

土木研究所資料

地震荷重が作用するR Cディープビーム
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3572号1998年3月

地震荷重が作用するRCディープビーム 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

本報告書は地震荷重が作用するRCディープビーム部材のせん断強度について検討を行った結果について述べたものである。RCディープビーム部材ではせん断ひび割れ発生後、アーチ機構が形成されるためせん断強度は大きくなるが、塑性変形が生じる非線形領域で正負荷重が繰り返し作用する場合、せん断強度の低下が著しくなることが明らかとなった。また、せん断補強鉄筋の効果は認められるものの、せん断補強鉄筋が負担するせん断力が相対的に小さくため、その効果はわずかである。この結果に基づき、地震荷重を想定したRCディープビーム部材のせん断力に対する設計法の考え方をまとめた。

キーワード：耐震設計、鉄筋コンクリート、ディープビーム、せん断

まえがき

地震荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の耐震性を向上させるためには、せん断破壊を防止することが重要である。地震荷重が作用する鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、これまでの研究結果から、単調荷重が作用する場合に比較して低下することが明らかとなっていて、これを考慮した設計法に改められた。ところが、部材断面の有効高に比べてせん断スパン長の短いディープビームと呼ばれる形式の鉄筋コンクリート部材については、正負交番荷重の作用による影響の検討が十分にはなされておらず、設計方法についても改善の余地が残されているのが現状である。

ここでは、正負交番荷重の作用するディープビーム形式のRC部材のせん断力に対する設計方法を明らかにするため、実験および解析的な検討を行った。

本報告書は、この検討結果について述べるとともに合理的な設計方法について言及したものである。

目次

第1章 概要	1
第2章 載荷試験	3
2. 1 目的	3
2. 2 載荷試験方法	3
2. 2. 1 供試体の概要	3
2. 2. 2 載荷方法	3
2. 2. 3 測定方法	9
2. 3 載荷試験結果の概要	9
2. 3. 1 供試体の荷重変位関係	9
2. 3. 2 供試体の破壊状況	9
2. 3. 3 供試体の降伏・終局強度	12
2. 3. 4 せん断補強鉄筋のない供試体の破壊強度	12
2. 3. 5 せん断補強鉄筋のある供試体の強度	12
2. 4 荷重の繰り返しの影響	16
2. 4. 1 ディープビームの効果	16
2. 4. 2 せん断補強鉄筋の効果	17
2. 5 まとめ	17
第3章 ディープビーム部材におけるせん断補強鉄筋の効果	21
3. 1 検討方法	21
3. 2 せん断補強鉄筋の効果に関する検討	21
3. 2. 1 せん断補強鉄筋がない場合の横方向ひずみについて	21
3. 2. 2 せん断補強鉄筋のひずみ(載荷点変位が $1\delta y$ 以下の場合)	23
3. 2. 3 せん断補強鉄筋の効果(載荷点変位が $1\delta y$ 以下で荷重を繰り返して作用させた場合)	28
3. 2. 4 正負交番荷重作用時のせん断補強鉄筋の効果(載荷点変位が $1\delta y$ 以上の場合)	28
3. 3 まとめ	32
第4章 ディープビーム部材の変形性状	34
4. 1 目的	34
4. 2 変形の分離方法	34
4. 3 検討結果および考察	34
第5章 地震荷重が作用するディープビーム部材のせん断力に対する設計法	36
5. 1 ディープビーム部材の特徴	36
5. 2 設計方法の提案	36

第1章 概要

鉄筋コンクリート構造物の耐震性能を向上させるためには、せん断破壊を防止し、十分な変形性能を確保することが非常に重要である。せん断破壊を防止するためには、RC部材の終局せん断強度を終局曲げ強度以上に設定する必要があるが、せん断強度が不足することが予想される場合、主鉄筋量を減らし曲げ強度を可能な範囲で低減するか、もしくは、せん断補強を行いせん断強度を大きくしなければならない。いずれの対応をとるにしても、終局せん断強度を正確に把握できることが前提となる。

鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、これまで、コンクリート自身が負担するせん断強度と、帯鉄筋などのせん断補強鉄筋が負担するせん断強度を累加する形で求められてきた。コンクリート自身が負担するせん断強度は主として、載荷実験に基づいて定められ、せん断補強鉄筋の効果はトラス理論に基づいた評価がなされるのが一般的である。ところが、RC部材のせん断強度は、作用する荷重が片方向のみの場合と、正負交番荷重の場合とでは異なっていて、正負交番荷重が作用する場合、せん断強度は低下することが知られている。この場合のせん断強度の低下については、現在も引き続き検討がなされているが、明らかになっていない課題が多く残されているのが現状である。このような、荷重の正負繰り返しによるせん断強度の低下は、主として、コンクリートが負担するせん断力の低下が原因であるとされている。

ところで、せん断スパン比が小さいディープビームと呼ばれる鉄筋コンクリート部材では、コンクリートの負担するせん断強度は通常の鉄筋コンクリート部材より大きく見込めるが、せん断補強鉄筋の効果はある程度はあるものの通常の鉄筋コンクリート部材と同様の評価ができないといわれている。たとえば、土木学会コンクリート標準示方書設計編では、ディープビーム部材のせん断強度は、コンクリートの負担するせん断強度には割り増しを考慮する一方、せん断補強鉄筋の効果は全く無視していて、通常のRC部材の設計方法とは根本的に異なっている。ところが、単調載荷試験に基づく過去の研究例を見ると、せん断補強鉄筋の効果は十分に認められるとの結論を得ているものもある。このように、ディープビーム部材のせん断強度については、これまでの検討例も比較的少なく、基本的設計思想そのものも検討の余地が残されているのが現状である。また、ディープビーム部材においても、通常の鉄筋コンクリート部材と同様、正負交番荷重が作用する場合に、コンクリートの負担するせん断力の低下が生じるかどうか不明である。

通常のRC部材では、正負交番荷重作用時のコンクリートの負担するせん断力の低下に対処するため、一般的にせん断補強鉄筋量を増加させて、せん断強度を維持する設計方法が採られることが多い。ところが、ディープビーム部材では、せん断補強鉄筋の効果そのものが疑問視されているため、コンクリートの負担するせん断力の低下に対する対処法としては、部材断面を増加させるほかにないという状況となりかねない。従って、正負交番荷重の作用によるコンクリートの負担するせん断力の低下は、ディープビーム部材において一層深刻な問題となる。

このことから、ディープビーム部材のせん断抵抗メカニズム、とりわけせん断補強鉄筋の有効性の評価、ならびに、正負交番荷重作用下のコンクリートの負担するせん断力低下の可能性に関する

何らかの結論を得ておくことは、耐震設計法の合理化に向けて、非常に重要であると考えられる。

以上の理由から、ここでは、ディープビーム部材の載荷試験を実施し、これらの問題点を解決するための検討を行った。

第2章 載荷試験

2. 1 目的

ここでは、ディープビームRC部材のせん断強度およびせん断補強鉄筋の効果について定量的に評価することを目的として載荷試験を実施した。最終的には正負交番荷重が作用する場合のディープビーム部材のせん断強度の評価方法を確立することが目標であるが、このためには、単調載荷時におけるディープビーム部材のせん断抵抗メカニズムについても、再検討する必要があると考えられる。

このため、単調載荷の条件も交え、せん断スパン比および帯鉄筋比を変化させたRC供試体を用いた載荷試験を実施することとした。

載荷試験において、特に検討の主眼としたことは、

- 1)ディープビームの効果が顕著となるせん断スパン比はどの程度か
 - 2)ディープビームにおけるせん断抵抗メカニズムは通常のRC部材と比較してどのように異なっているか
 - 3)せん断抵抗メカニズムの変化は交番載荷時でも同様かどうか
 - 4)せん断補強鉄筋量により、部材の強度ならびに変形性能がどの程度変化するか
 - 5)せん断補強鉄筋の有効性は単調載荷の場合と交番載荷の場合で同様に評価できるか
- といった点である。

この章では、実施した載荷試験方法および載荷試験結果の概要について述べることとする。せん断補強鉄筋の効果に関する詳細な検討については、3章で記述することとする。

2. 2 載荷試験方法

2. 2. 1 供試体の概要

供試体の形状は柱・フーチング型であり供試体数は全部で12体とした。供試体寸法を図-2.1.1～図-2.1.5に示す。図-2.2には、供試体柱部分の断面図を示す。

いずれの供試体も断面寸法、主鉄筋量、目標としたコンクリート強度は同一である。断面寸法は有効高45cm・幅30cmとし、断面に配置した主鉄筋はD19を12本とした。軸方向鉄筋比($\Sigma A_s/bd$)は2.55%である。用いた鉄筋の材料試験で得られた応力ひずみ関係を図-2.3に示す。供試体に用いたコンクリートは目標強度が30MPaのレディーミクストコンクリートで粗骨材の最大寸法は20mmとした。

供試体の緒元ならびに、配置したせん断補強鉄筋量、載荷方法、使用したコンクリートの材料試験結果をまとめて表-2.1に示す。

2. 2. 2 載荷方法

表-2.1 供試体の内訳

供試体 番号	断面寸法			載荷位置 高さ (cm)	せん断 スパン比	主鉄筋		帯鉄筋		コンクリートの材料試験結果			載荷方法
	幅 (cm)	高さ (cm)	有効高 (cm)			径	主鉄筋比 (%)	径	配置間隔 (cm)	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	
1	30	50	45	50	1.1	D19	2.55	-	-	34.5	2.65	23.9	単調
2	30	50	45	50	1.1	D19	2.55	-	-	37.3	2.51	31.3	繰り返し*
3	30	50	45	50	1.1	D19	2.55	-	-	37.0	2.54	29.6	繰り返し
4	30	50	45	50	1.1	D19	2.55	D6	15	33.9	2.64	24.4	繰り返し
5	30	50	45	50	1.1	D19	2.55	D6	7.5	34.1	2.90	23.8	繰り返し
6	30	50	45	70	1.6	D19	2.55	-	-	38.8	2.69	31.3	単調
7	30	50	45	70	1.6	D19	2.55	-	-	36.9	2.80	29.0	繰り返し
8	30	50	45	70	1.6	D19	2.55	D6	7.5	36.3	2.94	29.3	繰り返し
9	30	50	45	87.5	1.9	D19	2.55	-	-	32.0	2.08	24.3	単調
10	30	50	45	87.5	1.9	D19	2.55	D6	7.5	31.3	2.24	25.1	繰り返し
11	30	50	45	125	2.8	D19	2.55	-	-	29.9	2.26	25.2	単調
12	30	50	45	125	2.8	D19	2.55	D6	7.5	35.2	3.19	24.9	繰り返し

注*) 供試体No. 2は載荷点での振幅を $\pm 1 \delta y$ として繰り返した。なお、荷重繰り返し回数を増加させてもほとんどピーク時荷重の低下が認められなかったため、一方向で変位を増加させた。

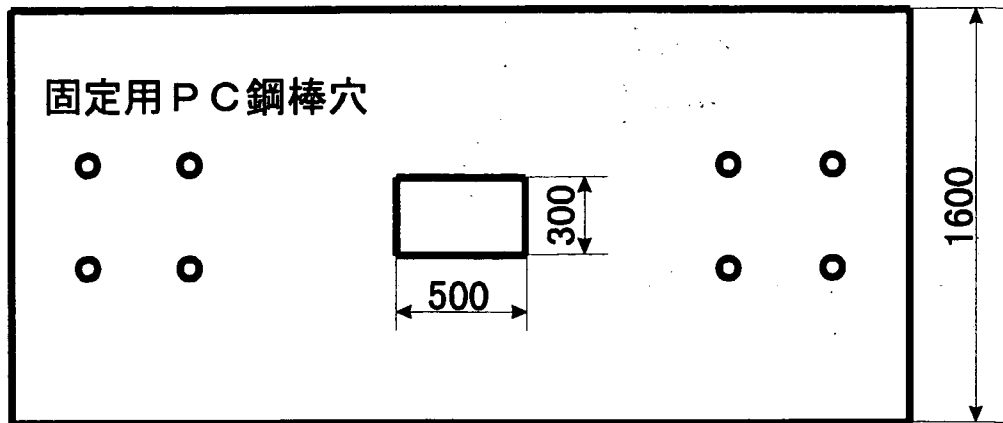


図-2.1.1 供試体フーチング部寸法

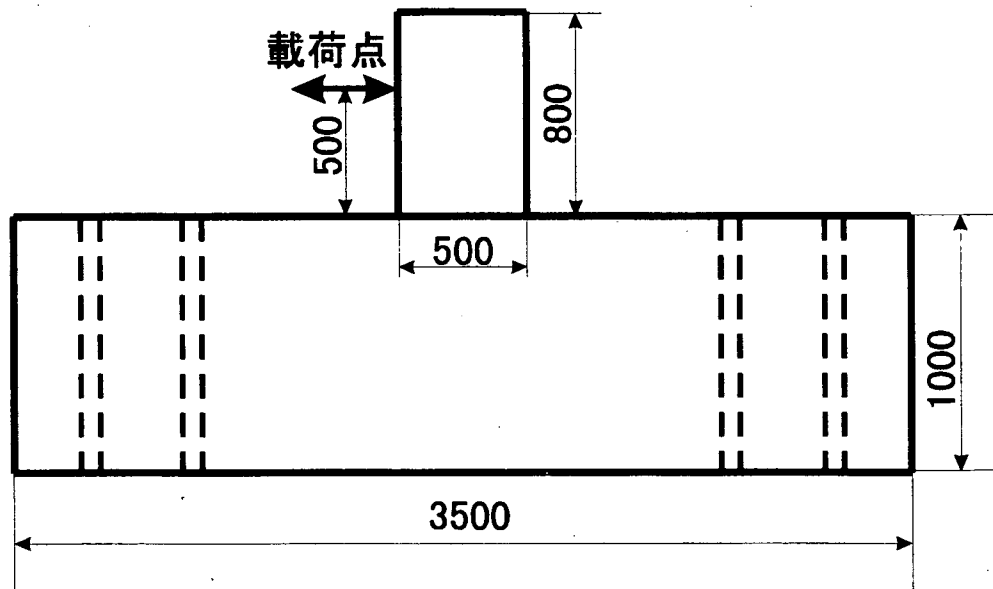


図-2.1.2 供試体No.1,2,3,4,5の寸法($a/d=1.1$)

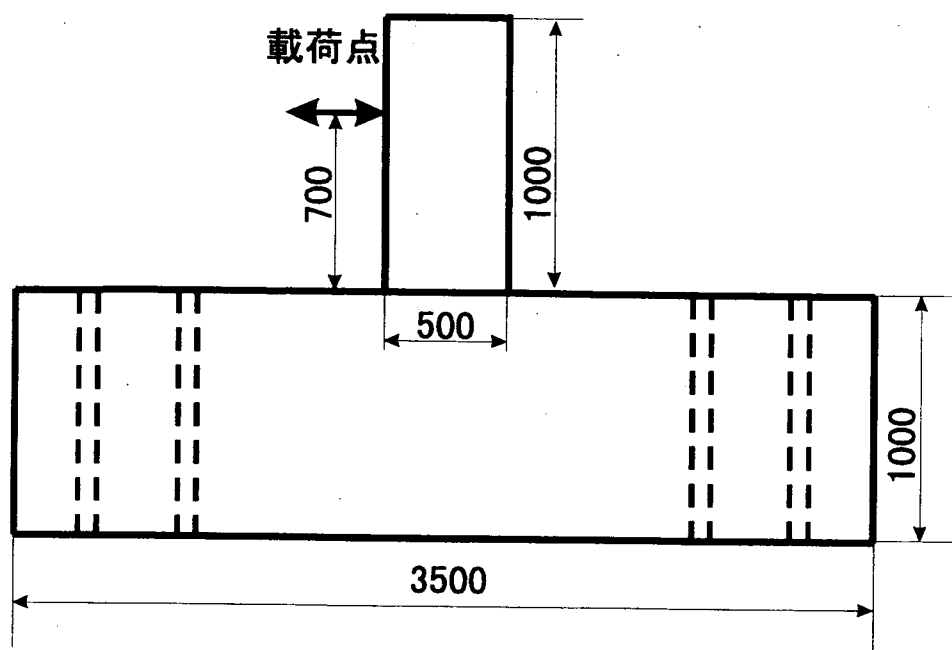


図-2.1.3 供試体No.6,7,8の寸法($a/d=1.6$)

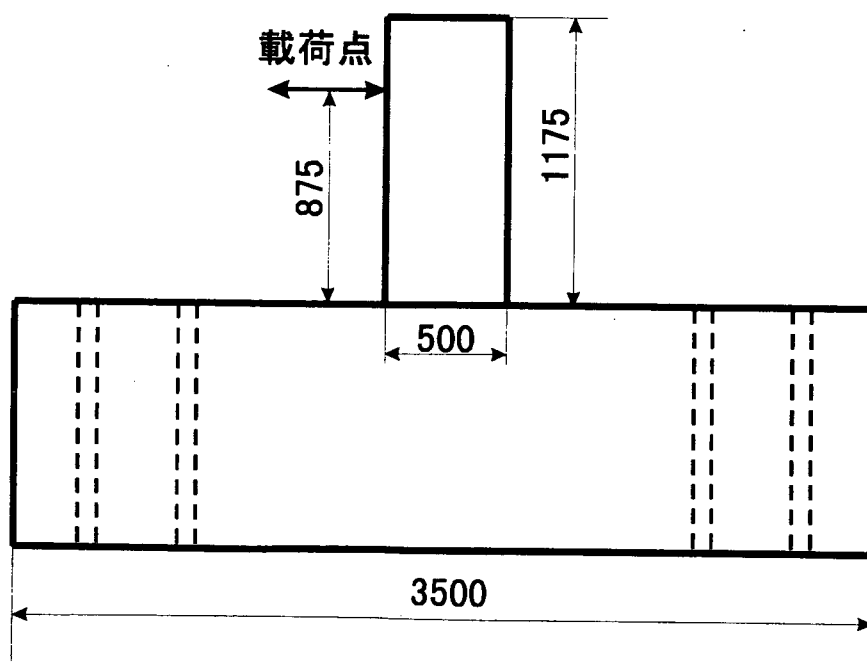


図-2.1.4 供試体No.9,10の寸法($a/d=1.9$)

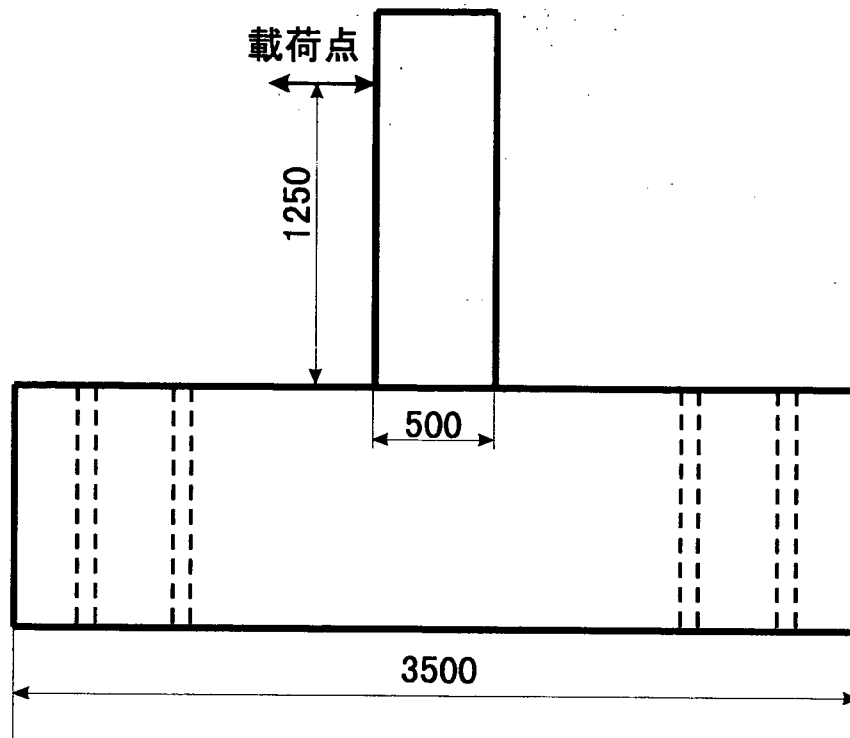


図-2.1.5 供試体No.9,10の寸法($a/d=2.8$)

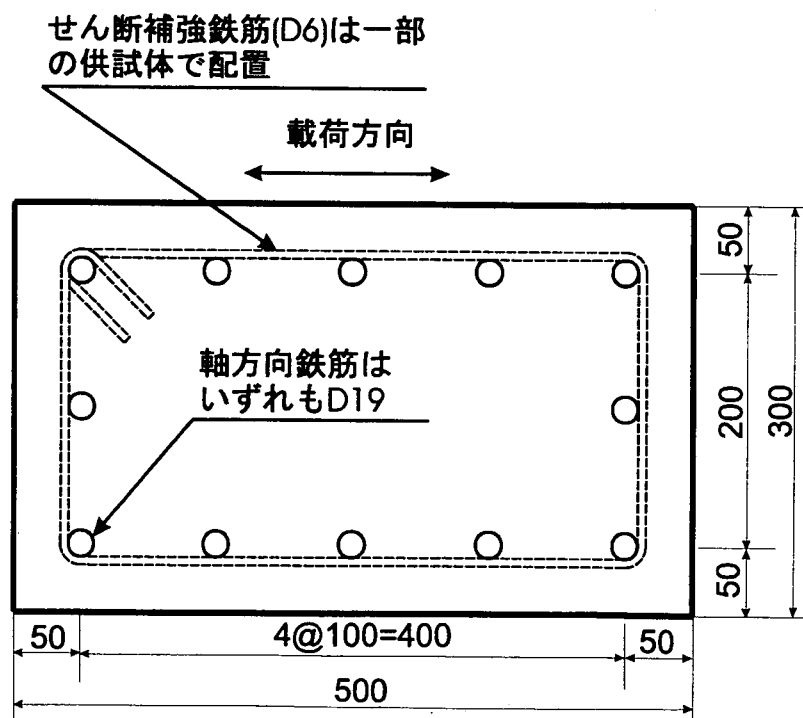


図-2.2 各供試体の断面図

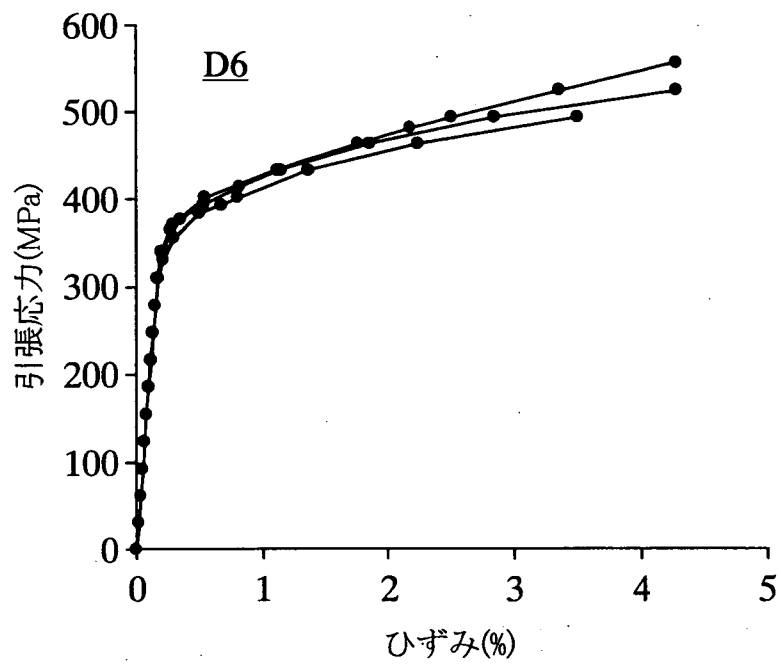
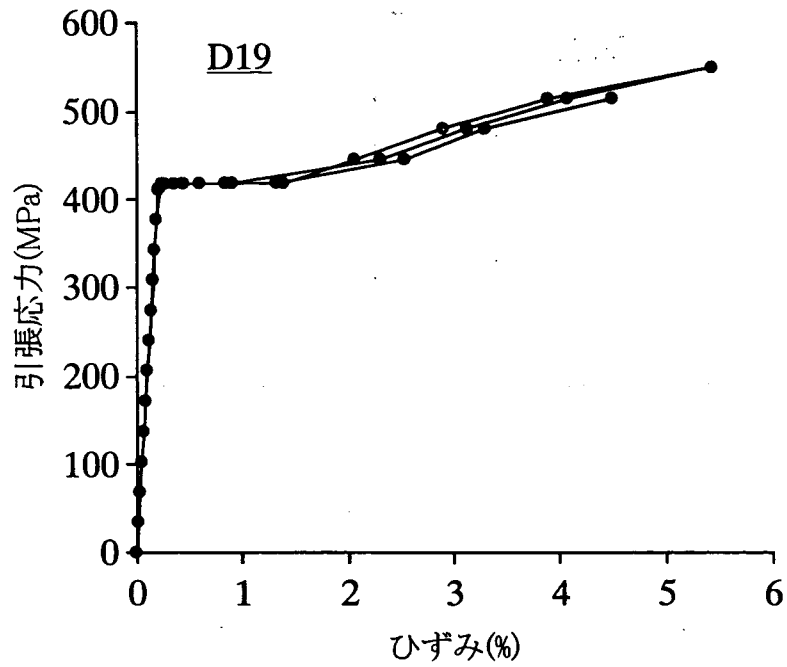


図-2.3 用いた鉄筋の応力ひずみ関係
(上:主鉄筋D19、下:せん断補強鉄筋D6)

フーチング部をPC鋼棒で反力床に固定し、柱部分に水平力のみを載荷した。載荷方法は単調載荷および正負交番載荷とした。正負交番載荷では、供試体No.2を除いて、載荷振幅を δy （降伏時の載荷点変位）から段階的に増加させた。繰り返し回数は3回とした。図-2.4に載荷パターンを示す。なお、降伏時の変位は、主鉄筋に貼り付けたひずみゲージによる主鉄筋ひずみの測定値が降伏点に達した時点での変位として決定した。

2. 2. 3 測定方法

測定項目は、載荷荷重および載荷点変位の他、

- 1)フーチング上面で測定した主鉄筋の伸び出し量
- 2)主鉄筋のひずみ
- 3)せん断補強鉄筋のひずみ
- 4)コンクリートの相対変位

を測定した。主鉄筋のひずみは、図-2.5に示すように、断面の両縁に配置された3本の主鉄筋のうちの中ほどの主鉄筋に1測定点あたり2枚のゲージを貼り付け、2枚のひずみゲージの平均値を持って、主鉄筋ひずみとした。

コンクリートの相対変位については、柱部のコンクリートに全ネジボルトをあらかじめ埋設し、これを標点として標点間の距離を測定した。標点の設置位置を図-2.6.1に示す。

主鉄筋のフーチングからの伸び出し量の測定は、図-2.6-2に示すように柱の基部に測定点を設け、フーチング上面から測定点までの距離を測定することにより伸び出し量とした。

2. 3 載荷試験結果の概要

2. 3. 1 供試体の荷重変位関係

各供試体の荷重変位関係（ヒステリシスループ）を参考資料に示す。

2. 3. 2 供試体の破壊状況

(a)単調載荷の場合

せん断補強鉄筋のない供試体のうち、せん断スパン比を1.1(No.1)および1.6(No.6)とした供試体については、せん断ひび割れ発生後もすぐには強度低下を生じることなく、耐荷力はかなり増加し主鉄筋の降伏が生じた。しかし、せん断スパン比が1.9(No.9)の供試体はせん断ひび割れが生じた時点で荷重が一時的に低下し、その後載荷点変位の増加に伴い再び荷重が増加したが、主鉄筋が降伏する以前に耐荷力を失った。せん断スパン比が2.8(No.11)の供試体では、せん断スパンが長かったため、主鉄筋がわずかに降伏した後にせん断ひび割れが生じ、その後の耐荷力の増大はなく、急激に耐荷力を失った。

(b)正負交番載荷の場合

正負交番載荷とした供試体は、いずれも、X字状のひび割れが生じ次第に耐荷力を失うパターン

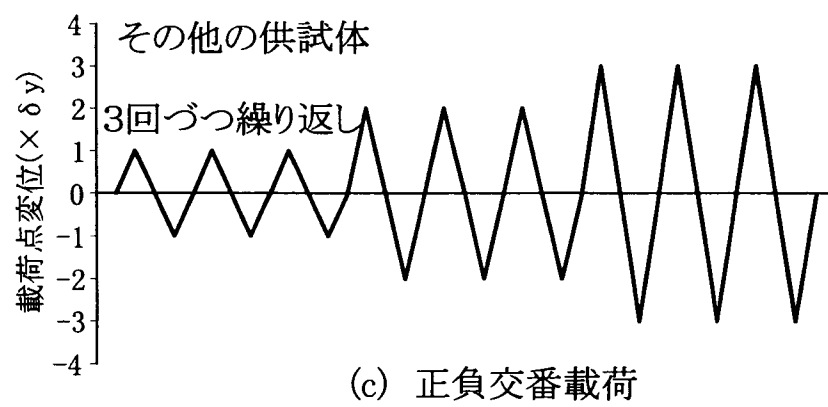
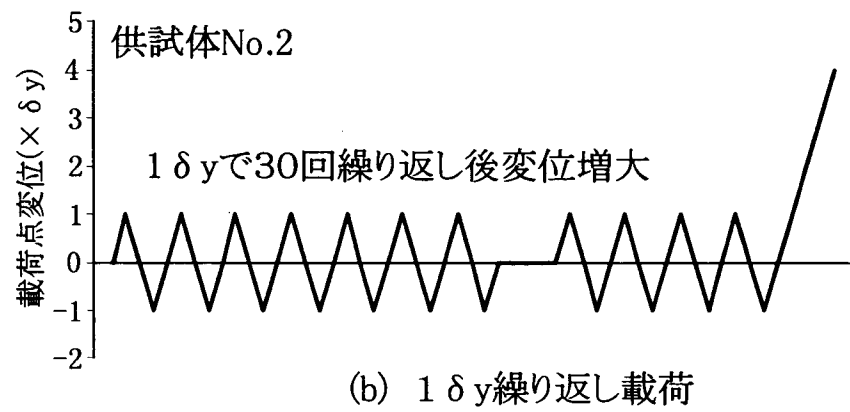
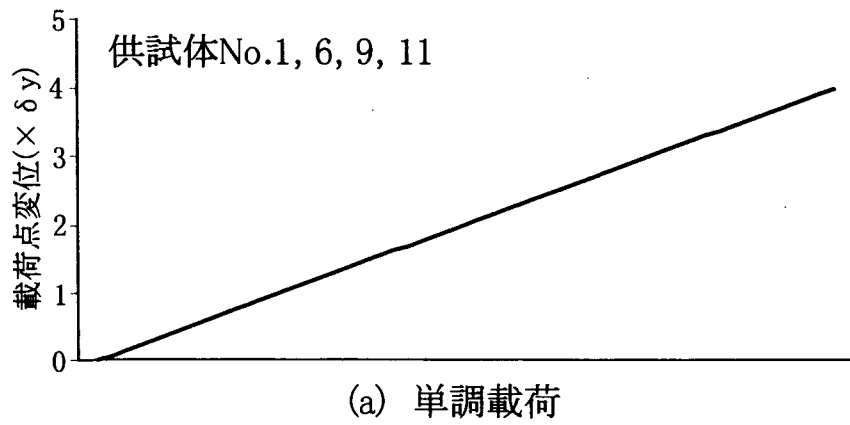


図-2.4 載荷パターン

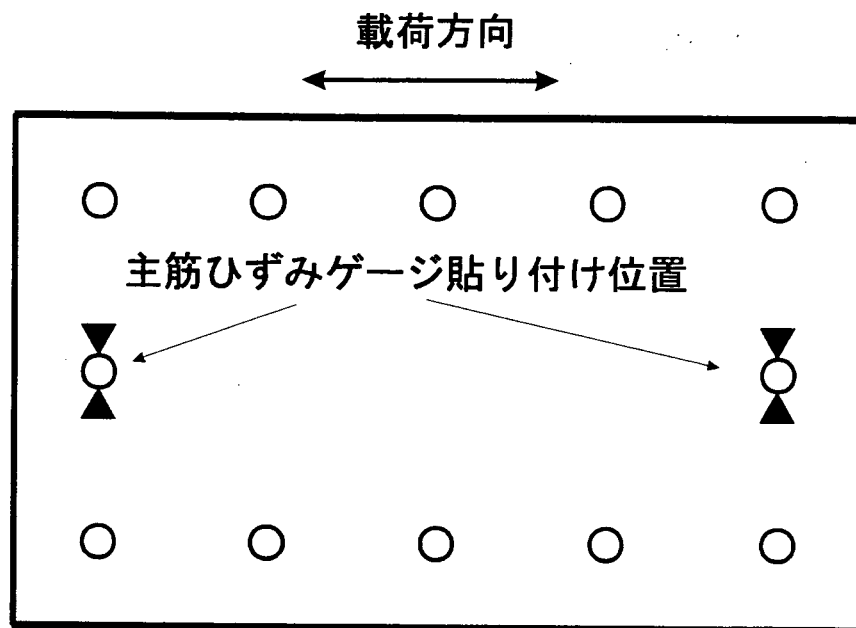


図-2.5 主鉄筋のひずみゲージ位置

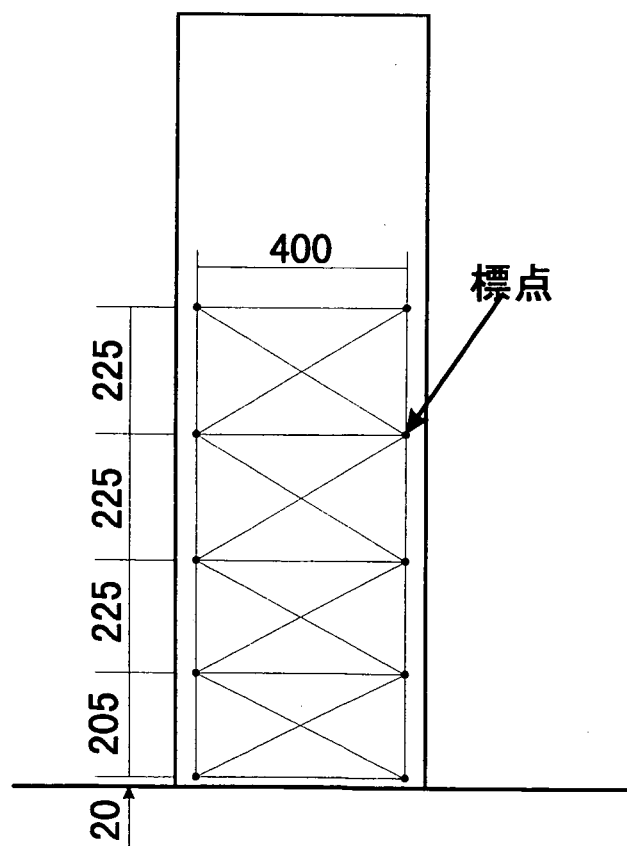


図-2.6.1 柱部分の相対変位測定用標点の設置位置

で破壊に至った。ただし、 $1\delta y$ の載荷振幅で載荷を行った供試体No.2は、繰り返し回数を増加させても、耐荷力の低下は生じなかった。しかし、繰り返し回数を3回として順次変位振幅を増大させた供試体No.3では、 $2\delta y$ の1回目の載荷で急激に耐荷力を失いせん断破壊した。このことから、ディープビーム部材では塑性変形が生じるような変位が与えられた場合と、弾性域内で正負荷重を繰り返した場合とでは、その挙動が大きく異なっているものと予想される。

せん断スパン比を1.1, 1.6とした供試体では、ひび割れ面近傍に損傷が集中していたのに対し、せん断スパン比を1.9および2.9とした供試体は、柱基部に全般的に損傷が生じていた。

それぞれのひび割れ状況は巻末の参考資料にまとめた。

2. 3. 3 供試体の降伏・終局強度

供試体の降伏強度、終局強度の試験結果、および計算結果を表-2.2にまとめる。ここで、せん断強度の計算結果は、土木学会コンクリート標準示方書 '12.1.7 ディープビーム' に示されたせん断耐力式に基づいて算出した値（これを表-2.2中では V_d と表記した）と、文献2に示されているせん断ひび割れ強度式によるひび割れ強度(V_c と表記した)をそれぞれ示している。

曲げ強度の計算は、通常の平面保持の仮定に基づいて行っている。用いたコンクリートの応力ひずみ関係は、放物線と直線からなる関数を用い、コンクリートの終局圧縮ひずみは一律に0.35%とした。鉄筋の応力ひずみ関係は図-2.3に示す試験結果を用いている。

2. 3. 4 せん断補強鉄筋のない供試体の破壊強度

図-2.7はせん断補強鉄筋を配置していない供試体で単調載荷を行った場合の、供試体の破壊強度と計算で求められたせん断強度を示したものである。

この結果から、土木学会のディープビームのせん断耐力式は、部材の強度を精度良く予測していることが分かる。せん断スパン比が約2より小さい場合は、ディープビームの効果によりせん断強度が上昇し、通常の部材を想定したせん断ひび割れ強度式では対応できないことが分かる。

図-2.8は、破壊時に柱基部に作用していた曲げモーメントを、計算で求められた降伏時の曲げモーメントを除いて得られる相対曲げ強度とせん断スパン比の関係を示している。せん断スパン比が1.9の場合に、せん断強度が曲げ強度に対して最も小さくなっていること、せん断スパン比がこれよりも小さい場合、ディープビームの効果により相対的にはせん断強度が大きくなることが確認された。

2. 3. 5 せん断補強鉄筋のある供試体の強度

現在の土木学会コンクリート標準示方書では、ディープビームの場合せん断補強鉄筋の効果は考慮しないこととなっている。このため、せん断補強鉄筋を配置していても、設計上算定される部材のせん断強度は全く変化しないことになる。

ここでは、せん断補強鉄筋の有無により、部材のピーク時の荷重に変化が生じるかどうか検討を行った。

表-2.2 各供試体の強度に関する実験・解析結果

供試体番号	実験結果				計算結果			
	降伏時		ピーク時		せん断強度		曲げ強度	
	変位(mm)	荷重(kN)	最大(kN)	最小(kN)	Vd(kN)	Vc (kN)	降伏時(kN)	終局時(kN)
1	3.1	417	468	-	446	238	407	568
2	2.4	432	536	-443	464	245	408	573
3	2.6	431	431	-530	462	244	408	573
4	3.0	432	541	-512	442	237	405	566
5	3.0	452	546	-476	444	237	407	566
6	4.1	324	324	-	309	203	292	411
7	3.8	309	334	-356	302	200	291	408
8	3.8	340	399	-392	299	199	291	407
9	-	-	206	-	201	170	230	321
10	4.4	245	336	-304	199	169	230	320
11	7.6	172	177	-	106	142	160	222
12	6.4	186	245	-215	116	150	162	227

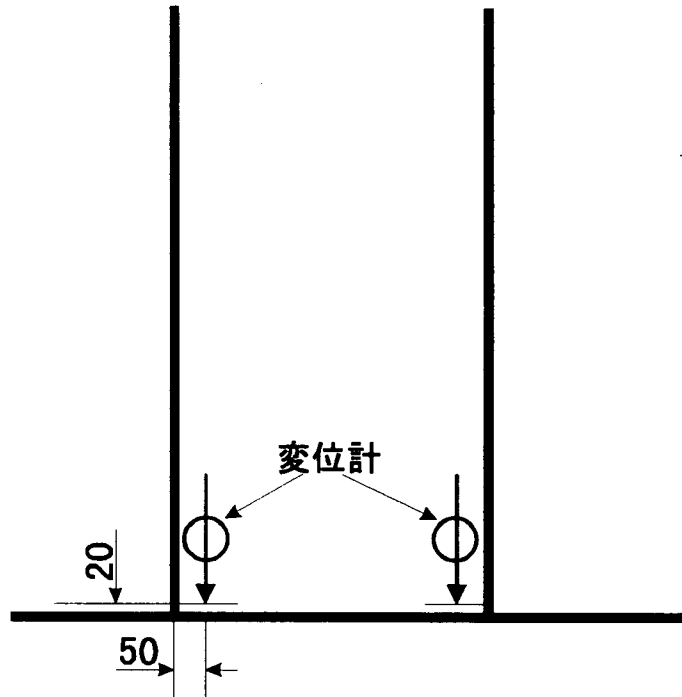


図-2.6.2 主鉄筋伸び出しによる柱基部回転角測定位置

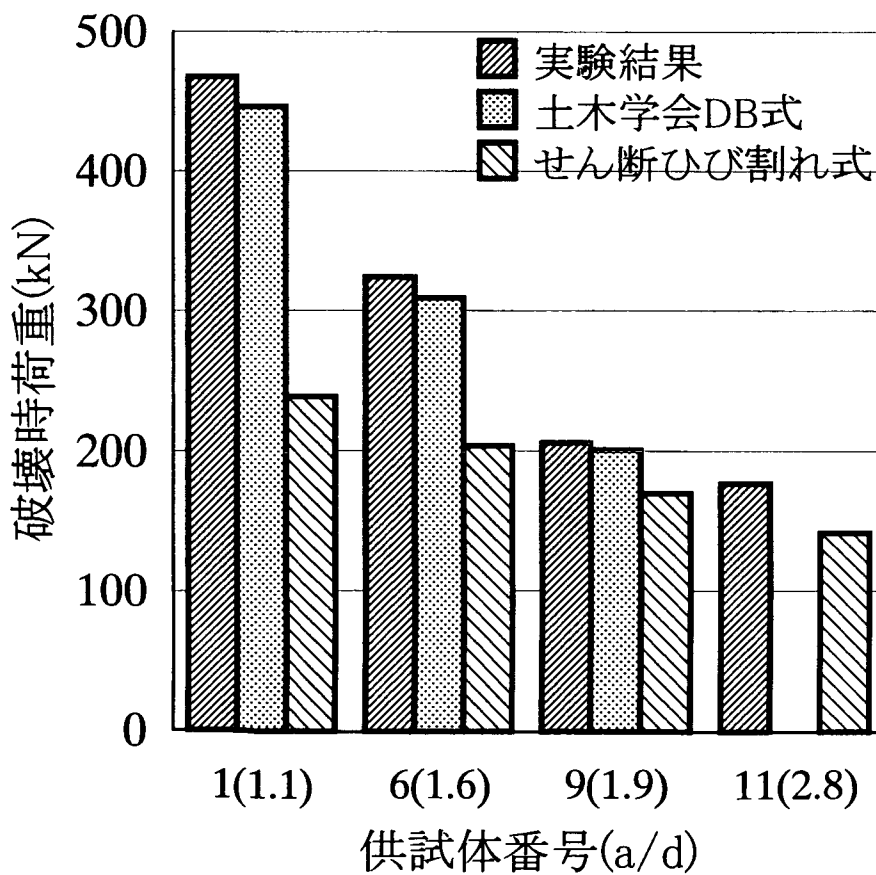


図-2.7 せん断補強鉄筋のない供試体のせん断強度
(試験結果と計算結果の比較)

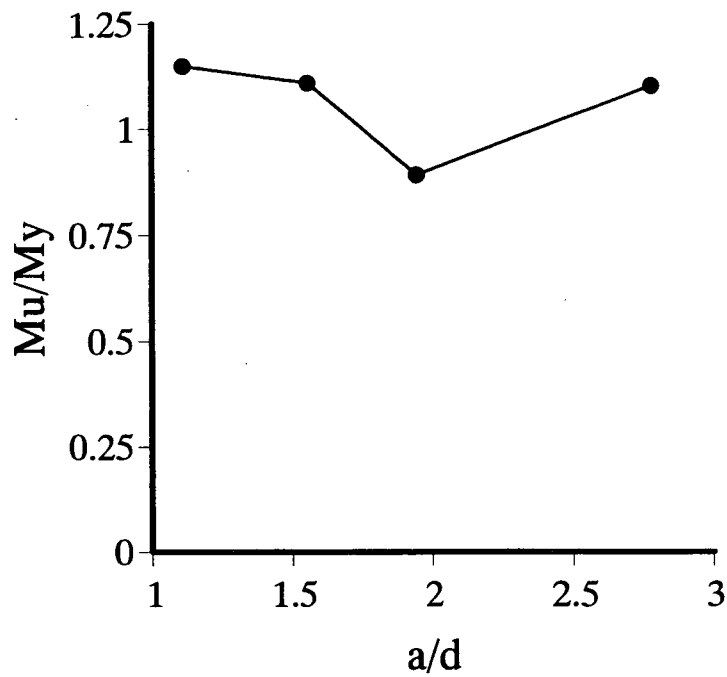


図-2.8 せん断補強鉄筋のない供試体の破壊時曲げモーメント

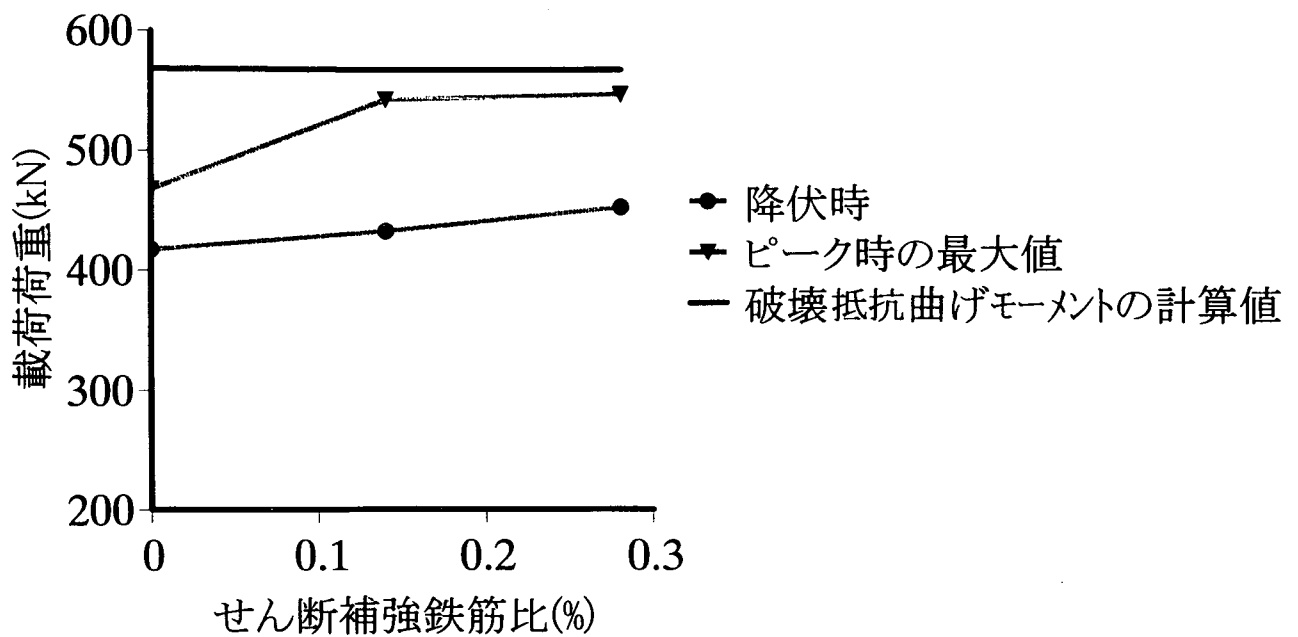


図-2.9 a/d=1.1の供試体のピーク時・降伏時荷重とせん断補強鉄筋比の関係

図-2.9は、せん断スパン比が1.1の供試体No.1,4,5について、降伏時の荷重ならびにピーク時の荷重の最大値とせん断補強鉄筋比の関係を示したものである。この結果を見ると、せん断補強鉄筋量が増えるにつれて、降伏時の荷重も増加していることが分かる。ピーク時の荷重の最大値については、せん断補強鉄筋を配置したものは、配置していないものよりも大きな荷重が作用していたことが分かるが、せん断補強鉄筋量の大小には関わっていない。図中には参考として、終局時の曲げモーメントの計算結果を示している。ここで、計算において用いた鉄筋の応力ひずみ関係は、試験結果(引張降伏後のひずみ効果を考慮)を用いている。コンクリートの応力ひずみ関係は、土木学会コンクリート標準示方書に示されたものを用いている。ただし、コンクリートの圧縮強度は示方書に示されているように0.85倍とせず、圧縮強度試験で得られた試験値をそのままもちいている。試験結果と計算結果を比較すると、せん断補強鉄筋のない場合は、計算結果を大幅に下回っていて、曲げ強度が確保されていないことがわかる。これに対し、せん断補強鉄筋を配置した供試体はおおよそ計算結果に等しい終局曲げモーメントが得られている。

このように、せん断補強鉄筋量によって部材の降伏強度やピーク時の強度が変化していて、ディープビームでもせん断補強鉄筋の効果が認められる結果となった。

ここで、せん断補強鉄筋による部材強度増加のメカニズムについてはいくつか考えられ、この点を明らかにしなければ、せん断補強鉄筋の効果を設計においてどのように反映すべきかが明確にならないものと考えられる。

2. 4 荷重の繰り返しの影響

2. 4. 1 ディープビームの効果

次に、荷重の繰り返しによるピーク時荷重の変動状況について述べる。図-2.10はせん断スパン比1.1でせん断補強鉄筋を配置していない供試体No.2およびNo.3について、荷重の繰り返し回数と、ピーク時の荷重の関係を示したものである。ここで、ピーク時の荷重とは、各繰り返しサイクルで載荷点の変位が最大となったときに作用している荷重で、正側の載荷と負側の載荷の平均とした。

供試体No.2は変位振幅を $\pm 1\delta y$ と固定したものであるが、繰り返し回数の増加によるピーク時の荷重の低下は非常にわずかである。供試体No.3は各変位振幅での繰り返し回数を3回に設定し、順次段階的に載荷点変位を増加させている。この場合、4回目の繰り返しすなわち、 $2\delta y$ の1回目の載荷で急激にピーク時荷重が低下していることが分かる。このように、せん断スパン比が1.1の場合では、載荷点の変位振幅によってせん断強度の低下に大きな差が生じることが分かる。

ここで、図-2.11.1、図-2.11.2はせん断スパン比が1.1と1.6の場合でせん断補強鉄筋を配置していない供試体の荷重の繰り返し回数と、ピーク時の荷重の関係を示したものである。図中にはそれぞれディープビームとして計算されたせん断強度ならびにせん断ひび割れ荷重の計算結果もあわせて示している。 $1\delta y$ の振幅で交番載荷を行っている段階では、ピーク時の荷重は土木学会のディープビームのせん断耐力式で算定される強度にほぼ匹敵するピーク時荷重となっているが、 $2\delta y$ の振幅に増加した時点で、せん断ひび割れ強度の計算結果に相当する荷重に急激に低下している。このことから、ディープビームのせん断強度は、正負交番荷重が作用する場合において、部材が塑性領域

に入った段階では、ディープビームの効果によるせん断強度の割り増しが期待できないこと、部材が塑性領域に入っていない段階では、荷重が繰り返し作用しても、コンクリートのせん断強度はほとんど低下しないといえる。

2. 4. 2 せん断補強鉄筋の効果

図-2.12.1はせん断スパン比が1.1でせん断補強鉄筋量を変化させた供試体No.3,4,5について、荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の関係を示したものである。せん断補強鉄筋を配置していないNo.3に比べて、せん断補強鉄筋を配置しているNo.4,5のほうがピーク時荷重の低下の度合いは多少緩やかになっていて、せん断補強鉄筋の効果が認められる。しかし、 $2\delta y$ の3回目（繰り返し回数6回目）になると、やはり荷重の低下は著しくなっている。

図-2.12.2はせん断スパン比が1.6でせん断補強鉄筋を配置していない供試体No.7と0.28%のせん断補強鉄筋比でせん断補強鉄筋を配置した供試体No.8の荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の関係を示したものである。せん断補強鉄筋を配置していないNo.7では供試体No.3と同様に、載荷点での変位振幅が $2\delta y$ （繰り返し回数が4回目）となると強度の低下が著しくなっている。せん断補強鉄筋を配置した場合は、荷重の繰り返しによる強度低下は緩やかになっていて、せん断スパン比が1.1とした供試体よりもせん断補強鉄筋の効果は大きくなっている。

図-2.3はせん断補強鉄筋量が0.28%で、せん断スパン比の異なる供試体について、各変位振幅での繰り返し回数を3回に設定した場合の、荷重の繰り返し回数とピーク時荷重の関係を示したものである。せん断スパン比が小さくなるに連れて、載荷初期のピーク時荷重は大きくなるが、繰り返しによる荷重の低下は顕著となる。せん断スパン比が2.8ともっとも大きな供試体No.12は荷重の繰り返し回数を多く重ねても荷重がほぼ一定に保たれている。しかし、せん断スパン比が1.6以下の供試体No.5,8ではピーク時の荷重が一定に保たれるところはなく、繰り返し回数が4回以降はほぼ単調に低下している。

このように繰り返し荷重が作用する場合のせん断補強鉄筋の効果は、同一のせん断補強鉄筋量で比較すると、せん断スパン比が小さくなるほどわずかとなる。

2. 5 まとめ

載荷試験で得られたディープビーム部材の強度についてこの章で得られた結果をまとめると次の通りである。

- 1)ディープビーム部材では、せん断ひび割れが生じても急激にせん断破壊が生じることはなく、耐力は上昇し続ける。
- 2)土木学会のコンクリート標準示方書で示されているディープビームのせん断強度式により、せん断強度は精度良く評価することができる。
- 3)ディープビームであっても、せん断補強鉄筋を配置することにより、単調増加荷重が作用する場合は、部材の降伏強度は上昇する。すなわち、せん断補強鉄筋は有効に作用する。
- 4)ディープビーム部材に交番荷重が作用した場合、与えられた変位振幅が $1 \delta y$ であればせん断強度

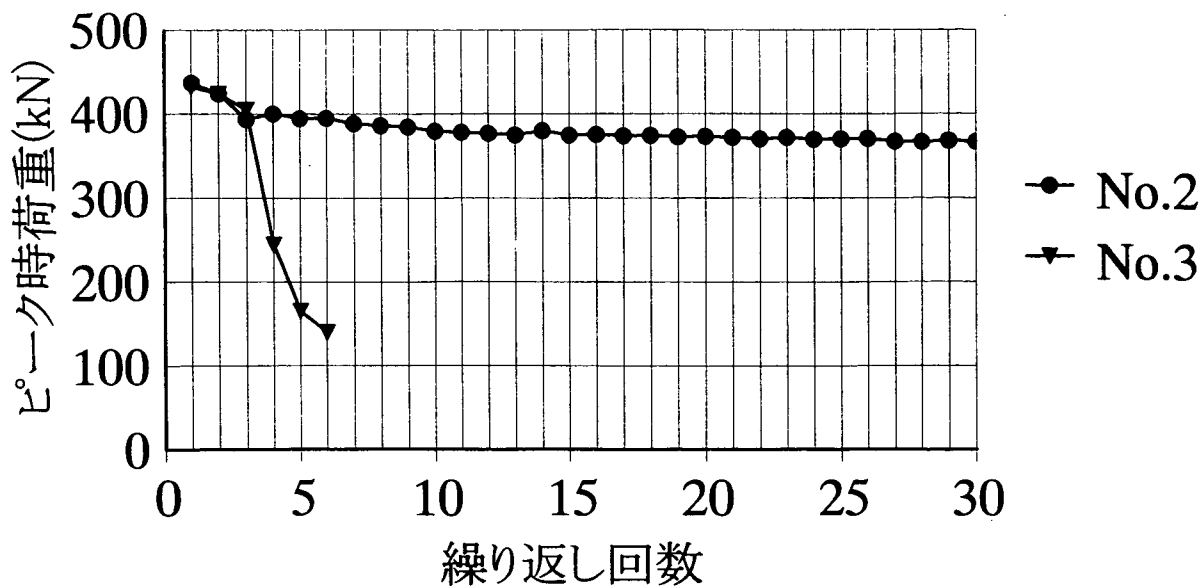


図-2.10 荷重の繰返しとピーク時荷重低下の関係
($a/d=1.1$, せん断補強鉄筋なし)

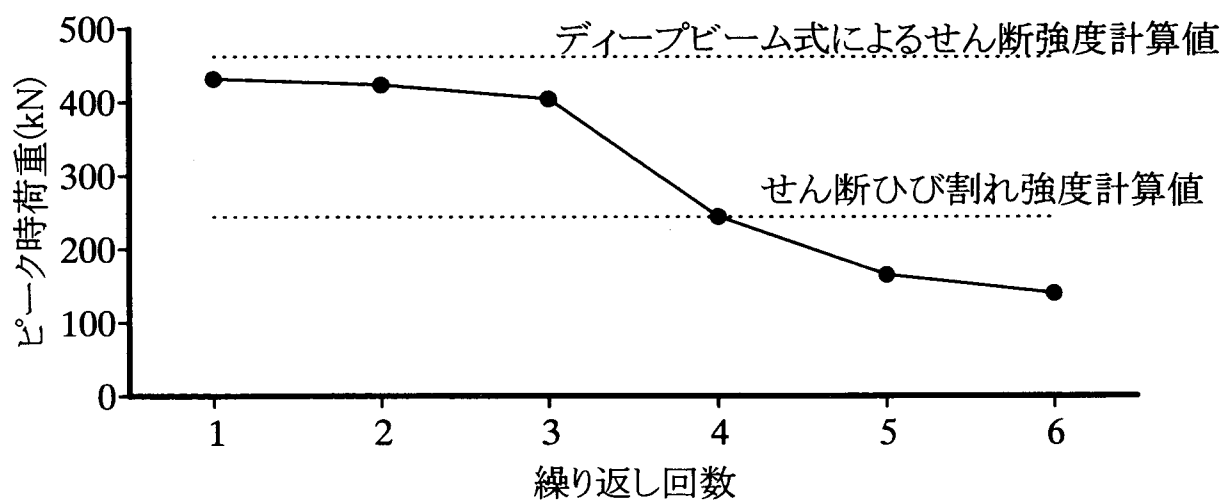


図-2.11.1 繰返し載荷によるピーク時荷重の低下($a/d=1.1$)

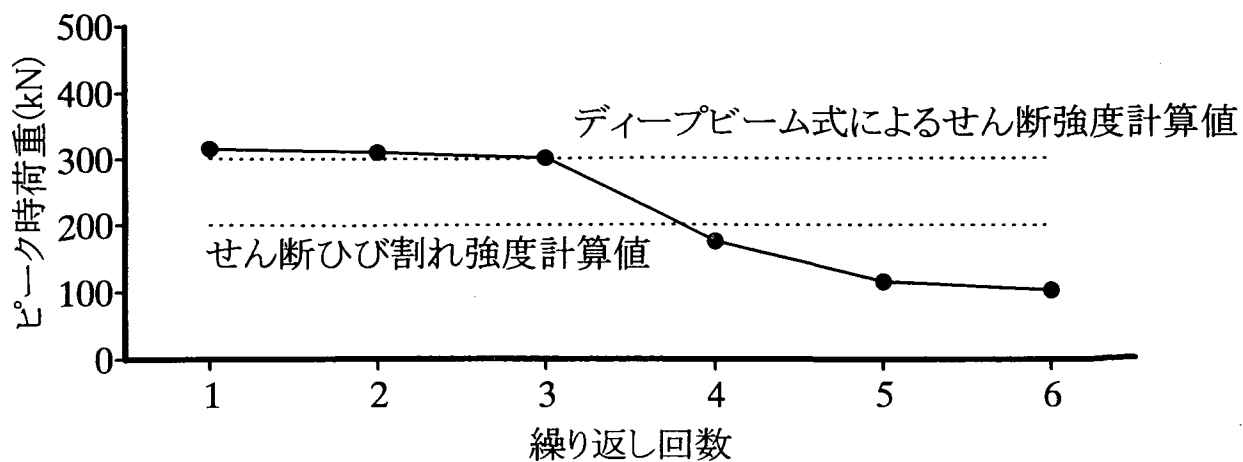


図-2.11.2 繰返し載荷によるピーク時荷重の低下($a/d=1.6$)

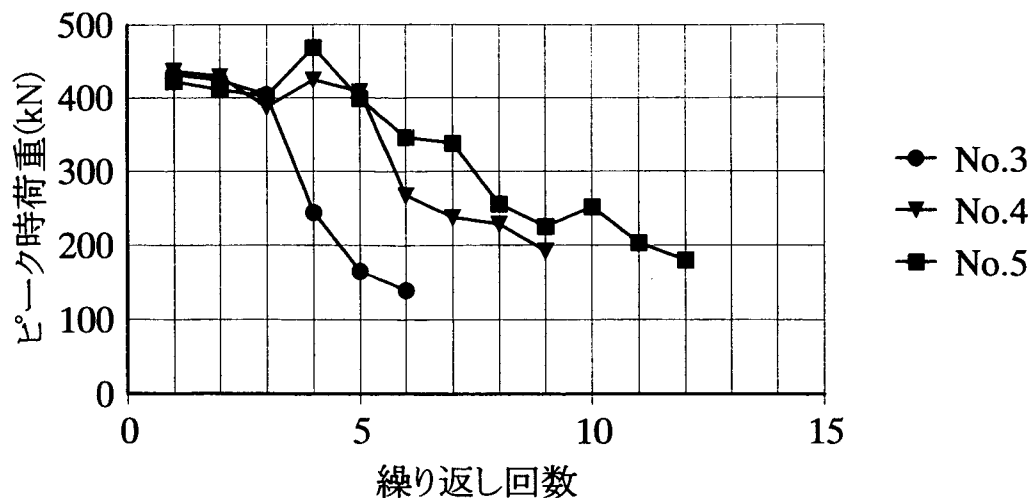


図-2.12.1 荷重の繰返しとピーク時荷重低下の関係
($a/d=1.1$, せん断補強鉄筋量の影響)

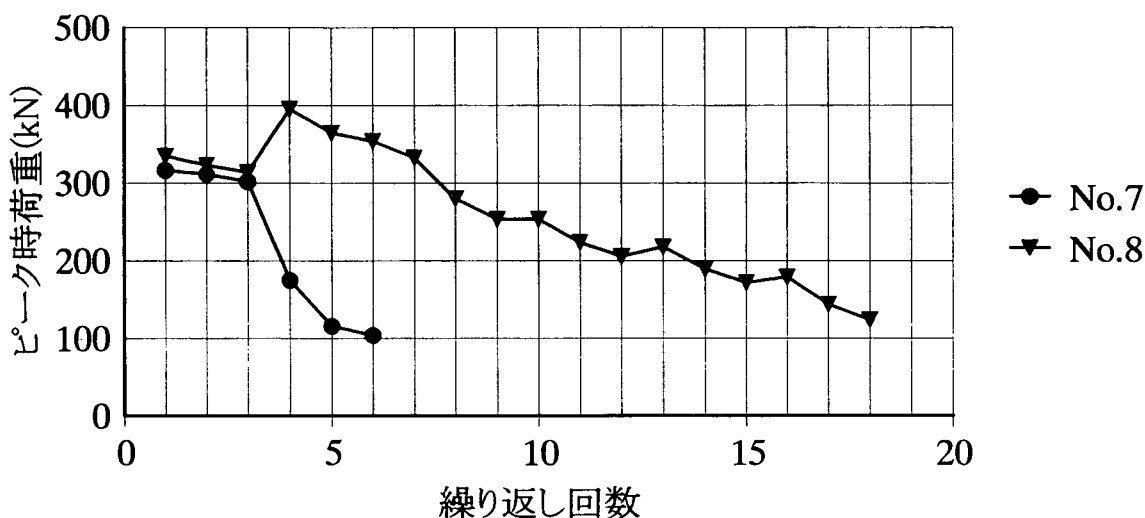


図-2.12.2 荷重の繰返しとピーク時荷重低下の関係
($a/d=1.6$, せん断補強鉄筋量の影響)

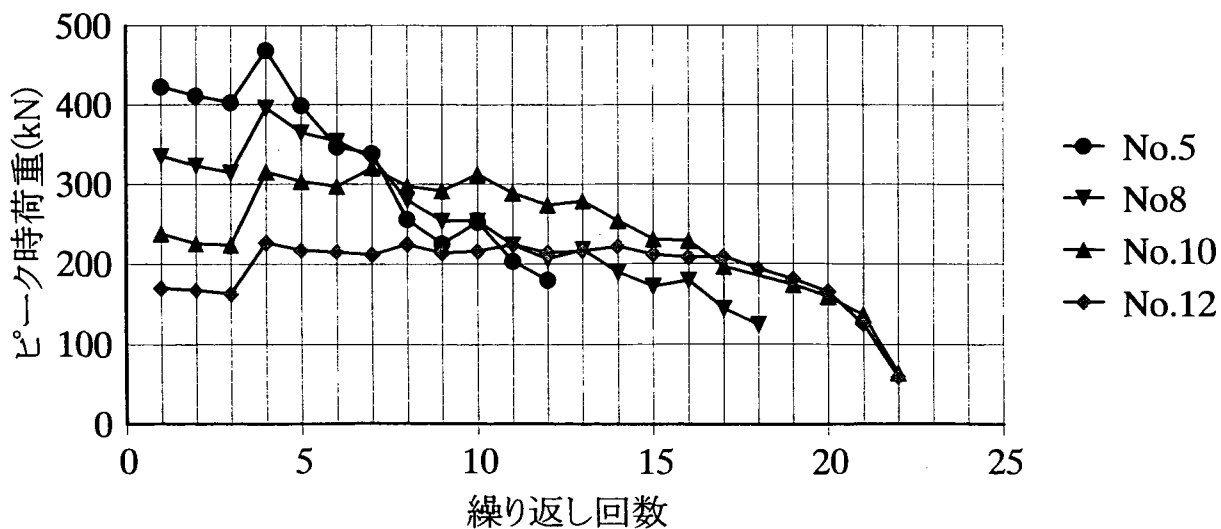


図-2.13 荷重の繰返しとピーク時荷重低下の関係
(せん断補強鉄筋比=0.28%, a/d の影響)

が低下することはない。しかし、塑性変形を生じるような変位振幅で荷重が繰り返し作用した場合は、部材のせん断強度は大きく低下する。

5)正負交番荷重が作用する場合には、せん断補強鉄筋の効果はせん断スパン比が小さくなるほど相対的に小さくなる。

第3章 ディープビーム部材におけるせん断補強鉄筋の効果

3. 1 検討方法

ディープビーム部材の載荷試験を実施した結果、せん断補強鉄筋の効果はある程度認めることができたが、通常の鉄筋コンクリート部材の場合と同様に、トラス理論による評価が可能かどうかは明確ではない。ここでは、荷重の増加に伴うせん断補強鉄筋のひずみの増加状況を調べることで、せん断補強鉄筋の効果をどのように評価すればよいかについて検討を行うこととした。

なお、2章での検討結果から、コンクリートの負担するせん断力については、ディープビームを対象としたせん断強度式により適切に評価できること、しかし、正負交番荷重が作用する場合、ディープビームに特有のアーチ機構によるせん断強度の増加が期待できるのは、部材に生じる変位が降伏変位以下に限定され、塑性変形が生じるような変形が部材に生じた時点では、せん断強度の増加が期待できないことが明らかとなった。すなわち、塑性変形を生じる場合とそうでない場合には、せん断抵抗メカニズムが大きく異なっているものと考えられる。したがって、せん断補強鉄筋の効果については、部材に生じている変形が $1\delta_y$ 以下の場合とそれを超えた場合に分けて検討することとした。

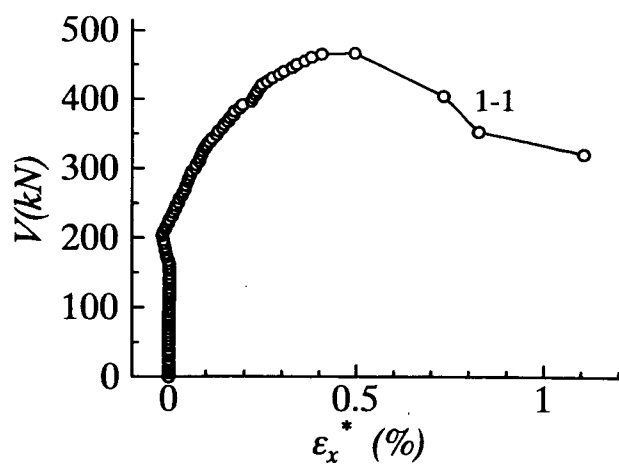
3. 2 せん断補強鉄筋の効果に関する検討

3. 2. 1 せん断補強鉄筋がない場合の横方向ひずみについて

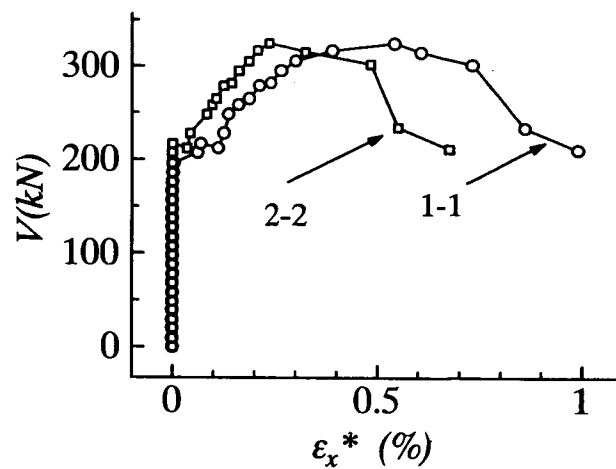
せん断補強鉄筋がない部材について、作用せん断力(V)の増加による横方向ひずみ(ϵ_x^*)の増加状況を図-3.1に示す。ここで、横方向ひずみとは、供試体の柱部分に埋め込まれた全ネジボルト間の相対変位を標点間距離で除して求められる見かけのひずみとする。

荷重がある値に到達するまでは ϵ_x^* はほぼ0であり、これをを超えると ϵ_x^* は増加し始める。 ϵ_x^* が増加し始めるのは、いずれの供試体も載荷荷重が約200kN前後からであり、せん断スパン比が大きくなるにつれて、わずかに小さくなる傾向が認められる。ここで、 ϵ_x^* が増加し始める荷重は、表-2.2に示したせん断耐力の V_c の計算結果にほぼ匹敵するものとなっていて、せん断ひび割れ発生荷重であることがわかる。ただし、せん断スパン比の影響については、計算式から予想されるほど大きいものではなかった。

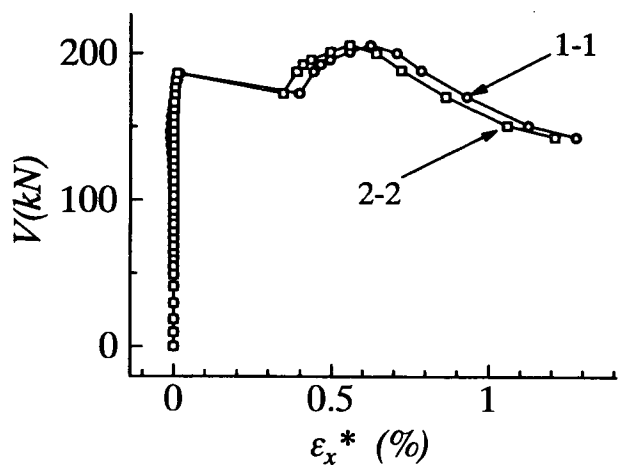
せん断スパン比が1.1、1.6の供試体の場合では、載荷荷重の増加に伴い ϵ_x^* が徐々に増加し、0.2～0.5%あたりでピークを迎え、その後徐々に荷重が低下し始め破壊に至っている。これに対し、せん断スパン比が1.9および2.8の場合では、荷重の低下がまず最初に現れる。せん断スパン比が1.9の場合は、いったん荷重が低下した後、再び増加し始めるがその増加量はわずかである。せん断スパン比が2.8の場合でも、荷重が急激に低下した後わずかに増加するが、せん断ひび割れ強度を上回ることはない。このように、載荷荷重と横方向ひずみの関係はせん断スパン比により大きく異なっていることが分かる。



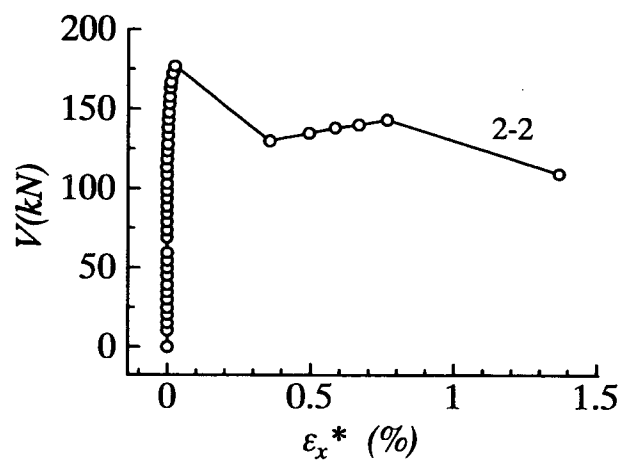
(a) No.1 ($a/d=1.1$)



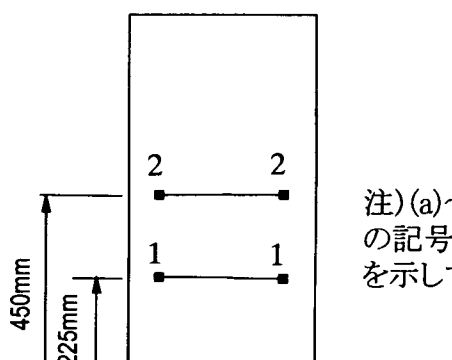
(b) No.6 ($a/d=1.6$)



(c) No.9 ($a/d=1.9$)



(d) No.11 ($a/d=2.8$)



注) (a)～(d)図中の1-1および2-2の記号は左図に示す測定位置を示している。

図-3.1 横方向ひずみと荷重の関係
(単調載荷・せん断補強鉄筋なし)

せん断スパン比の小さい場合では、せん断ひび割れの増加により、ウェブコンクリートにより負担されていた斜め引張抵抗が低下したとしても、タイドアーチ機構が新たに形成され、この機構によるせん断抵抗が大きく発揮されるため、せん断強度は横方向ひずみが大きくなってもせん断強度をさらに高めている。

一方、せん断スパン比が大きくなるにつれて、タイドアーチ機構によるせん断抵抗は小さくなり、このため、せん断ひび割れ幅の増加に伴うコンクリートの斜め引張抵抗の低下を、タイドアーチ機構では補えなくなる。この結果、横方向ひずみが生じたとたん、急激に載荷荷重が低下し、その後の耐荷力の回復はほとんど認められなかったと考えられる。

3. 2. 2 セン断補強鉄筋のひずみ(載荷点変位が $1\delta y$ 以下の場合)

せん断補強鉄筋を配置した供試体におけるせん断補強鉄筋のひずみと載荷荷重の関係について、調べることとする。ここで、せん断補強鉄筋のひずみは、せん断補強鉄筋に貼り付けた6枚のひずみゲージによる測定値の平均を取ることとする。ひずみゲージの貼付位置は図-3.2に示す。

図-3.3は供試体No.4($a/d=1.1, pw=0.14\%$)、No.5で($a/d=1.1, pw=0.28\%$)の、荷重とせん断補強鉄筋ひずみの関係を示す。図中には、図-3.1で示した横方向ひずみ ϵ_x^* もあわせて示す。

図-3.3(a)より次のことがわかる。せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージにより測定されたひずみの平均値は、供試体に設置された全ネジボルト間の変位測定結果から求められる横方向ひずみ ϵ_x^* にほぼ等しい。一方、図-3.3(b)より、供試体No.5ではせん断補強鉄筋のひずみは必ずしもせん断補強鉄筋の位置によって同一ではないが、 $1\delta y$ の変位が生じた時点ではほぼ等しいこと、また、横方向ひずみ ϵ_x^* はせん断補強鉄筋w3のひずみとほぼ同一であることがわかる。

一方、せん断補強鉄筋のひずみが増加し始める点は、やはり横方向ひずみの場合と同様、載荷荷重がほぼ200kNあたりであり、せん断ひび割れの発生とともにせん断補強鉄筋が有効に作用し始めることが分かる。

以上の結果から、ここで測定した横方向ひずみ ϵ_x^* はせん断補強鉄筋の平均ひずみとほぼ等しいといえる。従って、せん断補強鉄筋の有効性について検討するため、せん断補強鉄筋がない場合の供試体No.1で測定された横方向ひずみ ϵ_x^* と、せん断補強鉄筋を配置した供試体で測定された横方向ひずみ ϵ_x^* を比較検討することとする。図-3.4(a)はせん断スパン比1.1の場合について載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係を示す。せん断補強鉄筋量が増加するにつれて、同一の横方向ひずみ ϵ_x^* に対する載荷荷重が大きくなっていて、せん断補強鉄筋の効果が明らかに認められる。

図-3.4(b)はせん断スパン比1.6の供試体について、せん断補強鉄筋を配置した場合と配置していない場合の載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係を示したものであり、やはりせん断補強鉄筋の効果が認められていて、せん断補強鉄筋を配置することにより横方向ひずみがかなり小さく抑えられていることが分かる。

次に、せん断補強鉄筋の効果を定量的に評価するため、せん断補強鉄筋のある供試体で得られた載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係について以下の検討を行った。

せん断補強鉄筋のない場合の載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係を $V=f_0(\epsilon_x^*)$ とする。せん断補強鉄筋がある場合は、せん断補強鉄筋が負担している引張抵抗が加わるので、載荷荷重と横方向ひずみ

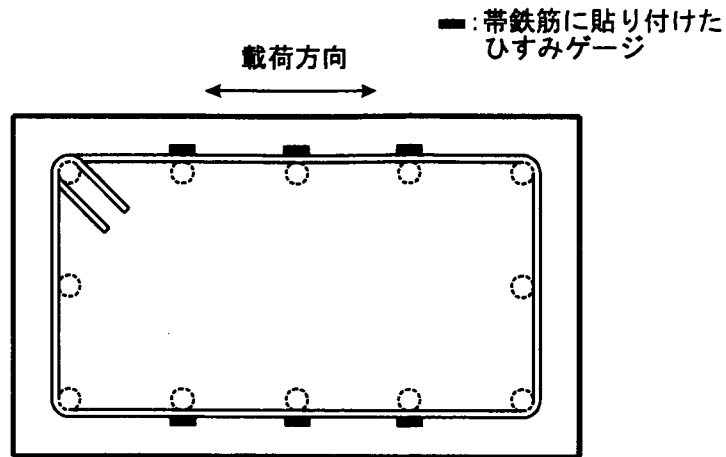
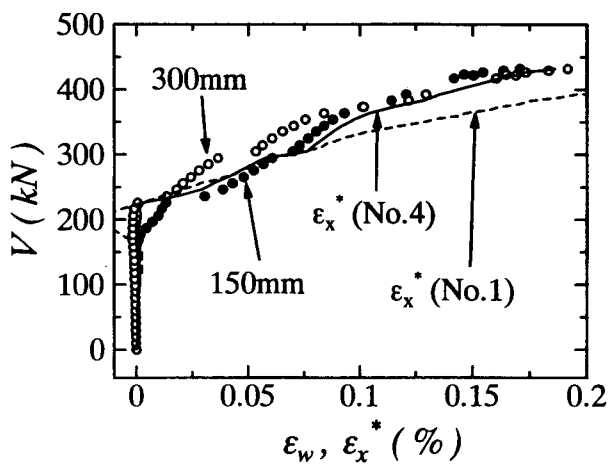
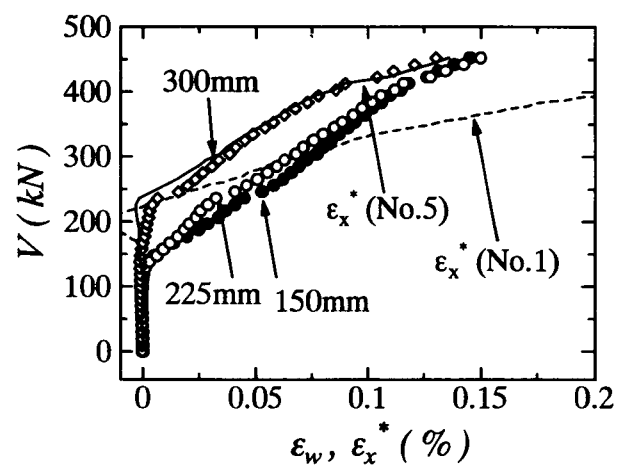


図-3.2 せん断補強鉄筋に貼り付けたひずみゲージの位置

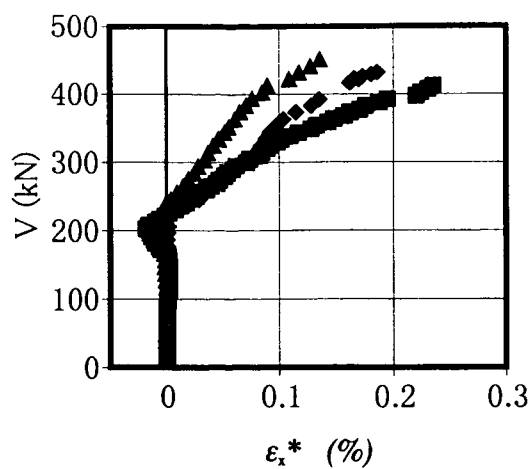


(a) 供試体No.4
($p_w=0.14\%$)

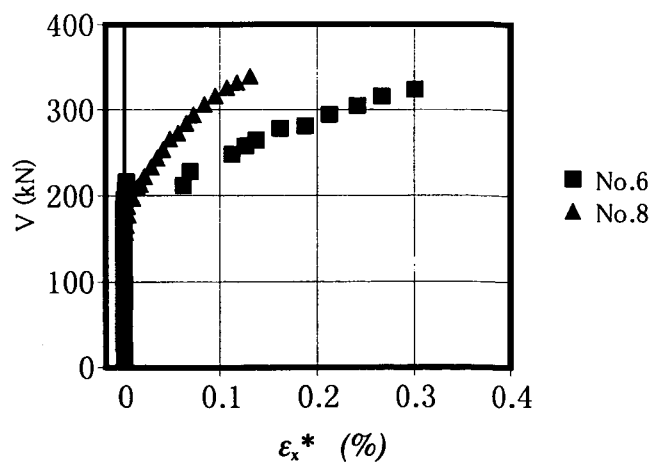


(b) 供試体No.5
($p_w=0.28\%$)

図-3.3 せん断補強鉄筋のひずみと荷重の関係



(a) $a/d=1.1$ の場合



(b) $a/d=1.6$ の場合

図-3.4 荷重と横方向ひずみの関係
(せん断補強鉄筋の影響)

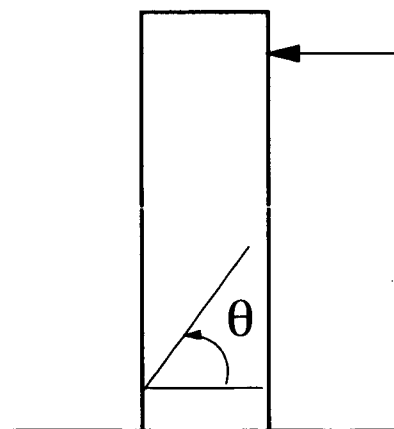
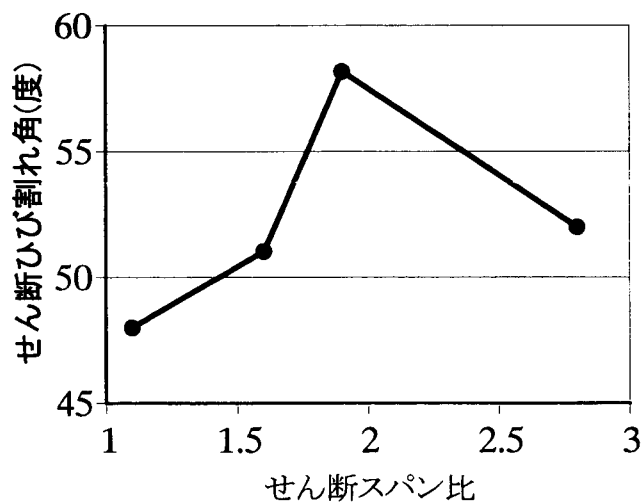


図-3.5 斜めひび割れ角度の観察結果
(せん断補強鉄筋のある場合)

ϵ_x^* の関係は次のように表せるはずである。

$$V = V_c + V_s \quad (\text{式3.1})$$

$$V_c = f_0(\epsilon_x^*) \quad (\text{式3.2})$$

$$V_s = nA_w E_w \epsilon_x^* \quad (\text{式3.3})$$

ここで n : 斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋の本数

A_w : せん断補強鉄筋 1 本あたりの断面積

E_w : せん断補強鉄筋のヤング係数

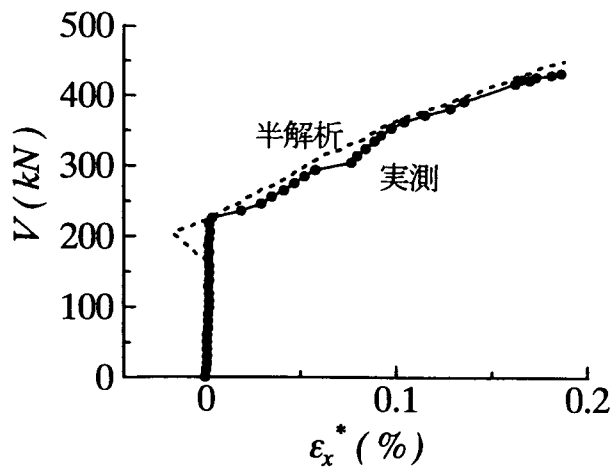
$f_0(\epsilon_x^*)$: せん断補強鉄筋のない場合の載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係 (実験値)

式(3.1)を適用する際、せん断ひび割れを横切るせん断補強鉄筋の本数を与える必要がある。このためには、せん断ひび割れの傾斜角を明らかにしておかなければならない。ここでは、せん断ひび割れの観測結果に基づいて、せん断ひび割れ傾斜角を定めた。せん断ひび割れの傾斜角はせん断スパン比によって大きく異なっている。図-3.5はせん断補強鉄筋を7.5cm間隔で配置した供試体で観測されたせん断ひび割れの傾斜角とせん断スパン比の関係を示したものである。せん断ひび割れの傾斜角は、せん断スパン比が1.9の場合にもっとも大きく(傾斜が急)なっている。せん断スパン比と傾斜角の関係は、図-2.8に示した破壊時の曲げモーメントとせん断スパン比の関係とまったく逆になっている。すなわち、せん断強度が曲げ強度に比べて相対的に小さく専断破壊しやすい場合ほどせん断ひび割れの傾斜角は急となっている。この理由については明確ではないが、せん断ひび割れ角に対して一定の関係が認められることは興味深い。

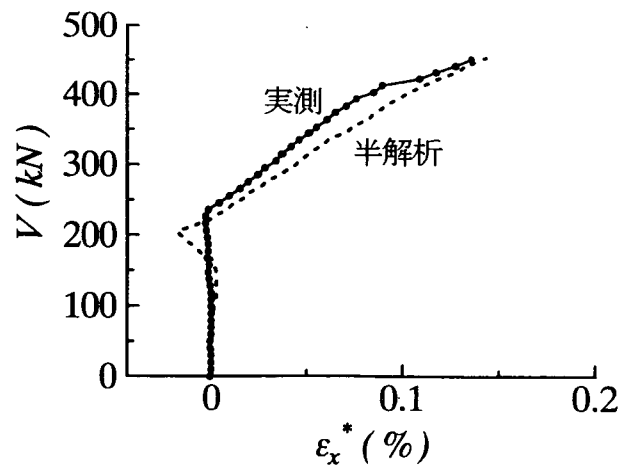
図-3.6は式3.1を用いて半解析的に得られた載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係と、その実測結果をせん断スパン比1.1および1.6の場合について、載荷荷重が0から変位が18yまでの区間について示したものである。いずれの場合も、半解析的に得られた載荷荷重と横方向ひずみ ϵ_x^* の関係は実測結果とよく一致していることが分かる。このことから、せん断補強鉄筋のある部材のせん断抵抗は、コンクリートの負担するせん断力に、横方向ひずみから推定されるせん断補強鉄筋の引張力を累加することによって求めて良いことが分かる。

このように、部材のせん断抵抗をコンクリートの負担分とせん断補強鉄筋の負担分を累加して求められるということは、通常の鉄筋コンクリート部材と同様のものである。ただし、一般の鉄筋コンクリート部材では、せん断ひび割れ後のコンクリートの負担分を一定としてよいが、ディープビーム部材の場合は、せん断ひび割れ後もコンクリートの負担分は増加していて、一定ではないことが異なっている。すなわち、ディープビーム部材では、横方向ひずみの大きさによってせん断補強鉄筋の負担する引張力だけではなく、コンクリートの負担するせん断力も大きく変化しているため、横方向ひずみの大きさを考慮した累加を行わなければならない。

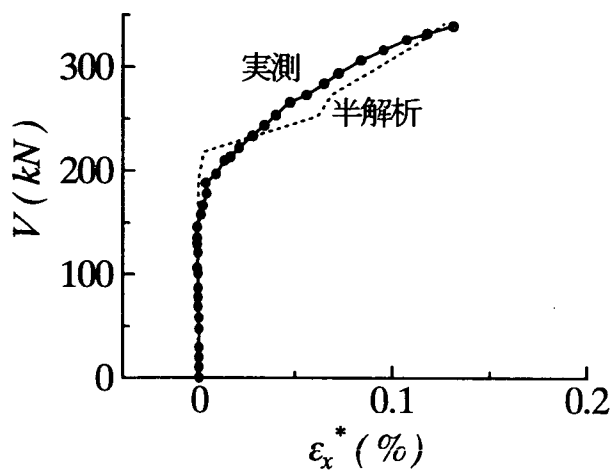
また、ディープビーム部材のせん断破壊形態はコンクリートのせん断圧壊で決まることが多いが、コンクリートの負担するせん断力がピークに達した時点で、せん断補強鉄筋が降伏点にまで達してだけの横方向ひずみが生じているのか、明確ではない。このため、せん断補強鉄筋を有するディープビーム部材においてせん断強度を評価する場合、コンクリートの負担分とせん断補強鉄筋による負担分を累加して求めるにしても、せん断補強鉄筋の負担分として、鉄筋の降伏点での引張応力を用いてよいか明確ではない。



(a) No.4 ($a/d=1.1$, $p_w=0.14\%$)



(b) No.5 ($a/d=1.1$, $p_w=0.28\%$)



(c) No.8 ($a/d=1.6$, $p_w=0.28\%$)

図-3.6 横方向ひずみと載荷荷重の関係

しかし、ここで行った実験結果によると、せん断補強鉄筋のない場合では、供試体に作用するせん断力がピークに達した時点では、横方向ひずみは0.2%を超えていること、ディープビーム部材ではせん断強度が大きく、載荷荷重がピークに達した時点では主鉄筋の降伏が生じていることから、設計上としては次のような対応を行えばよいものと考えられる。すなわち、せん断補強鉄筋を有するディープビーム部材では、せん断強度は通常の累加方式で求めてよいが、主鉄筋が降伏点に達した時点でのせん断力以上のせん断強度を期待しないこととすればよい。また、コンクリートのせん断圧壊に対する設計面での対処方法については、断面に生じる平均せん断応力度の最大値を制限すれば良いものと考えられる。

3. 2. 3 せん断補強鉄筋の効果(載荷点変位が $1\delta y$ 以下で荷重を繰り返し作用させた場合)

載荷点変位が $1\delta y$ で正負荷重が繰り返し作用した場合のせん断補強鉄筋の効果について検討を行う。図-3.7はせん断スパン比が1.1および1.6の場合について、ピーク時のコンクリートの負担するせん断力(V_c)およびせん断補強鉄筋の負担するせん断力(V_s)が、荷重の繰り返しによりどのように低下したかを示したものである。ここで、 V_c は供試体に作用しているせん断力から V_s 分を差し引くことにより求めている。

図中せん断補強鉄筋なしの場合が示されているが、これは、それぞれのせん断スパン比において、せん断補強鉄筋を配置しない供試体で、正負交番荷重を作用させた場合について、ピーク時の荷重の変動を示したものである。

$1\delta y$ の載荷点振幅で荷重を繰り返した場合、繰り返し回数の増加に伴いピーク時の荷重はわずかに低下しているが、せん断補強鉄筋の負担するせん断力は余り変化がない。

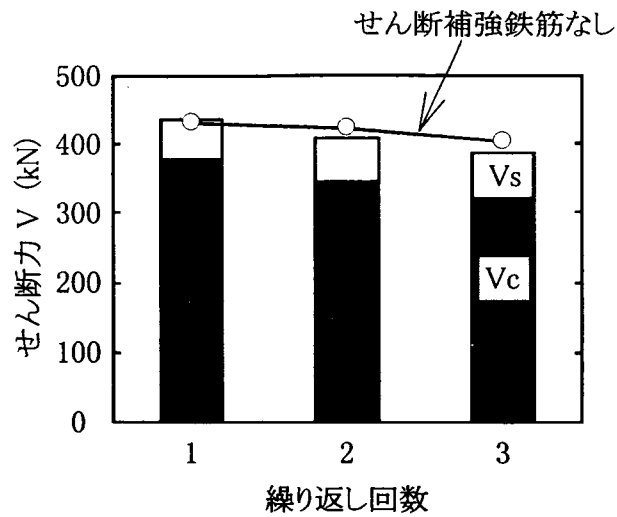
なお、せん断補強鉄筋を有する部材におけるコンクリートの負担分の低下を、せん断補強鉄筋のない場合と比べると次のことが分かる。コンクリートの負担するせん断力の大きさは、せん断補強鉄筋がない方がかなり大きい。せん断補強鉄筋の効果を含めたピーク時のせん断力(V_c+V_s)と、せん断補強鉄筋のない場合のピーク時のせん断力はほぼ等しい。ただし、荷重の繰り返しによるコンクリートの負担するせん断力の低下の度合いはせん断補強鉄筋を配置した供試体の方がわずかに大きくなっている。

いずれにしても、せん断補強鉄筋を配置した供試体で $1\delta y$ の振幅で繰り返し載荷を行った場合に認められるピーク時荷重の低下は、コンクリートのせん断力負担の低下によるものであり、せん断補強鉄筋の寄与が低下したものではないと考えられる。

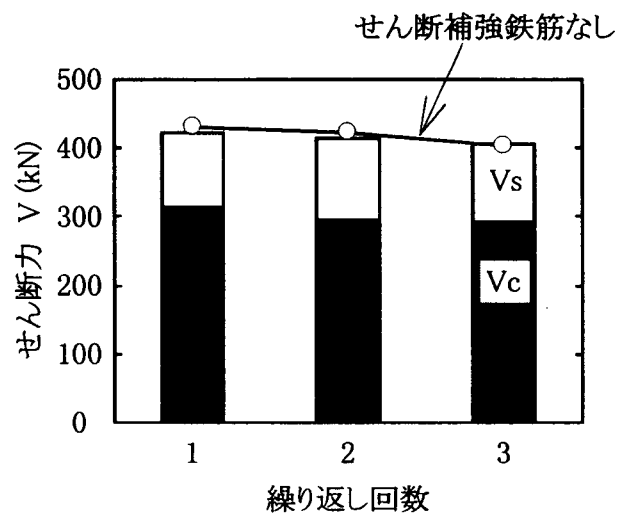
3. 2. 4 正負交番荷重作用時のせん断補強鉄筋の効果(載荷点変位が $1\delta y$ 以上の場合)

次に載荷点変位が $1\delta y$ を超えた場合の荷重の繰り返しによるコンクリートの負担するせん断力の変動状況について調べた。

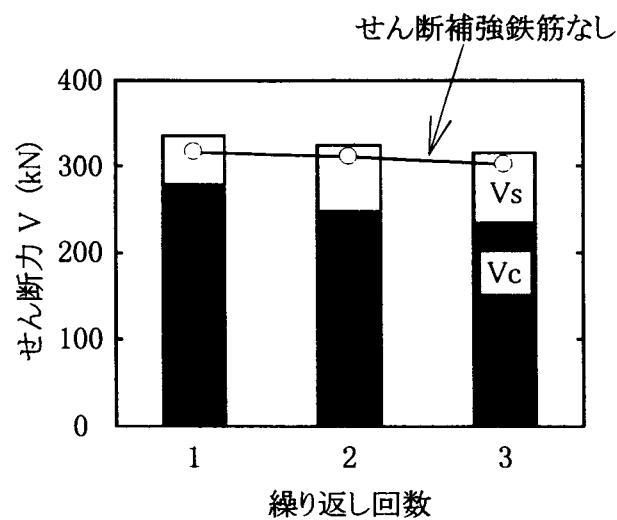
荷重の繰り返しによる V_s および V_c の変動を図-3.8に示す。なお、図-3.8の(a)~(c)には、せん断補強鉄筋を配置していない供試体の繰り返し載荷試験で得られた、ピーク時の作用せん断力の変動状況をあわせて示している。



(a)供試体No.4 ($a/d=1.1$, $p_w=0.14\%$)

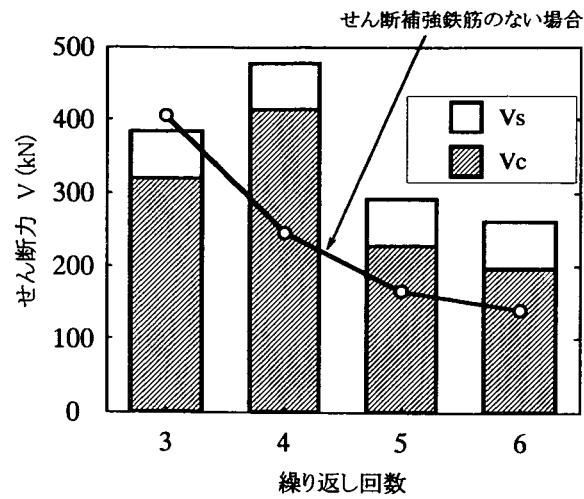


(b)供試体No.5($a/d=1.1$, $p_w=0.28\%$)

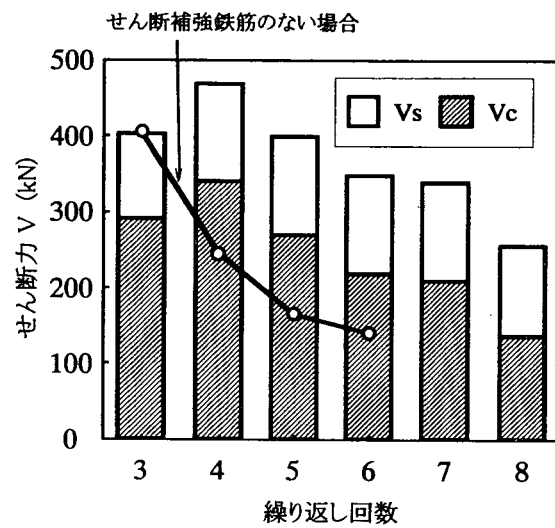


(c)供試体No.8($a/d=1.6$, $p_w=0.28\%$)

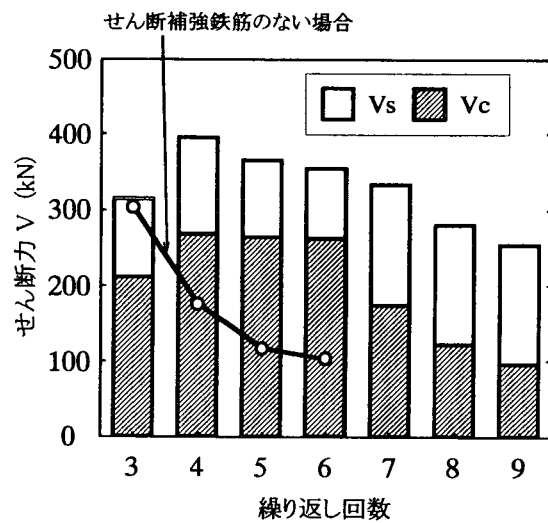
図-3.7 $1\delta_y$ 繰返し載荷でのせん断抵抗の変化



(a) 供試体No.4 ($a/d=1.1$, $pw=0.14\%$)

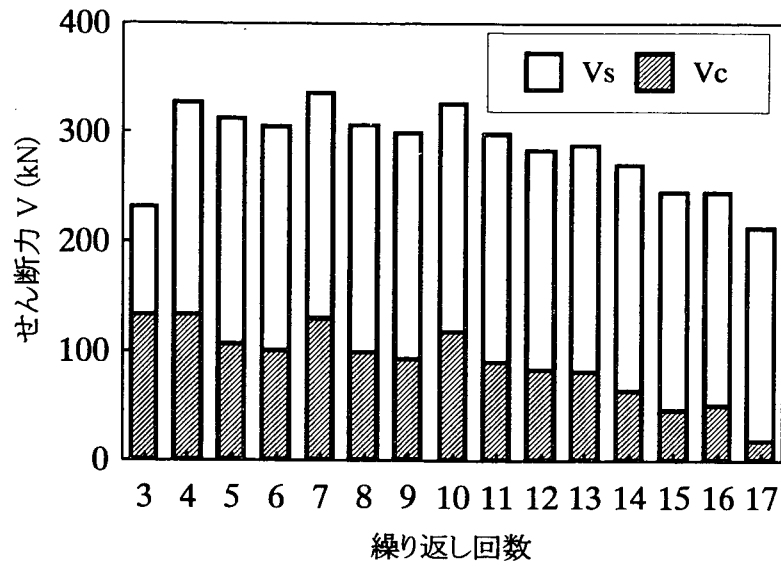


(b) 供試体No.5 ($a/d=1.1$, $pw=0.28\%$)

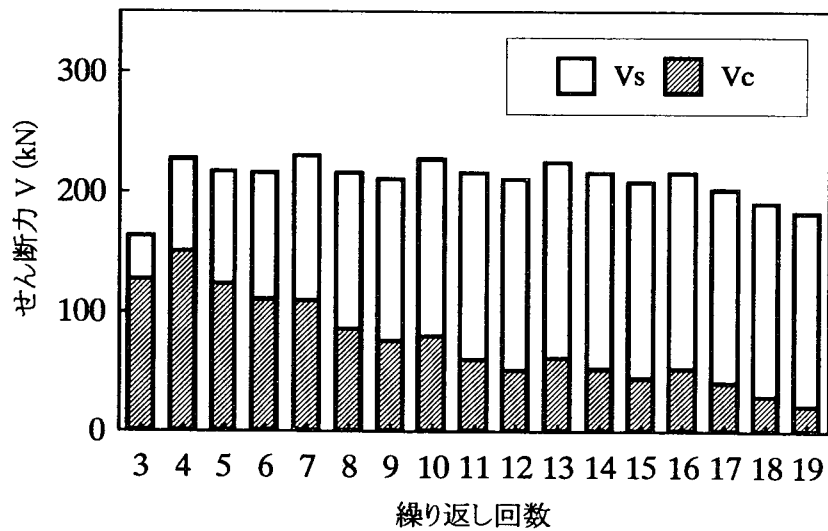


(c) 供試体No.8 ($a/d=1.6$, $pw=0.28\%$)

図-3.8 荷重の繰返しによるVc, Vsの変動状況(その1)



(d) 供試体No.10 ($a/d=1.9$, $p_w=0.28\%$)



(e) 供試体No.10 ($a/d=2.8$, $p_w=0.28\%$)

図-3.8 荷重の繰返しによるVc, Vsの変動状況(その2)

せん断スパン比が1.9および2.8の場合は、荷重点振幅が $1\delta y$ の3回目の場合(繰り返し回数が3回目)では V_s は小さいが、荷重点振幅が $2\delta y$ になった時点で V_s は増加するのに対し、せん断スパン比が1.1の場合は荷重点の変位振幅が $1\delta y$ から $2\delta y$ に増加しても、 V_s の増加は認められない。これは、せん断スパン比が1.1の場合は、 $1\delta y$ の荷重においてせん断補強鉄筋がほぼ降伏点に達していたためである。また、せん断スパン比が1.1の場合の荷重の正負繰り返しによる V_c の低下の程度は、せん断補強鉄筋を配置していない場合とほとんど同程度となっている。言い換えると、せん断補強鉄筋を配置していても、せん断補強鉄筋の効果が相対的に小さく、コンクリートの負担するせん断力の低下に歯止めをかけるにはいたっていない。これに対し、せん断スパン比が1.9,2.8の場合では、せん断補強鉄筋がないと荷重点振幅が $2\delta y$ を超える繰り返しで破壊し、コンクリートの負担するせん断力は0となるのに対し、せん断補強鉄筋を配置していると、 $2\delta y$ 以降の繰り返し荷重によるコンクリートの負担するせん断力の低下は非常に緩慢となっている。この場合は、せん断補強鉄筋を配置することにより、 V_s が増加するだけでなく、 V_c の低下にもつながっている。

このように、せん断スパン比が1.1の場合と、せん断スパン比が1.9ないし2.8の場合では、せん断補強鉄筋の効果は異なっているといえる。

荷重の繰り返しによるせん断スパン比が1.6の場合は、両者の中間的な状況となっている。ただし、せん断補強鉄筋を配置していない供試体のピーク時のせん断力の変動状況と比べると、荷重点の振幅を $2\delta y$ とした場合(繰り返し回数が4,5,6回目)、せん断補強鉄筋がないとピーク時の荷重の低下はせん断スパン比が1.1の場合と同様、急激に生じているのに対し、せん断補強鉄筋を配置したときの V_c の低下はほとんど生じておらず、せん断補強鉄筋の配置が V_c の低下に有効であったことがうかがえる。

このような結果となった理由は、せん断スパン比が小さいほど V_c の占める割合が相対的に大きいこと、すなわち V_c 自体が大きく、この低下を補うためには非常に大量のせん断補強鉄筋量を配置しなければならないこと、しかし、ここで行った実験では、せん断補強鉄筋量を最大でも0.28%としたためである。すなわち、ディープビーム特有のアーチ機構によりコンクリートの負担するせん断力が通常の鉄筋コンクリート部材に比べて大きくなっている場合では、荷重の繰り返しによって生じるコンクリートの負担するせん断力の低下も大きくなり、せん断補強鉄筋の配置によりこの低下をまかなうためには相当多くのせん断補強鉄筋量が必要となり、また、コンクリートの負担するせん断力の低下を緩慢にすることもできないものと考えられる。

3. 3 まとめ

以上の検討結果をまとめると次のとおりである。

- 1)ディープビームであっても、単調荷重が作用する場合は、せん断補強鉄筋は有効に作用し、部材に作用するせん断力の一部を負担している。
- 2)せん断補強鉄筋を配置したディープビーム部材の単調荷重が作用する場合のせん断強度は、基本的には、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の累加によって求められるとしてよい。この点については、通常の鉄筋コンクリート部材と同様である。
- 3)ただし、ディープビームでは、せん断ひび割れ発生後もコンクリートの負担するせん断力は増加

しつづける。この点は、通常の鉄筋コンクリート部材ともっとも異なるところである。すなわち、通常の鉄筋コンクリート部材では、せん断強度を算定する際、せん断ひび割れ発生後のコンクリートの負担するせん断力は一定とし、横方向ひずみに応じてせん断補強鉄筋に作用する引張力を算定することとなるが、ディープビーム部材では、コンクリートの負担するせん断力は一定とはみなせない。

- 4)設計での簡易性を考慮すれば、せん断補強鉄筋を配置したディープビーム部材のせん断強度は、アーチ機構を考慮して割り増したコンクリートの負担するせん断力に、せん断補強鉄筋分を加えることによりせん断強度を求めてよいものと考えられる。ただし、付帯条件として、従来より採用されているせん断圧壊を対象とした、部材断面に作用する平均せん断応力度を越えないこと、および、主鉄筋の降伏時に作用するせん断力以下であること、を加えておく必要がある。
- 5)正負交番荷重が作用する場合では、変位振幅が $2\delta y$ となると、ディープビームにおけるコンクリートの負担するせん断力の低下が大きい。せん断補強鉄筋の配置によりこのせん断強度の低下をまかなうためには非常に大量のせん断補強鉄筋を要すると考えられる。
- 6)通常の鉄筋コンクリート部材では、せん断補強鉄筋を配置することにより、正負交番荷重が作用する場合に生じるコンクリートの負担するせん断力の低下を緩慢にすることができるが、ディープビーム部材では、せん断補強鉄筋を配置していてもコンクリートの負担するせん断力の低下は、せん断補強鉄筋のない場合と比べてほとんど差がない。

第4章 ディープビーム部材の変形性状

4. 1 目的

鉄筋コンクリート部材の変形性能の評価は、一般的に曲率を積分して得られる曲げ変形を対象として評価している。これは、鉄筋コンクリート部材においては、通常、せん断変形は非常にわずかであり、これを無視して差し支えないことが明らかであるためである。ところが、ディープビーム部材では、せん断スパン長が相対的に短いため、曲げ変形も小さくなることが予想されるので、せん断変形の影響を無視してよいとは必ずしもいえないと考えられる。

また、第3章でも述べたとおり、正負交番荷重が作用する場合は、せん断強度の低下が著しくなるのでせん断変形の影響は一層大きくなるものと考えられる。

ここでは、ディープビーム部材の変形性能の適切な評価を行うために、せん断変形を何らかの形で考慮する必要があるのか明らかにすることを目的とした検討を行った。

4. 2 変形の変換方法

ここでは、供試体の柱部分に埋め込まれた標点間の変位の測定結果に基づき、柱部分の変形をせん断変形(δ_s)と曲げ変形(δ_m)に分離するとともに、基部で測定した主鉄筋のフーチングからの伸び出しによる回転変形(δ_r)を求めることとした。具体的な方法については、文献3で述べているので、ここでは、省略することとする。

ここで、検討の対象とした供試体は、正負交番荷重を作用させた供試体のうち、せん断補強鉄筋比が0.28%とした4供試体(No.5, No.8, No.10, No.12)である。

4. 3 検討結果および考察

図-4.1は荷重の繰り返し回数の増加に伴う、曲げ変形の占める割合の変動状況を、各せん断スパン比について示したものである。ここで曲げ変形の占める割合は、載荷点の変位から主鉄筋のフーチングからの伸び出しによる回転変形の除いて得られる変形(曲げ変形+せ

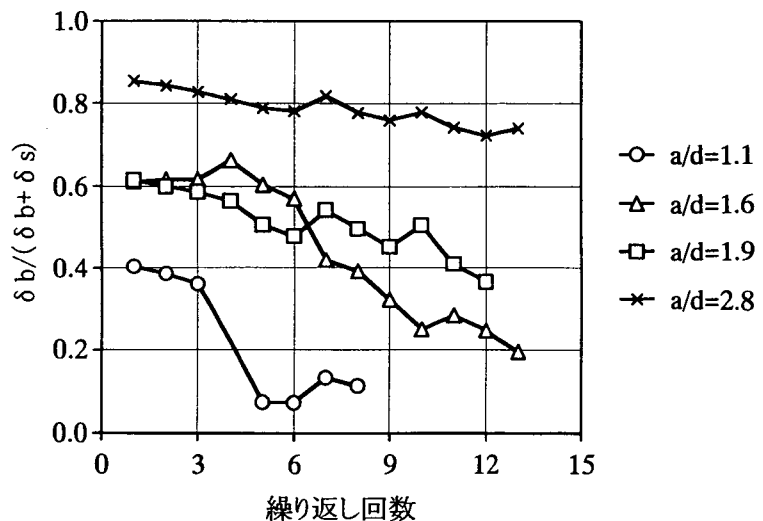


図-4.1 荷重の繰り返しによる曲げ変形の変化

せん断変形)に対する曲げ変形の比をピーク時について求めたものである。ここで、この比は正側の
荷重での値と負側の荷重での値の平均を取っている。

これまでの荷重試験結果によると、正負交番荷重を行った場合、一般的には繰り返し回数の増加
に伴いせん断変形が増加するため、曲げ変形の占める比率は、部材の寸法や配筋方法が同じであっ
ても一定ではない。ここでも、荷重の進行に伴い、せん断変形の割合の増加（曲げ変形の占める割合
の低下）が認められる。

ただし、せん断スパン比によって曲げ変形の占める割合は大きく異なっていて、せん断スパン比
が小さいほど曲げ変形の占める割合は小さい。

このように、ディープビーム部材では、曲げ変形が占める割合が小さくせん断変形が大きくなる
ため、通常の鉄筋コンクリート部材で行われるような曲げ変形を対象とした変形性能の評価は適用
できないものと考えられる。

なお、一般的にせん断スパン比の小さい部材では、正負交番荷重紙面を行った場合のヒステリシ
スループは一般に逆S字型のエネルギー吸収量の小さいものになりやすいことが知られている。こ
のことも、せん断変形の影響が大きいことを示しているものと考えられる。

第5章 地震荷重が作用するディープビーム部材のせん断力に対する設計法

5. 1 ディープビーム部材の特徴

これまでに述べた載荷試験結果に基づいてディープビーム部材の特徴をまとめると、次の通りである。

- 1) コンクリートの負担するせん断力は通常の鉄筋コンクリート部材と比べて大きい。単調載荷時のディープビーム部材におけるコンクリートの負担するせん断力については、これまでに提案されているせん断強度式によって算定可能である。
- 2) ディープビーム部材においてコンクリートの負担するせん断力が大きいのは、せん断ひび割れ発生後のアーチ機構の形成によるところが大きい。いいかえると、圧縮側のコンクリートによりせん断力が負担される。このため、圧縮側コンクリートによるせん断力の負担の低下が生じた場合、部材のせん断強度が大きく低下する。
- 3) せん断補強鉄筋の効果はディープビーム部材においても認められ、コンクリートの負担するせん断力にせん断補強鉄筋の負担するせん断力を累加してよい。ただし、ディープビーム部材では、せん断ひび割れ発生後もコンクリートの負担するせん断力は増加するところが、通常の鉄筋コンクリート部材と異なる点である。
- 4) 正負交番荷重が作用した場合、主鉄筋が降伏する時点よりも小さな変位の場合は、荷重の繰り返し作用によるコンクリートの負担するせん断力の低下はわずかである。ところが、 $2\delta_y$ での繰り返しでは、コンクリートの負担するせん断力の低下は非常に顕著であり、せん断補強鉄筋を配置していなければ、 $2\delta_y$ の1回目の繰り返し載荷で、ディープビームで認められるコンクリートの負担するせん断力の増加はなくなる。
- 5) せん断補強鉄筋を配置したディープビーム部材では、 $2\delta_y$ 繰り返し載荷時のコンクリートの負担するせん断力の低下は多少緩和されるが、その効果はわずかである。
- 6) ディープビーム部材で荷重の繰り返しによりコンクリートの負担するせん断力が低下すると、相対的にせん断補強鉄筋の効果は小さいので、部材のせん断強度の低下をせん断補強鉄筋でまかなおうとすると、非常に大量のせん断補強鉄筋が必要となる。
- 7) ディープビーム部材の変形は、せん断変形が卓越する可能性が高く、曲げ解析に基づく変形性能の評価は困難である。

5. 2 設計方法の提案

5. 1に述べたディープビーム部材の特徴をふまえると、耐震設計の際の基本的な考え方は、せん断耐力を確保するために、主鉄筋が降伏し曲げによる塑性変形を許さないことであると言える。すなわち、ディープビーム部材では、塑性変形によるエネルギー吸収を考慮した設計を行うのではなく、主鉄筋が降伏しない範囲で発揮されるせん断強度以下に荷重作用によって生じるせん断力を押さえる必要がある、この場合、せん断補強鉄筋の効果は考慮してよい。

ただし、部材に塑性変形を生じることは考慮しないので、せん断強度は部材曲げ降伏時に作用するせん断力以上に評価してはならない。また、せん断圧壊を防ぐ目的から、部材断面に生じるせん

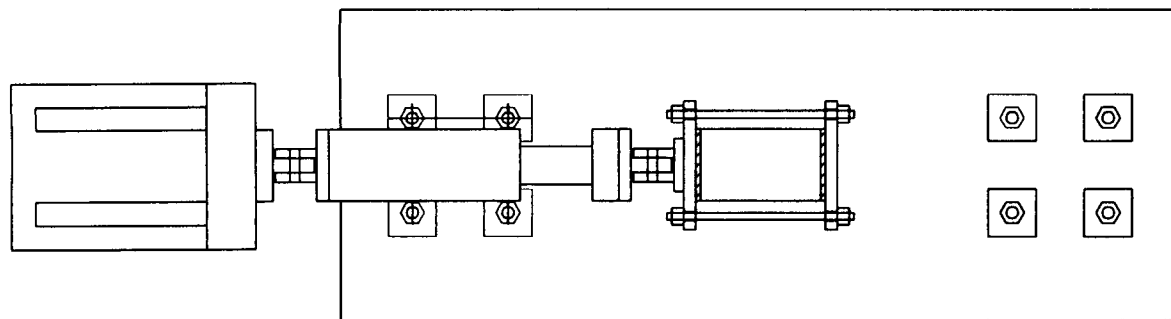
断力の最大値に対する制限も必要である。

(参考文献)

- 1)池田尚治：鉄筋コンクリートディープビームの力学的特性と設計法、コンクリート工学Vol14, No.4, 昭和51年4月、日本コンクリート工学協会.
- 2)コンクリート構造の限界状態設計法試案：コンクリートライブラリー48号,昭和56年4月、土木学会.
- 3)土木研究所資料3573号、建設省土木研究所コンクリート研究室、平成10年3月

参考資料

- 図－ 1 載荷方法
- 図－ 2 ～図－ 13 各供試体のヒステリシスループ
- 図－ 14 各供試体のひび割れ状況



試験機： 50tf/150tf 大型構造物繰り返し試験機

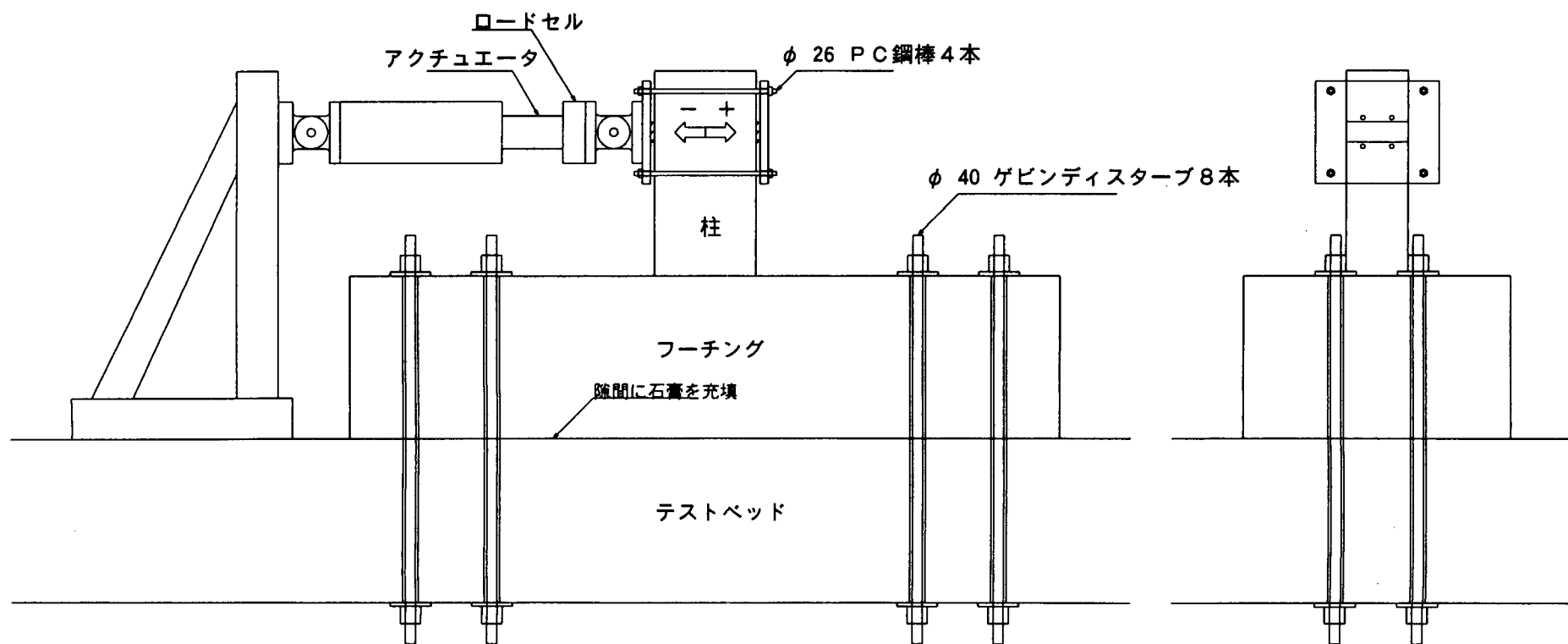


図-1 RC短柱供試体の載荷方法

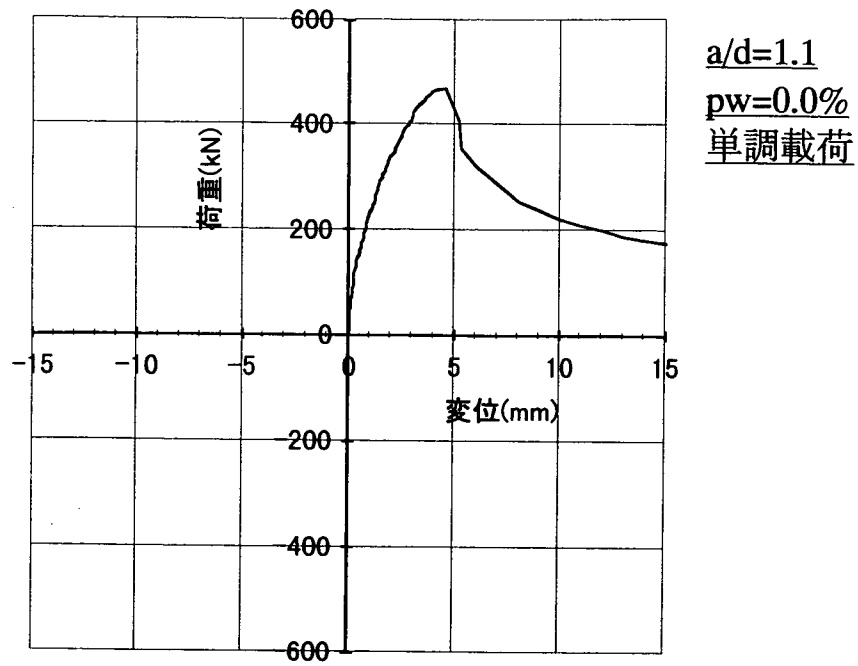


図-2 供試体No.1の荷重変位関係

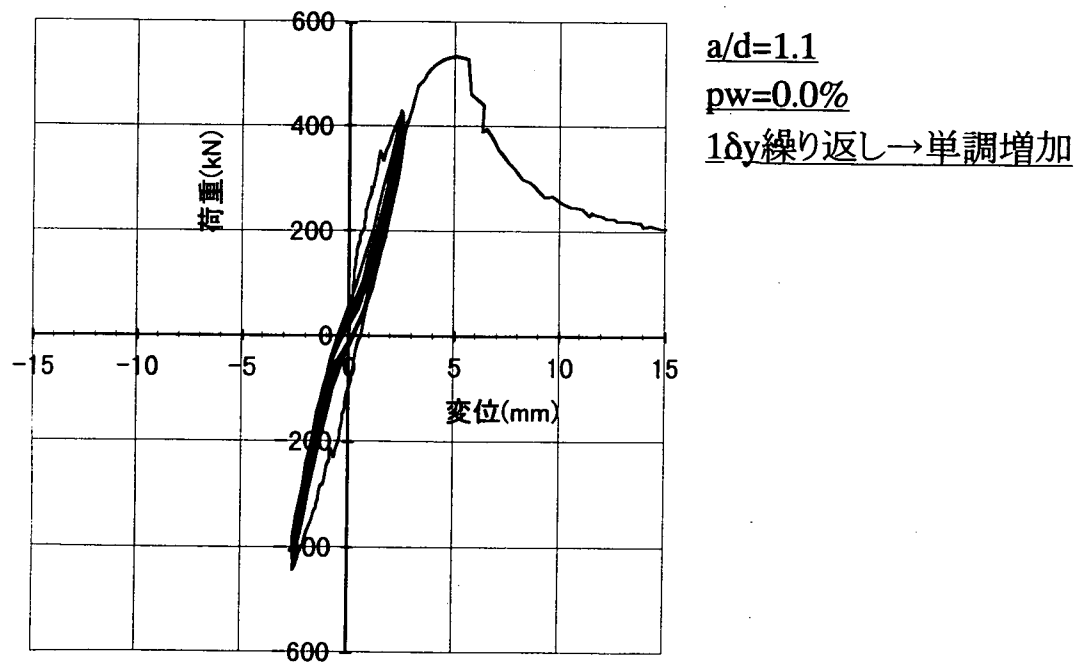


図-3 供試体No.2の荷重変位関係

注) 図-2～図-13の a/d はせん断スパン比、 p_w はせん断補強鉄筋比をあらわす。

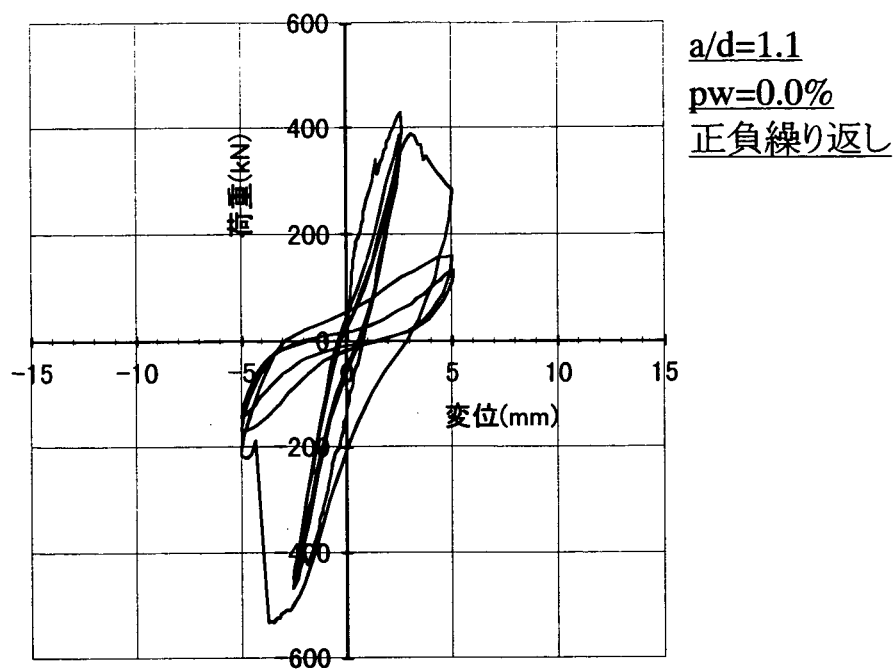


図-4 供試体No.3の荷重変位関係

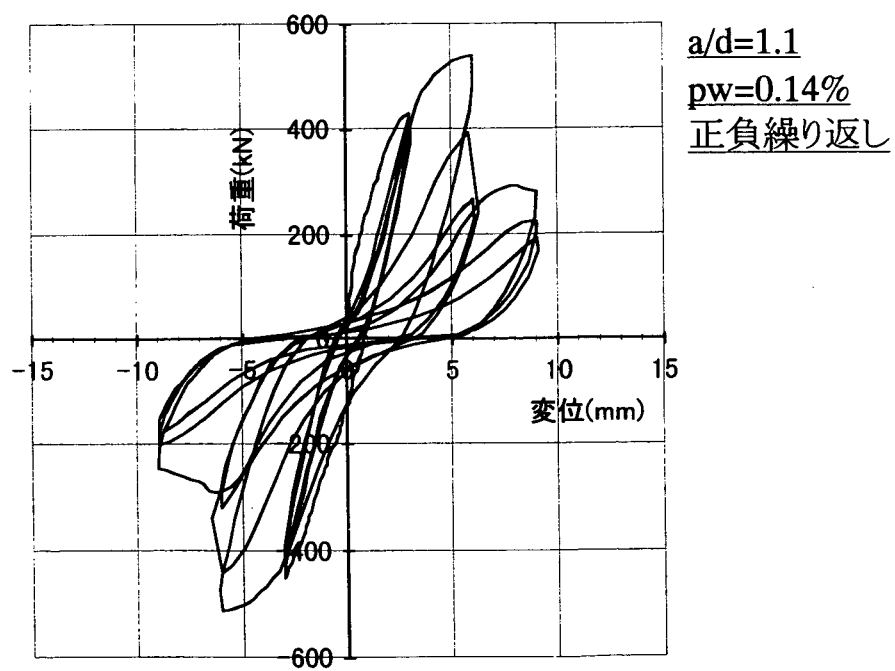
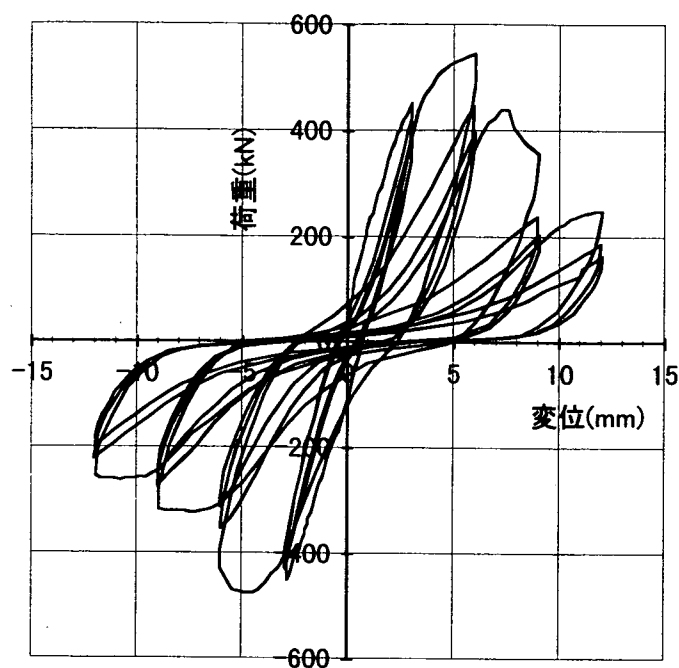
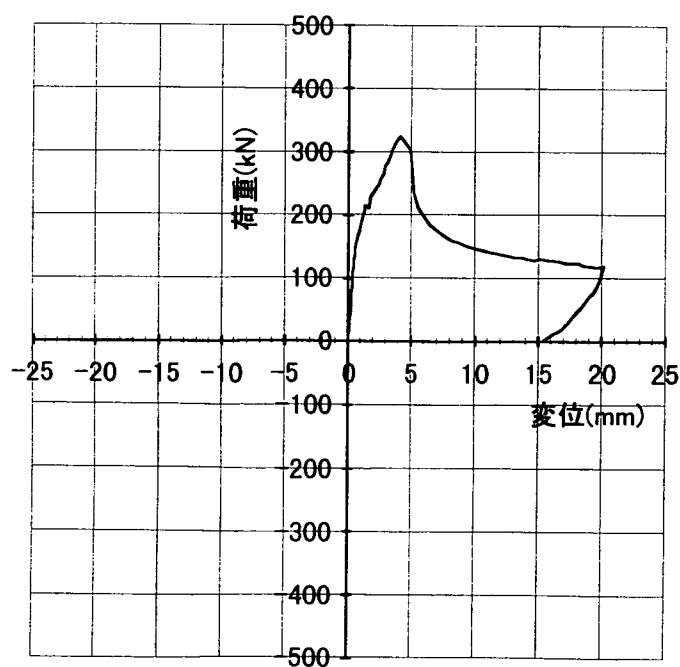


図-5 供試体No.4の荷重変位関係



$a/d=1.1$
 $pw=0.28\%$
 正負繰り返し

図-6 供試体No.5の荷重変位関係



$a/d=1.6$
 $pw=0.0\%$
 単調載荷

図-7 供試体No.6の荷重変位関係

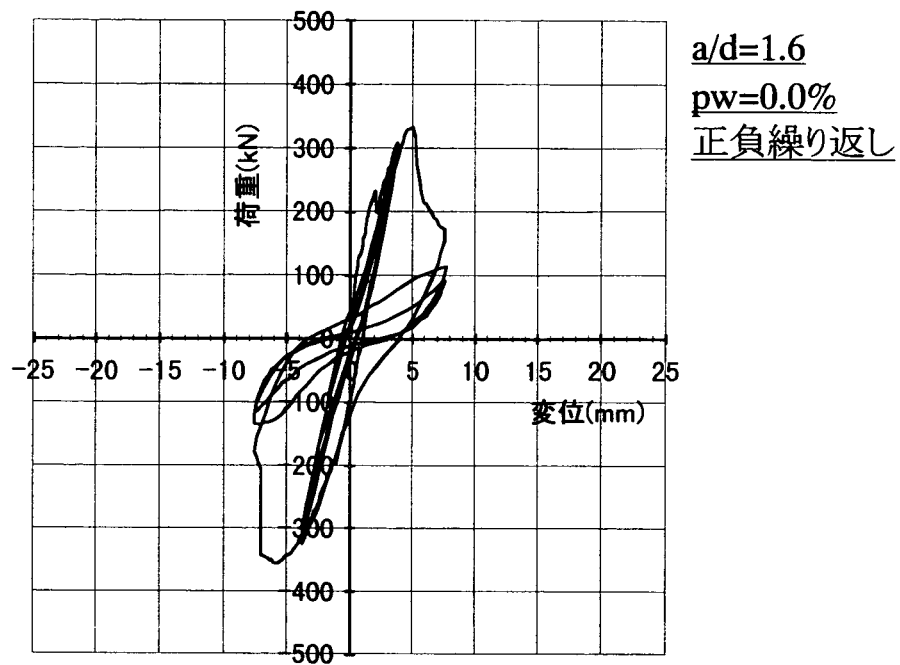


図-8 供試体No.7の荷重変位関係

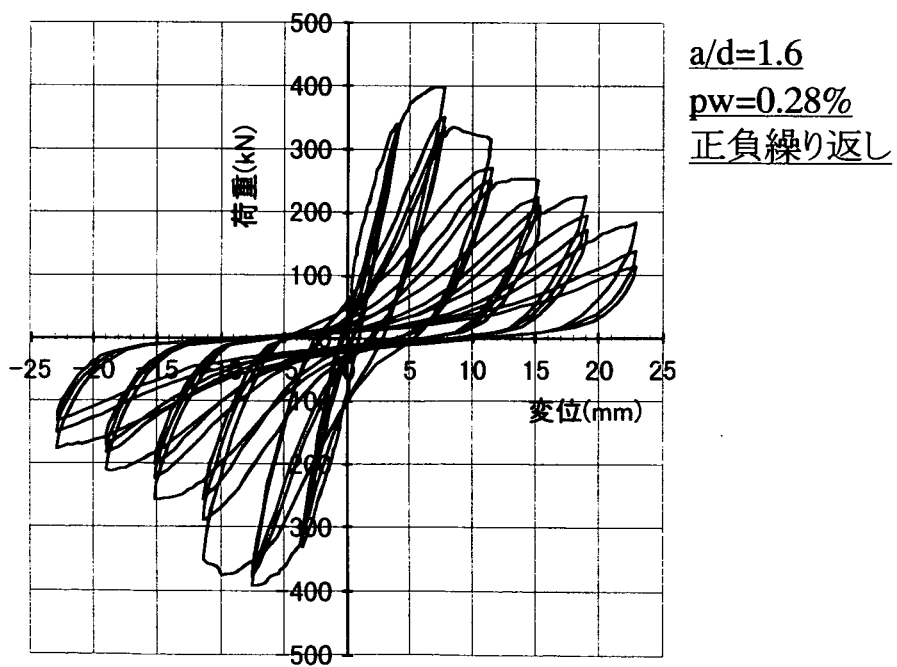
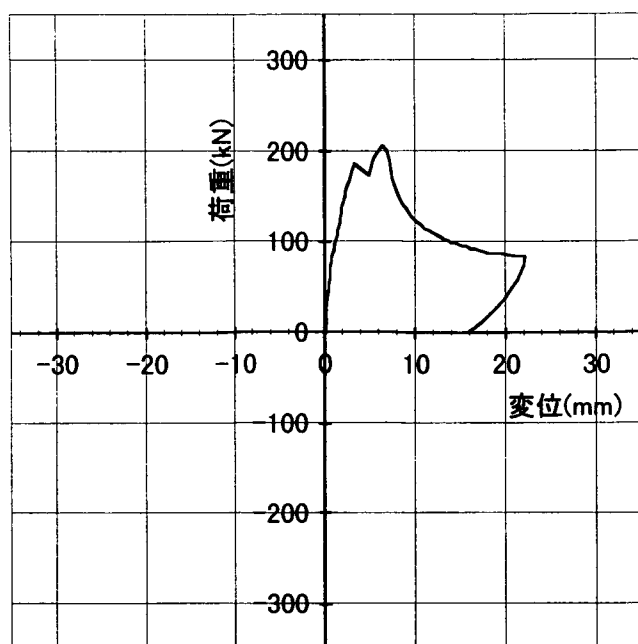
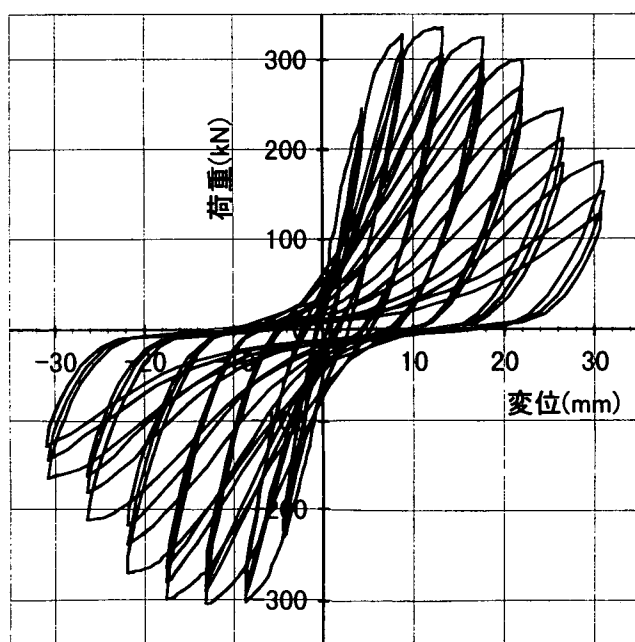


図-9 供試体No.8の荷重変位関係



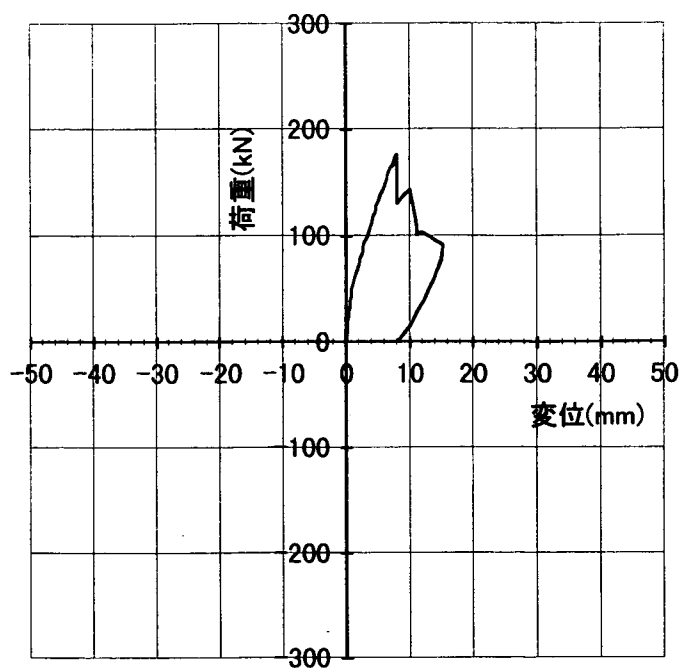
$a/d=1.9$
 $pw=0.0\%$
正負繰り返し

図-10 供試体No.9の荷重変位関係



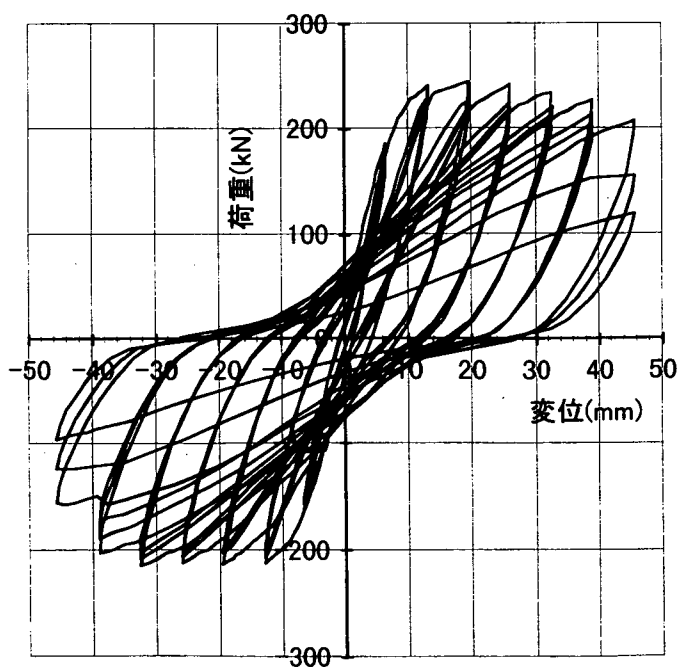
$a/d=1.9$
 $pw=0.28\%$
正負繰り返し

図-11 供試体No.10の荷重変位関係



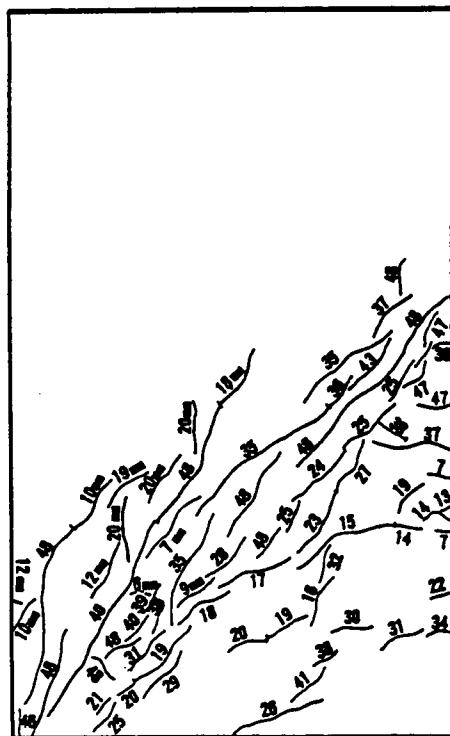
$a/d=2.8$
 $pw=0.0\%$
正負繰返し

図-12 供試体No.11の荷重変位関係

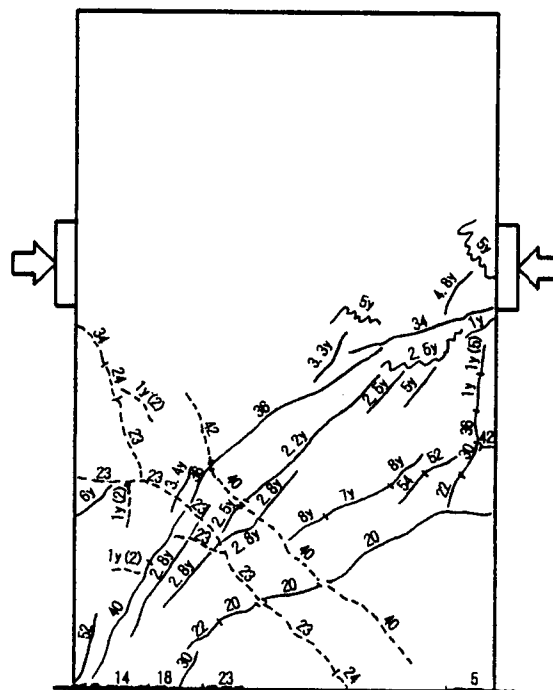


$a/d=2.8$
 $pw=0.28\%$
正負繰返し

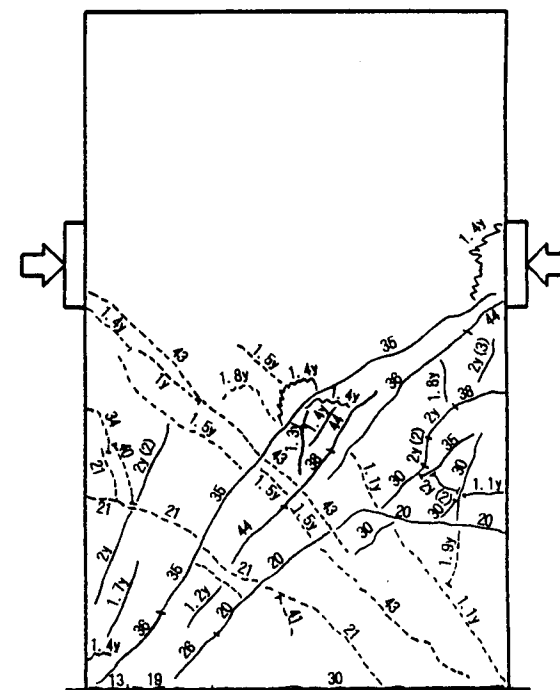
図-13 供試体No.12の荷重変位関係



供試体 No. 1 のひび割れ状況

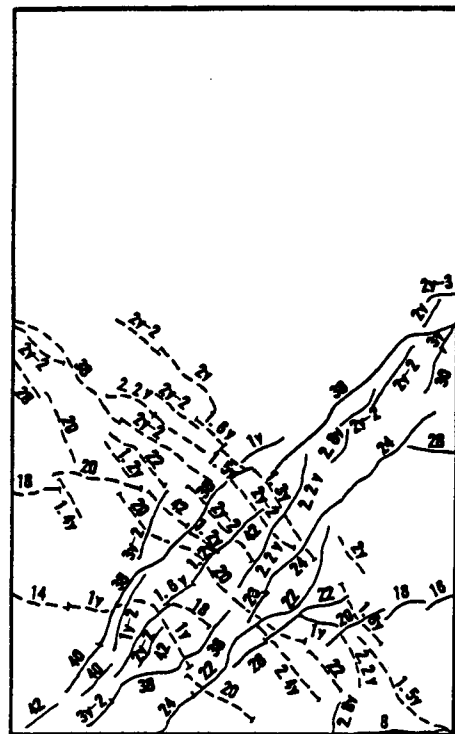


供試体 No. 2 のひび割れ状況

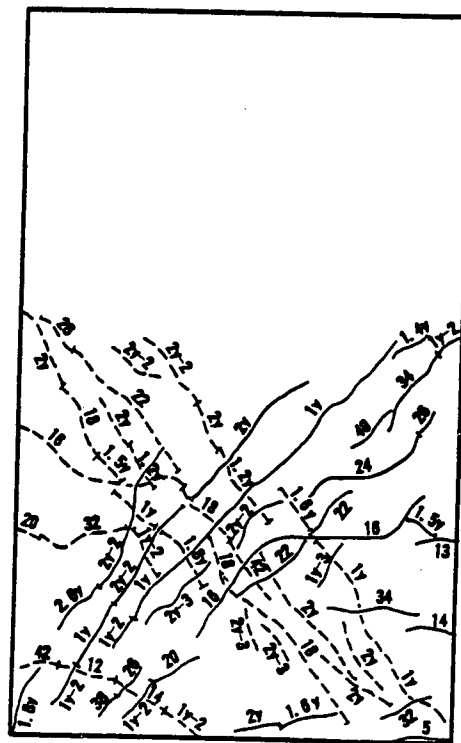


供試体 No. 3 のひび割れ状況

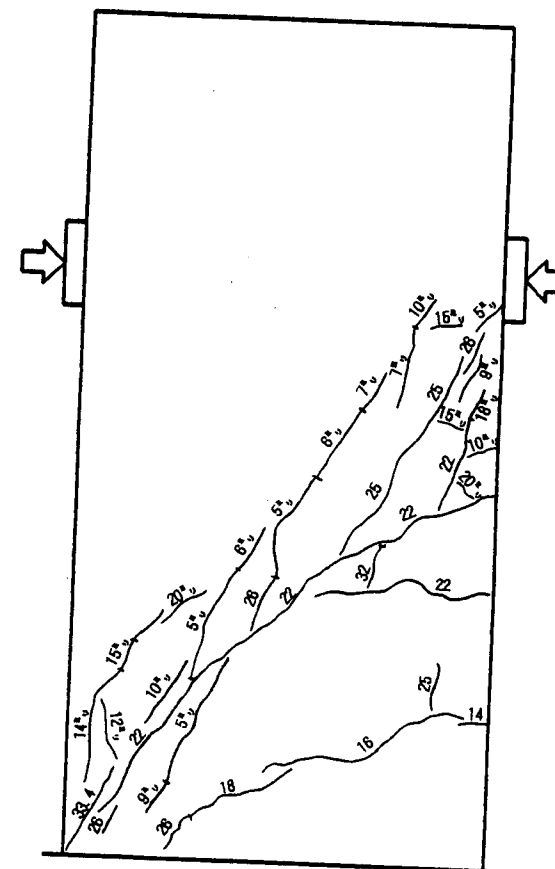
図-14 ひび割れ図(その1)



供試体 No. 4 のひび割れ状況

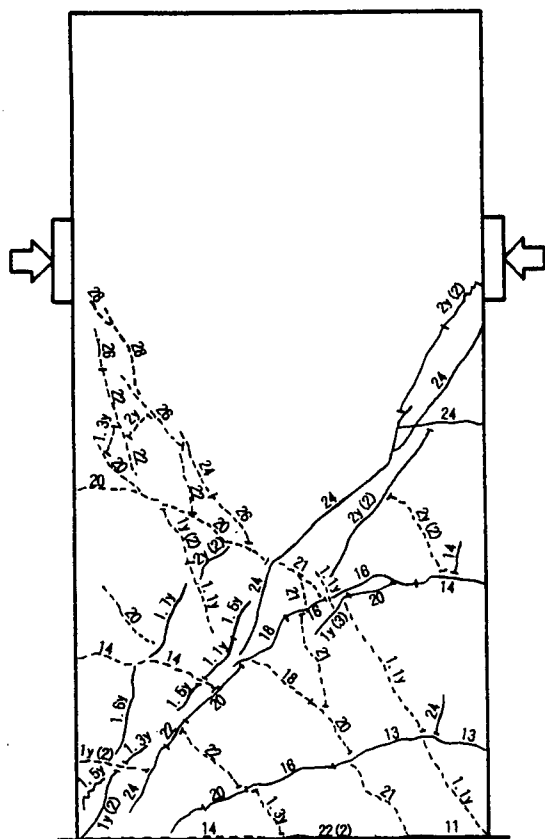


供試体 No. 5 のひび割れ状況

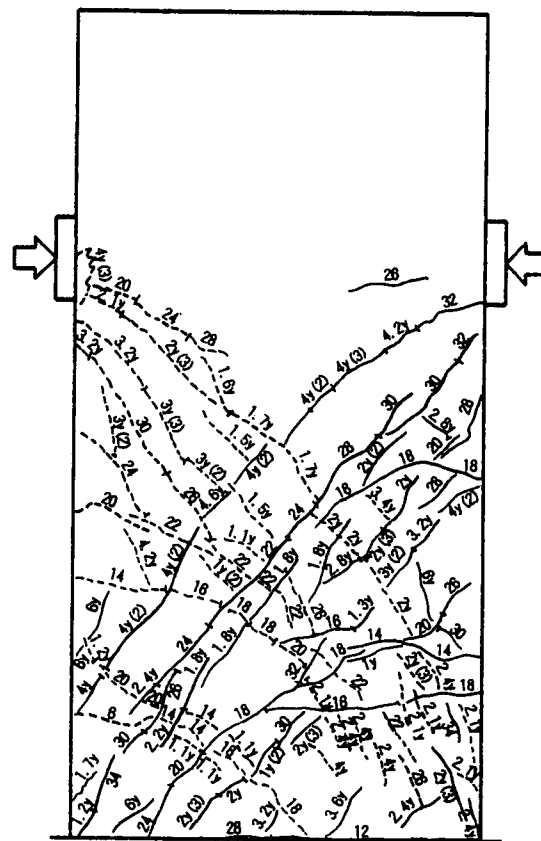


供試体 No. 6 のひび割れ状況

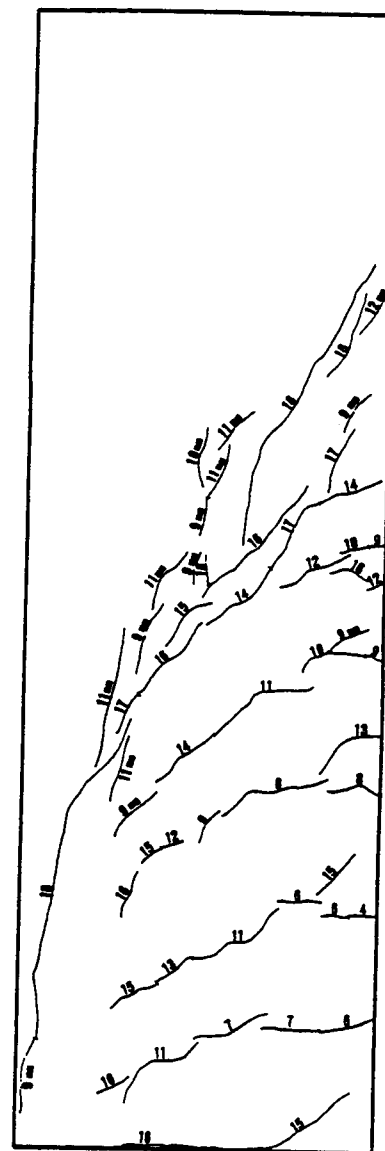
図-14 ひび割れ図(その2)



供試体 No. 7 のひび割れ状況

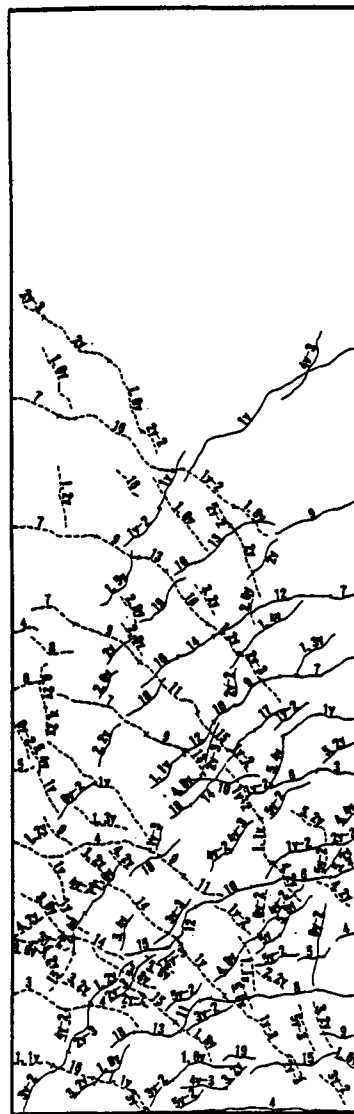


供試体 No. 8 のひび割れ状況

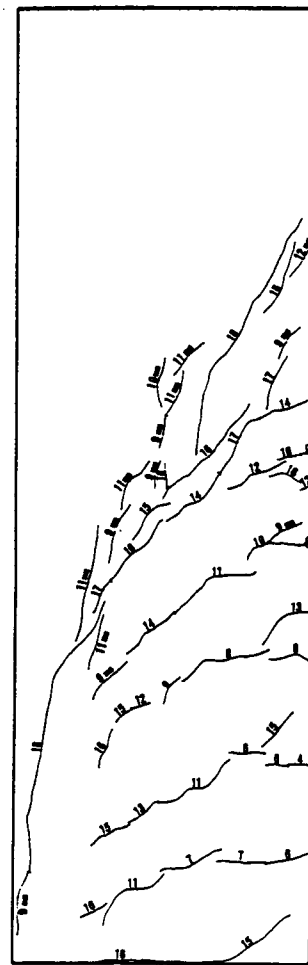


供試体 No. 9 のひび割れ状況

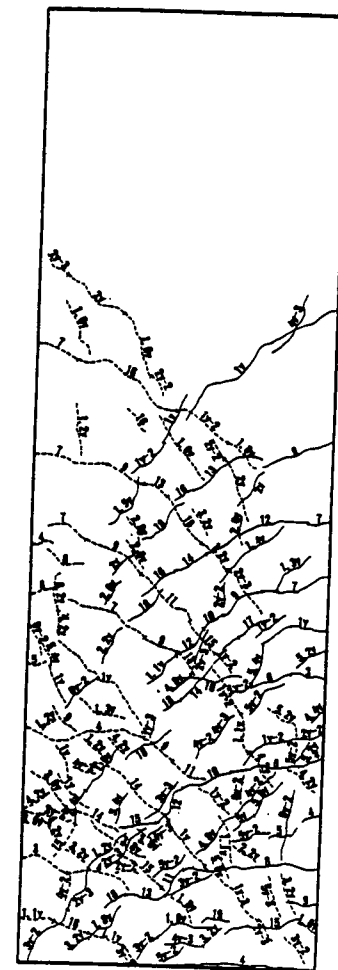
図-14 ひび割れ図(その3)



供試体 No. 10 のひび割れ状況



供試体 No. 11 のひび割れ状況



供試体 No. 12 のひび割れ状況

図-14 ひび割れ図(その4)