

鉄筋コンクリート部材の
付着割裂破壊に関する研究

1994年3月14日

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻

前田 匡樹

鉄筋コンクリート部材の 付着割裂破壊に関する研究

1994年3月14日

東京大学大学院工学系研究科建築学専攻

前田 匡樹

論文の内容の要旨

論文題目 鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に関する研究

氏名 前田 匡樹

本研究は、異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の梁および柱部材の破壊モードのひとつである付着割裂破壊に対して、付着破壊性状、および、付着割裂強度に影響する因子について、解析的、実験的に検討し、付着割裂強度の評価式を導き、鉄筋コンクリート部材の付着に対する設計法を確立することを目的とした研究である。単純梁および逆対象繰り返し加力を受ける柱部材による実験を行い、実験結果に基づき主筋の付着応力度とすべり、横補強筋応力度、割裂ひび割れ幅等の関係について解析的に検討し、付着割裂強度式を導いた。さらに、提案した付着割裂強度式を用いて既往の実験結果を評価して、鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊を防ぐための条件について検討した。

得られた結果を各章ごとに以下にまとめる。

第1章は序論であり、本論文で行った研究の目的およびその背景について述べ、既往の研究についてまとめた。既往の研究では、本研究と関わりのある次の5つのテーマについてまとめ、また、各国の規・基準における鉄筋コンクリート梁、柱部材の付着に対する設計法についてもまとめた。

- ① 異形鉄筋の付着機構と付着破壊に関する研究
- ② 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する実験的研究
- ③ 既往の付着割裂強度式
- ④ 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究
- ⑤ 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材の変形能に関する研究

第2章では、鉄筋コンクリート部材が異形鉄筋の付着力によって生じる割裂作用を受ける時の、付着割裂強度に影響する因子などについて検討するために、まず、異形鉄筋の付着作用を司る異形筋によるくさび作用と、それによって起きるコンクリートの応力状態について整理し、鉄筋軸に直交する面内の2次元問題として非線形有限要素解析を行った。

その結果、最大割裂応力度は、割裂せん長さ比、およびコンクリートの引張軟化特性の破壊エネルギーが大きくなるほど、解析モデルの寸法が小さくなるほど増加すること、を指摘した。割裂応力度～ひび割れ幅関係は、割裂ひび割れが進展し割裂応力度が上昇する部分、最大割裂応力度に達した後に急激に割裂応力度が低下する部分、および割裂

応力度が低下しひび割れ幅が増加していく部分の3本の曲線および直線にモデル化できることを示した。

第3章では、鉄筋コンクリート部材の主筋の付着割裂破壊性状、付着応力度～すべり関係について検討し、付着割裂強度に及ぼす横補強筋の効果を定量化することを目的として、単純梁型の付着試験実験を行った。

その結果、(1)横補強筋として副補強筋を用いた場合、隅主筋と中主筋の付着応力度は同時に最大値に達し、その値も同程度であるが、副補強筋がない場合には、中主筋の付着応力度が先に最大値に達し、その値は隅主筋よりも低く、付着割裂破壊を防ぐには副補強筋の使用が有効であること、(2)既往の付着割裂強度式は、本実験の結果について、実験で得られた付着割裂強度との適合性はあまり良好ではなく、副補強筋の効果が適切に評価されないことを示した。また、既往の付着実験で、着目されていない横補強筋の応力度について検討し、横補強筋が主筋を拘束する拘束応力度を定義すると、主筋の付着割裂強度が、横補強筋による拘束応力度支配されることを指摘した。

第4章では、地震時を想定した逆対象繰返し载荷を受ける鉄筋コンクリート造建物の柱および梁部材を対象とした部材実験を行った。実験の目的は、繰返し加力を受ける場合の付着割裂強度について、付着割裂強度式の適合性について検討すること、軸力が主筋の付着割裂強度および付着劣化に及ぼす影響について検討すること、および、主筋の付着性状の劣化による付着応力度の低下と部材のせん断耐力の関係について検討することとした。

その結果、(1)軸力が低い試験体ほど、付着ひび割れが生じた後の履歴ループが逆S字形となるが、耐力低下は軸力が高い試験体と比較して少ないこと、(2)軸力比が等しく、付着余裕度の異なる試験体を比較すると、付着余裕度が低く付着劣化しやすいせん断スパン比1.5の試験体でも、耐力維持率は、せん断スパン比2.0の試験体と同程度であること、(3)軸力比が高くなる程、同一部材角に対する付着劣化が大きく付着すべりが生じやすくなること、(4)最大付着応力度は、隅主筋には軸力の影響は見られなかったが、軸力が高くなるに従い、割裂ひびわれの破壊モードがサイドスプリット型からコーナースプリット型に変化し、中主筋は付着劣化が抑制され最大付着応力度は高くなること、(5)主筋の付着応力度からトラス機構が負担するせん断力を求め、入力せん断力と比較すると、せん断スパン比1.5の試験体では、付着劣化してトラス機構の負担せん断力が低下しても、アーチ機構の負担せん断力が増加し、部材の耐力を維持することを示した。

第5章では、割裂応力度、割裂ひび割れ幅、付着応力度およびすべりなどの関係を、第2章で行った有限要素解析および第3章、第4章で得られた部材実験結果に基づきモデル化し、局所付着応力度～すべり関係を導き、鉄筋コンクリート部材中の主筋材軸方向の主筋の歪とすべりの適合条件から、主筋応力度および付着応力度の分布を求め、部

材としての平均付着強度について検討し、仮定した局所付着応力度～すべり関係のモデルにより、第3章および第4章の実験で得られた付着応力度～すべり関係、付着応力度～割裂応力度関係などを再現することが出来ることを示した。

また、これらの検討結果を基に、鉄筋とコンクリートのかみ合い作用による異形ふし前面の局部圧壊、および割裂面のコンクリートおよび横補強筋に生じる引張応力を割裂ひび割れの関数とした力学的モデルを設定した。コンクリートの局部圧壊と割裂が同時に起こる時を付着の限界点と仮定し、その時のひび割れ幅を限界ひび割れ幅と定義し、これらの関係式を解くことにより、付着破壊時の割裂ひび割れ幅、横補強筋応力度、および付着強度式を導いた。さらに、実験結果に基づき各係数を求め、実用付着割裂強度式として提案した。そして、提案した付着割裂強度式の既往の付着実験結果に対する適合性について検討し、提案した付着割裂強度式は、横補強筋比、付着長さ、中子筋などの副補強筋の有無、および、コンクリート強度の影響はよく評価することができることを示した。

第6章では、既往のせん断モデルであるトラス機構とアーチ機構に基づき、鉄筋コンクリート部材の付着割裂耐力式を導き、既往の実験結果と比較し、付着割裂破壊を防ぐための条件について検討した。

その結果、付着割裂耐力式は、降伏前に付着割裂破壊する部材の付着割裂耐力を良く評価することができた。また、降伏後に付着割裂破壊する部材について、十分な塑性変形能を有するための条件を示した。

第7章は、本研究をまとめ結論を述べた。

本研究は、筆者が東京大学大学院在学中に行った研究をまとめたものです。東京大学工学部4年時に青山・小谷研究室に入室して以来、人間的にも学問的にも優れた師、先輩、同級生、後輩の方々を知り合い生活を共にすることができました。未熟者の私が失敗を繰返しながらも、これらの多くの方々の御指導、御協力のおかげでなんとかこの論文を作成することができました。ここに、深くお礼申し上げます。筆者にとって、これらの方々との人間関係を得たことは、本研究で学んだこと以上に価値の有るものであったように思います。

東京大学名誉教授 青山博之教授（現日本大学総合科学研究所教授）には、本研究を行なう機会を与えて頂き、公私にわたり、終始暖かく見守って下り、ご助言を賜りました。筆者が学部4年で卒論を青山・小谷研究室で行おうと決心したのは、青山先生の構造解析の講義に感銘を受け、建築構造力学のおもしろさを教えて戴いたことが契機となっています。学部4年から博士課程2年までの5年間にわたり、青山研究室に所属し、青山先生の研究に対する態度を学ばせて戴き、また、暖かい人柄に触れることができたことは、私にとってなにもにもかえ難い喜びであり、最大の誇りであります。

東京大学教授 小谷俊介先生には、あるときは暖かく、またあるときには厳しく、常に心のもった御指導を頂きました。研究とは何なのか、研究者のとるべき態度はどの様なものなのかを、小谷先生の言葉によって、また、姿勢そのものによって学ばせて頂きました。また、研究以外の生活面にまでこまやかなに心配りしていただき、本当に頭の下がる思いでした。小谷先生のご指導がなければ、研究生活を続けることは決して出来なかったと思います。ここに、心から感謝の意を表わし、お礼申し上げます。

東京大学生産技術研究所教授 岡田恒男先生には、本研究を進めるにあたり貴重なご意見を戴きました。その先生のお言葉により、さらに研究を進めるための活力が湧いて参ったことを記憶しています。

東京大学生産技術研究所教授 半谷裕彦先生、東京大学工学部土木工学科助教授 前川宏一先生には、広い視点から本論文を審査して頂き、ご指摘、ご指導下さり、狭量になりがちであった筆者の視野を広げて頂きました。この貴重な経験は、今後の研究にも非常に役立つものであり、心から感謝しています。

東京大学名誉教授 梅村魁先生、東京大学生産技術研究所教授 岡田恒夫先生、東京大学地震研究所 南忠夫先生からは、研究室の大先輩として折りに触れて励まして頂き、ご指導戴いたことは、大変光栄に思うと共に感謝の極みでありました。

東京大学生産技術研究所助教授 中埜良昭先生には、本論文を審査して頂き、様々な

角度からのご助言を頂きました。また、中塾先生は青山・小谷研究室の身近な先輩でもあり、研究を離れても親しくお付き合い下さったことに心から感謝しています。

博士課程2年時まで青山・小谷研究室の助手を勤めておられた細川洋治先生（現前田建設技術研究所）には、本研究で行った実験を行なう際には、材料の手配から加力まで全面的にお世話になりご指導頂きました。また、細川先生は、日常生活でも常に研究室のまとまりを大切にされ、ご配慮いただき、充実した研究室での生活を送ることが出来ました。

東京大学小谷研究室助手 田才晃先生には、研究についてのみならず、恋愛、政治、人生といった様々なテーマについて、夜を徹して相談に乗って頂き、また、議論の相手をして下さったことがとても良い思い出であります。単純梁の実験では、時間を忘れて夜遅くまで加力を伝えて頂きました。田才先生の様な良き先輩に巡りあうことができたのは、非常に幸せでした。

名古屋工業大学助教授 市之瀬敏勝先生には、実験計画や付着強度式について、貴重なアドバイスを頂戴し励みとさせて頂きました。塩原等博士（建設省建築研究所）には、コンピューター（SUN WORKSTATION）の使用方法について、初学者である私にご指導頂きました。東京都立大学助教授 北山和宏先生は、私が修士2年ではじめて実験を担当した時に、宇都宮大学の助手として東京大学で実験を行っておられ、実験器具の使用法など実験の進め方を懇切丁寧に教えて下さいました。また、お合した時には必ず励まして頂きました。卒論生当時、博士3年であった李康寧先生（現シンガポール国立大学）には、李先生が開発された多くの計算プログラムや作図プログラムを研究に利用させて頂きました。東京大学地震研究所助手の境有紀先生には、単純梁の実験ではお忙しい中にもかかわらず手伝って頂きました。また、博士論文作成中には何度も激励の言葉をかけて頂きました。スズキ博士（現メキシコ国立防災センター）には、研究室で5年間机を並べ、研究、生活など多くのことで相談にのって頂きました。実験では、試験体製作から加力まで何度もお手伝い頂きました。学部、修士時代の同級生の遠藤芳雄氏（現清水建設構造設計部）には、研究室での生活を共にし、色々なことで励まして頂きました。博士2年の李祥浩氏には、人生の先輩として悩みを聞き助けて頂きました。また、研究や実験でも何度も親切に手伝って頂きました。

1990年に行った単純梁の実験では、当時修士1年の石川裕次氏（現竹中工務店技術研究所）、日比純一氏（現鹿島建設）、当時卒論生の加藤信人氏（現鹿島建設）、嘉村武浩氏（現日建設計）、美原義徳氏（現大成建設原子力部）に、実験の手伝いに多くの時間をさいて頂きました。1992年に行った柱部材の実験では、当時修士2年の嘉村武浩氏、美原義徳氏、永井 覚 氏（現鹿島技術研究所）、当時修士1年であった石久保 猛 氏（現小谷研究室修士2年）、余 辛 氏（現小谷研究室修士2年）、当時卒論生の松森泰造氏（現小谷研究室修士1年）、大水敏弘氏（現建設省住宅局）に、実験の手伝いに多くの時間をさいて頂きました。柱部材の試験体の横補強筋は、柴田正隆氏（川鉄テクノ

ワイヤ(株) および中沢 淳 氏(川鉄テクノワイヤ(株))のご協力により高強度せん断補強筋リバーボンの提供を受けることができました。また、試験体の製作には体制建設戸田PC作業所の山岸浩氏、溝淵孝志氏、実験実施にあたっては東京大学大型構造物試験室の伊藤俊男氏、掛川保富氏に絶大なるご協力を頂きました。

修士課程在学時の2年間および博士課程在学時の3年間にわたり、日本育英会から奨学金の貸与を受け、研究生生活を送るための一助とさせて頂きました。

これらの方々、また、名前を掲げることはできないが、師、先輩、友人に支えられて参りました。ここに、皆様方のご指導、ご協力、激励に心から感謝の意を表します。

最後に、29年間育て好きな人生を送らせてくれた両親、物心両面から暖かく援助してくれた岳父母、田山穂積、美恵子夫妻、私の研究中心の生活に最大の理解と協力を惜しまなかった妻、洋恵に心からの感謝を述べておきたい。

1994年3月14日

前田 匡樹

鉄筋コンクリート部材の
付着割裂破壊に関する研究

目次

論文要旨

謝辞

目次

発表論文目録

第1章 序論	1-1
1.1 研究の目的	1-1
1.2 研究の背景	1-1
1.3 既往の研究	1-2
1.3.1 異形鉄筋の付着機構と付着破壊に関する研究	1-2
1.3.2 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する実験的研究	1-3
1.3.3 既往の付着割裂強度式	1-6
1.3.4 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究	1-10
1.3.5 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材の変形能に関する研究	1-11
1.3.6 各国の規・基準における 鉄筋コンクリート梁、柱部材の付着に対する設計法	1-12
1.4 用語および記号の定義	1-26
1.5 参考文献	1-27
第2章 付着割裂を受けるコンクリートの応力解析	2-1
2.1 本章の目的	2-1
2.2 異形鉄筋とコンクリート間の付着応力伝達	2-1
2.3 割裂を受けるコンクリートの応力解析	2-4
2.3.1 解析の概要	2-4
2.3.2 解析対象とした基本断面	2-4
2.3.3 解析モデル	2-6
2.3.4 解析方法	2-10
2.3.5 解析結果	2-11

2.4	まとめ	2-27
2.5	参考文献	2-27
第3章	単純梁型加力による付着特性に関する実験	3-1
3.1	実験の概要	3-1
3.2	試験体特性	3-2
3.2.1	試験体の設計	3-2
3.2.2	試験体一覧および配筋図	3-2
3.2.3	試験体設計	3-16
3.2.4	試験体の製作	3-24
3.2.5	製作工程	3-24
3.2.6	鉄筋	3-24
3.2.7	型枠	3-25
3.2.8	コンクリート	3-25
3.2.9	使用材料の特性	3-26
	1) コンクリート	3-26
	2) 鉄筋	3-33
3.3	実験方法	3-37
3.3.1	計測方法	3-37
3.3.2	荷重の計測	3-37
3.3.3	変形の計測	3-37
3.3.4	歪の計測	3-37
3.3.5	主筋すべりの計測	3-38
3.3.6	加力方法	3-38
	1) 加力装置	3-38
	2) 加力方法	3-38
3.4	実験結果	3-41
3.4.1	破壊に至る挙動	3-41
3.4.2	荷重～変形関係	3-45
3.4.3	主筋付着応力度～すべり関係	3-56
	1) 付着応力度計算方法	3-56
	2) 付着応力度	3-56
	3) 主筋自由端すべり	3-56
	4) 付着応力度～すべり関係	3-56
3.4.4	横補強筋応力度	3-66
3.5	実験結果の検討	3-74
3.5.1	既往の付着割裂強度算定式との比較	3-74
3.5.2	上端主筋と下端主筋の比較	3-76

3.5.3	横補強筋比の影響	3-76
3.5.4	主筋配筋の影響	3-77
3.5.5	横補強筋による主筋拘束応力度と付着応力度の関係	3-77
3.6	まとめ	3-87
3.7	参考文献	3-87

第4章 柱および梁部材の付着割裂破壊性状に関する実験 4-1

4.1	実験の目的	4-1
4.2	試験体特性	4-1
4.2.1	試験体形状	4-1
4.2.2	設計方針	4-1
4.2.3	配筋	4-2
4.2.4	試験体の製作	4-2
4.2.5	使用材料の特性	4-2
4.2.6	準備計算	4-3
4.3	実験方法	4-13
4.3.1	加力方法および加力履歴	4-13
4.3.2	計測方法	4-13
4.4	実験結果	4-23
4.4.1	破壊性状	4-23
4.4.2	復元力特性	4-24
4.4.3	最大耐力と変形能	4-24
4.4.4	主筋応力度	4-25
4.4.5	主筋付着応力度	4-26
4.5	実験結果の検討	4-42
4.5.1	最大付着応力度	4-42
4.5.2	主筋の付着応力度とせん断耐力の関係	4-42
4.5.3	付着割裂強度および付着割裂耐力とせん断力の関係	4-43
4.6	まとめ	4-48
4.7	参考文献	4-48

第5章 付着割裂強度式 5-1

5.1	本章の目的	5-1
5.2	局所 $\tau \sim S$ 関係に基づく平均付着応力度	5-1
5.2.1	局所 $\tau_0 \sim S$ 関係	5-2
5.2.2	解析方法	5-2

5.2.3	解析結果	5-3
5.3	付着割裂強度式の提案	5-17
5.3.1	割裂応力度のモデル化	5-17
5.3.2	限界ひび割れ幅	5-18
5.3.3	付着強度	5-18
5.3.4	実用付着割裂強度式の提案	5-19
5.4	既往の実験結果に対する検証	5-28
5.5	まとめ	5-32
5.6	参考文献	5-32
第6章	部材の付着割裂破壊に対する設計法	6-1
6.1	本章の目的	6-1
6.2	繰り返し加力を受ける部材の付着割裂強度	6-1
6.3	付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力	6-2
6.3.1	柱および梁部材の付着割裂耐力	6-2
6.3.2	実験結果による検証	6-3
6.4	柱および梁部材の付着割裂破壊に対する設計条件	6-5
6.5	まとめ	6-11
6.7	参考文献	6-11
第7章	結論	7-1
7.1	本研究のまとめ	7-1
7.2	今後の課題	7-3

発表論文目録

- [1] 前田匡樹、小谷俊介；「鉄筋コンクリート梁の付着割裂強度」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989年10月、C構造Ⅱ、pp.339-340。
- [2] 前田匡樹、小谷俊介；「高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コンクリート梁の付着割裂強度（その1 対象実験の概要と主筋付着強度算定方法）」、日本建築学会関東支部研究報告集、1989年度、構造系、pp.85-88。
- [3] 前田匡樹、小谷俊介；「高強度せん断補強筋を使用した鉄筋コンクリート梁の付着割裂強度（その2 付着強度算定式の検討）」、日本建築学会関東支部研究報告集、1989年度、構造系、pp.89-92。
- [4] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート梁の付着破壊強度」、コンクリート工学年次論文報告集、1990年、第12巻 第2号、pp.485-490。
- [5] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート梁部材の付着強度」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1990年10月、C構造Ⅱ、pp.313-314。
- [6] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「RC部材の付着割裂強度に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、1991年、第13巻 第2号、pp.145-150。
- [7] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「RC部材の付着割裂強度に及ぼす部材寸法の影響」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1991年9月、C構造Ⅱ、pp.357-358。
- [8] Maeda M., S. Otani and H. Aoyama ; "Bond Splitting Strength in Reinforced Concrete Members", TRANSACTIONS OF THE JAPAN CONCRETE INSTITUTE, 1991, Vol. 13, pp. 581-588.
- [9] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案」、構造工学論文集、1992年3月、Vol. 38B、pp.293-306。
- [10] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「梁降伏型RCフレーム構造と縮約1自由度系の非線形地震応答」、コンクリート工学年次論文報告集、1992年、第14巻 第2号、pp.867-872。
- [11] 小谷俊介、前田匡樹、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する研究（その1 付着割裂強度）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月、C構造Ⅱ、pp.921-922。

- [12] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する研究（その2 部材の設計法）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1992年8月、C構造Ⅱ、pp.923-924。
- [13] Maeda M., S. Otani and H. Aoyama; "Non Linear Seismic Response of R/C Frame Structure and Equivalent Single-Degree-of-Freedom System". TRANSACTIONS OF THE JAPAN CONCRETE INSTITUTE, 1992, Vol.14, pp.281-288.
- [14] 前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に対する設計」、コンクリート工学年次論文報告集、1993年、第15巻 第2号、pp.199-204。
- [15] 細川洋治、前田匡樹、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究（その1 実験概要）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp.215~216。
- [16] 前田匡樹、細川洋治、小谷俊介、青山博之；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究（その2 実験結果の検討）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、1993年9月、pp.217~218。

第 1 章

序論

第1章 序論

1.1 研究の目的

異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート造の梁および柱部材の破壊モードのひとつに付着割裂破壊がある。付着割裂破壊とは、鉄筋コンクリート部材が曲げせん断力を受けたときに、被りコンクリートに、引張主筋のせん断ひび割れ位置から主筋に沿った割り裂きひび割れが発生し、このひび割れが圧縮側へと進展し、鉄筋とコンクリートの間で伝達する付着力が低下することにより、曲げあるいはせん断力を伝達する能力が低下する破壊である。付着割裂破壊は、せん断破壊と同様に脆性的な破壊であり、鉄筋コンクリート部材が本来有する耐力および変形性能を十分に発揮させるためには望ましくない破壊モードである。そこで、本研究では、鉄筋コンクリート柱および梁部材の付着割裂破壊性状を実験的および解析的に検討し、付着割裂強度の評価式を導き、鉄筋コンクリート部材の付着に対する設計法を確立することを目的としている。

1.2 研究の背景

我が国がこれまでに経験した地震において、鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊の被害報告例は比較的少なく、浦河沖地震(1982年3月21日、マグニチュード $M=7.1$)において、高杉デパートの1階中柱に付着割裂ひび割れが観察されたとの報告[1-1]と、日本海中部地震(1983年5月26日、マグニチュード $M=7.7$)において、浪岡町立病院で3～5階の主筋の多い柱に付着割裂ひび割れが生じたとの報告[1-2]がある程度である。これは、付着割裂破壊は、異形鉄筋を主筋に用いた鉄筋コンクリート部材に特有の破壊現象であり、主筋に丸鋼を用いた比較的古い建物では付着破壊は生じても割り裂きひび割れが生じないので外部に見えるような付着割裂破壊は生じないこと、また、せん断引張破壊と区別できない場合があり、せん断破壊と報告されている可能性があることなどのためであると考えられる。付着割裂破壊が目される契機となったのは、十勝沖地震(1968年)を契機に、建設省を中心として総合技術開発プロジェクト「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究」の一部として行われた、短柱の部材実験であった[1-3]。多数の短柱試験体の曲げせん断実験を行い、十勝沖地震で注目されたせん断破壊とともに、付着割裂破壊した試験体が数多くあり注目を集めた。

靱性に依存する鉄筋コンクリート構造は梁曲げ降伏先行型の全体崩壊形となるのが望ましいとされている[1-4]。このような構造体では、梁の曲げ強度により保有水平耐力が決ることから、梁の曲げ耐力に対して、十分なせん断強度および付着割裂耐力が要求される。付着割裂破壊を防ぐには、鉄筋のかぶり厚さや鉄筋間のあきを大きくすれば良いが、そうすると部材の断面寸法を大きくせねばならず、自重が大きくなり構造物としては不利となる。一般に、せん断補強のために配筋される横補強筋は、付着割裂破壊に

対しても有効であることが知られており、特に、中子筋や中吊り筋の有効性が指摘されている。

我が国では、1988年より建設省総合技術プロジェクト「鉄筋コンクリート造構造物の軽量化、超高層化技術の開発（New RC）」が実施され、その成果を反映して、今後、高強度コンクリート、高強度鉄筋の使用が盛んになると思われる。柱および梁部材で、主筋に高強度鉄筋を用いることにより部材により大きな曲げ耐力を持たせることが可能となり、高強度コンクリートを使用することにより部材断面を小さくすることが可能となる。しかし、高強度鉄筋を用いると鉄筋からコンクリートに伝達される付着応力度が大きくなり、小さな部材断面に多数の主筋が配筋されると、主筋にそって被りコンクリートが割り裂かれる付着割裂破壊が設計上のこれまで以上に厳しくなることが考えられる。この様な背景から、梁、柱部材の付着割裂破壊に関する研究が、近年盛んに行われており、特に、高強度鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する研究が多数行われている。

日本建築学会から刊行された「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」[1-4]（以下、指針と略す。）は、横補強筋の効果に副補強筋の効果も加えた付着割裂強度式を示しているが、既往の実験結果に対して必ずしも十分な精度を有しているとはいえない。近年、せん断耐力については、塑性理論に基づいた理論式が耐力評価式として提案され、指針にも採用されているが、一方、付着割裂強度に関してはその破壊のメカニズムおよび強度を支配する要因が複雑であるために、未だに強度式として実験式を用いているのが現状である。従って、付着割裂強度に関しても力学的なモデルに基づいた強度評価式の開発は課題として残っている。

以上の背景から、本研究では、

- ① 主筋の付着割裂強度を支配する要因を反映した付着割裂強度式
- ② 付着割裂破壊する柱および梁部材のせん断抵抗機構に基づく、部材としての耐力（付着割裂破壊耐力）評価式
- ③ 柱および梁部材の付着割裂破壊に対する設計法等の開発を目的としている。

1.3 既往の研究

1.3.1 異形鉄筋の付着機構と付着破壊に関する研究

コンクリートの中に埋め込まれた鉄筋を、引き抜くか、または押しだそうとすると、鉄筋とコンクリートの境界面に抵抗力が生じる。この抵抗力を、鉄筋とコンクリートの間の付着応力と呼び、鉄筋単位表面積当りの付着応力を付着応力度と呼ぶ。付着応力は、一般に、(a)膠着作用(Cheical Adhesion)、(b)摩擦作用(Friction)、(c)機械的噛み合

い作用(Mechanical Interaction)の3つで伝達されると、考えられている[1-5]。普通丸鋼の場合、付着作用の大部分は、膠着作用と摩擦作用に依存している。一方、異形鉄筋は、機械的噛み合い作用を高めるように、意図的に鉄筋表面に突起を設けており、付着作用の大部分は機械的噛み合い作用により伝達される(図1.1)。そのため、鉄筋周囲のコンクリートに、付着が破壊する時に生じるひび割れなどの現象も、普通丸鋼と異形鉄筋では異なっており、鉄筋周囲のコンクリートの内部ひび割れ、鉄筋に沿って生じる割裂ひび割れなどは、異形鉄筋に特徴的な現象である。

Rehm および Lutz[1-6] は実験により、鉄筋とコンクリートの間のすべりが生じる原因を図1.2~図1.4に示す様に、(a)節傾斜面に沿った鉄筋とコンクリートのずれ、(b)鉄筋周囲のコンクリートの内部ひび割れ(図1.2)、(c)節側面近傍のコンクリートの局部圧壊(図1.3)、(d)節先端を結ぶ円筒面でのコンクリートの直接せん断ずれ(図1.4)と分類し、節の高さ h 、間隔 s' 、鉄筋軸との角度 θ 、あるいは荷重レベルによってこれらの要因が複雑にからみあいながらすべりが発生することを指摘した。また、Rehmは、実験結果から、 $h/S' < 0.10$ では、節前面のコンクリートの局部圧壊が起ること、 $h/S' > 0.15$ では、節の先端を結ぶ円筒面に沿ったコンクリートのせん断破壊が起ることを報告している。

Goto[1-7] は、コンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の両引き試験を行い、ひび割れにインクを注入して視覚化することに成功した。その結果、鉄筋軸に沿って割裂ひび割れが生じること、また、異形節頂部からろうと状の内部ひび割れが生じていることを確認している。また、角[1-8]は、コンクリート中に埋め込まれた節1つのみを持つ鉄筋の付着伝達について、有限要素解析を行い、横節のくさび作用により節頂部から 45° の方向に内部ひび割れが進展して行くことを解析的に確認している。

内部ひび割れの発生により、鉄筋とコンクリートの間に相対すべりが生じると、横節は周囲のコンクリートを押し広げながら変位しようとする。その結果、コンクリートには円周方向の引張応力(Ring Tension)が生じる[1-9]。かぶりコンクリートの厚さが充分でない場合には、鉄筋軸に沿った割裂ひび割れ(図1.5)が生じ、付着割裂破壊にいたる[1-10]。一般に、付着割裂で決まる付着強度は、コンクリートの局部圧壊あるいは節先端を結ぶコンクリートのせん断破壊で決まる付着強度より低いことが知られている。従って、鉄筋が本来もつ付着性能を充分に発揮させるためには、付着割裂破壊を防ぐことが必要となる。

1.3.2 鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度に関する実験的研究

これまでに内外で多くの研究者により、付着割裂強度を支配する要因を明らかにするための実験が行われ、その実験結果に基づき付着割裂強度式が提案されている。

鉄筋とコンクリートの間の付着性状は、鉄筋の表面性状、周囲のコンクリートのかぶり厚さや強度、横補強筋による拘束等の因子が影響するため、破壊のモードや着目す

る鉄筋の状態に応じた試験法が採用されている。比較的良好に用いられる付着試験法として、①シリンダー、プリズムに埋め込まれた鉄筋の引き抜き試験法、②せん断力を受ける部材を模擬したカンティレバー型の付着試験法、③単純梁による付着試験、④逆対象曲げせん断を受ける柱・梁部材の付着試験、などがある。表1.1および表1.2に示すように、JCI[1-11]、ACI[1-12]、RILEM[1-13]などで、それぞれ標準引き抜き付着試験法および標準はり型付着試験法が提案されている[1-14]。

(1) 引き抜き試験法による付着実験

引き抜き試験法は、付着試験法としてもっとも一般的に行われている試験法である。この試験方法は、比較的かぶり厚の大きいマッシュなコンクリートの中の付着性状であり、異形鉄筋の節形状を相互に比較したり、コンクリート強度の影響を評価するのに適している。また、引き抜き試験法では付着長さを比較的小く設定し、局所的な付着応力度 τ とすべり関係を調べるのに適している。比較的かぶり厚さが小さい試験体で引き抜き試験を行い付着割裂強度を調べる研究は、Tepfers[1-15]、林ら[1-16]により行われている。

Gambarova、Barbarazasso[1-17]は、割裂ひび割れ幅が割裂力および付着力に及ぼす影響に着目し、図1.6に示す様な、あらかじめ主筋に沿ってひび割れを設けた試験体で、ひび割れ幅 W を一定に保つように、ひび割れ面に直交する方向に割裂力に相当する拘束力を加え、鉄筋の引き抜き試験を行った。この実験方法では、割裂力をコンクリートおよび横補強筋に負担させずに、加力装置から直接加えることにより、割裂力と付着力の関係を直接求めることができる。図1.7に示す様な割裂応力度、拘束応力度、付着応力度およびすべり量の関係を得て、(1)ひび割れ幅が大きくなるに従い、最大付着応力度は低下すること、(2)ひび割れ幅を一定に保つために必要な拘束応力度 σ は、ひび割れ幅の影響をあまり受けないこと、(3)ひび割れ幅が大きくなると、付着すべり剛性が低下すること、(4)付着応力度 τ と拘束応力度 σ の関係が、膠着作用で付着応力度のみが上昇する部分、その後、付着応力と拘束応力が一定の傾きの直線とともに増加する部分、および付着応力が一定となる部分の3本の直線にモデル化できることなどを報告している。そして、実験結果から付着応力度 τ と拘束応力度 σ 、すべり量 S と割裂ひび割れ幅 W の関数として提案している。また、図1.8の様には $\tau \sim \sigma$ 関係をひび割れ幅 W の関数としてモデル化し、ひび割れ幅 W と付着応力度 τ を与えれば、拘束応力度 σ から付着破壊を防ぐための必要横補強筋量を求めることが出来ることを示した[1-18]。

赤司、藤井、森田[1-19]は、割裂力と付着力の関係に着目して、Gambarovaらと同様な、あらかじめ割裂ひび割れを設けた試験体を用いて、異形節の形状(節の高さ、節の間隔)を変数とした鉄筋の引き抜き試験を行った。その結果、(1)割裂ひび割れ幅が増加すると、 $\tau \sim S$ 関係、 $\sigma \sim S$ 関係ともにすべり剛性が低下すること、(2)節の形状により、同一付着力に対する拘束力が影響を受けること、(3)ひび割れ幅が大きいほど、最大付着応力度、最大拘束応力度は低下することなどを明らかにしている。

(2) カンティレバー型試験による実験研究

付着割裂破壊性状を把握するための実験で最も一般的に採用されているのは、カンティレバー型の付着試験法である。図1.9のカンティレバー型の試験体による付着試験で、代表的な研究は藤井、森田[1-20][1-21]による実験がある。藤井、森田は、図1.10の様に割裂ひび割れのモードをサイドスプリット、コーナースプリットおよびVノッチスプリットの3つのモードに分類し、横補強筋が無い場合の付着割裂強度式を求めた。横補強筋が付着割裂強度に及ぼす影響について、横補強筋は降伏しないため横補強筋の降伏強度 σ_{wy} は影響せず、横補強筋比 p_w に伴って付着割裂強度が増加することを指摘した。また、横補強筋がある場合の付着割裂強度を、横補強筋が無い場合に対する強度の増分を実験的に評価し、付着割裂強度式を導き提案した。

川村ら[1-22]は、主筋の2段配筋の影響を調べるカンティレバー型試験体の実験を行った。横補強筋による主筋拘束応力と付着割裂強度の関係に着目し、一部の試験体では図1.11の様に横補強筋をU字型として試験体の表面に露出させ、直接横補強筋に引張力を加えて主筋を引き抜いた。その結果、横補強筋の拘束応力を大きくすると付着割裂強度が増大することを報告している。

カンティレバー型の実験は、数多く行われ、付着割裂実験としては最も一般的な試験法である。最近では部材断面を $65 \times 80 \text{cm}$ とした実大の試験体による実験[1-23]等も行われている。

(3) 単純はり型試験による付着実験

本論で対象とする付着割裂破壊の様な曲げ付着性状対象とした付着試験として、実際の柱や梁部材に比較的近い応力状態を再現できるのが、単純梁による部材実験である。また、この方法では、カンティレバー型の様に直接主筋に引張力を加えなくてもよいため、同程度の部材断面ならば試験体に加える荷重は少なくともよいという利点がある。

角ら[1-24][1-25]は、一連の単純梁型の付着試験(図1.12)により、コンクリート強度($\sigma_c = 200 \sim 1000 \text{kgf/cm}^2$)、横補強筋比($p_w = 0 \sim 1.2\%$)、付着長さ($15d_s \sim 40d_s$)、中子筋の有無、中子筋の定着仕様(溶接閉鎖型、 135° フック、 90° フック)など、広範囲の因子について付着割裂強度に及ぼす影響について検討を行った。その結果、横補強筋を断面外周部のみに配するのではなく、(1)中子筋などの副補強筋を配筋すると付着割裂破壊に対して有効であること、(2)付着割裂強度は、高強度コンクリートの範囲まで $\sqrt{\sigma_c}$ の関数で評価できること、(3)コンクリート強度が高くなるとブリージングの影響が少なくなるため、上端筋と下端筋の付着割裂強度がほぼ等しくなること、(4)付着長さが付着割裂強度に影響し、無補強($p_w = 0$)の場合、付着長さが長くなると強度は低下するが、横補強筋比 $p_w = 0.6\%$ ではあまり影響がないこと(図1.13)、および、(5)横補強筋としては溶接閉鎖型、 135° フック、 90° フックの順に効果があること(図1.14)などを示した。また、これらの実験結果を統計処理して高強度コンクリートにも適用可能な付着割裂強度式を提案している。

市之瀬ら[1-26][1-27]は、角らの試験法を改良し、1体につき、4ヵ所の試験が可能

である単純梁型付着試験を行った(図1.15)。コンクリート強度、かぶりコンクリートの有無、主筋のたて節の位置などを変数とした。その結果、かぶりコンクリートが無い場合、付着割裂強度が10%ほど低下すること、主筋のたて節の位置を変えると付着割裂強度に影響する等の知見を得ている。また、筆者と同様の方法(第3章を参照)で横補強筋による主筋拘束応力度を求め、図1.16の様に付着応力度と拘束応力度の間に関係があることを報告している。

(4) 逆対象曲げせん断を加える付着実験

建研式あるいは大野式載荷による付着試験では部材には逆対象モーメントが生じ、地震時に部材に生じる応力状態を最も忠実に再現することができる。しかし、実験が大掛かりになること、せん断破壊を防ぎ確実に付着破壊を生じさせるためには横補強筋量、せん断スパン比などの実験変数の取りかたに制限があることなどの問題がある。また、部材に付着割裂ひび割れ以外にも曲げやせん断ひび割れが生じその影響を受けること、付着長さが比較的長くなることなどから、局所的な付着性状や付着応力度～すべり関係を調べるにはあまり適しておらず、部材としての付着割裂破壊時の耐力や変形性能を調べる目的に適した試験法である。

付着割裂破壊する部材のせん断耐力を調べるための実験[1-28][1-29]、付着割裂破壊する部材の変形性能を調べるための実験[1-30]等が行われている。近年では、材料の高強度化が進められており、圧縮強度 1000kgf/cm^2 クラスの高強度コンクリートあるいは降伏強度 10000kgf/cm^2 クラスの鉄筋を用いた鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状および変形性能を調べるための実験が盛んに行われている[1-31][1-32][1-33][1-34][1-35]。古川等は、高強度鉄筋コンクリート梁部材の付着割裂破壊実験を行い、付着指標(設計用付着応力度 τ_r (式(1-26))と角・張式による付着割裂強度 τ_s の比)が変形性能を表す有効な指標となること、梁せいが大きくせん断スパン比の小さい試験体ほど付着劣化しやすいが、付着劣化が部材の変形性能に及ぼす影響が小さいことを指摘している[1-31]。

1.3.3 既往の付着割裂強度式

これまでに提案されている付着割裂強度式は、主筋の異形節とコンクリートの噛み合いにより生じる主筋の周囲のコンクリート円周方向の応力状態のモデル化から導かれた強度式と、実験に基づき付着割裂強度を支配する要因を統計的に解析して導いた実験式とに大別できる。

前者の代表的な研究としてTepfersの研究[1-36]がある。Tepfersは、鉄筋異形節とコンクリートの機械的噛み合い作用によって鉄筋周囲のコンクリートに生じる応力状態を、割裂応力度と等しい内圧を受ける中空厚肉シリンダーにモデル化し、円周方向の応力(Ring Tension)がコンクリートの引張強度 f_t を超えるると割裂ひび割れが発生する、

と仮定して付着割裂強度を求めている。Ring Tensionとして、図1.17に示すように、(1)弾性状態、(2)部分的にひび割れた弾性状態、(3)塑性状態の3つの応力状態を仮定している。さらにTepfersは、節の傾斜角 α を 45° と仮定して付着割裂強度 τ_{vu} を求めている。実験結果と(1)、(2)、(3)それぞれの応力状態に基づく計算値の比較を行い(図1.18)、実験値が(2)と(3)の中間の値となることを報告している。

また、Vandewalle、Mortelmans[1-37]は、Tepfersと同様の弾性論に基づいた解析的な方法で付着割裂強度を求めることを試みた。主筋周囲のコンクリートを図1.19に示す厚肉中空シリンダーに見立て、鉄筋の異形節とコンクリートの噛み合い作用により、鉄筋がコンクリートを押し広げようとする応力の断面方向成分(割裂応力度 σ)を内圧 σ とすると、弾性解はTimoshenko[1-38]により求められており、円周方向のコンクリートの引張応力度 σ_r は以下の式(1-1)で与えられている。

$$\sigma_r = \sigma \frac{r_i^2}{r_u^2 - r_i^2} \left(1 + \frac{r_u^2}{r^2} \right) \quad (1-1)$$

ただし、 r_u : 厚肉中空シリンダーの外径、 r_i : 厚肉中空シリンダーの内径

鉄筋表面である $r = r_i$ において σ_r がコンクリートの引張強度 f_t に達すると付着破壊が起ると仮定し、

$$f_t = \sigma \frac{r_u^2 + r_i^2}{r_u^2 - r_i^2} \quad (1-2)$$

これにより付着応力度 τ と割裂応力度 σ の関係を仮定すれば、付着強度 τ_{vu} を求めることが出来る。Tepfers[1-36]は、付着応力度 τ と割裂応力度 σ との間の摩擦傾斜角を 45° と仮定したが、Vandewalle、Mortelmans[1-37]の研究では、付着応力度 τ と割裂応力度 σ の関係を、モール・クーロンの破壊条件から求めている。すなわち、コンクリートのクーロンの破壊規準を、純圧縮および純引張の2つの応力円の接線と仮定し、鉄筋表面でのコンクリート圧縮応力度が割裂応力度 σ に等しくなる時のせん断応力度を、付着応力度 τ としている(図1.20)。

$$\tau = \frac{f_t \sigma_u}{2} + \frac{\sigma_u - f_t}{2} \frac{\sigma}{f_t \sigma_u} \quad (1-3)$$

ただし、 σ_u : コンクリート圧縮強度

式(1-2)、(1-3)より σ を消去して付着強度 τ_{vu} を求めている。

$$\tau_{vu} = \frac{f_t \sigma_u}{2} \left[1 + \left[1 - \left(\frac{f_t}{\sigma_u} \right) \frac{r_u^2 - r_i^2}{r_u^2 + r_i^2} \right] \right] \quad (1-4)$$

これに、コンクリートの寸法効果と付着長さの影響を表す係数を乗じ、既往の梁の実験および引き抜き試験の結果と比較した結果(図1.21)、計算値と実験の付着強度が比較的よく対応することを報告している。

Guiriani, Plizzari, Achum[1-39]は、主筋を拘束する拘束応力度 σ を、図1.22の様には横補強筋が負担する引張応力度 σ_{s1} と鉄筋周囲の部分的に割裂ひび割れが生じたコンクリートが負担する引張応力度 σ_{rc} の和となると仮定した。そして、横補強筋引張応力度 σ_{s1} ~ひび割れ幅 W 関係、 σ_{rc} ~ W 関係、付着応力度 τ ~拘束応力度 σ 関係、付着応力度 τ ~すべり S 関係それぞれに既往のモデルを用い、これらを解くことにより、 σ_{s1} ~ S 関係、 W ~ S 関係が解析的に得られることを示した。解析結果を既往の実験結果と比較した結果(図1.23)、 τ ~ S 関係のみならず、補強筋応力度 σ_{s1} 、ひび割れ幅 W についても、解析結果が実験結果をよく再現できることを報告している。横補強筋の応力とひび割れ幅を定量化している点で、非常に興味深い研究である。

Orangun, Jirsa, Breen[1-40]は、FergusonおよびThompson等が過去に行った重ね継ぎ手を含む数多くの付着試験を中心に統計処理を行い、下記の様な付着割裂強度式を提案している。

$$\tau_{0.1} = \left\{ 0.3 + \frac{0.8C}{d_s} + \frac{13d_s}{l_s} + \frac{a_w \cdot w \cdot \sigma_y}{130n S_w d_s} \sqrt{\sigma_s} \right\} \quad (1-4)$$

上端筋は、この0.77倍する。

$$\text{ただし、} \frac{a_w \cdot w \cdot \sigma_y}{130n \times d_s} < \sqrt{\sigma_s}$$

この強度式は、鉄筋のかぶり、あき、定着長さから求められるコンクリートの割裂強度に横補強筋の効果を足し合わせる形になっており、横補強筋の効果は横補強筋降伏強度およびコンクリート強度の平方根に比例して増加する形となっている。

Jimenez, White, Gergely[1-41]は、計400以上にのぼる付着実験、ダボ実験を回帰分析することにより次式を導いた。

$$\tau_{1.0} = \frac{1}{4} \left\{ \frac{C \sqrt{\sigma_s}}{0.105 d_s + 0.0017 l_s} + 0.573 p_w \cdot w \cdot \sigma_y \right\} \quad (1-5)$$

この式も、Orangun, Jirsa, Breen式((1-4)式)と同様、コンクリートの効果と横補強筋の効果の足し合わせの形になっているが、横補強筋の効果は $p_w \cdot w \cdot \sigma_y$ だけの関数としてコンクリート強度の影響を受けないとしていることが特徴である。

藤井・森田[1-21]は、部材断面内に見られる終局的な割裂パターンを、コーナースプ

リット、サイドスプリット、Vノッチスプリット(図1.10)の3つに分類し、それぞれの割裂パターン毎に実験結果を整理し、付着割裂強度式を提案した。

$$\tau_{tm} = \tau_{eo} + \tau_{st} \quad (1-6)$$

$$\tau_{eo} = (0.307 b_i + 0.427) \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (1-7)$$

$$\tau_{st} = 24.9 \frac{k_m \cdot a_w}{S_w \cdot N \cdot d_b} \sqrt{\sigma_B} \leq 0.87 \sqrt{\sigma_B} \quad (1-8)$$

水平上端筋以外の鉄筋には、1.22を乗ずる。

ここで、 b_i : 割裂パターンを判定する尺度で、 b_{st} 、 b_{ei} 、 b_{vi} の最小値、

$$b_{st} = b / (n d_b) - 1$$

$$b_{ei} = \sqrt{2} \left(\frac{C_s + C_b}{d_b} + 1 \right) - 1$$

$$b_{vi} = \sqrt{3} \left(\frac{2C_{min}}{d_b} + 1 \right)$$

k_m : 割裂パターンによる横補強筋効果を表す係数、

$$k_m = 1.0 \quad (b_i = b_{st} \text{のとき})$$

$$k_m = \sqrt{2} \quad (b_i = b_{ei} \text{のとき})$$

$$k_m = 0 \quad (b_i = b_{vi} \text{のとき})$$

C_s : 側面かぶり厚さ、

C_b : 底面かぶり厚さ、

C_{min} : C_s 、 C_b のうち小さい方

藤井・森田式は、割裂パターンごとに分類し、コンクリートの効果、横補強筋の効果を与えているのが特徴である。藤井・森田は、Orangun、Jirsa、Breen式およびJimenez、White、Gergely式と比較して、藤井・森田式が既往の実験結果に対する適合性が良いことを報告している。日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」の付着割裂強度精算式は、藤井・森田式をもとにして導かれている。

山田・角[1-24]は、付着割裂強度をコンクリートの負担する項と、横補強筋の負担する項を足し合わせる式で提案している。この式は、コンクリートの負担する項に藤井・森田式をそのまま用いており、その特徴は横補強筋の負担する項にある。従来の付着割裂強度式では、横補強筋により付着強度が向上する効果を、横補強筋比 p_w あるいは、横補強筋量 $p_w \cdot \sigma_s$ に比例する形で与えていたが、横補強筋の配筋形状によりその効果の程度を細かく変えて与えているのが特徴である。横補強筋が主筋の付着割裂強度を向上させるメカニズムとして、(1)吊り上げ効果 τ_{st} および(2)拘束効果 τ_{st} の2つの作用を考えている。山田・角式による付着割裂強度 τ_{rs} は、次式(1-9)～(1-11)で与えられる。

$$\tau_{yk} = \tau_{co} + \tau_{st} + \tau_{st} \quad (1-9)$$

$$\tau_{st} / \sqrt{\sigma_B} = 0.85 \frac{n^{1.05} \cdot A_w \cdot j \cdot d}{S_w^2 \cdot d_b} \quad (1-10)$$

$$c \tau_{st} / \sqrt{\sigma_B} = 7.40 \frac{n^{1.05} \cdot A_w \cdot j \cdot d}{S_w^2 \cdot b_w} \quad (1-11)$$

角、張ら[1-25]は、圧縮強度1000kgf/cm²クラスの高強度コンクリートを用いた単純梁による付着実験を行い、サイドスプリットモードの付着割裂破壊を対象として、高強度コンクリートにも適用が可能な付着割裂強度式を提案した。角、張らによる付着割裂強度 τ_{kt} は以下の式で与えられる。

$$\tau_{kt} = \{ 0.08 + 0.12 b_i + k_n (q \cdot b_i + 18.0 p_w \cdot b / N \cdot d_b) \} \sigma_B^{0.8} \quad (1-12)$$

ただし、 $\sigma_B^{0.8} \leq \sigma_{wy} / 115$

$$q \cdot b_i + 18.0 p_w \cdot b / N \cdot d_b \leq 0.8$$

$$\text{ここで、} q = (2.5 + 875 p_w) / (1 b_i / d_b + 7000 p_w) \quad (1-13)$$

$$k_n = 1.0 + 0.85 (n - 2) N \quad (1-14)$$

この式は、195体の実験結果について統計処理して導いた式であり、式の構成が複雑であるが、実験結果との適合性は非常に良い。

1.3.4 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究

付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材のせん断耐力に関する研究は、鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構に関する研究を応用する形で行われてきた。鉄筋コンクリート部材の塑性理論の下限定理に基づくせん断抵抗機構としては、主筋の付着力、横補強筋の引張力およびコンクリートの斜め圧縮力により形成されるトラス機構と、主筋の引張力とコンクリートの圧縮力で形成されるアーチ機構が一般に考えられている(図1.24)。これらの二つの機構のうち、トラス機構が負担するせん断力 V_t は主筋の付着応力度 τ_s から以下の式(1-15)で求まる[1-4]。

$$V_t = \tau_s \cdot \Sigma \phi \cdot j \cdot l \quad (1-15)$$

付着応力度 τ_s を付着割裂強度に等しいとおけば、付着割裂破壊する部材におけるトラス機構が負担するせん断力 V_t を求めることができるという考え方にに基づき、付着割裂耐力式が提案されている。

柴田、桜井[1-42]は、Orangun、Jirsa、Breenの付着割裂強度式(式(1-))を修正した付着割裂強度を付着応力度 τ_s に用い、軸力比およびせん断スパン比を実験係数の形

で取入れた付着割裂耐力式を提案した。六車、渡辺[1-43]は一方向単調荷を受ける部材を対象として、付着割裂強度、斜ひび割れ発生せん断力、斜ひび割れ長さを与えて、変形の適合条件と扇形トラス機構に基づいて付着割裂耐力を解析的に求める方法を示した。この方法の特徴は、主筋のすべりを考慮し、変形の適合条件として柱全長の主筋と主筋位置コンクリートの伸びを等置していること、斜ひび割れ領域に扇形トラス機構を仮定し、この領域の主筋軸方向力の変化を考慮していることである。奥、藤井、森田[1-44]は、部材端部には扇形トラス機構による主筋の応力分布を考え、部材両端の主筋が降伏し、せん断斜ひび割れ領域の横補強筋応力度を $0.5\sigma_{wy}$ 、端部1D区間を除いた主筋は藤井、森田による付着割裂強度 τ_{fm} に達しているという条件から付着割裂耐力式を導いた。

坂本、辰巳、小谷、青山[1-45]は、曲げ降伏後に付着割裂破壊する鉄筋コンクリート梁部材の実験を行い、実験で得られた上端および下端主筋の付着応力度や主筋の引張力および圧縮力等を用いて、トラス機構、アーチ機構が負担するせん断力を求めた。上端主筋沿いに付着割裂ひび割れが生じて付着応力度が低下しても、下端筋の付着応力度が上昇し、トラス機構におけるトラス角度が材軸に沿って変化することにより、せん断力が上昇し得ることを指摘した。奥出、狩野、高木[1-21]は、南等の塑性理論を基にして、付着割裂耐力をアーチ機構とトラス機構の重ね合わせによって導いた。主筋の付着応力度が藤井・森田式による付着割裂強度 τ_{fm} に達していること、トラス機構におけるコンクリート圧縮束材の角度 $\phi = 45^\circ$ およびコンクリートが圧縮強度に達していることの3つの条件から、トラス機構およびアーチ機構による耐力もとめ、それらを足し合わせて付着割裂耐力を求めた。同様に、倉本[1-46]もアーチ機構とトラス機構の重ね合わせによって導いたせん断耐力式を基に、図1.25の様に主筋の付着応力度が藤井・森田の付着割裂強度 τ_{fm} に達しているという条件から付着割裂耐力を導いた。

1.3.5 付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材の変形能に関する研究

付着割裂破壊する鉄筋コンクリート部材の変形性能を表す指標として、付着余裕度が良く用いられる。付着余裕度は、主筋の付着割裂強度 τ_{fs} と曲げ降伏時の付着応力度 τ_f の比 τ_{fs}/τ_f で定義される。曲げ付着応力度は、主筋の両端部がそれぞれ引張、圧縮降伏したと仮定し、引張端から $1d$ (d :有効せい) の区間は付着応力度を0、その他の区間で一様に分布すると仮定すると以下の式(1-16)で与えられる。

$$\tau_f = 2\sigma_y \cdot d_w / \{4(L-d)\} \quad (1-16)$$

小谷ら[1-47]は、降伏後に付着割裂破壊した鉄筋コンクリート梁32体に対して、柴田・桜井、藤井・森田の各式による付着割裂強度と、部材角 $1/25\text{rad}$ における耐力維持率(同一変に振幅における1サイクル目の耐力に対する2サイクル目の耐力の比)の関係を

を検討している。その結果、各算定式による付着余裕度が高い部材ほど、耐力維持率が増加するという相関関係があることを報告している。

加藤[1-33]は、高強度コンクリートを用いた柱部材8体の実験を行い、付着余裕度 τ_{b1} / τ_{b2} と、部材の限界変形角 R_0 の関係について検討を行った。その結果、軸力を受ける柱部材では、圧縮側でも主筋降伏により付着応力を伝達できなくなる結果、有効な付着長さ L_b が短くなり、曲げ付着応力度が大きくなることを指摘し、以下の式(1-18)で L_b を求め、曲げ付着応力 τ_{c1}' を軸力比の関数として式(1-17)で与えると、実験結果と良く対応することを報告している。

$$\tau_{c1}' = 2\sigma_y \cdot d_b / (4L_b) \quad (1-17)$$

$$L_b = L - d(1 + \eta/3) \quad (1-18)$$

倉本[1-46]は、提案した付着割裂耐力式を用い、付着余裕度(藤井・森田式による付着割裂強度 τ_{tm} と曲げ強度時の平均付着応力度 τ_{b1} との比 τ_{tm}/τ_{b1})と限界変形角 R_0 の関係について検討し、降伏後の付着割裂破壊を防ぐ条件を以下の式(1-19)で提案した。

$$\tau_{b1} \leq \min(\tau_{b1}, \tau_{b2}) \quad (1-19)$$

ここで、 $\tau_{b1} = \tau_{tm} / (100R_0 - 1)$

$$\tau_{b2} = \tau_{tm} / 1.5$$

R_0 : 設計用保証変形角

1.3.6 各国の規・基準における鉄筋コンクリート梁、柱部材の付着に対する設計法

わが国および外国のコンクリート規・基準に示されている梁および柱部材の付着に対する設計法を整理する。対象とした学会規準、建築センター指針、学会指針、ACI318-89、とした。

1) 日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・解説[1-48]

日本建築学会の「鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」(以下、学会規準と略す)の17条の付着に関する項では、次の二つのいずれかを満たすこととしている。

A) 曲げ付着応力度付着応力度 τ_c が、許容付着応力度 f_c を上回ることを

許容付着応力度 f_c は、コンクリート強度 σ_c に応じて与えられている。上端筋は2/3倍となっている。異形鉄筋を用い、かぶり厚さ C が相対的に薄い場合には、許容付着応力度を $C/(1.5d_b)$ 倍する。

$$\tau_c = \frac{Q}{\phi_j} \leq f_c \quad (1-20)$$

Q : 短期設計用せん断力、 ϕ_j : 引張鉄筋周長の合計、

j : 応力中心間距離 ($7/8 d$)

B) 付着長さ l_a を確保すること。

$$l_a \geq \frac{\sigma_y A_s}{0.8 f_{su} \Psi} + j \quad (1-21)$$

Ψ : 主筋周長

許容付着応力度 f_{su} は、異形鉄筋の場合、

$$f_{su} = C / (1.5 d_s) * \min(0.15 \sigma_{su}, 20.25 + 0.04 \sigma_{su}) \quad (1-22)$$

ただし、上端筋は $2/3$ 倍する。

2) 日本建築学会の鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説[1-4]

日本建築学会発行の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」(以下、指針と略す)では、梁降伏型の全体崩壊形を実現することを設計の目標としており、部材端に塑性ヒンジを計画する部材と計画しない部材が明確に分けられている。付着に対する設計においてもその2種類に分けて設計することとしているのが特徴である。設計の条件は以下である。

(a) 塑性ヒンジの生じなまたは片側のみに塑性ヒンジの生じる部材

曲げ作用による付着応力度 τ_t またはトラス作用による付着応力度 τ_t のどちらかが付着割裂強度 τ_{tu} を下回ること。

ただし、

$$\tau_t = \Delta \sigma d_s / \{4(L-d)\} \quad (1-23)$$

$$\Delta \sigma = \begin{cases} \sigma_y + \sigma_c & (\text{ヒンジの生じない部材}) \\ \sigma_{yu} + \sigma_c & (\text{片側にヒンジの生じる部材}) \end{cases} \quad (1-24)$$

σ_y : 主筋信頼強度 (kgf/cm^2)

σ_{yu} : 主筋上限強度 (kgf/cm^2)

σ_c : 平面保持解析による圧縮鉄筋応力度 (kgf/cm^2)

$$\tau_t = V_t / (\Sigma \phi \cdot j_t) \quad (1-25)$$

V_t : トラス作用によるせん断力の持ち分

(b) 両端部に塑性ヒンジの生じる部材

付着すべりを完全に防止するための条件(b-1)と付着すべりが生じた後においても曲げ機構およびトラス機構のどちらかにおいて力の釣り合いが満足されるための条件(b-2)のどちらかが満たされること。

(b-1) 曲げ付着応力度 τ_t が付着割裂強度 τ_{tu} より小さいこと。

ただし、

$$\tau_t = \Delta \sigma d_s / \{4(L-d)\} \quad (1-26)$$

$$\Delta \sigma = 2 \sigma_{yu} \quad (1-27)$$

(b-2) 曲げ作用による付着応力度 τ_t またはトラス作用による付着応力度 τ_c のどちらかが付着すべりが生じた後にも負担し得る付着強度である最終付着割裂強度 τ_{bss} を下回ること。

ただし、

$$\tau_t = \Delta \sigma d_s / \{4(L-d)\} \quad (1-28)$$

$$\Delta \sigma = \sigma_{ys} + \sigma_c \quad (1-29)$$

$$\tau_c = V_t / (\Sigma \phi \cdot j_t) \quad (1-30)$$

指針では、藤井、森田による付着割裂強度式を基に、横補強筋の効果、かぶり厚、副補強筋の有無などの影響も取入れた次の付着割裂強度精算式を与えている。

$$\tau_{bss} = \tau_{eo} + \tau_{st} \quad (1-31)$$

ただし、上端筋に対しては、0.8倍する。

$$\tau_{eo} = (0.4 \cdot b_i + 0.5) \sqrt{\sigma_B} \quad (1-32)$$

ここに、 $b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$

$$b_{si} = b / (n d_s) - 1 \quad (\text{サイドスプリットモード})$$

$$b_{ci} = 2\sqrt{2C} / d_s - 1 \quad (\text{コーナースプリットモード})$$

サイドスプリットの場合 ($b_{si} < b_{ci}$)

$$\tau_{st} = (20/N_t + 5N_w/N_t + 15N_s/N_t) p_w' \cdot b \cdot \sqrt{\sigma_B} / d_s \quad (1-33)$$

ただし、 $N_t/2 < N_s$ の場合には、

$$\tau_{st} = 5 p_w' \cdot b \cdot \sqrt{\sigma_B} / d_s \quad (1-34)$$

コーナースプリットの場合 ($b_{ci} < b_{si}$)

$$\tau_{st} = 50 A_w \cdot \sqrt{\sigma_B} / (S_w \cdot d_s) \quad (1-35)$$

N_t : 全主筋本数

N_w : 直接横補強筋で拘束されていない主筋本数

N_s : 副横補強筋で拘束されている主筋本数

p_w' : ヒンジ領域の外での断面外周に配筋されたせん断補強筋比

A_w : 隅角部主筋にかかる横補強筋断面積 (cm^2)

最終付着割裂強度 τ_{bss} は、

サイドスプリットの場合 ($b_{si} < b_{ci}$)

$$\tau_{bss} = \{ 60 p_w' \cdot b (N_s + 2) / (N_t \Sigma d_s) + 0.4 \} \sqrt{\sigma_B} \quad (1-36)$$

コーナースプリットの場合 ($b_{ci} < b_{si}$)

$$\tau_{bss} = \{ 70 A_w \cdot b / (S_w \cdot d_s) + 0.4 \} \sqrt{\sigma_B} \quad (1-37)$$

ただし、 $N_1/2 < N_0$ の場合には、 $\tau_{s,s} = 0.4 \sqrt{\sigma_s}$

3) ACI318-89[1-49]

アメリカのACI318では、付着に対する設計条件は、基本定着長 l_{d0} に、かぶり厚、横補強筋、コンクリート種別などの影響を考慮した修正係数 $K_1 \sim K_5$ を掛けて得られる必要定着長 l_d を確保することとしている。学会規準や学会指針では、その部材のせん断力からもたらせられる付着応力度に対する設計も行われるが、ACI318では鉄筋降伏時の付着応力に対する設計のみである。

基本付着長さ l_{d0} （単位はcmに換算した）は、異形鉄筋#11（公称径:35.8mm）以下の場合、次式で与えられる。

$$l_{d0} = 0.0594 A_s \cdot \sigma_s / \sqrt{\sigma_c} \quad (1-40)$$

付着長さ l_d は、基本付着長さ l_{d0} に $K_1 \sim K_5$ の係数を乗じて求める。

$$l_d = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot K_4 \cdot K_5 \cdot l_{d0} \quad (\text{ただし、30cm以上}) \quad (1-41)$$

かぶり厚、横補強筋量による修正係数

$$K_1 = \begin{cases} 1.0 : & \text{(A)梁および柱で、(1)最小かぶり厚が38mmをこえ、(2)付着長さに沿って必要横補強筋量を満たす横補強筋が配筋され、(3)鉄筋間隔が} 3d_s \text{以上あるもの。} \\ & \text{(B)梁および柱で、(1)最小かぶり厚が38mmをこえ、(2)付着長さに沿って配筋された横補強筋が以下を満たすもの。} \\ & \quad d_s S_w N \\ & \quad A_s r = \frac{\quad}{40} \\ & \text{(C)スラブ内や壁の鉄筋で鉄筋間隔が} 3d_s \text{以上あるもの。} \\ & \text{(D)かぶり厚さが} 2d_s \text{以上で、鉄筋間隔が} 3d_s \text{以上ある鉄筋。} \\ 1.0 : & \text{かぶり厚さが} 1d_s \text{以下かまたは、鉄筋間隔が} 2d_s \text{以下の鉄筋。} \\ 1.4 : & \text{その他} \end{cases}$$

かぶり厚、横補強筋量による修正係数

$$K_2 = \begin{cases} 0.8 : & \text{\#35以下の鉄筋で、鉄筋間隔が} 5d_s \text{以上で、最外縁の鉄筋の側面のかぶりが} 2.5d_s \text{以上の場合} \\ 0.75 : & \text{6mm以上の径のスパイラルを100mm以下の間隔} \\ & \text{\#15以上の円形の横補強筋を100mm以下の間隔} \\ & \text{\#15以上の横補強筋を100mm以下の間隔で配筋し、} 135^\circ \text{以下の} \end{cases}$$

角度で折曲げた隅角部に鉄筋が配筋されたもの

$$l_d \geq 0.375 d_b \sigma_y / \sigma_c$$

水平上端筋の修正係数

$$K_3 = 1.3 : \text{ その下に300mm以上のコンクリートが打設される鉄筋}$$

軽量骨材コンクリートに対する修正係数

$$K_4 = \begin{cases} \sqrt{\sigma_c / 1.8 f_c} & f_c \text{ が解っている時 ただし、1.0を超えない。} \\ 1.3 & f_c \text{ が解らない時} \end{cases}$$

エポキシ樹脂塗装鉄筋に対する修正係数

$$K_5 = \begin{cases} 1.5 & \text{かぶりが} 3 d_b \text{以下か鉄筋間隔が} 6 d_b \text{以下} \\ 1.2 & \text{その他} \end{cases}$$

表1.1 標準引き抜き試験

第1章

規格	ASTM C234	RILEM	CP 110	建材試験センター (JMC 委員会)	
項目	コンクリートの種類が付着強度に与える影響	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	異種の異形鉄筋の付着性能の比較	
目的	異形鉄筋の付着性能比較	異形鉄筋の付着性能比較	異形鉄筋の付着性能比較	異形鉄筋の付着性能比較	
供試体寸法	<p> $d_s \sim$ B cm L cm D cm $d_s < 16$ mm 10×10 10 8~10 $19 < d_s < 29$ 15×15 15 12~15 $d_s > 32$ 20×20 20 16~20 </p>	<p> B cm L cm $10 d_s$ $5 d_s$ </p>	<p> B cm L cm $10 d_s$ $5 d_s$ </p>	<p> $d_s \leq 20$ 15×15 $f_s d_s$ 14.5 $d_s > 20$ 25×25 28 24.5 </p>	<p> 呼び名 寸法 寸法 寸法 寸法 D 16 10 6.4 3.6 D 25 15 10.2 4.8 D 32 20 12.7 7.3 D 41 25 15.5 8.5 D 51 30 20.3 9.7 </p>
コンクリートの品質	$f_c' = 300 \pm 30$ kgf/cm ² スランプ=8±2 cm	—	$f_c' = 300 \pm 30$ kgf/cm ² (立方体強度)	$f_c' = 300 \pm 30$ kgf/cm ² スランプ 10±2 cm	
養生	21±3°C 水中養生	23±1.7°C 湿度状態	20°C 60% RH	20±3°C 水中	
材令	28 日	28 日	28 日	28 日	
試数	3 個	3 個	1 番正形状に対して大巾が5mmの厚さについて25 個、同一条件で5 個	6 個	
荷重速度	3 t/min 以下	2.3 t/min 以下	$5 d_s^2$ kgf/sec	0.5 t/min	
加圧鉄棒	10×10×10……2.5 cm 15×15×15……4.0 cm 20×20×20……5.5 cm	—	2 d_s	—	
測定事項	自由端すべり 基準すべり量 0.05, 0.10, 0.25 mm において基準鉄筋に対する付着応力比を示す。	自由端すべり、荷重端すべり 荷重端すべり量 0.25 mm 以下で等間隔 5 点の平均付着応力により算出	自由端すべり $\tau = 0.0637 \frac{P}{d_s^2} \frac{300}{f_c'}$	自由端すべり 自由端すべり、 $\tau = \frac{P}{4 a d_s^2} \frac{300}{f_c'}$ (自由端すべり量 δ : 0.002 d_s において > 30 kgf/cm ² 最大付着応力値は 80 kgf/cm ² 以上)	
鉄筋位置	水平筋	鉛直筋にキャッピング 水平筋	水平筋	鉛直筋にゴム膜または合紙 水平筋	

表1.2 標準はり型付着試験

規格	RILEM	ACI Committee 208
項目	鉄筋の付着特性を調べる	異種の異形鉄筋の付着性能比較
目的	鉄筋の付着特性を調べる	異種の異形鉄筋の付着性能比較
供試体寸法	<p> Type A ($d_s < 16$) P/2 P/2 4φ16 Type B ($d_s > 16$) P/2 P/2 4φ16 鉄筋位置を記入 </p>	<p> $f_c' = 215 \pm 21$ kgf/cm² スランプ=12.5~15.2 cm 18~24°C 標準養生中 設停 5 日後 A 自由端すべり B 荷重端すべり C 鉄筋の伸び D たわみ </p>
コンクリートの品質	$f_c' = 300 \pm 30$ kgf/cm ²	$f_c' = 215 \pm 21$ kgf/cm ² スランプ=12.5~15.2 cm
養生	20±2°C 60±5% RH 設停 3 日後	18~24°C 標準養生中 設停 5 日後
荷重速度	1600 kgf/cm ² /min	907 kgf/min 以下
測定事項	自由端すべり	A 自由端すべり B 荷重端すべり C 鉄筋の伸び D たわみ
載荷端鉄筋応力度	$P = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{1.25}$ Type A ($d_s < 16$ mm) $P = \frac{A_s \cdot \sigma_s}{1.50}$ Type B ($d_s \geq 16$ mm)	ノッチ部で測定
結果の報告	荷重すべり曲線 最大平均付着応力度	荷重すべり曲線、荷重-たわみ曲線、最大平均付着応力度

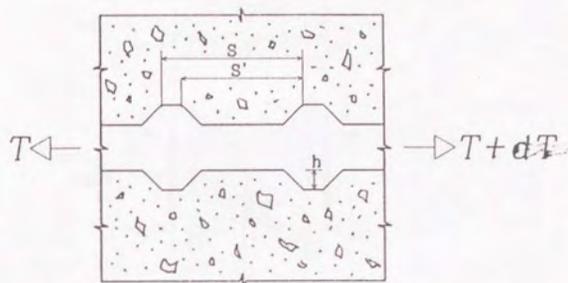


図1.1 異形鉄筋の付着機構

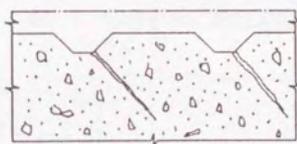


図1.2 内部ひび割れ

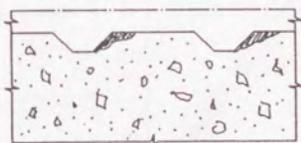


図1.3 コンクリートの局部圧壊

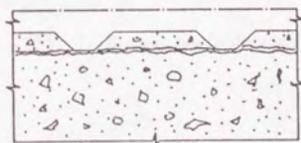


図1.4 節間のコンクリートのせん断破壊

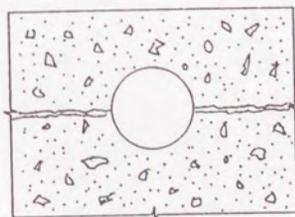


図1.5 割裂ひび割れ

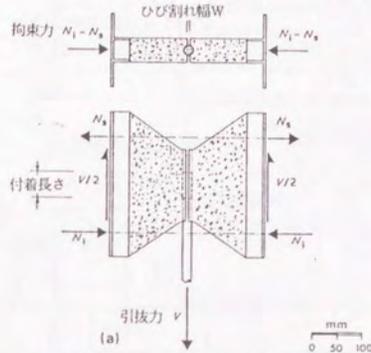


図1.6 Gambarova の付着実験

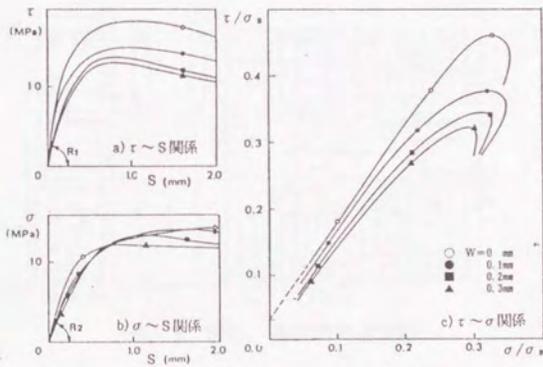


図1.7 Gambarova の実験結果

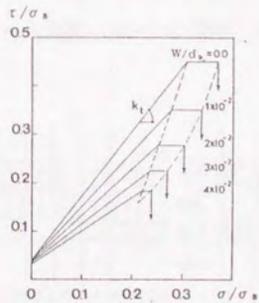


図1.8 付着応力度 τ_b ~ 拘束応力度 σ_n 関係のモデル (Gambarova)

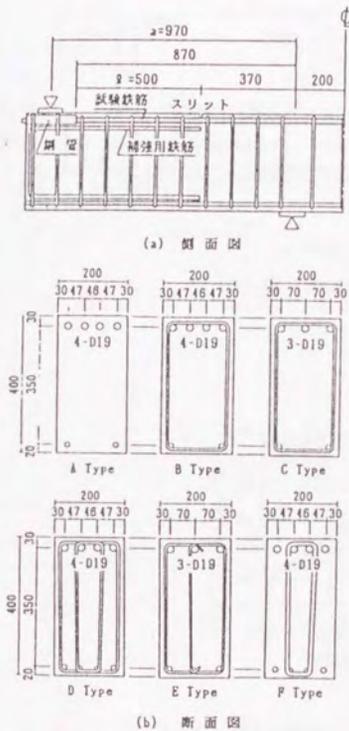


図1.12 角等の単純梁の付着実験

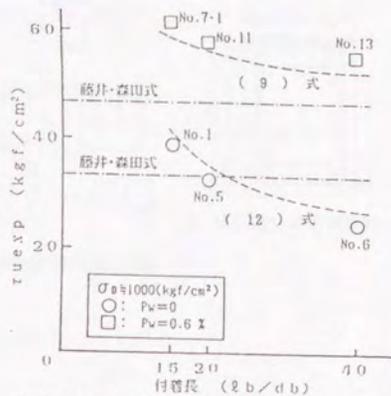


図1.13 付着強度～付着長さ関係 (角等)

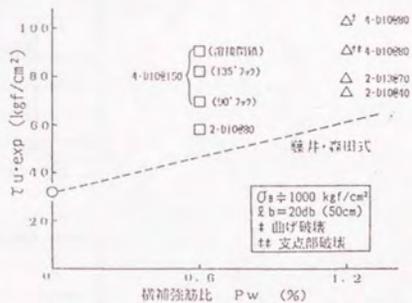


図1.14 横補強筋の形状の付着強度に及ぼす影響 (角等)

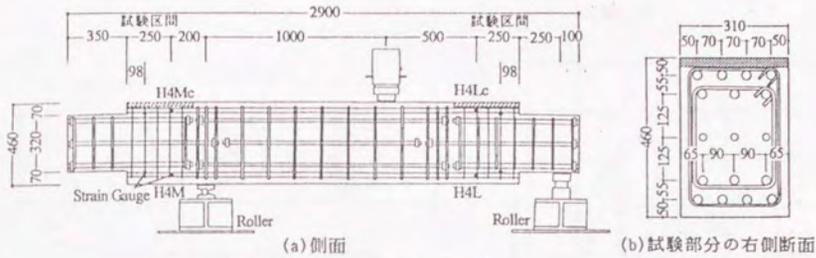


図1.15 市之瀬等の単純梁の付着実験

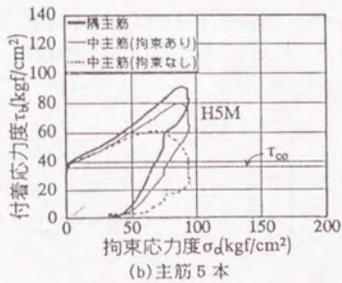
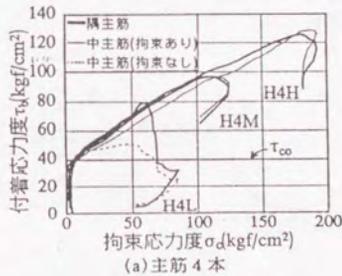


図1.16 主筋応力度 τ_b と拘束応力度 σ_d の関係
(市之瀬等)

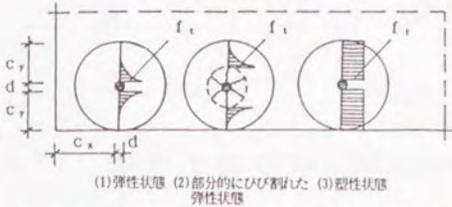


図1.17 円周方向の引張応力度分布 (Tepfers)

- (1) 弾性状態
- (2) 部分的にひび割れた弾性状態
- (3) 塑性状態

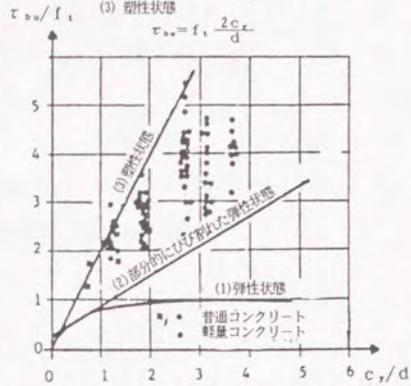


図1.18 引き抜き付着試験におけるかぶり厚が
付着割裂強度に及ぼす影響 (Tepfers)

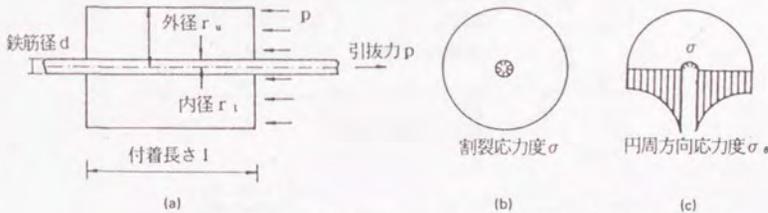


図1.19 圧肉中空コンクリートシリンダーに定着された鉄筋
(Vandewalleら)

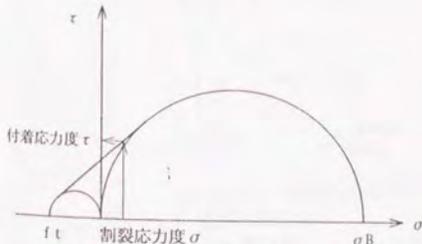


図1.20 モール・クーロンの破壊条件

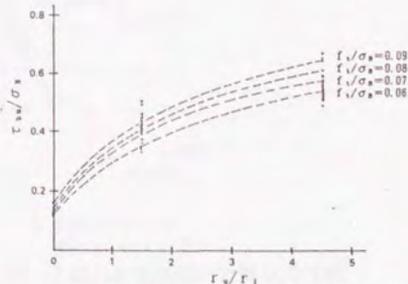


図1.21 既往の実験結果と計算値の比較
(Vandewalleら)

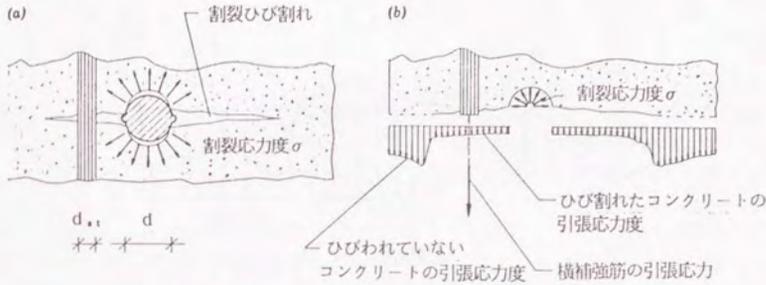
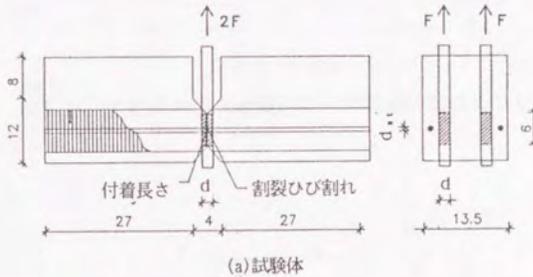
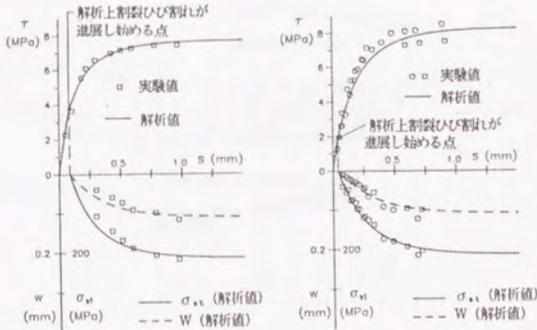


図1.22 割裂ひび割れと主筋周りの拘束作用 (Guirianiら)



(a) 試験体



(b) あらかじめ割裂ひび割れを設けた試験体

(c) 割裂ひび割れを設けていない試験体

図1.23 $\tau \sim S$ 関係、 $\sigma_{s1} \sim S$ 関係、 $W \sim S$ 関係の実験値と計算値の比較 (Guirianiら)

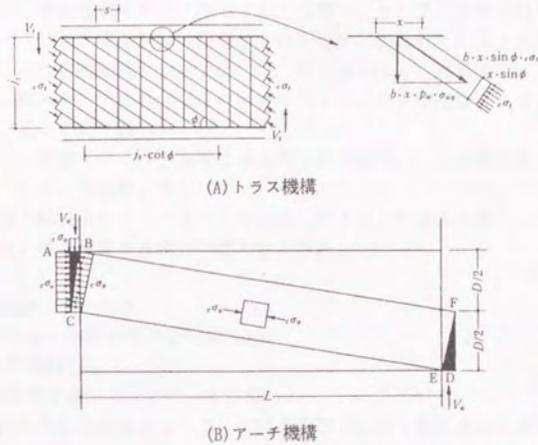


図1.24 指針のトラス機構とアーチ機構におけるつりあい

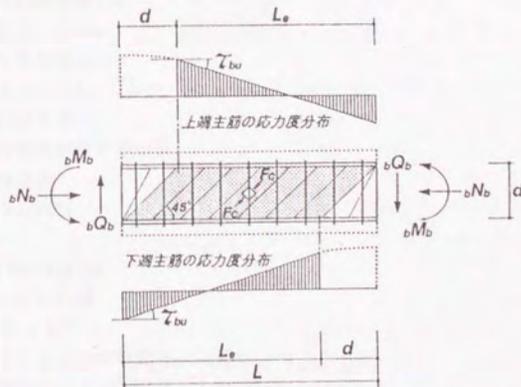


図1.25 付着抵抗機構 (倉本)

1.4 用語および記号の定義

上端筋： 学会規準では、「梁の上端筋で、その下に一時に打ち込まれるコンクリート厚さが30cm以上のものをさす。」としている。本論文中で取り扱った実験結果については、梁、柱に関係なく、試験体のコンクリート打設時にその下に30cm以上の厚さのコンクリートが打設されたものは、上端筋として取り扱った。

下端筋： 本論文中では、実験結果を取り扱う際に、「上端筋以外の鉄筋」を総称して、下端筋と呼ぶ。

付着割裂強度：鉄筋からコンクリートに伝達し得る最大付着応力度。

付着割裂耐力：付着破壊する部材の最大せん断力。

A_s : 主筋の断面積 (cm^2)

A_w : 一組のせん断補強筋の断面積 (cm^2)

b : 部材断面幅 (cm)

b_w : 横補強筋が囲むコンクリートの幅 (cm)

C : 主筋1本当りの正味コンクリート幅の半分とかぶり厚の内の小さい方 (cm)

D : 部材せい (cm)

d : 有効せい (cm)

d_s : 主筋径 (cm)

f_c : コンクリート引張強度 (kgf/cm^2)

h : 異形節の高さ

j_s : 主筋中心間距離 (cm)

L : 内のりスパン (cm)

l_s : 鉄筋定着長さ (cm)

M/QD : せん断スパン比

N : 引張主筋本数

n : 1組の横補強筋の足の数

p_w : 横補強筋比

s : 異形節の間隔

S : すべり

S_w : 横補強筋間隔 (cm)

w : 割裂ひび割れ幅

η : 軸力比 (σ_c/σ_n)

σ_n : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm^2)

σ_c : 横補強筋による主筋拘束応力度 (kgf/cm^2)

σ_s : 割裂応力度 (kgf/cm^2)

σ_o : 軸応力度 (kgf/cm^2)

- σ_y : 主筋降伏強度(kgf/cm²)
 σ_{wy} : 横補強筋の降伏強度(kgf/cm²)
 τ_b : 付着応力度(kgf/cm²)
 τ_{co} : コンクリートの負担分
 τ_{cs} : 横補強筋の負担分
 ϕ : 主筋周長(cm)

1.5 参考文献

- [1-1] 日本建築学会、「1982年浦河沖地震災害調査報告」、1984年。
 [1-2] 日本建築学会、「1983年日本海中部地震災害調査報告」、1984年。
 [1-3] 広沢雅也、「鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その19: 付着割裂破壊型モードについて)」、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.1325~1326、1974年、10月。
 [1-4] 日本建築学会;「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」、1990。
 [1-5] 藤井栄、森田司郎、「異形鉄筋の付着応力~すべり関係に関する考察」、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム 論文集、pp.37~44、1983年、10月。
 [1-6] Rehm, G., "Über die Grundlagen des Verbundes Zwischen Stahl und Beton", Deutscher Ausschuss Für Stahl-Beton, Heft 138, 1961.
 [1-7] Goto, Y., "Cracks Formed in Concrete Around Deformed Tension Bars", ACI Journal, Proceedings Vol.68, No.5, pp.244-251, Apr., 1971.
 [1-8] 角徹三、「鉄筋近傍のコンクリートの面外変形を考慮した付着~滑り特性に関する研究」、RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム 論文集、pp.53~60、1983年、10月。
 [1-9] 角徹三、「異形鉄筋の付着特性とその鉄筋コンクリートの微細ひび割れ検出」、京都大学学位論文、1978年8月。
 [1-10] Tepfers, R. : Lapped Tensile Reinforcement Splices, ASCE, Journal of Structural Devison, Vol.108, No.ST1, pp.283~301, January, 1982.
 [1-11] コンクリート工学協会、「コンクリート工学ハンドブック」、p.417、朝倉書店。
 [1-12] ACI Comittee 208, ACI Journal, Vol.54, No.2, pp.89-104, Aug., 1957.
 [1-13] RILEM, Material and Structures, Vol.6, No.32, pp.97-105, 1973.
 [1-14] 日本建築学会、「鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料」、1987年。
 [1-15] Tepfers, R., "Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars," Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No.106, Cement

- and Concrete Association, Wexham Springs, Slough, England, Mar., 1977, pp. 3-12.
- [1-16] 林静雄、吉田弘行、黒正清治、「ひび割れ近傍における異形鉄筋とコンクリートの付着性状に関する実験研究」、日本建築学会論文報告集、pp.86~96、1985年2月。
- [1-17] Gambarova, P. G. and Barbarazasso, G. : Steel-to-concrete Bond After Concrete Splitting : Test Results, Rilem, Material and Structures, p. 35~47, 1989.
- [1-18] Gambarova, P. G. and Barbarazasso, G. : Steel-to-concrete Bond After Concrete Splitting : Constitutive Laws and Interface Deterioration, Rilem, Material and Structures, pp.347~356, 1989.
- [1-19] 赤司二郎、藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着力と割裂力の関係」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.14、No.2、pp.69~74、1992年。
- [1-20] 藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果-」、日本建築学会論文報告集、pp.47~54、1982年9月。
- [1-21] 藤井栄、森田司郎；「異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第2報 付着割裂強度算定式の提案-」、日本建築学会論文報告集、pp.45~52、1983年2月。
- [1-22] 対比地健一、川村厚司、高木仁之、狩野芳一；「主筋の配列と横補強筋の拘束効果が主筋の付着性状に及ぼす影響（その3：実験概要及び実験結果）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.935~936、1992年8月。
- [1-23] 田中久也、上田秀樹、熊森雅己、有馬文昭、古橋剛、鈴木亨；「高強度材料を用いたRC部材の付着性能に関する基礎的研究」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.369~370、1991年9月。
- [1-24] 角徹三、山田守、合楽将三；「鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度算定式の提案」、日本建築学会論文報告集、pp.23~33、1990年8月。
- [1-25] 角徹三、張建東、熊谷信太郎、飯塚信一；「高強度コンクリートを用いた鉄筋コンクリートはりの付着割裂強度」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No.2、pp.163~168、1991年6月。
- [1-26] 市之瀬敏勝、横尾慎一、南宏一；「付着割裂強度に及ぼす主筋本数と横補強筋の効果」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol13 No.2、pp.157~162、1991年6月。
- [1-27] 市之瀬敏勝、横尾慎一；「高強度コンクリートを用いたRC部材の付着割裂実験」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol14 No.2、pp.75~80、1992年6月。
- [1-28] 奥出久人、高木仁之、狩野芳一；「付着割裂破壊に支配される梁のせん断耐力」、コンクリート工学年次論文報告集、11-2、pp.81~86、1989年。
- [1-29] 新田隆雄、高木仁之、松原洋志、植松卓二、狩野芳一；「RC梁の付着割裂破壊に及ぼすせん断スパン比の影響（その1 実験結果および概要）」、日本建

築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.309～310、1990年10月。

- [1-30] 森田司郎、藤井栄、栗林博之、森本久雄；「鉄筋コンクリート短柱の付着割裂破壊についての検討（その1 実験結果概要）（その2 付着破壊モードの判定）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.2101～2104、1973年10月。
- [1-31] 古川淳、藤井栄、藤谷秀雄、藤沢正視；「高強度コンクリート梁の付着割裂破壊」、コンクリート工学年次論文報告集、14-2、pp.547～552、1992年。
- [1-32] 加藤大介；「高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、13-2、pp.415～420、1991年。
- [1-33] 加藤大介、菊池政智；「高強度材料を用いたRC柱の曲げ性能の評価に関する実験的研究」、コンクリート工学年次論文報告集、14-2、pp.541～546、1992年。
- [1-34] 中沢淳、塚本尚由、倉本洋、南宏一；「繰り返し曲げせん断を受ける1300キロ級の高強度せん断補強筋を用いたRC梁のせん断および付着割裂破壊性状」、コンクリート工学年次論文報告集、12-2、pp.221～226、1990年。
- [1-35] 藤沢正視、上之園隆志、竹内匡和、村上秀夫；「高強度鉄筋コンクリートはりの靱性確保に関する研究（その1）」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.277～278、1990年10月。
- [1-36] Tepfers, R. : Lapped Tensile Reinforcement Splices, ASCE, Journal of Structural Division, Vol.108, No.ST1, pp.283～301, January, 1982.
- [1-37] Vandewalle, L. and Mortelmans, F. : The Bond Stress Between a Reinforcement Bar and Concrete : Is It Theoretically Predictable?, Rilem, Material and Structures, pp.179～181, 1988.
- [1-38] Timoshenko, S. P. and Goodier, J. N. : Theory of Elasticity, 3rd ed., (International Student Edition, McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo, 1970.
- [1-39] Guiriani, E., Plizzari, G. and Schumm, C. : Role of Stirrups and Residual Tensile Strength of Cracked Concrete on Bond, ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.117, No.1, January, pp.1～18, 1991.
- [1-40] Orangun, C.O., Jirsa, J.O. and Breen, J.E., "A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices", ACI Journal, vol.74, pp.114～122, Mar., 1977.
- [1-41] Jimenez, R., White, R. N. et al., "Bond and Dowel Capacities of Reinforced Concrete, ACI Journal, Proc. Vol.76, pp.73～92, Jan. 1979.
- [1-42] 柴田拓二、桜井修次；「正負繰り返し加力を受ける鉄筋コンクリート柱の付着割裂耐力推算式」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.1769～1770、1978年9月。
- [1-43] 六車照、渡辺史夫；「鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究 -

- その2 付着割裂破壊におけるせん断補強筋の効果一」、日本建築学会論文報告集、pp.11~18、1984年7月。
- [1-44] 奥勝幸、藤井栄、森田司郎；「鉄筋コンクリートT型梁の耐力とじん性に関する2、3の考察」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.235~236、1988年10月。
- [1-45] 坂本成弘、辰巳佳裕、小谷俊介、青山博之；「付着割裂する矩形断面鉄筋コンクリート梁のせん断抵抗機構」、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.10、No.3、pp.167~172、1988年6月。
- [1-46] 倉本洋；「鉄筋コンクリート梁、柱の付着割裂破壊防止条件」、日本建築学会大会学術講演梗概集、C 構造Ⅱ、pp.359~360、1991年9月。
- [1-47] 小谷俊介、坂本成弘、唐津敏一、小山清一、山田真人；「高強度横補強筋を使用した梁部材の付着割裂破壊」、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム、論文集Ⅱ巻、1988年3月。
- [1-48] 日本建築学会；「鉄筋コンクリート構造計算規準・解説」、1988年。
- [1-49] ACI Committee 318; "Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary (ACI 318-89)", 1989.

第 2 章

付着割裂を受ける

コンクリートの応力解析

第2章 付着割裂を受けるコンクリートの応力解析

2.1 本章の目的

本章では、鉄筋コンクリート部材が異形鉄筋の付着力によって生じる割裂作用を受ける時の、付着割裂強度に影響する因子などについて検討するために、まず、異形鉄筋の付着作用を司る異形節によるくさび作用と、それによって起きるかぶりコンクリートの応力状態について整理し、鉄筋軸に直交する面内の2次元問題として非線形有限要素解析を行った。そして、かぶりコンクリートが割裂作用により割り裂かれる時の最大割裂応力度、ひび割れ発生後の割裂応力度と割裂ひび割れ幅の関係について検討する。

2.2 異形鉄筋とコンクリートの間の付着応力伝達

異形鉄筋の付着力は、主として、鉄筋表面に意図的に設けられた異形節とコンクリートの噛み合いにより負担される。鉄筋の付着力は異形節の前面のコンクリートの支圧力により与えられ、くさび作用と呼ばれている。くさび作用により鉄筋周囲のコンクリートに生じるひび割れには、①節頂部からのロート状のひび割れ、②円周方向に生じる引張力（リングテンション）による主筋軸に沿った割裂ひび割れ、③節前面の支圧応力によるコンクリートの圧縮破壊、④節頂部を結ぶせん断ひび割れ、などのモードがある。鉄筋に対するコンクリートのかぶり厚さが小さく、横補強筋などによる拘束が充分でない場合は、リングテンションによりコンクリートが主筋に沿って割り裂かれ付着割裂破壊に至る。コンクリートのかぶり、および横拘束が充分であれば、付着割裂破壊せずに、節前面のコンクリートの圧縮破壊、あるいは節頂部を結ぶコンクリートのせん断破壊で付着強度が決まる。これらの強度の中で付着割裂強度が最も低く、部材として良好な付着性状を維持させるためには、割裂破壊を防ぐことが重要な課題である。

ここではまず、割裂作用によりかぶりコンクリートに生じる応力状態について整理する。鉄筋コンクリート部材から異形節1個分の長さの鉄筋を取り出した時の、鉄筋とコンクリートの間の付着力の伝達を図2.1に示す。異形鉄筋の場合応力は主としてくさび作用により伝達されるため、ここでは、力の伝達は異形節前面の噛み合い作用のみを考え、それ以外の部分の摩擦作用および膠着作用は無視することにする。節前面の圧縮応力度を一律分布で、節面に垂直な圧縮応力度 f_v が作用すると仮定する。この圧縮応力度 f_v の鉄筋軸方向成分の合計が、節一つが伝達する付着力 ΔT である。圧縮応力度 f_v の軸方向成分を取り、円周方向に積分すれば、

$$\begin{aligned}\Delta T &= f_v \cdot \sin\theta (h/\sin\theta) \cdot \pi d_v \\ &= h \pi d_v \cdot f_v\end{aligned}\quad (2-1)$$

ここに、 h ：節高さ、 θ ：節斜面の主筋軸に対する傾斜角

これを付着応力度 τ_b に換算すると、

$$\begin{aligned}\tau_b &= \Delta T / (s \cdot \pi d_b) \\ &= f_b \cdot h / s\end{aligned}\quad (2-2)$$

ここに、 s : 節間隔

同様に、圧縮応力度 f_b の鉄筋軸に直角な方向の成分 σ_r をとると、

$$\sigma_r = f_b \cdot \cos \theta \quad (2-3)$$

図2.2 の様に σ_r は鉄筋周囲のコンクリートを一様に押し広げる方向に作用する。ここで、図2.3 の様に、任意の割裂面を仮定し割裂面に直交する方向の合力を割裂力 V とすれば、割裂力 V は σ_r を積分することによりえられる。

$$\begin{aligned}V &= \int_0^\pi \sigma_r \cdot (h / \sin \theta) \cdot (d_b / 2) \cdot \sin \phi \, d\phi \\ &= f_b \cdot h \cdot \cot \theta \cdot d_b\end{aligned}\quad (2-4)$$

割裂力 V を鉄筋の断面積 ($d_b \cdot s$) で除した値を割裂応力度 σ_n と定義すると、

$$\sigma_n = f_b \cdot h \cdot \cot \theta / s \quad (2-5)$$

式(2-2)および(2-5)よりは、付着応力度 τ_b と割裂応力度 σ_n は、節の傾斜角 θ により式(2-6)の関係が有ることになる。

$$\tau_b = \sigma_n \cdot \tan \theta \quad (2-6)$$

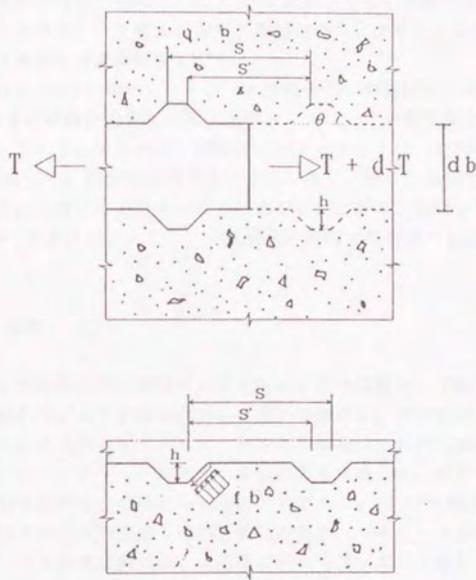


図2.1 鉄筋とコンクリートの間の付着力の伝達

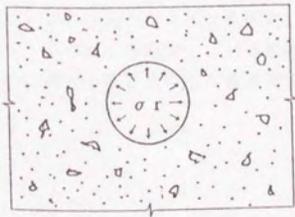


図2.2 σ_r の分布

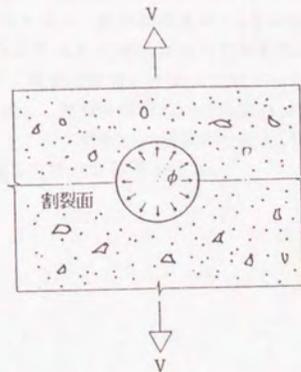


図2.3 割裂力V

2.3 割裂を受けるコンクリートの応力解析

ここで、付着強度に対して割裂応力度 σ_c が支配的となり、主筋に沿いに割裂して付着破壊に至る場合を想定し、主筋軸に直交する面内のコンクリートに生じる応力状態について、2次元非線形有限要素解析を行う。

Tepfers[2-1]は式(2-6)において $\theta = 45^\circ$ と簡略化し、解析結果と実験結果を比較(図1.18)し、実験結果の付着割裂強度は割裂面のコンクリートの塑性解と弾性解の中間にあることを報告している。すなわち、割裂面のコンクリートは、全面が同時に引張強度 f_t に達するのではなく、部分的に割裂ひび割れが生じ、残りの部分では弾性の状態で最大割裂応力度 σ_{cs} に達すると考えられる。そこで本節では、割裂ひび割れの進展に伴う、割裂応力度 σ_c およびコンクリートの割裂面の応力分布を調べるために、有限要素解析を行った。

2.3.1 解析の概要

解析においては、主筋軸方向に直交する断面内の2次元問題として取り扱い曲げひび割れやせん断ひび割れなどの主筋軸方向のひび割れは無視し、割裂ひび割れのみを考慮した。割裂ひび割れ面のコンクリートには、破壊力学に基づいた引張軟化特性を用い、割裂ひび割れが生じたコンクリートが負担する引張力も考慮した。解析プログラムは、大津が開発した「引張軟化特性を組込んだ解析プログラム」[2-2]を修正して使用した。要素分割は、定ひずみ三角形要素を用い、無ひび割れコンクリートの構成則は線型弾性、ひび割れコンクリートの構成則には、仮想ひび割れを用いた二直線引張軟化モデルを用いている。

2.3.2 解析対象とした基本断面

鉄筋コンクリート部材から図2.4の様に部材軸方向に単位長さの切片を切出す。割裂に対しては、あるいは鉄筋間のあきが強度に影響するために、鉄筋間のあき C_s と鉄筋径 d_s との比 b_s (割裂せん長さ比)が、2.0、3.0 および 4.0 の場合について解析を行った。コンクリートのかぶり厚さ $C_c = 1.5 d_s$ とした。解析対象は、サイドスプリットのひび割れパターンを想定し、図2.5の様にモデル化し、割裂ひび割れ面にみにひび割れの発生を許容し、引張軟化特性を組込んだ。コンクリート放射状に割裂応力度 σ_c を与える鉄筋を中空に置き換え、この部分に σ_c に等価な内圧 P を作用させる。

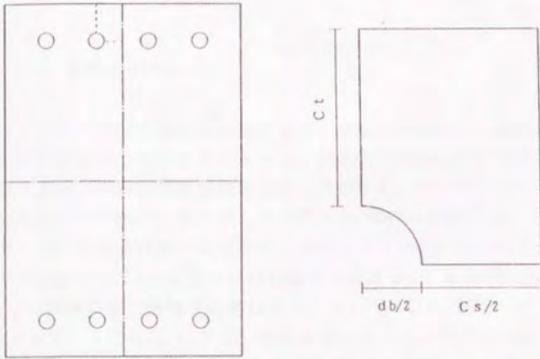
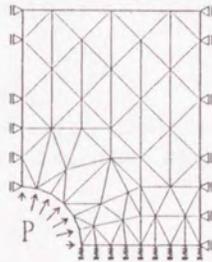
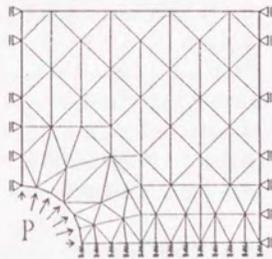


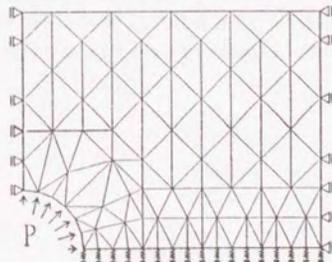
図2.4 解析対象とした基本断面



(A) $b_1 = 2.0$



(B) $b_1 = 3.0$



(C) $b_1 = 4.0$

図2.5 解析対象断面の要素分割

2.3.3 解析モデル

コンクリートが引張応力を受けると、その非均質性から最初はコンクリートの至る所に微細ひび割れ（マイクロクラック）が発生するが、その中の最も弱い部分で損傷が集中して微細ひび割れ累積領域を形成し破断する。コンクリートの引張軟化特性をモデル化した仮想ひび割れモデルは、この微細ひび割れの累積による非弾性領域のひずみをすべて1本の仮想ひび割れ幅 w の広がりモデル化したものである。引張応力（ひび割れ面での結合力） σ_t と仮想ひび割れ幅 w の関係は図2.6の様に各種提案されている[2-3]。 σ_t-w 曲線が囲む面積は破壊力学のパラメータ G_I （破壊エネルギー）であり、CEB-FIPモデルコード1990[2-4]では、破壊エネルギー G_I が骨材の最大寸法 d_{max} およびコンクリート強度 σ_B の影響を受けることを考慮して、式(2-7)～式(2-9)で引張軟化特性をモデル化している。そこで、本研究では、骨材の寸法およびコンクリート強度などの影響について検討することが出来るために、コンクリートの引張軟化特性として、CEBのモデルを用いた。

$$G_I = \alpha_t (\sigma_B / \sigma_{B0})^{0.7} \quad (2-7)$$

ただし、 $\sigma_{B0} = 10 \text{ (MPa)} = 102 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

α_t は最大骨材寸法 d_{max} により表2.1から与えられる。

$$w_c = \beta_t (G_I / f_t) \quad (2-8)$$

$$w_i = (2 - 0.15 \beta_t) \cdot (G_I / f_t) \quad (2-9)$$

解析モデルにおける変数は、主筋径 d_s 、割裂線長さ比 b_i 、コンクリート強度および最大骨材寸法とした。主筋径は10mm、20mmおよび40mm（それぞれD10、D19およびD41クラスの主筋を想定している）とし、寸法効果の影響を検討する。割裂線長さ比 b_i は、2.0、3.0および4.0の3水準とした。コンクリート強度は2水準とし、普通強度（ $\sigma_B = 300 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_t = 30 \text{ kgf/cm}^2$ ）および高強度（ $\sigma_B = 600 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_t = 45 \text{ kgf/cm}^2$ ）とした。また、最大骨材寸法 d_{max} を8mm、16mmおよび32mmとし、図2.7および表2.2に示す合計6種類の引張軟化特性を用いて解析を行った。

解析対象としたモデルの一覧を表2.3に示す。モデルの名称は4文字からなり、それぞれの変数を表す。

- 1文字目…主筋径 d_s （S：10mm、M：20mm、L：40mm）
- 2文字目…割裂線長さ比 b_i （2：2.0、3：3.0、4：4.0）
- 3文字目…コンクリート強度（L：普通強度、H：高強度）
- 4文字目…最大骨材寸法（1：8mm、2：16mm、3：32mm）

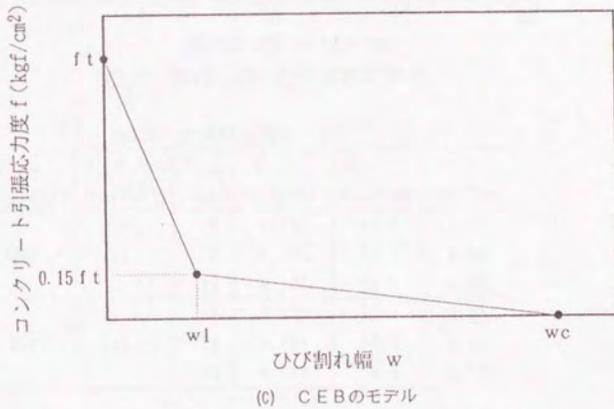
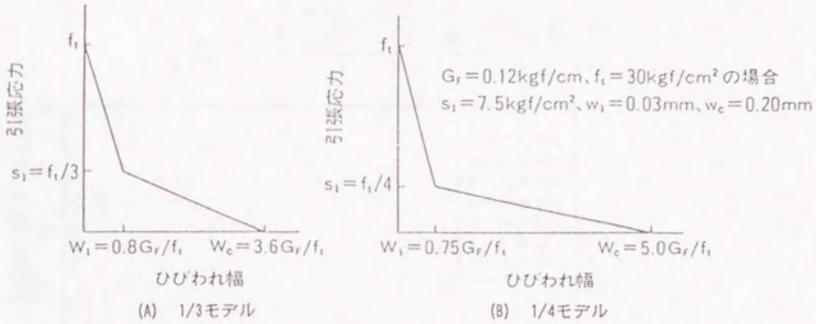


図2.6 コンクリートの引張軟化特性

表2.1 引張軟化則のパラメータ

d_{max} (mm)	α_t (Nmm/mm ²)	β_t
8	0.02	8
16	0.03	7
32	0.05	5

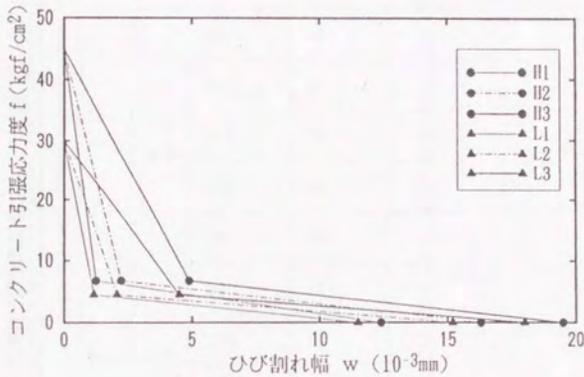


図2.7 解析に用いた引張軟化特性

表2.2 引張軟化特性一覧

σ_B (kgf/cm ²)	f_t (kgf/cm ²)	d_{max} (mm)	G_t (kgf/cm)	w_c (10 ⁻² mm)	w_1 (10 ⁻² mm)
300	30	8	0.043	11.5	1.15
		16	0.065	15.2	2.06
		32	0.108	18.0	4.50
600	45	8	0.070	12.4	1.24
		16	0.105	16.3	2.22
		32	0.176	19.5	4.89

表2.3 解析モデル一覧

名称	d_b (mm)	b_t	σ_B (kgf/cm ²)	f_t (kgf/cm ²)	d_{max} (mm)
S2L1	10	2.0	300	30	8
S2L2					16
S2L3					32
S2H1		600	45	8	
S2H2				16	
S2H3				32	
S3L1		3.0	300	30	8
S3L2					16
S3L3					32
S3H1			600	45	8
S3H2					16
S3H3					32
S4L1	4.0	300	30	8	
S4L2				16	
S4L3				32	
S4H1		600	45	8	
S4H2				16	
S4H3				32	
M2L1	20	2.0	300	30	8
M2L2					16
M2L3					32
M2H1		600	45	8	
M2H2				16	
M2H3				32	
M3L1		3.0	300	30	8
M3L2					16
M3L3					32
M3H1			600	45	8
M3H2					16
M3H3					32
M4L1	4.0	300	30	8	
M4L2				16	
M4L3				32	
M4H1		600	45	8	
M4H2				16	
M4H3				32	
L2L1	40	2.0	300	30	8
L2L2					16
L2L3					32
L2H1		600	45	8	
L2H2				16	
L2H3				32	
L3L1		3.0	300	30	8
L3L2					16
L3L3					32
L3H1			600	45	8
L3H2					16
L3H3					32
L4L1	4.0	300	30	8	
L4L2				16	
L4L3				32	
L4H1		600	45	8	
L4H2				16	
L4H3				32	

2.3.4 解析方法

解析では図2.5の基本断面で割裂面にひび割れバネを設け主筋の部分に内圧Pを加えた。ひび割れバネの復元力 F ～ひび割れ幅 w 関係は、コンクリートの引張軟化特性を基にして、図2.8の様にそれぞれのひび割れバネの支配面積 A_i の範囲内のコンクリートの一定の応力度 f_i が生じているとして、 $F_i = f_i \cdot A_i$ として求めた。まず、全ひび割れバネの変位を拘束し荷重を増加させると、最初にA点でひび割れ強度 F_1 に達する。ひび割れ強度に達した点をA点からB点まで順次変位の拘束を解除して解析を行う。ひび割れがB点がひび割れ強度 F_1 (コンクリート引張強度 $f_1 \cdot A_1$) に達した後は、B点のひび割れバネの復元力を順次 $0.8F_1$ 、 $0.6F_1$ 、 $0.4F_1$ 、 $0.2F_1$ 、 $0.15F_1$ 、 $0.1F_1$ 、 $0.05F_1$ と低下させ変位を与えて解析を行った。

D点の変位 δ_0 から主筋中央位置での割裂ひび割れ幅 w_0 が、割裂応力度 σ_0 とひび割れバネの復元力とのつりあいから割裂応力度 σ_0 が以下の様に求められる。

$$w_0 = 2\delta_0 \quad (2-10)$$

$$\sigma_0 = \Sigma F_i / (d_0/2) = 2 \Sigma F_i \quad (2-11)$$

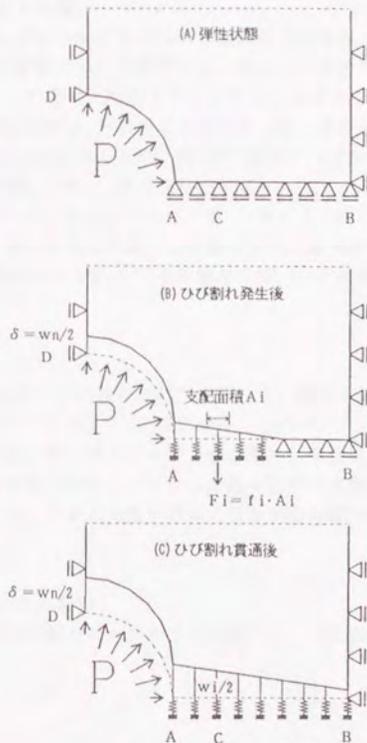


図2.8 解析の手順

2.3.5 解析結果

2.3.5.1 割裂応力度～ひび割れ幅関係

本解析の結果、割裂ひび割れの進展に伴う割裂ひび割れ幅 w および割裂応力度 σ_u を得ることが出来た。主筋中央位置での割裂ひび割れ幅 w_u と基準化割裂応力度 σ_u/f_t の関係を図2.9(A)～(I)に示す。 $\sigma_u/f_t \sim w_u$ 関係は、弾性状態から割裂ひび割れが進展し割裂応力度 σ_u が上昇し、最大割裂応力度 σ_{u0} に達した後急激に σ_u が低下した後、 σ_u がほぼ一定でひび割れ幅 w_u が増加していくという関係となった。以下では、各パラメータが $\sigma_u/f_t \sim w_u$ 関係に及ぼす影響について検討した。

(1) 弾性時の応力

弾性時の割裂面での応力状態を図2.10(A)～(C)に示す。図中には、Tepfers[4-1]による中空円筒による弾性解を実線で示した。弾性時の応力分布は、応力解析結果と中空円筒による弾性解がほぼ一致した。

(2) 引張軟化特性の影響

割裂線長さ比 b_f および解析モデルの寸法が等しい場合、破壊エネルギー G_f が $\sigma_u/f_t \sim w_u$ 曲線に与える影響について検討する。図2.11に解析モデルM3 ($b_f=3.0$ 、 $d_u=20\text{mm}$)を例として、引張軟化特性L1、L2、L3の場合について、割裂面におけるコンクリートの引張応力度 σ_t 分布およびひび割れ幅の分布を比較する。図中では、(A)ひび割れの長さが $0.5d_u$ に達した時、(B)ひび割れの長さが $1.0d_u$ に達した時、(C)最大割裂応力度 σ_{u0} に達した時、(D)B点のバネ力 $F_B=0.6F_t$ の時、(E) $F_B=0.1F_t$ に低下した時について示した。破壊エネルギー G_f が大きくなる程、ひび割れた部分の引張応力の低下が少なく、最大割裂応力度 σ_{u0} は高くなる。最大割裂応力度 σ_{u0} に至るまでのひび割れ幅には、破壊エネルギー G_f の影響は少ないが、最大割裂応力度 σ_{u0} 以降は、その影響が大きくなる。

(3) 寸法効果

割裂線長さ比 b_f および引張軟化特性が等しく、解析モデルの寸法のみが異なるL3、L2、M3、L2およびS3、L2を比較する(図2.12)。解析モデルの寸法が大きくなるに従い、ひび割れ幅が大きくなり、ひび割れた部分が負担する引張応力は小さくなるために、最大割裂応力度 σ_{u0} は小さい。最大割裂応力度に達しひび割れが貫通した後(D)および(E)は、引張応力度分布およびひび割れ幅分布に寸法の影響はあまり認められない。

(4) 割裂線長さ比の影響

引張軟化特性および解析モデルの寸法が等しく、割裂線長さ比 b_f が異なるM2、L2、

M3L2 および M4L2 を比較する(図2.13)。割裂線長さ比 $b_1=2.0$ では、最大割裂応力度 σ_{ss} 時には、ひび割れ幅も小さく全域でひび割れ強度 F_t に近く、全塑性に近い状態となった。一方、 $b_1=4.0$ では、最大割裂応力度 σ_{ss} 時には、主筋中心に近い部分ではひび割れ幅も大きくなり、全塑性よりかなり低い応力状態となった。最大割裂応力度に達した後の応力度分布およびひび割れ幅分布には、顕著な差は認められなかった。

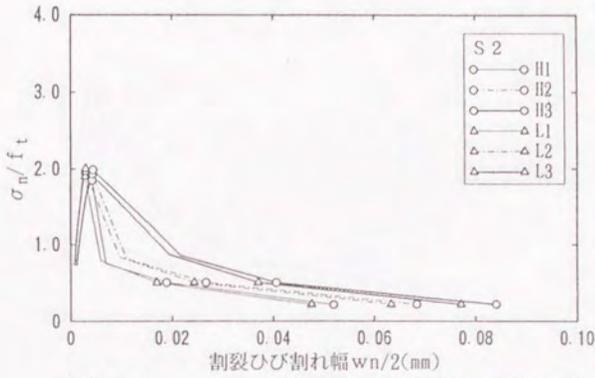


図2.9(A) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=10\text{mm}$, $b_i=2.0$)

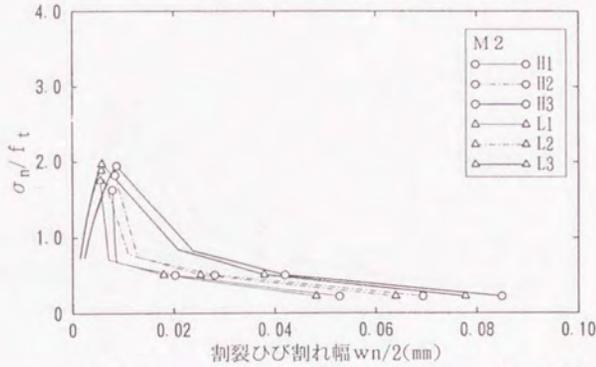


図2.9(B) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=20\text{mm}$, $b_i=2.0$)

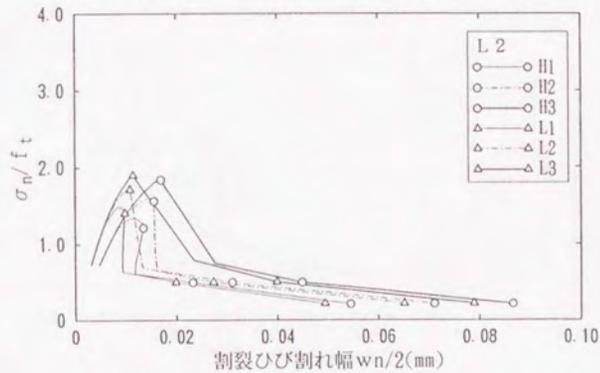


図2.9(C) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=40\text{mm}$, $b_i=2.0$)

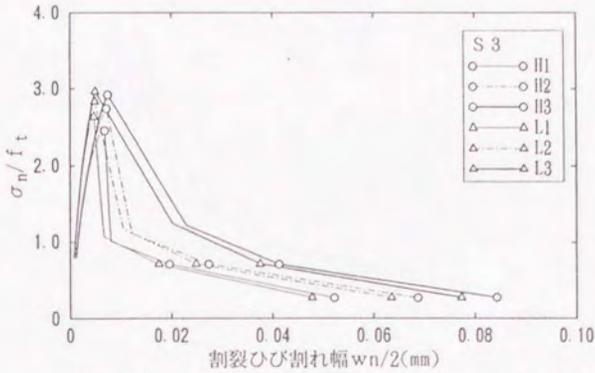


図2.9(D) $\sigma_n/f_t \sim wn$ 関係 ($d_b=10\text{mm}$ 、 $b_i=3.0$)

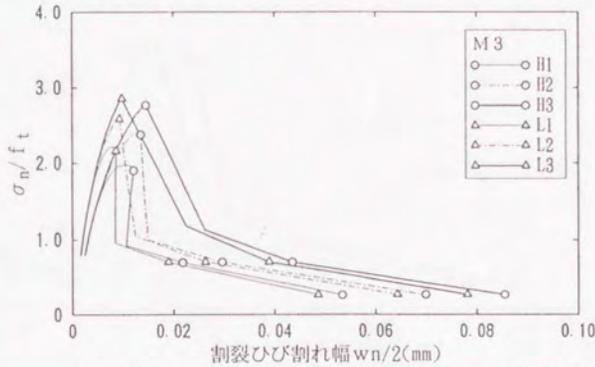


図2.9(E) $\sigma_n/f_t \sim wn$ 関係 ($d_b=20\text{mm}$ 、 $b_i=3.0$)

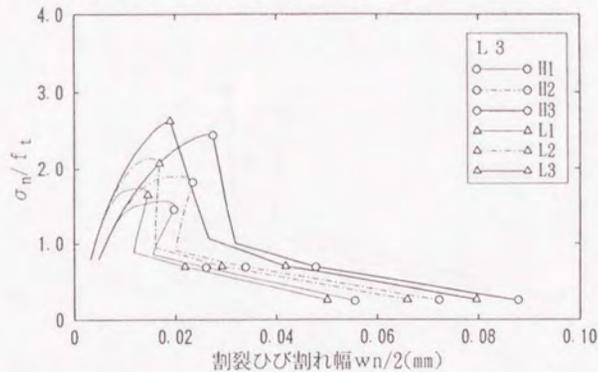
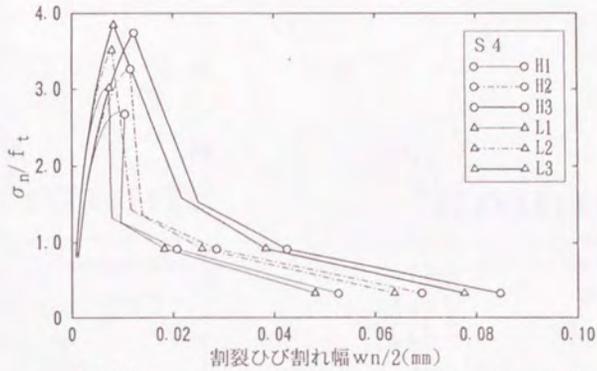
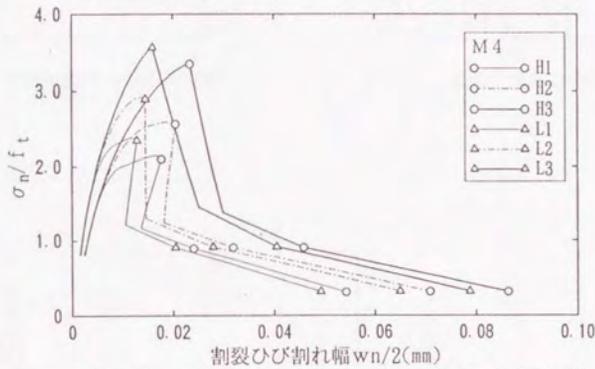
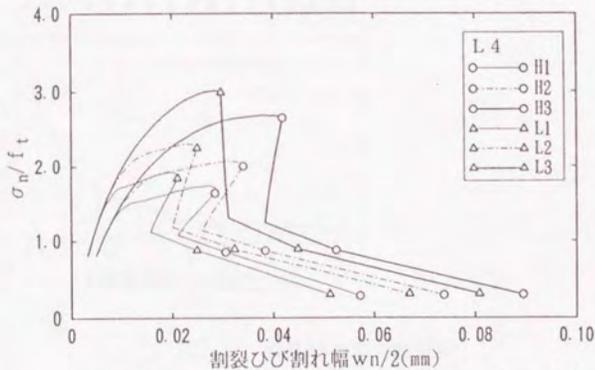


図2.9(F) $\sigma_n/f_t \sim wn$ 関係 ($d_b=40\text{mm}$ 、 $b_i=3.0$)

図2.9(G) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=10\text{mm}$, $b_i=4.0$)図2.9(H) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=20\text{mm}$, $b_i=4.0$)図2.9(I) $\sigma_n/f_t \sim w_n$ 関係 ($d_b=40\text{mm}$, $b_i=4.0$)

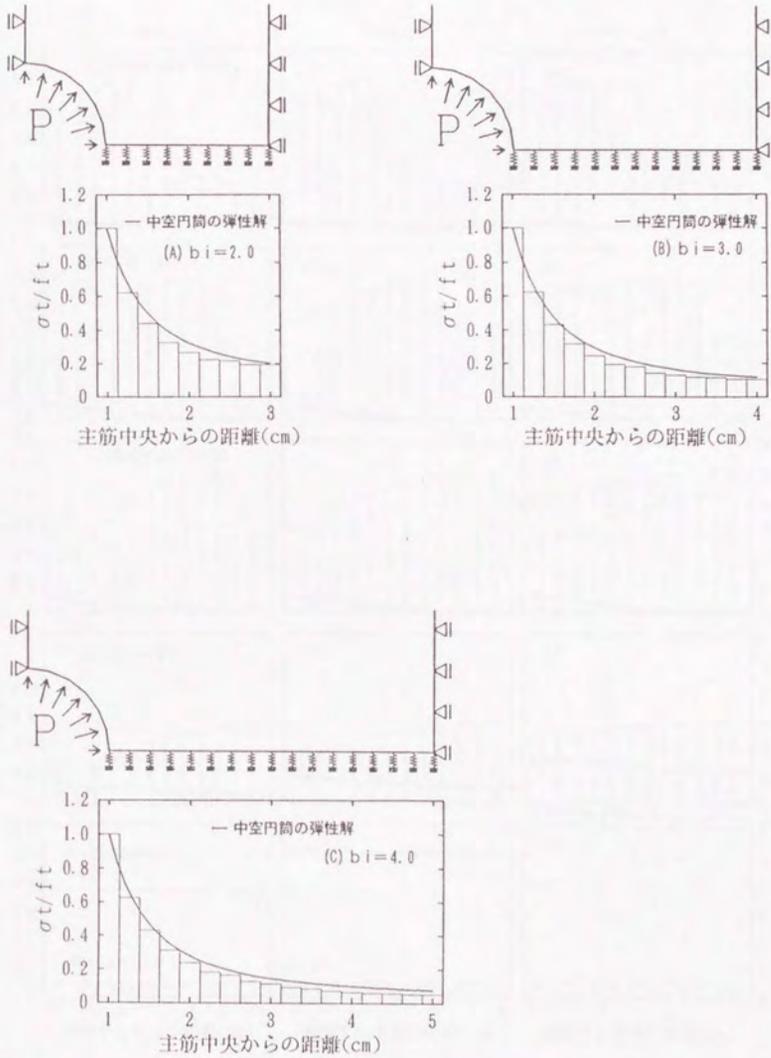


図2.10 弾性時の応力度分布

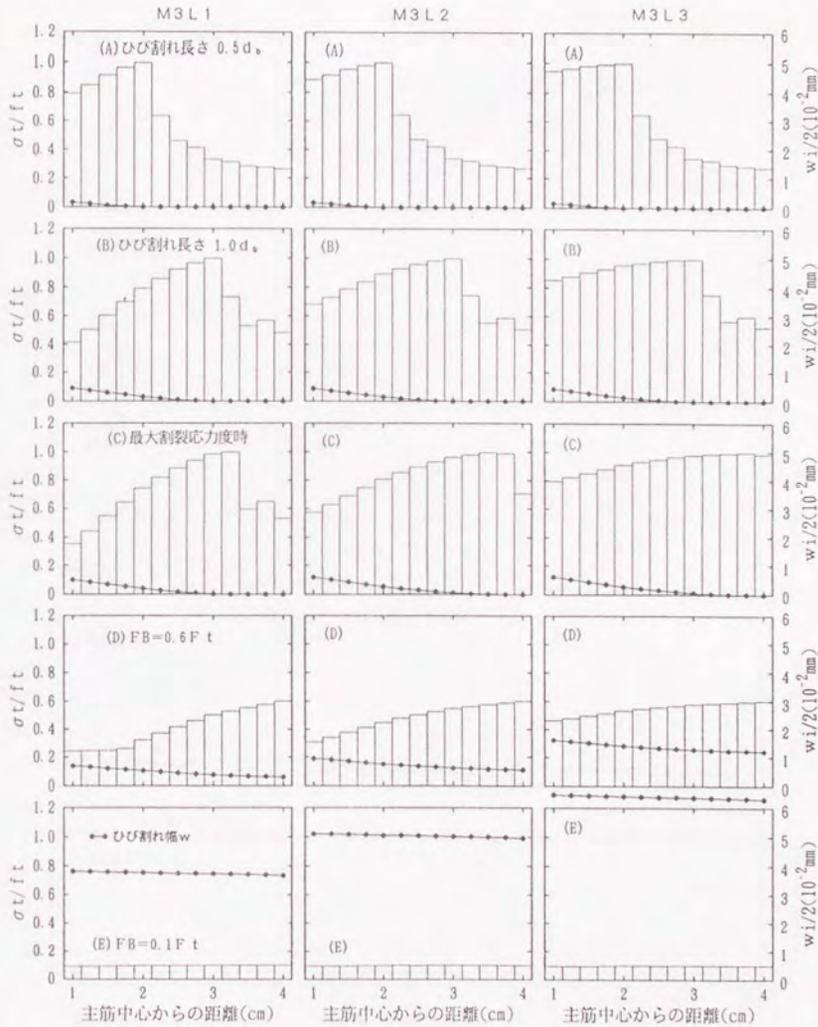


図2.11 応力度分布およびひび割れ幅の比較 (引張軟化特性の影響)

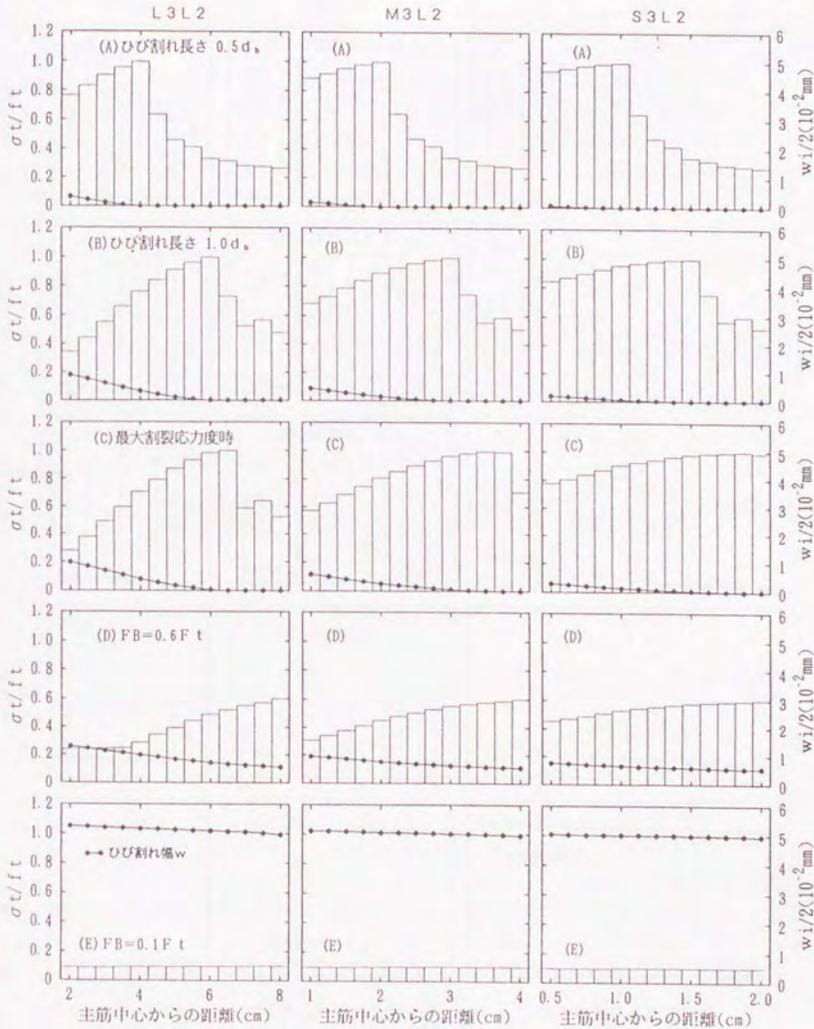


図2.12 応力度分布およびひび割れ幅の比較 (寸法効果)

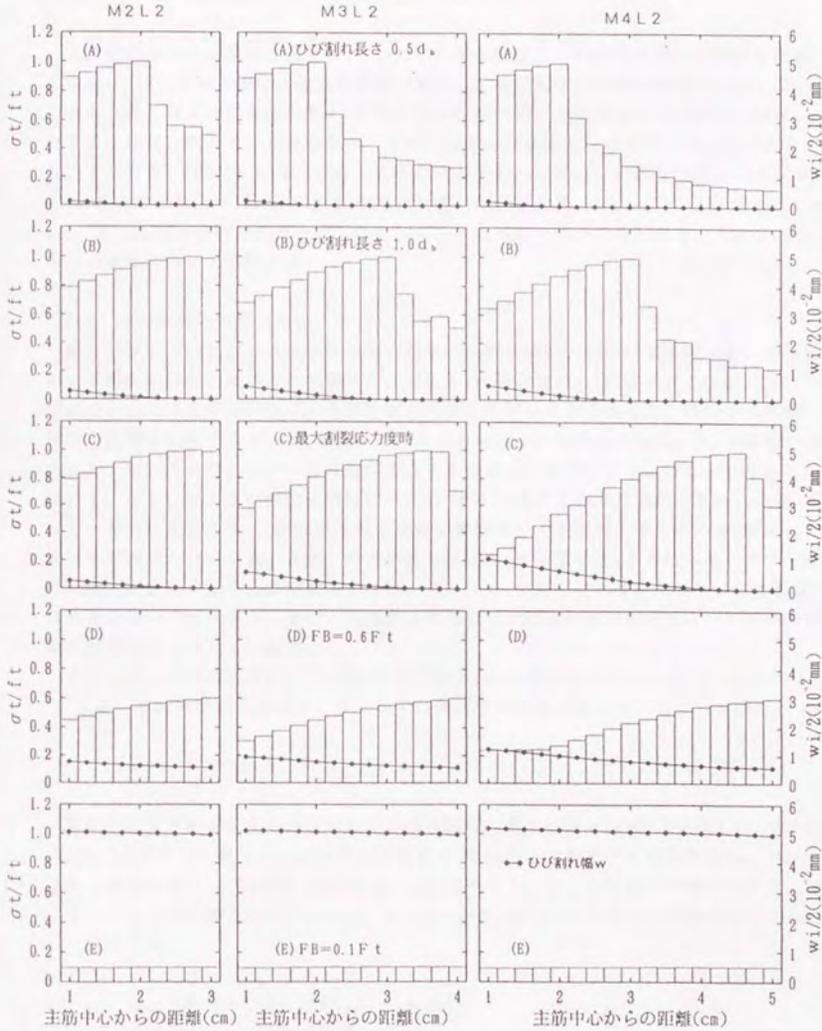


図2.13 応力度分布およびひび割れ幅の比較 (割れせん長さ比の影響)

2.3.5.1 割裂応力度～ひび割れ幅関係のモデル化

本解析結果から、割裂応力度 σ_{ss} ～ひび割れ幅 w 関係は、割裂ひび割れが進展し割裂応力度 σ_{ss} が上昇する部分、最大割裂応力度 σ_{ss0} に達した後に急激に割裂応力度 σ_{ss} が低下する部分、および割裂応力度 σ_{ss} が低下しひび割れ幅 w が増加していく部分に分けられることが分かったので、これらを3本の曲線および直線としてモデル化することとした。すなわち、図2.14の様に、原点0から点A(w_{ss0} , σ_{ss0})に至る曲線、点A(w_{ss0} , σ_{ss0})と点B(w_{ss1} , σ_{ss1})を結ぶ直線、および点B(w_{ss1} , σ_{ss1})と点C(w_{ss2} , 0)を結ぶ直線でモデル化した。次に、これらのモデルの特性点A、BおよびCを定めかたについて検討する。

(1) 最大割裂応力度(w_{ss0} , σ_{ss0})

最大割裂応力度 σ_{ss0} 、およびその時の割裂ひび割れ幅 w_{ss0} について検討する。各解析による最大割裂応力度 σ_{ss0} と割裂せん長さ比 b_1 の関係を図2.15に示す。図中には、Tepfers[4-4]による中空円筒による弾性解および塑性解を実線で示した。同一の引張軟化特性の結果を比較すると、 b_1 が大きくなるとともに σ_{ss0} も大きくなる。 b_1 が等しい場合、L、M、Sと解析モデルの寸法が大きくなるほど、また、L1、L2、L3あるいはH1、H2、H3と引張軟化特性の G_1 が大きくなるほど最大割裂応力度 σ_{ss0} は高くなる。割裂せん長さ比 b_1 が大きくなるほど、解析モデルや破壊エネルギー G_1 が σ_{ss0} に及ぼす影響が大きくなる。また、最大骨材寸法 d_{max} と主筋径 d_s との比が同一のモデルでは最大割裂応力度 σ_{ss0} はほぼ等くなり、 d_{max}/d_s が等しければモデルの寸法の影響はあまりないことになる。また、高強度と普通でほぼ同様な傾向がありコンクリート強度の影響はあまり見られない。

$d_{max}/d_s=0.8$ の主筋径 d_s と最大骨材寸法 d_{max} の組み合わせについて、 $\sigma_{ss0}=\alpha \cdot b_1^\beta$ とおき、解析結果から係数 α 、 β を最小二乗法で求めると以下の式(2-12)を得た。

$$\sigma_{ss0}=1.25 \cdot b_1^{0.607} \quad (2-12)$$

各解析による最大割裂応力度時のひび割れ幅 w_{ss0} と主筋径 d_s の関係を図2.16に示す。 d_{max}/d_s が等しい場合、 w_{ss0} はほぼ主筋径 d_s に比例して増加する傾向がある。コンクリート引張強度 f_t 、割裂せん長さ比 b_1 が増加すると、 w_{ss0} も増加する傾向がある。そこで、これらの影響を考慮し、 $w_{ss0}=b_1 \cdot (f_t/f_{t0}) \cdot d_s$ と仮定して係数を求めると式(2-13)を得た。

$$w_{ss0}=3.32 b_1 \cdot (f_t/f_{t0}) \cdot d_s \times 10^{-4} \quad (2-13)$$

ただし、 $f_{t0}=30 \text{ kgf/cm}^2$

(2) B点 (w_{n01} , σ_{n01})

最大割裂応力度 (A点) に達した後に急激に割裂応力度が低下し、ひび割れ幅が増加し始めるB点の割裂応力度 σ_{n01} およびひび割れ幅 w_{n01} について検討する。 σ_{n01} と b_1 の関係を図2.17 に示す。 σ_{nu} と同様に、 b_1 が大きくなるとともに σ_{n01} も大きくなる。 b_1 が等しい場合、S、M、Lと解析モデルの寸法が小さくなるほど、また、L1、L2、L3あるいはH1、H2、H3と引張軟化特性の G_f が大きくなるほど σ_{n01} は高くなり、 d_u/d_{max} が等しいモデルでは σ_{n01} はほぼ等しい。また、高強度と普通でほぼ同様な傾向がありコンクリート強度の影響はあまり見られない。これらの関係から、 σ_{n01} と b_1 の関係を最小二乗直線として求めると式(2-14)を得た。

$$\sigma_{n01} = 0.257 b_1 + 0.261 \quad (2-14)$$

w_{n01} と d_u の関係を図2.18 に示す。引張軟化特性の影響を受け、 G_f が大きくなるほど w_{n01} は高くなる。これは、図2.7 の引張軟化特性の折れ曲がり点のひび割れ幅 w_1 が G_f の影響を受けるからであり、主筋中央部のひび割れ幅 w_{n01} は、 w_1 と弾性変形の和となる。弾性変形が $b_1 \cdot (f_t / f_{t0}) \cdot d_u$ に比例するととして解析結果から係数を求め、以下の式(2-15)を得た。

$$w_{n01} = w_1 + 1.25 b_1 \cdot (f_t / f_{t0}) \cdot d_u \times 10^{-4} \quad (2-15)$$

(3) 点C (w_{n02} , 0)

割裂応力度 σ_n が0になるのは、割裂ひび割れが完全に貫通し、引張力を負担できなくなる時であるので、ひび割れ幅 w_{n02} は図2.6 における限界点 w_c とする。

(4) $\sigma_n / f_t \sim w_n / d_u$ 関係

以上の結果から割裂応力度～ひび割れ幅関係をモデル化する。点O～点Aは2次曲線、点A～点Bおよび点B～点Cは直線で近似し、割裂応力度およびひび割れ幅をそれぞれ f_t および d_u で基準化して表すと以下の式(2-16)～(2-19)を得た。

$$1) w_n \leq w_{n0} \text{ のとき} \\ \sigma_n = \sigma_{nu} \cdot (w_n / w_{n0}) (2 - w_n / w_{n0}) \quad (2-16)$$

$$2) w_{n0} < w_n \leq w_{n01} \text{ のとき} \\ \sigma_n = \sigma_{nu} - (\sigma_{nu} - \sigma_{n01}) \cdot (w_n - w_{n0}) / (w_{n01} - w_{n0}) \quad (2-17)$$

$$3) w_{n01} < w_n \leq w_c \text{ のとき} \\ \sigma_n = \sigma_{n01} \cdot (w_c - w_n) / (w_c - w_{n01}) \quad (2-18)$$

$$4) w_c < w_n \text{ のとき} \\ \sigma_n = 0 \quad (2-19)$$

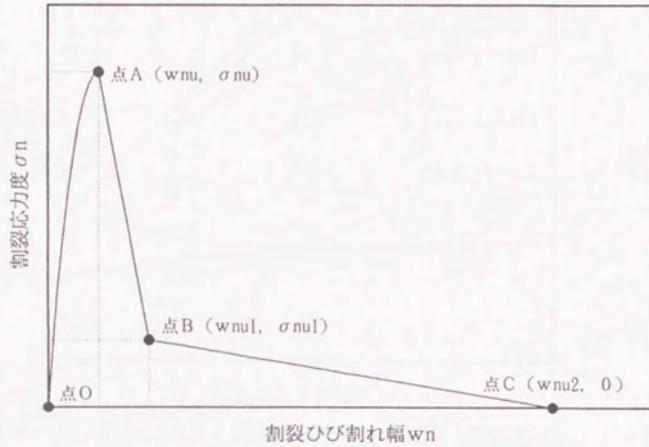


図2.14 割裂応力度—ひび割れ幅関係のモデル化

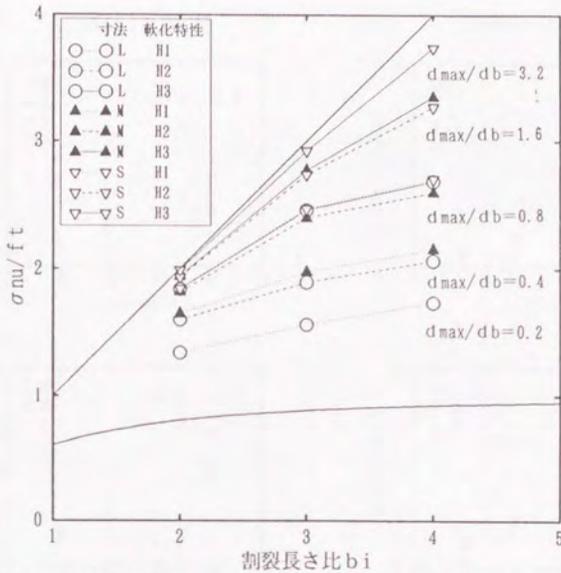


図2. 15 (A) 最大割裂応力度と割裂せん長さ比の関係 (高強度コンクリート)

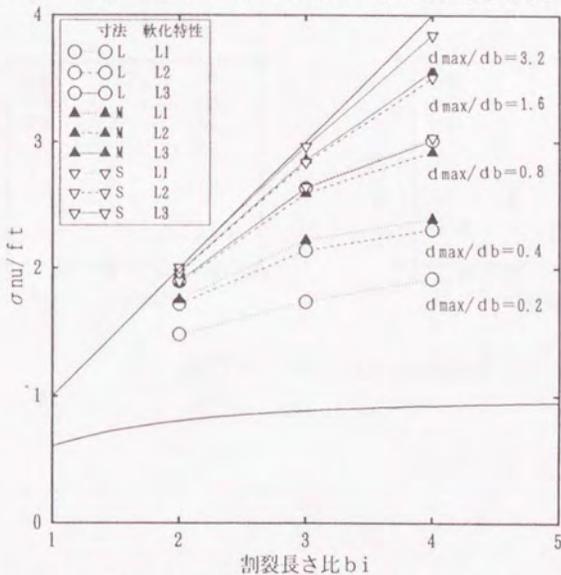
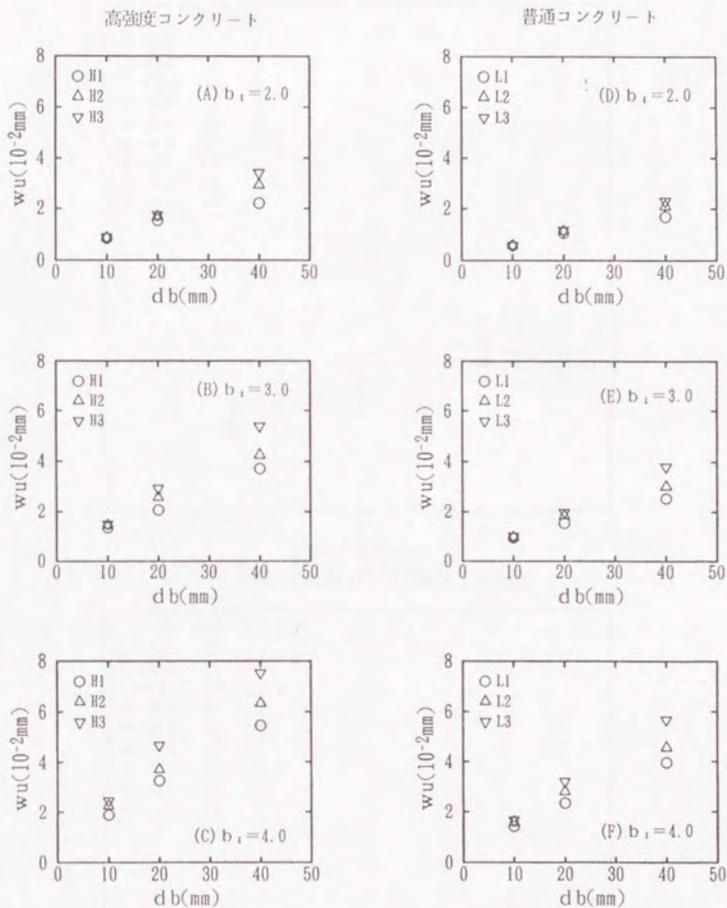


図2. 15 (B) 最大割裂応力度と割裂せん長さ比の関係 (普通コンクリート)

図2.16 w_{u1} と d_b の関係

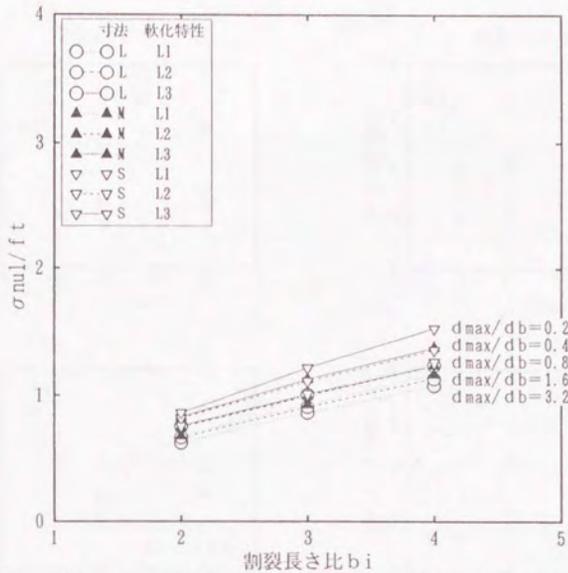


図2.17(A) σ_{nu1} と割裂せん長さ比の関係 (高強度コンクリート)

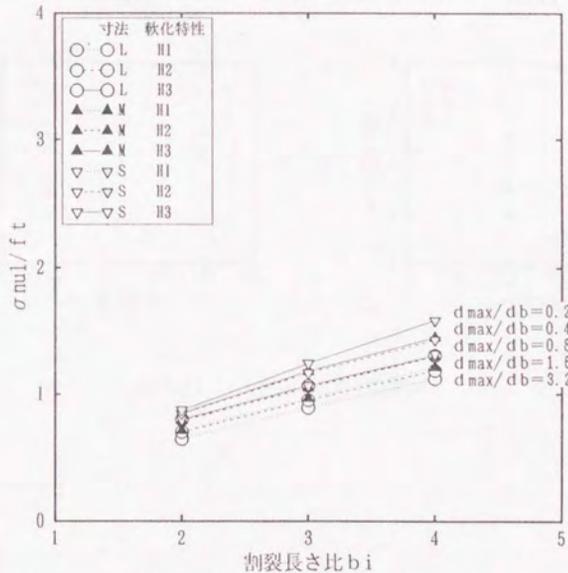


図2.17(B) σ_{nu1} と割裂せん長さ比の関係 (普通コンクリート)

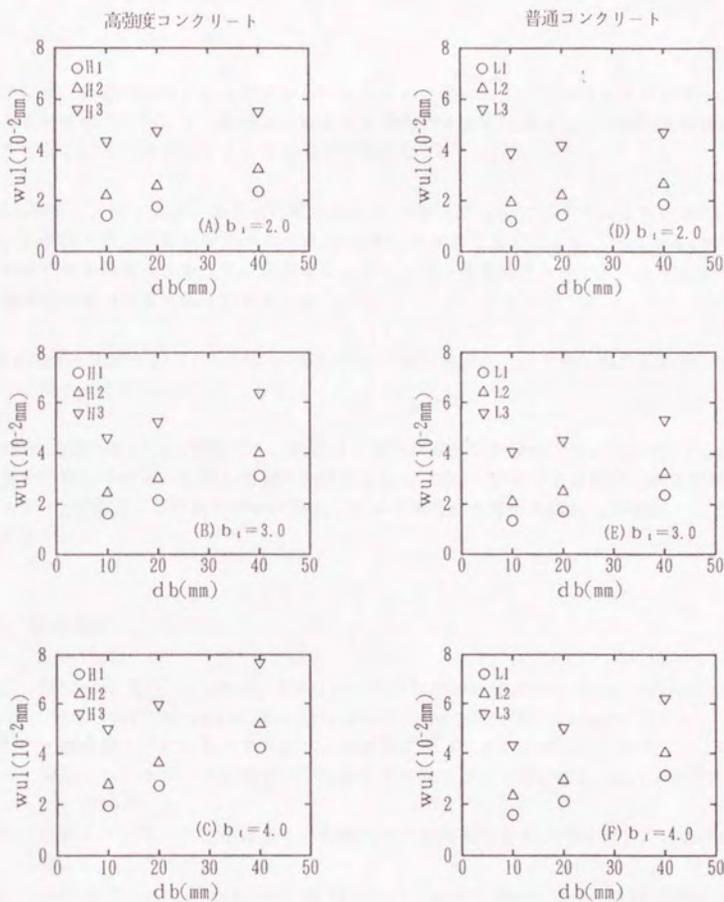


図2.18 w_{nu2} と d_b の関係

2.4 まとめ

本章では、鉄筋コンクリート部材において主筋の付着力によってかぶりコンクリートに生じる割裂応力について、鉄筋軸に直交する面内の2次元問題として非線形有限要素解析を行った。その結果をまとめると以下の様になる。

- (1) 最大割裂応力度 σ_{cr} は、割裂せん長さ比 b_1 、解析モデルの寸法が大きくなるほど、また、引張軟化特性の破壊エネルギー G_f が大きくなるほど高くなるが、 d_{max}/d_0 が等しければ寸法の影響は少なかった。高強度コンクリートと普通強度コンクリートを比較すると強度の影響はあまり見られなかった。
- (2) 最大割裂応力度 σ_{cr} は、Tepfersの解析による割裂面のコンクリートの全塑性解と弾性解の中間の値となった。
- (3) 割裂応力度～ひび割れ幅関係を、割裂ひび割れが進展し割裂応力度 σ_{cr} が上昇する部分、最大割裂応力度 σ_{cr} に達した後に急激に割裂応力度 σ_{cr} が低下する部分、および割裂応力度 σ_{cr} が低下しひび割れ幅 w が増加していく部分の3本の曲線および直線としてモデル化した。

2.5 参考文献

- [2-1] Tepfers, R. : Lapped Tensile Reinforcement Splices, ASCE, Journal of Structural Devision, Vol.108, No.ST1, pp.283~301, January, 1982.
- [2-2] 大津政康；「FEMとBEMによる解析プログラム」、日本コンクリート工学協会、コンクリートの破壊力学に関するコロキウム、JCI-C19, pp. I-55~ I-65、1990年。
- [2-3] 日本コンクリート工学協会；「破壊力学の応用研究委員会報告書」、1990年10月。
- [2-4] Comite Euro-International du Beton；“CEB-FIP Model Code 1990-Final Draft”, Chapter 1-3, Bulletin d'Information, No.203, 1991.

第 3 章

単純梁型加力による 付着特性に関する実験

第3章 単純梁型加力による付着特性に関する実験

3.1 実験の概要

一般に、付着割裂破壊に対して、横補強筋が有効であることが知られており、特に、断面外周部の主筋だけでなく、中間部の主筋にも中子筋や中吊り筋などの副補強筋の効果が指摘されている。現在、日本建築学会刊行の「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針」[3-1]（以下、指針と略す）で、横補強筋の効果として副補強筋も加えた付着割裂強度精算式を示している。しかし、実験的な裏付けが充分とはいえず、また、実験結果に対して副補強筋の効果が過小評価であると指摘されている[3-2]。

これまでに行われた実験結果からは、横補強筋に生じる応力度のデータについてあまり検討されていない。そこで、鉄筋の付着割裂強度に及ぼす横補強筋の影響を定量化し、付着割裂破壊する鉄筋の付着応力～すべり関係をモデル化するために実験を行った。

鉄筋の付着性状を調べる実験として、最も一般的に用いられているのが引抜き型試験法である。引抜き試験法は、材料試験とし標準化されており、これを基にした付着試験も広く行われている。しかし、この試験法は、マッシュなコンクリートの中の鉄筋の付着性状が対象となること、コンクリートの応力状態も実際の柱および梁部材のものとは異なること、横補強筋の効果を調べにくいこと等の理由で、今回の実験の目的には適していない。

曲げ付着性状を対象とした付着試験で、最も実際の柱および梁部材の応力状態に近い状態を再現できるのは、逆対称加力型の部材実験である。しかし、この方法では、実験がかなり大掛かりになってしまう。より簡単な方法で、曲げ付着実験を行う方法として、キャンチレバー型実験と、単純梁型実験がある。山田・角は、単純梁型の試験体による実験により、付着割裂強度算定式を導いている[3-3]。また、市之瀬は山田・角の実験を改良し、試験体の左側、右側のそれぞれ上端、下端で主筋を付着割裂破壊させ、ひとつの試験体から4ヵ所のデータを得る実験方法を考案している[3-4]。

そこで、本章では、鉄筋コンクリート部材の主筋の付着割裂強度に対する横補強筋の効果を調べることを目的とし、付着割裂破壊性状、付着応力～すべり関係を得るために、なるべく実際の部材の応力状態に近く、加力方法も簡単である、市之瀬の単純梁型の実験方法を採用し実験を行った。

3.2 試験体特性

3.2.1 試験体の設計

3.2.2 試験体一覧および配筋図

試験体の概念図を図3.1に示す。試験鉄筋の表面の異形筋の形状を損うことなく、歪度を測定するため、また、せん断ひび割れを誘発するため、試験区間端の荷重点側コンクリートに切り欠きを設けた。試験鉄筋端部は、支点反力による拘束を受けないように、主筋にスチール製のパイプを被せることにより付着をなくする。付着をなくしたアンボンド区間のコンクリートが、試験区間の付着強度に影響しないように、アンボンド区間と試験区間の境目に主筋中心までかぶりコンクリートに切り欠きを設けた。

試験体が、付着割裂破壊する以前に曲げ降伏及びせん断破壊することを防ぐ目的で、試験鉄筋の内側に、補助の鉄筋（2段筋と呼ぶ）を配した。

試験区間の横補強筋については、上端側が付着破壊した後、下端側を試験する際に横補強筋が伸びプレストレスを受けた状態になることを避けるため、上端筋と下端筋の横補強筋をそれぞれ反対側の2段筋に掛け別に配筋することとした。

試験体は、合計11体（Aシリーズ No.1～No.6、BシリーズNo.1～No.5）作成した。ここで、Aシリーズの No.1～No.5は、コンクリート打設に問題があり下端主筋沿いにジャンカが生じたので、パラメータは変更せず、若干の設計変更を行って作製した試験体が、BシリーズのNo.1～No.5である。実際に加力実験を行ったのは、合計11体のうち、Aシリーズ No.6および、BシリーズNo.1～No.5の合計6体である。

試験体のパラメータは、主筋本数、主筋径、横補強筋比、副補強筋（中子あるいは中吊り筋）の有無、コンクリート打設方向に対する位置（上端筋と下端筋）、試験体寸法である。試験体の配筋図を図3.2～3.12に示す。一つの試験体の中の4ヵ所の主筋位置に対して、表3.1のように呼ぶことにする。パラメータの一覧を表3.2および表3.3に示す。全ての試験体で、左端と右端では、横補強筋の間隔は等しく、中子筋、中吊り筋などの副補強筋の有無がパラメータとなっている。

試験体 No.2を標準試験体とし、試験体 No.1、No.3は、横補強筋比 p_w の効果を調べるものであり、それぞれ p_w が試験体 No.2の0.5倍、1.5倍とした。試験体 No.4は、主筋本数の影響を調べるものであり、主筋の配筋が試験体 No.2では、4-D19であるのに対し、試験体 No.4では、主筋本数を減らし3-D19とした。試験体 No.5では、主筋の配筋を3-D25とし、太径の主筋を用いて本数を減らし試験体 No.2と主筋周長の合計 $\sum\phi$ が等しくなるようにした。試験体 No.6は、寸法効果を調べるための試験体であり、No.2に対して、断面寸法、鉄筋径、鉄筋間隔、かぶり厚さをすべて2倍にした。

表3.1 試験位置名称

試験位置	主筋	副補強筋
TOP-1	上端筋	なし
TOP-2	上端筋	あり
BTM-1	下端筋	なし
BTM-2	下端筋	あり

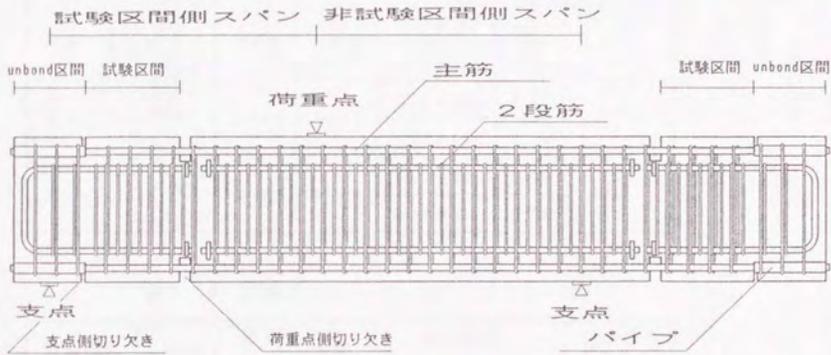


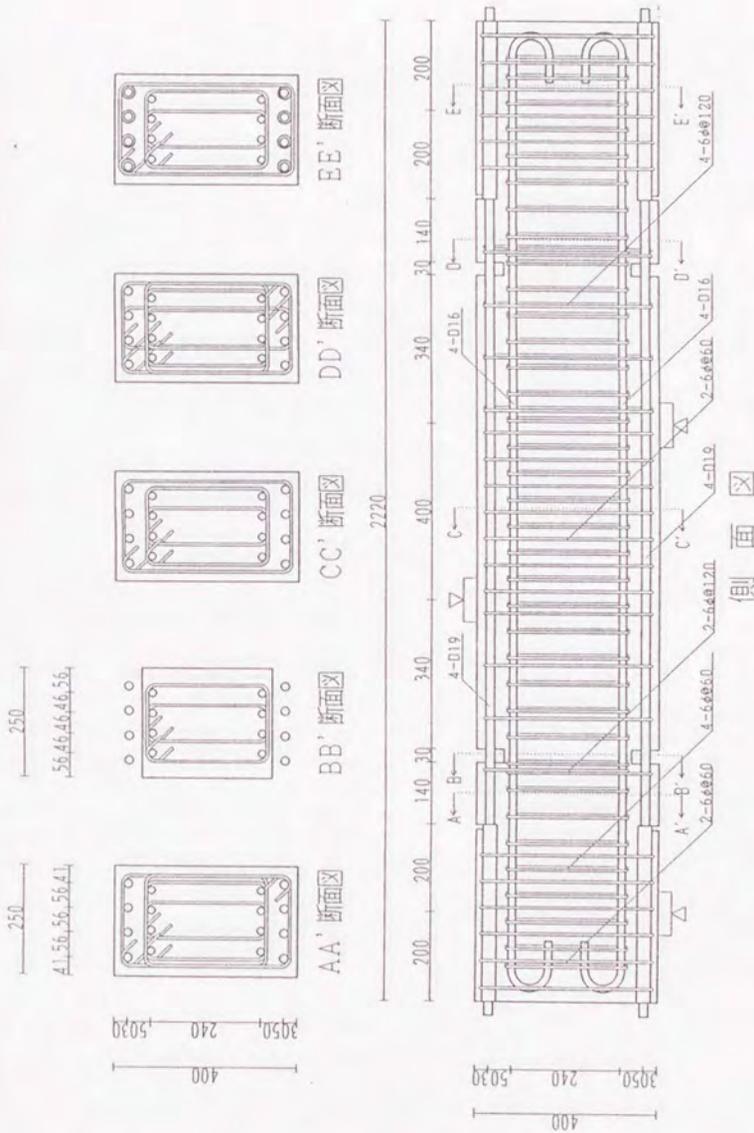
図-3.1 試験体の概念図

表3.2 試験体パラメーター一覧 (Aシリーズ)

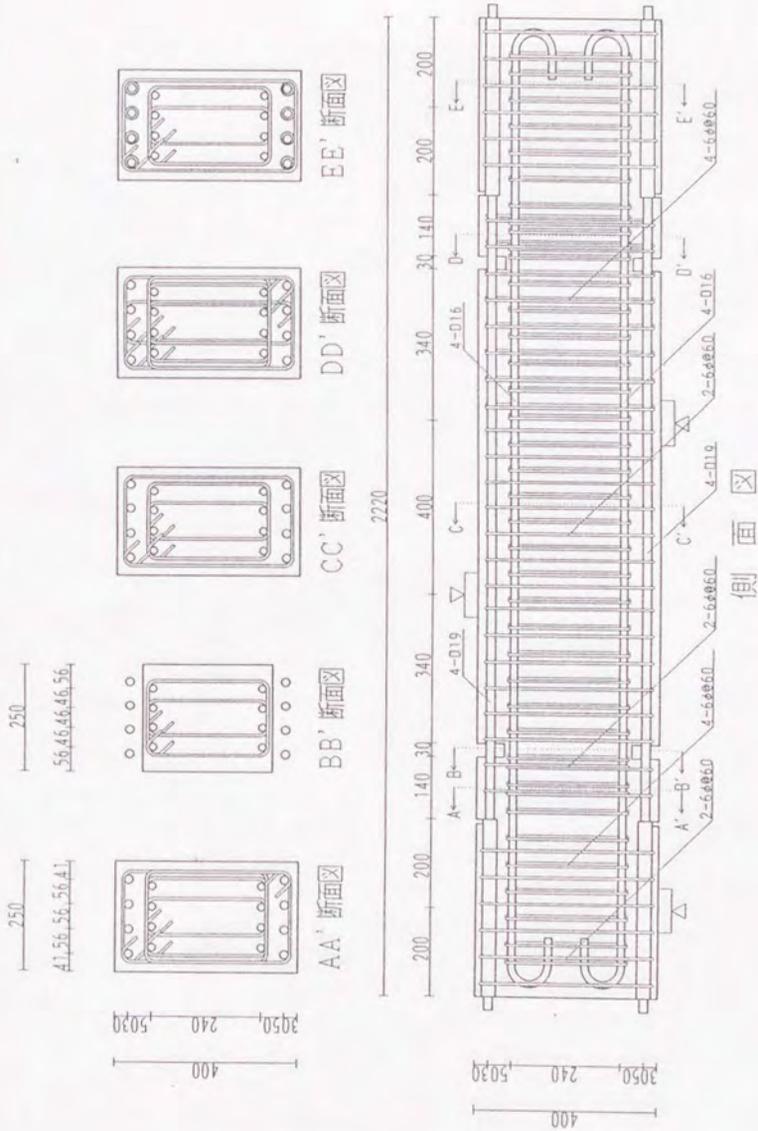
試験体名	位置	断面 (cm)	主筋	横補強筋		付着長さ (cm)
				配筋	$\rho_w(\%)$	
No. 1	TOP-1	25*40	4-D19	2-6 ϕ @120	0.19	12
	BTM-1			4-6 ϕ @120	0.37	
	TOP-2					
No. 2	BTM-2	25*40	4-D19	2-6 ϕ @60	0.37	12
	TOP-1			4-6 ϕ @60	0.75	
	TOP-2					
No. 3	BTM-1	25*40	4-D19	2-6 ϕ @40	0.56	12
	TOP-1			4-6 ϕ @40	1.12	
	TOP-2					
No. 4	BTM-2	25*40	3-D19	2-6 ϕ @60	0.37	12
	TOP-1			3-6 ϕ @60	0.56	
	TOP-2					
No. 5	BTM-1	25*40	3-D25	2-6 ϕ @60	0.37	12
	TOP-1			2-6 ϕ @60	0.56	
	TOP-2					
No. 6	BTM-2	50*80	4-D38	2-12 ϕ @120	0.37	24
	TOP-1			4-12 ϕ @120	0.75	
	TOP-2					
	BTM-2					

表3.3 試験体パラメーター一覧 (Bシリーズ)

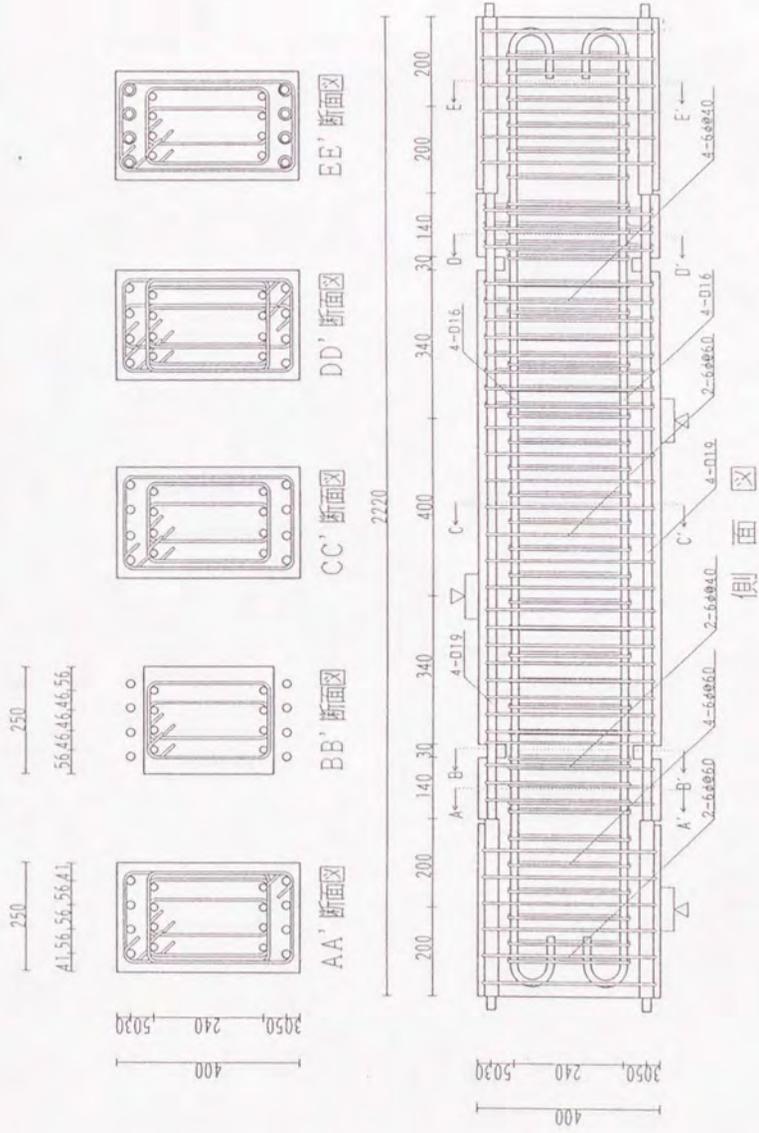
試験体名	位置	断面 (cm)	主筋	横補強筋		付着長さ (cm)
				配筋	$\rho_w(\%)$	
No. 1	TOP-1	25*40	4-D19	2-6 ϕ @120	0.19	24
	BTM-1			4-6 ϕ @120	0.37	
	TOP-2					
No. 2	BTM-2	25*40	4-D19	2-6 ϕ @60	0.37	24
	TOP-1			4-6 ϕ @60	0.75	
	TOP-2					
No. 3	BTM-1	25*40	4-D19	2-6 ϕ @40	0.56	24
	TOP-1			4-6 ϕ @40	1.12	
	TOP-2					
No. 4	BTM-2	25*40	3-D19	2-6 ϕ @60	0.37	24
	TOP-1			3-6 ϕ @60	0.56	
	TOP-2					
No. 5	BTM-1	25*40	3-D25	2-6 ϕ @60	0.37	24
	TOP-1			2-6 ϕ @60	0.56	
	TOP-2					
	BTM-2					



図一 3. 2 配筋図 (A シリーズ No. 1)

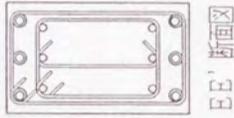


図—3.3 配筋図 (Aシリーズ No. 2)

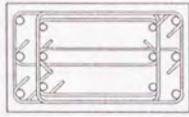


図—3.4 配筋図 (Aシリーズ No. 3)

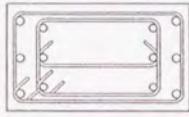
250
A1, 84, 84, 41
56, 59, 69, 56,



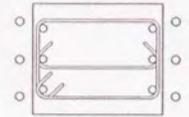
EE' 断面図



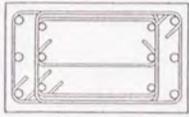
DD' 断面図



CC' 断面図

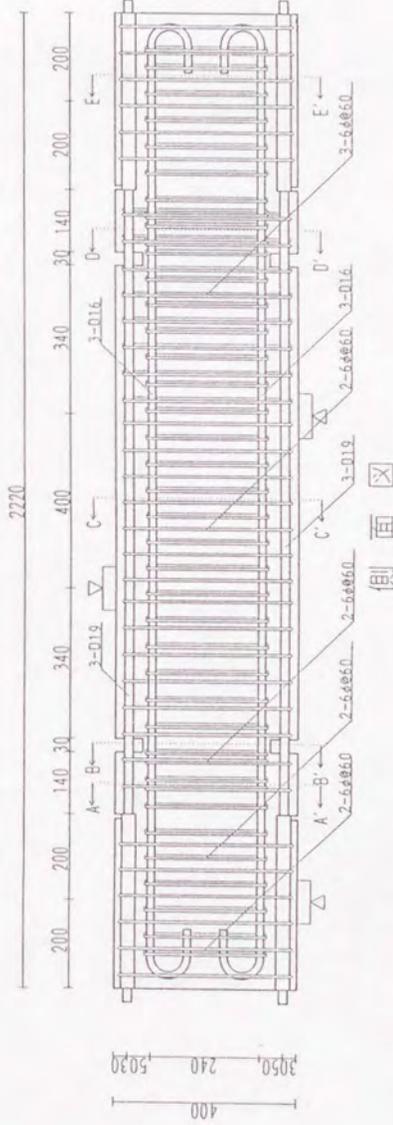


BB' 断面図

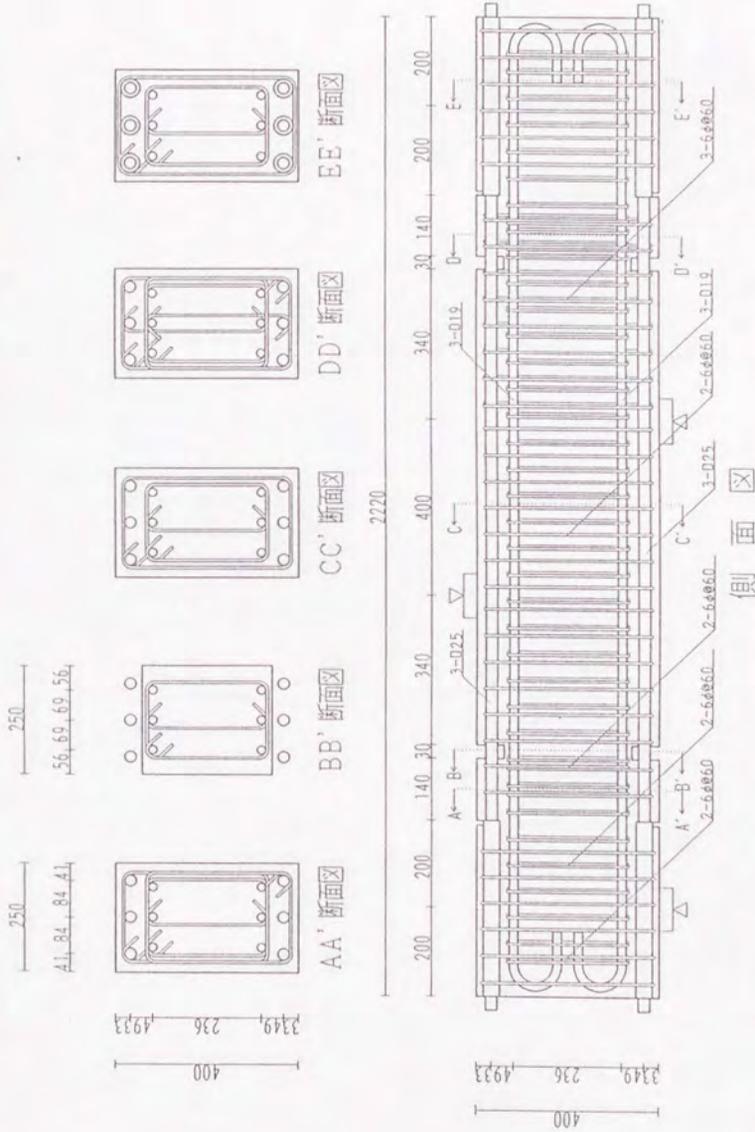


AA' 断面図

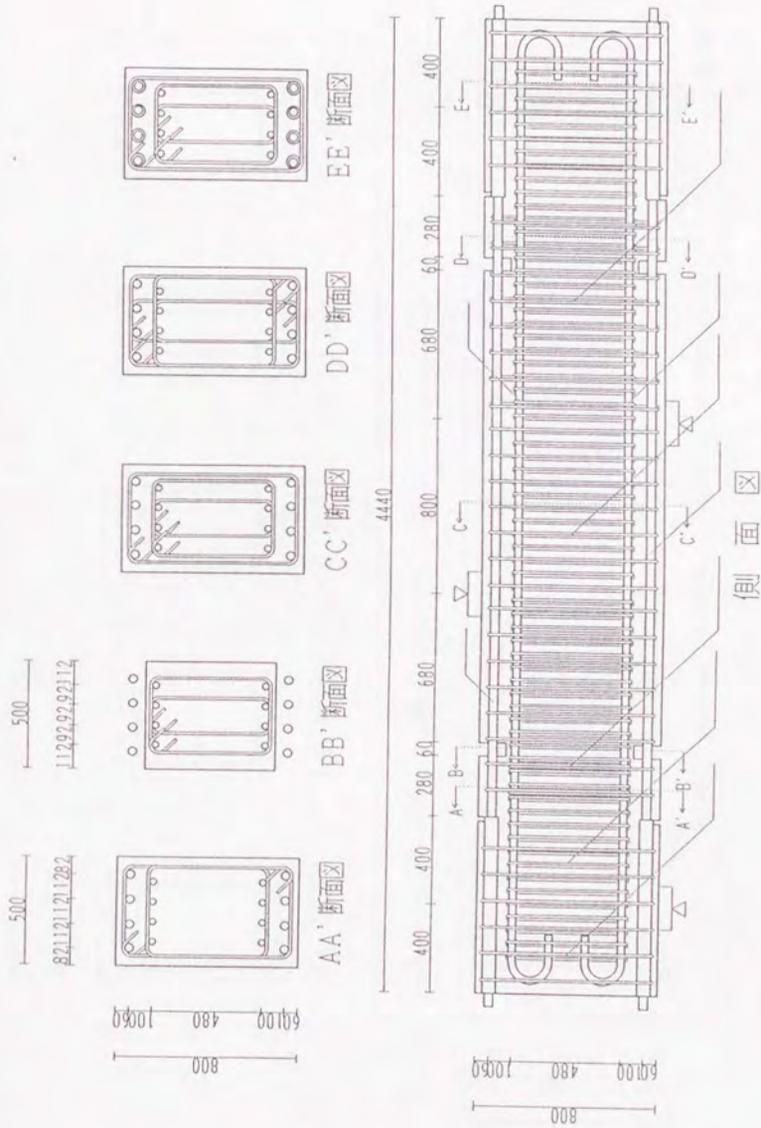
400
240 5020
240 5020



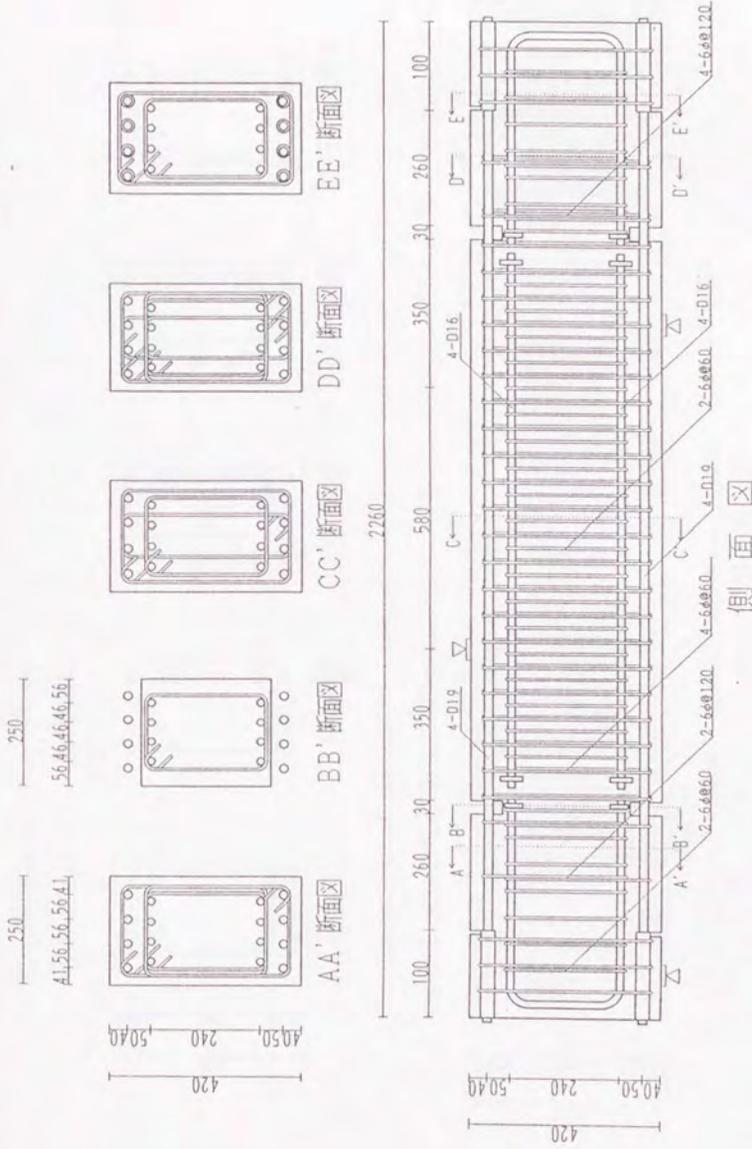
図一 3. 5 西記筋桁図 (A シリ一ズ No. 4)



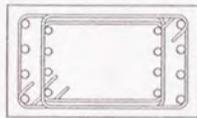
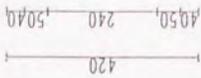
図一3.6 配筋図 (Aシリーズ No.5)



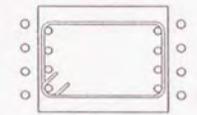
図一 3. 7 西筋筋図 (A シリーズ No. 6)



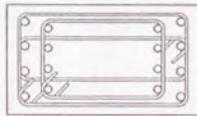
図一3.8 西配筋図 (Bシリーズ No. 1)



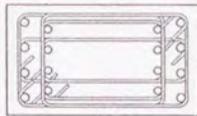
AA' 断面図



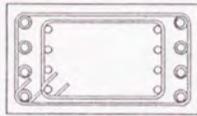
BB' 断面図



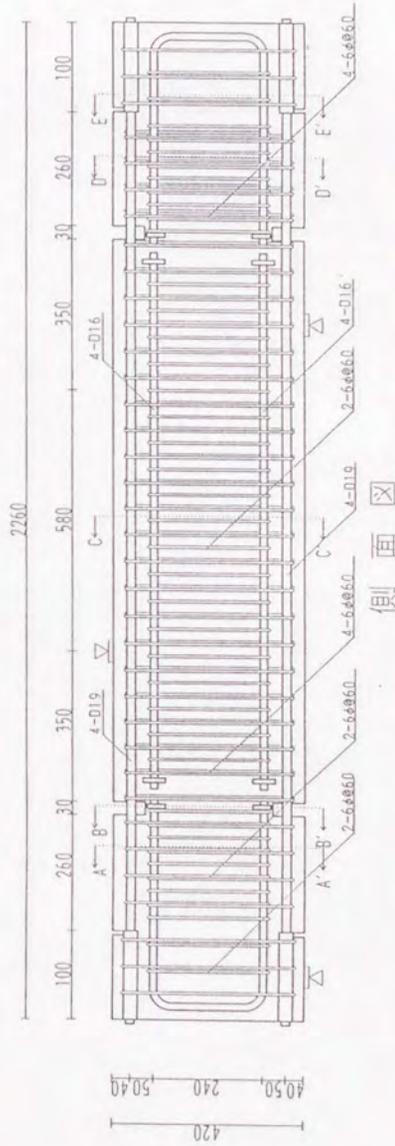
CC' 断面図



DD' 断面図

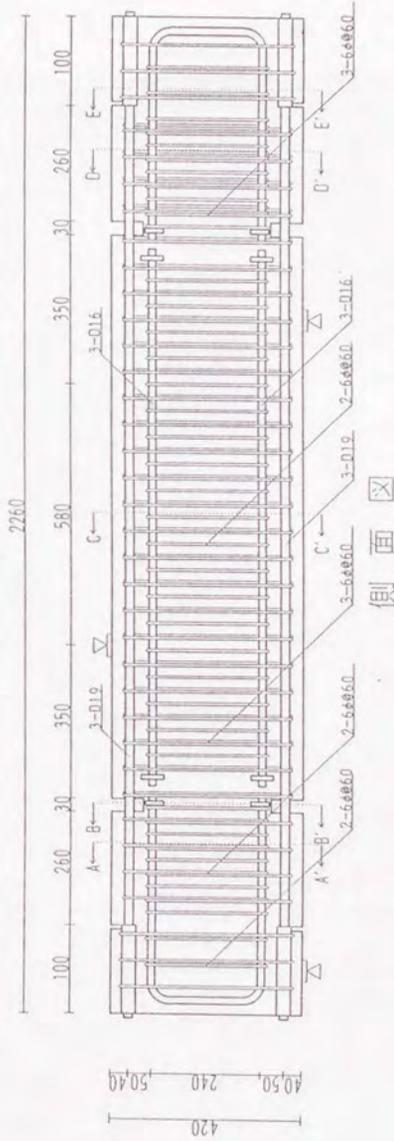
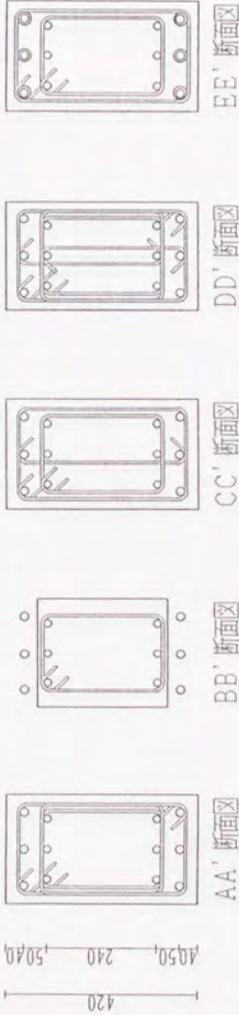


EE' 断面図



側面図

図一3.9 配筋筋図 (Bシリーズ No. 2)



图—3.11 配筋图 (B シリーズ No. 4)

3.2.3 試験体設計

試験体は、主筋の付着特性を調べることを目的としたものであるので、部材としてのせん断破壊および曲げ破壊が、付着割裂破壊より先に起こることがないように、せん断耐力および曲げ降伏耐力が、付着割裂耐力に対して充分大きくなるように設計を行った。

試験体は、まず、3.2.1.1に示したAシリーズのNo.1~6を設計し製作したところ、コンクリート打設に問題があり、No.1~5には、打設方向下端被り面にジャンカが生じたため、新たに、BシリーズのNo.1~5を製作した。Bシリーズの製作にあたっては、既に加力が終了していたAシリーズのNo.6の実験結果を考察し、設計を若干変更した。そこで、まずAシリーズの試験体の設計について示し、次にBシリーズの試験体の設計について示す。

(1) Aシリーズ

試験鉄筋が付着割裂破壊しても、試験体全体が脆性的な破壊をすることがないように、試験鉄筋の内側に配筋する2段筋だけで、充分な曲げ耐力およびせん断耐力をもたせることを設計の目標とした。

試験体の設計の際の付着割裂耐力、せん断耐力および曲げ降伏耐力の計算方法を以下に示す。

各耐力の計算時の材料強度には、それぞれの規格強度を用いた。設計に用いた材料強度の一覧を表3.4に示す。

1) 付着割裂耐力

主筋の付着応力度が、建築学会の指針[3-1]の付着割裂強度精算式の τ_{ϕ} に達する時の主筋の引張力 T を求める。即ち、

$$T = \tau_{\phi} \cdot \Sigma \phi \cdot l_{\phi} \quad (3-1)$$

ただし、 $\Sigma \phi$: 主筋周長の合計

l_{ϕ} : 付着長さ

図3.13のように、試験区間の加力点側端部の位置(図3.14のC点)の部材断面に対して、平面保持を仮定し、主筋の引張力が T になる時の中立軸位置を求める。このときの鉄筋の引張力 T から求まる鉄筋の歪度は 500μ 以下程度であるので、圧縮コンクリートの応力度~歪度関係は、応力度が歪度に比例する弾性とした。中立軸回りのモーメントを付着割裂破壊時のモーメントとし、図3.14のモーメント分布から、試験区間側の付着割裂破壊時の耐力 $Q_{\phi 1}$ および非試験区間側の付着割裂耐力 $Q_{\phi 2}$ を求めた。

2) せん断耐力

試験鉄筋が、付着割裂破壊した後にも十分な耐力を確保できるよう、図3.15のように、試験区間側では2段筋および2段筋にかかる横補強筋のみからなる梁部材を考え、試験区間側のせん断耐力 V_{s1} を求めた。これは、コンクリートにある切り欠きのため、せん断耐力が低くなると考えたための安全側の仮定として図の様な断面で設計した。試験区間側では、主筋が付着割裂破壊した後にも、非試験区間側では、主筋および主筋にかかる横補強筋も考慮して、せん断耐力 V_{s2} を求めた。せん断耐力は、指針のせん断強度式により、非ヒンジ部材として計算した。

3) 曲げ降伏耐力

図3.14のC点で2段筋のみを考慮した断面(図3.16)の曲げ降伏モーメント M_y' をよび、D点で全鉄筋を考慮した断面(図3.16)の曲げ降伏モーメント M_y を求めた。それぞれの計算には下記の式を用いた。

$$M_y' = 0.9 \sum \sigma_y' \cdot A_i' \cdot d' \quad (3-2)$$

$$M_y = 0.9 \sum (\sigma_y \cdot A_i \cdot d + \sigma_y' \cdot A_i' \cdot d') \quad (3-3)$$

ただし、 σ_y : 主筋降伏強度
 σ_y' : 2段筋降伏強度
 A_i : 主筋断面積
 A_i' : 2段筋断面積
 d : 主筋に対する有効せい
 d' : 2段筋に対する有効せい

曲げ降伏モーメント M_y' および M_y をそれぞれの支点からの距離で割って、曲げ降伏耐力 Q_y' および Q_y を求めた。

4) 曲げひび割れ耐力

図3.14のB点における支点側切り欠き位置で曲げひび割れが発生しないことを確認した。曲げひび割れ耐力 Q_{mcr} は、RC規準の曲げひび割れ耐力算定式を用いた。

$$Q_{mcr} = 1.8 \sqrt{\sigma_B} \cdot Z_0 / L_{AB} \quad (3-4)$$

ただし、 Z_0 : 断面係数
 L_{AB} : A B間の距離

以上の方法により求めた各試験体の計算値耐力を表3.5に示す。

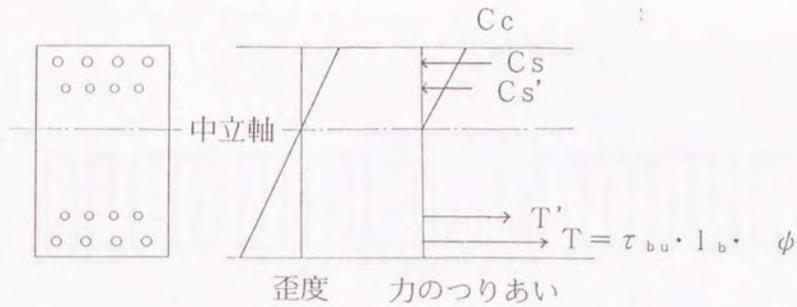


図-3.13 付着割裂破壊耐力計算の仮定

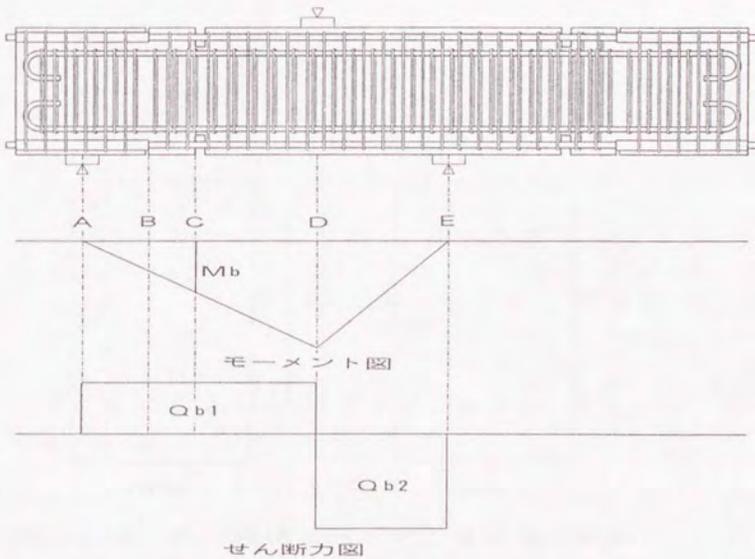


図-3.14 付着割裂破壊耐力の計算方法

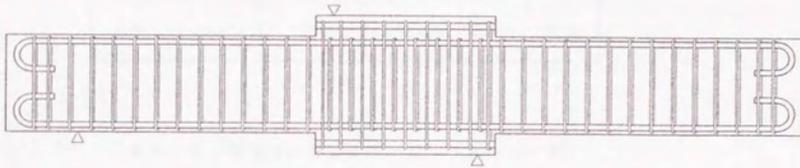


図-3.15 せん断耐力算定用の仮定の梁

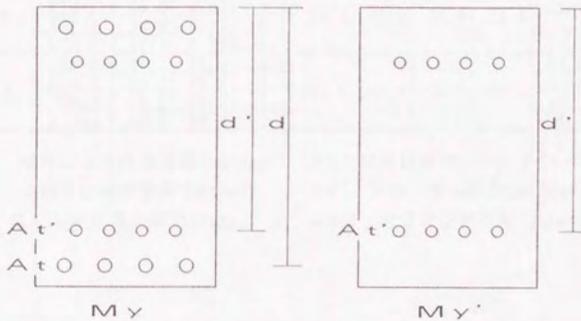


図-3.16 曲げ降伏モーメント算定用の断面

表3.4 試験体設計用材料強度一覧 (Aシリーズ)

	コンクリート	主筋	横補強筋	
			6φ	12φ
強度 (kg/cm ²)	240	3500	5000	3000

表3.5 試験体計算値耐力一覧 (Aシリーズ)

試験体名	位置	τ_{bu}	Mb	試験区間側スパン					非試験区間側	
				Qb1	Vu1	Qy	Qy'	Qmcr	Qb2	Vu2
No. 1	TOP-1	19.8	2.50	7.3	23.4	26.9	23.0	14.9	13.0	35.9
	BTM-1	23.7	2.99	8.8					15.6	
	TOP-2	21.3	2.68	7.9					14.0	
	BTM-2	25.5	3.21	9.4					16.7	
No. 2	TOP-1	22.1	2.78	8.2	23.4	26.9	23.0	14.9	14.6	35.9
	BTM-1	25.1	3.16	9.3					16.5	
	TOP-2	25.1	3.16	9.3					16.5	
	BTM-2	30.1	3.79	11.2					20.0	
No. 3	TOP-1	24.4	3.07	9.0	23.4	26.9	23.0	14.9	16.0	35.9
	BTM-1	29.2	3.68	10.8					19.2	
	TOP-2	28.9	3.64	10.7					19.0	
	BTM-2	34.7	4.37	12.9					22.9	
No. 4	TOP-1	28.0	2.64	7.8	23.4	20.2	17.3	14.9	13.8	35.9
	BTM-1	33.6	3.17	9.3					16.5	
	TOP-2	30.0	2.83	8.3					14.7	
	BTM-2	36.0	3.40	10.0					17.8	
No. 5	TOP-1	21.3	2.56	7.5	23.4	33.3	30.6	14.9	13.3	35.9
	BTM-1	25.6	3.07	9.0					16.0	
	TOP-2	22.9	2.75	8.1					14.4	
	BTM-2	27.4	3.29	9.7					17.2	
No. 6	TOP-1	22.1	22.3	32.8	93.5	107.6	92.0	59.6	58.2	122.9
	BTM-1	25.1	26.7	39.3					69.8	
	TOP-2	25.1	25.3	37.2					66.0	
	BTM-2	30.1	30.4	44.7					79.3	

τ_{bu} : 指針による付着強度(kgf/cm²) Mb: 付着破壊モーメント(tonf・m)

Qb1、Qb2: 付着破壊耐力(tonf) Vu1、Vu2: せん断耐力(tonf)

Qy、Qy': 曲げ降伏耐力(tonf) Qmcr: 曲げひび割れ耐力(tonf)

(2) Bシリーズ

いくつかの理由から設計を変更した。変更点およびその理由を以下に列挙する。

① 底面被り厚さを上端、下端とも 10mm増す。

Aシリーズでは、底面のかぶり厚さを主筋表面まで 30mm、アンボンド区間のパイプ表面まで 23mmとしたが、底面にジャンカが生じた。そのため、底面かぶり厚を増すこととした。指針の付着割裂強度式の破壊モードは、かぶり厚を増すことによってもサイドスプリット型であり、破壊モードに対する影響はないと判断した。

② 2段筋を切り欠きの位置で切り、不連続なものにする。

Aシリーズ No. 6の実験では、荷重点側の切り欠きからせん断ひび割れが発生した後、切り欠き位置では主筋の応力度が横這いになり、2段筋の応力がどんどん上昇し、降伏した。主筋の付着応力度は、明確なピークを示さないものもあり、主筋ぞいにもあまりひび割れが発生しなかった。そこで、荷重点側の切り欠きの位置で2段筋を切り、主筋にすべての引張力を負担させることとした。

③ 試験区間の長さを2倍にする。

Aシリーズ No. 6のひび割れ状況は、試験区間に斜めのひび割れが1, 2本発生しただけであった。試験区間に掛かる横補強筋が2本であったが、横補強筋の効果を定量化する際にばらつきの影響をなるべく少なくするために、横補強筋の本数を多くした方がよい。以上の様な事を判断して、主筋が弾性範囲で付着割裂破壊する範囲で試験区間を長くする事とし、Aシリーズの2倍とした。

④ 非試験区間側の支点位置をずらし、スパン長さを試験区間側と等しくする。

Aシリーズ No. 6の実験では、非試験区間側のせん断が厳しくなり、せん断ひび割れの幅がかなり大きくなっていたため、試験区間側と非試験区間側のスパンを均等にした。

⑤ コンクリート設計規準強度を 240kgf/cm²から 270kgf/cm²に上げる。

せん断耐力を付着耐力に対して高くするため、コンクリート設計規準強度を高くした。

以上の様な変更に伴い、試験体の設計方法も変更した。各耐力の計算方法を、以下に示す。

1) 付着割裂耐力

Aシリーズと同様に、試験区間の加力点側端部の位置の部材断面に対して、平面保持を仮定し、主筋の引張力がTになる時のモーメントを求める。この断面には、2段筋が

ないので、引張力をもつ鉄筋は、主筋のみとなる。求めたモーメントから付着割裂破壊時の耐力 Q_0 を計算した。試験区間側、非試験区間側のスパンを均等にしたので、付着割裂耐力 Q_0 は両スパンで共通となる。

2) せん断耐力

せん断耐力は、基本的には、主筋及び主筋に掛かる横補強筋で持たせるように設計を行なった。しかし、せん断耐力を高めるため、2段筋にも横補強筋を配筋した。せん断耐力は、非試験区間側、試験区間側のいずれも、主筋、2段筋および横補強筋のすべてを考慮して指針のせん断強度式で求めた。

3) 曲げ降伏耐力

荷重点位置で、主筋が降伏することを避けるため、2段筋を配した。荷重点位置での曲げ降伏モーメント M_y を、Aシリーズと同様の方法で、主筋および2段筋を考慮してもとめた。

曲げ降伏モーメント M_y をスパン長さで割って、曲げ降伏耐力 Q_y を求めた。

4) 曲げひび割れ耐力

Aシリーズと同様にして求めた。

以上の方法により求めた各試験体の計算値耐力を表3.7に示す。計算に用いた材料強度を表3.6に示す。

表3.6 試験体設計用材料強度一覧 (Bシリーズ)

	コンクリート	主筋	横補強筋
強度 (kg/cm ²)	270	3500	5000

表3.7 試験体計算値耐力一覧 (Bシリーズ)

試験体名	位置	τ_{vv}	Mb	Qb	Vu1	Vu2	Qy	Qmer
No. 1	TOP-1	21.0	4.03	11.2	17.8	43.4	31.5	29.7
	BTM-1	25.2	4.83	13.4				
	TOP-2	22.6	4.34	12.0	25.6			
	BTM-2	27.1	5.19	14.4				
No. 2	TOP-1	23.4	4.49	12.4	25.6	43.4	31.5	29.7
	BTM-1	28.1	5.40	14.9				
	TOP-2	26.6	5.11	14.1	36.4			
	BTM-2	32.0	6.14	17.1				
No. 3	TOP-1	25.8	4.95	13.7	32.4	43.4	31.5	29.7
	BTM-1	31.0	5.95	16.5				
	TOP-2	30.7	5.89	16.3	34.4			
	BTM-2	36.8	7.06	19.6				
No. 4	TOP-1	29.7	4.28	11.9	26.1	31.0	24.0	29.7
	BTM-1	35.6	5.13	14.3				
	TOP-2	31.8	4.58	12.8	31.0			
	BTM-2	38.2	5.49	15.3				
No. 5	TOP-1	22.6	4.34	12.1	26.1	31.0	38.7	29.7
	BTM-1	27.1	5.20	14.5				
	TOP-2	24.3	4.67	13.0	31.0			
	BTM-2	29.2	5.60	15.6				

τ_{vv} : 指針による付着強度(kgf/cm²) Mb: 付着破壊モーメント(tonf·m)

Qb1: 付着破壊耐力(tonf) Vu1: 試験区間側せん断耐力(tonf)

Vu2: せん断耐力(tonf) Qy: 曲げ降伏耐力(tonf)

Qmer: 曲げひび割れ耐力(tonf)

3.2.4 試験体の製作

3.2.5 製作工程

試験体の製作は、大成建設(株)戸田P C工場で行なった。試験体製作工程を表3.8に示す。

表3.8 試験体製作工程

月/日	工程
9/ 3	Aシリーズ試験体製作開始、鉄筋切断曲げ加工
9/ 5	試験体 No.1～No.5の主筋、横補強筋にゲージ貼りつけ
9/ 8	試験体 No.1～No.5の組み立て開始
9/20	試験体 No.6の主筋、横補強筋にゲージ貼りつけ
9/22	試験体 No.6の組み立て開始
10/ 1	コンクリート打設
10/ 4	型枠脱型
10/30	Bシリーズ試験体製作開始、鉄筋切断曲げ加工
11/ 1	主筋、横補強筋にゲージ貼りつけ
11/ 5	2段筋切断曲げ加工、プレート溶接
11/ 7	全試験体組み立て開始
11/22	コンクリート打設
11/31	型枠脱型

3.2.6 鉄筋

主筋に使用した D16, D19, D25, D32, D38は、定尺 4mまたは 5mで、材種は SD30、SD35、SD40の鉄筋で大成建設(株)戸田P C工場から入手した。横補強筋に使用した 6φは、定尺 4m、材種 SR50の高強度鉄筋で、12φは、定尺5m、材種SR24の鉄筋である。これらの鉄筋を大成建設(株)戸田P C工場、折り曲げ機で力を加えることにより折り曲げ加工した。折り曲げ内法は、日本建築日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説の「付19.配筋標準」に従い定めた。

3.2.7 型枠

型枠は、大成建設(株)戸田PC工場に作成を依頼した。

Aシリーズでは、工場内のPC板作成用のベッドの鉄板を底面とし作成した。上面は、コンクリート打設のため開けてあり、他の面は、鉄板を使用した。試験区間両側の切り欠きは、発泡スチロールを加工し、鉄筋及びパイプに貼りつけ、コンクリートが硬化した後、取除くことにより設けた。Aシリーズでは、ベッドを型枠の底面としたため、コンクリート打設時に、バイブレーターを十分にかけることができず、主筋が4本の試験No.1~3では、下端被り面にジャンカが発生した。

Bシリーズは、型枠全体にバイブレーターを掛け、また底面にコンクリートが充分に廻っている事を確認できるような鉄骨のフレームの上に型枠を設置した。

3.2.8 コンクリート

コンクリート打設は、型枠上面から流し込む方法で行ない、梁の上下の主筋がコンクリート打設方向に対して、水平上端筋と水平下端筋となるようにした。

型枠の脱型は、Aシリーズがコンクリート打ち後4日、Bシリーズが8日で行ない、ビニールシートをかぶせて屋外に放置し養生した。

コンクリート打設時に測定したスランプを表3.9に示す。

表3.9 生コンクリートスランプ

打設日	対応試験体	スランプ値
10/ 1	A-1~A-5	6.5cm
10/ 1	A-6	11.5cm
11/22	B-1~B-5	13.5cm

3.2.9 使用材料の特性

3.2.9.1 コンクリート

(1) 調合

Aシリーズでは、実際の圧縮強度 240kgf/cm^2 を得るために、呼び強度 195kgf/cm^2 の配合とした。スランブを 12cm とし、最大骨材寸法は、試験体 No.1~5では 10mm 、試験体寸法が2倍の試験体 No.6では 25mm とした。コンクリートの調合は、最大骨材寸法 10mm のものは、埼玉菱光コンクリート工業㈱に依頼した。最大骨材寸法 25mm のものは、Bシリーズは、コンクリート打設から実験開始までの期間が2週間程度しかなかったため早強コンクリートを用いた。実際の圧縮強度 270kgf/cm^2 を目標とし、呼び強度 240kgf/cm^2 の配合とした。最大骨材寸法及びスランブは、Aシリーズと同様とし、コンクリートの調合は、埼玉菱光コンクリート工業㈱に依頼した。

(2) 試験方法および試験結果

供試体は、底面が直径 10cm の円、高さが 20cm の円柱形のもので、養生方法は、試験体と同じ状態とするため、試験体の近くに置き、コンクリート打設後1週間程度で脱型した。供試体上面は、コンクリート研磨機により磨いた。

試験は、東京大学工学部11号館地下実験室の 200t 試験機により行なった。圧縮試験は、供試体を 50t ロードセルの上に設置し荷重を測定し、底面積で割ることにより圧縮応力度を求め、供試体に取り付けたコンプレッソメータで、中央部 10cm の区間の変位を測定し、これを検長の 10cm で割って歪度とした。

割裂強度試験は、供試体の側面を横にして側面に荷重をかけて得られる最大荷重より下式により求めた。

$$f_t = 2P / \pi d l \quad (3-5)$$

ここに、 f_t : 割裂強度 (kgf/cm^2)、 P : 最大荷重 (kgf)、 d : 供試体直径 (cm)、 l : 供試体高さ (cm) である。

Aシリーズについては、実験終了後に材料試験を行なった。Bシリーズについては、実験を2回に分けて行なったため、材令の変化に対するコンクリート強度の増加を見るために、1回目の試験体 No.1~3の実験の前後(2週及び4週強度に相当する)と2回目の試験体 No.4,5の実験の後(ほぼ8週強度に相当する)とに材料試験を行なった。コンクリート供試体の圧縮強度試験結果を表3.10および3.11、割裂強度試験結果を表3.12および3.13に示す。また、得られたコンクリートの応力度~歪度関係を図3.17~3.19に示す。

表3.10 コンクリート圧縮強度試験 (Aシリーズ)

コンクリート 打設日	試験日	材令	最大 骨材寸法	圧縮強度 kgf/cm ²	平均強度 kgf/cm ²	試験体 番号	実験時 材令
10月 1日	10月 29日	28日	25mm	182.5	193.7	No. 6	24~25 日
				188.7			
				195.0			
				208.6			

表3.11 コンクリート圧縮強度試験 (Bシリーズ)

コンクリート 打設日	試験日	材令	最大 骨材寸法	圧縮強度 kgf/cm ²	平均強度 kgf/cm ²	試験体 番号	実験時 材令
11月 22日	12月 6日	14日	10mm	307.9	304.0	No. 1	19~23 日
				304.0			
				300.1			
	12月 19日	27日	10mm	308.5	328.1	No. 2	
				344.7			
				331.2			
	1月 14日	53日	10mm	339.4	342.4	No. 3	
				352.1			
				335.8			
						No. 4	48~53 日
						No. 5	

表3.12 コンクリート割裂引張強度試験 (Aシリーズ)

コンクリート 打設日	試験日	材令	最大 骨材寸法	割裂強度 kgf/cm ²	平均強度 kgf/cm ²	試験体 番号	実験時 材令
10月 1日	10月 29日	28日	25mm	21.4	21.3	No. 6	24~25 日
				20.7			
				21.7			

表3.13 コンクリート割裂引張強度試験 (Bシリーズ)

コンクリート 打設日	試験日	材令	最大 骨材寸法	割裂強度 kgf/cm ²	平均強度 kgf/cm ²	試験体 番号	実験時 材令
11月 22日	12月 6日	14日	10mm	27.8	25.1	No. 1	19~23 日
				26.3			
				21.2			
	12月 19日	27日	10mm	21.1	23.7	No. 2	
				22.7			
				27.2			
	1月 14日	53日	10mm	29.0	27.8	No. 4	
				27.3			
				27.2			
						No. 5	48~53 日

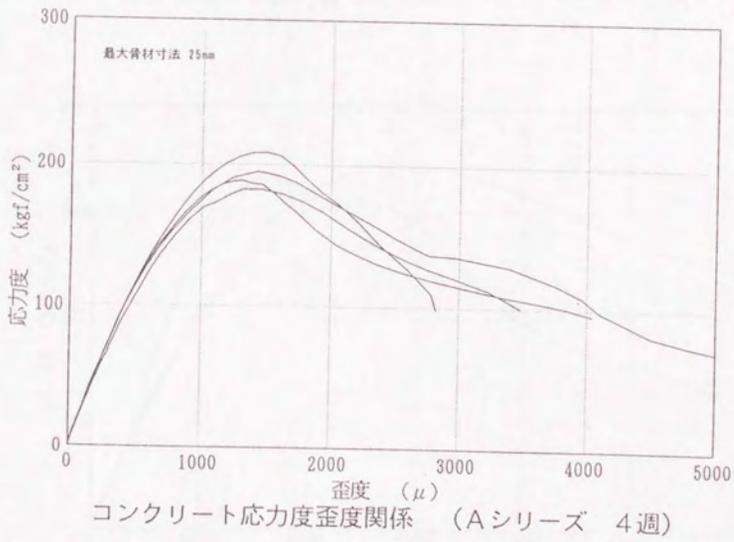


図3.17 コンクリート応力度～歪度関係

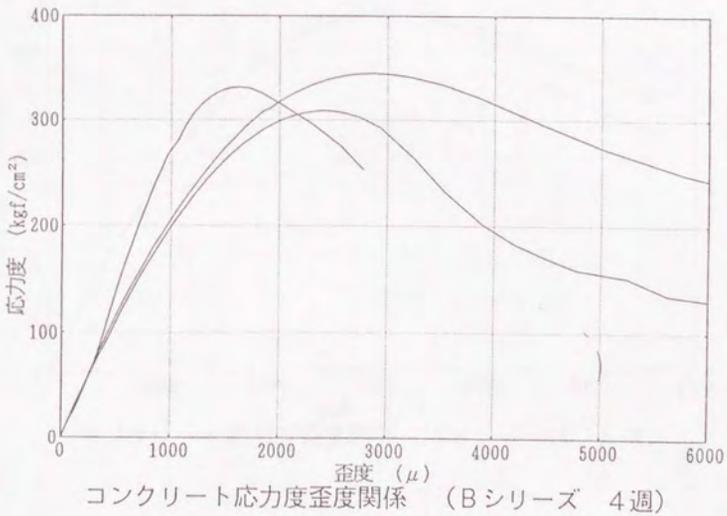
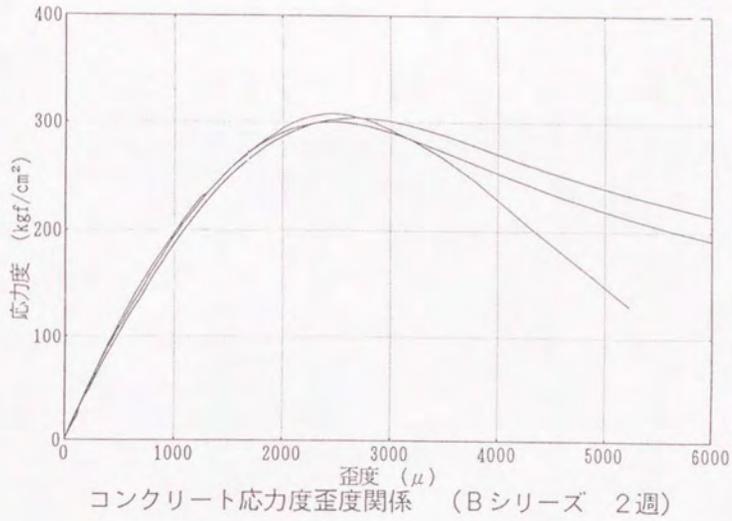
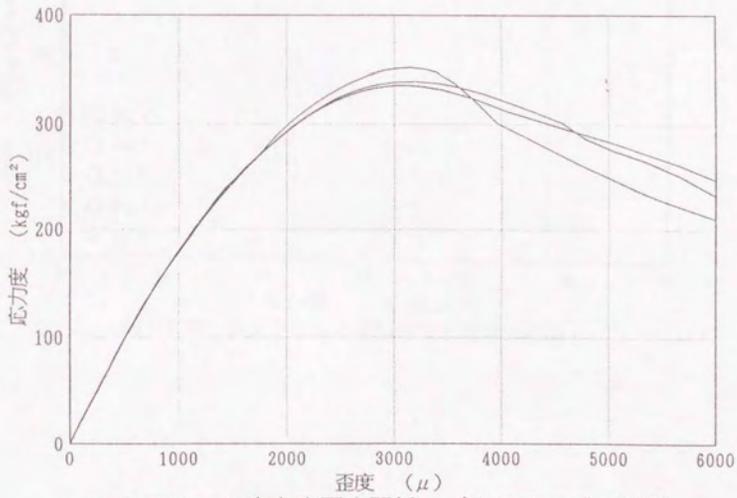


図3.18 コンクリート応力度～歪度関係



コンクリート応力度歪度関係 (Bシリーズ 8週)

図3.19 コンクリート応力度～歪度関係

以上の結果から

A シリーズは、材料試験結果からコンクリート強度 σ_B を

$$\sigma_B = 194 \text{ kgf/cm}^2$$

B シリーズに関しては、3 回の材料試験結果を、図3.20のように直線補間して、

$$\text{No. 1} \sim 3 \text{ は、} \sigma_B = 317 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{No. 4, 5 は、} \sigma_B = 341 \text{ kgf/cm}^2$$

とした。

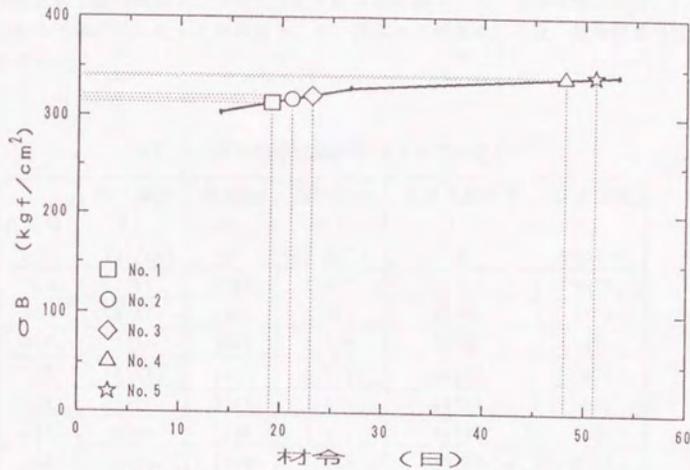


図-3.20 コンクリート圧縮強度と材令の関係

3.2.9.2 鉄筋

荷重は、200t試験機、歪は歪ゲージを各供試体に貼り、それぞれの値をTDS-301を介してPC-9801で取込んだ。TDS-301は、(株)東京測器研究所製の自動デジタル歪測定機であり、PC-9801は日本電気(株)製のマイクロコンピュータである。

歪ゲージは、試験体に使用した鉄筋に貼ったものと同じ種類のものを、裏表に2枚貼りつけた。すなわち、6φおよびD16は、(株)東京測器研究所製のリード線付き歪ゲージFLA-1-5LTを、その他の鉄筋は、FLE-3-5LTを貼りつけた。

荷重を応力度に変換する際の鉄筋の断面積は、公称断面積を用いた。

鉄筋引張試験結果を、表3.14および3.15に示す。横補強筋の6φはA、Bシリーズに同じ鉄筋を用いた。降伏棚のない6φの降伏強度は、2000μ offsetの値とした。降伏棚のある降伏強度および降伏歪は上降伏点の値とした。歪硬化開始歪は、5000μ以上で初めて降伏点を超える時の歪とした。得られた鉄筋の応力度～歪度関係を図3.21～3.23に示す。

表3.14 鉄筋引張試験結果 (Aシリーズ)

鉄筋種	降伏強度	降伏歪	初期剛性	歪硬化開始歪	引張強度
	σ_y kgf/cm ²	ε_y μ	E_s 10 ⁸ kg/cm ²	ε_h μ	
6φ	5385	2703	1.992	---	6028
12φ	3227	1624	1.987	38000	4315
D16	3625	1895	1.918	22690	5274
D19	4195	2162	1.971	20620	5804
D25	3837	2147	1.905	14730	5861
D32	3789	1598	1.901	10370	5497
D38	4424	2310	1.890	15500	5749

表3.15 鉄筋引張試験結果 (Bシリーズ)

鉄筋種	降伏強度	降伏歪	初期剛性	歪硬化開始歪	引張強度
	σ_y kgf/cm ²	ε_y μ	E_s 10 ⁸ kg/cm ²	ε_h μ	
6φ	5385	2703	1.992	---	6028
D16	3746	2219	1.855	15670	5636
D19	3670	2044	1.850	13590	5731
D25	3623	2345	1.816	12710	5601

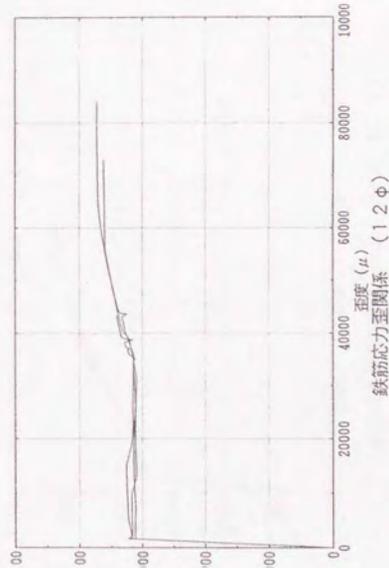
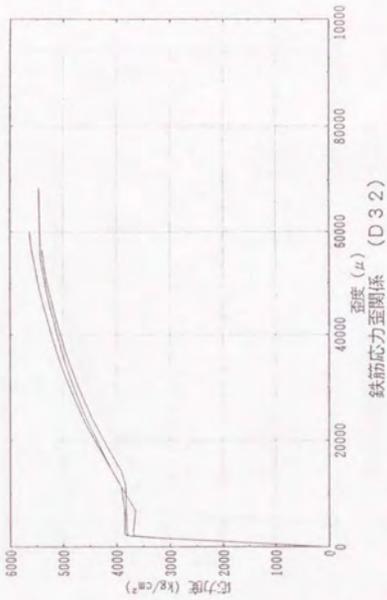


図-3.21 鉄筋応力度～歪度関係

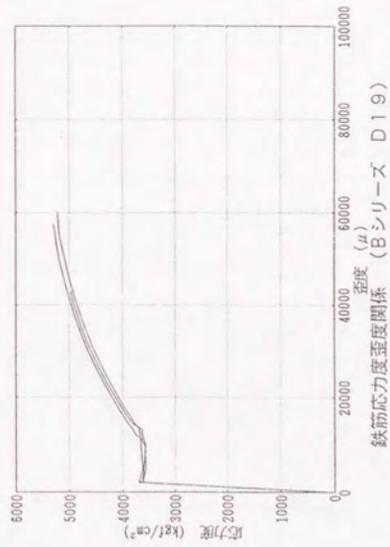
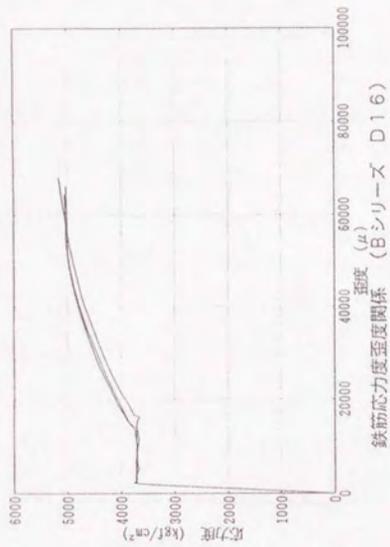
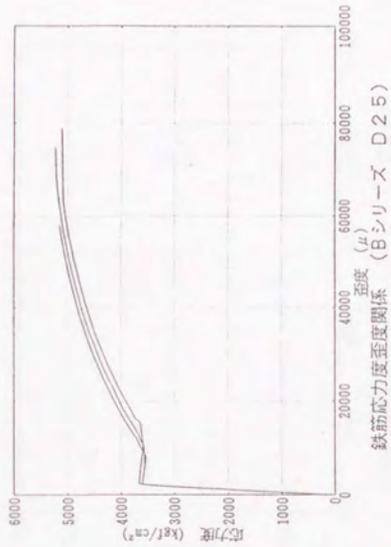


図-3.22 鉄筋応力度～歪度関係

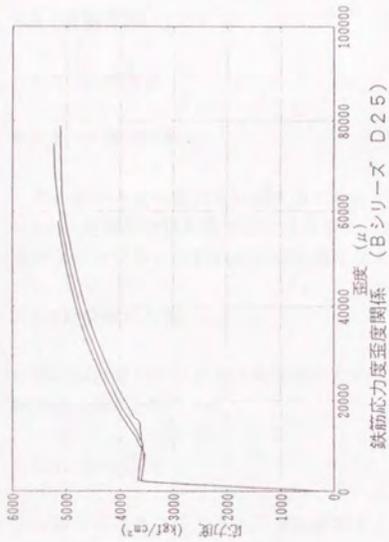


図-3.23 鉄筋応力度～歪度関係

3.3 実験方法

3.3.1 計測方法

3.3.2 荷重の計測

梁にかかるせん断力を計測するために、ロードセルを使用した。Aシリーズでは、2000ton大型構造物試験機で加える荷重と、試験区間側のスパンのせん断力を計測した。Bシリーズでは、200ton万能試験機で加える荷重を計測した。

3.3.3 変形の計測

梁の鉛直方向のたわみを測定するため、ストローク100mmのダイヤルゲージを荷重点の下側の床に固定した。

3.3.4 歪の計測

試験体の鉄筋に生じる応力度を測定するため、主筋、2段筋、横補強筋に歪ゲージを貼りつけ歪度を測定した。

使用した歪ゲージは、(株)東京測器研究所製で、横補強筋の6φ及び2段筋のD16は検長1mmのリード線付き歪ゲージFLE-1-5LT、その他の鉄筋は、検長3mmのリード線付き歪ゲージFLA-3-5LTである。

主筋沿いの付着応力度を算定し、付着強度を推定するために主筋に歪ゲージを貼りつけた。試験区間の試験体中央側の部分のコンクリートに切り欠きを設け、主筋の周囲にコンクリートの無い区間をつくり、歪ゲージを主筋に貼りつけた。この様に、切り欠きを設けたのは、付着長さを一定にするためと、歪ゲージを貼りつけることにより、主筋の異形節の形状を損い、鉄筋本来の付着性状を損ってしまうのを避けるためである。付着強度を得るため、全ての区間の全ての主筋に歪を測定した。主筋が曲げを受けることを考え上下に2枚の歪ゲージを貼りつけた。

横補強筋は、主筋がコンクリートを割り裂くのを防ぐ働きがあるので、付着区間内の横補強筋で歪度を測定した。横補強筋には、丸鋼を使用したもので、その付着力は小さく上下方向の応力の勾配は無視できるものと考え、上下方向の中央に裏表2枚貼りつけた。

主筋と2段筋が応力度をどのように分担するかを調べ、予想外の破壊が起こった時の参考とするため、加力点位置で主筋と2段筋の歪度を測定した。鉄筋の縦筋に1枚だけ貼りつけた。

3.3.5 主筋すべりの計測

主筋をスチールパイプを通して付着を断ち、試験体端部に露出させ、その主筋端部の移動量を自由端すべりとして変位計で測定した。変位計は、アルミアングルに固定し、アルミアングルは試験体端部に設けた3/8インチ袋ナットにボルトで固定した。

3.3.6 加力方法

加力は、すべて単調載荷とした。試験体をピンローラー支承の上に設置し試験機で加力した。パーソナルコンピューター(PC-9801)でデータを取り込み、荷重～変形関係および付着応力度～自由端すべり関係をモニターしながら加力を行った。

1) 加力装置

加力装置図を図3.24および図3.25に示す。

Aシリーズ No.6は、東京大学工学部総合試験所の2000ton大型構造物試験機で加力を行なった。Bシリーズは、東京大学工学部11号館地下実験室の200ton万能試験機で加力を行なった。

試験体をピンローラー支承の上に設置し、2000t試験機あるいは200t試験機で加力した。ピンローラーは、試験体を設置する際は、ローラーが動かないようにボルトで固定しておき、数tonの荷重を加えた後、ボルトをゆるめた。

2) 加力方法

加力方法を図3.26に示す。1ヵ所の加力が他の試験区間に与える影響をなるべく少なくするため、上端側をまず加力し、その後下端側を加力した。Aシリーズ No.6は、まずTOP-1を加力し、水平方向に移動しTOP-2を加力、次いで試験体の上下を反転しBTM-2を加力、最後にBTM-1の順で加力した。Bシリーズは、TOP-1、TOP-2、BTM-1、BTM-2の順に加力した。

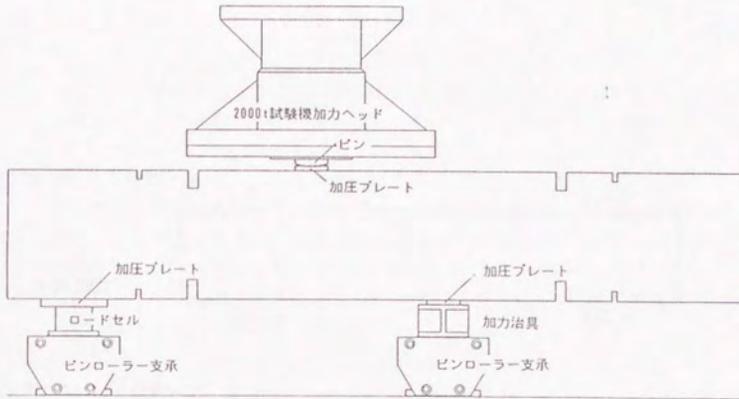


図3.24 加力装置図 (Aシリーズ)

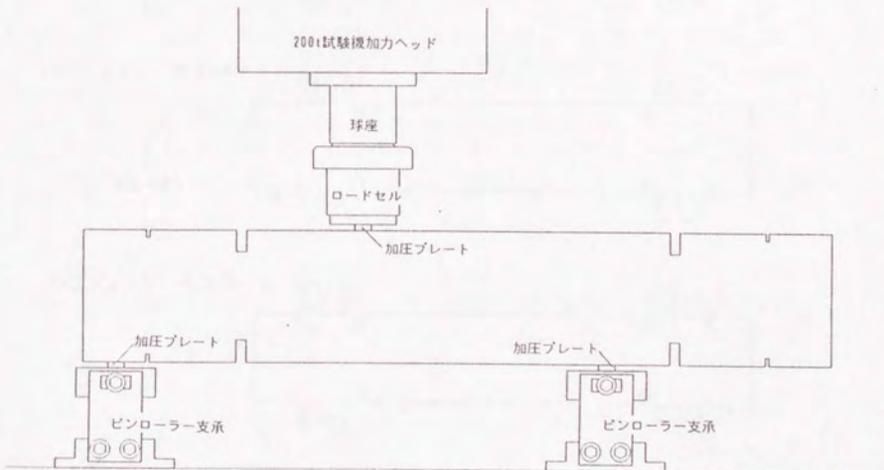


図3.25 加力装置図 (Bシリーズ)

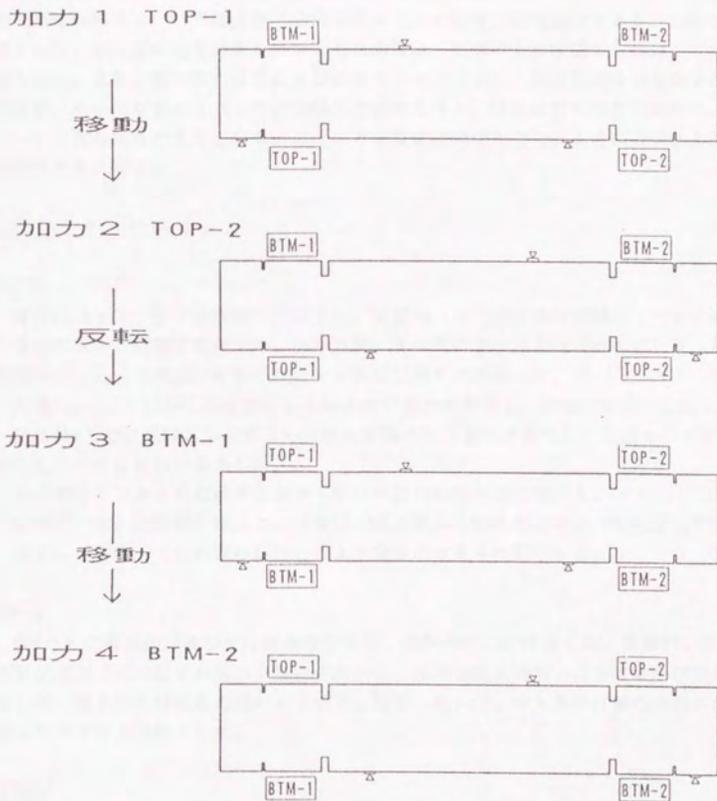


図-3.26 加力の方法

3.4 実験結果

3.4.1 破壊に至る挙動

各試験体の破壊に至る挙動を示す。各試験体の全加力終了後の最終ひび割れ状況図を図3.27～3.32に示す。ここに、TOP-1, TOP-2, BTM-1, BTM-2は、各試験体の4ヵ所の試験区間のうち、それぞれ上端主筋（副補強筋なし）、上端主筋（副補強筋あり）、下端主筋（副補強筋なし）、下端主筋（副補強筋あり）を対象とした加力である。200t試験機または、200t試験機で荷重を掛ける点を荷重点、支承の上に試験体を設置してある点を支点と、また、梁の加力点をささむ両側のスパンのうち、試験区間を含む側を試験区間側梁、その反対側のスパンを非試験区間側梁と呼ぶ。試験区間の両側に設けたコンクリートの切り欠きのうち、荷重点に近い方を荷重点側切り欠き、支点到近いものを支点到側切り欠きと呼ぶ。

(1) Aシリーズ No.6

TOP-1

荷重59.5tで、曲げひび割れが発生し、荷重74.4tで非試験区間側のスパンにせん断ひび割れおよび試験区間側では、荷重点側、支点到側の切り欠きからそれぞれせん断ひび割れが生じた。その後、それぞれのせん断ひび割れが成長した。

荷重120tで、試験区間主筋沿いに斜めひび割れが発生し、荷重点の方へ成長した。

荷重239tで、試験区間主筋沿いに新たに斜めひび割れが発生し、底面かぶり面に中主筋沿いにひび割れが発生した。

支点到側切り欠きと荷重点を結ぶせん断ひび割れの幅が広がった。

最終的には、2段筋が降伏し、付着応力度が低下し始めたので加力を終了した。

側面に主筋に沿った割裂ひび割れのようなものは見られなかった。

TOP-2

TOP-1と同様に曲げ及びせん断ひび割れが、順次発生し、成長した。荷重272.5tで非試験区間側に新たなせん断ひび割れが発生し、試験区間主筋沿いにも斜めひび割れが発生した。隅主筋の付着応力度がまず低下し始め、続いて、中主筋の付着応力度が低下し始めたので加力を終了した。

BTM-2

TOP-1と同様に曲げ及びせん断ひび割れが、順次発生し、成長した。荷重150.7tで、底面かぶり面に中主筋沿いにひび割れが発生した。その後、試験区間主筋沿いのひび割れが発生し成長したが、試験区間全域に貫通はしなかった。

荷重249.8tで、支点到側切り欠きと荷重点を結ぶせん断ひび割れの幅が広くなり、2

段筋が降伏して隅主筋の付着応力度も低下していたので、加力を終了した。

BTM-1

TOP-1と同様に曲げ及びせん断ひび割れが、順次発生し、成長した。荷重150.7 tで、底面かぶり面に中主筋沿いにひび割れが発生した。その後、試験区間主筋沿いに斜めひび割れが発生したが、それほど成長しなかった。

荷重249.8 tで、支点側切り欠きと荷重点を結ぶせん断ひび割れの幅が広くなり、2段筋が降伏し、主筋の付着応力度も低下していたので、加力を終了した。

(2) Bシリーズ No.1

TOP-1

まず、試験区間側、非試験区間側それぞれに曲げひび割れが発生した後、荷重10.9 tで、荷重点側切り欠きからせん断ひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸び、非試験区間側にもせん断ひび割れが発生した。

荷重17.0 tで、支点側切り欠きからせん断ひび割れが発生し、進展した。

荷重18.9 tで、2つの切り欠きからのせん断ひび割れの幅が拡がり、主筋沿いに割裂ひび割れが発生した。

荷重23.9 tで、主筋沿いのひび割れが大きく開き、急激に耐力低下し全ての主筋の付着応力度が低下した。

TOP-2

曲げひび割れ、せん断ひび割れが順次発生した後、荷重19.2 tで、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生した。その後、主筋沿いのひび割れが伸びて、荷重29.2 tで耐力低下し全ての主筋の付着応力度が低下した。

BTM-1

曲げひび割れ、せん断ひび割れが順次発生した後、荷重27.2 tで、主筋沿いに付着割裂ひび割れが発生した。その後、主筋沿いのひび割れが伸びて、荷重28.2 tで、急激に耐力低下し全ての主筋の付着応力度が低下した。

BTM-2

曲げひび割れ、せん断ひび割れが順次発生した後、荷重24.1 tで、主筋沿いに斜めひび割れが発生した。その後、2段筋と主筋の間に細かいひび割れが発生した。主筋沿いのひび割れが進展し、荷重34.4 tで耐力低下し全ての主筋の付着応力度が低下した。

(3) Bシリーズ No.2

No.1とほぼ同じ様な経過で破壊したが、最大耐力はNo.1より高かった。

(4) Bシリーズ No.3

No.1とほぼ同じ様な破壊状況であったが、BTM-2では、荷重53.0 tで隅主筋が降伏した。その後、すべての主筋が降伏し、最大耐力56.4 tに達し、耐力低下した。

(5) Bシリーズ No.4

TOP-1

まず、荷重7.9 tで試験区間側、非試験区間側それぞれに曲げひび割れが発生した後、荷重11.5 tで、荷重点側切り欠きからせん断ひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸び、非試験区間側にもせん断ひび割れが発生した。

荷重 tで、支点側切り欠きからせん断ひび割れが発生し、進展した。

荷重15.9 tで、付着区間の2段筋の位置に主筋方向に、ひび割れが発生した。

荷重20.1 tで、2つの切り欠きからのせん断ひび割れの幅が拡がり、主筋沿いに割裂ひび割れが発生した。また、主筋沿いに細かいひび割れが発生した。

荷重23.1 tで、主筋沿いのひび割れが進展し、中主筋の付着応力度が頭打ちになる。

荷重28.1 tで、最大耐力に達し、主筋沿いのひび割れが増えて、隅主筋の付着応力度も低下した。

TOP-2

まず、試験区間側、非試験区間側それぞれに曲げひび割れが発生した後、荷重9.8 tで、荷重点側切り欠きからせん断ひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸び、非試験区間側にもせん断ひび割れが発生した。

荷重17.7 tで、支点側切り欠きからせん断ひび割れが発生し、進展した。

荷重19.7 tで、主筋に沿った細かいひび割れが発生した。

荷重26.7 tで、非試験区間側に新しいせん断ひび割れが発生した。また、主筋沿いの付着ひび割れが進展した。

荷重32.6 tで、最大耐力に達し、主筋沿いのひび割れが増えて、全ての主筋の付着応力度が低下した。

荷重27.7 tで、新しく主筋沿いにひび割れが発生したが、被りコンクリートの剥落はなかった。その後、変形を進めても新しくせん断ひび割れが発生しただけで、付着ひび割れは進展しなかった。

BTM-1

まず、荷重7.6 tで先に破壊している上端主筋沿いの試験区間に細かいひび割れが生

じた。

荷重11.5 tで、曲げひび割れが発生し、荷重点側切り欠きからせん断ひび割れが発生した。その後、せん断ひび割れが伸び、非試験区間側にもせん断ひび割れが発生した。

荷重19.9 tで、支点側切り欠きからせん断ひび割れが発生し、進展した。また、試験区間中央に曲げせん断ひび割れが発生した。

荷重24.9 tで、付着区間に主筋沿い30°の斜めひび割れが発生し、荷重点側切り欠きからの主筋沿い水平方向のひび割れが進展した。

荷重26.7 tで、中主筋の付着応力度が上昇しなくなり、試験区間支点側に主筋沿いのひび割れが伸びた。

荷重27.9 tで、最大耐力に達し、主筋沿いのひび割れが増えて、隅主筋の付着応力度も低下した。

(6) Bシリーズ No. 5

No. 4とほぼ同じ様な経過で破壊した。

(7) まとめ

Bシリーズの No. 1~5についてまとめる。

全ての試験体の全ての試験に於いて、非試験区間側は、曲げ、せん断ひび割れが発生するもののひび割れは開かず、破壊は試験区間側で起きたものと考えられる。

試験鉄筋が上端主筋で副補強筋のないTOP-1では、曲げひび割れが発生した後、加力点側切り欠きから、次いで支点側切り欠きからせん断ひび割れが発生し、この2本のひび割れが進展し、幅が広がる。

加力点側切り欠きから主筋軸に沿ったひび割れが発生し、支点方向に進展する。また、試験区間中央に主筋沿いにひび割れが生じ、支点側に進展していく。被り面に中主筋沿いにひび割れが発生し、中主筋の付着応力度が低下する。側面主筋沿いのひび割れが、支点側切り欠きまで達すると、ひび割れ幅が大きくなり、耐力低下し、隅主筋の付着応力度も低下する。このとき、支点側切り欠きからのせん断ひび割れが閉じる。

主筋、2段筋、横補強筋全て弾性範囲であり降伏は認められなかった。

試験鉄筋が上端主筋で副補強筋のあるTOP-2は、TOP-1とほぼ同様の破壊性状を示したが、中主筋と隅主筋の付着応力度のピークは同時であり、被り面の主筋沿いのひび割れも中主筋沿いだけでなく隅主筋沿いにも発生した。

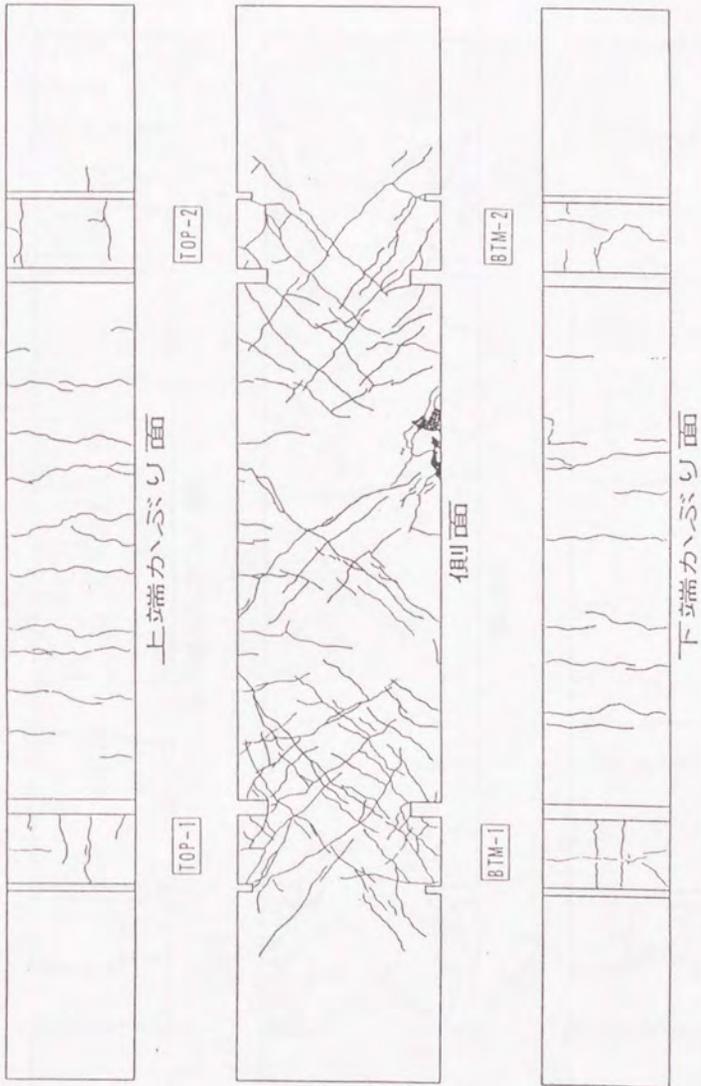
試験鉄筋が下端主筋で副補強筋のないBTM-1と、副補強筋のあるBTM-2は、先に破壊した上端主筋沿いの付着区間に細かいひび割れが生じるが、その後、このひび割れは進展せずTOP-1及びTOP-2と同様の破壊性状を示した。

3.4.2 荷重～変形関係

各試験体の荷重～変形関係の例を図3.33～3.36に示す。Aシリーズは、試験機で加えた荷重と試験区間側でロードセルで測定した試験区間側のせん断力それぞれについて示す。試験区間側のせん断力は、静定を仮定した計算値と一致するので、Bシリーズについては荷重のみを測定することにした。各加力が終了した後荷重を0 tにし、試験体を移動した後、新しい加力を行なった。新しい加力を行なう際には、残留変形があっても、加力開始時点のたわみを0 mmとした。下主筋側の加力であるBTM-1, 2は、上端側の加力で既にひび割れが生じているため、初期剛性が低くなっている。

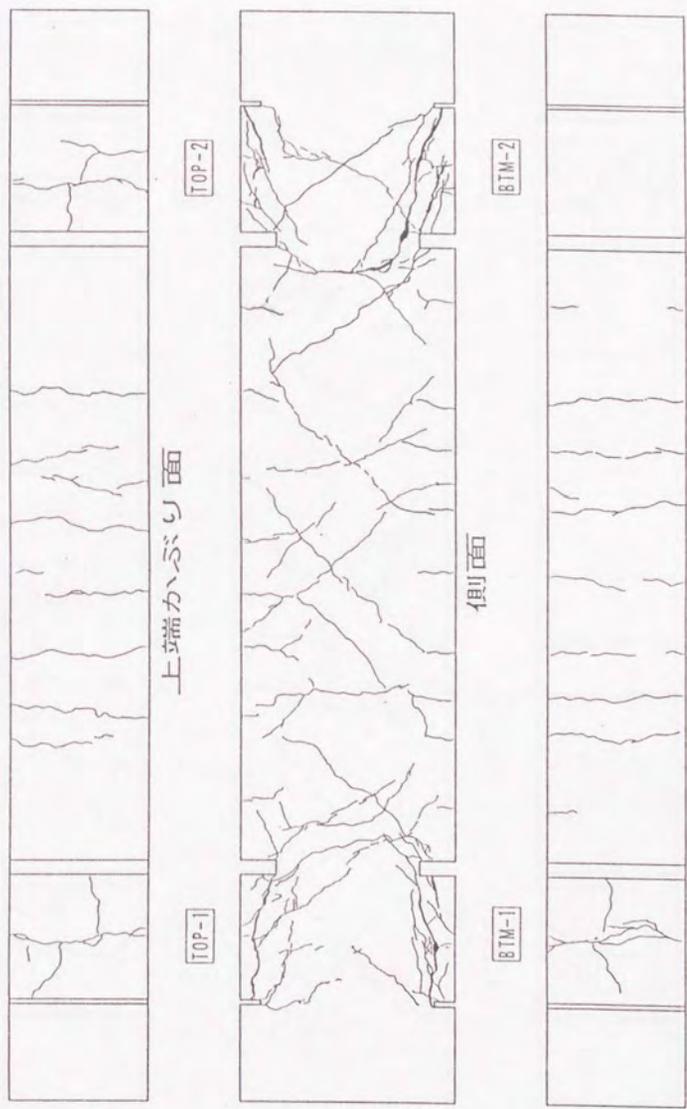
Aシリーズ No. 6は、主筋の付着応力度が低下し始めた段階で加力を停止したため、試験体全体は、耐力低下を起こしていない。

Bシリーズの試験体は、主筋の付着応力度が低下すると共に耐力低下した。

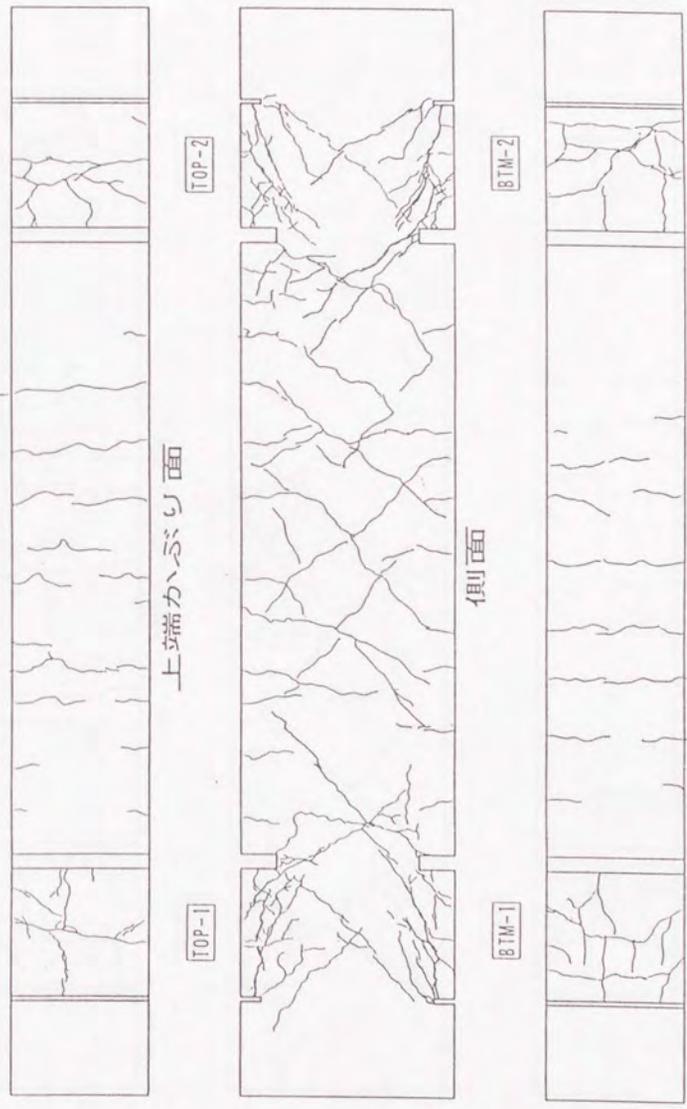


Aシリーズ No.6 (全加力終了後)

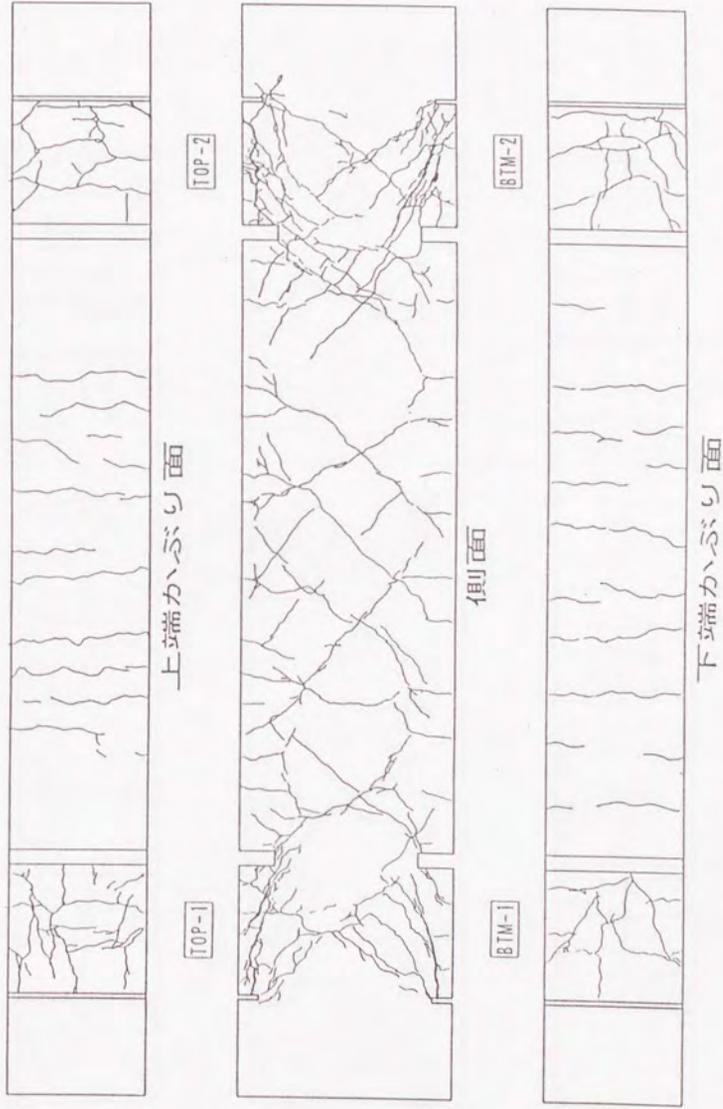
図-3.27 ひび割れ



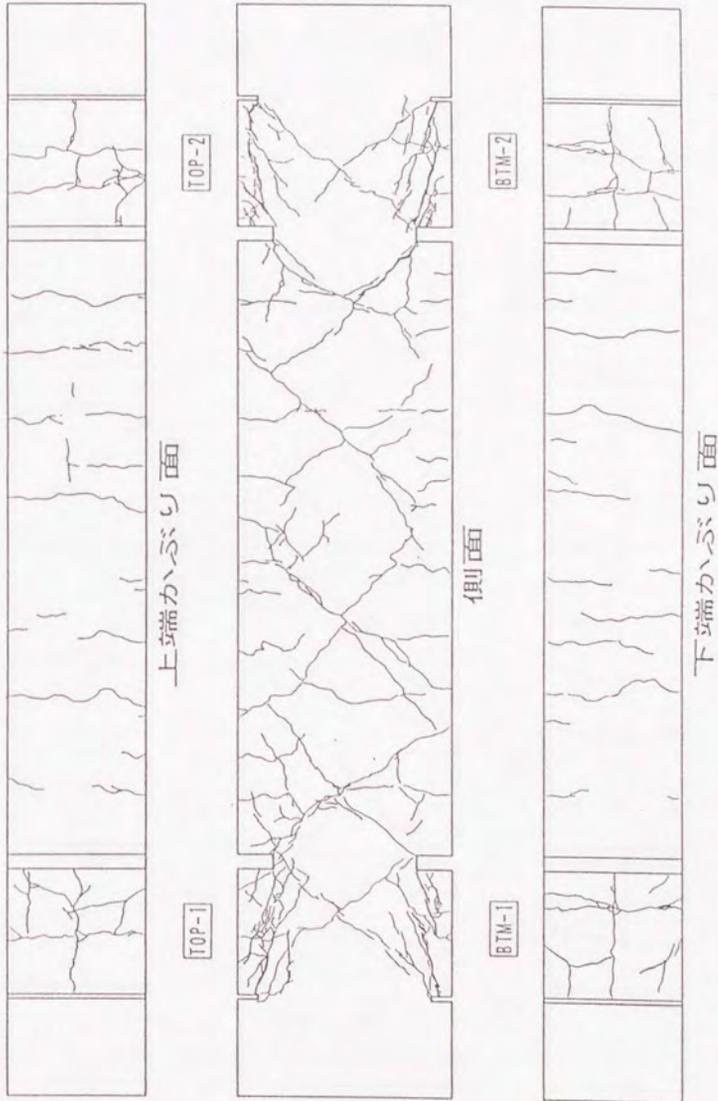
Bシリーズ No. 1 (全加力終了後)
図-3.28 ひび割れ図



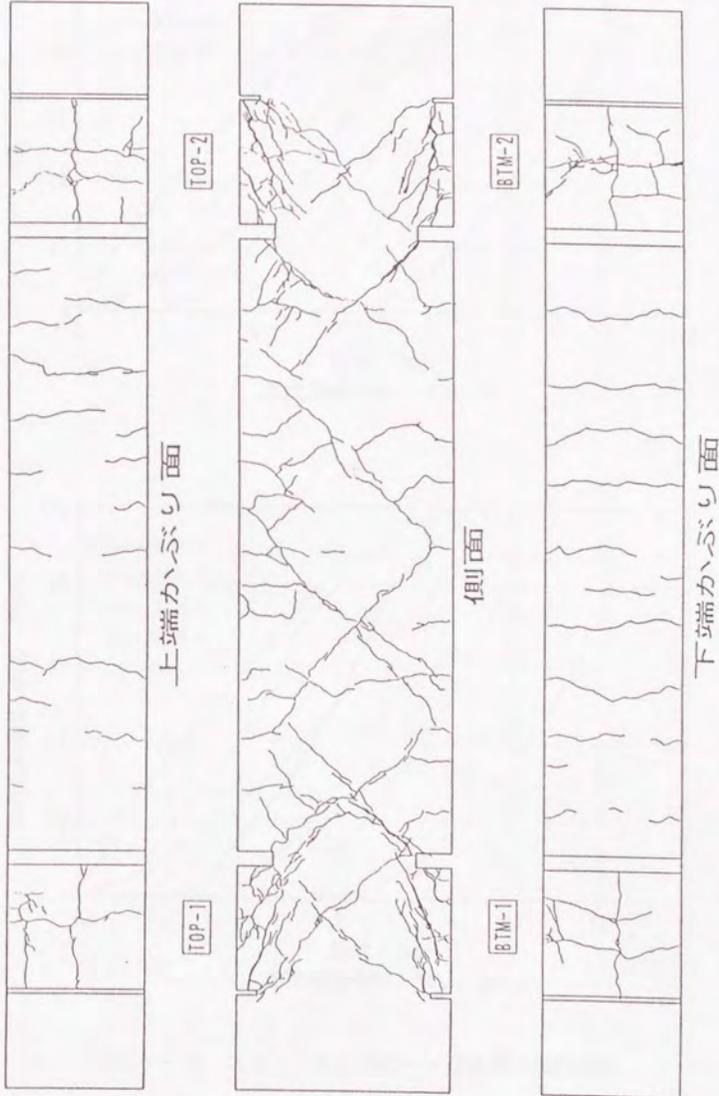
Bシリーズ No. 2 (全加力終了後)
図-3.29 ひび割れ図



Bシリーズ No. 3 (全加力終了後)
図-3.30 ひび割れ図



Bシリーズ No. 4 (全加力終了後)
図-3.31 ひび割れ図



Bシリーズ No.5 (全加力終了後)
図-3.32 ひび割れ図

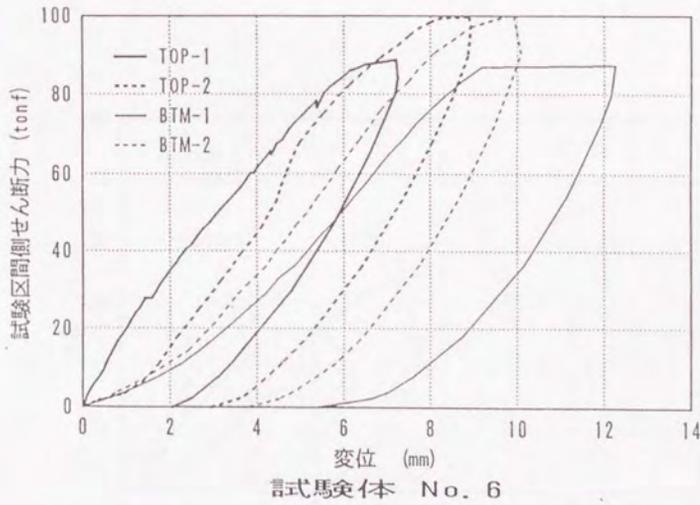
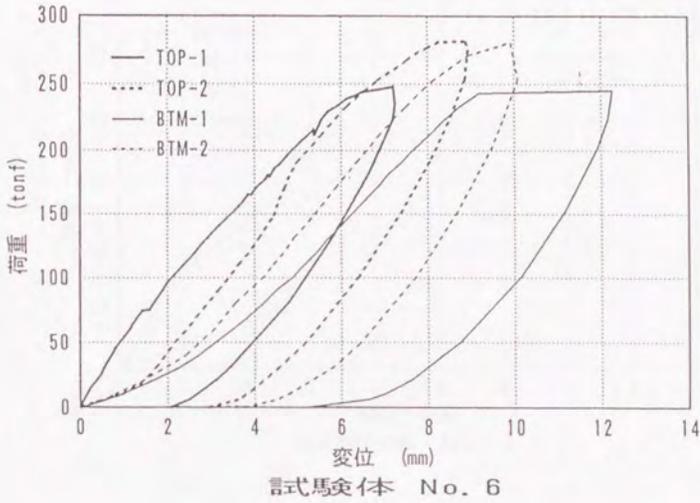


図-3.33 荷重～変形関係

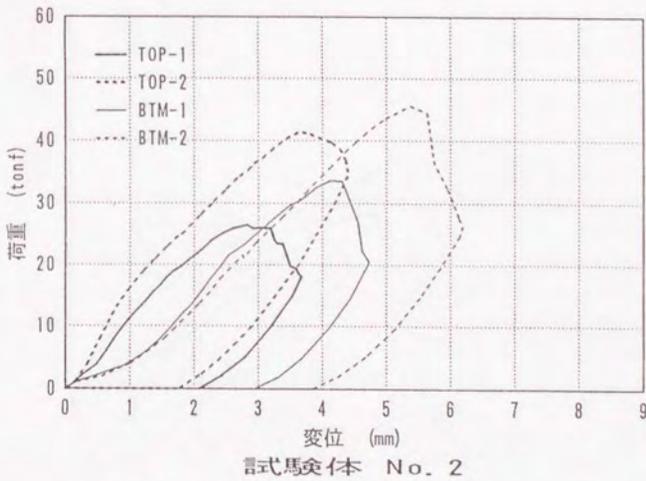
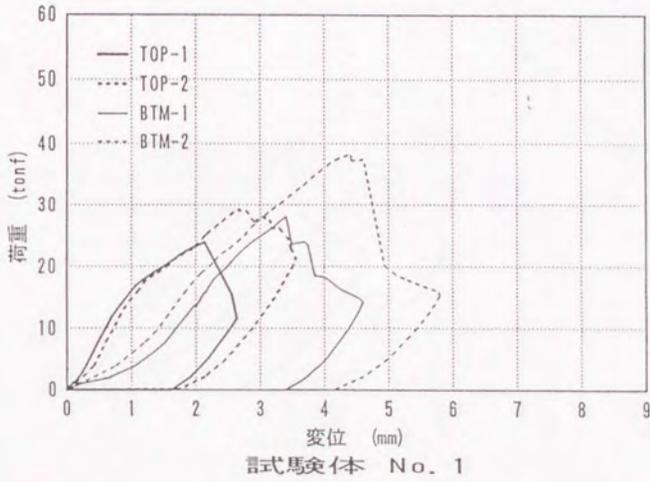
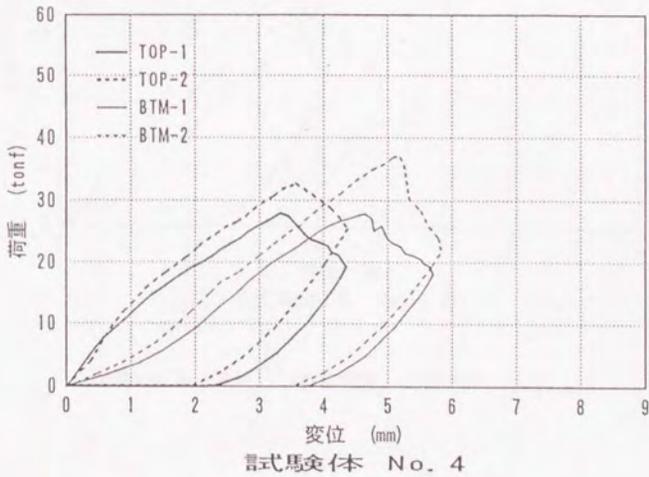
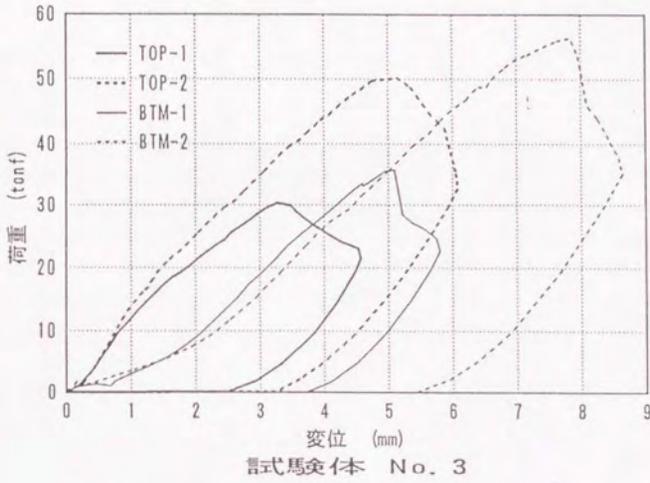


図 - 3. 34 荷重～変形関係



図一 3. 35 荷重～変形関係

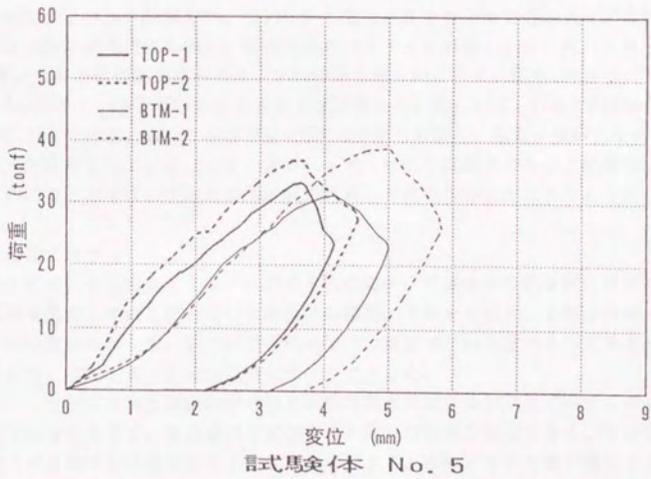


図-3.36 荷重～変形関係