

工学院大学新宿校舎の振動特性・地震応答の評価と制震補強に関する研究

STUDY ON VIBRATION CHARACTERISTICS, EARTHQUAKE
RESPONSE AND SEISMIC RETROFIT OF KOGAKUIN UNIVERSITY星幸男
Yukio HOSHI

In the Tokyo metropolitan area, high-rise buildings will suffer two different types of strong ground motions in near future; one is the near source ground motion by M7-class earthquakes, and the other is the long period ground motion by M8 seduction type earthquake, such as the Tokai and Tonankai earthquakes. In order to estimate damage of the buildings and to carry out counter measures for reducing the damage, it is necessary to know the accurate vibration characteristics of the buildings during the strong ground motions.

Keywords: High-rise building, Seismic retrofit, Microtremor survey, Manpower excitation, Earthquake observation, Earthquake response analysis, Long period earthquake ground motions

超高層建築, 制震補強, 常時微動観測, 人力加振, 地震観測, 地震応答解析, 長周期地震動

1. はじめに

近年首都圏では M7 クラスの直下地震による震源近傍の強震動や想定東海地震などに代表される 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。

近年の超高層建築物における観測および制震関連に着目した研究事例を以下に示す。常時微動、加振観測および地震観測は多く行われている。常時微動観測を用いた例では固有周期および RD 法を用い減衰定数を求めた研究事例¹⁾ 等がある。地震観測による研究事例²⁾ では超高層免震建築物を用いての研究等が行われている。また現在新築される超高層建築の多くは制震ダンパーを用い地震動の入力エネルギーを負担させ構造体の損傷を抑え弾性範囲内に抑える設計法が用いられている。これより既存の制震装置を付加していない超高層建築では建物の応答特性を把握し補強等の必要性の確認が望まれる。制震補強の研究事例はとてまもなく、建物のコンバージョン時に粘弾性ダンパーを用いた事例がある³⁾。研究事例としては公表されていないが新宿副都心の超高層ビル群の一角に位置するセンタービルにおいて居ながら工事による制震補強が 2008 年に着工された。

一方、著者らにおける既往の研究では超高層建築物である対象建築物の解析モデルの信頼性を高める目的で常時微動および人力加振観測を実施し、観測結果を反映した質点系モデルによる地震応答解析を行った⁴⁾。解析結果より想定地震に対して大きな構造被害は発生しにくい結果が得られたが、BCP の策定において建物の機能維持等を検討するには、より等価なモデルを用い検討を詳細に行う必要があると考えられる。そこで立体フレームモデル（以下立体モデルと呼ぶ）による静的増分解析や設計用地震波の標準 3 波を入力波とした地震応答解析が行われている⁵⁾。既往の研究で用いられている立体モデルでは床スラブの剛性、強度を評価しておらず、また解析に

用いる減衰は一般的に用いられる剛性比例減衰の 2%としている。

近年における超高層関連の研究事例より超高層建築物における常時微動・人力加振観測および地震観測の全てを行っている研究事例は少なく、さらに解析モデルのシミュレーションと観測記録との比較を行う事例はほぼ見られない。また超高層建築の制震補強に関する研究および事例は数例しかない。そこで本研究では新宿副都心の一角に位置する工学院大学高層棟（以下大学棟と呼ぶ）を対象とした常時微動・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を用いた観測結果を示し、対象建築物の立体モデルによる解析を行い得られた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を確認する。妥当性の確認された立体モデルを用い首都圏において危険性の高い首都直下地震および東海・南海連動地震の想定地震波を入力波とした弾塑性地震応答解析を行い地震応答および被害予測の評価を行う。さらに得られた結果を元に施工性、応答低減効果等を総合的に判断した制震補強案を示す。

2. 対象建築物概要

図 1~4 に図面及び表 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。

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	1170㎡
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

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。また梁及びブレースは H 形鋼であり主な鋼種 SM490A、一部に SS400 が使用されている。表 2 に代表階の部材寸

法を示す。また部材位置は、図4のY14,X2通り軸組図の太線で示している。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㎡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。

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

	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

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

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. 立体フレームモデル概要

竣工図面及び構造計算書を元に、図5に示す立体モデルを作成した。本研究では、地上階の構造部材をモデル化し2次壁等の非構造部材及び地下階は考慮していない。解析ソフトは(株)構造システムの任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラムSNAP V.4⁶⁾を用いている。建物重量の評価として構造図及び構造計算書より床(積載荷重,固定荷重),壁及び小梁の重量を算出し構造部材は解析ソフトによる自動計算により算出した。図6に算出した重量を示す。

仮定条件及び解析条件を以下に示す。

- ・各階の床は剛床と仮定
- ・柱脚の支持条件は固定と仮定
- ・梁は床スラブの剛性を考慮した合成梁として評価する。なお弾性解析には正曲げのみを評価した断面性能とする。有効幅は各種合成構造設計指針⁷⁾より算出
- ・パネルゾーンは剛域と仮定
- ・減衰は人力加振結果より減衰定数1%のレーリー減衰と仮定

4. 常時微動・人力加振観測と立体モデル解析結果の比較検討

4.1 常時微動・人力加振観測概要

表3に観測概要を示す。複数階における常時微動観測による高次モードやねじれを含む建物全体の水平挙動および固有周期の把握、さらに並進1次および2次モードの固有周期に合わせた人力加振観測による曲げ変形を含むモード形と減衰の評価を行うために、図7に示すような観測点位置および方向とした。微動観測におけるねじれ振動および人力加振観測における上下振動は、1,15,28階のセンサーで観測した。また、人力加振観測における加振周期は、前回実施した微動観測記録における並進1次および2次の固有周期とした。

表 3 常時微動・人力加振観測概要

観測日時	2007年11月5日 11:30~16:00
センサー	サーボ型速度計(14台)
サンプリング周波数	100Hz
センサー設置階	1F, 8F, 15F, 21F, 28F
観測時間	200秒(1観測当たり)を加振周期毎に2回
加振場所	14階演習室(62人による体重移動)
加振周期	NS1次2.74秒, 2次0.84秒 EW1次2.57秒, 2次0.86秒

4.2 常時微動観測結果および立体モデルとの固有値比較

図8に常時微動観測より得られた、28階のNS(ch3)方向の速度波形およびフーリエスペクトルを示す。フーリエスペクトルの卓越周期より読み取った固有周期および立体モデルの固有値解析より求めた固有周期を表4に示す。これより、本研究で用いる立体モデルと

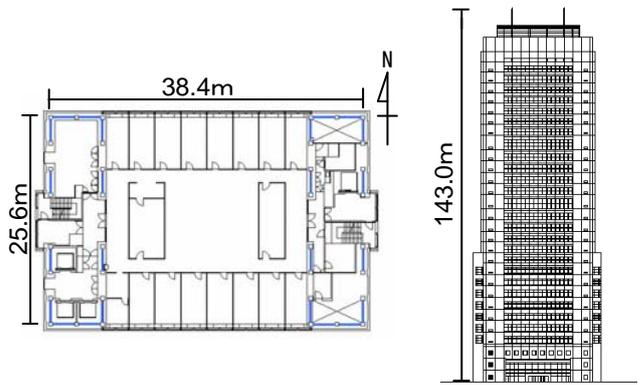


図 1 基準階平面図

図 2 北側立面図

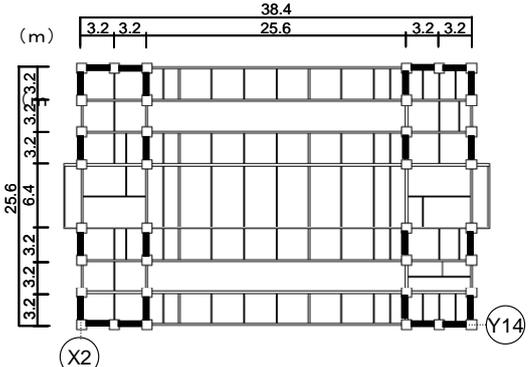


図 3 基準階伏図(太線はブレース位置を示す。)

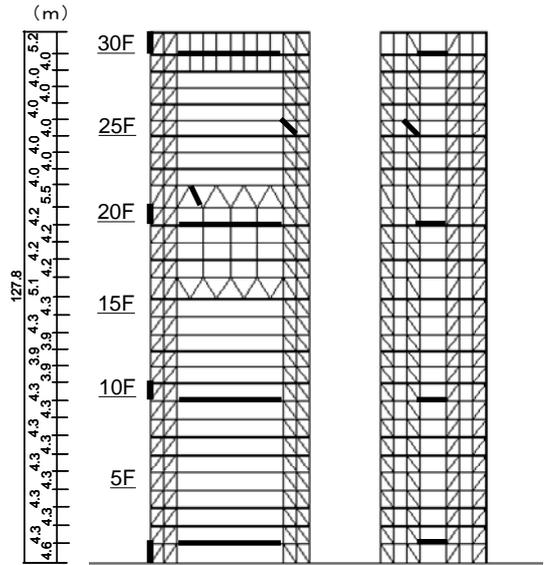


図 4 軸組図 左 Y14 通り, 右 X2 通り
(太線は表 2 の部材位置を示す。)

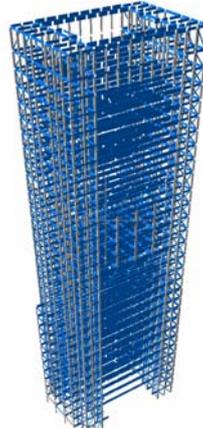


図 5 立体モデル アクソメ図

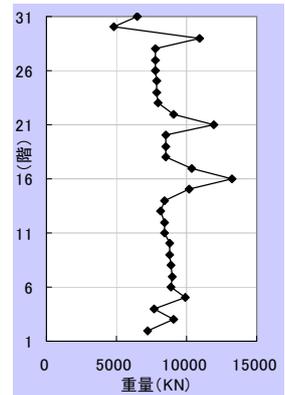


図 6 立体モデルの各階重量

微動観測結果が1割以下の差しかなく近い値である事が確認できる

表4 モデルと常時微動観測の固有周期比較

観測種別	モデル種別	固有周期(秒)				ねじれ
		NS		EW		
微動観測測定	—	1次	2次	1次	2次	—
本研究	立体モデル(剛域,合成梁有り)	2.71	0.84	2.54	0.88	1.87
	立体モデル(剛域,合成梁無し)	2.75	0.89	2.71	0.94	1.99
既往の研究	せん断モデル	3.50	1.13	3.39	1.17	2.51
	曲げせん断モデル	3.31	1.08	3.14	1.08	—
		3.02	1.02	2.96	1.10	—

4.3 入力加振観測結果

図9に入力加振観測から得られたNS方向の自由振動波形を示す。NS,EW方向共に並進1次および2次固有周期における共振現象の発生が確認され、並進2次においても並進1次と同等な加振力があることが確認された。図10は28階の水平変位が最大値をとる同時刻における各観測点の変位振幅の分布を描いたものを各方向について示しており、立体モデルの固有値解析による固有モード図を重ねている。両者は28階の1点の振幅を一致させて示した。これよりNS,EW方向共に、観測値と解析結果が一致している事を確認した。

観測された自由振動波形より、対数減衰率を用いて減衰定数の算出を試みた。観測回毎に自由振動波形の比較的安定した点のピーク値をX₁、n-1周期後の振幅ピークをX_nとした。n=4~10と広く設定し、計28個を平均したものをその振動モードの減衰定数とした。表5に算出した減衰定数をまとめたもの示す。これより、多少のばらつきがあるが、入力加振による振幅の最大値は常時微動の約5倍程度しかなく風や生活振動の影響より多少のばらつきを生じたと考えられる。平均値は1次および2次ともに1%前後であり並進2次においても減衰定数がほぼ一定である事から後述の地震応答解析では並進1次および2次に1%と与えたレーリー減衰を用いる。

表5 減衰定数算出値

	減衰定数算出値			
	最大値(%)	最小値(%)	平均値(%)	標準偏差(%)
NS方向並進1次共振	1.49	0.55	1.03	0.22
NS方向並進2次共振	1.67	0.57	1.07	0.27
EW方向並進1次共振	1.66	0.91	1.20	0.18
EW方向並進2次共振	1.39	0.61	0.94	0.19

5. 地震応答観測と立体モデル解析結果の比較検討

5.1 強震観測システムおよび解析概要

対象建築物に常設されている強震観測システムの概要について示す。センサーはサーボ型加速度計であり、竣工以来地震観測を行っている。表6に示すように複数階において加速度計を配置し平面で見ると図11の伏図に示す配置でありそれぞれ床梁に設置されている。NS成分は、ねじれ振動が観測出来るように東西端部に計2箇所配置されている。強震観測システムによって得られた地震観測記録と3章で示した立体モデルによる解析結果の比較を行い立体モデルの妥当性を確認する。また、山崎,福和他¹⁾は高層建築物の設計に用いられる比例減衰は剛性比例型が多く、高次モードの減衰が過大になっていると論じている。そこで、本解析では減衰定数1%の初期剛性比例型減衰の解析も行い比較検討を試みる。入力地震波は強震観測システムによって得られた大学棟1階で観測された波形を用い、NS,EW方向の2方向入力とした。

5.2 入力地震波

表7に入力地震の一覧を示す。また図12に入力地震波の時刻歴波形、図13には減衰定数1%の応答スペクトルを示す。なお紙面の都合よりここでは茨城県沖地震のみを示す。解析結果も同様である。

表7 入力地震一覧

名称	発生日時	M
茨城県沖地震	2008年5月8日	7.0
千葉県北西部地震	2005年7月23日	6.1
新潟県中越地震	2004年10月23日	6.8

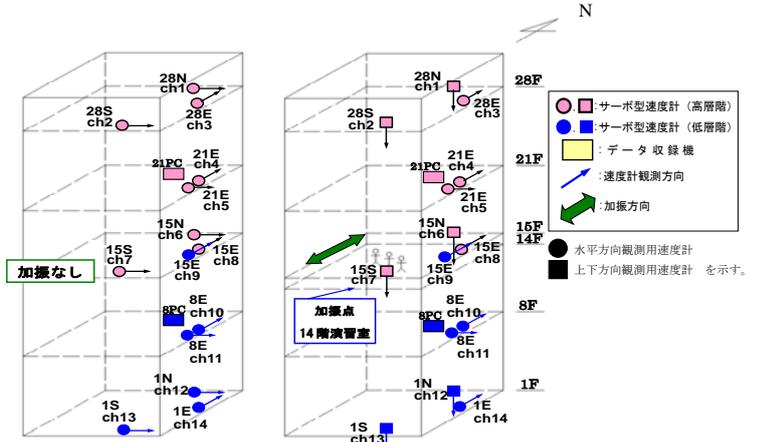


図7 観測概要図 左:常時微動,右:入力加振 NS (EW方向は省略する)

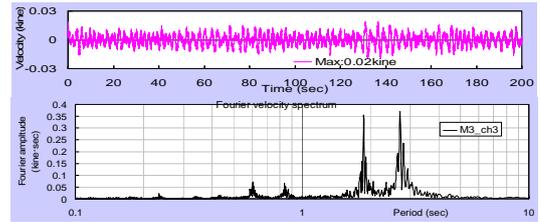


図8 常時微動観測 速度波形とフーリエスペクトル 28階NS方向(ch3)

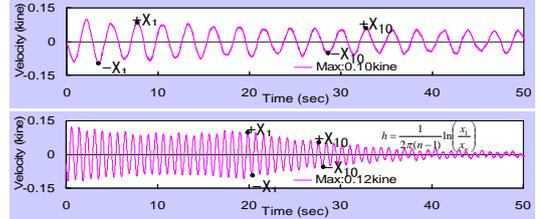


図9 入力加振観測速度波形(減衰定数評価の区間も示す。)上:NS方向28階(ch3)並進1次共振,下:NS方向15階(ch9)並進2次共振

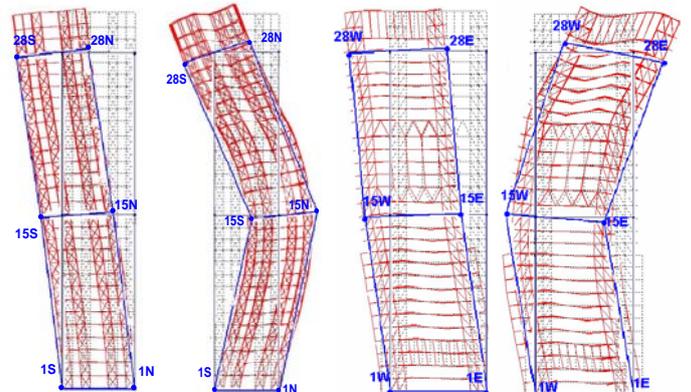


図10 立体モデルとのモード形比較(左から並進NS1次, NS2次, EW1次, EW2次を示す。青線:観測,赤線:モデル)

表6 センサー配置表 (センサー配置位置は図11を参照)

	EW	NS1	NS2	UD
29F	ch1	ch2	ch3	ch11
24F	ch22	ch23	-	ch24
22F	ch4	ch5	ch6	-
16F	ch25	ch7	ch8	-
8F	ch26	ch27	ch28	-
1F	ch29	ch30	ch12	-
B6F	ch13	ch14	ch15	ch16
-100m	ch19	ch20	-	ch21

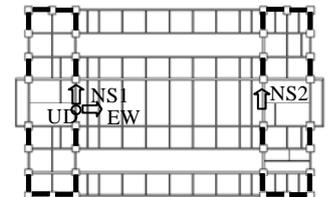


図11 サーボ型加速度計配置図

(○および矢印は加速度計位置を示す)

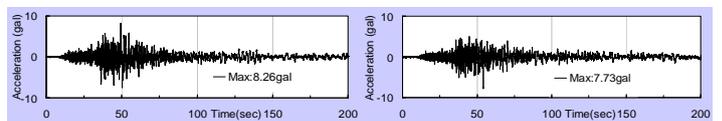


図12 入力地震波 茨城県沖地震 (左:NS方向,右:EW方向)

5.3 観測記録と解析結果の比較

図 14 および図 15 に NS 方向の観測記録と解析結果の比較を示す。ここでは、並進 1 次モードが卓越する 29 階および高次モードが卓越する 8 階の時刻歴加速度波形および加速度フーリエスペクトルより比較した結果を示す。紙面の都合より EW 方向は省略する。

比較結果よりレーリー減衰の方が観測記録に近い事が確認出来る。差が明確なのは高次モードが卓越する 8 階であり、剛性比例減衰では高次の減衰が過大となり主要動の継続時間および最大値が過小評価している事が確認出来る。また、観測記録のフーリエスペクトルより読み取った固有周期が常時微動・人力加振観測時に比べ多少伸びる事が確認された。

6. サイト波を用いた弾塑性地震応答解析

6.1 弾塑性解析に用いる解析モデル及び固有値解析結果

サイト波を用いた地震応答解析より応答評価および被害予測を行う。前章において固有周期が振幅の大小に依存する事が確認された。本研究では合成梁の評価方法により周期を長くする事を試みた。弾性解析時には断面係数算出時に正曲げのみを評価していたが本章では負曲げを含め評価し、両者の平均を用い合成梁の断面係数とした。負曲げを考慮した事により NS,EW 方向ともに並進 1 次では約 0.15 秒の伸びを確認した。また、入力波は NS,EW,UD 方向の 3 方向入力とする。

解析モデルの仮定条件は前章に示したものと変わらない。以下にそれぞれの部材における弾塑性モデルの概要を示す。

- (1) 梁は材端バネモデルとし全ての部材を合成梁として評価し正負で異なる全塑性モーメントを算出。履歴特性⁶⁾はバイリニア形とし 2 次剛性は 1 次剛性の $1/10^5$ とする
- (2) 柱はスーパーフレームが配置されている 16 階および 21 階とその上下階を弾塑性モデルとする。軸方向力とモーメントの相互作用を表現できる MS モデル⁶⁾として評価
- (3) ブレースは材端バネモデルとし全ての部材を評価している。履歴特性⁶⁾座屈を考慮した柴田・若林モデルを使用し座屈荷重および座屈後安定耐力は基準⁸⁾および指針⁹⁾より算出した

6.2 入力地震波

首都圏で想定されている危険性の高い地震波として想定首都直下地震¹⁰⁾および想定東海・東南海連動地震¹¹⁾(以下連動地震と呼ぶ)を用いる。図 16 および図 17 に時刻歴波形、減衰定数 1% の応答スペクトルを示す。これより首都直下は短周期成分が卓越し連動地震は長周期成分が卓越し継続時間が長く、両者の特性が異なる事が確認出来る。なお紙面の都合より連動地震の図を省略する。解析結果も同様とする。

6.3 解析結果および被害予測の検討

前述した仮定条件を用いた首都直下地震および連動地震の解析結果を示す。図 18 に各層の加速度最大応答値、最大層間変形角および柱の伸縮より発生する曲げ変形による床面の角度を示す。なお紙面の都合よりここでは NS 方向のみの解析結果を示す。最大応答値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間階の応答が 1000gal を超える値が確認された。層間変形角より 21 階の層間変形角が周辺階に比べ大きい。この階は EW 方向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

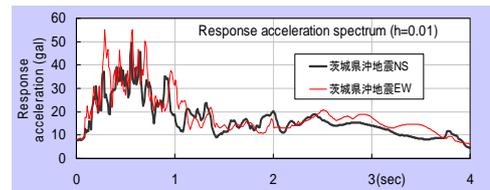


図 13 茨城県沖地震 加速度応答スペクトル

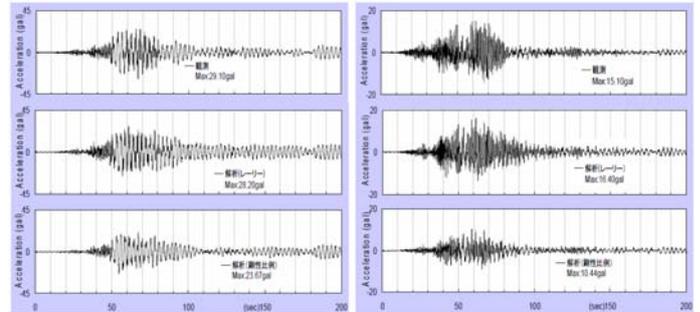


図 14 加速度波形比較 茨城県沖地震 NS 方向 (左:29 階, 右:8 階) 上から観測記録、レーリー減衰、初期剛性比例減衰の解析結果

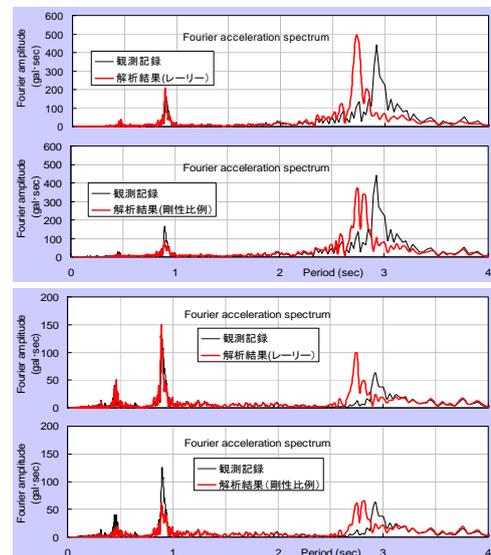


図 15 加速度フーリエスペクトル比較 茨城県沖地震 NS 方向 (上段:29 階, 下段:8 階)

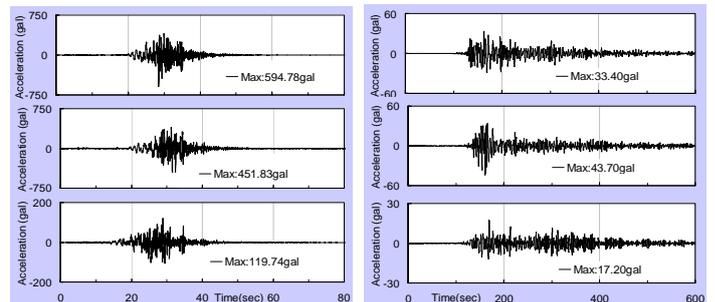


図 16 入力地震波 左:首都直下 右:東海・東南海連動 上から NS、EW、UD 方向

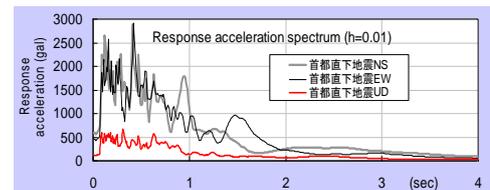


図 17 首都直下地震 加速度応答スペクトル

方向は柱やブレースの断面性能が高められていない事が原因であると考えられる。また、曲げ変形による応答がとても大きい事も特徴である。図 19 に首都直下地震の最上階である 29 階の加速度および変位の時刻歴波形を示している。首都直下地震では並進 1 次および 2 次モードが支配的であり最大変位は約 70cm であり、応答の継続時間は 2 分程度である。連動地震では最大変位は約 100cm であり最大変位が首都直下地震よりも大きく、応答の継続時間が長く約 10 分近く 10cm 以上の片振幅を保ちつつ揺れ続ける事を確認した。

図 20 に各部材における塑性率を示す。ここでは紙面の関係上塑性ヒンジが多い 1 通りのみを示す。それぞれ塑性率が 1 を超える部材について赤点を描いている。また各層における全ての梁およびブレース塑性率の平均値をグラフにより示している。

まず梁から見てみるとブレースが配置されていない通りにかかる境界梁の塑性率が大きく中央部の 6.4m の梁に最も被害が大きい事が確認された。ブレースが配置されている通りが塔状建物の様に独立して変形する傾向が見られ、各塔状建物の独立した変形により曲げによる力を受ける事が予想される。また塑性率は大きいもので 3.0 前後である。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は出来ないが、既往の研究における合成梁を用いた実大実験より¹⁾²⁾ 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。

続いてブレースを見てみると長期軸力を大きくける下層階に被害が大きい。上層部にも多少の塑性化が見られるが最も注目すべきは 21 階である。周辺階に比べ大きな塑性率となり平均値は 2.2 であり周辺階の約 2 倍である。前述した層間変形角と同様な傾向が見られ、配置されている全てのブレースに塑性化が確認され構造的に弱い部分になっている事が確認された。また塑性率は大きいもので 2.0 程度である。ブレースは H 形鋼であるが既往の研究において大学棟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。

連動地震について見てみると首都直下地震と同様な傾向が見られ、ブレースの被害は大きく落ちるが梁はほぼ同等の塑性化が見られた。なお 2 波ともに EW 方向の被害は少ない事が確認されている。

7. 制震補強案の検討

7.1 補強目標および現地調査によるダンパー設置位置の検討

前章において NS 方向 21 階の被害が大きい事が確認された。

本研究ではこの応答を周辺階の 1.5 倍以下に低減させる補強案を施工性、運搬性、応答低減効果等をふまえて提案を試みる。

はじめに現地調査によるダンパー設置位置の検討を行った。図 21 に 21 階平面図、写真 1 に現地調査写真を示す。平面図の赤線は既存ブレース位置である。写真に示す様に図面上では設置可能と思われる場所でも、天井裏等の不可視部には設備機器による縦横方向の配線、配管が多数存在する。これらの設備機器等を考慮したダンパー設置位置を図 21 および図 22 に示している。ダンパー設置位置を D1 および D2 と呼ぶ。

7.2 エレベーターおよびフォークリフトによる運搬性の検討

超高層建築における補強はタワークレーン等を仮設し外部から部材を搬入する事は施工性、費用性等を考慮すると現実的ではない。本研究ではエレベーター（以下 EV と呼ぶ）およびフォークリフト

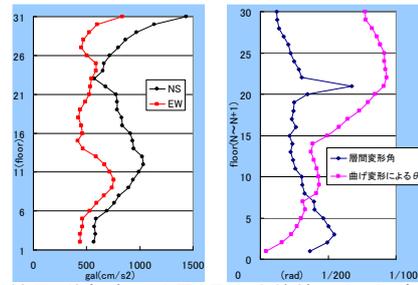


図 18 解析結果 首都直下地震 最大応答値 左: 加速度 右: 変形角

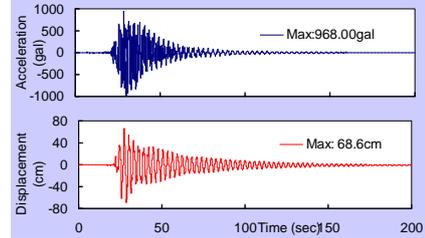


図 19 解析結果 首都直下地震 時刻歴波形 上: 加速度 下: 変位

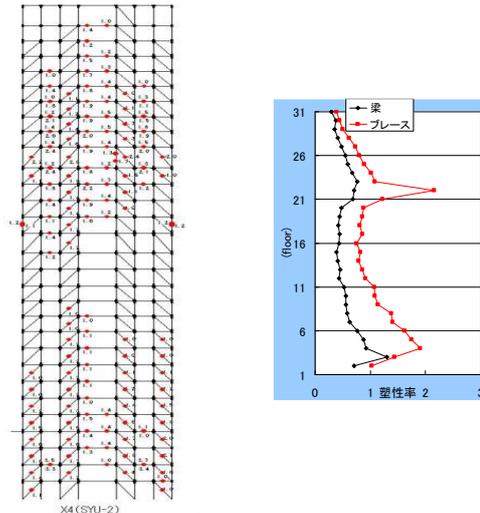


図 20 解析結果 首都直下地震 NS 方向塑性率 左: 塑性ヒンジ図 (水平方向スケール 1.5 倍) 右: 首各層平均塑性

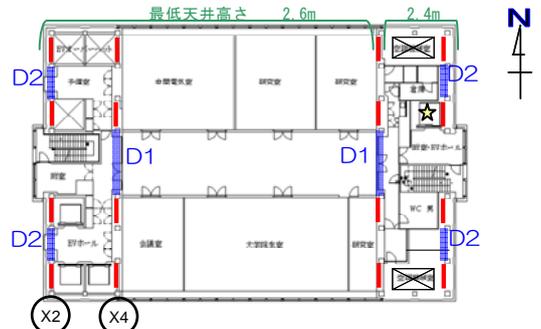


図 21 21 階平面図 赤線: 既存ブレース位置 青線: ダンパー設置位置

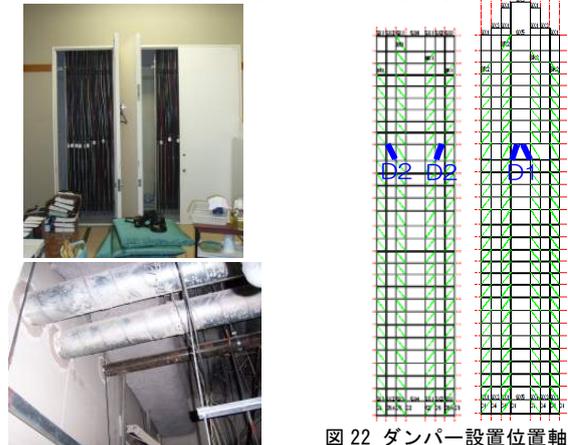


図 22 ダンパー設置位置軸組図左: X2 写真 1 上: 配電盤 下: 天井部の配管 右 X4 通り (青線ダンパー設置位置)

(以下 FL と呼ぶ) を用いた居ながら補強の提案を試みた。図 21 の平面図の☆位置には荷物運搬用の EV がある。図 23 に EV カゴ平面図およびアクソメ図を示す。アクソメ図より運搬可能な最大部材長さは約 3m 前後である事が確認された。また最大積載重量は 1900kg である。平面的な移動の際には FL による運搬を行う。図 24 に使用 FL を示す。使用する FL¹³⁾ は電動式のリフター付きでサイズも EV カゴ内に余裕で納まる。本体自重は 225kg、最大積載能力は 1000kg である。図 21 の平面図より東コア部は天井高さが 2.4m と低くなる部分があるが FL の高さは約 2.0m であるので問題なく運搬可能であるが積載する部材も約 2m の高さにしなければ東コア部運搬時に全ての天井をはがす事になり施工性、費用性等の考慮より現実的ではなくダンパー部材長さを約 2.0 前後に収める事も目標となる。

7.3 使用制震ダンパー概要

前述した施工性、運搬性の条件を全て満たし、さらに応答低減性の高いと判断したオイルダンパー¹⁴⁾ の概要を図 26 および表 8 に示す。本研究ではこの様なオイルダンパーが最適であると判断した。またダンパー設置位置 D1, D2 における配置および使用部材寸法および重量をまとめたものを図 26 に示す。これより部材長さは 5m 近く必要である事が分かり、運搬性の問題よりダンパーおよび取り付け部材を 1 本にまとめるのは不可能である。そこで取り付け部材の鋼管を切断しフランジ継手を用い接合する方法をとる。これより、部材長さは約 2.4m となり運搬時にはある程度の傾きをもって運ぶ事が可能であるので高さは約 2.0m に収まった。また部材重量も重いもので約 900kg である。

7.4 補強有無の応答解析結果の比較検討

前節において示したオイルダンパーを用い地震応答解析を行った。付加系のモデル化は図 26 の D1 に示すよう Maxwell モデルとする。図 27 に応答解析結果の各層応答値による比較を示す。これよりダンパーの効果により明確な応答の低減が見られる。とくにブレース塑性率の応答低減が顕著であり、目標としていた周辺階の 1.5 倍以下の応答に収まる事を確認した。加速度および梁塑性率においても応答の低減が見られる。また、振動の継続時間が短くなる事も確認された。連動地震でも同様な結果が得られた。

8. まとめ

超高層建築である大学棟を対象とした観測および立体モデルを用いた振動特性、地震応答の評価を行った。さらにサイト波を用いた解析より被害検討を行い総合的な判断による制震補強案を示した。

謝辞

本研究は文部科学省の学術フロンティア事業「工学院大学地震防災・環境研究センター」、及び国土交通省の建設技術研究開発助成「首都圏震災時における帰宅困難者・ボランティアと地域住民・自治体との協働による減災研究」による研究助成により行われた。久田嘉章教授をはじめ研究室の皆様には多大なるご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 山崎靖典他: 高層建物の固有周期と減衰定数の設計値と実測値に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海) 2003. 9、構造 II、pp. 947-948
- 2) 山田哲他: 超高層免震建物における地震観測の概要、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 2007. 8、構造 II、pp. 963-964
- 3) 村上勝英他: 粘弾性ダンパーを用いた既存超高層建築物の制振改修、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 2007. 8、構造 II、pp. 853-854
- 4) 小菅美沙子他: 首都圏にある超高層キャンパスの地震防災に関する研究(その 3) 超高層ビルの微動観測と地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州) 2007. 8、構造 II、pp. 617-618
- 5) 井上卓也: 工学院大学新宿校舎の地震応答特性の評価と制震補強に関する

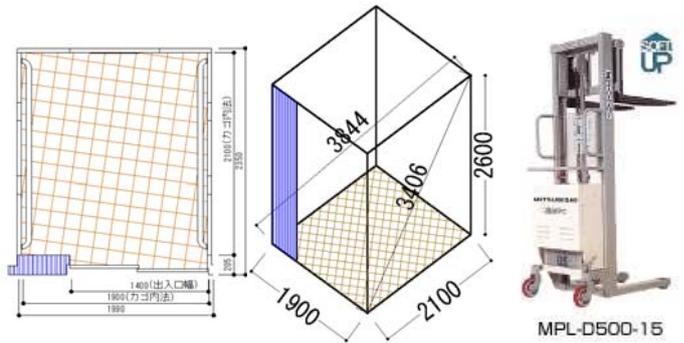


図 23 エレベーターカゴ平面図 図 24 使用フォークリフト図¹³⁾
左:平面図 右:アクソメ図

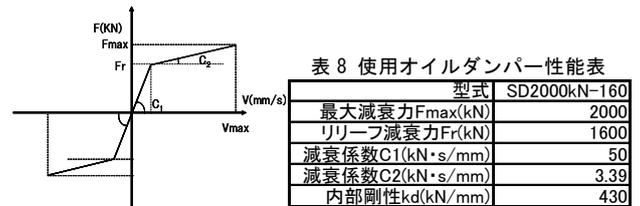


図 25 使用オイルダンパー減衰力-速度関係図

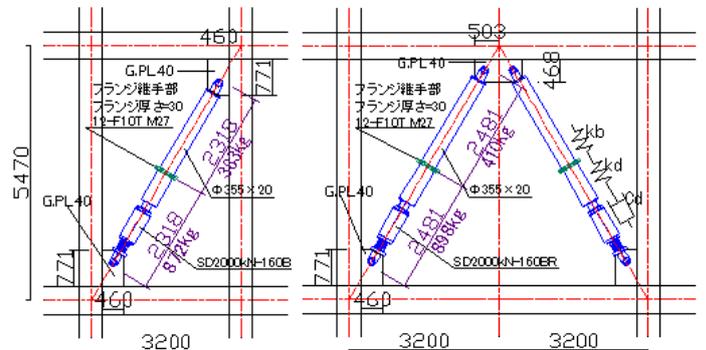


図 26 ダンパー配置および部材寸法図 左:D2 右:D1
(部材切断時におけるそれぞれの重量も示す)

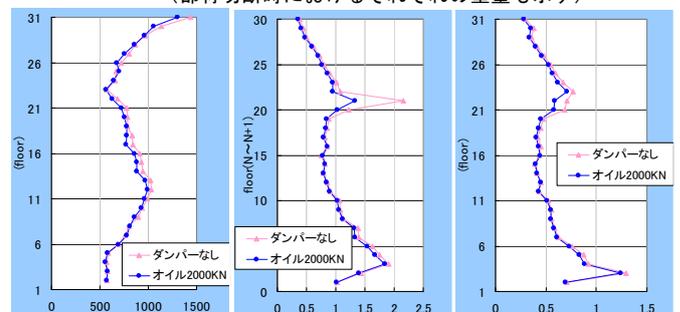


図 27 ダンパー有無による首都直下解析結果の比較
左から、最大加速度、ブレース平均塑性率、梁平均塑性率

研究、工学院大学修士論文集 2007

- 6) 株式会社構造システム: SNAP Ver. 3 テクニカルマニュアル
- 7) 日本建築学会編: 各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会
- 8) 日本建築学会編: 鋼構造設計基準、日本建築学会
- 9) 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
- 10) 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) 2008. 9、構造 II、pp. 815-816
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 三菱重工 HP: http://www.grendia.com/b_power-lifter/index.html
- 14) 日本免震構造協会編: パッシブ制振構造設計・施工マニュアル