

RC 造架構のひび割れ損傷量評価に基づく修復性能評価

EVALUATION OF SEISMIC REPARABILITY OF R/C FRAME STRUCTURE BASED ON DAMAGE DUE TO CRACK

金 順実 (リハビリテーション工学分野)
Jin SHUNSHI

Abstract:

A loading test using full scale R/C frame specimen was conducted. In this paper, two topics based on the experiment are shown.

- 1) Proposed model for damage evaluation was improved through modification in terms of some parameters by comparing calculated and experimental results. Applying the modified model for crack width and length evaluation to the specimen, evaluated damage showed agreement with experimental results.
- 2) Three methods for evaluating seismic reparability were proposed. First is based on cost of repairing and new construction. Second is based on times at downtime due to repairing and time for new construction. Third is based on expected incomes during service period. Applying these methods to an example model, a limit state of repairing was calculated. Comparing with a limit state of repairing decided by AIJ standard, the AIJ limit state of repairing was underestimated. When comparing the proposed limit state for repairing with residual seismic capacity, it was at 40% residual seismic capacity.

Keywords : Seismic Repair-ability, Full Scale Frame Experiment, Damage due to Crack, Cost of Repair,

耐震修復性, 実大架構実験, ひび割れ損傷, 修復費用

1. はじめに

近年、性能指向型の耐震設計の普及により、建物の耐震性能を適切に評価することが重要となってきた。建物の耐震性能のうち、これまでは安全性にのみ重点が置かれてきたが、近年の被害地震では、倒壊は免れたが非常に多くの損傷が発生することにより膨大な修復費用が生じ、結果として建て替えることを余儀なくされるなどの事例が発生している。このような背景を受けて、建物の耐震性能の一つとして、「修復性能」も近年注目を集めており、建物の限界状態である「修復限界」についても、さまざまな研究が行われている。

五十嵐ら¹⁾は、地震によって RC 造建物の部材に生じるひび割れ損傷量をモデル化(以下、損傷量評価モデル)し、修復費用単価を掛け合わせることで、建物の地震による修復費用を算定する手法を提案した。損傷量評価モデルは、縮尺 1/2 ないし 1/4 程度のスケールの部材実験によりその妥当性が検証されているが、ひび割れ損傷は寸法効果の影響を受け大きく変動することが考えられる。また、五十嵐らの研究では建物の修復費用及び新築費用等に基づいて修復性能を評価する指標を提案しているが、実際の地震時に修復の要否判断を行う場合、その根拠となるのは例えば修復した場合に将来得られる利益などの経済的な側面のほか、復旧に要する日数など、多種多様であることが考えられる。

そこで本研究では、実大スケール架構の静的加力実験を行い、損傷量評価モデルの妥当性を実大スケールの架構で検証し、修復費用や新築費用の他に、経済的な側面から修復性能を評価する指標を複数提案し、修復限界状態の検討を行うことを目的として、それぞれ検討を行った。

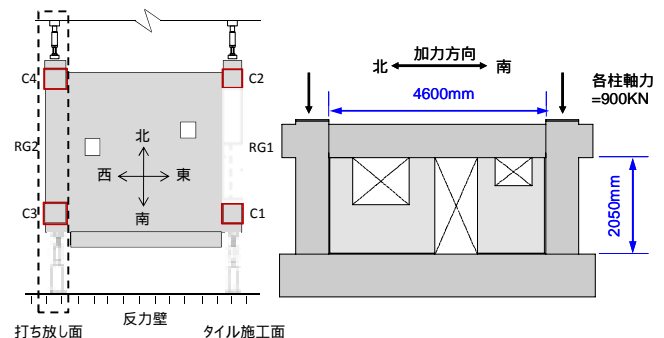


図1 試験体平面図

図2 西側構面立面図

梁	柱
主筋: 6-D25 あばら筋: 4-D13@100	主筋: 12-D25 帯筋: 2-D13@100

図3 柱及び梁の断面

2. 実大架構の静的加力実験

2.1 試験体概要

実験は建築研究所で行い、試験体は2枚の1層1スパン平面骨組をスラブにて接続した架構である。各骨組はスパン 5.3m、階高 2.4m で、部材断面は2枚の骨組で同一としているが、東側の構面にはタイル貼り仕上げを施し、西側の構面は躯体コンクリートが打ち放してある。本論文では、紙面の都合上、西側

構面の結果を用いて検討を行う。図1に実大架構実験試験体の平面図、図2に西側構面の立面図を、図3に柱及び梁の断面を示す。尚、図2中の壁は3方向完全スリットにより柱・基礎スタブと分離された開口付きのRC造非耐力壁である。

2.2 ひび割れ計測計画

加力は南北方向に正負交番繰り返し載加を行った。本研究では、ひび割れ損傷のデータ収集を主目的としており、部材のひび割れ長さをできるだけ正確に計測するため、躯体表面に透明シートをあて実際のひび割れをなぞって記録することにした。ひび割れ長さ・幅の記録は、各加力サイクルのピーク時および除荷時に行った。ひび割れ計測後、塩ビシートを試験体から剥がし、白板上に設置し、デジタルカメラで写真撮影をした。

3. 損傷量評価モデルの検証

3.1 損傷量評価モデルの概要

本章では、実大実験の打ち放し面で計測したひび割れ損傷量と、損傷量評価モデルの適合性を検証する。損傷量評価モデルは、材端に曲げばね、材中央にせん断ばねを有する部材の各ばねの変形から、ひび割れ幅・長さなどの損傷量を計算し、建物全体で合計することで建物に生じる損傷量を推定するモデルである。本モデルでは、図4に示すように部材をヒンジ領域と非ヒンジ領域に分割し、ヒンジ領域には曲げせん断ひび割れ、非ヒンジ領域には曲げひび割れとせん断ひび割れが発生すると仮定している。ヒンジ領域のひび割れは材端曲げばね、非ヒンジ領域のひび割れはせん断ばねの変形にそれぞれ対応し、各ばねの変形や部材断面等からひび割れ長さを算定する。ひび割れ幅は各ばねの変形から算出される最大ひび割れ幅、平均ひび割れ幅等のパラメータを用いて、分布を仮定したひび割れ幅分布関数を算定する。そして、各ステップで算定されたひび割れ長さにひび割れ幅分布関数で重みづけを行うことで、各ステップのひび割れ幅階級毎のひび割れ長さが算定される。尚、手法の詳細に関しては文献を参照されたい。

3.2 架構の荷重-変形関係の解析

架構の解析モデルは図5に示すように、試験体の西側架構(打ち放し面)の柱梁を線材に置換し、材端に曲げばね、材中央にせん断ばねを有するモデルとした。曲げばね及びせん断ばねはトリリニア型の復元力特性でモデル化した。

まず、本モデルの静的荷重増解析結果を、実験で得られた層せん断力-層間変位関係と共に図6に示す。実験結果は、解析結果より剛性・耐力ともに大きくなっているが、これは梁にスラブとRC壁が付帯していることにより、曲げ強度・剛性が増大したことによると考えられる。尚、今回は躯体の変形により生じる損傷量の検討を主目的としているため、この剛性・耐力の影響は特に検討対象としない。

3.3 ひび割れ長さに関する検討

図7に、柱部材、梁部材のひび割れ長さ・幅の推移を実験値、計算値について示す。ひび割れ長さに着目すると、柱では層間変形角2%時ひび割れ長さが計算値では50m、実験値では55m程度となっており、上限値では概ね一致しており、また層間変形角0.5%時程度からひび割れ長さの増加が緩やかになる傾向を捉えることが出来ている。一方、梁では、2.0%時のひび割れ長さが実験値の約70%となっており、あまり対応していない。

ひび割れ長さの計算は、基本的には次式で算出している。

$$\begin{aligned} \text{ひび割れ長さ} &= \text{ひび割れ一本あたり長さ} \times \text{ヒンジ領域長さ} \\ &/ \text{ひび割れ間隔} \\ &= \text{ひび割れ一本あたりの長さ} \times \text{ひび割れ本数} \end{aligned} \quad (1)$$

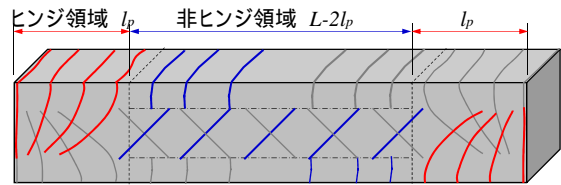


図4 ヒンジ領域と非ヒンジ領域に発生するひび割れ

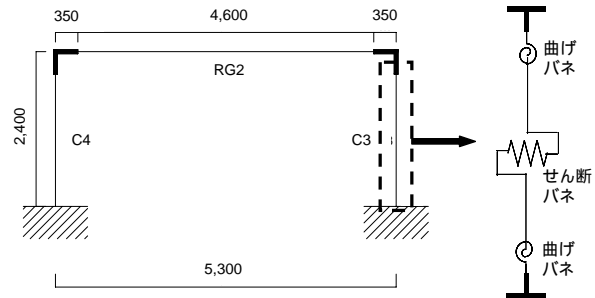


図5 試験体解析モデル

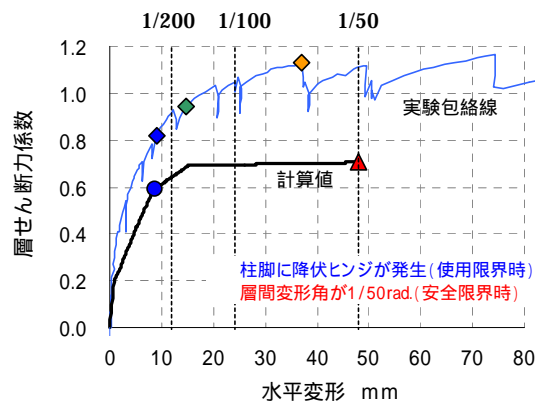


図6 荷重増解析結果と実験荷重-変形関係

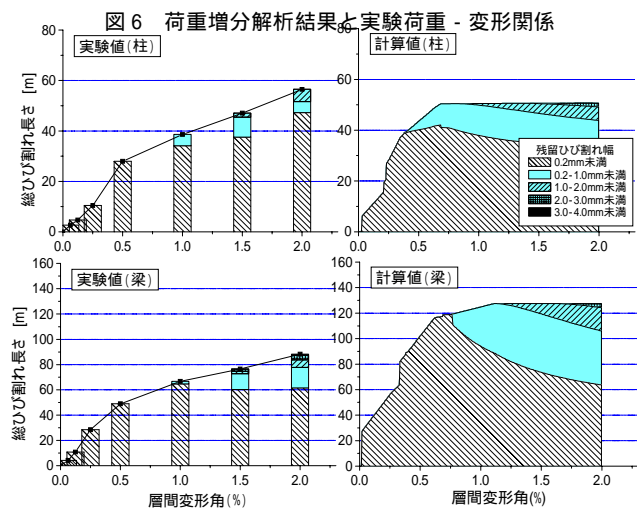


図7 実験値と計算値の比較

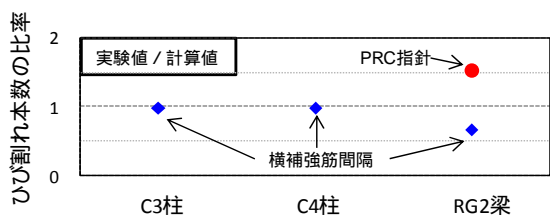


図8 ヒンジ領域のひび割れ本数(曲げ降伏強度時以降)

このひび割れ本数は、柱・梁共にひび割れ強度時～曲げ降伏強度時ではPRC 指針²⁾による式、曲げ降伏強度時以降では相対的に強度が低下する横補強筋位置でひび割れが発生することを考慮して横補強筋間隔でひび割れ間隔からひび割れ本数を決定している。梁ではこのひび割れ本数が、図8にヒンジ領域の2%時のひび割れ本数を示すように、五十嵐の損傷量モデルでは、実験値が横補強筋間隔によるひび割れ本数と対応するはずであるが、ほぼPRC 指針による本数とせん断補強筋間隔による本数のほぼ中間の値となっている。そのため、梁の計算値のひび割れ長さが実験値より長くなった。

3.4 ひび割れ幅に関する検討

続いて、図7よりひび割れ幅の検討を行う。図より、ひび割れ幅は、幅が小さい領域のひび割れが長く、幅が大きい領域では短くなっているという分布性状を良く捉える事が出来ている。

3.5 損傷量評価モデルのパラメータ修正

以上の結果より、損傷量評価モデルについて、梁のひび割れ本数をPRC 指針とせん断補強筋間隔の平均値とした。また、ひび割れ幅については、最大ひび割れ幅と平均ひび割れ幅の比率等のパラメータを実験値に適合するよう修正し、実験で計測されたひび割れ損傷量と比較した結果を図9に示す。図9より、実験値とモデルによる計算値は概ね対応していることから、損傷量評価モデルはひび割れ損傷量を推定する手法としては有効な評価法であることが分かった。

4. 損傷量に基づいた建物の修復性能評価

4.1 解析建物モデル

本章では、例題建物について修復性能評価を行う。解析対象建物は、図10に示す4層4スパンの梁曲げ降伏型全体崩壊形の崩壊メカニズムを生じる建物とした。部材の復元力特性は、ベースシア係数が0.3になるよう降伏強度を決定したトリリニア型の復元力特性とした。層せん断力-層間変形角関係を図11に、本建物モデルに3章でパラメータを修正した損傷量評価モデルを適用した結果を図12に示す。

4.2 修復性能評価法の提案

(1) 修復性能指標 I_1 の提案

本論文では、修復性能を評価する指標として、 $I_1 \sim I_3$ を提案する。まず、 I_1 は、下式によって決定される。

$$I_1 = \frac{\text{修復費用}}{\text{新築費用}} \quad (2)$$

I_1 は、地震が発生して損傷を受けた後に必要となる、「当座の」費用について修復した場合と新築した場合で比較する指標である。修復費用は、解析モデル建物のひび割れ損傷量から、表1にて損傷度を決定し、表2に示す修復費用単価³⁾を掛け合わせて構造躯体の修復費用を算出し、図10に示す建物に占める構造躯体の資産割合を用いて建物全体の修復費用を算出する。図13に、構造躯体の修復費用算定結果を示した。

建物の新築費用は、建物の地震リスク評価において一般的に用いられている建物の新築費用単価を参考に、集合住宅は30万円/m²として設定した。これらの値から、解析建物の新築費用は集合住宅で、38,400万円と算出された。

(2) 修復性能指標 I_2 の提案

I_2 は、例えば病院などの機能停止期間が長くなることを回避したい建物に適用することを想定した修復性能指標である。

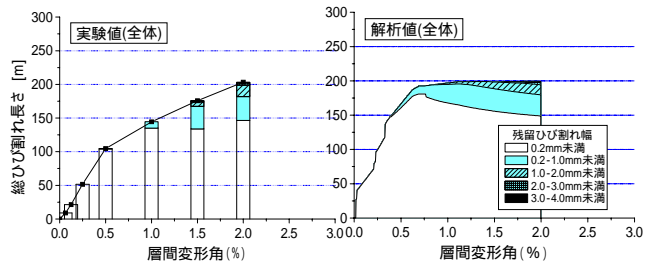


図9 パラメータを修正した後のひび割れ損傷量

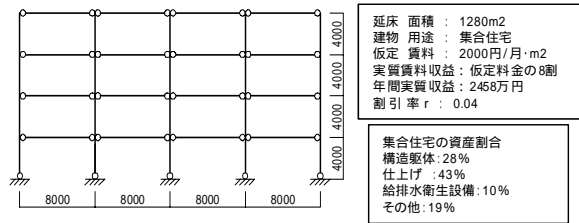


図10 解析例題建物

表1 損傷度の決定方法

損傷度	決定要因	補修費用
	ひび割れが発生(ひび割れ幅0.2mm未満)	クラック補修
	幅0.2mm以上のひび割れが発生	クラック補修
	幅1.0mm以上のひび割れが発生	クラック補修
	幅2.0mm以上のひび割れ又は コンクリート剥落が発生	クラック補修+コンクリート剥落修復 +損傷度 個別補修
	コアコンクリートが終局歪 ϵ_{cu} に到達	損傷度 個別補修

表2 修復費用単価

損傷レベル	修復工法	修復費用比率	修復費用単価
0.2mm未満	エポキシ樹脂指込	0.22	¥2,000 (円/m ²)
0.2~1.0mm	エポキシ樹脂注入	0.81	¥7,300 (円/m)
1.0~3.0mm	エポキシ樹脂注入	1.00	¥9,000 (円/m)
3.0~5.0mm	エポキシ樹脂注入	1.44	¥13,000 (円/m)
5.0mm以上	エポキシ樹脂注入	1.67	¥15,000 (円/m)
コンクリート剥落	コンクリート剥離補修	7.44	¥67,000 (円/m ²)
損傷度 個別補修	フープ筋取替等	75.31	¥677,818 (円/本)
損傷度 個別補修	部材打替等	273.33	¥2,460,000 (円/本)

表3 修復日数の影響係数

各損傷度の復旧日数への影響係数 D_i	部材の損傷度					
	0	1				
	0.0	0.0	0.1	0.2	0.8	1.0

$$I_2 = \frac{\text{復旧日数}}{\text{新築日数}} \quad (3)$$

復旧日数及び新築日数は、五十嵐の研究¹⁾に基づいて計算した。新築日数は、加藤らが提案した⁴⁾回帰式、(4)式より算出した新築時工期及び設計・申請日数3か月の合計値として算出した。これより算出された集合住宅の新築日数は335日である。

$$Z = 39.764 X^{0.2160} (Y_1 + 2)^{0.0684} (Y_2 + 1)^{0.1392} \quad (4)$$

ここに、Z: 建設工期(日)、X: 延床面積(m²)、 Y_1 : 地下階数、 Y_2 : 地上階数、である。

復旧に掛かる日数は、新築日数を低減させることで算出する。新築日数に対する復旧日数の割合をwとし、wを部材の各損傷度i(i=0~)の復旧日数への影響係数 D_i 及び各損傷度の部材が全部材数に占める割合 r_i を掛け合わせた係数として(5)式で表すと、復旧日数は(6)式で表すことができる。被災建物の復旧日数については実被害データが乏しく、損傷度ごとの影響係数を精度よく決めることは難しいが、表3のように D_i を設定し試算を行った。

$$w = \sum (D_i \times r_i) \quad (5)$$

$$\text{復旧日数} = w \times \text{新築日数} \quad (6)$$

(3) 修復性能指標 I_3

I_3 は、収益用建物について、建物所有者が地震発生年から起算して、修復した場合と新築した場合に得られる実質的な収益の比率となっており、建物所有者が長期的な損得の視点に立って修復の要否判断を行うための指標である。図14にその概要を、式(7)に算出方法を示す。

$$I_3 = \frac{\text{修復後収益} - (\text{修復費用} + \text{復旧日数による経済損失})}{\text{新築後収益} - (\text{新築費用} + \text{新築日数による経済損失})} \quad (7)$$

修復、あるいは新築した建物が供用期間中に得ることができる収益 V は、DCF法⁵⁾を参考に、下式で算定される。

$$V = \sum \frac{a_i}{(1+r)^n} \quad (8)$$

ここに、 a_i は i 年における年間の実質収益であり、 r はリスクによる割引率、 n は供用期間である。尚、今回は、地震発生年として30年目、修復後の使用年数、及び新築建物の供用年数として50年を仮定した。

4.3 例題建物の修復性能評価

図15に、 $I_1 \sim I_3$ の修復性能指標の推移を示す。図中には、耐震性能評価指針⁶⁾で示されている定義を用いた修復限界状態、いずれかの層が1/50radに達する安全限界状態を示し、 I_3 のみ耐震性能残存率を示した。図15より、耐震性能評価指針の修復限界状態は、提案した修復性能指標 I_1 と I_2 で0.03程度であり、修復費用、日数が概ね新築した場合の約3%程度であることが分かる。これは、修復限界状態に対する一般的な感覚からは大きく乖離しており、耐震性能評価指針の修復限界状態は、過度に安全側の評価となっている可能性が高い。続いて、 $I_3=1.0$ を下回る、すなわち、修復した場合の方が新築した場合よりも建物から得られる実質的な収益が小さくなる直前の点を修復限界状態と定義し、耐震性能残存率 R 及び修復限界の変形と比較を行った。その結果、修復限界は代表変位20cm程度となり、修復限界に対してかなり過小評価されており、提案した修復限界は概ね $R=40\%$ 程度であった。また、このとき、図15に示すように、損傷度の個別補修による修復費用が大部分を占めるようになっている。従って、実質的には、損傷度以上の部材が現れ始める範囲に、修復限界を設定することが合理的であると考えられる。また、

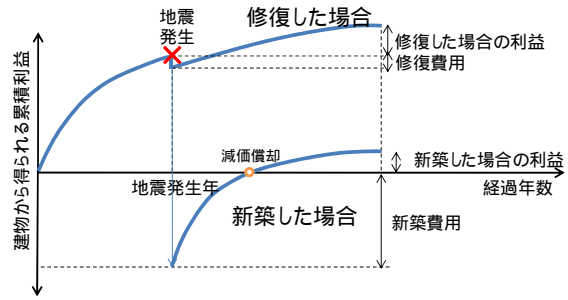


図14 修復性能指標 I_3 の概要

実際的には、 I_1 、 I_2 、 I_3 を判断する者の目的に応じて適宜用いることが望ましい。

5. 結論

実大RC架構の静的加力実験を行い、損傷量分析を行い、修復性能評価法の検討を行った結果、以下の知見を得た。

既往の損傷量評価モデルは、良好に実大架構試験体に生じる損傷量を推定できた。さらに、実験結果に適合するようパラメータを修正することによって、さらなる精度向上が達成されたことから、本損傷量評価モデルの妥当性が検証された。

修復性能評価指標として、複数の状況を想定した指標を提案し、モデル建物に適用した結果、現行の耐震性能評価指針に示されている修復限界は過度に安全側であり、実際の修復限界状態は、各指標を総合的に考慮しながら、より損傷が生じる範囲に設定するのが合理的だと考えられる。

参考文献

- 1) 五十嵐さやか：「損傷量に基づいたRC造建築物の耐震修復性能評価法の構築に関する研究」, 東北大学修士論文, 2010
- 2) プレストレスト鉄筋コンクリート(種RC)構造設計・施工設計・同解説
- 3) 前田匡樹, 本多祐子ほか：地震被害を受けた鉄筋コンクリート造学校建物の被災度と修復コスト, 第11回日本地震工学シンポジウム, CD-ROM, No.388, 2002, 11
- 4) 加藤辰彦ほか：単位工期概算式の定式化 建設工期の算定法に関する研究(その3), 日本建築学会計画系論文集 第584号, pp115-120, 2004. 10
- 5) 衣笠秀行：経済損傷指標に基づく収益用建築物の耐震性能評価, 日本建築学会構造系論文集 第636号, pp.401-408, 2009. 02
- 6) 日本建築学会：「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説」, 2004

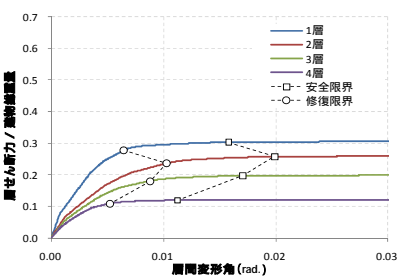


図11 荷重増分解析結果

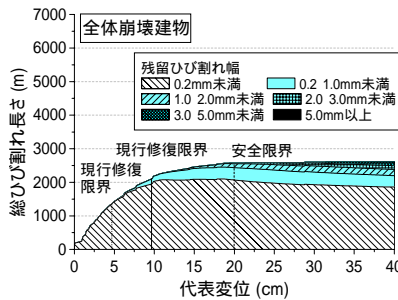


図12 損傷量解析結果

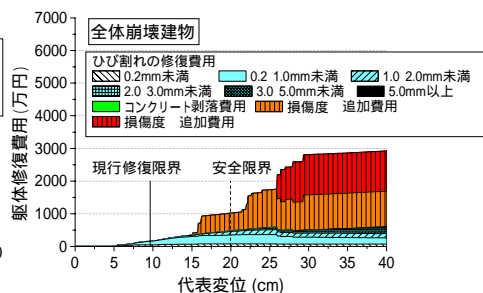


図13 修復費用算定結果

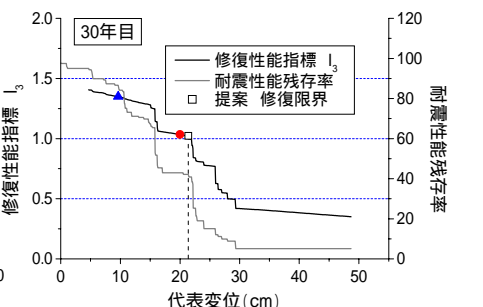
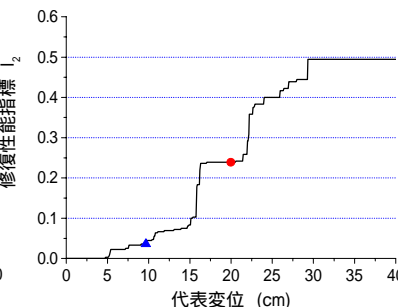
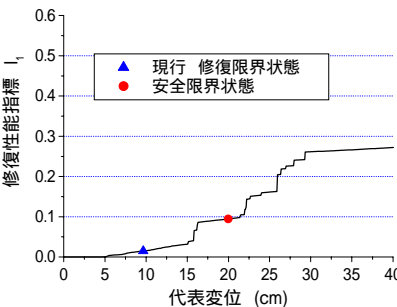


図15 各修復性能指標