

論文・報告

東京本願寺「牛久浄苑」阿弥陀如来像の 構造設計と風洞実験

Structural Design and Wind Tunnel Test
of Tokyohonganji Ushikujoen Amidanyorai Statue

永田 良夫*
Yoshio NAGATA

池谷 研一****
Ken-ichi IKETANI

大塚 功一**
Hiroichi OTSUKA

西城 厚*****
Atsushi SAIJO

松崎 宏之***
Hiroyuki MATSUZAKI

梅野 正人*****
Masato TOGANO

キーワード

阿弥陀如来像
高層建築物
牛久浄苑
構造設計
風洞実験

1. まえがき

宗教法人・東京本願寺が建立する大仏(阿弥陀如来像)は、茨城県牛久市に現在建設中の高さ120mの青銅製の仏像である。

この大仏は東京本願寺の分院として建設する「牛久浄苑」のシンボルとなるもので、この種の像では世界一の高さになる。仏像がのる基壇部分には胎内仏として尊像を安置し、地上80mと85mには展望室を設け、来館者はエレベーターで登れるようになっている。

当仏像は形状が極めて複雑であることと、この阿弥陀如来像は、仏像とはいえ中に人が出入りする高層建築物であることにより、(財)日本建築センターにおいて構造設計について評定を受けた後、建築基準法第38条などに基づく建設大臣認定を受けている。

本文は、評定を受けた主体構造と風洞実験について紹介するものである。



図-2 夜のパース

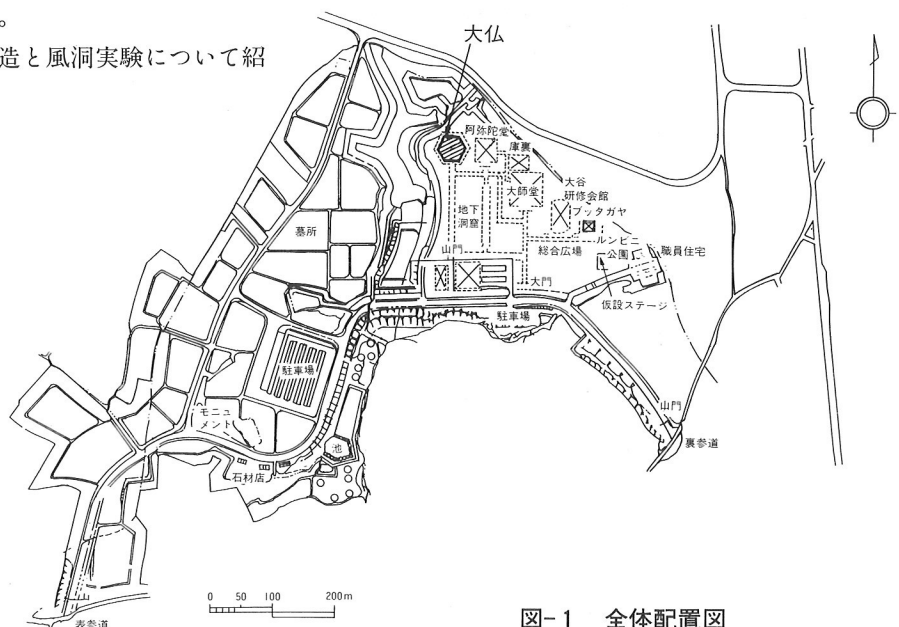


図-1 全体配置図

*川田工業(株)東京本社建築事業部技師長 **川田工業(株)東京本社建築事業部技術部設計課係長 ***川田工業(株)技術本部技術部鉄構課
****川田工業(株)東京本社建築事業部技術部設計課 *****川田工業(株)技術本部設計部設計課 *****川田工業(株)栃木工場生産技術課

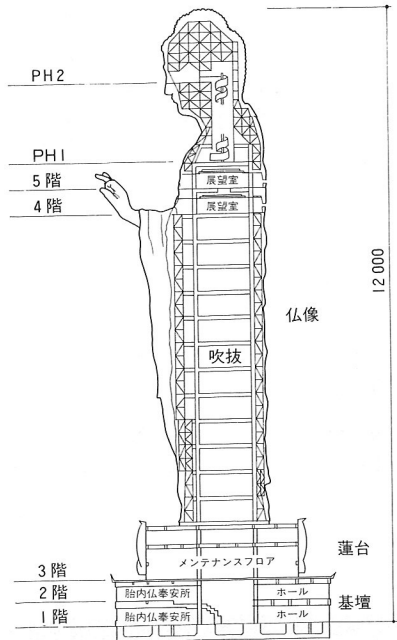


図-3 断面図

2. 地盤および基礎構造

(1) 地盤概要

大仏の敷地は茨城県の南部にあって、北方に筑波山地を、東に霞ヶ浦を望む常総台地に位置するTP+24m前後の平坦地である。

地盤調査結果によると、地表面からGL-2.5mまでが盛土および新期ローム層、GL-4m付近までが粘着力の強い凝灰質粘土から成る常総粘土層、GL-20m付近までが細砂層の中に薄い粘土層を挟んだ竜ヶ崎層、GL-20m~GL-27m付近までが下総層群上部に属する成田層の細砂層、GL-27m~GL-32m付近までが粘土層から成る。以下は細砂、れき混じり細砂の下総層群下部と続いている。仏像の支持層となるGL-23m (TP+2m)の地層は、N地50以上の密実な砂質地盤である。なお、地下水位はGL-10.1m付近にある。図-4に地層断面図を示す。

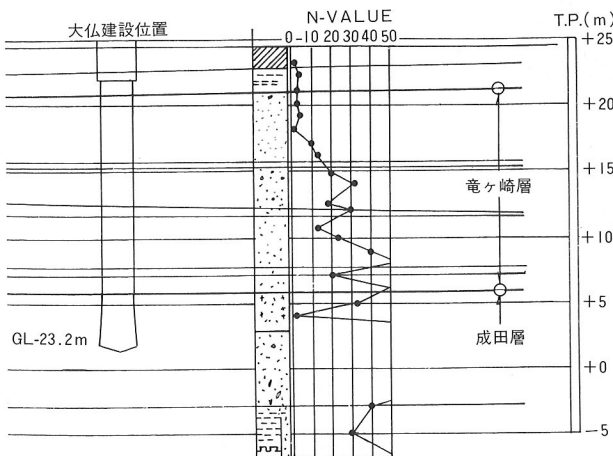


図-4 地層断面図

(2) 基礎構造

大仏の基礎構造は、GL-3mの基礎底面から、成田層の細砂層を支持層とする場所打ちコンクリート拡底ぐいである。くいの形状は、軸部径(拡底部径)をそれぞれ2.3m(3.0m), 1.8m(2.3m), 1.6m(2.1m)とした3種であり、くい先端許容地耐力を長期200t/m², 短期400t/m²とした。

設計荷重によるくい先端最大接地圧は、長期180t/m², 短期285t/m²である。

なお、地動最大速度を50cm/sとしたレベル2の地震時においては、くい先端最大接地圧は350t/m²であり、また、くい自重を含めると基礎の浮き上がりは生じていない。

地震時における水平力はすべてくいで負担させており、くい先端をピンとした弾性支承ばりとして検討したが、レベル2(第4章参照)の地震時においても安全であった。

3. 主体構造

(1) 構造概要

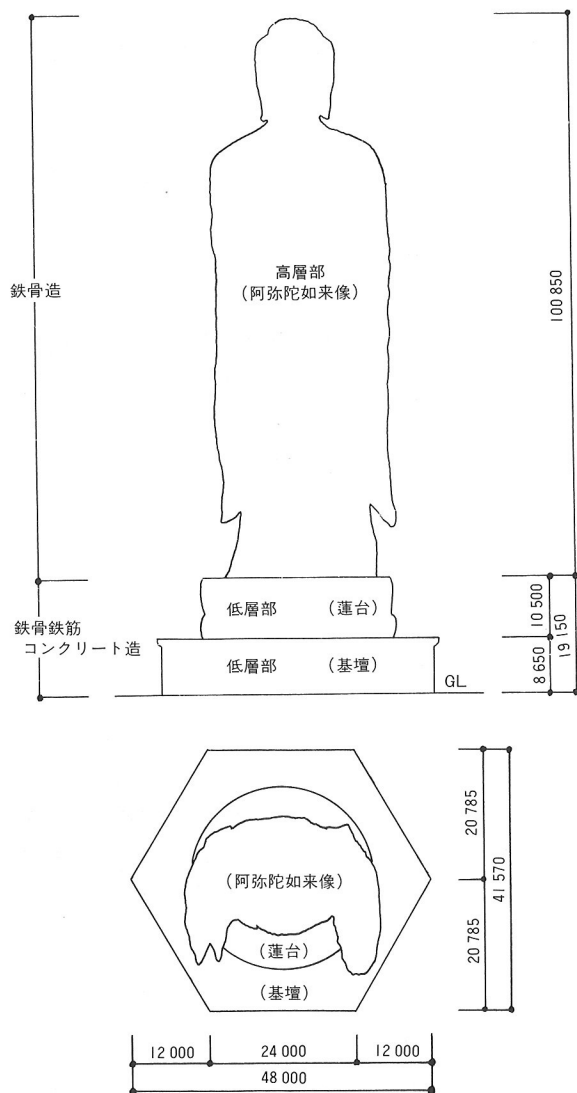


図-5 構造概要

本建築物は、地上高さが120mの仏像の形状をした塔状建築物であり、低層部の基壇部分、蓮台部分、高層部の仏像部分から成っている。

低層部の基壇と蓮台部分の主体構造は鉄骨鉄筋コンクリート造、仏像部分の主体構造は鉄骨造である。図-5に構造概要を示す。

(2) 架構

基壇部分の架構は2階建てで、1辺24mの正六角形の平面をなし、外周および内部に多量の耐力壁を持つ剛性の高い架構とした。蓮台部分は3階に相当し、直径30mの円形の平面をなし、やはり外周と内部の耐力壁により剛性の高い架構とした。

仏像部分の主架構は93.5mまでが胴体部分を、それ以

上が頭部を形成している。主架構は長辺20m、短辺5.5~11mの偏平な八角形平面を持ち、ブレースつきラーメン架構で構成した。また床スラブは80m、85m、90mのみにあり、それ以外の解析層には水平ブレースを設けた。頭部の主架構は4.4m×4.5mの4角形平面を持つトラス架構で構成した。

図-6~8にそれぞれの構造伏図、図-9に長辺、短辺方向の軸組図を示す。

仏像の外装はブロンズパネル(青銅鋳物)であり、両腕部分、頭の部分などを含めて外装を支持するための補助架構として立体トラス架構を構成し、主架構に取り付けた。

図-10, 11に補助架構構造伏図を示す。

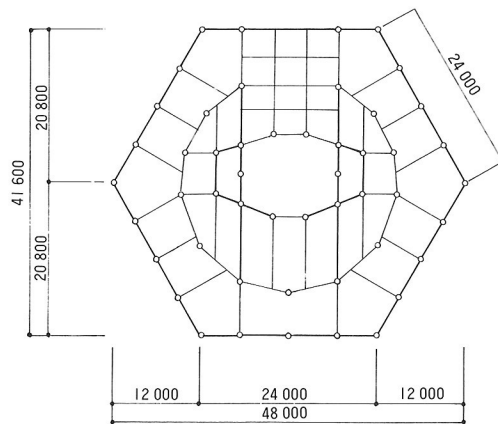


図-6 基壇構造伏図

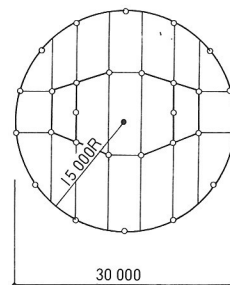


図-7 蓮台構造伏図

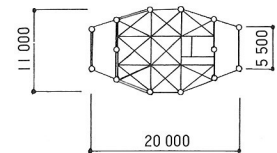


図-8 仏像部構造伏図

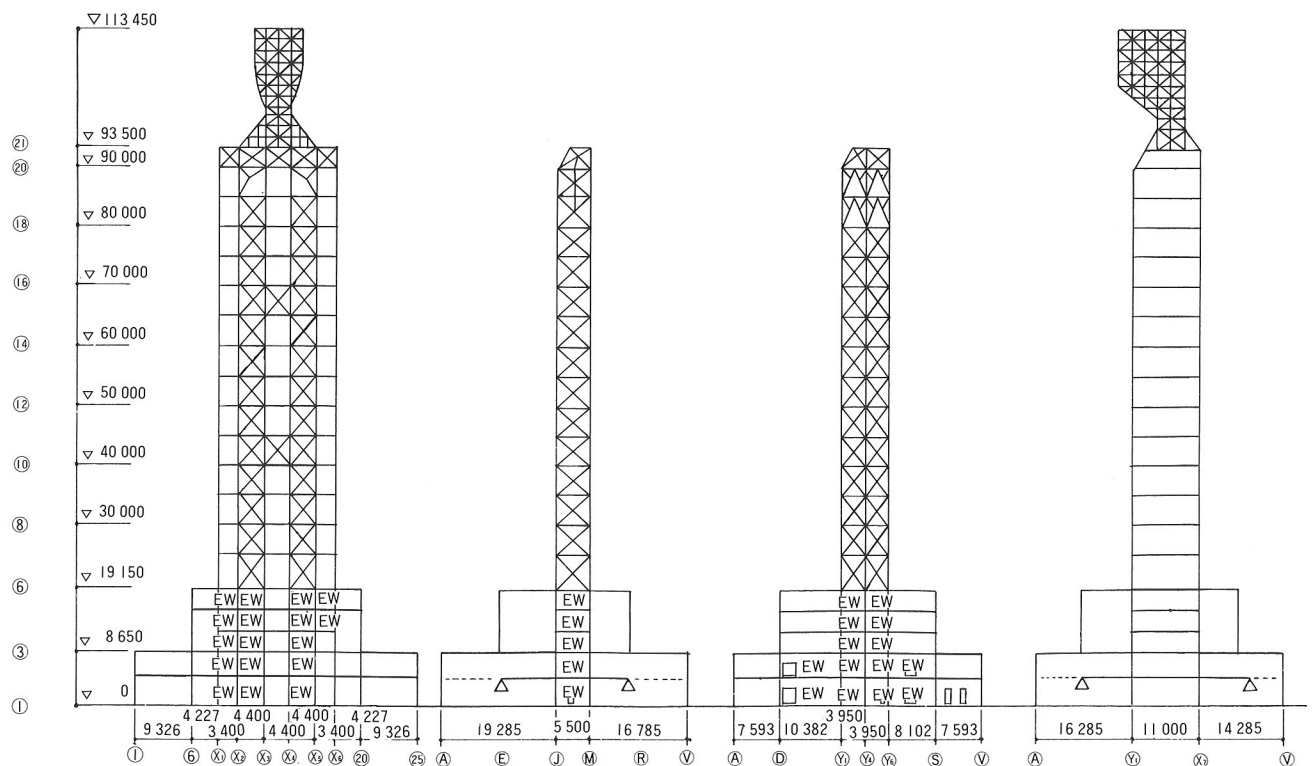


図-9 軸組図

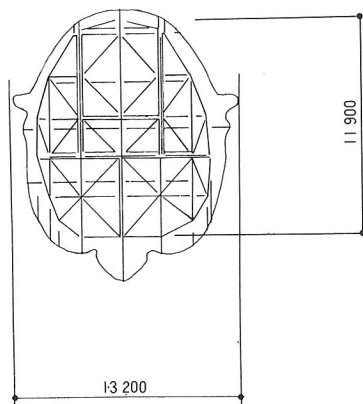


図-10 頭部構造伏図(GL+104mレベル)

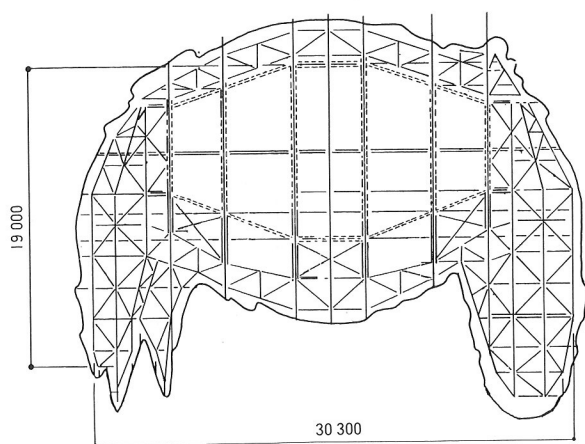


図-11 胴体部構造伏図
(GL+70mレベル)

鉄骨鉄筋コンクリート造部分、鉄骨造部分とも柱は溶接箱型断面および溶接H型断面材(一部H型鋼)を、はりは溶接H型断面(一部H型鋼)を使用し、鋼材はSM50Aとしている。ブレースは溶接H型断面およびH型鋼を使用し、鋼材はSS41としている。柱はり接合部は柱貫通形式とし、柱の継手はフランジを現場突き合わせ溶接、ウェブを高力ボルト摩擦接合、はりの継手はフランジ、ウェブとも高力ボルト摩擦接合とし、高力ボルトはF10Tとしている。図-12に仏像部主架構の鉄骨詳細図を示す。

(3) 部材の設計方針

部材の設計方法は許容応力度設計法によることとした。これは地震動レベル 2 (地動最大速度 50cm/s) を想定した大地震でも骨組が弾性域にあるので、塑性状態での安全性の検定を強く必要としていないからである。

(4) 構造上の特徴

本建物は仏像の形状をしているため外見上は複雑な形状であるが、主架構は対称な整形の架構であること、静的および動的な立体解析によってねじれの影響が小さいことを確認した。また、複雑な形状の外装パネルを支持

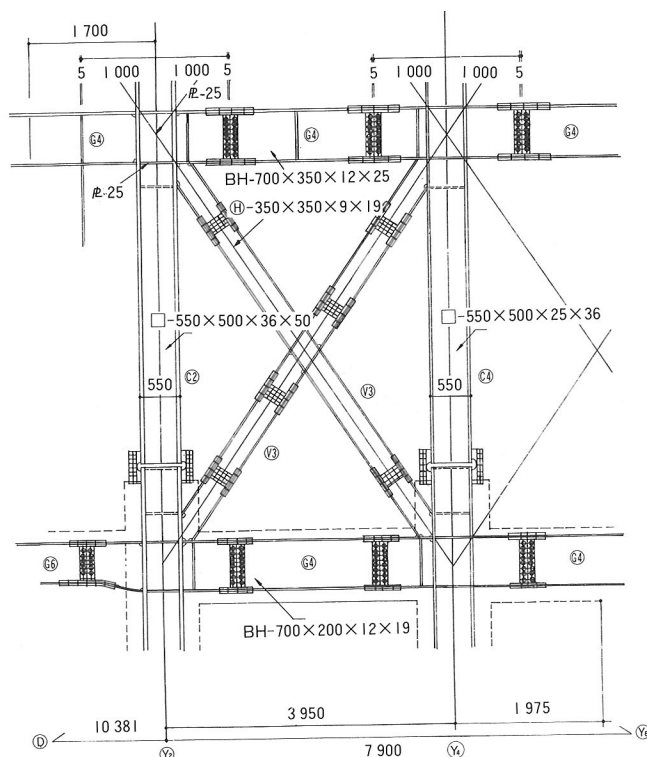


図-12 鉄骨詳細図

する補助架構に対しては、その剛性が主架構の剛性に及ぼす影響が小さいこと、および局所的な風圧力や地震力に対する腕部の安全性も検討し確認をした。

4. 耐震設計

(1) 設計用地震力

本建物の設計用地震力は、本仏像の固有周期、予備的な地震応答解析の結果を参考として、仏像足下でのせん断力係数を0.25とし、高さ方向のせん断力係数の分布は、建築基準法施行令のAi分布に準拠して定めた。また、基壇および蓮台部分については水平震度を $k=0.2$ とした震度法を採用した。主要な部分におけるせん断力係数の値を表-1に示す。

表-1 せん断力係数

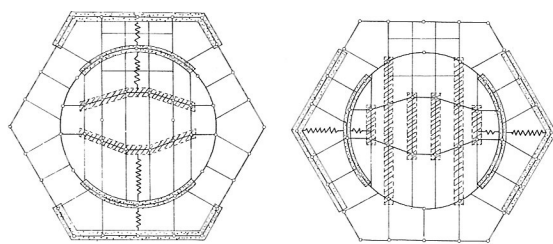
層	1	3	6	13	20	25
位置	基壇下部	蓮台下部	仏像足下	胴 部	肩 部	頂 部
せん断力係数	0.217	0.227	0.250	0.327	0.631	1.206

(2) 地震応答解析

a) 地震解析モデル

応答解析に用いた振動モデルは、1階床位置を固定(地動入力位置)とした。図-13, 14に示すように、仏像部分は長辺、短辺方向とも、静的立体解析に基づいて、各フレームを等価な曲げせん断棒に置換し、20層(肩部)以下で

は各層のはり位置で、21～25層では高さ3.5m～5.6mの間隔で剛床を仮定して連結させる。基壇および蓮台部分については、同様な方法により、仏像直下の部分は等価な曲げせん断棒その他の部分は等価なせん断棒に置換し、仏像直下の部分では、各階床位置で剛床を仮定してこれらを連結させ、さらに外側に床のせん断バネを介して等価なせん断棒を連結させる。また、質量を仏像部分では各解析層の位置に、基壇、蓮台部分では各床位置に集中させる。すなわち、仏像およびその直下の部分は25質点系を主体とし、下層部にせん断形の3質点系および2質点系が連結したモデルとした。



a) 長辺方向等価モデル b) 短辺方向等価モデル

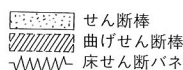


図-13 地震解析モデル

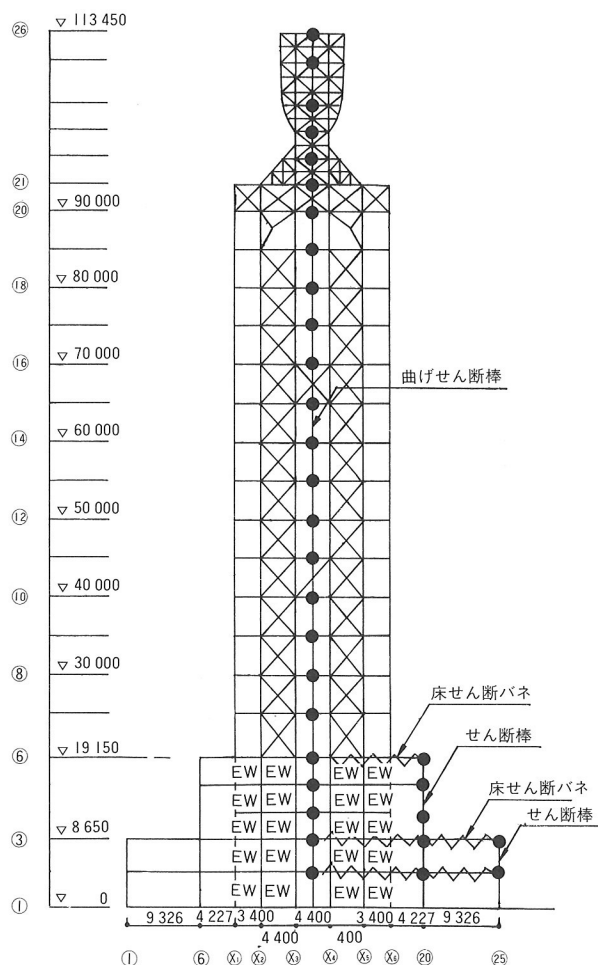


図-14 長辺方向等価モデル

b) 減衰および採用地震波

- ① 減衰は内部粘性型を仮定し、減衰定数は、1次振動に対して0.01、高次振動に対しては固有振動数に比例するものとした。
- ② 採用した地震波は表-2の4波とし、各波形の最大速度振幅を25cm/sとした時を地震動レベル1、50cm/sとした最悪の地震時を地震動レベル2とした。この時の各波形の最大加速度振幅(cm/s)と解析に用いた継続時間(秒)もあわせて表-2に示す。また仏像の固有周期を表-3に示す。

表-2 採用地震波

地震動波形	地震動レベル1	地震動レベル2	継続時間
EL CENTRO 1940 NS	256	512	25
TAFT 1952 EW	249	497	25
HACHINOHE 1968 NS	169	338	60
TH038 1978 EW	166	332	35

表-3 固有周期

	1次	2次	3次
長辺方向	1.47	0.45	0.29
短辺方向	1.89	0.50	0.29

(3) 地震応答解析結果

構造体は、レベル1の地震動に対して許容応力度以下となっており、レベル2の地震動に対する応答に対しても、すべての部材が降伏限度以下となっている。

応答は一般にTAFT波形に対して大きいのが、下層および頂部ではEL CENTRO波形の場合が最大となっている。地震動レベル1に対する層間変形角の最大値は、21層以下の主体構造部分では長辺方向1/268、短辺方向1/210、地震動レベル2に対しても長辺方向1/134、短辺方向1/105で、いずれもTAFT波形の場合には19層に生じている。この値は耐震性の判定基準をそれぞれ1/200、1/100以下と定めた値を満足している。また、22層以上の頭部分では長辺方向1/104、短辺方向1/77となっている。

なお、以上の応答解析の他に、下層部の床を剛と仮定した立体振動系モデルを用いて弾性ねじれ振動応答解析を行ったが、地震動レベル2に対するいずれのフレームの応答も弾性限度内に収まっている。

5. 耐風設計

本建物の設計用荷重は、建築基準法施行令および日本建築学会「建築物荷重指針」に準拠し、それぞれの風圧力算定式における風力係数および「建築物荷重指針」に

おけるガスト影響係数は、1/300の仏像模型による風洞実験結果を用いて求める。

風圧力による層せん断力は、受圧面の大きい短辺方向において6～10層が地震荷重を超えている(最大17%)が、風荷重時の各部材応力は、いずれも許容応力度以下となっている。

図-15～17に各設計荷重と地震応答時の比較図を示す。

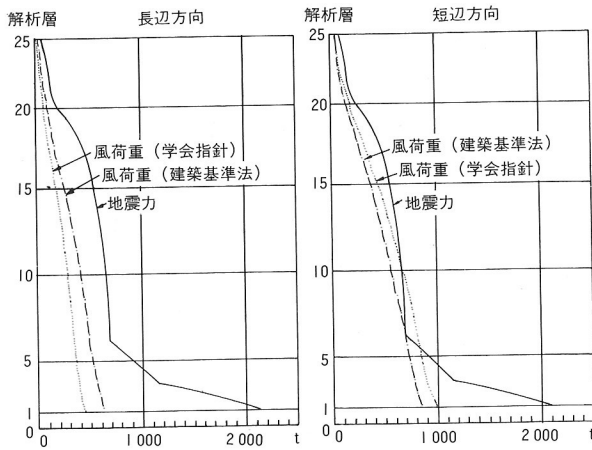


図-15 設計用せん断力

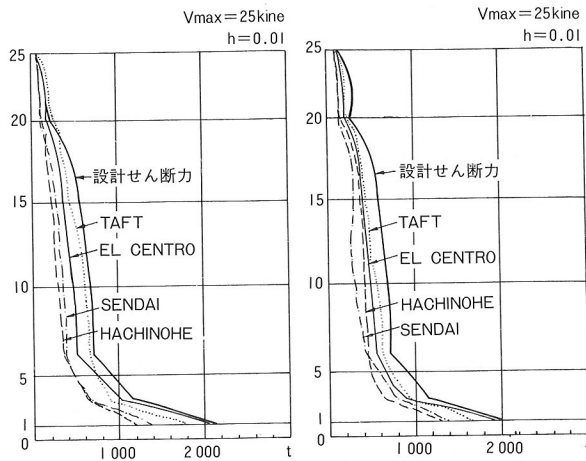


図-16 応答最大せん断力

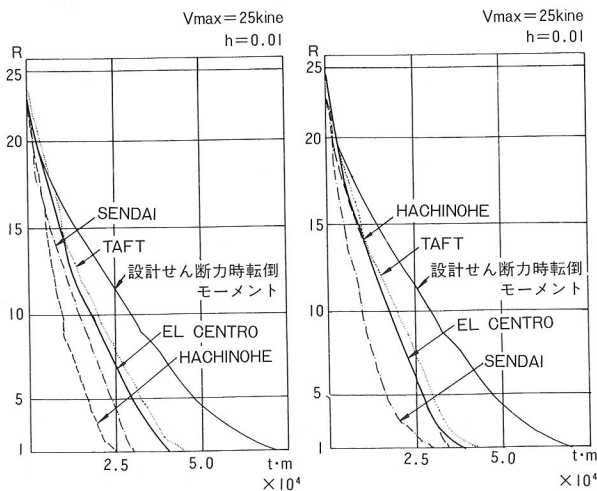


図-17 応答最大転倒モーメント

6. 風洞実験

(1) 実験概要

阿弥陀如来像に関する風洞実験は次の2種類について実施した。

a) 風力実験

本実験は、構造骨組設計用の風力係数を求めるためのもので、構造物の5分力成分の風力を測定する。構造軸まわりの5分力は図-18のようになる。

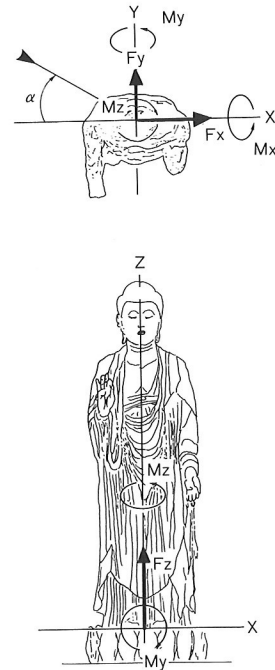


図-18 X, Y, Z軸と5分力定義

b) 振動実験

本実験は、気流中での構造物の振動性状を把握するもので、特に、構造骨組設計用のガスト影響係数を求める。

(2) 敷地での風の性質

仏像周辺はほとんど平坦で大きな建物もない。こういった地域での風の性状は概ね下記ようになる。

平均風速の鉛直分布 $V_z/V_{zr} \approx [Z/Z_r]^{1/7}$

乱れの強さの鉛直分布 $\sqrt{V^2}/V_z \approx 0.10 \sim 0.15 [Z=10m]$

$\approx 0.08 \sim 0.12 [Z=50m]$

$\approx 0.07 \sim 0.11 [Z=100m]$

境界層高さ $Z_g = 200 \sim 300m$

平均流方向の乱れのスケール $L_{x,z} \approx 200m [Z=40m]$

$$L_{x,z} = \frac{1}{2\pi} \left[\frac{V}{n} \right]_{peak}$$

$L_{x,z}$; 風方向乱れのスケール

$\left[\frac{V}{n} \right]_{peak}$; パワースペクトル密度のピークを

示す波長

(3) 実験方法

a) 風力の測定(静的風洞実験)

① 使用風洞

使用風洞は、ゲッチングン型回流式風洞で測定部口径は1.6m(w)×1.0m(h)である。

② 実験模型

実験に用いた模型は目的上、阿弥陀如来像だけを1/300にて縮尺したものである。模型はできるだけ実物に相似な方がよいが、目、鼻、指、衣のひだなどは実験結果にそれほど大きな影響を及ぼさないと判断し、省略してある。模型の様子を写真-1に示す。

③ 実験風速および風向

風は地上から高さが増すにつれて次第にその速度を増す。その割合は地上高さ数100mまでは、次式に従うとされている。

$$U = U_0 (Z/Z_0)^{1/n}$$

U : 高さ Z での風速(m/s)

U_0 : 高さ Z_0 での風速(m/s)

n : 定数

定数 n は地形や建設場所に関するもので、一般に都市内では $n=3\sim4$ 、郊外では $n=6\sim7$ 程度とされて

いる。本実験では、 n の値として一応7を目標とし、風速分布を作成した。作成した風速分布を図-19に示す。

実験風速において、円柱のように曲面をもつ構造物の空気力係数はレイノルズ数により変化する。阿弥陀如来像の場合もその可能性を否定できないので予備実験により検討を加え、15m/sとした。

実験風向は風向 W を 0° とし、 5° ピッチで行った。実験風向と阿弥陀如来像との関係を図-20に示す。

④ 測定方法

風洞内気流の全圧と静圧は模型前方に取り付けたピート静圧管により測定した。仏像に作用する空気力は、日章電機製の多分力ロードセルにより測定した。データはBaratron差圧計、天秤からの電圧信号は2ms間隔に2048個(測定時間4秒)サンプリングした。

b) 振動応答の測定(動的風洞実験)

本実験では仏像の1次振動に注目し、1質点系のロッキング振動モデル(図-21)を用い、気流中における模型の振動応答を測定した。



写真-1 実験模型 縮尺 1/300

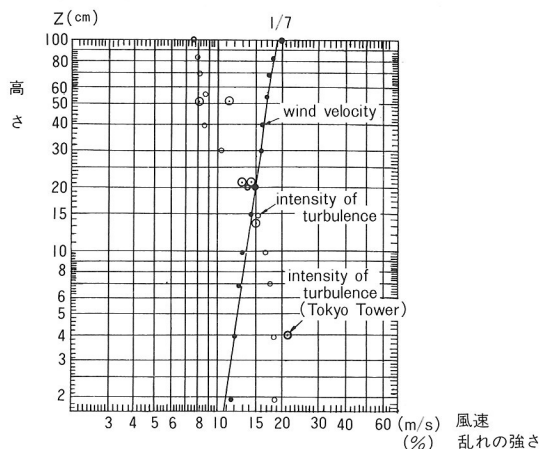


図-19 平均風速と乱れ強さの分布

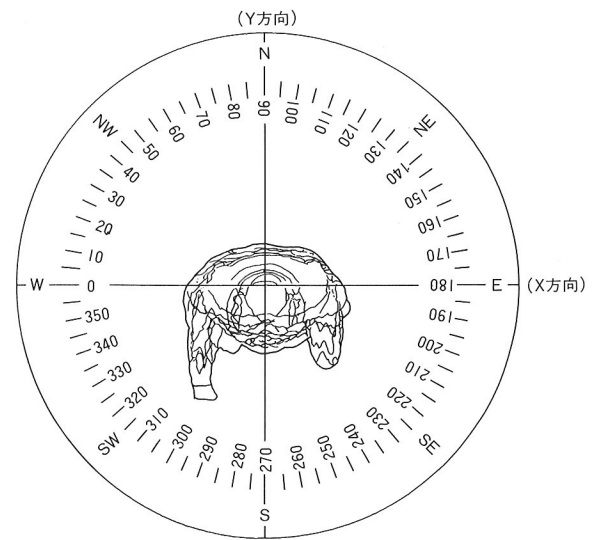


図-20 実験風向

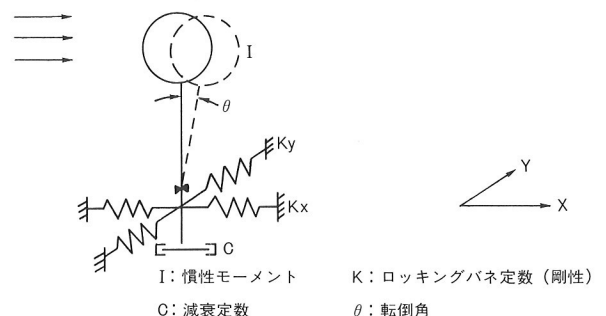


図-21 1質点系のロッキング振動モデル

① 使用風洞

使用風洞はエッフェル型乱流境界層風洞で、測定部口径は $2\text{ m} \times 2\text{ m}$ である。

② 実験模型

実験模型は風力係数の測定と同じものを使用した。図-22は振動模型組み立て図である。模型の固有振動数はX(長辺)方向 $f_{omx}=37.42\text{ Hz}$, Y(短辺)方向 $f_{omy}=31.84\text{ Hz}$ とした。

③ 測定条件

仏像の減衰定数は $h=0.01$ であるが、 0.003 および 0.02 の場合についても測定した。測定風向は $0^\circ \sim 360^\circ$ の間を 10° ピッチで行った。

実験風速は模型頂部高さで、 $7\text{ m/s} \sim 17\text{ m/s}$ の範囲を約 1 m/s 間隔で設定した。

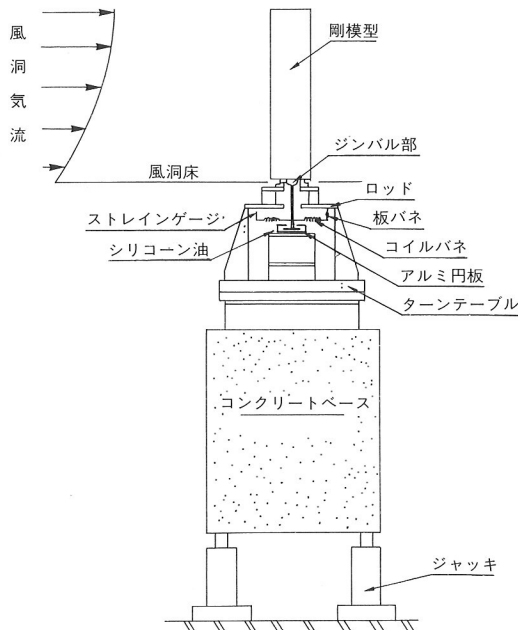


図-22 振動模型組み立て図

④ 測定方法

測定は図-22に示す板バネの基部に取り付けられた歪ゲージを用い、その出力により転倒角を算出した。なお、データのサンプリング間隔は 2 ms 、平均化時間は 40 秒 である。

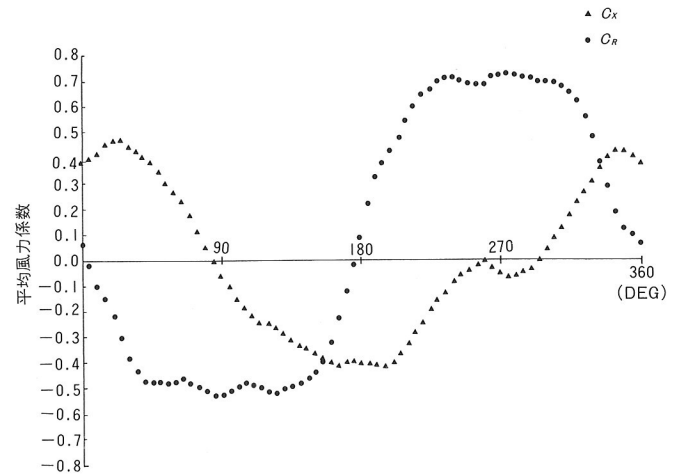
は 40 秒 である。

(4) 実験結果および検討

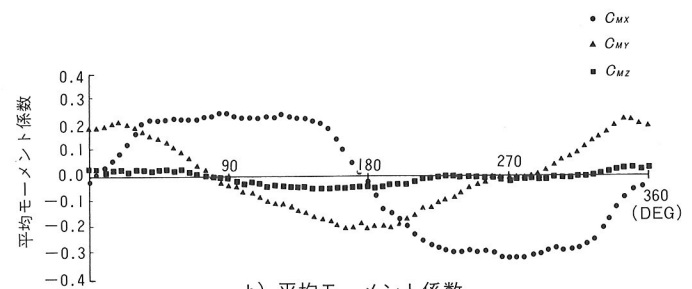
a) 風力係数

仏像全体の風力係数 $C_x, C_y, C_{mx}, C_{my}, C_{mz}$ と風向角の関係は図-23のようになる。同図より、見付面積が大きく、かつ風をはらむ形になる風向 275° のとき最大の風力係数を示すことがわかる。表-4に諸係数の最大値とその発生風向を示す。

なお、設計に採用した風力係数はX, Y方向の大きい値 $C=0.73$ とした。



a) 平均風力係数



b) 平均モーメント係数

図-23 風力係数

表-4 最大風力係数と発生風向

方 向	C (発生風向)	C_M (発生風向)
X 方向	0.47 (20.0°)	0.32 (275°)
Y 方向	0.73 (275°)	0.22 (345°)
		$C_{Mz}=0.04$ (155°)

b) ガスト影響係数

建築物荷重指針(日本建築学会)におけるガスト影響係数はロッキング模型を用いた振動実験から求められる。

実験によると、風向角 α と転倒角は図-24のようで、全風向中の最大値はX(長辺)方向が $\alpha=200^\circ$, Y(短辺)方向が $\alpha=200^\circ$ の時に生ずる。その時のガスト影響係数(最大瞬間転倒角/平均転倒角)を表-5に示す。

表-5 ガスト影響係数

方 向	発生風向	ガスト影響係数
X 方向	200°	2.49
Y 方向	200°	4.06

c) 渦励振および不安定振動

風洞実験によれば、X軸方向、Y軸方向とも風速による変位性状は風速のほぼ2乗に比例しており、空力不安定現象を示すような性状はみられない。したがって、実

風速 $V_H=56.4\text{m/s}$ 以下の風速で、空力不安定現象は生じないと推定される。

渦励振に関しては風向角 0° および 180° 付近の時に渦励振の可能性があることが判明したが、この時の仏像足下での最大転倒モーメントは、風向角 $\alpha=350^\circ$ と 200° の時の M_{Xmax} と M_{Ymax} に代表されると考えられる。

$$M_{Xmax}=3.084 \times 10^4 \text{t} \cdot \text{m} (\alpha=200^\circ)$$

$$M_{Ymax}=4.772 \times 10^4 \text{t} \cdot \text{m} (\alpha=200^\circ)$$

これらはいずれも最悪地震時(地震動レベル2)の最大転倒モーメントを下回っており、渦励振が生じたとしても当仏像は安全である。

なお、当該地域の再現期間150年の構造物頂部相当高さでの風速は、 $V_H=56.4\text{m/s}$ である。実風速に対する風洞風速は、 $V_{rms}=15.8\text{m/s}$ に対応するが、ここでは、 $V_{rms}=16\text{m/s}$ 時のデータを図-24に示す。

7のトピックスでも述べたように、この仏像の建設については外被銅板をどのように取り付けるかがポイントとなるので、施工に関する工夫などを次回に報告したい。

今回このような世界にも例のない仏像の設計・建設の機会を与えてくださった東京本願寺の関係各位に深く感謝の意を表したい。また、本設計にあたり、設計・振動解析についてはムトウアソシエイツの安達部長、長田部長、深田次長、磯崎氏のご指導を、風洞実験については鹿島建設㈱技術研究所の本郷主任研究員のご指導をいただいた。この誌面を借りて謝意を表す次第である。なお、風洞実験は、静的については鹿島建設㈱技術研究所で、動的については㈱日本板硝子千葉工場で実施していただいた。

参考文献

- 1) 武藤 清：耐震設計シリーズ応用編，構造物の動的設計，丸善，1977.
- 2) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，昭和50年11月.

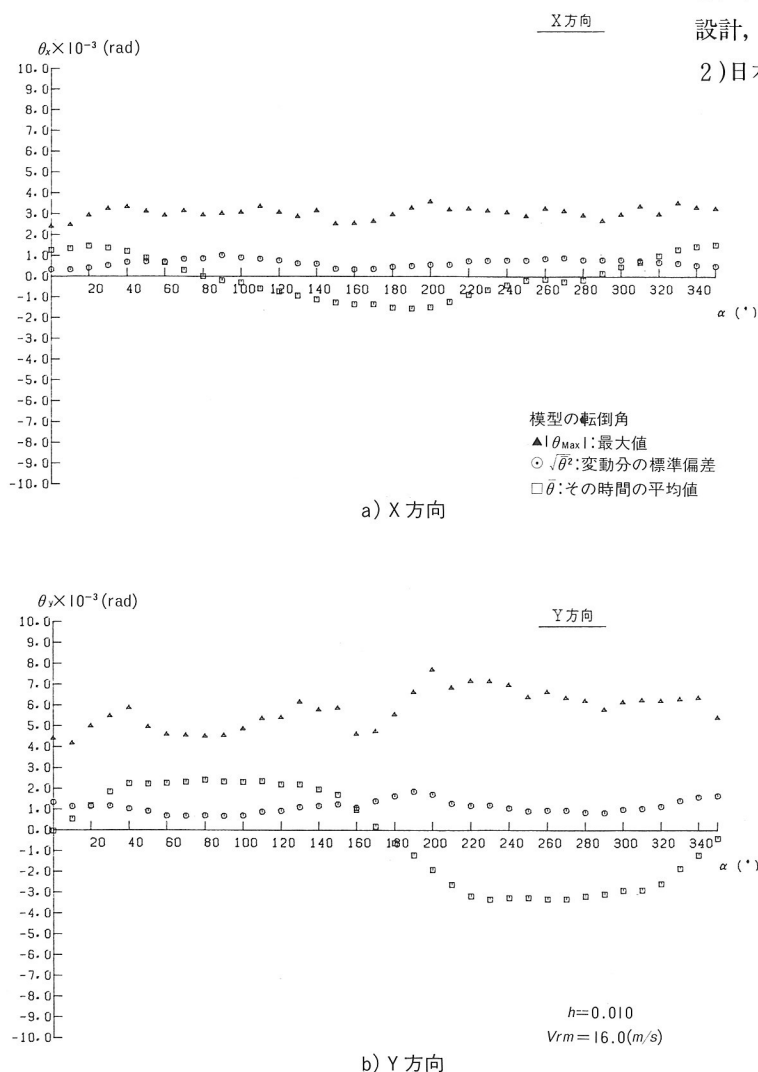


図-24 風向角と転倒の関係

7. おわりに

本報告では、(財)日本建築センターの評定を受けた主体構造と風洞実験について主に述べた。しかし、本報Vol.