

論文 東日本大震災による境界梁付き連層耐震壁架構の被害と分析

加藤 裕子^{*1}・高橋 之^{*2}・前田 匡樹^{*3}・市之瀬 敏勝^{*4}

要旨：本研究は2011年東北地方太平洋沖地震で被害を受けた耐震補強済みRC造建築物を対象とする。当該建物は1978年宮城県沖地震を含め過去に大規模な地震を複数回経験したが、顕著な被害は報告されなかった。1997年には耐震補強が施されたが、地震により短スパン境界梁のせん断破壊等の大きな被害を受けた。耐震補強の有無や入力地震波等をパラメータとした複数の解析を行い、被害に至るメカニズムの把握を試みた。解析の結果、建物変形が小さい場合でも短スパン境界梁が破壊することがわかり、2011年の梁被害は、耐震補強により2～3階の壁がせん断変形しにくくなり、代わりに4階以上の曲げ変形が増大したことが一因であることが示された。
 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、耐震診断、短スパン梁

1. はじめに

東北大学工学部マテリアル・開発系実験研究棟は、地上6階建RC造建築物であり、2011年3月11日発生の東北地方太平洋沖地震により甚大な被害を受けた。特に短スパン境界梁のせん断破壊が顕著な被害であり、被災度区分判定基準¹⁾では大破に分類された。当該建物は1968年竣工で、1978年発生の宮城県沖地震を含め過去に大規模な地震を複数回経験しているが、顕著な建物被害が報告されたことはなかった。また、1997年にはRC耐震壁の新設および打ち増しによる耐震補強が施され、 $C_p S_D$ 値0.57以上を確保していた。

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大きな地震被害を受けた建物について被害状況を報告するとともに、耐震補強の有無や入力地震波等をパラメータとした複数の解析を行い応答状況を比較することで、被害に至ったメカニズムの把握を試みる。

2. 建物諸元

2.1. 概要

当該建物は1968年竣工、地下1階、地上6階、塔屋1階のRC造建築物であり、東北大学青葉山キャンパス内に位置する。2011年に発生した東北地方太平洋沖地震により震度6弱の地震を受けて大きな被害が生じ、被災度区分判定基準¹⁾で大破に分類されたため、取り壊しに至

た。図-1に示すように、当該建物は長手方向に7スパン、短手方向に3スパンを有し、B-C通り間にコア部分を配する平面形である。耐震補強箇所は図-1に赤色で示す。

2.2. 耐震診断・補強

当該建物は1997年に耐震補強が施され、1～3階にかけてのみ耐震壁の新設および打ち増しが行われた。4～6階についても耐震補強設計は行われていたが、施工は未実施であった。図-2に短手方向の壁の位置を示す。図中の赤色は新設、緑色は打ち増し、灰色は無補強の耐震壁、図中の数字は壁厚をcmで示す。並列連層耐震壁を有する構面(図-2(c), (e), (f))は耐震壁の打ち増しによる補強が施され、その他の構面は耐震壁の新設による補強が部分的に施されている。

図-3に短手方向の補強前後の $C_p S_D$ 値を示す。これは、第2次診断法による耐震診断より得られたものである。こ

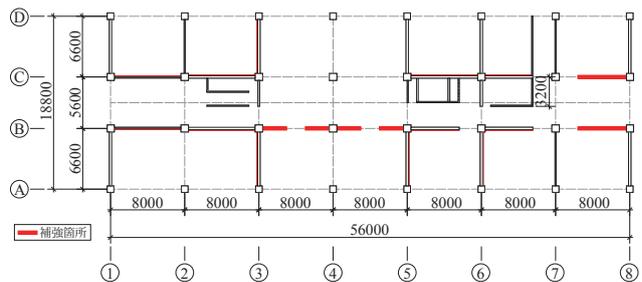


図-1 1階平面図

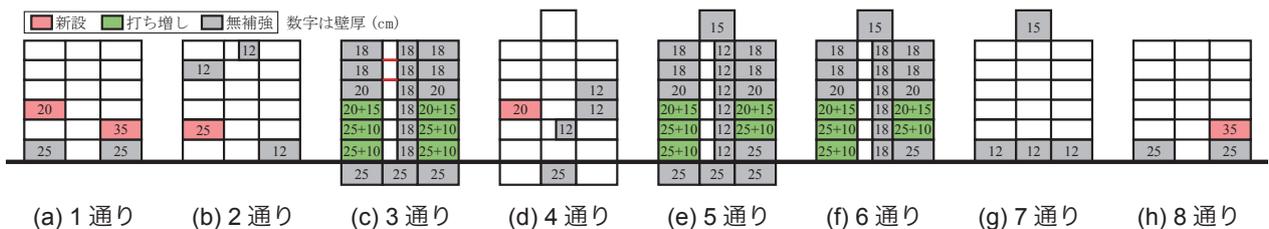


図-2 短手方向の壁の位置

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (正会員)
 *2 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)
 *3 東北大学大学院 工学研究科都市・建築学専攻教授 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)

れより、補強前後で弱層とみられる層が2階から4階に変化したことがわかる。

3. 被害概要

図-4に現地調査による短手方向のひび割れ図を示す。図中の太線は1 mm以上のひび割れ、赤丸は梁の開孔、斜線部分は調査不可の箇所を示し、赤色部分は新設、緑色部分は打ち増しにより補強が施された耐震壁を示す。

梁について、短スパン境界梁のせん断破壊が顕著であった。図-5(a), (b)は、図-4(a)に青色破線枠で示す部分の短スパン境界梁の被害状況の詳細図であり、図中の数字はせん断ひび割れ幅、赤丸は開孔、青色はカットオフ筋の位置を示す。図-5(c)は同図(a), (b)共通の梁断面図を示す。短スパン境界梁には、図-4(a)に示すように開孔(直径10~200 mm)を有するものが多く、開孔につながるひび割れが特に顕著であった。

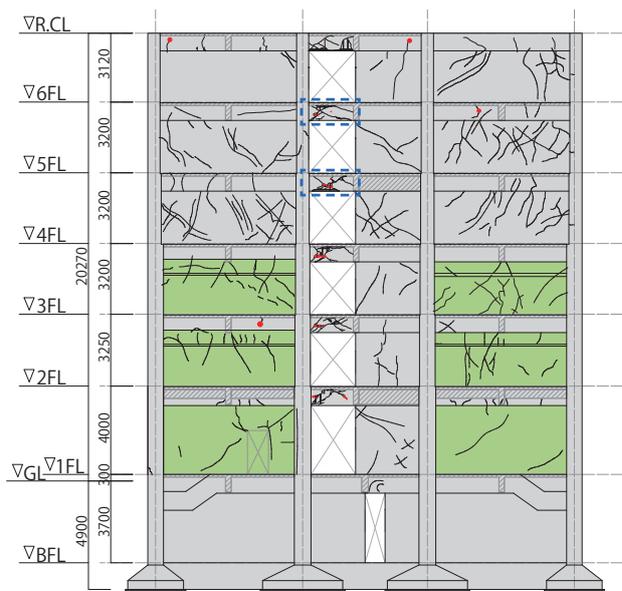
柱および耐震壁について、ひび割れ幅2 mmを超えるものはごく少なく、1 mmに満たないものが多かった。また、幅1 mm以上のひび割れは4階以上にみられることが多かった。なお、図-4(b)のような部分的に耐震壁を有する構面では幅1 mm以上のひび割れが3階以下にもみられる傾向があった。このことは、これらの構面での耐震壁のせん断変形が大きいことに起因すると考えられる。したがって、柱および耐震壁は境界梁と比較してひび割れ幅は小さく、被害は軽微であったと判断する。

4. 静的解析

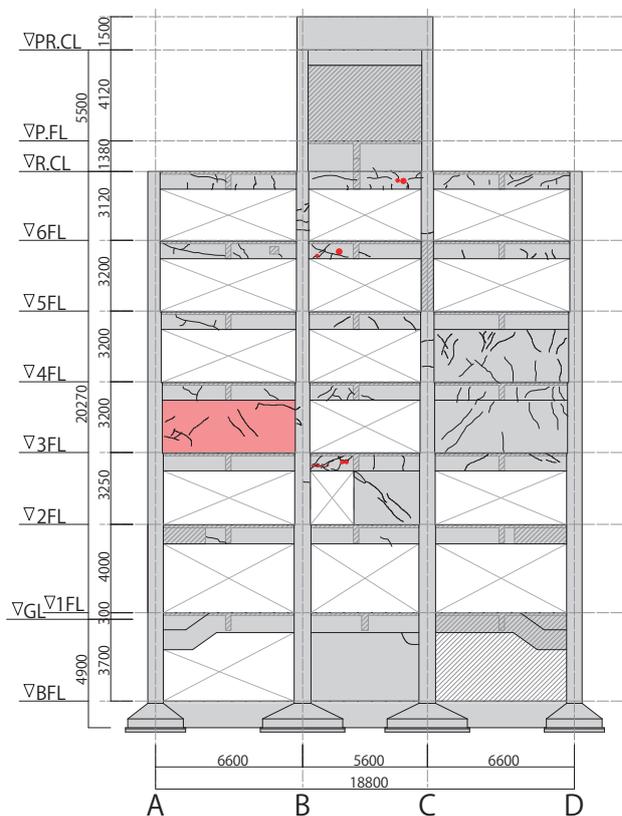
4.1. モデル化

本報で行う解析的検討は、短手方向を対象とする。

並列連層耐震壁を有する構面である3, 5, 6通り(図-2)の解析モデル例を図-6(a)に示す。境界梁は軸変形を無視し、せん断バネおよび端部回転バネを配した線材に置換する。耐震壁は上下の剛梁に接続する2本の側柱と壁板要素の三本柱モデル(壁谷澤モデル)とする。側柱はトラス材とし、壁板要素は脚部に曲げバネ、中央部に軸バネおよびせん断バネを有する線材とする。なお、図-6(a)中赤枠拡大図(1)に示すように、塔屋を有する構面のR階には接合部の変形を考慮するための回転バネ、接合部に取りつく塔屋階柱の軸変形を考慮するための軸バネを



(a) 3通り



(b) 4通り

図-4 短手方向ひび割れ状況

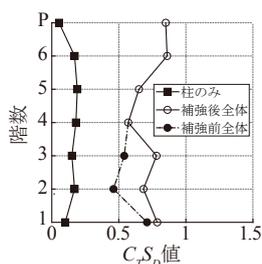


図-3 短手方向 C_1S_0 値

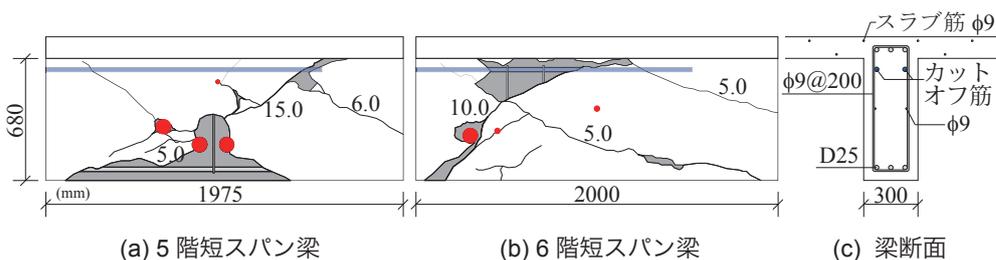


図-5 短手方向3通り被害状況詳細図

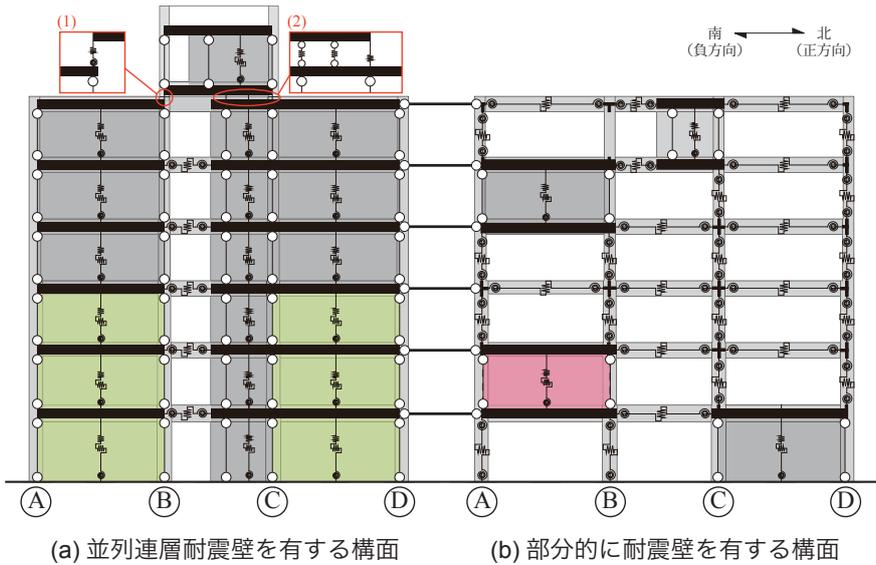


図-6 解析モデル

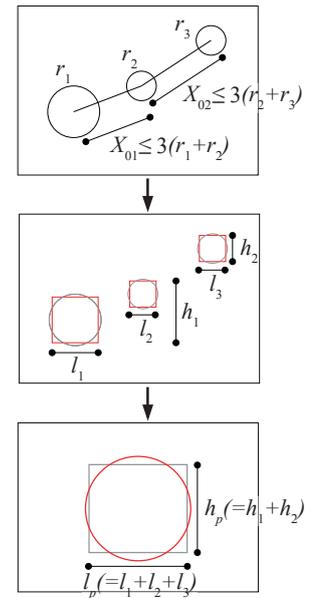


図-8 等価単独円形孔への置換

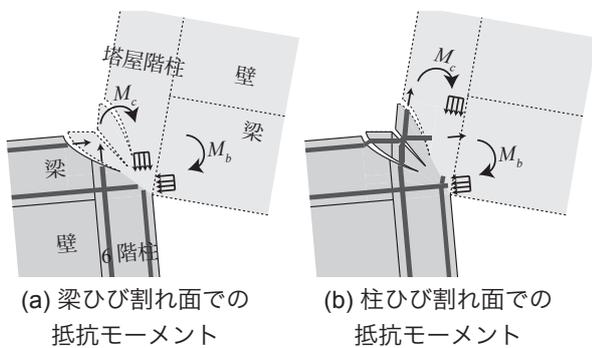
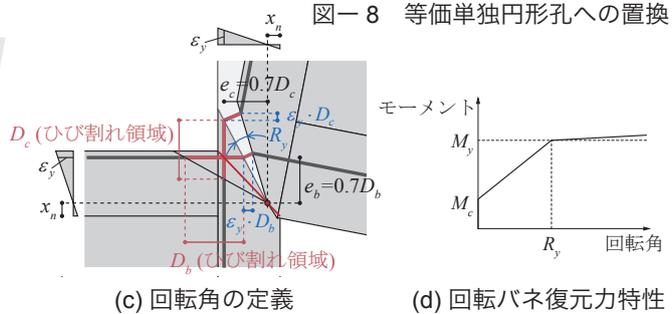


図-7 R階接合部 想定破壊形式



配する。この回転バネは、図-7(a), (b)に示すように梁および柱のひび割れ拡大による破壊形式を想定しており、接合部に取りつく塔屋階柱および梁の降伏モーメントの和を曲げ降伏強度 M_y とする。なお、ひび割れ強度 M_c は図-7(c)に赤線で示す断面について算定する。また、同図(c)に示すように柱および梁のひび割れ領域 D_c , D_b 、接合部破壊の回転中心位置(図中赤点)を仮定する。降伏時回転角 R_y は、下式に示すように、ひび割れ領域での梁主筋の伸び $\varepsilon_y \cdot D_b$ と柱主筋の伸び $\varepsilon_y \cdot D_c$ を回転中心までの距離 $e_b = 0.7D_b$, $e_c = 0.7D_c$ で除したものとする。

$$R_y = \frac{\varepsilon_y \cdot D_b}{e_b} = \frac{\varepsilon_y \cdot D_b}{0.7D_b} = \frac{\varepsilon_y}{0.7}$$

以上より、同図(d)のような接合部回転バネの復元力特性を設定する。なお、そで壁が取りつく接合部(図-6(a)中赤枠拡大図(2))では、接合部の回転はごく小さいとして塔屋階柱の軸変形のみを考慮し、片側柱付き壁の仮想柱および壁要素上部と塔屋階を壁板の伸びを考慮するためのトラス材でつなぐ。

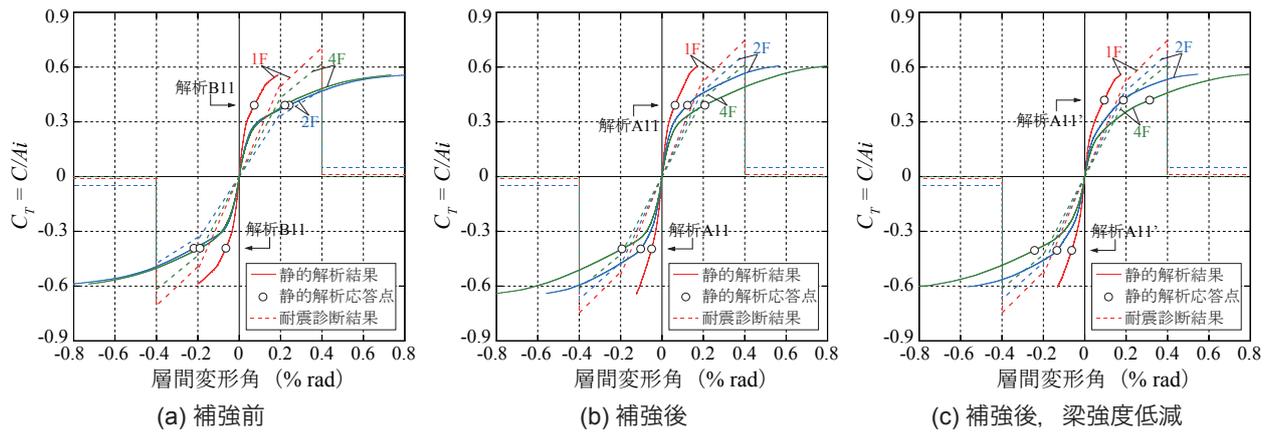
その他の部分的に耐震壁を有する構面の解析モデル例を図-6(b)に示す。同図(a)に示す構面と同様に、柱および梁はせん断バネおよび端部回転バネを配した線材に

表-1 短スパン梁せん断余裕度

階数	3通り		5通り	
	開孔 低減率	Q_{sl}/Q_{mu} [kN]	開孔 低減率	Q_{sl}/Q_{mu} [kN]
R	0.97	1.09	-	-
6	0.87	0.94	0.81	0.88
5	0.73	0.71	0.64	0.62
4	0.73	0.79	0.78	0.86
3	0.82	0.90	0.63	0.69
2	0.78	0.85	1	1.10

置換し、そで壁付き柱および耐震壁のモデル化には壁谷澤モデルを使用する。剛域は梁の場合は柱フェイス位置および壁端、柱の場合は梁フェイス位置までとする。両端ピンの剛体により各層梁位置をつなぐことで全構面を並列させ、建物全体をひとつの平面骨組とする。

それぞれの部材の復元力特性は建築物の構造関係技術基準解説書²⁾に従って算定を行う。柱、梁、耐震壁のせん断バネ、曲げバネはひび割れ時、降伏時で折れ点をとる Tri-Linear 型とし、耐震壁側柱および壁柱は降伏時のみで折れ点をとる Bi-Linear 型とする。耐震壁のせん断バネについて、降伏変形角は 1/250 で一律とする。境界梁は両側に取りつくスラブを考慮した T 形断面とみなし、スラブの有効幅は長手方向スパンの中央部までとする。なお、単独の



図一 9 静的解析結果と耐震診断結果の比較

開孔を有する境界梁は RC 規準³⁾より開孔を考慮したせん断ひび割れ強度、降伏強度を適用する。また、複数の開孔を有する境界梁については、隣りあう開孔の中心間距離がそれぞれの半径の和の 3 倍以下の場合には図一 8 に示すように開孔をそれぞれ面積の等しい正方形に置換し、水平および鉛直断面それぞれへの投影長さの和 l_p , h_p より得られる長方形と面積の等しい単独円形孔とみなして境界梁の強度を算定する。表一 1 に 3, 5 通りの短スパン境界梁の開孔によるせん断強度の低減率とせん断余裕度 (Q_{su}/Q_{mu}) を示す。ほとんどの層でせん断破壊が生じる計算結果であり、被害状況と同様の傾向であった。

以上の方針で補強前後の建物の解析モデルを設定する。さらに、補強後建物では、短スパン境界梁のせん断破壊を考慮し、せん断強度を 1/100 に低減した解析モデルも設定する。これは、本研究で使用する解析ソフトでせん断破壊による耐力低下を考慮できないため、そして 2011 年の地震動は継続時間が長く、短スパン梁のせん断破壊後も大きな地震動が続くと考えられるためである。

4.2. 静的解析結果

解析には構造解析ソフト OpenSees⁴⁾を使用する。外力は建物自重による鉛直力および A_i 分布に基づく水平力を設定する。なお、鉛直力は耐震診断結果より得られた柱軸力を各層の柱位置 (図一 6 中 A ~ D 通り) に付加する。水平力はベースシア係数 1.0 の入力を最大値とし、1000 step の荷重増分解析を行う。また、水平力は南→北 (以下、正方向) および北→南 (以下、負方向) の二方向を入力する。

図一 9 に静的解析より得た 3 種類の解析モデルの 1, 2, 4 階の C_T 値 (= C/A_i) と層間変形角の関係を実線で示す。これは、弱層の層間変形角が 0.8 %rad に至る点までを示したものである。なお、図中の破線は第 2 次診断法による耐震診断結果を示す。補強前後ともに、静的解析結果は耐震診断結果より低い耐力となった。これは、反曲点位置の仮定の相違等が影響したものと考えられる。また、並列連層耐震壁に取りつくそで壁が引張となる正方向の

載荷の方が若干強度が小さくなった。同図 (b), (c) を比較すると、短スパン境界梁のせん断強度を低減したモデルの方がやや剛性低下が急であることがわかる。

5. 多質点系地震応答解析

5.1. 解析概要

4 章より得られた静的解析結果を用いて地震応答解析を行う。

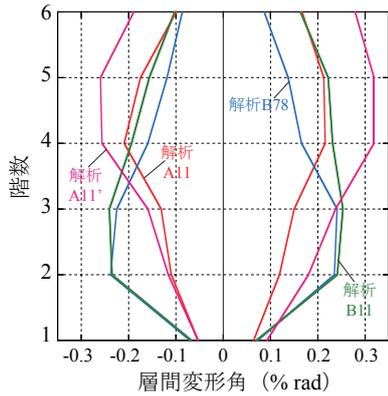
解析モデルは各床位置に質量を集中させた 6 質点系構造モデルとし、復元力特性は武田モデルを使用する。静的解析で得た C_T — R 関係 (図一 9) より、 $C_T = \pm 0.25, 0.4$ の 2 点で折れ点をとる Tri-Linear 型の復元力特性を設定する。

解析は弾塑性解析ソフト SPACE⁵⁾を用いて行う。減衰は質量比例型とし、減衰定数は 3.0 % とする。なお、解析モデルは等価せん断型とする。

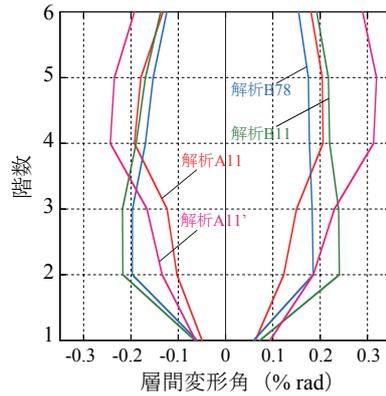
入力地震動はすべて当該建物から 400 m 程度離れた東北大学人間環境系研究棟 1 階の観測記録⁶⁾の NS 成分を使用し、表一 2 に示す 4 種類の解析を行う。なお、入力地震動の違いによる影響を検討するため、補強前のモデルには、1978 年宮城県沖地震および 2011 年東北地方太平洋沖地震両方の観測記録⁶⁾をそれぞれ入力する。

5.2. 地震応答解析結果

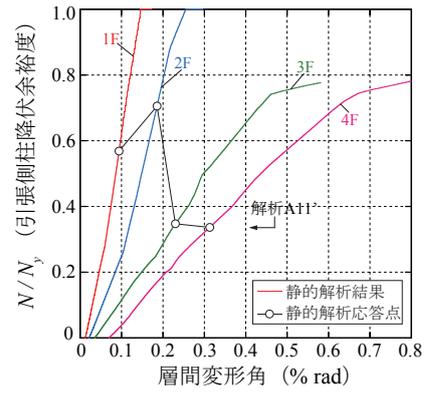
図一 10 に地震応答解析結果を示す。補強前のモデルを用いた解析 B78 および B11 では 2 ~ 3 階の変形が大きく、補強後のモデルを用いた解析 A11 および A11' では 4 ~ 5 階の変形が大きかった。また、1978 年の地震動を入力した解析 B78 よりも 2011 年の地震動を入力した解析 B11 の方が変形が大きかった。表一 2 に各解析の平均応答変形角を示す。これは最大でも 0.25 %rad であった。耐震診断基準⁷⁾では、終局時に 0.4 %rad の変形が生じる場合を基準としており、いずれの解析の平均変形角もこれと比較して十分小さい。したがって、補強の有無および地震波等にかかわらず、当該建物の層間変形は十分小さいといえる。なお、減衰定数を 2.0 % とした場合、各



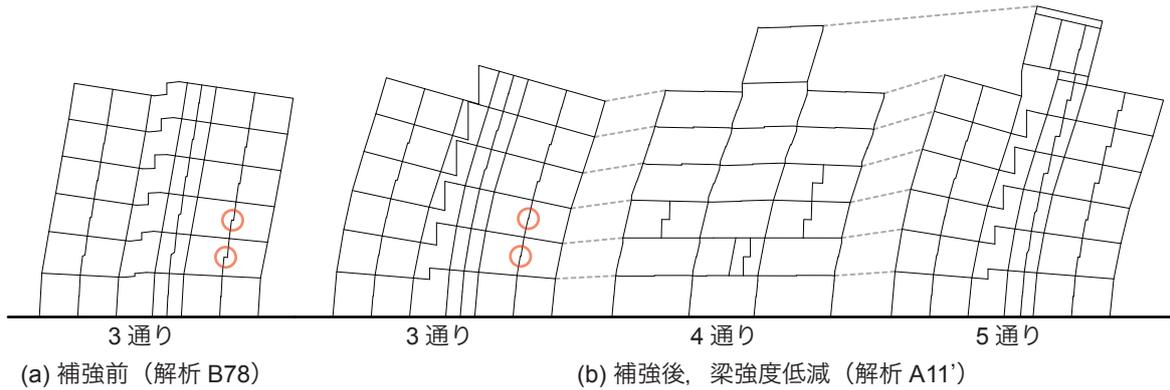
図一 10 地震応答解析結果



図一 11 静的解析による各層の変形



図一 12 引張側柱降伏余裕度(3通り)



図一 13 解析モデル変形図 (正方向, 変形倍率 100 倍)

表一 2 解析の種類と応答結果

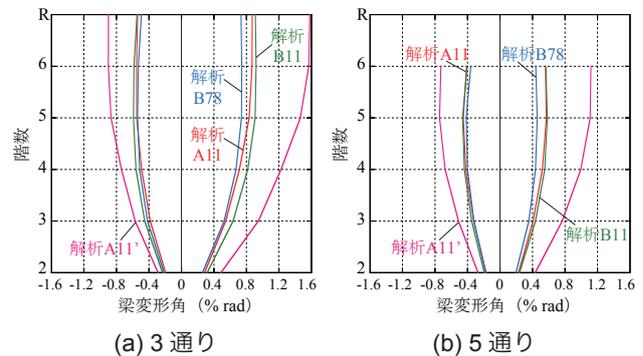
解析名称	耐震補強	梁せん断強度低減	地震名称	最大加速度 [cm/s ²]	継続時間 [s]	平均応答 [%rad]	
						正	負
B78	無	無	1978年6月12日 宮城県沖地震	258	41	0.19	0.15
B11	無	無	2011年3月11日 東北地方 太平洋沖地震	333	321	0.21	0.17
A11	有	無	0.16			0.13	
A11'	有	有	0.25			0.18	

静応答は最大で2割程度大きくなることを確認した。

6. 応答状況の比較・検討

静的解析の平均変形角が地震応答解析より得られた平均変形角(表一2)に至る点を図一9に○印で示す。このときの各層の層間変形角を図一11に示す。図一11の変形分布は図一10と良い対応を示した。また、図一12に補強後建物で梁せん断強度を低減したモデル(図一9(c))の正方向変形時における3通り1~4階の引張側柱(図一6(a)中A通り)の降伏余裕度と各層の層間変形角の関係を示す。解析A11'の応答点を○印で示す。これより、最も変形の大きい解析A11'の正方向変形時であっても引張側柱の降伏余裕度は0.71以下であった。したがって、当該建物の柱および耐震壁の塑性化は生じなかったと考えられる。これは、柱および耐震壁の実被害が比較的小さいという特徴と良い対応を示している。

図一13に解析モデルの正方向変形図を示す。変形倍



図一 14 各層の短スパン梁変形角

率は100倍とする。同図(a)は補強前のモデルを用いた解析B78の3通り最大変形を示し、同図(b)は補強後で梁強度を低減したモデルを用いた解析A11'の3~5通り最大変形を示す。なお、図中の折れ線部分は線材のせん断変形を表現する。補強前後の3通りの変形図を比較すると、補強後は特に赤丸で示す2~3階耐震壁のせん断変形が小さくなり、各層の変形分布が変化することがわかる。また、同図(b)中5通りの変形図より、R階の接合部では塔屋階柱の伸びが大きいことがわかる。しかし、R階に立ち入り禁止箇所があったため、このような実被害は観測できなかった。また、補強前後ともに並列連層耐震壁を有する構面である3および5通りでは、短スパン境界梁のせん断変形が卓越している。

図一14は図一11に示す変形時の各層の短スパン境界

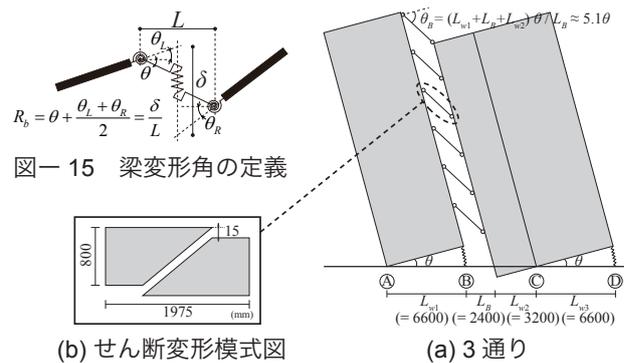
梁変形角である。なお、5通りは塔屋階を有するため、図一6(a)に示すようにR階には短スパン境界梁がないものとする。梁変形角は、図一15に示すようにスパン中央部の鉛直変位 δ を梁のクリアスパン L で除したものとす。図一14より、いずれの構面も3階以上の梁変形角は0.4 %radを上回るものがほとんどであり、図一11の層間変形角と比較して極端に大きな変形が短スパン境界梁に生じたといえる。これは、3階以上の短スパン境界梁に顕著な実被害がみられたという特徴と良い対応を示している。正負方向ともに解析B78, B11, A11の梁変形角に大差はみられなかったものの、上層では解析B78がやや小さい傾向があった。また、解析A11'の梁変形角は他と比較して極端に大きく、解析B78の2倍以上であった。一方、表一2の平均応答は1.3倍程度であった。この相違は、1997年の耐震補強によって2～3階の壁がせん断変形しにくくなり、4階以上の曲げ変形が増大したことが一因であると考えられる。

7. 残留ひび割れ幅からみる解析結果の妥当性

図一16(a)に3通りの剛塑性を仮定した場合の想定崩壊モデルを示す。短スパン境界梁の変形角 θ_B は層間変形角 θ と比較しておよそ5.1倍である。また、3通りの短スパン境界梁の残留せん断ひび割れ幅は10～15 mm程度であった(図一5(a), (b)中赤線)。降伏変形を大きく上回るひび割れであることから、この残留ひび割れ幅が最大応答時のひび割れ幅に近い値であると仮定する。これとクリアスパンより、5階短スパン境界梁について図一16(b)のようにせん断変形角を概算すると、15/1975 \approx 0.76 (%rad)であった。一方、せん断終局時の曲げ変形角はRC規準³⁾より0.18 %radであり、せん断変形角と比較して小さい。これを加えると、当該梁の最大変形角は0.94 %radと推定できる。図一14(a)に示す解析A11'の梁変形角は、上層では正負方向ともにこの概算値より大きく、これの2倍程度の範囲内である。このとき、図一16(a)の崩壊モデルに基づくと、層間変形角 θ は0.18 %radである。表一2に示す解析A11'の平均応答と比較すると、正方向はこの概算値の2倍程度の範囲内であり、負方向はこの概算値と同程度である。したがって、解析的検討の結果は残留ひび割れ幅より概算した応答とおおむね良い対応を示したといえる。

8. 結論

- (1) 2011年東北地方太平洋沖地震による当該建物の被害は、短スパン境界梁でせん断破壊が顕著であり、柱および耐震壁の被害は軽微であった。
- (2) 静的解析と地震応答解析の結果、補強前は2～3階、補強後は4～5階で層間変形が大きくなることがわかった。



図一16 想定崩壊モデル(剛塑性仮定)

- (3) 1978年の地震では短スパン境界梁でも0.8 %rad程度の変形に留まるという結果となった。これは、2～3階の壁のせん断変形が大きかったことが一因である。
- (4) 2011年の地震でも、最大層間変形は0.3 %rad程度であり、柱および耐震壁の塑性化は生じなかったと考えられる。しかし、4階以上の短スパン境界梁で1 %radを上回る激しいせん断破壊が生じるという結果となった。この結果は地震後の残留ひび割れ幅とおおむね良い対応を示した。
- (5) 2011年の地震における梁の被害は、1997年の耐震補強によって2～3階の壁がせん断変形しにくくなり、代わりに4階以上の曲げ変形が増大したことが一因であると考えられる。

謝辞

本研究は独立行政法人科学技術振興機構の戦略的国際科学技術協力推進事業である国際緊急共同研究・調査支援プログラム(J-RAPID)の一環として行われました。ご協力頂いた東北大学、Purdue大学の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および復旧技術指針，2001. 9
- 2) 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
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010. 2
- 4) Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER: OpenSees version 2.4.3, Berkeley CA
- 5) 名城大学工学部建築学科村田研究室，同・武藤研究室，(株)飯島建築事務所，岐阜工業専門学校：SPACE (ver.3.60)，2012. 4
- 6) BRI Strong Motion Observation Search this site (建築研究所の強震観測)：http://smo.kenken.go.jp/ja
- 7) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001. 12