

II-2 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発

長江拓也、吉澤陸博(防災科学技術研究所)

1. 研究の目的

首都圏を中心に数多く存在する超高層建物群は、社会の中核機能を担っています。大地震による超高層建物の被害は、社会全体に甚大な影響を与えることが予想されます。直下型の地震動に加え、海溝型地震によって生じる長周期地震動を受ける超高層建物の骨組の耐震性、室内の被害様相等を総合的に検証することは切迫した極めて重要な課題です。

既存の超高層建物が、重度の損傷および機能損失を受ければ、大規模な補修や、場合によっては取り壊しも避けられない事態に陥ります。こうしたことを未然に防ぐ観点から、超高層建物の耐震性能を見直し、耐震性能が不足する場合については、骨組補強やダンパーの導入による耐震改修が必要と考えられます。ただし、超高層建物が大地震を受けた際のデータは不足しており、実際にどれほどの効果があるのかについては十分に実証されているわけではありません。

また、居住者の安全性について、大地震時において超高層建物に大振幅の床応答が生じると、オフィス空間や住宅は、家具什器の散乱状況等によって極めて危険な状況に陥ることが危惧されます。超高層建物内のオフィス空間、住宅について、大地震時の応答状況を総合的に検証し、被害様相を同定するとともに、対策の効果について検証する必要があります。

こうした背景のもと、本研究テーマでは、以下の項目に対して、実大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用いる実験が計画されました。

- (i) 長周期地震動を受ける超高層建物の損傷過程・安全余裕度把握
- (ii) 長周期地震動を受ける超高層建物の応答低減手法の開発
- (iii) 超高層建物における非構造部材の機能損失・修復性評価

E-ディフェンスは、文部科学省が兵庫県南部地震における被害を受けて建設した世界最大の振動台です。重さ1200tの構造物を震度7の地震動で揺さぶることができ、これを用いて、6階建ての鉄筋コンクリート造建物、4階建ての鉄骨造建物など、実建物に対する実験が数多く実施されています。しかし、相手が超高層建物となると、これを振動台にそのまま載せることは実質的に不可能です。そこで、本研究では、超高層建物から切り出した骨組を対象として、実際の揺れのなかで超高層建物が被る損傷を直接表現しうる振動破壊実験を行うという、世界的にも過去に例のない実験手法の開発に取り組みました。以降では、超高層建物の

骨組の耐震性能に関する実験内容として、平成19年度と平成21年度の実験内容を前半にまとめて示します。この成果は、設計や耐震改修に関連する技術資料に展開されます。後半では、室内の被害様相と対策の効果に関する平成23年度の実験内容を紹介します。この成果は、関係機関、オフィスビル関係者やマンション住民に防災資料として提供されます。

2. 超高層建物の骨組の耐震性能に関する実験

平成19年度と平成21年度では、研究項目(i)と(ii)に焦点を当てた実験を実施しました。¹⁾⁷⁾

2.1 骨組実験システムの概要

本実験では、図1に示す実験システムを用いて1970年代に建てられた初期の超高層鋼構造建物の耐震性能を工学的に評価することになります。まず、振動台上に下層部分の鋼構造骨組を用意しました。そして、そのうえに上層部分と同等の地震応答が生じるように設計されたコンクリート版と積層ゴムからなる実験装置を取り付けました。以下に、その設計手順を述べます。

(1) 数値モデル

図2は、高さ80mの超高層建物に対応する数値モデル(21層モデル)です。振動台に搭載が可能な重量を踏まえ、1000tの21質点せん断ばねモデルとしました。各階の層せん断力と層間変形の関係をトリリニア骨格曲線とし、パラメータについては、過去の設計に関する統計資料^{8), 9)}を参照して平均的な値となるように定義しました。



図1 骨組実験システムの全景

まず、初期剛性については、1次固有周期 T_1 が建物高さ $H=80$ mの0.03倍、すなわち2.4秒となるように与えました。このとき、高さ方向の剛性分布は、強度分布と同様に A_1 分布に基づいて決めています。第1降伏点、第2降伏点のベースシヤ係数は、設計用ベースシヤ係数 C_b の1.4倍、2.0倍としました。 C_b は、標準せん断力係数 C_0 を0.3とし、 T_1 に反比例させて0.125としました。第2剛性は初期剛性の0.6倍、第3剛性は初期剛性の0.1倍としました。骨組実験では、より大きな力が加わる下層部分を試験対象とし、上

層部分は上記21層モデルの上層部を数層ごとに縮約して導出しました。この上層部分を縮約層と呼びます。21層モデルに対する固有値解析では、1次モードから3次モードまでの刺激係数が全体の90%以上を占めたことから、縮約層は3層としました。21層モデルの19階、14階、9階に質量 M_e を集約し、その間の剛性は5層の直列剛性 K_e としました。降伏強度は5層の平均強度 Q_{ye} としました。

(2) 実験システムへの展開

縮約層の実験装置はコンクリート版と積層ゴムからなる実験装置によって表現しました。骨組実験システムの床伏図と軸組図を図3に示します。その重量分布と部材諸元を表1に示します。

骨組に対しては、21層モデルで採用した設計用ベースシヤ係数 $C_b=0.125$ に対する許容応力度設計を実施し、部材寸法等を選定しました。柱は、幅厚比を超高層建物で用いられる値としたうえで、長期の軸力比を中柱で0.2程度、隅柱で0.1程度としました。梁については、G1梁およびG4梁を超高層建物に使用された断面¹⁰⁾としました。図4に柱梁接合部の詳細図を示します。柱梁接合部について、G1梁には工場溶接接合部、G4梁には現場溶接接合部を適用しました。

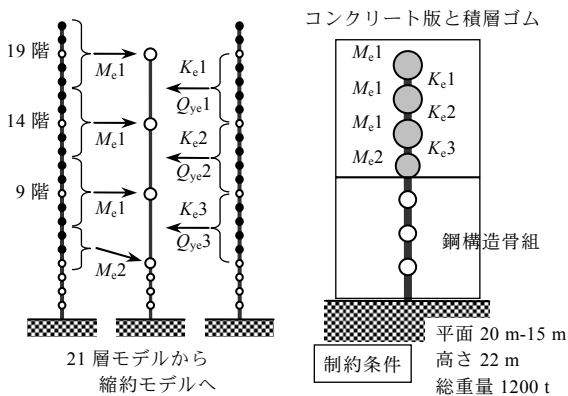


図2 骨組実験システム用モデル

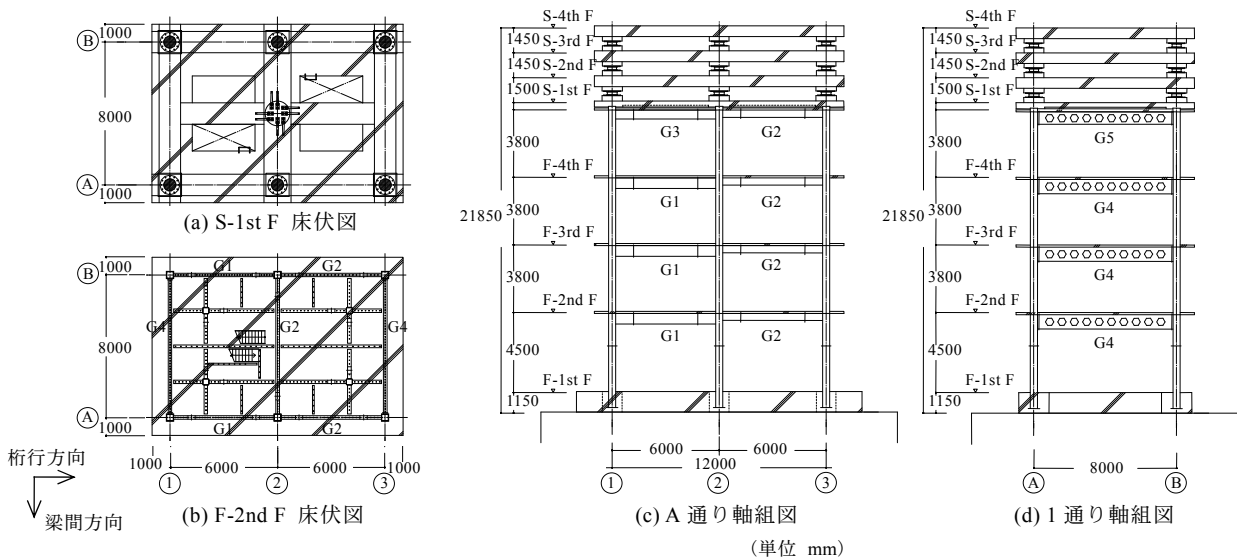
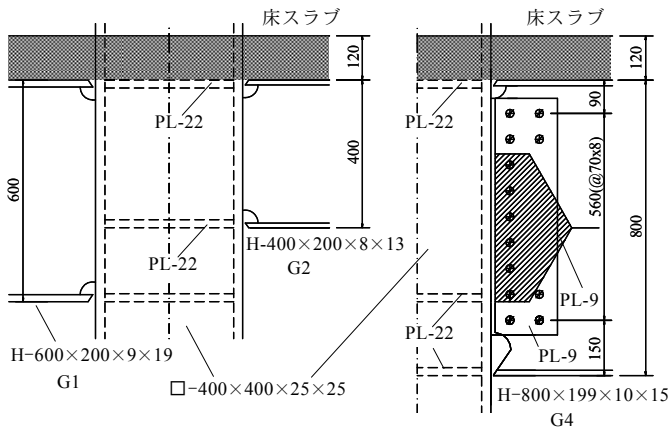


図3 骨組実験システム

表1 骨組実験システムの諸元

(a) 骨組実験システムの重量				(b) 部材諸元	
層	重量 (t)	層	重量 (t)	柱 (SM490A)	□-400 x 400 x 25
S-4th F	180	F-4th F	53	梁 (SM490A)	G1 H-600 x 200 x 8 x 19
S-3rd F	195	F-3rd F	53		G2 H-400 x 200 x 8 x 13
S-2nd F	195	F-2nd F	56		G3 H-500 x 200 x 9 x 16
S-1st F	166	F-1st F	221		G4 H-800 x 199 x 10 x 15
					G5 H-650 x 199 x 9 x 14
総重量 1119 t					



(a) 桁行方向 中柱 A, B 通り (b) 梁間方向 1, 3 通り
図4 下層骨組部の柱梁接合部 (単位 mm)

上層部分は、図5に示すとおり、柱位置に対応する単体積層ゴム6基に加えて、鋼製U型ダンパーと積層ゴムを直列に結合した塑性化装置1基を組み込みました。各層の剛性と強度については、縮約した数値モデルに対応する値を目標として設計しました。先のモデル化の骨格曲線については、床スラブの影響を剛性にのみ見込み、強度に見込まない一般の設計条件が反映されています。そこで、実際の骨組である下層部分との強度バランスを考えて、強度上昇率1.2を縮約層の強度 Q_{ye} に反映しました。

事前に実施したホワイトノイズ加振による応答評価について伝達関数を図6に示します。実験システムが実現した1次固有周期 T_1 は、桁行方向で2.13秒、梁間方向で2.24秒となりました。当初設定した2.4秒よりも若干短いのは、製作段階において重量が設計値よりも約10%小さくなったことによります。実験システムのモード形状と21層モデルのモード形状を、縦軸を階数として図7に示します。縮約層の値については、対応する19階、14階、9階にプロットしています。図において、実験システムと21層モデルのモード形状は、1次モードにおいて一致し、2次モード、3次モードについても良い対応を示しています。

2.2 骨組実験における入力地震動

骨組実験で用いた入力地震動の一覧を表2に示します^{11), 12)}。まず、設計で考えられていた地震時の応答性状を確認するために、設計に用いられてきたエルセントロ波を採用しました。実験では、現行の大地震想定レベル(レベル2)の規定に合わせて最大速度を0.5 m/secとしました。そして、長周期地震動として、東海地震で川崎市に予測される東扇島波と、東海・東南海地震で名古屋に予測される三の丸波の2つの人工波を採用しました。本実験では、骨組の終局破壊時にまでの変形性能を同定するこ

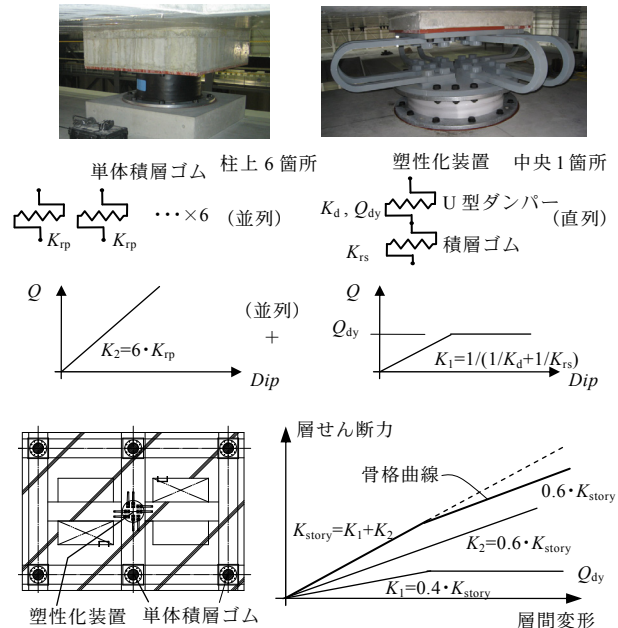


図5 上層部分のモデル化

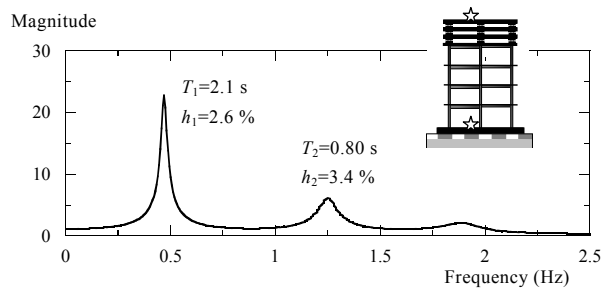


図6 基礎と頂部の伝達関数

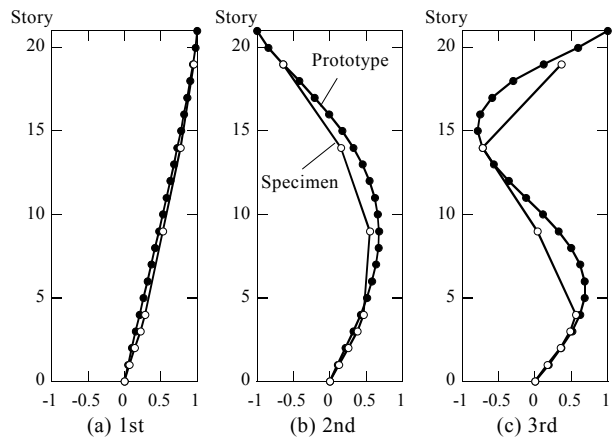


図7 モード形状の再現性

とを目的としており、予測波のなかでも大きな地震力を有するものを採用しました。実験は水平2方向の同時加振です。図8に入力地震動のうちNS成分の時刻歴波形を示します。振動の継続時間はエルセントロ波で50秒程度であるのに対して、東扇島

表 2 地震動一覧

地震動	サイト	想定地震	震度	最大加速度	備考
エルセントロ波	-	-	6強	4.7 m/s ²	設計用
東扇島波	川崎市	東海地震	5強	1.5 m/s ²	予測波
三の丸波	名古屋市	東海・東南海地震	5強	1.7 m/s ²	予測波

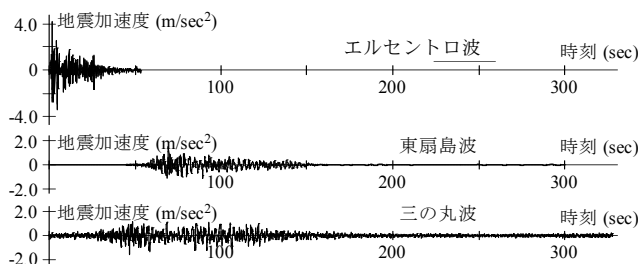


図 8 入力地震動 (NS 成分) の時刻歴波形

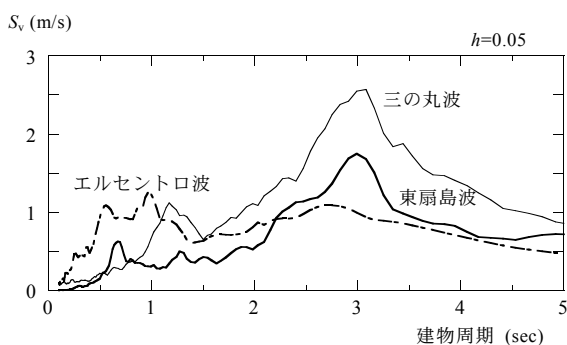


図 9 桁行方向への入力地震動の速度応答スペクトル

波、三の丸波では 100～200 秒となります。実験では、それぞれの入力地震動の速度応答スペクトル (図 9) において、骨組実験システムに想定した固有周期 2.4 秒におけるスペクトル値が大きい方向成分 (エルセントロ波は NS 成分、東扇島波は NS 成分、三の丸波は EW 成分) を桁行方向と一致させました。本実験システムの 1 次固有周期付近でのスペクトル値は、東扇島波でエルセントロ波と同程度、三の丸波でエルセントロ波の 1.5 倍程度となりました。

2.3 鋼構造骨組の耐震性(平成 19 年度実験)

2.3.1 実験結果の概要

超高層建物の耐震設計では、レベル2地震動に対して最大層間変形角を 0.01 rad より小さく収めることが目標とされてきました。つまり、地震時に生じる上の階床と下の階の床の相対水平変位が、階高の 1%未満という条件です。実験において骨組部 (図 10) の塑性変形は梁の端部に集中しました。これは、梁よりも柱を強くするという、超高層建物の設計において意図される条件が反映された結果といえま



図 10 梁降伏する骨組

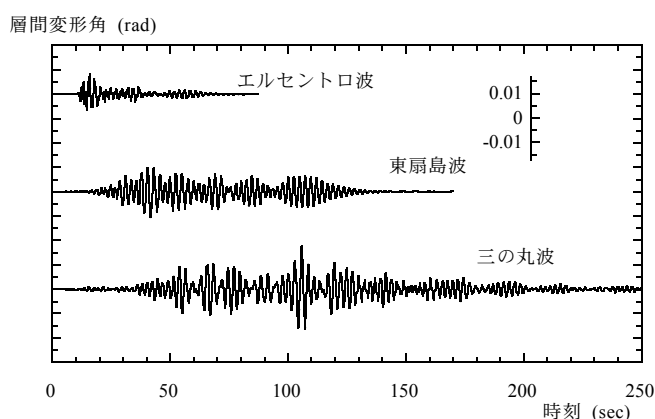


図 11 骨組の 2 階に生じた層間変形角の時刻歴波形

す。図 11 に骨組部の 2 層目の層間変形角の時刻歴波形を示します。エルセントロ波において、層間変形角の最大値は、設計で規定された 0.01 rad よりも約 10%小さくなりました。東扇島波での最大値は 0.01 rad 程度となり、三の丸波での最大値はその 1.7 倍程度となりました。すなわち、骨組の最大層間変形角の相対関係は、先の速度応答スペクトル振幅の関係とほぼ同様といえます。一方、地震応答の継続時間と、それに伴う層間変形の繰り返し回数は大きく異なります。

長周期地震動を受ける超高層建物の骨組は、兵庫県南部地震で倒壊した中低層の建物のように、設計で考えられていた変形の数倍もの大変形を一気に受けるのではなく、設計で考えられていた値の 1.5 倍程度までの変形を何度も繰り返し受けます。

そして、その長時間振動が建物に入力されるエネルギーに反映されます。図 12 には、総入力エネルギーの比較を示します。総入力エネルギーは東扇島波ではエルセントロ波の約 4 倍、三の丸波ではエルセントロ波の約 9 倍に及ぶことがわかります。図 13 に、梁間方向、桁行方向の各層 (1～4 層目) に生じた最大層間変形角を示します。加振はエルセントロ波、東扇島波、三の丸波の順で行われました。実験において、東扇島波加振までに、骨組部に構造上の顕著

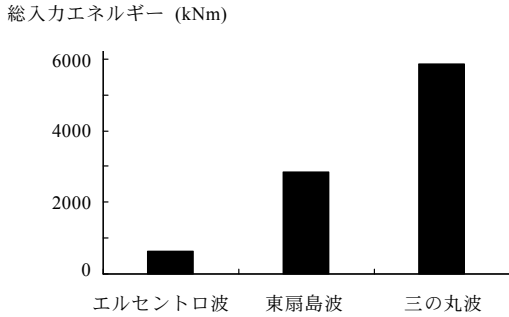


図12 総入力エネルギー

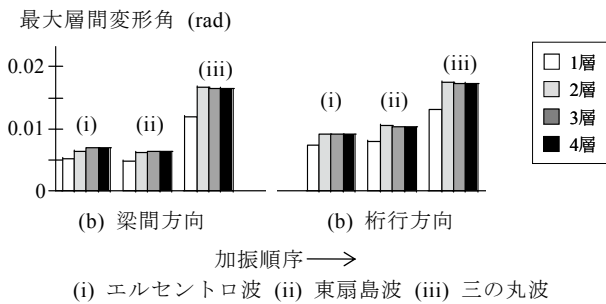


図13 各加振に対する最大層間変形角

な損傷は見られませんでした。しかし三の丸波加振においては、現場溶接接合した梁間方向の柱梁接合部のうち4箇所にて梁下フランジ破断が生じました。工場溶接接合した桁行方向の柱梁接合部については、このとき破断は見られませんでした。その後は、工場溶接接合部の能力を同定するために、桁行方向に対する一方向加振に切り替えて実験を続行しました。その結果、三の丸波加振の3回目において、工場接合部の梁下フランジのうち2ヶ所に破断が生じました。

2.3.2 柱梁接合部の変形特性に関する分析

骨組部のG1梁の端部（工場溶接接合部）、G3梁の端部（現場溶接接合部）について水平変位計を設置し、梁端接合部の回転角（梁端回転角） θ を求めました。三の丸波加振による最大回転角時の柱梁接合部の変形特性および応力伝達特性の分析結果を図14と図15に示します。梁端の曲げモーメントについて、床スラブが圧縮力を受ける側を正曲げ、引張力を受ける側を負曲げと呼びます。図14 (a)に、工場溶接接合部の梁端に貼付した歪ゲージの位置を示します。弾性にとどまったB断面の歪分布（図14 (b)）は、ほぼ直線となっており、歪みが0となる中立軸高さは中心より上(1位置付近)に位置しています。このB断面の各位置の歪から応力分布を仮定して床スラブの負担軸力を求めると（図14 (c)）、正曲げ時のスラブ軸力は、梁下フランジの軸力（降伏軸力の90%程度）と同程度、負曲げ時のスラブ軸力は、その70%程度に達しています。つまり、床スラブが

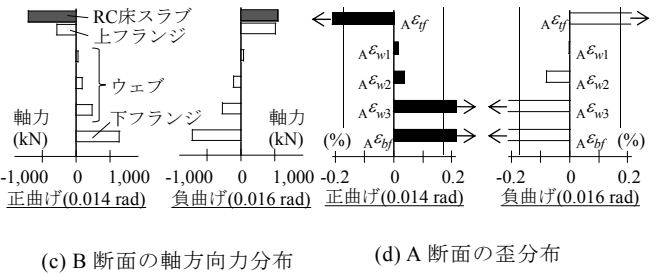
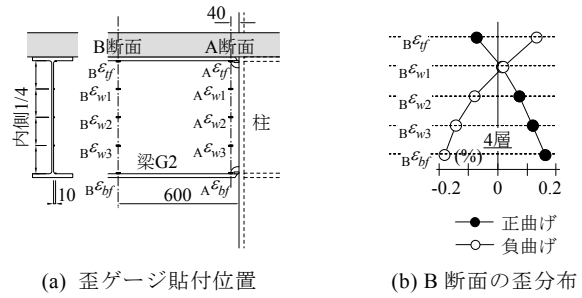


図14 工場溶接接合部の梁端における歪分布および軸方向力分布（三の丸波加振時）

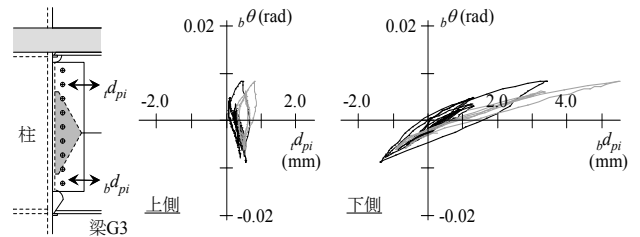


図15 現場溶接接合部の梁端ウェブとシャーププレートにおけるすべり性状（三の丸波加振時）

負担する軸力は梁フランジの降伏強度にほぼ相当する大きさであり、この影響により、正曲げ、負曲げ時のいずれにおいても梁断面の中立軸高さが上昇したと言えます。塑性変形が集中した接合部近傍のA断面の歪分布（図14 (d)）においてウェブの歪は、床から離れた梁下フランジに近い ϵ_{w3} の位置では降伏していますが、床に近い ϵ_{w1} と ϵ_{w2} の位置では歪みが小さな値に留まっており、梁端の下側に変形が集中したことが示唆されます。

一方、現場溶接接合部では、梁ウェブがシャーププレートとボルト接合されています。そのシャーププレートの上下位置（梁フランジの内側面から150 mmの位置）にパイ型変位計を設置し、梁ウェブとシャーププレートのすべりを測定しました（図15）。シャーププレートの上位置よりも下位置においてすべりが4倍以上大きく、このすべり性状は、ボルト接合部においてウェブの応力伝達効率が低いこと、さらに接合部の変形が床スラブの軸力の影響を受けて、梁の下側に集中したことを示しています。また、上位置の値は常に柱から梁ウェブが離れた領域にあり、中

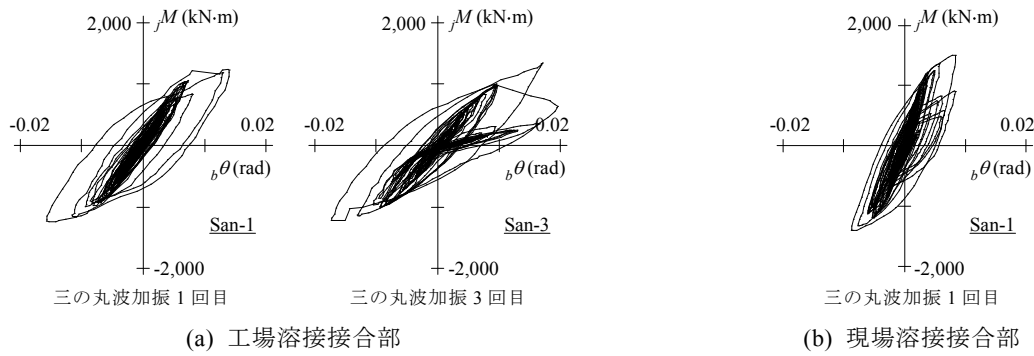


図 16 柱梁接合部梁端における曲げモーメントと回転角の関係

立軸はこの位置よりもさらに上になります。なお、この現場溶接接合部では、加振中に梁下フランジが破断したため、その後、すべり変位はさらに大きくなりました（グレーの線）。

2.3.3 柱梁接合部の累積塑性変形能力評価

工場溶接接合部と現場溶接接合部に作用する接合部モーメント jM と梁端回転角 $b\theta$ の関係を図16に示します。接合部モーメントについては、柱と梁の弾性にとどまる断面における歪分布を軸応力分布に置換し、同断面の曲げモーメントを求め、これを外挿して評価しました。工場溶接接合部と現場溶接接合部のいずれも、 jM と梁端回転角 $b\theta_p$ の関係は、梁下フランジ破断前の安定した履歴と、破断後の急激な耐力低下を表しています。加振終了後の観察では、いずれの場合もスカラップ底の亀裂を起点に梁下フランジが破断したと判断されました。現場溶接接合部の場合では、梁下フランジ側のスカラップがフランジの開先面に直接入り込む条件（図4(b)）のため、亀裂発生位置は、溶接金属と梁下フランジ母材の境界付近のボンド部となりました。

本研究では、柱梁接合部の梁端における塑性変形能力の指標として、接合部梁端モーメントと梁端回転角の関係から求まる累積塑性回転角 $\Sigma b\theta_p$ を用います。ここでは、接合部モーメントが0の時に残留する梁端塑性回転角を累積することにより、多数回の繰り返し地震応答変形下における限界性能を合理的に評価できると考えました。全ての加振において経験した塑性回転角の累積値を図17に示します。検証対象とした柱梁接合部のうち、実験において破断が確認された工場溶接接合部2箇所、現場溶接接合部4箇所は、それまでの値を黒の棒グラフで示しています。一方、破断しなかったものについては、白の棒グラフで示しており、それ以上の能力を有していたことを意味します。破断した接合部について累積塑性回転角 $\Sigma b\theta_p$ の平均値を比較すると、工場溶接接合部の値は、現場溶接接合部の値の約5倍となりました。

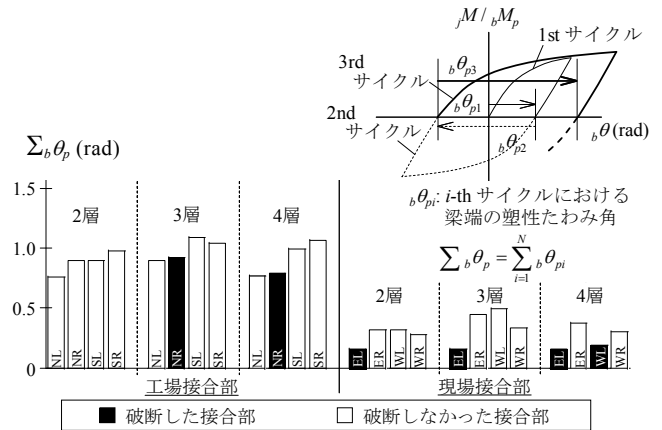


図 17 累積塑性回転角に基づく変形性能評価

2.4 柱梁接合部補強の効果(平成 21 年度実験)

2.4.1 実験方針と補強方法の提案

19 年度実験による骨組部の柱梁接合部における梁端破断の被害を踏まえて、同じ骨組実験システムを再度準備し、柱梁接合部補強による骨組の変形能力の向上について検証しました。平成 19 年度実験において工場接合形式の柱梁接合部の性能が高かったため、工場溶接接合形式であった桁行方向の梁せい 600 mm の G1 梁についても、現場接合形式の柱梁接合部に代えて、現場溶接接合部に対する補強の効果を検証することにしました。

図 18(a)～図 18(c)に本実験で用いた 3 種類の補強接合部を示します。骨組部の 24 箇所の補強対象柱梁接合部のうち、溶接補強接合部を 4 箇所に、水平ハンチ補強接合部を 12 箇所に、鉛直ハンチ補強接合部を 8 箇所に採用しました。

(a) ウェブ溶接補強接合部

図 18 (a)に示すウェブ溶接補強接合部では、梁ウェブ接合部の応力負担を増加させ、梁フランジ接合部への歪集中を緩和することを意図しました。シヤーププレート周りを溶接補強し、さらに梁ウェブと柱表面を溶接しました (Section A)。また、梁下フラ

ンジ側のスカラップをふさぐように付加的なプレートを隅肉溶接により梁ウェブ表面に取り付けています (Section B)。この補強方法の場合、大きな鋼材を新たに持ち込む必要はありません。

(b) 水平ハンチ補強接合部

図 18(b)に示す水平ハンチにより補強した柱梁接合部では、梁下フランジを拡幅することで、梁下フランジへの歪集中を緩和することを意図しました。柱表面位置での水平ハンチの幅は、柱幅 (400mm) と等しくしました。ハンチには既存の梁下フランジの溶接線と交差しないための半径 25 mm のスカラップを設ける必要があったため、その分を差し引いた 75 mm がハンチの有効幅となりました。ハンチ厚は、梁下フランジと同じく 19 mm とし、ハンチの有効幅に基づいて求まるハンチと柱表面の接合部の引張強度が、ハンチと梁下フランジの溶接接合部のせん断応力によって梁下フランジに伝達されるという条件から、ハンチの長さ (200mm) を決定しました。

(c) 鉛直ハンチ補強接合部

図 18 (c)に示す鉛直ハンチにより補強した柱梁接合部を示します。鉛直ハンチによる補強は、梁下フランジよりも下で作業することができます。また、既存の余盛りやエンドタブなどが障害となり水平ハンチを取り付けられない場合にも適用できます。

鉛直ハンチ (CT-150×150~400×12×19) の重さは、現場において人間 1 人が手で持ち上げられることとし、3.0kg 程度としました。水平ハンチと同様に柱表面位置での鉛直ハンチのフランジ幅は、柱幅 (400 mm) を基本とし、フランジ厚は、梁下フランジと同じ 19 mm としました。ハンチのフランジ位置には内ダイヤフラムがないため、ハンチの左右端から柱の板厚の 3.5 倍だけ内側に入った有効幅 (175mm) とし、ハンチのフランジ接合部の引張強度をハンチのウェブと梁下フランジの接合部におけるせん断応力により伝達するものとし、ハンチの溶接長さ (450mm) を決定しました。

現在、鋼構造骨組の設計では、柱梁接合部の変形能力を確保するため、梁の全塑性モーメントに対する、接合部の最大曲げ耐力の比 M_u / M_p (接合部強度比) は、日本建築学会の鋼構造接合部設計指針において SM490A 鋼材の場合には少なくとも 1.2 を確保することが推奨されています。平成 19 年度に実験した無補強の骨組において、接合部強度比は、工場溶接接合部で 1.30、現場溶接接合部で 0.98 であり、現場溶接接合部は現状の奨励値を下回っていたこととなります。現場接合部では、本提案接合部は、溶接補強接合部で 1.25、水平ハンチ接合部で 1.42、鉛直ハンチ接合部で 1.55 になりました。

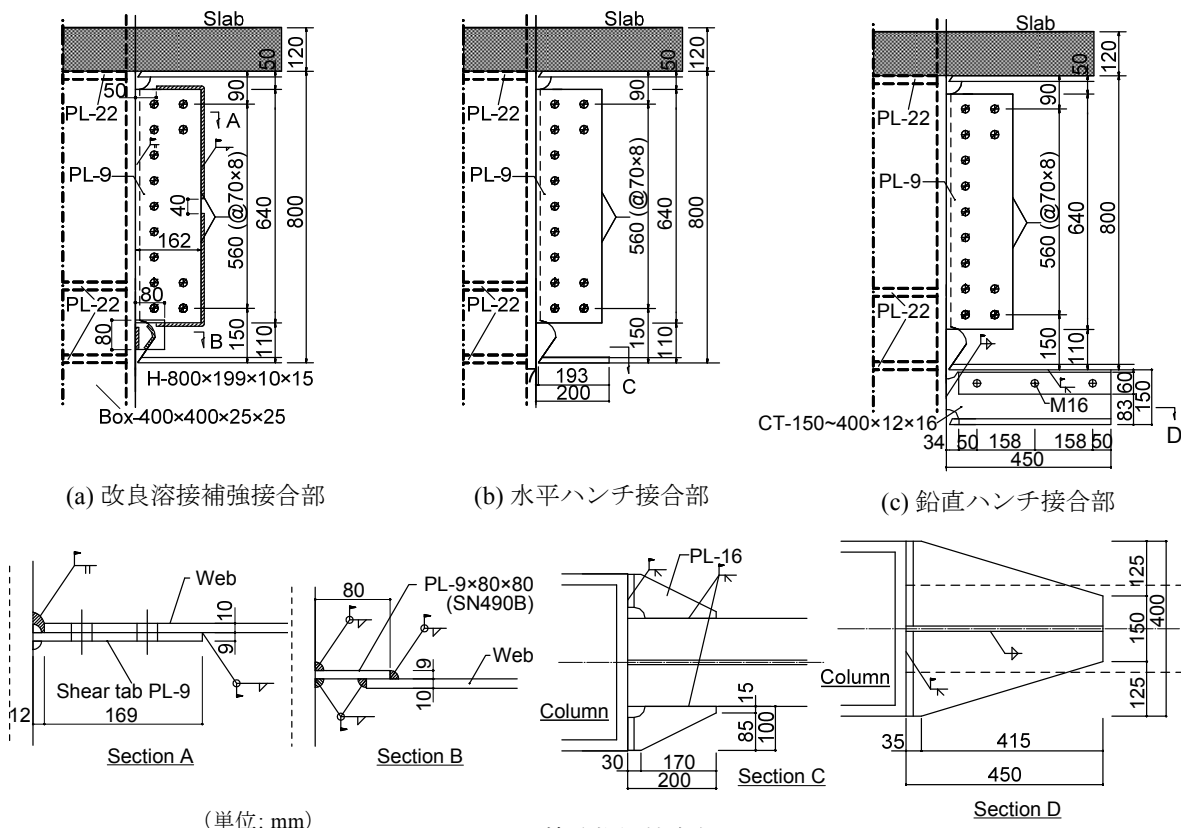


図 18 補強柱梁接合部

2.4.2 補強接合部の破壊性状と変形能力の向上

図 19 は、(a)ウェブ溶接補強接合部、(b)水平ハンチ補強接合部、(c)鉛直ハンチ補強接合部の梁端履歴を示しています。縦軸には、梁端に作用した曲げモーメント（接合部モーメント） jM を、横軸には梁端回転角 ${}_b\theta$ をとっています。縦軸の接合部耐力については、(c)鉛直ハンチ補強接合部において、(a)ウェブ溶接補強接合部、(b)水平ハンチ補強接合部の値よりも大きくなっています。これは、接合部が弾性に留まり、降伏ヒンジ部分が、ハンチの先端に移動したことによるものです。層間変形角が $0.015 \sim 0.02$ rad に至った時点での梁下フランジの歪分布を図 20 に示して比較します。縦軸には接合部が正曲げを受けるときの梁下フランジの歪 ${}_{bf}\varepsilon$ 、横軸には柱表面からの距離をとっています。ウェブ溶接補強、梁下水平ハンチ補強接合部の結果を、平成 19 年度実験での無補強の現場溶接接合部の結果と合わせて示します。図中の ε_p は降伏歪を示しています。無補強接合部では、梁下フランジの柱表面から 40 mm 離れた接合部近傍での歪が 3.0% を超えており、柱表面から離れると歪は極端に小さくなり、その位置では他の接合部と比べて最も小さくなっています。一方、ウェブ溶接補強接合部では、柱表面から 40 mm 離れた位置の歪が 1.1% 程度となり、ウェブを溶接補強したことにより梁下フランジ接

合部近傍での歪集中が緩和されています。水平ハンチ補強接合部では接合部近傍の歪はさらに軽減され、下フランジの応力集中を緩和し、広い範囲に降伏域が広がったことが分かります。

本実験では、補強接合部の変形能力を同定するために三の丸波加振を 3~5 回繰り返しました。梁ウェブ溶接補強接合部と水平ハンチ補強接合部の下フランジの破断状況を図 21 に示します。梁ウェブ溶接補強接合部では、最終的に梁下フランジがフランジ溶接境界部において破断しました。水平ハンチ補強接合部では梁下フランジハンチ先端部において梁下フランジ母材が破断しました。図には示しませんが、鉛直ハンチ接合部では、ハンチ先端において梁下フランジに局部座屈が生じましたが、最後まで亀裂等の損傷は生じませんでした。

図 22 に補強接合部の梁端塑性回転角 $\Sigma_b\theta_p$ を示します。梁端の降伏が確認された加振における累積値で評価しています。実験終了時まで破断しなかった接合部は、区別するために黒塗りで示しています。破断が生じたウェブ溶接補強（図中(a)）および下フランジ水平ハンチ接合部（図中(b)）の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値は、それぞれ 1.58、1.36 rad となりました。これらのうち、破断した接合部の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値と、同様に平成 19 年度実験で破断した現場溶接接合部の $\Sigma_b\theta_p$ の平均値を併せて図 23 に示します。なお、鉛

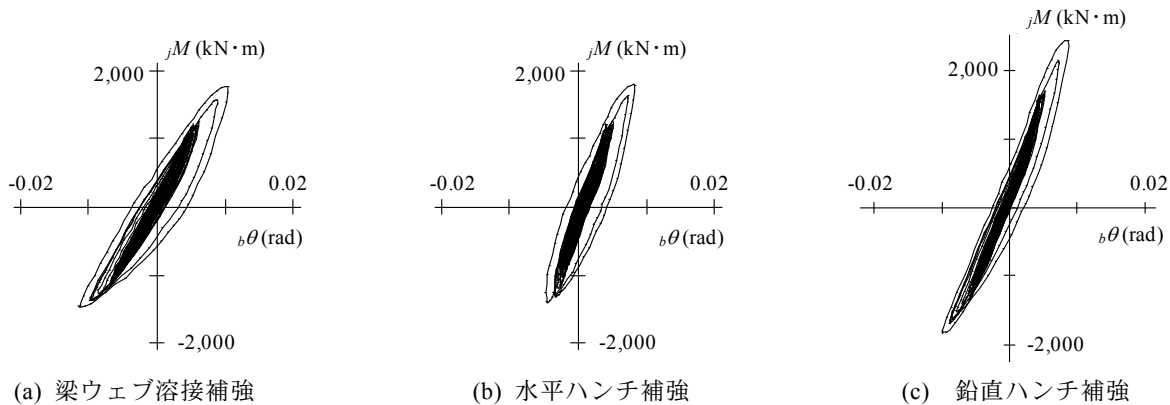


図 19 補強柱梁接合部の梁端履歴（三の丸波加振の 4 回目）

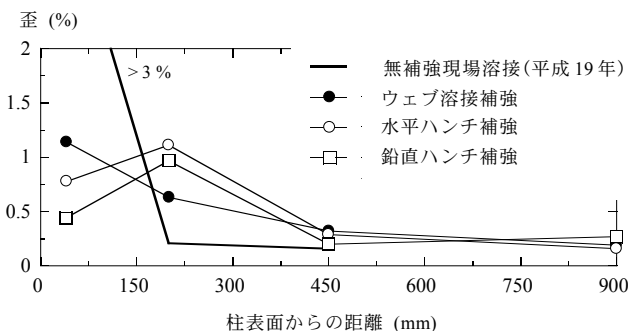
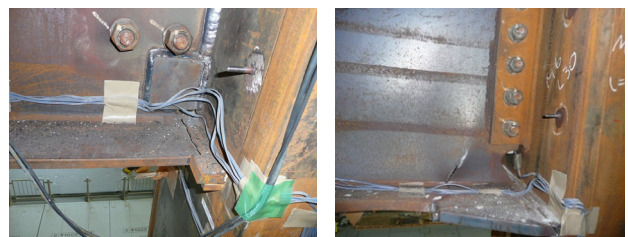


図 20 梁下フランジの材軸方向に対する歪分布



(a) 梁ウェブ溶接補強 (b) 水平ハンチ補強

図 21 補強柱梁接合部の最終損傷状況

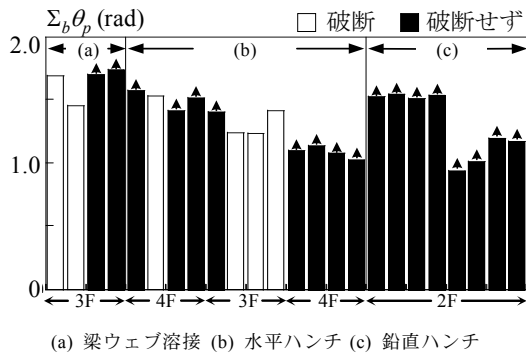


図 22 補強した柱梁接合部の梁端における累積塑性回転角

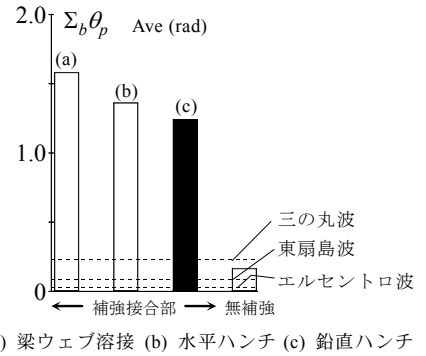


図 23 補強による変形能力の向上

直ハッチ接合部（図中(c)）については、破断が生じなかったため、図 23 における 8 つ値の平均値とし、他の接合部と区別するため黒塗りで示しています。図中の点線は、エルセントロ波、東扇島波、三の丸波に対する梁端塑性たわみ角の要求値（4 階床位置の梁の累積塑性回転角）です。

無補強の現場溶接接合部では、1 回目の三の丸波加振時に破断が生じ、これら破断した接合部における $\Sigma_b \theta_p$ の平均値は 0.16 rad 程度でした。この値は、設計地震動であるエルセントロ波に対する要求値を上回っています。しかし、三の丸波に対する要求値を下回っています。一方、ウェブ溶接もしくは下フランジ水平ハッチによって補強された接合部の $\Sigma_b \theta_p$ の平均値は、無補強接合部に対して 8 倍程度まで値が向上し、また、三の丸波に対する要求値を大きく上回り、その 6 倍程度となりました。

2.5 ダンパーの応答低減効果(平成 21 年度実験)

2.5.1 実験方法

実験システムの軸組図および伏図を図 24 に示します。本実験では、下層の鋼構造骨組内にブレース型ダンパーを配置しました。ダンパーの種類としては鋼製ダンパー（座屈拘束型）およびオイルダンパーを採用し、まず、鋼製ダンパーを配置した場合の実験を実施し、その後、オイルダンパーに交換してオイルダンパーを配置した場合の実験を実施しました。ダンパーの取り付け状況および計測条件を図 25、図 26 に示します。本研究では既存超高層建物に対する耐震改修を視野に入れているため、既存の床スラブコンクリートのはつり工事を行わない簡易な方法でダンパーを設置する方法を採用しました。ガセットプレートは、ダンパーの上限と考えられる強度に対して十分な耐力となるように設計しました。

鋼材ダンパーのダンパー量については、実際の

建物における配置条件を念頭に現実的であることを確かめたくて¹³⁾、等価な減衰が最も高くなると評価される値を採用しました。その結果、下層骨組の 2 層目と 3 層目において、骨組の水平剛性に対するダンパーの水平剛性の比は 2.3 倍、全体の水平耐力 (= 骨組+ダンパー) に対するダンパーの水平耐力の比は 26 % となりました。一般にダンパー長さ d_L に対する塑性化部長さ d_{Lc} の比 d_{Lc}/d_L を小さい値にするとダンパーの剛性が増加し骨組の負担せん断力が低減される傾向にありますが、ダンパーの塑性化部における歪が大きくなります。本実験ではなるべく d_{Lc}/d_L を小さくすることとし、設計において下限値に相当する 0.25 を採用しました。歪ゲージによってダンパーの荷重を、変位計によってダンパーの変位を計測しました。

オイルダンパーについては、荷重が頭打ちになるリリース荷重が鋼製ダンパーの降伏強度と同等になる 400 kN クラスのものとし、1 次粘性係数は 12500 kN/(m/s) としました。また、歪ゲージによってダンパーの荷重を、変位計によってダンパーの変位を計測しました。

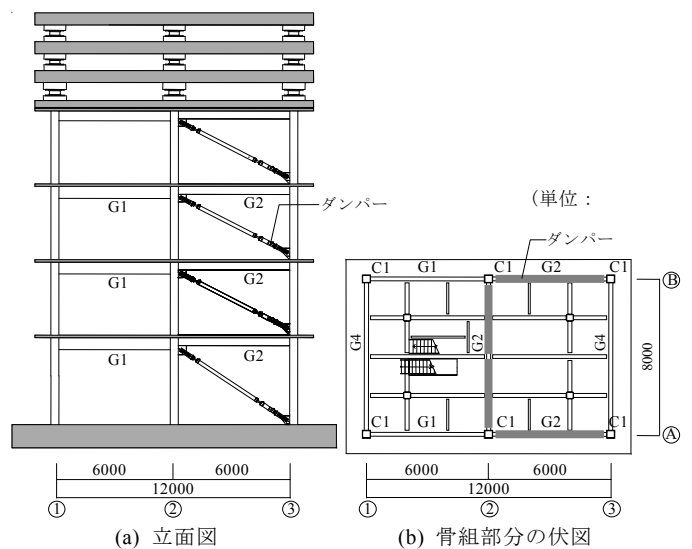


図 24 ダンパーの配置状況

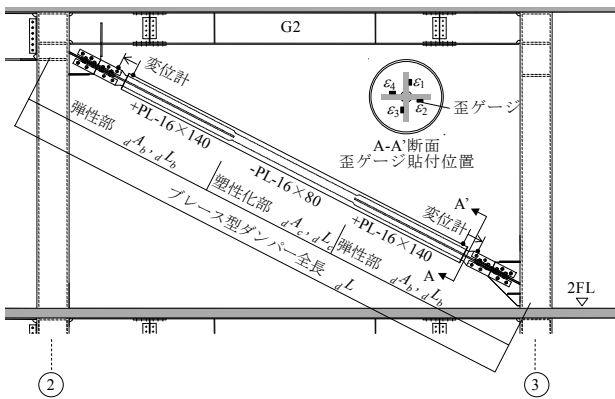


図 25 鋼製ダンパーの取り付け状況および計測条件

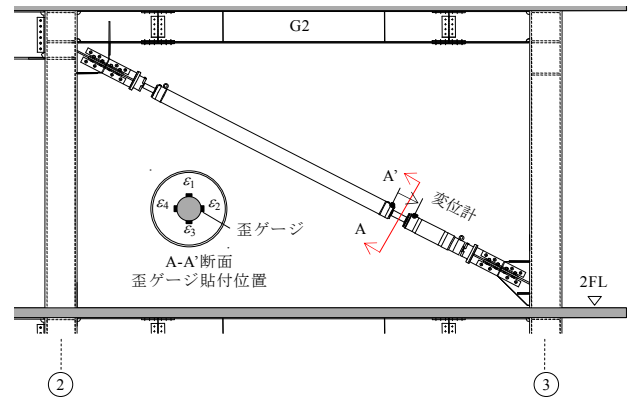
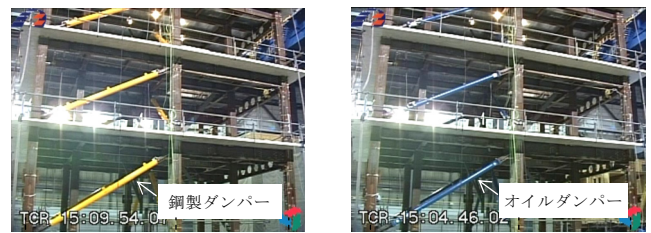


図 26 オイルダンパーの取り付け状況および計測条件



(a) 平成 19 年度実験 名称：耐震試験体



(b) 平成 21 年度実験 名称：制震試験体

図 27 加振状況と実験名称

加振状況と実験名称を図 27 に示します。以降では、平成 19 年度に実施したダンパーの無い条件を耐震試験体と呼びます。ダンパーを組み込んだ本実験条件を制振試験体と呼びます。本実験でも平成 19 年度実験と同じ入力波を用いましたが、ここでは、最もエネルギー入力の大きい三の丸波加振におけるダンパーの制振効果を考察します。

2.5.2 実験結果

図 28 に三の丸波加振より得られた鋼製ダンパーの荷重 dF - 変位 du 履歴を示します。多数回の繰り返し変形が生じており、紡錘形のループを何度も描いています。材料試験結果に基づき計算した降伏強度 dF_y および初期剛性 dk を合わせて示します。変形が繰り返される条件下で降伏耐力や剛性の低

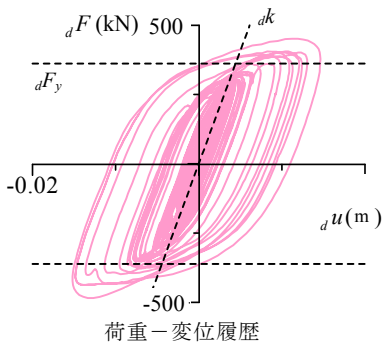


図 28 三の丸波加振時における鋼製ダンパーの応答

下は見られず、ダンパーの性能が保持されていることが分かります。図 29 (a)と図 29 (b)には、オイルダンパーの荷重 dF - 変位 du 履歴、および荷重 dF - ダンパー速度 du (ダンパー変位 du を微分) 関係を示します。オイルダンパーは速度に比例して荷重が上昇し、リリース荷重設計値約 400 kN において、荷重が頭打ちとなる傾向を示しています。

床の応答加速度から慣性力を求めて骨組部分の層せん断力を求め、上記のダンパー荷重の水平方向成分を差し引くと、ダンパー以外の骨組に働く荷重が分かります。本実験では、ガセットプレートや周辺骨組の変形によって、最大層間変形に対するダンパーの最大変形 (水平方向成分) の実効変形比が約 0.75 となったため、その影響を反映しま

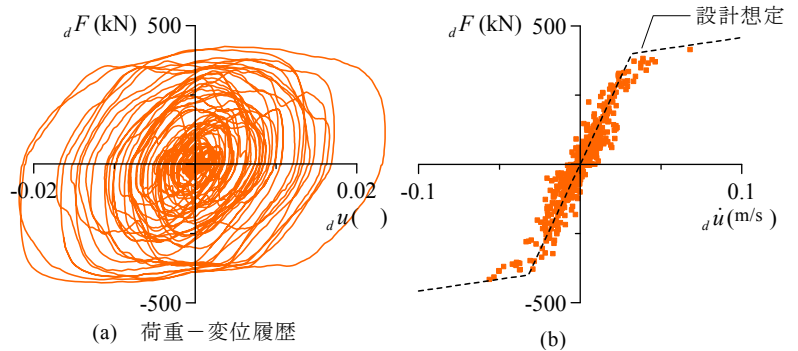


図 29 三の丸波加振時におけるオイルダンパーの応答

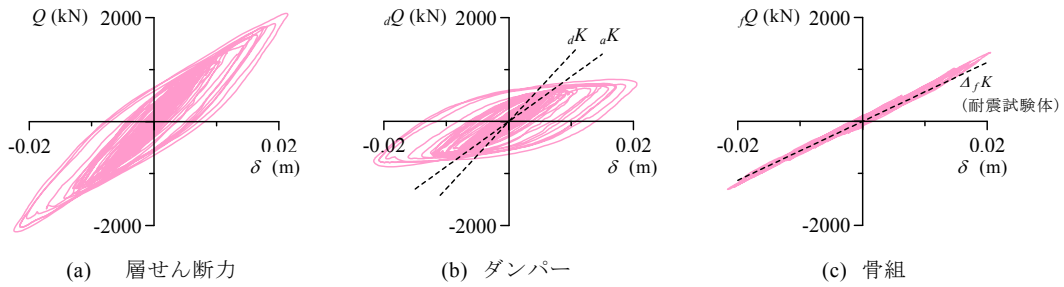


図 30 鋼製ダンパーの水平力が骨組全体の水平力に与える影響（三の丸波加振）

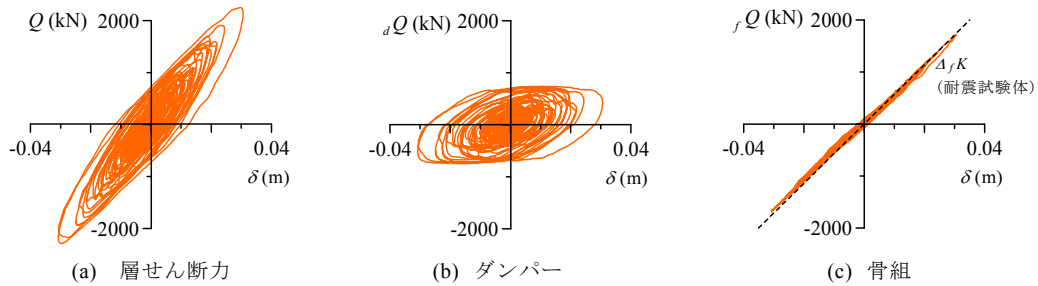


図 31 オイルダンパーの水平力が骨組全体の水平力に与える影響（三の丸波加振）

した。図 30 および図 31 には、鋼製ダンパー設置時の制振試験体と、オイルダンパー設置時の制振試験体について、各荷重と層間変形の関係を示します。縦軸は左から、(a) 層せん断力 Q 、(b) ダンパー荷重の水平方向成分 $dQ(t)$ 、(c) 骨組のせん断力 $fQ(t)$ になります。(c) には、耐震試験体の実験結果から求めた剛性を合わせて示していますが、制振試験体の骨組の履歴とほぼ一致しています。なお、図 31 (b) の鋼製ダンパーの関係に示す剛性 dK はダンパーそのものの値、剛性 d_eK は実効変形比を考慮した値で、実験結果は d_eK と対応しています。これらの図から、いずれのダンパーを用いた場合にも、骨組がほぼ弾性にとどまり (図 30 (c)、図 31 (c))、ここにダンパーの履歴 (図 30 (b)、図 29 (b)) が足されることで、骨組部全体として紡錘形のエネルギー吸収に有利な履歴を (図 30 (a)、図 31 (a)) 描

くことが示されました。

耐震試験体では、骨組部分における塑性変形が梁の端部に集中し、梁端の柱梁接合部の破断を引き起こしました。図 32 には、耐震試験体と制振試験体 (オイルダンパー設置時) における梁端の曲げモーメント ${}_G M$ - 回転角 ${}_G \theta$ 履歴を示します。耐震試験体の場合は、紡錘形の履歴を描き大きな塑性変形が生じているのに対して、制振試験体の場合は、概ね弾性の履歴を示しています。すなわち、ダンパーを設置することで、骨組部分の塑性変形が大きく軽減されることが示されました。

こうした、梁の端部の曲げモーメント - 回転角履歴、ダンパーの荷重 - 変位履歴から、それぞれ履歴吸収エネルギーを計算し、層せん断力と層間変形角履歴から得られる履歴吸収エネルギーに対する割合を求めたものが、図 33 です。耐震試験体では、

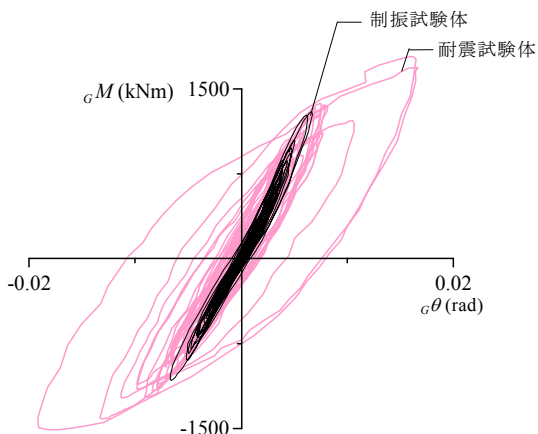


図 32 梁端モーメントと回転角（三の丸波加振）

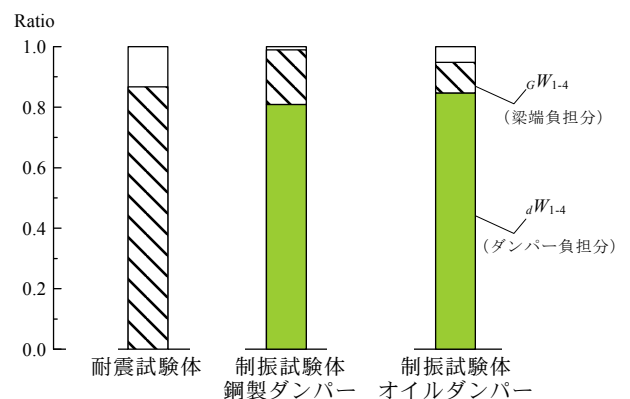


図 33 下層骨組内部でのエネルギー分担率 (三の丸波加振)

骨組全体のエネルギー吸収のうち、約 90 %が梁の端部によるものであるのに対し、制振試験体では、骨組部全体のエネルギー吸収のうち、80 %以上をダンパーで吸収しており、梁の端部における負担を 1/5 以下に低減できています。すなわち、ダンパーによる耐震改修によって骨組の損傷が大幅に軽減できることが実証されました。

3. 超高層建物の室内被害に関する実験

3.1 実験方針

平成 23 年東日本大震災では、新宿周辺の超高層ビルでは、長周期地震動により、構造被害は発生しませんでした。スプリンクラーヘッドの損傷による散水、高層階での天井板の落下、コピーなどキャスター付きの什器類の移動、室内での書籍等の落下・散乱、間仕切り壁の変形によるドアの開閉の障害等が発生しました。また、過去の被害調査でも重量のある家具什器や情報機器が不適切な耐震支持によって転倒し、長期間にわたってオフィス機能を停止した例が報告されています。平成 23 年度実験では、超高層のオフィスビルの長周期地震動に対する、地震時の建物機能維持（空調設備、消防設備）、地震時の人の安全確保（天井、壁、家具什器）に関する知見を入手するために、説明力の高いオフィスビルの室内空間をモデル化した実験を行いました。

試験体は高さ 120m レベルの 30 階建ての超高層建物の揺れの再現を目的とし、上層階と下層階の揺れの違いを同時に再現することを意図しました。さらに、包括的な室内被害の検証を可能とするために、低層建物の揺れも再現できるように試験体に工夫を施しました。より現実性の高い室内被害を再現するために、実際のオフィスビルの室内空間をモデル化できるよう約 20m×10m の広い平面を作成し、天井や間仕切り壁、空調設備を組み込んで室内空間を作成しました。床は高さ 5cm の二重床（OA 床）とし、家具類を設置しました。

実験で用いた入力地震動は、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際に首都圏地震観測網（MeSO-net）で観測された波形をもとに、想定される首都直下地震レベルに振幅して設定しました。また、短周期の直下地震タイプの耐震性の検証として平成 7 年兵庫県南部地震での観測波形も用いました。

3.2 室内実験システム概要

超高層建物を模擬する実験では高さ 100～120m 級の建物を想定し、1 次固有周期で約 3～4 秒を目標として実験システムを設計しました。設計は平成 19 年度および平成 21 年度の実験で用いた縮約モデルの考え方を応用しました。その基となった設計用数値モデルの概要を図 34 に示します。31 層モデル

を 3 質点の縮約モデルで置き換え、質点 1 で下層階の揺れを、質点 3 で上層階の揺れを再現します。高さ方向の剛性分布は A_i 分布に基づいて設定し、積層ゴムを組み合わせて剛性を近似しました。室内実験システムの立面図を図 35 に示します。

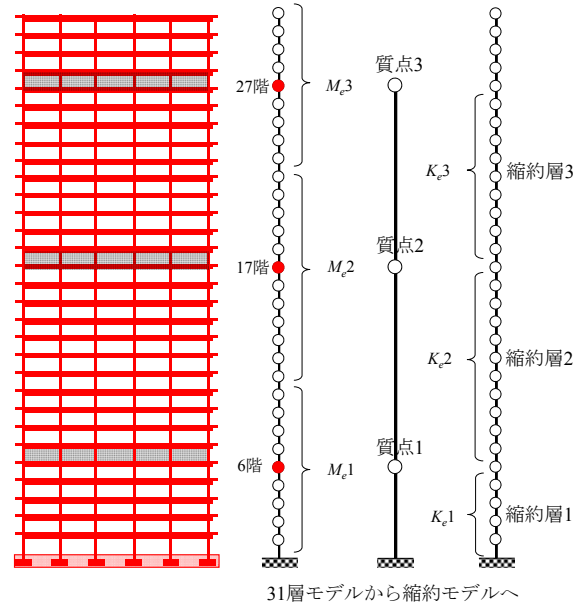


図 34 試験体の概要

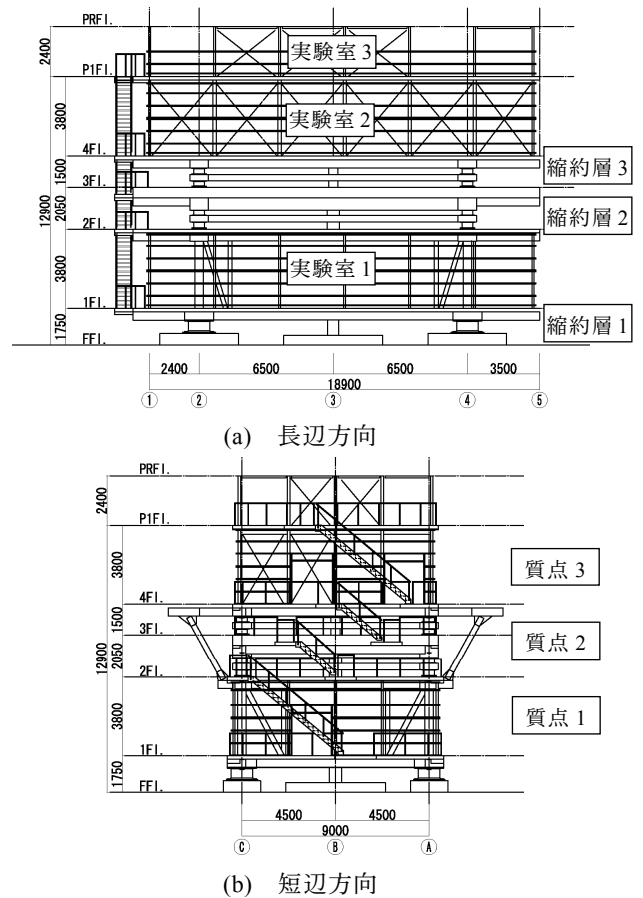


図 35 室内実験システムの立面図

縮約層 1 は震動台上に積層ゴムを設置して作成し、質点 1 となる鋼構造架構を載せません。質点 1 には 6 階相当の揺れが生じます。質点 2 の上に積層ゴムを 2 段重ねて縮約層 2 を作成し、縮約層 2 の上にコンクリートで重量のみをモデル化した質点 2 を作成します。質点 2 の上に積層ゴムを 2 段重ねて縮約層 3 を設け、質点 3 の鋼構造架構には 27~28 階相当の揺れが生じます。また縮約層 1、2 には高層建物の履歴減衰を模擬するために塑性化装置（鋼材ダンパー+積層ゴム）を組み込みました。図 36 に縮約層 2 の詳細を示します。

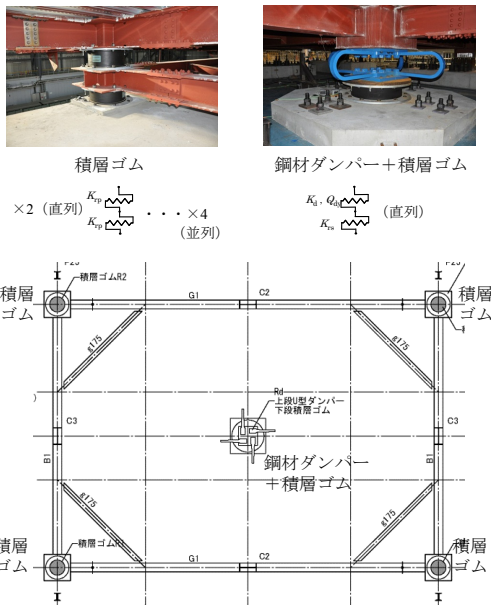


図 36 縮約層 2 の詳細

超高層建物モデルの上部の質点 3（実験室 2 および 3）では片振幅で 100cm 程度の変形が可能です。ただし、室内実験システム製作の制約から実験室 1、実験室 2 の骨組みは実際の超高層建物の骨組みよりも剛に構成されているため、超高層建物が 100cm 変形した場合に骨組構造に発生する変形（層間変形角）は再現していません。

同一の室内実験システムで低層建物の振動特性をモデル化するためには、縮約層部分の鉄骨梁をスプラインプレートで固定し、積層ゴムの縮約層剛性を無効にします。図 37 にその詳細を示します。

実験システムの全景を図 38 に示します。室内空間は、実験システムの内部に実際の天井、空調設備機器、オフィス家具を組み込んで作成しました。高層のオフィス建物ではシステム天井が多いため、実験システムにはシステム天井を採用しました。システム天井の地震時の被害は、壁・柱際での天井の破損や落下、間仕切り壁、天井カセット式空調機などの周辺での天井の破損や落下の発生が多いことが報告されています¹⁴⁾。そこで間仕切り壁や空調機などが天井の被害に及ぼす影響に着目してモデル

化を行いました。図 39 に天井伏図と間仕切り壁の位置、および空調設備とスプリンクラーの平面位置を示します。システム天井にはラインタイプとグリッドタイプを用いました。

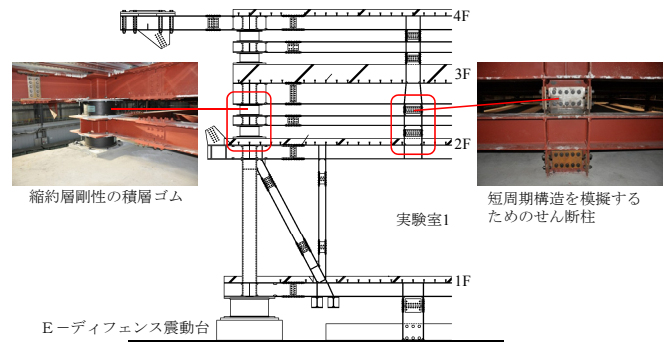


図 37 縮約層部分の詳細

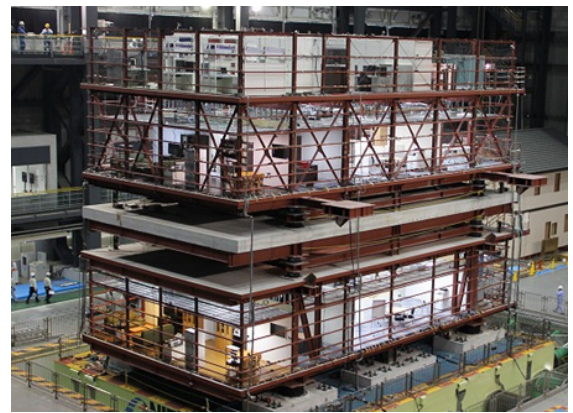
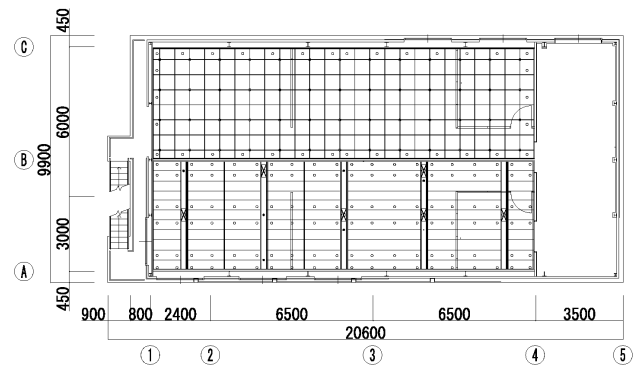
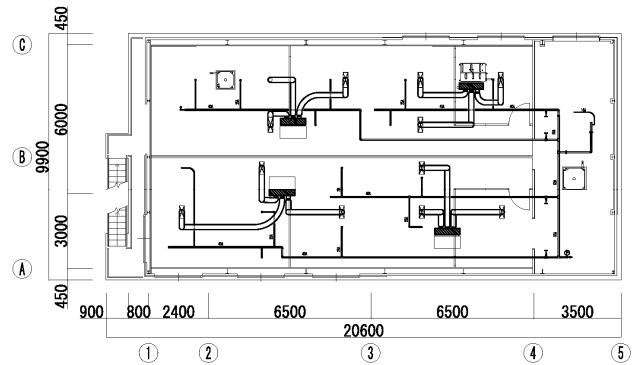


図 38 室内実験システムの全景



(a) 天井伏図と間仕切り壁の位置



(b) 設備の配置図

図 39 実験室 2 の天井部分のモデル化

実験室 1 と実験室 2 では、建物の上層階と下層階の揺れの違いによる室内被害の違いを明らかにするために、オフィス家具の設置のレイアウトはほぼ同一のものとししました。図 40 に実験室 2 の室内のレイアウトを示します。書棚の転倒防止対策効果を検討するために、対策を施したものと施さないものを組み込みました。またキャスター付きのコピー機は、実験室 2 では建物の揺れによる転がり防止対策を施しました。

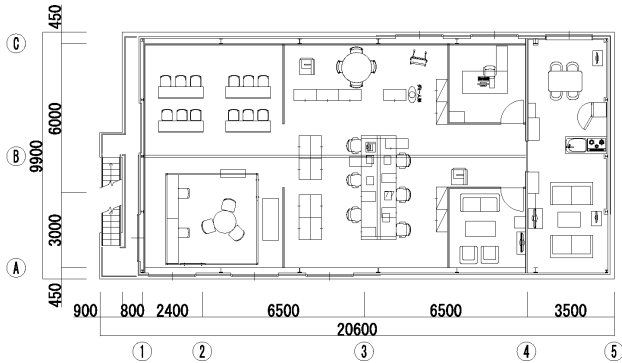


図 40 実験室 2 の家具の配置図

3.3 入力地震動の設定

首都直下地震防災減災特別プロジェクトでは、東京湾北部地震や東海－東南海地震などの想定地震による首都圏での被害様相を明らかにするための研究を進めてきました。このプロジェクトの間に発生した平成 23 年東北地方太平洋沖地震では、改めて長周期地震動が超高層建物に与える被害について、注意を喚起するものでした。そこで本実験では首都圏を襲う長周期地震動を考慮した地震動による震動実験を行うために、平成 23 年東北地方太平洋沖地震の際に首都圏で観測された地震動を、被害想定地震で推測されている地震動レベルに拡幅して入力地震動としました。東北地方太平洋沖地震ではマグニチュード 9.0 の本震の約 30 分後に、茨城県沖でマグニチュード 7.7 の余震が発生しました(図 41)。この余震は、首都圏での大地震発生時に予想される長周期地震動特性が含まれています。そこで首都圏地震観測網(MeSO-net)での余震観測記録をもとに、入力動を設定しました。今回は MeSO-net の観測記録の中から、西新宿の観測点での余震記録をもとに検討しました。

中央防災会議の想定による東京湾北部地震の震度分布では、首都圏では震度 6 弱～6 強の揺れが予想されています。新宿地区では震度 6 弱の揺れが予想されており、工学的基盤での最大速度レベルで 45～60(cm/s)の強さが予測されています。これを踏まえて、西新宿の観測点での余震記録を、地震動の最大速度レベルで調整しました。その結果、余震記録を 330%に拡幅すれば、NS 成分で 26(cm/s)、EW

成分で 43(cm/s)となり、ほぼ中央防災会議での想定レベルになるため、余震記録の 330%を入力地震動に採用しました。実験に用いた入力地震動の時刻歴を図 42 に示します。

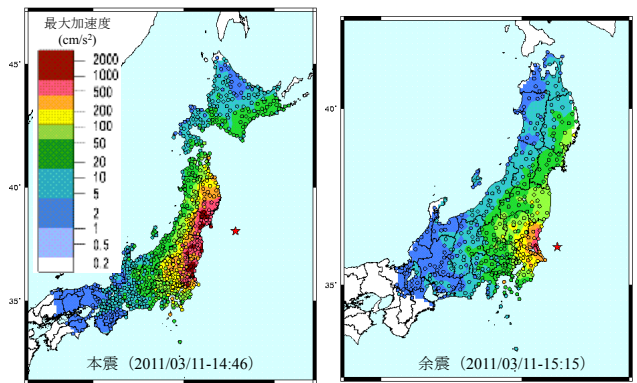
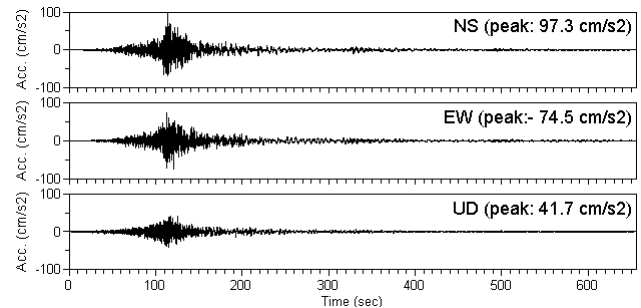
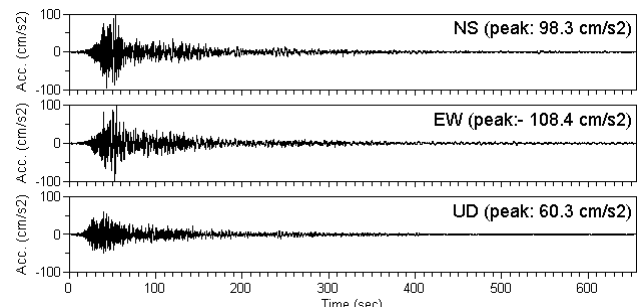


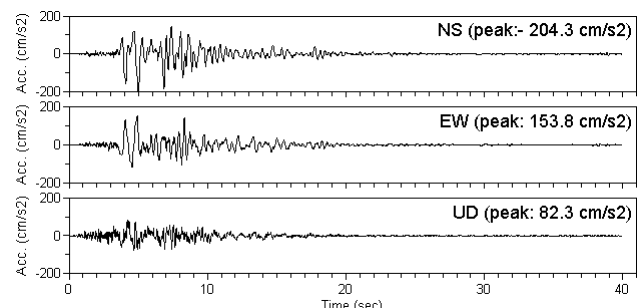
図 41 実験で用いた地震の震源位置と加速度分布



(a) 西新宿観測波 本震 100%



(b) 西新宿観測波 余震 330%



(c) JMA 神戸観測波 本震 25%

図 42 実験に用いた入力地震動の加速度波形

入力地震動の速度応答スペクトルを図 43 に示します。図中には建設省告示 1461 号(超高層建物の

構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算)での地震力の疑似速度応答スペクトルと、西新宿での本震記録と1995年兵庫県南部地震のJMA神戸での観測記録の25%の場合とを併記しています。余震記録の330%入力、3~6秒では告示スペクトルを上回る地震力であることが解ります。

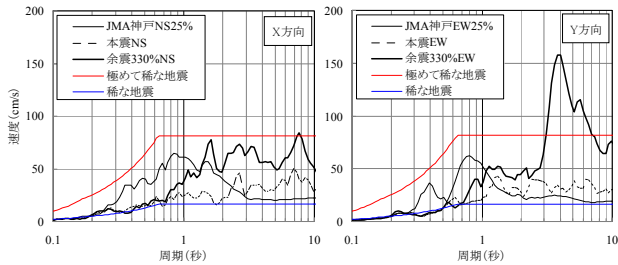


図 43 入力地震動の速度応答スペクトル(h=0.05)

3.4 実験結果

3.4.1 超高層建物実験

超高層建物実験では30階相当の建物の揺れを再現しました。図44に示すように、実験室1では30階建ての6階相当の、実験室2では27階相当の、実験室3では28階相当の揺れになります。表3に構造体の床応答加速度から求めた実験システムの固有周期を示します。

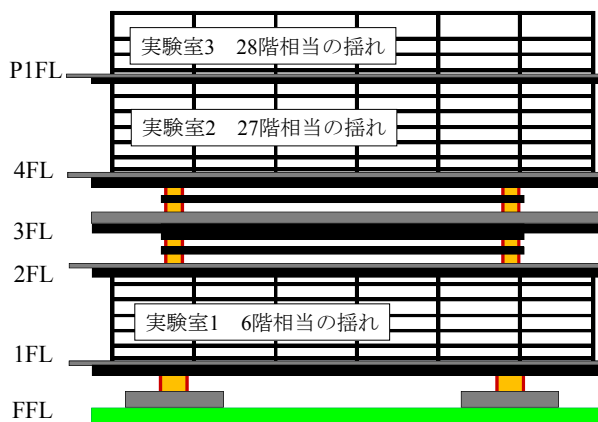


図 44 超高層建物実験で再現される揺れ

表 3 実験システムの固有周期

超高層モデル	長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)		
	設計時	本震100%	余震330%	設計時	本震100%	余震330%
	1次	3.50	3.13	3.57	3.47	3.13
2次	1.40	1.20	1.28	1.40	1.22	1.23
3次	0.88	0.78	0.77	0.88	0.77	0.78

単位: 秒

図45に超高層建物実験での最大応答値分布から、加速度、速度、層間変形角を示します。加速度・速度はJMA神戸25%、西新宿本震観測記録100%、西新宿余震観測記録330%を入力した結果を、層間変形角は西新宿余震観測記録330%の結果を示します。加速度はJMA神戸25%入力では、実験室2・3の上層階では実験室1よりも減衰して伝達してい

ます。一方、西新宿余震観測記録330%入力では、特に建物の長辺方向(Y方向)で上層階に向けて増幅して伝わっています。実験室で観測された加速度から計測震度を計算した結果を表4に示します。地震のタイプによる超高層建物の揺れの違いが実験結果でも表現されました。

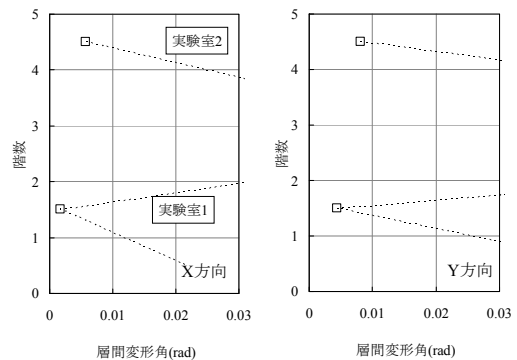
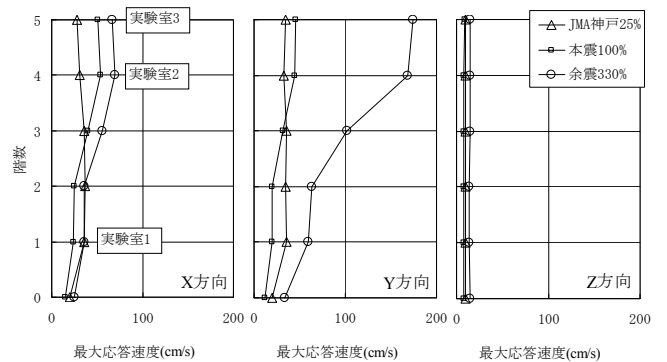
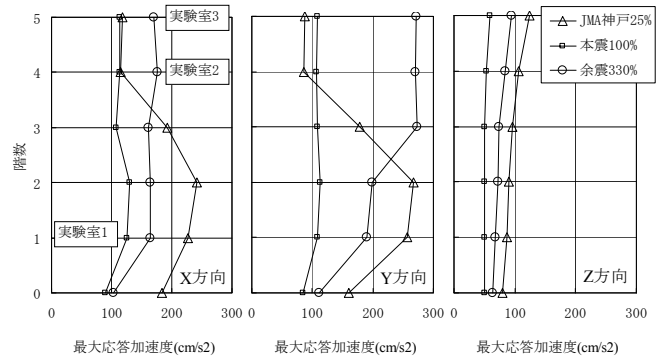


図 45 最大応答値分布(超高層)

表 4 床応答加速度から計算した計測震度(超高層)

	震動台 (1階相当)		実験室1 (6階相当)		実験室2 (27階相当)	
JMA神戸25%	5.2	震度5強	5.6	震度6弱	5.1	震度5強
本震100%	4.4	震度4	4.9	震度5弱	5.0	震度5弱
余震330%	4.8	震度5弱	5.3	震度5強	5.5	震度6弱

図46は図45の最大応答加速度と最大応答速度から計算した家具の転倒についての評価¹⁵⁾です。全体として激しい家具の転倒は発生しないと予想されますが、書棚の転倒可能性と比較すると、高層階の実験室2は西新宿余震観測記録330%の場合に転倒の可能性が高くなると予想されました。これらの

転倒可能性の傾向は実験室内に設置したビデオカメラの映像と整合的な結果でした。

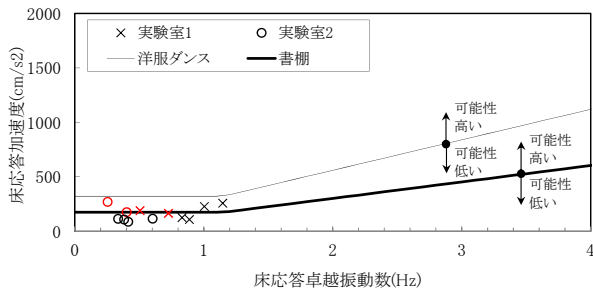
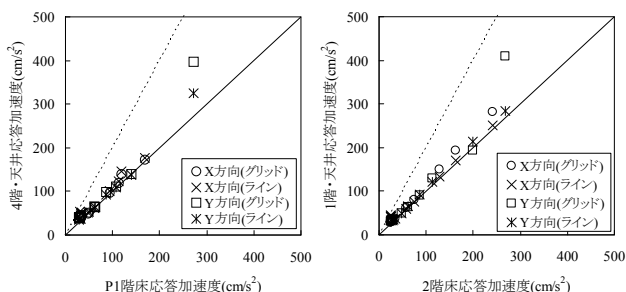


図 46 家具の転倒可能性 (赤印は西新宿余震 330%)

図 47 は天井面と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。横軸に躯体の最大加速度を、縦軸に天井面に設置した加速度計の観測値の最大値を、ライン天井部分とグリッド天井部分とで平均して表示しました。なお、超高層モデルの実験では、天井下地には振れ止め防止のブレースをロックウール工業会の耐震基準に準拠して設置しました¹⁶⁾。

天井面で観測された加速度記録の波形には 20～25Hz の台形型のローパスフィルタ処理をして最大値を求めました。これは天井面に設置した加速度計の時刻歴に、天井ボードと天井ボードを支える下地材との衝突によるパルス状の成分が観測されていたため、パルス成分を除去する目的で行いました。実験室 1・2 の天井面とも、躯体の床応答加速度に対する倍率でみると、システム天井のタイプの違いによる差は小さく、ほぼ応答倍率は 1.0 となりました。これは天井下地に設置した振れ止めのブレースが有効に働いたためと考えられます。250(cm/s^2)を超える床応答加速度に対してはグリッド天井の応答倍率がやや大きくなる傾向がありましたが、グリッド天井・ライン天井ともに天井ボードの落下等は発生しませんでした。



実験室 2

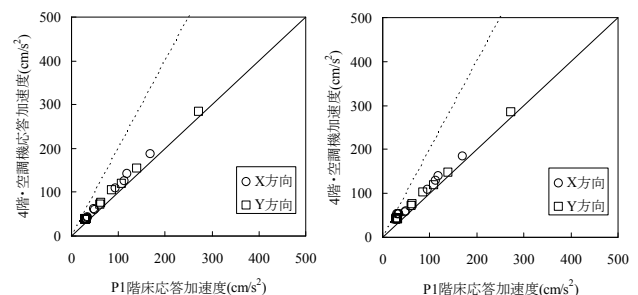
実験室 1

図 47 天井面と躯体の最大応答加速度 (超高層)

図 48 は天井内の吊り式の空調設備と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。横軸に躯体の最大加速度を、縦軸に空調機器の最大加速度を、空調機

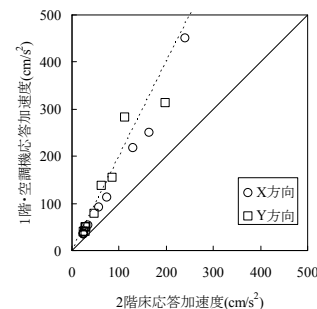
の吊りボルトに振れ止めブレースを設置した機器と設置しない機器とでまとめて平均をとっています。空調設備で観測された加速度記録の波形には 20～25Hz の台形型のローパスフィルタ処理をして最大値を求めました。これは空調機を稼働した状態で実験を行ったため、空調機の稼働に伴う高振動数成分を除去する目的で行いました。

実験室 2 の空調設備では、振れ止めの有無によらず躯体の床応答加速度に対する空調機の応答倍率はほぼ 1.0 ですが、実験室 1 の振れ止めの無い空調設備は約 2 倍程度の応答倍率となりました。これは設備機器の固有周期と建物の揺れの周期との関係と考えられます。



実験室 2・振れ止め無し

実験室 2・振れ止め有り



実験室 1・振れ止め無し

図 48 空調設備と躯体の最大応答加速度 (超高層)

図 49 は西新宿余震観測記録 330%を入力した場合の、応答 65 秒時の実験室 2 および実験室 3 の室内状況のビデオ映像の切り出し画像です。(a)(c)のオフィス部分のキャスター付きの椅子、袖机、コピー機などは大きく移動しましたが、書棚などの転倒は発生しませんでした。(a)のオフィス部分のコピー機には間仕切り壁にバンド固定する移動防止対策を施したところ、十分に移動防止効果が発揮されました。(b)の集合住宅部分では、転倒防止対策を施していない書棚は一斉に倒れました。一方、壁に L 字型の金具で固定した書棚は転倒防止効果が発揮されました。図 46 の転倒可能性と比較すると、書棚の転倒可能性は実験室 2 では倒れる可能性が高く、図 46 と整合的な結果でした。



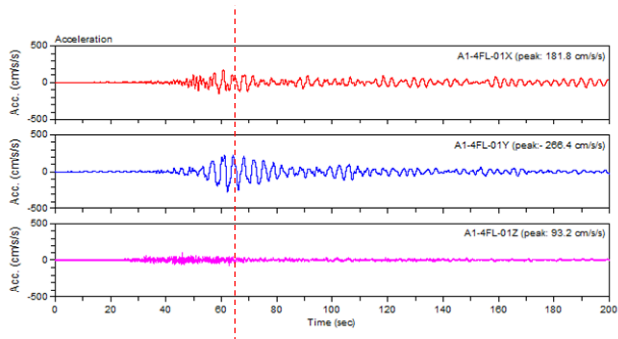
(a) 実験室 2 オフィス部分



(b) 実験室 2 住宅部分



(c) 実験室 3 オフィス部分



(d) 実験室 2 の床応答加速度

図 49 超高層モデルの室内状況 (西新宿余震 330%入力)

3.4.2 低層建物実験

低層建物実験では 4 階相当の建物の揺れを再現しました。図 50 に示すように、実験室 1 では 4 階建ての 1 階相当の、実験室 2 では 3 階相当の、実験室 3 では 4 階相当の揺れになります。表 5 に構造体の床応答加速度から求めた実験システムの固有周期を示します。

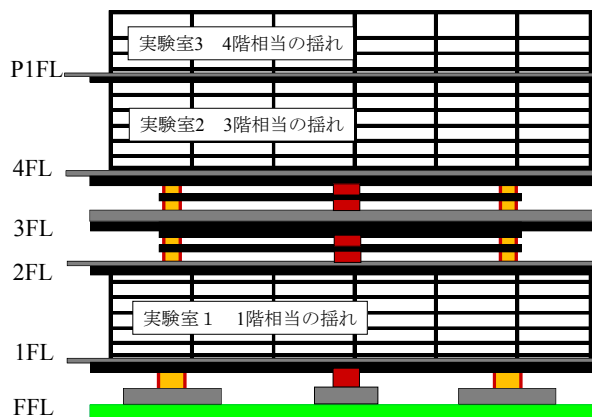


図 50 超高層建物実験で再現される揺れ

表 5 実験システムの固有周期

		長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)		
		設計時	神戸25%	神戸75%	設計時	神戸25%	神戸75%
低層モデル	1次	0.65	0.62	0.83	0.52	0.52	0.74
	2次	0.21	0.17		0.28	0.19	
	3次	0.11			0.13		

単位：秒

図 51 に低層建物実験での最大応答値分布から、加速度、速度、層間変形角を示します。加速度・速度は西新宿余震観測記録 330%、JMA 神戸 25%、JMA 神戸 75%を入力した結果を、層間変形角は JMA 神戸 75%の結果を示します。超高層建物では、西新宿余震観測記録 330%を入力した場合には上層階の実験室 2・3 で増幅して伝達していましたが、低層建物モデルでは実験室 2・3 では大きな増幅はありませんでした。一方、JMA 神戸入力の場合には上層階に大きく増幅して伝達しています。また層間変形角を見ると、JMA 神戸 75%入力時には、実験室 2 の Y 方向では 1/50 を超える大きな変形が発生しました。実験室で観測された加速度から計測震度を計算した結果を表 6 に示します。

図 52 は図 51 の最大応答加速度と最大応答速度から計算した家具の転倒についての評価¹⁵⁾です。床応答加速度が 1000(cm/s^2)を超える JMA 神戸 75%入力では著しい家具の転倒は発生すると予想されます。実験室内に設置したビデオカメラの映像の分析と比較すると、実験室 2・3 の室内家具の転倒状況は図 52 と整合的な結果でした。一方、実験室 1 では、実験室 2・3 と同様に床応答加速度は 1000(cm/s^2)を超え、図 52 では家具の転倒可能性が高い領域に入りますが、実際には家具の移動程度の状況でした。図 52 を室内被災度予測に活用していくためにも、

適用性の検証を実験結果や被災調査と合わせて進めていくことが重要です。

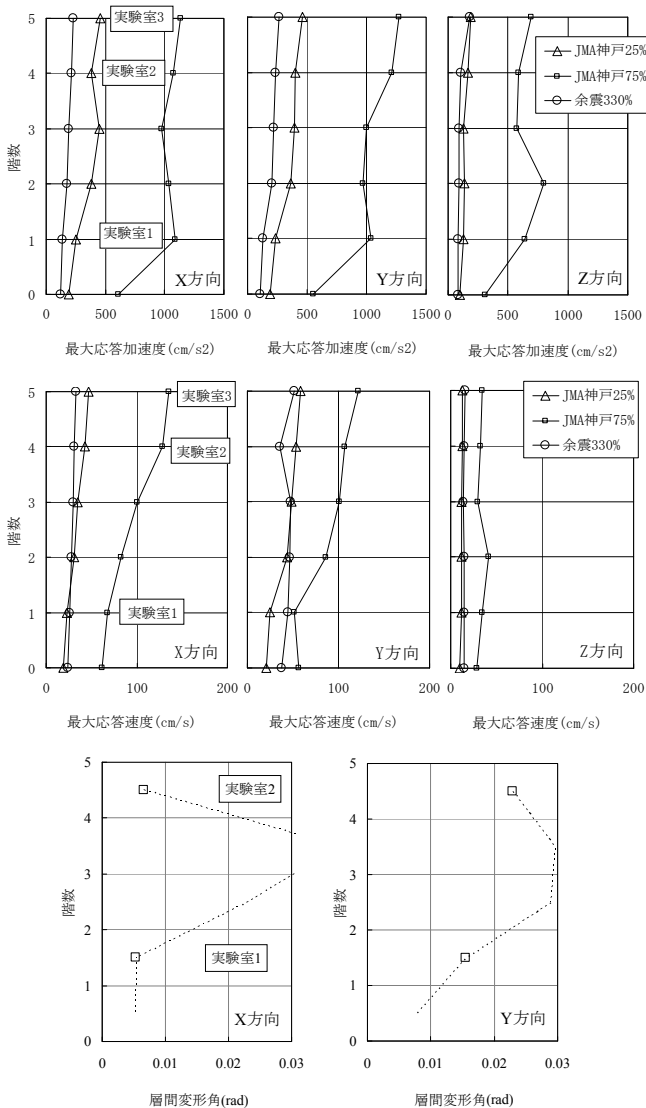


図 51 最大応答値分布(低層)

表 6 床応答加速度から計算した計測震度(低層)

	震動台 (1階相当)		実験室1 (1階相当)		実験室2 (3階相当)	
余震330%	4.9	震度5弱	4.9	震度5弱	5.3	震度5強
JMA神戸25%	5.2	震度5強	5.3	震度5強	5.9	震度6弱
JMA神戸75%	6.2	震度6強	6.2	震度6強	6.8	震度7

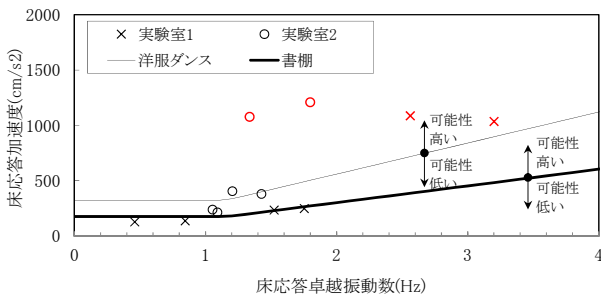


図 52 家具の転倒可能性(赤印は JMA 神戸 75%)

図 53 は天井面と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。データのまとめ方、処理方法は超高層モデルと同様です。なお、低層モデルの実験では、超高層モデルの際に天井下地に設置した振れ止め防止のブレースは撤去して実験を行いました。天井下地への振れ止めブレースの設置率は実際にはあまり高くないことから、ブレースが無い場合の天井の地震時応答を評価することを目的として行いました。

実験室 1・2 の天井面とも、躯体の床応答加速度に対する倍率でみると、システム天井のタイプの違いによる差は小さく、500(cm/s²)を超える床応答加速度に対しては、応答倍率が 1.5~2.0 倍程度となっていました。また、実験後の観察によると実験室 1 および 2 ともに、ライン天井部分の点検口周辺の天井ボードの落下が発生しました。グリッド天井ではほとんど天井ボードの落下はありませんでしたが、上下方向に天井ボードが跳ね上がった影響による落下が数枚発生しました。

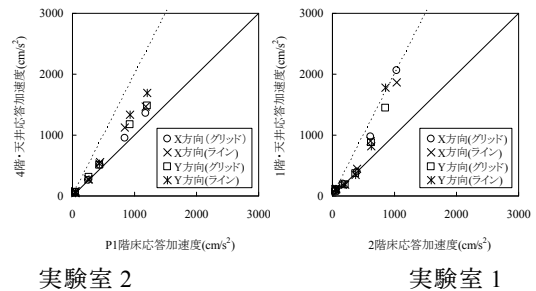
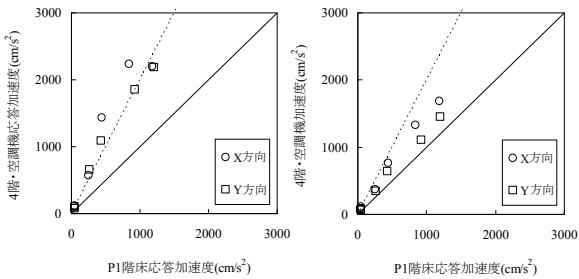


図 53 天井面と躯体の最大応答加速度(低層)

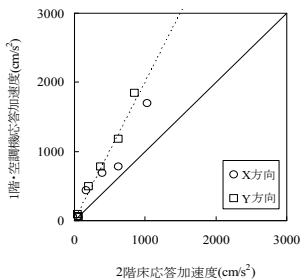
図 54 は天井内の吊り式の空調設備と躯体の水平方向加速度の最大値の関係です。データのまとめ方、処理方法は超高層モデルと同様です。振れ止めのブレースの無い場合には、実験室 1・2 の設備機器はともに加速度の応答倍率は 2.0 倍程度となりました。実験室 2 の振れ止めを設置した機器では、応答倍率は 1.5 倍程度となりました。なお、実験時には全ての空調設備を稼働した状態で加振を行いました。空調機器が停止する、実験後に機器の稼働が正常でなくなる等の状況は発生しませんでした。また天井面に設置された空調設備機器の吹き出し口の移動等は発生しましたが、吹き出し口が落下する等の破損は発生しませんでした。

図 55 は JMA 神戸 75%を入力した場合の、応答 13~14 秒時の実験室 2 および実験室 3 の室内状況のビデオ映像の切り出し画像です。(a)(c)のオフィス部分では転倒防止対策を施していない書棚・ショートキャビネットは転倒しました。(a)のオフィス部分の書棚で間仕切り壁および構造床に転倒防止対策を施したものは、最終的な転倒は免れましたが内容物の書籍が全て散乱しました。また(a)の写真

中には右上から落下してくるシステム天井の天井ボードが映っています。(b)の集合住宅部分では、壁に L 字型の金具で固定した書棚もその接着部分が剥がれて転倒してしまいました。あらゆる地震外力に対して安全な室内を作ることは、現実的には非常に難しいことが解りましたが、それでも建物内での室内被害を低減するためには、室内の耐震対策は有効です。対策を施した時点で安心するのではなく、地震が来たら身の安全を確保するための避難場所はどこであるかを考え行動する、といったソフトな対策と合わせることが、より効果的な室内被害の減災につながると言えます。



実験室 2・振れ止め無し 実験室 2・振れ止め有り



実験室 1・振れ止め無し

図 54 空調設備と躯体の最大応答加速度(低層)

4. まとめ

これまでに超高層建物の地震被害調査や復旧事例調査、耐震対策に関する事項について系統的にまとめられた資料は少なく、特に大地震時に超高層建物に生じる被害に関する詳細なデータはありませんでした。本研究では、E-ディフェンスを用いて、実際の揺れのなかで超高層建物が被る損傷、被害様相を直接表現しうる振動破壊実験を実施しました。

長周期地震動を受ける超高層建物の構造躯体を再現した平成 19 年度の実験では、長時間振動することによって設計で想定されていた値の数倍以上のエネルギーが入力され、骨組には長時間にわたって 30 往復以上の層間変形が繰り返し加わりました。梁の端部における柱との接合部分には、塑性変形が累積し、溶接接合部付近の局所変形には、ウェブの接合方法、スカラップ形状、および床スラブの存在等が影響していました。

実験の結果、現在の設計法で要求される接合条件を



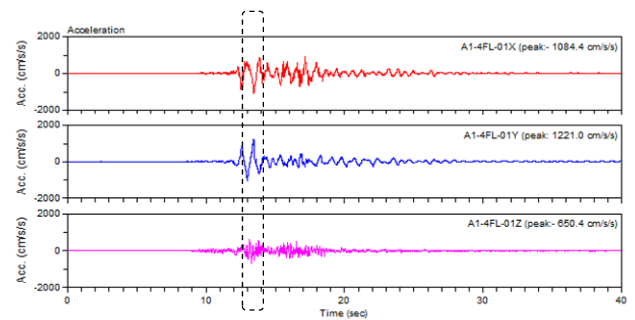
(a)実験室 2 オフィス部分



(b)実験室 2 住宅部分



(c)実験室 3 オフィス部分



(d) 実験室 2 の床応答加速度

図 55 低層モデルの室内状況(JMA 神戸 75%入力)

満たしていない 1970 年代に設計された梁端溶接接合部に破断が生じやすいことが明らかになりました。構造躯体に対する実験では、実験システムに機器を組み込むことから、損傷探知技術の開発、検証についても取り組み、大きな成果を得ることが出来ました⁶⁾⁷⁾。

本研究では、平成 19 年度の実験における分析結果を踏まえ、接合部分の溶接補強方法を提案し、平成 21 年度の実験において、これを適用した骨組の変形能力が飛躍的に向上することを実証しました。一方、長周期地震動によって長時間共振する超高層建物に対するエネルギー入力は不可避です。こうした観点から、平成 19 年度の実験では、ダンパーを骨組内に設置する骨組に対する分析から、骨組部分の吸収エネルギーの 80 %以上をダンパーが負担し、その結果、骨組に発生する塑性変形を大きく軽減できることを実証しました。

既存の超高層建物に対して、上記の観点から骨組の性能を評価し、耐震性能が不足する場合には、ダンパー等を用いた骨組補強を実施し、建物としての安全性を向上させることが重要になります。

室内に関する実験では、長周期地震動を受ける超高層建物の高層部分を居室表現して、オフィス空間や住宅の地震時の被害様相を映像等を用いて明らかにするとともに、対策方法とその有効性を検証しました。天井や空調設備については、高密度な応答加速度データを取得し、建物の構造躯体の応答との相関について考察しました。また家具什器の転倒については、既存の評価式の適用性を検討しました。室内被害を評価するための高密度な実験データが入手できましたので、安心・安全な高層建物の一層の普及を目標として、研究成果を建築関連団体と連携して技術資料として取りまとめていきます。

本研究の成果物については防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターのウェブサイトにて公開する予定です。

<http://www.bosai.go.jp/hyogo/index.html>

参考文献

- 1) 長江拓也, 鍾育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の耐震性能を検証する実架構実験システムの構築—E-ディフェンス振動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, pp.1163-1171, No.640, 2009. 6
- 2) 佐藤大樹, 島田侑, 大内隼人, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛: 長周期地震動を受ける鋼構造超高層建物のエネルギー吸収と分担率—部分切り出し架構に対する E-ディフェンス振動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, pp.1217-1227, No. 653, 2010. 7
- 3) 松宮智央, 長江拓也, 鍾育霖, 岡崎太一郎,

- 福山國夫, 中島正愛: 超高層鋼構造建物の柱梁接合部に関する 4 層骨組振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, pp.85-94, No. 671, 2012. 1
- 4) 佐藤大樹, 長江拓也, 大内隼人, 島田侑, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹, 福和伸夫: 長周期地震動を受ける超高層建物の鋼製ダンパーによる制振改修に関する E-ディフェンス振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, pp.1639-1648, No. 667, 2011. 9
- 5) 長江拓也, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 北村春幸, 齊藤大樹, 福和伸夫: 超高層建物に関する E-ディフェンス振動台実験, 第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.2677-2684, 2010.11
- 6) 飛田潤, 福和伸夫, 平田悠貴, 長江拓也: 普及型強震計による高層建物の応答特性と損傷のモニタリング実大震動台実験における高層建物試験体の震動特性評価, 構造工学論文集, Vol.56B, pp.229-236, 2010.3
- 7) 尾野勝, 金澤健司, 飯野夏輝, 佐藤大樹, 北村春幸, 長江拓也: 実大震動台実験における高層鉄骨造建物の地震損傷検知, 日本建築学会構造系論文集, pp.775-784, No. 662, 2011. 4
- 8) 福島東陽, 市村将太, 寺本隆幸: 超高層建物の基本的特性の時系列的变化, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1, pp.307-308, 1999
- 9) 建築研究所, 長周期地震動による建築物への影響及び対策技術に関する研究報告書, 2005. 2
- 10) 武藤清: 構造物の動的設計, 1977
- 11) 土方勝一郎, 植竹富一, 金谷淳二, 真下貢, 早川崇, 渡辺基史, 佐藤俊明: 想定東海地震の東京湾岸における長周期地震動予測, 日本建築学会構造系論文集, No.617, pp.55-62, 2007. 7
- 12) 愛知県設計用入力地震動研究協議会: 愛知県設計用入力地震動の作成—想定地震による強震動予測—改訂版, 2005
- 13) 島田侑, 佐藤大樹, 長江拓也, 北村春幸, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹, 福和伸夫, 日高桃子: 超高層建物の下層階に部分配置する履歴型ダンパーの効果と影響に関する検討—長周期地震動を想定した耐震改修—, 日本建築学会構造系論文集, 第 649 号, pp.549-557, 2010.3
- 14) ロックウール工業会: 阪神大震災 システム天井被害状況調査及び原因と対策案報告書, 1995.03
- 15) 日本建築学会: 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領, pp.270-275, 2003
- 16) ロックウール工業会: システム天井 新耐震基準, 2011 年