

ASR を生じたコンクリートのひび割れと圧縮強度の関係性評価

九州工業大学工学部 正会員 ○ 三浦 正嗣
 九州工業大学工学部 正会員 Ph.D. 幸左 賢二
 阪神高速道路株式会社 久利 良夫
 住友大阪セメント株式会社 正会員 川島 恭志

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、損傷度評価の一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、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、φ100×200mmの無筋円柱供試体を合計51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性的に表すことを試みた。

2. 実構造物の調査データ分析

2.1 検討対象橋脚および調査概要

検討対象橋脚は、関西地区で ASR と判定された橋脚 87 基のなかで、特に損傷度が大きく、経年的にデータが多くとられている橋脚 21 基を対象とした¹⁾。

表-1 に検討対象橋脚の概要を示す。検討対象橋脚 21 基は、RC 橋脚が 7 基と、梁部にプレストレスを導入した PC 梁橋脚が 14 基あり、供用年数は 27~37 年が経過している。また、これらの橋脚は、過去に ASR の予防保全を目的としてひび割れ注入工および表面保護工による補修が繰り返し実施されており、補修回数は最大で 4 回、平均で 2.2 回である。

図-2 に調査概要として橋脚 H (PC 梁橋脚) の調査例を示す。図より、外観変状調査では、竣工後 10 年調査時に、橋脚の梁部側面において主鉄筋方向に沿った幅の大きいひび割れが確認された。また、橋脚の梁部側面よりコア採取 (削孔径 75mm) を行い、一軸圧縮試験および促進膨張試験が竣工後 10 年、20 年、24 年に計 3 回実施されている。

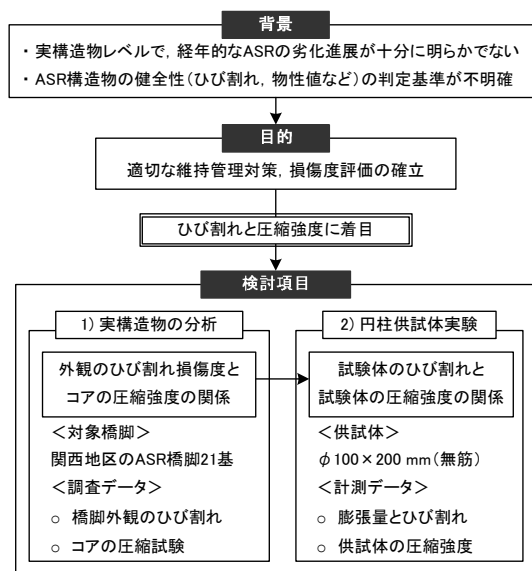


図-1 検討フロー

表-1 検討対象橋脚の概要

	橋脚数	供用年数	$f_{ck}(N/mm^2)$	補修回数
RC橋脚	7基	27~37年	27	max : 4回 ave : 2.2回
PC梁橋脚	14基		35	
合計	21基			

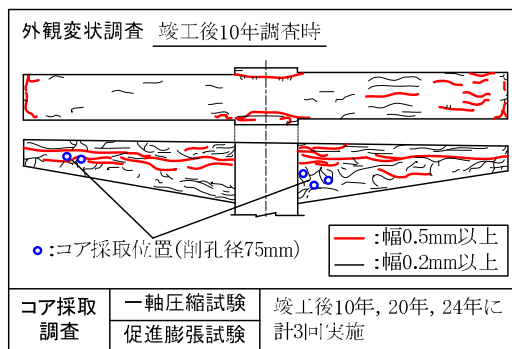


図-2 調査概要 (橋脚 H の調査例)

2.2 橋脚 21 基の調査データ分析結果

(1) 累積ひび割れ密度

本検討では、図-2 に示すような橋脚の外観変状調査で作成されているひび割れ損傷図を用いてひび割れ密度を算出し、ASR による損傷度の評価を行った¹⁾。ひび割れ密度は、経年のなひび割れ損傷度を把握するために、補修前の値に補修後に発生した新たなひび割れ延長を加算し、累積ひび割れ密度として評価している。対象面積は、ひび割れ損傷図が多く取られている梁側面 (2 面) および天端とし、対象とするひび割れ幅は、RC 橋脚で 0.3mm 以上、PC 梁橋脚で 0.2mm 以上の主鉄筋方向のひび割れに着目している。

図-3 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、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 $7\text{m}^2/\text{m}^2$ 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。

(2) 採取コアの圧縮強度

図-4 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としては、実構造物では寸法が大きいために、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進行していない箇所があるためであると考えられる。図-5 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の経年変化を示す。試験値は各調査年で平均 3 本のコアで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 2~4 割程度の低下率であった。

(3) 累積ひび割れ密度と圧縮強度の関係

図-6 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 $1\text{m}^2/\text{m}^2$ 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、 $3\text{m}^2/\text{m}^2$ 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。

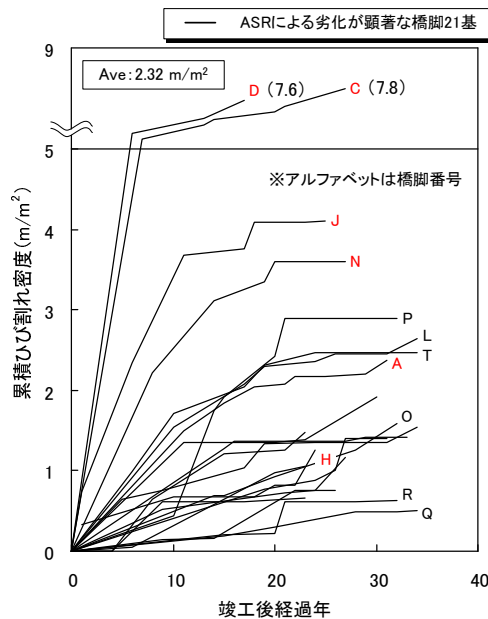


図-3 累積ひび割れ密度の経年変化

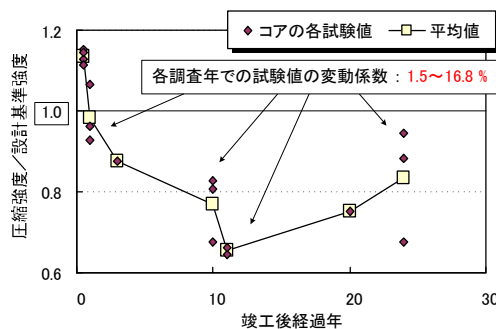


図-4 コア圧縮強度の経年変化 (橋脚 J)

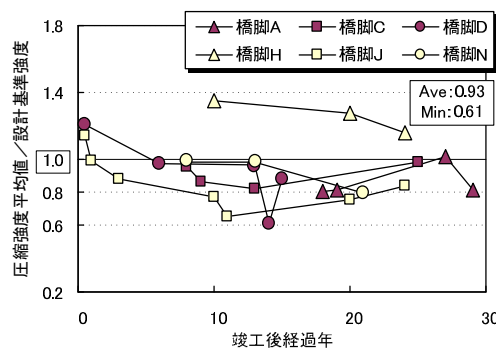


図-5 コア圧縮強度の経年変化

3. 円柱供試体実験

ここでは、圧縮強度劣化要因を検討する目的として、試験体自体に発生している ASR ひび割れに着目し、円柱供試体を用いて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検討を行った(図-7 参照)。

3.1 実験概要

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、添加アルカリには NaCl を用い、SG 供試体 (ASR) は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て作製した。供試体の形状は φ100×200mm の無筋供試体である。

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 (供試体の物性および基長) を測定した。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 4 材齢 (500, 1000, 1500, 2000 μ : コンタクトゲージ (測定精度 : 1/1000mm) による膨張ひずみ測定値) 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。また、膨張率測定用の供試体は N 供試体と SG 供試体それぞれ 3 体の平均値を用いた (表-3 参照)。

3.2 供試体の膨張量と力学的特性

図-8 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、材齢 125 日で約 2400 μ まで膨張が進展する結果となった。

図-9 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 1000 μ 程度までは

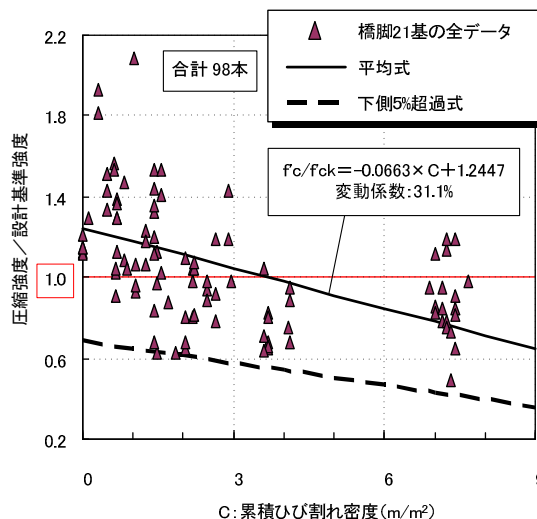


図-6 累積ひび割れ密度-圧縮強度比

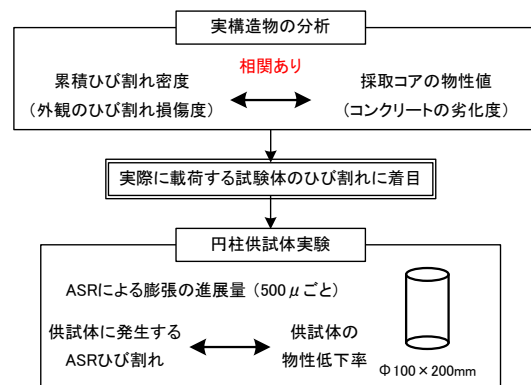


図-7 円柱供試体実験の検討内容

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×5セット	3体×5セット
縦カット断面観察用		3体×5セット
合計	18体	33体

表-2 円柱供試体のコンクリートの配合

供試体	W/C (%)	s/a	単位量 (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:ボゾリスNo.70 (リグエンズルホン酸)
 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)

物性値の低下は顕著に現れないが、膨張量が 1500 μ 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2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性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-10 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。

(2) カット面のひび割れ観察結果

図-11 に SG 供試体 500 μ 、1000 μ 、1500 μ 、2000 μ 膨張時の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ている。図より、ASR によるひび割れは、特に反応性粗骨材周辺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 と細かいひび割れが不連続に分布している。

図-12 に各膨張段階における ASR ひび割れ長さの最大値 (Max) と平均値 (Ave)、ひび割れ密度の算出結果を示す。図

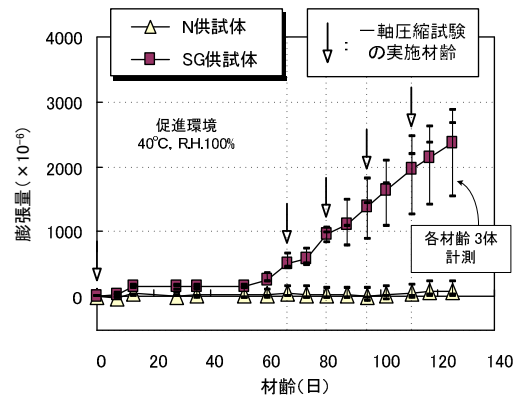


図-8 膨張量測定結果

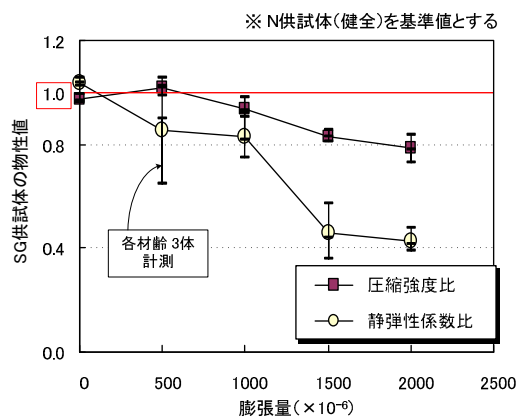


図-9 膨張量と物性値の関係

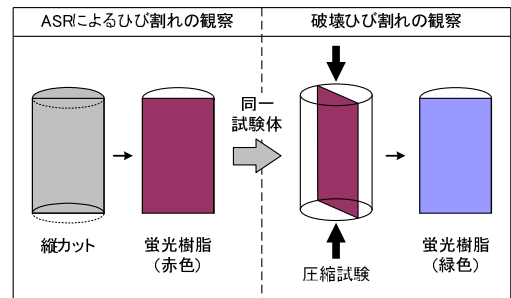


図-10 供試体のひび割れ観察方法

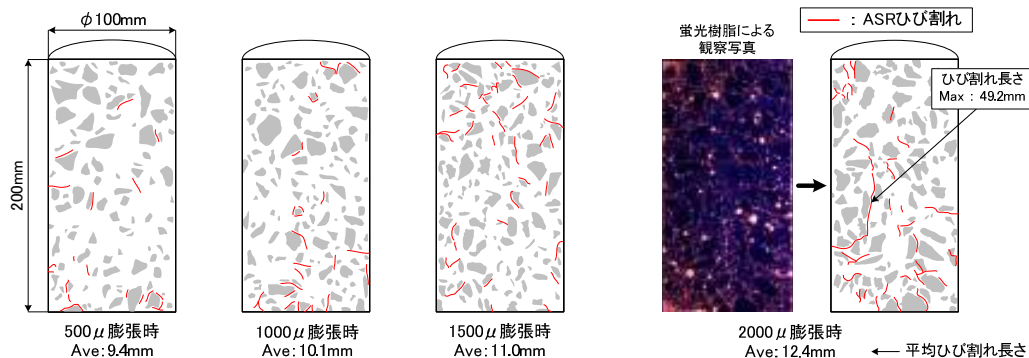


図-11 ASR ひび割れの発生状況 (500 μ 、1000 μ 、1500 μ 、2000 μ 膨張時)

より、ひび割れ密度は膨張の進展に伴って比例的に増加しているが、ひび割れ長さの平均値はいずれも 10mm 程度である。しかし、膨張が 2000 μ になると最大 49.2mm の連続したひび割れも一部分で見られることから、ASR による膨張の進展によって細かなひび割れが繋がっていくと推察される。

(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た。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-13 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、一軸圧縮試験での破壊パターンはせん断型の Z, y, V タイプのような破壊パターンに区分できる²⁾。実際に、今回の実験結果においても、支配的なひび割れはせん断型の Z, y, V タイプのように試験体の対角方向に生じているものが多く確認された。

図-14 に SG 供試体 500 μ , 1000 μ , 1500 μ , 2000 μ 膨張時の破壊ひび割れ発生状況の代表例を示す。図より、破壊ひび割れは斜め方向のせん断ひび割れが卓越しており、このせん断方向の破壊ひび割れを結ぶことで想定破壊線を設定した。500 μ , 1000 μ の破壊パターンでは y, V タイプのように破壊線が2本以上生じているものも見られたが、既往の実験結果

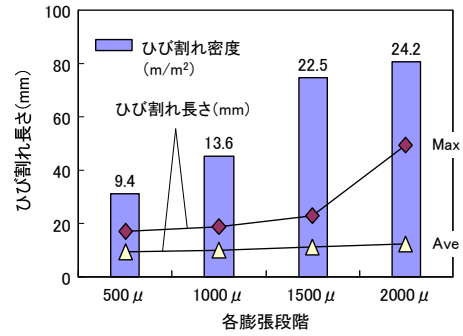


図-12 ASR ひび割れの進展過程

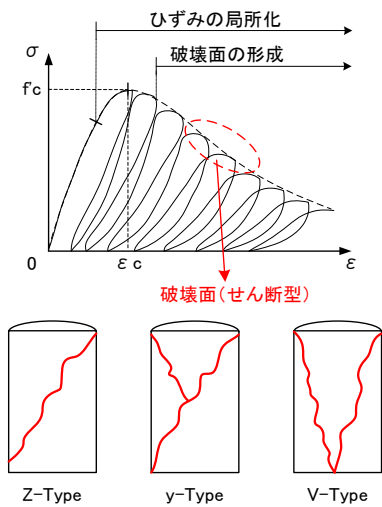


図-13 破壊パターン

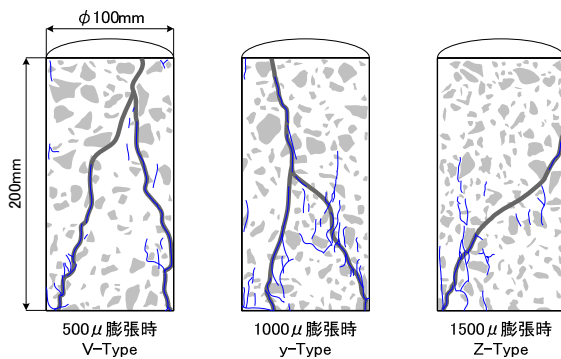


図-14 破壊ひび割れの発生状況 (500 μ , 1000 μ , 1500 μ , 2000 μ 膨張時)

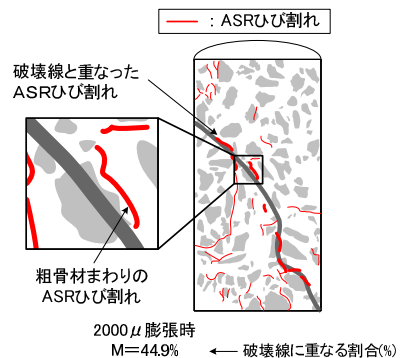
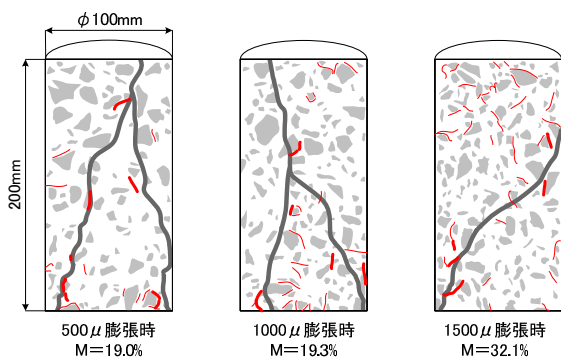
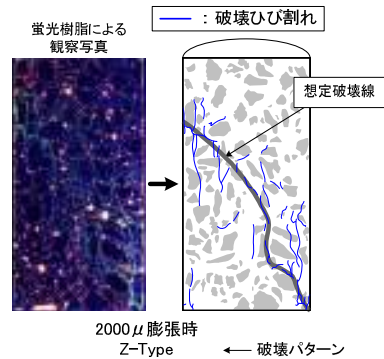


図-15 各膨張段階での破壊線と ASR ひび割れの関係

より、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ではZタイプとの差がほとんどないという結果が得られている²⁾。そこで、図-15に示すように、破壊線に重なる圧縮試験前のASRひび割れの割合:M (%)を算出して圧縮強度との関係性を検討することとした。なお、破壊線をまたぐ粗骨材が存在する場合は、粗骨材を迂回してひび割れが連結されるため、このようなASRひび割れも圧縮強度に影響すると仮定している。

図-16に破壊線と重なった割合M (%)と圧縮強度比を示す。図より、膨張の進展につれてM (%)が増加しており、破壊線と重なった割合が32.1% (1500 μ 膨張時)、44.9% (2000 μ 膨張時)の状態 で健全供試体に対する圧縮強度比はそれぞれ0.83, 0.78となった。以上より、破壊線と重なった割合M (%)が増加するとともに圧縮強度が低下していくことがわかる。

(4) 健全供試体の繰返し圧縮試験

ASR 構造物より採取したコアの中で特に劣化が大きいものは、圧縮試験前の段階で破壊線となるようなひび割れがすでに発生している場合が想定される。そこで、破壊線に重なる割合M (%)が100%となるような損傷が著しい状態を模擬し、その時の圧縮強度低下率を把握する目的で、健全供試体の繰返し圧縮試験を実施した。図-17に破壊線と重なった割合M (%)と圧縮強度比を示す。図より、繰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おり、せん断型の破壊線が繋がった4回目の繰返し圧縮試験では標準養生後の圧縮強度に対して4割程度の低下率となった。すなわち、設計基準強度に対する低下率に換算すると2割程度である。この要因としては、破壊線に面する骨材の噛み合いや摩擦によってせん断伝達されるためであり、その影響から低下率が2割程度にとどまったと考えられる (図-18 参照)。

4. まとめ

- (1) 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 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、圧縮試験後の破壊線に重なるASRひび割れの割合が32.1, 44.9%の状態 で、圧縮強度の低下率は健全供試体に対して2割程度となった。また、破壊線に重なる割合が100%入っている状態では、圧縮強度の低下率は設計基準強度に対して2割程度となったことから、ASRひび割れが多数生じたとしても、低下率は設計基準強度に対して2~4割低下で収束すると考えられる。

参考文献

- 1) 川島恭志ほか: 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
- 2) 村上雅英ほか: 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

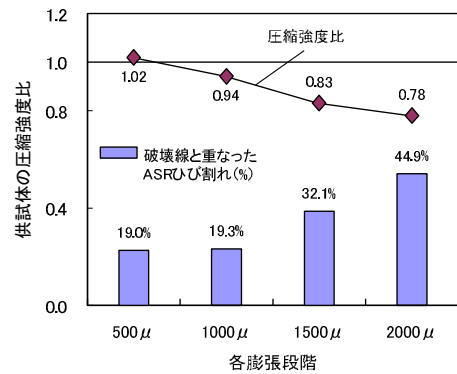


図-16 破壊線に重なる割合と物性低下率

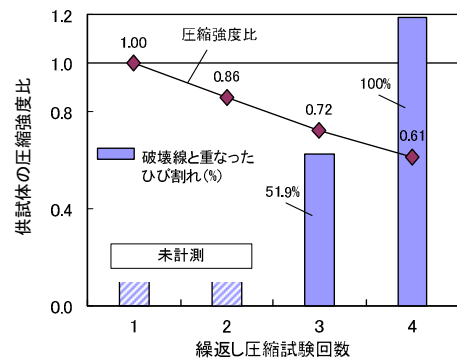


図-17 繰返し圧縮試験の結果

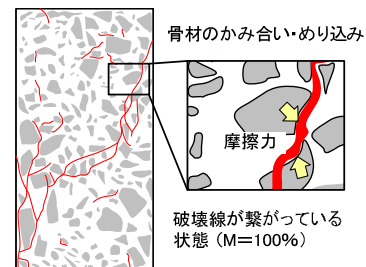


図-18 骨材のかみ合わせの影響