

# 論文 被災 SRC 建物の立体解析による地震応答の検討

廣澤 光法<sup>\*1</sup>・堀田 和敬<sup>\*2</sup>・高橋 之<sup>\*3</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*4</sup>

**要旨**：本研究の対象は東北地方太平洋沖地震で被災した耐震補強済みの9階建てSRC造建物である。主な被害は、3階における耐震壁側柱の被害や壁板内のアンカーの抜け出しである。これらの被害の原因が実験的に検証されており、アンカーの抜け出しによる3階壁脚部への変形の集中が耐震壁側柱の変形性能の低下につながったと報告されている。本研究では、この実験データを使用し地震時の建物の挙動を再現し、補強前後での耐震性能の評価を行うことを目的として立体弾塑性解析を行った。補強後では3階を軸にしたロッキング変形が生じており、補強前と比較し、耐力が3割程度低下するという結果を得た。

**キーワード**：東北地方太平洋沖地震，宮城県沖地震，耐震補強，立体解析，鉄骨鉄筋コンクリート造

## 1. はじめに

本研究の対象は東北地方太平洋沖地震で被災した9階建て鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC）建物である。この建物は1969年に竣工し、1978年の宮城県沖地震では耐震壁のひび割れなどの被害が報告されている<sup>1)</sup>。2001年に耐震補強が行われたが、2011年の東北太平洋沖地震で甚大な被害が発生した<sup>2),3)</sup>。主な被害は、3階耐震壁の側柱の被害（鉄骨や鉄筋の座屈及び破断）や壁板内のアンカーの抜け出しである。

この建物には1階と9階に地震計が設置されており、1978年と2011年の地震時加速度応答スペクトルは酷似していた<sup>4)</sup>。しかし、地震による被害は、補強前よりも補強後の方が大きかった。この原因が実験的に検証されており<sup>5)</sup>、アンカーの抜け出しによる3階壁脚部への変形の集中が変形性能の低下につながったと報告されている。

本研究では、この実験データを使用し地震時の建物の挙動を再現し、耐震性能の評価を行うことを目的として立体弾塑性解析を行った。

## 2. 建物諸元と被害概要

図-1に3階の平面図を示す。既存耐震壁を黒、耐震補強の際に打ち替えられた耐震壁を赤、ブレース補強された部分を青、鋼板による補強がされた梁を緑で、それぞれ図中に示した。コア抜き試験より、補強後の打ち替えられた耐震壁のコンクリート強度はおよそ60 N/mm<sup>2</sup>程度であり、既存部分の13.9 N/mm<sup>2</sup>を大きく上回っていた。打ち替えられた耐震壁はあと施工アンカーで既存躯体と接合されていたが、図-2にみられるような抜け出しが3階耐震壁脚部で確認されている。アンカーが抜け出したことで、3階壁脚部への変形の集中につながり、その結果、建物全体の变形性能の低下が生じた。

図-3に被害の大きかった3階側柱脚部を示す。図-3はX8通りを示したものであり、両妻方向の耐震壁側柱脚部においてコンクリートの剥落や、鋼材の破断が確認された。3階の側柱においてこのような被害が確認された一方で上層階では被害が少なかった。

## 3. 静的解析

### 3.1 モデル化方針

一貫構造計算ソフト SuperBuild/SS3<sup>6)</sup>（以下SS3）を

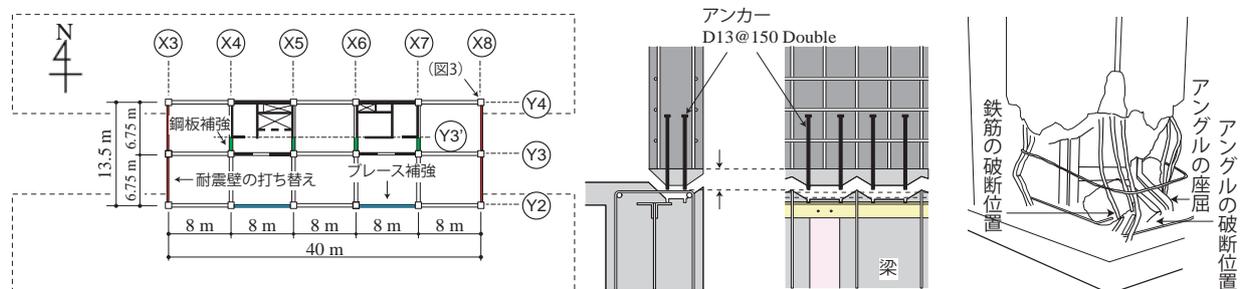


図-1 3階平面図（破線部分は2階を表す） 図-2 アンカー抜け出し 図-3 3階側柱被害(スケッチ)

\*1 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科（学生会員）  
 \*2 名古屋工業大学 大学院 工学研究科社会工学専攻（非会員）  
 \*3 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科助教 博（工）（正会員）  
 \*4 名古屋工業大学 工学部建築・デザイン工学科教授 工博（正会員）

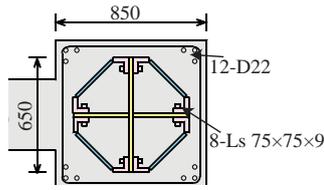


図-4 側柱断面図

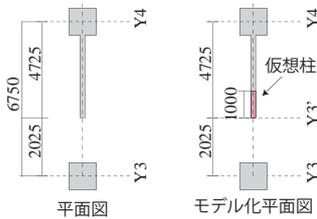
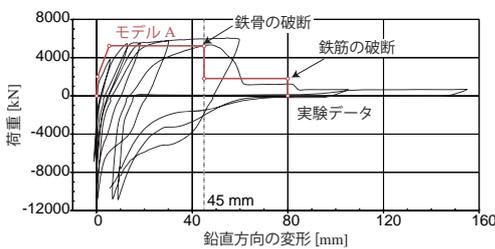
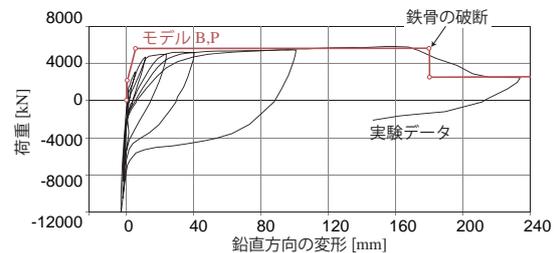


図-5 仮想柱設置方法



(a) モデル A



(b) モデル B, P

図-6 3階側柱の荷重変形関係

使用し、立体解析を行った。解析モデル上では柱、梁を両端弾塑性バネをもった線材として置換し、耐震壁を上下の剛梁にピン接合する二本の側柱と壁板要素の三本柱モデル(壁谷澤モデル)とした。柱、耐震壁ともに軸力との相関(M-N)を考慮したモデルとする。復元力特性について、曲げは柱、梁、壁板の全てについて、ひび割れ発生時、降伏時の2箇所での折れ点をとるTri-Linear型とした。せん断は柱、梁については降伏時でのみ折れ点をとるBi-Linear型とし、壁板はTri-Linear型とした。軸方向については側柱と壁板の圧縮側をBi-Linear型、引張側をTri-Linear型とした。各部材のひび割れ耐力と終局耐力は建築物の構造関係技術基準解説書<sup>7)</sup>にしたがって断面形状から計算した。

この建物の柱の断面図を図-4に示す。SS3では非充腹型のSRC造を再現できないため、モデル化の際に鉄骨部分は断面積の等しい鉄筋に置き換え、軸剛性と強度が同じになるように設定した。また、補強後耐震壁の壁筋の不定着による抜け出しを再現するために、抜け出しが生じた3階耐震壁の壁縦筋量を本来の数値ではなく入力できる最低値として、鉄筋比を約0.003%とした。

当該建物にはペントハウスが設けられているが、本解析ではモデル化に際しペントハウスを省略し、相当量の重量を9階に加えて補正した。また、耐震補強の際に設置されたブレースはせん断強度が等しい耐震壁に置き換えた。各層のスラブ剛性については、同一層同一水平変位となる剛床とした。

表-1 解析ケースとモデルの組み合わせ

		北→南	3sL	3sR	3cL	3cR	8sL	8sR	8cL	8cR
		南→北	8sL	8sR	8cL	8cR	3sL	3sR	3cL	3cR
補強前	B	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	A <sub>0</sub>	○	○	○	○	○	○	○	○	○
	A <sub>1</sub>	×	○	○	○	○	○	○	○	○
	A <sub>2</sub>	×	×	○	○	○	○	○	○	○
	A <sub>3</sub>	×	×	×	○	○	○	○	○	○
	A <sub>4</sub>	×	×	×	×	○	○	○	○	○
	A <sub>5</sub>	×	×	×	×	×	×	○	○	○
	A <sub>6</sub>	×	×	×	×	×	×	×	○	○
	A <sub>7</sub>	×	×	×	×	×	×	×	×	○
補強設計時	P	○	○	○	○	○	○	○	○	○

3,8はX3,X8通りの柱 s,cは側柱と中央柱 L,Rは鉄骨と鉄筋 ○は破断が生じていない状態, ×は破断した状態を示す

当該建物のX4~X7通りにおいて、この区間のY3~Y4間に設置されている耐震壁が開口によりSS3での計算上、耐震壁として認識されないため、本解析では図-5のようにモデル化の際に新たにY3'軸を設け、仮想柱を設置し、耐震壁と開口とでスパンを分断させることで耐震壁として認識させた。仮想柱は、Y3'軸上の耐震壁端部と交差する点に設置した。断面は、柱幅は壁厚さと等しく、柱せいを1000mmとし、鉄筋量は、対応する耐震壁と等しいものとした。また、耐震補強時にY3~Y3'間の梁へ鋼板による補強がなされていたため、補強後を想定したモデルでは、鋼板の補強が行われた3階から9階のX4~X7通りのY3~Y3'間の梁のせん断強度に補強された鋼板分の耐力を加算した。

### 3.2. 解析方針

文献<sup>9)</sup>で得られた3階耐震壁側柱の荷重変形関係と解析モデル上での仮定を図-6に示す。補強後のアンカー抜け出しによる変形性能が低下したモデルを図-6(a)、変形性能の低下が生じないモデルを図-6(b)に示す。本解析では、柱の鉛直方向への変形量が45mmの時点で鉄骨の破断、80mmで鉄筋の破断として、耐力低下の分岐点とする。しかし、解析では荷重変形関係における負勾配を扱うことが困難であるため、複数のモデルを作成し、これらの解析結果を組み合わせることで補強後の建物の荷重変形関係を作成することにした。解析ケースとモデルの関係を表-1に示す。モデルA<sub>0</sub>の解析結果において、3階側柱の鉛直方向の変形が45mmに達すると、ここで

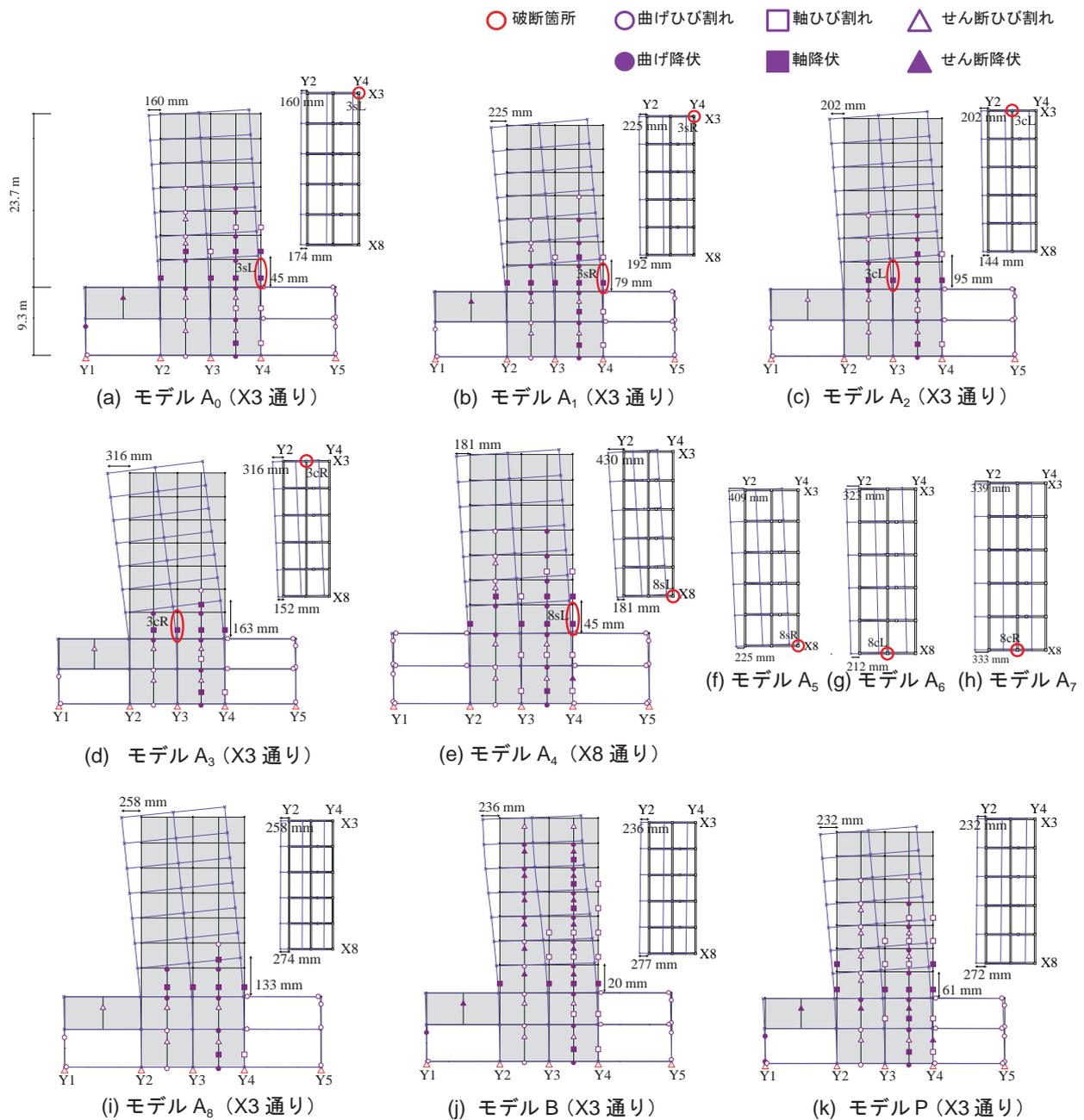


図-7 解析モデル変形図(北→南方向)

側柱の鉄骨の破断が生じるものとし、鉄骨を無視したモデル A<sub>1</sub> に移行する。このように、変形に応じて鋼材の少ないモデルへの移行を行い、耐力低下を考慮した解析を行った。A<sub>1</sub> 以降のモデルに関しては、前のモデルを解析した結果、破断する伸びに到達した順序に従って作成した。

また、補強前後と、補強時に想定されていた建物の荷重変形関係を比較するために、モデル B とモデル P を設定した。モデル B では、2001 年の耐震補強が行われる前の状態を再現するため、竣工時のデータを入力した。モデル P では、アンカーの抜け出しが生じなかったと仮定し、打ち替えられた耐震壁の壁縦筋量を本来の数値を入力した。

外力は建物自重による鉛直力と A<sub>i</sub> 分布に基づく水平力

を設定した。水平力についてはベースシア係数が 1.0 となる入力を最大値として、1/1000 刻みで北→南方向に入力する荷重増分解析(正載荷)を行う。またモデル A のシリーズについては、南→北へ入力する解析(負載荷)も行う。

### 3.3. 解析結果

両妻方向の耐震壁側柱の被害を検討するために短手方向の X3, X8 通りの解析結果について分析を行う。

図-7 に正載荷の解析により得られた各モデルの変形図を示す。図中の数字は頂部の水平変位、3 階側柱の鉛直方向の変形量を示す。図-7(a)~(h) は耐震補強後を再現したモデルであり、いずれかの柱で鋼材が破断する直前の変形図を示し、図-7(i), (j), (k) は建物頂部の

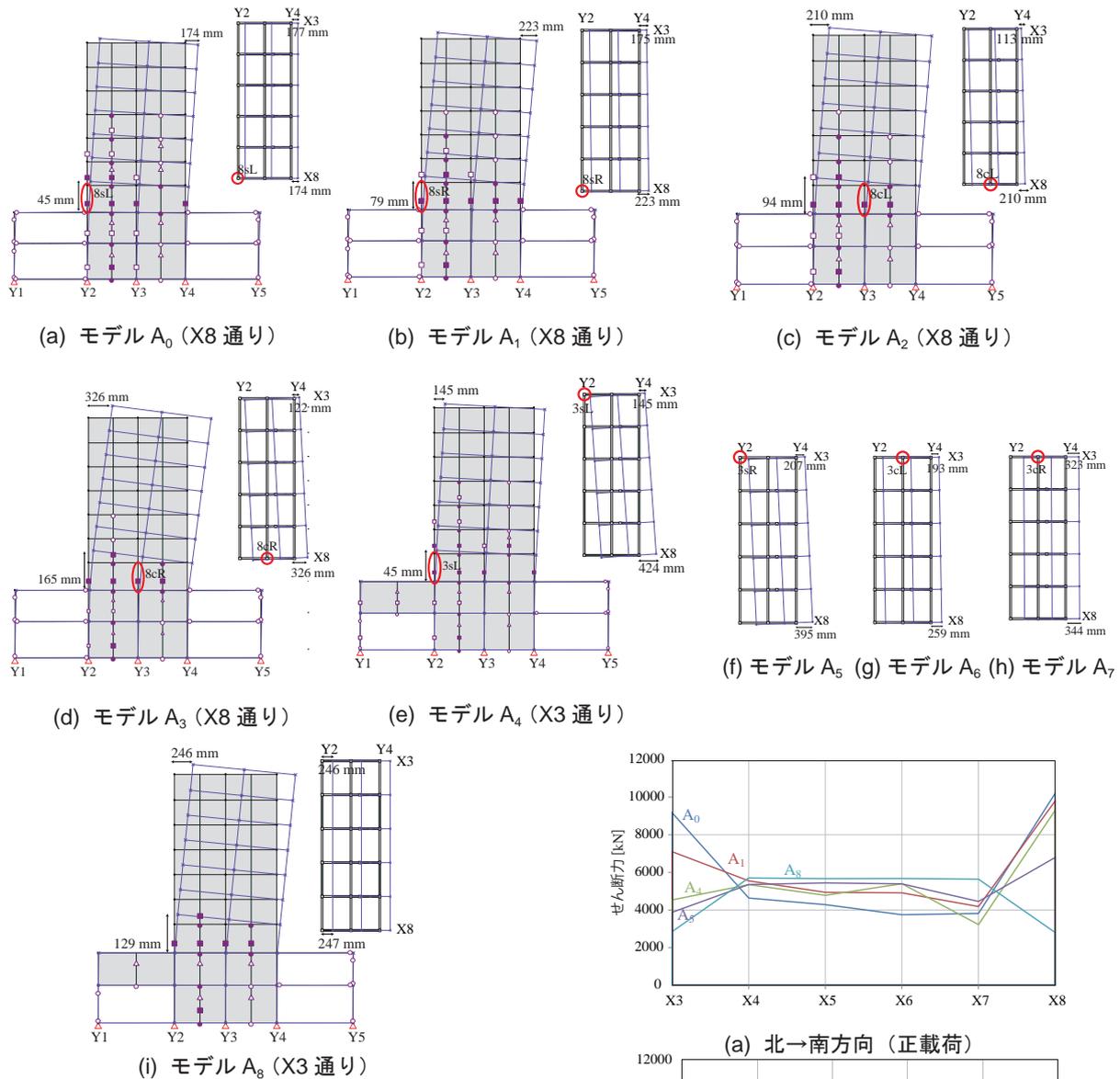
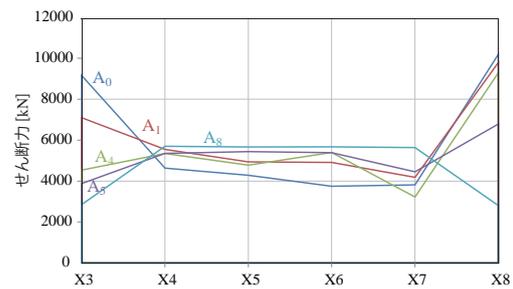


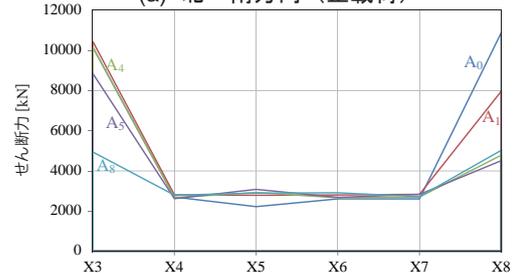
図-8 解析モデル変形図 (南→北方向)

水平変位がおよそ 250 mm となった時点での変形図を示す。図-7 (a)~(e) より変形は側柱に集中し、3 階を軸とした回転変形が卓越している。また、耐震壁にはせん断降伏が生じず、5~9 階の上層階においてはひび割れも生じていない。

最初の破断は、図-7 (a) のように、X3 通りの 3 階側柱の伸びが 45 mm (図-6(a) の鉄骨破断変形) に達することで生じた。このとき、建物頂部の変形は 160 mm であった。一方、X8 通りの側柱の伸びは 41 mm、建物頂部の変形は 174 mm であった。つまり、X3 通りでは頂部変形が小さいのに柱の伸びが大きかった。これは 2 階の壁の配置が原因である。X3 通りには Y1-Y2 間に壁があるのに対し、X8 通りにはない。このため、X3 通りでは 2 階 Y2 の柱の縮みが抑制され、その分、頂部の変形も抑制されたと考えられる。第 2 の破断も、図-7 (b) のように X3 通りの 3 階側柱で生じた。柱の伸び量



(a) 北→南方向 (正載荷)



(b) 南→北方向 (負載荷)

図-9 3 階せん断力分布

が 79 mm に達し鉄筋が破断した。第 2, 第 3 の破断は、図-7 (c)(d) のように X3 通り中央で生じ、ねじれが顕著になった。その後、Y2, Y4 構面によるねじれ抵抗により、図-7 (e)~(h) のように X8 通りでの破断が生じた。X8 通りでの破断が進むことによって、ねじれ変形は減少していった。

図-7 (a) において建物頂部の変形角が 1/200 以下となっており、変形が小さい段階から鋼材が破断し、耐力低下が始まっている事がわかる。また、補強前を想定し

たモデル B では壁板のせん断降伏により 4～5 階が大きく変形し、8～9 階の変形が小さくなった。それに対し、補強後を想定したモデル A のシリーズでは、いずれも 3 階で大きく変形し 4 階以上における層間変形角がほぼ一定となった。したがってモデル A のシリーズでは、上層階には変形が殆ど生じず、報告されていたような 3 階を軸にしたロッキング変形が生じていると考えられる。また、モデル P においてもモデル A 同様に 3 階を軸としたロッキング変形が生じているが、モデル A と比較して、頂部の変形が同程度であるのに対し、3 階の側柱の伸びが小さくなっている。

モデル A のシリーズにおいて負荷荷の解析により得られた各モデルの変形図を図-8 に示す。図-8 (a)~(h) は各部材の鋼材が破断する直前、図-8 (i) は建物頂部の変形がおよそ 250 mm となった時点を示す。正載荷同様に、片側の通りから耐力低下が進行し、ねじれが生じるものの、最終的にはねじれが小さくなった。一方、鋼材の破断は X3 通りより、X8 通りのほうが早く生じた。ただし、この相違は非常に微妙なものである。X8 通りの柱が破断伸び 45mm に達したとき、X3 通りの伸びは 42mm であった。正載荷のときの相違も同様に微小であった。

図-9 にモデル A のシリーズにおける 3 階部分におけるせん断力の分布を示す。引張側の側柱の鉄骨が破断する前の段階であるモデル A<sub>0</sub> では両載荷共、X3、X8 通りでのせん断力に差は少ない。一方、X4~X7 通りにおいて、負荷荷のせん断力は正載荷の半分程度となっていた。これは、X4-X7 の壁が北側だけに側柱があり、引張鉄筋比が載荷荷の方向で異なるため、正負でせん断強度が異なったものである。

鋼材の破断による耐力低下が生じた各分岐点における立体解析の結果を評価する方法として等価一自由度系への縮約を *i* 層の重量、作用水平力、1 階床に対する相対変位を  $m_i, P_i, \delta_i$  としして下記の式 (1), (2) を用いて行う<sup>8)</sup>。

$$S_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \quad (1)$$

$$S_a = \frac{\sum_{i=1}^N P_i \cdot \delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \cdot \delta_i} \quad (2)$$

図-10 にモデル A のシリーズの等価一自由度系の代表荷重-代表変位の関係を示す。ここで得られたグラフを元に補強前後モデルの荷重変形関係を図-11 に示す。鋼材の破断後、荷重は次のモデルの同じ変形時の荷重まで下がるものとした。また、モデル A<sub>2</sub> やモデル A<sub>6</sub> のように前のモデルより最大変形が小さい場合は、鋼材の破断はほぼ同時に起きたと判断し、さらに次のモデルまで荷重を

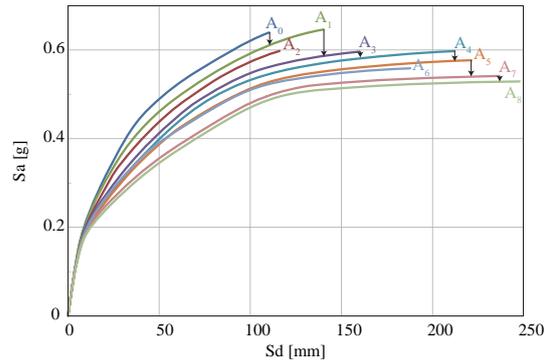


図-10 補強後各モデルの Sa-Sd 関係 (北→南方向)

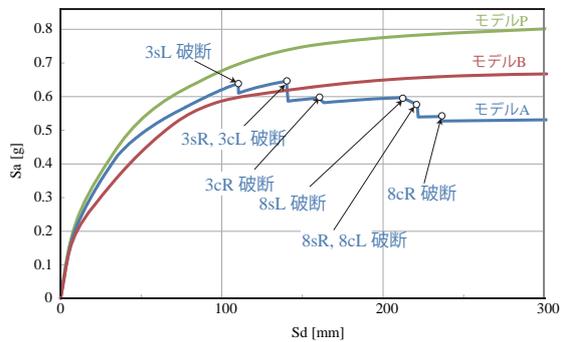


図-11 Sa-Sd 関係比較 (北→南方向)

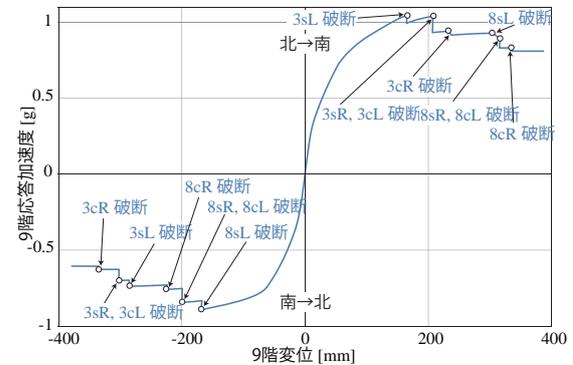


図-12 9階 応答加速度変形関係

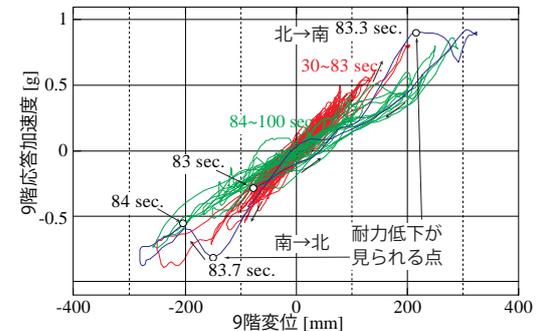


図-13 9階地震計の測定値

低下させた。鋼材の破断による耐力低下が生じた点を図中に○印で示す。

補強前後で比較すると補強後モデル(A)では3階側柱の鋼材の破断により3割程度の耐力低下が生じており、補強前モデル(B)よりも最終的な変形性能が劣っている。また、耐震補強により打替えられた耐震壁が機能していた場合を仮定したモデル(P)と比較しても、耐力の差は大きくなっており、壁筋の不定着により、本来想定されていた変形性能を満たしていないことがわかる。

図-12にモデルAの9階の応答加速度、変形の関係を示す。応答加速度は解析結果により得られた9階の水平力を当該階の重量で除して求めた。耐力低下の生じた点を図-11同様に示す。

また、9階の地震計で東北地方太平洋沖地震の際に記録された応答加速度と変形の関係を図-13に示す<sup>3)</sup>。横軸の変形量は応答加速度の2階積分で求めたものである。30~83秒を赤、83~84秒を青、84~100秒を緑で示す。赤と緑で剛性が大きく異なっている。このことから、青の区間において破断が生じたと考えられる。また、青の区間において、応答加速度が約1.0g(g:重力加速度)、9階の変位が200mm程度の時に鋼材の破断による耐力低下が始まる点においては解析モデルと実測値が良好に対応している。ただし、実測値において耐力低下は解析結果よりも急激に生じており、耐力低下後に加速度の上昇もみられた。これらについては今後、検討が必要である。

#### 4. 結論

本解析により東北大学人間・環境系研究棟の地震被害について以下の結論が得られた。

- 1) 壁筋の抜け出しを再現した耐震補強後モデルにおいて、実被害同様に変形が3階側柱に集中し、耐震補強前モデルのような壁板のせん断降伏はみられなかった。
- 2) 補強後モデルでは、側柱へ変形が集中することによって、建物全体の変形角が1/200以下において鋼材の破断が始まる。
- 3) 片側の構面から破壊が進行し、ねじれが生じるものの、更に変形が進むことでもう一方の構面でも破壊が進行し、最終的にはねじれが小さくなった。
- 4) 補強後モデルにおいて、Sa-Sd関係から、鋼材の破断

により、最大耐力から約3割程度の耐力低下がみられる。

- 5) 補強前後で比較すると、補強後モデルでは鋼材の破断による耐力低下が生じた結果、補強前モデルよりも変形性能が劣る。
- 6) 補強後モデルとアンカーの抜け出しが生じてない場合を想定したモデルを比較した結果、補強後モデルでは、壁筋の抜け出しにより本来想定されていた数値の6割程度の耐力しか有していなかった可能性がある。
- 7) 解析結果における9階の応答加速度-変形関係と地震計の測定値を比較して、耐力低下が生じた時点での応答加速度と変形量は近い値となっていた。

#### 参考文献

- 1) 志賀敏男, 柴田明德, 渋谷純一, 高橋純一: 東北大学工学部建設系研究棟における強震応答実測とその弾塑性応答解析, 日本建築学会論文報告集, 第301号, pp.119-129, 1981.3
- 2) 木村秀樹, 平林聖尊, 石川裕次, 田邊裕介, 前田匡樹, 市之瀬敏勝: 東日本大震災による東北大学工学部建物の被害 その3・その4, 日本建築学会大会学術梗概集, 構造IV, pp.9-12, 2012.9
- 3) 鈴木一希, 前田匡樹, 市之瀬敏勝: 東北地方太平洋沖地震で大破したSRC造建物の被害と分析, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.2, pp.1105-1110, 2013.8
- 4) 源榮正人, ツェンバ・ツォグゲレル, 吉田和史, 三辻和弥: 東北地方太平洋沖地震における被災建物の振幅依存振動特性の長期モニタリング, 日本地震工学論文集, 第12巻, 第5号, pp.117-132, 2012.9
- 5) 堀田和敬, 高橋之, 市之瀬敏勝, 前田匡樹: 耐震補強後の壁筋の不完全定着によるSRC側柱の変形性能の低下, 日本コンクリート工学会年次論文集, Vol.36, No.2, pp.847-852, 2014.7
- 6) (株)ユニオンシステム, Super Build/SS3(Ver.1.1.1.33), 2014
- 7) 国土交通省住宅局建築指導課ほか: 2007年度版建築物の構造関係技術基準解説書, 全国官報販売協同組合, 2007
- 8) 倉本洋, 秋田知芳: 多層壁フレーム建築物の等価1自由度系縮約と高次モード応答せん断力の評価, 日本建築学会構造系論文集 第605号, pp.79-86, 2006.7