

論文 鉄骨ブレースで補強した多層 RC 建物の耐震診断

川瀬 喬久^{*1}・高田 瑞恵^{*2}・市之瀬 敏勝^{*3}・壁谷澤 寿海^{*4}

要旨： 東日本大震災で被害事例があった低層階を鉄骨ブレースで補強した RC 建物の耐震診断について論じた。本研究では特に、初期剛性による評価と割線剛性による評価が異なるケースを対象とした。対象モデルに対し地震応答解析を行い、診断結果と比較することで、どちらの評価がより有効であることを示した。その結果、割線剛性による評価は初期剛性による評価より耐震性能を適切に示すことを確認した。

キーワード： 耐震診断, 多層, 剛性率, 鉄骨ブレース, 割線剛性, 地震応答解析

1. はじめに

東日本大震災では、低層階を鉄骨ブレースで補強した RC 建物で、上階での地震被害が報告された。栃木県 I 市 I 中学校では、1 階および 2 階を鉄骨ブレースによって耐震補強した RC 3 階建て校舎が、耐震補強を施さなかった 3 階において 4 本の柱がせん断破壊して中破の被害を生じた¹⁾。

現行の耐震診断基準²⁾では、このような高さ方向の剛性が偏る建物の耐震性能について、初期剛性による剛性率を用いて評価している。応答が弾性範囲にとどまる建物ではこの手法で十分かと考えられる。しかし、低層階のみ鉄骨ブレースで補強された建物は、初期剛性が低く、終局耐力が高いという特性により、上階の F_s が過小評価になる。そのため、弾性範囲のみを考慮した初期剛性ではなく、終局状態まで考慮した割線剛性を用いて評価する方法が望ましいと考えられる。このような問題に対し、既報³⁾にて、割線剛性による評価の有効性が示された。

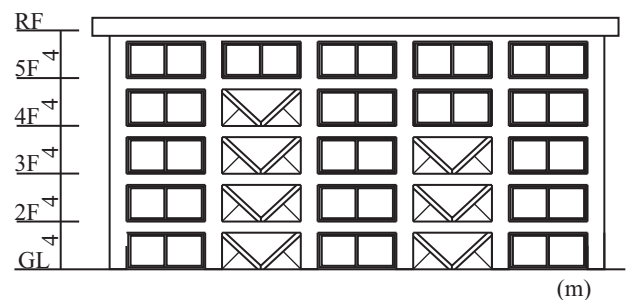
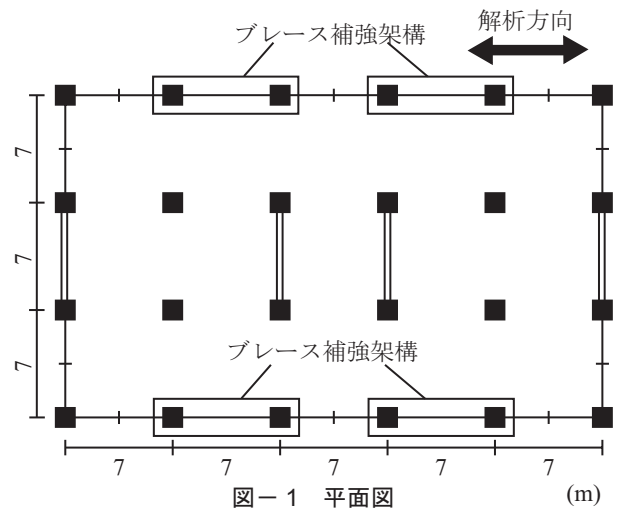
本報では、低層階に補強が必要な建物を対象とし、初期剛性による評価を用いて補強した場合と、割線剛性による評価を用いて補強した場合を仮定した。それぞれの建物に対し、初期剛性による評価と割線剛性による評価を行う。どちらが地震応答解析結果により近い評価となるか確認する。

2. 解析モデル概要

図-1 に想定した建物の平面図を示す。3×5 スパンとし、1 スパン 7 m×7 m とする。構造形式は RC ラーメン構造とする。解析方向は矢印の方向とする。

図-2 に 5 階建物の立面図を示す。5 階と 3 階の建物を想定し、階高は 4 m とする。単位重量は 13 kN/m² とする。

表-1 に 5 階建物の柱断面リストを示す。1971 年以前



に設計された建物を想定したため、柱のせん断補強筋が不十分である設計とした。その結果、全ての柱において終局せん断耐力 (Q_{su}) が終局曲げ耐力 (Q_{mu}) を下回る。梁は剛強と仮定する。解析方向の固有周期は 0.38 s である。

つづいて、モデル化について説明する。質点系モデルとし、復元力特性は武田モデルを使用する。

図-3(a) に RC 部分のモデル化概略図を示す。終局耐力 (図-3(a)a)、終局変形は耐震診断基準から算出する。ひび割れ耐力 (図-3(a)c) は靱性保証型耐震設計指針⁴⁾

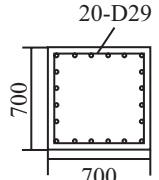
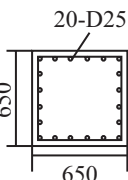
*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (学生会員)

*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会工学専攻 (会員外)

*3 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)

*4 東京大学 地震研究所教授 工博 (正会員)

表-1 5階建物の柱断面リスト

	1F	2F	3F	4F	5F
柱					
帯筋	9Φ @300				
p_g (%)	2.6			2.4	
p_w (%)	0.06			0.07	
Q_{su} (kN)	700	650	600	460	410
Q_{mu} (kN)	950	880	810	560	460

から算出し、曲げひび割れ耐力とせん断ひび割れ耐力の小さい方とする。初期剛性 (K_1) はせん断剛性と曲げ剛性を考慮して式 (1) から算出する。

$$K_1 = \frac{1}{1/K_f + 1/K_s} \quad (1)$$

K_f : 曲げ剛性 = $12E_c I / h^3$ (N/mm)

K_s : せん断剛性 = $GA / \kappa_s h$ (N/mm)

E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

I : 断面2次モーメント (mm⁴)

h : クリアスパン長 (3.2 m)

G : せん断弾性係数 (N/mm²)

A : 断面積 (mm²)

κ_s : 1.2

第三剛性は初期剛性の 0.001 倍とする。

図-3(b) に鉄骨ブレース部分のモデル化概略図を示す。復元力特性は図-3(b) に示すようにする。終局耐力(図-3(b)d)は耐震改修指針⁵⁾から算出する。剛性 (K_b) は式 (2) から算出する。

$$K_b = 2 \cdot \frac{E \cdot A}{L} \cos^2 \theta \quad (2)$$

E : ヤング係数 (N/mm²)

A : 断面積 (mm²)

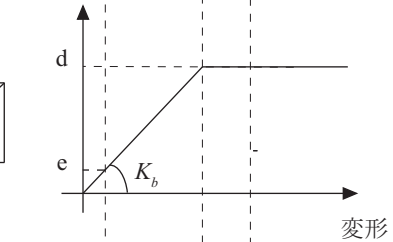
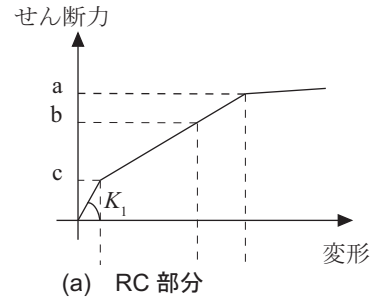
L : ブレース長さ (mm)

θ : ブレース角度 (rad)

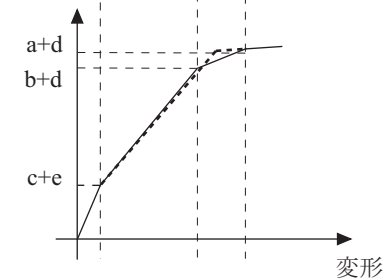
図-3(c) に鉄骨ブレース架構のモデル化概略図を示す。RC部分とブレース部分を足し、鉄骨ブレース架構の復元力特性とする。折れ点は、RCのひび割れ部分(図-3(c)c+e)、ブレースの終局部分(図-3(c)b+d)、RCの終局部分(図-3(c)a+d)の3点となる。そのため武田モデルで解析するために、4折れ線を等価面積となる3折れ線に変換する(図-3(c)の破線)。

3. 割線剛性による F_s の定義

図-4(a) に割線剛性の定義を示す。RC部分について

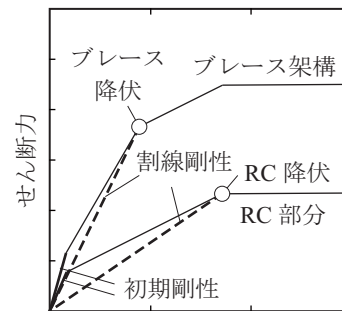


(b) 鉄骨ブレース部分

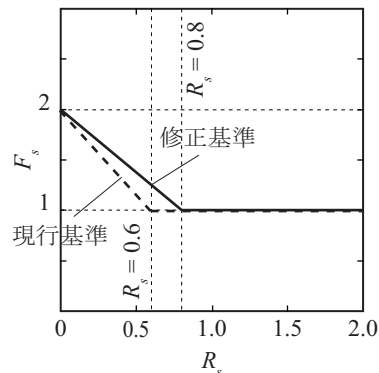


(c) 鉄骨ブレース架構

図-3 モデル化概略図



(a) 割線剛性の定義



(b) $R_s - F_s$ 関係

図-4 F_s の算出方法

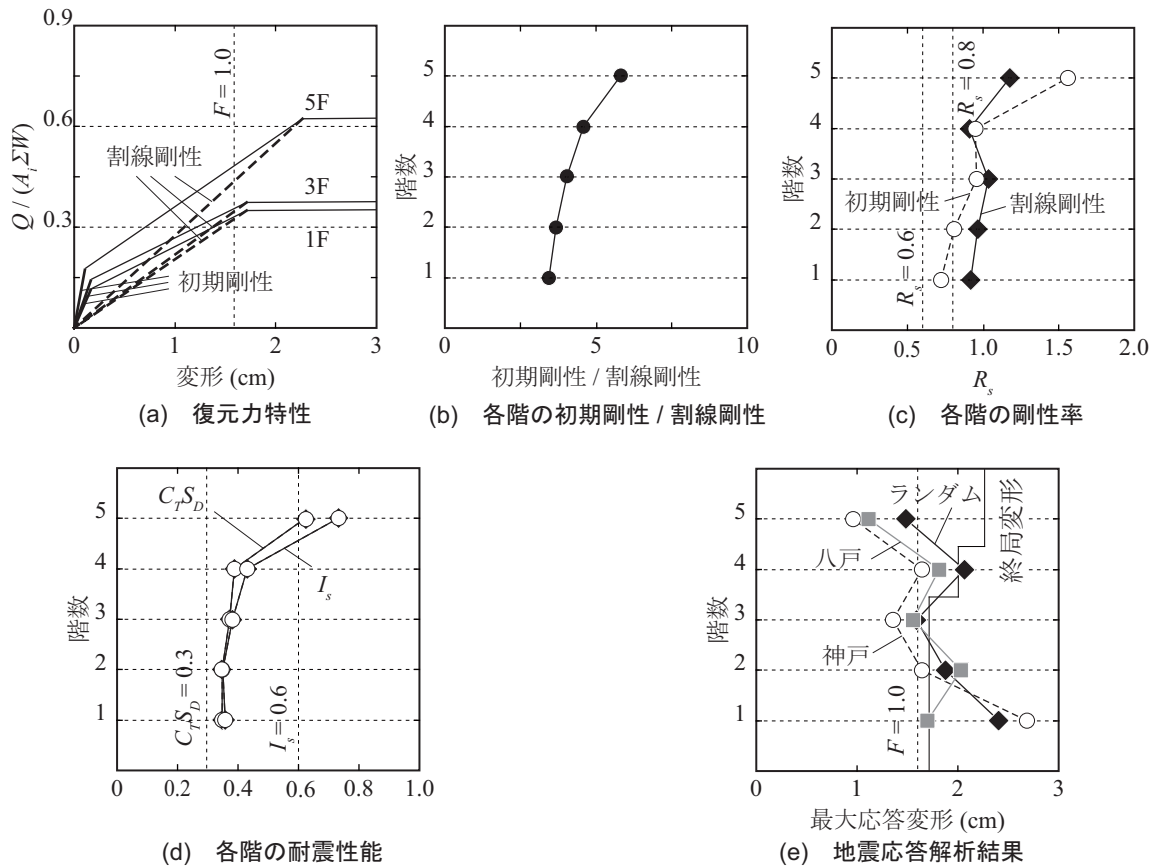


図-5 補強前の5階モデル

ては始点と降伏点を結んだ直線とする。鉄骨ブレース架構では、始点と鉄骨ブレース降伏点を結んだ直線とする。

続いて、図-4(b)に剛性率(R_s)と F_s の関係について示す。現行基準では破線で示すように、 $R_s < 0.6$ で $F_s > 1$ となる。しかし、割線剛性を用いる場合、既往に習い実線で示すように、 $R_s < 0.8$ で $F_s > 1$ とする。

4. 補強前モデル

図-5(a)に補強前の5階モデル復元力特性を示す。初期剛性を実線で示し、割線剛性を破線で示す。図-5(b)に各階の初期剛性 / 割線剛性を示す。補強前は1~5階で初期剛性 / 割線剛性は3.4~5.8に緩やかに変化する。図-5(c)に各階の剛性率を示した。初期剛性による評価では全ての階で $R_s > 0.6$ となる。また割線剛性による評価も全ての階で $R_s > 0.8$ となった。図-5(d)に各階の耐震性能を示す。高さ方向の剛性の偏りのみを考慮したモデルのため、 $S_D = 1 / F_s$ とする。全ての階で $C_T S_D > 0.3$ を満たす設計とした。 I_s は1~4階で $I_s < 0.6$ となった。

解析モデルに対し、地震応答解析を行った。質量比例減衰とし、減衰定数は3%とする。地震波はJMA神戸NS位相(最大加速度 3.8 m/s^2)、ランダム位相(最大加速度 3.8 m/s^2)、八戸EW位相(最大加速度 3.8 m/s^2)を用

いた。図-5(e)に解析結果を示す。 $I_s > 0.6$ を満たさない1~4階は、終局変形に至る、または近い変形となった。

5. 補強後モデル

図-5(d)の各階の耐震性能で示したように、補強前は5階のみ $I_s > 0.6$ を満たしていた。そのため、1~4階に鉄骨ブレースによる補強を施した。5階は $I_s > 0.6$ であるため補強を施さなくとも十分な耐震性能を有するとして、鉄骨ブレースによる補強はしない。鉄骨ブレースによる補強は図-1に示す場所に施す。H-300×300×10×15を用いる。図-2に示すとおり5階建物の場合、1~3階では4ヶ所に鉄骨ブレースを施し、4階では2ヶ所に鉄骨ブレースを設置する。解析方向の固有周期は0.32sである。

図-6(a)に補強後の5階モデル復元力特性を示す。図-6(b)に各階の初期剛性 / 割線剛性を示す。補強した1~4階は初期剛性 / 割線剛性は2.0未満となる。図-6(c)に各階の剛性率を示す。鉄骨ブレース補強していない5階において、初期剛性による評価と割線剛性による評価が大きく分かれた。初期剛性による評価では全ての階で $R_s > 0.6$ となった。しかし、割線剛性による評価では5階で $R_s = 0.4$ となり、 $R_s > 0.8$ に至らなかった。これは、鉄骨ブレース補強した1~4階の初期剛性 / 割線剛性が極端に小さくなったためである(図-6(b))。図-6(d)に示した各階の I_s は、

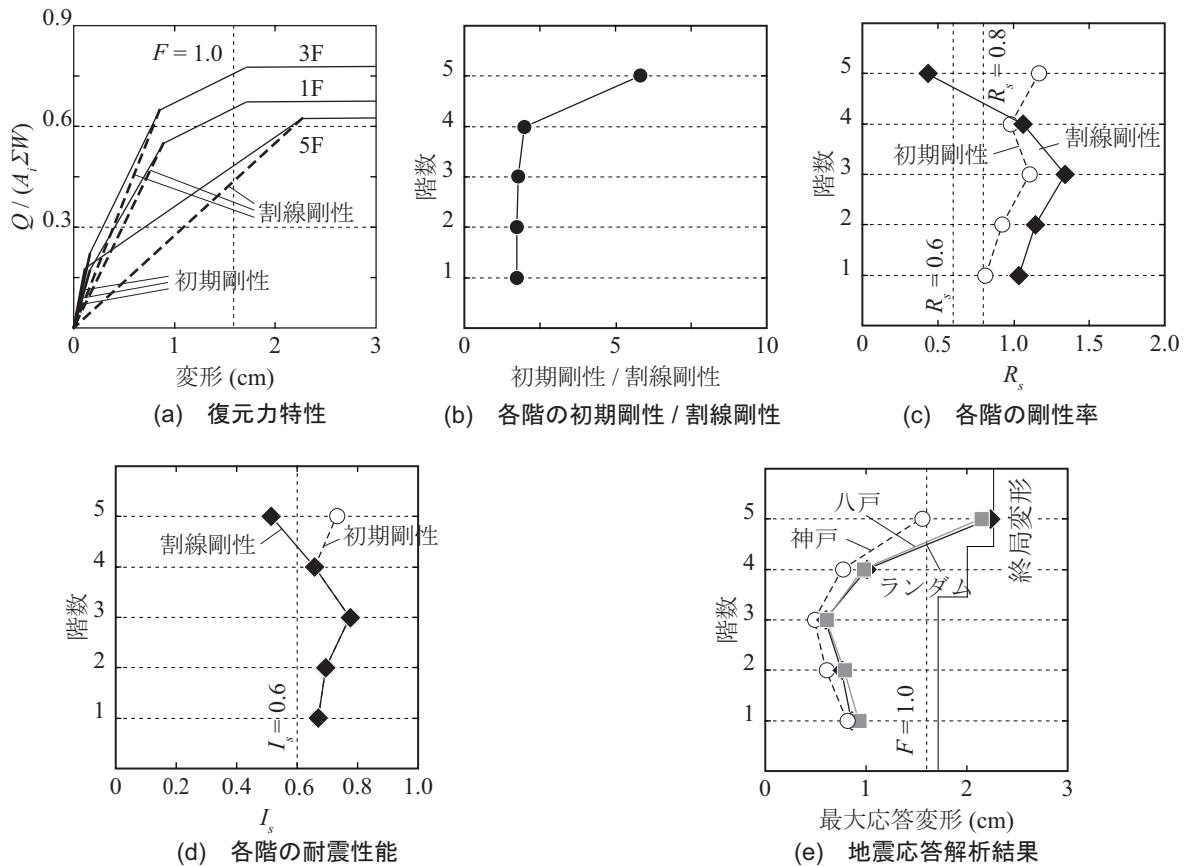


図-6 補強後の5階モデル

鉄骨ブレース補強を施した1～4階では $I_s > 0.6$ を満たした。しかし、補強を施さなかった5階については、初期剛性による評価では $R_s > 0.6$ より $F_s = 1.0$ となり、 $I_s > 0.6$ を満たした。一方、割線剛性による評価では $R_s = 0.4$ より $F_s = 1.5$ となったため、 $I_s < 0.6$ となった。

図-6(e)に地震応答解析結果を示す。補強後は鉄骨ブレース補強をしていない5階に変形が集中した。5階の変形は4階の約2倍であった。補強前(図-5(e))と補強後を比較すると、鉄骨ブレース補強を施した4階は変形が約1/2に小さくなった。鉄骨ブレース補強をしていない5階では、変形が約1.5倍に大きくなった。解析結果と図-6(d)の I_s を比較する。5階の変形は終局変形付近まで達しており、この解析結果は初期剛性による評価より割線剛性による評価に対応する。

6. 追加補強後モデル

図-6(d)で示したように、補強後の割線剛性による評価は5階のみ $I_s < 0.6$ となる。地震応答解析(図-6(e))では5階に変形が集中した。そのため、5階にも鉄骨ブレースによる補強を追加した。H-150×150×7×10を用いる。5階は2ヶ所に鉄骨ブレースを設置する。解析方向の固有周期は0.32sである。

図-7(a)に追加補強後の5階モデル復元力特性を示す。

図-7(b)に各階の初期剛性 / 割線剛性を示す。5階の初期剛性 / 割線剛性は補強後(図-6(b))と追加補強後で5.8から3.5に減少する。図-7(c)に各階の剛性率を示す。割線剛性による5階の剛性率は、補強後(図-6(c))と追加補強後で0.4から0.7に増加する。これは、1～4階の初期剛性 / 割線剛性と5階の初期剛性 / 割線剛性の差が小さくなったためである(図-6(b)と図-7(b))。図-7(d)に各階の I_s を示す。追加補強を施した5階は割線剛性による評価においても $I_s > 0.6$ となる。

図-7(e)に地震応答解析結果を示す。補強後(図-6(e))と比較すると5階の変形集中が2/3に減少した。最大応答変形の変化に、割線剛性による評価は対応している。

7. 低層階モデル

5階建物と同様に3階建物についても検討する。表-2に3階建物の柱断面リストを示す。5階建物と同様に、全ての柱において終局せん断耐力が終局曲げ耐力を下回る。解析方向の固有周期は0.32sである。

図-8(a)に各階の C_7S_D を示す。5階モデルと同様に補強前においても全ての階で $C_7S_D > 0.3$ とした。図-8(b)に各階の I_s を示す。補強前は3階のみ $I_s > 0.6$ を満たした。そのため3階建物の場合、鉄骨ブレースによる補強は2階

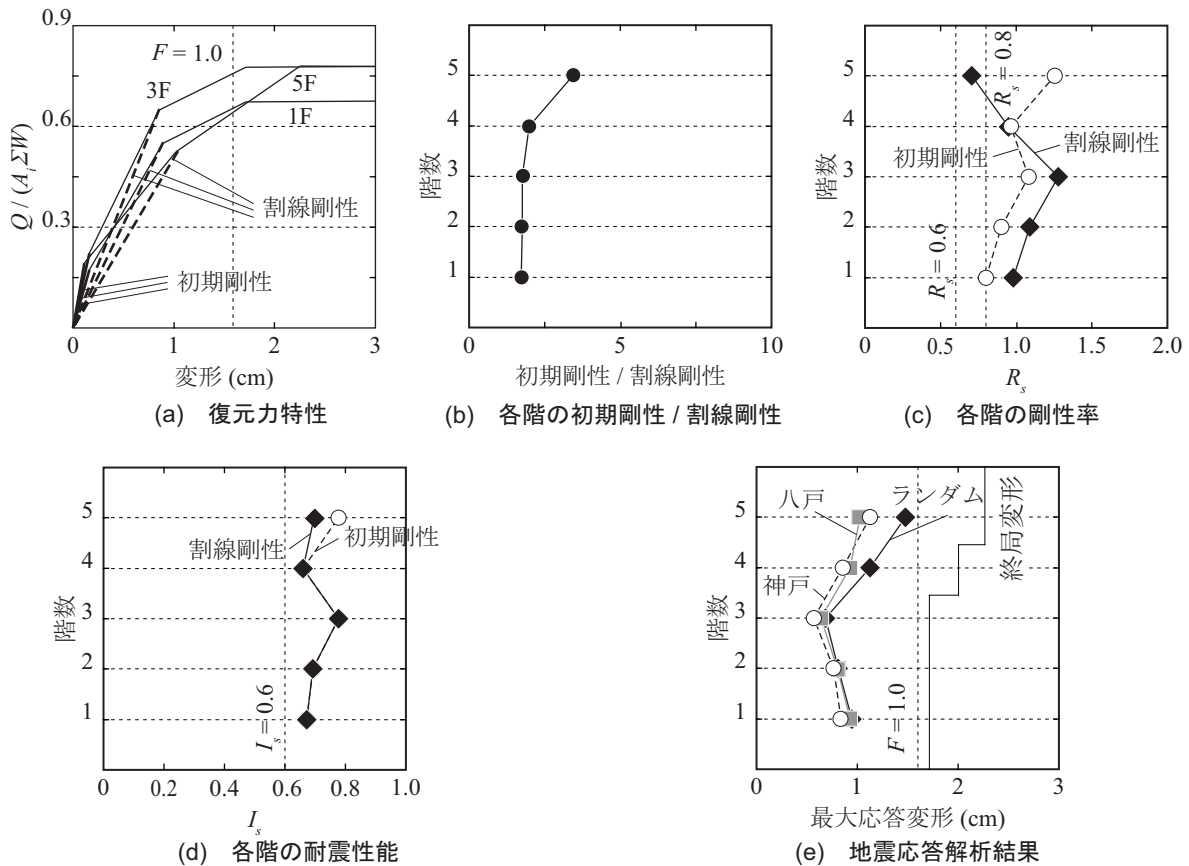


図-7 追加補強後の5階モデル

までとする。1階では4ヶ所、2階では2ヶ所に鉄骨ブレース補強を施す。H-250×250×9×14を用いる。解析方向の固有周期は0.26 sとなる。補強後の耐震性能は1～2階で $I_s > 0.6$ を満たした。しかし、補強を施さなかった3階については、初期剛性による評価では $I_s > 0.6$ となり、割線剛性による評価では $I_s < 0.6$ となる。そのため、追加補強として3階においてもH-150×150×7×10を2ヶ所に鉄骨ブレース補強を施す。追加補強後は割線剛性による評価でも $I_s > 0.6$ を満たす。

図-8(c)に地震応答解析結果を示す。補強前は1階に変形が集中した。1階の変形は2階の約2倍であった。補強後は、鉄骨ブレース補強をしていない3階に変形が集中した。3階の変形は2階の約2.5倍であった。補強前と補強後を比較すると、鉄骨ブレース補強を施した1階では約1/5まで変形が小さくなった。鉄骨ブレース補強をしていない3階では、約1.5倍に変形が大きくなった。追加補強後は、補強を施した3階の変形が2/3に減少した。地震応答解析結果と図-8(b)の I_s と比較する。3階モデルにおいても、補強後の3階への変形集中や追加補強後の変形の改善が、割線剛性による評価に対応している。

8. 予想変形と応答変形の比較

I_s は式(3)で示される。

表-2 3階建物の柱断面リスト

	1F	2F	3F
柱			
帯筋	9Φ @250		
p_g (%)	3.6		2.8
p_w (%)	0.08		
Q_{sw} (kN)	480	430	370
Q_{mw} (kN)	670	810	420

$$I_s = \frac{C \cdot F}{A_i} S_D \quad (3)$$

入力倍率1.0の地震動が与えられたとき、 $I_s = 0.6$ となると仮定し、このときの F を予想変形(F_{ex})とすると、式(4)で表すことができる。

$$I_s = 0.6 = \frac{C \cdot F_{ex}}{A_i} \cdot S_D \quad (4)$$

式(4)を F_{ex} で整理すると、

$$F_{ex} = 0.6 \cdot \frac{A_i}{C \cdot S_D} \quad (5)$$

一方、地震応答解析による最大応答変形を F に変換した値を応答変形(F_{re})とする。

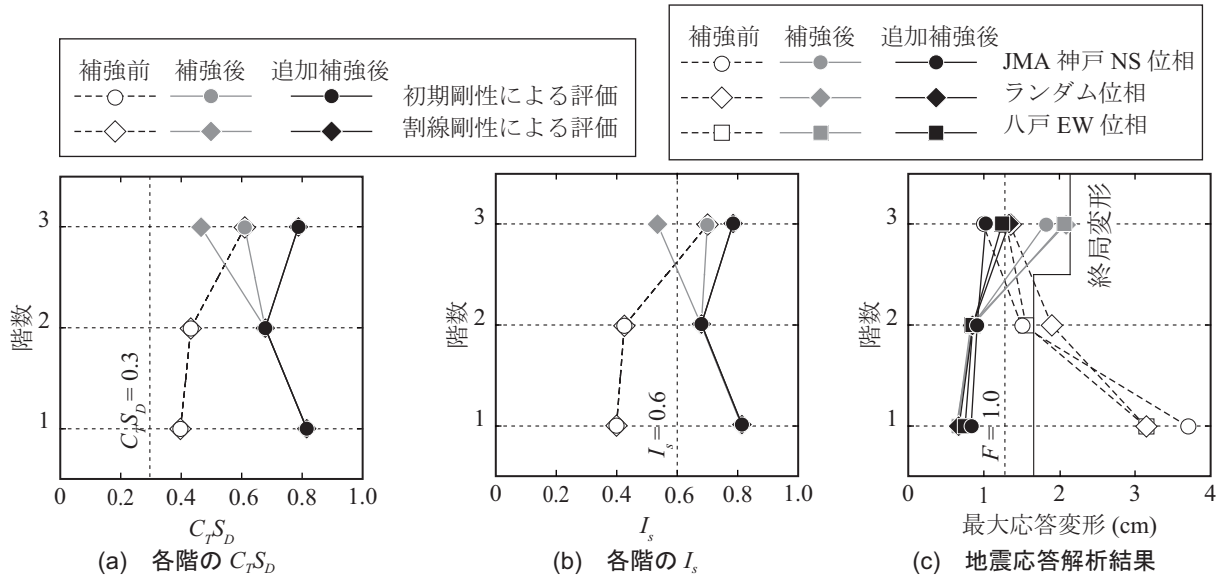


図-8 3階モデル

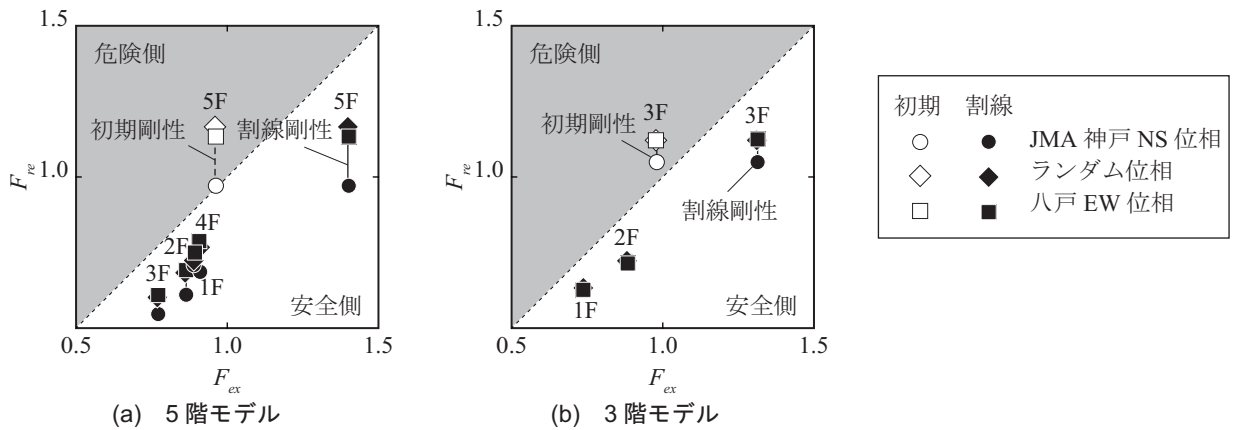


図-9 補強後の予想変形 - 応答変形関係

初期剛性による評価と割線剛性による評価が最も異なった補強後の5階モデルに関して、図-9(a)に応答変形と予想変形の関係を示す。5階についてみると、初期剛性による評価ではすべての地震波で危険側となっている。割線剛性を用いて評価ではすべての地震波で安全側となった。

図-9(b)に補強後の3階モデルに関して示す。同様に3階においても、初期剛性による評価ではすべての地震波で危険側となっていたが、割線剛性を用いた評価ではすべての地震波で安全側であった。

9. 結論

本研究では低層階を鉄骨ブレース補強した建物に関して耐震診断を行った。その際、初期剛性を用いた場合と割線剛性を用いた場合の2種類の方法で評価した。その後、解析モデルに対し地震応答解析を行い、診断結果と比較した。

解析の結果、初期剛性による評価より割線剛性による評価が解析モデルの耐震性能を適切に評価できた。

謝辞

本研究では、解析に名城大学村田賢教授、武藤厚教授作成の非線形弾塑性解析プログラム "SPACE ver3.55" を用いた。ここに厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：文教施設の耐震性能等に関する調査研究報告書，pp.227-229, 2012.3
- 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
- 3) 高田 瑞恵，川瀬 喬久，市之瀬 敏勝，壁谷澤寿海：弱層を有する多層 RC 建物の耐震診断，コンクリート工学年次論文集，Vol.34, No.2, pp.1087-1092, 2012.8
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.140, 1999
- 5) 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，pp.207-211, 2001