

土木研究所資料

正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート 部材のせん断強度に関する検討

平成10年3月

建設省土木研究所
材料施工部コンクリート研究室

Copyright © (1998) by P.W.R.I.

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

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



土木研究所資料
第3573号1998年3月

正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート 部材のせん断強度に関する検討

コンクリート研究室 室長 河野 広隆
主任研究員 渡辺 博志

要 旨

本報告書は正負交番荷重が作用する場合の鉄筋コンクリート部材のせん断強度、せん断抵抗メカニズムについて載荷試験に基づいた検討を行った結果を報告するものである。正負交番荷重が作用する部材では、コンクリートの負担するせん断力の低下は避けられないが、せん断補強鉄筋を配置し、これによる拘束効果が有効に作用すれば、ある程度のコンクリートによるせん断力の負担は期待できることを示した。また、せん断破壊を防止するためにはせん断補強鉄筋による拘束効果を保つことが重要であることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、せん断、終局強度、じん性、せん断補強鉄筋

まえがき

鉄筋コンクリート部材の耐震性を確保するためには、その破壊形態をじん性に富む曲げ破壊型とし、せん断破壊を防止することが非常に重要である。兵庫県南部地震による鉄筋コンクリート橋脚の被災事例でも、せん断破壊を生じた構造物は、曲げ破壊型の構造物に比較して損傷程度も大きく、最悪の場合倒壊した事例も見受けられた。このように、鉄筋コンクリート構造物の地震時の信頼性を確保するうえで、せん断破壊の防止は必要最低限の条件であると考えられる。

これまで、鉄筋コンクリート構造物のせん断力に対する設計方法はおおむね確立されたと言って良い段階であるが、いずれも、単調増加荷重を想定した設計方法であり、地震荷重のように正負交番荷重が作用する場合の設計方法については、十分確立したとは言い難い状況にある。

この理由として、鉄筋コンクリート部材の強度計算は、曲げ強度（破壊抵抗曲げモーメント）については、平面保持の仮定に基づいて精度良く算定できるが、せん断強度については、その算定精度が低いこと、また、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムそのものが明確にされていないため、単調荷重が作用していることを想定した設計方法を、そのまま正負交番荷重作用時に拡張してよいかどうかははっきりしない事が理由として挙げられる。その一例として、正負交番荷重が作用した場合、コンクリートの負担するせん断強度の低下が予想されるが、これを定量的に評価するには、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムについて、再検討を行い、これを明らかにしなければならないであろう。

ここでは、以上の経緯から、正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度の算定方法を確立することを目的として、載荷試験に基づく検討を行った。

本報告書はその検討結果を報告するものである。

目次

第1章 概要	1
第2章 終局時のせん断力に対する設計法	2
2.1 概要	2
2.2 現行の設計方法	2
2.3 我が国におけるせん断力照査方法の変遷	2
2.4 せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断ひび割れ後の V_c について	4
2.5 正負交番荷重作用時におけるトラスアナロジー適用の問題点	5
2.6 正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度の低下に 関する既存の検討	6
2.7 本研究の目的	7
第3章 鉄筋コンクリート部材の正負交番載荷試験	8
3.1 試験方法	8
3.1.1 試験方法の概要	8
3.1.2 測定方法	8
3.1.3 供試体に用いた材料の試験結果	8
3.1.4 各供試体のせん断強度の計算結果	8
3.2 載荷試験結果の概要	13
3.2.1 破壊状況の概要	13
3.2.2 各供試体のピーク時荷重の推移	20
3.3 まとめ	20
第4章 部材の耐荷性能の低下とせん断抵抗メカニズムの変化に関する検討	21
4.1 検討方法	21
4.2 部材の変形成分の変化	21
4.2.1 RC柱部材の変形成分の分離について	21
4.2.2 各供試体の変形成分	22
4.3 RC部材のせん断強度の低下に関する検討	33
4.3.1 せん断強度の低下機構について	33
4.3.2 単調載荷時のひずみとせん断破壊との関連	34

4. 3. 3 片側繰返しを行った場合のせん断強度の低下	40
4. 3. 4 正負交番载荷におけるせん断強度の低下	43

第5章 結論	52
--------------	----

(参考文献)	54
--------------	----

(付録資料)	57
--------------	----

第1章 概要

R C部材の耐震性を向上するためには、じん性を確保することが重要である。じん性確保の重要性は広く認識されていて、これまでも、数多くの研究がなされ、じん性の評価方法についてもいくつかの提案がなされている。ところが、じん性の評価式についてのこれまでの提案を見ると、研究者によって捉え方が異なっている。主なものを挙げるとすると、R C部材の曲げ耐力とせん断耐力の比（以下耐力比）をパラメータとしたもの¹⁾、帯鉄筋によるコンクリートの拘束効果に着目し、コンクリートの応力ひずみ関係にこれを反映させることにより、じん性を評価するもの²⁾、両者の折衷的なもので、耐力比を基本としつつも、帯鉄筋による拘束効果も考慮しているもの³⁾、一方、耐力比では精度よいじん性評価式は得られないとし、多くの要因を変化させた載荷試験結果に基づいた評価式を提案するもの⁴⁾もある。その他、主鉄筋の座屈性状に着目したもの⁵⁾、解析的手法によるもの⁶⁾等、様々な角度から検討が進められてきた。このように、じん性の評価に際し、考え方そのものが異なるのは、部材の破壊メカニズムが部材の配筋状況・形状寸法などの条件により様々に変化することが一つの要因と考えられるが、部材の強度低下するプロセスが非常に複雑であり、研究が進められてはいるものの^{7,8)}、そのメカニズムが十分明らかにされていないことも一因と考えられる。特に、正負交番荷重が作用する場合、部材のせん断抵抗メカニズムが単調載荷時とは異なり、主鉄筋降伏後せん断破壊に破壊モードが移行すると指摘されているが、このプロセスを適切に追跡することは、非常に困難であろう。

しかし、荷重の繰り返しによる部材強度の低下状況を把握することは、非常に重要であり、適切なじん性の評価方法を確立する上で不可欠であるものと考ええる。

このような背景から、本研究は、正負交番荷重が作用するR C部材の強度低下プロセスを載荷試験によって追跡し、特にせん断抵抗のメカニズムの変化について、検討を行うこととした。

第2章 終局時のせん断力に対する設計法

2. 1 概要

鉄筋コンクリート部材にせん断力が作用した場合の終局時の設計方法について調査を行い、地震荷重のような正負交番荷重が作用する場合のせん断強度評価の際の問題点について検討を行うこととした。

2. 2 現行の設計方法

現在、我が国で用いられている設計法では、終局時のせん断力に対する照査で用いられるせん断強度は、修正トラス理論に基づいて行われるのが一般的である。ここで、修正トラス理論に従えば、鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、コンクリートによって負担されるせん断力(V_c)とせん断補強鉄筋によって負担される(V_s)を足しあわせることによって求められている。ここで、 V_c はせん断補強鉄筋のない鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験で得られるせん断強度に基づいて評価されている。一方、せん断補強鉄筋の寄与は、トラスアナロジーを考慮して評価している。すなわち、せん断ひび割れ発生後の鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構を、コンクリートの斜材の角度を 45° と仮定した静定トラス機構として表現し、せん断補強鉄筋に相当する鉛直部材が降伏した時点を持って、 V_s を評価している。これは、せん断補強鉄筋を有する部材の載荷試験において、せん断補強鉄筋のひずみを測定した結果を根拠として、定められたものである。ただし、単調増加荷重が作用する場合には、修正トラス理論で推定されるよりも、せん断補強鉄筋に作用する引張力は小さいと言われている。

正負交番荷重が作用する場合でも、この設計方法が採用されている。ただし、耐震設計を行う場合には、コンクリートの負担するせん断力 V_c を低減させる設計方法を採用する場合もある。一方、諸外国で採用されている設計法について、例えばニュージーランドの設計基準や、ACI-318では正負交番荷重が作用する場合は、 V_c は無視して、部材に作用するせん断力のすべてをせん断補強鉄筋で受け持つように規定している。

このように、現行の設計方法は基本的には修正トラス理論に基づいて、部材のせん断強度を算定しているが、一部の設計体系において、耐震設計を行う場合に限り V_c を0とするトラス理論を採用し、設計基準によって異なった考え方がなされている状況にある。

これは、 V_c の持つ意味、およびトラス理論の妥当性などが曖昧にされたままの状態であることが、原因であると考えられる。

2. 3 我が国におけるせん断力照査方法の変遷

次に、我が国の設計方法、特に、鉄筋コンクリート部材のせん断強度の評価方法の変遷について

調べ、 V_c の考え方、あるいはトラス理論の採用について、どのような扱いがなされてきたか述べる
こととする。

我が国の土木分野におけるせん断設計法の変遷をみると、修正トラス理論の考え方が導入された
のは比較的新しく、昭和55年の土木学会コンクリート標準示方書⁹⁾、あるいは昭和53年の道路
橋示方書で新たに採用されたている。それまでは、せん断ひび割れの発生が予想される部材につい
ては、コンクリートの負担するせん断力はないものとし、せん断力をすべてせん断補強鉄筋でまか
なうこととしている。

たとえば、昭和6年制定の土木学会コンクリート標準示方書によれば、コンクリートで負担する
せん断応力は平均せん断応力として、 4.5kgf/cm^2 とし、これを越えた場合はせん断補強鉄筋でまか
なうこととしている。当時の示方書の記述を要約すると次の通りである：

せん断補強鉄筋のないRC部材の載荷試験結果によると、せん断破壊時の平均せん断応力度は 12
～ 14kgf/cm^2 である。従って、設計で用いる平均せん断応力度の 4.5kgf/cm^2 という値は約3の安全率
を有していて、曲げ荷重が作用する場合の安全率よりも大きいのでせん断破壊を防ぐことができ
る。次に、せん断ひび割れ発生後の状況を考えれば、ひび割れ直前のコンクリートの引張ひずみは
高々 $200\mu\text{m/mm}$ であるので、せん断補強鉄筋に生じるひずみがこれに等しいとすると、鉄筋には
 400kgf/cm^2 強の引張応力しか作用しない。すなわち、コンクリートの斜め引張抵抗が最大限に発揮
される時点とせん断補強鉄筋が降伏する時点ではかなりの開きがあり、その両者が同時に最大の効
果を発揮することは考えられない。よって、せん断ひび割れが発生する部材では、その全せん断力
をせん断補強鉄筋でまかなうことを前提とする。

コンクリートのせん断抵抗は、ウェブコンクリートの斜め引張抵抗によること、ひび割れ発生後
のコンクリートの引張応力の伝達はないこと、を妥当とすれば、コンクリートのせん断への寄与を
ひび割れ後0とする考えは間違っていない。しかし、コンクリートによるせん断抵抗は、主鉄筋
のダウエル作用や圧縮域のコンクリートによって発揮されるものであり、ウェブコンクリートの斜
め引張抵抗のみで発揮されるものではないこと、またひび割れ発生後もひび割れ軟化曲線で示され
るように、コンクリートの伝達する引張応力は0とはならないこと、が知られていて、この部分を
無視してせん断補強鉄筋の必要量を算定すると、過大なせん断補強鉄筋量が算出されることとな
る。

昭和42年の土木学会標準示方書では、コンクリートの負担するせん断力を全く無視してせん断
補強鉄筋量を算出すると、過大なせん断補強鉄筋量を与えることになるが、この時点ではせん断ひ
び割れ後のコンクリートの寄与を定量的に明らかにできる段階に至っていないので、これを無視す
ることとしている。

ここで、斜めひび割れ発生以後のせん断抵抗は、すべてせん断補強鉄筋によってのみもたらされ
ると考えた場合、荷重作用によって部材に生じる平均せん断応力度が許容値を超える場合と越えな

い場合とで配置されるせん断補強鉄筋量は不連続となる。

このような反省の元から、昭和53年の道路橋示方書コンクリート橋編および昭和55年土木学会コンクリート標準示方書の改訂において、斜めひび割れ発生後もコンクリートの負担するせん断抵抗を考慮した設計方法に改められたものと考えられる。⁹⁾

2. 4 せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断ひび割れ後の V_c について

現在の設計法において用いられている修正トラス理論における V_c はせん断補強鉄筋を有しない鉄筋コンクリート部材のせん断載荷試験から導かれたものである。すなわち、このようにして定められている V_c はコンクリートの斜め引張抵抗をとらえたものであり、斜めひび割れ発生後のせん断抵抗とは異なったものであり、斜めひび割れ発生後も V_c が保存される保証は全くない。この点に対する疑問は、すでにACI-ASCE joint committee 326 (1962)¹⁰⁾ですでに議論されていることが、文献11で紹介されている。この時点では、せん断補強鉄筋を有するRC部材のせん断載荷試験結果が多くないこと（これは、せん断補強鉄筋を有するRC部材がせん断破壊を起こすことはまれであり研究対象としての興味に欠けること、せん断補強鉄筋を有しないRC部材のせん断に関する検討は一般に困難であり、せん断補強鉄筋がこれに加わることにより一層解析が困難となることによるとされている）から、結論は明確にはされていない。ただし、せん断補強鉄筋を有しないRC部材から得られるコンクリートのせん断抵抗と、せん断補強鉄筋を有しているRC部材のせん断ひび割れ発生後のコンクリートのせん断抵抗はメカニズム的には異なっていること、しかし、せん断補強鉄筋を有しているRC部材のせん断ひび割れ発生後のコンクリートのせん断抵抗は、せん断補強鉄筋を有しないRC部材から得られるコンクリートのせん断抵抗と同等であると見なうること、は述べられている。以後、コンクリートのせん断抵抗に関する検討が行われ、ダウエル作用や骨材のかみ合わせ作用、圧縮域のコンクリートによるせん断伝達といった、各コンポーネントに関する実験的検討や、有限要素法などによる解析的検討は行われたが、この問いに対する明確な答えは得られないままとなっている。現在では、修正トラス理論の採用は世界各国で行われ、これに対する疑問がもたれることはなくなった。

確かに、単調増加荷重の下でRCはり部材のせん断載荷試験を行い、せん断補強鉄筋の引張ひずみを測定すると、修正トラス理論から導かれる引張ひずみよりも小さく、安全側の評価を与えることが多い。これは、斜めひび割れ後もコンクリートの引張抵抗が完全には消失していないこと（ひび割れ軟化）、トラス理論で言うところのコンクリートの圧縮斜材の角度は 45° よりも小さく、ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の断面積はより大きくなること、等に起因しているものと考えられる。

しかし、このような結論は部材に作用する荷重が単調増加荷重の場合、また、部材に生じている塑性変形が大きい領域に限定した場合、すなわち主鉄筋降伏以前での場合に限定してのことである。部材に正負交番荷重が作用したり、あるいは主鉄筋が降伏し、大きな残留ひずみが生じている状態では、必ずしも妥当であるとはいえない。

2. 5 正負交番荷重作用時におけるトラスアナロジー適用の問題点

せん断ひび割れ発生後のRC部材のせん断抵抗メカニズムを、静定トラスに置き換えて考えることは、ごく一般的に行われている。ここで、コンクリートの応力状態は、主として斜め圧縮応力が生じていると考えられていて、これを仮想圧縮斜材に置き換えて、トラスの形成を想定している。この圧縮斜材は通常その傾きが 45° と仮定する。

これまでは、圧縮斜材の角度を固定することに対する疑問、あるいは、斜めひび割れを生じたコンクリートに対し、完全な圧縮応力場を仮定しているが、実際には、ひび割れを介した引張応力の伝達があるのではないかと疑問がもたれてきた。これを反映して、仮想トラスにおける圧縮斜材の角度を変化させたり、あるいはコンクリートの引張抵抗を考慮するための工夫をするなどの改良もなされたが、基本的な考え方は変化していない。

ここで、図-2.1に示したa-a断面では、コンクリートに生じている斜め圧縮力の分力（縦方向）によりせん断力に抵抗している。せん断補強鉄筋は、この圧縮斜材を保持する作用を持っているが、せん断補強鉄筋が直接せん断力に抵抗しているわけではない。そして、図-2.1のせん断抵抗機構を静定トラスに置き換えた場合、圧縮斜材に作用する圧縮力と、せん断補強鉄筋に生じる引張力は、変形状態如何に関わらずトラス接点での力の釣り合いにより、一対一に対応する。すなわち、圧縮斜材に生じている圧縮力が低下すれば、せん断補強鉄筋に生じる引張力も力の釣り合い条件から低下せざるを得ないモデルとなっている。この点が、トラス理論の持つ問題点の一つと考えられる。正負交番荷重が作用し、荷重の反転によりにもひび割れが生じた段階では、圧縮斜材が受け持つ圧縮力は当然低下する。この結果、コンクリートの負担するせん断力は低下するので、本来であれば、せん断補強鉄筋に生じる引張応力は増加するはずである。ところが、静定構造のトラスで置き換えたがために、圧縮斜材の負担する圧縮力の低下は、せん断補強鉄筋の引張応力を逆に小さくすることにつながる。この結果は明らかに合理的であるとはいえない。

一方、せん断ひび割れが生じた後の部材のせん断抵抗のうち、コンクリートの負担するせん断力の一部は、圧縮応力の作用するコンクリートによるせん断力の伝達によって発揮されていると言われている。ところが、この圧縮力はトラス機構でも考慮されているものである。すなわち、トラス機構を想定し、コンクリートの圧縮斜材によりせん断力の負担が行われたと考え、トラス機構によるせん断力の負担と、これとは全く独立に想定されている V_c の一部との区別が非常に不明確になってしまう。

図-2.1において、せん断力の釣り合いをb-b断面で考えると、せん断力の一部はせん断補強鉄筋によって直接的にまかなわれることが明確になる

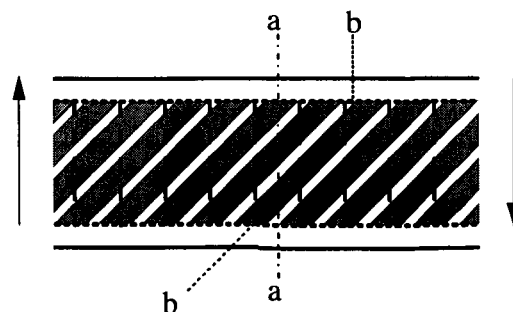


図-2.1 トラス機構

が、同時に、圧縮力を負担するコンクリートによるせん断力の伝達も、同時にトラス理論の中に組み込まれてしまうため、一層トラス機構に基づいて評価されるせん断力と、 V_c との区別が付かなくなる。

このような問題点から、せん断ひび割れが生じた後の、 V_c の意味合いや、正負交番荷重が作用する状況での V_c の低下について議論する場合、静定トラスによってせん断抵抗メカニズムを表現することは適切ではないと考えられる。

従って、本研究では、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗メカニズムを検討する上で、トラス理論による考え方は用いないこととした。具体的に

は図-2.2に示すせん断抵抗メカニズムを想定した。すなわち、せん断ひび割れ面を想定し、このせん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋に生じている引張力によってせん断力が負担され、これを V_s とする。コンクリートの負担するせん断力の成分としては、せん断ひび割れ面に沿って伝達されるせん断力、および圧縮側コンクリートで伝達されるせん断力、さらに、主鉄筋のダウエル作用により発揮されるせん断力も、 V_c の一部であるものと考えた。

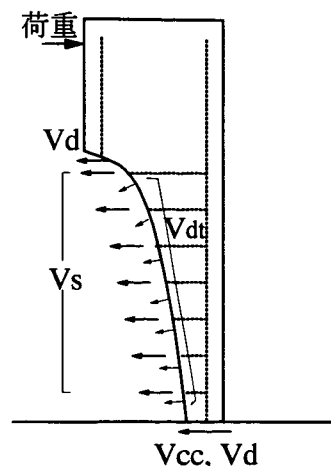


図-2.2 想定したせん断抵抗メカニズム

2. 6 正負交番荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度の低下に関する既存の検討

R C部材が正負交番荷重を受ける際のせん断強度は、単調荷重を受ける場合と異なっている。正負交番荷重が作用する場合は、単調荷重が作用する場合と比較して、コンクリートの負担するせん断強度の扱いが特に問題となる。通常、せん断力の作用するR C部材の設計法では、せん断強度は、せん断補強鉄筋による寄与をトラスアナロジーで考慮し、コンクリートの負担するせん断力をこれに累加する方法が採用されている。 V_c はせん断補強鉄筋の無いR C部材の載荷試験で得られるせん断強度としている。しかし、せん断補強鉄筋を有しているR C部材でせん断ひび割れ発生後のせん断強度の照査に用いる V_c は、断面の圧縮領域のコンクリートによるせん断力の伝達や主鉄筋のダウエル作用などによって負担されるものであり、必ずしもせん断補強鉄筋がないR C部材の載荷試験で得られるせん断強度と同一とは限らない。¹⁰⁾ 正負交番荷重が作用する場合では、部材断面の両側に引張残留変形が生じるため、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が阻害され、これが正負交番載荷における V_c 低下の要因の一つとして指摘されている。¹²⁾¹³⁾ これを確認するため、Wightらは、軸圧縮力を導入した供試体の正負交番載荷試験を実施し¹⁴⁾、軸圧縮力が大きい方が荷重の繰り返しによるせん断強度の低下が小さいとの実験結果を得ている。このため、正負交番荷重

が作用する場合では V_c は上記の理由で低下することがさけられないので、部材に作用するすべてのせん断力は、せん断補強鉄筋でまかなうべきであるとの結論を導いている。Pauley, Gosainらも過去に実施された載荷試験結果から、同様の結論を下している。¹⁵⁾¹⁶⁾ V_c を期待せず V_s のみでせん断力を負担する設計方法は確かに安全側の結果をもたらすものであるが、 V_c は圧縮域のコンクリートによるせん断負担のみから構成されるものではないと考えられる。Priestlyらもこの点を指摘していて、実験データの分析に基づき V_c の低減係数を導いている。¹⁷⁾ここで提案されている V_c の低減係数は、部材に生じている塑性変形量の関数として提案されているが、下限値は0ではなく、単調載荷時の約1/3を下限に設定している。¹⁷⁾しかし、この低減係数は実験結果の回帰から導かれたものであり、必ずしもその根拠は明確ではない。

2. 7 本研究の目的

前節で述べたように、これまで正負交番荷重が作用するRC部材のせん断強度の低下と部材のじん性率の関連について多くの検討がなされてきたが、せん断強度の低下のメカニズムについては、必ずしも明らかにされているとはいえない状況にあると考えられる。本研究では、RC柱部材の正負交番載荷試験を実施し、部材の横方向の変形、軸方向の変形などを測定することにより、正負交番荷重が作用するRC部材のせん断耐力の低下のメカニズムについて明らかにすることを目的とした。

第3章 鉄筋コンクリート部材の正負交番載荷試験

3. 1 試験方法

3. 1. 1 試験方法の概要

ここでは、せん断破壊もしくは曲げ降伏後せん断破壊するRC部材のせん断抵抗メカニズムを検討し、 V_c の低下状況を把握することを目的として、RC供試体の載荷試験を実施した。供試体は、RC橋脚を模した、柱・フーチングタイプの部材である。変動させた要因は、帯鉄筋量および載荷方法である。表-3.1に各供試体の共通の条件、表-3.2に個別に設定した条件を示す。供試体の番号は300番台、500番台、700番台の3通りの番号を付しているが、番号が大きいものほどせん断補強鉄筋量は多い設定となっている。

載荷には、ストローク400mm、容量750kNの水平アクチュエータを用いた。軸力は作用させず、水平加力のみとしている。なお、交番載荷を行った供試体は、表-3.2に示す載荷点変位振幅を保ったまま載荷を繰り返し、繰り返し回数が30回を数えてもなお荷重低下の認められない場合は、振幅を増大させた。ここで、柱の降伏時の変位 δy は、柱基部においてひずみゲージにより測定した引張主鉄筋のひずみが降伏点に達した時点としている。 δy の値は、各供試体で多少の差はあったが、いずれもほぼ18mmであったので、ここでは、一律に $\delta y=18\text{mm}$ と設定した。

図-3.1に供試体の緒元を、図-3.2に供試体の断面図を示す。

3. 1. 2 測定方法

本実験では、供試体の変位、主鉄筋および帯鉄筋のひずみのほか、柱部分のコンクリートの相対変位も測定している。測定箇所を図-3.3に示す。

3. 1. 3 供試体に用いた材料の試験結果

供試体に用いたコンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表-3.3および表-3.4に示す。

3. 1. 4 各供試体のせん断強度の計算結果

次に、今回実験を行った供試体のせん断強度および、曲げ強度の計算結果について示し、せん断強度に関する各供試体の設定について述べることとする。

せん断強度の算出方法は、従来の設計方法と同様、コンクリートの負担するせん断力と、せん断補強鉄筋の負担するせん断力を足しあわせることによって求めた。なお、コンクリートの負担するせん断力は、せん断補強鉄筋の配置していない供試体No.1の載荷試験結果に基づいて、供試体ごとの圧縮強度の違いを補正して算定している。これは、載荷試験を行った供試体は、せん断スパン

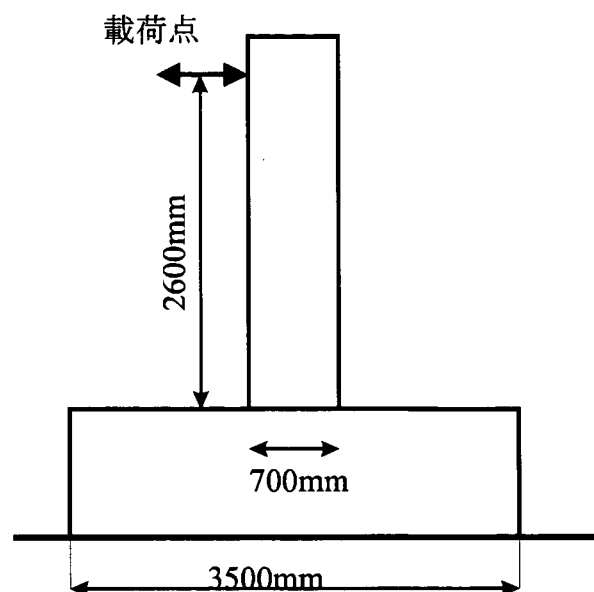
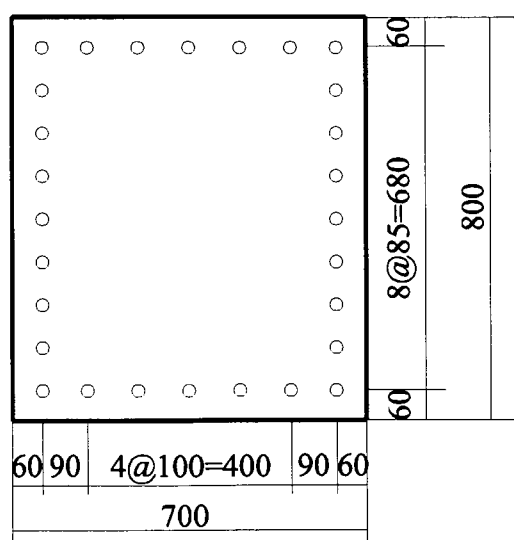
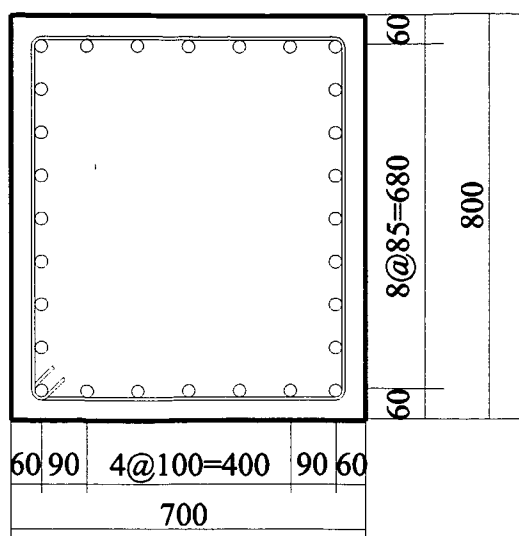


図-3.1 供試体の寸法

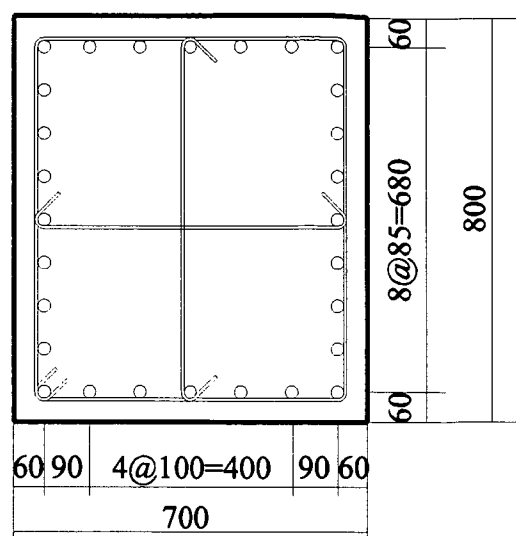


(a) 供試体No.1

図-3.2 供試体の断面図(その1) (単位mm)

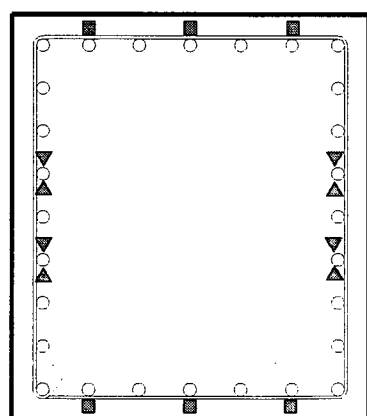


(b) 供試体No.301~No.306
供試体No.501~No.503



(c) 供試体No.701~No.702

図-3.2 供試体の断面図(その2) (単位mm)



▲ 主鉄筋ひずみ
測定位置

■ 帯鉄筋ひずみ
測定位置

図-3.3 ひずみ測定位置

表-3.1 供試体の共通条件

主鉄筋		28本×D25
主鉄筋比 (%)		2.77
断面寸法	幅(cm)	80
	高さ(cm)	70
	有効高(cm)	64
載荷点の高さ(cm)		260

表-3.2 供試体の個別条件

供試体 番号	帯鉄筋			載荷方法	
	径	配置間隔	中間帯鉄筋	方法	変位振幅
No.1	なし	-	-	単調	-
No.301	D6	8cm	なし	片側繰返	-
No.302	D6	8cm	なし	単調	-
No.303	D6	8cm	なし	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.304	D6	8cm	なし	正負交番	$\pm 2 \delta y$
No.305	D6	8cm	なし	正負交番	$\pm 5 \delta y$
No.306	D6	8cm	なし	正負交番	$\pm 4 \delta y$
No.501	D10	12cm	なし	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.502	D10	12cm	なし	正負交番	$\pm 2 \delta y$
No.503	D10	12cm	なし	正負交番	$\pm 4 \delta y$
No.701	D10	8cm	有り	正負交番	$\pm 3 \delta y$
No.702	D10	8cm	有り	正負交番	$\pm 4 \delta y$

表-3.3 コンクリートの材料試験結果(載荷時)

供試体 番号	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 *10 ⁴ (MPa)	割裂強度 (MPa)
1	34.3	2.9	3.0
301	41.8	3.2	2.9
302	39.8	3.0	3.1
303	40.0	3.1	2.9
304	37.9	2.9	2.9
305	38.1	2.8	2.5
306	38.9	3.0	2.5
501	32.6	2.7	3.1
502	34.4	2.8	3.0
503	40.1	2.9	3.2
701	29.4	2.6	2.5
702	34.8	2.6	3.0

表-3.4 鉄筋の材料試験結果

鉄筋種類	鉄筋径	降伏点 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
主鉄筋	D25	378	187
帯鉄筋	D6	334	181
帯鉄筋	D10	363	185

比・断面寸法・主鉄筋比はすべて同一であり、載荷試験時のコンクリートの圧縮強度がわずかに異なっていることと、せん断補強鉄筋量のみである。せん断補強鉄筋の配筋量が、コンクリートの負担するせん断力に影響を及ぼさないとすれば圧縮強度の違いのみを補正すればよいことになる。ここで、コンクリートの負担するせん断力は土木学会コンクリート標準示方書に示されているせん断強度式を参考として、圧縮強度の1/3乗に比例するものと仮定して補正を行った。

曲げ強度については、供試体のコンクリートの圧縮強度試験結果を用い、平面保持の仮定に基づいて行った。ここで、終局時は、計算上の断面の圧縮縁におけるコンクリートの圧縮ひずみが0.35%に達した時点とした。

各供試体のせん断強度および、せん断強度の曲げ降伏強度に対する比、ならびにせん断強度の終局時の曲げ強度に対する比の算定結果を表-3.5に示す。

供試体No.1はせん断強度が、ほぼ降伏時の曲げ強度に等しく、終局曲げ強度よりも小さい。このことから、供試体No.1は曲げ降伏時点付近でせん断破壊することが予想される。なお、実際には、曲げ降伏時直前でせん断破壊した。これに対し、せん断補強鉄筋を配置したこれ以外の供試体は、いずれも、せん断強度は終局曲げ強度を上回っていることから、単調増加荷重が作用した場合には、せん断破壊しないことが予想される。ただし、せん断補強鉄筋量の少ない供試体No.300番台については、その余裕はわずかであるため、計算精度によっては、実際のせん断強度が曲げ強度を下回り、せん断破壊することも予想される。

これに対し、供試体No.700番台については、計算上のせん断強度が曲げ終局強度の1.6倍確保されていて、せん断破壊が生じる可能性は非常に低いことが予想される。

供試体No.500番台の供試体はその中間的な設定となっているが、せん断強度の曲げ終局強度に対する余裕は20%程度であり曲げ破壊型の供試体といえる。ただし、せん断強度の余裕は小さく、場合によってはせん断破壊が生じる可能性はある。ただし、強度の算定精度から考えると、強度の算定誤差によってせん断破壊に移行することは考えにくく、せん断破壊が生じる場合は、何らかの要因（例えば、荷重の繰り返し作用）でせん断強度が低下することに起因するものと考えられる。

3. 2 載荷試験結果の概要

3. 2. 1 破壊状況の概要

供試体No.1は主鉄筋が降伏する以前に斜めひび割れが生じ、急激に耐荷力を失う典型的なせん断破壊の様相を呈していた。単調載荷および一方向載荷とした供試体No.301, No.302は斜めひび割れが圧縮側コンクリートに進展し、柱基部におけるせん断圧縮破壊の様相を呈しているのに対し、正負交番載荷を行った供試体は、X字状のひび割れが顕著に現れて、次第に耐荷力の低下を来していた。

各供試体のひび割れ状況を巻末の資料にまとめて示す。

図-3.4に各供試体の荷重変位関係の履歴を示す。これまで実験的にも明らかにされたように、同

表-3.5 各供試体のせん断強度の計算結果および曲げ強度との関係

供試体 番号	帯鉄筋 比(%)	V_{exp} (kN)	V_s (kN)	$V_{exp}+V_s$ (kN)	降伏強度 せん断強 度比	終局強度 せん断強 度比
1	0.00	510	0	510	1.06	0.80
301	0.10	544	157	701	1.45	1.10
302	0.10	535	157	692	1.44	1.10
303	0.10	536	157	693	1.44	1.10
304	0.10	527	157	684	1.42	1.10
305	0.10	528	157	685	1.42	1.10
306	0.10	531	157	688	1.43	1.10
501	0.15	501	235	736	1.53	1.20
502	0.15	510	235	745	1.55	1.20
503	0.15	537	235	772	1.60	1.20
701	0.33	484	529	1,013	2.10	1.60
702	0.33	512	529	1,041	2.16	1.60

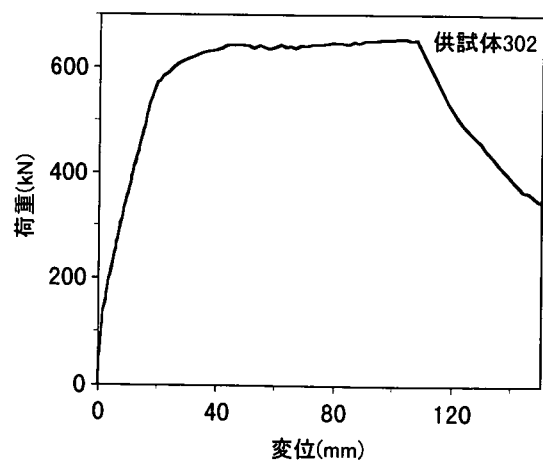
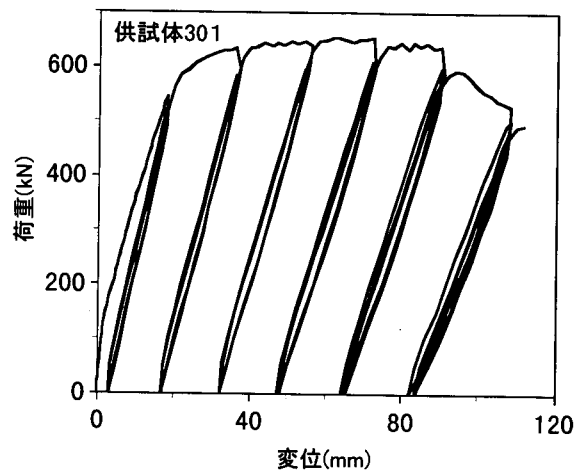
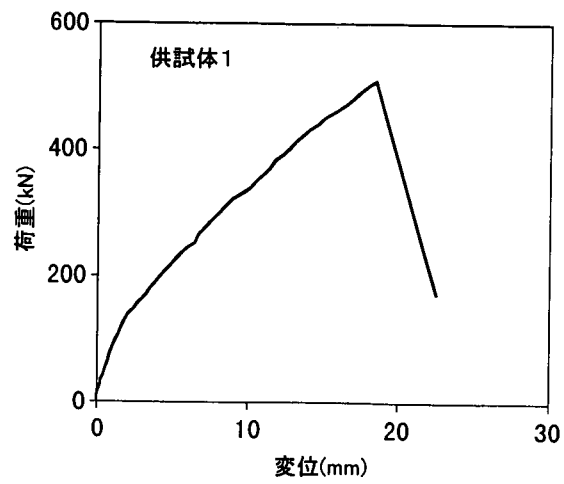


図-3.4 各供試体の荷重変位関係(その1)

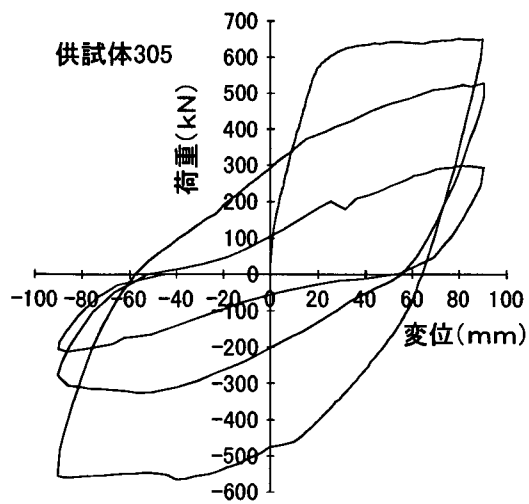
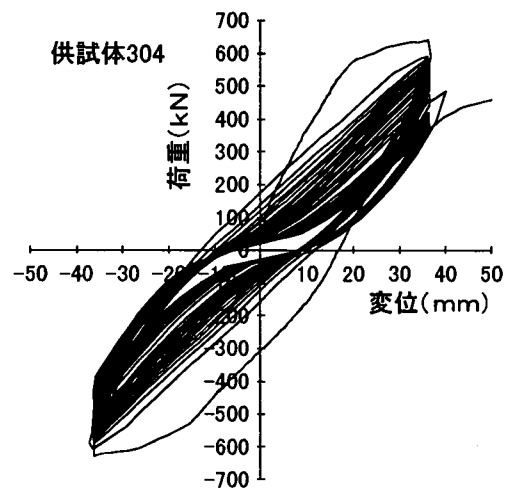
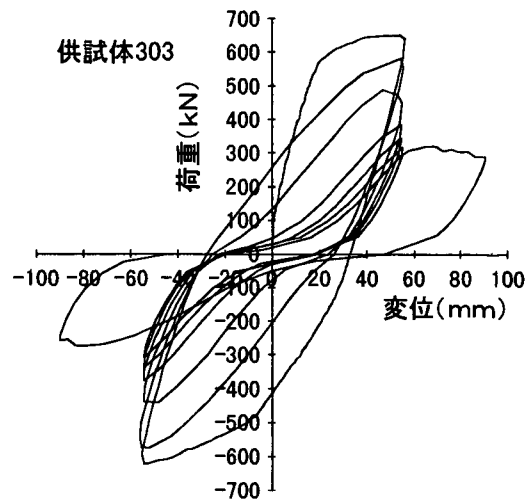


図-3.4 各供試体の荷重変位関係(その2)

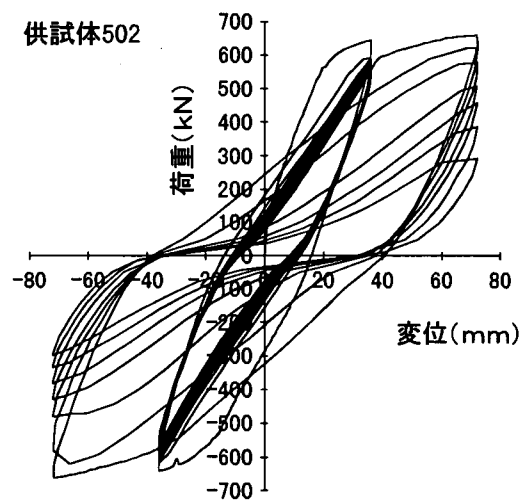
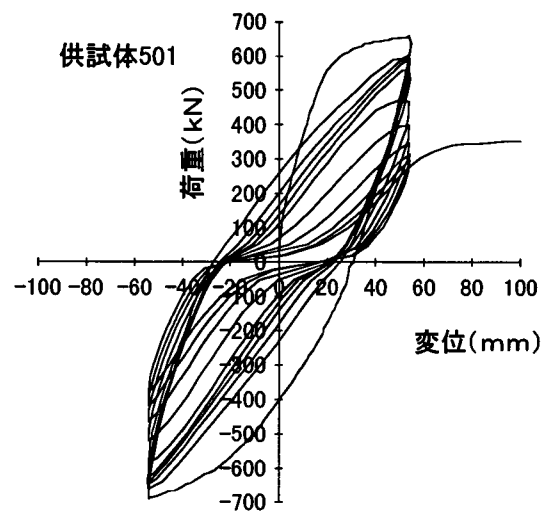
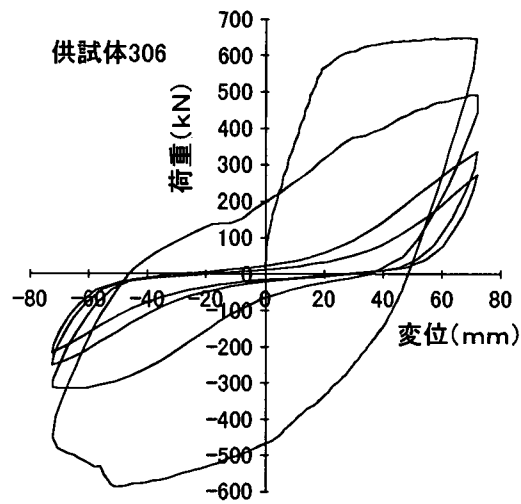


図-3.4 各供試体の荷重変位関係(その3)

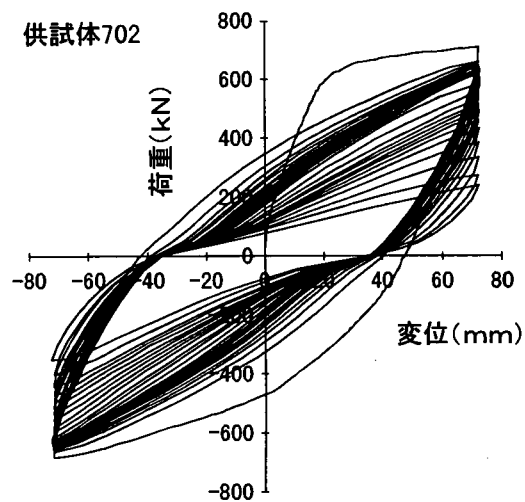
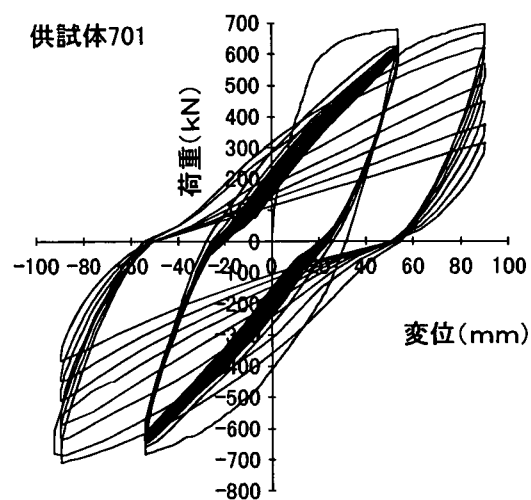
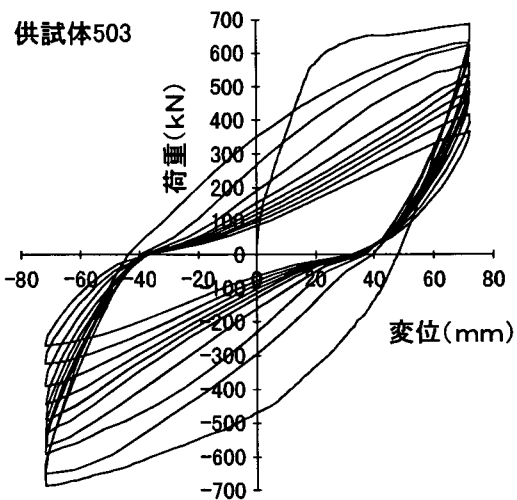


図-3.4 各供試体の荷重変位関係(その4)

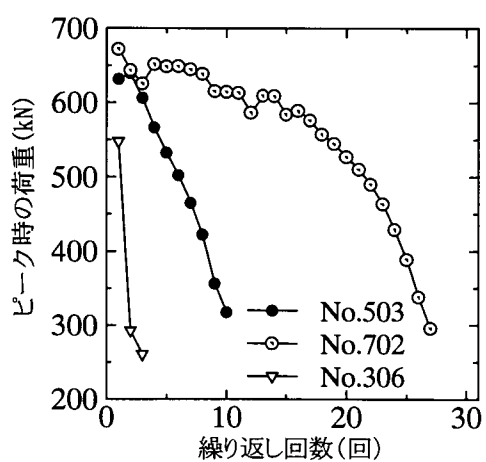
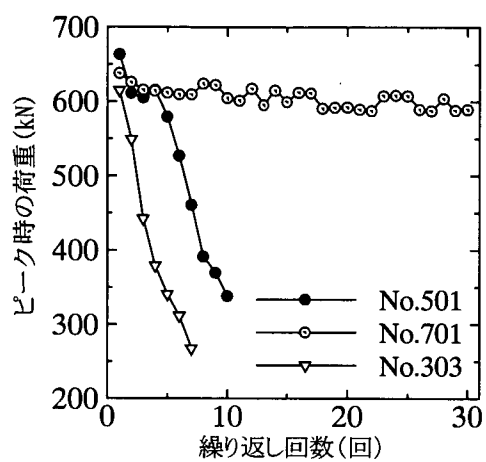
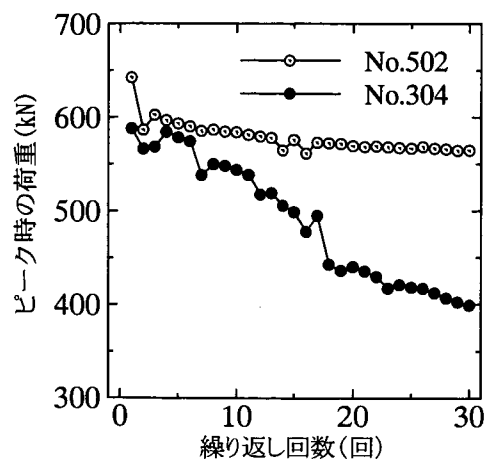


図-3.5 荷重の繰返しによるピーク時荷重の変動状況
 上:2 δy 載荷 中:3 δy 載荷 下:4 δy 載荷

一の帯鉄筋量であっても、正負交番載荷を行う場合と、単調載荷もしくは片側の繰り返し載荷を行う場合とでは、荷重の低下状況に大きな差があり、正負交番載荷とした場合は比較的小さな塑性変形でも荷重の低下が生じていることがわかる。また、片側の繰り返し載荷と単調載荷とでは、荷重変位関係の包絡線がほとんど変わらない。

3. 2. 2 各供試体のピーク時荷重の推移

正負交番載荷を行った供試体について載荷回数とピーク時荷重の変動状況を図-3.5に示す。ここで、図に示したピーク時荷重は正載荷と負載荷のそれぞれのピーク時の荷重の平均を示している。載荷点での変位振幅が $2\delta y$ から $4\delta y$ と増加するにつれて繰り返し回数の増加に伴う荷重の低下が著しくなっていること、また、同一の変位振幅で比較すれば、帯鉄筋量の多いほど荷重の低下割合は小さくなっていることがわかる。

このことから、繰り返し回数の増加に伴う荷重低下の程度は、荷重の繰り返しによる部材のせん断抵抗メカニズムの変化が関与しているものと思われ、せん断補強鉄筋を多く配置することによりせん断抵抗の劣化をくい止めることが可能であると考えられる。

しかし、ピーク時荷重の変動状況のみでは、せん断抵抗の関与が主であったのかどうかは必ずしも明確ではなく、変形性状に関する検討が必要になるものと考えられる。

3. 3 まとめ

ここでは、RC柱供試体の交番載荷試験方法の概要ならびに試験結果の概略を述べた。いずれにしても、載荷方法や載荷変位振幅あるいはせん断補強鉄筋量によって、部材の耐荷力の低下状況は大きく異なっていて、部材のせん断抵抗メカニズムの差が耐荷力の低下状況の差となって現れていることが予想される。次に、部材の変形状況および帯鉄筋のひずみ状況について詳細に検討し、このような結果が得られた原因についてさらに考察を加えることとする。

第4章 部材の耐荷性能の低下とせん断抵抗メカニズムの変化に関する検討

4. 1 検討方法

ここでは、荷重の繰り返しによるせん断強度の低下機構をより詳細に検討するため、部材の変形状況およびせん断補強鉄筋の引張力負担について調査を行った。

部材の変形状況の調査においては、変形成分を曲げ・せん断等に分離し、その変動状況を調査することにより、部材が繰り返し载荷により最終的にせん断破壊したのかどうか判断することを目的とした。

4. 2 部材の変形成分の変化

4. 2. 1 RC柱部材の変形成分の分離について

RC柱部材が水平力によって変形する場合、その変形成分は(1)曲げ変形 (δ_b)、(2)主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる回転変形 (δ_r)、(3)せん断変形 (δ_s) から構成されるものと考えられる。部材の载荷履歴に応じて、これらの変形成分の変動状況を把握することができれば、部材の荷重低下がなにによって引き起こされているのか、判断することが可能となる。

これまで、柱の変形成分を3成分に分離して、変形状態をより詳細に捉えようとする試みはすでになされているが¹⁸⁾、必ずしも詳細な検討はなされてこなかった。ここでは、RC柱供試体に設置された標点間の距離の変動を測定することにより、相対変形を求めることとした。

ここで、载荷点の変位を δ_m とし、上記の3つの変形成分の総和であるとする。従って、 δ_m は次式で表せる。

$$\delta_m = \delta_b + \delta_r + \delta_s \quad (\text{式4.1})$$

ここで曲げ変形 δ_b は、曲率の積分で求められる。すなわち、

$$\delta_b = \sum \phi_i (H - y_i) \cdot \Delta y \quad (\text{式4.2})$$

となる。ここで、図-4.1に示すように Δy は曲率の測定を行った区間の長さであり、Hは柱基部から载荷点までの距離である。ここでは、コンクリートに埋め込んだねじボルト間の長さ変化を測定することにより平均軸ひずみを求め、これから曲率を算定することとした。

一方、主鉄筋のフーチングからの抜け出しによる柱の回転変位は、柱基部での回転角 θ を測定することにより求められる。すなわち、

$$\delta_r = H\theta \quad (\text{式4.3})$$

せん断変形は、せん断ひずみの積分で求められる。すなわち、

$$\delta_s = \sum \gamma_i \Delta y \quad (\text{式4.4})$$

と表せる。ここで、 γ_i は区間*i*におけるせん断変形角である。今回の測定結果をみると、せん断変形の状態は、図-4.2(a)のように測定区間内の見かけのせん断ひずみが均一ではなく、図-4.2(b)のようになっている場合が多い。すなわち、せん断変形角をどの断面位置で定義するかによって変化する。ここでは、測定区間の図心位置においてせん断変形角を定義することとした。コンクリート中に埋め込まれた標点用のボルト各点の変位ベクトルを求め、測定区間内の変位分布が位置座標の一次関数で与えられる（有限要素法における4辺形一次要素）とし、これを微分することにより平均せん断ひずみに換算した。

4. 2. 2 各供試体の変形成分

上記の方法に従って、載荷点変位の分離を行った結果の一例を図-4.3に示す。図-4.3は供試体No.303の3.5サイクルまでの変位成分の状況を示している。ここで、 δ_m と $(\delta_b + \delta_s + \delta_r)$ は本来では一致するはずであるが、多少差のある場合（No.303の例では負側の載荷の場合）が認められる。図中の δ_{err} はこの誤差を示している。両者はほぼ一致しており、変位の分離精度はおおむね良好であるといえる。

この結果によると、供試体No.303では、繰返し回数の増加に伴い曲げ変形が次第に減少し、これに変わってせん断変形が増加していることがわかる。

図-4.4は曲げ変形、せん断変形、主鉄筋伸び出しによる柱の回転変形を取り出し、その履歴曲線を描いたものである。それぞれの形状は異なっていて、曲げ変形に関するヒステリシスループがもっともエネルギー吸収量の多い紡錘型の形状を示しているのに対し、せん断変形に関するヒステリシスループはエネルギー吸収量の小さいスリップ型を示している。曲げ変形は載荷の繰返しとともに、次第に変位量が小さく、ヒステリシスループは次第に内側に縮んでゆくのにに対し、せん断変形に関するヒステリシスループは次第変形量が増大する結果となっている。

この結果から、供試体No.303ではせん断力に対する抵抗力およびせん断変形に関する剛性が低下してゆくことにより部材の耐荷性能が失われていることがわかる。言い換えると、曲げ変形や、主鉄筋の伸び出しによる変形に関しては、部材の耐荷性能の低下に結びつくような劣化は生じていないといえる。

以上は、供試体No.303を例にとって検討した結果を示したものであるが、それ以外の供試体についても同様の検討を行った。

図-4.5(a)～(c)は載荷回数の増加に伴う各変形成分の変動状況を示している。図に示した変位は、

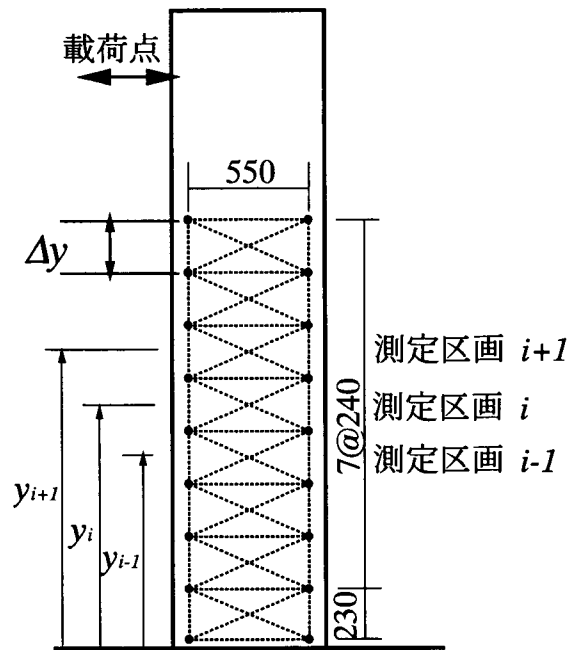


図-4.1 曲率・せん断変形測定区間

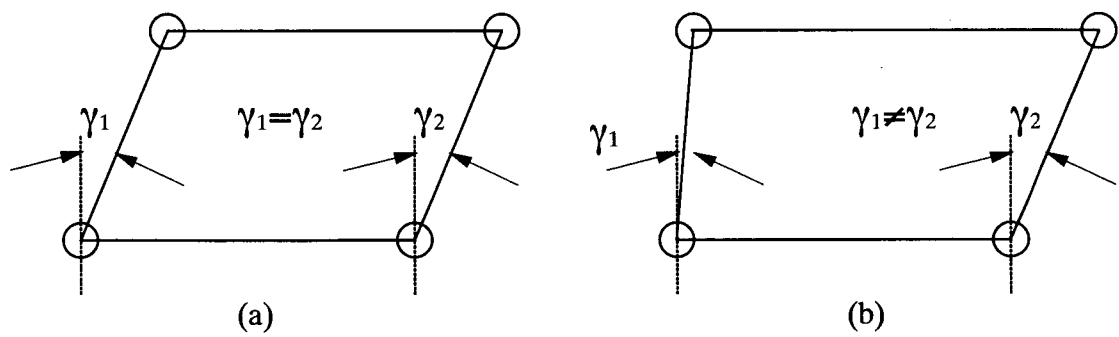


図-4.2 せん断変形の状況

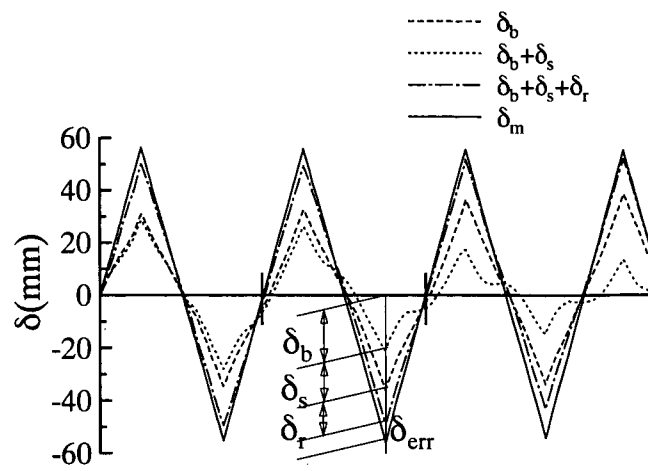


図-4.3 各変位成分の履歴
(供試体No.303, $3\delta_y$ 载荷)

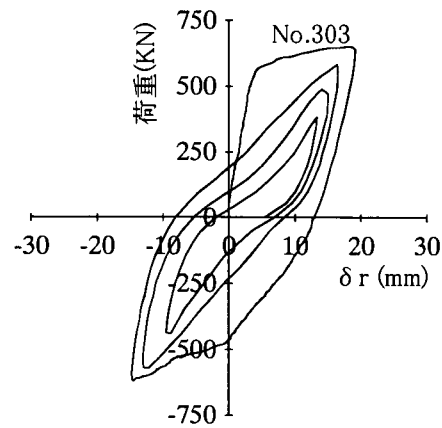
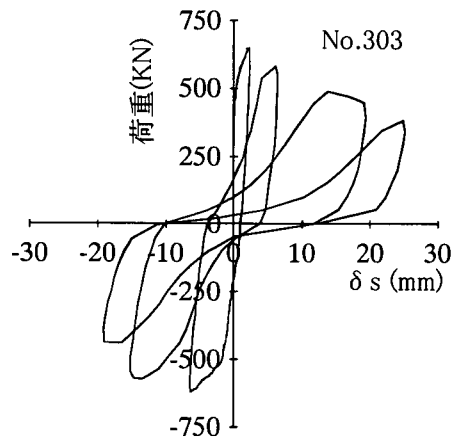
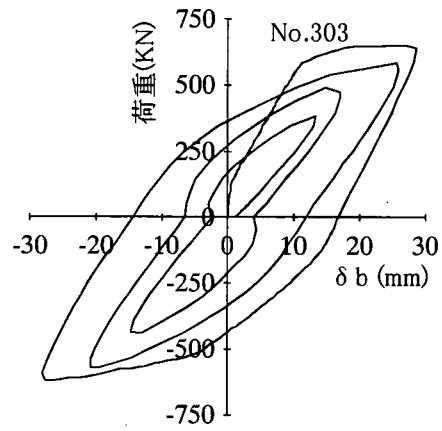


図-4.4 各変位成分のヒステリシスループ
上: 曲げ変形、中: せん断変形、下: 回轉變形

各载荷サイクルにおける正側のピーク時と負側のピーク時の平均を示したものである。

図-4.5(a)は変位振幅が $2\delta y$ で载荷を行った場合を示していて、供試体No.304ではせん断変形が徐々に増加している。供試体No.304では図-3.5(a)に示したピーク時の荷重低下状況とせん断変形の増大がほぼ対応していて、部材の耐荷力の低下とせん断変形の増大が対応しているものと考えられる。これに対して、供試体No.502は30回の繰り返し载荷を行っても部材の耐荷力はほとんど低下していないが、せん断変形もほとんど増加していない。従って、 $2\delta y$ 载荷の場合については、2供試体の状況を比較することにより、せん断強度の低下が荷重の繰り返しによる部材強度の低下の原因であることが分かる。

なお、30回の繰り返しの後、変位振幅を $4\delta y$ に増加させたが、 $4\delta y$ の载荷では、繰り返し回数の増加に伴うせん断変形の増大が認められた。

次に、 $3\delta y$ 载荷の場合であるが、これも $2\delta y$ 载荷の場合と同様、部材の強度低下とせん断変形の増大に相関性があることがわかる。

$4\delta y$ の载荷を行った場合では、繰り返し回数の増加に伴うせん断変形の増大はそれほど顕著とはなっていない。図-4.6(a),(b)は供試体No.503およびNo.702の各変位成分のヒステリシスループを描いたものである。いずれもせん断変形の増加は多少認められるが、それ以外に曲げ変形に関する剛性の低下も生じていて、この図のみからではせん断破壊が生じていたとは判断しにくい。

図-4.7(a)は、繰り返し载荷の各繰り返しサイクルにおけるピーク時のせん断変形とその時点で供試体に作用している荷重（せん断力）の関係について、示したものである。供試体No.303,304および供試体No.501では、せん断変形の増加量とともにピーク時荷重はほぼ直線的に低下している。これに対し、供試体No.702では、せん断変形の増加が生じているのは繰り返しが少ない範囲のみで、繰り返し回数が多い領域では、せん断変形が増加していないにも関わらず荷重の低下が認められる。供試体No.503では、荷重の低下につれてせん断変形の増加がわずかに認められるが、供試体No.303, No.304, No.501とはその低下の程度は異なっている。このように、供試体によってピーク時の荷重の低下にともなうせん断変形量の増加程度が異なっていることは、強度の低下メカニズムが異なっていることを示すものであり、供試体No.702では途中からせん断抵抗の劣化以外の要因によって破壊が生じていることを意味しているものと考えられる。同様に、図-4.7(b)は繰り返し载荷のピーク時における曲げ変形とその時点での荷重の関係を示したものである。全般的には、図-4.7(a)とは逆に曲げ変形の減少とともに、荷重の低下が認められる。

ただし、供試体No.702については、繰り返し回数が少ない段階では、荷重の低下とともに、曲げ変形も若干減少しているが、その後、荷重が低下するにつれて曲げ変形がわずかに増加し始める傾向を示している。これは、供試体No.702については、変形性状からみると繰り返し载荷の初期段階ではせん断破壊型で推移していたものが、曲げ破壊型に移行していることを示している。

供試体No.503は荷重低下に伴う変形量の増加はせん断変形のみに見られるものであり、基本的にはせん断破壊型といえるが、せん断変形の増加量は供試体番号の300番台、および供試体No.501と比較すると、かなり小さくなっていて、典型的なせん断破壊型とは言い難いものとなっている。供

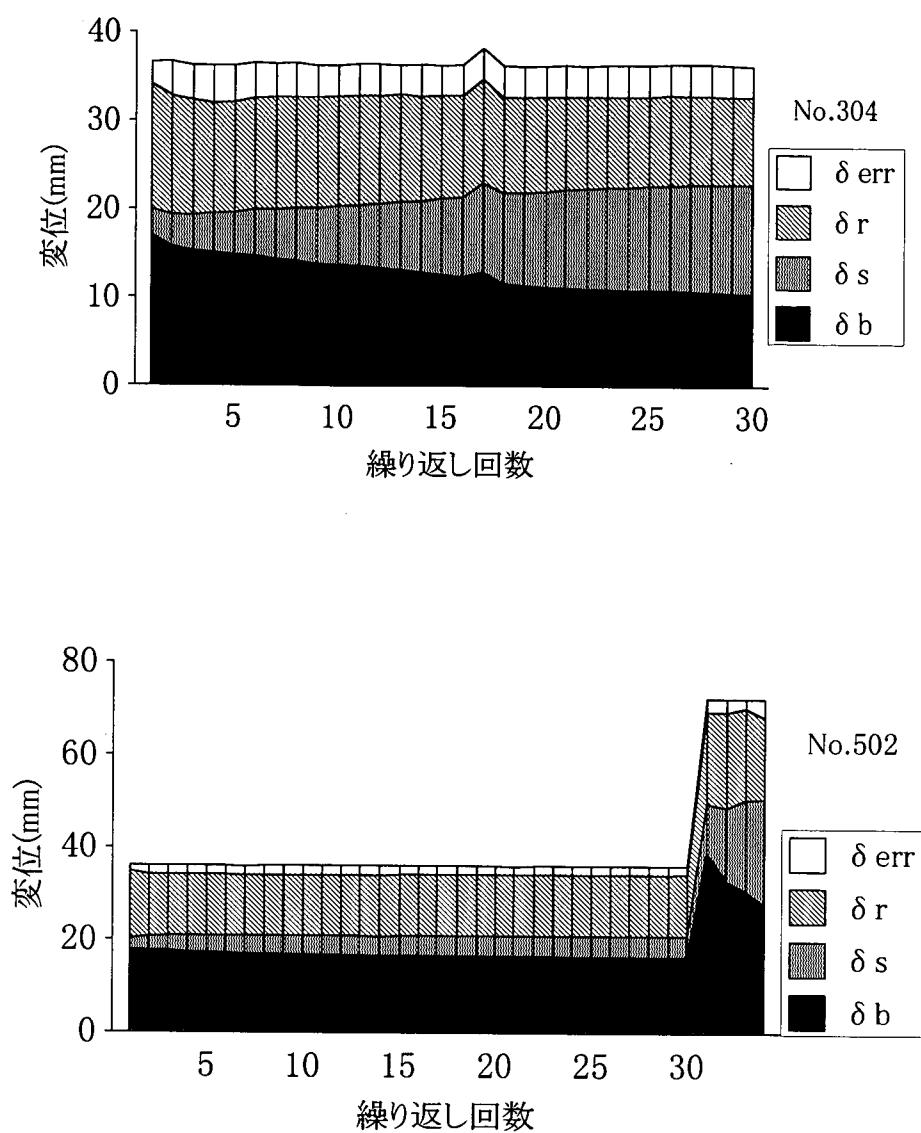


図-4.5(a) 変位成分の変動状況(载荷振幅が $2\delta_y$ の場合)
上;供試体No.304、下;供試体No.502

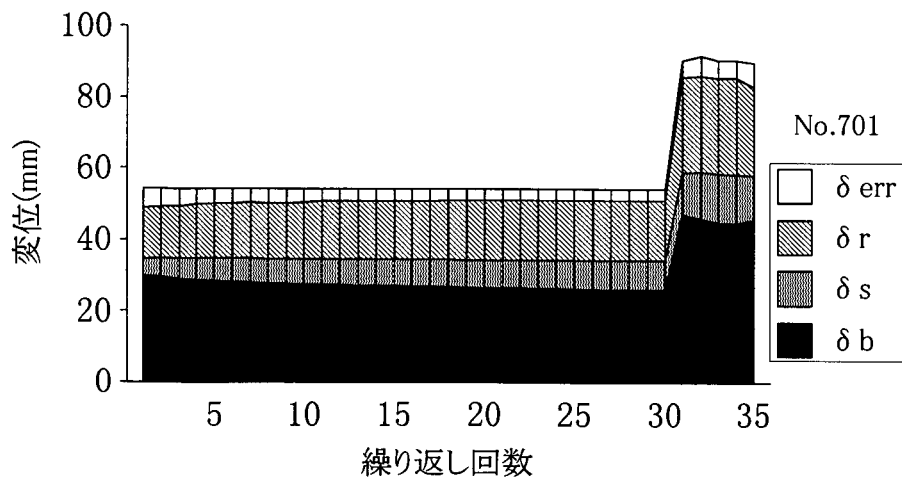
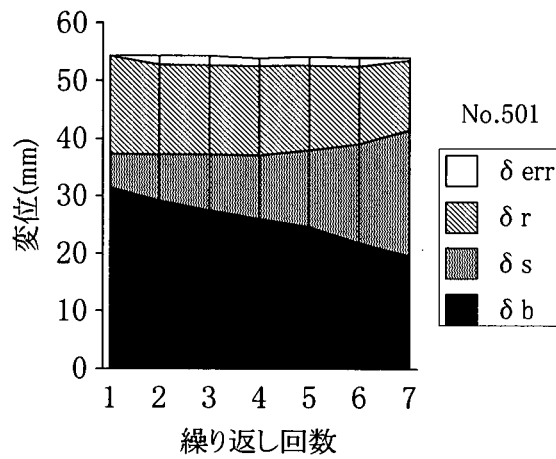
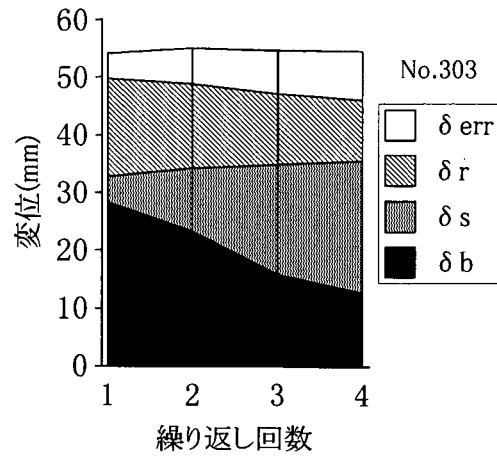


図-4.5(b) 変位成分の変動状況(載荷振幅が $3\delta y$ の場合)
上;供試体No.303、中;供試体No.501、下;供試体No.701

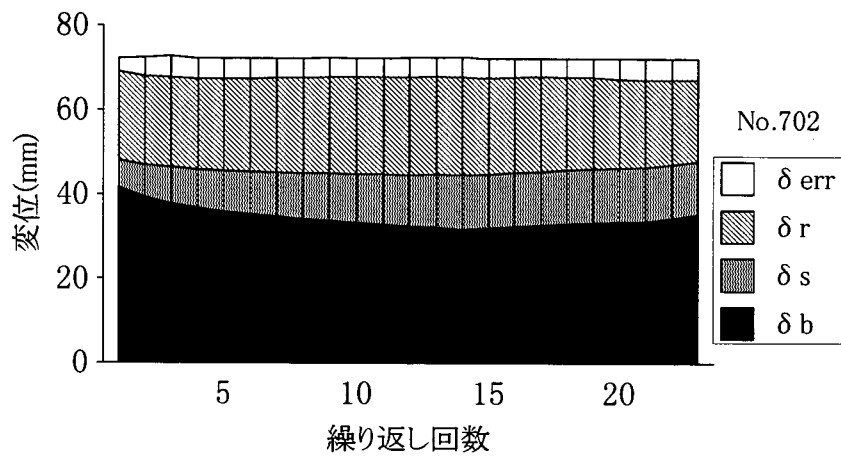
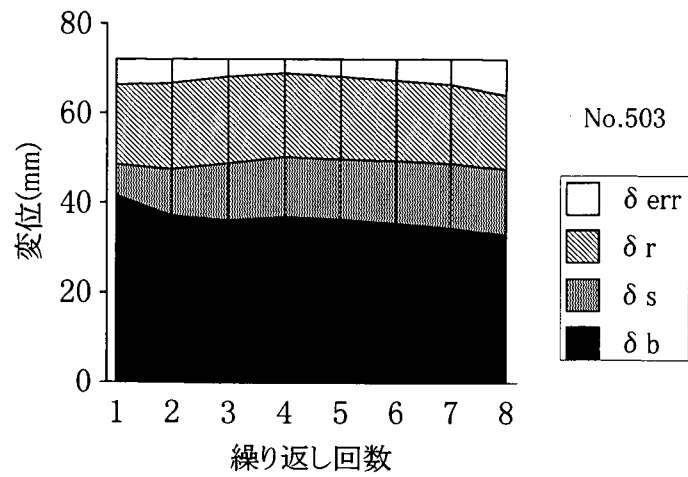


図-4.5(c) 変位成分の変動状況(載荷振幅が $4\delta y$ の場合)
上;供試体No.503、下;供試体No.702

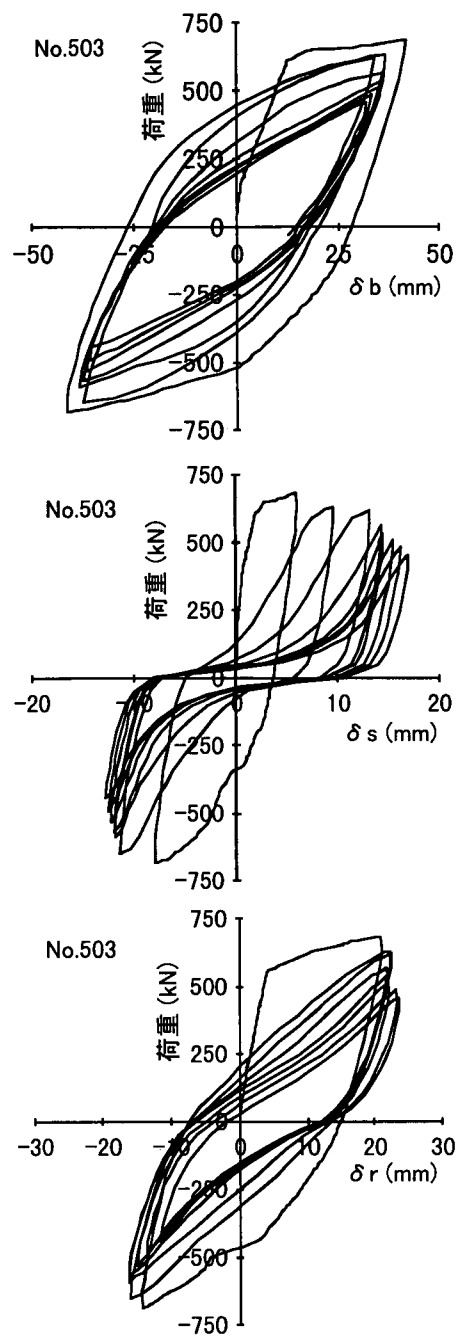


図-4.6(a)各変位成分のヒステリシスループ(No.503)
 上:曲げ変形 中せん断変形 下:回転変形

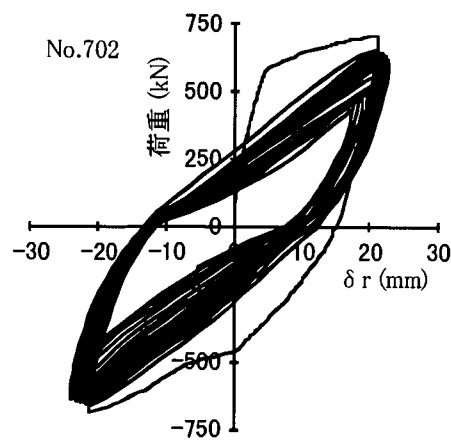
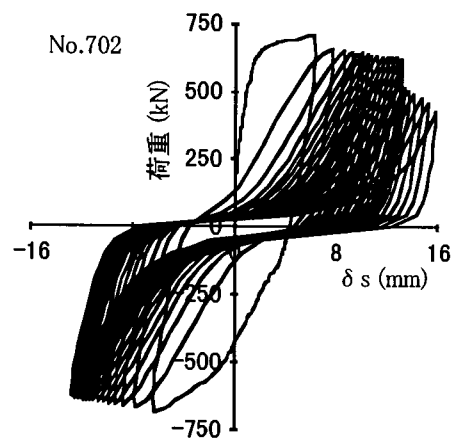
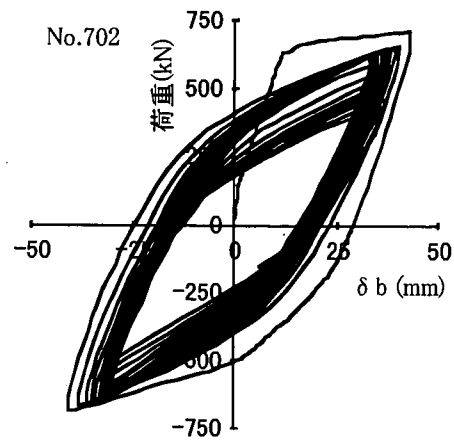
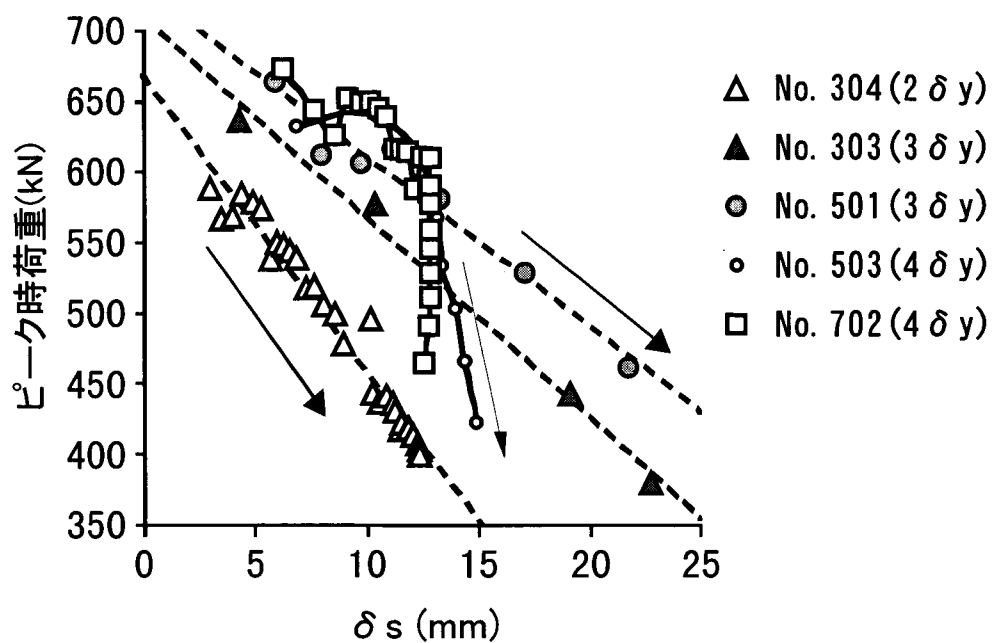
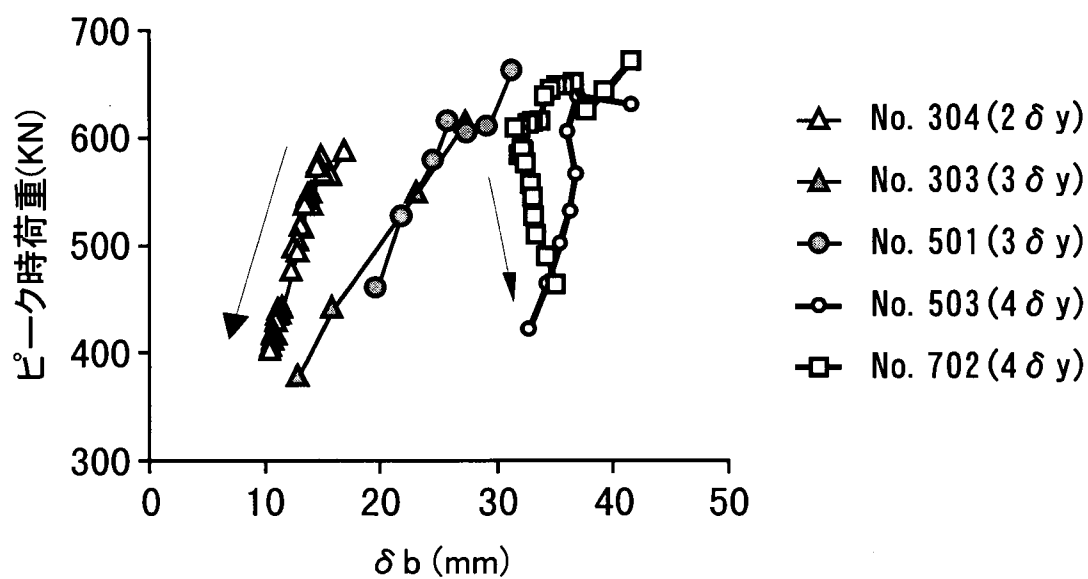


図-4.6(b)各変位成分のヒステリシスループ(No.702)
上:曲げ変形 中:せん断変形 下:回轉變形



(a) ピーク時の荷重とせん断変形の変動状況



(b) ピーク時の荷重と曲げ変形の変動状況

図-4.7 ピーク時の荷重と各変形成分の変動状況

試体No.503は供試体No.501とは全く同一のせん断補強鉄筋量を配置していて、異なっているのは供試体の載荷変位振幅のみで、供試体No.503の方が載荷変位振幅は48yと供試体No.501よりも大きい。しかし、破壊形態としては、変位振幅の小さいNo.501の方が顕著なせん断破壊を示していた。このことから、正負交番荷重を受けるRC部材の破壊形態は、配筋状態が同一であっても、載荷方法（変位振幅の与え方）によって異なる場合があるといえる。すなわち、RC部材の破壊形態は、配筋状態のみでは決定できない。

なお、変形成分の分離を行うことにより、正負交番荷重が作用するRC部材の破壊形態をおおよそ区別することはできたが、曲げ変形・せん断変形とも部材軸方向に分布している曲率やせん断ひずみの積分（総和）で求められるものであり、部材のどの位置で変形が大きかったのかなど、局部的な破壊位置等については後に述べることとする。

4. 3 RC部材のせん断強度の低下に関する検討

4. 3. 1 せん断強度の低下機構について

せん断ひび割れが生じた後のRC部材のせん断抵抗は、せん断補強鉄筋、圧縮側コンクリートのせん断抵抗、せん断ひび割れ面にを介した応力伝達、主鉄筋のダウエル作用などによるとされる。しかし、そのメカニズムは非常に複雑であり、これを明確に分類することは困難である。しかし、これまでも述べたとおり、交番荷重を受けるRC部材の破壊には、せん断強度の低下が密接に結びついており、荷重の繰り返し作用によるせん断強度の低下を把握することは非常に重要である。

ここでは、図-2.2に示したせん断抵抗メカニズムを仮定し、荷重の繰り返し作用により、このせん断抵抗機構がどのように劣化するのか、検討を行うこととした。

ここで、圧縮側コンクリートにより伝達されるせん断力を V_{cc} 、主鉄筋のダウエル作用により伝達されるせん断力を V_d 、せん断ひび割れ面に沿って伝達される力を V_{dt} とする。これらのせん断力の負担成分が低下する要因、および低下によって生じる特徴などをまとめると次のようになる。

V_{cc} が低下する要因は3つ考えられ、①コンクリートの圧壊が生じた場合、②正負交番載荷において前ステップの載荷により引張残留ひずみが生じ圧縮力がコンクリートではなく主鉄筋によって主に伝達される状態になった場合、③コンクリートの圧縮応力の作用方向と平行にひび割れが生じ、コンクリートの圧縮強度が低下する場合が挙げられる。ただし、③の要因についてはこれまでの実験結果によると圧縮強度の低下は70～80%程度であり主要因では考えにくい。¹⁹⁾

V_{dt} の低下は、せん断ひび割れ幅の増大等によってもたらさる。ここで、せん断ひび割れ面に沿って生じる応力の合力は、水平成分と鉛直成分を併せ持っている。このため、 V_{dt} の低下が顕著になった場合、コンクリートの負担する水平方向の分力の低下が生じると同時に、部材軸方向の抵抗力も失われるため、いわゆるモーメントシフトが生じ、引張主鉄筋に曲げモーメントから想定される以上の引張応力が生じる箇所が現れるようになる。すなわち、モーメントシフトの発生が認められれば、間接的に V_{dt} の低下が生じていると見なせると考えられる。

次に、 V_d はダウエル作用力の繰り返しによってその剛性が低下することが知られている。ダウエル作用が顕著になれば、局所的にせん断変形の増大が認められるはずである。

ここでは、せん断ひび割れ発生後のせん断抵抗機構について、トラスアナロジーに基づいた置き換えを行うのではなく、図-2.2のように想定したせん断抵抗メカニズムに基づき、せん断耐力低下の過程を追跡することとした。この理由は次の通りである。

せん断ひび割れ後のせん断抵抗機構を静定トラスに置き換えた場合、トラスで想定するところのコンクリートの圧縮斜材とせん断補強鉄筋に生じる引張力とが、適合条件に係わらず力の釣り合い条件のみで関係づけられるため、圧縮斜材に生じる圧縮力が低下した場合、これに連動してせん断補強鉄筋の引張力も低下してしまう。また、トラス理論では仮想のコンクリートの圧縮斜材が負担する斜め圧縮力はせん断抵抗として考えていないが、実際には圧縮域のコンクリートの負担するせん断力は V_c の一部を担っていて、トラス理論ではコンクリートの負担するせん断力の意味合いが不明確となるなど、問題点が生じる。

以上がトラス理論の考え方を用いなかった理由である。

4. 3. 2 単調載荷時のひずみとせん断破壊との関連

一方向載荷を行った供試体No.302および48yの変位振幅で載荷を行った供試体No.503,702の初期載荷部分（載荷開始点から+48yのピーク時まで）を対象に、変形の増大に伴うせん断抵抗メカニズムの変化と、軸方向ひずみの関連性について検討を行う。ここでは、部材のせん断強度をコンクリートの負担する成分(V_c)とせん断補強鉄筋が負担する成分(V_s)に分けることとした。 V_s については次の仮定に基づいて算定した。コンクリートに埋め込んだボルト間の横方向の相対変位を標点間距離で除して求められる平均ひずみと、せん断補強鉄筋の引張ひずみが等しいものと仮定し、これに鉄筋の応力ひずみ関係を当てはめて、せん断補強鉄筋の引張応力の評価値とした。次に、ひび割れの発生状況の観察結果から、せん断ひび割れの傾斜角を定め（傾斜角を β とする）、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の断面積を推定し V_s を計算した。すなわち、トラス理論での圧縮斜材の傾斜角を 45° とするのではなく、ひび割れ観察結果に基づいて各供試体ごとに定めることとした。

図-4.8はひび割れの観測結果から定められたせん断ひび割れの傾斜角と供試体のせん断補強鉄筋比の関係を示したものである。この結果からも分かるとおり、せん断補強鉄筋量によってせん断ひび割れの傾斜角は異なっていて、せん断補強鉄筋量が多いほど、せん断ひび割れの傾斜角は小さくなっている。図中の直線は、非線形有限要素法を用いて解析的に得られたせん断ひび割れ傾斜角を示している。ここで、非線形解析で用いたひび割れモデルは、回転ひび割れモデルであり、ひび割れ軟化曲線の描く面積（破壊エネルギー： G_F ）は文献20に基づいて計算した結果を与えている。

解析結果もやはり、せん断補強鉄筋量が多いほどせん断ひび割れの傾斜角は小さくなっていて、実測の結果を適切に表現できていることが分かる。なお、図-4.9には、解析で得られた部材の変形状況ならびにひび割れの発生状況を示す。図中のひび割れを表す線の太さは、ひび割れ幅を表していて、太く描かれたものほど、ひび割れ幅も大きい。この結果を見ると、曲げひび割れについて

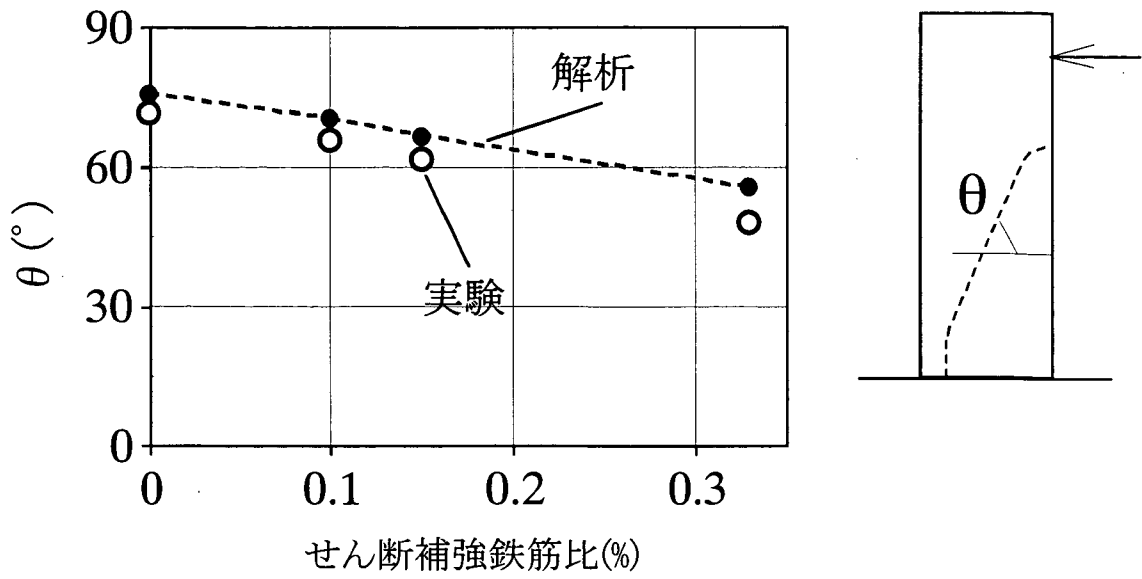


図-4.8 せん断ひび割れの傾斜角とせん断補強鉄筋比の関係

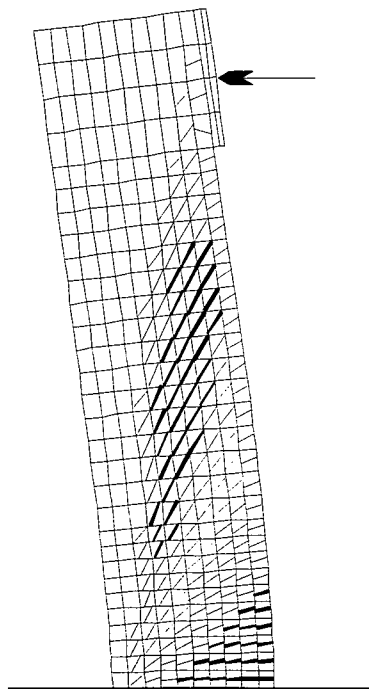


図-4.9 解析で得られた部材の変形とひび割れ

は、柱基部の引張側においてひび割れ幅が大きくなっているが、せん断ひび割れは、断面の中程でひび割れ幅が大きくなるとの結果が得られた。

ここで、せん断補強鉄筋の負担するせん断力は次式により求められる。

$$V_s = \frac{d \tan \theta}{s} f_s (\epsilon_x) \quad \text{式(4.5)}$$

ここで、 d :断面の有効高

s :せん断補強鉄筋の配置間隔

f_s :せん断鉄筋の応力ひずみ関係（2次勾配を0としたバイリニア型）

θ :せん断ひび割れの傾斜角

ϵ_x :コンクリートに埋め込んだ標点の変位測定結果から求められる横方向ひずみ

V_c は作用するせん断力(V)から V_s を差し引いたものとした。

このようにして求められた V_c および V_s と部材に作用するせん断力 V の関係を図-4.10,図-4.11に示す。いずれも、部材に作用するせん断力 V の増加に伴い V_c も増加するが、あるところから急激に V_c は低下していることがわかる。 V_s はせん断ひび割れが発生する以前ではほとんど0であり、ひび割れの発生とともに引張応力が生じ始める。しかし、 V_s が増加し始める辺りでの増加割合は必ずしも大きくはない。 V_s に急激な増加が生じるのは、せん断ひび割れ時よりも大きな荷重（変位）が作用した時点、実際には引張主鉄筋が降伏点に達した以降であると考えられる。

この点を明らかにするため、柱の基部で測定した曲率（測定位置は図-4.1に示す）と V_c もしくは V との関係を求めた。この結果を図-4.12(a)～図-4.14(a)に示す。この結果からも分かるとおり、コンクリートの負担するせん断力の低下が明確になるのは、部材に生じている塑性変形がかなり大きくなった後であり、せん断ひび割れが生じた後すぐに V_c が低下しているわけではない。このことは、現在のせん断力の設計法で、RC部材のせん断強度を求める際に行っているコンクリートの負担するせん断力を斜めひび割れが生じた後も一定であると仮定することに対する根拠を与えているものと考えられる。

図-4.12(b)～図-4.14(b)は各供試体の曲率と圧縮側主鉄筋のひずみ（ ϵ_c' ）とコンクリート間の相対変位から求めたコンクリートの平均軸ひずみ（ ϵ_c^c ）を示している。図-4.12および図-4.14では、曲率の増大とともに、 ϵ_c' および ϵ_c^c とも圧縮ひずみの増加が見られるが、途中から鉄筋の圧縮ひずみ ϵ_c' の絶対値は増加する一方、コンクリート側の圧縮ひずみ ϵ_c^c の絶対値は減少し、両者の間のひずみ差は大きくなる。このことは、コンクリートの負担する圧縮力の合力が低下し、この低下を軸方向主鉄筋（圧縮鉄筋）が補っていることを示すものである。圧縮鉄筋の軸方向ひずみと、コンクリートの軸方向圧縮ひずみが乖離していることは、鉄筋とコンクリートについて平面保持の仮定がもはや成り立っていないことを示している。そして、ひずみの乖離点を境として、コンクリートの負担するせん断力 V_c の低下が顕著となっている。ひずみの乖離点は、引張主鉄筋の降伏後、曲率がかなり大

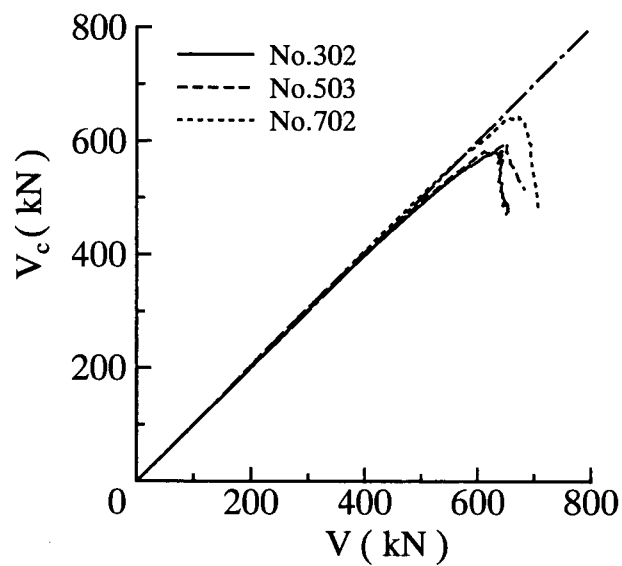


図-4.10 作用せん断力とコンクリートの負担するせん断力の関係

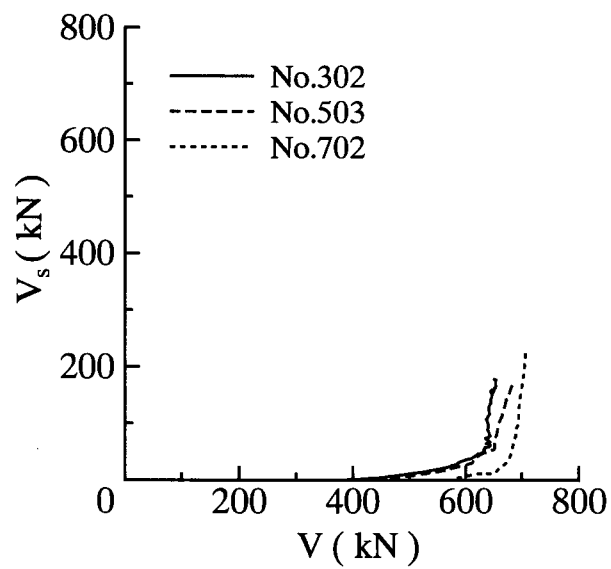


図-4.11 作用せん断力とせん断補強鉄筋の負担するせん断力の関係

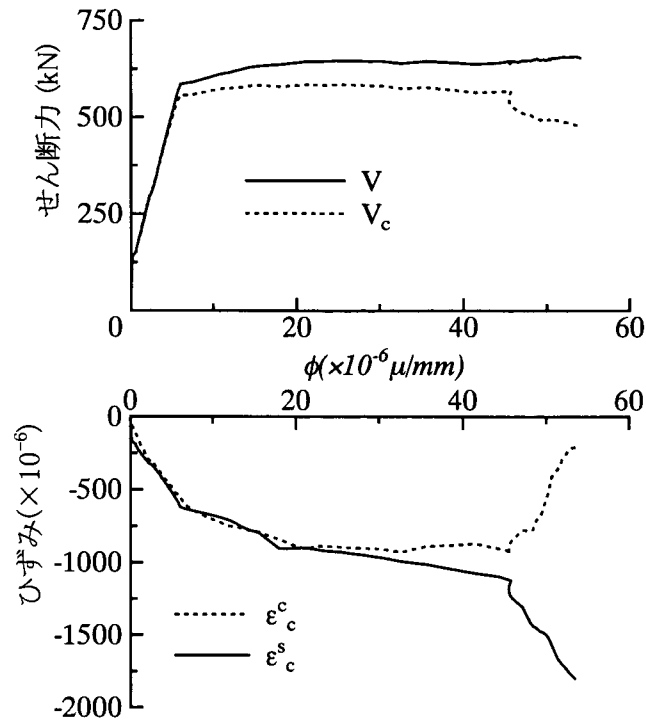


図-4.12 基部の曲率と V_c および軸圧縮ひずみの関係(No.302)
 上:(a) V_c について
 下:(b)コンクリート・主鉄筋の軸圧縮ひずみについて

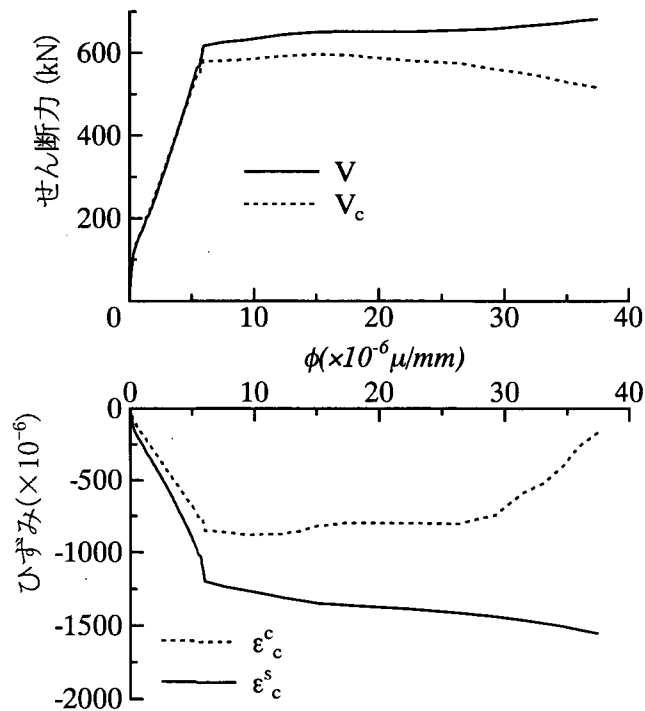


図-4.13 基部の曲率と V_c および軸圧縮ひずみの関係(No.503)
 上:(a) V_c について
 下:(b)コンクリート・主鉄筋の軸圧縮ひずみについて

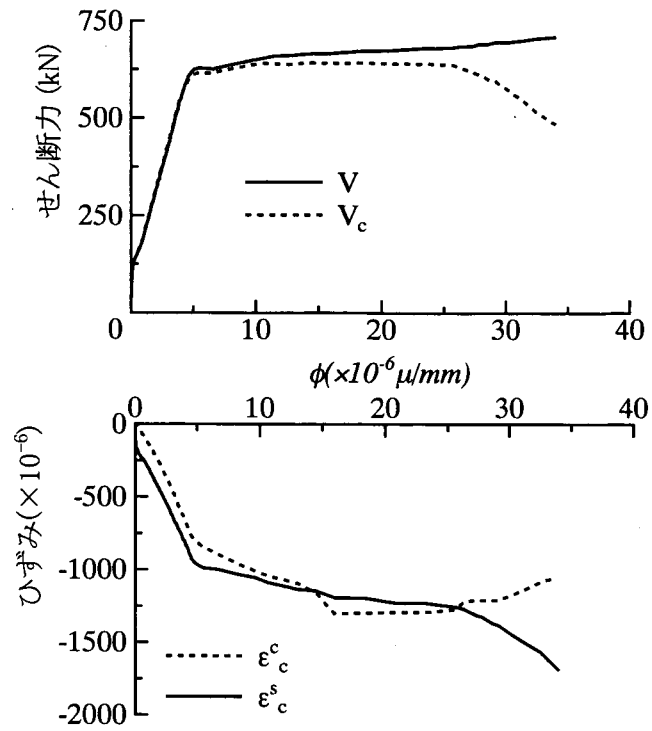


図-4.14 基部の曲率と V_c および軸圧縮ひずみの関係(No.702)
 上:(a) V_c について
 下:(b)コンクリート・主鉄筋の軸圧縮ひずみについて

きくなったところに位置している。供試体No.503では、No.302、No.702ほど顕著な傾向は認められないが、やはり、 V_c の低下が生じ始めるところでは、コンクリートの軸方向圧縮ひずみの低下が生じている。

コンクリートで負担する成分が減少し、これに変わって、主鉄筋で圧縮力を負担するように変化していることを示していて、コンクリートのせん断圧壊が生じ始めている兆候を示すものである。圧縮力を負担しているコンクリートの主圧縮力の方向は、部材軸に対してある程度の傾斜を持っているため、せん断力も負担しているが、主鉄筋は基本的には軸方向の圧縮力のみを負担していて、主鉄筋によるせん断力の負担はダウエル作用としての二次的なもので、せん断補強鉄筋による横方向の拘束力の助けを受けて、せん断抵抗が発揮されるものである。 V_c の低下は、これを反映したものであると考えられる。このように、単調載荷で生じる V_c の低下は、コンクリートのせん断圧壊による圧縮力の負担の低下によってもたらされるものといえる。

4. 3. 3 片側繰り返しを行った場合のせん断強度の低下

片側繰り返し載荷を行った場合について、供試体に作用するせん断力と、帯鉄筋が負担するせん断力の関係を図-4.15に示す。図中には比較のために、単調載荷とした供試体No.302および、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗が V_s+V_c で表せると考え、作用するせん断力から、供試体No.1で求められた V_c を差し引いたものを点線で示している。図-4.16は荷重の繰り返しにより、ピーク時に供試体に作用しているせん断力(V)、ピーク時にせん断補強鉄筋が負担するせん断力(V_s)および除荷時の残留引張応力を式(4.4)中に代入して得られる見かけのせん断力負担分(V_{s0})の変動状況を示したものである。

これらの結果を見ると、片側繰り返し載荷を行った場合と、単調載荷を行った場合とでは、 V_s にかなり大きな違いが認められる。特に、文献21)でも指摘されているように、繰り返し載荷を行った場合では、供試体に作用するせん断力が0となっても、せん断補強鉄筋に作用する引張力は0とならず、残留応力が生じていることがわかる。この残留応力は、供試体の載荷振幅が増えた際に段階的に増え、部材の耐力が低下する直前で減少に転じている。ただし、図-4.15中の点線と比較してもわかるとおり、供試体に作用するせん断力が0～ピークまでの増加に対する、せん断補強鉄筋の負担するせん断力の増加割合はトラス理論で想定するせん断ひび割れ後の V_s の増加割合に対してかなり小さい。

図-4.17は、横軸に部材のせん断変形をとり、縦軸に $V-V_s$ をとったもので、コンクリートの負担するせん断力(V_c)の低下量とせん断変形量の関係を示したものである。図中には、単調載荷の供試体No.302および片側繰り返しの供試体No.301について示した。供試体No.301について、図中の(a)は V から V_s をそのまま差し引いたものである。ここで、 $V-V_s$ が負になっているところは、せん断補強鉄筋に残留引張応力が生じていたため、作用しているせん断力よりも V_s の方が大きくなっていることを示している。(b)はせん断補強鉄筋の残留応力分がコンクリートの横方向の拘束力として働き、この拘束力によりコンクリートがせん断力の負担を行っていると考え、残留応力分による V_s をコン

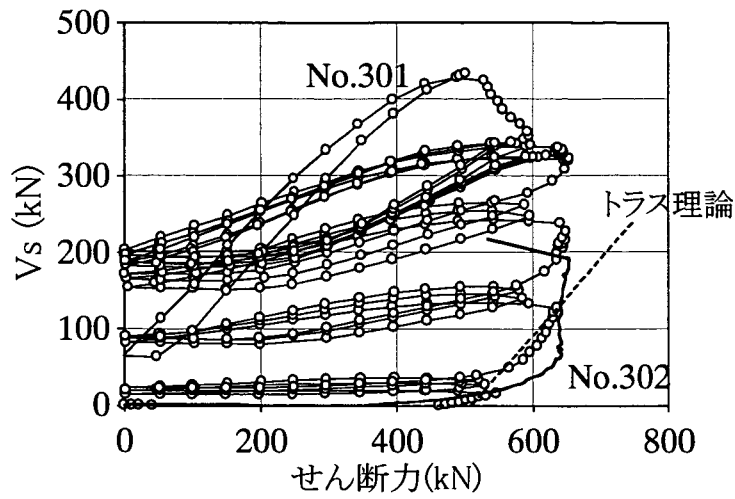


図-4.15 片側繰り返し载荷での作用せん断力と V_s の関係

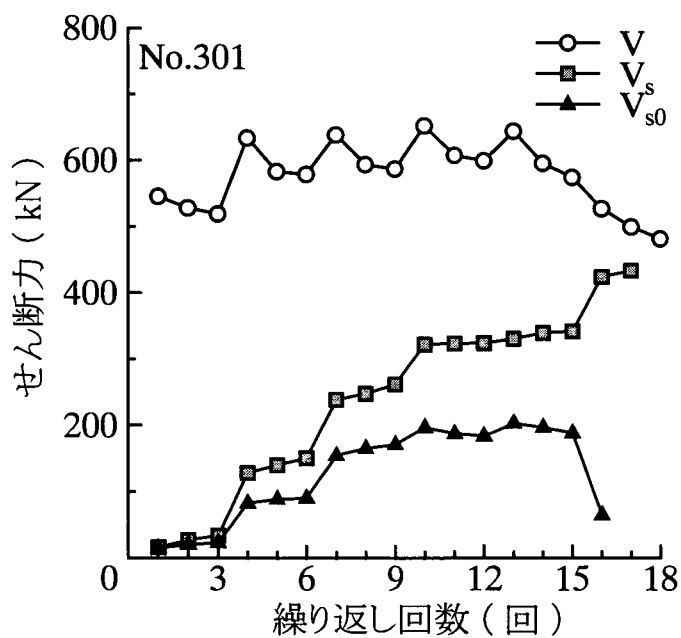


図-4.16 荷重繰り返しによるピーク時せん断力、 V_s 、 V_{s0} の変動(片側繰り返しの場合)

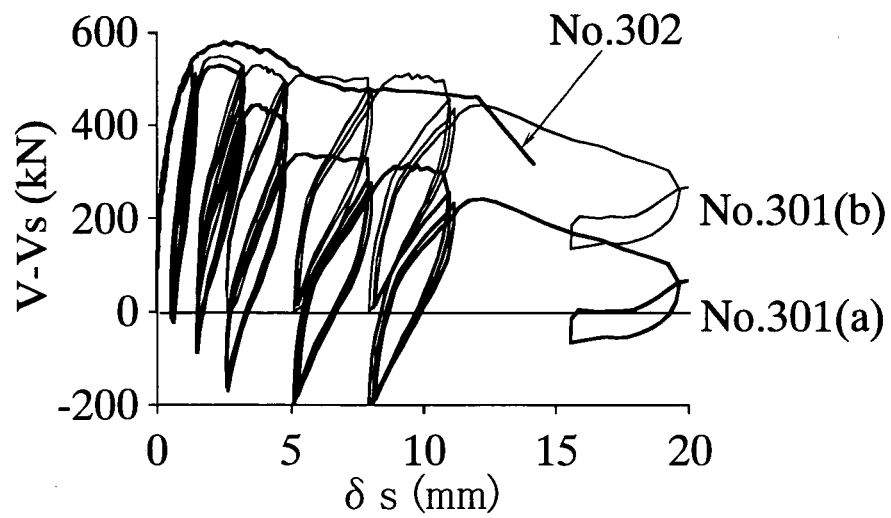


図-4.17 せん断変形とV-Vsの関係(単調載荷と片側繰返し載荷の比較)

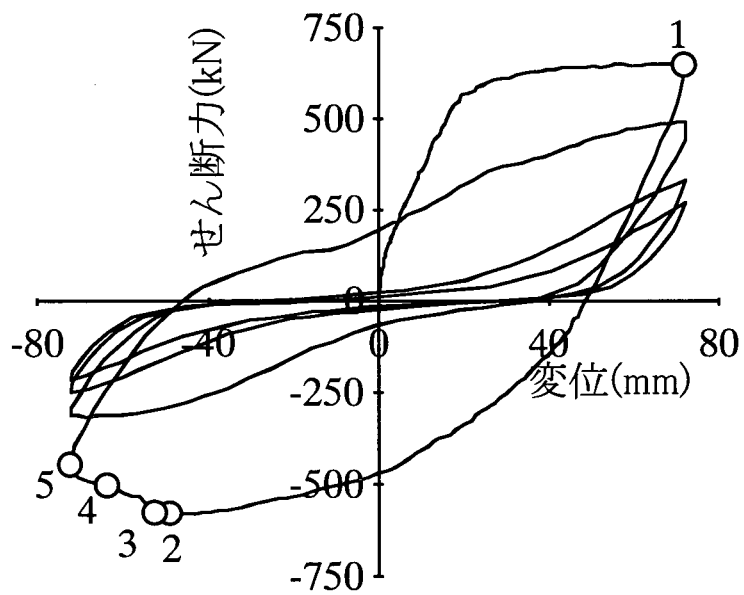


図-4.18 供試体No.306のヒステリシスループ

クリートの負担するせん断力として加味したものである。

あるせん断変形に対する V_c を供試体No.301とNo.302で比較すると、No.301のほうが V_c は小さくなっていて、片側の荷重であっても荷重を繰り返すことにより、 V_c は低下するといえる。ところが、せん断補強鉄筋の残留引張力分を V_c に反映されると見なして補正を行った結果と比較すると、供試体No.301とNo.302では、せん断変形と V_c の関係はほぼ同一となっているため、荷重の繰り返しによる影響はほとんどないといえる。すなわち、片側での繰り返し荷重を行った場合、 V_c は見かけ上低下するが、せん断補強鉄筋にはコアコンクリートを拘束する力が生じていて、この拘束力がコンクリートの負担するせん断力として有効に作用すると考えられ、単調荷重の場合とほぼ同等のせん断力をコンクリートが負担しているといえる。

4. 3. 4 正負交番荷重におけるせん断強度の低下

(1) 圧縮側のコンクリートによるせん断力負担の消失について

正負交番荷重を行った場合、荷重の反転により圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が低下するが、これが V_c の低下にどの程度影響するか検討を行う。まず1回目の荷重の繰り返しによりせん断破壊した供試体No.306を対象として検討を行う。

供試体No.306は48yの荷重振幅で繰り返しを行ったものでヒステリシスループを図-4.18に示す。図-4.19は供試体のコンクリート相対変形測定用の標点の変位を示したものでそれぞれの変形状況は、図-4.18に示したヒステリシスループ中の点1～5に対応している。なお、図-4.19に示した標点の変位は、変形状況が明確に把握できるように、元の位置座標に対して、変位量を10倍に拡大して表示している。正側の荷重のピーク時(点1)では通常の片持ちばり形式の部材で認められる曲げ変形状況を示しているが、荷重の反転後、点3～点5に至る経路で荷重低下が生じ横方向の変形が増大している。この間の $V-V_s$ とせん断変形との関係を示したのが図-4.20である。正側の荷重では、 V_c はピーク時で550kNほど発揮されていたが、荷重反転後の V_c の絶対値は250～300kN程度までに低下している。このように、正負交番荷重では圧縮部分のコンクリートのせん断力の伝達が消失することにより、1回目の繰り返しによって、コンクリートの負担するせん断力は低下することが分かる。

他の供試体についても同様に1回目の繰り返しによって V_c の低下状況を調査した。ここで対象としている V_c の低下は、圧縮域のコンクリートによって伝達される成分を対象としているため、圧縮側のコンクリートの軸方向ひずみと関連しているものと考えられる。従って、1回目の負側の繰り返しにおいて測定された V_c の最大値と、圧縮側に転じたコンクリートの軸方向ひずみとの関係について、検討を行うこととした。ここで、コンクリートの軸圧縮ひずみは、柱基部でコンクリートに設けられた標点間で測定されたものを用いている。

この結果を図-4.21に示す。図中の縦軸は、1回目の負側の荷重で測定された V_c の最大値を、せん断補強鉄筋を有しない供試体No.1で測定されたせん断強度で除して無次元化した V_c を示していて、ここでは、 V_c の残存率と呼ぶこととした。横軸は荷重の反転により圧縮側に転じた断面におけるコ

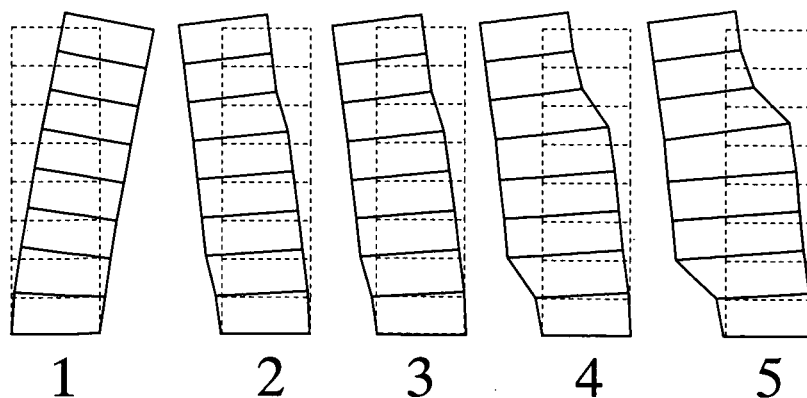


図-4.19 供試体No.306の変形状況
(図中の1-5は図-4.18中の1-5に対応)

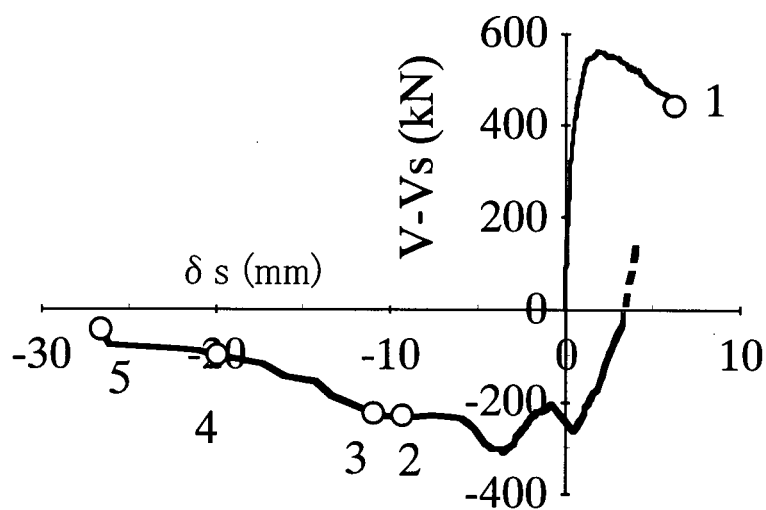


図-4.20 供試体No.306の1サイクル目載荷のV-Vs
(図中の1-5は図-4.18中の1-5に対応)

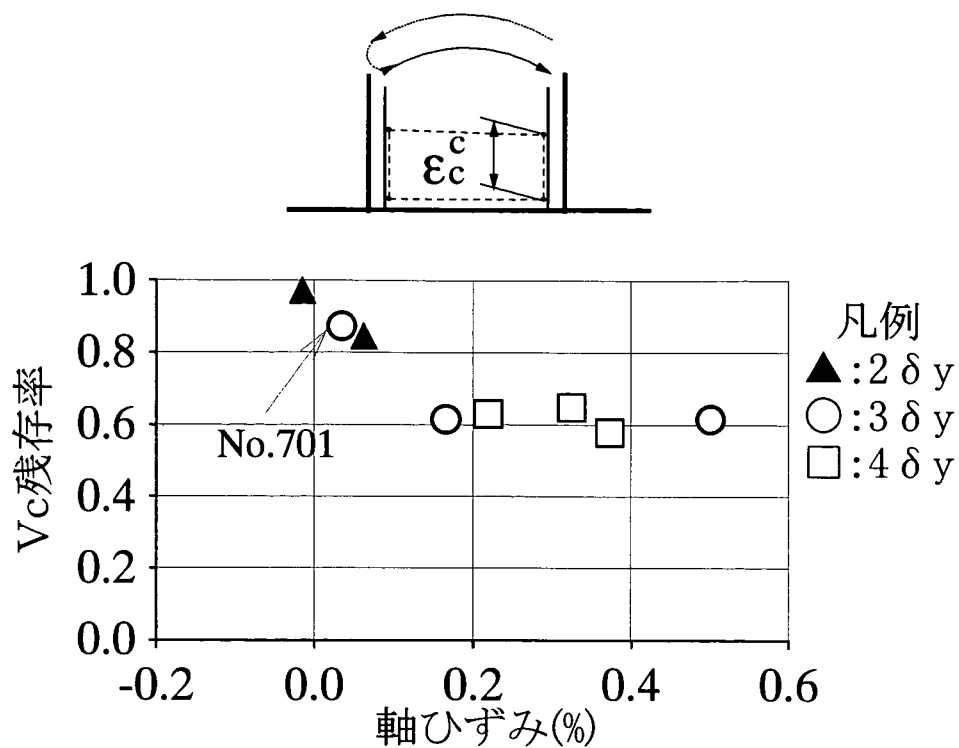


図-4.21 柱基部の圧縮側軸ひずみと V_c 残存率の関係
 上: 軸ひずみ(ϵ_c)の計測位置
 下: 軸ひずみと V_c 残存率の関係

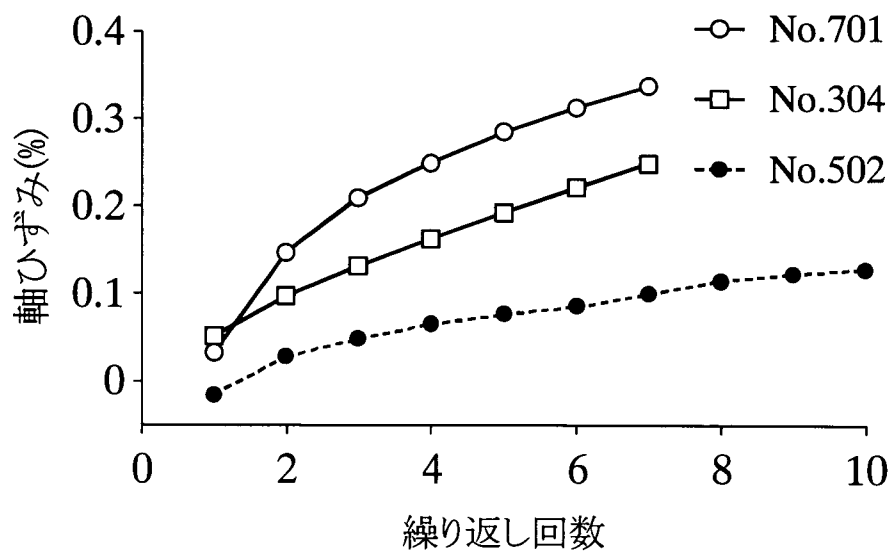


図-4.22 荷重の繰返しによる軸ひずみの変化

ンクリートの軸方向ひずみであり、圧縮ひずみを負、引張ひずみを正としている。なお、各供試体に用いられたコンクリートの圧縮強度は必ずしも同一ではないので、せん断補強鉄筋を有しない場合に想定されるせん断強度は異なったものになると考えられる。よって、無次元化をする際に分母として用いるせん断強度は、コンクリートの圧縮強度の違いを考慮して、土木学会コンクリート標準示方書で示されているコンクリートのせん断耐力式に準拠して、コンクリート強度の違いについて補正を施している。

図-4.21から明らかなように、1回目の負側の荷重で生じる V_c の低下は、コンクリートの軸ひずみと明確な関係があり、荷重反転後本来であれば圧縮ひずみが生じるところで、前ステップで生じた引張ひずみが残留した場合、残留ひずみの大きさに応じて V_c は低下している。荷重振幅が $2d_y$ の場合は、引張ひずみの残留がほとんどないため、 V_c の低減はわずかである。ところが $3d_y$ 以上に荷重振幅を増加させた場合では、柱基部での曲率が増大するため、前ステップで生じる残留引張ひずみも増加し、 V_c の残存率も小さくなったものと考えられる。 V_c の残存率には下限が存在し、軸引張ひずみが 0.2% を超えても、低減率はほぼ一定に収束している。このように、圧縮側コンクリートで伝達されるせん断力の低下は V_c の低下の主要因であるが、これのみでは V_c が 0 となるわけではなく、この時点ではこれ以外の要因による V_c は保存されている。

なお、 $2d_y$ で荷重した供試体および $3d_y$ で荷重したNo.701では V_c の残存率は大きいですが、荷重の繰り返し回数を重ねるうちに、図-4.22に示すように、残留引張ひずみが大きくなる。このことから、1回目の荷重では V_c が残存していても、繰り返し回数が増大すると、いずれは圧縮域のコンクリートによるせん断伝達は期待できなくなるものと考えられる。

(2)荷重の正負繰り返しによるせん断力負担の消失

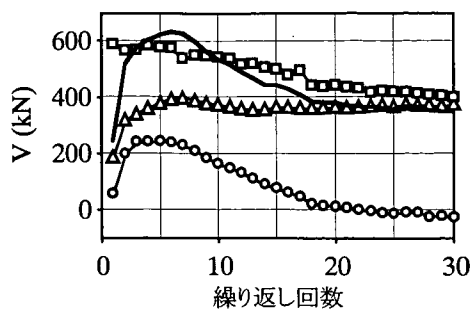
次に、2回目以降の荷重の繰り返しによる、部材のせん断強度の低下について検討を行う。正負交番荷重が作用した際の、せん断補強鉄筋の挙動は複雑であり、一方向で繰り返しを行った場合と同様、部材に作用するせん断力が 0 となっても、せん断補強鉄筋に作用する引張力は 0 とはならない。ここでは、荷重の繰り返し回数と、ピーク時に作用しているせん断力、およびせん断補強鉄筋によって負担しているせん断力の関係について検討を行った。

ここで、ピーク時にせん断補強鉄筋が負担するせん断力を $V_s(P)$ 、供試体に作用するせん断力が 0 すなわち、除荷時のせん断補強鉄筋に残存する引張力を元に算定したせん断補強鉄筋による横方向の力を $V_s(0)$ とする。 $V_s(P)$ 、 $V_s(0)$ は各荷重サイクルの正側の荷重と負側の荷重の平均値とした。この結果を図-4.23に示す。なお、 $V_s(P)+V_s(0)$ も図中にマークなしの実線で示している。

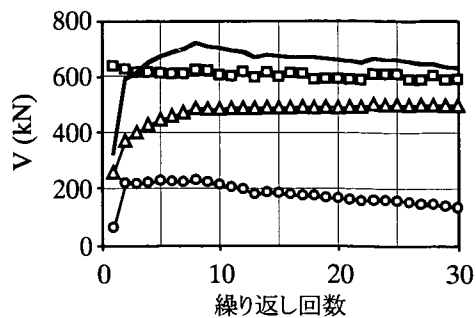
30回の荷重繰り返しによっても、ほとんどピーク時の荷重に低下が認められなかった供試体No.502、No.701については共通の特徴が認められ、いずれも $V_s(0)$ の低下がほとんど生じていない。

これに対し、供試体の変形の進行状況からせん断破壊したと考えられる供試体No.304、No.303、No.501では、 $V_s(0)$ の低下にともない $V(P)$ が低下している。ただし、いずれの場合も、 $V_s(P)$ は初期の数回の繰り返しにおいて増加するものの、以後はほぼ一定の値となっている。

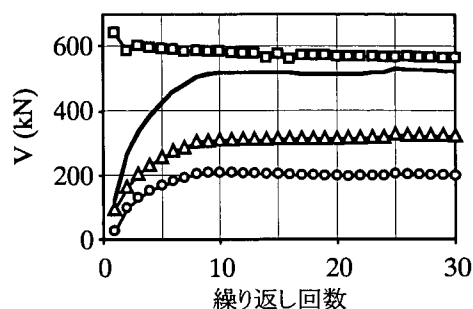
曲げ破壊したと考えられる供試体No.503、No.702については、このような特徴は必ずしも明確で



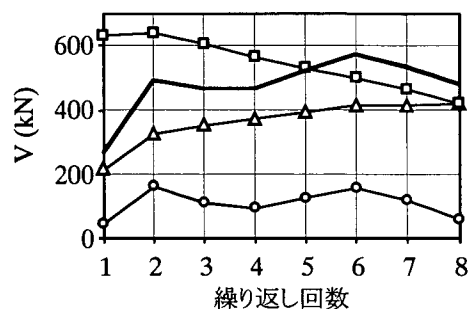
(a)供試体No.304(2 δ y 載荷振幅)



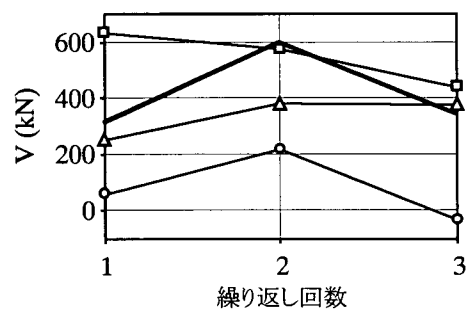
(e)供試体No.701(3 δ y 載荷振幅)



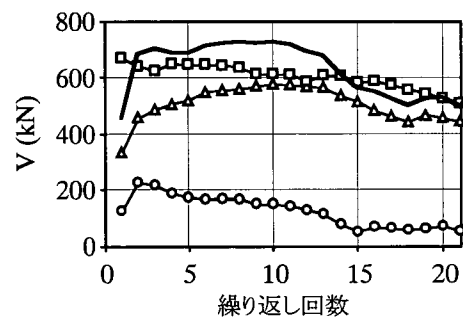
(b)供試体No.502(2 δ y 載荷振幅)



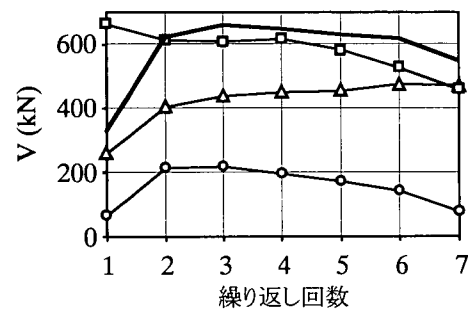
(f)供試体No.503(4 δ y 載荷振幅)



(c)供試体No.303(3 δ y 載荷振幅)



(g)供試体No.702(4 δ y 載荷振幅)



(d)供試体No.501(3 δ y 載荷振幅)

(a)~(g)の各図の凡例:

□:V(P)

△:Vs(P)

○:Vs(0)

無印の実線:Vs(P)+Vs(0)

図-4.23 荷重の繰り返しによるVsの変動

はない。

また、図-4.23より曲げ破壊しない場合（図-4.23中(a)～(e)）は、 $V_s(P)$ は $V(P)$ よりも小さく、 $V_s(0)+V_s(P)$ は載荷の繰返し初期を除いてほぼ $V(P)$ に等しいことがわかる。一方、曲げ破壊する場合（図-4.23中(f),(g)）では、載荷の繰返し初期を除いて $V_s(0)+V_s(P)$ は $V(P)$ を大きく上回っているところが多く認められる。

$V_s(0)+V_s(P)$ が $V(P)$ にほぼ等しいということは $V_s(0)$ がコンクリートの負担するせん断力として有効に作用し、せん断抵抗としてせん断補強鉄筋により負担するせん断力に累加できることを意味している。また、せん断破壊しなかった供試体で $V_s(0)$ の低下がみられなかったことは正負交番荷重の繰返しによってせん断破壊するかしないかは $V_s(0)$ の低下が生じるかに係わっていると考えられる。

次に、載荷繰返し回数が少ない場合では、 $V_s(0)+V_s(P)<V(P)$ となっているが、これは $V_s(0)$ および $V_s(P)$ 以外にも、せん断抵抗が存在することを表している。これは図-4.21,22に示したように、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達は、繰返し回数が少ない場合は残留引張ひずみが小さく、これが完全に消失するわけではなく、繰返し回数の増大とともに低下すると予想される。すなわち、圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が残存しているために $V_s(0)+V_s(P)<V(P)$ となったものと考えられる。

一方、 $V_s(0)$ は、各載荷サイクルのピーク時に生じていたせん断補強鉄筋の引張応力が、除荷されてもその全ては解消されないために正の値をとるものであり、せん断補強鉄筋に囲まれたコンクリート（コアコンクリートと呼ぶ）を、せん断補強鉄筋が拘束していることを示すものである。そして、 $V_s(0)$ の低下は、コアコンクリートに作用する拘束力が低下していることを意味している。コアコンクリートに拘束力が作用している状態では、たとえせん断ひび割れが生じていてもせん断ひび割れ面に圧縮応力が作用していて、せん断ひび割れ面でのせん断力の伝達が可能である。従って、荷重の反転により圧縮域のコンクリートによって伝達されていたせん断力が減少しても、コアコンクリートに対する横方向の拘束力が残存する状況では、せん断ひび割れ面に沿ったせん断力の成分は保存されていて、 V_c の一部は保存される状況にある。ところが、拘束力が消失すると、せん断ひび割れ面を介したせん断力の伝達も消失し、 V_c が非常に低下し、部材のせん断強度の低下につながっていると考えられる。このように、荷重の正負交番繰返しによるコンクリートの負担するせん断力の低下は、複数の要素からなっていて、まず最初に圧縮側コンクリートによるせん断力の伝達が低下し、次にせん断ひび割れ面に沿った応力の伝達の低下が生じるものと考えられる。

ここで、 $V_s(0)$ の低下がせん断ひび割れ面を介したせん断力の低下に結びついていることを確認するため、軸ひずみ分布からモーメントシフトの発生について検討を行った。図-4.24は引張側のコンクリートの軸ひずみの分布性状を繰返し回数毎に表示したものである。供試体No.304では基部からの距離が100cm付近で大きな引張ひずみが生じている。この部分の引張ひずみの増加は荷重の繰返し回数が10回目から20回目の間で特に著しい。これは、図-4.23に示したせん断補強鉄筋により発揮されている拘束力に相当する $V_s(0)$ が低下する繰返し回数に相当している。柱基部以外に

において認められた断面引張側の軸方向引張ひずみの増加は、せん断ひび割れ面で伝達されているせん断力が低下することにより、モーメントシフトが生じていることを示すものである。一方、 $V_s(0)$ の低下の認められなかった供試体No.502では、引張ひずみが局所的に増大する箇所は認められない。

このように、軸方向ひずみ分布状況からも、コアコンクリートに作用する拘束力の低減が、せん断ひび割れ面でのせん断力の伝達の低下につながっていることが確認された。

したがって、せん断補強鉄筋によるコアコンクリートの拘束力の減少を防止することは、せん断破壊を示す部材の耐荷力低下を防ぐ上で重要である。コアコンクリートの拘束力の減少を防止のためには、せん断補強鉄筋の降伏による過大な横方向ひずみが出ないようにしなければならない。ここでは、荷重がピークに達した時点でせん断補強鉄筋に生じている平均引張応力を求め、コアコンクリートの拘束力の減少を防止するための条件について検討を行う。

表-4.1は $V_s(0)$ が最も大きくなる載荷サイクルにおいて、荷重がピークになった時点でせん断補強鉄筋に生じていたと考えられる平均引張応力度およびこれを鉄筋の降伏点で無次元化した結果を示している。表中ゴシック体で示したものは、せん断破壊を生じていた供試体である。供試体がせん断破壊するか否かはを分ける境界は、せん断補強鉄筋に生じていたと考えられる平均引張応力度が、鉄筋の降伏応力度の80%程度の所にあると考えられる。すなわち、荷重ピーク時に生じるせん断補強鉄筋の平均引張応力度が降伏点の約80%となると、荷重の繰り返しにより、コアコンクリートの拘束効果が次第に失われせん断破壊に至る場合と、せん断破壊しない場合があり、せん断破壊する場合でも、部材の強度の低下は荷重の繰り返しに対し非常に緩慢である。荷重ピーク時に生じるせん断補強鉄筋の平均引張応力度が降伏点の約90%となると、荷重の繰り返しにより比較的早期に強度低下を生じている。

従って、 $V_s(0)$ の低下が生じるか否かはピーク時にせん断補強鉄筋に生じる引張応力度、すなわちせん断補強鉄筋量に依存すると考えられる。これは、コンクリートのせん断力の負担をある程度期待するためには、せん断補強鉄筋の引張応力度に余裕が生じるような設計を行わなければならないことを意味している。

ここで得られた実験結果を総合すると、正負交番荷重が作用する場合、圧縮側コンクリートによるせん断力の負担の消失により、 V_c は60%程度にまで低下するが、これのみで V_c が0になるわけではなく、コアコンクリートの拘束効果により、 V_c の40%程度は保存される。ただし、今回の実験結果によると、 V_c の一部が保存されるためには、せん断補強鉄筋に生じる引張応力を降伏点の80%程度以下に押さえる必要がある。この結果を式で表すと、繰り返し載荷によるせん断破壊を防止するためには、ピーク時においてせん断補強鉄筋がある程度の余裕を持って、せん断力を負担すること、すなわち

$$V(P) < 0.8V_s + 0.4V_c, \text{ あるいは } V_s + 0.5V_c > 1.25V(P)$$

が満たされるように、せん断補強鉄筋の配置量を定める必要があるといえる。

なお、曲げ破壊型の供試体については、このような判断基準は適用できない。この理由は、荷重

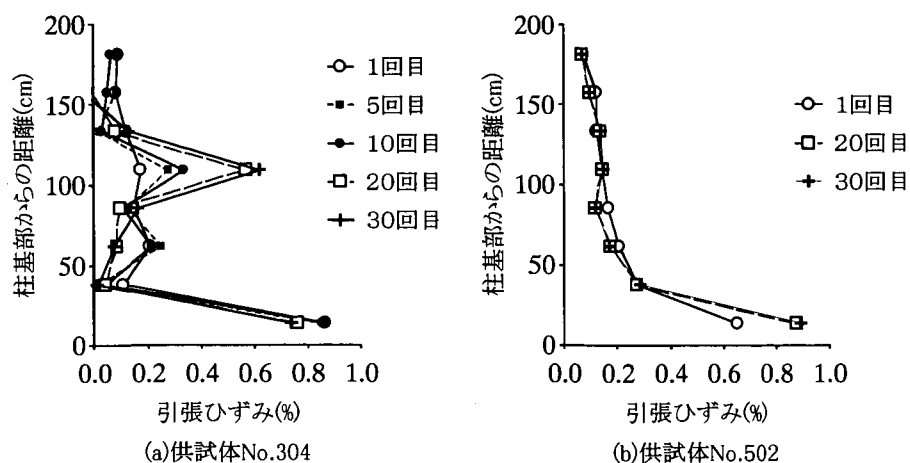


図-4.24 軸方向ひずみの分布状況

表-4.1 ピーク時に生じていたせん断補強鉄筋の平均引張応力度

供試体	载荷振幅	引張応力 (MPa)	降伏点で無次元化
No.304	2 δ_y	269	0.81
No.502		261	0.73
No.303	3 δ_y	316	0.95
No.501		335	0.92
No.701		302	0.82

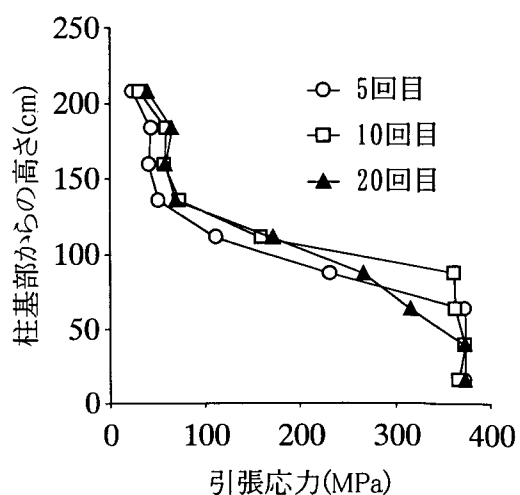


図-4.25 繰り返し回数の増加に伴うせん断補強鉄筋の応力分布の変動

の繰返しにより、ひび割れ面を横切るせん断補強鉄筋に作用する引張力の分布が、荷重の繰返しにより次第に局所化するためである。図-4.25は、明らかに曲げ破壊型であったと考えられる供試体No.702について、ピーク時におけるせん断補強鉄筋の引張応力分布を示したものである。

この結果を見ると、載荷繰返し回数が5回目から10回目にかけては、せん断補強鉄筋に作用する引張応力は増加しているが、10回目から20回目にかけては、柱基部から50cm～100cm程度の領域でむしろ低下していることが分かる。すなわち、繰返し10回目では塑性ヒンジ区間にほぼ均等に引張応力が分布していたが、20回目では柱基部付近のみに応力分布が集中していて、斜めひび割れを横切っているせん断補強鉄筋の引張力の総和として求められる V_s はむしろ低下している。これは、明らかにせん断破壊型の部材における荷重低下パターンとは異なったものである。

今回の検討では、せん断補強鉄筋の引張応力分布が荷重の繰返しにより局所化した理由については、明らかにすることができなかった。これには、主鉄筋のはらみだしの影響があったものと考えられるが、今後の検討課題であろう。

第5章 結論

本研究は、繰り返し荷重が作用するRC部材のせん断強度低下のメカニズムを明らかにすることを目的として、実験的検討を行った。以上、本研究の範囲で得られた結論をまとめると次の通りである。

1) 単調荷重が作用する場合と、正負交番荷重が作用する場合とでは、 V_c の低下メカニズムは異なっている。単調載荷の場合は、 V_c の低下は圧縮側コンクリートのせん断圧壊が原因であるのに対し、正負交番載荷では、荷重の反転による圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下、およびコアコンクリートの拘束効果の低下が V_c の低下の原因となる。

2) 部材の変形成分の分離を行うことにより、部材の破壊形態の分類ができる。せん断破壊型の部材では、せん断変形が大きくなる箇所は、部材の基部のみには限定されない。

3) 正負交番荷重が作用する場合、荷重の反転による圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下は避けられない。この低下量は、圧縮側の断面のコンクリートに発生する残留引張ひずみの量、すなわち、柱基部における曲率に依存するものと考えられる。ただし、圧縮側コンクリートのせん断力負担の低下のみではコンクリートの負担するせん断力は0にはならない。

4) 繰り返し載荷の場合は、部材に作用するせん断力が0になっても、せん断補強鉄筋には残留応力が発生する。これにより、コアコンクリートには拘束効果が生じ、これによりせん断ひび割れ面に沿ったせん断抵抗が発揮される。これは、せん断補強鉄筋による効果であるが、コンクリートの負担するせん断力として考慮できる。この拘束効果を保つことが V_c の低減に歯止めをかけ、部材のせん断破壊を防ぐうえで重要である。

5) この拘束効果が保存されるかどうかは、ピーク時にせん断補強鉄筋に生じる平均引張応力度によって決まる。従って、コアコンクリートの拘束効果によって期待されるコンクリートの負担するせん断の低下の程度はせん断補強鉄筋量に依存する。

6) 拘束効果により発揮されるコンクリートの負担するせん断力を保存するためには、せん断補強鉄筋に生じる引張応力度は、降伏点の80%程度以下にとどめておく必要がある。

なお、今後の課題としては、曲げ破壊型のRC部材での V_s, V_c 低下メカニズムを明確にすること、また、今回の正負交番繰り返し載荷試験は載荷点の変位振幅を一定の条件で行ったが、段階的に載荷点の変位振幅を増加させた場合や、主鉄筋比などを変化させた場合についても検討を行う必

要があろう。

(参考文献)

- 1)土木学会コンクリート委員会・阪神大震災調査研究特別委員会:阪神淡路大震災被害分析と靱性率評価式、コンクリート技術シリーズ12、土木学会、1996.
- 2)日本道路協会:道路橋示方書耐震設計編V、1996.
- 3)石橋忠良、吉野伸一:鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、No.390/V-8、pp.57-66、1988.
- 4)町田篤彦、陸好宏史、豊田和彦:鉄筋コンクリート部材の塑性変形定量化に関する研究、土木学会論文集、No.378/V-6、pp.203-212、1978.
- 5)例えば、須田久美子、村山八洲雄、一宮利通、新保弘:RC橋脚における柱筋の座屈メカニズムの考察、阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.571-578、1996.
- 6)中村光、二羽淳一郎、田辺忠顕:鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的研究、土木学会論文集、No.420/V-13、pp.115-124、1990.
- 7)衣笠秀行、野村設郎:正負繰り返し履歴による曲げ降伏ヒンジの破壊性状、コンクリート工学論文集、Vol.5、No.2、pp.21-32、1994.
- 8)赤倉康寛、鈴木基行、武田篤史、藤原稔、尾坂芳夫:RC構造の損傷度評価と耐震設計への適用に関する研究、土木学会論文集、No.544/V-32、pp.205-221、1996.
- 9)池田尚治:無筋および鉄筋コンクリート標準示方書・設計編の一部改訂について、土木学会コンクリートライブラリー第46号無筋および鉄筋コンクリート標準示方書(昭和55年版)改訂資料、pp.23-32、昭和54年4月.
- 10)Report of ACI-ASCE Committee326: Shear and Diagonal Tension, Journal of ACI, pp.277-333, Feb., 1962.
- 11)檜貝勇:鉄筋コンクリート部材の諸性状(その5)、コンクリートライブラリー34号、土木学会、pp.31-40、1972.8.
- 12)Popov E.P., Bertero V.V., Krawinkler H.:Cyclic Behavior of Three Reinforced Concrete Flexural Members with High Shear, Report No. EERC 72-5, 1972.
- 13)三島徹也、原夏生、前川宏一:正負交番載荷によるRCひび割れ面でのせん断剛性低下のメカニズム、土木学会論文集、No.442/V-16、pp.191-200、1992.
- 14)Wight J.K., Sozen A.: Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals, Journal of Structural Division ST5, pp.1461 - 1476, 1975.
- 15)Paulay T., Bull I. N.: Shear Effect on Plastic Hinges of Earthquake Resisting Reinforced Concrete Frames, Bulletin D'Information No 132, pp.165-172, 1979.
- 16)Gosain, N. K., Brown, R. H., Jirsa, J.O.Shear Requirements for Load Reversals on RC Members, Journal of Structural Division ST7, pp.1053-1065, 1977.
- 17)Priestley, M. J. N., Verma, R., Xiao, Y.: Journal of Structural Division ST8, pp.2310-2329, 1994.
- 18)島弘、上田多門:RC橋脚の躯体変形における曲げ変形とせん断変形分離、コンクリート工

学年次論文集、Vol.8、pp3525-528, 1986.

19)Miyahara T., Kawakami T., Maekawa K.: Nonliner Behaviorof Cracked Reinforced Concrete Plate Element under Uniaxial Compression, Concrete Library of JSCE, No.11, pp.131-144, June, 1988.

20)CEB-FIP MODEL CODE 1990

21)Ruhnau, J.: Influence of Repeated Loading on the Stirrup Stress of Reinforced Concrete Beams, ACI SP-42, Vol.1 , pp169-181, 1974.

付録資料

図－１ ～ 図－１２ 各供試体のひび割れ状況

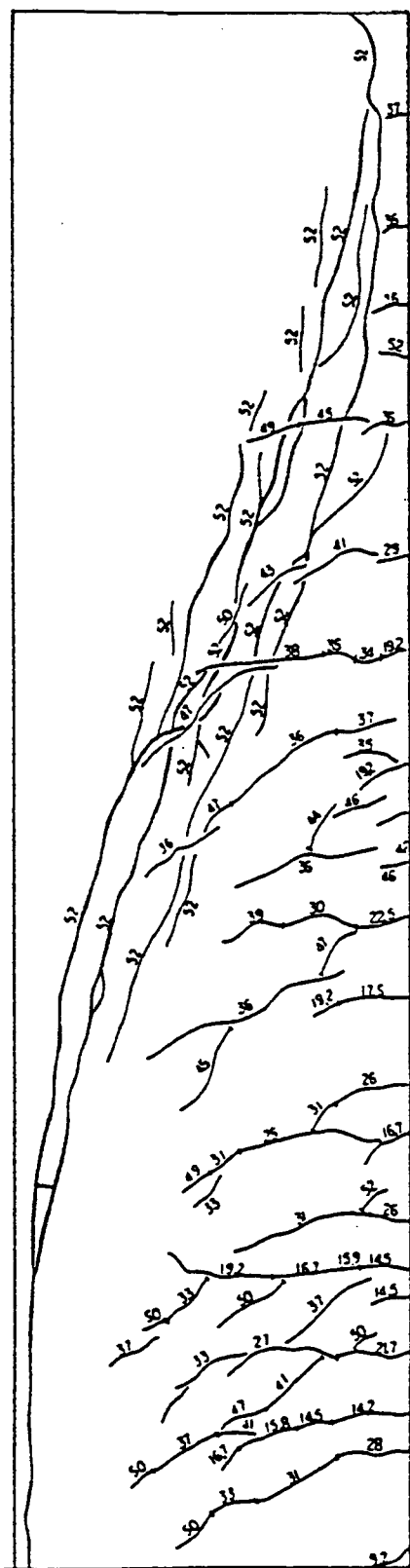


図-1 供試体No. 1
のひび割れ状況

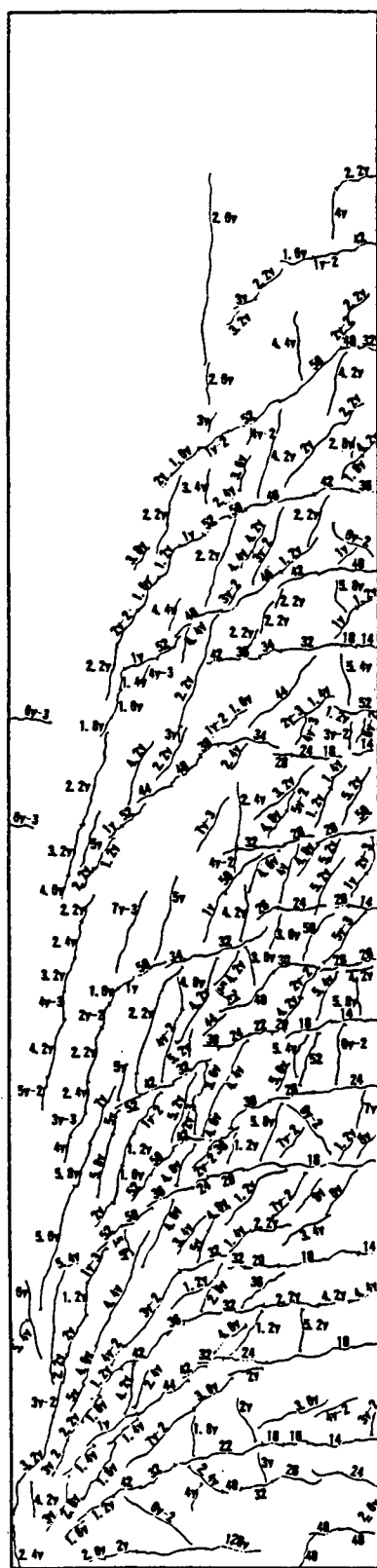


図-2 供試体No. 301
のひび割れ状況

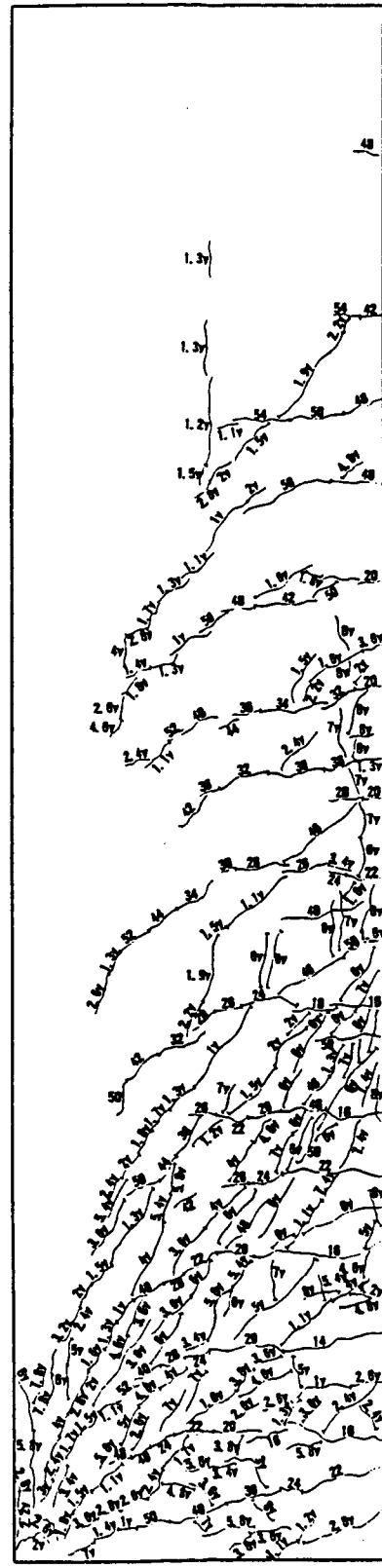


図-3 供試体No. 302
のひび割れ状況

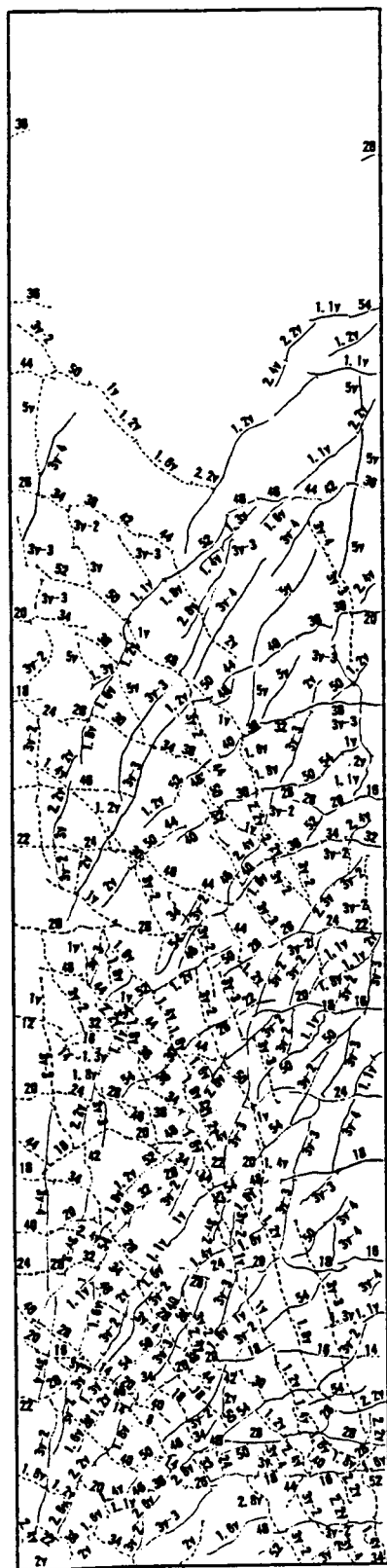


図-4 供試体No. 303
のひび割れ状況

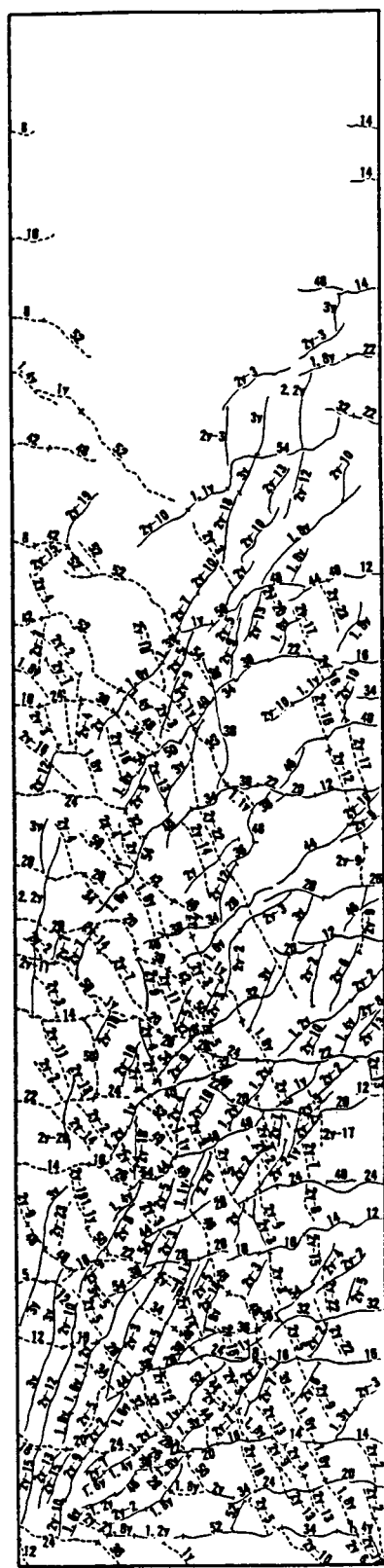


図-5 供試体No. 304
のひび割れ状況

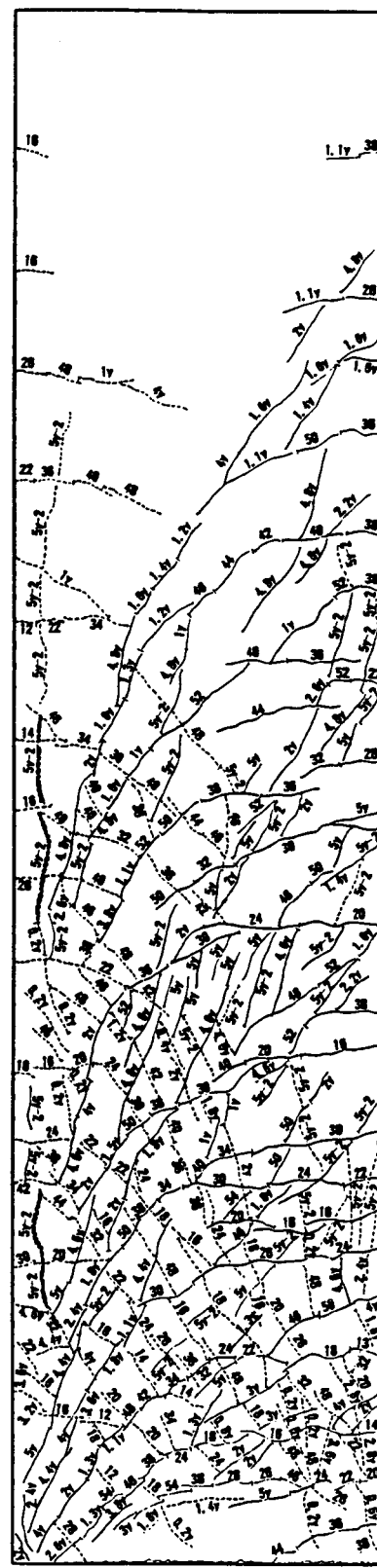


図-6 供試体No. 305
のひび割れ状況

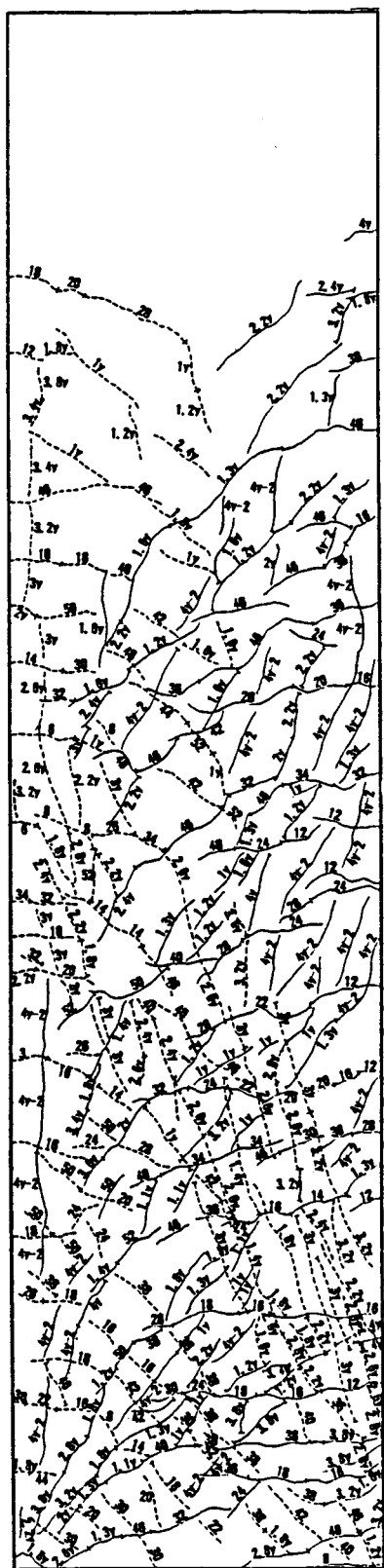


図-7 供試体No. 306
のひび割れ状況

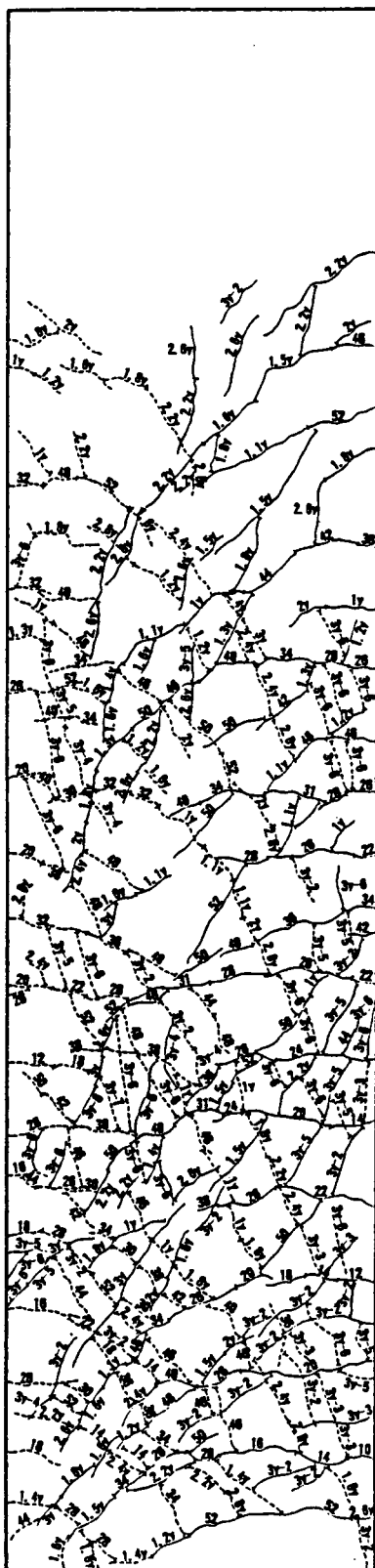


図-8 供試体No. 501
のひび割れ状況

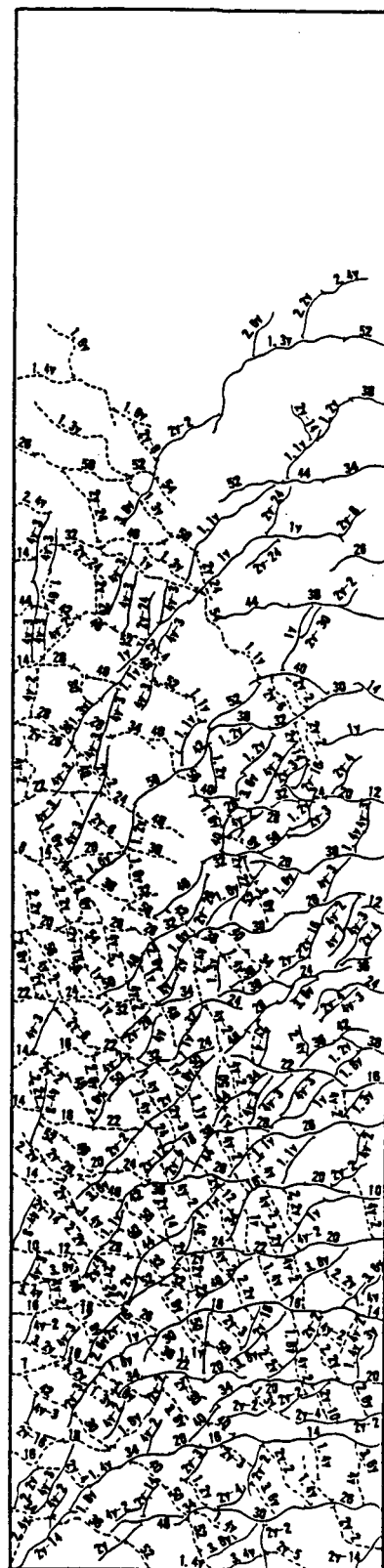


図-9 供試体No. 502
のひび割れ状況

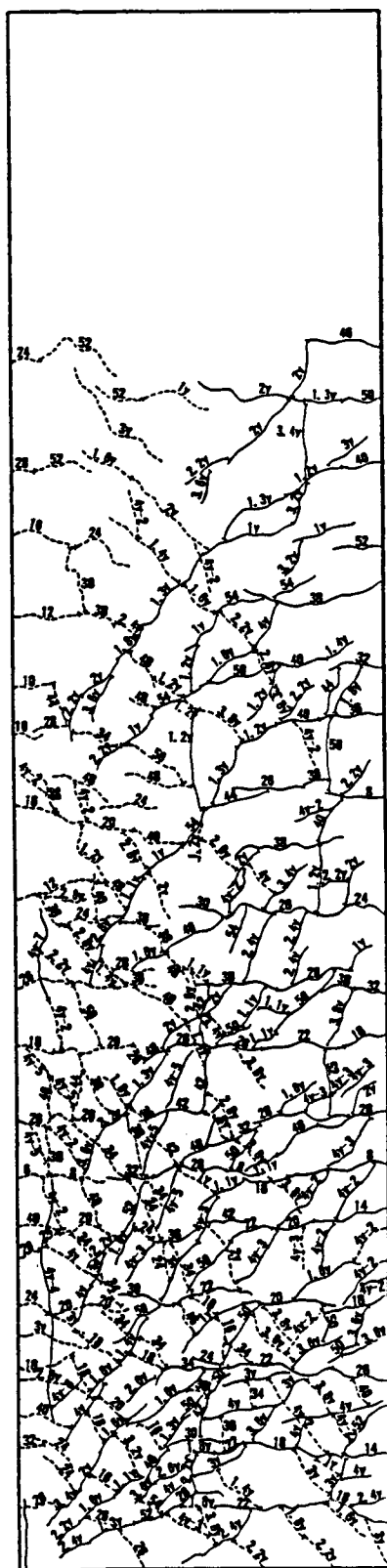


図-10 供試体No. 503
のひび割れ状況

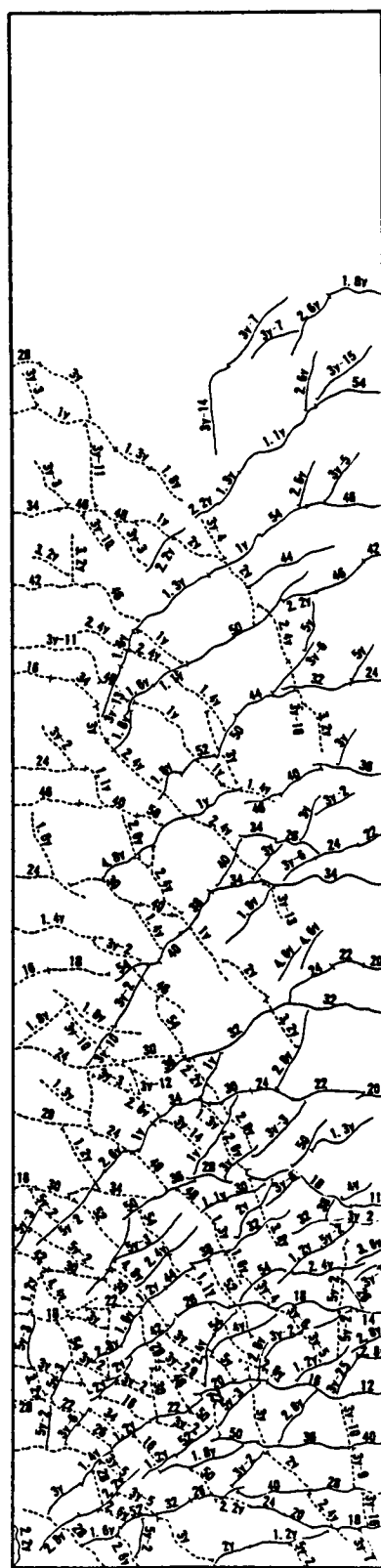


図-11 供試体No. 701
のひび割れ状況

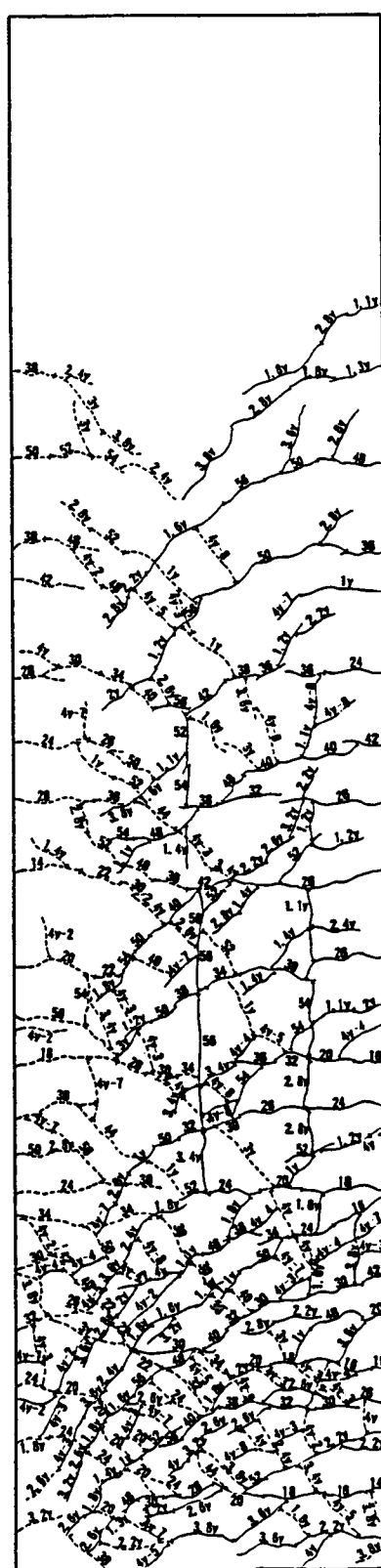


図-12 供試体No. 702
のひび割れ状況