

柱梁接合部のモデル化がCES造建物の耐震性能に及ぼす影響に関する研究

CES 構造 仕口パネル 荷重増分解析
耐震性能評価法 接合部せん断余裕度

准会員 ○仲野叶子*1 正会員 秋田知芳*2
正会員 稲井栄一*3

1.はじめに

CES(Concrete Encased Steel)構造とは、鉄骨に繊維補強コンクリート(FRC)を打設し構成された新しい構造形式で、近年では次世代の合成構造システムとして開発がされている¹⁾。その契機は、2004年の「SRC構造の多様な利用法について考えるWG」にて、SRC造の可能性や問題点が検討されたことを受け、設計および施工の簡略化や工期の短縮化、そして建設コストの低減化に期待できるものとしてCES構造が最有力候補として挙げられたことによる。現時点では、CES構造の耐震性能評価法は確立されておらず、2005年に「CES構造の実用化WG」が設置されて以降、その実用化に向けた実験データが蓄積されつつある^{2)~4)}など。建築学会においてもCES構造の耐震性能評価法の提案に向け活動が行われている⁵⁾。

既往の研究⁶⁾では、CES造の試設計建物を作成し、提案されている評価法に基づいて評価を行い、評価法の適用性を検討した。しかし、評価法適用時の注意点の一つとして挙げられる柱梁接合部のモデル化については十分な検討がなされなかった。そこで本研究では、解析用建物を用いて柱梁接合部を剛域としてモデル化した場合と仕口パネルとしてモデル化した場合とで比較を行い、柱梁接合部のモデル化がCES造建物の耐震性能に及ぼす影響について明らかにする。

2.耐震性能評価法

本章では、文献5)で提案されているCES造建物の構造性能評価指針の概要を述べる。CES構造の構造設計に関しては、限界耐力計算による構造性能評価の形式を採用するのが合理的であり、CES構造のような新しい構造システムに対して、それらを構成する部位、部材および骨組、あるいは建物全体の構造特性と限界値を明確にすることで、構造性能評価(構造設計)が可能となる。CES構造性能評価指針の作成に当たっては、柱および梁、柱梁接合部、耐震壁、架構の構造実験結果^{2)~4)}などに基づいて限界耐力計算による構造性能評価に資する技術資料の整備が行われている。

なお、本研究の柱梁接合部に関する評価法はCES柱梁接合部における性能評価⁵⁾に沿うものとする。柱梁接合部の復元力特性を図1に、せん断ひび割れ耐力 Q_{jc} 、終局せん断耐力 Q_{ju} 、せん断ひび割れ時のせん断変形 γ_{jc} 、終局せん断耐力時のせん断変形 γ_{ju} 、初期剛性GAの評価式を(1)~(7)式に示す。なお、柱梁接合部は、せん断ひび割れ点、

せん断降伏点を有するトリリニアの復元力特性でモデル化することを原則とするが、柱梁接合部が十分剛であるとみなせる場合は剛域と仮定してよい。

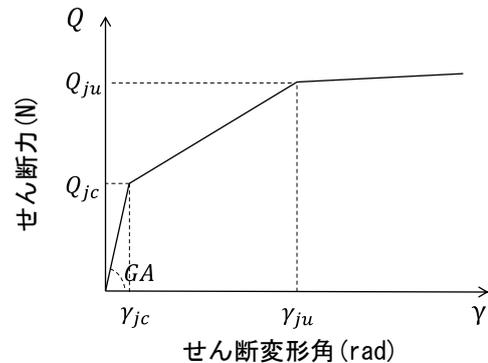


図1 柱梁接合部の復元力特性

1) せん断ひび割れ耐力 Q_{jc}

$$Q_{jc} = \tau_{jc} \cdot cA_e \cdot \left(1 + n \cdot \frac{swA}{cA_e}\right) \quad [\text{N}] \quad \text{—————} \quad (1)\text{式}$$

$$\tau_{jc} = 0.2F_c \quad \text{—————} \quad (2)\text{式}$$

τ_{jc} : コンクリートのせん断応力[N/mm²]

n : ヤング係数比

cA_e : コンクリートの有効断面積(= $c \cdot b_e \cdot c_d$) [mm²]

b_e : 柱幅と梁幅の平均値 [mm]

c_d : 柱鉄骨せいと柱せいの平均値 [mm]

swA : 鉄骨ウェブの断面積(柱) [mm²]

F_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

2) 終局せん断耐力 Q_{ju}

$$Q_{ju} = jF_s \cdot j\delta \cdot cA_e + \frac{1.2 \cdot sw\sigma_y \cdot swA}{\sqrt{3}} \quad [\text{N}] \quad \text{—————} \quad (3)\text{式}$$

$$jF_s = 0.018F_c + 3.2 \quad \text{—————} \quad (4)\text{式}$$

jF_s : コンクリートのせん断応力[N/mm²]

$j\delta$: 接合部形状係数(十字形は3、ト形・T形は2、L形は1)

$sw\sigma_y$: 鉄骨ウェブの降伏強度[N/mm²]

F_c : コンクリートの設計基準強度($21 \leq F_c \leq 60$ N/mm²)

3) せん断ひび割れ時のせん断変形 γ_{jc}

$$\gamma_{jc} = \frac{Q_{jc}}{GA} \quad [\text{rad}] \quad \text{—————} \quad (5)\text{式}$$

$$GA = sG \cdot swA + cG \cdot cA_e \quad \text{—————} \quad (6)\text{式}$$

GA : CES柱梁接合部の有効せん断剛性[N]

sG : 鉄骨のせん断弾性係数[N/mm²]

cG : コンクリートのせん断弾性係数[N/mm²]

4) 終局せん断耐力時のせん断変形 γ_{ju}

$$\gamma_{ju} = 0.015 \quad [\text{rad}] \quad \text{—————} \quad (7)\text{式}$$

3.解析用建物

解析用建物として、文献 7)に示されている直接基礎のCES 造の地上 13 階建て事務所ビルを使用した。建築面積は 775 m²、延べ床面積は 10,075 m²、最高高さは 52.5m、基準階高さは 3.90m である。基準階略伏図を図 2、略軸組図を図 3、各部材(梁、柱、耐震壁)の断面を表 1~3 にそれぞれ示す。X 方向は純フレーム構造で 6 スパン(スパン長 6m)、Y 方向は連層耐震壁が X2、X5 通りの Y3-Y4 間に 2 か所配してある壁フレーム構造で 3 スパン(スパン長 8m) である。柱、梁は CES 造、壁は鉄筋コンクリート

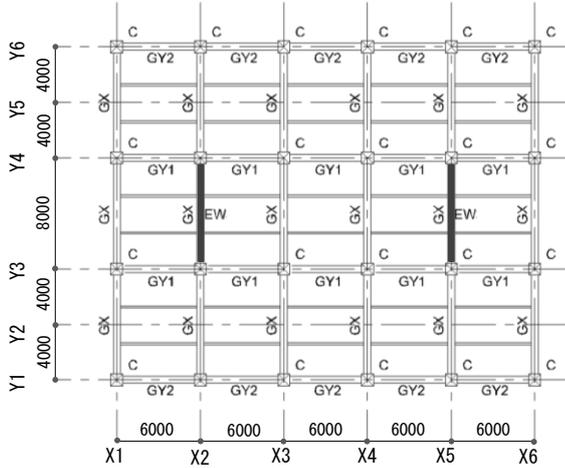


図 2 基準階略伏図(単位: mm)

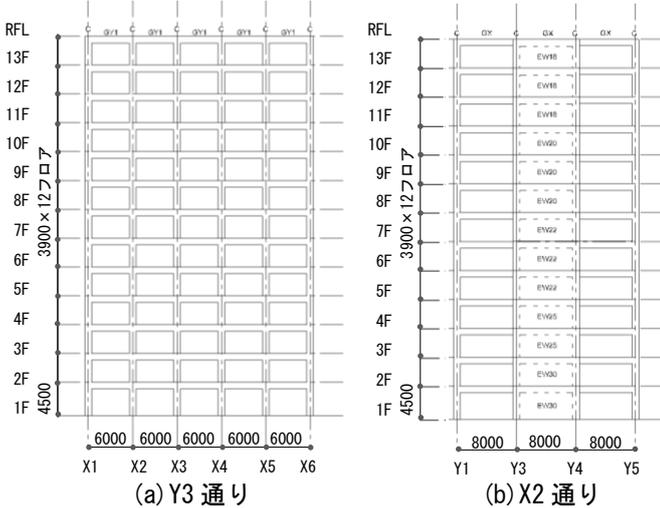


図 3 略軸組図(単位: mm)

表 1 柱および梁の断面表

階	F _c	柱		梁	
		B×D	鉄骨	B×D	鉄骨
RF	-	-	-	-	-
13	30	800×800	H-600×300×9×22	500×900	H-700×300×9×16
12			H-600×300×9×19		H-700×300×9×19
11			H-650×350×9×19		H-700×300×12×19
10	33	850×850	H-650×350×9×25	500×900	H-700×300×12×22
9			H-650×350×9×19		H-700×300×12×22
8			H-650×350×9×25		
7	36	900×900	H-700×400×9×22	500×1000	H-800×300×12×22
6			H-700×400×9×22		
5			H-700×400×9×22		
4	36	900×900	H-700×400×16×25	500×1000	H-800×300×12×22
3			H-700×400×16×25		
2	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-

造で、スラブはコンクリートスラブである。表 4 には建物の 1 次固有周期、剛性率の最小値、偏心率の最大値を、表 5 には接合部せん断余裕度(cQpu/cQbu : cQpu および cQbu は接合部パネルせん断終局強度および梁曲げ終局強度を柱せん断力に換算した値)を示す。偏心はなく、接合部せん断余裕度は全て 1 以上であり、梁降伏型の建物となっている。

4.解析概要

4.1 モデル化

解析モデルには、部材を線材置換し剛床を仮定した立

表 2 梁の断面表

階	梁			
	B×D	鉄骨	B×D	鉄骨
RF	-	-	-	-
13	500×900	H-700×300×9×16	500×900	H-700×300×9×16
12		H-700×300×9×19		H-700×300×9×19
11		H-700×300×12×22		
10		H-700×300×12×25		H-700×300×12×22
9		H-700×300×12×28		
8		H-700×300×12×28		H-700×300×12×25
7	500×1000	H-800×300×12×22	500×1000	H-800×300×12×22
6		H-800×300×12×22		H-800×300×12×22
5	-	-	-	-
4	-	-	-	-
3	-	-	-	-
2	-	-	-	-
1	-	-	-	-

表 3 耐震壁の断面表

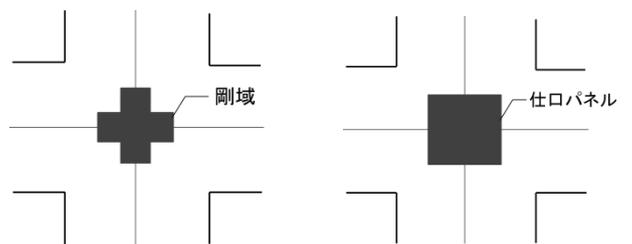
符号	EW18	EW20	EW22	EW25	EW30
壁厚	180	200	220	250	300
配筋	D13@200 ダブル	D13@150 ダブル	D13@100 ダブル	D16@150 ダブル	D19@175 ダブル
備考	11~13階	8~10階	5~7階	3~4階	1~2階

表 4 1次固有周期、剛性率、偏心率

	X方向	Y方向
1次固有周期(s)	1.045	0.859
剛性率	0.742(5階)	0.766(8階)
偏心率	0	0

表 5 接合部せん断余裕度

方向	形状	接合部	接合部せん断余裕度			
			最小	最大	平均	建物全体平均
X方向	十字形	X2・Y1	1.21	1.49	1.36	1.48
		X2・Y3	1.11	1.48	1.26	
	ト形	X1・Y1	1.76	2.28	2.00	
		X1・Y3	1.60	2.21	1.84	
Y方向	十字形	X1・Y3	1.19	1.52	1.36	1.63
		X2・Y3	1.19	1.52	1.36	
	ト形	X1・Y1	1.73	2.30	1.98	
		X2・Y1	1.73	2.30	1.98	



(a) 剛域モデル

(b) 仕口パネルモデル

図 4 柱梁接合部のモデル図

体骨組モデルを用いた。立体骨組モデルの梁は単軸バネで曲げとせん断をモデル化し、軸方向に関して剛床仮定により変形しないものとしている。柱および耐震壁のモデルについては MS(Multi Spring) モデルで軸方向と曲げのモデル化を行い、単軸せん断バネでせん断のモデル化を行った。なお、MS モデルの抵抗ヒンジ長さは柱せいの 1/2 とした。

柱梁接合部のモデル化に関して検討を行うため、柱梁接合部を剛域としてモデル化したもの (図 4(a)参照) と、柱梁接合部に仕口パネルを設け、評価法に基づいて復元力特性を計算しモデル化したもの (図 4(b)参照) を作成した。部材長さは剛域モデルの場合と仕口パネルモデルの場合とで同じにした。

4.2 解析方法

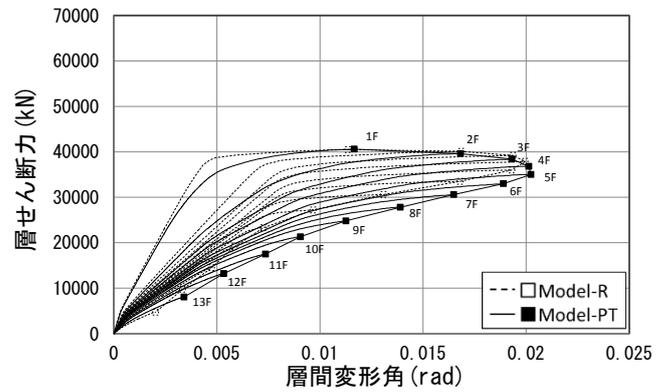
弾塑性 1 次モード比例の外力分布を与える MAP 解析⁸⁾ による荷重増分解析を行う。ここで剛域モデルを Model-R、仕口パネルモデルを Model-PT とする。さらに、接合部せん断余裕度の影響を検討するため、Model-PT の建物全体の接合部せん断余裕度を平均 2.0 に上げた Model-PT1、Model-PT の十字形接合部の接合部せん断余裕度のみを平均 2.0 に上げた Model-PT2 を作成した。また、初期剛性及びひび割れの影響を検討するため Model-PT の初期剛性を 2 倍にした Model-PT3、仕口パネルを弾性とした Model-PE を作成した。なお、荷重増分解析は最大層間変形角が 0.02rad に達した時点で終了した。

5. 解析結果と考察

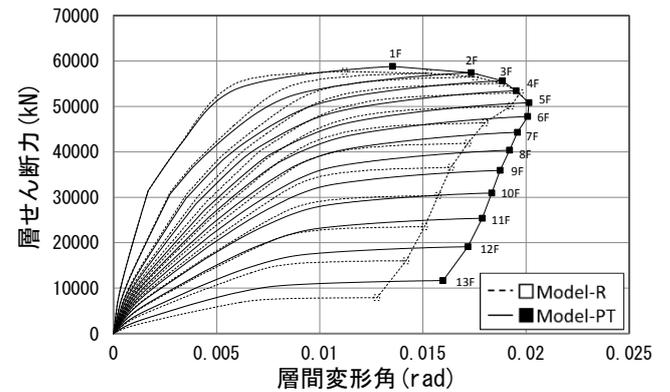
5.1 柱梁接合部のモデル化による違い

MAP 解析によって得られた Model-R、Model-PT の層せん断力-層間変形角の関係を図 5 に、Model-R と Model-PT の層せん断力の分布と層間変形角の分布の比較を図 6 に示す。X 方向のベースシアは 40,600kN (ベースシア係数 $C_B=0.353$)、Y 方向のベースシアは 58,800kN (ベースシア係数 $C_B=0.511$) となった。層せん断力は上層階において X 方向、Y 方向ともに Model-R よりも Model-PT の方が大きい。下層階においては Model-R、Model-PT はほぼ同じであった。X 方向の層間変形角は上層階において Model-PT の方が Model-R よりも大きい。Y 方向の層間変形角は Model-R よりも Model-PT の方が各層で均一に変形する結果となった。また、層間変形角は X 方向、Y 方向ともに 4~6 階において大きかった。剛性については、ひび割れから降伏にかけて Model-R より Model-PT の方が小さく、その差は Y 方向より X 方向で顕著であった。

Model-R、Model-PT のヒンジ図を図 7、8 にそれぞれ示す。0.02rad の時点では Y3 通り、X1 通りともに Model-R に比べ Model-PT は梁の曲げ降伏の数が全体的に減少した。Model-PT では主に十字形接合部においてせん断ひび割れが見られたが、せん断降伏は見られなかった。

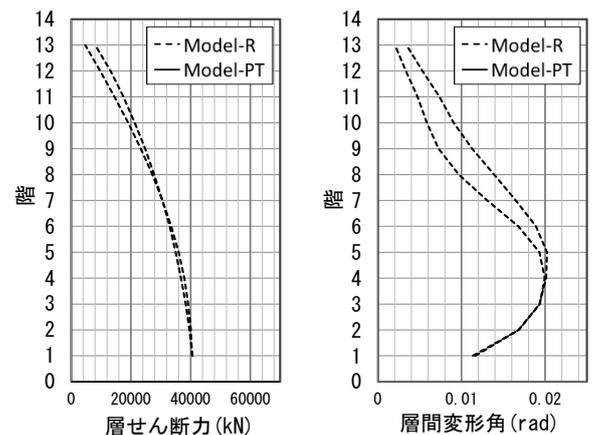


(a) X 方向における Model-R と Model-PT の比較

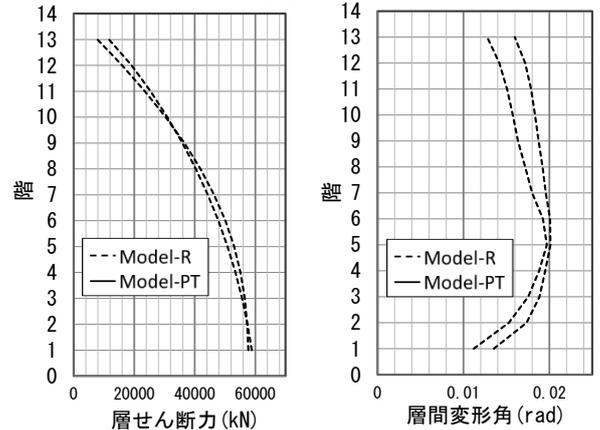


(b) Y 方向における Model-R と Model-PT の比較

図 5 層せん断力-層間変形角の関係



(a) X 方向 (Rmax=0.02rad)



(b) Y 方向 (Rmax=0.02rad)

図 6 層間変形角の分布と層せん断力の分布

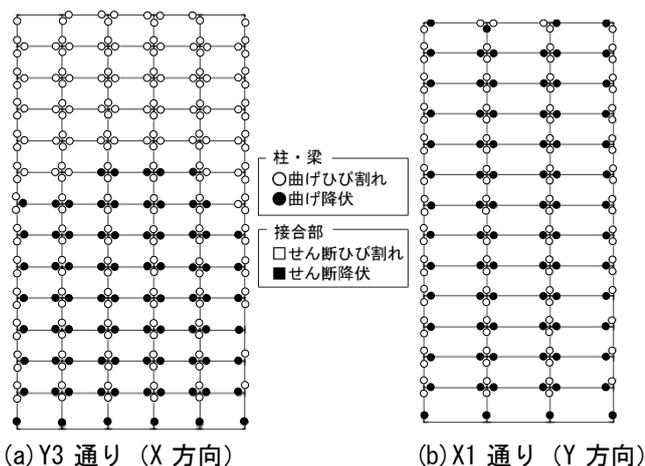


図7 Model-R ヒンジ図 (Rmax=0.02rad)

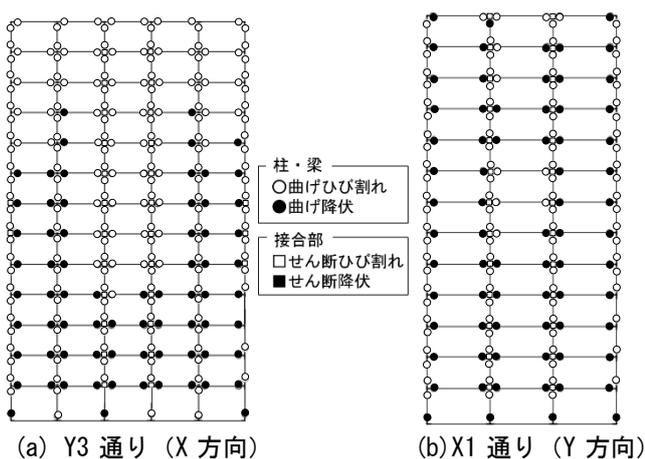


図8 Model-PT ヒンジ図 (Rmax=0.02rad)

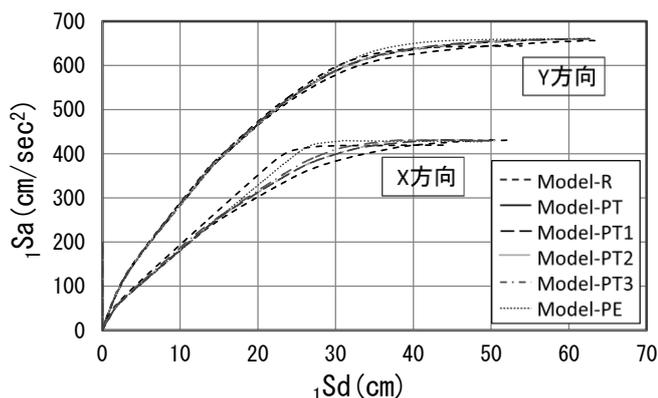


図9 ${}_1Sa$ - ${}_1Sd$ グラフ (Rmax=1/50)

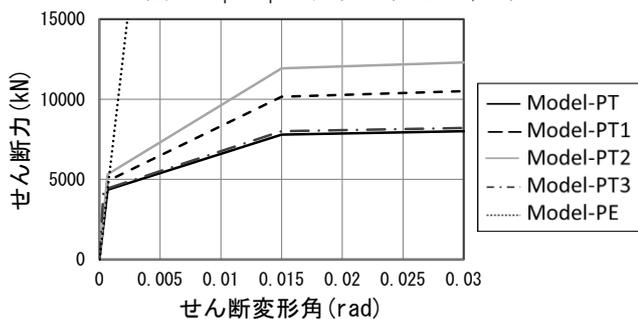


図10 柱梁接合部の復元力特性の比較

5.2. 接合部せん断余裕度の影響

各モデルの代表荷重(${}_1Sa$)と代表変位(${}_1Sd$)の関係を図9に示す。 ${}_1Sa$ と ${}_1Sd$ は文献8)に従って算定した。また、各モデルの復元力特性の比較を図10に示す。 ${}_1Sa$ と ${}_1Sd$ の関係では、X方向でModel-RとModel-PTの間に顕著な差が生じた。接合部せん断余裕度をModel-PTより上げたModel-PT1とModel-PT2は剛性がわずかに大きくなったが、Model-PTと比較して大きな違いはなかった。初期剛性を2倍にしたModel-PT3も、同じく剛性がやや大きくなったものの、Model-PTと比較して大きな違いはなかった。仕口パネルを弾性としたModel-PEは仕口パネルにひび割れが生じないため剛性が大きくなり、Model-Rに近い結果が得られた。Y方向では連層耐震壁が配してあるため、Model-Rとその他のモデルに大きな差は見られなかった。

6. まとめ

CES造建物の耐震性能評価に沿った柱梁接合部のモデル化を行い、剛域としてモデル化した場合と仕口パネルとしてモデル化した場合を比較し以下の知見が得られた。

- 1) 仕口パネルとしてモデル化した場合、X方向では仕口パネルがひび割れることで剛性が下がったため、剛域としてモデル化した場合と比べて代表荷重と代表変位の関係に差が生じた。
- 2) Y方向では連層耐震壁が配してあるため、代表荷重と代表変位の関係に差は生じなかった。
- 3) 柱梁接合部のモデル化において、ひび割れ後の剛性が建物の耐震性能に与える影響が大きい。

参考文献

- 1) 倉本洋：今伝えたいトピックス CES 合成構造システム、建築雑誌、Vol.120、No.1535、pp.34-35、2005.7
- 2) 松井智哉、倉本洋：CES 柱梁接合部の構造性能に及ぼす作用軸力の影響、日本建築学会構造系論文集、第663号、pp.1025-1031、2011.5
- 3) 鈴木卓、松井智哉、倉本洋：壁縦筋の定着方法の異なるCES造連層耐震壁の非線形FEM解析、日本建築学会構造系論文集、第666号、pp.1533-1540、2011.8
- 4) 石鈞吉、牧元祐太、Juan Jose CASTRO、松井智哉、倉本洋：H型鉄骨内蔵CES柱の変形能力評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第682号、pp.1977-1982、2012.12
- 5) 日本建築学会ほか：2013年度日本建築学会大会(北海道)構造部門(SCCS)PD資料「CES造建築物の構造性能評価指針(案)の制定に向けて」、67pp、2013.8
- 6) 井上翔、秋田知芳、稲井栄一：試設計建物を用いたCES構造性能評価法の適用性に関する研究、日本建築中国支部研究報告集、第38巻、pp.249-252、2015.3
- 7) 今井琢也、鈴木卓、松風友哉、倉本洋：CES造建築物の地震応答評価に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、2015.9
- 8) 倉本洋：多層建築物における等価1自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、第580号、pp.61-68、2004.6

*1 山口大学工学部感性デザイン工学科 学部生

*2 山口大学大学院理工学研究科講師 博士(工学)

*3 山口大学大学院理工学研究科教授 博士(工学)

Student, Dept. of Perceptual Sciences and Design Eng., Faculty of Eng., Yamaguchi Univ.

Lecturer, Graduate School of Science and Engineering, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.

Prof, Graduate School of Science and Engineering, Yamaguchi Univ., Dr. Eng.