

出雲大社国旗掲揚塔の設計について

白髪 誠一*1・北條 稔郎*2・矢口 正宏*3・浅川 弘一*4

1. はじめに

本計画は、昭和10年頃に設計・施工された国旗掲揚塔を建て替えるものである。この国旗掲揚塔は、高さ47mと国内最大規模の旗竿であり、掲揚される国旗も72畳(8.7m×13.6m)と非常に大きなものである。

本設計においては、直径1.2m、高さ47mという非常に細長い構造物の地震時および暴風時の挙動の把握ならびに旗に作用する風荷重の評価が課題となった。

本報告では、国旗掲揚塔の耐震設計ならびに耐風設計について報告する。

2. 工作物概要

工事名称：出雲大社国旗掲揚塔建設工事

建設場所：島根県簸川郡大社町

用途：国旗掲揚塔

施主：島根県森林組合連合会

建築設計：(株)馬庭建築設計事務所

構造設計：(株)馬庭建築設計事務所

(株)北條建築構造研究所

施工：(株)森本組

PC工事：オリエンタル建設(株)

最高高さ：GL+47.0m

構造種別：地業 既製コンクリート杭(PHC杭)

基礎 鉄筋コンクリート造

塔体 PCaPC造

3. 既存塔概要および設計計画概要

既存の国旗掲揚塔は、昭和10年頃に設計・施工されたもので、高さ約47m、直径が約1050~400mmの円筒形断面の場所打ち鉄筋コンクリート造であった。既存塔の解体時に行った調査によると、コンクリートの圧縮強度は23.1~32.8N/mm²であり、中性化は塔体表面には確認されず、中空部分では0~98mmの深さの中性化が確認された。主筋には丸鋼が使用されており、脚部で30-φ19、頂部近傍では8-φ13であった。φ19に対して引張試験を行った結果、降伏点317N/mm²、引張強さ480N/mm²であった。

図-1に完成予想図を示す。建替え計画において、塔の規模は既存塔と同規模とし、塔体の頂部に設置される擬宝珠頂部までの高さを47mとした。この高さは、出雲大社



図-1 完成予想図

の古代神殿の高さが48mであったとの言い伝えがあることから、この高さを超えないように決定された。また、既存塔が鉄筋コンクリート造であったことから、新設塔もコンクリート材料による塔とした。

掲揚される国旗は72畳(8.7m×13.6m)の大きさであり、掲揚および降納するためのワイヤーの一方は塔体内部に通される。

4. 構造計画概要

4.1 架構形式および構造種別

国旗掲揚塔は、基礎からの片持ち柱架構である。基礎は、図-2に示すように直径6.7mの円に外接する正八角形のRC造とし、8本のPHC杭(500φ, L=10.0m)を配置した。塔体は、外径φ1200~φ480mmおよび内径φ600~φ100mmの円筒形断面である。

塔体は、以下の理由によりPCaPC造を採用した。

- 1) 施工精度が高く、現場での施工期間が短い。
- 2) 耐久性および耐候性の高い高強度コンクリートの使用が可能である。

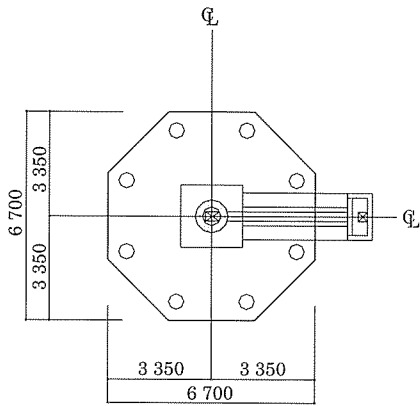
*1 Seichi SHIRAGA：(株)北條建築構造研究所

*2 Toshio HOJO：(株)北條建築構造研究所

*3 Masahiro YAGUCHI：(株)馬庭建築設計事務所

*4 Hirokazu ASAKAWA：オリエンタル建設(株)

3) プレストレスを導入することで、ひび割れの発生を抑制できる。



基礎伏図
図 - 2 伏図

図 - 3 に PCa 部材配置図を示す。塔体は、工場で製作可能な PCa 部材長さが約 5 m であることから、46 m の塔体を 10 ピースの PCa 部材に分割した。

図 - 4 に部材断面の例を示し、表 - 1 に使用材料を示す。

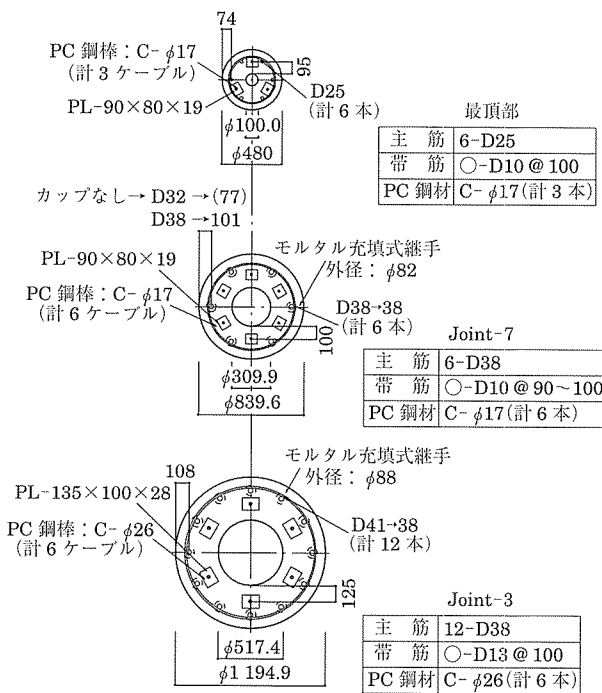


図 - 4 部材断面図

表 - 1 使用材料

材料	使用部位	種類
コンクリート	プレキャスト部材	$F_c = 50 \text{ N/mm}^2$
	基礎	$F_c = 36 \text{ N/mm}^2$
鉄筋	柱主筋	SD 345 (D25) SD 390 (D29 ~ D41)
	帯筋	SD 295A (D10, D13)
PC鋼材	柱	SBPR I 080/I 230 (φ17, φ23, φ26)

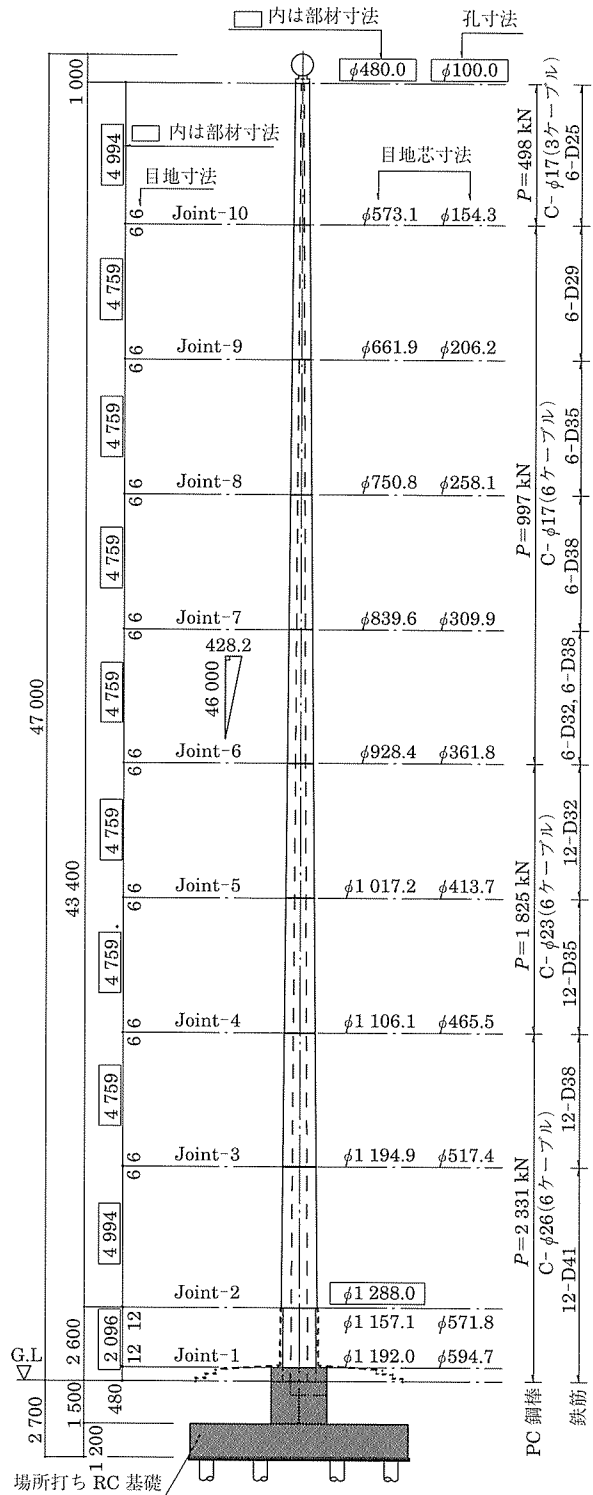


図 - 3 PCa 部材配置図

PCa 部材の各接合部において、鉄筋継手はモルタル充填式とし、PC 鋼棒はカップラー接合を採用した。各部材で導入されるプレストレス力は、コンクリート断面に対し 2.0 ~ 4.7 N/mm² である。

4.2 設計方針

(1) 耐震設計

表 - 2 に耐震設計の目標値を示す。耐震設計は、「まれに発生する地震動（希地震）」および「きわめてまれに発生す

表 - 2 耐震設計の目標値

レベル		まれに発生する地震動 (希地震)	きわめてまれに発生する 地震動 (極希地震)
上部 架構	最大せん断力 応答	短期許容せん断力以下	短期許容せん断力以下
	最大転倒 モーメント応答	短期許容曲げモーメント 以下	降伏曲げモーメント以下
基礎		短期許容耐力以下	短期許容耐力以下

る地震動 (極希地震) に対して構造体が安全であることを地震応答解析により確認する。

(2) 耐風設計

表 - 3 に耐風設計の目標値を示す。暴風時には、旗は降納されているとし、塔体のみ作用する風荷重に対して塔体の安全性を確認する。また、旗が掲揚されている場合については、地上 10 m における平均風速が 15 m/sec に達しても塔体に損傷が生じない設計とした。この平均風速 15 m/sec は、台風の強風域の風速に該当し、出雲地方で強風注意報が発表される風速 12 m/sec とほぼ一致する。

掲揚されている旗に作用する風荷重については、現在、わが国に設計規準などはなく、研究例もない。このため、

表 - 3 耐風設計の目標値

(a) 旗が掲揚されていない場合

レベル		構造物の存在期間中に 1 回以上遭遇する可能性の高い暴風 (中規模な暴風)	きわめてまれに発生する 大規模な暴風 (大規模な暴風)
塔体	せん断力	短期許容せん断力以下	短期許容せん断力以下
	曲げモーメント	ひび割れ曲げモーメント 以下	短期許容曲げモーメント 以下
基礎		短期許容耐力以下	短期許容耐力以下

(b) 旗が掲揚されている場合

レベル		強風時 平均風速 15 m/sec
塔体	せん断力	短期許容せん断力以下
	曲げモーメント	ひび割れ曲げモーメント 以下
基礎		短期許容耐力以下

本設計では、旗に作用する風荷重は「Australian/New Zealand Standard」¹⁾ を参考に算出した。

5. 構造設計概要

5.1 部材の復元力特性

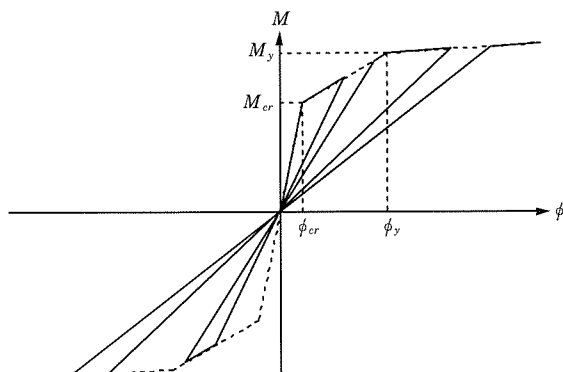


図 - 5 復元力特性

(1) 復元力特性

図 - 5 に PCaPC 部材の曲げに関する復元力特性を示す。曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係は、ひび割れ曲げモーメント M_{cr} と降伏曲げモーメント M_y で定義される Tri-Linear 型とし、履歴特性は原点指向型とした。

(2) ひび割れ曲げモーメント M_{cr}

ひび割れ曲げモーメント M_{cr} は、「プレストレストコンクリート設計施工規準」²⁾ に示される次式により算出した。

$$M_{cr} = (\sigma_{tB} + \sigma_{cp}) \cdot Ze$$

$$\sigma_{tB} = \frac{5}{3} \sigma_t$$

$$= \frac{5}{3} (0.07 \cdot F_c)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N + Pe}{Ac}$$

Ze : 鉄筋を考慮した断面係数

F_c : コンクリートの設計基準強度

N : 塔体重量による軸力

Pe : 有効プレストレス力

Ac : 柱のコンクリート断面積

M_{cr} に達したときの曲率 ϕ_{cr} は、次式による。

$$\phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{Ec \cdot I_e}$$

Ec : コンクリートのヤング係数

I_e : 鉄筋を考慮した断面 2 次モーメント

(3) 短期許容曲げモーメント

短期許容曲げモーメント sMa は、「鉄筋コンクリート構造計算規準」³⁾ に示される円筒断面柱の設計式を採用し、圧縮側コンクリートが短期許容圧縮応力度に達した場合、または、引張側鉄筋が短期許容引張応力度に達した場合とする。

(4) 降伏曲げモーメント M_y

降伏曲げモーメント M_y は、「鉄筋コンクリート構造計算規準」³⁾ に示される円筒断面柱の設計式を参考に、平面保持の仮定に基づき、圧縮側コンクリートが設計基準強度 F_c に達した場合、または、引張側鉄筋が引張強度 $1.1 F$ に達した場合と定義する。

M_y に達したときの曲率 ϕ_y は、次式による。

M_y が引張側鉄筋で決まる場合

$$\phi_y = \frac{r \epsilon_y}{D - \frac{D-dt}{2} - xn}$$

$$r \epsilon_y = \frac{1.1 F}{Er}$$

D : 柱外径

dt : 引張側コンクリート最外縁から主筋中心までの距離

xn : 圧縮側コンクリート最外縁から中立軸までの距離

Er : 鉄筋のヤング係数

M_y が圧縮側コンクリートで決まる場合

$$\phi_y = \frac{c \epsilon_y}{xn}$$

$$c \epsilon_y = \frac{F_c}{Ec}$$

表 - 4 入力地震波

地震波		まれに発生する地震動		きわめてまれに発生する地震動		継続時間 (sec)	解析時間 (sec)
		最大速度振幅 (cm/sec)	最大加速度振幅 (cm/sec ²)	最大速度振幅 (cm/sec)	最大加速度振幅 (cm/sec ²)		
観測波	EL CENTRO 1940 NS	25.0	255	50.0	511	53.76	53.76
	TAFT 1952 EW	25.0	248	50.0	497	54.40	54.40
	HACHINOHE 1968 NS	25.0	165	50.0	330	36.00	36.00
告示適合波	JSCA Hachinohe			88.9	636	60.00	60.00
	JSCA Tohoku			96.4	534	60.00	60.00
	JSCA Kobe			99.5	694	60.00	60.00

5.2 耐震設計

(1) 入力地震動

表 - 4 に設計に用いた地震波を示す。入力地震動は、過去に観測された地震波（観測波）と国土交通省告示第 1461 号に規定される解放工学的基盤における加速度応答スペクトルに適合し、同告示 1457 号 7-二に規定される表層地盤の増幅特性により加速度が増幅された地震動（告示適合波）を採用する。

観測波は、まれに発生する地震動の最大速度振幅として 25 cm/sec を採用し、きわめてまれに発生する地震動の最大速度振幅として 50 cm/sec を採用した。

告示波は、日本建築構造技術者協会（JSCA）が公開している解放工学的基盤において告示に示される加速度応答スペクトルに適合する地震波⁴⁾を用い、地表面における加速度応答スペクトルが固有周期 0.8 sec 以上の領域で告示に示される加速度応答スペクトルに適合するように増幅率（第

二種地盤： $G_s=2.025$ ）を与えた。

図 - 6 に極希地震に対する各地震波の波形を示し、図 - 7 に各地震波の減衰定数 5% に対する応答スペクトルを示す。

(2) 解析モデル

図 - 8 に解析モデルを示す。解析モデルは、塔体を 5 m ごとに質点を有する 9 質点の曲げ-せん断棒に置換した振動モデルであり、塔体脚部を固定とし、入力地震動は脚部に与えた。

表 - 5 に解析モデルの諸元を示す。曲げ剛性およびせん断剛性は材軸方向に 0.5 m ごとに算出し、それを 2.5 m ごとに平均化したものを採用した。曲げ-せん断棒は材軸直交分割柱（分割数 10）とし、 $M-\phi$ 関係は原点指向型、せん断変形は線形とした。

(3) 減衰

減衰は、塔体の 1 次固有周期に対して、減衰定数 $h_1=0.02$ とし、高次の振動に対しては剛性に比例すると仮定する。

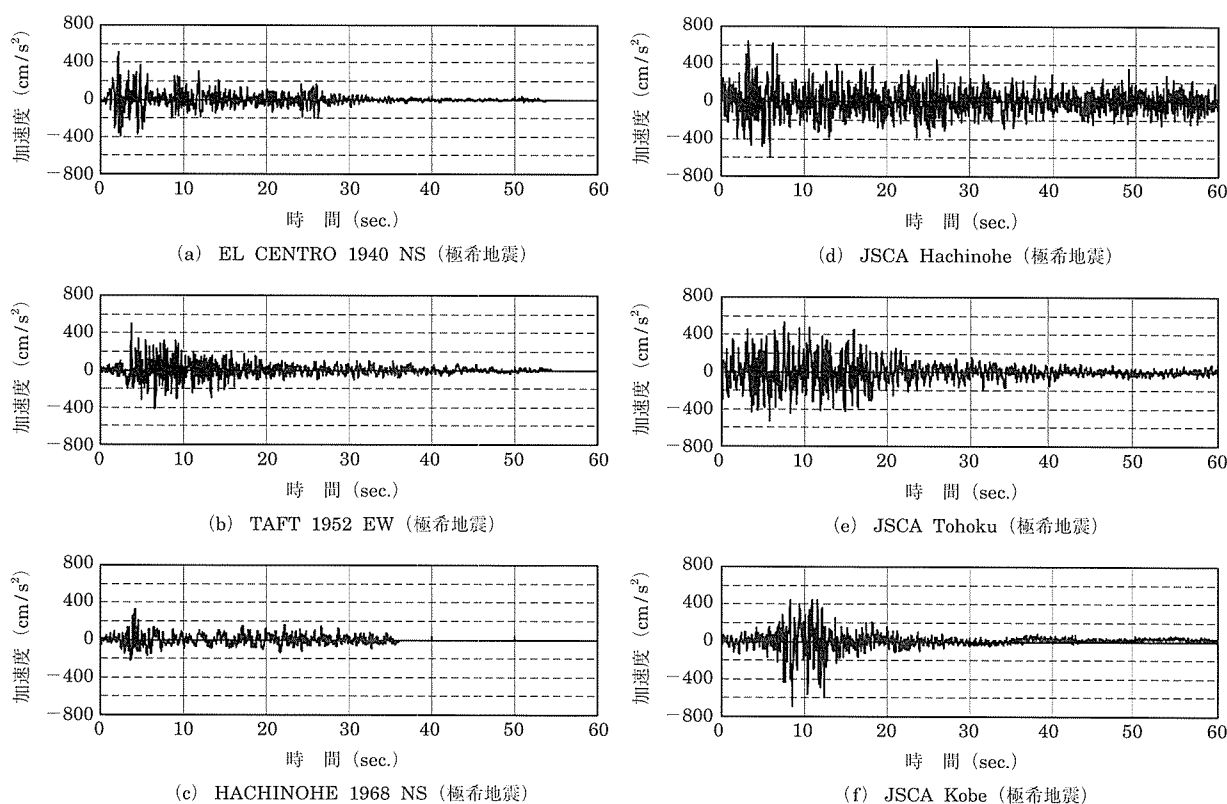
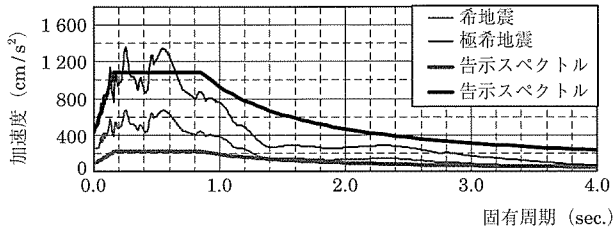
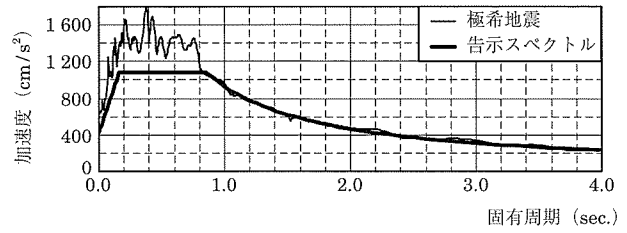


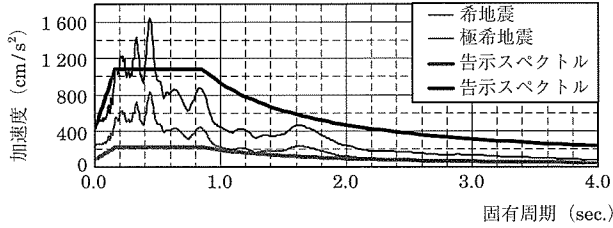
図 - 6 地震波形



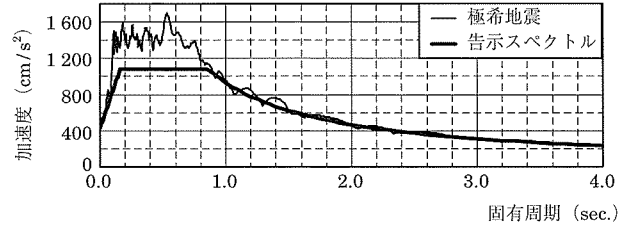
(a) EL CENTRO 1940 NS



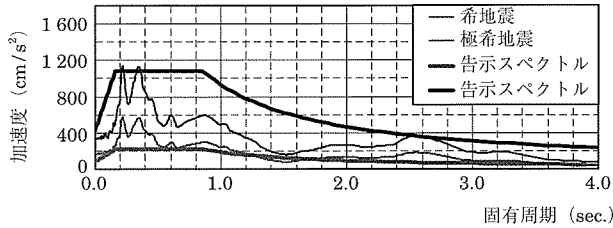
(d) JSCA Hachinohe



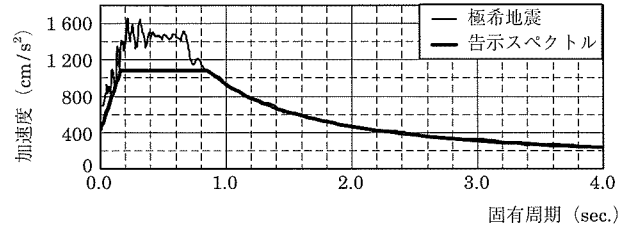
(b) TAFT 1952 EW



(e) JSCA Tohoku



(c) HACHINOHE 1968 NS



(f) JSCA Kobe

図 - 7 加速度応答スペクトル

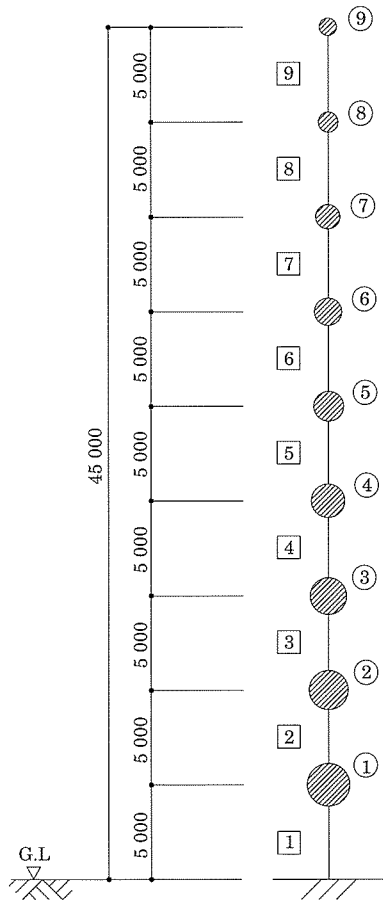


図 - 8 解析モデル

(4) 解析法

応答解析は、直接積分法による動的弾塑性解析とする。積分はニューマークβ法 ($\beta=0.25$) を用いる。応答解析には、2次元フレームの弾塑性解析プログラム「RESP-F」(株式会社構造計画研究所)を用いた。

(5) 固有周期および刺激関数

表 - 6 に固有値解析の結果得られた固有周期および刺激係数を示し、図 - 9 に刺激関数を示す。

(6) 希地震に対する応答解析結果

表 - 7 および図 - 10 に希地震に対する応答解析結果を示す。

表 - 5 解析モデルの諸元

質点	H m	W kN	ΣW kN	A_c cm ²	I_e cm ²	EI $\times 10^6 \text{ kN} \cdot \text{cm}^2$	GA/κ $\times 10^3 \text{ kN}$
9	45.00	20.9	20.9	1 693	291 000	995	2 011
	42.50			1 693	291 000	995	2 011
8	40.00	33.5	54.3	1 959	400 000	1 368	2 326
	37.50			2 239	553 000	1 892	2 660
7	35.00	43.5	97.9	2 535	725 000	2 480	3 011
	32.50			2 847	965 000	3 301	3 381
6	30.00	54.8	152.6	3 173	1 220 000	4 173	3 769
	27.50			3 515	1 547 000	5 292	4 174
5	25.00	67.1	219.8	3 871	1 904 000	6 513	4 598
	22.50			4 243	2 359 000	8 069	5 040
4	20.00	80.7	300.5	4 630	2 842 000	9 721	5 500
	17.50			5 033	3 394 000	11 610	5 978
3	15.00	95.4	395.9	5 450	4 023 000	13 761	6 474
	12.50			5 883	4 829 000	16 518	6 988
2	10.00	111.3	507.2	6 331	5 639 000	19 289	7 520
	7.50			6 794	6 677 000	22 840	8 070
1	5.00	128.4	635.5	7 273	7 701 000	26 342	8 638
	2.50			7 766	9 008 000	30 813	9 224
	0.00	63.7	699.2	8 275	10 281 000	35 168	9 829

表 - 6 固有値解析結果

次数	1次	2次	3次
固有周期 (sec)	2.481	0.674	0.286
刺激係数	1.885	-1.439	0.888
刺激関数			
9	1.885	-1.439	0.888
8	1.510	-0.542	-0.168
7	1.158	0.145	-0.584
6	0.843	0.540	-0.395
5	0.575	0.659	0.026
4	0.360	0.580	0.338
3	0.197	0.399	0.402
2	0.085	0.203	0.270
1	0.021	0.056	0.088

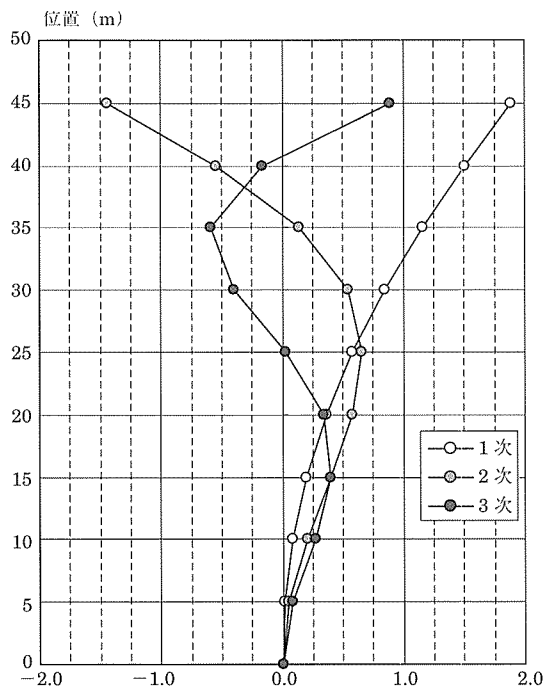


図 - 9 刺激関数

表 - 7 希地震に対する応答結果

地震波	頂部最大変位 (cm)	脚部転倒モーメント (kN・m)	脚部応答せん断力 (kN)	脚部応答せん断力係数
EL CENTRO 1942 NS	50.0	1 494	97.4	0.153
TAFT 1952 EW	29.6	1 038	76.6	0.121
HACHINOHE 1968 NS	91.3	1 929	75.8	0.119

表 - 8 極希地震に対する応答結果

地震波	頂部最大変位 (cm)	脚部転倒モーメント (kN・m)	脚部応答せん断力 (kN)	脚部応答せん断力係数
EL CENTRO 1942 NS	106.9	2 044	195.8	0.308
TAFT 1952 EW	67.4	2 164	182.7	0.287
HACHINOHE 1968 NS	118.7	2 024	151.0	0.238
JSCA Hachinohe	208.4	2 796	204.6	0.322
JSCA Tohoku	160.3	2 245	192.0	0.302
JSCA Kobe	231.2	2 614	214.1	0.337

す。解析の結果、塔体脚部における最大せん断力応答は EL CENTRO NS 波による 97.4 kN であり、ベースシア係数は 0.153 である。脚部における最大転倒モーメント応答は HACHINOHE NS 波による 1 929 kN・m であり、これは脚部の短期許容曲げモーメント sMa の 83 % であった。

(7) 極希地震に対する応答解析結果

表 - 8 および図 - 11 に極希地震に対する応答解析結果を示す。解析の結果、塔体脚部における最大せん断力応答は JSCA-Kobe 波による 214 kN であり、ベースシア係数は 0.337 である。脚部における最大転倒モーメント応答は JSCA-Hachinohe 波による 2796 kN・m であり、これは脚部の降伏曲げモーメントの 97 % に達している。この結果、脚部の転倒モーメントがほぼ降伏曲げモーメントに達していることとなるが、本設計において降伏曲げモーメントは、円筒断面の最外縁の鉄筋が降伏したときと定義しており、この降伏曲げモーメントを超えた後にも耐力上昇が期待できる。

5.3 耐風設計

(1) 旗が掲揚されていない場合の耐風設計

塔体に作用する風荷重は、以下の条件により建築基準法に準じて算出している。

- 地表面粗度区分：I
- 基準風速：30 m/sec
- 構造物高さ：H=47 m
- 構造物の幅：B=0.48~1.34 m

表 - 9 および図 - 12 に中規模な暴風時および大規模な暴風時における塔体の変形および応力と許容耐力の関係を示す。この結果、中規模な暴風時における塔体に作用する曲げモーメントは、ひび割れモーメントに対して約 77 % である。一方、大規模な暴風時における曲げモーメントは、ひび割れ曲げモーメントを超えているが、短期許容曲げモーメントに対しては約 83 % である。

表 - 9 暴風時の変形および応力

レベル	頂部最大変位 (cm)	脚部転倒モーメント (kN・m)	脚部せん断力 (kN)
中規模な暴風時	36.4	1 307	61.1
大規模な暴風時	84.2	2 092	97.8

(2) 旗が掲揚されている場合の耐風設計

旗に作用する風荷重は「Australian/New Zealand Standard」¹⁾に以下のように示されている。

The design wind pressures in pascals
(設計風圧力 単位：Pa)

$$p = (0.5 \cdot \rho_{air}) \cdot V_{des}^2 \cdot C_{fig} \cdot C_{dyn}$$

ρ_{air} = 1.2 kg/m³ : density of air (空気密度)

V_{des} : building orthogonal design speeds (設計用風速)

C_{fig} : aerodynamic shape factor (形状係数)

$$C_{fig} = 0.05 + 0.7 \frac{m_f}{\rho_{air} \cdot C} \left(\frac{A_{ref}}{C} \right)^{-1.25} = 0.062$$

m_f : mass per unit area of flag kg/m²

(旗の単位面積あたりの質量)

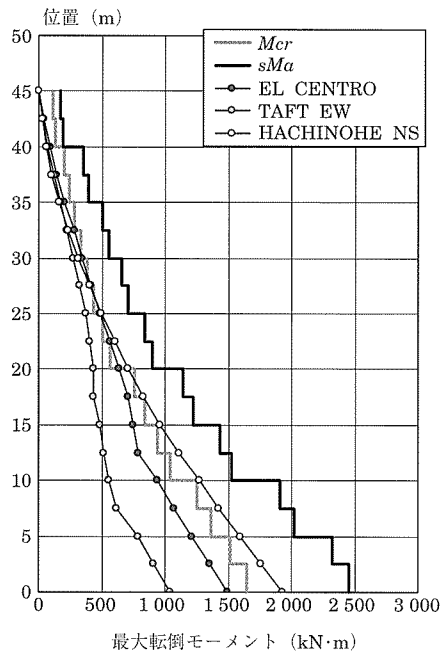
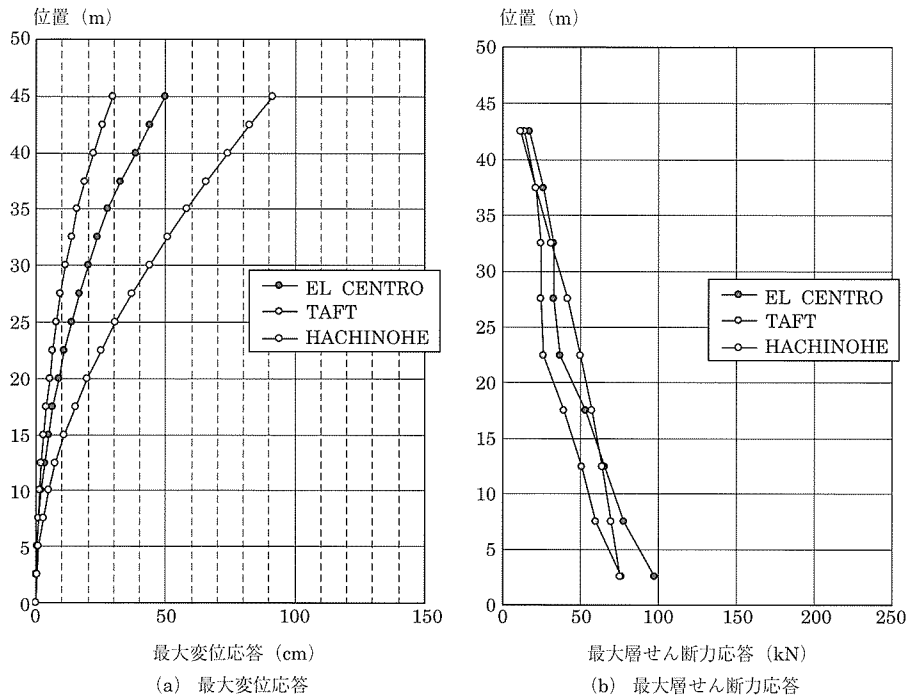


図 - 10 希地震に対する応答結果

C : height of flag (旗の高さ)

A_{ref} : reference area of flag (旗の面積)

C_{dyn} : dynamic response factor (=1.0) (動的応答係数)

ここで、 V_{des} は、「建築物荷重指針」⁵⁾を参考にし、以下のように算出した。

$$V_{des} = E \cdot V$$

$$E = E_r^2 \cdot G_f$$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表わす係数

G_f : ガスト影響係数

V : 地上 10 m における平均風速

表 - 10 に地上 10 m における平均風速と旗に作用する風

速および風荷重の関係を示す。同表より、地上 10 m における平均風速が 15 m/sec の場合、旗に作用する風速は約 59 m/sec であり、風荷重は約 14 kN となる。

表 - 11 および図 - 13 に検討の結果得られた変形および応力を示す。この結果、旗が掲揚されている場合、平均風

表 - 10 旗に作用する風速および風荷重

地上 10 m における平均風速 m/sec	旗に作用する風速 m/sec	旗に作用する風荷重 m/sec
5	18.6	1.52
10	37.2	6.10
15	55.9	13.73

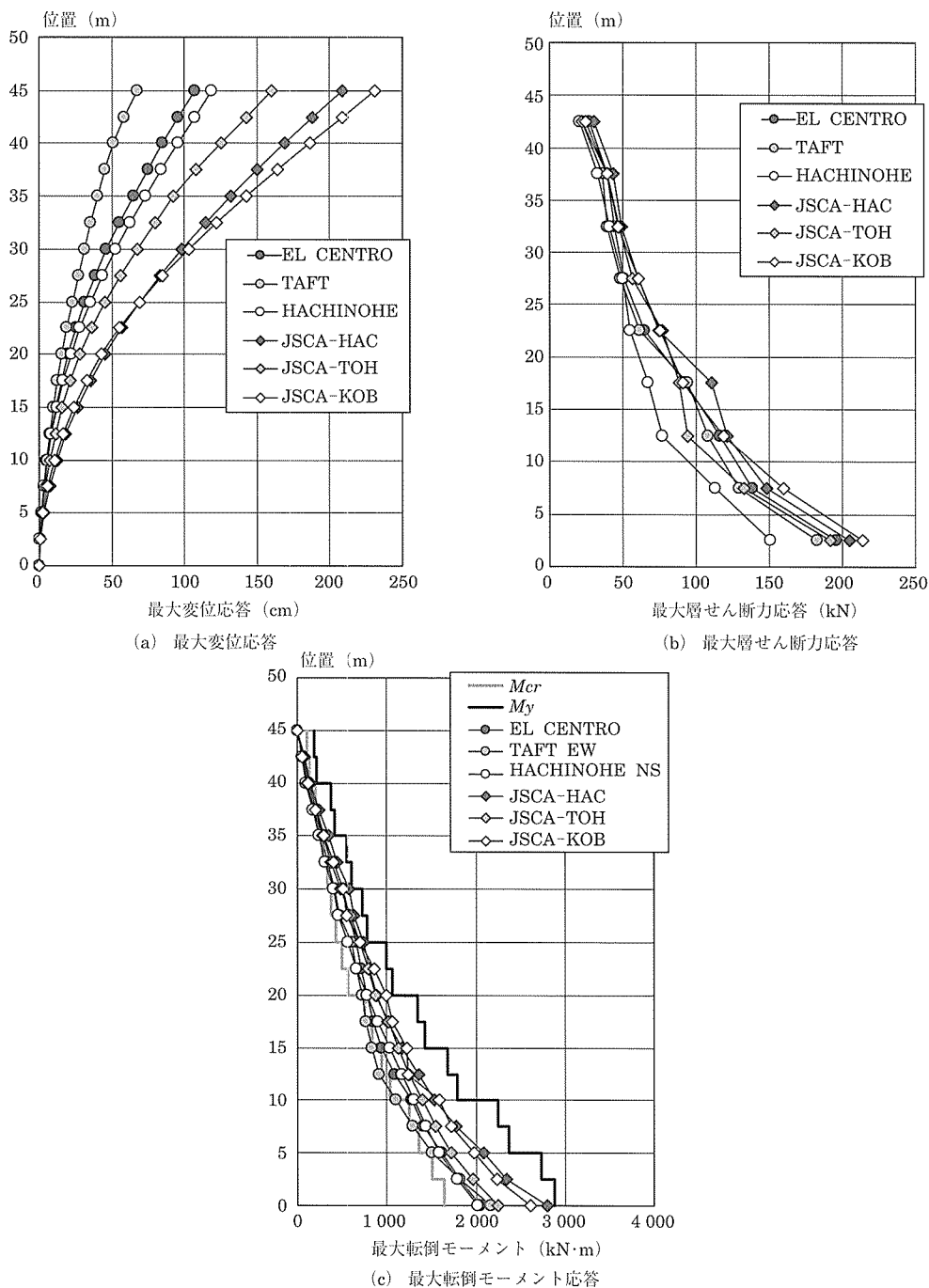


図 - 11 極希地震に対する応答結果

速 15 m/sec における塔体の曲げモーメントはひび割れモーメントの約 76 % である。

表 - 11 旗が掲揚されている場合の変形および応力

平均風速	頂部最大変位 (cm)	脚部転倒モーメント (kN・m)	脚部応答せん断力 (kN)
5 m/sec	4.6	106	3.2
10 m/sec	18.4	426	12.9
15 m/sec	41.4	958	29.0

6. おわりに

本設計においては、国内最大規模という旗竿の地震時および暴風時の設計目標の設定、また、旗に作用する風荷重の評価が課題であった。とくに旗に作用する風荷重については、海外の設計規準を参考にすることにより、評価することができた。なお、施工計画については、「第 12 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム」で発表予定である。

本国旗掲揚塔は、7 月 5 日に竣工奉告祭が行なわれ、解

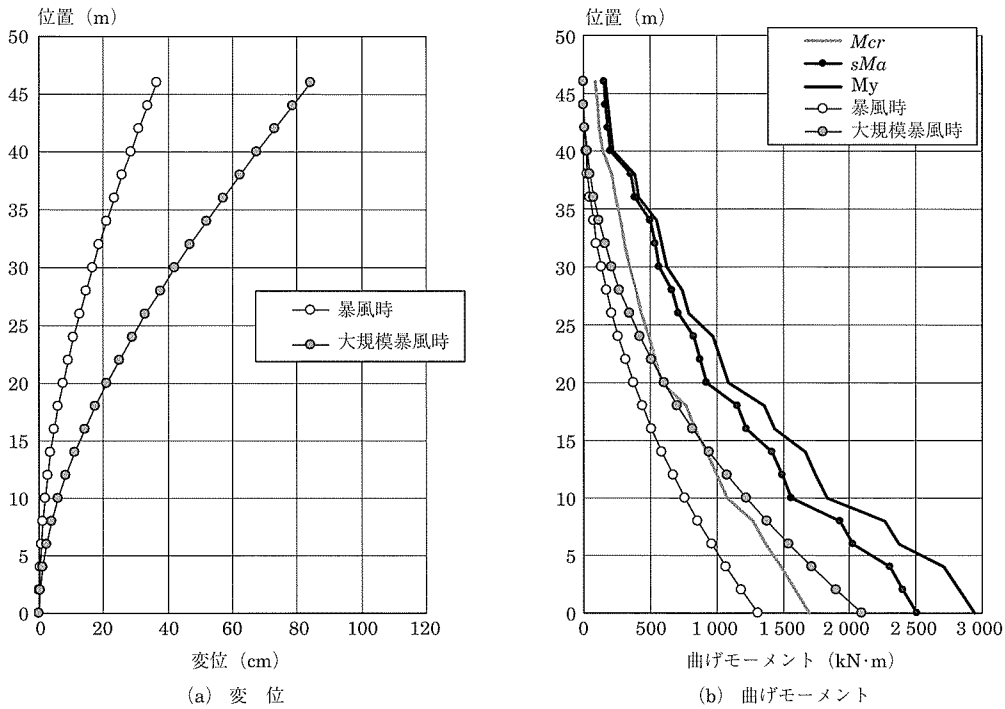


図 - 12 暴風時における変形および応力

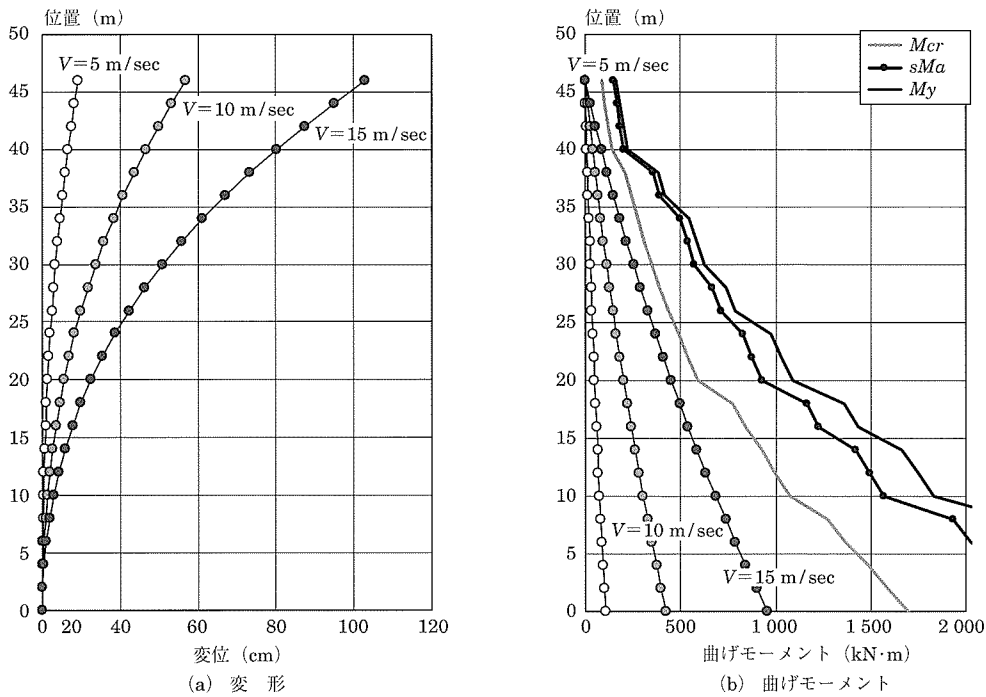


図 - 13 旗が掲揚されている場合の変形および応力

体より約1年ぶりに国旗が掲揚された。今後、長年にわたり地元の方々をはじめとする多くの人達に愛され続けることを願う。

謝 辞

本設計において、京都大学名誉教授 森田司郎先生、京都大学教授 渡邊史夫先生ならびに大阪大学教授 甲津功夫先生には、設計当初よりご指導頂きました。ここに、深謝いたします。

参考文献

- 1) Standards Australia : Australian/New Zealand Standard, 2002
- 2) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説, 1987年
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991年
- 4) 日本建築構造技術者協会：建築構造の計算と監理, 2002年
- 5) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説, 1993年

【2003年7月28日受付】