

包括的耐震性能評価実験

その 15 カーテンウォール試験体の概要

正会員 ○斉藤 功男*1, 同 神崎 喜和*1, 同 齋藤 直佳*1, 同 長江 拓也*2,
 同 高谷 和樹*2, 同 鈴木 里佳子*2, 同 梶原 浩一*3, 同 藤原 淳*3,
 同 岸田 明子*3, 同 荒井 智治*3, 同 西 峻汰*3

カーテンウォール 振動台実験 E-ディフェンス

1. はじめに

本稿では、10 層鉄骨造オフィス試験体に実装したカーテンウォールの試験体概要と設計・施工状況について述べる。

2. カーテンウォール試験体概要

ロックダウン方式 (KD) とバックマリオン方式 (BM)、ユニット方式 (UN) の 3 種類の工法によるカーテンウォールを用いた。KD 方式と BM 方式は部材を現場に搬入し、建物上で組み上げる工法である。一方、UN 方式は、基本的には工場でガラス施工まで完了させ、現場作業を削減している工法である。

Fig. 1、Fig. 2 にカーテンウォール試験体の平面図と立面図を示す。低層部(1 層~4 層) は、南面と東面に KD 方式、北面と西面に BM 方式を施工し、高層部 (6 層~10 層) は 4 面すべてに UN 方式を施工した。

Fig. 3 に工法ごとのカーテンウォールの姿図を示す。KD 方式、BM 方式ともに 2F の長辺面を基準部とし、腰部高さ 600mm、開口部高さ 2000mm の階高 $H=2600\text{mm}$ 、方立芯間 $W=1500\text{mm}$ にて配置した。高層部は、8F の長辺面を基準部とし、腰部高さ 500mm、開口部高さ 2000mm の階高 $H=2500\text{mm}$ 、ユニット幅 $W=1500\text{mm}$ にて配置した。

低層高層ともに、開口部には複層ガラスを設置し、腰部には単板ガラスおよび耐火ボードを設置した。一般的には腰部の耐火ボード高さは 800mm 以上が必要となるが、今回は開口部の層間変位に対して不利になるように低く設定した。Table 1 にカーテンウォール方式ごとの重量を示す。

また、KD 方式と UN 方式には、センサ・アラートシステムのための LED およびジャイロセンサを取り付けている。

Table 1 カーテンウォール重量

重量[kg]	ND 方式	BM 方式	UN 方式
開口部ガラス	86	86	115
腰部ガラス	13	13	10
耐火ボード	18	18	15
アルミ部材	30	30	56
合計(その他含む)	170	170	220

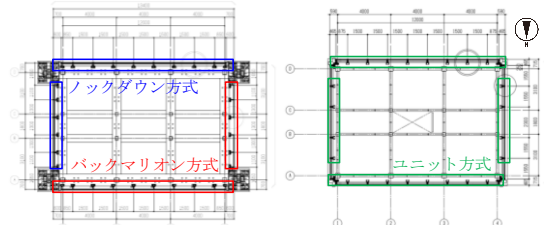
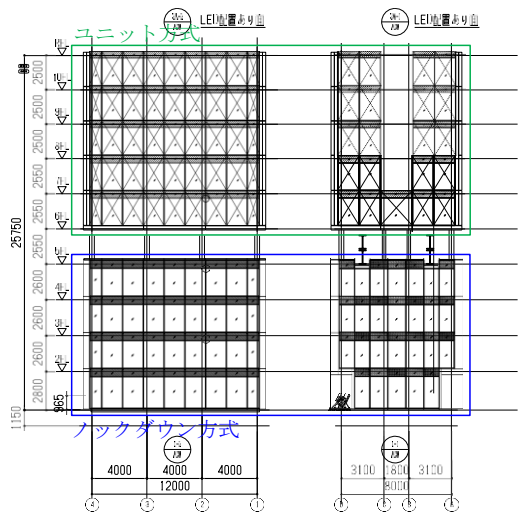
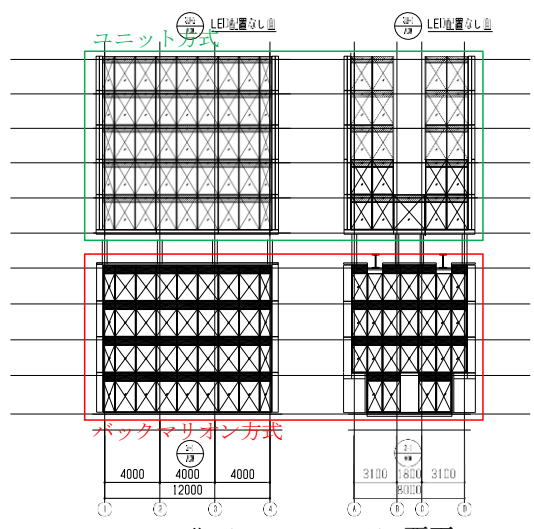


Fig. 1 試験体平面図(左：低層部、右：高層部)



(a) 南面 (b) 東面



(c) 北面 (d) 西面

Fig. 2 試験体立面図

3. 施工方法と層間変位追従機構

・施工方法

カーテンウォールの耐震性は層間変位追従性能と慣性力に対する安全性を組み合わせで検討されるが、一般に金属カーテンウォールは軽量なため、慣性力の影響は耐風圧より小さくなる。この為、層間変位追従性能を耐震性として考えている。ここでは、カーテンウォールの施工方法と層間変位追従機構について述べる。

実験準備時のカーテンウォール施工状況を Fig. 4 に示す。また、基本的なカーテンウォールとして KD 方式の施工手順を以下に示す。

1. 躯体にファスナー取付け用の先埋め材を取付ける。
2. 先埋め材に対して、ファスナーを図面指示に従い仮固定する。
3. ブラケット付き方立（たて材）を、ファスナーに対して取付ける。この時に方立の取付け高さおよび面内の取付け位置を調整する（本固定）。
4. 無目（横材）を方立に対して取付ける。
5. 耐火ボードを取付ける。
6. 外部側よりガラスを取付ける（シール）。

このとき BM 工法では、4. で「各枠（開口部、腰部）をそれぞれ方立に取付ける」とし、UN 工法では、3. 以降で「工場完成（ガラス、ボード施工済）ユニットをファスナーに取付ける。（本固定）」とすることで施工される。

Fig. 5 にファスナーおよびブラケット、シールを示す。

・層間変位追従機構

KD 方式および BM 方式の層間変位追従機構はブーカムの計算式(式(1)、式(2))による。サッシに水平力が作用した場合、サッシはガラスと接触するまでせん断変形し、続いてガラスが水平移動する。変形量 δ_1 でガラスが反対側のサッシと接触する。さらにサッシのせん断変形が増加するとガラスが回転を始め、変形量 δ_2 でガラスとサッシがサッシの対角でせり合う(Fig. 6)。その後わずかな変形でガラスが破損する。 C : サッシとガラスの間のクリアランスである。

$$\delta_1 = C_1 + C_2 \quad (1)$$

$$\delta_2 = \delta_1 + \frac{H}{W}(C_3 + C_4) \quad (2)$$

UN 方式では、通常時左右それぞれのたて枠に取付けたブラケット 2 個にてユニットの自重を支持している。層間変位が生じた場合は、変位方向のブラケットのみを基準にユニット全体がロッキングをすることで変位に追従する。カーテンウォール自体が面剛性を保持しているため、各部材が単独で変位するのではなく、ユニット全体がロッキングをすることで層間変位に追従する。

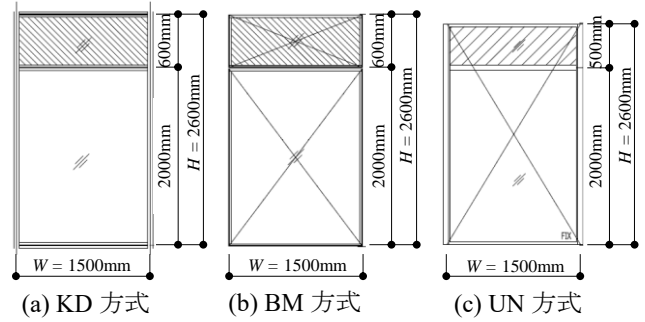


Fig. 3 カーテンウォール姿図



Fig. 4 カーテンウォール施工状況 (UN方式)



(a)ファスナーおよびブラケット (b)シール

Fig. 5 カーテンウォール細部

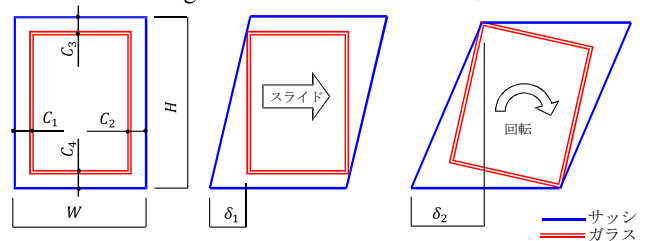


Fig. 6 ガラス部の層間変形追従機構 (ブーカム式)

4. おわりに

今回の実験で用いたカーテンウォールの試験体概要を示した。また、3種のカーテンウォールについて、その設計思想や施工方法について述べた。

その 16 では、カーテンウォールに設置した計測データを用い、躯体の層間変位量との比較を行う。

謝辞

この研究は、防災科学技術研究所、名古屋大学、不二サッシ株式会社、文化シャッター株式会社の共同研究「地震対応力向上のための外装材内蔵型センサ・アラートシステムの研究開発」により実施した。

*1 不二サッシ株式会社
*2 名古屋大学
*3 防災科学技術研究所

*1 FUJISASH Co., Ltd.
*2 Nagoya University
*3 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience

包括的耐震性能評価実験

その 16 カーテンウォール計測計画と実験結果概要

正会員	○齋藤 直佳*1	同	神崎 喜和*1	同	斉藤 功男*1	同	鈴木 里佳子*2
	同 高谷 和樹*2	同	浅井 竜也*3	同	長江 拓也*2	同	梶原 浩一*4
	同 藤原 淳*4	同	岸田 明子*4	同	荒井 智治*4	同	西 峻汰*4

カーテンウォール 振動台実験 モーションキャプチャー

1.はじめに

その 15 では、カーテンウォールの施工状況と設計概要について述べた。本稿では、モーションキャプチャーを用いたカーテンウォール計測について、計測概要と、計測データを用いた躯体層間変形量との比較を行う。

2.モーションキャプチャー計測概要

本実験では、カーテンウォール計測にモーションキャプチャーを用いた 3 次元画像計測を行った。方立全体変形の把握と、2 種のカーテンウォールの詳細計測を目的として、南面・東面の方立、無目、ガラスにマーカーを設置した(Fig.1, Fig.2)。40mm のマーカーを使用した(Fig. 2)。

計測は 19 台のカメラを用いて行った。実験時のカメラ振動によって生じるノイズを避けるため、試験体付近へのカメラ設置は行わず、望遠レンズを使用した。カメラ配置は長辺方向上層・長辺方向下層・短辺方向上層・短辺方向下層それぞれについて、面内・面外 2 方向 8 ケースに分けて検討した。カメラ画角を計算し、上記すべてのケースにおいて、3 台以上のカメラで計測できるようにカメラを配置した。なお、モーションキャプチャー計測での精度確保が難しいとされる面外方向については、計測面に対して 20 度程度・45 度程度に角度をつけてカメラを配置した(例：長辺下層計測：L1・L3・L8・L10 (Fig.3))。カメラは実験場床・2 階キャットウォーク・3 階キャットウォークに設置した。実験場床設置カメラは振動台から離れた位置に重量物を用いて固定し、キャットウォーク設置カメラは振動の影響が少ない柱や梁に固定した(Fig.4)。以降に示す結果は、実験後にノイズなどを見て、適宜カメラを選択して再計算を行ったものである。

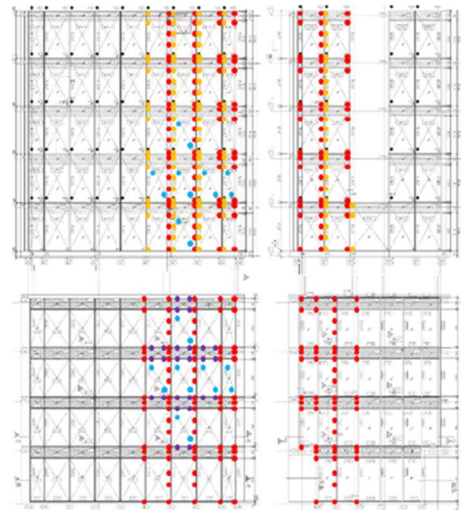


Fig. 1 マーカー設置位置 (左：南面、右：東面)

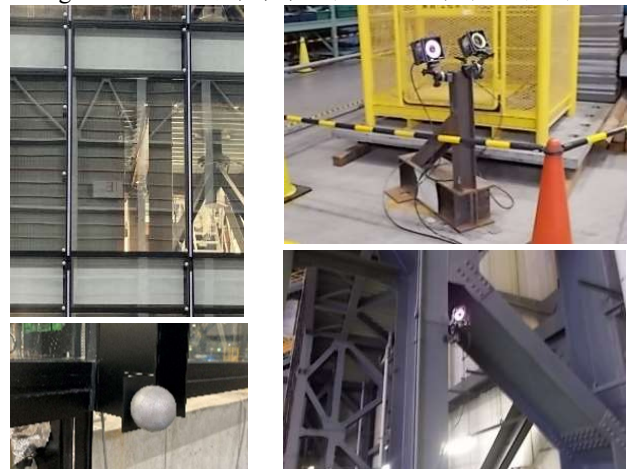


Fig. 2 マーカー設置状況

Fig. 4 カメラ設置状況

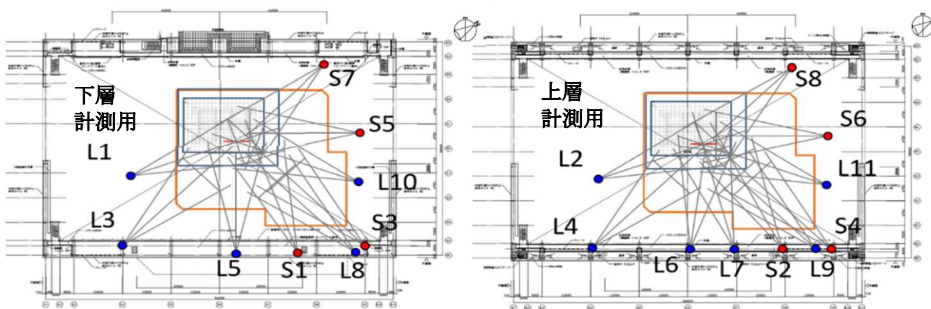


Fig. 3 カメラ配置

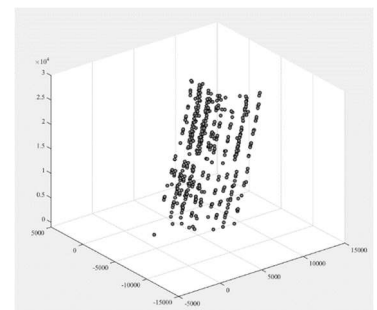


Fig. 5 カーテンウォール変形 3次元表示

3. 計測結果

Fig.6 は、躯体 RF の変形が最大となる時刻における、カーテンウォール変形と躯体変形を示している。ここで、躯体の変形は、各層でレーザー変位計を用いて計測した層間変形の和を用いている。カーテンウォール変形は長辺方向 Fig.1 右から 4 本目の方立変形である。カーテンウォール変形図から、面内方向は複雑な変形形状を示し、各階層の接続部に変形が集中している。マーカーを設置した室外側(LED カバー)は、カーテンウォールユニットごとに分かれており、上下のカーテンウォールでこの場所に大きな変形差が生じていることを実験時動画で確認した。低層部(1~4F)のノックダウン方式のカーテンウォールについては、方立がジョイントスリーブによりクリアランスを持ち接続されており、高層部(6~10F)のユニット方式のカーテンウォールについては 4 方枠の組み合わせにより接続されている。このようなディテールを持つことが各階層の接合部に変形が集中する原因の一つである。面外方向では、面内方向にみられた複雑な変形はみられなかったが、躯体変形よりカーテンウォール変形が大きい。これは、各層レーザー変位計計測値の和から求めた躯体変形が、躯体全体の曲げ変形の影響を測定することができず、特に曲げ変形が大きくなる面外方向(躯体短辺方向)において、全体座標系で計測するモーションキャプチャーと比較して計測値が小さくなるのが原因だと考えられる。

Fig.7 は各層における躯体層間変形角とカーテンウォール変形角を示している。ここで、カーテンウォール部材角は、ビジョン部下部設置マーカーとスパンドレル部上部設置マーカー間の変位量を、初期位置の高さで除して算出している。面内方向では、カーテンウォール変形角は躯体層間変形角より小さな値を示す。一方で、面外方向では躯体とおおむね一致している。面内方向において差がみられる理由は、カーテンウォールがビジョン部とスパンドレル部で構成されていることが、方立が複雑な変形を起こすことの一因であると考えられる。今後方立の変形についてより詳細に分析を進めていく。

4. おわりに

モーションキャプチャーを用いたカーテンウォール計測計画と実験結果の概要を示した。

謝辞

この研究は、防災科学技術研究所、名古屋大学、不二サッシ、文化シャッターの共同研究「地震対応力向上のための外装材内蔵型センサ・アラートシステムの研究開発」により実施した。

*1 不二サッシ株式会社
 *2 名古屋大学
 *3 東京大学生産技術研究所
 *4 防災科学技術研究所

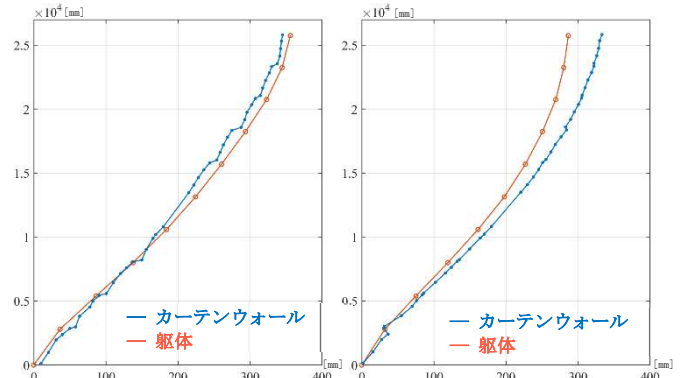


Fig.6 CW 全体変形図 (JMA 神戸 100%加振)
 (左：長辺面内方向、右：長辺面外方向)

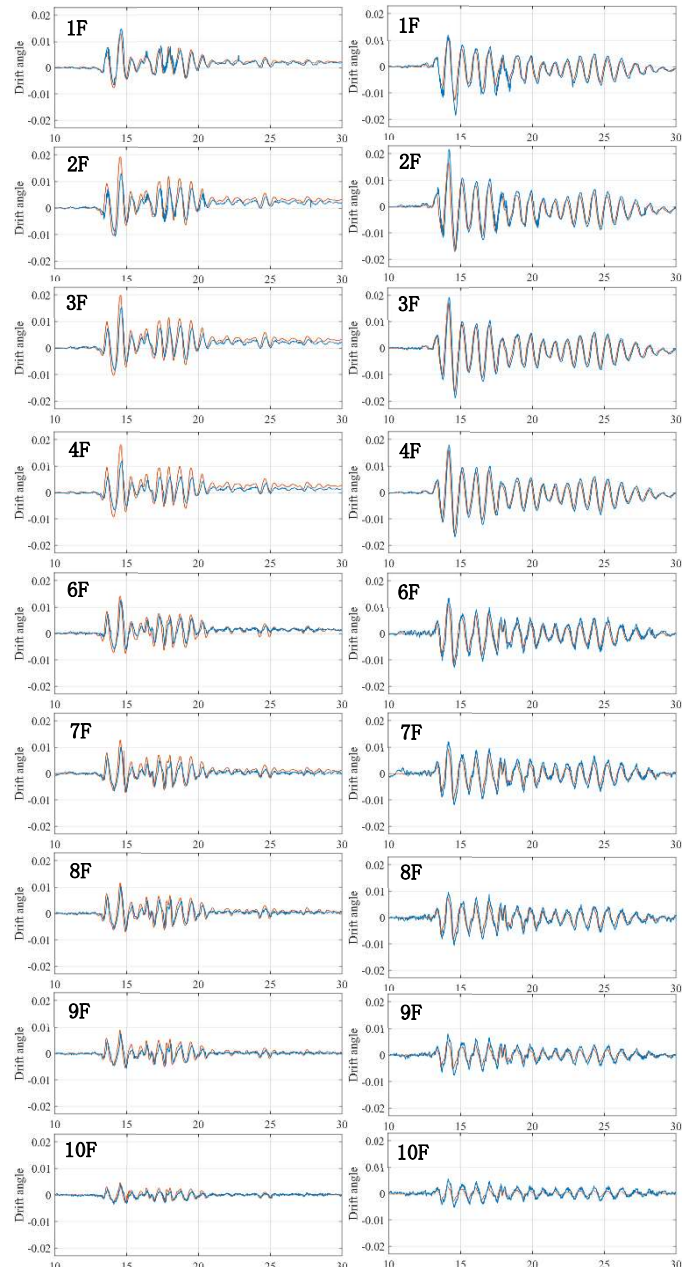


Fig.7 層間変形角と CW 変形角 (JMA 神戸 100%加振)
 (左：長辺面内方向、右：長辺面外方向)

*1 FUJISASH Co., Ltd.
 *2 Nagoya University
 *3 IIS, The University of Tokyo
 *4 National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience

包括的耐震性能評価実験

その 18 等価 1 自由度縮約系による数値解析と実験

正会員 ○高谷 和樹*1, 同 長江 拓也*2, 同 金 家良*3, 同 浅井 竜也*4,
同 梶原 浩一*5, 同 藤原 淳*6, 同 岸田 明子*6, 同 西 峻汰*7

鋼構造骨組 等価 1 自由度系 エネルギー入力
振動台実験 数値解析

1. はじめに

その 2 では, 10 層鉄骨造プロトタイプ建物モデルを用いて, 確率論に基づく地震被害時修復コストを計算し, 2 次部材を含む包括的耐震性能評価を行った¹⁾. 本手法の過程において, 静的増分解析から計算される等価な 1 自由度縮約系の性能曲線が最終的な評価に大きな影響を与える.

本稿では, 10 層鉄骨造オフィス振動台実験の JMA 神戸波加振時の計測データから等価な 1 自由度縮約系に置き換し, 事前解析と比較することで解析再現性を確認する.

2. 数値解析モデル

その 4 では, 本実験の事前解析としてフレームモデルを用いた数値解析を実施している²⁾. 各構面の各階を剛棒でピン接続した 2 次元モデルとし, 柱と梁の材端に部材変形と柱梁接合部の非線形挙動を含めたバイリニア弾塑性回転ばねとした. 回転ばねの弾性剛性は曲げ理論から計算し, 降伏耐力には全塑性モーメントを用いた. 梁のスラブ合成効果を考慮し, 降伏耐力は 1.3 倍, 剛性は 1.22 倍とした. 実情を再現するため, 計算に用いた材料強度は公称値を 1.3 倍した値とし, 降伏後剛性は 10%とした. BRB は弾性部と塑性部を統合した等価弾塑性トラス材とした. 減衰定数は 2.5%とした.

本稿では, この数値解析方針のもと, BRB の断面積条件と建物重量を実験条件に合わせて修正した. また, 入力地震動には振動台上で計測された加速度波形を用いた.

3. 実験におけるエネルギー入力検証

Fig. 1 に, 振動台上で計測された加速度に対するエネルギースペクトル (減衰定数 $h = 10\%$) と, 等価 1 自由度縮約系の履歴エネルギー吸収量を式(1)により速度置換した値 V_e を示す. 等価 1 自由度縮約手法は後に 4 章で述べる.

$$V_e = \sqrt{2E/\bar{M}} \tag{1}$$

ここで, E : 等価 1 自由度縮約系の履歴エネルギー吸収量, \bar{M} : 等価質量である. 各加振の最大変位点と最小変位点を結ぶ割線の傾きを角振動数 ω の 2 乗として計算した等価周期を横軸とした.

実験値と解析値ともに速度換算値は同程度となった. 入力振幅倍率の増加に対応して等価周期が大きくなる. 本実験において, エネルギースペクトルに整合したエネルギーが入力された.

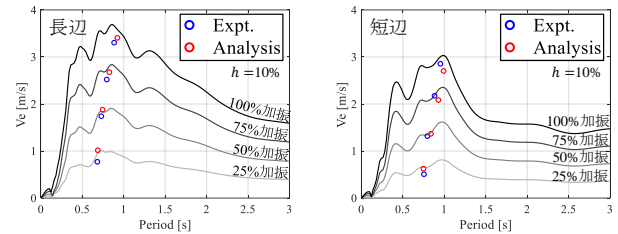


Fig. 1 エネルギースペクトル

4. 等価な 1 自由度系への縮約

(2) ~ (4)式を用いて等価な 1 自由度縮約系の代表変位 ${}_1Sd(t)$ と代表加速度 ${}_1Sa(t)$ を求めた. 1 次モード形状 ${}_1u_i$ は, 加振ごとに最大層間変形角分布形状を用いた.

$${}_1\beta = \frac{\{ {}_1u \}^T [M] \{ 1 \}}{\{ {}_1u \}^T [M] \{ {}_1u \}} \tag{2}$$

$${}_1Sd(t) = \frac{\sum_{i=1}^N m_{i1} \beta_1 u_{i1} \delta_i(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \beta_1 u_i} \tag{3}$$

$${}_1Sa(t) = \frac{\sum_{i=1}^N P_i(t) \beta_1 u_{i1} Sd(t)}{\sum_{i=1}^N m_{i1} \beta_1 u_i Sd(t)} \tag{4}$$

ここで, ${}_1\beta$: 1 次の刺激係数, $[M]$: 各階の質量 m_i から成る質量マトリクス, ${}_1\delta_i(t)$: 各階の基礎からの相対変位, $P_i(t)$: 各階の慣性力である. 最大層間変形角分布は, 解析値と実験値で, 長辺方向: 最大 25mm 程度, 短辺方向: 最大 45mm 程度の差が生じた. なお, その 20 では 2 次モード抽出のために変形分布が最も近い平均的な一定振動モードの 2 乗累積和を最小とする一定モードの抽出手法³⁾を用いたが, 1 次の代表加速度 ${}_1Sa$ と代表変位 ${}_1Sd$ において本稿で示すデータと相違ないことを確認している.

Fig. 2 に代表加速度 ${}_1Sa$ と代表変位 ${}_1Sd$ の時刻歴波形を示す. 長辺方向では解析値と実験値とで概ね整合しているが, 短辺方向では位相ずれが確認できる. 今回の数値解析モデルでは, 既往の実験研究に基づき, 実情に整合するよう材料強度や弾性剛性, 降伏強度, 降伏後剛性を設計値より割増している. 建物性能の正確な評価のためには, これらの係数の体系的評価法の確立が望まれる.

Fig. 3 に代表加速度 ${}_1Sa$ と代表変位 ${}_1Sd$ の関係を示す. なお, 代表加速度 ${}_1Sa$ は重力加速度 g で除しせん断力係数相当とし, 代表変位 ${}_1Sd$ は等価高さ h_{eq} で除し変形角相当としている.

長辺方向 (BRB 有り), 短辺方向 (純フレーム) とともに JMA 神戸波 50%加振までは, 数値解析と実験で剛性の実情が良く一致している. 長辺方向では JMA 神戸波 75%加振以降, 塑性化が進行すると片側に大きく履歴が広がり, 非対称の応答となる傾向が数値解析に見られた. また, せん断力係数は, 数値解析において 1.0 程度で頭打ちとなる一方で, 実験では 1.3 程度となり, 降伏後の耐力上昇がより顕著であることが確認できる. 短辺方向では, せん断力係数と変形角ともに数値解析が 10%程度小さく評価された.

5. おわりに

10 層鋼構造オフィスの実験計測データと事前解析結果の等価な 1 自由度縮約系における比較を行った. 今後は, 層間変形分布, 部材塑性変形量の傾向も含めて, 数値解析モデルによる実験再現をさらに推進する.

謝辞

この研究は, 防災科学技術研究所, 北海道大学, 名古屋大学, 近畿大学, 東北大学の共同研究「10層鋼構造架構において座屈拘束ブレースの存在が周囲架構の内力分布と変形に及ぼす影響」により実施した.

参考文献

- 1) YOSHIKAWA Kento, NAGAE Takuya, Lignos Dimitrios, ASAI Tatsuya, FUJIWARA Jun, KISHIDA Akiko, KAJIWARA Koichi : Comprehensive seismic performance assessment testing Part 2. Assessment including cost on the ten-story prototype building, Architectural Institute in Japan (AIJ) Convention, 22409, 2022
- 2) CHUNG Yu-Lin, NAGAE Takuya, JIN Jialiang, Lignos Dimitrios, OKAZAKI Taichiro, MATSUMIYA Tomohiro, FUJIWARA Jun, KISHIDA Akiko, KAJIWARA Koichi : Comprehensive seismic performance assessment testing Part 4. Numerical simulation of the ten-story test specimen, Architectural Institute in Japan (AIJ) Convention, 22411, 2022
- 3) 滝澤春男: 梁崩壊型塑性架構の動的機構形成における定モード成分の抽出, 構造工学論文集, vol. 36, pp. 245-258, 1990.

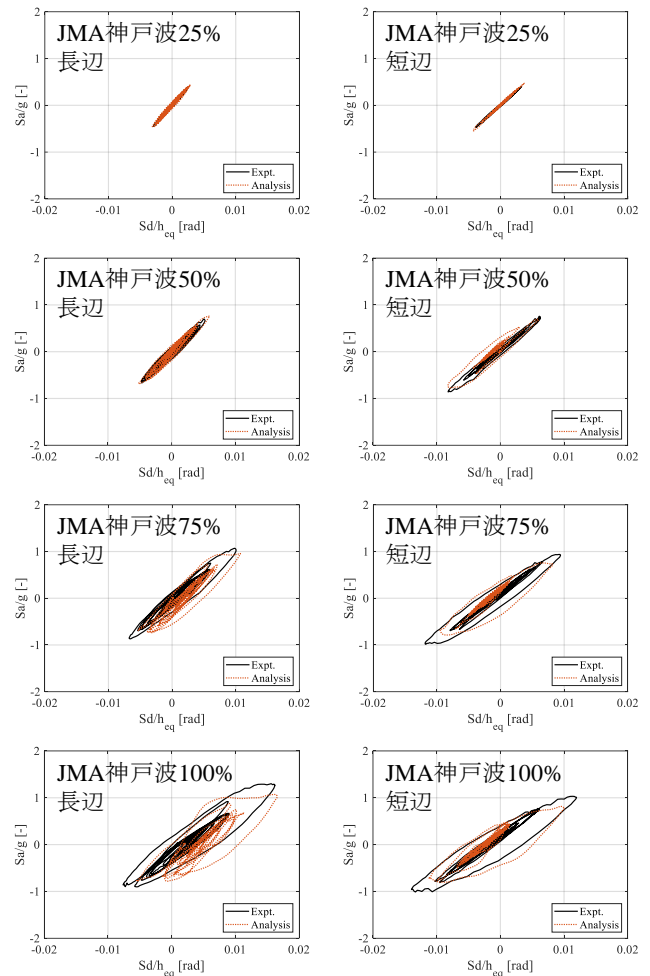


Fig. 3 等価 1 自由度縮約履歴 (${}_1Sa/g$ vs ${}_1Sd/H$)

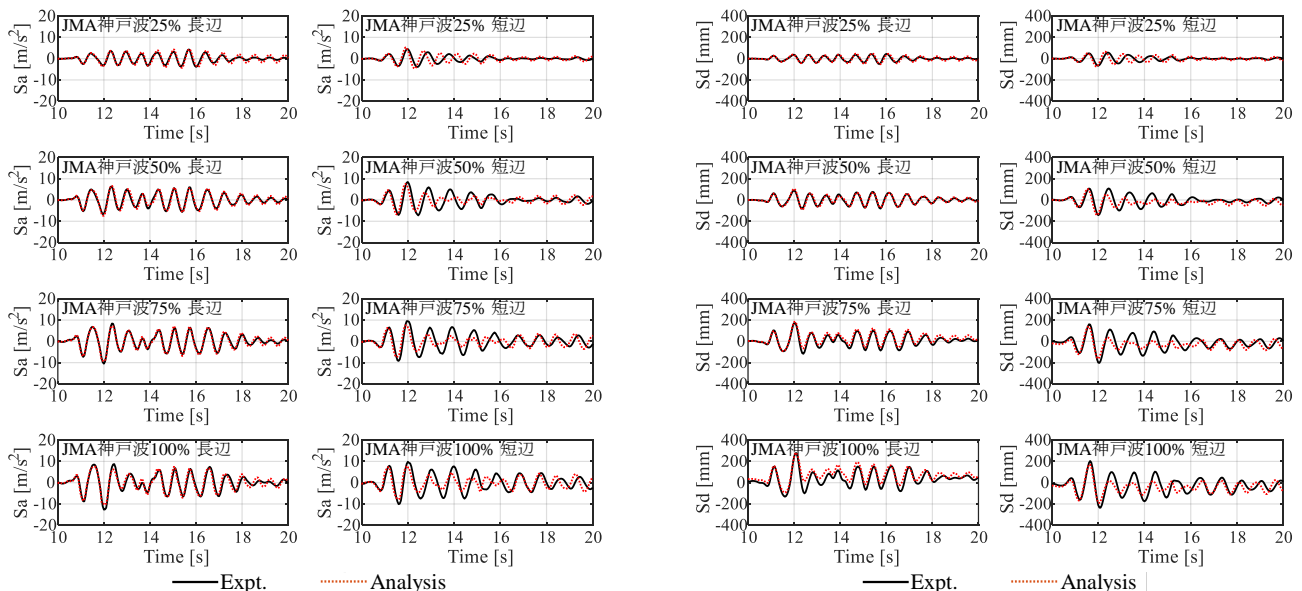


Fig. 2 等価 1 自由度縮約系の時刻歴波形(左: 代表加速度 ${}_1Sa$, 右: 代表変位 ${}_1Sd$)

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 博士後期課程・修士 (工学)
 *2 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士 (工学)
 *3 名古屋大学大学院環境学研究科 博士後期課程・修士 (工学)
 *4 東京大学生産技術研究所 准教授・博士 (工学)
 *5 防災科学技術研究所 研究統括・博士 (工学)
 *6 防災科学技術研究所 主幹研究員・博士 (工学)
 *7 防災科学技術研究所 特別技術員・修士 (工学)

*1 Nagoya University, Ph. D student, M. Eng.
 *2 Nagoya University, Assoc. Prof., Dr. Eng.
 *3 Nagoya University, Ph. D student, M. Eng.
 *4 IIS, The University of Tokyo, Assoc. Prof., Dr. Eng.
 *5 NIED, Project Director, Dr. Eng.
 *6 NIED, Senior Research Fellow, Dr. Eng.
 *7 NIED, Technical Staff, M. Eng.

包括的耐震性能評価実験

その 19 等価減衰定数の評価方法の検討

正会員 ○重田 永生*1, 同 長江 拓也*2, 同 浅井 竜也*3, 同 高谷 和樹*4,
同 梶原 浩一*5, 同 藤原 淳*6, 同 岸田 明子*6, 同 荒井 智治*7, 同 西 峻汰*8

鋼構造骨組 振動台実験 等価 1 自由度系
等価減衰定数 降伏変形 バイリニア置換

1. はじめに

本稿では、その 18 で導出した 10 層鉄骨造オフィス振動台実験における等価 1 自由度系の代表加速度 Sa と代表変位 Sd の関係から求める等価減衰定数¹⁾と既往の等価減衰定数評価式²⁾⁻⁵⁾の比較検討を行う。

2. $Sa-Sd$ 関係から計算する各サイクルの等価減衰定数¹⁾

JMA 神戸波 25%, 50%, 75%, 100%の各加振において、代表加速度 Sa と代表変位 Sd の関係図から、1 サイクルごとの等価減衰定数を式(1)により求める。1 サイクルは代表加速度の正負が切り替わる点で切り出した。なお、以降の計算式において、代表加速度を単位質量当たりの力と想定し、水平せん断力として使用している。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (1)$$

ここで、 ΔW : 1 サイクルの履歴吸収エネルギー、 W : 正負の最大代表加速度点でのポテンシャルエネルギーの平均とする。

3. 評価式による等価減衰定数

代表加速度 Sa と代表変位 Sd の関係図から骨格曲線を作成する。骨格曲線から特定の定常状態 (①バイリニア型、②完全バイリニア型、③剛性劣化型) を仮定し、履歴曲線を線形置換することで導かれる 3 種の評価式²⁾⁻⁵⁾を用いて等価減衰定数を評価する。本稿では正側負側でそれぞれ骨格曲線を作成する。はじめに、2 章で使用したすべてのサイクルから、対応する加振の最大代表加速度の 1/10 以上の加速度を持つサイクルを抽出する。その後、抽出した全てのサイクルにおいて、正側負側それぞれで代表加速度 Sa と代表変位 Sd が共に更新される点を取り出し、骨格曲線とした。

① バイリニア型²⁾

想定するバイリニア型と定常状態の概念図を図 1 の①に示す。正負それぞれの骨格曲線の $Sd = -50, 50$ [mm] における点と原点を結ぶ直線を初期剛性とした。2 次剛性は、最大強度点を含み、バイリニアと骨格曲線とで履歴面積が等しくなるよう求めた (図 2)。置換したバイリニアと想定する定常状態から、履歴吸収エネルギー ΔW 、およびポテンシャルエネルギー W を計算し、式(1)に代入するこ

とで、式(2)が導かれる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4K_0\delta_y^2(1-p)(\mu-1)}{\frac{1}{2}K_e\delta_y^2\mu^2} + h_0 = \frac{2}{\pi} \frac{(1-p)(\mu-1)}{\mu + p\mu(\mu-1)} + h_0 \quad (2)$$

ここで、 μ : 塑性率、 δ_y : 降伏変位、 K_0 : 初期剛性、 p : 初期剛性に対する 2 次剛性比率、 K_e : 等価剛性、 h_0 : 内部減衰とする。

② 完全バイリニア型³⁾

想定する完全バイリニア型と定常状態の概念図を図 1 の②に示す。骨格曲線の最大強度を完全バイリニアの降伏強度とし、初期剛性はバイリニアと骨格曲線とで履歴面積が等しくなるよう求めた (図 2)。①バイリニア型と同様の手順で式(1)から式(3)が導かれる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4K_0\delta_y^2(\mu-1)}{\frac{1}{2}K_e\delta_y^2\mu^2} + h_0 = \frac{2}{\pi}(1-1/\mu) + h_0 \quad (3)$$

③ 剛性劣化型^{1), 3)-5)}

図 2 の完全バイリニアから、定常状態を図 1 の③の剛性劣化型と仮定することで、同様に式(4)が導かれる。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{4K_0\delta_y^2(\mu-\sqrt{\mu})}{\frac{1}{2}K_e\delta_y^2\mu^2} + h_0 = \frac{1}{\pi}(1-1/\sqrt{\mu}) + h_0 \quad (4)$$

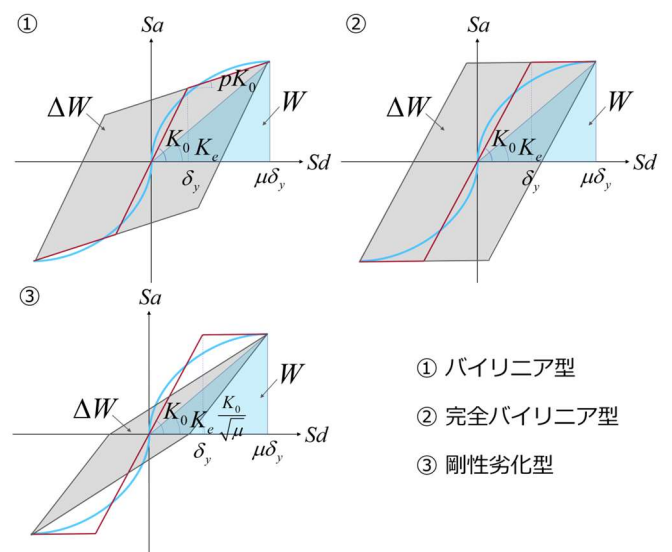


図 1 等価減衰定数評価式 の概念図

4. 各評価式による等価減衰定数の比較

図3に2章で算出した各サイクルでの等価減衰定数を点で、3章で算出した評価式による等価減衰定数を線で示す。なお、各サイクルでの等価減衰定数の算定において3章で抽出したサイクルを用いる。各サイクルでの等価減衰定数についてみると、短辺方向では弾性域の等価減衰定数は2~3%となり、 $S_d = 80$ [mm] 近傍で塑性化に伴う減衰増大が確認された。一方、長辺方向では弾性域の等価減衰定数は4~5%となり、 $S_d = 50$ [mm] 近傍で塑性化に伴う減衰増大が確認された。長辺方向には BRB(Buckling Restrained Brace, 座屈拘束ブレース)が配されており、短辺方向と比べ早期に減衰増大が生じたと考えられる。

各サイクルで算出した等価減衰定数から、評価式における内部減衰 h_0 は短辺方向で2%、長辺方向で4%とした。各サイクルで算出した等価減衰定数は、どの評価式による等価減衰定数と比べ、減衰の増大が早期である。これは、評価式では降伏変位以前はすべての部材が弾性であるとみなされ、部材ごとの降伏形成時期が反映されないためである。

評価式(2)と(3)の等価減衰定数の増大の勾配が各サイクルで算出した等価減衰定数の増大の勾配より大きく評価している。これは、評価式で計算される等価減衰定数は、原点对称の調和定常応答を仮定しており本実験のような過渡応答と比べ履歴吸収エネルギー ΔW を過大評価すること、実応答は残留変形のため原点对称にならないこと、定常状態の置換型による差異が考えられる。

5. まとめ

本稿では、JMA 神戸波加振時の各サイクルから算出した等価減衰定数と、骨格曲線と定常状態を①バイリニア型、②完全バイリニア型、③剛性劣化型と仮定することで導出される評価式での等価減衰定数との比較を行った。今後は4章で示した差異の要因を検討するとともに、部材ごとの降伏形成時期を考慮した部材減衰の積み上げ手順¹⁾による等価減衰定数評価を検証する。

謝辞

この研究は、防災科学技術研究所、北海道大学、名古屋大学、近畿大学、東北大学の共同研究「10層鋼構造架構において座屈拘束ブレースの存在が周囲架構の内力分布と変形に及ぼす影響」により実施した。

参考文献

- 柴田明徳：最新耐震構造解析 第3版，2014.
- Ahmad Naqi, Taiki Saito : Seismic Performance Evaluation of Steel Buildings with Oil Dampers Using Capacity Spectrum Method, Applied Sciences, 2021.
- 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の等価線形化法に基づく耐震性能評価型設計指針(案)・同解説，2019.
- 浅井竜也，勅使川原正臣，吉川拳人，楠浩一，稲井栄一，長江拓也，丸山一

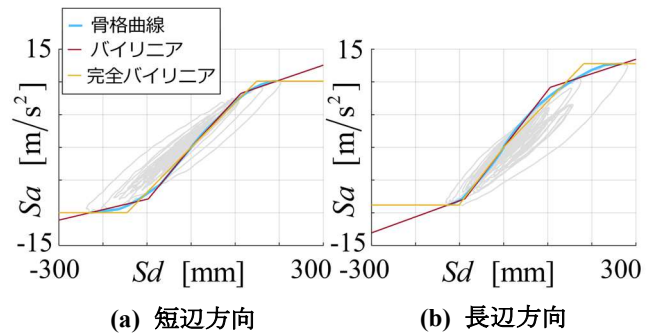
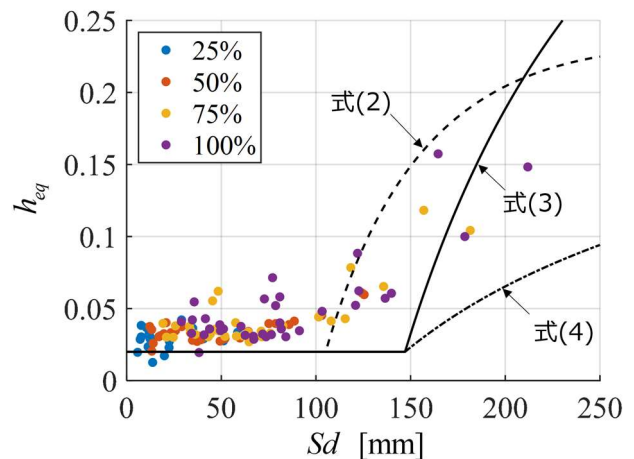
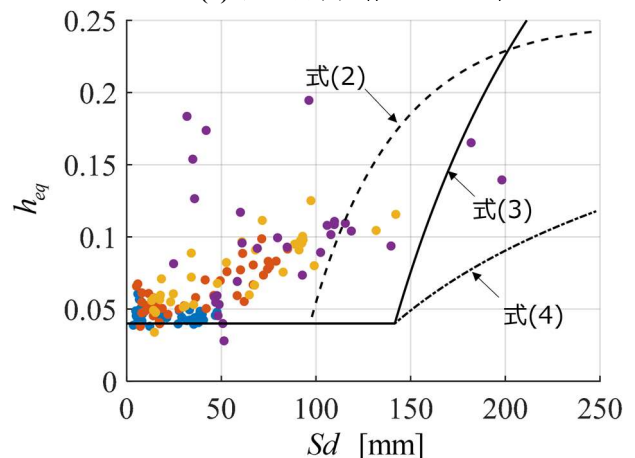


図2 骨格曲線の線形置換



(a) 短辺方向 (純フレーム)



(b) 長辺方向 (BRB 有り)

図3 等価減衰定数の比較

平，梶原浩一，迫田丈志，太田勤，諏訪田晴彦，福山洋：C造建物の降伏変形評価手法の提案とその震動台実験に基づく検証，日本建築学会構造系論文集，2022.

- 長江拓也，勅使川原正臣，楠浩一，稲井栄一，尾畑徹，浅井竜也，吉川拳人，諏訪田晴彦，坂下雅信：RC造建物の振動減衰性状評価方法の検討 その26 履歴減衰定数，日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海)，2021.

¹⁾ 名古屋大学大学院環境学研究科

²⁾ 名古屋大学減災連携研究センター 准教授 博士(工学)

³⁾ 東京大学生産技術研究所 准教授 博士(工学)

⁴⁾ 名古屋大学大学院環境学研究科 修士(工学)

⁵⁾ 防災科学技術研究所 研究統括 博士(工学)

⁶⁾ 防災科学技術研究所 主幹研究員 博士(工学)

⁷⁾ 防災科学技術研究所 特別技術員

⁸⁾ 防災科学技術研究所 特別技術員 修士(工学)

¹⁾ Nagoya University

²⁾ Nagoya University, Assoc. Prof., Dr. Eng.

³⁾ The University of Tokyo, Assoc. Prof., Dr. Eng.

⁴⁾ Nagoya University, M. Eng.

⁵⁾ NIED, Project Director, Dr. Eng.

⁶⁾ NIED, Senior Research Fellow, Dr. Eng.

⁷⁾ NIED, Technical Staff

⁸⁾ NIED, Technical Staff, M. Eng.

Comprehensive seismic performance assessment testing

Part 20 ESDOF system estimation for 10-story steel and RC test structures

Member ○GAO Yanzhou*¹ Member NAGAE Takuya*² Member JIN Jialiang*³
 Member TAKAYA Kazuki*³ Member ASAI Tatsuya*⁴ Member KANG Jae-Do*⁵
 Member FUJIWARA Jun*⁶ Member KISHIDA Akiko*⁶ Member NISHI Ryota*⁷ Member KAJIWARA Koichi*⁸

Steel frame structure RC frame structure Shake-table test
 ESDOF system Vibration mode S_a - S_d curve

1. Introduction

In 2015, a series of shake-table tests were conducted at E-Defense on a 10-story reinforced concrete building with the same dimensions as the 10-story steel test specimen tested in 2023 (see Fig. [1]). The seismic design methods and selection of earthquake ground motions were identical to those utilized in 10-story steel specimen, following Part 10-12 and reference 1. This paper compares the seismic performance of the aforementioned 10-story steel frame (SF) and reinforced concrete frame (RCF) using the equivalent single-degree-of-freedom (ESDOF) system. The natural vibration modes as well as the representative acceleration and displacement are investigated.

2. Natural vibration mode shapes

The 10-story RC specimen with a fixed foundation was used for comparison with the steel specimen. The 10-story SF and RCF structures were converted to a ESDOF system using the method described in Part 18. Fig. 2 shows the first and second natural vibration mode shapes extracted from the experimental data during JMA Kobe 25%, 50%, and 100% excitations. For the 1st

mode shape, the evaluations of SF and RC were almost the same in the NS-direction, while the differences were shown in the EW-direction. The deformation distribution was more uniform at the upper and lower stories for SF structure. Figs. 2(b) and 2(d) show that for the second mode shape, SF and RC were evaluated differently in both NS and EW-directions. RC had larger values in the NS-direction and smaller values in the EW-direction, but larger values developed during 100% excitation.



Fig. 1 10-story steel specimen and 10-story RC specimen

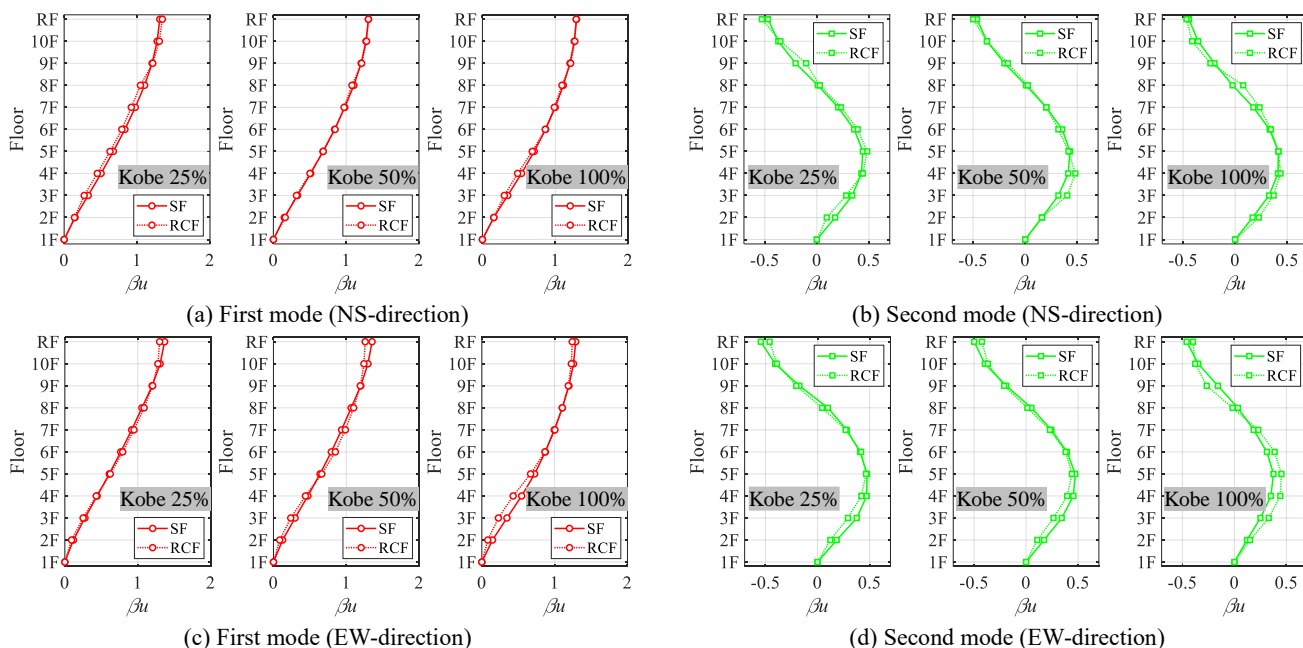


Fig. 2 Mode shape evaluation (JMA Kobe 25%, 50%, and 100% excitations)

3. Representative acceleration and displacement

The proportion of effective mass to total mass for the 1st and 2nd modes is shown in Fig. 3, with the 1st mode accounting for about 80% and the 2nd mode for about 10% of the total mass for all excitations. The effective mass ratio of the 1st and 2nd modes of SF was slightly larger than that of RCF. Fig. 4 shows the effective period for the 1st and 2nd modes. For the NS-direction, SF had a greater effective period, while for the EW-direction, RCF exhibited a larger period. It is suspected that RCF was configured with wall structure in the NS-direction, while SF was configured with buckling-restrained braces in the EW-direction, resulting in a difference in stiffness between the two directions.

Fig. 5 shows the time history of the representative acceleration S_a for the 1st and 2nd modes during JMA Kobe 50% excitation. The trends of S_a amplitudes were the same for SF in the NS and EW-directions, but different for RCF. The representative acceleration versus representative displacement as well as S_a - S_d spectra based on ground motion inputs are superimposed in Fig. 6, and the peak history in the NS and EW-directions corresponded

to the S_a - S_d spectra. In the NS-direction, SF had larger peaks representative acceleration and displacement values. In the EW-direction, for the 1st mode, SF exhibited a larger peak representative displacement and smaller peak acceleration.

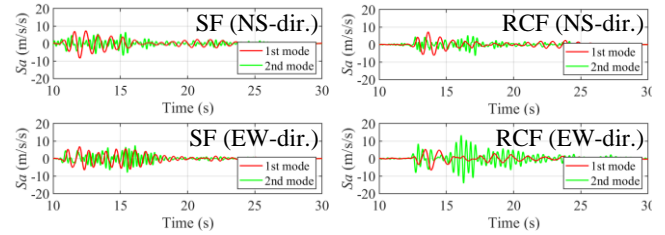


Fig. 5 Representative acceleration time history (JMA Kobe 50%)

4. Conclusion

The global seismic performance of the 10-story steel frame (SF) and RC frame (RCF) structures was compared by using the ESDOF system.

References

- 1) 梶原浩一他: E-ディフェンスを用いた 10 階建て鉄筋コンクリート造建物(2015)の三次元振動台実験 その 1~5, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 863-872, 2016.

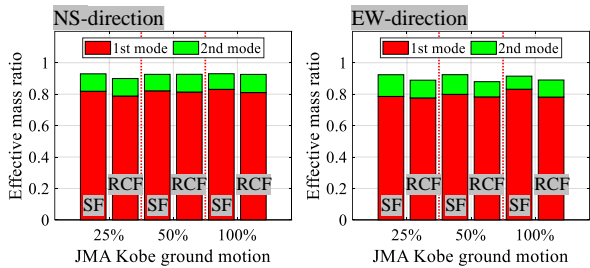


Fig. 3 Effective mass ratio

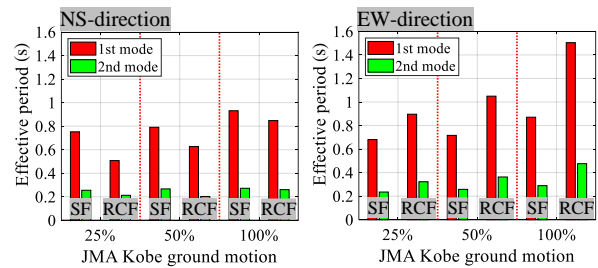


Fig. 4 Effective period

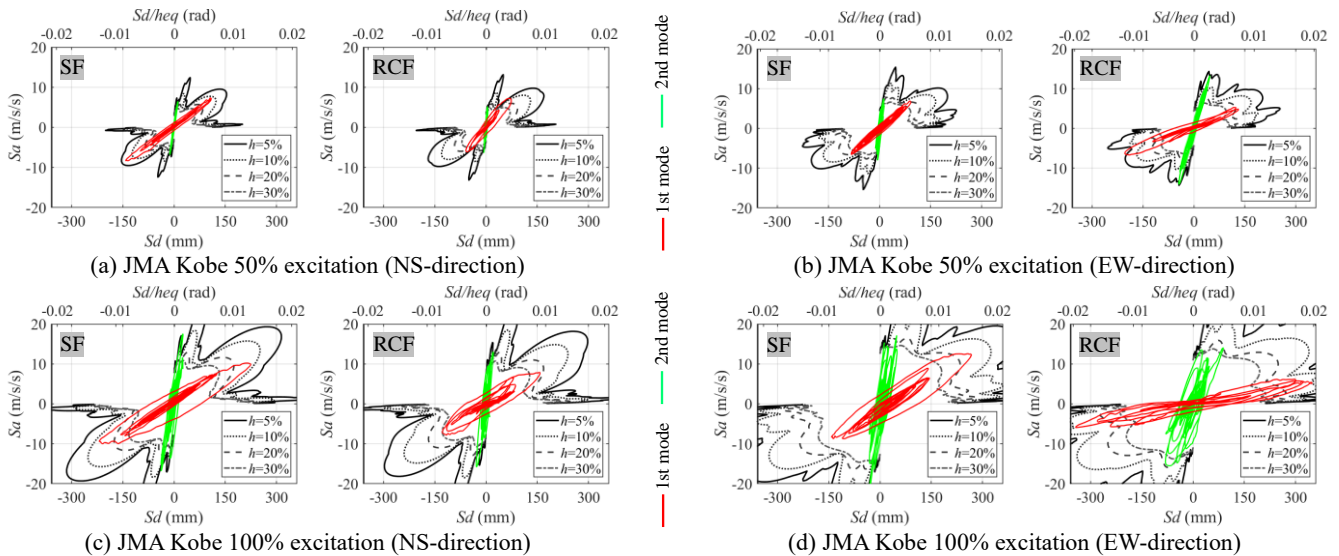


Fig. 6 Representative acceleration versus representative displacement and S_a - S_d spectrum

*1 Nagoya University, Master student

*2 Nagoya University, Assoc. Prof., Dr. Eng.

*3 Nagoya University, Ph. D student, Ms. Eng.

*4 The University of Tokyo, Assoc. Prof., IIS, Dr. Eng.

*5 SIT, Senior Researcher, Dr. Eng.

*6 NIED, Senior Research Fellow, Dr. Eng.

*7 NIED, Technical Staff, Ms. Eng.

*8 NIED, Project Director, Dr. Eng.

*1 名古屋大学 博士前期課程

*2 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士 (工学)

*3 名古屋大学 博士後期課程・修士 (工学)

*4 東京大学生産技術研究所 准教授・博士 (工学)

*5 ソウル技術研究院 主任研究員・博士 (工学)

*6 防災科学技術研究所 主幹研究員・博士 (工学)

*7 防災科学技術研究所 特別技術員・修士 (工学)

*8 防災科学技術研究所 研究統括・博士 (工学)

包括的耐震性能評価実験

その 21 カーテンウォール内蔵型センサー・アラートシステムにおけるジャイロセンサーを用いた加速度評価

正会員 ○鈴木 里佳子*1, 同 高谷 和樹*1, 同 浅井 竜也*2, 同 長江 拓也*1, 同 神崎 喜和*3
 同日高 和幸*4, 同 梶原 浩一*5, 同 藤原 淳*5, 同 岸田 明子*5, 同 荒井 智治*5
 同 西 峻汰*5, 同 齋藤 直佳*3, 同 齊藤 功男*3

カーテンウォール 振動台実験 ジャイロセンサー 1 自由度縮約

1.はじめに

その 14 では、10 層鋼構造試験体の実装したカーテンウォール内蔵型センサー・アラートシステムについて、概要を報告し、その 17 ではシステムを構成するセンサーについて詳細に述べた。本稿では、その 17 で報告したセンサーの 1 つであるジャイロセンサー（角速度計）を用いて、地震時応答加速度を評価する方法を検討する。

2.センサー・アラートシステムにおける加速度評価

その 14 で報告したように、本実験におけるカーテンウォール内蔵型センサー・アラートシステムでは、カーテンウォールに設置したセンサーを用いて算出した層間変形角から、建物の危険度を判定している。建物の損傷は最大変形に起因して生じるものが多く、この手法は妥当である。一方で、設備機器などは床応答加速度に応じて被害が生じる。また、構造躯体についても、構造システム全体における強度劣化点の評価などには加速度情報が必要である。以上の理由から、構造部材・非構造部材を含む建物全体の地震時被害評価には、床応答加速度の評価が必要である。床応答加速度評価は、床に加速度計を設置して行うのが一般的であるが、本研究では、カーテンウォール設置センサーで完結したシステムを目指して、その 17 で詳細を述べたセンサーから加速度評価を行う。なお、本稿では実験でセンサー・アラートシステムに使用した長辺面外方向についてのみ述べる。

3.ジャイロセンサーを用いた加速度評価

3-1.ジャイロセンサー設置層における加速度増加算出

ジャイロ計測角速度を微分して算出した角加速度に、ジャイロ設置層高さをかけて、ジャイロ設置層加速度増加分とする方針をとる(Fig.2)。この手法では、角速度を微分して、各ステップにおける角速度の傾きを求めるため、角速度のノイズの影響が大きく出る。今回は、その 17 で述べたものと同様のバンドパスフィルタ（低域カットオフ周波数：0.3Hz、高域カットオフ周波数：30Hz）を通した後に、前後 3 ステップで移動平均をとることでノイズを低減した。上記の方法で求めたジャイロ設置層の加速度増加分に床設置加速度計で計測したジャイロ設置層床加

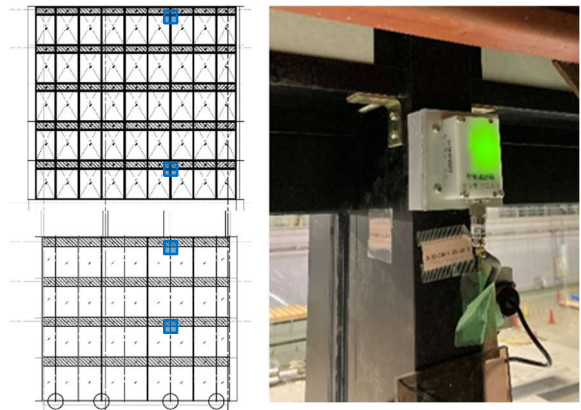


Fig.1 センサー設置位置と 2F センサー設置状況



Fig.2 角速度を用いた角速度層間増加算出方法

$$(n+1)F \text{ 床加速度} = 1 \text{ 層 加速度増加分} + 2 \text{ 層 加速度増加分} + \dots + n \text{ 層 加速度増加分} + 1F \text{ 床加速度}$$

Fig.3 角速度を用いた加速度算出方法

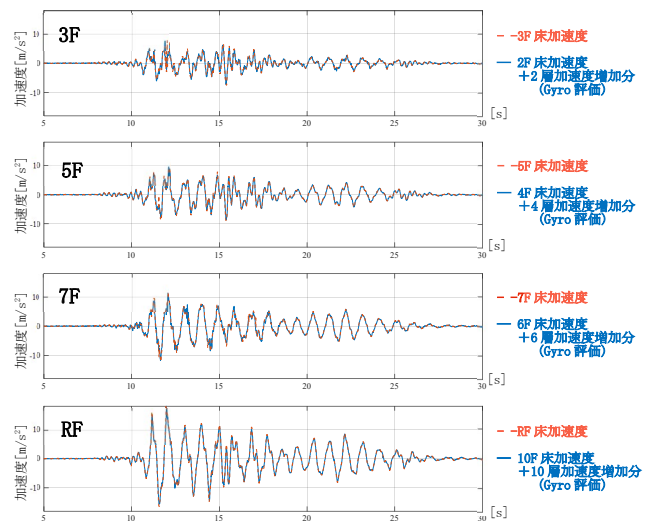


Fig.4 ジャイロ設置層加速度増加分を加速度から評価した加速度時刻歴波形

速度を足して、ジャイロ設置層直上階の床加速度を算出した。床設置加速度計で計測したジャイロ設置層直上階の床加速度との比較を Fig.4 に示す。グラフから上記の方法でジャイロ設置層の加速度増加分がおおむね適切に評価できることがわかる。

3-2. ジャイロセンサーと 1F 床加速度用いた各層床加速度評価

各階床に加速度計を設置せずに床加速度を評価するために、床加速度を求めたい階の1つ下の層までの加速度増加分の和に 1F で計測する床加速度を足して、求めたい階の床加速度を算出する(Fig.3)。本実験では、ジャイロは、2・4・6・10 層に設置している(Fig.1)ため、ジャイロ設置のない層の加速度増加分は、1・2層、3・4層、5・6・7層、8・9・10 層の角加速度がそれぞれ同じとして補完している(Fig.5)。Fig.6 に上記の方法で算出した加速度と、各階床設置加速度計計測加速度の時刻歴波形比較を示す。グラフから、上記の方法で概ね適切に評価できることがわかる。一方で、ジャイロ設置のない層を上下層の角加速度を用いて補完していることによる誤差に加えて、各層の加速度増加分の和をとることで、上層に行くにしたがって誤差が大きくなる可能性もうかがえる。ジャイロ設置のない層の加速度増加分の補完方法や、全ての層へのジャイロの設置を検討する必要があると考えられる。

4. 提案手法に基づく多層骨組応答の1自由度縮約

ジャイロ計測角速度から算出する変形・加速度を用いて、建物を等価な1自由度系に縮約し、建物全体の応答を確認する。変位は、角速度を積分した層間変形角に高さをかけて層間変形を算出し、それらを足し合わせたものを使用する。なお、ジャイロ設置のない層については、加速度同様に1・2層、3・4層、5・6・7層、8・9・10層の層間変形角がそれぞれ同じとして補完している。1自由度縮約は、その18と同様の手法を用いている。Fig.7に上記の方法でジャイロ計測角速度を用いて求めた場合と、躯体に設置したレーザー変位計と加速度計データを用いて求めた場合を示す。ジャイロ計測角速度を用いた場合も、応答履歴の傾向をつかむことはできている。加速度のノイズが目立つ影響については、処理の検討を進めることでさらに正確に躯体の応答を表現することを目指す。

5. おわりに

カーテンウォールに設置したジャイロセンサーを用いて、各階床加速度を算出し方法を検討した。

謝辞

この研究は、防災科学技術研究所、名古屋大学、不二サッシ株式会社、文化シャッター株式会社の共同研究「地震対応力向上のための外装材内蔵型センサ・アラートシステムの研究開発」により実施した。

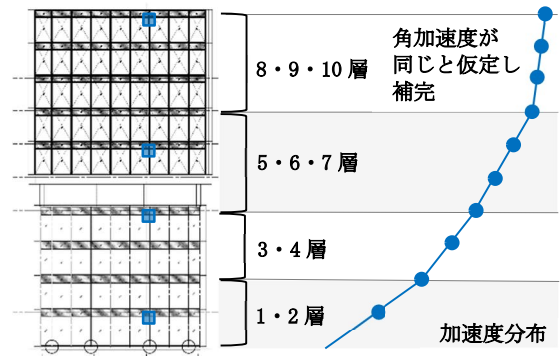


Fig.5 ジャイロの設置のない層の補完方法の概要

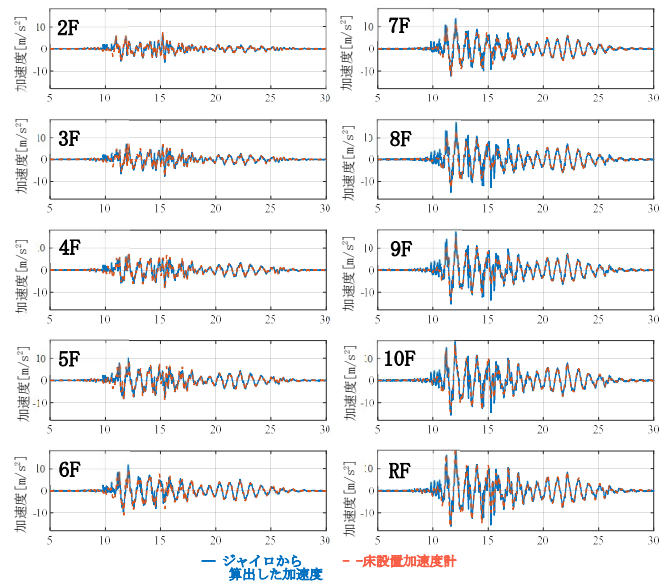


Fig.6 角速度と1F床加速度から算出した各層加速度

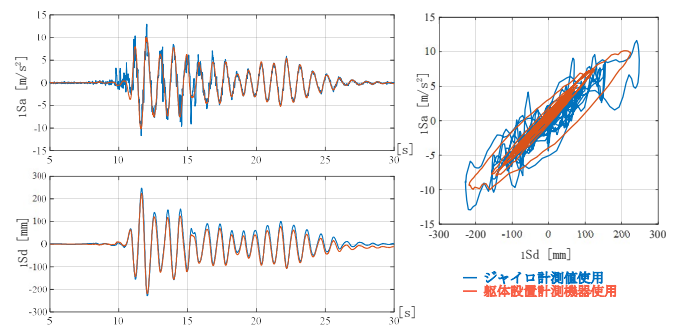


Fig.7 多層骨組応答の1自由度縮約結果

参考文献

1) Shunsuke Toyao, Takuya Nagae, James Chen, Koichi Kajiwara, Yoshikazu Kanzaki, Yu-Lin Chung: Assessment of A Curtain Wall System Used in High-Rise Buildings and Development of A Monitoring Method, International Conference in Commemoration of the 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, 2019.9

*1 名古屋大学
 *2 東京大学生産技術研究所
 *3 不二サッシ株式会社
 *4 文化シャッター株式会社
 *5 防災科学技術研究所

*1 Nagoya University
 *4 IIS, The University of Tokyo
 *3 FUJISASH CO.,LTD
 *4 Bunka Shutter Co.,Ltd
 *5 NIED

Comprehensive seismic performance assessment testing

Part 22: Experimental response of internal panel zones, beams and columns

Member ○ LI Jionghui *¹ Member JIN Jialiang *² Member OKAZAKI Taichiro *³
 Member NAGAE Takuya *⁴ Member FUJIWARA Jun *⁵ Member NISHI Ryota *⁶

Steel Structure Shake-Table Test Moment-resisting Frame
 Internal Joint Panel Zone Column

1. Introduction

Shake-table test on a 10-story steel moment-resisting frame with BRB bracing was conducted at E-Defense. This paper reports the measured responses of Column 2C at the 3rd story, and the panels and beams at the 3rd and 4th floors under the 50% and 100% excitations. Fig. 1 shows the instrumented components.

2. Response of panel zones

The column had BRBs connected in the EW direction and not in the NS direction. In examining the column panels, the presence of the BRB gusset plate connection was accounted for using the free-bodies shown in Fig. 2. The BRB was assumed to deliver axial force only. At the face of the column, linear normal stress and uniform shear stress distribution was assumed. The shear force acting in the panel zone was deduced accordingly based on equilibrium. The shear force at the top and bottom ends of the panel thus calculated was nearly equal. The shear deformation was defined as the change of the distance between upper and lower diaphragms divided by the panel zone height in the corresponding direction.

Fig. 3 shows the shear force versus shear deformation of the panel zones at the 3rd and 4th floors of column 2C. Both the EW and NS responses are shown. During the 50% excitation, both panels remained elastic in the EW direction but yielded slightly in the NS direction. The elastic stiffness agreed with the expected value based on the Japanese provisions¹⁾. Therefore, the shear force deduced from the above mentioned procedure seemed to be reasonable. During the 100% excitation, both panels yielded in both directions. In particular, the panels developed a shear angle of 0.01 rad in the NS direction. At the end of the excitation, residual deformation on the order of 0.002 rad remained in both directions at both panels.

3. Response of beams

Fig. 4 shows the moment versus rotation of the 4 beams shown in Fig. 1 during the 100% excitation. Rotation was measured within 730 mm from the column face for the EW

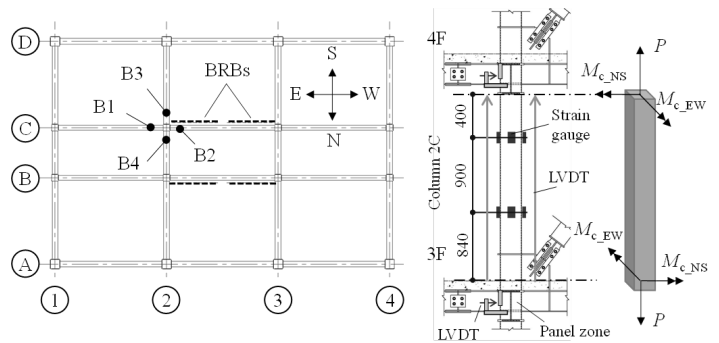


Fig. 1 Instrumented panel zones, column, and beams (unit: mm)

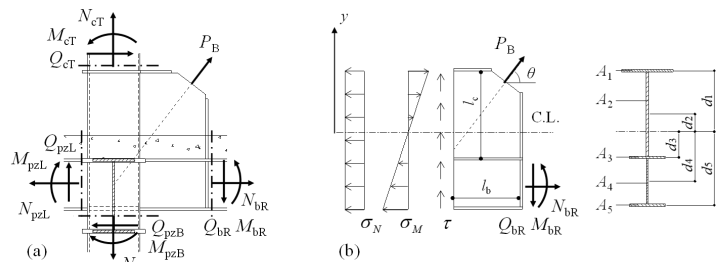


Fig. 2 Free-body diagrams in EW dir.: (a) Joint 2C; (b) Gusset plate and beam

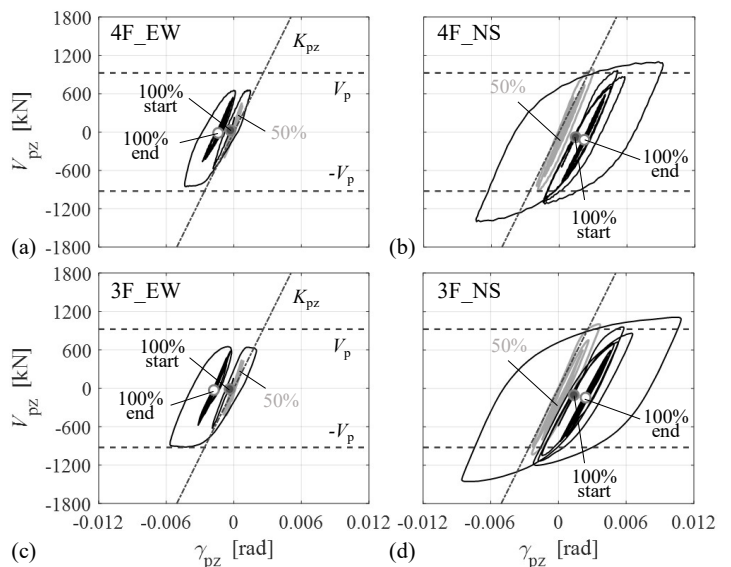


Fig. 3 Shear vs deformation of panel zones: (a) 4F in EW; (b) 4F in NS; (c) 3F in EW; (d) 3F in NS.

direction and 500 mm for the NS direction, which equaled 730/3750 and 500/2800, respectively, of the clear span. All beams remained elastic. The measured elastic stiffness agreed with the theoretical stiffness except for beam B2 presumably because the BRB gusset plate contributed to stiffness of this beam.

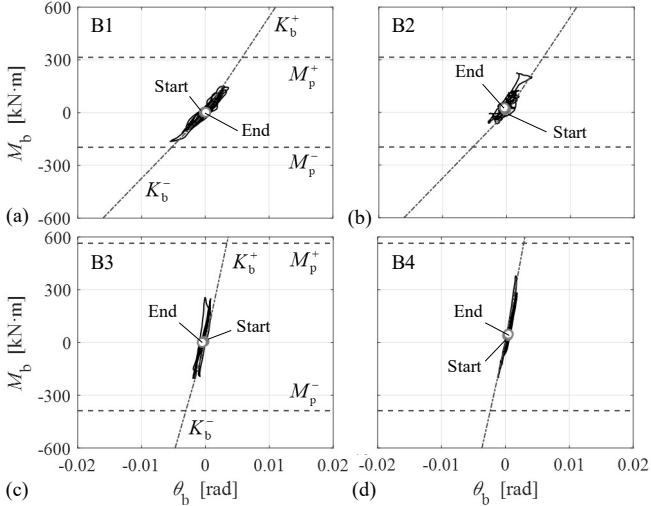


Fig. 4 Bending moment vs rotation: (a) Beam end B1; (b) Beam end B2; (c) Beam end B3; (d) Beam end B4

4. Response of column

Fig. 5 shows the axial force and elongation during the 100% excitation. The sign is negative when the column subjected to compression. The compression caused by gravity was estimated based on tributary area. The maximum axial force was -0.28 times axial yield force, and the maximum axial strain was -0.83×10^{-3} .

Fig. 6 shows, for the same column, the interaction between the axial force and biaxial bending moments during the 100% excitation. The interaction diagrams are shown for the top and bottom sections indicated in Fig. 1. Figs. 6(c) and (d) show the theoretical plastic limit computed for a constant axial force equal to gravity effect. While the fluctuation in axial force was small, the column yielded at both top and bottom due to biaxial bending.

After the excitation, little residual forces remained in this column.

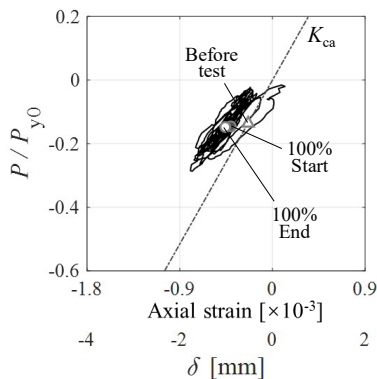


Fig. 5 Axial force ratio vs axial deformation of column 2C

As reported in Part 12, the 3rd story developed a maximum story drift ratio of 0.020 and 0.017 rad in the EW and NS directions, respectively. The member responses described herein clarifies that the panel zones yielded in shear and the column yielded in biaxial bending, while the beam remained elastic. This response agreed with fundamental design calculation that the internal joints were proportioned as weak column-strong beam.

5. Conclusion

The experimental response of the internal panel zones, beams, and column were presented. During the 100% excitation, the panel zones and column yielded while the beams surrounding the panels remained elastic. Rare data was obtained on the behavior of column panels under biaxial bending plus compression, and with a gusset plate attached.

Acknowledgement

The authors thank NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD. for providing BRBs to this project. and thank Dr. Noriyuki Takahashi of Tohoku University and Dr. Tomohiro Matsumiya of Kindai University for providing the instrumentations.

Reference

- 1) AIJ. Recommendation for design of connections in steel structures, 2012.

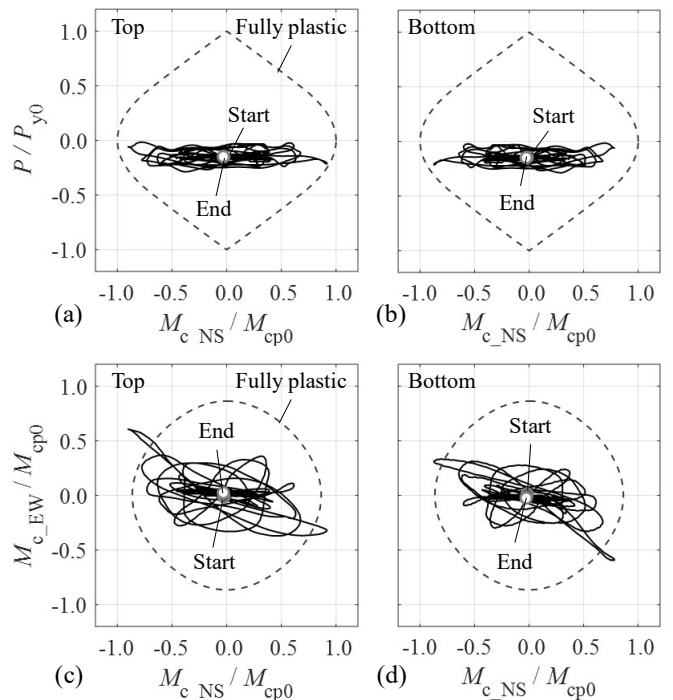


Fig. 6 Interaction curves of column 2C: (a) P vs M_{c_NS} at top; (b) P vs M_{c_NS} at bottom; (c) M_{c_EW} vs M_{c_NS} at top; (d) M_{c_EW} vs M_{c_NS} at bottom

*1 Hokkaido University, Doctoral student

*2 Nagoya University, Doctoral student

*3 Hokkaido University, Professor, Ph. D

*4 Nagoya University, Associate Professor, Dr. Eng

*5 NIED, Senior Research Fellow, Dr. Eng

*6 NIED, Senior Research Fellow, Master

*1 北海道大学, 博士課程

*2 名古屋大学, 博士課程

*3 北海道大学, 教授, Ph. D

*4 名古屋大学, 准教授, 博士 (工学)

*5 防災科学技術研究所, 主幹研究員, 博士 (工学)

*6 防災科学技術研究所, 特別技術員, 修士 (工学)

Comprehensive seismic performance assessment testing

Part 23 Seismic performance of buckling-restrained braces in 10-story steel test specimen

Member	○JIN Jialiang* ¹	Member	LI Jionghui* ²	Member	NAGAE Takuya* ³
Member	OKAZAKI Taichiro* ⁴	Member	ASAI Tatsuya* ⁵	Member	FUJIWARA Jun* ⁶
Member	KISHIDA Akiko* ⁶	Member	NISHI Ryota* ⁷	Member	KAJIWARA Koichi* ⁸

Steel frame Shake-table test Buckling-restrained brace
 Energy dissipation Story shear ratio Seismic performance

1. Introduction

A series of shake-table tests on a 10-story steel frame with buckling-restrained braces (BRBs) were conducted at E-Defense in 2023. This paper reports the measured behavior of the BRBs as well as their cumulative energy dissipation and story energy dissipation ratio.

2. Hysteresis behavior of BRB

The BRB is illustrated in Fig. 1. The effective stiffness K_e of the BRB and the nominal yield strength F_y of the steel core are estimated as follows¹⁾:

$$K_e = \frac{EA_j A_t A_c}{A_j A_t L_c + 2A_t A_c (L_{jl} + L_{jr}) + 2A_j A_c (L_{tl} + L_{tr})} \quad (1)$$

$$F_y = A_c f_y \quad (2)$$

Where: E and f_y are the elastic modulus and nominal yield stress of the BRB core plate material; L_j , L_t , L_c and A_j , A_t , A_c are the lengths and cross-sectional areas of the connection, transition, and yielding segments, respectively.

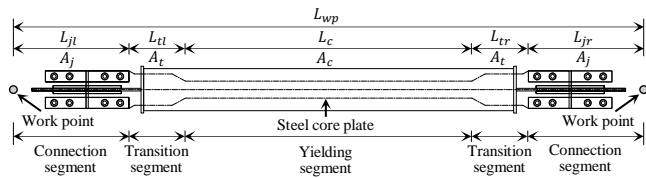


Fig.1 Configuration of the BRB

The BRBs were placed in the EW (longer) direction. Six BRBs, designated by the adjacent column (2B, 2C, 3B, 3C shown in Fig. 2[a]) and story (1, 3, and 4th), were instrumented. Fig. 2(b) illustrates the instrumentation scheme for axial deformation and axial force.

The axial force versus axial deformation response of the BRBs under JMA Kobe 25% and 100% excitations is shown in Fig. 3(a). During 25% excitation, all BRBs in the 1st to 4th stories remained elastic. The elastic stiffness was close to the value computed by Eq. (1). During 50% excitation, the yield strength computed by Eq. (2) was exceeded. During 100% excitation, the BRB deformation recorded 25 mm at the 3rd story, when a maximum story drift ratio of 0.020 rad developed.

Fig. 3(b) illustrates the hysteresis behavior of 2C-4S and 2C-1S after the test specimen was reconfigured by removing the BRBs at the 3rd story. During the subsequent JMA Kobe 75% excitation, the BRBs at the 1st and 4th stories developed more significant deformation than they did in the same 75% excitation but under the original configuration.

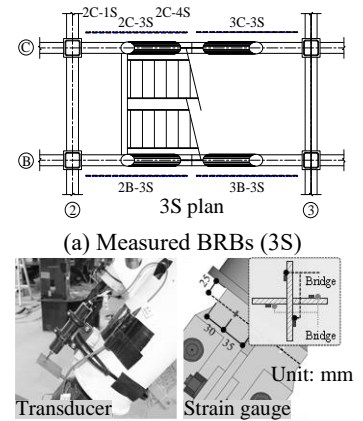


Fig. 2 Focused BRBs

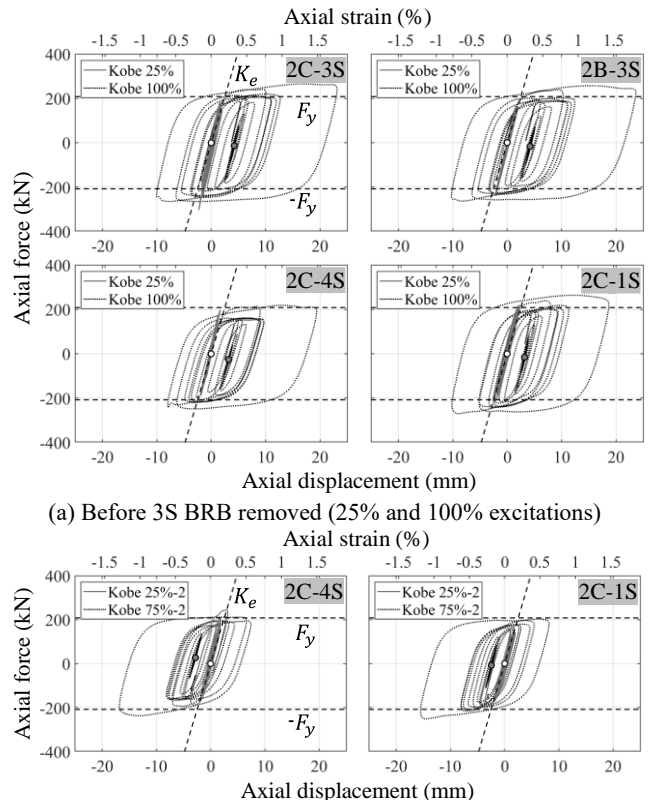


Fig. 3 Hysteresis behavior of BRBs

3. Energy dissipation capacity

Fig. 4 presents the cumulative dissipated energy of the BRBs

at the 1st to 4th stories, represented by BRBs at 2C. During 25% to 100% excitations, 2C-3S dissipated the most energy, 1.2 times as much as 2C-1S and 1.6 times as much as 2C-4S, respectively. On the other hand, after the specimen was reconfigured by removing the BRBs at the 3rd story, the energy dissipated by 2C-1S was almost unchanged at the same 75% excitation, while 2C-4S dissipated more energy, 1.2 times more than the original. It was observed that 2C-1S and 2C-4S dissipated an equal amount of energy during 25% to 75% excitations.

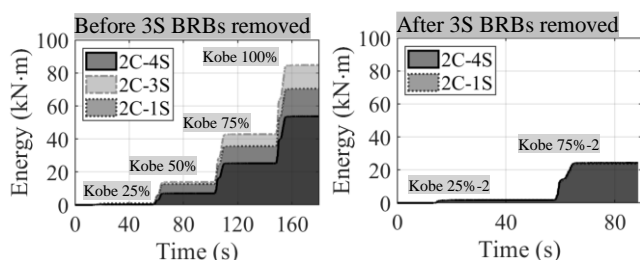


Fig. 4 Cumulative dissipated energy of BRBs (2C)

4. Story shear force and shear ratio

Fig. 5 compares, for the 3rd story, the story shear force calculated from strain gauges against the same force calculated from accelerometers placed on the floor slab. The former took the sum of column shear forces and BRB forces while the latter took the sum of inertia from all stories above. The latter was slightly larger, which is expected because the latter includes damping while the former does not. However, the difference was small.

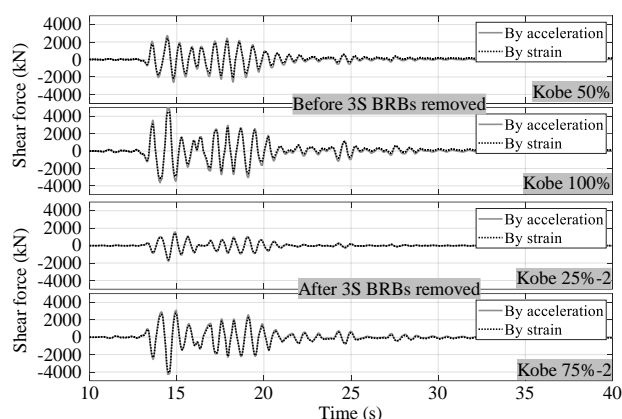


Fig. 5 Story shear force comparison of the 3rd story

Fig. 6 shows the proportion of story shear resisted by the BRBs evaluated for 25% to 100% excitations at the time instant when the net shear resistance by the BRBs recorded a maximum value. During 25% excitation, the BRBs were approaching their yield strength but the columns remained elastic, so the column shear

accounted for a relatively small proportion; however, for 50% excitation and above, the BRBs had reached their yield strength and consequently, the proportion resisted by the columns increased somewhat. The maximum shear ratio of BRB at the 3th story was in the range of 20% to 40%, which was slightly higher than the preliminary simulation results in 2D²⁾. The bidirectional response led to smaller resistance of the columns than in numerical simulation.

5. Story energy dissipation ratio

The proportion of story energy dissipated by the BRB in the 3th story under 50% to 100% excitations is illustrated in Fig. 7. The proportion dissipated by the BRB increased as excitation magnified from 50% to 75%, but reduced between 75% and 100% excitation. In this test, the energy dissipation ratio of BRB for the 3th story was in the range of 35% to 45%.

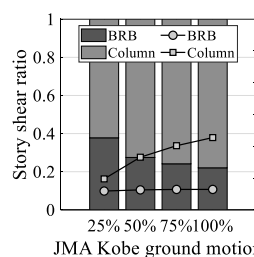


Fig. 6 Story shear ratio

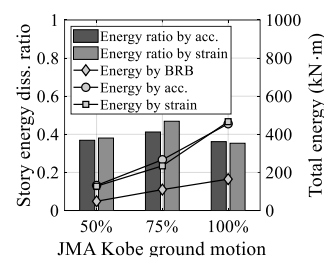


Fig. 7 Dissipation energy ratio

6. Conclusion

This paper presented the seismic performance of the BRBs in the E-Defense 10-story steel test specimen, including hysteresis and cumulative energy dissipation. The BRBs yielded during 50% excitation, and the proportion of story shear resisted by the BRB gradually decreased with increasing seismic intensity. The contribution of the BRBs to story shear and energy dissipation was 20%-40% and 35%-45%, respectively. The performance of the BRBs was excellent.

Acknowledgements

The authors thank NIPPON STEEL ENGINEERING CO., LTD. for kindly providing the buckling-restrained braces (BRBs) for this project. The authors thank Dr. Noriyuki Takahashi of Tohoku University and Dr. Tomohiro Matsumiya of Kindai University, for their cooperation in instrumentation. The first author would like to thank the "Interdisciplinary Frontier Next-Generation Researcher Program of the Tokai Higher Education and Research System." His work was financially supported by JST SPRING, Grant Number JPMJSP2125.

References

- 1) Tsai K C, Lai J W, Hwang Y C, et al. Research and application of double-core buckling restrained braces in Taiwan. Proceeding of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper. 2004 (2179).
- 2) 岸田明子, 藤原淳, 梶原浩一, 長江拓也, 金家良, 浅井竜也, 吉川泰人. Comprehensive seismic performance assessment testing, Part 6 Comparison of the ten-story test specimen and the prototype building, 2022 年度日本建築学会大会, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 一般社団法人日本建築学会, pp. 625-626, 2022.09.

*1 Nagoya University, Ph. D student, Ms. Eng.

*2 Hokkaido University, Ph. D student, Ms. Eng.

*3 Nagoya University, Assoc. Prof., Dr. Eng.

*4 Hokkaido University, Prof., Dr. Eng.

*5 The University of Tokyo, Assoc. Prof., IIS, Dr. Eng.

*6 NIED, Senior Research Fellow, Dr. Eng.

*7 NIED, Technical Staff, Ms. Eng.

*8 NIED, Project Director, Dr. Eng.

*1 名古屋大学 博士後期課程・修士 (工学)

*2 北海道大学 博士後期課程・修士 (工学)

*3 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士 (工学)

*4 北海道大学 教授・博士 (工学)

*5 東京大学生産技術研究所 准教授・博士 (工学)

*6 防災科学技術研究所 主幹研究員・博士 (工学)

*7 防災科学技術研究所 特別技術員・修士 (工学)

*8 防災科学技術研究所 研究統括・博士 (工学)

Comprehensive seismic performance assessment testing

Part 24 Strain measurement of structures using fiber optic strain sensors

Member OYAN Tianhao*¹ Member ASAI Tatsuya*² Member NAGAE Takuya*³
 Member FUJIWARA Jun*⁴ Member KISHIDA Akiko*⁴ Member NISHI Ryota*⁵
 Member KAJIWARA Koichi*⁶

Steel frame Fiber optic strain sensor Strain distribution
 Concrete slab Shaking table test

1. Introduction

In recent years, new strain measurement technology has been developed for using fiber optic strain sensors that provide continuous, high-resolution measurement of strain along the entire length of the sensor. In the shaking table tests on a 10-story steel frame conducted at E-Defense in 2023, fiber optic strain sensors were used to examine the strain for observing and analyzing the seismic performance of the structural components. This paper briefly introduces the outline and experiment results by using fiber optic strain sensors.

2. Optical fiber measurement

High-Definition Fiber Optic Strain Sensors and an ODiSI 6000 Series Data Processor which could map the contour of strain for a structure under the test of a process in real-time developed by LUNA, USA were used in this measurement. Fig. 1 shows the setting location of five optical fibers in which the position mark is following Part 10. The fiber optic strain sensors at the first story 2C column and second story 2D column were arranged in the middle and edges of four faces as shown in Fig. 1(a) and (b), respectively. Fig. 1(c) shows the fiber optic strain sensor on the 3F 2C-3D slab was arranged at the center area between the 2C, 3C, 2D and 3D columns. The fiber optic strain sensor of panel zone was placed on the outside of each face and on the inside near the beam web, as shown in Fig. 1(d). For the 3F 2D-3D beam, the fiber optic strain sensor was located at the top flange surface, the web surface at 1/3 and 2/3 of the beam height, as well as the bottom flange surface, as shown in Fig. 1(e).

3. Measured results and discussion

Due to space limitations, this paper only briefly presents the measurement results of the fiber optic strain sensor on the 2D-3D beam under JMA Kobe 25% excitation.

3.1 Time history of strains

The time history of strains at the beam end section and 1/3 of the beam section in JMA Kobe 25% excitation is shown in Fig. 2. The time history of strains at the beam end section near 2D and 3D was almost the symmetry. The strain at location 4 was much larger than that at location 1, while the strain at location 3 was close to 0 but had the same direction as the strain at location 4. It

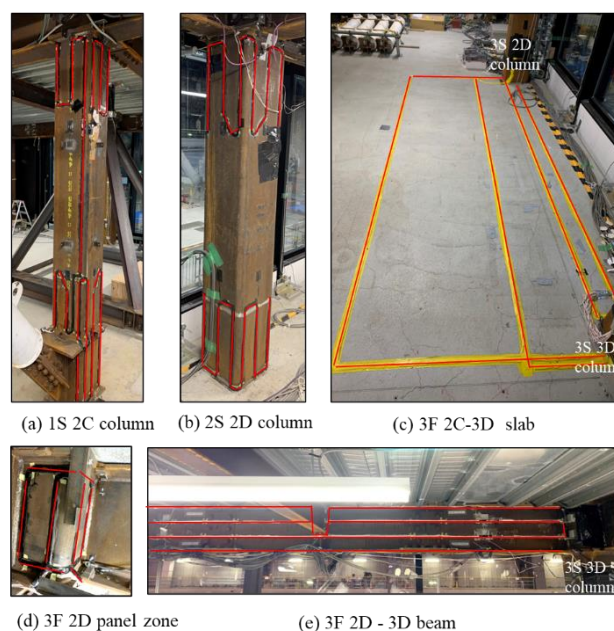


Fig.1 Fiber optic strain sensor setting

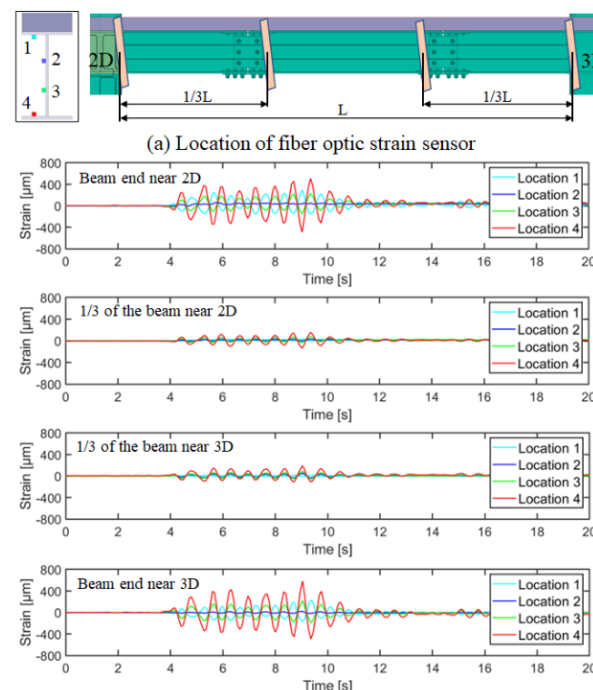


Fig.2 Time history of strains

was found that the neutral axis of the composite beam end section was between 1/3 of the beam height from the top flange to the top flange due to the influence of the floor slab.

3.2 Maximum Strain distribution along beam

As can be seen in Fig. 2, the strain reached the maximum value at the beam end section near 3D at 9.04s. The strain distribution at the beam end section and in the 1/3 of the beam section at 9.04s is shown in Fig. 3. It should be noted that the neutral axis of the beam end section near 3D was closer to the top flange than the beam end section near 2D. From the results of 1/3 of the beam, it could be observed that the neutral axis was higher in the middle section of the beam than in the end section. The strain distribution along the beam when the strain reaches the maximum value (9.04s in Fig. 2) at the top flange, 1/3 and 2/3 of the beam height and at the bottom flange of the beam is shown in Fig. 4. The locations of the strains which looked strange could be neglected, because there were many obstacles at the surface of the beam and the fiber optic strain sensor had to avoid these obstacles, such as the hook on the bottom flange shown in Fig. 4. The strain distribution of the bottom flange along the beam axis was closed to a straight line. However, from the result of the strain distribution of the top flange, it was clear that the stiffness of the middle part of the composite beam was greater than that of the end part. It could be confirmed that the variation of the position of the neutral axis along the beam direction mainly depended on

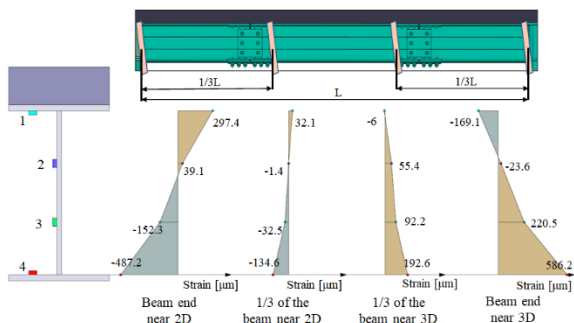


Fig.3 Strain distribution of each section

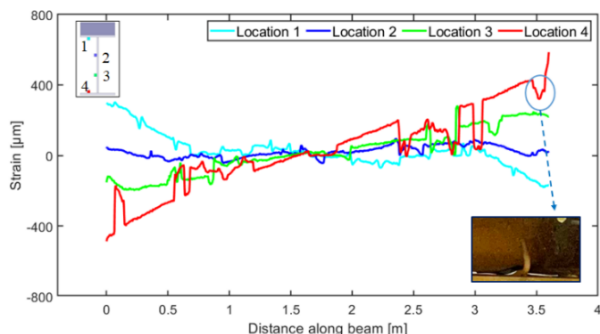


Fig.4 Strain distribution along the beam

the strain distribution in the top flange influenced by the floor slab in this shaking table test. Besides, a FEM analysis is being composed as shown in Fig. 5. In the future, the results using the fiber optic strain sensor will be compared with the FEM analytical results to develop a more accurate and detailed analytical model.

3.3 The distribution of the initial cracks on the floor slab

Fig. 6 shows the distribution of the initial cracks on the 3F 2D-3D floor slab above the 2C-3D beam. It could be found that the cracks extended from the end of the beam along the short side toward the center, while there were almost no initial cracks in the middle part of the floor slab. It was confirmed that the effect of the floor slab on the middle part of the composite beam was more significant than the stiffness of the end part. Besides, the effective width of the slab will be analyzed in future.

4. Conclusion

In this paper, the strains of structural members measured by fiber optic strain sensors were presented and the behavior of the beam on the third floor under seismic action was analyzed by observing the strain distribution of the beam.

Acknowledgement

Dr. Lignos (EPFL), Dr. Ibarra (The University of Utah) and Dr. Zareian (UCI) provided the relevant technical supports. Colleague students (Nagoya University & NCKU) strongly contributed in the installation procedures.

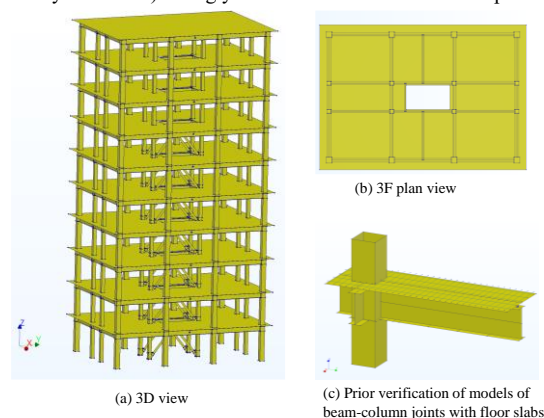


Fig.5. Finite element shell model of the 10-story steel frame

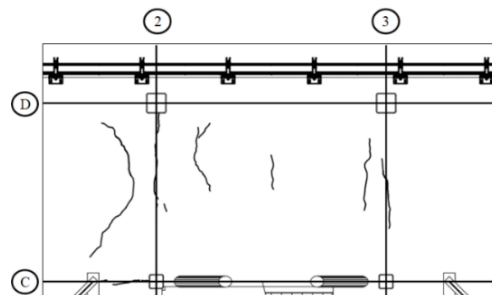


Fig.6 Distribution of the initial cracks in the slab

*1 Ph. D student, Nagoya University, M. Eng.

*2 Assoc. Prof., The University of Tokyo, Dr. Eng.

*3 Assoc. Prof., Nagoya University, Dr. Eng.

*4 Senior Research Fellow, NIED, Dr. Eng.

*5 Technical Staff, NIED, M. Eng.

*6 Project Director, NIED, Dr. Eng.

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 博士後期課程・修士 (工学)

*2 東京大学生産研究所 准教授・博士 (工学)

*3 名古屋大学減災連携研究センター 准教授・博士 (工学)

*4 防災科学技術研究所 主幹研究員・博士 (工学)

*5 防災科学技術研究所 特別技術員・修士 (工学)

*6 防災科学技術研究所 研究統括・博士 (工学)