

アルカリ骨材反応による鉄筋損傷の原因究明と対策

保全施設部 保全技術課 佐々木 一 則
神戸管理部 調査設計課 松 本 茂
計 画 部 計画第一課 安 藤 高 士

要 旨

近年、コンクリート構造物のアルカリ骨材反応による劣化の進行に伴い、鉄筋の曲げ加工部等において破断や亀裂などの損傷が生じる事例が報告されている。鉄筋損傷の原因究明に関しては、これまでの検討において、曲げ加工による加工硬化、ひずみ時効による脆化の進展、遅れ破壊の可能性などが要因のひとつとして考えられており、遅れ破壊（特に水素脆性）の可能性については、加工状態の異なる鉄筋の水素吸収量調査を行った結果、鉄筋の曲げ加工により拡散性水素の吸収量が増加することが明らかとなった。また、劣化橋脚から採取した損傷鉄筋の詳細調査や腐食環境要因の影響を確認するためにに行った低ひずみ速度引張試験、鉄筋の節形状の違いによる曲げ加工ひずみを FEM 解析により求めるなどにより、鉄筋の損傷は複合的な要因により生じるものと推測し、損傷メカニズムの一例を示した。また、鉄筋損傷が生じた橋脚などを対象に実施した予防保全の観点に基づく対策工事（鋼板または炭素繊維シート巻き立て）の概要について報告する。

キーワード:アルカリ骨材反応, ASR, 鉄筋損傷, 遅れ破壊, 水素脆性, 鋼板巻き立て, 炭素繊維シート巻き立て

はじめに

近年、アルカリ骨材反応（国内ではアルカリシリカ反応が主であるので、以下「ASR」という）により劣化した鉄筋コンクリート構造物において、鉄筋の曲げ加工部等における破断・亀裂等の損傷事例が報告されている。当公団においても平成11年度に初めて鉄筋の破断が確認され、その後、詳細調査を行った結果、劣化の進行した合計7基の橋脚梁部において鉄筋の損傷を確認している。

このような状況に鑑み、ASR構造物の合理的な維持管理について検討するために、平成14年度に「ASR橋脚の維持管理に関する検討委員会（委員長:京都大学大学院 宮川豊章教授）」を設置して、鉄筋損傷の原因究明、補修検討、維持管理マニュアルの策定に係る検討を行った。

鉄筋損傷の原因究明では、損傷要因抽出のための各種室内実験、遅れ破壊（水素脆性）に着目した加工状態の異なる鉄筋の水素吸収量調査、損傷鉄筋の詳細調査、腐食環境要因の影響を確認するために行った低ひずみ速度引張試験、鉄筋の節形状の違いによる曲げ加工ひずみをFEM解析により求めるなどにより、損傷メカニズムを推測した。

対策検討では、鉄筋損傷が確認された橋脚については、直ちに安全性を損なうものではないとの報告¹⁾もあるが、予防保全の観点から損傷の状況に応じて、鋼板または炭素繊維シート巻き立てによる対策の検討を行い、対策工事を実施した。

本稿では、鉄筋損傷の原因究明に係る各種検討結果の概要と損傷メカニズム推測の一例および鉄筋損傷が生じていた橋脚などの対策工事の概要について報告する。

1. ASR による劣化

ASR は、骨材に含まれるアルカリ反応性シリカ鉱物とコンクリート中の細孔に存在する水酸化アルカリ溶液との間の反応である。この反応により反応生成物であるアルカリ-シリカゲルが形成され、細孔溶液を吸収することにより膨張圧が生じて、構造物に多数のひび割れが発生する²⁾。

ASR の原因となる有害鉱物としては、オパール、チャート、玉髓、トリジマイト、クリストバライトなどが知られているが、これらを一定量含むものが反応性骨材となる。阪神高速道路の構造物に使用されている粗骨材の中では、常温不安定型 α -クリストバライトを含む古銅輝石安山岩が顕著な ASR を生じるものとされている³⁾。

2. 当公団の ASR に関する経緯

昭和 57 年に、大阪松原線の RC 橋脚で異常なひび割れ損傷を発見した。当時、国内では ASR による劣化事例はほとんど報告されておらず、ASR に対する認識は低かったが、原因究明のためにコア採取による骨材の岩種判定と鉱物分析、コアの膨張量試験、浸出物の分析などの調査を行い、当公団で初めての ASR による劣化構造物（橋脚）であることを確認した。

これを受けて「コンクリート構造物の健全度に関する調査研究委員会」および「反応性骨材コンクリート調査研究委員会（委員長：京都大学 岡田清教授）」を設置して、劣化事例調査、阪神地区の骨材特性、ASR 構造物の耐荷特性、補修方法などについての調査研究を進め、その成果により昭和 60 年 6 月に「アルカリ骨材反応に対するコンクリート構造物の管理指針（暫定案）」を制定した。また、建設段階の対策として、昭和 59 年 8 月に土木工事共通仕様書において、コンクリート用骨材の品質確認試験を規定して、有害な骨材を使用しないこととした。平成元年には「コンクリート構造物の表面保護工便覧（案）・同解説」を制定して、ASR 構造物の表面保護仕様（F 種）を規定した。

その後、表面保護工や止水対策などによる補修（反応抑制対策）と併せて追跡点検を継続的に実施するなど、適切な維持管理に努めてきた。これらの経緯については、文献 4)、5)、6)、7) などにまとめられている。

しかしながら、平成 11 年に劣化の進行した橋脚の梁部において鉄筋の損傷（破断、亀裂）が確認され、その後の調査により合計 7 基の橋脚において損傷が発見されたことから、新たな対策が必要となった。これを受けて、平成 14 年度に「ASR 橋脚の維持管理に関する検討委員会（委員長：京都大学大学院 宮川豊章教授）」を設置し、鉄筋損傷の原因究明、対策検討、維持管理マニュアルの検討を進め、昭和 60 年制定の管理指針暫定案の改訂版となる「ASR 橋脚の維持管理マニュアル（案）」を策定した。

3. ASR 構造物の概要

公団が管理するコンクリート構造（床版・高欄を含む）の橋梁 6,323 橋（橋台・橋脚 7,984 基、上部工 9,566 径間）の調査結果を集計すると、89 橋（橋脚 87 基、上部工 16 径間）が ASR による劣化構造物であると判定した。

なお、この内、鉄筋損傷を確認したのは 7 橋（橋脚 7 基）であり、内訳は鉄筋曲げ加工部などの破断 6 基、亀裂 1 基であった⁸⁾。

4. ASR による劣化の実態

コンクリート橋脚・橋台 7,984 基の内、ASR 化と判定された橋脚 87 基について、ひび割れの度合いにより 1 次から 3 次に分類し、劣化の程度が大きい 1、2 次分類の 19 基について詳細調査を実施した。

- 1 次分類 : 3 mm 以上のひび割れが梁天端に複数発生し、柱上梁天端やはり端部に顕著なひび割れが発生
- 2 次分類 : 1 mm 以上の明瞭なひび割れが梁天端、側面に発生し、複数のひび割れが梁

両端部まで連続

3次分類 : 1 mm以上のひび割れが梁の一部に発生

調査対象橋脚は、1969年から1981年にかけて竣工したものであり、ASRによる劣化が確認された以降、ひび割れへの樹脂注入や表面保護工による補修（再補修の履歴も存在）を実施している。

詳細調査の内容は以下のとおりである。

外観目視調査 : ひび割れ状況（ひび割れ幅，延長）

コア採取調査 : 一軸圧縮強度，静弾性係数，促進膨張量試験など

はつり調査 : 鉄筋損傷状況の確認

4-1 コンクリートの特徴

各橋脚のコア試験によるコンクリートの圧縮強度，静弾性係数，膨張量の傾向は以下のとおりであった。

(1) 圧縮強度 () は設計基準強度を示す。

PC 橋脚 30N/mm²程度 (35N/mm²)

RC 橋脚 20N/mm²程度 (27N/mm²)

(2) 静弾性係数 () は標準値としてコンクリート標準示方書 [構造性能照査編] 表 3.2.1 のコンクリートの圧縮強度 40N/mm² と 30N/mm² の値を示す。

PC 橋脚 11~20kN/mm² (31kN/mm²)

RC 橋脚 7~19kN/mm² (28kN/mm²)

以上のように圧縮強度に比べ静弾性係数の低下が著しいことや RC 橋脚の静弾性係数の低下割合が大きいことがわかった。

(3) 促進膨張量試験

橋脚表面部のコンクリートは，一部の橋脚で 1,000 μ を超える値が確認されたが，概ね 500 μ 以下であった。内部コンクリートについては，500 μ 以下 (100 μ 以下も存在) であった。

4-2 ひび割れ発生状況

1次分類の橋脚について，ひび割れ密度（ひび割れ延長 (m) / 梁表面積 (m²=天端面積を除く)) を整理すると以下のとおりであった。

(1) 鉄筋損傷が有った橋脚

橋脚A 0.866 m/m²，橋脚C 2.53 m/m²

橋脚D 0.933 m/m²，橋脚I 0.224 m/m²

(2) 鉄筋損傷が無かった橋脚

橋脚B 0.324 m/m²，橋脚N 0.386 m/m²

橋脚E 1.483 m/m²，橋脚F 0.802 m/m²

橋脚K 0.204 m/m²

以上のように，鉄筋損傷が有った橋脚は一部の橋脚を除き，概ね0.9m/m²以上のひび割れ密度が確認できた。一方，鉄筋損傷が無かった橋脚は橋脚E，Fで大きい値を示しているが，概ね0.2~0.4 m/m²程度であり，小さな値であることがわかる。

4-3 鉄筋損傷橋脚の特徴

鉄筋の損傷が発見された橋脚の特徴は以下のとおりである。

(1) 劣化度分類

7基全てが1次分類に属する

(2) 竣工年代

1960年代 1基

1970年代 6基

(3) 構造種別

RC・T型橋脚 4基

PC・T型橋脚 3基

(4) 損傷部位

スターラップ曲げ加工部 5基

主鉄筋曲げ加工部 2基

写真-1に調査対象橋脚のひび割れ状況の例，写真-2にはつり調査状況，写真-3に鉄筋損傷(破断)状況の例を示す。



写真-1 橋脚梁部のひび割れ状況の例



写真-2 はつり調査状況（梁天端）の例



写真-3 鉄筋損傷（スターラップ破断）状況

5. 鉄筋損傷の原因究明

5-1 鉄筋損傷要因の基礎的検討⁹⁾

室内試験により以下のような検討を実施して、鉄筋損傷要因の抽出を行った。

(1) 鉄筋材料の比較（現行市販品と損傷鉄筋の基本性状比較）

- ・ 化学成分分析の結果、Si, Mn, Cu, Crの量にかなり差があったが、原料成分の違いと考えられる。JIS規定のP, Sについてはいずれも規定値内で量の差も小さかった。

- ・ 機械的性質に有意差は認められなかった。

(2) 曲げ加工の影響

- ・ 現行市販品の曲げ試験（90°曲げ）を行った結果、曲げ半径2d, 1.5d（d=鉄筋直径）では亀裂が発生しなかったが、1dで曲げ内側に発生した。

- ・ 引張強度は亀裂が発生した1d曲げでは、通常の約半分程度（249N/mm²）まで低下していた。

- ・ 破面の状態は、2d, 1.5dでは曲げ部以外で破断し、絞りのある延性破面（延性破壊に特徴的に見られる多数の小さいくぼみ（ディンプル）が見られる¹⁰⁾）、1dは曲げ部で破断し、起点部から扇状に延性破面が存在し、その外側は脆い劈開破面（脆性破壊に特徴的に見られるリバー・パターンと呼ばれる川状の様相が見られる¹⁰⁾）となっていた。

(3) ひずみ時効の影響（供試材加熱による模擬）

- ・ 曲げ半径1d, 1.5d, 2dについて、150℃, 10分加熱による影響および加熱時間の違いによる影響を確認した。

- ・ 亀裂が発生した1d曲げでは、引張強度が通常の約半分以下（207N/mm²）まで低下していた。

- ・ 破面の状態は、2d, 1.5dでは曲げ部以外で破断し、絞りのある延性破面、1dは曲げ部で破断し起点部から扇状に延性破面が存在し、その外側は脆い劈開破面となっていた。

- ・ 加熱時間の違いでは、有意差は認められなかった。

(4) 遅れ破壊の可能性

- ・ 応力腐食割れ試験（硝酸アンモニウムNH₄NO₃=経験による方法）および水素脆化試験（チオシアン酸アンモニウムNH₄SCN=FIPの試験法¹¹⁾）により、曲げ半径の違いによる影響、ひずみ時効の影響を確認した。

- ・ 応力腐食割れ試験では、1d, 2.5dの曲げ加工と加熱を行ったもので10h以内に破断した。

- ・ 水素脆化試験では、1dの曲げ加工において、約25hで破断した。

- ・ 破面の状態は、応力腐食割れ試験では、破断部近傍の亀裂は、太い幹から細かく枝分かれし、粒界に沿って進行しており、典型的な応力腐食割れの様相を示していた。破面起点部は粒界破面（結晶粒界の表面に凸凹が見られる¹⁰⁾）、中央部は延性破壊を示す延性破面であった。

- ・ 水素脆化試験では、起点部は水素脆化が進行した粒界破面となっており、中心部は劈開破面であった。

(5) まとめ

- ・ 現行市販品と ASR による劣化構造物から採取した損傷鉄筋を比較すると、成分的な違いはあるが機械的性質に有意差は認められなかった。
- ・ 曲げ加工試験の結果、曲げ半径が 1d の場合、曲げ内側に亀裂が発生することがある。
- ・ ひずみ時効の影響は、曲げ加工半径が小さいほど顕在化する傾向を示す。
- ・ 破面観察結果から、従来遅れ破壊は起こさないと考えられていた鉄筋でも、条件によっては発生する可能性があることが確認できた。

5-2 水素吸収量試験

(1) 目的

本試験では、加工状態の異なる D16 鉄筋の水素吸収量の差異を比較し、水素脆化の可能性の検討に係る基礎データを得ることを目的とする。

(2) 供試材

下記に示す 4 種類の加工条件・履歴の異なる D16 鉄筋を使用し、曲げ加工半径は 1d とした。

- 直線部 (未加工部)
- R 部① (曲げ加工のみ)
- R 部② (曲げ加工+150°C-10min 加熱)
- 圧接部 (圧接界面の近接部) (参考)

(3) 試験方法

各供試材の調査対象部位から、厚さ 1.5mm の板状試料を各 2 個切り出し、電気化学的方法 (陰極電解) にて水素チャージ処理後、昇温による水素放出量を大気圧イオン化質量分析計 (API-MS= Atmospheric Pressure Ionization Mass Spectrometer) を用いて鋼材中の水素吸収量の定量分析を実施した。

(4) 試験結果

各供試材の水素チャージ処理後の水素量分析結果 (水素放出速度-温度スペクトル) を図-1 に示し、供試材による違いを下記に示す。

① 供試材 a) b) c) (直線部および曲げ加工材) は、概ね 100-200°C 域に放出ピークのある第 1 ピークと 200-300°C 域に放出ピークのある第 2 ピークを分離して観察できる。昇温水素分析では、鋼

材中における安定性が高い水素ほど、高温側において放出ピークが観察できるため、2 種類のピークが観察できる鋼材 (鋼種) では、鋼の水素脆性に大きく影響するのは第 1 ピークの拡散性水素であり、第 2 ピークの水素は遅れ破壊には直接関与しない安定な水素であると解釈されている¹²⁾。

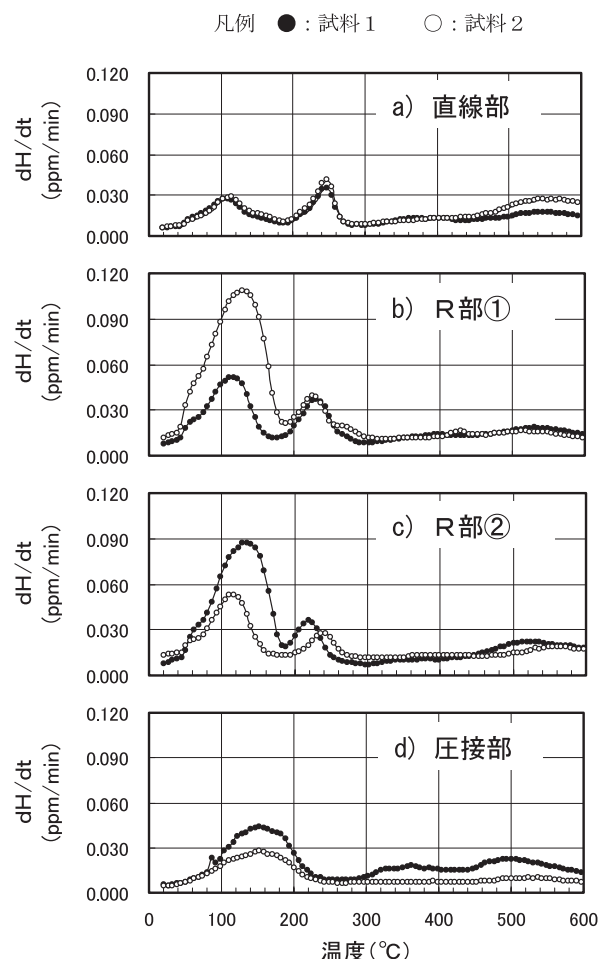


図-1 API-MS による水素量分析結果

② 供試材 d) (圧接部) の水素放出ピークは、100-200°C 域に放出ピークのある第 1 ピークのみである。

次に第 1 ピーク (20~ 182°C)、第 2 ピーク (188~ 302°C) および第 1・第 2 ピークの積算水素量の定量を行った。() は積算対象温度範囲を示す。定量結果を表-1 に示し、概要を以下に示す。

① 積算水素量 [20-302°C] は直線部の供試材が最も少ない。すなわち、曲げ加工などにより水素量は増加する傾向にある。

② R 部供試材では、第 1 ピークの増加傾向が顕著

であり、第2ピークの変化は少ない。

③R部における第1ピーク水素量は、試料数(n=2)の評価にてばらつきが相対的に大きい。これは曲げ加工部の内側・外側で加工度が違うため(転位等格子欠陥部では、水素が浸入しやすいものと考えられる)、水素吸収量に違いが生じたものと推定できる。

④R部の比較では、大きな差は見られずひずみ時効による水素吸収量の差異は少ないと考えられる。

⑤圧接部では、他の供試材とは水素吸収量が異なっており、鋼材成分・組織等の差異が影響しているものと推定できる。

表-1 各試料中の水素量定量結果

供試材 No.	試料番号	水素量/ppm			
		第1ピーク	第2ピーク	積算水素量	
a)	直線部	1	0.207	0.162	0.369
		2	0.216	0.184	0.400
		平均	0.211	0.173	0.384
b)	R部①	1	0.380	0.206	0.586
	加熱無	2	0.884	0.243	1.127
		平均	0.632	0.225	0.856
c)	R部②	1	0.677	0.185	0.863
	加熱有	2	0.397	0.178	0.575
		平均	0.537	0.182	0.719
d)	圧接部	1	0.495	X	0.495
		2	0.340		0.340
		平均	0.418		0.418

(5) まとめ

D16 鉄筋の加工状態の違いによる、水素吸収量について比較調査した結果、曲げ加工により拡散性水素の吸収量が増加することが明らかとなった。

また、圧接部においても、曲げ加工材ほど顕著ではないが、未加工部と比較して水素吸収量の増加傾向が認められる。

一般的に、引張強度が1000MPa (1000N/mm²) を超えるような高強度鋼(例えば高力ボルト)では、通常の大気腐食環境下において 0.1ppm 程度の拡散性水素吸収にて、水素脆性による遅れ破壊を生じ得ることが知られている。したがって、加工硬

化の影響も加味して考えれば、曲げ加工などにより鉄筋の水素脆性感受性(静的荷重下における割れやすさ)が増加することが考えられる。図-2に遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係を示す¹³⁾。

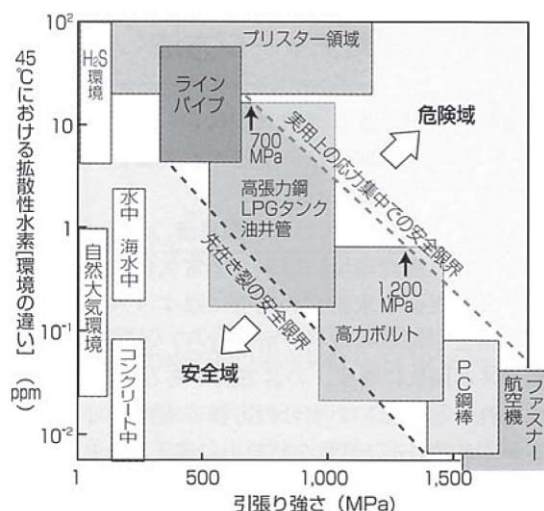


図-2 遅れ破壊の危険性に対する鋼の強度と環境の厳しさの関係

5-3 損傷鉄筋の詳細調査

(1) 目的

ASRによる劣化橋脚から採取した損傷鉄筋を対象に、化学成分分析、外観変状、曲げ半径、節形状、破面観察などの調査を行い、損傷鉄筋の特徴を把握することを目的とした。

(2) 供試材

供試材の詳細を表-2に示す。亀裂または破断が確認されたものを対象とした。ただし、亀裂の入った鉄筋の近くから採取し、目視では損傷が確認できないものも一部対象としている。鉄筋の種類としてはスターラップと主鉄筋の曲げ加工部である。

表-2 供試材の詳細

供試材の記号	サイズ	本数
A	D32	2本
B	D16	3本
C	D16	3本
D	D16	4本
E	D22	5本
F	D16	1本

(3) 調査項目

各供試材は以下に示す項目について調査を行った。

- ①化学成分分析
- ②磁粉探傷試験
- ③鉄筋の形状調査（曲げ半径・節形状）
- ④硬さ試験
- ⑤構成元素の検出および同定
- ⑥走査型電子顕微鏡観察（破面観察）
- ⑦光学顕微鏡観察（組織観察・亀裂状況）

(4) 調査結果

①化学成分分析

測定は表-2に示す各供試材の内の1本を使用して行った。

成分分析結果を表-3に示す。分析結果からいずれの供試材も「JIS G3112 鉄筋コンクリート用棒鋼のSD295A」に相当することがわかった。

②磁粉探傷試験

極間法による磁粉探傷試験結果を写真-4に示す。亀裂のあった供試材はいずれも曲げ内側の節根元に2~3箇所亀裂が検出され、曲げ外側には亀裂は検出されなかった。また、内側の亀裂が外側近くまで達しているものがあったが、曲げ外側には磁粉探傷による亀裂は検出されなかった。

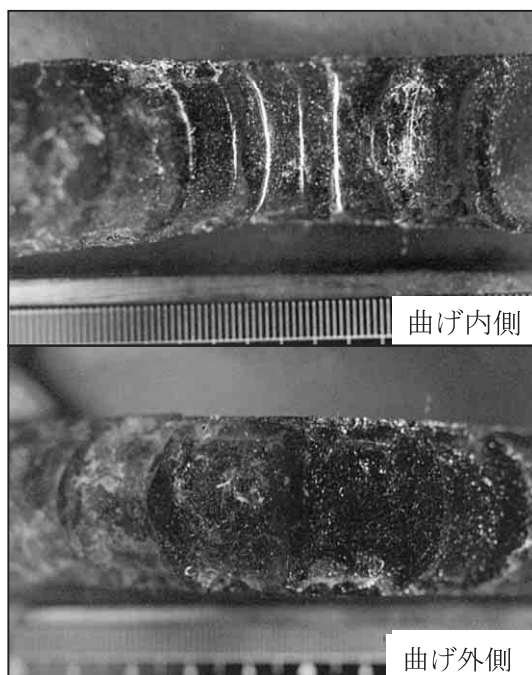


写真-4 磁粉探傷試験結果

③鉄筋の形状調査（曲げ半径・節形状）

- ・曲げ半径の測定

曲げ半径の測定状況を写真-5に示す。測定は鉄筋にRゲージを沿わす方法で行った。測定値は規定の値（2d、d=鉄筋の直径）より小さな曲げ半径（1.8d程度）を示すものもあったが、ゲージと鉄筋の節との間に隙間が生じる場合があり、適切に測定できないこともあるので、曲げ半径の測定方法を検討する必要があると考えられる。

表-3 成分分析結果 (mass %)

	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	Al	N
A	0.30	0.22	0.82	0.037	0.012	0.39	0.10	0.15	0.02	0.004	0.0136
B	0.29	0.17	0.70	0.036	0.022	0.27	0.12	0.16	0.03	0.004	0.0098
C	0.27	0.27	0.82	0.024	0.040	0.29	0.11	0.11	0.02	0.005	0.0117
D	0.26	0.21	0.67	0.028	0.030	0.27	0.12	0.13	0.03	0.005	0.0122
E	0.22	0.39	0.88	0.025	0.032	0.21	0.13	0.21	0.04	0.005	0.0094
F	0.29	0.24	0.76	0.026	0.040	0.44	0.11	0.09	0.02	0.004	0.0090
JIS G 3112 SD295A	—	—	—	≤ 0.050	≤ 0.050	—	—	—	—	—	—
JIS G 3112 SD295B	≤ 0.27	≤ 0.55	≤ 1.50	≤ 0.040	≤ 0.040	—	—	—	—	—	—



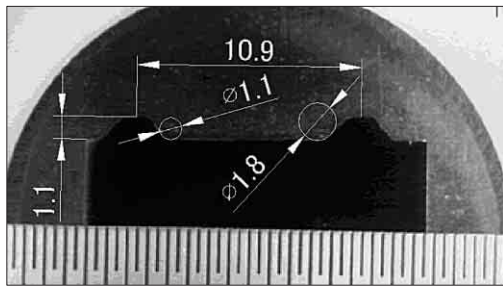
写真-5 曲げ半径の測定状況

・節形状の測定

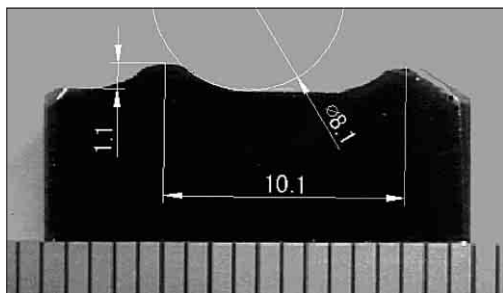
損傷鉄筋および現行市販品の節形状測定結果を写真-6に示す。節間隔および節の高さは JIS G 3112 の規定値内であるが、節根元の形状に大きな違いが見られた。

JIS G 3112 の寸法規定 (D16 の場合)

- ・節の平均間隔の最大値：11.1mm
- ・節の高さ：0.7mm～1.4mm



供試材 B (D16)



現行市販品 (D16)

写真-6 節形状の測定結果

④硬さ試験

硬さ測定結果を図-3に示す。曲げ加工部のビッカース硬さは、内側と外側では中心部に比べ50～60、直線部に比べ90程度も高くなり、加工硬化が生じているのがわかる。

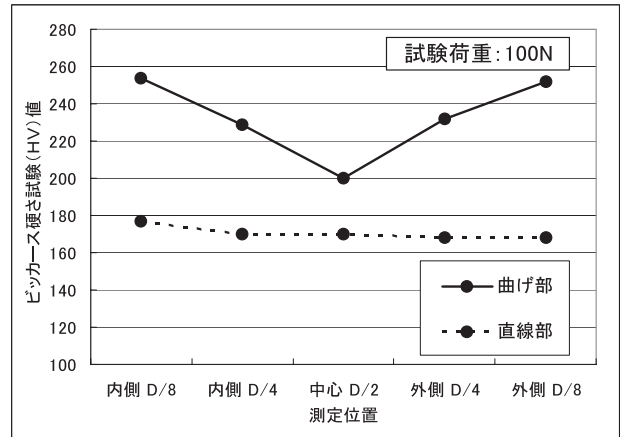


図-3 硬さ試験結果

曲げ部内側の硬さから推定すると、この部位の引張強さは 800N/mm^2 程度に達していることも考えられる¹⁴⁾。

⑤構成元素の検出および同定

供試材 B の破面の EPMA (Electron Probe Micro Analyzer) 分析の結果を図-4に示す。

破面の起点部近傍より Si, Ca, Fe が検出された。起点部よりコンクリート成分である Ca, Si などが検出されていることから、コンクリート打設時に既に亀裂が入っていた可能性があることも考えられる。

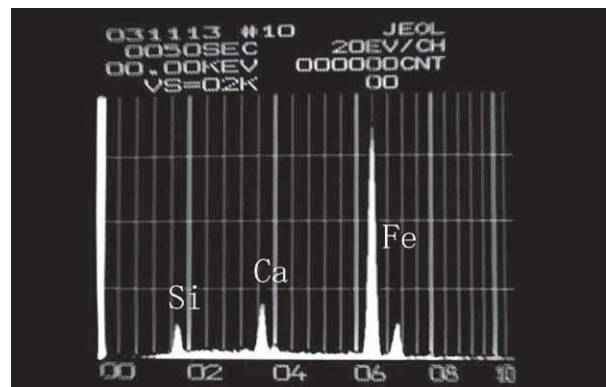


図-4 表面 EPMA 定性分析結果

⑥走査型電子顕微鏡観察

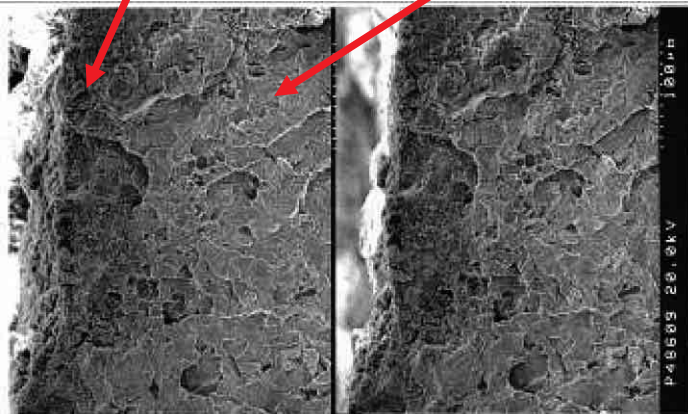
供試材 A の走査型電子顕微鏡 (SEM=Scanning Electron Microscope) による破面観察結果を写真-7に示す。

破面は脆性破面のみで、延性破面形態は観察されなかった。①の起点部と思われる部分には、粒

内延性割れの様相が見られ、他の部分は疑劈開破面となっていた。③の破面は劈開破面形態の様相で、脆性的な破壊を表している。

起点部と思われる部分
(粒内延性割れの様相)

疑へき開破面



①の起点部と思われる部分の拡大写真(ステレオ写真)

⑦光学顕微鏡観察 (組織観察・亀裂状況)

写真-8に未加工部(直線部, 直線部内部)の組織写真を, 写真-9に曲げ部(亀裂入口, 亀裂先端)の組織写真を示す. 未加工部の組織は正常なフェライト+パーライト組織を呈しているが, 曲げ部入り口には曲げ加工による組織フローが認められる. 亀裂部(先端部分の写真)は, 細い亀裂が結晶粒界を進展している. これは水素脆性割れにおける亀裂の進展状況と良く似ている.

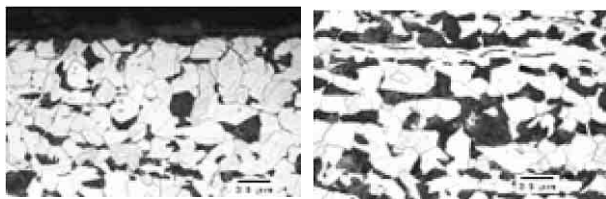


写真-8 光学顕微鏡観察 (未加工部)

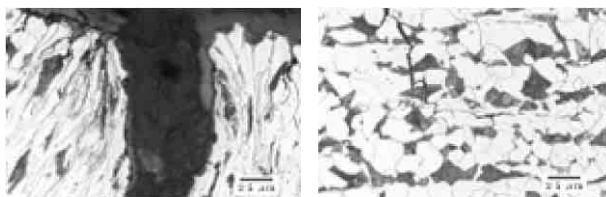


写真-9 光学顕微鏡観察 (曲げ部)

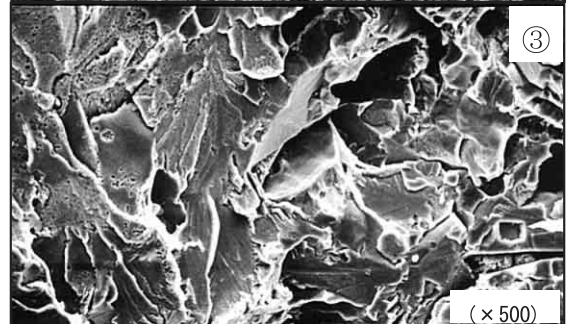
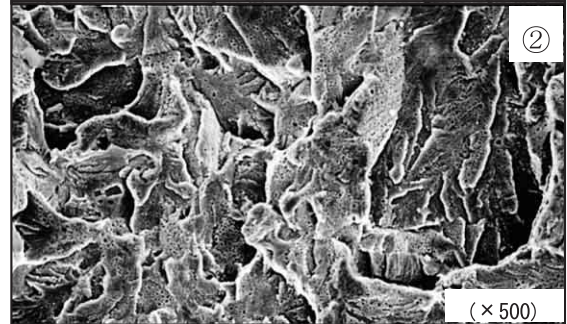
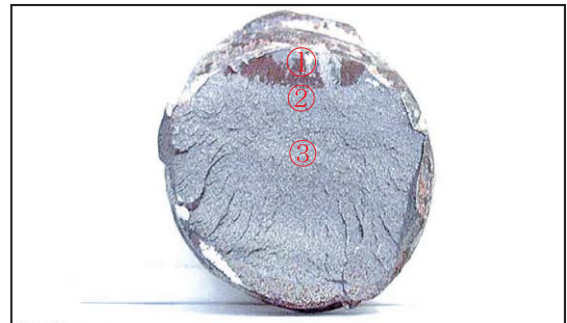


写真-7 電子顕微鏡による破面観察結果

5-4 鉄筋損傷と腐食環境要因の関係の検討 (低ひずみ速度引張試験)

(1) 目的卓越

鉄筋損傷と腐食環境要因との関係を確認するために, ASRによる膨張力(鉄筋に非常にゆっくりとした曲げ戻し力がかかる状態)をイメージして, 低ひずみ速度引張試験(SSRT=Slow Strain Rate Test)を行い, 破断面の状態を損傷鉄筋と比較した.

(2) 試験方法

試験サンプルはSD295A, D10を使用し, 処理条

件は①曲げ半径 1d (d=鉄筋の直径, 半径は内法寸法) の曲げ加工, ②1d 曲げ+時効処理 (150℃×10min=ひずみ時効の影響を模擬), ③1d 曲げ+時効処理+酸洗い (15%HCl×30min=拡散性水素の影響(水素脆性))とした。試験速度は 10, 30, 50 μm/min の 3 レベルとし, 処理条件毎に 1 本の試験を行った。

(3) 試験結果

試験速度 30, 50 μm/min において, 曲げ加工のみでは引張強度および破断時間に違いがあったが, 時効処理および時効+酸洗い処理を行ったものは, 引張強度および破断時間は同様の傾向を示した。

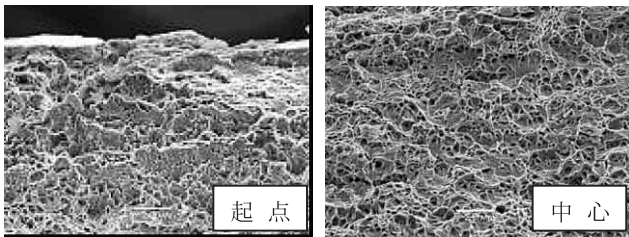


写真-10 破面観察結果 (30 μm/min 曲げのみ)

(10 μm/min については, 12h で破断しなかったため試験を打ち切った。)

電子顕微鏡で破面観察を行った結果を写真-10, 写真-11に示す。ほとんどがディンプル状の延性破面を示しているが, 酸洗いを施したサンプルの起点部(写真-11)は疑劈開破面を示し, 実橋の起点部破面に見られるような様相を示した。実橋の破断鉄筋の破面観察を行った結果を写真-12に示す。実橋では, ほぼ全面にわたって劈開破面であったことと比較すると, 今回の結果は, 試験速度の影響も考えられるが, 損傷は腐食環境も要因となることをうかがわせる結果となった。

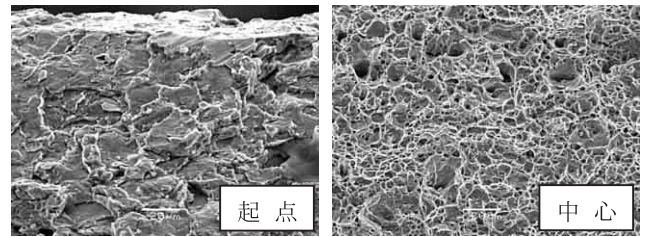


写真-11 破面観察結果 (30 μm/min 酸洗い)

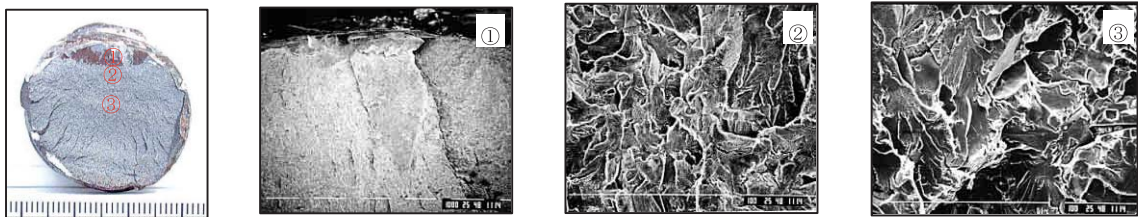


写真-12 実橋損傷鉄筋破面観察結果の一例

5-5 鉄筋の節形状の違いによる破断の感受性の検討

(1) 目的

異形鉄筋の曲げ加工による節根元部のひずみの状況を確認するために, 実際の曲げ加工をFEM解析において再現して, 旧節形状と現行節形状による違いを比較検討する。

(2) 検討方法

検討に際しては, 節無し鉄筋における状況を確認するとともに, 現行市販品の鉄筋 (D16) を曲げ加工 (1.0d, 1.5d, 1.9d, 2.5d) してクラックの発生状況を確認した。曲げ加工のFEM解析は, 節無し鉄筋と竹節状鉄筋 (現行形状, 旧形状) (写真-

6参照) をモデル化して, 曲げ半径 1.1d, 1.5d, 2.0d, 2.3d の 4 種類について, ベンダーによる曲げ加工を再現して解析した。材料モデルは, ヤング率 210,000MPa, ボアソン比 0.3, 降伏応力 305MPa とし, 解析プログラムは ABAQUS/STANDARD Ver6.3 を使用した。

鉄筋は曲げ加工により大変形(非線形)となることから, ひずみ量の評価は多軸応力状態で与えられたひずみが, 単軸応力状態でどのくらいのひずみ量に相当するかを示す相当塑性ひずみ (equivalent strain) により評価することとした。

(3) 検討結果

①旧節形状鉄筋の解析結果(1.1d)

旧節形状鉄筋を曲げ半径 1.1d で加工した状態を FEM 解析した結果を図-5 に示す。

相当塑性ひずみ量の最大値1.56という結果が得られた。

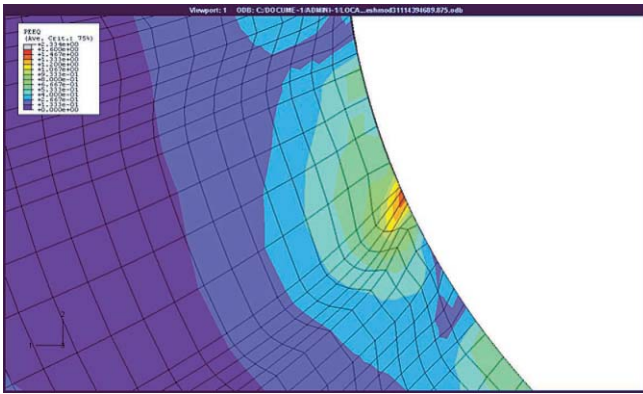


図-5 FEM 解析結果(旧節形状鉄筋 1.1d)

②現行市販品の節形状鉄筋の解析結果(1.1d)

現行市販品の節形状鉄筋を曲げ半径 1.1d で加工した状態を FEM 解析した結果を図-6 に示す。

相当塑性ひずみ量の最大値 1.27 という結果が得られた。

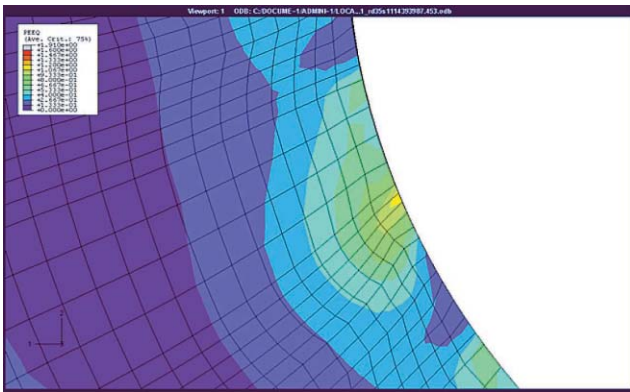


図-6 FEM 解析結果(現行節形状鉄筋 1.1d)

③相当塑性ひずみ量と曲げ半径の関係

各節形状の鉄筋の最大相当塑性ひずみ量と曲げ半径との関係をグラフ化したものを図-7 に示す。

現行節形状の鉄筋の曲げ加工試験で、1.0d で亀裂が発生し、1.5d で発生しなかった。1.0d 曲げの亀裂発生位置は解析で最も相当塑性ひずみが大きく現れている位置と一致していた。また、1.5d 曲

げの実験では亀裂が生じていないことから、当該検討で使用した現行節形状鉄筋の亀裂発生限界は 1.0d と 1.5d の間に存在すると考えられる。仮にひずみ量が 1.0 以上のとき亀裂が発生すると仮定すると、旧節形状鉄筋の場合、現行の曲げ加工半径の基準である 2.0d 曲げの場合でも 1.24 のひずみ量を示すことから、亀裂発生の可能性が大きいことがわかる。逆に、現行節形状の場合では、1.5d では 0.91 のひずみ量となり亀裂発生の可能性は低くなる。現行の曲げ半径の基準である 2.0d 曲げでは 0.89 のひずみ量でさらに安全側の値となる。

以上のことより、鉄筋破断の要因のひとつとして、曲げ加工による節根元部の亀裂発生を考えると、旧節形状の鉄筋では破断の感受性が高まっていることがうかがえる。なお、解析では、鉄筋とベンダーとは理想的に接触した状態で曲げ加工を行うため、鉄筋とベンダーダイスとのクリアランスはなく、現実のベンダーの曲げ加工よりも厳しい条件であるため、数値的には少し大きめのひずみ量を示していることが考えられる。また、現行節形状・旧節形状とも 1 モデルの解析結果であるため、サンプル数を増やした検討が必要である。

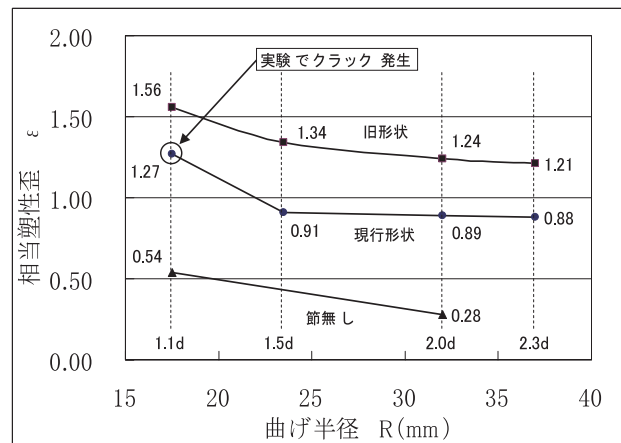


図-7 最大相当塑性ひずみ量と曲げ半径の関係

5-6 鉄筋損傷メカニズムの推測

これまでの調査の結果、ASR による劣化が著しいコンクリート構造物中の鉄筋破断現象を説明するシナリオの 1 つとして、次のようなメカニズムを推測することができる。模式図を図-8 に示す。

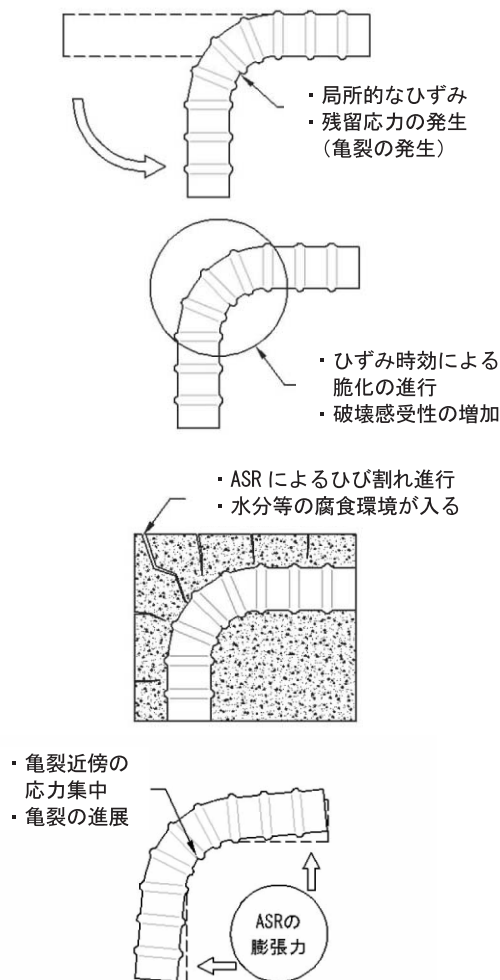
① 曲げ加工による局所的な強加工により、鉄筋の節の根元付近に局所的なひずみが集中する。また、曲げ加工除荷後のスプリングバックにより曲げ内側には引張の残留応力が発生する¹⁵⁾。

この時点で状況によっては微小な亀裂が発生し、これと同時に加工硬化による脆化が生じる。

② 時間の経過とともにひずみ時効（脆化）が進行し、破壊の感受性が增大する。

③ ASRにより、コンクリート部材にひび割れが発生することで水分が進入して腐食環境が導入され遅れ破壊（例えば水素脆化）に対する感受性が增大する。

④ ASRの膨張力による鉄筋への曲げ戻し力により、曲げ加工時、水素脆化による割れ、腐食による孔食のいずれかの原因により発生した亀裂の近傍に応力集中が生じる。これにより亀裂が進展し、条件によっては破壊に至ると考えられる。



図一八 鉄筋破断メカニズムの推測模式図

6. 対策工事の概要

6-1 基本方針

ASRの進行により、鉄筋の損傷やコンクリート強度の低下に伴う耐荷力の低下を建設時(健全時)まで回復させることを基本とした。

対象橋脚は、ASRによる顕著なひび割れが発生しているのみならず、コンクリート物性値の低下や一部の橋脚で、鉄筋の亀裂・破断が確認されている。現時点では、ASRの劣化予測や鉄筋の損傷も含めた耐荷性能を明確に評価する手法は確立されていない。また、都市内の高架橋では、工事に伴う沿道対策や路下の交通規制による影響などを勘案すると、頻繁に補修工事を実施することは困難である。そこでこれらの状況や構造物の重要性を考慮すると、ASRの進行による将来的な耐荷性能の低下に対応した対策を講じる必要がある。

なお、対策後も継続的にモニタリングを実施して、効果の確認や設計条件の妥当性などについて検証することとした。

6-2 スターラップ曲げ加工部が破断したRC橋脚梁の鋼板巻き立て対策事例

(1) 対象橋脚の劣化状況

対象橋脚は、昭和52年に竣工したT形RC橋脚であり、これまでにASRによるひび割れが発生したことから、平成3年と平成12年にひび割れ注入や表面保護工による補修履歴がある。平成11年度の調査では、採取コアの圧縮強度は、いずれも30 N/mm²以上あり、設計基準強度27N/mm²を上回っていたが、ヤング係数は健全な30 N/mm²のコンクリートの一般的な値の約65%まで低下していた。平成15年度には鉄筋の健全性確認のために、梁のコーナー部をはつり調査した結果、スターラップ曲げ加工部の破断が発見され、破断本数は既往の調査結果と合わせると計9本であった。

(2) 対策方針

スターラップの損傷であることから、せん断耐力の回復を目的とした対策工事を実施することとした。

工法選定にあたり、対象部材であるはり部の形状や支承配置を考慮した結果、部材引張縁である上面全面に補修材を配置することは困難であり、連続繊維シートや鋼板などによる全面巻き立て工法は採用できなかつた。そこで過去に採用実績のあるPC貫通鋼材併用の鋼板3面巻き立て工法¹⁶⁾を採用することとした。この工法は、はり側面および下面の3面に鋼板を巻き立て、橋軸方向に貫通するPC鋼より線の緊張力により膨張抑制効果も期待するものである。

(3) 設計条件

1) コンクリートの圧縮強度

一般に、ASRによる劣化の進行速度は、同一構造物であっても日射や降雨のかかり具合などの環境条件によって異なることから、同一橋脚であってもコアを採取した位置の違いによって圧縮強度が大きくなる傾向が多い。このため、コアの圧縮強度試験結果のみで橋脚全体の圧縮強度を正確に評価することが困難である。

図-9は、追跡点検橋脚の圧縮強度の経年変化を示したものであるが、バラツキが大きく橋脚個別に経年的な強度低下を設定することも現状では困難である。したがって、安全側の設計にするため、設計基準強度 27N/mm^2 に対して、これまでの実測値の下限値を考慮し、予防保全も考慮した上で、今後の劣化進行を想定した設計上のコンクリートの圧縮強度は 10N/mm^2 とした。

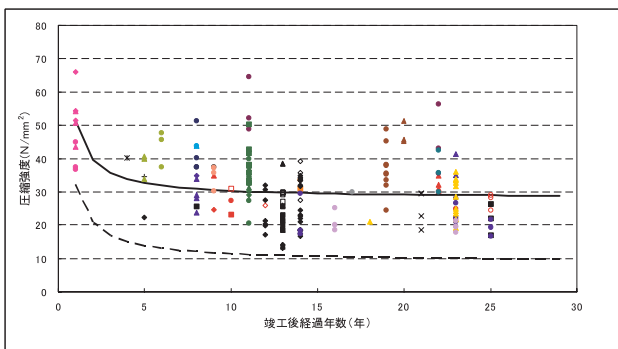


図-9 RC橋脚における圧縮強度の経年変化 (設計基準強度: 27N/mm^2)

2) コンクリートのヤング係数

道路橋示方書などでは、設計基準強度に対するヤング係数の設計用の値が示されているが、これは健全なコンクリートを前提としたものである。ASRにより劣化した橋脚より採取したコアのヤング係数は、同一強度で比較すると、健全なものの約半分程度まで低下しているものが多い。また、同一橋脚から採取したコアのヤング係数は、圧縮強度と同様に大きくばらつくことが多い。

図-10に追跡点検結果に基づく圧縮強度-静弾性係数の関係を示す。

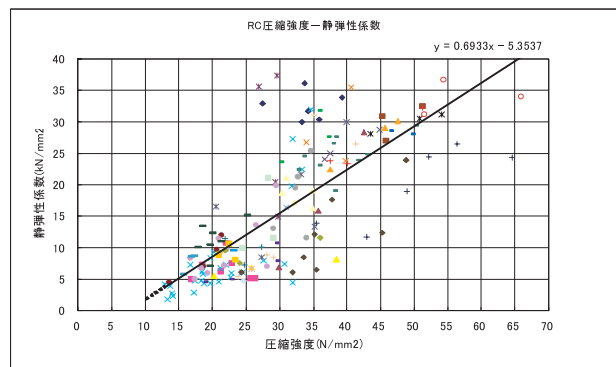


図-10 RC橋脚における圧縮強度-静弾性係数

橋脚によってかなりばらついていることが分かる。そこで、設計用のヤング係数は、設計上の圧縮強度 10N/mm^2 に対するヤング係数の外挿値 $0.16 \times 10^4\text{N/mm}^2$ とすることとした。

3) 鉄筋

ASRに起因すると考えられる鉄筋の損傷は、スターラップおよび主筋の曲げ加工部などで確認されている。これらの損傷原因は未だ十分に解明されているとは言えず、また、外観の変状から鉄筋破断の有無を判断する手法も現状では確立されていないため、橋脚の全鉄筋の健全性を将来にわたり予測することは困難である。しかしながら、鉄筋の破断の有無は対策検討において重要な要素である。このため、鉄筋の条件は、鉄筋の健全性に関する調査結果に基づき適切に設定する必要がある。対象橋脚の鉄筋については、調査結果に基づき、スターラップの曲げ加工部は安全性を考慮して全数破断、主鉄筋(圧接部を含む)は全数健全であると判断した。

(4) 安全性照査の方法

対象構造物は道路橋であるため、表-4に示すように「道路橋示方書」に準拠した設計荷重作用時における許容応力度照査¹⁷⁾および終局荷重作用時における耐力照査¹⁸⁾¹⁹⁾を行った。ただし、コンクリートの許容応力度は健全なコンクリートに対して設定されたものであり、劣化により強度低下したコンクリートに対しての適用性については未解明ではあるが、道路橋示方書の値を外挿して設計用値とすることとした。

表-4 安全性照査の方法

荷重状態及び断面力の種類		鉄筋コンクリート構造物
設計荷重作用時 (許容応力度法)	曲げモーメント	コンクリート緑応力度 ≤ 許容圧縮応力度 軸方向鉄筋応力度 ≤ 許容圧縮、引張応力度
	せん断力	斜引張鉄筋応力度 ≤ 許容引張応力度 (コンクリートせん断応力度 ≤ 負担せん断応力度)
終局荷重作用時 (限界状態設計法)	曲げモーメント	設計断面力 ≤ 断面耐力 (破壊抵抗曲げモーメント)
	せん断力	設計断面力 ≤ ウエブコンクリートの圧壊に対する断面耐力 ≤ 斜引張破壊に対する断面耐力

なお、対象橋脚はせん断耐力の回復を目的としているが、曲げ耐力の回復が必要な場合も含めて、照査時に考慮する係数を以下のとおり設定した。これは、鋼板巻き立てによる効果確認を目的とした供試体実験結果²⁰⁾を参考に、材料の特性値に低減率を考慮するものである。

曲げ耐力：低減係数は0.8とする。

(3面鋼板曲げ耐力：Mu=0.8Mu)

せん断耐力：鋼板に対する低減率は0.6とする。

(3面鋼板せん断耐力 Vrd=1.0Vcd+0.6Vsd)

Vcd：コンクリート負担分，Vsd：鋼板負担分

(5) 検討結果

設定した条件に基づき、鋼板板厚を求めると t=6mm (SM490) となった。計算結果を表-5に示す。通常、許容応力度法における鋼材とコンクリートのヤング係数比 n は 15 である。ASR による劣化でコンクリートのヤング係数も低下することから、コンクリートの劣化進行を想定した場合、通常のヤング係数比ではコンクリートの強度を過大に期待することになるので、ここでは想定値との比を用いた。

対策工事における鋼板取り付け状況を写真-13に、完成状況を写真-14に示す。

表-5 計算結果 (許容応力度法)

	左側梁	右側梁	
コンクリート設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²)	10		
コンクリート弾性係数 (N/mm ²)	0.16 × 10 ⁴ 想定値		
鉄筋弾性係数 (N/mm ²)	2.0 × 10 ⁵		
弾性係数比 n	125		
補強鋼板材質	SM490	SM490	
補強鋼板厚 (mm)	6	6	
作用力	M (kNm)	36288.5	42345.98
	N (kNm)	0	0
	S (kN) (せん断照査位置)	5949.86	7385.55
曲げに対する照査	σ_c (N/mm ²)	1.0	1.2
	σ_{ca} (N/mm ²)	3.33	3.33
	σ_s (N/mm ²)	133.8	156.1
	σ_s' (N/mm ²)	-122	-142.4
	σ_{sa} (N/mm ²)	180	180
	σ_t (N/mm ²)	142.3	166.1
	σ_t' (N/mm ²)	-130.6	-152.4
せん断照査	σ_{ta} (N/mm ²)	185	185
	Sc (kN)	2497.6	2557.2
	St (kN)	1104.1	2265.77
	σ_{ts} (N/mm ²)	33.1	66.7
合成応力度照査	$\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_{ts}^2}$	146.1	179.0
	σ_{ta}	185	185



写真-13 鋼板取り付け状況



写真-14 補修完了状況

(6) モニタリング

鋼板巻き立てによる補修により、ASR 劣化の状況を外観から確認することができなくなる。また、ASR 構造物の劣化予測は、未だ十分に行えないことに鑑み、今回、安全側に設定した設計上の想定

値の妥当性や対策の効果の確認を行う必要がある。そこで継続的なモニタリングによりこれらの確認、検証を行うこととした。当該橋脚では、観測窓や水分計を設置してコンクリートの状況を確認するとともに、P C鋼材にロードセルを設置して、緊張力の変動を確認することにより、間接的に膨張力を計測することを試みることにしている。

6-3 スターラップ曲げ加工部が破断したP C梁橋脚の炭素繊維シート巻き立て対策事例²¹⁾

(1) 対象橋脚の劣化状況

対象橋脚は、昭和54年に竣工したT形P C梁橋脚であり、これまでにASRによるひび割れが発生したことから、平成元年と平成4年にひび割れ注入や表面保護工による補修履歴がある。平成11年度の調査では、採取コアの圧縮強度は、設計基準強度 35N/mm^2 を下回っているものもあった。ヤング係数は健全なコンクリートの一般的な値の半分程度まで低下していた。平成13年度と平成15年度には鉄筋の健全性確認のために、梁のコーナー部をはつり調査した結果、スターラップ曲げ加工部の破断が発見され、破断本数は6本であった。

(2) 対策方針

スターラップの損傷であることから、せん断耐力の回復を目的とした対策を実施することとした。

工法選定にあたり、対象部材である梁部はP C構造であるため、P C貫通鋼材併用の鋼板3面巻き立て工法は採用できないので、耐震補強で実績のある炭素繊維シート巻き立て工法を採用することとした。なお、支承位置では、はり全周に巻き立てることは不可能なため、支承位置以外で4面巻き立てを行うゼブラ状巻き立てとし、効果については供試体実験により確認した。

(3) 設計条件

1) コンクリートの圧縮強度

ASRにより劣化したP C梁のコンクリートの圧縮強度（設計基準強度 35N/mm^2 ）の経年変化を図-11に示す。設計基準強度を大きく上回るものも存在するが、しゅん工後10年程度で設計基準強度

を下回るものも見受けられる。しかしながら、 20N/mm^2 を下回る値はこれまで測定されておらず、最低のものでも 23N/mm^2 程度であることから、設計に用いる圧縮強度は、 20N/mm^2 とすることとした。

2) コンクリートの残存膨張量

対象橋脚は、今後も膨張が継続することが考えられる。その膨張を補修材（FRP）が拘束しないものとした。なお、残存膨張量はFRPの破断ひずみ（約1.4%）に対して小さく、拘束の有無が設計に与える影響は少ない。したがって、膨張量試験結果の最大値（ 500μ ）を設計値とした。

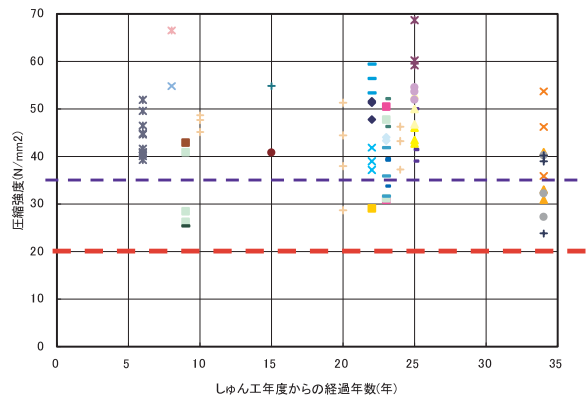


図-11 しゅん工後の経過年数と圧縮強度の関係

3) 鉄筋

詳細調査の結果、スターラップ曲げ加工部において6本の破断が発見された。軸方向鉄筋については、損傷は発見されなかった。

したがって、対象橋脚の鉄筋については、スターラップの曲げ加工部は安全性を考慮して全数破断、主鉄筋（圧接部を含む）は全数健全であると判断した。

曲げ加工部の破断が生じて、鉄筋とコンクリートの付着により、破断部より一定以上離れた部分は有効とみなす考え方もあるが、構造物表面に近く拘束が期待できない部分で劣化が進行した場合は、付着力が低下する可能性も考慮し、スターラップは設計上考慮しないこととした。

(4) 安全性照査の方法

対象構造物は道路橋であるため、「道路橋示方書」に準拠した設計荷重作用時における許容応力

度照査¹⁷⁾および終局荷重作用時における耐力照査¹⁸⁾¹⁹⁾を行った。ただし、コンクリートの許容応力度は健全なコンクリートに対して設定されたものであり、劣化により強度低下したコンクリートに対しての適用性については未解明ではあるが、道路橋示方書の値を外挿して設計用値とした。

FRPによるせん断補強量の算定にあたっては、「炭素繊維シートによるRC橋脚耐震補強に関する設計・施工要領(案)」(平成10年3月, 阪神高速道路公団)および「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」(平成12年7月, 土木学会)を参考にして算出した。

(5) 検討結果

炭素繊維の巻き立て方法については、橋脚天端に支承があることから梁全面に一樣に巻くことが不可能な断面が存在する。したがって、巻き立て可能な箇所に所要のFRP量を配置する”ゼブラ”状の形態とすることになった。そこで、全断面に一樣に巻くことを前提とした従来の必要量算定式を適用することについては、供試体による実験²²⁾を行って確認した。

設定した条件に基づきFRP層数を算出すると最大で2層となった。照査結果を表-6に示す。

なお、安全性を考慮して実際の工事においては、支承部分の断面にも3面巻き立てを行うこととした。炭素繊維シートの巻き立てイメージを図-12に、炭素繊維シートの断面構成を図-13示す。

表-6 照査結果

必要FRP層数	道示IV(許容応力度)	設計断面			
		④断面	③断面	②断面	①断面
	道示IV(許容応力度)	0	0	0	0
	道示III(終局荷重作用時)	0.3	1.8	1.2	1.1
	標準示方書	0.0	1.0	0.2	0.4
	最大	0.3	1.8	1.2	1.1
設計FRP層数		1	2	2	2

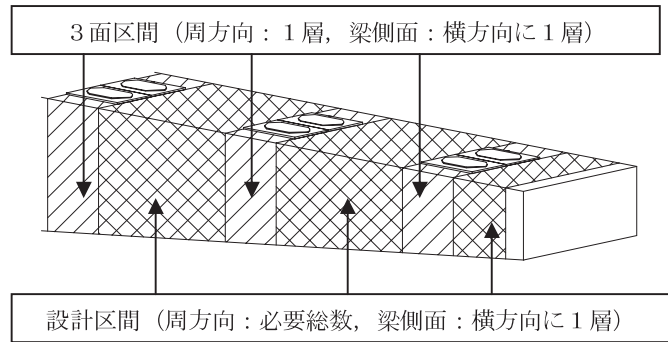
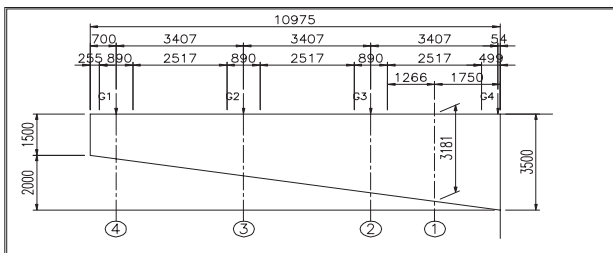


図-12 炭素繊維シートの巻き立てイメージ

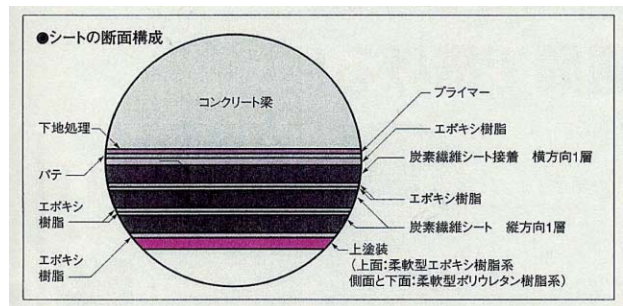


図-13 炭素繊維シートの断面構成²³⁾

また、炭素繊維シートの施工手順を図-14に、補修工事における施工状況を写真-15に、完成状況を写真-16に示す。

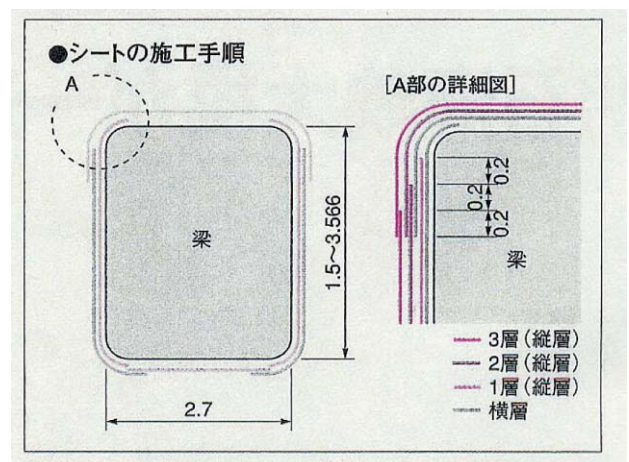


図-14 炭素繊維シートの施工手順²³⁾

(6) モニタリング

炭素繊維シート巻き立てによる対策により、ASR劣化の状況を外観から確認することができなくなる。また、ASR構造物の劣化予測は、未だ十分に行えないことに鑑み、今回、安全側に設定した設

計上の想定値の妥当性や対策の効果の確認を行う必要がある。そこで継続的なモニタリングによりこれらの確認，検証を行うこととした。当該橋脚では，ひび割れの幅を測定する基準となる標点や水分計，梁の側面および上面の面的なひずみ量を測定するための面状光ファイバーを試験的に設置している。



写真-15 炭素繊維シート巻き立ての施工状況



写真-16 炭素繊維シート巻き立て補修橋脚

7. 現在の状況

上部工の補修は全て完了している。橋脚については，鉄筋損傷を確認した7基は，鋼板または炭素繊維シート巻き立て工法により対策工事を行い全て完了している。また，ひび割れが軽微な64基については，一部の橋脚で経過観察を行う他，ひび割れへの樹脂注入および表面保護工などにより，平成17年度末までに対策を完了させる予定である。

謝辞：本稿は，阪神高速道路公団「ASR橋脚の維持管理に関する検討委員会（委員長：宮川豊章京都大学大学院教授）」において，ご審議いただいた検討成果の一部を取りまとめたものである。委員長をはじめ関係各位には多大なご指導とご助言をいただいた。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会誌：vol. 88, p83, 2003. 9
- 2) 岡田清：コンクリートの耐久性，朝倉書店，1986. 1
- 3) 阪神高速道路公団：アルカリ骨材反応に関する調査研究委員会報告書，1986. 9
- 4) 江見晋，古池正宏，沖野真，富田穰：アルカリ骨材反応に関する調査と対策，阪神高速道路公団技報第5号，1986. 3
- 5) 上田芳夫，山口良弘，足立幸郎：ASR損傷橋脚の補強事例，阪神高速道路公団技報第14号，1996. 3
- 6) 山口良弘，杉江功，丸山悟：アルカリ骨材反応によるRC床版の損傷と補修，阪神高速道路公団技報第14号，1996. 3
- 7) 松本茂，南荘淳，黒崎剛史：ASR 損傷を受けた橋脚の追跡点検事例，コンクリートの耐久性データベースフォーマットに関するシンポジウム論文集，土木学会，2002. 12
- 8) 阪神高速道路公団：アルカリ骨材反応が生じた橋梁の調査結果について，記者発表資料，2004. 9. 7
- 9) 葛目和宏，南敏和，松本茂：ASR 構造物中の鉄筋損傷について，日本材料学会，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第3巻，2003. 10
- 10) 北川英夫，小寺沢良一：破壊力学と材料強度講座15 フラクトグラフィ，培風館，1977. 4
- 11) 末広邦夫，山下英治他：二，三のPC鋼材の遅れ破壊試験方法の検討，日本材料学会，材料，第32巻第353号，1983. 2
- 12) 櫛田隆弘：高強度鋼の遅れ破壊研究会資料”遅れ破壊の新展開”，(社)日本鉄鋼協会，1997

- 13) 松山晋作：遅れ破壊，日刊工業新聞，1989
- 14) 日本規格協会：JIS ハンドブック鉄鋼 I，2005. 1
- 15) 鳥居和之，小川洋之，樽井敏三：ASR により破断した鉄筋の調査，ASR による鉄筋破断のメカニズムと対策特別講演会（金沢大学），2005. 2
- 16) 山口良弘，杉山功，児島孝之，小野紘一：ASR により強度が低下した構造物の補強計画，土木学会第 48 回年次学術講演会講演概要集，土木学会，1993. 9
- 17) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2002. 3
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編，2002. 3
- 19) 土木学会：2002 年制定 コンクリート標準示方書【構造性能照査編】，2002. 3
- 20) 岩川正美，瀬戸馨，三方康弘，前田真吾，宮川豊章：大型供試体を用いた ASR 損傷を生じた梁部材の補強に関する実験的研究，日本材料学会，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，第 3 巻，2003. 10
- 21) 松本茂，原田耕一，安藤高士：アルカリ骨材反応により劣化した T 形橋脚（PC 梁）の詳細調査および補強設計，阪神高速道路公団第 36 回技術研究発表会論文集，2004. 2
- 22) 安藤高士，原田耕一，松本茂：炭素繊維シートによる T 形橋脚（PC 梁）のせん断補強効果に関する実験，阪神高速道路公団第 36 回技術研究発表会論文集，2004. 2
- 23) 日経 BP 社：日経コンストラクション，2004 年 11 月 12 日号

THE REPORT ABOUT CAUSE INVESTIGATION OF STEEL-BARS DAMAGE AND REPAIR BY ALKALI-SILICA REACTION

Kazunori Sasaki , Shigeru Matsumoto , and Takashi Ando

Recent years, the examples that steel-bars in concrete structures were breaking down and cracking by Alkali-silica Reaction (ASR) were reported. In conventional examination, processing hardening by bending, development of embrittlement by strain aging, possibility of delayed fracture are confirmed about investigate of a cause of steel-bars fracture.. At first, by this report, the quantity of hydrogen absorption examination with different steel-bars of processing history that paid its attention to possibility of delayed fracture (particularly, hydrogen embrittlement) was carried out. As a result, it became clear that quantity of absorption of diffusion-related hydrogen increased by bending of steel-bars. Furthermore, it was supposed about mechanism of steel-bars fracture by investigating damage steel-bars gathered by concrete piers in detail. In addition, we report it about a basic policy, design conditions, collation method and structural detail for the repair method of construction by carbon fiber sheet to be based on a point of view of the prevention maintenance. The repair method of construction were carried out for concrete piers which the steel-bars fracture caused and concrete piers (prestressed concrete structure) having an appearance property (cracks) to be similar to the concrete piers which the steel-bars fracture caused