

論文 東北地方太平洋沖地震により非耐力壁が損傷した SRC 造建物の損傷評価

衣笠 秀行*1・豊田 陽平*2・向井 智久*3・田沼 毅彦*4

要旨: 修復性の観点から建築物の性能を考える新評価体系プロジェクト²⁾において収集された損傷評価データベース (以下, DB) に基づき, 東北地方太平洋沖地震において非耐力壁に被害を受けたSRC造建物の損傷評価を行った。この結果, 1.方立て壁の損傷状況から被害建物の全体変形角がおおよそ 2~3/1000 程度と推定された。2.損傷評価DBに格納された実大一層一スパン試験体データ (典型的な住宅用途開口配置の非耐力壁を有する) から, 実被害建物の総ひび割れ長さおよび各階のひび割れ量分布が妥当な精度で推定可能であることを示した。3.一方, 被害建物の剥落量を評価できず, この原因として経年劣化の影響が推察された。

キーワード: 損傷評価, ひび割れ, 非耐力壁, 鉄骨鉄筋コンクリート, 集合住宅, 東日本大震災

1. はじめに

非構造部材の損傷は, 近年の地震被害においても度々確認されており, 被災後の建物の機能性を著しく損なう主要因として認識されている。こうした被害は建物の主体架構と一体として造られた非耐力壁にも見られる。それは, これらの非耐力壁が構造設計時に非耐震部材として取扱われるものの, 実際には地震に抵抗することによる。非耐震部材である非耐力壁の挙動については十分に検討されておらず, 部材および建物のモデル化が困難な状況にあることから, 初期検討として, 文献1でSRC造3層壁付き架構のモデル化に関する検討を行い, 部材の骨格曲線や剛域長さに関する情報を纏めた。

一方, 文献2では地震後の修復難易度を計る各指標³⁾を用いて, 修復性の観点から建物の耐震性能を評価する新しい設計体系が提案され, その体系を用いた評価事例⁴⁾が示されている。この評価体系では, 部位の変形角に応じた損傷量の情報が纏められた損傷評価データベース (以下, DB) が構築されつつある。そこで本研究では, 東北地方太平洋沖地震により, 非耐力壁が損傷したSRC造建物を対象に, 壁付き架構のモデル化及び上記DB内に収集されたデータを用いた損傷評価手法の妥当性の検証を行った。

2. 検討対象建物

2.1 建物概要

検討建物は東京都に建設された1973年建築, 14階建て(高さ37.5m)の, 全層鉄骨鉄筋コンクリート構造(内部鉄骨は全てラチス形)の集合住宅である。この地域の震度は5弱である。13スパン, スパン長さ5.4m, 階高に

ついては, 1階は2.4m, 2階が2.775mであり, 3階から上は上階になるにつれて小さくなる。

建物の平面図を図-1に示す。代表構面の開口状況および東北地方太平洋沖地震におけるひび割れ発生状況を図-2に示す。7つの開口があり, 中央に開口付方立壁がある。壁は非耐力壁であり, 厚さは12cm, 配筋は9φ@250である。

使用材料は, コンクリート強度が1階から4階は22.05N/mm²(普通コンクリート), 5階以上が20.58N/mm²(軽量コンクリート), 鉄筋は丸鋼がSR24, D22以上がSD35, D19以下がSD30である。鉄骨は主としてウェブにSS41, フランジにSM50が使用されている。部材の断面寸法は, 1階柱・梁でそれぞれ65cm×85cmと45cm×80cmであり, 上階にいくにつれて小さくなっている。

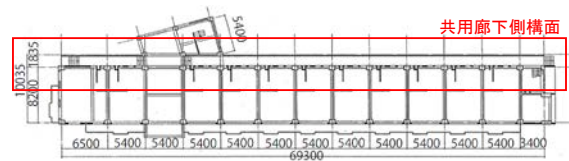


図-1 平面図

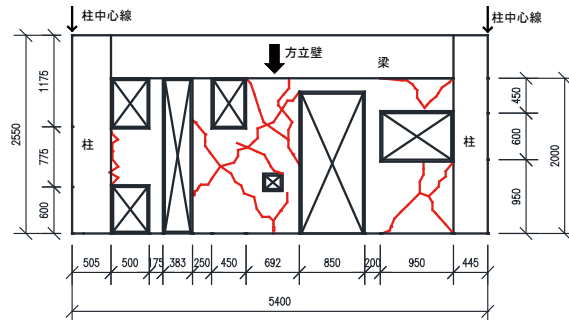


図-2 代表構面の開口位置と被害状況 (5階6スパン)

*1 東京理科大学 理工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

*2 東京理科大学大学院 理工学研究科 修士課程 建築学専攻 (学生会員)

*3 独立行政法人 建築研究所 構造研究グループ 博(工) (正会員)

*4 独立行政法人 都市再生機構 技術調査室 修士 (正会員)

2.2 東北地方太平洋沖地震の被害の概要

ベランダ側構面に被害はないが、共用廊下側の非耐力壁には多くのひび割れが発生した。被害の様子を図-3に示す。被害の分布を明確にするために図-4に発生したひび割れ率の分布を色分けして示す。なお、ひび割れ率は総ひび割れ長さを表面積(柱・梁・開口部を除く壁面のみの面積)で除した値である。この図中でひび割れ率0~2.65m/m²を青四角で、ひび割れ率2.65~3.7m/m²を紫四角で、ひび割れ率3.7~5.33m/m²を赤四角で示している(3区分で戸数が同じになるように設定)。

この図から、2~11階に多くのひび割れが集中していることが分かる。また、架構の中央4~10スパンに被害が集中していることが見て取れる。

図-2に代表的な住戸のひび割れ発生状況を示した。

この図より、中央の方立壁に特に多くのひび割れが発生していることが分かる。

柱・梁に被害は報告されておらず、変形レベルはフレーム構造が一般的にはほぼ無損傷に収まる1/200(5/1000)程度以下であることが推察される。

3. 解析方法

3.1 部材のモデル化

解析には(株)構造システムのSNAPを使用した。梁・柱・方立壁部材は材端弾塑性ばね法により線材でモデル

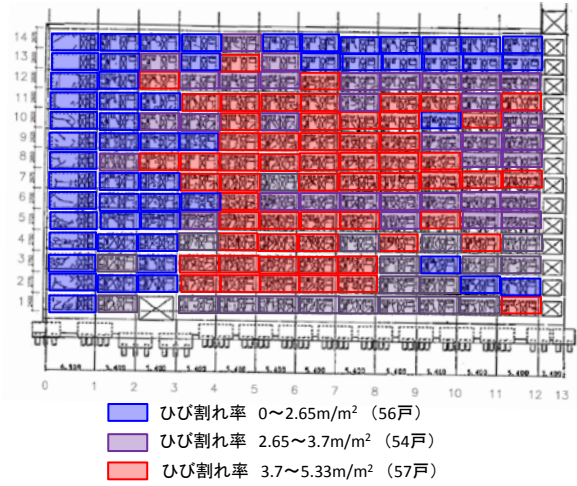


図-4 ひび割れ率の分布

化し、柱・方立壁部材は曲げばね、せん断ばね及び軸ばねを有する。袖壁付き柱の場合、一本柱置換モデルとして扱う。梁部材は曲げばね及びせん断ばねを有する。

3.2 損傷進展に伴うモデル化手法

解析にあたっては損傷進展に伴って変化させた以下の6つのモデル化で検討を行う。6つの解析モデルを図-5に、各モデルの変更項目を表-1に示す。初期のモデルは剛域をフェイス位置にしたモデルであり、柱の可撓長さは柱の左側にある開口上下の垂れ壁及び腰壁によって短くなっている。

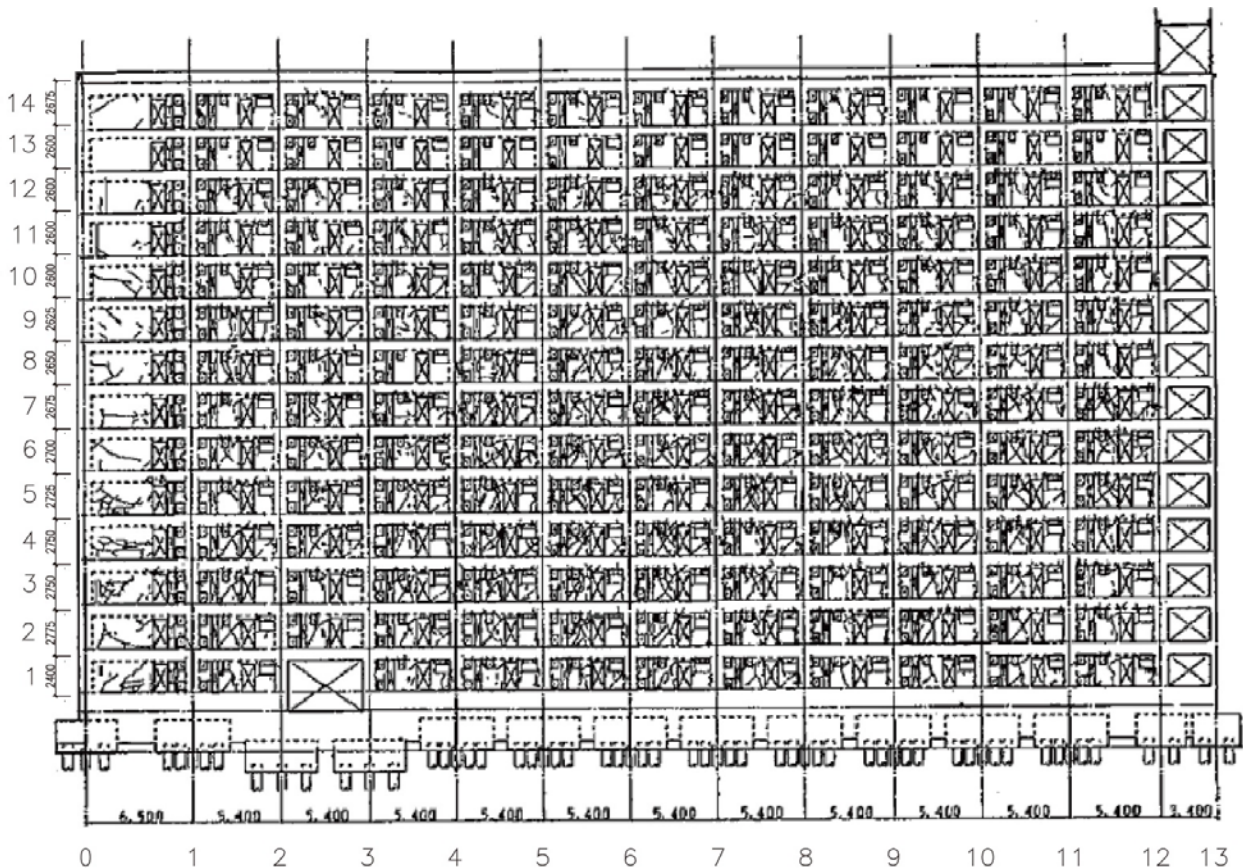


図-3 共用廊下側被害状況

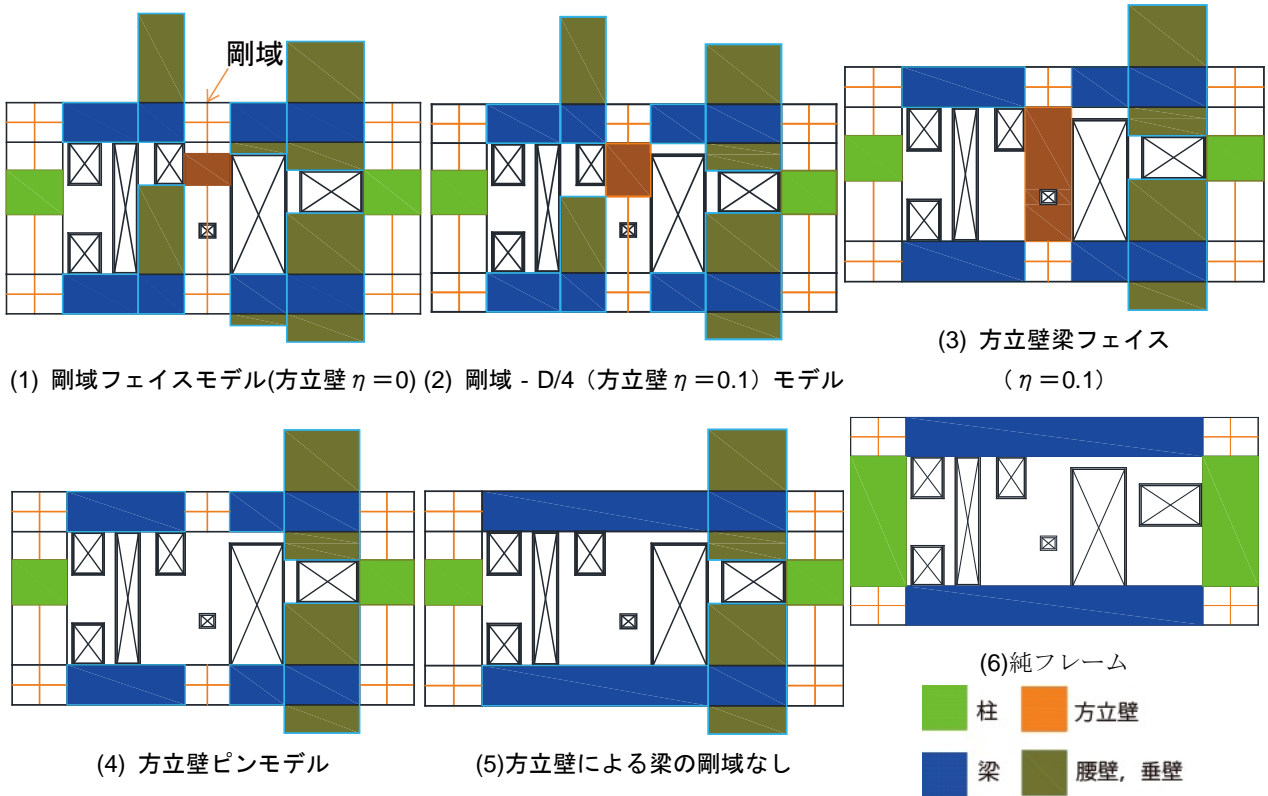


図-5 解析モデルの移り変わり

表-1 モデルの変更項目

	剛域低減			方立壁軸力比 η	壁喪失部分
	柱	梁	方立壁		
(2)			-0.25D	0.1	
(3)			剛域フェイス位置	0.1	
(4)					方立壁
(5)		方立壁間の剛域喪失			
(6)	剛域フェイス位置				腰壁, 垂壁

D:部材せい

損傷進展に伴い3つの要素(剛域, 方立壁の負担軸力, 壁部分大破による喪失)に着目して解析モデルを決定した。図-5 (1)のモデル化は初期のモデル化である。モデル(2)は壁のひび割れ損傷により, 剛域長さが短くなるものとし, 方立壁の剛域を $D/4$ 低減した。また, 方立壁の軸力は水平変形の増大に伴って作用する軸力が増加することから軸力比 $\eta=0.1$ とした。モデル(3)は方立壁のひび割れが梁フェイス位置まで進行することにより, 方立壁の剛域が梁フェイス位置まで低減したものである。モデル(4)は方立壁が破壊し水平の剛性耐力が喪失したとみなしたものである。但し, 軸剛性は残り, その結果方立壁間の梁の剛域も残存するとした。モデル(5)は方立壁の破壊の進展により方立壁の軸剛性も喪失し, それに伴い方立壁間の梁の剛域も喪失するものである。モデル(6)はさらに損傷が進展し非耐力壁がすべて喪失するものとし, 純フレームモデルとした。なお, このようなモデル化を損傷進展に伴い適切につなぎ合わせることで本研究と同様の非耐力壁付フレームの実験結果を精度良く再現でき

ることが文献1で確かめられている。

4. 解析結果

4.1 ベースシア係数と全体変形角の関係

上で述べた6つの解析モデルによって得られたベースシア係数と一次刺激係数×一次固有モードが1となる等価高さでの全体変形角との関係を示したものが図-6となる。この図中に示す(1)~(6)は図-5の6つのモデルを示している。なお, 外力分布は A_i 分布とした。

(1), (2), (3)モデルでの切り替えでは方立壁がせん断破壊する前に剛域を低減したモデル化に移行すると考え, (1)→(2)→(3)までのモデルでの骨格曲線の切り替えポイントは方立壁のせん断破壊点(図-6中の青三角)とした。つまり, 図-6に示すように, どこか1箇所の方立壁がせん断破壊した位置から各モデルの骨格曲線を乗り移ることで得られた曲線が解析から決定される骨格曲線となる。

それ以降のモデルの切り替え((4)→(5)→(6))では, 柱・梁部材の破壊に先行して非耐力壁が破壊すると仮定し, 柱・梁のせん断破壊発生点を切り替えポイント(図-6中の黄色丸印)として骨格曲線を求めた。

以上のモデルの切り替えルールによって得られた骨格曲線が図-7となる。図中には各曲線が得られた解析モデル番号(図-5と対応)が示されている。

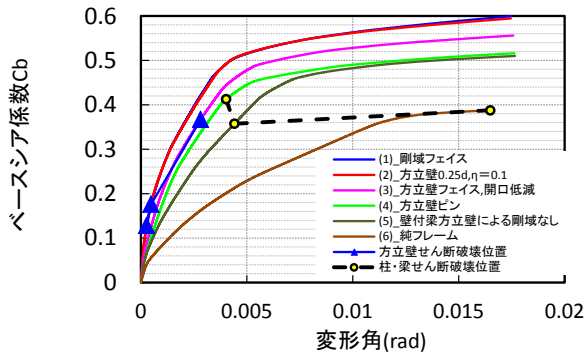


図-6 解析結果まとめ

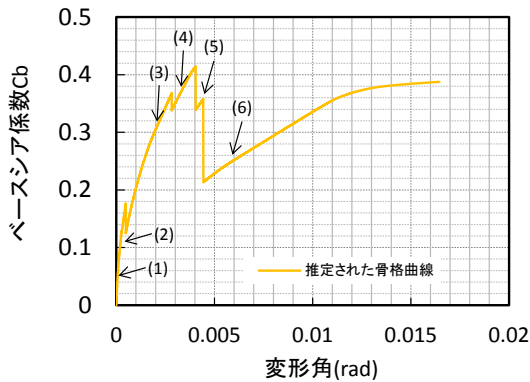


図-7 解析より求められた骨格曲線

4.2 被害建物の全体変形角の推定

解析より得られた各階の層間変形角分布を図-8に示す。この図から、4/1000rad程度まではおおよそ2~10階に変形集中していることが分かる。この変形集中階は図-4のひび割れ率の大きな階(赤四角の多い階)と概ね一致している。その後変形を増加させ5/1000を超えると7~11階に変形集中することが見て取れる。

図-2に示した典型的なひび割れ状況(5階第6スパン)からスパン中央の方立壁のひび割れは下部にまで広がっており、剛域がほぼフェイス位置まで進行しせん断破壊するより少し前の段階であったと推定される。この状況は図-5のモデル(3)からモデル(4)へ移行する少し前のものに対応している。図-7からモデル(3)の区間は0.5/1000から3/1000くらいまでであり、被害建物の全体変形角はおおよそモデル(3)の最終の2/1000~3/1000程度であったと推察される。このことは上で考察した変形分布と損傷集中階の対応と矛盾しない。

5. 損傷評価DB内のデータに基づく損傷評価

損傷評価DBに格納されている実大架構試験体⁵⁾の形状及び層間変形角が2.5/1000radにおけるひび割れ状況をそれぞれ図-9、図-10に示す。この試験体は共同住宅の共用廊下側に見られる典型的な開口配置の非耐力壁(壁厚12cm,壁筋D10@250)を有する1スパンの地震時

におけるひび割れ状況およびひび割れ量を推定することを目的に計画されたものである。開口位置は異なるが、ここではこの試験体のデータ(層間変形角と残留ひび割れ率、剥落率の関係)による実被害建物の損傷評価の可能性について検討を行った。

図-11に当該試験体データの非耐力壁部分の層間変形角-残留ひび割れ率関係を示す。DBにおけるひび割れ率では、層間変形角0.5/1000から0~0.2mm幅のひび割れが発生し、2/1000まで増加傾向を示し、5/1000で最大となる。0.2~1.0mm幅のひび割れは層間変形角1/1000付近から発生し、5/1000まで急激に増加する。

図-12に図-11同様、非耐力壁部分の層間変形角-剥落率関係を示す。なお、剥落率は剥落面積(未落下の剥離部分も含む)を非耐力壁の面積で除したものである。剥落率は層間変形角3/1000で発生し、直線的に増加する。

6. 実験データに基づく評価と実ひび割れ量との比較

損傷評価DBに格納された実験データ(図-11, 12)および解析から得られた層間変形角から算出された、全体変形角-建物全体の総ひび割れ長さ関係と被害建物全

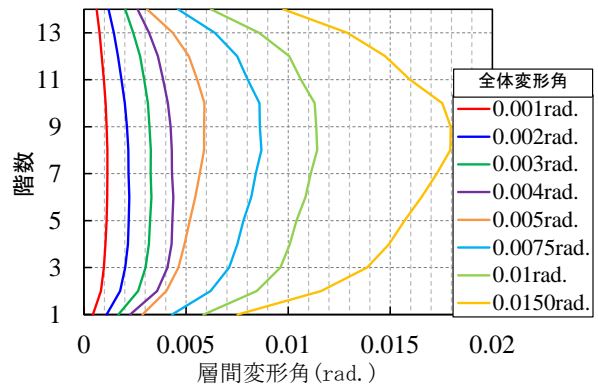


図-8 各階層間変形角分布

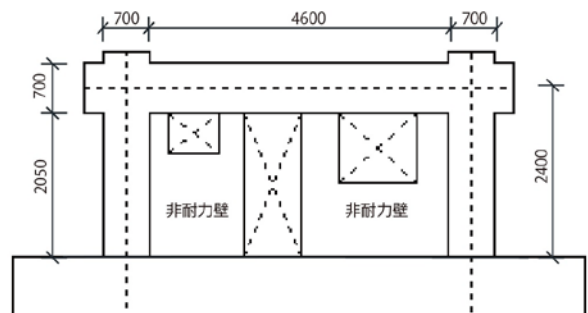


図-9 非耐力壁付き実大架構試験体形状

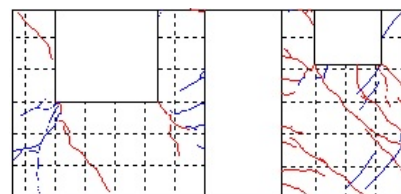


図-10 ひび割れ状況(層間変形角2.5/1000rad.)

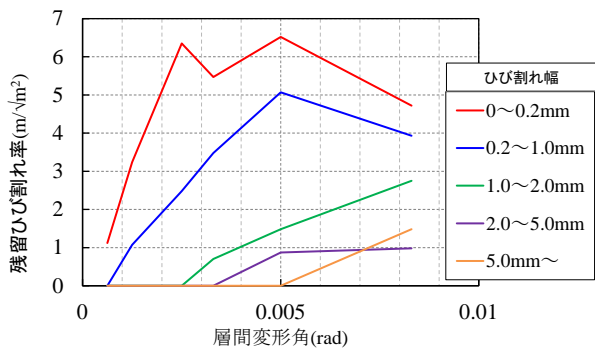


図-11 層間変形角-残留ひび割れ率関係

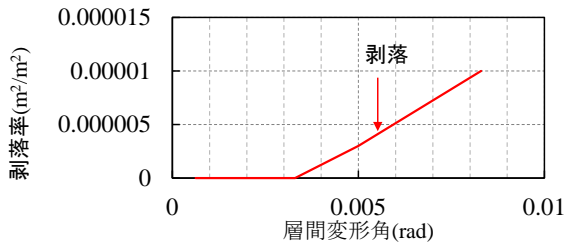


図-12 層間変形角-剥落率関係

体の総ひび割れ長さを比較して図-13に示す。なお、横軸は、全体変形角を示している。図より交差する点が2/1000~3/1000程度となっていることが分かる。この値は4.2で解析より推定された全体変形角の値とほぼ一致しており、ひび割れ修復費用算出に必要な総ひび割れ長さ評価が当該実験データに基づき妥当な精度で行われていることを示している。

ひび割れ幅が0.3mm以下および、0.3mm以上についても同様に、当該実験データから推定された全体変形角—建物全体の総ひび割れ長さ関係と被害建物全体の総ひび割れ長さを比較して示したのがそれぞれ図-14、図-15である。

0.3mm以下および以上ともに当該実験データから推定される総ひび割れ長さは2/1000を越えたあたりで実被害の量に到達しており、4.2で推定された全体変形角を考え合わせると、総ひび割れ長さが当該実験データを用いて精度よく推定できたとと言える。

一方、図-16は当該実験データから推定された剥落量と実際の剥落量を示したものである。ひび割れと比較して剥落量の評価では、実剥落量を評価できていないことがわかる。一般的なRC部材実験で見られる剥落量は部材角が3/1000程度では多くはならないのが通常である。今後の検討が必要であるが、被害建物が築後38年を経過していること等を考えると、2/1000~3/1000程度で剥落量が多く発生したことは被害建物の剥落量には経年劣化から生じたものが多く含まれていたことを示唆していると考えられる。

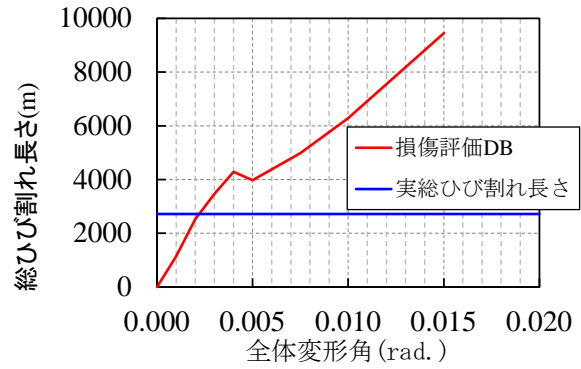


図-13 全体変形角-総ひび割れ長さ

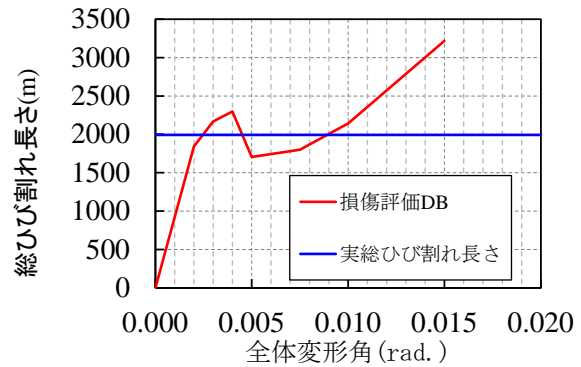


図-14 全体変形角-総ひび割れ長さ (0.3mm以下)

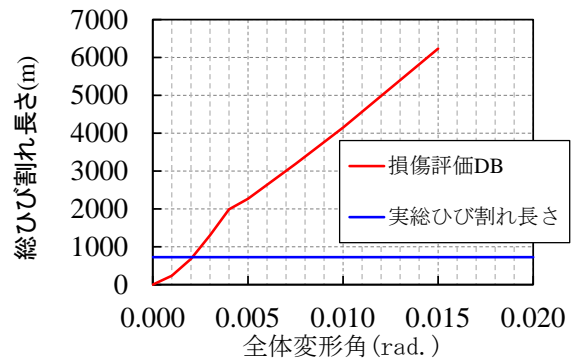


図-15 全体変形角-総ひび割れ長さ (0.3mm以上)

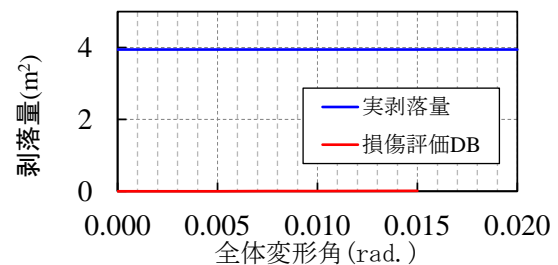


図-16 全体変形角-剥落量

以上が建物全体のひび割れ、剥落の比較であるが、次にひび割れの階方向への分布をみることにする。図-17は各階に発生した実ひび割れ量(図中の黒線)と当該実験データ及び解析から推定されたひび割れ量(図中のカラー線)の分布を示している。なお、推定ひび割れ量(図中のカラー線)が5/1000rad.程度で一度減少するのは図

図-12に見られるようにこの変形角前後からコンクリートの剥落が多く発生するためである。この図から、2/1000の変形角において実ひび割れ分布と当該実験データから推定されたものが精度よく一致しており、先に述べた総量のみならず、各階における分布をよく評価できていると考えられる。

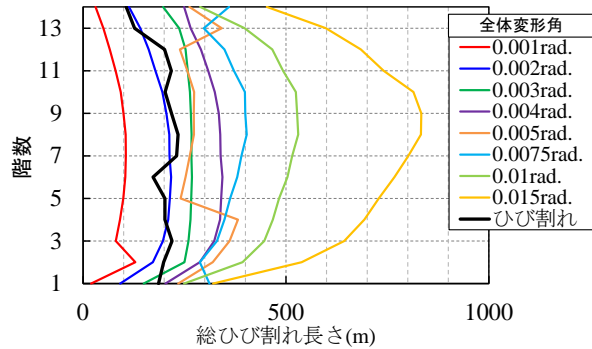


図-17 各階ひび割れ長さ

同様に、ひび割れ幅 0.3mm 以下、以上の分布を示したものが図-18、図-19 である。0.3mm 以下ではひび割れ分布にばらつきがあるが、全体的におおよそよく推定ができていていることが見てとれる。

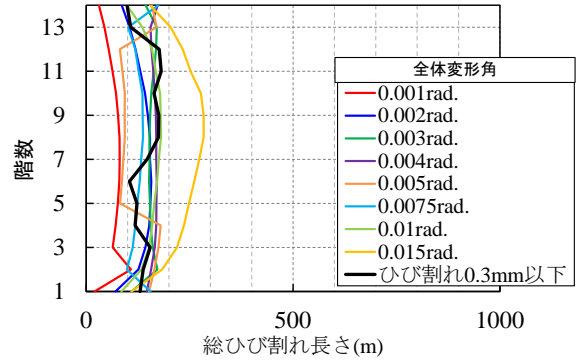


図-18 各階ひび割れ長さ (0.3mm 以下)

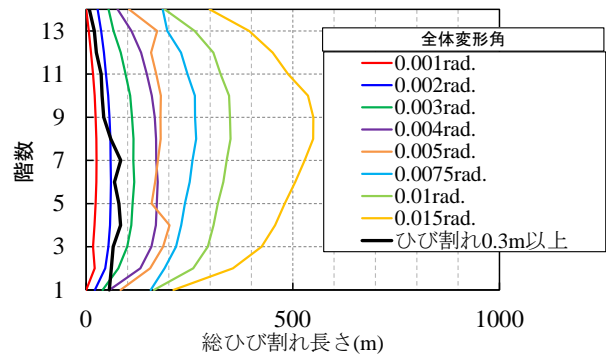


図-19 各階ひび割れ長さ (0.3mm 以上)

7. まとめ

損傷評価DB²⁾に基づき、東北地方太平洋沖地震によって非耐力壁に被害を受けたSRC造建物の損傷評価を行った。この結果、

1. 損傷進展に伴う剛域の縮小、方立壁の負担軸力、壁部分大破による喪失に着目した6つのモデルに基づき解析を行った結果、被害建物の方立て壁の損傷状況から全体変形角がおおよそ2~3/1000程度と推定された。
2. 損傷評価 DB に格納された、実大一層一スパン試験体データ（住宅用途建物の共用廊下側に見られる典型的な開口配置の非耐力壁を有する）の層間変形角とひび割れ率、実剥落率の関係から、被害建物の総ひび割れ長さおよび各階のひび割れ量分布が妥当な精度で推定可能であることを示した。
3. 一方、損傷評価 DB 内の実験データから推定された剥落量は非常に小さく、被害建物の剥落量を評価できなかった。この原因の一つとして被害建物の剥落量には経年劣化から生じたものが多く含まれていたことが推察された。

謝辞：

本研究は建築研究所の重点研究課題「庁舎・避難施設等の地震後の継続使用性確保に資する耐震性能評価手法の構築」において実施されたものであり、建築研究所、

東京理科大学、UR 都市機構との共同研究である。また科研費（課題番号：26242035）「大地震後に防災拠点施設の機能を維持できる耐震性能技術の開発」の助成を受けたものである。ここに記して謝意を示します。

参考文献

- 1) 豊田陽平ほか：非耐力壁を有する SRC 造架構のモデル化に関する研究，コンクリート工学年次論文集，vol.36, No.2, pp.265-270, 2014
- 2) 向井智久ほか：災害後の建築物の機能継続・早期回復のための構造性能評価システムの開発成果報告書，建築研究所プロシーディングス，No.20, 2011.1
- 3) 衣笠秀行ほか：修復費用の工学的要因に基づく修復性評価指標の提案，日本建築学会技術報告集，vol.17, No.36, pp.531-536, 2011.6
- 4) 向井智久・森田高市・溜正俊・服部敦志・深田良雄・石川孝重・斉藤大樹・福山洋：データベースを用いた建物の地震後の修復性評価・機能性評価事例，日本建築学会技術報告集第 20 巻，第 46 号，pp.991-996, 2014.10
- 5) 向井智久，斉藤大樹，衣笠秀行，福山洋：「非耐力壁を有する実大 RC 造架構の修復性評価に関する実験的研究」日本コンクリート工学年次論文集，Vol30,NO.3,pp.1051-1056,2008.7