超高異型煙突の復元力特性に関する実験と解析

EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY OF THE NON-LINEAR BEHAVIOR OF IRREGULAR SHAPED TALL CHIMNEYS

伊藤隆文*, 原田和明**, 磯 健一***

Takayoshi ITOH, Kazuaki HARADA and Ken-ichi ISO

The main factor controlling the dynamic behavior of tall chimneys during an earthquake is the non-linearity due to bending moment and shear force. In the case of these chimneys, the structure is so simple that non-linear characteristics are strongly affected by the shape, the size of the opening, and shear span ratio. In order to make clear the effect of these factors, lateral loading experiments were carried out on irregular-shaped reinforced concrete chimneys.

This paper discusses the comparison between analysis by simple method and the test results. The reliability of this method for this particular type chimney was confirmed.

Keywords : opening, chimney, non-linearity, lateral loading experiment

煙突, 開口部, 水平加力実験, 復元力特性, 開口補強

1. はじめに

近年, 火力発電所の排ガス用煙突は, 電力の需要の増大に伴って大型化する一方で, 大都市近郊では大気汚染防止と環境保全の面から, その高さを200 m以上に超高化せざるをえなくなっている。また周囲の環境との調和を図る目的で, 従来用いられてきた円筒形以外の形状の鉄筋コンクリート煙突(以下, 「超高異型煙突」と称する。)を採用するケースが増えている。鉄筋コンクリート煙突の設計にあたって, 最も重要視されるのは地震による挙動であるが, 煙突の場合には, その機能上, 搬入用の仮設開口と排ガス用の煙導開口を設ける必要があり, これらの開口の寸法や位置が, 単純構造である煙突の振動特性に大きく関与する。特に, 超高異型煙突の耐震設計では, 形状に依存する応力分布が強震時の弾塑性挙動を決定する重要な要因となるため, 開口部を考慮した煙突の力学特性を明確にする必要がある。

現在までに煙突を対象とした研究には, 表¹⁾と武藤²⁾, 内田³⁾らの一連の研究があり, 日本建築学会の鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針⁴⁾ならびに日本建築センターの煙突構造設計施工指針⁵⁾に反映されている。これらの研究は, 円筒断面の煙突を対象として, 曲げに関する力学特性と振動特性を明らかにしている。また, せん断に関しては, 無開口円筒断面について, せん断応力分布と配筋法を示し, 開口部に関しては, 開口を含む

断面を2次元問題として扱っている。

円筒形煙突に類似した構造物では原子炉格納容器やサイロの実験がある^{6)~10)}。これらの構造物は一般に高さ-幅比が小さく, せん断応力が支配的であるため, せん断スパン比が小さい試験体を採用するケースが多く, 荷重に関しても, 内圧や温度荷重と水平力との組み合わせが多い。

また, 梅村ら¹¹⁾, 遠藤ら¹²⁾は, 円筒形およびボックス形の立体耐震壁を対象とした研究を行っている。これらの研究では, ボックス形試験体の加力方向を変えた実験を行っているが, 加力方向が斜めの場合, 最大耐力, 変形性能が10~20%上昇することを明らかにしている。坂元らの研究¹³⁾では, 円筒形立体耐震壁の肉厚を変えた実験を行っているが, 薄肉の場合最大耐力, 変形性能が多少低下することを明らかにしている。

筆者らは, 円筒形以外の形状を呈し, 薄肉で, 複数の開口を有し, せん断スパン比が大きく, 曲げが支配的であるが, せん断も無視することができない, 超高異型煙突特有の条件を考慮し, 開口の有無, せん断スパン比, 荷重ならびに加力方向の組み合わせをパラメーターとした破壊実験を計画した。そして, 正負交番繰返し水平加力実験を行い, 曲げとせん断に対する復元力特性などを明らかにし, 開口部を含むシェル壁の有効高さの提案や開口補強など, 設計への有用性と問題点を示した。

* 東電設計

** 東京電力技術研究所

*** 日本国土開発技術研究所

Tokyo Electric Power Services Co., Ltd.

Tokyo Electric Power Company

JDC Corporation

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体製作にあたり、実機構造物（高さ 200 m）の地

表一 試験体諸元

	開口有無	加力方向	加力点高さh (m)	全せいD (m)	M/QD	軸応力度 σ_a (kg/cm ²)	備考
1	無開口	90°	5.00	1.65	3.00	0.0	曲げ破壊型
2	無開口	90°	5.00	1.65	3.00	27.0	曲げ破壊型
3	無開口	45°	5.00	2.33	2.17	27.0	曲げ破壊型
4	無開口	90°	1.75	1.65	1.06	27.0	せん断破壊型
5	無開口	45°	1.75	2.33	0.75	27.0	せん断破壊型
6	有開口	90°	5.00	1.65	3.00	27.0	曲げ破壊型
7	有開口	0°	5.00	1.65	3.00	27.0	曲げ破壊型
8	有開口	45°	5.00	2.33	2.17	27.0	曲げ破壊型

共通事項：試験体の壁厚さ=6.0cm, 断面積A=4281cm²

縦筋 SD345 D6 @30 鉄筋比 $p_v=1.78\%$

横筋 SD345 D6 @45 鉄筋比 $p_h=1.19\%$

開口の大きさ：仮設開口(45×50cm, 壁脚)

煙導開口(41×90cm, センターが壁脚より115cm)

加力方向：図一注釈(a)に示した角度

加力点高さ：図一注釈(b)に示した加力位置と煙突脚部の高さ

全せい：図一中に示すDの長さ

軸応力度：無開口試験体の全断面の平均軸応力度

図一 試験体一覧 (単位: mm)

震応答解析を実施し、最大応答値が生ずる仮設開口下端での応答最大モーメント(M)および応答最大せん断力(Q)と、それらが生ずるそれぞれ同時刻での応答せん断力(Q)および応答モーメント(m)を求め、実構造物の一边の長さ(D)を梁の有効せいとし、曲げ破壊型ではM/QDより、せん断破壊型ではm/qDよりせん断スパン比を求めた。試験体は実機煙突脚部の1/15スケールの8体で、開口の種類、有無、加力方向、せん断スパン比、軸力の有無をパラメーターとした。また、試験体の加力点高さ(h)は、上記の方法で求めたせん断スパン比と、試験体でも同じせん断スパン比が得られるように決定した。

表一に試験体諸元を示し、図一に試験体の一覧、図二に試験体の配筋、形状を示す。なお、表一中、曲げ破壊型、せん断破壊型の判定は、表一五(実験結果

平面図 A-A断面

図二 試験体の配筋図 [No. 1, 4]

と解析結果との比較)の終局荷重 Q_u の CAL 2/CAL 1 の値が 1.5 以上の場合を曲げ破壊型, 1.3 以下の場合をせん断破壊型と称した。

(1) 曲げ破壊型試験体

No.1, No.2, No.6, No.7 は, 曲げ破壊を想定した加力方向が 90° または 0° の試験体である。このうち, No.6, No.7 は有開口試験体で, 加力方向に対する開口を変えてある。

No.3, No.8 は, 曲げ破壊を想定し, 加力方向が 45° の試験体である。以上の 6 体の加力点高さは $h=5.00$ m とした。

(2) せん断破壊型試験体

No.4, No.5 は, せん断破壊を想定した試験体で, 加力点高さは $h=1.75$ m とした。

No.4 は 90° 方向加力, No.5 は 45° 方向加力とした。

有開口試験体 No.6, No.7, No.8 を含む 8 体の試験体とも, 断面の基本寸法は同一であり, 材料の仕様も同一である。

2.2 開口部の補強方法

図-3 に有開口試験体 No.6, No.7, No.8 の開口周囲の配筋詳細を示す。

図-3 開口部配筋詳細

試験体の開口まわりの補強方法は, ACI の方法¹⁴⁾および鉄筋コンクリート構造計算規準第 18 条耐震壁¹⁵⁾に準じて行い, 以下の要領とした。

(a) 開口周辺部 $L/2$ (L : 開口部短辺の長さ) 部分には, 仮設開口では半開口によって切られる鉄筋と同等量の縦筋を, 煙導開口では半開口によって切られる鉄筋量の 1.1 倍の縦筋を追加して配筋する。すなわち, この範囲では縦筋量がそれぞれ 2 倍, 2.1 倍となる。

(b) 横筋は半開口によって切られる補強筋量と同等量の横筋を, 煙導開口部上下 $L/2$ の範囲に追加して配筋する。すなわち, この領域では横筋量が 2 倍となる。

(c) 開口周りには, 開口の辺りに直交する鉄筋 (直交筋) を縦・横筋の $1/2$ の量だけ追加して配筋する。

(d) (a), (b) で追加する鉄筋の定着長は, 開口部の面より $L/2$ とする。(c) で追加する直交筋の定着長は, $5/6 L$ ($5/6 L$ は $L/2 +$ 鉄筋定着長) とする。ただし, 鉄筋定着長は本実験では $L/3$ とし, 必要定着長 $30d$ (d : 鉄筋公称径) 以上を確保するものとした。

2.3 実験方法

図-4 に曲げ破壊型試験体 (No.1, 2, 3, 6, 7, 8) の載荷装置図を, 図-5 にせん断破壊型試験体 (No.4, 5)

(a) 水平力載荷方法

(b) 軸力載荷方法

(c) 載荷計画

図-4 載荷方法 [No.1, 2, 6, 7, 3, 8]

図-5 荷重方法 [No. 4, 5]

図-6 変位計位置 (No. 1, 2, 6, 7)

の荷重装置を示す。水平力は、試験体上部に設置した加力治具に取り付けた2本の油圧ジャッキにより荷重し、実験中は試験体にねじれが生じないように、2本のジャッキの変位が同一変位となるように制御した。

また、軸力は図-4(b) および図-5(b) に示すように、加力梁の上に設けた加力治具に取り付けた4本のセンターホール油圧ジャッキにより荷重し、実験中一定値に

鉄筋 { ①～⑤ 6ヶ所 基礎上面より@500
⑥～⑩ 1ヶ所 基礎上面より
横筋 ①～⑤ 5ヶ所 基礎上面より@500

図-7 煙突脚部鉄筋歪測定位置

なるように保持した。荷重した軸力は煙突脚部の長期軸力を想定し、応力度にして $\sigma_0 = 27 \text{ kg/cm}^2$ である。

2.4 測定方法

図-6、図-7に変位計、鉄筋歪ゲージの位置を示す。変位は、水平、鉛直変位とも試験体の断面の4隅において測定を行った。また、曲げ変形算定用としては、試験体の加力方向に対して圧縮側および引張側となる隅部に、鉛直方向に並べて埋込まれたボルト間の軸方向変位を測定した。

2.5 使用材料の性質

表-2にコンクリートの配合表を示し、表-3に鉄筋

表-2 コンクリート・モルタルの配合表

部 位	Fc	W/C	S/a	W	C	S	G	Ae
	kg/cm ²	%	%		kg/m ³			g/m ³
加力梁、基礎	350	40.0	42.0	192	480	671	943	1.68
煙突壁部	300	62.6	—	285	455	1485	—	—

表-3 鉄筋引張試験

径	公称断面積 (cm ²)	Na	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
D6	0.32	1	4131.3	6281.3	15.41
		2	4225.0	6250.0	14.38
		3	4140.6	6264.5	14.89
		AV	4165.6	6265.3	14.89

表—4 煙突壁部コンクリート材料強度試験結果

No.	脚部からの高さ	圧縮強度 σ_c	割裂強度 σ_t	ヤング係数 E_c
	m	kg/cm ²	kg/cm ²	$\times 10^5$ kg/cm ²
1	0.5~1.0	306.1	22.0	2.02
	1.0~2.0	365.9	21.5	2.12
	2.0~4.0	326.2	28.3	1.90
2	0.5~1.0	371.6	32.7	1.91
	1.0~2.0	378.1	26.2	2.07
	2.0~4.0	335.0	23.0	1.95
3	0.5~1.0	316.0	30.4	1.71
	1.0~2.0	323.8	28.0	1.62
	2.0~4.0	381.2	34.0	1.95
4	0.5~2.0	350.9	33.2	2.03
5	0.5~2.0	310.3	23.3	1.90
6	0.5~1.0	343.1	24.9	1.80
	1.0~2.0	357.6	26.3	1.95
	2.0~4.0	362.3	29.8	1.96
7	0.5~1.0	380.8	35.0	1.97
	1.0~2.0	387.9	36.9	2.07
	2.0~4.0	354.9	33.7	1.97
8	0.5~1.0	307.0	26.4	1.93
	1.0~2.0	320.6	24.9	1.67
	2.0~4.0	387.3	34.0	2.04

* ヤング係数 E_c は $\sigma_c/4$ 時のセグメント・モジュラス

の引張試験結果を、表—4 に試験体煙突部の材料試験結果を示す。

試験体の基礎および加力梁は骨材粒径 15 mm の早強コンクリートとし、煙突壁部は骨材粒径 5 mm の普通コンクリートとした。試験体への打設前に 2 回の試験練りを行い、調合を決定した。煙突壁部のコンクリート打設は縦打ちとし、1 回の打設高さは 1 m を基準とした。

3. 実験結果

図—8~11 に最終破壊状況、荷重-水平変位曲線を示す。図中に、ひび割れ荷重時、鉄筋降伏時、圧壊時の荷重を表示した。

試験体の破壊経過の概要は、以下のとおりである。

(1) 無開口試験体 No. 1, No. 2

壁脚部の曲げひび割れ発生
 曲げせん断ひび割れ発生
 壁脚部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 壁脚部隅部の圧壊

(2) 有開口試験体 No. 6, No. 7

フランジ部の煙導開口隅角部の斜めひび割れ発生
 壁脚部の曲げひび割れ発生
 曲げせん断ひび割れ発生
 壁脚部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 開口部下部の圧壊
 急激な耐力低下となる。

(3) 無開口斜め加力試験体 No. 3

壁脚部隅部の曲げひび割れ発生

図—8 荷重・変位曲線（無開口試験体）

図—9 荷重・変位曲線（有開口試験体）

曲げせん断ひび割れ発生
 壁脚部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 壁脚部隅部の圧壊

(4) 有開口斜め加力試験体 No. 8

煙導開口隅角部の斜めひび割れ発生

壁脚部隅部の曲げひび割れ発生
 曲げせん断ひび割れ発生
 壁脚部隅部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 開口部下部の圧壊

図一10 荷重・変位曲線（斜め加力試験体）

図一11 荷重・変位曲線（せん断破壊型試験体）

(5) せん断破壊型 90°加力試験体 No. 4
 壁脚部の曲げひび割れ発生
 せん断ひび割れ発生
 壁脚部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 せん断すべり破壊（斜めひび割れに沿う）

(6) せん断破壊型斜め加力試験体 No. 5
 壁脚部隅部の曲げひび割れ発生
 せん断ひび割れ発生
 壁脚部引張鉄筋降伏
 最大荷重
 せん断すべり破壊（圧縮側にて）

4. 実験結果の考察

4.1 鉄筋の歪分布

図一12、図一13 に脚部隅部引張鉄筋降伏時の縦筋の歪分布を示す。

開口の有無にかかわらず、各試験体とも壁の引張側フランジ部に相当する測定点では、隅部から降伏が始まる。

図一12 煙突壁脚部鉄筋歪分布

図一13 煙突壁脚部鉄筋歪分布

有開口試験体 No. 6, No. 7 では、煙導開口によって切断された縦筋の歪が小さく、歪分布も開口位置で不連続となっている。

4.2 曲げ変形，せん断変形の算出

図-6 に示した試験体の軸方向変位より壁高さ方向の曲率分布を求め、図-14 に従い (1) 式から曲げ変形 δ_B を算出した⁴⁾。

$$\delta_B = \sum_{i=1}^n |(\Delta\delta L_i - \Delta\delta R_i) \cdot dH_i / L| \dots\dots\dots (1)$$

さらに、せん断変形 δ_s は、全体変形から曲げ変形 δ_B を差し引くことで求めることができる。

図-15～図-17 に曲げ変形と全体変形の比を示す。

図-14 曲げ変形計算の仮定

図-15 曲げ変形と全体変形

図-16 曲げ変形と全体変形

図-17 曲げ変形と全体変形

図から、曲げ破壊型試験体では曲げ変形が全体変形の 60～80 % となっている。隅部引張鉄筋の降伏 ($\delta=10$ mm) 後は曲げ変形と全体変形の比は一定となっている。

5. 破壊包絡線の比較

5.1 軸力の影響

図-18 に、無開口で軸力 0 の No. 1 と、無開口で軸力 27 kg/cm² の No. 2 との破壊包絡線の比較を示す。

No. 2 は軸力の寄与だけ 15 % ほど最大耐力が増加するが、最大耐力時変位は No. 1 に比べて約 1/2 に低下する。

5.2 開口による影響

図-19 に 90° 加力で無開口の No. 2 と有開口の No. 6, No. 7 および斜め加力で無開口の No. 3 と有開口の No. 8 の破壊包絡線の比較を示す。

90° 加力では、有開口の No. 6, 7 とともに降伏耐力は No. 2 の約 0.90 倍であるが、No. 6, No. 7 の降伏時変位は No. 2 とほぼ同等である。最大耐力時変位は無開口の No. 2 では $4\delta_y$ ($R=1/67.5$) であるが、有開口の No. 6, No. 7 では $3\delta_y$ ($R=1/90$) と、多少低下している。

斜め加力では、有開口の No. 8 の最大耐力は無開口の No. 3 の約 90 % となっている。これは、90° 加力の場合と同様な傾向である。しかし、斜め加力では最大耐力時変位は無開口の No. 3 と No. 8 でほぼ同等である。

図-18 破壊包絡線 [No. 1, 2]

図-19 破壊包絡線 [No. 2, 6, 7, 3, 8]

図-20 破壊包絡線 [No. 4, 5]

5.3 加力方向の影響

図-19の破壊包絡線において、無開口試験体について着目すると、90°加力のNo.2と斜め加力のNo.3では、変形が約15 mmまでは斜め加力のNo.3と90°加力のNo.2の履歴はほぼ同様である。

しかし、斜め加力のNo.3では、変形が約20 mmから、圧壊が始まり耐力が急激に低下し、終局時変位は90°加力のNo.2の約1/2に低下しており、梅村ら¹¹⁾、遠藤ら¹²⁾ボックス形立体耐震壁の実験結果とまったく異なった傾向を示した。

同様に、図-19の破壊包絡線において、有開口試験体について着目すると、斜め加力のNo.8の耐力は90°加力のNo.6、No.7に比べて10%程度低下している。また、斜め加力のNo.8の終局時変位は90°加力のNo.6、No.7の2/3程度に低下している。

5.4 セン断破壊型試験体

図-20に、せん断破壊型試験体で90°加力のNo.4と斜め加力のNo.5の破壊包絡線の比較を示す。

図に示すように、せん断破壊型試験体では、No.4とNo.5の破壊包絡線は破壊に至るまでほとんど一致している。遠藤ら¹²⁾のボックス形立体耐震壁の研究では、斜め加力の場合は約10%最大耐力、変形性能の上昇が見られたが、本実験では、加力方向の影響はほとんどなかった。

6. 復元力特性に関する検討

6.1 簡易計算法による曲げ変形計算値の算定方法

試験体の断面を、図-21に示すように高さ方向に分割し、さらに各高さごとに平面的に分割し、 e 関数法に準じた方法で $M-\phi$ 関係を求め、曲げに対する各耐力および変形を簡易的に算定した（以下の方法を簡易計算法と呼ぶ）。

算定の手順は以下のとおりである。

- ① 断面を分割する
- ② 各要素の応力の算定
- ③ 力の釣合条件
- ④ 中立軸位置を求める
- ⑤ モーメント M を求める

図-21 試験体のモデル化

図-22 開口周辺の仮定

図-23 τ - y 関係

⑥ 曲率 $\phi=1/\rho$ を求める

⑦ 高さ方向の曲率分布より曲げ変形を求める

この算定法では、平面保持を仮定し、鉄筋は壁芯位置に集中するものとした。また、コンクリートの引張強度は表-3の割裂強度とした。ただし、仮設開口、煙導開口での縦筋およびコンクリートは、図-22のように仮定し、縦筋は基礎内に十分定着されており抜け出しは無視した。

6.2 セン断復元力特性の計算値の算定方法

せん断の復元力特性を図-23のような3折点からな

る τ - γ 関係で表示し、各折点および終局点を次式より算定した。ただし、せん断強度の算定に用いた有効断面積は全断面積の 1/2 とした^{16), 17)}。

(1) 第1折点

$$\tau_1 = \sqrt{F_c} (\sqrt{F_c} + \sigma_v) \quad (2)$$

$$\gamma_1 = \tau_1 / G \quad (3)$$

(2) 第2折点

$$\tau_2 = 1.35 \tau_1 \quad (4)$$

$$\gamma_2 = 3 \gamma_1 \quad (5)$$

(3) 終局点

$$\tau_3 = [1 - \tau_s / (4.5 \sqrt{F_c})] \tau_0 + \tau_s \quad (6-1)$$

$$(\tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c})$$

$$= 4.5 \sqrt{F_c} \quad (\tau_s > 4.5 \sqrt{F_c}) \quad (6-2)$$

$$\gamma_3 = 4.0 \times 10^{-3} \quad (7)$$

$$\tau_0 = (3 - 1.8 M / QD) \sqrt{F_c}$$

ただし、 $M / QD > 1$ のとき $M / QD = 1$

$$\tau_s = (P_v - P_h) s \sigma_y / 2 + (\sigma_v + \sigma_h) / 2$$

F_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (kg/cm²)

E : コンクリートのヤング係数 (kg/cm²)

P_v, P_h : 縦、横筋比 (実数)

σ_v, σ_h : 縦、横軸応力度 (kg/cm²) (圧縮を正とする)

$s \sigma_y$: 鉄筋材料強度 (kg/cm²)

M / QD : せん断スパン比

6.3 実験値と計算値の比較

表—5 に、諸荷重の計算結果一覧を示す。

曲げひび割れの実験値は、曲げ破壊型試験体 No. 1, No. 2, No. 6, No. 7, No. 3 では簡易計算法により求めた計算値と比較的よく一致しているが斜め加力試験体 No. 8, せん断破壊型試験体 No. 4, No. 5 では計算値よりもかなり低い値となっている。

隅部引張鉄筋降伏荷重の実験値は、No. 3 を除いて計算値より 14~47 % 低い値となっている。フランジ部引張鉄筋降伏荷重の実験値は計算値と比較的一致している。

90° 加力試験体 No. 2, No. 6, No. 7 では、終局荷重実験値は簡易計算法により求めた計算値とよく一致しているが、斜め加力試験体 No. 3, No. 8 では、実験値は計算値より約 20 % ほど低い値を示した。

せん断破壊型試験体 No. 4, 5 では、終局荷重実験値はせん断終局強度計算値の約 90 % と、比較的良好一致している。

6.4 曲げ変形関係

図—24, 図—25 に、簡易計算法で求めた荷重-曲げ変形関係を示す。曲げ破壊型試験体 No. 2, No. 6, No. 7

図—24 荷重-曲げ変形計算結果 (No. 2, 6, 7)

表—5 実験結果と解析結果の比較

	曲げひび割れ荷重 Q _{bc}			せん断ひび割れ 荷重 Q _{sc}			隅部鉄筋引張降伏 荷重 Q _y			フランジ部鉄筋引張 降伏荷重 Q _{fy}			終局荷重 Q _u				
	TEST	CAL	TEST CAL	TEST	CAL	TEST CAL	TEST	CAL	TEST CAL	TEST	CAL	TEST CAL	TEST	CAL1	CAL2	TEST CAL1	TEST CAL2
No. 1	10.5	8.3	1.30	29.2	40.6	0.72	31.6	41.5	0.76	37.9	45.7	0.83	56.4	56.5	163.	0.99	0.35
No. 2	12.6	11.2	1.10	34.0	63.9	0.53	47.0	54.6	0.86	66.9	59.7	1.12	69.5	69.0	167.	1.01	0.42
No. 6	10.0	11.8	0.80	32.0	62.2	0.51	42.2	53.1	0.79	51.5	58.4	0.88	63.1	65.0	148.	0.97	0.43
No. 7	12.6	12.7	0.98	29.5	64.5	0.46	42.0	53.7	0.78	59.9	59.0	1.02	61.7	66.0	146.	0.93	0.42
No. 3	20.0	21.9	0.90	35.0	60.5	0.58	53.0	53.0	1.00	---	---	---	60.0	72.5	164.	0.83	0.37
No. 8	12.1	19.4	0.63	31.4	59.8	0.53	39.1	48.0	0.81	---	---	---	57.0	70.5	144.	0.81	0.40
No. 4	20.0	30.2	0.66	25.0	62.6	0.40	102.	158.	0.65	---	---	---	151.	202.	168.	0.75	0.89
No. 5	26.5	54.0	0.49	34.5	60.4	0.57	77.9	148.	0.53	---	---	---	150.	206.	164.	0.73	0.92

1) Q_{bc}-CAL: 断面分割法の曲げひび割れ発生時

2) Q_{sc}-CAL: $= \tau_1 \times A$, $\tau_1 = \sqrt{F_c} (\sqrt{F_c} + \sigma_v)$

3) Q_y-CAL: 断面分割法の隅部鉄筋降伏時

4) Q_{fy}-CAL: 断面分割法のフランジ部鉄筋降伏時

5) Q_u-CAL1: 断面分割法で圧縮縁歪度 = 0.004 時

6) Q_u-CAL2: $= \tau_3 \times A$, $\tau_3 = \{1 - \tau_s / (4.5 \sqrt{F_c})\} \tau_0 + \tau_s$ ($\tau_s \leq 4.5 \sqrt{F_c}$)
 $= 4.5 \sqrt{F_c}$ ($\tau_s > 4.5 \sqrt{F_c}$)

$\tau_0 = (3 - 1.8 M / QD) \sqrt{F_c}$

ただし、 $M / QD > 1$ のとき $M / QD = 1$

$\tau_s = (p_v + p_h) s \sigma_y / 2 + (\sigma_v + \sigma_h) / 2$

7) Q_u-CAL2の算出時に有開口試験体 (No. 6, 7, 8) については、CAL2を開口による低減率 (開口を除く有効断面積 / 有効断面積) を割じた。

図-25 荷重-曲げ変形計算結果 (No. 3, 8)

図-26 荷重-せん断変形計算結果 (No. 4, 5)

では簡易計算法による曲線は実験結果と比較的よく対応している。No. 3, No. 8 では実験結果が簡易計算法による曲線を下回っている。

6.5 せん断変形関係

図-26 に、せん断破壊型試験体 No. 4, No. 5 の荷重-せん断変形曲線を示す。第一折点と第 2 折点の実験値が計算値の約 50 % と低く実験では接線剛性も低い。また、終局点の変位も実験結果の最大耐力時変位の約 1/2 となっている。これは、試験体の壁厚が 60 mm と薄肉であり製作時に生じた収縮ひび割れ等の初期ひび割れのためと思われる。

7. まとめ

本研究は異型煙突の構造特性に影響を与える諸因子を取り上げ、それらがどのような影響を及ぼすかを、実験

による確認を行った。本実験条件の範囲で得られた成果および結論をまとめると以下になる。

- 1) 曲げ破壊型試験体では、引張り側軸力を加えない試験体では鉄筋降伏後も、荷重-変位関係で部材角にして 1/50 まで耐力低下が起こらず安定した復元力特性が得られた。また軸力を加えた無開口試験体では耐力が 15 % ほど増加したが、変形性能は軸力を加えない試験体の約 1/2 に減少した。
- 2) 有開口試験体は、無開口試験体に比較して、加力方向にかかわらず、最大耐力は約 90 % であった。
- 3) 斜め加力試験体では有開口、無開口試験体とも 90° 方向加力に比べ変形性能の低下がみられた。
- 4) 脚部の縦筋の歪分布測定結果より、煙導開口部により切断される縦筋は曲げ耐力への寄与は少ないと考えられる。
- 5) 曲げスケルトンカーブのモデル化に関しては簡易計算法を提案した。曲げについては 0°, 90° 方向と 45° 方向では、実験結果と解析で多少の方向性が見られたが、計算結果は実用上十分な精度であることが分かった。
- 6) せん断のスケルトンカーブのモデル化に関してはせん断スパン比の大きい煙突などは初期の曲げひび割れがせん断ひび割れに進展するため、既往の算定式の 2/3 程度であり、第一折点の評価には注意が必要である。

以上、異型煙突の構造特性を決定する一因として、開口部、加力方向、せん断スパン比、複合応力などの影響は大きく、構造設計に関してはこれらを考慮することが望ましい。また、せん断に関してはさらに検討が必要である。

謝 辞

この超高異型煙突の構造に関する研究では、東京電力(株)建設部建築課の方々、同技術研究所の方々に御指導や、貴重なデーターを発表する機会を与えて頂きました。また、日本国土開発(株)の方々には実験を行って頂きました。さらに、東京大学の青山教授に終始御指導頂きました。厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 表佑太郎, 武田寿一: 鉄筋コンクリート造煙突の弾塑性応答に関する研究 (その一・模型実験と解析), 日本建築学会論文報告集, 第 215 号, pp. 21~29, 昭和 49 年 1 月
- 2) 武藤 清, 太田外気晴, 内田一義: 超高 RC 造煙突の振動実験, 日本建築学会論文報告集, 第 208 号, pp. 1~13, 昭和 48 年 6 月
- 3) 内田一義: 超高 RC 造煙突の動的耐震設計法に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 211 号, pp. 27~35, 昭和 48 年 9 月
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート煙突の構造設計指針, 昭和 51 年 6 月
- 5) 日本建築センター: 煙突構造設計施工指針, 昭和 57 年

- 6) 瀬戸川 葆：円筒型鉄筋コンクリート耐震壁に関する水平加力実験，日本建築学会論文報告集，第 290 号，pp. 57～67，昭和 55 年 4 月
- 7) 高山 誠，半谷裕彦：搭状型鉄筋コンクリート円筒シェルに関する研究，シェアスパン比の影響について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1697～1698，昭和 58 年 9 月
- 8) 小垣善一，ほか 5 名：円筒型 RC 耐震壁に関する弾塑性応答解析（数値計算例 その 1, 2, 3），日本建築学会近畿支部，研究報告集，pp. 105～116
- 9) 斉藤英明：鉄筋コンクリート製格納容器の開発（その 2）開口のある円筒モデルのねじり加力実験，日本建築学会大会学術講演梗概要集，pp. 1233～1234，昭和 63 年 10 月
- 10) 内田 孝，ほか 4 名：原子炉発電用鉄筋コンクリート造格納容器の事故時内圧・水平同時加力模型実験（その 1～その 5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1827～1832，昭和 54 年 9 月
- 11) 梅村 魁，青山博之，細川洋治：鉄筋コンクリート立体耐震壁の耐力と復元力特性に関する実験的研究（その 1～その 3），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1577～1582，昭和 51 年 10 月
- 12) 遠藤 彰，渡辺 丹ほか：二方向入力によるボックス壁の力学性状に関する実験的研究（その 1，その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 827～830，昭和 60 年 10 月
- 13) 坂元健一郎，三瓶昭彦ほか：建屋の復元力特性に関する研究（その 2～その 5）：日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 1497～1504，昭和 58 年 9 月
- 14) Specification for the Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys (ACI 307-69), Chapter 4-4.4
- 15) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準，昭和 63 年
- 16) 吉崎征二，田中宏志：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法（その 2・収集データの分析及び文献），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 291～292，昭和 62 年 10 月
- 17) 古川 茂，田中宏志，井元勝慶，吉崎征二：原子炉建屋鉄筋コンクリート耐震壁の復元力特性評価法（その 1・復元力特性評価法），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 289～290，昭和 62 年 10 月

(1992 年 11 月 20 日原稿受理，1993 年 6 月 29 日採用決定)