

論文 ASR 損傷コンクリート橋脚の補修・補強に関する研究

入田 一^{*1}・谷川 伸^{*2}・石井 浩司^{*3}・鳥居 和之^{*4}

要旨: ASR 損傷コンクリート橋脚に、補修工法として表面被覆を、補強工法として鋼板接着および PC 鋼材巻立てを適用した場合の ASR による膨張の抑制および拘束効果について、橋脚を想定した大型鉄筋コンクリート円柱試験体を用い、屋外暴露 6 年後のひび割れの発生状況、コンクリートおよび鉄筋ひずみにより検討した。未補修試験体は、ASR により鉄筋内側のコンクリートに多くのひび割れが発生し、帯筋は降伏している可能性があった。一方、補修・補強した試験体は、ひび割れがほとんど認められず帯筋も降伏していないため、ASR 対策として有効であることがわかった。

キーワード: ASR, 補修, 補強, アクリルゴム, 表面被覆, 鋼板接着, PC 鋼材巻立て

1. はじめに

アルカリ骨材反応(ASR)により損傷を受けた鉄筋コンクリート橋脚の補修・補強工法の代表的なものとして、表面被覆工法、鋼板接着工法および PC 鋼材巻立て工法がある。しかし、実構造物での抑制効果の報告は少なく、その効果は明らかでない。本研究は、大型鉄筋コンクリート円柱試験体に ASR によるひび割れを発生させた後、補修工法として表面被覆、補強工法として鋼板接着および PC 鋼材巻立てを適用し、補修工法の膨張抑制効果および補強工法の膨張拘束効果を屋外暴露試験で検討したものである¹⁾²⁾。本論文は補修・補強後 6 年間の暴露試験結果と試験体の解体結果をまとめたものである。

2. 実験概要

2.1 試験体の製作

コンクリートの配合を表-1に示す。セメン

トは、普通ポルトランドセメント(等価 Na₂O 量:0.68%)を使用した。骨材は、細骨材に非反応性の川砂(富山県早月川産)を使用し、粗骨材に非反応性の川砂利(富山県早月川産)と火山ガラスおよびクリストバライトを含有する両輝石安山岩(石川県能登半島産)を使用した。両輝石安山岩のアルカリシリカ反応性試験(化学法)結果は、溶解シリカ量(Sc)が 609 mmol/l, アルカリ濃度減少量(Rc)が 223 mmol/l である。ASR を促進させるために等価 Na₂O 量が 8kg/m³ になるように練混ぜ水に NaOH を添加しアルカリ量を調整した。

試験体は、φ 800×1500(mm)の大型円柱体であり図-1に概要を示す。軸方向鉄筋と帯鉄筋は、それぞれ D22mm の異形鉄筋と D16mm の丸鋼とした。コンクリートおよび鉄筋ひずみを測定するするために、水平東西、水平南北、軸方向の 3 箇所(東、南)に埋込型ひずみ計を、軸鉄筋と帯筋のそれぞれ 2 箇所(東、南)にひずみゲージを貼り付けた。

表-1 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	W/C (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材	非反応性粗骨材	反応性粗骨材
20	8±2	53	2±1	42	164	308	784	562	563

*1 東亜合成(株) 機能製品事業部 (正会員)

*2 東亜合成(株) 機能製品事業部 工博 (正会員)

*3 (株)ピーエス三菱 土木本部メンテナンス部 工博 (正会員)

*4 金沢大学大学院教授 自然科学研究科社会基盤工学専攻 工博 (正会員)

2.2 試験体の暴露と補修・補強工法

試験体は脱枠終了後、ASR を促進させるために材齢 1 ヶ月まで蒸気養生(最高温度: 60°C)に供した。その後、1996 年 7 月に屋外暴露を開始し、ASR によるひび割れ幅の最大値が 0.5mm に達した 1997 年 6 月(材齢 1 年)に補修・補強を行った。補修工法は表面被覆、補強工法は鋼板接着と PC 鋼材巻立てを適用し、1 体を未補修とした。補修・補強後 2003 年 8 月までの約 6 年間、金沢大学工学部構内の暴露に供した(写真-1)。

表面被覆試験体(以下、被覆試験体)は、小試験体による膨張抑制³⁾および RC はりおよび柱の耐力保持⁴⁾の面から ASR 膨張の抑制効果が報告されているアクリルゴム系表面被覆材(膜厚 1mm)を全面に被覆した。鋼板接着試験体は、SS235 の鋼板(厚さ 9mm)を用い、試験体と鋼板の隙間(4mm)にはエポキシ樹脂を充填した。PC 鋼材巻立て試験体(以下、PC 試験体)は、2 本の PC 鋼より線(φ 2.9mm)を 75mm 間隔で配置し、PC 鋼線の降伏強度の 30%の緊張力で円周方向に締め付けた。その後、試験体側面の全面に無収縮モルタルで 50mm の増し厚を行った。周方向拘束の指標として各試験体の拘束筋の体積比を算出した結果を表-2 に示す。橋脚補強において横拘束筋の体積比は 1.8%以下と定められているが⁵⁾、本実験の鋼板接着試験体は、それを上回る補強を行っている。なお、未補修試験体と被覆試験体には、コンクリート表面にコンタクトゲージ用チップを軸方向 4 等分点に 3 ヶ所(上から上中下という)、東西南北面にそれぞれ貼付けた。

2.3 解体試験

暴露試験終了後、カッターナイフで表面被覆材を丁寧に剥ぎ取り、未補修試験体と被覆試験体のコンクリート表面のひび割れ状況を観察した。また、鋼板接着および PC 鋼材巻立て部分を丁寧に除去し、全ての試験体について、軸方向 2 等分点の箇所を水平に大型カッターで切断し、その水平切断面のひび割れ状況を観察した。

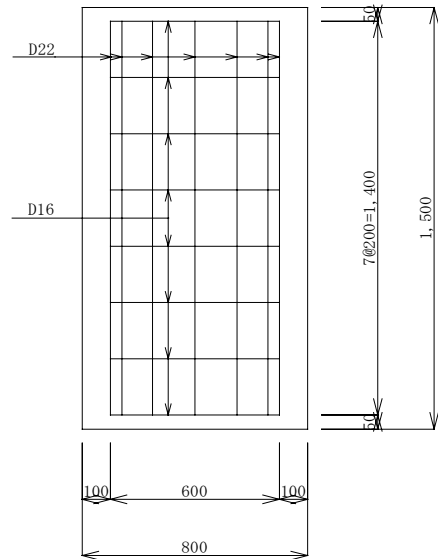


図-1 試験体



写真-1 暴露状況

表-2 各試験体の拘束筋の体積比

試験体	体積比(%)		
	帯筋	補強材	横拘束筋
未補修試験体	0.64	—	0.64
被覆試験体		—	0.64
鋼板接着試験体		4.5	5.14
PC試験体		0.13 (0.76)	0.77 (1.40)

() : 降伏強度を考慮した換算体積比
横拘束筋: 帯筋+補強材



写真-2 アクリルゴムのひび割れ追従状況

3. 試験結果と考察

3.1 表面被覆材のひび割れ追従性

外観調査の結果、被覆試験体に塗膜の破断は認められなかった。塗膜を剥ぎ取る際にコンクリート表面のひび割れ幅との関係を調べた結果、塗膜は最大 7mm のひび割れに追従しており(写真-2)、また、0.4mm 以上のひび割れであれば、表面被覆材の上からコンクリート表面のひび割れの有無を確認できることがわかった。

3.2 ひび割れ発生状況と膨張抑制効果

未補修試験体と被覆試験体のコンクリート表面のひび割れをマーキングして、方位および天端別にその総延長を求めた。ひび割れは、0~0.5mm, 0.5~1mm, 1~2mm, 2~5mm の4種類のひび割れ幅に分類した。分類別のひび割れ総延長から、ひび割れ密度(1cm²中にあるひび割れの長さ)とひび割れ密度割合(未補修試験体の合計のひび割れ密度を 100%とした時の割合)を求めた結果を表-3に示す。未補修試験体は、日射の多い東西南面にひび割れが多く、北面、天端の順に少ない傾向にあった。一方、被覆試験体のひび割れ密度割合の合計は 44%と小さく、未補修試験体ほど方位の差は明瞭でなかった。

表面被覆することによりひび割れ密度が小さくなり、方位の差が不明瞭になるのは、温度や水分の影響をコンクリートに伝えない環境緩和効果によると考えられる。

また、表面ひび割れと同様に水平切断面のひび割れ密度とひび割れ密度割合を算出した結果

表-3 コンクリート表面のひび割れ

試験体	ひび割れ幅	東	西	南	北	天端	合計
未補修試験体	0~0.5mm	0.266	0.258	0.250	0.178	0.094	0.221
	0.5~1mm	0.036	0.036	0.042	0.039	0.041	0.039
	1~2mm	0.009	0.009	0.008	0.012	0.024	0.011
	2~5mm	0.006	0.001	0.002	0.001	0.007	0.003
	合計	0.317 (116%)	0.305 (111%)	0.302 (110%)	0.230 (84%)	0.165 (60%)	0.274 (100%)
被覆試験体	0~0.5mm	0.093	0.107	0.144	0.128	0.055	0.110
	0.5~1mm	0.004	0.000	0.013	0.010	0.019	0.008
	1~2mm	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	0.001
	2~5mm	0.001	0.000	0.000	0.003	0.004	0.001
	合計	0.099 (36%)	0.107 (39%)	0.157 (57%)	0.142 (52%)	0.079 (29%)	0.121 (44%)

数字 : ひび割れ密度 (cm⁻¹)

()内の数値: ひび割れ密度割合(未補修合計を100%とした)

表-4 水平切断面のひび割れ密度割合

試験体	鉄筋外側	鉄筋内側	合計
未補修試験体	0.107 (140%)	0.053 (69%)	0.076 (100%)
	0.068 (89%)	0.004 (6%)	0.032 (42%)
鋼板接着試験体	0.048 (63%)	0.009 (11%)	0.026 (34%)
	0.034 (45%)	0.011 (15%)	0.021 (28%)

数字 : ひび割れ密度 (cm⁻¹)

()内の数値: ひび割れ密度割合(未補修合計を100%とした)

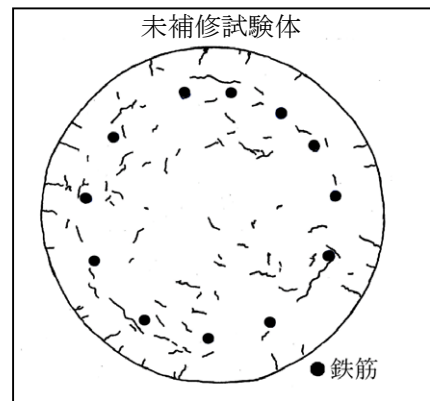


図-2 未補修試験体の切断面状態

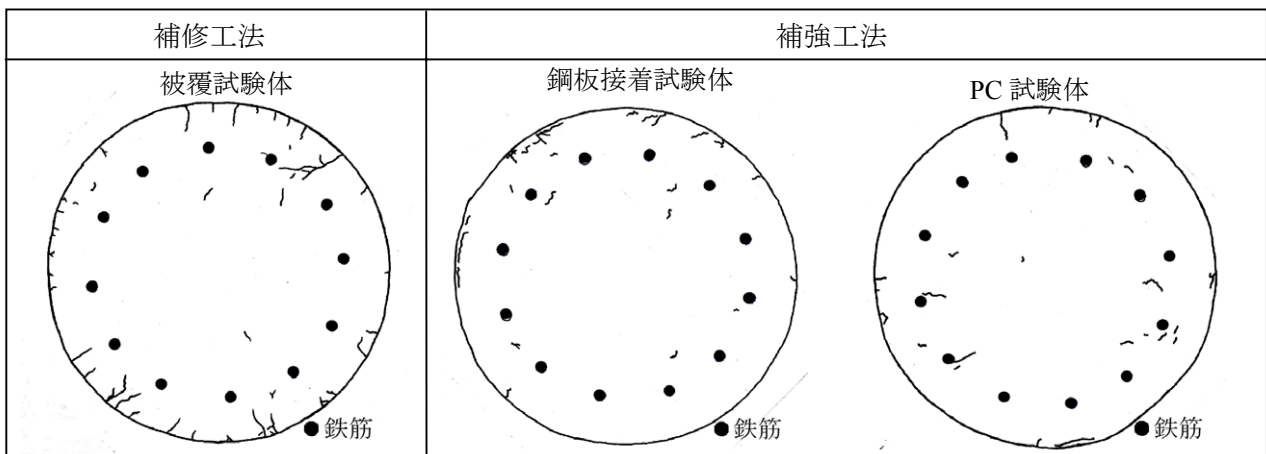


図-3 補修・補強工法の切断面状態

を表—4に、ひび割れ状況を図—2, 3に示す。未補修試験体は、鉄筋内側に多数のひび割れが発生しており、ひび割れ密度割合は69%である。被覆試験体、鋼板接着試験体およびPC試験体では、鉄筋内側のひび割れがほとんど見られず、ひび割れ密度割合は、それぞれ6%、11%、15%であり、各補修・補強工法の差は不明瞭だが、膨張の抑制および拘束効果を確認できる。

3.3 コンクリートひずみとASR抑制効果

埋込型ひずみ計を用いて測定したコンクリートの水平方向、軸方向ひずみの経時変化を図—4, 5に示す。水平方向ひずみは東西と南北の2方向を測定しているが、ここではその平均値で代表させた。また、最終のひずみを用いて未補修試験体に対する補修・補強した試験体のひずみの減少割合を抑制率として算出し（以下、抑制率という）表—5に示す。

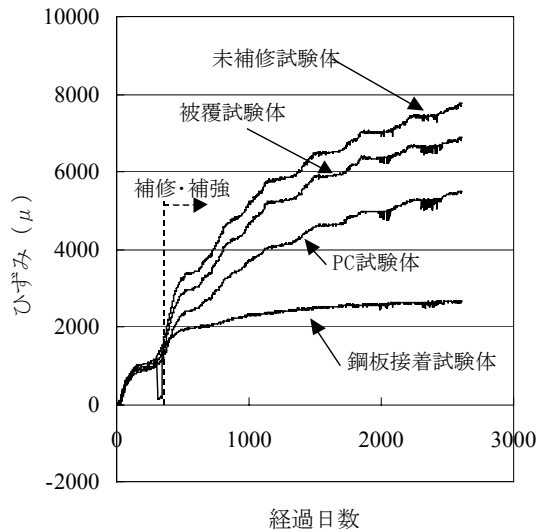
図—4, 5から、水平方向ひずみが軸方向ひずみより大きいのが、これは軸方向鉄筋と帯鉄筋の拘束効果の相違に起因すると考えられる。表—5から、水平方向の抑制効果は、鋼板接着試験体、PC試験体、被覆試験体の順に大きく、抑制率はそれぞれ65.7%、29.2%、11.4%であった。鋼板接着試験体の抑制率が特に大きいのは、横拘束筋の体積比が表—2の通り基準以上に大きいことによると考えられ、補強設計における横拘束筋体積比の重要性が示されている。一方、軸方向の抑制効果は、被覆試験体、鋼板接着試験体、PC試験体の順に大きく、抑制率はそれぞれ39.8%、3.8%、-51.0%であった。

水平方向と軸方向で抑制効果が異なるため、便宜的に抑制効果を体積で定量化する。ここで、水平および軸方向ひずみを式(1)(2)(3)と表す。

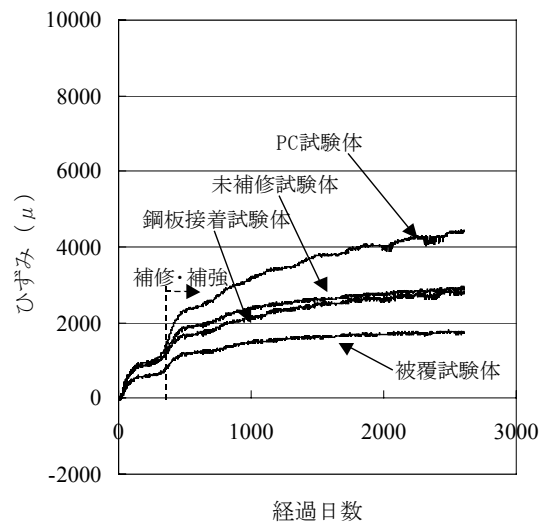
$$a_1 = \frac{\Delta r_1}{r} \quad [\text{水平方向ひずみ(東西)}] \quad (1)$$

$$a_2 = \frac{\Delta r_2}{r} \quad [\text{水平方向ひずみ(南北)}] \quad (2)$$

$$b = \frac{\Delta h}{h} \quad [\text{軸方向ひずみ}] \quad (3)$$



図—4 水平方向ひずみの経時変化



図—5 軸方向ひずみの経時変化

表—5 補修・補強工法の方向別抑制率

方向	試験体		最終ひずみ (μ)	抑制率 (%)
	補修	補強		
水平方向	—	未補修試験体	7775	-
	補修	被覆試験体	6887	11.4%
	補強	鋼板接着試験体	2668	65.7%
		PC試験体	5501	29.2%
軸方向	—	未補修試験体	2941	-
	補修	被覆試験体	1771	39.8%
	補強	鋼板接着試験体	2828	3.8%
		PC試験体	4442	-51.0%

ただし、 r は試験体の半径、 h は試験体の高さ、 $\Delta r_1, \Delta r_2, \Delta h$ はそれぞれの方向のひずみ量である。このとき、体積ひずみ ε は、式(1)(2)(3)を用いて式(4)のように定義できる。

$$\varepsilon = \frac{\pi(r + \Delta r_1)(r + \Delta r_2)(h + \Delta h) - \pi r^2 h}{\pi r^2 h}$$

$$= a_1 + a_2 + b + a_1 b + a_2 b + a_1 a_2 b \quad (4)$$

式(4)から求めた体積ひずみの経時変化を図-6に、抑制率を表-6に示す。体積ひずみの抑制効果は、鋼板接着試験体、PC試験体、被覆試験体の順に大きく、抑制率はそれぞれ56.0%、16.5%、16.0%であった。

ただし、ここで求めた抑制率は、鋼板接着試験体の横拘束筋の体積比が基準以上に大きいこと、PC試験体の軸方向拘束が無いこと、および実際の橋脚では上部工の荷重負荷があることなどから、必ずしも各補修・補強工法の優劣を表さないことに注意する必要がある。

3.4 鉄筋ひずみとASR抑制効果

未補修試験体の鉄筋ひずみを図-7に示す。帯筋のひずみは約5000 μ に達しており、降伏していると推定された。一方、補修・補強した試験体の最終ひずみは、被覆試験体で1135 μ 、鋼板接着試験体で871 μ 、PC試験体ではほぼ0 μ であり、ひずみ抑制効果が認められた。なお、軸鉄筋のひずみは、補修・補強の有無に係わらず1500~1750 μ であった。

3.5 表面膨張率と内部膨張率の比較

未補修試験体と被覆試験体のコンタクトゲージによる表面の膨張率と埋込型ひずみ計による内部の膨張率を比較し、図-8、9に示す。

表面の膨張率は、内部のそれを下回る傾向にあり、被覆試験体の場合に顕著であった。これは、被覆試験体のひび割れ密度が小さいこと(3.2)から、ゲージプラグ間のひび割れ密度が小さい場合に表面の膨張率が小さくなるためと考えられる。したがって、膨張抑制効果の検討には、内部ひずみの測定がより正確と考えられる。

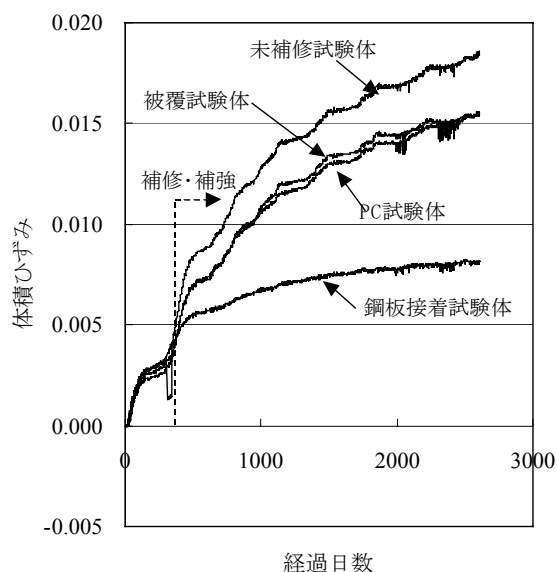


図-6 体積ひずみの経時変化

表-6 補修・補強工法の体積ひずみ抑制率

試験体		最終ひずみ	抑制率 (%)
—	未補修試験体	1.86×10^{-2}	-
補修	被覆試験体	1.56×10^{-2}	16.0%
補強	鋼板接着試験体	8.19×10^{-3}	56.0%
	PC試験体	1.55×10^{-2}	16.5%

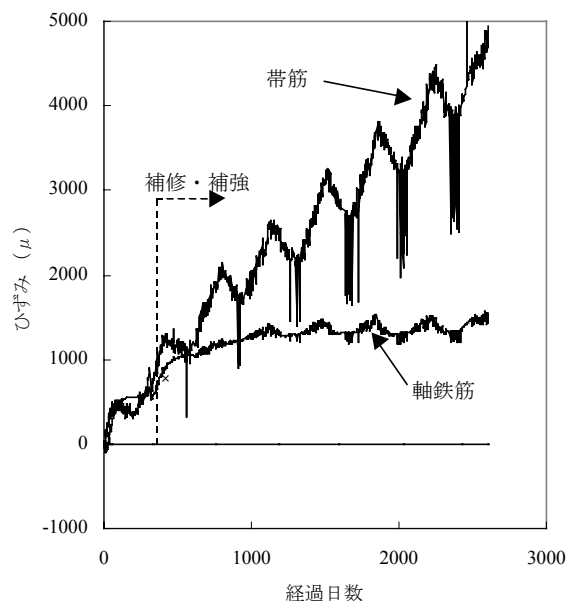


図-7 鉄筋ひずみの経時変化(未補修)

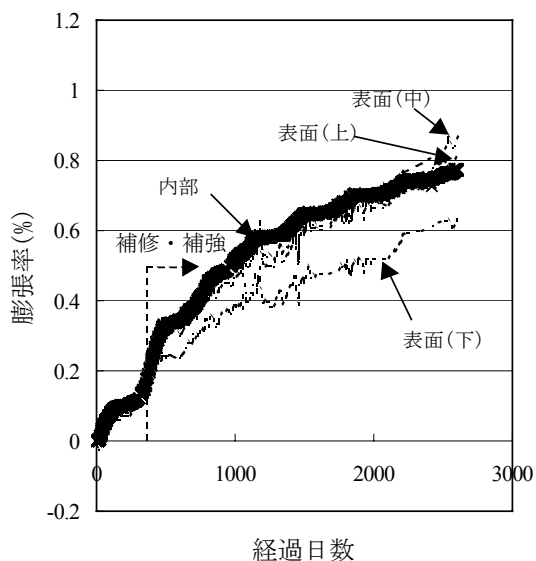


図-8 表面と内部の膨張率(未補修試験体)

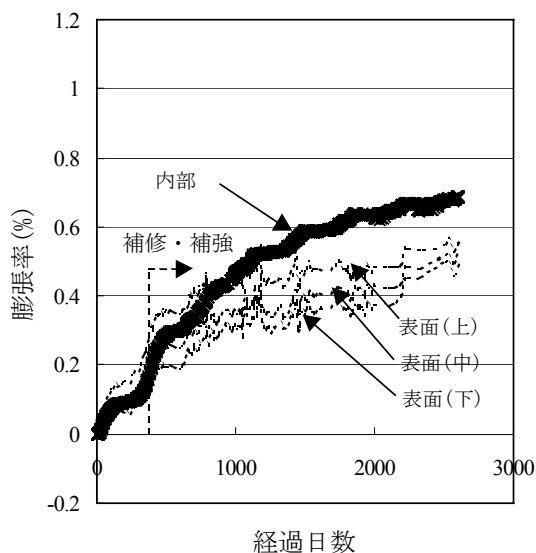


図-9 表面と内部の膨張率(被覆試験体)

4. まとめ

本研究の主要な結果は次の通りである。

- (1) 試験体水平切断面において未補修試験体の鉄筋より内側のコンクリートに多くのひび割れが確認されたが、補修・補強した試験体にはひび割れがほとんど観察されず、膨張の抑制および拘束効果が確認された。
- (2) 未補修試験体の帯筋のひずみは、過大なひずみが観測されたが、補修・補強した試

験体では観測されず、膨張の抑制および拘束効果が確認された。なお、未補修試験体の帯筋は降伏していると推定された。

- (3) コンクリートのひずみが水平方向と軸方向で異なる場合の、ひずみの定量化方法として、体積ひずみを提案した。
- (4) 被覆試験体のコンクリート表面のひび割れ密度は、未補修試験体の44%であった。また、暴露6年後において塗膜破断は確認されず、最大7mmのひび割れに追従しており、環境緩和効果を維持していた。

謝辞

本実験の遂行に終始ご指導頂いた金沢大学川村満紀名誉教授、また、ご協力頂いた(株)ピーエス三菱 奥田由法氏、(株)ホクコン 友竹博一氏、金沢大学 大橋勇気氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 奥田由法, 石井浩司, 鳥居和之, 松田康孝 : ASR 損傷コンクリート橋脚の補修・補強に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.20, No.1, pp.371-376, 1998.
- 2) 佐々木浩文, 青山實伸, 奥田由法, 鳥居和之 : ASR 損傷コンクリート橋脚の補修・補強効果の長期確認試験, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1629-1634, 2002.
- 3) M.Kawamura, K.Torii, K.Takeuchi, S.Tanikawa : Expansion and Cracking due to Alkali-Silica Reaction in Concretes under the two Different Environments, The 9TH International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete 1992, pp.519-526, 1992.
- 4) 濱田秀則, R.N.Swamy, 谷川伸, Jaw-Chang Laiw : 持続荷重および ASR の影響下にある RC はりおよび RC 柱の内部応力に及ぼす表面被覆の効果, コンクリート工学論文集, 第6巻第2号, pp.9-20, 1995年7月
- 5) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.160-162, 2002年3月