# (54) 試設計によるCES構造低層建築物の 耐震性能に関する研究

### 宇都宮 陸<sup>1</sup>・藤本 利昭<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 日本大学大学院生産工学研究科 建築工学専攻(〒275-8575千葉県習志野市泉町1丁目2-1) E-mail:ciri21031@g.nihon-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 日本大学生産工学部建築工学科 教授・博士(工学)(〒275-8575千葉県習志野市泉町1丁目2-1) E-mail:fujimoto.toshiaki@nihon-u.ac.jp

CES構造は内蔵鉄骨と繊維補強コンクリートによって構成される新構造システムである. CES構造の低 層建築物への適用の可能性を検討するため,最初に低層鉄骨構造建築物の設計例を選定し,保有水平耐力 計算,限界耐力計算を行った.その結果,ブレース付きラーメン構造であるY方向は安全限界時のスペク トルを上回ったのに対し,純ラーメン構造のX方向はスペクトルを下回り要求性能を満たしていないこと が確認された.そこで本研究では,鉄骨構造の設計例の柱をCES構造とし,X方向ラーメンの安全限界時 の性能の改善を図った.更に,CES構造とすることにより内蔵鉄骨の縮小化に伴う柱断面の縮小化の検討 を行った.検討にあたって,構造解析プログラムでは,鉄筋量を可能な限り少なくしたSRC構造とし,終 局耐力を別途入力することでCES構造の柱の評価を行った.

#### Key Words : CES, Pushover Analysis,Limit Capacity Calculations,Response Spectrum Method, Trial Design

#### 1. はじめに

CES(Concrete Encased Steel:以下 CES)構造とは、内蔵鉄 骨と繊維補強コンクリート(Fiber Reinforced Concrete:以下 FRC)で構成される新構造システムであり、現在「鉄骨 コンクリート(CES)構造物の性能評価型構造設計指針 (案)・同解説」(以下 CES 指針)が作成されている<sup>1)</sup>.

文献 2)では CES 造低層建築物への適用を検討するた め,設計例となる鉄骨造(以下 S 造)建築物の概要を明記 し,保有水平耐力,限界耐力計算の検討を行った.ブレ ース付きラーメン構造のY方向は,安全限界時のスペク トルを上回ったのに対し,純ラーメン構造であるX方向 はスペクトルを下回り要求性能を満たしていないことが 確認された.そこで文献 3)において,S 造建築設計例の 柱に対し FRC を被覆することで CES 造柱とし,要求性 能を満たしていない純ラーメン構造のX方向に対し,同 様の検討を行った.その結果,柱をCES造としたことに より剛性・耐力が向上し,余裕のある設計となることが 確認された.しかしながら,柱断面も大きくなっている ことから,意匠上好ましくないと言える.

したがって本研究では、柱をCES造へ変更することに よる、内蔵鉄骨の縮小化に伴う柱断面の縮小化の可能性 を検討する.

#### 2. 建物概要

建物概要と柱・梁リストを表1,2に、伏図・軸組図を 図1に示す.検討対象とした建物は文献4)に示された許 容応力度によって設計された例題建物である.文献4)で は、SN400材のH-390×300×10×16のS造柱に対し、文献3) では、F27のFRCを被覆させ、B×D=400×490のCES柱 とした.そこで、本研究の柱断面はS造建築設計例の柱 断面と同程度とする目的で、内蔵鉄骨をH-298×201×9×14 とし、FRCを被覆した状態ではB×D=301×398とした. ここで、鉄骨とコンクリートの材料強度は文献3)と同等 である.また、内蔵鉄骨までのFRCのかぶり厚さは、鉄 骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説一許容応力度 設計と保有水平耐力-(以下SRC規準)より、最小値であ る50mmとした<sup>5</sup>.ここで、梁断面については、X方向の スパンが12mと長く、長期応力が支配的であることから 変更しないこととした.

表1 建物概要

建築用途	事務所					
規模	地上2階					
地盤	第1種地盤					
構造概要	CES 構造, 独立基礎					

表2 柱・梁リスト								
柱	断面(CES)	梁	断面(S)					
$_2C_1$		$_{R}G_{1}$	H-488×300×11×18					
$_1C_1$	B×D=301×398	$_2G_1$	H-588×300×12×20					
$_{2}C_{2}$	H-298×201×9×14	<sub>R</sub> G <sub>2</sub>	H-300×150×6.5×9					
$_1C_2$		$_2G_2$	H-350×175×7×11					



図1 伏図·軸組図

#### 3. 解析モデル概要

各種計算は一貫計算プログラムを用い行った.建物モ デルは、床の回転を無視した立体解析モデルとした.ま た、柱・梁部材は重心軸を線材置換し、部材の剛性低下 を表す目的で、部材両端に曲げ剛性を表す剛塑性ばねモ デルを採用している.剛性低下の基準としては、逆対称 曲げを受ける単純梁を考え、この時の部材剛性を弾性時 の基準とする.さらに、部材中央にはせん断剛性を表す ばねを設ける.解析に際し外力分布は、一次設計に用い たAi分布に基づく外力分布としている.外力算定時の各 係数を表3に示す.なお、建物の一次固有周期は0.16秒 である。

表3 建物重量と地震力

階	W <sub>i</sub> (kN)	ΣW <sub>i</sub> (kN)	Οli	Ai	Ci	Qi
2	1199	1199	0.437	1.239	0.200	297
1	1546	2745	1.000	1.000	0.200	549

建物全体の減衰性能は、等価粘性減衰定数hにより評価する.本研究では、等価粘性減衰定数を縮約1自由度系の構造特性曲線の塑性率から算定した.

また、プログラム上ではCES造の入力ができないため、 鉄筋量を可能な限り少なくしたSRC断面とし、終局耐力 を別途計算し入力することでCES柱の評価を行った.

#### 4. 使用限界時

CES柱の耐力曲線と、柱に作用する長期応力をプロッ トし図2に示す.CES指針より使用限界状態では、長期 荷重下における部材の過度な変形、ひび割れ、劣化等が 生じないことが求められる.また、建物の過大な沈下や 傾斜が生じないことも要求される. したがって本研究で は、構造解析プログラムにより長期作用応力を計算し CES柱の耐力曲線にプロットすることで、安全性を検討 する. 図中の2点のプロットの値は、長期荷重時におけ る曲げモーメントが最大(■: Mmax)となる点と、軸力 が最大となる(●: Nmax)となる点を表す. それぞれの荷 重値は、曲げモーメントが最大となる時、軸力147(kN)、 曲げモーメント152(kN·m)であり、軸力が最大となる時、 軸力358(kN),曲げモーメント87(kN·m)となる. CES柱の 使用限界状態時に対する,使用限界曲げモーメントの算 定式を付録の式(1)~(4)に示す.式(1)~(4)は軸力の応力 状態に応じた場合分け(a)~(d)により算定する.また、図 2の短期許容応力は式(1)~(4)において、長期許容応力度 を短期許容応力度に置き換えて計算することで求めるこ とができる. さらに, 終局曲げ耐力は文献6の算定式よ り求める.

図2より,長期作用応力は長期許容応力度の耐力曲線 内に収まっており安全性が確認できた.しかし,低層建 築物は軸力が小さくなる傾向があるため,曲げモーメン トが大きくなる時には,長期許容応力度の耐力曲線へ近 づいてしまうことがわかった.



図2 CES柱の耐力曲線

#### 5. 荷重增分解析

荷重増分解析により得られたX方向,Y方向の層せん 断力一層間変形角の関係を図3,4に示す.なお,解析は 層間変形角が0.02radに達した時点で終了した.図3より, 純ラーメン構造であるX方向は、2階に比べ1階へ変形が 集中しており,層間変形角も0.35radまで達している.こ れは、1階に損傷が集中したことにより層崩壊を起こし たためだと考えられ、崩壊形も1層目の部分崩壊メカニ ズムであることが確認された.一方、Y方向はブレース 付きラーメン構造であるため、図4よりバランスよくせ ん断力に抵抗できていることがわかる.また、崩壊形は 全体崩壊メカニズムとなることが確認された.



図3 X方向の層せん断力—層間変形角



図4 Y方向の層せん断力―層間変形角

#### 6. 損傷限界時

X方向,Y方向の損傷限界時Sa-Sdスペクトルを図5に 示す.また,黒色実線の要求曲線は1質点系へ縮約した ときの工学的基盤のスペクトルを示す.さらに,図中の プロット(〇)は弾性限界時の応答を示す.ここで,CES 指針から,柱・梁のいずれかが初めて許容応力度に達す るとき,すなわちいずれかの部材が初めて降伏曲げ耐力 を超過した時を建築物の損傷限界状態と定義した.図5 より,X・Y方向ともに要求曲線を大きく上回っており, 余裕のある建物であると言える.また,Y方向はブレー スがあることで,X方向に比べ剛性が大きいことが確認 された.



図5 損傷限界時のSa-Sdスペクトル

#### 7. 安全限界時

X方向,Y方向の安全限界時のSa-Sdスペクトルを図6,7に示す.ここで,黒色実線の要求曲線は損傷限界時と同様に,1質点系へ縮約したときの工学的基盤のスペクトルを示す.また,一点鎖線は振動の減衰による加速度の減衰率 $F_h$ を乗じたスペクトルを示す.さらに,各方向の性能曲線のプロット(〇)は弾性限界を示し,プロット( $\bigcirc$ )は最大層間変形角が1/50を超えた崩壊時の応答を表す.ここで,建築物の安全限界状態は,限界耐力計算に準じて各階の層間変形角が1/75に達した時点と定義した.

文献3)において,性能曲線より強度型の建物であることが確認された.一方,既往の研究<sup>7</sup>より,CES造は十分な靭性があることが確認されている.そこで,本研究では柱断面を縮小化させた検討を行ったが,要求曲線を上回ることが確認された.

X方向について、図6より性能曲線は要求曲線を超え ており、耐震性能を満たすことが確認できた.また、弾 性限界は要求曲線内であるが、十分な変形性能を持って いることが確認でき、靱性型の性能であることがわかる. また、図7よりY方向についても性能曲線は要求曲線を 超えており、耐震性能を満たすことが確認できた.Y方 向も同様に、弾性限界は要求曲線内であるが、十分な剛 性が保たれており要求曲線を性能曲線が超えていることから,強度型の性能であることがわかる. X方向,Y方向の性能の違いはブレースの有無による剛性の違いであると考えられる.



図6 X方向の安全限界時のSa-Sdスペクトル



#### 8. まとめ

本研究では、CES構造低層建築物における内蔵鉄骨の 縮小化に伴う、柱断面の縮小化の可能性を検討した。得 られた知見を以下に示す.

- ・使用限界時において、長期許容応力度を計算し耐力曲線を示した.長期作用応力が耐力曲線内に収まっていることから、建物の安全性が確認できた.
- ・荷重増分解析いおいて、X方向は1階に変形が集中した.これは、損傷が1階に集中したことにより層崩壊を起こしたためだと考えられる。またY方向はブレース付きラーメン構造であることから、1・2階ともにバランスよくせん断力に抵抗できていることが確認できた.

- ・損傷限界時において、X・Y方向ともに要求曲線のSa-Sdスペクトルを大きく上回っていることから、余裕のある設計であると言える.
- ・安全限界時において、X・Y方向ともに弾性限界は要求曲線のSa-Sdスペクトルを下回ったが、崩壊時の応答が要求曲線を超えていることから、十分な変形性能とともに建物の安全性が確認できた。
- ・既往の研究よりCES造の靭性があることが確認されて いることから、内蔵鉄骨の縮小化に伴う柱断面を縮小 化は可能であると考えられる.

#### 付録

CES柱の使用限界状態時に対する、使用限界曲げモー メントの算定式を以下に示す.

(a)  $N_t \leq N < 0 \mathcal{O} \geq \delta$ 

$$M = \frac{{}_{s}M_0}{{}_{s}A {}_{L}f_{st}} \left( N + {}_{s}A \cdot {}_{L}f_{st} \right) \tag{1}$$

(b)  $0 \le N < {}_c N_c / 2 O \ge \delta$ 

$$M = {}_{s}M_{0} + N\left(\frac{1}{2} - \frac{2}{3}\frac{N}{b \cdot D \cdot {}_{L}f_{cc}}\right)D$$
(2)

(c)  $_{c}N_{c}/2 \le N < _{c}N_{c}$ のとき

$$M = {}_{s}M_{0} + \frac{1}{6} \left( b \cdot D \cdot {}_{L}f_{cc} - N \right) D \qquad (3)$$

(d) 
$$_{c}N_{c} \leq N < _{s}N_{c} + _{c}N_{c} \mathcal{O} \geq \delta$$

$$M = -\frac{{}_{s}M_{0}}{{}_{s}A \cdot {}_{L}f_{st}} \left(N - {}_{s}A \cdot {}_{L}f_{st} - {}_{c}N_{c}\right)$$
(4)

- [記号]  $_{s}N_{t}$ : 鉄骨の許容引張力(N)
  - $_{s}N_{t} = -_{s}A \cdot _{L}f_{st}$  $_{s}A : 鉄骨部分の断面積(mm<sup>2</sup>)$
  - Lfst:鉄骨の長期許容引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)
  - N:作用軸力(N)
  - M:柱の使用限界曲げモーメント(N·mm)
  - Z<sub>s</sub>:鉄骨の断面係数(mm<sup>3</sup>)
  - $cN_c: コンクリートの長期許容軸圧縮力(N)$ 
    - $_{c}N_{c} = b \cdot D \cdot _{L}f_{cc}$
  - b:柱の幅(mm)
  - D:柱の全せい(mm)
  - *Lfcc*:コンクリートの長期許容圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)
  - *sM*<sub>0</sub>:鉄骨部分が曲げモーメントのみを受ける 場合の使用限界曲げモーメント(N·mm)

$$_{s}M_{0} = Z_{s} \cdot _{L}f_{st}$$

 $_sN_c$ : 鉄骨の長期許容軸圧縮力(N)

$$sN_c = sA \cdot Lf_{sc}$$
  
 $Lf_{sc}$ : 鉄骨の長期許容圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

#### 参考文献

- 1) 鋼コンクリート合成構造運営委員会:2013 年度日本建築学会 大会(北海道)構造部門(SCCS)パネルディスカッション「CES 造建築物の構造性能評価指針(案)の制定に向けて」資料,日 本建築学会,2013.8
- 2) 甲地哲也,藤本利昭: 試設計によるCES造低層建築の耐震性 能に関する実験的研究--検討用建物の概要--,日本建築学会 大会学術講演梗概集, pp.1397-1398, 2019.9
- 3)宇都宮陸,藤本利昭: 試設計による CES 造低層建築物の耐震 性能に関する研究—CES 造低層建築物の設計例—,日本建築 学会大会学術講演梗概集,pp.1329-1330,2021.9
- 4) 〈建築のテキスト〉編集委員会:初めての建築構造設計構
  造設計の進め方, pp.128-197, 2001.1
- 5)日本建築学会:鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解 説一許容応力度設計と保有水平耐力一, pp.94-95, 2014.1
- 6) 宇都宮陸,藤本利昭: CES 柱の終局耐力評価法に関する研究 一鉄骨断面とCES 柱断面の終局曲げ耐力の関係一,日本大学 生産工学部第53回学術講演会講演概要,1-6,2020.12
- 7) 石鈞吉,牧本祐太,JuanJoseCASTRO,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,No.682, pp.1977-1982, 2012.12

(Received September 10, 2021)

# SEISMIC PERFORMANCE OF A LOW-RISE CONCRETE ENCASED STEEL STRUCTURE BUILDING BY TRIAL DESIGN

## Riku UTSUNOMIYA and Toshiaki FUJIMOTO

This study investigates the application of a low-rise concrete encased steel (CES) structure. A design example of a steel-framed building was first selected. Then, lateral load carrying and limit capacity calculations were performed. The results show that the X-direction of the pure frame structure was below the spectrum and did not satisfy the performance. We tried to improve the performance at the safety limit using the CES structure for the columns. Moreover, we investigated the column cross-section reduction caused by the internal steel frame reduction.