論文　被災した鉄骨ブレース補強 RC 造建物の地震応答解析に基づく損傷状態の検証

小川　慶一郎[*1]・田嶋　和樹[*2]・長沼　一洋[*3]

要旨：東北地方太平洋沖地震において，未補強層で中破の被害が生じた鉄骨ブレース補強 RC 造学校校舎に対して骨組解析モデルを構築し，地盤の増幅を考慮した推定地震動を用いて地震応答解析を行った。柱の損傷を実被害と比較した結果，解析モデルは実被害を概ね再現することができた。さらに，地震応答解析およびプッシュオーバー解析結果から，対象建物は 3 層が最大耐力に達する以前に複数の柱がせん断破壊していることが分かった。この要因として，耐震診断においてせん断破壊する柱の靭性を過大評価している可能性があることを示した。

キーワード：鉄骨ブレース補強，RC 造骨組，ファイバー解析，FEM 解析，地震応答解析

1. はじめに

1995 年の兵庫県南部地震以降，現行の設計基準を満たしていない既存不適格建築物の耐震性が問題視されている。それらに対する補強設計には，耐震診断 [1)]が用いられてきた。しかし，2011 年の東北地方太平洋沖地震では，耐震補強されていたにも関わらず被害が生じた建物が複数確認された [2)]。中でも，鉄骨ブレース補強後に未補強層で 4 本の柱がせん断破壊した I 中学校は，耐震診断の評価が不十分であったことを示唆している。なお，対象建物に関しては，既に新井らが上部構造と基礎構造との被害の相関に注目した研究 [3)4)]を行っている。

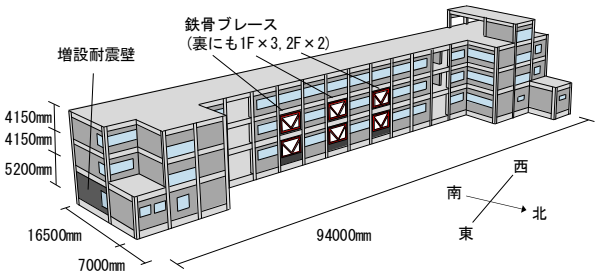
本研究の目的は，被災した耐震補強鉄筋コンクリート（以下，RC）造建物の被害要因に対する検討である。そこで，本研究では，既往の研究 [5)]で構築した数値解析モデルを用いて，I 中学校を対象に地震応答解析を実施し，地震応答の把握および耐震診断との比較を行っていく。

2. 補強建物に対するマクロ解析モデルの構築

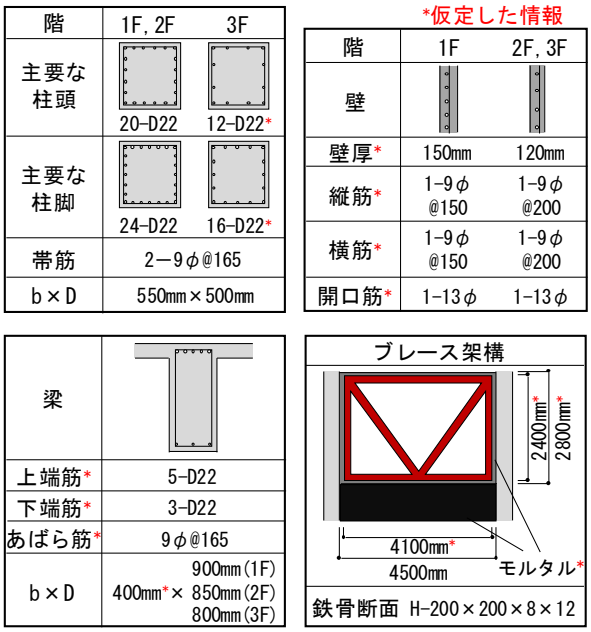
2.1 建物概要

図－1 に対象建物を示す。対象建物は栃木県に位置し，1974 年に竣工された塔屋付き 3 階建て RC 造学校校舎 [2)]である。耐震診断を経て，2009 年には桁行方向の 1,2 階および棟屋が鉄骨ブレースによって耐震補強された。また，1 階の梁間方向で下階壁抜け柱が圧壊するという判定になったため，一カ所のみ耐震壁が増設されている。しかし，2011 年の東北地方太平洋沖地震の際には，未補強層である 3 階で RC 柱 4 本がせん断破壊し中破と判定された。また，初回の調査から数か月後に杭の部分的な掘削調査が行われ，杭の損傷が確認された。なお，再調査までの期間には震度 4 の余震が 2 度確認されている。

図－2 に対象建物の部材断面を示す。なお，これらは，「東日本大震災合同調査報告 [2)]」および新井らの研究 [4)]を参考にした。ただし，柱，梁および耐震壁の部材断面とブレース架構の詳細が不足しており，1971 年の RC 規準を満たすように仮定した。なお，ブレースについては，



図－1　建物概要



図－2　部材断面

*1 日本大学大学院　理工学研究科建築学専攻　(学生会員)
*2 日本大学　理工学部建築学科准教授　博士 (工学)　(正会員)
*3 日本大学　理工学部建築学科教授　博士 (工学)　(正会員)

簡単な形状と鉄骨断面，耐力のみしか情報がなかったため，接合部はモルタルによる間接接合と仮定し，記載の耐力と同等となるようにブレースの寸法を算出した。

図－3 に桁行方向における耐震補強前後の 2 次診断結果 [1]を示す。なお，比較のため，既往の 2 次診断結果 [3]も図中に示す。診断結果は両者とも，補強前は全層が構造耐震判定指標（以下，Iso）を満たしておらず，補強後はブレース補強した 1,2 層が Iso を満たした。また，資料の 3 層は Iso を若干下回ったが，C_{TU}（累積強度指標）・S_D （形状指標）が 0.69 と高いため，Iso を満足した本研究の診断結果と大きな性能差はないと考えられる。

2.2 解析モデルの概要

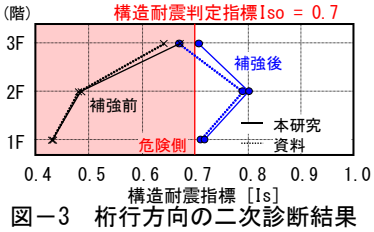
図－4 に解析モデルの概要を示す。解析には，数値解析コード OpenSees [6]を用いた。柱はファイバー要素でモデル化し，せん断挙動を考慮するため，せん断サブ要素 [7]を付与した。スラブを剛床と仮定しているため，塩原らの手法を参考に梁は BeamWithHinges 要素 [8]でモデル化した。柱梁接合部は剛域とし，基礎は固定とした。なお，雑壁の影響は柱・梁の断面および剛域に加味することで考慮したが，片側にのみ腰壁・垂壁が取り付いている柱に関しては，加力方向によって内法長さが変化すると考えられるため，トラス要素でブレース置換する手法 [9]を用いた。なお，耐震壁のモデル化手法は次節で述べる。

図－5 に材料構成則および復元力特性を示す。コアコンクリートに対しては，Park ら [10]の拘束効果を適用した。鉄筋は bi-linear 型とした。柱のせん断サブ要素に付与する復元力特性はトリリニア型とした。なお，せん断ひび割れ点およびせん断破壊点のせん断力は，荒川 mean 式より算出し，加力方向ごとに決定した。また，せん断破壊点のせん断変形の算出方法は，柱の実験データベースの結果に基づき，せん断余裕度（以下，Q_{su}/Q_y）≦0.8 をせん断柱（S 柱），$0.8<Q_{su}/Q_y<1.1$ を曲げせん断柱（FS 柱）として，2 種類の方法を使い分けた [7]。

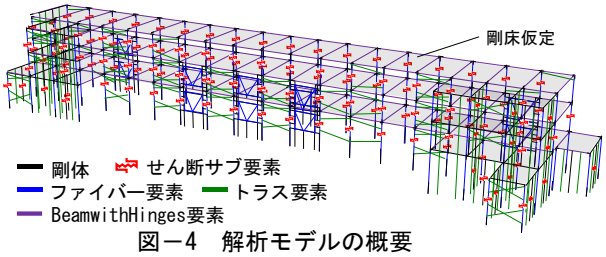
図－6 に鉄骨ブレース架構のモデル化手法を示す。鉄骨枠および鉄骨ブレースはファイバー要素でモデル化した。梁は剛梁とし，柱の断面は補強接合部の圧入モルタル部分を含めてモデル化した。なお，付帯柱は実被害において損傷が軽微なせん断ひび割れに収まっているため，せん断サブ要素は付与していない。また，剛域は柱梁接合部の中心から補強接合部のフェイス位置までとし，補強接合部は剛とした。鉄骨ブレースの応力度－ひずみ度関係には Menegotto-Pinto モデルを用いた。

2.3 耐震壁のモデル化

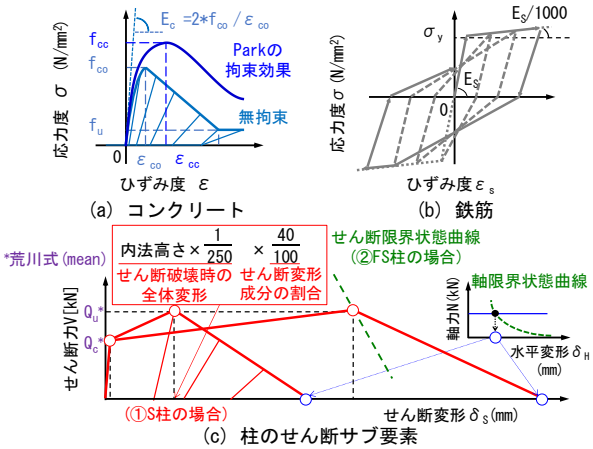
図－7 に壁の解析モデルの概要を示す。壁のモデル化には MMVLEM[11]を用い，連続壁は一枚の耐震壁として扱いせん断サブ要素を一つとした。せん断サブ要素の復元力特性は，せん断ひび割れ点およびせん断終局点を考



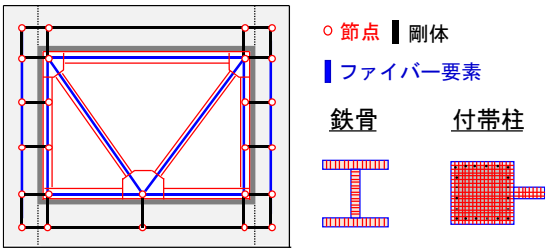
図－3　桁行方向の二次診断結果



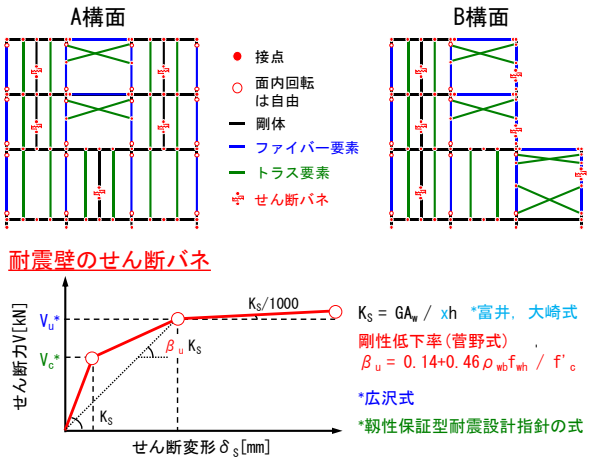
図－4　解析モデルの概要



図－5　材料構成則および復元力特性



図－6　鉄骨ブレース架構のモデル化



図－7　壁の解析モデルの概要

慮した Tri-Linear 型モデルとし，算出方法は藤田ら[11]と同様の方法を用いた。なお，開口を有する耐震壁のせん断サブ要素には，増田らの提案した修正耐力低減率[12]を適用した。また，対象の壁は有開口壁，連層壁，連続壁と複雑な形状のため，建物全体の地震応答解析を実施する前に，壁構面の挙動を詳細に検討する必要がある。そこで，FEM 解析モデルのプッシュオーバー解析結果との比較を通じてマクロ解析モデルの妥当性を検証する。

図－8 に FEM 解析モデルの要素分割図を示す。本検討では，2 次元解析を実施した。コンクリートは 4 節点平面応力要素でモデル化し，ひび割れは固定ひび割れモデルとした。鉄筋は分散型の埋め込み鉄筋としてモデル化した。また，柱と雑壁の境界部分の離間を表現するため，柱－雑壁間に離散ひび割れモデルを採用した。

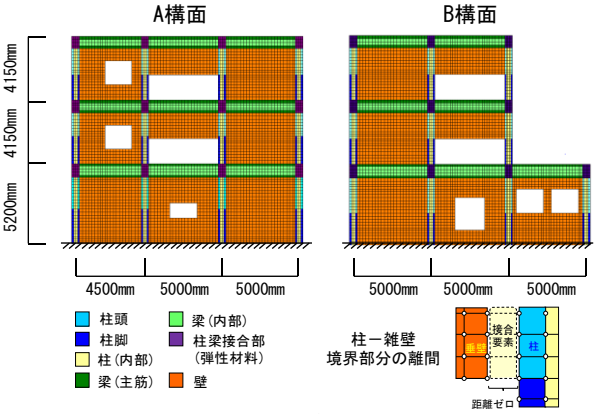
図－9 に FEM 解析モデルの材料構成則を示す。コンクリートの圧縮応力－ひずみ関係は修正 Ahmad モデル[13]とした。引張特性は引張強度まで線形とし，テンションスティフニングには出雲らのモデル[14]を採用し，丸鋼を有する壁の挙動が支配的なため C=1.0 とした。なお，引張軟化域には破壊エネルギーG_F を考慮した土木学会標準示方書の式[15]を採用した。ひび割れ後のせん断伝達特性は，Al-Mahaidi モデル[16]とした。鉄筋は Bi-linear 型とした。また，離散ひび割れモデルの垂直方向の復元力特性として，引張側でひび割れ強度に達した後に壁筋の抜け出しを考慮するモデル[17]を用いた。なお，ひび割れ方向のせん断伝達特性は，長沼の提案モデル[18]とした。

図－10 に各層の層せん断力－層間変形角関係を示す。なお，外力分布は Ai 分布から算出した。両モデルの比較を行うと，全ての層で剛性が概ね一致する結果となった。なお，2,3 層で初期剛性に差異が生じている要因として，せん断サブ要素で軸力の影響を考慮していないことが考えられる。よって，マクロ解析モデルによって壁構面の挙動を評価することができたと判断する。

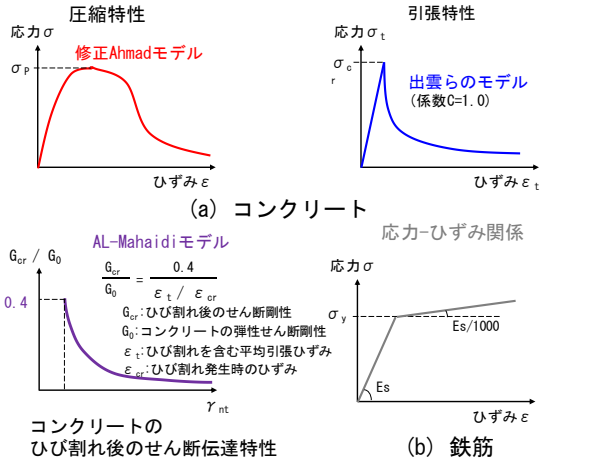
3. 地震応答解析

3.1 入力地震動の推定

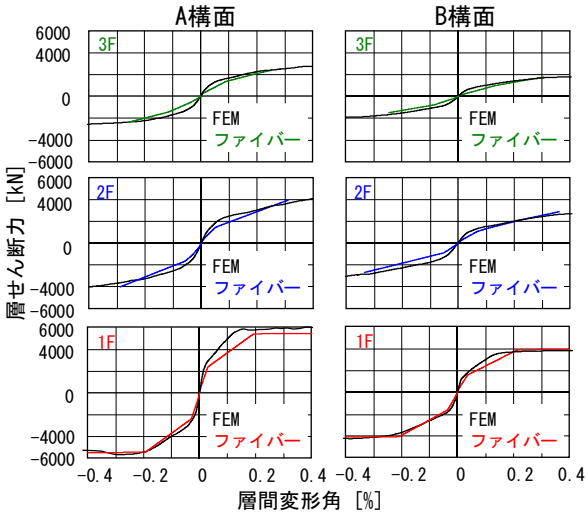
実被害を再現するにあたり，対象建物に入力された地震動を推定する必要がある。そのため，対象敷地から約 3km 離れた KiK-net 芳賀観測点の地中で得られた EW 方向および NS 方向の加速度時刻歴を対象地盤の工学的基盤に入力し，表層地盤による増幅を考慮した。解析には，一次元波動論に基づく等価線形解析プログラム「BUILD. 地盤・柱状/地盤応答[19]」を用いた。なお，地盤のボーリング柱状図および各地層のせん断波速度と湿潤単位体積重量の算出は，新井らの研究[3]を参考にした。**図－11** に地盤の地震応答解析より得られた EW 方向の入力地震動を示す。なお，解析時間の短縮のため，対象の時刻を



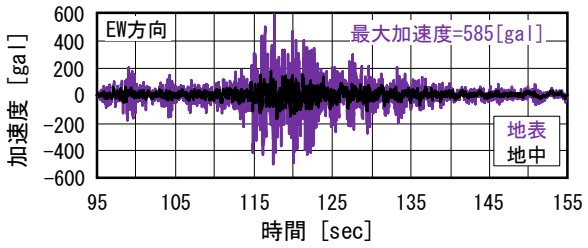
図－8　FEM 解析モデルの要素分割図



図－9　FEM 解析モデルの材料構成則



図－10　壁構面の層せん断力－層間変形角関係



図－11　入力地震動

加速度の大きい95～155秒までとした。解析結果は，KiK-net 芳賀観測点の最大加速度 173gal に対し，表層地盤の増幅を考慮したことで最大加速度585galとなった。なお，土の最大せん断ひずみは0.20%であった。**図－12** に入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。なお，加速度応答スペクトル上に，固有値解析から得られた対象建物の一次固有周期(0.177 秒)を併せて示す。図から，ひび割れ発生前では顕著な加速度の応答は見られないが，　建物の塑性化に伴い固有周期が長くなり，徐々に応答加速度が増大していく危険性があると考えられる。

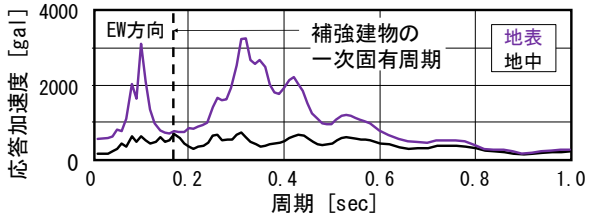
3.2 地震応答解析に基づく柱の損傷度評価

EW 方向および NS 方向の推定地震動を二方向入力し，地震応答解析を実施した。数値積分は Newmark-β 法(β=1/4, γ=0.5)を用い，時間刻みは 0.001 秒とした。また，減衰は，瞬間剛性比例型とし，減衰定数は3%とした。

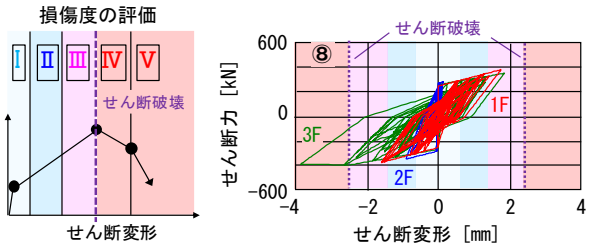
図－13 に被災時に柱がせん断破壊した構面の立面図と柱の損傷度を示す。なお，実被害の損傷度は現地調査による目視の判定結果 [3]であり，解析の損傷度はせん断サブ要素の応答から決定した。ここで，**図－14** に解析における損傷度の評価方法を示す。柱の損傷度は「被災度区分判定 [20]」の定義を参考に，せん断ひび割れ強度に達していない柱を曲げ柱(I_F), せん断変形がせん断破壊時の変形に対して 0～30%なら I_S，30～60%ならII_S，60～100%ならIII_Sとし，せん断破壊後は，せん断力が最大耐力の 80%までならIV_S，それ以降をV_Sとした。例えば，図中の柱⑧の応答ならば，1,3F は損傷度IV，2F は損傷度III となる。損傷度の比較を行うと，実被害で損傷が著しかった 3 層において，損傷度III，IVの短柱は解析でも損傷が大きくなり，せん断破壊が生じた。よって，解析結果は実被害を概ね再現できたと判断する。

3.3 地震時挙動の把握

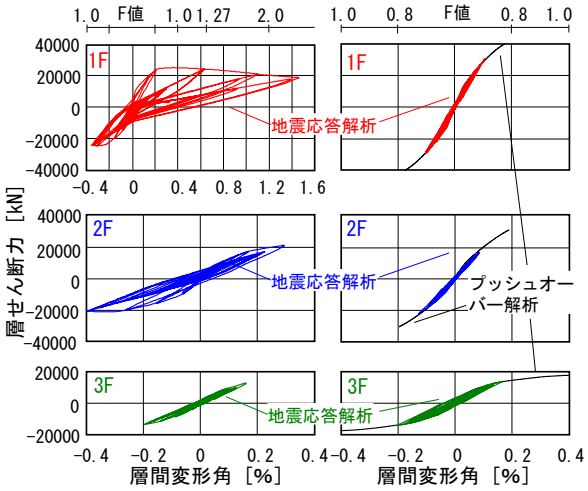
図－15 に地震応答解析から得られた，補強前および補強後の各層の層せん断力－層間変形角関係を示す。なお，比較のため，補強後のグラフには，Ai 分布に基づく荷重



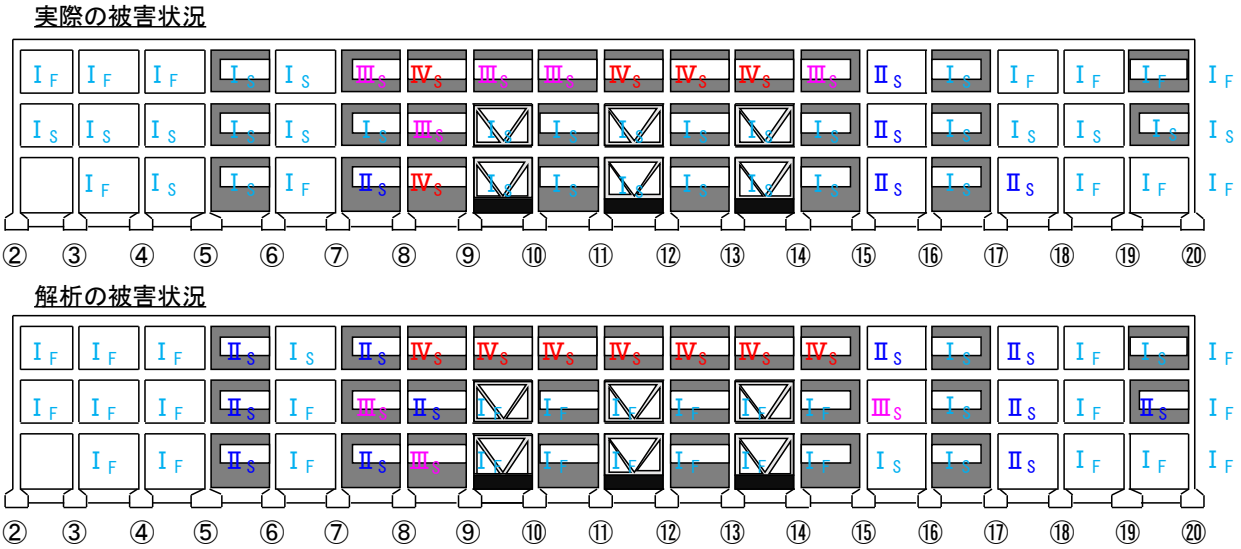
図－12　加速度応答スペクトル



図－14　損傷度の評価方法



図－15　補強前後の層せん断力－層間変形角関係



図－13　被害状況の比較

分布形を仮定した変位制御によるプッシュオーバー解析結果を併せて示す。補強前後の応答を比較すると，補強前では 1 層が耐力低下を生じ大きく変形しているのに対し，補強後はブレース補強した 1,2 層の変形が小さくなり 3 層の変形が最も大きくなった。なお，このような未補強層の変形が大きくなる現象に関しては，川瀬ら [21] が剛性率に着目して研究を行っている。本研究の解析結果から算出した 3 層の剛性率も約 0.7 となるため，剛性率に対する検討が必要であると考えられる。また，補強後は全層がプッシュオーバー解析から得られた最大耐力に達しておらず，3 層では複数の短柱がせん断破壊したが，層としての余力は残っていることが確認できる。このため，短柱については 3.5 節で検討する。

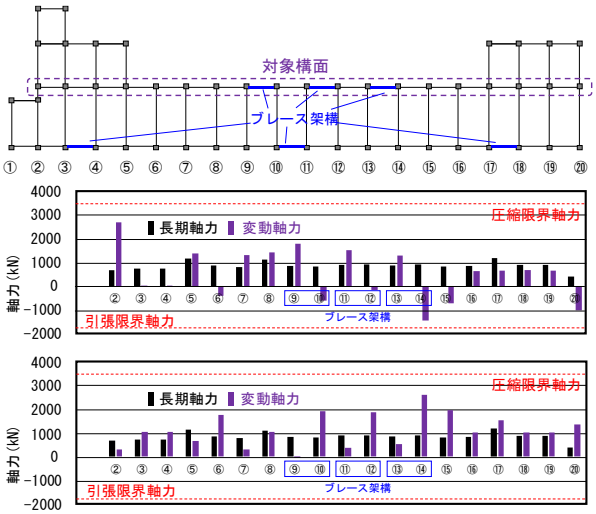
3.4 基礎底面における変動軸力

対象建物の基礎構造に関する研究が新井ら [3] によって行われているが，本研究では，上部構造の地震応答に着目したため，基礎構造の応答に関しては今後の検討とする。ここでは，杭の負担を確認するため，基礎底面の鉛直反力に着目する。**図－16** に変動軸力が最大となる瞬間の軸力の分布を示す。なお，対象の構面は**図－14** と同様であり，杭の抵抗力の目安として，杭および地盤情報から周面摩擦力と支持力を算出して得られた，圧縮・引張の最大抵抗力を併せて示す。長期軸力時には各柱がほぼ均一に軸力を負担しているが，その後に地震力を受け建物が変形することで，軸力の分布が大きく変化している。特に，ブレース付帯柱に大きな変動軸力が生じており，計算上の最大抵抗力近傍まで至っている。このことから，「東日本大震災合同調査報告 [2]」での知見と同様に，連層ブレースによる浮き上がり回転に対しては，今後の検討が必要であると考えられる。

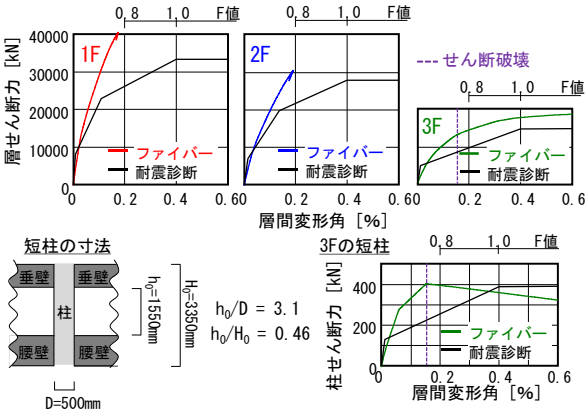
3.5 耐震診断との比較

図－17 にプッシュオーバー解析結果と耐震診断における骨格曲線を示す。併せてせん断破壊した短柱の寸法も示す。解析結果を実挙動とみなすと，耐震診断は全層で耐力が低いため，安全側の評価をしている。しかし，3 層の解析結果に注目すると，層が最大耐力に達する前に短柱がせん断破壊していることが分かる。せん断破壊した短柱の挙動を見てみると，耐震診断では柱が層間変形角 0.4%でせん断破壊するのに対し，解析では層間変形角 0.2%以前にせん断破壊している。耐震診断では，h_0（柱の内法高さ）/D（せい）≦2 の柱のみが極脆性柱（F=0.8）であり，それ以外の柱は全て F=1.0 以上となる。そのため，図中の短柱の寸法では，F=1.0 と評価される。ここで，**図－18** に耐震診断の付則 1-3[1] から引用した，柱の h_0/H_0（層の高さ）と層間変形角に関する検討結果を示す。検討結果では，h_0/H_0=0.4~0.5 程度の柱は F=0.8 程度となり極脆性柱に相当している。対象建物のせん断破壊した柱の寸法を見てみると，h_0/H_0=0.46 であるため同程度の靭性を有していると考えられ，F=0.8 が妥当である。したがって，現行の極脆性柱の評価では，せん断破壊する柱の靭性を過大評価している可能性があると考えられる。

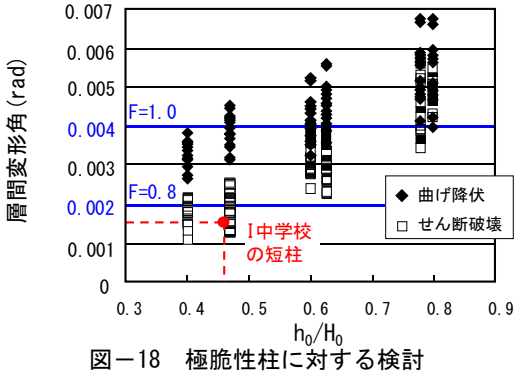
せん断破壊した柱の F 値を 0.8 として耐震診断結果を再評価することで，実被害との対応を確認する。**図－19** に 2 次診断結果を示す。診断結果は，全層で Iso を満たしておらず，特に，中破の被害が生じた 3 層は 1,2 層を大きく下回った。また，学校建物の Iso は，通常の Iso=0.6 より高く設定されていることを考慮すると，1,2 層の損



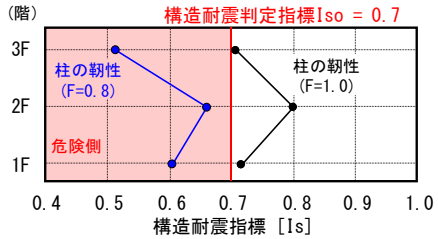
図－16　最大変形時の変動軸力



図－17　プッシュオーバー解析結果



図－18　極脆性柱に対する検討



図－19　F=0.8 としたときの耐震診断結果

傷が軽微であったこととも対応していると考えられる。なお，現行の耐震診断ではせん断破壊後の柱の強度寄与係数を 0 としているので，せん断破壊後の残存耐力を考慮した評価については今後の課題とする。

4. まとめ

(1) 実被害を再現するために，骨組解析モデルに地盤の増幅を考慮した推定地震動を入力し，地震応答解析を実施した。実被害との比較を行った結果，概ね実被害を再現することができた。

(2) 地震応答解析の結果から，連層ブレースの付帯柱に大きな変動軸力が生じていることを確認したため，今後は杭の損傷を考慮した検討が必要である。

(3) 現行の耐震診断基準では，せん断破壊する柱の靭性を過大評価している可能性があり，それに伴って 3 層が未補強となり，実被害では局所的に 3 層の柱がせん断破壊したと考えられる。

謝辞

研究の遂行にあたり，日本大学白井伸明名誉教授より多くのご助言を戴きました。また，本研究では，防災科学技術研究所の KiK-net で観測された地震動を利用しました。ここに謝意を表します。

参考文献

1) 日本建築防災協会：2001 年改訂版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
2) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告 建築編 1 鉄筋コンクリート造建築物，2015.5
3) 新井昴，北山和宏：耐震補強された鉄筋コンクリート建物における上部構造と杭基礎の地震被害の相関に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.38,No.2，pp.1147-1152，2016
4) 新井昴，北山和宏：既存鉄筋コンクリート建物における耐震補強が上部構造と杭基礎の地震時挙動に及ぼす影響，日本建築学会大会梗概集，pp.485-486，2016
5) 佐藤亮介，他：鉄骨ブレース補強後 RC 造骨組の補強接合部破壊を考慮した FEM 解析およびマクロ解析モデルの構築，コンクリート工学年次論文集，Vol.38,No.2，pp.1075-1080，2016
6) Open System for Earthquake Engineering Simulation – Home Page, http://opensees.berkeley.edu/
7) 田嶋和樹，他：脆性部材の破壊が RC 造骨組の耐震性能に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.34，No.2，pp.337-342，2012
8) 劉奕歓，塩原等：Overstrength Effect of Axial Constraint to Fiber Section Beam Column Element，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.289-290，2011
9) 内野卓，他：地震動を受ける鉄骨ブレース補強後 RC 造建物の耐震性能評価(その 1)試験体および解析モデル概要，日本建築学会大会梗概集，pp.35-36，2014
10) Kent D.C. and Park.R.: Flexural Members with Confined Concrete, Proc. of ASCE, Vol.97, No. ST9, July. 1971
11) 藤田有希子，他：地震動を受ける鉄骨ブレース補強後 RC 造建物の耐震性能評価（その 2）RC 造耐震壁の弾塑性マクロ解析モデルの構築，日本建築学会大会梗概集，pp39-40，2014
12) 増田久美子，他：耐震診断におけるそで壁付柱と有開口耐震壁の評価手法に関する解析的検討：(その 2) 有開口耐震壁の低減率の提案，日本建築学会大会梗概集，pp605-606，2009
13) 長沼一洋：三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係，日本建築学会構造系論文集，第 474 号，pp.163-170, 1995.8
14) 出雲淳一，他:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル，コンクリート工学論文，No. 87. 9-1, pp. 107-120, 1987. 9
15) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編, 2012
16) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell Univ. , Jan. 1979
17) 三島徹也，他：正負交番載荷下における鉄筋コンクリートひび割れ面の局所的挙動，土木学会，No.442，Vol.16，pp.161-170，1992.2
18) 長沼一洋：鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究（その 1），日本建築学会構造系論文報告集，第 421 号，pp.39-45，1991.3
19) 株式会社構造ソフト：BUILD.地盤・柱状/地盤応答，http://www.kozosoft.co.jp/seihin/jiban/outou.html
20) 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
21) 川瀬喬久，他：鉄骨ブレースで補強した多層 RC 建物の耐震診断，コンクリート工学年次論文集 Vol35，No.2，pp.273-276，2013