

# 論文 鉄筋腐食により劣化した RC 梁の耐荷性能に関する数値解析的検討

小尾 博俊\*1

**要旨:** 本研究では、鉄筋腐食した RC 梁の耐荷性能の低下や連続繊維複合パネルによる補強効果について、適切に評価できる解析手法の構築を目的として FEM 解析を行い、別途実施した実験結果との比較により解析モデルの妥当性、適用性について検討した。その結果、1) 提案したモデル化手法を用いることにより、発生変位やひび割れ性状を精度良く再現できること、また、2) パネル補強による変位の低減やひび割れの分散効果についても概ね表現可能であること、などの知見が得られた。

**キーワード:** 鉄筋腐食, 経年劣化, 耐荷性能, 電食法, 連続繊維複合パネル, 重錘落下実験, FEM 解析

## 1. はじめに

高度成長期に建設された道路、橋梁、トンネル等の多くのインフラ構造物では経年劣化が進み大規模な補修補強を必要としている<sup>1)</sup>。また、近年では豪雨による土石流や斜面崩壊等が多発する一方、近い将来には巨大地震の発生も予測されるなど、構造物は従来の想定を上回る過酷な荷重に見舞われることも懸念される。

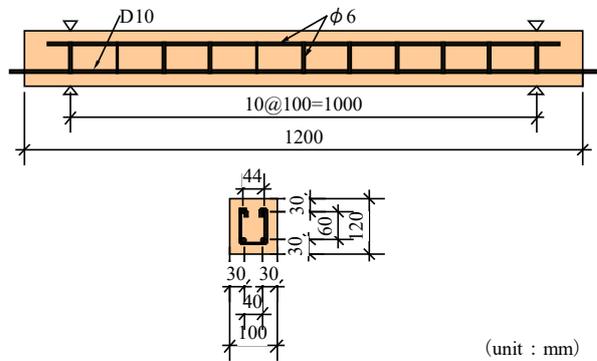
このような背景の下、既設構造物の耐震補強などを目的として連続繊維シートを張り付ける工法が盛んに行われている。中でも作業性に優れた工法として、連続繊維シートを2枚のフレキシブルボードで挟み込んだ連続繊維複合パネル（以下、単にパネル）工法<sup>2)</sup>が注目されている。

筆者らは鉄筋腐食により劣化した RC 梁の耐荷性能や本パネルの補強効果を確認するために重錘落下実験<sup>3)</sup>を実施した。本研究ではこの実験を例に数値解析を行い、実験結果と比較することにより解析モデルの妥当性や適用性について検討した。なお、本解析には汎用プログラム LS-DYNA (R10.0)<sup>4)</sup>を使用した。

## 2. RC 梁試験体

本数値解析で対象とした RC 梁試験体の寸法および配筋を図-1に示す。試験体の寸法は 100×120×1,200mm であり、支点間距離は 1,000mm である。断面はせん断補強筋を有する複鉄筋長方形断面であり、引張鉄筋には D10 を 2 本、圧縮鉄筋には φ6 を 2 本、せん断補強筋には同じく φ6 を用いた。主鉄筋からのかぶり厚は底面、側面ともに 25mm であり、せん断補強筋の間隔は 100mm である。また、後述する電食法により鉄筋を腐食させるため、主鉄筋はコンクリートから張り出している。JIS に基づき測定したコンクリートの圧縮強度および主鉄筋の降伏強度はそれぞれ 45.5MPa、358MPa であった。解析対

象とした試験体は表-1に示す4体とし、試験体名の F0 は鉄筋腐食無し、F1, F2 は腐食有り、H0 はパネル補強無し、H1 は補強有りをそれぞれ表す。



(unit : mm)

図-1 RC 梁試験体

表-1 解析対象とした試験体

試験体名	鉄筋腐食 (腐食率)	パネル補強
F0-H0	—	—
F1-H0	○ (5.0%)	—
F0-H1	—	○
F2-H1	○ (6.8%)	○

## 3. 電食法による鉄筋の腐食

実験では鉄筋を腐食させることで劣化した試験体を作製した。鉄筋の腐食方法には、腐食促進環境下での暴露、乾湿繰り返し、塩水噴霧などがあるが、ここでは既往の研究において実施例が多い電食法を採用した。電食法の概要を図-2に示す。試験体の主鉄筋を直流電源装置の陽極に、銅板を陰極にそれぞれリード線で接続し、試験体のかぶりコンクリートを 3%NaCl 水溶液に浸漬した後、電流を印加する。腐食程度は事前に実施した電食試験に

\*1 大成建設(株) 技術センター 都市基盤技術研究部 構造研究室 工修 (正会員)

に基づき、電流量を一定とし通電時間で制御した。なお、主鉄筋のみ腐食させることとし、主鉄筋とせん断補強筋の間はブチルゴムによる絶縁処理を行った。

鉄筋の腐食率は、全ての試験終了後にコンクリートをはつきり取り出した鉄筋の質量から算出した。すなわち、10%クエン酸二アンモニウム水溶液に72時間浸漬し、たわしを用いて付着している腐食生成物を洗い落とし、十分に乾燥させた後、質量を測定することで腐食率を算出した。腐食率  $w$  (%) は鉄筋の質量減少率であり、次式で求められる。

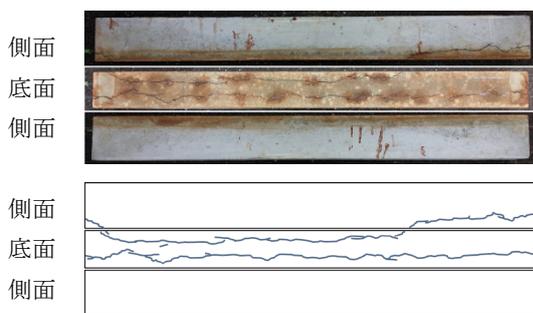
$$w = \frac{m_0 - m_c}{m_0} \times 100 \quad (1)$$

ここで、 $m_0$ は腐食前の鉄筋の質量、 $m_c$ は腐食後の鉄筋の質量である。

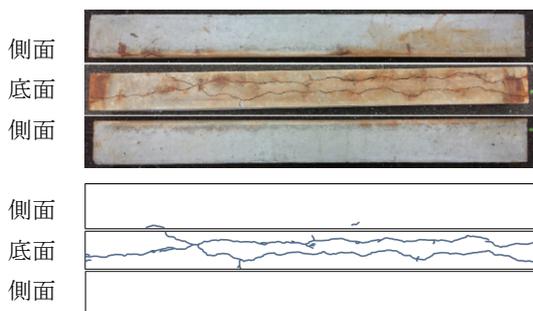
電食試験後のひび割れ状況を写真-1に示す。腐食によるひび割れは底面および側面の一部で主鉄筋に沿って生じていることが確認できる。写真-2に示す腐食前後の鉄筋形状からは腐食により鉄筋の節が滑らかな形になっていることが分かる。また、式(1)に基づく腐食率は5.0、6.8%であり、図-3に示す測定点から得られたひび割れ



図-2 電食法の概要



(a) 試験体 F1



(b) 試験体 F2

写真-1 電食試験によるひび割れ

幅の平均値は0.14、0.20mmであった(表-2参照)。



写真-2 腐食前後の鉄筋形状

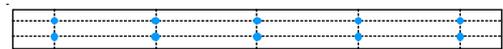


図-3 ひび割れ幅測定点 (試験体底面)

表-2 腐食率とひび割れ幅

試験体名	腐食率 (%)	ひび割れ幅 (mm)	
		平均	最大
F1	5.0	0.14	0.40
F2	6.8	0.20	0.45

#### 4. 連続繊維複合パネルによる補強

RC梁の補強には、トンネル覆工の曲げ補強や柱部材の耐震補強として適用実績のある連続繊維複合パネルを用いた。本パネルは図-3に示すように、連続繊維シートを2枚のフレキシブルボード(繊維強化セメント板)で挟み込んだパネルであり、軽量であるため作業性に優れ、また、工場生産のため品質が安定している等の特徴を有している。連続繊維シートには炭素繊維シートを用い、目付量は400g/m<sup>2</sup>とした。使用した炭素繊維シートの規格値を表-3に示す。

本パネルの施工手順は以下のとおりである。①まず、下地処理として補強面をケレンし、②鉄筋腐食によるひび割れに補修材を注入し、③密着性を高めるためプライマーを塗布後、パネルを設置し、⑤最後にパネル背面にエポキシ樹脂を注入してコンクリートと一体化した(図-4参照)。

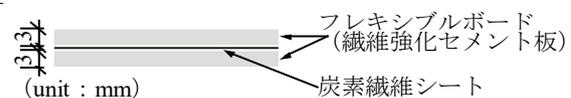


図-3 連続繊維複合パネルの断面

表-3 高強度炭素繊維シートの規格値

引張強度 (MPa)	引張弾性係数 (GPa)	400g/m <sup>2</sup> 目付の厚み (mm)
3400	245	0.222

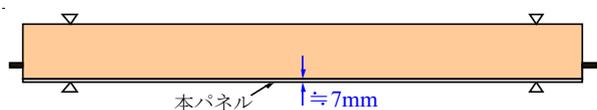


図-4 連続繊維複合パネルによる補強

## 5. 実験概要

電食試験により劣化させた RC 梁の耐荷性能とパネルによる補強効果を確認するため、重錘落下実験(図-5 参照)を実施した。载荷条件は質量 100kg の重錘を試験体スパン中央に所定の高さから自由落下させるものとし、支点は試験体の跳ね上がりを防止するためクランプで固定した。衝突速度は予め実施した試験により、鉄筋腐食無し-パネル補強無しの基本試験体が 1 回の载荷で残留変位 10mm (スパン長の 1%) に達するように 3m/s に設定した。実験の計測としては重錘の落下荷重をロードセルで、スパン中央の鉛直変位をレーザー変位計でそれぞれ測った。

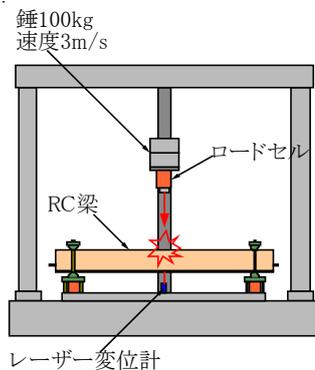


図-5 重錘落下実験

载荷後のひび割れ状況を写真-3 に示す。損傷の程度は腐食有り-補強無しの試験体 F1-H0 が最も大きく、腐食無し-補強有りの F0-H1 が最も軽微であった。また、補強無しの試験体に生じたひび割れ幅は比較的大きく垂直に近い角度であった。一方、補強有りの試験体ではひび割れ幅は小さく斜め方向に分散していた。

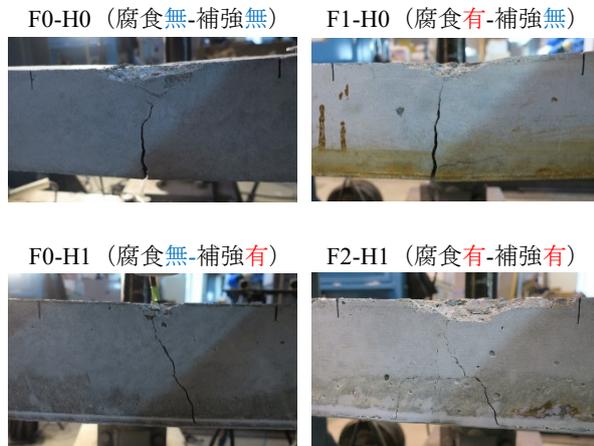


写真-3 载荷によるひび割れ

## 6. 数値解析

### 6.1 モデル化の考え方

本研究では鉄筋腐食による耐荷性能の低下とパネルによる補強効果について、FEM 解析により適切に再現することを目的に、解析モデルの妥当性および適用性について検討した。鉄筋腐食により劣化した RC 梁を解析モデルで表現するためには、①鉄筋断面積の減少、②鉄筋付着強度の低下、③鉄筋周辺コンクリートのひび割れによる影響の3つの要因を考慮する必要がある。本研究ではこれら劣化に関する3要因とパネルによる補強について、以下に述べるようなモデル化で検討することにした。

### 6.2 基本解析モデル

RC 梁の基本モデルを図-6 に示す。コンクリートは 8 節点ソリッド低減積分要素を、鉄筋は 2 節点ビーム要素を用いた。要素寸法はコンクリートを 1 辺 5mm の立方体とし、鉄筋の要素長もこれに準じた長さとした。基本モデルではコンクリートと鉄筋は完全付着とした。重錘および支承は剛体とし、重錘とコンクリート間、支承とコンクリート間には接触面を定義した。

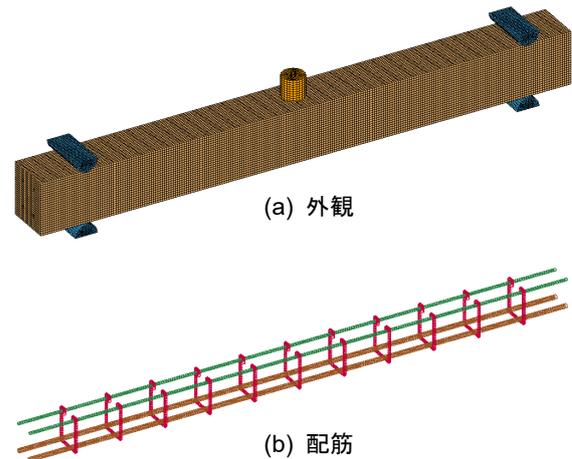


図-6 基本解析モデル

数値解析には陽解法を用い計算時間間隔は Courant の安定条件を満足するように自動設定とした。また、本解析では材料のひずみ速度依存性は考慮していない。解析で用いた材料定数および構成則を表-4、図-7 にそれぞれ示す。

表-4 材料定数

材料	弾性係数 $E$ (GPa)	ポアソン比 $\nu$	圧縮強度 $f_c$ 降伏強度 $f_y$ (MPa)
コンクリート	30.3	0.2	45.5
鉄筋 (D10)	200	0.3	358

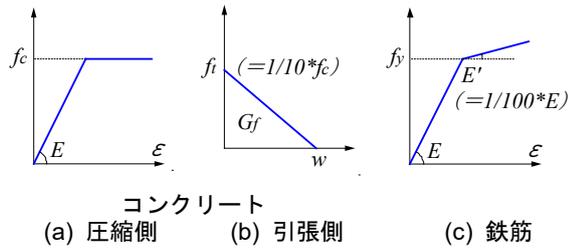


図-7 材料構成則

### 6.3 鉄筋断面積減少のモデル化

鉄筋腐食による断面積減少のモデル化は、腐食率を基に直接的に断面積を減らすことにした。半径  $r_0$  の鉄筋が腐食することにより、健全部分が  $r_1$  に減少したとする。腐食後の鉄筋長は変わらないものとする、腐食率  $w$  (%) は断面積比に比例するので次式が成り立つ。

$$w = \frac{\pi(r_0^2 - r_1^2)}{\pi r_0^2} \times 100 \quad (2)$$

したがって、腐食後の健全部の半径  $r_1$  は、

$$r_1 = \left[ \left( 1 - \frac{w}{100} \right) r_0^2 \right]^{0.5} \quad (3)$$

となる。

### 6.4 鉄筋付着力低下のモデル化

付着率低下のモデル化については、鉄筋とコンクリートの境界に付着要素を設けるなどの方法があるが、本研究では解析プログラムの機能を利用し以下に述べるように簡便な方法とした。すなわち、図-8 に示すように、鉄筋軸方向に付着力がある部分とない部分が 50mm ずつ交互に存在するものと仮定し付着力の低下を表現した。ここで、付着力ありとは完全付着を意味し、付着力なしとは鉄筋が軸方向に拘束されないことを意味する。

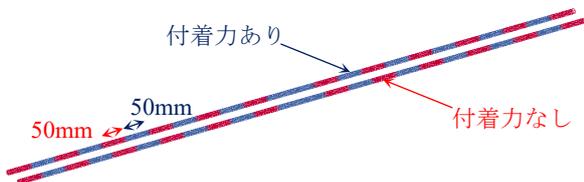


図-8 付着力低下のモデル化

### 6.5 鉄筋周辺コンクリートひび割れのモデル化

電食試験で生じたひび割れ幅は表-2 に示したように平均で 0.14, 0.20mm であった。これをコンクリートのひび割れに換算すると要素長が 5mm なので 0.028, 0.040 となる。本研究では主鉄筋位置に相当するコンクリート要素を x, y, z の 3 方向に熱膨張させ、周辺コンクリートに強制的にひび割れを発生させることにした。こうして得られたひび割れ分布を図-9 に示す。図から主鉄筋に沿ってひび割れに相当するひび割れが生じていることが分かる。

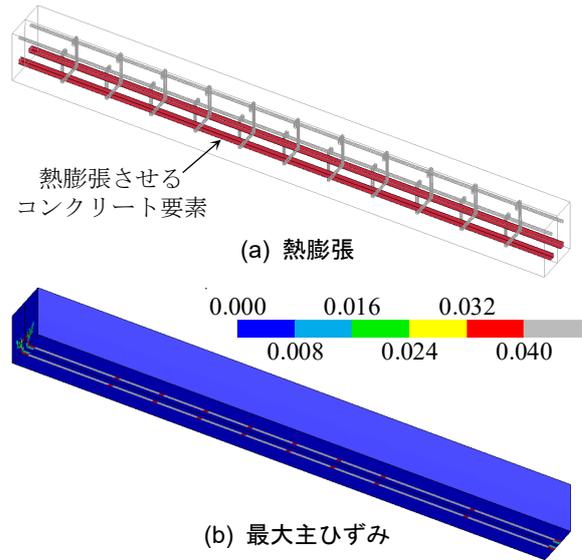


図-9 鉄筋周辺コンクリートに生じるひび割れのモデル化

### 6.6 連続繊維複合パネルのモデル化

本パネルのフレキシブルボードは 8 節点ソリッド低減積分要素を、炭素繊維シートは 4 節点シェル要素を用いた。ボードとシート間は節点を共有し完全固定とした。また、ボードとコンクリート間のエポキシ樹脂による接着は接触面として定義し、設定した強度を上回る応力が発生すると剥離するモデルとした。図-10 に本パネルの

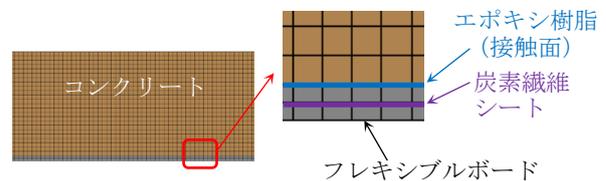


図-10 連続繊維複合パネルのモデル化

表-5 材料定数

材料	弾性係数 E (GPa)	ポアソン比 $\nu$	強度 (MPa)
フレキシブルボード	13	0.2	圧縮 $f_c$ 45.0 引張 $f_t$ 18.0
炭素繊維シート	245	0.3	引張 $f_t$ 3,400
エポキシ樹脂 (接触面)	—	—	引張 20.0 せん断 10.0

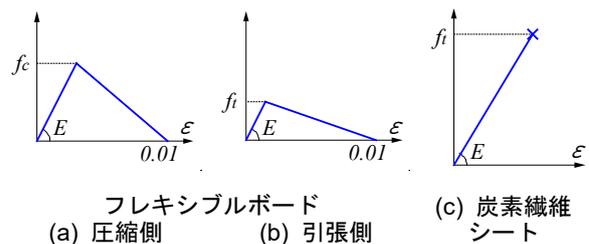


図-11 材料構成則

モデル化を、表-5に材料定数を、図-11に構成則をそれぞれ示す。

### 6.7 解析結果

解析ケースは鉄筋腐食の有無、パネル補強の有無および腐食劣化の3要因を組み合わせ、表-6に示す7ケースとした。

実験、解析の変位時刻歴の比較を図-12に示す。まず、

表-6 解析ケース

case	鉄筋腐食	パネル補強
1	—	—
2	①断面積減少のみ考慮	—
3	②付着力低下のみ考慮	—
4	③周辺コンクリートのひび割れのみ考慮	—
5	○ (①~③を考慮)	—
6	—	○
7	○ (①~③を考慮)	○

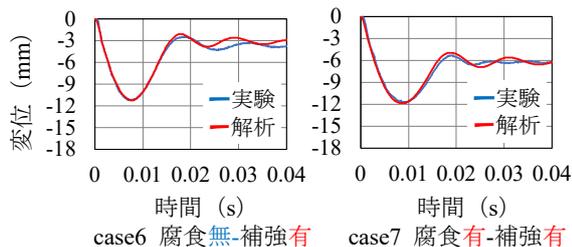
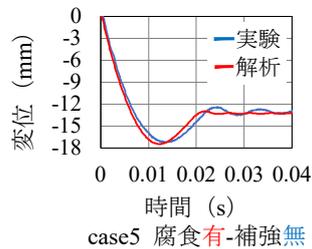
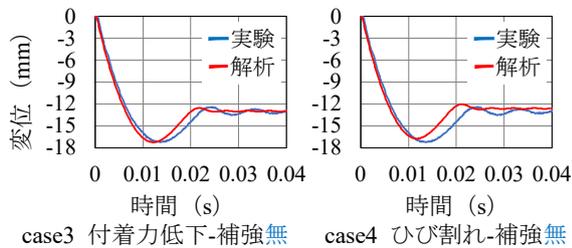
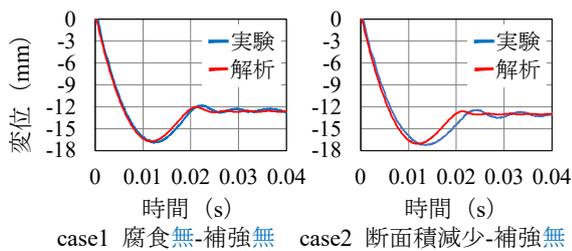


図-12 変位時刻歴

case1 の腐食無し-補強無しは実験と解析で良い一致を示している。case2~4 ではひび割れのみ考慮した case4 が実験と解析の乖離が最も大きく、断面積減少のみ考慮した case2 と付着力低下のみ考慮した case3 は同程度の差であることが分かる。したがって、本研究の腐食レベルでは、劣化要因として周辺コンクリートのひび割れによる影響は比較的小さいものと考えられる。劣化の3要因を考慮した case5 は概ね実験結果を再現できている。パネル補強した case6, 7についても履歴は良く一致しており、本パネルのモデル化が適切であることを示しているものと考えられる。

次に、図-13にて重錘落下荷重の時刻歴について比較する。いずれのケースでも落下直後のピーク荷重は、実験値が解析値を35kN程度上回っている。この要因としては、材料のひずみ速度依存性や接触力の計算方法<sup>5)</sup>などが考えられるが、それらについては今後の課題である。パネル補強の無い case1~5については、時刻0.013秒以

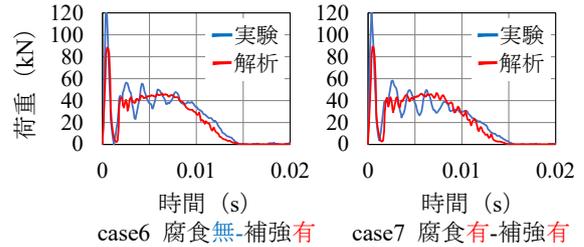
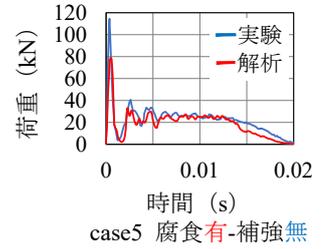
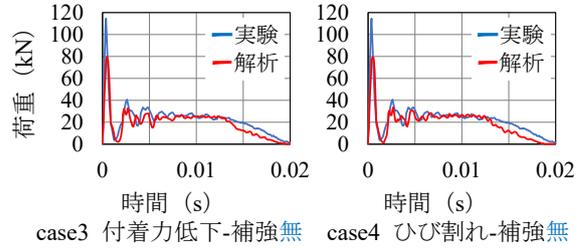
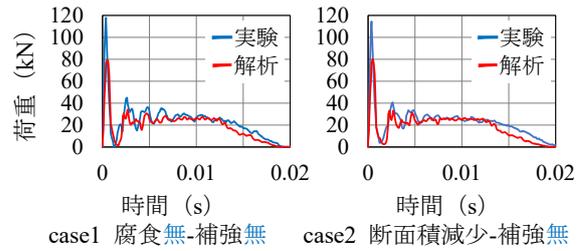


図-13 荷重時刻歴

降の履歴に若干の差異はあるものの実験結果を再現できている。また、これらのケースではケース毎の違いはほとんど見受けられない。パネル補強した case6, 7 について

では、実験と解析でピーク荷重以降の振幅に差があるものの履歴の傾向は概ね再現できている。

図-14 には最大変位発生時のひび割れ状況について示す。パネル補強の無い case1~5 のひび割れは重垂直下付近にほぼ垂直に生じており、これは写真-3 に示した実験時のひび割れ状況に似ている。特に劣化3要因を考慮した case5 ではひび割れがスパン中央に集中している様子が再現されている。また、パネル補強した case6, 7 に生じるひび割れは上述の case1~5 とは明らかに傾向が異なり、小さなひび割れが分散している様子を示している。すなわち、パネル補強することで破壊に直結するひび割れが回避されることを表現できているものとする。

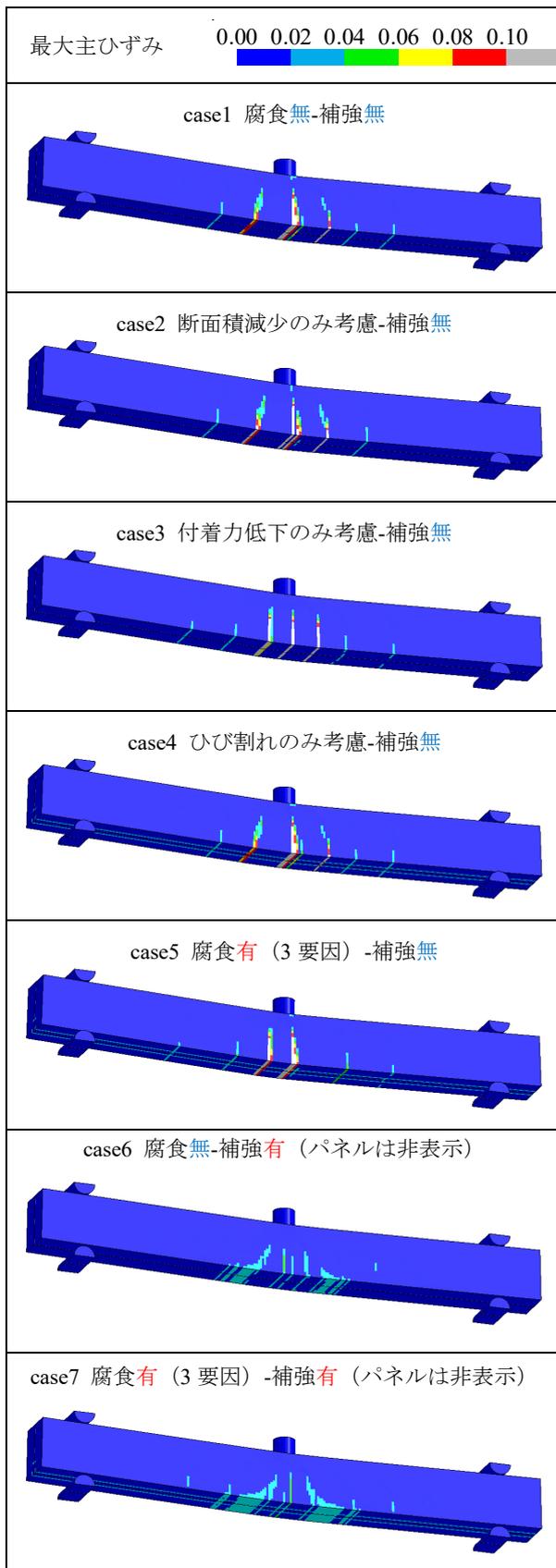


図-14 ひび割れ状況 (最大変位時)

### 7. まとめ

本研究では鉄筋腐食した RC 梁の耐荷性能やパネルの補強効果について、数値解析による検討を行った。以下に本研究の範囲内で得られた知見をまとめる。

- (1) 提案したモデル化手法、すなわち、鉄筋断面積の減少、付着力の低下、周辺コンクリートのひび割れを適切にモデル化することで、発生変位やひび割れ性状を精度良く再現できることが分かった。
- (2) また、パネル補強による変位の低減やひび割れの分散効果についても概ね表現可能であることが分かった。

本研究で対象とした鉄筋腐食率は数%程度の比較的小さな範囲であった。そのため、今後は腐食率 10%を超えるような劣化部材に対しても同様な検討を行っていく必要があると考える。

### 参考文献

- 1) 例えば、国土交通省ホームページ「インフラ長寿命化基本計画」  
[http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/sosei\\_point\\_mn\\_000010.html](http://www.mlit.go.jp/sogoseisaku/sosei_point_mn_000010.html) (閲覧日: 2018年12月3日) など
- 2) CF パネル工法研究会ホームページ  
<http://www.cfp-koho.jp/> (閲覧日: 2018年11月30日)
- 3) Yang Sun, Hiroki Tamai, Yoshimi Sonoda, Hirotohi Obi : EXPERIMENTAL STUDY ON IMPACT RESISTANCE OF CORRODED RC BEAMS REINFORCED BY CFC PLATE, 12th International Conference on Shock & Impact Loads on Structures, pp.409-418, 2017.
- 4) LS-DYNA R10.0 KEYWORD USER'S MANUAL, Livermore Software Technology Corporation, 2017.
- 5) 防災・安全対策技術者のための衝撃作用を受ける土木構造物の性能設計 - 基準体系の指針 -, 土木学会, 2013.