

# ASR劣化したプレテンションPC桁の岩石学的検討に基づくASR診断および耐荷性能の評価

富山 潤<sup>1</sup>・山田 一夫<sup>2</sup>・金田 一男<sup>3</sup>・伊良波 繁雄<sup>4</sup>・大城 武<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 琉球大学准教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)  
E-mail: jun-t@tec.u-ryukyu.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 (株)太平洋コンサルタント 営業推進部 (〒103-0004 東京都中央区東日本橋2-27-8)  
E-mail: Kazuo\_Yamada@grp.taiheiyo-cement.co.jp

<sup>3</sup>正会員 (株)ホープ設計 技術管理部 (〒902-0064 沖縄県那覇市寄宮3丁目3-5)  
E-mail: kaneda-k@hopedesign.co.jp

<sup>4</sup>正会員 琉球大学教授 工学部環境建設工学科 (〒903-0213 沖縄県西原町字千原1番地)  
E-mail: iraha@tec.u-ryukyu.ac.jp

<sup>5</sup>正会員 琉球大学名誉教授 (〒902-0064 沖縄県那覇市国場1170-18)  
E-mail: ka42758@gc4.so-net.ne.jp

本研究では、アルカリ骨材反応 (ASR) により劣化が生じ、供用から約25年経過したプレテンションPC桁に対し、外観調査、コンクリートコアを用いた岩石学的検討、促進膨張試験および圧縮強度試験等によりASR診断を行い、さらに実橋から切り出したPC桁の静的曲げ試験により耐荷性能を評価した。ASRの主原因は、細骨材に含まれる安山岩であるが、一部の隠微晶質石英を含む片岩も関与していた。また、コンクリートの圧縮強度、静弾性係数ともに低下していた。静的曲げ試験の結果、耐荷力の低下は、外観の劣化状況や材料強度の低下が想起させるほどには設計値を下回っていなかった。しかし、初期性能からは低下していた。曲げ剛性に関しては、ひび割れ後のたわみ増加が大きく、剛性低下は顕著に表れた。

**Key Words :** *alkali silica reaction, pretensioned prestressed concrete beam, load-carrying capacity, petrographic investigation, diagnosis, appraisal*

## 1. はじめに

アルカリ骨材反応 (ASR) により劣化した構造物は、明確に認識されていないものも含めると日本全国に広く存在するものと考えられる<sup>1)</sup>。しかし、ASR劣化した構造物の維持管理、補修・補強および架替えなどの対処方法の判断には基準が示されていない。このため、管理者は対応に苦慮しながら、学識経験者の意見を参考に構造物の劣化度を評価し、最も妥当と推定される対処方法をとっているのが現状である。

ASR劣化した構造物への対処方法を基準化するのが難しい理由のひとつとして、実際に劣化した構造物について、ASRの原因が根本的に追究される場合が少なく、さらに劣化構造物の力学的性能評価がされることはほとんどないことを挙げることができる。また、劣化構造物がASRであるか否かの判断は、費用の問題もありASRゲルの存在を確認することのみで行われることが多く、ASR

が生じた理由は解明されない場合が多い。現行のASR抑制対策によれば、アルカリ総量を $3.0\text{kg/m}^3$ 以下、抑制効果のある混合セメントの利用、化学法とモルタルバー法で無害と判断される骨材を用いるとしている。しかし、近年の研究では無害と判定された骨材であり、かつアルカリ総量が $3.0\text{kg/m}^3$ 以下であってもASRの生じる可能性が指摘されている<sup>1)</sup>。今後も多くのコンクリート構造物が建設されていくが、より有効にASRを抑制するには、劣化した構造物の劣化原因の究明を欠くことはできない。

また、ASR劣化したコンクリート構造物の構造性能を評価するのはさらに困難であるが、外観上、多くのひび割れが認められたとしても力学的性能の低下は限定的であるとえられる場合も多い<sup>2)</sup>。

一方、ASR損傷を受けた橋梁の調査研究や、実橋の静的載荷試験および促進養生したASR試験体の耐荷力試験などの事例は既に報告<sup>3)4)5)</sup>されているが、実橋のPC桁の耐荷性能に関する調査研究は、国内において事例がなく、

ASRの進展と耐荷性能の関係については未解明な点も多い。特に、ASRにより発生したひび割れに起因するプレテンションPC桁中でのコンクリートとPC鋼材の付着力低下、およびコンクリートの圧縮強度低下に伴うプレテンションPC桁の耐荷力と変形性能に関する研究は、構造物の安全性確保に関わる重要な課題である。

このような現状を考えると、ASR劣化したコンクリート構造物に関して、ASRの発生原因を的確に調査し、耐荷性能を明らかにする検討をひとつひとつ積み重ねていくことが新しいASR抑制対策を構築する上で重要であることがわかる。

このような事例として、本研究では貴重な実構造物を入手することができた。沖縄県浦添市古島に位置している国道330号線上の古島橋のプレテンションPC桁にはASR劣化が生じ、橋軸方向に沿ったひび割れが桁全面に多数確認された。コンクリート内部のひび割れによりコンクリートとPC鋼より線との付着力および桁の耐荷力低下が懸念された。また、橋の美観を損なうだけではなく、遊離石灰のつららが形成されており、それらの落下による第三者被害も生じ、緊急な対策が要求された。しかし、主桁が密に配置されていることから古島橋の補修・補強が困難であると判断され、鋼材腐食は現時点で見られないが下部工の耐震補強を機に供用から約25年経過後の平成19年に架替えが行われた。

本調査研究では、古島橋のPC桁架替え工事の際に、ASRにより劣化したPC桁（以下、劣化試験桁と称す）および施工工期が異なり劣化の生じていないPC桁（以下、健全試験桁と称す）を各々1本切出して試験桁とし、これらのASR劣化診断および耐荷性能に関する調査研究を行った。なお、試験桁は、PCホロー桁（図-11参照）であり、ホロー部は発泡スチロールで充填されていた。

本研究では、耐荷性能評価に加え、劣化試験桁の耐荷力と材料劣化の程度との関係を把握するため、コンクリートコアの圧縮強度と静弾性係数の測定を実施した。同時に、劣化原因の調査のためASR診断を行った。ASR診断は、施工情報（配合、含有アルカリ総量）、周辺地質情報、岩石学的検討、促進膨張試験などで総合的に行われるが、ここでは、劣化試験桁のひび割れに関する詳細調査、劣化試験桁から採取したコンクリート試料の岩石学的検討、劣化の進展予測のための促進膨張試験を行い、劣化原因の特定と今後の膨張挙動を推定した。さらに、材料劣化および耐荷性能を評価した上で、架替えとなったプレテンションPC橋の桁の残存耐荷力を検証した。

## 2. 診断と評価

RILEMのASRに関する委員会TC-ARPIは、AAR6としてコンクリート構造物中のASR損傷の診断と評価の指針

(Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage in Concrete Structures)<sup>9)</sup>を提案している。

一般的に、診断、評価などの用語は、区別無く混乱して使用される傾向が見受けられる。また、土木学会コンクリート標準示方書[維持管理編]においても明確な用語の定義がないことから、本研究においては、以下のように意識して使い分けた。

ASR診断 (Diagnosis) には、問題となるコンクリート構造物に用いられた材料に関する知識が必要である。建設時期、配合、製造方法、使用材料、特に使用された骨材の供給源とその地質学的特徴、それらの骨材が使用されたコンクリートが引き起こした被害状況の知識などが求められる。その上で、ひび割れ観察などの劣化構造物の検査 (Inspection)、実験室における各種観察や分析 (Analysis) による詳細な検討 (Investigation) を行う。以上のように、本研究ではASR診断を、「変状がASRによるものかの判断、ASR発生の原因特定、膨張の継続の可能性推定」の範囲とした。構造物としての力学的性能の把握には、コアによる強度や静弾性係数の測定、促進膨張特性の試験等を行っている。また、耐荷力評価のため実橋梁から切出したPC桁の静的曲げ試験を行っている。これらの結果を総合して構造物としての現在と将来の健全性を評価 (Appraisal) する。

## 3. 構造物の概要とその劣化状況

古島橋は、図-1に示すように、門型ラーメン構造の橋台(A1, A2)、張り出し式橋脚(P1)および単純支持された2径間連結PC桁から構成されている。本橋梁は、昭和55~57年に1~3期工事に分けて建設されたが、その当時沖縄県内にはPC工場がなく、熊本県のPC工場で作られたPC桁を用いている。PC桁の製造番号より、そのコンクリートの配合および設計基準強度を断定できた。また、PC桁に使用された骨材は、熊本県周辺のものであったことも聞き取り調査で明らかとなっているが、骨材の詳細な産地までは特定できていない。

本橋梁の供用開始から数年後、2, 3期工事で施工されたPC桁下面に主桁軸方向のひび割れが確認され、その進展状況が継続的に観察された。平成15年度、著者の一人が本橋の詳細調査<sup>7)</sup>に従事し、PC桁下面に生じたひび割れ状況を図-2のように詳細に記録した。

図-2から以下のことが判断できる。(1)昭和55年に製作された1期工事の全てのPC桁にはひび割れ等の劣化が全く確認できない。(2)2, 3期工事のPC桁には耳桁を除きほぼ全てのPC桁下面にひび割れが確認される。(3)ひび割れ発生位置は、端部および中間横桁部においても連続的に生じている。

通常、耳桁は雨水に濡れやすいためASR劣化が生じ

やすいと考えられるが、**図-2** に示す事実と合致しない。また、供用環境は内陸部に位置し、外来のアルカリ供給量が厳しい環境ではないため、構造物の部位ごとに極端な環境の相違は考えられない。このことから、部位ごとに劣化状態が異なる原因として架設位置での環境に起因したものではなく、1期工事と2,3期工事の使用材料に起因したものであると考えられる。

沖縄県で実施した調査<sup>8)</sup>では、1期工事に使用された粗骨材はほぼ100%が非反応性と考えられる変斑レイ岩であり、細骨材は同種の変斑レイ岩と非反応性と考えられる斜長石などの鉱物粒子からなっていた。2および3

期工事に使用された骨材はほぼ同種であり、粗骨材は主に反応性と考えられない緑色片岩と花崗岩から構成されていた。しかし、細骨材は反応性が疑われる安山岩が約半分を占め、残りを緑色岩、花崗岩、片岩および斜長石や石英などの鉱物粒子で構成されていた。このことから、2,3期工事のPC桁のASR劣化の主原因は、細骨材の可能性が高いと考えられる。

ここでは、劣化した2,3期工事のPC桁下面のひび割れ発生状況を**写真-1(a)**、ひび割れ部の拡大状況を**写真-1(b)**に示す。これらのひび割れ幅は、0.2~1.5mm程度に分布しており、ひび割れ中には遊離石灰が充満され、局

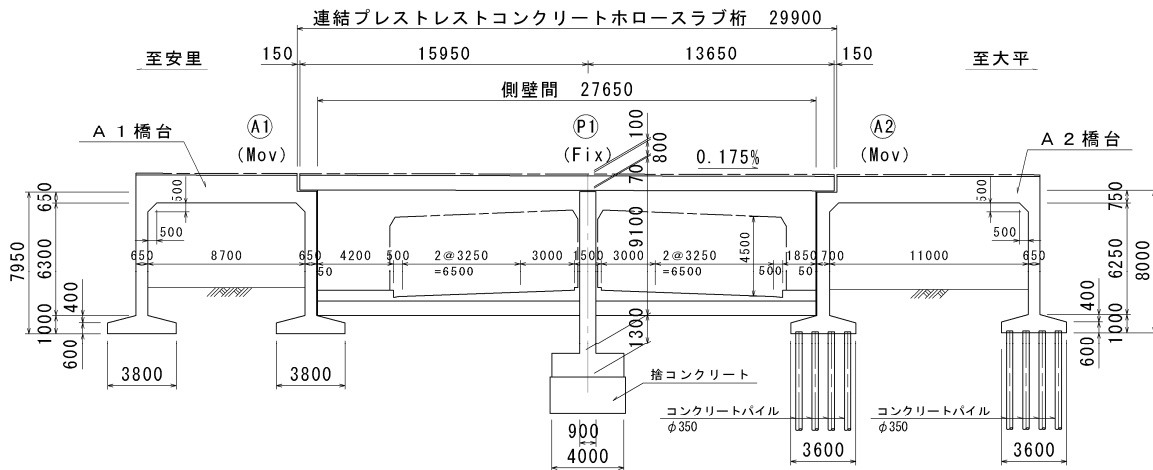


図-1 古島橋側面図 (単位: mm)

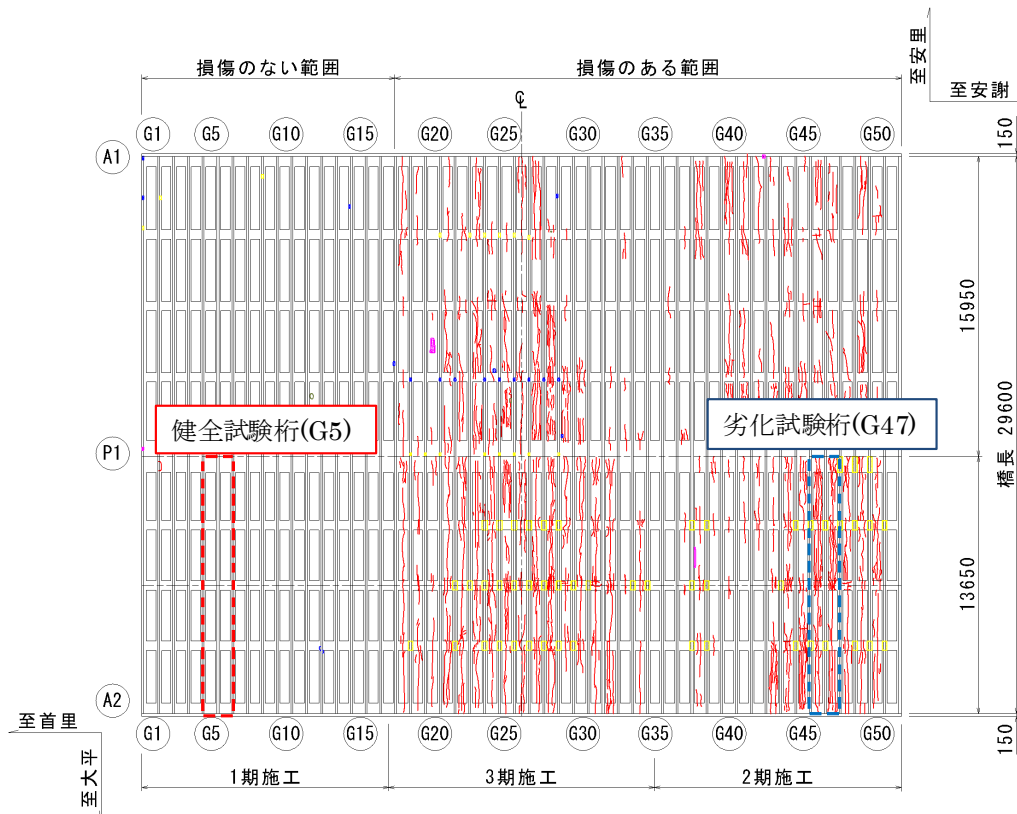


図-2 古島橋PC桁下面のひび割れ発生状況 (単位: mm)

所において遊離石灰のつららを形成している。また、本橋の調査時に主桁よりコアを採取した際、コア孔から排水があり、桁内部の滞留が確認されている。これらは橋の美観を損なうだけではなく、遊離石灰のつららの落下による第3者被害も発生していた。更に、本橋梁は交通量の極めて多い県道 82 号線を跨いでおり、ひび割れ部のコンクリート片の剥離・剥落も懸念事項であった。

このような背景から、本試験研究では図-2 に示す P1 ~A2 間の G46 と G47 の ASR 劣化した PC 桁を一体として切出し、さらに、両桁間の横桁部を切断し試験対象とした。また、比較のため G5 の健全な PC 桁も切り出した。写真-2 は切出した ASR 劣化した PC 桁の外観およびひび割れ発生状況を示し、図-3 は劣化試験 PC 桁の幅 0.2mm 以上のひび割れ展開図を示す。これらの写真および展開図から分かるように、ひび割れはほぼ全表面にわたって発生しており、本試験桁の最大ひび割れ幅は 0.8mm に達していた。

既往の研究<sup>23)</sup>では、ASR により劣化した PC 桁下面のひび割れ発生状況が報告されている。しかし、本試験桁の詳細観察によると、下面のみではなく、側面において

も 0.2~0.8mm 程度のひび割れが多数確認された。また、上面においても幅 0.2mm 以下のひび割れが局部的に確認された。

劣化試験桁の側面に生じているひび割れの詳細を調べるため、図-3 に示す最大ひび割れ幅(0.8mm)を含む PC 桁側面の切り下げ部(150mm)を除く高さ 650mm、長さ 1000mm の範囲のひび割れ数を計測し、その密度を求めた(写真-3 参照)。その結果、ひび割れ密度は 9.93m/m<sup>2</sup> に達していた。このような劣化状況から判断すると、ASR 反応がかなり進行していたと考えられる。また、曲げ載荷試験後に、写真-3 に示す最大ひび割れ発生位置付近でコアを採取し、ひび割れ深さを測定した。その結果、写真-4 に示すように、ひび割れ深さは 30~40mm 程度で分布しており、PC 桁のウェブ(100mm)を貫通していないことが分かった。コア採取位置は中立軸に近いため、そのひび割れ深さは載荷試験の影響を殆ど受けず、載荷前に進行したものと考えられる。また、著者らは本橋梁から撤去された他の劣化 PC 桁の切断面を観察し、側面にウェブを貫通したひび割れを確認している。さらに、過去の調査<sup>7)</sup>において、PC 桁下面のひび割れが局

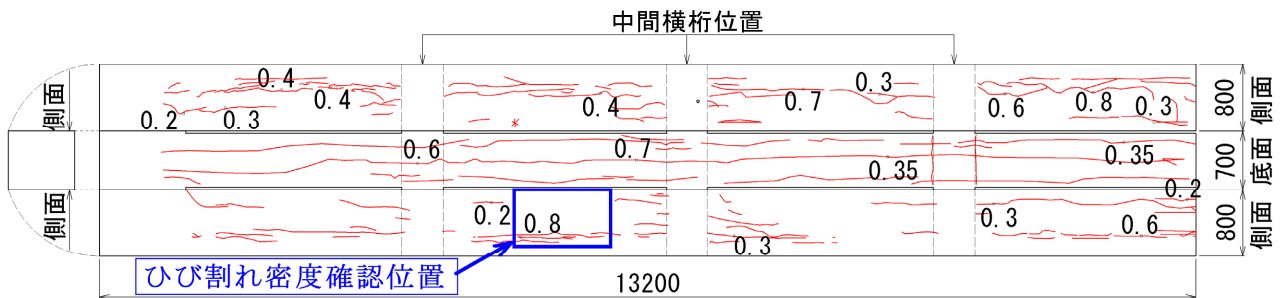


図-3 劣化試験桁 G47 のひび割れ状況展開図 (単位 : mm)



(a) ひび割れ発生状況 (b) ひび割れ部の拡大

写真-1 実橋 PC 桁のひび割れ状況



写真-2 劣化試験PC桁の状況写真

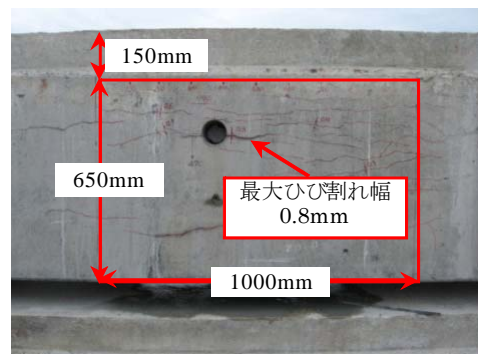


写真-3 代表箇所ひび割れ密度

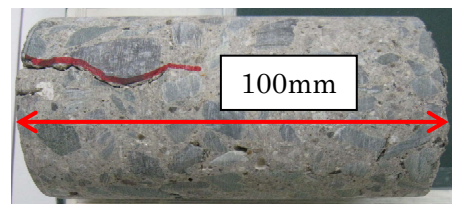


写真-4 コアおよびひび割れ深さ

表-1 ASRによる影響を受けた構造物のグレーディング<sup>9)</sup>

グレード	劣化の状態
状態1 (潜伏期)	ASRは発生しているが、外観上の変化が見られない。
状態2 (進展期)	ASRによる膨張によってひび割れが発生し、変色ゲルの滲出が見られる。
状態3 (加速期)	ASRによる膨張によるひび割れが進展し、ひび割れの本数、幅および密度が増大する。
状態4 (劣化期)	ASRによるひび割れが多数発生し構造物の変位・変形が大きくなる。段差およびずれが見られる場合がある。かぶりの部分的な剥離・剥落が発生する。鋼材腐食が進行し、錆汁が見られる。状況によっては鋼材の降伏および破断が発生する。

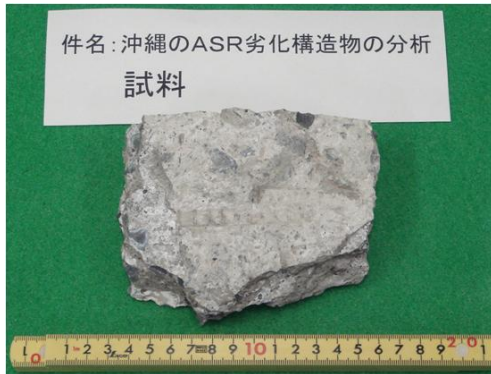


写真-5 分析したコンクリート試料

所的に PC 鋼より線まで到達していることが確認されている。これらの調査観察より、ひび割れが深くまで進展している可能性があると考えられる。

一方、桁全体的に分布したひび割れ状況からコンクリート中の鋼材腐食が懸念されたが、静的曲げ試験後の劣化試験桁の側面および下面のはつり調査の結果、鋼材の腐食は確認できなかった。したがって、表-1<sup>9)</sup>に示す劣化グレードの判定基準により、本橋の2および3期工事のPC桁は状態3の加速期であると判断できる。

#### 4. 岩石学的検討および促進膨張試験

分析試料は、劣化試験桁の上端部でひび割れの発生した箇所より複数個を採取した。いずれも外観上は同様と考えられ、写真-5に示す1個のコンクリート試料を用いて、岩石学的検討も含めたASR診断を行った。また、今後の劣化予測として、同劣化試験桁よりコンクリートコアを採取し、促進膨張試験を行った。ここでは、診断の概要とその結果を記述する。

##### (1) 検討概要

###### a) 肉眼および実体顕微鏡による観察

写真-5に示すコンクリート試料の破壊断面や、その切断面において、骨材の種類や形状、岩石種、コンクリート中に分布するASRによる変状等を観察した。粗骨材を

構成する各岩石種の構成割合は、コンクリートの切断面に10mm間隔の直線を引き、岩石種ごとにこの線と交わる長さを積算し、積算長さを積算総延長で除して求めた(線積分法)。ここでは、短径5mm以上の骨材を粗骨材として扱った。これらの観察は、主に実体顕微鏡下で行った。

###### b) 偏光顕微鏡による観察

コンクリート試料より厚さ20 $\mu$ m程度の研磨薄片試料10枚を製作した。これらについて偏光顕微鏡下で観察を行うことにより、対象とするコンクリートに使用された粗骨材および細骨材の岩石種や構成鉱物について記載し、ならびに細骨材を構成する粒子の割合をポイントカウンティングにより求めた。その際、短径5mm以下の骨材を細骨材として扱い、ポイントインターバルは0.5mm、測定点数は300点とした。また、ASRの発生状況の観察や反応性骨材の特定を行った。

###### c) EPMAによる観察

偏光顕微鏡観察に供した研磨薄片に炭素蒸着を行い、EPMAを用い面分析を行った。分析条件は以下の通りである。また、分析は構成骨材の反応性の違いに着目し、A:安山岩(細骨材)、B:苦鉄質片岩(粗骨材)、C:泥質片岩(粗骨材)の3箇所について行った。

加速電圧 : 15kV, 試料電流 : 5.0 $\times 10^{-8}$ A,

測定時間 : 30msec/ピクセル,

分析箇所A : ピクセルサイズ : 3 $\mu$ m,

ピクセル数 : 縦900 $\times$ 横400(2.7 $\times$ 1.2mm)

測定元素 : Si, Ca, Na, K, AlおよびS

分析箇所B : ピクセルサイズ : 2 $\mu$ m,

ピクセル数 : 縦600 $\times$ 横600(1.2 $\times$ 1.2mm)

測定元素 : Si, Ca, NaおよびK

分析箇所C : ピクセルサイズ : 0.5 $\mu$ m,

ピクセル数 : 縦600 $\times$ 横600(0.3 $\times$ 0.3mm)

測定元素 : Si, Ca, NaおよびK

###### d) 促進膨張試験

今後の劣化予測を行うために、促進膨張試験により残存膨張を評価した。評価は、劣化試験桁の主桁端部から採取したコア試験体( $\phi$ 10 $\times$ 15cm)1本を対象にJCI-DD2

表-2 促進膨張試験概要

試験項目	試験方法	判定基準
JCI-DD2	コンクリートコアを温度 40±2℃, 相対湿度 95%以上の湿気槽に保存し, 膨張率の経時変化を測定する.	試験開始後 91 日の膨張率で, 0.05%以上: 「有害」
デンマーク法	コンクリートコアを温度 50℃の飽和 NaCl 溶液に浸漬し, 膨張率の経時変化を測定する.	試験開始後 91 日の膨張で 0.4%以上: 「膨張性あり」 0.1~0.4%: 「不明確」 0.1%未満: 「膨張性なし」
カナダ法	コンクリートコアを温度 80±2℃, 1N の NaOH 溶液に浸漬し, 膨張率の経時変化を測定する (ASTM C 1260 と同様の条件) .	試験開始後 14 日の膨張率で 0.1%以下: 「無害」 0.10%~0.20%: 「有害と無害な骨材」 ※この場合, 試験を継続 0.2%以上: 「潜在的に有害」

表-3 粗骨材岩石種の構成割合

岩石名	構成割合 (%)	備考
苦鉄質片岩	39	苦鉄質な岩石 (玄武岩など) を原岩とする変成岩. 片状組織を呈する. 色調は濃緑色ないし, 緑色. ASR の発生は認められない.
泥質片岩	32	泥質岩を原岩とする変成岩. 片状組織を呈する. 色調は灰色, 灰緑色. ASR ゲルが充填したひび割れがある.
砂質片岩	22	砂質岩を原岩とする変成岩. 片状組織を呈する. 色調は紫灰色. ASR ゲルが充填したひび割れがある.
珪質片岩	7	珪質な岩石を原岩とする変成岩. 色調は白色. ASR ゲルが充填したひび割れがある.

による促進膨張試験を実施した. さらに中間横桁部から採取した3本のコア試験体 (φ5.5×15cm) を用いて飽和 NaCl溶液浸漬法 (飽和, 50℃, 以下, デンマーク法と称す) および NaOH溶液浸漬法 (1N, 80℃, 以下, カナダ法と称す) の2種類の促進膨張試験をそれぞれ2本, 1本ずつ行った. 表-2に各種方法の概要を示す.

(2) 岩石学的検討結果およびその考察

a) 肉眼および実体顕微鏡による観察

粗骨材は最大寸法25mm程度の碎石からなり, その岩石種構成を表-3に示す. 細骨材は火山岩片 (後述の偏光顕微鏡観察により, 火山岩片は主に安山岩からなる) を多く含む砂を主とするものであった. 写真-6~10は横方向が橋軸方向となっているが, これらの写真に示すように, コンクリートには, 橋軸方向と平行に卓越し, ASRゲルで充填された骨材粒子を貫通する微細なひび割れ (ASRゲル脈) が高密度に発達し, 顕著なASRを生じていることが確認できた.

写真-7に示すように, ASRゲル脈近傍の気泡は, ASRゲルに侵入あるいは充填されるほか, 気泡中の多くにはエトリンガイトの生成も認められた. ASRゲル脈に貫かれている骨材粒子は, 細骨材中の安山岩および安山岩質溶結凝灰岩の多くと, 粗骨材を構成する苦鉄質片岩・泥質片岩・珪質片岩・砂質片岩の一部であった (写真-8, 9, 10参照). なお本観察だけからでは, ひび割れが貫通した粗骨材がASRの原因となったかどうかは判別できない.

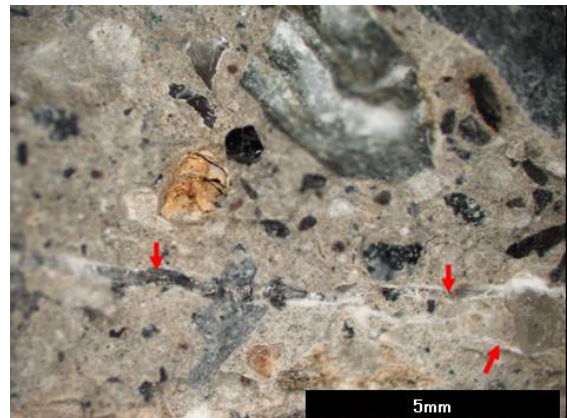


写真-6 ASRゲルが充填した微細ひび割れ (矢印)

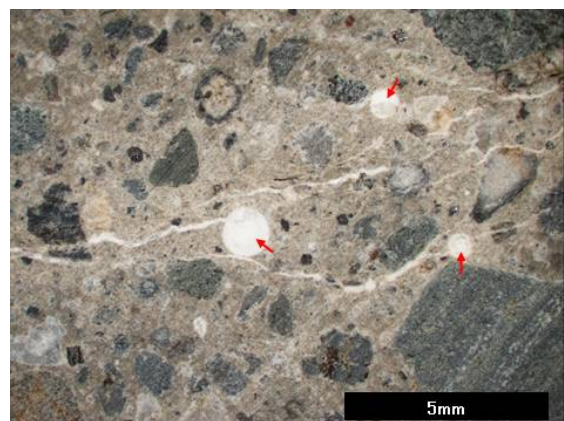


写真-7 気泡中のASRゲル (矢印)

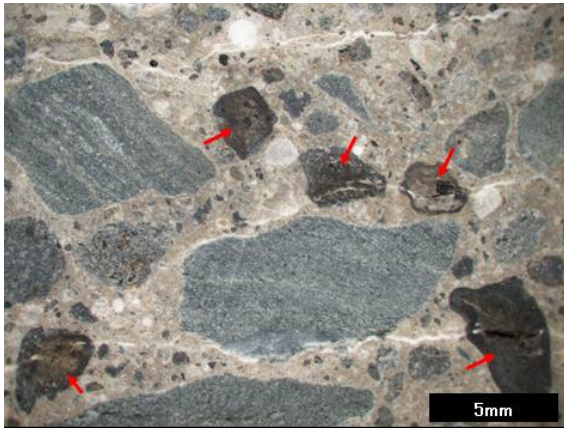


写真-8 安山岩片を貫いた構造物表面に平行なひび割れ(矢印)



写真-9 泥質片岩(粗骨材)に生じたASRゲル(矢印)



写真-10 珪質片岩(粗骨材)に生じたASRゲル(矢印)

b) 偏光顕微鏡による観察  
細骨材について

作製した薄片試料を偏光顕微鏡で観察し、細骨材の形態や岩石種・鉱物種を記載した。また、細骨材の構成を表-4に示す。細骨材はやや円磨された粒子からなる砂と、粗骨材同質の砕砂あるいは粗骨材の細粒分からなるものであった。岩片には後者を除いて、安山岩と安山岩質溶結凝灰岩、花崗岩以外はほとんど認められなかった。以下に細骨材の大部分を占める安山岩の観察結果を記載する。

表-4 細骨材の構成

種別	岩石名/鉱物名	構成割合 (%)	主要な構成鉱物 <sup>※1</sup>
岩片	安山岩	33	斜長石, 単斜輝石, 斜方輝石, 火山ガラス <sup>※2</sup> , クリソトバライト <sup>※2</sup> , 不透明鉱物, ホルンブレンド, 粘土鉱物, 石英, 黒雲母
	苦鉄質片岩	24	ホルンブレンド, 斜長石, 緑れん石, 石英, 黒雲母, 不透明鉱物, アクチノ閃石, 白雲母, アミングトン閃石, 隠微晶質石英 <sup>※2</sup>
	泥質片岩, 砂質片岩	23	石英, 斜長石, 白雲母, 黒雲母, 隠微晶質石英 <sup>※2</sup> , 不透明鉱物
	花崗岩	4	石英, 斜長石, カリ長石, 黒雲母
	安山岩質溶結凝灰岩	2	火山ガラス <sup>※2</sup> , クリソトバライト <sup>※2</sup> , 斜長石, 単斜輝石, 斜方輝石, 不透明鉱物, ホルンブレンド
	軽石, スコリア, 火山ガラス片	1	火山ガラス <sup>※2</sup>
	珪質片岩	1	石英, 緑泥石, 白雲母
結晶片	その他(閃緑岩, 緑色岩, デイサイト)	tr(微量)	斜長石, 単斜輝石, 緑れん石, 石英, 緑泥石, 不透明鉱物
	斜長石	5	斜長石
	石英	4	石英
	輝石	2	単斜輝石, 斜方輝石
	ホルンブレンド	1	ホルンブレンド
その他	tr(微量)	黒雲母, 不透明鉱物, カリ長石	

※1: 各々の岩石種の主要な構成鉱物は、概ね構成量比の多いものから順に記述してある。

※2: ASR反応性鉱物

安山岩

斑状組織を呈する。斑晶の容量比は 20%程度であり、斑晶鉱物としては、斜長石(長径 0.2~2mm 程度)、単斜輝石(長径 0.1~1mm 程度)、斜方輝石(長径 0.1~3mm 程度)、鉄チタン鉱物(粒径 0.05~0.3mm 程度)が普遍的に含まれ、粒子によってはホルンブレンド斑晶(長径 0.1~2mm 程度)あるいは黒雲母(長径 0.2~2mm 程度)が認められる。まれにかんらん石(長径 0.05~0.3mm 程度)を含む粒子も認められる。

ホルンブレンド斑晶と黒雲母斑晶は周縁から微細な鉄鉱や輝石などの不透明な集合体に変化するオパサイト化を受け、完全に分解した元の結晶の外形のみを残す仮像も多い。単斜輝石斑晶と斜方輝石斑晶が、一

部あるいは完全に粘土鉱物化している粒子も認められる。

石基の結晶度は細骨材粒子により様々であり、針状長石や細粒クリストバライトなどの放射状集合体からなるスフェルライトを多数含む組織であるスフェルリティックなガラスからほとんど構成される細骨材粒子もまれにあるが、概ね長径 0.05mm 程度以下の斜長石、ガラス、クリストバライト、鉄チタン鉱物のほか、単斜輝石、斜方輝石、パッチ状の石英が認められる。組織は細粒斜長石などの粒間をガラスなどが充填した組織であるハイアロピリティックないしインターサータルである。全般に岩石に見られる変質の程度は小さい。写真-11に示すように、コンクリートには、セメントペーストを切り、安山岩および安山岩質溶結凝灰岩を連結する、橋軸方向に卓越した最大幅0.2mm程度に達する顕著なASRゲル脈が高密度に発達していた。また、ASRゲルを生じている安山岩や安山岩質凝結凝灰岩には、高反応性のクリストバライトや火山ガラスを多量に含有している。このことから評価対象のコンクリートは、細骨材中の安山岩および安山岩質溶結凝灰岩の反応によりASR劣化したものと考えられる。

ASRゲルは、反応性骨材粒子（安山岩、安山岩質溶結凝灰岩）内部では単純なひび割れを伴う塊状に近い状態、あるいは二次生成した微細な板状結晶が花卉のように集合したロゼット状組織を示す。また、セメントペーストへ流出すると皺状になり、さらに、セメントペースト中を反応性骨材粒子から離れるとエトリングイトへと置き換えられている場合も認められた（写真-12参照）。また、皺状からオパール様の形態を経て、エトリングイトに置き換えられる場合もあり、気泡中には両者の共存も認められた（写真-13参照）。エトリングイトの分布は、ASRゲル脈の一部を置き換えたものであるか、気泡中に生成したものであった。このように分布したエトリングイトは、ASRにより生じたひび割れを充填したものであり、膨張破壊に寄与するものではないと考えられる<sup>10)</sup>。以上のことから、エトリングイトの生成による複合劣化などを考える必要はないと推測される。

ASRゲルの形態と吸水膨張性に関して、反応性骨材粒子からセメントペーストへ流出した付近の縮緬皺状の形態は、光学顕微鏡下では識別しづらいが、極めて微細な収縮ひび割れを多量に伴うものとするれば、含水量の変化に伴う体積変化の極めて大きなものである可能性がある。また、ASRゲルの化学的な進展も生じていると考えられる<sup>11)</sup>。なお、セメントペーストには高炉スラグやフライアッシュは認められず、またAE剤などにより導入されたエントレインドエアは見られなかった。

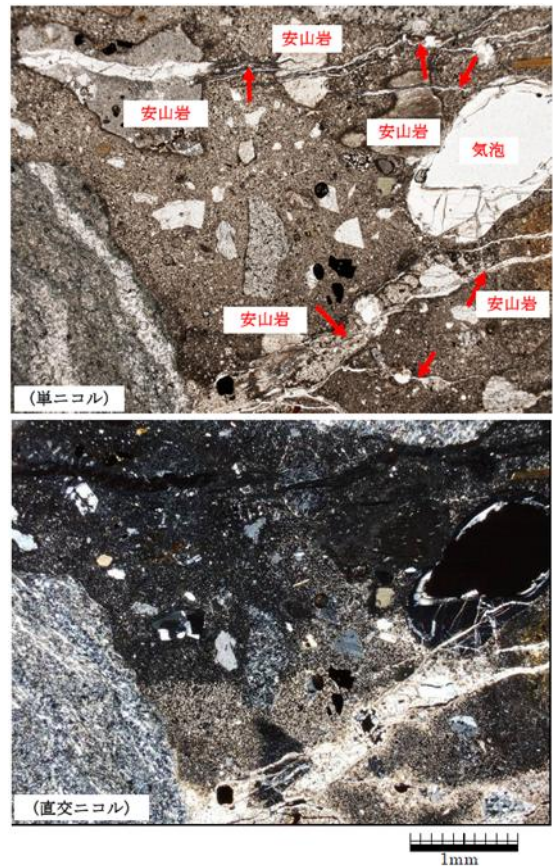


写真-11 ASR発生状況 (矢印はASRゲル)

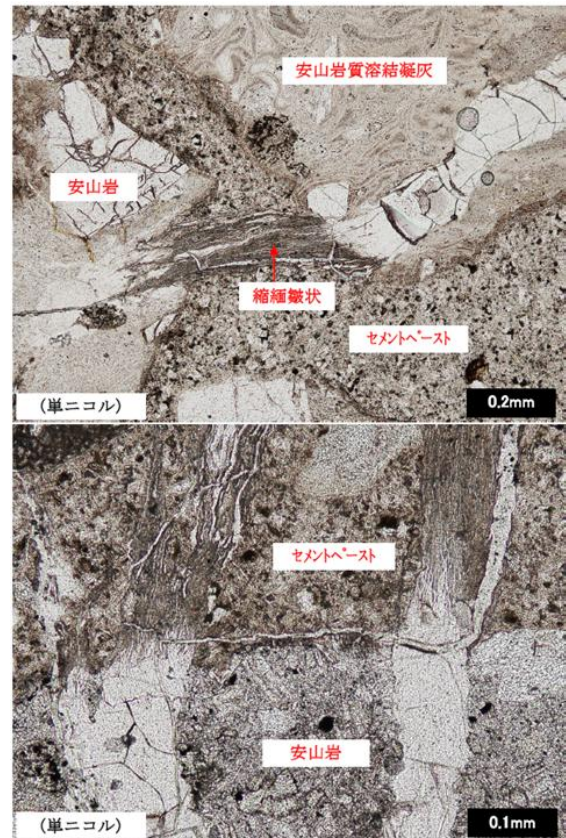


写真-12 ASRゲルの形態変化



**粗骨材について**

作製した薄片試料を偏光顕微鏡下で観察し、粗骨材を構成する主な岩石について記載した。また、各々に認められた鉱物を表-5に整理した。

**苦鉄質片岩**

主要構成鉱物はホルンブレンド(長径0.3mm程度以下)、緑れん石(長径0.05mm程度以下)、斜長石(粒径0.1mm程度以下)、石英(粒径0.1mm程度以下)、アクチノ閃石(長径0.1mm程度以下)、カミングトン閃石(無色；長径0.3mm程度以下)、黒雲母(長径0.05mm程度以下)で、白雲母、緑泥石、不透明鉱物、スフェーンの微粒および方解石を伴う。

柱状ないし針状を呈する角閃石類や板状の雲母や緑泥石の結晶が特定の方向に並ぶ定向配列により片理が形成されている。縞状構造は発達しないが、鉱物粒は斜長石・石英に富む部分では粗大化し、角閃石類・緑れん石・黒雲母などに富む部分では細粒であり、後者部分には隠微晶質石英がやや多い。斜長石にはアルバイト式双晶またはカールスバド式双晶と呼ばれる特徴的組織を示すものがある。ASRに関するカタクレーサイト化はほとんど認められない。

**泥質片岩ならびに砂質片岩**

泥質片岩の主要構成鉱物は石英(粒径 0.05~0.2mm 程度)、斜長石(粒径 0.05~0.2mm 程度)、白雲母(長径 0.02~0.2mm 程度)および黒雲母(長径 0.01~0.1mm 程度)で、少量の不透明鉱物、緑泥石、燐灰石、スフェーン、ホルンブレンド、方解石を伴う。斜長石にはアルバイト式双晶やカールスバド式双晶を示すものがある。白雲母および黒雲母の定向配列により片理が形成されるとともに、縞状構造を呈し石英・斜長石に富む薄層と白雲母・黒雲母に富む薄層が 1.0mm 程度の間隔で互層する。後者の薄層は石英の量比は少ないが、雲母鉱物粒間の石英の成長は不十分で隠微晶質石英を多く含む。

常に軽微ではあるが、部分的に脆性的な破碎により微細結晶化するカタクラスティックな変形が認められ、片理を切って微小断面が分布する場合がある。砂質片岩は砂質岩あるいは珩長質な火山岩起源の変成岩と考えられるもので、上述の泥質片岩とほぼ同様な鉱物から構成されるが、片理が不明瞭で原岩の碎屑粒子あるいは斑晶鉱物に由来すると考えられる石英あるいは黒雲母などの集合体が分布する。

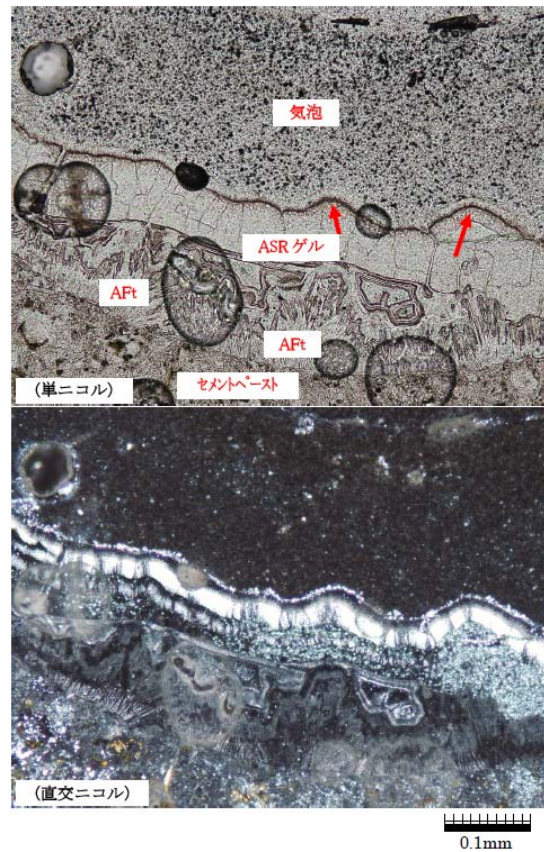


写真-13 気泡中のASRゲル (Aft: エトリンサイト)

表-5 粗骨材の構成鉱物

項目 岩石名	鉱物名														
	※ 隠微晶質 石英	石英 (粗粒・ 細粒)	斜長石	ホルン ブレンド	緑れん石	アクチノ 閃石	カミング トン閃石	黒雲母	白雲母	緑泥石	スフェ ーン	隣灰石	ステイル ブノメ レン	方解石	不透明 鉱物
苦鉄質片岩	△~tr	○	○	◎	○	△	△	△	△	tr	tr	—	—	tr	△
泥質片岩	△	◎	◎	tr	—	—	—	○	○	tr	tr	tr	—	tr	△
砂質片岩	△	◎	◎	tr	—	—	—	○	○	tr	tr	tr	—	tr	△
珩質片岩	—	◎	—	tr	—	—	—	—	tr	tr	—	tr	tr	tr	tr

注) 鉱物の概測量比 ◎多量 ○中量, △少量 tr微量 —含まれない (認められない)

※ASR 反応性鉱物

珪質片岩

特定の方向性を示さず、粗粒で変形するのではなく等粒状の組織であるグラノブラスティックな石英(粒径 0.1~0.5mm, 最大 1.5mm 程度)からなり、ごく少量の緑泥石、白雲母、燐灰石、スティルプノメレン、方解石、ホルンブレンド、不透明鉱物を伴う。カタクラスティックな変形組織はほとんど認められない。

ASR 反応性鉱物はほとんど含まない。

泥質片岩および砂質片岩からなる粗骨材粒子には、ASRゲル脈を伴うものが認められ、その多くはセメントペーストへ連続していた。ASRゲルの形態変化は、前述の細骨材中の安山岩に見られるのと同様に塊状ならびにロゼット状で、ASRゲルは泥質片岩および砂質片岩の粒子内でも生成した可能性が考えられる。ASRゲル脈は、岩石中で白雲母と黒雲母に富み隠微晶質石英を多く含む薄層内に片理と平行な方向に生じている場合(写真-14)、およびこれらの薄層や片理を高角度で切っている場合(写真-15)とが認められた。後者の場合は、周囲にASRゲル脈と平行な微小剪断面が分布する場合がある。これに伴いASRが発生したか、主に前者の薄層内で発生したASRゲルが微小せん断面を割って移動した可能性がある(写真-16)。

一方、珪質片岩に生じたひび割れ中にもゲルが充填している様子が認められた。しかし、この珪質片岩には隠微晶質石英のようなASR反応性鉱物が認められない。また、ここでは上記の泥質片岩、砂質片岩および細骨材の安山岩などに認められた塊状やASRゲルがその場で生成した場合にしばしば生成することが多いと考えられるロゼット状のゲルは認められず、コンクリートの気泡に認められたオパール様のゲルのみが認められた(写真-17)。このことから、珪質片岩がASRを起こしたのではなく、他の岩種で生じたASRに起因する膨張変形により、この粒子も割れたものと考えられる。ただし、上記の粗骨材に含まれる隠微晶質石英は、細骨材に認められた安山岩と安山岩質凝結凝灰岩に含まれる石英に比べ、反応性は相当に低いと考えることができる。多くのひび割れを引き起こしたASR膨張の本質的原因は細骨材と考えられ、粗骨材が比較的反応性が低いものであったため、コンクリート中のアルカリが集中的に細骨材中の安山岩粒子などに作用するペシマム現象が生じ、劣化を大きくした可能性も十分に考えられる。

細骨材や粗骨材に分布するASRゲル脈を考えると、コンクリートに生じたASR劣化の主原因は細骨材に含まれる安山岩および安山岩質凝結凝灰岩によるものであるが、粗骨材中に含まれる泥質片岩および砂質片岩においてもASRゲルを生じており、ASR劣化に若干は関与している。また、今後、粗骨材中の隠微晶質石英による遅延膨張の可能性はあるものの、その影響度については確実なこと

を述べるのは難しい。

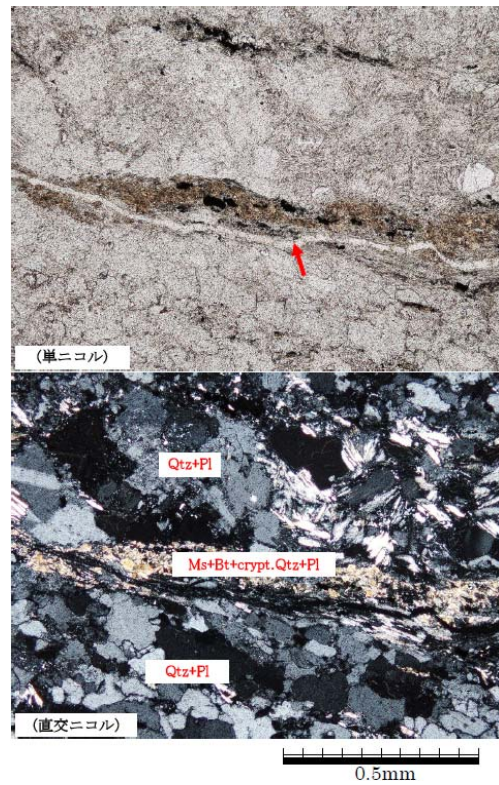


写真-14 泥質片岩に生じたASRゲル脈(矢印, Qtz: 石英, Pl: 斜長石, Ms: 白雲母, Bt: 黒雲母, crypt.Qtz: 隠微晶質石英)

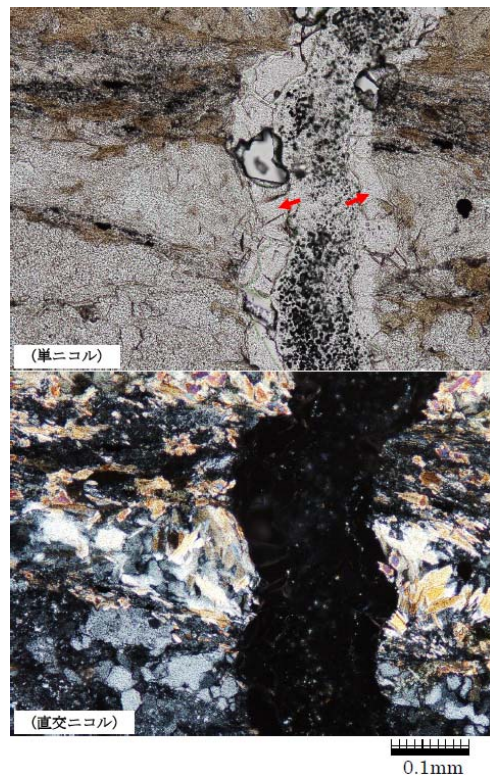


写真-15 泥質片岩に発生したASRゲル脈(矢印)

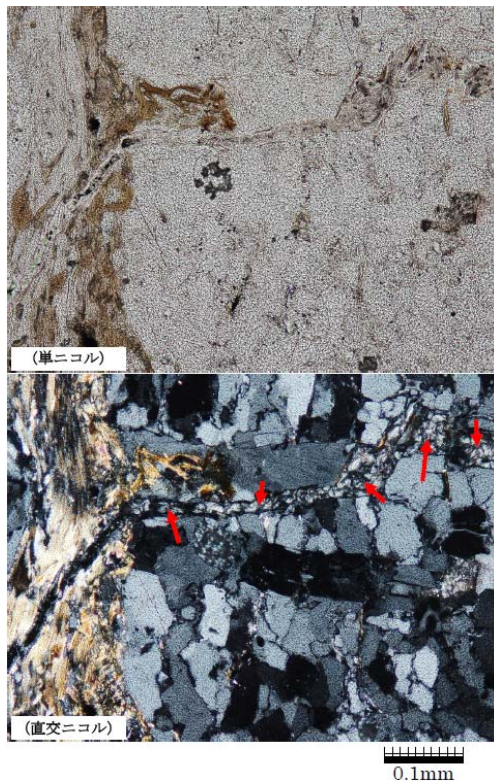


写真-16 泥質片岩の微小せん断面 (矢印)

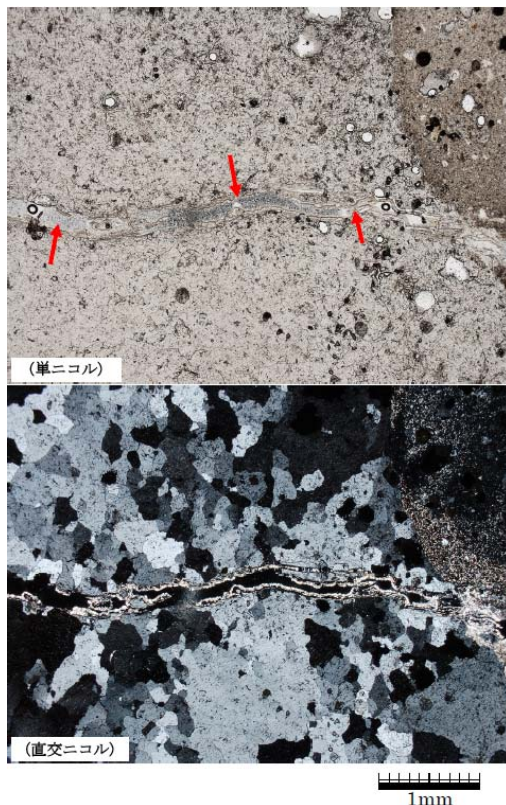


写真-17 珪質片岩のASRゲル (矢印)

### c) EPMAによる観察

偏光顕微鏡観察にてASR生成物(主にASRゲル)の認められた部分についてEPMA面分析を実施し、その組成

を求めた。その結果を以下に示す。

**分析箇所A:** 細骨材の安山岩が反応したと考えられるゲルで、写真-11~13に示す様なモルタルマトリクス中と同様の形態が認められる。分析対象は、安山岩内部に生じた幅120 $\mu\text{m}$ 程度の比較的大きめのゲルおよびマトリクス中でのエトリングaitに置換している部分である。

**写真-18**は、面分析の結果であるが、安山岩内部のゲルは、NaやKをほとんど含有しておらず、ほぼCaへの置換が済んでいることが分かる。文献12)では、このよう低アルカリ濃度かつ高Ca濃度のASRゲルは、ASRメカニズムを考えた上で、無害なゲルであるとしている。また、マトリクス部分の生成物もアルカリを含まないエトリングaitへの置換が進んでいることから、モルタルマトリクス部分でのASRは外来アルカリが無いとすれば、ほぼ完了していると考えられる(写真-18)。

**分析箇所B:** 分析対象は反応性鉱物を含まない苦鉄質片岩の斜長石・石英の薄層およびモルタルマトリクス中のひび割れを充填するASRゲルである。骨材内部においても、アルカリ濃度は非常に低かったことより、分析対象箇所のひび割れを充填しているASRゲルは、珪質片岩中に認められたASRゲルと同様に、他の岩石で生じたASRに起因するひび割れを充填したものであると考えられる(写真-19)。

**分析箇所C:** 分析対象としたのは、泥質片岩中の白雲母、黒雲母に富む薄層に生成した幅10 $\mu\text{m}$ 程度のゲルである。この黒雲母、白雲母の層では隠微晶質石英が認められており、これが反応性鉱物として作用したものと考えられる。このような変成岩および堆積岩に含有される隠微晶質石英は、遅延膨張性のASRを生成させる可能性はあると考えられる。アルカリ濃度は分析箇所A、Bと比較すると非常に高く、現在もASRは継続中であると考えられる(写真-20)。

### (3) 配合とアルカリ量推定

本研究では劣化試験桁からコアを採取し、「建設省総合技術開発プロジェクト(以下、総プロと称す)「付属資料3.3 コンクリート中の水溶性アルカリ金属元素の分析法(案)」」によりコンクリート中のアルカリ総量を分析した。分析値である水溶性アルカリ量から総プロ換算式に基づき算出されたコンクリート中のアルカリ総量は、等価 $\text{Na}_2\text{O}$ 量で $3.0\text{kg/m}^3$ となった。この値から判断すると、本橋が外来アルカリ環境でないことから、コンクリート中のアルカリは建設当初に高濃度であったと推測される。次に劣化試験桁の配合から建設時のコンクリート中のアルカリ総量を推定する。配合より単位セメント量は $450\text{kg/m}^3$ である。1980年代のセメントのアルカリ量は、現在のものよりも高く、0.9~1.0%を超えるものもある。ここで、0.8%を仮定すると、セメント量から算

出されるアルカリ量は $3.6\text{kg/m}^3$ となる。これらのことから劣化試験桁は、建設当初から $3.0\text{kg/m}^3$ を超えるアルカリ総量を含有していた可能性が考えられる。したがって、ASR劣化したPC桁は、現行のASRの抑制対策で規定され

ている「アルカリ総量 $3.0\text{kg/m}^3$ 以下」を大きく上回り、さらに使用骨材（細骨材）に安山岩が含まれていることを考えると、建設当初から安山岩が反応してもおかしくない環境であったと考えられる。

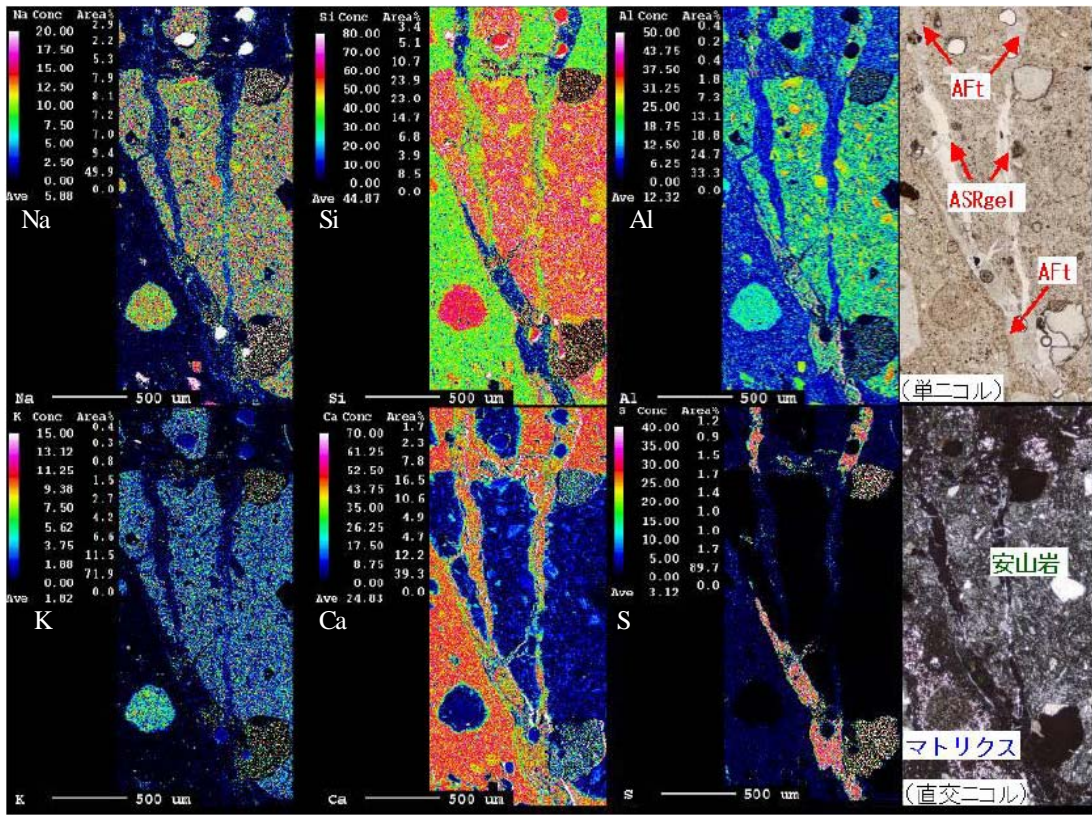


写真-18 分析箇所AのEPMA面分析結果 (Aft : エトリンガイト)

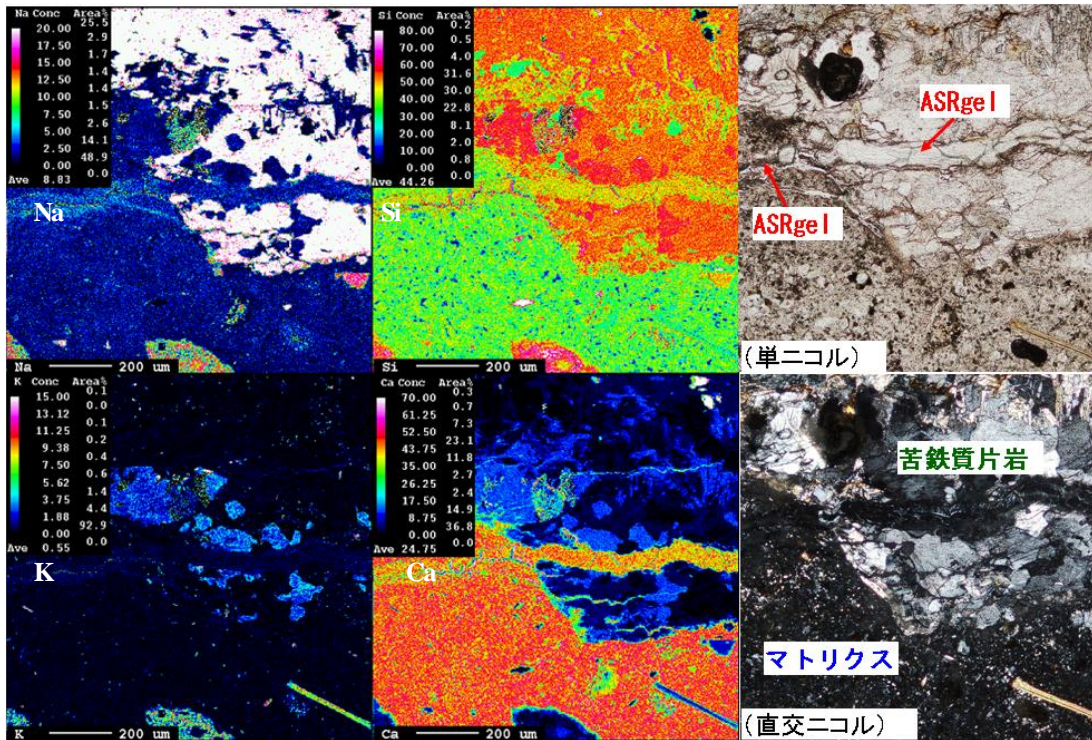


写真-19 分析箇所BのEPMA面分析結果

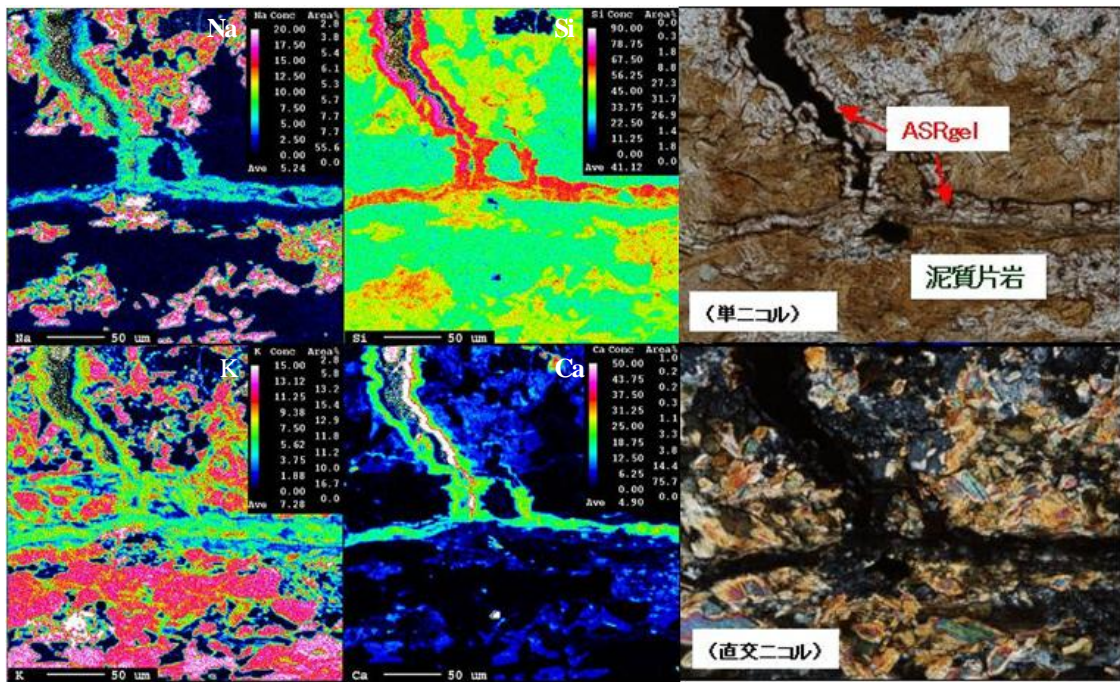


写真-20 分析箇所CのEPMA面分析結果

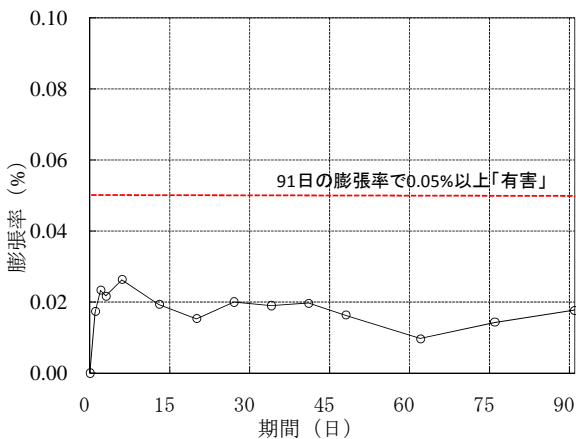


図-4 JCI-DD2による膨張率

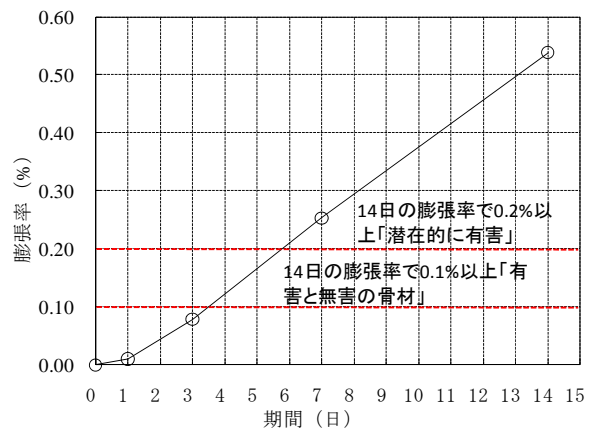


図-6 カナダ法による膨張率

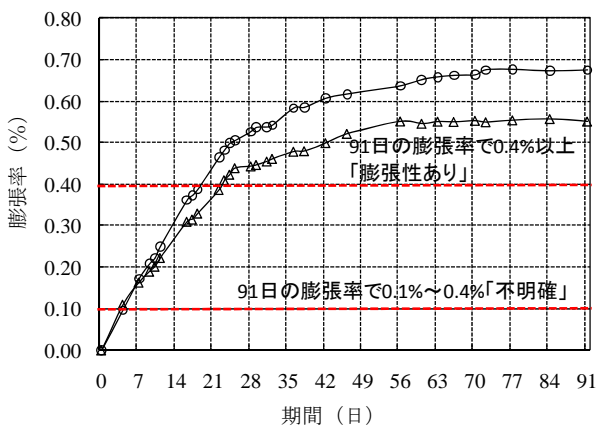


図-5 デンマーク法による膨張率

(4) 促進膨張試験による残存膨張評価

JCI-DD2, デンマーク法, カナダ法による促進膨張試験

験の結果を、各々図-4, 5, 6に示す。図-4に示したJCI-DD2の結果では、有害な膨張は認められない。したがって、内在アルカリだけでは今後の膨張性はないと判断できる。しかし、図-5に示したデンマーク法の結果から、二つのコアとも91日において、0.4%以上の膨張を示していることが分かる。また、図-6に示したカナダ法の結果は、14日目に0.5%以上の膨張を示している。このため、外来アルカリの環境下においては、今後も「膨張性あり」と判断できる。

以上の結果より、外来アルカリ供給が厳しくない古島橋においては、今後大きな膨張はないと判断できる。しかし、遅延膨張性のASRはJCI-DD2では検出できないことが報告されており<sup>1)</sup>、また、前述した岩石鉱物学的評価に基づくASR診断等を総合的に考えると、粗骨材に含有する隠微晶質石英に起因した遅延膨張性のASRの危険性を完全に否定できない。

5. コアの圧縮強度および静弾性係数

(1) 試験概要

劣化したコンクリートの材料特性を確認する目的で、設計基準強度が同じである劣化試験桁と健全試験桁から圧縮強度試験用コアを採取した。試験桁の鉄筋および鋼より線の配置を考慮した上で、桁側面において外観で観察される表面ひび割れを避けて直径φ68mmのコンクリートコアを採取した。また、静的曲げ試験の影響を極力避けるために、コアの採取位置をできる限り中立軸付近とした。劣化試験桁のコンクリート強度のばらつきが健全試験桁より大きいことを想定し、その中間横桁部から3本(No.1~No.3, L=170~200mm)とウェブから3本(No.4~No.6, L=90~100mm)の計6本を採取した。一方、健全試験桁はウェブのみから3本(No.7~No.9, L=90~100mm)を採取した。

これらのコンクリートコアを用いて圧縮強度試験(JIS A 1108)、静弾性係数試験(JIS A 1149)を行った。なお、コアの直径と高さの比が1:2を満足していない場合は、長さに対する補正(JIS A 1107)を行った。

(2) 結果およびその考察

健全試験桁と劣化試験桁のウェブから採取したコンクリートコアの圧縮強度の比較結果を図-7に示す。なお、No.6コアの試験結果に異常値が現れたため、同図にはNo.6の結果は削除している。図示のように、ASRにより劣化を受けたPC桁から採取したコンクリートコアの圧縮強度は、健全なPC桁のコンクリートコアの約7割程度しかなく、設計基準強度が同じであることを考えると圧縮強度の低下が顕著に表れている。なお、健全部のコアの圧縮強度の平均値は60.9MPaであり、設計基準強度49.3MPa(500kgf/cm<sup>2</sup>)を大きく超えている。

劣化試験桁から採取したコンクリートコアの圧縮強度の試験結果を図-8に示す。なお、No.6コアの試験結果に異常値が現れたため、同図にはNo.1~No.5までの試験結果を示している。試験結果の平均値44.3MPaは、設計基準強度49.3MPaの約9割程度である。

図示したように、各試験体の試験結果には大きなばらつきが表れていない。これは外観上劣化の少ない箇所から採取しているため、コア採取位置と関係なく、ほぼ同様の劣化状態であったと考えられる。

静弾性係数の試験結果を表-6に示す。劣化試験桁より採取したコア試験体の静弾性係数は、ASR劣化の影響で、8.3~21.5GPaと大きくばらついた結果を示している。その値は、健全試験桁より採取したコア試験体の平均値と比較して22~57%程度であり、低下が顕著である。

図-9に静弾性係数と圧縮強度の関係を示す。図中の実線で示されている曲線は普通ポルトランドセメントを使

用し健全な骨材を用いた場合の静弾性係数と圧縮強度の関係<sup>13)</sup>を示している。この図から、健全部分のコンクリートは通常の静弾性係数と圧縮強度の関係を示しているが、劣化試験桁から採取したコンクリートの静弾性係数と圧縮強度の関係は、ASR劣化した構造物の特徴として広く観察されるように圧縮強度に比べて静弾性係数が著しく低下している。しかし、ASRにより劣化したコンクリートの圧縮強度および静弾性係数の低下の割合は、コアを採取する方向に依存する<sup>14)</sup>ため、構造物全体の劣化程度を表す指標とは成り得ないと考えられるが、本橋の劣化試験桁において、圧縮強度に比べ静弾性係数の大幅な低下は構造物の性能低下を表していると考えられる。

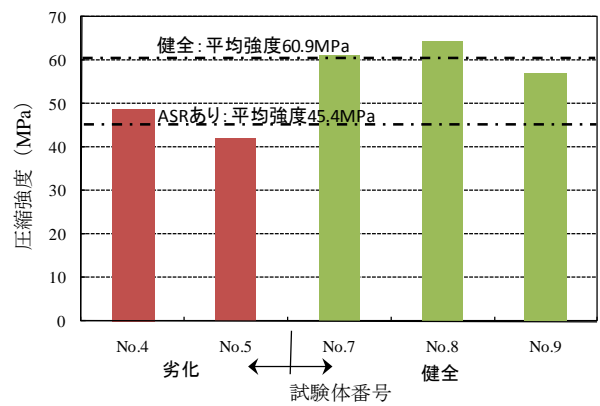


図-7 健全部と劣化部の圧縮強度の比較 (ウェブから採取)

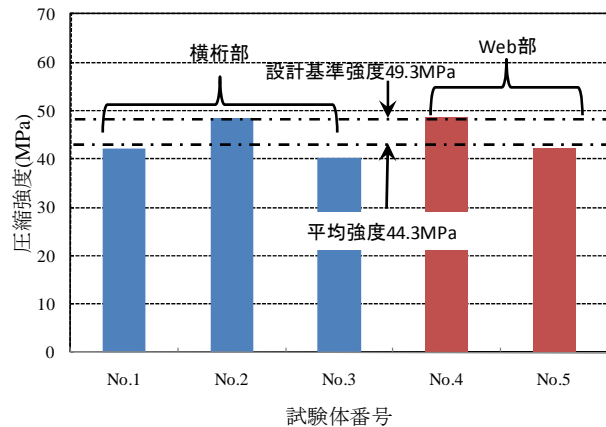


図-8 コアのコンクリートの圧縮強度 (劣化試験桁から採取)

表-6 静弾性係数

試験桁	静弾性係数(GPa)	備考
劣化試験桁	8.3~21.5 (平均値: 15.2)	ばらつきがあるため試験結果の最小と最大の範囲を示した。
健全試験桁	37.7	平均値を示した。

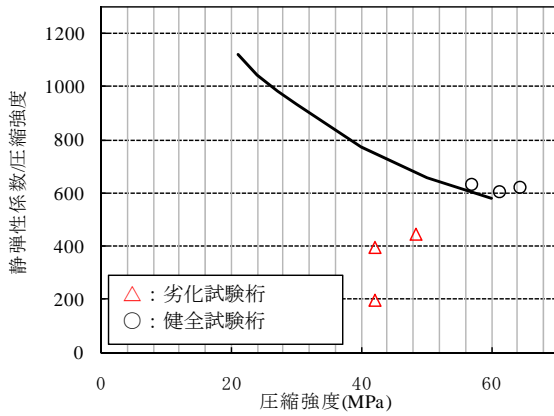


図-9 静弾性係数と圧縮強度の関係

## 6. 耐荷性能

ここでは両試験桁の耐荷性能の確認を行った。以下に試験概要とその結果を記述する。

### (1) 試験概要

静的曲げ試験は、島津万能試験機 UH-FC シリーズ (2000kN 型) を用い、JIS A 5363 に準拠して行った。その荷重状況を図-10 に示す。実橋から切出した両試験桁の桁長が  $L=13.2\text{m}$  であることから、スパン長  $l=12.4\text{m}$  の試験桁として端部処理し、対称 2 点集中荷重方式で静的曲げ試験を行った。荷重点距離は  $2a=1.5\text{m}$  とし、支点から荷重点までの距離は  $b=5.45\text{m}$  とした。試験桁のスパンの中央部と 1/4 位置でのたわみを変位計 (高感度変位計容量 100mm) を用いて測定した。また、試験桁の上下面および側面にはコンクリート用ひずみゲージ (ポリエステルベース、標点距離 60mm) を貼付し、荷重荷重に対応するひずみ量を測定した。

試験桁のひび割れ荷重と破壊荷重は、既存資料および試験桁の形状寸法、配筋、鋼より線配置、コンクリート強度等を用いて、「道路橋示方書 III コンクリート橋編」(以下:「道示 III」と称す)<sup>19)</sup>に準拠して計算した。

図-11 に試験桁のスパン中央の断面形状および鋼より線配置を示す。また、既存の設計報告書および設計図より、試験桁のコンクリートの設計基準強度は、 $\sigma_{ck} = 49.3 \text{ MPa}(500\text{kgf/cm}^2)$  であり、PC 鋼材として鋼より線(SWPR7AN12.4mm)が用いられている。PC 鋼より線は、PC 桁の上側に 4 本、下側に 15 本が配置されている。また、スターラップとして、D10 の鉄筋が 300mm の間隔で配置されている。

「道示 III」に準拠してひび割れ時の曲げモーメント  $M=752 \text{ kN}\cdot\text{m}$  を算出し、また、試験桁自重による死荷重曲げモーメント  $M_{d0}=156 \text{ kN}\cdot\text{m}$  を算出した。これらの値およびスパン長  $l=12.4\text{m}$ 、荷重点位置  $a=0.75\text{m}$  を式(1)に

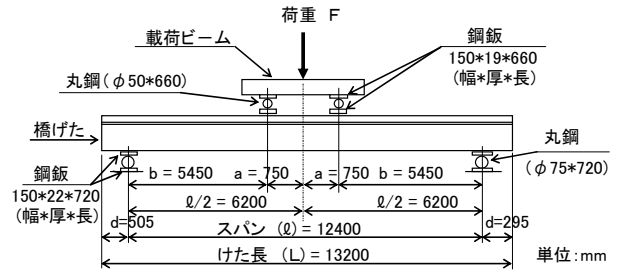


図-10 荷重位置概念図

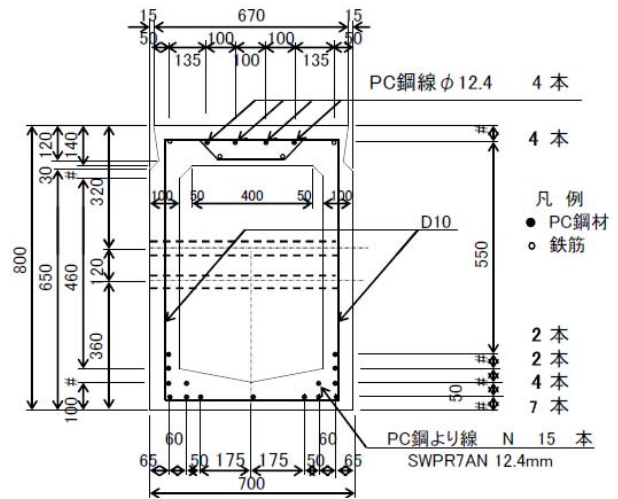


図-11 試験桁の断面詳細 (単位: mm)

代入し、ひび割れ荷重  $F=219\text{kN}$  を算出した。なお、本計算値は、長期供用のプレストレスのロスを考慮するため、クリープ係数および乾燥収縮度は終局値を用いている。こららの結果を劣化試験桁の耐荷力評価に用いた。

$$F = (M - M_{d0}) \times \frac{4}{(l - 2a)} \quad (1)$$

また、ひび割れ発生時におけるスパン中央のたわみ量は、上記のひび割れ荷重  $F$  を用いて式(2)より計算し、その値として  $\delta_0=10.9\text{mm}$  を算出した。

$$\delta_0 = \frac{F/2 \times b}{24EI} (3l^2 - 4b^2) \quad (2)$$

上記の計算において、支点から荷重点までの距離  $b$ 、コンクリートの静弾性係数  $E$ 、断面二次モーメント  $I$  の値には、各々  $5.45\text{m}$ 、 $33.0\text{GPa}$ 、 $236 \times 10^4 \text{ m}^4$  を用いた。

さらに、試験 PC 桁の破壊抵抗曲げモーメントは、「道示 III」に準拠して計算され、その値として  $M_R=1455.4 \text{ kN}\cdot\text{m}$  を算出した。上記の自重による死荷重曲げモーメント  $M_{d0}$ 、スパン長  $l$ 、荷重点位置  $a$  を用いて、式(3)で破壊荷重  $P=482\text{kN}(49.1\text{tf})$  を算出した。

$$P = (M_R - M_{d0}) \times \frac{4}{(l - 2a)} \quad (3)$$

上記計算は PC 桁が健全である場合の標準値として用いるものとする。

(2) 結果およびその考察

静的曲げ試験の試験結果は、劣化試験桁のひび割れ発生荷重が 240kN であるのに対し、健全試験桁は 250kN であった。また、破壊荷重は、劣化試験桁が 520kN、健全試験桁は 550kN であった。

静的曲げ試験で得られた荷重-たわみ曲線を図-12 に示す。図示のように、両桁ともひび割れ発生荷重までは、中央部および 1/4 位置において、たわみがほぼ直線的に増加している。ひび割れ荷重時におけるスパン中央および 1/4 位置のたわみを表-7 に示す。これより、劣化試験桁のたわみは、健全試験桁に比較して僅かに大きい。しかし、ひび割れ荷重を超えると、劣化試験桁のたわみが著しく大きく増加し、剛性の差が顕著に表れている。この理由として、ASR により橋軸方向に生じたひび割れは、耐力には影響しないと考えられるが、曲げ試験により橋軸と直交方向の曲げひび割れが生じると、両ひび割れが連鎖し、コンクリートと PC 鋼より線との付着力の低下をもたらす。健全試験桁との曲げ剛性の差が顕著に表れたものと考えられる。

劣化試験桁は、載荷荷重 400kN 時点で変位計の容量およびその安全性から変位計を取り外した。その後、主桁の圧縮側にコンクリートの局部圧壊現象および曲げひび割れが斜め方向に展開し、曲げせん断ひび割れになったことを確認して試験を終了した。その時点での最大荷重 520kN を破壊荷重とした。

健全試験桁は、載荷荷重 550kN で試験機のスロークが限界となり試験を終了した。なお、その時点において、試験桁の上縁コンクリートには局部的に剥離が生じており、曲げ破壊寸前であったことと判断し、その荷重を破壊荷重とした。

以上の試験結果より、ひび割れ荷重および破壊荷重の実測値と算出値の比は、劣化試験桁で各々 1.10 および 1.08 であり、また、健全試験桁では、各々 1.14 および 1.14 である。このように、劣化の影響が定量的に僅かには表れているにもかかわらず、劣化試験桁の耐荷力は算出値を若干上回っている。また、両試験桁のひび割れ荷重および破壊荷重に関する実測値の比は、0.96 および 0.95 であり、健全試験桁に比較し、劣化試験桁は 5% 程度耐荷力が低下している。

両試験桁の上面および下面に貼り付けたひずみゲージから得られた荷重-ひずみ関係を図-13 に示す。上面のひずみゲージ 4 本、下面のひずみゲージ 3 本の平均値を図示している。上記の荷重-たわみ関係と同様に両試験桁に大きな差は見られない。両試験桁ともひび割れ荷重まで、上面(圧縮側)および下面(引張側)のひずみがほぼ直線的に変化している。しかし、ひび割れ荷重を超えると引張ひずみが測定不可能になるのに対し、圧縮ひずみは急激に増加している。

表-7 ひび割れ荷重時のたわみ

	中央(mm)	1/4(mm)
劣化試験桁	13.26	9.16
健全試験桁	11.26	7.82

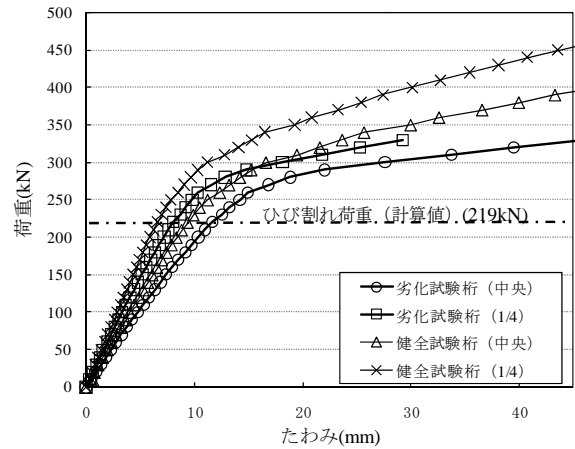


図-12 荷重-たわみ曲線

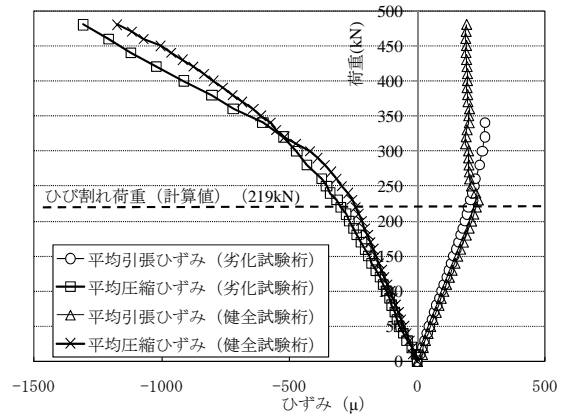


図-13 荷重-ひずみ曲線

劣化試験桁端部の PC 鋼より線の引き込み量も測定しているが、主桁の耐荷力に影響を与える引き込み量は確認できなかった。静的曲げ試験の結果から、ひび割れ発生後における劣化試験桁の曲げ剛性が健全試験桁のそれと比較し、低下しているためコンクリートと PC 鋼より線との付着力は低下していると想定されるが、桁下面に発生しているひび割れは桁端部ではなくプレストレスが有効な領域に生じており、桁端部における PC 鋼より線の引き込み量は確認できなかったと考えられる。

7. 考察

以下に本試験研究により得られた結果について考察する。ASR 劣化した古島橋の PC 桁は、建設当初から  $3.0\text{kg/m}^3$  を超える多いアルカリ量を含み、細骨材に含まれる安山岩が建設初期の段階から ASR を生じていたと推察される。岩石学的検討に記載した通り、EPMA 分析



の結果、局所的には安山岩の膨張は収束しつつあると考えられる。しかし、他の隠微晶質石英を含む片岩部分では膨張の継続が考えられる。また、カナダ法、デンマーク法の結果において大きな膨張を示し、アルカリが十分存在する環境においては、今後も膨張は継続すると考えられる。

劣化試験桁から採取したコンクリートコアの圧縮強度は、健全試験桁から採取したコンクリートコアの圧縮強度の約7割程度しかなく、また、静弾性係数は著しく低下している。これらのことより材料劣化が明らかに表れている。

劣化試験桁の静的曲げ試験による耐荷力性能の評価からは、外観に表れた劣化状況や材料強度の低下などから想起されるほど、設計値を下回るものではなかった。しかし、曲げ剛性に関しては、ひび割れ後のたわみ増加が大きく、剛性低下は顕著に表れた。

以上のことを総合的に評価すると、ASR劣化した古島橋のPC桁は、劣化が今後も進展し、力学的性能も徐々に低下する可能性があると考えられる。

PCホロー桁は、ASRにより桁上面にひび割れが発生後、路面からの雨水の浸透により中空部分に水が滞りやすく、かつその状況が外部からは観察できない。このように、ASRが促進しやすい状況下でASRが継続する状況で放置されている可能性が考えられる。このようなPCホロー桁は沖縄だけの問題ではなく、全国的に存在する問題であると考えられる。

同様な構造物については全国的なASRの再調査が望まれ、少なくとも岩石学的検討を加え、劣化の原因を正確に調査し、適切な維持管理手法の確立が必要であると考えられる。

## 8. まとめ

昭和55~57年間に架設された実橋から、試験桁を切出し、外観調査、岩石学的検討、促進膨張試験等のASR劣化診断および材料強度試験、静的曲げ試験等の耐荷力試験を実施した。これらの総合的な調査研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) ASRの生じたプレテンションPC桁には、その下面だけではなく、側面および上面にもひび割れが発生していた。ひび割れは、PC桁下面において局部的にPC鋼より線までに達していた。したがって、この劣化を考慮した維持・管理の対策が必要である。
- (2) 岩石学的検討の結果、細骨材に含まれる安山岩ならびに安山岩質溶結凝灰岩がASR劣化の主要因であることが判明した。それ以外に粗骨材に含まれる泥質片岩および砂質片岩中の隠微晶質石英も若干関与していた。

- (3) EPMAの分析結果によると、細骨材の安山岩におけるASRは、ほぼ終了していると考えられる。しかし、コンクリート中のアルカリ濃度を考えると、粗骨材の泥質片岩・砂質片岩に含まれる隠微晶質石英の遅延膨張性のASRは、今後も継続するものと考えられる。
- (4) JCI-DD2の促進膨張試験の結果からは有害な膨張は確認できなかった。しかし、デンマーク法、カナダ法の促進膨張試験の結果では、有害な膨張が確認された。遅延膨張性のASRをJCI-DD2で検出できないことと、上記の岩石学的検討の結果を勘案すると、粗骨材に含有する隠微晶質石英に起因した遅延膨張性のASRによる有害な膨張は今後も継続するものと考えられる。
- (5) 劣化試験桁から採取したコアの圧縮試験の結果によると、平均値44.3MPaは健全試験桁から採取したコアの圧縮強度の平均値60.9MPaの約7割程度であり、明らかに低下していた。また、静弾性係数は大きなばらつきを示し、健全試験桁のコア試験体と比較して22~57%程度であり、低下が顕著であった。
- (6) 静的曲げ試験の結果、劣化試験桁のひび割れ荷重および破壊荷重の実測値は、設計値に非常に近い値を示していた。しかし、劣化の進行に伴い、設計値を下回ることが予想される。また、健全試験桁に比較して、ひび割れ荷重および破壊荷重は5%程度の低下であり、現状では耐荷力に大きな差は表れていない。しかし、たわみで表される曲げ剛性に関しては、ひび割れ荷重以降の剛性の差が顕著に表れた。

謝辞：本調査研究の対象橋は、沖縄県土木建築部南部土木事務所の管理であり、協力して頂いた前南部土木事務所長赤嶺正廣氏、同事務所主任技師大湾朝亮氏に深く感謝の意を表す。本研究の一部は、沖縄県技術士会の平成20年度の研究助成金「アルカリ骨材反応により劣化したPC桁の耐荷性能に関する調査研究」(研究リーダー：金田一男)の助成を受けて行われた。また、PC桁の撤去・運搬・試験に関しては、株式会社信吉組・アジア海洋沖縄株式会社・沖縄ピーシー株式会社にも多大な協力を頂いた。岩石学的検討においては、太平洋コンサルタント(株)広野真一氏、太平洋セメント(株)中央研究所の林建佑氏にも多大なご尽力を頂いた。また、当時学部4年次大宜見圭太君、安次富豪君、野原輝君には、実験の協力をして頂いた。ここに併せて深く謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断に関する研究委員会：作用機構を考慮したアルカリ骨材反応の抑制対策と診断に関する研究委員会

- 報告書, 日本コンクリート工学協会, 2008.
- 2) アルカリ骨材反応対策小委員会: アルカリ骨材反応対策小委員会報告書, コンクリートライブラリー, No. 124, 土木学会, 2005.
  - 3) 道路橋補修・補強編集委員会: 道路橋補修・補強事例集, pp.22-25, 2000.
  - 4) 愛敬圭二: ASRを生じたPC橋の健全度評価と考察, コンクリート工学, Vol.45, No.8, p.79-83, 2007.8.
  - 5) 小野里みどり, 小林俊秋, 小川彰一, 松林裕二: アルカリ骨材反応により劣化を生じたプレストレストコンクリート部材の耐荷特性, プレストレストコンクリート技術協会 第15回シンポジウム論文集, pp.97-100, 2006.10.
  - 6) Larbi, J., Modry, S., Katayama, T., Blight, G. and Ballim, Y.: Guide to diagnosis and appraisal of AAR damage in concrete structures: The RILEM TC191-ARP approach, *Proceedings 12<sup>th</sup> Int. Conf. on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, pp. 921-932, 2004.
  - 7) 沖縄県土木建築部南部土木事務維持管理班: 「国道330号構造物調査設計委託業務」設計報告書, 平成15年度.
  - 8) 沖縄県土木建築部南部土木事務維持管理班: 「古島インター橋橋梁補修検討業務」設計報告書, 平成16年度.
  - 9) (社)日本コンクリート工学協会: コンクリート診断技術'07[基礎編], p.198, 2007.1.
  - 10) Katayama, T., Sarai, Y., Higashi, Y. and Honma, A.: Late-expansive alkali-silica reaction in the Ohnyu and Furikusa headwork structures, Central Japan, *Proceedings of the 12<sup>th</sup> Conference Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, pp.1086-1094, 2004.
  - 11) Katayama, T.: Petrographic diagnosis of alkali-aggregate reaction in concrete based on quantitative EPMA analysis, In: Malhotra, V.M., editor, *Proceedings of the 4th CANMET/ACI/JCI International Conference on Recent Advances in Concrete Technology, Tokushima, Japan, June 7-11, Farmington Hills (MI): American Concrete Institute*, pp. 539-60 [SP-179], 1998.
  - 12) Wang, H. and Gillott, J. E.: Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide, *Cement and Concrete Research*, Vol.21, No.4, pp.647-654, 1991.
  - 13) 小林一輔, 森 弥広, 野村謙二: 圧縮載荷試験によるアルカリ骨材反応の診断法, 土木学会論文集, No.460/V-18, pp.151-154, 1993.2.
  - 14) 田附伸一, 津吉 毅, 石橋忠良, 松田芳範, 今井 勉: ASRにより損傷したRC部材の耐荷力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.166-177, 2007.3.
  - 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編, pp.118-170, 2002.

(2010.6.21 受付)

## ASR DIAGNOSIS BY PETROGRAPHIC INVESTIGATION AND EVALUATION OF MECHANICAL PERFORMANCE OF ASR DETERIORATED PRETENSIONED PC BEAM

Jun TOMIYAMA, Kazuo YAMADA, Kazuo KANEDA, Shigeo IRAHA  
and Takeshi OSHIRO

ASR diagnosis and evaluation of load carrying capacity have been performed on the pre-tensioned PC beam which was cut out of a national high way bridge. The bridge was replaced lately after 25years service due to ASR deterioration. Comprehensive investigations such as crack measurement, material strength test, petrographic investigation, beam bending test have been performed on the deteriorated beam.

Cracks have been observed on all sides and the appearance has been classified as severe deterioration grade. Petrographic investigation concluded that the reacted mineral was mainly reactive cristobalite contained in andesite of fine aggregates and EPMA investigation found that the reaction seemed to be the final stage. The late expansive ASR has been superimposed by cryptocrystalline quartz in coarse aggregates and it is still in progress.

Deteriorated concrete cores with no visual crack have reduced only 10% of compressive strength compared with design strength, but significant loss has been observed on the elastic modulus. The static bending load test on the deteriorated test beam showed 95% of design load capacity indicating that the visual deterioration on surfaces has affected slight damages at this moment. But loss of bending rigidity has been appeared on the deteriorated beam .after bending cracks have started.

This comprehensive study including the petrographic diagnosis and the appraisal on mechanical performance of the deteriorated beam conclude that there is a possibility of ASR deterioration in progress and further loss of mechanical performance though the beam had some margin for loading capacity at this moment.