

(20) 鉄骨造供養塔の構造設計

京都大学防災研 若林 貴
大阪工業大学 南 宏一

京都大学防災研 ○中村 武
滋賀県立短大 八尾 真太郎

序言 本報告は、某宗教法人が「水子供養」とを主目的として、大阪市の北方千里山丘陵地帯の東部に位置するやや小高い丘の上に建設することと計画した Photo 1 に概観を添え地上高さ約70mの供養塔の構造計画・構造設計及び解析の過程・内容の概要を添えものである。

1. 構造物の概要 本塔状構造物は Photo 1, Fig. 1 に示されるように地上高さ約61mの塔体とその上に約12mの相輪をもっている。地上約12.5mまでの1階部分はボテテとし、拝殿が設けられ、屋根は類似H.P.曲面5個よりなっている。地階は直径約29mの円形の平面をもち供養体を収める位牌室が設けられている。基礎底面はGL+12m位置で幅約5m厚々々mの円形リング形直接基礎である。構造物の形状及び主要寸法は Fig. 1 に示される。塔体部の平面形、外壁面の仕上げは Fig. 2 に示される。

2. 構造計画の概要 塔体の平面形は、某宗教法人の宗教である密教とモチーフとした五角形平面が選ばれた。構造体骨組はこの五角形平面に対して、塔体部分では鉄骨造とし Fig. 2 に示すように5本の円形断面柱と5本の円形断面外周はりで構成される立体骨組を基本架構とした。また階高に相当するはりの鉛直方向間隔は2.50mとした。この立体骨組架構の形式を決定するために Fig. 4 のような構成の各種の立体架構が水平力を受ける時の弾性応力分布を電算機による立体骨組解析プログラムを用いて解析し、換算に対して軸度(%)図は別添として、(a)、(b)と比較して、まず最初の降伏が主として引軸曲がりを受ける形に起り、抵抗の中心となることをして強軸曲がりを受ける形の降伏が後に起る骨組が構成し易いことから(a)図の架構形式を選んだ。筋かいの使用については暴風時・地震時が水平力を受けるとき塔体の水平変位のうち、柱の伸縮による分(曲がり変形成分)と層のせん断変形による分の比が約10:1で層のせん断変形による分が極めて小さいので、筋かいの効率が悪いと判断し筋かいなしの純骨組形式とした。塔体基部の支

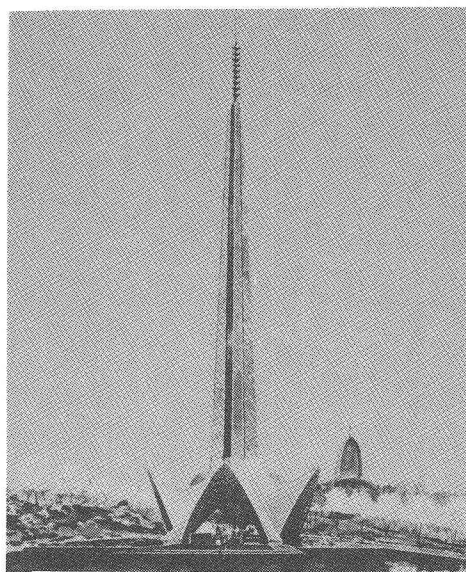


Photo 1 Whole View of Designed Tower.

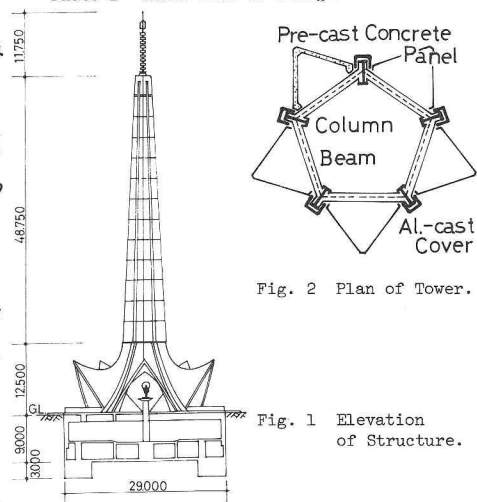


Fig. 2 Plan of Tower.

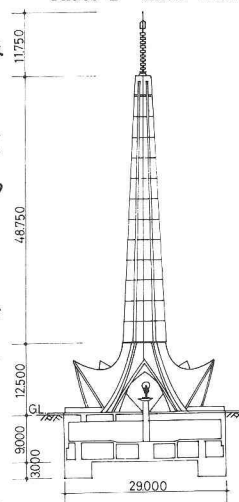


Fig. 1 Elevation of Structure.

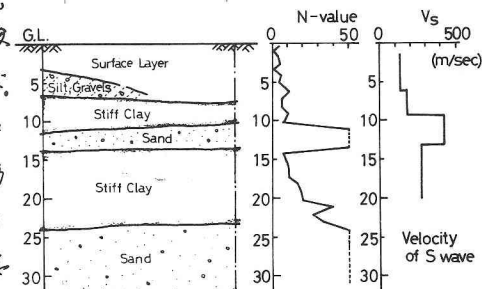


Fig. 3 Results of Soil Survey of Site.

塔架構は塔体の柱を延長して五角形平面をもつ立体架構で、柱は曲げ強軸に関して曲率をもつ曲線軸をもっている。この架構は鉄骨鉄筋コンクリート構造(SRC)とした。この架構の柱の間の空間には擬似H.P.曲面をもつ鉄筋コンクリート造(RC)シェル屋根がかけられる。地下はRC造とし基礎は、Fig. 4 に示した地盤に対しGL.-12.0 mにあるN値50以上の砂層に設置する直接基礎とした。塔体部分の外壁面として Fig. 2 に示すように、ユニット高さ4.75 mのプレキャストコンクリート板により五角形平面の柱間部外壁部を鋳造アルミニウム板(アルミキャスト)により柱外面を構成した。本構造の自重をFig. 5 に示す。鉄骨造塔体部の重量はプレ

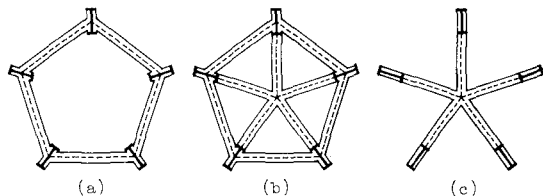


Fig. 4 Investigated Arrangement of Members.

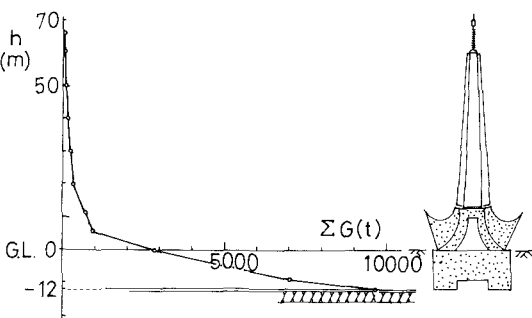


Fig. 5 Dead Weight Distribution.

キャストコンクリート板も含めて約990トンで全重量(約9700トン)の約1/25であり、重量の大半は地上12.5 m以下の部分及び地下で占められる。耐震設計の方針としては、Fig. 6 に示す設計震度を用いて行なった一次設計費組に対して、応答スペクトルモード解析と数種の地震波を用いた地震応答解析とを行い、必要なる部材断面に修正を加える方針とした。応答解析では、外乱の最大加速度200 gal程度までは弾性状態、400 gal程度では塑性化域に入るが過度の変形をしないことを目標とした。また

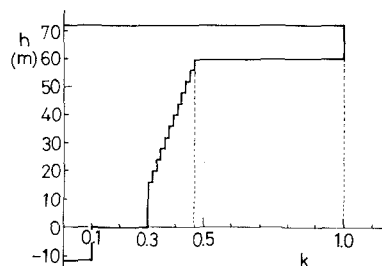


Fig. 6 Seismic Coefficient in Preliminary Design.

に外壁面構成材に対しては、壁面構成材自重及び接合部材に対する設計震度として最下ユニットで $k=1.00$ 、上へ1ユニット毎に0.05ずつ増加させ最上ユニットで $k=1.55$ とした。耐風設計の方針としては、文献[1]に拠るもので、一次設計のための風力係数は $C=2.0$ とし、模型による風洞実験によって確認することとした。一次設計に対する地震力と暴風時風力の高さは方向分布と比較したものをFig. 7に示す。Fig. 7に示される通り相輪郭の設計を除いて、本構造の設計能力は地震時能力によって決まることになる。

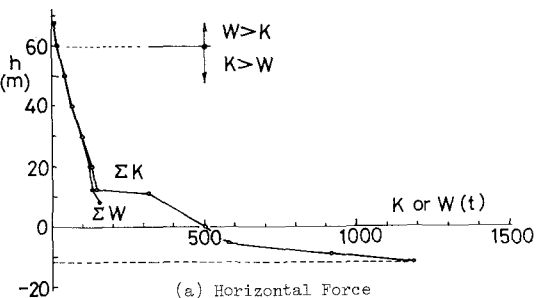


Fig. 7 Comparison between Design Earthquake Load and Wind Load in Preliminary Design.

3. 構造設計の過程の概要

基礎形式及び許容地耐力の決定 本構造の建つ地盤では、上部地下水位がGL.-2.0 mであり、この水位での浮力を考慮しても、常時及び地震時の

おいても基礎底面の如何なる部分にも接地圧が零となる現象が生じない十分な自重を与えることとし、4.1~12.00m位置を支持地盤とする直接基礎形式とすることとした。基礎底面下の接地圧の検討は最も不利な、地下水位が基礎底面以下に下った時と仮定して行っている。支持地盤での許容地耐力は、その下4.1~13.50~24.00mに存在する粘土層の挙動に左右されると考えられるのでこの粘土層より得たサンプルを用いて一軸圧縮、三軸圧縮及び圧密試験が行われた。三軸圧縮試験結果より長期許容地耐力を29t/m²とした。なお圧密試験による先行荷重は約60t/m²であった。

架構の応力計算 本架構は立体骨組架構でありそのために応力計算が複雑であるが、応力計算の略算法に関して工夫がなされた。塔体架構が水平力を受け時には各柱は軸方向力と共に2軸曲げを受けるが、その時の各柱のせん断力分布係数の計算のために、口値法に基づく立体骨組に対する略算法が試みられた。その概要をFig.8~12に示す。架構が平面形と崩れずに水平変形を起すとき各柱は、Fig.8に2軸に関する変形を起す。この時1柱及び2柱ははりの柱主軸に対して傾斜して接合しているために

Fig.9に示すような曲げモーメントの分担及び節点の回転に対しての効率の悪化が起る。また主として強軸に曲げを受ける柱を考えた時、隣にある剛比が軸端に小さい柱として弱軸に曲げを受ける柱ははりから強制曲げを受ける形となるので、はりの有効スパンを大きくする必要がある。この又思を考慮して口値法を適用すると4.1~13.0mレベルを例としてFig.10のようなになる。このD_s、D_wを用いて各柱の水平力分担率は $H_{1x}/H_{0x} = \cos \alpha$ 、 $H_{1y}/H_{0x} = D_w/D_s \cdot \sin \alpha$ により求められる。こうして略算より得た水平力分布係数と、小規模なる上下の反曲点間よりなる立体骨組が水平変位する時の弾性応力分布と電算機による立体骨組解析ソフトウェアにより求めた結果と比較したのがFig.11である。本略算法が設計に対して十分な精度をもつものかと判断し、地震時水平力分担係数は本略算法により求めた。水平力分担係数

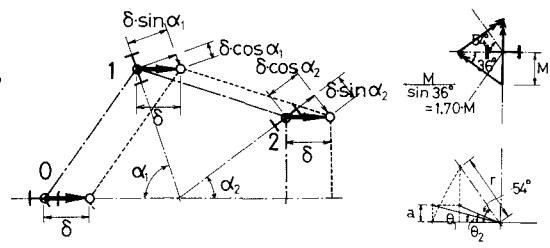
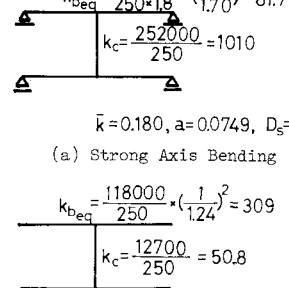
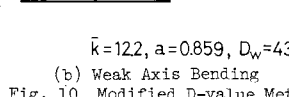


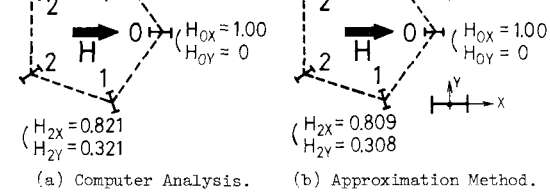
Fig. 8 Horizontal Displacement of Frame. $\frac{\theta_1}{\theta_2} = \cos 54^\circ = -\frac{1}{1.70}$



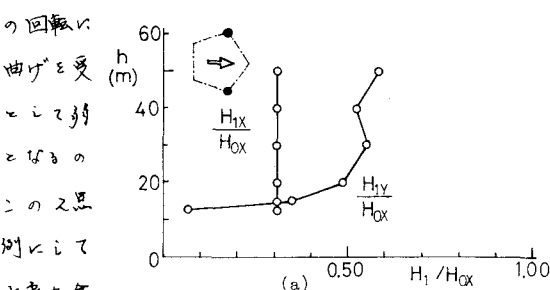
(a) Strong Axis Bending. $\frac{\theta_1}{\theta_2} = \cos 36^\circ = -\frac{1}{1.24}$
(b) Weak Axis Bending. $\frac{\theta_1}{\theta_2} = \cos 36^\circ = -\frac{1}{1.24}$
Fig. 9 Estimation of Performance of Beams.



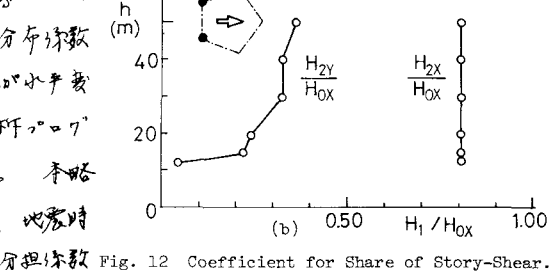
(a) Strong Axis Bending. $\bar{k} = 0.180, a = 0.0749, D_s = 755$
(b) Weak Axis Bending. $\bar{k} = 122, a = 0.859, D_w = 436$
Fig. 10 Modified D-value Method.



(a) Computer Analysis. $(H_{1x} = 0.321, H_{1y} = 0.512, H_{0x} = 1.00, H_{0y} = 0, H_{2x} = 0.821, H_{2y} = 0.321)$
(b) Approximation Method. $(H_{1x} = 0.309, H_{1y} = 0.498, H_{0x} = 1.00, H_{0y} = 0, H_{2x} = 0.809, H_{2y} = 0.308)$
Fig. 11 Shear Force Distribution.



(a) $\frac{H_{1x}}{H_{0x}}$ vs H_1/H_{0x}
(b) $\frac{H_{1y}}{H_{0x}}$ vs H_1/H_{0x}
Fig. 12 Coefficient for Share of Story-Shear.



(a) $\frac{H_{1x}}{H_{0x}}$ vs H_1/H_{0x}
(b) $\frac{H_{1y}}{H_{0x}}$ vs H_1/H_{0x}
Fig. 12 Coefficient for Share of Story-Shear.

gal に対する解析結果を Fig. 19 に示す。Fig. 19 には同時に一次設計用せん断力係数、一次設計骨組及び最終設計骨組の最弱部材が短期許容応力度に達する時のせん断力係数及び文献(6)による耐力式で計算される耐力に達する時のせん断力係数が示されている。また一次設計された骨組に対して3種の地震記

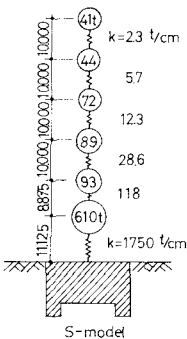


Fig. 18 Model for Modal Analysis using Response Spectra.

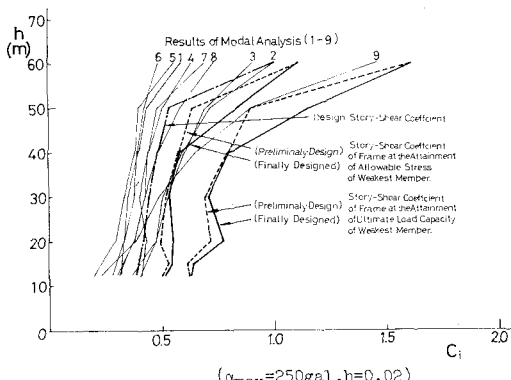


Fig. 19 Results of Modal Analysis.

録 (El Centro 1940 NS 加速度波, 1978 年宮城県沖地震による東北上 1 階の

加速度記録の NS, EW 成分) と外乱として用いて弾性応答解析を行った。解析モデルは Fig. 21 に示す 5 質点モデルである。塔体部分に比べて、塔体支持構及び地下部分の剛性・質量が極めて大きく、基礎も含めて約 9400 トンあるが、これは排土重量よりかなり小さく、下部構造は入力と同一の振動をすると思はれるので、鉄骨造塔体部分と 5 質点モデルとし、以下の部分は剛体モデルとした。GL±0 レベルの外乱を入力する A 解析と同時に、本構造の建つ地盤の影響も見られる Fig. 20 に示すように、地盤中の弾性波速度 (S-波速度) の測定結果を用いて地盤をモデル化し GL-24.0 m レベルに外乱を与える B 解析を行った。モデル化地盤の伝達特性を Fig. 20 に示す。弾性応答解析結果を Fig. 22 に示す。Fig. 22 は外乱の最大加速度 100gal と与えられた時の応答せん断力係数の高さ方向分布である。本構造の自由振動の一次固有周期は約 1.05 秒と計算され、約 1 秒付近に応答スペクトルの鋭いピークをもつ宮城県沖地震記録に対して、A 解析では共振的に大きな応答を示しているが、地盤の影響も考慮した B 解析では、応答量がかなり小さくなるが観察される。これらの地震に対する検討の結果、一次設計された骨組は、50m レベルでの材材が若干弱々目であることが示されたので Fig. 19 に示されたように、50m レベルを中心に断面変更が行われ Fig. 16 に示した最終設計断面が得られた。

4. 設計骨組の検討

静的水平にわみの計算

一次設計地震時水平力による塔体の水平にわみの計算を行った。その結果 60m 位置で約 25cm の水平にわみと約 $1/15$ rad. のねじり角が生じることを計算した。また塔体断面としての曲げ変形成分 (柱の先端による変形成分) が大部分で、層のせん断変形成分は 1/10 以下であることをわかった。

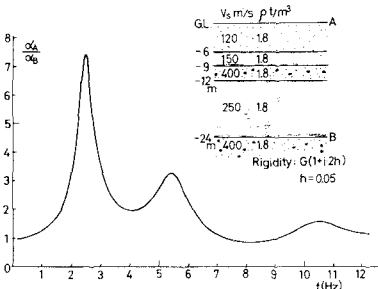
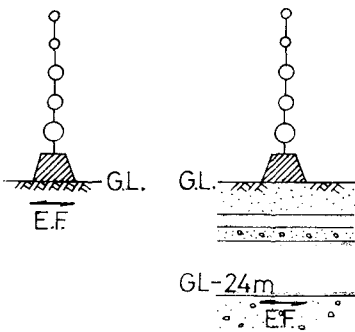


Fig. 20 Modelization of soil.



a) A-Analysis b) B-Analysis
Fig. 21 Models for Elastic Response Analysis.

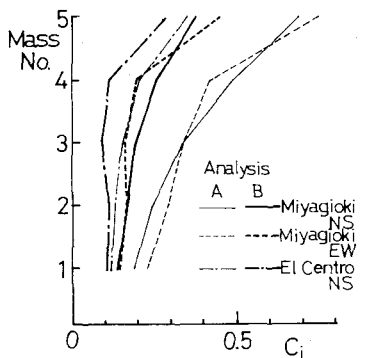


Fig. 22 Results of Elastic Response Analysis.

保有耐力の計算と復元力特性 弾塑性地震応答解析

用いる塔体骨組の復元力特性の塑性域に入る時の耐力は文献(3)に示された耐力式を用いて計算し、復元力特性のモデル化及び安定限界の検討は文献(3), (4), (5)を参考にしている。使用した復元力特性の形状は Positive Bi-linear 型で、第2勾配への分岐点の耐力として文献(3)に示された軸曲げを受ける H 形断面柱材の耐力式、はり耐力式、軸曲げを受ける H 形断面梁の断面の塑性化条件式及び文献(5)で用いられている軸曲げを受ける梁断面の塑性化条件式を用いて計算される耐力のうちの最小値を骨組の最弱要素が到達する時の水平力の値をとった。この計算の結果得られた値が Fig. 25, 28, 29 中に $\bullet$ — $\circ$ として示されている。また復元力特性の塑性域の勾配(第2分岐の勾配は、文献(5)による実験結果、解析結果を参考に弾性時の $1/5$ とした。骨組の安定限界に対する検討としては文献(3), (4), (5)を参考にし、柱軸力比 $N/N_y \leq 0.5$ 、弾塑性応答時の塑性率 $\mu = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \leq 4$ となるようにし、相対層間変位角は $1/100 \text{ rad.}$ を越えなことを目標として外壁面を構成するプレキャストコンクリート板、アルギラスト板の各ユニットも構造体骨組の要部と拘束することとなり、おし構造体の予想変位(相対層間変位角 $1/100 \text{ rad.}$ 以下)では、互いに接触することなく自由に変形に追随できる接合部詳細が検討され用いられた。

地震応答解析結果 弾性応答解析, 弾塑性応答解析とも5質点モデルを用いた。弾性応答解析は Fig. 24 に示す曲げ系モデルを用いて A 解析法で行われた。固有値解析の結果を Fig. 24 に、外乱の最大加速度 $a_{max} = 200 \text{ gal}$ 、減衰定数比 $\gamma = 0.02$ に対する応答せん断力係数の高々向分布を Fig. 25 に示す。Fig. 25 には同時に設計骨組の耐力も示す。弾塑性応答解析には、Fig. 27 に示す、塔体の変形を代表させる弾塑性ヒンジと剛棒及び質点よりなる解析モデルが作成(モデル作成及び解析は設計協力者、田治見宏教授による)され用いられた。5 質点曲げ系モデルの弾性応答挙動と本解析に用いた剛棒・ヒンジ・モデルの弾性応答挙動が Fig. 28 で比較されている。剛棒・ヒンジ・モデルと曲げ系モデルの性質はよく一致しているを判断し

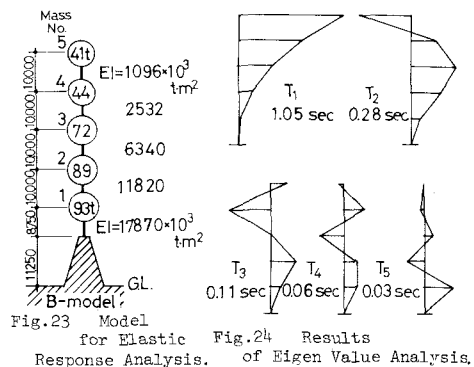


Fig. 25 Results of Elastic Response Analysis. ($a_{max} = 200 \text{ gal}$, $h = 0.02$)

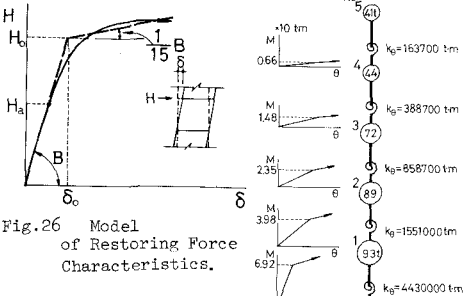


Fig. 26 Model of Restoring Force Characteristics.

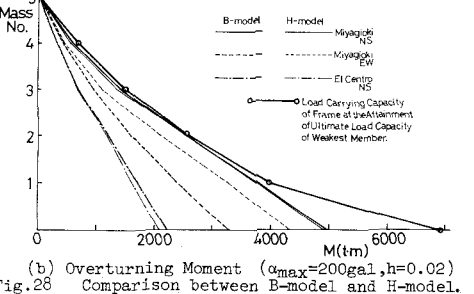
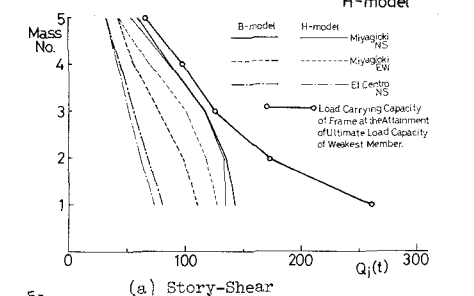


Fig. 28 Comparison between B-model and H-model.

に。3種の地震波に対する、外孔の最大加速度、 $\alpha_{max}=400$ gal, 減衰定数 $\eta=0.02$ の場合の弾塑性応答解析結果を、Figs. 29, 30 に示す。解析に用いた3種の地震波に対し最大の塑性変位を生ずる位置は40m レベルであった。本構造にとっては最も不利な外孔の一つと考えられる1978年宮城県沖地震・東北大1階鉛直NS成分波に対しても、外孔の最大加速度400 galに対して、最大相対層間変位角は $1/25$ rad, 塑性率 $\mu=2.9$ であったので、目標値を満足する骨組設計がなされたものと判断した。なおこの時の塔頂部の水平変位は、静的計算値の約1.7倍で $\max=44$ cm と計算された。

5. 結言 本塔状構造物の構造設計過程で行われた解析及びいくつかの試みを示した。本設計によって安全な塔状鋼構造物が設計されたものと信ずる。なお、本鉄骨塔の意匠設計は、株式会社・設計事務所・ゲンプランによって行われたものである。

謝辞 本構造設計に当たり、風洞実験は京都大学防災研究所石崎俊彦教授とそのスタッフによって、動的地震応答解析は日本大学理工学部西治見 宏教授とそのスタッフによって行なわれました。ここに記して深甚の謝意を表します。

また、京都大学防災研究所耐震構造部門 吉田 望、岩井 望、浅草 肇の各位によって構造解析、構造図作製の分担はなされました。記してその両方に感謝致します。地盤調査に当たっては財団法人大隈工業試験所・岩崎好規氏の協力も得ました。感謝致します。

参考文献

- 1) 日本建築学会「建築構造物耐震標準・同解説」1975制定。
- 2) 日本建築学会「高層建築技術指針」昭和48年改訂版。
- 3) 日本建築学会「鋼構造塑性設計指針」昭和50年。
- 4) 日本建築学会「地震荷重と建築構造の耐震性」1976。
- 5) 若林・中村・井上「水平力を受ける鉄骨立床骨組の弾塑性性状に関する実験的研究」京大防災研年報, 第19号 B-1, 昭和51年4月, PP. 105-128。
- 6) 武藤清「構造物の動的設計」昭和52年11月, 丸善刊。

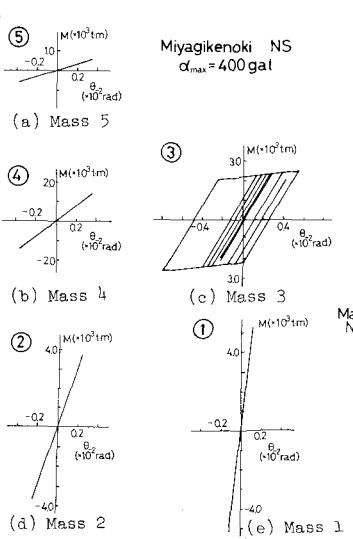
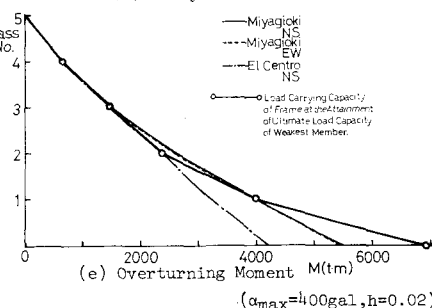
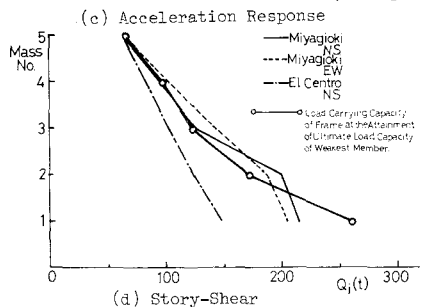
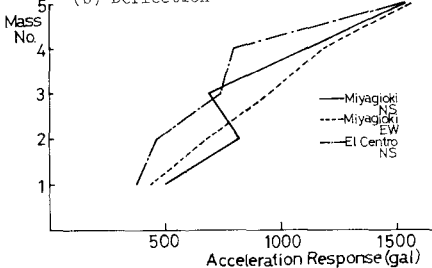
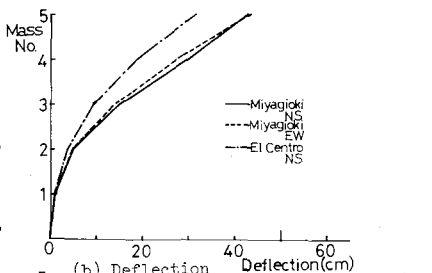
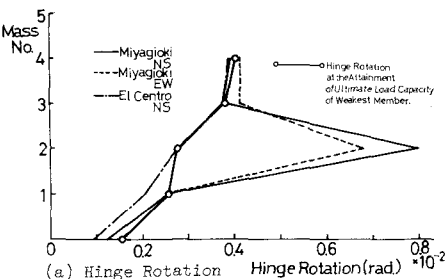


Fig.30 Results of Elastic-Plastic Response Analysis (2). ($\alpha_{max}=400$ gal, $\eta=0.02$)

Fig.29 Results of Elastic-Plastic Response Analysis (1). ($\alpha_{max}=400$ gal, $\eta=0.02$)

STRUCTURAL DESIGN OF THE TOWER FOR THE REPOSE OF THE SOUL

by Minoru WAKABAYASHI, * Takeshi NAKAMURA, **
Koichi MINAMI *** and Shintaro YAO ****

Abstract

The process of structural design of the tower structure which is planned to hold a memorial service for miscarried babies and to have a mass for the repose of their souls is described. Total height of the tower is 73 m. The main members of the tower structure are made of steel in the upper part and composite steel and concrete in the lower part and the underground part. Main beams are arranged pentagonally in a plan and columns are arranged at the tips of the pentagon. In the process of the structural design, a soil survey of the site and tests of soil, an ordinary static stress analysis and a design of members, wind tunnel tests and a modal analysis using response spectra and dynamic response analyses for the designed structure in the earthquake resistant design procedure are performed. Boring, standard penetration tests, measurements of velocity of S-wave in the soil and uni-axial and tri-axial compression tests and consolidation tests for samples of clay are carried out in the soil survey. In the static stress analysis, the modified D-value method is developed to estimate approximately a share of story-shear in columns subjected to bi-axial bending and axial force simultaneously. Stress analyses of a three-dimensional space frame by computer are also done as well as approximation method. The results of analyses are compared with each other and it is confirmed that the approximation method is sufficiently accurate. Wind tunnel test is performed to obtain static wind pressure coefficient of the tower in the uniform flow and in the turbulent flow using a 1/200-scale model. In order to investigate the earthquake resistant property of the structure designed preliminarily by means of an ordinary static design method, a modal analysis using response spectra and dynamic response analyses in the elastic range are carried out and several members are changed in their dimensions, based on the results of the analyses. Story-shear coefficients ($C_i = Q_i / \Sigma W_i$) at the quasi-elastic limit of the designed structure are about 0.63 at the bottom and 1.62 at the top of the tower in main members and 1.00 1.55 in pre-cast concrete panel walls and their connections. Finally, the designed structure are checked in their earthquake resistant properties due to dynamic response analysis in elastic-plastic range and they showed good performance under severe earthquake excitations.

* Professor, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.

** Research Associate, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University.

*** Lecturer, Osaka Institute of Technology.

**** Associate Professor, Shiga Prefectural Junior College.