

論 文

[1223] 断面修復した鉄筋コンクリートはりの力学挙動と
合理的補修設計法の提案

正会員○長瀧重義（東京工業大学工学部）

正会員 岡本享久（東京工業大学工学部）

正会員 曾我寿孝（東京工業大学大学院）

1.はじめに

近年、RC構造物の早期劣化現象が社会問題化している。その劣化したRC構造物への対処策として、供用を継続しながら損傷部分を修復する補修工事が盛んに行われるようになってきた。しかしながら、塩害などで劣化したRCはりに断面修復を施しても、その補修効果が不十分であることが多く、この場合には再度劣化現象をみることが少なくない。これは補修後の荷重作用による力学性状が十分に把握されていないためである。そこで本研究は、断面修復を行ったRCはりの補修後の荷重作用による力学性状、特にひびわれ性状を明らかにし、合理的な補修設計法のための基礎資料を提供することを目的としたものである。研究手順として第1に、既設コンクリートの表面粗度、補修材の種類及び打設方向を変化させ、既設コンクリートと補修材の接合部におけるせん断強度を一面せん断試験によって評価した。第2に鉄筋と補修材との付着挙動を両引き付着試験によって評価した。第3に断面修復したRCはりを作製し、補修材の種類及び既設コンクリートの表面粗度を変化させて曲げ載荷試験を行い、そのひびわれ性状に着目して考察を加えた。これらの成果を取りまとめて、合理的な補修設計法のための設計思想を提案するものである。

2.各種補修材と既設コンクリートの付着挙動

2.1 実験概要

a. 使用材料、供試体

補修材にはSBR系ポリマーセメントモルタルを2種（以後SA、SB種と呼ぶ）、SBR系ポリマーセメントコンクリートを1種（以後SC）、超速硬系セメントモルタルを1種（以後QD）の計4種類を用いた。これらの材料と既設コンクリートの配合に関する概略を表-1に示す。供試体は図-1に示す寸法で、その作製方法は既設コンクリートを打設後約1カ月間湿潤養生を行い、接合面をビシャンハンマーによってチッピング処理した後、補修材を打ち継いだ。脱型後、1週間は水中養生を行い、さらに3週間湿潤養生を行って試験に供した。この場合の実験要因は表-2に

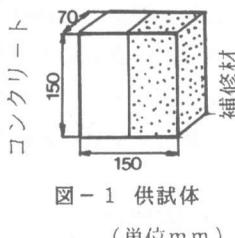
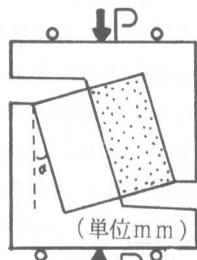


表-1 コンクリート及び補修材の配合

コンクリート OC	W/C=50%, Max Size=20mm Slump=8cm,Air=4.5%
コンクリート OC'	W/C=40%, Max Size=20mm Slump=8cm,Air=4.5%
SA	セメント:30kg, 砂:石灰石:70kg SBR:4.3kg, Water:13.8kg
SB ショット	早強セメント:20kg, 砂:石灰石:80kg SBR:2.1kg, Water:7.4kg
SC プレバッケド	早強セメント:50kg, 砂:石灰石:50kg SBR:5.3kg, Water:17.7kg
QD	W/C=45%, S/C=2.1



$$\tau = P \cdot \cos \alpha / 150 / 70$$

$$\sigma = P \cdot \sin \alpha / 150 / 70$$

図-2 一面せん断試験

表-2 実験計画

材料名	W/C (%)	
	40	50
SA(順打ち)	●B	●A●B●C
SA(逆打ち)		●A ●C
QD	●B	●B
SC	●B	●B
SA同種打ち離ぎ		●B
OC同種打ち離ぎ	●B	●B
OC単体		●
SA単体		●

示すように、既設コンクリートのW/C(40%,50%)、接合面の表面粗度(A-よい,B-普通,C-悪い)、補修材の打設方向(順打ち,逆打ち)の3種類である。また載荷角度(α)は5度、15度及び30度であり、試験時の既設コンクリートの強度はW/C=40%で600kgf/cm²程度、W/C=50%で350kgf/cm²程度であった。

b. 接合強度試験方法

既設コンクリートに補修材を打ち継いだ供試体の接合強度を判定する方法として、図-2に示す一面せん断試験法¹⁾を採用した。試験時には接合面のずれ方向とそれと垂直方向の変形量を二軸亀裂変位計によって測定した。

2.2 一面せん断試験の結果と考察

SAの補修材を用いた場合のせん断強度(τ_0)と垂直応力(σ_0)の関係を、図-3には既設コンクリートのW/Cをパラメータに、また図-4には表面粗度をパラメータにして示す。なお図中の直線はデータを一次回帰したものである。これらの図から既設コンクリートのW/Cは接合強度に影響を及ぼしていないが、表面粗度が大きくなるに従って純せん断強度はわずかながら増加する傾向が認められた。この理由は、接合面の破壊形式を観察した結果いずれも凹部に進入した補修材自身がせん断破壊したため既設コンクリートの強度には影響を受けず、さらに表面粗度が大きくなると凹部の接合面全体にしめる割合(せん断面積比)が大きくなつたためと考えられる。また接合部の純せん断強度は、今回のように丁寧な施工を行った場合には打設方向の相違の影響を受けないことが認められた。

2.3 表面粗度の定量化と接合強度の推定

接合強度に影響を及ぼす接合面の表面粗度を、そのせん断面積比として定量化する試みを行った。図-5に示すように供試体接合面に5,10,15度の入射角で光をあて、鉛直線上から影の写真を撮影し、接合面全体に対する影の面積比を画像解析処理によって算出した。図-6に光の入射角と影の面積比との関係を示す。この図からチッピングの程度が入念になるに従い、その影の面積比も大きくなっていることが認められた。純せん断強度に対応するせん断面積比を与えるのは、入射角0度の場合の影の面積比と考え、入射角と影の面積比との間に線形関係が成り立つと仮定して一次回帰した。こうして得られたせん断面積比(λ)に、打ち継いだ補修材単体の純せん断強度(τ_t)を乗じて接合強度の推定を行った。その結果を表-3に示す。いずれの計算値も実験値をよく表現し

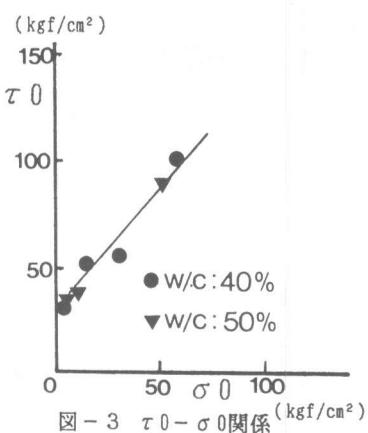


図-3 $\tau_0 - \sigma_0$ 関係

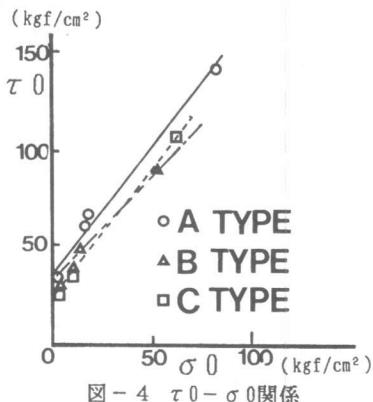


図-4 $\tau_0 - \sigma_0$ 関係

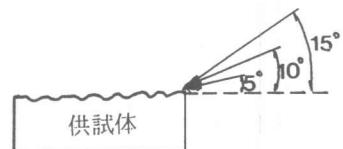


図-5 表面粗度の定量化

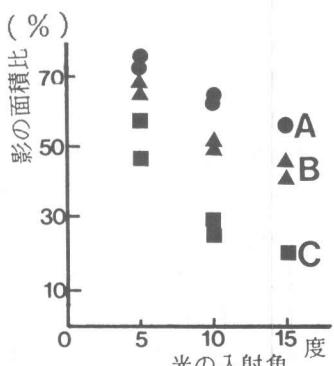


図-6 影の面積比と入射角の関係

ており、接合強度を τ_0 とすると補修材自体がせん断破壊する場合には、(1)式で τ_0 が推定できることになる。

$$\tau_0 = \lambda \cdot \tau_t \quad (1)$$

2.4 せん断応力-すべり関係

図-7は各種補修材と既設コンクリートを接合させた供試体の一面せん断試験から求めた、作用せん断応力 (τ) と接合面のずれ変位を二軸亀裂変位計の検長50mmで除した値 (γ) の関係を示す。なおこの場合の載荷角度は5度である。この図から、補修材の種類が変化しても最大せん断強度作用時のずれ変位はほぼ0.008mm～0.012mmであり、ほぼ同一の値となった。図-4でも述べたように、接合面の破壊形式は補修材のせん断破壊であり、せん断剛性の相違は補修材の弾性係数とほぼ相関性があることも認められた。

3. 鉄筋と補修材との両引き付着試験

3.1 実験概要

鉄筋と補修材との付着挙動を調べるために、図-8に示すような供試体を作製して両引き付着試験を行った。使用鉄筋としてSD-30, D-16 ($f_{sy}=3774\text{kg}/\text{cm}^2$) を1本断面の中心に配置し、鉄筋比は後述するRCはりの補修部と同一とした。鉄筋には表裏両面に溝きり加工を行い、ひずみ分布を知る目的で30mm間隔にストレインゲージを貼付した。鉄筋軸に沿った任意の点xにおける付着応力 (τ) とすべり量 (S) は(2)式、(3)式で求められる²⁾³⁾。

$$\tau = E \cdot D / 4 \cdot (\partial \varepsilon(x) / \partial x) \quad (2)$$

$$S = \int_0^x (\varepsilon(x) - \varepsilon_0) dx \quad (3)$$

ここに、E: 鉄筋の弾性係数 ($=2140000\text{kgf}/\text{cm}^2$)、D: 鉄筋径 ($=1.55\text{cm}$)、 $\varepsilon(x)$: 地点xにおける鉄筋のひずみ、 ε_0 : ストラット中央部での鉄筋のひずみである。

3.2 付着応力-すべり関係

図-9、図-10に補修材としてQDとSAを用いた

補修材料	チップのタイプ	せん断面積比	接合強度	
			計算値	実験値
SA	A	81.8%	34.3	32.1
SA	B	76.3%	30.7	29.9
SA	C	64.0%	23.2	25.1
OC同種	B	76.3%	27.8	30.4

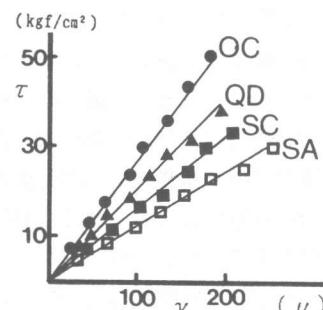


図-7 τ - γ 関係

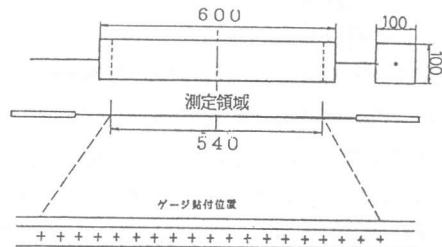


図-8 供試体の概要

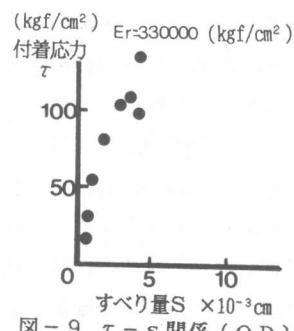


図-9 τ - S 関係 (Q D)

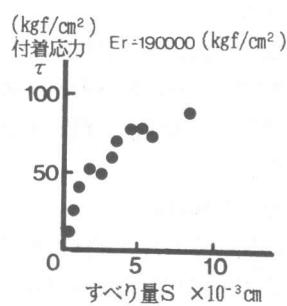


図-10 τ - S 関係 (SA)

場合の $\tau - s$ 関係を示す。この図から、初期の付着剛性は、この二つで相違していることが認められた。この理由は補修材の弾性係数の相違によるものと思われる。

3.3 複合材料とした場合の補修材の見掛けの引張強度

各供試体の初ひびわれ発生荷重から求めた補修材の見掛けの引張強度 f_{pt} を補修材単体の引張強度 f_t と共に表-4に示す。この表から補修材の見掛けの引張強度 f_{pt} は単体の f_t に比べ著しく低下することが認められた。この理由は補修材が硬化時に乾燥収縮などの影響で容積変化した結果、鉄筋の拘束効果により補修材に固有元応力が生じたためと考えられる。

4. 断面修復したRCはりの曲げ挙動

4.1 実験概要

a. 使用材料、供試体

断面修復したはりの曲げ性状を把握する目的で曲げ載荷試験を行った。用いた補修材はSA, SB, SC, QDの4種類であり、供試体の寸法は図-11に示した通りで、断面の高さは40cm、幅は30cm、スパンは3mである。既設コンクリートの配合は早強ポルトランドセメントを用い、W/C=46.5%、S/a=42.5%、W=167kg/m³とした。この場合の試験時の圧縮強度は、表-1のW/C=50%を用いた一面せん断試験時及び両引き付着試験時のコンクリート強度とほぼ同等であった。また補修材の配合は表-1と同一にし、補修部の寸法は高さ10cm、長さ220cmである。軸方向鉄筋には引張鉄筋としてSD-30, D-16 ($f_{sy}=3687\text{kgf/cm}^2$) を3本(有効高さ=36.5cm)、圧縮鉄筋としてSD-30, D-13 ($f_{sy}=3867\text{kgf/cm}^2$) を2本(上縁より3cmの位置)に配置した。さらにせん断破壊を防ぐ目的でSD-30, D-10のスター・ラップをせん断スパン内に20cm間隔に配置した。供試体の作製方法は、鉄筋組立後まえもって型枠内に発泡スチロールを配置し、コンクリート打設・養生後にこれを取り除き、接合面をチッピング処理した後補修材を充填した。表-5に示すような実験計画で載荷試験を実施した。

b. 測定項目

はりの曲げ試験は図-11に示したような3等分点載荷を行い、作用荷重段階毎にひびわれの進展状況、ひびわれ幅、補修材と既設コンクリートのずれ、鉄筋及びコンクリートのひずみ挙動を測定した。

4.2 ひびわれ性状

図-12に終局時の各供試体のひびわれ図を示す。初曲げひびわれは補修材強度が既設コンクリートに比べて低いものは補修材側から、逆に補修材強度が既設コンクリートより高いもので既設コンクリート側から発生した。なお既設コンクリート側で

表-4 見掛けの引張強度の低下

材料名	① f_{pt}	② f_t	①/②
O C	14.5	28.5	0.51
S A	14.6	57.8	0.25
Q D	10.3	53.4	0.19
S C	15.3	41.1	0.38

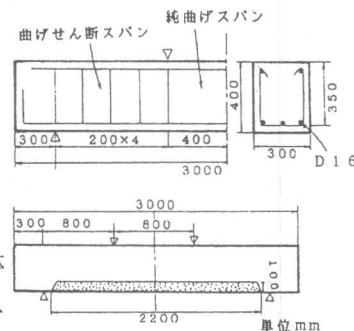


図-11 供試体の概要

表-5 実験計画

供試体名	補修材料	チッピングのタイプ	補修工法
SA-A	SA	A	バッティング
SA-B	SA	B	バッティング
SB-B	SB	B	吹き付け
SC-B	SC	B	プレバックド
QD-B	QD	B	バッティング
O C			オリジナルコンクリート

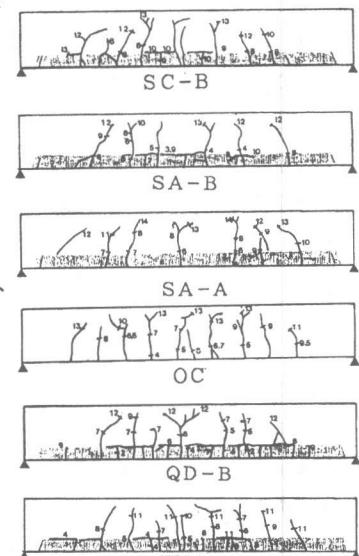


図-12 ひびわれ図

曲げひびわれが発生する場合には、その曲げひびわれの発生と同時に接合面において局部的なずれが発生し、さらに補修材でも曲げひびわれが発生した。今回試験を行った供試体の中で唯一チッピングAタイプを採用したSA-Aだけは、終局まで接合面がずれなかった。

4. 3 弾性論からの検討

断面修復したRC曲げ部材の初曲げひびわれ耐力を弾性論によって推定する試みを行った。接合面は完全に付着した状態にあるとして換算断面二次モーメントを求め弾性論的考え方から補修材の下縁部及び既設コンクリートの下縁部での引張応力を計算し、その値が材料単体の引張強度に達した時に初ひびわれが発生するとして計算を行った。その結果、表-6に示すように計算値は実測値を過大評価していることが認められた。この理由としては両引き付着試験と同様に、補修材自体の乾燥収縮などによる容積変化に対して鉄筋及び既設コンクリートの拘束効果により、補修材に固有元応力が生じたためと考えられる。そこでこれら3種の複合材料としてのみかけの引張強度を用いて、ひびわれ耐力を計算した結果を表-6に共に示す。今度はかなり実験値を精度よく推定していることが分かる。従って補修材料単体でどれほど良好な力学性状を示す材料であっても、固有元応力を生じさせるような材料で劣化したRC部材を補修した場合には補修材単体の力学性状が發揮されず、ひびわれ耐力を評価する上で大幅に危険側に見積るため注意が必要である。

4. 4 断面修復したRC曲げ部材のひびわれ幅

図-13に各作用荷重における平均ひびわれ幅をOC、SA-A、SA-B及びQD-Bについて示す。この図から同一作用荷重における平均ひびわれ幅は、SA-Bで大きく、その他でほぼ同様な値を示している。SA-AとSA-Bの挙動を比べると、同一の補修材料を用いても接合面の施工を入念に行うことによってひびわれ幅の拡幅が抑制されていることが分かる。この理由はチッピングAタイプではチッピングBタイプと違って、接合面のずれが発生しないために補修材とコンクリートが一体となって外力に抵抗しているためと考えられる。一方QD-Bでは接合面のずれが発生したものの、図-9で示したように補修材と鉄筋との付着剛性が高く、ひびわれが分散したため平均的なひびわれ幅は減少したものと考えられる。また図-13中に鉄筋の平均応力が 1800kgf/cm^2 に到達した時点を共に示す。このように平均ひびわれ幅の拡幅状況が異なっても、鉄筋が許容応力度に到達した時ではほぼ同一ひびわれ幅を示しており、通常のRC部材と同様に鉄筋の平均応力によってひびわれ幅を制御できる可能性を示すものである。

5. 合理的な補修設計法の提案

本研究のまとめとして合理的な補修設計法に関する思想を提案する。図-14に示すようにまず

表-6 初曲げひびわれ耐力

供試体名	実験値 t_f	単体引張強度による計算値	見かけの引張強度による計算値
OC	3.9	6.6	3.3
SA-B	3.9	12.9	2.9
QD-B	3.2	10.3	2.8

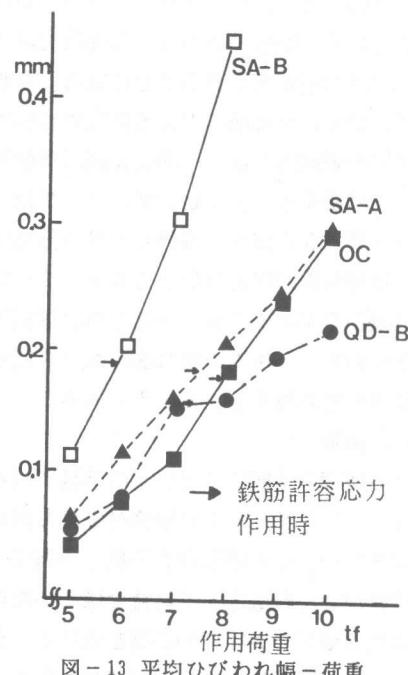


図-13 平均ひびわれ幅-荷重

補修材料、補修工法を選定し、鉄筋と補修材及びコンクリートと補修材の付着性状を把握した後寸法安定性の検討を行う。ここでは固有元応力の生じ方が問題となるので両引き付着試験などで慎重な検討が必要である。これで合格したものについては作用荷重、特に設計荷重によるひびわれ幅を算定し、環境条件から定まる許容ひびわれ幅と照査し、判定するものである。もし許容値よりも計算値が大きくなった場合にはもう一度補修材料及び補修工法の選定まで戻ることになる。なおこの図に示した付着面の保持の判定について、本実験の範囲内では、一面せん断試験結果と併せて考察するとチッピングAタイプ以上の凹凸を施さない限り、補修したはり部材においては付着面の保持は保証されず、チッピングB及びCタイプでは一面せん断試験以下の値すなわち、無処理の接合面における純せん断強度⁴⁾で剥離を起こすようである。

6. 結論

本研究の範囲内では以下の結論が得られた。

- (1) コンクリートに補修材を打ち継いだ供試体で一面せん断試験を実施した結果、補修材料がせん断破壊する場合にはその接合強度は接合面の表面粗度の影響を受ける。また表面粗度をせん断面積比として定量化する手法を提案し、せん断面積比に単体の純せん断強度を乗じるという工学的に簡易な方法により接合強度を推定することが可能となった。

(2) 補修材料に要求される性質として寸法安定性が高く、複合構造とした場合に固有元応力を生じさせないことが大切である。

(3) 従来補修設計において認識が不足していると思われる項目を考慮した、合理的な補修設計法の思想を提案した。

〔謝辞〕 本研究を遂行するに当たり、(株)小野田より多面にわたる御協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

〔参考文献〕 1) 後藤祐司、長瀧重義：コンクリート接合部のせん断耐力に関する基礎研究、土木学会論文報告集 第254号 pp.95～pp.106, 1976.10

2) ARTHUR H. NILSON: Internal Measurement of Bond Slip, ACI JOURNAL, JULY 1972

3) 島弘、周礼良、岡村甫：マッシブなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力－すべり－ひずみ関係、土木学会論文報告集、第378号 pp.165～pp.174, 1987.2

4) 長瀧重義、岡本享久、中井暁夫、鈴木智郎：補修した鉄筋コンクリート部材の力学的特性に関する研究、コンクリート工学年次論文報告集、9-2 pp.257～pp.262, 1987

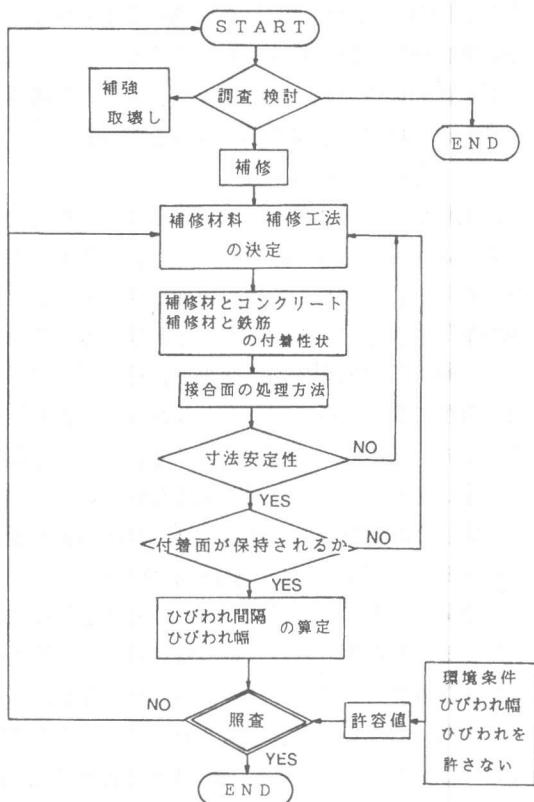


図-14 補修設計のフロー