

ASR 構造物より採取したコアの力学的特性に関する研究

Characteristic of compressive cylinder strength drilled from the ASR structure

幸左賢二*, 久利良夫**, 川島恭志***, 三浦正嗣****
 Kenji Kosa, Yoshio Hisari, Yasushi Kawashima and Masatsugu Miura

*Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

**工博 阪神高速道路株式会社 技術管理室 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

***工修 住友大阪セメント株式会社 セメント・コンクリート研究所
 (〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 7-1-55)

****九州工業大学大学院 工学研究科 建設社会工学専攻 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)

Even if the structure is deteriorated severely due to ASR, most of the compressive cylinder specimens which drilled from the real structure, generally keeps 70% strength of the design value. Compressive cylinder tests using accelerated ASR specimens showed that even if expansive strain reached 5000μ , the reduction of strength is at most 30%, because the effect of frictional shear strength between aggregates and cement.

Key Words: ASR, structure, density of crack, compressive strength
 キーワード: ASR, 実構造物, ひび割れ密度, 圧縮強度

1. はじめに

現在, アルカリ骨材反応 (以下, ASR と表記) により劣化した構造物の損傷が数多く報告されており, 多機関で多くの実験, 調査が実施されてきている. しかし, 実構造物レベルでの経年的な ASR の劣化進展は十分に明らかになっておらず, 構造物の健全性についての適切な判定基準 (ひび割れやコンクリートの物性低下率による指標) は十分に確立されていないのが現状である.

そこで本検討では, 適切な維持管理対策, 損傷度評価の指標を得ることを目的として, ASR によるひび割れとコンクリートの圧縮強度に着目し, 1) 実構造物の調査データの分析および 2) 円柱供試体実験を行った (図-1 参照).

まず, 1) 実構造物の調査データの分析では, 過去 30 年間で, 比較的継続的に調査が実施されている実構造物の調査データを基に, 橋脚外観のひび割れ損傷度と採取コアの圧縮強度に着目し, 両者の関係性を分析した. また, 2) 供試体実験では, $\phi 100 \times 200 \text{mm}$ の無筋円柱供試体を合計 69 体作製し, 試験体に発生する ASR ひび割れが圧縮強度の低下に及ぼす影響を定量的に表すことを試みた.

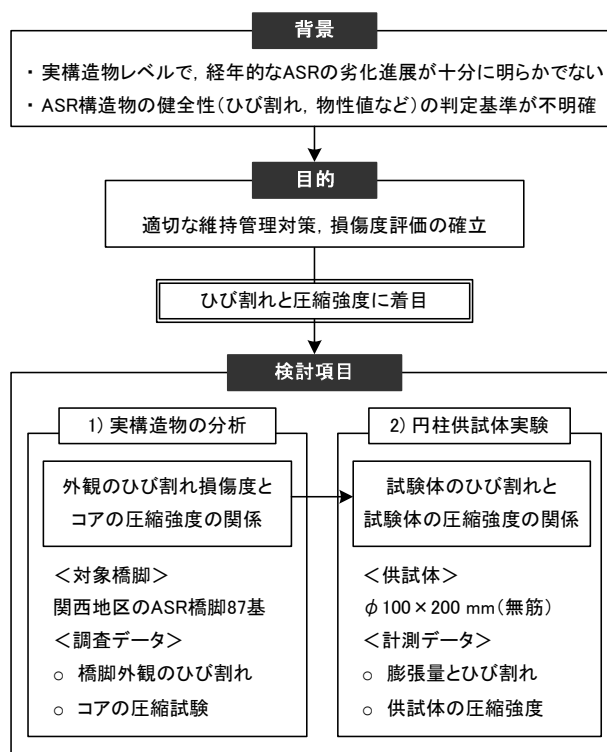


図-1 検討フロー

2. 実構造物の調査データ分析

2.1 対象橋脚および調査概要

図-2 に検討対象橋脚の概要を示す。分析対象は、関西地区で ASR と判定された鉄筋コンクリート製の T 型単柱式橋脚（以下、RC 橋脚と表記）と梁部にプレストレスを導入した橋脚（以下、PC 梁橋脚と表記）計 87 基である。

ASR の判定は、橋脚外観のひび割れ発生状況やコア採取調査によるゲルの分析等によって判定している¹⁾。また、これら対象橋脚 87 基は 1969 年から 1981 年にかけて竣工したものであり、供用開始から約 26~38 年が経過している構造物である。

ASR 橋脚 87 基のうち ASR による劣化が顕著な橋脚は 21 基存在し、これらの橋脚は、調査データが比較的多く、長期的にひび割れが進展している橋脚であり、損傷抑制対策（補修・補強）後も追跡的に劣化状況の調査やモニタリングが多く実施されている。したがって、本稿での検討対象は、調査データが比較的多いこれらの橋脚 21 基とした。また、その他の損傷が比較的小さい橋脚 66 基は、損傷が長期的に進行しておらず、適宜、補修や追跡調査が実施されている橋脚である。

図-3 に本稿で対象とした調査項目の分析の流れを示す。橋脚の ASR 調査は、いずれも ASR が社会的に問題となった昭和 58 年以降より、継続的に約 20 年間もの間各種調査や補修後のモニタリングが実施されている。そのような膨大な ASR 橋脚 87 基の調査データの中で、本検討では ASR 構造物の健全性を評価するための調査項目である 1) 構造物外観のひび割れ損傷ランク、2) 採取コアの圧縮試験値に着目して検討を行った。検討の流れとしては、まず、外観のひび割れおよび採取コアの圧縮試験値のデータ分析を行い、その後、両者の関係性の検討を行った。

表-1 に調査が実施された橋脚数を示す。表より、外観のひび割れ調査は ASR 橋脚全 87 基で実施されているが、コアの圧縮試験は外観のひび割れ損傷が大きな橋脚を基本に調査が実施されており、劣化が顕著な橋脚 21 基では全 21 基（試験コアの累計本数 184 本）、損傷が比較的小さい橋脚 66 基では 21 基（試験コアの累計本数 59 本）で調査されている。

2.2 代表橋脚の調査例

図-4 に代表橋脚の調査例として、橋脚 H の外観変状調査、採取コアの圧縮試験値を示す。図より、外観変状調査では、竣工後 10 年の 1 度目の詳細調査時に橋脚の梁部側面において主鉄筋方向に沿った幅 0.5 mm を超えるような連続したひび割れが確認されている。これは、梁部の主鉄筋やプレストレスによる拘束の影響から膨張がスターラップ方向に卓越した影響が考えられる。また、その他には、橋脚の柱部天端の鉄筋比が少ない箇所

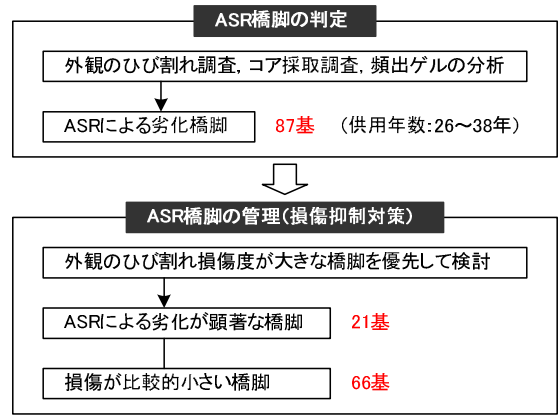


図-2 検討対象橋脚の概要

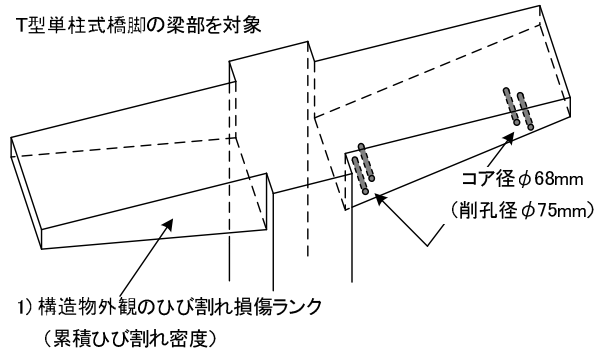
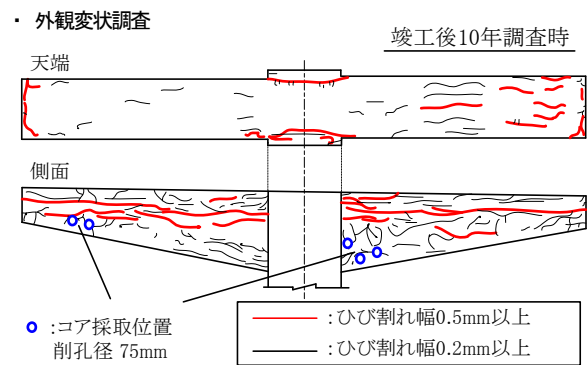


図-3 対象とした調査項目の分析の流れ

表-1 調査が実施された橋脚数

調査項目	対象橋脚数		合計
	劣化が顕著な橋脚21基	その他の橋脚66基	
1) ひび割れ調査	21基	66基	87基
2) コアの圧縮試験 (コアの累計本数)	21基 (184)	21基 (59)	42基 (243)



採取コアの圧縮試験

採取コアの物性値	調査年		
	竣工後10年	竣工後20年	竣工後24年
圧縮強度 (N/mm ²)	45.2~48.7	28.7~51.3	37.3~46.3
静弾性係数 (kN/mm ²)	15.8~19.0	12.0~19.6	13.7~17.5

図-4 調査概要（橋脚 H の調査例）

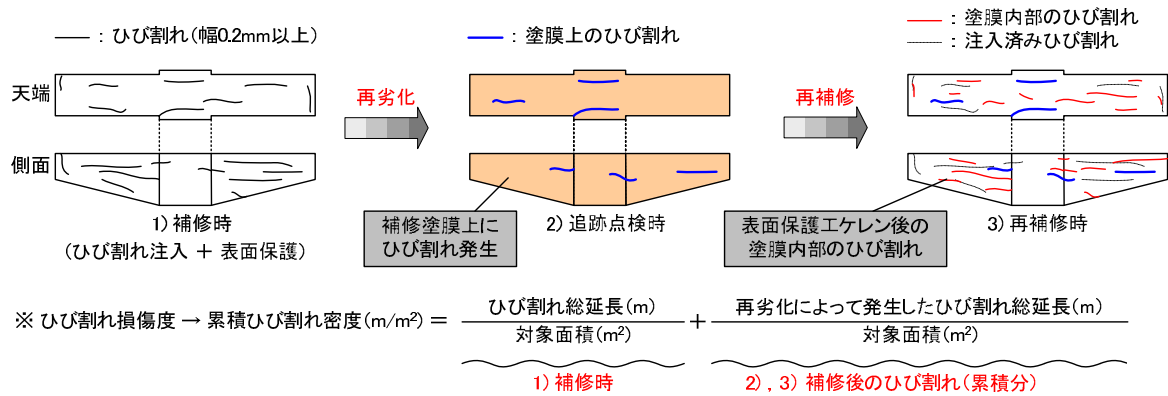


図-5 外観ひび割れからの累積ひび割れ密度 算出方法

(断面変化部) で幅 0.5 mm 以上のひび割れが発生している。また、採取コアの圧縮試験は、橋脚の梁部側面よりコア採取(削孔径 75mm)を行い、竣工後 10 年、20 年、24 年に計 3 回実施されている。圧縮強度の低下率は、採取コアによってばらつきがみられるものの、竣工後 20 年で設計基準強度 35N/mm² を下回るものがみられた。静弾性係数については竣工後 10 年の時点ですでに基準値に対して 4~5 割低下している。

2.3 外観ひび割れ損傷ランク

(1) 累積ひび割れ密度の算出方法

ここで、橋脚のひび割れ損傷度の評価を行うために、橋脚の点検や調査時に作製されるひび割れ損傷図を用い、累積ひび割れ密度の算出(ひび割れ総延長÷対象面積)を行った²⁾。

構造物の管理者から入手した検討対象橋脚のひび割れマップによると、柱部のひび割れが少なく、ASR ひび割れは梁部に卓越しており、構造物の管理者は梁部のひび割れマップを長期的に調査している。梁部の面積は 1 橋脚当たり 100 m² 程度でほぼ同形状であり、多くの橋脚では主に梁側面と天端のひび割れを継続的に調査している。よって、本検討ではこの部分を対象面積として設定した。対象ひび割れは、RC 橋脚はひび割れ幅 0.3mm 以上、PC 梁橋脚はひび割れ幅 0.2mm 以上の主鉄筋方向のひび割れに着目している。

図-5 に外観ひび割れからの累積ひび割れ密度算出方法を示す。ASR を生じた実橋脚の多くは予防保全の観点からひび割れ注入および表面保護工による補修が実施されるが、その後も膨張が進展し、補修塗膜上に再びひび割れの発生が確認されている。したがって、経年的なひび割れ損傷度を把握するために補修後に発生する新たなひび割れ密度を累積して評価している。

(2) 累積ひび割れ密度

図-6 に橋脚 21 基の累積ひび割れ密度の経年変化を示す。図より、特徴的なのは、劣化が特に顕著で累積ひび割れ密度の突出した RC 橋脚(橋脚 C, D) 2 基であり、

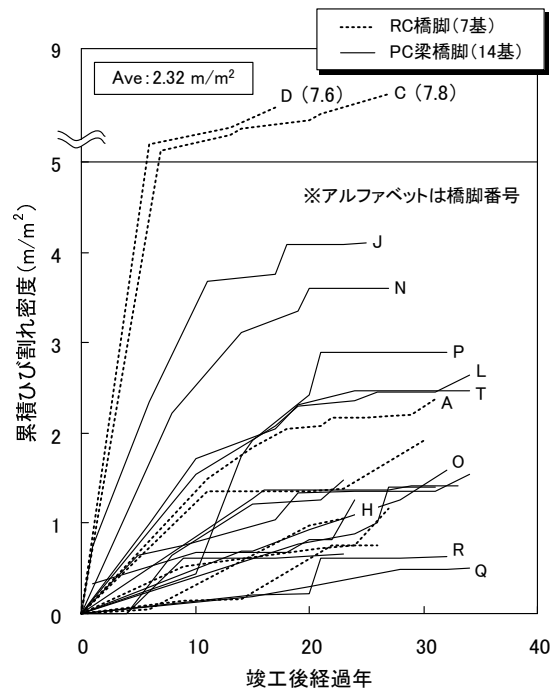


図-6 累積ひび割れ密度の経年変化

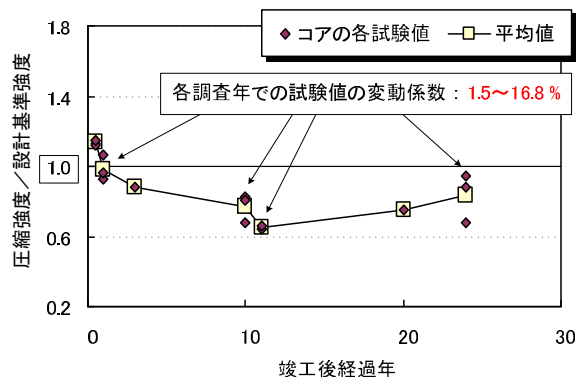


図-7 コアの圧縮強度の経年変化(橋脚 J)

竣工後より急激にひび割れ密度が増加し、竣工後 8 年でひび割れ密度が 7 m/m² と大きくなっている。その他の橋脚では膨張速度や累積ひび割れ密度の進展量に差があるものの、全体的な傾向は竣工後 10 年程度で大きく増

加し、その後は漸増していく傾向にある。橋脚C、Dのひび割れ密度が大きく卓越した要因としては、岩種判定の結果より、コンクリートに使用された粗骨材に特に反応性が高い安山岩系のものが使用された影響が考えられる。

2.4 採取コアの力学的特性

(1) コアの圧縮強度、静弾性係数

図-7に、コア採取調査が経年的に多く実施されている橋脚Jを代表してコア圧縮強度の経年変化を示す。コア採取調査は、削孔径75mmで外観ひび割れを避けて採取されている。図より、各調査年での試験値の変動係数は1.5~16.8%であり、試験値はコア採取位置によって劣化度に違いが生じている。試験値がばらつく原因の一つとしては、実構造物では寸法が大きいため、反応性骨材の分布、コア採取位置での環境条件の違いから、反応が進行している箇所と反応が比較的進行していない箇所があるためであることも考えられる。

図-8、9にコア採取が経年的に3回以上行われている橋脚6基に着目した圧縮強度、静弾性係数の経年変化をそれぞれ示す。試験値は各調査年で採取位置の異なる3本のコアで基本的に試験が実施されているため、それらの平均値を用いている。図より、圧縮強度および静弾性係数は、初期（竣工後10年程度）の低下が著しく、その後は低下勾配が緩やかになる傾向にある。設計基準強度に対する低下率は、従来からの報告からも明らかであるが、損傷が著しい橋脚において圧縮強度で2~4割程度、静弾性係数で6割程度の低下率であった。

(2) コア採取位置での損傷度の影響

図-7に示したように、同一調査年に採取した複数本のコア試験値にばらつきが生じていた。この要因としては、圧縮試験に用いたコアのひび割れ性状が大きく影響していると考えられる。採取したコアの観察結果からは、目視可能なひび割れは一般的に認められず、微細ひび割れを細かく追うような観点では調査されていない。したがって、同一橋脚における外観のひび割れ分布に着目し、反応が進行している箇所と反応が比較的進行していない箇所を評価することで圧縮強度に及ぼす影響について検討を行った。検討対象は、図-8で圧縮強度の低下率が2割以上みられたD橋脚、J橋脚の2基とし、その中でもコア採取位置が判明しているD橋脚の竣工後13年~15年、J橋脚の竣工後20年、24年の調査データを用いた。

図-10に橋脚のひび割れ損傷例およびコア採取位置の検討面積を示す。図より、外観ひび割れは、水かきが多い箇所や日射による乾湿くり返し作用が大きい箇所で顕著となるため、損傷度に偏在が見られる。そのような局所的な外観ひび割れ損傷度評価として、コア採取位置の検討面積はコア採取箇所を中心とした1.0m×1.0

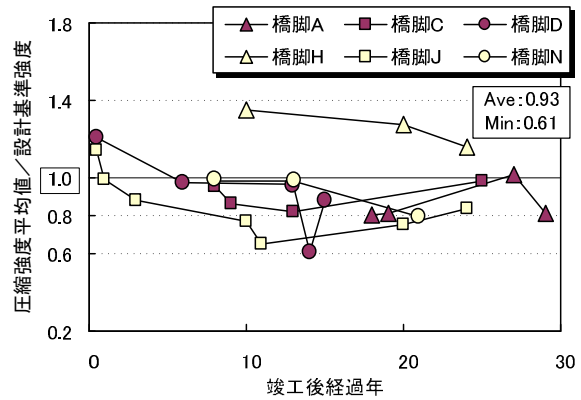


図-8 コアの圧縮強度の経年変化

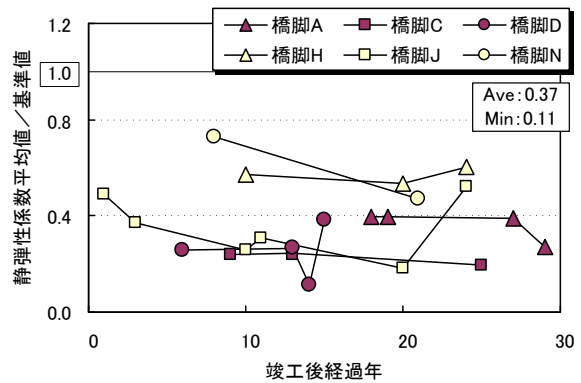


図-9 コアの静弾性係数の経年変化

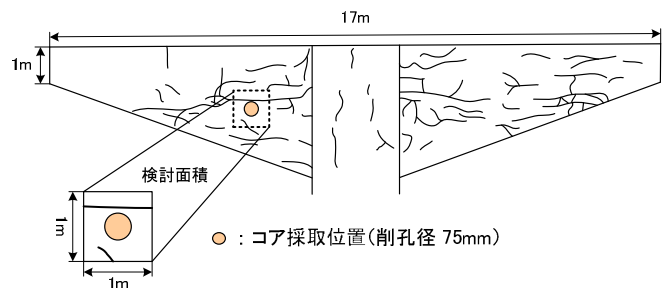


図-10 橋脚のひび割れ損傷例およびコア採取位置の検討面積

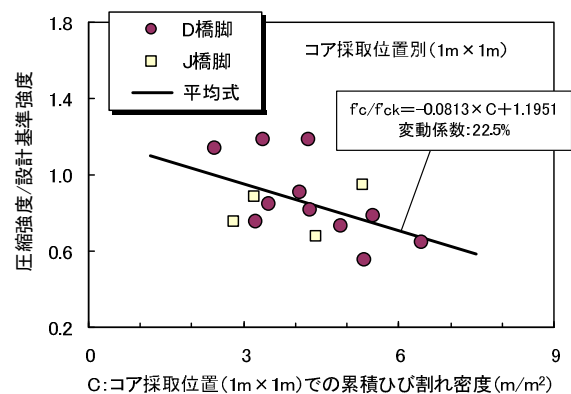


図-11 コア採取位置でのひび割れ密度と圧縮強度の関係

mの範囲とし、それぞれひび割れ密度の算出を行った。

図-11 にコア採取位置での累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係を示す。圧縮強度のデータはコンクリート表面側より採取したコア試験体のデータを用いている。コンクリート表層部分のひび割れ密度が大きい箇所では、鉄筋カゴ内側での膨張も相対的に大きい目安になると考えられる。図より、コア採取位置での累積ひび割れ密度は、最小で 2.0 m^2 、最大で 7.0 m^2 の値を示しており、広範囲の累積ひび割れ密度の位置からコアが採取されている。JCI-DD1 法によると、コアの採取位置は変状が著しい所、軽微な所、標準的なところを選定することとなっており、今回の検討対象橋脚においても上記の選定箇所から採取されている。コア採取箇所の累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係では、変動係数が22.5%とばらつきが大きいものの、累積ひび割れ密度の増加に伴い、圧縮強度が低下する傾向が認められた。圧縮強度のばらつきに関しては、健全な構造物においてもコア採取高さの違いで10~20%、締め固めの程度で20~40%の違いがあることが認められている³⁾。したがって、同一橋脚からコア採取した場合でも上記のような要因が複合してコンクリートの圧縮強度のばらつきが20%程度生じたと考えられる。しかし、これだけのばらつきを含んでも、累積ひび割れ密度と圧縮強度の低下に相関関係が認められたことから、外観ひび割れによる損傷程度から圧縮強度の低下率を推定することがある程度可能であると考えられる。

2.5 外観ひび割れ密度と採取コアの力学的特性の関係

累積ひび割れ密度の経年変化(図-6)と、コア圧縮強度の経年変化(図-8)の傾向を比較した場合、膨張初期の変動が著しく、その後の損傷は収束していく傾向にあり、相関性が伺える(図-12 参照)。よって、累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係性の分析を行った。

図-13 に対象橋脚全21基の累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係を示す。図より、圧縮強度は累積ひび割れ密度が大きくなるに従って比例的に低下していく傾向が得られた。よって、図中には全データを用いて算定した近似直線(平均式)と5%超過式を示し関係性の評価を行っている。5%超過式は信頼性解析によって導かれた信頼性区間90%、下側超過確率5%を示している。図より、膨張前の時点でのコア圧縮強度は、設計基準強度に対して1.24倍の値を示しているが、累積ひび割れ密度が 1 m^2 を越えると圧縮強度の低下率が2~4割となるものが見られ、 3 m^2 以上になると圧縮強度比は1.0以下となるものが多い傾向となっている。

3. 円柱供試体実験

実構造物の調査データ分析より、ASRを生じたコンクリートの圧縮強度は、コア採取した位置での劣化程度(外観のひび割れ損傷度等)によって低下率にばらつき

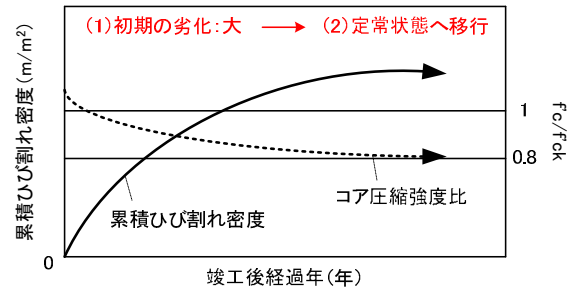


図-12 ひび割れ密度と圧縮強度の関係性

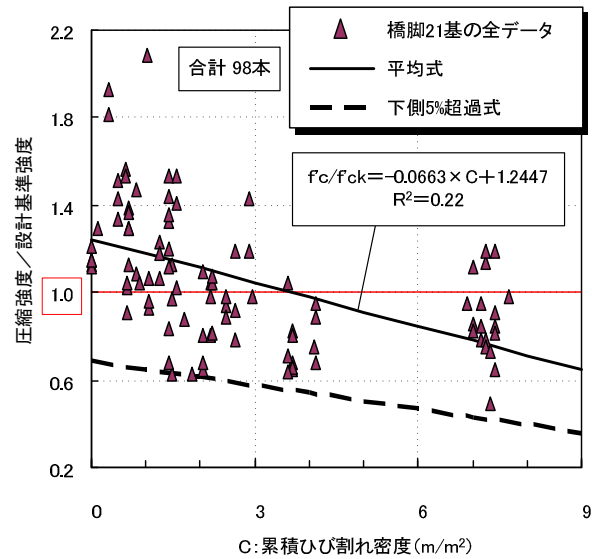


図-13 累積ひび割れ密度-圧縮強度比

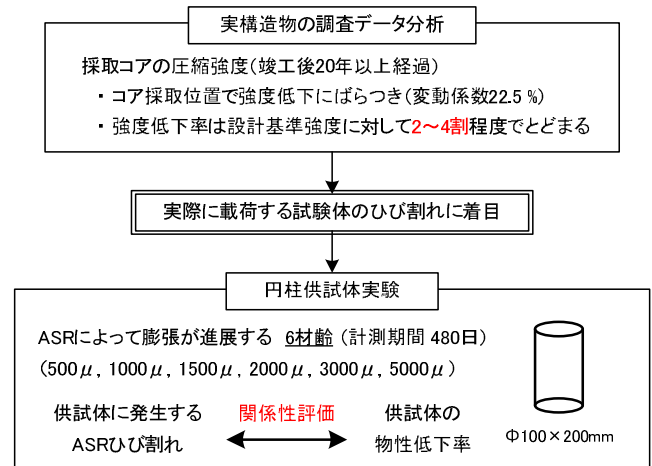


図-14 円柱供試体実験の検討内容

が確認された。また、竣工後20年以上経過し、ASRによる反応がほぼ定常状態に移行したと考えられるコアでも圧縮強度の低下率が設計基準強度に対して2~4割程度でとどまる結果が得られた。

表-2 円柱供試体のコンクリートの配合

供試体	W/C (%)	s/a	単用量(kg/m ³)							AE 減水剤
			W	C	S1	S2	G1	G2	NaCl	
N(健全)	50.0	44.0	173	346	312	492	508	515	0	0.865
SG(ASR)									11.8	

※セメント:普通ポルトランドセメントNa₂O量=0.50wt%, AE減水剤:ポゾリスNo.70 (リグニンスルホン酸)

細骨材S1:滋賀県野州川産川砂(非反応性), 細骨材S2:長崎県島原産砕砂(反応性)

粗骨材G1:兵庫県西島産(非反応性), 粗骨材G2:北海道産(反応性)

本章では、上記のような ASR によるコンクリートの圧縮強度劣化要因を検討することを目的として供試体実験を実施した。ここでは、圧縮強度の低下に直接的な影響を与えられとされる試験体自体に発生している ASR ひび割れに着目し、供試体の膨張が進展していく各段階での供試体の ASR ひび割れと物性値の関係について分析を行った (図-14 参照)。

3.1 実験概要

供試体形状はφ100 × h 200mm の無筋円柱供試体とし、供試体種別は N 供試体 (健全) と SG 供試体 (ASR) の 2 種類を作成した。

表-2 に円柱供試体のコンクリートの配合を示す。配合は水セメント比 50% で、反応性細骨材を 60%、反応性粗骨材を 50% の割合で混入している。また、ASR による膨張発現のための添加アルカリには NaCl を用い、SG 供試体 (ASR) はペシマム値を考慮してコンクリートの等価アルカリ量 (Na₂Oeq) が 8kg/m³ となるように設定し、N 供試体 (健全) はアルカリを添加しない比較用とした。

実験条件は、コンクリート打設後 1 日で脱型し、材齢 28 日まで 20°C 水中養生を行い、膨張が進展する前の初期値となる供試体の物性値、および基長を測定した。ここで、基長とは供試体の軸方向の検長 100mm であり、コンタクトストレインゲージ (測定精度: 1/1000mm) を用いて膨張量計測のために測定している。初期値測定後は、40°C, R.H.95% 以上の環境で促進養生を行い、ASR によって膨張が進展していく 6 材齢 (500, 1000, 1500, 2000, 3000, 5000μ) で一軸圧縮試験および縦カット断面のひび割れ性状確認試験を各材齢 3 体ずつ実施している。以上、供試体数量は合計 69 体作成した (表-3 参照)。

3.2 供試体の膨張量と力学的特性

図-15 に、供試体の膨張量測定結果を示す。図より、N 供試体では膨張量は進展していないが、SG 供試体では材齢 50 日程度より膨張が進展しはじめ、その後材齢 200 日までに 4000 μ まで急激に膨張量が増加した。また、材齢 300 日以降は膨張量の進展が収束する傾向にあり、最終材齢 460 日の膨張量 5000 μ で反応が定常状態に達す

表-3 供試体の種類と供試体数量

	N供試体	SG供試体
膨張率測定用	3体	3体
一軸圧縮試験用	3体×7セット	3体×7セット
縦カット断面観察用	3体×1セット	3体×6セット
合計	27体	42体

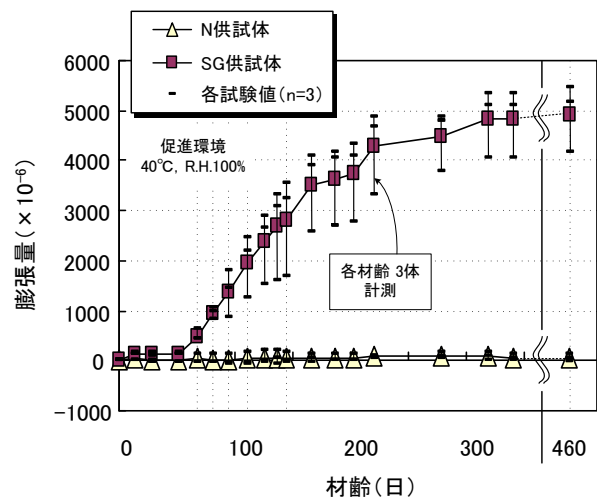


図-15 膨張量測定結果

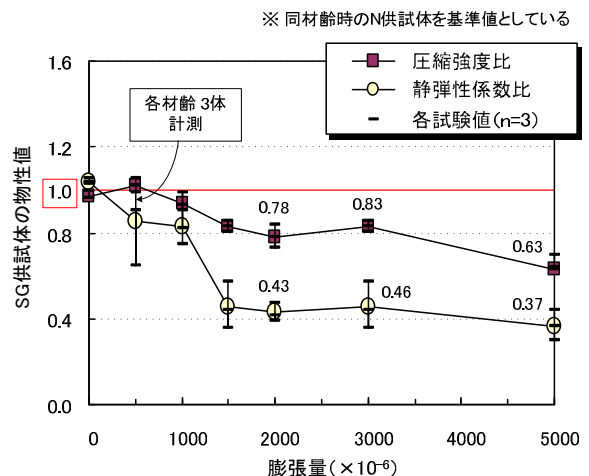


図-16 膨張量と物性値の関係

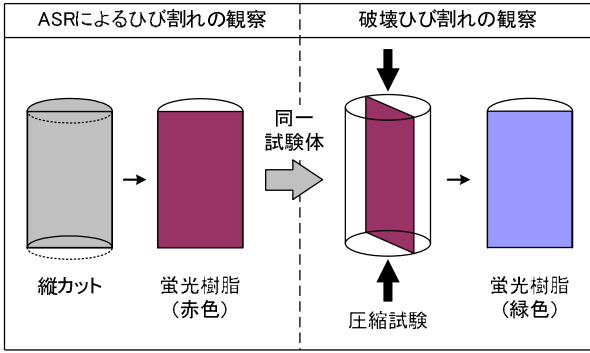


図-17 供試体のひび割れ観察方法

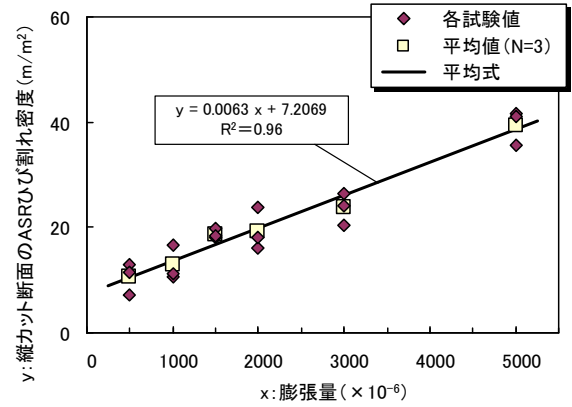


図-19 ASR ひび割れの進展過程

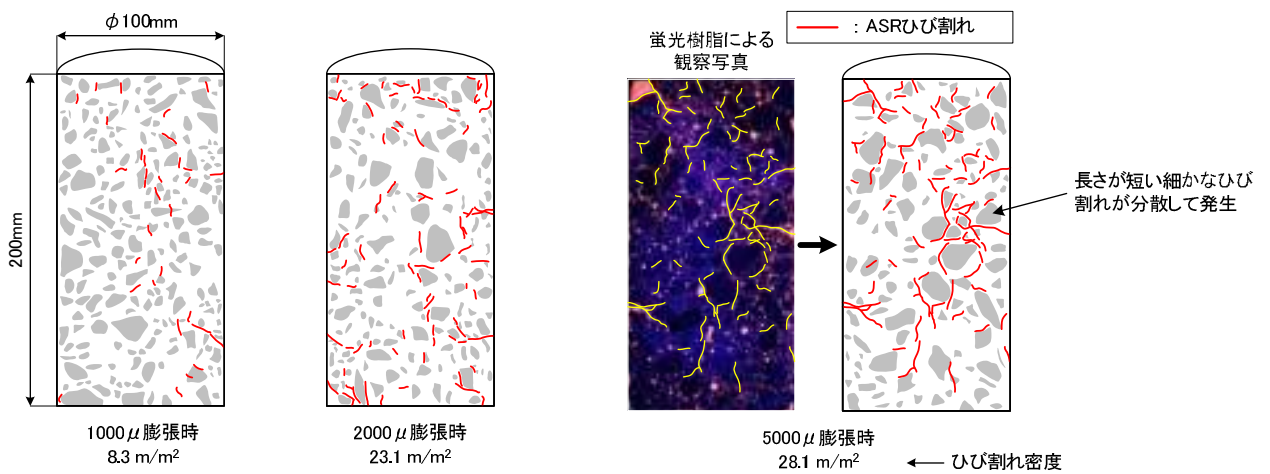


図-18 ASR ひび割れの発生状況
(1000μ, 2000μ, 5000μ 膨張時の代表例)

る結果となった。

図-16 に SG 供試体の膨張量と物性値の関係を示す。SG 供試体のデータは、同材齢時の N 供試体のデータで除すことで、健全供試体からの低下率を算出している。図より、円柱供試体においても、実構造物の分析結果および従来からの報告同様、膨張が進展していく初期の 1000μ 程度までは物性値の低下は顕著に現れないが、膨張量が 1500μ 程度まで進展すると大きく低下し、低下率は健全供試体に対して圧縮強度で 4 割程度、静弾性係数で 6 割程度となった。

3.3 供試体のひび割れ性状確認試験

ASR 供試体による物性値の検討は、現在までに多機関により数多く実施されているが、その中で供試体自体に発生しているひび割れと物性値の関係を詳細に検討された例は極めて少ない。よって、本実験では、供試体に発生する ASR ひび割れと載荷試験後に発生する破壊ひび割れに着目し、両者の重なる割合から圧縮強度劣化要因について検討を行った。

(1) 供試体のカットおよびひび割れ観察方法

図-17 に供試体のひび割れ観察方法を示す。供試体内部の ASR ひび割れの発生状況を確認するために、供試体を軸方向に縦断カットしてひび割れ観察を行った。コアのカットにはコンクリートカッターを使用し、その後カット断面を研磨処理後、ブラックライト蛍光顔料（赤色）を混入した樹脂を含浸させてひび割れの観察を行った。また、ASR によるひび割れ観察後、縦断面にカットした供試体を元の円柱形状になるように合わせた状態で圧縮強度試験を実施した。強度試験後は、再び同様の方法でカット面を蛍光顔料（緑色）樹脂で含浸し、載荷試験による破壊ひび割れを観察している。ここで、縦断面にカットすることで偏心荷重が加わり、圧縮強度に影響を与えると考えられるが、予備実験の結果からは、圧縮強度への影響は 1 割未満であった。よって、コンクリートの圧縮強度が本来 10%程度の変動係数をとることも考慮し、今回の検討では縦断面にカットした影響を無視して評価している。

(2) カット面のひび割れ観察結果

図-18にSG供試体 1000 μ , 2000 μ , 5000 μ 膨張時を代表例として、供試体縦カット断面のひび割れ観察状況を示す。図には、蛍光樹脂によるブラックライト照射写真のひび割れトレース図を示している。ひび割れの観察は、幅0.3mm以上のひび割れから約0.05mm以下の微細なものまで目視可能なひび割れを対象とした。図より、ASRによるひび割れは、特に反応性粗骨材周辺のモルタル部に多く発生する傾向にあり、ひび割れ長さが平均 9.4~12.4mmの細かいひび割れが不連続に分布している。また、膨張の進展に伴いひび割れが増加、連結していく傾向にあり、5000 μ 膨張時になると粗骨材の割れなども確認された。

図-19に各膨張段階における縦カット断面のASRひび割れ密度の算出結果を示す。算出したひび割れ密度は、縦カットした時の左右両断面の平均値を用いている。図より、ひび割れ密度は膨張の進展に伴い大きくなっており、5000 μ で最大41.7m²/m²となった。

(3) 破壊線に対するASRひび割れの影響

ASRひび割れ観察後に圧縮試験を行い、破壊ひび割れの観察を行っている。圧縮試験の荷重条件は、最大荷重を超えると急激に破壊が進行し、破壊面の確認が困難になることから、最大荷重の2%低下まで軟化した時点で除荷している。

図-20(a)にシリンダーの一軸圧縮試験の破壊パターンを示す。図に示すように、通常の一軸圧縮試験では、載荷板との端面拘束の影響から斜め方向のせん断ひび割れが発生し、その後、粗骨材配置の不均一性、偏心荷重の影響からせん断型のZタイプ、yタイプのような破壊パターンに区分できる⁴⁾。つまり、骨材配置が均一な理論上の最終破壊領域は図-20(b)のような円錐形状となる。

表-4に実験で確認した計21体の破壊パターンと圧縮強度の試験結果を示す。表中の圧縮強度は、同材齢時の

N供試体(健全)に対する比で示している。表より、本実験での破壊パターンは、yタイプが全体の76%と多い結果となっており、N供試体(健全)では3体ともyタイプの破壊が確認された。しかし、ASRによる膨張の進展によって必ずしも破壊パターンの結果がいずれかに偏る傾向は見られず、3000 μ および5000 μ 膨張時でも全てyタイプの破壊が確認された。以上からASRと破壊形態の関係性には明確な傾向は認められず、骨材配置や偏心荷重の負担によって破壊パターンが支配されていると考えられる。また、Zタイプとyタイプでの圧縮強度の低下率について各膨張段階で比較を行ったが、破壊パターンによる有意差はみられなかった。既往の実験

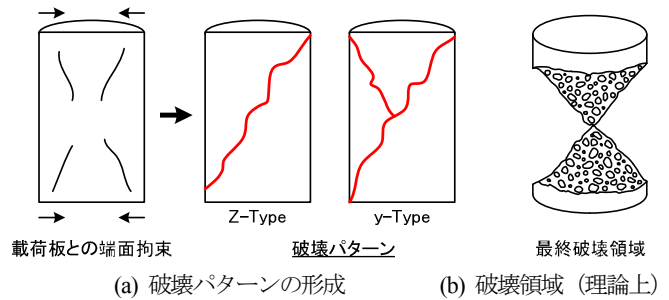


図-20 破壊パターン

表-4 破壊パターンと圧縮試験結果一覧

供試体	膨張段階	試験体数量	破壊パターン		圧縮強度比 ^{*)} 平均値
			Z-type	y-type	
N供試体(健全)	0 μ	3		3	1.00
SG供試体(ASR)	500 μ	3	1	2	0.94
	1000 μ	3	1	2	0.93
	1500 μ	3	2	1	0.84
	2000 μ	3	1	2	0.81
	3000 μ	3		3	0.90
	5000 μ	3		3	0.63

*) 圧縮強度比は同材齢時のN供試体(健全)を基準としている。

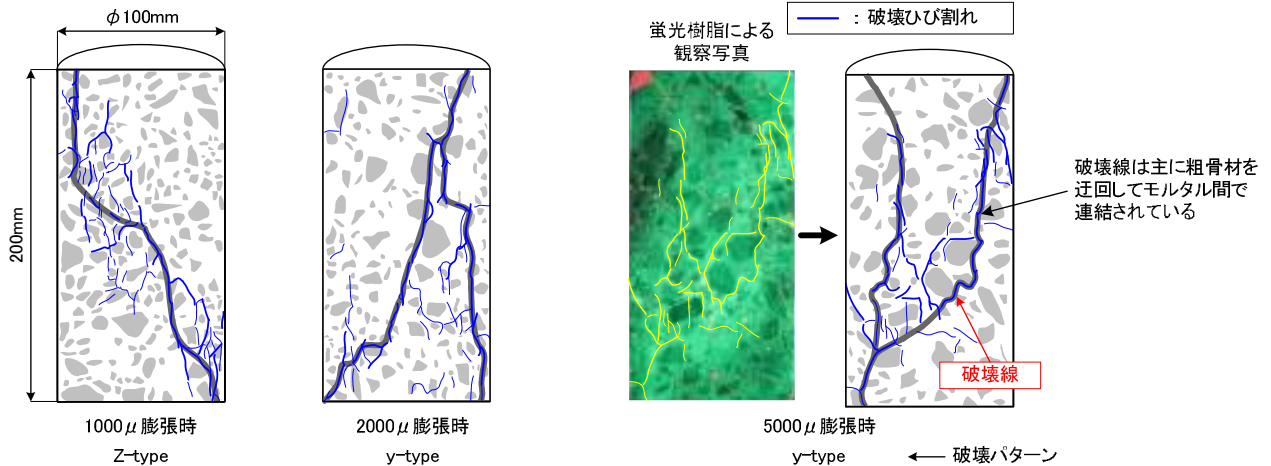


図-21 ひび割れの発生状況 (1000 μ , 2000 μ , 5000 μ 膨張時の代表例)

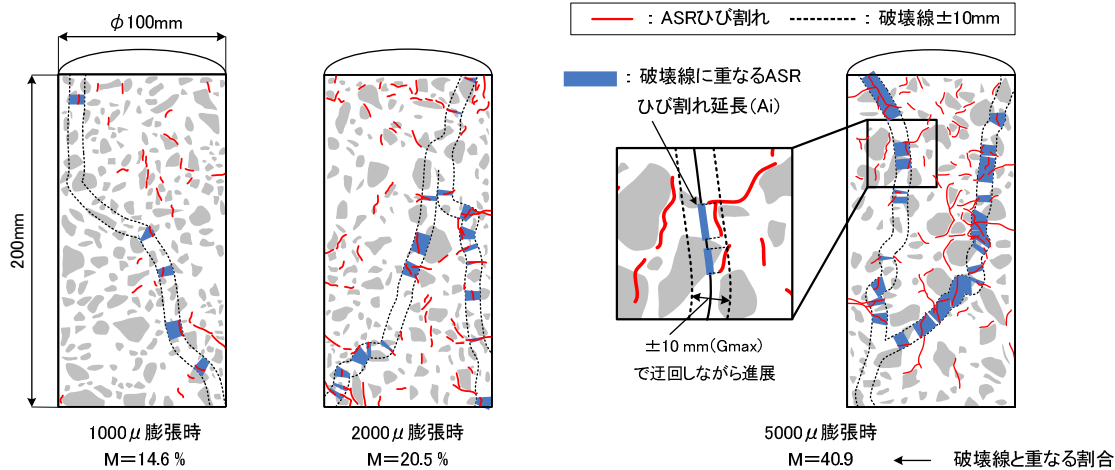


図-22 破壊線と ASR ひび割れの関係 (1000μ, 2000μ, 5000μ 膨張時の代表例)

結果からも、Zタイプとyタイプでは、応力-ひずみ曲線における最大応力以降のエネルギー吸収量にはほとんど差がないという結果が得られている⁴⁾。よって、以降では、破壊パターンに依らず、Zタイプ、yタイプを同一に評価することとした。

図-21にSG供試体1000μ, 2000μ, 5000μ膨張時の破壊ひび割れ発生状況の代表例を示す。図より、破壊ひび割れは載荷方向の縦ひび割れや、せん断方向の斜めひび割れが卓越しており、それらが供試体上面(載荷点)から供試体下面まで連結されることで破壊線が形成されていく。また、破壊線が形成されていくような最大強度付近の高ひずみ領域になると、ひずみの局所化が進行し、破壊線の位置で応力の集中が顕著になると考えられる。

そこで、図-18に示したような圧縮試験前に初期欠陥として試験体に発生しているASRひび割れが、圧縮強度の低下率に及ぼす影響を定量的に評価するために、破壊線に重なるASRひび割れの割合(M)を以下の式(1)を用いて算出することとした。

$$M = \sum A_i / F_{total} \quad (1)$$

ここに、

M: 破壊線に重なるASRひび割れの割合(%)

A_i : 破壊線に重なる各ASRひび割れ延長(mm)

F_{total} : 破壊線延長(mm)

図-22に代表例として、SG供試体1000μ, 2000μ, 5000μ膨張時の破壊線とASRひび割れの関係を示す。図より、破壊線とASRひび割れは完全に重なる箇所は少ない傾向が観察された。

既往の研究からは、圧縮強度が30N/mm²程度の通常のコンクリートを使用した圧縮試験の結果より、破壊線の形成は粗骨材を迂回し、主にモルタル間で進展することが分かっている⁴⁾。したがって、破壊線から粗骨材の最大寸法±10mm範囲内(Gmax)のASRひび割れが破壊の進展に影響を及ぼすと仮定し、破壊線に重なるASRひび割れ延長(A_i)を算出した。また、図-22に示すように、ASRひび割れは破壊線の進展方向に投影した延長

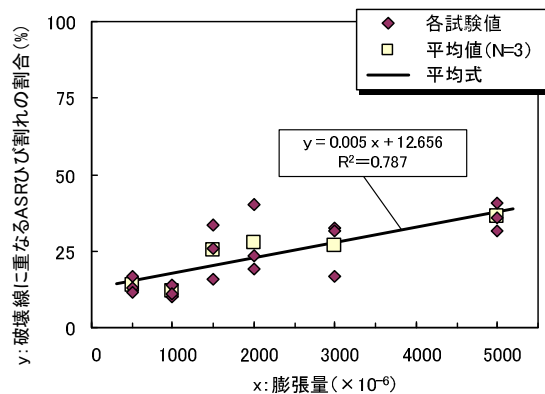


図-23 破壊線に重なる割合の進展

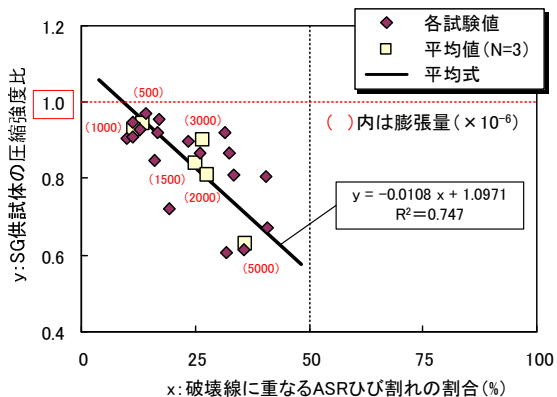


図-24 破壊線に重なる割合-圧縮強度比

として算出している。

図-23に各膨張段階におけるASRひび割れが破壊線に重なる割合の算出結果を示す。算出した値は、縦カッ時の左右両断面の平均値を用いている。図より、供試体によって大きくばらつきがみられるものの、膨張の進展に伴い、破壊線に重なるASRひび割れの割合は線形的に増加する傾向を示しており、膨張が定常状態となった5000μ膨張時では40%程度まで進展する結果となった。各膨張段階3体の平均値でみると、1500~3000μ膨張時

では、破壊線に重なる ASR ひび割れの割合は 25.1～27.7 %まで増加しており、最終の 5000 μ 膨張時では 36.2%まで増加している。

図-24 に破壊線と重なる割合と圧縮強度比の関係を示す。圧縮強度比は、同様に同材齢時の N 供試体 (健全) を基準値としている。図より、破壊線と重なった割合が大きくなるほど、圧縮強度が低下していく傾向にある。こちらも同様に、各膨張段階3 体の平均値でみると、1500 μ 膨張時以降で破壊線に重なる ASR ひび割れの割合が 25%を超え、圧縮強度比は 0.8 程度となり、最終の 5000 μ 膨張時では破壊線に重なる割合が 36.2%、圧縮強度比は 0.63 となった。

3.4 ASRによる損傷の模擬試験

ASR 劣化構造物より採取したコアは、コンクリート中に ASR による微細ひび割れや可視ひび割れを含んでいることから、圧縮強度試験前に既に欠陥を含んだ状態で試験されることになる。反応性骨材を用いた実験では、ASR による膨張は 5000 μ で定常状態に達し、破壊線と重なる ASR ひび割れの割合が最大で 40.9%という結果が得られた。そこで、より損傷が著しい状態を模擬し、圧縮強度低下割合や、破壊面の強度低下メカニズムを推定することを目的として、健全供試体のくり返し圧縮試験を実施することとした。

(1) 応力-ひずみ関係

図-25 にくり返し圧縮試験体と SG 供試体 (ASR) の応力-ひずみ関係の比較を示す。くり返し圧縮試験の初期荷重は最大荷重まで単調荷重を行い、最大荷重の 2% 低下した時点で除荷し、同様の手順で 4 回までくり返し荷重を実施したデータを示している。図より、圧縮強度の低下率に着目すると、くり返し圧縮試験 2 回目と SG 供試体の 2000 μ 膨張時で圧縮強度比が 0.8 程度となり、くり返し圧縮試験 4 回目と SG 供試体の 5000 μ 膨張時が圧縮強度比 0.6 程度となった。しかし、ASR を生じた SG 供試体の方が最大強度に至るまでのひずみ量が大きくなっている。これは、ASR によって生じるモルタル内の微細ひび割れや反応性のゲルによってコンクリート中の空隙の割合、コンクリート中の非晶質の割合が多くなるため、その影響から荷重に伴うひずみ進展量が大きくなったと考えられる。

(2) ひび割れ観察結果

図-26 にくり返し圧縮試験での破壊ひび割れの発生量と圧縮強度の関係を示す。破壊ひび割れの観察は、くり返し圧縮試験回数が 2 回および 3 回終了時点の円柱供試体を縦断面カットし、ブラックライト蛍光染料を混入した樹脂を含浸させて同様にひび割れの観察を行っている。図より、くり返し圧縮試験の回数が増える度に圧縮強度は比例的に低下していく傾向がみられた。実験で

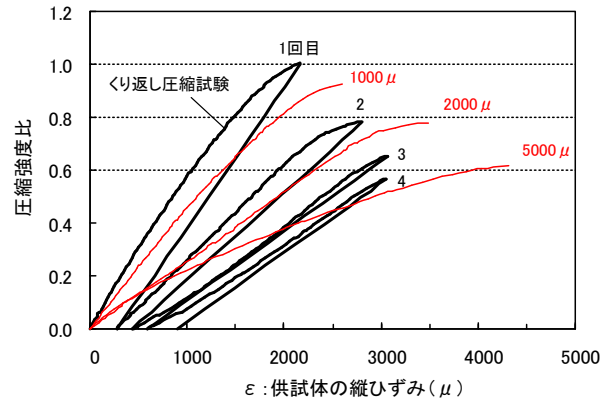


図-25 応力-ひずみ関係の比較
くり返し圧縮試験供試体と SG 供試体 (ASR)

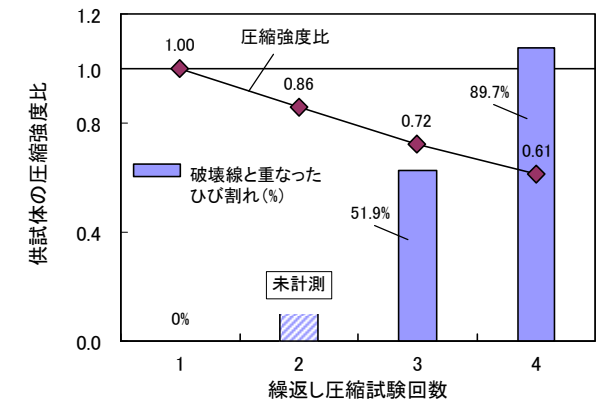
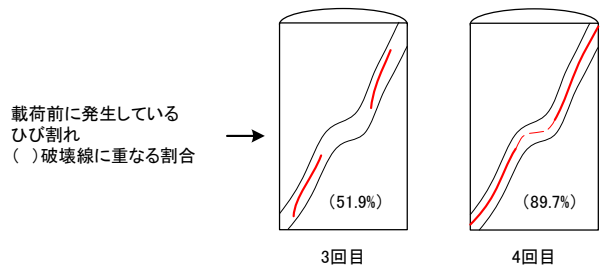


図-26 破壊線の進展-圧縮強度比

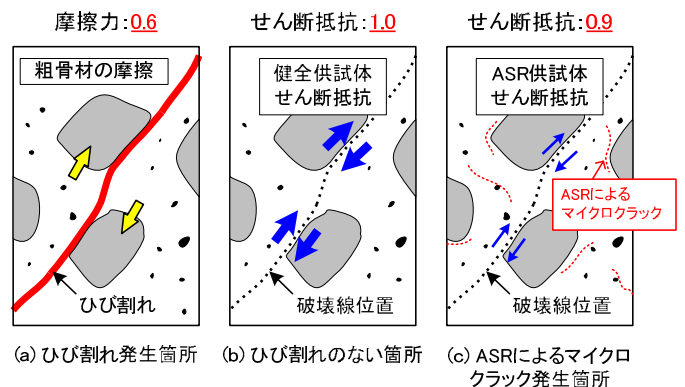


図-27 圧縮強度の負担イメージ

は、3 回目のくり返し圧縮試験終了時にせん断型の破壊線が 89.7%繋がった状態となり、その状態で4 回目のくり返し圧縮試験を行った結果、圧縮強度の低下率は健全供試体に対して4 割程度にとどまる結果となった。

また、くり返し圧縮試験4 回目終了時以降は、表面側のコンクリートや粗骨材の剥離が発生し始めており、くり返し圧縮試験5 回目でコンクリート剥離が進行する。

3.5 圧縮強度の劣化要因の推定

ここでは、4 回目のくり返し圧縮試験供試体と SG 供試体 (ASR) 5000 μ 膨張時のひび割れ性状から、圧縮強度の劣化要因の推定を行うこととした。

(1) 劣化要因推定の前提条件

圧縮強度の負担機構としては、図-27 (a) に示すようなひび割れ発生箇所、粗骨材のかみ合い・めり込み作用による摩擦力が発生し、また、同図 (b) および (c) に示すようなひび割れが生じていない箇所や ASR によるマイクロクラック発生箇所、コンクリートのせん断抵抗が圧縮強度負担に寄与していると考えられる。よって、それぞれ摩擦力及びせん断抵抗の強度負担係数を以下のように仮定して圧縮強度の劣化要因を推定することとした。まず、ひび割れ間の摩擦力の負担係数は、3.4 節 健全くり返し圧縮試験より明確な破壊線が形成された時点での強度低下率が4 割程度であったことを考慮して 0.6 と仮定した。これは、既往の文献においても、破壊線が形成されるようなひずみ領域で圧縮強度比が 0.6 程度となっていることによる⁹⁾。

また、せん断抵抗の負担係数は、ひび割れが生じていない箇所であるため、健全供試体では 1.0 とし、SG 供試体 (ASR) ではコンクリート中のマイクロクラックによる低下率を考慮して 0.9 と仮定した。これは、既往の文献においても、供試体に明確なひび割れが発生していないマイクロクラック発生状態 (膨張量 500~1000 μ) で、圧縮強度比が 0.9 程度となっていることによる⁹⁾。

(2) くり返し圧縮試験での強度負担機構

図-28にくり返し圧縮試験4回目の載荷前のひび割れ状態を示す。図から圧縮強度負担機構を考えると、図中 (a) のように破壊線が連結されている領域が破壊線内で 89.7%存在し、そこでは骨材のかみ合い・めり込みによる摩擦力によってせん断伝達が行われていると考えられる。また、図中 (b) の供試体中央付近 10.3%の箇所ではひび割れが連続しておらず、この位置でのコンクリートによるせん断抵抗によって軸方向の圧縮力を受け持っているものと考えられる。以上より、摩擦力が負担している強度は 53.8% ($=0.6 \times 89.7\%$)、せん断抵抗が負担している強度は 10.3% ($=1.0 \times 10.3\%$)、合計 64.1%の強度が保たれると考えられる。

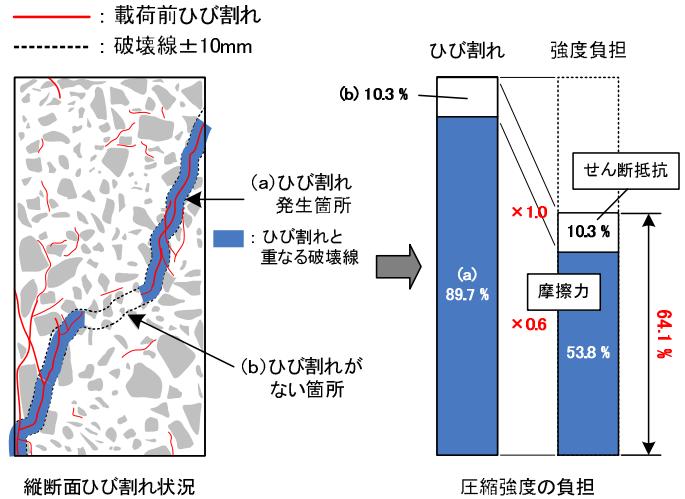


図-28 くり返し圧縮試験のひび割れ状況
くり返し4回目の載荷前

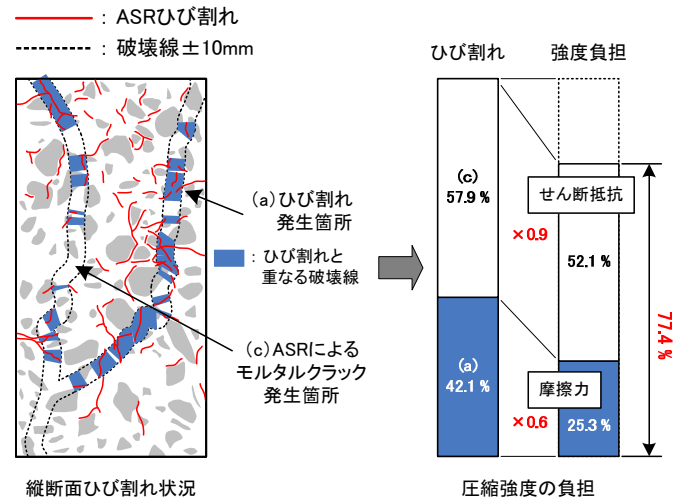


図-29 SG 供試体のひび割れ状況
5000 μ 膨張時

(3) SG供試体 (ASR) での強度負担機構

次に、図-29にSG 供試体 5000 μ 膨張時のひび割れ状態を示す。図より、連続性のない ASR による分散したひび割れが発生しており、それらが起点となって破壊線が形成されると考えられる。こちらも同様に図から圧縮強度負担機構を考えると、図中 (a) のように、起点となっている ASR ひび割れは破壊線内で 42.1%存在し、この位置では骨材の摩擦力によってせん断伝達が行われていると考えられる。また、図中 (c) のように破壊線と重なっていない残りの 57.9%のモルタルの箇所では、せん断抵抗によって強度を負担しているものと考えられる。以上より、摩擦力が負担している強度は 25.3% ($=0.6 \times 42.1\%$)、せん断抵抗が負担している強度は 52.1% ($=0.9 \times 57.9\%$)、合計 77.4%の強度が保たれると考えられる。

国内の反応性骨材 (安山岩、堆積岩系など) では、骨材の活性度の影響から最大でも 5000 μ 程度の膨張量に

なることが既往の研究により分かっており、10000 μ 以上膨張する特殊な事例（オパール）は極めて少ないと考えられる⁷⁾。

よって、本実験の結果からは、5000 μ 程度の膨張量では、ASR ひび割れが破壊線に重なる割合が最大で約40%程度となり、その影響から圧縮強度の低下率も健全供試体に対して2~4割程度でとどまることが推定される。

4. まとめ

実構造物の調査データの分析および円柱供試体実験で得られた検討結果を以下に示す。

- (1) ASRを生じた実構造物の分析結果より、コアの圧縮強度はASRによるひび割れの進展に伴って低下する傾向にあり、橋脚外観の累積ひび割れ密度が1 m/m²以上で、設計基準強度に対して2~4割低下する傾向が確認された。
- (2) 円柱供試体実験の結果より、1500 μ 膨張時以降で破壊線に重なるASRひび割れの割合が25%を超え、健全供試体に対する圧縮強度比は0.8程度となった。また、最終の5000 μ 膨張時には破壊線に重なるASRひび割れの割合が36.2%、圧縮強度比は0.63となった。
- (3) くり返し圧縮試験の結果より、3回目のくり返し圧縮試験終了時にせん断型の破壊線が89.7%繋がった状態となり、その状態で4回目のくり返し圧縮試験を行った結果、健全供試体に対する圧縮強度比は0.61となった。よって、破壊線がほぼ100%繋がった状態でも圧縮強度の低下率は設計基準強度に対して4割程度にとどまると考えられる。
- (4) 以上より、ASRによる膨張が5000 μ に達し、ひび割れが多数生じたとしても、ASRひび割れが破壊線に

重なる割合は最大で約40%程度となるため、圧縮強度の低下率も健全供試体に対して2~4割程度でとどまるものと考えられる。この要因としては、ひび割れ発生箇所での粗骨材のかみ合わせ、モルタル位置でのコンクリートのせん断抵抗が影響していると考えられる。

参考文献

- 1) 阪神高速道路公団：アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会報告書，アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会，1986.9
- 2) 川島恭志，幸左賢二，佐々木一則，眞野裕子：実構造物におけるASR損傷度の定量的評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.28，No.1，pp.737-742，2006
- 3) 社団法人 土木学会：コンクリートの品質管理試験方法，コンクリートライブラリー 第38号，pp.75-83，1974.9
- 4) 村上雅英，大谷雅英：3軸圧縮軟化域におけるコンクリートの破壊現象と損傷領域の同定，コンクリート工学論文集，第6巻第2号，pp.47-61，1995
- 5) 畑中重光，水野英二，小池狭千朗，谷川恭雄：供試体寸法の異なるコンクリートの圧縮破壊性状に関する実験的研究，コンクリート工学論文集，第5巻第1号，pp.65-73，1994.1
- 6) 小林一輔，白木亮司，森弥広：ASRを生じたコンクリートの圧縮強度性状に関する2, 3の考察，土木学会論文集，第426号/V-14，pp.91-100，1991
- 7) 土木学会：アルカリ骨材反応対策小委員会報告書—鉄筋破断と新たな対応—，コンクリートライブラリー124，第2編，pp.81-89，2005.8

(2008年9月18日受付)