

コンクリート中の鉄筋加工部の
脆性破断に関する実験的研究

2016年2月

山中憲行

目次

第 1 章序論	1
1.1. 研究背景.....	2
1.1.1 社会的背景	2
1.1.2 橋梁構造物の損傷	2
1.1.3 曲げ加工部の脆性破断	3
1.1.4 圧接加工部の脆性破断	8
1.1.5 曲げ加工部及び圧接加工部に関する規程	10
1.2. 課題の整理と本研究の目的.....	16
1.3. 本文の構成	19
参考文献	21
第 2 章 既往の研究	23
2.1. アルカリ骨材反応が生じたコンクリート中の曲げ加工部の破断に関連する既往の研究	24
2.1.1 曲げ加工部の破断の特徴	24
2.1.2 試験や FEM 解析からの検討	28
2.1.3 既往研究のまとめ	34
2.2. 疲労荷重を受ける圧接加工部に関連する既往の研究	35
2.2.1 圧接加工部の疲労に関する既往の研究	35
2.2.2 コンクリート中の鉄筋の疲労寿命と気中の鉄筋の疲労寿命を比較した既往の研究	38
参考文献	40
第 3 章 曲げ加工部とコンクリートの膨張力	43
3.1. 本章の位置づけ	44
3.2. 均等内圧による膨張力試験	45
3.2.1 試験概要	45
3.2.2 試験結果及び考察	48
3.3. フック形状を変更した均等内圧による膨張力試験	54
3.3.1 試験概要	54
3.3.2 試験結果及び考察	56
3.4. 偏心内圧による膨張力試験	62
3.4.1 試験概要	62
3.4.2 試験結果及び考察	63
3.5. 軸力付加状態の均等内圧による膨張力実験	68
3.5.1 試験概要	68
3.5.2 試験結果及び考察	70
3.6. 曲げ加工部の破断原因に対する考察	75
3.7. まとめ	77
参考文献	78

第 4 章 曲げ加工部と炭酸塩応力腐食割れ	79
4.1. 本章の位置づけ	80
4.2. 炭酸塩応力腐食割れ試験	81
4.2.1 試験概要	81
4.2.2 試験結果及び考察	85
4.3. 環境面からの考察	95
4.3.1. 試験溶液の濃度	95
4.3.2. 電位	96
4.4. 割れ経路からの考察	97
4.5. 水素脆化に関する考察	98
4.5.1 環境面からの考察	98
4.5.2 割れ経路からの考察	98
4.5.3 水素脆化試験からの考察	99
4.6. まとめ	104
参考文献	105
第 5 章 圧接加工部と疲労荷重	107
5.1. 本章の位置づけ	108
5.2. 試験体の概要	109
5.3. 気中の疲労試験	110
5.3.1 試験概要	110
5.3.2 試験結果及び考察	111
5.4. コンクリート中の疲労試験	120
5.4.1 試験概要	120
5.4.2 試験結果及び考察	122
5.5. コンクリート中の疲労寿命に関する考察	131
5.5.1 平均疲労寿命(生存確率 50% のときの疲労寿命)	131
5.5.2 コンクリートの材料特性と疲労寿命の関係	132
5.5.3 焼き石膏や GL 石膏による検討	134
5.5.4 粗骨材入り焼き石膏による検討	138
5.5.5 モルタルによる検討	140
5.5.6 粗骨材の影響	144
5.5.7 付着力の検討	148
5.6. まとめ	154
参考文献	155
第 6 章 結論	157
6.1. 本研究のまとめ	158
6.2. 今後の課題	160
謝辞	161

第1章 序論

1.1 研究背景

1.1.1 社会的背景

現在、日本には橋長15m以上のコンクリート系橋梁構造物が約10万橋存在すると道路統計年報^{1.1)}で指摘されている。高度経済成長期に数多く建設された橋梁構造物は更新時期を迎えている。しかし、国及び地方における財政の悪化、世界的な環境負荷低減の取組によって、日本にはスクラップ・アンド・ビルドから脱スクラップ・アンド・ビルドへの移行が求められている。橋梁構造物は建替えができず老朽化が進行するばかりで、橋梁構造物で老朽化の対策が実施されなければ橋梁構造物で崩壊することが考えられる。

そこで、橋梁構造物を次世代へ継承していくためには、橋梁構造物の老朽化に対して適切な維持管理を行い、橋梁構造物を再生させていくことが重要である。

1.1.2 橋梁構造物の損傷

コンクリート系橋梁構造物の三大損傷はアルカリ骨材反応、疲労と塩害であるといわれている^{1.2)}など。三大損傷の中で、アルカリ骨材反応においては構造物内の鉄筋の曲げ加工部(写真1.1)で図1.1(1)の脆性的な破断が発生し^{1.3)}など、また、疲労においては疲労荷重を受ける鉄筋が脆性的な破断が発生し、特に鉄筋の圧接加工部では残留応力や応力集中の影響で疲労強さが母材に比べて低下することが知られている^{1.4)}。以後、脆性的な破断を脆性破断と呼ぶ。なお、アルカリ骨材反応とは、アルカリシリカ反応性鉱物を含有する反応性骨材がコンクリート中の高いアルカリ性を示す水溶液と反応して、コンクリートに異常な膨張及びそれに伴うひび割れが発生する現象である。また、疲労とは引張強さ以下の応力が繰返し作用する現象であり、特に繰返し応力の回数が10万回以上である場合を高サイクル疲労と呼び^{1.5)}、本研究で扱う疲労現象は高サイクル疲労が対象である。更に、塩害とは、コンクリート中の鋼材の腐食が塩化物イオンの存在により促進され、腐食生成物の体積膨張がコンクリート

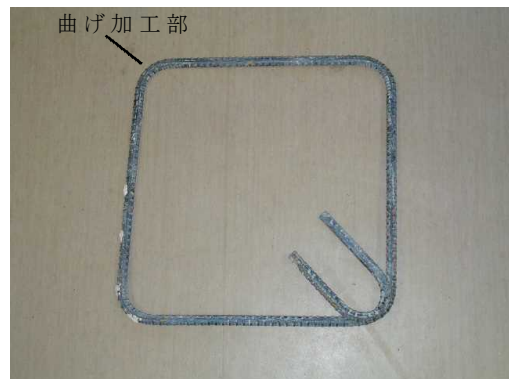
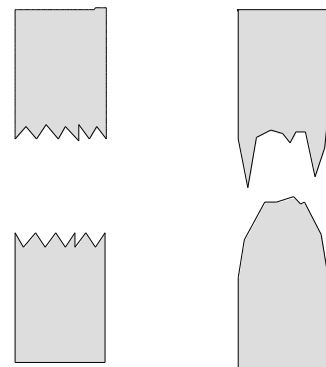


写真1.1 せん断補強筋の曲げ加工部



(1)脆性破断 (2)延性破断

図1.1 破断形態

にひび割れや剥離を引き起こしたり、鋼材の断面減少などを伴う現象である。

鉄筋の脆性破断は図 1.1(1)に示すとおり塑性変形を伴わずに破断することから、構造物の外観からはコンクリート内の鉄筋の脆性破断を簡単に確認できない。構造物の維持管理を考慮すると、鉄筋の脆性破断を防止する必要がある。

なお、図 1.1(2)の延性破断は静的引張試験を行ったときに発生するのに対して、脆性破断は曲げ応力の作用、水素脆化(鋼材内に吸収された水素によって鋼材の強度が低下する現象)、応力腐食割れ(力学、材料、環境という図 1.2^{1.5)}に示す条件が揃ったときに破断するという局部腐食の1つ)や疲労荷重などの影響で発生する。

そこで、本研究では、鉄筋加工部の脆性破断を防止するために、既に被害事例が存在する曲げ加工部の脆性破断と、疲労荷重で弱点になりやすい圧接加工部の脆性破断に着目して研究を進めた。

1.1.3 曲げ加工部の脆性破断

(1) 曲げ加工部について

アルカリ骨材反応が生じた構造物内のせん断補強の曲げ加工部で脆性破断が多数確認されている^{たとえば1.6)}。せん断補強筋の曲げ加工部は写真 1.2に示すとおり直棒状態の鉄筋を折曲げの加工を行うことで作製できる。折曲げ加工は、専用の折曲げ機によって直棒状態の鉄筋を90度(もしくは135度や180度)に折曲げ、冷間加工(常温で行われる加工)で行われることが特徴である。

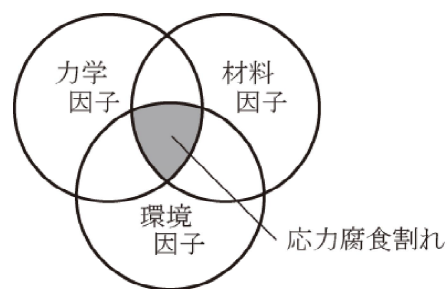


図 1.2 応力腐食割れの発生因子^{1.5)}



(1) 折曲げ前



(2) 折曲げ中



(3) 折曲げ後

写真 1.2 折曲げ加工の状況

(2) 曲げ加工部の破断事例

アルカリ骨材反応が生じた構造物内のせん断補強筋の脆性破断について、筆者が調べた限りでは1998年に能登有料道路の終点にある小俣川(オマタガワ)橋梁の橋脚の地中部で発見された^{1.6)}のが最初の発見事例である。これ以降、図1.3^{1.6)}に示すとおり青森県から沖縄県まで日本の各地で基礎や橋脚梁部分の鉄筋の曲げ加工部の脆性破断が確認されている^{1.6)}。鉄筋の破断が発生していた橋梁構造物の建設時期は昭和40年代から昭和50年代に集中していたことが特徴である^{1.7)}。

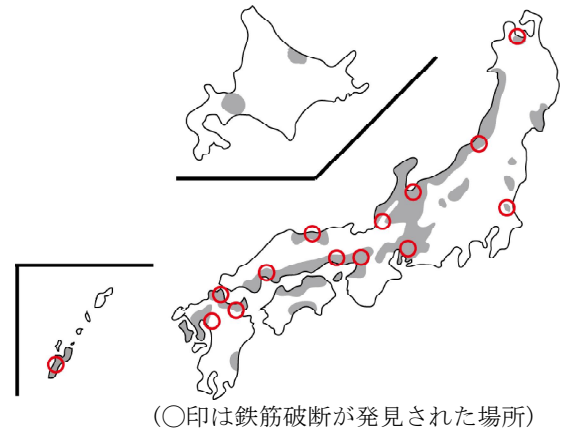


図1.3 国内のアルカリ骨材反応発生地域マップ^{1.6)}

(3) 曲げ加工部の損傷原因の推定

曲げ加工部には図1.4^{1.8)}のとおり破断型と亀裂型の2種類の損傷がある。破断型が完全に破断した状態であるのに対して、亀裂型が曲げ加工部の内側から亀裂が進展し曲げ加工部の途中で停止していた状態である^{1.8)}。観察方法は、破断型が破面を観察し、亀裂型が亀裂の進展を観察することになる。

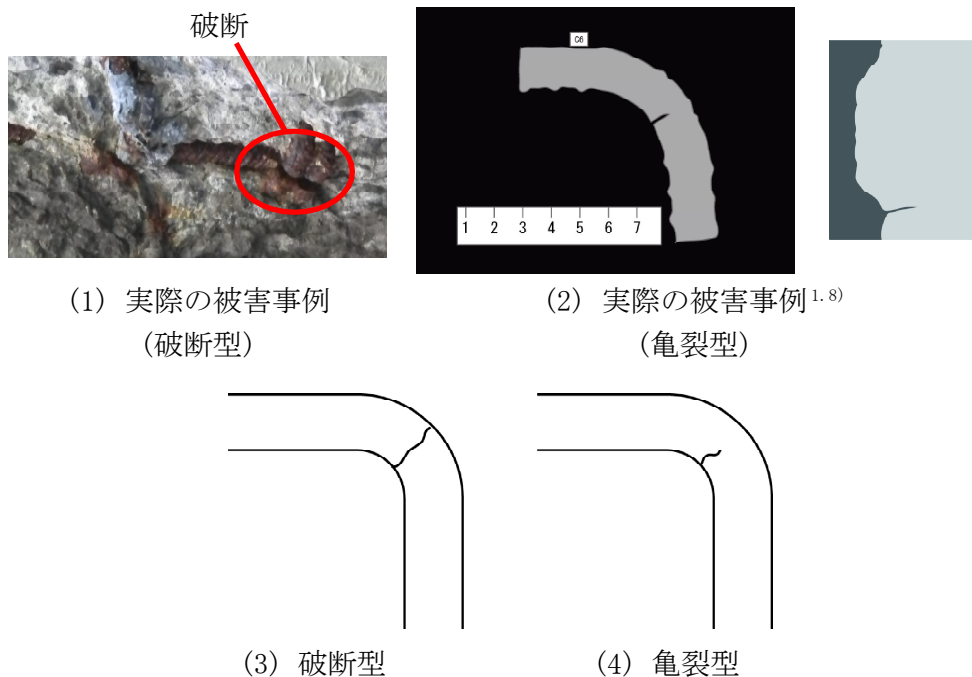
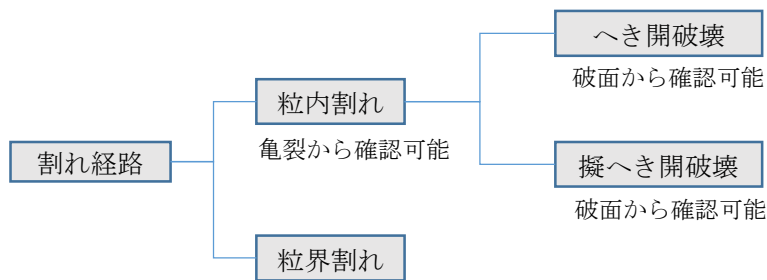


図1.4 曲げ加工部の損傷のタイプ

ここで、構造物の被害を調査する場合には、破面解析から被害原因の推定を行うことがある(破面解析とは損傷原因を推定する方法の1つで破面や亀裂の性状を分析する)。破面解析には、金属顕微鏡によって亀裂を分析する方法と、走査型電子顕微鏡(通称SEM)を用いて破面を分析する方法がある。なお、金属顕微鏡とは、光学顕微鏡の一種で金属断面を観察することに特化し、1000倍程度の倍率が可能であり、試料を肉眼で観察する顕微鏡である。走査型電子顕微鏡(SEM)とは、焦点深度が金属顕微鏡に比べて遥かに深く、数万倍の倍率が可能であり、試料に電子線を当てて観察を行う顕微鏡である。

破断や亀裂が発生した金属を金属顕微鏡やSEMで観察を行うと、図1.5^{1.9)}に示した割れ経路(亀裂が進行するときの経路)が観察できる^{1.9)}。金属顕微鏡の観察では図1.6に示した「粒内割れ」と「粒界割れ」が確認でき、SEMによる観察では写真1.3^{1.9)}に示した「へき開破壊」、「擬へき開破壊」、「粒界割れ」が確認できる。



破面と亀裂のどちらでも確認可能

文献^{1.9)}の図を一部抜粋して加工

図1.5 割れ経路の説明^{1.9)}

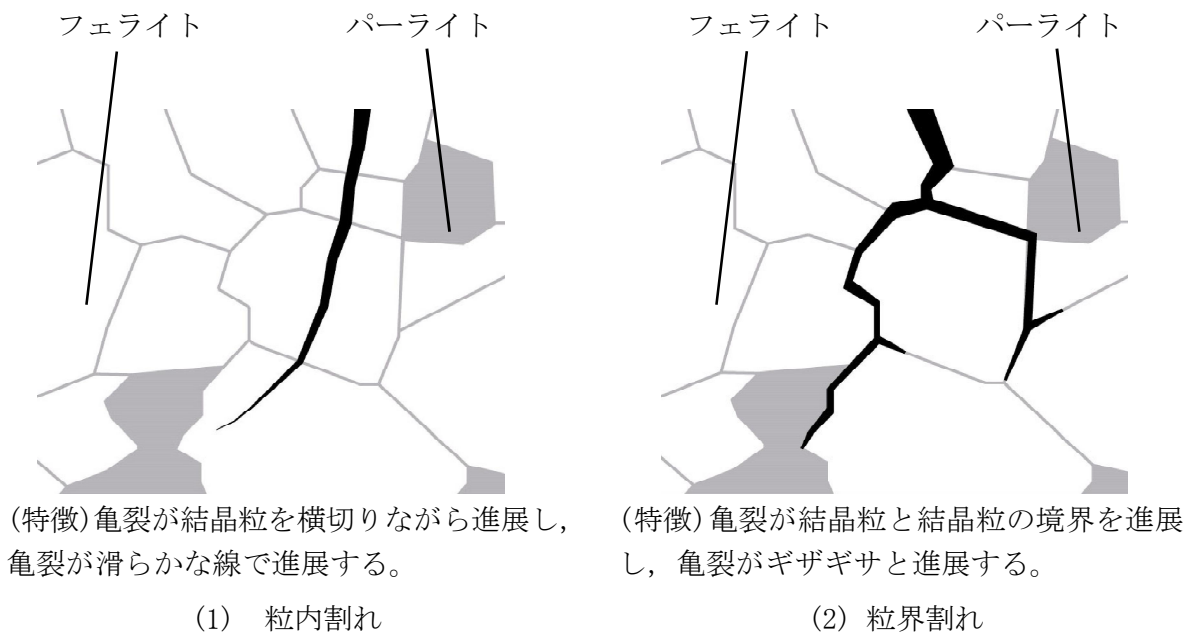


図1.6 金属断面からみた割れ経路

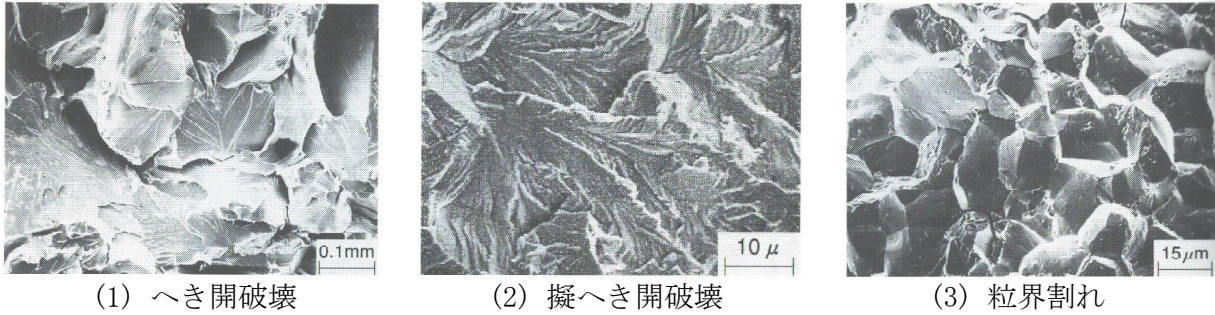
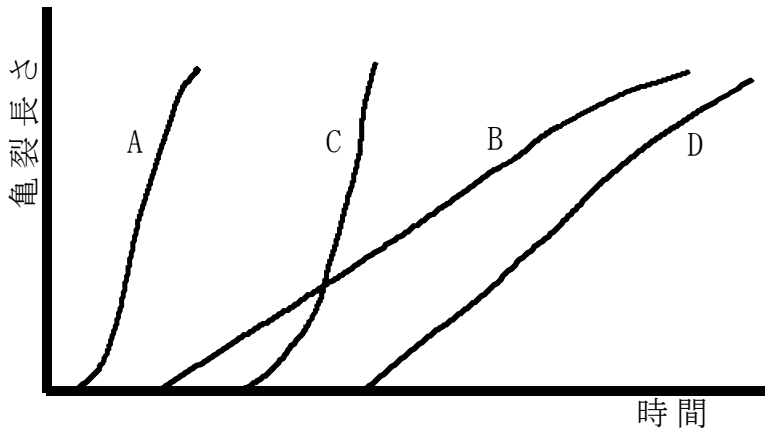


写真 1.3 破面写真^{1.9)}

- A: 亀裂の発生が速く，進展速度も速い場合→粒界割れ
- B: 亀裂の発生が速く，進展速度が遅い場合→粒内割れ
- C: 亀裂の発生が比較的遅く，進展速度が速い場合→粒内割れから粒界割れへ移行する粒内-粒界混合型の割れ
- D: 亀裂の発生も進展速度も遅い場合→粒内割れ



この図は文献^{1.9)}で掲載されている図を文献^{1.9)}の著者の藤木榮博士指導の元に一部加筆。

図 1.7 粒内割れと粒界割れの亀裂進展速度^{1.9)}

図 1.6(1)の「粒内割れ」は亀裂が結晶粒を横切りながら進展し，亀裂が滑らかな線で進展することが特徴である。一方，図 1.6(2)の「粒界割れ」は亀裂が結晶粒と結晶粒の境界を進展し，亀裂がギザギサと進展することが特徴である。また，割れ経路と亀裂進展速度には図 1.7^{1.9)}の関係がある。「粒界割れ」は亀裂進展速度が速く，「粒内割れ」は亀裂進展速度が遅いことが知られている^{1.9)}。なお，鉄筋の材料試験で行う静的引張試験では破断までの亀裂進展速度が遅く「粒界割れ」が発生しない。「粒界割れ」が発生している場合は水素脆化，応力腐食割れや衝撃荷重などが関係していると考えられる。

写真 1.3(1)の「へき開破壊」はほとんど塑性変形を伴わず，へき開面(脆性破壊を生じている特定の結晶面)で分離破断するといわれている^{1.9)}。亀裂進展速度が「へき開破壊」より若干遅く，へき開面の判断が困難な場合に「擬へき開破壊」と呼ばれる^{1.9)}。「粒界割れ」とは亀裂の進展速度が「へき開破壊」より速く，粒界に沿って分離破断し，四角いブロックをランダムに積み重ね，各粒子面が平坦で無特徴な模様を呈することが多いといわれている^{1.9)}。亀裂進展速度と割れ経路の関係についてまとめると図 1.8 の

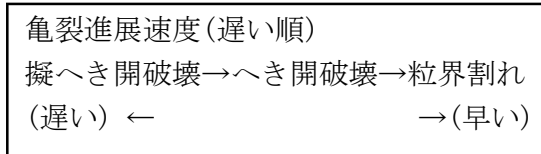


図1.8 亀裂進展速度と割れ経路の関係

とおりである。以上の割れ経路の分類を曲げ加工部の破断や亀裂においても分類できれば、破断原因を推定できる可能性がある。

そこで、図1.4の破断型や亀裂型が発生した曲げ加工部に対して割れ経路から破断原因を推定した研究を調査すると、佐々木の研究^{1.10)}、樽井らの研究^{1.11)}、箕島の研究^{1.12)}、小川の研究^{1.13)}がある。

佐々木の研究^{1.10)}では、図1.4(3)の破断型と図1.4(4)の亀裂型について観察を行っている。破断型の観察では割れ経路が「擬へき開破壊」と「へき開破壊」であり、亀裂型の観察では割れ経路が「粒内割れ」であったことを確認している^{1.10)}。また、「道路構造物の破断鉄筋を調査した結果、亀裂の先端部分で細かいき裂が結晶粒界を進展しているものがあり、水素ぜい化の特徴と類似しているものがあつた。」との記述があり^{1.10)}、粒内-粒界混合型の割れに関する記述がある。被害事例の割れ経路は、粒内割れが主に存在し、粒内-粒界混合型の割れが一部に存在するといえる。割れ経路からの破断原因の推定では、コンクリートがアルカリ骨材反応によって膨張し、曲げ加工部が膨張力によって引張強さ以上の応力を受けて破断した可能性があること、アルカリ骨材反応によってコンクリートのひび割れが進展し、曲げ加工部へ水分などが侵入したことで腐食環境が導入され、曲げ加工部の腐食が促進され、コンクリートの膨張力を受けていた曲げ加工部で水素脆化が発生して破断した可能性があるとして2種類の破断原因について考えられている^{1.10)}。

樽井らの研究^{1.11)}では、図1.4(3)の破断型について観察を行っている。観察では、割れ経路がへき開破壊であったと確認している^{1.11)}。割れ経路からの破断原因の推定では、コンクリートがアルカリ骨材反応によって膨張し、曲げ加工部が膨張力によって引張強さ以上の応力を受けて破断したと考えられている^{1.11)}。また、文献^{1.11)}には「遅れ破壊の破面は粒界割れもしくは擬へき開破壊として特徴づけられている。本論文で調査した鉄筋の破断はへき開破壊であることから、破面形態の点でも遅れ破壊の可能性は否定される。」との記述があり(この中での遅れ破壊とは文脈から水素脆化を指していると考えられる)、遅れ破壊が破断原因でないと考えられている^{1.11)}。

箕島の研究^{1.12)}では、図1.4(3)の破断型について観察を行っている。観察では、割れ経路が擬へき開破壊とへき開破壊が支配的であったと指摘している^{1.12)}。割れ経路からの破断原因の推定では、鉄筋の機械的性質に加え、その拘束条件、時効硬化等をはじめとする時間依存の劣化が破断原因に関係している可能性があり、コンクリートの膨張力が破断原因として考えられている^{1.12)}。

小川の研究^{1.13)}では、図1.4(3)の破断型について観察を行っている。観察では、割れ経路がへき開破壊であったと指摘している^{1.13)}。割れ経路からの破断原因の推定では、コンクリート表面にアルカリ骨材反応によるひび割れが発生し、外部環境から炭酸ガス、水などが侵入してコンクリートが中性化し、鉄筋の腐食環境が構成された場合にはコンクリートの膨張力を受けていた曲げ加工部で水素脆化や応力腐食割れが発生し破断する可能性があると考えられている^{1.13)}。

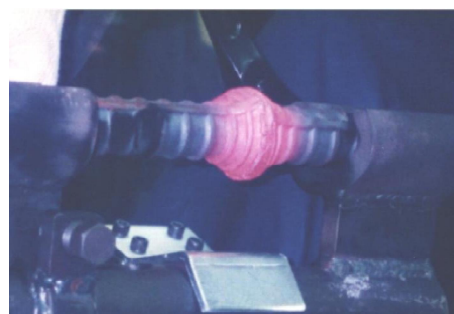
以上のことから、曲げ加工部の割れ経路は研究によって異なり、破断原因として①コンクリートの膨張力^{1.10), 1.11), 1.12)}、②コンクリートの膨張力と水素脆化の複合^{1.10), 1.13)}、③コンクリートの膨張力と応力腐食割れの複合^{1.13)}という3種類の破断メカニズムが考えられている。



(1) 圧接面の研磨



(2) 圧接作業



(3) 圧接終了後の鉄筋

提供：樺澤英一氏

写真1.4 圧接加工

1.1.4. 圧接加工部の脆性破断

圧接加工部はガス圧接が行われた加工部である。ガス圧接の方法を写真1.4に示す。ガス圧接は、鉄筋の接合面を研磨して平滑にし、平滑面を突き合わせ、軸方向に圧縮力を加えながら酸素とアセチレンガスを使いながら平滑面を赤くなるまで加熱して、平滑面でふくらみをつくり、所定のふくらみができあがったら加熱を止めて空中冷却して接合する方法である。ガス圧接は焼ならしという熱処理を用いた



写真 1.5 圧接鉄筋の破断状況

加工である。

圧接加工部を有する鉄筋(以後、圧接鉄筋)の破断状況を写真 1.5 に示す。圧接鉄筋の静的試験では、破断位置が圧接加工部の位置よりずれた位置であり、破断形態が延性破断である。また、圧接不良の圧接鉄筋の静的試験では、破断位置が圧接加工部の接合面であり、破断形態が脆性破断である。更に、圧接鉄筋の疲労試験では、破断位置が圧接加工部のコブ端部であり、破断形態が脆性破断である。圧接鉄筋は、破断位置や破断形態が施工状況や試験方法によって変化するといえる。

圧接加工部の脆性破断は圧接不良や疲労荷重によって発生する。圧接不良や疲労荷重による圧接加工部の破断が発生しなければ、圧接加工部は引張強さの応力まで応力を伝達することが期待されて設計に使用される。しかし、1995年の阪神・淡路大震災では、阪神高速3号線神戸線において、写真 1.6 に示すとおり、ピルツ形式の橋脚が倒壊し、橋脚内部の圧接加工部の接合面で破断が発生している。ピルツ橋の倒壊原因の1つとして、構造物に作用するモーメントの引張抵抗に対する主筋が圧接鉄筋の破断によって機能しなくなったと指摘されている^{1.14)}など。また、阪神・淡路大震災で被害を受けた60棟の建物を調査した研究では、22棟の建物で279箇所の圧接部が露出し、そのうち31箇所の圧接部で破断が発生していた^{1.15)}。

現在までに圧接加工部の破断は、地震による破断が中心である。一方、本研究で取り扱う疲労荷重による圧接加工部の破断は未だに確認されていない。疲労荷重が原因とさ



(1) ピルツ橋



(2) 圧接部の破断

提供:岡野素之博士

写真 1.6 阪神淡路大震災のピルツ橋の被害事例

れる橋梁構造物の被害は、古くは1967年にアメリカで落橋したシルバー橋(1928年竣工)がある^{1.16)}。近年では、1997年の首都高速道路3号線で発見された溶接部の疲労亀裂がある^{1.17)}。落橋という甚大な被害、鋼材の疲労亀裂が発生した橋梁構造物は鋼構造物である。鋼構造物では、鉄筋コンクリート構造物より変動応力が大きく、応力集中や残留応力が発生しやすいので、疲労亀裂や疲労破断が発生しやすいことが知られている^{1.18)}。一方、鉄筋コンクリート構造物の圧接加工部は部材端部を避けて使用される^{1.19)}ので、圧接加工部の応力状態は鋼構造物の疲労破断や疲労亀裂が発生した部位より低い応力状態である。しかし、道路橋示方書^{1.20)}では2002年まで疲労荷重に対する鉄筋の許容応力度が決められていなかったため、鉄筋の疲労荷重に対する設計への配慮が十分でないときがあった。更に、現在の構造物では長寿命化が求められ、今では疲労の検討が必要であるのに建設当時は疲労の検討が行われていない部材が存在すること^{1.21)}を考慮すると、将来的には圧接加工部で疲労破断が発生する可能性がある。

そこで、圧接加工部を有する構造物で疲労破壊を防止するためには、疲労荷重を受ける圧接加工部の研究を行う必要がある。しかし、疲労荷重を受ける圧接加工部に関する研究が少ない。更に、圧接施工に関する研究^{1.22)}などがほとんどであり、実構造物では圧接部がコンクリート中にあるが、コンクリートが圧接加工部の疲労寿命に与える影響について調査した既往の研究は筆者が調べている限りで1つもなかった。

1.1.5 曲げ加工部及び圧接加工部に関する規程

(1) 曲げ加工部に関する規程

a. 道路橋示方書・同解説「19.7 鉄筋の加工及び配筋」^{1.20)}

表1.1^{1.20)}に道路橋示方書・同解説の鉄筋加工及び配筋について示す。

道路橋示方書^{1.20)}では、鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化が生じないように曲げ機械を用いて行うこと、また、一度曲げ加工を行った鉄筋は曲げ戻して使用してはならないと記載されている。

b. 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説「4.2 加工」^{1.23)}

表1.2^{1.23)}に鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説の加工について示す。

鉄筋コンクリート造配筋指針^{1.23)}では、有害な曲がりあるいは損傷のある鉄筋は使用してはならないこと(有害な曲がりとは、直線にした場合、規程の直線筋とみなされないものいう)、また、加工された鉄筋はばね効果によってもとに戻る性質があるので曲

げ角度が著しく狂った場合は配筋に先立って矯正すること、鉄筋の曲げ加工は手動鉄筋折曲げ機または自動鉄筋折曲げ機などによって行うことができること、折曲げは冷間加工を認めると指摘している。

c. コンクリート標準示方書「18条 鉄筋の曲げ形状」^{1.24)}

表 1. 3^{1.24)}にコンクリート標準示方書の鉄筋の曲げ形状について示す。

コンクリート標準示方書^{1.24)}では、SD30やSD35のせん断補強筋の曲げ半径は表 1. 4のように鉄筋直径の2倍と規定し、ベンド筋の曲げ半径は図 1. 9のように鉄筋直径の5倍以上なければならず、コンクリート部材の側面から $2\Phi + 2\text{cm}$ 以内(Φ :鉄筋直径)の距離にある鉄筋をベンド筋として用いる場合には、その曲げ半径を鉄筋直径の7.5倍以上としなければならないと指摘している。

d. JIS G3112 「鉄筋コンクリート用棒鋼」^{1.25), 1.26)}

表 1. 5^{1.25), 1.26)}に JIS G3112 について示す。

JIS G3112は、1964年^{1.25)}に新設され、1985年^{1.26)}に改定される。1985年の具体的な改定内容は、曲げ直径から曲げ半径に記載が変わったこと、単位がSI単位に対応したことである。SD40相当以下の強さの鉄筋が 180° の曲げを加えられた場合は、D16以下の鉄筋径では公称直径の1.5倍以上の曲げ半径に耐えられる必要があり、D16を超える鉄筋径では公称直径の2倍以上の曲げ半径に耐えられる必要がある。

(2) 圧接加工部に関する規程

a. 道路橋示方書・同解説「19.7 鉄筋の加工及び配筋」^{1.20)}

表 1. 1^{1.20)}に道路橋示方書・同解説の鉄筋加工及び配筋について示す。

道路橋示方書^{1.20)}では、ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行うものとする旨と指摘されている。また、ガス圧接継手は、施工が適切に行われないと継手部の強度が著しく低下し、極端な場合には所定の強度が得られない場合がある。したがって、ガス圧接継手の施工には十分な管理が必要であると指摘されている。

b. コンクリート標準示方書【構造性能照査編】^{1.27)}

コンクリート標準示方書^{1.27)}では、ガス圧接部の設計疲労強度が一般に母材の場合の70%として良いと記載がある。また、母材の設計疲労強度 f_{srd} は、疲労寿命 N と永久荷重による鋼材の応力度 σ_{sp} の関数として、一般に次式により求めてよいとも記載がある。

$$f_{srd} = 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots (1.1)$$

ただし, $N \leq 2 \times 10^6$

ここに, f_{ud} :鉄筋の設計引張強度, γ_s :鉄筋に対する材料係数(一般に 1.05 としよよい), α および k :試験により定めるのを原則とする。疲労寿命が 2×10^6 回以下の場合, α および k を, 一般に次式の値としてよい。

$$\alpha = k_{0f} (0.81 - 0.003 \phi) \quad \dots \dots \dots (1.2)$$

$$k = 0.12 \quad \dots \dots \dots (1.3)$$

ここに, ϕ :鉄筋直径(mm), k_{0f} :鉄筋のふしの形状に関する係数(一般に 1.0 としよよい)

c. JIS Z3120 「鉄筋コンクリート用棒鋼ガス圧接継手の試験方法及び判定規準」^{1.28)}

JIS Z3120^{1.28)}では, 構造物の鉄筋として JIS G3112^{1.25)}に規程する棒鋼を用いる場合の手動ガス圧接法, 自動ガス圧接法及び熱間押抜きガス圧接法によるガス圧接継手の試験方法及び判定規準についての規程について指摘している。また, 試験は外観試験及び引張試験がある。ただし, やむを得ない場合は, 継手施工の受渡当事者間の合意によつて, 引張試験を曲げ試験に代えてもよいとも記載がある。更に, 外観試験は, ふくらみの形状・寸法, 圧接面のずれ, 鉄筋中心軸の偏心量, 折れ曲がり, その他有害と認められる欠陥の有無などについて, 目視又は必要に応じてノギス, スケールなどの器具を用いて行う。外観試験の判定規準は, 手動ガス圧接法及び自動ガス圧接法によつて作製された試験体の場合は, 圧接部のふくらみの直径(D)はSD490を除いて鉄筋の径又は公称直径の1.4倍以上, 圧接部のふくらみの長さ(L)はSD490を除いて1.1倍以上とする。SD490の場合は, ふくらみ直径は1.5倍以上, ふくらみ長さ(L)は1.2倍以上とする。

d. 鉄筋のガス圧接工事標準仕様書^{1.29)}

鉄筋のガス圧接工事標準仕様書^{1.29)}では, 圧接を行うことのできる鉄筋の種類が JIS G3112^{1.26)}の規格品で, 鉄筋の直径が原則として 16mm(異形鉄筋の場合は呼び名 D16)以上であり, 割れ, パイプ状欠陥, 端部の変形, その他圧接に有害な欠陥が鉄筋にあつてはならないと指摘している。また, 手動ガス圧接及び自動ガス圧接を行う場合は, 圧接技量資格者が行う必要がある。手動ガス圧接を行う場合は表 1.6 の範囲で手動ガス圧接技量資格者が行い, 自動ガス圧接を行う場合は表 1.7 の範囲で自動ガス圧接技量資格者が行うものと指摘している。

第1章 序論

表 1.1 道路橋示方書・同解説^{1.20)}

<p>19.7 鉄筋の加工及び配筋</p> <p>(1) 鉄筋は、所定の強度、耐久性を確保するように、設計図で示された形状及び寸法に一致するとともに、材質を害さない方法で加工、配置しなければならない。</p> <p>(2) 標準的には、1)から8)の方法によってよい。</p> <ol style="list-style-type: none">1) 鉄筋は、コンクリート打込み中に動かないように、本体コンクリートと同等以上の品質を有するコンクリート製又はモルタル製スペーサを用いて堅固に組立てるものとする。2) 鉄筋は常温で加工し、曲げ加工は材質の変化が生じないように曲げ機械を用いて行う。3) 鉄筋の組立てにあたっては、浮きさび等、コンクリートの付着を害するおそれのあるものを除くものとする。4) 設計図に示されていない鉄筋の継手は、原則として設けない。また、施工上の理由により、やむを得ず継手を設けなければならない場合は、6.6.5の規程*によるものとする。5) 重ね継手を用いる場合は、所定の長さを重ね合わせて、直径0.9mm以上の焼きなまし鉄線で緊結するものとする。6) ガス圧接継手は、圧接工の資格を有する技術者が行い、適切な方法で検査を行うものとする。7) 鉄筋の継手に重ね継手及びガス圧接継手以外の継手を用いる場合は、鉄筋の種類、直径、施工箇所等を考慮して適切な施工方法を選定するものとする。8) 継足しのために構造物から露出しておく鉄筋は、損傷や腐食等を受けないように保護するものとする。
--

* 6.6.5の規程は「鉄筋の継手」である。

表 1.2 鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説^{1.23)}

<p>4.2 加工</p> <ol style="list-style-type: none">a. 有害な曲がりあるいは損傷のある鉄筋は用いない。b. コイル状の鉄筋は、直線器にかけて用いる。この際、鉄筋に損傷を与えてはならない。c. 鉄筋は施工図に従い、所定の寸法に切断する。切断は、シヤカッタまたは電動カッタなどによって行う。鉄筋の折曲げは、手動鉄筋折曲げ機または自動鉄筋折曲げ機などによって行う。d. 鉄筋の加工は、設計図書および施工図に従い、下記(1)および(2)により行う。<ol style="list-style-type: none">(1) 加工寸法の許容誤差は、特記による。特記のない場合は表4.3*による。(2) 折曲げは冷間加工とし、その形状・寸法は表4.1*および表4.2*による。ただし、表4.1*における折曲げ角度90°はスラブ筋、壁筋末端部での中止め筋または図4.1*に示すスラブと同時に打ち込むT型梁に用いるキャップタイのときだけに用いる。e. 下記(1)～(4)に示す鉄筋の末端部には、フックを付ける。<ol style="list-style-type: none">(1) 丸鋼(2) あばら筋(3) 柱およびはり(基礎ばりを除く)の出隅部の鉄筋(4) 煙突の鉄筋

* 表4.1は鉄筋末端部の折曲げ形状・寸法、表4.2は鉄筋中間部の折曲げ形状・寸法、表4.3は加工寸法の許容差、図4.1はキャップタイの配筋方法を表す。

第1章 序論

表 1.3 コンクリート標準示方書 解説 1.24) から一部抜粋して加工

18条 鉄筋の曲げ形状

(1) 普通丸鋼のフックは、常に半円形とし、半円形の端から鉄筋直径の4倍以上で6cm以上まっすぐ延さなければならぬ。

異形鉄筋のフックは、半円形フックの場合には、半円形の端から鉄筋直径の4倍以上で6cm以上まっすぐ延すものとし、直角フックの場合には折曲げてから鉄筋直径の12倍以上まっすぐ延さなければならぬ。

フックの曲げ半径は表1.5の値以上とする。

(2) スターラップに異形鉄筋を用いる場合で、定着に直角フックをまたは鋭角フックを用いるときには、その端部は折曲げてから鉄筋直径の6倍以上で6cm以上まっすぐ延すものとする。

帯鉄筋に異形鉄筋を用いる場合は、原則として半円形フックまたは鋭角フックを設ける。この場合、鋭角フックは折曲げてから鉄筋直径の6倍以上で6cm以上まっすぐ延すものとする。

スターラップおよび帯鉄筋の曲げ内半径は、表1.4の値以上とする。

(3) 折曲げ鉄筋の曲げ内半径は、鉄筋直径の5倍以上でなければならない(図1.9参照)。コンクリート部材の側面から $2\Phi + 2\text{cm}$ 以内の距離にある鉄筋を折曲げ鉄筋として用いる場合には、その曲げ内半径を鉄筋直径の7.5倍以上としなければならない。

表1.4 曲げ内半径^{1.24)}

種類	記号	曲げ内半径 ^Φ		
		フック	スターラップ および 帯鉄筋	
熱間圧延 棒鋼	1種	SR24	2Φ	1Φ
	2種	SR30	2.5Φ	2Φ
熱間圧延 異形棒鋼	1種	SD24	2Φ	1Φ
	2種	SD30	2.5Φ	2Φ
	3種	SD35	2.5Φ	2Φ
	4種	SD40	3Φ	2.5Φ

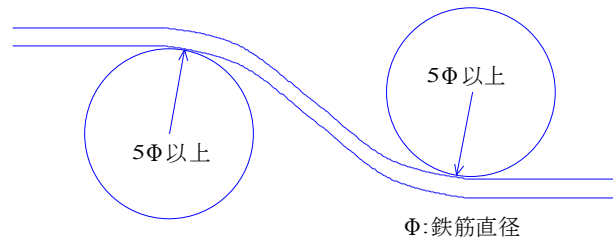


図 1.9 ベンド筋の曲げ内半径^{1.24)}

* Φは鉄筋直径を表す。

表 1.5 JIS G3112:鉄筋コンクリート用棒鋼^{1.25), 1.26)}

(1) 1964年制定^{1.25)}

種類	記号	機械的性質						
		降伏点 または耐力* kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	試験片	伸び%**	曲げ角度	曲げ直径	
熱間 圧延 異形 棒鋼	1種	SD24	24 以上	39~53	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	18 以上 22 以上	180°	公称直径の 3倍
	2種	SD30	30 以上	49~63	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	14 以上 18 以上	180°	公称直径の 4倍
	3種	SD35	35 以上	50 以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	18 以上 20 以上	180°	公称直径の 4倍
	4種	SD40	40 以上	57 以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16 以上 18 以上	180°	公称直径の 5倍
	5種	SD50	50 以上	63 以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	12 以上 14 以上	90°	D25以下 公称直径の 5倍 D25を超えるもの 公称直径の 6倍

* 耐力は永久ひずみ0.20%にて測定するものとする。

** 熱間圧延異形棒鋼でD32をこえるものについては呼び名3を増すごとに伸び値からそれぞれ2%減ずる。ただし、減ずる限度は4%とする。

第1章 序論

表1.5 JIS G3112:鉄筋コンクリート用棒鋼^{1.26)}

(2) 1985年改定

a. 昭和65年12月31日まで適用

種類の記号	降伏点または0.2%耐力* kg/mm ² {N/mm ² }	引張強さ kg/mm ² {N/mm ² }	試験片	伸び%**	曲げ性		
					曲げ角度	曲げ半径	
SD30A	30以上 {294}以上	45~61 {441~598}	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD30B	30~40 {294~392}	45以上 {441}以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD35	35~45 {343~441}	50以上 {490}以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	18以上 20以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD40	40~52 {392~510}	57以上 {539}以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えD41以下	公称直径の2倍
SD50	50~64 {490~623}	63以上 {618}以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	12以上 14以上	90°	D51	公称直径の2.5倍
						D25以下	公称直径の2.5倍
						D25を超えるもの	公称直径の3倍

b. 昭和66年1月1日から適用

種類の記号	降伏点または0.2%耐力 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	試験片	伸び%**	曲げ性		
					曲げ角度	曲げ半径	
SD295A	295以上	440~600	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD295B	295~390	440以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD345	345~440	490以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	18以上 20以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えるもの	公称直径の2倍
SD390	390~510	560以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	16以上 18以上	180°	D16以下	公称直径の1.5倍
						D16を超えD41以下	公称直径の2倍
SD490	490~620	620以上	2号に準ずるもの 3号に準ずるもの	12以上 14以上	90°	D51	公称直径の2.5倍
						D25以下	公称直径の2.5倍
						D25を超えるもの	公称直径の3倍

表1.6 手動ガス圧接技量資格者の圧接作業可能範囲^{1.29)}

技量資格種別	圧接作業可能範囲	
	鉄筋の種類	鉄筋径
1種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390	径25mm以下 呼び名D25以下
2種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390	径32mm以下 呼び名D32以下
3種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490*	径38mm以下 呼び名D38以下
4種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490*	径50mm以下 呼び名D51以下

* SD490を圧接する場合は施工前試験を行わなければならない。

表1.7 自動ガス圧接技量資格者の圧接作業可能範囲^{1.29)}

技量資格種別	圧接作業可能範囲	
	鉄筋の種類	鉄筋径
自動2種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390	径32mm以下 呼び名D32以下
自動3種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490*	径38mm以下 呼び名D38以下
自動4種	SR235, SR295 SD295A, SD295B, SD345, SD390, SD490*	径50mm以下 呼び名D51以下

* SD490を圧接する場合は施工前試験を行わなければならない。

1.2. 課題の整理と本研究の目的

橋梁構造物の三大損傷は「アルカリ骨材反応」、「疲労」と「塩害」である^{1.2)}など。三大損傷の中で鉄筋加工部の脆性破断を発生させる損傷は「アルカリ骨材反応」と「疲労」である。

アルカリ骨材反応が生じた複数の構造物において、内部のせん断補強筋の曲げ加工部で脆性破断が発生していたことが確認されている^{1.3)}など。しかし、破断原因には複数のメカニズム^{1.10)}などがあり統一的な見解に集約されておらず、破断原因が完全に解明されていない状況である。そのため、破断原因の解明には検討の余地がある。一方、疲労荷重を受ける構造物では、圧接加工部の破断事例が確認されていない。しかし、設計指針において鉄筋の疲労強さに対する設計の見直しがあったこと^{1.20)}や構造物が長寿命化していることを考慮すると、将来的に圧接加工部の疲労破断が発生する可能性がある。

そこで、以下では、アルカリ骨材反応が生じたコンクリート中で曲げ加工部が破断した原因の解明及び疲労荷重を受ける圧接加工部の疲労特性に対して現状での課題を整理して、本研究の目的を明確にする。

(1) アルカリ骨材反応が生じたコンクリート中で曲げ加工部が破断した原因の解明

曲げ加工部で破断や損傷が生じていた構造物のコンクリートでは膨張していたことが特徴である。また、曲げ加工部の割れ経路では、粒内割れが主体的であり、粒内-粒界混合型の割れが一部であったことが特徴である。これらの特徴から推定できる破断原因は図1.10内の「①コンクリートの膨張力」、「②コンクリートの膨張力と水素脆化の複合」、「③コンクリートの膨張力と応力腐食割れの複合」という3種類の破断メカニズムがある。

図1.10中の「①コンクリートの膨張力」は、コアコンクリートがアルカリ骨材反応によって膨張し、コンクリートの膨張力が曲げ加工部に引張強さ以上の応力を作用して、曲げ加工部が破断したことが破断原因であるとして説明できるものである。

図1.10中の「②コンクリートの膨張力と水素脆化の複合」は、コアコンクリートがアルカリ骨材反応によって膨張し、コンクリートの膨張力が曲げ加工部に引張強さ以下の応力しか作用せず、コンクリートでアルカリ骨材反応が発生したことに伴い、コンク

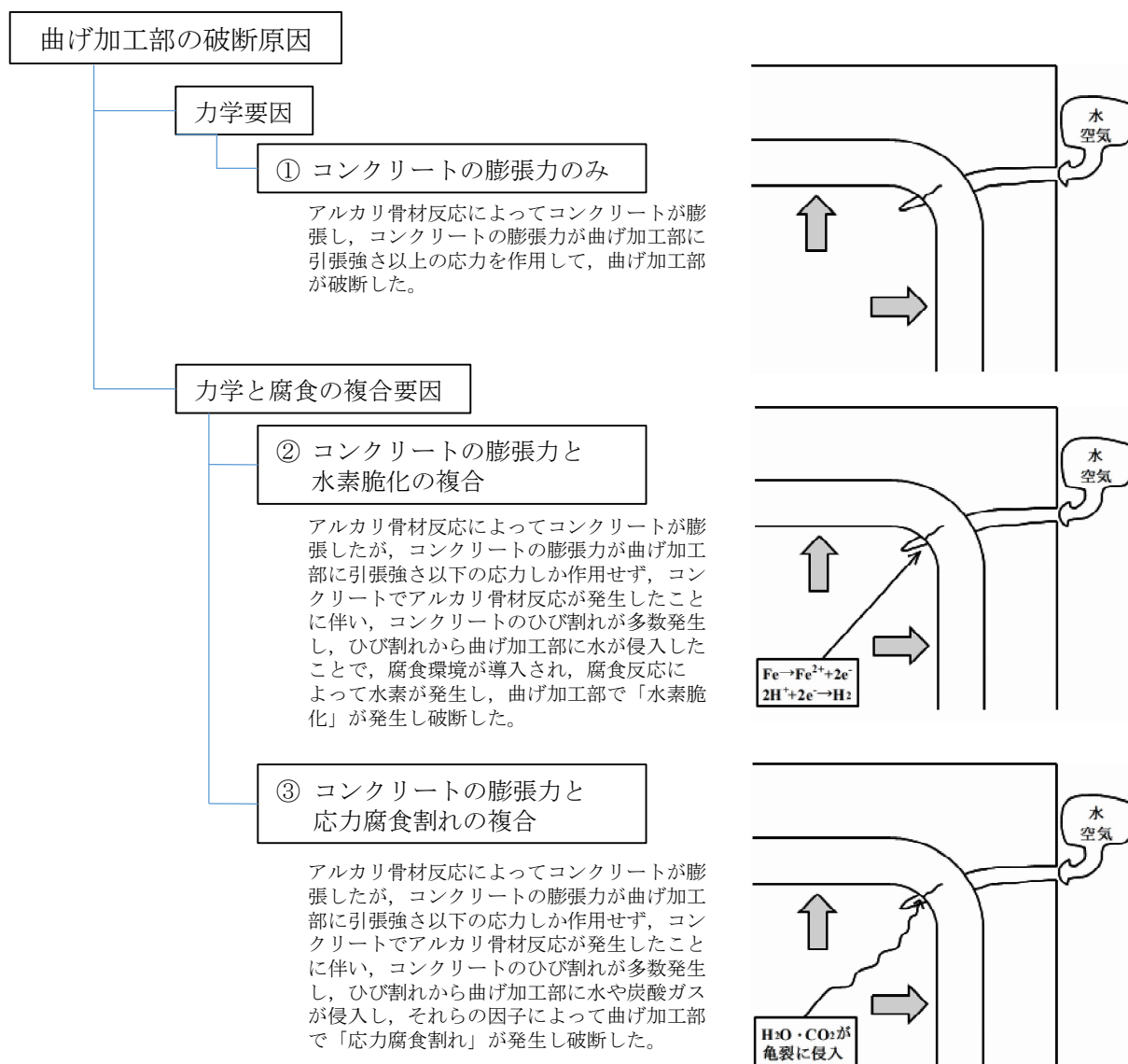


図 1.10 曲げ加工部の破断メカニズム

リートにはひび割れが多数発生し、ひび割れから曲げ加工部に水が侵入したことによって、曲げ加工部で腐食環境が導入され、腐食反応によって水素が発生し(いわゆる加水分解)、曲げ加工部で水素脆化が発生し破断したことが破断原因であるとして説明できるものである。

図 1.10 中の「③コンクリートの膨張力と応力腐食割れの複合」は、コアコンクリートがアルカリ骨材反応によって膨張し、コンクリートの膨張力が曲げ加工部に引張強さ以下の応力しか作用せず、コンクリートでアルカリ骨材反応が発生したことに伴い、コンクリートにひび割れが多数発生し(ここまでのシナリオは水素脆化のシナリオと同じである)、ひび割れから曲げ加工部に水や炭酸ガスが侵入し、それらの因子によって曲げ加工部で応力腐食割れが発生し破断したことが破断原因であるとして説明できるもの

である。

破断原因には3種類のメカニズムがあり、既往の研究では力学的要因と水素脆化に着目している研究^{1.10), 1.11)}及び水素脆化と応力腐食割れに着目している研究^{1.13)}がある。しかし、3種類のメカニズムに対して同時に実証した既往の研究がなく、破断原因に対する統一的な見解が出されていない状況である。

そこで、本研究では、3種類のメカニズムに対する試験を行い、曲げ加工部の破断原因を解明し、曲げ加工部の破断発生を防止するための一助とする。このことを本研究の第1の目的とした。

(2) コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性についての解明

実構造物において、圧接部はコンクリートの中にある。しかし、疲労荷重を受ける圧接加工部に関する既往研究で行われた多くの試験では、コンクリート中で試験が実施されず、気中で試験が実施されたことである。その理由は、既往研究がコンクリートの影響より圧接加工部の施工状況を調査することが主目的であったこと、圧接加工部の気中試験を行うと圧接加工部で破断が発生するので施工状況と疲労寿命の関係が簡単に比較できたためであると考えられる。疲労荷重を受ける圧接加工部に関する既往の研究では、気中の疲労寿命とコンクリート中の疲労寿命について比較された研究が無い。そのため、コンクリートが疲労寿命に与える影響を調査する必要がある。

そこで、本研究では、コンクリートの圧接加工部の疲労試験と気中の圧接加工部の疲労試験を行い、コンクリート中の疲労寿命と気中の疲労寿命を図1.11のように比較を行い、コンクリートが疲労寿命に与える影響を解明し、コンクリート中の圧接加工部の疲労破断を防止するための一助とする。このことを本研究の第2の目的とした。

コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命と気中の圧接加工部の疲労寿命の比較式

$$C = \frac{N_{con}}{N_{air}}$$

ここに、 C は疲労寿命の比率、 N_{con} はコンクリート中の圧接加工部の疲労寿命、 N_{air} は気中の圧接加工部の疲労寿命

$C > 1.0$ ならば、コンクリート中の疲労寿命は気中の疲労寿命より長い。

$C \leq 1.0$ ならば、コンクリート中の疲労寿命は気中の疲労寿命より長くない。

図1.11 コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命と気中の圧接加工部の疲労寿命の比較方法

1.3. 本文の構成

本文は、第1章の序論に始まり、第6章の結論で完結する合計6章から構成される。各章の関係と論旨の流れを図1.12に示す。

第1章では、研究背景を俯瞰するとともに、その課題を整理し、本研究の目的にしてまとめた。

第2章では、曲げ加工部と圧接加工部に対する既往の研究を調査し、アルカリ骨材反応が生じたコンクリート中の曲げ加工部の破断原因に関連する既往の研究、疲労荷重を受ける圧接加工部に関連する既往の研究、圧接加工部の疲労破断について整理した。

第3章では、「曲げ加工部とコンクリートの膨張力」と題して、コアコンクリートに内圧を作用させた膨張力試験を行って曲げ加工部における破断の有無を検証し、コンクリートの膨張力が破断原因であるための条件を実証した。膨張力試験では次の(1)～(7)の7種類の試験体がある。

- (1)均等内圧を加えて切欠きを入れた135°フックの試験体
- (2)均等内圧を加えて切欠きを入れなかった135°フックの試験体
- (3)均等内圧を加えて切欠きを入れた90°フックの試験体
- (4)均等内圧を加えて切欠きを入れなかった90°フックの試験体
- (5)偏心内圧を加えて切欠きを入れた90°フックの試験体
- (6)偏心内圧を加えて切欠きを入れなかった90°フックの試験体
- (7)均等内圧と軸力を加えて切欠きを入れなかった90°フックの試験体

以上の試験体で行った試験から、コンクリートの膨張力で曲げ加工部が破断するための条件を解明した。曲げ加工部で破断するための条件は、せん断補強筋の折曲げ加工時に曲げ加工部の内側で発生する初期亀裂が存在している必要があることを示した。

第4章では、「曲げ加工部と炭酸塩応力腐食割れ」と題して、炭酸塩応力腐食割れ試験と水素脆化試験を行って曲げ加工部における破断の有無を検証し、コンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合要因が破断原因であるための条件を実証した。炭酸塩応力腐食割れの割れ経路は粒内-粒界混合型の割れであり、実構造物の被害事例の粒内-粒界混合型と一致することを明らかにした。コンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合要因によって曲げ加工部が破断するための条件は、曲げ加工部周辺のコンクリートの炭酸塩濃度が1.5～2.0mol/L程度となる必要があることを示した。また、

第1章 序論

水素脆化が発生した試験体の割れ経路が粒界割れであり，被害事例の割れ経路と一致しないことを明らかにした。このことから，コンクリートの膨張力と水素脆化の複合要因が破断原因である可能性が低いことを示した。

第5章では，「圧接加工部と疲労荷重」と題して，疲労荷重を受ける圧接加工部の気中とコンクリート中の疲労試験をい，気中とコンクリート中の疲労寿命を生存確率を用いて比較を行い，コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性を解明した。平均疲労寿命(生存確率50%のときの疲労寿命)を気中の結果とコンクリート中の結果を比べると，気中の疲労寿命よりコンクリート中の疲労寿命の方が1.8倍～4.0倍大きくなることがわかった。また，コンクリート中の疲労寿命が長くなった理由として，コンクリートと鉄筋間の付着力の影響が関係していることを示唆した。

第6章では，結論として本研究の成果を取り纏め，曲げ加工部と圧接加工部の脆性破断に関する性状を解明し，曲げ加工部と圧接加工部の脆性破断に関する今後の課題を述べて取り纏めた。

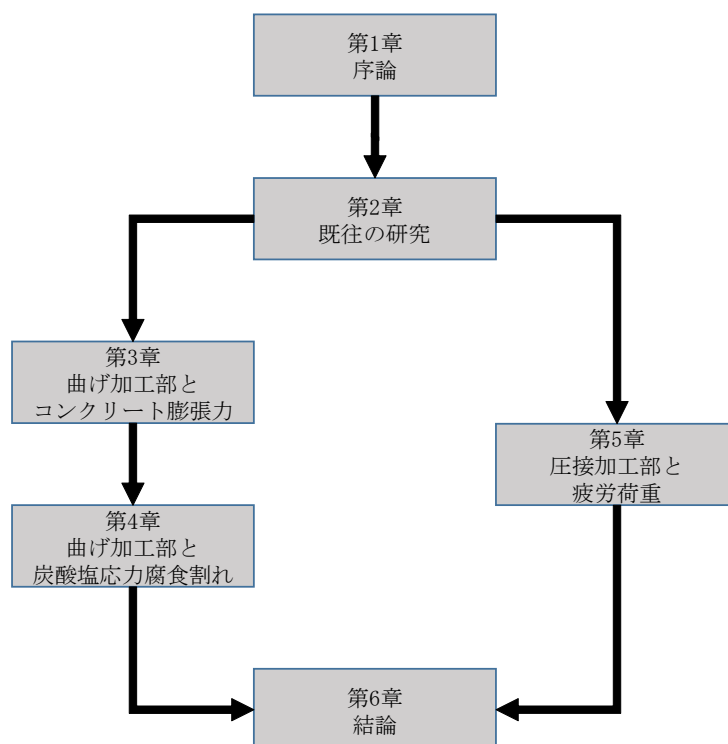


図 1.12 各章の関係と論旨の流れ

参考文献

1. 1) 国土交通省道路局企画課調査担当係:上部工使用材料, 都道府県別橋梁の現況《合計》, 道路統計年報 2015, 表 52, 2015
1. 2) 原田吉信:橋梁のアセットマネジメントについて, 建設マネジメント技術, pp. 12-15, 2006. 9
1. 3) 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損傷, コンクリート工学年次論文集, Vol. 23, No. 2, pp. 595-600, 2001
1. 4) 土木学会:コンクリート標準示方書 設計編, pp. 58-60, 2007
1. 5) 村田雅人:構造材料の損傷と破壊, 日刊工業新聞社, pp. 62-134, 1995
1. 6) 鳥居和之:アルカリシリカ反応により劣化したコンクリート構造物の鉄筋破断の特徴, 材料と環境, 59, pp. 117-120, 2010
1. 7) 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
1. 8) 葛目和宏, 河野広隆, 中谷昌一, 玉越隆史:ASR劣化の生じた道路橋の維持管理について, コンクリート工学, Vol. 42, No. 6, pp. 11-17, 2004. 6
1. 9) 藤木榮:100事例でわかる機械部品の疲労破壊・破断面の見方, 日本工業新聞社, pp. 27-43, 2002
1. 10) 佐々木一則:アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究, 博士論文, pp. 56-163, 2011. 9
1. 11) 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, 59, pp. 143-150, 2010
1. 12) 箕島弘二:コンクリート構造物の鉄筋の破断事例と破面解析, 「コンクリート中の割れに関するシンポジウム」講演資料, pp. 5-6, 2008
1. 13) 小川洋之:-コンクリート構造物の環境劣化(4)-アルカリ骨材反応と鉄筋の破断, 腐食センターニュース, No. 042, pp. 3-15, 2007
1. 14) 富永恵:主筋ガス圧接合部の大量破断を伴う RC 柱の新しいせん断破壊モード, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 401-402, 1996
1. 15) 田中礼治, 大芳賀義喜, 熊谷元行, 小澤昌広:1995年兵庫県南部地震における鉄筋のガス圧接継手の継手破壊の被害原因に関する調査研究, 日本建築学会構造系論文集, 第

- 521号, pp. 95-102, 1999. 7
1. 16) 社団法人日本材料学会疲労部門委員会:初心者のための疲労設計法, pp. 3-4, 2009
 1. 17) 森河久, 下里哲弘, 三木千壽, 市川篤司:箱型断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策, 土木学会論文集, No. 703, pp. 177-183, 2002
 1. 18) 杉本一郎, 谷村幸裕:土木構造物の疲労, RRR, pp. 14-17, 2008. 4
 1. 19) 社団法人 日本圧接協会:ガス圧接鉄筋設計小委員会報告, pp. 28-31, 1992
 1. 20) 社団法人日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編 III コンクリート橋編, pp. 126-347, 2002
 1. 21) 社団法人日本コンクリート工学協会:コンクリート診断技術'04[基礎編], pp. 209-218, 2004
 1. 22) 富田勝信, 渡辺信一:異形丸鋼の疲れ強さ, 尼崎製鉄技報, 第6号, pp. 70-80, 1962. 10
 1. 23) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説, pp. 94-97, 2001
 1. 24) 土木学会:コンクリート標準示方書解説, pp. 41-43, 1977
 1. 25) 日本規格協会:JIS G3112 鉄筋コンクリート用棒鋼, 1964
 1. 26) 日本規格協会:JIS G3112 鉄筋コンクリート用棒鋼, 1985
 1. 27) 土木学会:コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp. 39-41, 2002
 1. 28) 日本規格協会:JIS Z3120 鉄筋コンクリート用棒鋼ガス圧接継手の試験方法及び判定規準, 2015
 1. 29) 社団法人日本圧接協会:鉄筋のガス圧接工事標準仕様書, pp. 31-92, 2003

第2章 既往の研究

2.1. アルカリ骨材反応が生じたコンクリート中の曲げ加工部の破断に関連する既往の研究

2.1.1 曲げ加工部の破断の特徴

(1) 破断箇所の特徴

曲げ加工部の破断は、図2.1の橋梁構造物の基礎部や写真2.1の橋梁構造物の梁部の先端などのせん断補強筋で発生している^{2.1)}など。

コンクリートのひび割れの中には、曲げ加工部が破断している箇所を通り越し、コンクリートの内部にまで進展しているひび割れがある^{2.1)}など。

曲げ加工部で破断した鉄筋には、錆が発生していた場合と錆がほとんど発生していない場合がある^{2.2)}など。また、曲げ加工部で破断した構造物のモルタル粉末によるX線回折から、モルタル以外の成分として炭酸カルシウムが検出されている^{2.3)}。

以上のことから、曲げ加工部の破断は大きな荷重を負担しない箇所で発生している。また、曲げ加工部が発錆している場合は、コンクリートのひび割れから水が曲げ加工部まで侵入し、侵入した水が鉄筋と腐食反応が起こったこと^{2.4)}が発錆の原因である。炭酸カルシウムの生成もコンクリートのひび割れから水と空気の侵入が影響しており、その影響でカルシウムが炭酸化したと考えられる。したがって、曲げ加工部が発錆している場合は曲げ加工部が腐食環境下であった可能性が高い。一方、曲げ加工部が発錆していない場合は曲げ加工部が腐食環境下になかったと考えられる。破断原因として、力学要因もしくは力学と腐食の複合要因のどちらとも可能性があると考えられる。

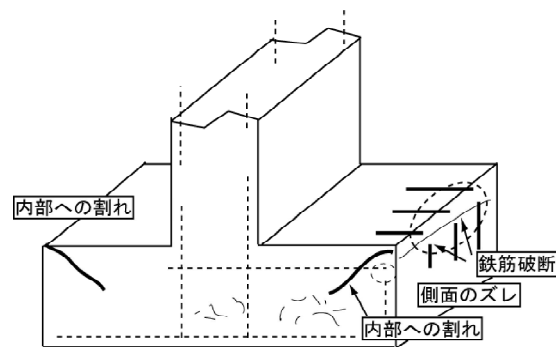


図2.1 曲げ加工部の破断箇所
(基礎部)^{2.1)}



写真2.1 曲げ加工部の破断箇所
(梁部)

(2) 曲げ半径

曲げ加工部が破断した橋梁構造物は昭和40年代から昭和50年代に集中している^{2.5)}など。そこで、1977年のコンクリート標準示方書^{2.6)}をみると、曲げ半径は鉄筋径の2倍以上にすることを規程している。しかし、曲げ加工部で破断している構造物の曲げ半径を図2.2の測定器で調査した研究^{2.7)}では、被害を受けた鉄筋の曲げ半径は図2.3に示すとおり $1.32d \sim 1.88d$ (d : 鉄筋径)であり、平均値が $1.60d$ である。また、別の構造物の曲げ半径を調査した研究^{2.8)}では、被害を受けた鉄筋の曲げ半径は $1.2d \sim 1.8d$ (d : 鉄筋径)である。したがって、コンクリート標準示方書による曲げ半径に関する規程^{2.6)}を準拠

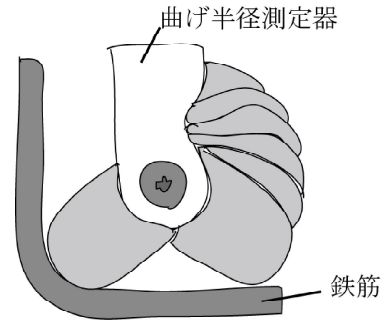


図2.2 曲げ半径の測定器^{2.7)}

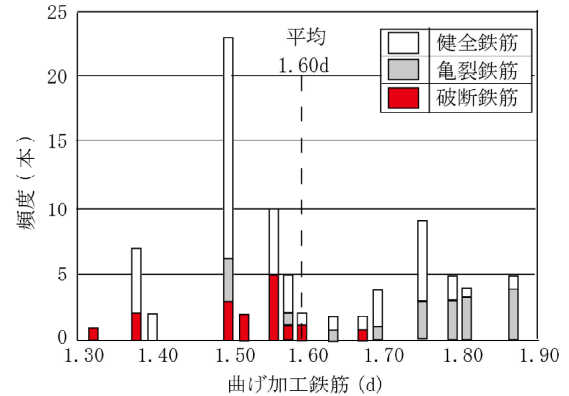


図2.3 曲げ半径の調査結果^{2.7)}

していない構造物において、曲げ加工部の破断が確認されている。一方、曲げ半径の規程を準拠している構造物においては曲げ加工部の破断報告が今までに行われていない。

(3) 割れ経路と破断面について

割れ経路については、へき開破壊のみ^{2.9)}、へき開破壊と擬へき開破壊の両方^{2.8)}、^{2.10)}、粒内割れ^{2.8)}、粒内-粒界混合型の割れ^{2.8)}が指摘されている。

へき開破壊の破面では図2.4^{2.9)}に示すとおり破面の亀裂を1次亀裂、2次亀裂、3次亀裂と区分することができ、1次亀裂(初期亀裂)はへき開破壊ではなく延性的な破壊性状で

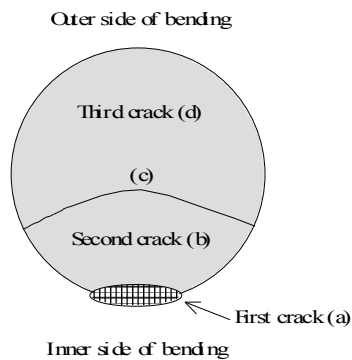
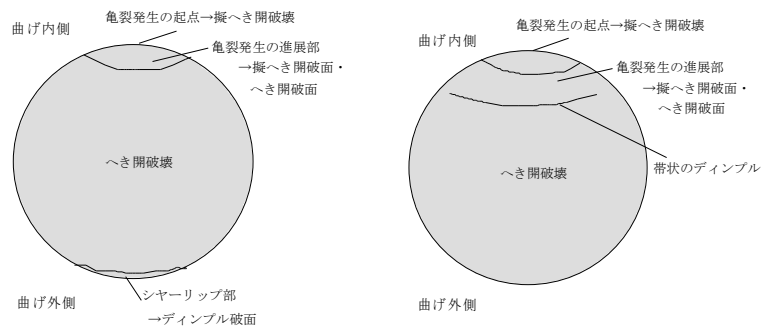


図2.4 へき開破壊の破面^{2.9)}



(1) 全面的な傾向

(2) 1例のみ

図2.5 へき開破壊と擬へき開破壊の破面^{2.8)}

あり、2次亀裂と3次亀裂はへき開破壊であったことが破面亀裂の特徴であると指摘されている^{2.7)}。また、曲げ加工部の内側から発生している1次亀裂(初期亀裂)を起点として、2次亀裂へと亀裂が放射状模様(ラジアルマーキング)に伝播しているが、2次亀裂のラジアルマーキングは3次亀裂のラジアルマーキングが繋がらないというラジアルマーキングの不一致があったと指摘されている^{2.9)}。これらの破面亀裂の特徴及び亀裂伝播の特徴については、別の構造物で発見されたへき開破壊の破面においても確認されている^{2.11)}。一方、へき開破壊・擬へき開破壊の破面においても、ラジアルマーキングの不一致があり、1次亀裂(初期亀裂)・2次亀裂・3次亀裂と段階的に発生する亀裂を図2.5のように確認されている^{2.8)}。

以上のことから、へき開破壊、擬へき開・へき開破壊のいずれの破面においても、ラジアルマークの不一致が発生したこと、段階的な亀裂が発生していたことがわかった。

ここで、実際の構造物で曲げ加工部が破断した鉄筋において粒内割れが金属顕微鏡で撮影され、その撮影した写真が文献^{2.8)}の図3-3-13にあり、この図内で示された亀裂からは応力腐食割れの3種類の特徴(亀裂の鈍化、亀裂の分岐、亀裂の壁の形状の不一致)が確認できる。そこで、本論文で図3-3-13^{2.8)}を説明するために、この図を図2.6のようにトレースした。図2.6の黒く塗りつぶされた部分が亀裂である。図3-3-13^{2.8)}の説明文には「亀裂の先端は鈍化の状態で停止していた」との記述がある。応力腐食割れでは金属が溶融することによって割れが形成されるので亀裂の先端が鈍化することが特徴であり^{2.12)}。文献^{2.8)}の亀裂の鈍化は応力腐食割れの特徴と一致する。また、応力腐食割れでは亀裂の分岐が特徴であり^{2.12)}、図2.6内の亀裂においても亀裂の分岐が確認できる。更に、応力腐食割れでは金属が溶融するので、亀裂の壁を引っ付けても形状が合致しない。図2.6の亀裂

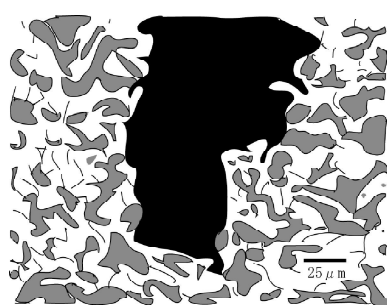
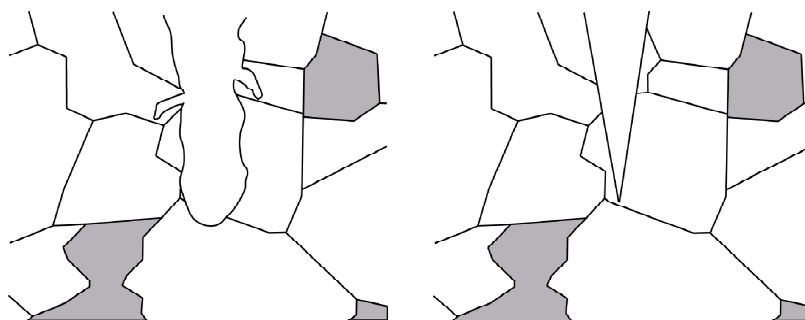


図2.6 破断鉄筋の粒内割れ^{2.8)}



(特徴)亀裂先端の鈍角化。亀裂の分岐。金属が腐食によって溶融するので、亀裂の壁が凸凹であり、左右の壁の形状が一致しない。

(1) 応力腐食割れ

(特徴)亀裂先端の鋭角化。亀裂の分岐無し。金属が腐食によって溶融しないので、亀裂の壁は凸凹にあまりならず、左右の壁の形状がほぼ一致する。

(2) 応力腐食割れ以外の場合

図2.7 粒内割れの特徴

表2.1 炭素鋼の各種環境における応力腐食割れ^{2, 13)}

環境	使用分野	割れ形態	SCC電位 (mV vs SCE)	機構
苛性ソーダ	ボイラ, アルカリプラント	粒界	-1000~-450	SCC
硝酸塩	熱風炉, 肥料プラント, パイプライン	粒界	-600~+1200	SCC
炭酸塩	パイプライン	粒界, 粒内	-620~-450	SCC
リン酸塩		粒内	-100~-25	SCC+HE
シアン	石炭ガス	粒内		SCC
硫化物	石油タンク, 油井管	粒界, 粒内		SSCC
	パイプライン	粒内		HIC
液体アンモニア	タンク, 運搬容器	粒界, 粒内	-1000~+2000	SCC+HE
CO-CO ₂ -H ₂ O	高圧容器, 化学プラント, 都市ガス配管	粒内	-575~-475	SCC
NH ₃ -H ₂ S-HCN-CO ₂	石油精製	粒内		SCC
エタノールアミン	石油精製	粒界		SCC
メタノール	貯蔵容器, 配管	粒界		SCC
高温純水	原子力工業	粒内	-650~+250	SCC
塩化マグネシウム		粒界, 粒内	-500~-200	SCC

* SCC:応力腐食割れ, HE:水素脆化, SSCC:硫化物応力腐食割れ, HIC:水素誘起割れ

の壁でも左右の壁を引っ付けても形状が合致しない。以上の3点で応力腐食割れの特徴と図3-3-13^{2, 8)}の亀裂の特徴が一致する。また、文献^{2, 8)}の図3-3-11の亀裂でも応力腐食割れの3種類の特徴が確認できる。

そこで、応力腐食割れの中から曲げ加工部の破断原因に関する化学因子を推測するために炭素鋼の応力腐食割れの化学因子を表2.1^{2, 13)}に示す(鉄筋は炭素鋼の一部である)。曲げ加工部の破断事例において現在までに判明している割れ経路は、粒内割れ^{2, 8)}など、粒内-粒界混合型^{2, 8)}である。このことから、表2.1^{2, 13)}の中で粒内割れ、粒界割れのいずれも発生する化学因子は炭酸塩、硫化物、液体アンモニア、塩化マグネシウムである。これらの化学因子からコンクリートに含まれそうな化学因子で、曲げ加工部で破断した構造物で炭酸カルシウムが検出されたという指摘^{2, 3)}を考慮すると、曲げ加工部で発生する可能性がある化学因子は炭酸塩のみである。したがって、曲げ加工部の破断原因として応力腐食割れの中で炭酸塩による応力腐食割れが関係していると考えられる。以後、炭酸塩による応力腐食割れを炭酸塩応力腐食割れと呼ぶ。

(4) 既往研究のまとめ

実構造物の破断事例の曲げ加工部では発錆が必ずしも生じておらず^{2, 2)}、破断原因として力学的要因もしくは腐食要因のどちらの可能性もある。

実構造物で破断もしくは亀裂が発生した鉄筋の曲げ半径は1.2d~1.9d(d:鉄筋径)であ

り^{2.7), 2.8)}, 土木学会で規程している曲げ半径は $2.0d$ 以上(d :鉄筋径)であることから^{2.6)}, 曲げ半径において想定外の施工が行われており, 曲げ半径と破断原因の関係については調査する必要がある。

実構造物で破断もしくは亀裂が発生した鉄筋の割れ経路は, へき開破壊のみ^{2.9)}, へき開破壊と擬へき開破壊の両方の割れ^{2.8), 2.10)}, 粒内割れ^{2.8)}, 粒内-粒界混合型の割れ^{2.8)}である。粒内割れの場合は, 破断原因として力学的要因, 水素脆化, 炭酸塩応力腐食割れが考えられる。一方, 粒内割れ^{2.8)}の中で応力腐食割れの特徴が見出されるものがあり, この場合には応力腐食割れが破断原因として考えられる。更に, 粒内-粒界混合型の割れの場合は, 破断原因として水素脆化と炭酸塩応力腐食割れが考えられる。

2.1.2 試験やFEM解析からの検討

(1) 力学的な検討

曲げ加工部の破断原因の解明では, 気中試験, コンクリートを用いた試験, FEM解析からの検討が行われている。

a. 気中による検討

破断もしくは亀裂が発生している曲げ加工部の曲げ半径^{2.7), 2.8)}が土木学会の規程の曲げ半径^{2.6)}より小さく想定外の施工によるものであり, 曲げ半径が曲げ加工部の破断や亀裂に与える影響を調査する必要がある。曲げ半径と曲げ加工部の破断に関する検討は, 図2.8の気中の引張試験^{2.14)}, 図2.9の気中の引張試験^{2.15)}, 直棒状態の試験体を鉄筋曲げ加工用のベンダーで90度に折曲げた曲げ加工試験^{2.16), 2.17)}で行われている。

図2.8の気中の引張試験^{2.14)}では, 曲げ加工部の曲げ半径を $0.9d$, $1.0d$, $1.2d$, $2.0d$ (d :鉄筋径)に設定して試験を行うと, 曲げ半径が $0.9d$, $1.0d$, $1.2d$ に設定した場合は曲げ加工部で破断が発生している。図2.9の気中の引張

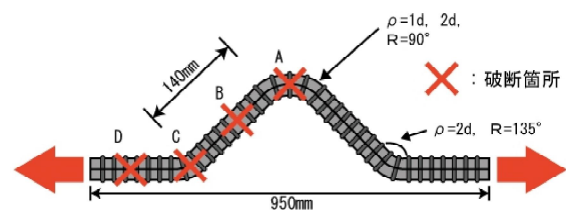


図2.8 試験方法^{2.14)}

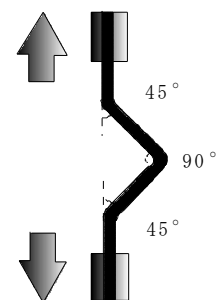


図2.9 曲げ加工部の引張試験の方法^{2.15)}

試験^{2.15)}では、曲げ加工部の曲げ半径を1.00d, 1.25d, 2.00d (d:鉄筋径)に設定して引張試験を行うと、曲げ半径が1.00d及び1.25dに設定した場合は曲げ加工部で破断が発生している。

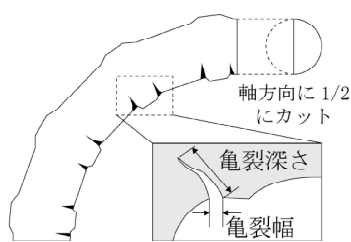


図 2.10 亀裂深さの測定^{2.17)}

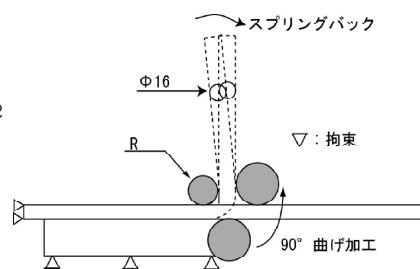


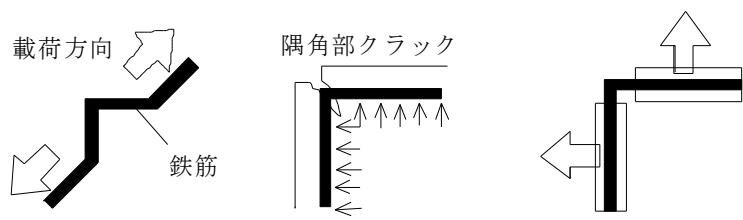
図 2.11 FEM解析のモデル^{2.16)}

90°に折曲げを行う曲げ加工試験^{2.16)}では、曲げ半径を1.0d (d:鉄筋径)に設定した曲げ加工を行うと曲げ加工部の内側で深さ50 μmの初期亀裂が発生し、曲げ半径が1.5d以上に設定して曲げ加工を行うと加工部の内側で亀裂が発生しない。更に、別の曲げ加工試験^{2.17)}では、曲げ半径を0.75d~2.00d (d:鉄筋径)に設定して、現行鉄筋、竣工後30年以上経過している橋脚からはつり出した旧規格鉄筋に対して曲げ加工試験を行い、図2.10のように亀裂深さを測定している。その結果、曲げ半径を1.25d以下に設定すると、現行鉄筋ではコンクリートの膨張力で破断しやすい初期亀裂が発生する。しかし、曲げ半径を2.0dに設定すると、現行鉄筋では初期亀裂がほとんど発生しないが、旧規格鉄筋では初期亀裂が発生している。

そこで、曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生することから、曲げ加工部の内側の応力度を調査すると、FEM解析^{2.16)}及びX線回折法(日本材料学会X線応力測定標準に基づく)^{2.15)}による検討があった。曲げ半径を1.1dに設定し、鉄筋に90度の折曲げ加工を行い、スプリングバックを考慮して図2.11のモデルを使用したFEM解析^{2.16)}では、スプリングバックの影響によって、曲げ加工部の内側で300N/mm²程度の降伏強さ相当の引張残留応力が発生する(なお、スプリングバックとは、所定の角度まで折曲げて、折曲げた力を除くと所定の折曲げ角度から変化し、折曲げ角度が変化することを指す^{2.18)})。また、曲げ半径を2dに設定して、鉄筋に90°の折曲げ加工を行った試験体(降伏強さ:352~380N/mm²)に対して曲げ加工部の内側の残留応力度を調査したX線回折法^{2.15)}では、残留応力度は394~440N/mm²であり、降伏強さ以上の応力度が発生している。実構造物の被害事例の曲げ半径が1.2d~1.9dであること^{2.7),2.8)}から、実構造物で破断が発生していた曲げ加工部の内側においても降伏強さを超過する残留応力度があったと考えられる。また、炭素鋼(鉄筋を含む)の応力腐食割れが降伏強さ以上の応力を付加されている状態で発生すると一般的に知られている^{2.13)}ことから、実構造物の被害事例の曲げ加工部で応力腐食割れが発生する可能性が割れ経路以外に応力面からも示唆される。

ここで、破面の調査を行った気中の試験には、図2.12(3)^{2.19)}に示す2軸引張試験の事例がある。アルカリ骨材反応による膨張力は図2.12(2)の状態であると考え、図2.12(3)のように

曲げ加工部の角度が90度
に保持できる試験装置を開発し、
曲げ加工部の曲げ半径を1d
に設定して、図2.12(3)の矢印
の方向に65kN～80kNの荷重を
加えると、曲げ加工部で破断



(1) 従来の引張試験 (2) 実構造物での膨張機構 (3) 採用した引張試験

図 2.12 膨張力作用方法^{2.19)}

が発生したと指摘している。曲げ加工部の破面を観察すると、1次亀裂から3次亀裂まで段階的に発生したこと、割れ経路がへき開破壊であったと指摘している。このことから、実構造物で曲げ加工部がへき開破壊で破断している場合^{2.9)}はコンクリートの膨張力が破断原因であると考えられる。

以上のことから、実構造物の被害事例でへき開破壊が発生した場合はコンクリートの膨張力のみで発生している可能性がある。また、曲げ加工部の曲げ半径は曲げ加工部の破断に大きく関係する。実構造物の被害事例では、曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生していた可能性がある。更に、実構造物の被害事例では、曲げ加工後における曲げ加工部の内側の残留応力度が降伏強さ以上の応力度となり、応力腐食割れが発生する可能性があることがわかった。

b. コンクリートを使用した検討

コンクリートを使用した検討では、膨張力試験が行われている^{2.20)}など。膨張力試験では、コアコンクリート部分で膨張材を用いたコンクリートの設置もしくはアルカリ骨材反応が生じる反応性骨材の利用によって、コンクリートに膨張力を発生させる試験が一般的である^{2.20)}など。試験体は、試験体の内部にせん断補強筋を1本のみ配筋する場合(図2.13^{2.20)})や、試験体の内部にせん断補強筋を複数本を配筋する場合(図2.14^{2.21)})がある。せん断補強筋を1本のみ配筋した図2.13^{2.20)}の試験体、せん断補強筋を複数配筋した図2.14^{2.21)}の試験体ともに、曲げ加工部の曲げ半径を1.00dに

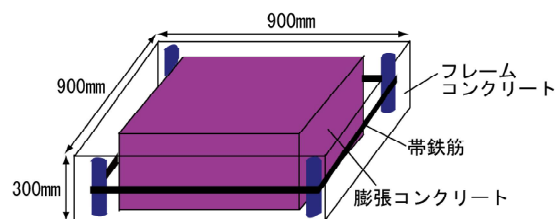
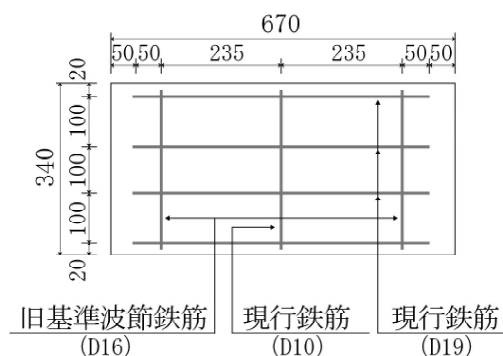
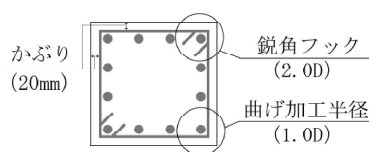


図 2.13 試験体形状^{2.20)}



(1) 側面図



(2) 断面図

図 2.14 試験体形状^{2.21)}

設定して膨張力試験を行うと、曲げ加工部で破断が発生している。このことから、曲げ加工部はコンクリートの膨張力による力学要因で破断する可能性があることがわかった。また、曲げ加工部を破断させるための膨張力試験用の試験体は、せん断補強筋の数を考慮して作製する必要がないことがわかった。更に、コンクリートのひび割れについて調査すると、ひび割れは図2.15^{2.21)}のようにコンクリート表面から曲げ加工部を横切って試験体の中央部に進展している。このことから、実構造物の被害事例におけるコンクリートのひび割れの進展状況^{2.1)}と一致し、曲げ加工部を破断させるための膨張力試験ではコンクリートのひび割れがコンクリート表面からせん断補強筋の曲げ加工部を横切って試験体中央部に向かって発生している必要がある。

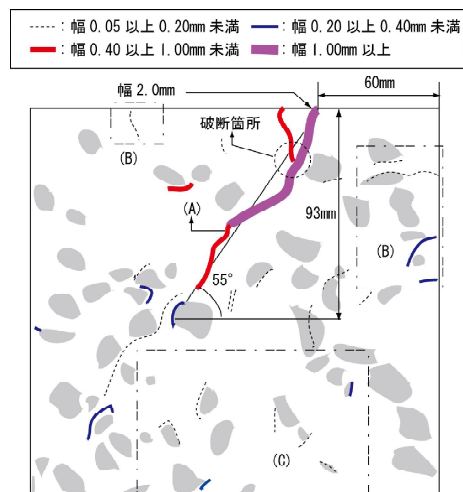


図 2.15 内部のひび割れの様子^{2.21)}

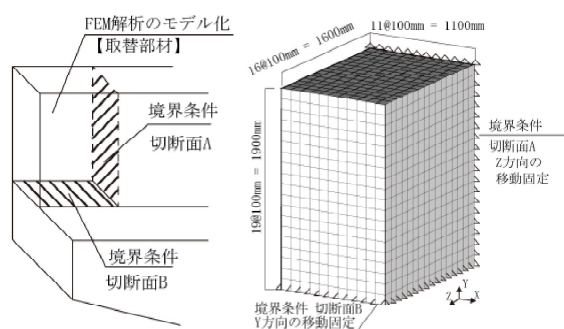


図 2.16 解析モデルと境界条件^{2.28)}

更に、膨張力試験によって曲げ加工部で破断が発生した試験体の曲げ加工部の破面を調査すると、1次亀裂から3次亀裂と段階的に亀裂が発生し、割れ経路はへき開破壊が確認できる^{2.22)}。したがって、コンクリートの膨張力によってへき開破壊の割れ経路が再現できることがわかった。なお、既往の研究において、膨張力試験によって曲げ加工部で破断が発生したすべての試験体が曲げ半径 $1.0d$ (d :鉄筋径) である^{2.20)~2.27)}。

以上は試験による検討であるが、実際に曲げ加工部で破断した場所(図2.16^{2.28)}の左図の【取替部材】)を図2.16^{2.28)}の右図のようにモデル化したFEM解析^{2.28)}では、約0.24%の膨張ひずみ度が発生すると、曲げ加工部の内側の応力度が降伏強さに達している。そのため、曲げ加工部で破断させるための膨張力試験では0.24%以上の膨張ひずみ度になるまでの加力が必要であることがわかった。

以上のことから、コンクリートの膨張力によって曲げ加工部で破断が発生する可能性があると考えられる。また、割れ経路についてもへき開破壊であれば、コンクリートの膨張力によって再現できる可能性が高い。しかし、実構造物で曲げ加工部で破断や亀裂が破断し

た鉄筋の曲げ半径は $1.2d \sim 1.9d$ (d : 鉄筋径) であり、土木学会の規程の曲げ半径は $2d$ であることから、曲げ半径を $1d$ から大きくした試験を行う必要がある。また、膨張力試験では粒界割れが確認されていないので、粒内-粒界混合型の割れについては、破断原因としてコンクリートの膨張力のみでは説明できない。

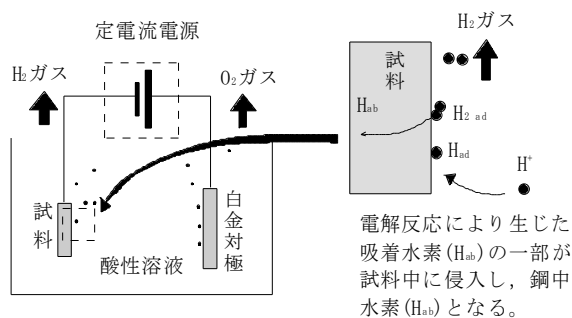


図 2.17 水素チャージ処理方法^{2.29)}

(2) 水素脆化の検討

水素脆化の検討^{2.29)}では、図2.17^{2.29)}の装置を用いて、 $\text{pH}=2.0$ の硫酸溶液中の中に試験体を浸漬して $1\text{mA}/\text{cm}^2$ の電流密度の電流を試験体に加えて、鋼中水素量の定量分析を行っている。その結果、曲げ加工を行った鉄筋では、拡散性水素の吸収量が増加し、曲げ加工部の水素脆化感受性が高まったと指摘している^{2.29)}。

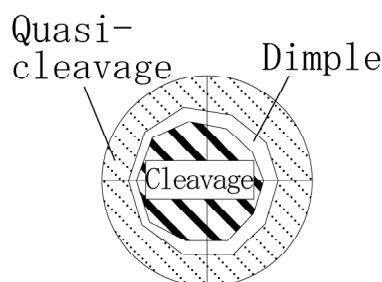


図 2.18 試験体破面^{2.30)}

別の水素脆化の検討^{2.30)}では、高アルカリ塩化物環境下の試験体をマイナス極に繋げて電流を印加し(いわゆるカソード分極)、 $1\ \mu\text{m}/\text{min}$ の低ひずみ速度引張試験(SSRT)を行っている。破断した試験体の割れ経路は図2.18^{2.30)}のようにへき開破壊と擬へき開破壊の両方について確認できる^{2.30)}。

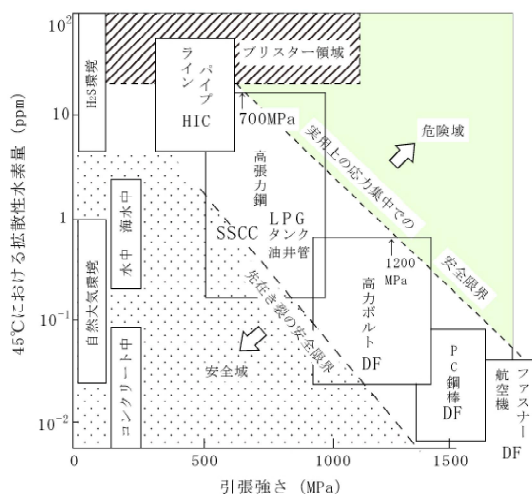


図 2.19 遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係^{2.31)}

以上のことから、曲げ加工を行うと、曲げ加工部の水素脆化感受性が高まる。また、水素脆化した場合の割れ経路はへき開破壊と擬へき開破壊である。ただし、曲げ加工部で破断が発生している鉄筋は普通鉄筋であり、コンクリート中の普通鉄筋で水素脆化が発生しないことが図2.19^{2.31)}のように知られている。したがって、水素脆化が破断原因である可

能性は低い。しかし、割れ経路を確認した試験が低ひずみ速度試験であり、アルカリ骨材反応の膨張力は数年から数十年に渡って発生するので、低ひずみ速度試験^{2.30)}でも加力速度が速い状態である。したがって、今後の破断原因の調査のためにはひずみ速度がゼロの一定荷重下で試験を行い、一定荷重下の割れ経路も確認しておく必要がある。

(3) 炭酸塩応力腐食割れの検討

被害事例のコンクリートではアルカリ骨材反応が生じていたことから、骨材中に反応物質がある一定量を超えて存在し、コンクリートの細孔溶液中のpHが高かったと考えられる^{2.32)}。また、コンクリートの細孔溶液のpHが高い状態にあるコンクリートほど、炭酸化の速度が大きく、昭和40年代から昭和50年代に建設されたコンクリート構造物の炭酸化速度が異常に大きいことが指摘されている^{2.33)}。更に、アルカリ骨材反応が進行すると、網目状の反応脈が形成され、この脈が炭酸ガスを内部に侵入させる経路となり、コンクリート内部へと炭酸ガスの侵入が容易になると指摘されている^{2.34)}。したがって、曲げ加工部が破断した構造物で炭酸カルシウムが検出された理由を説明できると考えられ、炭酸塩応力腐食割れが破断原因である可能性を示唆することができる。しかし、炭酸塩応力腐食割れが破断原因であるとした既往研究は存在しない。

そこで、炭酸塩応力腐食割れについて炭素鋼全体で調査すると、1965年頃を端緒とする、カソード防食された欧米の地下埋設パイプラインにおける炭酸塩応力腐食割れに関する研究から確認できる。なお、カソード防食とは防食方法の1つであり、防食したい金属をマイナス極に接続して電流を流すことである。パイプラインにおける炭酸塩応力腐食割れの再現試験^{2.35)~2.37)}では、カソード防食による電流によってパイプライン表面に生成する苛性アルカリと土壌中の炭酸ガスによって生成する物質がその原因であることがわかった。

温度70°Cの170g/L $(\text{NH}_4)_2\text{CO}_3$ 溶液環境下の炭素0.08%を含む鉄による炭酸塩応力腐食割れ試験では、-550mV(vs SCE)、-700mV(vs SCE)、-1000mV(vs SCE)の電位で炭酸塩応力腐食割れが発生し、割れ経路が粒内-粒界混合型の割れである^{2.35)}。また、温度70°Cの170g/L $(\text{NH}_4)_2\text{CO}_3$ 溶液環境下で炭素0.09%を含む鉄による炭酸塩応力腐食割れ試験では、-550mV(vs SCE)の電位で炭酸塩応力腐食割れが発生する^{2.36)}。温度80°Cの1N Na_2CO_3 - 1N NaHCO_3 溶液環境下の炭素0.14%を含む鉄による炭酸塩応力腐食割れ試験^{2.37)}では、-700mV(vs CSE)~-750mV(vs CSE)の電位で粒界割れが発生し、-650mV~-675mV(vs CSE)および-775mV~-875mV(vs CSE)の電位で粒内割れが発生し、両者の電位の遷移領域では粒内-粒界混合型の割れが発生す

る。

以上のことから、炭酸塩応力腐食割れでは、粒内-粒界混合型の割れが発生する可能性がある。しかし、既往の研究がパイプラインで使用されている鉄であるので、鉄筋(炭素0.27%以下の鉄)において粒内-粒界混合型の割れが発生することについては不明である。

2.1.3 既往研究のまとめ

割れ経路については、へき開破壊のみ^{2.9)}、へき開破壊と擬へき開破壊の混合型の割れ^{2.8)}、^{2.10)}、粒内割れ^{2.8)}、粒内-粒界混合型の割れが指摘されている^{2.8)}。へき開破壊のみ、擬へき開破壊とへき開破壊の混合型の割れはコンクリートの膨張力試験と水素脆化で再現されている。しかし、粒内-粒界混合型の割れについては試験的に再現されたことがない。そのため、粒内-粒界混合型の割れが発生する状況を検討する必要がある。

実構造物の曲げ加工部の割れ経路の中で応力腐食割れの特徴と一致する粒内割れがあったことから、応力腐食割れが破断原因として考えられる。また、応力腐食割れの中で粒内-粒界混合型の割れが発生し、コンクリートで存在する可能性がある化学因子は炭酸塩であることから、応力腐食割れの中で炭酸塩応力腐食割れの検討を行う必要がある。

コンクリートの膨張力のみで曲げ加工部で破断が発生する可能性を調査するためには、コンクリートの断面を想定した試験体を作製し、その試験体にコンクリートの膨張力が発現できれば、曲げ加工部の破断を再現することができるとわかった。試験体は、せん断補強筋を1本もしくは複数本のどちらかで配筋で行ったとしても曲げ加工部で破断するので、コンクリート断面内のせん断補強筋の本数への配慮は要らないことがわかった。また、曲げ加工部の破断を発生させるための膨張力試験では、コンクリートのひび割れがコンクリート表面から曲げ加工部を横切って試験体の内部にまで発生させる必要がある。更に、曲げ加工部で破断が発生した膨張力試験は、せん断補強筋の曲げ半径が1.0dのみであり、土木学会の規程の曲げ半径の2d以下である。常識的に多くの構造物が土木学会の規程どおりの曲げ半径で施工されていると考えられることから、曲げ半径を2dに設定した膨張力試験を行う必要がある。

2.2. 疲労荷重を受ける圧接加工部に関連する既往の研究

2.2.1 圧接加工部の疲労に関する既往の研究

(1) 種々の鉄筋による検討

横フシ鉄筋SD30と斜めフシ鉄筋DC型について圧接加工に関する研究^{2.38), 2.39)}

では、鉄筋のフシの形状の違いが疲労強さに与える影響を気中の疲労試験から検討している。横フシ鉄筋SD30は、降伏強さが33kg/mm²程度であり、引張強さが52kg/mm²程度であった。斜めフシ鉄筋DC型は、降伏強さが39kg/mm²程度であり、引張強さが54kg/mm²程度であった。横フシ鉄筋SD30の1000万回の疲労強さは図2.20^{2.39)}に示すとおりであり、圧接材(図中のCPWの線)が10kg/mm²であり、母材(図中のCPW以外の線)が11.5~13.0kg/mm²である。斜めフシ鉄筋DC型の1000万回の疲労強度は図2.21^{2.39)}に示すとおりで、圧接材(図中のFPW, GPW, IPWの線)が13kg/mm²であり、母材(図中のF, Hの線)が14.5~17.0kg/mm²であった。鉄筋に圧接加工を行うと、1000万回疲労強さでは母材に対して0.76倍~0.90倍になることがわかった。

試験体形状の違いと疲労強さの関係を調査した研究^{2.40)}では、試験体としてリバーコン、デーコン、フジコン、Tバー及びブミスバーの5種類について鉄筋の公称直径を25mm, 32mm, 41mmに設定して、これらの鉄筋に対して圧接加工を行い、気中の疲労試験を行っている。材料特性を表2.2に示す。気中の疲労試験の結果は表2.3のとおりである。鉄筋に圧接加工を行うと、200万回の疲労強さでは0.56倍~1.00倍であることがわかった。

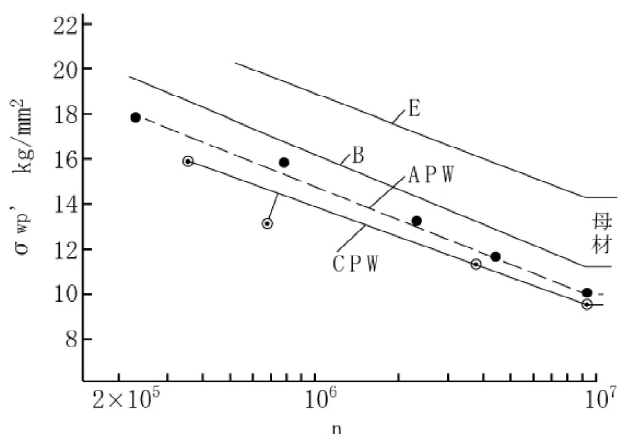


図 2.20 横フシ鉄筋SD30のS-N曲線^{2.39)}

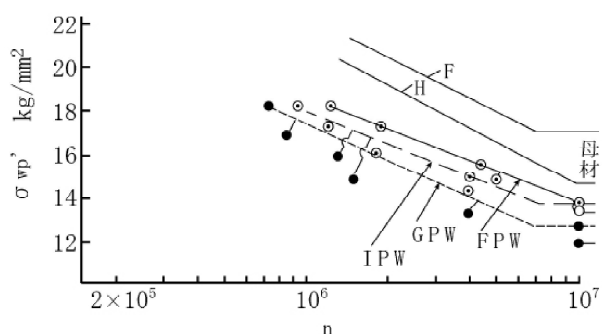


図 2.21 斜めフシ鉄筋DC型のS-N曲線^{2.39)}

表2.2 機械的性質および化学成分^{2.40)}

公称直径 (mm)	種類	引張試験			曲げ試験 (常温)	化学成分(%)				
		降伏点 kg/mm ²	引張強さ kg/mm ²	伸び %		C	Si	Mn	P	S
25	リバーコン	(45.3)	(63.0)	(22.2)	(good)	0.27	0.45	1.18	0.012	0.022
	デーコン	(45.5)	(62.8)	(26.2)	(good)	0.24	0.37	1.19	0.036	0.022
	フジコン	(50.0)	(68.0)	(22.8)	(good)	0.28	0.29	1.14	0.036	0.013
32	Tバー	(42.8)	(59.0)	(30.8)	(good)	0.22	0.38	1.24	0.011	0.019
	デーコン	(45.3)	(63.7)	(32.0)	good	0.22	0.30	1.23	0.013	0.007
41	フジコンa	(45.6)	(65.1)	(35.2)	good	0.26	0.25	1.60	0.021	0.014
	Tバー	43	60	23	-	0.28	0.45	1.56	0.018	0.025
	スミバー	42	65	23	good	0.26	0.41	1.52	0.029	0.018
	デーコン	48.1	64.9	24	good	0.22	0.39	1.33	0.028	0.019
	フジコンb	45	61	28	good	0.24	0.30	1.59	0.027	0.024

注 ()は当研究所で行った結果

表2.3 2×10⁶回疲労強度^{2.40)}

公称直径 (mm)	種類	母材		圧接材	
		σ_u kg/mm ²	σ_u/σ_B	σ_u kg/mm ²	σ_u/σ_B
25	リバーコン	28	0.44	20	0.32
	デーコン	32	0.51	24	0.38
	フジコン	27	0.40	16	0.24
32	Tバー	24	0.41	15	0.25
	デーコン	30	0.47	18	0.28
41	フジコンa	25	0.41	14	0.22
	Tバー	19	0.32	16	0.27
	スミバー	18	0.28	18	0.28
	デーコン	19	0.29	18	0.28
	フジコンb	21	0.34	16	0.26

注 σ_u :2×10⁶回の疲労強度, σ_B :引張強さ

(2) 圧接加工部のふくらみ形状についての検討

圧接加工部の疲労寿命に圧接部のふくらみ形状が与える影響を調べた研究^{2.41)}では、試験体として横フシ鉄筋と斜めフシ鉄筋のD22の2種類の鉄筋に対して圧接部のふくらみ形状を表2.4のように変化させ、気中の疲労試験を行っている。横フシ鉄筋は、降伏強さが38.5kg/mm²、引張強さが57.2kg/mm²である。斜めフシ鉄筋は、降伏強さが38.7kg/mm²、引張強さが57.9kg/mm²である。各種試験体の200万回の疲労強さは表2.5のとおりであり、従来の標準形状の疲労強さに対して長形状の疲労強さ及び短形状の疲労強さが10%程度大きな値である。ふくらみ径は圧接加工部の疲労強さに影響があると指摘している^{2.41)}。

圧接加工部の疲労強度の向上を目指して自動ガス圧接継手工法を開発した研究^{2.42)}では、試験体

表2.4 ガス圧接部の形状^{2.41)}

ガス圧接部の形状	標準形状	長形状	短形状
ふくらみ部の径	33~34 mm (1.5d~1.55d)	30~41 mm (1.36d~1.41d)	28~29 mm (1.27d~1.32d)
ふくらみ部の幅	26~27 mm (1.18d~1.23d)	33~34 mm (1.5d~1.55d)	22~23 mm (1.0d~1.05d)

表2.5 200万回疲労強度試験結果^{2.41)}

鉄筋銘柄	圧接部の形状	200万回疲労強度
鉄筋A	標準形状	16.2
	長形状	18.5
	短形状	18.1
	母材	21.0
鉄筋B	標準形状	16.7
	長形状	17.9
	短形状	18.3
	母材	22.5

200万回疲労強度の単位はkgf/mm²

としてD38 (SD35)の鉄筋が使用され、
 気中の疲労試験を行っている。試験体
 の降伏強さが42kg/mm²、引張強さが
 61kg/mm²である。試験体の圧接部のふ
 くらみ径が1.3d, 1.4dと1.6d(d:鉄筋
 径)に設定して、設定したふくらみ径に
 したがってD38 (SD35)で圧接加工を
 行っている。その結果、疲労強さは、母
 材が22.5kg/mm²、ふくらみ径1.3dの試

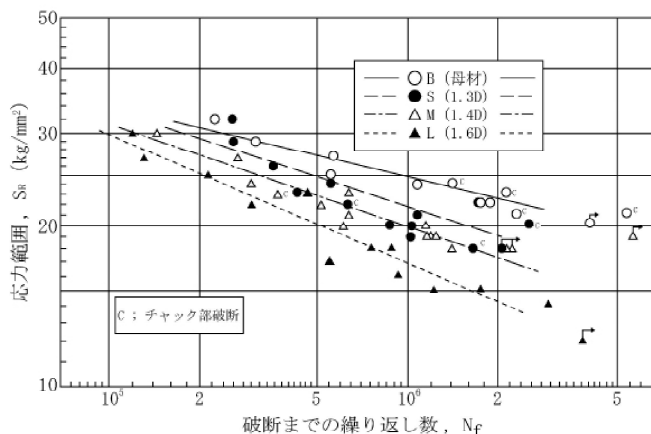


図 2.22 S-N 関係^{2.42)}

験体が19.1kg/mm²、ふくらみ径1.4dの試験体が17.3kg/mm²、ふくらみ径1.6dの試験体
 が14.2kg/mm²であった。ふくらみ径は圧接加工部の疲労強さに影響があると指摘してい
 る^{2.42)}。

(3) 鉄筋の太さの影響を調べた研究

鉄筋の太さがコンクリート中の圧接加工部の疲労強さに与える影響を調査した研究^{2.43)}
 では、試験体として圧接加工した鉄筋を引張鉄筋に配筋した鉄筋コンクリート単純梁を作
 製し、純曲げ加力形式の疲労試験を行っている。試験体は、D22@SD345を圧接加工して引
 張鉄筋に入れた鉄筋コンクリート梁と、D19@SD345を圧接加工して引張鉄筋に入れた鉄筋
 コンクリート梁の2種類がある。D22を配筋した試験体では、静的曲げ耐力の計算値(Py)
 の80%もしくは60%の疲労荷重が作用すると、圧接加工部の疲労寿命が43.2万回もしく
 は13.5万回であったと指摘している。一方、D19を配筋した試験体では、Pyの80%もし
 くは60%の疲労荷重が作用すると、疲労寿命は120.7万回もしくは14.2万回であったと
 指摘している。Pyの80%及びPyの60%のときの疲労寿命はD19の方がD22より長いとい
 う結果であった。この理由として、D19の方がD22より圧接加工部のコブ端部の応力集中
 が小さくなることが原因であると指摘している^{2.43)}。

(4) 既往研究のまとめ

疲労荷重を受ける圧接加工部の既往研究では、気中の引張試験もしくは鉄筋コンクリ
 ート梁の曲げ試験が別々の研究で行われている。そのため、気中の結果とコンクリート中の
 結果を比較した既往の研究がない。したがって、実際の構造物で圧接加工部を有する鉄筋

がコンクリート中にあるにもかかわらず、コンクリートが圧接加工部の疲労寿命に与える影響について不明である。

2.2.2 コンクリート中の鉄筋の疲労寿命と気中の鉄筋の疲労寿命を比較した既往の研究

(1) コンクリート中の鉄筋の疲労寿命増加を肯定する研究

鉄筋はD29(SD30)について気中の鉄筋の疲労寿命とコンクリート中の鉄筋の疲労寿命を比較した研究^{2.38)}では、気中の引張疲労試験と鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労試験を行っている。疲労寿命は、コンクリート中の鉄筋の方が気中の鉄筋より図2.23のように長くなると指摘している。

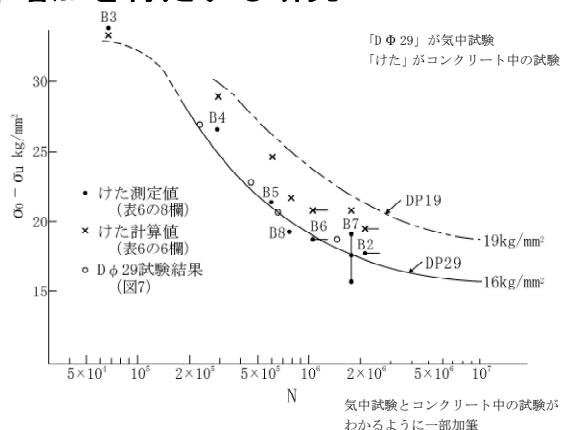


図 2.23 S-N 曲線^{2.38)}

図 2.24 の溶接を行った D16(SD345) について気中の鉄筋の疲労寿命とコンクリート中の鉄筋の疲労寿命を比較した研究^{2.44)}では、気中の引張疲労試験と鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労試験を行っている。疲労寿命は、コンクリート中の鉄筋の方が気中の鉄筋より長くなると指摘している。

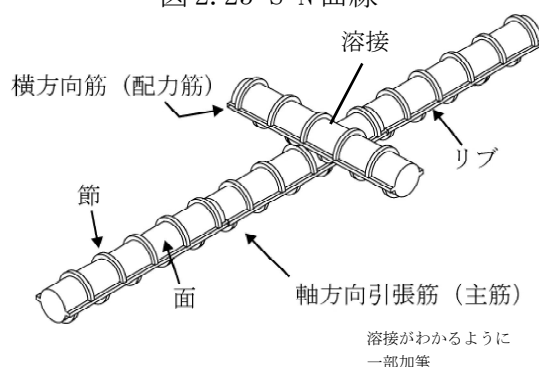


図 2.24 引張試験体の形状^{2.44)}

(2) コンクリート中の鉄筋の疲労寿命増加を否定する研究

細径鉄筋と太径鉄筋について気中の疲労強さとコンクリート中の疲労強さを比較した研究^{2.45)}では、気中の引張疲労試験と鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労試験を行っている。細径鉄筋(D32以下の鉄筋)の試験では、気中の疲労強さ(200万回疲労強さ)が鉄筋コンクリート梁内の鉄筋の疲労強さと変わらなかったと指摘している。一方、D51クラスの太径鉄筋の試験では、気中の疲労強さに比べて鉄筋コンクリート梁内の疲労強さの方が4～5kg/mm²程度小さかったと指摘している。この研究は疲労強さで検討されているので、疲労強さを疲労寿命に置き換えて考えると、細径鉄筋の場合は気中とコンクリート中の結果

が変わらず、太径鉄筋の場合は気中の疲労寿命よりコンクリート中の疲労寿命の方が短かったといえる。

太径鉄筋D51について気中の疲労強さとコンクリート中の疲労強さを比較した研究^{2.46)}では、気中の引張疲労試験と鉄筋コンクリート梁の曲げ疲労試験を行っている。気中の鉄筋の200万回疲労強さが 20.1kg/mm^2 であり、コンクリート中の鉄筋の200万回疲労強さが 19.0kg/mm^2 であった。疲労強さがコンクリートによって低下したと指摘されている。また、この研究^{2.46)}では、疲労強さの低下にはD51の節の突起が大きく、節で付着力の大部分が負担され、支圧力が節に作用していることが関係し、鉄筋コンクリート内部の鉄筋において作用応力度を求める方法が空中試験と違って複雑であり、作用応力度を直接的に求められないこともコンクリート中の疲労強さが気中の疲労強さより低くなった原因であると指摘している。

(3) 既往研究のまとめ

疲労荷重を受ける鉄筋に関する既往研究では、コンクリート中の疲労寿命が気中より長くなると結論づけた研究^{2.38), 2.44)}と、コンクリート中の疲労寿命は気中の疲労寿命より長くないと結論づけた研究^{2.45), 2.46)}がある。このように結論が分かれる理由は、①鉄筋径が太いほど鉄筋の節が大きくなるので、大きな節がコンクリート中の疲労寿命を低下させる原因になること、②気中の試験は引張試験で行われ、コンクリート中の試験は鉄筋コンクリート梁の試験で行われているので加力形式が一致していないことが指摘されている^{2.46)}。

圧接加工部では大きなコブが存在する。大きなコブが大きな節ともみなせることから、コンクリート中の疲労寿命と気中の疲労寿命との大小関係について既往の研究だけでは判断できない。そのため、疲労荷重を受ける圧接加工部に関して、気中とコンクリート中の疲労試験を行う必要がある。また、気中とコンクリート中の試験の加力形式の違いが疲労寿命に影響を与えるとの指摘^{2.46)}があり、気中の試験とコンクリート中の試験で加力形式を一致させた試験を行う必要がある。

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
2. 2) 葛目和宏, 河野広隆, 中谷昌一, 玉越隆史: ASR劣化に生じた道路橋の維持管理について, コンクリート工学, Vol. 42, No. 6, 2004
2. 3) 土木学会: アルカリ骨材反応対策委員会報告書-鉄筋破断と新たなる対応-, p. I -43, 2005
2. 4) 藤井哲雄: 基礎からわかる金属腐食, 日刊工業新聞社, pp. 2-3, 2011
2. 5) 鳥居和之, 樽井敏三, 大代武志, 平野貴宣: 能登半島の ASR 劣化構造部における関する一考察, コンクリート工学年次論文集, Vol. 28, No. 1, pp. 779-784, 2006
2. 6) 土木学会: 18 条 鉄筋の曲げ形状, コンクリート標準示方書解説, pp. 41-43, 1977
2. 7) 上原伸朗, 幸左賢二, 大代武志, 原口政仁: 多数の鉄筋破断が生じた ASR 劣化構造物の特性分析, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 729-739, 2014. 3
2. 8) 佐々木一則: アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究, 博士論文, pp. 53-137, 2011
2. 9) 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, 59, pp. 143-150, 2010
2. 10) 箕島弘二: コンクリート構造物の鉄筋の破断事例と破面解析, 「コンクリート中の割れに関するシンポジウム」講演資料, pp. 5-6, 2008
2. 11) 小松原昭則: 高速道路におけるコンクリートの ASR 調査診断技術と舗装の耐久性向上に関する研究, 博士論文, pp. 52-53, 2015. 1
2. 12) 社団法人日本防錆技術協会: 防錆技術学校教科書基礎課程, pp. 81-91, n. d.
2. 13) 小若正倫: 新版 金属の腐食損傷と防食技術, アグネ承風社, pp. 131-144, 1995
2. 14) 原田哲夫, 坂田祥文, 永藤政敏, 合田寛基: ASR膨張による鉄筋曲げ加工部での破断に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 1281-1286, 2007
2. 15) 眞野裕子, 幸左賢二, 松本茂, 橋場盛: 曲げ加工部での鉄筋損傷メカニズムの検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 963-968, 2004
2. 16) 佐々木一則, 久利良夫, 五十嵐弘行, 宮川豊章: 鉄筋曲げ加工部のひずみおよび応力分布に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, pp. 987-992, 2008
2. 17) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗: アルカリ骨材反応による鉄筋破断現象に関

第2章 既往の研究

- する実験的考察, 土木学会論文集E, Vol. 64, No. 2, pp. 371-388, 2008. 6
2. 18) 葉山益次郎: 大学課程塑性学と塑性加工(第2版), オーム社, pp. 55-62, 1984
2. 19) 古賀友一郎, 玉越隆史, 武田達也, 平塚慶達: ASR劣化による鉄筋破断の再現試験報告, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 1323-1328, 2007
2. 20) 佐藤雅義, 田中泰司, 岸利治: ASR膨張による断面の変形挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 1287-1292, 2007
2. 21) 上園祐太, 幸左賢二, 上原伸朗, 益田紘孝: 鉄筋破断を生じたASR供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集, Vol. 61A, pp. 672-682, 2015. 3
2. 22) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗, 五十嵐弘行: アルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した供試体試験, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 968-973, 2007. 3
2. 23) 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. 3
2. 24) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 柴田綾野: 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. 25) 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評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 977-992, 2010
2. 26) 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損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1219-1224, 2009
2. 27) 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
2. 28) 有馬直秀, 石川裕一, 青山實伸, 川村満紀: 実際のASR劣化部材におけるひび割れ発生過程, pp. 979-984, コンクリート工学年次論文集, Vol. 35, No. 1, 2013
2. 29) 佐々木一則, 西岡敬治, 南敏和, 宮川豊章: アルカリ骨材反応による鉄筋損傷の原因究明に関する調査報告, 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4巻, pp. 81-88, 2004
2. 30) 小林正人, 西川篤, 水流徹: 初期き裂を模擬した切欠き試験片によるASR損傷鉄筋の水素脆化割れの可能性の検討, 材料と環境, Vol. 59, pp. 136-142, 2010
2. 31) 松山晋作: 遅れ破壊, 日刊工業新聞社, pp. 68-74, 1989
2. 32) 小林一輔, 丸章夫, 立松英信: アルカリ骨材反応の診断, 森北出版, pp. 3-17, 1991
2. 33) 小林一輔: コンクリート構造物の早期劣化と耐久性診断, 森北出版, pp. 134-150, 1991

- 2.34) 三浦正純, 市川恒樹: アルカリ骨材反応が炭酸化に与える影響, コンクリート工学論文集, 第8巻, 第1号, pp.135-144, 1997.1
- 2.35) J. M. SUCTLIFE, R. R. FRSSLER, W. K. BODY and R. N. Pakins: Stress Corrosion Cracking of Carbon Steel in Carbonate Solutions, Corrosion, Vol.28, No.8, pp.313-320, 1972.8
- 2.36) DONALD HIXSON and H. H. UHLIG: Stress Corrosion Cracking of Mild Steel in Ammonium Carbonate Solution, Corrosion, Vol.32, No.2, pp.56-59, 1976.2
- 2.37) 笠原晃明, 佐藤泰作: ラインパイプ用鋼の応力腐食割れ感受性に及ぼす環境因子の影響, 鉄と鋼, Vol.69, No.11, pp.1463-1470, 1983
- 2.38) 富田勝信, 渡辺信一: 異形丸鋼の疲れ強さ, 尼崎製鉄技報, 第6号, pp.70-80, 1962.10
- 2.39) 河野通之, 富田勝信, 小松原政次, 渡辺真一, 小寺重郎: 異形鉄筋の疲れ強度に関する研究, コンクリートライブラリー, 第2号, pp.75-90, 1962
- 2.40) 立花一郎, 江口保平: 各種の高強度鉄筋の母材および圧接継手の疲労試験, 鉄道技術研究所速報, No.67-198, pp.1-24, 1967.9
- 2.41) 河合糺茲: ガス圧接継手による異形鉄筋の疲労特性, 土木学会第43回年次学術講演会第5部, pp.584-585, 1988.10
- 2.42) 高野重雄, 横川孝男, 半澤貢, 岩瀬喜八郎: 自動ガス圧接による鉄筋の接合に関する研究, 土木学会論文報告集, 第299号, pp.113-125, 1980.7
- 2.43) 原田浩幸, 丸山久一, 清水敬二, 田中礼治: 主鉄筋にガス圧接継手を有する鉄筋コンクリートはりの曲げ疲労性状, 土木学会第48回年次学術講演会第5部, pp.602-603, 1993.9
- 2.44) 平城弘一, 松井繁之: 溶接鉄筋の橋梁床版への適用に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.813-818, 1997
- 2.45) 村田二郎: 太径異形鉄筋コンクリートの現状, コンクリートジャーナル, Vol.12, No.5, pp.1-6, 1974.4
- 2.46) 山崎徳也, 石渡正夫, 佐藤正勝: 太径鉄筋D51の単体およびRCばりにおける疲労特性, 土木学会論文集, 第278号, pp.123-131, 1978.10

第3章

曲げ加工部と コンクリートの膨張力

3.1. 本章の位置づけ

アルカリ骨材反応が生じた構造物内のせん断補強筋の曲げ加工部で破断が発生している。破断原因の1つとしてコンクリートの膨張力がある^{たとえば3.1)}。

曲げ加工部で破断した鉄筋の曲げ半径は $1.2d \sim 1.9d$ (d :鉄筋径)であり^{3.1), 3.2)}, 土木学会の曲げ半径の規程は $2d$ 以上である^{3.3)}。曲げ半径が $2d$ 以下で設定されていると, 鉄筋の種類によっては初期亀裂が発生する可能性がある^{3.4)}。更に, 曲げ半径を $1d$ にして初期亀裂を発生させた試験体を作製して膨張力試験を行うと, 曲げ加工部で破断が発生する^{3.5) ~ 3.12)}。しかし, 土木学会の曲げ半径の規程は $2d$ であり, 曲げ半径を $2d$ に設定した膨張力試験が行われておらず, 曲げ半径 $2d$ では曲げ加工部の破断発生の有無が実証されていない。

そこで, 本章では, 曲げ半径を $2d$ に設定して, コンクリートの膨張力をコンクリートの断面内で発生させて曲げ加工部で破断発生の有無を実証し, コンクリートの膨張力が破断原因であるときの条件を解明する。

3.2. 均等内圧による膨張力試験

3.2.1 試験概要

(1) 加力装置

加力装置の模式図を図3.1に示す。試験体はコンクリート構造物の断面を切り出した形状をしており、試験体断面の中央部では円錐台の穴を設けた。加力は、試験体の中央部の穴に円錐台の形状のコンクリート製加力コーンを設置し、コーンの上から荷重を加えることで行った。このような加力を行うことによって、試験体には均等な膨張力を加えられると考えることができる。

加力装置の断面を図3.2に示す。加力コーンの押込みはアムスラー試験機で行い、アムスラー試験機内の台に基礎、試験体、加力用コーンのすべてを写真3.1のように設置した。加力

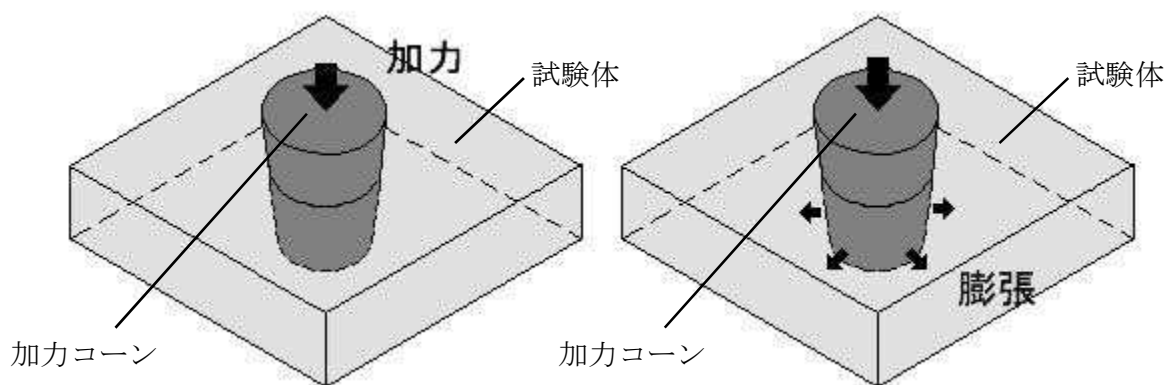
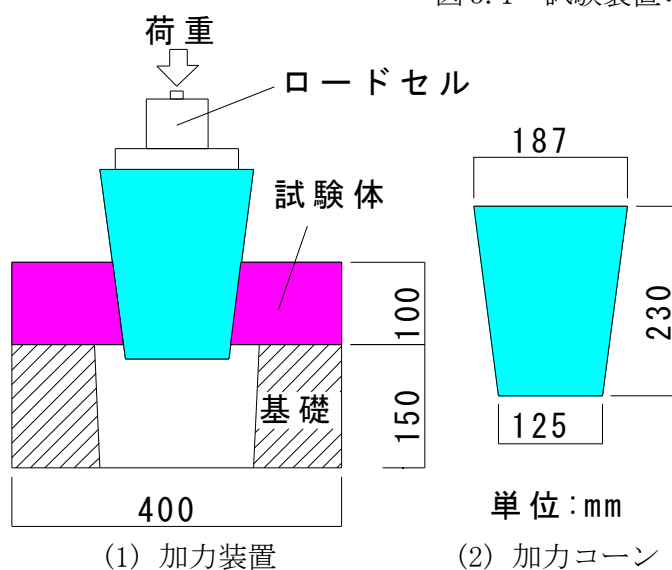


図 3.1 試験装置の模式図



(1) 加力装置

(2) 加力コーン

図 3.2 加力装置の断面図



写真 3.1 加力装置
(加力前)

方法は単調載荷とし、図3.2の荷重は加力コーンの上部のロードセルから測定した。加力コーンは円錐台の形状とし、直径125mmから直径187mmに大きくなり、高さが230mmとした。

(2) 試験体概要

試験体は、図3.3に示すとおり、通常の鉄筋コンクリート断面を想定した試験体(以後、N135試験体)と、この試験体の角に切欠きを入れてひび割れ誘発目地がある試験体(以後、N135N試験体)の2種類を作製した。

試験体は、せん断補強筋の間隔が100mm、試験体の断面が400mm×400mmの正方形断面であることを想定した試験体とした。試験体の中央部の穴は直径129mmから直径156mmに広がる円錐台の穴とした。試験体は、主筋が4-D25(SD345)、せん断補強筋が□-D13(SD345)、せん断補強筋の曲げ半径が26mm、フックの角度が135°、フックの長さが78mm、補強筋比が0.64%とした。せん断補強筋の曲げ加工後に曲げ加工部で亀裂の発生の有無を目視で観察したら、亀裂の発生は確認できなかった。N135N試験体の切欠きは主筋から試験体中央に向かってあり、切欠きの長さは100mm、切欠きの幅は1mmとした。試験体と基礎の間には石膏とフッ素樹脂シートを敷き、試験体と基礎の間の摩擦力をなるべく少なくした。試験体数は、N135試験体が2体、N135N試験体が1体とした。なお、試験体の各コーナーにはフックの位置を明確にす

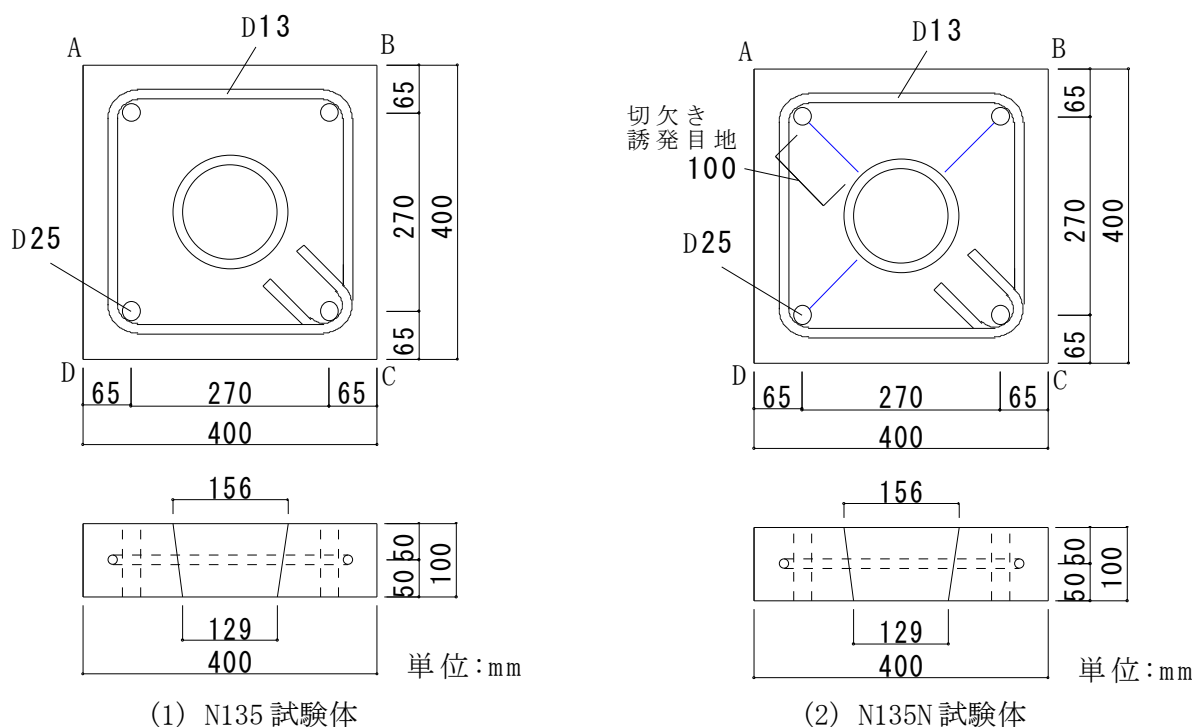
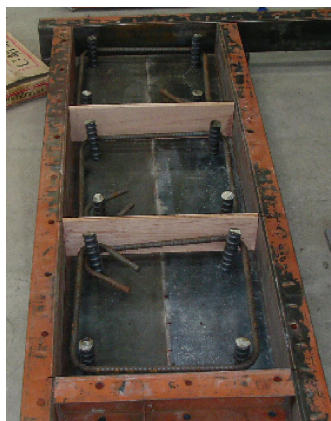


図 3.3 試験体断面



(1) N135 試験体の配筋状況



(2) N135 試験体の円錐台の作製方法



(3) N135N 試験体の切欠き



(4) N135N 試験体のコンクリート打設

写真 3.2 試験体の作製状況

るために図 3.3 のように A～D と名付けた(以後の試験も試験体の各コーナーに A～D と名付けた)。

試験体の作製状況を写真 3.2 に示す。試験体は、主筋とせん断補強筋を所定の位置に写真 3.2(1) のように配筋し、試験体中央部では円錐台の穴を空けるために円錐台のプラスチック容器に砂を詰めて、その容器を試験体の中央部に写真 3.2(2) のように設置し、更に切欠き入りの N135N 試験体では切欠きを入れるための 1mm 厚のプラスチックフィルムを型枠に写真 3.2(3) のように固定し、コンクリートを写真 3.2(4) のように打設して作製した。

(3) 使用材料の特性

せん断補強筋で使用した D13 の力学特性について、アムスラー試験機で引張試験を行って確認した。引張試験は 4 本の D13 で行った。試験結果を図 3.4 と表 3.1 に示す。各特性における 4 本の平均値は、降伏強さが 375N/mm^2 、ヤング係数が $1.91 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 、引張強さが 528N/mm^2 、

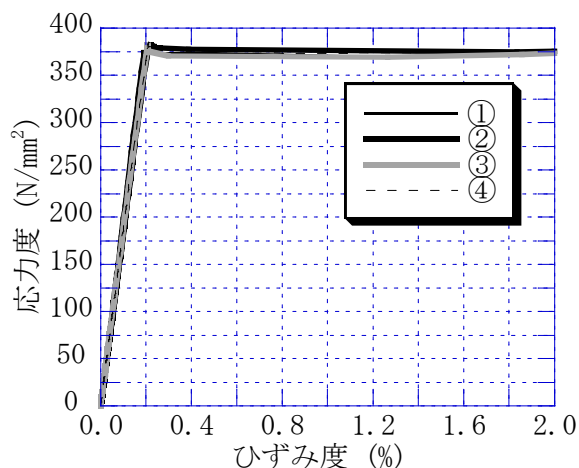


図3.4 D13の応力度-ひずみ度関係

表3.1 鉄筋D13の力学特性

No.	降伏強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	降伏ひずみ度 (%)	引張強さ (N/mm ²)	破断ひずみ度 (%)
①	373	2.05	0.182	521	17.4
②	377	1.86	0.203	531	16.7
③	371	1.87	0.199	528	20.4
④	378	1.86	0.203	532	19.1
平均	375	1.91	0.197	528	18.4

破断ひずみ度が18.4%であった。

試験体及び加力コーンで使用したコンクリートは表3.2のとおり調合して作製した。コン

クリートの力学特性は、アムスラー試験機で圧縮試験と割裂試験を行って確認した。圧縮試験及び割裂試験はそれぞれ3体のコンクリートで行った。試験結果を図3.5と表3.3に示す。各特性における3体のコンクリートの平均値は、圧縮強さが19.2N/mm²、1/3割線剛性が1.78 × 10⁴N/mm²、割裂強さが1.2N/mm²であった。

3.2.2 試験結果及び考察

(1) N135 試験体

a. 破壊の進行状況

1体目の試験体のひび割れ図を図3.6に示す。加力開始から荷重が9.8kNに達したときに、試験体の上面で対角方向のひび割れが発生した。加力を続けたら、試験体の上面でひび割れの数が増え、荷重が39.2kNのときに試験体の側面で縦ひび割れが発生した。その後も加力を続けたら、荷重が52.9kNで最大荷重に達し、コーナーC(フック位置)でコンクリートのひび

表3.2 調合表

W/C (%)	単位質量 (kg/m ³)			
	水	セメント	砂	砂利
74.6	267	358	869	770

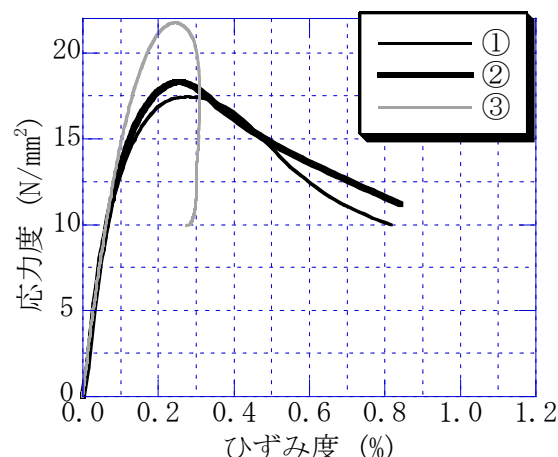


図3.5 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

表3.3 コンクリートの力学特性

No.	圧縮強さ (N/mm ²)	1/3割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	17.5	1.82	0.278	1.32
②	18.3	1.80	0.255	1.37
③	21.8	1.73	0.245	1.02
平均	19.2	1.78	0.259	1.24

割れの幅が大きくなった。

2体目の試験体のひび割れ図を図3.7に示す。加力開始から荷重が10.3kNに達したときに、試験体の上面で対角方向のひび割れが発生した。加力を続けたら、対角方向のひび割れが進展し、荷重が12.7kNのときに試験体の側面で縦ひび割れが発生した。その後も加力を続けたら、荷重が58.8kNで最大荷重に達し、コーナーC(フック位置)でコンクリートのひび割れの幅が大きくなった。

b. 試験終了後の試験体

試験終了後の試験体を写真3.3に示す。2体のN135試験体はコーナーC(フックの位置)でコンクリートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展していたことが写真3.3(1)と写真3.3(2)のように確認できた。また、コンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、2体の試験体のせん断補強筋では、写真3.3(3)と写真3.3(4)に示すとおり、加力前後で形状が保持されている状態であった。更に、曲げ加工部では破断が発生せず、曲げ加工部の表面で亀裂が発生していないことを目視で確認した。

(2) N135N 試験体

a. 破壊の進行状況

試験体のひび割れ図を図3.8に示す。加力開始から荷重が7.8kNに達したときに、試験体の上面のコーナーB及びコーナーDで切欠きに沿ったひび割れが発生した。加力を続けたら、試験体の上面でひび割れの数が増え、荷重が19.6kNのときに試験体の側面で縦ひび割れが発生した。その後も加力を続けたら、荷重が32.3kNで最大荷重に達し、コーナーC(フック位置)でひび割れの幅が大きくなった。

b. 試験終了後の試験体

試験終了後の試験体を写真3.3に示す。試験体はコーナーC(フックの位置)でコンクリートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展していたことが写真3.3(5)のように確認できた。また、試験終了後にコンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、せん断補強筋では、写真3.3(6)に示すとおり、加力前後で形状が保持されている状態であった。また、曲げ加工部では破断が発生せず、曲げ加工部の表面で亀裂が発生していないことを目視で確認した。

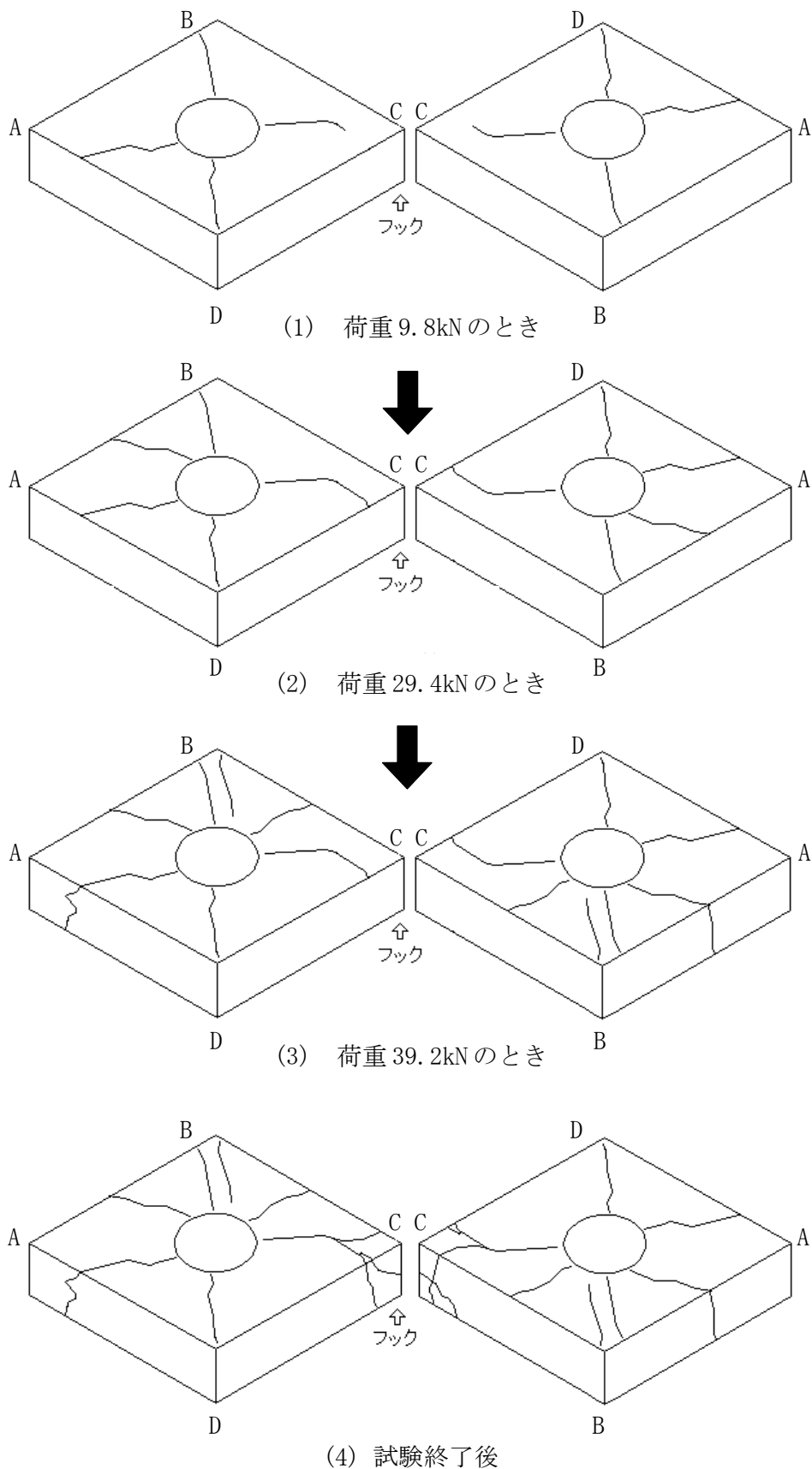
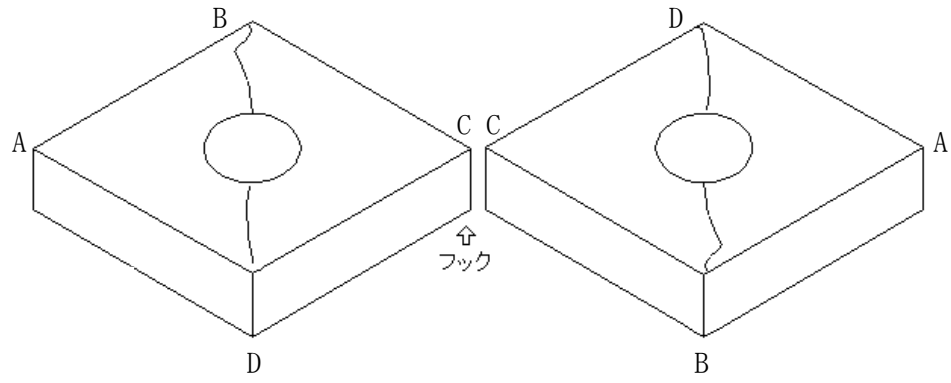
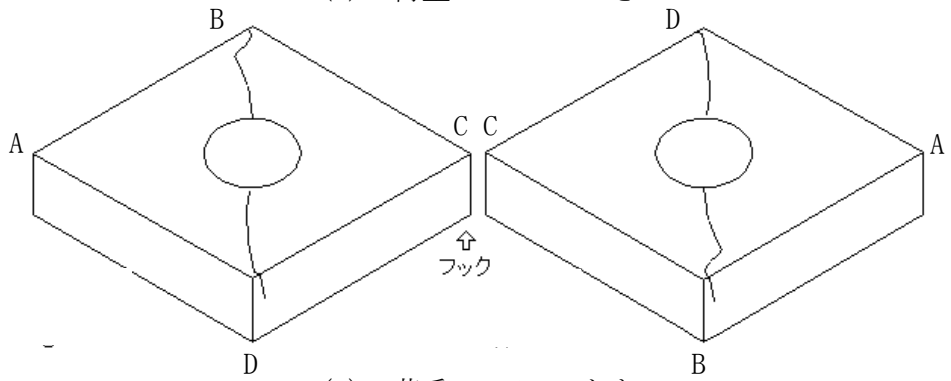


図 3.6 ひび割れ図

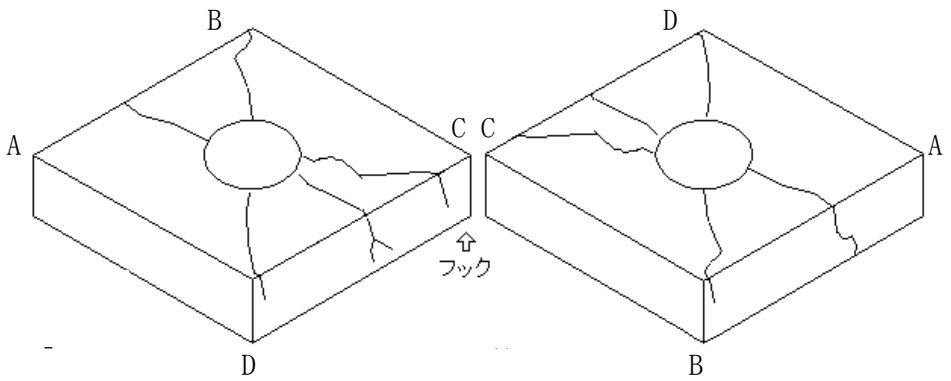
(N135 シリーズの 1 体目の試験体)



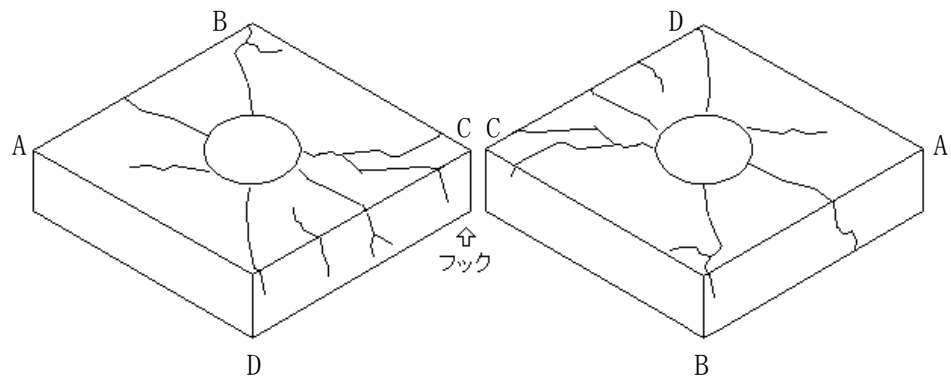
(1) 荷重 10.3kN のとき



(2) 荷重 12.7kN のとき



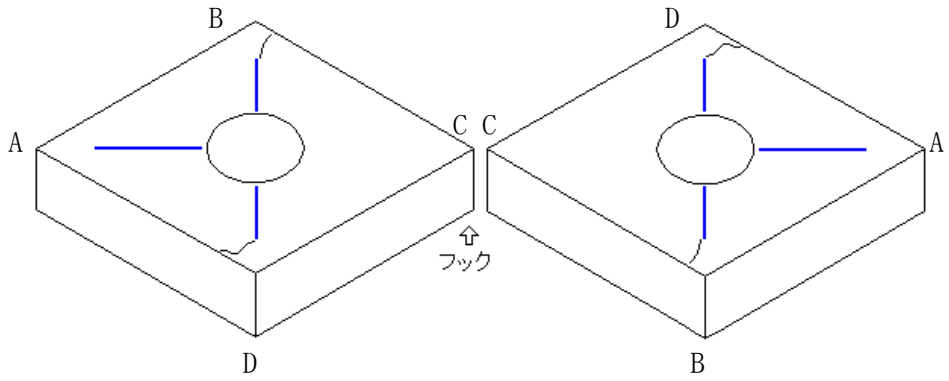
(3) 荷重 15.7kN のとき



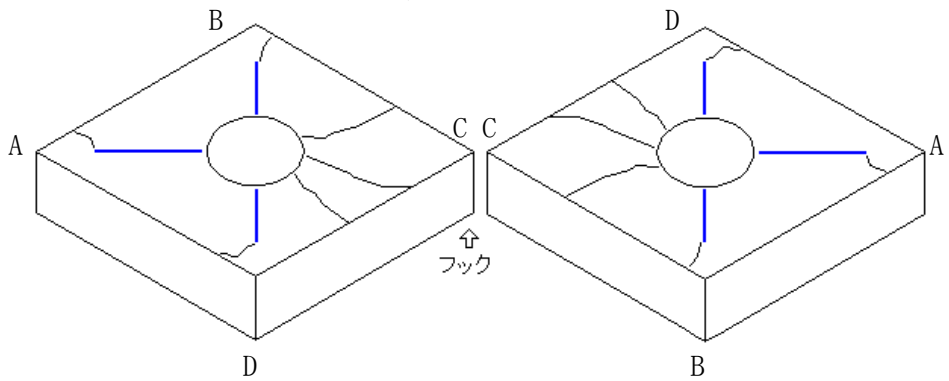
(4) 試験終了後

図 3.7 ひび割れ図

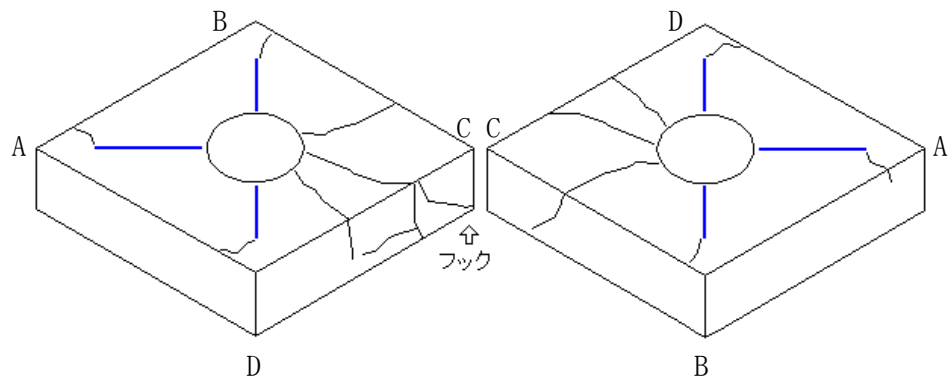
(N135 シリーズの 2 体目の試験体)



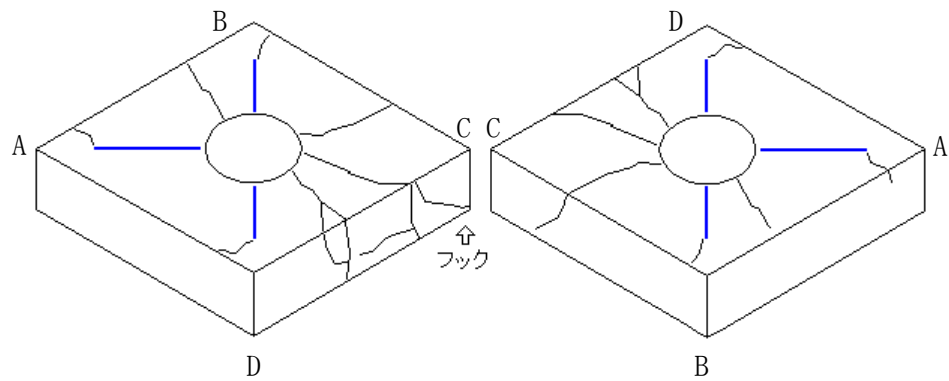
(1) 荷重 7.8kN のとき



(2) 荷重 11.8kN のとき



(3) 荷重 19.6kN のとき



(4) 試験終了後

図 3.8 ひび割れ図

(N135N 試験体)

第3章 曲げ加工部とコンクリートの膨張力



(1) N135 試験体の1体目



(2) N135 試験体の2体目



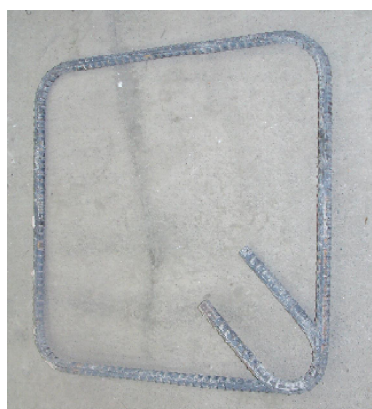
(3) N135 試験体の1体目のせん断補強筋



(4) N135 試験体の2体目のせん断補強筋



(5) N135N 試験体



(6) N135N 試験体のせん断補強筋

写真 3.3 試験終了後の試験体

3.3. フック形状を変更した均等内圧による膨張力試験

3.3.1 試験概要

N135 試験体と N135N 試験体では、せん断補強筋のコーナーC(フックの位置)でコンクリートの破壊が進行した。本研究の目的がせん断補強筋のフックを破断することではないので、フックの位置でコンクリートの破壊が集中的に進行しないための対策が必要である。そこで、本節の試験体では、フックの位置でコンクリートの破壊を集中的に発生させないために、フックの形状を変更した。

(1) 加力概要

加力方式はN135 試験体シリーズと同じ加力方式とした。加力コーンの押込み荷重は、加力コーンの上部に設置したロードセルで測定した。

(2) 試験体概要

試験体の断面を図 3.9 に示す。試験体は、せん断補強筋のフックの角度を 135° から 90° ，フックの長さを 78mm から 290mm に変更した。試験体は、前節と同じく、切欠きが無い試験体(以後、N90 試験体)及び切欠きがある試験体(以後、N90N 試験体)の2種類

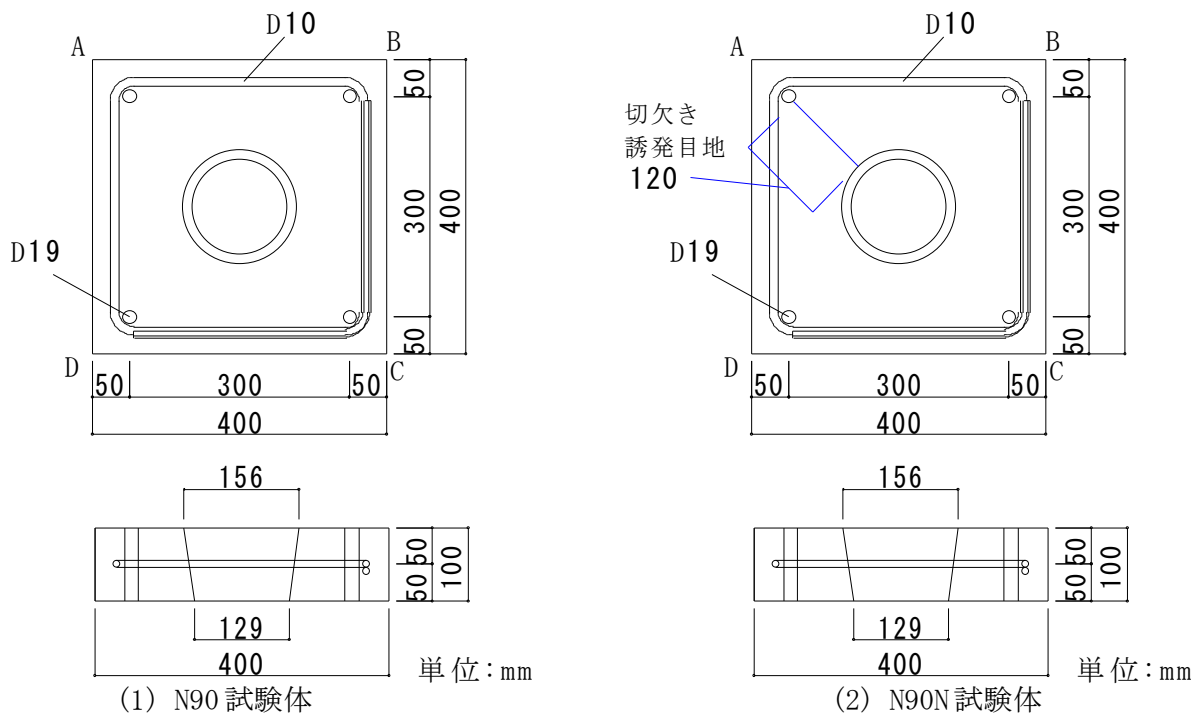


図 3.9 試験体断面

とした。試験体は、せん断補強筋の間隔が100mm、試験体の断面が400mm×400mmの正方形断面とした。試験体の中央部の穴は直径129mmから直径156mmに広がる円錐台の穴とした。試験体は、主筋が4-D19(SD345)、せん断補強筋が□-D10(SD345)、せん断補強筋の曲げ半径が20mm、フックの角度が90°、補強筋比が0.36%とした。せん断補強筋の曲げ加工後に曲げ加工部で亀裂の発生の有無を目視で観察したら、亀裂の発生は確認できなかった。N90N試験体の切欠きは主筋から試験体の中央部に向かってあり、切欠きの長さが120mm、切欠きの幅が1mmである。試験体と基礎の間には石膏とフッ素樹脂シートを敷き、試験体と基礎の間の摩擦力をなるべく少なくした。試験体数は、N90試験体が2体、N90N試験体が1体とした。



写真3.4 試験体の作製状況 (N90 試験体)

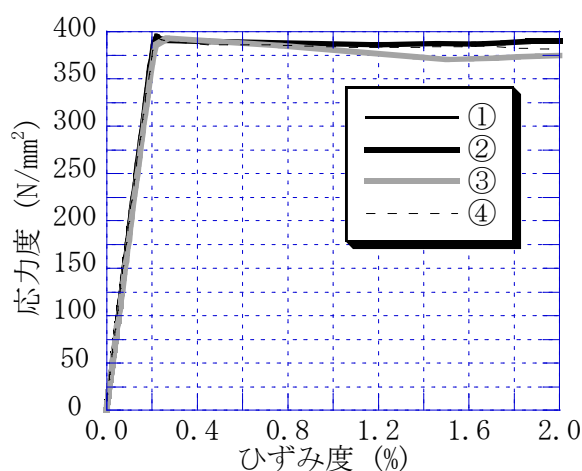


図3.10 D10の応力度-ひずみ度関係

表3.4 鉄筋D10の力学特性

No.	降伏強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	降伏ひずみ度 (%)	引張強さ (N/mm ²)	破断ひずみ度 (%)
①	389	1.86	0.209	542	16.6
②	390	1.89	0.206	543	16.2
③	391	1.83	0.214	541	17.5
④	387	1.88	0.207	541	16.4
平均	389	1.865	0.209	542	16.7

試験体の作製状況の一部を写真3.4に示す。試験体は、主筋とせん断補強筋を所定の位置に配筋し、試験体の中央部には砂を詰めたプラスチック容器を設置し、更に切欠き入りのN90N試験体では切欠きを入れるために1mm厚のプラスチックの板を型枠に固定し、コンクリートを打設して作製した。

(3) 使用材料の特性

せん断補強筋で使用した鉄筋D10の力学特性について、アムスラー試験機で引張試験によって確認した。引張試験は4本の鉄筋D10で行った。試験結果を図3.10と表3.4に示す。各特性における4本の平均値は、降伏強さが389N/mm²、ヤング係数が1.87×10⁵N/

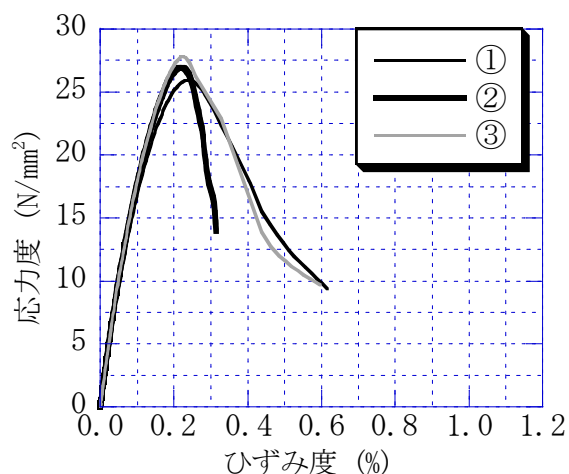


図3.11 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

表3.5 調合表

W/C (%)	単位質量 (kg/m ³)			
	水	セメント	砂	砂利
58.3	197	338	921	922

表3.6 コンクリートの力学特性

No.	圧縮強さ (N/mm ²)	1/3割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	26.0	1.97	0.238	2.25
②	27.0	2.06	0.217	2.02
③	27.8	2.11	0.226	2.53
平均	26.9	2.05	0.227	2.27

mm², 引張強さが542N/mm², 破断ひずみ度が16.7%であった。試験体で使用したコンクリートは表3.5のとおり調合して作製した。コンクリートの力学特性について, アムスラー試験機を用いて圧縮試験と割裂試験を行って確認した。圧縮試験及び割裂試験はそれぞれ3体のコンクリートで行った。試験結果を図3.11と表3.6に示す。各特性における3体のコンクリートの平均値は, 圧縮強さが26.9N/mm², 1/3割線剛性が2.05 × 10⁴N/mm², 割裂強さが2.3N/mm²であった。

3.3.2 試験結果及び考察

(1) N90 試験体

a. 破壊の進行状況

1体目の試験体のひび割れ図を図3.12に示す。加力開始から荷重が10.8kNに達したときに, 試験体の上面と試験体の側面でひび割れが発生した。その後も加力を続けたら, 荷重が39.2kNのときに最大荷重に達し, コーナーB及びコーナーDでひび割れの幅が大きくなった。

2体目の試験体のひび割れ図を図3.13に示す。加力開始から荷重が24.6kNに達したときに, 試験体の上面でひび割れが発生した。その後も加力を続けたら, 荷重が53.9kNのときに最大荷重に達し, コーナーBでひび割れの幅が大きくなった。

b. 試験終了後の試験体

試験終了後の試験体を写真3.5に示す。N90試験体の1体目では, コーナーBでコンク

リートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展していたことが写真3.5(1)のように確認できた。コンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、2体の試験体のせん断補強筋では、写真3.5(3)～写真3.5(6)に示すとおり、コーナーBが特に変形しており、コーナーBの曲げ半径が加力前に比べて大きくなった。しかし、曲げ加工部で破断が生じず、曲げ加工部の表面で亀裂がないことを目視で確認した。

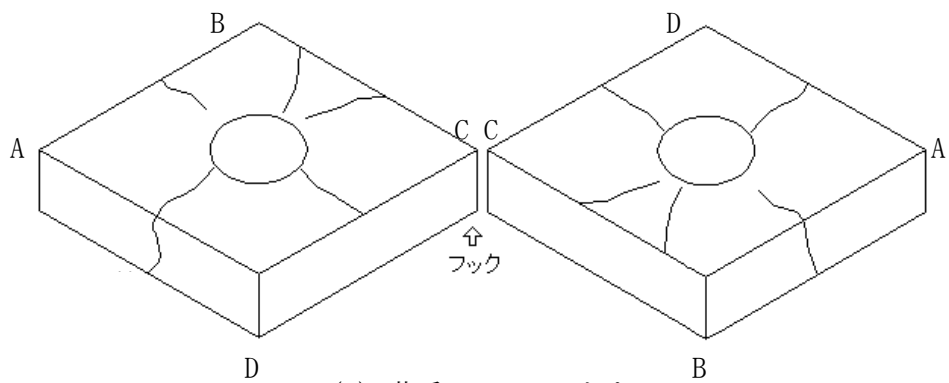
(2) N90N 試験体

a. 破壊の進行状況

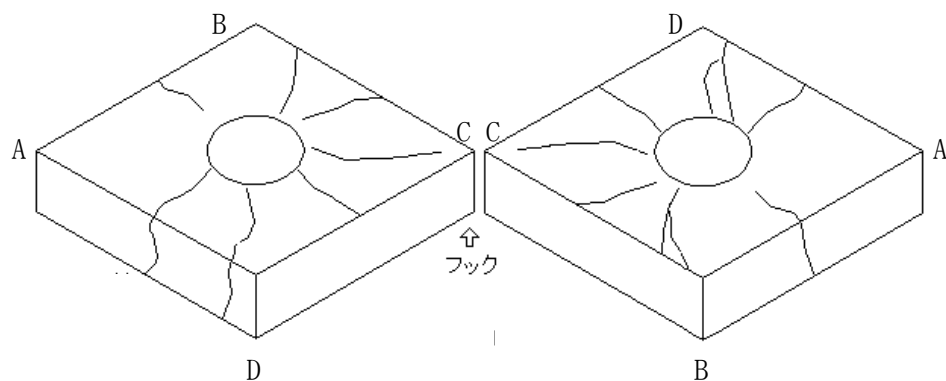
試験体のひび割れ図を図3.14に示す。加力開始から荷重が17.6kNに達したときに、試験体の上面でひび割れが切欠きから伸びるように発生した。加力を続けたら、試験体の上面でひび割れが多数発生し、切欠き部分のひび割れが広がり始め、荷重が43.1kNのときに最大荷重に達した。

b. 試験終了後の試験体

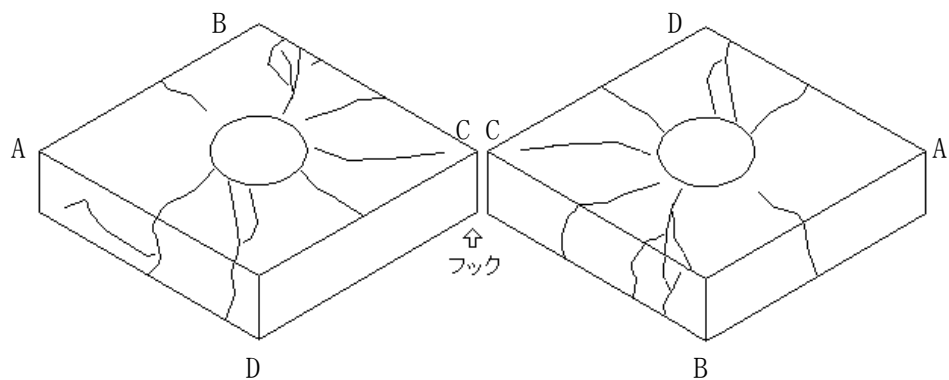
試験終了後の試験体を写真3.5に示す。N90N試験体では、コーナーAでコンクリートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展していたことが写真3.5(2)のように確認できた。コンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、せん断補強筋では、写真3.5(7)と写真3.5(8)に示すとおり、コーナーAが特に変形しており、コーナーAの曲げ半径が加力前に比べて大きくなった。しかし、曲げ加工部で破断が生じず、曲げ加工部の表面で亀裂がないことを目視で確認した。



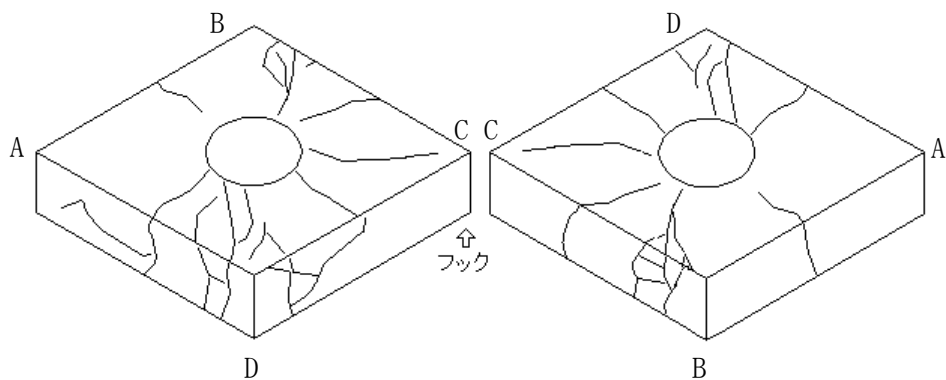
(1) 荷重 10.8kN のとき



(2) 荷重 19.6kN のとき

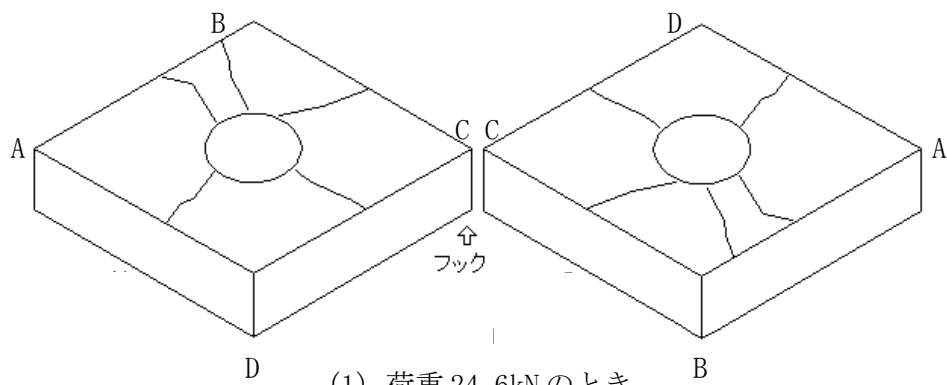


(3) 荷重 39.2kN のとき

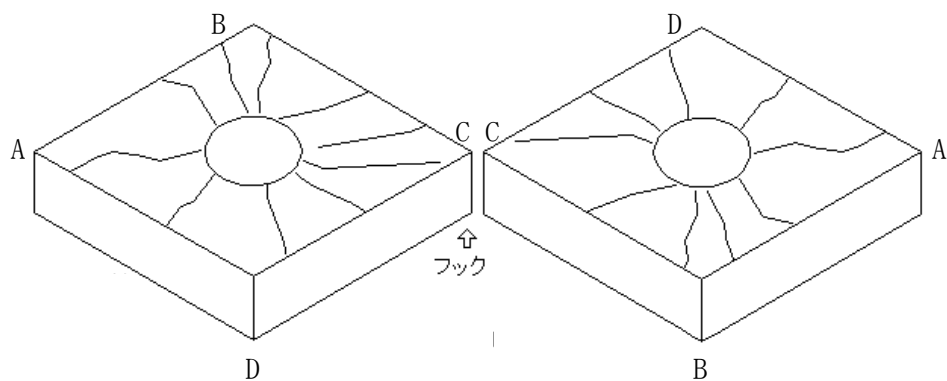


(4) 試験終了後

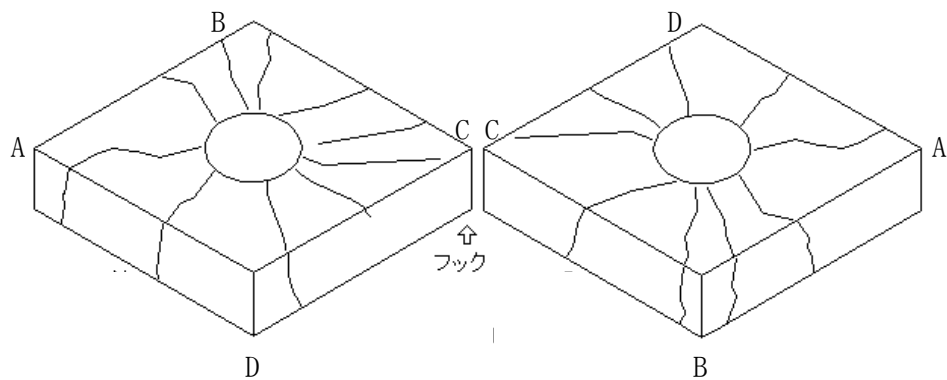
図 3.12 ひび割れ図
(N90 試験体の 1 体目)



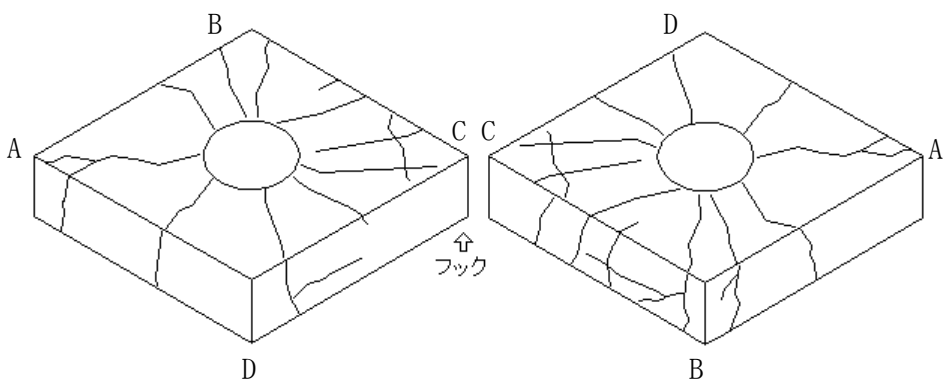
(1) 荷重 24.6kN のとき



(2) 荷重 34.2kN のとき

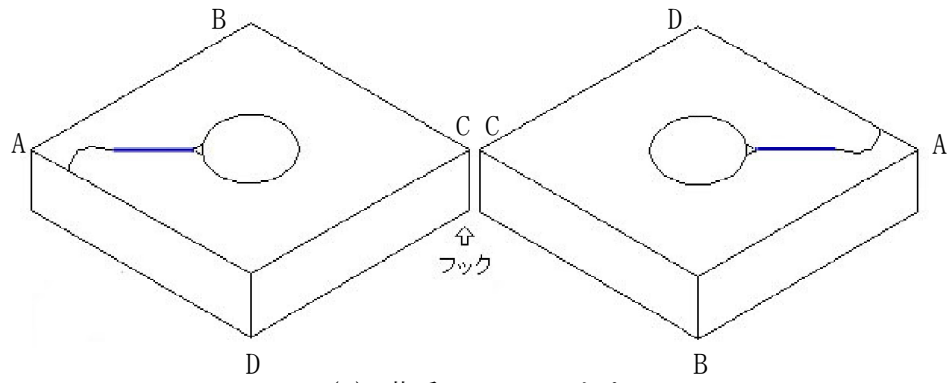


(2) 荷重 53.9kN のとき

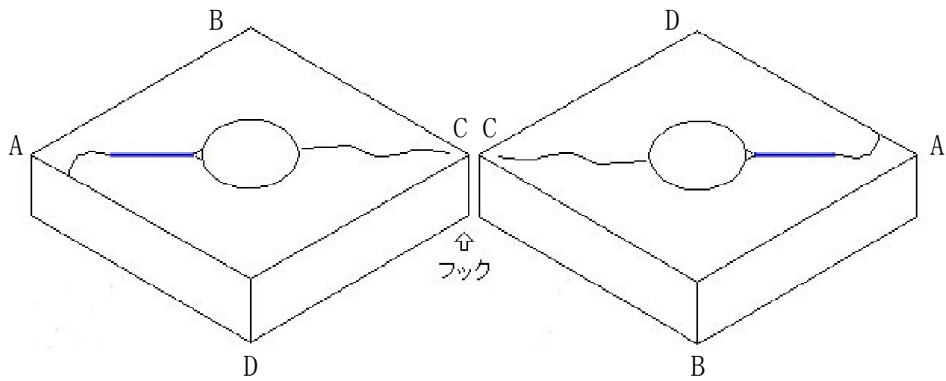


(4) 試験終了後

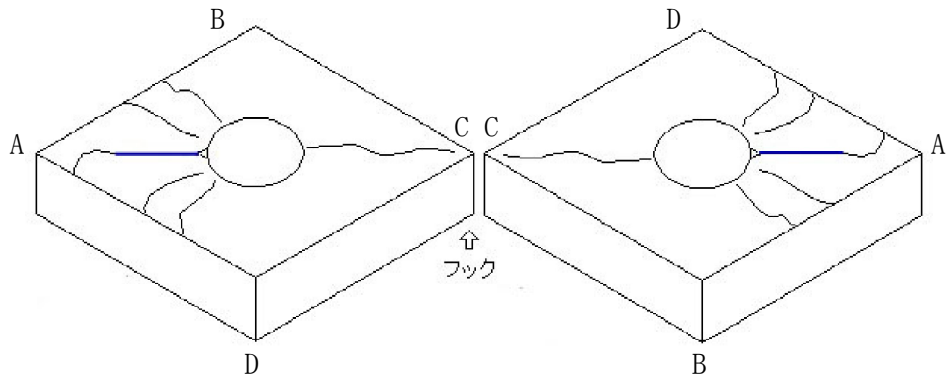
図 3.13 ひび割れ図
(N90 試験体の 2 体目)



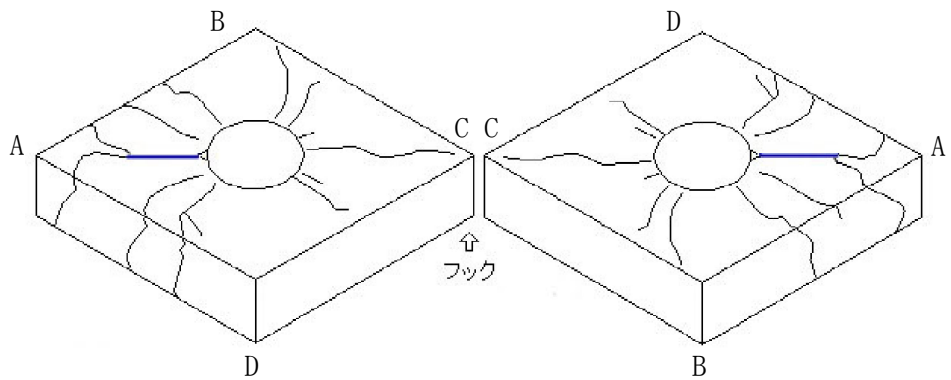
(1) 荷重 17.6kN のとき



(2) 荷重 33.3kN のとき



(3) 荷重 43.1kN のとき



(4) 試験終了後

図 3.14 ひび割れ図

(N90N 試験体)

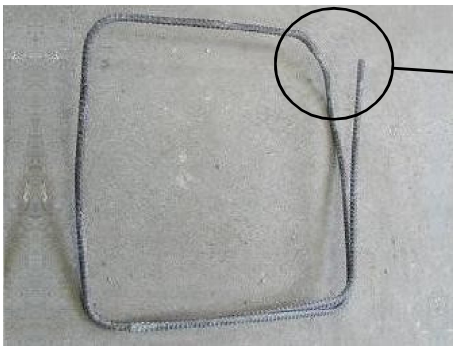
第3章 曲げ加工部とコンクリートの膨張力



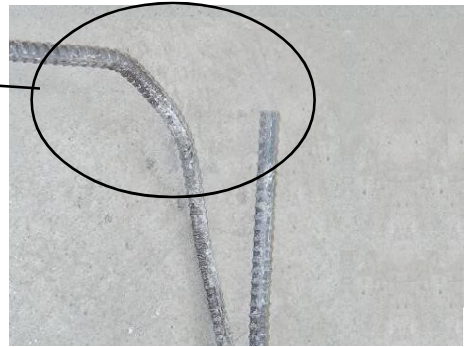
(1) コーナーBからみた
N90 試験体の1体目



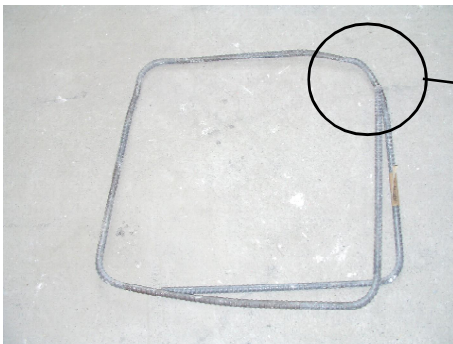
(2) 切欠き位置のコーナーAからみた
N90N 試験体



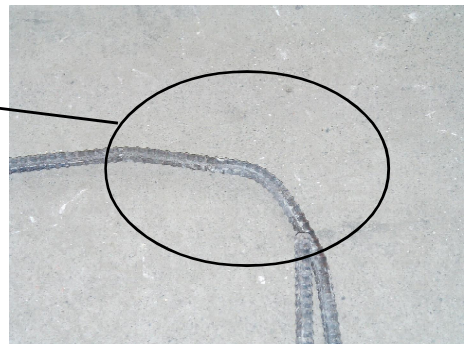
(3) N90 試験体の1体目のせん断補強筋



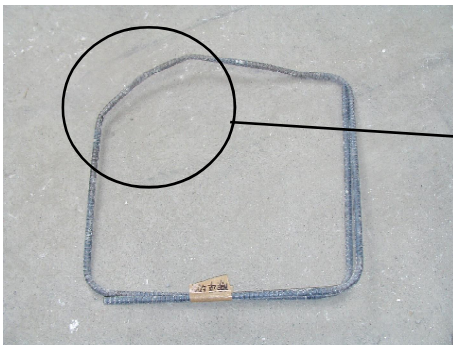
(4) 曲げ加工部の変形が激しい箇所



(5) N90 試験体の2体目のせん断補強筋



(6) 曲げ加工部の変形が激しい箇所



(7) N90N 試験体のせん断補強筋



(8) 曲げ加工部の変形が激しい箇所

写真 3.5 試験終了後の試験体

3.4. 偏心内圧による膨張力試験

3.4.1 試験概要

前述までの試験では、曲げ加工部で破断や亀裂が発生しなかった。このことは、曲げ加工部に対して破断や亀裂を発生させるだけの膨張力が作用させられなかった可能性がある。そこで、曲げ加工部に集中的に膨張力を加えるために、偏心内圧による膨張試験を行った。

(1) 加力概要

加力方式はN135試験体シリーズと同じ加力方式とした。加力用コーンの押込み荷重は、加力用コーンの上に設置したロードセルから測定した。

(2) 試験体概要

試験体の断面を図 3.15 に示す。試験体は、偏心内圧を作用させるために、試験体の円錐台の穴を中央部からコーナーに近い位置に変更した。試験体は、切欠きが無い試験体(以後、E90 試験体)及び切欠きがある試験体(以後、E90N 試験体)の2種類とした。なお、試験体のせん断補強筋のフックの角度、フックの長さ、せん断補強筋の間隔、試験体の断

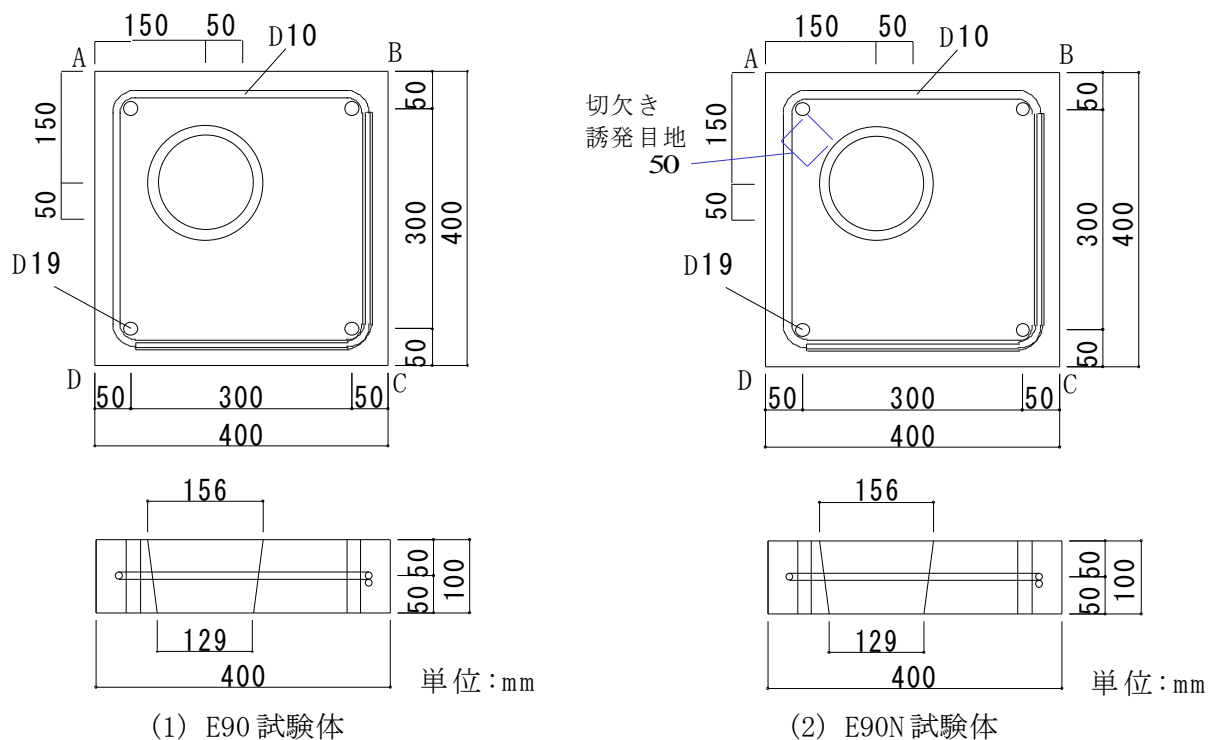


図 3.15 試験体断面

面、主筋の配筋、せん断補強筋の配筋、せん断補強筋の曲げ半径は前述の N90 試験体と N90N 試験体と同じとした。E90N 試験体の切欠きは、コーナー A で主筋から試験体の中央部に向かってあり、切欠きの長さは 50mm、切欠き幅は 1mm とした。せん断補強筋の曲げ加工後に曲げ加工部で亀裂の発生の有無を目視で観察したら、亀裂の発生は確認できなかった。試験体と基礎の間には石膏とフッ素樹脂シートを敷き、試験体と基礎の間の摩擦力をなるべく少なくした。試験体数は、E90 試験体及び E90N 試験体ともに 1 体とした。



写真 3.6 試験体の作製状況
(E90 試験体)

試験体の作製状況の一部を写真 3.6 に示す。試験体は、主筋とせん断補強筋を所定の位置に配筋し、試験体の中央部から偏心させた位置に砂を詰めた円錐台のプラスチック容器を配置し、更に切欠き入り E90N 試験体では切欠きを入れるための 1mm 厚のプラスチックの板を型枠に固定し、コンクリートを打設して作製した。

(3) 使用材料の特性

せん断補強筋、主筋、コンクリートの使用材料は N90 試験体と N90N 試験体と同じにした。

3.4.2 試験結果及び考察

(1) E90 試験体

a. 破壊の進行状況

1 体目の試験体のひび割れ図を図 3.16 に示す。加力開始から荷重が 11.8kN に達したときに、試験体の上面でひび割れが発生した。その後も加力を続けたら、荷重が 35.3kN のときに最大荷重に達し、コーナー A のひび割れ幅が大きくなった。

b. 試験終了後の試験体

試験終了後の試験体を写真 3.7 に示す。E90 試験体では、コーナー A でコンクリートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部

まで進展していたことが写真3.7(1)のように確認できた。コンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、せん断補強筋では、写真3.7(3)と写真3.7(4)に示すとおり、コーナーAが特に変形しており、コーナーAの曲げ半径が加力前に比べて大きくなった。しかし、曲げ加工部で破断が生じず、曲げ加工部の表面で亀裂がないことを目視で確認した。

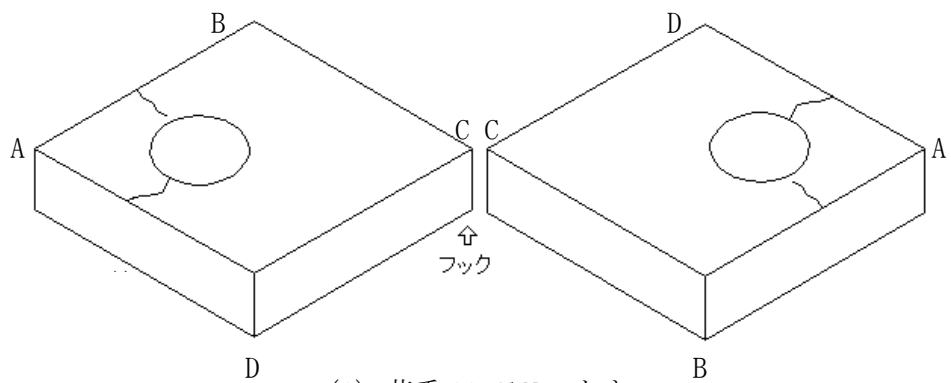
(2) E90N 試験体

a. 破壊の進行状況

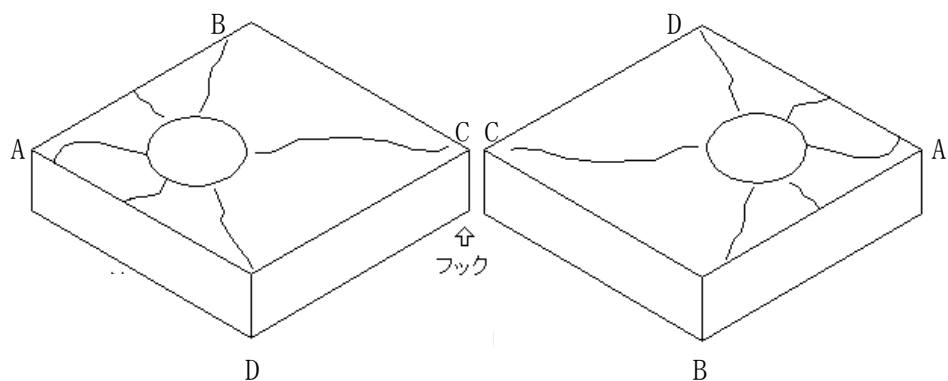
試験体のひび割れ図を図3.17に示す。加力開始から荷重が15.7kNに達したときに、試験体の上面でひび割れがコーナーCのフックの方向へ伸びるように発生した。その後も加力を続けると、荷重が43.1kNのときに最大荷重に達し、コーナーAのひび割れ幅が大きくなった。

b. 試験終了後の試験体

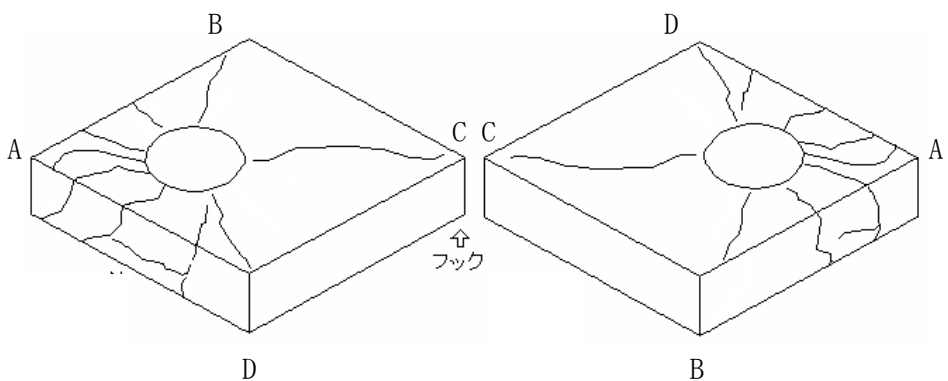
試験終了後の試験体を写真3.7に示す。E90N試験体では、コーナーAでコンクリートの破壊が進行し、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展していたことが写真3.7(2)のように確認できた。コンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察したら、せん断補強筋では、写真3.7(5)と写真3.7(6)に示すとおり、コーナーAが特に変形しており、コーナーAの曲げ半径が加力前に比べて大きくなった。しかし、曲げ加工部で破断が生じず、曲げ加工部の表面で亀裂がないことを目視で確認した。



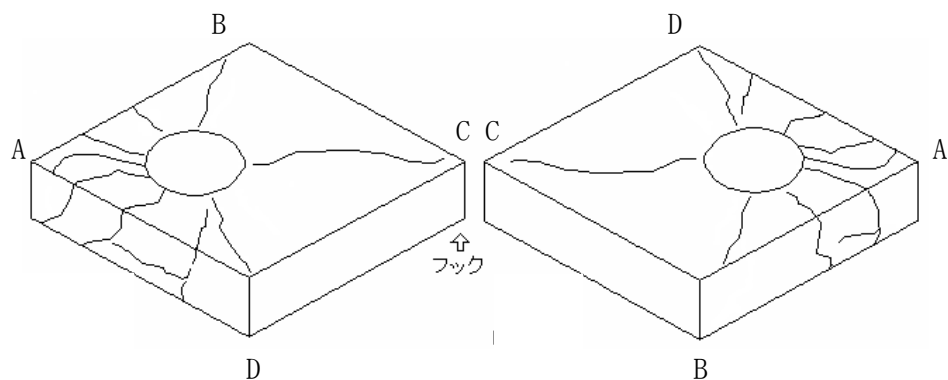
(1) 荷重 11.8kN のとき



(2) 荷重 29.4kN のとき



(3) 荷重 35.3kN のとき



(4) 試験終了後

図 3.16 ひび割れ図

(E90 試験体)

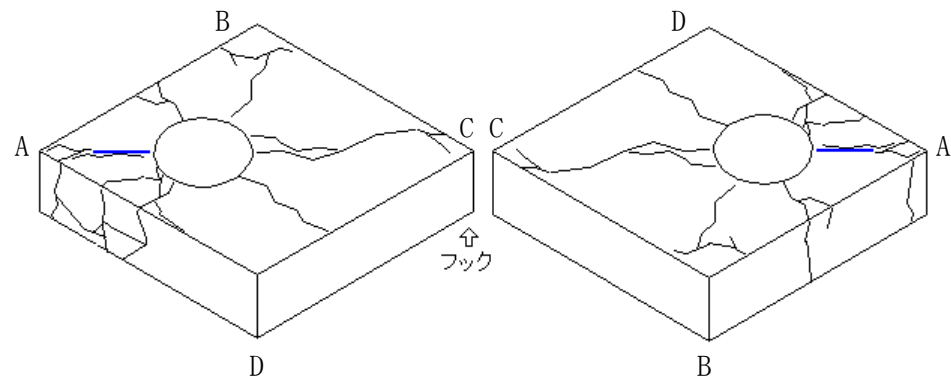
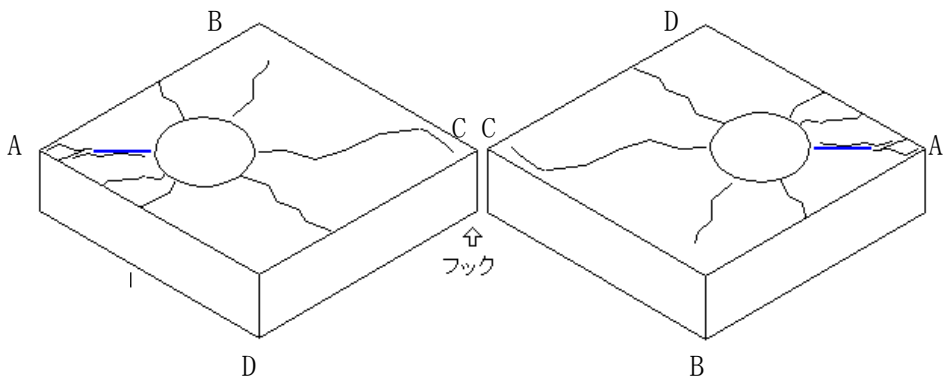
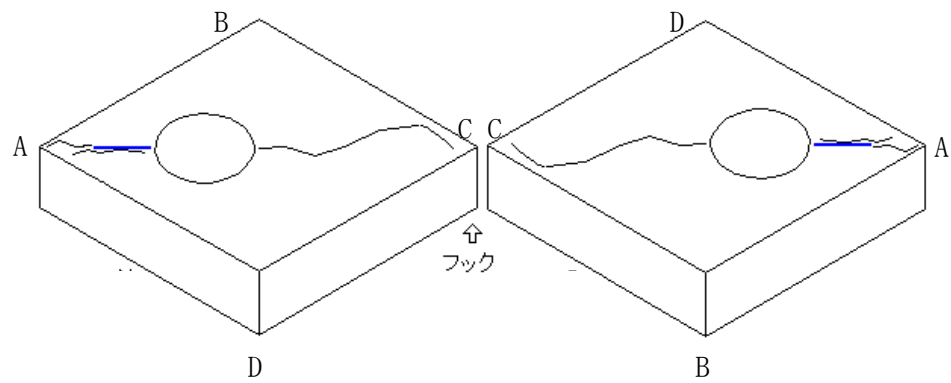
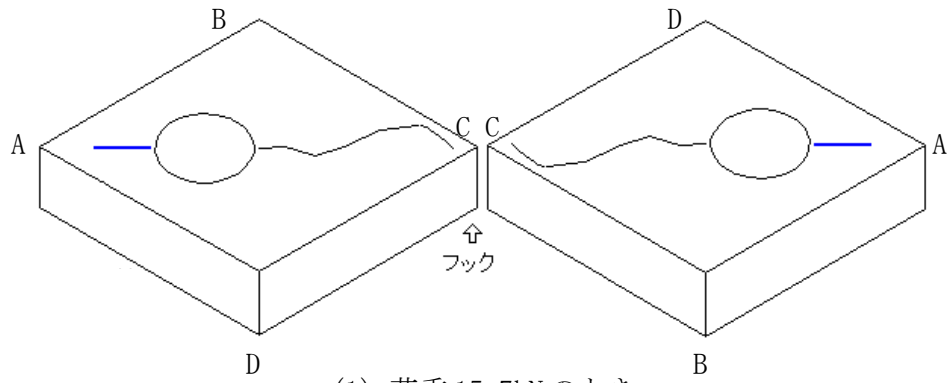


図 3.17 ひび割れ図
(E90N 試験体)

第3章 曲げ加工部とコンクリートの膨張力

コーナーC
(フックの位置)

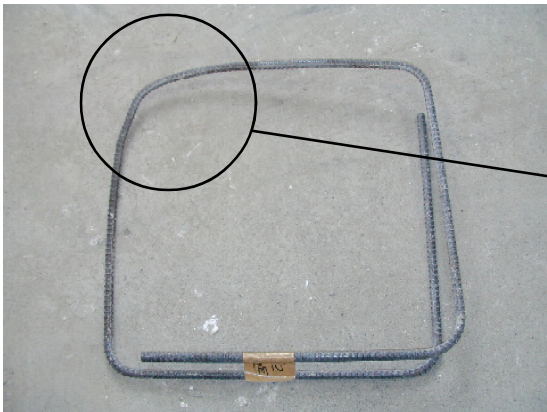


(1) コーナーBからみた E90 試験体

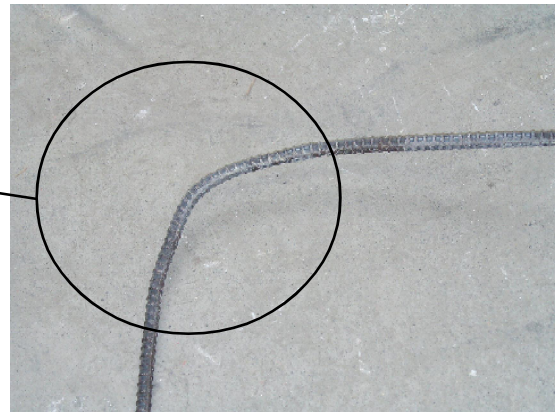
コーナーC
(フックの位置)



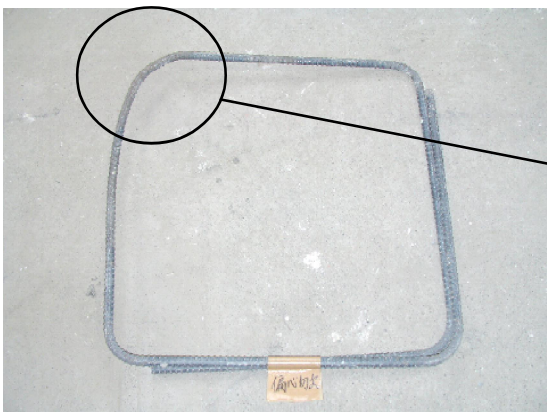
(2) コーナーBからみた E90N 試験体



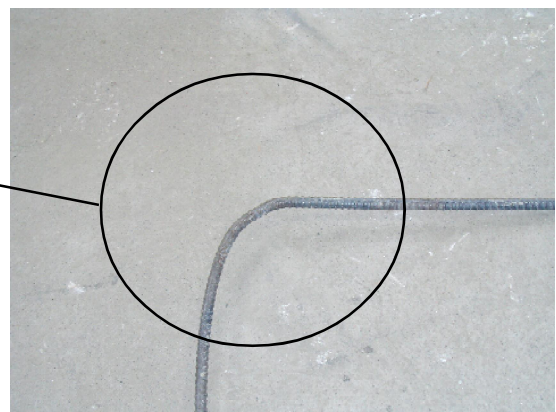
(3) E90 試験体のせん断補強筋



(4) 曲げ加工部の変形が激しい箇所



(5) E90N 試験体のせん断補強筋



(6) 曲げ加工部の変形が激しい箇所

写真 3.7 試験終了後の試験体

3.5. 軸力付加状態の均等内圧による膨張力実験

3.5.1 試験概要

前述までの試験では、試験体の曲げ加工部で破断や亀裂が発生しなかった。曲げ加工部で破断や亀裂が発生しない原因として、曲げ加工部で破断が発生する前に、コンクリートの破壊が早く進行することが考えられる。そこで、コンクリートの破壊の進行を遅らせる工夫が試験機の中で必要である。コンクリートの破壊の進行を遅らせるために、軸力を付加できる試験装置に改良し、コンクリートの横拘束力を高めることを考えた。

(1) 加力概要

加力装置の断面を図3.18に、加力装置の外観を写真3.8に示す。加力装置は、試験体の上下を固定スタブで固定し、試験体の側面には8本の鉄棒のボルトを配置し、8本の鉄棒のボルトを締めると、軸力が試験体に加えらるる装置に変更した。軸力比は0.02とした。また、加力コーンの押込み荷重と、加力コーンを押込んだときの移動する量(以後、押込み量)についてはアムスラー試験機で測定した。

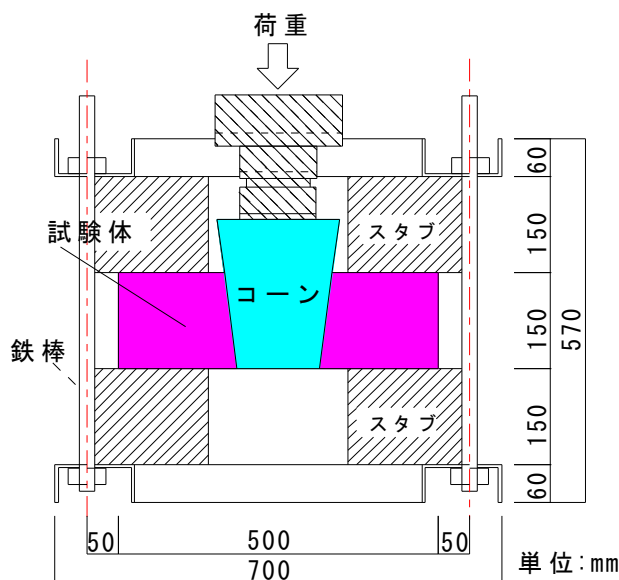


図3.18 軸力を加えられる加力装置

(2) 試験体概要

試験体の断面を図3.19に示す。以後、この試験体をP90試験体と呼ぶ。試験体は、せん断補強筋の間隔が150mm、試験体の断面が500mm×500mmの正方形断面であることを想定した試験体とした。試験体の中央部の穴は直径129mmから直径169mmに広がる円錐台の穴とした。試験体は、主筋が4-D22(SD345)、せん断補強筋が□-D10(SD345)、せん断補強筋



写真3.8 加力装置の外観

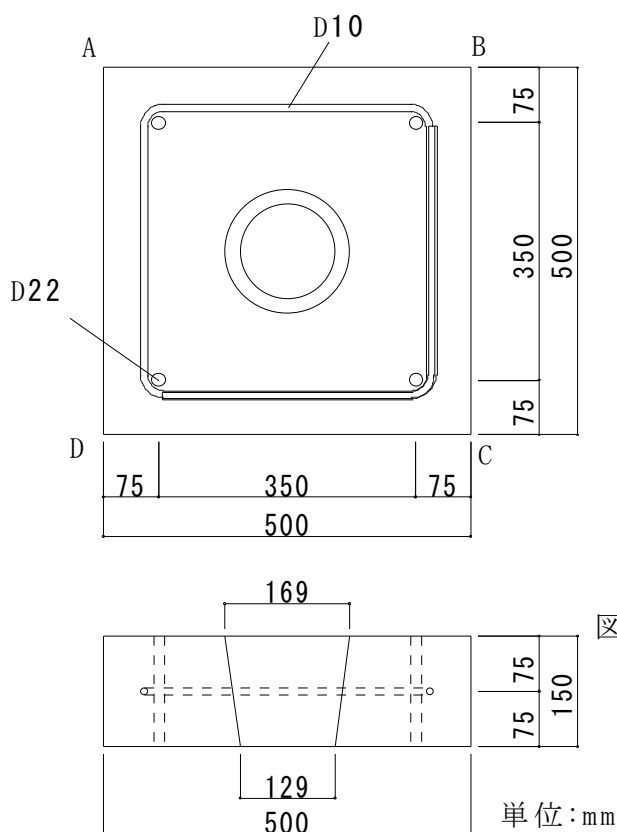


図 3.19 P90 試験体の断面

表3.7 調合表

W/C (%)	単位質量 (kg/m ³)			
	水	セメント	砂	砂利
58.6	208	355	922	901

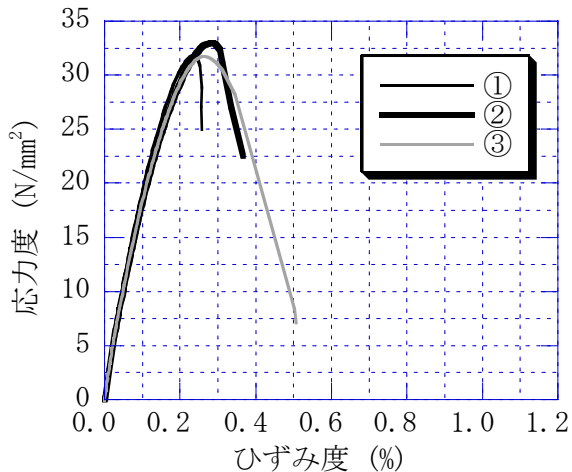


図3.20 コンクリートの応力度-ひずみ度関係

表3.8 コンクリートの力学特性

No.	圧縮強さ (N/mm ²)	1/3割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	31.8	2.19	0.231	3.02
②	33.0	2.02	0.281	2.51
③	31.7	2.03	0.26	2.28
平均	32.2	2.08	0.257	2.61

の曲げ内半径が20mm，フックの角度が90°，長さが340mm，補強筋比は0.28%とした。せん断補強筋の曲げ加工後に曲げ加工部で亀裂の発生の有無を目視で観察したら，亀裂の発生は確認できなかった。試験体数は2体とした。

(3) 使用材料の特性

せん断補強筋で使用したD10は，N90試験体等で使用したせん断補強筋のD10と同じ材種にした。試験体で使用したコンクリートは表3.7のとおり調合して作製した。コンクリートの力学特性は，アムスラー試験機を用いて圧縮試験と割裂試験を行って確認した。コンクリートの圧縮試験及び割裂試験はそれぞれ3体のコンクリートで行った。試験結果を図3.20と表3.8に示す。各特性について3体のコンクリートの平均値は，圧縮強さが32.2N/mm²，1/3割線剛性が2.08×10⁴N/mm²，割裂強さが2.6N/mm²であった。

3.5.2 試験結果及び考察

(1) 破壊性状

a. 破壊の進行状況

1体目の試験体のひび割れ図を図3.21に示す。加力開始から荷重が140kNに達したとき、試験体の側面でひび割れが発生した。更に加力を続けたら、荷重が216kNのときに最大荷重に達した。試験体の側面でひび割れの幅が大きくなり、最終的にはコーナーAでは内部の曲げ加工部が確認できた。また、コンクリートのひび割れが最大で25mmまで広がり、ひび割れからみたせん断補強筋は細くなっていた。

2体目の試験体のひび割れ図を図3.22に示す。加力開始から荷重が185kNに達したとき、試験体の側面でひび割れが発生した。更に、加力を続けたら、荷重が286kNのときに最大荷重に達した。試験体の側面でひび割れの幅が大きくなり、最終的にはコンクリート表面のひび割れが最大で30mmまで広がり、ひび割れからみたせん断補強筋は細くなっていた。

b. 試験終了後の試験体

試験終了後の試験体を写真3.9に示す。

1体目の試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで写真3.9(1)のように進展し、内部のせん断補強筋の曲げ加工部を写真3.9(2)のように確認することができた。2体目の試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで写真3.9(3)のように進展し、内部のせん断補強筋の直線部を写真3.9(4)のように確認することができた。

試験終了後にコンクリート中のせん断補強筋を取り出して観察する。1体目の試験体のせん断補強筋では、写真3.9(5)と写真3.9(6)に示すとおり、曲げ加工部の変形が特に激しかったコーナーはコーナーDであり、コーナーDの曲げ半径が加力前に比べて大きくなっていた。一方、2体目の試験体のせん断補強筋では、写真3.9(7)と写真3.9(8)に示すとおり、曲げ加工部の変形が特に激しかったコーナーはコーナーBであり、コーナーBの曲げ半径が加力前に比べて大きくなった。また、コーナーAとBの間の直線部で鉄筋径が細くなっていることが確認できた。2体の試験体ではコンクリートの破壊が激しく発生していたが、せん断補強筋の曲げ加工部で破断が生じず、せん断補強筋の曲げ加工部の表面で亀裂がないことを目視で確認した。

ここで、2体目の試験体ではせん断補強筋の直線部で鉄筋径が細小化していたことから、せん断補強筋の曲げ加工部と直線部の鉄筋径を写真3.10のようにノギスで測定した。測

定結果は写真3.11のとおりであった。1体目の試験体では、曲げ加工部の鉄筋径の最小値がコーナーCの9.55mmであり、直線部の鉄筋径の最小値がコーナーAとDの間の8.95mmであった。一方、2体目の試験体では、曲げ加工部の鉄筋径の最小値がコーナーAの9.55mmであり、直線部の鉄筋径の最小値がコーナーAとBの間の8.35mmであった。鉄筋径の最小値を表3.9のようにまとめることができた。曲げ加工部の最小値の平均値が9.50mmであったのに対して、特に2体目の試験体の直線部において鉄筋径は曲げ加工部の鉄筋径の平均値より1.15mm小さな値の8.35mmであった。このことから、2体目のせん断補強筋の直線部で破断が発生する直前であったといえる。

(2) 押込み荷重 - 押込み量関係

押込み荷重 - 押込み量関係を図3.23に示す。

1体目の試験体では、押込み量が約3mmであったときに荷重が216kNの最大荷重となり、その後は荷重が急激に低下し、約50mmの押込み量まで荷重が140kN前後であり変わらない状態であった。急激な荷重低下後に荷重が一定荷重で保持された理由として、せん断補強筋が降伏強さに達していたと考えられる。

2体目の試験体では、押込み量が約4mmであったときに荷重が286kNで最大荷重となり、その後は荷重が急激に低下し、約100mmの押込み量まで荷重が150kNから80kNまで緩やかに低下する状態であった。急激な荷重低下後に荷重が緩やかに低下した理由として、試験終了後のせん断補強筋の直線部で細くなっていたを考慮すると、せん断補強筋が破断直前であったと考えられる。

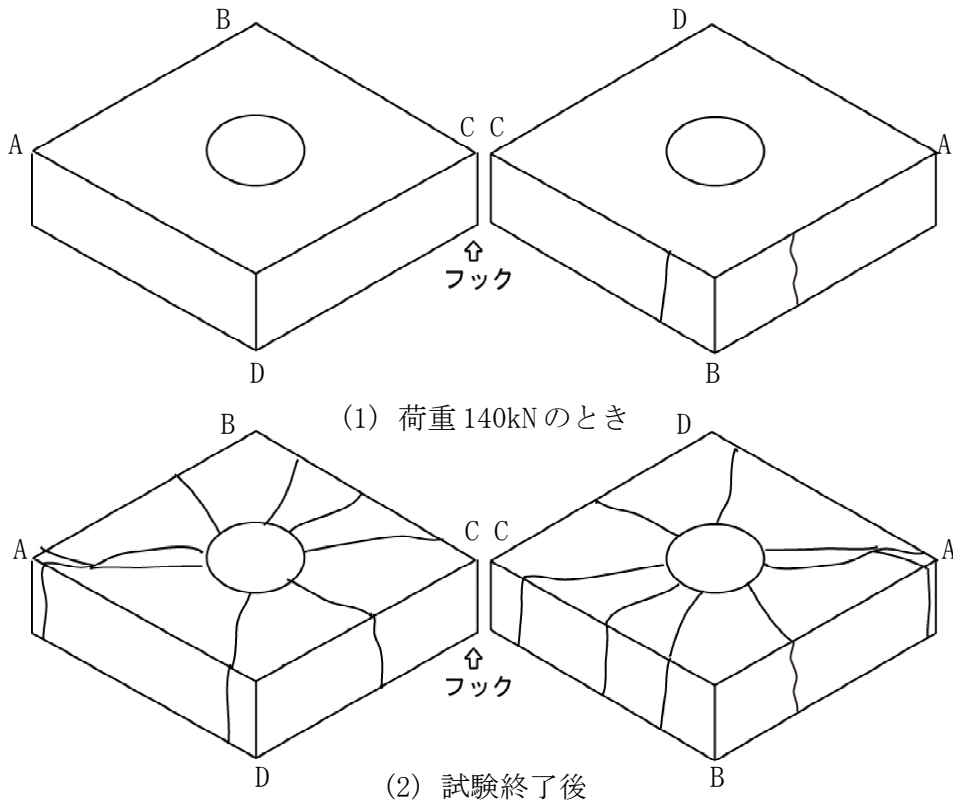


図 3.21 ひび割れ図
(N90P 試験体の 1 体目)

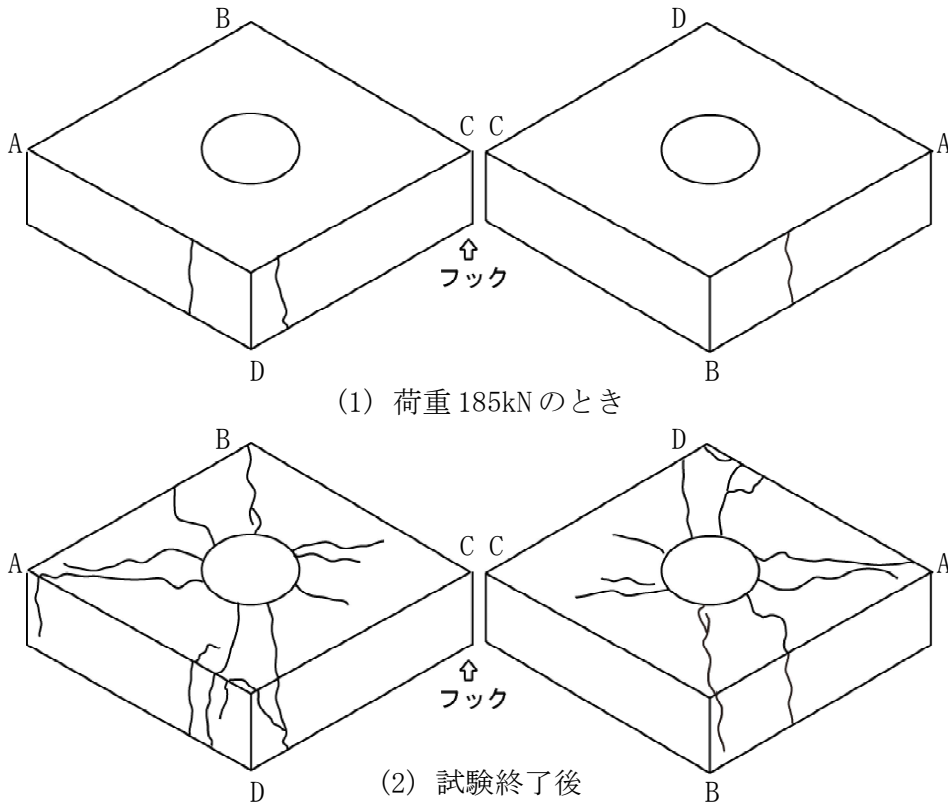
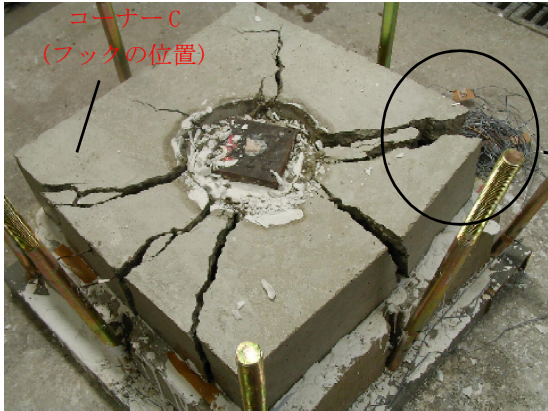


図 3.22 ひび割れ図
(N90P 試験体の 2 体目)



(1) コーナーB からみた P90 試験体の 1 体目



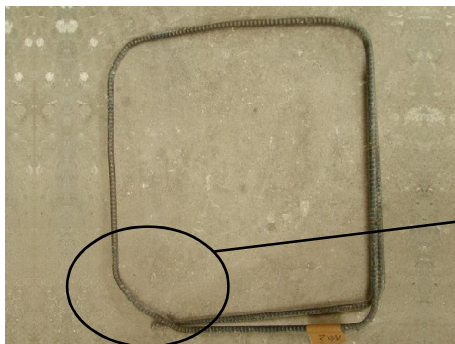
(2) 左図の場所を側面から観察
(曲げ加工部の確認)



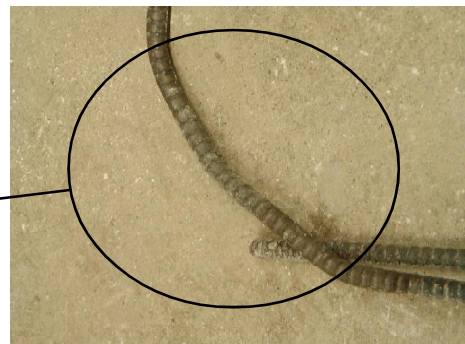
(3) コーナーC からみた P90 試験体の 2 体目



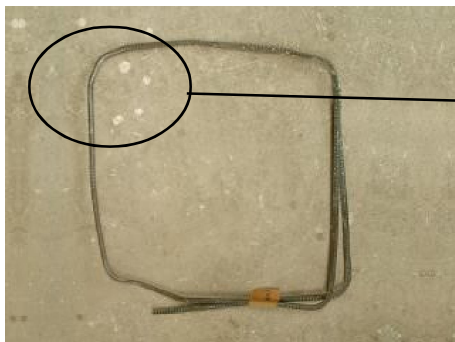
(4) 左図の場所を側面から観察
(せん断補強筋の直線部の確認)



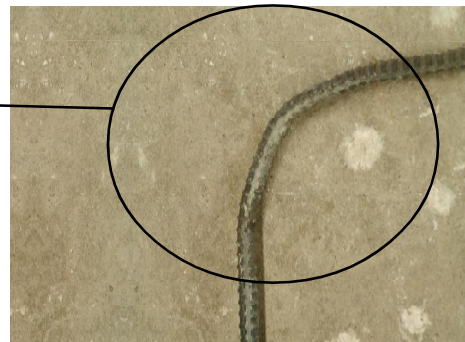
(5) P90 試験体の 1 体目のせん断補強筋



(6) 曲げ加工部の変形が激しい箇所



(7) P90 試験体の 2 体目のせん断補強筋

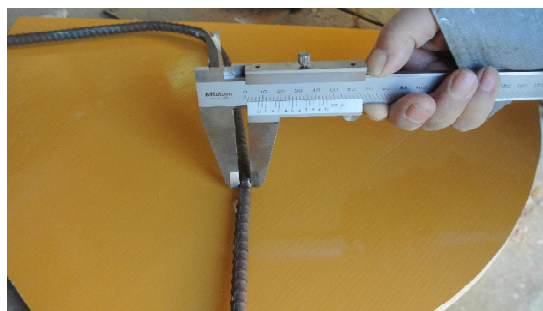


(8) 曲げ加工部の変形が激しい箇所

写真 3.9 試験終了後の試験体

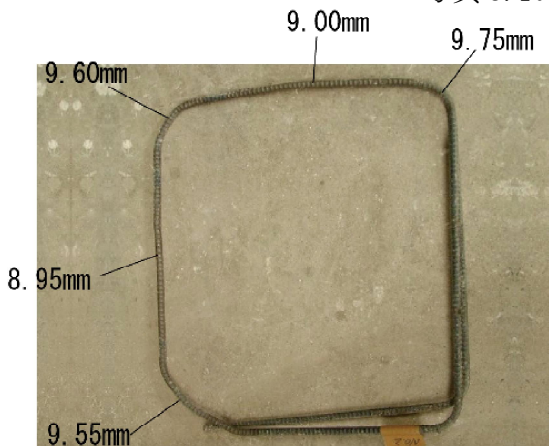


(1) 曲げ加工部の鉄筋の太さ

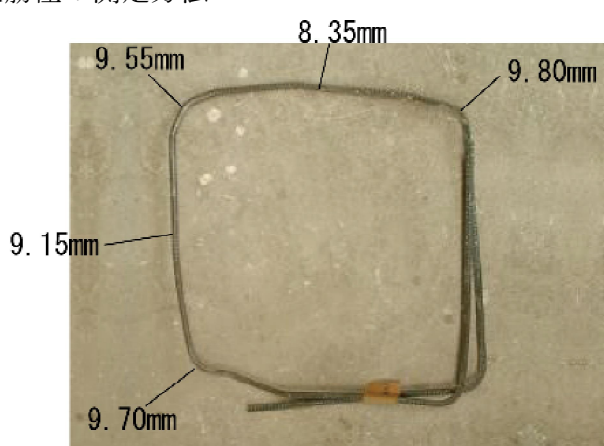


(2) 直線部の鉄筋太さの測定

写真 3.10 鉄筋径の測定方法



(1) P90 試験体の 1 体目

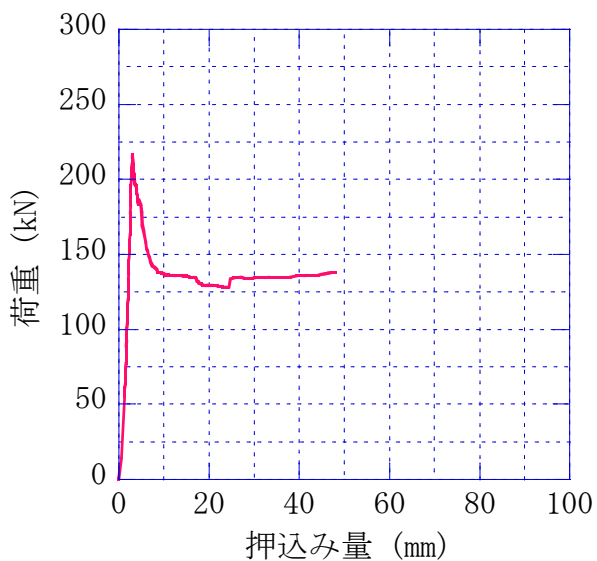


(2) P90 試験体の 2 体目

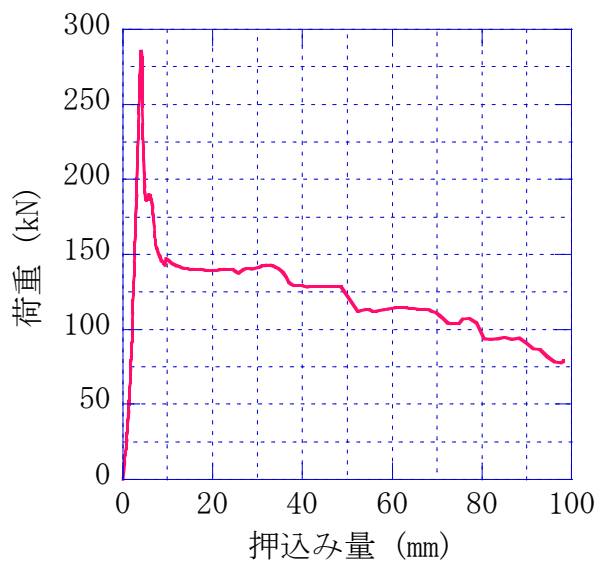
写真 3.11 曲げ加工部と直線部の鉄筋径

表 3.9 鉄筋の太さの最小値

試験体	直線部 (mm)	曲げ加工部 (mm)
1体目	8.95	9.45
2体目	8.35	9.55
平均	8.65	9.50



(1) 1体目の試験体



(2) 2体目の試験体

図 3.23 押し込み荷重-押し込み量関係

3.6. 曲げ加工部の破断原因に対する考察

膨張試験から次の結果が得られた。

- (1) 均等内圧を作用させた 135° フック付きの試験では、切欠き無しの N135 試験体が 2 体、切欠き入りの N135N 試験体が 1 体である。加力終了後の N135 試験体と N135N 試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展し、せん断補強筋のフックがあるコーナーでコンクリートの破壊が進行していた。また、せん断補強筋は加力前後で変形せず、曲げ加工部で破断や亀裂が発生しなかった。
- (2) 均等内圧を作用させた 90° フックの試験では、切欠き無しの N90 試験体が 2 体、切欠き入りの N90N 試験体が 1 体である。加力終了後の 2 体の N90 試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展し、せん断補強筋のフック端部があるコーナーでコンクリートの破壊が進行し、特にフックの端部で曲げ加工部の曲げ半径が加力後に大きくなった。加力終了後の 1 体の N90N 試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展し、せん断補強筋のフックの位置とは反対の位置のコーナーでコンクリートの破壊が進行し、特にその位置で曲げ加工部の曲げ半径が加力後に大きくなった。しかし、すべての試験体において、曲げ加工部で破断や亀裂が発生しなかった。
- (3) 偏心内圧を作用させた 90° フックの E90 試験では、切欠き無しの E90 試験体が 1 体、切欠き入りの E90N 試験体が 1 体である。加力終了後の E90 試験体と E90N 試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展し、せん断補強筋のフックとは反対の位置のコーナーでコンクリートの破壊が進行し、特にその位置で曲げ加工部の曲げ半径が加力後に大きくなった。しかし、すべての試験体において、曲げ加工部で破断や亀裂が発生しなかった。
- (4) 均等内圧と軸力を作用させた 90° フックの試験では、切欠き無しの P90 試験体が 2 体である。加力終了後の 2 体の P90 試験体では、ひび割れがコンクリート側面からせん断補強筋を横切って試験体の中央部まで進展し、コンクリートが前述の試験に比べて破壊が最も激しく発生していた。1 体目の P90 試験体では、特にフックの端部で曲げ加工部の曲げ半径が加力後に大きくなった。2 体目の P90 試験体では、特にフックの位置とは反対の位置のコーナーで曲げ加工部の曲げ半径が加力後に大きくなった。ま

た、荷重-押込み量の関係及びせん断補強筋の鉄筋径を測定して考察した結果、せん断補強筋の直線部では破断直前であった可能性がある。

以上のように膨張力試験としては、均等内圧と偏心内圧、軸力の有無、フックの形状は 90° と 135° 、コンクリート断面に対して切欠きの有無と考慮し、コンクリートのひび割れがコンクリートの側面からせん断補強筋を横切り試験体の中央部まで進展していたにもかかわらず、せん断補強筋の曲げ加工部で破断や亀裂が発生する試験体は1体もなかった。しかし、曲げ加工部の曲げ半径が大きくなる試験体は複数体あった。

そこで、加力終了後の曲げ半径の変形状態について実構造物の被害事例の曲げ半径と比較すると、曲げ加工部の変形状態は図3.24のように表すことができる。実構造物の曲げ加工部で亀裂が発生した被害事例の曲げ半径は亀裂の発生前後で大きく変化しているように見えなかった(たとえば図1.4^{3.2)})。しかし、本試験の加力後の曲げ半径は加力前より大きく変化していたようにみえた。したがって、曲げ半径で亀裂が発生するためには、曲げ半径がコンクリートの膨張力によって変化しないことが条件であると考えられる。また、本試験では、曲げ加工後にせん断補強筋の曲げ加工部で亀裂が発生していないことを確認した。しかし、初期亀裂が発生していれば、初期亀裂の先端が支点となり、曲げ加工部の曲げ半径が大きく変化せずに、曲げ加工部で破断が発生した可能性が高い。

以上のことから、曲げ加工後に発生する曲げ加工部の初期亀裂を抑止し、曲げ半径が土木学会の規程^{3.3)}どおりの $2d$ 以上に曲げ加工で実施された場合には、コンクリートの膨張力で曲げ加工部が破断しない可能性が高い。

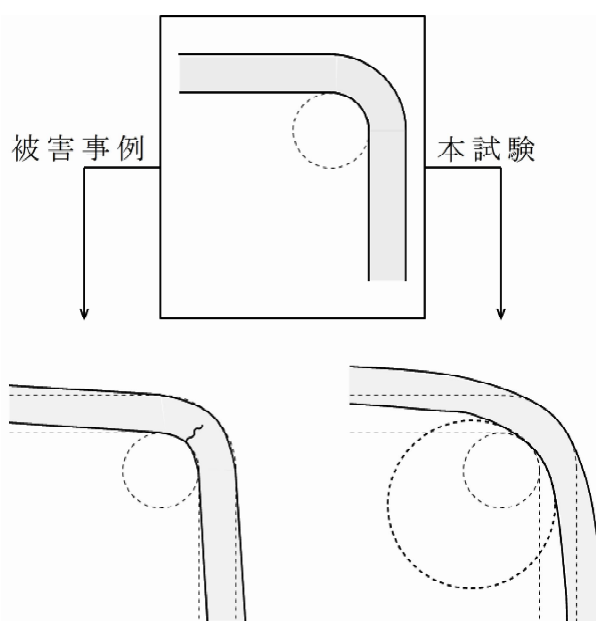


図3.24 コンクリートの膨張力による曲げ加工部の変形状態(被害事例と本試験の比較)

3.7. まとめ

本章では、せん断補強筋の曲げ半径が土木学会の規程^{3.3)}に則って鉄筋径の2倍とし、曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生していないことを確認して、フックの形状、コンクリート断面の切欠きの有無、均等内圧と偏心内圧、軸力の有無を考慮した膨張試験を行い、次の知見を得た。

- (1) 本試験の範囲では、せん断補強筋の曲げ加工部で破断や亀裂を発生させることができなかった。
- (2) 曲げ加工部がコンクリートの膨張力のみで破断するためには、曲げ加工後に曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生していることが条件であることを示唆した。
- (3) 曲げ加工後に発生する曲げ加工部の初期亀裂の発生を抑止し、曲げ直径を土木学会の規程^{3.3)}どおりの $2d$ 以上に設定していれば、コンクリートの膨張力のみで曲げ加工部が破断する可能性が低いことがわかった。

参考文献

- 3.1) 佐々木一則:アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理方法に関する研究, 博士論文, pp. 53-137, 2011
- 3.2) 上原伸朗, 幸左賢二, 大代武志, 原口政仁:多数の鉄筋破断が生じたASR劣化構造物の特性分析, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp. 729-739, 2014. 3
- 3.3) 土木学会:18条 鉄筋の曲げ形状, コンクリート標準示方書解説, pp. 41-43, 1977
- 3.4) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗: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
- 3.5) 佐藤雅義, 田中泰司, 岸利治:ASR膨張による断面の変形挙動に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 1, pp. 1287-1292, 2007
- 3.6) 上園祐太, 幸左賢二, 上原伸朗, 益田紘孝:鉄筋破断を生じたASR供試体の劣化性状評価, 構造工学論文集, Vol. 61A, pp. 672-682, 2015. 3
- 3.7) 幸左賢二, 川島恭志, 合田寛基, 興梠展朗, 五十嵐弘行:アルカリ骨材反応による鉄筋破断を模擬した供試体試験, 構造工学論文集, Vol. 53A, pp. 968-973, 2007. 3
- 3.8) 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. 3
- 3.9) 草野昌夫, 幸左賢二, 合田寛基, 柴田綾野: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
- 3.10) 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評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 32, No. 1, pp. 977-992, 2010
- 3.11) 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損傷評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 1, pp. 1219-1224, 2009
- 3.12) 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

第4章

曲げ加工部と 炭酸塩応力腐食割れ

4.1. 本章の位置づけ

構造物などで応力腐食割れが生じていると考えられるとき、応力腐食割れの発生原因となる化学因子の特定が行われる。化学因子を特定する作業は次の流れで行う。

- (1) 割れ経路と環境面から応力腐食割れ感受性を有しそうな化学因子を予測する。
- (2) 応力腐食割れ試験を行い、試験体の割れ感受性の有無を明らかにする。試験体の割れ感受性が有れば(3)に進み、試験体の割れ感受性が無ければ(1)に戻る。
- (3) 環境面及び割れ経路について、試験事例と被害事例との対応関係を確認する。両事例が対応していれば、化学因子が特定できたことになる。しかし、両事例が対応していなければ、上記(1)に戻る。

上記(1)の作業については、実構造物で破断が発生した曲げ加工部の割れ経路が粒内割れ、粒内-粒界混合型の割れであり^{4.1)}、炭酸カルシウムが検出されていること^{4.2)}から、応力腐食割れ感受性を有しそうな化学因子は「炭酸塩」であることを第2章で予測した。

そこで、本章では、炭酸塩応力腐食割れ試験を行い、応力腐食割れの発生原因となる化学因子が炭酸塩であることを推定から特定に変えて、コンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合要因が破断原因であるときの条件を解明する。

4.2 炭酸塩応力腐食割れ試験

4.2.1 試験概要

(1) 試験体概要

試験体は異形鉄筋D13 (SD295A)を使用した。試験体は全部で4体とした。鉄筋の応力度-ひずみ度関係を図4.1に、材料特性を表4.1に示す。

鉄筋で炭酸塩応力腐食割れ試験が行われた事例がないため、JIS G0576のステンレス鋼の応力腐食割れ試験方法^{4,3)}を参考にして、異形鉄筋D13 (SD295A)に対して加工を行い試験体を作製した。

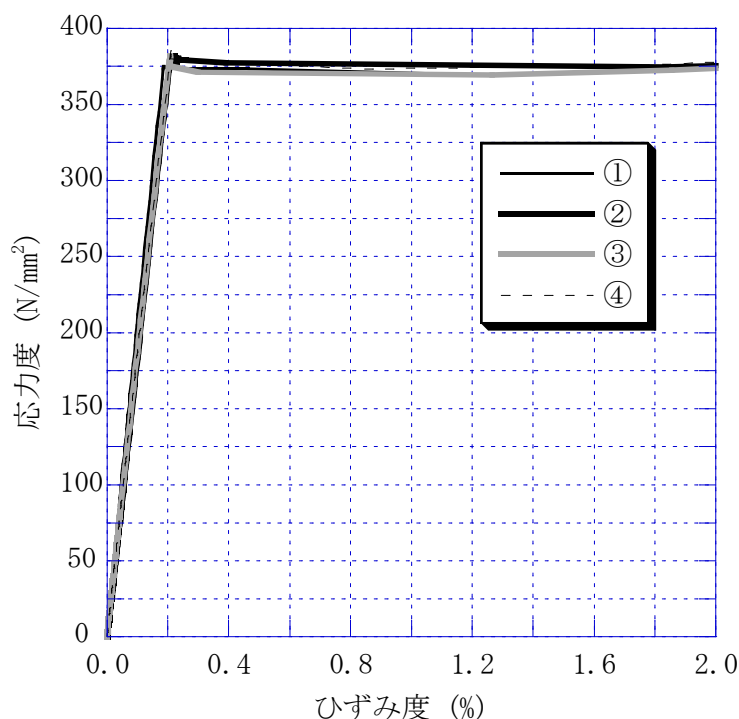


図4.1 D13の応力度-ひずみ度関係

表4.1 鉄筋D13の力学特性

(1) 化学成分

炭素 (%)	珪素 (%)	マンガン (%)	りん (%)	硫黄 (%)
0.22	0.19	0.61	0.016	0.021

(2) 力学特性

No.	降伏強さ (N/mm ²)	ヤング係数 (10 ⁵ N/mm ²)	降伏ひずみ度 (%)	引張強さ (N/mm ²)	破断ひずみ度 (%)
①	373	2.05	0.182	521	17.4
②	377	1.86	0.203	531	16.7
③	371	1.87	0.199	528	20.4
④	378	1.86	0.203	532	19.1
平均	375	1.91	0.197	528	18.4

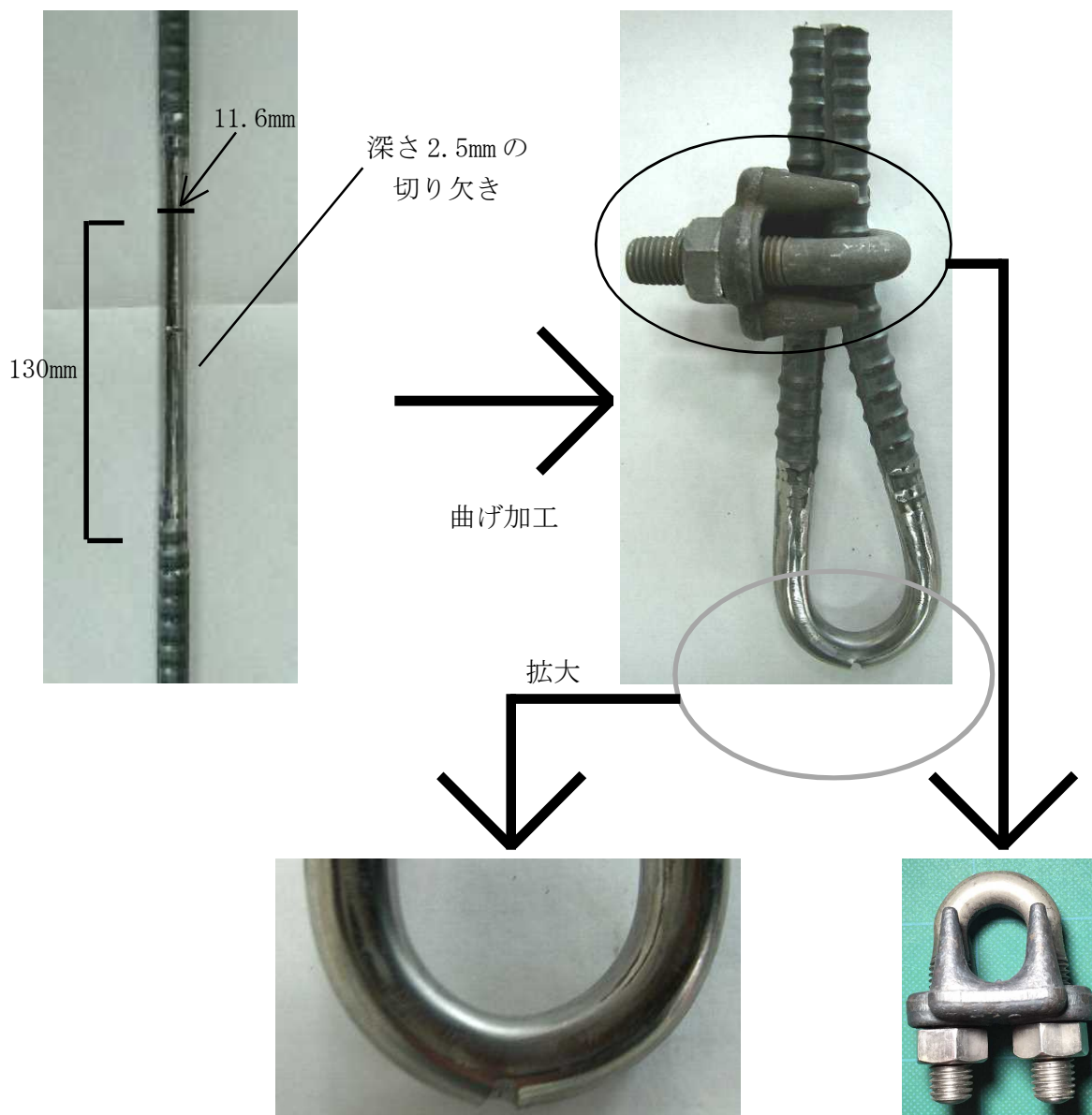


写真 4.1 試験体の概要

試験体の概要を写真 4.1 に示す。加工は、異形鉄筋 D13 のリブと節を除去したのち 500 番の研磨紙で直径 11.6mm まで磨き、鉄筋の中心に深さ 2.5mm の V 字型ノッチを入れ、曲げ半径 15mm (直径の 1.3 倍) で 180 度に曲げて、金具によって端部を固定した。

(2) 分極曲線測定試験

a. 分極曲線

分極曲線とは、試験体の電位を制御することによってそのときの試験体の電流密度を測定し、電位と電流密度の関係を表した曲線である。試験体の分極曲線の電流密度が激しく

変化する領域において、試験体の割れ感受性が高まることが指摘されている^{4.4)}。そのため、応力腐食割れ試験を始める前には、一般的に、試験体の分極曲線を測定して、試験体の割れ感受性が高い電位を予測する。

b. 分極曲線測定試験の概要

分極曲線の測定試験は、試験溶液、Uベンド型試験体、塩橋、ビーカー、ポテンシヨスタット、飽和カロメル電極、気泡緩衝材、ベルトヒーターを用意して、図4.2の試験機の構成で行った。試験溶液は、コンクリートの細孔溶液が炭酸化した状態を模した溶液であり、0.5mol/L K_2CO_3 - 1.0mol/L $NaHCO_3$ 混合溶液 (pH9.1) と、0.5mol/L K_2CO_3 - 1.5mol/L $NaHCO_3$ 混合溶液 (pH9.5) の2種類の溶液とした。分極曲線の測定試験はそれぞれの試験溶液で行った。次に、試験溶液をビーカーに入れて、試験溶液が温度80°になるまでベルトヒーターで加熱し、試験溶液に酸洗い済みのUベンド型試験体を入れた。試験溶液が蒸発して少なくならないために、気泡緩衝材でビーカーに蓋をして、試験溶液の温度が80°の一定温度になるようにベルトヒーターの電源をサーモスタットで制御した。更に、ポテンシヨスタットによって試験体の電位を制御しながら電流密度を測定した。掃引速度は0.2mV/secである。参照電極は飽和カロメル電極を用いた。以後は、飽和カロメル電極基準の電位を「vs (SCE)」と表す。

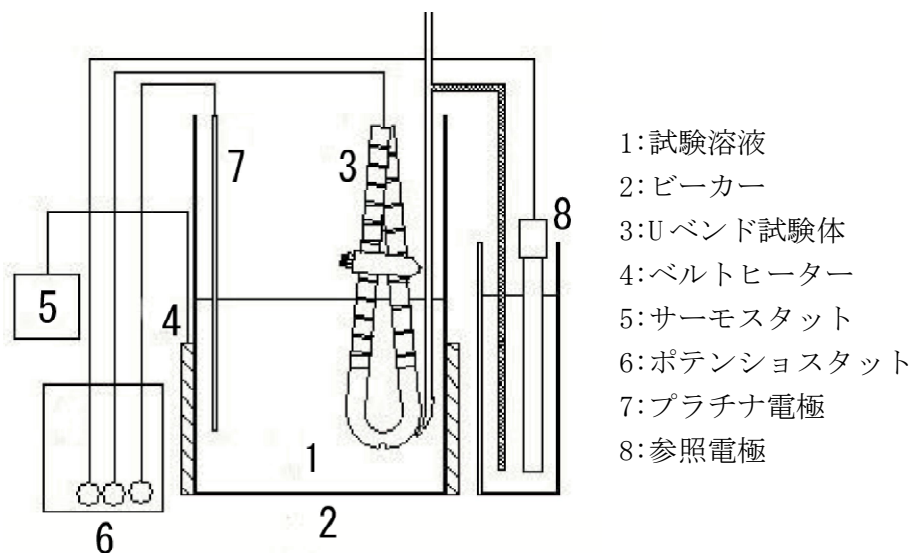


図4.2 試験機の構成

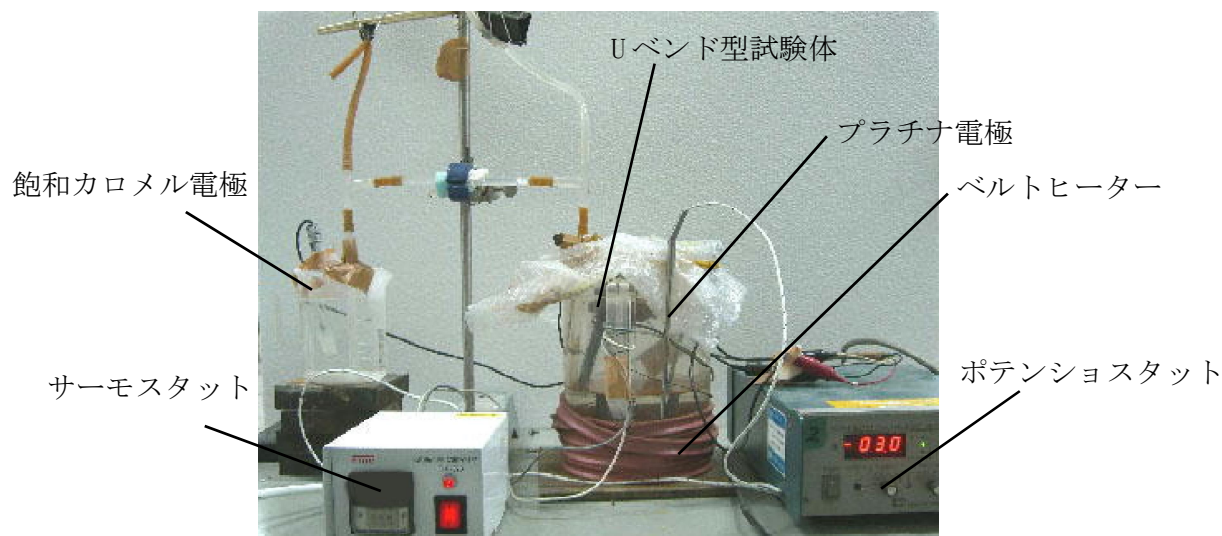


写真 4.2 試験の様子

(3) 応力腐食割れ試験

応力腐食割れ試験の試験構成は、図4.2のとおりであり、分極曲線測定試験の試験構成と同じである。試験の様子を写真4.2に示す。

試験溶液は、0.5mol/L K_2CO_3 - 1.0mol/L $NaHCO_3$ 混合溶液 (pH9.1) と、0.5mol/L K_2CO_3 - 1.5mol/L $NaHCO_3$ 混合溶液 (pH9.5) の2種類である。設定電位は、分極曲線の測定試験から求めた割れ感受性が高い電位とした。電位はポテンシostatによって一定電位で制御した。試験を開始する前に、試験体は酸洗いを行った。

4.2.2 試験結果及び考察

(1) 分極曲線

分極曲線の測定結果を図4.3に示す。0.5mol/L-1.0mol/L溶液と0.5mol/L-1.5mol/L溶液の両溶液において、電流密度の変化が激しく起こる電位領域が $-600\text{mV} \sim -850\text{mV}$ (vs SCE) で存在した。

したがって、割れ感受性が高い電位領域は電流密度の変化が大きい領域であるとの指摘^{4.4)}があることから、0.5mol/L-1.0mol/L溶液の試験は -670mV (vs SCE) の電位に、0.5mol/L-1.5mol/L溶液の試験は -660mV (vs SCE) の電位に設定して応力腐食割れ試験を行った。

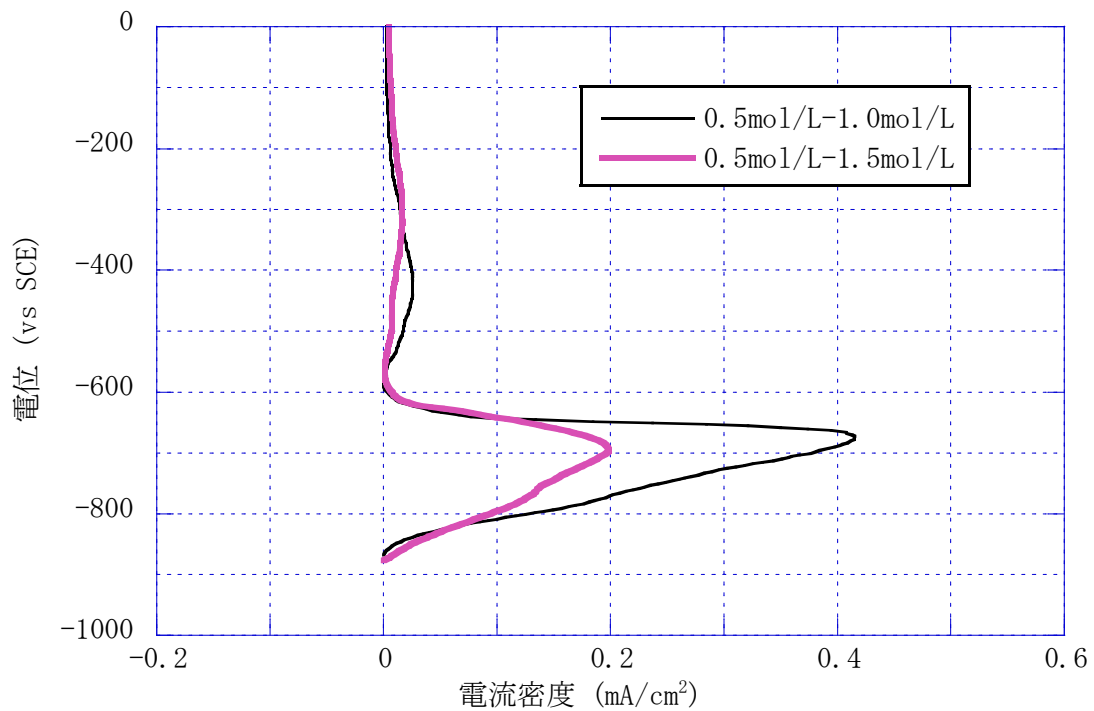


図4.3 分極曲線

(2) 応力腐食割れ試験

試験体の割れ状況について、0.5mol/L-1.0mol/L溶液の試験が試験開始から190時間後に、0.5mol/L-1.5mol/L溶液の試験が試験開始から200時間後に目視で観察した。試験体の表面で割れが両方の溶液に生じた。

そこで、内部の割れ経路を確認するために、0.5mol/L-1.0mol/L溶液中のUバンド型試験体に対して金属顕微鏡を用いて観察した。割れ経路を写真4.3～写真4.11に示す。亀裂が応力腐食割れの特徴である河川分岐状に広がっていた。更に倍率を上げて観察を行ったら、粒界割れが写真4.4～写真4.8のように確認でき、粒内割れが写真4.9～写真4.11のように確認できた。したがって、割れ経路は粒内-粒界混合型の割れであったといえる。また、写真4.10の粒内割れでは、応力腐食割れの特徴の「亀裂の鈍化」、「亀裂の分岐」、「亀裂の壁の不一致」が確認できた。

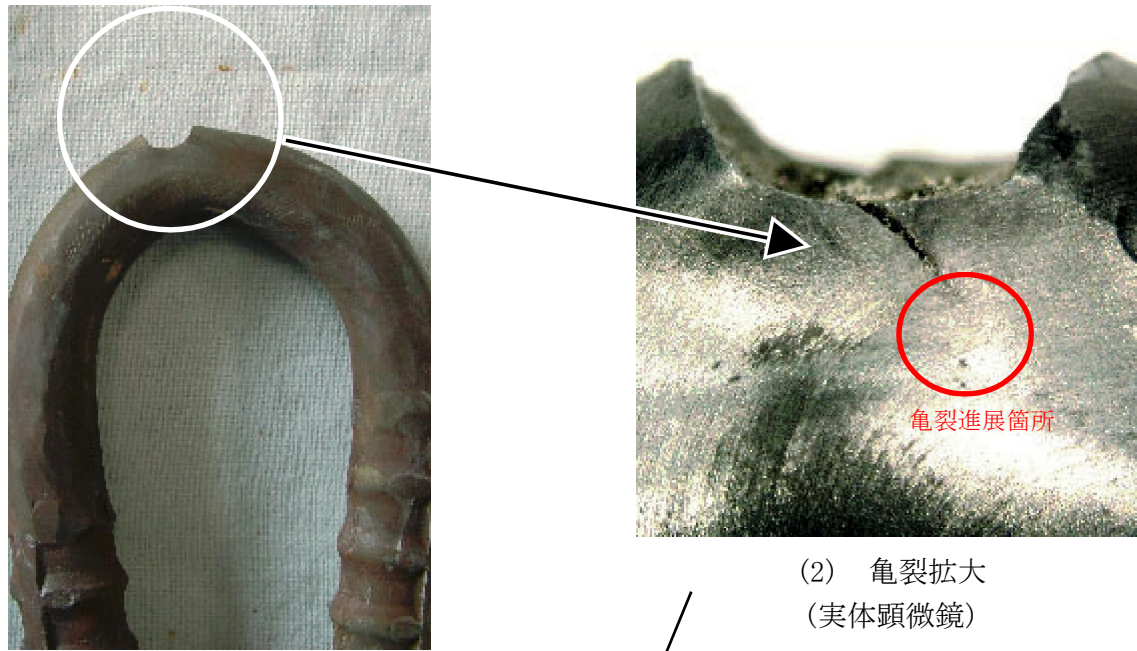


写真 4.3 試験終了後の亀裂の様子

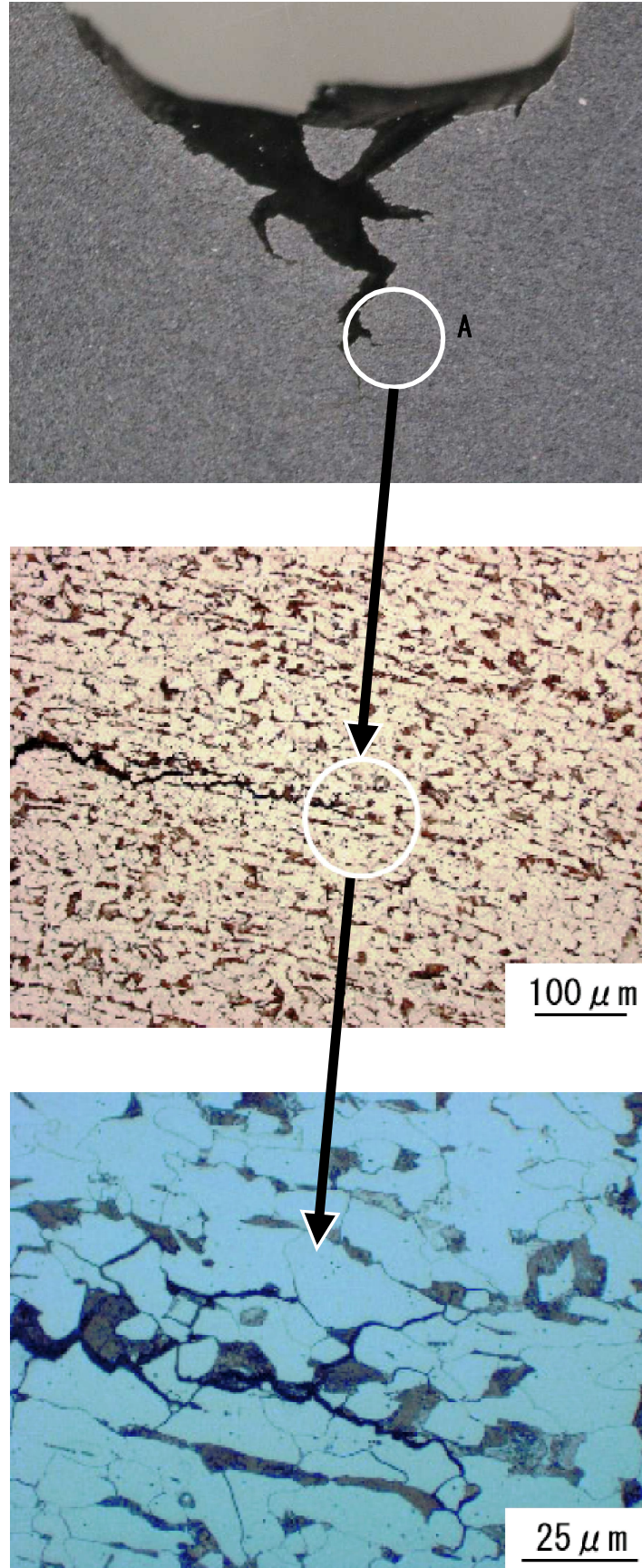


写真4.4 A点の割れ状況

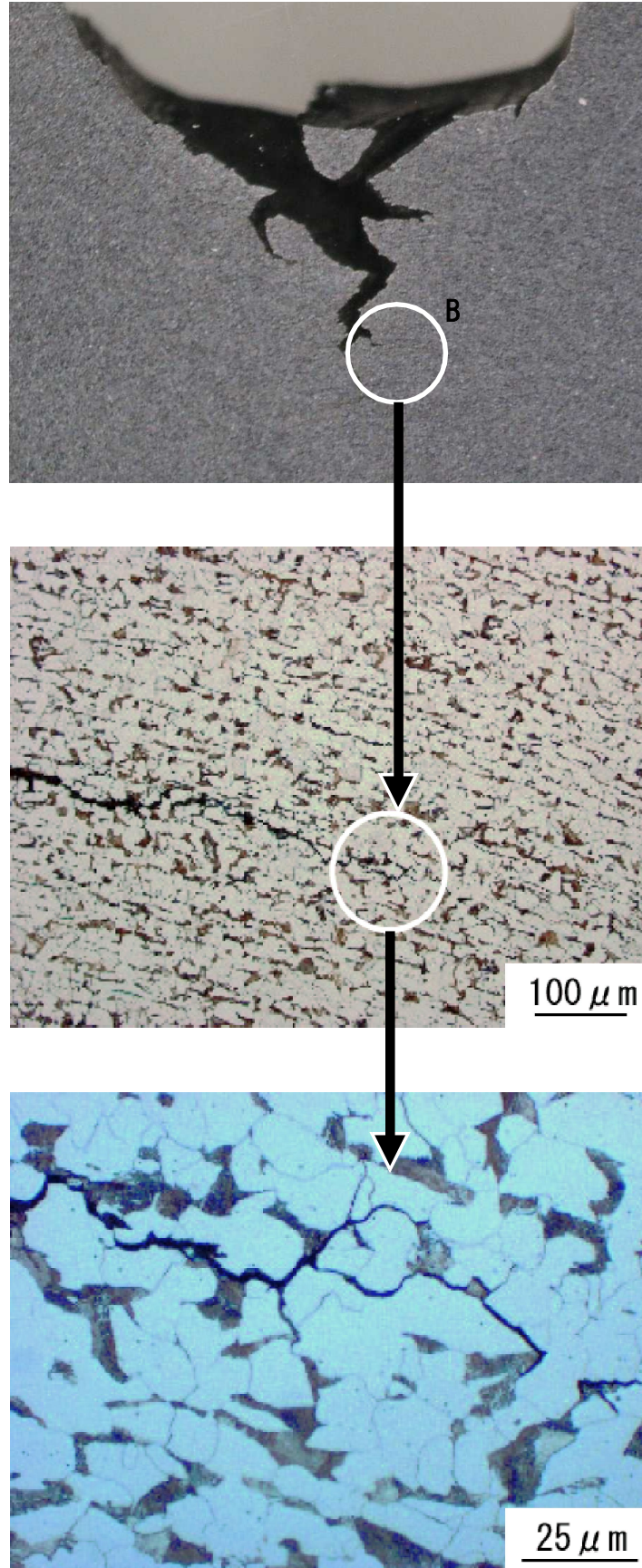


写真4.5 B点の割れ状況

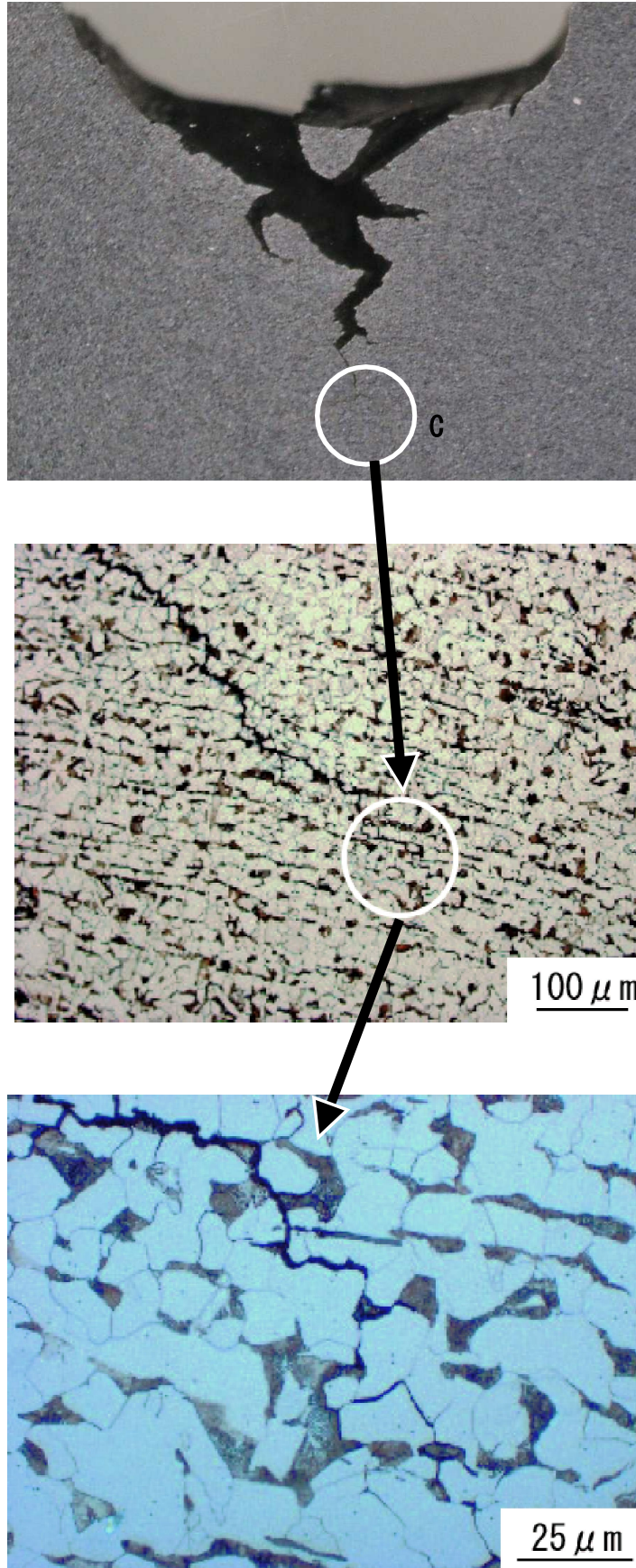


写真4.6 C点の割れ状況

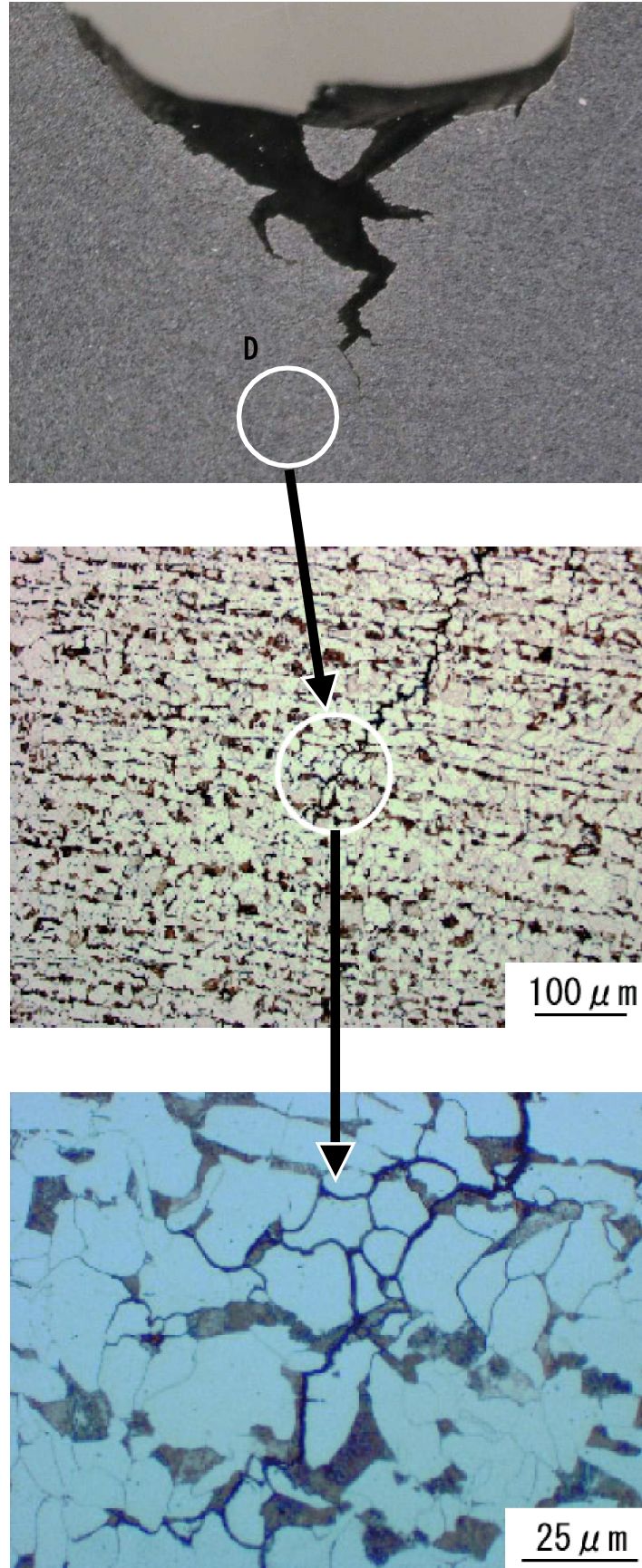


写真4.7 D点の割れ状況

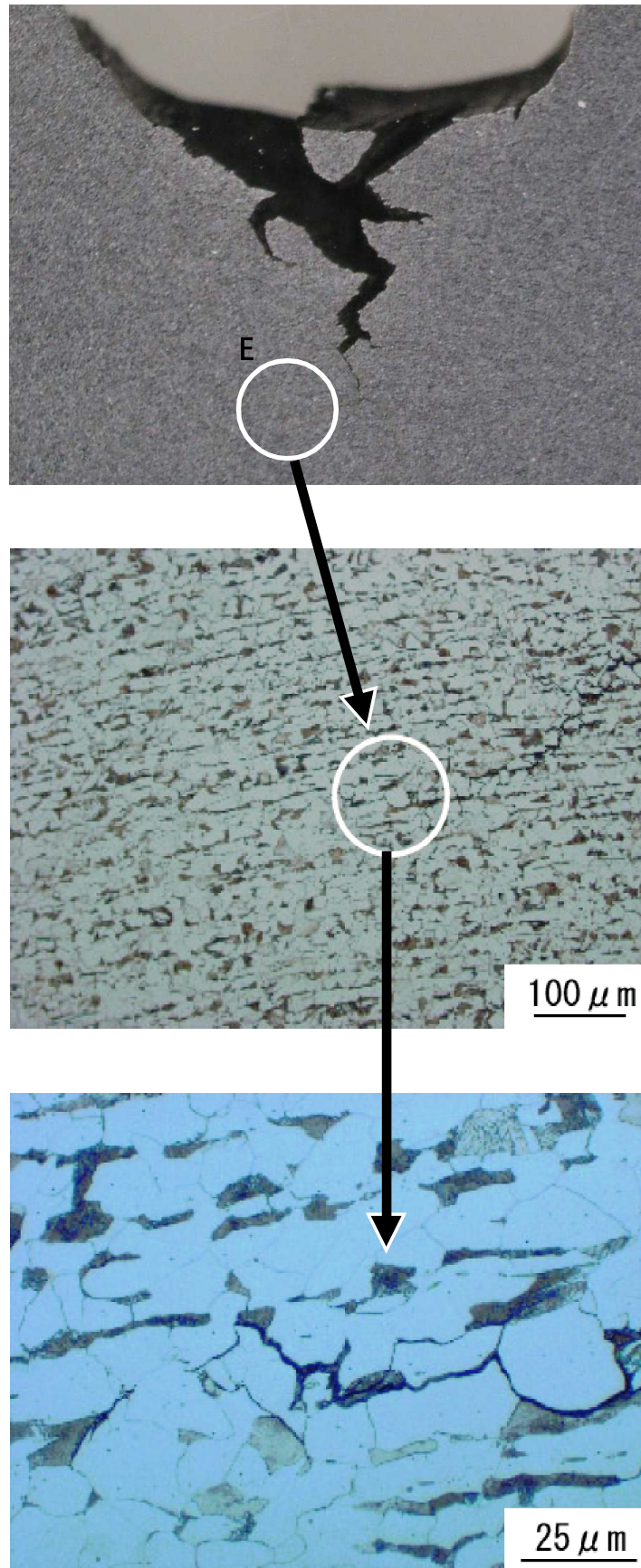


写真4.8 E点の割れ状況

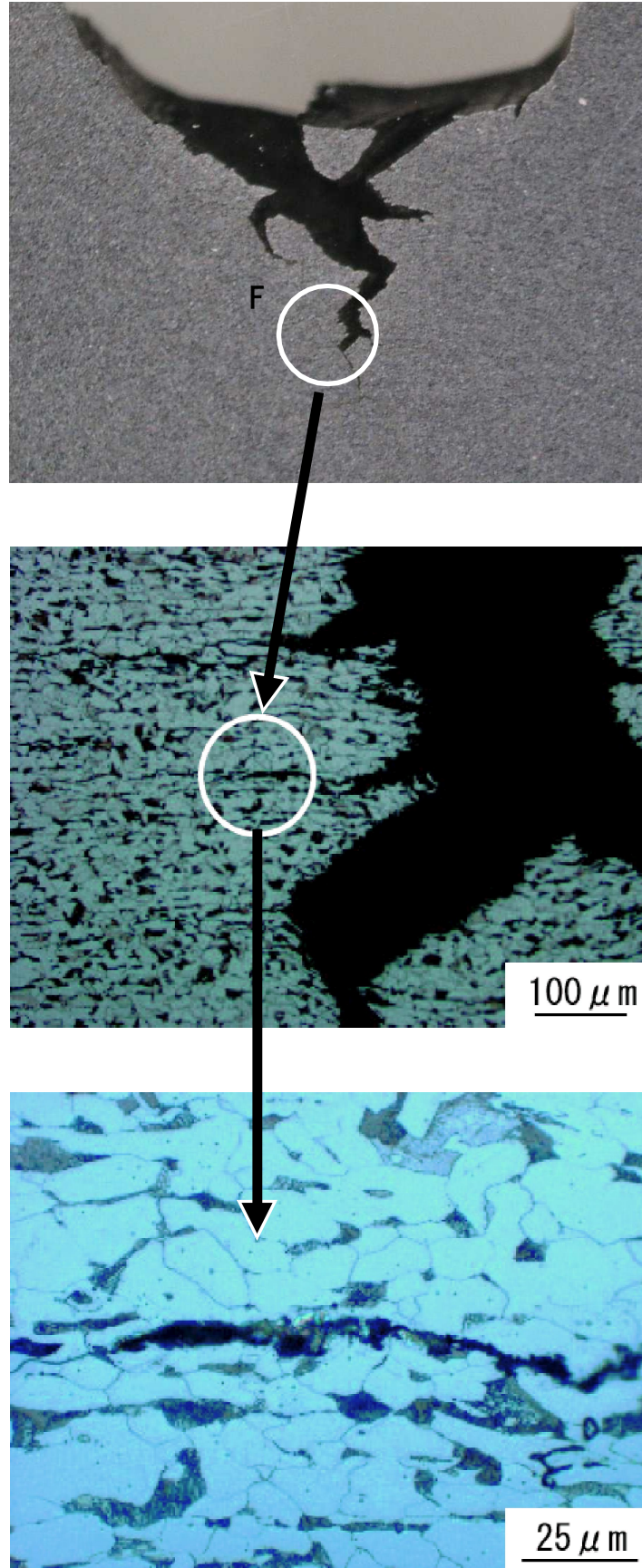


写真4.9 F点の割れ状況

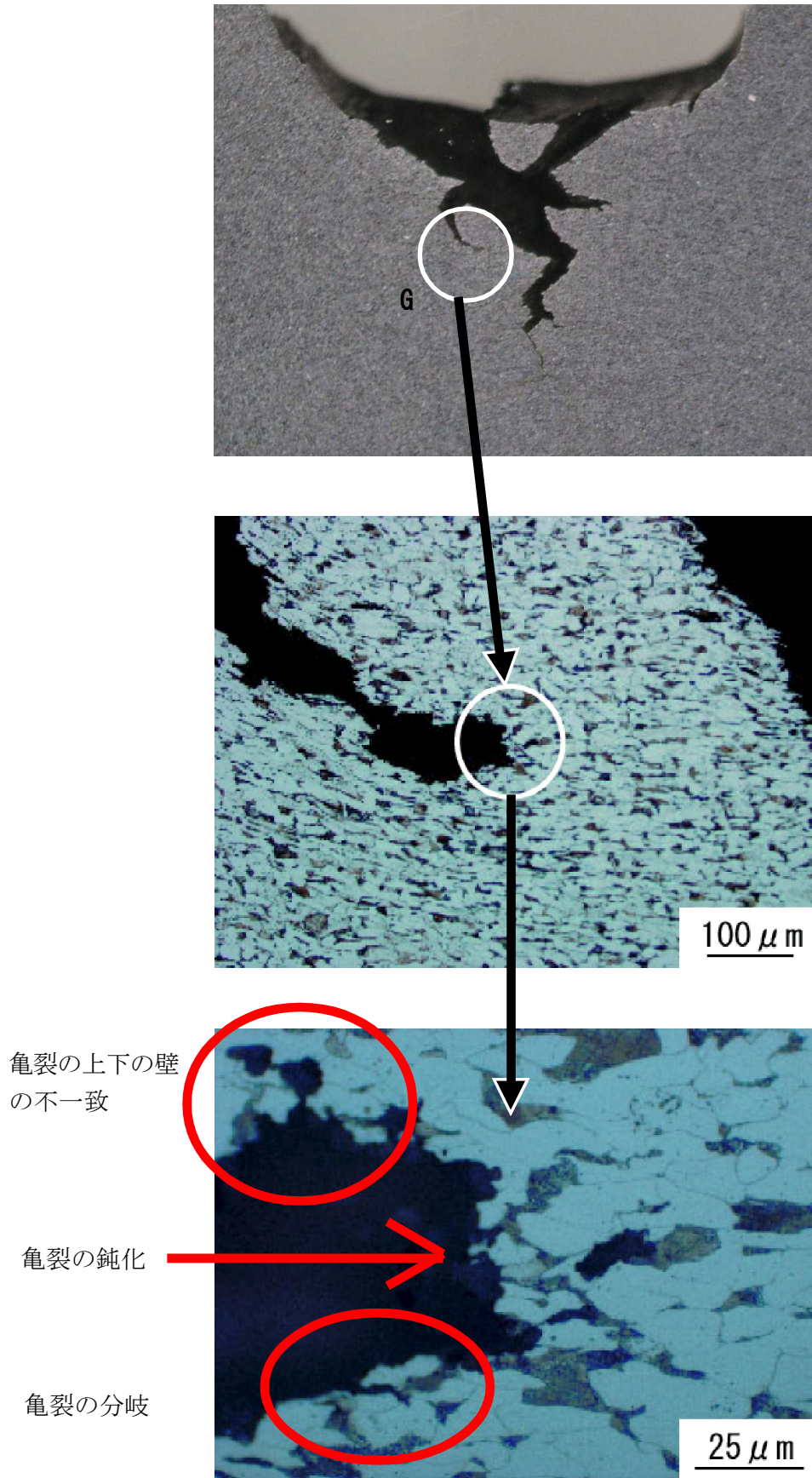


写真 4.10 G 点の割れ状況

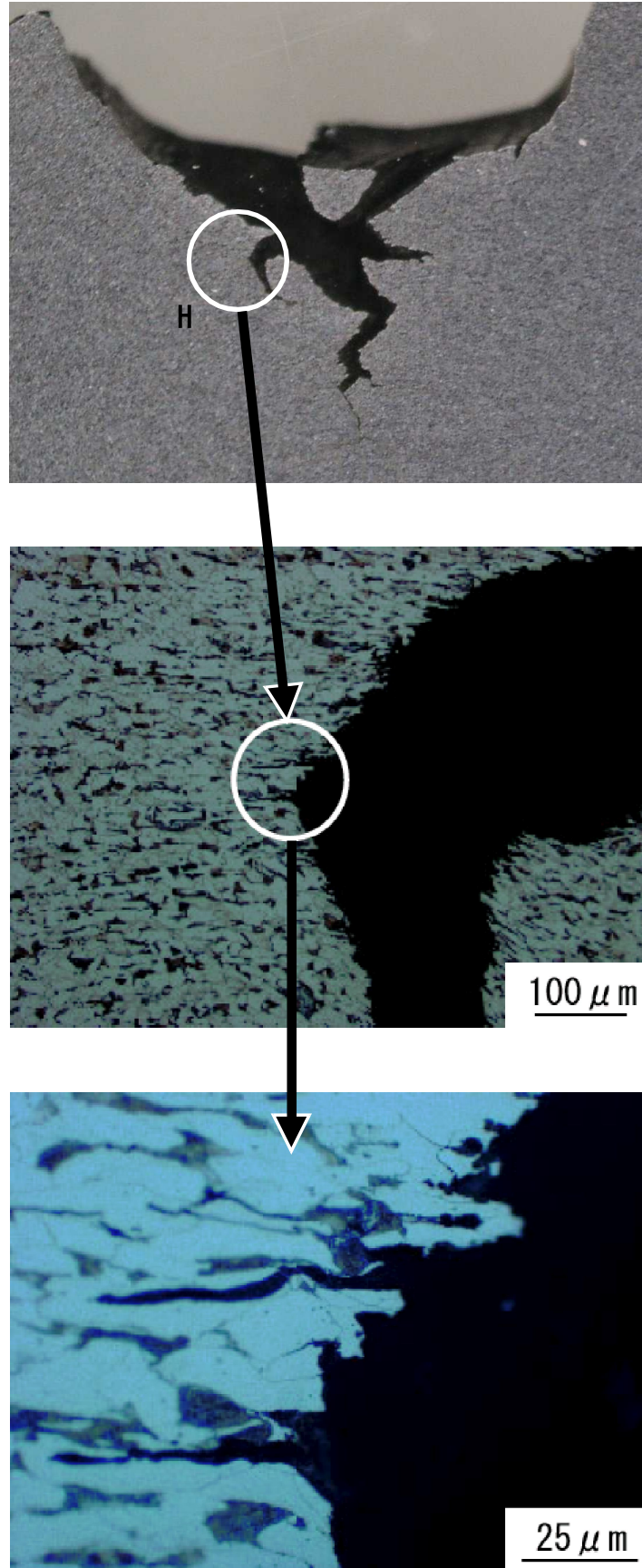


写真 4.11 H 点の割れ状況

4.3. 環境面からの考察

4.3.1 試験溶液の濃度

本節では、コンクリート中の曲げ加工部で炭酸塩応力腐食割れが発生する可能性を試験溶液の濃度から考察する。

曲げ加工部が破断した構造物では、コンクリートでアルカリ骨材反応が発生したことによって、コンクリートのひび割れがコンクリート表面から曲げ加工部を横切ってコンクリート内部まで進展していたことがわかっている^{4.5)}。そのため、曲げ加工部が破断した構造物では、大気からコンクリートのひび割れを通して曲げ加工部に炭酸ガスが侵入できる状態であった。炭酸ガスから炭酸塩が生成されれば、曲げ加工部で炭酸塩応力腐食割れが発生していた可能性が考えられる。また、侵入した炭酸ガスの主体はセメント成分である水酸化カルシウムと反応して難溶性の炭酸カルシウムになると考えれば、曲げ加工部が破断した構造物でも炭酸カルシウムが検出されたこと^{4.2)}に対して説明ができる。そこで、高アルカリ濃度のセメントを使用したモルタル細孔溶液中の $\text{Na}^+ + \text{K}^+$ は 0.66mol/L 程度との分析例^{4.6)}を用いて、試験環境は中性化したpHに対応する濃度の $\text{HCO}_3^- + \text{CO}_3^{2-}$ が存在すると仮定した。

ここで、パイプラインの事例に対応する炭酸塩応力腐食割れの再現試験は、Sutcliffeら^{4.4)}が 170g/L $(\text{NH}_4)_2\text{CO}_3$ の溶液中、笠原ら^{4.7)}が 1N Na_2CO_3 - 1N NaHCO_3 の溶液中で行われている。一方、本試験の試験溶液は高アルカリセメントを含むコンクリートを想定した溶液であり K_2CO_3 - NaHCO_3 系の溶液とした。試験溶液のpHは、コンクリートの中性化の進行に対応したものとしており、pHが9.1および9.5であった。本試験に用いた溶液の炭酸塩の濃度が 1.5mol/L と 2.0mol/L であり、高アルカリのモルタル中の細孔溶液について分析した例^{4.6)}を参照した濃度(0.66mol/L)に対して2.3倍と3.0倍とやや高い値であった。しかし、黒井^{4.8)}、C. L. Pageら^{4.9)}は、コンクリート中の鋼材に電流を流したときに炭酸塩を構成するイオンが移動して集積することによって、炭酸塩の濃度が6倍～9倍程度上昇することを測定しており、マクロ腐食電池が生じれば電流が流れるため、粒内-粒界混合型の割れが発生していた構造物における曲げ加工部周辺の炭酸塩濃度が試験溶液の炭酸塩の濃度程度に達することは十分に考えられる。

以上のように、粒内-粒界混合型の割れが発生していた構造物において曲げ加工部周辺の炭酸塩濃度は 1.5mol/L ～ 2.0mol/L 程度であった可能性があることを示すことができた。

4.3.2. 電位

応力腐食割れは、電位がある電位範囲内にあるときにのみ発生する。多くの応力腐食割れがその腐食環境の自然電位で発生するのに対し、炭酸塩応力腐食割れが炭酸塩環境における自然電位より低い電位で発生することが知られている^{4.10)}。

炭酸塩応力腐食割れが発生する電位領域は、炭酸塩の濃度や種類によって異なるが、報告によれば 170g/L $(\text{NH}_4)_2\text{CO}_3$ 中で $-500\text{mV} \sim -1000\text{mV}$ (vs SCE)^{4.4)}, 0.5mol/L Na_2CO_3 -1mol/L NaHCO_3 中では飽和硫酸銅電極基準(以後, vs CSE)で $-650\text{mV} \sim -875\text{mV}$ (vs CSE)^{4.11)}である [飽和硫酸銅電極基準を飽和カロメル電極基準に変換する場合は約70mV足せば良く, 飽和カロメル電極基準では約 $-580\text{mV} \sim -805\text{mV}$ (vs SCE)である]。今回の試験の設定電位は $-660\text{mV} \sim -670\text{mV}$ (vs SCE)であり, 自然電位よりかなり低い電位である。これらの値は類似溶液に対して報告されている炭酸塩応力腐食割れの割れ発生電位領域^{4.4), 4.11)}に存在するが, 試験の設定電位がコンクリート中で発現可能な電位であることを確認する。

2種の試験溶液中における鉄筋の自然電位が $-180\text{mV} \sim -290\text{mV}$ (vs SCE)であった。一方, 腐食活性面に対応して酸洗いによって表面皮膜を除去した鉄筋の電位が2種の試験溶液に対して $-870\text{mV} \sim -880\text{mV}$ (vs SCE)であった。

健全なコンクリート中における鉄筋の電位^{4.12)}は, アルカリ性環境を反映して, 飽和硫酸銅電極基準(以後, vs CSE)で -200mV [飽和カロメル電極基準で約 -130mV (vs SCE)] より高い電位である。中性化の進行や塩化物の作用によって腐食が生じる場合の鉄筋の電位は -360mV (vs CSE) [約 -290mV (vs SCE)] より低い電位である。コンクリート中で塩化物イオン濃度が高くなくても, pH10以下の環境で炭素鋼が腐食するときは一般にアノード活性面の開路電位は $-760\text{mV} \sim -780\text{mV}$ (vs SCE)^{4.13)}であるが, 実際に測定される電位は不動態化した鉄筋との混成電位である。腐食していると推定される鉄筋の電位測定結果^{4.14), 4.15)}は $-450\text{mV} \sim -600\text{mV}$ (vs SCE)であり, 塩化物イオン濃度が高いなどの結果, 腐食が激しい場合ほど電位は低い値である。これらの電位はコンクリート表面等の腐食部, 非腐食部に対して必ずしも近くない位置の, いわゆるリモート位置で測定した混成電位であり, 実際の腐食部ごく近傍の電位ではない。腐食が完全に活性化しているときの炭素鋼の電位は $-760\text{mV} \sim -780\text{mV}$ (vs SCE)^{4.13)}であり, この近傍の真の電位は限りなく $-760\text{mV} \sim -780\text{mV}$ (vs SCE)に近づいた値である。したがって, 本試験で用いた -660mV (vs SCE), -670mV (vs SCE)は十分存在可能な電位であると考えられる。

以上のように, 付加した電位の面からも, コンクリート中の曲げ加工部で炭酸塩応力腐食割れが生じる可能性があることを示すことができた。

4.4. 割れ経路からの考察

実構造物の曲げ加工部の割れ経路が粒内-粒界混合型の割れであると指摘されており^{4.1)}、本試験で再現させた炭酸塩応力腐食割れは割れ経路の面で実構造物の被害事例と一致する。このことから、粒内-粒界混合型の割れが発生していた場合には曲げ加工部で炭酸塩応力腐食割れが生じていた可能性が高いと考えられる。

ここで、炭酸塩応力腐食割れで粒内割れが発生する場合は腐食の影響が小さい場合であると指摘されている^{4.16)}。試験の炭酸塩濃度を1.5mol/Lより低くすれば、割れ経路は粒内割れになった可能性があると考えられる。したがって、曲げ加工部で粒内割れが発生していた場合には、曲げ加工部周辺の炭酸塩濃度が粒内-粒界混合型の割れ時の炭酸塩濃度に比べて低かったと考えられる。

4.5. 水素脆化に関する考察

4.5.1 環境面からの考察

従来，水素脆化が生じた事例^{4.17)}は，硫化水素を含む酸性環境が強度 700N/mm^2 以上の油井チュービング等の割れ，中性環境が強度 1200N/mm^2 以上の高力ボルトの割れである。いずれの材料も，SD295AやSD345の鉄筋よりはるかに高強度の調質鋼であり，水素イオン濃度が低い中性環境では非常に高強度でないと水素脆化が生じず，過去の事例にも見当たらない。したがって，水素イオンが更に低いアルカリ環境であるコンクリート中で，SD295AやSD345程度の強度の鉄筋に水素脆化の生じる可能性は極めて低いと考えられる。

4.5.2 割れ経路からの考察

実構造物の被害事例の割れ経路は，粒内割れが主体的で，粒内-粒界混合型の割れが一部にある^{4.1)}。水素脆化の割れ経路は粒界割れが主体的である^{4.18)}ことを考えれば，割れ経路の観点からも水素脆化による割れが生じる可能性は低い。

4.5.3 水素脆化試験からの考察

環境面および割れ経路からの考察では、アルカリ骨材反応の生じたコンクリート中の曲げ加工部で水素脆化が生じる可能性が低い。そこで、基本的な問題として一定荷重を付加した状態のSD295Aの水素脆化について割れ経路を調べるために、水素脆化試験を行った。

(1) 水素脆化試験の概要

試験体は炭酸塩応力腐食割れ試験で用いた鉄筋と同じ異形鉄筋D13(SD295A)とした。試験体は、リブと節を除去したのち500番の研磨紙で直径11.6mmまで磨き、曲げ半径15mm(直径の1.3倍)で180度に曲げて、金具によって端部を固定しU字型試験体を写真4.12のように作製した。水素脆化試験は図4.4のように5%硫酸溶液と0.2%のチオ尿素の混合溶液で水素を発生させた。試験は $8\text{mA}/\text{cm}^2$ の電流密度で行った。

(2) 水素脆化試験の結果及び考察

試験体で水素脆化が写真4.13のように30時間程度で発生した。SD295Aのように引張強さが $550\text{N}/\text{mm}^2$ と比較的低強度のフェライト-パーライト組織の鋼材においても、促進条件下であれば水素脆化による割れが生じることがわかった。また、写真4.13では長さの違う割れが確認できた。それぞれの割れ経路を写真4.14, 写真4.15に示す。どちらの割れも、割れ経路は粒界割れであった。水素脆化試験の割れ経路は被害事例の割れ経路^{4.1)}と異なるものであった。

一定荷重を付加した状態の促進環境下のSD295で水素脆化による割れ感受性があることはわかった。しかし、コンクリート中の環境下で、SD295A程度の普通強度の鋼では水素脆化による割れが自然に生じるとは考えにくい。

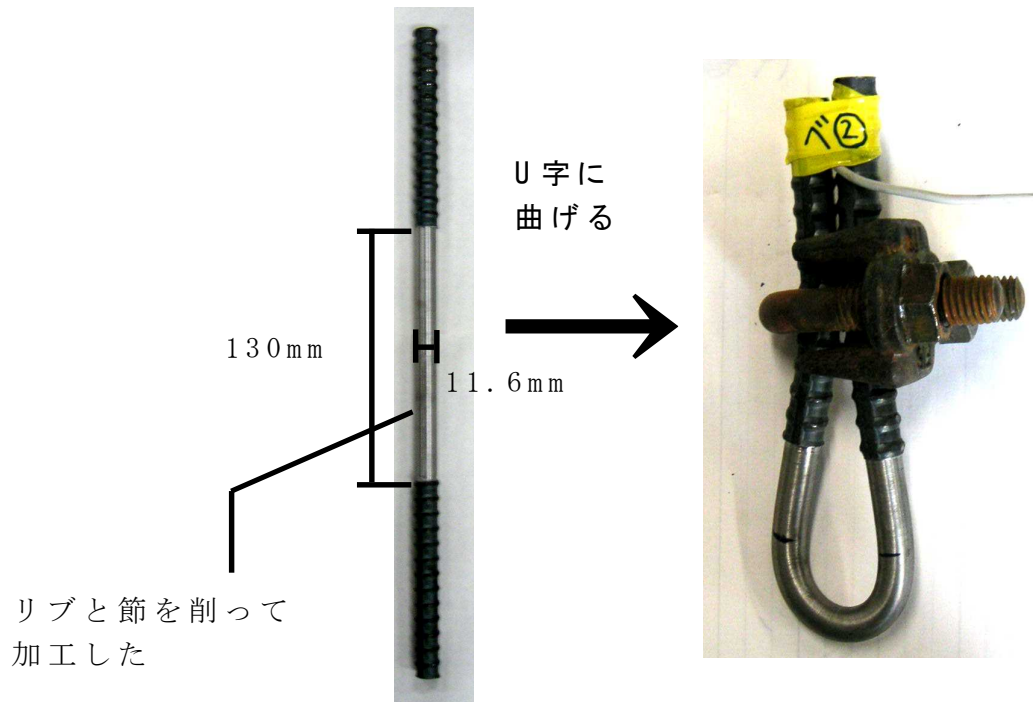
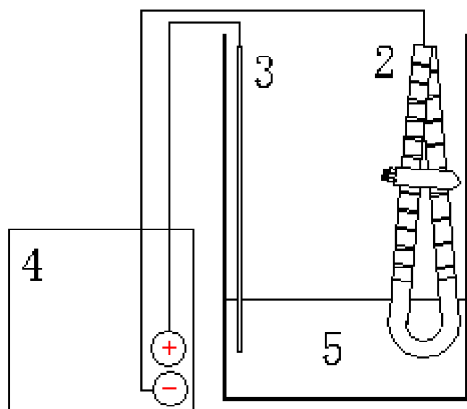
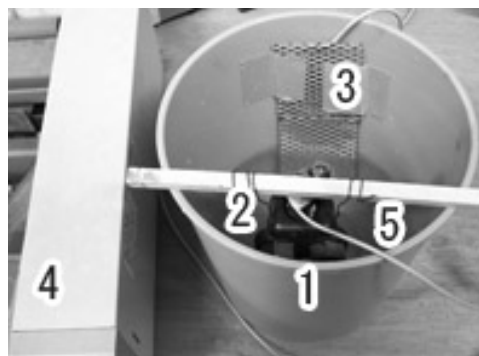


写真 4.12 水素脆化試験用の試験体



- 1: ビーカー
- 2: U ベンド試験体
- 3: プラチナ電極
- 4: 直流安定化電源
- 5: 5%の硫酸(0.2%のチオ尿素を添加)

1 (1) 詳細図



(2) 試験状況

図 4.4 水素脆化試験の方法

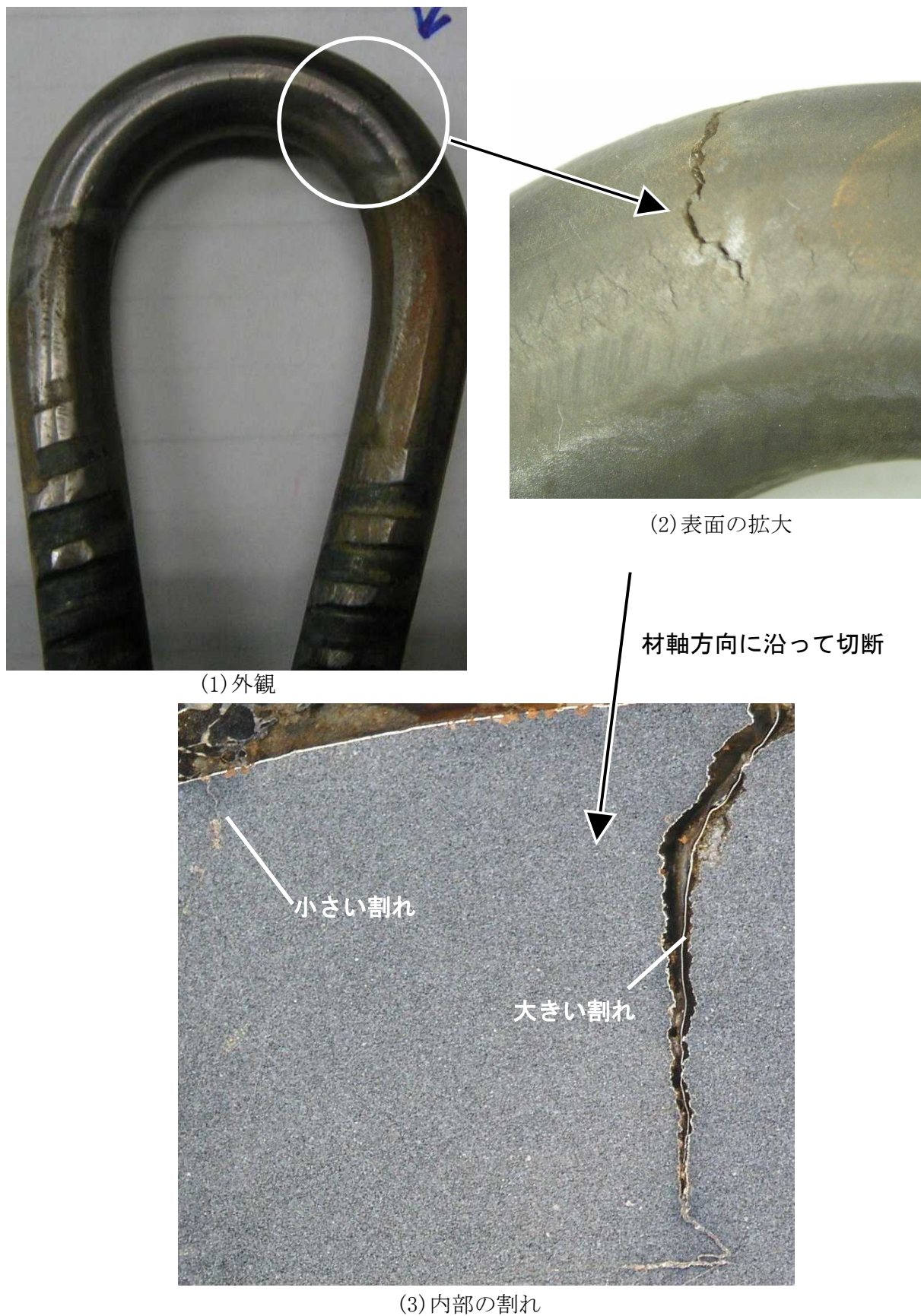


写真 4.13 水素脆化試験後の試験体の割れ写真

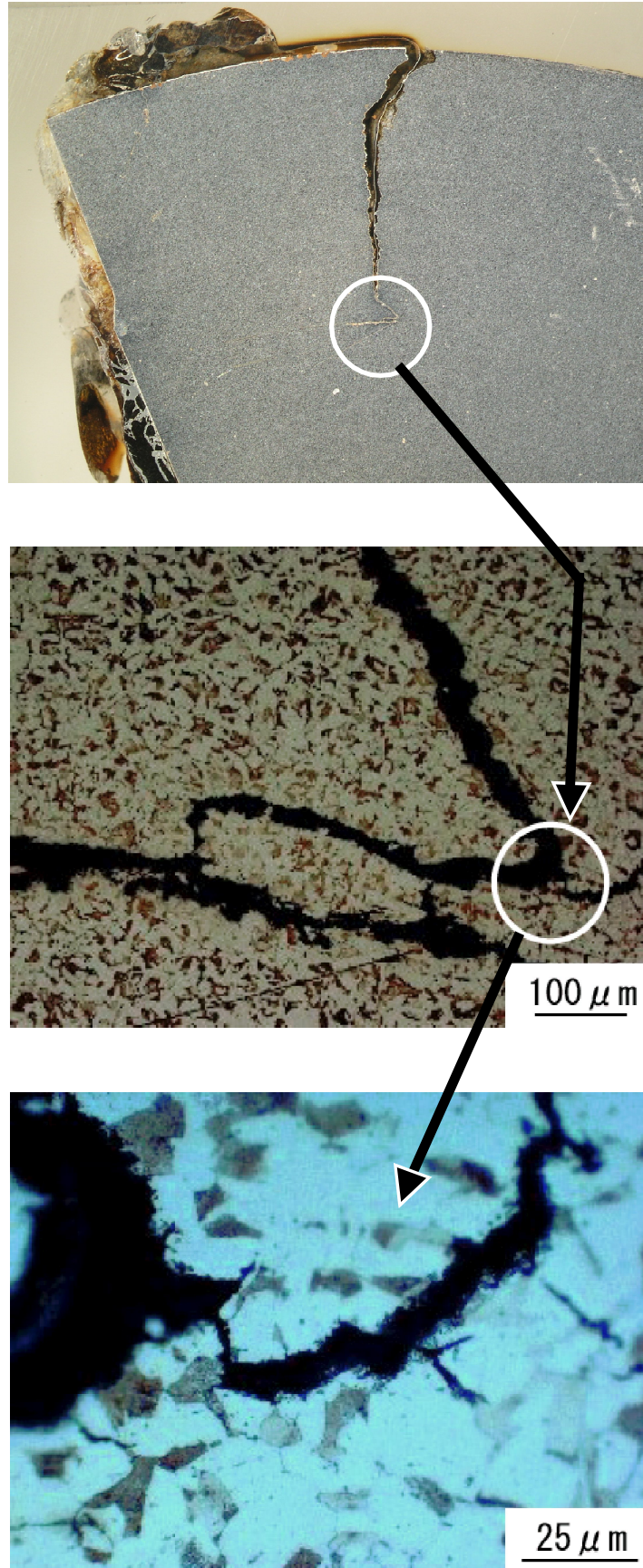


写真4.14 大きな割れの割れ状況

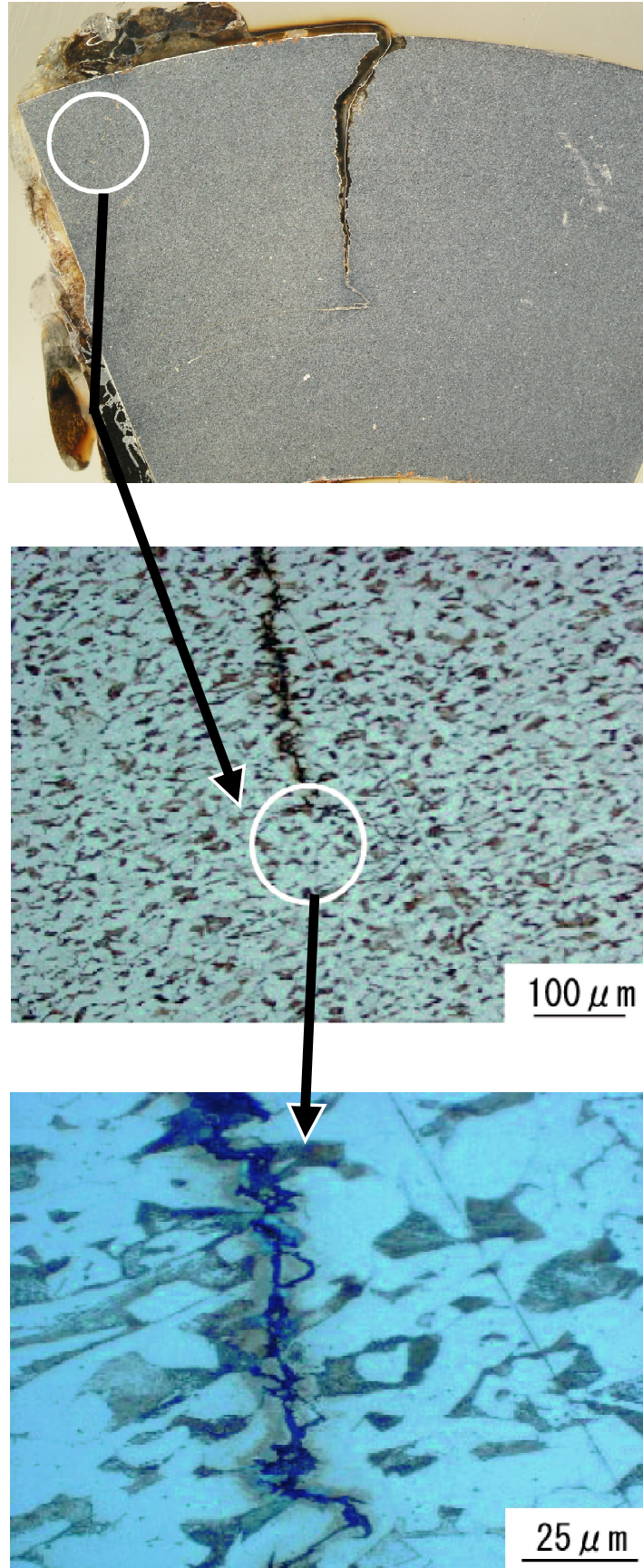


写真4.15 小さな割れの割れ状況

4.6. まとめ

本章では、鉄筋D13 (SD295A) に対して炭酸塩応力腐食割れ試験を行い、次の知見を得た。

- (1) 曲げ加工部がコンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合要因で破断するためには、粒内-粒界混合型の割れの場合は曲げ加工部周辺のコンクリートの炭酸塩濃度が1.5mol/L～2.0mol/L程度であることが条件であることを示した。また、粒内割れの場合は曲げ加工部周辺のコンクリートの炭酸塩濃度が1.5mol/Lより低かった可能性がある。
- (2) 炭酸塩応力割れ試験で発生した割れ経路は粒内-粒内混合型の割れであり、これは文献^{4.1)}の割れ経路と一致することを明らかにした。
- (3) 破断原因として水素脆化の可能性が低いですが、水素脆化試験も追加で行った。水素脆化試験を行った結果、割れ経路は粒界割れであった。これは被害事例の割れ経路^{4.1)}と一致しないことを明らかにした。

参考文献

4. 1) 佐々木一則:アルカリ骨材反応を生じた鉄筋コンクリート構造物の鉄筋破断原因究明と維持管理に関する研究, 学位論文, pp.56-163, 2011.9
4. 2) 土木学会:アルカリ骨材反応対策委員会報告書-鉄筋破断と新たなる対応-, p. I-43, 2005
4. 3) 日本工業規格:JIS G0576 ステンレス鉄筋の応力腐食割れ試験方法
4. 4) J. M. SUCTLIFE, R. R. FRSSLER, W. K. BODY and R. N. Pakins:Stress Corrosion Cracking of Carbon Steel in Carbonate Solutions, Corrosion, Vol.28, No.8, pp.313-320, 1972.8
4. 5) 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
4. 6) 小野紘一, 川村満紀, 田村 博, 中野錦一:アルカリ骨材反応, 技報堂出版, p.41, 1986
4. 7) 笠原晃明, 佐藤泰作:ラインパイプ用鋼の応力腐食割れ感受性に及ぼす環境因子の影響, 鉄と鋼, Vol.69, No.11, pp.1463-1470, 1983
4. 8) 黒井登紀雄:電気分解による鉄筋コンクリートの劣化に関する基礎研究, 土木学会論文集, 第402号, V-10, pp.33-42, 1989
4. 9) C. L. Page, G. Sergi and D. M. Thompson:Development of Alkali-Silica Reaction in Reinforced Concrete subjected to Cathodic Protection, Proc. of the 9th Inter. Conf. on Alkali -aggregate Reaction in Concrete, pp.774-781, 1992
4. 10) H. H. Uhlig and R. Winston Revie:Corrosion and Corrosion Control, Wiley-Interscience, 1997
4. 11) DONALD HIXSON and H. H. UHLIG:Stress Corrosion Cracking of Mild Steel in Ammonium Carbonate Solution, Corrosion, Vol.32, No.2, pp.56-59, 1976.2
4. 12) ASTM C 876-91:Standard Test Method for Half Cell Potentials of Reinforced Steel in Concrete, 1991
4. 13) 松島巖, 上野忠之:鋼の海水腐食の基礎的研究(第1報)さび層の保護性について, 防蝕技術, Vol.19, No.13, pp.10-16, 1970

- 4.14) 岩田亮, Qi Lukuan, 関博:中性化したコンクリート中における鉄筋腐食機構の電気化学的考察, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.181-186, 2000
- 4.15) 鈴木僚ほか5名:測定環境条件が鉄筋コンクリートの電気化学的測定結果に及ぼす影響, 生産研究, 第59巻, 第3号, pp.267-270, 2007
- 4.16) R.N.Pakins:Stress Corrosion Cracking, Uhlig' s Corroanasion Handbook, pp.191-204, 2000
- 4.17) 松山晋作:遅れ破壊, 日刊工業新聞社, pp.67-74, 1989
- 4.18) 松山晋作:イントロ金属学, オフィスHANS, pp.152-155, 2003

第5章 圧接加工部と 疲労荷重

5.1. 本章の位置づけ

圧接加工部を有するコンクリート構造物が疲労荷重を受けた場合、圧接加工部で破断する可能性が高く、圧接加工部の破断を防止するための対策が必要である。しかし、疲労荷重を受ける圧接加工部に関する既往研究が少なく^{5.1)~5.6)}、コンクリート中の圧接加工部の破断を防止するだけのデータが揃っていない。また、圧接加工部がコンクリート構造物の内部に存在するにもかかわらず、圧接加工部の加工状況と疲労寿命の関係についての研究が主であり^{5.1)~5.6)}、コンクリートが圧接加工部の疲労寿命に与える影響を検討した既往研究が無い。

そこで、本章では、コンクリートが圧接加工部の疲労寿命に与える影響を考察し、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性を解明する。

5.2. 試験体の概要

試験体は、圧接加工が行われた異形鉄筋D19(SD345)とした。圧接加工は、手動ガス技量4種資格者が鉄筋ガス圧接工事標準仕様書^{5,7)}に基づいて行った。試験体は、圧接加工部が試験体の中央部になるように圧接を行った。

試験体に対してアムスラー試験機を用いて静的な引張試験を行うことで、試験体の力学特性が確かめられている。応力度の測定がアムスラー試験機のロードセルから行われたのに対して、ひずみ度の測定が圧接加工部の中心から30mm離れた鉄筋の側面でひずみゲージを2枚貼って行った。2つのひずみゲージから測定した値を平均し、平均値をひずみ度として以後の検討で採用した。試験体は全部で3体とした。

静的試験を行った結果、すべての試験体において、接合面から100mm程度の位置で破断が生じた。応力度-ひずみ度関係を図5.1に、力学特性を表5.1に示す。各特性における3本の平均値は、降伏強さが396N/mm²、降伏ひずみ度が0.210%、ヤング係数が 1.88×10^5 N/mm²、引張強さが578N/mm²であった。

以後の試験で使用する試験体は上記の力学特性を有する圧接鉄筋とした。

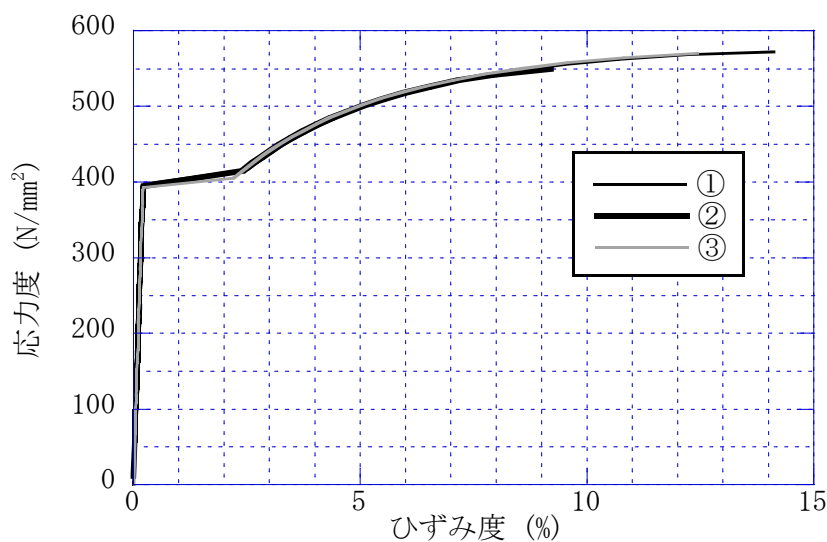


図5.1 圧接鉄筋の引張試験

表5.1 圧接鉄筋の力学特性

No.	降伏強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ度 (%)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)
①	398	0.211	1.89×10^5	579
②	396	0.212	1.87×10^5	576
③	394	0.207	1.90×10^5	579
平均	396	0.210	1.88×10^5	578

5.3. 気中の疲労試験

5.3.1 試験概要

コンクリートが圧接加工部の疲労寿命に与える影響を検討するためには、気中の圧接加工部の疲労寿命とコンクリート中の圧接加工部の疲労寿命を比較することが必要である。本節では、気中試験の圧接加工部の疲労寿命に関する検討を行った。

気中試験用の試験体を図5.2に示す。試験体は圧接加工した鉄筋D19(SD345)を使用した。試験体の長さは550mmとした。また、試験体を加力装置に固定するときに試験体の端部で傷つかないために、試験体端部の補強を行った。端部の補強は、鋼管にエポキシパテを入れて、パテ入りの鋼管の中に試験体の端部を差し込んで行った。

加力は写真5.1の油圧サーボ型疲労試験で行った。図5.2の試験体の圧接加工部が加力位置の中央にくるようにして、試験体の両端部をつかみ刃によって固定して、試験体の両端部から繰り返し荷重を加えた。応力履歴は、最大応力度 330N/mm^2 、 270N/mm^2 、 215N/mm^2 、 195N/mm^2 、 180N/mm^2 のいずれかに設定して、最小応力度をゼロとした完全片振りの引張応

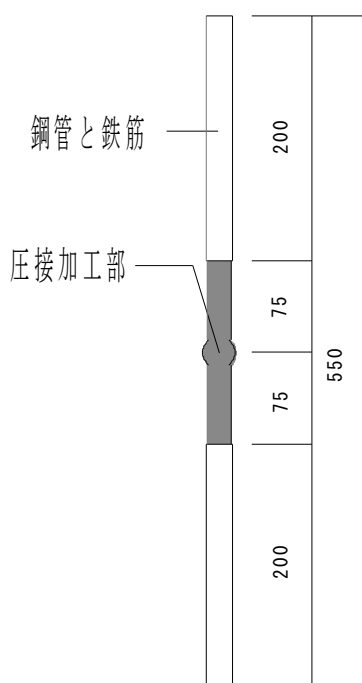


図5.2 気中試験用の試験体の形状寸法



写真5.1 加力装置

力履歴とした(完全片振りとは最小応力度をゼロとした応力履歴のことである)。加力速度及び波形は10Hzの正弦波として、加力回数は200万回を上限とした。

試験体数は、最大応力度330N/mm²の試験が5体、最大応力度270N/mm²の試験が45体、最大応力度215N/mm²の試験が10体、最大応力度195N/mm²の試験が8体、最大応力度180N/mm²の試験が5体とした。

5.3.2 試験結果及び考察

(1) 破断状況と疲労寿命

最大応力度180N/mm²の試験は、加力回数が200万回に達しても、5体の試験体のうち2体の試験体が破断しなかった。それ以外の試験体は、試験体の圧接加工部のコブ端部で破断が写真5.2のように生じた。疲労寿命の一覧を表5.2に示す。

(2) 生存確率を用いた疲労寿命の検討

疲労寿命は、生存確率による検討が一般的に行われる^{5.8)~5.10)}。

生存確率 $P(N)$ が次式の平均ランク法^{5.10)}に基づいて求められる。

$$P(N)=1-r/(L+1) \quad \dots \dots \dots (5.1)$$

ここに、 r は順列統計量^{5.11)}に基づく序数で、試験体総数 L の疲労寿命 N を小さい順に並べたときの序数である。 $P(N)$ は生存確率で、同一試験条件に用いた試験体総数 L の疲労寿命 N を小さい順に並べたときの r 番目の期待値を表している。

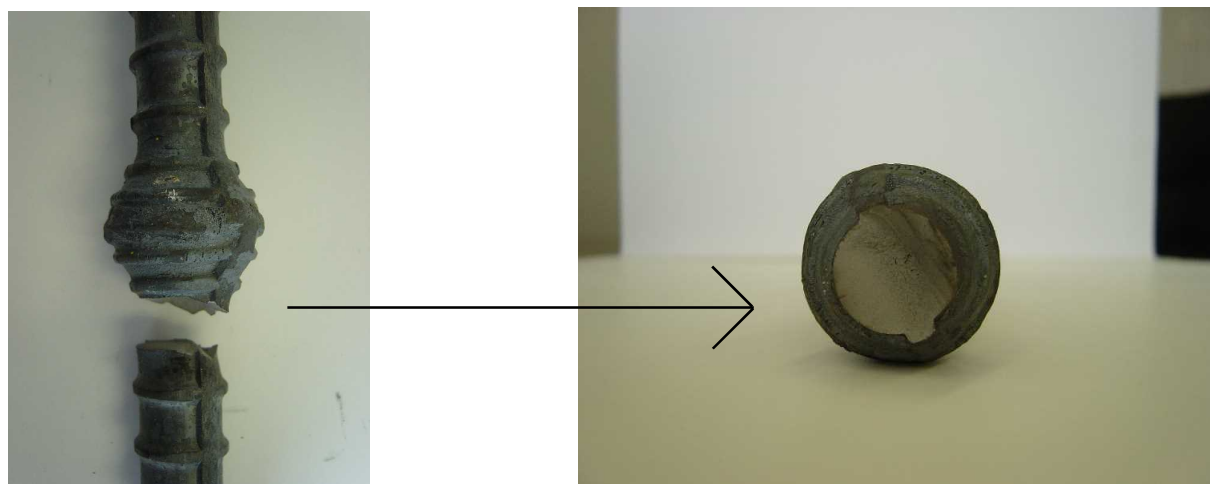


写真5.2 破断の様子

第5章 圧接加工部と疲労荷重

表 5.2 気中試験の圧接部の疲労寿命一覧

(1) 最大応力度 330N/mm ² の結果			(3) 最大応力度 215N/mm ² の結果		
試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置
1体目	77,331	圧接部	1体目	251,097	圧接部
2体目	77,442	圧接部	2体目	260,805	圧接部
3体目	92,472	圧接部	3体目	320,547	圧接部
4体目	100,195	圧接部	4体目	350,569	圧接部
5体目	128,551	圧接部	5体目	460,758	圧接部
			6体目	483,488	圧接部
			7体目	608,088	圧接部
			8体目	720,782	圧接部
			9体目	1,017,249	圧接部
			10体目	1,597,162	圧接部
(2) 最大応力度 270N/mm ² の結果			(4) 最大応力度 195N/mm ² の結果		
試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置
1体目	64,107	圧接部	1体目	260,805	圧接部
2体目	91,917	圧接部	2体目	433,847	圧接部
3体目	126,522	圧接部	3体目	486,735	圧接部
4体目	130,190	圧接部	4体目	491,814	圧接部
5体目	131,372	圧接部	5体目	544,587	圧接部
6体目	143,839	圧接部	6体目	902,284	圧接部
7体目	151,499	圧接部	7体目	997,745	圧接部
8体目	154,109	圧接部	8体目	1,059,569	圧接部
9体目	155,436	圧接部			
10体目	159,358	圧接部			
11体目	159,809	圧接部			
12体目	160,155	圧接部			
13体目	163,774	圧接部			
14体目	165,567	圧接部			
15体目	184,471	圧接部			
16体目	196,570	圧接部			
17体目	198,316	圧接部			
18体目	207,765	圧接部			
19体目	211,027	圧接部			
20体目	212,761	圧接部			
21体目	234,265	圧接部			
22体目	237,644	圧接部			
23体目	239,397	圧接部			
24体目	266,444	圧接部			
25体目	276,946	圧接部			
26体目	295,303	圧接部			
27体目	295,708	圧接部			
28体目	304,033	圧接部			
29体目	304,746	圧接部			
30体目	305,178	圧接部			
31体目	313,169	圧接部			
32体目	314,055	圧接部			
33体目	318,534	圧接部			
34体目	326,583	圧接部			
35体目	328,675	圧接部			
36体目	344,393	圧接部			
37体目	360,041	圧接部			
38体目	385,789	圧接部			
39体目	386,346	圧接部			
40体目	399,386	圧接部			
41体目	419,263	圧接部			
42体目	420,316	圧接部			
43体目	423,798	圧接部			
44体目	493,122	圧接部			
45体目	798,907	圧接部			
(5) 最大応力度 180N/mm ² の結果			(5) 最大応力度 180N/mm ² の結果		
試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置
1体目	561,084	圧接部	1体目	561,084	圧接部
2体目	839,736	圧接部	2体目	839,736	圧接部
3体目	850,055	圧接部	3体目	850,055	圧接部
4体目	破断せず	-	4体目	破断せず	-
5体目	破断せず	-	5体目	破断せず	-

最大応力度 330N/mm², 270N/mm², 215N/mm², 195N/mm², 180N/mm² の生存確率と疲労寿命の関係について対数正規確率紙を用いて表現した図が図5.3～図5.7のとおりである。なお、対数正規確率紙は、縦軸が正規分布の相対累積度数が直線上に並ぶように目盛りされ、測定点が正規分布に従っていることを確認することを目的に作成されている。対数正規確率紙に測定点をプロットし、測定点が直線上に並んでいる場合は対数正規分布に従っている。

そこで、図5.3～図5.7について正規分布の判別を行うと、図中の点がほぼ直線的に並んでいることから、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N が対数正規分布に従っているといえる。また、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N が対数正規分布の関係にある場合は、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N の関係式が次式で表される。

$$t = A \cdot \log N + B \quad \dots \dots \dots (5.2)$$

ここに、 t は標準正規変量で、任意の生存確率 $P(N)=P$ の値に対して標準正規分布表 ($1-P=\Phi(t)$)^{5.12)} より求められる。なお、 $1-P(N)=\Phi(t)$ には図5.8の関係がある。また、 A と B は生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N によって変化し、生存確率 $P(N)$ が50%のときの疲労寿命 N は平均疲労寿命を、 A の絶対値の逆数が標準偏差を表す^{5.10)}。

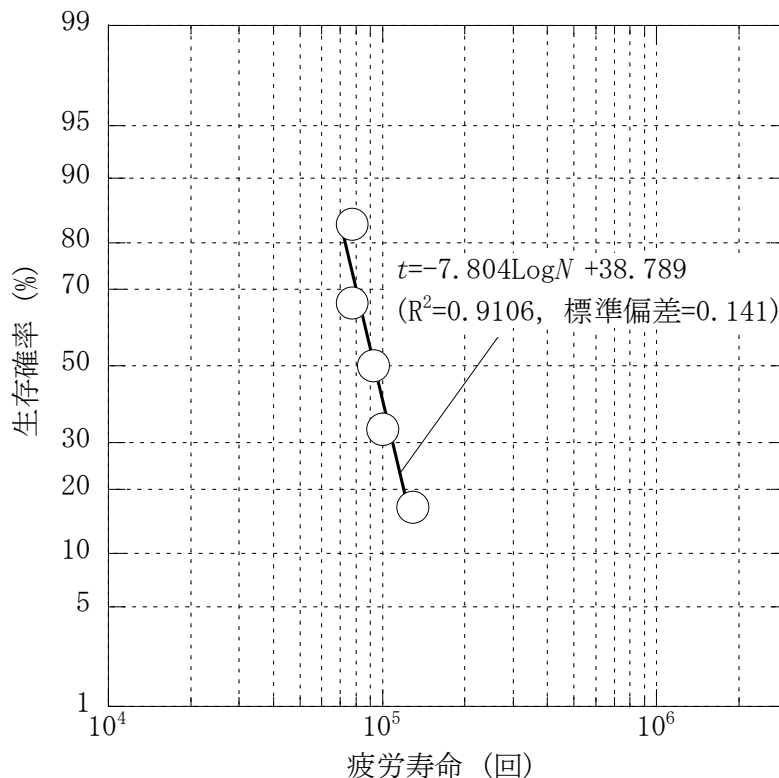


図5.3 気中試験の生存確率
(最大応力度330N/mm²)

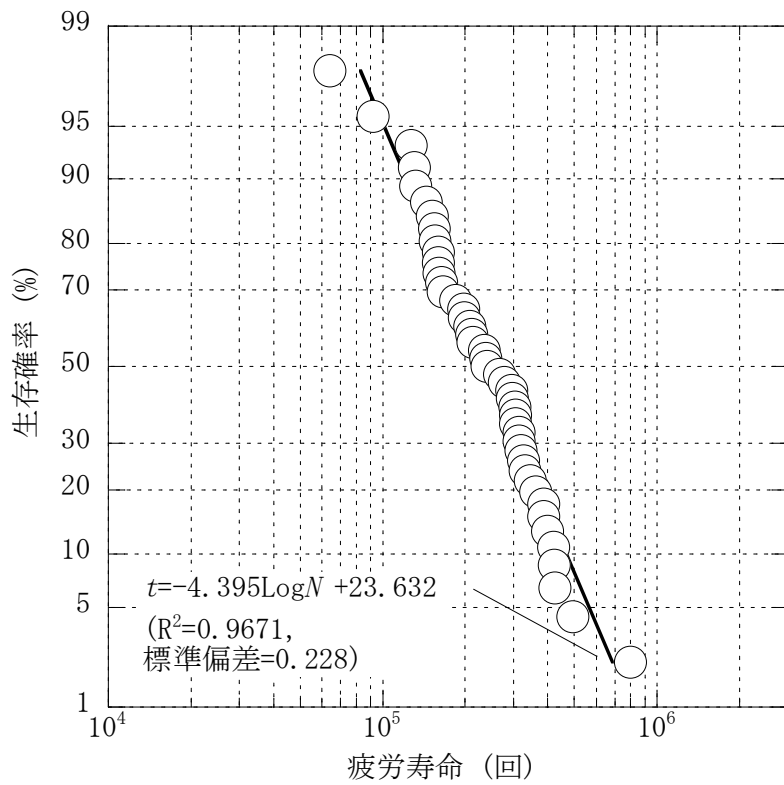


図5.4 気中試験の生存確率
(最大応力度270N/mm²)

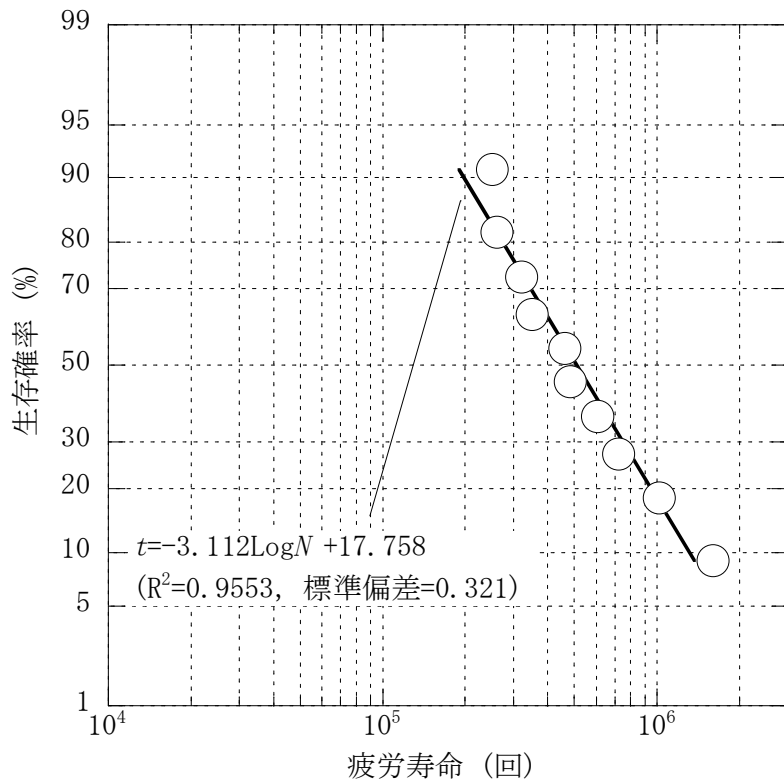


図5.5 気中試験の生存確率
(最大応力度215N/mm²)

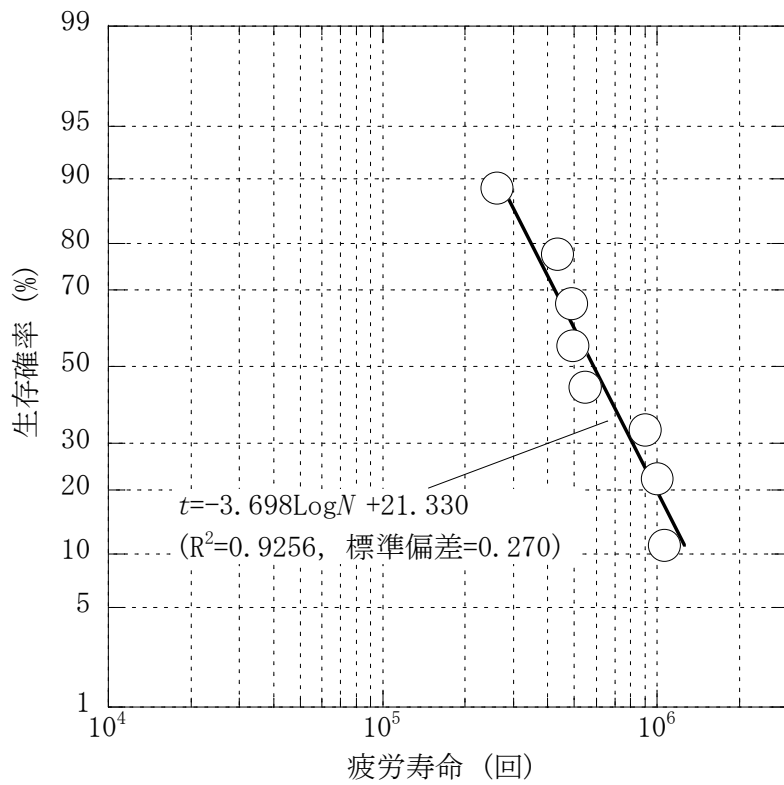


図5.6 気中試験の生存確率
(最大応力度195N/mm²)

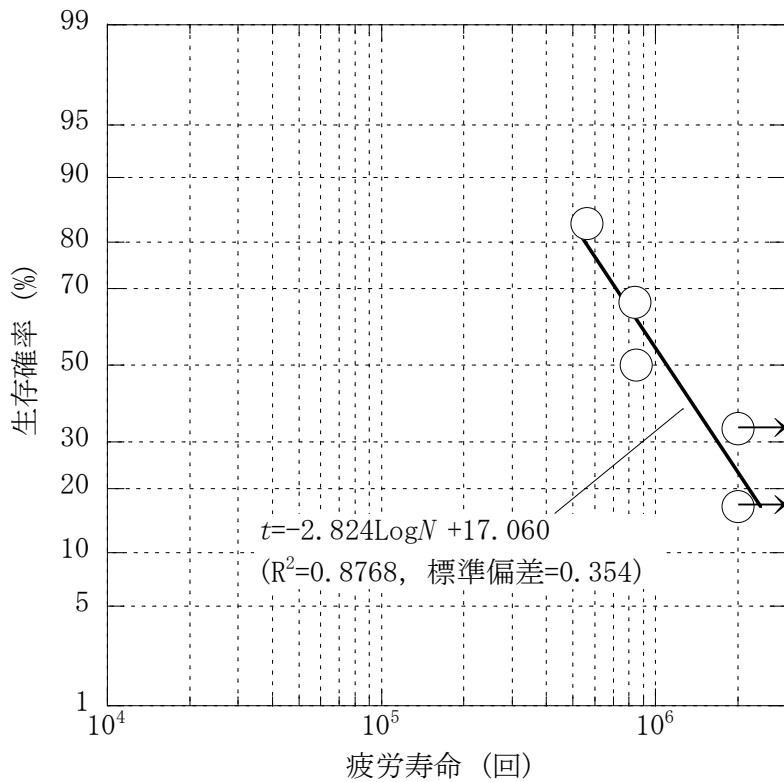


図5.7 気中試験の生存確率
(最大応力度180N/mm²)

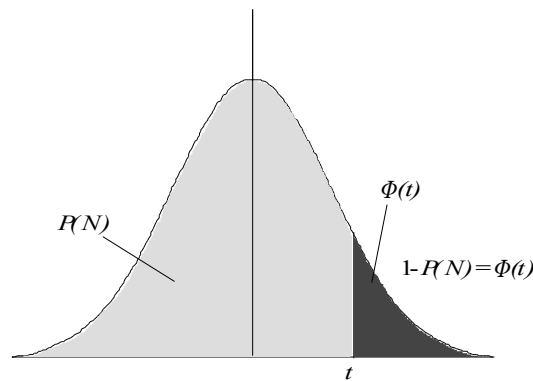


図 5.8 生存確率 $P(N)$ と標準正規変量 t の関係
(正規分布図)

以後の考察では生存確率を用いた検討を行う。生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N の関係を表す近似式が式 (5.2) の形になるように最小二乗法による統計処理を行い、各最大応力度の生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N の近似直線を求めた。

最大応力度 330N/mm^2 の近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は 0.9106 であった (決定係数 R^2 が 1 に近いほど、求めた近似直線は誤差が少ない近似直線とみなすことができる)。

$$t = -7.804 \cdot \log N + 38.789 \quad \dots \dots \dots (5.3)$$

最大応力度 270N/mm^2 の近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は 0.9671 であった。

$$t = -4.395 \cdot \log N + 23.632 \quad \dots \dots \dots (5.4)$$

最大応力度 215N/mm^2 の近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は 0.9553 であった。

$$t = -3.112 \cdot \log N + 17.758 \quad \dots \dots \dots (5.5)$$

最大応力度 195N/mm^2 の近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は 0.9256 であった。

$$t = -3.698 \cdot \log N + 21.330 \quad \dots \dots \dots (5.6)$$

最大応力度 180N/mm^2 の近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は 0.8768 であった。

$$t = -2.824 \cdot \log N + 17.060 \quad \dots \dots \dots (5.7)$$

各最大応力度の近似直線は図 5.3 ~ 図 5.7 の中に直線で表した。更に、式 (5.3) ~ 式

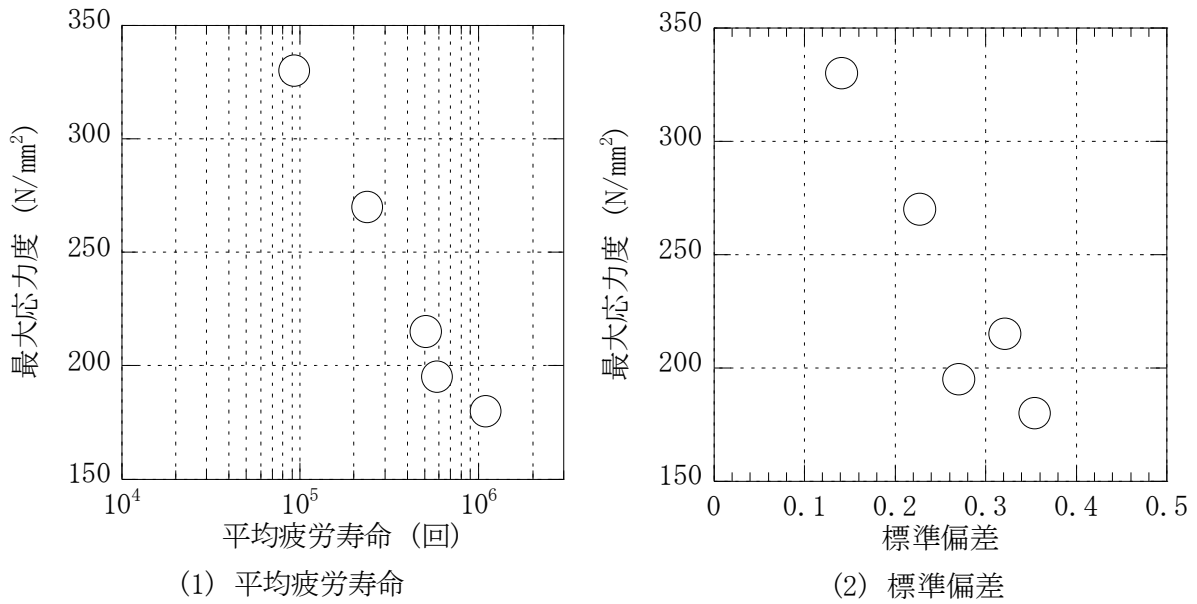


図 5.9 平均疲労寿命と標準偏差の比較

(5.7) から生存確率 $P(N)$ が 50% であるときの疲労寿命(平均疲労寿命)と標準偏差(式(5.2)の A の絶対値の逆数が標準偏差である^{5.10)}を求め、最大応力度の関係を示すと図 5.9 のとおりである。平均疲労寿命と標準偏差は、最大応力度 330N/mm^2 の場合が 93411 回と 0.141、最大応力度 270N/mm^2 の場合が 238243 回と 0.228、最大応力度 215N/mm^2 の場合が 508508 回と 0.321、最大応力度 195N/mm^2 の場合が 586115 回と 0.270、最大応力度 180N/mm^2 の場合が 1099199 回と 0.354 である。最大応力度と疲労寿命、最大応力度と標準偏差には直線的な相関関係がみられた。

(3) 疲労寿命の推定式

応力度と疲労寿命の関係式を求める場合は、バスキン式が一般的に用いられる^{5.13)}。バスキン式は次式で表される。

$$\sigma \cdot N^\alpha = \text{Const.} \quad \dots \dots \dots (5.8)$$

ここに、 σ は作用応力度 (N/mm^2)、 N は疲労寿命 (回)、 α は疲労指数である。

気中の疲労寿命の推定式について、式(5.8)のバスキン式を基にして、疲労寿命の結果から最小二乗法による統計処理を行い求める。統計処理を行った結果、生存確率 $P(N)$ の疲労寿命の推定式は次式で表すことができた。

$$\sigma \cdot N^{0.1643} = 10^{3.297} \quad \dots \dots \dots (5.9)$$

ここに、 σ は最大応力度 (N/mm^2)、 N は疲労寿命 (回) である。

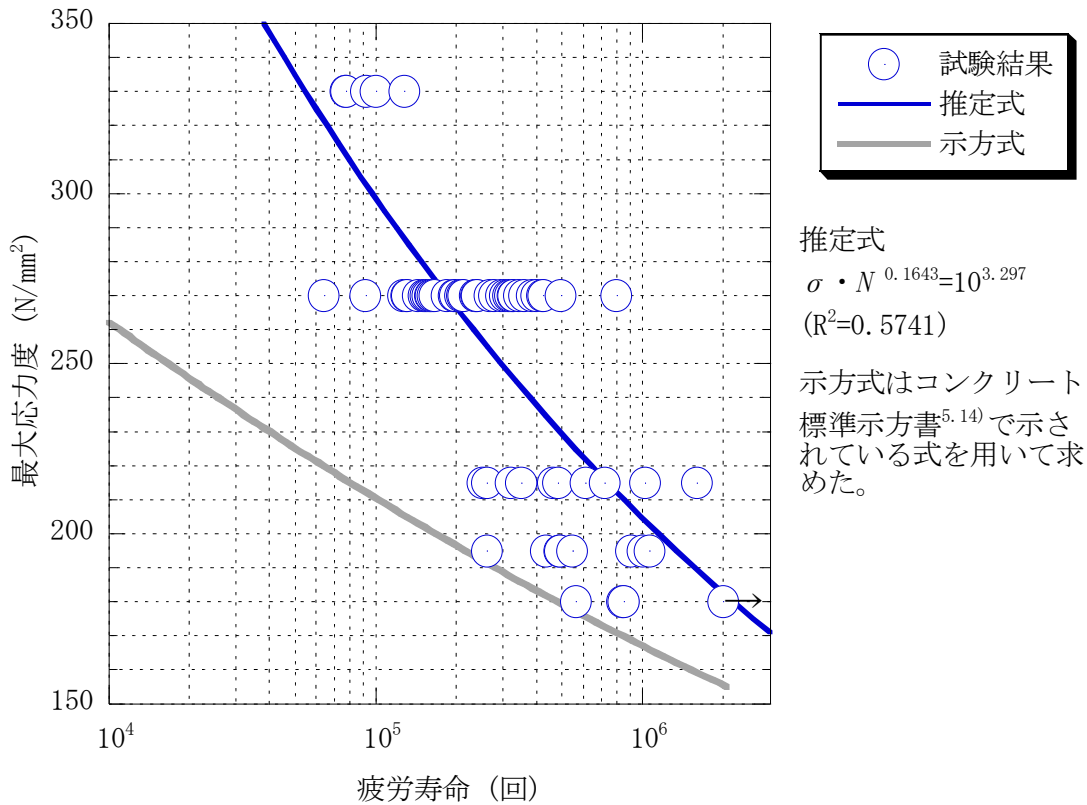


図5.10 最大応力度-疲労寿命の関係

最大応力度 - 疲労寿命の関係を図 5.10 に示す。図中の 1 つの線が疲労寿命の推定式の式(5.9)を表わし、もう 1 つの線が「1.1.3.(2)b. のコンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 5.14) の圧接鉄筋の疲労寿命式」(以後、示方式)である。

なお、示方式における圧接加工部の設計疲労強度 f_{srd} は、疲労寿命 N と永久荷重による鋼材の応力度 σ_{sp} の関数として、一般に次式により求めてよいと規程されている。

$$f_{srd} = 0.7 \times 190 \frac{10^\alpha}{N^k} \left(1 - \frac{\sigma_{sp}}{f_{ud}} \right) / \gamma_s \quad (\text{N/mm}^2) \quad \dots \dots \dots (5.10)$$

ただし、 $N \leq 2 \times 10^6$ とする。

ここに、 f_{ud} : 鉄筋の設計引張強度、 γ_s : 鉄筋に対する材料係数(一般に 1.05 とする)、 α 及び k : 試験により定めるのを原則とする。疲労寿命 N が 2×10^6 回以下の場合には、 α 及び k を一般に次式の値として良い。

$$\alpha = k_{0f} (0.81 - 0.003\phi) \quad \dots \dots \dots (5.11)$$

$$k = 0.12 \quad \dots \dots \dots (5.12)$$

ここに、 ϕ : 鉄筋直径 (mm)、 k_{0f} : 鉄筋のふしの形状に関する係数(一般に 1.0 とする)

い)

今回の試験結果について各最大応力度で示方式の値と比較したら、今回の試験結果の疲労寿命は示方式の疲労寿命より大きな値であった。したがって、圧接加工部の疲労寿命について気中状態で求める場合は、示方式を採用していれば、圧接加工部の疲労寿命は安全側の値を求めることができることがわかった。

5.4. コンクリート中の疲労試験

5.4.1 試験概要

(1) 試験体概要

コンクリートが疲労寿命に与える影響を調べた既往の研究^{5.15)~5.18)}において、気中の鉄筋の試験は引張試験であり、コンクリート中の鉄筋の試験は鉄筋コンクリート梁の曲げ試験であった。気中の鉄筋の作用応力度と鉄筋コンクリート梁中の鉄筋の作用応力度を比較する場合は、加力形式の違いから、両者の作用応力度が直接的に比較できないことが問題であると指摘されている^{5.18)}。

本研究では、気中試験の加力形式とコンクリート中試験の加力形式を一致させた試験を行う。そこで、コンクリート中試験の試験体は、気中試験と同じ引張加力形式とするように写真5.3のプリズム試験体を作製した。

プリズム試験体の形状寸法は図5.11に示すとおりである。試験体の中央部が圧接部であり、試験体端部が補強された圧接鉄筋をコンクリートで被覆した。試験体の長さは500mm、コンクリート部分の断面積は100mm×100mm、コンクリート部分の長さは200mmとした。また、試験体端部の補強は気中試験の試験と同じ方法で行い、鋼管にパテを入れて、パテ入りの鋼管



写真5.3 プリズム試験体の外観写真

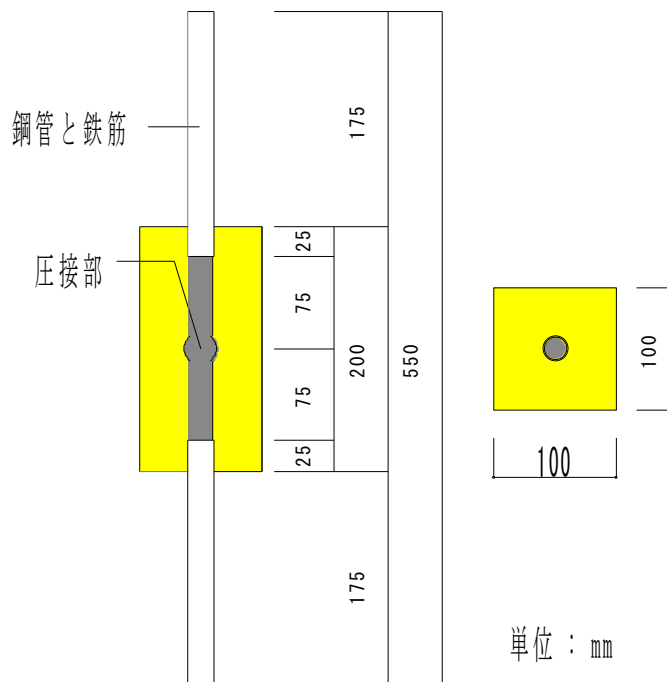


図5.11 プリズム試験体の形状寸法

表5.3 調合表

シリーズ	W/C (%)	質量 (kg/m ³)			
		水	セメント	細骨材	粗骨材
C1	54	160	299	826	1166
C2	70	198	283	793	1112
C3	69	247	356	934	777
C4	77	217	280	774	1082
C5	77	224	291	757	1072
C6	100	164	164	866	1232

(補足) 細骨材・粗骨材:群馬県藤岡産
粗骨材の最大寸法:25mm,
練混ぜ:手練り, 養生方法:空中養生

の中に試験体の端部を差し込んで行った。

圧接鉄筋を被覆したコンクリートは全部で6種類のコンクリートとした。コンクリートの調合表を表5.3に示す。6種類のコンクリートの内訳は、現在でも一般的に使用される圧縮強さのC1シリーズ、数十年前には使用されていたであろう圧縮強さのC2シリーズとC3シリーズ、経年劣化が激しく圧縮強さが極端に低いC4～C6シリーズとした。

コンクリートの圧縮試験及び割裂試験では、試験体数は3体の試験体を基本とした。一方、疲労試験では、コンクリートの圧接疲労試験^{5.19)}を参考にして試験体数を決め、試験体数はコンクリートの種類ごとにそれぞれ5体の試験体とした。

(2) 加力概要

加力は、気中の試験で使用した試験機と同じ写真5.1の油圧サーボ疲労試験機で行い、試験体の両端部をつかみ刃によって固定して繰返し荷重を加えて行った。応力履歴は、すべての試験体の疲労寿命が200万回以内となることを気中試験の結果から想定して、最大応力度が270N/mm²、最小応力度がゼロの完全片振り応力履歴とした。加力速度及び波形は10Hzの正弦波とした。なお、ここで採用した応力履歴、加力速度及び波形が気中の試験の最大応力度270N/mm²の応力履歴、加力速度及び波形と同じあるので、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命と気中の圧接加工部の疲労寿命が同一応力度で直接的な比較を行うことが可能である。

5.4.2 試験結果及び考察

(1) C1シリーズ～C3シリーズのコンクリートで被覆した場合

a. 圧縮試験と割裂試験

コンクリートの圧縮試験と割裂試験は、疲労試験開始前と疲労試験終了後に行った。なお、C3シリーズの圧縮試験及び割裂試験のみ疲労試験中にも行った。

圧縮試験の応力度-ひずみ度関係について、C1シリーズの結果が図5.12と図5.13であり、C2シリーズの結果が図5.14と図5.15であり、C3シリーズの結果が図5.16～図5.18である。力学特性について、C1シリーズの結果が表5.4であり、C2シリーズの結果が表

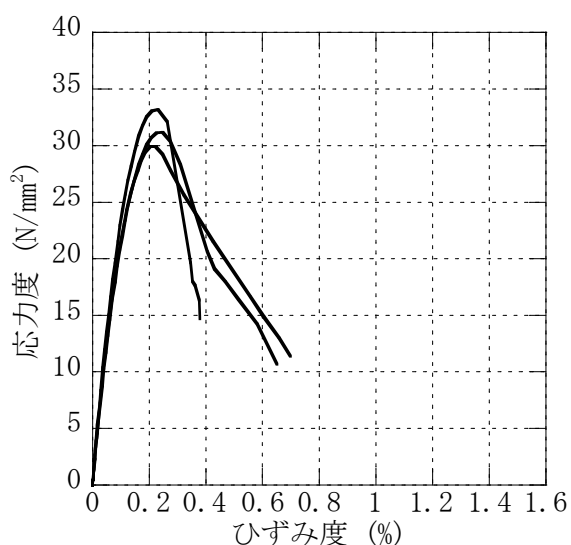


図5.12 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のC1シリーズのコンクリート)

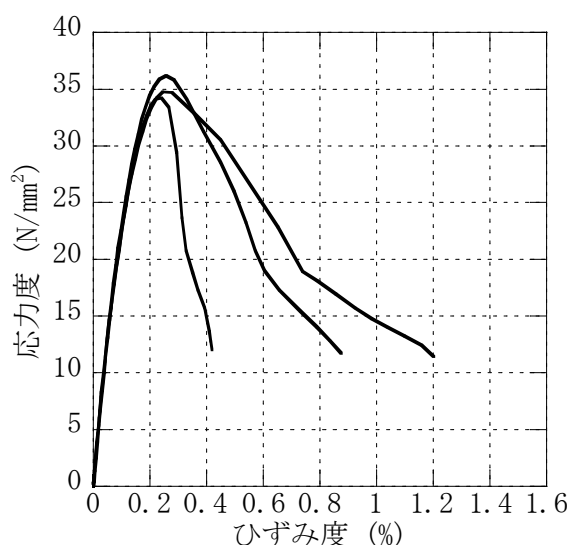


図5.13 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のC1シリーズのコンクリート)

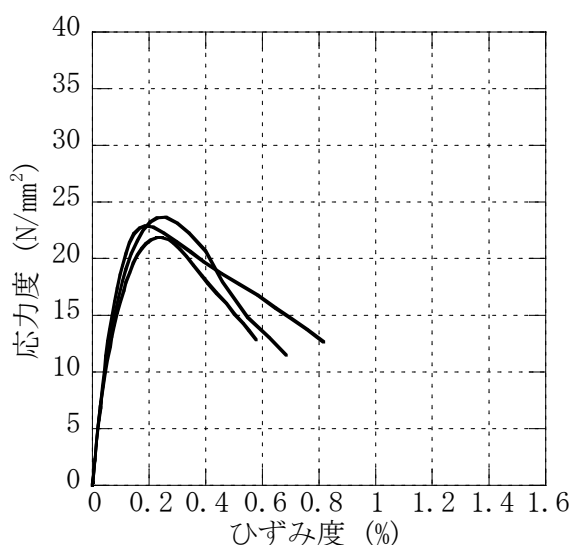


図5.14 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のC2シリーズのコンクリート)

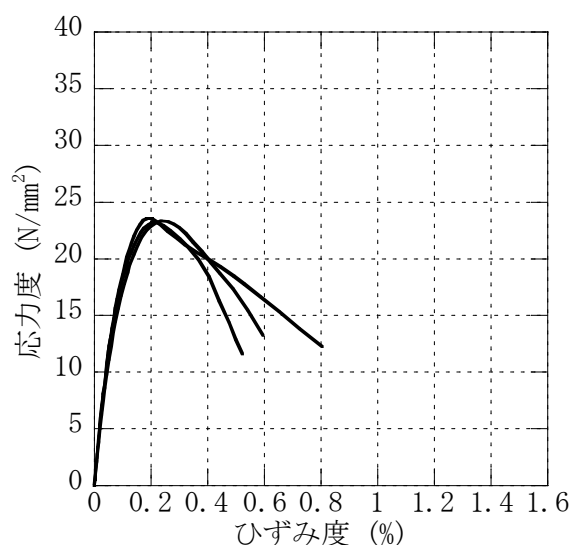


図5.15 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のC2シリーズのコンクリート)

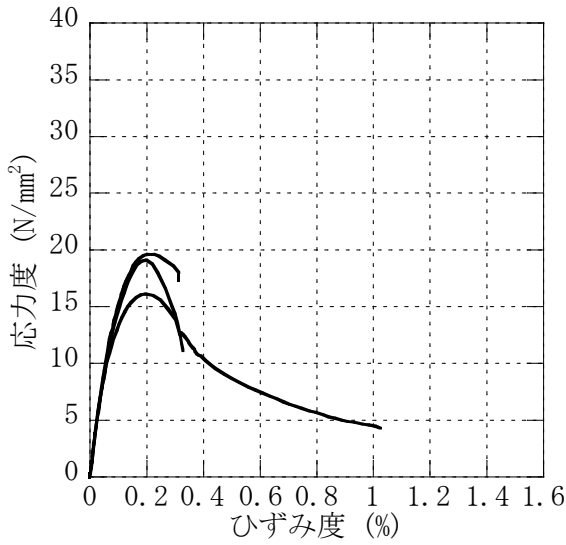


図5.16 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のC3シリーズのコンクリート)

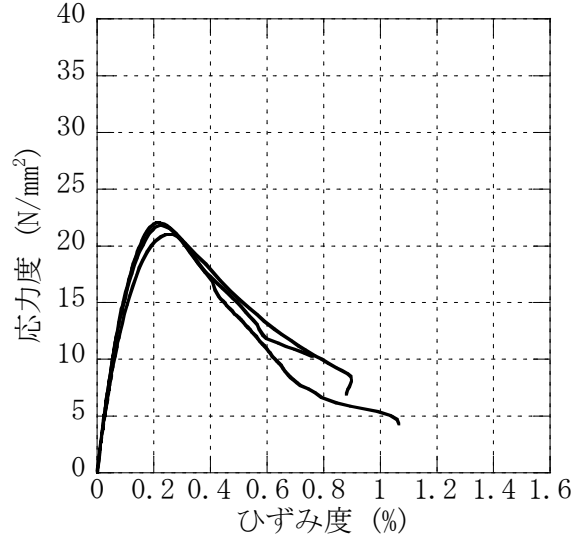


図5.17 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験中のC3シリーズのコンクリート)

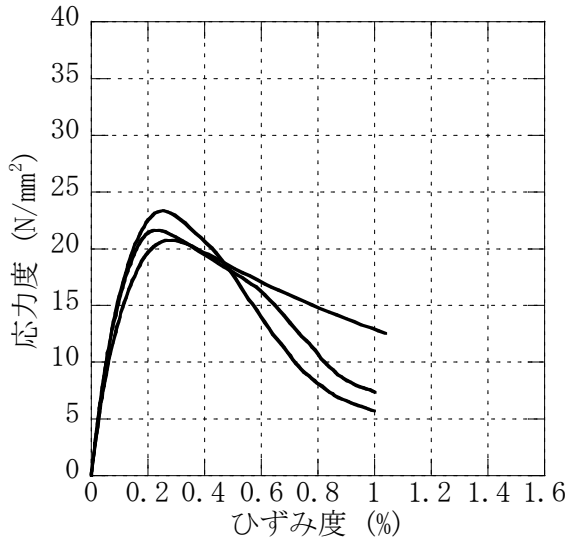


図5.18 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のC3シリーズのコンクリート)

表 5.4 C1 シリーズのコンクリートの力学特性

測定		圧縮強さ (N/mm^2)	1/4割線剛性 (10^4N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm^2)
疲労試験 開始前	①	34.25	2.867	0.24	2.98
	②	34.79	2.826	0.25	3.15
	③	36.19	2.827	0.26	3.02
	平均	35.08	2.840	0.25	3.05
疲労試験 終了後	①	33.16	2.825	0.23	3.22
	②	29.90	2.721	0.22	3.23
	③	31.16	2.601	0.25	3.39
	平均	31.41	2.716	0.23	3.28
平均		33.24	2.778	0.24	3.17

表 5.6 C3 シリーズのコンクリートの力学特性

表 5.5 C2 シリーズのコンクリートの力学特性

測定		圧縮強さ (N/mm^2)	1/4割線剛性 (10^4N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm^2)
疲労試験 開始前	①	23.65	2.543	0.26	1.97
	②	22.90	2.694	0.19	2.23
	③	21.81	2.448	0.23	2.19
	平均	22.79	2.562	0.22	2.13
疲労試験 終了後	①	23.56	2.726	0.18	2.34
	②	23.35	2.346	0.24	2.53
	③	23.17	2.747	0.22	2.27
	平均	23.36	2.606	0.21	2.38
平均		23.07	2.584	0.22	2.26

測定		圧縮強さ (N/mm^2)	1/4割線剛性 (10^4N/mm^2)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm^2)
疲労試験 開始前	①	19.63	2.162	0.22	1.94
	②	16.14	2.142	0.20	1.82
	③	19.11	1.984	0.20	1.79
	平均	18.29	2.096	0.21	1.85
疲労試験 実施中	①	21.00	1.856	0.27	1.98
	②	21.80	2.062	0.22	2.10
	③	22.06	2.083	0.22	1.91
	平均	21.62	2.000	0.24	2.00
疲労試験 終了後	①	21.67	1.942	0.23	1.88
	②	23.34	2.104	0.25	2.15
	③	20.77	1.866	0.28	2.02
	平均	21.93	1.971	0.25	2.02
平均		20.61	2.022	0.23	1.95

5.5であり、C3シリーズの結果が表5.6である。

圧縮強さについて測定した値の平均値を求めると、C1シリーズの圧縮強さが33N/mm²、C2シリーズの圧縮強さが23N/mm²、C3シリーズの圧縮強さが21N/mm²であった。

b. 疲労試験

疲労試験終了後の様子について、圧接部のコブ端部で破断が生じていた試験体の1例を写真5.4に示す。試験終了後のコンクリートにはひび割れが発生していた。なお、圧接部のコブ端部で破断が生じる場合は写真5.4の破壊性状のようになった。

疲労寿命と破断位置の一覧を表5.7に示す。疲労寿命は、C1シリーズの結果が61万回～105万回、C2シリーズの結果が25万回～61万回、C3シリーズの結果が57万回～151万回であった。C1シリーズの試験体の破断位置は、3体の試験体が圧接部のコブ端部であ

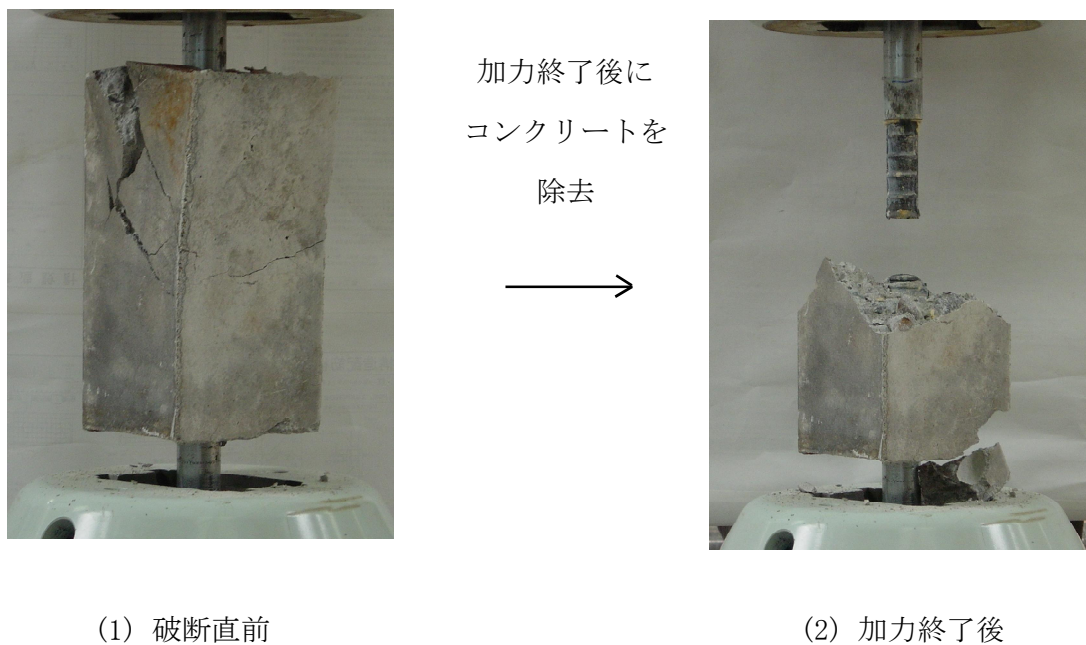


写真5.4 コンクリート中の圧接鉄筋の破断状況

表5.7 疲労寿命一覧と破断箇所

(1) C1シリーズ			(2) C2シリーズ			(3) C3シリーズ		
試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置
1体目	607,076	W	1体目	254,628	W	1体目	567,731	W
2体目	640,275	W	2体目	411,803	W	2体目	691,520	W
3体目	903,779	M	3体目	527,323	W	3体目	1,152,445	M
4体目	1,021,462	W	4体目	561,636	M	4体目	1,168,048	M
5体目	1,046,892	M	5体目	607,051	M	5体目	1,508,215	M

W: 圧接部, M: 圧接部以外

W: 圧接部, M: 圧接部以外

W: 圧接部, M: 圧接部以外

り、2体の試験体がそれ以外の位置であった。C2シリーズの試験体の破断位置は、3体の試験体が圧接部のコブ端部であり、2体の試験体がそれ以外の位置であった。C3シリーズの試験体の破断位置は、2体の試験体が圧接部のコブ端部であり、3体の試験体がそれ以外の位置であった。

ここで、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求める。

C1シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.8794であった。

$$t = -6.236 \cdot \log N + 36.883 \quad \dots \dots \dots (5.13)$$

C2シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.8532であった。

$$t = -4.523 \cdot \log N + 25.579 \quad \dots \dots \dots (5.14)$$

C3シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9272であった。

$$t = -4.089 \cdot \log N + 24.455 \quad \dots \dots \dots (5.15)$$

C1シリーズからC3シリーズまでの生存確率-疲労寿命の関係は図5.19～図5.21に示すとおりである。図中の点と直線には気中の疲労寿命と比較するために気中の270N/mm²の試験結果が示されている。C1シリーズの標準偏差は気中の標準偏差の0.70倍と小さな値であっ

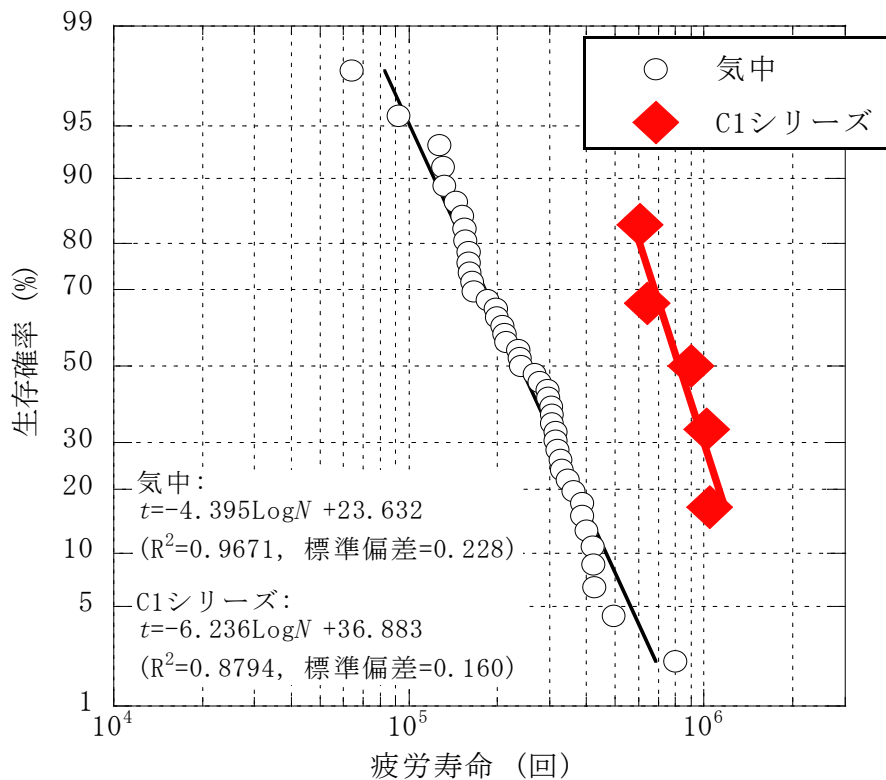


図5.19 コンクリート被覆の試験結果 (C1シリーズ)

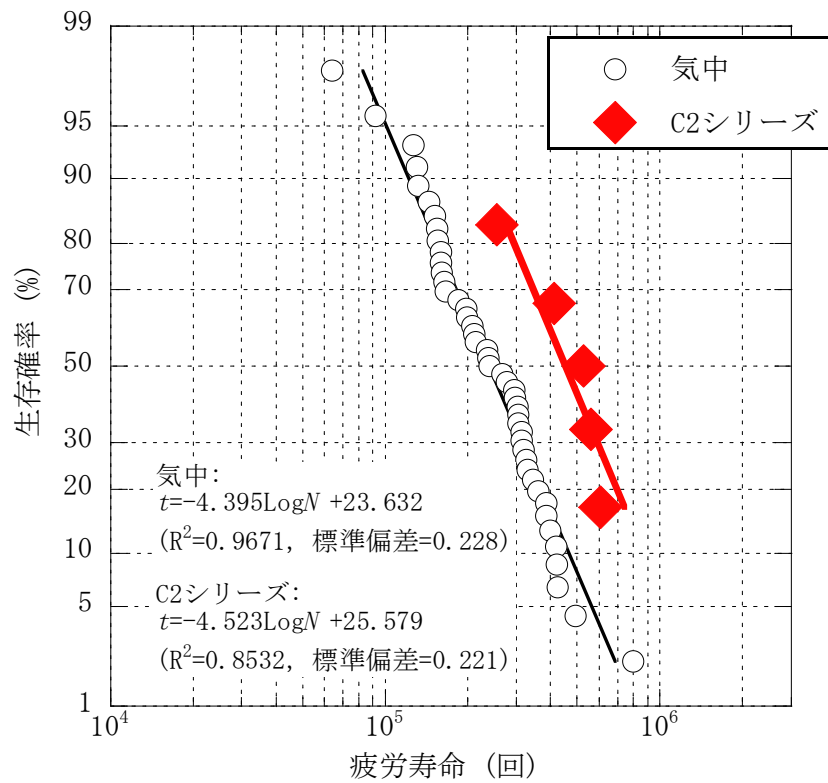


図5.20 コンクリート被覆の試験結果 (C2シリーズ)

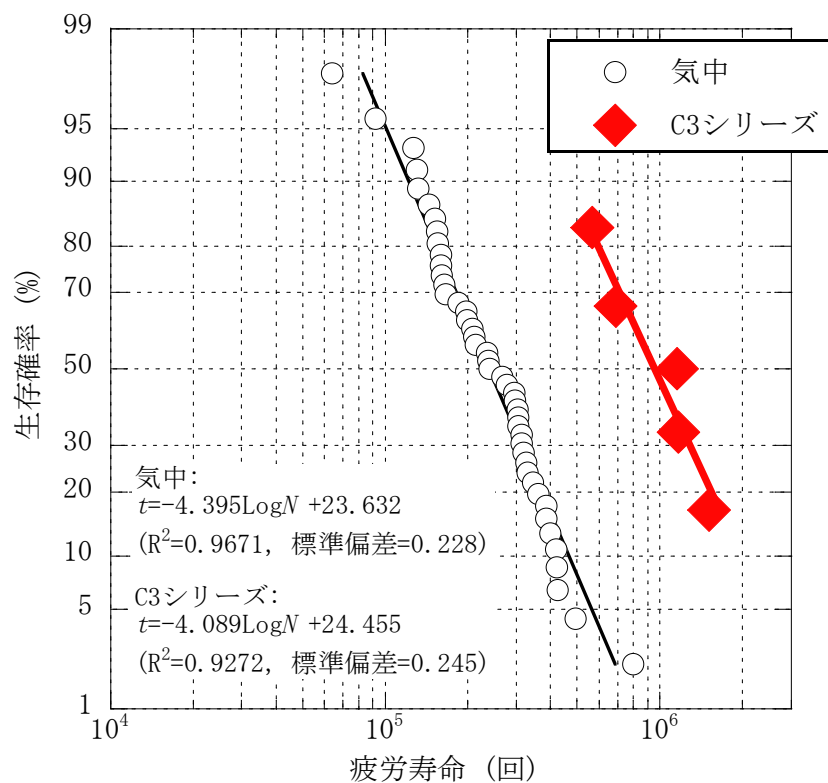


図5.21 コンクリート被覆の試験結果 (C3シリーズ)

たことから、C1シリーズの結果は気中の結果に比べてばらつきが小さい結果であった。一方、C2シリーズ及びC3シリーズの標準偏差は気中の標準偏差の0.97倍と1.07倍と同程度であったことから、C2シリーズ及びC3シリーズの結果は気中の試験に比べてばらつきが同程度であった。また、すべてのシリーズの疲労寿命について気中の疲労寿命を同一の生存確率のときで比較したら、コンクリート中の方が気中より長いという結果であった。更に、平均疲労寿命(生存確率50%のときの疲労寿命)を求めたら、C1シリーズが822165回、C2シリーズが451929回、C3シリーズが955649回であった。気中の疲労寿命に対する比率は、C1シリーズが3.5倍、C2シリーズが1.9倍、C3シリーズが4.0倍であった。

以上のことから、C1シリーズからC3シリーズまでの試験結果からは、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命が気中の圧接加工部の疲労寿命より長くなることがわかった。

(2) C4シリーズからC6シリーズのコンクリートで被覆した場合

a. 圧縮試験と割裂試験

コンクリートの圧縮試験と割裂試験は、C4シリーズが疲労試験開始前と疲労試験終了後に行い、C5シリーズとC6シリーズが疲労試験終了後に行った。

圧縮試験の応力度-ひずみ度関係について、C4シリーズの結果が図5.22と図5.23であり、C5シリーズの結果が図5.24であり、C6シリーズの結果が図5.25である。力学特性について、C4シリーズの結果が表5.8であり、C5シリーズの結果が表5.9であり、C6シリーズの結果が表5.10である。

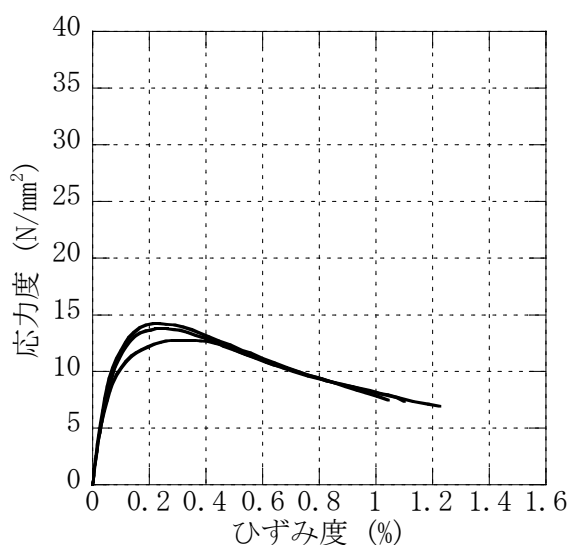


図5.22 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のC4シリーズのコンクリート)

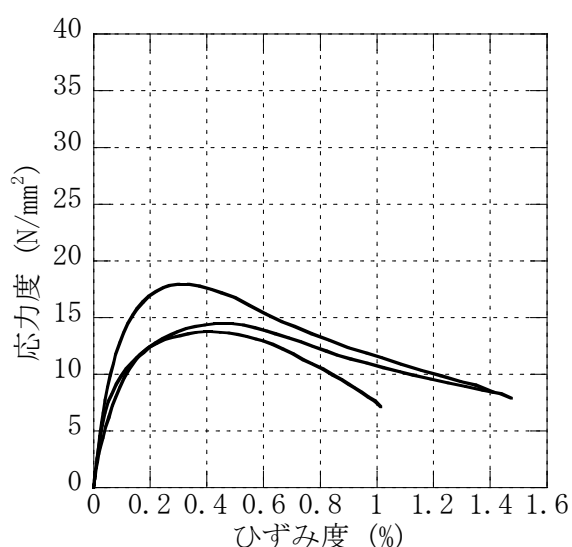


図5.23 コンクリートの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のC4シリーズのコンクリート)

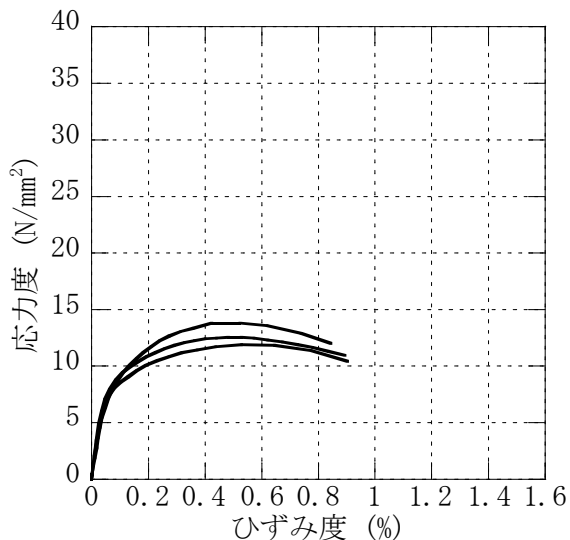


図5.24 コンクリートの圧縮試験の結果 (C5シリーズのコンクリート)

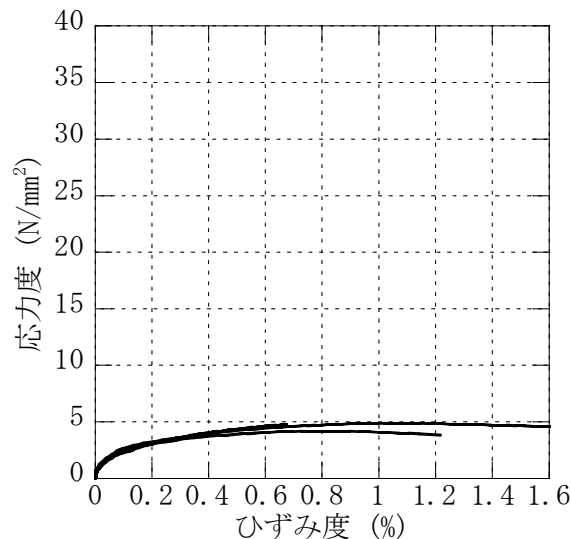


図5.25 コンクリートの圧縮試験の結果 (C6シリーズのコンクリート)

表 5.8 C4シリーズのコンクリートの力学特性

測定		圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
疲労試験 開始前	①	13.79	2.100	0.24	1.76
	②	12.78	1.853	0.33	1.63
	③	14.24	2.177	0.23	1.70
	平均	13.60	2.043	0.27	1.70
疲労試験 終了後	①	13.75	2.063	0.42	1.84
	②	14.49	1.667	0.45	1.77
	③	17.93	2.100	0.30	1.79
	平均	15.39	1.943	0.39	1.80
平均		14.50	1.993	0.33	1.75

表 5.9 C5シリーズのコンクリートの力学特性

	圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	13.85	1.297	0.52	1.73
②	11.90	2.073	0.53	1.91
③	12.53	2.288	0.48	1.85
平均	12.76	1.886	0.51	1.83

表 5.10 C6シリーズのコンクリートの力学特性

	圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	5.12	0.563	1.00	0.68
②	4.17	0.732	0.83	0.72
③	4.87	0.742	1.12	0.69
平均	4.72	0.679	0.98	0.70

圧縮強さについて測定した値の平均値を求めると、C4シリーズが15N/mm²、C5シリーズが13N/mm²、C6シリーズが5N/mm²であった。平均化した圧縮強さは、いずれのシリーズにおいても普通コンクリートの圧縮強さより低かった。C6シリーズのコンクリートは、圧縮強さ5N/mm²という圧縮強さが極めて低いコンクリートであった。

b. 疲労試験

疲労寿命と破断位置を表5.11に示す。疲労寿命は、C4シリーズの結果が20万回～69万回、C5シリーズの結果が56万回～185万回、C6シリーズの結果が34万回～87万回であった。C4シリーズの試験体の破断位置は、4体の試験体が圧接部のコブ端部であり、1

表5.11 疲労寿命一覧と破断箇所

(4) C4シリーズ			(5) C5シリーズ			(6) C6シリーズ		
試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置
1体目	200,642	W	1体目	563,492	W	1体目	340,590	W
2体目	358,138	W	2体目	572,077	W	2体目	367,894	W
3体目	438,840	M	3体目	905,626	W	3体目	567,047	W
4体目	680,418	W	4体目	1,215,001	M	4体目	621,884	M
5体目	685,152	W	5体目	1,848,181	M	5体目	869,236	M

W:圧接部, M:圧接部以外

体の試験体がそれ以外の位置であった。C5シリーズの試験体の破断位置は、3体の試験体が圧接部のコブ端部であり、2体の試験体がそれ以外の位置であった。C6シリーズの試験体の破断位置は、3体の試験体が圧接部のコブ端部であり、2体の試験体がそれ以外の位置であった。

ここで、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求める。

C4シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9173であった。

$$t = -3.235 \cdot \log N + 18.222 \quad \dots \dots \dots (5.16)$$

C5シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9397であった。

$$t = -3.293 \cdot \log N + 19.639 \quad \dots \dots \dots (5.17)$$

C6シリーズの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9495であった。

$$t = -4.330 \cdot \log N + 24.753 \quad \dots \dots \dots (5.18)$$

C4シリーズからC6シリーズまでの生存確率-疲労寿命の関係を図5.26～図5.28に示す。図中には気中の疲労寿命と比較するために気中の270N/mm²の試験結果が示されている。C4シリーズ及びC5シリーズの標準偏差は気中の標準偏差に比べて1.36倍、1.33倍と大きな値であったことから、C4シリーズ及びC5シリーズの結果は気中の結果に比べてばらつきが大きい結果であった。C6シリーズの標準偏差は気中の標準偏差に比べて1.02倍と同程度であったことから、C6シリーズの結果は気中の試験に比べてばらつきが同程度であった。また、すべてのシリーズの疲労寿命について気中の疲労寿命を同一の生存確率のときで比較したら、コンクリート中の方が気中より長いという結果であった。更に、平均疲労寿命を求めたら、C4シリーズが429822回、C5シリーズが919015回、C3シリーズが521056回であった。気中の疲労寿命に対する比率は、C1シリーズが1.8倍、C2シリーズが3.9倍、C3シリーズが2.2倍であった。したがって、C4シリーズからC6シリーズまでの試験結果からも、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命が空中の圧接加工部の疲労寿命より長くなることがわかった。

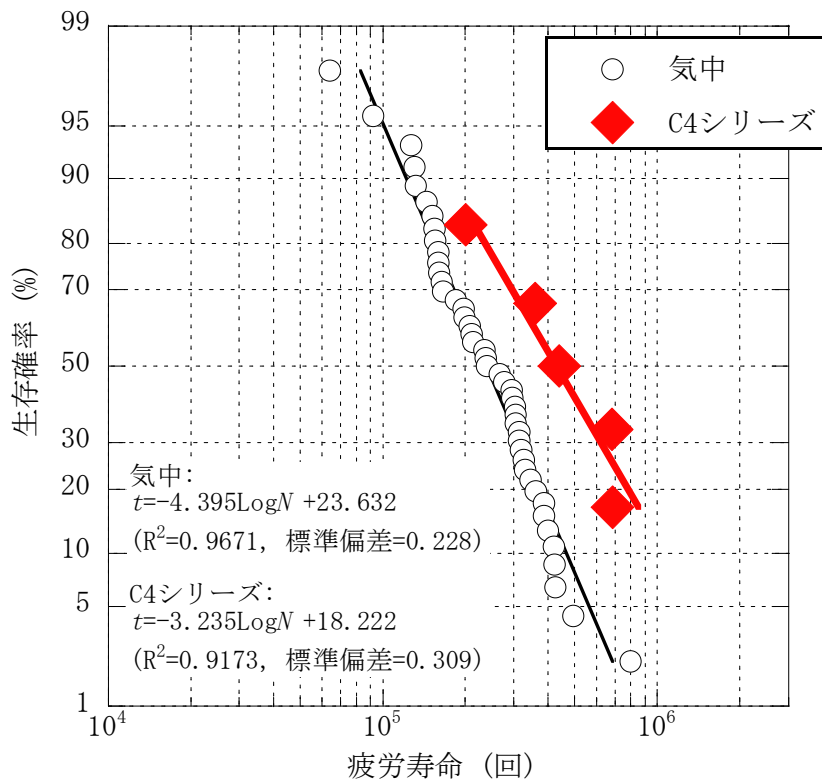


図5.26 コンクリート被覆の試験結果 (C4シリーズ)

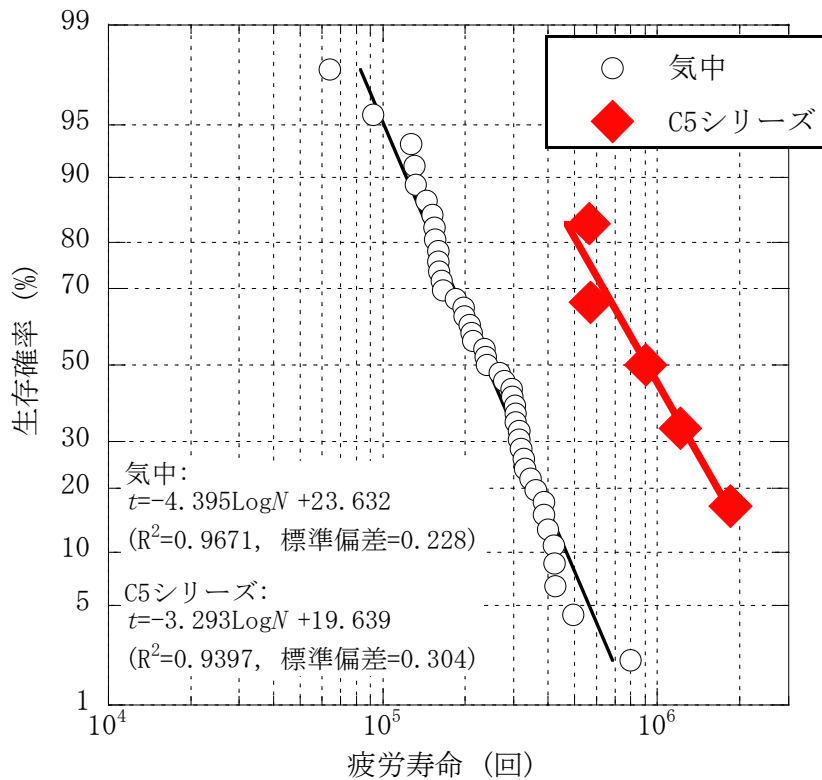


図5.27 コンクリート被覆の試験結果 (C5シリーズ)

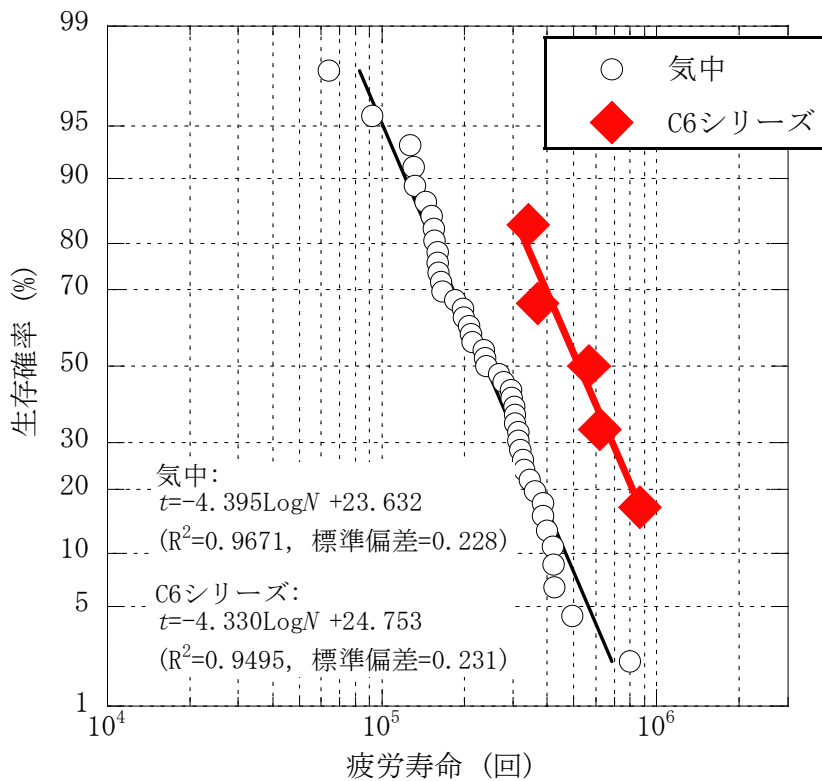


図5.28 コンクリート被覆の試験結果 (C6シリーズ)

5.5. コンクリート中の疲労寿命に関する考察

5.5.1 平均疲労寿命(生存確率50%のときの疲労寿命)

平均疲労寿命(生存確率50%のときの疲労寿命)について、コンクリート中の結果に対する気中の結果の比をまとめると、図5.29のとおりに表示することができる。平均疲労寿命の比率は1.8倍～4.0倍であり、圧接加工部をコンクリートで被覆すると気中の疲労寿命より長くなることがわかった。

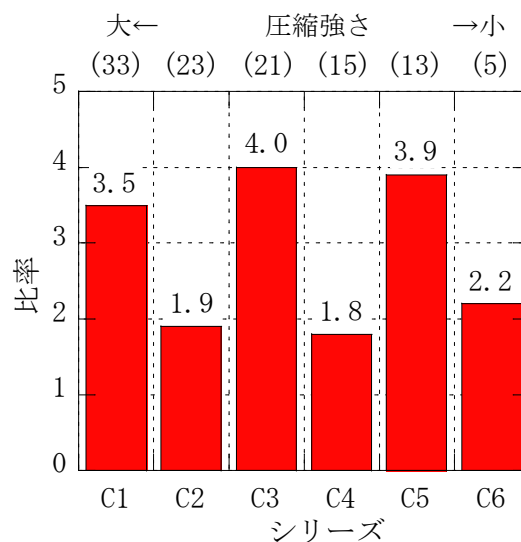


図5.29 平均疲労寿命の比率

5.5.2 コンクリートの材料特性と疲労寿命の関係

コンクリートの材料特性と平均疲労寿命の一覧を図5.30に示す。圧縮強さと1/4割線剛性は、両方とも、C1, C2, C3, C4, C5, C6のシリーズの順に小さくなった。割裂強さは、C1, C2, C3, C5, C4, C6のシリーズの順で小さくなった。割裂強さの大小関係は圧縮強さや1/4割線剛性の大小関係と一部異なったが、全体的な傾向でいえば大小関係は割裂強さ、圧縮強さや1/4割線剛性でほぼ同じであったといえる。しかし、生存確率50%のときの疲労寿命は、C3, C5, C1, C6, C2, C4のシリーズの順で小さくなり、圧縮強さ、1/4割線剛性及び割裂強さの大小関係のときの傾向とは異なった。

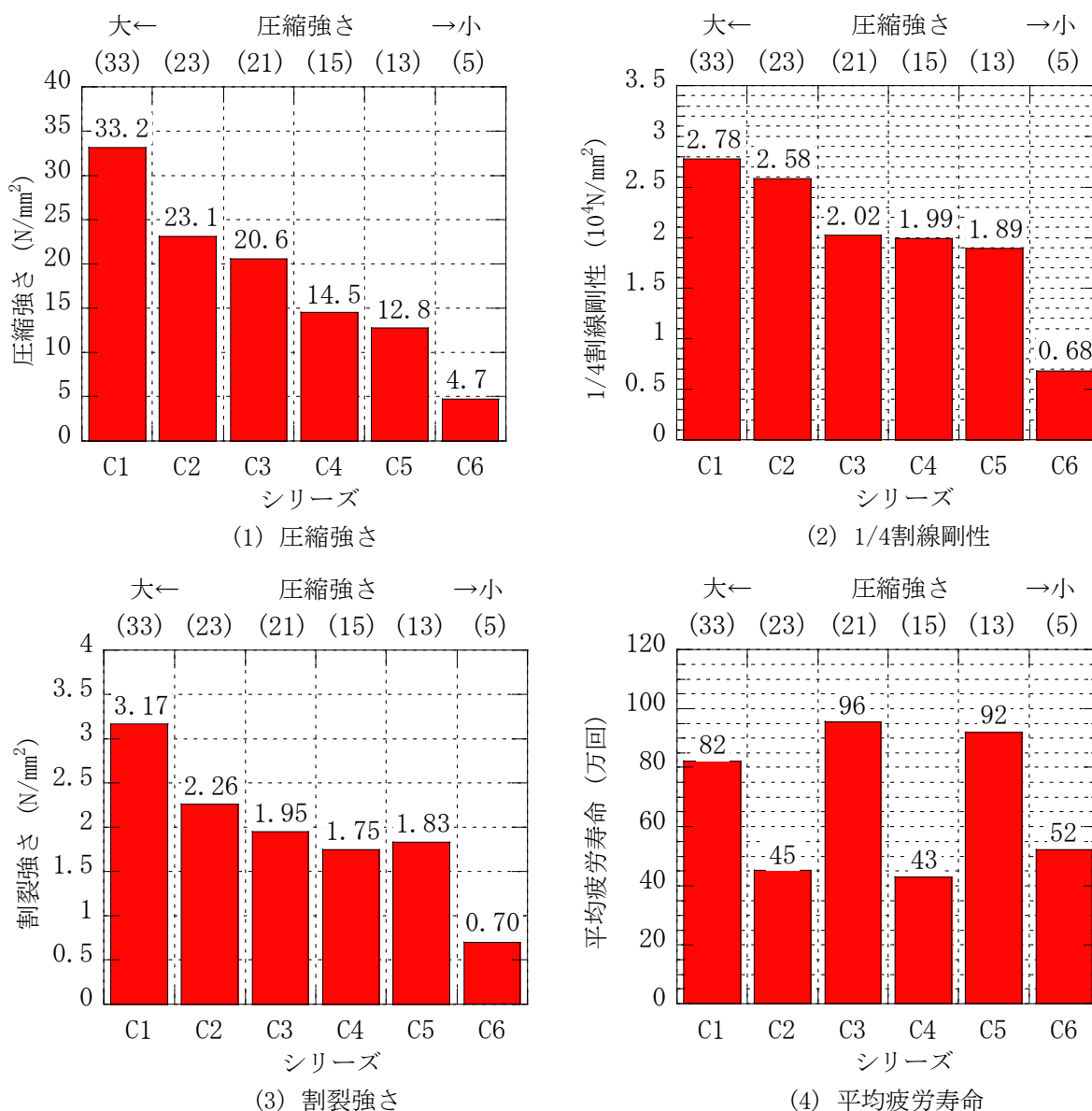


図5.30 コンクリートの強度特性と平均疲労寿命

ここで、引張強さは割裂強さとほぼ等しい^{5.20)}とされ、割裂強さと圧縮強さで相関関係が図5.30のようにみられたことから、圧接加工部を被覆していたコンクリートの引張抵抗(プリズム部の剛性や強さ)は圧縮強さに関係すると考えられるが、コンクリートの圧縮強さと平均疲労寿命には明確な相関関係がみられなかった。

次に、平均疲労寿命に限定せずに、コンクリート中の疲労寿命と気中の疲労寿命の関係について全体的な傾向を調査するために、気中の試験結果とコンクリート中の試験結果を比較した図を作成したら図5.31のように表すことができた。図中では気中の試験結果を圧縮強さゼロとして扱いプロットした。

図中のコンクリート中の点について全体的な傾向をみると、コンクリートの圧縮強さが大きくなるにつれてコンクリート中の疲労寿命も大きくなる傾向が明確にみられなかった。

そこで、コンクリート中の点に対してコンクリートの圧縮強さ σ_B とコンクリート中の疲労寿命 N の近似直線を求め、近似直線からコンクリートの圧縮強さ σ_B とコンクリート中の疲労寿命 N の関係を調査する。

近似直線は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.0401であった。

$$\text{Log}N = 0.0049\sigma_B + 5.720 \quad \dots \dots \dots (5.19)$$

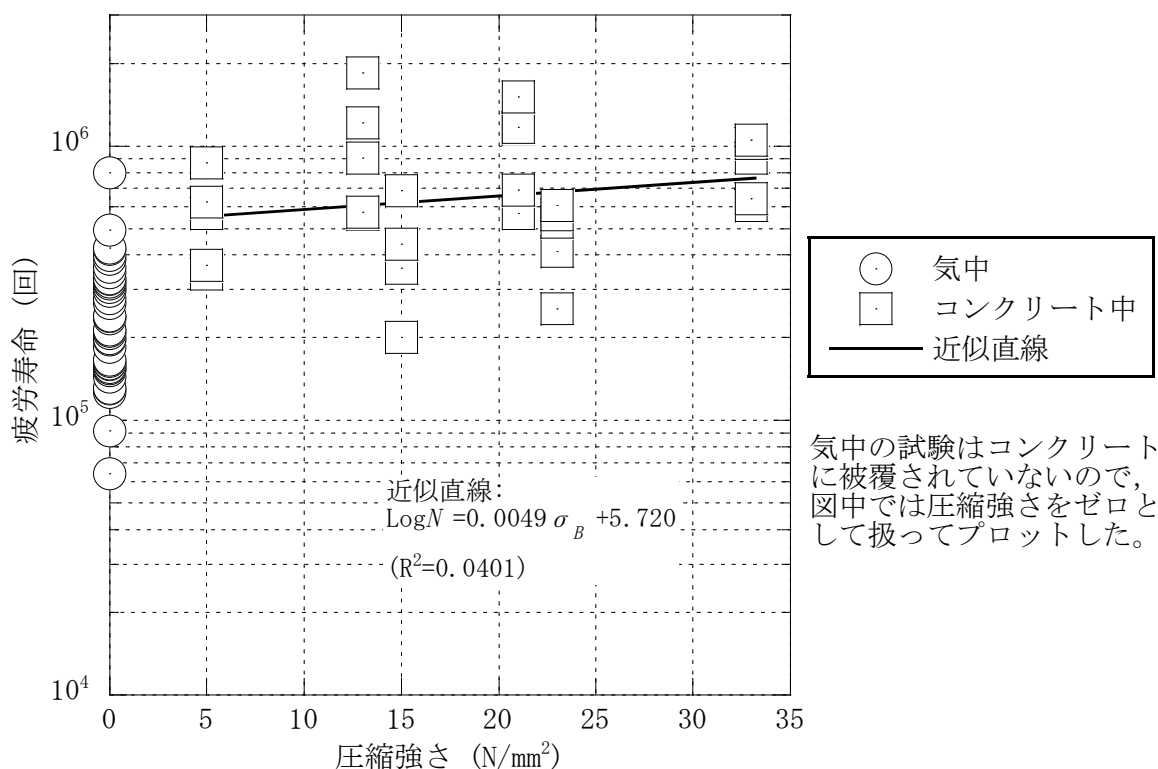


図5.31 気中の試験結果とコンクリート中の試験結果の比較

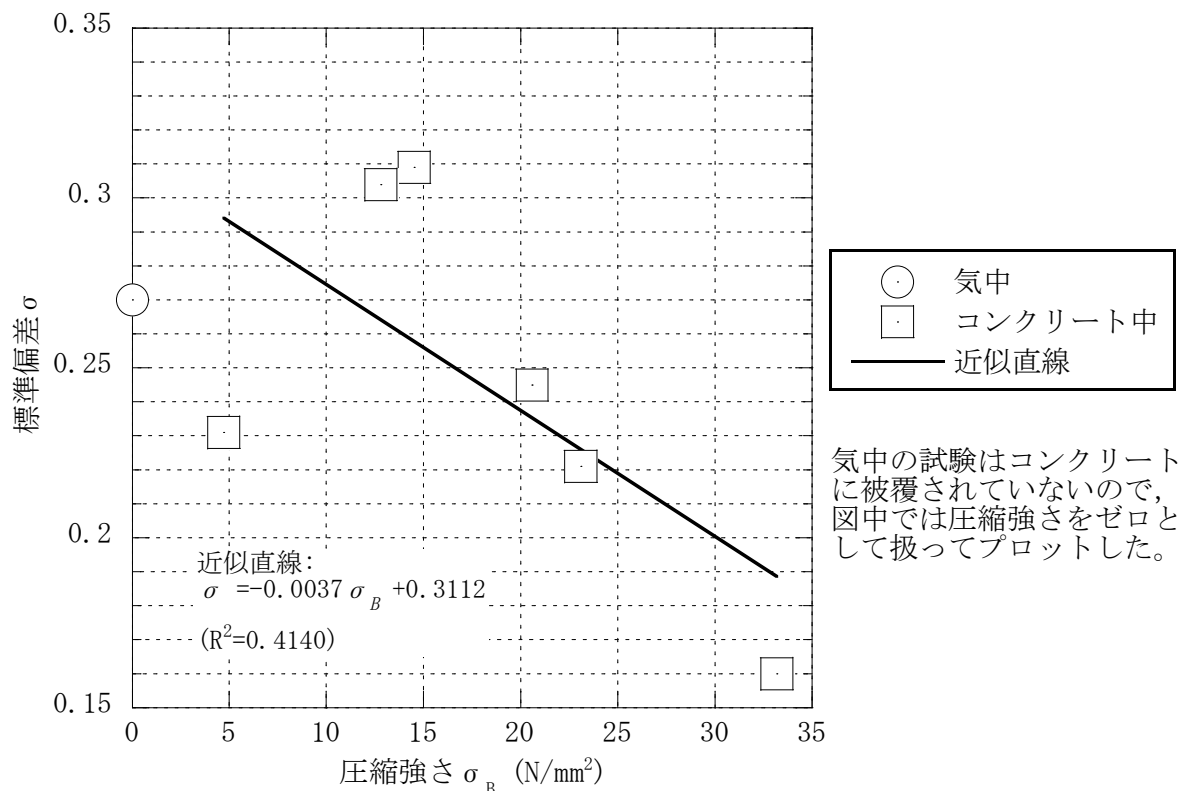


図5.32 気中の試験結果とコンクリート中の試験結果の比較

近似直線の決定係数は0.4140と小さいのでコンクリート中の結果にはばらつきが大きかったが、近似直線ではコンクリートの圧縮強さが大きくなるにつれて、コンクリート中の疲労寿命も大きくなる傾向がみられた。

なお、疲労寿命はばらつきが大きいことが知られている。C1シリーズ～C6シリーズの標準偏差-圧縮強さの関係を調査すると図5.32のように示すことができた。コンクリートの圧縮強さが大きくなるにつれて、標準偏差が小さくなる傾向があった。このような傾向が現れた理由は不明である。

5.5.3 焼き石膏やGL石膏による検討

(1) コンクリートとは別の被覆材料

前項では、コンクリート中の疲労寿命が気中の疲労寿命より長くなることがわかり、長くなる理由についてコンクリートの圧縮強さから考察を行った。本項では、コンクリートとは別の被覆材料というコンクリートの圧縮強さとは異なる視点からも考察を行う

コンクリートとは別の被覆材料には、コンクリートと同じ水硬性を有する特性から、焼き石

膏とGL石膏を選択した。焼き石膏は重量比で石膏1に対して水0.85で調合し、GL石膏は重量比でGLボンド1に対して水0.5で調合した。

(2) 試験結果及び考察

a. 圧縮試験と割裂試験

圧縮試験と割裂試験は、両材料とも疲労試験終了後に行った。圧縮試験の応力度-ひずみ度関係は、焼き石膏の結果が図5.33のとおりであり、GL石膏の結果が図5.34のとおりである。力学特性は、焼き石膏の結果が表5.12のとおりであり、GL石膏の結果が表5.13のとおりである。圧縮強さについて測定した値の平均値を求めると、焼き石膏の圧縮強さが9.1N/mm²、GL石膏の圧縮強さが5.0N/mm²であった。両材料の圧縮強さは普通強度コンクリートより極めて小さな値であった。

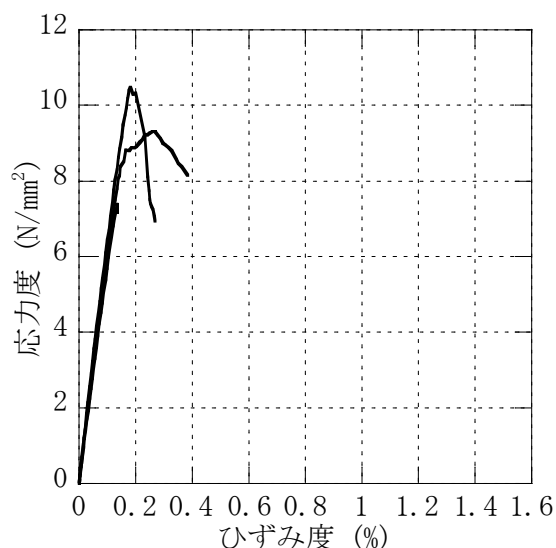


図5.33 焼き石膏の圧縮試験の結果

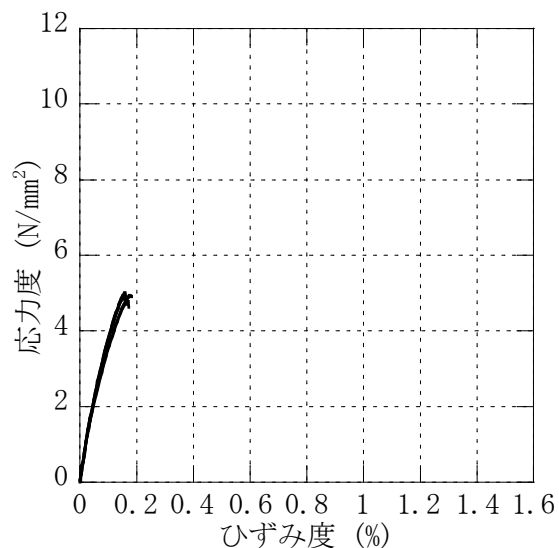


図5.34 GL石膏の圧縮試験の結果

表5.12 焼き石膏の力学特性

	圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	7.40	0.608	0.14	1.75
②	10.49	0.677	0.18	1.42
③	9.31	0.661	0.26	1.40
平均	9.07	0.649	0.19	1.52

表5.13 GL石膏の力学特性

	圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	4.94	0.496	0.17	0.64
②	4.94	0.500	0.15	0.55
③	5.01	0.443	0.16	0.61
平均	4.96	0.480	0.16	0.60

b. 疲労試験

焼き石膏とGL石膏の試験体の形状寸法は図5.11と同じ形状寸法とした。応力履歴は、最大応力度が270N/mm²、最小応力度がゼロとした完全片振り応力履歴とした。加力速度と加力波形は10Hzの正弦波とした。試験体総数は両材料とも5体ずつとした。

疲労寿命と破断位置の一覧を表5.14に示す。疲労寿命は、焼き石膏の結果が15万回～70万回、GL石膏の結果が20万回～42万回であった。焼き石膏の破断位置は、4体の試験体が圧接部のコブ端部であり、1体の試験体がそれ以外の位置であった。GL石膏の破断位置は、4体の試験体が圧接部のコブ端部であり、1体の試験体がそれ以外の位置であった。

ここで、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求める。

焼き石膏の場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.8238であった。

$$t = -2.266 \cdot \log N + 12.211 \quad \dots \dots \dots (5.20)$$

GL石膏の場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9296であった。

$$t = -5.841 \cdot \log N + 31.760 \quad \dots \dots \dots (5.21)$$

焼き石膏とGL石膏の中の圧接加工部の疲労寿命に対する生存確率を図5.35と図5.36に示す。図中には気中の疲労寿命と比較するために気中の270N/mm²の試験結果が示されている。焼き石膏の標準偏差は気中の標準偏差に比べて1.94倍と大きな値であったことから、焼き石膏の結果は気中の結果に比べてばらつきが大きい結果であった。一方、GL石膏の標準偏差は気中の標準偏差の0.75倍と小さい値であったことから、GL石膏の結果は気中の結果に比べてばらつきが小さい結果であった。また、平均疲労寿命は焼き石膏が245049回、GL石膏が273954回であり、気中の疲労寿命に対する比率は焼き石膏が1.0倍、GL石膏が1.1倍であった。したがって、焼き石膏中やGL石膏中の平均疲労寿命は気中の平均疲労寿命と変わらないことがわかった。

表5.14 疲労寿命一覧と破断箇所
(1) 焼き石膏 (2) GL石膏

試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置
1体目	147,803	W	1体目	203,987	W
2体目	148,701	W	2体目	235,444	W
3体目	163,338	W	3体目	243,967	W
4体目	350,031	W	4体目	313,625	W
5体目	703,191	M	5体目	419,911	M

W:圧接部, M:圧接部以外

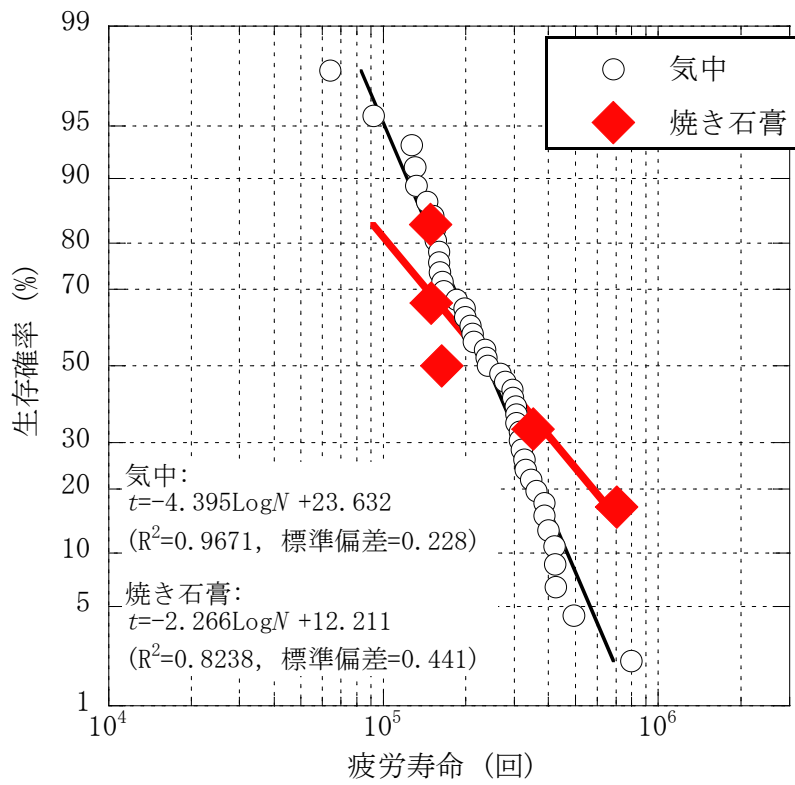


図5.35 焼き石膏被覆の試験結果

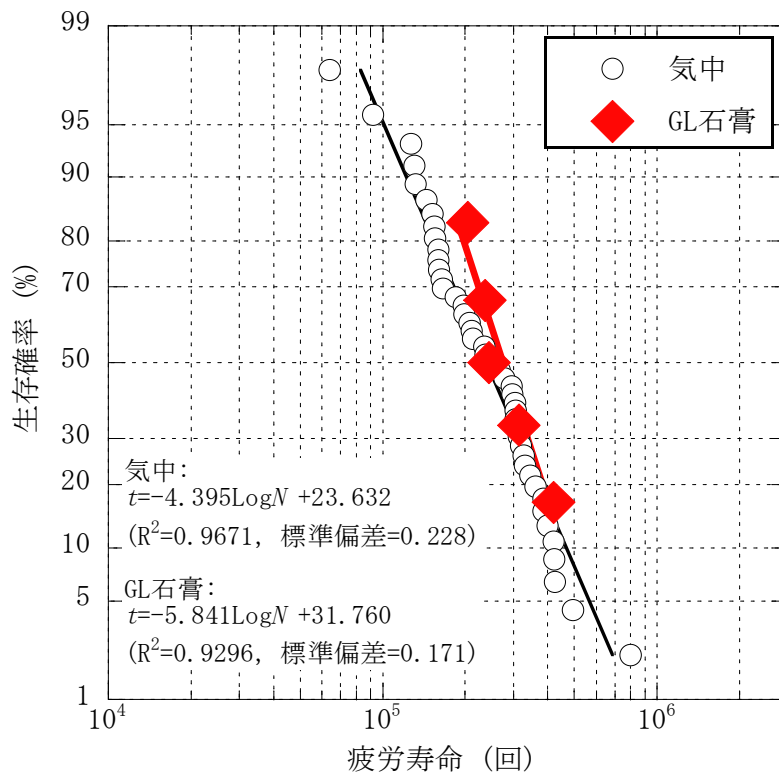


図5.36 GL石膏被覆の試験結果

5.5.4 粗骨材入り焼き石膏による検討

コンクリートと焼き石膏・GL石膏には次の違いがあると考えられる。コンクリートは水、セメント、細骨材、粗骨材という4つの物質で構成されているが、焼き石膏やGL石膏では大きな骨材が入っていない。そこで、焼き石膏に粗骨材を混入した試験体を作製して、疲労試験を行った。

(1) 使用材料の概要

使用材料は、粗骨材が入った焼き石膏である。試験に使用した粗骨材は、粒径が16mm～25mmとした。焼き石膏は、石膏1に対して水0.85の重量比で練混ぜて作製した。試験体は、粗骨材を試験体の型枠の隙間に可能な限り入れて、そこに焼き石膏を流し込んで作製した。

(2) 試験結果及び考察

a. 圧縮試験及び割裂試験

圧縮試験と割裂試験は疲労試験終了後に行った。圧縮試験の応力度-ひずみ度関係を図5.37に、力学特性を表5.15に示す。圧縮強さについて測定した値の平均値を求めたら、圧縮強さの平均値が2.6N/mm²であった。圧縮強さは、圧接加工部を被覆した材料の中で粗骨材入り石膏が最も小さな値であった。

b. 疲労試験

試験体形状は図5.11と同じ試験体形状とした。応力履歴は、最大応力度が270N/mm²、最小応力度がゼロとした完全片振り応力履歴とした。加力速度と加力波形は10Hzの正弦波とした。試験体総数

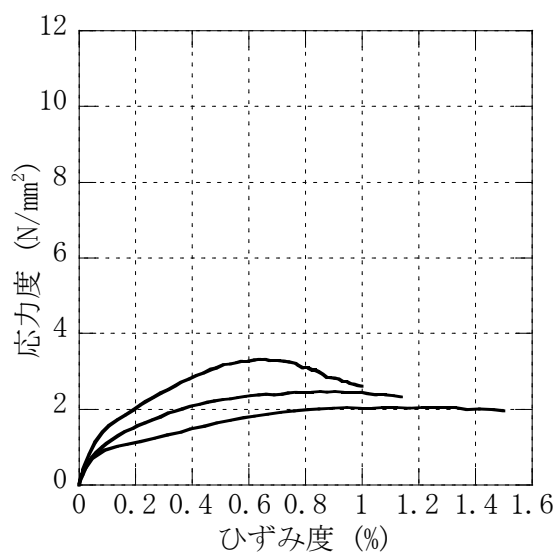


図5.37 粗骨材入り焼き石膏の圧縮試験の結果

表5.15 粗骨材入りの焼き石膏の力学特性

	圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
①	2.47	0.714	0.90	0.31
②	3.32	0.290	0.64	0.43
③	2.06	0.319	1.33	0.49
平均	2.62	0.441	0.96	0.41

表5.16 疲労寿命一覧と破断箇所
(粗骨材入り焼き石膏)

試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置
1体目	272,624	W
2体目	341,058	W
3体目	497,204	W
4体目	521,403	M
5体目	1,019,241	W

W:圧接部, M:圧接部以外

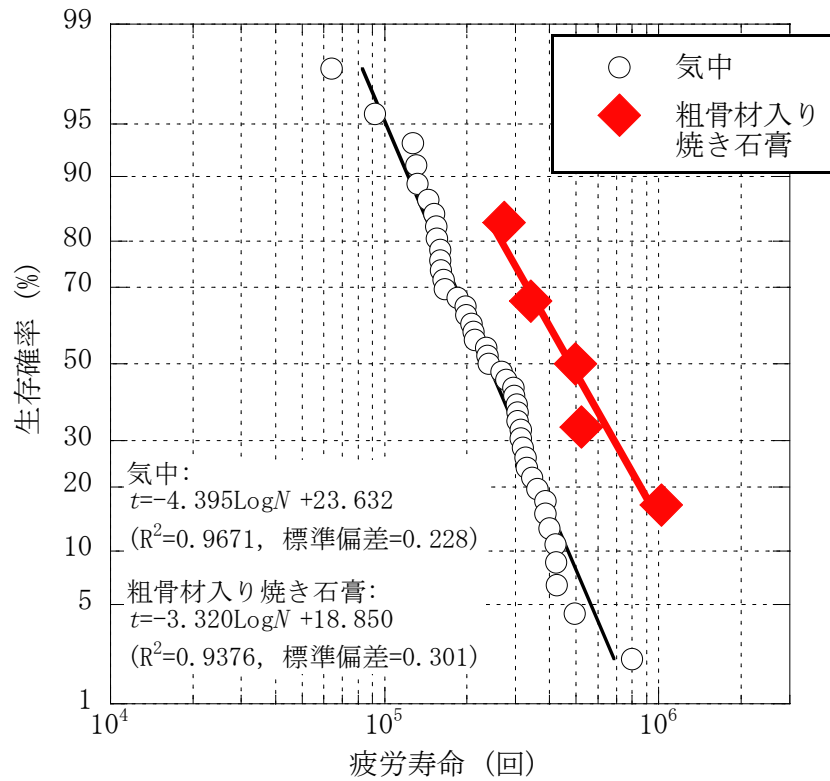


図5.38 粗骨材入り焼き石膏被被覆の試験結果

は5体とした。

疲労寿命と破断位置の一覧を表5.16に示す。疲労寿命が27万回～102万回であった。破断位置は、4体の試験体が圧接部のコブ端部で起こり、1体の試験体がそれ以外の位置であった。

ここで、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求めると次式のとおりである。なお、決定係数 R^2 は0.9376であった。

$$t = -3.320 \cdot \log N + 18.850 \quad \dots \dots \dots (5.22)$$

粗骨材入り焼き石膏中の圧接加工部の疲労寿命に対する生存確率を図5.38に示す。図中には気中の疲労寿命と比較するために気中の270N/mm²の試験結果が示されている。粗骨材入り焼き石膏の標準偏差は気中の標準偏差に比べて1.32倍と大きな値であったことから、粗骨材入り焼き石膏の結果は気中の結果と比べてばらつきが若干あった。また、図中の粗骨材入り焼き石膏の全点が図中の気中の点に比べて右側にあった。更に、平均疲労寿命は476514回であり、気中の疲労寿命に比べて2.0倍であった。したがって、粗骨材がコンクリート中の圧接加工部の疲労寿命を長くする一因の可能性がある。そこで、粗骨材の影響を更に調査するために、モルタル中の圧接加工部の疲労試験を行い、気中とコンクリート中の疲労寿命の比較を行った。

5.5.5 モルタルによる検討

(1) 使用材料の概要

使用材料は調合を変えた2種類のモルタルである。2種類のモルタルは、セメント1、水1.25、砂4の重量比で調合して作製したモルタル(以後、M1モルタル)、セメント1、水0.7、砂3の重量比で調合して作製したモルタル(以後、M2モルタル)とした。砂は豊浦硅砂を用いた。

(2) 試験結果及び考察

a. 圧縮試験及び割裂試験

圧縮試験と割裂試験は、両材料とも疲労試験が開始される前と疲労試験が終了した後に行った。圧縮試験の応力度-ひずみ度関係について、M1モルタルの結果が図5.39と図5.40であり、M2モルタルの結果が図5.41と図5.42である。力学特性について、M1モルタルの結果が表5.17であり、M2モルタルの結果が表5.18である。

圧縮強さについて測定した値の平均値を求めると、M1モルタルが 11N/mm^2 、M2モルタルが 18N/mm^2 であった。

b. 疲労試験

M1モルタルとM2モルタルの試験体形状は、両材料とも、図5.11と同じ試験体形状とした。応力履歴は、最大応力度が 270N/mm^2 、最小応力度がゼロとした完全片振り応力履歴とした。加力速度と加力波形は 10Hz の正弦波とした。試験体総数は両被覆材料とも5体ずつとした。

疲労寿命と破断位置の一覧を表5.19に示す。疲労寿命は、M1モルタルの結果が21万回～54

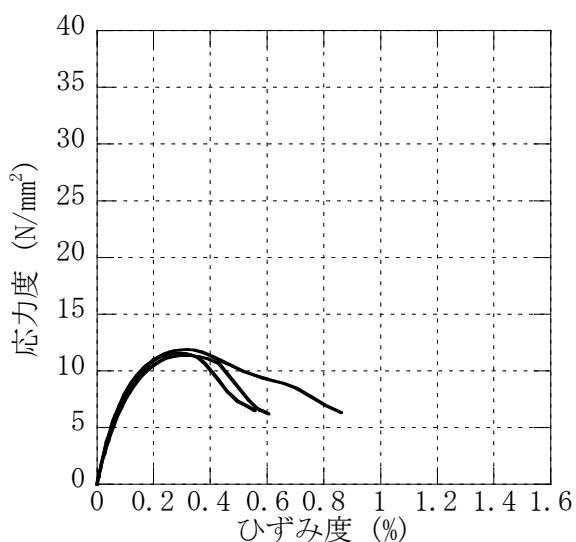


図5.39 モルタルの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のM1シリーズのモルタル)

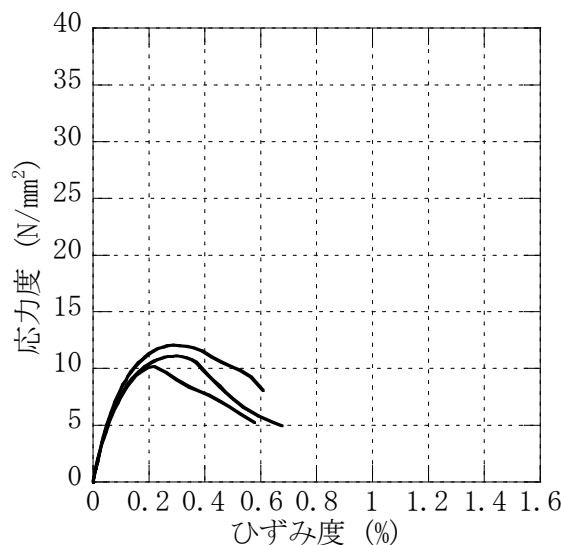


図5.40 モルタルの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のM1シリーズのモルタル)

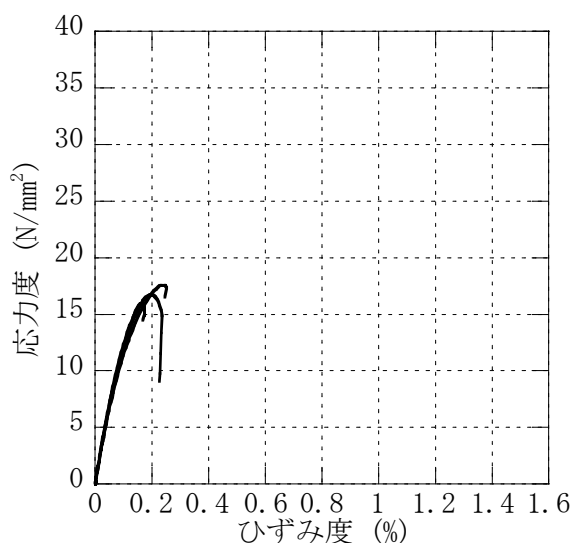


図5.41 モルタルの圧縮試験の結果
(疲労試験開始前のM2モルタル)

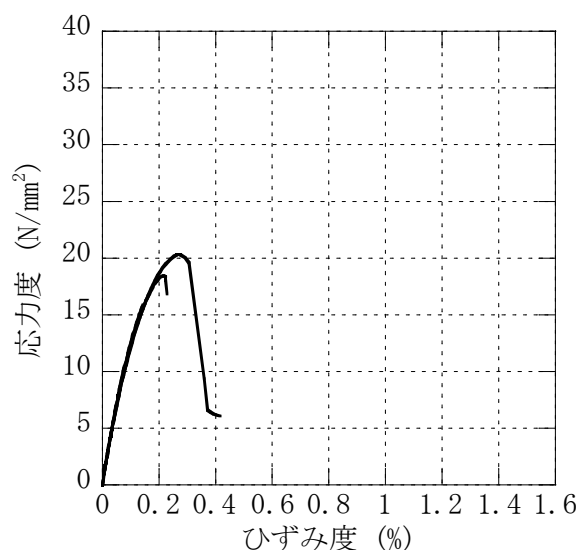


図5.42 モルタルの圧縮試験の結果
(疲労試験終了後のM2モルタル)

表5.17 M1モルタルの力学特性

測定		圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
疲労試験 開始前	①	11.54	1.114	0.28	0.83
	②	11.37	1.010	0.30	0.73
	③	11.87	1.046	0.32	0.88
	平均	11.60	1.057	0.30	0.81
疲労試験 終了後	①	12.04	1.010	0.29	0.93
	②	11.09	1.181	0.30	0.86
	③	10.16	1.119	0.22	0.82
	平均	11.10	1.103	0.27	0.87
平均		11.35	1.080	0.28	0.84

表5.18 M2モルタルの力学特性

測定		圧縮強さ (N/mm ²)	1/4割線剛性 (10 ⁴ N/mm ²)	圧縮強度時 ひずみ度 (%)	割裂強さ (N/mm ²)
疲労試験 開始前	①	16.00	1.505	0.17	1.28
	②	16.75	1.438	0.20	1.35
	③	17.62	1.390	0.24	1.58
	平均	16.79	1.444	0.20	1.40
疲労試験 終了後	①	20.29	1.444	0.28	1.65
	②	18.37	1.541	0.21	1.34
	③	18.45	1.482	0.22	1.48
	平均	19.03	1.489	0.23	1.49
平均		17.91	1.466	0.22	1.45

表5.19 疲労寿命一覧と破断箇所

(1) M1モルタル

試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置
1体目	214, 213	W
2体目	226, 401	W
3体目	311, 656	W
4体目	337, 669	W
5体目	543, 902	M

W:圧接部, M:圧接部以外

(2) M2モルタル

試験体	疲労寿命 (回)	破断 位置
1体目	188, 254	W
2体目	254, 864	W
3体目	511, 141	W
4体目	556, 200	W
5体目	1, 226, 392	W

W:圧接部, M:圧接部以外

万回，M2モルタルの結果が19万回～123万回であった。M1モルタルの破断位置は，4体の試験体が圧接部のコブ端部であり，1体の試験体がそれ以外であった。M2モルタルの破断位置は，5体のすべての試験体が圧接部のコブ端部であった。

ここで，生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求める。

M1モルタルの場合は次式のとおりであった。なお，決定係数 R^2 は0.9201であった。

$$t = -4.426 \cdot \log N + 24.291 \quad \dots \dots \dots (5.23)$$

M2モルタルの場合は次式のとおりであった。なお，決定係数 R^2 は0.9591であった。

$$t = -2.305 \cdot \log N + 13.010 \quad \dots \dots \dots (5.24)$$

M1モルタルとM2モルタル中の圧接加工部の疲労寿命に対する生存確率を図5.43と図5.44に示す。図中には気中の疲労寿命と比較するために気中の270N/mm²の試験結果が示されている。M1モルタルの標準偏差は気中の標準偏差に比べて0.99倍であったことから，M1モルタルの結果は気中の結果に比べてばらつきが同程度の結果であった。一方，M2モルタルの標準偏差は気中の標準偏差に比べて1.91倍と大きな値であったことから，M2モルタルの結果は気中の結果に比べてばらつきが大きい結果であった。また，平均寿命は，M1モルタルでは308093回であり，M2モルタルでは441256回であった。気中の疲労寿命に対する比率はM1モルタルが

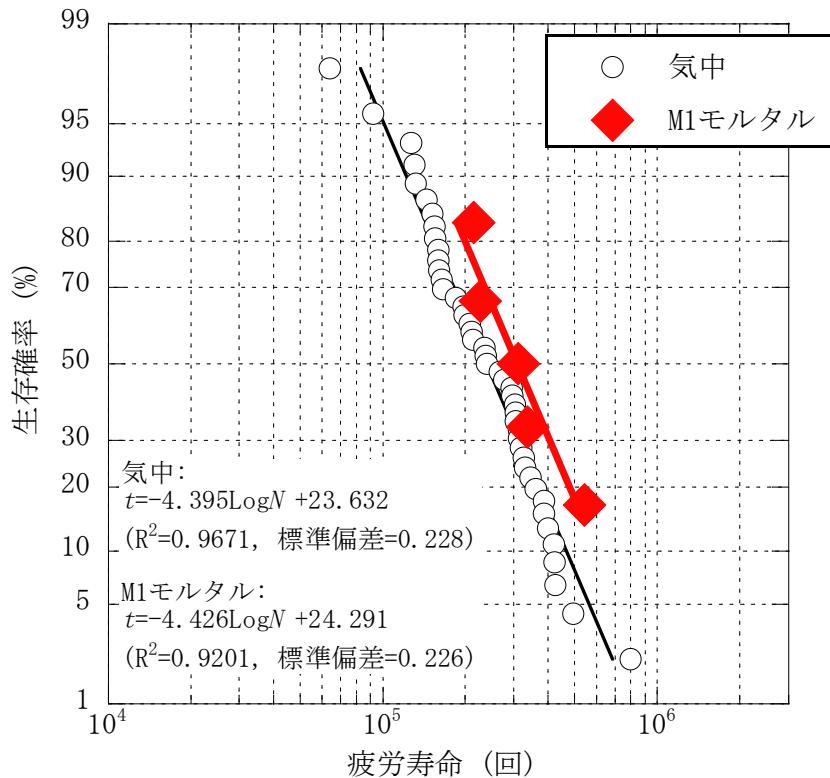


図5.43 モルタル被覆の試験結果 (M1モルタル)

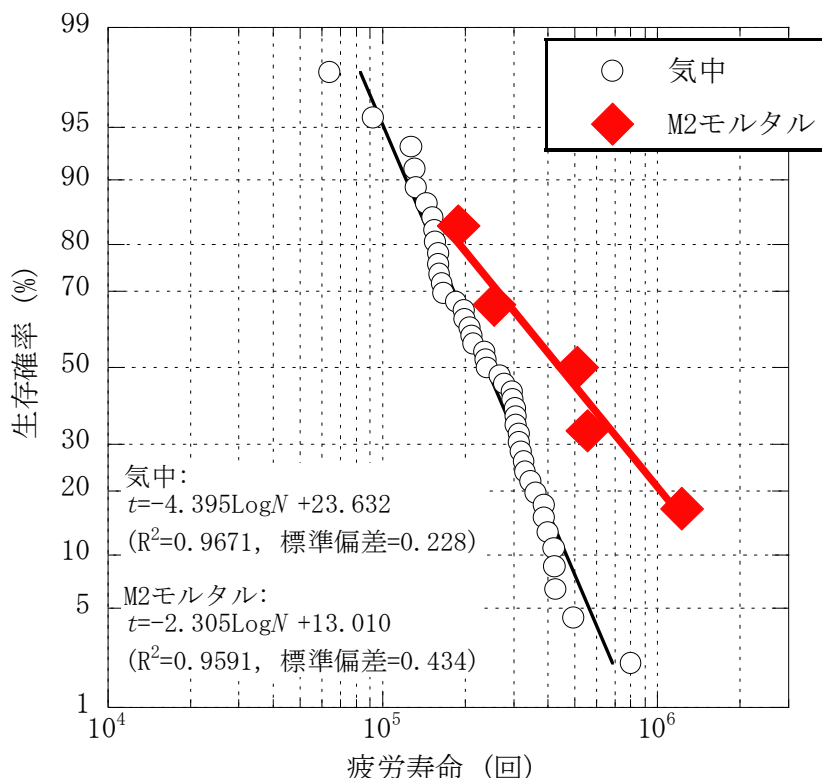


図5.44 モルタル被覆の試験結果 (M2モルタル)

1.3倍であり，M2モルタルが1.9倍であった。

気中，コンクリート中及びモルタル中の試験結果の比較を行った図が図5.45である。気中とモルタル中の試験結果を用いて疲労寿命 $P(N)$ と圧縮強さ σ_B の関係を近似直線で表すと次式のとおりであった。なお，決定係数 R^2 は0.1065であった。

$$\log N = 0.0238\sigma_B + 5.219 \quad \dots \dots \dots (5.25)$$

この近似直線では，モルタルの圧縮強さが大きくなるとモルタル中の疲労寿命が大きくなるという傾向がコンクリート中の近似直線の傾向より顕著にみられた。また，近似直線の決定係数は，コンクリートよりモルタルの方が大きな値であったことから，コンクリートよりモルタルの方がばらつきが小さいという結果であった。更に，圧縮強さが $11\text{N/mm}^2 \sim 18\text{N/mm}^2$ の範囲内では，図5.45において，コンクリートの近似曲線がモルタルの近似曲線より上にあった。したがって，本試験を行っている範囲内では，コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命はモルタル中の圧接加工部の疲労寿命より長くなることがわかった。また，その原因としてコンクリート中の粗骨材が関係していると考えられる。

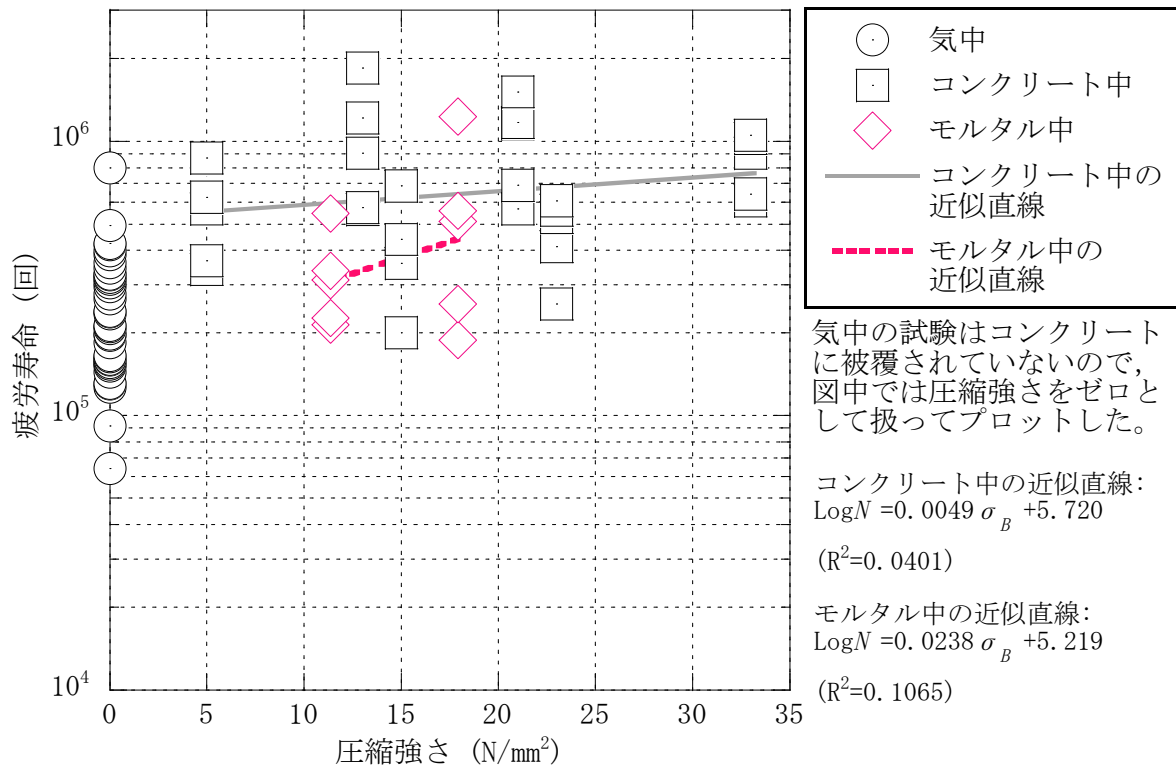


図5.45 気中、コンクリート中及びモルタル中の試験結果の比較

5.5.6 粗骨材の影響

(1) 粗骨材と節

コンクリート中やモルタル中の疲労寿命が気中の疲労寿命より長くなることがわかり、その原因を考えると、圧接部に作用している応力が付着力によって試験体の端部に作用している応力より減少していることが考えられる。付着力の大半の応力は、鉄筋側では節側面が負担する。また、コンクリート側では鉄筋の節側面からコンクリートに支圧力として伝達される。そこで、鉄筋の節側面で粗骨材が図5.46のように接している状況を想定すると、引張力が作用している鉄筋の節側面の応力は、粗骨材の存在によって、コンクリート内で応力が分散して伝達されることが考えられる。そこで、粗骨材の存在が付着力を高める原因の1つである可能性を検証するために、粗骨材の有無を考慮した支圧試験を行った。

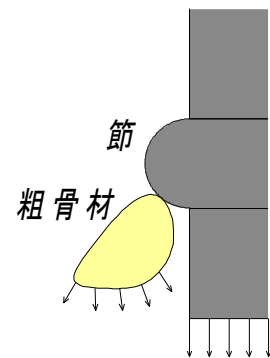


図5.46 粗骨材と節側面

(2) 支圧試験

a. 試験概要

試験は支圧試験と、材料の力学特性を把握するための圧縮試験を行った。

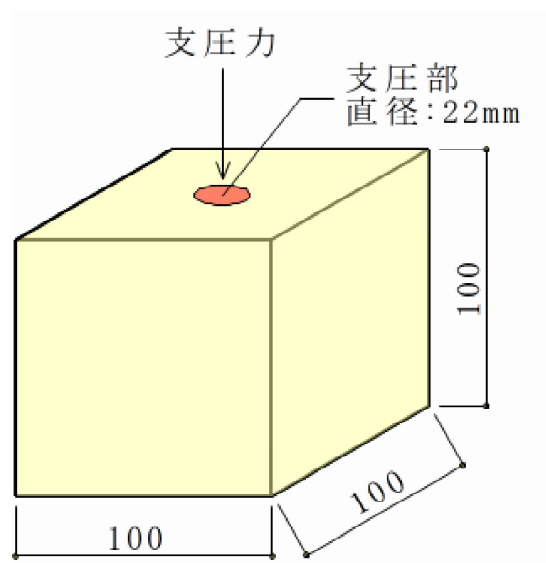
試験に使用した材料は、前述の焼き石膏と粗骨材入りの焼き石膏と同じ調合で作製したものとした。支圧試験の試験体は、断面が100mm×100mm、高さが100mmの立方体とした。

支圧試験の加力状況と概要を図5.47に示す。支圧試験の加力は、アムスラー試験機による点載荷で行われ、支圧部の形状が直径22mmの円形の平らな形状であり、支圧部の面積が380mm²(断面積の3.8%)とした。支圧力による試験体の埋込量を測定するために、試験体の側面に2本の変位計を設置し、2本の変位計の平均値を埋込量として扱った。

試験体数は、支圧試験及び圧縮試験ともに、焼き石膏の試験体及び粗骨材入りの焼き石膏の試験体でそれぞれ3体とした。



(1) 加力状況



(2) 概要図

図5.47 支圧試験

b. 圧縮試験

圧縮試験の応力度-ひずみ度関係を図5.48に示し、力学特性を表5.20に示す。圧縮強さについて測定した値の平均値を求めると、両材料とも、平均値が3N/mm²でほぼ同じであった。

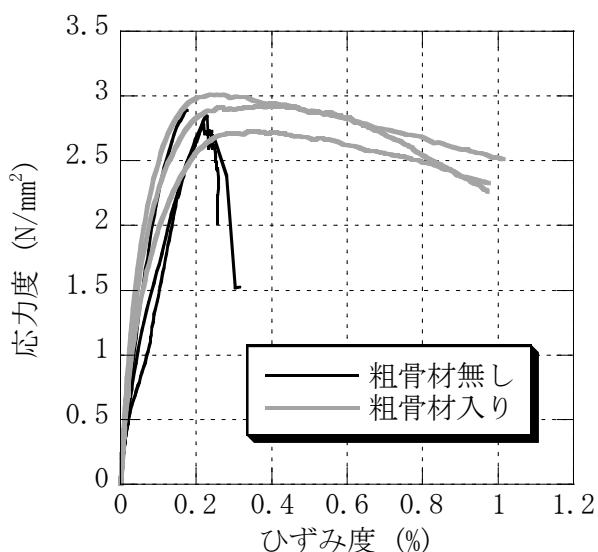


図5.48 粗骨材の有無を比較した結果 (圧縮試験)

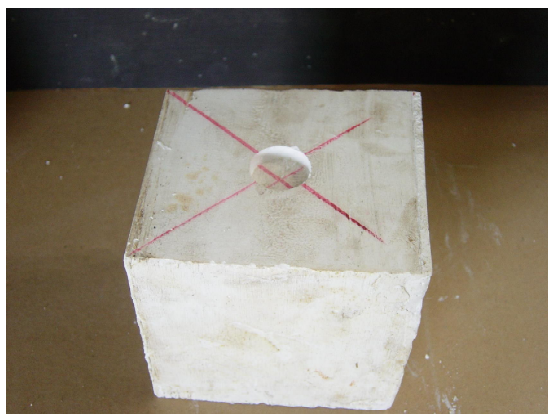
表5.20 粗骨材の有無による力学特性の違い

材料		圧縮強さ	1/4割線剛性	圧縮強度時ひずみ度	割裂強さ
		(N/mm ²)	(10 ⁴ N/mm ²)	(%)	(N/mm ²)
粗骨材無し 焼き石膏	①	2.89	0.26	0.17	0.35
	②	2.78	0.18	0.22	0.49
	③	2.85	0.26	0.23	0.41
	平均	2.84	0.23	0.21	0.42
粗骨材入り 焼き石膏	①	3.01	0.47	0.27	0.38
	②	2.93	0.37	0.41	0.55
	③	2.72	0.41	0.35	0.41
	平均	2.89	0.42	0.34	0.45

c. 支圧試験

支圧試験が終了した後の試験体を写真5.5に示す。焼き石膏の試験体の外観からは目立った亀裂が発生しなかったのに対して、粗骨材入り焼き石膏の試験体の外観からは真っ二つに割れる亀裂が発生した。

支圧応力度と埋込量の関係を図5.49に示す。焼き石膏の試験において、0.2mm～0.4mmの埋込量領域で線が折れ曲がっていたように見える。一方、粗骨材入りの焼き石膏の試験において、0.5mm～0.8mmの埋込量領域まで埋込量が大きくなるにつれ支圧応力度が上がり続け、その後、支圧応力度の低下が生じた。



(1) 粗骨材無しの焼き石膏試験体



(2) 粗骨材入りの焼き石膏試験体

写真5.5 加力終了後の試験体

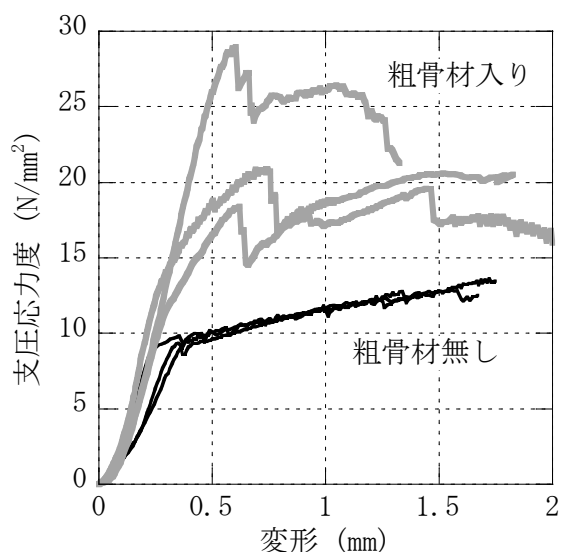


図5.49 粗骨材の有無を比較した結果 (支圧試験)

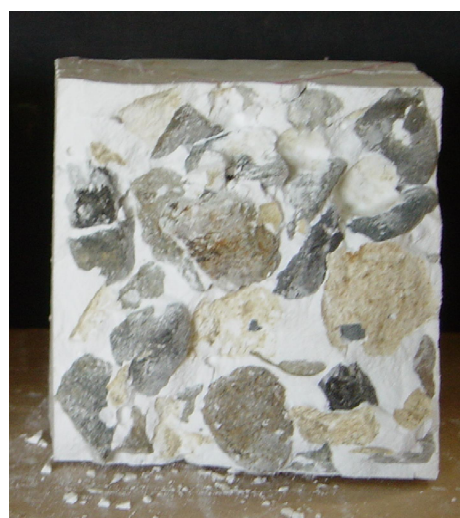


写真5.6 加力終了後の粗骨材入りの焼き石膏試験体の断面

(3) 支圧強さと圧縮強さの関係

加力開始から加力終了まで、焼き石膏の支圧試験の試験体では亀裂が発生しなかった。そのため、埋込量が増えても支圧応力度の低下が起きなかったと考えられる。そこで、焼き石膏の試験体の支圧強さとして、0.2mm～0.4mmの埋込量領域で線が折れ曲がっていたように見える点の支圧応力度を使用した。一方、粗骨材入り焼き石膏の試験体の支圧強さとして、支圧応力度が最大となる値を使用した。支圧強さについて測定した値の平均値を求めたら、焼き石膏の平均値が約10N/mm²、粗骨材入り焼き石膏の平均値が23N/mm²であった。支圧強さは、焼き石膏では圧縮強さの3倍、粗骨材入り焼き石膏では圧縮強さの8倍という大きな値であった。粗骨材が存在すると、支圧強さが圧縮強さの3倍から8倍に大きくなることがわかった。その理由について加力終了後の粗骨材入り焼き石膏の試験体断面(写真5.6)から考察を行うと、粗骨材が試験体に含まれていた場合は、図5.50に示すとおりに支圧板から伝わる応力が粗骨材を通して試験体内部で分散されたことが原因であると考えられる。

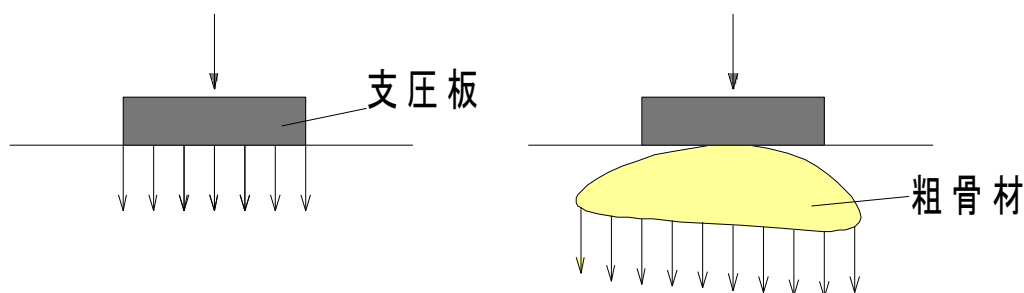


図5.50 支圧力の分散を表した図

5.5.7 付着力の検討

粗骨材の有無によって付着力に差があったとすれば、疲労試験中の動ひずみ度にも影響が現れていた可能性が高い。そこで、疲労試験中の動ひずみ度について、気中の試験、コンクリート中の試験、モルタル中の試験で測定を行った。動ひずみ度を測定した試験体は、気中の5体の試験体、前述のC3コンクリートの5体の試験体、前述のM2モルタルの5体の試験体とした。C3コンクリートとM2モルタルの強度特性値はほぼ同じ値であった。動ひずみ度の測定は、ひずみゲージを図5.51のように圧接の接合面から30mm離れた位置で貼って行った。また、動ひずみ度の測定間隔は、加力開始から破断直前までの加力回数が1万回毎に行った。サンプリング間隔は0.005secに設定した。

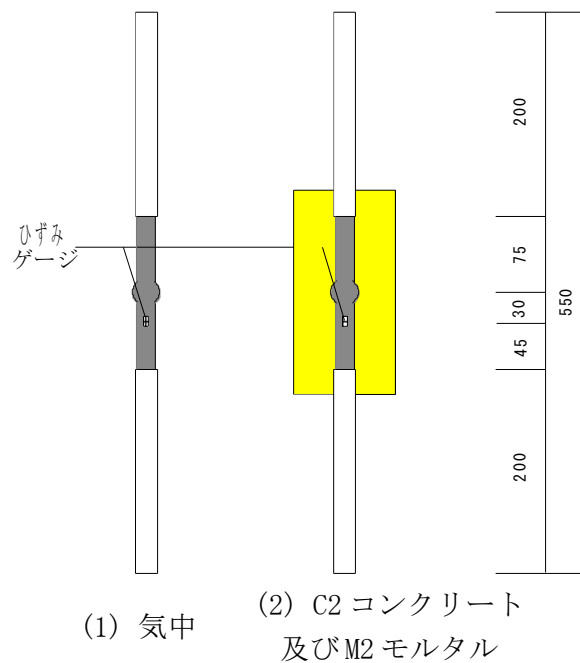


図 5.51 ひずみゲージの貼付位置

疲労寿命と破断位置の一覧を表5.21に示す。疲労試験は、気中の結果が11万回～46万回、C3コンクリートの結果が31万回～76万回、M2モルタルの結果が26万回～57万回であった。気中及びM2モルタルの破断位置は、すべての試験体が圧接部のコブ端部であった。C3コンクリートの破断位置は、4体の試験体が圧接部のコブ端部であり、1体の試験体がそれ以外の位置であった。

ここで、生存確率 $P(N)$ と疲労寿命 N について式(5.2)を元に近似式を求めた。

ひずみ度を測定した気中の場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9900であった。

表5.21 疲労寿命一覧と破断箇所

(1) 気中			(2) C3コンクリート中			(3) M2モルタル中		
試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置	試験体	疲労寿命 (回)	破断位置
1体目	108,399	W	1体目	313,530	W	1体目	258,485	W
2体目	148,036	W	2体目	333,740	W	2体目	271,747	W
3体目	208,062	W	3体目	587,918	W	3体目	304,766	W
4体目	271,028	W	4体目	758,609	M	4体目	429,148	W
5体目	458,716	W	5体目	761,625	W	5体目	571,179	W

W:圧接部, M:圧接部以外

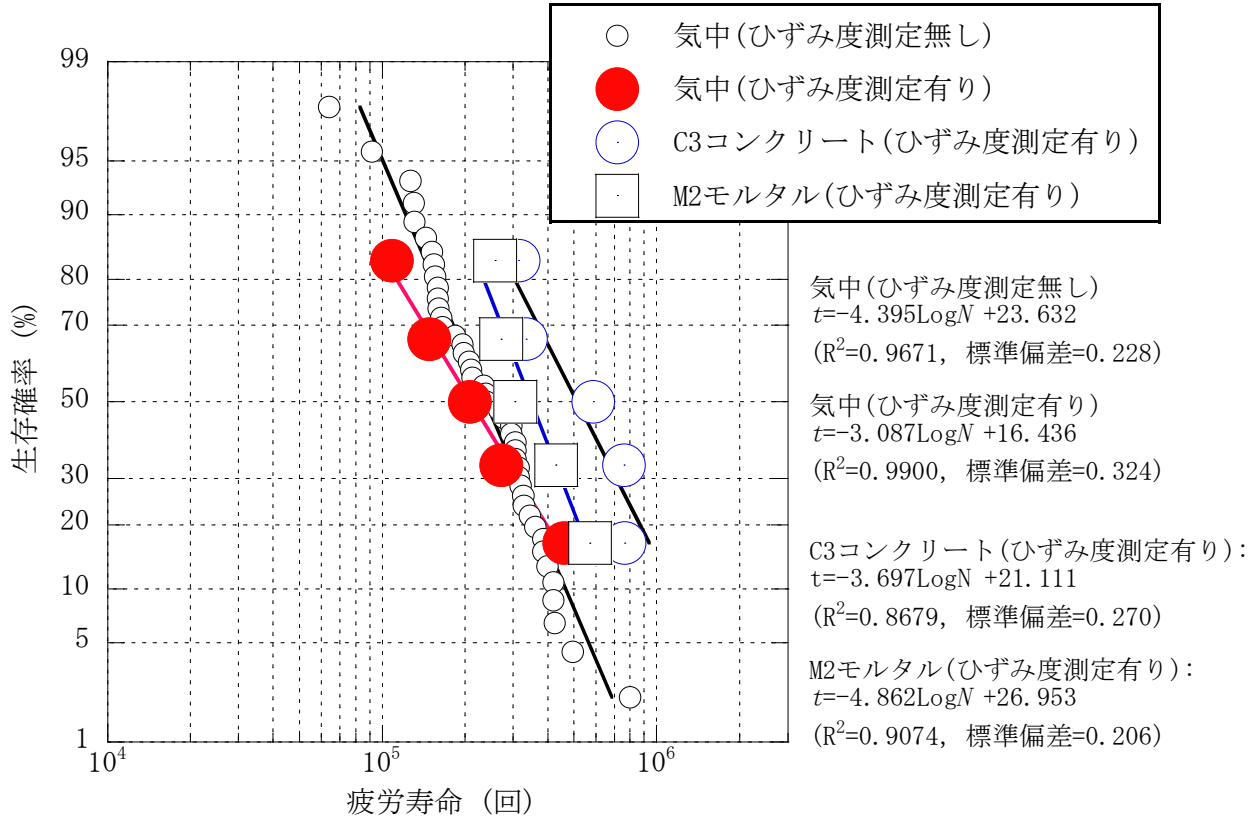


図5.52 動ひずみ度を測定した試験体の生存確率

$$t = -3.087 \cdot \log N + 16.436 \quad \dots \dots \dots (5.26)$$

ひずみ度を測定したC3コンクリートの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.8679であった。

$$t = -3.697 \cdot \log N + 21.111 \quad \dots \dots \dots (5.27)$$

ひずみ度を測定したM2モルタルの場合は次式のとおりであった。なお、決定係数 R^2 は0.9074であった。

$$t = -4.862 \cdot \log N + 26.953 \quad \dots \dots \dots (5.28)$$

生存確率-疲労寿命の関係を図5.52に示す。図中には気中の疲労寿命と比較するためにひずみ度の測定を行っていない気中の270N/mm²の試験結果が示されている。ひずみ度の測定

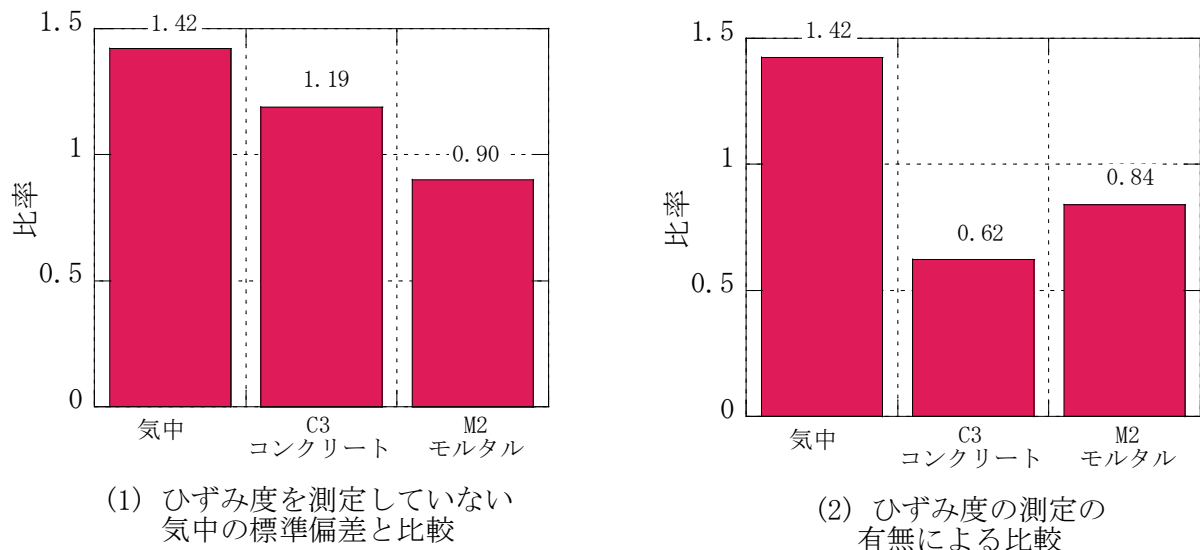


図 5.53 標準偏差の比較

を行った気中，C3 コンクリート，M2 モルタルの標準偏差は0.324，0.270，0.206であった。標準偏差の比較を図5.53に示す。ひずみ度の測定を行っていない気中の標準偏差に対して，ひずみ度の測定を行った気中の標準偏差が1.42倍，ひずみ度の測定を行ったC3 コンクリートが1.19倍，ひずみ度の測定を行ったM2 モルタルが0.90倍であった。また，ひずみ度測定の有無による標準偏差の違いを比較すると，ひずみ度測定を行ったことによって，気中では1.42倍，C3 コンクリートでは0.62倍，M2 モルタルでは0.84倍に変化した。

ひずみ度の測定を行った試験の平均疲労寿命は，気中の場合が210683回，C3 コンクリートの場合が513042回，M2 モルタル中の結果が349936回であった。ひずみ度を測定していない気中の平均疲労寿命に対して，ひずみ度の測定を行った気中の平均疲労寿命が0.88倍，ひずみ度の測定を行ったC3 コンクリートの平均疲労寿命が2.15倍，ひずみ度の測定を行ったM2 モルタルの平均疲労寿命が1.47倍であった。コンクリート及びモルタルの平均疲労寿命は，ひずみ度の測定に関係なく，気中の平均寿命より長いことがわかった。また，C3 コンクリートの平均疲労寿命はM2 コンクリートの平均疲労寿命より1.47倍大きな値であった。

疲労試験中の動ひずみ度を測定した1例を図5.54に示す。図中の線が加力回数1万回時に測定したコンクリート中の圧接加工部の動ひずみ度である。動ひずみ度を測定した波形は正弦波であった。動ひずみ度の最大値が1300 μ 程度であった。一方，動ひずみ度の最小値がゼロにならなかったが，気中の結果でも同様の傾向がみられたので動ひずみ度の値で測定誤差が含まれていたことが考えられる。

気中，C3 コンクリート中，M2 モルタル中で繰返し回数1万回毎に測定した動ひずみ度

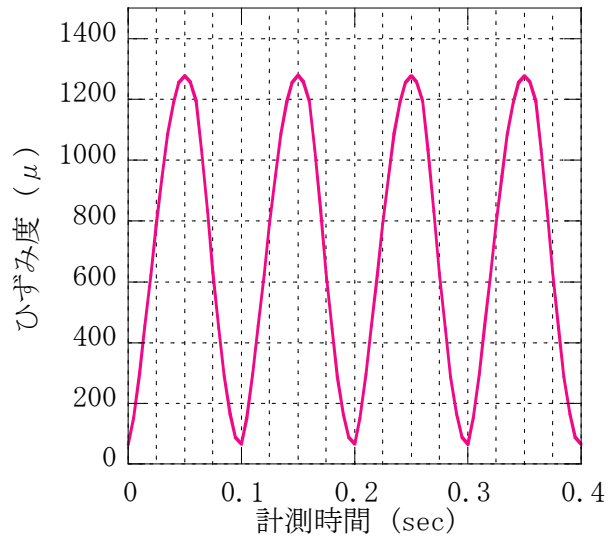


図5.54 動ひずみ度の時刻歴
(加力回数1万回時の
C3コンクリート中の圧接鉄筋)

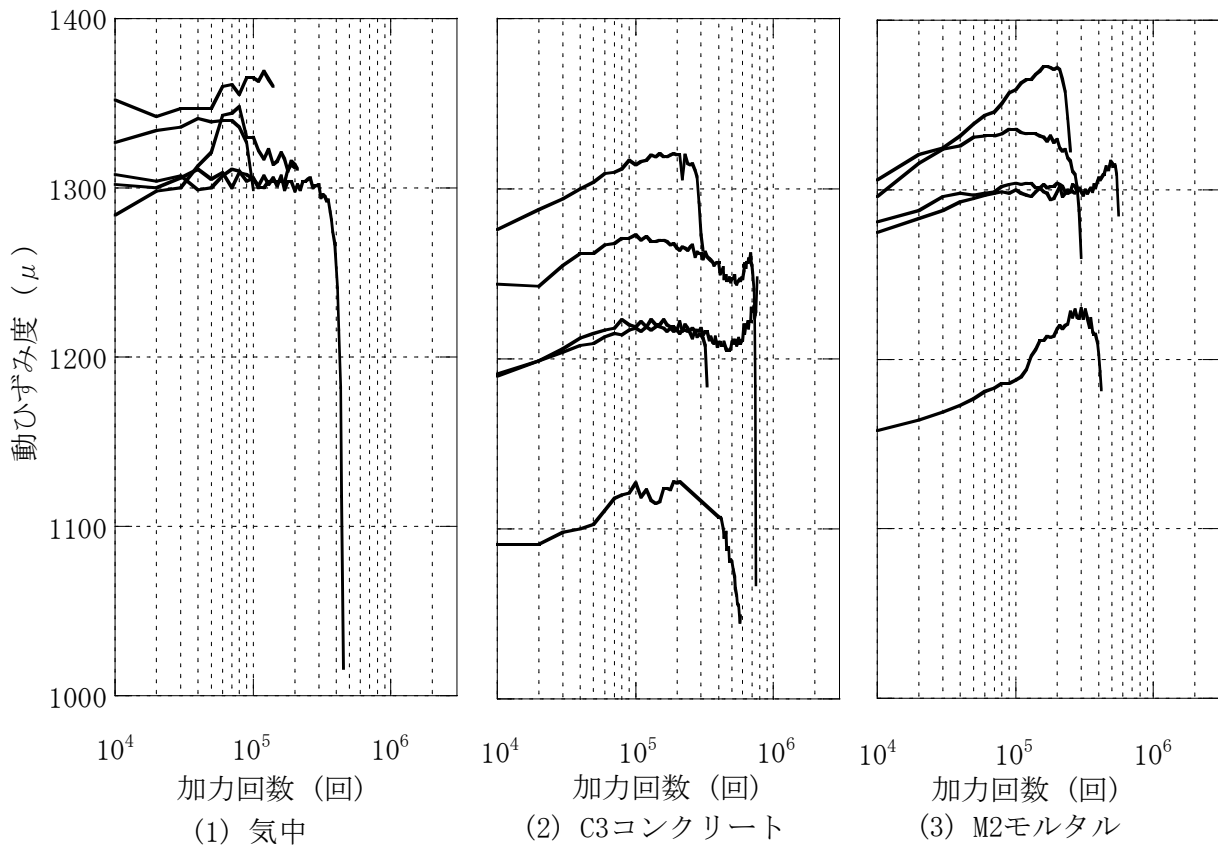


図 5.55 動ひずみ度の最大値 - 加力回数関係

の最大値を図 5.55 に示す。図中の線は加力開始から破断直前までの測定結果を表した線である。試験体の中には、破断直前で動ひずみ度の最大値が減少する試験体が複数あった。これらの試験体は、動ひずみ度がコンクリートや圧接加工部の疲労亀裂の影響によっ

て変化したことが考えられる。また、C3コンクリートの試験及びM2モルタルの試験では図中の線がばらついていて、ばらつきが生じた理由は、試験体内部の鉄筋がコンクリートやモルタルとの付着力による影響を受けたことが考えられる。

そこで、動ひずみ度のばらつきを排除するために、各試験体の動ひずみ度の平均値を求めた。動ひずみ度の平均値-疲労寿命関係を図5.56に示す。動ひずみ度の平均値 ϵ_{ave} と疲労寿命 N について最小二乗法を用いて直線近似を行うと、近似直線は次式のとおりを表すことができた。決定係数 R^2 は0.4171であった。

$$\epsilon_{ave} = -182.83 \cdot \log N + 2288 \quad \dots \dots \dots (5.29)$$

疲労寿命が小さくなったら、動ひずみ度の平均値も小さくなった。動ひずみ度が小さくなった理由として、コンクリートやモルタルの付着力が関係していると考えられる。今回の試験のような鉄筋コンクリートの引張材では内部鉄筋と被覆コンクリートの応力度の分布状態が古くから知られており^{5.21)}、今回の試験に対して鉄筋及びコンクリートの応力分

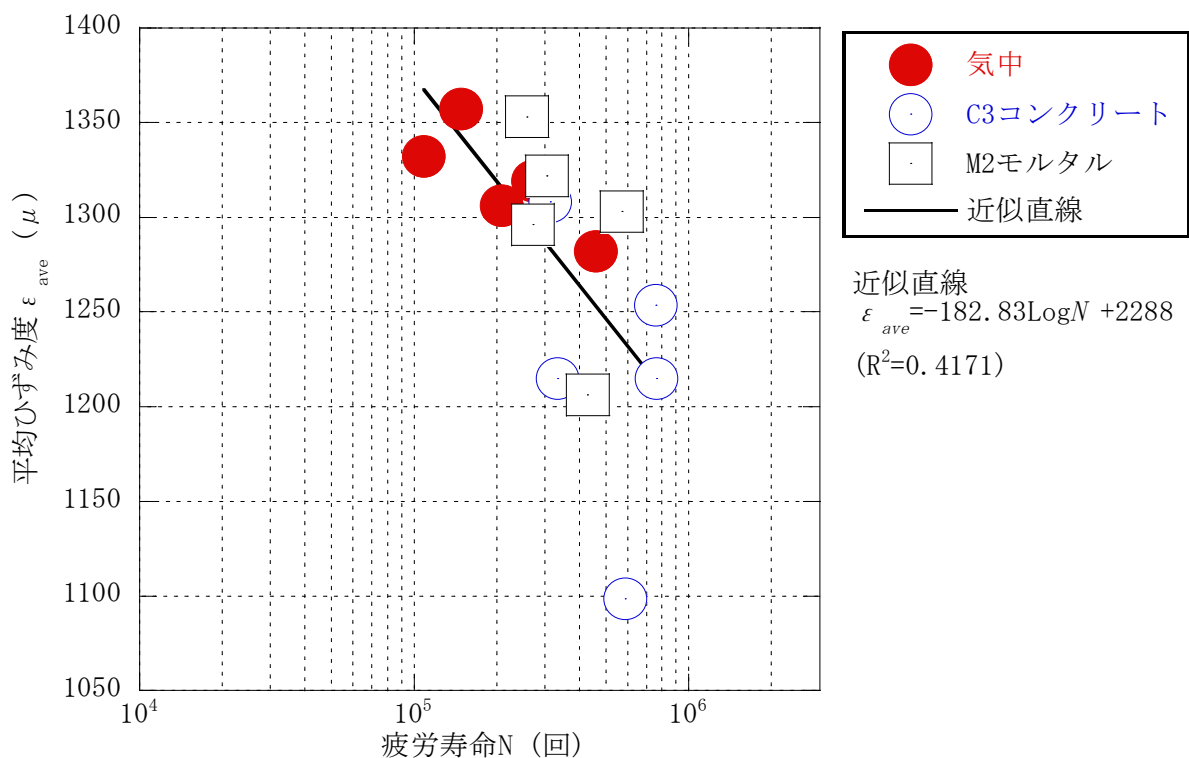


図5.56 平均ひずみ度-疲労寿命の関係

布を模式的に表現すると図5.57のとおりである。試験体の端部から鋼管の端部までは鉄筋の応力分布は変わらないが、コンクリートやモルタルで被覆された部分の鉄筋の応力はコンクリートやモルタルの付着によって低下し、低下した分はコンクリートやモルタルで応力が負担された分であると考えられる。このようにして、動ひずみ度はコンクリートやモルタルによる付着力によって小さくなったことが説明できる。また、測定した全ての動ひずみ度を各材料の試験ごとに平均値を求めると、平均値は気中の場合が 1319μ 、C3コンクリートの場合が 1218μ 、M2モルタルの場合が 1296μ であった。以後、この平均値を平均ひずみ度と呼ぶ。各試験の平均ひずみ度を気中の平均ひずみ度で除した値は、C3コンクリートの場合が92%、M2モルタルの試験が98%であった。100%からそれらの値を引いた値は、図5.57のように付着力で伝達されるコンクリートやモルタルの応力負担と考えられ、コンクリートの負担が全体の応力の8%、モルタルの負担が全体の応力の2%であった。なお、コンクリートとモルタルでは圧縮強さが異なるので、コンクリートとモルタルの応力負担分の差と粗骨材の影響の関係については明確にできなかった。

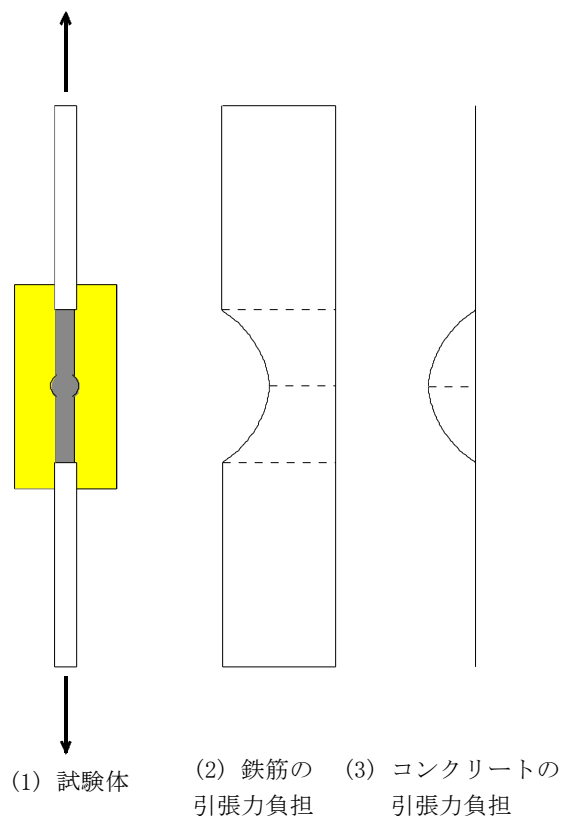


図5.57 引張力分布

以上のことから、鉄筋とコンクリート間の付着力が作用することによって、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命の方が気中の圧接加工部の疲労寿命やモルタル中の圧接加工部の疲労寿命より長くなることを示すことができた。

5.6. まとめ

本章では、試験体として手動ガス圧接を行った鉄筋D19(SD345)を使用し、気中とコンクリート中で加力形式を合わせて、気中とコンクリート中の疲労試験を行い、次の知見を得た。

- (1) 平均疲労寿命(生存確率が50%のときの疲労寿命)は、圧接鉄筋をコンクリートで被覆すると気中より1.8倍～4.0倍大きな値になることがわかった。
- (2) コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命が気中の圧接加工部の疲労寿命より大きくなる理由について、コンクリート以外の被覆材料による疲労試験及び支圧試験、動ひずみ度の測定から検討を行った。その結果、コンクリートと鉄筋の付着力がコンクリート中の疲労寿命に影響があることを示すことができた。

参考文献

- 5.1) 富田勝信, 渡辺信一:異形丸鋼の疲れ強さ, 尼崎製鉄技報, 第6号, pp.70-80, 1962.10
- 5.2) 河野通之, 富田勝信, 小松原政次, 渡辺真一, 小寺重郎:異形鉄筋の疲れ強度に関する研究, コンクリートライブラリー, 第2号, pp.75-90, 1962
- 5.3) 立花一郎, 江口保平:各種の高強度鉄筋の母材および圧接継手の疲労試験, 鉄道技術研究所速報, No.67-198, pp.1-24, 1967.9
- 5.4) 河合糺茲:ガス圧接継手による異形鉄筋の疲労特性, 土木学会第43回年次学術講演会第5部, pp.584-585, 1988.10
- 5.5) 高野重雄, 横川孝男, 半澤貢, 岩瀬喜八郎:自動ガス圧接による鉄筋の接合に関する研究, 土木学会論文報告集, 第299号, pp.113-125, 1980.7
- 5.6) 原田浩幸, 丸山久一, 清水敬二, 田中礼治:主鉄筋にガス圧接継手を有する鉄筋コンクリートはりの曲げ疲労性状, 土木学会第48回年次学術講演会第5部, pp.602-603, 1993.9
- 5.7) 社団法人日本圧接協会:鉄筋のガス圧接工事標準仕様書, pp.31-92, 2003
- 5.8) 井上正一, 西林新蔵, 吉野 公:コンクリートの圧縮疲労特性と疲労強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.451, V-17, pp.59-67, 1992.8
- 5.9) 阪田憲次, 木下英郎, 西林新蔵:統計処理によるコンクリートの疲労寿命に関する研究, 土木学会論文報告集, No.198, pp.107-114, 1972
- 5.10) 松下博通, 徳光善治:生存確率を考慮したコンクリートの圧縮強度に関する研究, 土木学会論文報告集, No.284, pp.127-138, 1979
- 5.11) 酒井達夫, 田中道七:母数推定の統計的手法, 材料, Vol.31, pp.941-947, 1982
- 5.12) 柴田義貞:正規分布, 東京大学出版会, 1981
- 5.13) 砂田久吉:演習・材料強度学入門, 大河出版, 1990
- 5.14) 土木学会:コンクリート標準示方書[構造性能照査編], pp.39-41, 2002
- 5.15) 河野通之, 富田勝信, 小松原政次, 渡辺真一, 小寺重郎:異形鉄筋の疲れ強度に関する研究, コンクリートライブラリー, 第2号, pp.75-90, 1962
- 5.16) 平城弘一, 松井繁之:溶接鉄筋の橋梁床版への適用に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.19, No.2, pp.813-818, 1997
- 5.17) 村田二郎:太径異形鉄筋コンクリートの現状, コンクリートジャーナル, Vol.12, No.5, pp.1-6, 1974.4

- 5.18) 山崎徳也, 石渡正夫, 佐藤政勝: 太径鉄筋D51の単体およびRCばかりにおける疲労特性, 土木学会論文集, 第278号, pp.123-131, 1978.10
- 5.19) 徳光善治, 松下博通, 牧角龍憲: 繰返し応力によるコンクリートの圧縮疲労試験方法(案), コンクリート工学, Vol.23, No.3, pp.33-39, 1985.3
- 5.20) 佐藤幸博, 福山 洋, 諏訪田晴彦: 高靱性型セメント系複合材料の一軸引張: 圧縮繰返し試験方法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第539号, pp.7-12, 2001.1
- 5.21) 六車熙, 森田 司郎, 富田 幸次郎: 鋼とコンクリートの付着に関する基礎的研究(Ⅱ 鉄筋コンクリート引張材の変形について), 日本建築学会構造系論文集, 第134号, pp.1-8, 1977.4

第6章 結論

6.1. 本研究のまとめ

本研究は、アルカリ骨材反応が発生したコンクリート中の曲げ加工部の破断原因の解明という目的と、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性の解明という目的の2種類の目的があった。それらの目的を達成するために、曲げ加工部とコンクリートの膨張力、曲げ加工部と炭酸塩応力腐食割れ、圧接加工部と疲労荷重について試験で検証した。

そこで、本研究の結論を要約すると次のとおりである。

第1章と第2章では、研究の背景を俯瞰し、既往の研究を調査するとともに課題を抽出し、本研究の目的をまとめた。

第3章では、「曲げ加工部とコンクリートの膨張力」と題して、コンクリートの膨張力の観点から膨張力試験を行い、コンクリートの膨張力が曲げ加工部の破断原因であるための条件について検証を行った。膨張力試験では、曲げ半径を $2d$ (d :鉄筋径)にして、曲げ加工後に曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生していない状況で、フックの角度の違い、コンクリートの切欠きの有無、均等内圧と偏心内圧、軸力の有無を考慮して試験を行った。その結果、曲げ加工部での破断や亀裂が発生しなかった。コンクリートの膨張力のみで曲げ加工部が破断するためには、曲げ加工後に発生する曲げ加工部の内側の初期亀裂が存在していることが条件であることを示唆した。また、曲げ直径を $2d$ にして、曲げ加工部で初期亀裂が発生していなければ、コンクリートの膨張力のみで曲げ加工部が破断する可能性は低いことがわかった。

第4章では、「曲げ加工部と炭酸塩応力腐食割れ」と題して、炭酸塩応力腐食割れ試験を行い、コンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合した要因が曲げ加工部の破断原因であるための条件について検証した。コンクリートの膨張力と炭酸塩応力腐食割れの複合要因で曲げ加工部が破断するためには、曲げ加工部周辺の炭酸塩濃度が 1.5mol/L ～ 2.0mol/L であることが条件であることを示した。また、このときの炭酸塩応力腐食割れの割れ経路は粒内-粒界混合型の割れであり、実構造物の曲げ加工部の割れ経路と一致することを明らかにした。更に、曲げ加工部周辺の炭酸塩濃度が粒内-粒界混合型の割れが発生するときの炭酸塩濃度より低ければ、割れ経路は粒内割れであった可能性があることを示した。また、コンクリートの膨張力と水素脆化の複合要因で曲げ加工部が破断する可能性を調査するために水素脆化試験を行ったら、割れ経路は粒界割れであり、実構造物の曲げ加工部の割れ経路と一致しないことを明らかにした。コンクリートの膨張力と水素脆

第6章 結論

化の複合要因で曲げ加工部が破断する可能性は低いことを示した。

第5章では、「圧接加工部と疲労荷重」と題して、気中の圧接加工部の疲労試験とコンクリート中の圧接加工部の疲労試験を行い、生存確率を用いて検証を行った。平均疲労寿命(生存確率50%のときの疲労寿命)は、コンクリート中の試験結果が気中の試験結果の1.8倍～4.0倍大きくなることがわかった。鉄筋とコンクリートの付着力がコンクリート中の圧接加工部の疲労寿命に影響を与えていることを示した。

第6章では、本研究を統括し残された課題をまとめた。

6.2. 今後の課題

本研究では、アルカリ骨材反応が生じたコンクリートの曲げ加工部の破断原因の解明を行い、また、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性の解明も行った。その中から残された課題について、今後の課題として以下に示す。

(1) コンクリートの膨張力

本研究では、コンクリートの膨張力試験において、曲げ半径を鉄筋径の2倍に設定して、曲げ加工部の内側で初期亀裂が発生していない状態で行った。しかし、既往の研究でも実施されていない曲げ半径を鉄筋径の1.0倍から2.0倍の間で試験を行い、初期亀裂を考慮して、コンクリートの膨張力のみで鉄筋が破断する曲げ半径を実証する必要がある。

(2) 炭酸塩応力腐食割れの検討

本研究では、炭酸塩応力腐食割れが発生する状況を限定された範囲でしか試験を行っておらず、割れ経路は粒内割れのみという状況が発現できていない。そのため、炭酸塩応力腐食割れが発生する状況についてより明確にする必要がある。

(3) コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命特性

本研究では、コンクリート中の圧接加工部の疲労寿命が大きくなる理由について鉄筋とコンクリートの付着及び圧接加工部のコブ端部の支圧力の影響について検討を行った。しかし、それらの影響の度合いについては検討できていない。疲労荷重を受けるコンクリート中の圧接加工部について破断のメカニズムを更に検討する必要がある。また、腐食したときの圧接加工部の疲労寿命については検討外であった。コンクリートが塩害を受けるなど圧接加工部が腐食環境下で存在する可能性が考えられるので、腐食環境下の圧接加工部の疲労寿命特性を解明する必要がある。

謝辞

本論文をまとめるにあたりまして、前橋工科大学教授 岡野素之博士には、懇切なご指導とともに暖かい励ましを頂戴し、ここに心から深く感謝いたします。

学位論文の審査におきまして、主査をお受けいただきました前橋工科大学教授 土倉泰博士には内容につきまして貴重なご助言、ご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。更に、前橋工科大学教授 関崇夫博士、日本大学教授 岩城一郎博士、ならびに前橋工科大学准教授 薩秀夫博士には副査を快くお受けいただき、内容につきまして貴重なご助言、ご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

学位論文の審査を勧めていただきました前橋工科大学学長 星和彦博士には貴重なご助言やご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。鹿児島大学教授 武若耕司博士には英語論文の執筆に際して貴重なご助言やご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。本研究の割れ経路や破面解析において、(地独)都立産業技術研究センター城南支所 藤木榮博士から貴重なご助言やご指導を賜り、ここに深甚なる感謝の意を表します。また、本研究を進めるに当たり、元前橋工科大学准教授 岡村雄樹博士、前橋工科大学准教授 舌間孝一郎博士には貴重なご助言やご指導を賜りました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

本研究の腐食部分において、前橋工科大学名誉教授 松島巖博士から貴重なご助言やご指導を賜り、また私を腐食の世界に引き込んでいただき、心から深く感謝しております。

本研究の全般的な指導をしていただきました前橋工科大学名誉教授 林貞夫博士には常日頃から懇切なご指導とともに暖かい励ましを頂戴し、ここに心から深く感謝いたします。

最後に、私事ではありますが、本研究を実施する中で、暖かい笑顔で励まし続けてくれた妻と娘、そして、私に学位論文をまとめる力を授けてくれた両親に心から感謝し、結びの言葉とさせていただきます。