値などについて、許容応力度設計法との整合性をも含めてさらに検討を要することがあげられる。

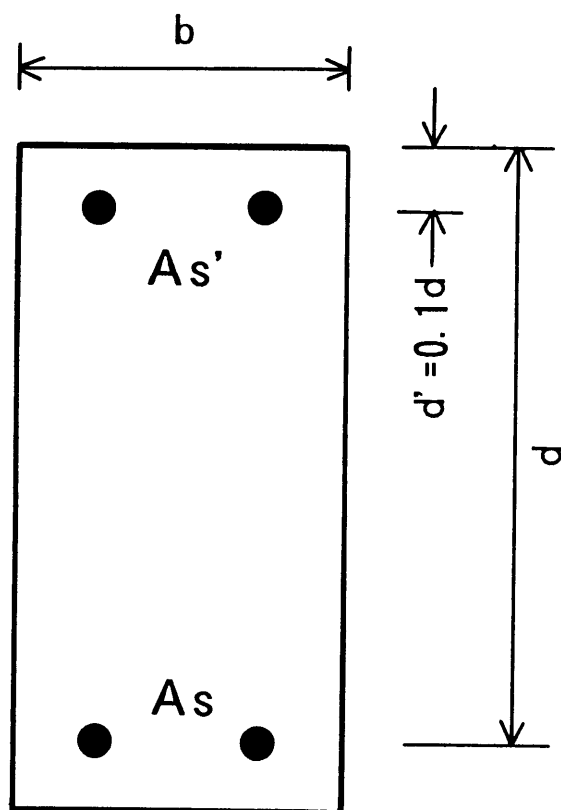


図 4 - 1 はりの断面形状

第5章 PCはりの靱性評価と高性能化に関する研究

5.1 はじめに

本研究は、ひびわれ抵抗性、耐力、靱性の点で総合的に優れた高性能なPCはり部材を作製する目的で行われたものである。RCはり部材の靱性評価のために考案された指標を変化させて、繊維補強コンクリートを含む種々のコンクリートについて、PC鋼材比や鉄筋比を変化させたPCはりの載荷実験を行い、力学性状の検討を行った。また、同種のアンボンドPCはりを作製し、その破壊性状を通常のボンドPCはりと比較検討を行った。以下、これらの結果について述べる。

5.2 PCはりの曲げ破壊過程と靱性評価

(1) 曲げ破壊過程

PCはりの曲げ破壊過程も、PC鋼材が通常の鉄筋に比して高強度でありまた明確な降伏踊り場を有していないことを除けば、RCはりの曲げ破壊過程と同様に曲げひびわれ発生点、降伏開始点、最大耐力点（強度破壊点）、降伏終了点、鋼材破断点などの点によって特徴づけられる。

強度破壊点を越えた領域におけるPCはりの挙動はRCはりと同様に、特にコンクリートの圧縮靱性（圧縮鉄筋の効果も含む）とPC鋼材比に大きな影響を受けるものと考えられる。すなわち、使用するコンクリートの圧縮靱性に対してPC鋼材量が過多となる場合には、強度破壊点においてPC鋼材に生ずるひずみは一般に小さく、強度破壊点を越えるとPC鋼材は降伏開始点に至ることなく、コンクリートの圧壊の進行によってPC鋼材のひずみは増加から減少へと転ずる。したがって、はりの耐力は変位の増加に伴って急激に減少しはりの靱性は小さい。一方、PC鋼材量が過小である場合には、強度破壊点以後もPC鋼材に生ずるひずみはさらに増加し続け、靱性は大きく降伏終了点までに鋼材の破断点が現れるために、最終的にPC鋼材の破断に至り瞬間的に耐力が失われる。

高いひびわれ耐力と終局耐力に加えて大きな塑性変形能力あるいは高い靱性とを同時に保有する力学的に高性能なPCはり进行設計するためには、使用するコンクリートの圧縮強度と靱性に適したPC鋼材ならびに補強鋼材量を選択することが必要であり、特に強度破壊点以降の領域においてPC鋼材に十分な変形を生じさせかつ鋼材の破断を生じさせないような断面の設計手法を確立することが必要とされる。

(2) タフネス指数 γ

RCはりにおいて、降伏終了点における鉄筋ひずみ ϵ_{sr} は次式で表される〔3章 式(3-15)〕。

$$\epsilon_{sr} = \frac{S(\epsilon_{cr})}{p \sigma_{sy} - p' \sigma_{sy}' + N' / (b d)} - \epsilon_{cr} \quad (5-1)$$

PCはりの場合には、PC鋼材の応力ひずみ曲線の降伏終了点後の形状が完全弾塑性体

と異なるが、性状的にはRCの場合と同様であり、降伏終了点に対応するPC鋼材のひずみ ε_{pr} は p をPC鋼材比 $p_p (= A_p/bd)$ に、 σ_{sy} を σ_{py} (PC鋼材降伏点応力)にかえて式(5-1)と同様に表されるものとする。しかし、式(5-1)で ε_{pr} を求める上では引張鋼材の降伏終了点におけるはり上縁のコンクリートのひずみ ε_{cr} ならびにコンクリートの応力ひずみ曲線の正確な形状を知る必要がある。また、厳密には σ_{py} にはプレストレスによる軸力とそれに伴う初期鋼材ひずみの影響を考慮する必要もある。これらの煩雑な論議にはさらにそれぞれいくらかの仮定も必要であるため、ここでは簡単に次式で得られる γ をタフネス指数と名付けて ε_{pr} に替えて降伏終了時点のひずみの指標とした。

$$\gamma = \frac{Sc'}{p\sigma_{py} - p'\sigma_{sy'}} - \varepsilon_c' \quad (5-2)$$

ここに、 Sc' は図5-1 (後の実測結果をもとにしている)に示されるように、コンクリートの応力ひずみ曲線をその下降域の直線部分を延長した形状によってモデル化し、これに囲まれる面積である。また、 ε_c' はこの直線部分の延長線とひずみ軸との交点である。

5.3 実験概要

(1) 実験計画

実験は、コンクリート種別を普通コンクリート(N)、高強度コンクリート(H)、鋼繊維補強コンクリート(F)の3種とし、前述のタフネス指数 γ の大きさを調整するために、PC鋼材比および圧縮鉄筋比を変化させた合計8種類のPCはりを、それぞれボンドはりならびにアンボンドはりで作成した。Hシリーズはコンクリートの高強度を利用してプレストレス量を大きくしてひびわれ抵抗性を上げ、Fシリーズは繊維補強コンクリートを用いて部材の靱性を上げるものである。これらの他に、鋼繊維補強高強度コンクリート(HF)および靱性とひびわれ抵抗性を大きくするため圧縮側と引張側に多量の鉄筋を配筋するとともにプレストレスの導入量を増加させたはり(BN5)を作成した。後2者のはりはボンドはりのみである。上記のはり供試体の種別を、PC鋼材比、プレストレス導入量、圧縮鉄筋比等とともに実験計画として表5-1に示す。さらに、表5-1には材料試験の結果を用いて式(5-2)から求められたタフネス指数 γ を併記する。

(2) 実験方法

PC鋼棒はC種1号の通常の公称径13, 17, 19mmのものと、同種のアンボンドのもの(いづれも高周波焼き入れ)を、鉄筋は公称径13, 16, 19mmの異形鉄筋を使用した。

鋼繊維はFシリーズにはインデントタイプの鋼線切断繊維($\phi 0.5 \times 30\text{mm}$, アスペクト比60)を、HFシリーズにはフラットタイプの鋼線切断繊維($\phi 1 \times 40\text{mm}$, アスペクト比40)を用いた。なお、繊維補強コンクリートの鋼繊維混入率はFシリーズでは2%, HFシリーズでは4% (ともに容積比)である。

はり供試体寸法は $10 \times 18 \times 170\text{cm}$ であり、PC鋼棒の配置位置は上縁より12cmとした。圧縮鉄筋は上縁までのかぶりが2cmとなるように配置した。また、すべてのはり供試体にはせん

断補強のためスターラップ（ $\phi 6\text{mm}$ ）を配置した。はり供試体は同一試験条件について２体ずつ作成した。

プレストレスの導入は材令４週で行い、さらに１０日後に再緊張を行った後、ボンドはりではシースと鋼棒の間をセメントペーストでグラウトした。なお、HFシリーズでは再緊張を行っていない。

はり供試体の荷重は図５－２に示すように、スパン１２５cmの対称２点曲げとした。荷重は、はりの強度破壊点を越えて、圧縮鉄筋の座屈やコンクリートの圧壊の進行に伴う急激な耐力低下、あるいはPC鋼材の破断に至るまで行った。

（３） 実験結果

円柱供試体圧縮荷重時の荷重変位曲線を、荷重は断面積で除し変位を検長で除して変換して得られたみかけの応力ひずみ曲線を図５－１に示す。なお、図５－１中の破線はタフネス指数 γ を求める上で下降域の直線部分を延長してモデル化した応力ひずみ曲線である。

はり供試体の荷重試験により得られた各PCはりの荷重変位関係を、コンクリート種別に図５－３～５－６に示す。BN５は普通コンクリートを使用したPCはりであるが、高強度コンクリートを使用した場合と比較する目的で図５－４に示した。また、目視によるはりのひびわれ耐力 P_{cr} と最大耐力 P_{max} を２本の供試体の平均をとり表５－２に示す。さらに、表５－２にはアンボンドPCはりの P_{max} に対応するボンドPCのものに対する比率 $(U/B)_p$ を同時に示す。

５．４ 結果と考察

（１） 変形と破壊性状

普通コンクリートを用いたNシリーズでは、図５－３に示すように、圧縮鉄筋がなく（５－２）式で求められる γ が小さなBN１では、強度破壊点以降はコンクリートの圧壊が急激に進行し著しい耐力低下がみられた。圧縮鉄筋量が増加して γ が増大するに従って、最大耐力がやや増加するとともに最大荷重に近いレベルでの変位が増大し靱性が増す。高強度コンクリートを用いたHシリーズもNシリーズと同様であるが、図５－４に示すようにBH２ではコンクリートの圧壊により耐力がやや低下した後に変位の増加がみられた。BN５もBH２と同様の性状を示した。

鋼繊維補強コンクリートを用いたFシリーズやHFシリーズでは、最大耐力に近い高荷重レベルで大きな変位を示し靱性が大きい。また γ が大きい場合には鋼材降伏時よりも変位が大となった領域で最大耐力を示した。なお、 γ の大きなHF３は最終的に鋼材が破断した。

アンボンドはり(U)とボンドはり(B)とを比較すると、前者は後者に対して最大耐力がやや小さく一方靱性が大きくなるが、それらの差はあまり顕著でない。なお、鋼棒径が小さくかつ γ の大きなUN３では最終的にPC鋼棒の破断によってはりの耐力が失われた。

（２） ひびわれ耐力と最大耐力

ひびわれ耐力はプレストレス導入量の関数であるため、高強度コンクリートを用いて高

いプレストレスを導入すればひびわれ抵抗性が増大する。また、鋼繊維補強により曲げ強度を高めたFシリーズでは、普通強度コンクリートを用いたNシリーズに比してひびわれ耐力は向上している。なお、HFシリーズでは再緊張を行っていないため、プレストレスの減退によりひびわれ耐力はHシリーズより小であった。

最大耐力は、PC鋼材比が大きなH、HFシリーズおよびBN5で大であり、同一PC鋼材比の場合には普通コンクリートより鋼繊維補強コンクリートの方が大である。また、PC鋼材比およびコンクリート種別が同一の場合には、圧縮鉄筋量が増加するにつれて最大耐力が大きくなっている。このことは、通常のRCはりに比較して高強度のPC鋼材を通常のRCはりと同程度の鋼材比で配置した本実験においては、通常の低鉄筋比のRCはりと異なり、コンクリートの圧縮靱性（圧縮鉄筋の効果も含む）の影響が強度にも現れたものである。

BN5はひびわれ耐力のみならず最大耐力の点においても他のはりより大である。部材中に多量の鉄筋を配置しプレストレスの導入量を増加させることは、PCはりの力学的な高性能化を計る一つの有力な方法であると考えられる。

アンボンドはりの耐力は、表5-2にみられるように対応するボンドはりよりやや小さい傾向があるが、その差はほとんどのものが10%以下であった。

（3） 靱性評価

はりの靱性すなわちエネルギー吸収能は、はりの破壊過程の一定点（例えば降伏終了点）に至るまでの加力エネルギーあるいは加力エネルギーから弾性ひずみエネルギーを差し引いた消散エネルギーによって表すことができる。PCはりのように鋼材降伏点が高い場合や、過鉄筋はりのように鉄筋の降伏が生ずることなくコンクリートの圧壊を生ずる場合にも、降伏終了点と同様に鋼材に作用する引張力が減少し始める点をとれば、エネルギー的な靱性の評価が可能である。鋼材に作用する引張力が減少し始める点とコンクリートの圧壊が急速に進行しはりの耐力が急激に低下し始める点とが良く一致していることから、ここで図5-3～5-6の荷重変位曲線において急激に荷重が低下する点あるいは鋼材破断点までの曲線下の面積 T （すなわち加力エネルギー）をはりの靱性値として求めた。なお、耐力の低下がなく大変位を示した場合には測定値の上限（最大100mm）までの面積を、また耐力低下が緩やかである場合には耐力が最大耐力点の $2/3$ の点に至るまでの面積を採用した。はりの荷重変位曲線から加力エネルギーとして求められた靱性値 T の値を表5-2に示す。同時に式（5-2）で求めたタフネス指数 γ とそれに関連する諸量、ならびに対応するアンボンドはりとはりとの比較 $(U/B)_p$ を示す。さらにタフネス指数 γ と靱性値 T との関係を図5-7に示す。

アンボンドはりの靱性値はとくにFシリーズにおいてボンドはりより非常に大となっている。アンボンドはりでは断面内の鋼材とコンクリートとのひずみの平面保持が成立しないが、コンクリートの変形性能の大きな鋼繊維補強コンクリートにおいてとくに付着の差異による鋼材の変形の影響がはりの変位に大きく現れたものとする。

図5-7において靱性値 T は式（5-2）で求めた γ が増大するにつれて増加する。とくに、 γ を大きくすると靱性値は大となるが、 γ が0.033より大きいHF3およびUN3で

はP C鋼材の破断によってはりの破壊が生じた。このため、鋼材破断を生じることなく高い性能を確保する上での γ には上限が存在する。先のU Fシリーズを除けばTと γ はほぼ線形の関係にある。

5.5 まとめ

従来から、P Cはり部材のひびわれ耐力および曲げ耐力については十分に検討されてきて構造設計の中に強度設計として組み込まれている。部材の靱性についても同様であり、設計上必要とされる靱性値が設定されればこれに所要の安全性を見込んで割増しした靱性値が確保されるように断面構成を決定すればよい。このような強度設計に加えた靱性設計に対しては部材の有する靱性を推定することが必要となる。

靱性設計を確立するとともに高強度・高靱性を有する力学的に高性能なP C部材を開発する目的で行った本研究の主要な結論は次のとおりである。

(1) P Cはりの靱性値は断面定数および材料特性から定まるタフネス指数 γ によって概略の推定が可能である。ここで、靱性値は耐力が急激に減少する点に至るまでの加力エネルギーとして表される。圧縮鉄筋の配置や鋼線補強コンクリートの使用等によって圧縮側コンクリートの靱性を増すことによって γ が大となり部材の靱性値が大となる。しかし γ が過大になるとP C鋼材の破断が生ずるため、鋼材破断を生ずることなく高靱性を確保する上での γ には上限が存在する。

(2) 部材の圧縮側および引張側に多量の鉄筋を配置して高いプレストレスの導入を行うことにより、ひびわれ耐力、最大耐力および靱性を高めることができる。これはP Cはり部材の力学的な高性能化を計る一つの有力な方法である。

(3) アンボンドP Cはりにはボンドはりに比して耐力がやや小さく靱性が大であったが、鋼繊維補強コンクリートを用いたアンボンドP Cはりでは靱性が非常に大となったことを除けば靱性値の差は大きくはなかった。

表 5 - 1 実験条件

供試体名	コンクリートの種類 と 強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	PC鋼棒の 径と 断面積 A_p	鋼材位置 d_p (cm)	PC鋼材比 p_p (%)	PC鋼材 降伏強度 σ_{py} (kgf/mm ²)	圧縮鉄筋 の種類	圧縮鉄筋 位置 d' (cm)	圧縮 鉄筋比 p' (%)	圧縮鉄筋 降伏強度 σ'_{sy} (kgf/mm ²)	ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽ (tonf)	ｸﾗｯｸ 指数 γ
BN1 UN1	普 通 342kgf/cm ²	R13 1.33cm ²	12.0	1.11	144	—	—	0	—	9.0	0.002
BN2 UN2	普 通 453kgf/cm ²					2D13	2.6	2.11	37.1		0.012
BN3 UN3						2D16	2.8	3.11	37.1		0.035
BH1 UH1	高 強 度 987kgf/cm ²	R19 2.84cm ²		2.37	122	—	—	0	—	18.0	0.005
BH2 UH2						2D19	3.0	4.78	37.1		0.022
BF1 UF1	鋼繊維補強 491kgf/cm ²	R13 1.33cm ²		1.11	144	—	—	0	—	9.0	0.014
BF2 UF2		R17 2.27cm ²		1.89	122	—	—	0	—		0.004
BF3 UF3						2D16	2.8	3.31	37.1		0.029
HF1	高 強 度 鋼繊維補強 1230kgf/cm ²	R19 2.84cm ²		2.37	122	—	—	0	—	18.0	0.015
HF2						2D16	2.8	3.31	41.8		0.039
HF3		R13 1.33cm ²		1.11	144	—	—	0	—	9.0	0.036
BN5	普 通 392 kgf/cm ²	R19 2.84cm ²		2.37	122	2D16	2.8	3.31	37.1	18.0	—

表 5 - 2 耐力と曲げ靱性値

供試体	P _{cr} (tonf)	P _{max} (tonf)	(U/P)P	S _c (kgf/cm ²)	ϵ_c'	γ	T (tonf・cm)	(U/B)T
BN 1	3.9	5.89		1.60	0.008	0.002	7.6	
BN 2	4.0	6.70				0.012	19.2	
BN 3	3.9	7.48				0.035	44.9	
BH 1	7.1	13.18		3.18	0.006	0.005	10.0	
BH 2	7.5	13.61				0.022	37.9	
BF 1	5.0	6.73		4.91	0.017	0.014	37.6	
BF 2	5.7	8.01				0.004	23.5	
BF 3	5.7	10.42				0.029	68.5	
HF 1	5.8	14.00		7.63	0.012	0.015	90.1	
HF 2	6.8	14.10				0.039	74.8	
HF 3	4.8	9.90				0.036	55.6	
BN 5	12.1	17.60		1.60	—	—	42.7	
UN 1	3.9	5.80	0.98	1.60	0.008	0.002	9.8	1.29
UN 2	3.6	6.23	0.93			0.012	19.7	1.03
UN 3	3.9	7.38	0.99			0.035	44.3	0.99
UH 1	6.7	11.27	0.86	3.18	0.006	0.005	9.2	0.92
UH 2	7.2	12.69	0.93			0.022	51.8	1.37
UF 1	5.4	6.73	1.00	4.91	0.017	0.014	59.7	1.59
UF 2	5.1	6.87	0.86			0.004	53.5	2.28
UF 3	5.4	10.59	1.02			0.029	89.7	1.31

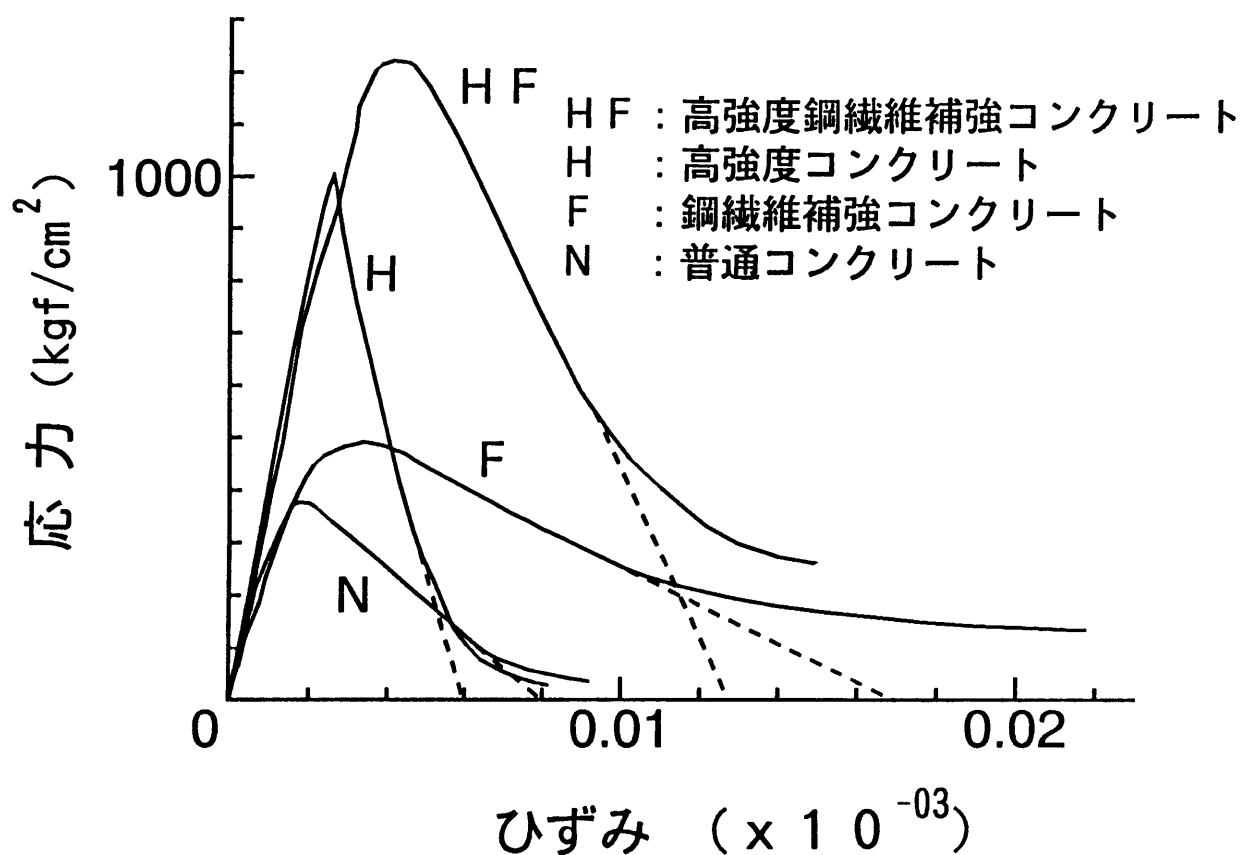


図 5 - 1 コンクリートの応力ひずみ曲線

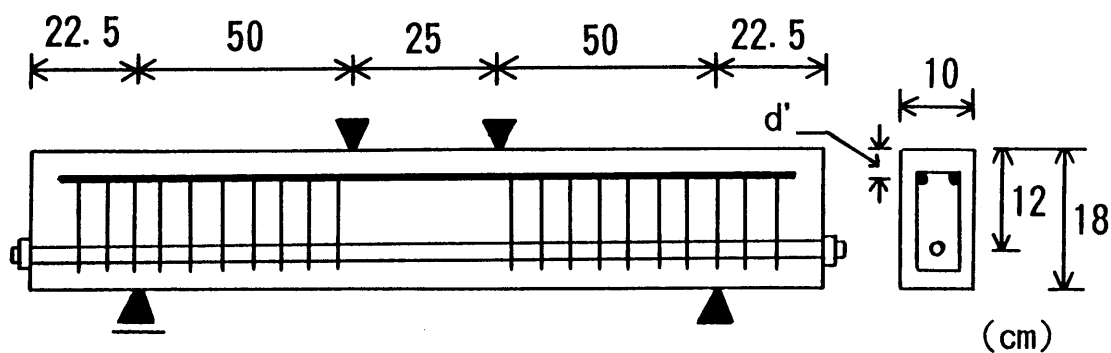


図 5 - 2 PCはり供試体の形状

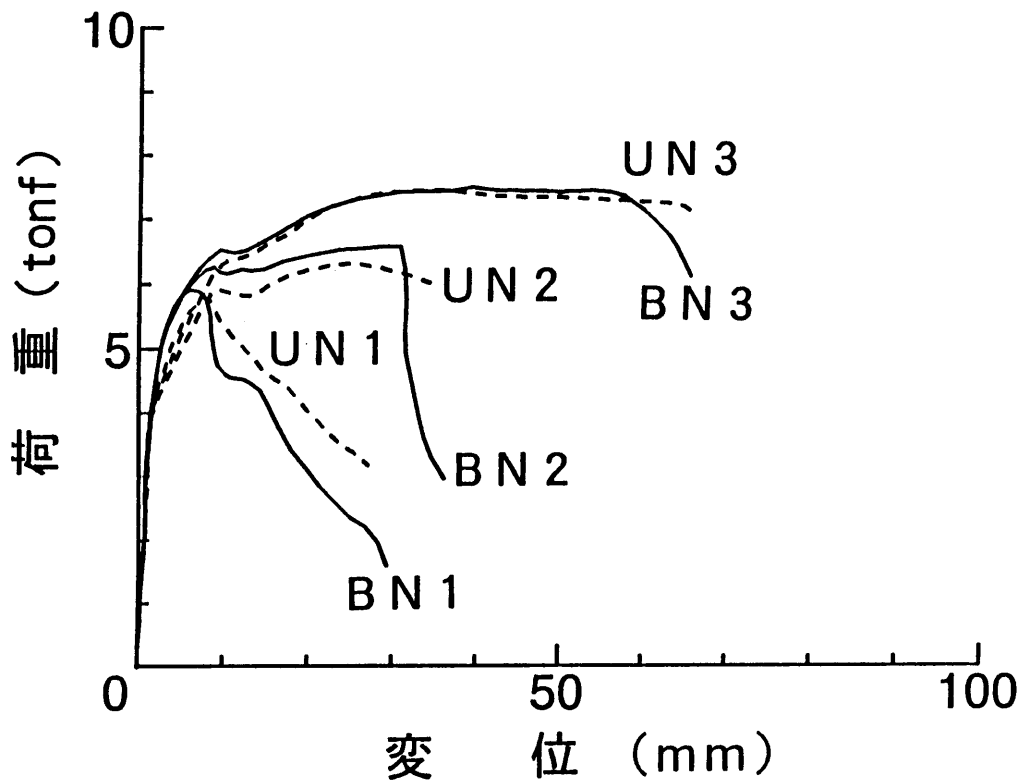


図 5 - 3 荷重変位曲線 (Nシリーズ)

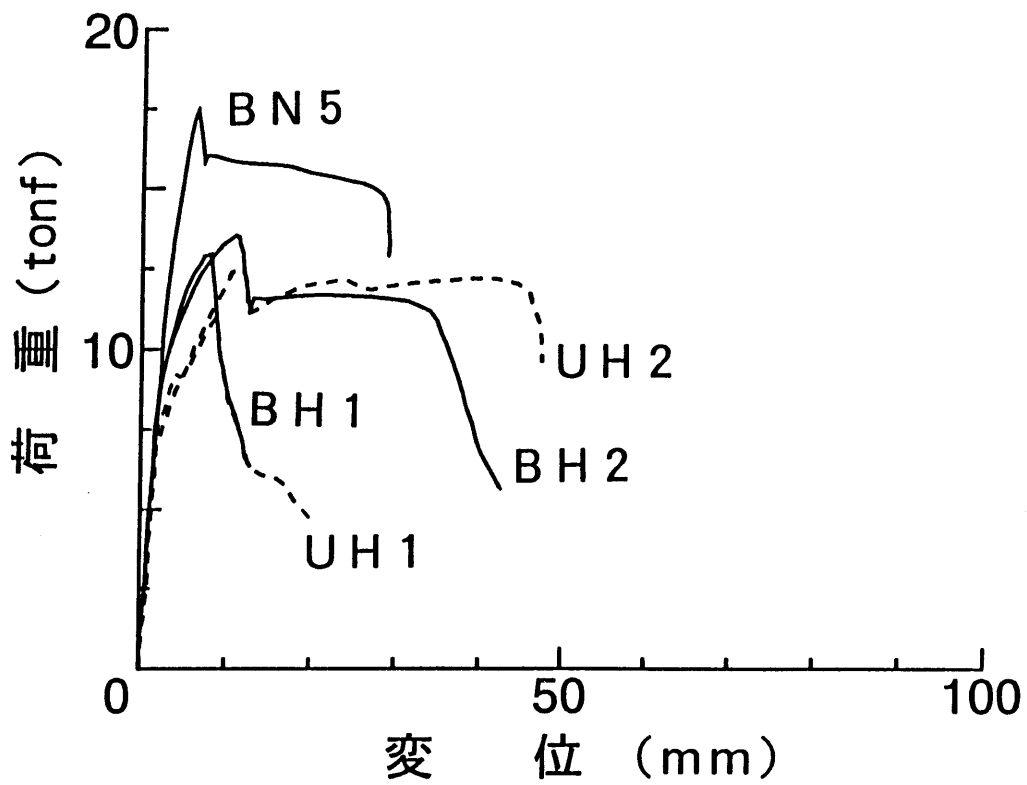


図 5 - 4 荷重変位曲線 (Hシリーズ)

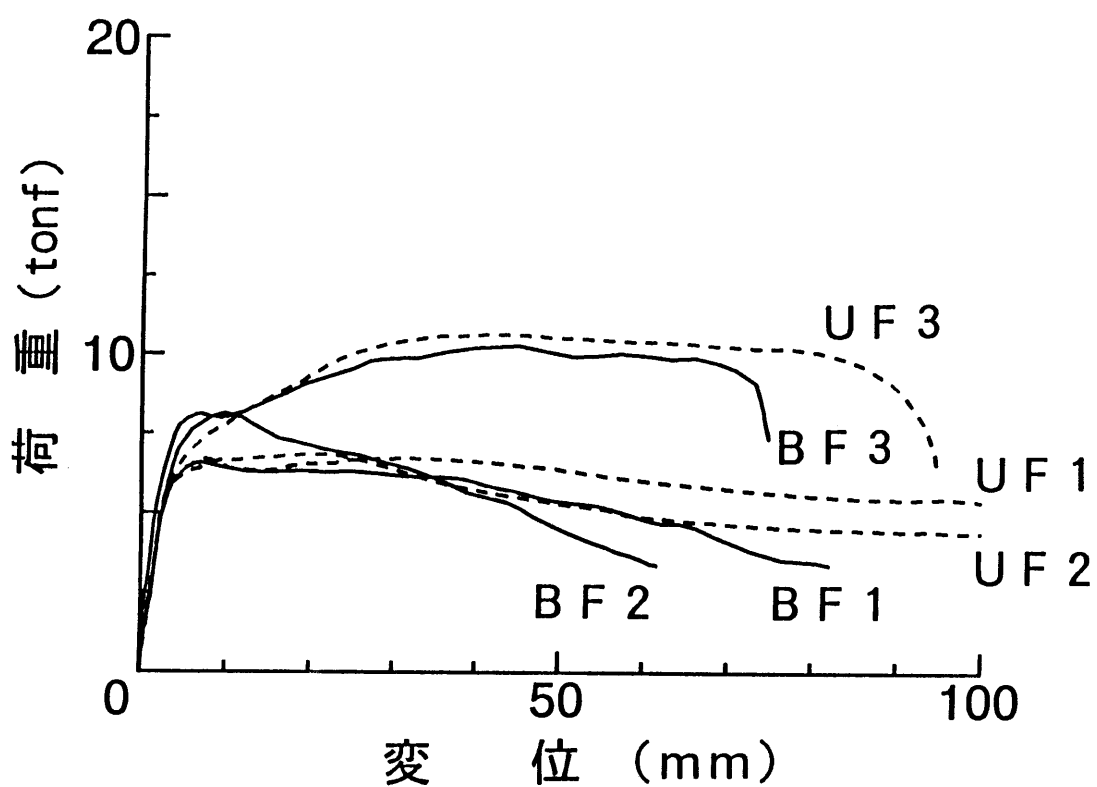


図 5 - 5 荷重変位曲線 (F シリーズ)

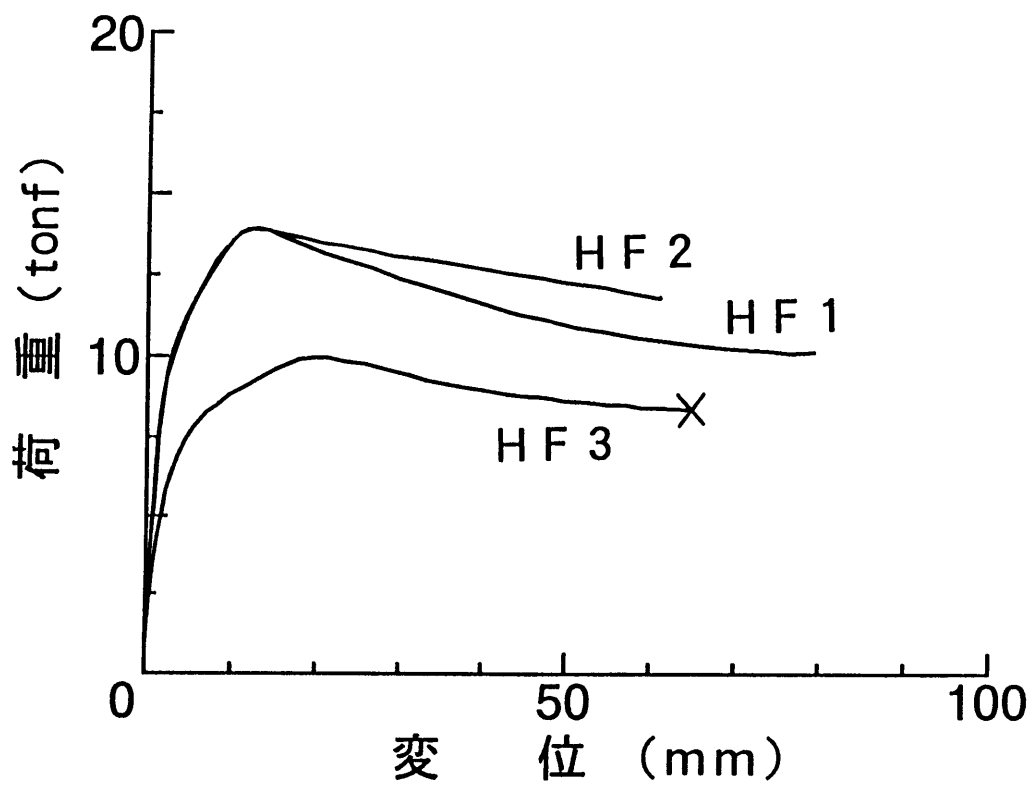


図 5 - 6 荷重変位曲線 (H F シリーズ)

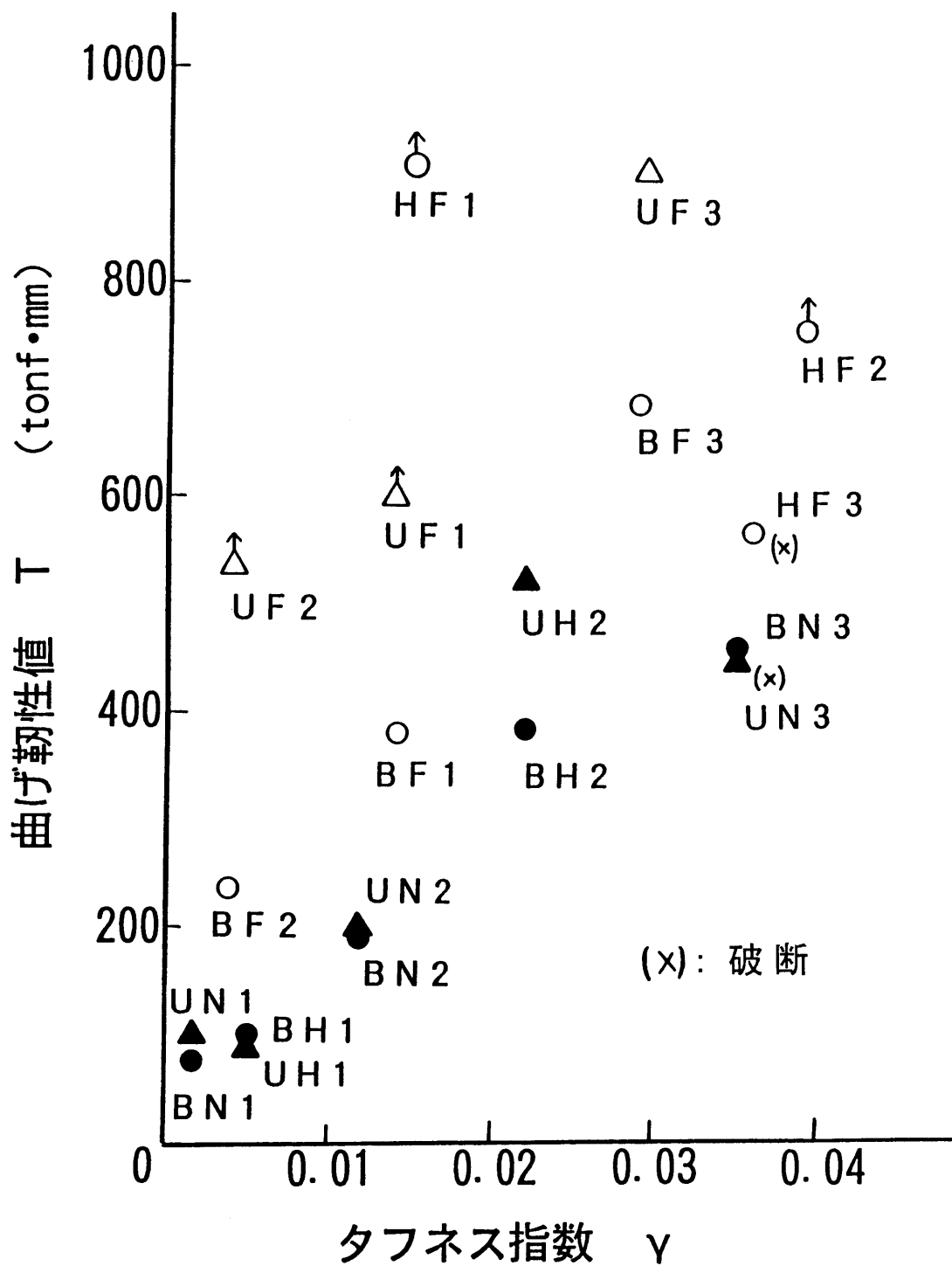


図 5 - 7 タフネス指数と曲げ靱性値の関係

第6章 コンクリート中の鉄筋の挙動とRCはりの挙動

6.1 はじめに

鉄筋コンクリート構造物に対する限界状態設計法の採用により、断面破壊の終局限界状態あるいはメカニズムの終局限界状態の検討と関連して、鉄筋コンクリート（以下RCと略）部材の終局耐力のみならず変位の算定精度を上げることがより重要となってきた。

RCはりの曲げ耐力は、一般にはりの構成要素であるコンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ曲線を仮定してコンクリートの引張を無視し、ひずみの平面保持の仮定と力の釣合の条件をもとにして求められており、土木学会、ACI、CEB-FIP、BSその他の各国基準にこの方法が述べられている[30]～[33]。ここではコンクリートの応力ひずみ関係は、一般に放物線と直線を組み合わせた形状あるいは簡略化して長方形とモデル化されている。また、鉄筋の応力ひずみ関係は一般に完全弾塑性体（バイリニア型）とモデル化されている。RCはりの曲げ耐力の算定値は、コンクリートの応力ひずみ曲線の形状を変化させても大きな影響がないことが従来より知られていた[34]。さらに、主鉄筋として丸鋼を用いた場合には、前述のモデル化による曲げ耐力の算定値が実験値とよく一致することが示されている[34]。しかしながら、主鉄筋に異形鉄筋を用いた小型RCはりの実際の載荷試験により得られる耐力は、上記の方法によって求めた算定値よりも1～2割程度大きな値を示し[35],[36]、またコンクリートに鋼繊維補強コンクリートを用いた場合には3割程度も大きな値を示すことも報告されている[37]。これは異形鉄筋の使用や鋼繊維補強コンクリートの使用による鉄筋とコンクリートとの良好な付着がコンクリート中における鉄筋の引張挙動に影響していると考えられる。RCはりの曲げ耐力やモーメント曲率関係を求める場合には、一般にはりの一断面について前述のように平面保持と力のつりあいをもとにした計算が行われており、またモーメントー曲率関係をはり全体に適用して荷重変位関係の算定が行われている。この計算ははりのひびわれ断面を対象としているが、実際のはりには非ひびわれ区間も存在し、この非ひびわれ区間ではコンクリートにより鉄筋の変形が拘束されてひびわれ区間とは異なった状態になっている。このためひびわれ断面をもってはり全体の平均的な破壊断面とすることは必ずしも正しくはない。

そこで、本研究においてはRCはりの荷重変位曲線と曲げ耐力とを求めるうえで、非ひびわれ区間を含む要素としてRCはりの構成要素を圧縮側のコンクリートと引張側の鉄筋ではなく圧縮側のコンクリートと引張側のコンクリートに包まれた鉄筋であるという考え方に立ち、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行い（以下単に両引き試験と略）、コンクリート中における鉄筋の降伏域の進展状況および応力ひずみ関係を求め、これらと鉄筋のみの引張試験より得られた結果と比較検討した。また、コンクリートとの付着強度が低い丸鋼や部分的に付着をなくするように加工した異形鉄筋（これをここではアンボンド鉄筋と略する）を使用したRCはりの載荷試験を行い、付着が主鉄筋の降伏域の進展およびはりの耐力や変形に及ぼす影響について検討した。さらに両引き試験により得られた鉄筋の応力ひずみ関係をモデル化し、これをもとにRCはりの荷重変位関係を算定し、曲げを受けるRCはり内の鉄筋に及ぼすコンクリートの引張域の影響について検討した。

6.2 コンクリート中にある鉄筋の挙動に関する実験

(1) 両引き試験

両引き試験用供試体の形状は図6-1に示すようにコンクリート部分は一辺10cmの正方形断面、長さ60cmであり、断面中心に長さ100cmの鉄筋が配置されている。

鉄筋には異形鉄筋D13と、D16および丸鋼 ϕ 13を用いた。供試体の種類を表6-1に示す。このうちD16には図6-2(a)に示すような鉄筋内部に4x8mmの溝を設けるミリング加工（2本の鉄筋を断面中心付近まで縦に切削したものを合わせて元の断面積とほぼ等しい1本の鉄筋にする）を施した。鋼の比重を7.85として断面積を鉄筋重量より求めたところ、 1.959cm^2 （母材 1.986cm^2 ）であった。片側の溝に防水型ひずみゲージ（ゲージ長2mm）を貼付した後、エポキシ系接着剤により鉄筋を貼り合わせて一体とした。ゲージ位置は図6-2(b)に示すように、25mm間隔および40mm間隔とした。なお、異形鉄筋D13および丸鋼 ϕ 13にはひずみゲージは貼付していない。

コンクリートには普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートを用いた。鋼繊維は鋼線切断繊維（Sファイバー：直径0.5x長さ30mm）を用いコンクリート体積の2%を混入した。

供試体の中央部の変位計測区間（検長）内にひびわれが発生するように供試体中央部の1つの対称面に普通コンクリートでは深さ11mm、鋼繊維補強コンクリートでは深さ16mmの切欠きを設けた。断面欠損率はそれぞれ22%および32%となる。またD13を用いた供試体ではコンクリートより外側の引張端部の鉄筋部分で破断しないように両端にD19の鉄筋をガス溶接で継いで補強した。また、コンクリート端部は鉄筋径が異なるため、この部分でひびわれが生じて破壊しないようにスパイラル筋を配筋した。切欠きの深さおよび鉄筋の補強方法は予備実験を行って決定したものである。 ϕ 13およびD16を用いた供試体はスパイラル筋のみの補強を行った。

材令4週間における強度をRCはり試験に用いたコンクリート強度とともに表6-2に示す。強度は各試験用供試体の打設時期が異なるため若干異なっている。

両引き試験はコンクリート打設約1カ月後に行い、また同時に鉄筋のみの引張試験も行った。載荷は鉄筋の引張試験方法と同じ要領で行い、容量100tの万能試験機を用いた。変位を計測する検長は切欠きをはさんでRCはりのモーメントスパンに対応する25cmとし、図6-3に示すようにアングル材を利用した治具を用いて供試体に取り付けた変位計（ストローク50mm、精度5/1000mm）を用いて計測した。変位計は1つの検長につき断面中心に点対称に2個設置した。変位計からの変位信号および鉄筋内部に貼付したひずみゲージからの信号は載荷試験機より得られる荷重信号とともにパソコンのコントロール下にあるデータ収集装置に入力し、ディスプレイ上でこれらの値をモニターしながらデータを取り込んだ。また、載荷ベッドの変位と荷重の関係を別途に試験機付属のドラムに記録した。

鉄筋のみの引張試験においても検長は25cmとした。検長とチャック間の距離をできるだけ近づけ、検長中において破断するようにした。ミリング加工した鉄筋の試験は1本のみで検長を25cmとした。また、両引き供試体と同じ長さの鉄筋の引張試験も行い、載荷ベッドの変位と荷重の関係を記録した。

(2) はり試験

はり供試体の形状寸法は図6-4に示すように高さ18cm, 幅10cm, 長さ170cmである。引張鉄筋には両引き供試体に用いた鉄筋と同じ異形鉄筋D13あるいは丸鋼 ϕ 13のいずれかを2本ずつ配筋した(引張鉄筋比 $p=1.64\%$, あるいは 1.72%)。複鉄筋としたはりには圧縮側にD10($\sigma_{sy}=3755\text{kgf/cm}^2$)を2本ずつ配筋した(圧縮鉄筋比 $p'=0.93\%$)。コンクリートには両引き供試体と同じく普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートの2種類を用いた。コンクリートと鉄筋とを組み合わせると合計10種類とし、1種類につき2体ずつの供試体を作製した。供試体の種類を表6-3に示す。このうち、アンボンド鉄筋(一部付着をなくした異形鉄筋)は、はり中心より両側22.5cmまでを図6-5に示すように、鉄筋表面にゴム系防水剤を塗布し乾燥させた後、さらにグリースを塗布しその上をプラスチックフィルムで覆って付着をなくした。各供試体の引張鉄筋の片側1本の中心およびその両側10cmのところの鉄筋表面に防水型ひずみゲージ(ゲージ長2mm)を貼付しその上にビニールテープを巻いた。異形鉄筋と鋼繊維補強コンクリートを用いたはり供試体の場合、はり中心に断面下縁から3cmまでノッチを入れ、モーメントスパン内に最初のひびわれが入るようにした。せん断スパンにはせん断破壊を起こさないように10cm間隔にスタラップ($\phi 6$, $\sigma_{sy}=3000\text{kgf/cm}^2$)を配筋した。打設および養生方法は両引き供試体と同じである。

載荷スパンは125cm(モーメントスパン25cm, せん断スパン50cm)とした。載荷は単調載荷とし(載荷試験機のストロークの関係上盛り換えのため1~2回除載荷した)、載荷点直下の変位、鉄筋ひずみおよび荷重を測定した。

6.3 結果と考察

(1) 両引き試験

表6-4には各供試体の降伏耐力, 最大耐力を示す。ここで降伏点は荷重変形曲線における曲線の折れ曲がり点とした。

(a) ミリング加工鉄筋を用いた両引き供試体の降伏域の進展

図6-6(a)~(c)にミリング加工した鉄筋を用いた供試体より得られた荷重変形曲線を示す。図6-7(a)~(c)に鉄筋内部に貼付したひずみゲージの各値と変形との関係を示す。鉄筋の降伏強度を断面積で除した降伏強度と弾性係数を $2.1 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ として降伏ひずみを求めると 1800×10^{-6} となるが、加工したことにより鉄筋の降伏強度が変化していることや測定誤差や材質のばらつきも考えられるために上記の 1800×10^{-6} の値をもって各測定位置における降伏とすることには問題がある。一方、全般にひずみの測定値が 2000×10^{-6} 前後より急激に増加する傾向がみられた。このことより、ひずみが 2000×10^{-6} 前後より急激に増加した点をそのひずみゲージ位置における鉄筋の降伏点として、図6-6の荷重変形曲線上に示す。

鉄筋のみの場合には、1カ所に降伏が生じると、つづいて次々と他のゲージ位置に降伏域が伝播していった。すべてのゲージ位置で降伏した後、鉄筋全体が加工硬化域に入り、荷重が高くなった。すべてのゲージ位置の降伏が生じるまでの変形は約4mmであった。

普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリートを用いた両引き供試体では、まずすでにひびわれが発生している切欠き位置の鉄筋が降伏し始めるが、他の位置では直ちには降伏を生じない。ゲージ間隔は25mmおよび40mmとしたが、鉄筋の降伏が始まった点ではこのゲージ間隔以上には降伏域が進展していない。変形が増加するにつれて切欠きに近い方から遠い方に向かって順に降伏していき、すべての位置で鉄筋が降伏するまでに全体で5mmから15mmの変形が必要であった。普通コンクリートを用いた供試体では、変形の増加につれてひびわれが発生したが、新たにひびわれが発生し荷重が低下した点とそのひびわれ位置の鉄筋の降伏が始まる点とは一致する傾向がみられた。

(b) 異形鉄筋を用いた両引き供試体の引張性状

図6-8(a), (b)に測定された荷重変形曲線の例を示す。

普通コンクリートを用いた供試体の降伏耐力は、鉄筋のみの場合の降伏耐力に比べて2~4%高くなったが、両者の最大耐力はほぼ同一であった。また、普通コンクリートを用いた供試体の場合には、図6-8(b)に示される鉄筋のみの場合のような降伏踊り場は現れず、降伏後も荷重と変形は共に増加した。増加の割合は鉄筋のみの荷重変形曲線における加工硬化域での増加の割合に比べてゆるやかであった。このような差異が生じた理由として次のように考えられる。まず、降伏開始の段階では切欠き部以外にひびわれは発生しておらず、初ひびわれの切欠き部に降伏変形が集中する。降伏荷重相当の力を受け持つ鉄筋部分はこのひびわれ部分とそのごく近傍に限られ、それ以外の部分は異形鉄筋の良好な付着により引張力がコンクリートに伝達されるために降伏荷重以下の力である。前述のミリング加工した鉄筋を用いた供試体の試験結果よりも明らかのように、降伏域がごく短い領域に限られるため、その部分では降伏踊り場の全体の変形に対する割合が顕在的にはならないうちに加工硬化に入り、その結果鉄筋のみのような降伏踊り場があらわれず変形に伴って荷重も増加したと考えられる。さらに変形の増加につれて、切欠き部分以外にもひびわれが発生する。このとき荷重はいったん減少するが、新たに生じたひびわれ部分の鉄筋が降伏したのち前述のように直ちに加工硬化域に入り元の状態まで荷重が増加する。このような過程が続いて順次系全体の降伏が進行してゆくと考えられる。

鋼繊維補強コンクリートを用いた供試体の降伏耐力は鉄筋のみの降伏耐力に比べて3~4割ほど大となった。この降伏耐力鉄筋のみの降伏耐力との差から鉄筋降伏時におけるコンクリートの応力を算定すると約 25kgf/cm^2 となり、割裂試験より求めた引張強度の約半分となっている。この鉄筋降伏時におけるコンクリートの応力は小林らによる鋼繊維補強コンクリートの研究[38]において鋼繊維混入率が1.5%から2%の場合の最大強度以後の引張応力にほぼ対応している。降伏耐力に達する以前に切欠き部にひびわれは発生しているが、降伏時においても鋼繊維補強コンクリート部分はかなりの引張力を受け持っており、このため降伏耐力が高くなったと考えられる。ひびわれは変形が増加しても切欠き部分以外には発生せず、切欠きにおける初ひびわれ部分の変形のみが増加した。変位が増加するにつれて鋼繊維の破断や引き抜けが生ずると鋼繊維補強コンクリート部分の受け持つ引張力は小さくなるが、ひびわれ箇所の鉄筋が加工硬化域に入るために荷重は増加するものと考えられる。

図 6 - 9 (a), (b)には鉄筋破断時までの荷重と載荷試験機のベッドの変位の関係を示す。併せて鉄筋のみを同じ長さで引張試験した場合の荷重と載荷ベッドの変位の関係も示す。この図はチャック部分のすべりを含むため概略の比較であるが、鉄筋のみの場合の変位と比べると発生したひびわれの本数により値は異なるものの普通コンクリートを用いたものでは約1/2, 鋼繊維補強コンクリートでは1/3の最終変位しか示さず、また両者とも降伏踊り場は現れていない。すなわち、コンクリートの存在によって鉄筋の降伏後の変形が大きく拘束されていることが明らかである。

(c) 丸鋼を用いた両引き供試体の引張性状

普通コンクリートを使用した丸鋼の供試体においても、荷重の初期段階において切欠き部にひびわれが発生した。荷重の増大にともなうひびわれは拡大していったが、降伏域に入ったところで鉄筋径の減少もあり鉄筋とコンクリートとの付着は全く失われコンクリート部分が滑り、それ以後の意味のある変形計測は不可能となった。また、丸鋼に鋼繊維補強コンクリートを使用した供試体の場合には、切欠き部にひびわれが発生しないように付着が失われ、コンクリートと鉄筋とは一体でなくなった。図 6 - 9 (b)に示した丸鋼の場合の荷重と載荷試験機のベッドの変位の関係では、コンクリートの有無にかかわらず、同じ長さの降伏踊り場および最終伸びを示している。すなわち、丸鋼を使用した場合にはコンクリートの存在によって鉄筋の降伏後の変形は全く影響されない。

(2) はり試験

はりは1体を除きすべて曲げ破壊を起こした。なお、鋼繊維補強コンクリートと丸鋼を用いたはりのうちの1体(PF02)はコンクリートの締め固めが不十分ではり端部で定着部破壊を起こした。このためにこの供試体は考察の対象から除く。図 6 - 10 (a)~(j)に各はりの荷重変位曲線を実戦で示す。また表 6 - 5 には各はりの降伏耐力, 最大耐力および道路橋示方書[39]によって求めた算定終局耐力, さらに実測の降伏耐力と計算による算定終局耐力の比を示す。

(a) 異形鉄筋を用いたはり

普通コンクリートと異形鉄筋を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて7%程度大であり、普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏耐力に比べてそれほど差はなかった。この理由として、鉄筋表面にひずみゲージを貼りその上をビニールテープで巻いたために付着がない領域が生じたことにより降伏変形がひびわれ箇所のみの鉄筋に集中せず付着のない領域に分散したためと考えられる。なお、降伏後も荷重は上昇しており、この上昇部分では付着のない領域における鉄筋が加工硬化域に入るため荷重が上昇したものと考えられる。鋼繊維補強コンクリートに異形鉄筋を用いたはりは、降伏時においても算定値に比べて25%程度大きな値を示しており、また普通コンクリートを用いたはりと同様に降伏後も荷重は増加した。

(b) 丸鋼を用いたはり

普通コンクリートに丸鋼を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて5%ほど大であり、降伏後の耐力は横ばいで上昇しなかった。鋼繊維補強コンクリートに丸鋼を用いたはりの降伏耐力は算定値に比べて20%程度大きく、変位が増すにつれて荷重は徐々に減少していった。しかし、変位が50mmあたりから荷重は逆に大きくなっており、変位が50mmあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。

(c) アンボンド鉄筋を用いたはり

普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏後の荷重は丸鋼を用いたはりと同様に横ばいで上昇せず、圧縮側コンクリートの圧壊とともに荷重は低下した。圧縮鉄筋を配筋したはりでは、圧縮側コンクリートの圧壊とともに耐力は低下するが、変位が20mmを越えるあたりから耐力は上昇した。変位が20mmを越えるあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。鋼繊維補強コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりの降伏耐力は計算値より20%ほど大きくなっている。降伏時において、はりにひびわれは1本発生しているが、ひびわれ後も鋼繊維補強コンクリートはかなりの引張力を受け持っており、このため降伏耐力が高くなるものと考えられる。変位が増すと鋼繊維の引き抜けや破断により耐力は減少していくが、変位が20mmに達するあたりから耐力は逆に上昇した。この降伏後荷重が低下していく部分を除けば、荷重変位曲線は鉄筋の応力ひずみ曲線と相似である。普通コンクリートにアンボンド鉄筋を用いたはりと同様に、変位が20mmに達するあたりから鉄筋が加工硬化域に入ったと考えられる。

6.4 RCはりの荷重変位曲線への適用

両引き試験より得られた荷重変位曲線より荷重を鉄筋の断面積で除して応力を、また変形を検長25cmで除してひずみを求め鉄筋の応力ひずみ関係に変換し、これを用いて算定したRCはりの荷重変位曲線と実際に載荷試験より得られた荷重変位曲線との比較を行った。

鉄筋の応力ひずみ曲線のモデルは、上述のようにして求めた普通コンクリートおよび鋼繊維補強コンクリート中の異形鉄筋の応力ひずみ曲線と、通常の設計で用いられるようなバイリニア型および異形鉄筋のみの引張試験より得られる降伏踊り場が続いた後加工硬化域に入るもの（以下、加工硬化型と略）の3種類を用いた。これらの応力ひずみ曲線のモデルを図6-11に示す。丸鋼の降伏以後の変形には周囲のコンクリートは全く影響を与えないので、丸鋼を用いたRCはりにはバイリニア型および加工硬化型の2種類で計算を行った。コンクリートの応力ひずみ曲線は普通コンクリート、鋼繊維補強コンクリートとも円柱供試体（ $\phi 10 \times 20$ cm, 検長18cm）より得られた荷重変位曲線より求めたものを応力ひずみ曲線に変換したものをを用いた。鉄筋の応力ひずみ曲線にバイリニア型および加工硬化型を用いて算定するものには鋼繊維補強コンクリートの引張も考慮した。ただし、引張の応力ひずみ曲線は計算を容易にするため単純な三角形を仮定した。図6-12に算定に用いたコンクリートの応力ひずみ曲線の形状を示す。

荷重変位曲線の算定に用いたプログラムは、コンクリートと鉄筋の応力ひずみ曲線をもとにし切断法[29]（断面の分割数は中立軸より圧縮側，引張側ともに50分割とした）を用

いてひずみの平面保持と力のつり合いの条件より断面のモーメント曲率関係を求め、次にこれをはり全体に適用して弾性荷重法によって荷重変位曲線を求めるものである。なお、ここでモーメントスパン内では鉄筋降伏が生じて塑性変形するとし、またせん断スパンでは鉄筋は降伏せず弾性変形をするものとした。算定した荷重変位曲線は前出の図 6-10 に併せて示す。C P 0, P P 0 では加工硬化型を用いて計算した荷重変位曲線は、鉄筋が加工硬化域に入る前に荷重が低下しバイリニア型を用いて計算した荷重変位曲線とは重なるためバイリニア型のものを示す。計算で求めた変位はせん断スパンにおけるせん断ひびわれの影響およびアンボンド鉄筋や丸鋼のせん断スパンでの降伏による塑性域の影響にもとづく変位を考慮していないことなどのため実験値より小さくなっている。変位がスパン長の約 $1/50(25\text{mm})$ までの領域に限れば、次のような結果が得られた。

鉄筋の応力ひずみ曲線の各モデルを用いて算定した荷重変位曲線と実験より得られた荷重変位曲線を比較すると、バイリニア型を用いて算定した荷重は曲線全体にわたって実験値より低い。加工硬化型を用いたものは、降伏耐力はバイリニア型と同じく実験値に比べて低い。平坦部が続いたあと変位がある程度増加してから曲線は実験値に近づいていく。これに対して、普通コンクリートを用いた両引き試験により求めた鉄筋の応力ひずみ曲線を用いて算定した R C はりの荷重変位曲線は、鉄筋降伏時（鉄筋の応力ひずみ曲線の折れ曲がり点）の耐力はバイリニア型や加工硬化型のものと同じく実験値より低い。降伏後も曲線の勾配は大きくは変化せず荷重が上昇したのち荷重変位曲線における明確な折れ曲がり点が現れた。このモデルを用いて算定した荷重変位曲線は、他のバイリニア型や加工硬化型モデルを用いたものに比較して実験より得られた荷重変位曲線と最もよく一致した。鉄筋の応力ひずみ曲線に加工硬化型を用いて鋼繊維補強コンクリートの引張も考慮して算定したものでは、降伏後荷重が低下ししばらく変位が進んだあと荷重が増加しており、アンボンド鉄筋を用いた実験結果と同じ傾向の曲線形になっている。鋼繊維補強コンクリートを用いた両引き供試体より求めた応力ひずみ関係を用いて算定した荷重変位曲線は、他の 2 つのモデルにおいて実験値とよく一致し、その後もよく一致している。すなわち異形鉄筋を用いたはり内部における鉄筋の応力ひずみ関係は鉄筋のみの引張試験より得られる応力ひずみ曲線のように降伏踊り場はなく、降伏後もひずみの進行に伴って応力も増加していくと考えられる。

6.5 まとめ

コンクリートに埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行った結果、丸鋼の場合には降伏後コンクリートと鉄筋との付着が切れ鉄筋のみの引張試験と同等となり荷重が上昇せずに変形が増大する降伏踊り場が存在する。一方鋼材に異形鉄筋を用いた場合には降伏域の進展が拘束されることにより降伏点がやや上昇するとともに降伏踊り場がなくなり降伏後直ちに加工硬化域に入る。コンクリートを鋼繊維補強コンクリートとすると、さらにコンクリートの受け持つ引張荷重の増加により、鉄筋の見かけの降伏点は上昇する。

曲げを受ける R C はりの荷重変位関係の算定にあたって、通常用いられている鉄筋のみの応力ひずみ関係のかわりに、両引き試験より得られたコンクリートに埋め込まれた鉄筋の応力ひずみ関係を用いることによって、荷重変位関係は実験値によく一致した。

表 6 - 1 両引き供試体の種類

供試体名	鉄筋	鉄筋断面積	コンクリート	ゲージ間隔	本数
M N 4 0 M N 2 5	D 1 6 ミリング・ 加工	1.959cm ²	普通	40mm 25mm	1 1
M F 4 0 M F 2 5			鋼繊維補強	40mm 25mm	1 1
M S 4 0			—————	40mm	1
D 1 6	母材	1.986cm ²	—————	—————	3
P 1 3 F 1 3	D 1 3	1.267cm ²	普通 鋼繊維補強	—————	3 3
M 1 3 R 1 3	φ 1 3	1.327cm ²	普通 鋼繊維補強	—————	3 2
D 1 3 φ 1 3	D 1 3 φ 1 3	1.267cm ² 1.327cm ²	—————	—————	3 3

表 6 - 2 コンクリート強度

試験	鉄筋	コンクリート	圧縮 kgf/cm ²	曲げ kgf/cm ²	引張 kgf/cm ²
両 引 き	ミリング・ 加工	普通	416	64.7	3.26
		鋼繊維補強	477	106.8	4.12
は	異形	普通	550	63.7	4.14
		鋼繊維補強	548	121.1	6.54
り	異形	普通	358	53.4	3.12
		鋼繊維補強	505	115.0	6.10
り	丸鋼	普通	399	63.1	3.57
		鋼繊維補強	511	108.3	6.43
り	7ソ ポイント	普通	436	62.3	2.89
		鋼繊維補強	486	106.8	6.65

表 6 - 3 はり供試体の種類

供 試 体 名	引 張 鉄 筋 の 種 類	コ ン ク リ ー ト の 種 類	圧 縮 鉄 筋 の 有 無
C P 0 C P 1 0	異 形 鉄 筋 $\sigma_{sy}=3714$ kgf/cm ² $A_s=2.53\text{cm}^2$	普 通 358kgf/cm ²	無 有
C F 0 C F 1 0		鋼 織 維 補 強 505kgf/cm ²	無 有
P P 0	丸 鋼 $\sigma_{sy}=3306$ kgf/cm ² $A_s=2.65\text{cm}^2$	普 通 399kgf/cm ²	無
P F 0		鋼 織 維 補 強 511kgf/cm ²	無
U P 0 U P 1 0	7ソボント 鉄 筋 $\sigma_{sy}=3714$ kgf/cm ² $A_s=2.53\text{cm}^2$	普 通 436kgf/cm ²	無 有
U F 0 U F 1 0		鋼 織 維 補 強 483kgf/cm ²	無 有

表 6 - 4 両引き供試体の耐力

供 試 体	降 伏 耐 力 tonf		最 大 耐 力 tonf	
M N 4 0	7.02		10.54	
M N 2 5	6.95		10.38	
M F 4 0	9.05		10.71	
M F 2 5	9.06		10.46	
M S 4 0	6.80		10.38	
D 1 6	1	7.50 平均	11.53 平均	
	2	7.53 7.54	11.45 11.46	
	3	7.59	11.40	
P 1 3	1	4.84 平均	6.90 平均	
	2	4.70 4.87	6.88 6.92	
	3	4.76	6.98	
F 1 3	1	6.20 平均	6.90 平均	
	2	6.50 6.30	6.91 6.90	
	3	6.20	6.88	
M 1 3	1	4.72 平均	6.70 平均	
	2	4.70 4.72	6.72 6.71	
	3	4.73	6.70	
R 1 3	1	4.72 平均	6.70 平均	
	2	4.70 4.71	6.70 6.70	
D 1 3	1	4.65 平均	6.90 平均	
	2	4.66 4.65	6.88 6.83	
	3	4.64	6.71	
φ 1 3	1	4.72 平均	6.64 平均	
	2	4.70 4.72	6.60 6.63	
	3	4.73	6.64	

表 6 - 5 はり供試体の耐力

供 試 体	降 伏 耐 力 tonf	最 大 耐 力 tonf	算 定 終 局 耐 力 tonf	降 伏 耐 力 / 算 定 終 局 耐 力
C P 0	1	5.59	5.21	1.07
	2	5.59		1.07
C P 1 0	1	5.48		1.05
	2	5.63		1.08
C F 0	1	6.77	5.38	1.26
	2	6.79		1.26
C F 1 0	1	6.80		1.26
	2	6.61		1.23
P P 0	1	5.18	4.95	1.05
	2	5.19		1.05
P F 0	1	6.10	5.05	1.21
	2	6.10 定着部破壊		
U P 0	1	5.61	5.31	1.06
	2	5.42		1.02
U P 1 0	1	5.39		1.02
	2	5.35		1.01
U F 0	1	6.29	5.36	1.17
	2	6.41		1.20
U F 1 0	1	6.31		1.18
	2	6.62		1.24

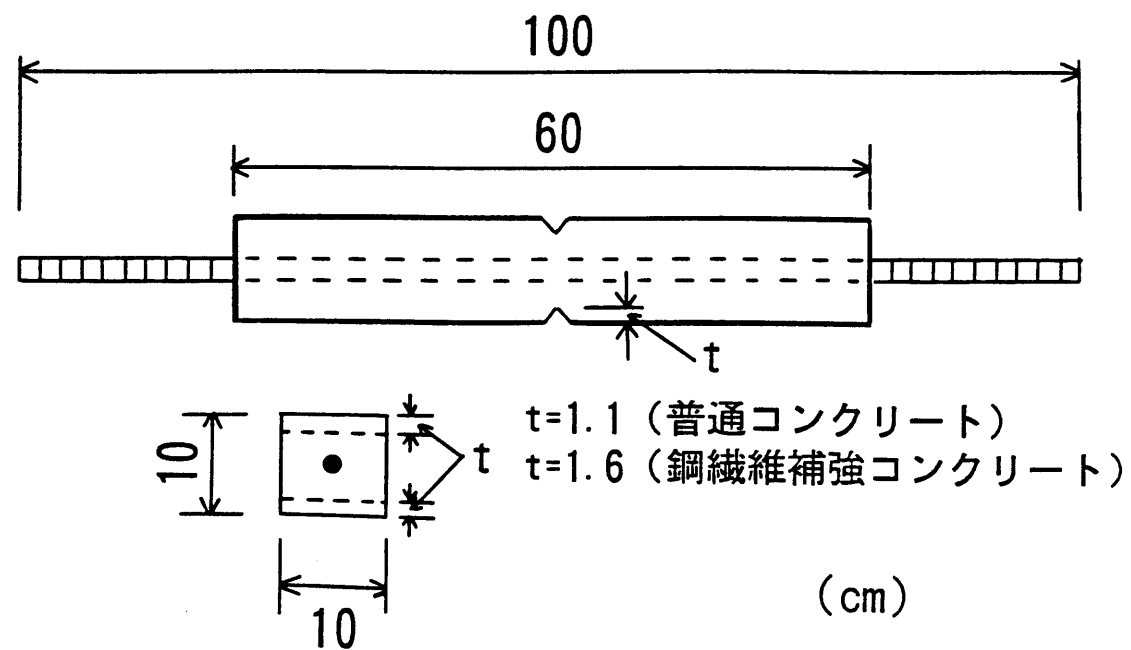


図 6 - 1 両引き供試体の形状

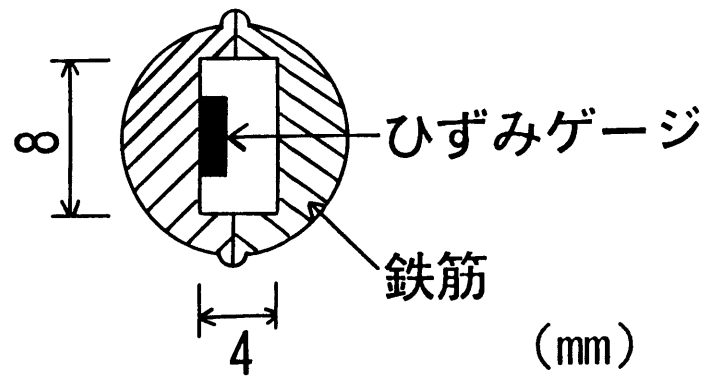


図 6 - 2 (a) ミリング加工鉄筋断面

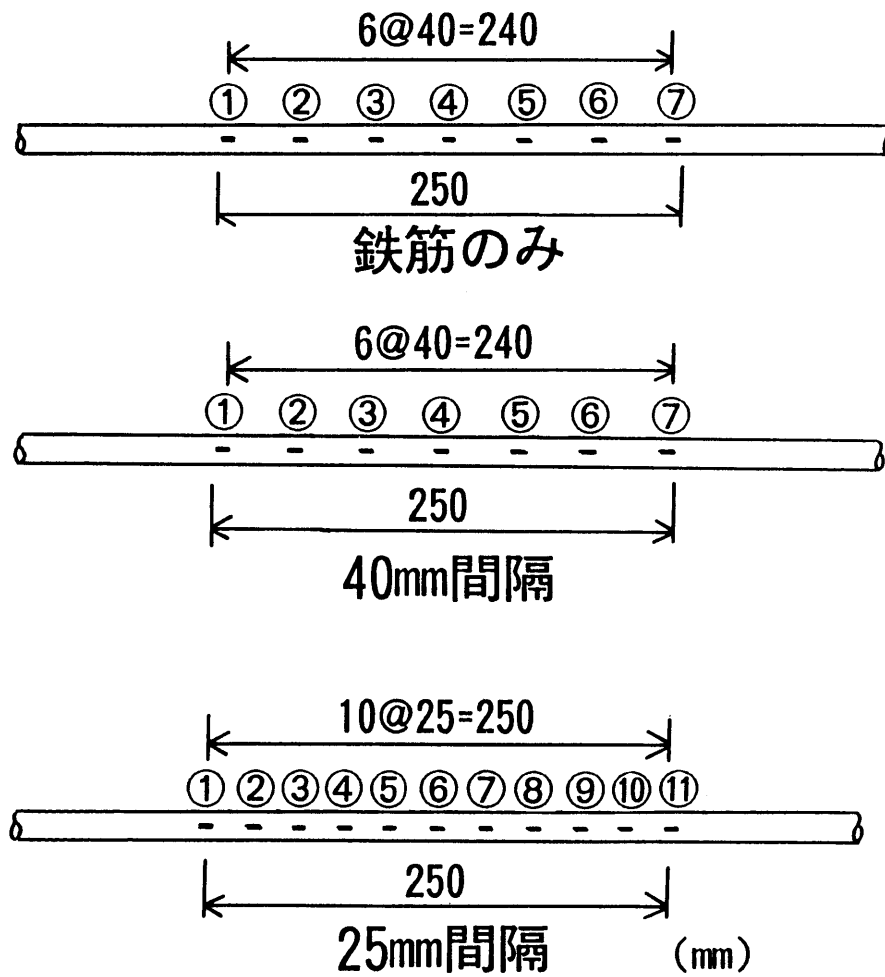


図 6 - 2 (b) ひずみゲージ貼付位置

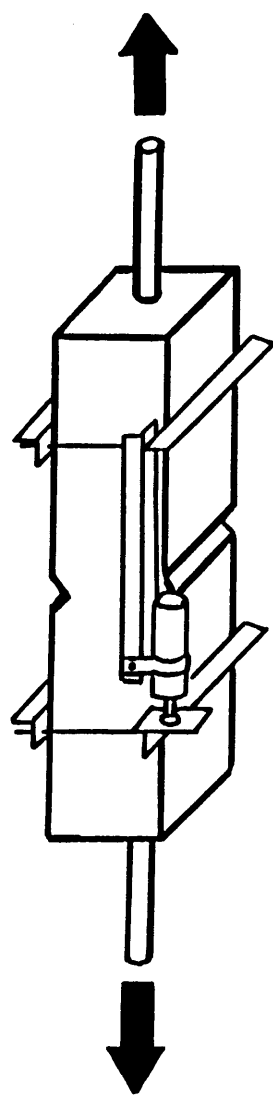


図 6 - 3 変形計測治具

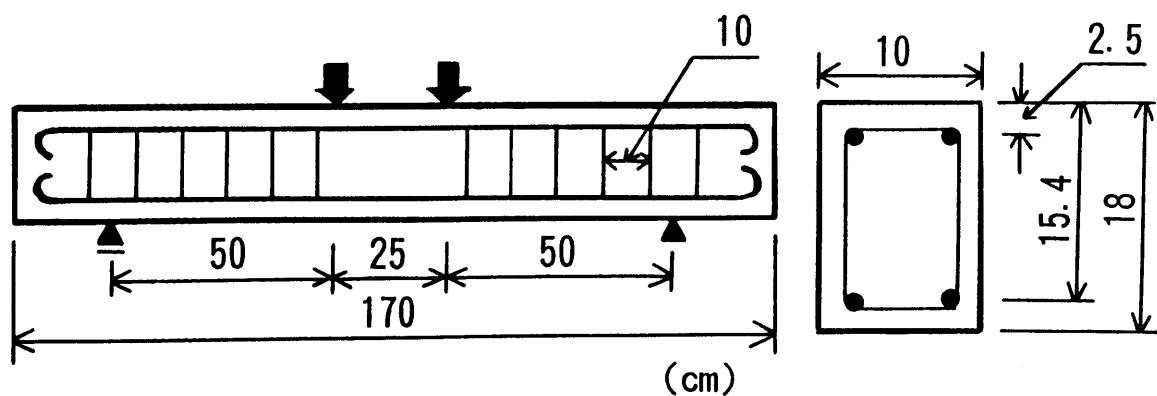


図 6 - 4 はり供試体の形状

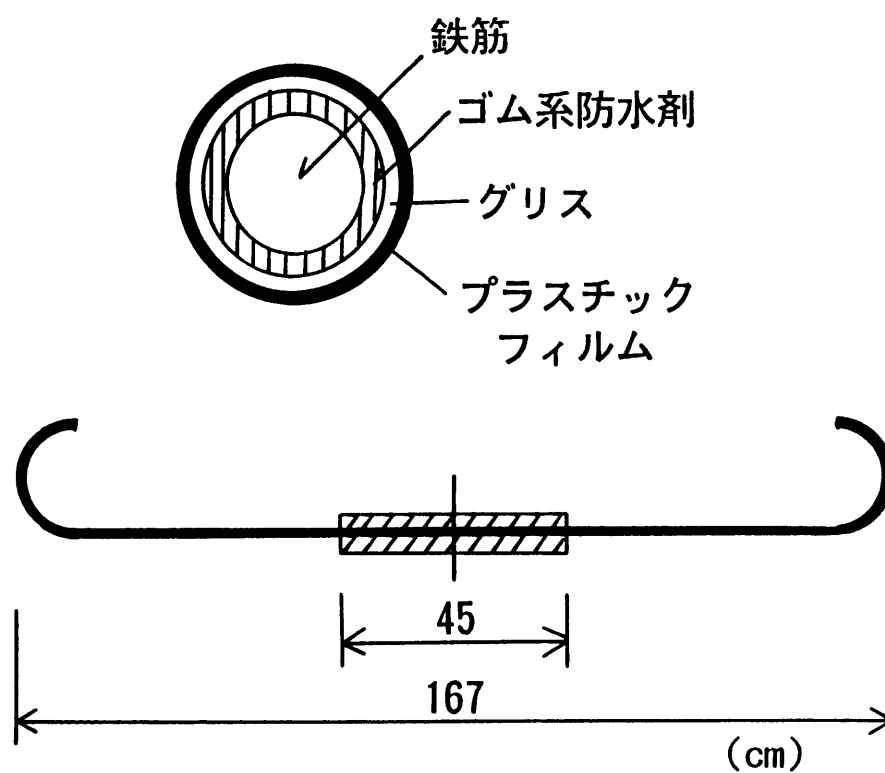


図 6 - 5 アンボンド鉄筋

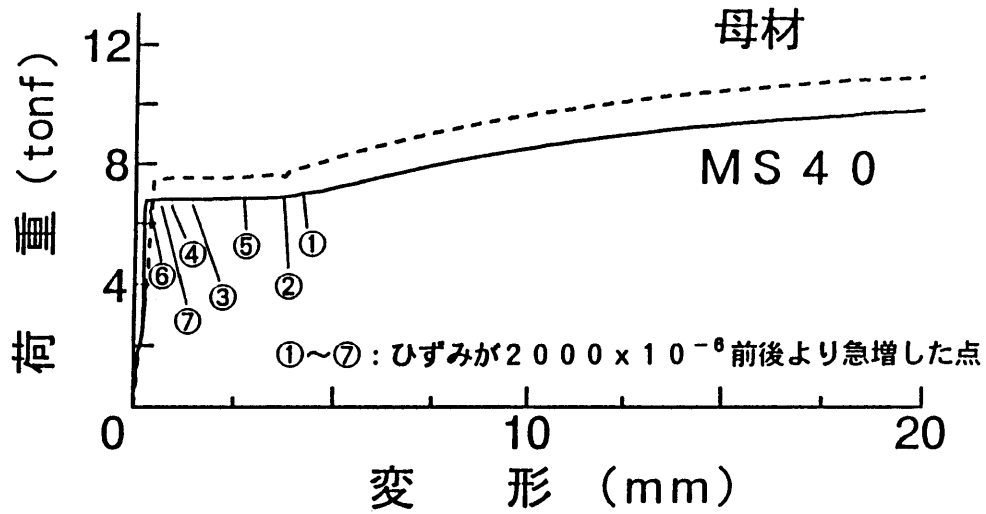


図 6 - 6 (a) 荷重変形曲線 (MS 40, 母材)

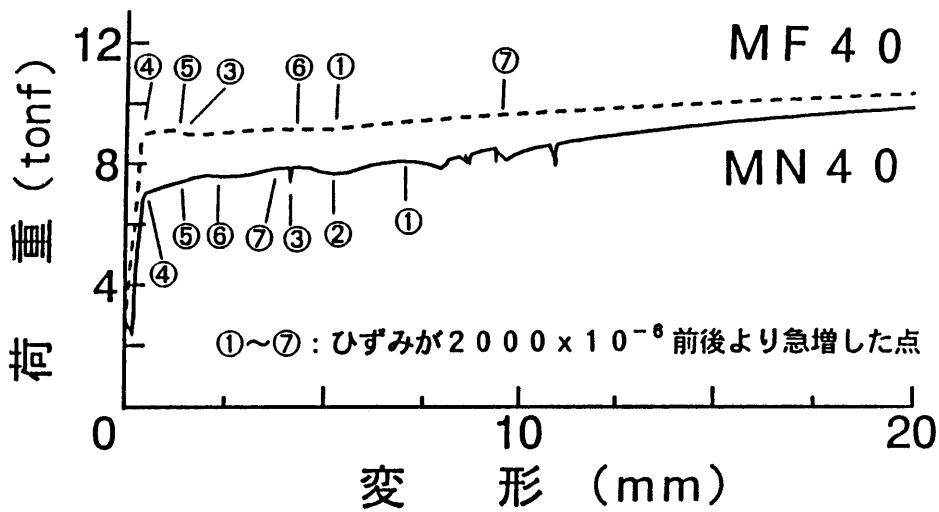


図 6 - 6 (b) 荷重変形曲線 (MN 40, MF 40)

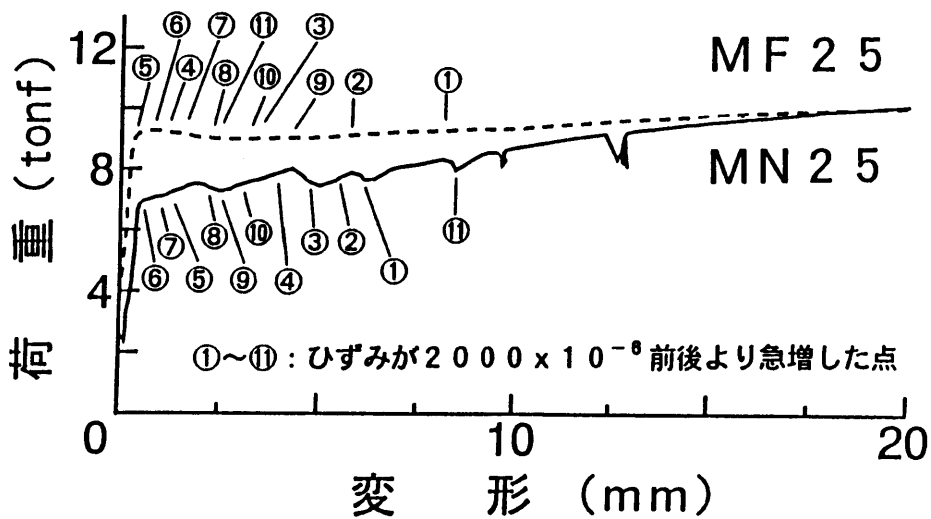


図 6 - 6 (c) 荷重変形曲線 (MN 25, MF 25)

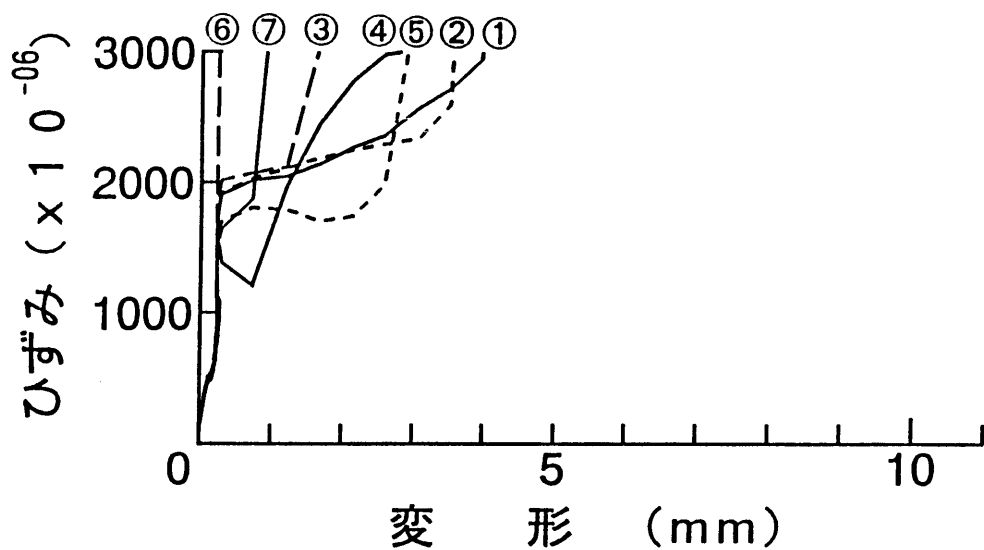


図 6 - 7 (a) ひずみ変形曲線 (MS 40)

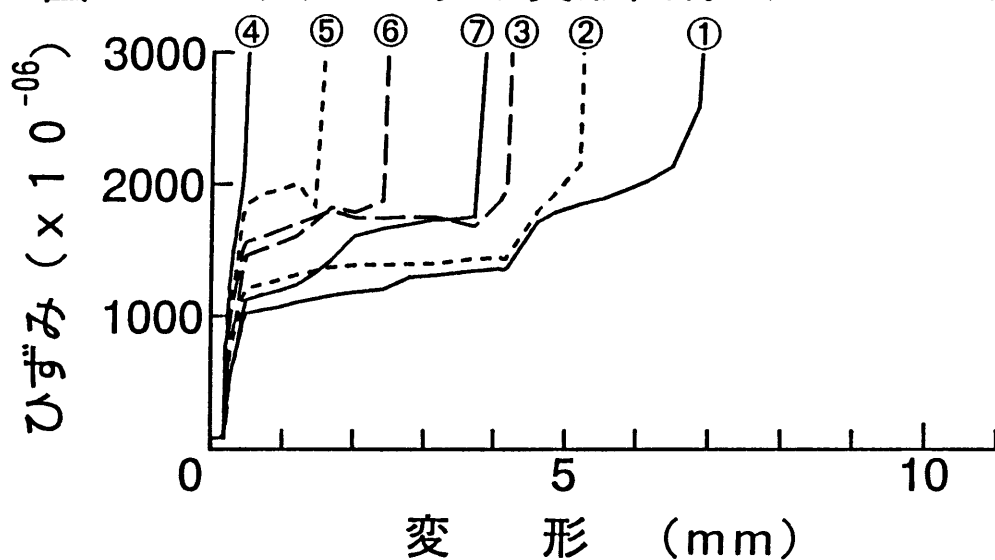


図 6 - 7 (b) ひずみ変形曲線 (MN 40)

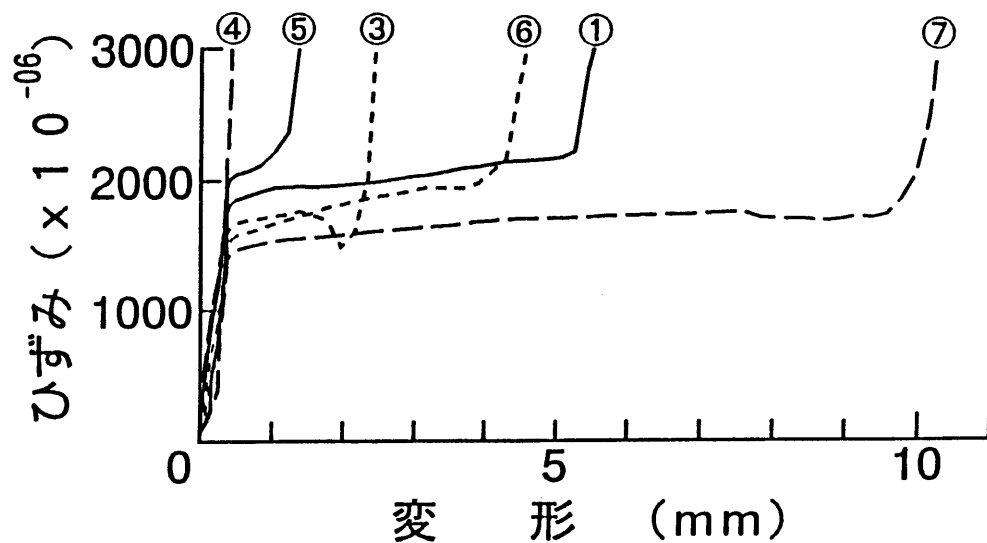


図 6 - 7 (c) ひずみ変形曲線 (MF 40)

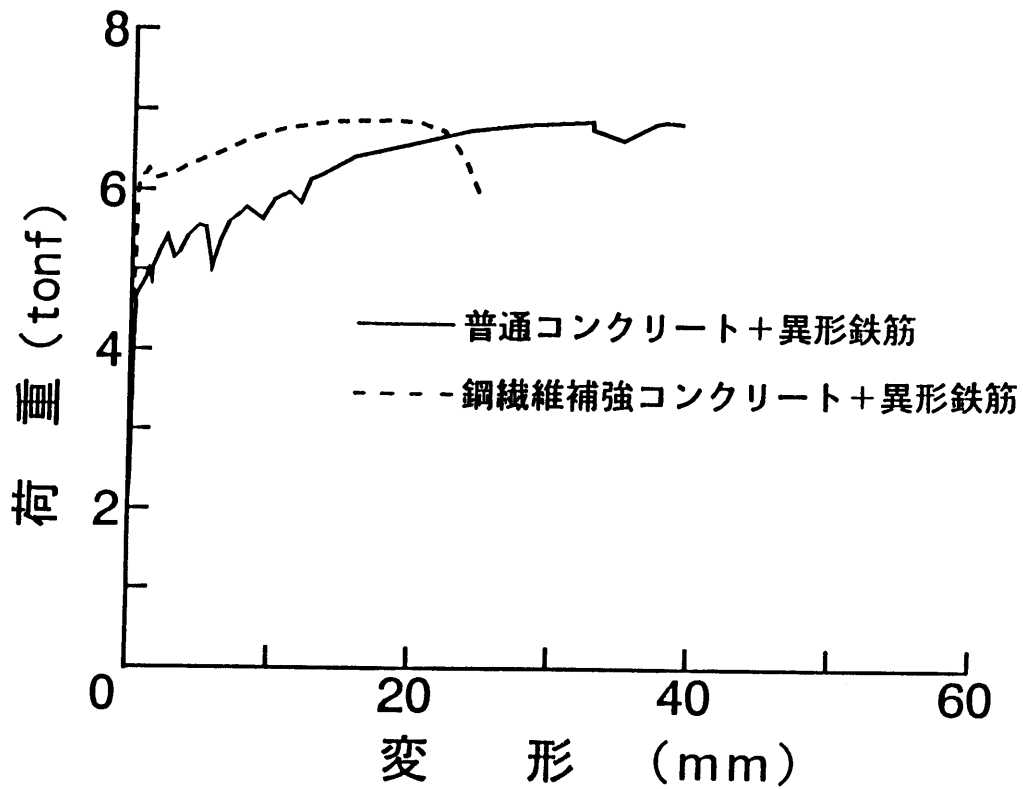


図 6 - 8 (a) 荷重変形曲線(異形鉄筋両引き供試体)

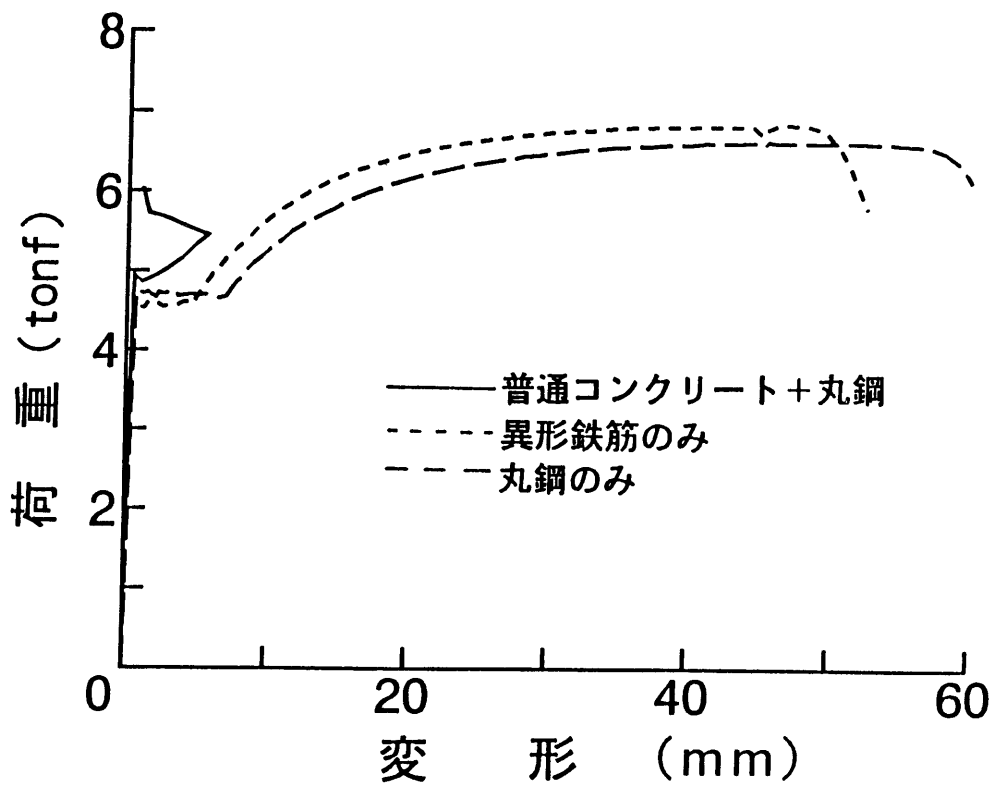


図 6 - 8 (b) 荷重変形曲線(丸鋼両引き供試体
およ鉄筋のみ)

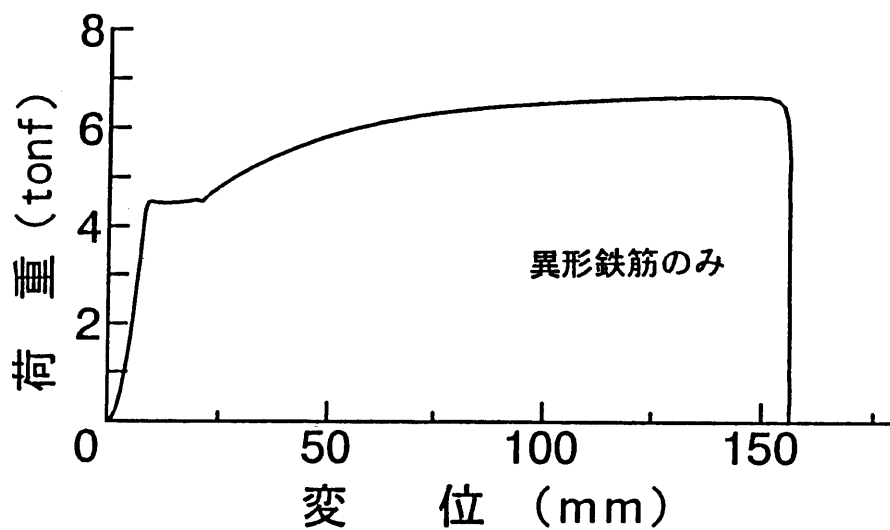
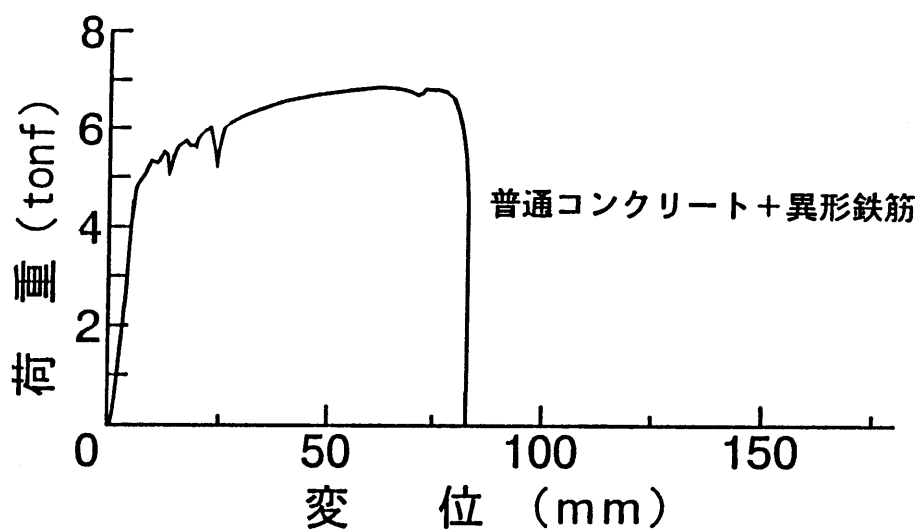
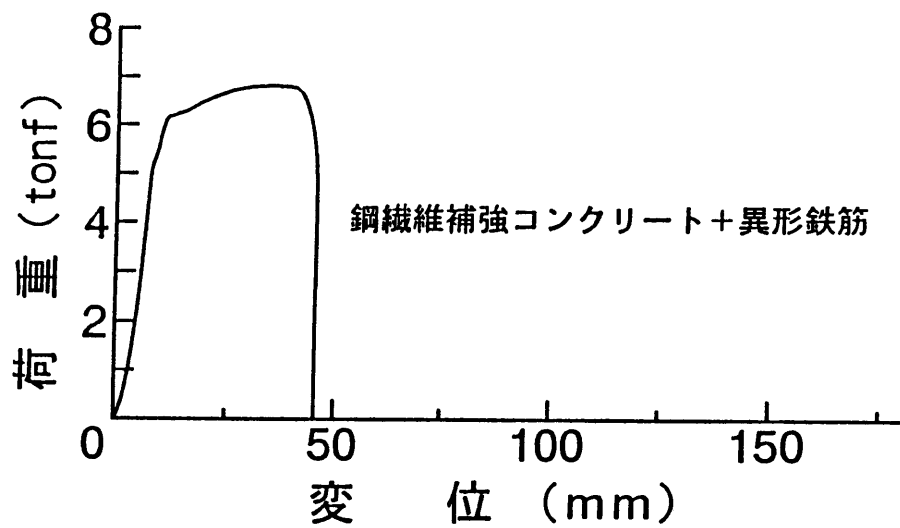


図 6 - 9 (a) 荷重と変位 (載荷ベッド) との関係
(异形鉄筋)

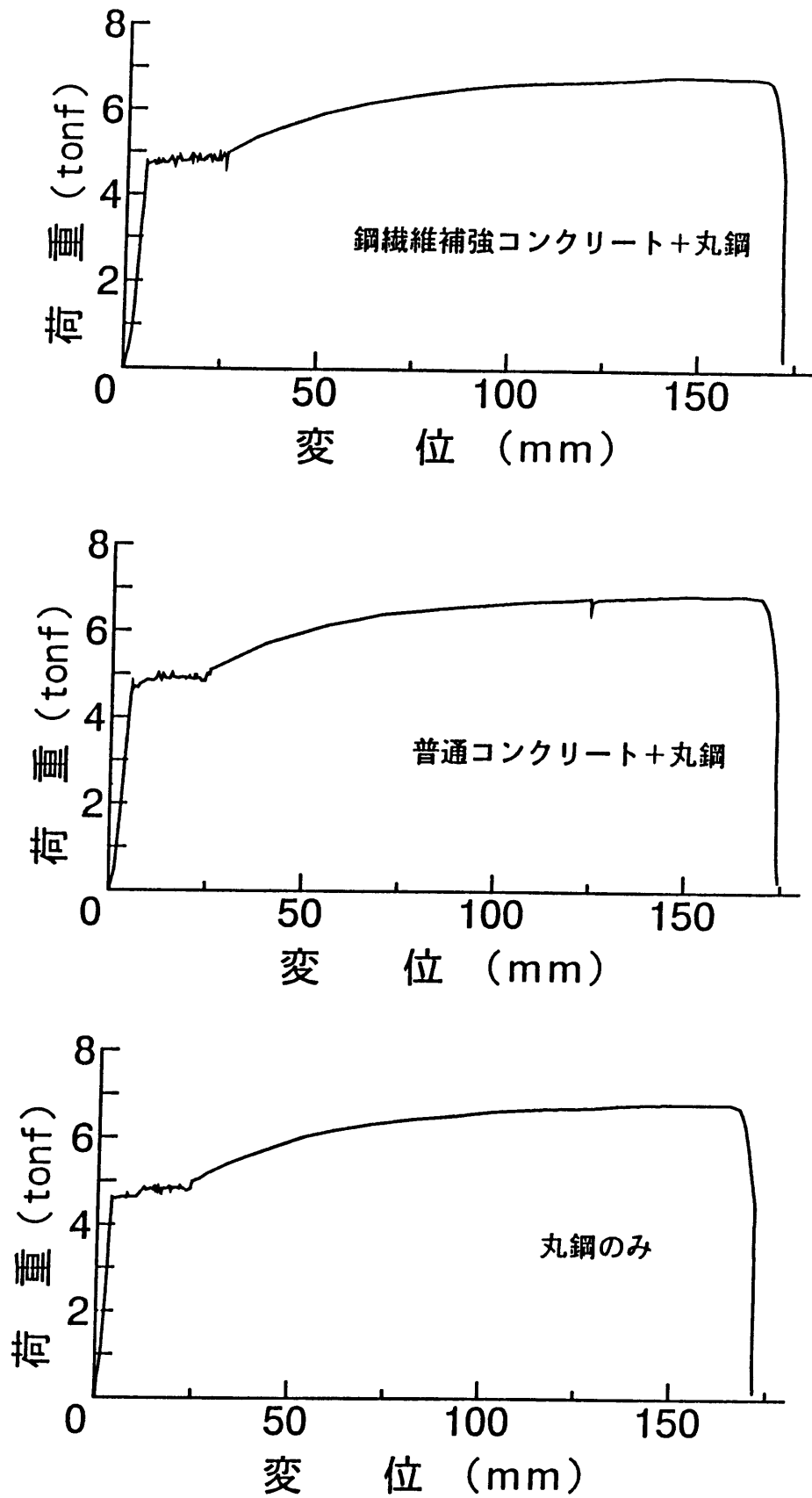


図 6 - 9 (b) 荷重と変位 (載荷ベッド) との関係 (丸鋼)

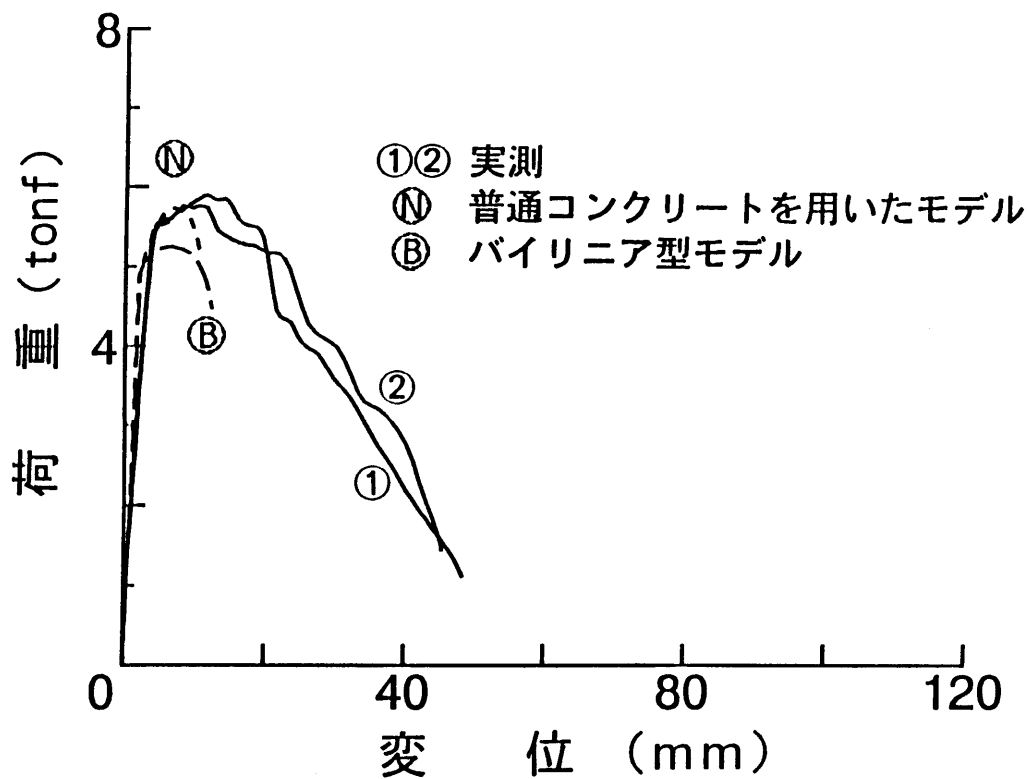


図 6 -10(a) はり供試体の荷重変位曲線 (C P 0)

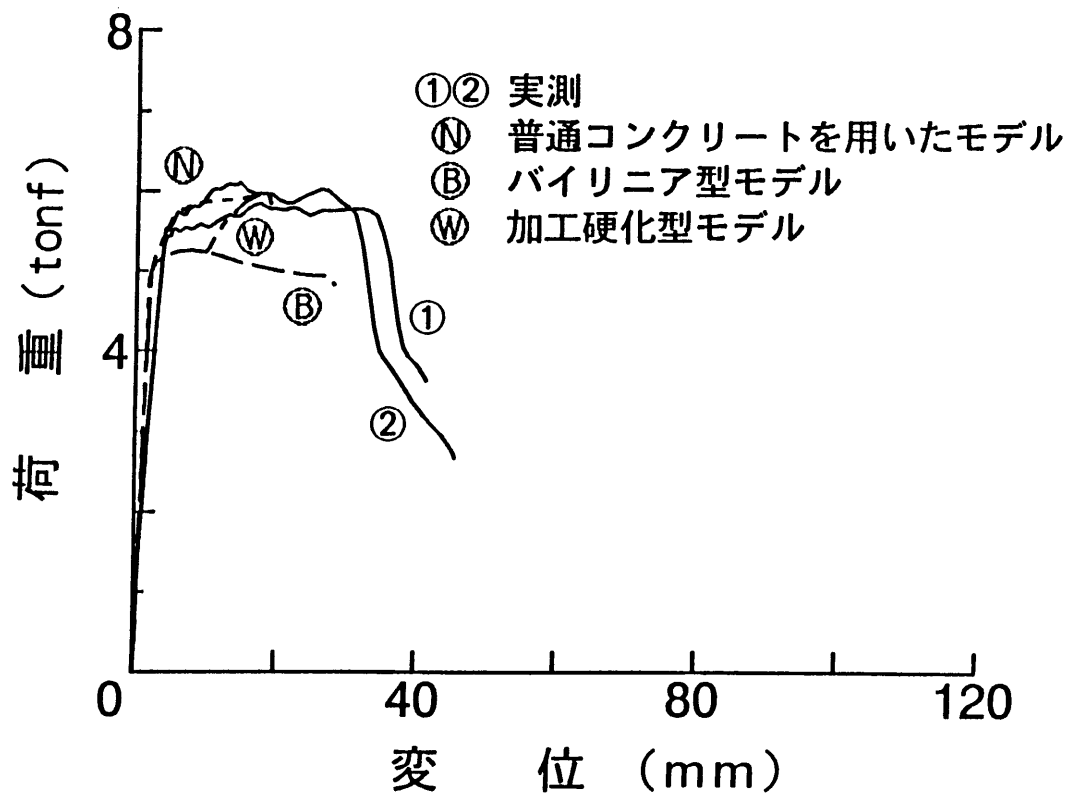


図 6 -10(b) はり供試体の荷重変位曲線 (C P 1 0)

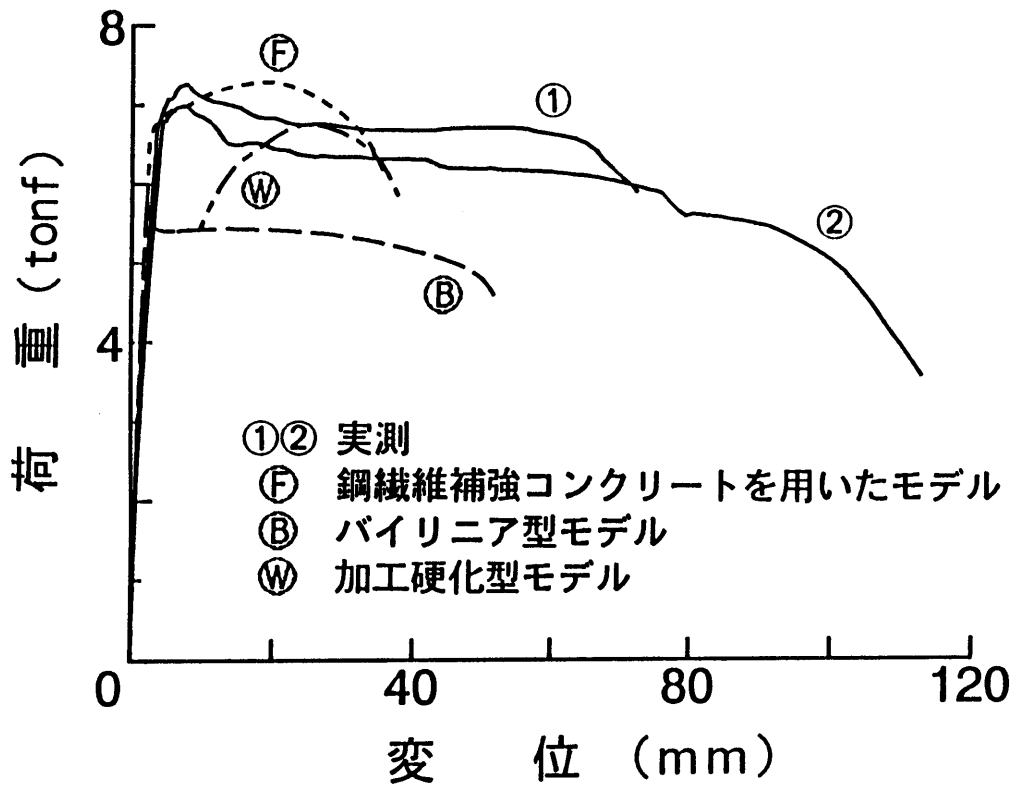


図 6 -10(c) はり供試体の荷重変位曲線 (C F 0)

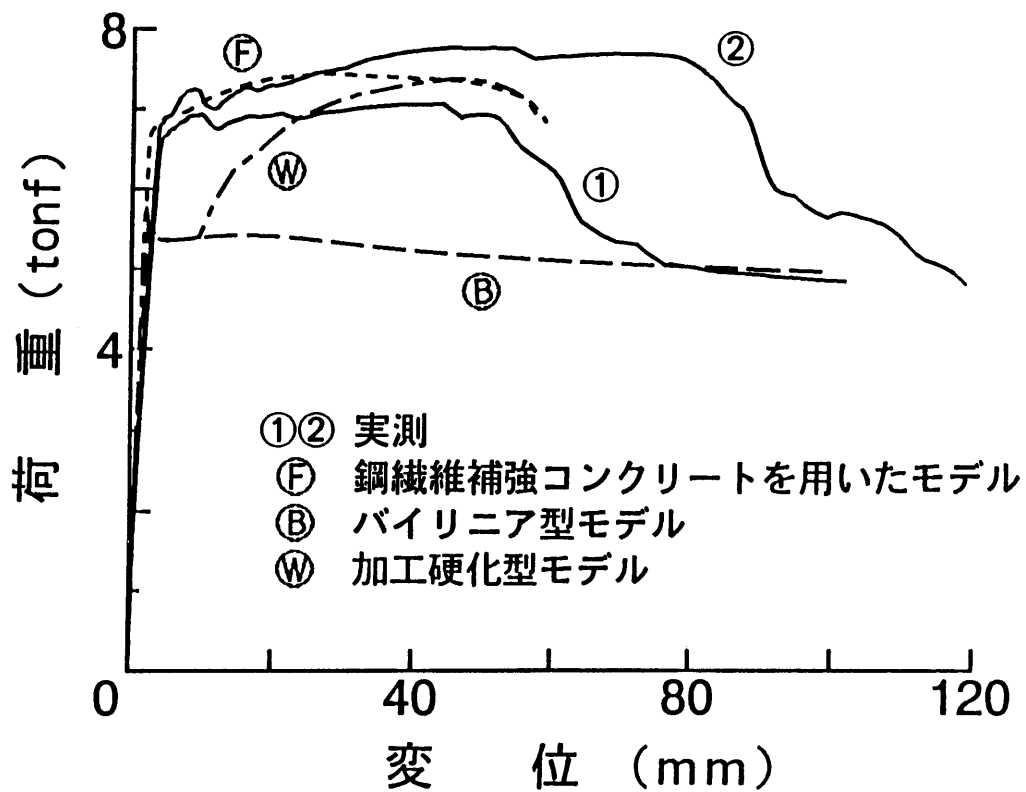


図 6 -10(d) はり供試体の荷重変位曲線 (C F 1 0)

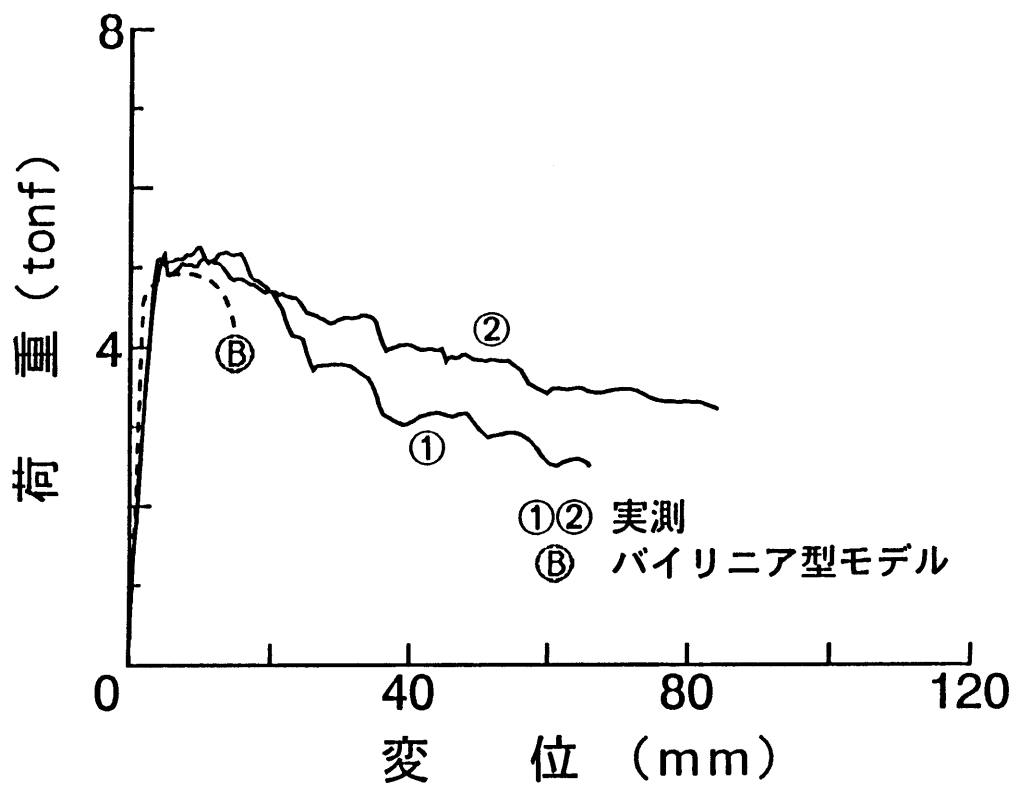


図 6 -10(e) はり供試体の荷重変位曲線 (P P 0)

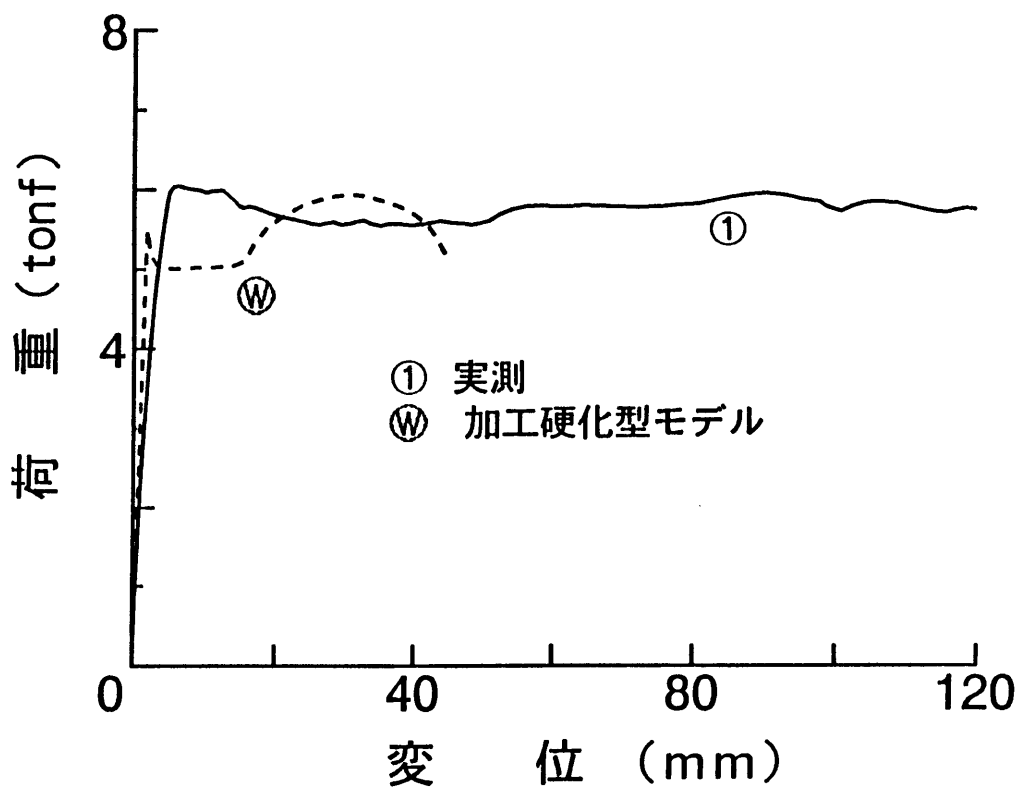


図 6 -10(f) はり供試体の荷重変位曲線 (P F 0)

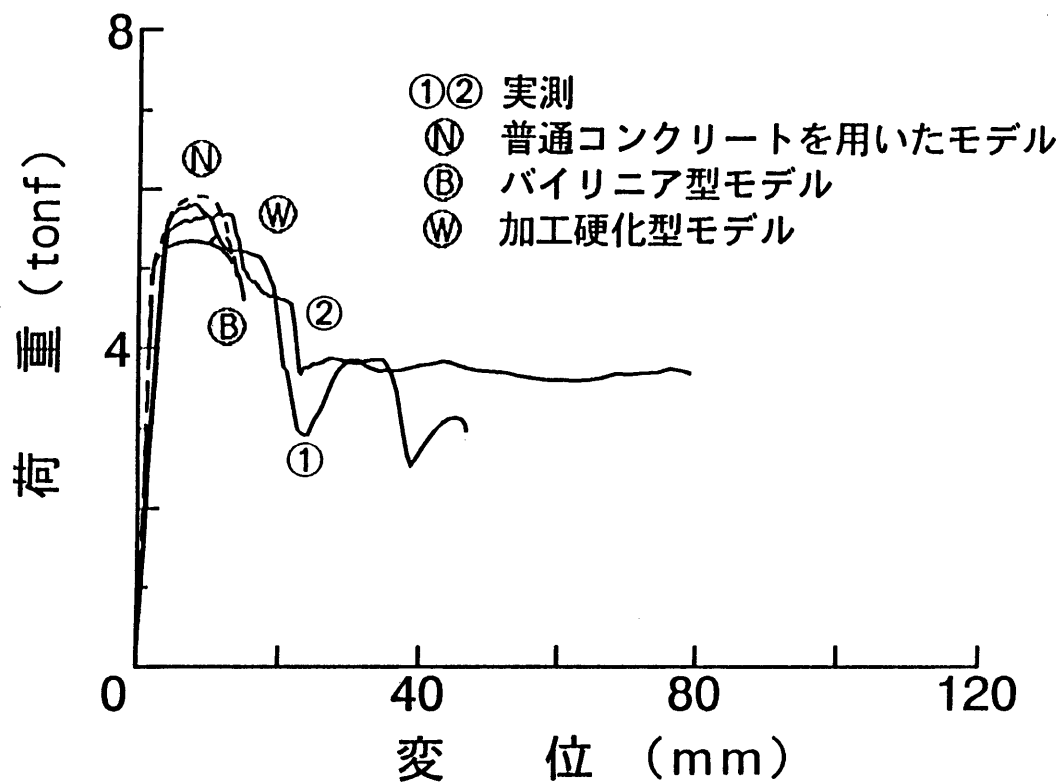


図 6 -10(g) はり供試体の荷重変位曲線 (UP 0)

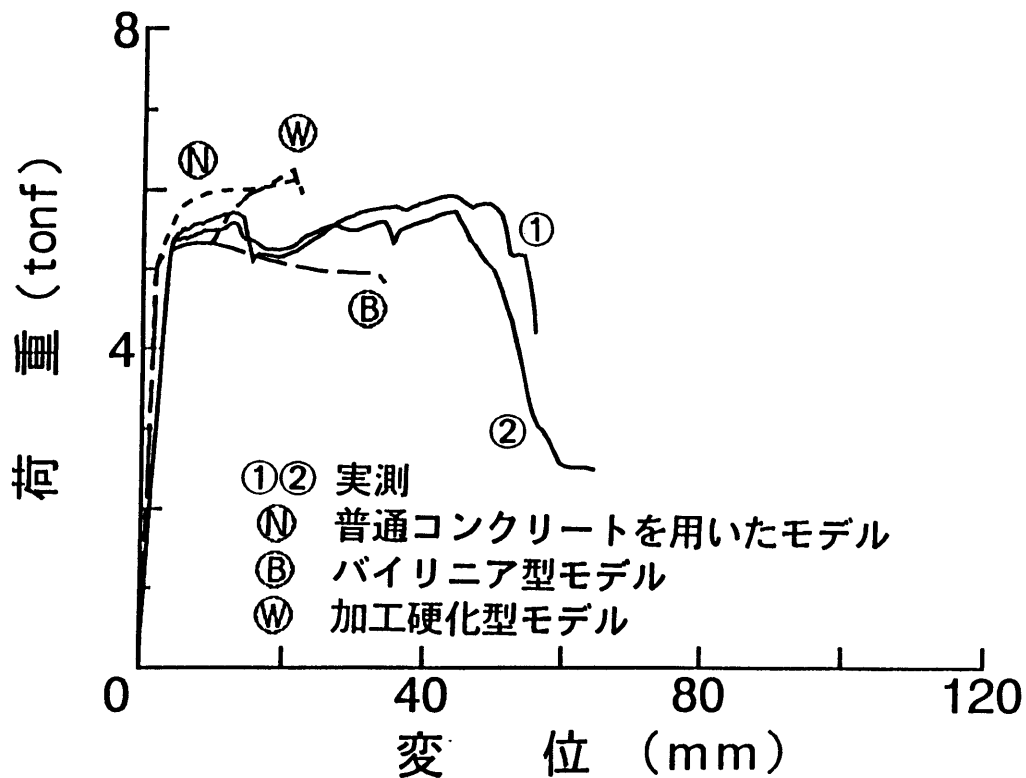


図 6 -10(h) はり供試体の荷重変位曲線 (UP 1 0)

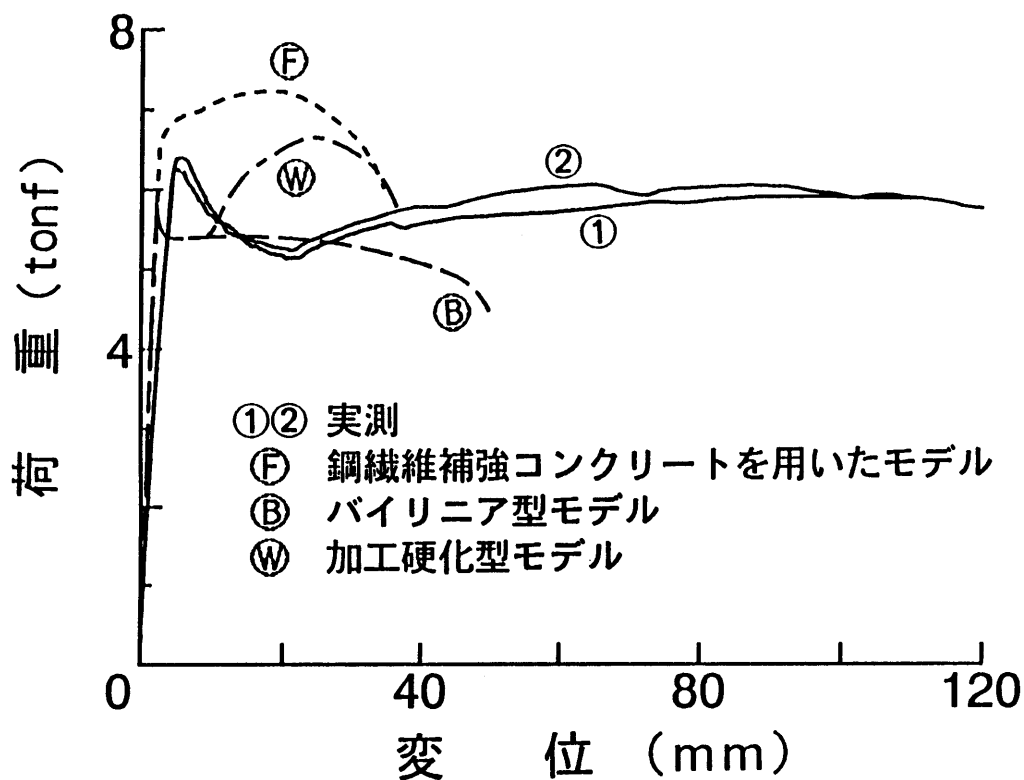


図 6 -10(i) はり供試体の荷重変位曲線 (U F 0)

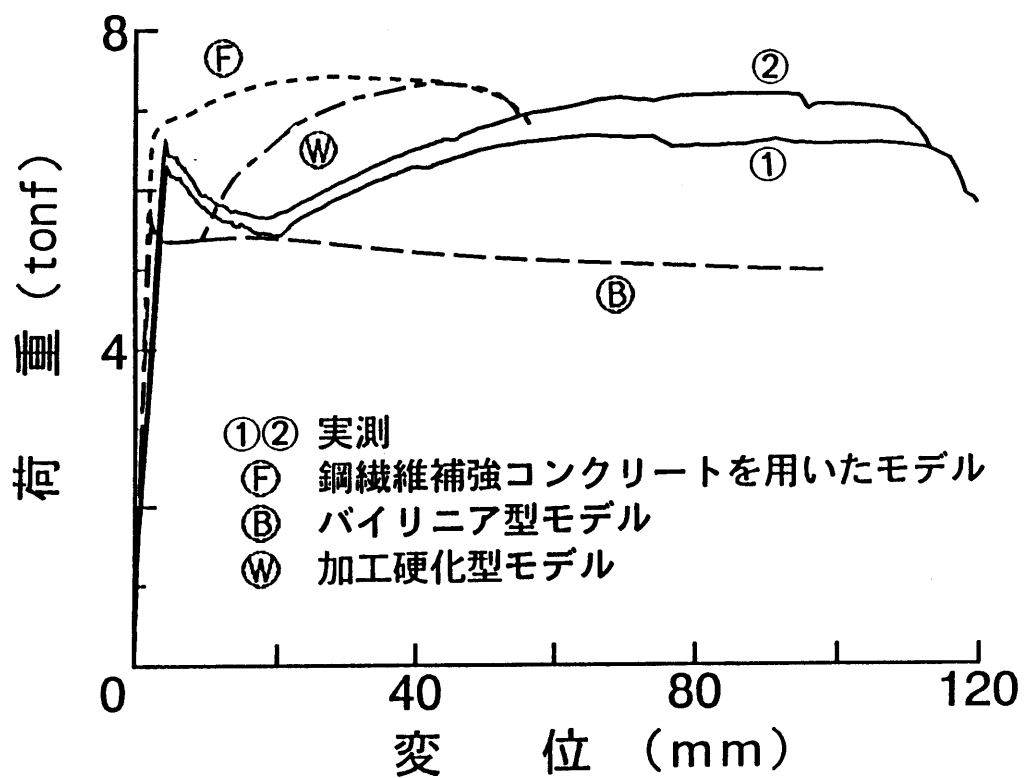


図 6 -10(j) はり供試体の荷重変位曲線 (U F 1 0)

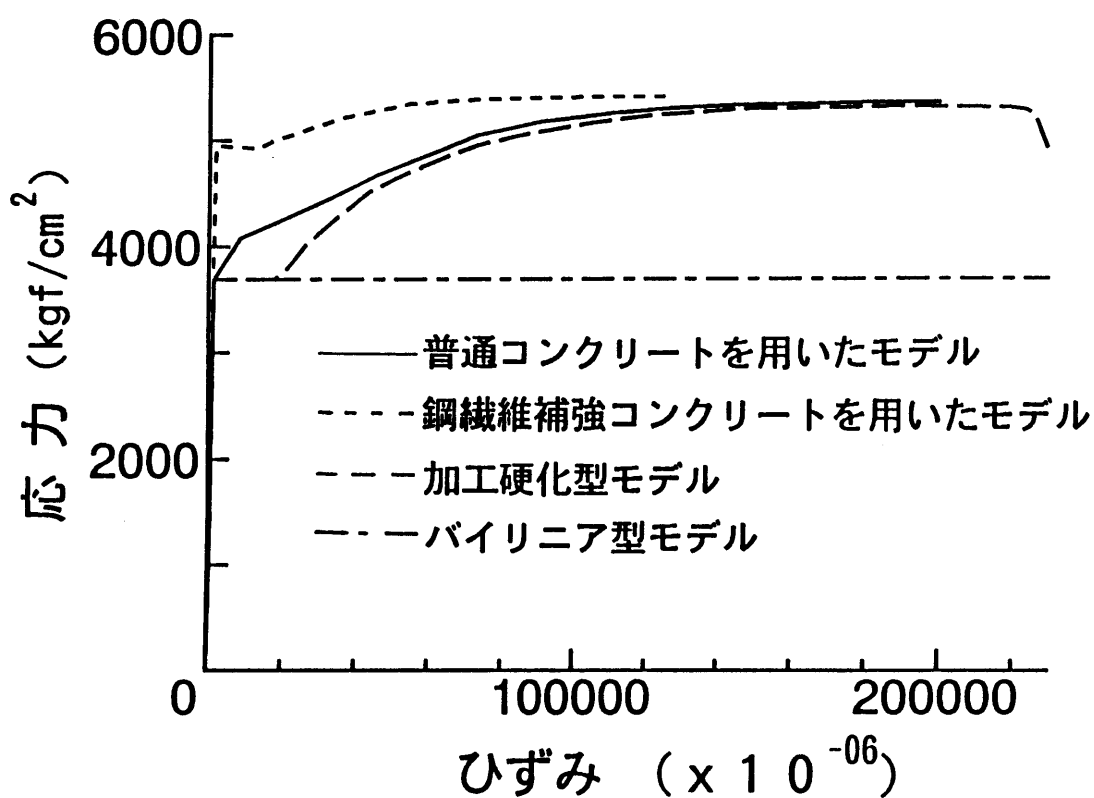


図 6 - 1 1 鉄筋の応力ひずみ曲線

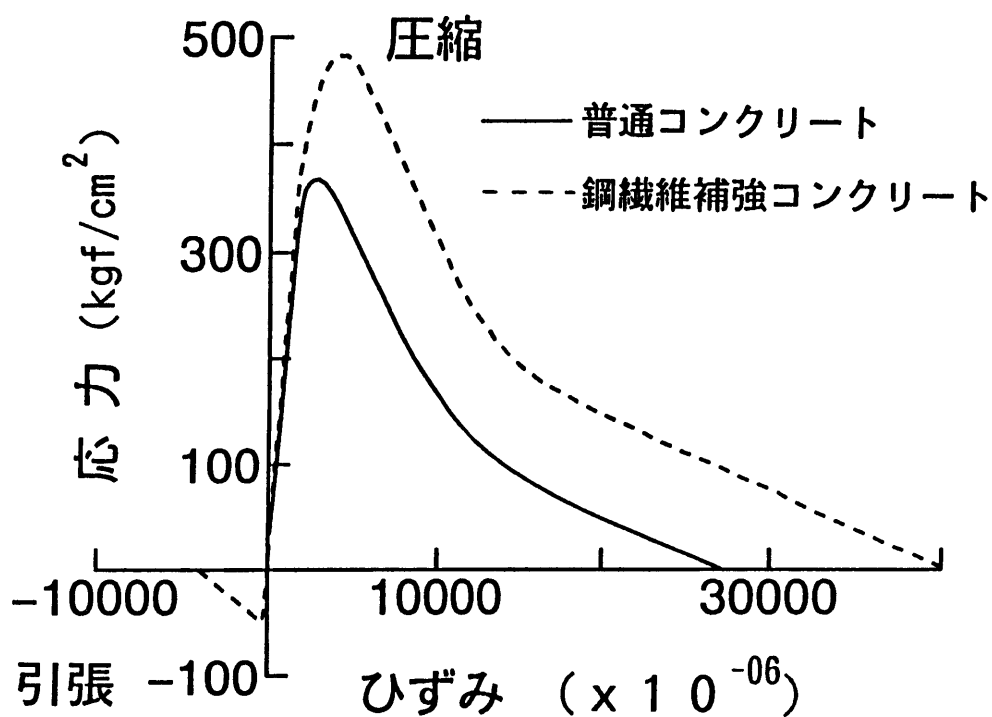


図 6 - 1 2 コンクリートの応力ひずみ曲線

第7章 部材の靱性におよぼす部材寸法の影響

7.1 はじめに

近年コンクリート工学の分野では、大型の構造物が建設されるとともに新しい材料が積極的に使用されるようになったことも背景となって、コンクリート部材の強度ならびに変形性状の寸法依存性や、破壊の安定性、変形の局所化（変形が局部的に集中する現象）等の破壊現象に関する関心が高まっている[40]。構造物や部材の寸法が大きくなっても耐力や変形性状は必ずしも寸法に比例せず、耐力を寸法で規準化した値（例えば単位面積当たりの力で表される強度）や変形性状を寸法で規準化した値（たとえば単位スパン長に対するたわみ量）が低下する場合があるが、ここではこれを寸法効果とよぶ。

本研究においては、曲げを受けるRCはりを対象とし、降伏後の変形性状に及ぼす供試体寸法、圧縮鉄筋量、モーメントスパン内のスターラップの存在等の影響について実験的に検討した。たわみ分布の計測結果をもとに、モーメントスパン内における変形の局所化についても検討した。

7.2 実験概要

（1）供試体

実験は、主に寸法の影響に着目したAシリーズと、主に変形の局所化に注目したBシリーズからなる。両シリーズの供試体の配筋等の特徴を図7-1に示し、寸法や鉄筋量の等の試験条件を表7-1に示す。Aシリーズでは、はりの有効高さを15.4, 30.8, 46.2cmの3種類とし、単鉄筋断面（ $p=0.82\%$ ）または複鉄筋断面（ $p=0.82\%$, $p'=0.46\%$ ）とした。Bシリーズでは、有効高さは一定（30.8cm）とし、圧縮鉄筋量を変化させた（ $p'=0, 0.10, 0.23, 0.41\%$ ）。両シリーズとも引張鉄筋比は一定とした。せん断スパンならびにモーメントスパンをいずれも有効高さのほぼ3倍とし、3等分点載荷とした。せん断スパンには、せん断破壊を生じないようにはり高さの1/2間隔でスターラップを配置した。Bシリーズでは、圧縮域のコンクリートを拘束することを目的として、モーメントスパンにもスターラップを配置したはりとして作製した。Aシリーズの有効高さが最も小さいはり（A-S18, A-D18）は各2体とし、その他の条件のりは1体ずつとした。

（2）使用材料

引張鉄筋には、D13の異形鉄筋（ $\sigma_{sy}=3440\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_u=4810\text{kgf/cm}^2$ ）を使用した。圧縮鉄筋には、D13に加え、D10（ $\sigma_{sy}=3980\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_u=5560\text{kgf/cm}^2$ ）、D6（ $\sigma_{sy}=4290\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_u=5700\text{kgf/cm}^2$ ）の異形鉄筋を使用した。スターラップは閉合型とし、D13, D10, D6の異形鉄筋を供試体寸法に応じて用いた。コンクリートには、レディミクストコンクリート（呼び強度 255kgf/cm^2 , 粗骨材の最大寸法15mm, スランプ8cm, 空気量4%）を使用した。打設後2日目に脱型し、載荷試験前日まで湿布養生した。載荷試験は、材令27日から33日の間におこなった。コンクリートの強度試験結果を表7-2に示す。

(3) 載荷試験方法と変形分布の計測方法

載荷方法を図7-2に示す。Aシリーズでは、載荷スパンを50cm, 100cm, 150cmとし、Bシリーズでは100cmとした。支点における軸方向の拘束を取り除くために、両支点ともローラー支持とした。

モーメントスパン内の供試体上面中央にはり軸に沿ってひずみゲージ(30mm)を貼付し圧縮縁のひずみの分布を測定した。Bシリーズでは、モーメントスパン内における変形分布を計測するために、図7-2に示すようにモーメントスパンの10等分点およびモーメントスパン外の2点でたわみを計測した。実験より求めたたわみ分布を6次曲線で多項式近似したわみ曲線とし、その曲線を微分してモーメントスパン内のはり下面位置での曲率分布を求めた。

7.3 Aシリーズの結果と考察

(1) 各種荷重

各はりのひびわれ荷重(荷重変位曲線の勾配が急変するときの荷重)、降伏荷重、最大荷重(いずれも自重の影響を補正)を表7-3に示す。はり幅と鉄筋比を一定として、有効高さ、載荷スパン、鉄筋量を2, 3倍としたAシリーズのはりでは、降伏荷重や最大荷重もほぼ2, 3倍となり、寸法効果は認められなかった。なお、寸法の小さい単鉄筋はり(A-S18)の最大荷重と降伏荷重の比(P_u/P_y)は、寸法の大きい単鉄筋はりに比べ1割程度大きくなった。

(2) 荷重-変位曲線と部材変形能

Aシリーズのはりの荷重変位曲線を図7-3に示す。最大荷重以降に圧縮域コンクリートの剥落等により荷重の急激な低下が認められる時の変位を最大変位 δ_{max} とし、また最大変位 δ_{max} を載荷スパン L で除した値を部材変形能として、それぞれ表7-3に示す。複鉄筋はり(A-Dシリーズ, $p'/p=0.56$)では、有効高さの増大につれて最大変位も増大し、部材変形能はほぼ一定となった。一方、単鉄筋はり(A-Sシリーズ)では、有効高さが増大しても最大変位は55~70mmとほとんど増大せず、部材変形能は小さくなり、寸法効果が認められた。単鉄筋はりにおける部材変形能の寸法効果の原因としては、圧縮域のコンクリートの破壊の局所化の影響が考えられるが、この点についてはさらに検討が必要である。

(3) はりのひびわれ性状と圧縮縁のひずみ分布

最終的なひびわれ図とモーメントスパンの圧縮縁のひずみ分布の計測例として、単鉄筋はり(A-S18, A-S34, A-S49)のものを図7-4に示す。供試体の寸法が増大してもひびわれ図に顕著な差異は認められなかった。圧縮縁のひずみの計測値は、大変形時にはコンクリートの浮き上がり等のために信頼できないが、降伏荷重時までの圧縮縁のひずみは比較的均一な分布となった。

7.4 Bシリーズの結果と考察

(1) 各種荷重

各はりのひびわれ荷重、降伏荷重、最大荷重を表7-3に示す。モーメントスパンにもスターラップを配置してコンクリートを拘束することにより、また圧縮鉄筋量を増加させることにより、降伏荷重も最大荷重もともに極くわずかではあるが増加する傾向にあった。

(2) 荷重－変位曲線と部材変形能

Bシリーズのはりの荷重－変位曲線を太い実線で図7-6に示す。最大変位 δ_{\max} と部材変形能 δ_{\max}/L を表7-3に示す。圧縮鉄筋量が少ない複鉄筋はり（コンクリートの実験では $p'=0.23\%$ 以下）では、最大変位は単鉄筋はりの約2倍となった。モーメントスパンにスターラップを配置しコンクリートを拘束することによってコンクリートの靱性が増大し、最大変位はスターラップの無い単鉄筋はり（B-S0）の2倍あるいはそれ以上に増加した。

(3) モーメントスパンの曲率分布

モーメントスパンの曲率分布の計算例として、供試体B-S0, B-D10, B-D10S, B-D13の結果を図7-7に示す。降伏荷重時における曲率の分布は、いずれのはりにおいても一様で大きな差はなく、モーメントスパン内はほぼ一様に変形している。変位が最大変位の $1/2$, 最大変位と大きくなるにつれ曲率分布は一様でなくなり、モーメントスパン内の1～2カ所の曲率が大きくなっており、変形が局所化していることが図7-7よりわかる。

モーメントスパンのたわみ分布から曲率を求める方法により大変形領域にいたるまで、破壊の局所化の様子を簡便に検出することができた。圧縮鉄筋を多く配置したり（B-D13）、モーメントスパンにスターラップを配置することによって、最大変位時の曲率が大きくなった。この実験で用いた曲率分布は、はり下面のたわみ分布から求めたものであり、曲率が大きいことは主にその部分での曲げひびわれが大きく成長したことに対応していると考えられる。

各変位計測点の、はりの変位の増大にともなう曲率の変化の様子（細い実線）を、図7-6に荷重－変位曲線とともに併記する。各変位計測点における曲率は、最大荷重点以降、急激に増大するものがみられ、変形の局所化が最大荷重点以降に顕著になっていることがわかる。

7.5 まとめ

RCはりの降伏後の変形性状に及ぼす供試体寸法、圧縮鉄筋量、モーメントスパン内のスターラップの存在等の影響について実験的に検討した結果、以下のことが明かとなった。

(1) Aシリーズのはりでは、降伏荷重や最大荷重には寸法効果は認められなかった。一方、部材変形能（ δ_{\max}/L ）は、複鉄筋はり（ $p'/p=0.56$ ）ではほぼ一定となったが、単鉄筋はりでははり高さが大きくなるほど小さくなり、寸法効果が認められた。

(2) 圧縮鉄筋比が0.23%以下のBシリーズの複鉄筋はりでは、降伏後の最大変位量は増大せず、単鉄筋はりとはほぼ同程度であった。モーメントスパンにスターラップを配置した場合には、複鉄筋はりだけではなく単鉄筋はりの場合でも、圧縮域コンクリートをスタ

ーラップが拘束する効果により、この実験では最大変位量は2倍に増加した。

(3) モーメントスパンのたわみ分布から曲率を求める方法により、変形の局所化の様子を検出した結果、局所化は最大荷重点以降に顕著になる傾向が認められた。

表 7 - 1 実験条件

シリーズ と 供試体名		供試体寸法 幅×高さ×長さ (cm)	載荷 スパン L (cm)	有効 高さ d (cm)	引張鉄筋量		圧縮鉄筋量		モーメントス パンのス ターラフ° の有無
					量	比 (%)	量	比 (%)	
A シ リ ー ズ	A-S18	20×18×180	150	15.4	2D13	0.82	—	—	無
	A-S34	20×34×330	300	30.8	4D13	0.82	—	—	無
	A-S49	20×49×480	450	46.2	6D13	0.82	—	—	無
	A-D18	20×18×180	150	15.4	2D13	0.82	2D10	0.46	無
	A-D34	20×34×330	300	30.8	4D13	0.82	4D10	0.46	無
	A-D49	20×49×480	450	46.2	6D13	0.82	6D10	0.46	無
B シ リ ー ズ	B-S0	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	—	—	無
	B-S0S	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	—	—	有
	B-D6	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	2D6	0.10	無
	B-D6S	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	2D6	0.10	有
	B-D10	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	2D10	0.23	無
	B-D10S	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	2D10	0.23	有
	B-D13	20×34×360	300	30.8	4D13	0.82	2D13	0.41	無

表 7-2 コンクリート強度

シリーズ	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂引張強度 (kgf/cm ²)	曲げ強度 (kgf/cm ²)
A	326	25.8	38.7
B	275	26.0	42.9

表 7 - 3 実験結果

シリーズ と 供試体名		ひびわれ 荷重 P_c (tonf)	降伏荷重 P_y (tonf)	最大荷重 P_u (tonf)	最大変位 δ_{max} (mm)	荷重比 P_u/P_y	部材変形能 δ_{max}/L
A シ リ ー ズ	A-S18	1.37	5.00	5.68	55.9	1.14	0.0372
	A-S34	2.95	10.3	10.8	58.1	1.05	0.0194
	A-S49	4.07	14.8	15.4	68.1	1.04	0.0151
	A-D18	1.58	5.04	5.57	87.7	1.11	0.0584
	A-D34	3.03	10.0	11.3	142	1.13	0.0472
	A-D49	4.32	15.4	17.7	217	1.15	0.0482
B シ リ ー ズ	B-S0	3.45	10.0	10.2	61.1	1.02	0.0204
	B-S0S	3.61	10.3	10.4	121	1.01	0.0403
	B-D6	3.68	10.3	10.6	57.3	1.03	0.0191
	B-D6S	3.06	10.6	10.8	132	1.02	0.0440
	B-D10	3.92	10.3	10.6	62.6	1.03	0.0209
	B-D10S	3.10	10.0	10.8	136	1.08	0.0453
	B-D13	3.65	10.5	10.9	118	1.04	0.0393

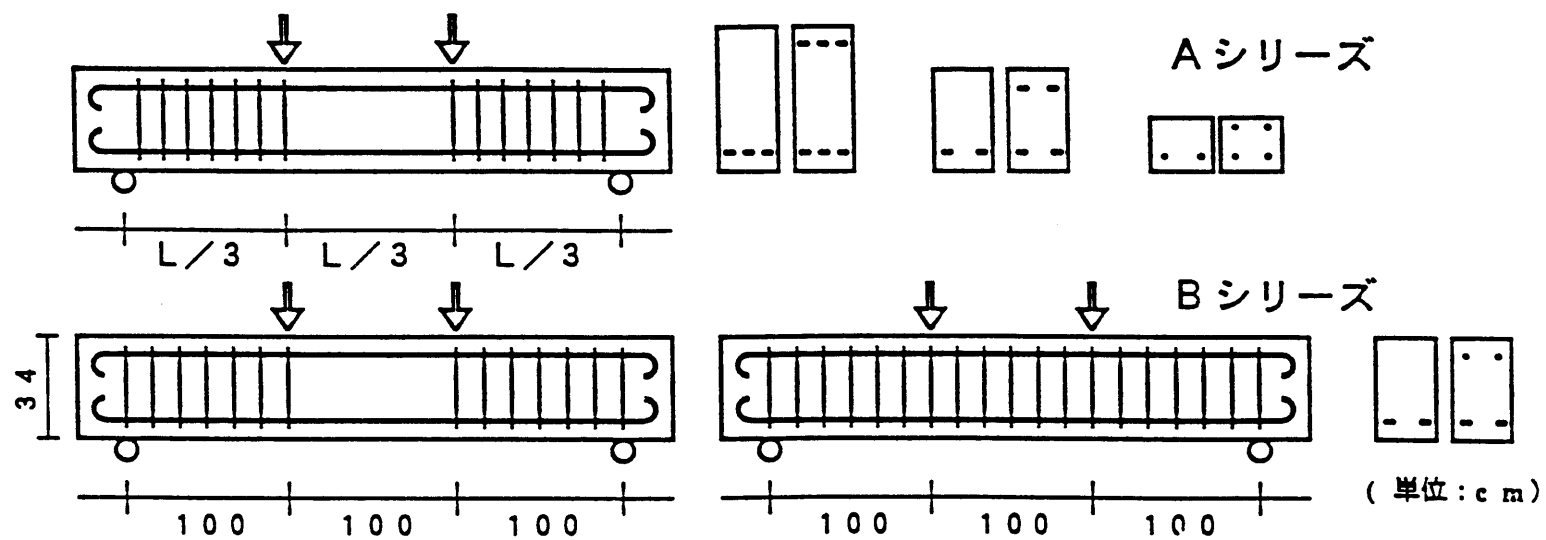


図 7 - 1 供試体の形状

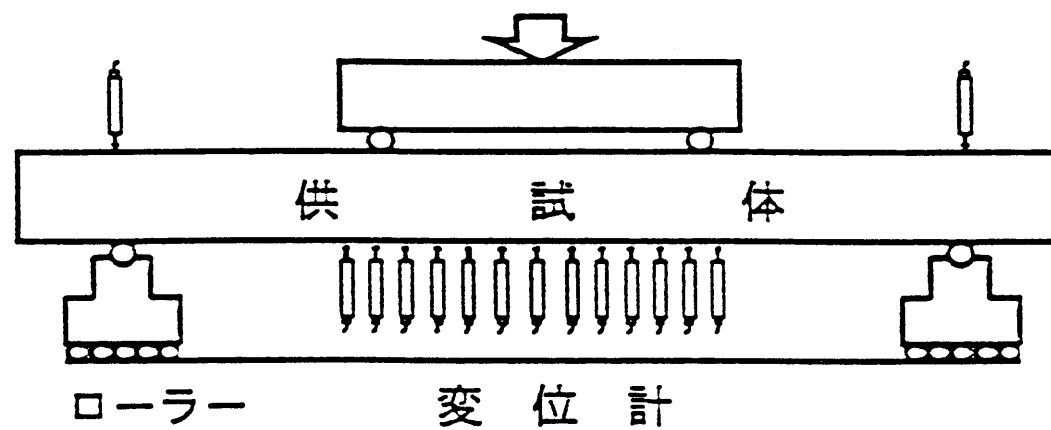


図 7 - 2 試験装置

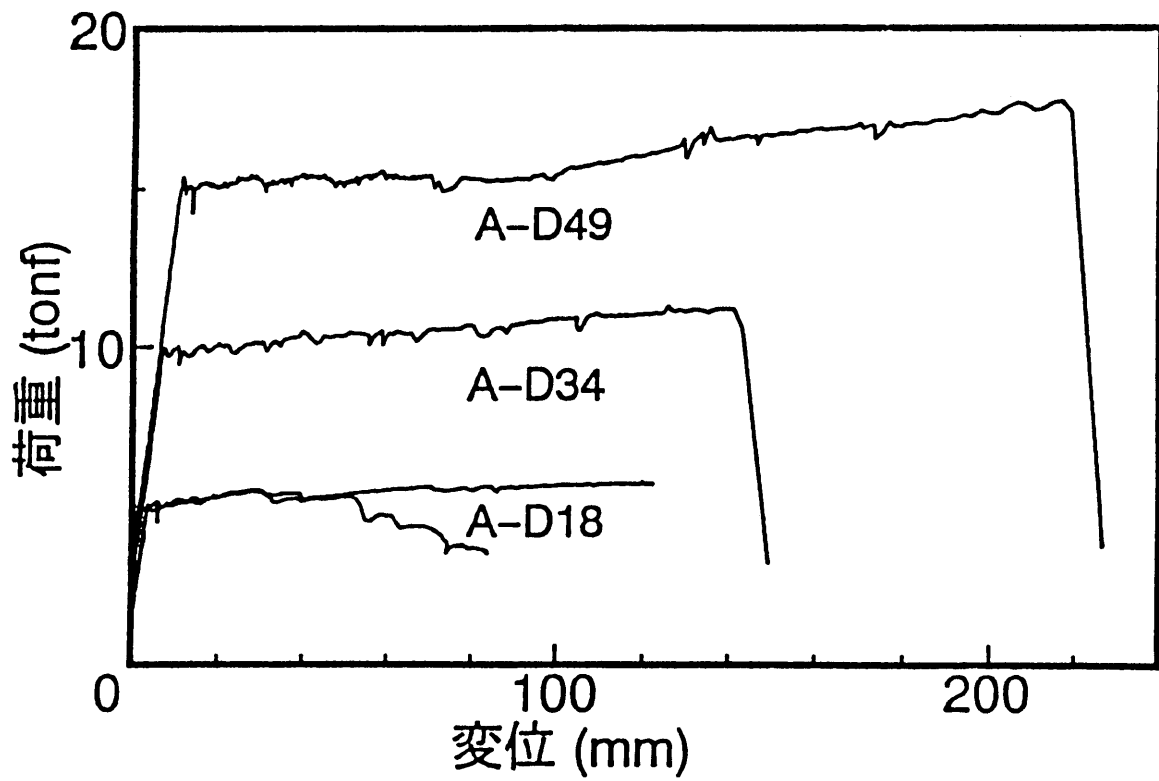
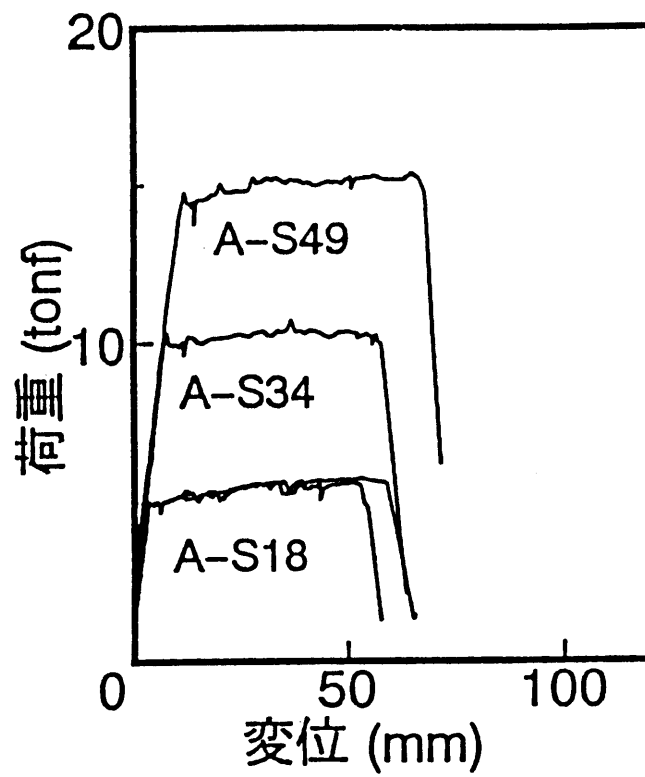


図 7 - 3 はりの荷重変位曲線 (Aシリーズ)

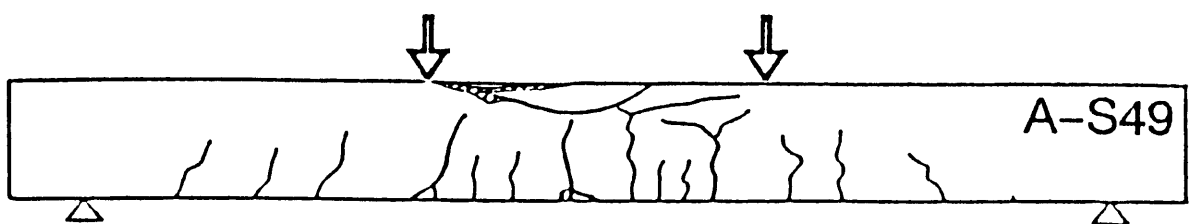
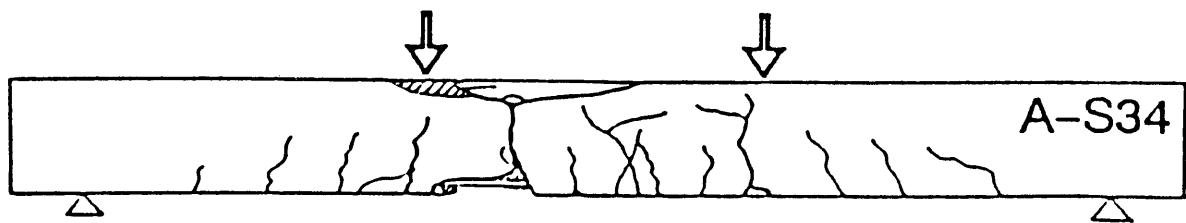
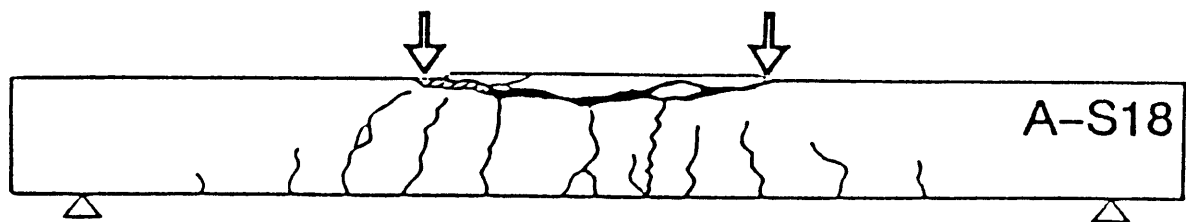


図 7 - 4 はりのひびわれ図の例 (Aシリーズ)

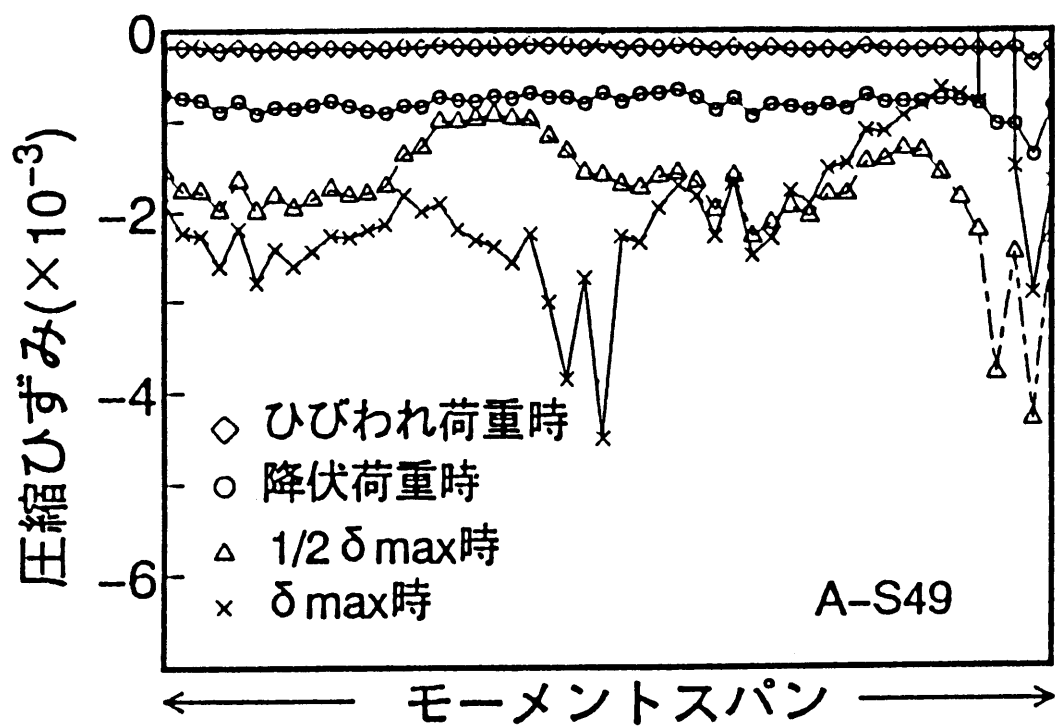


図 7 - 5 (a) はりの圧縮縁のひずみ分布の例(A - S 49)

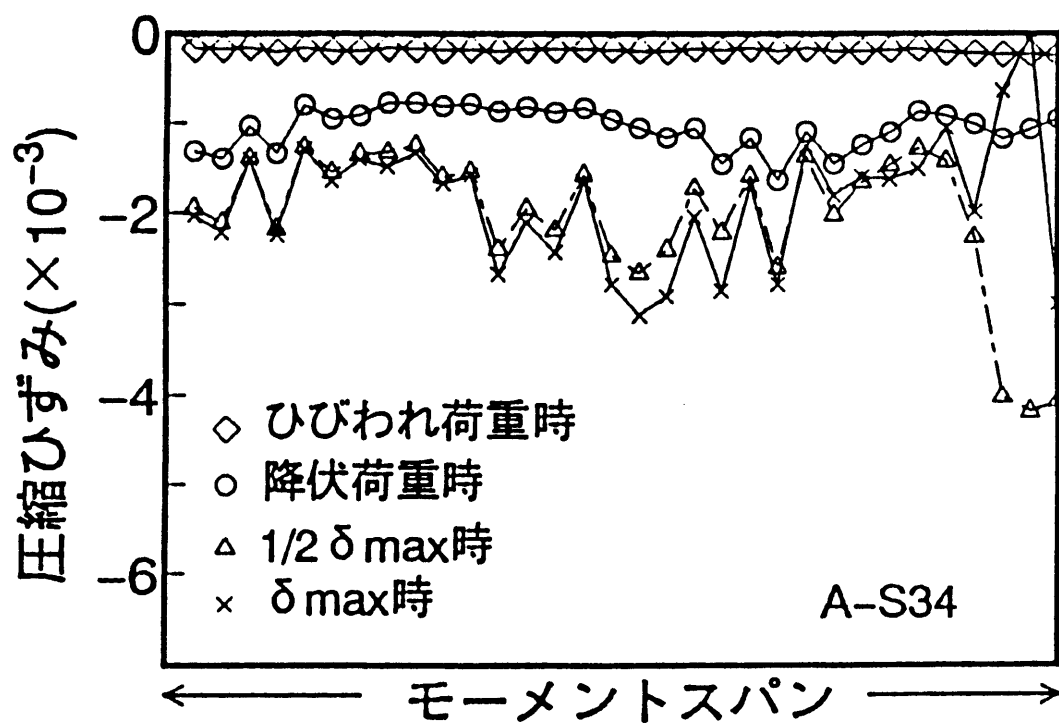


図 7 - 5 (b) はりの圧縮縁のひずみ分布の例(A - S 34)

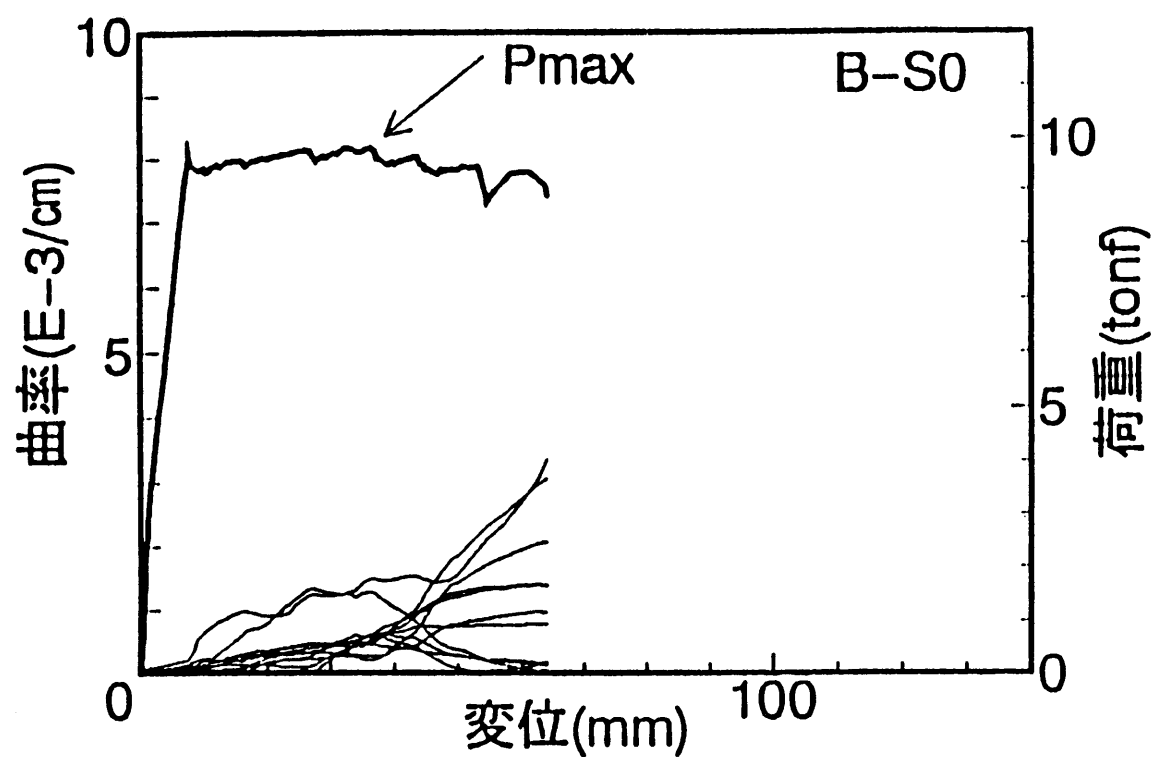


図 7 - 6 (a) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B - S 0)

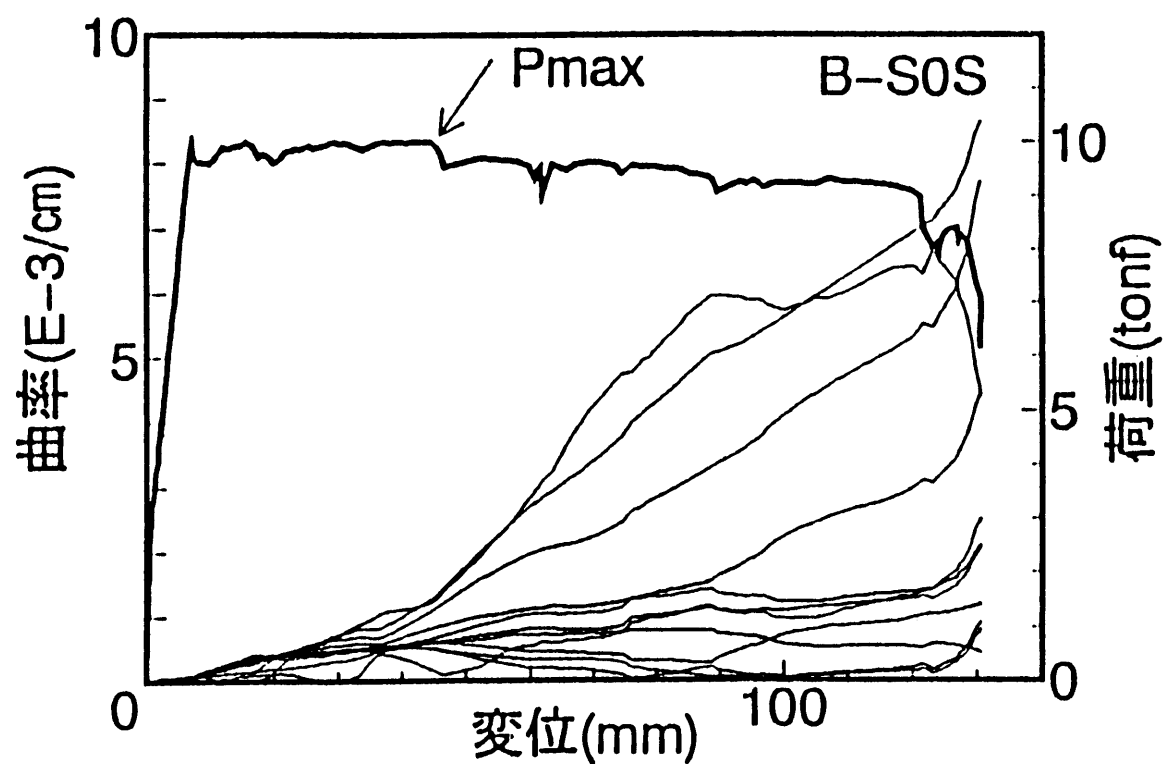


図 7 - 6 (b) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B - S 0 S)

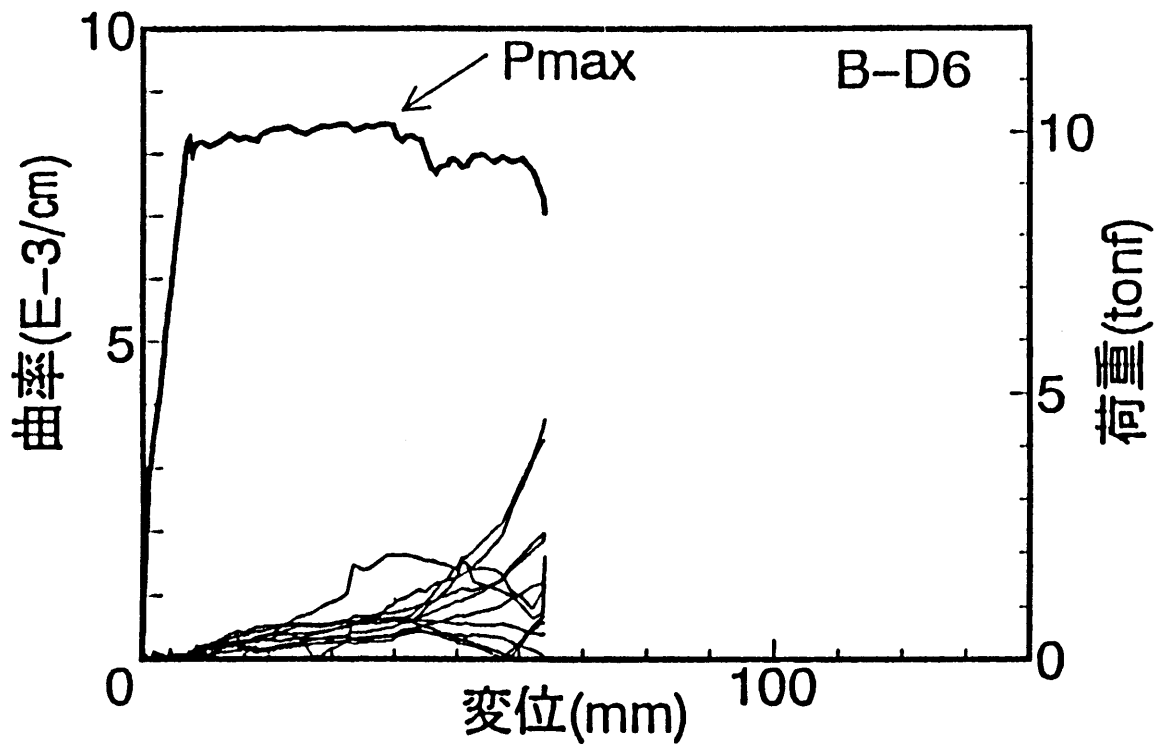


図 7 - 6 (c) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B - D 6)

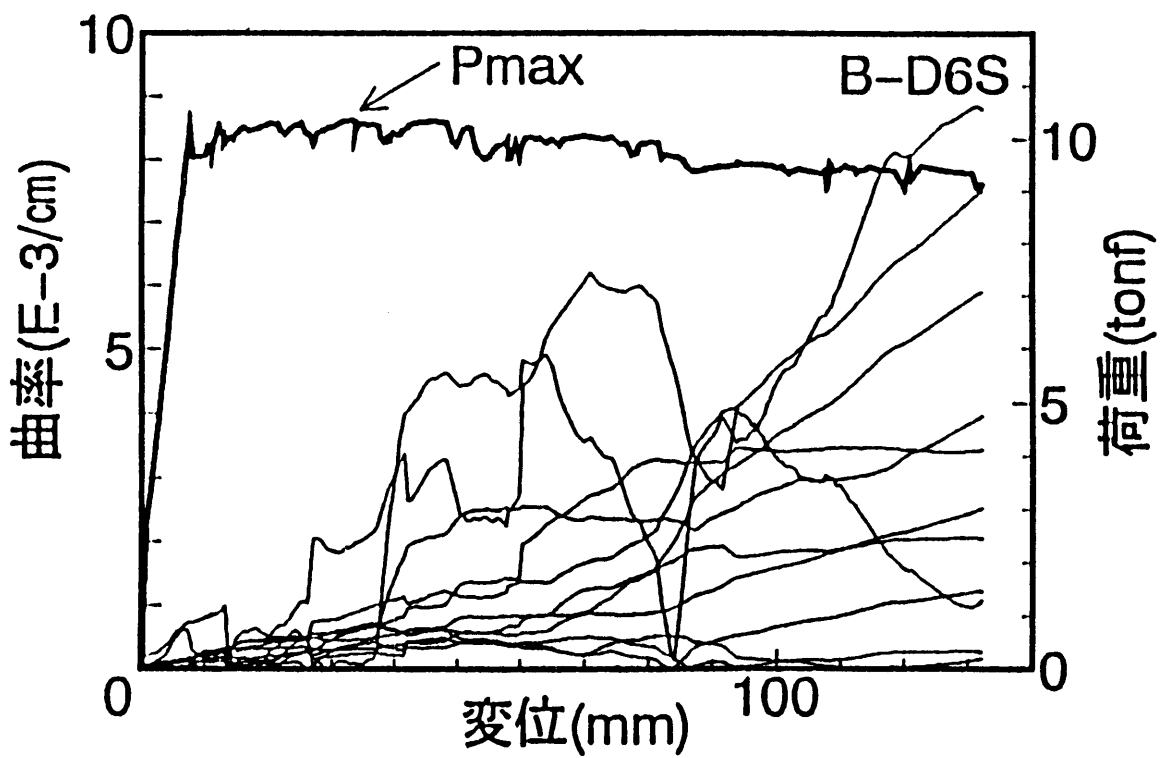


図 7 - 6 (d) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B - D 6 S)

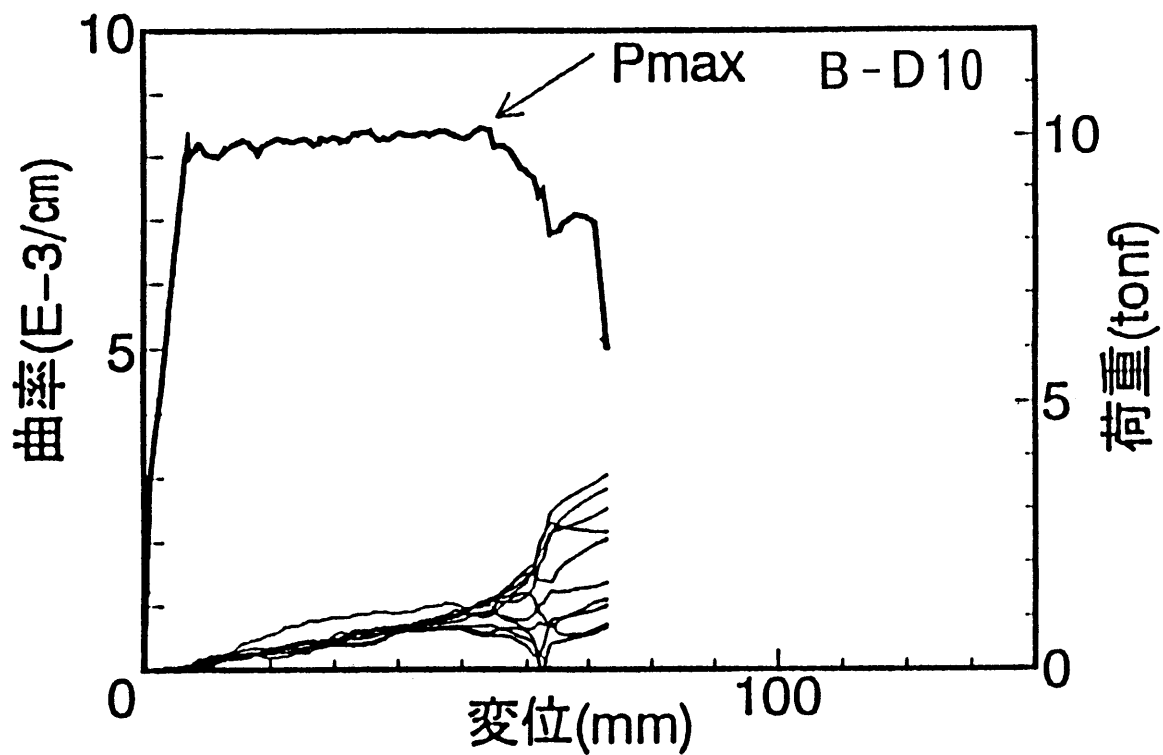


図 7 - 6 (e) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B-D10)

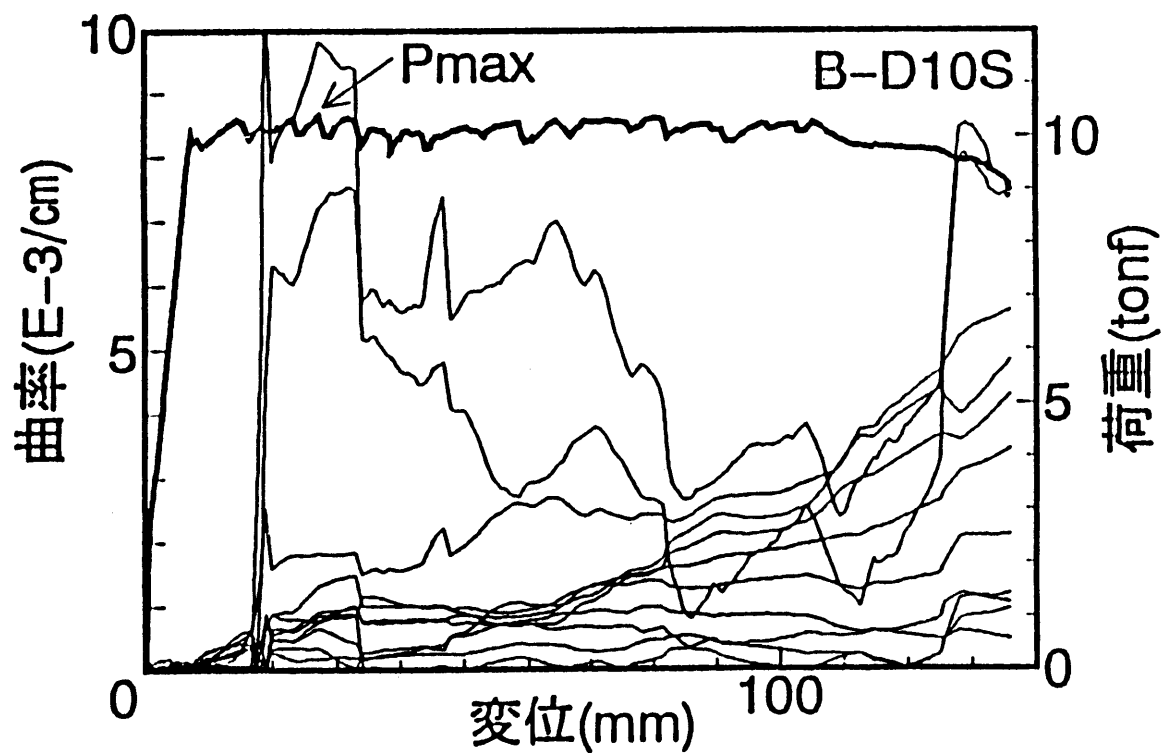


図 7 - 6 (f) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B-D10S)

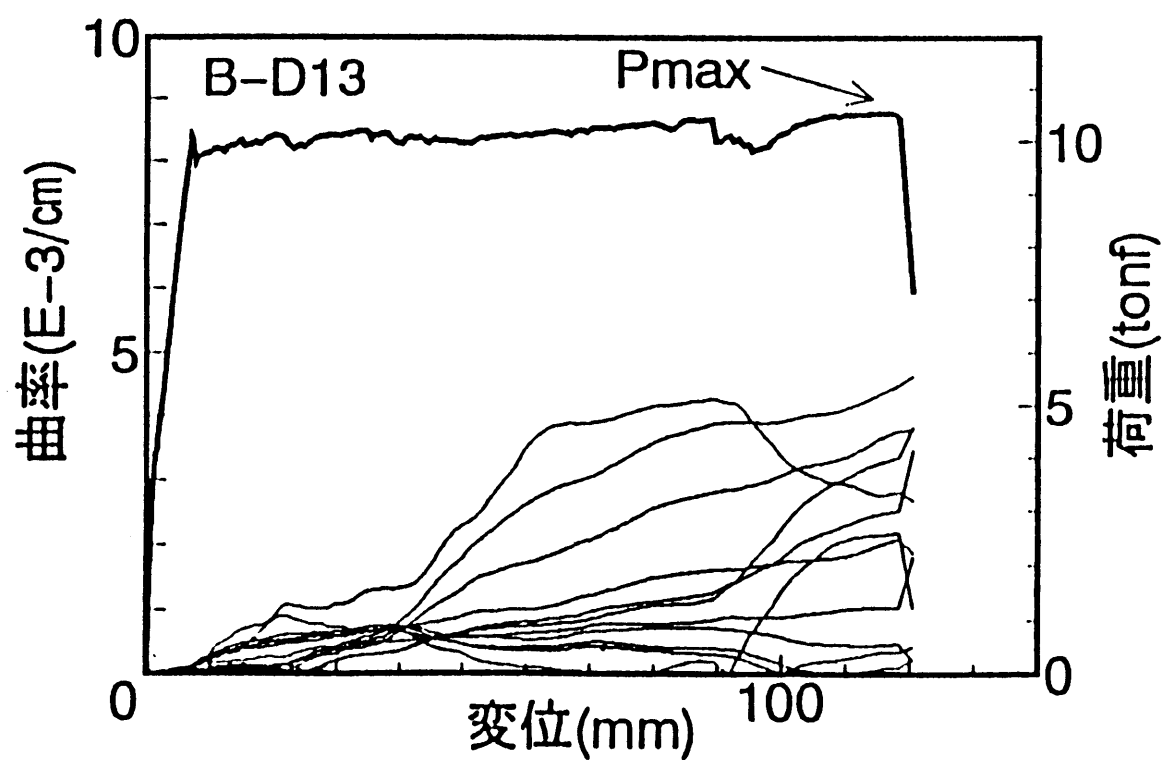


図 7 - 6 (g) 荷重変位曲線と曲率の変化 (B-D13)

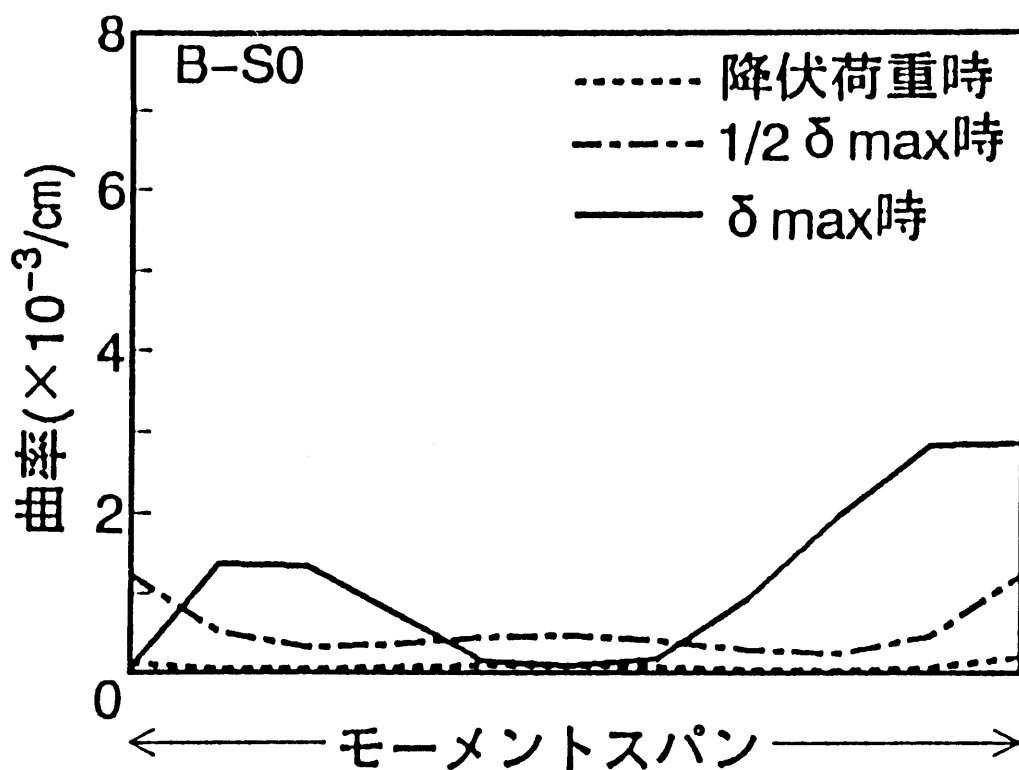


図7-7(a) モーメントスパン内の曲率分布の例(B-S0)

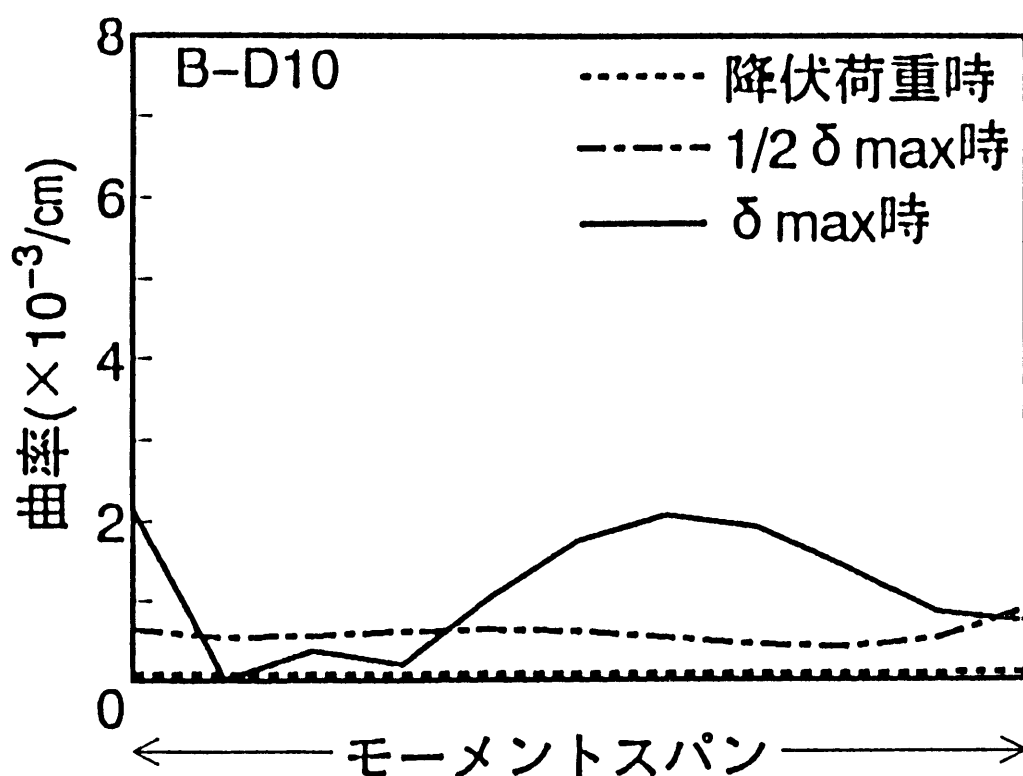


図7-7(b) モーメントスパン内の曲率分布の例(B-D10)

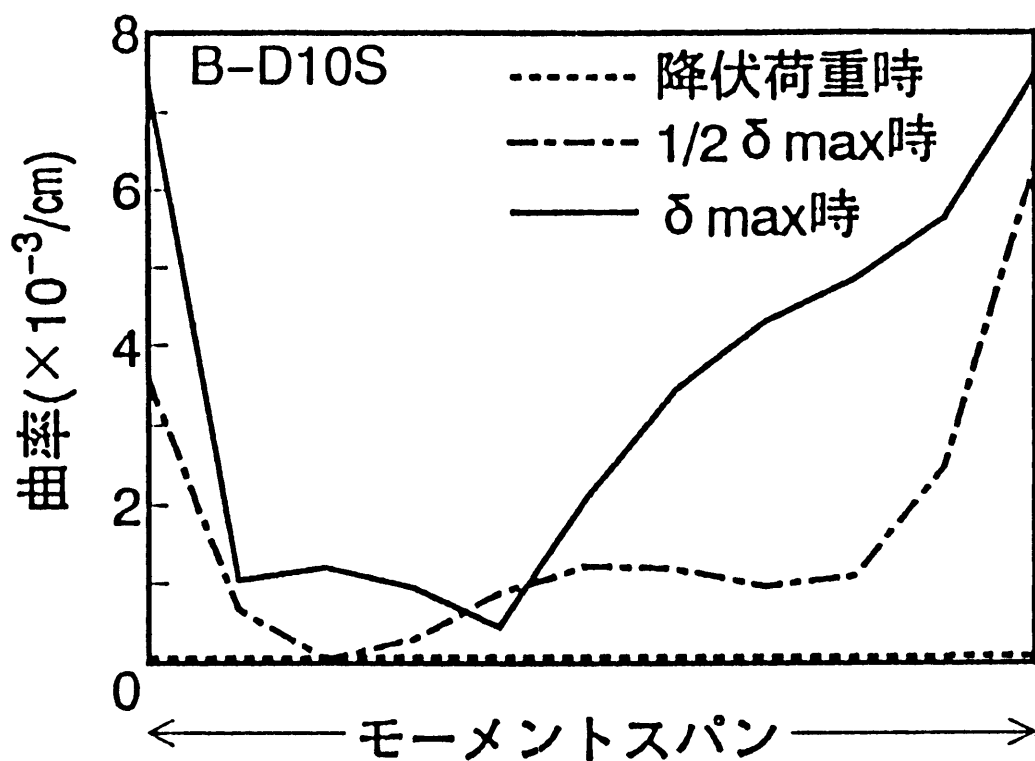


図 7 - 7 (c) モーメントスパン内の曲率分布の例 (B - D10S)

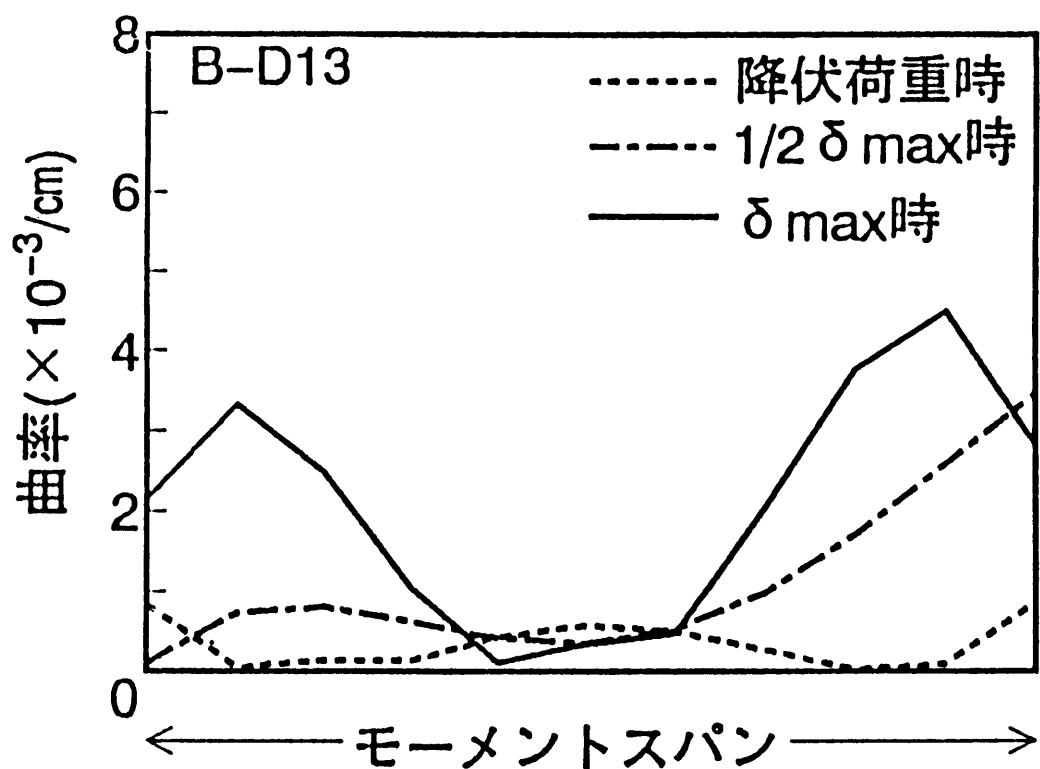


図 7 - 7 (d) モーメントスパン内の曲率分布の例 (B - D13)

第8章 結 論

本研究で得られた結論を以下に簡単にまとめ結論とする。

第1章では、本研究の背景および目的を示した。

第2章では、要素の挙動を軟化を含め種々変化させて、3要素系ならびに9要素系の破壊挙動を解析し、各種の破壊現象について検討した。静定系ならびに不静定系の耐力とエネルギー吸収量の特徴を明らかにし、これらの改善の一般的な方法について述べた。不静定系の耐力に各要素の強度を寄与させるうえで塑性変形が重要であるが、各要素のピーク時の変形が同程度であれば各要素の塑性変形量は大きくなってよいことを示した。分岐、変形の分散と局所化、スナップバックの各現象とその理由を視覚的に示した。強度の寸法効果の原因として、弱い層が形成されることによる強度低下、ならびに層内のひずみが不均一となることによる強度低下の2つの可能性を解析結果をもとに示した。

第3章では、曲げを受けるRCはりの破壊過程を特徴づける点として、引張鉄筋の降伏開始点、降伏終了点、破断点を取り上げ、これらの点をもとに、RCはりの破壊性状と鉄筋比の関係、ならびにRCはり断面のエネルギー吸収能に及ぼす材料特性と断面特性の影響について検討するとともに、RCはり断面の靱性を評価するためのパラメーターを提案した。曲げを受けるRCはりについて、引張鉄筋の降伏が生じる限界である降伏限界鉄筋比 p_y ならびに破断が生じる限界の破断限界鉄筋比 p_f を算定する式を、コンクリートの靱性すなわち応力ひずみ曲線下の面積を用いた形式で提案した。降伏終了点までにRCはり断面で消散するエネルギーを算定するための式を導くとともに、この断面の消散エネルギーに及ぼすコンクリートならびに鉄筋の材料特性および断面特性の影響について解析的に検討した。RCはり断面の消散エネルギーには、コンクリートの強度は直接は影響せず、コンクリートの靱性が影響することを明らかにした。また、RCはり断面の消散エネルギーに対する圧縮鉄筋の寄与としては、圧縮鉄筋自体が降伏変形するよりも引張鉄筋の降伏変形を増大させる効果が大きいことを明かにした。数値計算の結果ならびに載荷実験の結果より、通常、断面の消散エネルギーの大部分を引張鉄筋の降伏変形による消散エネルギーが占めることを明かにした。RCはり断面の靱性を評価するためのパラメーターとして、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点あるいは破断点に至る間の消散エネルギー W_{it} 、ならびに W_{it} をもとに算定される塑性回転能 $\phi_p (=W_{it}/M_u)$ を提案した。

第4章では、第3章で提案したRCはり断面の靱性を評価する手法の応用としてRCはり断面の設計条件として曲げ靱性と曲げ耐力の値が与えられた場合における断面の計算方法を、計算例によって示した。RCはりの曲げ靱性パラメーターとして、引張鉄筋の降伏開始点から降伏終了点までの間の引張鉄筋の降伏変形によるエネルギー吸収能 W_{it} 、あるいはその間の塑性変形能 $\phi_p (=W_{it}/M_u)$ を採用したことにより、RCはりの曲げ靱性を曲げ耐力と同程度の取り扱い易さでRCはり断面の設計計算に取り入れることが可能となった。

第5章では、高強度・高靱性を有する力学的に高性能なPC部材を開発をおこなった。PCはりの靱性値は断面定数および材料特性から定まるタフネス指数 γ によって概略の推定が可能であることを示した。ここで、靱性値は耐力が急激に減少する点に至るまでの加力エネルギーとして表される。圧縮鉄筋の配置や鋼繊維補強コンクリートの使用等によっ

て圧縮側コンクリートの靱性を増すことにより γ が大となり部材の靱性値が大となる。しかし γ が過大になるとP C鋼材の破断が生ずるため、鋼材破断を生ずることなく高靱性を確保する上での γ には上限が存在することを示した。部材の圧縮側および引張側に多量の鉄筋を配置して高いプレストレスの導入を行うことにより、ひびわれ耐力、最大耐力および靱性を高めることができた。

第6章では、コンクリート中の鉄筋の降伏後の挙動を明らかにするために、コンクリート中に埋め込まれた鉄筋の両引き試験を行った。その結果、丸鋼の場合には降伏後コンクリートと鉄筋との付着が切れ鉄筋のみの引張試験と同等となり荷重が上昇せずに変形が増大する降伏踊り場が存在するが、鋼材に異形鉄筋を用いた場合には降伏域の進展が拘束されることにより降伏点がやや上昇するとともに降伏踊り場がなくなり降伏後直ちに加工硬化域に入ることが確かめられた。コンクリートを鋼繊維補強コンクリートとすると、さらにコンクリートの受け持つ引張荷重の増加により、鉄筋の見かけの降伏点は上昇する。曲げを受けるR Cはりの荷重変位関係の算定にあたって、通常用いられている鉄筋のみの応力ひずみ関係のかわりに、両引き試験より得られたコンクリートに埋め込まれた鉄筋の応力ひずみ関係を用いることによって、荷重変位関係は実験値によく一致することを示した。

第7章では、R Cはりの降伏後の変形性状に及ぼす供試体寸法、圧縮鉄筋量、モーメントスパン内のスターラップの存在等の影響について実験的に検討した。その結果、部材変形能(δ_{\max}/L)は、圧縮鉄筋比(p'/p)が0.56の複鉄筋はりではほぼ一定となったが、単鉄筋はりでははり高さが大きくなるほど小さくなり、寸法効果が認められた。また、圧縮鉄筋比(p'/p)が0.23以下の複鉄筋はりでも、降伏後の最大変位量は増大せず、単鉄筋はりとはほぼ同程度であった。モーメントスパンにスターラップを配置した場合には、複鉄筋はりだけではなく単鉄筋はりの場合でも、圧縮域コンクリートをスターラップが拘束する効果により、この実験では最大変位量は2倍に増加した。モーメントスパンのたわみ分布から曲率を求める方法により、変形の局所化の様子を検出した結果、局所化は最大荷重点以降に顕著になる傾向が認められた。

今後、本研究で提案した靱性評価手法の精度をさらに高め、取り扱いを容易にするためには、なお検討が必要であると考ええる。まず、周囲のコンクリートが引張鉄筋の降伏域の進展に及ぼす影響の程度を、鉄筋比やかぶり等の条件も含めて定量的に検討する必要がある。また、圧縮鉄筋の座屈についての検討も必要がある。コンクリートについては、はり圧縮部における応力ひずみ関係と円柱供試体から求めた応力ひずみ曲線との関係について部材寸法の影響をも含めて検討が必要である。

謝 辞

本研究は著者が岐阜大学に大学院修士課程および助手として在籍した間に行った研究と、博士課程で行った研究をまとめたものである。その間、終始御指導，御鞭撻を賜った小柳治教授，ならびに六郷恵哲教授に深く感謝の意を表します。また、森本博昭助教授，内田裕市助教授には貴重な御助言と激励を戴きました。深く感謝いたします。本研究で行った実験のコンクリートの打設や実験データの整理には、中村康幸君（現KK白石），酒井康宏君（現名古屋市役所），吉田貴則君（現kk鹿島道路），鈴木直希君（現kk東海コンクリート工業），内藤和宣君（現kk大日本土木），竹田憲史君（現kk東海コンクリート工業），水町実君（現KK鴻池組）をはじめ数多くの方の援助を戴きました。深く感謝いたします。最後に、このような研究のための機会を与えて下さった関ヶ原工業株式会社および家族に感謝いたします。

参考文献

- 1) K. Rokugo, H. Iwase, Y. Uchida and W. Koyanagi: FAILURE BEHAVIOR AND STRUCTURAL DESIGN OF CONCRETE MEMBERS REINFORCED WITH CONTINUOUS FIBER REINFORCING MATERIALS, Int. Sym. Advanced Technology on Design and Fabrication of Composite Materials and Structures, 1993 (印刷中)
- 2) 岡田 清編: 最新コンクリート工学, 国民科学社, 1976
- 3) 六郷恵哲, 小柳 治, 岩瀬裕之: コンクリートの破壊における硬化と軟化, セメント・コンクリート論文集, 1993, pp. 390~395
- 4) 小柳 治, 六郷恵哲, 岩瀬裕之: RCはりの曲げ破壊過程と曲げ靱性に及ぼす材料特性の影響, 土木学会論文集第348号, V-1, pp153~162, 1984, 8
- 5) 小柳 治, 六郷恵哲, 岩瀬裕之, 近藤吉信: 曲げと軸力を受けるRCはりの破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集第11巻2号, pp45~50, 1989
- 6) 小柳 治, 六郷恵哲, 岩瀬裕之: 曲げ靱性と曲げ耐力を考慮したRCはり断面の設計計算法, セメント技術年報38, pp421~424, 1984
- 7) 小柳 治, 六郷恵哲, 岩瀬裕之, 酒井康宏: PCはりの塑性挙動とじん性設計に関する基礎的研究, 材料, 第36巻 第406号, pp744~750, 1987. 7
- 8) 小柳 治, 六郷恵哲, 岩瀬裕之: コンクリート中の鉄筋の応力ひずみ関係と曲げを受けるRCはりの終局挙動, 土木学会論文集, 第384号/V-7, 83~92, 1987年8月
- 9) 水町 実, 岩瀬裕之, 六郷恵哲, 小柳 治: RCはりの曲げ破壊における変形の局所化と寸法効果, コンクリート工学年次論文報告集第15巻2号, pp329~334, 1993
- 10) コンクリート標準示方書改訂小委員会: コンクリート標準示方書(平成3年版)改訂資料およびコンクリート技術の今後の動向, 土木学会, pp. 58~59, 1991
- 11) A. P. ルジャニーツィン著, 高岡宣善訳: 構造物の信頼性解析, 丸善, pp. 157~198, 1980
- 12) 小柳 治, 六郷恵哲: コンクリートの破壊と靱性評価, コンクリート工学, Vol. 20, No. 4, PP. 8~14, 1982年4月
- 13) Bieniawski, Z. T. : Mechanism of Brittle Fracture of Rock, Part 1 Theory of Fracture Process, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Vol. 4 pp. 395~406, 1967
- 14) 小柳 治, 六郷恵哲, 内田裕市: コンクリートの破壊現象の安定性とその計測, コンクリート工学, Vol. 20, No. 6, pp. 83~89, 1982年6月
- 15) JCI規準: 繊維補強コンクリートの圧縮強度及び圧縮タフネス試験方法(案), コンクリート工学, Vol. 21, No. 3, pp4~5, 1983年3月
- 16) 谷川恭雄, 畑中重光: 靱性改善のための複合技術とその動向, コンクリート工学, Vol. 21, No. 5, pp. 14~22, 1983年5月
- 17) 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縁ひずみに関する研究, 材料, 第24巻, 第260号, pp. 441~446, 1975年5月
- 18) 六郷恵哲, 岡田清, 小柳 治: 鉄筋コンクリートはりの曲げ破壊過程に関するエネルギー的考察, 土木学会第33回年講概要集, 第5部, pp. 245~246, 1978年9月

- 19) Okada, K., Koyanagi, W. and Rokugo, K.: Energy Dissipation in Flexural Failure Process of Reinforced Concrete Beams, Memoirs of Fac. of Eng., Kyoto Univ., Vol. 42, pp. 209~227, April, 1980
- 20) Iqbal, M. and Hatcher D.S.: Post-crushing Behavior of Unbound Concrete Beams, J. of St. Div., ASCE, Vol. 11, No. ST11, pp. 2303~2316, Nov. 1975
- 21) 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断面の終局特性について - 終局限界点の設定とその特性, セメント技術年報, 31巻, pp. 447~481, 1977年
- 22) 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 (P R C) 曲げ部材断面の終局特性について - 算定式と算例による考察 -, セメント技術年報, 第32巻, pp. 436~439, 1978年
- 23) 鈴木計夫, 中塚 信, 榎本秀文, 角 一行: P CおよびR C梁部材の終局域特性について, セメント技術年報, 第36巻, pp. 433~437, 1980年
- 24) 鈴木計夫, 中塚 信, 阿波野昌幸: P R C梁部材断面の終局限界点とその特性, セメント技術年報, 第36巻, pp. 470~473, 1982年
- 25) 小柳 治, 六郷恵哲, 内田裕市, 岩瀬裕之: 複鉄筋コンクリートはりの靱性評価, 第5回コンクリート工学年講論文集, pp. 333~336, 1983年
- 26) 矢村 潔: 鉄筋コンクリートはり部材の塑性挙動とその設計への適用に関する基礎的研究, 京都大学博士論文, 1979年
- 27) Hognestad, E., Hanson, N.W., McHenry, D.: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI J. Proc. Vol. 52, No. 4, pp. 455~480, 1955
- 28) ACI Committee 439: Effect of Steel Strength and of Reinforced Ratio on the Mode of Failure and Strain Energy Capacity of Reinforced Concrete Beams, ACI J. Proc. Vol. 66, No. 3, pp. 165~173, 1969
- 29) 小阪義夫, 森田司郎: 鉄筋コンクリート構造, 丸善, 1975年
- 30) 土木学会: プレストレストコンクリート標準示方書, 昭和53年
- 31) ACI: Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI318-83), 1983
- 32) CEB-FIP: International System of Unified Standard Codes of Practice for Structures, Vol. II, 1977
- 33) BSI: British Standard Structural Use of Concrete Part 1, 1985
- 34) 坂 静雄: 鉄筋コンクリートの研究, 産業図書, 昭和29年,
- 35) Azimi, M.A.: 高強度コンクリートに関する基礎的研究, 京都大学学位論文, 昭和56年
- 36) Mattock, A.H., Kriz, L.B. and Hognestad, E.: Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, ACI Journal, Feb., pp. 875~928, 1961
- 37) 小柳 治, 六郷恵哲, 大野定俊, 岩瀬裕之, 山内 茂: R Cはりの破壊過程とエネルギー消散, 土木学会中部支部講演概要集, pp. 306~307, 1982年
- 38) 小林一輔, 魚本健人, 西村次男, 古越 仁: 鋼繊維補強コンクリート部材の曲げ特性に関する研究, 繊維補強コンクリートに関するシンポジウム, JCI, pp. 37~46, 1984
- 39) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 昭和53年
- 40) 三橋博三, 白井伸明, 六郷恵哲: コンクリート構造への破壊力学の応用, コンクリート工学, Vol. 30, No. 6, pp. 5~17, 1993年