

# 東北大学工学部人間・環境系実験研究棟における地震観測記録と建物挙動

## OBSERVED STRONG MOTIONS AND BUILDING RESPONSE OF THE CIVIL ENGINEERING BUILDING AT TOHOKU UNIVERSITY

鈴木 一希(性能制御システム学分野)  
Kazuki SUZUKI

### Abstract:

Civil Engineering building at Tohoku University, which is an instrumented nine-story steel reinforced concrete structure, survived the 1978 Miyagi Oki earthquake with minor damage. In 2001, the building was assessed its seismic vulnerability and strengthened. The main techniques through the strengthening process were 1) addition of steel braces to one facade, 2) replacement of concrete and reinforcement in the webs of two exterior shear walls, and 3) steel jacking of short beams. In 2011, the building suffered from severe or near collapse damage due to another strong earthquake: Great East Japan earthquake. The linear-response spectra computed from 1<sup>st</sup> floor-acceleration records obtained in 2011 were nearly identical to those computed from records obtained in 1978 in the transverse direction. Nevertheless, the damage caused by the 2011 shaking in that direction was so severe that the building had to be evacuated and demolished. A plausible explanation of such damage and its mechanism is presented, compared and discussed with analytical results of building response waveform and time history response analysis.

**Keywords :** Earthquake damage; 2011 Great East Japan; 1978 Miyagi Oki;  
Seismic retrofit; Time history response analysis

地震被害, 2011 年東北地方太平洋沖地震, 1978 年宮城県沖地震, 耐震補強, 時刻歴応答解析

### 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。

本研究では, 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・分析するとともに, 観測応答波形の分析及び時刻歴応答解析を通して本建物が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

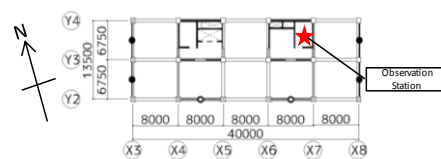
写真 1 に建物外観写真, 図 1 に建物平面図を示す。本建物は 1968 年竣工した地上 9 階の SRC 造建築物で, 東北大学工学部青葉山キャンパス内に位置する。建物は 3~9 階からなる高層部分と, 1~2 階からなる低層部分から構成される。主な耐震要素は, 梁間方向では X3・X8 通りに存在する連層耐震壁及び X4~X7 通りの階段室周りコア部分, 桁行方向では Y4 通り X4~5, X6~7 間に存在する耐震壁である。

躯体は L 字型鋼を用いた非充腹鉄骨を内蔵する 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:

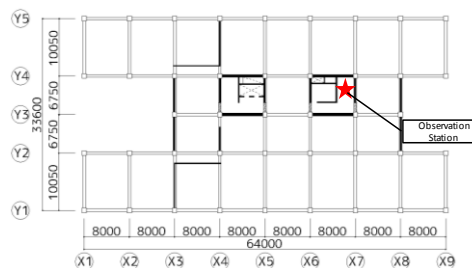


a)北側 b)東側

写真 1 建物全景



a) 3~9 階



b) 1~2 階

図 1 建物平面図

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竣工時耐震壁筋には丸鋼が用いられている。

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<sup>1)</sup>。平面図に示す部分の1階と9階に地震計が設置しており、竣工当時から地震波が記録として残っている。

## 2.2 耐震診断・耐震補強

当該建物は2001年に耐震補強が施され、XY両方向・全階で $I_{so}=0.6$ を上回るよう補強が行われた。Y方向は、X3.8通り耐震壁を回転壁とした靱性型( $F=3.5$ )補強がなされている。

耐震補強は3~9階にかけてX3.8通り連層耐震壁の打ち替え、Y2通りでの鉄骨プレースの増設、連層耐震壁開口部梁の鋼板巻き補強、スラブの打ち増しが行われた。

補強設計図書によると、打ち替え耐震壁における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、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<sup>2)</sup>によると3階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、アンカー耐力の約50%しか耐力を保持出来ない。またコンクリートが先行して破壊する形式のため、靱性もほぼ無いものと考えられる。

## 3. 地震被害と観測記録

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<sup>3)</sup>の報告によると、過去に建物1階で加速度:150galを超える地震動を記録上4度経験している。本章では、1978年宮城県沖地震及び2011年東北太平洋沖地震による地震被害を述べ、これ以降、この2つの地震に関する実被害や時刻歴応答解析結果の比較を通し、当該建物が2011年に大破に至った原因を考察する。

各地震動の5%減衰加速度応答スペクトルを図2に示す。これを見ると年代によらず特定の周期で応答がピークを迎えており、建設地盤の卓越周期が表れている。また卓越周期時の最大応答加速度は年代によらずほとんど変化しておらず、本建物に対する各地震による影響は同程度だったと考えられる。

### 3.1 1978年宮城県沖地震

図3に梁間方向のひび割れ図を示す。志賀ら<sup>4)</sup>によると本地震で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、4階でせん断及び曲げひび割れが0.5~1mmと、概ね小~中破の被害が生じた。またこれだけの被害にも関わらず、3階~9階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。

### 3.2 2011年東北地方太平洋沖地震

図4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、3階耐震壁側柱の崩壊(図4(a))や3階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4(b)・(c))。またこれだけの被害にも関わらず、3階~9階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。

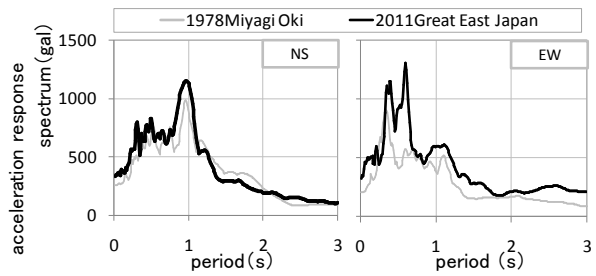


図2 5%減衰-加速度応答スペクトル

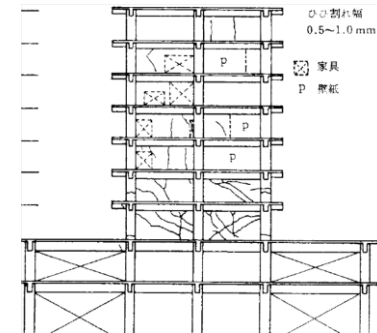


図3 1978年宮城県沖地震被害状況<sup>4)</sup>

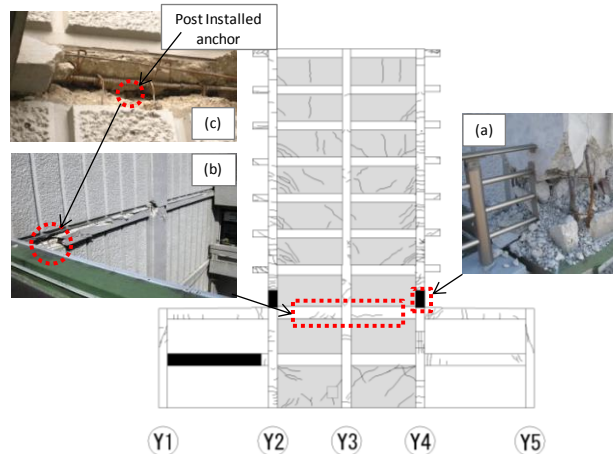


図4 2011年東北地方太平洋沖地震被害状況

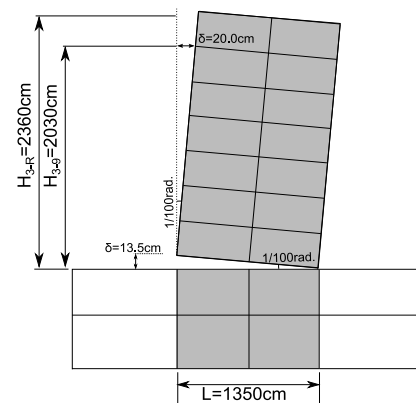


図5 推定崩壊形

図5に梁間方向の推定崩壊メカニズムを示す。前述した被害状況より耐震壁側柱鉄骨が破断し、打ち替え耐震壁のアンカーもコーン状破壊を起こしていることから、壁板が浮き上がり3~9階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<sup>3)</sup>でも上層階のロッキング性状が確認されていることから、この推定は概ね実現象と整合していると考えられる。

### 3.3 観測記録の分析による被害原因の推定

源栄らの研究<sup>3)</sup>を参考に、図 6 に建物梁間方向の動的履歴性状を示す。なお 9 階の相対変位は、加速度記録を 2 回積分することで求めた。図 6 a) を見ると宮城県沖地震時は最大応答 21.0cm を迎えた 14.5~15.5 秒ではほぼ線形に近いループを描いており、履歴面積は小さいものの概ね安定して応答している。

一方、図 6 b) に示す東北地方太平洋沖地震時の履歴は、82.0~83.0 秒において宮城県沖地震での最大応答変位 21cm を超える変位を観測し、加速度が 800gal 付近で頭打ちとなる。またそれ以後、原点指向型の不安定なループで応答が進行している。このことから経験最大応答変位 21cm を更新した点において、被害状況にもあるような側柱の鉄骨が破断したと考えられる。

21cm という応答は、損傷が 3 階床部分に集中すると仮定すると、1/100rad.程度であったと考えられる。

$$\frac{\text{相対変位}(cm)}{3 \sim 9F \text{ 建物高さ}(cm)} = \frac{210(cm)}{2030(cm)} = 0.0103(rad.) \quad (1)$$

従って、図 5 のように中立軸を側柱端と仮定し変形が 3 階耐震壁脚部に集中すると考えると、側柱が 135mm 程度伸長した点であると考えられる。通常側柱は柱全長が引張域となり鉄骨及び鉄筋が伸長するが、堀田らの実験<sup>5)</sup>においては、あと施工アンカーの引き抜けにより柱伸長域が柱脚部分に集中する現象が報告されている。そこで鉄骨ひずみを式 2 のように算出すると 27% と、JIS 規格における SS400 鋼材の伸び(17%以上)と照らしあわせても鉄骨が降伏・破断するには十分な軸変形が生じていたと思われる。

$$\text{鉄骨ひずみ}(\%) = \frac{\text{側柱伸び}(mm)}{\text{推定崩壊域}(mm)} = \frac{135}{500} = 0.27 = 27\% \quad (2)$$

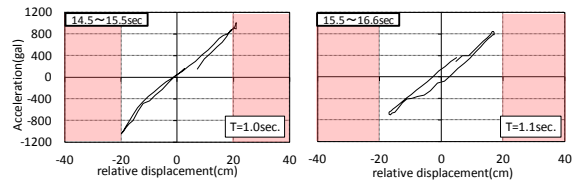
## 4. 時刻歴応答解析による検討

### 4.1 建物解析概要

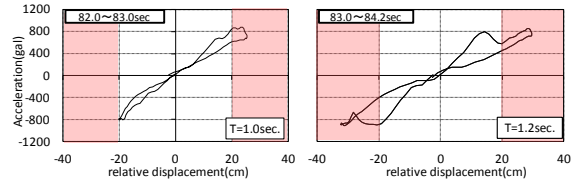
ここでは本建物梁間方向で起きた崩壊現象が建物に与える影響を検証するため、時刻歴応答解析を行った。

図 7 に建物モデル図を示す。モデル化は梁間方向を平面フレームにモデル化し、各部材を線材に置換した。図 8 に履歴特性概要図を示す。各部材に使用している履歴モデルについて、曲げバネは Takeda モデル(図 6 の履歴ループ形状を参考に、履歴面積が最小となるよう、履歴パラメータ  $\gamma:1.0$  とした)、せん断バネは原点指向モデル、軸バネは軸剛性モデルとし、各特性値は構造関係技術基準解説書<sup>9)</sup>を参考に算出している。

表 1 に、解析ケース一覧を示す。解析は 3 ケース行い、各年代で建物の完全なモデル化を行った“1978”、“2011”並びに、建物被害状況から側柱伸長領域(図 9)及び耐震壁縦筋耐力を無視し耐震壁を早期に降伏させる“2011 damaged”としている。具体的な耐震壁側柱履歴モデルを 図 10 に示す。それぞれ鉄骨の降伏ひずみは 2000 $\mu$  と仮定し、降伏変位を算出している。“2011 damaged”では、通常階高(3000mm)である側柱伸長領域を短く(500mm)し軸剛性を上昇させることで、早期に軸降伏が生じるモデルとしている。また過去の報告<sup>3),4)</sup>を参考に減衰は瞬間剛性比例型で 2% とし、Y2~4 通りには地盤との相互作用を考慮するため図 7 に示す地盤バネを設定している。



a) 宮城県沖地震時



b) 東北地方太平洋沖地震時

図 6 動的時刻歴ループ

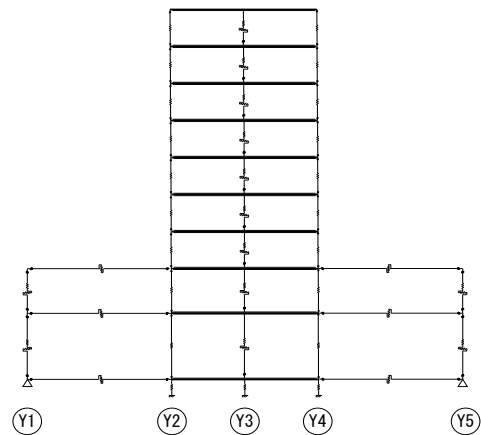


図 7 解析モデル (X3・8 通り)

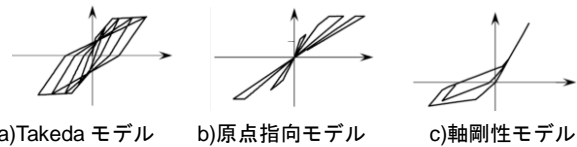


図 8 履歴特性概要図

表 1 解析ケース一覧

解析ケース	建物モデル	入力地震動	側柱伸長領域 (mm)	耐震壁縦筋	9階最大変位(mm)	
					観測値	解析値
1978	補強前	1978 Miyagioki THU NS&UD	3000	○	210	187
2011 damaged	補強後	2011 TOHOKU THU NS&UD	500	×	323	26.1
2011			3000	○		172

### 4.2 解析結果と観測記録の比較

表 1 に 9 階における最大観測変位及び解析値の比較を示す。解析値が観測値を過小に評価している。また建物が適切に補強されていた“2011”の場合、9 階変位が“1978”よりも小さく、耐震補強の効果が現れていると考えられる。図 11 に“1978”、“2011 damaged”での解析変位記録と、実記録の比較を示す。なお、“2011 damaged”では、実被災時において側柱鉄骨の破断前後と想定される 80~100 秒を取り出している。各地震での解析結果は、概ね建物の実周期を捉えている。しかしながら応答変位の最大値は実応答を過小に評価しているが、これは平面でモデル化しているためねじれの影響を考慮できていないためだと考えられる。また、“2011 damaged”では、85 秒付近の最大応答では概ね整合しているものの、強震が一時収束する 90 秒以降、観測での周期が大きくなっている。本モデルでは部材が破断する状況を

考慮できていないため、解析時周期が短くなるためであると考えられる。図12には、図11において点線で囲った部分の動的履歴の観測値と解析の比較を示す。各モデルとも剛性・は概ね整合しているが、“2011 damaged”では83秒以降の不安定な履歴は、部材破断の影響のため再現するには至っていない。

### 4.3 3階耐震壁側柱の応答

図13に、各解析ケースにおける3階耐震壁側柱の平均ひずみ時刻歴を示す。ここで平均ひずみとは、解析で算出された軸変形を階高で除した値である。これらを見ると、“1978”、“2011”で側柱は降伏するものの大きなひずみには至っていない。しかしながら“2011 damaged”においては、地震動の初期の45秒付近で側柱は降伏し、また80～90秒で鉄骨が破断する程の過大なひずみを受けていることが分かる。以上より、あと施工アンカー引き抜けによる3階壁脚部への変形集中により、鉄骨の破断が引き起こされたと考えられる。

## 5 結論

- ① 2011年東北地方太平洋沖地震による詳細な調査を行い、被害の全貌を把握した。また被害状況から、3～9階がロッキングする形で崩壊形が形成されていったと考えられる。
- ② 応答スペクトルから、当該建物に対し概ね同規模の地震であったのにも関わらず、各地震での被害性状は大きく異なり、各年代で建物特性が大きく変化していたと考えられる。
- ③ 東北地方太平洋沖地震時、9階応答変位20cm程度で波形が乱れ、履歴ループも不安定になったことからこの付近で耐震壁側柱鉄骨の破断が起こった可能性が高い。簡易的な側柱ひずみの算出結果もそれを裏付けている。
- ④ 既往の文献及び被害状況から、耐震壁側柱引張域を短くすることで2011年地震時最大応答までの状況を再現することができた。その結果2011年地震時には、アンカーの引き抜けが引き金となり、鉄骨が破断する過大なひずみを受けていることが示唆された。しかしながら部材破断の影響は、解析上において考慮できていないため今後の課題である。

### 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と共同で実施し、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9階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) Toshihide Kashima, et al.: Strong Motion Records in Buildings from the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Building Research Data No.135, Building Research Institute, March 2012
- 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) 堀田和敬, 市之瀬敏勝ほか: 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, コンクリート工学年次論文集, 2014 (投稿中)
- 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

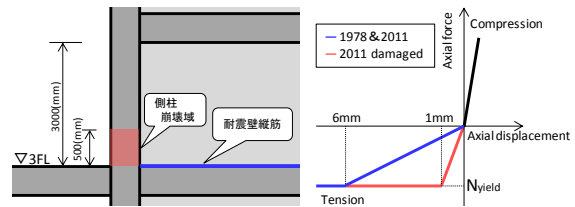
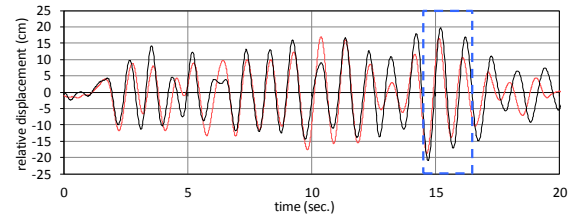
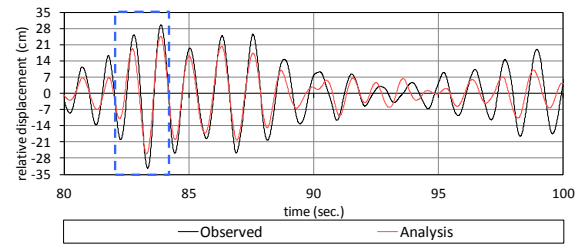


図9 耐震壁側柱伸長領域仮定 図10 耐震壁側柱軸バネ設定

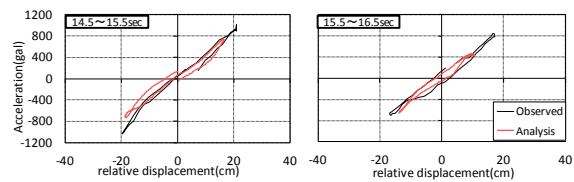


a) 1978

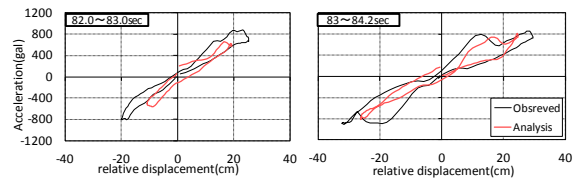


b) 2011 damaged

図11 9階観測変位と解析値の比較

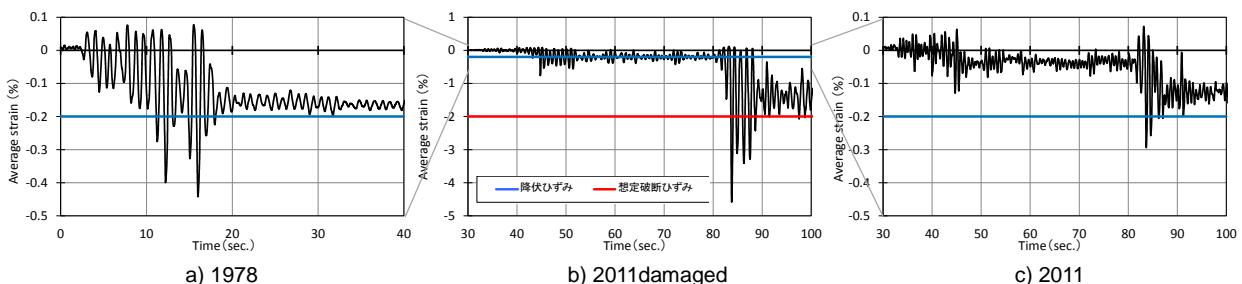


a) 1978



b) 2011 damaged

図12 動的時刻歴ループの比較



a) 1978

b) 2011damaged

c) 2011

図13 3階耐震壁側柱時刻歴平均ひずみ