

論文 縮小 20 層 RC 造架構の震動実験を用いた損傷推定手法の検討

梨本 優也*1・鈴木 一希*2・鈴木 裕介*3・前田 匡樹*4

要旨: 縮小 20 層 RC 試験体の震動実験を用いて、高層 RC 造に対する損傷推定手法を検討する。試験体をモデル化して静的荷重増分解析を行い、等価線形化法により試験体の応答変位を算出した。しかし試験体の変位の履歴がスリップ型であったため告示の式を修正することで概ね正しい推定結果を得た。以上より得られた各部材の復元力特性と変形角を損傷量評価モデルの内のひび割れ長さ評価モデルに適用することで試験体のひび割れ長さを推定し、実験値と比較した。推定値が実験値を大きく過大評価する結果となったため、一つの部材に着目し、分析することで問題点を提示した。

キーワード: 高層 RC 造, 等価線形化法, 履歴減衰, 損傷推定

1. はじめに

近年、建設技術の向上により建物の高層化が進む一方で、地震動の長周期成分による高層建物への被害が懸念されている。しかし強震時における高層 RC 造建物の挙動については未だ不明な点が多い。また地震発生時に行われる被害調査は、中低層建物に対しては比較的容易だが、高層建物では多大な時間と労力を要する。このような背景から、建築基準整備促進事業(委員長: 塩原等東京大学教授)¹⁾において、RC 造 20 層建物の縮小試験体の振動台実験が 2012 年に E-defense で実施され、種々の検討が行われた^{2) 3) 4)}。本研究ではこの縮小 20 層 RC 試験体の実験データを用い高層 RC 造が地震動を受けた時の挙動を明らかにし、損傷を推定する方法を検討する。

2. 縮小 20 層 RC 試験体と振動台実験の概要

2.1 試験体

図-1 に試験体図と柱・梁断面の例、使用材料諸元を示す¹⁾。試験体は高さ 60m, 20 層 RC 造ラーメン架構の高層建物を想定し、実在する高層集合住宅の断面・配筋を参考に、1/4 に縮小したもの(高さ 15m)としている。各階の階高は 750mm, 柱断面は 225mm×225mm, 梁断面は 150mm×200mm である。また実大構造物と、縮小試験体のスパンに対する重量比を揃えるため、床スラブに各層約 130kN の錘を付加することでその比率を調節している。床スラブは厚さ 80mm と実際の縮尺より厚いが、これは試験体に錘を取り付けるためなどの理由による。

2.2 入力地震波

表-1 に加振ケースを、図-2 に入力地震波の減衰 5% の加速度応答スペクトルを示す。Run.1, 2, 3 は東北地方太平洋沖地震による東京都での観測波(以下、東京観測波)をそれぞれ 100%, 200%, 300% に増幅したもので

ある。Run.4, 5 は南海トラフ地震を想定した愛知県での模擬地震波(以下、津島波)をそれぞれ 150%, 200% に増幅したものである。なお、試験体の固有周期は約 0.57sec であり、その他の詳細は文献 1) を参照されたい。

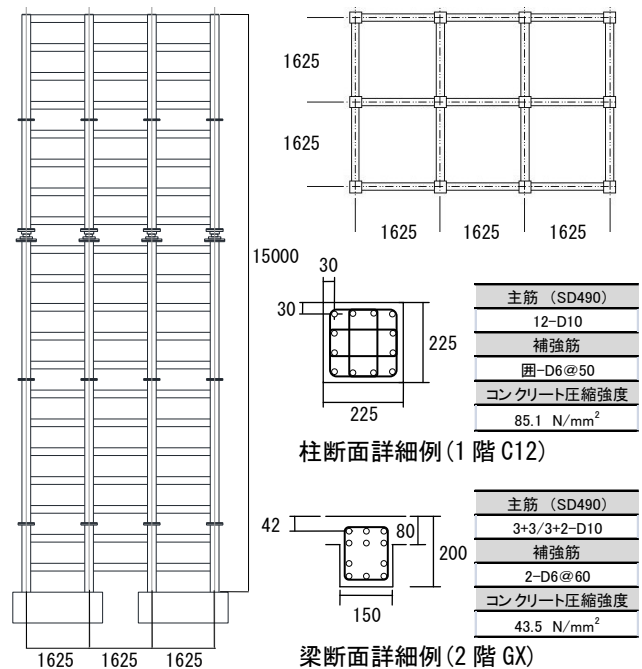


図-1 試験体図, 柱・梁断面図 (単位: mm)¹⁾

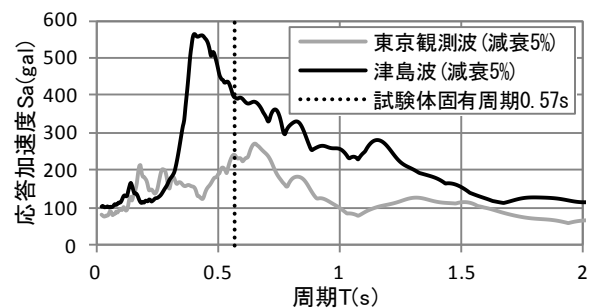


図-2 減衰 5% 加速度応答スペクトル

*1 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 博士課程前期

(学生会員)

*2 金箱構造設計事務所 (元 東北大学大学院)

(正会員)

*3 東北大学 災害科学国際研究所 助教

博士 (工学)

(正会員)

*4 東北大学大学院 工学研究科 都市・建築学専攻 教授

博士 (工学)

(正会員)

2.3 実験結果

表一に、各加振ケースでの最大層間変形角および、図三に各階梁部材の降伏状況を示す。ここで図横軸に示す降伏割合とは、降伏確認箇所数を至度計測箇所数で除した値とする。Run.1, 2ではひび割れは発生したが降伏箇所は確認されず、Run.3で梁が降伏し始めRun.4, 5では柱も降伏した。Run.5では層間変形角 1/35 という大変形であったが倒壊には至らなかった。図三からわかるように主に梁部材に降伏ヒンジが形成されているため、建物崩壊形式は梁降伏先行の全体崩壊型であると考えられる。なお、具体的な損傷状況については後述する。

3. 静的荷重増分解析による復元力特性の評価の検証

3.1 試験体のモデル化

試験体の振動台実験で得られた各階の応答と、現在の構造設計で広く用いられる静的荷重増分解析による復元力特性を比較し、その妥当性を検証した。解析には弾塑性解析プログラム(SNAP ver6⁵)を用いた。現行の設計慣行⁶)に従い柱・梁の寸法、配筋および材料試験結果等に基づいて各部材の復元力特性を算定し、骨組モデルを作成した。その際、梁の剛性・耐力はスラブ協力幅を 0.1L(L:スパン長)⁶)として算定した。

3.2 静的荷重増分解析

層せん断力の分布係数 A_i に基づく静的荷重増分解析による各層のせん断力-層間変形角と、振動実験における各 Run のピーク時の応答値とを比較した結果が図四(a)である。従来の設計慣行に基づく解析モデルの設定では、剛性・耐力ともに解析結果は過小評価となった。文献2), その6によると終局状態における架構の耐力に対し床スラブ筋が広範において有効に寄与すると考えられている。そこで梁の剛性・耐力の算定の際、スラブ協力幅を全幅(スパン長の半分)とした。また降伏後の剛性低下率 α_y を菅野式⁷)により算定すると図四(a)に示すようにひび割れ後の剛性が過小になるため、一般的に RC の剛性低下率として比較的多い 0.25 として再度増分解析を行った。結果は図四(b)のようになり、初期剛性は若干過大だが各層の荷重変形関係が概ね実験値と整合した。

3.3 等価一質点系への縮約

試験体の応答特性を把握するために、図四(b)の増分解析結果を限界耐力計算法⁷)で規定されている式(1), (2)を用いて等価一質点系に縮約する。

$$S_a = \frac{\sum(m_i \cdot \delta d_i^2)}{(\sum(m_i \cdot \delta d_i))^2} \cdot Q_B \quad (1)$$

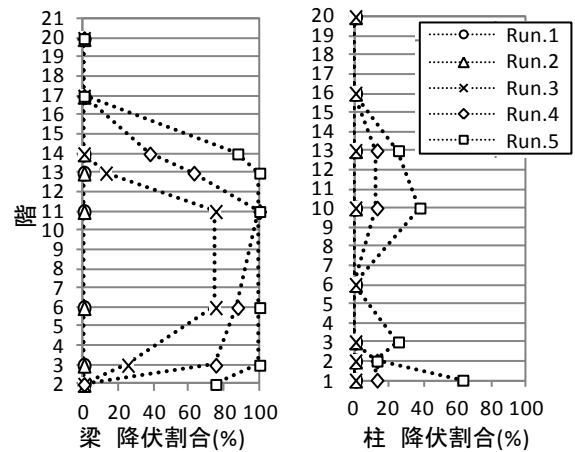
$$S_d = \frac{\sum(m_i \cdot \delta d_i^2)}{\sum(m_i \cdot \delta d_i)} \quad (2)$$

$m_i(\text{ton})$: i 層の質量 $\delta d_i(\text{cm})$: i 層の 1 層床に対する相対変位 $Q_B(\text{kN})$: 1 層の層せん断力

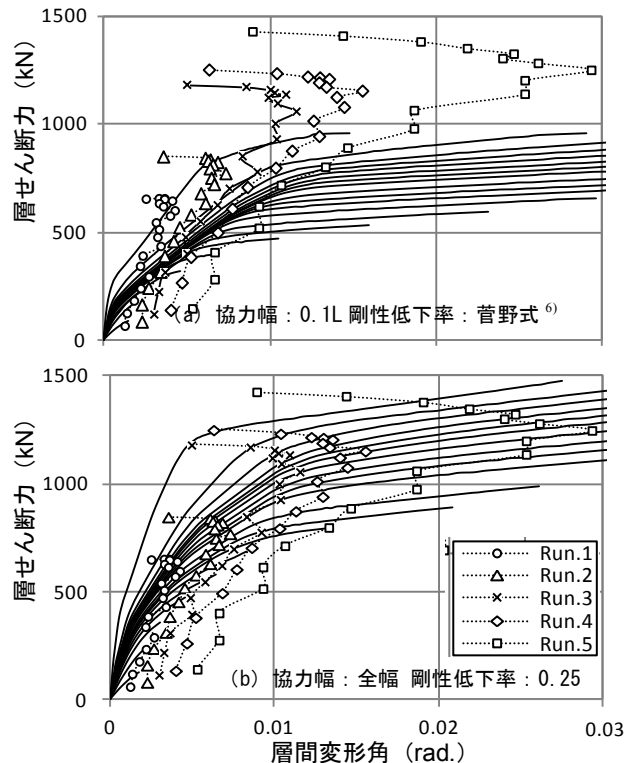
この静的解析の縮約結果と、各 Run の等価一質点系への動的縮約の最大値(図中口³)を図五に示す。解析結果は、降伏後の Run.4,5 における応答点付近で応答加速度が過小になったが、概ね実験値を捉えられている。

表一 加振ケース ()内は実験時の呼称

| 加振ケース | 基本波形 | 入力倍率 | 目標応答層間変形角 | 実層間変形角 |
|-------------|-------|------|-----------|--------|
| Run.1 (1-5) | 東京観測波 | 100% | 1/200 | 1/234 |
| Run.2 (2-2) | | 200% | 1/100 | 1/137 |
| Run.3 (2-6) | | 300% | | 1/86 |
| Run.4 (3-2) | 津島波 | 150% | 1/50 | 1/64 |
| Run.5 (3-5) | | 200% | | 1/35 |



図三 降伏状況の推移



図四 層せん断力-層間変形角と各 Run の最大応答点

4. 応答推定手法の検証

4.1 等価線形化法による応答推定

静的解析の縮約結果による荷重-変形関係(性能曲線)を各 Run の応答スペクトル(要求曲線)と重ねることで試験体の応答を推定(△)し、前述の実応答値(□)と比較した。(図-6に Run.5 の場合を示す。)推定応答値算出の際、等価粘性減衰定数は式(3)を用いる。告示の手法⁷⁾によれば、弾性時減衰 h_e は 5%と規定されている。しかしこの値は地盤の逸散減衰などを加味した値となっているため、今回のような振動台実験では過大な値だと考えられる。そこで今回の検討では、小振幅加振で計測された弾性時減衰である 1.16%を式(3)の h_e として用いることとする。

$$h_{eq} = h_e + 0.25 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (3)$$

h_{eq} : 等価粘性減衰定数 μ : 塑性率

h_e : 弾性時減衰 (本試験体では 0.0116)

推定結果を図-5に重ねて示す。Run.1, 2, 3では応答変位は概ね対応する結果となった。一方、振幅の大きい Run.4, 5では応答変位を大幅に過小評価した。

4.2 建物性状の分析による応答推定の改善

図-7に Run.5における最大応答付近での等価一質点系応答加速度-変位の履歴と、減衰の告示式で仮定している復元力履歴のモデル(Cloughモデル)を示す。これを見ると、実験での履歴ループはスリップ型で履歴面積が小さく、告示式で仮定している Cloughモデルと同程度の履歴エネルギー吸収は起こっていないと考えられる。式(3)から算出される曲線と実験値から推定される等価粘性減衰定数 h_{eq} と塑性率の関係を図-8に示す。やはり実応答と式(3)による h_{eq} には大きな差が見られる。そこで図-7におけるループの面積比(24%)に基づき、式(3)における第2項の係数 0.25 を 0.06 に修正した式(4)を提示する。式(4)による曲線を図-8に点線で記載する。そうすることで実応答による h_{eq} を適切に評価することができるようになった。今後の検討では式(4)を用いることとする。

$$h_{eq} = h_e + 0.06 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) \quad (4)$$

減衰再評価後の応答推定結果を、図-9と表-2に示す。減衰式を修正することで Run.1, 2, 3, 5では概ね良好に推定を行うことができた。しかし Run.4では大幅に応答変位を過大評価している。これは性能曲線のずれに加え、Run.4の応答スペクトルの形状によるものである。(図-9に赤破線で示す。)

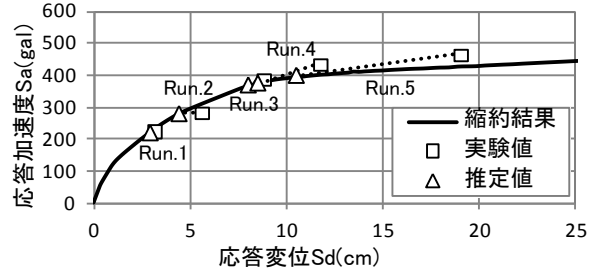


図-5 縮約結果と実験値・推定値の比較

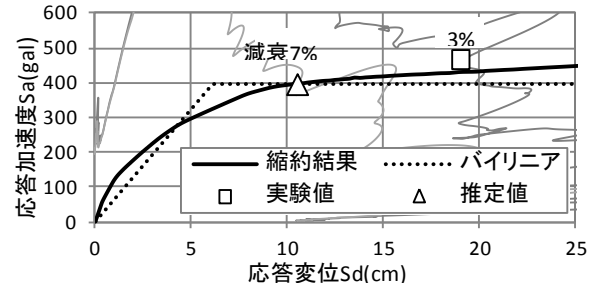


図-6 等価線形化法による応答推定 (Run.5の例)

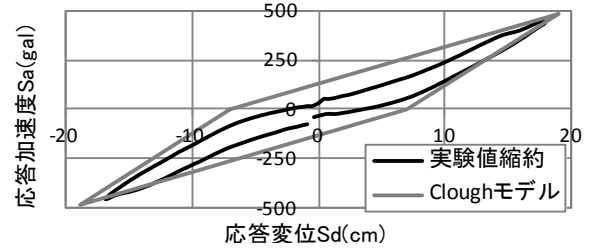


図-7 代表高さでの応答加速度-変位の履歴

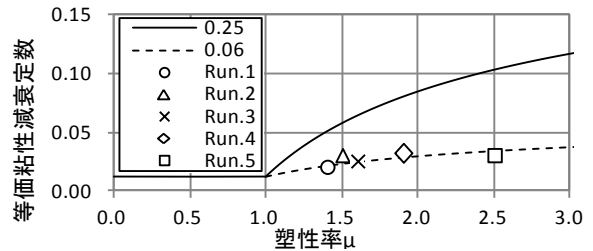


図-8 等価粘性減衰定数と塑性率

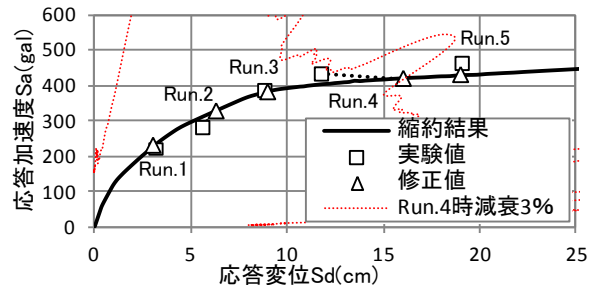


図-9 修正応答推定結果

表-2 実験値・推定値・修正値と塑性率・減衰定数

| | Run.1 | | | | Run.2 | | | | Run.3 | | | | Run.4 | | | | Run.5 | | | |
|-----|-------|-----|-------|----------|-------|-----|-------|----------|-------|-----|-------|----------|-------|-----|-------|----------|-------|-----|-------|----------|
| | Sd | Sa | μ | h_{eq} | Sd | Sa | μ | h_{eq} | Sd | Sa | μ | h_{eq} | Sd | Sa | μ | h_{eq} | Sd | Sa | μ | h_{eq} |
| 実験値 | 3.2 | 222 | (1.4) | (2.0) | 5.6 | 285 | (1.5) | (2.8) | 8.8 | 390 | (1.6) | (2.5) | 11.7 | 437 | (1.9) | (3.2) | 19.0 | 467 | (2.5) | (3.0) |
| 推定値 | 2.9 | 220 | 1.3 | 4.5 | 5.3 | 302 | 1.4 | 5.0 | 8.0 | 368 | 1.5 | 5.8 | 8.5 | 375 | 1.6 | 6.1 | 10.5 | 400 | 1.7 | 7.1 |
| 修正値 | 3.1 | 230 | 1.3 | 2.0 | 6.4 | 330 | 1.5 | 2.2 | 9 | 384 | 1.6 | 2.4 | 16.0 | 420 | 2.2 | 3.2 | 19.0 | 430 | 2.5 | 3.3 |

5. 損傷推定手法の検討

5.1 損傷推定概要

本研究で想定している損傷推定の流れを示す。建物の各階に加速度計を設置することで、地震発生時の各階に作用する層せん断力と層間変形角が得られる。建物の増分解析の各ステップの中から、地震応答時のステップの建物の全部材変形を算出し、それに損傷量評価モデルを適用することで建物の損傷を推定する。以下、各過程に関する詳細を示していくが、損傷量に関する実験データとして記録されているのが Run.1, 3, 5 加振後のひび割れ図と、Run.5 加振後の残留ひび割れ幅の中で大きなもののみである。そのため本研究では損傷量としてひび割れ長さのみを対象とする。試験体撤去後に観測された試験体架構のひび割れ図を図-10に示す。(点線内4, 9階梁は治具などにより観測不十分。)このひび割れ図のCADデータ(大林組作成)に基づいて求めた各階の梁のひび割れ長さの合計を図-11に示す。ただし、Run.1, 3のひび割れ図は各加終了後の限られた時間で観測されたものであり、幅の狭いひび割れなどには、記録漏れがあると思われる。それに対して Run.5のひび割れ図は、試験体撤去後に詳細に記録されたものである。

5.2 損傷量評価モデルについて

(1) 概要

柱・梁部材の損傷量を推定する方法として五十嵐ら⁸⁾が提案し、青木ら⁹⁾によって修正された部材の損傷量評価モデルがある。これは骨組解析の部材モデルにおける材端曲げバネの回転角及びせん断バネの変形から損傷量を定量的に算出するものである。以下その中のひび割れ長さ評価モデルについて説明する。

(2) ひび割れ長さ評価モデル

部材に生じるひび割れの長さを、図-12に示すような、曲げひび割れ長さとせん断ひび割れ長さに分類し、それぞれ曲げバネの回転角、せん断変形と対応させる。この際、図-13に示すように、部材のひび割れ発生領域をヒンジ領域と非ヒンジ領域に分け、曲げひび割れ長さに関してはそれぞれの領域の長さを別々に評価し(X_{fh} , X_{fuh})、せん断ひび割れに関しては非ヒンジ領域にのみ発生するものとする(X_s)。対象の実験ではひび割れの多くがヒンジ領域であるため X_{fh} について説明する。

$$X_{fh} = \frac{L_h}{S_{av, fh}} \{2\alpha(D - x_n) + \beta b\} \quad (5)$$

L_h : ヒンジ領域長さ(mm), α : 部材せい面に生じるひび割れ長さ補正係数, β : 部材幅面に生じるひび割れ長さ補正係数, D : 部材せい(mm), b : 部材幅(mm), x_n : 中立軸位置(mm), $S_{av, fh}$: ヒンジ領域の曲げせん断ひび割れの平均ひび割れ間隔(mm)

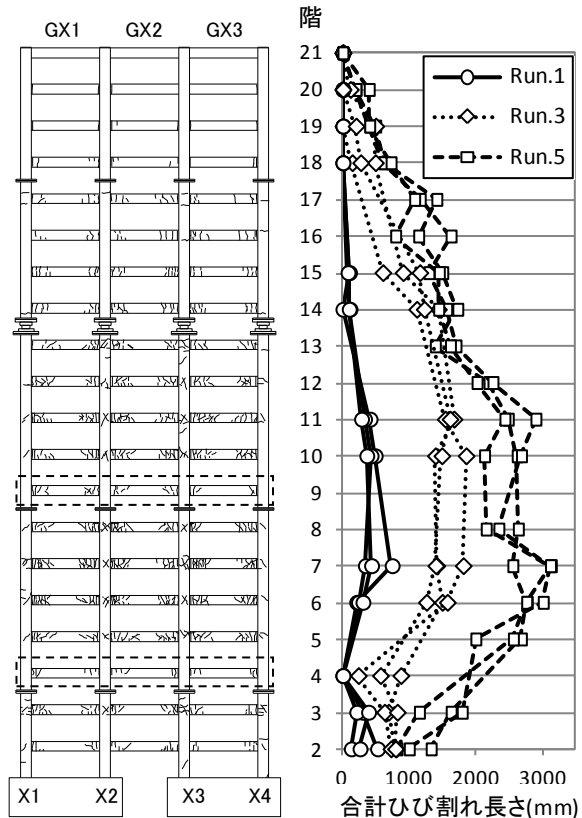


図-10 ひび割れ図
(撤去後観測)¹⁾

図-11 層ごとの梁の合計
ひび割れ長さ

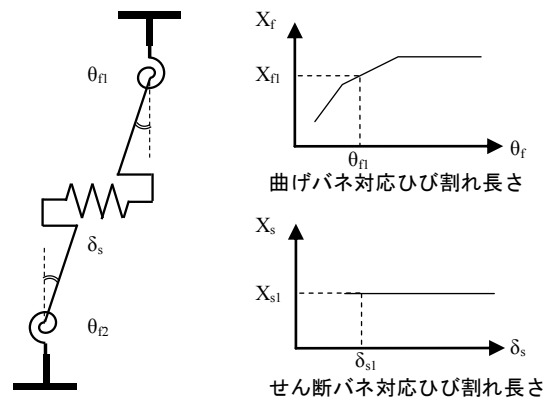


図-12 ひび割れ長さのモデル化⁹⁾

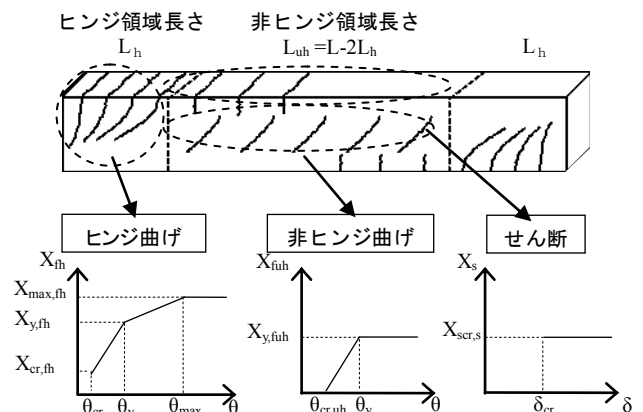


図-13 各領域によるひび割れの分類⁹⁾

式(5)では、ヒンジ領域に生じるひび割れの本数 $L_h/S_{av, fh}$ に、ひび割れ1本あたりの長さ $2\alpha(D-x_n) + \beta b$ を乗じて、総ひび割れ長さを算出している。図-14のように $2\alpha(D-x_n)$ がせい面の表裏二面分を、 βb が幅面のひび割れ長さを表している。この式(5)から曲げひび割れ・降伏・終局強度時におけるひび割れ長さを設定し、中間を線形補間することで、それぞれの変形量に応じたひび割れ長さを算出する。ただし $S_{av, fh}$, α , β はこの各強度時ごとに値が異なる。ひび割れ強度時の $S_{av, fh}$ は式(6)¹⁰により算出し、降伏・終局強度時では横補筋間隔を用いる。ひび割れ強度時の補正係数 α , β は、あまりひび割れが進展していない事を考慮して、 $\alpha=\beta=1.0$ を採用する。一方、降伏強度時及び曲げ終局強度時に関しては、 α についてはせん断ひび割れが概ね45°の角度で生じると考え $\alpha=1.4$, β については部材幅の面でひび割れが枝分かれしたり、蛇行することを考慮し、 $\beta=1.2$ を採用する。

$$S_{av, fh} = 2(c + 0.1s) + k \cdot \phi / p_e \quad (6)$$

c : 側面でのコンクリートのかぶり厚さ(mm), s : 鉄筋間隔(mm), k : 梁の場合 0.1, ϕ : 鉄筋径(mm), A_t : 引張鉄筋断面積(mm²), A_{ce} : 有効引張断面積(mm²), p_e : 有効引張鉄筋比(= A_t/A_{ce})

観測したひび割れ図は図-10 に示したようにせい面一面分のみなので、本研究では式(5)からせい面一面分を取り出した式(7)を用いて実験値と比較する。

$$X_{fh} = \frac{L_h}{S_{av, fh}} \alpha(D-x_n) \quad (7)$$

5.3 増分解析結果に基づく損傷推定

各階の梁のひび割れ長さの推定結果と実験値の比較を図-15に示す。ただし、実験値は図-11よりGX1,2,3の梁の位置の違いにより特徴は見られないため、3本の梁の平均値で示す。変形が大きい下層階ほど大きくなるという傾向は一致しているものの Run.1, 3, 5 全ケースにおいて推定結果が実験値を過大評価する結果となった。また、Run.1, 3, 5 と入力地震動が大きくなるほど、推定精度が上がっている。この原因を、推定の例を挙げそのモデル化結果と実験での損傷状況を比較しながら考察していく。

(1) 推定結果の詳細

変形・損傷が大きかつ計測データの多い6階の中央の梁を考察対象として選定した。ひび割れ長さ評価モデルを決める各値は表-3 のようになる。さらに対応する実験値も記載する。これを基にひび割れ長さ評価モデルのグラフを作成すると図-16 のようになる。また推定値をひび割れ図化すると図-17 の赤線のようになる。黒線は実際のひび割れ図である。

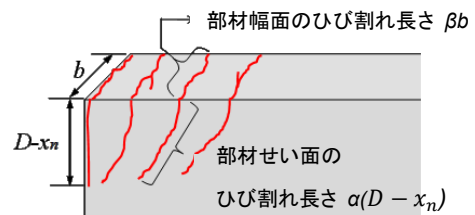


図-14 ひび割れ長さ評価モデルの概要

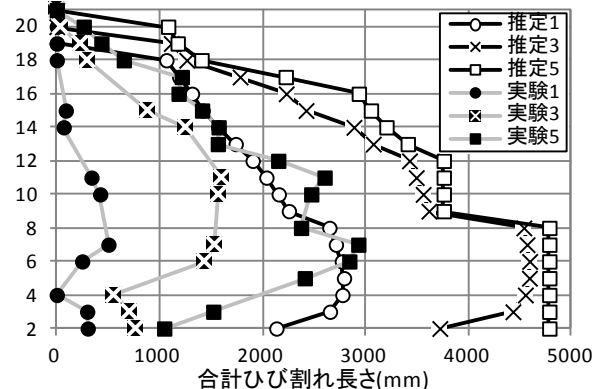


図-15 ひび割れ長さの推定値と実験値の比較

表-3 ひび割れ長さに関する各実験値・推定値

| 曲げ変形角 θ_f | ひび割れ | Run.1 | 降伏時 | Run.3 | 終局時 | Run.5 |
|----------------------------|--------|-------------|--------|--------|--------|--------|
| | 0.0004 | 0.0037 | 0.0066 | 0.0107 | 0.0131 | 0.0283 |
| 合計長さ | 推定 | 261 | 693 | 1068 | 1149 | 1197 |
| X_{fh} (mm) [*] | 実験 | - | 62 | 183 | 359 | 407 |
| 間隔 | 推定 | 115 | 85 | 60 | 60 | 60 |
| $S_{av, fh}$ (mm) | 実験 | - | 933 | 255 | 124 | 113 |
| ヒンジ領域 L_h (mm) | 推定 | 300(=1.5×D) | | | | |
| ひび割れ本数 [*] | 推定 | 2.62 | 3.51 | 5.00 | 5.00 | 5.00 |
| | 実験 | - | 0.50 | 1.83 | 3.75 | 4.13 |
| 一本当たりの長さ | 推定 | 100 | 197 | 214 | 230 | 239 |
| | 実験 | - | 123 | 100 | 96 | 99 |

網掛け: 線形補間することで求めた値

^{*}合計長さ: ひび割れ本数: 正負加力時における梁両端の各値を平均した値

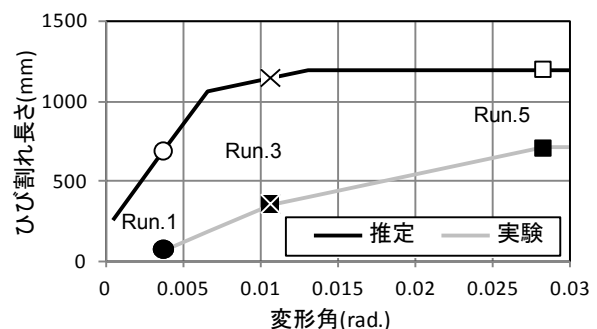


図-16 ひび割れ長さ評価モデルと実験値の比較

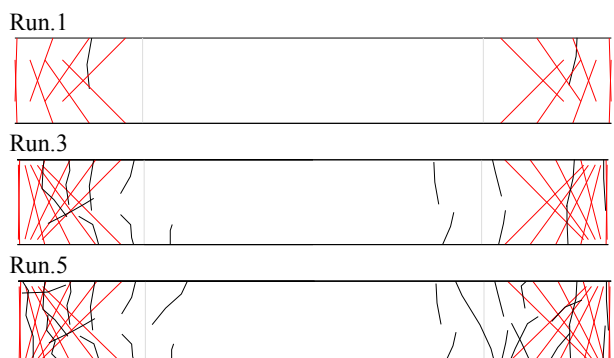


図-17 6階中間梁ひび割れ図の実験値(黒線)と推定値(赤線)の比較

(2) 推定結果の詳細と実験結果との比較・考察

Run.1 ではひび割れは全体で2本のみである。3.2で作成したモデルの初期剛性が過大であることを考えると、評価モデルにおけるひび割れ強度時の変形は過小であり、より正確なひび割れ強度時の変形は Run.1 での変形付近であると考えられる。そこで、ひび割れ強度時の推定値と Run.1 時の実験値を比較する。ひび割れ強度時に推定では 100mm のひび割れが 2.6 本生じるとなっている。

Run.1 時の実験での一本当たりのひび割れ長さは 123mm と長さは整合しているが、本数は 0.5 本(全体で2本)である。また評価モデルでは降伏後ひび割れ本数は変化しない。(降伏後 $L_h/S_{av,gh}$ は定数)しかし図-17Run.3 と Run.5 の実験のひび割れを比較すると Run.5 で新しいひび割れが多く観測されていることがわかる。これら二つのことから実験と推定ではひび割れ本数の評価が大きく異なることが分かる。これは本数の評価法 $L_h/S_{av,gh}$ に問題があるとも考えられる。しかし 5.1 で記したように Run.1, 3 のひび割れ図には見落としがある可能性があること、そして対象実験が 1/4 縮小試験体であり実大であれば目視できるひび割れも観測しづらくなっていることなどが原因とも考えられる。後者は図-15 において地震動が大きくなるほど推定精度が上がることも合致する(地震動が大きくなる、つまり変形が大きくなりひび割れ幅が広がり目視できるひび割れ本数が増加し、精度が上がる)。

式(7)において降伏強度以後 $\alpha=1.4$ としたが実験のひび割れは材軸方向に垂直なものが多いため、ひび割れの傾きを補正する α は小さくする必要がある。

垂直にひび割れが伸びることで梁の上側と下側のひび割れが重なるものが多くなる。しかし評価モデルではこのことを考慮していないため過大評価していると考えられる(図-18 参照)。

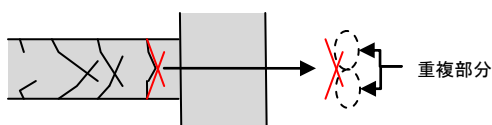


図-18 実際のひび割れと推定モデルの差異

6. まとめ

縮小 20 層 RC 試験体の解析モデルを作成し、応答推定を行い実験値と比較することで応答推定方法の妥当性を検証した。またひび割れ長さ評価モデルを適用して損傷量の評価方法を検討した。以下に得られた知見を示す。

1) 応答推定時、等価粘性減衰定数を告示の式で求めると、降伏点付近まで(Run.1, 2, 3)では推定値が良好に実験値と合致したが、降伏しさらに変形が進むと(Run.4, 5)、応答変形を過小評価する結果となった。そこで試

験体の変形の履歴の形状から告示式を修正し、Run.4 以外において概ね実験値を捉える応答推定を行った。

- 2) ひび割れ長さの推定では実験値を捉える結果をえることは出来なかったが変形の大きい中・低層階で損傷が大きくなるという傾向は示した。
- 3) 部材一つに着目し、モデルと実験での損傷を比較していくつかの問題点を挙げた。

謝辞

本研究で検討の対象に震動実験は平成 23, 24 年度国交省建築基準整備促進事業(27-1 長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全性検証方法に関する検討)の一環として実施されたものである。実験結果や解析方法については、委員会の検討結果や報告書を参考とさせていただいた。また、実験データやひび割れ図は大林組よりご提供頂き、特に杉本訓祥氏にはデータ提供等で多大なご尽力を頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) (株)大林組 ほか：平成 24 年度 国土交通省 建築基準整備促進事業：27-1：長周期地震動に対する鉄筋コンクリート造建築物の安全検証方法に関する検討，平成 25 年 3 月
- 2) 杉本訓祥ほか：縮小 20 層 RC 造建物試験体の長周期地震動による震動実験 その 1~その 11，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.653-674，2013.3
- 3) 豊田真士 ほか：長周期地震動入力による 20 層 RC 造フレームの震動台実験に対する事前解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.49-54，2013
- 4) 杉本訓祥 ほか：縮小 20 層 RC 造建物試験体の震動実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.325-330，2013
- 5) 株式会社 構造システム：SNAP ver.6 テクニカルマニュアル
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010
- 7) 建築物の構造関係技術基準解説書，2007 年版
- 8) 五十嵐さやか ほか：ひび割れ量評価モデルによる RC 造柱・梁部材の損傷評価，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.597-604，2010.11
- 9) 青木貴 ほか：RC 造建物の耐震修復性及び修復限界状態の評価を目的とした損傷量指標の提案と建物モデルへの適用例，コンクリート工学年次論文集，vol.3，pp.913-918，2011
- 10) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート(III 種 PC)構造設計・施工指針・同解説，1986