

論文 複数回地震動を受ける鉄筋コンクリート構造物の損傷量推定手法に関する考察

高橋 典之*1・中埜 良昭*2

要旨: 鉄筋コンクリート構造部材に関する既往の幾何学的なひび割れ-変形モデルに、ひび割れ幅分布の確率密度関数を離散化して当てはめることで、最大ひび割れ幅以外のひび割れ幅となるひび割れについて、主なひび割れ幅別にひび割れ長さを推定する方法を検討した。この方法を用いて、最大応答からの除荷時変形と地震終了時の残留変形が異なるにも関わらず、最大残留ひび割れ幅が等しいために同じ損傷度として評価されていた部材について、最大残留ひび割れ幅となるひび割れ以外の残留ひび割れ幅も評価対象にすることで、修復性能の差を表示できる可能性を示した。また、この方法を用いた簡単なケーススタディを行った。

キーワード: ひび割れ幅、ひび割れ長さ、損傷量、修復性能

1. はじめに

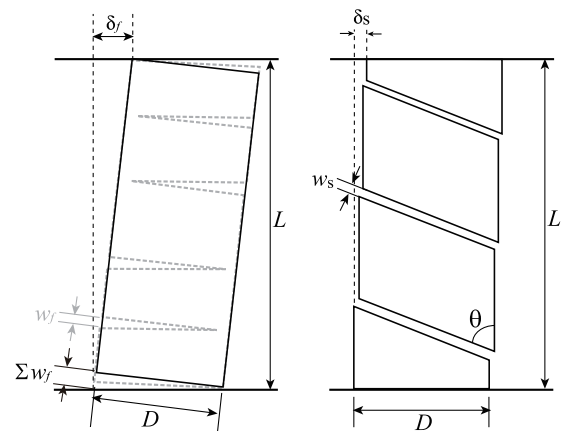
現在、地震で被災した建物の耐震安全性を確認する方法として、応急危険度判定¹⁾や被災度区分判定²⁾など幾つかの方法が基準として定められ、実際に活用されている。これらの判定基準で、耐震安全性が著しく低下しているわけではない被災建物でも(損傷度が「中破」「半壊」レベル以下でも)、建築主の経済的事情によって最終的に取り壊さざるを得なくなる場合がある。そこで、地震に対する構造的被害のみならず経済的被害の最小化が注目されるようになり、建物の耐震性能として修復性能あるいは復旧性能に着目した研究が進められ、損傷発生箇所の限定や残留変形の抑制を計画する「損傷制御設計」という設計手法も検討されるようになってきた³⁾。損傷制御設計の有効性を評価するには、損傷制御設計されていない建物に比べて修復性能あるいは復旧性能がどれだけ向上しているのかを判断する必要があるが、そのためには、修復性能あるいは復旧性能が定量的に表示されなければならない。しかし、既往の損傷度や損傷指標は、耐震安全性に関する余裕度として表されるものであり、修復あるいは復旧にかかる費用や時間を評価するための定量的な情報を表すものではない。

これまで筆者らは、鉄筋コンクリート建築構造物を対象として、既往の損傷指標に対して「修復費用関数」という概念(モデル)をあてがうことで、修復性能を定量的に評価する方法について検討を行ってきた⁴⁾。本論文では、修復費用関数の算出根拠となりうる「部材表面に表出する損傷量」をひび割れ幅とひび割れ長さを組合せた量として推定するモデルについて検討した。

2. 幾何学的モデルを用いたひび割れ量の推定方法

2.1 幾何学的なひび割れ-部材変形モデルの概要

日本建築学会の「鉄筋コンクリート造建物の耐震性能



(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-1 幾何学的なひび割れ-変形モデル⁵⁾

評価型設計指針(案)・同解説⁵⁾では、部材の曲げひび割れ幅およびせん断ひび割れ幅と、部材変形との関係について、図-1に示す幾何学的なモデルを用いて説明している。この幾何学的なモデルによれば、曲げ変形成分 R_f とせん断変形成分 R_s の合計で表される部材角 R は、

$$R = R_f + R_s = \frac{\sum w_f}{D - x_n} + \frac{\sum w_s \cdot \cos \theta}{L} \quad (1)$$

と記すことができる。ここに、 $\sum w_f$: 曲げひび割れ幅の材軸方向への合計、 $\sum w_s$: せん断ひび割れ幅の合計、 D : 部材せい、 x_n : 圧縮縁から中立軸までの距離、 θ : せん断ひび割れと材軸のなす角度、 L : 部材内法スパンである。

一方、最近実施された杉らの実験⁶⁾によれば、図-1の幾何学的ひび割れモデルにおけるせん断ひび割れ幅とせん断変形の関係ではせん断変形が過小評価されることが指摘されている。杉らの提案をもとに幾何学的なひび割れ-変形モデルを表すと図-2のようになる。指針⁵⁾の幾何学的なひび割れ-変形モデルでは、せん断ひ

*1 東京大学 生産技術研究所 助教 博(工) (正会員)

*2 東京大学 生産技術研究所 教授 工博 (正会員)

び割れ幅の分だけ、せん断ひび割れ直交方向に部材セグメントが平行移動するという仮定に基づいているが、杉らによれば、せん断ひび割れに着目した部材実験によって、せん断ひび割れ方向へのせん断ひび割れずれ v_s が(1)式よりもさらに生じることが示されており、図-2のせん断ひび割れ幅とせん断変形量との関係を(1)式と同様に定式化すると、

$$R = R_f + R_s = \frac{\sum w_f}{D - x_n} + \frac{2 \sum w_s \cdot \cos \theta}{L} \quad (2)$$

と表される。本論文では表出するひび割れに着目した部材実験結果に基づく(2)式のモデルを用いることにする。

2.2 幾何学的ひび割れ発生モデル

(1) 最大ひび割れ幅・平均ひび割れ幅と残留変形

終局変形（または部材角）に対する経験最大変形（または部材角）や最大残留ひび割れ幅が分かると、既往の損傷度あるいは損傷指標への読み替えができるようになるが、それだけでは部材表面に表出する損傷量、ひいては、修復性能・復旧性能を評価できない。

指針⁵⁾では、図-3に示すように最大応答からの除荷時変位と地震終了時の残留変位とが異なっているが、最大残留ひび割れ幅がほぼ同じになると述べている⁷⁾。ここで幾何学的なひび割れ-変形モデルに立ち返り、最大残留ひび割れ幅が等しいまま部材変形角が異なる状態を考えると、図-4に示すように、最大残留ひび割れ幅を示すひび割れを除くその他のひび割れの幅が異なっている（あるいは閉じて）いる、すなわち、平均残留ひび割れ幅が異なることになる。終局変形に対する経験最大変形および最大残留ひび割れ幅が等しい2つの構造物について一方の地震終了時の残留変形が小さい場合、2つの構造物の損傷度・損傷指標は概ね等しく評価・算定されるにも関わらず、残留変形が小さい（平均ひび割れ幅が小さい）構造物は、ひび割れ幅に応じた補修工法の選択によって修復費用単価が安くなるため、修復性能の良い建物であると評価される。修復性能を評価するには、損傷度、損傷指標、残留ひび割れ幅の最大値だけでなく、部材表面に生じた全てのひび割れについて幅や長さといった損傷量を知る必要がある。

(2) ひび割れ幅分布のモデル化

指針⁵⁾では、最大残留ひび割れ幅 w_{max} に対する残留ひび割れ幅合計 $\sum w$ の比を n （曲げの場合 n_f 、せん断の場合 n_s ）とすると、 n_f は概ね2程度、 n_s は概ね3~4程度になると述べているが、これは、部材に多数発生したひび割れを縮合して表現した「幾何学的なひび割れ-変形モデル」において、ひび割れとして表されている部材セグメント間の空隙の数に相当するものである。実際には、全てのひび割れが最大残留ひび割れ幅と等しいひび割れ

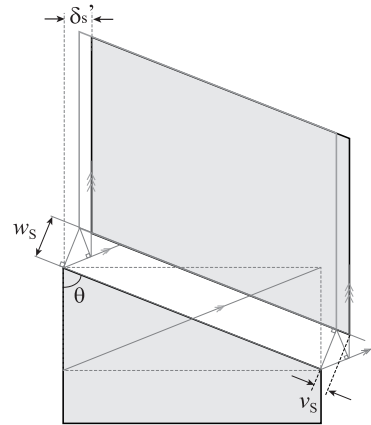


図-2 杉らの提案に基づく幾何学的せん断ひび割れモデル

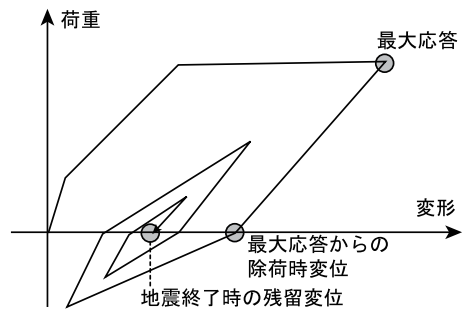
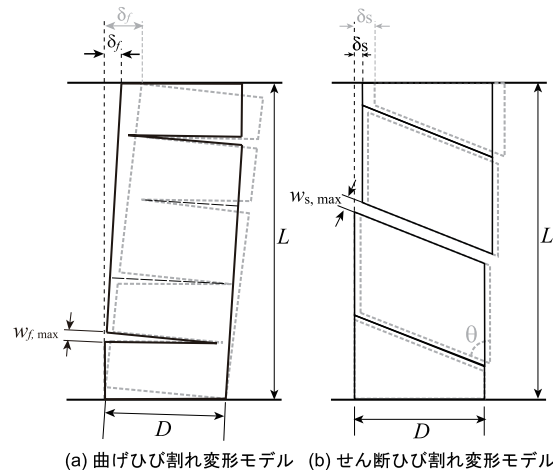


図-3 最大応答からの除荷時変位と残留変位の関係⁵⁾



(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-4 幾何学的なひび割れ-部材変形モデルと残留変位

幅を有しているわけではないので、幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて縮合されているひび割れよりも、もっと多くのひび割れに分解された状態でひび割れが部材表面に表出していると考えられる。

そこで、部材表面に表出している全てのひび割れについて、各々のひび割れ幅がどのように分散しているのかを検討する。滝本らの実験結果⁸⁾によれば、横軸にひび割れ幅をとり、縦軸に総ひび割れ長さに対する該当ひび割れ幅となるひび割れ区間の長さの比率（以下、ひび割れ長さの比率と記す）をとると、ひび割れ幅の分布はほ

ば対数正規分布に従う。ただし、滝本らの実験結果は、ひび割れ幅分布（対数正規分布）が部材変形（部材角 R ）の進行に従って変化することも示しており、任意の部材変形（部材角 R ）に対するひび割れ幅分布を求めるには、ひび割れ幅分布（対数正規分布）を定める2つのパラメータ（確率変数の対数の平均値 μ および標準偏差 σ ）のモデル化が必要となる。本論文では、滝本らの実験結果を踏まえて標準偏差 σ を 1.1 と仮定し、任意の部材角 R に対して平均値 μ が求められるようなモデルを考える。

平均ひび割れ幅 w_{av} が、ひび割れ幅分布（対数正規分布）の期待値 $E(X)$ として、

$$w_{av} = E(X) = \exp\left(\mu + \frac{\sigma^2}{2}\right) \quad (3)$$

で表されるものとする。CEB-FIP Code 1978⁹⁾によれば、平均ひび割れ幅 w_{av} と最大ひび割れ幅 w_{max} との関係は、曲げひび割れについては概ね、

$$w_{max} = 1.7 \cdot w_{av} \quad (4)$$

と表され、せん断ひび割れについては概ね、

$$w_{max} = 1.7 \cdot \kappa_w \cdot w_{av} \quad (5)$$

と表される。ここに、 κ_w ：ひび割れ間隔にあるせん断補強筋の角度による影響を考慮した係数で、せん断補強筋が材軸となす角度が 90° のあばら筋の場合 $\kappa_w=1.2$ 、 $45\sim 60^\circ$ のあばら筋の場合 $\kappa_w=0.8$ である。いま(2)式が n_f, n_s, w_{max} を用いて、

$$R_f + R_s = \frac{n_f \cdot w_{f,max}}{D - x_n} + \frac{n_s \cdot w_{s,max} \cdot 2 \cos \theta}{L} \quad (6)$$

と表されることに着目すれば、一般的な矩形断面の柱および梁に配されているせん断補強筋（材軸となす角が 90° ）を想定した場合、(4)式と(5)式を(6)式に代入すると、

$$R_f + R_s = \frac{1.7 \cdot n_f \cdot w_{f,av}}{D - x_n} + \frac{4.08 \cdot n_s \cdot w_{s,av} \cdot \cos \theta}{L} \quad (7)$$

を得る。標準偏差 $\sigma=1.1$ を仮定した(3)式に、(7)式の曲げ変形分（両辺第1項）およびせん断変形分（両辺第2項）を代入すると、曲げ変形分とせん断変形分を分離した任意の部材角 R_f および R_s に対して、曲げひび割れ幅分布を与えるパラメータ μ_s およびせん断ひび割れ幅分布を与えるパラメータ μ_f がそれぞれ求められる。図-5 に平均ひび割れ幅 w_{av} が 0.3mm および 0.5mm のひび割れ幅分布例を示す。

3. ひび割れ幅分布確率密度関数の離散化

(1) ひび割れ幅分布離散化の目的と方針

図-5 のひび割れ幅分布は連続的な確率密度関数とし

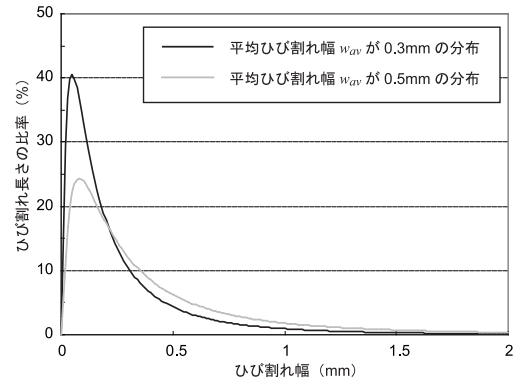


図-5 ひび割れ幅分布の例

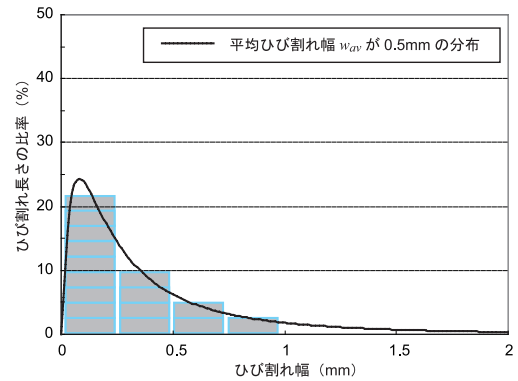


図-6 ひび割れ幅分布の離散化例

て表されているが、実際にはひび割れ幅の上限（すなわち最大ひび割れ幅 w_{max} ）が存在する。そこで、最大ひび割れ幅 w_{max} 以下のひび割れ幅について幾つかの階級に分類して確率密度関数を離散化し、幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて縮合されているひび割れを分解するモデルを検討する。これは、ひび割れ幅に応じて補修工法が異なることを踏まえて、ひび割れ幅を n_{class} 個の階級数で分類し、各階級のひび割れ幅代表値 ($w_{max}, w_{n_{class}-1}, \dots, w_1$) ごとのひび割れ長さを推定できるようになれば、補修工法に応じた修復費用単価を当該階級のひび割れ長さに乗じることで損傷量を修復費用に換算することが可能になると考えてのことである。

図-6 は、平均ひび割れ幅 w_{av} を 0.5mm（最大ひび割れ w_{max} 幅を(4)式より 0.85mm と仮定）としたときのひび割れ幅分布について、ひび割れ幅を4つの階級に分類した場合の離散化例である。図-6 の確率密度関数の値を読み取ると、ひび割れ幅が $w_{max}=0.85mm$ となるひび割れ区間長さが総ひび割れ長さに占める比率はおおよそ 2.5% である。一方、離散化したグラフにおいては、図-6 の最大ひび割れ幅 w_{max} を含む階級 ($w=0.73\sim 0.97$ の区間) に分類されたひび割れ長さの総ひび割れ長さに対する比率は、対数正規分布関数の定積分より、

$$\int_{0.73}^{0.97} \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sigma \cdot x} \exp\left(\frac{-(\ln x - \mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}\right) dx = 0.062 \quad (8)$$

およそ 6.2%となる。幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて縮合されているひび割れを実際に近い状態に分解する際、最大ひび割れ幅の階級に分類されるひび割れ区間長さが総ひび割れ長さに占める比率が、最大ひび割れ幅を有するひび割れ1本の長さが総ひび割れ長さに占める比率と近くなるようにひび割れ幅の分類数を定めることができればよい。仮に、最大ひび割れ幅となるひび割れ1本のみが発生している部材の場合、幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて部材セグメント間の空隙の数が1本で表されるのが最も妥当であり、このとき、ひび割れ幅分布の離散化におけるひび割れ幅の階級数は1とすればよい。

(2) 離散化ひび割れ幅分布の階級数

前述した方針に基づき離散化ひび割れ分布の階級数を定める方法について具体的に説明する。その際必要となる平均総ひび割れ長さ l_{av} の求め方についてははじめに説明する。

既往の研究^{例えば 9)~11)}において平均ひび割れ間隔 S_{av} を求める方法が幾つか提案されており、いずれかの方法で平均ひび割れ間隔 S_{av} を定めることができれば、平均総ひび割れ長さ l_{av} は幾何学的にほぼ決定する。具体的には、曲げ変形に対する平均総ひび割れ長さ l_{av} は、

$$l_{av} = \frac{\zeta \cdot L \cdot (D - x_n)}{S_{av}} \quad (9)$$

と表わされる(図-7)。ここに、 L : 部材長、 D : 部材せい、 ζ : ひび割れ程度を表す無次元数で、

$$\zeta = 1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{scr}}{\sigma_s} \right)^2 \quad (10)$$

と表され、 σ_{scr} : ひび割れ発生時の鉄筋応力、 σ_s : 鉄筋応力、 β_1 : 付着特性を表わす係数(異形鉄筋=0.4, 丸鋼=0.8)、 β_2 : 繰返しの影響を表わす係数(処女載荷=1, 繰返し載荷=0.5)である。ちなみに $\beta_1=0.4$, $\beta_2=0.5$ を仮定するとひび割れ程度を表す無次元数 ζ は、

$$\zeta = 1 - \frac{E_s \cdot \sigma_{ct}}{5E_c \cdot \sigma_s} \quad (11)$$

と表すこともできる。ここに、 E_s : 鉄筋の弾性係数、 E_c : コンクリートの弾性係数、 σ_{ct} : コンクリートの引張強度である。一方、せん断変形に対する平均総ひび割れ長さ l_{av} は図-8より、

$$l_{av} = \frac{D}{\sin \theta} \left(\frac{D \cos \theta + L \sin \theta}{S_{av}} - 2q \right) + \frac{q \cdot (q+1) \cdot S_{av}}{\sin \theta \cos \theta} \quad (12)$$

と表わされる。ここに、 L : 部材長、 D : 部材せい、 θ : せん断ひび割れと材軸のなす角度、 q : $D \cos \theta$ を S_{av} で除したときの商 ($D \cos \theta < S_{av}$ のときは $q=0$) である。

次に、最大ひび割れ幅を有するひび割れ1本の長さを $l_{1,max}$ 、ひび割れ幅分布確率密度関数を $f(X)$ 、離散化ひび割れ分布の階級数を n_{class} 、小数点以下を四捨五入する関

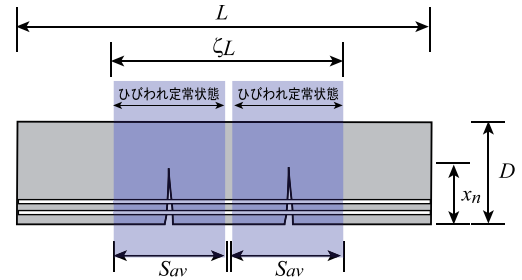


図-7 曲げ変形に対する平均総ひび割れ長さ

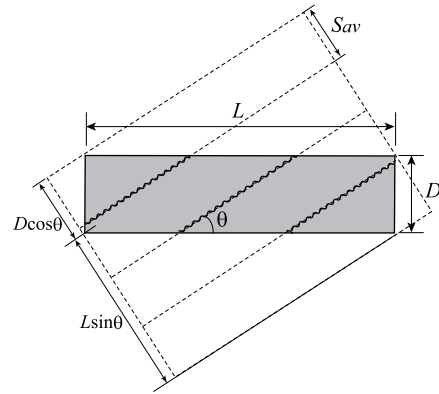


図-8 せん断変形に対する平均総ひび割れ長さ

数を $\text{round}\{x\}$ とおくと、離散化ひび割れ分布から推定される平均総ひび割れ長さ l_{av} は、

$$l_{av} = \sum_{i=1}^{n_{class}} \left[\text{round} \left\{ \frac{f \left(\frac{2i-1}{2n_{class}-1} \cdot w_{max} \right)}{f(w_{max})} \right\} \right] \cdot l_{1,max} \quad (13)$$

と表わされる。このとき、曲げ変形については(13)式が(9)式と、せん断変形については(13)式が(12)式と等しくなるような階級数 n_{class} を選択することで、幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて縮合されているひび割れを実際に近い状態に分解することができるようになる。ここで、最大ひび割れ幅を有するひび割れ1本が幾何学的なひび割れ-変形モデルにおける部材セグメント間の空隙と対応することを踏まえれば、最大ひび割れ幅を有するひび割れ1本の長さ $l_{1,max}$ は、曲げ変形の場合、

$$l_{1,max} = D - x_n \quad (14)$$

せん断変形の場合、

$$l_{1,max} = \frac{D}{\sin \theta} \quad (15)$$

として算定される。

(3) 離散化ひび割れ幅分布の作成

(13)式より幾何学的なひび割れ-変形モデルにおいて縮合されているひび割れを実際に近い状態に分解する準備ができた。ただし、(4)式および(5)式の平均ひび割れ幅 w_{av} と最大ひび割れ幅 w_{max} との関係は、最大応答からの除荷時変形のときに成立する関係で、地震終了時の残

留変形するときにも成立する関係ではないことに注意が必要である。すなわち、最大応答からの除荷時変形るときには、

$$(6)式 \Leftrightarrow (7)式 \quad (16)$$

であるが、地震終了時の残留変形るときは、

$$(6)式 \nrightarrow (7)式 \quad (17)$$

である。これらを踏まえて、本論文では、地震終了時の残留変形るときは、(6)式ではなく(7)式が成立するものと仮定して議論を進める。

幾何学的なひび割れ変形モデルにおいて縮合されているひび割れの分解例を示すため、**図-5**に示したひび割れ幅分布を用い、最大応答からの除荷時変形ときの平均ひび割れ幅が0.5mm、地震終了時の残留変形ときの平均ひび割れ幅が0.3mm、最大ひび割れ幅 w_{max} は指針⁵⁾に言及されているように不変であると仮定する。ここで、(13)式と(9)式あるいは(13)式と(12)式から階級数 n_{class} を求め、最大応答からの除荷時変形ときのひび割れ幅分布(平均ひび割れ幅が0.5mmのときのひび割れ幅分布)を離散化する。**図-9(a)**の模式図は、最大ひび割れ幅を有するひび割れ1本の長さ $l_{1,max}$ に対して平均総ひび割れ長さ l_{av} がおよそ $10 l_{1,max}$ で、階級数 n_{class} が3の場合を表している。次に、地震終了時の残留変形ときのひび割れ幅分布(平均ひび割れ幅が0.3mmのときのひび割れ幅分布)を同じ階級数 $n_{class}=3$ で離散化すると、(13)式より計算される平均総ひび割れ長さ l_{av} は $19 l_{1,max}$ となる。しかし実際には総ひび割れ長さ l_{av} が残留変形によって変わるわけではないので、平均総ひび割れ長さ l_{av} が先程と同じ $10 l_{1,max}$ になるように、最大ひび割れ幅を有するひび割れ幅の階級の対数正規分布関数定積分値が全体の0.1 ($=l_{1,max} / 10 l_{1,max}$) に相当するまで、最大ひび割れ幅を有するひび割れ幅の階級と隣り合う階級から順に対数正規分布関数定積分値が供給されるものとして、ヒストグラムを再分配することにした(**図-9(b)**)。最大応答からの除荷時変形るとき、ひび割れ幅 $w_{max}=0.85$ (0.68~1.02)mmとなるひび割れ長さが $l_{1,max}$ 、ひび割れ幅 $w_{class2}=0.57$ (0.34~0.68)mmとなるひび割れ長さが $2l_{1,max}$ 、ひび割れ幅 $w_{class1}=0.28$ (0~0.34)mmとなるひび割れ長さが $7l_{1,max}$ であったものが、地震終了時の残留変形るとき、ひび割れ幅 $w_{max}=0.85$ (0.68~1.02)mmとなるひび割れ長さが $l_{1,max}$ 、ひび割れ幅 $w_{class2}=0.57$ (0.34~0.68)mmとなるひび割れ長さが $l_{1,max}$ 、ひび割れ幅 $w_{class1}=0.28$ (0~0.34)mmとなるひび割れ長さが $8l_{1,max}$ となる。

4. ひび割れ量の試算

前章までの幾何学的ひび割れ発生モデルを用いて、ある部材変形角 R のときに n_{class} 個の階級数で分類されたひび割れ幅のごとのひび割れ長さを推定する方法を提案

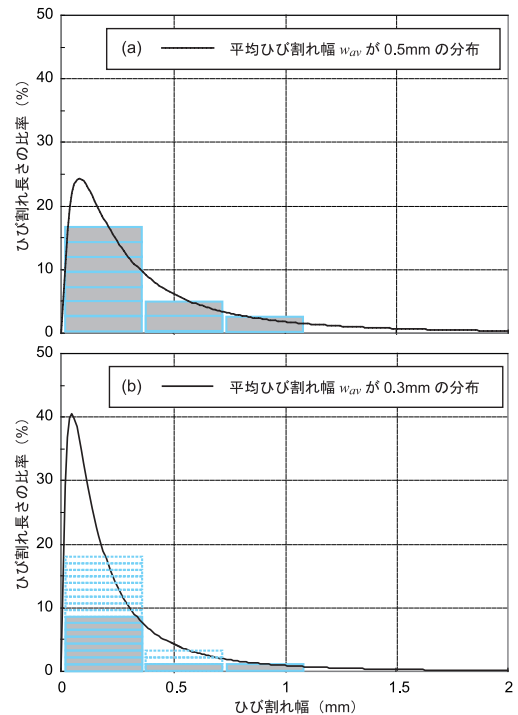


図-9 異なる残留変位時のひび割れ幅分布の離散化

した。本章では、構造部材を簡単な一自由度系とみなした非線形地震応答解析において、ひび割れ幅の階級別にひび割れ長さを推定する簡単なケーススタディを行う。

解析対象となる一自由度系の復元力特性は Tri-linear 型とし、履歴則に除荷剛性低減指数が0.4の Takeda モデル¹²⁾を用いた。減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数を5%とした。降伏強度の1/3をひび割れ点強度とし、降伏時剛性低下率を0.3、降伏後の剛性を初期剛性の0.01倍とした。降伏点割線剛性から求められる固有周期 T_y が0.3秒、重量に対する水平せん断耐力の比であるベースシア係数 C_0 が0.3となる部材系を想定し、応答塑性率 μ が4となるように入力地震動 (El Centro 1940 および Kocaeli 1999 の2つの強震記録) に倍率を乗じた。Takeda モデルの除荷剛性低減指数が定められている部材の最大応答が等しいとき、**図-3**における最大応答からの除荷時変位も等しく、幾何学的ひび割れモデルを適用して求められる最大残留ひび割れ幅も等しくなる。すなわち、最大残留ひび割れ幅から部材の損傷度を判断することが可能であるとすれば、最大応答が等しくなるよう入力地震動に倍率を乗じている限り、損傷度評価は地震動の時刻歴に拠らず一定となる。1波目の地震で一定の損傷度となった部材に続けて2波目の地震動が入力されるシナリオを考え、本章では倍率を乗じた El Centro 1940 の入力に続けて、倍率を乗じた Kocaeli 1999 の入力を同位相および逆位相とする2ケースを検討し、**図-10**の応答時刻歴を得た。

1波目の地震で応答塑性率4を経験しても耐震安全性

を著しく損なわず2波目を経験し得ること、Takedaモデルに従う履歴を有することを踏まえ、曲げが卓越する部材と考え、簡単のため全体変形に対する曲げ変形の割合 α が0.75¹³⁾、 $D=250\text{mm}$ 、 $L=1000\text{mm}$ 、 $\theta=45^\circ$ となる部材を仮定し、最大応答からの除荷時変形を部材角 $R_f=0.013\text{rad}$ と $R_s=0.0045\text{rad}$ に分離できたとすれば、(6)式および(7)式から $w_{f,\text{max}}=1.3\text{mm}$ 、 $w_{f,\text{av}}=0.8\text{mm}$ 、 $w_{s,\text{max}}=1.1\text{mm}$ 、 $w_{s,\text{av}}=0.5\text{mm}$ を得る。平均値が $w_{f,\text{av}}=0.8\text{mm}$ および $w_{s,\text{av}}=0.5\text{mm}$ となるひび割れ幅分布を(13)~(15)式を用いて離散化すると、曲げひび割れは l_{av} が $8l_{1,\text{max}}$ で3階級($w_{\text{max}}=1.3$ (1.04~1.56)mm、 $w_2=0.78$ (0.52~1.04)mm、 $w_1=0.26$ (0~0.52)mm)に、せん断ひび割れは l_{av} が $4l_{1,\text{max}}$ で2階級($w_{\text{max}}=1.1$ (0.73~1.47)mm、 $w_1=0.37$ (0~0.73)mm)に分類される(図-11)。一方、地震終了時残留変形に対しては、Kocaeli 1999 同位相入力時のひび割れ幅分布の平均値が $w_{f,\text{av}}=0.03\text{mm}$ および $w_{s,\text{av}}=0.02\text{mm}$ 、逆位相入力時のひび割れ幅分布の平均値が $w_{f,\text{av}}=0.20\text{mm}$ および $w_{s,\text{av}}=0.14\text{mm}$ となる。各ひび割れ幅階級のヒストグラム再分配を行うと、最大ひび割れ幅以外のひび割れについて、曲げひび割れではひび割れ幅 $w_1=0.26$ (0~0.52)mmのひび割れ長さが $7l_{1,\text{max}}$ 、せん断ひび割れではひび割れ幅 $w_1=0.37$ (0~0.73)mmのひび割れ長さが $3l_{1,\text{max}}$ となる。曲げひび割れに着目すれば、ひび割れ長さ $2l_{1,\text{max}}$ 分について、最大応答からの除荷時変形を対象とする場合、ひび割れ幅 $w_2=0.78$ (0.52~1.04)mm階級に応じた補修工法の費用単価を積算するが、地震終了時残留変形を対象とする場合、ひび割れ幅 $w_2=0.26$ (0~0.52)mm階級に応じた補修工法の費用単価を積算することになる。

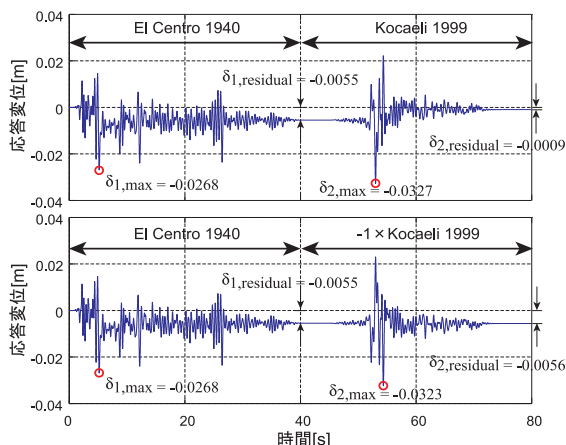


図-10 2つの強震記録を連続入力した応答変位時刻歴

5. まとめ

RC部材の幾何学的ひび割れ-変形モデルに、離散化したひび割れ幅分布を当てはめる方法、および、主なひび割れ幅別にひび割れ長さを推定する方法を提案した。

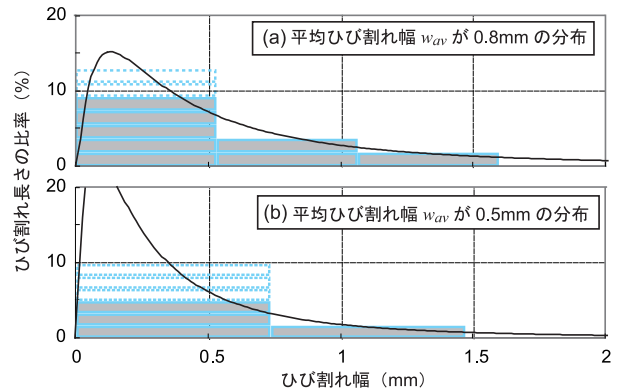


図-11 ひび割れ幅分布の離散化状況(ケーススタディ)

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：被災建築物応急危険度判定マニュアル，日本建築防災協会，1998.1
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針，日本建築防災協会，2001.9
- 3) 和田章，岩田衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.9
- 4) 高橋典之，塩原等，楠原文雄：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，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，pp.1543-1548，2005.6
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価指針(案)・同解説，日本建築学会，2004.1
- 6) 杉大地，石森明行，田嶋和樹，白井伸明：スキャナを用いた変位およびひび割れ幅計測結果に基づくRC部材の損傷評価(その2)せん断ひび割れ幅-せん断変形関係の定量的評価モデルの提案，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.373-374，2007.8
- 7) 康大彦，田中康介，前田匡樹，井上範夫：サブストラクチャー擬動的実験による震災RC造建築物の残存耐震性能の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.2，pp.1093-1098，2002.6
- 8) 滝本和志，長澤保紀，石井清：ひび割れデータを用いたRC部材の損傷度評価に関する実験的研究，土木学会論文集，No.760/V-63，pp.135-145，2004.5
- 9) CEB-FIP：Model Code for Concrete Structures,1978
- 10) E. Hognestad: High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2. Control of Flexural Cracking, Journal, Portland Cement Association Research and Development Laboratories, Vol. 4, No. 1, pp.46-63, Jan. 1962
- 11) Bengt B. Broms: Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Members, ACI Journal, No.62-67, pp.1237-1255, Oct. 1965
- 12) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, Dec. 1970
- 13) 鄭文淑，文野正裕，永山憲二，前田匡樹，田才晃，長田正至：柱部材の損傷状態に基づく震災RC造建築物の残余耐震性能評価 その1~その3，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2，pp.451-456，2001.9