

博 士 論 文

アルカリ骨材反応が生じた構造物の  
長期劣化特性に関する研究

平成 25 年 2 月

草 野 昌 夫

# 目 次

<b>第1章 序論</b> .....	1
1.1 研究背景と研究目的 .....	1
1.2 研究の進め方 .....	3
1.3 本研究の構成 .....	4
<b>第2章 鉄筋破断を生じた実建造物の調査分析</b> .....	7
2.1 はじめに .....	7
2.2 対象建造物の概要 .....	7
2.3 対象建造物の損傷状況 .....	9
2.4 ひび割れに着目した損傷特性の評価 .....	11
2.4.1 分析対象橋脚のひび割れ損傷状況 .....	11
2.4.2 ひび割れの経年変化 .....	12
2.5 鉄筋破断箇所に着目した損傷特性の評価 .....	15
2.5.1 分析範囲の設定手法 .....	15
2.5.2 ひび割れ密度とひび割れ幅の関係 .....	15
2.6 圧縮強度と累積ひび割れ密度の関係 .....	19
2.7 鉄筋損傷に着目した評価 .....	20
2.7.1 実建造物の鉄筋損傷状況 .....	20
2.7.2 曲げ加工半径に着目した分析 .....	21
2.7.3 配筋状況に着目した分析 .....	24
2.8 まとめ .....	26
第2章の参考文献	
<b>3章 大型供試体実験による鉄筋破断の再現実験</b> .....	28
3.1 はじめに .....	28
3.2 実験概要 .....	28
3.2.1 モデル化 .....	28
3.2.2 設定パラメータ .....	29
3.2.3 使用材料 .....	29
3.2.4 供試体 .....	30
3.2.5 計測項目 .....	37
3.3 結果および考察 .....	41
3.3.1 ひび割れ損傷 .....	41
3.3.2 鉄筋ひずみ .....	45

3. 3. 3	変形量	46
3. 4	隅角部損傷状況	53
3. 4. 1	円弧状の変形に着目した分析	53
3. 5. 2	内部損傷状況	55
3. 5	鉄筋き裂進展度評価	56
3. 5. 1	き裂測定結果	56
3. 5. 2	初期き裂・進展き裂発生状況	59
3. 5. 3	き裂進展度評価	60
3. 6	まとめ	64

第3章の参考文献

<b>第4章</b>	<b>破断鉄筋の品質特性</b>	<b>66</b>
4. 1	はじめに	66
4. 2	試験対象鉄筋	66
4. 3	試験方法	66
4. 4	結果および考察	67
4. 4. 1	鉄筋形状	67
4. 4. 2	初期き裂発生状況	68
4. 4. 3	化学成分分析結果	69
4. 4. 4	引張強度試験結果	70
4. 4. 5	シャルピー衝撃試験結果	71
4. 4. 6	破断面観察結果	74
4. 4. 7	金属組織観察結果	76
4. 5	まとめ	77

第4章の参考文献

<b>第5章</b>	<b>反応性供試体を用いた内部損傷評価</b>	<b>79</b>
5. 1	はじめに	79
5. 2	実験概要	79
5. 2. 1	モデル化	79
5. 2. 2	設定パラメータ	80
5. 2. 3	試験時期の設定	81
5. 2. 4	使用材料	83
5. 2. 5	供試体	83
5. 2. 6	計測項目	85
5. 3	結果および考察	92
5. 3. 1	ひび割れ進展状況	92

5. 3. 2	外観変形	107
5. 3. 3	コンクリート物性値	111
5. 3. 4	鉄筋亀裂進展量	119
5. 4	まとめ	123
第5章の参考文献		

<b>第6章</b>	<b>実構造物と供試体における変形性の関係</b>	125
6. 1	はじめに	125
6. 2	供試体概要	125
6. 2. 1	中型 PC 供試体	125
6. 2. 2	変形計測橋脚	128
6. 3	変形計測結果	130
6. 3. 1	中型 PC 供試体	130
6. 3. 2	変形計測橋脚	133
6. 4	まとめ	138
第6章の参考文献		

<b>第7章</b>	<b>結論</b>	139
------------	-----------	-----

発表論文一覧

謝 辞

# 第1章 序論

## 1. 1 研究背景と研究目的

日本において、アルカリ骨材反応(以下 ASR と称す)によるコンクリート構造物の顕著な劣化が報告されてから、既に 30 年以上が経過している。ASR が問題となったのは、1951 年山形県の村山橋および長崎橋が最初であった[1. 1]。これらの橋梁では異常な膨張やひび割れの発生が確認されたため、調査が開始された。調査により最上川の砂や砂利などが、アルカリ反応性が高く、ASR 損傷であることが明らかにされた。その後、近畿、四国、東北など各地方の 100 種類以上の骨材について調査が開始されたが、1965 年の鳥取県における劣化事例[1. 2]など反応性を有する骨材は 2 種類に留まり、一般的にわが国では ASR 損傷を起こす骨材はほとんどないとされた[1. 3]。しかし当時は、ASR 損傷の判別が困難であることや、各業者の利害関係から調査結果の公表が制限されることなどが一因となって、実態の把握が出来ていなかったと思われる。

しかし、1983 年に関西を中心として ASR 損傷をうけた構造物が数多く存在することが確認され、マスメディアによる報道を契機として、我が国においても ASR による構造物の劣化が問題であることが認識された。それより 1 年前 1982 年阪神高速道路公団は、岡田清京都大学教授を委員長として「反応性骨材コンクリート調査委員会」を発足させ、阪神高速道路大阪松原線の T 型橋脚の ASR 損傷を中心として検討を行った。委員会は瀬戸内海の豊島から砕石として供給された輝石安山岩にアルカリ反応性が高いことを報告した。阪神高速道路公団は委員会での成果を元に、同公団の構造物に適用する「アルカリ骨材に対するコンクリート構造物の管理指針(暫定案)」[1. 4]を制定している。また、「コンクリート構造物の表面保護工便覧(案)・同解説」[1. 5]も制定している。

この当時の ASR 対策は反応性骨材の排除に重点がおかれ、アルカリ量に関しては、ほとんど問題になることは無かった。しかし、再度マスメディアの報道によりセメントのアルカリ量を規制する必要性が指摘され、行政指導という形でセメント協会に対し、セメント中のアルカリ量の規制が行われた。1985 年には、建設省、日本コンクリート工学協会、セメント協会が共同して、ASR 反応に対する試験方法を検討し、JIS A 5308 の付属書として規格化された。そこでは、ASR に対する抑制方法として次の対策から 1 つを講じることとしている。

- 1) 安全と認められる骨材の使用
- 2) 低アルカリ型セメントの使用
- 3) 抑制効果のある混合セメントの使用
- 4) コンクリート中のアルカリ総量の抑制

一方、1986 年には、日本コンクリート工学協会は小林一輔東京大学教授を中心として「アルカリ骨材反応調査研究委員会」を立ち上げて全国的な規模の調査を行い、調査の結果、ほぼ全国で ASR 損傷が発生していることが明らかになった。

さらに 1989 年に建設省は、総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」の中で次のような指針、研究成果[1. 6]を示している。

- 1) コンクリート構造物におけるアルカリシリカ反応の実態調査方法 (案)
- 2) コンクリートのアルカリ骨材反応抑制対策 (案)
- 3) 骨材のアルカリ瀨反応性試験法 (修正案)
- 4) アルカリ骨材反応被害構造物 (土木) の補修・補強指針 (案)
- 5) アルカリシリカ反応骨材分布図

従来 ASR は一般的に以下のような劣化現象と考えられてきた。

- 1) ASR 劣化では、かぶり部分に著しいひび割れが発生するが適切に鉄筋が配筋されていれば構造物内部に進行することは稀である。
- 2) 構造物からコアを採取して試験すると、コンクリート強度や弾性係数の低下が認められるが、構造物の耐荷性能の指標であるたわみに影響することはない。
- 3) 表面保護工で水分を遮断すれば、ASR 膨張や劣化の進行は抑制できる。

しかしながら、1996 年に大分県で ASR による鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断[1.7]が報告され、2001 年制定コンクリート示方書 [維持管理編] 制定資料には、構造物の維持管理例として、鉄筋破断について記載された。また、2003 年土木学会は、コンクリート委員会内に宮川豊章京都大学教授を委員長として「アルカリ骨材反応対策小委員会」を設立し、鉄筋破断等の問題に取り組んだ[1.8]。阪神高速道路公団でも平成 11 年度に 7 基のコンクリート橋脚で鉄筋の破断、き裂が確認されたのを契機に、宮川豊章京都大学教授を委員長として「ASR 橋脚の維持管理に関する検討委員会」を設置して検討を行った。

ASR 劣化に加え、塩害や凍害などの複合的な損傷を受けた場合や、構造物の損傷が著しく進行した場合に、構造物内部の主鉄筋圧接部やスターラップ曲げ加工部などが損傷・破断を受ける事が確認されており、構造物の安全性能に影響する深刻な問題となる可能性も報告されている。そのような現状の中で、ASR 損傷の劣化現象に対する課題は以下のようになっていると考えられる。

- 1) 鉄筋破断の実態把握と点検手法の確立
- 2) 現在確認されているよりも厳しい損傷を受けた場合の検討
- 3) 鉄筋破断メカニズムの解明
- 4) 変状が構造物に及ぼす影響と安全性に関する検討
- 5) 十分な効果が期待でき、かつ安価な補修・補強方法の検討
- 6) 適切なモニタリング手法に関する検討

ASR によりコンクリートの圧縮強度の低下やひび割れ損傷など、様々な変状が発生するが、特に鉄筋のき裂・破断は、耐荷性や耐震性の低下につながる事が懸念され、極めて重度の高い損傷である。また、損傷を検査する際には、非破壊的な調査が困難であることや、どのような条件で発生するかについてのメカニズムも明らかになっていない。

また、既往の研究においては、供試体を用いて鉄筋に膨張圧を負荷し、応力の伝達機構を検討したものや鉄筋に着目した材料実験などが行われているがそれら一連の検討を総合して実験を行った例は少ない。また、実構造物の損傷傾向における鉄筋の品質や曲げ加工半径などを検討[1.9]したのも少ないことから、鉄筋の品質・加工から ASR による膨張作用を受ける段階を

統一的に検討し、鉄筋破断メカニズムの解明が必要と考えられる。

このような背景のもと、鉄筋破断が生じた ASR 構造物のひび割れや部材変形の経年変化、構造物中における鉄筋破断状況の調査分析を行うこととした。また、模擬供試体による室内実験からコンクリートの劣化現象および鉄筋破断の再現を試み、次いで、長期暴露実験から外観変形の経時変化、外観と内部のひび割れ性状から ASR 劣化の進展傾向について検討を行った。さらに、使用鉄筋の品質や物理特性を基に破断要因となり得る特徴的な因子の分析と併せて、ASR 構造物の鉄筋破断現象の解明を検討した。

本論文では上記の検討を実施するに至った課題として以下の 4 項目を抽出した。本論文では、これらの課題の解明を行うとともに、ASR 劣化構造物の劣化診断における判断の目安や鉄筋破断メカニズムの提案を目的とする。

課題①：鉄筋破断が生じた構造物の特徴はどのようなものか

課題②：実構造物の鉄筋破断はどのように発生するのか

課題③：鉄筋破断が生じる鉄筋はどのようなものか

課題④：発生したひび割れや断面変形は長期的にどのように進行するのか

## 1. 2 本研究の進め方

ASR 劣化構造物の劣化評価を適切に実施するためには、ASR により劣化した実構造物の調査データを入手し、構造物の長期劣化性状を分析することが重要と考えられる。また、鉄筋損傷現象に関しては ASR によるひび割れ損傷データに加えて、実構造物における鉄筋の破断やき裂の状態を詳細に把握することが重要であり、鉄筋破断メカニズム解明に重要な役割を果たすと考えられる。

したがって、本研究では課題①については、鉄筋破断が生じた竣工後 20 年程度経過した ASR 構造物点検・調査データ、課題②については、模擬供試体による室内実験から得られた実験結果をもとに詳細な分析を行う、課題③及び④については、実構造物から採取した鉄筋の形状、化学成分などの試験結果、模擬供試体による長期暴露実験から得られたデータをもとに詳細な分析を行う。

まず、課題①については、竣工後 20 年程度経過し劣化が著しいと判断された橋脚を対象として、構造物の性能照査に必要な調査データ（ひび割れ図、鉄筋破断位置、コアの圧縮強度試験結果）の入手を行った。鉄筋破断とひび割れ性状との関係を明確にし、破断鉄筋の発生分布状況から鉄筋破断のパターン化を行った。課題②については、模擬供試体による室内実験からコンクリートの劣化現象および鉄筋破断の再現を試み、鉄筋破断メカニズムの検討を行った。課題③については、使用鉄筋の品質や物理特性の試験を行い、破断要因となり得る特徴的な因子を定量的に評価した。課題④は、模擬供試体の長期暴露実験から外観変形の経時変化、内部・外観ひび割れの関係性に関する検討を行った。

### 1. 3 本研究の構成

本研究は、ASR 構造物における鉄筋破断状況の調査分析、模擬供試体による鉄筋破断の再現実験、鉄筋の品質や物理特性を基にした要因分析から、鉄筋破断現象の解明に関して取りまとめたもので7章より成っている。

図-1.1 に研究全体のフローを示し、それぞれの章の概要について以下に述べる。

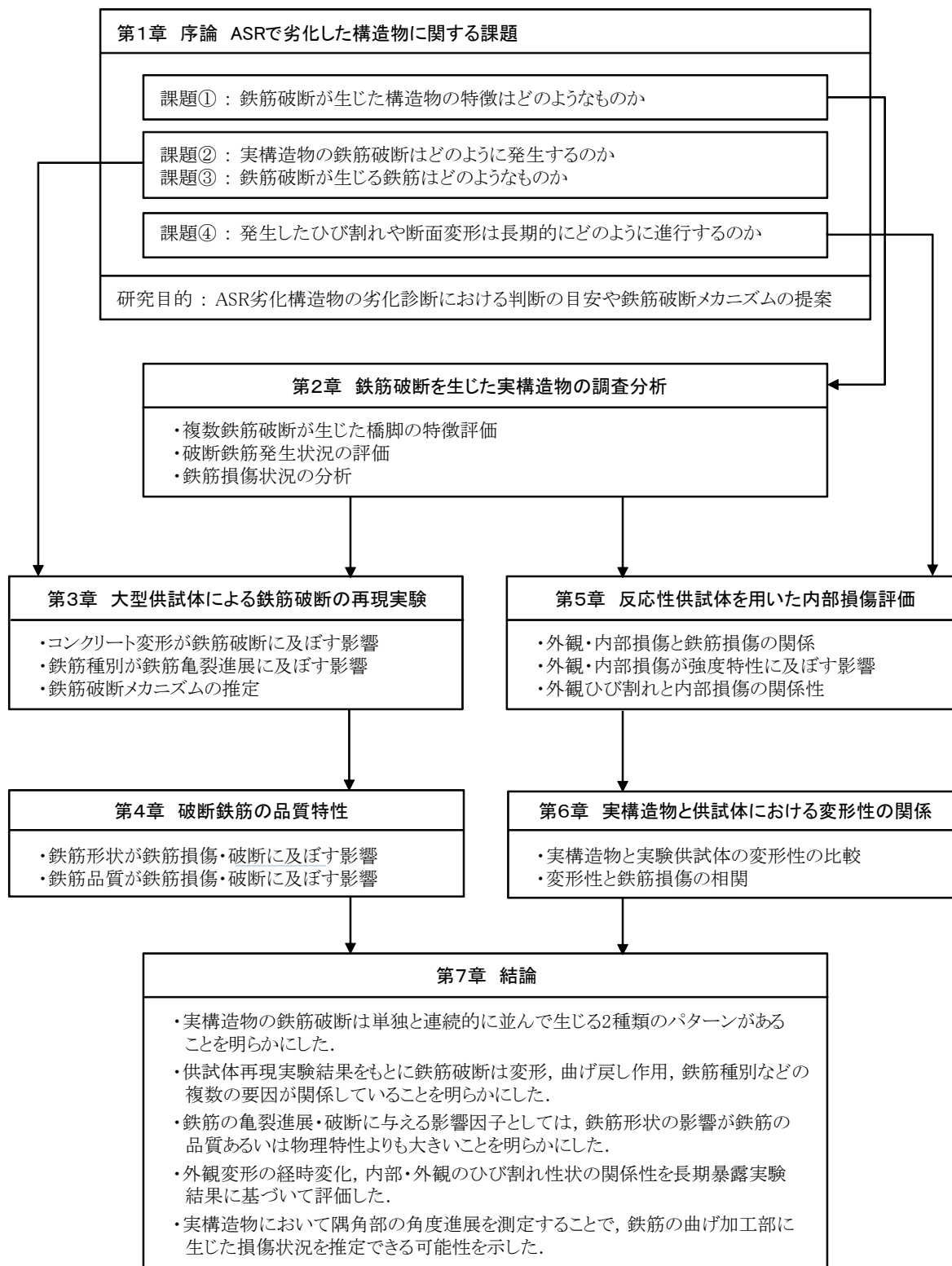


図-1.1 本研究フロー



第1章【序論】では、研究を実施するに至った研究背景と ASR 構造物での鉄筋破断メカニズムを検討する課題、および研究目的について述べた。

第2章【鉄筋破断を生じた実構造物の調査分析】では、鉄筋破断が生じた竣工後 20 年程度経過した ASR 構造物を対象とし、鉄筋破断に着目した構造物の特徴分析を行った。その結果、複数本の鉄筋破断が生じた橋脚では、幅 2.0mm 程度以上の最大幅を有する特徴的なひび割れ損傷が確認された。また、破断鉄筋の発生分布状況から単独で鉄筋破断が生じている箇所と大きなき裂あるいは破断の生じた鉄筋が連続的に並んで確認される箇所の 2 種類のパターンがあることを明らかにした。

第3章【大型供試体実験による鉄筋破断の再現】では、実構造物を模擬した 1/4 スケール供試体による鉄筋破断の再現実験により、鉄筋破断メカニズムに関する検討を行った。評価は膨張量、帯鉄筋比、鉄筋種別(旧基準鉄筋と現行鉄筋)、帯鉄筋の曲げ加工半径をパラメータとし、中空部に膨張コンクリートを用いて内部から膨張圧を加える室内実験によって行った。その結果、供試体には丸く膨らむ変形が生じ、帯鉄筋が曲げ戻し作用を受けるため、鉄筋曲げ加工部内側に比較的大きな初期き裂を伴う旧基準鉄筋ほどき裂進展が著しく大きくなることを確認した。それより、鉄筋破断は ASR 膨張による変形、帯鉄筋の曲げ戻し作用、鉄筋種別などの複数の要因が関係し発生していることを明らかにした。

第4章【破断鉄筋材料試験】では、数種類の鉄筋を対象に、品質および物理特性の面から鉄筋破断の要因に関する検討を行った。その結果、シャルピー衝撃試験、成分分析からは鉄筋破断、き裂進展に結びつく要因は確認されなかった。再現実験において破断が生じた鉄筋は旧基準鉄筋の竹節であり、形状の特徴として節が高く、節の変化率が急激であることが確認された。ことから、鉄筋のき裂進展あるいは破断に与える影響因子としては、鉄筋の品質あるいは物理特性よりも鉄筋形状のほうが大きく影響を及ぼすことを明らかにした。

第5章【反応性供試体を用いた内部損傷評価】では、実構造物を模擬した 1/8 スケール供試体の長期暴露実験により、外観変形の経時変化、劣化度大における内部、および外観のひび割れ性状を詳細に観察し、両者の関係性に関する検討を行った。供試体の外観から、ひび割れは拘束軸方向に沿って卓越するとともに、供試体は丸く膨らむ変形を示し、配筋条件下における ASR 劣化の特徴を再現していることを確認した。さらに、供試体切断断面における内部劣化性状の観察結果より、内部のひび割れは骨材周辺において骨材粒子の形状に依存したランダムなものとして観察され、一方、かぶり部分のひび割れは供試体表面に対して直行する方向が卓越していることを明らかにした。

第6章【実構造物と供試体における変形性の関係】では、アルカリ骨材反応が生じている橋脚の外観変形を、模擬実験供試体の変形計測結果と比較することで、実構造物内部における鉄筋損傷を推定する手法について検討した。実構造物の変形は、隅角部から梁高さ中央付近に向けて変形量が小さくなり、隅角部近傍に着目すると角度進展が生じていることを確認した。ま

た，実構造物において隅角部の角度進展を測定することで，鉄筋の曲げ加工部に生じた損傷状況を推定できる可能性を示した．

第7章【結論】では，本研究で得られた結論を各章ごとにとりまとめている．

## 第1章の参考文献

- [1.1] 近藤泰夫，北川欽一：アルカリ・骨材反応に関する研究，セメント技術年報，Vol.5，pp.379-398，1951
- [1.2] 村田清逸，関慎吾，藤木洋一：アルカリ骨材反応を起こしたコンクリートの一例，セメント・コンクリート，No.220，pp.7-13，1965
- [1.3] 有泉昌：コンクリート用骨材の問題点，粘土科学，Vol.19，No.2，pp.41-55，1979
- [1.4] 阪神高速道路公団，(財) 阪神高速道路管理技術センター：アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会報告，昭和61年9月
- [1.5] 阪神高速道路公団：コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説，1989
- [1.6] 建設省：建設省総合開発プロジェクト「コンクリートの耐久性向上技術の開発」，1986
- [1.7] K. takeo, H. Matsushita, Y. Matsufuji and T. Sato: Surveys and repairs of AAR-damaged concrete Structures, proceedings of the 10<sup>th</sup> international Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, pp.1049-1055, 1996
- [1.8] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，コンクリートライブラリー124，2005.8
- [1.9] 鳥居和之，小川洋之，樽井敏三：ASRにより破断した鉄筋の調査，ASRによる鉄筋破断のメカニズムと対策特別講演会（金沢大学），2005

## 第2章 鉄筋破断を生じた実構造物の調査分析

### 2. 1 はじめに

ASRによるコンクリート構造物の顕著な劣化事例において、鉄筋の曲げ加工部が破断している事例が報告され、特にASR劣化が激しい構造物において、内部で20本以上の鉄筋破断現象が確認されている。

複数の鉄筋破断が生じた現象に関する研究は、鳥居ら[2.1]は、フーチングの端部で鉄筋がすべて破断していた構造物を対象に、採取した破断鉄筋の破面観察を行っている。破面観察の結果、破断鉄筋では伸びの形跡が見られず脆性的に破断していたことから、ASRによる膨張で、曲げ加工内側に発生したき裂が進展し、その後、急速に破断に至ったとしている。さらに、長期に膨張作用が加わった場合には、最終的に破断鉄筋周辺から連続的な破断が起きると推測している。

ここでは、全国で鉄筋破断が生じた構造物の調査履歴などから、複数の鉄筋破断が生じた橋脚を抽出し、複数の鉄筋破断が生じた橋脚の特徴把握および鉄筋形状と鉄筋損傷の関係分析を行った。さらに、抽出橋脚の梁隅角部を対象に、破断鉄筋の発生状況の検討を行った。

### 2. 2 対象構造物の概要

ASRによって構造物内の鉄筋が破断する事例が発見され、ASRによる構造物の長期劣化が問題視されたため、1999年に旧建設省が全国的なコンクリート構造物の劣化状況を把握するための調査を行った。全国から構造物種類、竣工年代、地域などが均一になるように抽出した調査対象2099構造物のうち、ASRを生じている構造物が全体の1%強の22基が確認された。鉄筋破断が確認されたのは、全国で約30の構造物である。図-2.1に、著者らが把握しているASR判定橋脚と鉄筋破断を生じた橋脚数を示す。鉄筋破断は、今回の調査対象3基、関西地区・能登有料で各5基、沖縄で1基となっている。

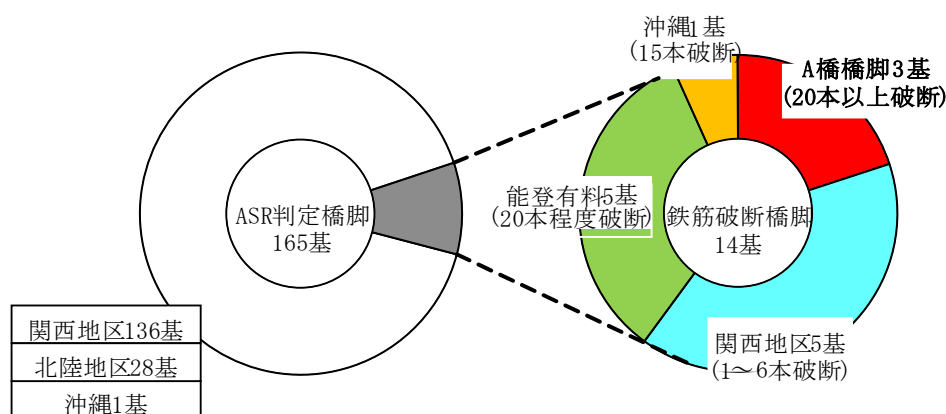


図-2.1 鉄筋破断橋脚数

写真-2.1, 図-2.2 に, 本研究で分析対象とした橋梁を示す. A 橋は, 昭和 47 年完成した一級河川に架かる 2・2・3 径間の鋼下路式単純ワーレントラス橋で, 橋脚は張出式小判型の RC 橋脚 6 基である. 各橋脚の外観は, 写真-2.2~2.7 に示す.

ASR によるひび割れが発生した時期は不明であるが, 平成元年 (建設後 17 年) にその躯体全面にひび割れが顕在化したため, 総合開発プロジェクトに基づくエポキシ樹脂によるひび割れ注入および表面被覆による補修が実施された. この補修により, 連続トラス中間支点の橋脚はその後健全性を保持しているが, 掛け違い部がある P2 および P4 橋脚では, 補修後約 5 年が経過した頃から, 路面排水などの影響と考えられるひび割れが表面被覆上に顕在化するなど, 再劣化の進行が確認された. P2 および P4 橋脚は, 打ち換え時に複数箇所連続的な鉄筋破断が確認されている.



写真-2.1 A 橋全景

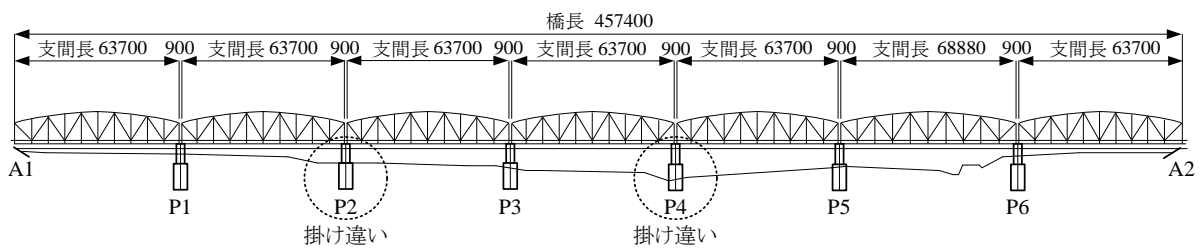


図-2.2 A 橋の全体側面図



写真-2.2 P1 橋脚 外観



写真-2.3 P2 橋脚 外観



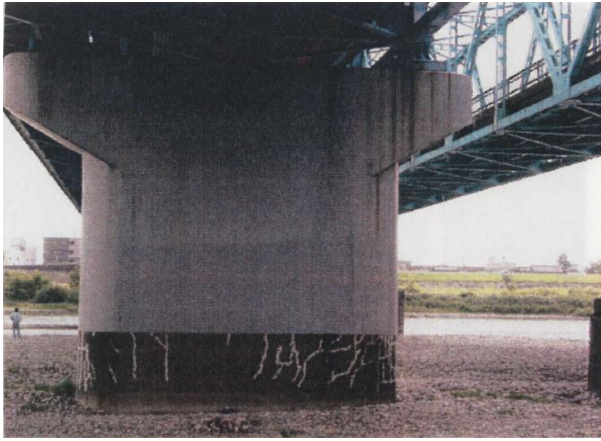


写真-2.4 P3 橋脚 外観



写真-2.5 P4 橋脚 外観



写真-2.6 P5 橋脚 外観



写真-2.7 P6 橋脚 外観

### 2. 3 対象構造物の損傷状況

図-2.3 に分析対象とする橋脚のひび割れ性状を示す。P2 橋脚は平成元年の補修後，平成 16 年調査時まで発生したひび割れ性状，P4 橋脚は平成元年の補修後，平成 17 年調査時まで発生したひび割れ性状を示している。図-2.3 より，補修が行われて 16 年程度経過した後でも，ひび割れが発生していることが確認できた。また，写真-2.8 に示すように，梁下部には幅 20mm 以上の特徴的なひび割れが発生していた。

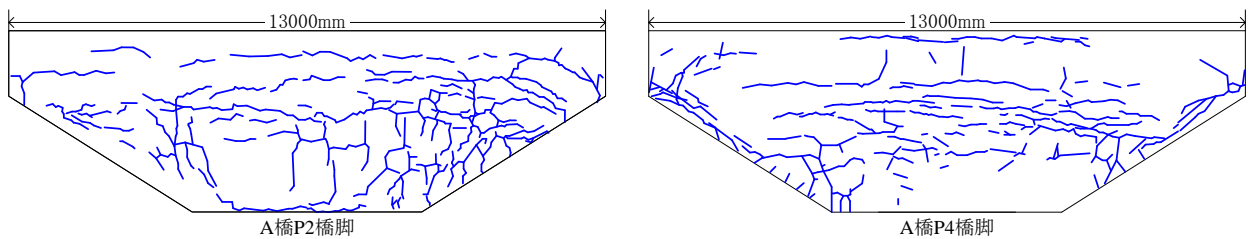


図-2.3 P2 および P4 橋脚のひび割れ性状

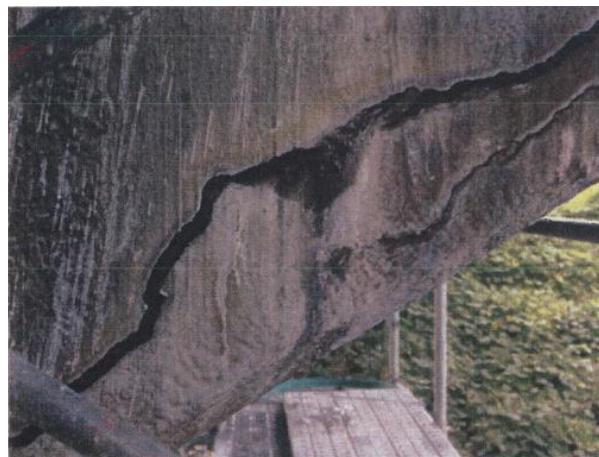


写真-2.8 梁下部に発生したひび割れ

写真-2.9 に分析対象とする橋脚の鉄筋損傷状況を示す。P2 および P4 橋脚のはつり出し調査時、写真に示すような鉄筋破断が確認されている。

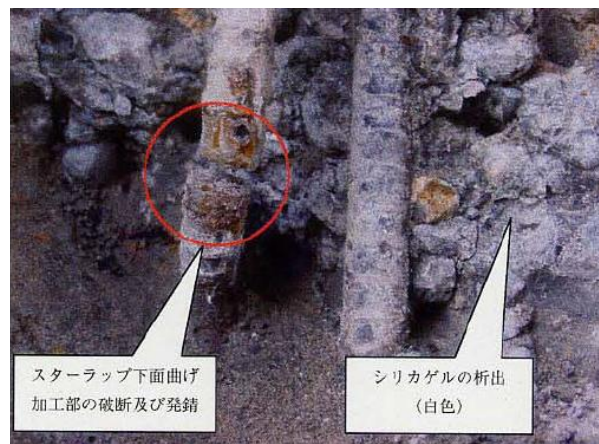


写真-2.9 鉄筋破断状況



## 2. 4 ひび割れに着目した損傷特性の評価

ASR 構造物は建設後数年でコンクリート表面に膨張によるひび割れが発生し、長期的に進展していくことが既往の調査報告で知られている。しかし、外観のひび割れが長期的にどのように進行するのか、鉄筋曲げ加工部の破断、コンクリートの力学的特性の低下といった ASR による劣化との関係については不明確な点が多い。また、外観のひび割れ損傷度を定量的に評価する手法は十分に確立されていないため、外観のひび割れから適切に維持管理する指針も明確に定まっていないのが現状である。

ここでは、構造物のひび割れ損傷状況の分析から鉄筋破断との関係性を求めることで、外観観察から構造物内部で生じている鉄筋破断（破断本数や連続性）把握の可能性について検討を行った。分析は、対象とする A 橋橋脚の中で鉄筋破断本数が多く、調査により経年的なひび割れ損傷状況が記録されている P2 橋脚を選定した。

### 2. 4. 1 分析対象橋脚のひび割れ損傷状況

図-2.4 に P2 橋脚のひび割れ損傷状況を示す。図中には、平成元年と平成 16 年の調査時において確認されたひび割れ発生状況を示している。図-2.4 に示すように、ひび割れ方向は、水平、鉛直方向共にほぼ同程度である。また、ASR 劣化の特徴である主鉄筋方向のひび割れは、橋脚水平方向（主筋に対して  $0\sim 45^\circ$  の範囲）における幅  $0.2\text{mm}$  以上のひび割れを対象としたひび割れ密度が、平成元年時の調査で  $1.42\text{m}^2/\text{m}^2$ 、平成 16 年時の調査では  $1.37\text{m}^2/\text{m}^2$  であった。

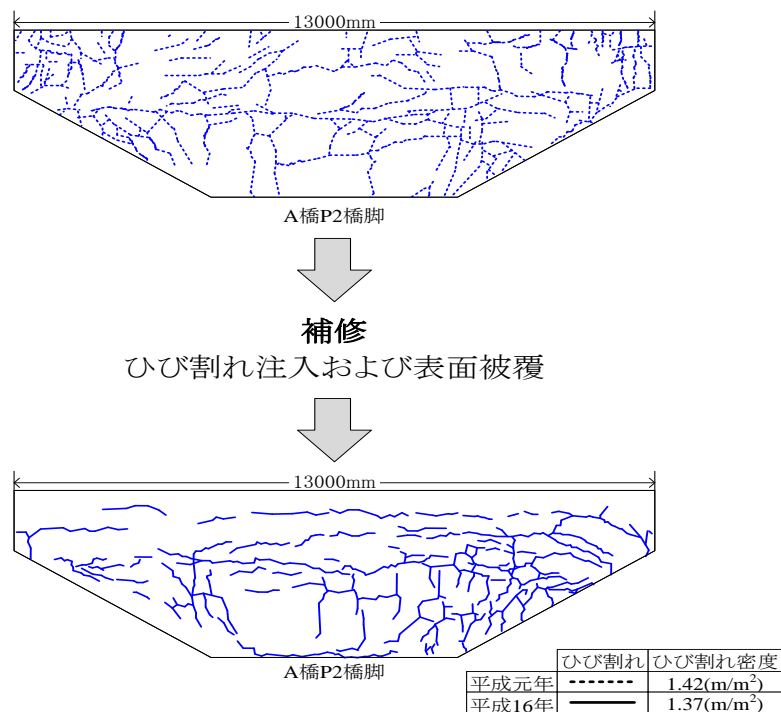


図-2.4 P2 橋脚のひび割れ損傷状況

## 2. 4. 2 ひび割れの経年変化

### (1) 累積ひび割れ密度の算出手法

橋脚の ASR による劣化度を定量的に評価するために、定期点検や補修時の調査で作成されているひび割れ損傷図を用いて、経年的なひび割れ密度を算出した。図-2.5 に累積ひび割れ密度の算出方法を示す。ASR を生じた実橋脚の多くは、予防保全の観点からひび割れ注入および表面保護工による補修が実施されているが、その後も膨張が進展し、補修塗膜上に再びひび割れの発生が確認されている場合もある。したがって、経年的なひび割れ損傷度を把握するために補修後に発生する新たなひび割れ密度を累積することで、ひび割れ幅を考慮した劣化度評価を行った。対象ひび割れは、ひび割れ幅 0.2mm 以上に着目した。

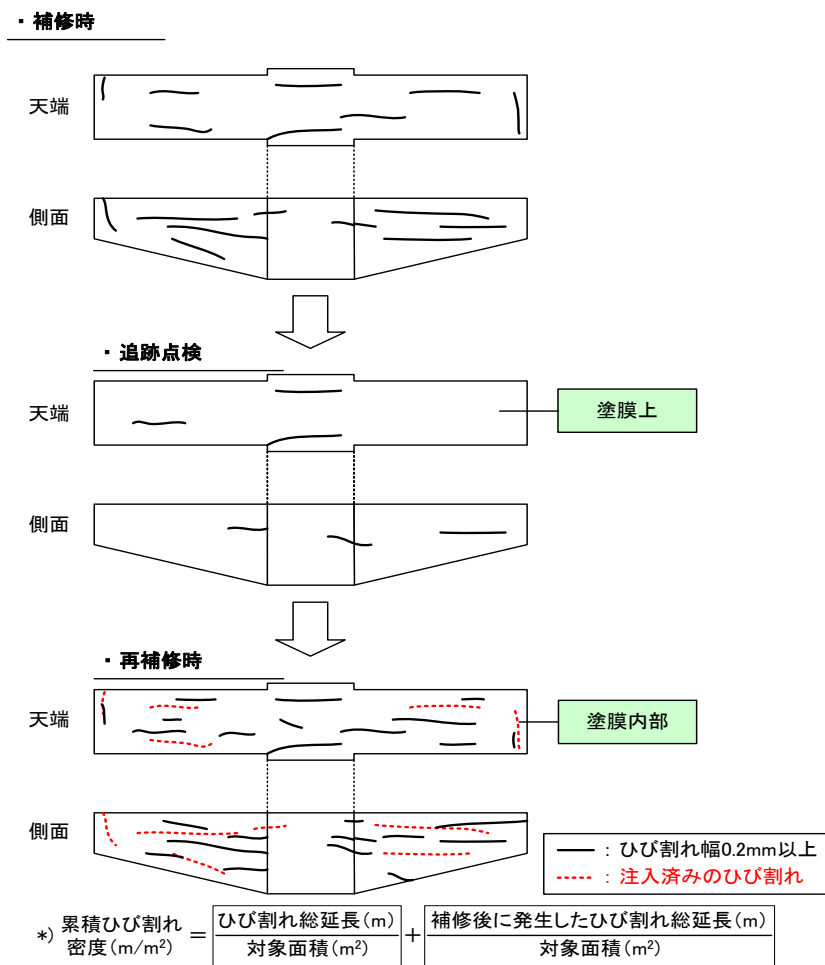


図-2.5 外観ひび割れからの累積ひび割れ密度の算出方法



## (2) 累積ひび割れ密度と鉄筋破断の関係

定期点検や補修時の調査で作成されているひび割れ損傷図を用いて、ひび割れ密度の経年変化として累積ひび割れ密度を算出した。図-2.6に、A橋P2橋脚および関西地区の橋脚21基における累積ひび割れ密度の経年変化を示す。対象ひび割れは、橋脚梁部に発生した幅0.2mm以上のひび割れである。ここでは、ASR劣化の特徴である水平方向のひび割れに加え、鉛直方向のひび割れを考慮した全方向ひび割れを対象としている。

鉄筋破断が確認された橋脚6基を実線、鉄筋破断が確認されなかった橋脚16基を破線として図に示した。図より、鉄筋破断が確認されたP2橋脚と関西地区の橋脚併せて6基は累積ひび割れ密度の最終値がほぼ $1.0\text{ m}^2/\text{m}^2$ 以上となっている。しかし、鉄筋破断が確認されなかった橋脚16基についても累積ひび割れ密度の最終値は平均で $3.07\text{ m}^2/\text{m}^2$ となり、ほぼ同程度もしくはそれ以上進展した橋脚も見受けられる。この結果から、全方向のひび割れを対象とした累積ひび割れ密度と鉄筋破断との関係性は低いことが示された。

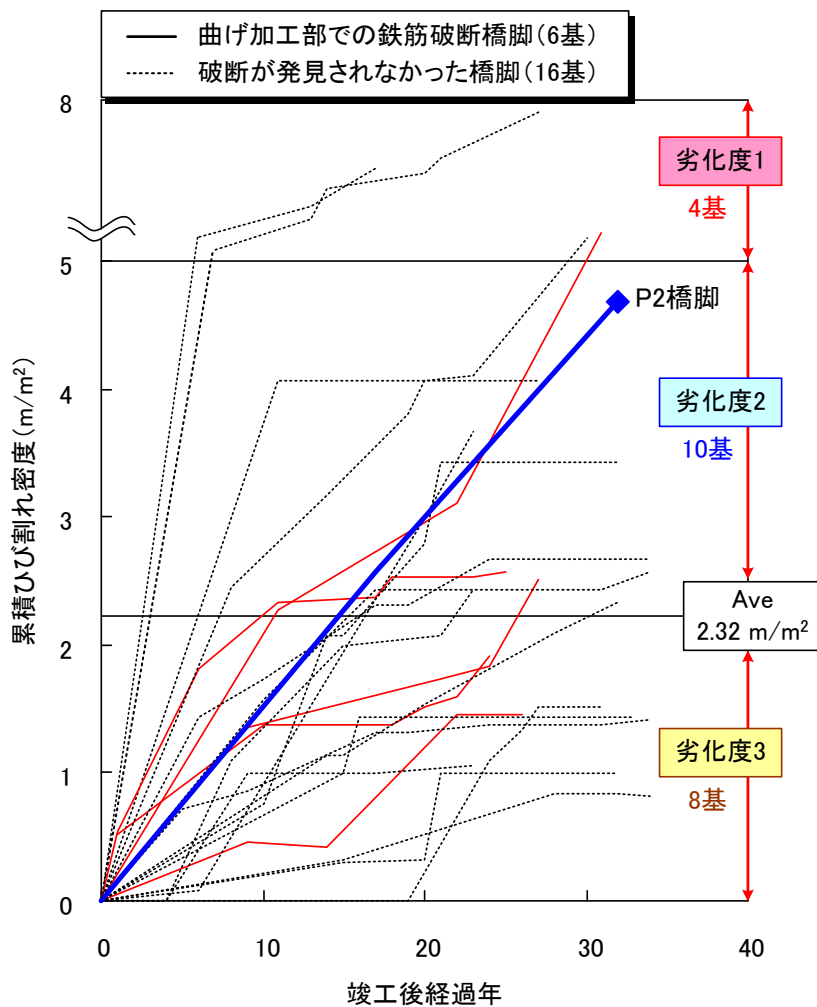


図-2.6 累積ひび割れ密度の経年変化

次に、鉄筋破断がひび割れの発生方向に影響を及ぼすと考え、P2橋脚における方向別のひび割れ密度と鉄筋破断の関係性について検討を行った。検討は、主鉄筋に沿った水平方向のひび割れとスターラップに沿った鉛直方向のひび割れから、それぞれの累積ひび割れ密度最終値の割合を算出した。

図-2.7に、P2橋脚と関西地区の橋脚4基の累積ひび割れ密度最終値の割合を併せて示す。図-2.7より、P2橋脚における水平方向ひび割れの割合は65%、鉛直方向ひび割れの割合は35%であった。関西地区の橋脚を対象に、RC橋脚とPC橋脚それぞれに発生したひび割れの方向について分析が行われている。その結果、RC橋脚の水平方向ひび割れの割合は約60~70%、PC橋脚の水平方向ひび割れの割合は約85~95%となっている。さらに、主鉄筋に沿った水平方向とスターラップに沿った鉛直方向の累積ひび割れ密度最終値の割合は、RC橋脚とPC梁橋脚のそれぞれで同様の傾向を持つことが確認され、水平ひび割れは、RC橋脚よりもPC梁橋脚において発生する割合が大きいことが報告されている。

P2橋脚のひび割れ発生の傾向は関西地区のRC橋脚と同様に、水平方向ひび割れの割合が約60~70%程度であったが、破断橋脚と未破断橋脚において方向別のひび割れ密度に大きな差は認められなかった。

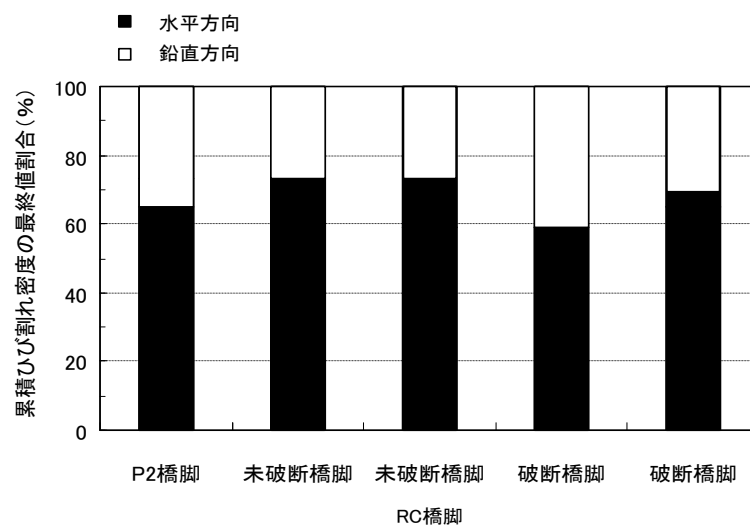


図-2.7 累積ひび割れ密度の経年変化

## 2. 5 鉄筋破断箇所に着目した損傷特性の評価

破断橋脚のひび割れについて、橋脚全体のひび割れ損傷を用いて比較した分析では、鉄筋破断の有無や鉄筋破断の本数に関わらず橋脚全体にひび割れが発生し、破断橋脚でひび割れの進展が顕著になるといった明瞭な傾向を確認することが出来なかった。

ここでは、複数の鉄筋破断を生じた箇所では、特徴的なひび割れ性状が発生すると考え、P2橋脚梁部の鉄筋破断箇所と未破断箇所のひび割れ密度、最大ひび割れ幅に着目した検討を行った。

### 2. 5. 1 分析範囲の設定手法

分析範囲の設定は、既往の研究[2.3]を参考に図-2.8に示す手法を用いた。まず、複数の鉄筋破断位置を挟む2面（側面、上面）から、側面長  $a$ 、上面長  $b$  をそれぞれ算出し、それぞれの1/2長さ（側面長  $a/2$ 、上面長  $b/2$ ）を主鉄筋直角方向の分析範囲長とした。次に、側面長  $a$  と上面長  $b$  を比較した際に大きい長さを主鉄筋方向の分析範囲長とし、範囲内に発生したひび割れについて分析を行った。また、未破断箇所についても、破断箇所と同様に分析範囲の設定を行った。

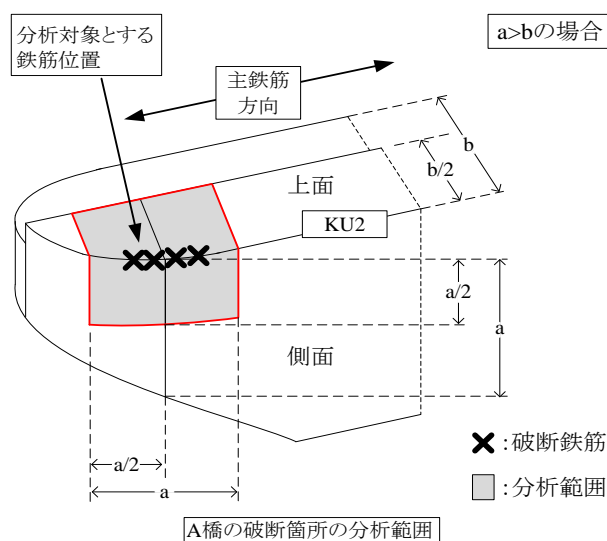


図-2.8 ひび割れ分析範囲

### 2. 5. 2 ひび割れ密度とひび割れ幅の関係

図-2.9にP2橋脚の範囲内における累積ひび割れ密度ならびにひび割れ幅の経年変化を示す。なお、検討は、平成元年と平成16年に実施された調査結果を基に算出している。鉄筋破断箇所における累積ひび割れ密度の経年変化を見ると、梁上部での鉄筋破断箇所では  $0.90\text{m}^2$  から  $2.32\text{m}^2$  に増加し、梁下部での鉄筋破断箇所では  $0.91\text{m}^2$  から  $1.33\text{m}^2$  に増加しており、経年変化において若干の相違が見られた。

2つの未破断箇所では  $1.47\text{m}^2$  から  $2.78\text{m}^2$ 、 $1.81\text{m}^2$  から  $3.68\text{m}^2$  となり、平成元年および平成16年時において破断箇所より大きい累積ひび割れ密度であった。

次に、最大ひび割れ幅に着目すると、梁上部の破断箇所ならびに未破断箇所においては同等の値であったが、写真-2.10 に示す梁下部の鉄筋破断箇所においては、平成 16 年時に最大ひび割れ幅が 20mm と特徴的と思われるものが計測された。なお、鉄筋の破断時期と時系列的なひび割れ幅の拡大時期を特定することが難しいことから、今回得られた幅 20mm のひび割れは、連続的な鉄筋破断と直接関係するとは断定できなかった。

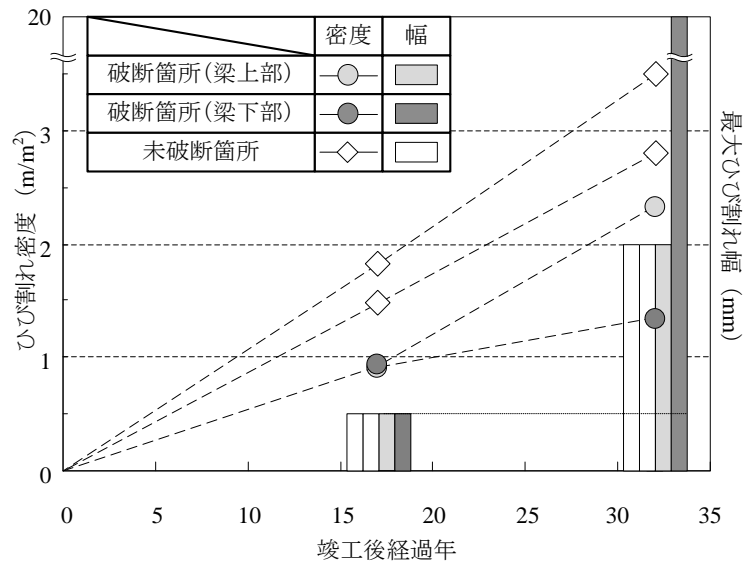


図-2.9 P2 橋脚におけるひび割れ密度とひび割れ幅



写真-2.10 幅 20mm のひび割れ発生箇所

P2 橋脚の鉄筋破断箇所に着目し、ひび割れ損傷状況との関係性について検討した結果、最終調査時点において、P2 橋脚梁下部に特徴的とも思われる最大ひび割れ幅が計測された。ここでは、関西地区の 4 橋脚、ならびに既往の研究[2.2]で検討された橋脚の中から、複数の鉄筋破断が生じた北陸地区の F 橋脚（図-2.10、図-2.11 参照）も加えて、橋脚ごとの鉄筋破断箇所におけるひび割れ損傷状況の差異について検討を行った。なお、F 橋脚は、経年的なひび割れ計測値がない橋脚であるが、ひび割れ損傷状況の最終値を検討対象とするため、本節の比較対象として加えたものである。

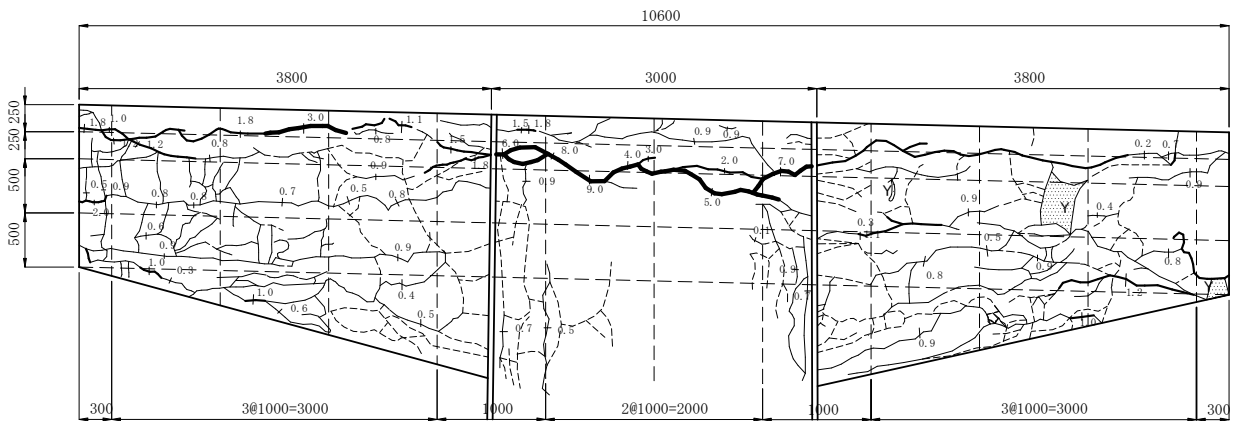


図-2.10 F 橋脚におけるひび割れ発生状況

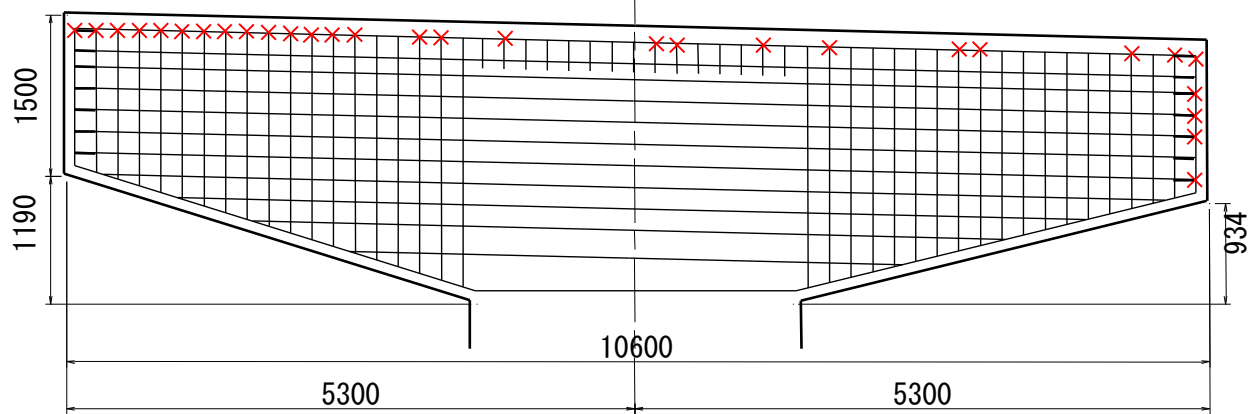


図-2.11 F 橋脚における鉄筋破断状況

図-2.12 に、5 橋脚の最大ひび割れ幅とひび割れ密度の関係を示す。図中では、橋脚ごとにマーカー種類を変え、未破断箇所は白抜きで示し、破断箇所については、複数の鉄筋破断が確認されている橋脚を黒塗り、1 本程度の鉄筋破断が確認されている橋脚を灰塗りで表記している。

図-2.12 より、すべてのプロット点を対象として最大ひび割れ幅とひび割れ密度に明確な相関性は認められなかった。

次に、橋脚ごとの破断箇所と未破断箇所との比較では、ひび割れ密度は、破断箇所が未破断箇所比べて一様に大きくなる傾向は見られず、橋脚ごとに異なる傾向を示すものと考えられる。破断箇所と未破断箇所の最大ひび割れ幅に着目すると、複数の鉄筋破断が生じた橋脚では、2.0mm 以上の最大ひび割れ幅を示し、他の橋脚と比べ若干大きな値を示している。また、対象とした A 橋 P2 橋脚では、20mm の最大ひび割れ幅が計測されたことも併せると、最大ひび割れ幅から鉄筋破断の有無を一意的に判断することはできないが、複数の鉄筋破断が生じている箇所では他の箇所と比較して大きく、場合によっては特徴的なひび割れが生じている可能性があるものと考えられる。

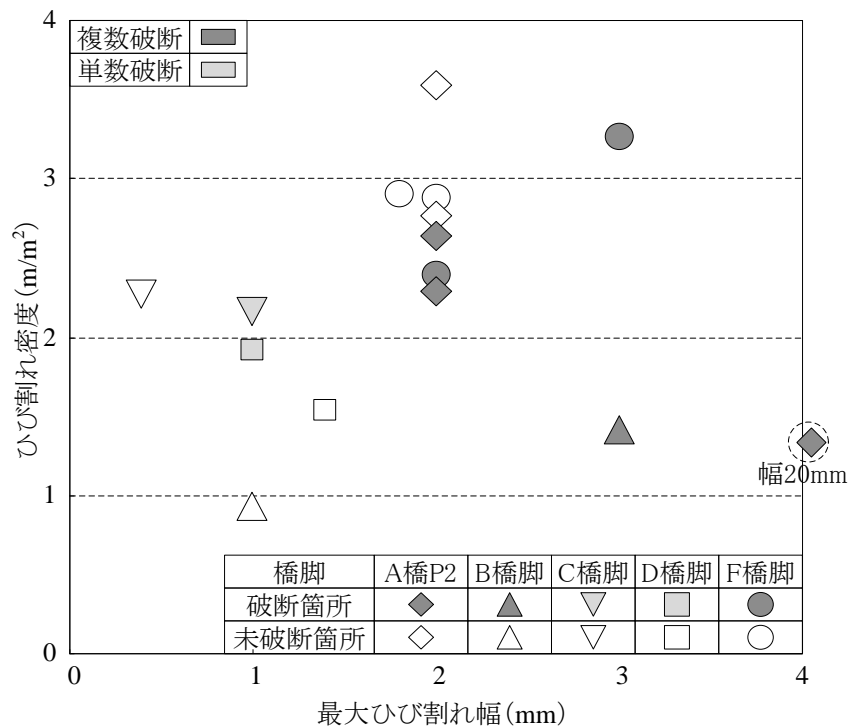


図-2.12 最大ひび割れ幅とひび割れ密度

## 2. 6 圧縮強度と累積ひび割れ密度の関係

複数の鉄筋破断が生じた P2 橋脚では、ASR の劣化により圧縮強度が低下すると考えられることから、累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係性について検討を行った。分析方法については、既往の研究[2.3]と同様の手法を用いた。図-2.13 に P2 橋脚から採取されたコア強度と累積ひび割れ密度の関係性について、既往の研究結果[2.4]と併せて示す。

既往の研究では、関西地区の対象橋脚全 21 基の累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係性について分析が行われている。その結果、膨張前の時点でのコア圧縮強度は、設計基準強度に対して 1.2 倍の値を示しているが、累積ひび割れ密度が  $1.0\text{m}^2$  を越えると圧縮強度の低下が設計基準強度を下回るような橋脚がみられ、圧縮強度は累積ひび割れ密度が大きくなるに従って線形的に低下するということが報告されている。

図より、P2 橋脚においても関西地区の橋脚と同様の傾向が得られたが、複数の鉄筋破断を生じた橋脚の特徴として、他の橋脚と同程度のひび割れ密度の場合でも圧縮強度が大きく低下する特徴は認められなかった。

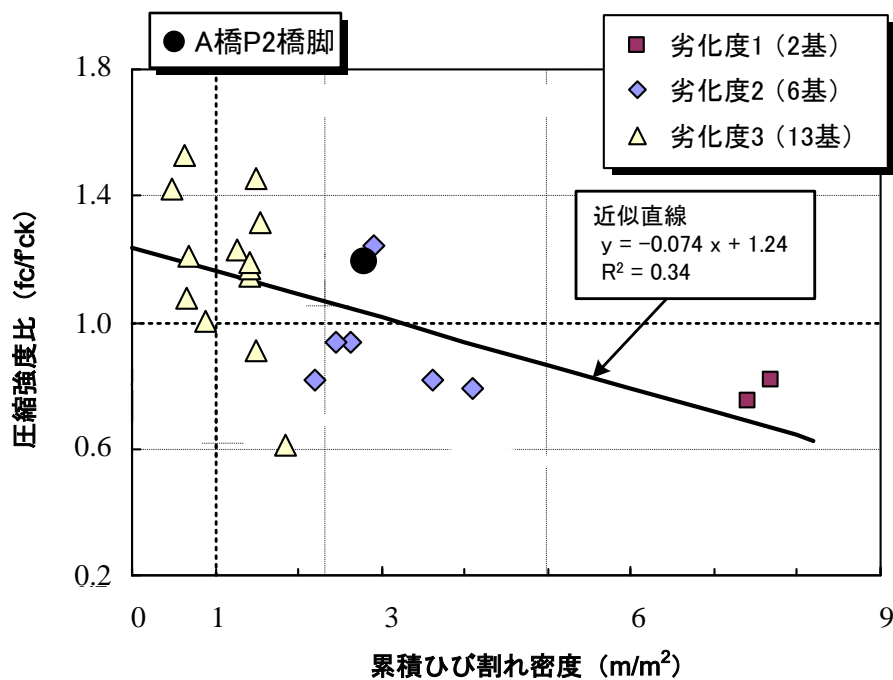


図-2.13 圧縮強度と累積ひび割れ密度の関係性

## 2. 7 鉄筋損傷に着目した評価

ここでは、対象構造物から採取された鉄筋をもとに、曲げ加工半径やき裂進展などの測定を行い、複数の鉄筋破断が生じる特徴について検討を行った。検討には、梁隅角部に配筋された鉄筋がすべて採取され、かつ配筋位置との対応が明らかとなっている P4 橋脚を検討対象とした。

### 2. 7. 1 実構造物の鉄筋損傷状況

図-2.14 に P4 橋脚梁部の鉄筋損傷状況を示す。図中(a)では、スターラップ(1)は掛違い部の鉄筋を、スターラップ(2)は梁部の鉄筋をそれぞれ示している。スターラップ(1)の隅角部をそれぞれ KU2, M, スターラップ(2)の隅角部をそれぞれ KU, TU, KL, TL とした。

P4 橋脚からはつり出した鉄筋について目視による外観観察を行い、写真-2.11 に示すように破断が確認された鉄筋を破断鉄筋、写真-2.12 に示すき裂が確認された鉄筋をき裂鉄筋、それ以外の鉄筋を健全鉄筋とした。各隅角部の調査結果を、図-2.14(b)に示す。図中の鉄筋損傷率は、式(2.1)により算出している。

$$\text{鉄筋損傷率} = \frac{\text{破断およびき裂本数}}{\text{調査本数}} \quad \dots \text{(式2.1)}$$

梁上部の鉄筋損傷率は、TU, KU, M, KU2 それぞれ 41%, 48%, 33%, 25% であり、梁上部の平均は 39.1% となった。梁下部では、TL, KL それぞれ 21%, 33% であり、梁下部の平均は 27% となった。以上の結果から、梁上部、梁下部共に 20~50% 程度の損傷を生じていることが分かった。

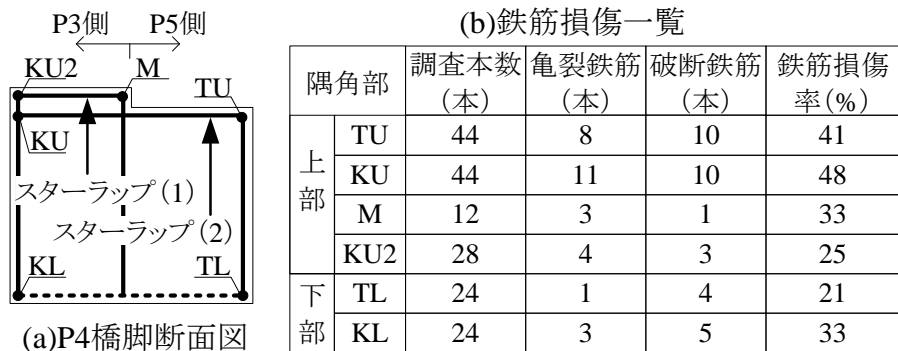


図-2.14 P4 橋脚の鉄筋損傷状況



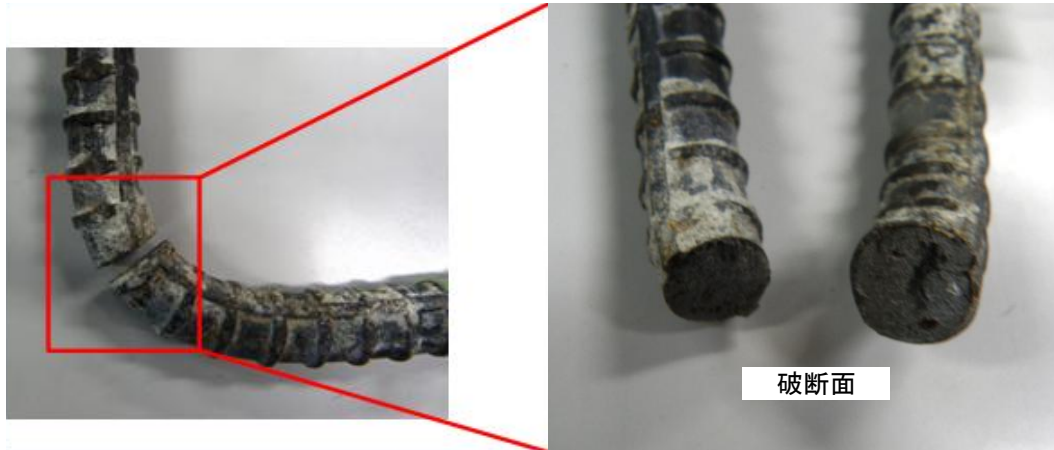


写真-2.11 外観から破断が確認できた鉄筋例

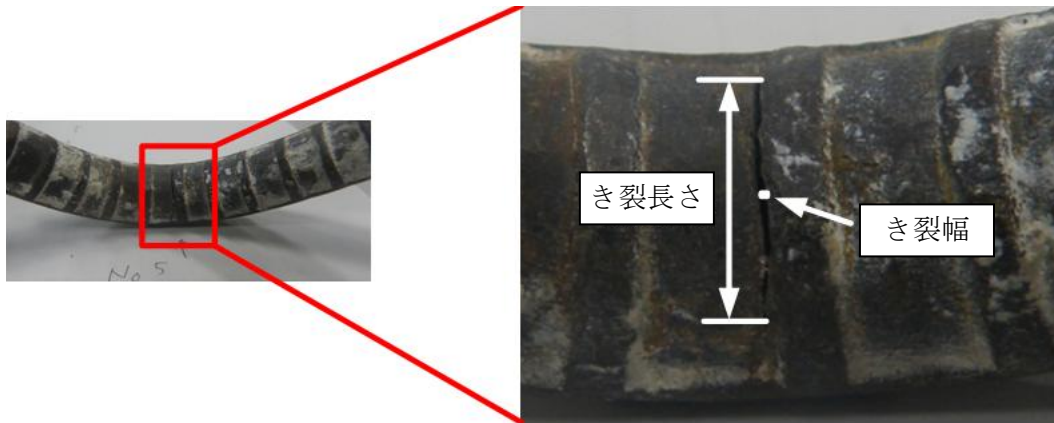


写真-2.12 外観からき裂が確認できた鉄筋例

## 2. 7. 2 曲げ加工半径に着目した分析

### (1) 曲げ加工半径の計測方法

既往の研究結果[2.5]より、曲げ加工半径が  $2.00d$  を下回ると鉄筋は損傷を生じやすいことが明らかにされている。複数の鉄筋破断を生じた橋脚に用いられた鉄筋の曲げ加工半径の特徴を把握するため、Rゲージと画像計測それぞれで曲げ加工半径の計測を行った。

図-2.15 に曲げ加工半径の測定方法を示す。計測は、図中 a に示す一般的に実施している Rゲージによる測定と、図中 b に示すデジタル画像から曲げ加工半径を画像計測の 2 方法で行った。写真-2.13 に示す Rゲージによる曲げ加工半径の測定では、複数の種類の Rゲージを曲げ加工部に当てることで、最も適合した Rゲージによる評価を行っており、本試験においては R が  $1.0\text{mm}$  ずつ変化する Rゲージを使用した。

画像測定に関しては、写真-2.14 に示す撮影した鉄筋の曲げ加工部の内径に沿って円を描き、その直径を計測して曲げ加工半径を測定した。また、曲げ加工部内側において節の形状が明確に判明する場合は節部分に沿って測定した。なお、破断鉄筋は破断面を合わせて曲げ加工半径の計測を行った。

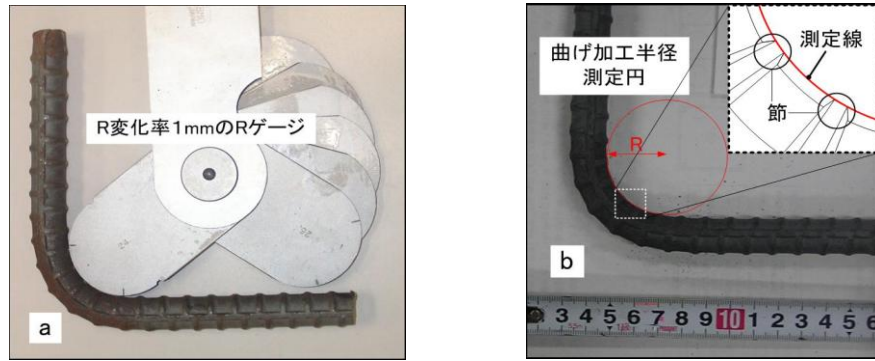


図-2.15 曲げ加工半径測定方法

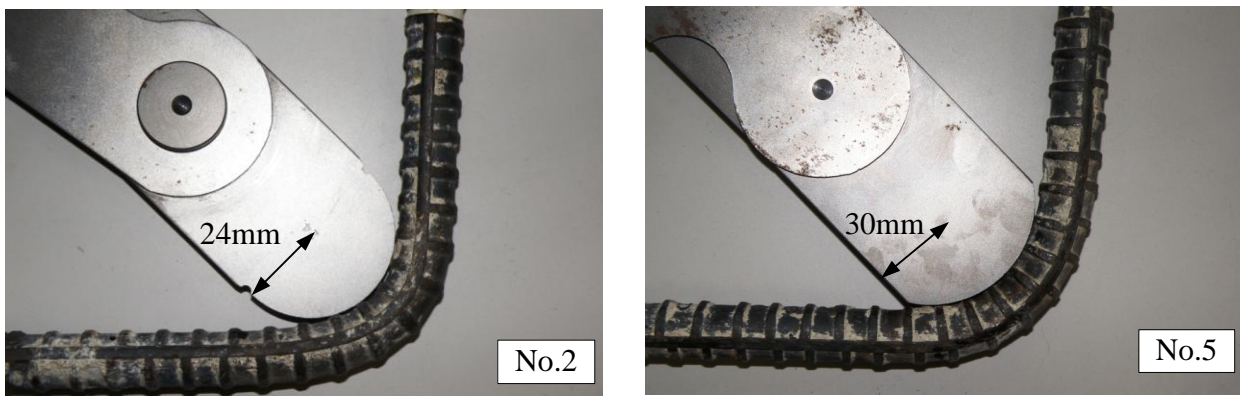


写真-2.13 Rゲージを用いた曲げ加工半径測定例

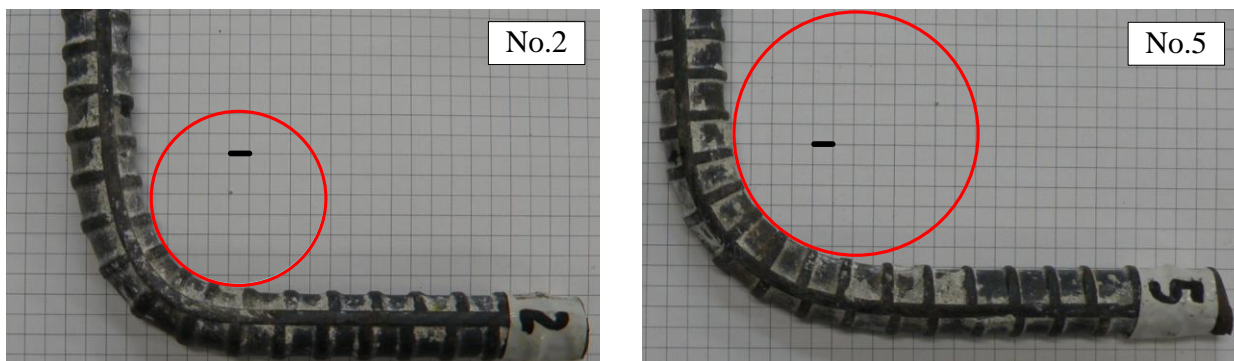


写真-2.14 画像計測を用いた曲げ加工半径測定例

## (2) 曲げ加工半径計測結果

図-2.16 に隅角部 TU からはつり出した鉄筋 44 本の曲げ加工半径計測結果を示す。R ゲージによる曲げ加工半径の測定結果の平均は 1.58d, 画像測定による曲げ加工半径の測定結果の平均は 1.52d となった。隅角部 TU の鉄筋曲げ加工半径は、ばらつきが見られるもののすべての計測結果について 2.00d を下回っているため、き裂や鉄筋破断が生じやすい鉄筋であることが認められた。

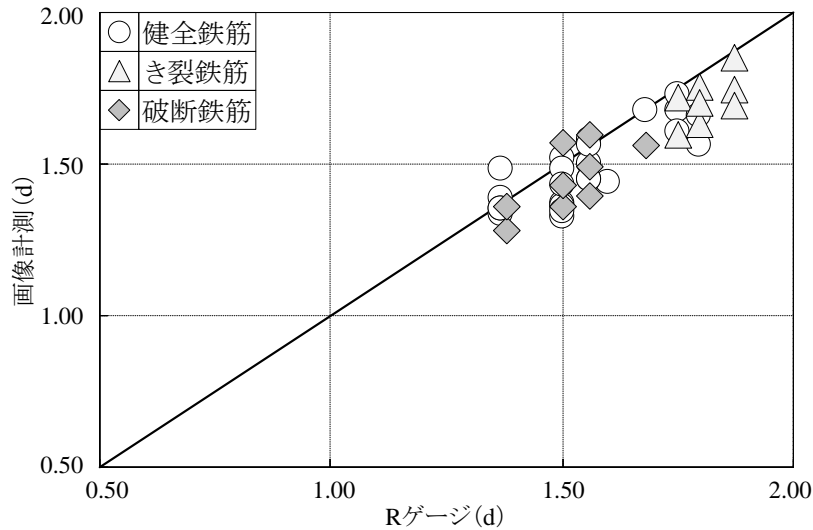


図-2.16 曲げ加工半径の計測結果

### (3) 曲げ加工半径と鉄筋損傷率の関係性

P4 橋脚において曲げ加工半径が複数のき裂や鉄筋破断に及ぼす影響について検討を行った。

図-2.17 に、鉄筋損傷率と曲げ加工半径の関係を示す。P4 橋脚の曲げ加工半径は 1.58d、鉄筋損傷率は 41%となった。ここで、JIS 規格の曲げ加工半径 2.00d を下回る場合には、鉄筋損傷が発生しやすいことが報告されており、P4 橋脚においてもき裂鉄筋が 8 本、破断鉄筋が 10 本と鉄筋損傷が発生しやすいといえる。

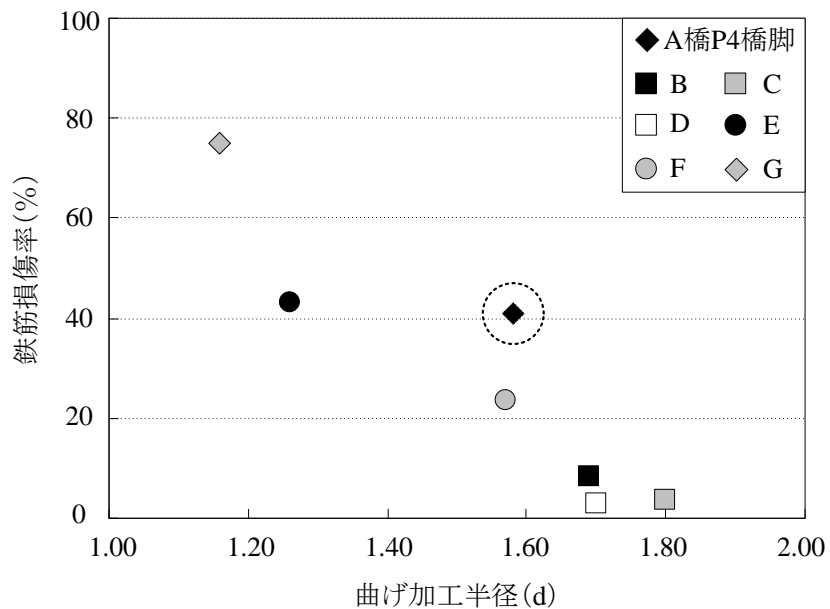


図-2.17 曲げ加工半径と鉄筋損傷率

### 2. 7. 3 配筋状況に着目した分析

配筋状況が鉄筋破断に与える影響を確認するため、破断鉄筋、き裂鉄筋が最も多い箇所に着目し、鉄筋の損傷状況を基に配筋との関係性について検討を行った。

図-2.18 に橋脚隅角部の鉄筋損傷状況を示す。図中の丸プロットは、橋脚からはつり出した鉄筋において目視観察による結果、破断が確認された鉄筋を破断鉄筋、き裂が確認された鉄筋をき裂鉄筋、き裂が確認出来なかった鉄筋を健全鉄筋としており、3種類のプロットを用いて、損傷状況を示している。

図-2.18 より、鉄筋損傷の傾向には2つのパターンが確認でき、1つは、図中(a)に示すように、破断鉄筋周辺の連続した鉄筋に破断やき裂が進展しているケース、もう1つは、図中(b)に示すように、破断やき裂が生じた鉄筋の隣に配筋された鉄筋が損傷していないケースである。そこで、破断鉄筋の片側が損傷（破断あるいはき裂）を生じた鉄筋の場合を複数損傷、破断鉄筋の両側が健全鉄筋の場合を単数損傷と定義した。今回対象としたP4橋脚において、複数損傷は梁端部で、単数損傷は梁中央部で発生している傾向が見られた。

P4橋脚の破断状況より、鉄筋破断には2つの損傷パターンが見られたことから、同橋梁の他橋脚においても同様の調査を行い複数損傷と単数損傷の割合について分析を行った。

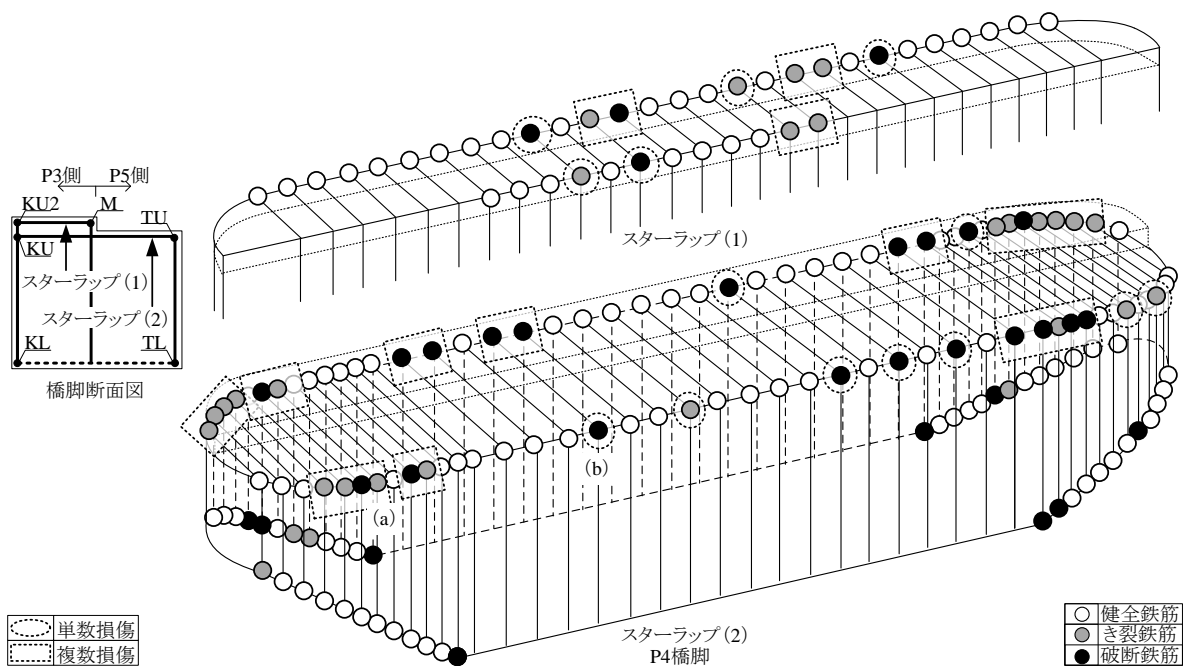


図-2.18 P4橋脚の鉄筋損傷状況

図-2.19 にP4, P2橋脚およびP6橋脚それぞれの隅角部の鉄筋損傷状況を示す。P4橋脚の隅角部TU（図中a）と比較するため、P4橋脚の隅角部KU2（図中b）、P2橋脚の隅角部TU（図中c）、P2橋脚の隅角部KU2（図中d）およびP6橋脚の隅角部TU（図中e）、P6橋脚の隅角部KU（図中f）を対象とした。

図より、鉄筋損傷は、単数損傷と複数損傷の2つの破断パターンが認められた。また、今回対象としたP4, P2およびP6橋脚それぞれにおいて、単数損傷は梁中央部で、複数損傷は梁端部で発生している傾向が見られた。

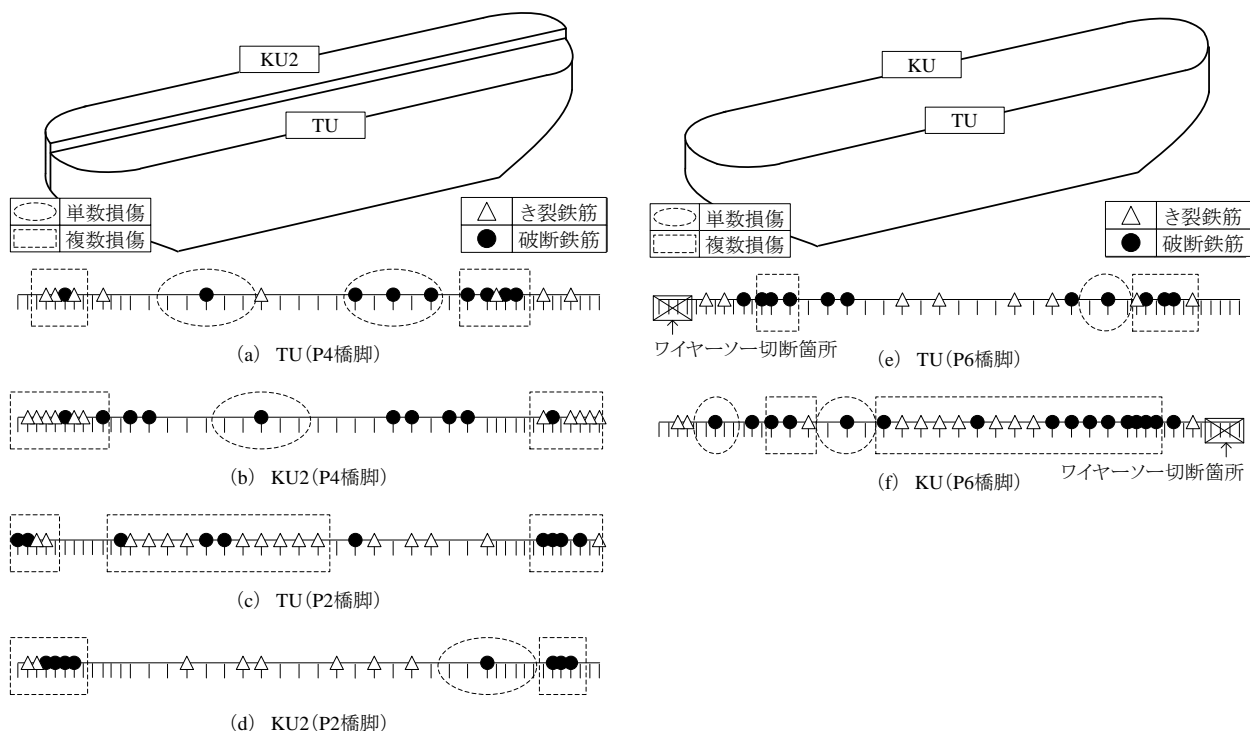


図-2.19 隅角部の鉄筋損傷状況

図-2.20 に鉄筋の損傷割合を示す。図に示すように、全鉄筋における破断鉄筋の割合は、P2、P4、P6 橋脚それぞれで、15.9%、18.8%、33.8%となっており、き裂鉄筋の割合は、P2、P4、P6 橋脚それぞれで、18.9%、20.3%、23.8%であった。以上のことから、P2、P4、P6 橋脚それぞれの鉄筋損傷状況については、き裂・破断鉄筋が全鉄筋の40~60%を占めていることが分かった。

次に、き裂・破断鉄筋における損傷パターンの割合について検討した。損傷割合の算出方法については、単独で損傷が生じた鉄筋本数をき裂・破断鉄筋本数で除した値を単数損傷割合、複数で損傷が生じた鉄筋本数をき裂・破断鉄筋本数で除した値を複数損傷割合としている。図に示すように、単数損傷の割合は、P2、P4、P6 橋脚それぞれで、17.4%、26.0%、26.1%であった。また、複数損傷の割合は、P2、P4、P6 橋脚それぞれで、82.6%、74.0%、73.9%であった。以上のことから、A橋における鉄筋損傷の多くは、複数損傷であることが分かった。

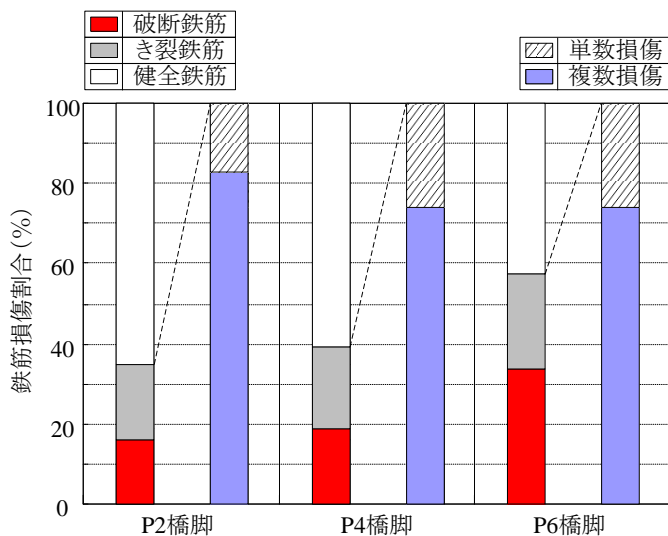


図-2.20 鉄筋の損傷割合

ここで、複数損傷の破断進展状況について以下のように推測した。図-2.21 に鉄筋破断の推定メカニズムを示す。図に示すように、鉄筋破断が生じた箇所では、周辺の鉄筋が拘束力を受け持つことになる。その後、劣化が進むにつれて破断鉄筋の両側から、き裂が徐々に進展し、最終的には連続的に破断に至るものと考えられ、既往の研究[2.1][2.6]においても同様の推測がされている。

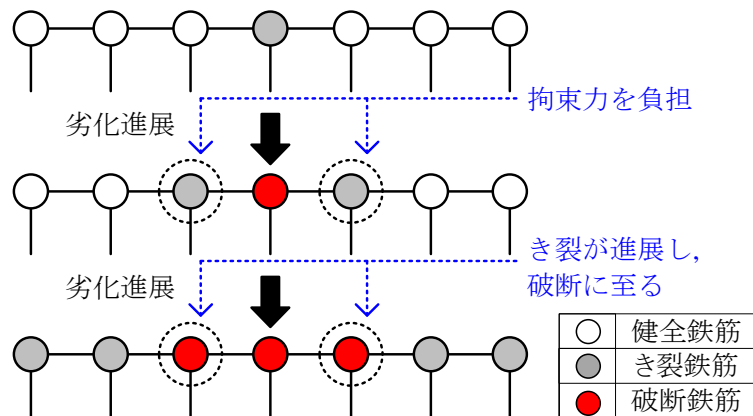


図-2.21 鉄筋破断の推定メカニズム

## 2. 8 まとめ

複数の鉄筋破断が生じた橋脚に着目し、ひび割れ損傷状況の詳細分析結果と鉄筋破断箇所との関係性、ならびに配筋状況から鉄筋破断の特徴について検討した。本検討で得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 橋脚梁隅角部において、複数の鉄筋破断が生じた橋脚で、幅 2.0mm 程度以上の比較的大きな最大ひび割れ幅を有する特徴的なひび割れ損傷状況が確認された。
- (2) 複数の鉄筋破断が生じた橋脚からはり出した鉄筋の曲げ加工半径は、ばらつきが見られるもののすべての計測結果が  $2.00d$  を下回っているため、き裂や鉄筋破断が生じやすい鉄筋であることが認められた。また、鉄筋損傷率と曲げ加工半径の関係は、既往の研究結果で示されている鉄筋損傷が発生しやすい曲げ加工半径  $2.00d$  以下と同じ傾向を示していた。
- (3) 鉄筋破断箇所の特徴を検討した結果、鉄筋破断が単独の鉄筋で生じている箇所と大きな鉄筋き裂および鉄筋破断が連続的に生じている箇所の 2 種類の破断パターンが確認された。2 種類の破断パターンの中でも、単数損傷は梁中央部で、複数損傷は梁端部で発生している傾向が見られた。

## 第2章の参考文献

- [2.1] 鳥居和之, 池富修, 久保善司, 川村満紀: ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 2, pp. 595-600, 2001. 7
- [2.2] 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASR による鉄筋損傷進展度に着目した大型供試体実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.891-900, 2010.3
- [2.3] 川島恭志, 幸左賢二, 佐々木一則, 眞野裕子: 実構造物における ASR 損傷度の定量評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.737-742, 2006.7
- [2.4] 川島恭志, 幸左賢二, 佐々木一則, 三浦正嗣: PC・RC 構造物の ASR 劣化度の定量的評価に関する一考察, 第 15 回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp101-106, 2006.10
- [2.5] 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗: ASR 実構造物の鉄筋損傷に着目した調査・検討, 構造工学論文集, Vol.54A, pp.723-730, 2008.3
- [2.6] 大代武志, 原田正彦, 中野政信, 中狭靖: コンクリート橋脚の ASR による再劣化と対策工法の選定, コンクリート工学, Vol. 44, No. 12, pp. 31-38, 2006. 12



### 第3章 大型供試体による鉄筋破断の再現実験

#### 3. 1 はじめに

ASR反応により劣化を生じたコンクリート実構造物において、内部からの膨張により鉄筋が曲げ加工部などで破断している事例が報告されている[3. 1]. この鉄筋破断に着目した破断メカニズムの研究については多くの事例がある. しかしながら, ASRの膨張圧による鉄筋破断が生じるほどの著しい内部劣化が, 外観におけるひび割れや部材変形などの外観劣化に与える影響については, 現在までに明らかとなっていない. また, 鳥居らの研究[3. 2][3. 3][3. 4]では, ASR膨張の再現を膨張モルタル, 膨張コンクリートを用いた100×100×400mmの供試体で模擬し, 軸方向に設置したコ型鉄筋の曲げ加工部内側は降伏ひずみを超える引張ひずみ, 外側は圧縮ひずみを生じているとしている. 興梠らの研究[3. 5]では膨張モルタルを用いて内部から膨張圧を加える実験を橋脚梁部の1/8スケール供試体で行い, 鉄筋破断を再現するとともに, 鉄筋曲げ加工部内側に発生した初期き裂深さが大きい旧節鉄筋ほど, 膨張圧を受けた後のき裂進展量が著しく大きくなることを明らかにしている. しかしながら, コ型形状または単数の帯鉄筋を用いて実験がされており, 複数の帯鉄筋を用い実配筋下を想定した供試体実験は数少ない.

ここでは, 旧節鉄筋を使用した大型中空供試体を作成し, 中空部分に膨張コンクリートを打設することでASR膨張を模擬し, 劣化が著しい状況を再現した実験を実施した. この供試体実験から, 鉄筋破断が外観劣化に及ぼす影響と鉄筋種別による鉄筋損傷度の違いを検討した.

#### 3. 2 実験概要

##### 3. 2. 1 モデル化

図-3.1に供試体モデルに使用した断面を示す. 供試体は鉄筋が損傷した場合, 構造物の耐力低下が最も懸念される柱部付け根付近の梁断面を抽出してモデル化を行った. モデル化断面は3,490×2,700mmであるが, 膨張圧が均等にかかるように正方形断面に変更し, 680×680mmの1/4スケール供試体を作製した.

また, 単純な構造にするためPCをRC換算したモデル橋脚の引張主鉄筋比0.95%とほぼ同様の値の1.03%を用いて, 供試体の各辺で膨張圧が均等になるよう配置した. その結果, 断面としては主鉄筋比3%となった.

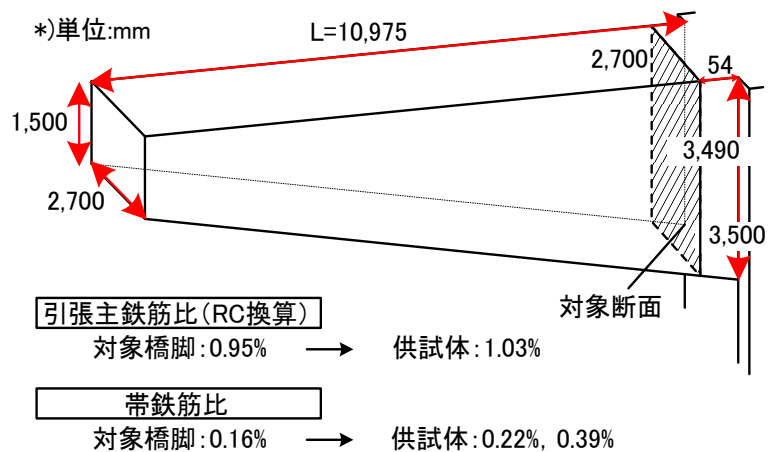


図-3.1 供試体モデル断面



### 3. 2. 2 設定パラメータ

表-3.1に供試体パラメータを示す。

ASR 構造物における鉄筋破断は、複数の要因が複合的に作用することによって生じると考えられるが、その一つとしては、使用鉄筋の節形状が挙げられる。ここで、鉄筋破断は、主に節形状が変更される前の鉄筋（以下旧基準鉄筋）で確認されている。鉄筋の節形状は昭和 60 年代に異形鉄筋の節およびリブの付け根における疲労強度の低下が懸念された

ことから、以降は緩やかな形状に変更された。このことから、旧基準鉄筋すなわち変更前の節形状を有する鉄筋は、ASR 膨張圧により鉄筋破断の危険性が高くなると考えられる。

ここでは、ASRによる内部からの膨張作用が帯鉄筋ならびに外観劣化に与える物理的な作用に着目した。ここで、中空供試体内部に膨張モルタルを用いる供試体実験を行った既往の研究[3.6]において、反応性骨材を用いた供試体の鉄筋挙動を模擬していたことを参考に、本実験では、鉄筋破断の危険性が高い旧基準鉄筋を帯鉄筋として使用した中空供試体の中空部分に膨張モルタルを打設し、劣化が著しい状況を再現することにより、鉄筋破断が外観劣化に及ぼす影響と各種鉄筋の材料特性が鉄筋損傷・破断に及ぼす要因検討を行った。鉄筋破断が外観劣化に及ぼす影響は、帯鉄筋比、膨張量、および曲げ加工半径をパラメータとして、ひび割れの発生傾向や進展過程、実構造物では評価が困難である断面の変形性状を経時的に計測した。鉄筋破断箇所と未破断箇所の計測結果を比較し、鉄筋破断における外観の特徴的な劣化について検討した。また、鉄筋種類別に初期損傷と、膨張試験後のき裂進展状況を比較し、各種鉄筋におけるき裂の進展傾向について検討した。

### 3. 2. 3 使用材料

本実験で使用した普通コンクリートおよび膨張モルタルの配合を表-3.2, 3.3に示す。

普通コンクリートの強度は、実際に鉄筋破断が生じた単柱式橋脚RC梁の設計基準強度である27N/mm<sup>2</sup>を使用した。実験で使用したコンクリートの圧縮強度は、JIS A 1108コンクリートの圧縮強度試験、JIS A 1132コンクリートの強度試験用供試体の作り方に準拠して行い、それぞれの値はcase11, 12で32.0N/mm<sup>2</sup>、case13, 14で35.0N/mm<sup>2</sup>であった。

表-3.2 普通コンクリート配合表（設計基準強度：27N/mm<sup>2</sup>）

Gmax	W/C	s/a	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )
			W	C	S	G	
mm	(%)	(%)					
20	46	43	175	381	718	1018	1.142

膨張モルタルに使用した膨張材量は、表-3.3に示すように既往の研究[3.7]と同条件の200kg/m<sup>3</sup>とした。この使用量は、膨張量を極端に大きくし強制的に鉄筋破断を生じさせる目的で設定

表-3.1 供試体パラメータ

No.		膨張コン打設範囲	帯鉄筋比	帯鉄筋種	曲げ半径
case11	標準 case	380×380mm (標準)	0.22%	現行鉄筋鉄筋A	1.0d
case12	帯鉄筋比検討		0.39%		
case13	鉄筋種別検討		0.22%	現行鉄筋鉄筋B,C	
case14	膨張量・曲げ半径検討	456×456mm (大)		現行鉄筋鉄筋C	1.0d 0.75d

している。測定した供試体膨張量は6000 $\mu$ 以上となり、鉄筋破断が確認されている実構造物における最終膨張量2500 $\mu$  [3.8]を超えていた。

表-3.3 膨張モルタル配合表

W/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
	水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	膨張材 E
30	230	575	1150	-	200

鉄筋の曲げ加工部は経時変化によりひずみ時効が発生し、鉄筋損傷進展に影響を与えると考えられる。そのため、本実験では加工後の鉄筋を加熱処理しひずみ時効を再現している。B. B. Hundy [3.9]の提案式(式-3.1)を用いて、時効処理の温度と時間を定めており、電気炉を用いて120°Cで10時間加熱処理し、実構造物における竣工後6年経過分に相当するひずみ時効を与えた。

$$\log \frac{tr}{t} = 4400 \left( \frac{1}{Tr} - \frac{1}{T} \right) - \log \frac{T}{Tr} \quad (\text{式-3.1})$$

ここで、tr：常温(Tr)で一定の歪時効を生ずるまでの時間 (hr)

t：高温(T)で同程度の時効を生ずるまでの時間 (hr)

Tr：常温(自然環境)での絶対温度 (K)

T：高温(促進温度)での絶対温度 (K)

### 3. 2. 4 供試体

#### (1) 形状および配筋

実験に使用した供試体形状および配筋形状を図-3.2に示す。一般的にASR反応が顕在化するのに数年を要するが、本実験では供試体内部に膨張コンクリートを適用することでASR反応の膨張を短期間で模擬した。そのため、鉄筋がコンクリートにより拘束されている状態で、内部に発生した膨張圧が鉄筋、外観に及ぼす影響を再現するため、普通コンクリートを中空形状にし、中空部分に膨張コンクリート打設した。標準ケースとしたcase11は、図に示すように、前述のモデル化で検討した680×680×1340mmの供試体寸法とした。標準ケースであるcase11の380×380mmに対し、case14では456×456mmと膨張面積を1.44倍の2水準とした。また、帯鉄筋の拘束状況の検証は、標準ケースのcase11では鉄筋破断が確認されている実橋脚の梁部と同様の帯鉄筋間隔285mm、帯鉄筋比0.22%とし、case12では帯鉄筋間隔を142.5mmとし帯鉄筋比を約2倍の0.39%とした。鉄筋種別に関しては、実構造物からはつり出した鉄筋旧基準波節D16鉄筋(以降、鉄筋A)、旧基準竹節D16鉄筋の2種類(以降、鉄筋B、鉄筋C)を検討対象とし、現行鉄筋と共にき裂進展傾向の比較を行った。鉄筋の曲げ加工半径に関しては、既往の材料試験[3.7]で初期き裂が多く確認された曲げ加工半径1.00dを基準とし、case14では1.00dよりさらに厳しい初期損傷を示す0.75dを一つの隅角部で採用した。

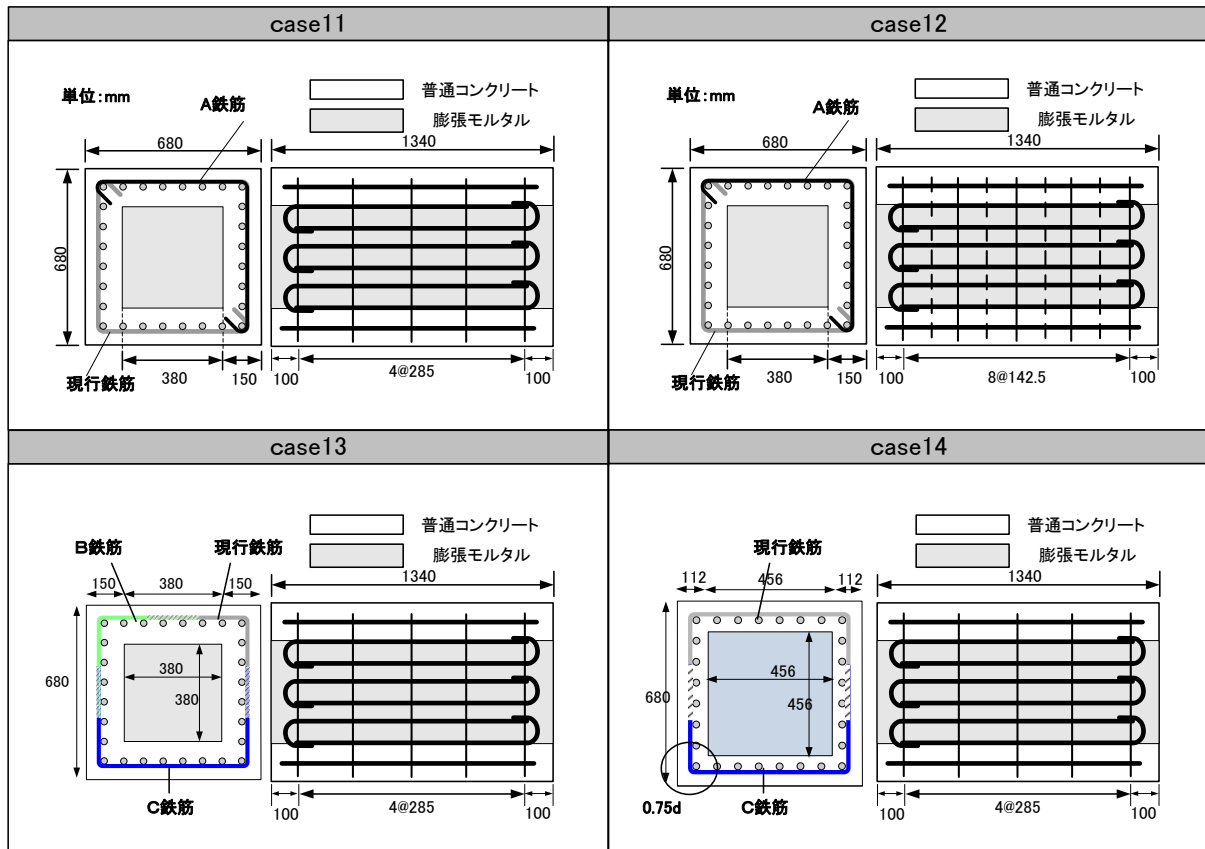


図-3.2 case11~14 供試体形状

主鉄筋の形状を図-3.3に示す。主鉄筋は隅各部位位置では、図中IのようにL字にして定着しているが、中空形状にしたことより定着部が取れない箇所では、図中Jに示すようなフック形状とした。

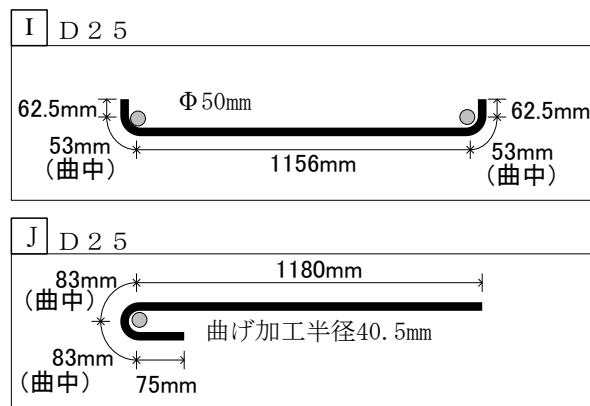


図-3.3 主鉄筋形状

case11, 12の帯鉄筋は、鉄筋Aの長さの制約から、両端にフックを設けたL型形状とし、現行基準節D16（以降、現行鉄筋）、鉄筋Aを合わせて使用した。case13は、鉄筋3種について現行鉄筋で1箇所、鉄筋Bで1箇所、鉄筋Cで2箇所の曲げ加工部を同一断面内に配置するため、3点をフレア溶接した。case14は、2点をフレア溶接し現行鉄筋で2箇所、鉄筋Cで曲げ加工半径0.75dと1.00dを1箇所ずつ配置した。

図-3.4, 3.5に, case13, 14の帯鉄筋の詳細を示す. フレア溶接は熱影響範囲を100mmとし, 図-3.6に示すように重ね距離200mmで160mm (10φ) に片側フレア溶接を行った.

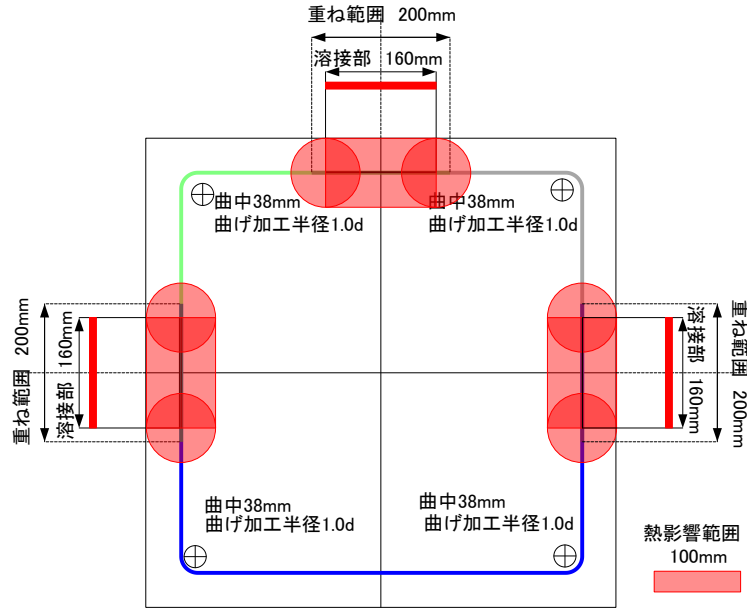


図-3.4 帯鉄筋形状 (case13)

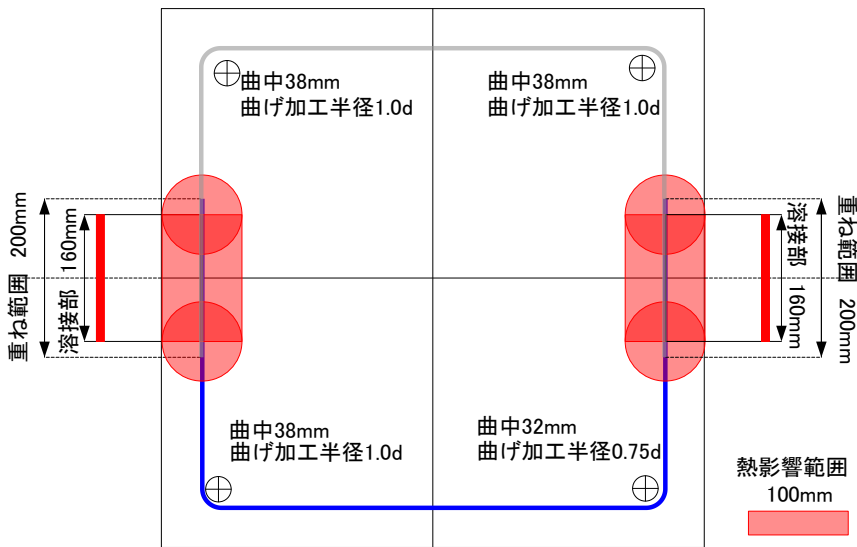


図-3.5 帯鉄筋形状 (case14)

側面図

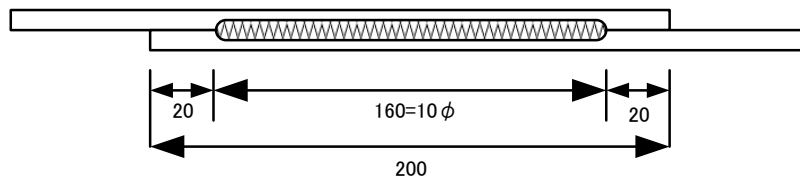


図-3.6 溶接範囲

## (2) 供試体作製方法

供試体作製方法の手順を、図-3.7 に示す。最初に、図に示す①主鉄筋 I 型のものを四隅に立ち上げ固定する。次に、②溶接済みの帯鉄筋を、組み上げた主鉄筋に番線で固定し、③あらかじめ貼付けたひずみゲージを主鉄筋に沿うようにまとめる。さらに、④型枠は底に枕木を備え付けたコンパネを用意し、③で組み上げた鉄筋を設置する。この際、底部にかぶり厚さのスペーサーを配置する。スペーサー設置後、内部型枠を四角形に組んだ状態で上方から差し込み、残りの J 型主鉄筋を配置後外殻の型枠を配置する。

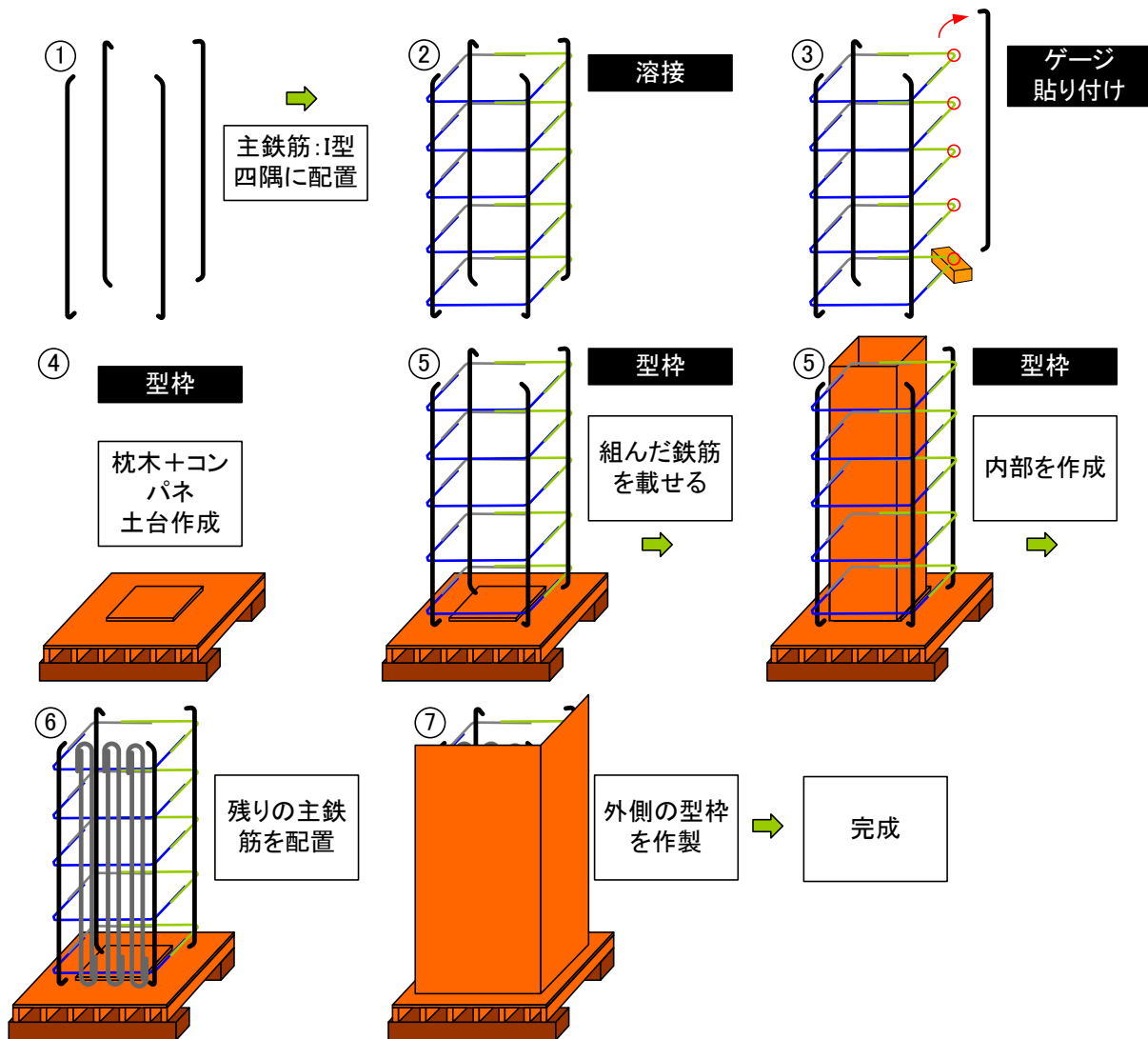


図-3.7 供試体 型枠作製手順

写真-3.1~6 に型枠の作製状況および脱型後の状況を示す。中空供試体は図-3.7 に示したように木製の型枠を用いて作成している。型枠完成後、表-3.2 に示す配合の普通コンクリートを、市中の生コンクリート工場より搬入し打設した。供試体の脱型は、普通コンクリート打設後 2 日で行い、脱型後 3 週間以上湿布養生を行った。また、供試体に打設した普通コンクリートの圧縮強度は、圧縮強度供試体によって確認した。



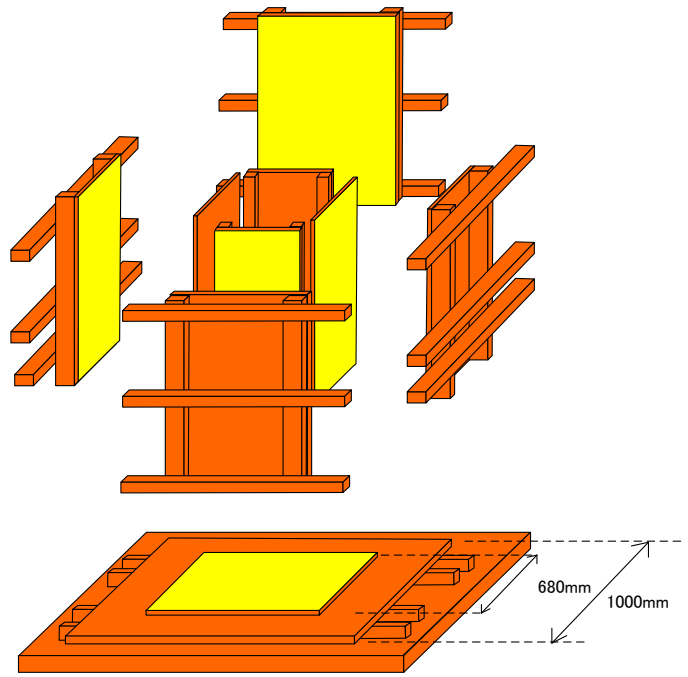
写真-3.1 主鉄筋配置状況



写真-3.2 内部型枠 外観



写真-3.3 内部型枠, 主鉄筋 配置状況



型枠形状





写真-3.4 完成型枠 外観

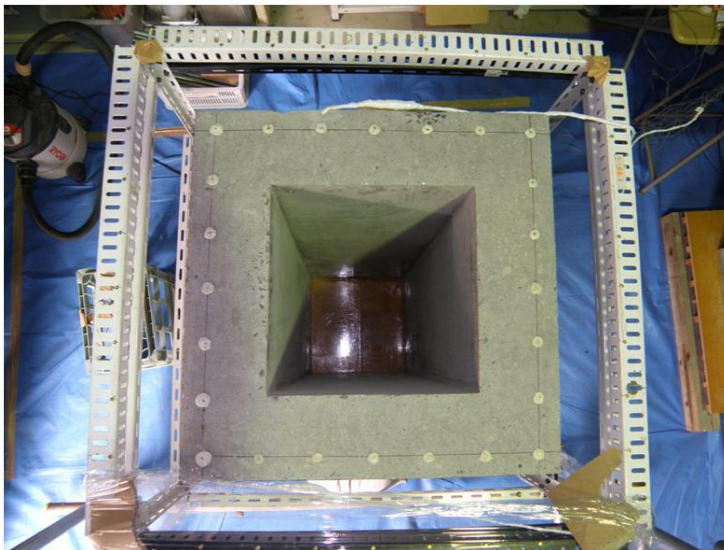


写真-3.5 中空部分



写真-3.6 供試体外観（脱型直後）

### (3) 膨張モルタル打設方法

供試体の中空部分に打設する膨張モルタルは、表-3.3に示す配合を55ℓパン型強制練りミキサを用いて練り混ぜた。練り混ぜた膨張モルタルは、直ちに供試体中空部に打設した。

写真-3.7に使用材料状況、写真-3.8に練り混ぜ状況を示す。膨張モルタルの打設は写真-3.9に示すように中空形状の軸方向を垂直にした状態で行うため、供試体周りに足場を組み、case11～13は250を4バッチ、case14では6バッチ、各10分間隔で連続的に上方から打設した。



写真-3.7 膨張モルタル 使用材料



写真-3.8 練り混ぜ状況 (排出時)

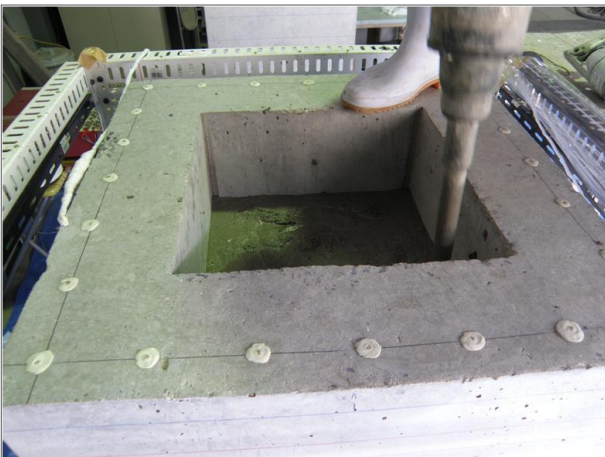


写真-3.9 打設状況





### 3. 2. 5 計測項目

#### (1) ひび割れ

ひび割れの測定方法を図-3.8に示す. case11, 12では, 前述した図-3.2に示したように旧基準鉄筋を配置した2側面と上面を計測の対象とした. 対象ひび割れは, 幅0.05mm以上のものとし, 図-3.8(a)の標準手法Aに示すように100mm間隔で引いた測線に交わる位置でひび割れ幅を測定した. また, case13, 14では標準手法Aに加えて, 各帯鉄筋位置のひび割れを詳細に測定するため, 各帯鉄筋位置におけるひび割れ幅を測定する手法Bを追加している.

なお, 測定は図-3.8(b)に示すようにひび割れ発生確認後より計測を開始し, 膨張速度が速く劣化進展が顕著である期間は1時間ピッチ, ひび割れ発生が収束してからは2~4時間ピッチで計測を実施した.

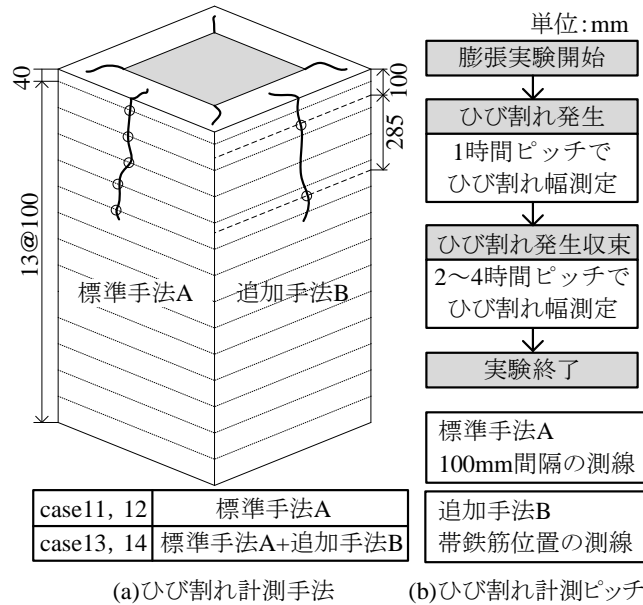


図-3.8 ひび割れ計測手法

#### (2) 変形量

case11, 12における供試体外観の変形は, 標準手法として供試体上端面にコンタクトゲージ用標点を配置し, 標点の移動距離を計測することで求めた.

上端面の変形測定は, 標点間距離に加え, 隅角部の角度進展量も測定するため, 図-3.9に示すような位置にコンタクトゲージを設置した.

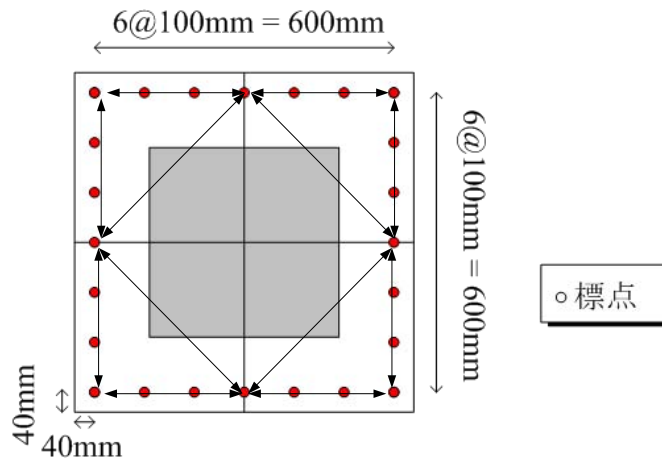


図-3.9 上端面 変形測定方法

また, case13, 14では各帯鉄筋断面を詳細に測定するため, 写真-3.10に示すようにアングルを帯鉄筋位置5断面に配置した. 計測は, 標準手法に加えて, 図-3.10(a)に示すように供試体側面の各帯鉄筋位置における断面変形を測定した.

測定方法は図-3.10(b)に示すように帯鉄筋位置にアングルを配置し, 写真-3.11に示す精度0.05mmのディプスゲージを用いて, アングルと供試体間の距離を測定した. 測定点は図-3.10(b)に示すように供試体の端点(3)より40mm, 以降は100mm間隔とした. 膨張に伴う変形量は, 図-3.10(b)に示すように初期の測定長さ(1)から, 膨張後の測定長さ(2)を差し引くことで算出した. 測定はひび割れ測定と同様のピッチで行った.



写真-3.10 アングル設置状況



写真-3.11 ディプスゲージ

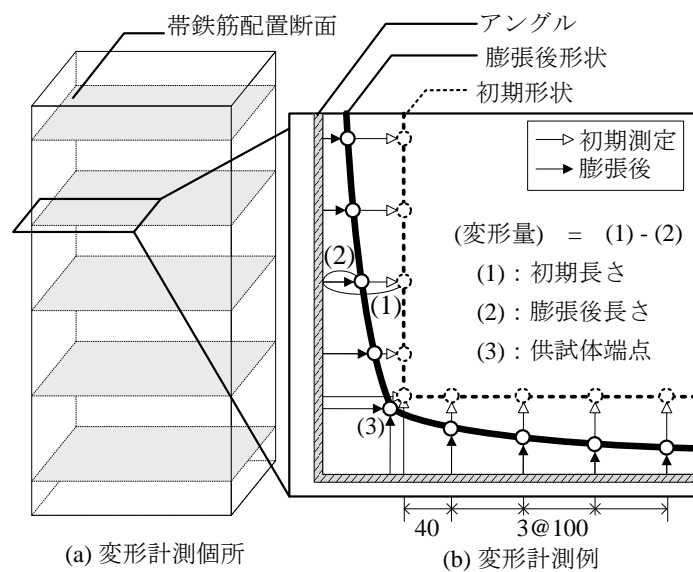


図-3.10 変形量計測手法

### (3) 鉄筋ひずみ

膨張による内部鉄筋の変形状況を確認するため、鉄筋にはひずみゲージを貼付け、測定を行った。ゲージ貼付け位置は、直線部はリブ上に箇所、曲げ加工部は膨張による変形を詳細に計測するため、曲げ加工部内側、外側および近傍に貼り付けた。図-3.11, 12 にひずみゲージの貼付位置を示す。case11, 12 では現行鉄筋すべてに直線部（2箇所）、曲げ加工部（3箇所）に貼付け、case13, 14 では現行鉄筋のき裂測定を行うため、帯鉄筋 1, 3, 5 段目のみに貼付けた。なお、測定は写真-3.12 に示すようにデータロガーに接続して行い、鉄筋ひずみの初期値は打設直前に計測し、膨張モルタル打設終了時よりモニタリングを開始した。

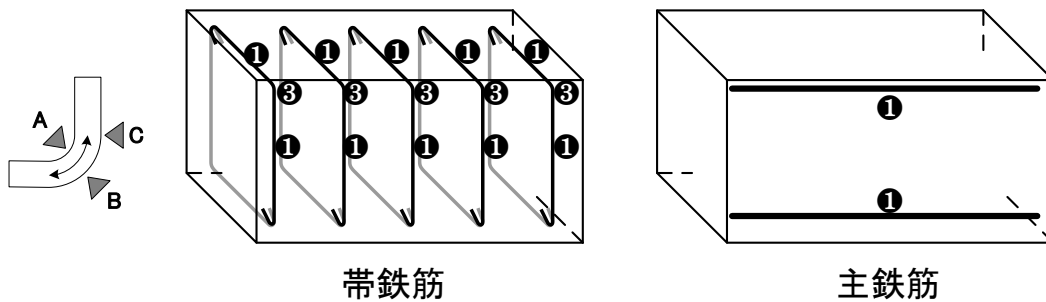


図-3.11 case11.12 ひずみゲージ貼付位置

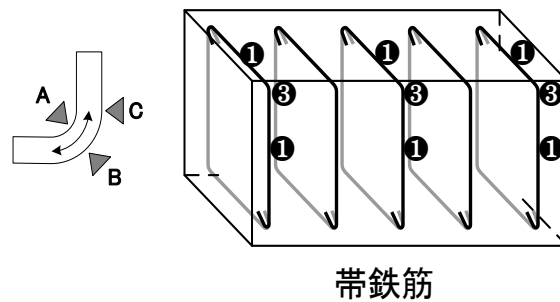


図-3.12 case13.14 ひずみゲージ貼付位置



写真-3.12 鉄筋ひずみ測定機器（データロガー、スイッチボックス）

#### (4) 鉄筋き裂

鉄筋のき裂測定フローを図-3.13 に示す。本実験では曲げ加工時に発生する初期き裂と膨張実験後の進展き裂の2種類を顕微鏡観察により測定した。図-3.13(a)に示す初期き裂は曲げ加工後に縦断面カットした後にき裂深さを測定し、図-3.13(b)に示す進展き裂は曲げ加工後、供試体実験に使用し、膨張試験終了後にはつり出した鉄筋曲げ加工部を縦断面カットしてき裂深さを計測した。その後、測定したき裂深さから初期き裂と進展後き裂の比較を行った。

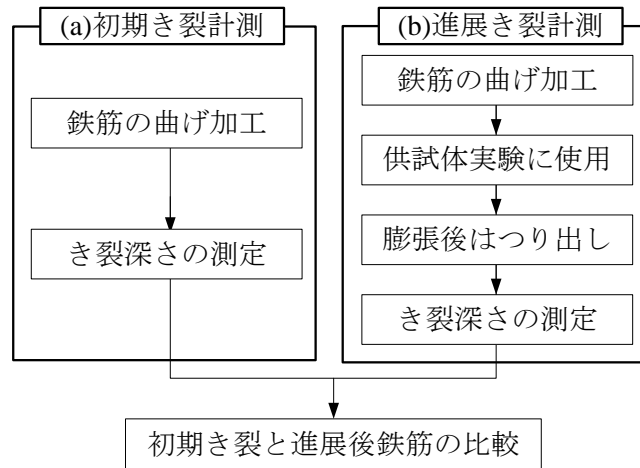


図-3.13 鉄筋のき裂測定フロー

き裂測定の試料作製は、図-3.14 に示すようなフローで行った。供試体からはつりだした帯鉄筋を樹脂加工できるように小さくカットし、カット後樹脂加工を施し、マイクロカッターで縦断面にカットする。カットした断面を、表面が鏡面状態になるまで研磨（写真-3.13 参照）し、顕微鏡によって測定した。

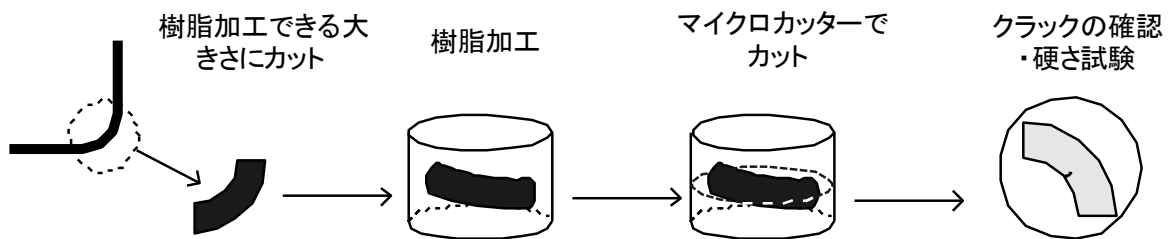


図-3.14 鉄筋き裂測定用試料作製フロー

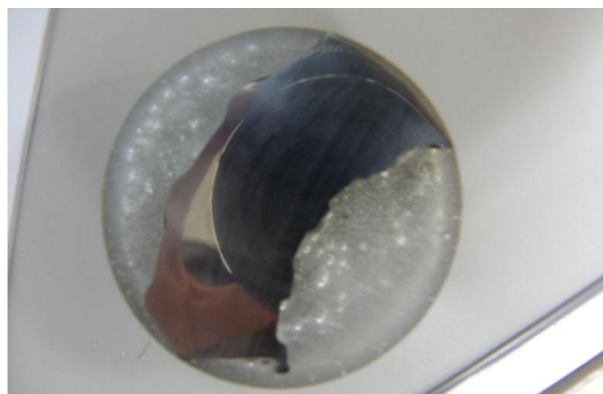


写真-3.13 樹脂加工，研磨された帯鉄筋縦断面

### 3. 3 結果および考察

#### 3. 3. 1 ひび割れ損傷

##### (1) ひび割れ損傷概要

図-3.15 に case11~14 の膨張収束時のひび割れ損傷図を示す。各供試体ともひび割れは主鉄筋方向に卓越しており，主鉄筋軸方向にはほとんどひび割れは発生しなかった。これは PC 梁をモデル橋梁とし，プレストレスを RC 換算することによって配筋を決定していることから，各供試体とも主鉄筋比 3.0% に対して，帯鉄筋比 0.22%~0.39% であることによる影響であると考えられる。

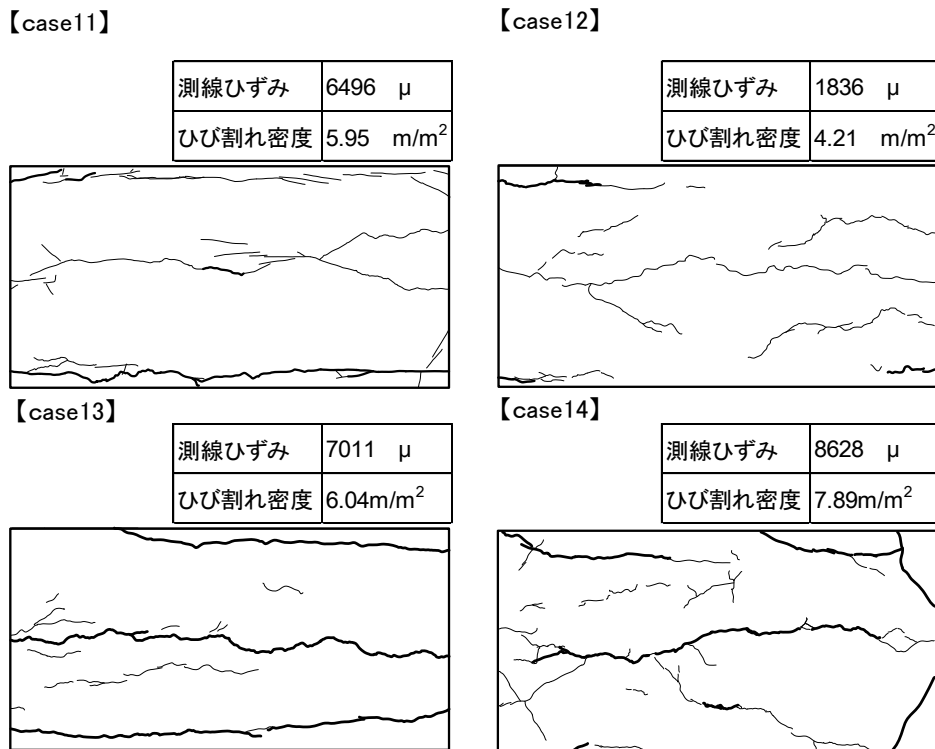


図-3.15 ひび割れ損傷図（膨張収束時）

##### (2) ひび割れ発生状況

正形状の中空部分に打設した膨張モルタルの作用によって，外周の鉄筋を有する普通コンクリートに生じた変状を確認するため，普通コンクリートの上面，および側面に発生したひび割れを経時的に計測した。代表例として，図-3.16 に case11 の側面 1, 2 のひび割れ損傷状況の経時変化を示す。ひび割れ計測は旧基準鉄筋を配置した側面 2 面と供試体上面を対象に行い，既往の文献[3.10]を参考にひび割れ密度は側面 2 面の幅 0.2mm 以上のひび割れを対象に算出した。図-3.16(a)~(d)はそれぞれ打設後 6 時間（ひび割れ発生時），7 時間（隅角部ひび割れ幅進展時），13 時間（中央部ひび割れ幅収束時），30 時間（隅角部ひび割れ幅収束時）の 4 段階を示している。また，図中の A'，B' および C' は隅角部のひび割れ，A，B および C は中央部のひび割れを表している。まず，(a)より，A に示す側面中央部，A' に示す上面隅角部においてひび割れの発生を確認した。発生したひび割れは，どちらも 0.2mm 程度の幅であった。その後，図中 (b) B' に示すように側面隅角部に幅 0.2~2.0mm のひび割れが確認された。また，(b)B に示すように側面中央部ひび割れは供試体の上下を貫通し，幅は 0.35mm 程度に進展した。次い



で (c) に示すように供試体の上下を貫通した側面中央部のひび割れ C は、その後幅 0.6mm から大きく進展せず、側面、上面隅角部のひび割れのみ、幅、長さともに進展した。最後に (d) に示すように隅角部のひび割れ幅、長さの進展も収束し、側面隅角部では最大幅 7mm を超えるひび割れが確認された。

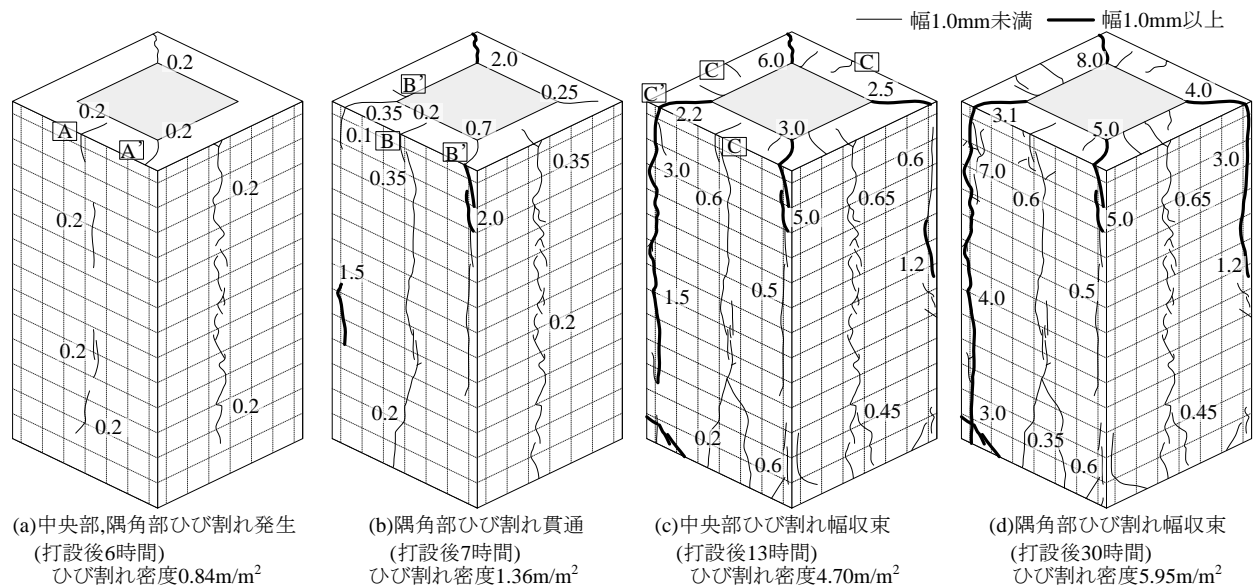


図-3.16 ひび割れ状況の経時変化

ここで、上面での中央部、隅角部のひび割れの進展方向に着目し、ひび割れ観察を詳細に行った。供試体上面におけるひび割れの進展状況を図-3.17 に示す。図中(a)~(d)は図-3.16(a)~(d)に対応しており、図中の矢印はひび割れの進展方向、数値はひび割れ長さを示している。図中(a)より、中央部のひび割れ A は供試体の表面から内部に向かって進展し、隅角部のひび割れ A' は膨張モルタルの四隅から供試体の側面に向かって進展することを確認した。図中(b)では膨張モルタルのすべての四隅から隅角部のひび割れが発生し、また、B' に示すように膨張モルタルの四隅から離れた位置においても内部から進展するひび割れの発生を確認した。次いで図中(c)に示すように膨張モルタルの四隅から発生したひび割れが供試体表面まで完全に貫通し、中央部では新たなひび割れ C が発生した。最後に(d)に示すように、中央部のひび割れ長さが多少進展したが、上面での新たなひび割れは発生せず、ひび割れの進展は収束した。

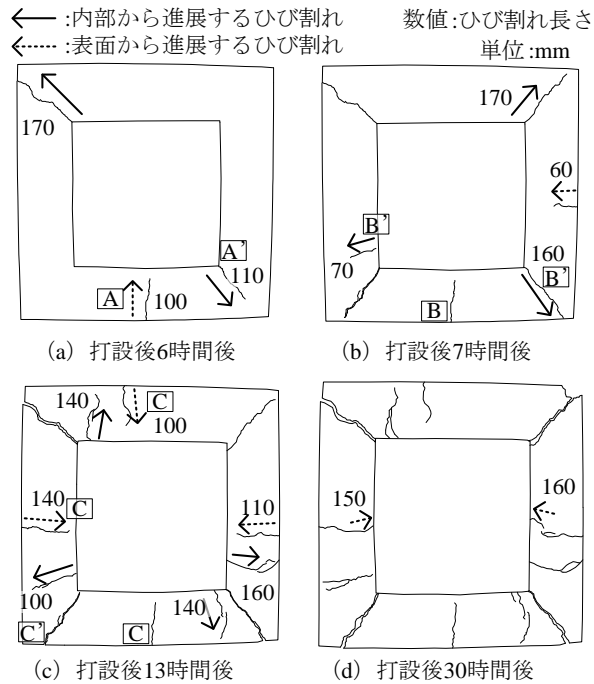


図-3.17 上面ひび割れ状況の経時変化

### (3) ひび割れ密度の経時変化

図-3.18 に case11~14 のひび割れ密度の経時変化を示す. 図中の case11 の(a)~(d)は図-3.16 の(a)~(d)に対応している. case11 を例にとり詳細に示すと, 図中(a)~(c)に示す打設後 6~13 時間でひび割れ密度の増加が顕著になり, その後, 図中(d)に示す打設後 30 時間では, 図中(a)~(c)におけるひび割れ密度の増加と比較して, ひび割れ進展は収束し定常状態に至る. 帯鉄筋量を case11 の 0.22% から 0.39% に増加させた case12 では case11 と同様に打設後 7~14 時間でひび割れ密度の進展が顕著になり, その後ひび割れ密度の増加が定常状態となった. また, 最終ひび割れ密度は  $4.21\text{m}^2$  となり, 帯鉄筋量の増加によるひび割れの抑制が確認された. case11 と帯鉄筋量が等しく, 鉄筋種別が異なる case13 でも最終ひび割れ密度は  $6.04\text{m}^2$  と case11 と同程度であった. しかし, case13 ではひび割れの進展速度が極端に速くなっている. これは case13 以外は 11 月, 3 月に膨張モルタルを打設したが, case13 は 9 月に打設したため, 膨張モルタルの温度が高く膨張が促進されたためであると考えられる. 膨張モルタルの打設範囲を大きくした case14 では, 最終ひび割れ密度は  $7.89\text{m}^2$  と最も大きな値となった. しかし, 打設後 5~10 時間でひび割れ密度の進展が顕著になり, その後ひび割れ密度の増加が定常状態となる傾向は case11 と同様であった.

次に, case13 で見られたような膨張モルタルの反応速度による影響を削除し, 各供試体のひび割れ進展傾向を比較するために, コンクリート表面における見かけの膨張率を基準として整理した. 具体的には, 図-3.7 に示した標準手法 A により, 1 本の側線上に生じた幅 0.05mm 以上のひび割れの幅を加算後, 側線長 680mm で除し, さらに, 2 面すべての測線 (計 26 本) から求めた平均値を供試体の見かけの膨張率と定義した. ここで, 本研究では, 目視による判別が可能である幅 0.05mm 以上のひび割れを対象としており, 普通コンクリート自体は単独で膨張性状を示さないことから, 前述の方法によって簡易的に評価を行うものとした.



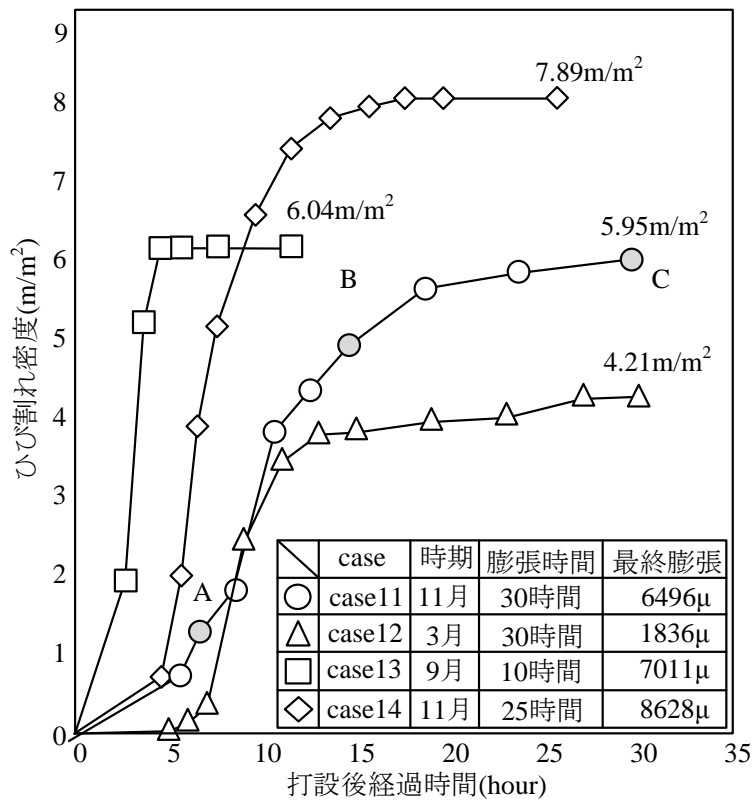


図-3.18 ひび割れ密度の経時変化

図-3.19 に各供試体の見かけの膨張量とひび割れ密度の関係を示す。図より、見かけの膨張量、ひび割れ密度にやや差異があるが case11~14 のすべての供試体で見かけの膨張率 2000~3000μ まではひび割れ密度が増加し、それ以降はひび割れ密度の増加が漸減する傾向は同様であった。これは見かけの膨張率 2000μ までは新規のひび割れが発生するが、それ以降は既存のひび割れ幅が進展する形で劣化が進むためと考えられる。

また、供試体のひび割れ進展量および見かけの膨張率比較を行った。実橋脚は関西地区で ASR と判定され、鉄筋破断が確認された橋脚 6 基の中から鉄筋破断数が最も多く、最終ひび割れ密度が比較的大きいものを選定した。実橋脚の膨張量は、供試体と同様に測線上におけるひび割れ幅の合計を測線長で除す見かけの膨張率として算出されている。実橋脚との比較を行うと、case11~14 のすべての供試体が、図-3.19 中の破線で示す実橋脚の最終ひび割れ密度 2.9 m/m<sup>2</sup> 以上のひび割れを生じていることが確認された。また、帯鉄筋量の増加により膨張が抑制された case12 以外は、見かけの膨張率においても図中の破線で示す実橋脚の最終値 2464μ[3.8] 以上となっている。これより、どの供試体においても鉄筋破断を生じ得る膨張性状が得られたものと考えられる。

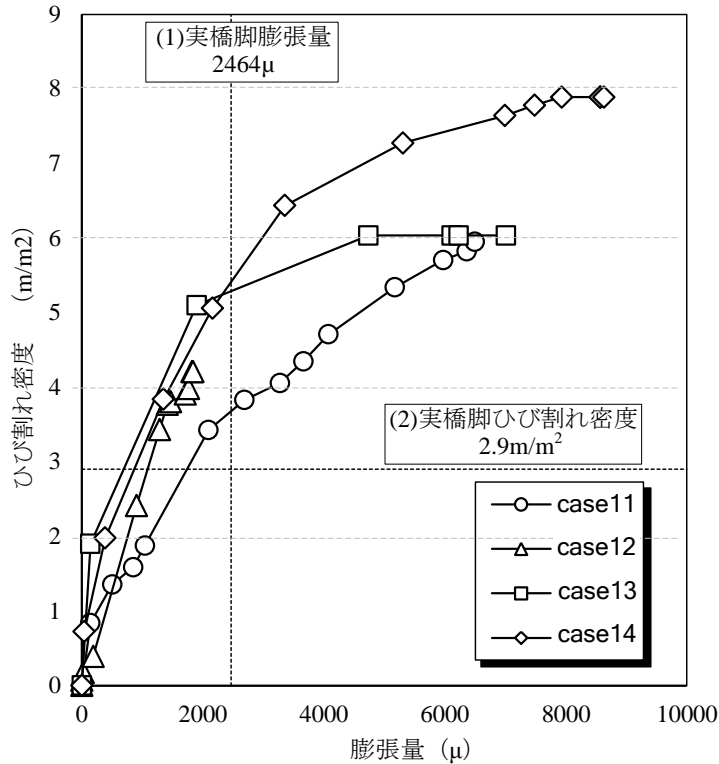


図-3.19 膨張量-ひび割れ密度関係と実橋脚との比較

### 3. 3. 2 鉄筋ひずみ

図-3.20 に代表例として、case11 の測定結果を示す. 曲げ加工部 (A, B, C) では曲げ加工部内側 (A) は引張方向に降伏し, 外側 (C) では圧縮方向に降伏している. また, 近傍のリブ上の値 (D) は, 引張方向に進展しているものの, 曲げ加工箇所 (A), (C) と比べると発生時間も遅く, ひずみも小さい結果であった.

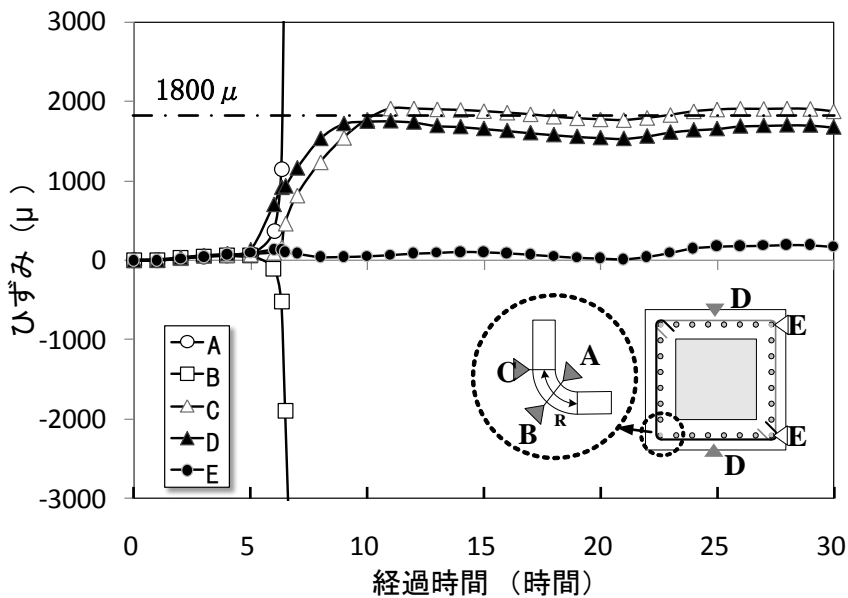


図-3.20 鉄筋ひずみ (case11)

また、直線部(D, E)のひずみは、本実験供試体が帯鉄筋に対して主鉄筋が多く配置されていることから、帯鉄筋の直線部(D)のひずみは  $1800\mu$  と大きくひずみが進展しているのに対して、主鉄筋方向のひずみ(E)は膨張が終了するまでほとんど進展していない。ここで曲げ加工部(A, B, C)でのひずみは短時間で著しい進展を見せているため、曲げ加工部内側(A)および外側(B)が降伏に至る前後に着目したものを図-3.21 に示す。これより、ひび割れ発生時とほぼ同時期よりまず、直線部(D)が弾性領域で変形し、その後曲げ加工部(A), (B)が急激に降伏ひずみに達していた。

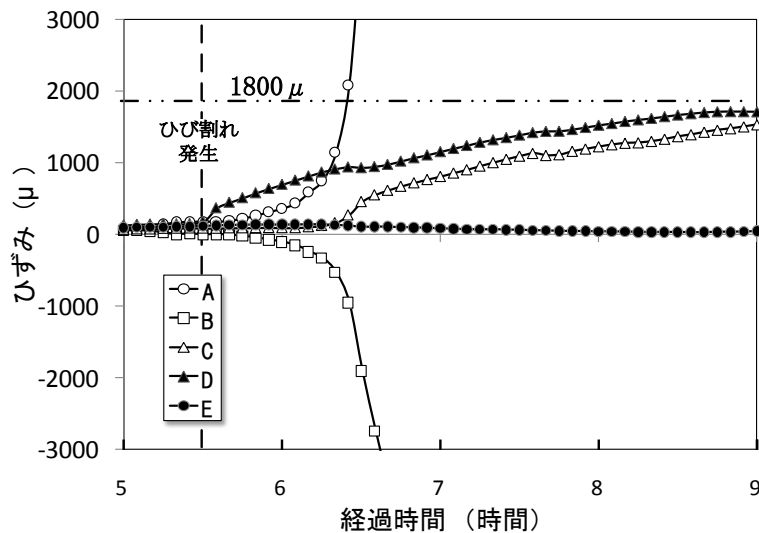


図-3.21 鉄筋ひずみ (case11) 曲げ加工部降伏前後

### 3.3.3 変形量

#### (1) 上端面変形量

図-3.22 に case12 の上端面測定結果を示す。上端面の変形量は、初期状態に比べ隅角部で最大8mmほど移動していた。全体の変形は、側面中央部がやや大きく発生し、辺が丸みを帯びる形状になっている。

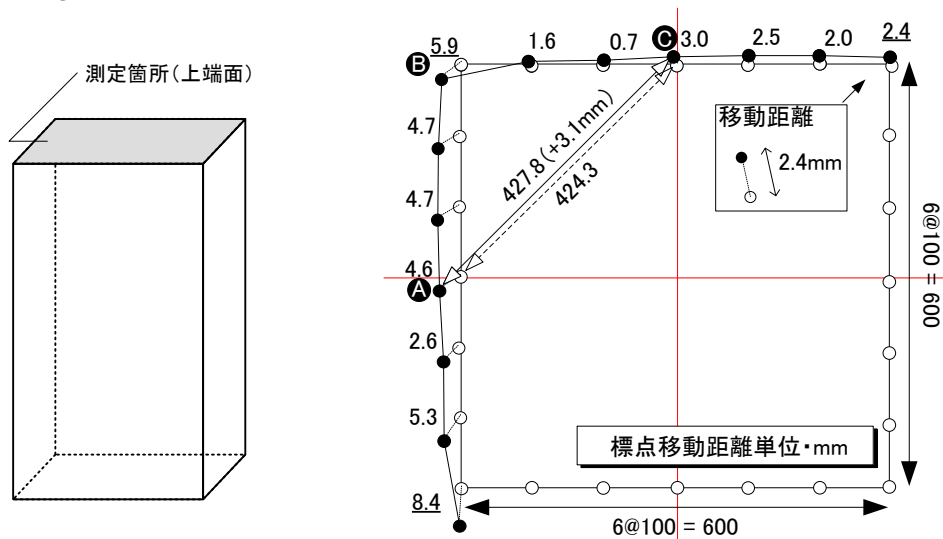


図-3.22 上端面変形量 (case12)

測定結果より、隅角部で大きな移動量が確認されたため、1/4断面に着目したものを図-3.23に示す。図中の模式図に示すように供試体が一様に膨張する場合の一様変形と全体的に丸く膨らむ円弧変形に分割し検討を行う。

手法として距離が延びる一様変形と角度が広がる円弧変形を、供試体上面に配置した標点を用いて300mmの距離で作られる三角形の斜辺長さを基準として検討した。斜辺長さ(mm)を膨張前の長さで除した値を斜辺変化量(%)として算出している。

図中に示すcase12では、膨張前からの変化量は0.14%であった。円弧変形は図中のAとBを結ぶ斜辺距離の進展量1.18%から一様変形分である0.14%を差し引くことで、全体変形に対する円弧変形の割合は1.04%となり円弧変形が一様変形より大きいことを確認した。

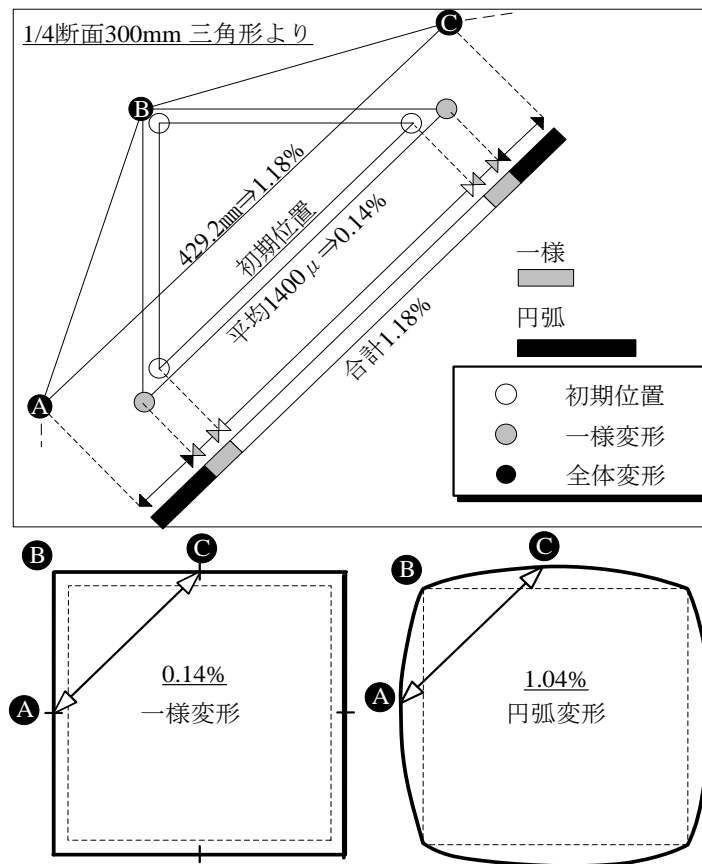


図-3.23 隅角部の変形特性

図-3.24にcase11, 12の一様変形と円弧変形の量と各割合を示す。case11, 12とも一様変形より円弧変形が大きくなる結果となった。case11, 12では、帯鉄筋比等により各値に差が生じていることから、全体の变形量を100%とした場合における一様変形と円弧変形の分担割合を变形分担率(%)として比較を行った。その結果、円弧変形の割合はcase11で83.2%, case12では88.1%となり、ほぼ同じ値を示すことから膨張量の大きさに影響を受けず、円弧状変形が卓越していることを確認した。

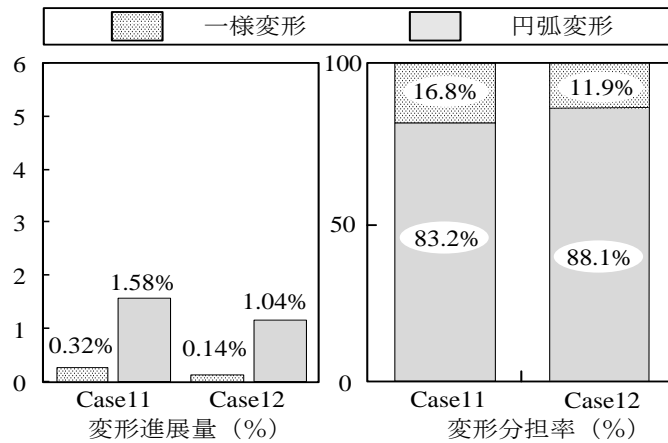


図-3.24 隅角部の変形特性

## (2) 側面変形量

### 1) 供試体鉄筋破断状況

case13, 膨張量を増加させたcase14において, 鉄筋破断が確認された. その破断発生箇所, 破断状況を図-3.25に示す. 図中(a), (b)に示すようにcase13では2段目位置の旧基準鉄筋曲げ加工部で1箇所, case14では2段目, 5段目位置で鉄筋破断が確認された. また, 破断が生じた鉄筋はいずれも鉄筋Cであった. 図中(c)に代表としてcase13供試体の2段目で生じた破断状況を示す. 鉄筋の破断は節の付け根に沿って生じており, 断面は脆性破面となっていた. 破断(2), (3)においても脆性破面が確認され, 同様の損傷状況であった.

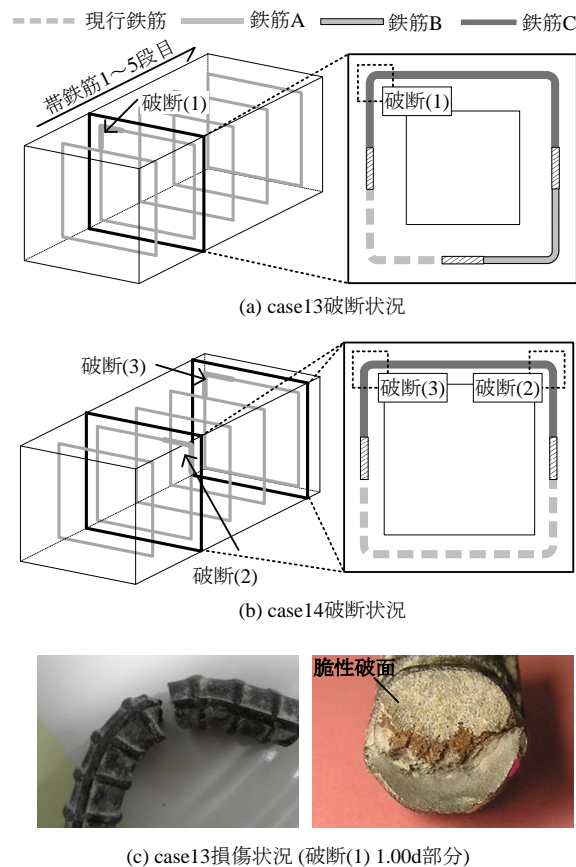


図-3.25 鉄筋破断状況

## 2) 供試体全体変形性状

case13, 14供試体では前述の図-3.8に示した手法により帯鉄筋位置の変形挙動を計測しているが、ここでは計測された変形結果と供試体の変形挙動を比較することで、計測方法の精度について検討した。

図-3.26に供試体の変形挙動と今回行った変形測定方法での変形図作成方法の例を示す。図はcase14の1段目帯鉄筋位置隅角部の最終変形状況であり、図中に、(a)変形計測点の座標の定義、(b)供試体変形測定点の実際の挙動、(c)本実験での測定方法、(d)変形量の算出例を示している。

図中(a)A, Bに示すように供試体側面に対して水平方向の変位を  $h$ 、供試体側面に対して垂直方向の変位を  $v$  と定義した。

供試体の変形測定方法は図-3.8で示すように帯鉄筋位置にアングルを配置し、アングル上の測定点を固定として測定箇所までの水平距離を測定している。

具体例として図-3.26 (d)に示すように、アングルから基点Mまでの初期計測値 122.75mmから最終計測値 120.4mmを差し引くことで変形量 2.35mmを算出した。この変形測定方法で得られる値は図中(a)に示す側面に対して垂直方向 ( $v$  方向) の変位のものである。

しかしながら、実際の供試体変形量は、図中(b)に示すように側面に対して垂直方向 ( $v$  方向) と水平方向 ( $h$  方向) に移動すると考えられる。

一方、図中(c)に示すように供試体の隅角部は2方向から測定を行っているため、2方向の変形量 ( $h, v$ ) は正確に得られている。

ここで、 $v$  方向の変位のみを考慮した場合と、 $h$  方向と  $v$  方向の変位を考慮した場合のそれぞれについて隅角部における角度進展量を求め、測定方法が角度進展量の算出結果に及ぼす影響について検討した。

図-3.27に供試体隅角部角度進展量の算出方法および算出結果を示す。角度進展量の算出方法は、(a)1方向の変位のみを考慮した場合には、各測定位置の変形量と隅角部の変

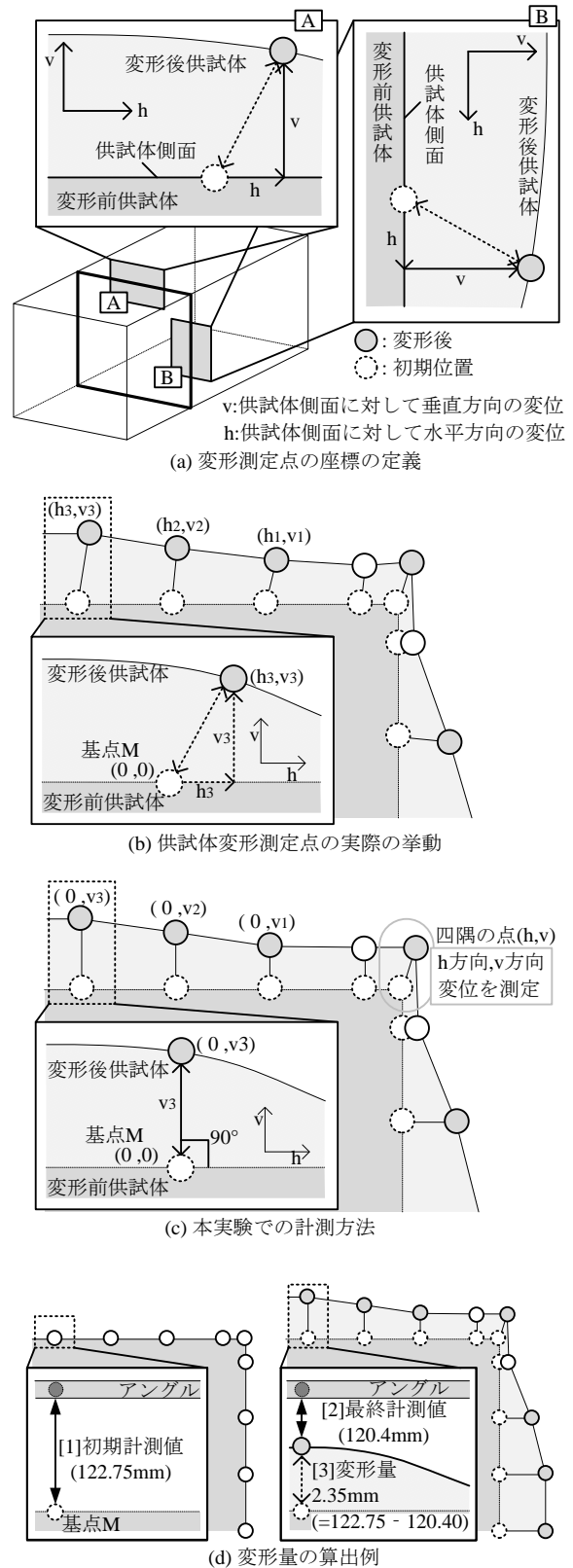
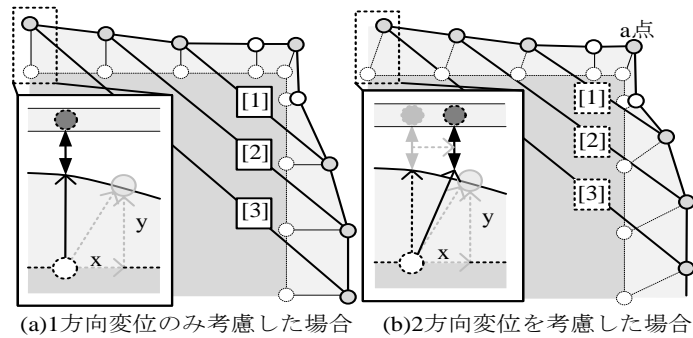


図-3.26 供試体変形挙動と変形測定



形量を加味した三角形，(b)2方向の変位を考慮した場合には，v方向の変位は(a)と同じ値を使用し，h方向の変位は図中(b)に示す四隅の点（a点）のh方向の変位を各測定点のh変位に代入し，変形図を作成して角度進展量の算出を行った。

その結果を図中(c)に示す。(a)，(b)の算出方法で角度進展量の差は約2%となり供試体側面に対する水平方向の変位成分は全体変形に及ぼす影響が小さいことが確認された。よって以降は供試体側面に対する垂直方向の変位成分のみを考慮した結果を用いて分析を行うこととした。



測定位置	角度進展量			
	[1]	+1.78°	[1]	+1.72°
140mm位置	[2]	+1.80°	[2]	+1.76°
240mm位置	[3]	+1.72°	[3]	+1.70°

(c)角度進展量の比較

図-3.27 角度進展量の算出方法および算出結果

図-3.28 に case13，図-3.29 に case14 の膨張収束時における変形状況を示す。図は帯鉄筋位置での供試体外観変形であり，図中の数値は側面1，2の最大変形量を表している。図-3.28 より case13 の変形は，隅角部から中央部に向かって徐々に大きくなり，側面1では最大変形量2.0～5.0mm，側面2では4.8～7.4mmとなった。また，計測を行ったすべての断面でこのように丸く膨らむ形状となっていた。最大変形量などの変形挙動は5断面で同じ傾向を示していることから，図中に示す鉄筋破断1が2段目帯鉄筋位置の変形に及ぼす影響は認められなかった。

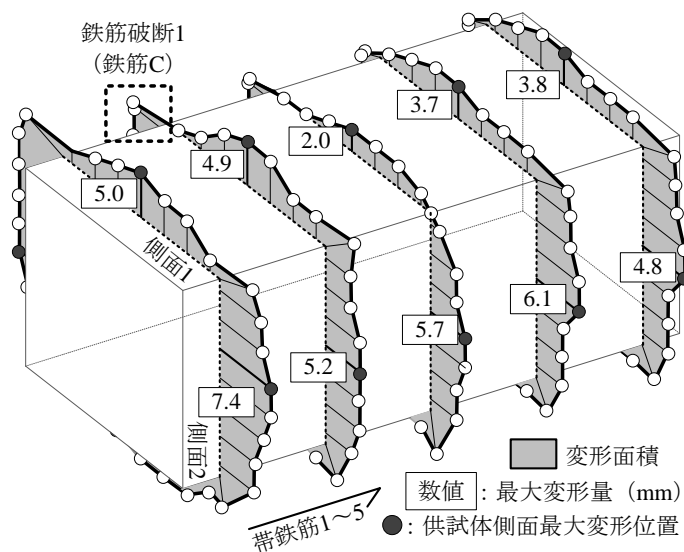


図-3.28 変形状況 (case13)

図-3.29よりcase14はひび割れ密度，膨張量がcase13と比較して著しく大きいため，case14の側面1で5.9~11.8mm，側面2で8.5~14.5mmと，case13の側面1，2の最大変形量と比較してどちらも大きな変形を生じた．最大変形量は膨張量により異なると考えられるが側面中央部付近で最大変形量を示し，全体が丸くなる挙動はcase13と同様であった．さらに，図中に示す鉄筋破断2，3が2段目，5段目の変形に及ぼす影響も認められなかった．

ここで，複数の鉄筋破断が生じた実構造物における分析の結果[3.7]から，鉄筋が破断した箇所では近傍の鉄筋が膨張に対する拘束力を順次負担することが示唆されている．1本程度の鉄筋破断には，狭小な範囲で特徴的な変状を認めることができない場合も想定される．このようなことから，今回の実験供試体の全体変形状では全断面において同様な傾向を示したと考えることもできる．また，case13，14ともに供試体上下端面に近い帯鉄筋1，5段目の変形が2~4段目の変形よりも大きい傾向であった．これは，上下端面は拘束が弱いため比較的自由に膨張可能であったことが原因であると考えられる．

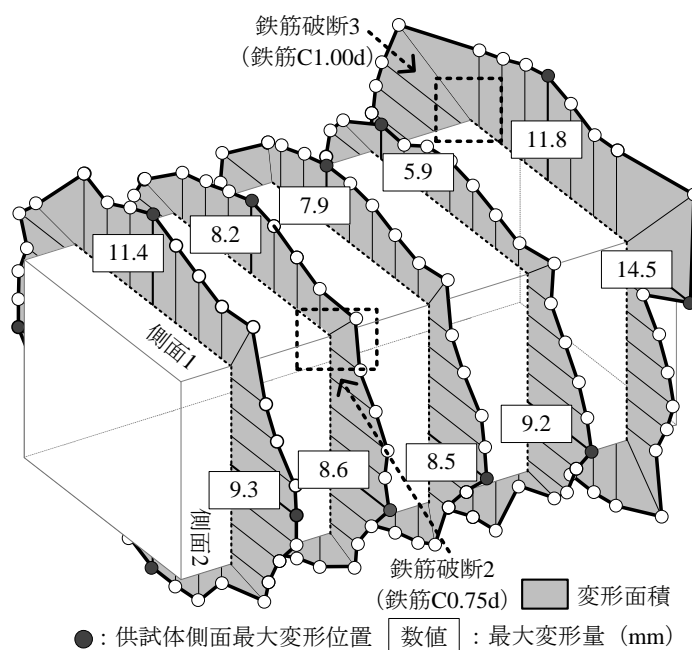


図-3.29 変形状況 (case14)

### 3) 帯鉄筋破断による面積増加に着目した分析

鉄筋破断によって膨張に対する拘束力に差が生じると，局所的な変形を生じることが考えられる．そこで，破断箇所，未破断箇所での膨張面積増加率の進展に着目し，両者の比較を行った．図-3.30に面積増加率算出範囲および定義，case13の破断断面，未破断断面における破断側と未破断側での面積増加率の算出結果を示す．図中(a)に示すようにcase13，14のそれぞれで破断側，未破断側を定義し，同図に示すように，左上部の破断箇所を挟む2面を破断側，破断側と対になる2面を未破断側と分類した．また，面積増加率は式(3.2)に示すように，増加分の面積を初期面積で除すことで算出した．

$$\text{面積増加率(\%)} = \frac{\text{面積増加量(mm}^2\text{)}}{\text{初期面積}680 \times 680 = 462400(\text{mm}^2)} \quad (\text{式 3.2})$$

図-3.30 (b)はcase13の鉄筋破断断面(2段目)における実験終了時の変形をプロットしており、左上囲みが鉄筋破断箇所を示している。なお、変形図は図-3.26(c)に示す方法で作成している。図中(b)に示す鉄筋破断断面(2段目)では、変形から算出した面積増加量9291mm<sup>2</sup>であり、初期面積462400mm<sup>2</sup>に対する面積増加率は2.0%であった。破断側、未破断側の面積増加量はそれぞれ、5426mm<sup>2</sup>、3865mm<sup>2</sup>と破断側で面積増加量が若干大きくなった。図中(c)に示す鉄筋未破断断面(4段目)では、全体の面積増加量は9737mm<sup>2</sup>で、面積増加率は2.1%となり、破断断面(2段目)と未破断断面(4段目)における面積増加率に差異は確認されなかった。また、未破断断面(4段目)における破断側、未破断側の面積増加量はそれぞれ3955mm<sup>2</sup>、5782mm<sup>2</sup>となり、未破断側で面積増加量が大きくなる結果となり、変形面積に差異は確認されなかった。

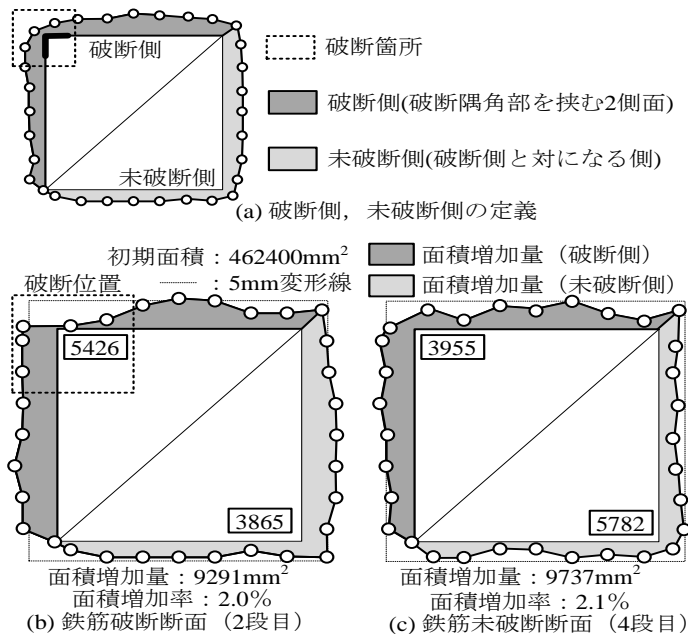


図-3.30 面積増加率 (case13)

ここで、鉄筋破断が生じたその前後では面積増加量の経時変化に特徴的な傾向がみられる可能性もあることから、破断側、未破断側の面積増加率の経時変化に着目し、比較を行った。図-3.31にcase13、図-3.32にcase14の帯鉄筋破断断面(2段目)での面積増加率と破断側、未破断側に分類した面積増加率の経時変化を示す。図-3.31の太線に示すcase13の2段目面積増加率は打設2時間後から進展し、その後9時間で収束した。打設9時間後の面積増加率の最終値は2.0%であり、破断側と未破断側の面積増加率は破断側が1.2%、未破断側が0.8%と破断側で若干大きな値となった。しかし、破断側、未破断側の面積増加率の経時変化をみると、破断側、未破断側、並びに両者を足し合わせた破断断面全体の面積増加率の経時変化はいずれも同様な傾向であった。

図-3.32の case14 での各帯鉄筋断面の面積増加率は打設後 9 時間から進展し、13 時間以降、面積増加率の進展が小さくなった。24 時間での面積増加率は 3.6% となり、膨張量が大きい case14 では case13 と比較して面積増加率が高い。破断側と未破断側に分類した面積増加率は破断側が 1.6%、未破断側が 2.0% であり、未破断側で面積増加率が大きくなる結果となった。面積増加率の経時変化を見ても破断側、未破断側の分類結果に特徴的な挙動は確認されなかった。

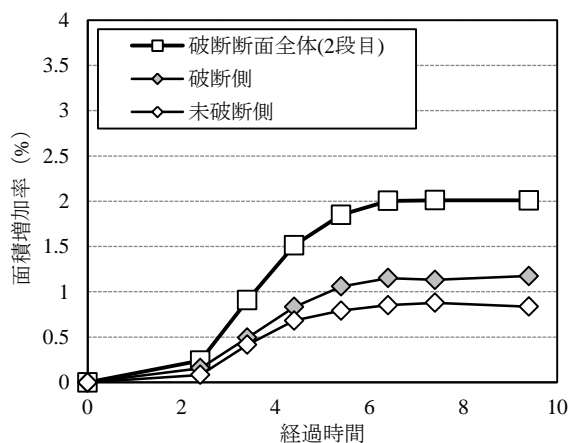


図-3.31 面積増加率経時変化  
(case13 破断面)

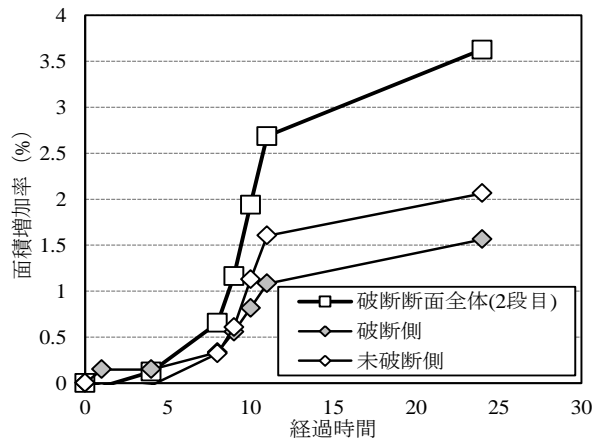


図-3.32 面積増加率経時変化  
(case14 破断面)

### 3. 4 隅角部損傷状況

ASR実構造物では、帯鉄筋曲げ加工部の破断が多く報告されているため、3.3章において隅角部の鉄筋破断が供試体の全体変形などに及ぼす影響を未破断箇所と比較検討したが、関係性は得られなかった。そこで、鉄筋破断に影響を与えると考えられる隅角部の変形に着目し、変形の経時変化、はつり出した断面からひび割れ進展などの分析を行った。

#### 3. 4. 1 円弧状の変形に着目した分析

供試体の変形は、隅角部から中央部に向かって徐々に大きくなり、中央部付近で最大量を示し丸く膨らむ形状となっていた。この丸く膨らむ変形は、鉄筋破断を生じる帯鉄筋曲げ加工部を曲げ戻すと考えられる。全体変形からその四角形を引いた2つに分類し、各段階において比較した。ここでは、前者を一樣膨張させる変形(一樣変形)、後者は隅角部を曲げ戻す変形(円弧変形)とした。図-3.33にcase14の1段目打設後8時間における変形状況と、円弧変形、一樣変形の分類結果を示す。図中に示す数値は各測定点のx方向変位とy方向変位である。変位量算出の具体例を図中上部に示す。各測点の位置を初期値(0, 0)とし、初期からのx方向、y方向の変位量を数値で表している。側面の測定点については面に対して垂直方向の変位、四隅の点についてはx方向、y方向両方の変位を座標で示している。

一樣変形による面積増加量は、図-3.33に示す供試体四隅の点((a)~(d))を結んでできる四角形から初期断面の面積(462,400mm<sup>2</sup>)を減ずることで算出した。円弧変形による面積増加量は、3.3章で示した算出法で算出した全体面積増加量から一樣変形による面積増加量を減ずることで算出した。

図-3.33より、打設後8時間の変形図から円弧変形、一様変形の面積増加分を算出すると、円弧変形、一様変形でそれぞれ2950mm<sup>2</sup>、2845mm<sup>2</sup>となり、円弧変形、一様変形とも面積増加量は同程度であった。また、図-3.34の打設後11時間では、円弧変形、一様変形でそれぞれ5968mm<sup>2</sup>、8569mm<sup>2</sup>となり、一様変形の面積増加量が大きい結果となった。このような円弧変形、一様変形の面積増加割合は、普通コンクリートの剥落が生じた5段目以外の帯鉄筋2~4段目でも同じ傾向を示している。

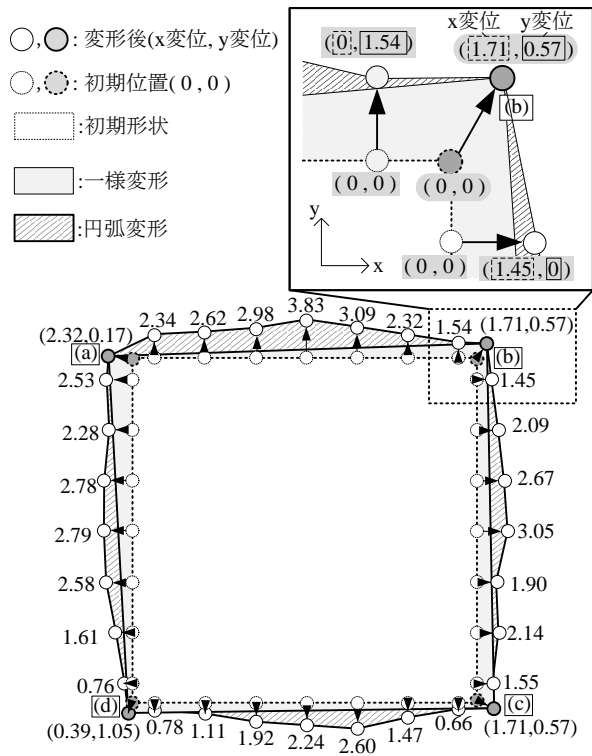


図-3.33 変形状況 (case14, 打設後 8 時間)

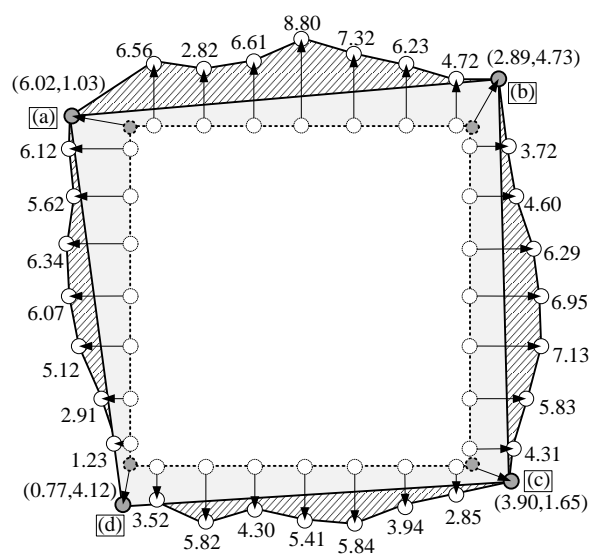


図-3.34 変形状況 (case14, 打設後 11 時間)

また、図-3.35 に経時ごとの円弧変形，一様変形の面積増加量を示すが，円弧変形は打設後 4 時間，一様変形は 8 時間から面積増加が大きくなり打設後 11 時間まで増進した後，それ以降は漸減している。

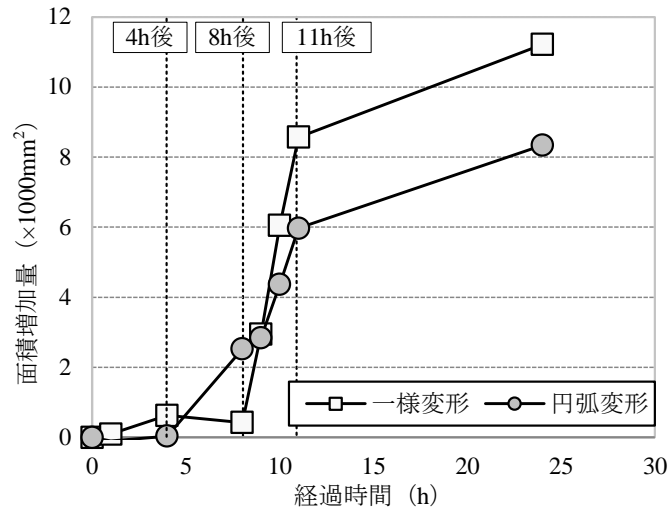


図-3.35 面積増加量経時変化

### 3. 4. 2 内部損傷状況

図-3.36にcase14の1段目(曲げ加工半径0.75d)隅角部に発生したひび割れの進展状況を示す. なお, (a)は供試体上面のひび割れ進展状況とその位置の隅角部変形, (b)は膨張試験終了後, 普通コンクリートを帯鉄筋位置まではつり出した内部の劣化状況と隅角部の変形を示している. 図中(a)に示すように隅角部上端面では変形量が0.76~1.61mmとなり, 膨張モルタル部分の四隅からひび割れが発生し, その後供試体表面に向かって進展していく. これは内部からの膨張圧により鉄筋隅角部を曲げ戻す変形が生じ, 膨張モルタル四隅(図中A)では引張が作用するためであると考えられる. 次いで図中Bに示すように内部膨張による変形の進展によってひび割れが進展していく. 最後に図-3.36(b)に示すように, 変形量は最大で5.82mmまで進展し, ひび割れが完全に貫通した後はコンクリートによる拘束がなくなるため, 隅角部のひび割れ幅が進展すると考えられる.

次に, 図-3.36(b)に示す内部損傷状況の観察結果より, 付着切れのメカニズムについて考察する. 鉄筋曲げ加工部は内部からの膨張圧によって曲げ戻し作用を受ける. その曲げ戻しによって曲げ加工部が

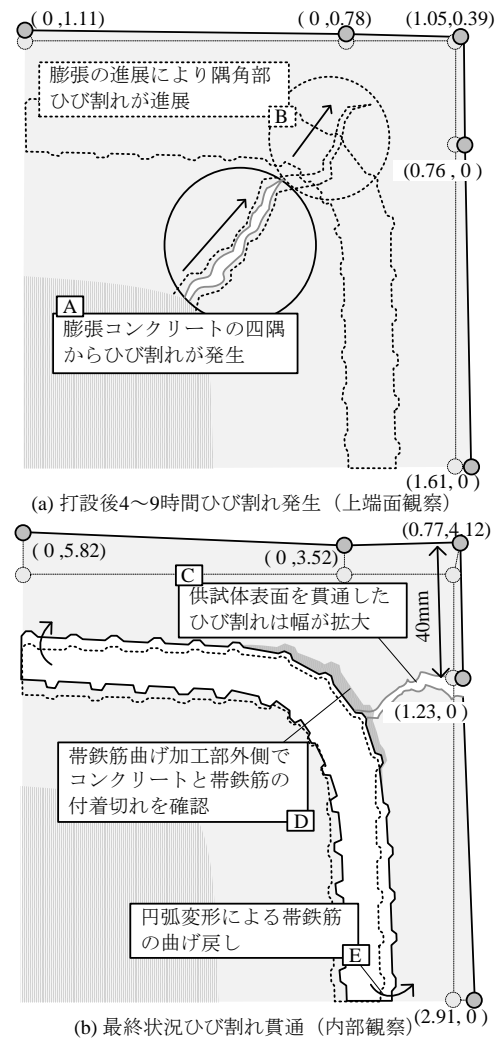


図-3.36 隅角部ひび割れの進展と付着切れの発生



供試体内部の方向へ移動し、鉄筋直線部分がコンクリートを外側に押し出すことによって付着切れ(図中 D)が発生すると考えられる。さらに、曲げ加工半径が小さいほど曲げ戻しによる帯鉄筋の変形が局所的になることから、 $0.75d$  位置では付着切れが発生しやすいと考えられる。このように、帯鉄筋曲げ加工部に曲げ戻し作用が生じる場合には、隅角部において、コンクリートと鉄筋の付着切れが発生すると考えられる。

### 3. 5 鉄筋き裂進展度評価

#### 3. 5. 1 き裂測定結果

図-3.37 にき裂測定を行った箇所について、各供試体に No. を示す。case11 は 90 度曲げ加工部 5 箇所である。case12 は鉄筋 A において 9 箇所、case13 では帯鉄筋断面 1 箇所につき、鉄筋 C 2 箇所、鉄筋 B および現行鉄筋で 1 箇所とした。case14 も同様に、鉄筋 C において 10 箇所、現行鉄筋は 7 箇所とした。

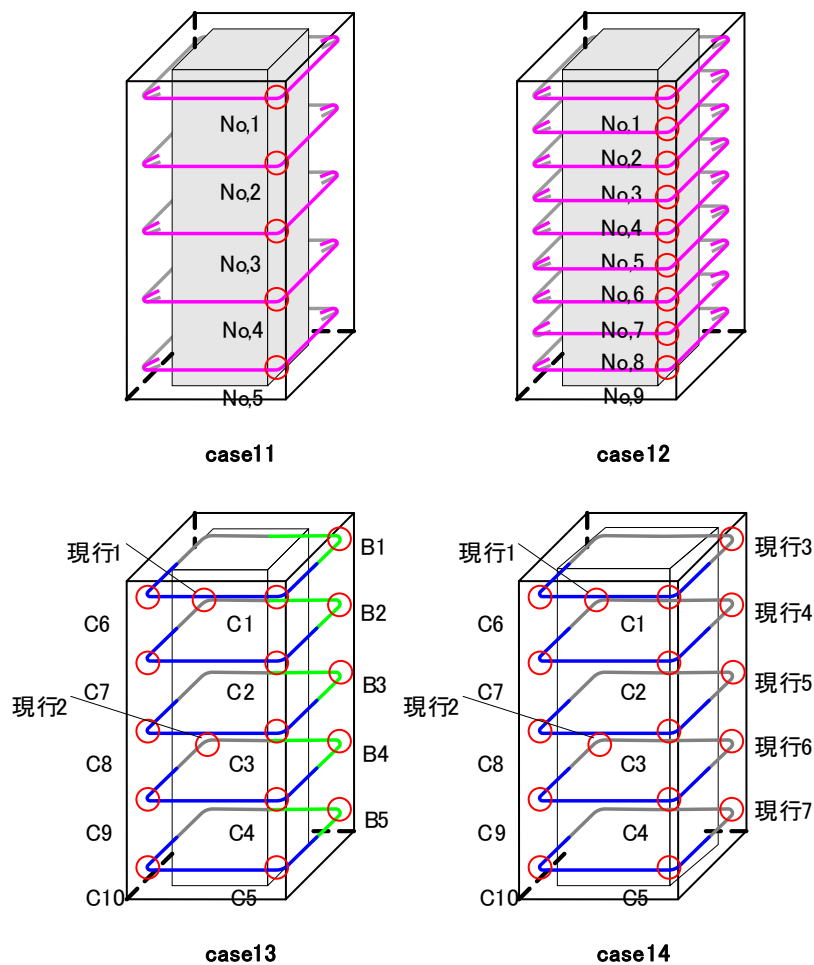


図-3.37 鉄筋き裂測定箇所

図-3.38 に case11 の鉄筋き裂進展率の全き裂結果を示す。鉄筋き裂は各鉄筋 3～4 本程度であり，採取試料で大きな違いは見られなかった。最大き裂率は 2.57%であり，全き裂の平均値は 1.07%であった。

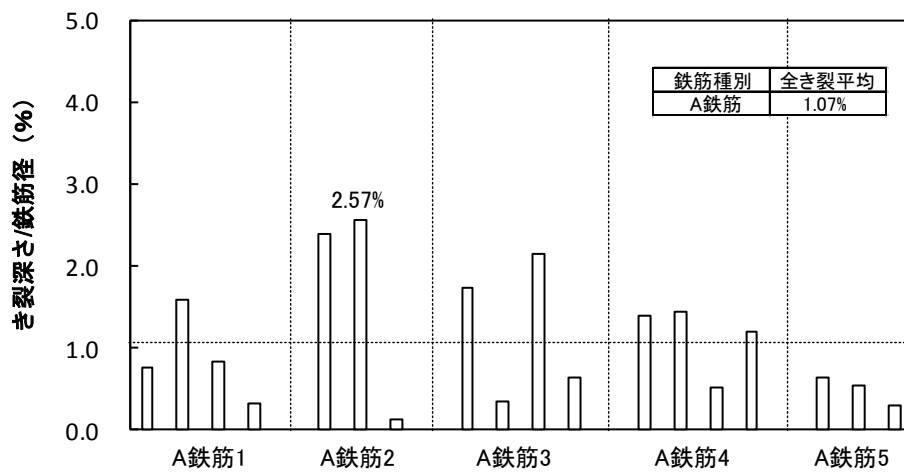


図-3.38 鉄筋き裂進展率 (case11)

図-3.39 に case12 の鉄筋き裂進展率の全き裂結果を示す。鉄筋 1 本ごとのき裂は 2～3 本程度で鉄筋試料別に，また case11 における鉄筋試料と比較して大きな違いは見られなかった。最大き裂率は 7.42%であり，全き裂の平均値は 1.52%であった。

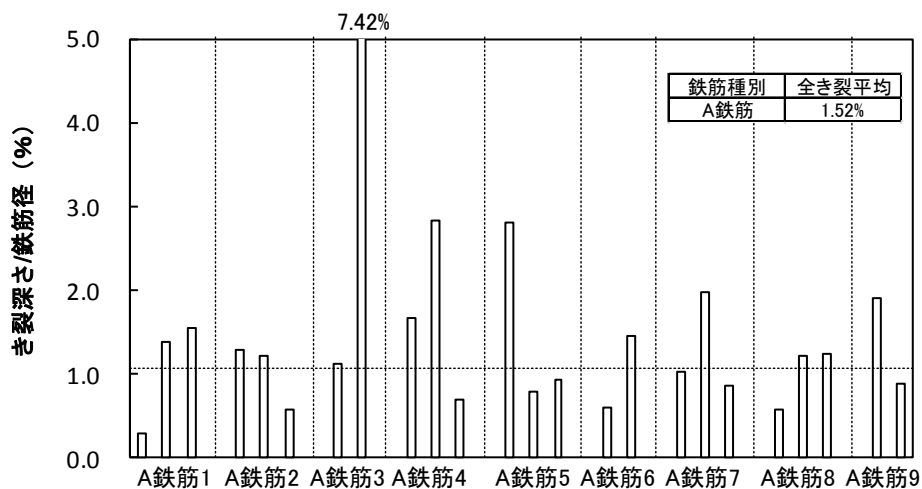


図-3.39 鉄筋き裂進展率 (case12)

case13 では現行鉄筋，鉄筋 B，鉄筋 C を同断面に配置した供試体であり，図-3.40 に鉄筋き裂進展率を示す．まず現行鉄筋では最大 0.87%，平均き裂は 0.41%であった．鉄筋 B は最大 5.76%，平均き裂は 2.20%であった．鉄筋 C は鉄筋 No. 2 で鉄筋破断が確認され，平均値では 6.15%となった．

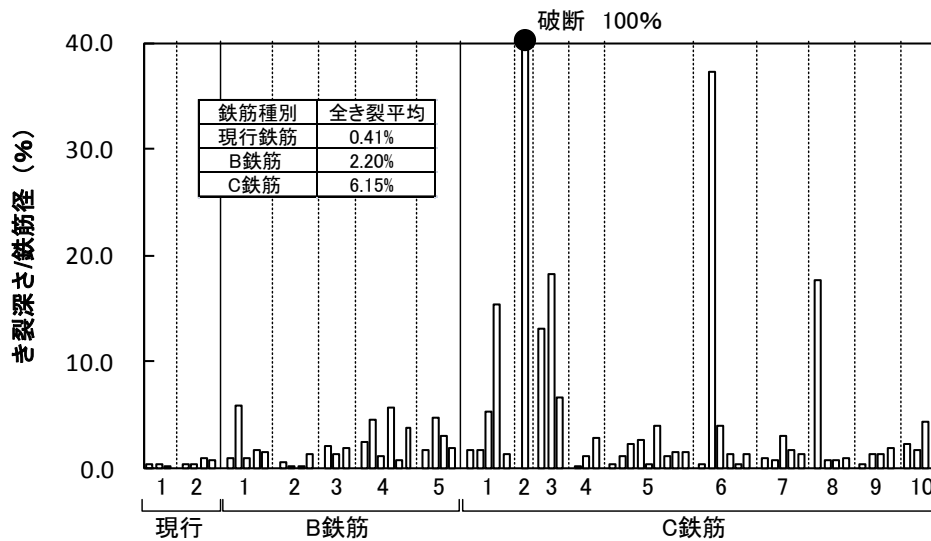


図-3.40 鉄筋き裂進展率 (case13)

case14 は現行鉄筋と鉄筋 C (曲げ加工半径 1.0d, 0.75d) を同断面に配置した供試体であり，図-3.41 に現行鉄筋，鉄筋 C 曲げ加工半径 1.0d, 0.75d) のき裂進展率を示す．現行鉄筋は最大 1.23%，き裂平均は 0.75%であった．鉄筋 C では，まず曲げ加工 1.0d では鉄筋 No. 5 で鉄筋破断が発生し，平均き裂は 10.99%となり，曲げ加工 0.75d では鉄筋 No. 7 で鉄筋破断が発生し，平均き裂は 12.76%であった．

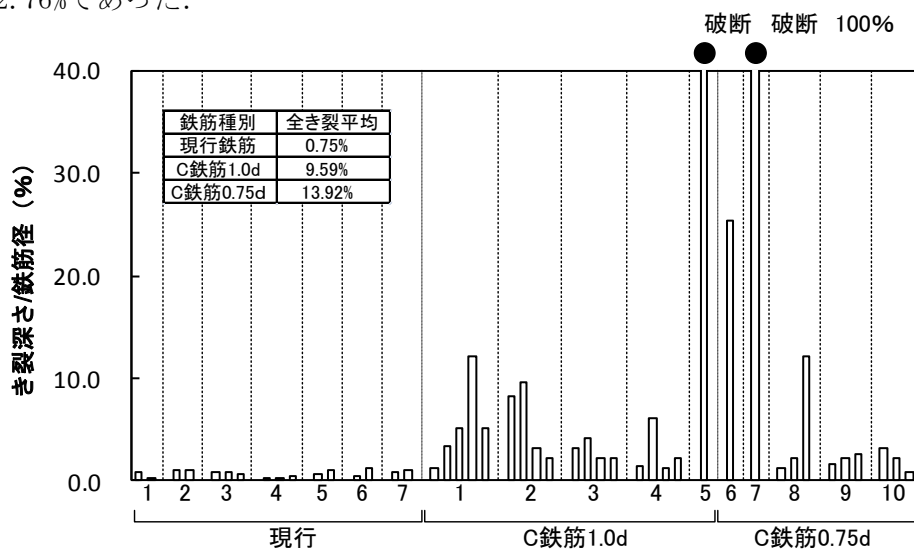


図-3.41 鉄筋き裂進展率 (case14)

### 3. 5. 2 初期き裂, 進展き裂発生状況

図-3.42に、各種鉄筋の初期き裂深さと進展後き裂深さを示す。鉄筋き裂は、き裂深さを鉄筋径で除すことでき裂進展量として評価を行った。

き裂の観察は鉄筋を縦断面カットして観察をするために、鉄筋曲げ加工の際に生じる初期き裂は材料試験で、膨張試験後の進展後き裂の観察は供試体からは取り出した鉄筋でそれぞれ観察する必要がある。初期き裂は、曲げ加工によって埋め込まれた鉄筋の節が3箇所含まれるように加工し、6試料ずつ観察を実施した。図中に示す初期き裂は各試料に発生した最大き裂の平均値である。鉄筋B、鉄筋Cでは初期き裂がそれぞれ2.27%、2.56%となり、現行鉄筋の0.81%、鉄筋Aの1.43%と比較して大きな値となった。

次に、膨張試験後のき裂進展量に着目する。ここでは、各鉄筋のき裂進展量が最大初期き裂の平均値を上回る場合にこれを膨張によって進行したき裂であると判断した。なお、複数生じた初期き裂のうち大きく進展するき裂は1、2本であることから、進展後き裂の評価は各試料に生じた最大き裂のみを図中に示す。

現行鉄筋では、初期き裂の平均0.81%を上回るき裂の発生はわずかであり、最大で1.57%であった。本実験では、ASR構造物の中でも著しい劣化状況を再現しており、その状況でほとんどき裂の進展が生じていない現行鉄筋では、鉄筋破断を生じる可能性が低いと考えられる。また、現行鉄筋と同様に初期き裂が小さい鉄筋Aでは、進展後き裂の半数以上が初期き裂の平均値を上回ったが、き裂の増加はわずかであり、膨張に伴う破断の可能性は比較的小さいと考えられる。

初期き裂発生が2.27、2.56%と同等であった鉄筋B、Cでは、鉄筋Bで最大6.3%の進展であった。一方、同一供試体case13で配置した鉄筋Cでは鉄筋破断が生じており、その他のき裂も37.0%の進展と、膨張試験後の挙動に大きな差が生じた。鉄筋Cについては、case14においても鉄筋破断2箇所、25%を上回るき裂が2本発生しており、今回使用した鉄筋の中で最も破断を生じやすい結果となった。しかし初期き裂の発生本数や平均き裂、最大き裂にほとんど差がない鉄筋Bと比較して、膨張試験後のき裂進展に大きな差が生じることを考えると、き裂進展は、材料的な要因によるものがあると考えられる。

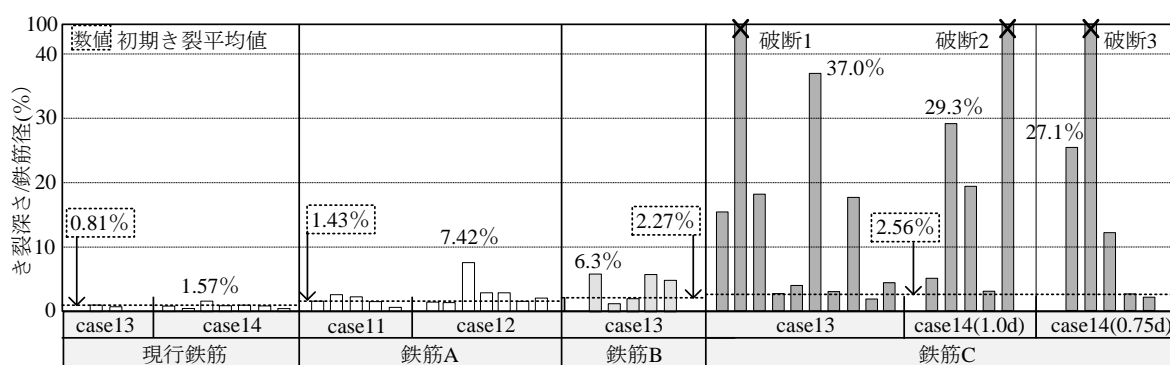


図-3.42 膨張試験後のき裂進展結果

図-3.43に、最大き裂発生位置と進展状況を示す。全ての鉄筋について、最大き裂を生じた節は曲げ加工部中央に当たる。要因として、鉄筋を曲げ加工する際に節が埋め込まれる量が最も多く最大の初期き裂が発生する確率が高い、鉄筋が膨張によって曲げ戻される際に最も変形が集中する点に当る、という2点が考えられる。また、鉄筋破断が3本生じた鉄筋Cで、破断した1~3の破断位置についても、同様に曲げ加工中央で生じていた。

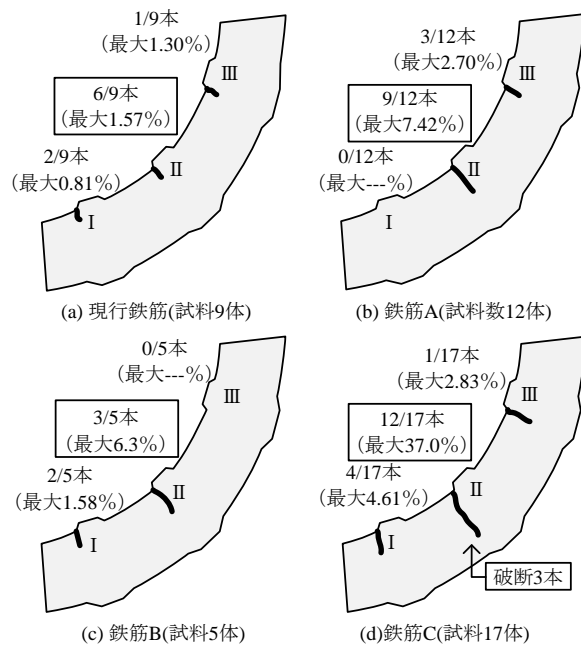


図-3.43 最大き裂発生位置と進展状況

### 3. 5. 3 き裂進展度評価

#### (1) 曲げ加工半径とき裂進展度の関係

曲げ加工の影響の検討は鉄筋 C で行っており、case14 では供試体断面を case11~13 の 380mm×380mm から 456mm×456mm に変更していることから、鉄筋 C の曲げ加工 1.0d のき裂進展率は case14 の鉄筋 No. 1~5 を用いた。図-3.44 に曲げ加工によるき裂進展度を示す。鉄筋 C 曲げ加工半径 1.0d では初期き裂の平均（1本毎の最大き裂平均）は 2.56%，これに対して進展後のき裂平均（1本毎の最大き裂平均）は 31.35% となり、約 29% の進展であった。鉄筋 C 曲げ加工半径 0.73d では初期き裂の平均（1本毎の最大き裂平均）は 3.60%，これに対して進展後のき裂平均（1本毎の最大き裂平均）は 29.14% となり、26% の進展であった。鉄筋 C で曲げ加工半径を 1.0d、0.73d とした場合、節の埋め込みが大きくなることで初期き裂は増加するが、膨張圧を受けた場合は初期き裂から 26~29% の進展となり、曲げ加工半径の影響は小さいことが認められた。

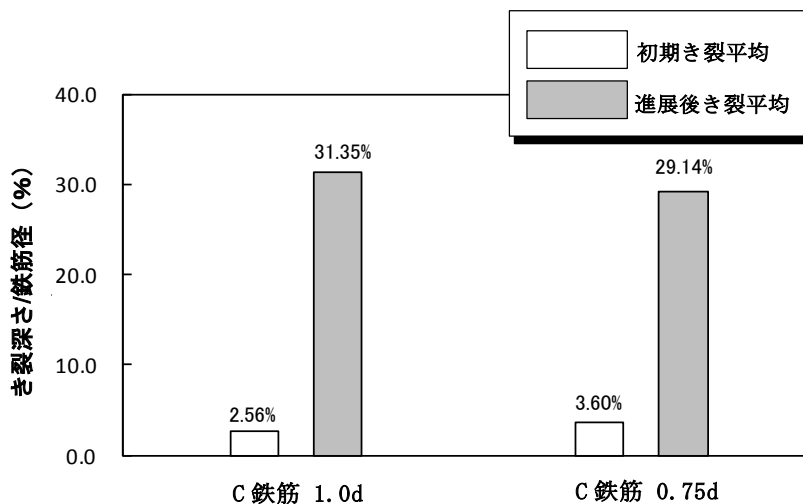


図-3.44 曲げ加工によるき裂進展度 (case14)

## (2) 供試体膨張量とき裂進展度の関係

膨張量に対するき裂の進展度を評価するため、ひび割れ幅より算出した測線ひずみの値を用いて検討した。図-3.45に膨張量によるき裂進展度の比較として、case11, 12の鉄筋Aのき裂進展度を示す。鉄筋Aの初期き裂平均は1.43%で、case11では最大き裂2.57%、case12では7.42%となっており、膨張量が小さいcase12のほうが平均値では大きな鉄筋損傷となっていた。しかし、図中の点線枠の7.42%は同供試体内の他のき裂と比べ、極端に進展が大きなき裂である。鉄筋Aは波節鉄筋であることから、加工の角度、節位置が影響を及ぼし、一部で大きな初期き裂が発生したと推測される。

き裂の進展状況に大きな差は見られず、膨張量はき裂進展に及ぼす影響が小さいことを確認した。

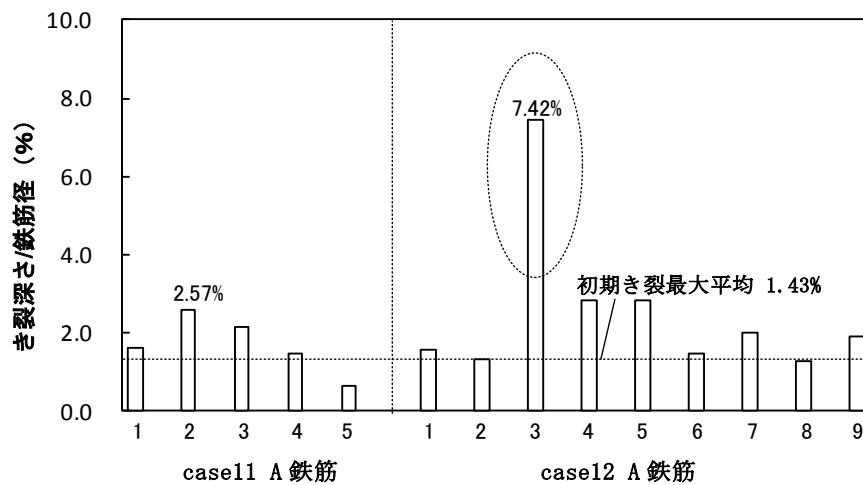


図-3.45 膨張量によるき裂進展度 (case11, 12 ; A 鉄筋)

図-3.46にcase13, 14の鉄筋C曲げ加工半径1.0dのき裂進展度結果を示す。鉄筋Cの初期き裂平均(1本毎の最大き裂平均)は2.56%で、case13, 14ともに鉄筋破断が1箇所発生している。また平均き裂については、case13は20.4%であり、case14では31.35%となったが、鉄筋破断を除く30%を超えるき裂はcase13の鉄筋No.6で発生しており、膨張量の違いとしては明確には確認できなかった。

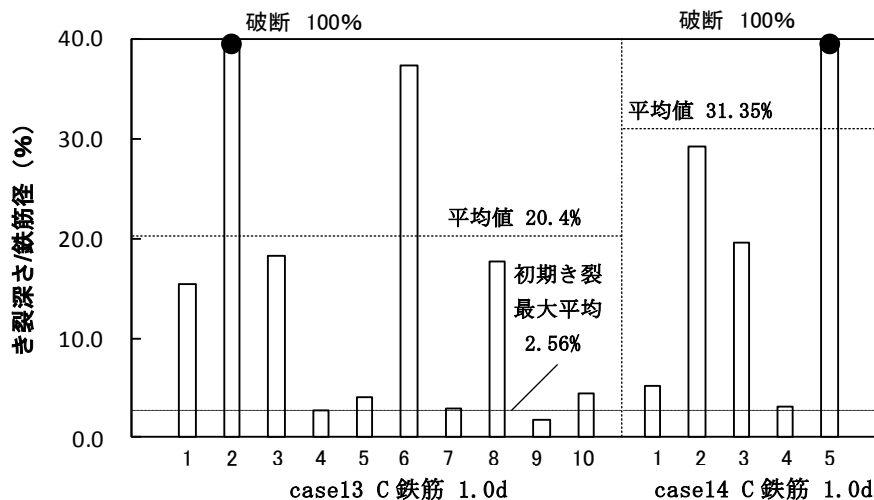


図-3.46 膨張量によるき裂進展度 (case13, 14 ; C 鉄筋)



### (3) 帯鉄筋位置の膨張ひずみとき裂進展度の関係

図-3.47 に膨張ひずみの設定について示す。膨張ひずみは case13 以降のひび割れ測定で行っている帯鉄筋位置のひび割れ幅測定結果を用いて、図中に示すように、該当鉄筋曲げ加工位置の測線上のひび割れ幅を、対象隅角箇所両側 340mm を鉄筋曲げ加工部近傍箇所の膨張量として設定した。図中に枠線で示す帯鉄筋 2 断面の膨張ひずみは、対象箇所両側 340mm 範囲のひび割れ幅の合計（図中、例としてひび割れ幅 A と B と C と D の合計）を対象長さ 680mm（両側 340mm）で除した値である。なお、case11, 12 では帯鉄筋位置で測定を行っていないが、100mm 間隔での測線上で測定されたひび割れ幅より、帯鉄筋位置に近い 2 測線で比例配分することで補整を行った。

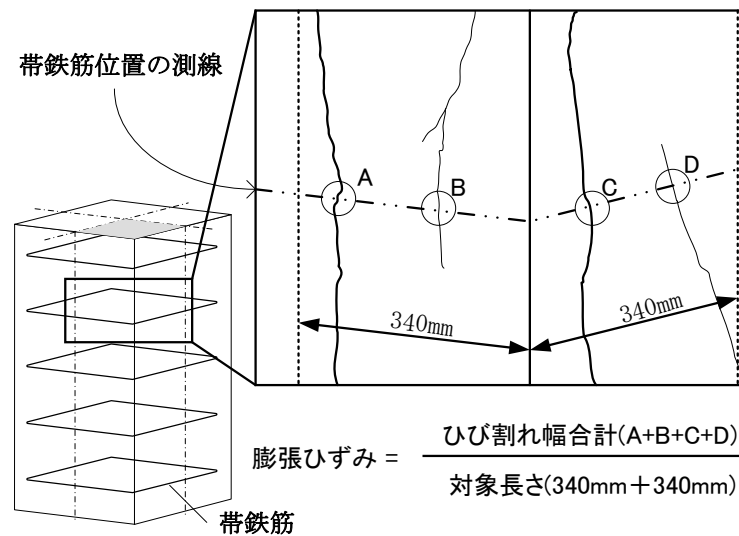


図-3.47 膨張ひずみ設定範囲

図-3.48 に膨張ひずみと鉄筋き裂の関係を示す。なお、検討に用いた鉄筋は、case11～13 の結果を用い、き裂率の微小な(1.0%以下)現行鉄筋を除いた旧基準鉄筋で行った。

膨張ひずみ 2000 $\mu$  以下では、5.0%以下と軽微な鉄筋き裂であったが、2000 $\mu$ ～4000 $\mu$  では15%を超える進展後き裂が発生しており、鉄筋破断も 2600 $\mu$  程度で確認された。膨張ひずみ 4000 $\mu$ ～8000 $\mu$  では30%を超えるき裂が発生していた。この結果より、膨張ひずみ 2000 $\mu$  以上ではき裂が進展しやすい傾向が確認されたが、膨張ひずみが大きくとも 5.0%以下の軽微なき裂は多く存在しており、膨張ひずみが大きい箇所では過大なき裂が発生する可能性と、鉄筋種別の影響も受けることを確認した。

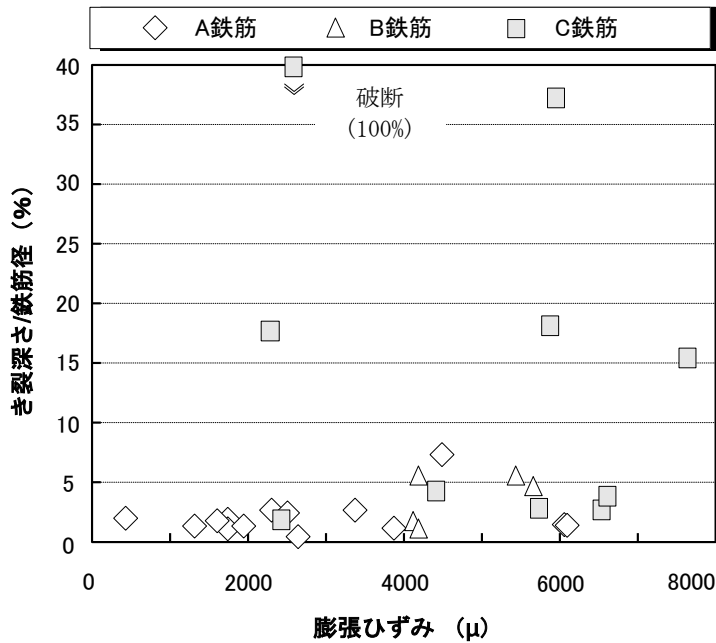


図-3.48 膨張ひずみ－鉄筋き裂関係

(4) 隅角部角度進展とき裂進展度の関係

帯鉄筋のひずみから、内部の膨張圧で帯鉄筋曲げ加工部が曲げ戻しの方向に変形していると推測された。そのため、隅角部の角度変形とき裂進展度の関係性を検討した。図-3.49 に角度の算出範囲を示す。隅角部角度は、図中に示すように供試体隅角部  $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$  点でなす角度と定義した。ここで測定長は、変形図のプロットより角度を算出した結果、140mm 範囲以降では進展に収束する傾向が見られたことより、140mm としている。

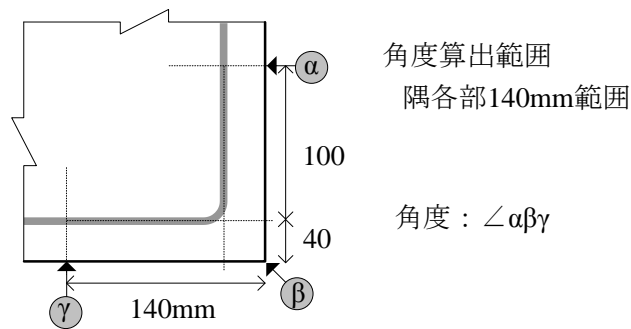


図-3.49 角度算出範囲

図-3.50 に角度進展量とき裂進展度を示す。対象とした鉄筋は、case13 の鉄筋 B 5 箇所、鉄筋 C 10 箇所とした。角度進展量は 0～5 度程度まで分布しており、曲げ戻される方向に変形していた。鉄筋 C において、角度進展量 0.5 度程度で一部 20% 程度のき裂進展量が発生しており、2 度以上では比較的大きなき裂および鉄筋破断が確認された。結果より、角度進展量が大きくなるとき裂進展量は大きくなる傾向が認められ、今回の実験においては 2 度以上になると鉄筋破断が起こる可能性が示された。

しかし、図中点線枠部分は鉄筋種類が異なる B 鉄筋を示しているが、角度進展量が大きくな

ってもき裂進展量は変化しておらず、曲げ戻し変形が外観上ほぼ同じ変形であっても、鉄筋種別によりき裂進展度が異なることがわかった。

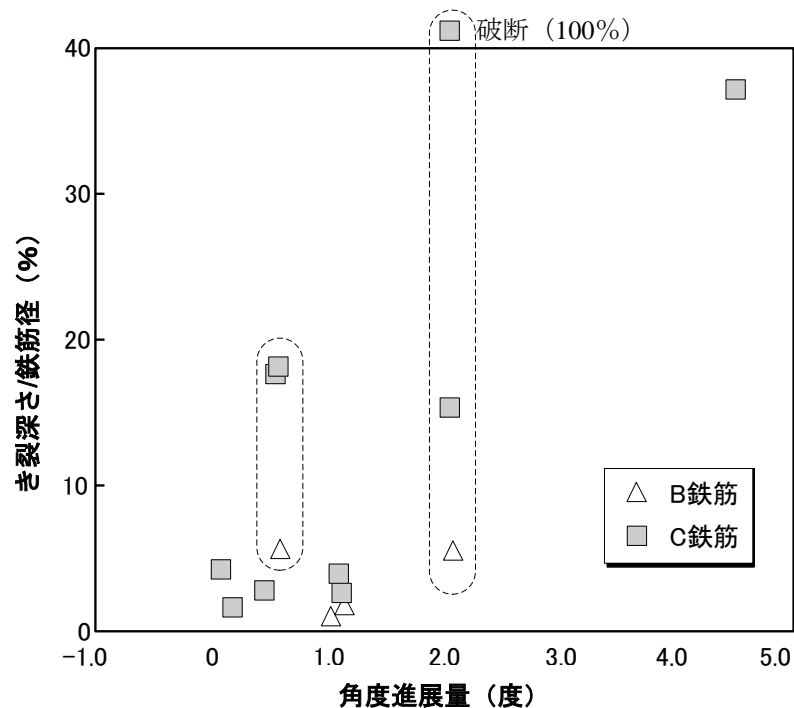


図-3.50 角度進展量－き裂関係

### 3. 6 まとめ

現行鉄筋および旧基準節鉄筋を使用しASR劣化が著しい状況を再現するため、中空部に膨張モルタルを打設した4供試体実験から、鉄筋破断に伴い生じる外観劣化や鉄筋種別が鉄筋破断に与える影響について検討を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 鉄筋破断を生じた実構造物の膨張量を超える供試体において、ひび割れを計測した結果、全ての供試体で側面中央部では表面から内部に向かって進展するひび割れ、側面隅角部では内部から表面に向かって進展するひび割れの2種類を確認した。
- (2) 供試体の変形計測結果より、2.0～11.8mmの最大変位が計測され、最大変位は側面中央部で発生し、丸く膨らむ変形を生じた。各断面の変形に着目すると、鉄筋破断を生じた帯鉄筋断面および、未破断断面での変形面積増加率は、2～3%、3～4.5%となっており、破断箇所と未破断箇所では差異は見られなかった。また、各帯鉄筋断面の破断側の面積増加率の経時変化は、未破断側の面積増加率の経時変化と同様の増加傾向を示しており、経時変化においても破断側で特徴的な変形は認められなかった。
- (3) 供試体の隅角部損傷状況の観察結果から、ひび割れは内部膨張により膨張モルタルの四隅から発生し、供試体表面まで進展・貫通していることが確認された。また、帯鉄筋内

部から膨張圧を受ける場合には、帯鉄筋の隅角部が曲げ戻されるため、コンクリートと鉄筋の付着切れが発生すると考えられる。

- (4) 実験終了後、供試体からは取り出した帯鉄筋のき裂進展量を測定した結果、初期き裂の発生が平均で0.81, 1.43%である現行鉄筋と旧基準波節鉄筋では鉄筋き裂進展量が小さく、ASR膨張に伴う鉄筋破断を生じにくいことが確認された。一方、初期き裂の発生が2.23, 2.54%と比較的大きい旧基準竹節鉄筋では一部の鉄筋において3箇所の鉄筋破断が生じ、鉄筋種別によりき裂進展が異なることが確認された。

### 第3章の参考文献

- [3.1] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書 - 鉄筋破断と新たなる対応 -, コンクリートライブラリ, No. 124, pp.2-I-77, 2005.
- [3.2] 鳥居和之, 池富修, 久保善司, 川村満紀：ASR 膨張によるコンクリート構造物の鉄筋破断の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, pp.595-600, 2001.6
- [3.3] 久保善司, 嶋瀬敬祐, 中島俊和, 鳥居和之：膨張材を用いた ASR 膨張力のコンクリート-鉄筋間の伝達機構について, コンクリート構造物の補修, 補強, アップグレード論文報告集, 第3巻, pp.13-16, 2003.10
- [3.4] 中島俊和, 久保善司, 鳥居和之：ASR 膨張がコンクリート構造物の鉄筋破断に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.1, pp.1535-1540, 2003.6
- [3.5] 興梶展朗, 幸左賢二, 合田寛基, 五十嵐弘行：ASR 模擬供試体による鉄筋損傷進展評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.1275-1280, 2007.7
- [3.6] 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梶展朗：アルカリ骨材反応による鉄筋破断現象に関する実験的考察, 土木学会論文集 E, Vol.64, No.2, pp.371-388, 2008.6
- [3.7] 興梶展朗, 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基：鉄筋の節形状とコンクリートの膨張が破断に与える影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.1, pp.719-724, 2006.7
- [3.8] 九州工業大学：アルカリ骨材反応 (ASR) を生じた阪神高速道路橋脚の調査データ分析, 2009.3
- [3.9] B . B . Hundy : Accelerated Strain Ageing of Mild Steel, Journal of The Iron Steel Institute, pp.34-38, Sep.1954
- [3.10] 社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：プレストレスト・コンクリート建設業協会 ASR 対策検討委員会報告書, pp.35-51, 2009.3

## 第4章 破断鉄筋の品質特性

### 4. 1 はじめに

第3章 大型供試体による鉄筋破断の再現実験において、き裂進展の平均値は現行鉄筋の0.6%に対し、旧基準鉄筋はき裂進展が大きい傾向が見られた。一方、旧基準鉄筋で比較した場合、いずれもき裂が進展しているが、特に特定の鉄筋で急激な進展が発生していた。このため、旧基準鉄筋で初期き裂およびき裂進展傾向が異なる原因を、鉄筋の形状や鉄筋の特性評価手段として一般的に用いられている引張強さやシャルピー衝撃試験結果、および化学成分などの特性値から検討した。

### 4. 2 試験対象鉄筋

著者らの研究[4.1]では、鉄筋の曲げ加工時に発生する初期き裂について評価を行っており、初期き裂の発生の違いは、節形状が要因であることを明らかにしている。そこで、ここでは2章のA橋P4橋脚から採取した鉄筋、3章で使用した旧基準鉄筋A、B、Cおよび現行鉄筋を用いて、節形状の計測を含む材料試験を実施した。なお、使用された旧基準鉄筋A～Cは、1970年代に竣工された構造物から、はつり出した鉄筋である。

旧基準鉄筋A（以下鉄筋A）、B（以下鉄筋B）については、鉄筋破断を生じた構造物が多数報告されている関西地区の橋梁から採取した鉄筋であるが、鉄筋の採取時に、それぞれの実構造物で破断は確認されていない。なお、鉄筋Aは波節鉄筋、鉄筋Bは竹節鉄筋である。

旧基準鉄筋C（以下鉄筋C）については北陸の橋脚から採取した竹節鉄筋で、採取した時点で破断は認められなかったものの、目視で十分に判断できるき裂が生じていた。そのため、鉄筋Cは、鉄筋破断が生じる可能性の高い鉄筋と考えられる。現行鉄筋については、平成15年頃に九州地区で製造されたものである。

また、第2章 鉄筋破断を生じた実構造物の調査分析でA橋P4橋脚から採取した鉄筋を鉄筋D、既往の研究で使用された現行鉄筋を現行Eとする。さらに、鉄筋物性値の検討では、現行鉄筋の代表値として、平成15年に普通鋼電炉工業会が実施した材料試験結果の平均値[4.2]を用いた。

### 4. 3 試験方法

各鉄筋で断面形状が異なることから、そのままの形状で鋼材の特性評価を行った場合には、形状効果が加味され、鋼材特性を比較することは難しい。このため、試験片作製は、JIS Z 2201 金属材料引張試験方法に準拠し、鉄筋形状を加工することで鉄筋断面の影響を削除した。試験は、JIS Z 2241 金属材料引張試験方法に準拠した引張試験、JIS Z 2242 金属材料のシャルピー衝撃試験、JIS G 0555 鋼の非金属介在物の顕微鏡試験方法に準拠した非金属介在物および金属組織とした。これらの試験は全て常温で実施した。

## 4. 4 結果および考察

### 4. 4. 1 鉄筋形状

既往の研究では、曲げ加工時に節根元に発生する初期き裂に着目し、鉄筋の節高が高く、節変化量が小さいほど、節の立ち上がりが急であるため、初期き裂が大きくなりやすいことを明らかにしている[4.1]。そこで、各鉄筋を対象に節高、節変化量の計測を行い、節形状がき裂・鉄筋破断に与える影響について検討した。

節高の評価は、普通鋼電炉工業会の昭和62年度報告書[4.3]に示されている節高分布を参考に行った。使用した節高分布は、普通鋼電炉工業会が、鉄筋棒鋼を製造している電炉各社を対象に、昭和57年から58年に実施したアンケート調査を基に作成されたものである。

図-4.1(a)に、アンケート調査結果から得られた鉄筋径毎の節高分布を示す。なお、図中にはJIS G 3112「鉄筋コンクリート用棒鋼」で規定されている節高の許容限度を併記している。図中カッコ内に示す数値は、鉄筋径毎の試料数を示す。今回、分析の対象としている鉄筋は、鉄筋径がD16であることから、アンケート調査より得られた鉄筋径D16の節高分布、および鉄筋径D16のJIS規格における節高の許容限度0.7~1.4mmを節高評価の基準とした。

図-4.1(b)に、各鉄筋の節高の計測結果を示す。鉄筋B、C、およびDの節高は、それぞれ1.12mm、1.22mm、1.15mmであり、現行鉄筋の節高0.80mmの1.4倍であった。

図-4.2に節変化量の計測結果を示す。節変化量の計測方法は、図中(a)に示すように節の立ち上りを計測している。鉄筋A、B、およびC、Dの節変化量はそれぞれ3.1mm、1.1mm、0.9mm、1.2mmであった。次に、鉄筋B、C、およびDと現行鉄筋の節変化量を比較すると、現行鉄筋の節変化量は7.1mmであることから、鉄筋B、C、およびDは現行鉄筋に比べて、急激な節の立ち上がりを有していることが分かった。

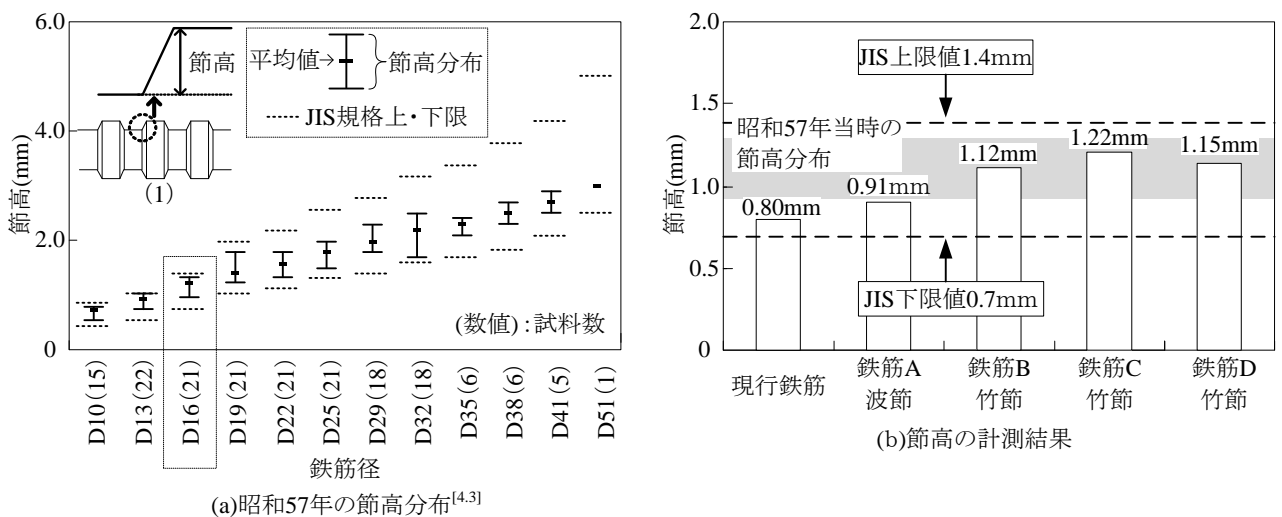


図-4.1 節高分布と節形状観察結果



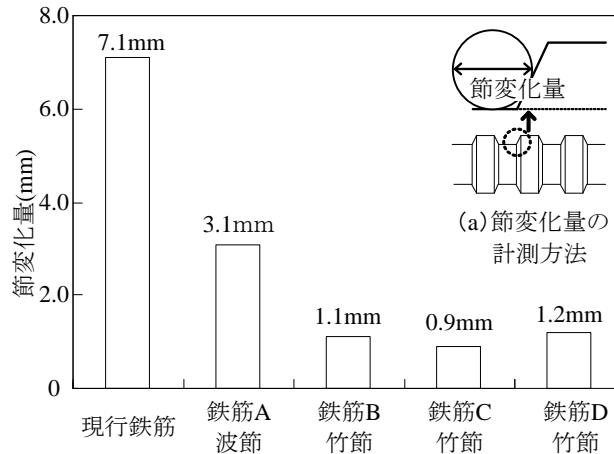


図-4.2 節変化量の計測結果

#### 4. 4. 2 初期き裂発状況

節形状の測定結果より、鉄筋 B, C, および D は節高が高く、節の立ち上がりが急であるため、初期き裂が発生しやすい鉄筋形状と考えられる。そこで、各鉄筋を曲げ加工し、曲げ加工によって発生した初期き裂を現行鉄筋と比較した。

初期き裂の評価方法は、各鉄筋の直線部を  $1.0d$  で曲げ加工し、その部位を軸方向に  $1/2$  にカットした後、顕微鏡を用いて  $50\sim 200$  倍に拡大した断面におけるき裂深さの測定によって行った。初期き裂は、き裂深さを鉄筋径で除した値とした (図-4.3 参照)。

図-4.4 に初期き裂の計測結果を示す。最大初期き裂については、現行鉄筋が  $1.44\%$  であるのに対し、鉄筋 A で  $2.07\%$ 、鉄筋 B で  $3.95\%$ 、鉄筋 C で  $4.00\%$ 、鉄筋 D で  $3.01\%$  となり、鉄筋 C, B, および D では現行鉄筋の 2 倍以上の最大初期き裂が発生していた。また、平均初期き裂においても、現行鉄筋の  $0.70\%$  に対して、鉄筋 A で  $0.92\%$ 、鉄筋 B で  $1.53\%$ 、鉄筋 C で  $1.74\%$ 、鉄筋 D で  $1.68\%$  となった。鉄筋 B, C, および D は、最大初期き裂の結果同様、平均初期き裂においても現行鉄筋の 2 倍以上の値であった。以上の結果から、鉄筋 B, C, および D は、き裂や破断などの損傷要因である鉄筋曲げ加工時の初期き裂が発生しやすい鉄筋であると言える。

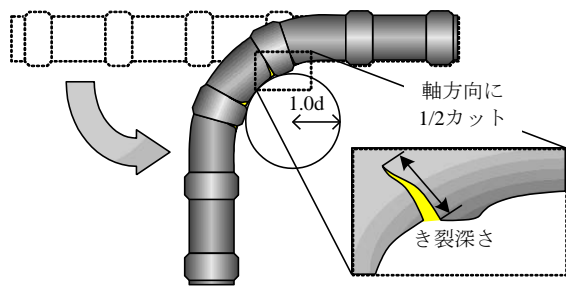


図-4.3 初期き裂の計測

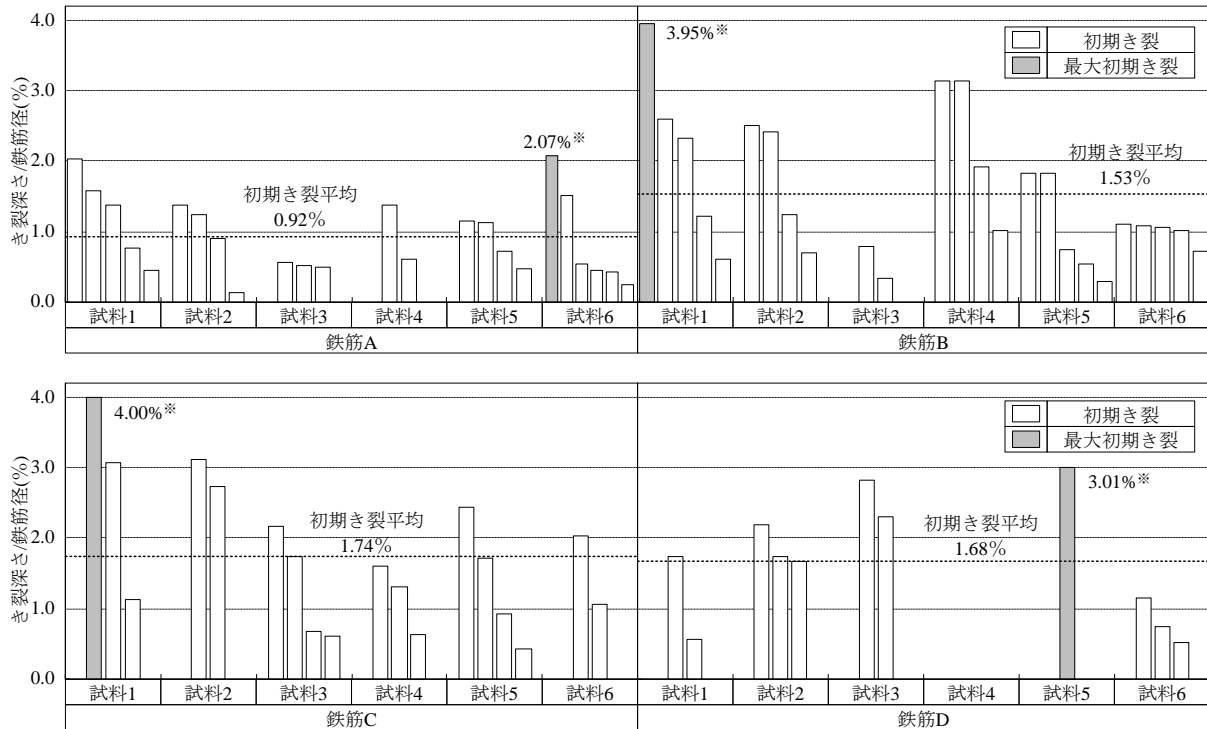
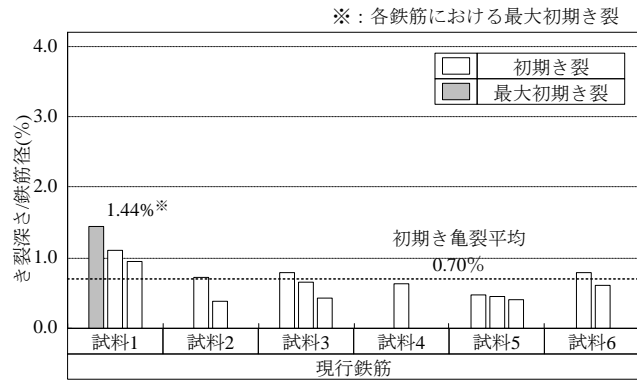


図-4.4 初期き裂の発生状況

#### 4. 4. 3 化学成分分析結果

ここでは、ASR 膨張によって生じるき裂進展は、鉄筋の材料特性に関連する可能性があると考えられることから、鉄筋 A～C、現行 E や現行鉄筋の平均値[4.2]と比較を行った。材料特性の評価手段としては、化学成分分析、引張強度試験、シャルピー衝撃試験の物性値に着目した。

表-4.1 に、鉄筋 A～D と現行鉄筋の化学成分分析結果を示す。なお、現行鉄筋の成分分析については、前述の通り、平成 15 年に普通鋼電炉工業会が実施した材料試験結果の平均値[4.2]を用いた。試験結果より、鉄筋 A～D において、鉄筋に脆化を及ぼす P (リン) および S (硫黄) は、P が 0.012～0.018、S が 0.017～0.030 の結果となっており、JIS 規格を満足していることがわかる。また、N (窒素) が多い場合ひずみ時効に影響しやすいとされているが、旧基準鉄筋それぞれの N は 0.006～0.010 で、現行 E や現行鉄筋の平均値 0.013 程度に比べ低い値となった。以上の成分分析の結果から、旧基準鉄筋において、P、S は JIS 規格を満たしており、N は現行鉄筋に比べて低いため、鉄筋の化学成分に異常は認められなかった。

表-4.1 鉄筋の成分分析

鉄筋	C	Si	Mn	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	P	S	N
鉄筋A	0.17	0.37	1.47	0.19	0.06	0.03	0.01	0.030	0.012	0.017	0.006
鉄筋B	0.25	0.18	0.77	0.19	0.13	0.17	0.02	0.001	0.018	0.030	0.009
鉄筋C	0.30	0.24	0.79	0.41	0.09	0.13	0.01	0.008	0.015	0.027	0.010
鉄筋D	0.31	0.29	0.59	0.38	0.08	0.08	0.02	0.010	0.010	0.030	0.010
現行E	0.23	0.10	0.59	0.35	0.07	0.22	0.01	<0.001	0.037	0.042	0.013
現行平均	0.21	0.16	0.65	0.33	0.20	-	-	-	0.028	0.033	0.012
JIS規格	-	-	-	-	-	-	-	-	<0.05	<0.05	-

4. 4. 4 引張強度試験結果

各鉄筋の強度を把握するため、引張強度試験を行い現行鉄筋の強度と比較した。図-4.5に上降伏点と引張強度の関係を示す。ここで、旧基準鉄筋として取り扱う文献3は、昭和62年に普通鋼電炉工業会が行った試験結果[4.3]を用いたものである。また、現行鉄筋として取り扱う文献4は、平成13年に普通鋼電炉工業会が行った試験結果[4.4]を用いたものである。図に示す降伏比については、引張強度に対する降伏強度の比率であることから、上降伏点を引張強度で除した値とした。また、上降伏点と引張強度の関係を把握するために、文献3、文献4から切片=0の近似直線を算出し、近似直線から得られた±5%線の範囲を降伏比範囲とした。図に示すように、旧基準鉄筋の大まかな傾向としては、降伏比範囲内には収まっているものの、現行鉄筋に比べ、ばらついていることが分かる。鉄筋B～Dについては、旧基準鉄筋の中でも降伏比範囲の上側に分布しており、鉄筋Dの一部では、降伏比範囲から外れた特異な値を示すものも見られた。

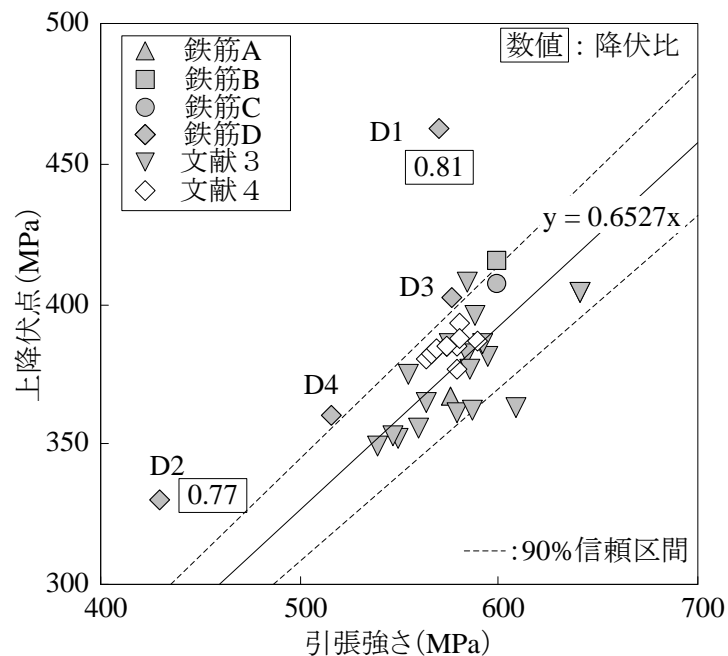


図-4.5 引張強度試験結果

次に、鉄筋の伸び性能が低い場合、脆性的な破壊の傾向を示すことから、鉄筋の破断伸びに着目して分析を行った。図-4.6に鉄筋の破断伸びー引張強度を示す。図には、鉄筋A～D以外に、現行鉄筋の試験結果をプロットしている。図より、伸びのJIS規格を満たしていない鉄筋は、鉄筋Dに確認された。

鉄筋Dの試験結果にばらつきが見られることから、鉄筋Dの引張強度を推定するために、硬さ試験の結果を用いて強度の推定を行った。硬さ試験を行った結果、鉄筋Dの硬さは175HVとなった。JISハンドブックの硬さー引張強さの換算表から、鉄筋Dの引張強度を推定すると、560MPaとなったことから、伸びのJIS規格を満たしていないD2、D4は引張強さにおいても推定強度以下であった。

以上の結果から、鉄筋Dの一部の試料では、破断伸びがJIS規格を満たしていないことが分かった。

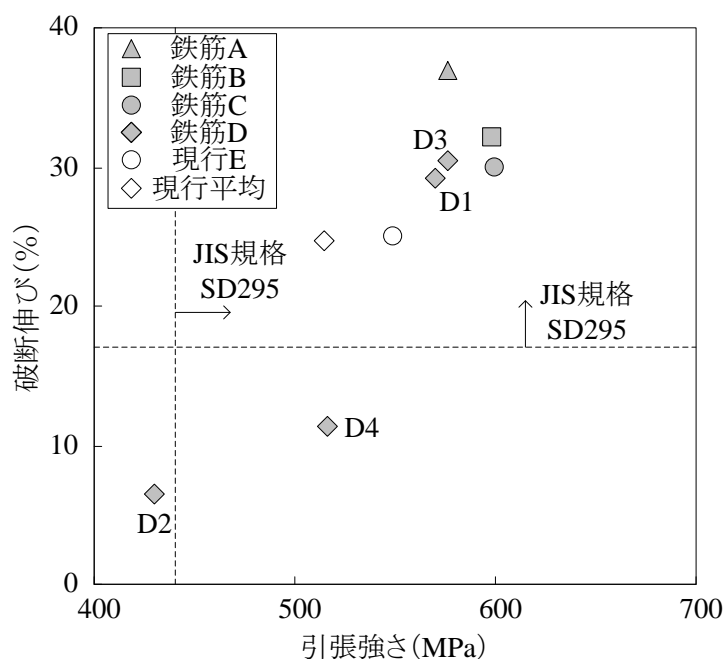


図-4.6 引張強さー破断伸び

#### 4. 4. 5 シャルピー衝撃試験結果

破断が生じた鉄筋の靱性評価については、多くの機関[4.2][4.5][4.6]で、シャルピー衝撃試験が実施されており、破断鉄筋の特徴と吸収エネルギーの値を関連付け考察を行っている。そこで、破断鉄筋の靱性を評価するために、シャルピー衝撃試験を行い、現行鉄筋との比較により、靱性能値が破断に与える影響について検討した。

また、N含有量が多いと吸収エネルギーが低下するという報告もあることから、吸収エネルギーとN含有量の関係性についても検討を行った。試験に用いたシャルピー試験片は、JIS 2mm Vノッチとし、試験片数について鉄筋A～Cは7本、鉄筋Dは6本である。参考として、北陸地区で破断が確認された構造物（昭和55年竣工）の鉄筋の試験結果を文献5[4.5]、平成15年に電炉鉄筋工業会で行われた現行鉄筋の試験結果を文献2[4.2]として用いた。評価の方法としては、まず、鉄筋A～Dおよび文献5と現行鉄筋である文献2を比較することで旧基準鉄筋の材質評価を行い、その後、旧基準鉄筋同士の比較により特徴把握を行った。

図-4.7に吸収エネルギーとN含有量の関係性を示す。既往の研究成果[4.5]より、N含有量が多い場合、吸収エネルギーが低下すると報告されている。今回対象とした鉄筋全体の傾向としては、N含有量の多い鉄筋で吸収エネルギーが低下しており、既往の研究成果と同様の傾向が見られた。

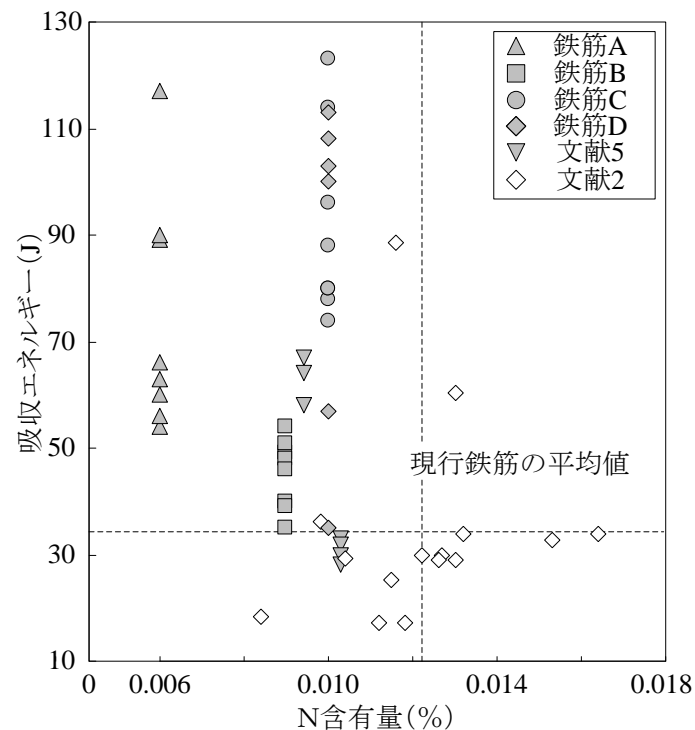


図-4.7 吸収エネルギーとN含有量

次に、旧基準鉄筋と現行鉄筋の吸収エネルギーに着目し、比較した結果、現行鉄筋に比べ旧基準鉄筋の方が吸収エネルギーは高い傾向を示した。また、N含有量について旧基準鉄筋と現行鉄筋の比較をした結果、現行鉄筋に比べ旧基準鉄筋の方がN含有量は少ない傾向を示した。

今回、対象とした旧基準鉄筋では、現行鉄筋に比べN含有量が低いことから、N含有量の経年変化に着目した。図-4.8にN含有量のばらつきと経年変化を示す。ここでは、平成15年以前の鉄筋のN含有量を把握するために、3つの文献[4.3][4.7][4.8]から、昭和57、63年、平成19年のN含有量の平均値、最大値、最小値を参考として用いた。通常、電炉鉄筋は、N含有量に対して特に規定はないため、ばらつきは大きいと思われる。このことは、図に示すように、試験数の多い昭和63年のN含有量のばらつきを見ても確認できる。ばらつきはあるものの、昭和57、63年から平成15年では、N含有量の平均値は0.011から0.012へと増加している。このことから、昭和57年から平成19年の鉄筋の傾向としては、N含有量の平均値がわずかに増加していることが分かった。

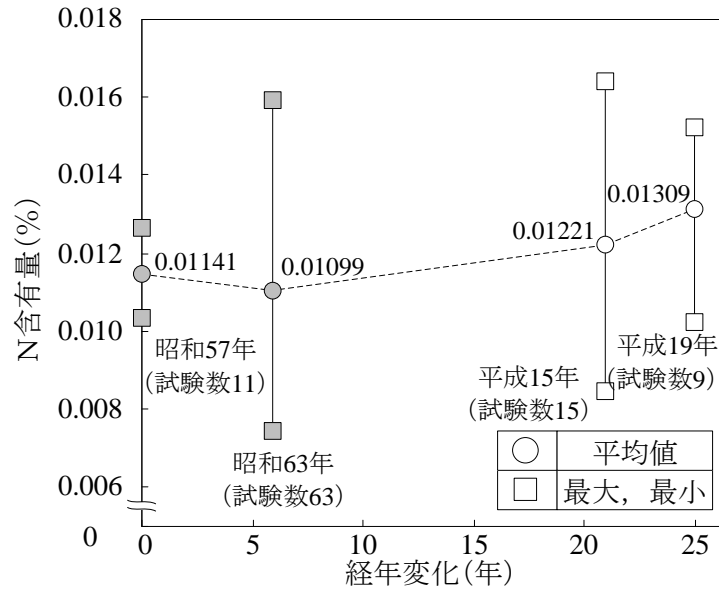


図-4.8 N含有量のばらつきと経年変化

ここで、旧基準鉄筋で得られた吸収エネルギーに特異性がないか検討するため、脆性破面率との関係に着目した。通常、シャルピー試験で得られる吸収エネルギーや脆性破面率は、JIS Z 2242「金属材料のシャルピー衝撃試験方法」に記載されている図-4.9に示すように、鉄筋の遷移温度を特定するために使用される。つまり、図に示すような、脆性破面率が高い鉄筋は吸収エネルギーが低いという関係性があり、脆性破面率の結果から特異な吸収エネルギーの鉄筋をある程度判断することが可能と考えられる。

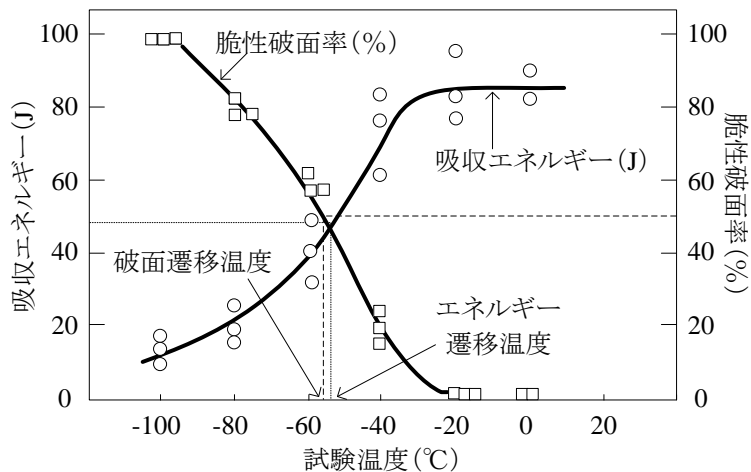


図-4.9 試験温度と衝撃エネルギーの関係

図-4.10に、旧基準鉄筋の吸収エネルギーと脆性破面率の関係性を示す。分析の結果、多少のばらつきは見られるものの、旧基準鉄筋全体では、脆性破面率が高い鉄筋の吸収エネルギーは低い傾向が見られ、旧基準鉄筋それぞれのシャルピー試験結果は妥当であると思われる。

ここで、シャルピー衝撃試験の結果を基に、以下に考察を加える。現在までに、靱性が破断の傾向を示すものとして、多くの機関[4.2][4.5][4.6]で、シャルピー衝撃試験が行われており、破断鉄筋はN含有量が多く、吸収エネルギーが低い傾向にあると考察している。

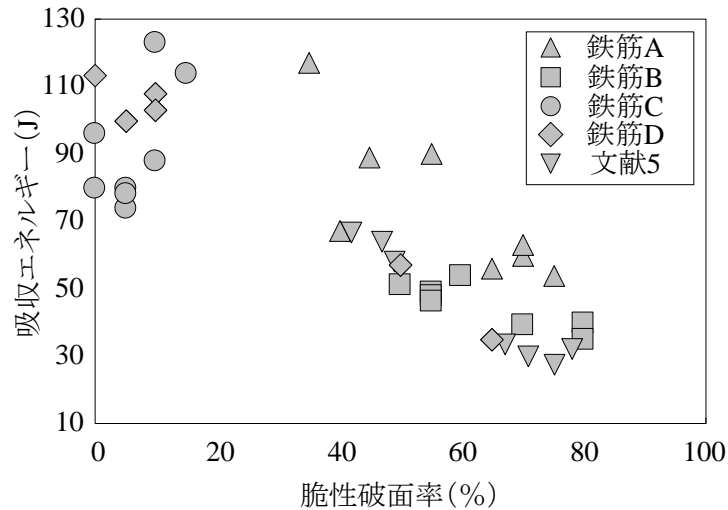


図-4.10 吸収エネルギーと脆性破面率

今回、シャルピー衝撃試験を行った鉄筋全体の傾向としては、N含有量の多い鉄筋で吸収エネルギーが低下しており、既往の研究成果と同様の傾向が見られた。しかし、破断が確認された鉄筋Dでは吸収エネルギーが70～130J、脆性破面率が20%以下という結果となった。

電炉鉄筋では、N含有量に規定はなく、図-4.7、4.8に示すように、N含有量のばらつきが大きいため、吸収エネルギーにもばらつきが生じる。このばらつきの中で、鉄筋Dのように、現行鉄筋よりも吸収エネルギーの高いものも存在した。以上のことから、本実験においては、鉄筋破断と吸収エネルギーに相関性は認められなかった。

#### 4. 4. 6 破断面観察結果

3章において、鉄筋破断は case13 において C 鉄筋 1.0d 曲げ加工部、case14 では C 鉄筋 1.0d・0.75d 曲げ加工部の 2 箇所を確認された。

写真-4.1 に、case13 における破断鉄筋 C の状況を示す。破断鉄筋は写真のように鉄筋リブ上からみると、曲げ加工部内側から 45 度方向に直線的に進展し、曲げ加工部中心やや内側付近で進展方向が変化し、その後曲げ加工部外側で斜めに切れる状態であった。写真-4.2 に破断面の写真を示す。破断面は曲げ加工部内側から写真で灰色に見える箇所、絞りを伴わない脆性的な破断面を示している。また、前述したき裂方向が変化した箇所から、破断面では突起上の絞りを伴い延性的な破断面を示した。曲げ加工部外側では、破断面シャーリップが発生していた。



写真-4.1 case13・C鉄筋（破断）

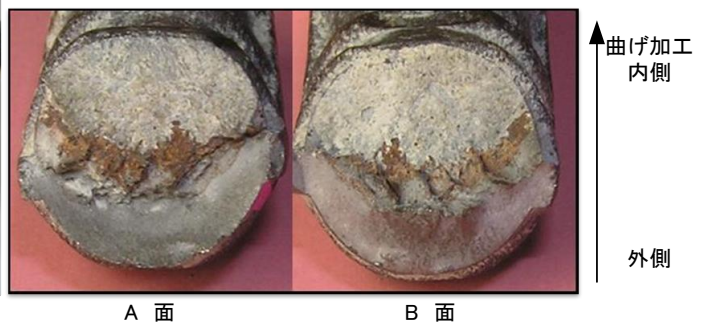


写真-4.2 case13・C鉄筋破断面



写真-4.3 に case14 で確認された C 鉄筋，曲げ加工半径  $1.0d$  の鉄筋を示す．破断鉄筋は写真のように鉄筋リブ上からみると，case13 でみられたものと同様に，曲げ加工部内側から  $45$  度方向に直線的に進展した後，曲げ加工部中心からやや内側で進展方向が変化し，外側では斜めに切れるような状態であった．写真-4.4 に破断面の写真を示す．破断面は，曲げ加工部内側から脆性的に破断しており，中央部辺りでは割れるような突起上の絞りを伴って延性的な破断面を示していた．そして曲げ加工部外側では，case13 より少ないが，破断面シャーリップが発生していた．



写真-4.3 case14・C 鉄筋  
( $1.0d$ ・破断)



写真-4.4 case14・C 鉄筋  
( $1.0d$ ・破断)

写真-4.5 に case14 で確認された C 鉄筋，曲げ加工半径  $0.75d$  の鉄筋を示す．写真のように鉄筋をリブ上からみると，曲げ加工部の中心からややずれた位置から，直線的に曲げ加工部外側まで進展していた．写真-4.6 に破断面の写真を示す．曲げ加工部内側のやや変色している箇所が曲げ加工による初期き裂と推定され，その後は全面絞りを伴わない脆性破断面を示していた．



写真-4.5 case14・C 鉄筋  
( $0.75d$ )・破断鉄筋



写真-4.6 case14・C 鉄筋  
( $0.75d$ ) 破断鉄筋

図-4.11 に既往の研究[4.9]で得られた実構造物から採取され破断鉄筋の破断面性状を示す．実構造物では，曲げ加工部内側より曲げ加工による一次き裂，そして膨張を受け， $5\text{mm}$  程度の二次き裂が進展し，曲げ加工部内側よりやや内側の位置で三次境界と呼ばれる延性破断面が生じ，脆性的な三次き裂が進展し破断に至るとされている．なお，三次境界は発生するものと，発生せずに二次き裂が最後まで進展することもあり，三次き裂の最終位置，曲げ加工部外縁付近では延性的な破断面シャーリップが発生することも確認されている．

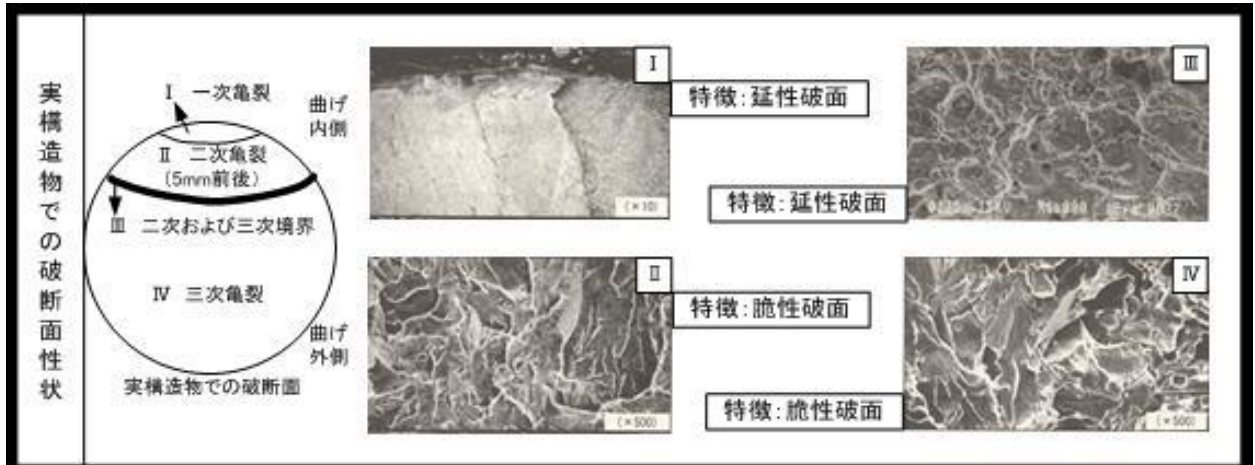


図-4.11 実構造物の破断面性状

実構造物の鉄筋破断面性状と今回の実験結果を比較すると、曲げ加工部内側から三次境界までは実構造物の代表例と同様の破断面を示し、その後は延性的に破断していた。

#### 4. 4. 7 金属組織観察結果

金属組織の観察結果を写真-4.7に示す。写真から画像解析で得られた組織パラメータは、全ての鉄筋でフェライト+ パーライト組織となっている。計測された組織観察結果より、フェライト径、パーライト径の面積を測定し、その面積と等価となる円の径を求めることで結晶粒径を算出した。その結果を図-4.12に示す。

図に示すように、フェライト径とパーライト径は、正の相関となっており、鉄筋Cはこれらの結晶粒径が最も細かく微細な組織、鉄筋A, Bはこれに対し1.5倍程度の粒径の組織となっている。また、非金属介在物を測定し延性の関係性について検討した結果を表-4.2に示す。各鉄筋のMnS系の硫化物介在物、 $Al_2O_3$ 系の酸化物介在物、 $SiO_2$ 系の酸化物介在物を測定した。延性に影響が大きいと思われるMnS系の硫化物系介在物が、鉄筋Bでやや大きい結果が得られたが、それ以外は各鉄筋で差はなかった。今回観察された組織・非金属介在物は各鉄筋で明確な差はなく、組織からき裂進展などへの影響は確認できなかった。

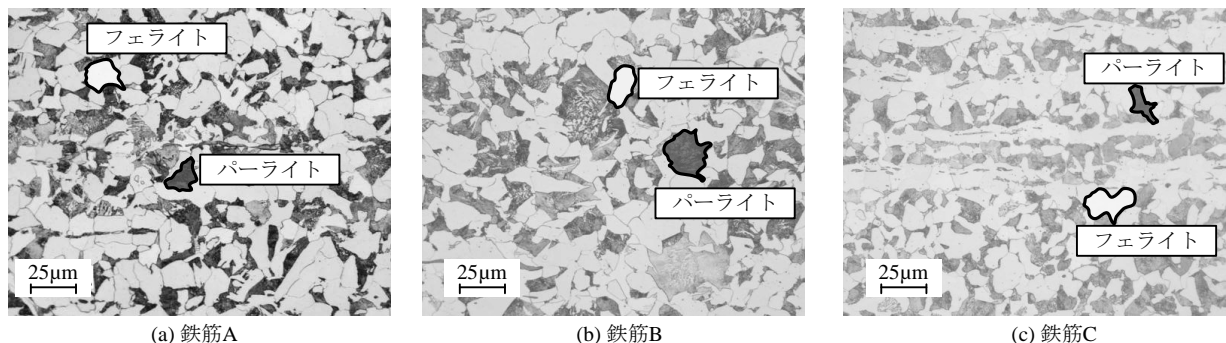


写真-4.7 金属組織の観察結果

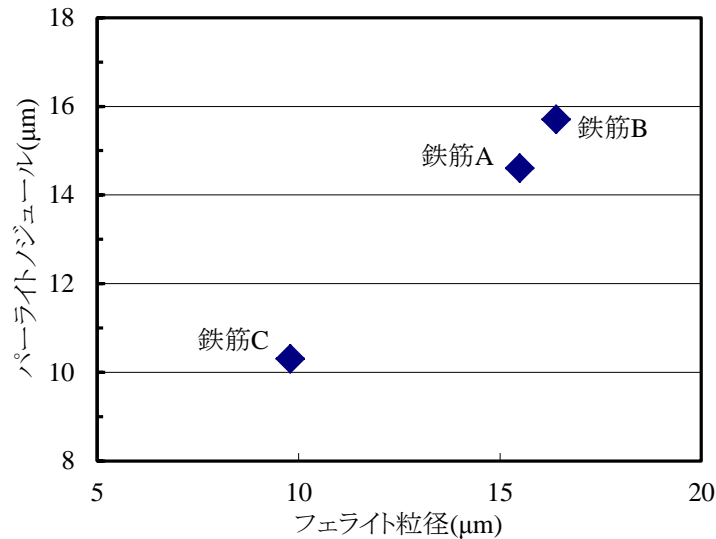


図-4.12 フェライト粒径-パーライトノジュール

表-4.2 非金属介在物 測定結果

鉄筋	MnS系硫化物		Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> 系酸化物		SiO <sub>2</sub> 系酸化物	
	Thin	Heavy	Thin	Heavy	Thin	Heavy
A	1	-	2.5	-	-	-
B	1	0.5	-	-	-	1
C	-	-	0.5	-	1	1.5

#### 4. 5 まとめ

旧基準鉄筋で初期き裂およびき裂進展傾向が異なる原因を、鉄筋の形状や鉄筋の特性評価手段として一般的に用いられている引張強さやシャルピー衝撃試験結果および化学成分などの特性値から検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 旧基準鉄筋は現行鉄筋に比べて、節が高く、節の変化率が急激な立ち上がりを有しており、鉄筋曲げ加工時の初期き裂が発生しやすい傾向が認められた。
- (2) 成分分析の結果から、旧基準鉄筋において、P (リン) , S (硫黄) は JIS 規格を満たしており、N (窒素) は現行鉄筋に比べて低いため、鉄筋の化学成分に異常は認められなかった。
- (3) 旧基準鉄筋の吸収エネルギーと脆性破面率の関係性は、多少のばらつきは見られるものの、旧基準鉄筋全体では、脆性破面率が高い鉄筋において吸収エネルギーは低い傾向となった。

- (4) 実構造物の鉄筋破断面性状と今回の実験結果を比較すると、曲げ加工部内側から三次境界までは実構造物の代表例と同様の破断面を示し、その後は延性的に破断していた。
- (5) 組織パラメータは、全ての鉄筋でフェライト+ パーライト組織となっており、非金属介在物も各鉄筋で明確な差はなく、組織・非金属介在物からき裂進展などへの影響は認められなかった。

以上の結果より、破断が生じた鉄筋は、節が高く、節の変化率が急激な旧基準竹節鉄筋であり、鉄筋のき裂進展・破断に与える影響因子としては、鉄筋形状の影響が鉄筋の品質あるいは物理特性よりも大きいと考えられる。

#### 第4章の参考文献

- [4. 1] 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASR による鉄筋破断を生じた供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 949-958, 2011. 3
- [4. 2] 普通鋼電炉工業会, 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会: 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書, pp. 63-97, 2004. 10
- [4. 3] 社団法人日本鉄鋼連盟, 普通鋼電炉工業会: 電炉鉄筋棒鋼の研究, pp. 1-35, 1987. 3
- [4. 4] 普通鋼電炉工業会, 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会: 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書, 2001
- [4. 5] 樽井敏三, 鳥居和之: アルカリシリカ反応による鉄筋の破断機構, 材料と環境, pp. 143-150, 2010
- [4. 6] 土木学会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書-鉄筋破断と新たなる対応-, コンクリートライブラリー, No. 124, pp. I-32 - I-65, 2005
- [4. 7] 藤本盛久, 藤盛紀明, 中込忠男, 矢部喜堂, 石川登: 鉄筋コンクリート用棒鋼のシャルピー衝撃特性, 日本建築学会論文報告集 No. 346, pp. 9-19, 1984. 12
- [4. 8] 普通鋼電炉工業会, 電炉鉄筋棒鋼品質調査委員会: 電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書, 2008. 10
- [4. 9] 鳥居和之, 樽井敏三, 大代武志, 平野貴宣: 能登半島の ASR 劣化構造物に関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 779-784, 2006.

## 第5章 反応性供試体を用いた内部損傷評価

### 5. 1 はじめに

現在、ASRにより劣化を生じたコンクリート構造物の損傷が数多く報告されており、コンクリート供試体を用いてコンクリートの膨張が外観ひび割れやコンクリートの圧縮強度に与える影響を確認する実験などが、多くの研究機関で行われている[5.1]。しかしながら、ASRを生じた構造物の外観ひび割れと内部ひび割れの進展状況について検討した事例は少ない。

また、ASRにより劣化した構造物であっても鉄筋などによる拘束がある場合には、内部コンクリートに顕著な劣化が生じず、耐荷性能などの大きな低下はないと考えられていた。たとえば、小林の研究[5.2]では、ASRの膨張作用によって主鉄筋、スターラップ筋にそれぞれ大きな引張ひずみが生じ、コンクリート表面に多数のひび割れが観察されても、RC梁部材としての静的ならびに動的耐荷特性は健全なものと比較して劣らないと報告されている。一方、小柳らの研究[5.3]では、鉄筋が膨張を拘束することによってコンクリートにケミカルプレストレスが生じ、内部ひび割れのランダムな発生を抑制するとしている。

一方で、コンクリート表面に生じ我々が目視によって確認できるひび割れと、構造物内部に生じている内部ひび割れとの関係性についてもいくつかの知見が示されている。小林らの研究[5.4]では、コンクリート細孔溶液中のアルカリ量が外部と内部で異なることを、また、鍵本らの研究[5.5][5.6]では、コンクリートのかぶり方向における湿度環境の差を示した上で、コンクリート表面に生じる巨視的なひび割れは、内部コンクリートの膨張によって、表面に引張応力が生じることで発生するとしている。

しかしながら、外部と内部の関係性に関して、ひび割れ性状を代表とする劣化現象の相違を検討した事例では、無筋の供試体レベルで、かつ温湿度を調整した促進養生がなされており、実配筋下の供試体を用いて長期間の実験により検討された事例は数少ない。

ここでは、経年変化による内部ひび割れと外観変形・ひび割れの進展比較、圧縮強度の低下と外観・内部ひび割れの関係性を検討することを目的として、反応性骨材を使用した小型供試体を作製し、長期暴露実験を行った。

### 5. 2 実験概要

#### 5. 2. 1 モデル化

##### (1) 検討対象橋梁とモデル化

対象橋脚として、関西地区でASRによる損傷および曲げ加工部における鉄筋破断が確認されたPC梁の単柱式橋脚の梁を抽出した。供試体断面は図-5.1に示すような鉄筋が損傷した場合、構造物の耐力低下が最も懸念されるA-A断面を抽出しモデル化を行った。

反応性供試体を用いた本実験は、膨張コンク

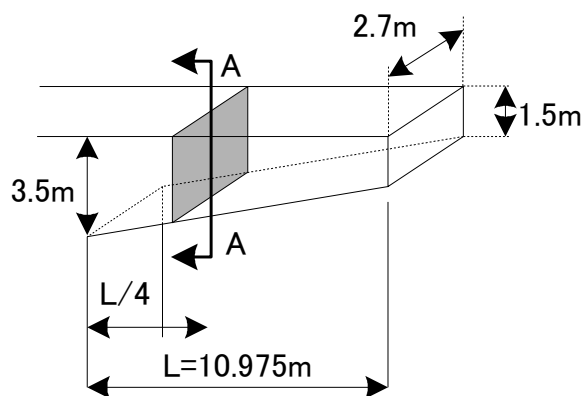


図-5.1 着目断面

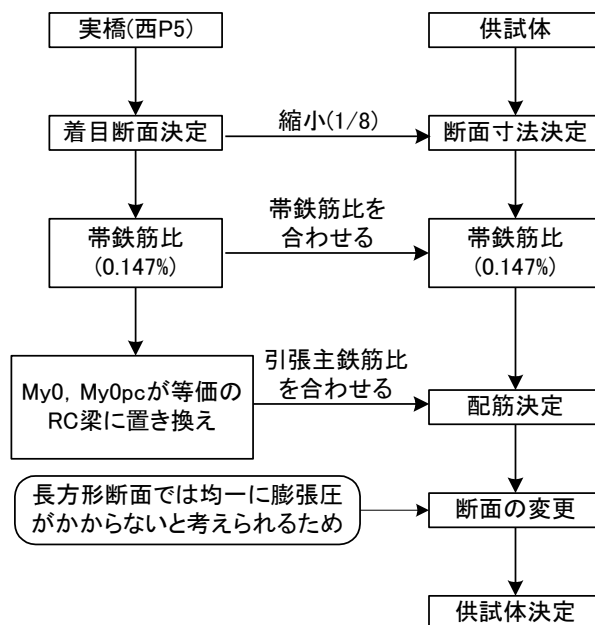


図-5.2 供試体モデル化のフロー

リート実験供試体と比較を行うことから同様のモデル化を手法として用いており、図-5.2に供試体モデル化のフローを示す。

最初に、実橋の対象断面を1/8にスケールダウンして供試体断面寸法を決定した。次にD10鉄筋を用いて帯鉄筋比を実橋と同様になるように帯鉄筋間隔を決定した。奥行き方向の長さは、長期的な測定および測定を簡易にさせる目的から、帯鉄筋を3本配置できる長さとして670mmとした。

主鉄筋量は、実橋はPC梁であるのに対して、供試体ではより単純な構造とするため、RC構造に置き換えて設計し、実橋の降伏曲げ耐力と同様となるような主鉄筋比とした。

また、長方形断面ではスターラップ曲げ加工部に作用する膨張圧が曲げ加工部を中心に左右対称とならず、局所的な部分に膨張圧がかかる可能性があることから、正方形断面に変更し、主鉄筋も膨張圧が局所化しないように4辺に同様に配置している。

## 5.2.2 設定パラメータ

表-5.1に示すように、本実験はcase1~3とcase4~6の2シリーズに分けて行っている。case1~3については、 $\phi 75\text{mm}$ 方向別コア強度、鉄筋き裂の進展試験は、実構造物から定義された劣化領域より劣化小（ひび割れ密度 $0\sim 2\text{m/m}^2$ ）、劣化中（ $2\sim 5\text{m/m}^2$ ）、劣化大（ $5\text{m/m}^2$ 以上）に達した時点で行った。

case4~6については、劣化中、劣化大、終局程度の時点で試験を実施し、経年劣化に伴う供試体外観と内部のひび割れの進展に着目し、両者の関係性を分析するため、供試体外観ひび割れと $\phi 24.5\text{mm}$ の内部ひび割れを比較した。圧縮強度評価については、 $\phi 30\text{mm}$ と $\phi 190\text{mm}$ を採取し、コア径の差による圧縮強度の違いと、ASRひび割れが圧縮強度に及ぼす影響について検討を行った。

表-5.1 設定パラメータ

※対象ひび割れ幅0.2mm以上

	case	経過日数	試験項目	目的
I	1	457日 劣化小 (2m/m <sup>2</sup> 以下) <sup>*</sup>	<b>【圧縮強度】</b> 主鉄筋軸方向、 主鉄筋軸直角方向 (φ75mm) コア採取  <b>【鉄筋亀裂】</b> 旧節鉄筋D16の 曲げ加工部	・経年劣化に伴うコア強度  ・鉄筋亀裂の進展
	2	790日 劣化中 (2~5m/m <sup>2</sup> ) <sup>*</sup>		
	3	1150日 劣化大 (5m/m <sup>2</sup> 以上) <sup>*</sup>		
II	4	550日 劣化中 (2~5m/m <sup>2</sup> ) <sup>*</sup>	<b>【圧縮強度】</b> 主鉄筋軸方向コア (φ30mm、190mm) 採取  <b>【内部ひび割れ観察】</b> 主鉄筋軸方向コア (φ24.5mm、190mm) 採取	・供試体内部のひび割れ損傷評価  ・コア径の違いによる圧縮強度評価
	5	1169日 劣化大 (5m/m <sup>2</sup> 以上) <sup>*</sup>		
	6	1538日 劣化大 (5m/m <sup>2</sup> 以上) <sup>*</sup>		

### 5. 2. 3 試験時期の設定

本実験のパラメータとして、膨張段階を3段階に分けて各種試験を行うこととしていることから、本実験供試体の最終的な膨張量をあらかじめ予測しておくことが必要となる。そこで、今回は反応性骨材を用いた寸法の異なる供試体にて長期計測を行っている既往の報告データ[5.7]を元に、本実験供試体での最終膨張量を設定することとした。

#### (1) 検討ケースの選定

表-5.2 に最終膨張量を予測する上で比較対象とした供試体を示す。対象とした供試体は PC 梁であり、本実験供試体は RC 供試体であるが本実験供試体は PC 梁を RC にて模擬した供試体となっているため、軸方向の膨張が PC 同様に大きく拘束されると考えられる。

表-5.2 比較供試体データ

シリーズ	数量	プレストレス レベル	スターラップ	
			鉄筋比	曲げ加工半径
I (300 × 300 × 2000)	1	10N/mm <sup>2</sup>	0.4	2d
	1	7.5N/mm <sup>2</sup>	0.4	1d
II (600 × 600 × 4000)	2	10N/mm <sup>2</sup>	0.4	2d
III (750 × 750 × 5000)	1	10N/mm <sup>2</sup>	0.4	2d,1.5d
	1	10N/mm <sup>2</sup>	0.23	2d,1.5d
反応性供試体 (340 × 340 × 670)	1	RCで模擬	0.147	1.0d



## (2) 各検討ケースの供試体形状と使用データ

最終膨張量の判断に用いるデータとして、供試体での側面における測線ひずみを使用する。各供試体における使用データ計測位置と、供試体形状を図-5.3に示す。

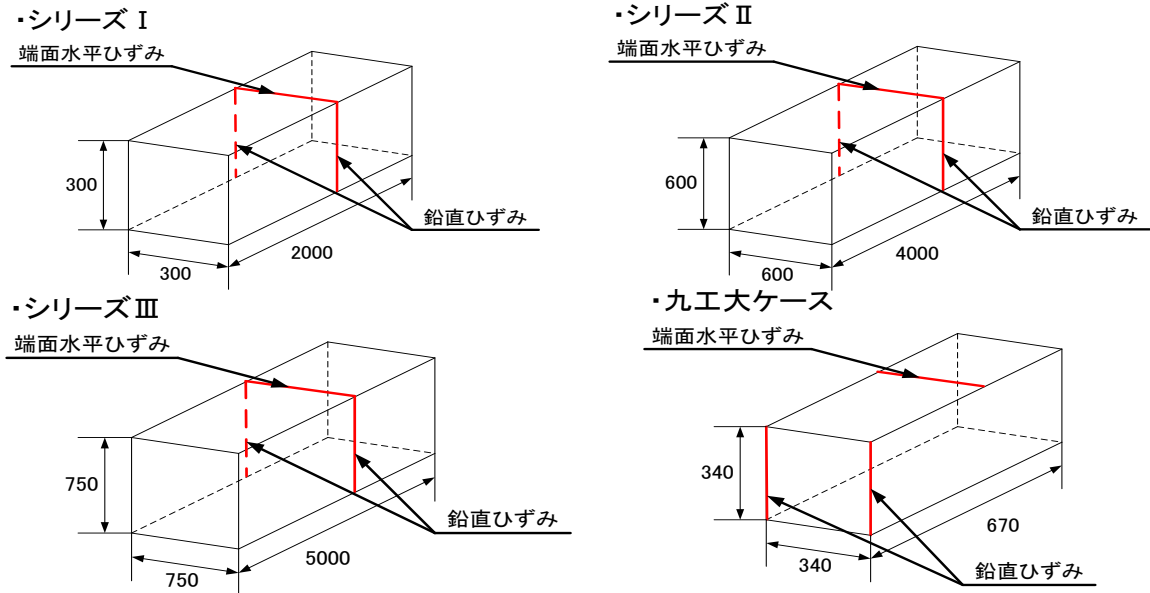


図-5.3 各供試体形状と計測位置

対象とした測線ひずみ計測は、供試体上面における端面水平ひずみ、供試体側面における鉛直ひずみの2箇所とした。

## (3) 最終膨張量の予測

比較対象とした供試体での測線ひずみ（経過日数約 1100 日）でのデータをプロットし、この値を各供試体での最終膨張量と判断することで、反応性供試体での最終膨張量の予測を行った。データをまとめた結果を図-5.4に示す。

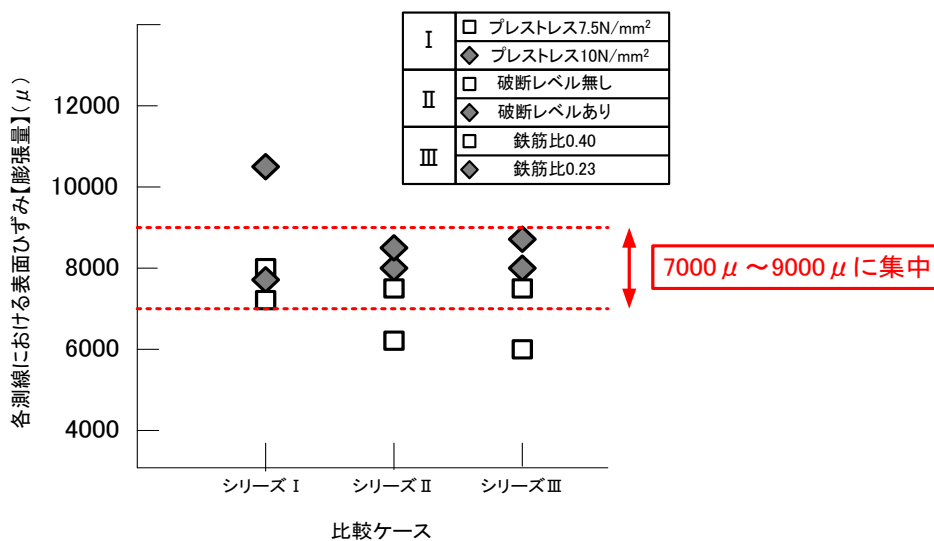


図-5.4 比較供試体での最終膨張量

図-5.4より、供試体の寸法差・鉄筋比からは、大きな膨張量の違いは認められなかった。このことから、反応性供試体への適用が妥当であると判断する。ただし、前述したように本実験供試体が RC 構造であることから、帯鉄筋方向の膨張ひずみが多少小さくなることが考えられるため、最終膨張量を 5000~6000 $\mu$ 、ひび割れ密度 5.0m/m<sup>2</sup>と想定し、劣化初期をひび割れ密度 2.0m/m<sup>2</sup>前後、劣化中期をひび割れ密度 4.0m/m<sup>2</sup>前後、劣化終局をひび割れ密度 5.0m/m<sup>2</sup>程度と想定し、試験時期とした。

#### 5. 2. 4 使用材料

本実験で使用したコンクリートの示方配合を表-5.3に示す。セメントは普通ポルトランドセメントを使用した。反応性骨材は粗骨材に北海道産、細骨材に長崎産砕砂を使用した。なお、細骨材は反応性骨材と非反応性骨材の比率を 6:4、粗骨材は 1:1とした。

コンクリートの強度は、鉄筋破断が生じていた単柱式橋脚の PC 梁の設計基準強度である 35N/mm<sup>2</sup>を用いた。また、ASR を促進させるためコンクリートの等価アルカリ量を 8kg/m<sup>3</sup>に設定し、NaCl を添加している。

表-5.3 コンクリートの示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )							
		水 W	セメント C	S		G		アルカリ NaCl	AE減水剤
				非反応性	反応性	非反応性	反応性		
46	43	175	381	287	431	509	509	11.57	1.142

※AE減水剤:リグニンスルホン酸

鉄筋曲げ加工部には経年経過の影響からひずみ時効が発生するため、鉄筋のじん性が低下し、鉄筋損傷進展に影響を与えると考えられる。このため、実験では加工鉄筋を加熱処理してひずみ時効を再現している。具体的には、式(5.1)に示す B. B. Hundy の提案式を用いて、時効処理の温度と時間を定めており、電気炉を用いて 120°C、10 時間の加熱処理を行うことで実構造物における竣工後 6 年系過分に相当するひずみ時効を与えた。

$$\log \frac{tr}{t} = 4400 \left( \frac{1}{Tr} - \frac{1}{T} \right) - \log \frac{T}{Tr} \quad \dots (5.1)$$

ここで、tr: 常温(Tr)で一定の歪時効を生ずるまでの時間 (hr)

t: 高温(T)で同程度の時効を生ずるまでの時間 (hr)

Tr: 常温 (自然環境) での絶対温度 (K)

T: 高温 (促進温度) での絶対温度 (K)

#### 5. 2. 5 供試体

##### (1) 形状および配筋

本実験で用いた供試体形状を図-5.5に示す。主鉄筋比 3.0%、帯鉄筋比 0.41%と主鉄筋比を非常に高く設定しており、鉄筋破断に影響を与える帯鉄筋方向の膨張ひずみが卓越する状況を再現している。

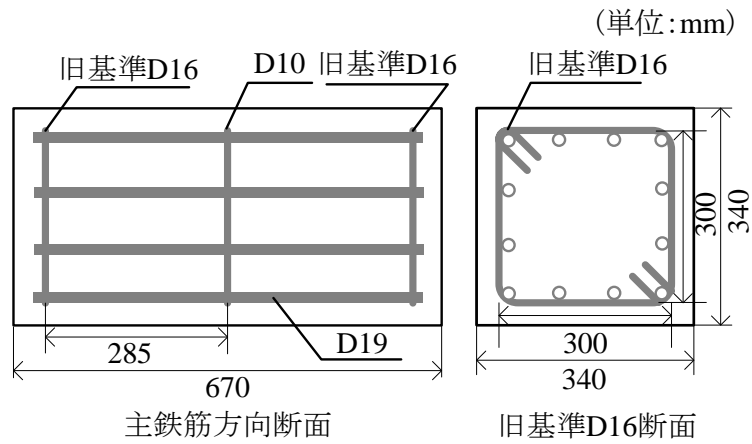


図-5.5 供試体形状

帯鉄筋の形状は、図-5.6 に示すように供試体中央部に配置している現行鉄筋 (D10) では 1 本の鉄筋を矩形に加工して用いているが、供試体端部に配置している旧基準波節鉄筋では、入手した鉄筋の長さが 1.0m 程度であったため、両端にフックを設けた L 型形状を 2 つ合わせる形で用いた。

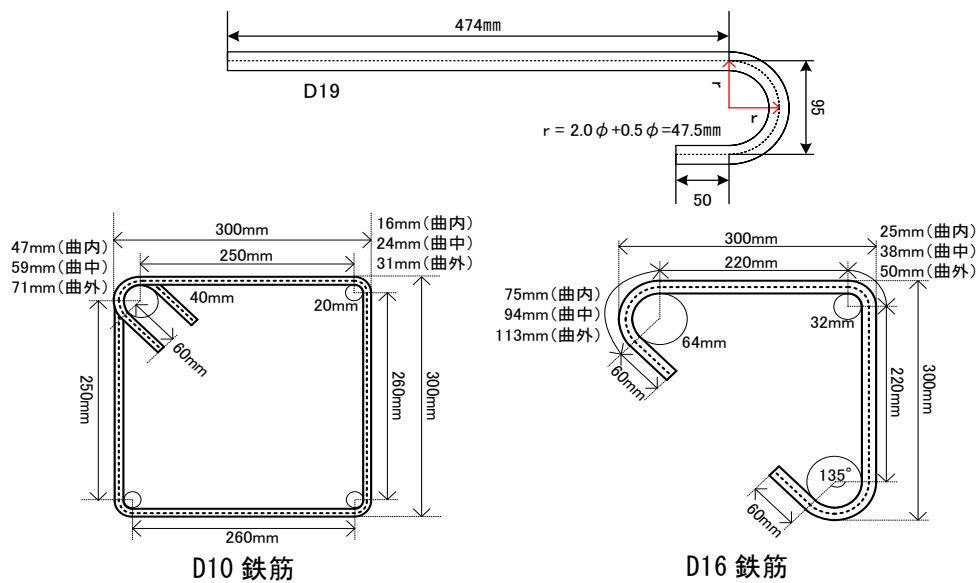


図-5.6 使用鉄筋および加工

## (2) 供試体作製方法

鉄筋の組み立ては写真-5.1 に示すように、帯鉄筋と 4 隅の主鉄筋を結束線もしくはロックタイを用いた。コンクリート打設時には配筋を立てるため、下面側の主鉄筋定着部は水平になるよう調整した。型枠設置状況を写真-5.2 に示す。



写真-5.1 配筋状況



写真-5.2 型枠設置状況

### 5. 2. 6 計測項目

本実験における計測は、外観損傷、供試体変形、およびコア強度、鉄筋き裂進展を行うものとした。

#### (1) 外観損傷計測（ひび割れ）

図-5.7に供試体におけるひび割れ測定方法およびゲージ貼り付け位置を示す。ひび割れ計測は、0.2mm以上の幅を有するひび割れを対象とし、供試体に100mm間隔で格子状に作成した測線上をまたぐ位置でひび割れの幅を計測した。ただし、ひび割れ密度を算出する際は、主鉄筋軸方向を0度として、45°以上の角度を有するひび割れは軸直角方向（帯鉄筋方向）のひび割れであるとし、主鉄筋軸方向に生じたひび割れのみを対象とした算出を行った。

また、膨張量については、コンタクトゲージ用チップ（基長：100mm）を供試体北側端面には、上下左右方向の膨張量算出のため計12測線、供試体上面は、鉄筋比の違いから軸方向と軸直角方向で膨張量に差が生じることが考えられるため、軸方向を4測線、軸直角方向を6測線それぞれ供試体上面で計測を行い、供試体の膨張挙動の把握を行った。

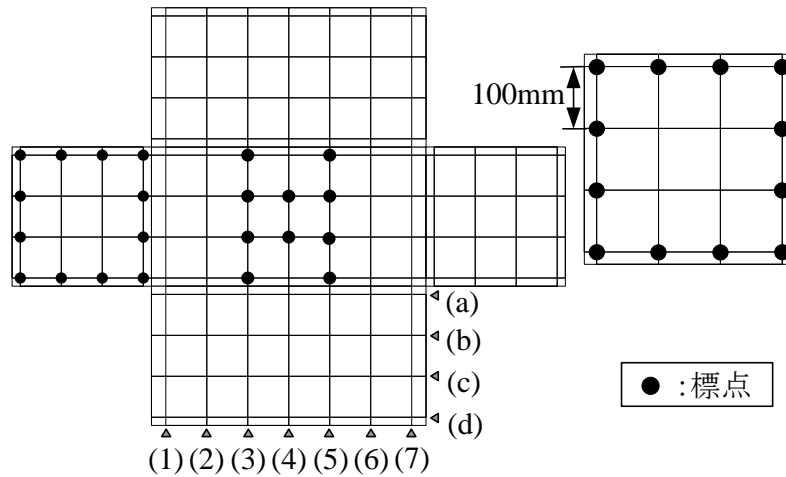


図-5.7 ひび割れ測定方法およびゲージ貼り付け位置

## (2) 供試体変形計測

計測方法を図-5.8に示す。供試体は設置状況の差によって傾いていることから、本実験における変形量は以下の手順で算出を行った。

まず、供試体から100mm程度離れた位置に計測の基準とした下げ振りを設置し、供試体までの距離を50mm間隔で計測を行った。次いで、供試体の傾きをキャンセルするため、供試体の上下端点を直線で結んで変形量0mmの線を作成した。最後に、変形量0mmの線に対する基準線からの距離で差分をとり、各計測点における変形量とした。

本検討における変形計測対象は、図に示すように供試体全長670mmに対して半分の335mmの位置とし、下面を除く3面で計測を行った。

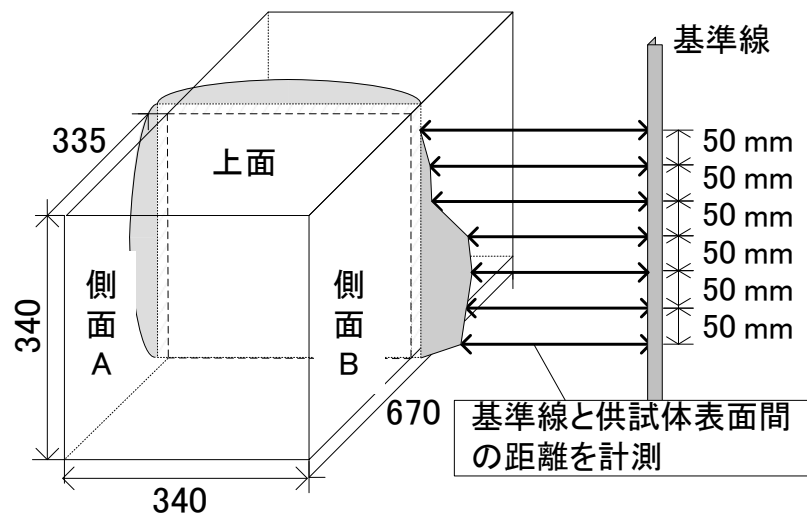


図-5.8 変形計測方法および測定点

## (3) コア試験

### 1) 方向別コア試験

Case1~3で実施した方向別コアの採取位置、本数を図-5.9に示す。ここでは、方向別に採取したコアでの物性値の比較を行うことを目的としており、供試体上面からの軸直角方向コア、供試体端面からの軸方向コアを $\phi 75$ で採取している。写真-5.3にコア採取時のコアマシーン設置状況、写真-5.4にコア採取作業状況を示す。

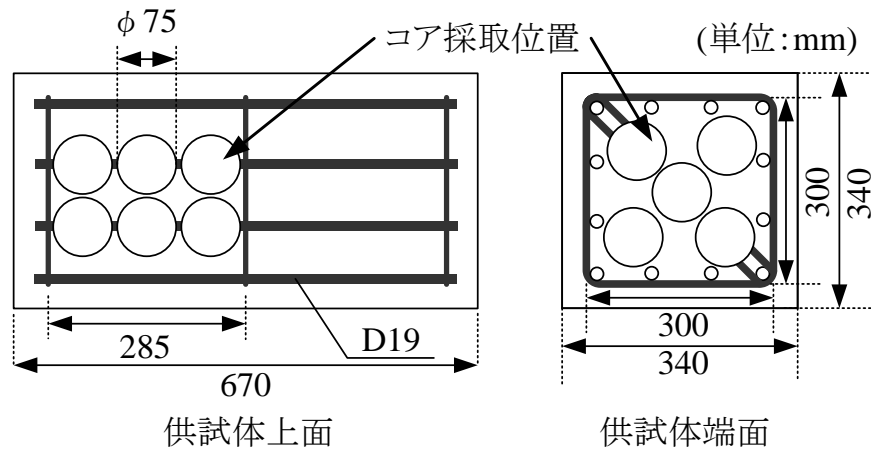


図-5.9 供試体コア採取位置



写真-5.3 コアマシン設置状況



写真-5.4 コア採取作業状況

なお、コアの圧縮強度および静弾性係数試験は、JIS A 1107「コンクリートからのコアの採取方法および圧縮強度試験方法」および、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準じて行った。なお、試験コアの両端面の整形はカットおよび研磨とし、ひずみの測定は、ワイヤーストレインゲージ（検長 60mm）で行った。

コア供試体には、目視により観察が行えないマイクロクラックの発生が考えられることから、コア供試体を軸方向に 1/2 カットを行い、蛍光樹脂の塗布後、表面を研磨することでひび割れ内部に浸透した蛍光樹脂にブラックライトを当てて観察を行い、ひび割れの性状を確認した。

供試体のひび割れ観察方法は、まず、コア側面ひび割れ観測後のコアの両端をコンクリートカッターによりカットし、コア供試体端面の研磨処理を行った。次に、コアを軸方向に縦断面カットし、カット面をターンテーブル式の研磨機でカーボランダムを用いて研磨処理後に超音波洗浄機でひび割れや気泡に入った研磨材を取り除いて 20℃、R.H. 60% 恒温室で 3 日間乾燥させた。乾燥処理後のコアにブラックライト蛍光顔料（赤色）を混入した樹脂を塗布し、真空ポンプにてデシケーター内で脱気を行いカット面のひび割れ及び空隙内へ樹脂を含浸させた。樹脂硬化後、再びカーボランダムで研磨処理を行い、観察面を平滑に仕上げた後、ブラックライトを用いてひび割れ発生状況を目視及び写真撮影により観察を行った。写真-5.5～5.8 に、ひび割れ観察試料の作成状況を示す。





写真-5.5 軸方向カット



写真-5.6 切断面鏡面仕上げ



写真-5.7 蛍光樹脂塗布



写真-5.8 乾燥による樹脂硬化

## 2) 190mm コア試験

図-5.10 に、case4~6 供試体における  $\phi 190\text{mm}$  コア採取位置を示す。帯鉄筋内部のほぼ全てのコンクリートを採取出来るように供試体端面の真ん中を中心として、供試体全長 670mm を貫通でコア採取を実施した。

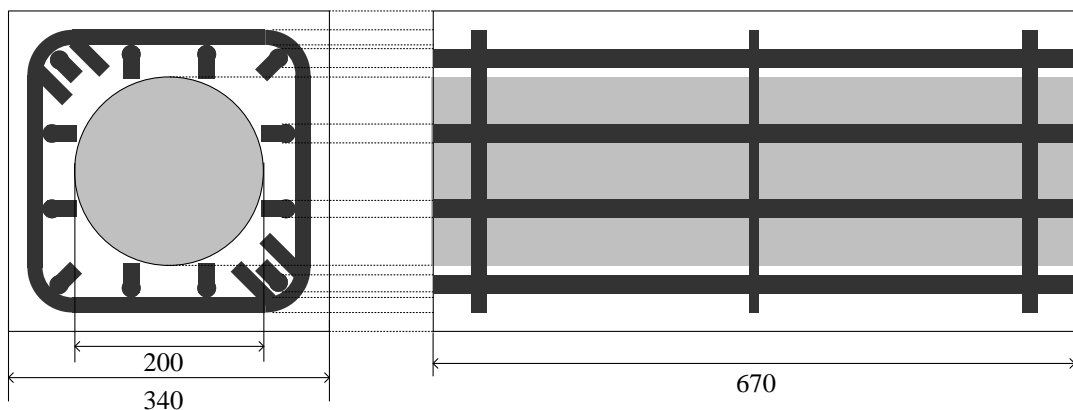


図-5.10  $\phi 190\text{mm}$  コア採取位置

図-5.11 に、 $\phi 190\text{mm}$  コアの切断位置を示す。 $\phi 190\text{mm}$  の径に対して、1:2 の比率を確保するため、供試体表面側を両端から 135mm とり、供試体内部で圧縮強度試験に必要な 400mm のコア長さを確保した。



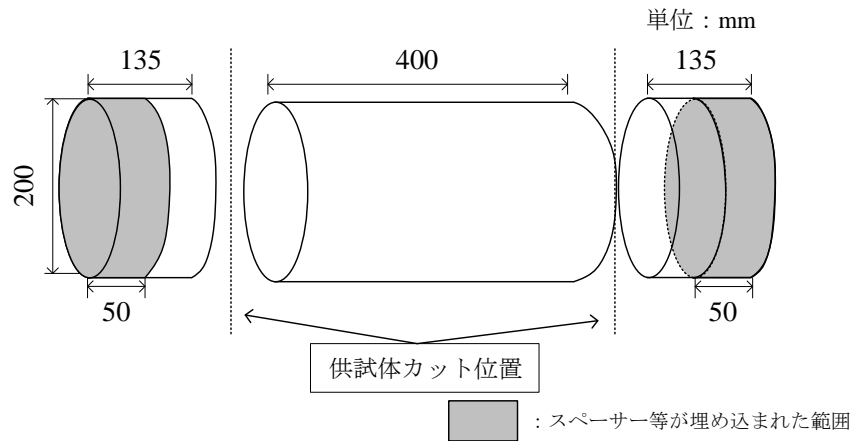


図-5.11 φ190mm コア切断位置

φ190mm コア外観ひび割れ計測は図-5.12 に示し、圧縮強度に使用しなかった 135mm 高さの供試体を 2 分する位置で切断を行い、切断面に対して、目視観察可能なひび割れ(0.05mm 幅以上)が撮影できる画像撮影、および傾向樹脂塗布による微細ひび割れ観察可能な画像撮影の 2 種類を行った。その際、切断面の観察は、2 分した両方の切断面を計測し、圧縮強度試験に使用していない 2 供試体ともに試験を実施した。

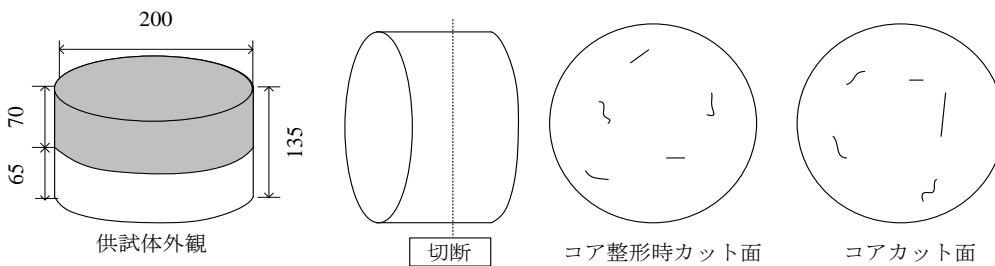


図-5.12 φ190mm コア断面ひび割れ観察位置

### 3) φ24.5mm コア試験

図-5.13 に、case4~6 供試体における φ24.5mm コア穴採取位置を示す。供試体中央部は、圧縮強度試験に使用しているため、鉄筋拘束内部に当たる箇所ので、両端面から各 7 本ずつコアの採取を行った。その際、供試体表面のひび割れ発生状況と比較を実施するため、供試体側面および上面に対して各 2 本ずつは採取出来るように配慮し、採取深さは観察に使用する器具の制約から供試体端面から 250mm の深さまでとした。

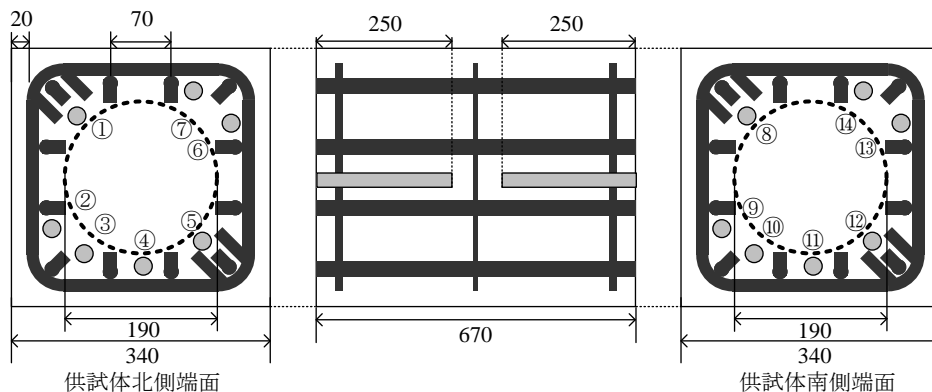


図-5.13 φ24.5mm コア穴採取位置

#### 4) $\phi 30\text{mm}$ コア試験

図-5.14 に  $\phi 30\text{mm}$  コアの採取位置および本数を示す。  $\phi 190\text{mm}$  コア供試体の強度試験結果の比較として、小径コア強度との比較を予定しており、コア径が小さく、比較を行うために6本の平均値を採用して  $\phi 190\text{mm}$  コア強度との比較を実施する。採取位置は、  $\phi 190\text{mm}$  のコア採取後主鉄筋間の位置で深さ約 150mm 程度を採取した。

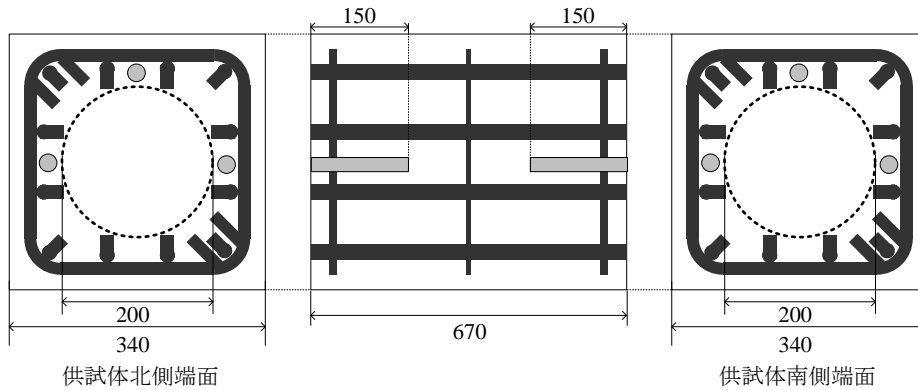


図-5.14 コア採取位置および採取深さ

図-5.15 に  $\phi 30\text{mm}$  コア供試体における試験使用範囲を示す。前述した  $\phi 190\text{mm}$  コアと同様の供試体端面から 50mm の範囲はスペーサーや、主鉄筋の折り曲げ部が位置することから対象から除外し、採取コアの最深部より 60mm の範囲を強度試験使用範囲として採用した。

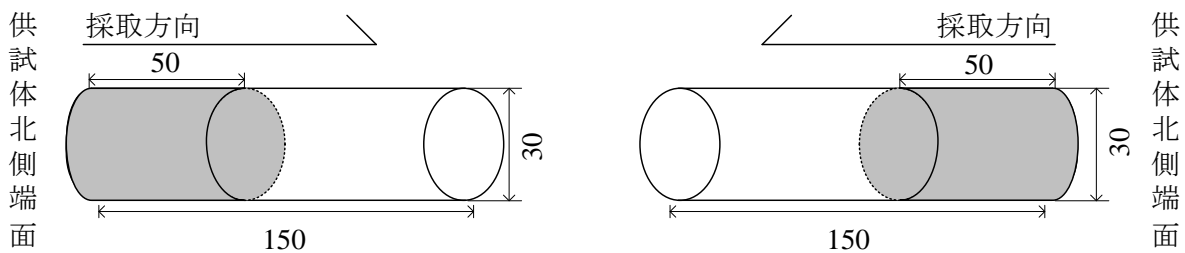
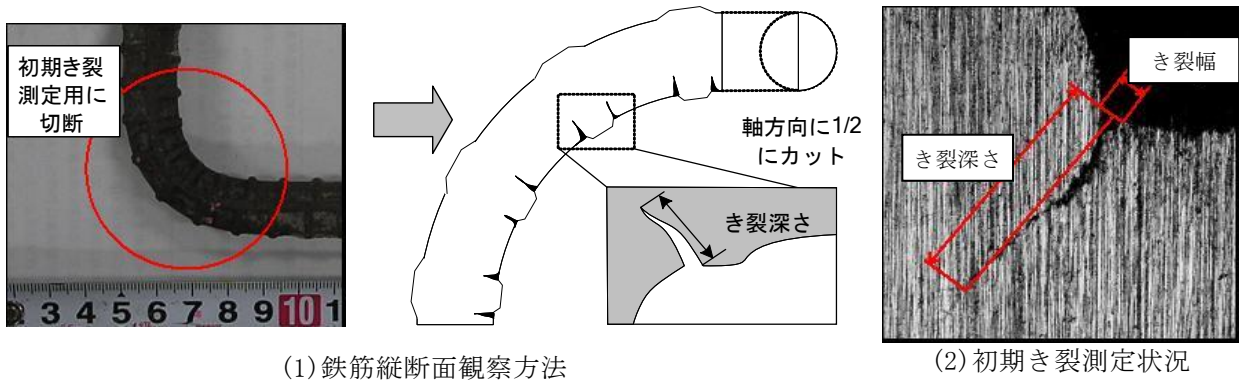


図-5.15  $\phi 30\text{mm}$  コア供試体試験使用範囲

#### (4) 鉄筋き裂進展量試験

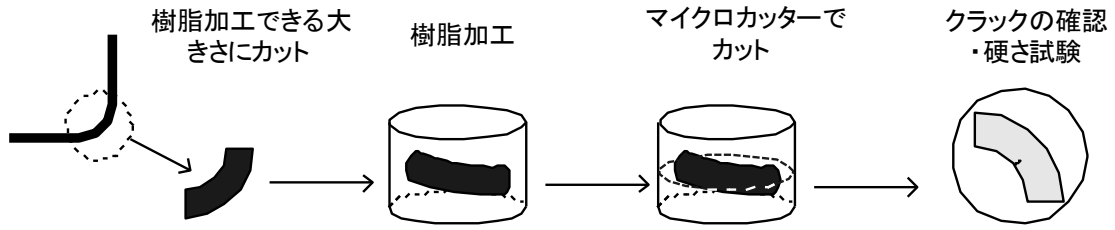
曲げ加工時に発生する初期き裂の測定方法を図-5.16(1)に、顕微鏡による初期き裂深さの測定の様子を図-5.13(2)に示す。曲げ加工半径測定に用いた試料の曲げ加工部を軸方向に切断した後、断面を顕微鏡によって観察し、初期き裂深さの測定を行った。なお、図-5.16(2)に示すように、き裂の開口部分をき裂幅とし、き裂深さはき裂の開口部の中心からき裂の先端部分までの直線距離として評価した。また、本試験結果はき裂深さを鉄筋径で除すことにより無次元化して値を示している。顕微鏡の倍率は初期き裂の大きさに合わせて、50~200倍で観察を行った。

試料の軸方向のカット方法は図-5.16(3)に示す。試料はまず樹脂加工し、その後マイクロカッターを用いて軸方向にカットした。カットした断面はサンドペーパーで研磨し、鏡面加工したのち顕微鏡観察を行った。加工器具および測定器具を写真-5.9~5.11に示す。



(1) 鉄筋縦断面観察方法

(2) 初期き裂測定状況



(3) 軸方向 1/2 カット方法

図-5.16 鉄筋き裂進展量試験



写真-5.9 曲げ加工試験機



写真-5.10 マイクロカッター



写真-5.11 顕微鏡

## 5. 3 結果および考察

### 5. 3. 1 ひび割れ進展状況

#### (1) 外観ひび割れ

図-5.17 に供試体 case1~6 の外観ひび割れ密度の進展状況を示す。図-5.17 は横軸に経過日数，縦軸にひび割れ密度を示しており，上面，西面，東面の3面の平均でひび割れ密度を算出した。

図より，case2, 4 でひび割れ密度がそれぞれ  $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$ ， $3.86\text{m}^2/\text{m}^2$  となり，実構造物で定義された劣化中程度（ひび割れ密度  $2\sim 5\text{m}^2/\text{m}^2$ ）を再現している。次に，case3, 5 および case6 でひび割れ密度がそれぞれ  $5.39\text{m}^2/\text{m}^2$ ， $5.01\text{m}^2/\text{m}^2$  および  $5.98\text{m}^2/\text{m}^2$  となり，実構造物で定義された劣化大（ $5\text{m}^2/\text{m}^2$  以上）の状態を再現している。経過日数による密度の増加に着目すると，case1, 2 の間では，密度がそれぞれ  $1.78\text{m}^2/\text{m}^2$ ， $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$  と急激に増加しているが，case2, 3 の間では，密度が  $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$ ， $5.39\text{m}^2/\text{m}^2$  と増加が小さくなっており，劣化中程度の case2 以降はひび割れ密度の増加が漸減している。case4~6 のひび割れ密度の増加傾向は，case1~3 と同様の進展が確認された。また，ひび割れ密度が同程度の case2, 4 で経過日数に若干差がみられた。Case1~3, case4~6 では暴露開始時期が異なり，case2 は暴露時期が 2007 年秋~2009 年夏，case4 は暴露時期が 2008 年春~2009 年秋と，case4 では経過日数は短いですが，ASR が促進される夏の時期が case2 より多い。このため case4 でのひび割れ進展速度が速くなったと考えられる。

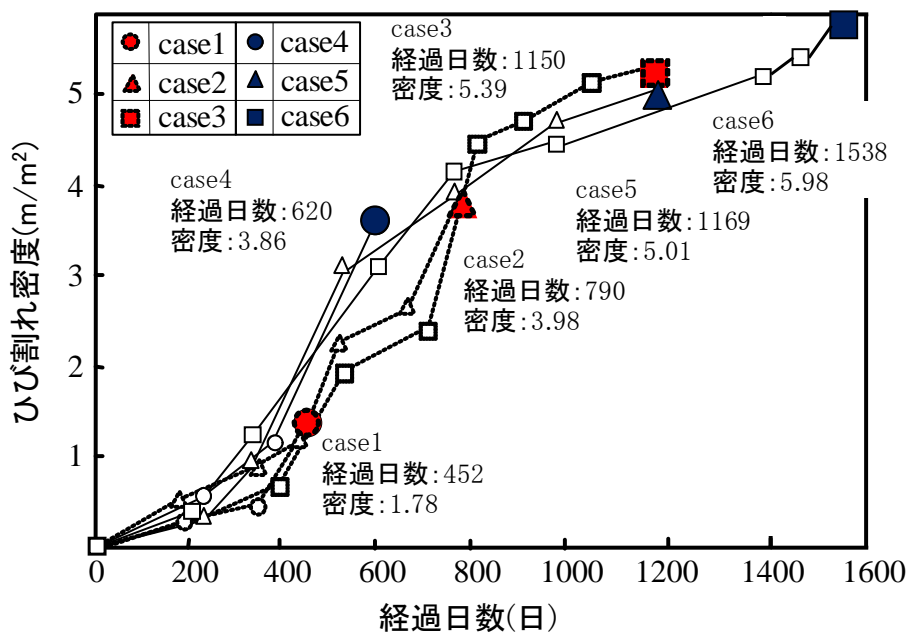


図-5.17 ひび割れ進展状況

図-5.18 に case1~case3 の試験実施時期のひび割れを示す。ひび割れ性状は，図中(1)に示す case1 では各面でひび割れが点在する状態にあり，側面 B で密度  $0.94\text{m}^2/\text{m}^2$ ，上面で密度  $3.23\text{m}^2/\text{m}^2$  と，劣化初期状態であるために日照時間が長く，水分供給の多い供試体上面で劣化が顕著である傾向にあった。

図中(2)case2 は，連続性を持つひび割れが多く発生しており，特に拘束差の影響から主鉄筋方向のひび割れが卓越する状態であった。上面で密度  $3.49\text{m}^2/\text{m}^2$ ，側面 B で密度  $4.70\text{m}^2/\text{m}^2$  と，case1

と比較して各計測面でのひび割れ発生量に差が小さく、劣化の進展に伴い全体的にひび割れが増加したと考えられる。case3では、case2で確認された傾向がより顕著となっており、供試体を貫く連続ひび割れが各面で確認された。

図中(3)case3ではcase2と比較して軸直角方向のひび割れが顕著に確認された。一般的なRC構造物と比較して主鉄筋比が大きいにもかかわらず、軸直角方向のひび割れが多い理由として、図中破線で示す帯鉄筋位置でひび割れが発生していることから、かぶりが20mmと小さい状況でASRの内部膨張を受けたことなどが考えられる。

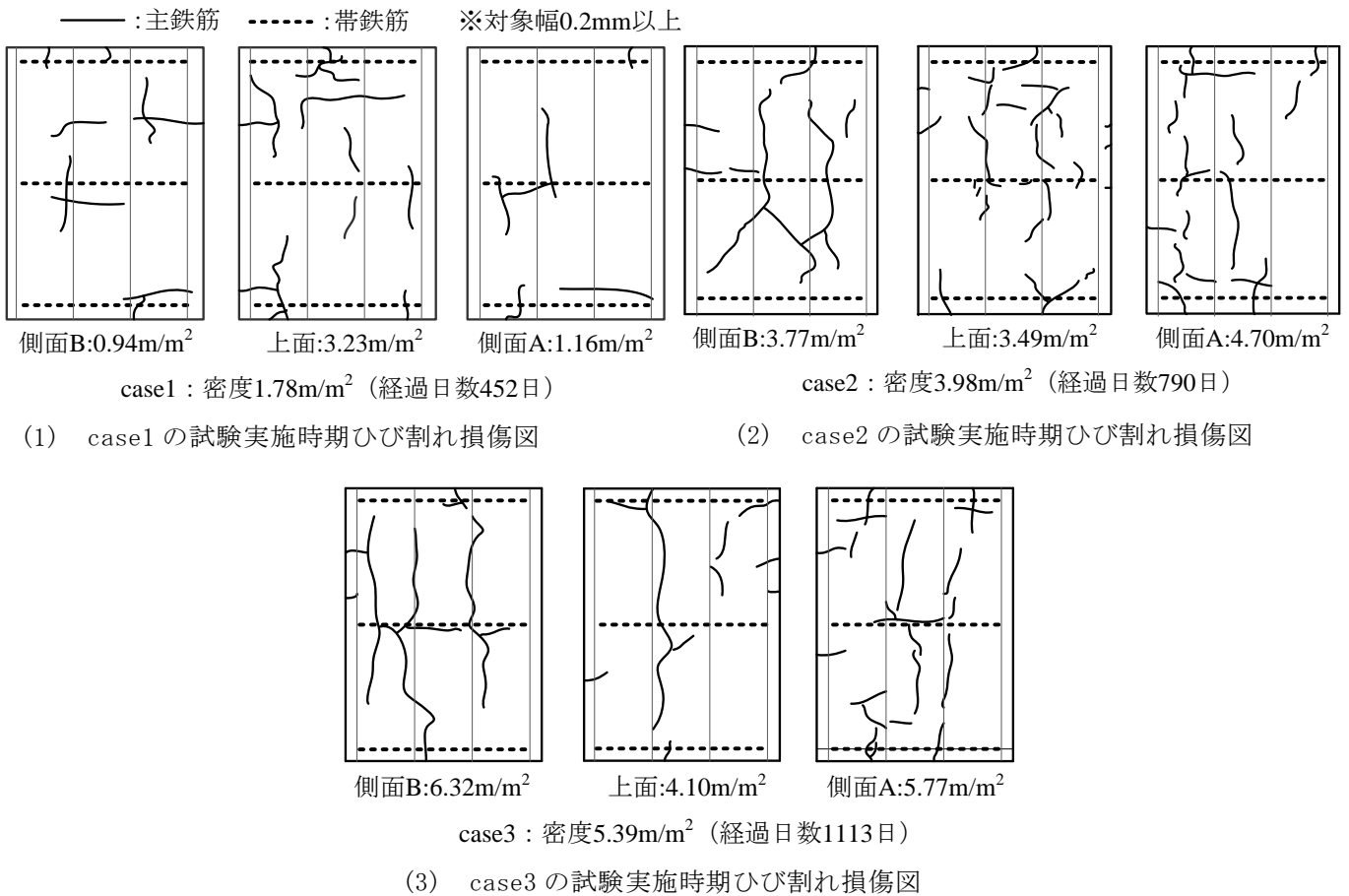


図-5.18 各供試体の試験実施時期ひび割れ損傷図

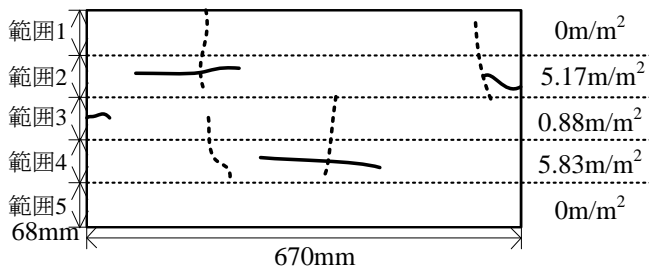
各供試体について詳細に経年劣化に伴うひび割れの発生傾向を確認するため、供試体側面を主鉄筋軸方向に68mm間隔で5等分し、各範囲におけるひび割れ発生量の比較を行う。図-5.19に各供試体における代表面のひび割れ詳細を示し、図-5.20には供試体case1~3のひび割れ発生位置とひび割れ密度の関係を示す。ここでは、軸方向に対して45°以内のひび割れを検討対象としている。

劣化初期であるcase1では、側面Bの隅角部(範囲1, 5)、側面Aの範囲4で幅0.2mm以上のひび割れが生じていない。また、上面の範囲1で4.99m/m<sup>2</sup>、範囲4で6.11m/m<sup>2</sup>、側面Bの範囲4で5.83m/m<sup>2</sup>とひび割れが比較的多く発生している箇所もあり、ASR膨張が初期の段階では、幅の広いひび割れ箇所の発生が各側面で異なる傾向にあった。

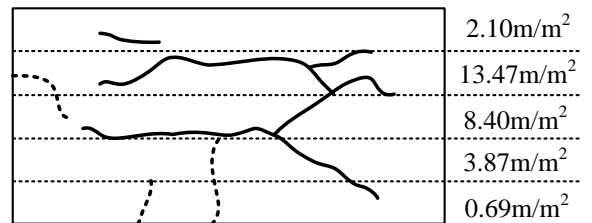
劣化中期であるcase2、終局状態であるcase3では、各範囲ともひび割れ密度の増加が確認できる。しかしながら、ひび割れ発生範囲に着目するとcase2, 3では隅角部の範囲(1, 2)に

比べて中央部範囲（2, 3, 4）ではひび割れ密度は相対的に小さい傾向となっている．具体例で示すと case3 の側面 B では範囲 1, 2 がそれぞれ, 0 m/m<sup>2</sup>, 10.17m/m<sup>2</sup>であるのに対して, 範囲 2, 3, 4 ではそれぞれ 13.29 m/m<sup>2</sup>, 4.53 m/m<sup>2</sup>, 12.37m/m<sup>2</sup>と平均的には 3 倍ものひび割れ密度が中央部付近で集中して発生する傾向となった．

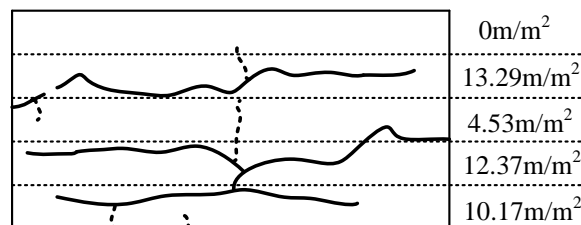
Case1 : 側面B (ひび割れ密度0.94m/m<sup>2</sup>)



Case2 : 側面B (ひび割れ密度3.77m/m<sup>2</sup>)



Case3 : 側面B (ひび割れ密度6.32m/m<sup>2</sup>)



----- 主鉄筋軸直角方向      ——— 主鉄筋軸方向

図-5.19 ひび割れ損傷図 (case1~3)

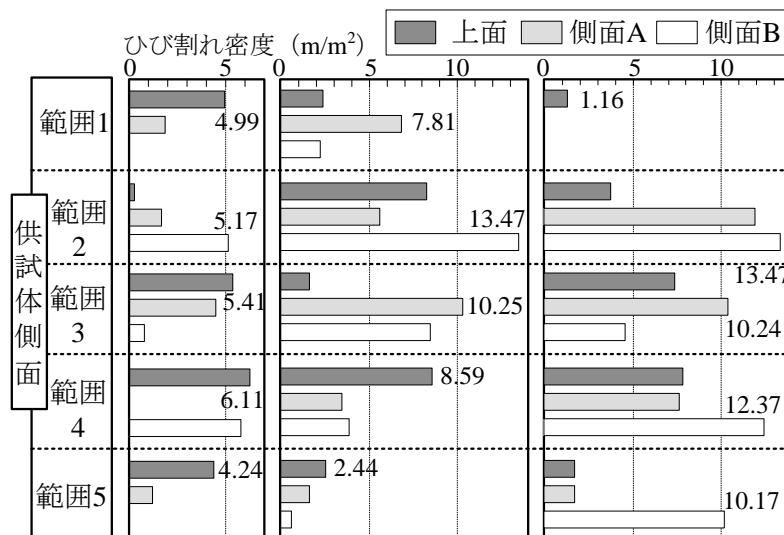


図-5.20 供試体ひび割れ詳細分析

図-5.21にcase4, 5各面の簡易ひび割れ状況および, ひび割れ密度を示す．図-5.21に示すひび割れ密度はcase4では西面, 上面, 東面でそれぞれ4.22 m/m<sup>2</sup>, 2.97 m/m<sup>2</sup>, 4.41m/m<sup>2</sup>, case5では西面, 上面, 東面でそれぞれ4.55 m/m<sup>2</sup>, 4.59 m/m<sup>2</sup>, 5.09m/m<sup>2</sup>となり, case4, 5共にばらつきが見られるが, 各面ともに経時変化によるひび割れが増加しており, その中で東面でのひび割れの進展が平均的であることを確認した．そこで, 外観の詳細分析には東面のひび割れを用いた．

※図中の数値はひび割れ密度

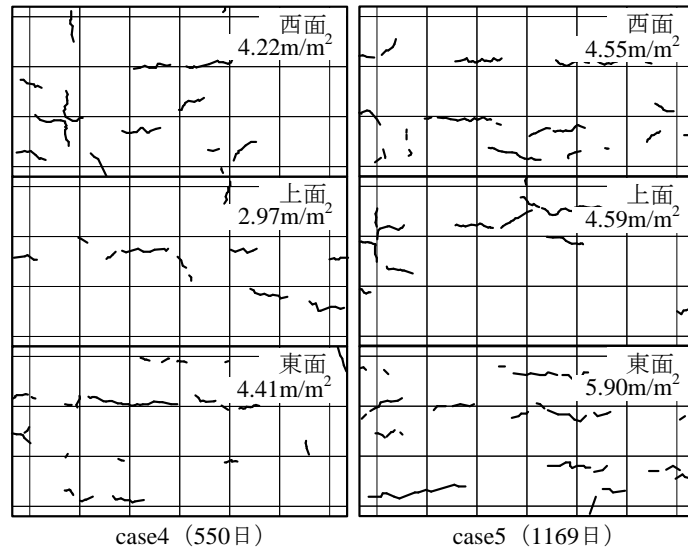


図-5.21 ひび割れ損傷図(case4, 5)

図-5.22 に case4, 5 の東面外観の詳細ひび割れ損傷図を示す. 図より, どちらの供試体も外観では主鉄筋方向に幅 0.2mm 以上のひび割れが多く発生しており, 主鉄筋による拘束を受けていることがわかる.

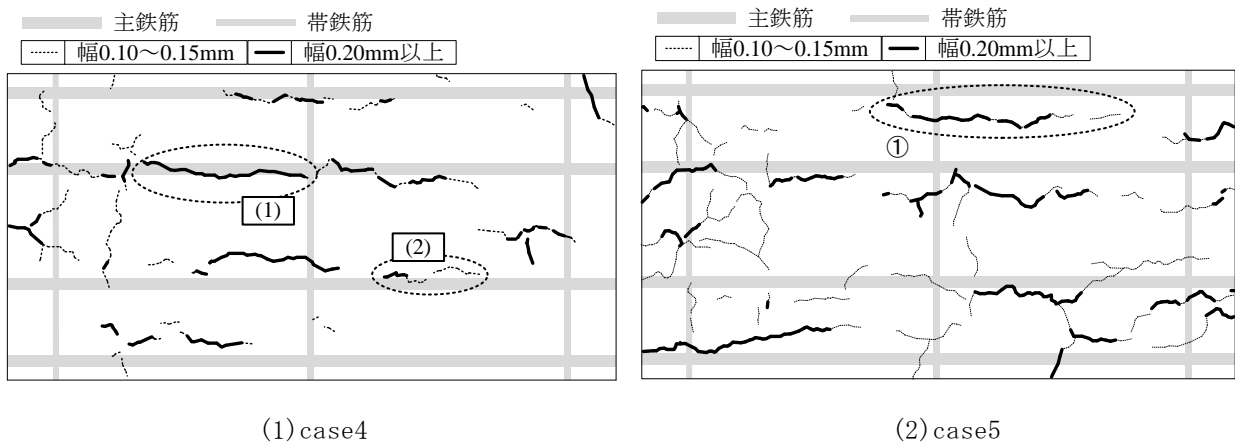


図-5.22 東面ひび割れ損傷図(case4, 5)

図-5.23 にひび割れの幅-長さの関係とひび割れ幅ごとの本数と総延長を示す. 図中(1)case4 東面外観において, 幅 0.2mm 未満のひび割れは発生本数 53 本, 平均長さ 19.5mm, 幅 0.2mm 以上のひび割れは発生本数 37 本, 平均長さは 24.2mm となり, 全体のひび割れ幅, 長さの平均はそれぞれ 0.20mm, 21.3mm となった. 本数では約 59%, ひび割れ延長(ひび割れ平均長さ×発生本数)では約 53%が 0.2mm 未満のひび割れであった.



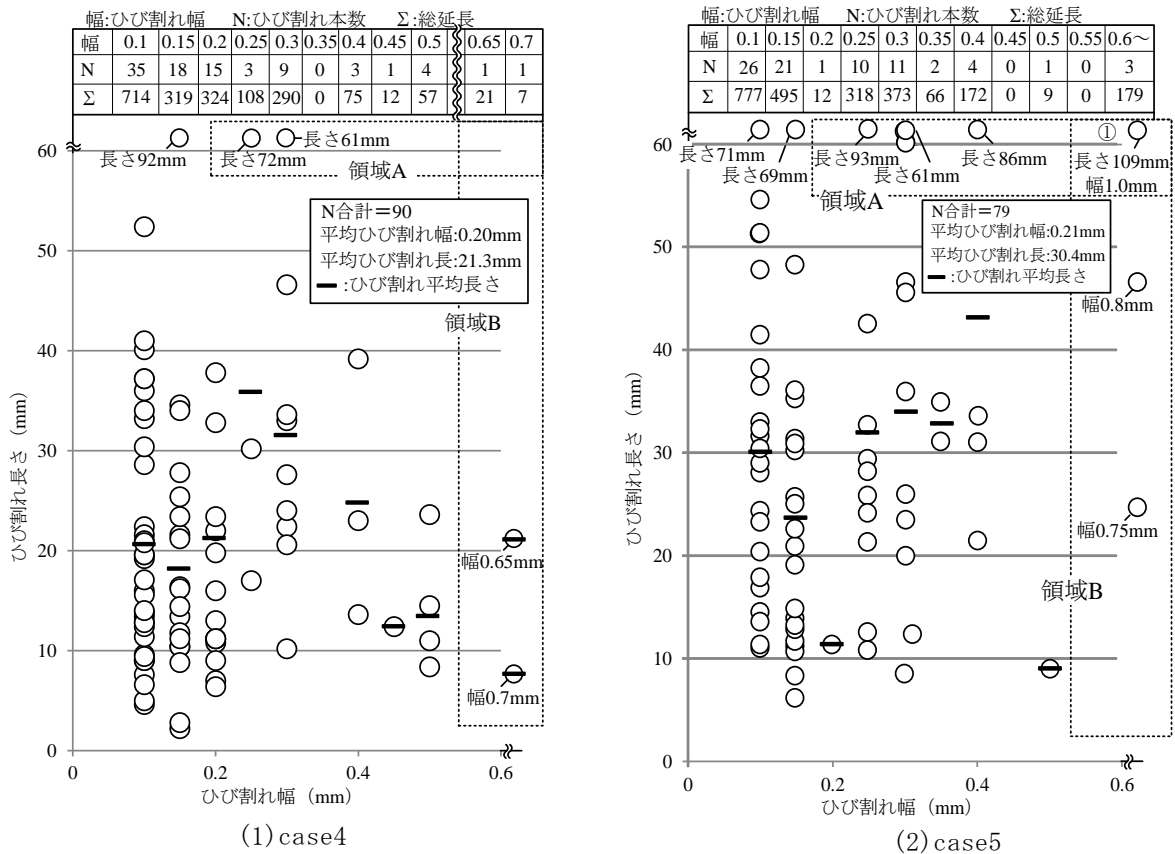


図-5.23 東面ひび割れ幅-長さ関係 (case4, 5)

case5において、case4と同様の分析を行ったところ、図中(2)上段に示すひび割れ本数を累積すると79本であり、その内、幅0.2mm未満のひび割れが47本、幅0.2mm以上のひび割れが32本であった。また、図中(a)上段に示すcase4のひび割れ総本数は90本であり、その内、幅0.2mm未満のひび割れが53本、幅0.2mm以上のひび割れが37本であった。case4からcase5への経時変化によって、幅0.2mm未満の微細なひび割れの発生本数は、53本から47本に6本減少、幅0.2mm以上のひび割れの発生本数は、37本から32本に5本減少しているが、大きな変化は見られなかった。

次に、ひび割れ幅とひび割れ長さに着目すると、平均ひび割れ幅は図中(1)に示すようにcase4では0.20mmに対し、case5では0.21mmであり、わずかに増加した。ひび割れ長さに着目すると、図中(2)上段に示すひび割れ総延長の合算は、幅0.2mm未満と幅0.2mm以上それぞれ1272mm、1129mmであった。

同様にcase4において、図中(1)の上段に示すひび割れ総延長の合算は、幅0.2mm未満と幅0.2mm以上それぞれ1033mm、894mmであった。case4からcase5への経時変化によって、ひび割れ延長は幅0.2mm未満と幅0.2mm以上のひび割れはそれぞれ約1.2倍、約1.3倍に増加した。

そこで、case4とcase5において、ひび割れ延長が増加した原因を調べるため、図-5.28に示す幅0.2mm以上で長さ60mm以上のひび割れ(領域A)の本数に着目すると、case4, 5でそれぞれ2本、6本と増加している。また幅0.6mm以上のひび割れ(領域B)の長さに着目すると、case4では最大で約20mmであったが、case5では、図-5.27①のように、最大で100mmを超える領域A, B両方に属する長く幅の大きなひび割れが発生していた。

以上より、case4からcase5での外観ひび割れの経時変化により、ひび割れ本数と平均ひび

割れ幅の増加はみられず、幅 0.2mm 未満、幅 0.2mm 以上のひび割れ延長のみが増加していた。case5 では case4 と比較して、幅が大きく長いひび割れの発生本数が増加していた。

case5, 6 供試体は、暴露期間で約 1 年、平均の外観ひび割れ密度で  $5.01\text{m}^2/\text{m}^2$  と  $5.98\text{m}^2/\text{m}^2$  の差を有している。これら 2 体の外観ひび割れ性状を詳細に観察することで、case5, 6 供試体は、ともに劣化度大に相当するものであることから、劣化がある程度進展したのちの経時変化として検討する。図-5.24 に、case5, 6 供試体西面の外観ひび割れ性状を示す。図中 (1) case5 外観西面における最終計測時 (1,169 日) のひび割れ密度 (幅 0.2mm 以上を対象) は、 $4.55\text{m}^2/\text{m}^2$  であり、図中 (2) case6 外観西面における最終計測時 (1,538 日) のひび割れ密度 (同、対象) は  $5.02\text{m}^2/\text{m}^2$  である。両者を概観すると、幅 0.2mm 以上のひび割れが主鉄筋に沿って卓越する点は 2 体とも同様であり、拘束条件下における ASR の膨張挙動を模擬しているものと考えられる。

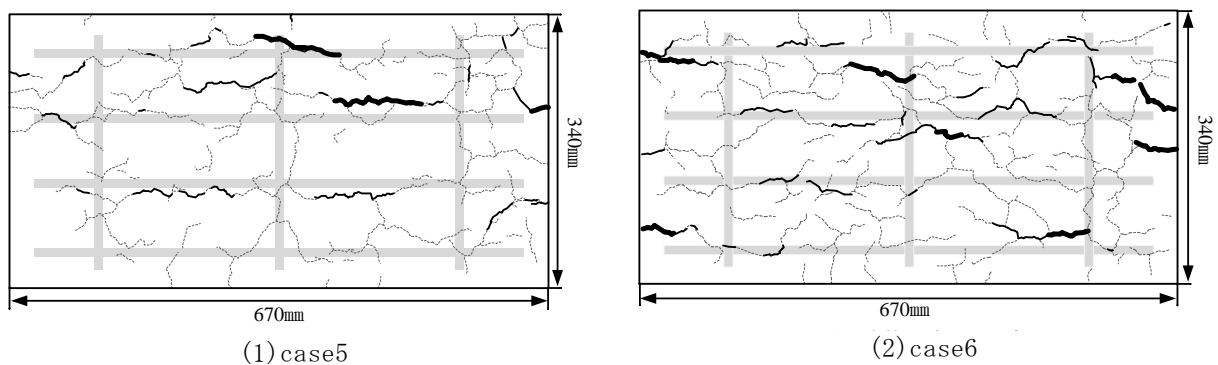


図-5.24 西面ひび割れ損傷図 (case5, 6)

case5, 6 供試体の観察面ごとの外観ひび割れ密度を図-5.25 に示す。図では、幅 0.2mm 以上のひび割れを 0.2mm 以上 0.4mm 未満、ならびに 0.4mm 以上に分類して表記している。

ひび割れ密度は、観察面によって異なっており、方位による一定の傾向は認められなかった。幅 0.2mm 以上 0.4mm 未満と 0.4mm 以上に分類すると、case5 は幅 0.4mm 以上のひび割れが、東面から順に 30.3%, 24.0%, 52.7%, 合計では 35.3% であった。

一方 case6 では、同じく 35.1%, 37.5%, 66.6%, 合計では 48.0% となり、比較的幅の広いひび割れの構成割合が case5 に比べて高くなっている。

ひび割れ密度の平均値が  $5.01\text{m}^2/\text{m}^2$  と  $5.98\text{m}^2/\text{m}^2$   $\text{m}^2/\text{m}^2$  で、ともに劣化度大に位置付けられる case5, 6 供試体の外観ひび割れ性状から、これを経年変化として考え比較すると、ある程度の劣化が進展した ASR 供試体では、ひび割れ長さから算出されるひび割れ密度の変化に加えて、ひび割れ幅を増すことでさらに劣化が進展したものと考えられる。

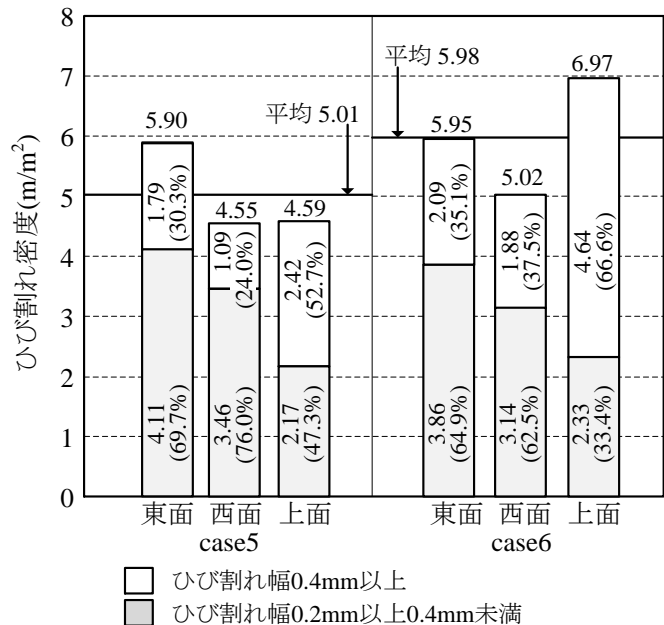


図-5.25 観察面ごとの外観ひび割れ密度

## (2) 内部コンクリートひび割れ

ここでは、旧基準鉄筋の内部に位置するコンクリートから大型コアを削孔し、その側面におけるひび割れ性状の観察から、内部コンクリートのひび割れ発生傾向、ならびにASR劣化の経時変化に伴うひび割れの進展傾向について検討を行う。

### 1) 大型コア削孔方法および評価範囲

内部コンクリートのひび割れ観察は、図-5.26に示すように、供試体軸中心部分から $\phi 190\text{mm}$ の大型コアを削孔し、供試体の両端面からそれぞれ145mmの範囲を除外することで、評価対象のコア長さを380mmとして行った。なお、両端部については、配筋がなされていない部分を含むことから除外したものである。

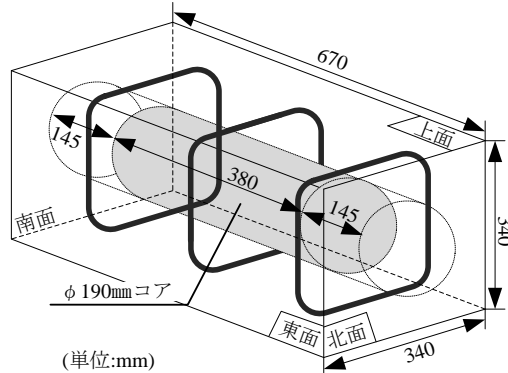


図-5.26 大型コア削孔位置

### 2) 評価対象供試体

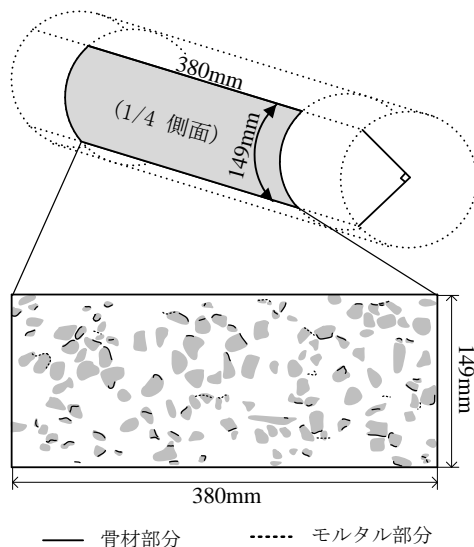
内部コンクリートのひび割れ発生傾向については、暴露日数1,538日で幅0.2mm以上のひび割れを対象としたひび割れ密度が $5.98\text{m}^2/\text{m}^3$ であるcase6供試体を対象として、供試体から削孔した $\phi 190\text{mm}$ の大型コア側面における観察により評価、および考察を行った。

次いで、暴露日数1,169日で幅0.2mm以上のひび割れを対象としたひび割れ密度が $5.01\text{m}^2/\text{m}^3$ であったcase5供試体において過年度に観察した $\phi 190\text{mm}$ コア側面における観察結果とcase6供試体の観察結果とを比較することで、ASR劣化に伴う内部コンクリートのひび割れ進展の傾向について考察を加えた。ここで、case5供試体は、case6供試体と同じく劣化度大( $5.00\text{m}^2/\text{m}^3 <$ )に相当する供試体であるが、暴露日数1,161日から1,581日の間はASRの劣化が継続して生じている時期にあたることから、当該2体の供試体を用いて内部コンクリートのひび割れ性状を観察し、劣化進展傾向の評価を行うこととした。

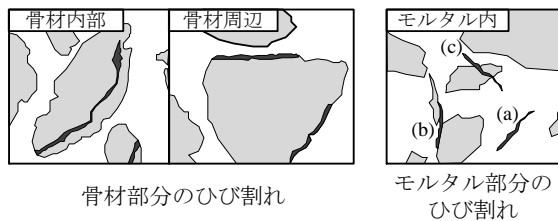
### 3) 内部コンクリートひび割れの傾向分析

#### ① ひび割れ分類の定義

図-5.27にcase6供試体の $\phi 190\text{mm}$ コア側面におけるひび割れ計測の模式図を示す。なお、図中(1)では、観察面のサンプルとして、コア側面を便宜上4分割(東,西,上,および下)した円弧部分を展開図(長さ380mm,幅149mm)として示している。また、図中(2)に示すように、内部コンクリートのひび割れのうち、骨材内部(図中(2)左)と骨材周辺(図中(2)中央)を骨材部分のひび割れと定義し、図中(2)右図に示すように、モルタル内部(図中(a)),近接する粗骨材を連結するひび割れ(図中(b)),ならびに粗骨材を貫くひび割れ(図中(c))をモルタル部分のひび割れと定義した。



(1) 大型コア側面の展開模式図（東側）



(2) ひび割れ性状に基づく分類例

図-5.27 大型コア側面におけるひび割れ観察例

## ② コア側面における内部コンクリートのひび割れ概要

図-5.28にcase6供試体から削孔したφ190mmコア側面を便宜上4分割し、外観西面と同一の方位に向けた円弧部分を展開図として示す（図-5.27参照）。ここで、ひび割れの詳細観察はコアの全側面を対象に実施しているが、西側に相当する1/4側面が最も平均的と判断されたため、図-5.28においては西面を例示することとした。なお、case6供試体コア1/4側面の西面におけるひび割れ本数は、側面全体の221本に対して54本となっている。

図-5.27(2)で示したひび割れ性状の分類において、骨材内部としたものは図-5.28の(a1)に示すような形態をなしており、多くの場合、骨材粒子の最大長を示す方向に沿って発生している。また、骨材内部にひび割れを有する骨材は、使用した安山岩粗骨材の中でも淡緑灰色～緑灰色を呈する安山岩において主に認められており、骨材種類に基づく特徴的なひび割れとして観察される。図-5.27(2)で骨材周辺と分類したものは、図-5.28の(b1)および(b2)で示した形態で主に確認できる。すなわち、骨材粒子とモルタルの界面に沿った形で発生しているひび割れ(b1)と、モルタル部分に目視可能なひび割れとして延伸することなく、(b2)のように、骨材粒子の外形に沿って進展したと考えられるひび割れである。

また、図-5.27(2)でモルタル部分と分類したものは、図-5.28の(c1)、(c2)、および(c3)のように観察される。すなわち、(c1)のように粗骨材と接することなくモルタル内部において単独で発生しているもの、(c2)のように、2つの粗骨材周辺で発生しているひび割れが連結するようにモルタル部分を介して結合しているもの、また(c3)のように、骨材内部あるいは周辺部に発生したひび割れがモルタル部分に延伸し、その先端がモルタル内部で収束しているものである。

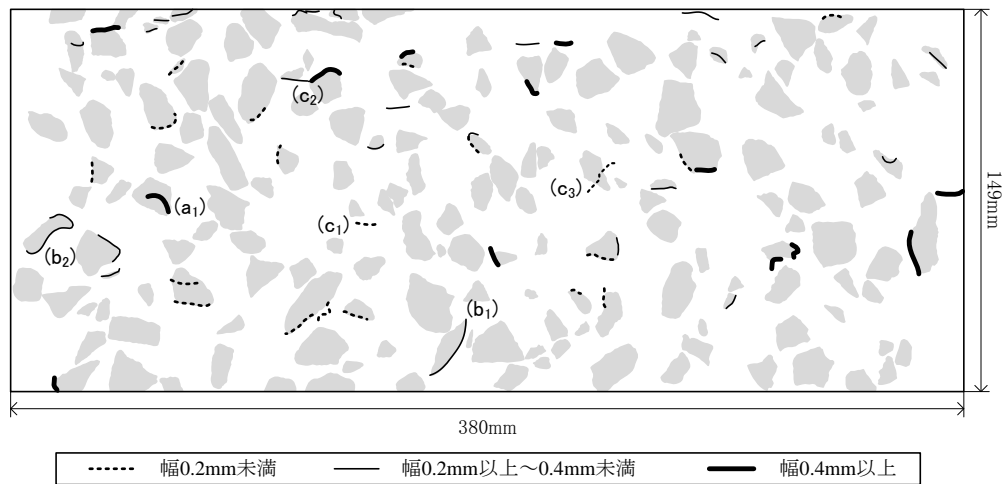


図-5.28 φ190 コア側面展開図の1/4 側面における内部ひび割れ観察図 (case6 西面)

### ③ ひび割れ形態の分類に基づく考察

case6供試体から削孔したφ190mmコアの全側面（φ190×380mm，図-5.26 参照）について，図-5.27(2)の分類をもとに骨材部分とモルタル部分のひび割れに分類した。

図-5.29に大型コア側面におけるひび割れ発生傾向を示す。図中(1)に示す発生本数から，case6 供試体のφ190mmコア側面におけるひび割れ総本数は221本であったが，骨材部分に発生したひび割れが203本(91.86%)，モルタル部分が18本(8.14%)であり，大部分が骨材部分でのひび割れであった。

次に，骨材部分とモルタル部分に発生したひび割れの特徴をそれぞれの平均値によって比較する。図中(2)に示すように，骨材部分に発生したひび割れ長さの平均値は9.10mm，モルタル部分の平均値は10.86mmであり，モルタル部分のひび割れが若干長い傾向を示していた。ひび割れ幅については，骨材部分の平均値が0.25mm，モルタル部分の平均値が0.28mmであり同等な値であった。続いて，コアの長軸方向に対するひび割れ角度を比べると，骨材部分が32.1°，モルタル部分が16.8°であり，モルタル部分に発生したひび割れの方が軸方向に沿った傾向をなしていた。

ここで，ASRによる劣化の進展は，骨材周辺あるいは骨材内部から始まり，モルタル部分への延伸によって進展していくと考えられている[5.8]。

また，既往の研究[5.9]などでは，安山岩を用いたコンクリートのASR反応は，骨材周辺部分において卓越するとされている。これらを勘案すると，当該供試体では，骨材部分に発生したひび割れがモルタル部分へ進展していく過程で，鉄筋の拘束条件に影響を受け，相対的に拘束力が弱い方向にひび割れが進展したと考えられることができる。

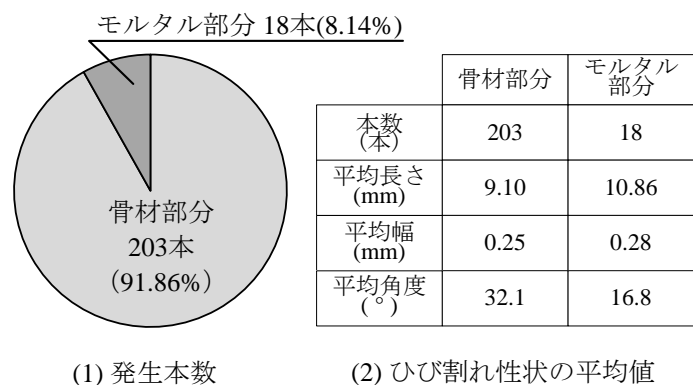


図-5.29 大型コアのひび割れ発生傾向

#### 4) 内部コンクリートのひび割れ経年変化

ここでは、外観ひび割れ密度が異なるcase5供試体(5.01m<sup>2</sup>)とcase6供試体の内部コンクリートにおけるひび割れ発生傾向を比較することで、ASR劣化の進展に伴う内部コンクリートのひび割れ進展の経年的な変化について考察する。なお、内部コンクリートのひび割れ性状の比較は、供試体中心部分から採取したφ190mmコアの側面観察により行った(図-5.26, 27 参照)。

図-5.30にφ190mmコア全側面(φ190×380mm)において計測したひび割れの長さ-角度関係図を示す。図-5.30(1)はcase5供試体のコア全側面における測定結果、同じく(2)はcase6供試体の測定結果である。なお、図-5.30の右側に示した棒グラフは、ひび割れ角度10°毎の度数分布を示しており、上側に記した棒グラフは、ひび割れ長さ5mm毎に分類した度数分布を示している。また、ひび割れ幅ごとに分類したひび割れ発生本数を図-5.31に示す。

case5とcase6のコア全側面におけるひび割れ発生本数は、幅0.05mm以上のひび割れを対象として、それぞれ216本、221本であり、ほぼ同等の本数が観察された。図-5.30に示すように、ひび割れ長さについては、case5の方がcase6に比べて若干広くばらついているように見受けられるものの、平均ひび割れ長さではcase5が11.9mm、case6が9.24mmであり、平均差は3mm弱でほぼ同等のひび割れ長さを示していると考えられる。また、コア長軸方向に対するひび割れ角度の平均値はcase5の33.5°に対し、case6で30.9°となっており、角度についてもcase5とcase6は、ほぼ同等の形態をなしているものと判断される。

一方、図-5.31に示すように、ひび割れ幅ごとの発生本数を比較すると、両者には明らかな相違があった。幅0.05mm以上の全ひび割れに対する幅0.2mm以上の割合を見ると、case5の20.4%(44/216)に対してcase6では70.1%(155/221)となっていた。また、0.2mm以上0.4mm未満を見ると同じく12.5%(172/216)から52.0%(115/221)、0.4mm以上では同じく7.9%(17/216)から18.1%(40/221)となり、両分類ともcase5よりcase6の方が明らかに増加していた。

2体の供試体はともに劣化度大に相当し、ある程度劣化が進行した後の供試体であるが、内部コンクリートにおいても引き続き劣化の進展が窺われた。また、劣化進展は、骨材周辺部分に発生したひび割れが、若干ひび割れ幅を増しながら継続すると推察された。

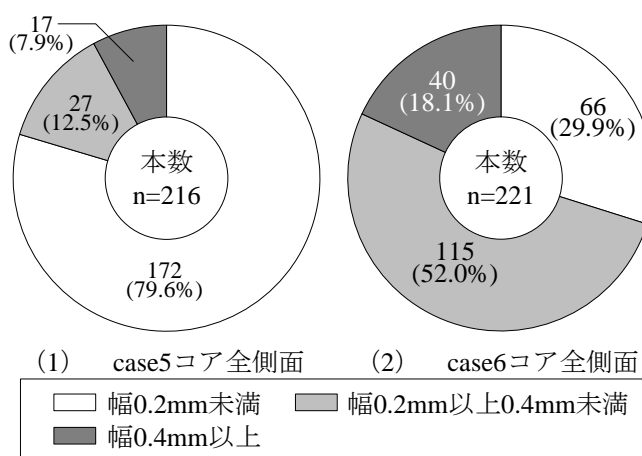
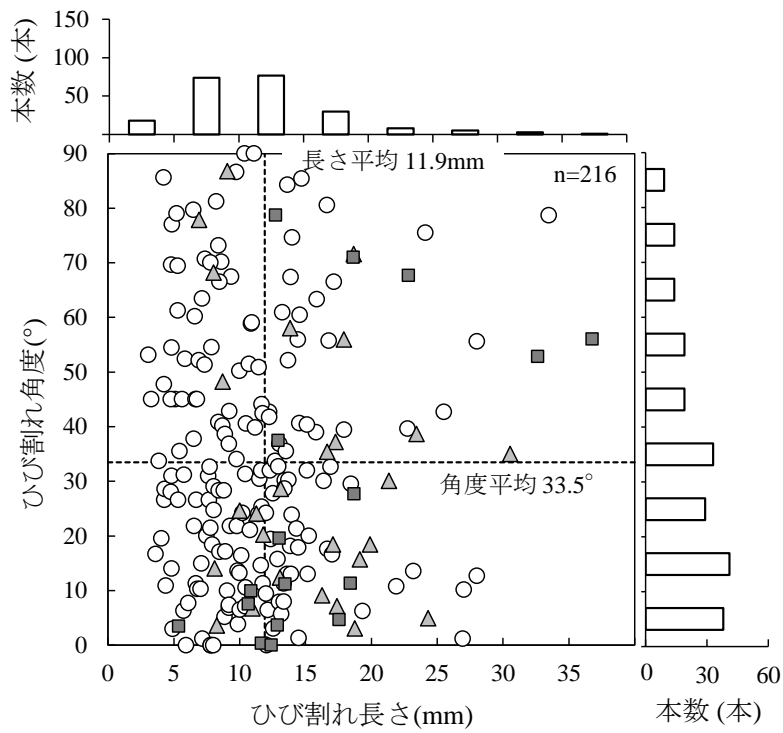
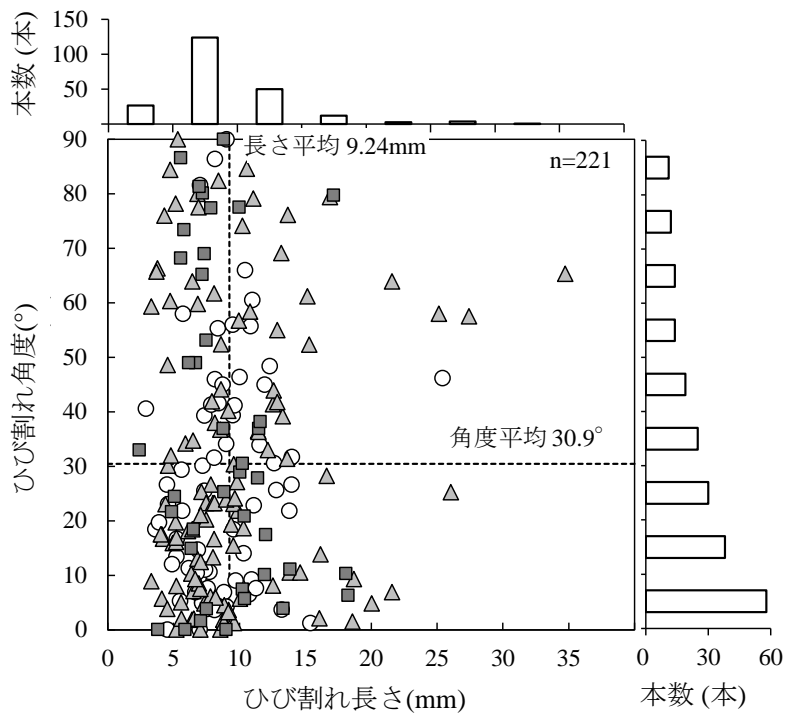


図-5.31 ひび割れ幅ごとに発生本数



(1) case5供試体のコア全側面



(2) case6供試体のコア全側面

○ 幅0.2mm未満 ▲ 幅0.2mm以上0.4mm未満 ■ 幅0.4mm以上

図-5.30 コア全面におけるひび割れ長さ-角度関係図



### (3) 供試体内部から表面に至るひび割れ性状の変化

ここでは、供試体軸直交方向に切断した切断面の観察から、供試体の内部から表面に至るひび割れの進展傾向について考察する。

#### 1) 供試体切断および評価方法

##### ① 供試体切断箇所および観察面

内部から表面に至る連続的なひび割れ性状の変化を観察するために、**図-5.32**に示す箇所において、供試体軸に直交する方向で供試体を切断した。最初に**図中(a)**に示す箇所（供試体南面から145mm）で切断し、その後、切断片（**図中(b)**）： $340 \times 340 \times 145\text{mm}$ を**図中(c)**の位置でさらに切断した。切断後スライス状となった**図中(d)**の厚さは概ね20mm程度である。なお、帯鉄筋は、**図中(e)**のブロックに含まれており、**図中(c)**の切断面には帯鉄筋のL型加工部分の一部が含まれていた。このことから、帯鉄筋と各切断面との距離は、**図中(c)**の切断面で概ね10~20mm、**図中(a)**の切断面で概ね30~40mm程度と推定される。したがって、これらの断面は主鉄筋、ならびに帯鉄筋によって拘束された内部コンクリートから供試体側面のかぶりコンクリートまでを連続的に観察することができるものと判断した。観察に用いた断面は、**図中(a)**の切断時に露出した断面Aおよび断面B、ならびに**図中(c)**の切断時に露出した断面CおよびDである。断面観察例として、断面Bにおける観察結果を**図-5.33**に示す。

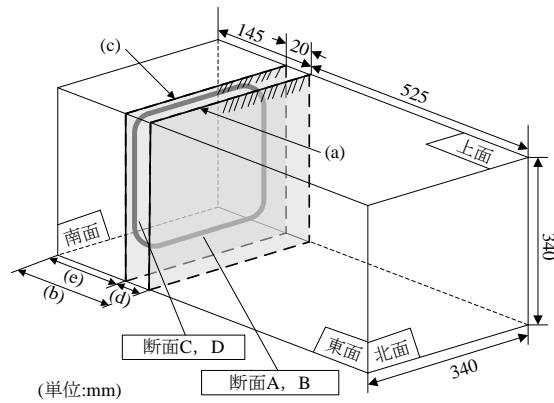


図-5.32 供試体切断箇所および観察箇所

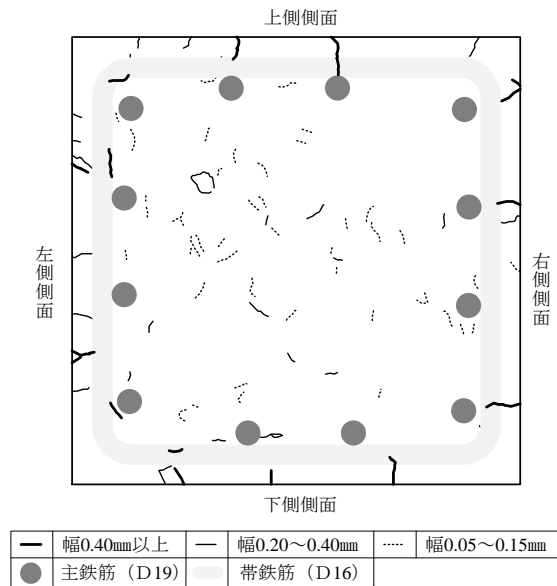


図-5.33 切断面観察の一例（断面B）

## ② ひび割れ生成領域の分類

帯鉄筋より外側のかぶりコンクリートと内部コンクリートとのひび割れ性状における差異を比較し評価するために、両者を分離するための領域を設定した。領域の区分については、既往の研究[5.10]において、既存のASR橋脚を模擬した大型RC円柱試験体の断面観察結果から、帯鉄筋の円周方向に沿った特徴的なひび割れが観察されていることなどを参考に、**図-5.34**に示すような3つの領域を設定した。3つの領域は、帯鉄筋の外側で鉄筋を含まない「かぶり領域」(図中(a))，主鉄筋と帯鉄筋が配筋されている「鉄筋領域」(図中(b))，および鉄筋が含まれない「内部コンクリート領域」(図中(c))である。

具体的に「かぶり領域」は、4つのコンクリート表面からそれぞれ20mmの深さまでとし、「鉄筋領域」は帯鉄筋がD16、主鉄筋がD19であることから「かぶり領域」との境界からさらに深さ方向へ40mm(コンクリート表面から60mm)までとした。「内部コンクリート領域」はその残部であり、供試体中心部分における220×220mmの領域として設定した。なお、それぞれの評価対象面積は、「かぶり領域」が25,600mm<sup>2</sup>，「鉄筋領域」が41,600mm<sup>2</sup>，「内部コンクリート領域」が48,400mm<sup>2</sup>である。

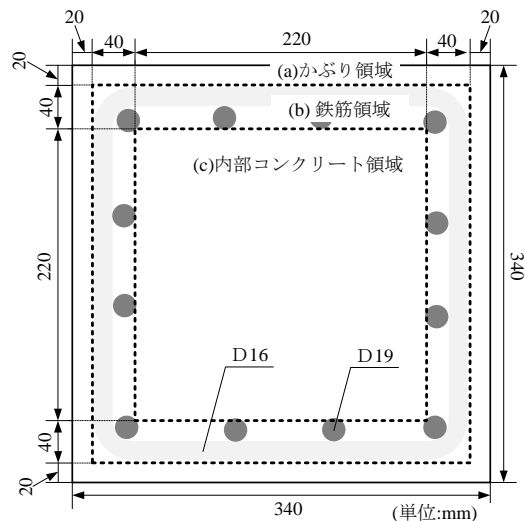


図-5.34 ひび割れ評価対象領域の設定

## ③ ひび割れの計測方法

ひび割れ長さは、ひび割れをトレースした画像からその延長を求めることとし、ひび割れ幅については、0.2mm未満、0.2mm以上0.4mm未満、および0.4mm以上の3水準に分けて分析した。ひび割れ角度は、**図-5.35**に示すように、断面を2つの対角線によって4つの2等辺3角形に分け、測定対象となるひび割れが含まれる2等辺3角形の底辺にあたる供試体側面の1辺に対する角度とした。図中では、ひび割れ角度( $\alpha_x$ )を4つのひび割れについて計測した結果を例示している。4つのひび割れは右側側面を底辺とする2等辺3角形に含まれるため、鉛直方向が0°，水平方向が90°としてそれぞれの角度を算出している。

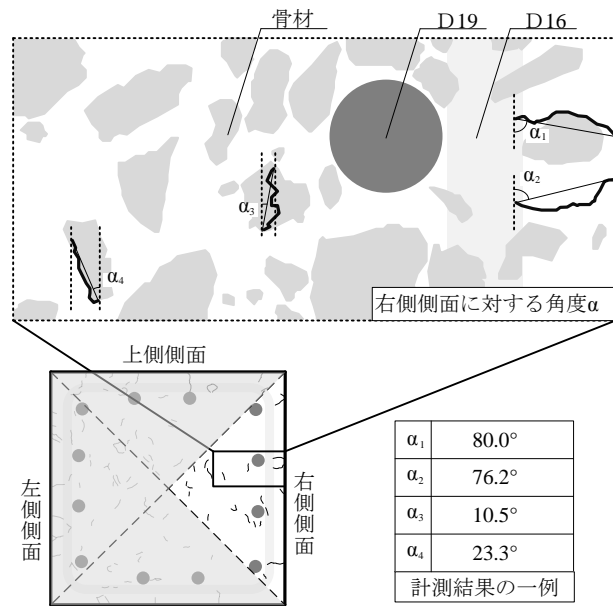


図-5.35 ひび割れ角度計測方法および計測例

## 2) 内部ひび割れ分析結果

### ① ひび割れ発生本数

図-5.36に4つの断面(A~D)で観察した実測ひび割れ総本数を示す。なお、3つの領域は、評価対象面積が異なるため、ひび割れ本数をそれぞれの領域における評価対象面積で除し、切断面の全断面積である115,600mm<sup>2</sup>(340×340mm)当たりに換算した換算ひび割れ本数も併せて図示している。

図-5.36より、発生本数については、3つの領域で96本、97本、および117本であり同等の本数が観察されたが、換算ひび割れ本数を見ると、「かぶり領域」の108本に対して、「鉄筋領域」では67本、「内部コンクリート領域」では70本となっており、単位面積で比較すると「かぶり領域」において約1.58倍の発生本数となっていた。

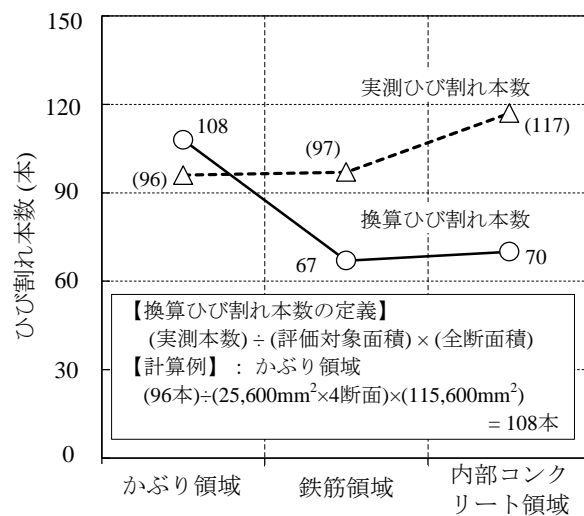


図-5.36 領域ごとのひび割れ本数

## ② ひび割れ密度

各領域のひび割れ密度を図-5.37に示す。ひび割れ密度は、ひび割れ幅0.2mm未満、0.2mm以上0.4mm未満、0.4mm以上に分類して表記した。

全てのひび割れを対象としたひび割れ密度は、前項で換算ひび割れ本数の多かった「かぶり領域」で14.01m/m<sup>2</sup>と3つの領域の中で最も大きな値となった。ひび割れ幅ごとの傾向を見ると、「かぶり領域」は、約半数にあたる7.00m/m<sup>2</sup>が幅0.4mm以上のひび割れによって構成されている。「かぶり領域」および隣接する「鉄筋領域」を比較すると、「鉄筋領域」では、ひび割れ密度の合計が7.57m/m<sup>2</sup>と「かぶり領域」の54%程度で、0.4mm以上でみると1.10m/m<sup>2</sup>と「かぶり領域」の16%程度に留まり、両者は明らかに異なる傾向を示した。

一方、「鉄筋領域」と「内部コンクリート領域」では、幅0.2mm未満のひび割れが3.35m/m<sup>2</sup>と5.60m/m<sup>2</sup>であり、若干異なる値を示すものの、すべてのひび割れ幅を対象に概観すれば、ひび割れ密度については、ほぼ同等の傾向であると判断される。

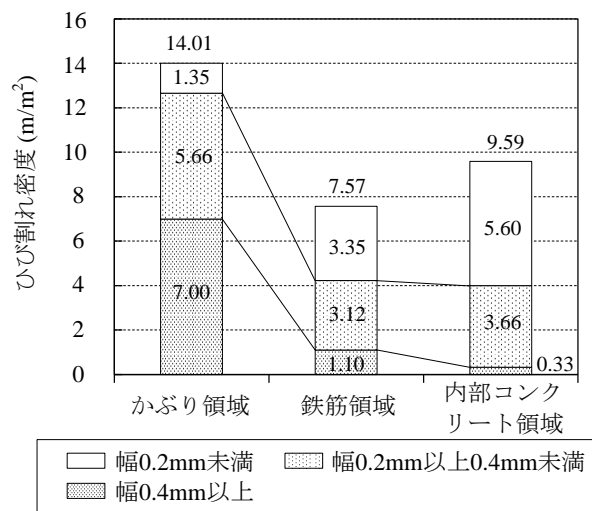


図-5.37 領域ごとのひび割れ密度

## ③ ひび割れ角度

図-5.35に示した方法により、各ひび割れの角度を側面に対する角度として計測し、その結果を各領域に整理したひび割れ長さ-角度関係図を図-5.38に示す。図中左は「かぶり領域」、中央は「鉄筋領域」、右は「内部コンクリート領域」を示している。なお、それぞれの図でひび割れ幅0.2mm未満、0.2mm以上0.4mm未満、および0.4mm以上の3水準に分類し、異なるマーカによって表記している。

「かぶり領域」では、側面に対して角度を持ったひび割れが主流をなしており、平均値は72.7°となっている。「鉄筋領域」では、「かぶり領域」とは逆に、角度が小さいひび割れが主流として計測された。なお、平均値は22.2°であった。次いで、「内部コンクリート領域」について見ると平均値は30.7°であり、またプロット点を概観すると、側面に対する角度の小さいものが若干多いようではあるが、その分布は「鉄筋領域」とは明らかに異なり、広い範囲で角度のバラツキが認められる。

## ④ 内部から表面に至るひび割れの傾向分析

上記①～③の結果から、切断面の観察によって得られた供試体内部における目視可能なレベ

ルのひび割れ発生傾向は、鉄筋内部のコンクリートにASR反応が生じ、主に骨材周辺において骨材粒子の形状に依存したランダムなひび割れが形成される。鉄筋領域においては、内部コンクリートの膨張に起因して主鉄筋や帯鉄筋が押し出されるような挙動を示すことで、側面に対する水平方向に沿ったひび割れが多く発生する傾向となる。

一方、かぶり部分では、内部と比べてひび割れ幅が大きく、コンクリート表面に対して垂直な方向が主流であり、また、ほぼすべてのひび割れが表面まで連続して形成されていた(図-5.33参照)。さらに、かぶり領域に発生したひび割れ長さの大部分は30mm以下であり、帯鉄筋位置程度でひび割れは収束する傾向となっていた。これらのことから、かぶり部分で観察されたひび割れは、曲げひび割れの様相をなしており、ひび割れ収束箇所が帯鉄筋付近であることから考えると、鉄筋を含めた内部からの膨張圧によって供試体が丸く膨らむ際に、曲げ引張力によってひび割れが発生したことも考えられる。

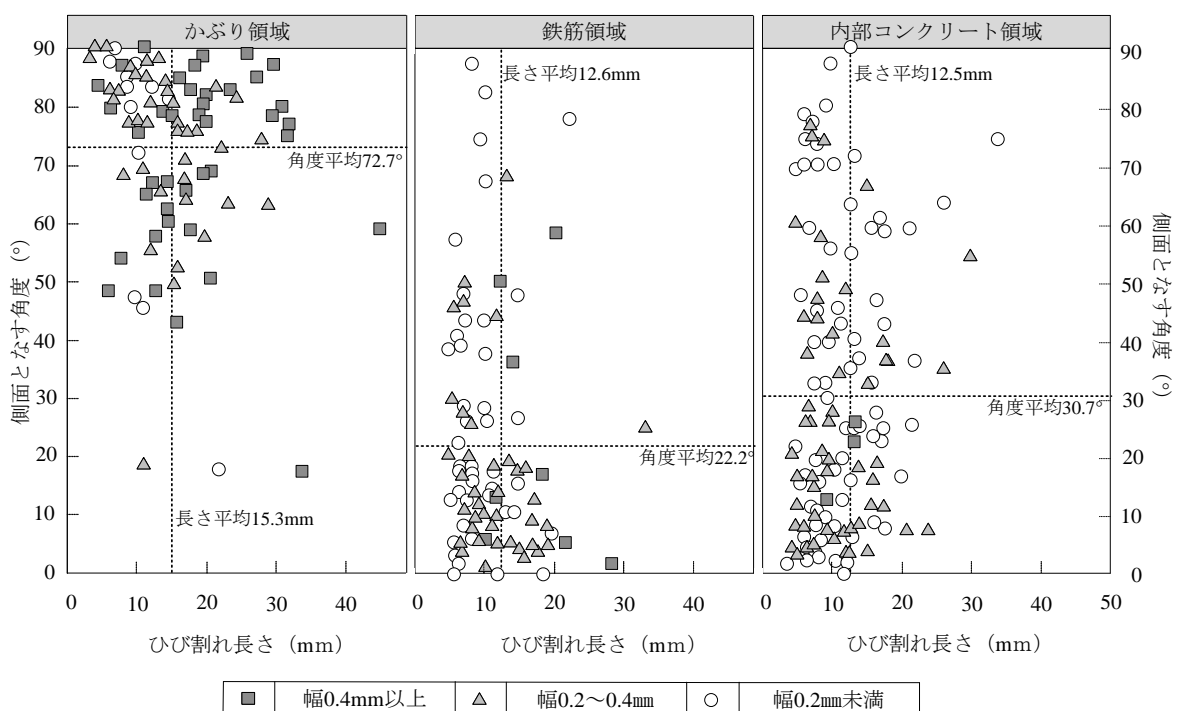


図-5.38 評価対象領域ごとのひび割れ長さ-角度関係図

### 5. 3. 2 外観変形

#### (1) 外観膨張量

##### 1) 計測結果

図-5.39 に、case3 を代表例として最終計測時の各計測線における膨張量を示す。コンタクトゲージを使用して計測した 100mm 間における長さ変化を各測線 200mm, 300mm の範囲で平均し、各測線の膨張量として使用した。供試体端面における膨張に着目すると、下面を除く 3 面で 4000  $\mu$  程度の膨張量を示しており、劣化が顕著である。また、下面の膨張が小さい要因としては、日照条件に加えて、水分の供給量が少ないことが考えられる。供試体上面に着目すると、供試体軸方向のひずみは 2000  $\mu$  に満たない膨張量であり、軸直角方向の最大 6000  $\mu$  と比較すると、1/3 程度である。この理由は、主鉄筋に対して帯鉄筋比が非常に小さいために、膨張が帯鉄筋方向に集中したことが考えられる。

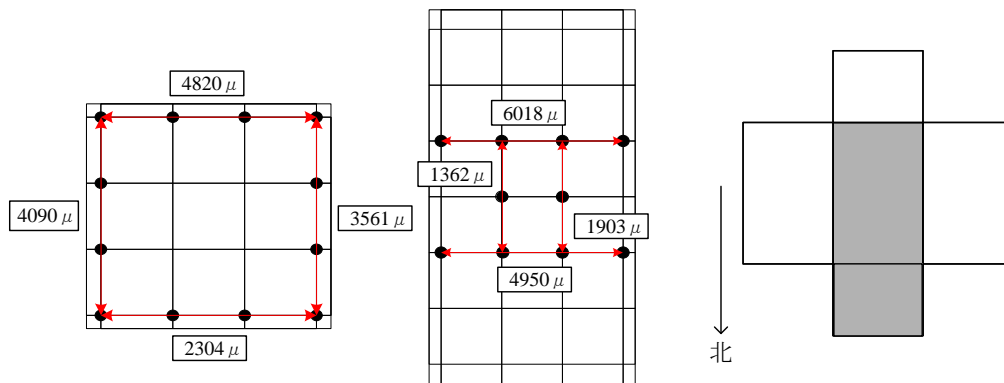


図-5.39 最終計測時各測線膨張量 (case3)

## 2) 膨張量の経年変化

case1~3における測線膨張量の経年変化を図-5.40に示す。その結果の平均を使用して、上面軸直角方向，上面軸方向，端面鉛直方向の3種類に分けて示す。

帯鉄筋と平行なひずみ（測定位置1，2及び5，6の平均値）は，3供試体ともに供試体上面で計測した値が大きい。また，主鉄筋軸方向のひずみ（測定位置3，4の平均値）は，鉄筋比の大きい方向への変形となるために進展は小さかった。

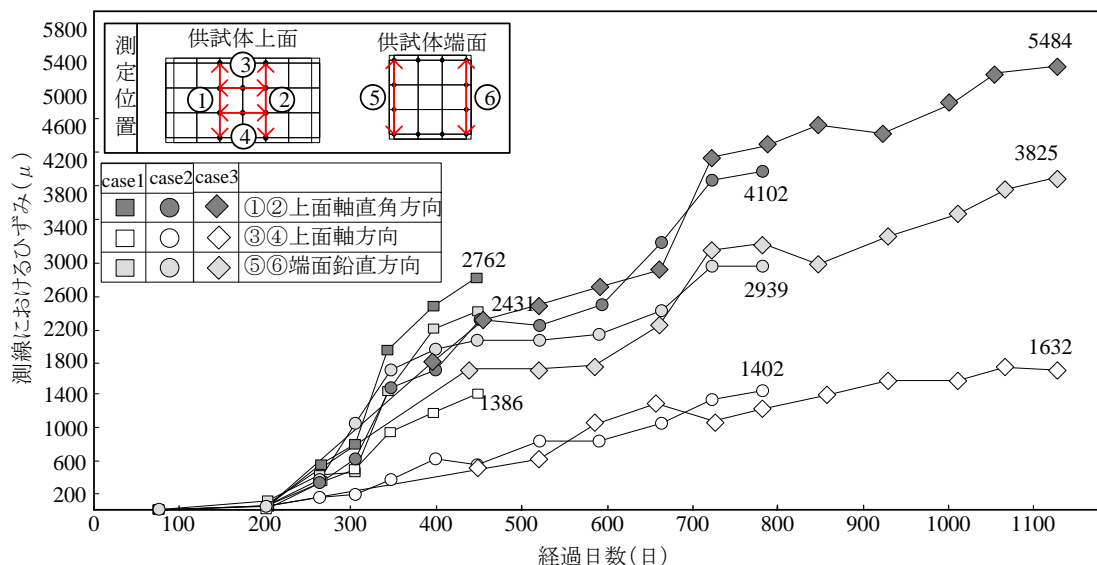


図-5.40 各供試体膨張量経年変化

3 供試体で進展が最大となった供試体上面の軸直角方向ひずみに着目すると，膨張量の最大値は試験時期が異なるために差があるが，進展傾向は case1~2 間ではほぼ直線的な進展となった。それに対して，case2~3 間では進展傾向が緩やかになり，水分供給，日照条件が良い夏季においても大きな進展を生じる傾向は認められなかった。ここから，case3 の最終計測時は，すでに膨張が収束していたと判断できる。

## (2) 変形計測結果

供試体の経年的な外観変形の進展を評価するため、前述のひび割れ密度  $5.39\text{m}^2$  まで長期計測を行った case3 を使用して変形計測を実施した。計測時期は、劣化中期～終局にあたるひび割れ密度  $4.18\text{m}^2$  で1回目計測（経過 790 日）、密度  $4.80\text{m}^2$  で2回目計測（経過 995 日）、密度  $5.39\text{m}^2$  で3回目計測（経過 1113 日）とした。また、計測精度を確認するため3回目計測時に同一箇所でも3度（A, B, C）計測を行い、計測精度の評価に使用した。

### 1) 全体変形状況

図-5.41 に変形計測の代表として、3回目計測（c）の結果を示す。各計測面で、最大変位はそれぞれ  $0.65\text{mm}$ 、 $0.93\text{mm}$ 、 $0.45\text{mm}$  と最大で約  $1.0\text{mm}$  の変形を生じた。いずれの面も最大変形の発生箇所は側面中央部であり、断面が円弧状に丸く膨らむ変形を生じた。

円弧変形に伴う変形面積は、全体で  $375.5\text{mm}^2$  であり面積増加率（変形面積 / 供試体断面面積）は  $0.3\%$  となった。各面における面積増加量を比較すると、側面 A の  $162\text{mm}^2$  に対して側面 B では  $57.5\text{mm}^2$  と変形がやや小さくなっている。

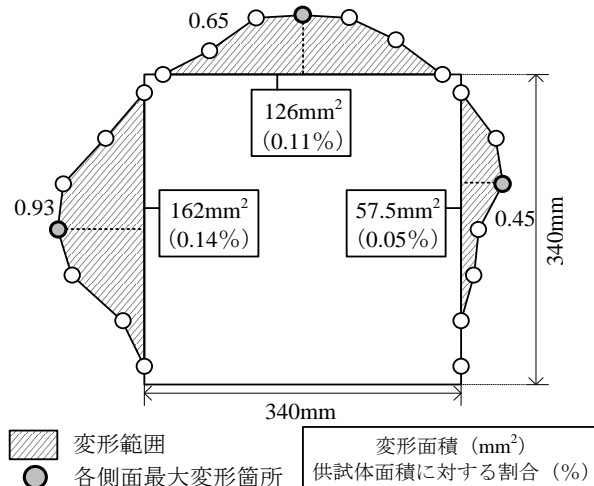


図-5.41 代表（3回目C）における変形状況

図-5.41に示すように、供試体側面は概して丸く膨らむような変形状態となっており、主鉄筋近傍で認められる特徴的なひび割れ発生箇所と供試体側面における変形量とは概ね一致していると考えられる。ここで、既往の研究を参考にしたひび割れ発生の模式図を、

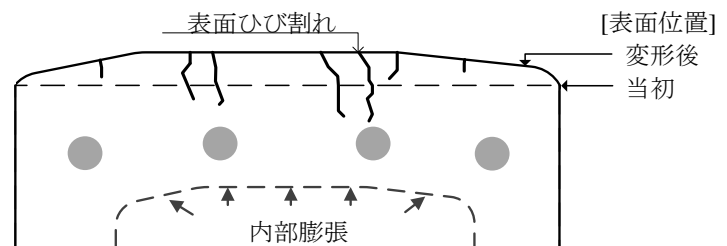


図-5.42 ひび割れ発生模式図

図-5.42に示すように、ASRによる内部膨張圧によって表面のコンクリート（かぶり部分）に変形が生じ、曲げ引張力がコンクリート表面に作用するため、表面ひび割れが生じる。また、ひび割れは、コンクリート表面付近において相対的に断面が減少している主鉄筋上で多く発生し、コンクリート表面における変形量の増大とともに、ひび割れが開口することで、膨張圧を緩和したとも考えられる。



## 2) 供試体変形経時変化および計測精度

図-5.43(1)に、経時的な変形の進展を3回にわたって計測した結果を示す。

1回目計測～3回目計測にかけて、各側面における最大変位は上面で0.69mm, 0.65mm, 0.70mm, 側面Aで0.56mm, 0.95mm, 0.45mm, 側面Bで0.65mm, 0.89mm, 0.93mmとなり、進展は確認されるものの比較的变化は小さく、特に2回目と3回目ではほとんど進展が生じなかった。経年的な変形の進展は、いずれも中央部が丸くなるとともに、中央付近で最大値となった。

また、各計測点で計測結果に差が生じた点について、図-5.43(2)に示すように3回目計測時に同一箇所を3度計測した結果を使用して変形精度の確認を行った。精度の確認作業は、計測に使用する下げ振りの設置から繰返し行っており、計測における誤差としては計測に伴う人為的誤差をすべて含む様に実施している。計測結果は、最大変位が上面で0.65～0.83mm, 側面Aで0.37～0.45mm, 側面Bで0.79～0.93mmとなり、最大0.2mm程度の誤差は生じるものの、最大変位箇所や変形形状はほぼ同じであった。

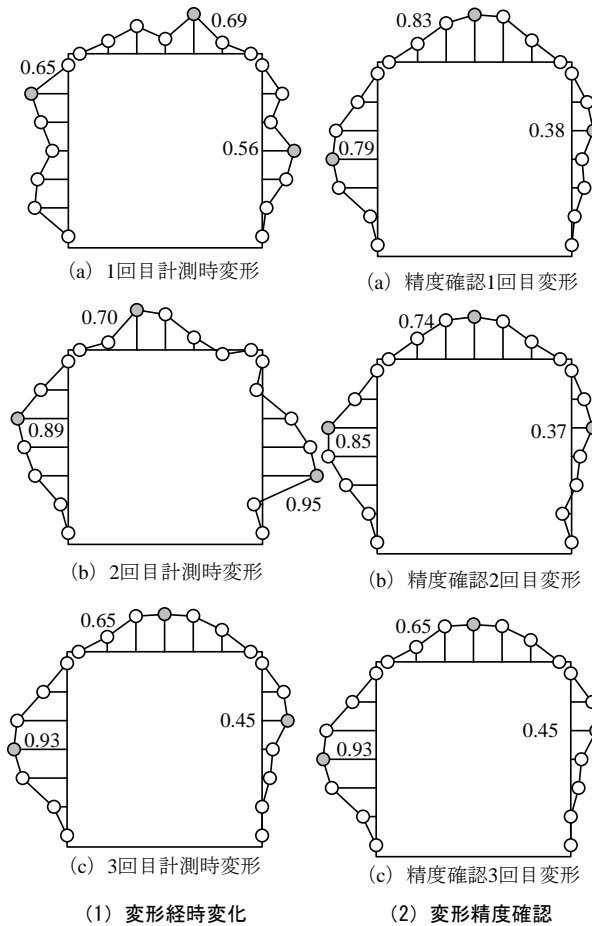


図-5.43 変形計測結果

## 3) 変形面積変化

次に、前述の図-5.42で実施した面積増加率を使用して、図-5.44に示すように経年劣化進展に伴う変形量の進展を評価した。なお、図中の面積増加率は供試体上面、側面A、側面Bの計3面の合計を示しており、3回目計測については3回目(C)の計測結果を使用している。

1回目から3回目計測にかけて、変形面積率は0.26%, 0.28%, 0.30%であった。図に示すよう

に、劣化中期から終局にかけて変形面積の増加は小さく、変化はほぼ横ばいになっている。劣化初期から中期の変形進展傾向については、本検討では行っていないものの、ひび割れ発生状況から一様に増加すると考えられ、劣化中期～終局にかけては、外観ひび割れ進展の収束と同様に、変形も進展が収束する傾向が確認された。以上から、本実験供試体においてはひび割れ密度  $5.39\text{m}^2/\text{m}^2$  になった case3 では、ひび割れ、変形ともに収束し、終局に至っていたと判断される。

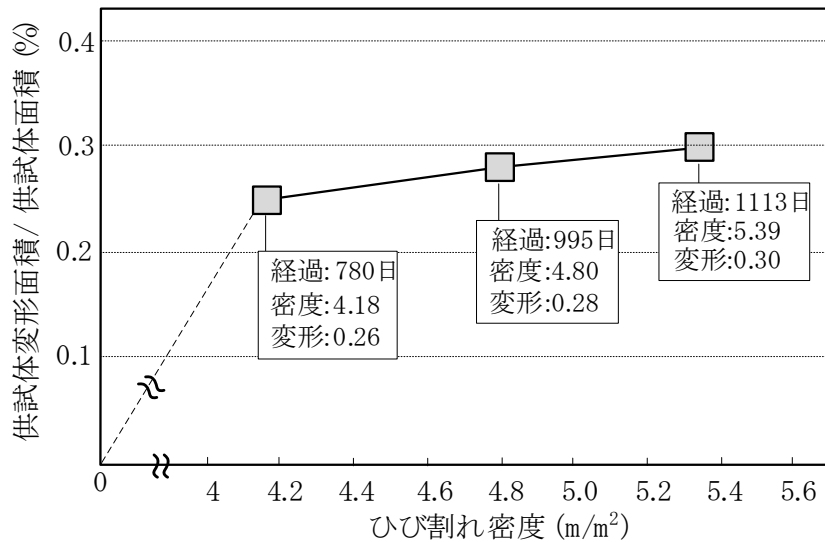


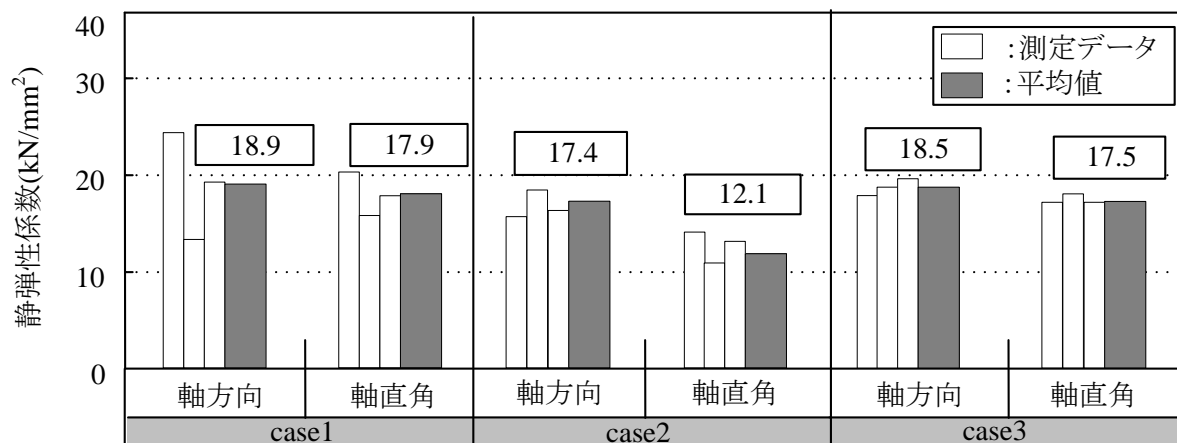
図-5.44 劣化進展に伴う変形面積変化

### 5. 3. 3 コンクリート物性値

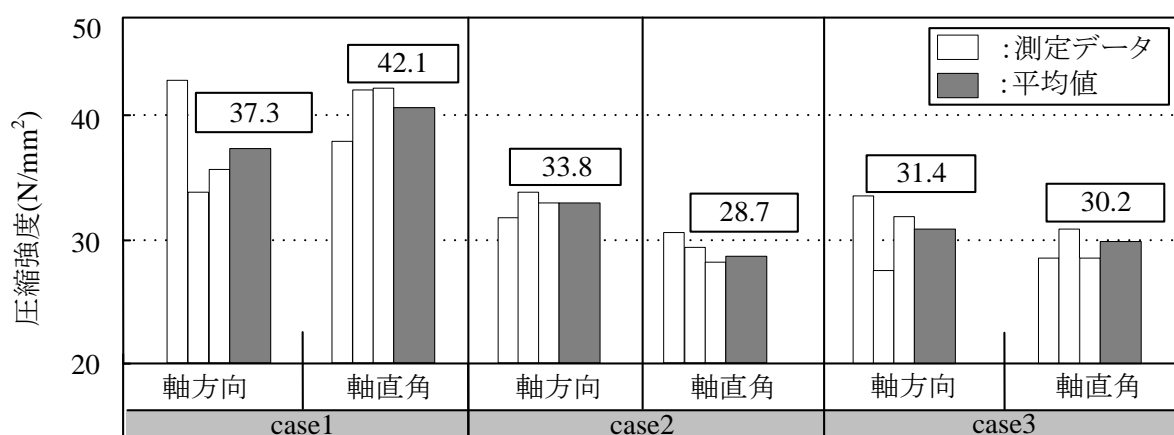
#### (1) 方向別によるコンクリート物性値比較

既往の研究では、PC 供試体で軸方向、軸直角方向の2方向から採取したコアで、大きな拘束を受ける方向の違いで静弾性係数の低下する割合が変化することを指摘している。本実験では、拘束を受ける方向の違いによる物性値の変化の有無を確認し、採取方向の違いによりコンクリート物性値に差が生じる要因を明確にすることを目的として、軸方向と軸直角方向の2方向からコア採取試験を実施した。

図-5.45 に方向別コアの試験結果を示す。図中(1)の静弾性係数は、case1 で軸方向コア平均  $18.9\text{kN}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $17.9\text{kN}/\text{mm}^2$ 、case2 で軸方向コア平均  $17.4\text{kN}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $12.1\text{kN}/\text{mm}^2$  および case3 で軸方向コア平均  $18.5\text{kN}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $17.5\text{kN}/\text{mm}^2$  となり、case2 でやや小さい値となることを確認した。図中(2)の圧縮強度は、case1 で軸方向コア平均  $37.3\text{N}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $42.1\text{N}/\text{mm}^2$ 、case2 は軸方向コア平均  $33.8\text{N}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $28.7\text{N}/\text{mm}^2$  および case3 は軸方向コア平均  $31.4\text{N}/\text{mm}^2$ 、軸直角方向コア平均  $30.2\text{N}/\text{mm}^2$  と case1 と比較して case2, 3 で圧縮強度が大きく低下することを確認した。また、方向差については case2, 3 とも既往の研究[5.11]と同様に軸直角方向コアの方が軸方向コアと比較して静弾性係数、圧縮強度共に低下することが確認された。



(1) 静弾性係数試験結果



(2) 圧縮強度試験結果

図-5.45 方向別コア試験結果

## (2) コア径によるコンクリート物性値比較

ASRを生じたコンクリートを用いて、コア径の違いによる圧縮強度差の検討を行った例は少ない。そこで、ASRを生じたコンクリートのコア（以下、ASR コア）径と圧縮強度の関係性に着目して分析を行った。

### 1) 採取コア試験結果

圧縮強度試験に使用したコアの内、φ30mmについてはコア長150mmの採取コアから長さ60mmの供試体を2本作製した。使用本数について、case4では7本、case5では9本のコアで試験を行った。φ190mmはコア長670mmの採取コアから長さ380mmの供試体を1本作製した。

図-5.46に採取コアの試験結果を示す。case4,5におけるΦ30mmコア強度測定値は、スミルノフ・グラブズの棄却検定の結果、異常値がない事を確認した。圧縮強度はφ30mm平均がcase4,5それぞれで48.6N/mm<sup>2</sup>, 43.5N/mm<sup>2</sup>, φ190mmは37.2N/mm<sup>2</sup>, 29.4N/mm<sup>2</sup>となり、case4と比較してひび割れ密度の大きいcase5で圧縮強度が低下することを確認した。静弾性係数はφ30mm平均がcase4,5それぞれで17.6kN/mm<sup>2</sup>, 18.7kN/mm<sup>2</sup>, φ190mmは17.5kN/mm<sup>2</sup>, 15.8kN/mm<sup>2</sup>となり、φ190mmは圧縮強度と同様にcase4と比較してひび割れ密度の大きいcase5で静弾性係数が低下することを確認した。φ30mmは、case4とcase5で静弾性係数は、ほぼ同程度の結果となった。case4ではφ30mmと比較するとφ190mmは圧縮強度が23%低下し、case5では圧縮強

度が 32%低下するという結果が得られた。そこで、以下にコア径の違いによる圧縮強度の低下について考察を加える。

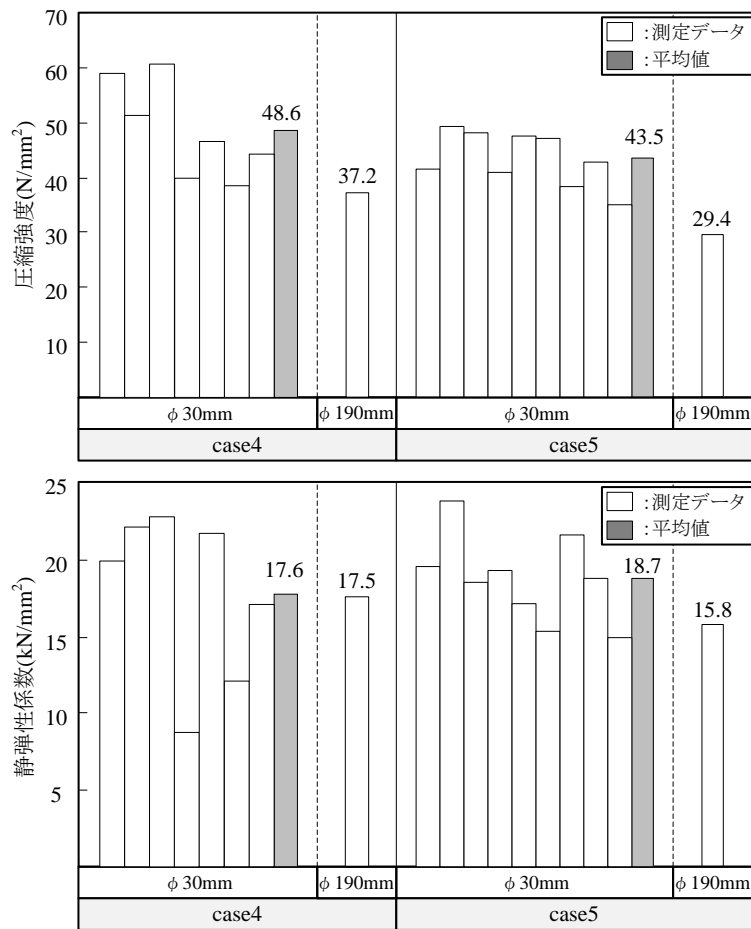


図-5.46 圧縮強度，静弾性係数試験結果

## 2) 健全コアのコア径と圧縮強度

健全コンクリートのコア（以下，健全コア）径と圧縮強度の関係性については様々な研究が行われている。ここでは既往の研究結果から，3つの文献の試験内容を以下に示し，これを用いてコア径の違いによる圧縮強度の低下率について検討を行った。

図-5.47 に文献 12[5.12]，13[5.13]，14[5.14]の健全コアのコア径と圧縮強度の関係を示す。まず，文献 12の内容を以下に示す。材齢 7，28，91 日でコアが採取され，材齢ごとに φ 10mm は 6～11 本，φ 25mm は 4 本，φ 50mm は 2 本，φ 100mm は材齢 28 日に 3 本，91 日に 1 本で試験が行われている。文献 15[5.15]より，コア径が φ 100mm 以下のとき，コア径が小さくなるに従って圧縮強度が高くなる傾向を示した。図に試験結果の平均値をプロットし，コア径 1mm あたりの強度低下割合 (N/mm<sup>2</sup>/mm) を算出すると，0.052N/mm<sup>2</sup>/mm となった。次に文献 13の内容を以下に示す。材齢 56 日でシリンダーとコアそれぞれの供試体で強度試験が行われており，使用本数はシリンダー 3 本とコア 7 本であった。文献 12 と同様に平均値をプロットし，強度低下割合を算出すると，文献 12 ではコア，シリンダーそれぞれで 0.152N/mm<sup>2</sup>/mm，0.064N/mm<sup>2</sup>/mm となった。最後に文献 14の内容を以下に示す。材齢 7～91 日で強度試験が行われており，コア径の小さい φ 100mm が φ 150mm より圧縮強度が高くなる結果が得られている。文献 12 と同様に平均値をプロットし，強度低下割合を算出すると，文献 14 では 0.012N/mm<sup>2</sup>/mm となった。3

つの文献を基に、平均強度低下割合を算出すると  $0.092\text{N/mm}^2/\text{mm}$  となった。この結果より  $\phi 30\text{mm}$  と  $\phi 190\text{mm}$  における圧縮強度の低下率は 37% となり、コア径の違いにより圧縮強度は 3 割程度低下した。

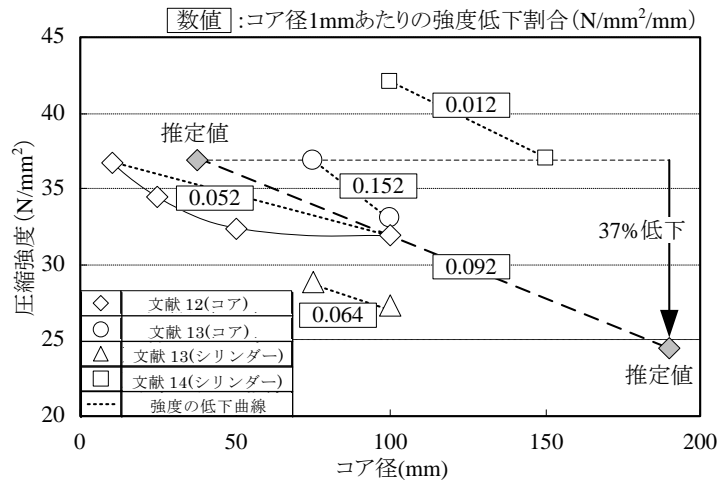


図-5.47 健全コアのコア径と圧縮強度の関係

### 3) コアのコア径と圧縮強度

前述より、健全コアではコア径が小さくなるに従って圧縮強度が高くなる傾向が示された。ここでは、ASRが発生したコア径の違いによる強度の低下を健全コアと比較した。

ASR コアのコア径と圧縮強度の関係を図-5.48 に示す。case1~3 では  $\phi 75\text{mm}$  のコアが採取されており、各 case で 3 本ずつ圧縮強度試験を行った。これらの試験結果と、case4 と case5 で採取したコア  $\phi 30\text{mm}$ 、 $\phi 190\text{mm}$  を基にコア径と圧縮強度の関係性に着目した。図より、 $\phi 30\text{mm}$  と比較して  $\phi 190\text{mm}$  の圧縮強度の低下率は case4, 5 それぞれで 23%, 32% という結果であった。

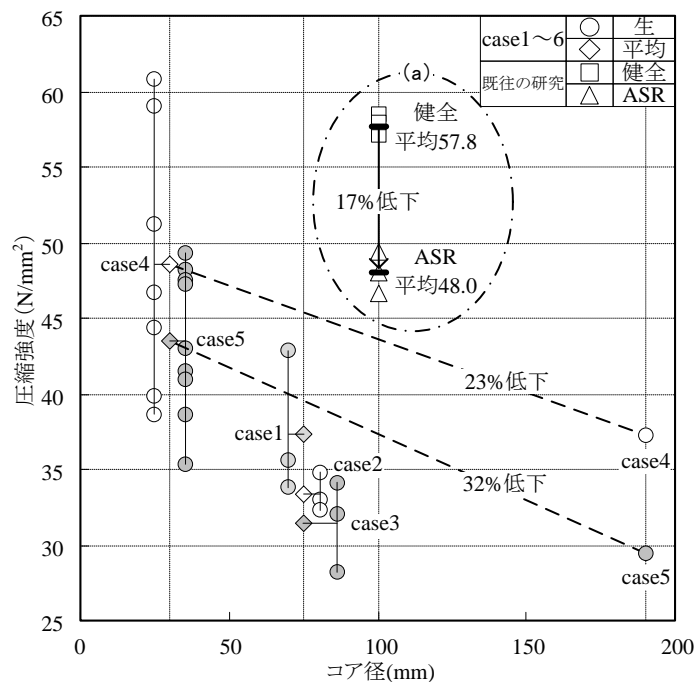


図-5.48 ASR コアのコア径と圧縮強度の関係

#### 4) ASRによる圧縮強度の低下

前述より健全コアのコア径の違いによる強度低下率は37%, ASR コアのコア径の違いによる強度低下率は case4, 5 それぞれで 23%, 32%と健全コアと同程度の強度低下率であった。また, 既往の研究[5.5]では ASR によって圧縮強度が低下することが確認されており, 既往の研究を行った川島ら[5.16]の強度低下率の推定方法を用いて  $\phi 30\text{mm}$  と  $\phi 190\text{mm}$  の ASR による圧縮強度の低下率を推定した。なお, 本実験では  $\phi 30\text{mm}$  と  $\phi 190\text{mm}$  の健全供試体で圧縮強度試験を実施していないため, 川島らの  $\phi 100\text{mm}$  の健全と ASR 供試体の試験結果を用いて比較を行った。

川島らは  $\phi 100\text{mm}$  供試体を用いて実測による供試体の強度低下率と, 供試体に発生するひび割れ状況から圧縮強度の低下率の推定を行っている。図-5.48(a)には, ASR 供試体と同材齢時の健全供試体の圧縮強度を示すが, 圧縮強度試験による健全と比較した ASR の強度低下率は17%であった。

図-5.49 に,  $\phi 100\text{mm}$  のひび割れ状況から推定した強度低下率の結果を示す。ASR ひび割れが圧縮強度の低下率に及ぼす影響を評価するため, 図-5.49①の破壊線と重なる ASR ひび割れの割合と図-5.49②の ASR ひび割れと重ならない破壊線の割合を算出し, 摩擦力及びせん断抵抗の負担係数を乗じることで推定している。破壊線に重なる ASR ひび割れの割合 (以下 M) は以下の式 (5.2) を用いて算出している。

$$M = \sum A_i / F_{\text{total}} \quad (\text{式 5.2})$$

ここに,

M : 破壊線に重なる ASR ひび割れの割合 (%)

$A_i$  : 破壊線に重なる各 ASR ひび割れ延長 (mm)

$F_{\text{total}}$  : 破壊線延長 (mm)

圧縮強度の負担率について以下に示す。図-5.49①の破壊線と ASR ひび割れが重なる箇所では, 摩擦力が発生し, 負担係数 0.48 で強度を負担するとした。この負担係数は, ASR ひび割れと繰り返し圧縮により発生するひび割れの発生パターンが一致していたことから, 健全供試体の繰り返し圧縮試験時の圧縮強度比 0.48 が求められており, この値を用いた。図-5.49②の破壊線と目視可能な ASR ひび割れが重ならない箇所では, せん断抵抗により, 負担係数 0.9 で強度を負担するとした。この負担係数は, 供試体に明確なひび割れが無いマイクロクラック発生状態での圧縮強度比が 0.9 であったことから, この値を用いた。

既往の研究より  $\phi 100\text{mm}$  では M は 13.6% となり, 摩擦力が負担する強度は 6.5% ( $=0.48 \times 13.6\%$ ), せん断抵抗が負担する強度は 77.8% ( $=0.9 \times 86.4\%$ ) であり, 合計 84.3% ( $=6.5\% + 77.8\%$ ) の強度になると推定されている。よって, 強度低下率は 15.7% ( $=100\% - 84.3\%$ ) となり, 図-5.49(a) の圧縮強度低下率 17%と同程度であった。

以上の破壊線に重なる ASR ひび割れの割合に着目して圧縮強度の低下率を推定する評価方法を基に, case5 における 2 つの供試体 ( $\phi 30\text{mm}$  と  $\phi 190\text{mm}$ ) を用いて M と推定強度を算出した。なお, 破壊線付近に発生した複数のひび割れは, 破壊線の  $\pm 5\text{mm}$  の範囲内に存在していたので, 載荷試験時の破壊形成に影響を与えた ASR ひび割れは, 破壊線  $\pm 5\text{mm}$  の範囲内に存在すると仮定した。

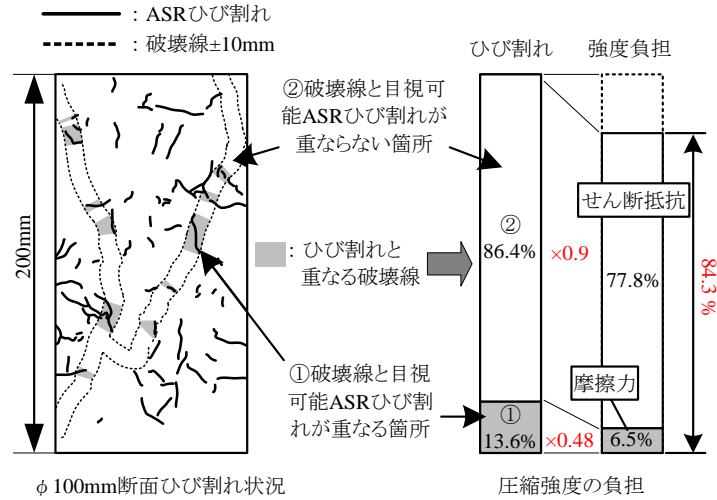


図-5.49 φ 100mm のひび割れ状況と強度低下率

図-5.50 に case5 φ 190mm のひび割れ状況と圧縮強度低下率を示す。既往の評価方法で分析を行った結果、M は 17.3% となった。この値を用いて推定強度を算出すると、摩擦力が負担する強度は 8.3% ( $=0.48 \times 17.3\%$ )、せん断抵抗が負担する強度は 74.4% ( $=0.9 \times 82.7\%$ ) であり、合計 82.7% ( $=8.3\% + 74.4\%$ ) の強度になると推定される。

図-5.51 に case5 φ 30mm のひび割れ状況と圧縮強度低下率を示す。φ 190mm と同様に算出した結果、M は 16.6%、摩擦力が負担する強度は 8.0%、せん断抵抗が負担する強度は 75.1% となり、合計 83.1% の強度になると推定される。

以上より川島らの φ 100mm と case5 の φ 190mm、φ 30mm のひび割れ状況より推定した強度低下率は、それぞれ 15.7%、17.3%、16.9% であり、コア径によらず ASR ひび割れによる圧縮強度の低下率は同程度となった。

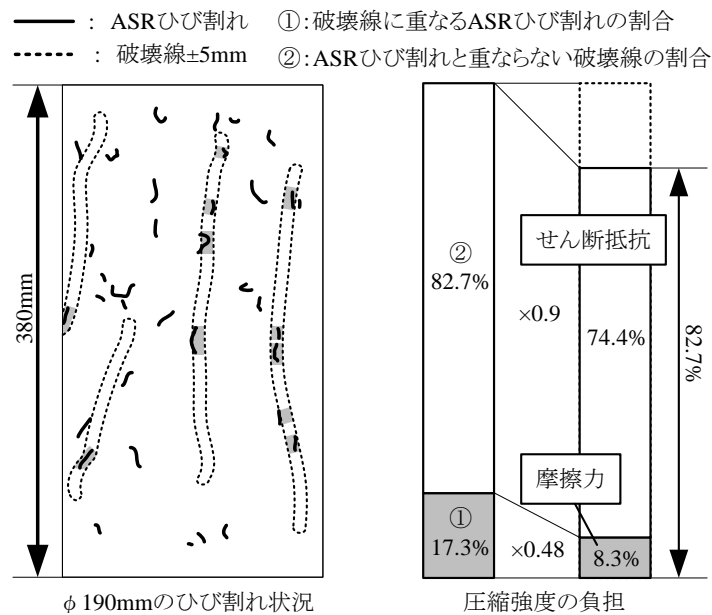


図-5.50 case5 φ 190mm のひび割れ状況と強度低下率



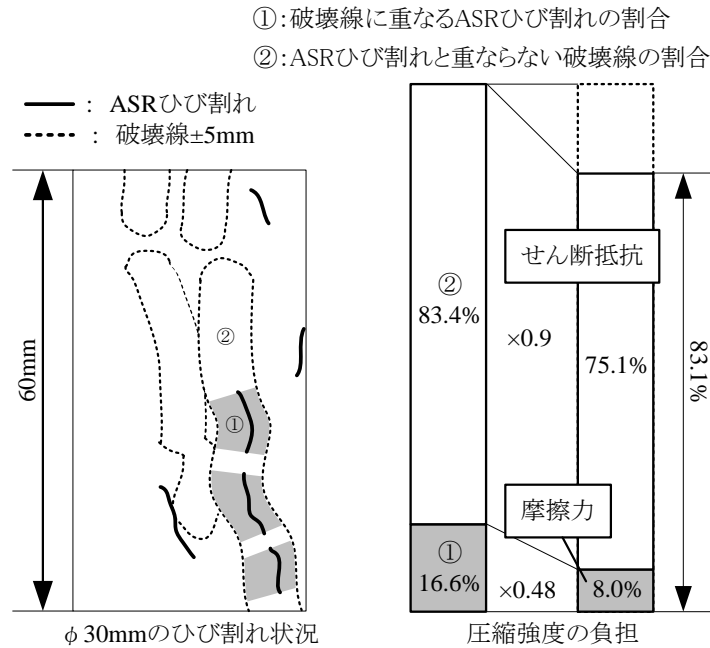


図-5.51 case5 φ 30mm のひび割れ状況と強度低下率

### (3) 外部ひび割れとコンクリート物性値の関係

図-5.52 に、経年劣化に伴う圧縮強度の低下状況を示す。ひび割れ密度  $1.78\text{m}^2/\text{m}^2$  の case1 からひび割れ密度  $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$  の case2 へと劣化が進行する過程で大きく圧縮強度が低下した。既往の研究 [5.15] では、実構造物から採取したコアで同様の分析を行った結果、ひび割れ密度  $2.0\text{m}^2/\text{m}^2$  を境界として基準値を下回る傾向にあることが指摘されており、同様の傾向であった。また、case2 の  $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$  から case3 の  $5.39\text{m}^2/\text{m}^2$  とひび割れ密度が 1.5 倍程度増加しているにも関わらず、圧縮強度の低下進展は極僅かであった。

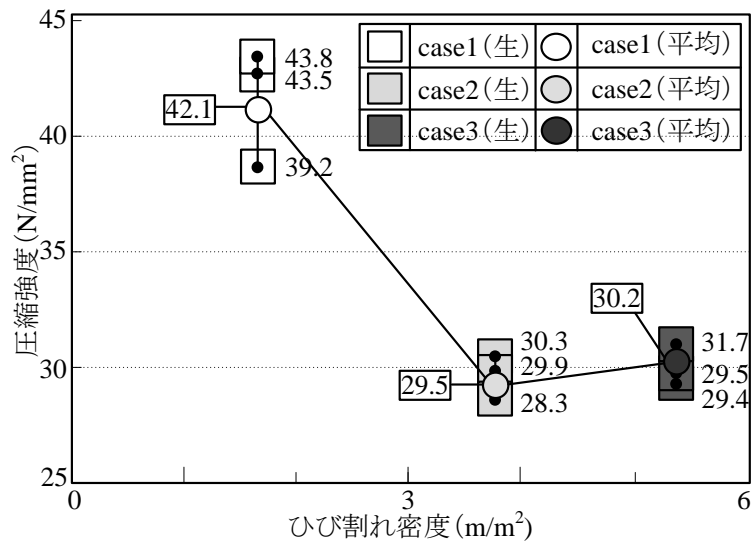


図-5.52 圧縮強度の経年劣化

図-5.53 に、実構造物から採取されたコア強度との比較を示す。構造物は対象 150 基のデータを劣化度で 3 段階に平均して使用しており、本実験供試体試験結果をプロットすると、劣化初期である case1 から case2 にかけて強度の低下が顕著であり、実構造物の傾向と同様であった。また、ひび割れ密度がある程度進展した状態で、構造物、実験供試体ともに強度低下が漸減する傾向にあった。

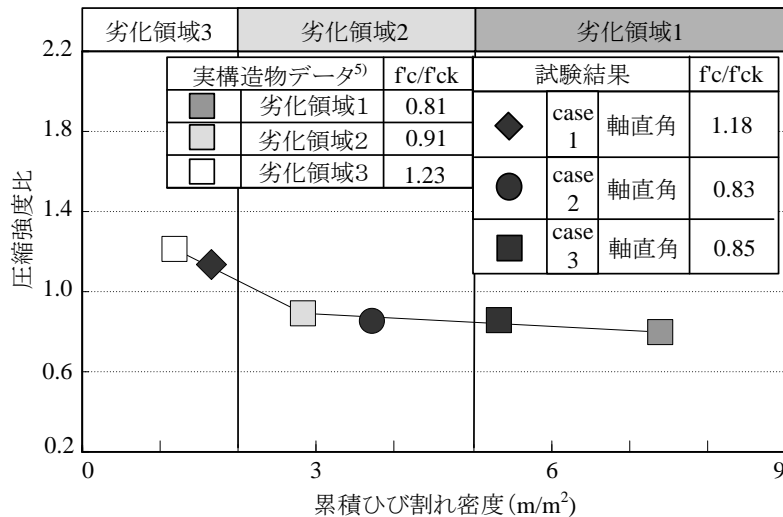


図-5.53 実構造物から採取されたコアとの比較

劣化が進行していく過程で圧縮強度の低下が漸減する傾向は過去の研究[5.9]においても指摘されているが、詳細に分析可能な小型供試体を使用して分析を実施された例は少ない。

そこで、外観ひび割れの発生状況と内部物性値の低下の関係を分析するため、図-5.54 に示すように、コア採取位置ごとに一定のひび割れ分析範囲を設定した。図中には、代表として case1 の分析例を示す。分析範囲は、図中の囲みで示すように、軸直角方向は供試体を貫通するように設定し、軸方向はコア採取位置を中心に 200mm の範囲を設定した。なお、ひび割れの分析は供試体上面、側面 2 面の計 3 面を使用した。

図-5.54(1)は、帯鉄筋の間に位置しており、分析範囲内のひび割れ総延長は 1.17m であった。対して、図-5.54(2), (3)は帯鉄筋が中央に通る位置にあり、ひび割れの総延長はいずれも 1.06m であった。圧縮強度は(1), (2), (3)のそれぞれ 39.2N/mm<sup>2</sup>, 43.5N/mm<sup>2</sup>, 43.8N/mm<sup>2</sup> と、外観ひび割れの発生量が多い(1)で圧縮強度の低下が大きくなった。

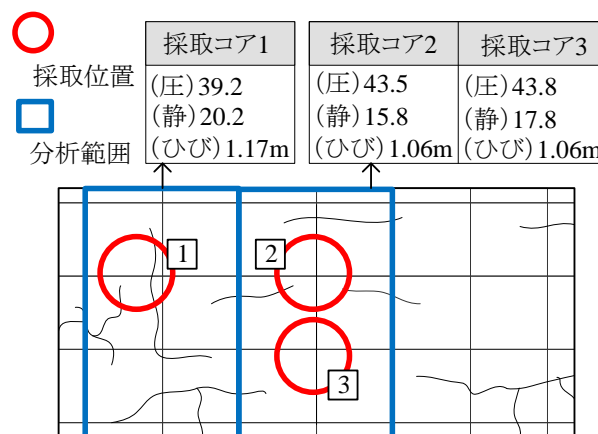


図-5.54 採取位置による物性値の分析

図-5.55 に、case1～case3 においてコア採取位置に生じたひび割れと内部物性値の関係を示す。外観ひび割れの総延長が 1.06～1.39m、圧縮強度 43.8～28.3N/mm<sup>2</sup> と、外観ひび割れの発生量と圧縮強度が密接に関連することが確認された。しかしながら、総ひび割れ延長が 1.39～1.8m の範囲に関しては、圧縮強度が 31.7～28.3N/mm<sup>2</sup> と変化が小さく、同程度の強度であった。ただし、供試体全体のひび割れと比較すると、コア採取位置付近のひび割れに着目して分析を実施した結果の方が、内部物性値を正確に評価出来る結果となった。

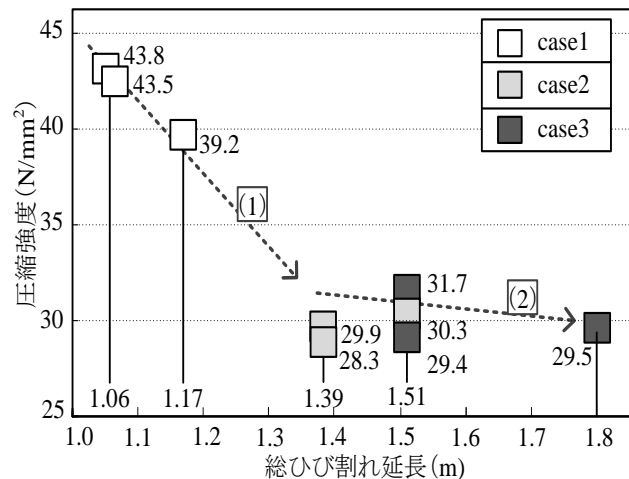


図-5.55 外観ひび割れと内部物性の関係

### 5. 3. 4 鉄筋き裂進展量

#### (1) 評価方法

case1～3 を用いて、ASR 膨張による帯鉄筋曲げ加工部での鉄筋損傷について、経過日数とき裂進展、発生位置に着目して評価を行った。

鉄筋は、図-5.56 に示すように現行鉄筋の曲げ加工部から 2 箇所、旧基準鉄筋曲げ加工部から 3 箇所はつり出し鉄筋き裂進展量の観察を行った。

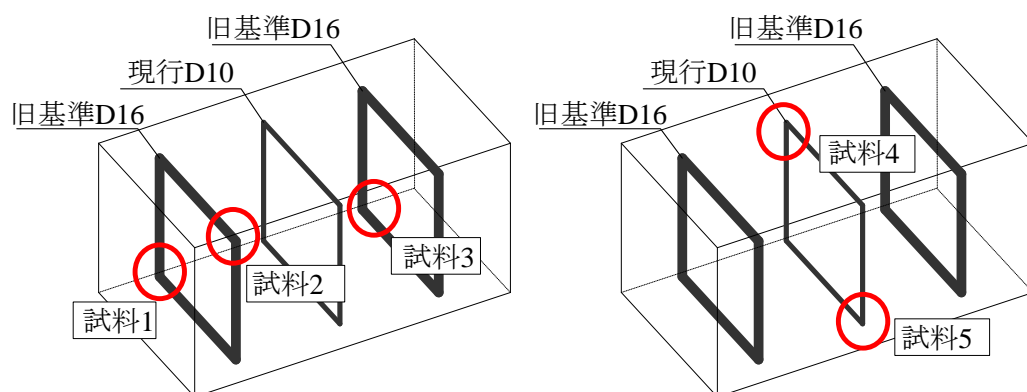


図-5.56 鉄筋き裂観察試料採取位置

図-5.57に、鉄筋き裂進展量の評価に対する試験フローを示す。鉄筋き裂観察は、図-5.58に示すように鉄筋材料を縦断面に1/2カットするため、初期き裂の観察と進展後のき裂観察を同一鉄筋で行うことが出来ない。そのため、帯鉄筋作成後に長期計測し、供試体をはつりだした鉄筋とは別に、鉄筋曲げ加工した段階で発生する初期き裂のみを観察した結果の2種類を使用して評価を行う。

膨張試験後のき裂進展量を示す。き裂の観察は、鉄筋を縦断面カットして観察をするために、鉄筋曲げ加工の際に生じる初期き裂は材料試験で、膨張試験後の進展後き裂の観察は供試体からはつり出した鉄筋でそれぞれ観察する必要がある。

そのため、膨張試験によって鉄筋の初期き裂が進展したことを評価するため、各鉄筋の最大初期き裂平均値を上回る進展後き裂を、膨張によって進行したき裂であると判断した。

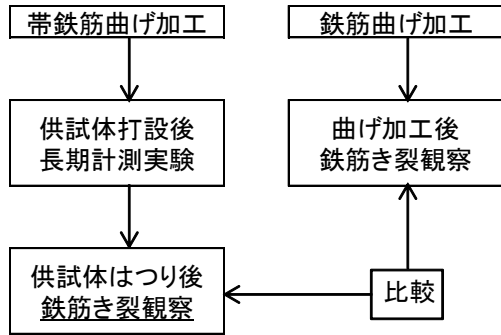


図-5.57 き裂進展の判断手法

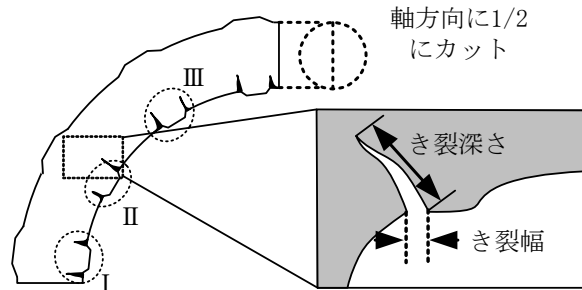


図-5.58 き裂進展の確認

(2) 鉄筋き裂進展量測定結果

1) き裂進展量

図-5.59 に現行鉄筋のき裂進展量、図-5.60 に旧基準波節鉄筋のき裂進展量の結果を示す。

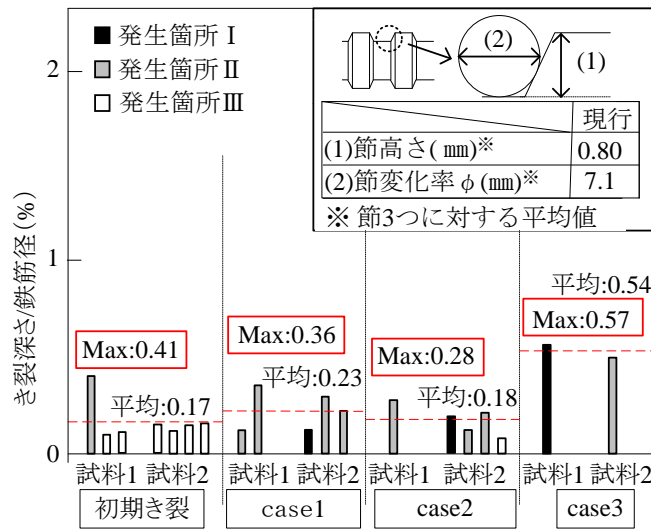


図-5.59 鉄筋き裂 (現行鉄筋)

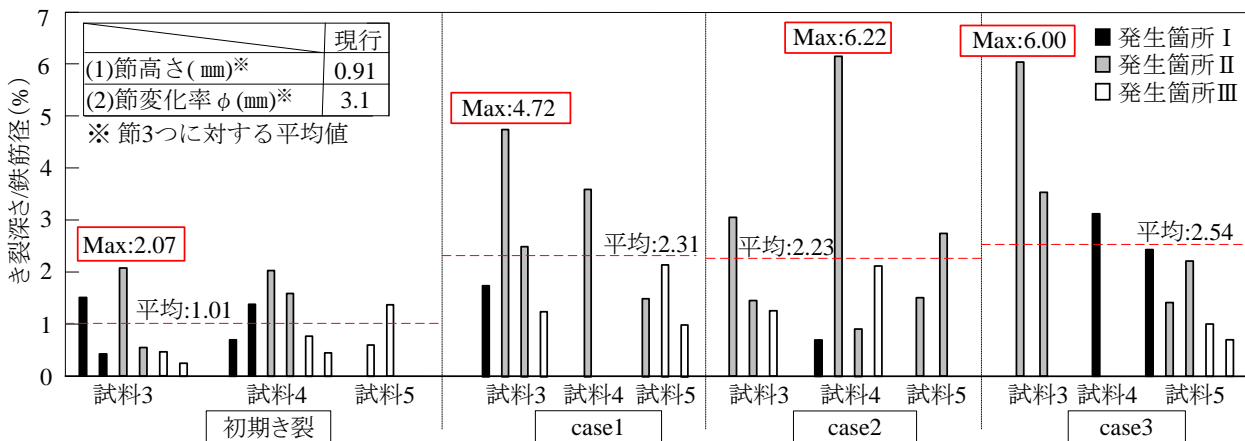


図-5.60 旧基準鉄筋き裂 (波節)

き裂観察は曲げ加工の中心付近の節 3 つを観察しており、**図-5.58** に示すようにき裂発生箇所を I, II, III と分類し、発生箇所毎にき裂の進展量をまとめた。現行鉄筋と旧基準鉄筋のき裂進展量の平均値に着目すると、現行鉄筋と旧基準鉄筋の初期き裂はそれぞれ 0.17%, 1.01% となり旧基準鉄筋が現行鉄筋より 6 倍大きかった。

初期き裂の発生は、**図-5.59, 60** に示す節高さ、節の立ち上がりを評価した節変化率と密接に関係しており、使用した現行鉄筋は節高さ 0.80mm、節変化率 7.1mm である。旧基準鉄筋は節高さ 0.91mm、節変化率 3.1mm であり、初期き裂を発生し易い形状であった。終局では現行鉄筋は 0.54%, 旧基準鉄筋は 2.54% となり大きくなる結果となった。

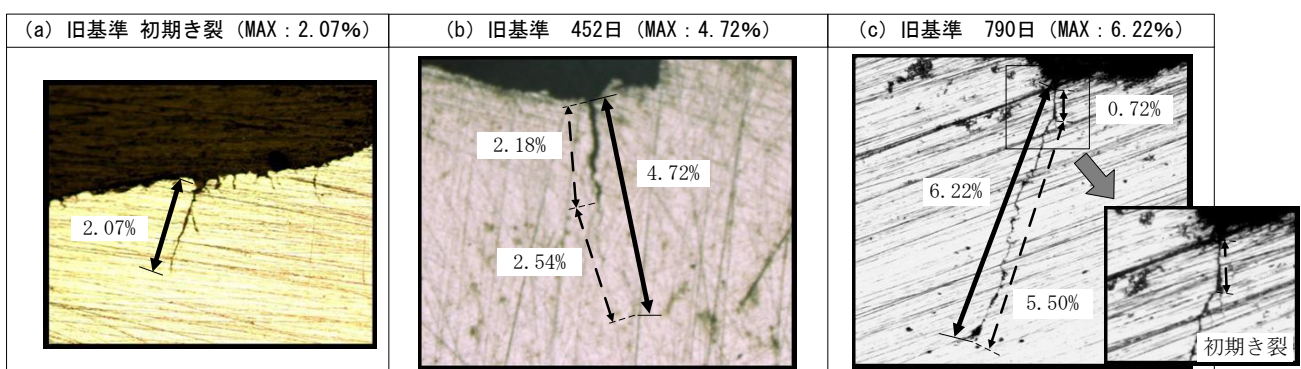
現行鉄筋におけるき裂進展量の最大値に着目すると、それぞれき裂発生箇所 II の位置において、初期き裂で 0.41%, 劣化度小で 0.36%, 劣化度中で 0.28%, 終局で 0.57% となり、き裂の進展量は極めて小さい。旧基準鉄筋の初期き裂は 2.07%, 劣化度小で 4.72%, 劣化度中で 6.22%, 終局で 6.00% となり、鉄筋き裂の最大値は劣化度中まで進展し、それ以降は定常状態になる傾向となった。旧基準鉄筋が現行鉄筋よりき裂進展量が大きくなった原因は、旧基準鉄筋が現行鉄筋より初期き裂が大きかったため、き裂の最大値も進展したことが考えられる。

## 2) 進展き裂観察結果

**図-5.61** に旧基準鉄筋のき裂観察結果の代表例を示す。**図-5.61** に示すように、(a)では基準鉄筋の初期き裂のみで 2.07%, (b)結果日数 452 日では 2.18%の比較的幅の広い初期き裂が発生した後、劣化によって 2.54%進展している。また(c)では、790 日後には初期き裂として 0.72%が発生した後、劣化の進展によってき裂方向を変え、5.50%進展した。

今回の実験で使用した旧基準波節鉄筋のき裂観察では、終局時の鉄筋き裂が 6%に留まっていることが確認された。この要因を既往の研究[5.14]の旧基準竹節鉄筋の結果をもとに検討を行った。

今回比較に用いた旧基準竹節鉄筋は、節高さ 1.22 mm、節変化率 0.9 mm であり、旧基準波節鉄筋と比較して節変化率はより小さい鉄筋である。



**図-5.61** 鉄筋き裂観察結果 (倍率 100%)

**図-5.62** に初期き裂と終局時のき裂進展量の結果を示す。実験は供試体寸法 680×680×1340 mm、膨張コンクリートの打設範囲 380×380×1340 mm、帯鉄筋比 0.22%の大型供試体を用い、長期間の ASR を短期間で再現するため、膨張コンクリートを普通コンクリートの中央部に打設した。大型供試体実験の終局時の膨張量は 7011 μ, ひび割れ密度は 6.04m/m<sup>2</sup>であった。初期き裂に着目すると、旧基準竹節鉄筋の鉄筋き裂は平均値 2.17%, 最大値 4.00% となり、旧基準波節鉄

筋（平均値 1.01%，最大値 2.07%）と比べるとやや大きめとなっている。終局のき裂に着目すると、旧基準竹節鉄筋のき裂は平均値 14.1%，最大は鉄筋破断となり旧基準波節鉄筋（平均値 2.54%，最大値 6.00%）と比べ、旧基準竹節鉄筋のき裂進展が著しく生じる結果となった。

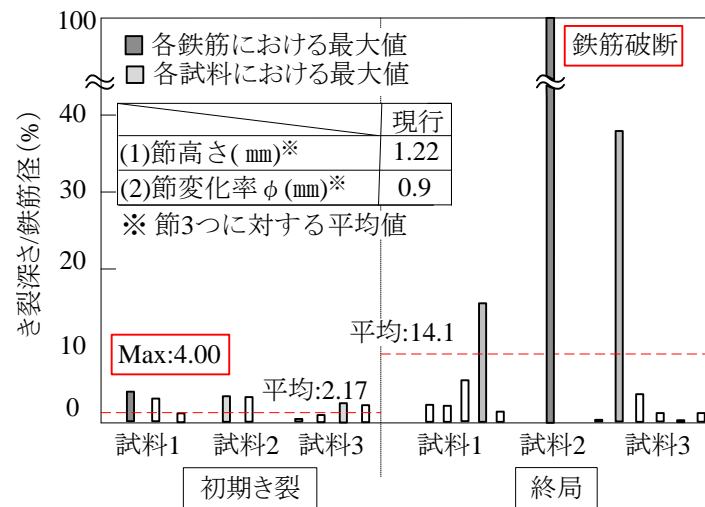


図-5.62 旧基準鉄筋き裂（竹節）

図-5.63 の曲げ加工のき裂状況から、この原因について推察する。鉄筋曲げ加工の際、旧基準波節鉄筋、旧基準竹節鉄筋ともに節に沿ってき裂が発生し、旧基準波節鉄筋の場合は  $45^\circ$  の方向に、旧基準竹節鉄筋の場合は  $90^\circ$  の方向に初期き裂が発生する。その後、ASR 膨張に伴い、旧基準波節鉄筋の初期き裂に対しては角度を持ち、膨脹に伴う作用力とき裂は  $45^\circ$  の角度を有している。一方、旧基準竹節鉄筋は初期き裂に対して直角方向に引張力が作用し、初期き裂が進展するため鉄筋破断が生じることが考えられる。以上のような原因から鉄筋に同じ作用力が加わっても、旧基準波節鉄筋の方は角度を持った初期き裂のためにき裂進展量が小さくなったと考えられる。

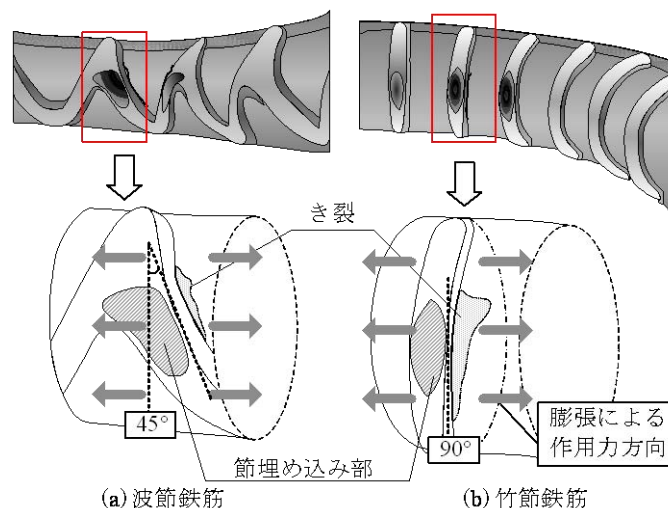


図-5.63 曲げ加工時のき裂状況

## 5. 4 まとめ

実構造物を模擬し、反応性骨材を使用した 1/8 スケール供試体の長期暴露実験により、経年変化による内部ひび割れと外観ひび割れの進展比較、圧縮強度の低下と外観・内部ひび割れの関係性を検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 劣化中期の供試体から採取したコアは、設計基準強度を下回る強度があることを確認し、コア内部、外観のひび割れの増加に伴い、コア強度が低下すると思われる。
- (2) コア採取方向の違いにより、軸方向コアと軸直角方向コアで圧縮強度に差が生じる結果が得られ、既往の研究と同様に軸直角方向コアの方が軸方向コアと比較して圧縮強度、静弾性係数に低下することが確認された
- (3) 外観のひび割れと、圧縮強度低下の関係に着目すると、コア採取位置近傍に生じた外観ひび割れ総延長が増加するのに伴いコア強度は低下することから、両者は関係することが確認された。ただし、劣化が終局付近まで進展した状況は、ひび割れの増加に対して強度低下は少なかった。
- (4) 外観ひび割れと内部の劣化を比較するため、採取コア内部の微細ひび割れを分析した結果、劣化中期以降は顕著な進展が生じず、外観劣化の進行程度と傾向が異なり、また、かぶり部では目視可能なひび割れが終局まで進展していた。  
外観劣化の進展に対してコア強度の低下が劣化中期以降は漸減する要因の1つとして、圧縮強度の低下に影響を与える内部ひび割れ発生が、鉄筋拘束の影響から表面側よりも早い段階で収束すると考えられる。
- (5) 鉄筋き裂進展量に着目した結果、経年劣化の進展に伴いき裂深さの進展を確認した。ただし、ASR 膨張が終局時点でも、旧基準波節鉄筋は鉄筋径に対して 6.0%の進展にとどまり、既往の研究より破断しにくい鉄筋であることが確認された。

### 第5章の参考文献

- [5.1] 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書－鉄筋破断と新たな対応－，コンクリートライブラリー No.124, pp. I-2-I-77, 2005
- [5.2] 小林和夫：アルカリ骨材反応を生じた部材や構造物の耐荷重性能－はり部材－，コンクリート工学, Vol. 24, No. 11, pp.70-78, 1986.11
- [5.3] 小柳洽，内田裕市，岩永武士，浅野幸男：低鉄筋比の RC 部材における ASR の膨張拘束に関する研究，セメント・コンクリート論文集, No.52, pp.786-791, 1998
- [5.4] 小林一輔，白木亮司，河合研至：アルカリシリカ反応によるコンクリート構造物の膨張とひび割れの発生機構（I），生産研究, Vol.40, No.12, pp.616-619, 1988.12



- [5.5] 鍵本広之, 川村満紀: 大型コンクリート円柱内部における湿度およびひずみ測定による ASR 表面ひび割れ発生過程の解明, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1225-1230, 2009. 7
- [5.6] 鍵本広之, 川村満紀: 湿潤繰り返しを受ける反応性骨材含有コンクリート円柱内部のひずみ, 相対湿度および表面ひび割れの進展, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 977-982, 2011. 7
- [5.7] 佐々木一則, 松本茂, 久利良夫, 葛目和宏, 金海鉦, 宮川豊章: ASR 劣化が生じた PC 梁の長期暴露試験における膨張挙動, 材料, Vol. 57, No. 10, pp. 973-980, 2008
- [5.8] 川端雄一郎, 広野真一, 岩波光保, 加藤絵万: 岩石学的観察に基づく ASR による各種反応性骨材の損傷形態と損傷過程の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 33, No. 1, pp. 1031-1036, 2011. 7
- [5.9] 小林一輔, 白木亮司, 森弥広: ASR を生じたコンクリートの圧縮強度性状に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文集, Vol. 426, V-14, pp. 91-100, 1991. 2
- [5.10] 鳥居和久, 奥山和俊, 大橋勇氣, 蔡云峰: ASR 劣化大型 RC 試験体による強度および膨張性状の検討, セメント・コンクリート論文集, No. 58, pp. 353-358, 2004
- [5.11] 北沢宏和ほか: アルカリシリカ反応を生じた PC 桁の疲労寿命の検討, セメント・コンクリート論文集, No. 56, pp. 649-654, 2002.
- [5.12] 鈴木澄江, 伊藤康司, 鹿毛忠継, 瀬古繁喜: 高強度コンクリートのコア供試体における高さ直径比が圧縮強度の試験結果に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 397-402, 2009.
- [5.13] 金久保雅之, 黒井登起雄, 宮澤伸吾, 松井仁夫: 高強度コンクリートの強度に及ぼす供試体寸法の影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 25, No. 1, pp. 395-400, 2003
- [5.14] 稲垣祐之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型 ASR 模擬供試体による鉄筋き裂進展度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1219-1224, 2009.
- [5.15] 片平博, 森濱和正, 池永博威: コア試験体の小径化が圧縮強度に与える影響に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 339-404, 2004.
- [5.16] 川島恭志, 幸左賢二, 三浦正嗣: ASR 実構造物の鉄筋損傷に対する初期損傷の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, pp. 1029-1034, 2008



## 6. 実構造物と供試体における変形性の関係

### 6. 1 はじめに

第3省 大型供試体による鉄筋破断の再現実験において、表面側のコンクリート部分で円弧状の変形を確認している。供試体に円弧変形が生じた状態において、内部では鉄筋曲げ加工部でき裂の進展が確認されたことから、両者は相関性が高いと考えられる。

しかし、ASR 膨張を再現する上で普通コンクリート部分は中空形状を採用しており、実際のASR 構造物における中実断面とは断面形態とは異なっている。

ここでは、劣化進展による供試体断面変形の経時変化、供試体寸法による変形性状の違いの評価を目的に、第5章の反応性骨材を使用した小型供試体、実構造物の1/4スケールである中型PC供試体、およびASR劣化を生じた実構造物で変形計測を行い、小型供試体の変形性状との比較を行った。

### 6. 2 供試体概要

#### 6. 2. 1 中型 PC 供試体

##### (1) 中型 PC 供試体の概要

図-6.1に中型PC供試体の形状を示す。供試体は帯鉄筋比の異なる2種類（No.1は0.4%、No.2は0.2%）とし、寸法は750×750×5000mmの直方体形状、かぶり厚は約50mmで、帯鉄筋、主鉄筋にはD13鉄筋を使用している。また、供試体作成時にφ32PC鋼線に10N/mm<sup>2</sup>導入しており、下面から200mmの位置に導入している。

ひび割れは側面2面に発生した幅0.2mm以上のものを定期的にスケッチしており、ひび割れ密度は、ひび割れ総延長を各面積で除した値を平均することで算出した。次に、膨張量はコンタクトゲージを使用して標点間距離(7×100mm)を2側線で計測した平均値である。また、圧縮強度は供試体作成時に作製・屋外暴露されたφ100×200mmのテストピースを用いて、ひび割れ計測時に3本の圧縮強度試験を行い求めている。変形計測については、5章で実施した計測方法と同様に基準線から供試体までの距離を150mm間隔で計測している。

##### (2) 中型PC供試体の劣化状況

図-6.2にひび割れ密度、膨張量の経時変化、図-6.3にひび割れ発生状況、図-6.4に詳細なひび割れ派生状況の代表例としてNo.1側線での経過1440日でのひび割れ発生位置、図-6.5に圧縮強度の経時変化を示す。

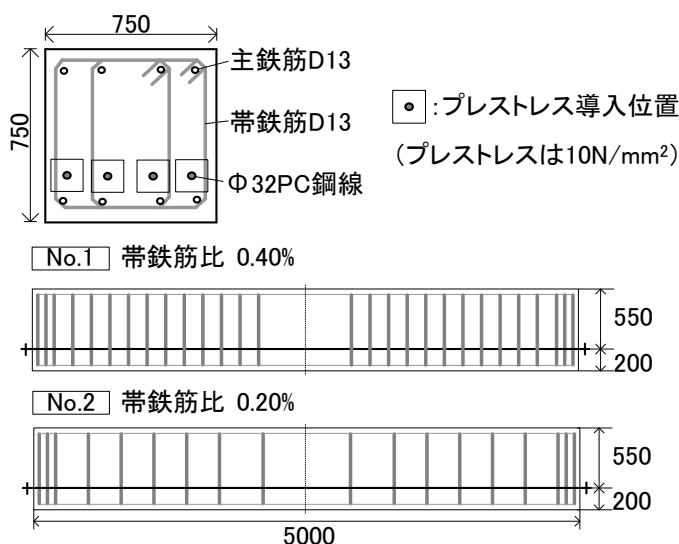


図-6.1 中型 PC 供試体形状

図-6.2から、ひび割れ密度、膨張量は経過日数と共に増加していることが確認された。また、経過750日において、ひび割れの進展がやや鈍化しているが、これは、幅0.2mm以下の微細なひび割れが多く生じていることが原因であると思われる。

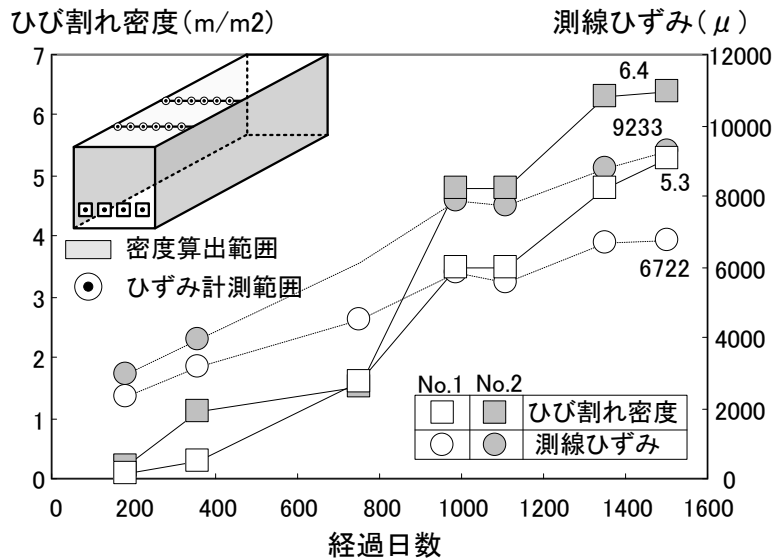


図-6.2 ひび割れ密度・膨張量の経時変化

図-6.3, 6.4より、隅角部近傍でのひび割れ発生量は少なく、経過1100日から1440日（図-6.2中のC点）で、中央部のひび割れ発生量が増加していることが確認された。また、断面でのひび割れ発生状況図から、中央部のひび割れは約100mm間隔で発生していることが確認された。このように、ひび割れが隅角部に発生していないことから、一様変形によるひび割れが支配的であると考えられる。

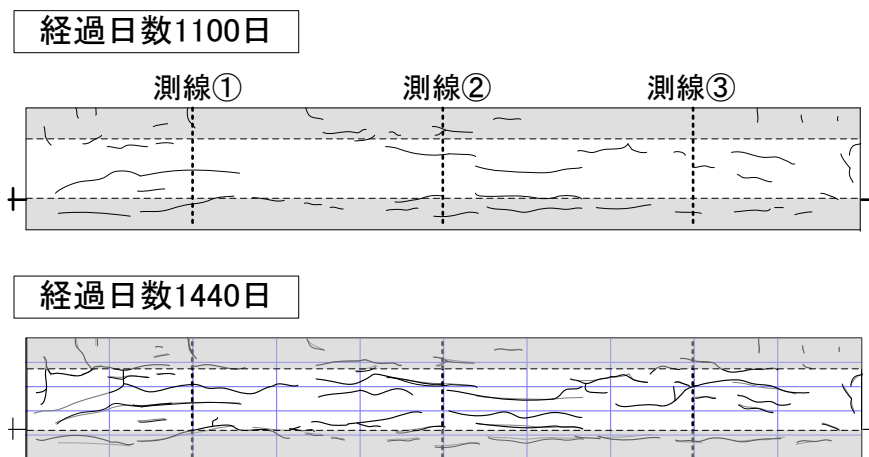


図-6.3 ひび割れ発生状況 (No. 1)

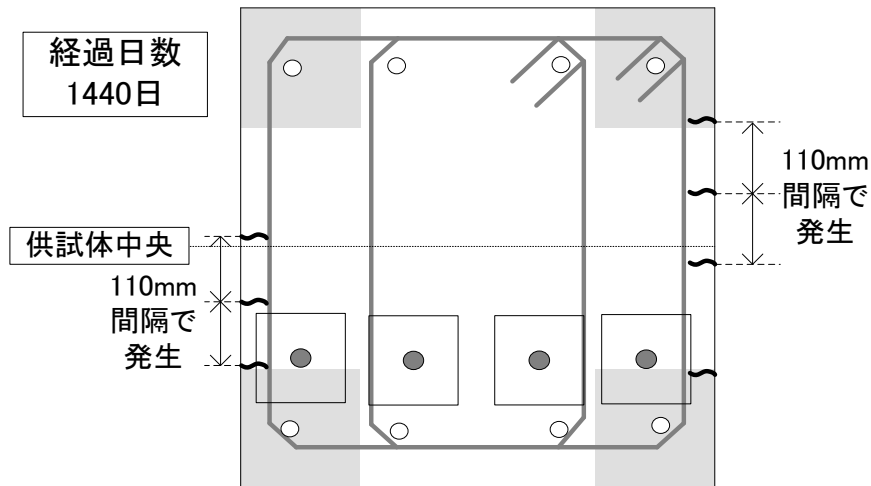


図-6.4 ひび割れ発生位置 (No.1 側線①)

図-6.5より、圧縮強度は、膨張開始時から経過180日で $53.7\text{N/mm}^2$ まで増加したものの、ひび割れ密度が $1.6\text{m/m}^2$ となった経過750日以降は膨張開始時の $42.2\text{N/mm}^2$ を下回り、ひび割れ密度が $4.8\text{m/m}^2$ となった経過1350日では $32.9\text{N/mm}^2$ にまで低下していた。

また、変形計測を行った経過1440日の劣化状況に着目すると、No.1 供試体ではひび割れ密度が $5.3\text{m/m}^2$ 、膨張量が $6722\mu$ であり、圧縮強度は $40.0\text{N/mm}^2$ と初期圧縮強度からの低下も見られた。以上のことから、中型 PC 供試体では変形計測時点においては、終局劣化状態に達していると考えられる。

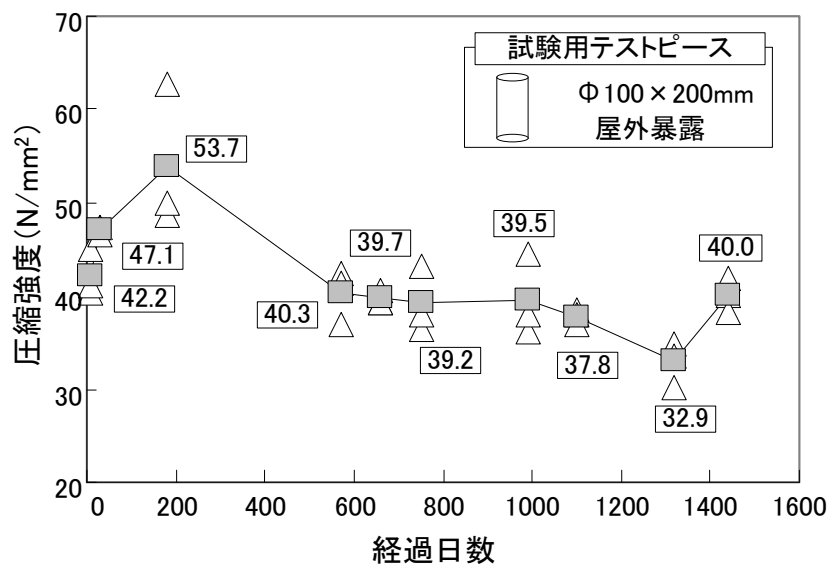


図-6.5 圧縮強度経時変化

## 6. 2. 2 変形計測橋脚

### (1) 変形計測橋脚の概要

供試体の変形性状を実構造物と比較するため、詳細なひび割れ図面を有する橋脚を比較対象とした。そのため、昭和 51 年度に竣工した RCT 型梁橋脚 2 基（橋脚 A，橋脚 B）を用いた。図-6.6 に対象橋脚の累積ひび割れ密度の経年変化を示す。ひび割れ密度の算出は、下面と側面 2 面の計 3 面に生じた、幅 0.3mm 以上のひび割れを使用して行った。橋脚 A は竣工後 27 年で  $0.71\text{m}^2/\text{m}^2$ 、橋脚 B では竣工後 27 年で  $2.44\text{m}^2/\text{m}^2$  の累積ひび割れ密度となっている。図-6.6 に示すように、関西地区の構造物管理機関では、ASR 橋脚が 87 基確認されており、中でも劣化が著しく、鉄筋損傷調査が行われている ASR 橋脚 18 基（C～T）での累積ひび割れ密度の平均は  $2.31\text{m}^2/\text{m}^2$  であった。変形計測橋脚 A，B を橋脚 C～T と比較すると、橋脚 A は劣化小程度、橋脚 B は劣化中程度に相当する。

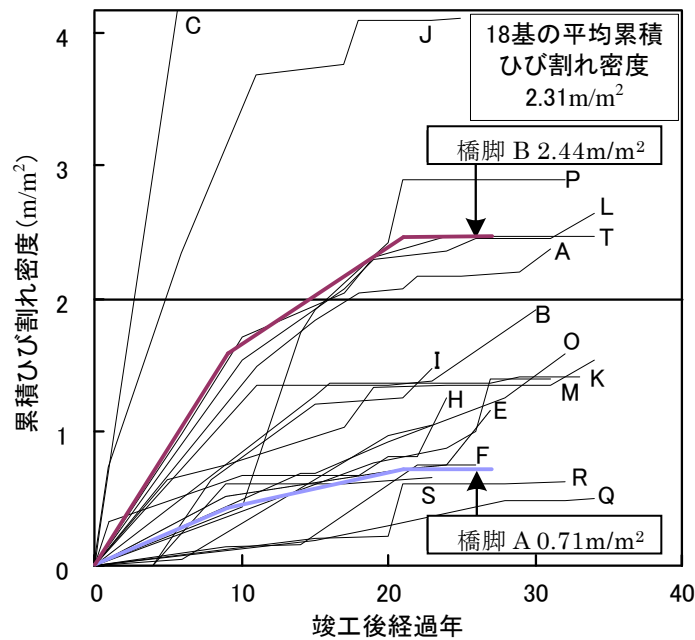


図-6.6 累積ひび割れ密度の経年変化

### (2) 変形計測橋脚の劣化状況

図-6.7 に変形計測橋脚のひび割れ性状の経年変化を示す。図中のひび割れは図-6.6 で示した累積ひび割れ密度の算出に用いたもので、下面と側面 2 面に対して生じた幅 0.3mm 以上のひび割れを示している。

ASR 劣化を生じた実構造物における中程度の損傷である橋脚 B で竣工後 9 年のひび割れと、その後 12 年間で生じたひび割れである竣工後 21 年のひび割れを比較すると、表面被覆を行った補修などの影響もあり竣工後 21 年では新たなひび割れの発生が少ない。また、ひび割れの発生傾向としては竣工後 9 年のひび割れでは主鉄筋軸方向、直角方向で同様の割合で生じているが、竣工後 21 年では主鉄筋軸方向のひび割れ発生がほとんどであり、供試体同様拘束の弱い方向に卓越したひび割れ発生状況となっていた。

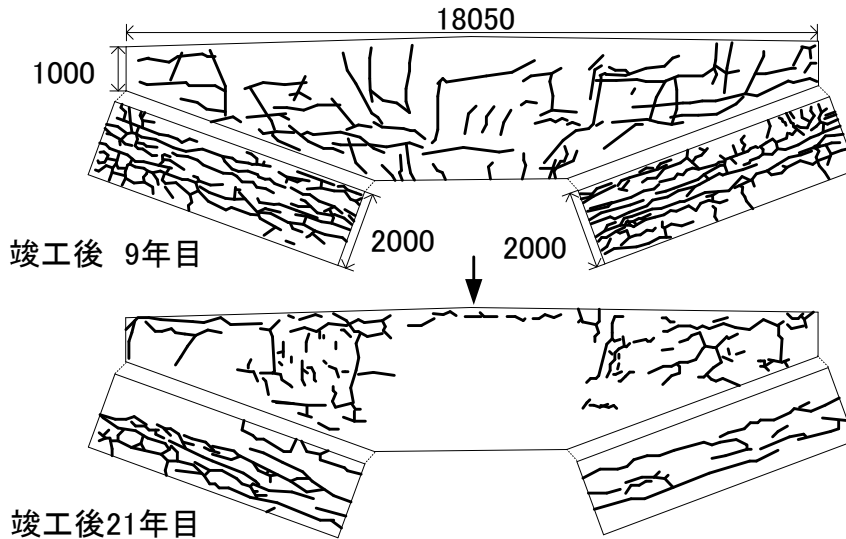


図-6.7 ひび割れ発生状況(橋脚 B)

図-6.8 に橋脚 B のひび割れについて，供試体と同様に構造物側面を 5 分割し，各範囲のひび割れ密度を分析した結果を示す．なお，竣工後 21 年までに発生した主鉄筋軸方向（主鉄筋となす角度  $45^\circ$  以内）のひび割れを対象としており，分析範囲は図に示すように橋脚の張出し部の側面，下面を使用している．各範囲におけるひび割れ密度は，梁側面の隅角部（範囲 1，5）では， $0.82 \text{ m}^2/\text{m}^2$ ， $2.60 \text{ m}^2/\text{m}^2$ ，中央部（範囲 3）は  $0.72 \text{ m}^2/\text{m}^2$  と，隅角部と中央部でひび割れの発生量に差は生じず，梁下面においても隅角部が  $1.59 \text{ m}^2/\text{m}^2$ ， $3.52 \text{ m}^2/\text{m}^2$ ，中央部が  $5.63 \text{ m}^2/\text{m}^2$  であり，橋脚 B では 5 範囲全てでひび割れが発生しているものの，発生量には若干の差が生じている．しかし，その他の橋脚を用いた検討でも全体的にひび割れが発生する傾向が得られたことから，劣化中程度の橋脚 B においても，ひび割れは鉄筋損傷周辺の特定期所に集中するのではなく，ほぼ構造物の全面に渡って発生していた．

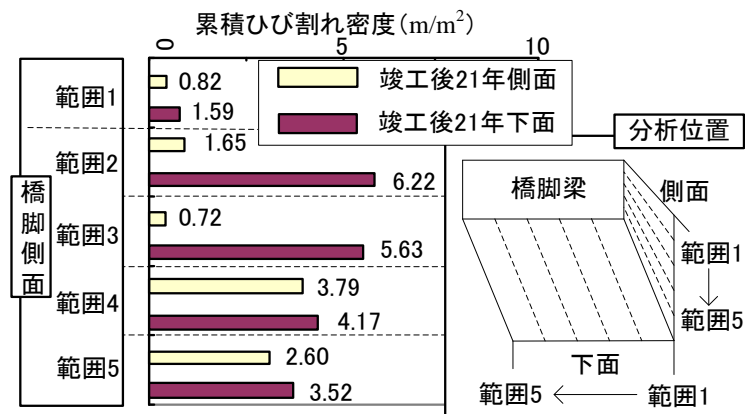


図-6.8 累積ひび割れ密度の比較(橋脚 B)

図-6.9 に実構造物における採取コア強度を示す．図-6.6 に示す劣化が著しい橋脚（18 基）では，累積ひび割れ密度  $2.0 \text{ m}^2/\text{m}^2$  と  $5.0 \text{ m}^2/\text{m}^2$  を用いて実構造物の劣化程度を大，中，小と 3 段階に分類しており，特に，累積ひび割れ密度  $2.0 \text{ m}^2/\text{m}^2$  を境に圧縮強度が設計基準強度を下回ることが確認されている [6.1]．このデータから，コア採取が行われていない橋脚 A，B の圧縮強度

を推定すると、劣化度小にあたる橋脚 A では、ひび割れは進展しているが内部の物性値は健全である状態、劣化度中にあたる橋脚 B では、外観劣化が十分に進展し、採取コア強度が設計基準強度を下回る状態にあると考えられる。5章の供試体 case1, case2 を、実構造物同様に設計基準強度  $35\text{N/mm}^2$  で圧縮強度比 (圧縮強度/設計基準強度) をとった場合、case1 で 1.18, case2 で 0.83 となり、実構造物の劣化度小の強度比 1.23, 劣化度中の 0.91 と比較しても、強度比の低下傾向が概ね一致することから、供試体 case1 と橋脚 A, 供試体 case2 と橋脚 B はそれぞれ同程度の劣化を生じていると考えられる。

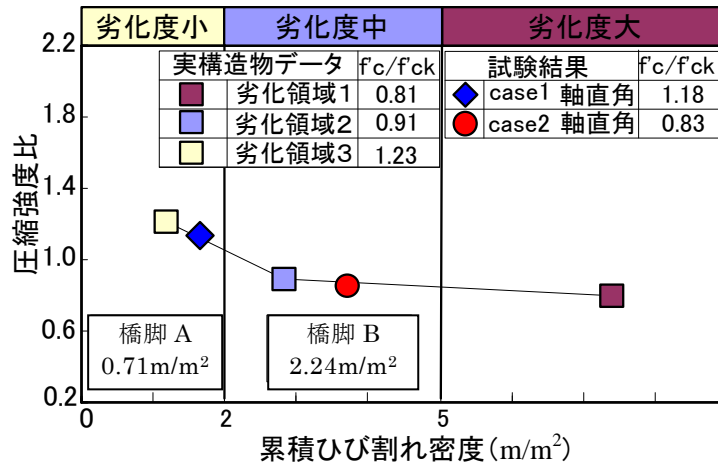


図-6.9 採取コア強度

## 6. 3 変形計測結果

### 6. 3. 1 中型 PC 供試体

#### (1) 変形計測結果

中型供試体における変形性状を評価するため、前述した変形量測定方法で計測した結果を元に変形図を作成した。その際、図-6.10に示すように、供試体が傾いており、計測点 a, b の変化量に最大40mmの差が生じた。そこで、計測点の上下の点 (図中の a 点, b 点) の変化量を0と仮定し、双方の点を結んだ図中に示す破線を想定供試体面として、想定面に対する変位で供試体の変形を評価した。

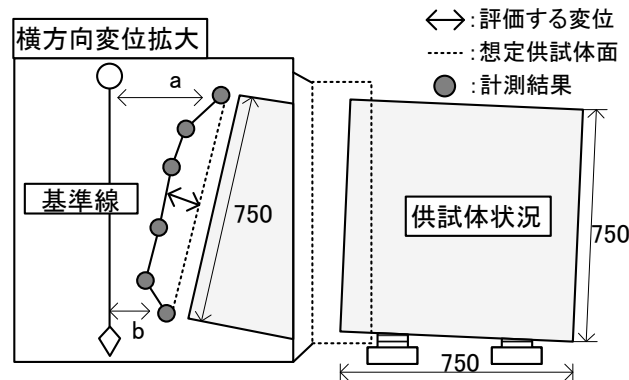


図-6.10 変形計測結果における補正

図-6.11 に変形計測結果を示す．ここでは，5章の供試体 case3 の帯鉄筋比 (0.4%) と同等である中型 PC 供試体 No. 1 を代表として示す．計測時期は暴露 1440 日，ひび割れ密度は  $5.3\text{m}^2$  であった．計測を実施した 3 側線の変形状として，上面の最大変位  $6.2\text{mm}$  に対して，側面の最大変位  $10.9\text{mm}$  と大きい．また，各側線共に中央部付近で変形が最大となり，側線 1 で最大  $5.4\text{mm}$ ，側線 2 で  $5.8\text{mm}$ ，側線 3 で  $10.9\text{mm}$  と，側線中央部が外側へのはらみ出し変形を生じていた．

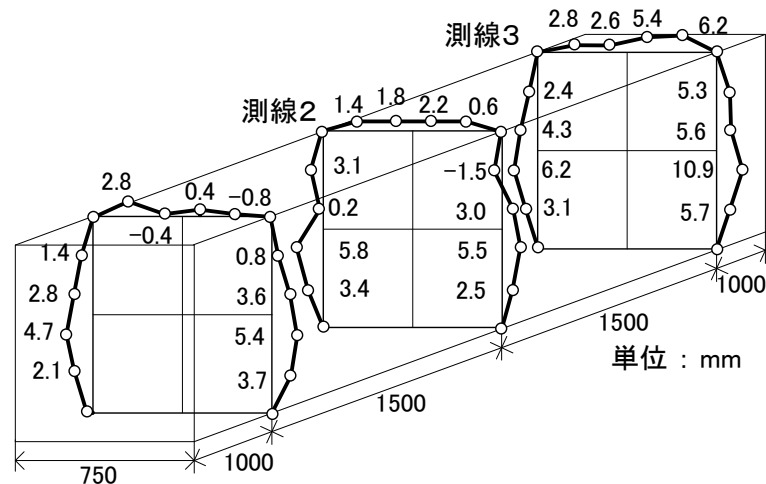


図-6.11 中型 PC 供試体変形計測結果 (No. 1)

測定時期による変形状の比較を行うため，ひび割れ密度が異なる時期に変形計測を実施した供試体 case3 の変形図を図-6.12 に示す．1 回目計測 (ひび割れ密度  $4.2\text{m}^2$ ) では最大変位  $1.01\text{mm}$ ，2 回目計測 (ひび割れ密度  $4.84\text{m}^2$ ) は最大  $1.15\text{mm}$  となり，劣化の進展に伴い最大変形が増加した．

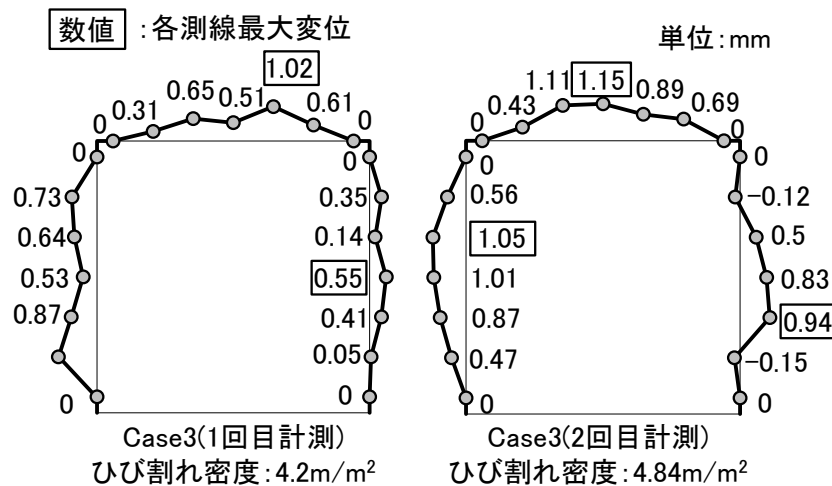


図-6.12 経年劣化の進展に伴う変形状

図-6.13 に経年劣化進展に伴う各計測点での変形量を示す．図中に示す数値は，供試体 case3 における 2 回目計測結果から 1 回目計測結果を引いた変位である．中央部での変形量の増加が顕著である傾向が確認され，供試体上面中央で最大  $0.64\text{mm}$  の増加となった．各測線の平均変形量を比較すると，1 回目から 2 回目の計測で， $0.1\sim 0.2\text{mm}$  の進展が確認され，ASR 劣化の進行に伴い，変形量が進展する傾向にあると考えられる．

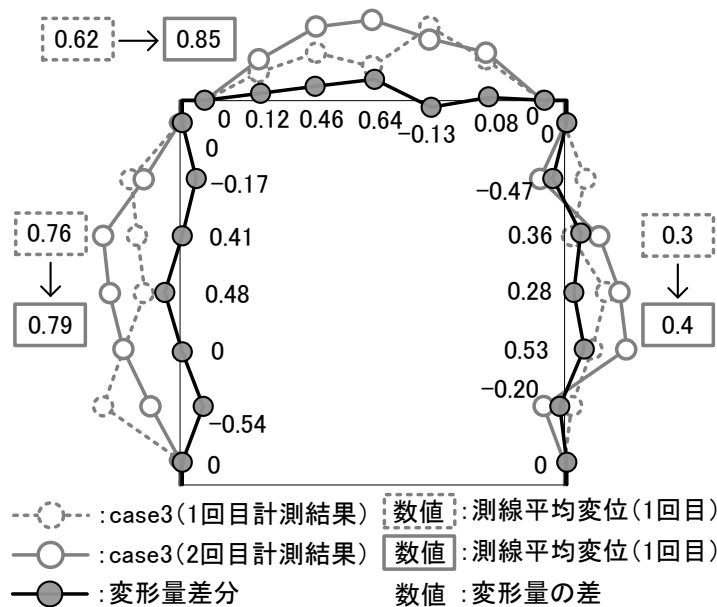


図-6.13 経年劣化の進展に伴う変形性状比較

(2) 寸法の異なる供試体における変形比較

寸法の異なる小型，中型供試体における変形状況の比較を行った結果を，図-6.14 に示す．比較の際，寸法差を考慮して傾向を比較するために，小型供試体寸法および変形量を2.2倍に拡大した．小型供試体 case3 と中型供試体 No.1（測線1）で変形状態を比較すると，変位では小型供試体の最大変位2.53mmに対して中型供試体で5.4mmと大きいものの，供試体中央部付近で変形が最大となる傾向は両供試体で同様であった．また，変形性状を無次元化して評価を行うため，供試体断面の1/4を隅角部範囲とし，図中 a, b, c で形成される三角形を用いて隅角部角度を算出した結果，小型供試体で90.7° と90.6°，中型PC供試体で90.6° と90.7° で同様の値となっている．これは，中型供試体ではPC鋼線が供試体下面から200mmに位置しており，ASR膨張が拘束差の生じる位置に集中したためであると考えられる．

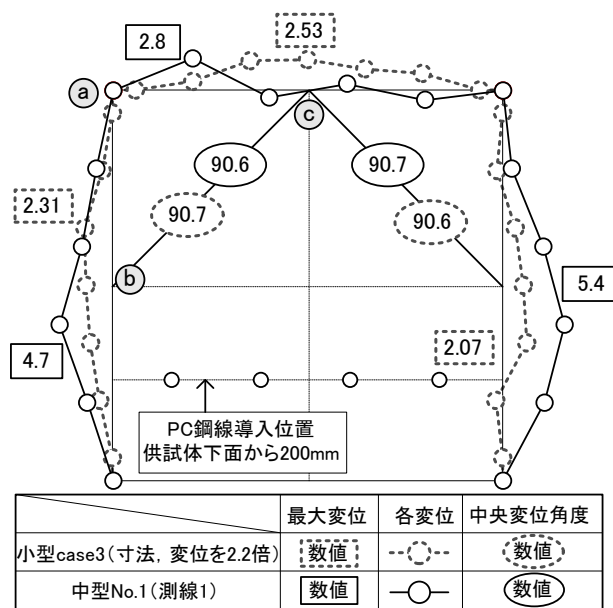


図-6.14 小型・中型 PC 供試体における変形性状比較



### (3) 変形と供試体膨張量の関係

変形性状が同様の傾向であった小型、中型供試体を使用して、前述した図-6.14における手法で算出した隅角部角度とひび割れ密度の関係を検討した結果を図-6.15に示す。

小型供試体では、ひび割れ密度が $3.98\text{m}^2/\text{m}^2$ のcase2で $0.2^\circ$ 、2回計測を実施したcase3では、ひび割れ密度が4.2から $4.84\text{m}^2/\text{m}^2$ に劣化が進展する過程で平均 $0.4\sim 0.65^\circ$ となった。中型PC供試体では、ひび割れ密度 $5.3\text{m}^2/\text{m}^2$ のNo.1で平均 $1.0^\circ$ 、ひび割れ密度 $6.4\text{m}^2/\text{m}^2$ のNo.2で平均 $1.4^\circ$ と小型供試体同様劣化の進行した供試体で隅角部角度の平均値が大きい。ここで、中型PC供試体No.1で $1.8^\circ$ と比較的大きな角度が生じているが、供試体上面での変形が著しく生じていたことが原因と考えられる。全体の傾向として、ASR劣化の進行に伴うひび割れ密度の増加と共に、測線中央部が膨れる様に変形することで、隅角部では帯鉄筋が曲げ戻される方向に変形が進展すると考えられる。

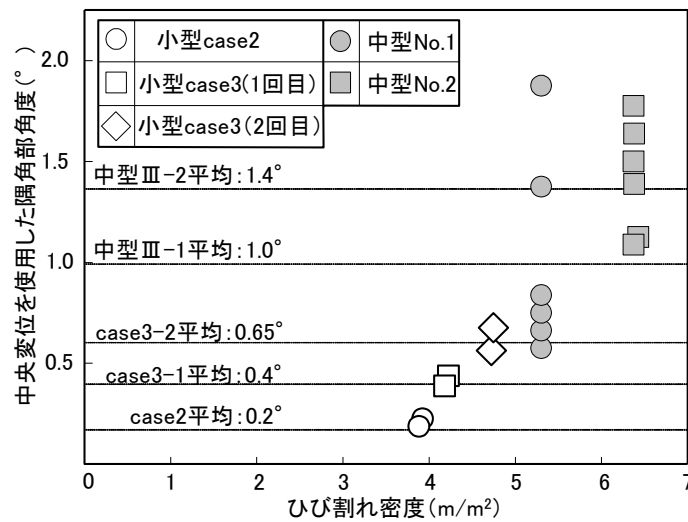


図-6.15 変形と供試体ひび割れ密度の関係

## 6. 3. 2 変形計測橋脚

### (1) 変形計測結果

写真-6.1, 図-6.16 に実橋の変形計測方法を示す。変形の計測は図-6.17 に示す、定期的に膨張量を計測するために橋脚梁側面（測線1~3）および下面（測線4, 5）の線上に300mm間隔で設置されているコンタクトゲージ計測用標点位置を使用した。側面では、下げ振りをコンクリート表面から一定距離離れた位置に垂直に垂らし、下面ではアルミ棒が水平になるようにコンクリート表面から一定の位置に吊るすことで、計測基準点を設置した。その後、側面と下げ振り間の距離、下面とアルミ棒間の距離をそれぞれ計測することで変形の形状の調査を行った。なお、変形量の評価については供試体と同様に、各側面で変形が最小である点を変形量0mmとして相対的な変形量の算出を行っている。

図-6.17に、橋脚Bの変形量計測結果を示す。梁側面の3測線の最大変形量は、測線1, 2, 3で10.5mm, 12.0mm, 6.0mmであり、それぞれ隅角部に最も近い計測点で生じている。梁張出部（測線1, 3）では、隅角部で5.0mmを越える比較的大きい変形量が生じ、中央部に向かって変形量が小さくなっている。柱上部（測線2）では変形が天端から柱部に向かって小さくなる傾向となっている。また、梁下面の2測線では、最大変形量が3.5mm, 4.0mmと、梁側面の最

大変形量と比較するとやや小さい。ただし、最大変形は、測線 4, 5 共に隅角部付近で生じており、梁側面と同様の傾向であった。



写真-6.1 変形計測状況

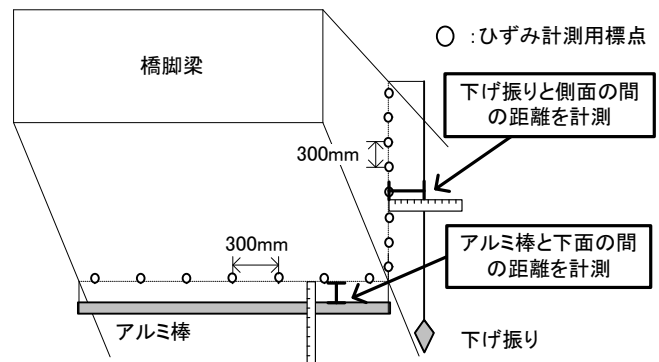


図-6.16 変形計測方法（梁張出部）

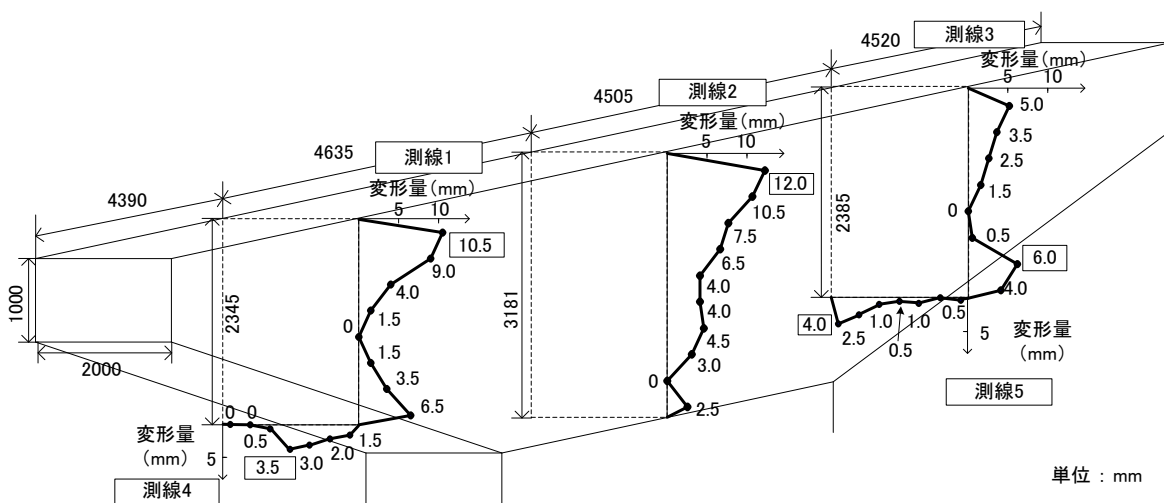


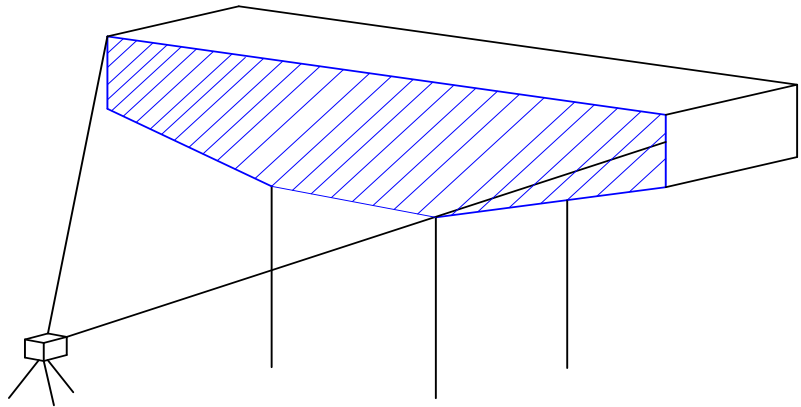
図-6.17 変形計測結果（梁側面）

また、本計測では、下げ振りを用いた計測方法以外に、3D レーザースキャナー・トータルステーションを使用した計測を行っている。3D レーザースキャナーは図-6.18(1)に示すように、梁表面に直接レーザを照射し、図(b)に示す橋脚梁全面の凹凸を計測する。また、変形計測結果として、解析用ソフトウェアおよびCADを用いることで、図-6.19に示すように橋脚梁全体の凹凸をグラデーションで表すことが可能である。

一方、トータルステーションによる計測は図-6.20(2)に示すように、下げ振りで計測した位置と同様の箇所に10×10mmのシールを貼り付け、図(1)に示すトータルステーションでシールまでの距離を計測することによりトータルステーションから鉛直方向、水平方向、奥行き方向の距離を計測し、変形性状の算出を行っている。



(1) 計測機器外観



(2) 計測範囲

図-6.18 変形計測方法 (3D レーザースキャナー)

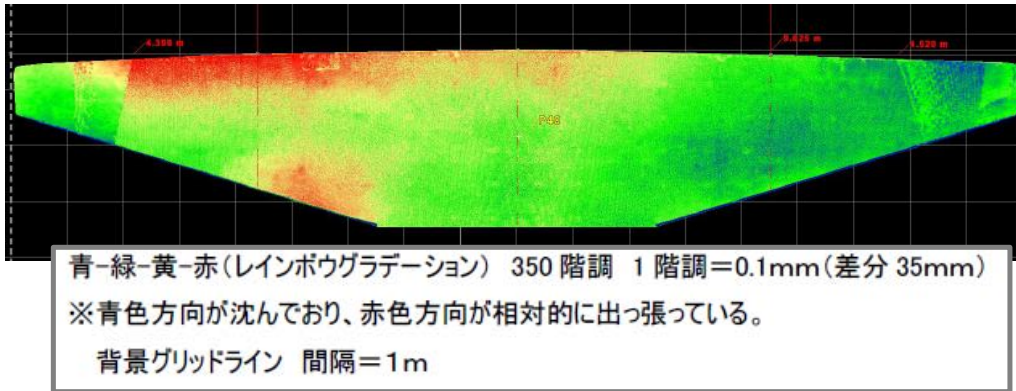
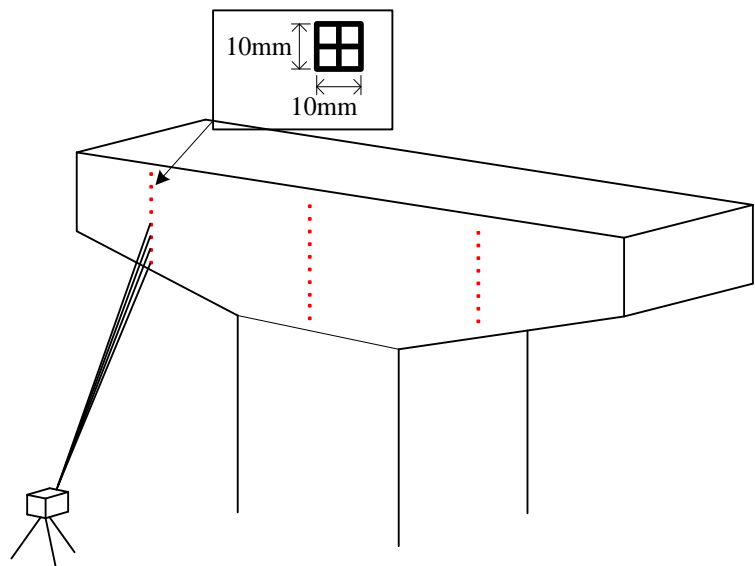


図-6.19 変形計測結果例 (3D レーザースキャナー, 橋脚 B)



(1) 計測機器外観



(2) 計測範囲

図-6.20 変形計測方法 (トータルステーション)

3種類の変形計測方法による計測結果の比較を行うため、代表例として橋脚Bの測線1での比較結果を図-6.21に示す。どの変形計測方法でも、最も下端に近い計測点から900mmの点で変形量が小さく、天端に最も近い計測点で最大の変形量が確認されており、中央部で変形量が小さく、隅角部で変形量が大きいという傾向が確認された。

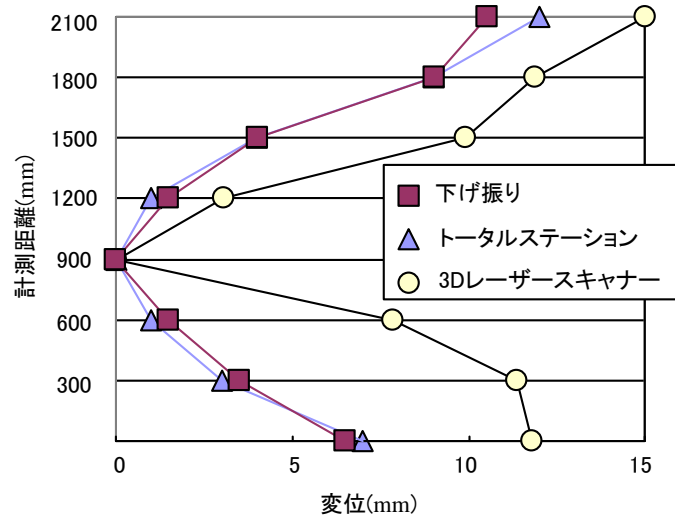


図-6.21 変形計測結果比較（測線1）

## (2) 変形計測橋脚と供試体の変形性に関する比較

図-6.22に示すように、劣化中程度である供試体 case2 と橋脚Bで変形形状の比較を行った。なお、角度進展量を比較するための隅角部範囲は、帯鉄筋の曲げ戻しが鉄筋曲げ加工部と、曲げ戻しの際に発生する鉄筋の引張応力により、コンクリート部との付着の影響が強い範囲で生じると推察されることから「かぶり厚+曲げ加工部+帯鉄筋フックを90°曲げた時の定着長である12φ（ただしφは鉄筋直径）」とした。実構造物でも同様に隅角部から275mm（かぶり125mm+帯鉄筋曲げ加工部から150mm）の範囲を隅角部範囲とした。

実構造物で隅角部範囲とその他の範囲（一様変形範囲）の変形に着目すると、橋脚Bの隅角部範囲では0.92°の角度進展であり、一様変形範囲では変形量が供試体中央部に漸減していることが確認された。また、供試体 case2 では、隅角部範囲で0.60°の角度進展が確認された。以上より、劣化中程度の供試体と実構造物では全体の変形形状は異なっているが、隅角部に着目すると、どちらも角度進展が生じていることが確認された。

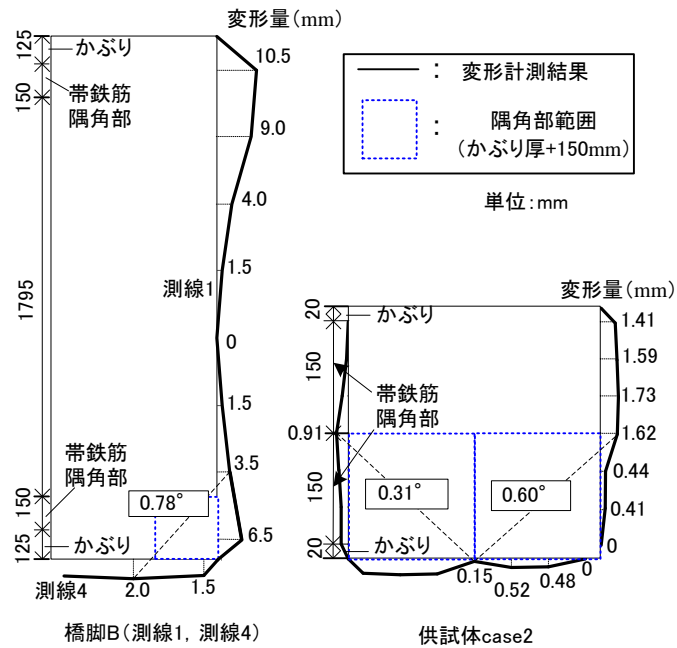


図-6.22 変形計測橋脚と供試体の変形性状比較

図-6.23 に、変形計測橋脚と小型供試体の曲げ変形影響範囲で角度進展を算出した結果を示す。角度進展量は、「かぶり厚+曲げ加工部+帯鉄筋フックを 90° 曲げた時の定着長である 12φ (ただしφは鉄筋直径)」に最も近い位置の変形量から算出している。その結果、劣化中程度の供試体 case2 と橋脚 B では、供試体 case2 で 0.6°、0.31°、橋脚 B で 0.93°、1.03°、また、橋脚 A では 1.38°、2.24° と 3 構造物で 0.3~2.24° の角度進展量が見られた。供試体 case2 で鉄筋き裂進展と共に角度進展を伴う変形が生じており、鉄筋損傷と角度進展の関係性が確認されたことから、供試体と同様に角度進展が確認された実構造物でも、鉄筋損傷が生じる可能性が考えられる。

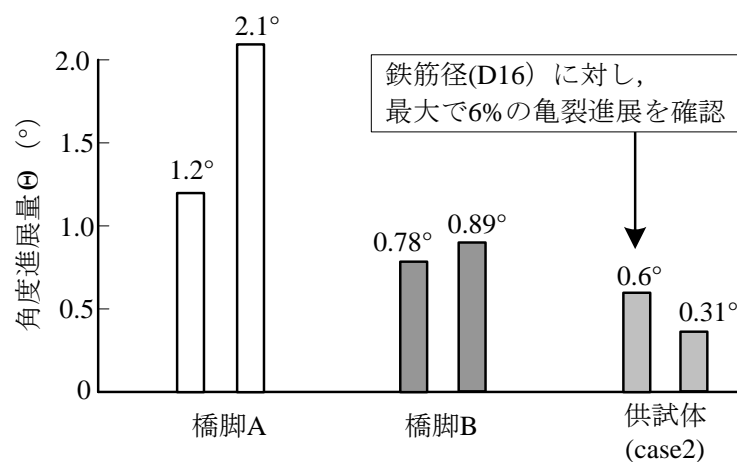


図-6.23 曲げ変形影響範囲での角度進展量比較

## 6. 4 まとめ

ここでは、劣化進展による供試体断面変形の経時変化および、供試体寸法による変形性状の評価を目的に、反応性骨材を使用した小型供試体、実構造物の 1/4 スケールである中型 PC 供試体、および ASR 劣化を生じた実構造物で変形計測を行い、小型供試体の変形性状との比較を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 小型供試体と中型 PC 供試体で ASR によるひび割れ発生状況を確認すると、ひび割れ密度が  $5.0\text{m/m}^2$  程度生じた著しい劣化状態において、供試体寸法によらず隅角部近傍でのひび割れは少なく、中央部にひび割れが多く発生していた。
- (2) 小型供試体と中型 PC 供試体で ASR によるひび割れ発生状況を確認すると、側面中央部付近で変位が最大となり、中央部が外側へのはらみ出し変形を生じていた。
- (3) 変形計測を行った実構造物（ひび割れ密度  $2.44\text{m/m}^2$ ）の変形は、隅角部から中央部にかけて変形量が小さくなり、小型供試体と中型 PC 供試体と変形性状は異なっているが、隅角部に着目すると、どちらも  $0.3\sim 2.1^\circ$  の角度進展が生じていることが確認された。
- (4) 鉄筋損傷と角度進展の関係性が確認されたことから、実構造物においてもコンクリート表面における隅角部の角度進展を測定することで、その内部に位置する鉄筋の曲げ加工部に生じた損傷状況を推定できる可能性を示された。

### 第 6 章の参考文献

- [6.1] 三浦正嗣，幸左賢二，久利良夫，川島恭志：ASR を生じた実構造物の長期的な損傷度評価，コンクリート工学年次論文集，Vol. 30，No. 1，pp. 1023-1028，2008.7

## 第7章 結論

本論文は、鉄筋の品質・加工から ASR による膨張作用を受け、損傷・鉄筋破断が生じるまでを統一的に検討するための課題として抽出した下記の 4 項目の解明と、ASR 構造物における鉄筋破断状況の調査分析、模擬供試体による鉄筋破断の再現実験、鉄筋の品質や物理特性を基にした要因分析から、鉄筋破断メカニズム解明を目的として行った一連の研究成果をまとめたものである。

課題①：鉄筋破断が生じた構造物の特徴はどのようなものか

課題②：実構造物の鉄筋破断はどのように発生するのか

課題③：鉄筋破断が生じる鉄筋はどのようなものか

課題④：発生したひび割れや断面変形は長期的にどのように進行するのか

研究手法として、本研究では課題①については、鉄筋破断が生じた竣工後 20 年程度経過した ASR 構造物点検・調査データ、課題②については、模擬供試体による室内実験から得られた実験結果をもとに詳細な分析を行う、課題③及び④については、実構造物から採取した鉄筋の形状、化学成分などの試験結果、模擬供試体による長期暴露実験から得られたデータをもとに詳細な分析を行う。

まず、課題①については、竣工後 20 年程度経過し劣化が著しいと判断された橋脚を対象として、構造物の性能照査に必要な調査データ（ひび割れ図、鉄筋破断位置、コアの圧縮強度試験結果）の入手を行った。鉄筋破断とひび割れ性状との関係を明確にし、破断鉄筋の発生分布状況から鉄筋破断のパターン化を行った。課題②については、模擬供試体による室内実験からコンクリートの劣化現象および鉄筋破断の再現を試み、鉄筋破断メカニズムの検討を行った。課題③については、使用鉄筋の品質や物理特性の試験を行い、破断要因となり得る特徴的な因子を定量的に評価した。課題④は、模擬供試体の長期暴露実験から外観変形の経時変化、内部・外観ひび割れの関係性に関する検討を行った。

得られた結論（第 2 章～第 6 章）を以下に列挙する。

第 2 章では、複数の連続的な鉄筋破断が生じるなど、顕著な ASR 劣化を示す橋脚に着目し、分析を実施した。具体的には、ひび割れ損傷状況の詳細分析結果と鉄筋破断箇所との関係性、ならびに鉄筋の材料特性と配筋状況から鉄筋破断の特徴について検討を加えた結果、以下の知見が得られた。

- (1) 橋脚梁隅角部において、複数の鉄筋破断が生じた橋脚の 3 基で、幅 2.0mm 程度以上の比較的大きな最大ひび割れ幅を有する特徴的なひび割れ損傷状況が確認された。
- (2) 複数の鉄筋破断が生じた橋脚からはつり出した鉄筋の曲げ加工半径は、ばらつきが見られるもののすべての計測結果が  $2.00d$  を下回っているため、き裂や鉄筋破断が生じやすい鉄筋であることが認められた。また、鉄筋損傷率と曲げ加工半径の関係は、既往の研

究結果で示されている鉄筋損傷が発生しやすい曲げ加工半径  $2.00d$  以下と同じ傾向を示していた。

- (3) 鉄筋破断箇所の特徴を検討した結果、鉄筋破断が単独の鉄筋で生じている箇所と大きな鉄筋き裂および鉄筋破断が連続的に生じている箇所の2種類の破断パターンが確認された。2種類の破断パターンの中でも、単数損傷は梁中央部で、複数損傷は梁端部で発生している傾向が見られた。

第3章では、現行および旧基準鉄筋を使用しASR劣化が著しい状況を再現するため、中空部に膨張モルタルを打設した4供試体実験から、鉄筋破断に伴い生じる外観劣化や鉄筋種類が鉄筋破断に与える影響について検討を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) 鉄筋破断を生じた実構造物の膨張量を超える供試体において、ひび割れを計測した結果、全ての供試体で側面中央部では表面から内部に向かって進展するひび割れ、側面隅角部では内部から表面に向かって進展するひび割れの2種類を確認した。
- (2) 供試体の変形計測結果より、 $2.0\sim 11.8\text{mm}$ の最大変位が計測され、最大変位は側面中央部で発生し、丸く膨らむ変形を生じた。各断面の変形に着目すると、鉄筋破断を生じた帯鉄筋断面および、未破断断面での変形面積増加率は、 $2\sim 3\%$ 、 $3\sim 4.5\%$ となっており、破断箇所と未破断箇所では差は見られなかった。また、各帯鉄筋断面の破断側の面積増加率の経時変化は、未破断側の面積増加率の経時変化と同様の増加傾向を示しており、経時変化においても破断側で特徴的な変形は認められなかった。
- (3) 供試体の隅角部損傷状況の観察結果から、ひび割れは内部膨張により膨張モルタルの四隅から発生し、供試体表面まで進展・貫通していることが確認された。また、帯鉄筋内部から膨張圧を受ける場合には、帯鉄筋の隅角部が曲げ戻されるため、コンクリートと鉄筋の付着切れが発生すると考えられ、曲げ加工半径が小さいほど曲げ戻しによる帯鉄筋の変形が局所的になることから、 $0.75d$ 位置では付着切れが発生しやすいと考えられる。
- (4) 試験終了後、供試体からはつり出した帯鉄筋のき裂進展量を測定した結果、初期き裂の発生が平均で $0.81$ 、 $1.43\%$ である現行鉄筋と旧基準波節鉄筋では鉄筋き裂進展量が小さく、ASR膨張に伴う鉄筋破断を生じにくいことが確認された。一方、初期き裂の発生が $2.23$ 、 $2.54\%$ と比較的大きい旧基準竹節鉄筋では一部の鉄筋において3箇所の鉄筋破断が生じ、鉄筋種別によりき裂進展が異なることが確認された。



第4章では、旧基準鉄筋は、大型供試体実験でいずれもき裂が進展しており、特定の鉄筋で急激な進展が発生していた。旧基準鉄筋で初期き裂およびき裂進展傾向が異なる原因を、鉄筋の特性評価手段として一般的に用いられている引張強さやシャルピー衝撃試験結果および化学成分などの特性値から検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 旧基準鉄筋は現行鉄筋に比べて、節が高く、節の変化率が急激な立ち上がりを有しており、鉄筋曲げ加工時の初期き裂が発生しやすい傾向が認められた。
- (2) 成分分析の結果から、旧基準鉄筋において、P（リン）、S（硫黄）はJIS規格を満たしており、N（窒素）は現行鉄筋に比べて低いため、鉄筋の化学成分に異常は認められなかった。
- (3) 旧基準鉄筋の吸収エネルギーと脆性破面率の関係性は、多少のばらつきは見られるものの、旧基準鉄筋全体では、脆性破面率が高い鉄筋において吸収エネルギーは低い傾向となった。
- (4) 実構造物の鉄筋破断面性状と今回の実験結果を比較すると、曲げ加工部内側から三次境界までは実構造物の代表例と同様の破断面を示し、その後は延性的に破断していた。
- (5) 組織パラメータは、全ての鉄筋でフェライト+パーライト組織となっており、非金属介在物も各鉄筋で明確な差はなく、組織・非金属介在物からき裂進展などへの影響は認められなかった。

第5章では、実構造物を模擬し、反応性骨材を使用した1/8スケール供試体の長期暴露実験により、経年変化による内部ひび割れと外観ひび割れの進展比較、圧縮強度の低下と外観・内部ひび割れの関係性を検討した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 劣化中期の供試体から採取したコアは、設計基準強度を下回る強度があることを確認し、コア内部、外観のひび割れの増加に伴い、コア強度が低下すると思われる。
- (2) コア採取方向の違いにより、軸方向コアと軸直角方向コアで圧縮強度に差が生じる結果が得られ、既往の研究と同様に軸直角方向コアの方が軸方向コアと比較して圧縮強度、静弾性係数に低下することが確認された。
- (3) 外観のひび割れと、圧縮強度低下の関係に着目すると、コア採取位置近傍に生じた外観ひび割れ総延長が増加するのに伴いコア強度は低下することから、両者は関係することが確認された。ただし、劣化が終局付近まで進展した状況は、ひび割れの増加に対して強度低下は少なかった。

(4) 外観ひび割れと内部の劣化を比較するため、採取コア内部の微細ひび割れを分析した結果、劣化中期以降は顕著な進展が生じず、外観劣化の進行程度と傾向が異なり、また、かぶり部では目視可能なひび割れが終局まで進展していた。

外観劣化の進展に対してコア強度の低下が劣化中期以降は漸減する要因の1つとして、圧縮強度の低下に影響を与える内部ひび割れ発生が、鉄筋拘束の影響から表面側よりも早い段階で収束すると考えられる。

(5) 鉄筋き裂進展量に着目した結果、経年劣化の進展に伴いき裂深さの進展を確認した。ただし、ASR膨張が終局時点でも、旧基準波節鉄筋は鉄筋径に対して6.0%の進展にとどまり、既往の研究より破断しにくい鉄筋であることが確認された。

第6章では、劣化進展による供試体断面変形の経時変化および、供試体寸法による変形性状の評価を目的に、反応性骨材を使用した小型供試体、実構造物の1/4スケールである中型PC供試体、およびASR劣化を生じた実構造物で変形計測を行い、小型供試体の変形性状との比較を行った結果、以下の知見が得られた。

(1) 小型供試体と中型PC供試体でASRによるひび割れ発生状況を確認すると、ひび割れ密度が $5.0\text{m}^2/\text{m}^2$ 程度生じた著しい劣化状態において、供試体寸法によらず隅角部近傍でのひび割れは少なく、中央部にひび割れが多く発生していた。

(2) 小型供試体と中型PC供試体でASRによるひび割れ発生状況を確認すると、側面中央部付近で変位が最大となり、中央部が外側へのはらみ出し変形を生じていた。

(3) 変形計測を行った実構造物（ひび割れ密度 $2.44\text{m}^2/\text{m}^2$ ）の変形は、隅角部から中央部にかけて変形量が小さくなり、小型供試体と中型PC供試体と変形性状は異なっているが、隅角部に着目すると、どちらも $0.3\sim 2.1^\circ$ の角度進展が生じていることが確認された。

(4) 鉄筋損傷と角度進展の関係性が確認されたことから、実構造物においてもコンクリート表面における隅角部の角度進展を測定することで、その内部に位置する鉄筋の曲げ加工部に生じた損傷状況を推定できる可能性を示された。

以上より、本研究によって、鉄筋破断橋脚の特徴分析や一連の鉄筋試験、模擬供試体による鉄筋破断再現実験結果から、ASRによる鉄筋破断メカニズムを具体的に示すことができ、今後の合理的なASR構造物の劣化診断の判断を行う上で、有用な研究成果が得られたと考えている。

今後は、鉄筋破断が生じている実構造物において、破断鉄筋の発生分布状況から単独で鉄筋破断が生じている箇所と連続的に並んで生じる箇所が生じた原因について、詳細な検討を行う予定である。

## 研究発表論文一覧

### 査読付き論文集

#### 【第2章に関する論文】

- 1) 山口和成, 幸左賢二, 大代武志, 草野昌夫: 複数の鉄筋破断を生じたASR実構造物の損傷度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp. 982 - 987, 2012年7月

#### 【第3章に関する論文】

- 1) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型ASR模擬供試体による鉄筋損傷進展評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1219 - 1224, 2009年7月
- 2) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: PC梁のASR劣化を模擬した大型供試体実験, 第18回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.193-198, 2009年10月
- 3) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASRによる鉄筋損傷進展度に着目した大型供試体実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.891-900, 2010年3月
- 4) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型ASR模擬供試体を用いた各種鉄筋の亀裂進展度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.977 - 982, 2010年7月
- 5) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASRによる鉄筋破断を生じた供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.949 - 958, 2011年3月
- 6) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: 大型ASR模擬供試体を使用した鉄筋破断再現実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp. 995 - 1000, 2011年7月

#### 【第4章に関する論文】

- 1) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASRによる鉄筋損傷進展度に着目した大型供試体実験, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.891-900, 2010年3月
- 2) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 増田隆宏: ASRによる鉄筋破断を生じた供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集, Vol.57A, pp.949 - 958, 2011年3月
- 3) 草野昌夫, 幸左賢二, 秋吉秀一, 合田寛基: ASR供試体を使用した鉄筋損傷進展度の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.989 - 994, 2011年7月

#### 【第5章に関する論文】

- 1) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: ASR供試体を用いた実構造物内の劣化状況に対する内部損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1207 - 1212, 2009年7月
- 2) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: ASR供試体を用いた実構造物内の劣化現象関係性評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.959 - 964, 2010年7月
- 3) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基: ASR供試体を用いた内部劣化進展度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.971 - 976, 2011年7月

- 4) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 柴田綾野 : ASR供試体を用いた長期劣化度の評価, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 854 - 866, 2012年3月
- 5) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 市川慧 : ASR 供試体における内部劣化度評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 34, No. 1, pp. 958 - 963, 2012年7月

### 【第6章に関する論文】

- 1) 土肥宏記, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR を生じた構造物の隅角部の変形性状の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 983 - 988, 2010年7月
- 2) 土肥宏記, 幸左賢二, 新名勉, 草野昌夫 : ASR を生じた供試体の変形性状の評価, 第19回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 229-234, 2010年10月

### その他論文集

- 1) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR 供試体を用いた実構造物内の鉄筋損傷評価, 土木学会西部支部研究発表会, V-009, pp. 761 - 762, 2009年3月
- 2) 三浦正嗣, 幸左賢二, 松本茂, 草野昌夫 : 表面補修による ASR 構造物の膨張抑制効果, 土木学会西部支部研究発表会, V-009, pp. 763 - 764, 2009年3月
- 3) 草野昌夫, 幸左賢二, 松本茂, 三浦正嗣 : アルカリ骨材反応を生じた実構造物の補修効果の検証, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1213 - 1218, 2009年7月
- 4) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 大型供試体を用いた ASR き裂進展評価, 土木学会第64回年次学術講演会, V - 117, pp. 231 - 232, 2009年9月
- 5) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR 供試体を用いた劣化現象の相関性評価, 土木学会第64回年次学術講演会, V - 118, pp. 233 - 234, 2009年9月
- 6) 土肥宏記, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR を生じた構造物の変形性状と鉄筋損傷の関係性に関する考察, 土木学会西部支部研究発表会, V-006, pp. 689 - 690, 2010年3月
- 7) 稲垣裕之, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 大型 ASR 模擬供試体による鉄筋破断感受性評価実験, 土木学会西部支部研究発表会, V-008, pp. 693 - 694, 2010年3月
- 8) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR 供試体を用いた内部劣化状況評価, 土木学会西部支部研究発表会, V-035, pp. 747 - 748, 2010年3月
- 9) 土肥宏記, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR の生じた実構造物の隅角部における変形性状の評価, 土木学会第65回年次学術講演会, V - 263, pp. 525 - 526, 2010年9月
- 10) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 大型 ASR 模擬供試体による鉄筋破断感受性評価実験, 土木学会第65回年次学術講演会, V - 264, pp. 527 - 528, 2010年9月
- 11) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR 供試体を用いた内部損傷の関係性評価, 土木学会第65回年次学術講演会, V - 265, pp. 529 - 530, 2010年9月
- 12) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 大型 ASR 模擬供試体による鉄筋破断感受性評価実験, 土木学会西部支部研究発表会, V-026, pp. 683 - 684, 2011年3月

- 13) 増田隆宏, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 反応性骨材供試体における内部劣化進展度評価, 土木学会西部支部研究発表会, V-027, pp. 685 - 686, 2011 年 3 月
- 14) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 土肥宏記 : ASR 供試体を用いた鉄筋き裂進展度の評価, 土木学会第 66 回年次学術講演会, V - 548, pp. 1095 - 1096, 2011 年 9 月
- 15) 柴田綾野, 幸左賢二, 合田寛基, 草野昌夫 : 大型模擬供試体による ASR 鉄筋破断再現実験, 土木学会第 66 回年次学術講演会, V - 549, pp. 1097 - 1098, 2011 年 9 月
- 16) 山口和成, 幸左賢二, 大代武志, 草野昌夫 : 複数の鉄筋破断を生じた ASR 構造物の損傷度評価, 土木学会西部支部研究発表会, V-036, pp. 795 - 796, 2012 年 3 月
- 17) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : ASR 供試体による内部ひび割れ観察実験, 土木学会西部支部研究発表会, V-037, pp. 797 - 798, 2012 年 3 月
- 18) 市川慧, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 模擬供試体を用いた ASR による内部劣化度評価, 土木学会西部支部研究発表会, V-039, pp. 801 - 802, 2012 年 3 月
- 19) 柴田綾野, 幸左賢二, 草野昌夫, 合田寛基 : 長期暴露供試体を用いた ASR による外観・内部劣化の比較, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V - 174, pp. 347 - 348, 2012 年 9 月
- 20) 山口和成, 幸左賢二, 大代武志, 草野昌夫 : 複数の鉄筋破断を生じた ASR 実構造物の損傷度評価, 土木学会第 67 回年次学術講演会, V - 175, pp. 349 - 350, 2012 年 9 月

## 謝 辞

本論文は、アルカリ骨材反応を生じた構造物の管理指針の提案と鉄筋破断メカニズム解明を目的として行った一連の研究成果をまとめたものです。この間、研究を進めるにあたり多くの方々からの貴重なご指導、ご協力を賜りました。

九州工業大学・幸左賢二教授には、本研究を始める機会を与えていただくとともに、本研究の遂行ならびに本論文をまとめるにあたり、細部にわたるまで親切丁寧なご指導とご助言を賜りました。心より感謝するとともに、深く御礼申し上げます。

また、九州工業大学大学院・恵良秀則教授、九州工業大学・山口栄輝教授、九州工業大学・日比野准教授には、本論文の審査をしていただくとともに、貴重なご教示を賜りました。ここに謹んで感謝の意を表します。

筆者が九州工業大学の社会人博士課程の学生として、研究に取り組む機会を与えていただいた住友大阪セメント株式会社の関係各位に厚く感謝の意を表します。このような機会を認めていただき、多大なご支援とご配慮をいただいた、君島健之元顧問、小林茂広技監、井ノ川尚取締役執行役員に改めて感謝の念を表します。さらに、業務上の配慮を賜った榊原弘幸セメント・コンクリート研究所長、近藤秀貴セメント・コンクリート研究所副所長、コンクリート製品技術グループ、研究管理グループをはじめとする、職場の方々にも心より感謝を申し上げます。

また、九州工業大学で本研究を遂行するにあたり、ASR 構造物における鉄筋破断状況の調査分析、模擬供試体による鉄筋破断の再現実験、鉄筋の品質や物理特性を基にした要因分析など多くの方々のご協力を賜りました。とくに、本研究を共に実施してきました三浦正嗣氏、稲垣裕之氏、増田隆宏氏、土肥宏記氏、秋吉秀一氏、柴田綾野さん、山口和成氏、市川慧氏には、大変お世話になりました。厚くお礼を申し上げます。その他、コンクリート研究室の卒業生および現役の皆さんのおかげで、有意義な研究生活を送ることができました。ここに、感謝の意を表します。

本論文は、多くの方々からのご指導、ご助言をいただくことによりまとめることができました。ここに全ての人の皆様のお名前を挙げることはできませんが、心より感謝申し上げます。ありがとうございました。

最後に、著者をよく理解し常に励まし、応援してくれた妻洋子と長女妃名子、ならびに家族に心より感謝いたします。