

補強された部材のASR膨張抑制効果の 解析的評価

上田 尚史¹・中村 光²・国枝 稔³

¹正会員 名古屋大学大学院助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail: n.ueda@nagoya-u.jp

²正会員 名古屋大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail: hikaru@nagoya-u.jp

³正会員 名古屋大学大学院准教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail: kunieda@nagoya-u.jp

ASR劣化した構造物における補強後のASR膨張挙動を対象として、補強された部材のASR膨張抑制効果について解析的な評価を行った。ASR膨張モデルを用いた有限要素解析の結果、鋼板巻立てやPC巻立てにより補強されたRC柱の補強後の膨張挙動を概ね評価可能であることを示した。また、並列バネモデルを用いて各種補強方法を対象としたパラメトリック解析を行い、膨張の抑制に及ぼす要因の評価と膨張抑制効果の定量的な評価を試みた。その結果、プレストレスのように力により膨張を拘束する方法は、補強材の拘束鋼材比を大きくする方法よりも、ASR膨張の抑制に対して効果的であることを示した。

Key Words : Alkali Silica Reaction, retrofitting, steel plate bonding method, PC confined method, parallel spring system

1. はじめに

アルカリシリカ反応（以下、ASR）は、コンクリートに多数のひび割れを生じさせることで強度・剛性等の性能を低下させるとともに、過大な膨張による鉄筋破断や、ひび割れからの酸素や水等の侵入により鉄筋腐食を引き起こすなど、構造物中の複合劣化を誘発させる。ASRを生じたコンクリート構造物の安全性は、このような複合劣化した場合において重大な問題となるため、ASRが生じた構造物においては、ASRの進行や膨張を抑制することにより、耐久性・安全性を維持していくことが重要である。

ASRの進行や膨張を抑制する方法としては、化学的作用によりASRを抑制する方法^{1,2)}や、表面保護等の補修材により水分の供給を断つことでASRゲルの吸水・膨張を抑制する方法^{3,4)}が挙げられる。いずれも、対策後の短期間においては膨張の抑制効果が認められているが、長期的な抑制の効果については明らかになっていないのが現状である。とりわけ、表面保護が施された構造物においては、ASRの進行により再劣化する事例^{5,6)}があり、長期にわたり効果的な膨張抑制対策が求められている。

一方、ASR劣化したRC柱に対しては、耐震性能の向上を目的として鋼板巻立て工法を始めとした補強が行われている。補強した構造物においては、補強材の拘束によりASR膨張が抑制されるため、補強により積極的に膨張の抑制を期待するといった試みも行われている^{7,8)}。例えば、石井ら⁸⁾は、実構造物を模擬したRC柱を対象として、各種の補修・補強方法による膨張抑制効果について実験的に検討を行い、その知見を実構造物へ適用している。一方で、現在一般的な補強方法には、鋼板やFRP等の各種補強材を用いた巻立て工法や、PC巻立て工法のようにプレストレスを導入する方法がある⁹⁾。さらに近年では、修景を主目的としたひび割れ追従性の良い高韌性セメント系材料を用いた表面補修も試みられている¹⁰⁾。このように補修・補強工法は数多くあるものの、それら工法のASR膨張の抑制効果に関しては、定量的に評価されておらず、膨張抑制の効果を積極的に利用した合理的な補強は行われていない。これは、実構造物においては補強後のASR膨張挙動について、継続的な調査が行われている事例が少ないとともに、実験的にも検討されていないためである。また、解析的な検討としては、ひび割れ性状の評価¹¹⁾は行われているものの、膨張

挙動の評価はほとんど行われていない。とりわけ、補強量の違いによる ASR 膨張の抑制効果を評価する試みは行われていないのが現状である。しかし、補強された部材において、ASR 膨張がどの程度抑制されるのかを定量的に評価することができれば、ASR 膨張の抑制効果を期待した補強設計が可能となり、維持管理計画の一助となると考えられる。

本研究では、補強された部材における ASR 膨張の抑制効果について、解析的な検討を行うことで膨張抑制に及ぼす各種要因の影響評価と、膨張抑制効果の定量的な評価を試みた。また、ASR 膨張抑制に効果的な補強方法について考察した。

2. 解析概要

(1) ASR 膨張モデル

ASR 膨張を生じたコンクリートは、膨張に伴うひび割れの発生とともに、強度特性や剛性が低下することが確認されている。著者らは、膨張ひずみの増加に伴い損傷が蓄積されると仮定し、式(1)に示す ASR 膨張モデル¹²⁾を提案している。本モデルは、膨張に伴い生じるひび割れ等の損傷劣化をマクロな剛性の低下としてモデル化するものであり、応力は損傷理論に基づいた割線剛性型の構成式により表される。

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t)) \quad (1)$$

ここで、 $\sigma(t)$ 、 $\varepsilon_0(t)$ 、 $\varepsilon_c(t)$ は、それぞれコンクリートに生じる応力、ASR による自由膨張ひずみ、拘束下の膨張ひずみであり、時間 t の関数である。 E_{c0} はコンクリートの初期剛性である。また、 Ω は損傷を表わすパラメータであり、無損傷の状態を 0 とし、損傷が蓄積されるとともに 1 へと漸近する単調増加関数である。損傷パラメータ Ω は膨張ひずみ $\varepsilon_c(t)$ の関数とし、次式のようにモデル化される。

$$\Omega = 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr}}} \right) \quad \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} \quad (2)$$

ここで、 ε_{cr} はひび割れ発生ひずみである。また、式中の α は損傷が蓄積する度合いを決定するパラメータであり、既往の研究に基づいて $\alpha = 1000$ とした¹²⁾。

本モデルの特徴は、力の釣合と変形の適合条件を同時に満足している点であり、既往の研究¹²⁾より拘束下の ASR 膨張挙動を、拘束鋼材が降伏した場合においても妥当に評価できることが分かっている。本モデルを 3 次元有限要素解析に適用する際には、直交異方性材料を仮定するとともに、ASR 膨張が体積膨張であることを考慮して、式(1)、(2)を主軸 3 方向に対して独立に適用する

ことで、多軸拘束下の膨張挙動の評価を可能としている。これまでに、拘束の程度が不均一な多軸拘束を受ける供試体に対して、異方性を持った膨張挙動を妥当に評価できるモデルであることが確認されている¹²⁾。

なお、本モデルは、拘束鋼材等により生じる受動的な応力に対するクリープ等の時間依存性の変形を含んだモデルであり、損傷パラメータは実際の劣化状態を直接表現するものではない。詳細については、参考文献 12) を参照されたい。

(2) クリープ変形を考慮した ASR 膨張モデル

コンクリートに能動的な応力が作用する際には、その作用応力に対するクリープ変形を考慮する必要がある。前述のように、本研究で用いる ASR 膨張モデルは ASR 膨張時の受動的な応力によるクリープ等の時間依存性変形挙動を含んだものである。ASR を生じたコンクリートのクリープ特性については、メカニズムも含めて明確となっていないため、著者らは、能動的な応力に起因するクリープひずみと受動的な応力に起因するクリープひずみは独立に考慮することができ、また、それらのクリープひずみについては、普通コンクリートと同様に重ね合わせの原理が成立すると仮定し、式(1)ならびに式(2)を修正することで、次式に示すクリープ変形を考慮した ASR 膨張モデルを提案している¹³⁾。

$$\sigma(t) = (1 - \Omega) E_{c0} \cdot (\varepsilon_c(t) - \varepsilon_0(t) - \varepsilon_{creep}(t)) \quad (3)$$

$$\Omega = 1 - \left(\frac{1}{1 + \alpha \sqrt{\varepsilon_c(t) - \varepsilon_{cr} - \varepsilon_{creep}(t)}} \right) \quad \varepsilon_c(t) > \varepsilon_{cr} + \varepsilon_{creep}(t) \quad (4)$$

ここで、 $\varepsilon_{creep}(t)$ は能動的に作用した応力により生じるクリープひずみである。

(3) クリープモデル

ASR を生じたコンクリートの能動的な応力に対するクリープ特性については、奥山ら¹⁴⁾において検討されているのみであり、未だ明確な見解は得られていない。そこで本研究では、ASR を生じたコンクリートの能動的な応力に対するクリープひずみ $\varepsilon_{creep}(t)$ は、普通コンクリートと同様に作用する応力により生じた弾性ひずみに比例すると仮定し、次式により算定した。

$$\varepsilon_{creep}(t) = \phi(t) \cdot \varepsilon'_{cp}(t) \quad (5)$$

ここで、 ε'_{cp} は能動的に作用する応力により生じた弾性ひずみである。 $\phi(t)$ は時刻 t におけるクリープ係数であり、土木学会式¹⁵⁾を参考にして、次式を仮定した。

$$\phi(t) = a \cdot \{1 - \exp(-b(t - t_0)^c)\} \quad (6)$$

ここで、 t_0 は能動的なプレストレスが導入された時刻であり、 $t < t_0$ においては $\phi(t) = 0$ である。 a, b, c は定数である。 a は、クリープ係数の最終値であり、本研究では既往の研究¹⁴⁾を参考に2.5とした。また、 b, c はクリープ係数の時間経過に対する曲線形状を表す定数であるが、ASRを生じたコンクリートのクリープ係数の経時変化については不明であるため、それぞれ0.01, 1.0を仮定した。ただし、 b, c の値が膨張挙動に及ぼす影響は、ほとんどないことを確認している。

3. ASR劣化したRC柱の補強後の膨張挙動評価に対するASR膨張モデルの適用性の検討

(1) 解析対象^{7,8)}

解析は、鳥居ら⁷⁾および石井ら⁸⁾により行われた実験を対象とした。鳥居らおよび石井らは、ASRを生じたRC橋脚の補強方法として鋼板巻立て工法ならびにPC鋼材巻立て工法に注目し、大型のRC柱供試体を用いた長期暴露試験により各種補強工法のASR膨張に対する抑制効果について考察を行っている。

供試体の概要図を図-1に示す。供試体の寸法は $\phi 800 \times 1500$ mmであり、軸鉄筋にはD22 (S295A)が12本配置されており、帯鉄筋にはR16 (SR295A)が200 mm間隔で配置されている。実験は、補強を施さない無補強供試体(以下、RC供試体)と、鋼板巻立て工法により補強した供試体(以下、SP供試体)ならびにPC鋼材巻立て工法により補強した供試体(以下、PC供試体)を対象に行われた。暴露期間は7年間であり、補強

は暴露1年後に行われた。具体的な補強の方法は、SP供試体では、厚さ9 mmの鋼板を巻き立て、試験体と鋼板の隙間にエポキシ樹脂を充填する方法であった。PC供試体では、SWPR2N $\phi 2.9$ のPC鋼材を50 mm間隔で巻き付け、導入プレストレス力として中心方向圧縮応力度が 0.23 N/mm^2 となるようにPC鋼材を緊張した後、無収縮モルタルを用いて50 mmの増厚により被覆する方法であった。

実験では、図-1に示すように、供試体中心に設置された埋設ゲージならびに軸鉄筋および帯鉄筋に貼付され

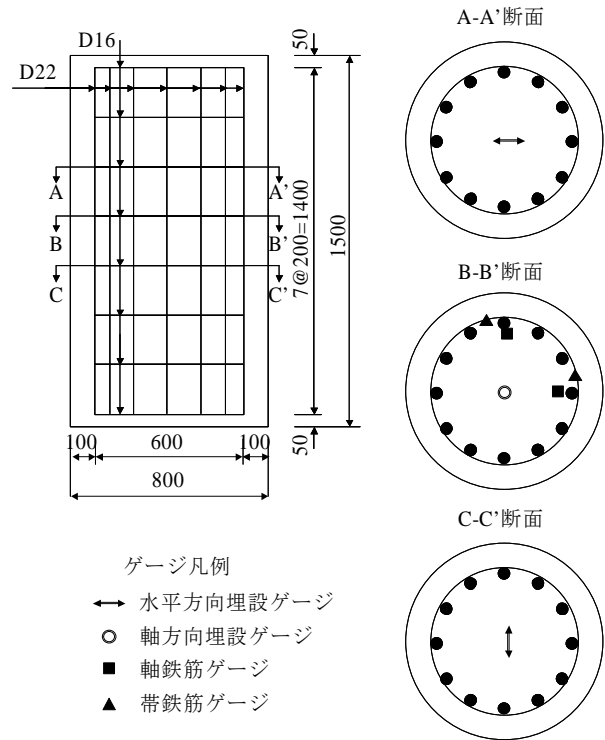


図-1 供試体概要 (RC供試体)

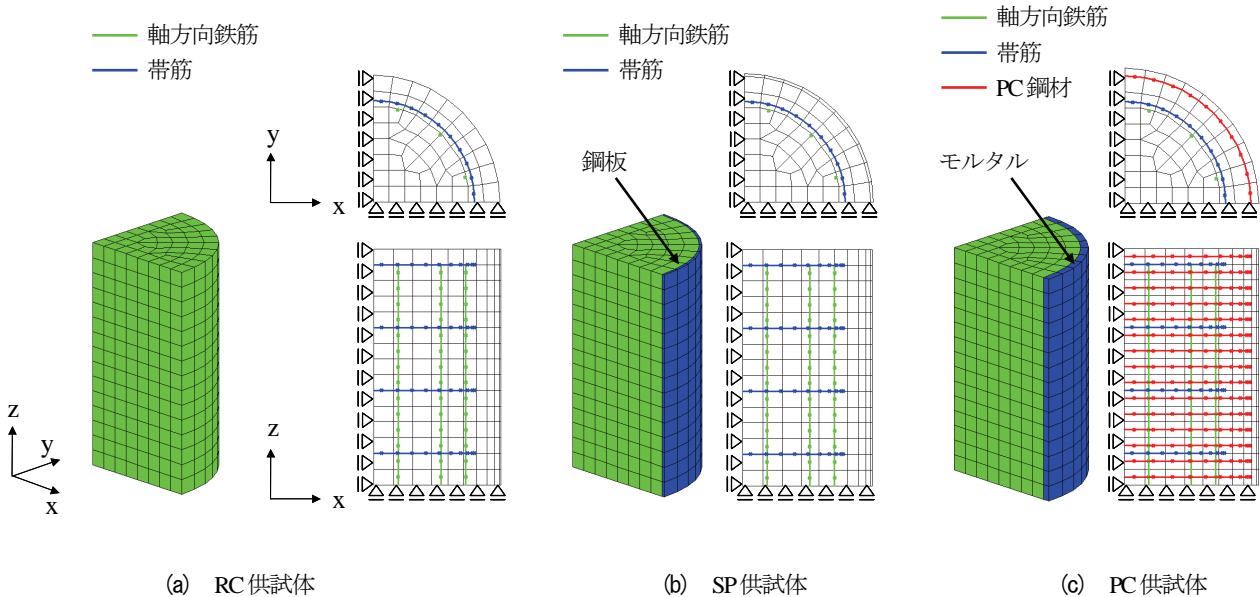


図-2 解析モデル

たひずみゲージにより、内部コンクリートの水平方向および軸方向のひずみ、軸鉄筋ひずみ、帯方向鉄筋ひずみが計測された。また、SP 供試体においては、供試体の南北位置において鋼板表面に貼り付けたひずみゲージにより、鉛直方向ならびに円周方向のひずみが計測された。

(2) RC 供試体の膨張挙動の評価

ASR 劣化後に補強された供試体の膨張挙動に対する ASR 膨張モデルの適用性を検討するにあたり、まずは、RC 供試体を対象として ASR 膨張モデルの妥当性について検討した。

a) 解析モデル

図-2(a)に RC 供試体の解析モデルを示す。供試体の対称性を考慮して 1/8 モデルとした。コンクリートは 8 節点アイソパラメトリック要素でモデル化した。コンクリートの応力-ひずみ関係は、2章で述べた ASR 膨張モデルを用いた。鉄筋はトラス要素として離散的にモデル化し、コンクリートとの付着を考慮した。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルを用い、降伏後の剛性は初期剛性の 1/100 を仮定した。コンクリートと鉄筋の付着特性には、菅らにより提案されている付着応力-すべり関係¹⁶⁾を仮定した。ただし、丸鋼の付着強度は異形鉄筋の付着強度の 0.4 倍を仮定した¹⁵⁾。なお、軸鉄筋の端部は付着応力-すべり関係の剛性を高くすることで、鉄筋の定着をモデル化した。

コンクリートの弾性係数ならびに鉄筋の弾性係数、降伏強度は、それぞれ 25GPa, 200GPa, 295MPa とした。

b) 自由膨張ひずみのモデル化

実験では、拘束のないコンクリートの ASR 膨張量（以下、自由膨張ひずみ）が測定されていないため、逆解析により自由膨張ひずみを推定した。具体的には、RC 供試体を対象とし、2章で述べた解析モデルを用いてコンクリートの水平方向の膨張ひずみを妥当に評価できるように自由膨張ひずみを推定した。図-3 に逆解析

より得られた自由膨張ひずみの経時変化を示す。推定された自由膨張ひずみは、最終的には 11000 μ 程度の膨張であったと推察される。

c) RC 供試体の膨張挙動の評価

図-4 に RC 供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す。図-4(a)のコンクリートの水平方向ひずみは、逆解析により自由膨張ひずみを推定した際の結果である。コンクリートの軸方向ひずみは、実験より若干大きく評価されているものの、水平方向ひずみの半分程度となっており、拘束の程度の違いにより膨張が抑制される傾向を捉えている。図-4(b)の鉄筋のひずみから、軸鉄筋ひずみ、帯鉄筋ひずみとともに解析は実験を大きめに評価する結果となった。解析では、軸鉄筋ひずみとコンクリートの軸方向ひずみ、ならびに、帯鉄筋ひずみとコンクリートの水平方向ひずみは概ね同程度となっており、コンクリートと鉄筋がほぼ一体となって挙動していることがわかる。なお、実験において鉄筋ひずみがコンクリートひずみより小さい理由は明確にはされていないが、鉄筋ひずみは、ASR により生じたひび割れの影響を受けることが考えられ、計測された値は必ずしも部材の全体挙動を表していない可能性が考えられる。

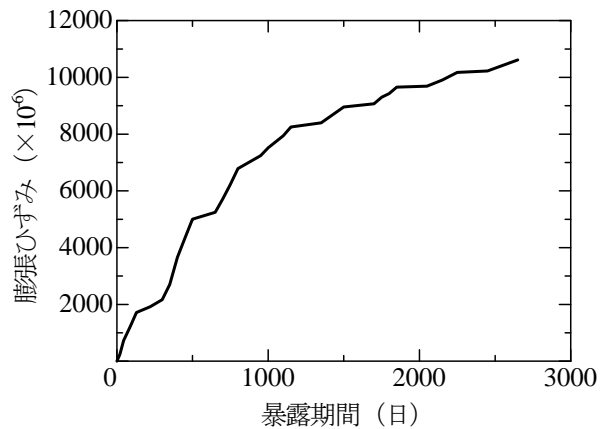
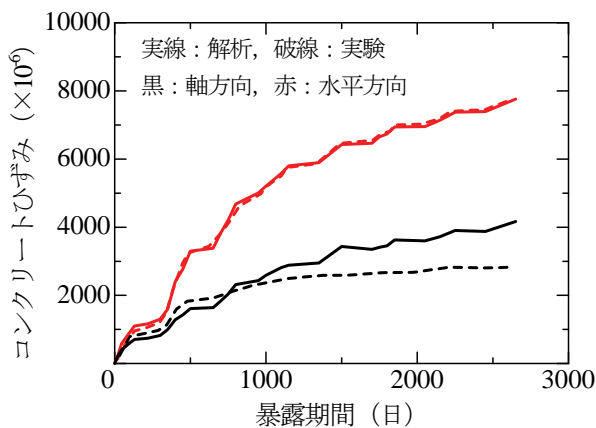
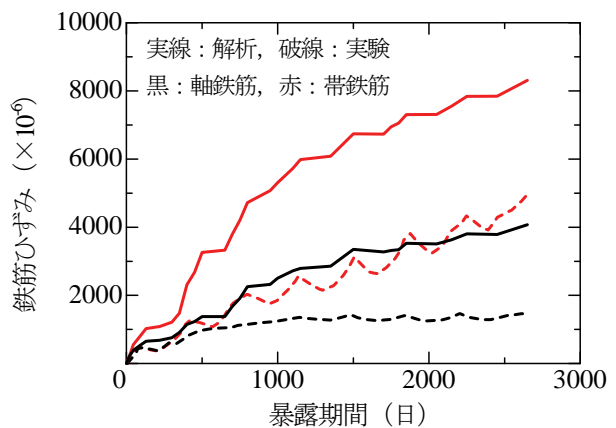


図-3 推定した自由膨張ひずみ



(a) コンクリートひずみの経時変化



(b) 鉄筋ひずみの経時変化

図-4 RC 供試体のひずみの経時変化

以上のように、ASR 膨張モデルは RC 供試体の ASR 膨張挙動を概ね妥当に評価しており、RC 構造物に対する ASR 膨張の予測手法として、有用なモデルであることが改めて示された。

(3) 補強後の膨張挙動評価への ASR 膨張モデルの適用性

ASR 劣化後に補強された SP 供試体ならびに PC 供試体を対象として、補強後の膨張挙動評価に対する ASR 膨張モデルの適用性を検討した。

a) 補強のモデル化

前節で用いた解析モデルに対して補強を施すことで、SP 供試体ならびに PC 供試体をモデル化した。解析における補強のモデル化は、補強材要素を追加することで行った。補強材の追加は、実験と同様に RC 供試体の膨張を考慮した後、材齢 1 年目に行った。

図-2(b)に SP 供試体の解析モデルを示す。SP 供試体では、供試体の外周に厚さ 9 mm の鋼板要素をモデル化することで鋼板巻立て工法をモデル化した。ただし、エポキシ樹脂の充填はモデル化せず、コンクリートと鋼板は完全付着とした。鋼板の材料モデルには、移動硬化を考慮した弾塑性モデルを仮定した。鋼板の弾性係数は、200GPa とした。

図-2(c)に PC 供試体の解析モデルを示す。PC 供試体では、供試体外周に厚さ 50 mm のモルタル要素をモデル化し、内部に PC 鋼材としてトラス要素を離散的に配置することで、PC 鋼材巻立て工法をモデル化した。なお、コンクリートとモルタルは完全付着としてモデル化した。モルタル要素の材料特性は、弾性係数 25GPa、引張強度 3.0MPa とし、引張強度以降は破壊エネルギーを考慮した 1/4 モデル¹⁹⁾を仮定した。プレストレス力の導入は、所定のプレストレス力が与えられるように PC 鋼材であるトラス要素に初期ひずみを導入することでモデル化した。プレストレス力の付加により生じるクリープ変形は、2章で述べたクリープモデルにより考慮した。

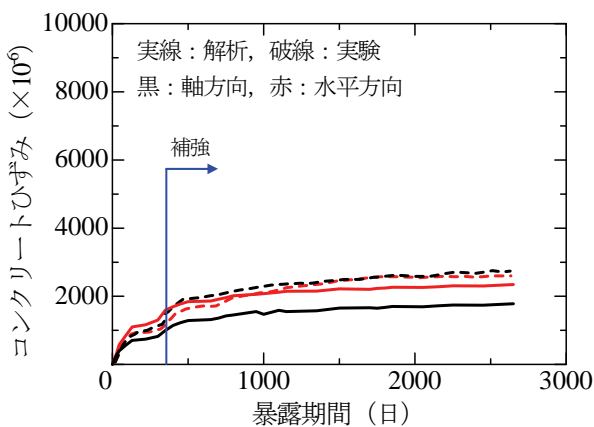
b) 自由膨張ひずみのモデル化

実験では、補強を施すことにより供試体周囲が覆われるため、供試体内部に供給される水分等の環境条件が変化し、SPならびに PC 供試体における ASR は RC 供試体のそれとは必ずしも同様ではないと考えられる。しかし本研究では、いずれの供試体においても同程度の ASR が生じたものと仮定し、解析に導入する自由膨張ひずみは、3. (2) b) で推定した自由膨張ひずみを用いることとした。

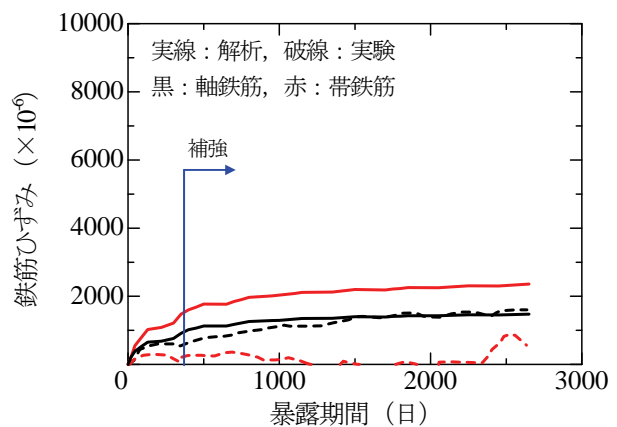
c) SP 供試体の膨張挙動の評価

図-5 に SP 供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す。図-5(a)に示すコンクリートひずみより、解析は軸方向、水平方向ともに実験と同様に鋼板巻立て補強により膨張が抑制されており、膨張挙動を概ね妥当に評価できていることがわかる。図-5(b)の軸鉄筋ひずみに着目すると、解析は実験結果を精度良く評価できていることがわかる。実験で計測された帯鉄筋ひずみは、コンクリートひずみや軸鉄筋ひずみと比較して傾向が異なっており、必ずしも帯鉄筋の挙動を表しているわけではないものと推察される。解析では、帯鉄筋ひずみはコンクリートの水平方向ひずみと同程度となっており、RC 供試体と同様にコンクリートと鉄筋が一体となって挙動していることがわかる。

図-6 に鋼板表面のひずみの経時変化を示す。実験では円周方向のひずみが鉛直方向の倍程度となっているのに対して、解析では円周方向のひずみは鉛直方向のひずみと比較して大きいもののその差はわずかであった。解析より得られた鋼板のひずみの大きさは鉛直方向、円周方向ともに 500 μ 前後であり、コンクリートひずみや鉄筋ひずみの増加量と同程度であった。これは本研究では、鋼板要素とコンクリート要素を完全付着としており、鋼板とコンクリートが一体となって変形したためである。実験において、鋼板のひずみの増加量がコンクリートや



(a) コンクリートひずみの経時変化



(b) 鉄筋ひずみの経時変化

図-5 SP 供試体のひずみの経時変化

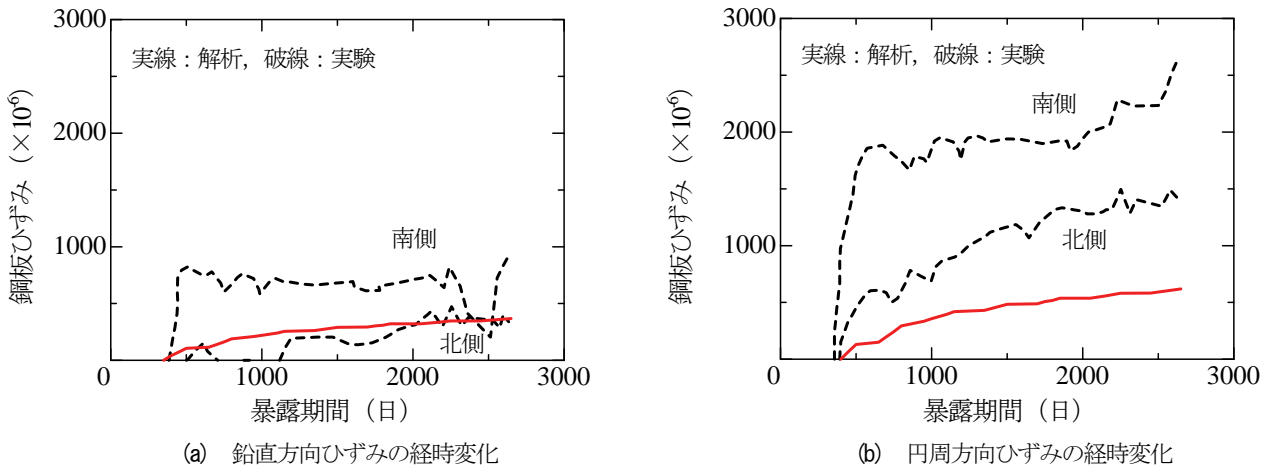


図-6 SP 供試体の鋼板ひずみの経時変化

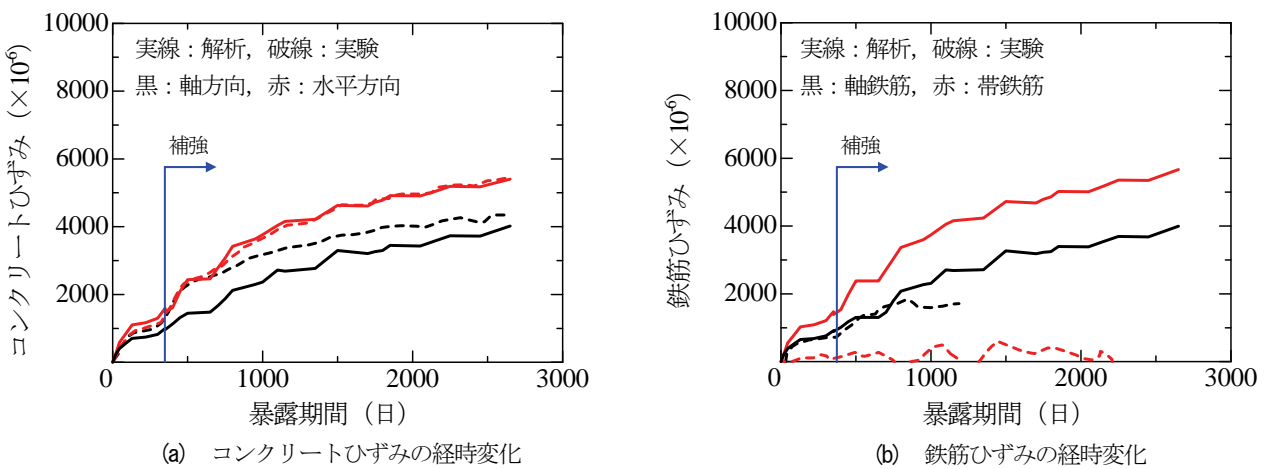


図-7 PC 供試体のひずみの経時変化

鉄筋のひずみの増加量と比較して大きい理由は明らかとなっていないが、日射の影響を受けた南側において降伏ひずみを超えるひずみが生じていることから、環境作用による局所的な膨張が生じたことが言及されている⁸⁾。環境条件の違いによる膨張の不均一性については、本研究の範囲を超えるため詳細な検討は行わないが今後の課題である。

以上のことから、解析は、実験における局所的な挙動や環境等による影響は考慮されないものの、鋼板巻立てによる膨張抑制効果を妥当に評価できているといえる。

d) PC 供試体の膨張挙動の評価

図-7 に PC 供試体を対象とした解析より得られたコンクリートひずみならびに鉄筋ひずみの経時変化を実験結果と併せて示す。図-7(a)に示すコンクリートひずみから、PC 供試体においても軸方向、水平方向ともに解析は実験の膨張挙動を概ね妥当に評価できている。実験では、プレストレス力により水平方向の膨張を抑制した結果、軸方向のひずみが増加したと報告されているが、本研究で用いた膨張モデルでは主軸 3 方向の膨張はそれぞれ独立しているため、解析ではそのような結果は得ら

れなかった。また、プレストレス導入方向は水平方向であり軸方向の拘束の程度は変化しないため、軸方向のコンクリートひずみは RC 供試体と同程度であった。図-7(b)の鉄筋ひずみより、軸鉄筋ひずみは、材齢 1300 日までの比較から、解析は実験結果を概ね妥当に評価できているものと考えられる。また、実験で計測された帯鉄筋ひずみは、SP 供試体と同様に帯鉄筋の挙動を表しているわけではないものと考えられる。

ここで、ASR を生じたコンクリートのクリープ特性は明確では無いことから、クリープ係数の最終値(式(8)中の a の値)をパラメータとした解析を行い、クリープ変形が膨張抑制効果に及ぼす影響について検討した。図-8 に a の値を 0.0, 2.5, 5.0 とした場合のコンクリートの水平方向ひずみの経時変化を示す。図より、クリープ係数の最終値が変化しても、コンクリートの水平方向ひずみはそれほど大きく変化しないことがわかる。これは、導入プレストレス量が 0.23N/mm^2 程度と小さいためであると考えられる。また、クリープ変形により導入プレストレスが低下し膨張抑制効果が低下することが懸念されるが、今回の結果からは、必ずしもその効果は低下

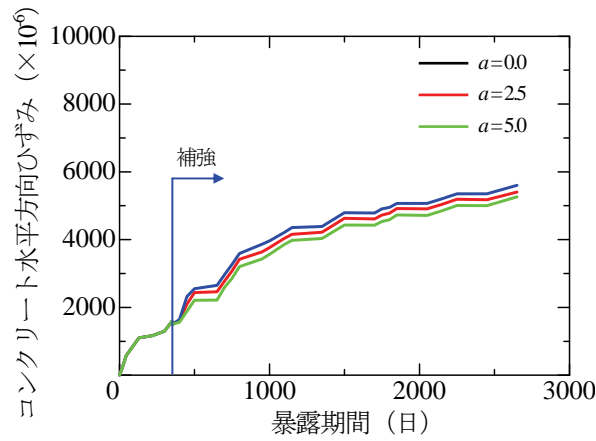


図-8 クリープ係数が膨張挙動に及ぼす影響

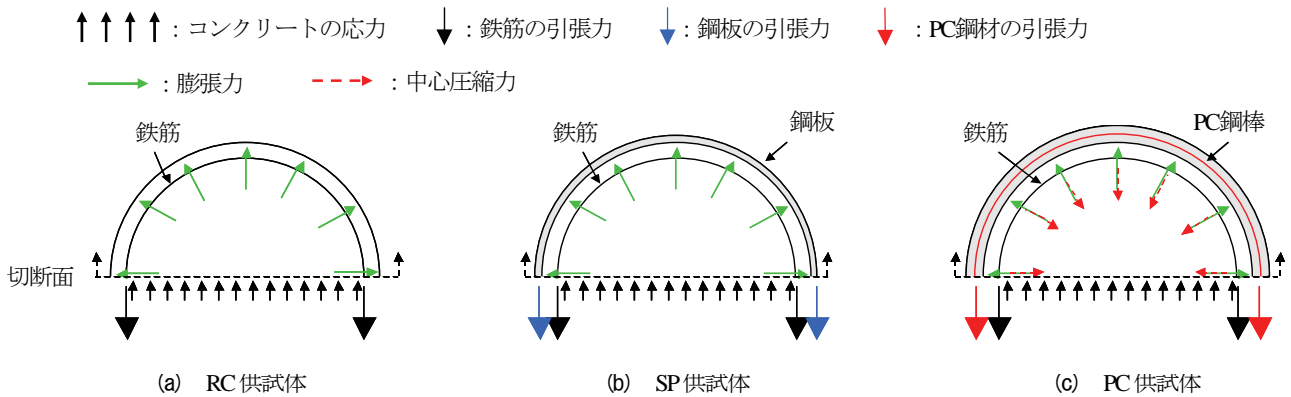


図-9 水平方向の力の釣合に関する模式図

せず、逆にクリープ変形により膨張が小さくなる結果となった。

4. 補強による膨張抑制効果の定量的評価

前章では、ASR 膨張モデルを用いた有限要素解析により補強後の膨張挙動を評価できることが確認された。本章では、ASR 膨張の効果的な抑制方法について、種々の補強方法を仮定したパラメトリック解析により検討を行う。なお、問題をより単純化して考えるために、1次元の並列バネモデルを用いることとする。

(1) 並列バネモデル

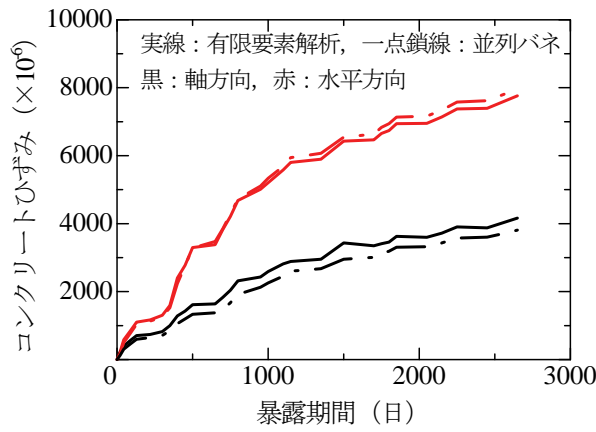
RC 部材を、コンクリートと補強材の並列バネによる力学モデル(以下、並列バネモデル)として考える。並列バネモデルにおいて、コンクリートに自由膨張ひずみ増分 $d\varepsilon_0$ が生じたときの並列バネのひずみ増分 $d\varepsilon$ (コンクリートのひずみ増分=補強材のひずみ増分) は、力の釣合と変形の適合条件を用いることで次式のように評価することができる。

$$d\varepsilon = \frac{dE_c}{dE_c + p \cdot dE_r} \cdot d\varepsilon_0 = \frac{1}{1+n \cdot p} \cdot d\varepsilon_0 \quad (7)$$

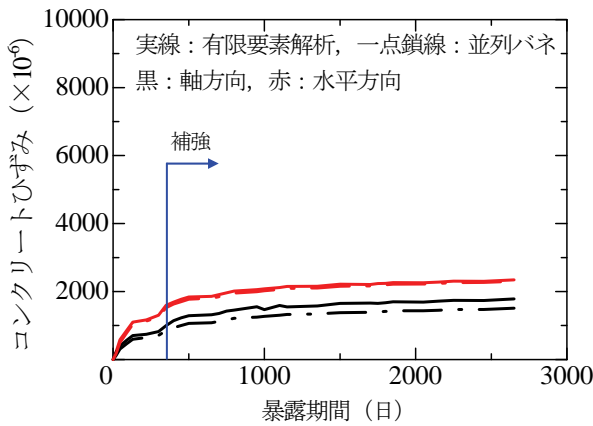
ここで、 dE_c はコンクリートの接線弾性係数、 dE_r は補強材の接線弾性係数、 p は補強材比 (=補強材の断面積/コンクリートの断面積)、 n は弾性係数比 (= dE_r/dE_c) である。ここで、コンクリートならびに補強材に2章で示した応力-ひずみ関係を適用することで、拘束下 ASR 膨張挙動を評価することができる。

(2) 並列バネの妥当性の検討

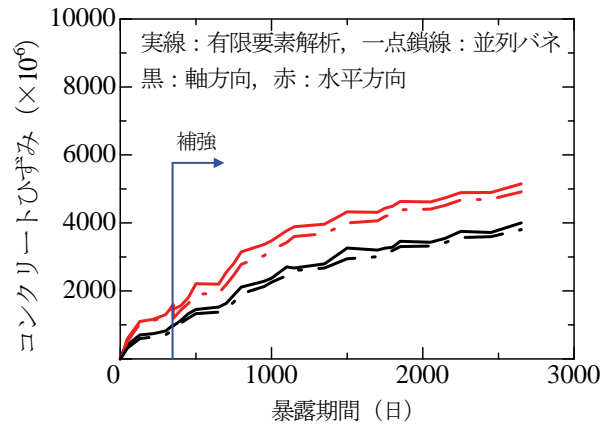
並列バネモデルの妥当性を検証するため、3章で対象としたRC供試体、SP供試体ならびにPC供試体の膨張挙動の評価を試みた。RC柱において軸鉄筋と帯筋の拘束は、それぞれ独立して考えるものとして、軸方向と水平方向に対して並列バネモデルを考えた。なお、水平方向については、図-9に示すように、断面の1/2を取り出した自由体を考え、切断面に垂直な方向に対して並列バネを想定した。図-9より、水平方向の力の釣合は、切断面におけるコンクリートの合力と鉄筋や鋼板、PC鋼棒の合力ならびにプレストレスの合力により、それぞれ満たされる。このように並列バネを考えることで、水平方向の膨張に対する帯鉄筋や鋼板の拘束の程度やプレ



(a) RC 供試体のひずみの経時変化



(b) SP 供試体のひずみの経時変化



(c) PC 供試体のひずみの経時変化

図-10 並列バネモデルと有限要素解析の比較

ストレスの方向を1次的に考えることができる。

RC供試体の補強材比は、コンクリート全断面を有効とした場合、軸方向ならびに水平方向の鋼材比はそれぞれ0.92%、0.25%となる。また、鋼板巻立てによる補強では、軸方向、水平方向ともに鋼材比は2.25%増加する。一方、PC巻立てによる補強では、水平方向の鋼材比が0.066%増加するとともにプレストレスが導入される。これらの条件を元に、並列バネモデルを用いて膨張挙動の予測を行った。

図-10に並列バネモデルにより得られた膨張ひずみの経時変化を示す。図には、3章で得られたコンクリートの膨張ひずみの経時変化を併せて示す。図より、並列バネモデルにより予測された膨張ひずみは、有限要素解析で予測された膨張ひずみとほぼ同程度であることがわかる。したがって、今回のように比較的単純な形状を有する構造物に対しては、並列バネモデルによる検討は妥当なものであることが確認された。

(3) 拘束による膨張抑制効果の検討

ASR 膨張が生じた無筋コンクリートに対して補強する場合を想定し、補強材の材料特性をパラメータとして膨張の抑制効果について検討した。解析に用いた自由膨

張ひずみは、前述の RC 柱と同様のものを仮定した。また、補強は膨張ひずみが 1000μ に達した時に行うこととした。なお、コンクリートの初期弾性係数は 25GPa と仮定した。

a) 補強材料の降伏を考慮しない場合

補強材料には、表-1 に示す弾性係数の異なる 4 種類の材料を用いた。鋼材による増厚を想定し一般鋼材と同程度の弾性係数 (200GPa) を持つ材料と、鋼材の弾性係数と比較して低剛性 (100GPa) の材料および高剛性 (400GPa) の材料を仮定した。また、セメント系材料による増厚を想定し、母材コンクリートと同程度の弾性係数 (25GPa) の材料も仮定した、ただし、議論を容易にするため、いずれの材料も弾性体と仮定した。

図-11 にそれぞれの材料で補強した際の補強材比と補強後の膨張ひずみの増加量 (以下、補強後膨張ひずみ) の関係を示す。図より、いずれの補強材においても、補強材比が小さい範囲では、補強材比の増加量に対する膨張ひずみの抑制効果は高いが、補強材比がある程度大きくなると、補強材比の増加量に対する膨張ひずみの抑制効果は小さくなる傾向がある。すなわち、膨張の抑制を目的とした補強においては、補強量を増大させたとしても、それに応じて抑制効果が高くなるわけではない

表-1 補強材として仮定した材料

補強材種類	弾性係数 (GPa)	母材との弾性係数比
鋼材	200	8.0
低剛性材料	100	4.0
高剛性材料	400	16.0
セメント系材料	25	1.0

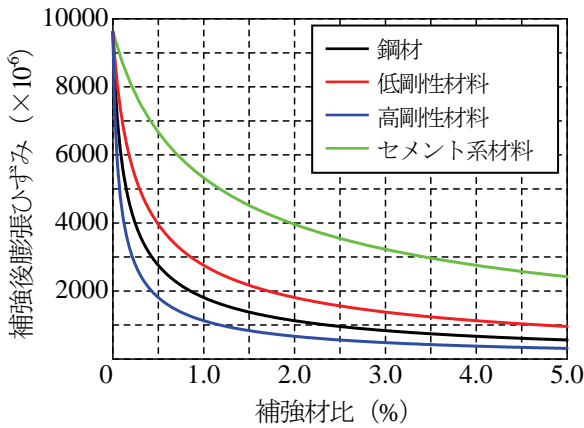


図-11 各種補強材による補強材比と補強後膨張ひずみの関係

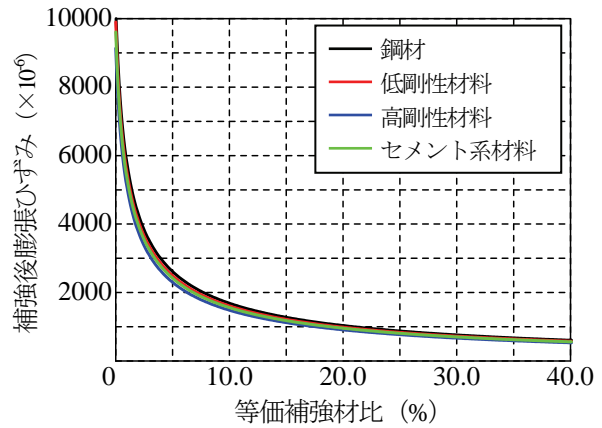


図-12 各種補強材による等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係

め、合理的な膨張抑制を行うためには、補強量を適切に設定する必要がある。

一方、補強材料の違いによる膨張抑制効果に着目すると、弾性係数が高い材料を用いる程、膨張抑制効果が高いことがわかる。例えば、今回のケースでは、補強後膨張ひずみを 4000μ 以下に抑えるためには、鋼材で補強を行う場合には 0.25 % 以上の補強が必要であるのに対して、セメント系材料を用いた場合は、2.0 % 以上の補強が必要となり、鋼材と比較すると 8 倍程度大きな補強量が必要となる。これらの違いは、補強材の弾性係数の違いに起因している。ここで、補強材の弾性係数を考慮したパラメータとして、補強材比と母材との弾性係数比の積（以下、等価補強材比とする）を導入すると、補強材料によらず膨張抑制の効果を等しく評価することができる。図-12 に各種補強材料に対する等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示す。図において、それぞれの曲線は視覚的に判別できるようにしているが、全ての曲線は同一である。すなわち、補強材料の降伏を考慮しない場合は、等価補強材比を用いることで、材料の違いによらず膨張抑制効果を統一的に評価することができる。

b) 補強材料の降伏を考慮する場合

補強材料が降伏した場合の膨張抑制効果について検討をするため、表-2 に示すように鋼材とセメント系材料に対して、異なった降伏強度を仮定して解析を行った。セメント系材料には、ひび割れ分散により擬似的なひずみ硬化を示す材料を想定しており、応力-ひずみ関係には鋼材と同様にバイリニアモデルを仮定した。ただし、

引張終局ひずみは十分大きいものとし、破断は生じないものとした。降伏後の剛性は、鋼材、セメント系材料ともに初期弾性係数の 1/100 を仮定した。

図-13 に、降伏強度の異なる材料毎の等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示す。図には、それぞれ降伏しない場合の関係を併記し、図中の○は、それぞれの材料が降伏した点を示している。図より、補強材料が降伏すると、膨張の抑制効果が小さくなり膨張が増大することがわかる。降伏強度が低いほど、膨張抑制効果はより小さくなっており、特にセメント系材料は鋼材と比較して降伏強度が小さいため、等価補強材比が大きい場合であっても降伏する結果となった。ただし、降伏後においても極端に膨張ひずみが増加するわけではなく、ある程度の抑制効果は有している。すなわち、補強材比が大きければ、補強材が降伏したとしても膨張の抑制効果はある程度高いといえる。

等価補強材比の一般的な値としては、例えば本研究で対象とした RC 柱においては、補強後の水平方向の等価補強材比は、SP 供試体、PC 供試体に対して、それぞれおよそ 25%、2.5% である。また、耐震補強を目的とした鋼板巻立て補強においては、例えば断面 $800 \times 800 \text{mm}$ の部材に鋼板厚 6mm のものが使われる場合は¹⁷⁾、等価補強材比は 12~15% 程度となる。

なお、図-13 より明らかなように、等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係は降伏強度毎に異なっており、等価補強材比は補強後膨張ひずみの予測に対する指標とはなり得ないといえる。

表-2 降伏強度を変化させた材料

補強材種類	弾性係数 (GPa)	降伏強度 (MPa)
鋼材 a	200	200
鋼材 b	200	300
鋼材 c	200	400
セメント系材料 a	25	5
セメント系材料 b	25	10
セメント系材料 c	25	20

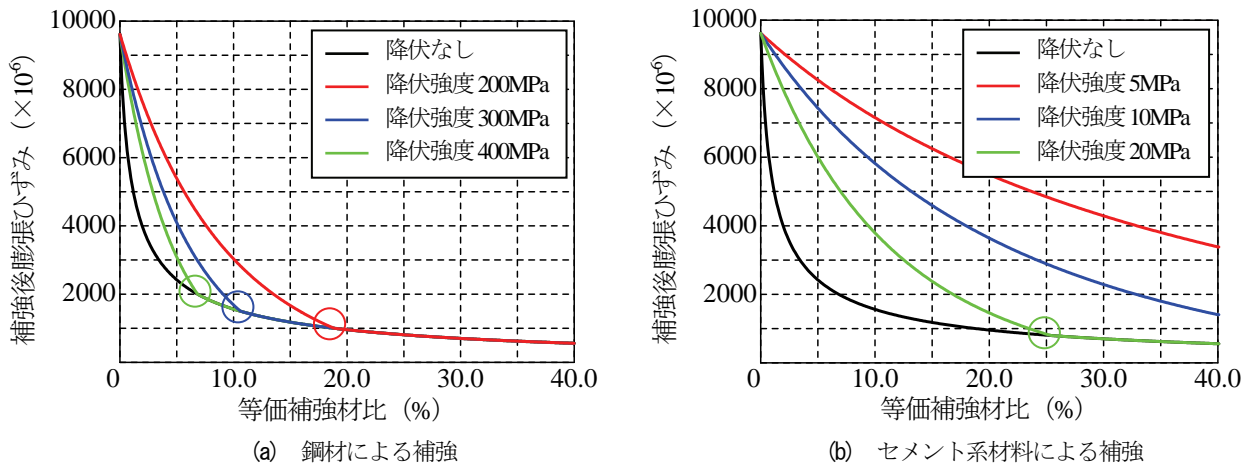


図-13 各種補強材による等価補強材比と補強後膨張ひずみの関係 (補強材の降伏を含む場合)

(4) 力による膨張抑制効果の検討

a) プレストレスによる膨張の抑制

並列バネモデルにおいて、補強材に緊張力を導入することでプレストレストコンクリートを模擬し、プレストレスによる膨張抑制効果について検討した。補強材として剛性 200 GPa の鋼材を 0.5 %、1.0 %、2.0 % 配置した場合を仮定し、導入プレストレス量を 1 MPa、2 MPa、4 MPa となるようにそれぞれ初期ひずみを導入した。ただし、鋼材は弾性体を仮定し降伏しないものとした。前節同様、自由膨張ひずみは、RC 柱と同様のものを仮定し、膨張ひずみが 1000 μ に達した時に補強を行うこととした。コンクリートの初期弾性係数は 25 GPa とした。ここでは、力による抑制効果の議論に限定するため、クリープ変形は生じないものとした。クリープ変形が ASR 膨張に及ぼす影響については次項で別途検討することとした。

図-14 に、プレストレスを導入した際の補強材比と補強後膨張ひずみの関係を示す。図中の実線は、プレストレスを導入しない場合の補強材比と補強後膨張ひずみの関係である。プレストレスの導入により、膨張抑制効果が大きくなるのがわかる。ここで、プレストレス導入による膨張抑制効果を明確にするため、膨張抑制率 γ を次式のように定義する。

$$\gamma = \frac{\epsilon_r - \epsilon_{pc}}{\epsilon_r} \times 100 \tag{8}$$

ここで、 ϵ_r 、 ϵ_{pc} は、それぞれプレストレス導入量が 0 の場合の補強後膨張ひずみ、プレストレス導入した場合の補強後膨張ひずみである。図-15 に、導入プレストレス毎の膨張抑制率を示す。いずれの補強材比においても、導入プレストレスを大きくすることで膨張抑制率が大きくなり、本研究では 4 MPa 程度のプレストレスの導入により 50 % 以上の膨張抑制率が得られる結果となった。プレストレスの導入による膨張抑制効果は、補強材比を大きくするよりも効果的であり、僅かな導入プレストレス量で十分な膨張抑制効果が得られることを示している。一方で、必要以上に大きなプレストレスを導入したとしても、膨張抑制効果は十分に発揮されない可能性があることを示唆している。したがって、プレストレスにより膨張の抑制を期待する際には、最適なプレストレス導入量についての適切な評価が必要であるといえる。

なお、本検討においては PC 鋼材に生じたひずみ（緊張時のひずみと補強後膨張ひずみの和）は最大で 3000 μ 程度であり、一般的な PC 鋼材において弾性範囲内であった。一方、補強材比が小さい場合や緊張力が大きい場合には PC 鋼材が降伏する場合も想定される。前節の議論から、補強材の降伏により膨張抑制効果は小さ

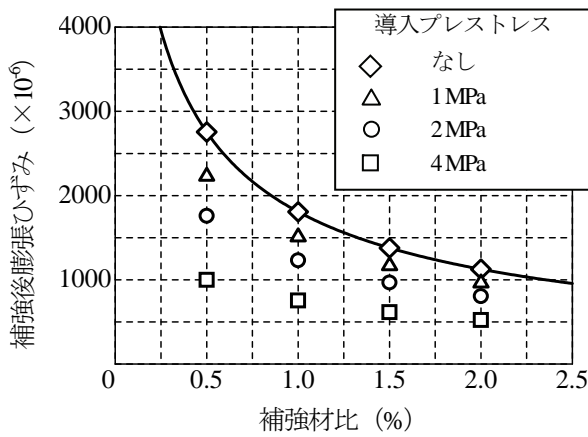


図-14 プレストレス導入による膨張抑制効果

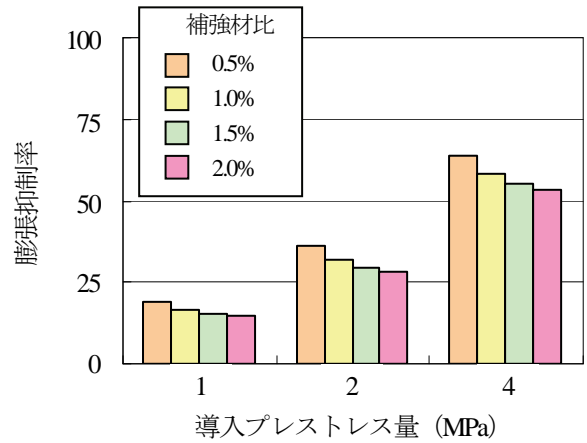


図-15 膨張抑制率の比較

黒：クリープ非考慮，赤：クリープ最終値 2.5
青：クリープ最終値 5.0

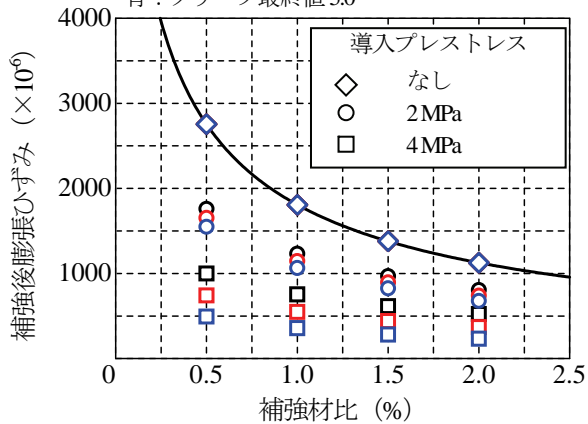


図-16 クリープ変形が膨張抑制効果に及ぼす影響

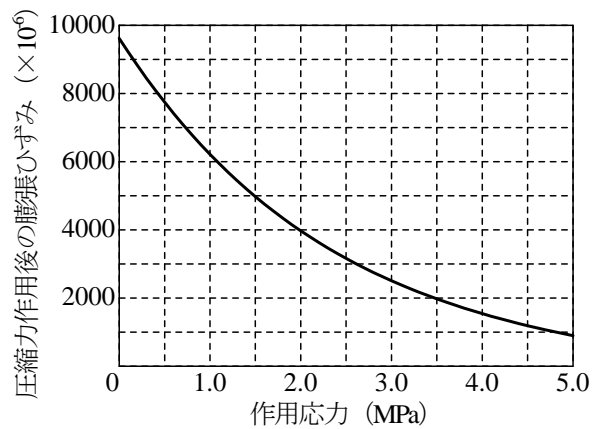


図-17 作用応力と膨張ひずみの関係

くなることから、十分な抑制効果を継続的に得るためには、PC鋼材が降伏しないようにする必要がある。

b) クリープ変形の影響

導入プレストレス量が 2 MPa、4 MPa の場合において、クリープ係数の最終値を 0.0 (クリープ非考慮)、2.5、5.0 と仮定して、クリープ変形が膨張抑制に及ぼす影響について検討した。図-16 に検討結果を示す。補強材の膨張拘束により、コンクリートには圧縮応力が作用するため、クリープ変形を考慮することで ASR 膨張は見かけ上小さく評価されることとなる。とりわけ、補強材比が小さく導入プレストレス量が大きくなるほど、膨張抑制効果に及ぼす影響は大きくなることが分かる。すなわち、クリープ変形を考慮することは膨張抑制効果を大きく評価することになる。ASR を生じたコンクリートのクリープ特性は未だ明確ではないこと、また、クリープ変形を考慮しない場合においても、膨張抑制の効果としては安全側の評価を与えることになることから、以後の検討においては、能動的な応力によるクリープ変形の影響は考慮しないこととした。

c) 圧縮力による膨張の抑制

前述のように、プレストレスの導入による補強効果は、

補強材比を大きくするよりも効果的である。そこで、圧縮力によりどの程度 ASR 膨張を抑制できるのかを明らかにすることを目的として、一定の圧縮力を作用させた場合における膨張の抑制効果について検討した。膨張ひずみが 1000 μ に達した時に一定の圧縮力を作用させた解析を行った。

図-17 に単位面積当たりの力 (以下、作用応力) と圧縮力作用後の膨張ひずみの関係を示す。図より、作用応力が大きくなるほど膨張ひずみは抑制されることがわかる。しかし、補強材による膨張抑制と同様に、その効果は線形的なものではなく、ある程度の作用応力を超えると、作用応力の増加量に対して膨張の抑制効果は小さくなる傾向がある。

(5) 補強時の ASR 劣化の違いによる膨張抑制効果

これまでの議論では、補強は膨張ひずみが 1000 μ の時に行うと仮定していた。しかし、現実には補強対象となる構造物にどの程度の膨張が生じているかは不明である場合が多い。そこで、補強するタイミングを変化させることで、補強時の ASR 劣化の違いが補強による膨張抑制効果に及ぼす影響について検討した。補強材は降伏

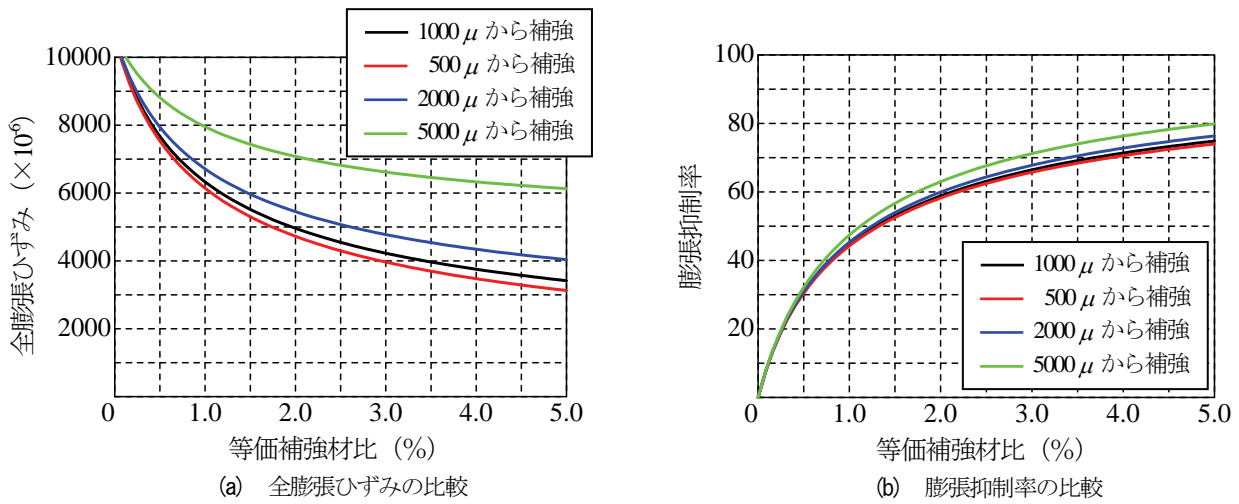


図-18 補強のタイミングの違いによる膨張抑制効果

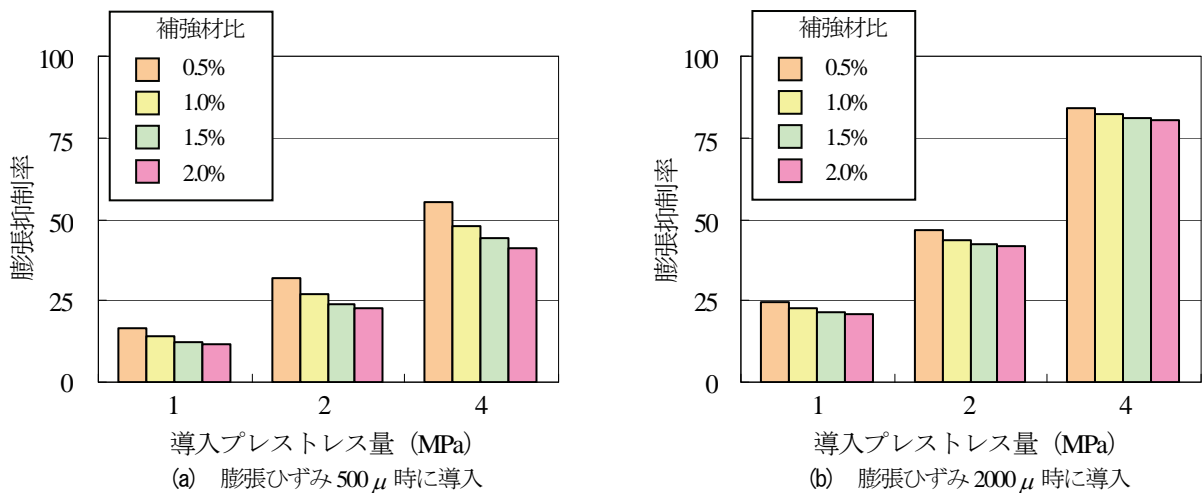


図-19 プレストレス導入のタイミングの違いによる膨張抑制率の違い

しないものと仮定し、膨張ひずみが 500 μ 、2000 μ および 5000 μ に達したときに補強を行うこととした。

図-18(a)に解析より得られた等価補強材比と全膨張歪みの関係を示す。図より、補強するタイミングが遅いほど、最終的な膨張量も大きくなるのがわかる。これは、補強するまでの膨張ひずみの大きさが補強後の最終的な膨張ひずみに大きく影響しているためである。そこで、補強による正味の抑制効果を評価するため、補強を適用する時点の膨張ひずみを基準とした場合の、補強の有無による膨張ひずみの増分に着目した。すなわち、式(8)中の ϵ_r 、 ϵ_{pc} をそれぞれ、無補強時の膨張ひずみの増分、補強時の膨張ひずみの増分、として膨張抑制率を求めた。図-18(b)に計算により得られた等価補強材比と膨張抑制率の関係を示す。図より、膨張ひずみが大きい時に補強するほど、膨張抑制率が大きくなる傾向にあることがわかる。これは、本研究で用いた ASR 膨張モデルでは、膨張ひずみの増加によりコンクリートの剛性が低下するため、結果として膨張を引き起こすための駆動力が小さくなるためである。

同様に、プレストレスによる膨張抑制効果について検討した結果として、膨張ひずみ 500 μ 、2000 μ 時にプレストレスを導入した場合のプレストレス量と膨張抑制率 γ の関係を図-19 に示す。図より、プレストレス導入が遅くなるほど膨張抑制率は大きくなるのがわかる。このことは、膨張抑制の観点から合理的な補強を考えた場合には、ASR 劣化の程度により補強量をある程度変化させることが可能であることを示唆するものである。ただし、図-18(a)で示したように、トータルとしての膨張ひずみは大きくなるため、劣化を抑制するといった観点からは、早期に補強するのが望ましいといえる。

5. 結論

本研究では、ASR膨張を効果的に抑制するための補強方法について、解析的な検討を行うことで膨張抑制に及ぼす各種要因の影響評価と、膨張抑制効果の定量的な評価を試みた。本研究で得られた知見は以下のとおりである。

る。

- (1) ASR 膨張モデルを用いた有限要素解析を行うことで、ASR 劣化した RC 柱の補強後の膨張挙動を概ね妥当に評価でき、当該モデルは補強後の膨張挙動評価に対しても適用可能であることを確認した。
- (2) ASR 劣化した RC 部材に対する補強による膨張抑制効果の評価法として、簡便な手法である 1 次元の並列バネモデルによる検討を行った。並列バネモデルは、膨張抑制効果を評価する上で、有限要素解析と同等の結果が得られることを示した。

また、並列バネモデルを用いて、各種の補強方法による膨張抑制効果を検討した結果、以下の結論を得た。

- (3) 補強材が降伏しない場合は、等価補強材比を用いることで補強による膨張抑制効果を統一的に評価できることを示した。一方、降伏後は等価補強材比による評価はできないことを確認した。
- (4) ASR 膨張を効果的に抑制するためには、補強材の等価補強材比の大きな材料による補強や、プレストレスのように力により拘束する方法が適していることを示した。また、本研究の検討の範囲内においては、プレストレスの導入は等価補強材比を大きくすることよりも膨張抑制に対して効果的であることを示した。
- (5) 補強材やプレストレスにより補強を施す場合、補強時の劣化の程度により、その後の膨張抑制効果が異なることを示した。したがって、ASR 劣化した構造物に対して補強を施す場合は、現在の劣化状態と今後の劣化進展について適切に評価することが肝要である。

なお、本研究では、補強することにより水分供給等の環境条件が変化することについては考慮しておらず、補強方法の有無に関わらず ASR が継続的に進行する場合を想定していることに留意する必要がある。

参考文献

- 1) 長瀧重義, 大賀宏行, 井上毅: フライアッシュによるアルカリ骨材反応の膨張抑制効果とそのメカニズム, 土木学会論文集, No.414/V-12, pp.175-184, 1990.
- 2) 江良和徳, 三原孝文, 山本貴士, 宮川豊章: リチウムイオンによる ASR 膨張抑制効果に関する一考察, 材料, Vol.58, No.8, pp.697-702, 2009.
- 3) 宮川豊章, 菅島章文, 小林和夫, 岡田清: アルカリ骨材膨張による損傷を受けたコンクリート構造物の補修, コンクリート工学年次論文集, Vol.9, No.1, pp.621-626, 1987.

- 4) 久保善司, 外岡広紀, 林大介, 坂田昇: 種々の発水系材料による ASR 膨張抑制効果について, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1621-1626, 2005.
- 5) 山口順一郎, 河野広隆, 渡辺博志, 古賀裕久: アルカリ骨材反応により劣化したコンクリート構造物の経時変化, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.1, pp.1861-1866, 2005.
- 6) 大代武志, 鳥居和之: 富山県の ASR 劣化橋梁の実態調査に基づく ASR 抑制対策および維持管理手法の提案, コンクリート工学論文集, Vol.20, No.1, pp.45-57, 2009.
- 7) 鳥居和之, 奥山和俊, 大橋勇氣, 蔡云峰: ASR 劣化大型 RC 試験体による強度および膨張性状の検討, セメント・コンクリート, No.58, pp.353-358, 2004.
- 8) 石井浩司, 奥田由法, 谷川伸, 鳥居和之: ASR により劣化したコンクリート橋脚の補修・補強工法による抑制効果, コンクリート工学, Vol.43, No.7, pp.42-50, 2005.
- 9) 佐藤健一, 奥田由法, 石井浩司, 鳥居和之: PC 鋼材巻立てにより補強したコンクリート橋脚の長期性状の追跡調査, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.1, pp.295-300, 2000.
- 10) 林承燦, 森井直治, 関田徹志, 六郷恵哲: ASR によるひび割れが生じた擁壁への HPFRCC 吹付けによる修景と 5 年間の観察, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1333-1338, 2009.
- 11) 岡考二, 吉田秀典, 松島学, 横田優: アルカリ骨材反応によるコンクリートのひび割れ発生モデルの構築と解析手法の提案, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.4, pp.744-757, 2007.
- 12) 上田尚史, 澤部純浩, 中村光, 国枝稔: アルカリ骨材反応による RC 部材の膨張予測解析, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.4, pp.532-548, 2007.
- 13) 上田尚史, 中村光, 国枝稔: ASR を生じた PC はりの膨張挙動と損傷後の構造性能の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1261-1266, 2009.
- 14) 奥山和俊, 尾花祥隆, 稲垣崇秀, 鳥居和之: 実構造物から採取した ASR 劣化コアのクリープ性状, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.1, pp.1231-1236, 2009.
- 15) 土木学会: 2007年制定コンクリート標準示方書【設計編】, 2007.
- 16) 菅満宣, 中村光, 檜貝勇, 斉藤成彦: RC はりの力学的挙動に及ぼす付着特性の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.3, pp.295-300, 2001.
- 17) 谷村幸裕, 宮村正博, 奥井明彦, 佐藤勉, 渡辺忠朋: RC 柱の鋼板巻き補強における鋼板分割の影響に関する実験的研究, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, V-530, pp.1058-1059, 1996.

(2011.11.1 受付)

ANALYTICAL EVALUATION FOR MITIGATION EFFECTS OF RETROFITTING ON ASR EXPANSION

Naoshi UEDA, Hikaru NAKAMURA and Minoru KUNIEDA

In this study, the analytical evaluation was conducted in order to evaluate the mitigation effect resulting from various retrofitting methods on ASR expansion. Through the investigation by means of Finite Element Analysis, ASR expansion model proposed by authors was applicable to evaluate the ASR expansive behaviors of RC columns retrofitted by steel plate bonding method and PC confined method. The parametric analyses were also conducted in order to evaluate the mitigation effect retrofitting on ASR expansion. As the results, it was quantitatively confirmed that the introducing lateral force such as PC confined method was more effective for mitigating ASR expansion than the retrofitting with high reinforcement ratio.