# 実大実験に基づく超高層鋼構造建物の構造部材および非構造部材の耐震性能評価

# 1. 序論

海溝型の巨大地震が発生すると、超高層建物には設計 時の想定を上回る地震エネルギーが入力され骨組は多数 回の繰り返し変形にさらされる。降伏を計画する鋼構造 柱梁接合部は、この影響を強く受け、その構造性能が骨 組全体の耐震性能を決定づけるため重大な問題である<sup>1)</sup>。 持続可能型社会が望まれる近年の社会背景から、建物の 長寿命化が推奨されており、度重なる地震を経験する建 物にも共通する問題である。一方、建物としての耐震性 能の検証においては、各種非構造材とともに総合的な評 価が必要であることは言うまでもない。損傷の累積は非 構造材にとっても重大な問題である。本研究では、数値 解析に基づく建物耐震性評価の進展に資することを目的 としている。産官学が連携する研究機会を得て、構造/ 非構造の課題として、累積塑性変形を被る柱梁接合部の 構造解析モデルの精度向上、骨組変形に追従するカーテ ンウォールの数値解析モデル開発を射程とし、一連の実 大実験を実施した。

## 2. 柱梁接合部破壊実験

#### 2.1 実験の概要

本実験は防災科学技術研究所の大型耐震実験施設で実施した(図1)。鋼構造骨組の外柱とそれに接続する梁を それぞれの反曲点で切り出した部分架構を横倒しにして 柱を振動台上に固定し、梁の先端部を振動台の外から載 荷梁を通じて固定した。これにより振動台の動きによっ て梁に強制変形を生じさせた。実験では振動数1Hzの正 弦波を基本に加振し、表1に示す振幅を入力した。

#### **2.2 試験体の概要**

同様の実験システムで床スラブの有無と仕口形式の異なる計5体の試験体を扱い、各要因が及ぼす影響を考察した。各試験体の相違点を表2にまとめる。なお、全試験体共通して柱はロ-400×400×16 (BCR295)、梁は H-

名古屋大学大学院 環境学研究科 都市環境学専攻 博士課程 前期課程2年 長江研究室 野々山 優輔 500×200×10×16 (SN490B) を使用した。

#### 2.3 実験結果

実験結果を表2に示す。各試験体は表に示すサイクル で破断し、相対的に変形性能に優れた接合部は局部座屈 を生じた後に破断に至った。破断に至るサイクルまでの 梁回転角と梁端モーメントの関係について、履歴面積の 累積値である  $\Sigma E$ 、梁端のモーメントが0のときに残存す る梁回転角の累積値である  $\Sigma \theta p$ 、 $\Sigma \theta p$  を降伏時の梁回転 角で除した  $\eta$  を指標として各試験体の変形性能を表2に 示す。 $\eta$  で比較した場合、1970年代のディテールは現在 のディテールの48%、床スラブ有は無の70%程度、現 場接合形式は工場接合形式の50%程度の変形性能しか 発揮されなかった。仕口形式および床スラブによって変 形性能が低減されていると確認した。

#### 2.4 合成梁の剛性劣化挙動

図2に試験体2と3の梁回転角と梁端モーメントの関係を示す。なお下フランジが引張となる方向を正曲げとする。図2の関係から各サイクルの除荷剛性を算定し、低下率としたものを図3に示す。図3から純鋼梁では大振幅時まで剛性が低下しないのに対し、合成梁では剛性劣化が見て取れ、正曲げ側では振幅が0.01 rad を超える



図1 試験体全景(試験体3)

表1 入力振幅

サイクル数	1-6	7-12	13-18	19-22	23-24	25-26	27-28	29-30	31以降
層間変形角 (rad)	0.0035	0.005	0.0075	0.01	0.015	0.02	0.03	0.04	0.05

	試験体1 試験体2		試験体3	試験体4	試験体5				
	000000			1000 - 10000 - 10000 - 1000 - 1000 - 1000 - 1000 - 1000 - 1000 - 1000 -					
床スラブ	×	×	0	0	X				
接合形式	1970年代の現場接合	現在の現場接合	現在の現場接合	現在の工場接合	現在の工場接合				
破断時期	0.04 radの1回目	0.05 radの1回目	0.03 radの2回目	0.04 radの2回目	0.05 radの2回目				
局部座屈	×	○(フランジ)	×	○(ウェブ・フランジ)	○(ウェブ・フランジ)				
$\Sigma E [kN \cdot m \cdot rad]$	138.5	286.5	153.0	316.2	565.1				
$\Sigma \theta p$ [rad]	0.185	0.352	0.179	0.312	0.616				
η	19.0	36.0	25.1	50.0	72.5				
·	$\Sigma E$ :累積エネルギー[kN・m・rad] $\Sigma  heta p$ :累積塑性変形角[rad] $\eta$ :累積塑性変形倍率								

#### 表2 各試験体の相違点と実験結果

23 サイクル目以降から顕著な劣化が進行し、負曲げ側で は初期のサイクルから劣化が進行した。最終的に正曲げ 負曲げともに約80%程度まで剛性が低下した。

#### 2.5 合成梁の剛性劣化挙動に注目した数値解析

実験で得られた合成梁の繰り返し変形に伴う剛性劣化 挙動を数値解析によって表現するとともに、その影響を 履歴エネルギーに注目して分析する。解析モデルの概要 を図4に示す。試験体3を対象に梁のみをモデル化し、 梁端の剛塑性回転バネには履歴エネルギーを基準に繰り 返し変形に伴う剛性・耐力の劣化を表現できる Ibarra-Medina-Krawinkler モデル<sup>2)</sup> (IMK モデル)を採用した。 解析は OpenSees を用いて実行した。本検討において、設 計での想定と差、剛性劣化の有無、耐力劣化の有無のそ れぞれの影響を考察するため表3に示す4つのモデルの



検討を行った。モデル a (Design Model) は一般的な設計 を想定したモデル、モデル b (Tuned Bilinear Model) は骨 格曲線を実験結果と合わせ劣化を考慮しないモデル、モ デル c (Stiffness Deterioration) はモデル b で剛性劣化を考 慮したモデル、モデル d (Full Deterioration) はモデル c に 耐力劣化も考慮したモデルである。解析で入力した梁回 転角を図5に示す。各モデルの解析結果から得られた梁 回転角と梁端モーメントの関係を図6に示し、その関係 から得た除荷剛性の低下率を図7に示す。劣化を考慮し たモデルでは、正曲げ側の劣化挙動は概ね表現できてい る一方で、負曲げ側の劣化は表現できていない。これは IMK モデルでは履歴エネルギーが生じない領域の劣化 を表現できないためである。また各サイクルの履歴エネ ルギーに注目し、実験において正曲げ側の剛性が低下し 始めた 23 サイクル目から下フランジが破断する直前の 27 サイクル目までの実験値に対する解析値の比率の推 移を図8に示す。この値を指標に各モデルの結果を比較 する。剛性劣化を考慮したモデル c は実験結果を1 割未 満の誤差で表現できた。一方でモデル b は実験値と比較 して2割程度大きくなっており、剛性劣化を考慮したモ デルの方が適切に履歴エネルギーを評価することが出来 た。またモデルaとdについてもモデルcよりも実験値 との誤差が大きいことを確認した。

### 3. 梁端劣化挙動の構造骨組挙動への影響

部材実験で得られた梁端の劣化挙動が構造骨組の全体 挙動に及ぼす影響を考察するため、2008年に E-ディフェ ンスで行われた実大実験<sup>3)</sup>の試験体の下4層を取り出し 図 11に示すように線材と回転バネによってモデル化し



た。梁端の回転バネには IMK モデルを採用し繰り返し変 形に伴う剛性劣化挙動を取り入れた。解析では5層床に 実験で得られた変位を静的に入力した。解析結果につい て5層床の変位と1層の層せん断力の関係を図12に、 その関係から得られた除荷剛性の低下率の推移を図13 に実験結果と合わせて示す。実験結果から構造骨組挙動 についても部材実験と同様に除荷剛性の低下を確認した。 解析結果は実験と比較して最終的な剛性劣化の割合は整 合しているが、比較的小振幅時の劣化挙動を過少に評価 している傾向がある。より高度に劣化を表現するために は、小振幅時の挙動について更なる検討が必要である。

# ユニット式アルミカーテンウォールの力学モデル の構築

本章では超高層建物に一般的に用いられるユニット式 アルミカーテンウォールを対象に解析モデルを構築し、 実験結果との比較からモデル化の妥当性を検証した。

### 4.1 実験の概要

図 14 に示す 3 層のユニット式アルミカーテンウォー ルを対象に、層間変形追従試験を不二サッシと文化シヤ ッターと協働で実施した。実験において面内方向には層 間変形角で、1/300 rad から 1/80 rad の振幅を周期 5 秒で 入力した。計測は図 14 中赤枠で示すユニットについて 集中して行い、このユニットについて以降の検討を行う。

## 4.2 解析モデルの構築

1 ユニットの解析モデルを作成し、面内方向について 変形分布の表現を試みた。図 15 にモデルの全体像を示 し、表4に示した各検討項目について以下に記す。②に ついてはピン接合として、③の方立と無目の接合条件に ついて、実験で材端の相対回転角および材端の歪を計測 し、その結果に即した材端回転バネを導入した。無目端 の条件について比較のため実験値に即したモデル (model1) 以外に材端を完全な剛接合としたモデル (model2) と、それらの間 (無目端の固定度が 0.1) のモデ



ル (model3) を用意して検討した。⑤と⑥については、サ ッシとガラスをつなぐシーリング材を模したバネの復元 力特性に、クリアランス消費後に剛性が増大するモデル を採用した。⑦についてガラスのセッティング材の位置 に、ガラスの自重以上の引張力が加わると変形が進行す る復元力特性を有するバネを導入した。

④についてロッキング挙動は以下の手順で考慮した。 初めにロッキングが生じる際にユニットに加わるせん断 力を図 16 に示す状態から算定し、上記のプッシュオー バー解析において、そのせん断力に達した際の層間変形 角 R<sub>1</sub>を求める。R<sub>1</sub>に達するまではフレームの変形が卓 越すると考えプッシュオーバー解析の結果を採用し、R<sub>1</sub> に達した以降はユニットの剛体回転が卓越すると考え、 一様な回転角を付加させる。ただし本試験体において、 ユニットのロッキング角が 0.008 rad 程度で頭打ちにな っていたため、層間変形角が R2=0.008 rad 以降もフレー ムの変形が卓越すると考えた。つまり層間変形角が単調 に増加した際の、層間変形角に占めるフレームの変形量 とロッキング角は図17に示すような関係になっており、 本実験のロッキングを考慮した変形分布は、図 18 に示 すようにフレームの変形量に至るまでのプッシュオーバ 一解析の結果にロッキング角の成分を一様に付加させる ことで推定した。以上の手法で推定した変形分布を実験 値 (振幅 1/80 rad) と重ねて図 19 に示す。model1 と 2 は 実験結果を概ね表現できていると評価できる。



## 5. 構造骨組とカーテンウォールを統合させた解析

2007年にE-ディフェンスで行われた振動台実験<sup>4)</sup>の試 験体を対象に、構造骨組とカーテンウォールを統合させ たモデルを作成した。図 20 に示すように 3 構面の骨組 を剛なトラス材で連結し、そのうち1構面にカーテンウ ォールを取り付けた。解析では屋上床に実験で得られた 変位を静的に入力した。

屋上床の変位が最大となった時点のカーテンウォール の変形状態を図 22 に示す。図中にガラスのローリング が生じている箇所を青で示しており、すべてのガラスで ローリングが生じていると確認した。ただし、ガラスと サッシの接触は確認されなかった。

シーリング材の挙動に注目し、2 層のガラスについて 水平および鉛直方向の変形量の時刻歴波形を図 23 と 24 に実験値と合わせて示す。また、それらの値から算出し たガラスのスライドによる変形角とガラスのローリング 回転角の関係を図 25 に示す。最大変形時の値から算出 したスライドに対するローリングの比率は実験結果では 1.55、解析結果では 1.35 と良い対応を示しており、解析 モデルはガラスの拘束を適切に評価できていると示され た。

#### 6. 結論

鋼構造柱梁接合部およびカーテンウォールを対象に実 大実験から変形性能を確認し、解析モデルの適用性につ いて考察した。柱梁接合部について仕口形式や床スラブ の有無によって破断に至るまでの変形性能が低減される ことを確認し、合成梁に関して繰り返し変形に伴う剛性 劣化挙動を抽出した。既往の IMK モデル<sup>2)</sup>を導入するこ とで、スラブが圧縮となる正曲げ側の劣化挙動は表現す ることが出来たが、破断による急激な耐力低下や負曲げ 側の劣化挙動については更なる検討が必要である。カー テンウォールについて、各構成要素を線材とバネに置換 し解析モデルを構築した。方立の変形やガラスの挙動に 関して、解析結果と実験結果は良い対応を示しており、 モデル化の妥当性が示された。また構造骨組と統合させ たモデル化にも成功し、時々刻々と変化する建物の複雑 な変形を、直接カーテンウォールに導入し耐震性能を検 証するシステムの展望が開かれた。

### 参考文献

- 長谷川隆,成原弘之,安田聡:多数回繰返し載荷を受ける 梁端部の塑性変形能力と超高層鉄骨造建物の耐震安全性 の検証,巨大海溝型地震・内陸地震に対する鋼構造の取り 組み,2015 年度日本建築学会(関東)鋼構造パネルディス カッション資料, pp.19-32,2015.9
- Ibarra L.F, Medina R.A., Krawinkler H. : Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.34, pp.1489-1511, 2005.6
- 3) 防災科学技術研究所:都市施設の耐震性評価・機能確保に 関する研究 成果報告書、2008.5
- 4) 長江拓也,藤谷秀雄,福山國夫,城戸史郎:超高層建物の 地震応答を受けるカーテンウォールの耐震性能 -E-ディ フェンス振動台実験-,日本建築学会技術報告集,第16巻, 第33号, pp.535-540, 2010.6

