

論文 鉄骨ブレースで耐震補強された鉄筋コンクリート建物の被害と地震時挙動に関する研究

石木 健士朗*1・北山 和宏*2・山村 一繁*3・遠藤 俊貴*4

要旨: 鉄骨ブレースで耐震補強されたにもかかわらず 2011 年東北地方太平洋沖地震により中破した 3 階建て RC 校舎を対象とし、現行の耐震補強設計手法の問題点を示した。第 2 次耐震診断によれば補強後の建物は十分な耐震性能を有していたが、地震により耐震補強が施されなかった 3 階で柱 4 本がせん断破壊した。このような被害が生じた原因の一つとして、隣接する腰壁および垂れ壁が 1 階および 2 階の鉄骨ブレース架構の水平剛性を増大させ、相対的に水平剛性の低下した 3 階に被害が集中した可能性を指摘した。また、表層地盤による増幅を考慮した地震動を用いて建物の多質点系地震応答解析を行い、地震時挙動を考察した。

キーワード: 東北地方太平洋沖地震, 鉄骨ブレース, RC 建物, 耐震診断, 耐震補強, 地震応答解析

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震は東北・関東地方で原子力発電所事故など深刻な災害を引き起こした。津波や液状化による被害が顕著であったが、地震動によって被害を受けた建物も確認された。ここでは連層鉄骨ブレースで耐震補強されたにもかかわらず中破した RC 校舎を対象として、現地調査・耐震診断・地震応答解析から当該建物の地震応答性状を検討した上で、既存 RC 建物における現行の耐震補強設計手法の問題点を示す。

2. 建物概要

栃木県の I 中学校は宇都宮市東の丘陵地に位置し、付近の気象庁震度は 6 強であった。配置図を図-1 に示す。普通教室棟は新耐震設計法以前の 1974 年に竣工した塔屋付き地上 3 階建て RC 建物である(写真-1)。基礎構造は杭基礎で、桁行方向が 19 スパンの骨組構造、梁間方向が 1 スパンの耐震壁付き骨組構造である。南側の特別教室棟と Exp.J (間隔 100mm)を介して接続される。2009 年に桁行方向 1,2 階および PH が鉄骨ブレースで耐震補強さ

れた。また、下階壁抜け柱を解消するために梁間方向 1 階 20 通りに開口付き RC 壁が増設された。耐震補強後の 1 階伏図および C 通り軸組図をそれぞれ図-2 および図-3 に示す。2004 年の第 2 次耐震診断で 3 階は十分な耐震性を有すると判断され、補強を行わなかった。1 階柱断面リストを表-1 に示す。柱断面寸法は 550×500mm で帯筋 (2-9φ)の間隔は 165mm (末端処理は 90 度フック)である。



写真-1 普通教室棟 北側全景

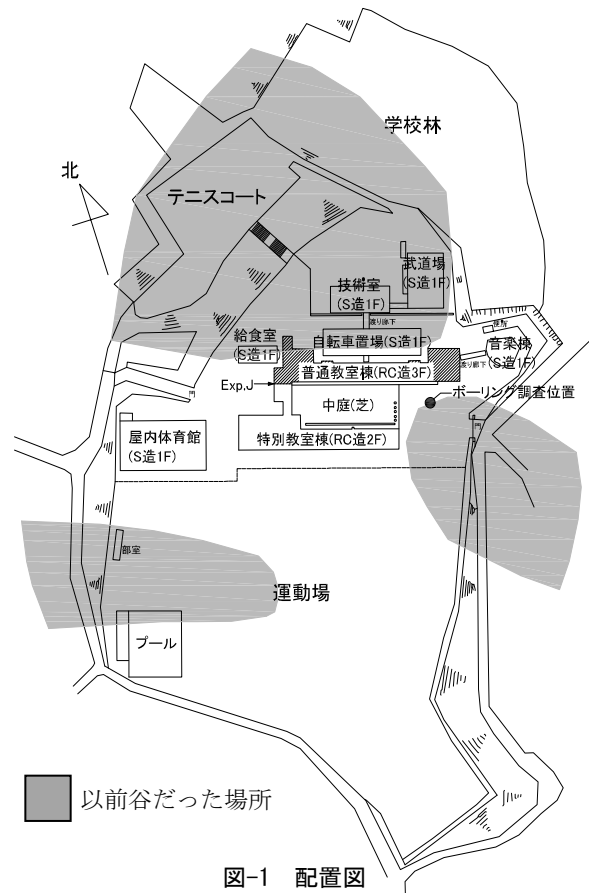


図-1 配置図

*1 鹿島建設株式会社 (元首都大学東京大学院) 修士(工学) (正会員)

*2 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 教授 工博 (正会員)

*3 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 助教 工修 (非会員)

*4 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科建築学域 助教 博士(工学) (非会員)

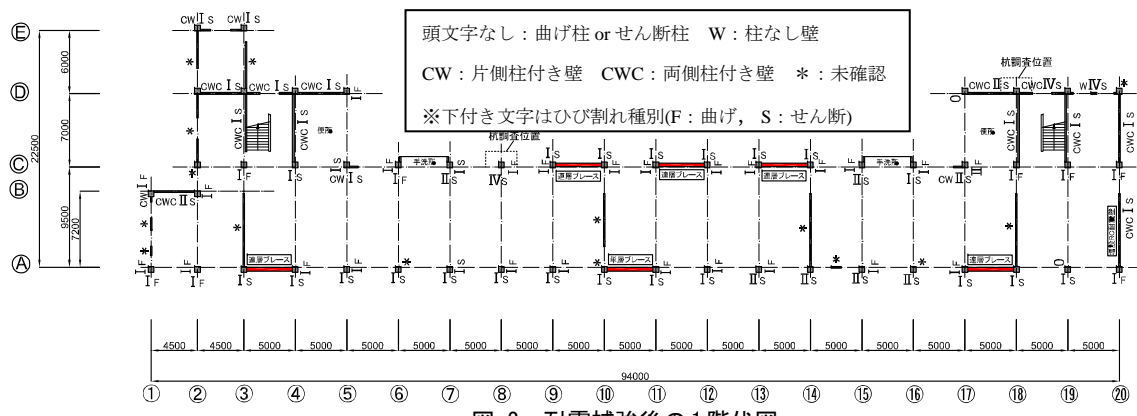


図-2 耐震補強後の1階伏図

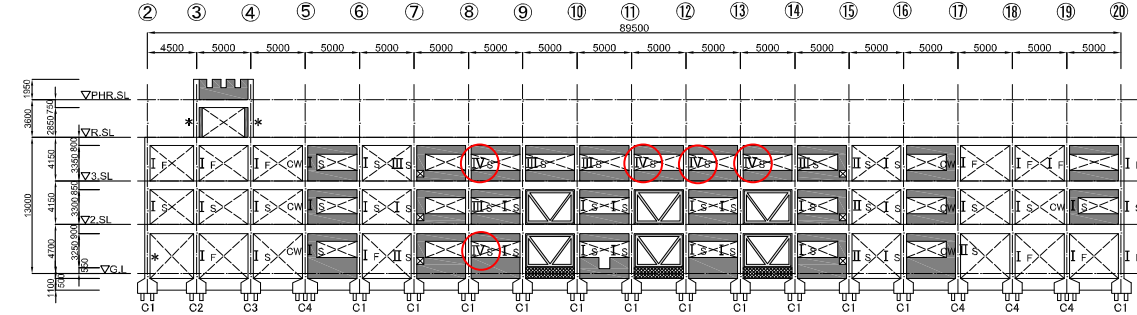


図-3 耐震補強後のC通り軸組図



写真-2 1階C-8柱



写真-3 D-18杭(上: 左杭, 下: 右杭)

表-1 1階柱断面リスト

記号	C1	C2	C3	C4	C5
柱頭	20-D22	24-D22	24-D22	20-D22	20-D22
柱脚	24-D22	30-D22	32-D22	28-D22	26-D22
帯筋	2-9Φ@165				
幅×せい	550×500				

表-2 耐震性能残存率(上: 4月, 下: 11月)

階	桁行方向		梁間方向	
	R(%)	被災度区分	R(%)	被災度区分
PH	不明	不明	不明	不明
3	76.7	中破	83.1	小破
2	86.3	小破	94.8	小破
1	82.7	小破	94.8	小破

階	桁行方向		梁間方向	
	R(%)	被災度区分	R(%)	被災度区分
PH	96.1	軽微	93.6	小破
3	76.4	中破	83.4	小破
2	78.4	中破	94.8	小破
1	66.5	中破	94.3	小破

3. 普通教室棟の被害

3.1 2011年4月の現地調査

地震から約1カ月後の4月27日に現地調査を行った。図-2、図-3に各部材の損傷度をローマ数字で示した。補強を施さなかった3階のRC短柱4本がせん断破壊した。1,2階では鉄骨ブレースから1スパン離れたC-8通りのRC短柱(写真-2)で、損傷度IVのせん断破壊や損傷度IIIの激しいせん断ひび割れが見られた。また、鉄骨ブレース脇のRC柱にも軽微なせん断ひび割れが発生した。北側に突出した1階の便所で土間スラブ面が290mm沈下したが、建物全体の傾斜はなかった。梁間方向の教室戸境にはCB(コンクリートブロック)壁とRC壁が交互に配置されていたが、CB壁は梁下まで積まれておらず、面外

方向の震動により多数のCBが落下した。

各階の耐震性能残存率 R^1 を表-2に示す。桁行方向3階は $R=76.7\%$ (2階は $R=86.3\%$, 1階は $R=82.7\%$)で被災度は中破だった。梁間方向3階は $R=83.1\%$ (2階は $R=94.8\%$, 1階は $R=94.8\%$)で被災度は小破だった。鉄骨ブレースは両側柱付き壁とみなして耐震性能残存率を評価した。

3.2 2011年11月の追加現地調査

11月15日に再調査を行った。4月の調査から震度4の余震が2回あり、上部構造の損傷が進行した。桁行方向1階は $R=66.5\%$ (3階は $R=76.4\%$)となり、大破に近い中破となった。同時に杭の掘削調査が行われC-8、D-18の杭4本を確認した。D-18の左杭は杭頭部がせん断破壊し、主筋が座屈した。D-18の右杭は顕著に折れ曲がった(写

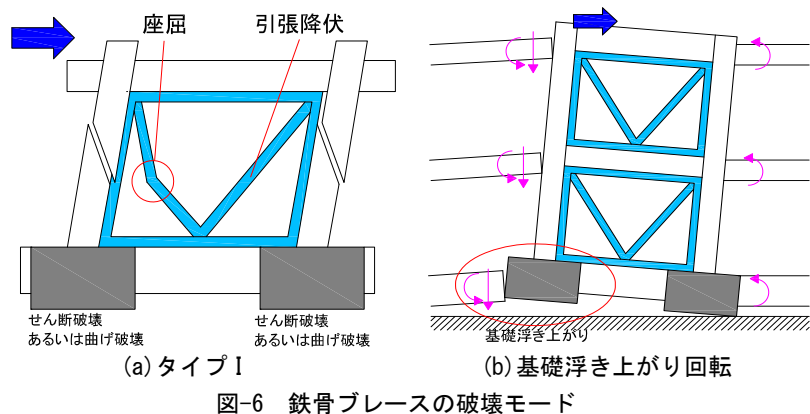
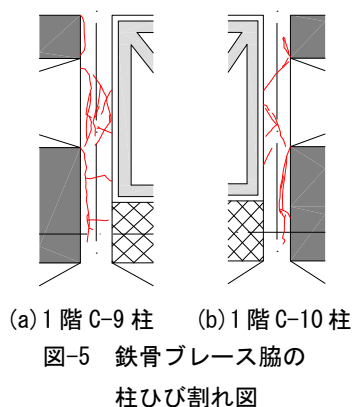
真-3)。C-8の右杭は杭頭部で曲げ・せん断ひび割れが発生し、コンクリートが剥落した。以上から基礎構造の被災度は大破と判定した。また、1階および3階の柱数本は0.4~0.6%傾斜した。杭が3月11日の本震で被害を受け、8カ月間で上部構造が徐々に傾斜したと考えられる。

4. 普通教室棟の耐震診断

桁行方向における耐震補強前後の2次診断結果²⁾を表-3に、累積強度指標 C_T と靱性指標 F の関係を図-4に示す。耐震診断におけるコンクリート強度はコア3本の平均圧縮強度から標準偏差の半分を引いて得られる推定強度を用いた。そのコンクリート圧縮強度は1階18.1N/mm²、2階24.5N/mm²、3階21.6N/mm²となり、全階でコンクリート設計基準強度18.0N/mm²を上回った。建物各層の重量は1階12.0kN/m²、2階11.8kN/m²、3階9.0kN/m²、PH階13.1kN/m²であった。柱主筋の降伏強度は344N/mm²、帯筋の降伏強度は294N/mm²とした。経年劣化による目立ったひび割れは観察されなかったため、経年指標 T は0.98とし、外力分布による補正係数は A_i 分布の逆数を用いた。形状指標 S_D は補強時にExp.Jの間隔を広げたことで0.90から0.95に上昇した。

耐震補強前における桁行方向の構造耐震指標 I_s は全ての階で構造耐震判定指標 $I_{so}=0.70$ を満たさなかった。鉄骨ブレースの増設で、桁行方向1,2階およびPHの I_s 値はそれぞれ0.43から0.71、0.48から0.79、0.65から1.20に上昇した。桁行方向3階の I_s 値は0.64から0.67に上昇し $I_{so}=0.70$ にかなり近く、 $C_{TU} \cdot S_D$ 値(C_{TU} :終局限界変形時の累積強度指標)も0.69と大きかった。

C-5,C-17通りの柱は袖壁付き極脆性柱($F=0.8$)であるが、 $F=1.0$ を採用すれば周辺部材に軸力伝達が可能であり、第二種構造要素とはならない。したがって、補強建物は $F=1.0$ で十分な強度を有すると判断できる。しかし、1,2階はそれぞれ $F=2.0$ で $C_T=0.40,0.43$ であり、大きな変形に比して比較的高い強度を有するが、第二種構造要素が存在するため靱性能には期待できない。3階は $F=1.0$ を超えて変形が大きくなると急激に強度が低下する。



また、損傷度Ⅲ以上のせん断柱・せん断壁について、実際の破壊形式と耐震診断基準に従って算定した破壊モードを比較したところ、両者は概ね一致した。

表-3 桁行方向の2次診断結果

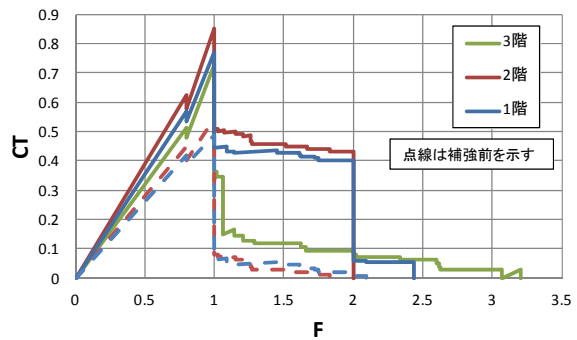
(a) 耐震補強前

階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	1.00	0.98	0.67	(5)式	0.65	2.35	0.29	0.29
3	0.90		0.73	(5)式	0.64	1.00	0.73	0.65
2	0.90		0.54	(5)式	0.48	1.00	0.54	0.49
1	0.90		0.49	(5)式	0.43	1.00	0.49	0.44

(b) 耐震補強後

階	S_D	T	E_o		I_s	F_u	C_{TU}	$C_{TU} \cdot S_D$
PH	0.90	0.98	1.37	(4)式	1.20	1.61	0.85	0.77
3	0.95		0.73	(5)式	0.67	1.00	0.73	0.69
2	0.95		0.85	(5)式	0.79	1.00	0.85	0.81
1	0.95		0.77	(5)式	0.71	1.00	0.77	0.73

E_o : 保有性能基本指標 F_u : 終局限界変形時の靱性指標



5. 鉄骨ブレース架構の挙動

C通り鉄骨ブレース脇の柱ひび割れ状況を図-5に示す。11月の再調査で1,2階鉄骨ブレース脇の柱に幅0.2~1.5mmのせん断ひび割れが確認された。これは連層鉄骨ブレースの挙動が、図-6(a)のような両脇のRC柱とブレースでせん断力を分担する破壊形式(タイプI)³⁾に支配されたことを示す。また、鉄骨ブレース架構に取り付く境界梁と直交梁の危険断面で曲げひび割れが進展し、3階梁間方向10通りの短スパン直交梁ではせん断ひび割れが塑性ヒンジ領域で発生した。これは直交梁が、図-6(b)のような連層鉄骨ブレース架構の浮き上がり回転に抵抗

したためと考えられる。

1階C通りにおける鉄骨ブレース架構の破壊モードは全てタイプIで決まり、耐力は2741kNであった。一方、基礎浮き上がり回転破壊時の耐力は2868~3595kNでタイプIよりやや大きく、被害状況と概ね一致した。

図-3に示すようにC通り1,2階の鉄骨ブレース架構は腰壁と垂れ壁を除去して設置された。しかし、鉄骨ブレース架構に隣接する腰壁と垂れ壁は、両脇の柱と切り離すための耐震スリットを設けずにそのまま残された。これが1,2階における水平剛性の増大を引き起こしたため、相対的に剛性が低い3階の水平層間変形が増大してC通りの短柱がせん断破壊したと考えられる。すなわち、鉄骨ブレースに隣接する腰壁・垂れ壁を残したまま耐震補強を施した際には、鉄骨ブレース架構の水平剛性の評価に注意が必要であり、耐震診断基準における形状指標 S_D (具体的には剛重比)の算定に考慮の余地がある。

6. 敷地における推定地震動の作成

I中学校の敷地での地震動を推定するため、2kmほど西に位置するKiK-net芳賀観測点の地中(深度112m)で得られたEW方向の加速度時刻歴を当該敷地の工学的基盤(後述)に入力し、表層地盤による増幅を考慮する等価線形解析を行った。解析には、一次元重複反射理論に基づくプログラムDYNEQ⁴⁾を用いた。I中学校敷地内の地盤ではボーリングデータが得られている(図-7)。ボーリング調査位置は普通教室棟の南である(図-1参照)。地下水位はGL-0.55mであった。各地層におけるせん断波速度および湿潤単位体積重量は、N値および土質から中央防災会議による式⁵⁾を用いて算出した。土の繰り返しせん断特性は、Hardin-Drnevichモデル⁶⁾を用いた。古山田・宮本らの研究⁷⁾から、基準ひずみは粘性土0.18%、砂質土0.10%、最大減衰定数は粘性土17%、砂質土21%と設定した。最小減衰定数は2%とした。有効ひずみは周波数によらないとして、有効ひずみ係数は0.65とした。深度15m以下の地層ではN値がほぼ50以上となることから、工学的基盤はせん断波速度341m/sの細砂層とした。

I中学校とKiK-net芳賀観測点の標高はいずれも100m程度で、表層地盤の土質も類似した。図-8に入力地震動および解析結果として得られたI中学校の地表加速度時刻歴を比較して示す。芳賀観測点の最大地中加速度は172.8galであった。表層地盤の増幅効果によりI中学校地表の最大加速度は558.4galに増大し、最大速度は34.1kineであった。土の最大せん断ひずみは0.19%が大きかったが、等価線形解析の適用範囲内と判断した。増幅スペクトル(I中学校地表の工学的基盤に対するフーリエスペクトルの比)を図-9に示す。周波数3.25Hzで振幅が大きく増幅されたことから、表層地盤の一次固有周期

は0.31秒である。これは芳賀観測点における表層地盤の増幅特性に近い⁸⁾。後述する多質点系解析による建物の一次固有周期は、補強前0.28秒、補強後0.25秒で、表層

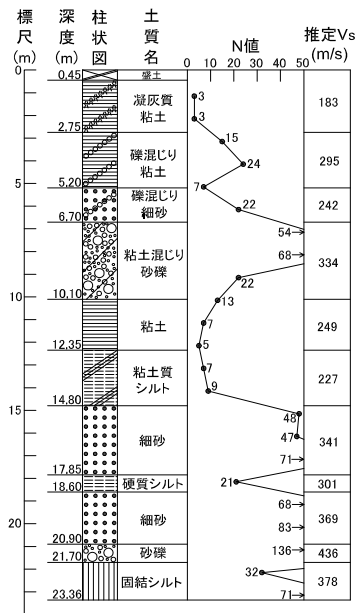


図-7 I中学校敷地のボーリング柱状図

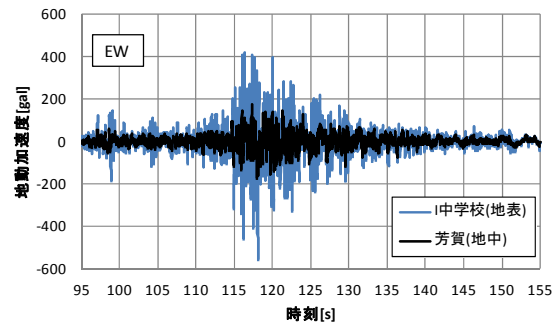


図-8 地動加速度時刻歴

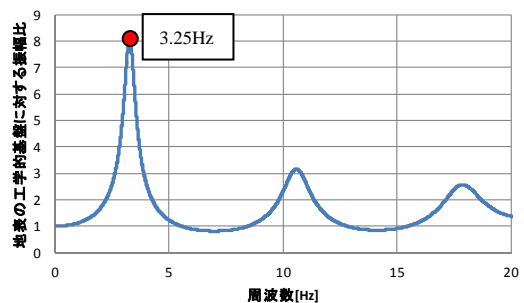


図-9 増幅スペクトル

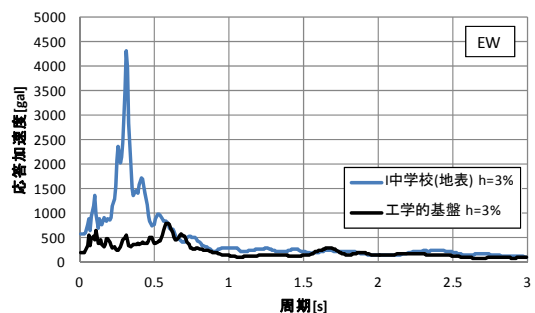


図-10 加速度応答スペクトル

地盤の固有周期とほぼ一致した。図-10 に Nigam による方法(線形加速度法)で求めた減衰定数 3%時の加速度応答スペクトルを示す。地表での地震動のスペクトルのピークが周期 0.31 秒にあり、本震時に建物が共振した可能性が高い。

7. 多質点系解析

7.1 解析の概要

I 中学校の地震時挙動を把握するため、建物を 3 質点系せん断型モデルに置換し、地震応答解析を行った。解析には多質点系解析プログラム ERA⁹⁾を用いた。本研究では主に上部構造の地震応答に着目したため、基礎は剛とし、前章で作成した I 中学校の地表における地震動(95~155 秒の 60 秒間)を入力した。各階の重量は 1 階 16418kN, 2 階 14333kN, 3 階 11631kN である。2 次診断結果から靱性指標 F 値でグルーピングを行い、せん断破壊が先行する部材(以下、せん断部材)のせん断強度の総和を最大強度とするばね 1 個(せん断型部材群 $0.8 \leq F < 1.27$)と、曲げ破壊が先行する部材(以下、曲げ部材)の曲げ強度の総和を降伏強度とするばね 2 個(曲げ型部材群 $1.27 \leq F < 2.0$ および $2.0 \leq F$)の合計 3 個の非線形ばねを各層で設定した。復元力特性はせん断部材に原点指向型モデル、曲げ部材に武田モデルを使用した。

図-11 (a)に示す原点指向型モデルは、ひび割れ点および最大強度点を直線で結んだ 3 折れ線の骨格曲線を与え、簡単のためひび割れ強度は最大強度の 1/3、ひび割れ変位は最大強度時変位の 1/10 とし、靱性指標 $F=1.0$ に相当する層間変位を最大強度時変位とした。せん断強度到達後の耐力低下を考慮するため、最大強度後の負勾配として最大強度時割線剛性の負値を与えた。

図-11 (b)に示す武田モデルは、ひび割れ点および降伏点を直線で結んだ 3 折れ線の骨格曲線を与え、ひび割れ時の強度と変位は原点指向型モデルと同様であり、靱性指標 $F=1.27$ に相当する層間変位を降伏時変位とした。降伏後の第 3 剛性は初期剛性の 1/100 とした。

原点指向型モデルで負勾配を考慮するため、数値計算には Newmark β 法($\beta=0$: 中央差分法と等価)を用いた。粘性減衰は 3%とし、初期剛性に比例させた。耐震補強により 1,2 層の初期剛性はそれぞれ 1.23 倍、1.28 倍に増大した。補強後における 1,2 層の初期剛性は 3 層のそれと比較するとそれぞれ 1.51 倍、1.67 倍となる。

7.2 解析結果

図-12 に補強前後における各層の最大層間変形角を示す。1 層の最大層間変形角は、鉄骨ブレースの増設により補強前後で約 0.7%から約 0.5%に小さくなった。2 層の最大層間変形角は、補強前後ともに約 0.4%でほぼ変わらず、耐震補強の効果が見られなかった。3 層の最大層間

変形角は補強前で約 0.2%であったが、補強後に変形が 1.5~2.0 倍に増大した。これは 1,2 階の耐震補強によって相対的に 3 階の剛性が小さくなったことによる。また、補強後における 3 層の最大層間変形角は 0.3~0.4%程度であり、実被害状況で 3 階 C 通りの柱 4 本がせん断破壊し

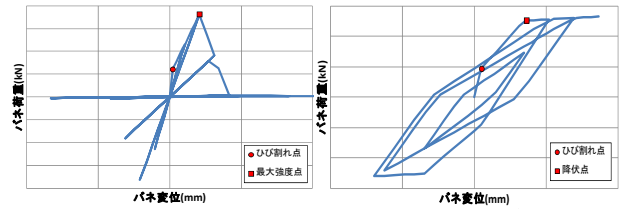


図-11 復元力特性

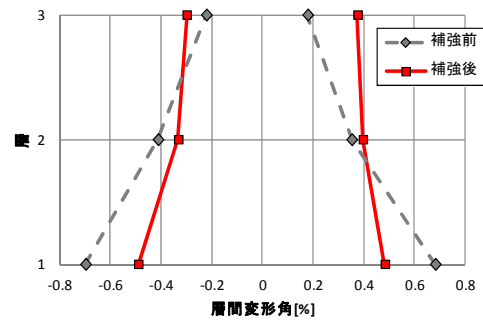


図-12 各層の最大層間変形角

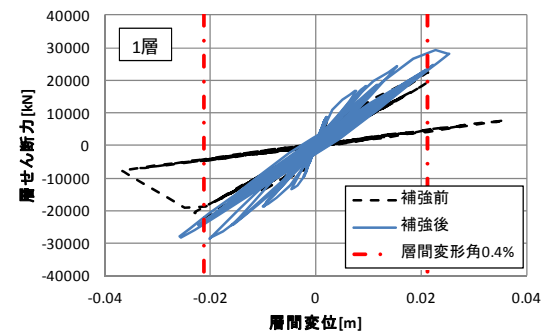
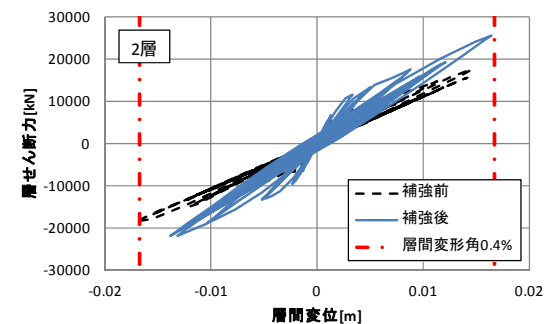
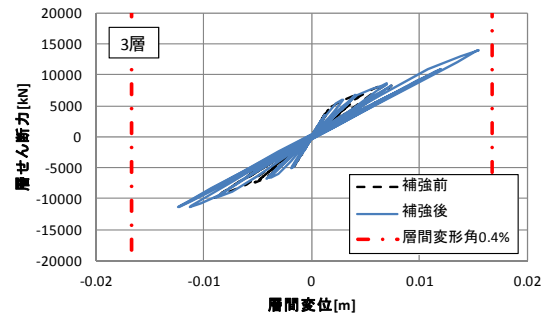


図-13 層せん断力-層間変位関係

たことにも整合する。耐震補強後の各層の層間変形がほぼ同じであったため、1,2階の水平剛性が耐震補強設計の想定以上に増大したことを示すまでには至らなかったが、実被害状況は概ね再現できた。

図-13 に各層の層せん断力-層間変位関係を示す。1層において補強前は変形が大きくなると負側で耐力が1/2程度に低下したが、補強後では耐震補強により変形が抑えられ、正側で最大耐力に達したものの耐力はほぼ維持した。耐震補強後の2,3階の応答は最大耐力には到達しなかったが、せん断部材がせん断破壊する変形(層間変形角0.4%)の直前まで達したことに留意する。

8. 結論

2011年東北地方太平洋沖地震により被災したI中学校の普通教室棟を調査した。当該建物は1,2階およびPHが鉄骨ブレースで補強された塔屋付き3階建てRC造校舎である。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1)耐震補強を施さなかった3階で柱4本がせん断破壊し、中破の被害を受けた。耐震補強した1,2階でも数本の柱がせん断破壊した。補強後の建物の第2次耐震診断を行った結果、桁行方向3階の構造耐震指標 I_s は0.67で最も小さかったが、強度は十分であった。3階に被害が集中した原因の一つとして、隣接する腰壁および垂れ壁が鉄骨ブレース架構の水平剛性を増大させ、相対的に3階の水平剛性が低下した可能性を指摘した。
- (2)I中学校の敷地での地震動を推定するため、2kmほど西に位置するKiK-net芳賀観測点の地中(深度112m)で得られたEW方向の加速度時刻歴を当該敷地の工学的基盤に入力し、表層地盤による増幅を考慮する等価線形解析を行った。I中学校の最大地表加速度は芳賀観測点の最大地中加速度の約3倍に増大した。また、建物および地盤の固有周期は0.3秒程度で、表層地震動の加速度応答スペクトルの卓越周期とほぼ一致したことから本震時に共振が起こった可能性がある。
- (3)表層地盤による増幅を考慮した地表地震動を用いて、建物の多質点系地震応答解析を行った。耐震補強した1層の変形は補強前と比べて約0.7倍に小さくなった。相対的に剛性が小さくなった3層の補強後における変形は補強前の1.5~2.0倍に増大した。補強後の各層の層間変形がほぼ同じであったため、1,2階の水平剛性が耐震補強設計の想定以上に増大したことを示すまでには至らなかったが、実被害状況は概ね再現できた。腰壁・垂れ壁による剛性増大および鉄骨ブレースの平面・立面配置による影響を考慮するため、今後は立体骨組解析を行う必要がある。
- (4)RC杭には曲げひび割れ、せん断ひび割れやコンクリートの剥落が発生し、杭頭部のせん断破壊、主筋の座

屈あるいは杭頭の折損が見られた。これより基礎構造の被災度は大破であった。このような杭の激しい損傷は2011年3月11日の本震によって発生したと思われるが、4月の調査時には建物の傾斜は観測されなかった。しかし、その後の8ヶ月間に震度4の余震が二回発生したこともあり、柱の傾斜が徐々に進行した。上部構造の耐震補強による水平耐力の増大が、杭体に過度の応力を作用させた可能性も考えられる。この点について、今後の詳細な検討が望まれる。

謝辞

二回にわたる現地調査の便宜を図っていただき、杭の掘削調査結果および設計図書を提供していただいたI町役場(入野正明町長)およびI町教育委員会(大貫宏衛教育長)、多質点系解析プログラムを使用させて下さった大林組技術研究所副所長・勝俣英雄氏に厚く御礼申し上げる。また、芳賀観測点での強震記録は防災科学技術研究所のKiK-netによるものである。記して謝意を示す。

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) 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，2001.10
- 3) 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改修設計指針 同解説，2001.10
- 4) 吉田望，末富岩雄：DYNEQ：等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム，佐藤工業(株)技術研究所報，pp.61-70，1996
- 5) 中央防災会議事務局：中央防災会議「東海地震に関する専門調査会」(第10回)，関連図表2，[資料2-2]，2001.11
- 6) Hardin, B. O. and Drnevich, V. P. : Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves, J. SMFD, Proc., ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972
- 7) 古山田耕司，宮本裕司，三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性，第38回地盤工学会研究発表会，pp.2077-2078，2003.7
- 8) 山中浩明，津野靖士，地元孝輔，新色隆二：2011年東北地方太平洋沖地震の余震観測と微動アレイ観測によるKiK-net芳賀観測点周辺での地盤震動特性の評価，日本地震工学会論文集，第12巻，第4号(特集号)，pp.143-159，2012
- 9) 関松太郎，勝俣英雄，杉山公一：阪神・淡路大震災における被災建築物の統計的分析(3)，大林組技術研究所報 特別号，pp.71-79，1996