

ASR損傷を受けたコンクリート柱の 力学挙動と補強方法に関する実験的研究

岩波 光保¹・横田 弘²・奥山 和俊³・鳥居 和之⁴

¹ 正会員 工博 港湾空港技術研究所 構造強度研究室 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)

² フェロー会員 工博 港湾空港技術研究所 構造強度研究室長 (同 上)

³ 正会員 工修 (株)ピー・エス 開発技術第一部 (〒170-0004 豊島区北大塚 1-13-17)

⁴ 正会員 工博 金沢大学教授 工学部土木建設工学科 (〒920-8667 金沢市小立野 2-40-20)

ASRにより損傷した鉄筋コンクリート試験体を作製し、その正負交番荷重試験を通じて、ASRによる損傷がコンクリート部材の力学挙動に及ぼす影響を調べた。また、ASRによる損傷を受けた構造物の補強方法として、PC巻立て工法を取り上げ、その有効性を調べた。その結果、コンクリートの膨張率にして1.0%程度のASR損傷を受けても、耐荷性能が著しく低下することはなかった。しかしながら、部材の破壊過程や破壊形態、塑性変形性能、ならびにエネルギー吸収性能には、ASR損傷による影響が認められた。さらに、PC巻立て補強を施した試験体の荷重試験結果より、耐荷性能および塑性変形性能の両面からの補強効果を確認することができた。

Key Words : Alkali-silica reaction, reversed cyclic loading, load carrying capacity, ductility, strengthening, PC confinement

1. はじめに

アルカリ骨材反応¹⁾の1つであるアルカリシリカ反応(以下、ASRと呼ぶ)によるコンクリート構造物の損傷事例が、骨材事情の劣悪な地域で数多く報告され、その対策が急務となっている。特に沿岸地域では、ASRを助長する水分の供給が十分であること、さらに海水中に含まれるアルカリ分がコンクリート中に浸透し、アルカリ濃度が高くなることが原因となって、ASR損傷の進行速度が大きくなることもある。例えば、臨港交通施設の橋脚やフーチングにおいて、著しいASR損傷がいくつか確認されている。

ASRによる損傷を受けたコンクリート構造物においては、コンクリートの強度およびヤング率の低下やかぶりコンクリートの剥離・剥落により、構造物の耐荷性能や耐震性能が低下することが懸念される。また、ASRにより発生したひび割れから塩化物イオン、水および酸素がコンクリート内部に容易に浸入できるようになるため、内部鉄筋の腐食が誘発されることも危惧される。これまで、ASRのメカニズム

や骨材の反応性、あるいはASRによるコンクリートの劣化過程等に関して多くの検討が行われてきた。しかしながら、ASRによる損傷と部材の力学性能や耐久性との関係については、未だ体系的に整理されているとは言えない。

このような状況下では、ASR損傷を受けた既存構造物の残存性能を的確に評価することが困難であるため、適切な補修・補強対策が施されていないのが実状である。ASR損傷構造物に対する適切な補修・補強対策のためには、ASRによる残存膨張量を正確に予測すること、ならびに耐荷性能や変形性能等の残存力学性能への影響を定量的に把握しておくことが必要と考えられる。現在、ASR損傷構造物に対する補修・補強方法として、いくつかの工法が提案されているが²⁾、それぞれに問題点が指摘されている。例えば、橋脚に対する補修・補強工法の場合、ライニング工法では、水分の供給を完全に断つことができないこと、コンクリート巻立て工法では、躯体自身の自重が大きくなり下部工への負担が増大すること、鋼板巻立て工法では、内部の既設コンクリートの損傷進行状況を把握できなくなることなどが問題

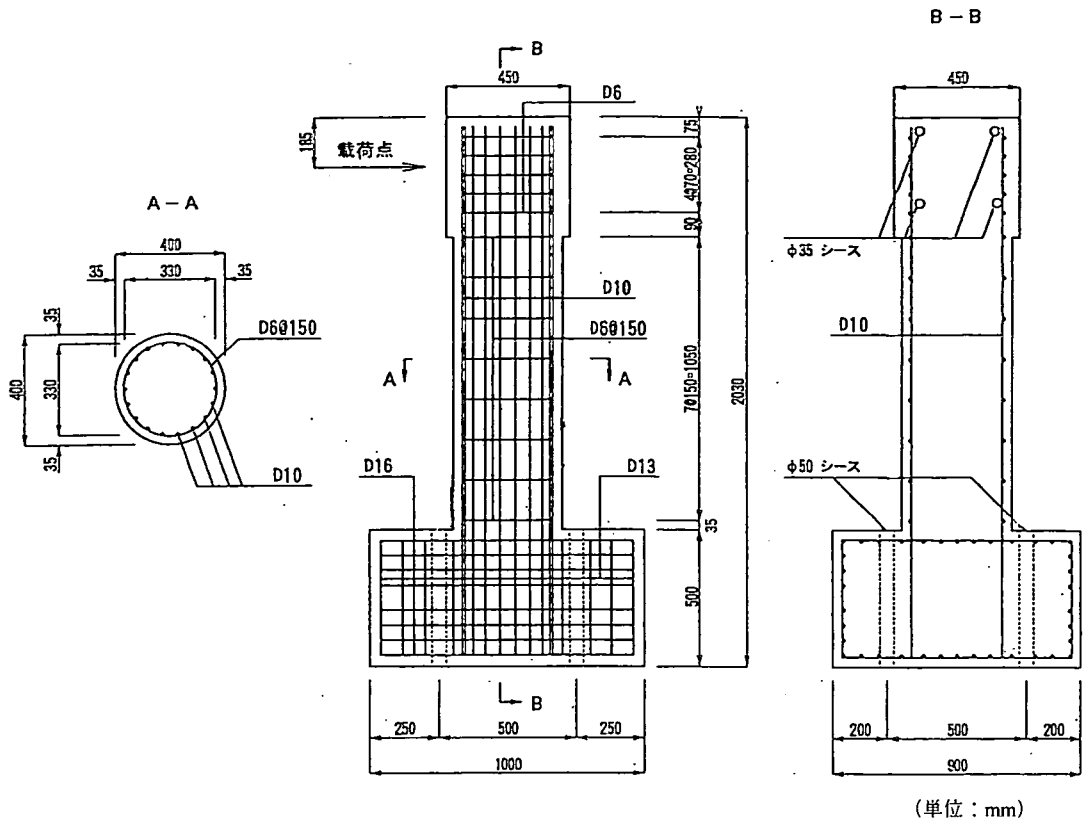


図-1 試験体の概要

点である。

そこで本研究では、ASR損傷がコンクリート部材の力学挙動に及ぼす影響を明らかにし、その有効な補強方法を検討することを目的として、以下のような実験を行った。すなわち、反応性骨材を含むコンクリートを用いて作製した鉄筋コンクリート（以下、RCと呼ぶ）橋脚模型試験体を屋外環境に暴露し、ASR損傷を生じさせた。同時に、ASRが生じない比較用健全試験体を作製し、ASR試験体と同様に暴露した。暴露期間中には、膨張量、内部鉄筋ひずみおよび超音波伝播速度³⁾を継続して測定し、ASR損傷の進行過程を追跡した。暴露期間が1年半および3年半の時点で、正負交番載荷試験を行い、ASRによる損傷がRC部材の力学挙動に及ぼす影響、ならびに損傷程度の違いと力学性能の低下度の関係について検討を行った。

また、補強方法としてPC巻立て工法⁴⁾を取り上げ、上記の暴露期間が経過した後に本工法により補強した試験体に対しても正負交番載荷試験を行い、本工法による補強効果を検討した。本工法によれば、自重をあまり増加させずに既設部を完全に被覆できる

だけでなく、補強後における既設部の異常な損傷進行を表面ひび割れとして捉えることができる。PC巻立て補強は、従来工法と比較して、前述の問題点が克服された工法であると考えられる。

2. 実験概要

(1) 試験体概要

a) 試験体の形状・寸法および数量

本研究で用いた試験体の形状・寸法を図-1に示す。本試験体は、昭和55年版道路橋示方書⁵⁾に準拠して設計されたRC橋脚の模型である。試験体寸法については、載荷試験用の実験設備の能力を考慮して設定した。なお、既往の報告⁶⁾によれば、RC橋脚模型の試験体寸法は正負交番載荷試験の結果にほとんど影響しないとされている。ただし、柱部の変形量を支配する軸方向鉄筋の拔出しについては、試験体寸法の影響が解明されていない⁶⁾ため、本研究でもその影響は考慮しなかった。

作製した試験体数は5体であり、うち1体はASRが

表-1 試験体の種類

名称	配合種類	暴露期間	補強
N	N 配合	1.5 年	なし
A1	A 配合		
A2		3.5 年	
S1		1.5 年	あり
S2		3.5 年	

表-2 コンクリートの配合

種類	単位量 (kg/m ³)				
	W	C	S	G1	G2
N	164	308	784	1125	0
A	164	308	784	563	562

G1: 非反応性骨材, G2: 反応性骨材

生じない比較用健全試験体 (N), 残りの4体 (A1, A2, S1, S2) はASRが生じるように計画した試験体である。さらに, ASRが生じる4体のうち, 2体については, 所定の暴露期間が経過した後, PC巻立てによる補強を行った (S1, S2)。試験体の一覧を表-1に示す。

b) 使用材料, 配合および配筋条件

コンクリートの示方配合を表-2に示す。ASRが生じるよう配慮したA配合では, 用いた反応性骨材のペシマム量を考慮して, 粗骨材の約半分を反応性骨材で置換した。配合条件としては, 粗骨材最大寸法20mm, スランプ8cm, 空気量2%とし, 水セメント比を0.53, 細骨材率を0.42とした。

セメントには普通ポルトランドセメントを, 細骨材には非反応性の川砂 (富山県早月川産) を, 粗骨材のうち非反応性のものには碎石 (富山県早月川産) を用いた。反応性骨材には, 火山ガラスおよびクリストパライトを反応性鉱物として含有する両輝石安山岩碎石 (石川県能登半島産) を用いた。この反応性骨材に対するアルカリ反応性判定試験 (化学法) の結果は, 溶解シリカ量が609mmol/l, アルカリ濃度減少量が223mmol/lであり, 「潜在的有害」と判定された。さらに, A配合の練混ぜ水には水酸化ナトリウムを添加し, コンクリートの等価アルカリ量を8kg/m³と高めることでASRの促進を図った。また, 練混ぜにあたって混和剤は使用しなかった。

材齢28日および載荷試験時 (材齢約1年半および約3年半) におけるコンクリートの力学特性を表-3に示す。これらは, RC橋脚模型試験体と同一の条件下で養生した円柱供試体 (φ100×200mm) による計測結果である。A配合のコンクリートの圧縮強度は材齢の経過とともに大きくなったが, N配合は

表-3 コンクリートの力学特性

配合	材齢	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)
N	28 日	17.2	22.9
	1 年半	29.9	26.3
A	28 日	15.6	22.1
	1 年半	19.6	10.9
	3 年半	24.4	15.4

表-4 使用鋼材の機械的性質

種類	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)	伸び (%)
D10	370	511	210	25.1
D6	336	447	210	35.4
SWPR2 N-2φ2.9	1923	2051	203	8.5

どの強度増加は見られなかった。一方, ヤング率については, N配合では材齢とともに増加したが, A配合では, 材齢28日以降, 屋外暴露により大きく低下した。これは, ASRによるコンクリート内部の微小ひび割れに起因するものと考えられる。

試験体の配筋を図-1に示す。試験体柱部の軸方向鉄筋として, 鉄筋比が1.02%となるようにSD295A-D10を18本配置した。帯鉄筋には, SD295A-D6を150mm間隔で配置した。帯鉄筋体積比は, 0.24%である。これらの配筋量は, 前述のように, 昭和55年版道路橋示方書⁵⁾に準拠して決定した。用いた鉄筋の機械的性質を表-4に示す。

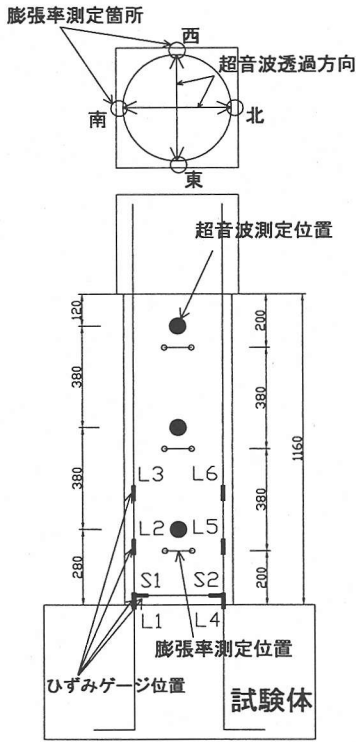
c) 養生方法

作製した試験体は, 打設後3日で脱型し, ASRを促進するため, 60℃の蒸気養生を1ヶ月間行った後, 屋外暴露に供した。

(2) 屋外暴露方法およびASRの進行過程の追跡

蒸気養生が終了した試験体は, 金沢大学工学部構内に移設し, そのまま屋外環境下に暴露した。暴露期間中には, ASRを促進させるため, 1回/日の頻度で試験体に対して散水を行い, 水分を十分に供給した。このような屋外暴露を載荷試験実施まで継続した。暴露期間は, N, A1およびS1試験体で約1年半, A2およびS2試験体で約3年半とした。

暴露期間中には, ASR損傷の進行過程を, コンクリートの膨張率, 内部鉄筋のひずみおよび超音波伝播速度を計測することで追跡した。コンクリートの膨張率は, 図-2に示すように, 試験体の東西南北の各面において, 試験体の高さ方向に3地点の合計12



(単位：mm)

図-2 膨張率，内部鉄筋ひずみおよび超音波測定位置

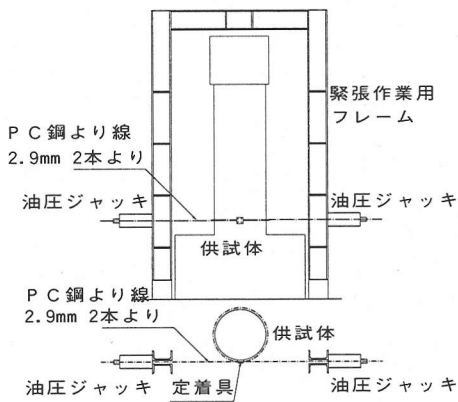


図-3 PC 巻立て補強の概要

箇所貼付したコンタクトチップ間の距離変化から算出した。計測頻度は、1回/週とした。

内部鉄筋ひずみは、試験体製作時にあらかじめ鉄筋に貼付したひずみゲージを用いて、1回/月の頻度で計測した。ひずみゲージ貼付位置を図-2に示す。長期間の暴露によって、ひずみゲージが損傷することを避けるため、高耐久型のゲージを用いた。

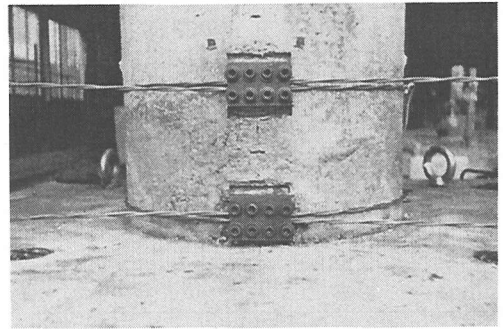


写真-1 PC 鋼材の定着具

表-5 巻立て用コンクリートの配合

単位量 (kg/m ³)					
W	C	LS	S	G	SP
175	282	250	828	707	12

LS：石粉，SP：高性能A E減水剤

コンクリート内部で進行している ASR 損傷を評価するため、超音波伝播速度の計測を行った。図-2に示したように、試験体の南北方向および東西方向に対して、異なる3つの高さのコンクリート表面に超音波探触子を設置し、超音波伝播速度を計測した。なお計測頻度は、1回/月とした。

(3) PC 巻立てによる補強

PC巻立て工法は、橋脚等の柱部に巻き付けたPC鋼材を緊張し、さらにその周囲をコンクリートで被覆することで、既存橋脚の耐荷性能および耐震性能の向上を図るものである⁷⁾。しかし現状では、本工法のASR損傷構造物に対する有効性については、実験データが乏しいこともあり、十分に検証されているとは言えない。そこで本研究では、本工法によるASR損傷橋脚の補強効果を確認するとともに、補強効果に対するASRの損傷程度の影響を調べた。

補強にあたっては、まずコンクリート表面をブラスト処理し、試験体柱部に75mm間隔でPC鋼より線を配置した。その後、PC鋼より線を油圧ジャッキで緊張し、専用の定着具を用いて定着位置を180度ずらしながら試験体に定着した。PC巻立て補強の概要を図-3に、写真-1にPC鋼材の定着具を示す。導入緊張力は、570 N/mm² (降伏強度の1/3)とした。これは、PC鋼材で巻き立てた円形断面のコンクリートの最大荷重後の荷重低下が、緊張力が大きいほど顕著となる⁸⁾ことを考慮したためである。さらに試験体周囲に厚さ25mmの増厚コンクリートを巻き立てた。増厚コンクリートの材齢が約30日となった時点で、正負交番載荷試験を行った。

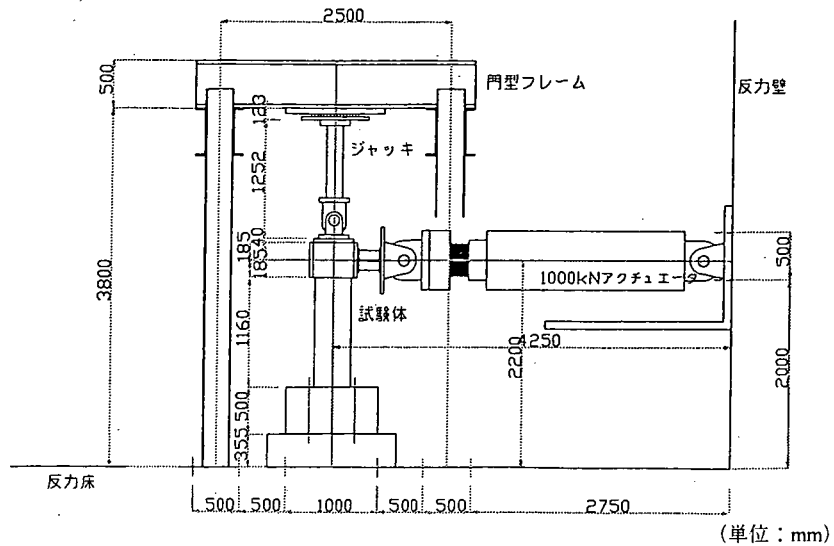


図-4 正負交番載荷試験の概要

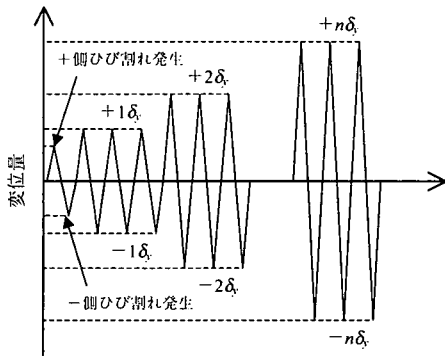


図-5 加力サイクル

巻立て用コンクリートは、配筋が密であり、打設厚さも25mmと小さいため、高流動コンクリートとした。ただし、実際の構造物に対する補強にあたっては、対象部材の寸法に応じて巻立て厚を適宜設定する必要がある。用いたコンクリートの配合を表-5に示す。配合条件は、粗骨材最大寸法7mm、スランプフロー640mm、空気量2%とし、混和剤として高性能AE減水剤を用いた。材齢28日における巻立て用コンクリートの圧縮強度およびヤング率は、それぞれ54.7N/mm²および27.0kN/mm²であった。これらは、試験体と同一の条件下で養生した円柱供試体(φ100×200mm)による計測結果である。

用いたPC鋼材は、SWPR2N-2φ2.9であり、その機械的性質を表-4に示す。PC鋼材の帯鉄筋としての体積比は0.18%である。これは、直径3mの円形橋脚に1s17.8のPC鋼材を150mm間隔で巻き立てた場合とほぼ同程度の帯鉄筋量である。既設部の帯鉄筋と合

計すると、体積比は0.42%となる。

このような補強をASR損傷試験体に対して行った場合の補強効果を以下のように試算した。すなわち、PC鋼材により横拘束されたコンクリート円柱の鉛直載荷試験結果⁹⁾から、その応力-ひずみ関係を定式化した。これを用いて、道路橋示方書 V.耐震設計編⁹⁾に基づいて載荷点の水平変位を求め、終局変位とした。また、このときの荷重を最大荷重とした。ここでは、終局状態を載荷荷重が最大荷重の0.8倍まで低下した段階¹⁰⁾と定義したが、本実験の場合、この終局状態は、軸方向鉄筋が最初に破断した段階とほぼ一致した。以上の試算によると、PC巻立てによる補強効果は、最大荷重にして1.3倍、終局変位にして1.4倍となった。

(4) 正負交番載荷試験

ASR損傷構造物に地震力のような繰返し荷重が作用した場合の力学挙動を検討するため、前述の5体の試験体に対して正負交番載荷試験を行った。

a) 載荷方法

本研究で行った正負交番載荷試験の概要を図-4に示す。油圧ジャッキを用いて試験体に鉛直荷重を負荷した状態で、試験体頭部にアクチュエータにより水平荷重を載荷した。一般的な橋脚には、上部工の自重により1N/mm²程度の鉛直応力が作用しているため、本実験においても、既設コンクリート柱部に1N/mm²の応力が作用するように、鉛直荷重として126kNを載荷した。載荷試験中には、鉛直荷重が一定となるよう油圧を制御した。

水平方向の荷重は、ひび割れ発生までは荷重制御方式により、その後は変位制御方式により行った。ひび割れ発生以降は、計算上、N試験体における軸方向鉄筋が最初に降伏する時の荷重点水平変位（以降、降伏変位 δ_y と呼ぶ）を基準変位として、その整数倍の変位を正負3回ずつ与えることとした。この場合、降伏変位 δ_y は5.0mmであった。図-5に、荷重試験時の加力サイクルを示す。水平荷重が、最大荷重を超えて、その60～70%程度まで低下した段階で荷重試験を終了した。荷重速度は、荷重制御方式の場合、1.0kN/sとし、変位制御方式の場合、0.05～0.5mm/sとした。一般に、ASRを受けたコンクリート試験体の場合、損傷に暴露時の方向依存性が存在するため、本実験ではすべての試験体において、水平荷重の方向を暴露時の南北方向と一致させた。本稿ではこれ以降、試験体の北面が圧縮される荷重方向を+方向、南面が圧縮される荷重方向を-方向と呼ぶ。

b) 計測項目

荷重中には、水平荷重、鉛直荷重、荷重点水平変位、鉄筋のフーチングからの拔出量、試験体の移動量、柱部の曲率、軸方向鉄筋・帯鉄筋のひずみ、PC鋼材のひずみを連続的に計測した。ここで、鉄筋の拔出量は、各荷重終了時点における柱基部の残留ひび割れ幅とし、柱基部の東縁と西縁に設置した変位計の計測値を平均して求めた。また曲率については、試験体柱部の北面および南面に設置した変位計により、柱部の鉛直方向の変形量分布を計測し、この計測結果から柱部の曲率分布を算出した。

軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ計測には、(2)で述べた暴露期間中の膨張量測定用のひずみゲージを用いた。PC鋼材のひずみは、PC巻立て補強を施工した際にPC鋼材に貼付したひずみゲージにより計測した。

また、荷重中に発生したひび割れおよびかぶりコンクリートの剥落箇所のスケッチを各荷重ステップごとに実施した。

3. ASR による試験体の損傷状況

(1) コンクリート表面のひび割れ性状

ASRが生じないN試験体においては、屋外暴露開始時に若干の乾燥収縮ひび割れが確認されたが、その他にひび割れは発生していなかった。一方、A配合の試験体においては、屋外暴露開始1ヶ月後に、ASRによると思われるひび割れが初めて確認された。その後、暴露期間の経過とともにASRによるひび割

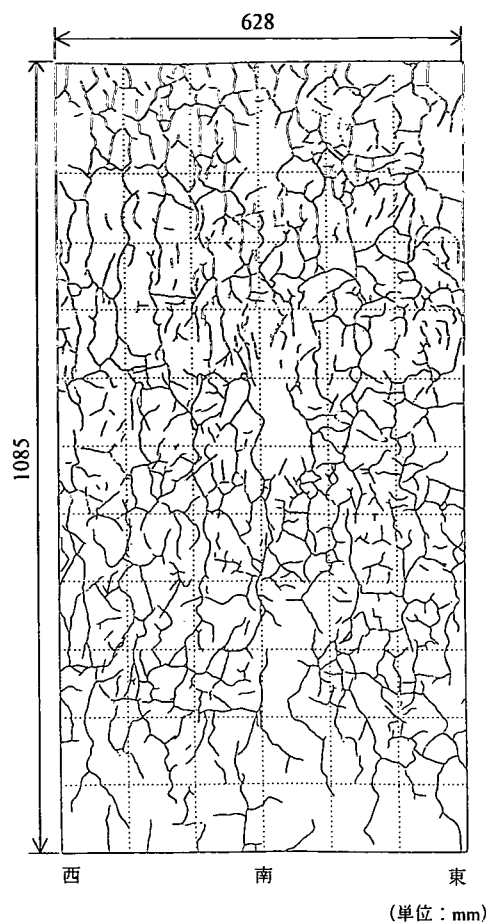


図-6 ひび割れ発生状況 (A2 試験体, 南側)

れが増加し、正負交番荷重試験時には、ASR特有の亀甲状のひび割れが試験体表面全体に発生していた。ひび割れ発生状況の1例として、A1試験体南側の場合を図-6に示す。確認された最大のひび割れ幅は、暴露開始1年半後には0.8mm、暴露開始3年半後には3mmであった。また、試験体の設置方向による顕著なひび割れ発生状況の違いは認められなかった。

(2) コンクリートの膨張率

コンクリートの膨張率の計測結果の1例として、A2試験体の場合を図-7に示す。ここでの膨張率は、蒸気養生終了後を基準にして表したものである。暴露開始1年半後の膨張率は0.3～0.4%であったが、暴露開始3年半後の時点では、最大で1.0%にも達した。暴露時の方向がコンクリートの膨張率に及ぼす影響については、日射量が多く気温の日変動が大きい南面における膨張率が他の面より大きかった。一般に、ASRは気温が高い夏季に特に進行する。本研究で行った屋外暴露の場合、暴露開始が夏季であったため、

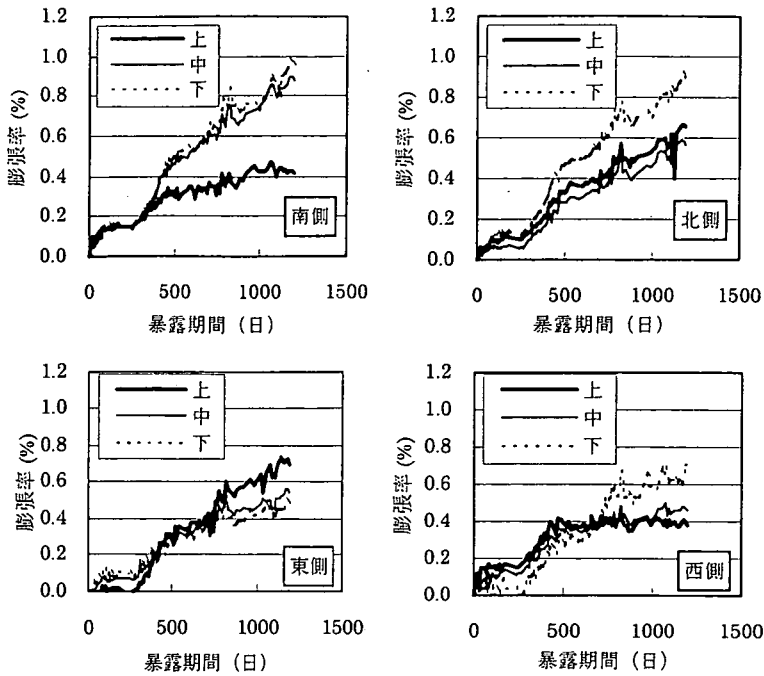


図-7 コンクリートの膨張率の経時変化 (A2 試験体)

暴露開始直後，暴露期間400日前後，暴露期間800日前後および暴露期間1100日前後が夏季に相当するが，これらの時期とASRによる膨張が急増した時期がよく一致した．このように夏季にASRが進行し冬季に反応が停滞することで，膨張量が階段状に増大する傾向は，既往の報告¹⁾とも一致した．

ここで用いたコンクリートの膨張率は，内部鉄筋によって拘束された条件下におけるコンクリートの膨張率であり，拘束条件によって値が変化するものである．

(3) 内部鉄筋のひずみ

図-8に，各試験体における内部鉄筋のひずみ計測結果を示す．図中の凡例は，図-2に示したひずみゲージの貼付位置を示す．

これによれば，いずれの試験体においても，暴露初期はコンクリートの乾燥収縮によって，いずれの鉄筋においても圧縮ひずみが計測された．しかしながら，その後は，N試験体における計測ひずみはほとんど変化しなかったが，A2試験体のひずみは暴露期間の経過とともに引張側へ大きくシフトしていった．これは，ASRによる膨張を内部鉄筋が拘束した結果，鉄筋に引張力が作用したためである．暴露期間を通じて，(2)のコンクリートの膨張率と同様に，夏季にASRが進行し冬季に停滞する階段状のひずみ変化が確認された．

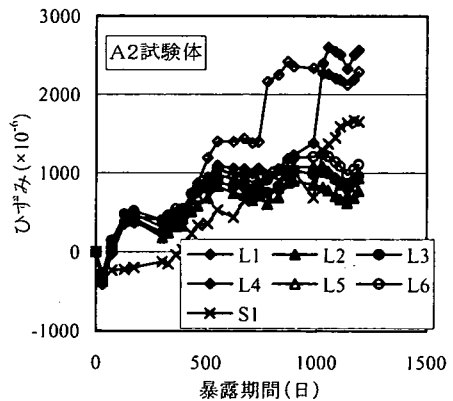
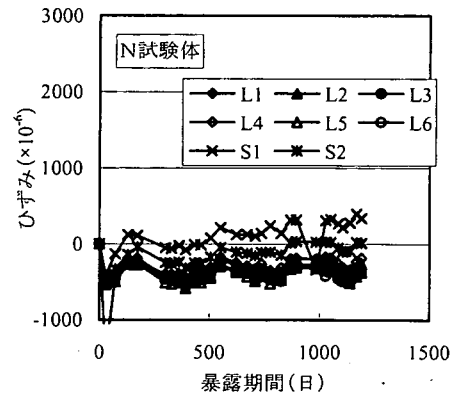


図-8 鉄筋ひずみの経時変化

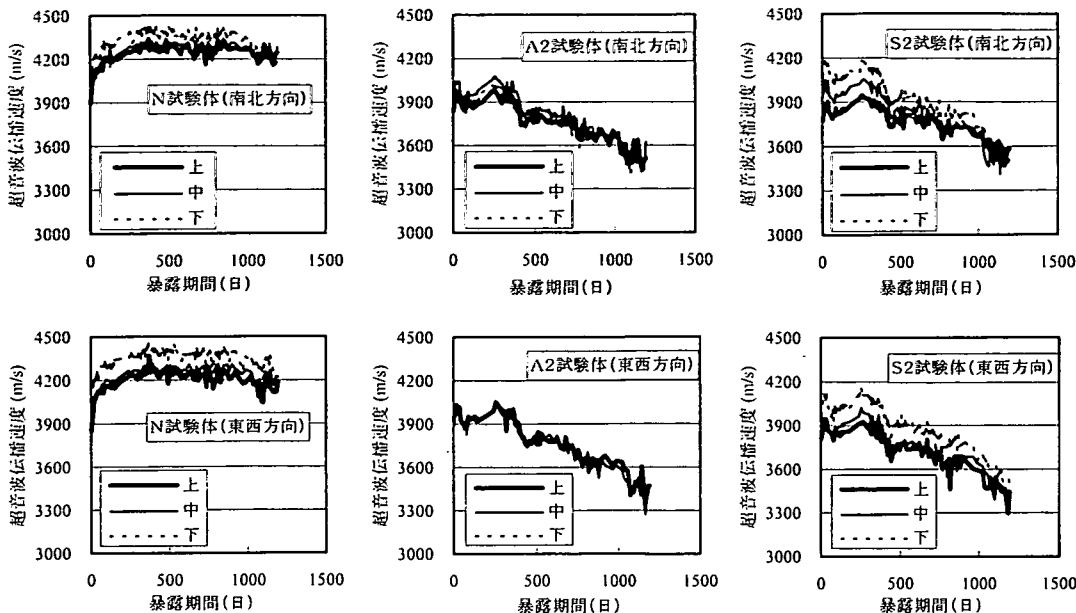


図-9 超音波伝播速度の経時変化

暴露開始1年半後には、平均で 500×10^{-6} 程度の引張ひずみが内部鉄筋に発生していた。これが、暴露開始3年半後には、平均で $1000 \sim 1500 \times 10^{-6}$ にまで増加し、一部では 2500×10^{-6} に達していた。用いた鉄筋の降伏ひずみは、おおよそ 1700×10^{-6} であることから、一部の鉄筋は暴露開始3年半後の時点で降伏していたものと推測される。

(4) 超音波伝播速度

暴露開始3年半後までの超音波伝播速度の計測結果を図-9に示す。暴露開始直後は、いずれの試験体においても超音波伝播速度が急増した。これは、暴露開始時点でコンクリートが若材齢であったため、未水和セメントの水和が進行し硬化体組織が密実になったためと考えられる。その後、N試験体では、暴露期間を通じて超音波伝播速度はほぼ一定となったが、A2試験体およびS2試験体では、暴露期間の経過とともに超音波伝播速度は大きく低下した。また、超音波の透過方向による低下傾向の違いはほとんど見られなかった。このことは、コンクリート内部におけるASR損傷が比較的均一に進行していたことを示唆している。

図-10に、前出のコンクリートの膨張率と超音波伝播速度の関係を示す。これによれば、両者の間には負の相関性が認められ、相関係数は -0.77 であった。このように、ASRによってコンクリート内部に

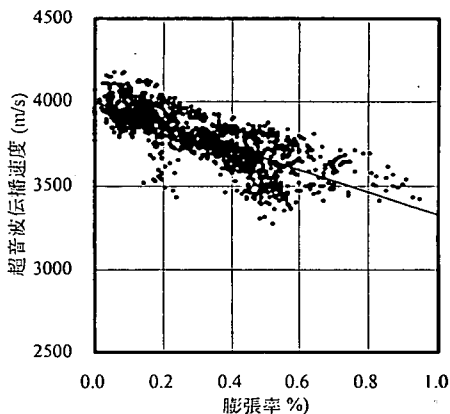


図-10 コンクリートの膨張率と超音波伝播速度の関係

微小ひび割れが発生することで、超音波伝播速度が低下したことがわかる。

以上より、超音波伝播速度を計測することで、定性的にはあるが、既存構造物のASR膨張を非破壊的に評価できることが示された。ただし、実際の適用にあたっては、コンクリートの配合や使用材料等により、超音波伝播速度の初期値が変化すること¹²⁾に留意しなければならない。

4. ASR損傷がRC部材の力学挙動に及ぼす影響とPC巻立てによる補強効果

屋外暴露によりASR損傷したRC橋脚模型試験体および損傷後に補強を行った試験体に対して、暴露開始1年半後および3年半後に正負交番載荷試験を行った。これらの結果をASRを生じない試験体の場合と比較することで、ASR損傷の有無およびその程度がRC部材の力学挙動に及ぼす影響、ならびにPC巻立てによる補強効果を検討した。

(1) 試験体の破壊性状

a) 試験体の破壊過程

本研究で用いたようなRC橋脚模型に対して、正負交番載荷を行った場合の破壊過程は概ね以下のようである¹³⁾。

- ①柱基部に曲げひび割れが発生
- ②柱下部にひび割れ領域が拡大
- ③柱基部のかぶりコンクリートが剥離（この頃、最大荷重到達）
- ④柱基部のかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋が座屈
- ⑤柱基部のコアコンクリートの損傷が進行
- ⑥軸方向鉄筋が破断（急激に耐荷力が低下）

この破壊過程にしたがって、本実験の結果を要約すると、表-6のようになる。

b) ひび割れ性状

表-6によれば、ASR損傷試験体の方がひび割れ発生荷重は大きくなっている。この理由として、これらの試験体では、ASRにより既にひび割れが存在しており、水平載荷を行っても既存のひび割れが開口したため、新たなひび割れの形成が遅れたことが考えられる。

載荷時に柱部に発生したひび割れの本数は、N試験体で7本、ASR損傷試験体で2~3本、PC巻立て補強試験体で4本であった。N試験体では柱部の比較的広い範囲にひび割れが発生したが、ASR損傷試験体では、2~3本のひび割れが柱基部に集中して発生したのみであった。これは、ASRにより鉄筋とコンクリートの付着性能が低下したためと考えられる。このように、ASR損傷を受けたRC部材ではひび割れ分散性が低下することがわかった。

またPC巻立て補強試験体においては、載荷初期ではひび割れが比較的分散したものの、載荷の進行とともに柱基部に発生した1本のひび割れのみが成長した。以上より、PC巻立てにより補強されたRC部材では、低荷重レベルではひび割れ分散性を改善できるものの、終局破壊に近い状態では、その改善

表-6 載荷試験結果の概要

試験体名	ひび割れ発生	最大荷重	かぶり剥離	かぶり剥落	軸鉄筋破断(終局)
N	31kN	73kN 6 δ_y	6 δ_y	7 δ_y	(10 δ_y)
A1	40kN	70kN 5 δ_y	4 δ_y	6 δ_y	10 δ_y
A2	48kN	76kN 5 δ_y	4 δ_y	6 δ_y	11 δ_y
S1	36kN	93kN 4 δ_y	6 δ_y	11 δ_y	12 δ_y
S2	61kN	93kN 5 δ_y	4 δ_y	6 δ_y	12 δ_y

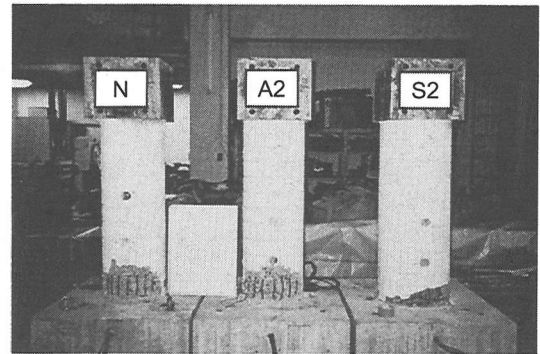


写真-2 試験体の最終破壊形態

効果はあまり期待できないことがわかった。

c) 試験体の最終破壊形態

N試験体、A2試験体およびS2試験体の最終破壊形態を写真-2に示す。これによれば、A2試験体の最終破壊形態は、N試験体の場合と概ね同様なものとなったが、柱基部におけるかぶりコンクリートの剥落領域はA2試験体の方が若干小さかった。

S2試験体では、載荷途中で基部に発生した1本のひび割れの幅のみが拡大し、顕著なロッキング現象を起こした。最終的には、柱部のフーチングからの拔出し量が大きくなり、巻立てコンクリートおよび既設コンクリートのいずれもが柱基部にて剥落し、軸方向鉄筋の破断に至った。

ASR損傷試験体では10~11 δ_y の載荷中に軸方向鉄筋の1本が破断したが、N試験体では、11 δ_y 終了時点でも軸方向鉄筋は破断しなかった（表-6で示されているN試験体の終局変位は、載荷荷重が最大荷重の80%まで低下した時点の変位を示している）。鉄筋破断時のまたPC巻立て補強試験体の軸方向鉄筋が破断した載荷段階は12 δ_y であり、PC巻立てによる補強効果の1つと言える。

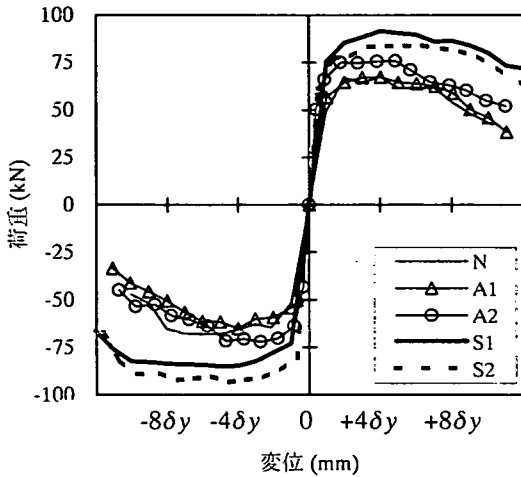


図-11 荷重-変位関係の包絡線

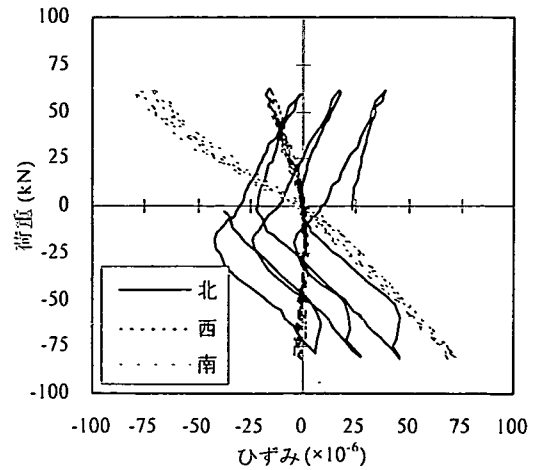


図-12 PC鋼材のひずみ履歴

(2) 荷重-変位関係

図-11に、各試験体における水平荷重-載荷点水平変位関係の包絡線を示す。この荷重-変位関係の包絡線は、各載荷ステップの第1サイクルの最大荷重とその時の変位を連ねることにより描いたものである。

a) ASR 損傷の影響

これによれば、最大荷重については、N試験体およびASR損傷試験体で、ほぼ同程度となった。すなわち、コンクリートの膨張率にして約1.0%程度のASR損傷は、RC部材の耐荷性能にはほとんど影響しなかった。しかしながら、表-6に示したように、最大荷重に到達した載荷ステップ、かぶりの剥離が始まった載荷ステップ、ならびにかぶりの剥落が始まった載荷ステップは、ASR損傷試験体の方が早かった。この原因としては、ASRにより、①鉄筋とコンクリートの付着性能が低下したこと、②かぶりコンクリートが劣化したこと、が考えられる。また、荷重-変位曲線における正側と負側の形状に着目すると、ASR損傷試験体の方が形状の差異が大きかった。特にA2試験体で、その傾向が顕著であった。これは、ASR損傷に暴露時の方向依存性が存在するためと考えられる。

b) PC 巻立てによる補強効果

またPC巻立てによる補強を行った試験体の場合には、最大荷重が大幅に向上し、ASR損傷試験体の1.2~1.3倍となった。これは、2.(3)で述べた補強効果の試算結果と一致しており、補強設計どおりの耐荷性能改善効果を確認することができた。かぶりコンクリートの剥落が生じた後でも、N試験体やASR損傷試験体のように、載荷荷重が急激に低下し

なかった。これは、PC鋼材の拘束効果により軸方向鉄筋の座屈現象が抑えられたことから、過大な変位が与えられても軸方向鉄筋が圧縮力に抵抗できたためと考えられる。

補強試験体の終局変位は、ASR損傷試験体の1.1~1.5倍となった。2.(3)に示した補強効果の試算結果ほど塑性変形性能が改善されていないものもあったが、いずれの試験体においても終局変位は増加し、塑性変形性能が向上した。補強設計値ほどは終局変位が増加しなかったケースが存在したのは、4.(5)でも後述するように、載荷による変形が柱基部に集中し塑性ヒンジ長が短くなったためと考えられる。これに加えて、4.(1)でも述べたように、軸方向鉄筋の破断がASR損傷試験体よりも遅れて発生した。以上より、ASR損傷を受けたRC部材に対して、PC巻立て補強を施すことで、部材の塑性変形性能が向上することがわかった。

また、S1試験体とS2試験体で荷重-変位曲線に大きな差異が認められなかったことから、コンクリートの膨張率にして1.0%程度のASR損傷であれば、その損傷程度はPC巻立てによる補強効果にほとんど影響しないことがわかった。このように、PC巻立てによるASR損傷部材の力学性能改善効果が明確に示された。

(3) 内部鉄筋・PC鋼材のひずみ

2.(3)でも述べたように、ASRを生じるA配合の試験体の鉄筋には、屋外暴露期間中にASRにより降伏ひずみに匹敵するほどの引張ひずみが発生したため、正負交番載荷試験時のひずみ計測は、2δ₀の載荷ステップまでしか正確に行えなかった。したがっ

て、本計測結果からASR損傷部材中の鉄筋ひずみ性状に関して十分な検討を行うことはできなかった。

PC巻立て補強試験体においては、補強用のPC鋼より線のひずみ計測を行った。測定結果の例として、柱基部から5段目に配置されたPC鋼材のひずみ計測結果を図-12に示す。これは、 $1\delta_y$ までの繰返し载荷中のもので、凡例の方向は試験体の計測面を示す。これによれば、試験体北面方向におけるPC鋼材のひずみ履歴のループが、「く」の字型となっている。これは、ひずみの計測位置が圧縮側になっても引張側になってもPC鋼材に引張力が作用したことを示している。ASRを受けて変形しやすくなった既設部の変形を周囲の巻立て部が拘束したためであり、PC巻立てによる補強が有効に機能していたことを示す結果である。

一方、柱基部に近いPC鋼材の荷重-ひずみ曲線は、载荷によって発生したひび割れの影響により、複雑な様相を呈した。直径の細いPC鋼線にひずみゲージを貼付するのは極めて困難であり、必ずしもひずみゲージを貼付した箇所が既設部の拘束が生じるとは限らないので、一概に断定的なことは言えないが、図-12はASR損傷部材に対するPC巻立て補強の有効性を示すものである。

(4) 柱基部における鉄筋の拔出し

A2およびS2試験体において、各载荷ステップ終了時点で計測された、フーチングからの鉄筋の拔出し量を図-13に示す。A2試験体では水平変位が大きくなっても、拔出し量は0.1~0.2mmの範囲で一定であるのに対し、S2試験体では、水平変位の増加とともに柱基部の拔出しが顕著になり、試験終了時には拔出し量が約4mmにも達した。これは、(1)で述べたロッキング現象をよく捉えたものである。すなわち、既設柱部の周囲をPC巻立てにより補強したため、その部分が水平方向载荷に対して一体となって、あたかも剛体のように挙動し、柱部の変形が柱-フーチング接合部のみに集中したことを表している。

(5) 塑性変形性能

ASR損傷を受けたRC部材の塑性変形性能を部材の曲率から評価した。図-14に、N、A2およびS2試験体において計測された軸方向鉄筋降伏時、最大荷重時および終局状態時の曲率分布を示す。ここで軸方向鉄筋降伏時は、N試験体に対する計算上の段階であり、終局状態は、前述のように、载荷荷重が最大荷重の0.8倍まで低下した段階¹⁰⁾とした。設置した変位計の数に限りがあったため、曲率を算出でき

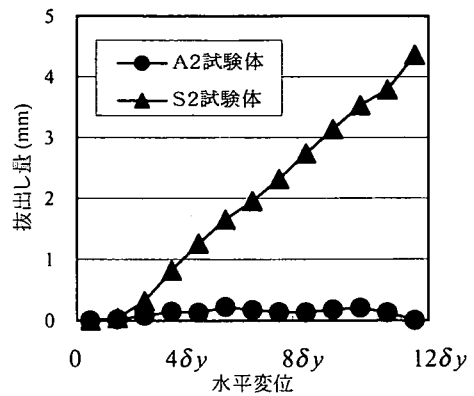


図-13 柱基部における鉄筋の拔出し量の推移

たのは、試験体高さ方向に3~4点のみであった。これによれば、A2試験体およびS2試験体では、軸方向鉄筋の降伏以降、曲率の変化が基部近傍のみに集中したことがわかる。この範囲は、写真-2に示した終局破壊状態でかぶりコンクリートが剥落した領域とほぼ一致していた。

一般に、この曲率が変化する範囲は塑性ヒンジ領域と呼ばれ、RC部材の靱性、すなわち、塑性変形性能を評価する上で重要なパラメーターである。換言すれば、A2およびS2試験体における塑性ヒンジ領域は、N試験体のそれより若干小さかった。これは、前述のようにASR損傷の影響で水平载荷による損傷が基部に集中したためである。また、いずれの試験体においても、载荷の方向の違いによる曲率分布の顕著な相違は認められなかった。

道路橋示方書⁹⁾においては、RC橋脚における塑性ヒンジ長を最大で断面寸法(円柱形橋脚の場合、直径 D に相当する)の0.5倍と規定している。また鉄道橋の橋脚の場合、最大で橋脚断面の有効高さ d に等しいとされている¹⁴⁾。図-14には、用いた試験体の柱部の直径に相当する高さ(1.0D)を破線で示している。これより、N試験体の塑性ヒンジ長はおおよそ1.0Dと考えられるが、ASR損傷を受けたA2試験体およびPC巻立て補強を行ったS2試験体の塑性ヒンジ長は、損傷が柱基部に集中したため、1.0Dよりも短いことがわかる。しかしながら、S2試験体では、PC巻立てによる高いコンファインド効果により軸方向鉄筋の座屈が抑制されたため、塑性変形性能は向上した。

以上より、ASR損傷を受けることにより、RC部材の塑性変形性能が低下することが示された。また、ASR損傷構造物の耐震性能を評価する際には、一般の場合よりも塑性ヒンジ長を短く設定する必要があることが示された。

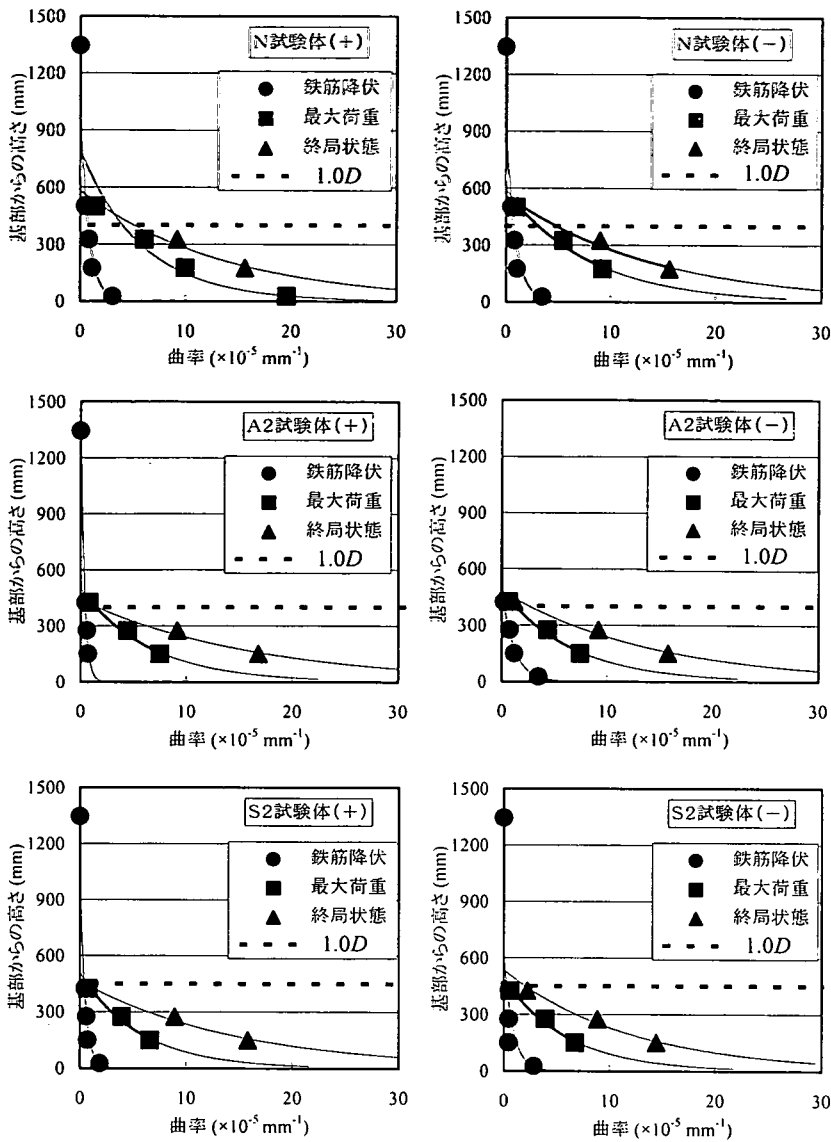


図-14 試験体柱部の曲率分布

(6) エネルギー吸収性能

地震力を受ける構造系のエネルギー吸収性能は、地震時の構造物の挙動を大きく支配するものであり、耐震設計上、十分に検討しておく必要がある。ここでは、ASR損傷がエネルギー吸収性能に及ぼす影響、ならびにPC巻立て補強によるエネルギー吸収性能改善効果について検討を行った。

本研究では、構造系のエネルギー吸収性能を、載荷試験時のエネルギー吸収量から算出される等価粘性減衰定数¹⁵⁾により評価した。この等価粘性減衰定数は、地震力を受ける構造系が有する粘性減衰の大きさを示すものである。図-15に、各試験体におい

て算出された等価粘性減衰定数の載荷ステップごとの推移を示す。これらによれば、 $6\delta_y$ まではN試験体およびASR損傷試験体ともに同様の傾向を示したが、柱基部においてかぶりコンクリートが剥落した以降は、ASR損傷試験体のエネルギー吸収性能は急激に低下した。これは、ASR損傷により鉄筋とコンクリートの付着性能が低下したことやかぶりコンクリートの強度および弾性係数が低下したことに起因するものと考えられる。以上より、過大な変形を受けたRC部材においては、ASR損傷が部材のエネルギー吸収性能を損ねることがわかった。したがって、ASR損傷を受けた構造物の耐震性能を評価する際に

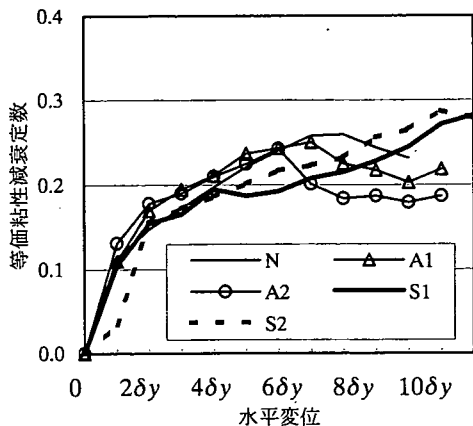


図-15 等価粘性減衰定数と水平変位の関係

は注意が必要である。

PC巻立て補強試験体についてみると、終局状態まで等価粘性減衰定数が大幅に減少することがなく、安定したエネルギー吸収性能を有していたことがわかる。これは、PC巻立てによる補強効果の1つであり、本工法による補強によりASR損傷構造物の耐震性向上が期待できる。

5. 結論

ASR損傷を受けたRC橋脚模型試験体の屋外暴露試験および正負交番載荷試験を行った結果、以下のことがわかった。

- (1) 3年半にわたる屋外暴露により、ASR特有の亀甲状のひび割れが試験体表面全体にわたって発生し、その幅は最大で約3mmであった。コンクリートの膨張率は最大で約1.0%、内部鉄筋には降伏ひずみに相当するような引張ひずみが発生した。
- (2) 屋外暴露中におけるASRの損傷程度に対応して、コンクリートの超音波伝播速度が低下した。これより、超音波伝播速度による既存構造物のASR膨張評価手法の有効性が示された。
- (3) コンクリート膨張率にして1.0%程度のASR損傷は、RC橋脚模型試験体の耐荷性能を著しく低下させることはなかった。また、荷重-変位関係に及ぼす影響も小さかった。
- (4) ASR損傷がRC部材の力学挙動に及ぼす影響としては、試験体の破壊過程および破壊形態が若干異なる様相を呈すこと、塑性変形性能やエネルギー吸収性能が低下することが示された。
- (5) PC巻立て補強を行った試験体では、最大荷重、塑性変形性能、エネルギー吸収性能の向上が見

られた。これより、コンクリートの膨張率が約1.0%までであれば、PC巻立て工法はASR損傷橋脚の補強工法として有効であることが示された。

6. あとがき

本研究により、ASRを受けたRC部材の力学挙動に及ぼすASR損傷の影響に関する基礎的な知見を得ることができた。これらの成果は、既存のASR損傷構造物の残存性能の評価および補修・補強対策の策定を実施する際に大いに利用できるものと思われる。本実験の範囲では、ASR損傷によって塑性ヒンジ長が短くなっても部材の耐荷性能や荷重-変位関係に影響しなかったが、実構造物の場合には影響要因となる可能性がある。よって今後は、塑性ヒンジ長や鉄筋の抜出しに及ぼす試験体寸法の影響などについてさらなる検討を行う必要がある。

さらに、ASR損傷がさらに進行した場合の力学挙動や橋脚以外の構造物に及ぼすASR損傷の影響についても検討を進めたい。また、ASRによるコンクリートの膨張率が1.0%を超えるRC部材に対するPC巻立て補強の有効性についても検証していきたい。

また補強工法の1例として、本研究ではPC巻立て工法を取り上げた。実際の補強にあたっては、PCプレキャストパネルを既設部材周囲に配置し、その間を高流動コンクリートで充填する。プレキャスト部材を利用することで、高耐久化が図られるだけでなく、施工の省力化が可能となる。また、PC巻立て補強によれば、補強終了後も既設部のASR損傷の進行を外観の変状として追跡することが可能であるだけでなく、PC巻立てのコンファインド効果によりASR膨張を抑制することも可能である¹⁶⁾。

しかしながら、あらゆるケースに適用できる万能な工法というものは存在せず、構造物の劣化状況や今後の劣化予測を考慮して対策工を適宜選択しなければならない。劣化した既存構造物の安全性確保・信頼性向上を目的とした補修・補強技術に関する一層の研究が望まれる。

参考文献

- 1) 小野紘一, 川村満紀, 田村博, 中野錦一: アルカリ骨材反応, コンクリート構造物の耐久性シリーズ, 技報堂出版, 1986.
- 2) 日本コンクリート工学協会: コンクリート構造物の補修事例集, 日本コンクリート工学協会, pp.11-15, 1994.

- 3) 尼崎省二：超音波法によるアルカリシリカ反応の非破壊評価に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.1，pp.751-756，1990.
- 4) 張建東，森拓也：PC 鋼材を帯鉄筋に用いた円柱コンクリートの応力-ひずみ関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.315-320，1997.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.
- 6) 土木研究所他：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性及びばね効果の影響に関する共同研究報告書，1999.
- 7) 石井浩司，奥田由法，森拓也，鳥居和之：ASR 損傷橋脚の補強に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.1，pp.931-936，1997.
- 8) 張建東，森拓也：PC 鋼材を帯鉄筋に用いた円柱コンクリートの応力-ひずみ関係，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.19，No.2，pp.315-320，1997.
- 9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，pp.124-129，1996.
- 10) 町田篤彦，睦好宏史，豊田和彦：鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.203-212，1987.
- 11) 竹内勝信，川村満紀，鳥居和之，谷川伸：自然環境に曝露したコンクリートのアルカリシリカ反応による膨張とひび割れ，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.1，pp.11-19，1995.
- 12) 岩波光保，大即信明，二羽淳一郎，鎌田敏郎，長瀧重義：コンクリート中における弾性波伝播挙動に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.627/V-44，pp.223-238，1999.
- 13) 例えば，武村浩志，川島一彦，運上茂樹，星隈順一：繰返し載荷実験に基づく RC 橋脚の終局変位の評価，構造工学論文集，Vol.43A，pp.869-880，1997.
- 14) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，耐震設計，pp.142-149，1999.
- 15) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No.292，pp.65-74，1979.
- 16) 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報告集，Vol.22，No.1，pp.295-300，2000.

(2001. 6. 20 受付)

MECHANICAL BEHAVIOR OF RC COLUMNS DAMAGED BY ALKALI-SILICA REACTION AND PROPOSAL OF STRENGTHENING METHOD

Mitsuyasu IWANAMI, Hiroshi YOKOTA, Kazutoshi OKUYAMA
and Kazuyuki TORII

The influence of ASR damage on structural performance was investigated through reversed cyclic loading tests on five RC column specimens by situating under influence of ASR for 3.5 years. It was found that load carrying capacity and ductility of ASR damaged columns were almost the same as those of sound ones. However, there were some differences in the mechanical properties between damaged and sound RC columns, such as the process and state of failure, absorption capacity of seismic energy, etc. Moreover, the PC confinement method was confirmed to be effective to strengthen ASR damaged columns from the viewpoints of load carrying capacity and ductility.