

鉄筋腐食を有する栈橋上部工を模擬した 試験体の残存耐力に与える 腐食方法及び縮尺の影響評価

宇野 州彦¹・岩波 光保²

¹正会員 五洋建設(株) 技術研究所(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1)
E-mail: kunihiko.uno@mail.penta-ocean.co.jp

²正会員 東京工業大学教授 環境・社会理工学院(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)
E-mail: iwanami@cv.titech.ac.jp

鉄筋腐食が生じた栈橋梁の残存耐力に関して、著者らは試験体を用いてその関係性を明らかにしてきたが、鉄筋を電食にて腐食させることや実物の縮小模型とすることで梁の残存耐力評価を精度良く行っていない懸念があった。そこで本研究では、腐食を有する実栈橋の腐食梁を対象に、電食を行った模擬試験体とそれぞれ載荷実験を行うことで、腐食方法の違いによる影響を検証した。次に、実規模試験体と縮小試験体の載荷実験結果を比較することで、梁の縮尺による影響について検証した。実験結果から、電食による試験体では実栈橋の腐食梁よりも梁の剛性を高めに評価する可能性があること、また縮小試験体では腐食率が高くても鉄筋降伏後のひずみ硬化の影響が現れやすく実規模試験体に比べ降伏後の剛性を高めに評価している可能性があることが示された。

Key Words : *steel pipe piled pier, steel bar corrosion, residual structural performance, electrical corrosion, scale effect, loading test*

1. はじめに

栈橋は港湾構造物の中でも特に塩害に対して厳しい環境に置かれており、より適切な維持管理を行っていかねばならないが、劣化した栈橋の残存耐力や耐震性能に関する研究はあまり多くはない。

栈橋における鉄筋腐食を対象とした残存耐力評価に関する研究として、著者の一人が港空研資料No.1140¹⁾やNo.1225²⁾、国総研報告No.29³⁾等において栈橋の劣化度と残存耐力の関係について検討しており、また港空研報告Vol.47⁴⁾においても腐食した栈橋梁を対象に研究が行われている。著者らはこれまでに、「港湾の施設の維持管理技術マニュアル」⁵⁾等に基づいた一般定期点検診断で示される、梁の劣化度判定結果(a-d)と残存耐力について載荷実験によりその関係を明らかにしてきた⁶⁾。この関係性が明らかになることで、目視調査や無線LANポート等で得られた劣化度判定結果から梁部材の残存耐力(劣化骨格モデル)を算定し、それらの梁部材で構成される栈橋全体系を構築し構造解析を実施することで、栈橋全体系としての残存耐力を把握することが可能となる。つまり、栈橋の劣化度判定結果が分かれば、その判定結果を有する栈橋において地震等の外力が作用した際に、どの

ような損傷がどの範囲に生じるのかを把握することが可能であり、補修・補強や更新といった維持管理を行う上での判断材料として非常に有効であるものと考えている。

一方で、文献⁹⁾で明らかにした知見を実栈橋に適用する際には、精度面でいくつか課題も残されている。まず載荷実験で使用した試験体は、鉄筋腐食を電食にて表現しているが、電食により腐食させた鉄筋と海洋環境において自然曝露により腐食が生じた鉄筋では、腐食生成物が異なることや、それによりひび割れ発生腐食量が異なることが知られている。例えば高谷ら⁷⁾は、電食試験では他の腐食方法よりひび割れ発生腐食量は小さいことを指摘しているが、一方で早期にひび割れが発生するためその後は非晶質で外部に溶出しやすく膨張圧の作用は持続しにくいとも指摘している。よって鉄筋腐食率が同じであっても梁の剛性としては異なる可能性が考えられる。次に、試験体は実物の縮小模型として製作しているが、骨材寸法等は相似則を満足できていないため、コンクリートの破壊状況や鉄筋降伏後のひずみ硬化が梁全体に与える影響等、降伏後の塑性変形性能について実規模の梁と異なっている可能性も考えられる⁸⁾。

そこで本研究では、まず腐食を有する実栈橋の切り出し梁に加えて、これを対象に電流密度を複数変えて電食

を行った模擬試験体(腐食率は実物梁と同等)を作製し、それぞれ載荷実験を行った結果を比較することで、腐食方法の違いによる影響を検証する。次に、既に実施している実物梁を縮小した試験体の載荷実験結果⁹⁾を対象に、縮小試験体と同じ電流密度で電食させた実大規模の梁試験体の載荷実験結果を縮小試験体と比較することで、梁の縮尺が残存耐力にどのような影響を及ぼすのかについて検証を行うこととする。

2. 鉄筋腐食方法の違いに着目した載荷実験

本章では、腐食を有する実架橋の切り出し梁と電流密度を複数変えて電食を行った模擬試験体を作製し、それぞれ載荷実験を行うことで、腐食方法の違いによる影響を検証する。

(1) 実験概要

載荷実験に使用した実架橋の切り出し梁(以下、実物梁)と実物梁を模擬した試験体(以下、模擬試験体)の

セットアップ状況を写真-1に示す。また配筋図を図-1に示す。実架橋は上部工が35m×11mの直杭式横架橋で、建設後40年以上が経過している。また図に示すように、梁軸方向の主鉄筋は最下段及び最上段にD19、中段にD13がそれぞれ配置されている。なお、実物梁の切断・運搬及び実験施設の制約から、梁の全長を切り出して載荷実験を行うことが困難なため、片側のみ折り曲げ筋を有するものとなっている。スターラップ筋はD10が配置されている。なお鉄筋の材質は、実物梁は全てSD295Aである。模擬試験体においてはD19に関してSD295Aの入手が困難であるため、SD345で代用した。なお事前に引張試験を実施し、実物梁に使用されていたSD295Aの降伏点が345N/mm²以上(372.3N/mm²)であり、SD345での代用が可能であることを確認している。またコンクリートの強度試験結果を表-1に示す。圧縮強度に両者の差が見られたものの、弾性係数はさほど差はなかった。

梁は1500mmの区間に支点を設け、支点間中心に1点載荷を実施した。載荷ステップについては、まず梁断面から算定される、曲げに対する使用限界状態⁹⁾に至る荷重(90kN)までの載荷、除荷を3回繰り返す、その後せん

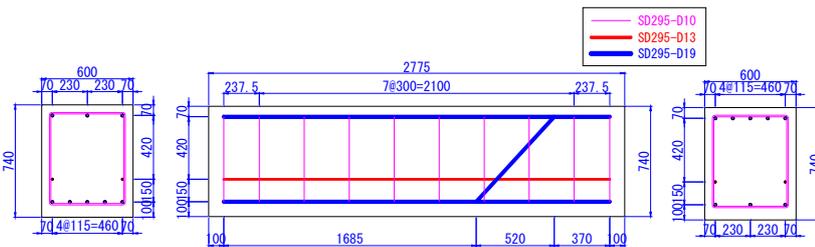


図-1 実物梁及び模擬試験体の側面・断面図(単位: mm)

表-1 コンクリートの強度試験結果

	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
実物梁	36.7	33.7
Case1	46.8	35.0
Case2	47.5	34.0



写真-1 実物梁(左側)と模擬試験体(右側)のセットアップ状況

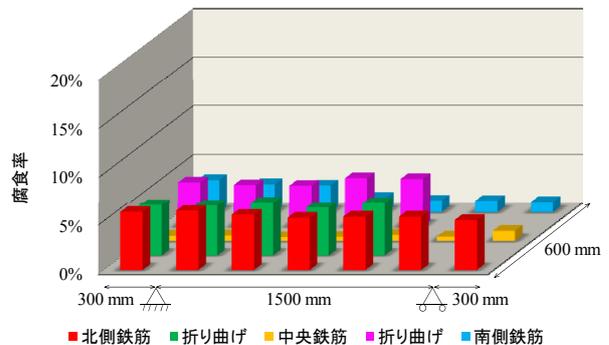
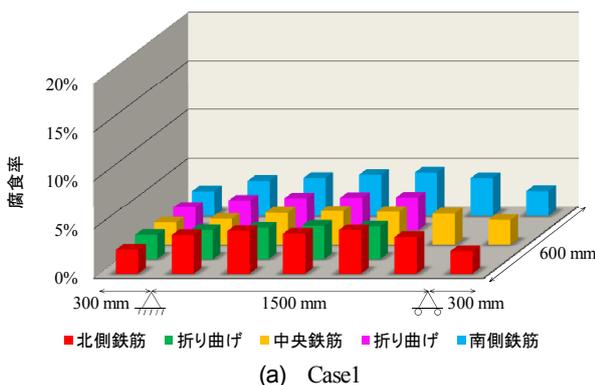
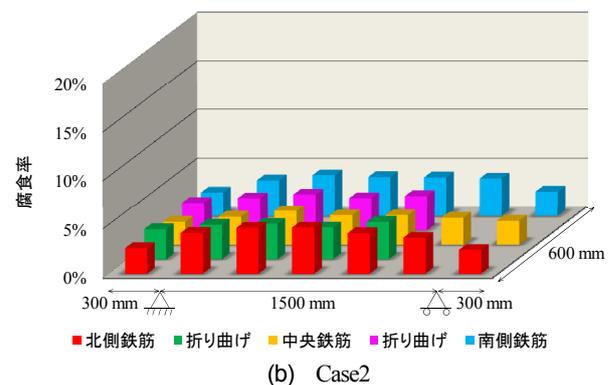


図-2 実物梁の鉄筋腐食分布



(a) Case1



(b) Case2

図-3 模擬試験体の鉄筋腐食分布

断に対する使用限界状態⁹⁾に至る荷重(120 kN)までの載荷, 除荷を3回繰り返す, 最後に載荷装置の最大載荷荷重である 1000 kN までの載荷, 除荷を3回繰り返した. 使用限界荷重までの載荷, 除荷を繰り返した理由は, 鉄筋腐食が進んでいる場合, 使用限界荷重程度であっても残留変位が発生し, 載荷を繰り返すことで変位が増大していく可能性を確認するためである.

実物梁の最下段主鉄筋における鉄筋腐食分布を図-2に示す. 腐食量調査は載荷実験後に実施した. 分布傾向として, 中央の主鉄筋のみ腐食が進んでいないことが確認できた. また最下段主鉄筋の平均腐食率は3.4%であった. なお腐食率は, 腐食により減少した単位長さ当りの鉄筋減少量の重量比としている. これと同等の腐食率となるように, 電食により模擬試験体の主鉄筋を腐食させた. 電食は3%NaCl水溶液を吸水スポンジにより試験体の底面及び側面から吸水させ, 鉄筋を陽極, ステンレス板を陰極として電源装置を用い実施した. 模擬試験体として, 電流密度0.85 mA/cm²で電食させた試験体(以下, Case1)と電流密度0.15 mA/cm²で電食させた試験体(以下, Case2)をそれぞれ用意した. 腐食に関しては, ファラデー則に基づき積算電流量により腐食量を管理した. さらに, 複数用意した電食確認用供試体で腐食量を適宜確認することで, 模擬試験体の電食期間を最終的に決定した.

模擬試験体の腐食分布を図-3に示す. 電食では全ての主鉄筋で同程度の腐食が確認できた. また梁の中心部で腐食率が高くなる傾向となった. 平均腐食率はCase1で3.3%, Case2で3.4%であった. なお, 平均腐食率が小さい場合(概ね20%以下)は腐食のバラつきは残存耐力にさほど影響を与えず, 平均腐食率は腐食のバラつきによらず残存耐力と相関があることを確認している⁹⁾.

(2) 実験結果及び考察

まず, 曲げ及びせん断に対する使用限界荷重までの耐荷特性について, 荷重-変位関係は紙面の制約で割愛するが, 使用限界荷重の載荷に伴う残留変位はほぼ発生せず, 繰返しによる変位増大は見られなかった.

次に最大載荷荷重 1000 kN までの荷重-変位関係を図-4に示す. 各サイクルで色を変えて表示している. 全てのケースにおいて, 載荷を繰り返すことで変位量が増加していることが分かる. また載荷開始から実物梁の傾きに若干の変化が見られる載荷荷重 600 kN 程度までの実物梁と模擬試験体 Case1, Case2 を比較すると, 実物梁に比べ模擬試験体の傾き(剛性)が高いことが分かる. これらの剛性について, 表-2に各サイクルにおける剛性および Case1 を1とした場合の剛性比を示す. 1サイクル目に着目すると Case1 に対して実物梁は約5割程度の剛性となっており, Case2 も Case1 と比較すると約8割の

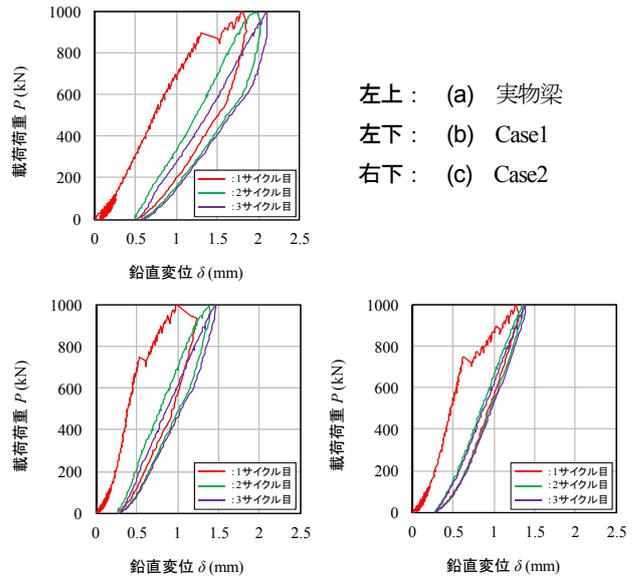


図-4 荷重-変位関係

表-2 各サイクルにおける梁の剛性差

	剛性 (P/δ) (kN/mm)		
	1 cycle	2 cycle	3 cycle
実物梁	698.8	693.0	644.6
Case1	1367.7	954.1	874.6
Case2	1120.0	908.2	882.5
	剛性比		
	1 cycle	2 cycle	3 cycle
実物梁	0.51	0.73	0.74
Case1	1	1	1
Case2	0.82	0.95	1.01

剛性となっている. 腐食速度が速いほど, 剛性低下が少ないことが窺える. また2,3サイクル目になると, Case1とCase2ではほとんど差がなく, 実物梁は約7割程度の剛性となっている. 曲げ耐荷特性を文献⁹⁾のようにバイリニア型骨格モデルで表現する場合, 初期剛性を電食試験体の結果からさらに3割低減で補正することで, 実際の腐食による剛性低下を精度良く表現できることとなる.

次に, 各梁における観測面及び底面のひび割れ性状を図-5, 図-6にそれぞれ示す. まず観測面に関して, 実物梁では載荷前に明確な腐食ひび割れは確認できなかった. 一方で模擬試験体では梁軸方向に腐食ひび割れが確認され, ひび割れ発生位置は最下段主鉄筋位置とほぼ一致していた. 電食を行う際に, 吸水スポンジを底面だけではなく側面にも設置していたことで側面からの吸水が進み, また図-1に示されるように, 最下段主鉄筋のかぶり厚さは底面よりも側面の方が薄いため, 側面に腐食ひび割れが生じたものと考えられる. 載荷によるひび割れに関しては, 観測面下部におけるひび割れ発生範囲について実物梁, 模擬試験体ともにおよそ同程度であり, ひび割れ分散性としては腐食率と相関があると考えられる. しかし模擬試験体では, 腐食ひび割れより上方においてひび

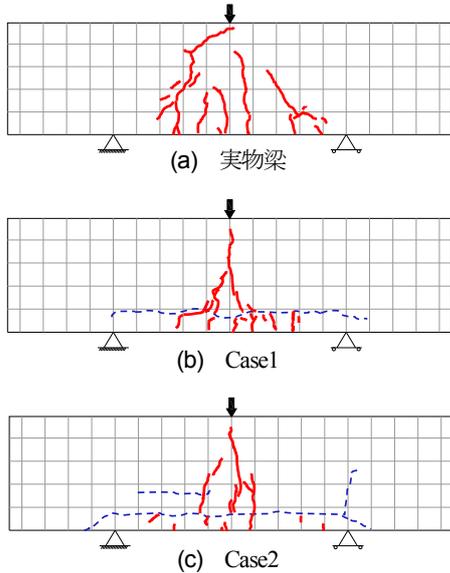


図-5 載荷荷重 1000 kN 時の観測面ひび割れ性状
(青破線：腐食ひび割れ，赤線：載荷ひび割れ)

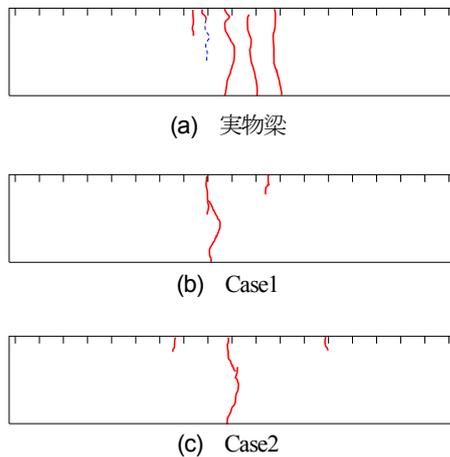


図-6 載荷荷重 1000 kN 時の底面ひび割れ性状
(青破線：腐食ひび割れ，赤線：載荷ひび割れ)

割れ本数が少なく、実物梁と比較してひび割れが局所化している様子が窺える。次に底面に関して、こちらは観測面と異なり、実物梁では腐食ひび割れが梁軸直角方向に発生していたものの、模擬試験体では腐食ひび割れが確認できなかった。載荷ひび割れも、実物梁の方が模擬試験体に比べ多く発生しており、先ほどの荷重-変位関係と整合する結果となっている。特に1サイクル目において、実物梁と模擬試験体の剛性差が大きかった要因として、載荷前のひび割れの有無が考えられ、その後の剛性差も底面のひび割れ進展状況が大きく影響していることがこの結果から推察される。

なお、模擬試験体では鉄筋ひずみを計測しており、最下段鉄筋においては1000 kN 載荷時に約1800 μ のひずみが発生したが、降伏(2062 μ)には至っていない。模擬試験体において載荷荷重約 700 kN で勾配変化が生じているが、図は割愛するが載荷ひび割れが発生し始めるタイミ

ングと整合しており、勾配変化はひび割れ発生によるものと推察される。

以上のことから、主鉄筋が同じ平均腐食率であっても電食による試験体では梁の剛性を実物梁に比べ高めに評価する可能性があり、また電食した試験体同士であっても電流密度によって剛性に差が生じることが示された。文献⁹⁾では劣化度に応じたバイリニア型骨格モデルを提案しているが、その初期剛性を3割低減することで実際の腐食による剛性低下を精度良く表現することができる。

3. 試験体寸法の違いに着目した載荷実験

本章では、縮小試験体の載荷実験結果を対象に、縮小試験体と同じ電流密度で電食させた、実大規模の梁試験体の載荷実験結果を比較することで、梁の縮尺が残存耐力にどのような影響を及ぼすのかについて検証を行う。

(1) 実験概要

実規模試験体は、前章で示した試験体と同様の寸法及び配筋である。比較対象となる縮小試験体の配筋図を図-7に示す。縮小試験体については、文献⁹⁾に示されているものであり、ここでは簡単に概要のみ説明する。

縮小試験体は、載荷装置スペックの関係から確実に塑性領域まで載荷できることを考え、実架橋を参考におよそ1/3の縮尺となるように配筋等を実施している。相似率については、梁軸方向及びスターラップの鉄筋比を、対象とした実架橋梁とほぼ同じになるようにして寸法を縮小している。しかし骨材寸法は1/3まで縮小できていない。なお、縮小試験体のモデル対象としている実架橋梁は、今回の比較対象とする実規模試験体とは異なるため、引張鉄筋比等は多少異なる。載荷は純曲げ区間を400 mm 設け、梁中心から200 mm 離れた左右の位置に載荷板を設けた。縮小試験体では2点載荷を行っているが、実規模試験体では前章と同様、1点載荷で実施している。以上の点が実規模試験体と異なる実験条件である。

最下段主鉄筋は、実規模試験体、縮小試験体いずれにおいても電食により腐食を導入した。電流密度はいずれも0.85 mA/cm²としている。実規模試験体における平均腐食率は、実規模試験体の1体目(以下、Case3)は12.9%、2体目(以下、Case4)は21.9%であった。一方、縮小試験体における平均腐食率については、劣化度a相当試験体(主鉄筋破断あり)では約39%、劣化度a相当試験体(主鉄筋破断なし)では約26%、劣化度b相当試験体では約17%、劣化度c相当試験体では約11%であった。実規模試験体と縮小試験体のコンクリート強度試験結果を表-3に示す。

載荷ステップは、縮小試験体では単調載荷を実施した

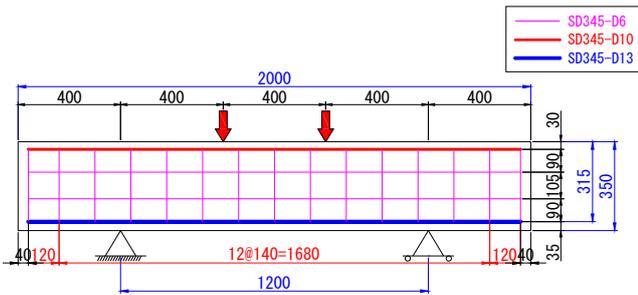


図-7 縮小試験体の配筋図 (単位: mm) ⁶⁾を修正

表-3 コンクリートの強度試験結果

縮小試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
Case3	48.9	34.2
Case4	49.5	35.3

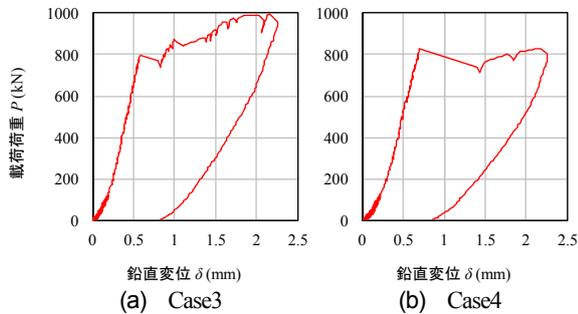


図-8 実規模試験体の荷重-変位関係

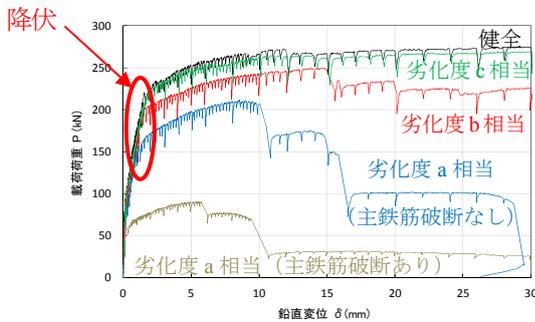


図-9 縮小試験体の荷重-変位関係 ⁶⁾に加筆

が、実規模試験体では、前章と同様に曲げに対する使用限界状態⁹⁾に至る荷重(90 kN)までの荷重、除荷を3回繰り返す、その後せん断に対する使用限界状態⁹⁾に至る荷重(120 kN)までの荷重、除荷を3回繰り返す、最後に荷重装置の最大荷重である1000 kNまでの荷重、除荷を3回繰り返した。

(2) 実験結果及び考察

まず、曲げ及びせん断に対する使用限界荷重までの耐荷特性について、荷重-変位関係は紙面の制約のため割愛するが、使用限界荷重の荷重に伴う残留変位はCase3、Case4においてもほぼ発生せず、繰返しによる変位増大

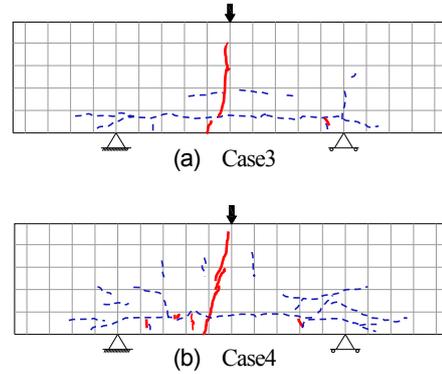


図-10 荷重荷重約800 kN時の観測面ひび割れ性状
(青破線: 腐食ひび割れ, 赤線: 荷重ひび割れ)

は見られなかった。

次に荷重-変位関係を図-8に示す。縮小試験体との比較のため、1サイクル目のみを表示している。また縮小試験体の荷重-変位関係を図-9に示す。縮小試験体においては、文献⁶⁾で指摘しているように、劣化度(腐食率)に応じて耐力が低下していることが分かるが、図中に示す降伏後の塑性領域においても緩やかな荷重増加が見られる。これは、腐食率が20%を超えている劣化度a相当のケースにおいてもその傾向が確認できる。一方、実規模試験体では、Case3においては荷重荷重約800 kNで勾配変化があり、その後も緩やかな荷重増加が確認できる。なお最下段主鉄筋では荷重荷重800~900 kNで降伏ひずみ2062 μ を超えていることから、このケースにおける勾配変化は鉄筋降伏によるものと判断できる。次にCase4においてはCase3と同様に荷重荷重約800 kNで勾配変化があるが、その後は荷重増加が見られず、脆性的な挙動を示している。最下段主鉄筋ではCase3と同様に荷重荷重800~900 kNで降伏ひずみ2062 μ を超えていることから、Case4の勾配変化も鉄筋降伏によるものと判断できる。鋼材の特性として、一般に降伏後にはひずみ硬化の現象が見られるが、縮小試験体においては骨材寸法が相対的に大きいことから梁全体にひずみ硬化が伝達され、結果として緩やかな荷重増加が見られると考えられる。一方、実規模試験体では、腐食率や引張鉄筋比によっては、降伏後のひずみ硬化による荷重増加に期待できない可能性もあることが示唆された。なお、縮小試験体と実規模試験体では荷重条件が異なり、実規模試験体では1点荷重を行っているため、試験体は支点区間全域に渡って曲げせん断で抵抗しているが、それにも関わらず荷重増加が見られないことから、腐食率が高い場合に降伏後の荷重増加に期待することは、梁の残存耐力を危険側に評価する可能性がある。また、今回は1/3の縮小試験体と実規模試験体との比較を行っているが、縮尺率に関わらず骨材寸法が相対的に大きい等、鉄筋のひずみ硬化が梁全体に伝達されやすい縮小試験体であれば同様の傾向となると考えられる。

次に、勾配変化が確認された載荷荷重約 800 kN 時の実規模試験体における観測面のひび割れ性状を図-10 に示す。ひび割れは Case3, Case4 とともに梁の上面に向かって発生している状況が窺える。最下段主鉄筋が降伏に至ったことで、ひび割れが急激に上方へ進展したものと考えられる。最大変位時のひび割れ図は割愛するが、Case4 においては梁上方のコンクリートが圧壊していた。

以上より、耐荷特性として、腐食率が 20% を超え劣化度 a と判定されるような実規模梁においては、鉄筋のひずみ硬化が梁としての荷重増加にさほど寄与しない可能性があることが示唆された。実栈橋で劣化度 a と判定される梁においては、文献⁹⁾で提案したバイリニア型骨格モデルに対し、降伏後の荷重増加を見込まない完全弾塑性型で定義し直すことで精度向上を図ることができる。

4. まとめ

本研究では、腐食方法の違いと梁の縮尺が残存耐力にどのような影響を及ぼすのかについて検証を行った。得られた知見は以下の通りである。

- ・同じ平均腐食率を有する主鉄筋であっても、電食による試験体では梁の剛性を実物梁に比べ高めに評価する可能性が示された。文献⁶⁾で定義した劣化度に応じたバイリニア型骨格モデルに対し、その初期剛性を 3 割低減することで実際の腐食による剛性低下を精度良く表現することができる。
- ・腐食率が 20% を超え、劣化度 a と判定される梁では、縮小試験体と実規模試験体で降伏後の挙動に違いがあり、鉄筋のひずみ硬化が実規模試験体では現れにくい可能性が示唆された。実栈橋で劣化度 a と判定される梁においては、地震等の外力が作用した際に、降伏を超えると脆性的に破壊に至る可能性がある。

り、文献⁹⁾で提案したバイリニア型骨格モデルに対し、降伏後の荷重増加を見込まない完全弾塑性型で定義し直すことで精度向上を図ることができる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、五洋建設株式会社の白氏にご協力いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 加藤絵万, 岩波光保, 山路徹, 横田弘：建設後 30 年以上経過した栈橋上部工から切り出した RC 部材の劣化性状と構造的な性能, 港湾空港技術研究所資料, No.1140, 2006.
- 2) 加藤絵万, 川端雄一郎, 岩波光保：港湾 RC 構造物の確率論に基づく保有性能評価, 港湾空港技術研究所資料, No.1225, 2010.
- 3) 高橋宏直, 横田弘, 岩波光保：港湾施設のアセットマネジメントに関する研究 ―構造性能の低下予測とアセットマネジメントの試行例―, 国土技術政策総合研究所研究報告, No.29, 2006.
- 4) 加藤絵万, 濱田洋志, 岩波光保, 横田弘：局所的に生じた鉄筋腐食が RC はりの構造性能に及ぼす影響, 港湾空港技術研究所報告, Vol.47, 2008.
- 5) (財)沿岸技術研究センター：港湾の施設の維持管理技術マニュアル, 沿岸技術ライブラリーNo.26, 2007.
- 6) 宇野州彦, 岩波光保：劣化度判定結果を活用した残存耐力評価手法の実栈橋への適用, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.74, No.2, pp.155-160, 2018.
- 7) 高谷哲, 中村士郎, 山本貴士, 宮川豊章：コンクリート中の鉄筋の腐食生成物の違いがひび割れ発生腐食量に与える影響, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), Vol.69, No.2, pp.154-165, 2013.
- 8) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001.
- 9) (公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説, 2018.

(2019.2.7 受付)
(2019.4.24 受理)

EVALUATION ON THE EFFECT OF CORROSION METHOD AND SCALE FACTOR FOR RESIDUAL STRUCTURAL PERFORMANCE OF SIMULATED RC BEAM SPECIMEN FOR STEEL PIPE PILED PIER WITH STEEL BAR CORROSION

Kunihiko UNO and Mitsuyasu IWANAMI

We have already clarified the residual structural performance of corroded beam by loading test of specimen. However, the validity of simulating real corroded beam by electrical corrosion method and reliability of using scale-down specimen are still need to be discussed. In this study, load tests for real corroded beam and electrical corroded specimen on same scale are first conducted to verify the effect of different corrosion methods. The effect of scale factor is also verified afterwards by comparing the actual scale specimen and the scale-down one. As a result, electrical corroded specimen tends to have higher rigidity modulus over real corroded beam, and scale-down specimen shows the possibility of higher rigidity modulus during post-yield region even with higher deterioration degree towards actual scale specimen due to show strain-hardening effect easily.