

論文 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

鈴木 一希^{*1}・Hamood Alwashedi^{*1}・前田 匡樹^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}

要旨: 2011 年東北地方太平洋沖地震において、耐震補強された建物の大多数は補強の効果が見られ大きな被害を受けなかった。しかしながら、耐震補強されていたにもかかわらず大破の被害を受けた建築物が存在する。当該建物は、1978 年宮城県沖地震により被害を受け 2001 年に耐震補強をされている。筆者らは当該建物の詳細調査を行い、ひび割れ状況から 2001 年耐震補強時打ち替えられた耐震壁が機能しなかったため、建物 3~9F 部分がロッキング性状を示し大破に至ったと推定した。そこで仮想仕事法、静的荷重増分解析による等価線形化法を用いて被害状況の分析を行った。

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, 鉄骨鉄筋コンクリート造

1 背景・目的

東北大学工学部人間・環境系実験研究棟は地上 9 階建 SRC 造建築物であり、2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震により甚大な被害を受け被災度区分判定基準¹⁾により大破と判定された。本建物は 1968 年に竣工してから過去に数度大規模な地震を経験しており、その損傷の影響から 2001 年には耐震補強が実施され、 $I_s = 0.6$ 以上の耐震性能を保持していた。

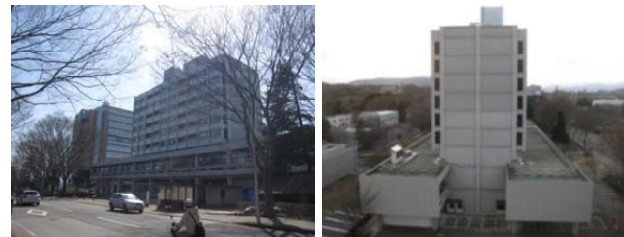
本報では、耐震補強を施し十分な耐震性能を有すると判断されたにも関わらず地震により大破に至った建物について、現地調査より得られた被害状況を報告するとともに、被害状況から建物の崩壊メカニズムを推察し、大きな被害に至った原因を分析する。

2 建物諸元

2.1 建物概要

写真-1 に建物外観写真、図-1 に建物伏図を示す。本建物は 1968 年竣工した、地上 9 階の SRC 造建築物で、東北大学工学部青葉山キャンパス内に位置する。建物は 1~9F からなる高層部分と、1~2F からなる低層部分から構成される。梁間方向では高層部分の妻壁になる X3・X8 通りに存在する連層耐震壁及び X4~X7 通りにある階段室周りのコア部分が主な地震力に対する抵抗要素である。それらの部材は概ね対称に設置してある。一方、桁行方向では Y4 通り X4~5, X6~7 間に存在する耐震壁で地震力に抵抗しているが、南北対称に設置されていないため過去の地震ではねじれ振動を起こすことが報告されている。

また、当該建物は建物竣工当時から建築研究所により地震波観測が行なわれている。伏図に示す部分の 1F と 9F に地震計が設置してあり、竣工当時の地震波が記



(イ)北側 (ロ)東側

写真-1 建物全景

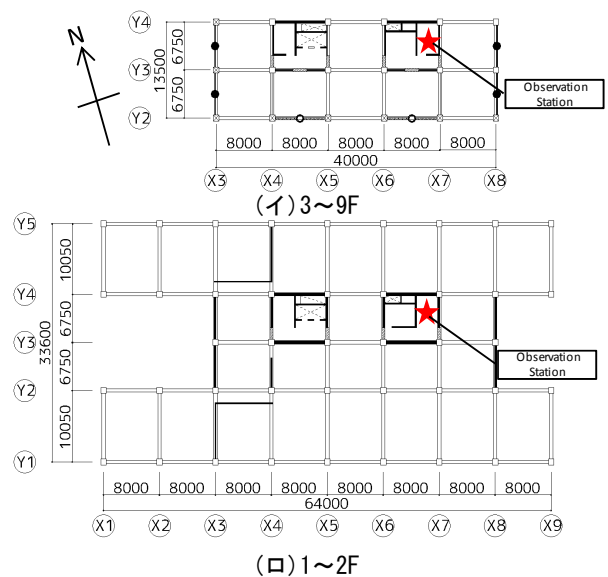


図-1 建物伏図

表-1 代表柱リスト

Floor	1F	2・3F	4・5・6F	7・8・9F
Dimension (mm)				
Steel	8Ls-75X75X12	8Ls-75X75X9	8Ls-75X75X6	8Ls-65X65X6
Main bar	12-D25	12-D22	12-D19	
Hoop	Center: 9Φ@300 Top&Bottom: 9Φ@150			

*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 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)

*3 名古屋工業大学 教授 工学博士 (正会員)

録として残っている。

表-1 に代表的な柱リストを示す。躯体はL字型鋼を用いた非充復鉄骨を内蔵する SRC 造である。使用材料は、コンクリート：Fc21 ($\sigma_B=21\text{N/mm}^2$)，鉄骨：SS400($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$)，鉄筋：SD345($\sigma_y=345\text{N/mm}^2$)及びSR235($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$)である。柱・梁の主筋は異形鉄筋が用いられているが、柱・梁のせん断補強筋及び表-2 に示す耐震壁壁筋には丸鋼が用いられている。

2.2 耐震診断

図-2 に補強前後の耐震診断²⁾による構造耐震指標 Is 値を示す。当該建物は 2001 年に耐震補強が施され、XY 両方向・全階で Iso=0.6 を上回るよう補強が行われた。また耐震補強は、靱性型の補強がなされている。具体的には後述するが、いずれの補強部材も靱性指標 F=3.5 として設計されている。図-3 に各階強度指標及び Ai 分布を示す。これを見ると建物改修が靱性型補強であったため強度指標 C 値は補強前後でほとんど変化していない。特に Y 方向においては 1~2F で C/Ai=0.45~0.5 なのに対し、3~8F で C=0.29~0.35 と大きく差がある。つまり、3 階より上階では保有水平耐力が低い架構であると言える。

2.3 耐震補強

図-4 に耐震補強部材位置を示す。補強は 3~9F にかけて梁間方向連層耐震壁の打ち替え、Y2 通りでの鉄骨プレースの増設、連層耐震壁開口部上部梁の鋼板巻き補強、スラブの打ち増しが行われた。

図-5 に打ち替えをした耐震壁詳細図を示す。耐震壁の打ち替えの際は既存 RC 造妻壁を撤去し、柱・梁躯体面を目荒らしし、既存躯体へあと施工アンカー (D13) を挿入したのちコンクリートを打設している。既存躯体へのアンカーは接着系アンカーを用い、また既存の壁筋 (9φ) は柱・大梁から 200mm 残して切断することで既存躯体との一体化を図っている。補強設計図書によると、あと施工アンカーは既存躯体に定着長さを 110mm 挿入されているが、図-5 を見ると梁の内蔵鉄骨が存在し、またコンクリートかぶり厚さを考慮すると、梁のコアコンクリート内に十分定着されていたかやや疑問が残る。既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の改修設計指針²⁾によると 3F 壁脚部のあと施工アンカー耐力は既存コンクリート躯体のコーン状破壊で算出されることから、打ち替え耐震壁壁筋の引張強度に匹敵する強度は得られなかった可能性がある。

3 地震被害

3.1 被災歴と地震観測記録

表-3 に建物被災歴を示す。本建物は 1968 年に竣工してから、度々地震に遭遇している。源栄ら³⁾の報告によると、過去に建物 1F で加速度：150gal を超える地震動

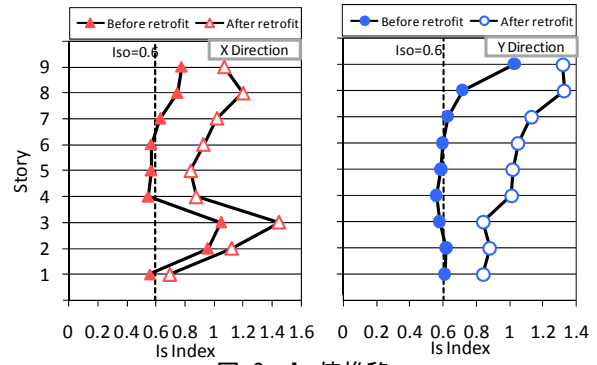


図-2 Is 値推移

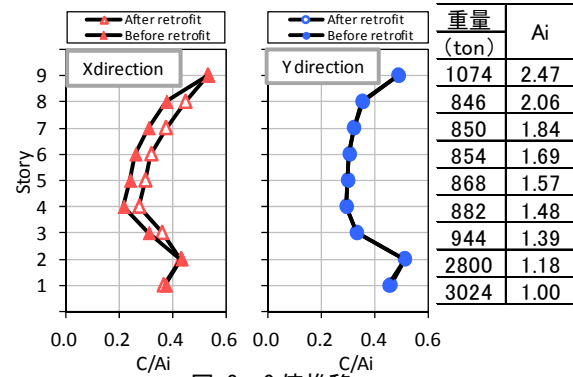


図-3 C 値推移

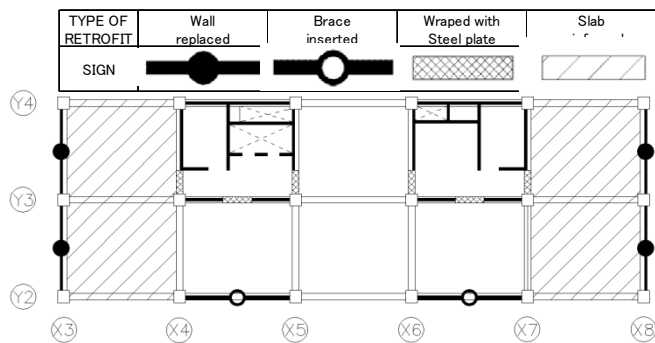


図-4 補強位置図

表-2 補強耐震壁一覧

Floor	After retrofit			Before retrofit	
	Wall thickness (mm)	Arrangement of bar	Arrangement of anchor	Wall thickness (mm)	Arrangement of bar
9	180	D10・13-@200 S	D13-@100 S	150	9φ@200 S
8					
7					
6	200	D13-@200 D		200	9φ@200 D
5					
4					
3	250	D13-@150 D	D13-@150 D	250	

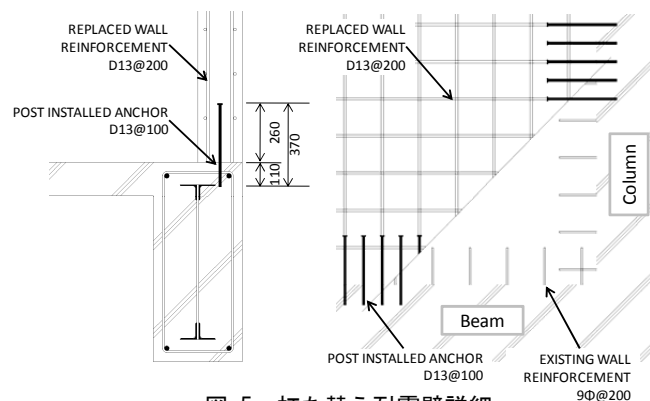


図-5 打ち替え耐震壁詳細

を記録上4度経験している。

その中でも大きな被害を受けた1978年宮城県沖地震と2011年東北地方太平洋沖地震における1Fと9Fの加速度時刻歴波形を図-6に示す。1978年宮城県沖地震では、継続時間約40秒、1Fで最大加速度258gal、9Fで1040gal、2011年東北地方太平洋沖地震では継続時間約180秒、1Fで333gal、9Fで908galとともに9Fでは1G程度の大きな加速度を計測している。

各地震動の5%減衰加速度応答スペクトルを図-7に示す。これを見ると年代によらずNS方向では周期約1.0s、EW方向で約0.5sで応答が大きく増幅しており、建設地盤の卓越周期が表れている。卓越周期時の最大加速度応答は年代によらずほとんど変わっておらず、本建物に対する2つの地震による建物への入力と同程度だったと考えられる。

3.2 1978年宮城県沖地震

図-8に梁間方向のひび割れ図を示す。志賀ら⁴⁾によると宮城県沖地震では35枚のガラスの破損、家具の転倒が生じ、耐震壁や境界梁に損傷が生じた。最大ひび割れ幅は梁間方向耐震壁の3、4Fでせん断及び曲げひび割れが約0.5~1mm、境界梁のせん断ひび割れが約1.5mm程度と、損傷度Ⅲ¹⁾程度の被害が生じた。またこの地震後、2001年に耐震改修がなされるまで建物の補修は行われていない。

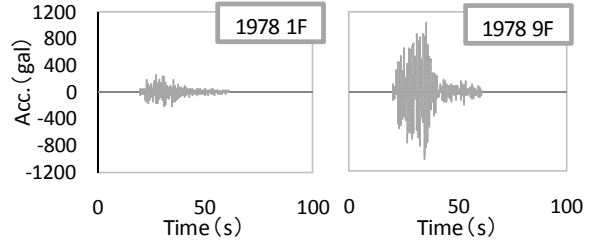
3.3 2011年東北地方太平洋沖地震

図-9に最大の被害を受けた3F梁間方向の被害状況を示す。X3、X8通り耐震壁側柱の崩壊により耐震壁が損傷度V、袖壁付き柱および柱が、せん断ひび割れにより損傷度Ⅱ~Ⅲと判定され、被災度区分判定基準¹⁾により耐震性能残存率R=33%となり大破と判定された。写真-2に3F耐震壁側柱詳細、図-10に推定した側柱崩壊メカニズムを示す。詳細写真を見ると側柱は内蔵鉄骨が座屈及び破断しており引き抜けている。このことから側柱は図-10(イ)に示す定常状態から、梁間方向の地震動入力による転倒モーメントで図-10(ロ)のように引張力を受け、リベット接合による鉄骨断面欠損部より鉄骨が破断、抜け出し、逆方向の振動で側柱下降時(図-10(ハ))に鉄骨が座屈し、この繰り返しの座屈及びコンクリート損傷が進展していったと考えられる。

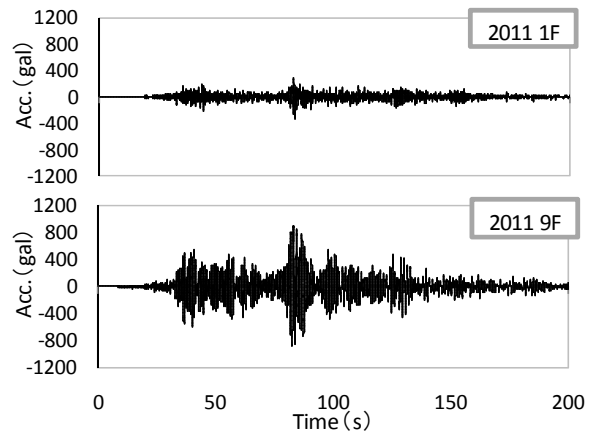
図-11に現地調査による梁間方向のひび割れ図を示す。梁間X3、X8構面では、3F耐震壁脚部と大梁境界部に水平ひび割れが発生し内部のあと施工アンカーが露出している(図-11(b)・(c))。これは、打ち替えた補強耐震壁の脚部浮き上がりがあったことを示唆している。またこれだけの被害にも関わらず、3F~9Fの補強耐震壁の壁板部分には1978年の地震で見られたような目立ったせん断ひび割れは確認できなかった。梁間X4~7構面は、お

表-3 観測地震³⁾(PGA 150gal以上)

y/m/d	Magnitude	1F maximum Acc.(gal)	9F maximum Acc.(gal)
1978/2/20	6.7	170	421
1978/6/12 (Miyagi Oki)	7.4	258	1040
1998/9/15	5.2	451	379
2011/3/11(East Japan)	9.0	333	908



(イ) 1978年 宮城県沖地震



(ロ) 2011年東北地方太平洋沖地震

図-6 観測加速度時刻歴波形

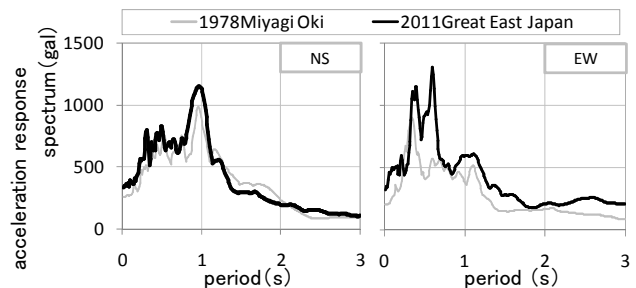


図-7 5%減衰加速度応答スペクトル

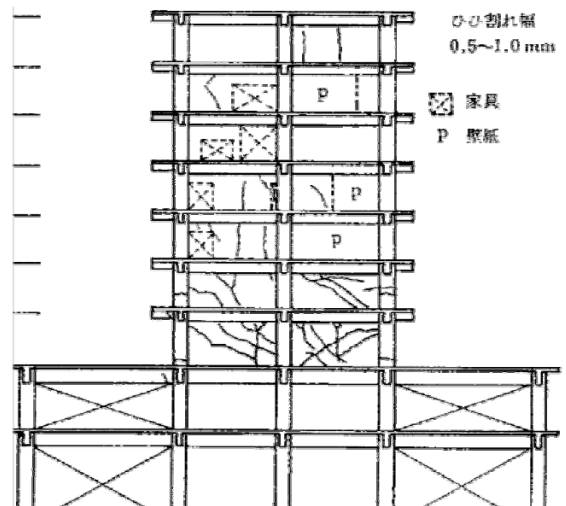


図-8 宮城県沖地震時被害⁴⁾

もに損傷が袖壁付き柱に存在し、3F で 1.7mm のせん断ひび割れ、袖壁の浮き上がりによると思われる水平ひび割れ (図-11 (d)) 及び、袖壁端部の圧壊 (図-11 (e)) が確認された。

全体として1~2F でのひび割れが上階として比較してかなり少ないことから、3F より上の階が独立して挙動したことが考えられる。

4 解析による検討

本研究では顕著な被害を受けた建物梁間方向の骨組を、平面にモデル化し 1978 年宮城県沖地震, 2011 年東北地方太平洋沖地震における解析を行なった。

4.1 建物崩壊型の推定

図-12 に梁間方向の推定崩壊メカニズムを示す。上記した被害状況や、木村ら⁵⁾の報告より、X3・8 構面の3F 耐震壁側柱の鉄骨は 1978 年宮城県沖地震時、もしくは 2011 年東北地方太平洋沖地震の初期段階で既に破断してしまい引張軸力を保持できない状況に陥ってしまった可能性が示唆されている。また打ち替え後耐震壁のアンカーの引張力負担にも疑問が感じられることから、壁板が浮き上がり 3F~9F がロッキング性状を示したことが

考えられる。源栄らによる地震波の分析³⁾でも上層階のロッキング性状が確認されている。

X4~X7 構面においては、正 (南→北)・負 (南←北) 方向で袖壁付き柱の挙動が異なる。正側においては、袖



写真-2 3F 耐震壁側柱詳細

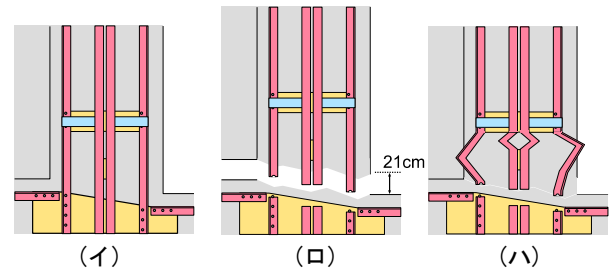


図-10 3F 耐震壁側柱被害メカニズム

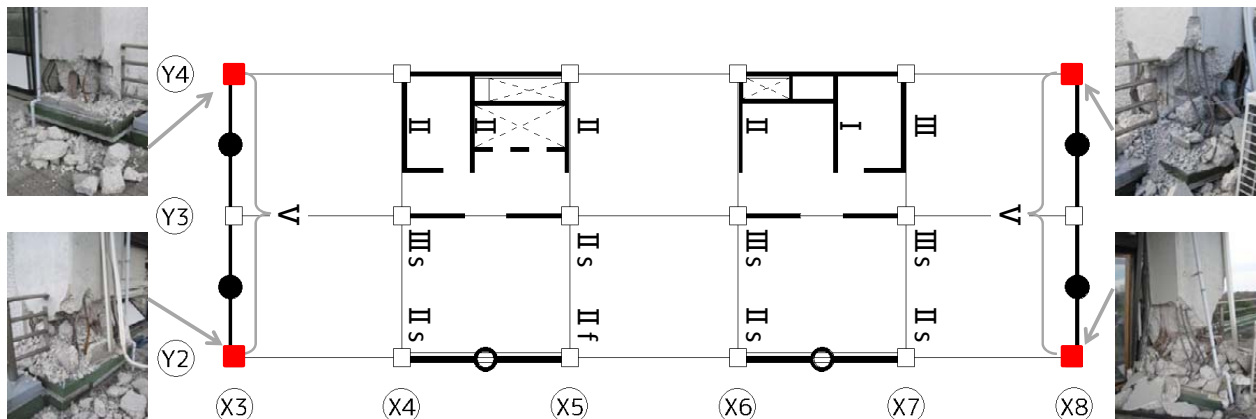


図-9 3F 梁間方向 被害状況

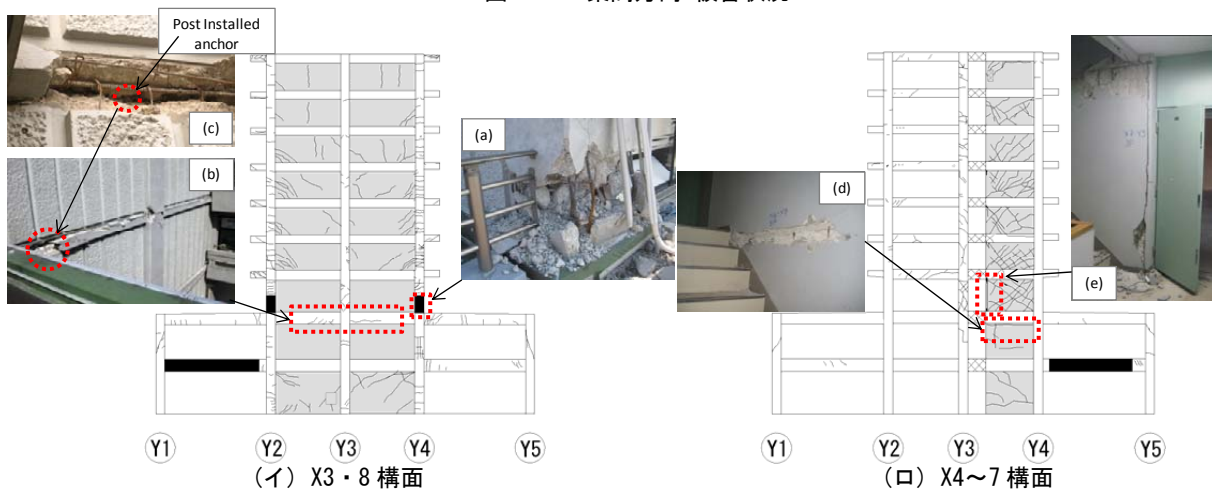


図-11 東北地方太平洋沖地震時被害

壁が引張側となり袖壁の縦筋の降伏に伴う浮き上がり性状が推定される。実被害でも、階段室の3F床レベルに顕著な水平ひび割れが見られており、これと一致する。負側では、袖壁の端部圧壊が確認されている一方、Y4通りの柱や直交壁に引張ひび割れは見られないため、浮き上がりは生じていないと思われる。

4.2 仮想仕事法による保有水平耐力の推定

ここでは①1968年建物竣工時、②1978年宮城県沖地震の被災後、③2001年耐震補強時、④2011年東北地方太平洋沖地震の被災後、の各建物における保有水平耐力を仮想仕事法により算出し、補強前後の建物の保有水平耐力を比較する。

仮想仕事法は図-12に示すモデルで行い、以下の仮定に従う。

a) 全構面での仮定

- ・被害状況より、1~2Fは剛で変形しない
- ・建物にかかる荷重はBdi分布による

b) X3・8構面の仮定

・建物3F部分で上階部分がロッキングするとし、側柱及び中柱が軸降伏した場合の仕事をい仮想仕事法を行う。また、壁筋は中柱部分に集約する

また、②1978年宮城県沖地震時ではX4~7構面における短スパン梁がせん断破壊したため耐力を無視、④2011年東北地方太平洋沖地震ではX3・8構面における3F耐震壁側柱で鉄骨が破断していることから側柱の引張耐力を無視し、中央に集約される壁筋は50%しか有効でない

と仮定した。

図-13に計算結果を示す。1968年竣工当時の保有水平耐力は正方向で31.5MN、負方向で37.7MNとなり、耐震診断での値(正側:25MN、負側:30MN)よりも若干大きい。そこから1978年宮城県沖地震の被害によりそれぞれ約30%減少、2001年の耐震補強及び補修で竣工時と同程度に回復し、2011年東北地方太平洋沖地震時に再び約30%減少したと考えられる。

4.3 等価線形化法による応答の推定

被害が顕著であった梁間方向を対象に地震時応答の推定を行なっていく。具体的には建物部材を線材に置換、平面にモデル化し静的荷重増分解析を用い建物の応答性状を把握する。その結果を一質点系モデルに縮約し、当該建物1Fで観測されたSa-Sdスペクトルと比較することで地震時応答を推定する。部材の復元力モデルや各強度は、現行の構造設計で用いられる技術基準解説書⁶⁾によった。解析は被害状況から1・2Fを剛と仮定し3~9Fをモデル化し検討を行う。また写真-2を見ると、側柱鉄骨の破断等によりX3・8構面の耐震壁耐力が期待できない状況にあるが、本報では解析の初期段階としてこれらの部材が健全である状況を想定し検討を進める。想定するケースは、①1978年宮城県沖地震被災時と、②2011年東北地方太平洋沖地震被災時である。

図-14に等価線形化法による応答推定結果を示す。解析は各ケース2方向(正、負方向)を行った。図に示すSa-Sd曲線は各地震動の5~20%減衰の応答スペクトル曲

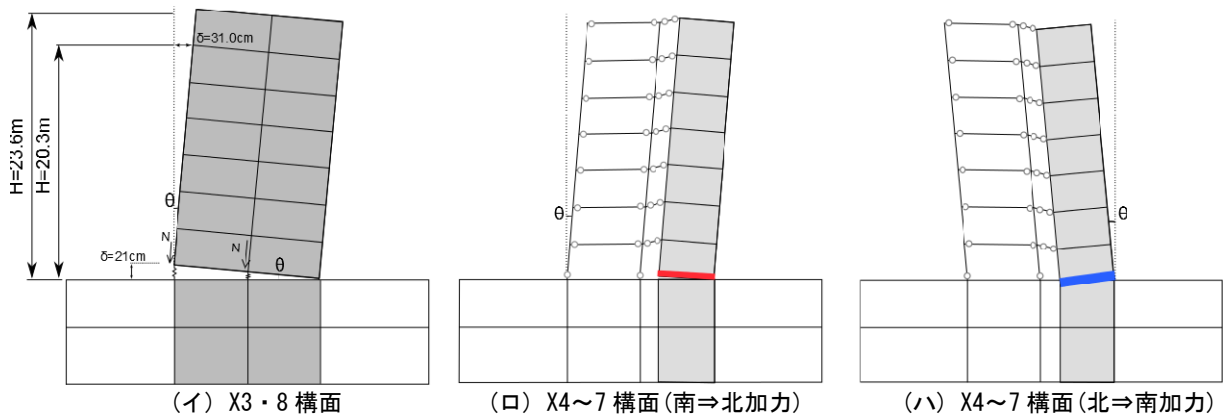


図-12 建物梁間方向被害メカニズム

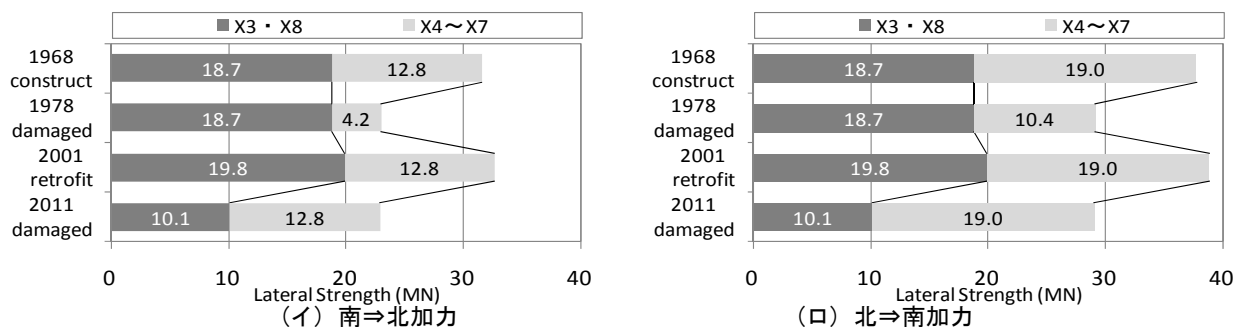


図-13 保有水平耐力推移

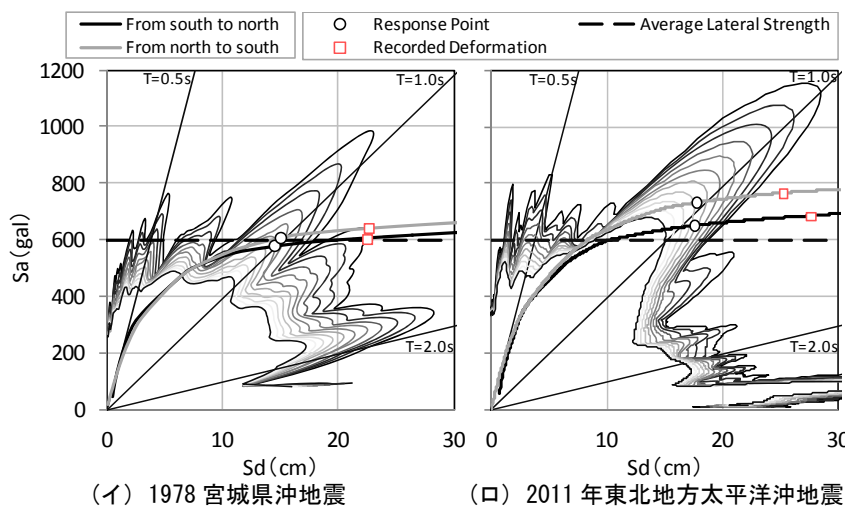


図-14 等価線形化法による応答推定

線を記してある。図中にある水平の点線は、4.2 で算出した保有水平耐力（②1978年宮城県沖地震後、④2011年東北地方太平洋沖地震後）を各モデルの有効質量で除し、一質点系のベースシアに換算したものである。これを見ると宮城県沖地震地時では仮想仕事法による保有水平耐力と一質点系のベースシアは概ね一致している。仮想仕事法において、東北地方太平洋沖地震時は耐震壁側柱鉄骨の破断や、アンカーの引き抜けにより、各抵抗要素の引張耐力を無視している状況になっている。そのため一質点系のベースシアが、仮想仕事法の保有水平耐力より過大になっている。

また9Fの観測記録変位と推定応答変位を比較するため、図-15のように変位分布を3F変位0とした逆三角形分布、等価一質点系の等価高さを0.8Hと仮定し、9F観測記録を等価高さでの変位に変換し比較を行った。これを見ると1978年度のモデルでは推定応答変位14.5cmに対し、観測記録が22.5cm、2011年東北地方太平洋沖地震を想定したモデルでは、推定応答変位約17.5cmに対し、観測変位が28.7cmと大きな差が出ている。推定変位と観測変位乖離の原因として考えられるのはモデル化していない1・2Fの変形および、源栄らによって報告³⁾されている本建物地盤のスウェイ・ロッキング変形の影響が考えられる。また3章で示したように、本建物は3F耐震壁側柱の崩壊など通常の設計では想定していない損傷が起こっているため、通常のモデルでは地震時の応答が再現できないと考えられる。

5. 結論

①1978年宮城県沖地震時と、2011年東北地方太平洋沖地震での被害状況を比較した。宮城県沖地震では梁間方向連層耐震壁にせん断ひび割れが発生しているのに対し、東北地方太平洋沖地震では耐震壁にひび割れがほとんど無く、3F側柱に被害が集中した。

②補強耐震壁のあと施工アンカー耐力は既存コンクリー

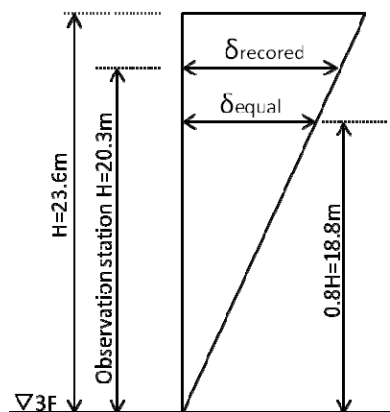


図-15 等価高さでの変位推定

トのコーン状破壊で決まっており、耐震壁は壁縦筋の引張強度に匹敵する強度は得られなかった可能性が高い。③仮想仕事法によりX3・8通り耐震壁の被害は、建物保有水平耐力を30%程度減少させることが示唆された。④3～9F部分を対象とした等価線形化法による応答変位の推定は、宮城県沖地震時、東北地方太平洋沖地震時ともに大きな差が生じた。今後は、1・2Fを含めたモデル化、地盤のスウェイ・ロッキング変形、特殊な被害状況を考慮したモデルを用い建物の被害原因の分析を行っていく必要がある。

謝辞

本建物の詳細調査は名古屋工業大学 市之瀬研究室、Purdue university と共同で実施、また東北大学災害科学国際研究所 源栄正人教授には建物9Fの地震記録を提供して頂きました。関係者の皆様に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2002
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 改修設計指針 同解説，2009
- 3) 源栄正人，ツァンバ・ツォグゲレルほか：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，2012
- 4) 志賀敏男，柴田明徳ほか：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，119-129，1981
- 5) 木村秀樹，平林聖尊ほか：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，2012
- 6) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007年度版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007