

工学院大学新宿校舎の地震応答解析と制振補強に関する研究

D1-07135 中野 泰宏

1. はじめに

近年首都圏では、M7 クラスの首都直下型地震による震源近傍の強震動や M8 クラスの海溝型巨大地震による長周期地震動に対し、超高層建築物の対策の重要性が指摘されている。既往の研究では、超高層建築物である工学院大学新宿校舎高層棟（以下大学棟と記す）の解析モデルを構築し、信頼性を高める目的で、常時微動・人力加振および地震動観測を実施し、観測結果を反映し、想定地震動による一連の地震応答解析を行っている<sup>1)</sup>。初期の解析では単純な質点系モデルを用いていたが、その後、構造的な安全を確認するだけでなく、設備や室内被害の低減、BCP の策定による早期の事業復旧案の策定、制震補強による費用対効果等の検討を行なうため、より詳細な解析を行う必要がある。そこで3次元立体フレームモデル（以下立体モデルと記す）を構築し、常時微動・人力加振観測および竣工以来常設されている、地震観測システムによる観測結果を示し、大学棟の立体モデルによる応答解析を行い、観測記録と解析結果の比較より、解析モデルの妥当性および振動特性などの検討を行っている<sup>2,3)</sup>。

本研究では新宿副都心の一角に位置する大学棟を対象とした、妥当性の確認されている立体モデルを用い、首都圏で危険性の高い想定首都直下地震および想定東海・東南海連動地震（以下想定連動地震と呼ぶ）を入力波とした、弾塑性地震応答解析を行い、構造被害を予測する。得られた結果をもとに制震補強案について検討する。

2. 対象建築概要

表 1 に建物概要を示す。地上部は S 造のブレース付きラーメン構造であり、東西端部にコアを持つダブルコアの建物である。図 1 に基準階平面図、基準階伏図、北側立面図および軸組図を示す。表 2 に代表階の部材寸法を示す。部材位置は、図 1-d の Y14、X2 通り軸組図の太線で示している。柱は BOX 柱であり主な鋼種は SM490A、下層部には SM490B が使用されている。また、梁およびブレースは H 形鋼であり、主な鋼種は SM490A、一部に SS400 が使用されている。なお、ブレースは H 形鋼弱軸使いとなっており、ガセットプレートはフランジにそれぞれ、1 枚ずつ接続し固定されている。東西端部にあるコアを結ぶ 25.6m の大梁を大スパン梁と呼んでいる。この大スパン梁により 2 つのコア間に約 655 m<sup>2</sup>の大空間を形成している。さらに、長辺方向である EW 方向の 16 階、21 階の階高が 5m を超える中間階には、スーパーフレームが配置されている。これらの効果により水平方向の剛性を確保しており構造的な特徴となっている。

表 1 対象建築物概要

建物名称	大学棟(工学院大学高層棟)
建築場所	東京都新宿区西新宿
竣工年	1989年
基準階面積	1170m <sup>2</sup>
階数	地上29階、地下6階、塔屋1階
アスペクト比	NS:5.59, EW:3.72
構造種別	地上:鉄骨造(ブレース付ラーメン架構) 地下1~2階:鉄骨鉄筋コンクリート造 地下3~6階:鉄筋コンクリート造

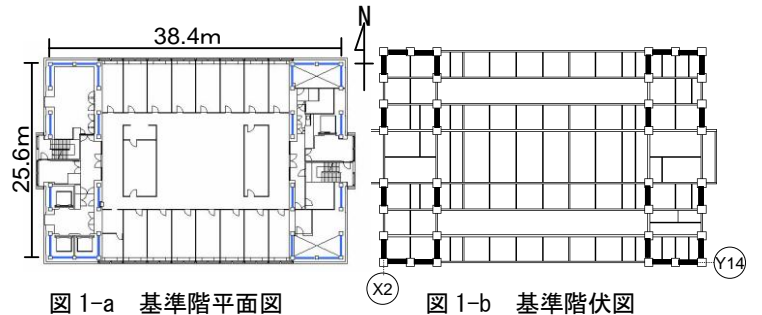


図 1-a 基準階平面図

図 1-b 基準階伏図

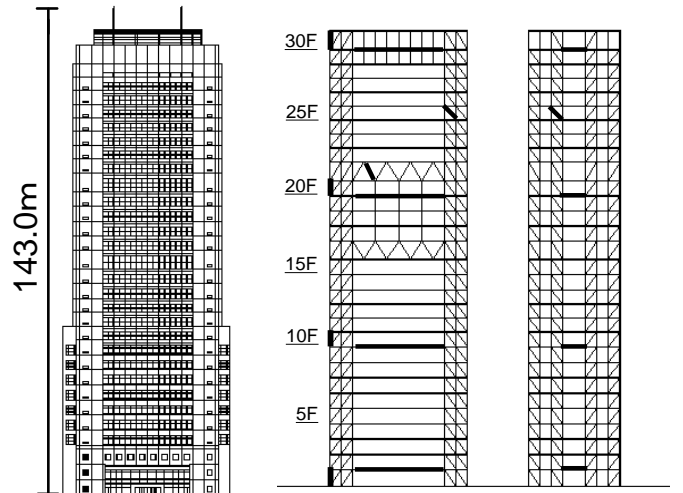


図 1-c 北側立面図

図 1-d 大学棟軸組図  
左: Y14 通り 右: X2 通り  
(太線は表 2 の部材位置を示す。)

表 2-a 柱寸法

階数	寸法
30	□-488×19
20	□-500×25
10	□-530×40
1	□-550×50

表 2-b ブレース寸法

	寸法
Y14通り	H-250×250×9×14
X2通り	H-250×250×9×14
スーパーフレーム	H-300×300×12×22

表 2-c 大梁寸法

階数	寸法
30	H-600×300×12×25
20	H-600×350×12×32
10	H-600×400×12×32
2	H-600×350×12×32

表 2-d 大スパン梁寸法

階数	寸法
30	H-1000×320×19×25
20	H-1000×300×19×28
10	H-1000×350×19×28
2	H-1000×320×19×25

### 3. 立体モデルおよび解析条件概要

竣工図面および構造計算書をもとに、図 2-a に示す立体モデルを作成している。地下部分は、地下 6 階までが剛性の高い RC 構造となっているため、本研究では地上階の構造部材のみ扱う。また今回は、2 次部材等の非構造部材による剛性や減衰の寄与が考えられるが、2 次部材の評価は非常に困難なため今回は考慮しない。図 2-b に立体モデルの各階重量を示す。建物重量は構造図および構造計算書より床（積載荷重、固定荷重）、壁および小梁の重量を算出し構造部材は解析ソフト（任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム SNAP V.4<sup>4)</sup>）による自動計算により算出した。

立体モデルの主な仮定条件および解析条件を以下に示す。

- 各階の床は剛床と仮定
- パネルゾーンは剛域と仮定
- 柱脚の支持条件は固定と仮定
- 梁は材端バネモデル<sup>4)</sup>を用いバイリニア型の履歴特性を使用。また、全ての部材を床スラブの剛性を考慮した合成梁とし、正負で異なる全塑性モーメントを算出。
- ブレースは両端ヒンジモデル<sup>4)</sup>を採用し座屈を考慮した柴田-若林モデルの履歴特性を使用し、座屈荷重および座屈後安定耐力は学会基準<sup>5)</sup>および指針<sup>6)</sup>より算出。また、節点間距離を材長とするが、実際のブレース長さ等を考慮した軸力剛性に補正した。その固有周期の比較を表 3 に示す。
- 大学棟の減衰は既往の研究<sup>2)</sup>より、並進 1 次および 2 次ともに 1% のレーリー減衰と仮定
- 入力波は NS、EW、UD 成分の 3 方向入力とする

### 4 サイト波を用いた弾塑性応答解析

#### 4.1 入力地震波

特徴が異なる入力地震波として、首都圏で想定されている危険性の高い、想定首都直下地震<sup>7)</sup>（本研究室における強震動予測により作成）および想定連動地震<sup>8)</sup>（株式会社大成建設より提供）を用いる。図 3 に時刻歴波形、減衰定数 1% の加速度応答スペクトルをそれぞれ示す。これより、想定首都直下地震では振幅が大きく、直下型地震らしい衝撃的な波形が見られ継続時間が 20 秒前後であり、短周期成分が卓越していることが分かる。想定連動地震では、首都圏では伝播仮定において、短周期成分がほぼなくなる予想から長周期成分のみを考慮している。また、直下型地震のような衝撃的な波形は見られず時刻歴の最大値も 40gal 程度であるが、継続時間は 600 秒程であり長い。これらより両者の特徴が異なることが確認出来る。

#### 4.2 解析結果および被害予測

補強前のモデルを DO と呼び、応答の大きい NS 方向の解析結果を図 4 および図 5 に示す。最大加速度より、首都直下地震の最大加速度は NS 方向で屋上階および中層階の応答が約 1000gal と大きな値が確認された。塑性ヒンジ図では、それぞれ塑性率が 1 を超える部材について赤点を描きその値

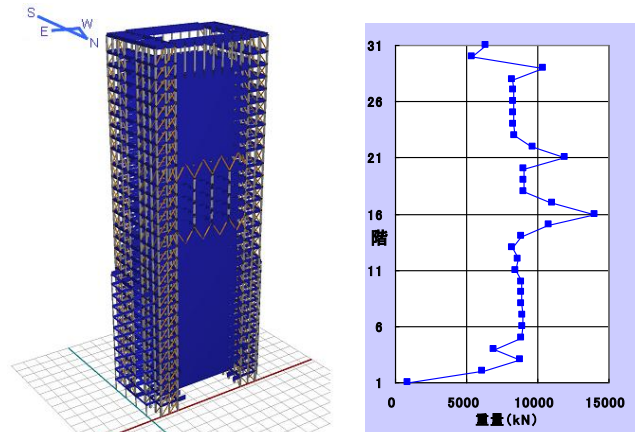


図 2-a アクソメ図

図 2-b 各階重量

表 3 固有周期比較

モデル種別	固有周期(秒)				ねじれ
	NS		EW		
	1次	2次	1次	2次	
微動観測	2.75	0.89	2.63	0.87	1.8
補正前	2.94	0.95	2.88	0.99	2.3
補正後	2.91	0.93	2.82	0.98	2.2

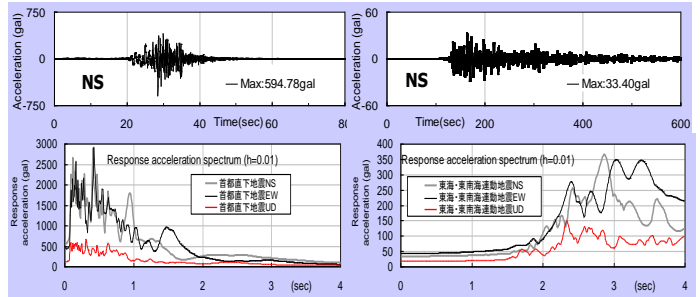


図 3 上：時刻歴波形 下：加速度応答スペクトル (h=0.01)  
左側：想定首都直下地震 右側：想定連動地震

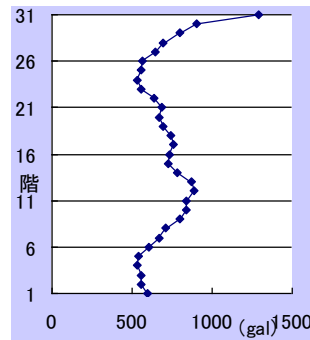


図 4-a 最大加速度 (想定首都直下地震)

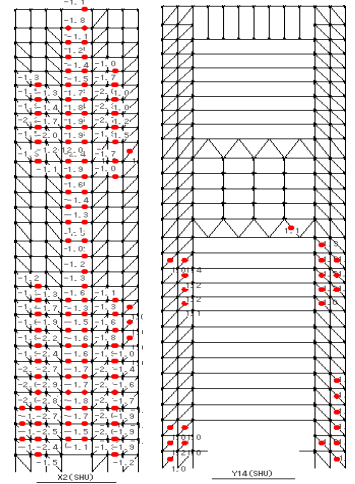


図 4-b 塑性ヒンジ図 (想定首都直下地震)  
左: X2 通り 右: Y14 通り

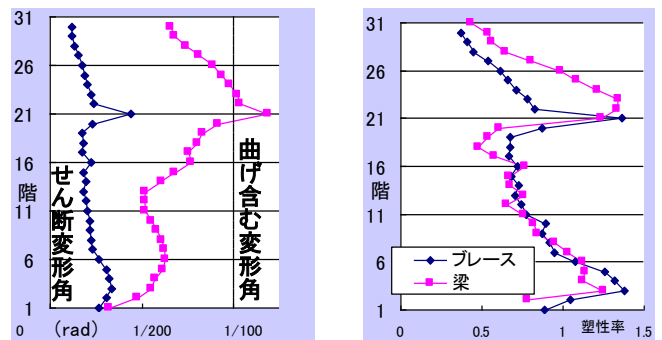


図 4-c 左：最大変形角 右：平均塑性率 (想定首都直下地震)

を示している。境界梁の塑性率が大きい事が確認できる。ブレースが配置されている通りが塔状建物のように独立して変形することにより、それを結ぶ境界梁が曲げによる力を受けていると考えられる。

首都直下地震では、高層階および低層階における境界梁に被害が大きく、2次モードの影響を受けている。塑性率は大きいもので4.3程度である。実際に梁が受ける損傷と塑性率の関係は実大実験等を行わなければ把握出来ないが、既往の研究における合成梁を用いた実大実験<sup>9)</sup>より塑性率3.0程度では大きな損傷は出ず、負曲げ時に下フランジにわずかな局部座屈を生じる程度であると論じている。最大変形角において、解析ソフトの出力は曲げ変形を含んだ値となっている。そこで、ブレースの変形量から各層のせん断変形量を算出し、求めた変形量を階の高さで除した値をせん断変形角とする。せん断変形角は、21階が周辺階に比べ大きい。この階はEW方向にスーパーフレームが配置されている階であり、階高は周辺階に比べ約1.5m高くなっている。EW方向はスーパーフレームの効果により水平剛性が高いが、NS方向は柱やブレースの断面性能が高められていないことが原因であると考えられる。ブレースは長期軸力を大きく受ける低層階の被害が確認された。最も注目すべきはNS方向21階である。周辺階に比べ大きな塑性率であり、大きいもので塑性率1.6程度となり周辺階の約2倍である。配置されているほとんどのブレースが塑性化しており構造的に弱い部分になっていることが確認された。ブレースはH形鋼弱軸使いであるが既往の研究において、このような設置によるブレースは見られず、今後、実大実験により損傷状況を確認する必要がある。続いて想定連動地震でも、想定首都直下地震と同様な傾向が見られ境界梁の塑性化が目立つ。想定首都直下地震では、高層および低層部に塑性部材が多かったが、高層階はほぼ塑性化していない。1次モードが卓越しているため、2次モードが卓越した想定首都直下地震と異なり高層部には塑性化が少なくなったと思われる。ブレースは想定首都直下地震と同様な傾向が見られ長期軸力が大きい低層階に塑性化が多い。また、想定首都直下地震に比べるとブレースの被害が少ないことが確認出来た。

## 5 超高層建築物の制震補強

### 5.1 オイルダンパー概要および設置位置

前章において応答の大きい21階および低層階にダンパーを設置(D40と呼ぶ)し、建物の構造被害のみではなく、BCPの観点から建物内部の被害を抑えることが必要となるため、曲げ変形をふくむ最大層間変形角を1/100以下に抑えることを目標とする。今回の解析で用いたダンパーの概要、設置数および設置位置を表3および図6に示す。図6-bの赤線は既存ブレース位置であり青線で示す箇所にダンパーをそれぞれ設置する。X2通りではブレース型に2ヶ所、X4通りではX型に2本設置する。実際に配置する際にはX4通りのダンパーはK型に2本設置すると想定する。また、昨年の補強案である21階のみ設置(D8と呼ぶ)も比較する。

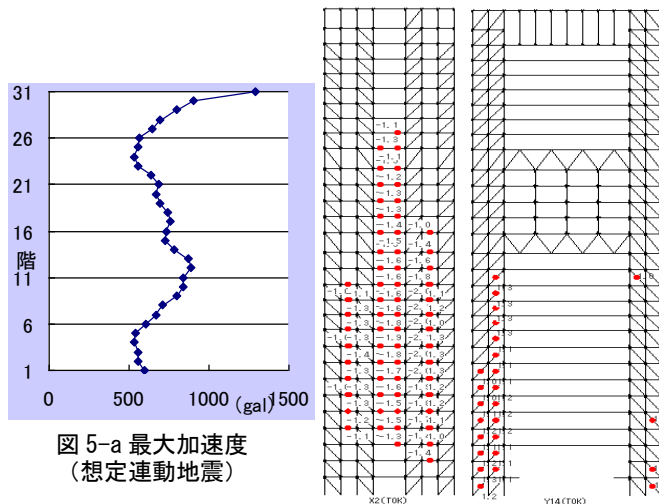


図 5-a 最大加速度 (想定連動地震)

図 5-b 塑性ヒンジ図 (想定連動地震) 左:X2 通り 右:Y14 通り

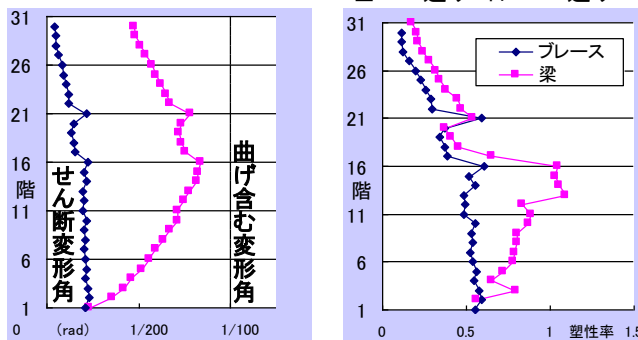


図 5-c 左:最大変形角 右:平均塑性率 (想定連動地震)

表 3-a: オイルダンパー概要

型式	SD2000kN-160
最大減衰力 $F_{max}$ (kN)	2000
リリーフ減衰力 $F_r$ (kN)	1600
減衰係数 $C_1$ (kN·s/mm)	50
減衰係数 $C_2$ (kN·s/mm)	3.39
内部剛性 $k_d$ (kN/mm)	430

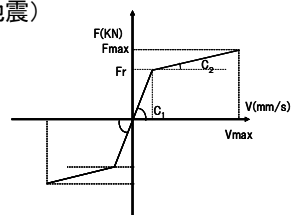


図 6-a 減衰力-速度関係図

表 3-b ダンパー設置数

設置階	D0	D8	D40
21		8本	8本
1~4			8本
合計	0本	8本	40本

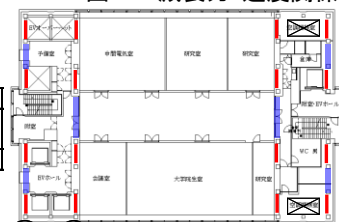


図 6-b ダンパー設置位置

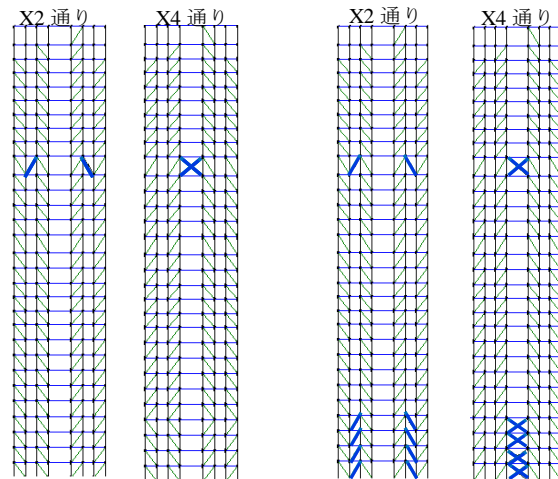


図 6-c ダンパー設置位置軸組図 左: D8 右: D40 (青線: ダンパー設置位置)

## 5.2 制震補強前後の解析結果比較

前章に示したダンパーを用い地震応答解析を行った。図 7 に解析結果を補強前後で比較し示す。想定首都直下地震では、ダンパーを設置した 21 階および 1~4 階で最大せん断変形角の低減が大きい事が確認できる。ブレースの塑性率においても低層階および 21 階周辺においても応答の低減が見られる。梁も同様な傾向が見られるが中層階において塑性化が進行している。想定連動地震では、最大せん断変形角およびブレース塑性率にあまり効果がないが、中層階から低層階における梁塑性率に応答の低減が確認された。図 7-c を見ると想定首都直下地震ではダンパーが約 4 割のエネルギー（以下 E とする）を吸収し約 4 割あった塑性ひずみ E を約 2 割まで低減している。想定連動地震ではダンパーが約 5 割の E を吸収し約 3 割あった塑性ひずみ E が約 1 割まで低減している。

## 6 まとめと今後の課題

(1) スーパーフレームが配置されている直行方向である NS 方向 21 階において変形が大きく、構造的な弱点になること、境界梁および低層階に被害が集中することを確認した。

(2) NS 方向の曲げ含む最大層間変形角を 1/100 以下に抑える制震補強案の検討を行った。

(3) 応答解析を行った結果、想定首都直下地震ではダンパーを設置した階において応答の低減が確認でき、目標値を満足できたが、中層階の梁の塑性化が進んだ。想定連動地震ではせん断変形角およびブレースの応答はあまり低減されないが、梁の応答の低減が確認できた。

(4) エネルギーの収支に着目するとダンパーのエネルギー吸収の比率が高く効果的にダンパーが作用していると考えられる。また、部材の塑性化の程度が小さくなったため、ひずみエネルギーによるエネルギー消費が少なくなった。

今後の課題として大学棟ブレースは H 形鋼弱軸使いであるが、既往の研究においてこのような設置によるブレースは見られず、実大実験により損傷状況を確認する必要がある。

## 参考文献

- 1) 小菅英沙子他：日本建築学会大会学術講演梗概集（九州）構造Ⅱ、pp. 617-618、2007.8
- 2) 星幸男他：日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）pp. 817-818 2008.9
- 3) 島村賢太他：日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）構造Ⅱ、pp. 819-820、2008.9
- 4) 株式会社構造システム：SNAPVer. 3 テクニカルマニュアル
- 5) 日本建築学会編：鋼構造設計基準、日本建築学会
- 6) 日本建築学会編：鋼構造限界状態設計指針・同解説、日本建築学会
- 7) 田中良一他：首都圏に建つ超高層キャンパスと地域連携による地震防災に関する研究（その 2）首都直下地震の強震動予測、日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、構造Ⅱ、pp. 815-816、2008.9
- 8) 大成建設株式会社：新宿センタービルの長周期・長時間地震動対策、POST EEC 資料、2008.8.5
- 9) 見村博明他：合成ばりの耐力と塑性回転変形能力に関する実験その 3 鉄骨骨組みに組み込まれた合成ばり 日本建築学会構造系論文報告集 439 号 1992.9 pp.153-163

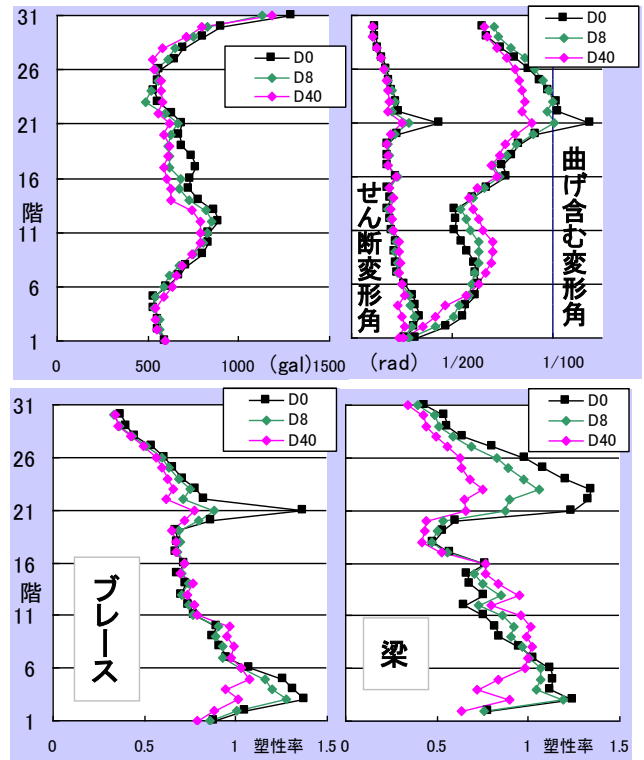


図 7-a 補強前後による解析結果比較（想定首都直下地震）  
上段 左：最大加速度 右：最大変形角  
下段 左：ブレース平均塑性率 右：梁平均塑性率

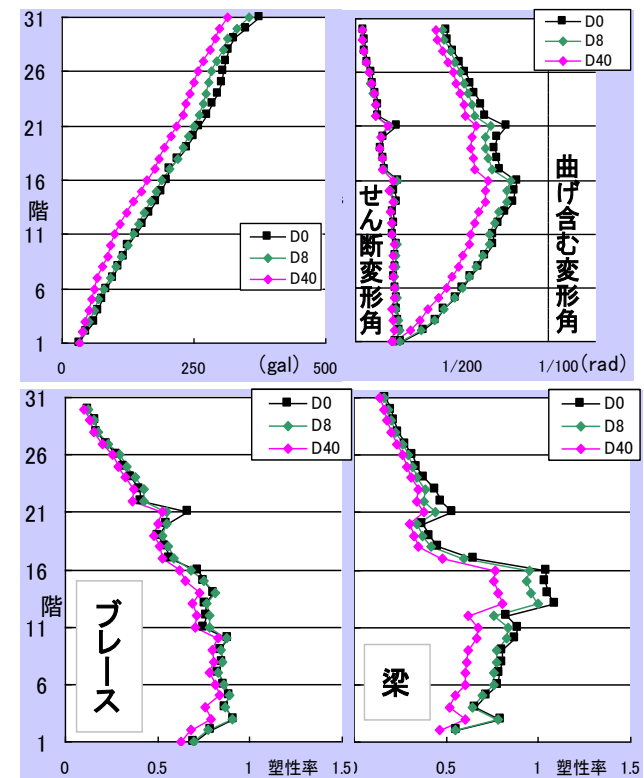


図 7-b 補強前後による解析結果比較（想定連動地震）  
上段 左：最大加速度 右：最大変形角  
下段 左：ブレース平均塑性率 右：梁平均塑性率

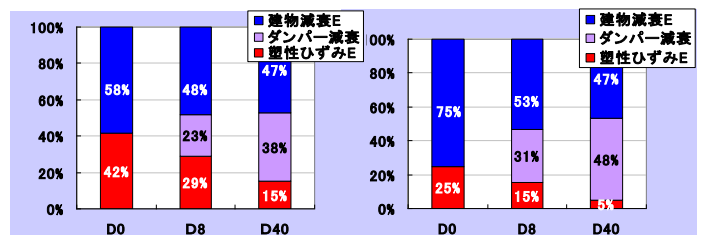


図 7-c 補強前後による解析結果比較  
左：想定首都直下地震 右：想定連動地震