

リフトアップ工法による大型鉄塔の安全な施工法の開発研究

高橋 泰彦 鈴木 哲夫
武田 寿一 大畠 勝之
(本社 技術本部 建築技術部)
井料 和人
(本社 技術本部 建築技術部)

Development Research on Safe Construction System for Large Steel Tower by Lift-up Method

Yasuhiko Takahashi Tetsuo Suzuki
Toshikazu Takeda Katsuyuki Ohata
Kazuto Iryo

Abstract

A lift-up method for constructing large steel towers has been developed. This is a better method than those widely used in the aspects of quality control, safety and efficiency of construction. However, this method is accompanied by serious problems in maintaining balance against tilting and horizontal forces due to earthquakes and strong winds during construction. This paper describes the lift-up method for constructing towers safely and some results of calculations and tests to solve the problems involved.

概 要

大型鉄塔をリフトアップ工法を利用して施工する方法を開発した。この施工法は、従来の積上げ工法に比べ、品質管理や作業の安全性、能率の面でかなりすぐれているが、施工中の鉄塔の傾きや地震や台風に対するバランス保持という重大な問題をもっている。この報告では、大型鉄塔をリフトアップ工法で安全に施工する方法を紹介するとともに、上記問題点などを解決するために行なった一連の解析と実験の結果を述べる。

1. 序

大型鉄塔を、脚部から頂部に順次組立ててゆく従来の積上げ工法で施工する場合には、完全な高所作業となるために、品質管理や、作業の安全性、能率などが問題となる。しかも、これらの問題を解決することは容易なことではない。

しかし、施工法を変更し、鉄塔建設にリフトアップ工法が適用できれば、これらの問題は解消し、経済的にも有利になることがわかってきた。但し、同時に、施工中の吊り上がった状態でのバランス保持、特に、地震や風などの水平力に対する転倒防止のための検討が必要となることも認識された。

そこで、鉄塔工事の受注にともない、この施工法を実施に移すための一連の検討と、システムの開発を試み

た。この報告は、それらの結果を簡単にまとめたもので、鉄塔をリフトアップ工法で施工する方法を説明するとともに、施工時の安全性をチェックする資料を得るために行なった解析と実験の結果を述べる。

なお、今回扱う鉄塔は、大口径鋼管を主柱とする平行弦トラス構造の鉄塔で、建物の屋上に建設されることになっている。

2. リフトアップ工法の概要

2.1. 鉄塔建設とリフトアップ工法

電信電話局、市街地変電所、放送局、官庁等のビルの屋上には無線塔として多くの鉄塔が建てられている。形状、構造方式はいろいろであるが、規模としては鉄塔自体の高さで60m程度以下が多く、建設工法的にみればほとんどすべてのものが、タワークレーンあるいは特殊

なクレーンを用いて下部から順次上部へと建てていく“積上げ工法”である。この工法も、鉄塔高さが80mを超え、地上より高さが100mを超えるような大規模なものとなると、安全性、施工能率、品質管理、経済性等の面で問題点が生じ、施工技術上の工夫が必要となってくる。

こういった大型鉄塔の建設に際し、積上げ工法に替るものとして考えられるのがリフトアップ工法の適用である。リフトアップ工法は、対象とする構造物、工事分野に応じて、それぞれ個有の特徴があるが、

- (1) 吊り上げにどんな機械装置を使うか
- (2) 吊り上げ装置と吊り上げる構造物とをつなぐ“吊り材(ロッド)”に何をを使うか
- (3) 吊り上げ荷重の反力をどうとるか

の三点が基本的な要素となり、従来の工法をシステム全体としてみれば図-1に示すように分類しうる。これらはフラットな構造物を対象としたもので、鉄塔リフトアップの場合、若干内容は異なるが⑤の方式に近い。すなわち、当工法では、鉄塔をとり囲む形でその荷重を支持する架構(外塔)を設け、それに組み込んだ吊り上げ装置を用い外塔より上部に鉄塔を押し上げていく。その作業手順は図-2に示されるとおりである。図より明らかとなおり、鉄塔はちょうど“ダルマ落し”の逆の形で押し上げられていくが、重心が外塔より高くなり、横力に対する施工中の鉄塔のバランス保持に関する考慮が不可欠となる。

この点が最も特徴的であり、かつ、当工法開発に当って最も重要な問題点である。

2.2. 鉄塔リフトアップ工法

当社が開発した、鉄塔をリフトアップ工法で施工するシステムを、最近受注した鉄塔を例にとり説明することにする。

2.2.1. 鉄塔と吊り上げ方法 鉄塔は、図-2のように、地上約30mの建物屋上より立ち上り、1節が約5.0mのトラスが16節から構成され、全長81m(地上高さ111m)である。また、この鉄塔は、4本の600φ鋼

管支柱が6.0m間隔に配置された四角形鉄塔であり、脚部には斜め控材が取り付けられている。鉄塔の総重量は約350tonである。

リフトアップ工法では、頂部より組立てを行なうが、図-2のように、12~16節は外塔の建方と同時にタワークレーンにより組立てる。そして、11節から下は、1節組むごとにリフトアップし、最終の1節を組立てた後、建物の屋上に設置するという作業工程となる。

2.2.2. 吊り上げ用の外塔 鉄塔を吊り上げる架台となる仮設の外塔は、図-2, 3, 4のように、鉄塔の周囲に設ける。1辺の長さが8.3mの四角形の出隅部を切りとった八角形の塔で、高さは約25mである。また、外塔には、本節の斜め材をそのまま利用した控え材をつけ、水平力に抵抗できる構造となっている。柱はH型钢、はり筋違には溝型鋼を用いたトラス架構で、リフトアップ終了後、解体撤去する。

2.2.3. 吊り上げ装置 この装置は、図-3, 4のように、ジャッキアップ装置、吊り上げロッド、鉄塔吊り点、の3要素で構成する。ジャッキアップ装置は、外塔上部に位置し、外塔内部の四辺にジャッキ受け梁と称する大梁を架け、その上に各辺2台ずつ油圧ジャッキをセットし、さらにジャッキの上に八角形に閉じた押し上げ梁が載った機構となっている。この装置で鉄塔を持ち上げるわけである。次に、鉄塔吊り点は実際に鉄塔を吊って

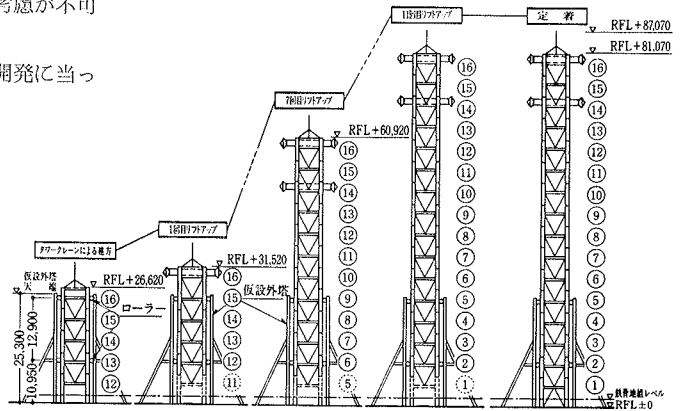


図-2 作業工程図

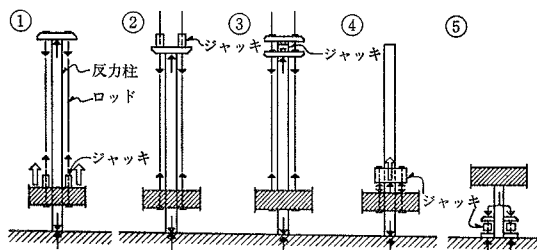


図-1 吊り上げシステムの種類

- ① 柱頂部からロッドを吊り下げ、構造物にセットされたクライミングジャッキがロッドを昇る。
- ② 柱頂部にリフティングジャッキを固定し、構造物にセットされたロッドを吊り上げる。
- ③ 柱頂部にプレスジャッキをセットし、その上部の吊り上げ架台を介して、構造物にセットされたロッドを吊り上げる。
- ④ ロッドを用いず、構造物にセットされたジャッキが柱を昇る。
- ⑤ 柱脚部にジャッキをセットし、柱を順次継ぎ足しながら押し上げていく。

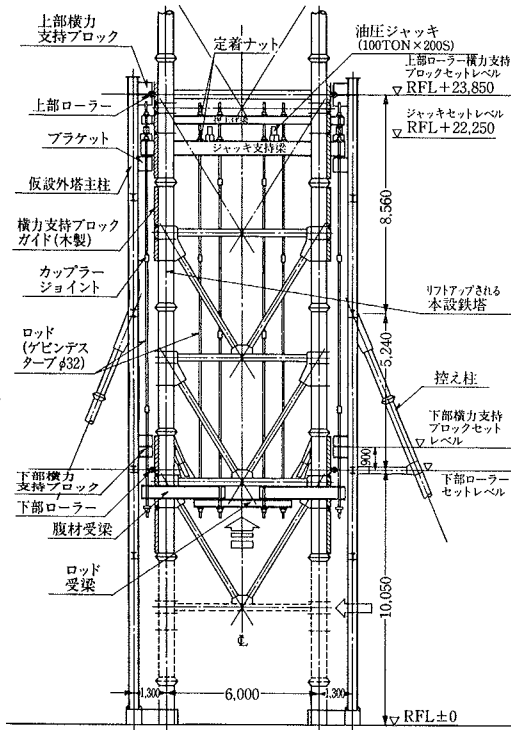


図-3 リフトアップ装置 (立面図)

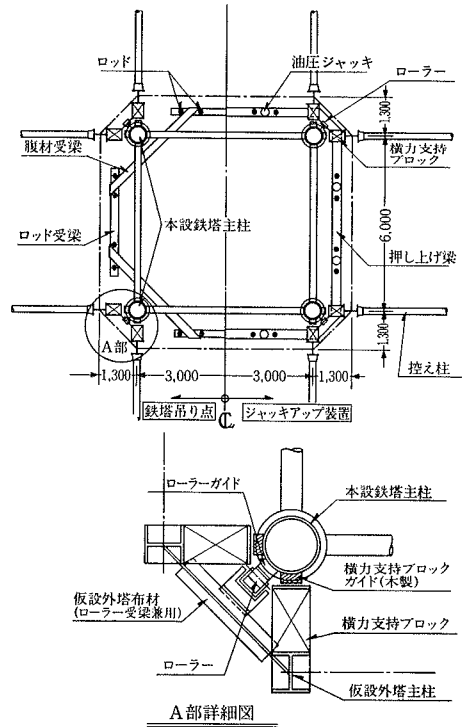


図-4 リフトアップ装置 (平面図)

いる場所で、外塔の下部にあり、組立てた鉄塔の最下段の腹材の下に、かんざし状に受け梁をわたした構造となっている。

また、ロッドはジャッキアップ装置と吊り点のロッド受け梁をつなぐ部材で、施工中の鉄塔の全重量を引張材として支えている。ロッドには、全ネジ付 P.C 鋼棒を使用し、吊り点やジャッキアップ装置にはナットによって定着する。特に、ジャッキアップ装置には、ジャッキ支持梁の上と、押し上げ梁の上、の 2ヶ所にナットをとりつけ、これらのナットで鉄塔の重量を交互に負担しながら鉄塔をリフトアップしてゆく。

すなわち、まず、押し上げ梁で鉄塔を支えた状態でジャッキで持ち上げる。ジャッキストロークが一杯になるとジャッキ支持梁に一担荷重を預け、ジャッキのストロークをもどす。再び、押し上げ梁で荷重を負担し、ジャッキアップを行い、鉄塔をせり上げてゆく。この荷重分担の交代をナットの締め付け装作のみで行なうわけである。

2.2.4. 横力支持機構 鉄塔に加わる風、地震、および、鉄塔の傾きにより生じる横力には、仮設外塔の頂部(屋上から 24 m の位置)と脚部(屋上から 10 m の位置)に設けた横力支持機構(図-2～図-4)が働き、

外塔が抵抗して鉄塔の傾きを復元する。この機構は、平面的には外塔の四隅にとりつけられるが、図-4のように、常時働くローラー機構と、地震や台風の大きな横力を対象としたブロック機構を含んでいる。ローラーは、組込まれた強弱 2 段のゴムバネによって、常時、鉄塔と接触しており、鉄塔吊り上げのガイドの役目と、バランス保持の役目をする。

また、ブロック機構は、平常時鉄塔とは接しておらず、大きな横力によって鉄塔が傾くと鉄塔に接触し、横力、すなわち、転倒モーメントを、外塔の頂部と脚部の支持機構が、偶力として処理する構造となっている。

2.3. リフトアップ工法の安全性の検討

この施工法の安全性は、横力支持機構とロッドが左右し、さらに、前者には、鉄塔本体と外塔の耐力が関係する。したがって、これらの十分なチェックが必要であるが、方法がまだ確立されていない。

そこで、横力支持機構については、施工中の地震入力と、外塔および鉄塔の耐力を比較して安全性を確かめることとし、(i)鋼管の局部圧縮実験、(ii)ローラー機構のバネ特性確認実験、(iii)施工中の地震入力解析、を行った。(i)から鉄塔本体の耐力を、(ii)から地震入力を推定でき

る。それぞれの結果を、4章、5章、6章に示す。なお、外塔の耐力は計算で求めることができる。

また、ロッドについては、欠陥と偏心引張を考慮した試験を行ない、管理方法を検討することにした。結果を3章に示す。

3. 吊り上げ材の耐力試験

当社のリフトアップ工法では、吊り上げ材のロッドとして全ネジP.C鋼棒（ゲビンデスタープ）を使用する。このロッドが、施工中に予想されるような偏心引張状態となった場合、また、表面に欠陥が生じた場合、どの程度の耐力低下を示すかを検討する引張試験を行なった。

試験には32φP.C鋼棒を使用した。加力は図-5のようにセンターホールジャッキで行ない、ジャッキとナットの間にクサビ（クサビ角度 $\theta=5.7^\circ, 11.3^\circ$ ）を入れて偏心引張状態とした。なお、クサビを通常の鋼板（ $\theta=0^\circ$ ）と交換すれば、中心引張試験となる。

対象とした欠陥は、図-6の4種類で、(イ)は溶接欠陥、(ロ)は電極が接触しスパークした時に生じる欠陥、(ハ)は機械的な切欠きである。欠陥位置は、図-5に示す。

試験結果を欠陥と引張条件にわけて、表-1に示す。これによると、欠陥のないロッドには、この程度の偏心では耐力低下は起こらないが、(イ)(ロ)(ハ)の欠陥はぜい性破断を誘発し、耐力を大きく低下させる。特に、欠陥と偏心引張が組合されると耐力はほとんど期待できない。したがって、ロッドの管理はもちろん、ロッドのまわりの環境の整備にも十分注意しなければならない。

4. 大口径円形鋼管の局部圧縮実験

4.1. 実験の目的

施工中に地震や台風による水平力が働くと、横力支持機構によって仮設外塔が抵抗して、鉄塔の転倒を防止する。その場合の外塔への入力力は、6章の方法で推定できるが、鉄塔の支柱にはその反力として、図-7のような材軸と直角方向の局部的な圧縮荷重がかかり、局部破壊を起こすおそれがある。

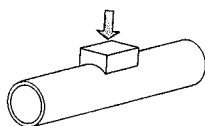


図-7 局部圧縮力

そこで、鉄塔の支柱を対象に、鋼管の局部圧縮耐力を調べる実験を行なった。

4.2. 試験体と加力方法

試験体には、2.2.1.項の鉄塔の頂部と脚部に用いられているSTK 50の609.6φ、t=12と609.6φ、t=22の2本の大口径円形溶接鋼管を使用した。試験体の名称として

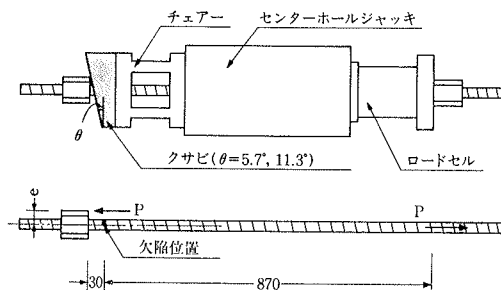
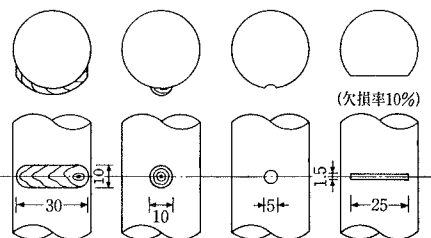


図-5 加力装置と加力モデル



(イ)ショートビード (ロ)アークストライク (ハ)通電スパーク痕 (ニ)人工切欠き

図-6 欠陥の形状

実験方法		中心引張			偏 心 引 張		
		$\theta=0^\circ$			$\theta=5.7^\circ$	$\theta=11.3^\circ$	
欠陥の有無							
欠陥なし	—	○	92.6	○	92.4	○	92.3
欠陥あり	ショートビード	×	41.7	×	7.8	×	6.4
	アークストライク	×	48.9	×	7.1	×	8.1
	通電スパーク痕	×	92.7	○	91.3	×	91.8
	人工切欠き	×	74.5	×	13.0	×	13.8

単位：TON ○印 延性破断 ×印 ぜい性破断

表-1 引張強度一覧表

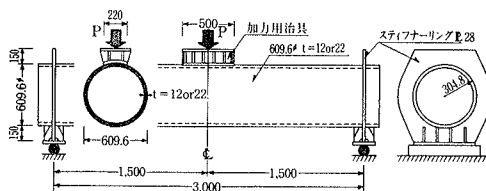


図-8 試験体と加力方法

試 験 体		降伏応力度	最大応力度	ヤング率	伸び率
名 称	鋼 管	ton/cm ²	ton/cm ²	ton/cm ²	%
T-12	609.6φ t=12	3.73	5.45	2070	23.3
T-22	609.6φ t=22	3.67	5.59	2100	26.0

表-2 素材試験結果

は、それぞれの板厚からT-12、T-22としたが、各試験体の径厚比は、50.8、27.7である。また、鋼材の材料特性は、表-2の通りである。

実験は、図一八のように、リングスティフナーで補強した両端をローラー支持し、中央に加力治具を介して材軸と直角方向の局部

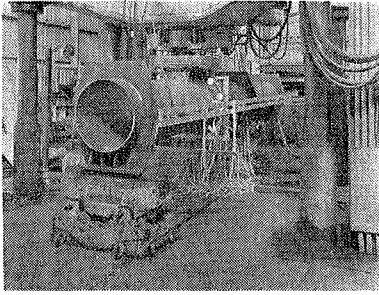


写真-1 加力状況

圧縮荷重を加える単純ばり形式で行なった。加力スパンは、局部破壊に対する全体曲げ応力の影響を少なくするため、局部圧縮力に抵抗する鋼管の有効長さを十分に確保するために、直径の約5倍の300cmとした。加力治具は鋼管の表面に密着するように円弧状に加工し、荷重面積は、50cm×22cmとした。

なお、加力は写真-1の通りで、300ton圧縮試験機で、単調片振り載荷を行なった。

4.3. 計算方法

最大耐力 (Pu), 降伏耐力 (Py) は参考文献¹⁾²⁾の次式によって計算する。

$$P_u = 6.43 \alpha \left\{ 1 + 4.60 \left(\frac{W}{D} \right)^2 \right\} \sigma_y \cdot T^2 \quad \dots\dots(4.1)$$

$$P_y = 4.83 \alpha \left\{ 1 + 4.60 \left(\frac{W}{D} \right)^2 \right\} \sigma_y \cdot T^2 \quad \dots\dots(4.2)$$

$$\alpha = 1 + \frac{L}{4D}$$

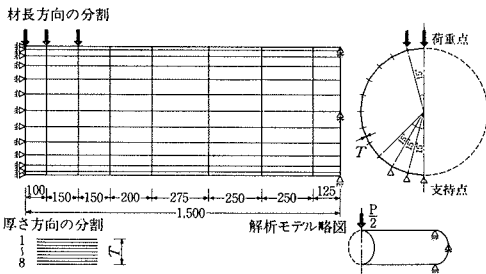


図-9 F.E.M. 解析モデル

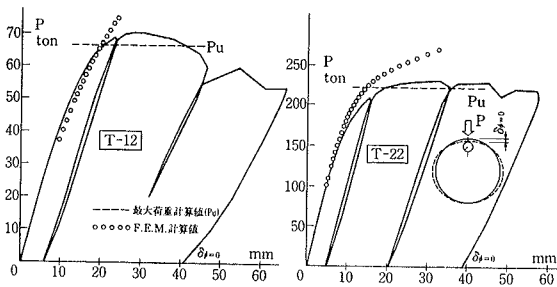


図-11 荷重(P)一局部変形(δφ=0)曲線

試験体	計算結果 (ton)		実験結果 (ton)	
	降伏耐力	最大耐力	最大耐力	破壊状況
T-12	50.0	66.6	70.5	局部圧縮破壊
T-22	165	220	230	局部圧縮破壊

表-3 耐力一覧表

W: 加力幅 L: 加力長さ
D: 鋼管径 T: 鋼管厚さ
σ_y: 鋼材の降伏応力度

また、鋼管を図-9のように、四角形の折板要素でモデル化し、有限要素法で弾塑性解析を行った。解析法は文献3)の通りであり、計算結果は実験結果の図表の中に、F.E.M.値として示す。

4.4. 実験結果と考察

4.4.1. 局部変形と歪について 図-10は、荷重の増加とともに鋼管中央断面の局部変形進行状況を示す。低荷重時には、鋼管の上部がへこみ、左右に広がり、ダ円形状の変形をしているが、荷重が大きくなると荷重点のへこみが非常に大きくなり、ハート型の断面となる。

最もへこみが大きい荷重直下の変形(δφ=0)と荷重(P)の関係は、図-11の通りである。T-12で P=50ton, T-22で P=160ton あたりまで P と δφ=0 は比例関係にあるが、以後、徐々に剛性が低下し、最大耐力に達する。その後は、荷重の減少とともに、変形は著しく進行する。明らかに、この部分にめり込み破壊が生じていることがわかる。しかし、図-11から、T-22はT-12より最大荷重を保持する能力がすぐれていることが明らかであり、径厚比の違いが顕著にあらわれている。

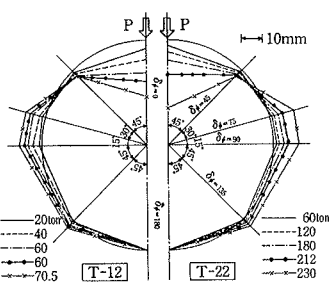


図-10 局部変形状況

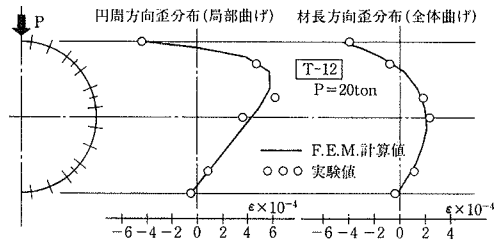


図-12 T-12の歪分布

図-11には有限要素法による計算値も記入されているが、初期降伏が始まるあたりまでは、実験値と一致している。しかし、最大荷重に近づくとき大きなへだたりがあらわれ、特に、T-12にこの傾向が強い。F.E.M.には、鋼管の局部曲げ降伏による破壊のみ考え、めり込み破壊のモードが考慮されていないためである。ただし、図-12のT-12のP=20 tonの歪分布でも、F.E.M.値は実測値と等しく、弾性域では変形だけでなく、歪も実情をよく説明している。

なお、図-12の材長方向の歪、すなわち、全体曲げ歪分布ははり理論の三角形分布とは全く異なり、鋼管はシェルとして荷重に抵抗していることがわかる。

4.4.2. 耐力について 試験体は荷重点近傍がめり込み状態で破壊した。最大耐力は計算値とともに表-3に示しているが、最大耐力は明らかに板厚の2乗に比例している。また、実験値と計算値との比率は、両試験体とも1.05であり、(4.1)式で実験値より少し低めに、しかも、精度よく最大耐力を推定できることがわかった。

次に、(4.2)式による降伏耐力は、加力治具の近傍に降伏歪が発生し、図-11の $P-\delta_{p=0}$ 曲線では初期勾配が低下し始める荷重に相当する。また、最大耐力に対して、安全率が約1.4の耐力にあたり、設計上の短期許容耐力として適切と思われる。

これらの式は、局部圧縮荷重に有効に働く鋼管長(Be)をとり出し、その鋼管がリングとして荷重を負担するという考えのもとに導かれた実験式である。T-12、T-22では、それぞれ、 $Be=141\text{ cm}$ 、 137 cm となる。実験終了後の試験体の残留変形から実際にめり込み変形をしている長さは、両試験体とも約100 cmである。前者が長いのは、(4.1)式でわかるように鋼材の強度として σ_y を考えているからであろう。

いずれにしても、加力長さ50cmの2~3倍の鋼管長が荷重を支えていることになる。

4.5. まとめ

- (1) 鋼管は局部圧縮荷重に対して、シェルとして抵抗し、最終的には加力部のめり込み破壊が起こる。
- (2) 鋼管の挙動は主に径厚比で変化し、特に、最大荷重以後の性状に違いが生じる。
- (3) 弾性挙動はF.E.M.解析で、また、最大耐力は(4.1)式で計算できる。
- (4) 鋼管の安全チェックは、(4.2)式で行なう。

5. ローラー機構のバネ特性確認実験

ローラー及び、その支持システムを図-13に示す。ローラーはAゴム(φ205×100)とBゴム(350×350×100)を、直列に配したバネ機構を介し外塔に固定されるもの

で、施工時にはAゴムに約10 mmの予圧縮変形を与える。2種類のゴムによるバネ特性を把握する為、水平加力実験を行なった(写真-2)。図-14に実験結果の1例を示す。バネ特性は若干のNon-LinearityとHysteresisを有するが、くり返し加力に対してはひじょうに安定していた。同図中には2種類のゴムそれぞれを単体として行なった実験結果を基に直列バネとして求めたバネ特性及び、今回の実験結果を線形近似したバネを併記してある。今回の実験結果は単体時のバネをA、B両ゴムとも約1.4倍する必要のあることを示している。この原因としては、ゴムの横方向のはらみ出しを周辺の鉄板が拘束すること(Aゴム)、および、幅約20 mmの鉄板が周辺にあるため、ゴムのクリヤスパンが短くなっていること(Bゴム)、などが考えられる。

なお、本実験結果を利用することにより、施工中のローラー機構の変形を測定すれば、平常時にお

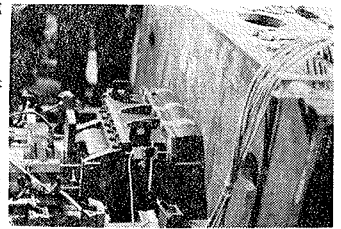


写真-2 実験状況

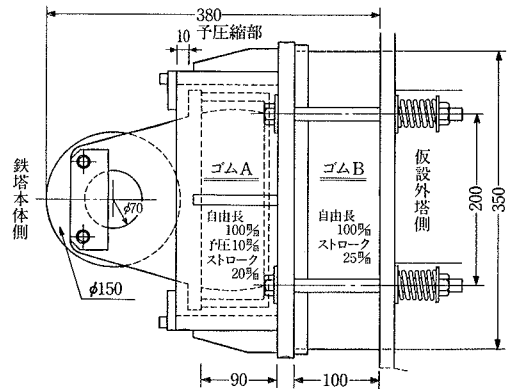


図-13 ローラーの支持機構

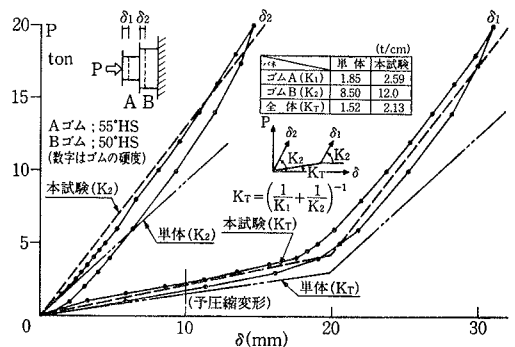


図-14 バネ特性の実験結果

ける外塔への荷重分布などが推定し得る。

6. 地震時の挙動解析

鉄塔が上昇中に於る強震時の挙動解析法及びその結果について、今回扱った鉄塔を対象にして以下に示す。

6.1. 解析仮定

- (1) 一方向振動問題として扱う。
- (2) 建物との連成は直接的には考慮せず、外塔を建物屋上に固定し鉄塔本体は浮いた状態の系に、建物屋上の応答加速度を入力する。(STEP-2)
- (3) 建物屋上の応答加速度は、鉄塔を近似点に1質点置換しこれを建物質点系(6質点)に連結させたモデルで、弾性解析より求める。(STEP-1)
- (4) 鉄塔及び外塔は終始弾性として扱う。それぞれの剛性、質量は独立に求め各々質点系置換する。
- (5) ローラーのバネ、及び横力支持ブロックのバネ効果を一つの連続した非線形バネ(以後相互バネと称す)として扱う。この際質量は無視する。
- (6) 減衰は内部減衰として扱う。

6.2. モデル化と数値解法

解析仮定より解析手順及びモデルは図-15に示すようになる。step 2 は step 1 での屋上応答加速度を入力波とし次式に示す増分形式で解析する。

$$[M] \{d\ddot{X}\}_t + [C] \{d\dot{X}\}_t + [K]_t \{dX\}_t = -[M] \{1\} d\ddot{y}_t + \{dQ\}_{t-1} \quad (6.1)$$

ここに

$[M]$: 質量, $[C]$: 減衰, $[K]_t$: 瞬間剛性, $\{dQ\}_t$: 相互バネ剛性が変化する事により生じた不釣合力, $\{dX\}_t$: 応答変位増分, $d\ddot{y}_t$: 入力加速度増分

(6.1)式を線形加速度法で解く。また、相互バネの非線形性に基づく前回の不釣合力を今回のステップのみで解除する場合解析ピッチ (Δt) が問題となる。ここでは増分時間内での不釣合力を収れんさせる解法と比較検討を行ない、収れん解法との誤差が充分小さい事を確認し、 Δt を決定した。

なお、相互バネは式(6.1)の $[K]_t$ に於て、鉄塔下部の

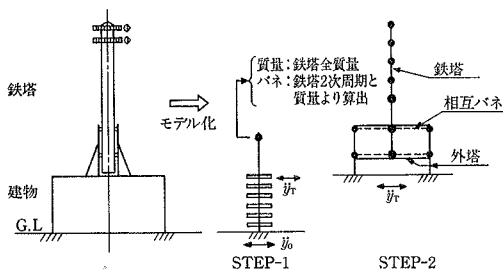


図-15 解析モデル

2質点及び外塔の質点にくみ込まれるものである。

次に Step 2 での各部モデル化法の概要を示す。

- (1)鉄塔本体: リフトアップ最終時を想定し7質点系とする。両端 Free のモデルの各質点に水平力 (P) とモーメント (M) を作用させた釣合式より $M = 0$ として水平剛性を求める。
- (2)外塔: 立体架構と考え、横力支持点に単位力を加えて求めた平均変形より、平面架構としての剛性を算出する。
- (3)相互バネ: 鉄塔と外塔の質点間変形 (δ) に応じ図-16に示すようなバネ特性とした。ローラー支持バネは5章の試験結果(図-14)を基に変形零と3cmの荷重点を直線で結んだ剛性とし、また、支持ブロックのバネは木片の形状、ヤング係数等より決定したもので、それぞれ2箇所あるので(図-4参照)剛性を2倍している。図-16に示すローラーの最大圧縮変形は対角方向の最大を30mmとし、それを $1/\sqrt{2}$ 倍した値であり、また、初期変形は最大圧縮変形の半分と仮定する。

6.3. 固有値

相互バネ (K_i) を変化させ次の3 CASE について計

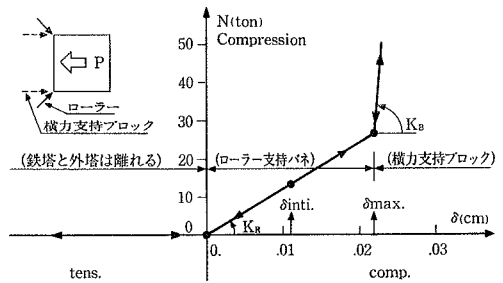


図-16 相互バネ特性

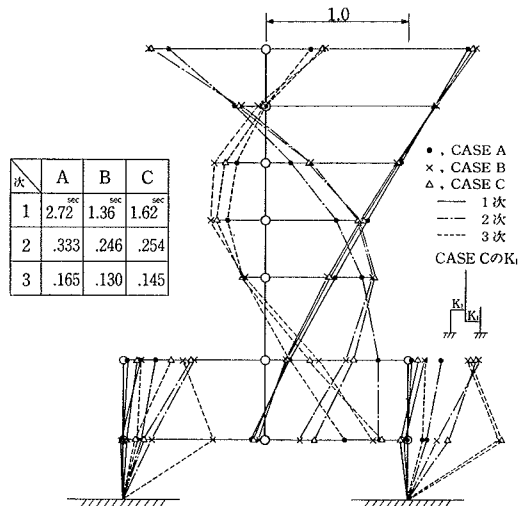


図-17 固有値とモード形

算した。

CASE A: K_I をローラーのパネとした時。

CASE B: K_I を横力支持ブロックのパネとした時。

CASE C: 一つの対角方向の K_I を横力支持ブロックのパネとし他方のそれを零にした時。

CASE A, B, C はそれぞれ、リフトアップ施工中で平常時、次節の鉄塔本体の組立中、及び、施工中で強震が来た時にほぼ対応するものである。図-17に 3 CASE の 1 次～3 次周期及び刺激関数を示した。なお、鉄塔工事完了後の鉄塔 1 次周期は約 1.0 sec である。3 CASE ともこれより長周期なのは鉄塔本体が屋上から浮いているためである。

6.4. 地震応答解析結果

固有値解析と同様次の 3 CASE について解析する。

CASE A: K_I はローラーのパネで弾性

CASE B: K_I は横力支持ブロックのパネで弾性

CASE C: K_I は図-16に示す非線型パネ

また、応答解析結果は Step 1 での外乱が EL-Centro-NS1940 の場合についてのみ以下に示す。その時、建物屋上での応答倍率は約 3.6 倍である。(但し建物 1 次周期 0.23 sec, 減衰 3% の時)

一方、Step 2 では入力最大加速度を 500 gal (Step 1 において地表面で約 140 gal を想定した事に相当する)、減衰を 1 次周期に対し 0.5% として解析した。

図-18に応答最大変位、加速度を示す。3 CASE を比較すると鉄塔及び外塔の最大変位はそれぞれ CASE A, CASE C で生じており、また鉄塔上部の最大加速度は、CASE A が最も小さく CASE B と C はほぼ同一である。一方、鉄塔下部及び外塔の加速度は CASE C が他の二つの弾性応答結果 (CASE A と B) を大きく上回っている。

図-19, 20は上部の横力支持機構高さでの鉄塔(質点 7)の応答加速度及び変位波形である。図-19より相互パネを非線型とした CASE C の加速度波形は他の 2 CASE に比べかなり複雑な様相を示している。図-20より 3 CASE とも応答初期は高次モードでまた、後半は 1

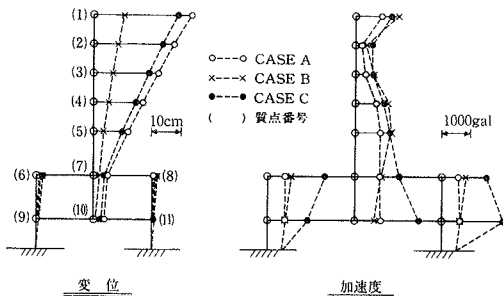


図-18 応答最大値

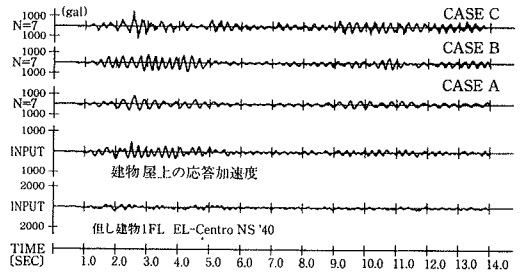


図-19 応答加速度波形

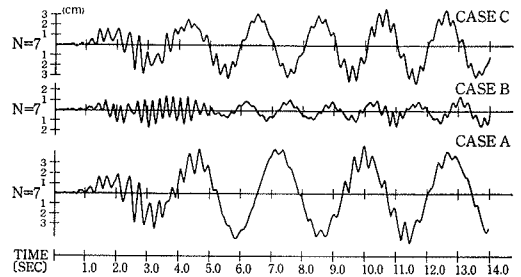


図-20 応答変位波形

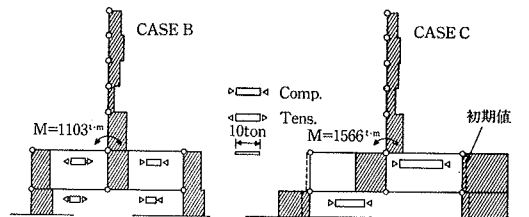


図-21 応答最大力

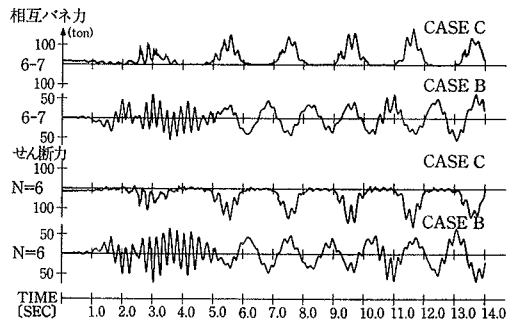


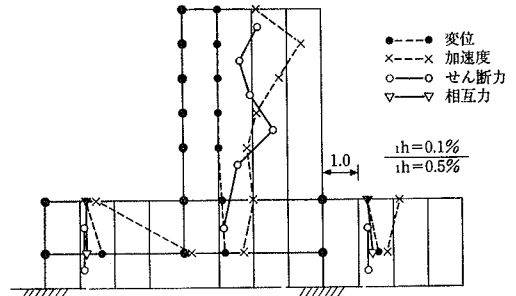
図-22 応答力波形

次振動が支配的であることがうかがえる。

図-21に CASE B と CASE C の応答最大せん断力、上部横力支持機構での最大転倒モーメント及び相互パネ力を示した。なお、CASE C は上部の相互パネの最大圧縮時の力の流れを想定し、それぞれの最大値を示したものである。図-22は質点 6, 7 間の相互パネ力及び質点 6 のせん断力の波形を示したもので CASE B では初期値を零として行なった。図-21より、外塔頂部でのモー

ント及び相互バネ力はいづれも CASE C の方が CASE B に比べ大きく、約1.5倍となっている。但し CASE B の相互バネ力は圧縮と引張力との和で考えている。図一22より、外塔への力の作用の仕方が CASE B と C で大きく異なっている。CASE C では相互バネが引張り（鉄塔と外塔が離れる）になるとそこでは外塔に力が流れない事が特徴的である。

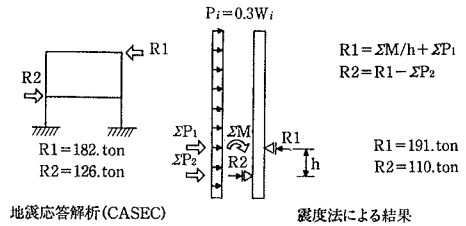
図一23に減衰を0.1%として解析し、0.5%との結果と比較した。0.1%とすると0.5%時に比べ加速度は特に大きく変化するが、相互バネ力は約1.3倍位にしかならないことがわかる。



図一23 減衰の違いによる応答比較

6.5. 外塔に作用する動的外力

リフトアップ施工中に強震にあった時を想定した場合 (CASE C) の外塔に使用する動的外力を図一24に示す。この時屋上の応答加速度を 500 gal としているものであり、この動的外力は震度法 (震度0.3) による外力とほぼ同程度である。



図一24 動的外力と震度法による外力との比較

6.6. 地震応答解析のまとめ

応答解析手法を示すとともに、一つの解析例を示したが、次の事が言えよう。

- (1) 鉄塔と外塔間が離れたり、また横力支持ブロックに衝突する現象は建物屋上で約 150 gal 程度の地震時と推定される。(CASE A の結果より)
- (2) 鉄塔上昇中強震にあった場合 (CASEC) の外塔への動的外力は横力支持ブロックをクランプさせた場合 (CASE B) の約1.5倍程度であり、これは主に鉄塔の転倒モーメントの増大による。
- (3) 屋上で約 500 gal を想定した時の動的外力は震度法 (震度0.3) による外力とほぼ同程度である。

7. むすび

本報告で例にあげた鉄塔は、昭和56年4月から5月にかけて、リフトアップ工法で施工され、現在ではすでに

建物の屋上に無事定着され、仕上げ工事が進んでいる。施工に先だち、3章から6章に示した実験と解析の結果を利用して、施工中の安全チェックを十分に行なったことが、成功につながったと確信している。

参考文献

- 1) 牧野, 黒羽, 三井: 鋼管継手の局部変形耐力の推定, 日本建築学会論文報告集, 第251号, (昭和52.1), pp. 45~54
- 2) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・同解説, (昭和55.2), pp. 68~71
- 3) 斉藤, 武田, 大内, 他: 大型冷却塔の弾塑性解析, 大林組技術研究所報, No. 15, (1977), pp. 1~9