

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに 経年劣化予測評価システムの構築

大下英吉*

Evaluation of Residual Ultimate Strength and Development of System for Time-Deteriorational Prediction of Concrete Structures with Corrosion.

Hideki Oshita*

abstract

In this study, experimental and analytical estimation of residual flexural strength of RC beams with reinforcement corrosion was carried out. As a result, it is noted that the factors, which influence on residual flexural strength and failure behavior of RC beams, were not only corrosion rate, bond stress behavior but also the corrosive crack characteristics of concrete. Moreover, it seems impossible to estimate the characteristics of bond splitting failure along reinforcement and sudden drop of external forces in the current analysis, in which only corrosion rate and bond stresses are taken into consideration.

1 はじめに

「ストックメンテナンス世紀」にある我が国において、既存のコンクリート構造物の劣化性状を詳細に把握し得る新技術や初期機能回復に資する新補修技術の確立が急務となっている。それにもまして重要な課題は、供用中にあるコンクリート構造物の化学的劣化性状や力学的劣化性状およびそれらの複合的劣化性状と材料或いは構造性能の関係を詳細に把握することであろう。

現在、各種劣化性状と材料或いは構造性能に関する研究は、各方面で精力的に実施されている。特に、腐食鉄筋を有するコンクリート部材の構造性能に関する研究はその典型であり、残存耐力の推定は現時点での構造性能を評価する他に、補修・補強時においてはLCCを含めた適用工法の選定から事後の機能回復評価、構造物の将来に渡る経年劣化予測においても重要な位置付けにある。しかしながら、既存の多くの研究事例は、平均値で整理した鉄筋腐食量と耐力や付着応力の関係に重点が置かれており、鉄筋腐食の不均一性は勿論のこと、腐食ひび割れ発生領域や幅などのひび割れ性状、鉄筋定着部や継手部の腐食性状の影響、腐食の進展予測などの観点から残存耐力の評価やその将来予測を行う事例は数少ない。

鉄筋腐食を生じたコンクリート部材の構造性能変化に関して現在までに得られている知見として、付着応力に及ぼす鉄筋腐食の影響に関しては、最大付着応力は平均腐食量の増加とともに低下し、それには噛み合い効果、腐食ひび割れや腐食の不均一性が影響するとされている[1],[2]。曲げ耐力に及ぼす影響であるが、中田等や松尾等はスパン中央断面近傍のみの主鉄筋を電食により腐食させた試験体に対して曲げ試験を行い、引張鉄筋降伏荷重或いは梁の終局耐力は主筋の平均腐食量の増加とともに低下するが、その低下率は平均腐食量15%と

*中央大学理工学研究所 東京都文京区春日 1-13-27

大下英吉

いう非常に腐食が進行した状態でもただか 10%程度でしかないと指摘している [3], [4]. 一方, 李等 [5] は定着フックを設けない引張主鉄筋全長を電食によって腐食を生じさせた試験体に対して曲げ試験を行い, 平均腐食率 8%において耐力の低下率は 50%にも達することを指摘している. また, 李等 [5] は曲げ耐力に及ぼす定着フックの影響評価に関する実験も実施し, 定着フックの影響により耐力の低下率はただか 10%程度に留まり, その効果が非常に大きいことも指摘している. 上述した両者の実験結果から, 鉄筋腐食を生じた RC 梁部材の残存曲げ耐力は, 定着効果が非常に重要であることがわかる. しかしながら, 曲げ耐力に及ぼす定着手法や定着部の腐食性状の影響に関する研究は, 李等 [5] 以外にほとんど実施されておらず, また, 李等 [5] の研究においても実験に用いた試験体の寸法が梁高さ 100 × 幅 85 × スパン 800mm と実構造物に比べて非常に小さく, かぶり厚も 10mm というように非常に小さい. さらに, 解析的検討においても, 定着フックを設けた試験体の曲げ耐力予測では, 腐食により鉄筋の断面欠損および付着性状をモデルに組み込むことで評価可能であると指摘していることに対して, 定着フックを設けない試験体に対しては, 単に鉄筋の断面欠損および付着性状を導入するのみでは予測が困難であるとともに今後の更なる検討が必要であることを指摘している.

実際の RC 構造物においても, 塩害や中性化によって定着部を含む鉄筋全体が腐食する事例が現在までに多数報告されており [6], それら事例の中には鉄筋軸に沿った腐食ひび割れが生じるという報告もある. さらに, アルカリ骨材反応によるコンクリートの膨張によって RC 構造中のフック等の曲げ加工部において, 鋼材が破断する事例も複数報告されている. 現行の示方書においては, 定着フックを設ける場合, 基本定着長 (20φ 以上) から 10φ 減じることが許容されているが, 上述したように曲げ加工部が破断した場合, 定着は不十分な状態となる. 鉄筋が健全な状態であれば, 主鉄筋定着領域まで伝達される荷重は基本的に小さいことから, 定着長の不足が RC 部材の耐荷性能に及ぼす影響は少ないものと思われる. しかしながら, 各種要因により鉄筋腐食が生じた場合, 鉄筋が健全な状態とは応力伝達機構も異なるものと思われ, 定着長の不足が耐荷性能に大きな影響を及ぼす可能性がある. したがって, このような背景からも最悪の状態を想定して, 定着フックがなく定着長も不足した状態において鉄筋腐食が RC 梁部材の残存耐荷性能に及ぼす影響について詳細な検討を行うことは重要な位置づけにある.

これに加えて, 実構造物における鉄筋の腐食は, ひび割れ近傍やフック等の曲げ加工をした箇所において著しく進行するため, 梁部材における鉄筋腐食の不均一性が曲げ耐力に及ぼす影響評価も実施する必要がある. この種の研究例として, 曲げによりひび割れを発生させ, その状態を保持したままで塩水噴霧による暴露により鉄筋を腐食させた RC 梁部材を用いた研究 [7], [8] では, 平均腐食量の増加に伴い耐力は低下するという前述した電食による方法と同じ傾向を示すものの, その低下率は平均腐食量 15%において 20~30%であり, 電食によって梁全長にわたり鉄筋を腐食させた RC 梁部材に比べてその低下率は低い. この種の試験体は, 鉄筋の腐食率が場所により大幅に異なるというように不均一性を有したコンクリート梁部材を用いた実験である. したがって, 鉄筋腐食の不均一性と耐力の関連性についての知見が重要であると思われるが, その詳細な検討はなされていない. すなわち, 均一な腐食領域と曲げ耐力の関係に腐食の不均一性がどのような影響を及ぼすかについても, 付着性状や腐食ひび割れ性状と関連付けた詳細な検討が必要となるわけである.

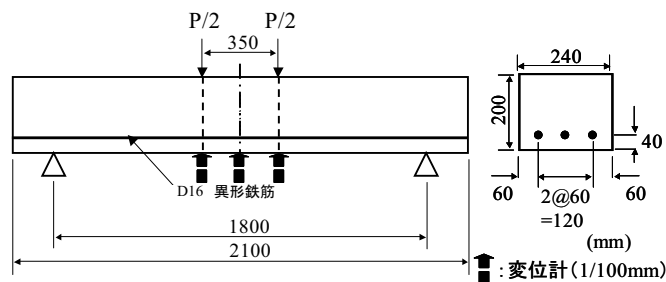


Fig. 1 Details of RC beam Specimen

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

Table 1 Mixture proportions of concrete

G _{max} (mm)	W/C (%)	スラブ (cm)	空気量 (%)	単位量(kg/m ³)				
				水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
				W	C	S	G	
20	60	10	5.0	154	256	866	1013	2.56

Table 2 Theoretical Ultimate strength

曲げ破壊荷重	70.6kN
終局モーメント	25.6kN・m
せん断破壊荷重	82.7kN

本研究では、鉄筋腐食を生じたRC梁部材の残存曲げ耐力性状の定性的かつ定量的評価を目的として、実験的手法により曲げ耐力に及ぼす鉄筋腐食率の影響に加えて、腐食ひび割れ発生領域や幅などの腐食ひび割れ性状ならびに鉄筋腐食の不均一性に関する評価を行った。そして、解析的手法を併用することにより、曲げ耐力に及ぼす上述の要因の重要性を指摘するとともに、既往の解析手法の問題を指摘した。

2 実験概要

2.1 試験体

試験体の形状寸法および配筋を Fig.1 に示す。試験体は、240 × 200 × 2100mm の鉄筋コンクリート梁部材であり、鉄筋は D16 異形鉄筋 (SD295A) を引張側のみに 60mm 間隔で 3 本配置した。かぶり厚は試験体下面が 32mm、側面は 52mm である。また本試験体の定着長であるが、上述したように、フック曲げ加工部の破断による定着長が損失する最悪な状態を想定して、定着長を 150mm とし、示方書で規定される必要定着長より約 10φ 短くした。なお、事前に健全な鉄筋を有する RC 梁の曲げ試験を実施し、その破壊性状が典型的な曲げ引張破壊であったことから、鉄筋が非腐食時においては定着長に問題は無いと言える。

コンクリートは、打設後 48 時間の時点で脱型し、28 日間湿布養生を行った。その後、目標の腐食率まで電食試験を行い、材齢 36 日の時点で曲げ荷重試験を実施した。また、コンクリートの配合は、Table.1 に示す通りであり、設計基準強度は 30N/mm² である。なお、練混ぜ水には 5%NaCl 溶液を使用した。

荷重試験は、Fig.1 に示すように荷重点間隔 350mm、支点間距離 1800mm とした静的二点曲げ荷重試験である。試験体の有効高さは 160mm、せん断スパン長およびせん断スパン比は 725mm および 4.53 である。また、本実験で用いる試験体は設定した鉄筋の腐食水準が比較的高いことから、繰返し荷重を載荷した場合、腐食水準が異なることによる影響が顕著に生じない恐れがあることから荷重は一方向単調荷重とした。なお、荷重速度は 0.5(mm/min) である。参考としてコンクリート標準示方書 [9] に基づく、各種耐力は Table.2 に示す通りである。なお、算出に際しては、コンクリートの圧縮強度には設計基準強度を用い、材料係数および部材係数はいずれも 1.0 とした。

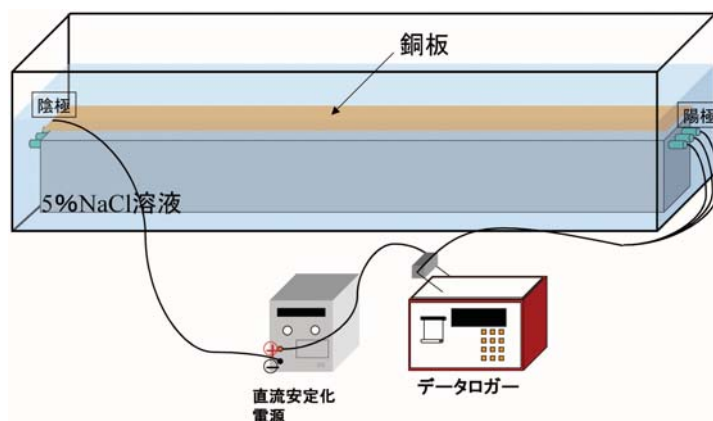


Fig. 2 Corrosion apparatus

大下英吉

Table 3 Test parameters

試験体名	目標腐食率
F0-J0-0	0%
F0-J0-10	10%
F0-J0-20A	20%
F0-J0-20B	20%
F0-J0-30	30%



Fig. 3 Details of Specimen name

2.2 電食試験方法

腐食試験方法には、電食、腐食促進環境或いは自然環境に暴露、塩水噴霧等が挙げられるが、本研究では、比較的早期に目的の腐食レベルが得られ、またその制御も容易な電食試験法を採用した。

電食試験概要を Fig.2 に示す。5%NaCl 水溶液を満たした水槽内に試験体を浸漬し、鉄筋を陽極側、銅板を陰極側に接続し直流定電流 20A を通電した。設定した腐食率に対する積算電流量は、事前に鉄筋単体および RC 梁部材で電食試験を実施し、その結果に基づいて決定した。

腐食率の測定方法は、10%濃度のクエン酸二アンモニウム溶液に 24 時間浸漬させ腐食生成物を除去した後、腐食鉄筋の重量を計測し、健全鉄筋との重量差を健全鉄筋の重量で除することにより算出した。

2.3 実験パラメータ

実験パラメータは、Table.3 に示すように鉄筋の腐食率であり、目標とした平均腐食率は、0%、10%、20%および 30%の 4 水準である。

試験体名称は、Fig.3 にその一例を示すように、F はフックの有無、J は重ね継ぎ手の有無を表しており、いずれも 0 は無し、1 は有りである。20 は目標腐食率を表している。なお、本研究で対象となる試験体はフックならびに継手を設けていない梁部材であるが、本研究が一連の研究の一部であることからこのような名称とした。また、腐食率 20%の試験体 F0-J0-20 に関しては、再現性を確認するため 2 試験体に対して載荷実験を行ない、それぞれの名称を試験体 F0-J0-20A、F0-J0-20B とした。なお、試験体 F0-J0-0、F0-J0-20A および F0-J0-20B の実験結果の概要については、著者らは既に報告している [10]。

2.4 測定項目

測定項目は、荷重、たわみ量、鉄筋の軸方向ひずみ、ひび割れ開口幅およびひび割れ進展状況である。たわみ量の測定は、1/100mm の精度を有する変位計を Fig.1 に示す荷重載荷点およびスパン中央部の 3 箇所に設置して実施した。また、鉄筋の軸方向ひずみの測定方法であるが、ひずみゲージを鉄筋表面へ貼り付けた後に電食試験を実施すると、ゲージ自体の機能を損なう。したがって、その貼り付け位置は、Fig.4 に示すように鉄筋を軸方向に切断した後、その断面に 2×4mm の溝を掘り、ひずみゲージ(検長 2mm)を貼り付けた後に、2 対の切断された鉄筋をエポキシ樹脂接着剤により接合し一本の鉄筋とした(以後、貼り合わせ鉄筋と称す)。貼り合わせ鉄筋は 3 本の引張鉄筋のうちの中心のみとし、両外側の鉄筋はひずみゲージを貼り付けない通常の鉄筋

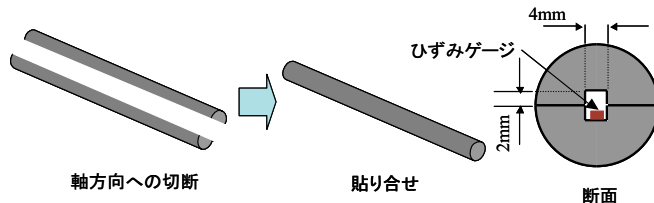


Fig. 4 main reinforcement for measurement of strain

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

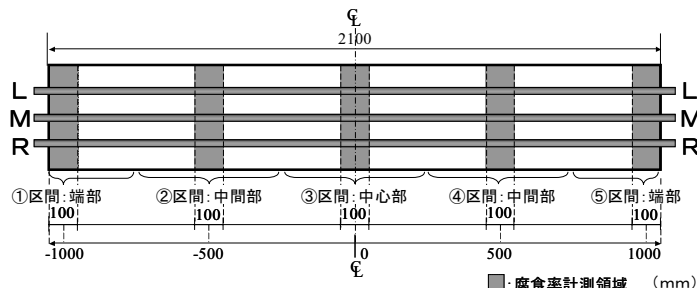


Fig. 5 Measurement region for corrosion rate

Table 4 Corrosion ratio of main reinforcement

F0-J0-10				F0-J0-20A				F0-J0-20B				F0-J0-30			
区間	腐食率(%)			区間	腐食率(%)			区間	腐食率(%)			区間	腐食率(%)		
	R	M	L		R	M	L		R	M	L		R	M	L
①	10.7	8.0	12.0	①	16.8	16.0	20.1	①	17.7	12.4	15.1	①	22.2	15.8	22.9
②	10.5	10.1	9.6	②	22.3	20.5	22.0	②	17.6	17.8	17.8	②	20.1	14.8	22.5
③	12.9	10.7	9.2	③	16.0	12.8	23.4	③	21.5	22.9	23.2	③	25.6	19.1	32.7
④	9.6	10.1	11.8	④	22.1	17.6	22.6	④	23.0	23.4	22.4	④	59.0	50.1	43.0
⑤	9.6	8.7	9.0	⑤	26.6	14.4	15.3	⑤	13.5	15.5	15.3	⑤	19.3	14.1	14.6
平均	10.7	9.5	10.3	平均	20.8	16.2	20.7	平均	18.6	18.4	18.8	平均	29.3	22.8	27.1
総平均	10.2			総平均	19.2			総平均	18.6			総平均	26.4		

(以後、通常鉄筋と称す)とした。ひずみゲージの貼り付け間隔は、試験体 F0-J0-20A に関しては 2D(32mm) 間隔の計 65 箇所、その他の試験体に関しては 3D(48mm) 間隔の計 45 箇所とした。

3 電食試験結果

3.1 鉄筋の腐食性状

試験体に配筋した鉄筋の腐食率は、載荷試験終了後に腐食鉄筋をはつり出し、2.2 節において述べた同様の手法により測定を行った。

腐食率の計測位置は、Fig.5 に示すように 3 本の鉄筋に対して 5 つの領域 (①~⑤区間) であり、各領域から 100mm の長さの鉄筋を切り出し腐食率を計測した。なお、鉄筋を識別するため 3 本の鉄筋をそれぞれ R 鉄筋、M 鉄筋、L 鉄筋と称することとする (Fig.5 参照)。

Table.4 に各試験体の腐食率を示す。まず、鉄筋全体の腐食率であるが、いずれの試験体においても Table.3 に示した目標腐食率には近い値となっている。各試験体に配筋されている 3 本の各々の鉄筋の腐食率に関しては、目標腐食率が高くなるに従い、M 鉄筋 (貼り合わせ鉄筋) の平均腐食率が R、L 鉄筋 (通常鉄筋) に比べ小さくなっている。これは、電食試験中に生じた腐食ひび割れの影響である。貼り合わせ鉄筋においても、通常鉄筋と同様に目標とする腐食率となるように積算電流量を事前に同定しているが、事前の実験ではかぶりコンクリートに腐食ひび割れが発生したことに対して本実験では腐食ひび割れが発生しなかったことが上述の傾向となった理由である。

次に、Fig.5 に示した各区間の腐食率であるが、試験体 F0-J0-10、試験体 F0-J0-20A および F0-J0-20B に関しては、各区間の腐食率に明確な差異は生じていない。しかしながら、試験体 F0-J0-30 に関しては、④区間において、いずれの鉄筋の腐食率も他の区間に比べて大きく、これには 3.2 節において詳述するように腐食ひび割れが大きく影響しているものと想定される。

3.2 腐食ひび割れ性状

(1) ひび割れ発生領域

大下英吉

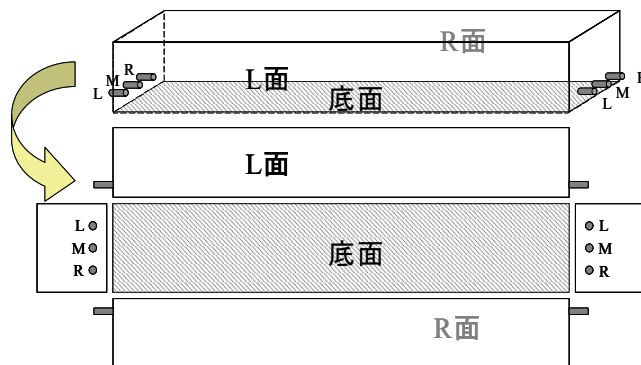


Fig. 6 Development view of specimen

Fig.6 に示す曲げ試験体の展開図に基づき、電食試験終了時における腐食ひび割れ性状を Fig.7 に示す。ひび割れの測定は試験体端部から 10mm 間隔で計測したが、図中には主要なひび割れ値のみを示す。なお、剥落箇所においては、その深さが浅かったことから計測対象外とした。

まず、試験体底面に関しては、全ての腐食試験体において、腐食ひび割れが R、L 鉄筋に沿ってスパン方向全長にわたり発生したことに對して、M 鉄筋下面では全く生じていない。これは R、L 鉄筋という外側 2 本の鉄筋は各側面が自由な状態であるため腐食による体積膨張を生じ易く、M 鉄筋の体積膨張を拘束したためであると考えられる。また、前述したように、M 鉄筋の腐食率が R、L 鉄筋に比べ小さいわけであるが、この原因に腐食ひび割れが発生していないことが挙げられる。

次に、側面に関しては、試験体 F0-J0-20A においては L 面側にはスパン中心から右側、R 面側にはスパン全長に渡って鉄筋に沿った腐食ひび割れが発生した。試験体 F0-J0-10、F0-J0-20B、F0-J0-30 に関しては、Fig.8 にその一例として試験体 F0-J0-20B の断面写真を示すが、いずれの試験体も試験体 F0-J0-20A と同様に腐食ひび割れは底面のみならず側面にも向かって進展している。また、目視観察から側面には鉄筋軸方向に沿った錆汁の滲出が確認された。これらのことから判断すると、腐食ひび割れは表面まで進展していないものの表面に向かって進展しており、このひび割れは荷重の載荷とともに表面にまで達することになる。

このようなコンクリート側面のひび割れ性状は、大別すると表面までひび割れが進展しているもの、表面に向かって進展しているものの 2 種類である。いずれも表面に向かってひび割れが進展している状況に差異はないわけであるが、表面までひび割れが到達しているか或いは到達していないかというひび割れ性状がコンクリートの曲げ耐力ならびに延性的或いは脆性的な破壊性状を決定する重要な要因であることを後に詳述する。

(2) ひび割れ幅

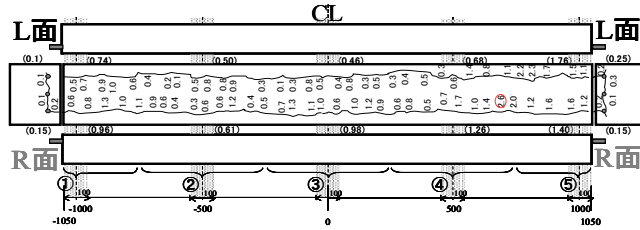
各試験体の腐食ひび割れ幅を Table.5 に示す。最大ひび割れ幅は、試験体 F0-J0-10、F0-J0-20A、F0-J0-20B および F0-J0-30 においてそれぞれ 2.6mm、5.2mm、6.0mm および 5.0mm であり、全体的に腐食率の増加に伴い、最大ひび割れ幅は増加する傾向にある。しかしながら、平均ひび割れ幅は、試験体 F0-J0-20A および F0-J0-20B においてそれぞれ 2.2mm、2.3mm であることに對して、試験体 F0-J0-30 では 0.9mm と小さい。これは、鉄筋の腐食による膨張圧は鉄筋断面内で均一ではなく不均一であること、腐食生成物の一部がひび割れを介して溶液中に浸出すること等が原因として考えられるが、この確固たる理由は検討中である。

4 曲げ載荷試験結果

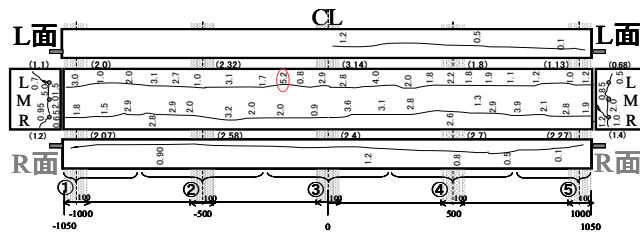
4.1 使用材料の力学的特性

コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を Table.6 に示す。コンクリートの圧縮強度試験は JIS A 1108、鉄筋の引張試験は JIS Z 2241 に準拠して実施した。試験に用いた鉄筋は貼り合わせ鉄筋であり、Table.3 に

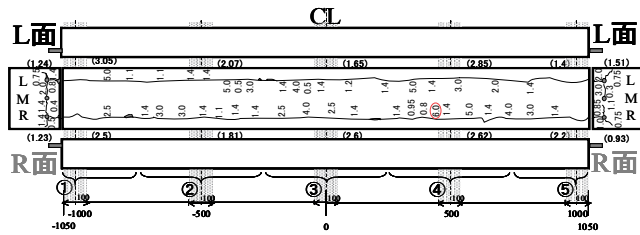
劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築



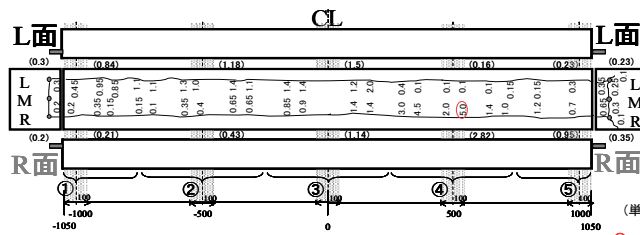
(a) F0-J0-10



(b) F0-J0-20A



(c) F0-J0-20B



(d) F0-J0-30

(単位:mm)

○: 最大ひび割れ幅

(): 区間平均ひび割れ幅

Fig. 7 Corrosion crack behavior

大下英吉



Fig. 8 Typical corrosion crack pattern on the end (F0-J0-20B)

Table 5 Mean crack width on concrete cover

区間	F0-J0-10		F0-J0-20A		F0-J0-20B		F0-J0-30	
	平均ひび割れ幅		平均ひび割れ幅		平均ひび割れ幅		平均ひび割れ幅	
	R	L	R	L	R	L	R	L
①	1.0	0.7	2.1	2.0	2.5	3.1	0.2	0.8
②	0.6	0.5	2.6	2.3	1.8	2.1	0.4	1.2
③	1.0	0.5	2.4	3.1	2.6	1.7	1.1	1.5
④	1.3	0.7	2.7	1.8	2.6	2.9	2.8	0.2
⑤	1.4	1.8	2.3	1.1	2.2	1.4	1.0	0.2
全区間平均	1.0	0.8	2.4	2.1	2.3	2.2	1.1	0.8
L,R平均	0.9		2.2		2.3		0.9	
最大ひび割れ幅	2.6		5.2		6.0		5.0	

Table 6 Material properties

試験体	(a) Concrete		(b) Reinforcement			
	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	腐食率		降伏応力 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
			目標値(%)	実測値(%)		
F0-J0-0	30.8	26900	0(通常鉄筋)	0.0	351	189000
F0-J0-10	31.6	28900	0(貼り合わせ鉄筋)	0.0	354	194000
F0-J0-20A	31.4	27900	10	9.4	334	191000
F0-J0-20B	35.5	24700	20	21.0	350	198000
F0-J0-30	26.2	29000	30	28.4	353	188000

示した目標腐食率となるように電食試験により腐食を促進させた。また、腐食率0%の場合に関しては、通常鉄筋に対しても引張試験を実施した。貼り合わせ鉄筋の断面積は断面中央部に溝を設けていることから、公称断面積から溝部の面積を減じた値を実断面積とした。なお、Table.2に示した各種耐力算定に際しても、当該鉄筋の断面積には実断面積を用いた。腐食に伴う断面欠損量に関しては、目視観察より鉄筋が均一に腐食していることから、実測腐食率を断面欠損率とし、換算した鉄筋断面積により降伏応力を算定した。

まず、コンクリートの圧縮強度は、Table.6 (a)に示すように、いずれの試験体においてもほぼ設計基準強度に近い値である。また、弾性係数においても試験体毎のばらつきはほとんど生じていない。

次に鉄筋の力学的特性であるが、Table.6 (b)に示すように健全な通常鉄筋と貼り合わせ鉄筋の降伏応力および弾性係数に差異はほとんど生じておらず、断面中央部に設けた溝が鉄筋の力学的特性に及ぼす影響はほとんど無いものと考えられる。また鉄筋腐食に関してもその程度によらず、降伏応力および弾性係数は健全な鉄筋とほぼ同様の値を示しており、貼り合わせ鉄筋の降伏応力および弾性係数の平均値はそれぞれ約345N/mm²および約190000N/mm²であった。

以上の結果から、後述する各試験体の破壊性状に対し、使用材料の力学的特性の差異による影響は無いものと言える。

4.2 荷重載荷に伴うひび割れ進展状況

Fig.9に各試験体の曲げ試験終了時におけるひび割れ性状を示す。図中のひび割れは、点線が腐食ひび割れ、細線および太線が荷重の載荷によるひび割れ状況であり、前者が荷重ピーク前、後者が荷重ピーク後に対応している。また、図中の数値は、ひび割れ進展時の荷重であり、添え字の+は荷重ピーク前、-は荷重ピーク後を表しており、丸枠で囲んだ数値は、初期ひび割れ発生荷重である。

(1) 試験体 F0-J0-0(目標腐食率 0%)

試験体 F0-J0-0 に関しては、荷重が 18kN 時に R 面の載荷点近傍の下縁コンクリートに初期ひび割れが発生した後、荷重の載荷とともに曲げひび割れは梁上縁に向かって進展し、ひび割れ本数も増加した。そして、荷重が約 93kN の時点で、その荷重を保持した状態でたわみのみが大きくなった後に約 50mm のたわみ量となった時点で梁上縁が圧壊し破壊に至った。

(2) 試験体 F0-J0-10(目標腐食率 10%)

試験体 F0-J0-10 では、荷重が 21kN 時に R 面の載荷点近傍の下縁コンクリートに初期ひび割れが発生した後、荷重の載荷とともにひび割れは梁上縁に向かって進展した。この際、腐食鉄筋とコンクリートの付着が低下していることにより、ひび割れ本数は試験体 F0-J0-0 に比べ少ない。最終的に最大荷重点において、R 面左側に付着割裂ひび割れが発生した後、急激に荷重が低下し破壊に至った。これは、定着部から鉄筋の抜け出しが生じたためであると考えられる。

(3) 試験体 F0-J0-20A, F0-J0-20B(目標腐食率 20%)

試験体 F0-J0-20A では、荷重が 13kN 時に R 面の載荷点近傍の下縁コンクリートに初期ひび割れが発生した後、荷重の載荷とともに徐々に梁上縁に進展した。また、R 面の梁全長にわたり鉄筋軸に沿って生じていた腐食ひび割れは荷重の載荷とともに全体的に拡幅した。ひび割れ本数は、試験体 F0-J0-10 に比べてさらに少なく、腐食鉄筋とコンクリートの付着が大幅に低下していることがわかる。最終的に、最大荷重点において、試験体 F0-J0-10 と同じように、L 面のスパン中央部近傍に付着割裂ひび割れが発生し、急激に荷重が低下し破壊に至った。

試験体 F0-J0-20B では、試験体 F0-J0-20A とほぼ同じひび割れ進展状況および破壊形態であるが、最大荷重は同試験体に比べて約 13kN 大きな値であった。

(4) 試験体 F0-J0-30(目標腐食率 30%)

試験体 F0-J0-30 では、荷重が 24kN 時に R 面の試験体中心断面の下縁コンクリートに初期ひび割れが発生した。同試験体においても前述した腐食鉄筋を有する試験体と同様に、付着割裂ひび割れが生じたが、その発生状況は他の腐食鉄筋を有する試験体とは異なり、荷重の増加に伴い徐々にコンクリートの付着割裂ひび割れや剥落現象が進展した。最終的に④区間 (**Fig.7** 参照)におけるかぶりコンクリートの剥落と鉄筋破断が生じ破壊に至った。

4.3 破壊性状と耐荷力

(1) 破壊性状

各試験体の荷重とスパン中央におけるたわみの関係を **Fig.10** に示す。図中の記号◆, ◇, □, △, ×は、それぞれ試験体 F0-J0-0, F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B, F0-J0-30 に対応している。

Fig.10 より、試験体 F0-J0-0 は延性的な破壊性状を示していることに対して、腐食鉄筋を有する試験体 F0-J0-10, F0-J0-20A および F0-J0-20B は脆性的な破壊性状を示している。これは、**Fig.9** に示したひび割れ性状からもわかるように、破壊モードが、前者は曲げ引張破壊であることに対して、後者は付着割裂破壊であることによるためである。また、**Fig.11** に荷重とスパン中央部のひずみ関係を示すが腐食鉄筋を有する試験体はいずれも鉄筋は降伏していない。一方、試験体 F0-J0-30 においては、他の腐食鉄筋を有する試験体と同様にスパン中央部の鉄筋は降伏していないが破壊性状は延性的であった。このことは **Fig.12** に示すように鉄筋が著しく腐食した④区間において鉄筋が降伏しており、この影響により延性的な破壊性状を示したものと考えられる。

(2) 耐荷力

大下英吉

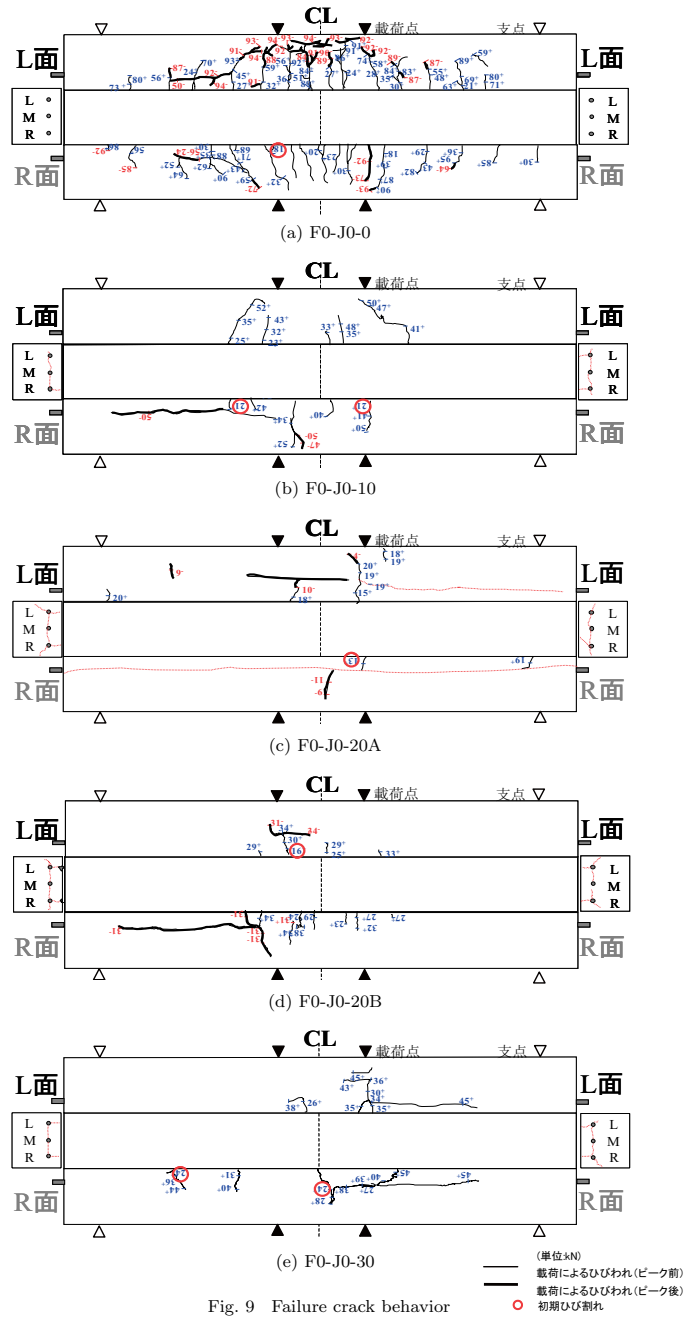


Fig. 9 Failure crack behavior

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

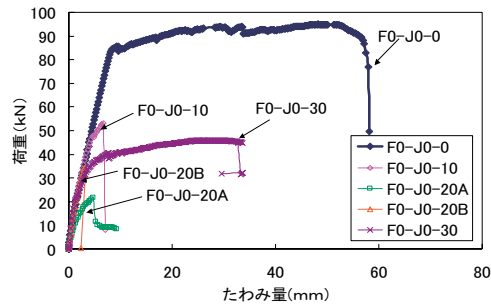


Fig. 10 Load-deformation curves

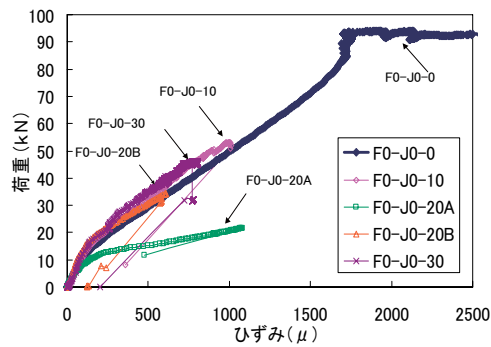


Fig. 11 Load-mean strain of reinforcement in constant moment region

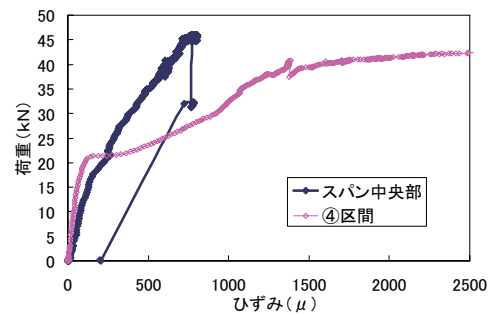


Fig. 12 Load-mean strain of reinforcement in constant moment region and region ④ (S0-30)

Table 7 Ultimate Strength and failure mode

試験体名	破壊荷重(kN)	破壊モード*
F0-J0-0	95.0	曲げ引張破壊(圧壊)
F0-J0-10	53.1	付着割裂破壊
F0-J0-20A	21.7	付着割裂破壊
F0-J0-20B	34.3	付着割裂破壊
F0-J0-30	45.9	曲げ引張破壊(鉄筋破断)

大下英吉

Table.7 に示すように試験体 F0-J0-0 の曲げ耐力は、約 95kN と Table.2 に示した示方書から算定した曲げ耐力に比べ約 25kN 大きな値を示している。これは Table.6 に示したように実際の鉄筋の降伏応力が約 $345\text{N}/\text{mm}^2$ であるためであり、この値を用い、曲げ耐力を算定すると 81kN となり、実験結果に近い値を示した。また、鉄筋が腐食した試験体 F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B, F0-J0-30 の耐力はそれぞれ 53 kN, 22 kN, 34 kN, 46 kN となっており、健全な RC 梁部材に比べ腐食鉄筋を有する試験体は、著しく耐力が低下している。なお、耐力に及ぼす各種要因の影響評価については、4.5 節で述べることとする。

4.4 鉄筋のひずみ分布性状

Fig.13 に試験体の各荷重レベルにおける鉄筋 (M 鉄筋) ひずみ分布を示す。各図 (a)~(c) は、それぞれ荷

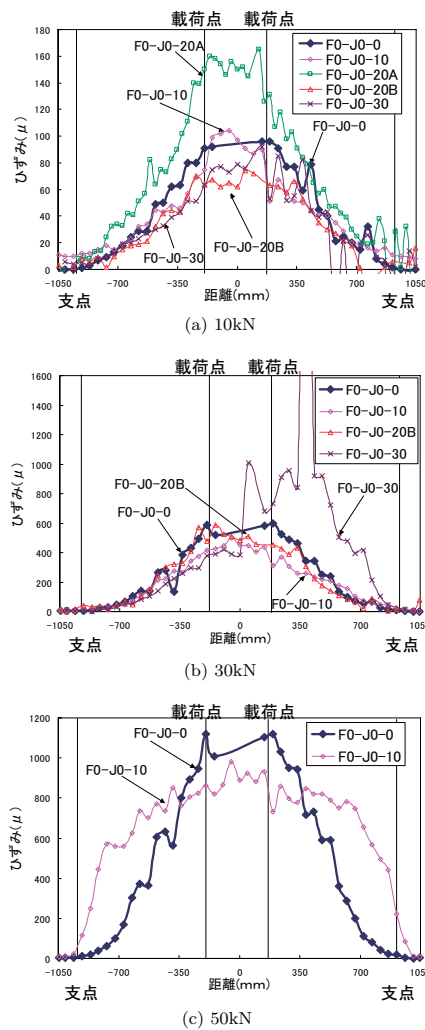


Fig. 13 Strain distribution of reinforcement at each load level

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

重が 10kN, 30kN, 50kN 時における各試験体のひずみ分布である。図中の記号◆, ◇, □, △, ×は、それぞれ試験体 F0-J0-0, F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B, F0-J0-30 に対応しており、横軸はスパン中心を基準とし、ひずみの測定箇所までの距離を表している。

まず、全ての試験体において、端部から等曲げ区間である中心部に向かうに従い、ひずみは大きくなっている。ひずみの値であるが、試験体 F0-J0-20A を除く腐食鉄筋を有する試験体は、腐食の無い試験体 F0-J0-0 に比べて、全体的に小さい。これは、鉄筋の腐食に伴いコンクリートと鉄筋の付着応力が低下したことに起因する。すなわち、腐食ひび割れの発生により応力伝達機能が低下したため、抜け出し挙動が生じているものと想定される。

一方、試験体 F0-J0-20A に関しては、全スパンに渡って試験体 F0-J0-0 よりもひずみが大きく、両者の差は荷重の増加とともに大きくなっている。これは、Fig.7 (b) に示したように、側面に発生した腐食ひび割れによるものと考えられる。すなわち、両外側の鉄筋は、コンクリートと完全に付着が切れているか、もしくは極めて付着が低い状態であるため、これらの鉄筋は構造体として機能せず、中央の M 鉄筋のみが構造体として機能するためである。したがって、試験体 F0-J0-0 に比べ全体的にひずみが大きくなったものと考えられ、このことに関しては、次章で示す解析的手法を併用して言及する。

4.5 曲げ耐力および破壊挙動に及ぼす各種要因の影響評価

(1) 平均腐食率

Fig.14 に鉄筋腐食率と RC 梁部材の耐力比を示す。ここで、腐食率は総平均腐食率であり、耐力比とは腐食鉄筋を有する RC 梁の耐力を健全な鉄筋を有する RC 梁の耐力で無次元化したものである。

Fig.14 に示すように、腐食鉄筋を有する試験体の耐力は、試験体 F0-J0-0 に比べると試験体 F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B, F0-J0-30 でそれぞれ約 55%, 25%, 35%, 50% となっており、健全な RC 梁部材に比べ腐食鉄筋を有する試験体は、著しく耐力が低下している。

Fig.14 には平均腐食率が 0~20%(試験体 F0-J0-20A を除く) の範囲内における耐力比の近似直線も併せて示しているが、一般的傾向としては、腐食率の増加とともに、耐力比は低下している。しかしながら、試験体 F0-J0-30 の耐力比は近似直線に対して非常に大きくなっていることに対して、試験体 F0-J0-20A に関しては、逆に近似直線よりも小さな耐力比となっている。この 2 つの試験体の耐力比から判断すると、腐食鉄筋を有する RC 梁の曲げ耐力は、単に平均腐食率のみで評価することが不可能であると言える。加えて、延性的挙動であるか或いは脆性的挙動であるかについても言うに及ばない。すなわち、腐食ひび割れの発生領域やその幅という性状や鉄筋腐食の不均一性も非常に重要であり、これらに関しては後述する。

(2) 付着応力分布

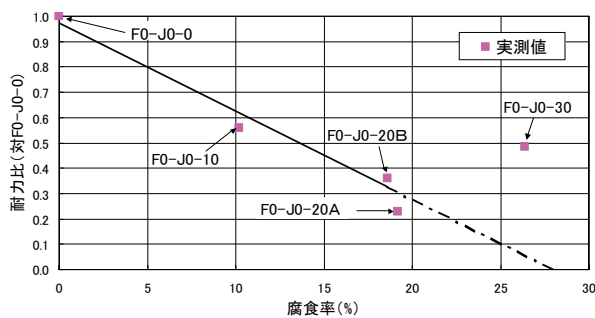


Fig. 14 Normalized ultimate strength(to F0-J0-0)-corrosion ratio of reinforcement

大下英吉

付着応力の算出方法は以下に示す通りである。微小区間において、鉄筋の力の釣合い方程式は次式で表される。

$$\frac{dp_{sx}}{dx} + \pi D_s \tau = 0 \quad (1)$$

ここで p_{sx} : 鉄筋力 D_s : 鉄筋径 τ : 付着応力である。

式 (1) 中の鉄筋力増分 dp_{sx} は次式で表される。

$$dp_{sx} = A_s E_s d\varepsilon_s \quad (2)$$

ここで A_s : 鉄筋断面積 E_s : 鉄筋弾性係数 $d\varepsilon_s$: 鉄筋のひずみ増分である。

式 (2) を式 (1) に代入し、整理すれば τ は次式で表される。

$$\begin{aligned} \frac{A_s E_s d\varepsilon_s}{dx} + \pi D_s \tau = 0 \quad A_s = \frac{\pi D_s^2}{4} \text{ より} \\ \tau = -\frac{D_s E_s d\varepsilon_s}{4 dx} \end{aligned} \quad (3)$$

Fig.15 は、各荷重レベルにおける付着応力分布を示しており、各図 (a)~(c) は、それぞれ荷重が 10kN, 30kN, 50kN 時における各試験体の付着応力分布である。図中の記号◆, ◇, □, △, × は、それぞれ、試験体 F0-J0-0, F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B, F0-J0-30 に対応している。

まず、**Fig.15 (a)** に示す荷重が 10kN 時において、試験体 F0-J0-20A の付着応力は全スパンに渡って大きく振動しているが、これは腐食に伴う付着劣化の程度が場所によって異なるためである。また、同試験体は試験体 F0-J0-0 に比べて全体的に付着応力が大きい。これは **Fig.7** に示したように腐食ひび割れが側面にも発生しており、外側鉄筋 (R, L 鉄筋) は構造体として機能せず中央の鉄筋 (M 鉄筋) のみが構造体として機能していると推測される。その他の腐食鉄筋を有する試験体に関しては、試験体 F0-J0-20B, F0-J0-30 は、+ 側端部近傍において付着応力が大きく振動しているものの、全スパンに渡って試験体 F0-J0-0 の付着応力よりも小さくなっている。

Fig.15 (b) に示す荷重が 30kN 時においては、試験体 F0-J0-30 の + 側の位置において、付着応力が非常に大きい領域がある。これは **Table.5** に示したように、+ 側には鉄筋の腐食率が著しく大きい領域があり、この領域における鉄筋の局所的な伸びに抵抗するため、比較的付着劣化の程度が小さい領域において付着応力が大きくなったものと考えられる。

Fig.15 (c) に示す荷重が 50kN 時においては、試験体 F0-J0-10 では **Fig.15 (b)** に示した荷重 30kN に比べて付着応力は支点間においてほとんど損失しており、逆に支点近傍や定着部において急増している。これは、支点間において付着割裂ひび割れが生じたことにより付着応力が低下し、その低下分を支点近傍や定着部が分担することによるものである。すなわち、定着部および支点近傍領域の付着性状が RC 梁の耐力に、極めて重要な役割を担っているわけである。この領域において鉄筋とコンクリートが完全に付着しているならば、耐力は 53kN よりも大きくなるものと考えられるが、**Fig.7 (a)** に示したようにこれらの領域に相当する①区間や⑤区間では鉄筋の腐食により付着劣化を生じているため、最終的に定着部からの鉄筋の抜け出しが生じたわけである。

(3) 腐食ひび割れ性状

本研究では **Fig.14** に示したように、腐食鉄筋を有する RC 梁部材の耐力は健全な鉄筋を有する試験体に対して、大幅な耐力低下を示したわけである。本研究の大きな特徴は、腐食鉄筋を有する試験体はいずれも (試験体 F0-J0-30 を除く)、鉄筋に沿った付着割裂ひび割れが支点近傍にまで到達し、定着部からの鉄筋の抜け出しにより破壊に至ったことである。本研究では、腐食させた全ての試験体において、腐食ひび割れが支点を越えた梁全長に渡って生じており、耐力や破壊性状には支点近傍や定着部における腐食鉄筋とコンクリートの付着性状、言い換えれば、鉄筋の腐食膨張によるコンクリートのひび割れ幅、その発生領域や鉄筋からコンクリート表面までのひび割れ進展領域といった腐食ひび割れ性状が大きく関与するわけである。このことは、前項の付着応力分布からも再確認されるであろう。

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

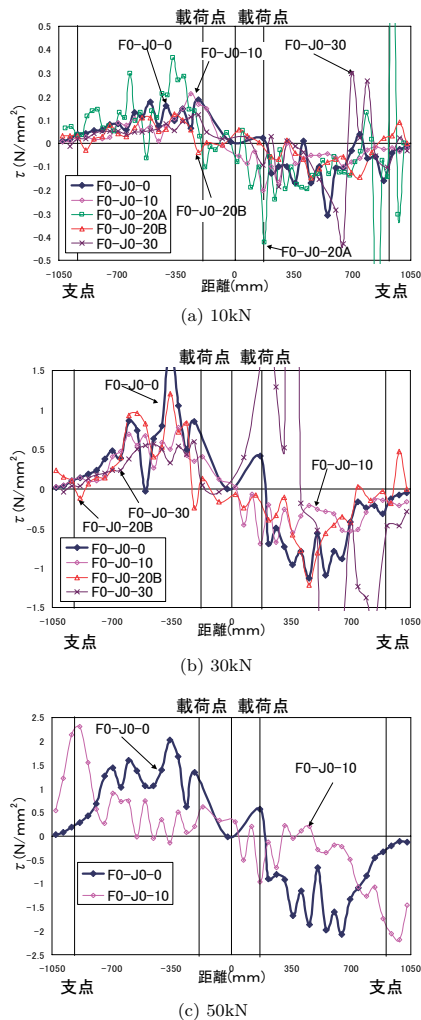


Fig. 15 Bond stress distribution at each load level

このような観点から、スパン中央近傍或いは支点間のかぶりコンクリートだけに腐食ひび割れが発生させた既往の研究では、鉄筋腐食による耐力の大幅な低下は生じなかったものと考えられる。本実験のような支点を越えたひび割れ性状を有する RC 梁部材に荷重が作用すると、鉄筋の抜け出し挙動が低い荷重レベルから生じ、この抜け出し挙動がコンクリート側面に鉄筋に沿った付着割裂ひび割れを発生させることになる。

(4) 鉄筋腐食の不均一性

鉄筋腐食の不均一性を有する典型的な試験体は **Table.4** に示したように試験体 F0-J0-30 であり、本試験体に対して鉄筋腐食の不均一性の影響評価を行うこととする。

Table.4, 5 に示したように、本試験体では④区間において鉄筋腐食率および腐食ひび割れ幅が他の区間に比べて極めて大きい。また、その他の区間では鉄筋腐食率は他の試験体に比べて大きい、腐食ひび割れ幅は

大下英吉

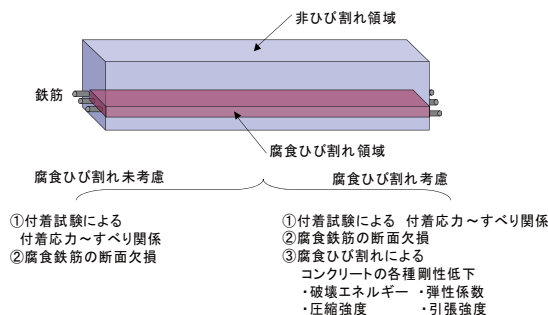


Fig. 16 Analysis model

その限りではない。このような局所的に鉄筋腐食率および腐食ひび割れ幅の大きな領域を有するとその領域における鉄筋応力は他の区間よりも大きくなり、それに伴い鉄筋の局所的な伸びを生じることとなり部材全体挙動を支配すると考えられる。すなわち、Fig.7 に示したように同試験体は定着部の腐食ひび割れ幅が比較的小さかったことから、定着部の鉄筋の抜け出し挙動よりも④区間における鉄筋の局所的な変形挙動の影響が部材挙動を支配したため破壊性状は延性的な挙動を示したものと考えられる。

5 解析的手法による腐食鉄筋を有する RC 梁部材の曲げ耐力性状評価

本章では、前章までの腐食鉄筋を有する RC 梁部材の曲げ耐力実験に対して、腐食による鉄筋の断面欠損と腐食ひび割れによる鉄筋とコンクリートの付着劣化性状のみを考慮した既往の解析手法とこれらの性状にコンクリートの腐食ひび割れ性状をも加味した本解析手法を適用した。そして、梁の曲げ耐力、荷重の荷重によるひび割れ進展状況や破壊性状の観点から、既往の解析手法の問題点を指摘するとともにコンクリートの腐食ひび割れに関して、その発生領域や幅といった性状を解析モデルに導入することの重要性も指摘することとする。

5.1 解析モデル

解析モデルは、Fig.16 に示すように腐食した RC 梁部材であり、腐食による鉄筋の断面欠損、鉄筋とコンクリートの付着性状およびコンクリートの腐食ひび割れ性状を加味したものである（以降、腐食ひび割れ考慮モデルと称す）。従来の解析では、上述した鉄筋の腐食性状および付着性状のみを考慮したものであり、比較のために本解析の評価においてもそれらの影響のみを考慮した結果も記載する（以降、腐食ひび割れ未考慮モデルと称す）。

解析は、Cervenka 等によって開発された「鉄筋コンクリート構造物の非線形解析ソフト ATENA」であり、コンクリートのひび割れ（分散ひび割れモデル）や圧壊、鉄筋の降伏などの非線形現象を有限要素法により解析可能な汎用ソフトである。なお、本解析的评价では、平面応力状態を仮定した 2 次元解析を行うこととした。

5.2 解析に用いた物性値

解析に用いたコンクリートの物性値は、Table.8 に示す通りである。Table.8 (a) は、腐食ひび割れ未考慮モデルで用いたコンクリートの物性値であり、圧縮強度および弾性係数は実験結果で得られた値とし、引張強度は圧縮強度の 1/10 と仮定した。また、コンクリートの破壊エネルギーはコンクリートの圧縮強度および粗骨材の最大寸法により決定される値であり、本解析的评价においては粗骨材の最大寸法 20mm として一般に用いられている値を用いることとした。

一方、Table.8 (b) は、腐食ひび割れ考慮モデルで用いた腐食ひび割れ領域におけるコンクリートの物性値であり、鉄筋の平均腐食率に応じてコンクリートの弾性係数、圧縮強度、引張強度および破壊エネルギーを低減

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

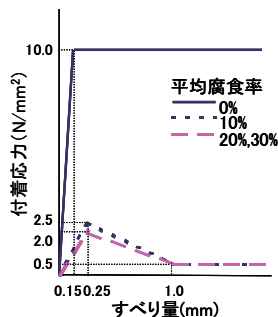


Fig. 17 Assumed bond stress-slip relationship

させた。本解析で設定した低減率は、平均腐食率 10、20 および 30% に対してそれぞれ 10、30 および 50% と仮定した。腐食ひび割れ領域は、Fig.16 に示すように、スパン全長に渡る鉄筋側面のコンクリート部分であり、鉄筋腐食の不均一性や腐食ひび割れ幅の不均一によらず Table.8 に示す値を一様に導入した。

本来、腐食した RC 梁部材の破壊性状や曲げ耐力を詳細に評価するためには、腐食による鉄筋の断面欠損、鉄筋とコンクリートの付着性状およびコンクリートの腐食ひび割れ性状を加味し、それぞれを詳細にモデルに導入しなければならない。特に、コンクリートの腐食ひび割れ性状に関しては、腐食ひび割れ（もしくは、ひび割れ）を有するコンクリートの部材レベルにおける実験を実施し、弾性係数、圧縮強度、引張強度および破壊エネルギー等を詳細に評価しなければならない。また、腐食ひび割れ性状に関連付けた鉄筋とコンクリート間の応力伝達機構の適切なモデル化ならびに鉄筋の腐食膨張によりコンクリートに導入される初期応力やひび割れ性状を詳細に考慮する必要がある。しかしながら、腐食ひび割れがコンクリート側面にまで到達していないことから、腐食ひび割れ性状が耐力や破壊性状に及ぼす影響についての定性的な検討を行ううえでは、腐食ひび割れを上述したコンクリートの物性値として捉えることで、かぶり方向へのひび割れ進展の影響を簡略化し、腐食ひび割れが RC 梁部材の曲げ耐力性状および破壊ひび割れ性状に及ぼす影響をある程度評価可能であると考えられる。

鉄筋に関しては、材料試験結果を参考にし、降伏応力を 345N/mm^2 とした Bilinear 型とし、降伏後の弾性係数は初期弾性係数の $1/10$ とした。

鉄筋或いは腐食鉄筋とコンクリートの付着性状に関しては、その詳細は割愛するが、鉄筋の引抜き試験を実施し、得られた実験結果から Fig.17 に示すように、付着応力～すべり関係をモデル化したものを用いた。

なお、要素寸法は $10 \times 10\text{mm}$ であり、荷重は変位増分法を用い 1Step 当り 0.05mm の強制変位を与えた。

Table 8 Physical properties for FEM analysis

(a) Non-consideration of corrosion crack

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	腐食率		降伏応力 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
			目標値(%)	実測値(%)		
F0-J0-0	30.8	26900	0 (通常鉄筋)	0.0	351	189000
F0-J0-10	31.6	28900	0 (貼り合わせ鉄筋)	0.0	354	194000
F0-J0-20A	31.4	27900	10	9.4	334	191000
F0-J0-20B	35.5	24700	20	21.0	350	198000
F0-J0-30	26.2	29000	30	28.4	353	188000

(b) Consideration of corrosion crack

試験体	圧縮強度 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)	腐食率		降伏応力 (N/mm^2)	弾性係数 (N/mm^2)
			目標値(%)	実測値(%)		
F0-J0-0	30.8	26900	0 (通常鉄筋)	0.0	351	189000
F0-J0-10	31.6	28900	0 (貼り合わせ鉄筋)	0.0	354	194000
F0-J0-20A	31.4	27900	10	9.4	334	191000
F0-J0-20B	35.5	24700	20	21.0	350	198000
F0-J0-30	26.2	29000	30	28.4	353	188000

大下英吉

5.3 解析的手法に基づく耐荷力性状

Fig.18 に各試験体における荷重とスパン中央部のたわみ量の実験結果と解析結果の比較を示す。Fig.18 (a)～(e) は、それぞれ試験体 F0-J0-0, F0-J0-10, F0-J0-20A, F0-J0-20B および F0-J0-30 に対するものである。Fig.18 (a)～(e) に示す記号●が実験結果であり、Fig.18 (a) に示す記号□は、解析結果である。また、Fig.18 (b), (d), (e) に示す記号□および△は、それぞれ、解析に際してコンクリートの腐食ひび割れを無視したものおよび考慮した解析結果であり、Fig.18 (c) に示す記号□は、腐食ひび割れを無視したものの、記号△、○および×はいずれも腐食ひび割れを考慮した解析結果であるが、それぞれ引張鉄筋の本数を 1 本、2 本、3 本とした場合の解析結果である。

まず、Fig.18 (a) に示す腐食率が 0% である試験体 F0-J0-0 であるが、解析結果は、実験結果を比較的良好に評価しており、本解析手法の適用性が確認される。

次に、Fig.18 (b), (d), (e) に示す腐食した鉄筋を有する試験体であるが、いずれの腐食率においても、コンクリートの腐食ひび割れを考慮していない解析結果の荷重経路は実験結果の荷重ピーク近傍まではほぼ一致している。しかしながら、実験結果のピーク以降においては、解析結果では荷重は緩やかに単調増加するの

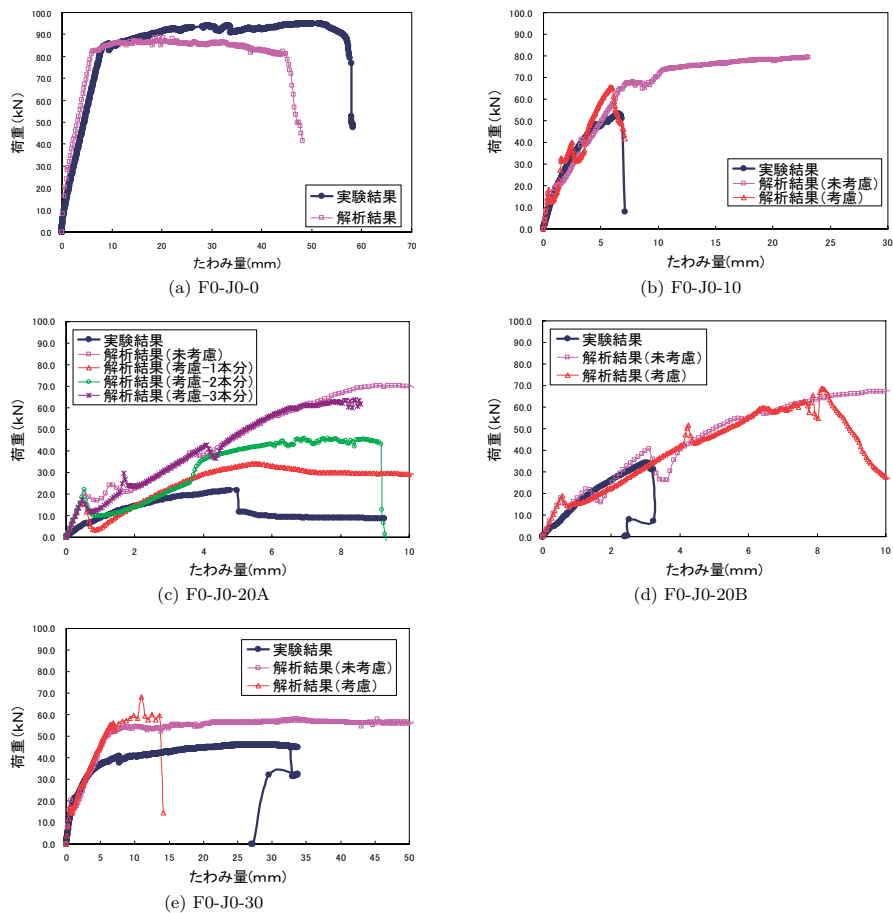


Fig. 18 Analytical result

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

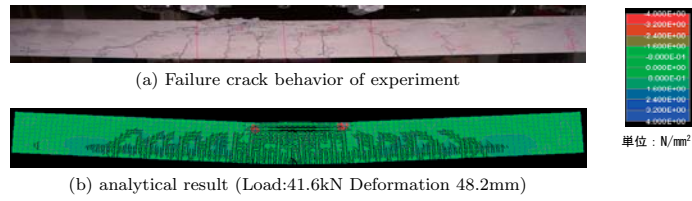


Fig. 19 F0-J0-0

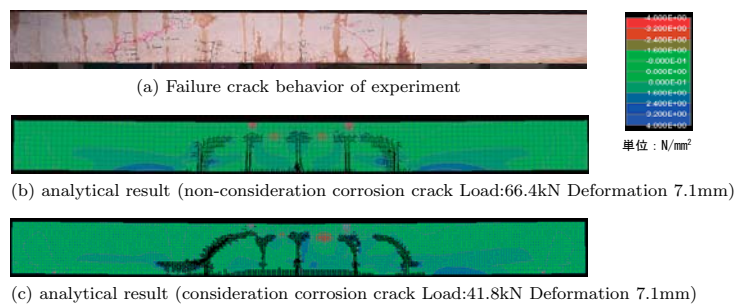


Fig. 20 F0-J0-10

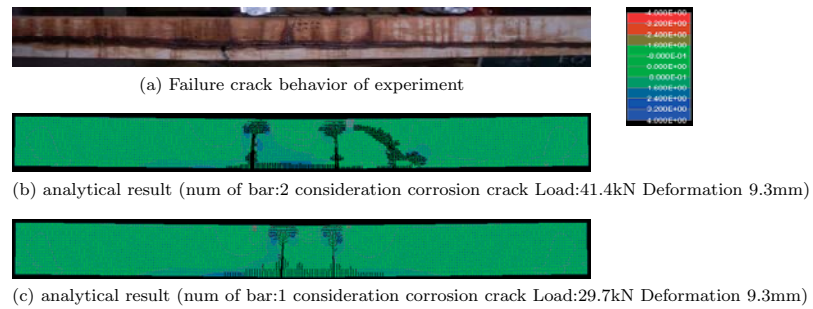


Fig. 21 F0-J0-20A

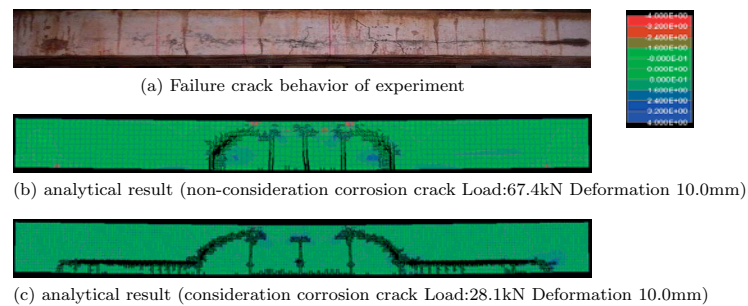


Fig. 22 F0-J0-20B

大下英吉

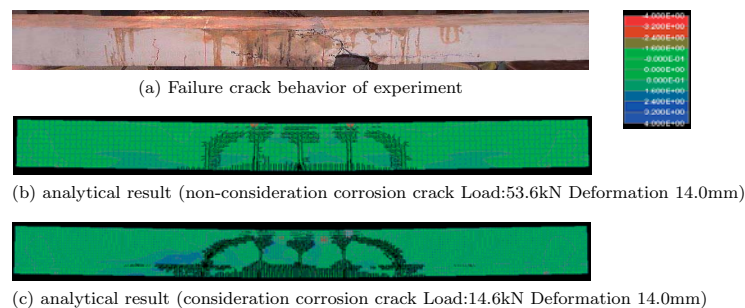


Fig. 23 F0-J0-30

みであり、急激な荷重低下を生じる実現象までは評価していないことがわかる。

一方、コンクリートの腐食ひび割れを考慮した解析結果では、急激な荷重低下を生じる変位量に違いはあるものの、そのような性状を表していることがわかる。この種の急激な荷重低下は、鉄筋に沿った位置に付着割裂ひび割れが発生することによるものであることが前章までに詳述されているが、本解析においてもそのようなひび割れ性状を示すことは Fig.19~23 に示す主応力分布図およびひび割れ図からも再確認できる。

Fig.18 (c) に示す試験体 F0-J0-20A では、Fig.18 (d) に示す解析結果をそのままの形で適用はできない。すなわち、腐食ひび割れが表面にまで進展しているか或いは表面近傍にとどまっているかが重要であり、後者の場合には Fig.18 (d) の結果がそのまま適用可能である。しかしながら、前者の場合には、側面近傍に位置する鉄筋は既に構造体としての機能は果たすことができず、中心部に存在する鉄筋のみが引張力に抵抗することになる。したがって、前章で詳述したように、中心部に存在する鉄筋ひずみは、同一の載荷荷重のもとでは腐食率 0% である試験体 F0-J0-0 よりも大きな値となるわけである (Fig.13 参照)。このような観点に立脚し、試験体 F0-J0-20A に関しては、引張鉄筋の本数を 1~3 本まで変化した解析を行ったところ、Fig.18 (c) に示すように、引張鉄筋一本分の解析結果は実験結果と比較的良好な一致を示していることが確認できる。すなわち、解析の手法によっても、RC 梁部材の側面に発生した腐食ひび割れは、部材耐力および破壊挙動に大きな影響を及ぼすことが確認される。

本実験では、鉄筋の腐食領域は支点を超えた梁全長に及んでいるため、鉄筋とコンクリートが完全に付着している箇所が無い。池田等は、支点近傍で完全付着状態、支点近傍間で付着を切った梁の耐力評価実験を行っており、その値はアーチ機構の形成により全長に渡って完全付着状態である梁の耐力よりも大きくなることを指摘している [11]。すなわち、梁の耐力に及ぼす要因として非付着領域の存在箇所が重要であり、その箇所が支点近傍或いは梁全長に存在する場合には、鉄筋の抜け出し挙動により梁部材は脆性的な挙動を示すとともに、梁全長に渡って付着が十分に存在する梁の耐力よりも小さくなる。しかしながら、非付着領域の存在箇所のみで梁部材の上述した挙動が決定されるわけではなく、加えて、コンクリートの腐食ひび割れ性状も非常に重要な要因である。

コンクリートの腐食ひび割れを考慮した結果と考慮しない結果との比較から明確であるように、コンクリートの腐食ひび割れが鉄筋に沿った付着割裂ひび割れを誘発させる主要因であり、腐食鉄筋を有する RC 梁の耐力は、これらの要因によって決定されると言っても過言ではない。すなわち、腐食鉄筋を有する RC 梁部材の曲げ耐力および破壊性状を詳細に予測するに際しては、腐食による鉄筋断面積の減少量、腐食鉄筋の付着応力性状のみを考慮すると言った従来の手法では困難であると言える。

6 結論

本研究では、腐食鉄筋を有する RC 梁部材の残存曲げ耐力性状の定性的かつ定量的評価を目的とし、実験的

劣化したコンクリート構造物の残存耐力評価ならびに経年劣化予測評価システムの構築

手法により定着フックを付けない単鉄筋 RC 梁の曲げ耐力に及ぼす鉄筋腐食率、腐食ひび割れ発生領域や幅などのひび割れ性状、鉄筋の抜け出し挙動、鉄筋腐食の不均一性の影響に関する評価を行った。そして、解析的手法を併用することにより、曲げ耐力に及ぼす上述の要因の重要性を指摘するとともに、既往の解析手法の問題について言及した。以下に本研究で得られた知見をまとめる。

- 1) 定着フックを設けない場合は、梁全長にわたり鉄筋が腐食した場合、RC 梁部材の曲げ耐力は大幅に低下する。その主たる要因は、鉄筋とコンクリートの付着性状や腐食鉄筋の断面減少量に加えて、コンクリートの腐食ひび割れ幅、腐食ひび割れ発生領域、鉄筋からコンクリート表面までのひび割れ進展領域と言った腐食ひび割れ性状である。
- 2) 梁全長にわたり鉄筋が腐食した RC 梁部材の曲げ耐力を大幅に低下させる腐食ひび割れ性状は、その発生領域が支点近傍で鉄筋からコンクリート表面近傍までひび割れが進展している場合であり、梁の破壊形態は定着部からの鉄筋の抜け出しによる鉄筋に沿った付着割裂破壊と言った脆的な挙動を示す。
- 3) 支点を越えた梁全長にわたり鉄筋が腐食した場合においても、局所的に鉄筋腐食率および腐食ひび割れ幅の大きな領域が存在すると、腐食程度によってはその領域における鉄筋の断面欠損が部材全体の挙動に大きな影響を及ぼし、場合によっては耐力低下率が付着割裂破壊を生じる場合に比べて小さくなることに加えて破壊性状が延性的になることもある。
- 4) 腐食鉄筋を有する梁部材の曲げ耐力および破壊性状を定量的に評価するためには腐食による鉄筋断面積の減少量、腐食鉄筋の付着応力性状のみを考慮すると言った従来の手法では困難であり、腐食ひび割れ性状を考慮する必要があることが本解析により明らかとなった。

参考文献

- [1] 佐々木淳, 丸山久一, 清水敬二, 米田直也: 鉄筋の発錆が付着性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, pp.139-144, 1991.
- [2] 松尾洋, 五角亘, 下村匠: 鉄筋が腐食した鉄筋コンクリート部材の引張剛性, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1327-1332, 2001.
- [3] 中田泰広, 丸山久一, 橋本親典, 清水敬二: 鉄筋腐食によるひび割れが梁供試体の耐荷性状に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.551-556, 1990.
- [4] 松尾豊史, 松村卓郎, 金津努, 岡市明大: 鉄筋腐食が正負交番載荷した RC はりの力学特性に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1321-1326, 2001.
- [5] 李翰承, 友澤史紀, 野口貴文: 鉄筋腐食が RC 単筋梁の耐力性能低下に及ぼす影響, セメント・コンクリート論文集, No.49, pp.732-737, 1995.
- [6] たとえば日本コンクリート工学協会: 特集・鉄筋コンクリート構造物の塩害劣化, コンクリート工学, Vol.25, No.11, 1987
- [7] 山住克巳, 宮本征夫, 佐藤勉: 鉄筋を腐食させた RC はりの劣化状態と耐力について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.1, pp.557-562, 1990.
- [8] 大屋戸理明, 西脇敬一, 長谷川雅志, 永岡高: 長期暴露した鉄筋コンクリート梁の劣化性状と耐力, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.23, No.3, pp.1315-1320, 2001.
- [9] 土木学会: コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002 年
- [10] 木下哲秀, 永吉利一郎, 鈴木修一, 大下英吉: 腐食鉄筋を有するコンクリート部材の残存耐力評価に関する実験的研究, 第 32 回土木学会関東支部技術講演会講演概要集, No.64, 2005.3.
- [11] 池田尚治, 宇治公隆: 鉄筋コンクリートはりのせん断耐荷挙動に及ぼす鉄筋の付着の影響に関する研究, 土木学会論文集, 第 292 号, pp.101-109, 1980.1