

論文 鉄筋コンクリート構造物の耐震修復性能評価における修復費用関数

高橋 典之^{*1}・塩原 等^{*2}・楠原 文雄^{*3}

要旨：建物の地震リスク解析においては地震危険度解析結果と地震ロス関数の構築が必要である。一方、性能評価型設計法における耐震修復性能評価では、構造部材の損傷量評価に基づいて、部材ごとに算定される損傷量に応じた修復費用を具体的に予測できることが望ましい。そこで本研究では鉄筋コンクリート構造物の損傷量に応じて算出される修復費用をモデル化し、鉄筋コンクリート構造物の耐震修復性能評価に用いる「修復費用関数」の作成を試みた。

キーワード：鉄筋コンクリート構造, 耐震修復経費, 修復費用関数

1. はじめに

建築物の耐震設計法に対して性能設計の考え方を適用する方法が検討されている。これまでの耐震設計法が性能を全く意識していなかったわけではないが、既往の耐震設計法と性能設計法が区別されるのは、建築物の性能を明示しているか否かである。明示される建築物の耐震性能として現在検討されている代表的なものが、安全性能、修復性能、使用性能の3つである。地震時に建築物が倒壊せずに人命を確保する目的で満たされるべき安全性能は、構造物の工学的応答量からその限界状態を定めることができると考えられる。また、機能上の不具合を生じないことを担保する使用性能についても、構造物の工学的応答量からその限界状態を定めることができると考えられる。一方、修復性能については、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説¹⁾において、修復限界状態を部材の残留ひび割れを支配的な指標として「補修が必要ではあるが、継続使用も可能」なレベルと「そのまま継続使用は難しいが、大規模な補修または補強により十分に経済的な復旧が可能」というレベルの2段階に分類している。修復限界状態が多段階に分類されるということは、

修復限界状態というものが本質的には工学的応答量から一義的に決められるものではなく、建築主(ユーザー)の意思決定により補修の要否が異なる場合があること、つまり、経済的に修復してもよいと判断される限界が異なる場合があることを意味している。すなわち、建築物の修復性能とは本質的に建築物の経済性能であると考えることができる。建築物の修復性能が経済性能であるならば、地震時の修復性能は、地震時損失額あるいは地震時の復旧にかかるコストによってその性能を評価するのが好ましい。これまでも、地震時損失額あるいは地震時の復旧コストの評価を目的とした地震ロス関数の構築について数多く報告されている(例えば²⁾)。しかし、地震ロス関数は、地震ハザード解析の結果と掛け合わせることで地震時損失額を算出する目的で構築されるものであるため、通常、最大地動加速度に対する損失期待値として求められるものである。一方、本研究では、建築物の性能をより直接的に評価できるよう、部材の損傷量評価に基づく修復費用の算出を試みた。

2. 地震ロス関数の構築

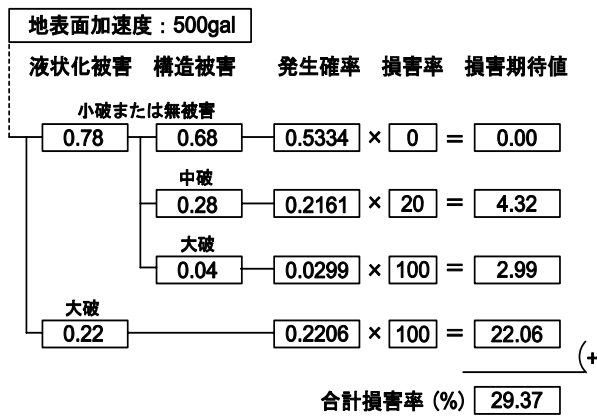
一般に地震ロス関数の構築においては、イベ

*1 東京大学生産技術研究所 助手 博士(工学)(正会員)

*2 東京大学大学院 工学系研究科 助教授 工博(正会員)

*3 東京大学大学院 工学系研究科 助手 修士(工学)(正会員)

ントツリー分析が用いられる（図－1）。当該建築物のフラジリティの仮定より，加速度に対する被害率をイベントツリーの各ノードごとに設定し，算出された合計損害率を縦軸に，加速度を横軸にして描いた曲線が地震ロス関数となる。この方法は，建物の損傷を損傷度（小破・中破・大破など）による大まかな区分で評価するフラジリティの仮定に従うしかなく，建物の損傷量を評価する方法には適さない。



図－1 イベントツリーの例

3. 修復費用関数の構築

修復費用関数の構築においては，まず建物の部材レベルでの損傷量を評価することからはじめる必要がある。

3.1 部材の損傷量評価

(1) 変形成成分の分離

ひび割れ量の推定に関する幾何学的機構（図－2）においては，まず，部材の変形を曲げ変形とせん断変形に分離し，曲げによる損傷（ひび割れ）とせん断による損傷（ひび割れ）とを独立に扱うことで，部材の変形量を具体的な損傷に換算する。はじめに，部材の変形量 δ が，曲げによる変形量 δ_B とせん断による変形量 δ_S で

$$\delta = \delta_B + \delta_S \quad (1)$$

のように分離されるとする。このとき，せん断変形量が曲げ変形量に比例すると仮定し，

$$\delta_S = \beta \cdot \delta_B \quad (2)$$

と表わされるものとする。現実的には，大きな損傷を被る範囲においても比例係数 β によって

せん断変形量と曲げ変形量の比例関係が成り立つとは考えにくく，係数 β 自体が変動係数になると考えられるが，ここでは簡単のために弾性論による式から係数 β を比例係数として仮定する。両端固定の曲げ変形量は， P を作用外力， EI を曲げ剛性とするとき，

$$\delta_B = \frac{P \cdot h_0^3}{12EI} \quad (3)$$

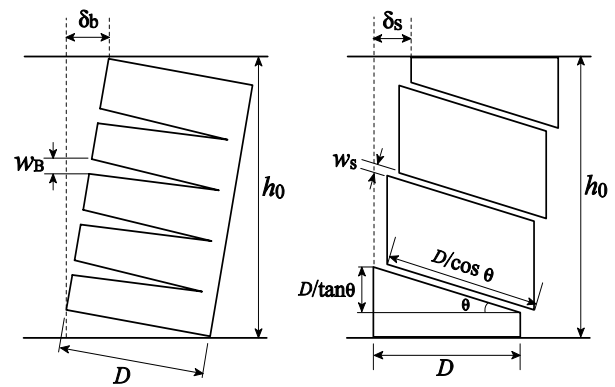
一方，せん断変形量は GA をせん断剛性として，

$$\delta_S = \int_0^{h_0} \frac{\tau_{ave}}{G} dx = \int_0^{h_0} \frac{P}{GA} dx = \frac{P \cdot h_0}{GA} \quad (4)$$

と表わされ，比例係数 β は，

$$\frac{\delta_S}{\delta_B} = \beta = \frac{12EI}{GA \cdot h_0^2} \quad (5)$$

となる。



(a) 曲げひび割れ変形モデル (b) せん断ひび割れ変形モデル

図－2 幾何学的なひび割れ発生モデル

(2) ひび割れ量の予測

図－2 の幾何学的モデルにおいて曲げ変形モデルについては，部材角 R_B が，

$$R_B = \frac{\delta_B}{h_0} = \frac{\sum w_B}{x} \quad (6)$$

と表わされるとする。ここに， x ：ひび割れが開いている部分の材軸直交方向長さ（部材せい D 以下，全部開いているときは $x=D$ ）である。ここで，平均ひび割れ幅については，

$$w_B = \frac{R_B \cdot x \cdot S_{av}}{h_0} = \frac{R_B \cdot x}{(h_0/S_{av})} \quad (7)$$

と表わされる。ここに， S_{av} ：平均ひび割れ間隔， h_0/S_{av} ：部材全長あたりのひび割れ本数に相当。従って，総ひび割れ長さ L_B は，

$$L_B = \frac{h_0}{S_{av}} \cdot x \quad (8)$$

と表わされる。一方、せん断変形モデルについては、部材角 R_S が、

$$R_S = \frac{\delta_s}{h_0} = \frac{\sum w_s \cdot \sin \theta}{h_0} \quad (9)$$

と表わされるとする。ここで、平均ひび割れ幅については、

$$w_s = \frac{R_s \cdot h_0}{\sin \theta \cdot (h_0 / S_{av})} = \frac{R_s \cdot S_{av}}{\sin \theta} \quad (10)$$

と表わされる。従って、総ひび割れ長さ L_S は、

$$L_S = \frac{h_0}{S_{av}} \cdot \frac{D}{\cos \theta} \quad (11)$$

と表わされる。

このとき、平均ひび割れ間隔 S_{av} が、

$$S_{av} = \left(\alpha + \beta \frac{A_{ce}}{m} \right) \quad (12)$$

と表わされるものと仮定する³⁾。ここで、 α : 定数 4.36, β : 係数 0.137, A_{ce} : 引張有効断面積 ($=2b(D-d)$), b : 部材幅, d : 部材有効せい, m : 異形鉄筋本数で A_{ce} 中に均等に分散しているものとする。本来、(12)式の平均ひび割れ間隔は曲げひび割れに対して検討されたものであるが、本論文では、せん断ひび割れに対しても同じ式が適用できると仮定した。ちなみに CEB-FIP Model Code 1978⁴⁾では、曲げひび割れに関する平均ひび割れ間隔とせん断ひび割れに関する平均ひび割れ間隔は同じ式で表わされ、せん断ひび割れに関する平均ひび割れ間隔の式には、部材有効せい d と圧縮領域せい x の差に依存する上限が条件として付加されている。

(3) 欠損面積の予測

ひび割れ量に関する研究に比べて、欠損面積の予測に関する研究は殆ど見られない。そこで、吉岡による WS シリーズ試験体⁵⁾16 体のひび割れ図を画像データとして読み込み、欠損部分として認められるピクセル数を計測することで欠損面積を測定し、欠損面積の進展に関する損傷量予測を検討した。

ひび割れ図における欠損面積の総和を、部材

領域に渡る単位面積あたりの欠損面積に換算した損傷量を欠損率 [m^2/m^2] と定義し、各試験体の破壊モード別に試験体を分類して、部材角に対する欠損率の進展状況を示したのが図-3 である。

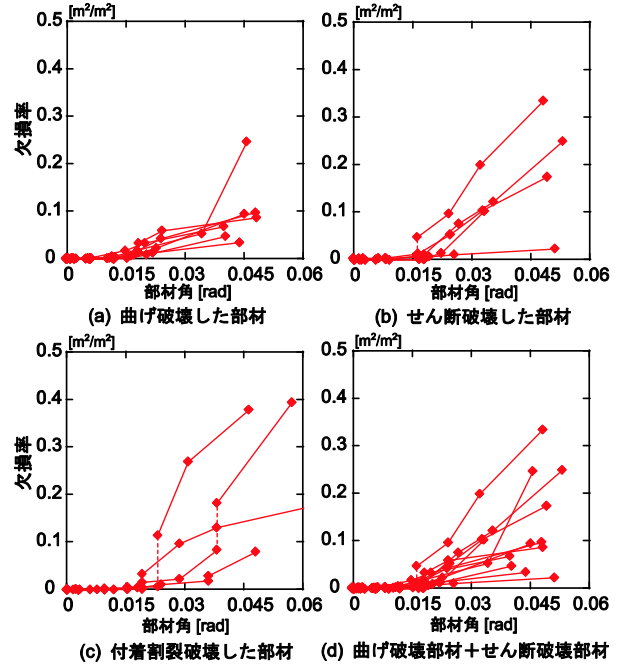
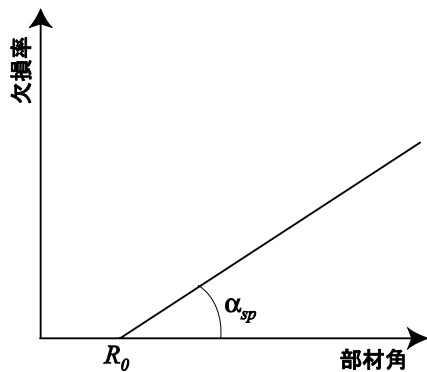


図-3 部材角-欠損率関係

付着割裂破壊した試験体 (図-3(c)) については試験体数が少なくバラツキも大きいため、ここでは、ひび割れ量予測での分類にならない、曲げ破壊した試験体 (図-3(a)) およびせん断破壊した試験体 (図-3(b)) の2種類 (図-3(d)) について対象とした。ここで、図-3 の欠損率を図-4 のようにモデル化する。最小二乗法による近似式から、当該試験体においては、曲げ破壊した試験体では欠損開始部材角 $R_0=0.009$, 欠損率増加係数 $\alpha_{sp}=2.60$, せん断破壊 (曲げ降伏後にせん断破壊した試験体を除く) した試験体では $R_0=0.011$, $\alpha_{sp}=6.24$ となった。曲げ破壊した試験体およびせん断破壊した試験体に、曲げ降伏後にせん断破壊した試験体を加えた平均では、 $R_0=0.01$, $\alpha_{sp}=3.67$ となった。

以上より、部材変形角 $R=(\delta_B+\delta_S)/h_0$ から、平均ひび割れ幅、総ひび割れ長さ、欠損面積を損傷量として予測することが可能になる。



図－４ 部材角－欠損率関係のモデル化

3.2 補修単価

鉄筋コンクリート構造部材の損傷状態に応じた補修工法として、表－１のような工法が考えられる。本論文では、選択される補修工法、および、損傷量あたりの補修費用単価の平均的な値を建築施工単価⁶⁾より表－２のように仮定する。ここで、仮設足場工事の敷設単価を2000[円/掛 m²]と仮定し⁷⁾、内柱の場合は足場無し、内梁の場合は足場を半層分、外側に面している柱の場合は足場を当該層の床高さまで、外側に面している梁の場合は足場を当該層の床高さ＋半層分の高さまで組むものと仮定した。

上記に挙げた補修単価のほかに、実際の補修工事においては、構造部材の仕上げおよび非構造部材要素に関わる補修費用の他、直接工事費以外の間接的な費用が工事期間に比例してかかるものと予想されるが、本論文の修復費用関数の構築においては、これらを検討対象から外している。

表－１ 構造部材要素の補修工法例

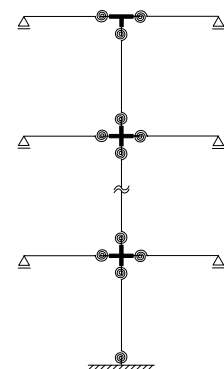
損傷内容	損傷状態	補修工法
ひび割れ	幅 0.2mm 以下	シーリング工法
	幅 1mm 以下	エポキシ樹脂注入工法
	幅 1mm 以上	Uカット+シーリング工法 エポキシ樹脂充填工法
欠損・剥落	欠損率 0.05 未満	樹脂モルタル充填工法
	欠損率 0.05 以上	鋼板巻き+モルタル注入 コンクリート打直し

表－２ 選択される補修工法の補修費用単価例

損傷内容	選択される補修工法	補修費用単価
ひび割れ	シーリング工法	910[円/m]
	(自動式低圧)樹脂注入工法	6600[円/m]
	樹脂充填工法	12540[円/m]
欠損・剥落	樹脂モルタル充填工法	27000[円/m ²]
	鋼板巻+モルタル注入工法 コンクリート打直し	54230[円/m ²]

4. 修復費用関数の試算例

鉄筋コンクリート建物の修復費用関数試算例として、無限均等ラーメンから柱１本とそれに取り付く梁を梁の中央で切り出したキの字型の平面骨組を対象に（図－５）、静的漸増載荷解析を行ない、修復費用の増加率を求めた。



図－５ 対象構造物の解析モデル

4.1 構造物のモデル

9 階建ての構造物で、階高は各層で 3.5[m]、スパンは 6.0[m]、各階の重量は同一とし単位面積あたりの慣性質量は 1200[kg/m²]とする。断面寸法は上方漸減型とし、1 層柱寸法を 753[mm]×753[mm]として、柱寸法は 3 層ごとに 5%ずつ減少させ、コンクリート強度は下から 3 層ごとに 42[N/mm²]、39[N/mm²]、36[N/mm²]とした。梁せいは柱せいの 0.95 倍、梁幅は梁せいの 0.75 倍とした。

設計用外力分布として A_i 分布を用いて、設計用ベースシア係数が 0.3 となる降伏強度を定めた。併せて、全体降伏機構を形成するように、

降伏を計画する 1 層の柱脚，最上階の柱頭および中間層の梁部材の降伏強度は設計用応力の 1.0 倍とし，降伏を計画しない部材の降伏強度は設計用応力 1.3 倍とした。

部材モデルには材端ばねモデルを用いており，剛域長さを，柱部材では 0.35[m]，梁部材では 0.45[m]と仮定した。部材の復元力特性はトリリニア型とし（図-6），ひび割れ強度 $M_c = 0.56\sqrt{F_c}$ ，降伏点剛性低下率を 0.3，降伏後剛性低下率を 0.01 と仮定した。

4.2 静的漸増載荷解析結果

前節に示した構造物モデルについて静的漸増載荷解析を行なった結果を，各層の層せん断力－層間変形角関係として図-7 に示す。各層の降伏変位は，小さいもの（最上層）では層間変形角が 1/350 程度，大きいもの（中下層）では層間変形角が 1/120 程度であった。

4.3 修復費用関数の試算結果

前節の静的漸増載荷解析結果から修復費用関数を算出するには，(1)式～(12)式によるひび割れ量の評価および図-4 に示したモデルによる欠損率評価が必要になる。本研究では次のような仮定のもとと損傷量評価を行なった。

(6)式～(8)式において，ひび割れが開いている部分の材軸直交方向長さ x は部材せい D で表わされるものと仮定した。(9)式～(11)式において，せん断ひび割れが材軸直交方向に対してなす角度 θ は 45° になるものと仮定した。(12)式において，引張有効断面積 A_{ce} は $bD/4$ で表わされるものと仮定し，さらに， A_{ce} 中に均等に分散しているものとする異形鉄筋本数 m は $m=8$ であると仮定した。

上記の仮定に基づいて評価した損傷量に，表-1 および表-2 に示した補修工法の選択および補修単価の仮定を適用して，各部材レベルでの補修費用を算定し，これを 3.2 節に示した仮設足場工の仮定に従って構造物全体系の補修費用へと積算した。建物の頂部変位から求めた全体変形角を横軸に，積算された補修費用を図示したものが図-8 である。

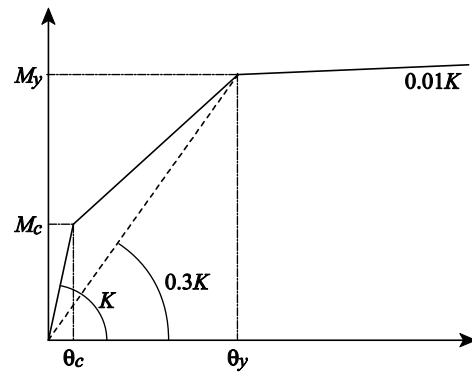


図-6 部材の復元力特性

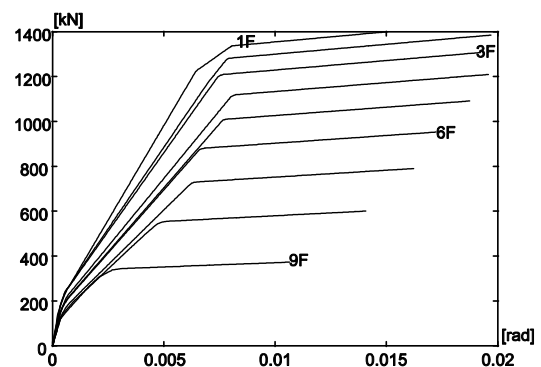
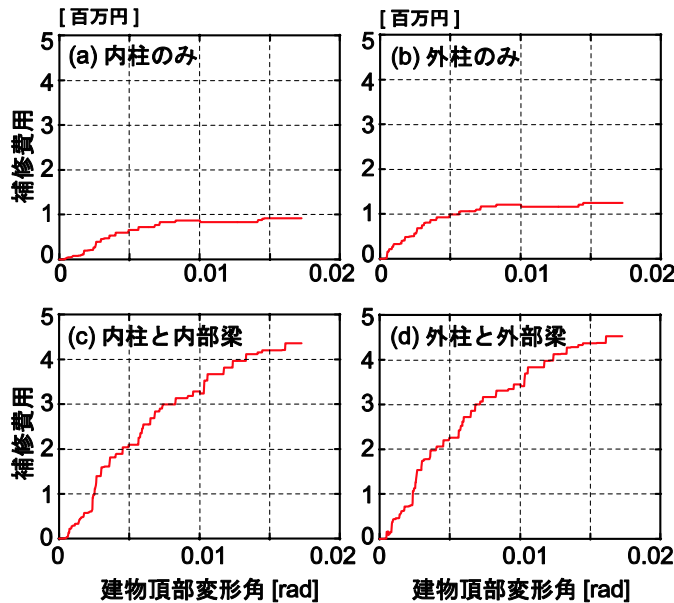


図-7 各層の層せん断力－層間変形角関係

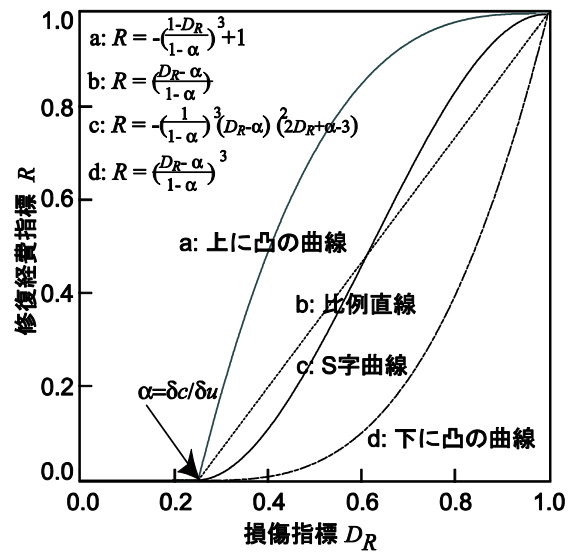
補修費用の算出においては，仮設足場を組む箇所が外構面か建物内部かの影響を検討したほか，補修が比較的容易な柱のみを補修対象とする場合と，床あるいは天井などで補修が比較的困難となる梁についても補修対象とする場合の比較検討を行なった。

図-8(a)と(b)の間に見られる補修費用の増分（変化分）は完全に仮設足場設置の有無による違いであるが，図-8(c)と(d)においては，建物内部の部材であっても仮設足場を敷設する梁の補修を対象としているために，補修費用の差が殆ど見られない。一方，図-8(a)と(c)あるいは図-8(b)と(d)を比較すると，本論文の建物モデルでは，大変形に至るほど梁の補修にかかる費用が支配的な費用となることがわかる。

以前より筆者らは，RC 建物の損傷に対する修復経費の関係を簡単な関数で表すモデル⁸⁾を提案してきた（図-9）。図-9 のモデルでは，修復経費を実際の補修費用ではなく新築費用で規準化した修復経費の指標 R で表現し，損傷を



図－8 修復費用関数の試算例



図－9 筆者らが提案している⁸⁾モデル

建物変形角ではなく損傷指標 D_R で表現している。ここで、文献 8)における損傷指標 D_R は、累積損傷を考慮しない漸増载荷において、Park の損傷指標⁹⁾から履歴エネルギーに基づく項を除いた

$$D_R = \frac{\delta_M}{\delta_u} \quad (13)$$

と表わされることから、損傷指標 D_R を終局変形で規準化した最大変形を表わすものと考え、変形角から損傷指標 D_R への換算が、補修費用から規準化した修復経費指標 R への換算同様に、比例的に行われると考えることが出来る。以上を踏まえると、本論文における修復費用の試算結果では、上に凸の曲線で表わされる提案モデルが本研究で検討した修復費用関数を近似するモデルになると推測される。

5. まとめ

鉄筋コンクリート構造物の平面的な損傷量に応じて算出される修復費用をモデル化し、鉄筋コンクリート構造物の耐震修復性能評価に用いる「修復費用関数」の作成を試みた。本論文の例では、梁を補修対象とすると仮設足場工費によって修復費用が増大し、特に大変形において柱の修復経費に比べて梁の修復費用の増大が顕

著であった。

今後、軸方向力に応じた残留変形に基づく損傷量の算出や、部材の損傷状態を3次元的に捉えた損傷量指標について検討を進める必要がある。

謝辞

本研究の解析作業にあたっては東京大学大学院の朴哲敏氏に全面的に協力いただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物耐震性能評価指針（案）・同解説、日本建築学会、2004.1.
- 2) 阿知波正道、水谷守：広域に存在する施設群に対する地震リスク評価(Part 3 損害保険ポートフォリオ解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、C-2, pp.43-44, 2001.9.
- 3) 森田司郎：コンクリートのひび割れ幅制限で決まる鉄筋の供用応力度、セメント技術年報、第23巻、pp.552-556, 1969.
- 4) CEB-FIP：Model Code for Concrete Structures, Apr. 1978.
- 5) 吉岡研三：鉄筋コンクリート柱の強度と変形能、東京大学学位論文、1978.4.
- 6) 財団法人 経済調査会：建築施工単価 2004 年秋号、財団法人 経済調査会、2004.10.
- 7) 小原孝之、金子修、金刀督純、三島徹也：橋脚のライフサイクルコスト算定に関する一考察、コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.1957-1962, 2003.7.
- 8) 高橋典之、塩原等、小谷俊介、東川敬子：鉄筋コンクリート建物構成要素のライフサイクル修復経費に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.43-48, 2002.6.
- 9) Y. J. Park and A. HS. Ang：Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp.722-739, Apr. 1985.