中央大学	学生会員	鈴木	綾
長岡工業高等専門学校	正会員	村上	祐貴
中央大学	正会員	大下	英吉

1.はじめに

鉄筋腐食が生じた RC 梁において,腐食生成物お よびひび割れの影響により付着応力は非腐食時に 比べ大幅に低下し,鉄筋が構造体として十分に機 能しない恐れがある。そのため,鉄筋腐食が生じ た状態での鉄筋とコンクリートの付着応力性状を 定量的に評価することは,RC構造物の現在の構造 性能を評価する上で非常に重要な位置付けである。

本研究では,鉄筋腐食率および腐食ひび割れ性 状が付着応力に及ぼす影響を考慮するため, Mohr-Coulombの破壊基準的アプローチを利用した 付着劣化モデルを提案し,変形予測を行いその適 用性を検討した。

2. 腐食鉄筋とコンクリートの付着劣化性状

付着劣化モデルの構築に際し,村上¹⁾によって行われた鉄筋腐食を生じた RC 梁部材における鉄筋の片引き試験のデータを用いた。

2.1片引き試験概要

図 - 1 は村上が実施した RC 梁部材の片引き試験 概要であり,試験体は梁全長にわたり鉄筋腐食を 生じさせている。なお,実験パラメータを表 - 1 に 示す¹⁾。

2.2 付着応力とすべり

図 - 2 に腐食試験体における付着応力とすべり

の関係(~ s関係)の一例を示す。同図は,主鉄筋 の平均腐食率を約10或いは20%とし,最外縁と中 央の鉄筋を引抜いた場合である。同図(a),(b)は それぞれ主鉄筋のみを有する試験体および主鉄筋 とせん断補強筋間隔240mmを有する試験体の最外 縁を引き抜いたものであり,同図(c)は主鉄筋のみ を有する試験体の中央の鉄筋を引き抜いたもので ある。また,図中の凡例は載荷端から測定点まで の距離を表しており,Dは鉄筋径である。付着応 力は,既往の研究と同様に圧縮強度の2/3乗,すべ り量は鉄筋径で除することにより無次元化した。 なお,鉄筋径は腐食に伴う断面減少を考慮した値 である。また,図中には式(1)に示す島ら²⁾が提案し た非腐食時における付着応力とすべりの関係も併 せて示す。

$$\tau = 0.9 f_c^{2/3} \left(1 - \exp\left(-40 \left(\frac{S_D}{D}\right)^{0.6}\right) \right)$$
(1)

ここで, : 付着応力, f_c : 圧縮強度,s: すべ り量,D: 鉄筋径で表される。

表 - 2 に各試験体の鉄筋の腐食性状の一例を示 す。また,図-3にコンクリートの腐食ひび割れ性 状を示す。図 - 2 に示すように島ら²⁾の提案式は, 実験結果を過大に評価しており,鉄筋の腐食によ る腐食ひび割れ幅や腐食の不均一性を考慮しなけ ればならないことがわかる。また,図-2および図



キーワード 付着応力, すべり, 付着劣化

連絡先 〒112-8551 東京都文京区春日 1 - 13 - 27 中央大学 理工学部 都市環境学科



図-3 かぶりコンクリートの腐食ひび割れ性状

-3の比較から,鉄筋が腐食し腐食ひび割れが生じたとしても,せん断補強筋の存在は付着性状を大幅に向上させる役割があることがわかる。なお,鉄筋腐食を生じたRC梁部材の付着応力性状は,腐食程度によって最大付着応力はもちろんのこと,その経路も相違した。これは,鉄筋の腐食率や腐食ひび割れ性状が局所的に異なることに起因しており,コンクリートの拘束状態が局所的に相違するためである。

図 - 2 および図 - 3 (a), (b)より,かぶりコンク リートに腐食ひび割れが発生すると,鉄筋周辺の コンクリートに作用していた膨張圧が解放され, 非腐食時の状態よりもコンクリートの拘束圧は低 下するため,最大付着応力や付着剛性は著しく低 下することがわかる。このことは,図 - 2(c)およ び図 - 3 (c)より,腐食膨張圧は腐食ひび割れが発 生しない状態においては,鉄筋とコンクリートの 付着を向上させ,最大付着応力は鉄筋が非腐食の 状態よりも大きくなることがわかる。

3. 腐食鉄筋とコンクリートの付着劣化モデル

前述したように, RC 梁部材の付着性状はコンク リートの拘束状態に依存しており,鉄筋腐食およ び腐食ひび割れとコンクリートの拘束圧の変化を 関連付けることで ~ s 関係を構築する。

3.1 付着劣化モデル概要

本研究では,腐食膨張圧の違いが付着性状に及 ぼす影響を考慮するために,Mohr-Coulombの破壊 基準的アプローチを利用したモデルを提案する。 非腐食時の付着応力と腐食時の付着応力の差はす べりの大きさによって異なるため,Mohr-Coulomb の破壊基準における粘着力を無載荷状態の付着応 力と仮定して,付着応力と内部摩擦角をすべりの 関数として捉えた。したがって,Mohr-Coulombの 破壊基準における強度パラメータである内部摩擦 角および粘着力は一定ではなく,すべりを無次元 化した値(S/D)によって変化する。すなわち,無載 荷状態の付着性状を基準とすれば,あるすべり量 における鉄筋垂直軸方向の応力が異なる場合の付 着応力は式(2)のように示すことが可能である。

$$\tau_n = \tau_0(S/D) + \sigma_n \tan\{\phi(S/D)\}$$
(2)

ここで, τ_n : 腐食膨張圧を考慮した付着応力, τ_0 : 非腐食時の付着応力(粘着力), σ_n : 拘束圧, ϕ : 内部摩擦角で表される。

式(2)に示される内部摩擦角および粘着力は鉄 筋軸直交方向の応力に依存した付着性状に関わる 重要な要素であり,鉄筋とコンクリートの間に生 じる付着応力は鉄筋の応力分布に勾配が生じるた めに発生し,勾配の発生はすべりの存在が大きい。 特に,異形鉄筋の場合は,節間のせん断破壊およ び2次ひび割れの発生による影響が大きく,徐々 に進展するコンクリートの破壊が密接に関係して いるものと考えられる。そのため,内部摩擦角は すべりの変化に伴い変化する。したがって,内部 摩擦角をすべりに依存する関数と捉え,式(3)およ び式(4)により評価している。

 $S/D \le S_{peak}/D$ $\tan \phi = 3 \tan \phi \exp\left(\frac{1}{2\sqrt{100S/D}} - 4(100S/D)^2\right)$

$$s/D > S_{peak}/D$$
(3)

(2)

$$\tan\phi = 3\tan\phi_f \sqrt{2\left\{(100S_{peak}/D) - 4(100S_{peak}/D)^2\right\}}$$
(4)

ここで, $\tan \phi_f = 0.34$, $S_{peak}/D = 0.1\%$ で表される。 本研究においても,内部摩擦角は式(3)および式 (4)を用いて評価することとし,式(5)に実験値を代 入することで,任意のすべり量における拘束圧を 算出することとした。

$$\sigma_n = \tau_n - \tau_0(S / D) / \tan{\phi(S/D)}$$
 (5)
ここで, σ_n : コンクリートの拘束圧, τ_n : 腐食
試験体の付着応力, τ_0 : 鉄筋が非腐食時の付着応

九、 $\tan \phi$: 内部摩擦角で表される。

なお,式(5)にある非腐食時の付着応力_{で0}に関し ては,式(1)に示す島ら²⁾の ~sモデルを適用した。 3.2鉄筋の付着膨張による拘束圧

鉄筋腐食を生じた場合,鉄筋近傍のコンクリートには腐食膨張圧が作用する。コンクリートに生じる応力を腐食により鉄筋周辺のコンクリートに 作用する腐食膨張圧を拘束圧とし,円筒理論を応 用して導出する。なお,コンクリートを弾性体と 仮定する。図 - 4 に示すように,鉄筋腐食が生じた 場合,鉄筋周辺のコンクリートには膨張圧が作用 し,この膨張圧を内圧とする。この際,鉄筋とコ ンクリートの界面に作用する半径方向および円周 方向の応力は中空円筒理論を用いて次式により算 出される。

$$\sigma_r = \frac{a^2 p_0}{b^2 - a^2} (1 - \frac{b^2}{r^2}) \quad (6) \ , \sigma_\theta = \frac{a^2 p_0}{b^2 - a^2} (1 + \frac{b^2}{r^2}) \quad (7)$$

ここで, σ_r :半径方向の応力, σ_{θ} :円周方向の応力, p_0 :内圧(腐食膨張圧),a:鉄筋径の1/2,b:最小かぶり厚,r:内円の中心からの距離で表す。

このとき,鉄筋とコンクリートの境界面を S_1 と すると,この S_1 境界(r=a)における σ_r および σ_{θ} は 式 (8)および式(9)により算出される。

$$\sigma_r = -p_0$$
 (8), $\sigma_\theta = \frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} p_0$ (9)

また,フックの法則により S₁境界上の円周方向 のひずみ ε_{θ} は次式により示すことができる。

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{E} (\sigma_r - \sigma_{\theta}) = \frac{1}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} p_0 + v p_0 \right)$$
(10)

ここで, E: コンクリートの弾性係数, v: コン クリートのポアソン比で表される。

 S_1 境界において内圧 p_0 が作用することにより, 半径方向に変位 s_1 が作用したと仮定した場合の円 周方向のひずみ ε_a は次式となる。

 $\varepsilon_{\theta} = s_1/a \tag{11}$

式(10)および式(11)から,変位 s₁は次式に示される。

$$s_1 = \frac{ap_0}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + \nu \right)$$
(12)

図 - 4 に示すように,内径が a,外径が a+(s₁+s₂)の薄肉円筒を考える。ここでは,s₁は式(12)に示したようにコンクリートに拘束された状態での錆厚であり,s₂はコンクリートの拘束が無い状態における錆厚である。

S₁境界における半径方向および円周方向の応力 を次式に示す。



なお,S₁境界上における円周方向のひずみ ε_{θ} を 次式に示す。

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{1}{E_r} (\sigma_r - \sigma_{\theta}) = \frac{1}{E_r} \frac{-p_0 (a + s_1 + s_2)}{s_1 + s_2}$$
(15)

ここで, E_r : 錆の弾性係数で表される。

図 - 4 に示すように,コンクリートの拘束によっ て錆層が半径方向に s_2 変位することから, S_1 境上 における円周方向のひずみ ε_{θ} を次式に示す。

$$\varepsilon_{\theta} = -s_2/(a+s_1+s_2) \tag{16}$$

式(15)および式(16)から,コンクリートに拘束された錆の膨張変位 s₂は次式より算出される。

$$s_2 = \frac{p_0}{E_r} \frac{(a+s)^2}{s}$$
(17)

ここで, s: 錆厚(*s*₁+*s*₂ = *s*)で表される。式(12)お よび式(17)より内圧 p₀を次式に示す。

$$p_0 = \frac{s}{\frac{a}{E} \left(\frac{a^2 + b^2}{b^2 - a^2} + v \right) + \frac{(a+s)^2}{E_r s}}$$
(18)

なお,錆厚sは次式により算出される。

$$s = 2a\sqrt{1 + \alpha(\gamma - 1)} - 2a \tag{19}$$

ここで,*a*:鉄筋径半径,α:腐食率,γ:錆の 膨張圧で表される。

以上より,コンクリートが弾性状態と仮定した 場合のコンクリートの拘束圧を同定した。

なお,コンクリートの拘束圧は,腐食ひび割れ 幅が発生することにより低下する。そのため,腐 食ひび割れ幅の影響を次式により考慮した。

$$V = \frac{p_0 \times w_{cri} \times C_i \times \Delta L}{G_f \times \Delta L_k \times C_k}$$
(20)

ここで,W:腐食膨張および腐食ひび割れ幅を 考慮した劣化パラメータ, w_{cri} :コンクリート表面 の腐食ひび割れ幅, C_i :かぶり厚, ΔL :単位定着 長, G_f :破壊エネルギー, ΔL_k および C_k :単位量 (ΔL_k =1, C_k =1)で表される。

破壊エネルギー G_f は,次式に示す。

$$G_f = \sqrt[3]{G_{\text{max}} \times f_c'} / 100 \tag{21}$$

ここで, G_{max}: 骨材最大寸法で表される。

式(20)はコンクリートを弾性体として仮定した 場合に解放されるエネルギー量と破壊エネルギー を考慮した場合の解放エネルギーとの比である。 3.3 すべりに伴う拘束圧

拘束圧はすべりの増加とともに減少する。しか しながら,その減少率は腐食ひび割れ幅およびせ ん断補強筋の有無によって異なり一様ではない。

特に, せん断補強筋を有する場合は, せん断補



強筋が無い場合に比べ拘束圧の低下率が少ない。 これは, せん断補強筋のコンファインド効果によ り鉄筋の抜出しが抑制されるためである。

等価節点力を求める際には,式(3)および式(4)に より S/D において場合分けを行う。なお,初期拘 束圧は,実験式より式(22)に表される。この際,初 期拘束圧 $\sigma_{n0} \epsilon f_c^{2/3}$ によって除することで正規化 した量を次式に示す。

$$\frac{\sigma_{n0}}{f_c^{2/3}} = -0.2039 \ln(W) - 0.30324$$
(22)

コンクリートの拘束 E_{σ_n} は,実験式よりせん 断補強筋の有無により場合分けを行う¹⁾。

せん断補強筋有り

$$\sigma_n = f_c^{2/3} \left[\frac{\sigma_{n0}}{f_c^{2/3}} + \left(5.695 \frac{\sigma_{n0}}{f_c^{2/3}} + 1.892 \right) S_D \right]$$
(23)

せん断補強筋無

$$\sigma_n = f_c^{\prime 2/3} \left[\frac{\sigma_{n0}}{f_c^{\prime 2/3}} + \left(3.049 \frac{\sigma_{n0}}{f_c^{\prime 2/3}} - 1.202 \right) \left(\frac{S_D}{D} \right) \right]$$
(24)

以上のように導出したすべりに応じた拘束圧で ある式(23),(24)を式(2)に代入することにより,付 着モデルが構築されることとなる。

4. 付着劣化モデルを導入した RC 梁部材の予測変形

付着劣化モデルを導入した解析プログラムを用 い,RC梁部材の予測変形を行い4点載荷試験の実 験データとの比較によりその適用性の検討を行う。

4.1 4 点載荷試験概要

4 点載荷試験の詳細については,村上の研究¹⁾を 参考にされたい。本モデルは,鉄筋腐食率を一様 であるものと仮定し,腐食ひび割れ幅は平均ひび 割れ幅,腐食率は主鉄筋の平均腐食率を用いた。 また,本付着構成則は最大付着応力以降,ひび割 れ幅の増大とともに付着応力が軟化するモデルで あるが,本解析では腐食ひび割れ幅を考慮しない ことから,最大付着応力に到達以降,付着応力は ゼロとした。



4.2 付着劣化モデルの精度の検討

試験結果と本モデルによる解析結果の比較を図 -5 および図-6 に示す。図-5 は鉄筋の平均腐食 率が0%,図-6は10%であり各図中には島モデル を導入した結果も示している。いずれの結果にお いても,本モデルは実験結果を比較的精度良く評 価していることから,本モデルの適用性が確認さ れる。当然ではあるが,島モデルを導入した解析 結果は平均腐食率 10%においては実験結果を過大 に評価したものとなっている。一方,本モデルに おいては破壊に至るまでの過程および破壊を生じ る際のたわみ量も評価可能となっている。本研究 においては,腐食率を一定と仮定し,腐食ひび割 れ幅は平均値を代入した。すなわち,実際は腐食 があまり進んでいない鉄筋も一様に腐食されてい ると仮定したこととなる。本解析では, 付着劣化 モデルを導入したが,他にもダボ作用,腐食ひび 割れ幅および腐食率等を考慮することでさらなる 向上が期待できる。

5.まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- (1)付着応力の低下量は,主筋の腐食程度,腐食ひ び割れ幅およびせん断補強筋の有無により変化 する。
- (2)鉄筋腐食率および腐食ひび割れ幅を考慮した付 着劣化モデルは実験結果と比較的良好に一致し, その妥当性が示された。
- (3)今後は,局所的な鉄筋腐食を考慮し,鉄筋やコンクリートの材料特性を変更する必要がある。

参考文献

- 村上裕貴:鉄筋腐食を生じた RC 梁の残存耐荷 性能に関する研究,中央大学博士論文, pp.28-85,2008
- 2) 島弘,山本恭史:腐食した鉄筋の局所応力 局 所すべり関係,コンクリート工学年次論文集, vol.13, No.1, pp.663-668,1991