

唐津東港広場における  
旧巡視船まつうらのマストの設置に向けた  
固定方法及びデザインの検討

2016年

九州大学大学院工学府  
都市環境システム工学専攻

鍛治 昌男

河津 憲嗣

2016.3.4.

植口明彦



## 目次

第1章 研究の背景	
1-1 研究の背景と目的	・・・ 1
1-2 参考文献	・・・ 7
第2章 検討条件	
2-1 設置予定のマストについて	・・・ 8
2-2 設置予定箇所について	・・・ 9
2-3 設計荷重について	
2-3-1 はじめに	・・・ 11
2-3-2 マスト本体の質量について	・・・ 11
2-3-3 風荷重について	・・・ 11
2-3-4 地震荷重について	・・・ 11
2-3-5 雪荷重について	・・・ 12
2-4 固定方法について	・・・ 12
2-5 設計条件のまとめ	・・・ 12
第3章 検討の進め方	
3-1 はじめに	・・・ 13
3-2 検討における全体の進め方	・・・ 13
3-3 質量の算出	・・・ 15
3-4 風荷重の算出	・・・ 16
3-5 地震荷重の算出	・・・ 19
3-6 固定金具の検討	・・・ 21
3-7 基礎の検討	
3-7-1 基礎検討の大枠について	・・・ 25
3-7-2 地耐力の照査	・・・ 25
3-7-3 転倒の照査	・・・ 25
3-7-4 柱体部の設計について	・・・ 27
3-7-5 フーチング部の設計	・・・ 29
3-7-6 柱体部とフーチング部の接合部の設計	・・・ 33
3-8 建設材料費の積算	・・・ 34
3-9 デザインの検討	・・・ 34

## 第4章 マスト1の検討結果

4-1 はじめに	35
4-2 マスト本体の質量算出結果	
4-2-1 計測結果	36
4-2-2 部材の規格推定	38
4-2-3 部材の質量算出	41
4-2-4 重心の算出	48
4-3 風荷重の算出結果	
4-3-1 はじめに	55
4-3-2 風力係数 $cf$ の設定	55
4-3-3 速度圧 $q_z$ の算出	55
4-3-4 受風面積の算出	56
4-3-5 風荷重の算出	60
4-4 地震荷重の算出結果	62
4-5 固定金具の検討結果	
4-5-1 はじめに	66
4-5-2 設計荷重の設定	66
4-5-3 固定金具の仮定	69
4-5-4 アンカーボルトの検討	70
4-5-5 ベースプレートの検討	72
4-5-6 リブプレートの検討	73
4-5-7 固定金具のまとめ	74
4-6 基礎検討の結果	
4-6-1 基礎種類の選択	75
4-6-2 基礎の仮定	75
4-6-3 地耐力の照査	77
4-6-4 転倒の照査	78
4-6-5 柱体部の設計	79
4-6-6 フーチング部の設計	81
4-6-7 柱体部とフーチング部の接合部の設計	85
4-6-8 基礎のまとめ	86
4-7 固定部の図面	87
4-8 建設材料費の積算結果	90

## 第5章 マスト2の検討結果

5-1 はじめに	· · · 92
5-2 マスト本体の質量算出結果	
5-2-1 計測結果	· · · 92
5-2-2 部材の規格推定	· · · 96
5-2-3 部材の質量算出	· · · 101
5-2-4 重心の算出	· · · 108
5-3 風荷重の算出結果	
5-3-1 はじめに	· · · 117
5-3-2 風力係数 $cf$ の設定	· · · 117
5-3-3 速度圧 $q_z$ の算出	· · · 117
5-3-4 受風面積の算出	· · · 118
5-3-5 風荷重の算出	· · · 120
5-4 地震荷重の算出結果	· · · 123
5-5 固定金具の検討結果	
5-5-1 はじめに	· · · 126
5-5-2 設計荷重の設定	· · · 126
5-5-3 固定金具の仮定	· · · 129
5-5-4 アンカーボルトの検討	· · · 129
5-5-5 ベースプレートの検討	· · · 132
5-5-6 リブプレートの検討	· · · 133
5-5-7 固定金具のまとめ	· · · 134
5-6 基礎検討の結果	
5-6-1 基礎種類の選択	· · · 135
5-6-2 基礎の仮定	· · · 135
5-6-3 地耐力の照査	· · · 136
5-6-4 転倒の照査	· · · 136
5-6-5 柱体部の設計	· · · 137
5-6-6 フーチング部の設計	· · · 139
5-6-7 柱体部とフーチング部の接合部の設計	· · · 142
5-6-8 基礎のまとめ	· · · 143
5-7 固定部の図面	· · · 144
5-8 建設材料費の積算結果	· · · 147

## 第6章 デザイン検討

6-1 デザイン検討の方向性	· · · 149
6-2 デザイン検討の進め方	· · · 150
6-3 設置予定箇所の検討	· · · 150
6-4 マスト本体のデザイン検討	· · · 153
6-5 デザインのまとめ	· · · 154

## 第7章 結論

7-1 結論	· · · 156
7-2 今後の課題	· · · 156

## 謝辞

## 第1章 研究の背景

### 1-1 研究の背景と目的

佐賀県唐津市では平成 16 年より唐津みなとまちづくり懇話会（以下、懇話会という。）によって、唐津港を中心としたみなとまちづくりや同港の将来についての話し合いが行なわれている。懇話会は地域住民、民間団体、企業、有識者及び行政職員で構成されている。また懇話会の検討項目の中でも唐津港における質の高いデザインの導入やデザインの統一が必要となるものについては、懇話会内の別組織である唐津みなとまちづくりデザイン専門家会議（以下、デザイン会議という。）に検討を依頼でき、懇話会はデザイン会議の結果を審議し、承認された案件については事業実施主体に提案することができる仕組みになっている。

唐津東港（図 1-1）の取り組みにあたっては、人・港の安全を確保する目的で写真 1-1 のような転落防止柵の設置（2012 年）や写真 1-2 のようなベンチの設置（2013 年）などが挙げられる。転落防止柵の設置についてはデザイン会議で検討され、九州大学景観研究室が設計し、懇話会で同意が得られ、佐賀県の事業として取り組まれたものである。また、転落防止柵に用いられているチェーンは唐津海上保安部の旧巡視船まつうらに用いられていたチェーンを再利用しており、新しいチェーンを利用することと比べて、コストを下げることができ、なおかつ元々唐津の海を守っていた巡視船に使われていたチェーンを用いる事で、地域住民にとっても愛着が生まれ、より港の安全性を高めることにつながると考えられる。また、ベンチの設置と同年の 2013 年には港の賑わいを創出する目的で唐津東港の二タ子三丁目倉庫前には約 150m<sup>2</sup> の芝生広場（写真 1-3）を産官民協働で、施工を行った。この芝生広場の外枠には旧松浦橋の橋脚に用いられていた御影石を用いている。この芝生広場の材料費は約 6 万円であるが、市民、団体、大学などの寄付により全額賄われている。このように様々な不要となったものを再利用しながら、唐津東港においては、産官民協働で可能な範囲でみなとのまちづくり活動が行われている。



図 1-1 佐賀県唐津東港の位置 (Google map)

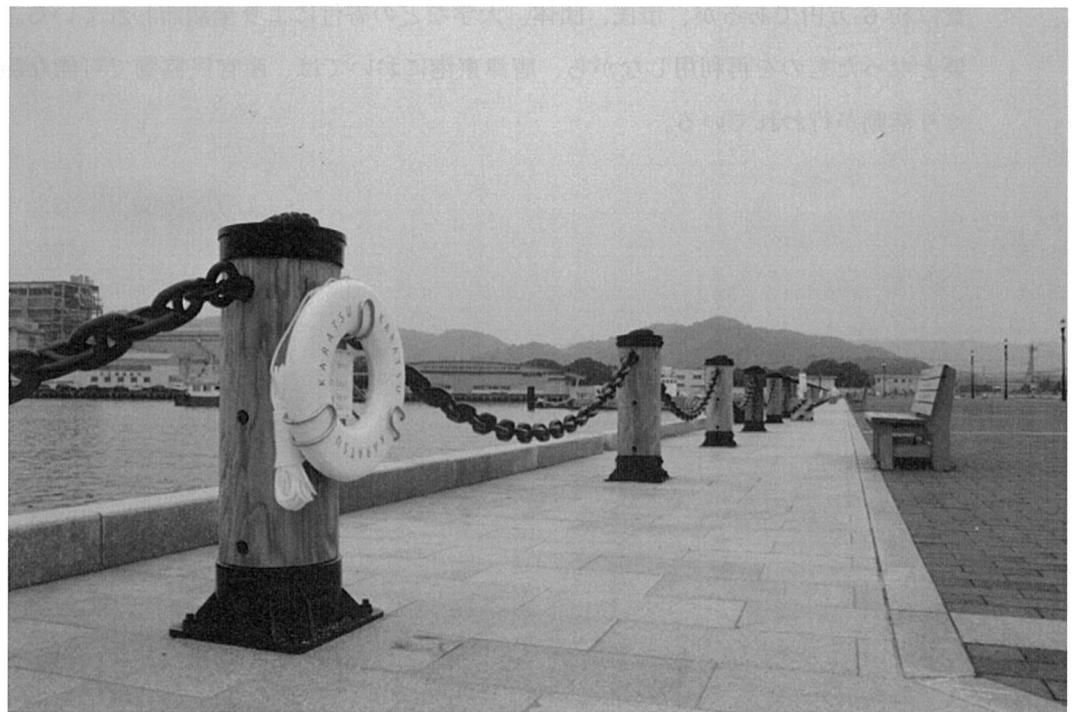


写真 1-1 唐津東港に設置されている転落防止柵 (2016 年 2 月 2 日撮影)

計大掛かり（トータル）で、この工事は、吉野町支免土橋（よしのまちしめん）橋の架設が既に終了し、  
橋脚敷地の工事も終了している。また、この橋の橋脚敷地は、吉野町支免地区の河川敷地である。

まち里畔再開発

スマの木さくら

木上ニ子江川

木真更木

瀬戸事ひ・北川

木の森愛セイ

木武さくら

木せモテ木



写真 1-2 唐津東港に設置されているベンチ（2016 年 2 月 2 日撮影）



写真 1-3 二タ子三丁目倉庫前の芝生広場（2016 年 2 月 2 日撮影）

本研究の対象物となっているマストは、海上保安庁所有の旧巡視船まつうら（写真 1-4）に据え付けられていた 2 本の通信鉄塔である。2011 年、巡視船まつうらが廃船となった。現在、この旧巡視船まつうらのチェーンは転落防止柵のチェーンとして、錨は芝生広場のモニュメントとして再利用されているが、マストは再利用されていない。デザイン会議ではこの廃船となったまつうらの 2 本のマストの再利用に関する協議を進めており、唐津東港フェリーターミナル側の広場（図 1-2）にモニュメントとして据え付ける方向で協議が進められている。この広場を図 1-2 の A から見た写真を写真 1-5 に示す。マストを 1 から設計、製作するのではなく、元々巡視船に用いられたものを用いる事で巡視船は退役してもなお唐津の海を別の形で守り続けていると認識でき、地域にとって、より愛着のあるものなるのではないかと考えられる。この設置予定箇所は埋め立て地であり、軟弱地盤であるため、適切な設置方法を検討する必要がある。2016 年 1 月では、マストの基礎等を用いた固定方法やデザインはまだ検討されていないため、この検討を九州大学景観研究室が行った。



写真 1-4 旧巡視船まつうら（唐津海上保安部提供）



図 1-2 唐津フェリーターミナル側の広場（Google map）



写真 1-5 図 1-2 の A 地点から設置予定箇所を見た現在の広場（2016 年 2 月 2 日撮影）

本研究は、軟弱地盤である唐津東港広場に設置予定の旧巡視船まつうらのマストの設置に向けた固定方法及びデザインを含めた検討を行う事を目的とする。また、本研究の結果は今後の懇話会及びデザイン会議で2本のマストの固定方法及びデザイン検討を行う際の一助になると考えられる。

## 1-2 参考文献

本研究の対象となっているマストは巡視船の通信鉄塔として用いられていたものであるので、本研究では荷重の算出方法、固定方法などの検討を行う際には通信鉄塔の設計要領である下記の文献を参考文献として採用した。

一般社団法人 建設電気技術協会

通信鉄塔設計要領・同解説 通信鉄塔・局舎耐震診断基準（案）・同解説 平成 25 年版

（平成 27 年 2 月発行）

また、上記の通信鉄塔設計要領は道路示方書・同解説に準拠しているため、下記の道路示方書・同解説も参考文献として採用する。なお、コンクリートや鉄筋の許容応力度等の数値は道路橋示方書の値を採用した。

社団法人 日本道路協会

道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月

（平成 25 年 1 月発行）

## 第2章 検討条件

### 2-1 設置予定のマストについて

マスト本体は旧巡視船まつうらに設置されていた2本のマストを用いる。2本のマストを写真2-1のように、それぞれマスト1、マスト2と名付ける。マストに取り付けられている電線、はしご、ダーダーや細かな部品は今後取り除く予定になっているため、取り除いた状態を想定して検討を行う。また、巡視船にとりつけられていたことから、マスト本体の構造は十分な強度を持つものとして、变形する事のない剛体として仮定する。そのため、各部材の応力判定は行わないものとする。マスト本体の計測データ、質量データは存在しないため、まずマストを計測し、質量を算出する必要がある。

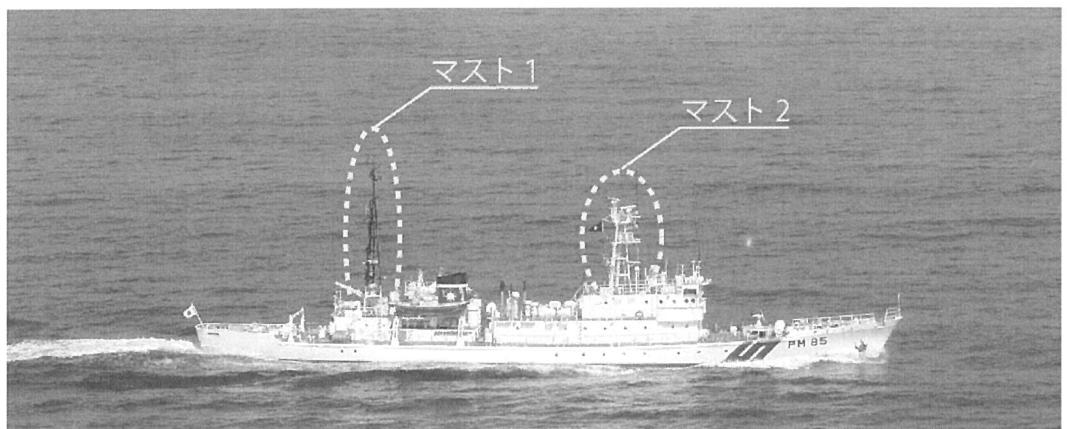


写真2-1 旧巡視船まつうらにおけるマスト1、マスト2

(写真：唐津海上保安部提供)

## 2-2 設置予定箇所について

設置予定箇所は佐賀県唐津市の唐津東港フェリーターミナル側の広場である。この広場の平面図を図2-1に示す。この広場の面積は約90m<sup>2</sup>である。図2-1のA地点から矢印方向（設置予定箇所）を見た写真を写真2-2に示す。写真2-2の左側の建物は唐津東港フェリーターミナルであり、この建物の右側にあるゲートに向かって、到着したフェリーが停泊をする。この広場は現在、岸壁沿いには煉瓦舗装がされているが、設置予定箇所の面積のうち、半分以上はまだ舗装は施されていない。また、人・港の安全を守る目的で、前章で示したような転落防止柵、ベンチが設置されている。このような景観を考慮した上でマストのデザインを検討する必要がある。

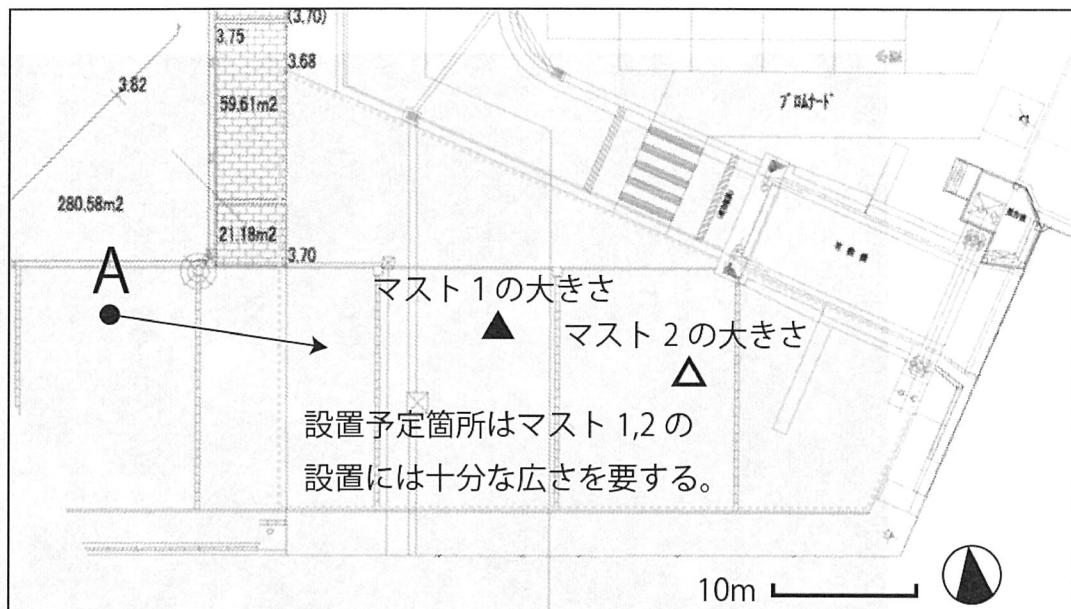


図2-1 設置予定箇所の平面図（マストの詳細な設置箇所は未定）



写真2-2 図2-1のA地点から設置箇所を見た様子

この設置予定箇所は埋め立て地に該当する。この設置予定箇所付近のボーリング調査データは存在しないため、近隣の埋め立て地である佐志浜埋め立て地のボーリング調査データに基づいた許容支持力を設置予定箇所の許容支持力と同等であると仮定して検討を進めることとする。佐賀県唐津土木事務所から、佐志浜埋め立て地の表層の地耐力（許容支持力）は  $40\text{kN/m}^2$  であり、この表層下部では  $16\text{kN/m}^2$  という回答を得られた。本研究では安産面を考慮して、この設置予定箇所の地耐力は  $16\text{kN/m}^2$  と仮定して、固定方法の検討を行う。図 2-2 に設置予定箇所と佐志浜埋め立て地の位置関係を示す。図 2-2 より、設置予定地と佐志浜埋め立て地は約 2km 離れている。固定方法を検討する際は海沿いであることから塩害による影響等も考慮する必要がある。



図 2-2 設置予定箇所と佐志浜埋め立て地の立地関係 (Google map)

## 2-3 設計荷重について

### 2-3-1 はじめに

マストの固定方法を検討には想定されうる荷重に対して耐えるかどうか、つまり安全かどうか判断する必要がある。想定されうる荷重には鉛直荷重と水平荷重の2種類が存在する。本研究で検討対象となっているマストでは、鉛直荷重としてマスト本体の質量、雪荷重が挙げられる。一方、水平荷重として風荷重や地震荷重が挙げられる。なお、通信鉄塔設計要領・同解説P74によると、「風荷重と地震荷重は確率的に同時発生が非常に少ない事、法律的に組み合わせ荷重として指定がないことなどから別々の時点に生ずるものと仮定し、組み合わせはしないことしている。」と記載されているため、風荷重と地震荷重は組み合わせを検討せず、大きな値を設計荷重として採用することとする。

### 2-3-2 マスト本体の質量について

本研究で検討対象となっているマスト本体の計測データ、質量データを持っていない。そこで、マスト各部材の計測を行い、各部材の規格を推定し、体積に比重を掛ける事で各部材の質量を算出することとする。

### 2-3-3 風荷重について

通信鉄塔設計要領・同解説P45～55によると、風荷重に関しては「風荷重は、速度圧、風力係数、受風面積（見附面積）、風の再現期間を考慮し、求めるものとする。」と記載されている。この考慮項目のうち、風力係数は風を受ける構造物の形体で定まっており、受風面積はマスト本体の計測結果から算出することができる。速度圧については、基準風速を定めた上で算出する必要がある。基準風速に関しては、同書P48～52の建設省告示 平成12年告示第1454号によると佐賀県全体で基準風速値は34m/sと定められている。本研究では基準風速値（設計風速）は34m/sと設定する。

### 2-3-4 地震荷重について

通信鉄塔設計要領・同解説P56～63によると、地震荷重の検討時の地域係数については、「地震係数は、比較的広範囲の地域を対象とした地震動強度の工学的な地域特性で過去の地震の記録からその地域の地震活動度を表わし、建築基準法施工令第88条第1項に基づく建設省告示（昭和55年告示第1793号）では、地域係数を表6—7のとおり定めている。」と記載されている。同書P59の建築基準施工令第88条第1項に基づく建設省告示（昭和55年告示第1793号）によると、佐賀県唐津市の地域係数は0.8と定められている。本研究において、地震荷重検討時の地域係数は0.8と設定する。

### 2-3-5 雪荷重について

通信鉄塔設計要領・同解説によると、雪荷重の検討に「原則として雪荷重は考慮しないものとする。ただし、多雪地域では、これらの影響を考慮するものとする。」と記載されている。多雪地域の条件として通信鉄塔設計要領・同解説によると、垂直積雪量が1m以上の区域と定められているが、設置予定箇所である佐賀県唐津市は建築基準法施行細則昭和36年3月3日 佐賀県規則第14号(平成25年1月1日施行)によると、垂直積雪量は0.20mとなっているため、本研究では雪荷重の影響は考慮しないものとする。

### 2-4 固定方法について

マストの固定方法については、マスト基部にベースプレート、リブプレートを取り付け、アンカーボルトを用いて、鉄筋コンクリート基礎と接合させる方法を取る事とする。なお、コンクリートの設計基準強度は道路橋示方書・同解説P85より、鉄筋コンクリートの場合は $21\text{kN/mm}^2$ 以上のコンクリートを用いなければならないと定められているので、本研究においては、コンクリートの設計基準強度は $24\text{kN/mm}^2$ とする。このとき、コンクリートのヤング係数は道路橋示方書・同解説P87より、 $2.5 \times 10^4\text{N/mm}^2$ と定められている。

### 2-5 設計条件のまとめ

マストの固定方法の検討は以下の8つの条件に沿って検討を行うこととする。

- ・マスト本体は剛体と仮定する。
- ・設置予定箇所の許容支持力（地耐力）は $16\text{kN/m}^2$ とする。
- ・設計荷重は風荷重と地震荷重の大きな値を採用する。
- ・風荷重検討時の基準風速値は34m/sとする。
- ・地震荷重検討時の地域係数は0.8とする。
- ・雪荷重の影響は考慮しない。
- ・アンカーボルト、ベースプレート、リブプレート、鉄筋コンクリート基礎を用いて固定する。
- ・コンクリートの設計基準強度は $24\text{kN/mm}^2$ 、ヤング係数は $2.5 \times 10^4\text{N/mm}^2$ とする。

## 第3章 検討の進め方

### 3-1 はじめに

2-5において、マストをアンカーボルト、リブプレート、ベースプレート、鉄筋コンクリート基礎を用いて固定することとした。本章では、マストの固定方法及びデザイン検討の流れを示す。まず 3-2 では固定金具及びデザイン検討の大枠フローを示し、3-3 以降の節では大枠で述べた各フローの細かなフローについて説明する。

### 3-2 検討における全体の進め方

マストの固定方法及びデザイン検討の過程を下図 3-1 に示す。マスト 1、マスト 2 いずれにおいても同じ過程で検討を進めていくこととする。まずマスト本体の計測データが無いため、マスト各部材の計測を行う。各部材の計測を行った後にマスト本体の質量を算出する。その後、固定方法を検討する際に用いる設計荷重を計算する。この時、設計荷重として、2-3 で述べたように、風荷重と地震荷重の 2 つが挙げられる。この 2 つの荷重値を計算し、大きい値を設計荷重として設定する。設計荷重を設定した後はその設計荷重に耐えうるように固定金具の選定、照査を行い、続いて基礎の形状、配筋の検討を行う。基礎の形状、配筋の検討を終えた後に結果として得られた固定金具、基礎の材料費の積算を行う。2 つのマストの固定方法が決定したら、最後に 2 本のマスト本体のデザイン検討を行うこととする。

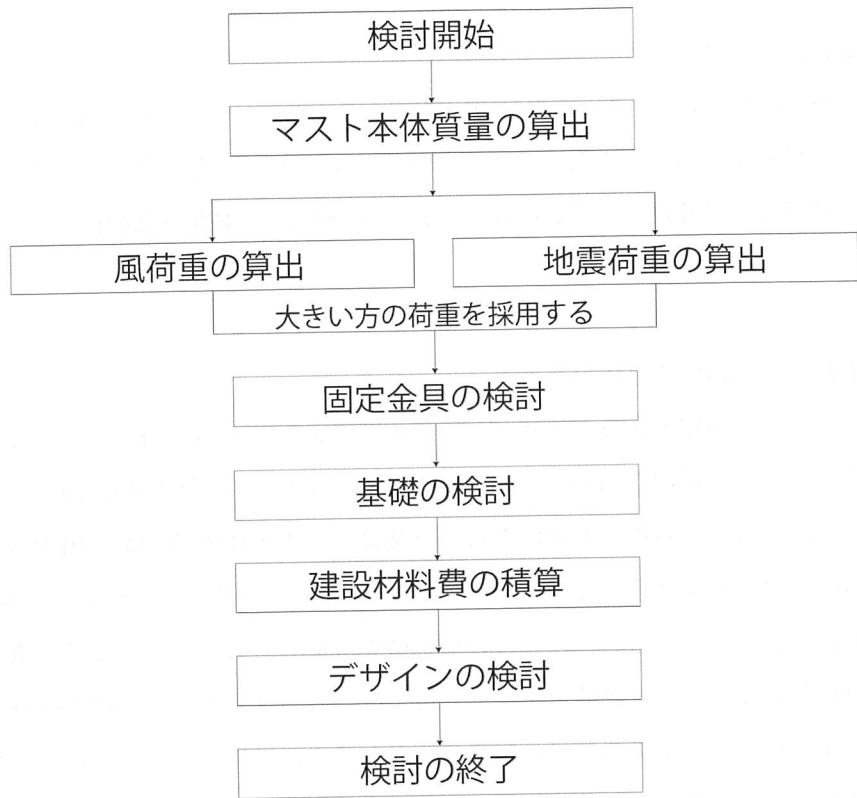


図 3-1 マストの固定方法の検討における全体のフロー

### 3-3 マストの質量算出

マストの質量算出及び重心の算出フローを下図 3-2 に示す。マストの固定方法を検討するためにまずマスト本体の質量を算出する。マストの質量データが無いため、マストの質量を算出するためにマスト本体の計測を行う。マストの計測においては、3 回計測し、平均値を計測結果とした。マストの計測結果から、マストを構成している各部材の規格を推定し、部材ごとの体積を求め、部材の比重をかけて各部材質量を算出する。なお、マストの表面に塗料が塗られている場合は別途塗料の質量の算出も行う。マスト本体の質量を算出した後に、設計荷重の算出を行う際に必要となるマスト全体の重心を算出する。マストの鋼鉄の比重は日本建築学会の搭状鋼構造設計指針・同解説 P450 より、 $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  とする。塗料の比重は建築用塗料積算資料（2010.7）P10 より、 $1.3\text{g}/\text{cm}^3$  とする。

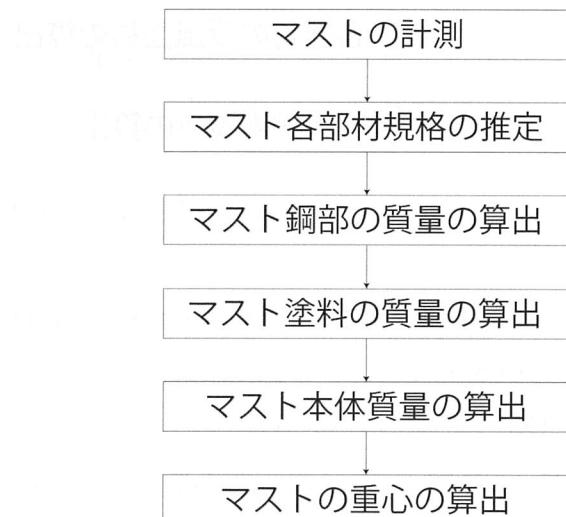


図 3-2 マスト質量算出のフロー

### 3-4 風荷重の算出

風荷重の算出については通信鉄塔設計要領・同解説 P45～55 「6.3.1 風荷重」に準じて行う。ここでは、想定される風がマストに吹いたときにマストに掛かる荷重を算出する。この算出フロー下図 3-3 に示す。基準風速値は 2-5 で述べたように風速 34m/s とする。

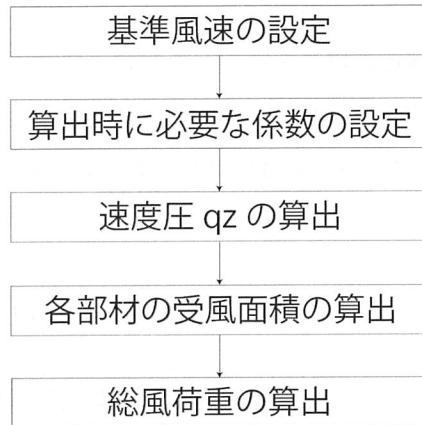


図 3-3 マストにかかる風荷重の算出のフロー

通信鉄塔設計要領・同解説 P45 によると、風荷重  $P$  の算出式は以下の式で与えられる。

$$P = \beta \times qz \times cf \times A \cdots \text{(式 1)}$$

ここに、 $P$  : 風荷重 (N)

$cf$  : 風力係数

$qz$  : 当該部分の速度圧 ( $N/m^2$ )

$A$  : 受風面積 ( $m^2$ )

$\beta$  : 設計用補正值 (=1.42 以上)

このとき、 $\beta$  は設計用補正值であるため、安全率と置き換える事ができる。同書 P46 によると、「の値は再現期間 300 年相当の風荷重として、設定されており、通信鉄塔及び反射板としての機能は持できるものと判断した事によるものである。」と記載されている。また、同書 P45 によると、「ただし、暴風時においても通信機能を確保しなければならないことを考慮して、 $\beta \times qz \leq 2350 N/m^2$  を満足することとする。」と記載されている。つまり、設計用補正值  $\beta$  は下記の条件のうち、大きい値を取必要がある。

- $\beta$  は 1.42 以上
- $\beta \times qz \leq 2350 N/m^2$  を満足する

上記は鉄塔の通信機能を確保するための条件であり、設置予定のマストは通信機能を持たないことから、この  $\beta$  を採用することでより安全側で荷重を算出できると考えられる。

同書 P45 より、速度圧  $qz$  は以下の式で与えられる。

$$q_z = q \times k_z \dots \text{式 2}$$

$$q = 0.6 \times E \times V_0^2 \dots \text{式 3}$$

ここに、 $q$ ：鉄塔頂部の速度圧

$k_z$ ：当該部分の係数

$V_0$ ：基準風速 (m/s)

$k_z$  は下記の条件によって与えられる。

$$k_z = 1.0 \quad : H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合} \dots \text{条件 1}$$

$$k_z = (Z_b/H)^{\alpha} \quad : H \text{ が } Z_b \text{ を超え、 } Z \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合} \dots \text{条件 2}$$

$$k_z = (Z/H)^{\alpha} \quad : H \text{ が } Z_b \text{ を超え、 } Z \text{ が } Z_b \text{ を超える場合} \dots \text{条件 3}$$

ここに、 $H$ ：鉄塔の高さ (鉄塔頂部から地上の高さ (m))

$Z_b$ ：地表面近くで風速を一定とする高さ (m)

$\alpha$ ：平均風速の高さ方向の分布を示す係数

$Z$ ：当該部分の地盤面からの高さ

$E$  は下記の式によって、与えられる。

$$E = E_r^2 \times G_f \dots \text{式 4}$$

$E_r$ ：平均風速の高さ方向の分布係数

$E_r$  は下記の条件によって、与えられる。

$$E_r = 1.7 \times (Z_b/ZG)^{\alpha} \quad : H \text{ が } Z_b \text{ 以下の場合} \dots \text{条件 4}$$

$$E_r = 1.7 \times (H/ZG)^{\alpha} \quad : H \text{ が } Z_b \text{ を超えるの場合} \dots \text{条件 5}$$

ここに、 $ZG$ ：地表面の影響を受けない高さ (m)

$G_f$ ：ガスト影響係数

$Z_b$ 、 $ZG$ 、 $\alpha$ 、 $G_f$  及び風力係数  $cf$  は同書 P47 表 6-1 の建設省告示 1454 号に準じて値を定める。

風力計数  $cf$  は同書 P53 表 6-3、6-4 の建設省告示 1454 号によると、板部材の風力計数は 1.2、円筒状の部材については円筒の幅  $B$ 、高さ  $H$  の  $H/B$  の値に伴って、風力係数を設定する。 $H/B$  が 1 以下の場合は 0.7、 $H/B$  が 8 以上の場合は 0.9、 $H/B$  が 1 を超え 8 未満の場合は直線補間を行う。

受風面積 A は同書 P55 によると、以下のように記されている。

ア. 骨組み鉄塔

骨組鉄塔の受風面積は線図より求められる投影面積を割り増したものとする。この割増率は  
継手部のプレート等を考慮したものであり、部材がアングルの場合は 10%、鋼管の場合は 12%  
する。

イ. 充実単体

充実単体の受風面積は、傾斜を無視した垂直投影面積とする。

ウ. アンテナ及び反射板板面の受風面積は、正面の面積とする。

マストの受風面積において、板面構造以外の構造物については骨組み鉄塔とみなし、割り増し率を  
用することとする。上記の式・条件を用いて、マストにかかる風荷重を算出する。

### 3-5 地震荷重の算出（鉄塔設計要領に基づく）

地震荷重の算出については通信鉄塔設計要領・同解説 P56～70 「6.4.1 地震荷重」に準じて行う。想定されうる地震が起こった時にマストにかかる地震荷重（水平方向の慣性力）を算出する。2-5 より、地震荷重算出時の地域係数は 0.8 と設定する。

同書 P56 によると、耐震設計法による設計せん断力は以下の式で求められる。

$$rQ = C_0 \cdot R_t \times A_r \times \Sigma W \times Z \dots \text{式 1}$$

$$rH = r \cdot 1Q \cdot rQ \dots \text{式 2}$$

ここで、 $Q_r : r$  層のせん断力(kN)

$C_0$  : 標準せん断力係数

$R_t$  : 振動特性係数

$A_r$  :  $r$  層の層せん断力分布係数

$\Sigma W$  : 塔頂部から当外層  $r$  までの固定荷重と積載荷重（短期雪荷重を含む）の和(kN)

$Z$  : 地震地域係数

$rH$  当該節の水平力

地震荷重の算出においては上記の式に示されている  $rH$ 、つまり各節での水平力を算出する必要がある。

また算出を始める前に各マストを水平部材ごとで複数層に分ける必要がある。

同書 P57 より、鉄塔の一次固有周期  $T_t$  はマスト構造に近いパイプラーメン構造の場合は下記の式で求められる。

$$T_t = 0.020H \dots \text{式 3}$$

ここに、 $H$  : 塔高 (m)

同書 P57 より、鉄塔の振動特性係数  $R_t$  は、鉄塔の一次固有周期  $T_t$ 、建物の一次固有周期  $T$ 、地盤種別に応じた  $T_c$  により下記のように求められる。

$$T_t < T_c \text{ の場合 } R_t = 0.8 \dots \text{条件 1}$$

$$T_c \leq T_t \leq 2T_c \text{ の場合 } R_t = 0.8 \{1 - 0.2(T_t/T_c - 1)^2\} \dots \text{条件 2}$$

$$2T_c \leq T_t \text{ の場合 } R_t = 1.28T_c/T_t \dots \text{条件 3}$$

同書 P58 の表 6-6 から、地盤種別に応じた  $R_t$  を算出するための数値 ( $T_c$ ) は埋め立て地（ゆるい地盤の）の場合は  $T_c=0.8$  と設定できる。

同書 P58 から、 $r$  階の層分布係数  $A_r$  は、下記の式で求められる。

$$Ar = 1 + (1/\sqrt{(\alpha r) - \alpha r}) \cdot 2Tt/(1+3Tt) \cdots \text{式4}$$

ここに、 $Ar$  :  $r$  階の層せん断力分布係数、

$\alpha r$  :  $r$  階より上の部分の重量と総重量の比

$Tt$  : 鉄塔の 1 次固有周期(sec)

上記の式を用いて、各層ごとに働く設計せん断力を求め、地震荷重を算出する。

### 3-6 固定金具の検討

固定金具の検討を行う。まず3-4、3-5で算出した風荷重、地震荷重に耐えうるようにアンカーボルト、ベースプレート、リブプレートの順で検討を行う。固定金具の検討フローを図3-4に示す。

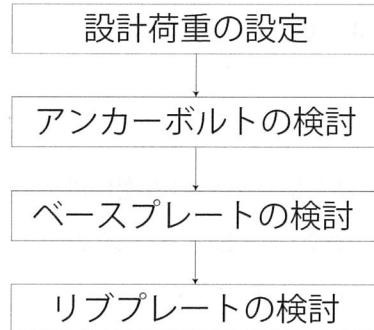


図3-4 固定金具の検討フロー

風荷重、地震荷重の比較の際は、荷重の合計値ではなく、マスト基部からのそれぞれの荷重モーメントを算出した上で大きい曲げモーメント値を設計荷重として設定する。

設計荷重を設定した後は固定金具の仮定を行う。ここで仮定するのは、用いるアンカーボルトの本数・規格、ベースプレートの寸法・厚み、リブプレートの寸法・規格・枚数である。ここで仮定した固定金具の照査を次に行う。

アンカーボルトの検討においては、設計荷重が働いた時にかかるモーメントを元に引き抜き力を算出し、この引抜力に耐えうるようにボルトの埋め込み長さ、数、規格を検討する。

#### ①埋め込み長さについて

埋め込み長さについては、以下に示す建築基準法施工令第66条及び第91条を用いることとする。

##### ・建築基準法施工令第66条

アンカーボルトの基礎に対する定着長さはアンカーボルト径の20倍以上である必要がある。

##### ・建築基準法施工令第91条

必要なボルトの埋め込み長さをl(mm)は下記の式で与えられる。

$$l = X / (\text{ボルトの呼び番号} \cdot \pi \cdot \text{許容付着応力度}) \cdots \text{式1}$$

#### ②ボルトの引張耐力について

ボルトにかかる引抜力が使用ボルトの短期引張耐力よりも小さくなければいけない。

#### ③ボルトの本数について

ボルトの数の検討については下記に示す建築基準法施工令第66条を用いることとする。

##### ・アンカーボルトの総断面積を主支柱の断面積の20%以上確保しなければならない

ベースプレートの検討においては、マスト基部に働く曲げモーメントが働いた時にベースプレート

に働く曲げ応力度が許容応力曲げ耐力よりも小さくなるようにベースプレートの寸法、厚さを検討する。

リブプレートの検討においては、リブプレートとポール間の溶接部、リブプレートとベースプレート間の溶接部、ベースプレート、ポール間の溶接部のせん断力が鋼板の許容せん断応力よりも小さくなるかどうか確認し、適切な寸法であるか検討する。各間の溶接部の応力度は通信鉄塔設計要領・同解説 P91~98 「7.1.5-3 溶接」に準じて行う。

同書 P91 によると、

引張力又は圧縮力を受ける溶接部の応力度は以下の式で表される。

$$\cdot \text{すみ肉溶接 } \sigma = P / (0.7 \cdot S \cdot L) \cdots \text{式2}$$

$$\cdot \text{完全溶け込み溶接 } \sigma = P / (t \cdot L) \cdots \text{式3}$$

ここに、 $\sigma$  : 引張力又は圧縮応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

P : 引張力又は圧縮力 (N)

S : すみ肉溶接サイズ (mm)

t : 板厚 (mm)

L : 有効溶接長さ (mm)

同書 P92 によると、

せん断力を受ける溶接部のせん断応力度は以下の式で表される。

$$\cdot \text{すみ肉溶接 } \sigma_s = Q / (0.7 \cdot S \cdot L) \cdots \text{式4}$$

$$\cdot \text{完全溶け込み溶接 } \sigma_s = Q / (t \cdot L) \cdots \text{式5}$$

ここに、 $\sigma_s$  : せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

Q : せん断力 (N)

曲げモーメントを受ける溶接部の曲げ応力度は以下の式で表される。

$$\cdot \text{すみ肉溶接 } \sigma_b = 6M / (0.7 \cdot S \cdot L^2) \cdots \text{式6}$$

$$\cdot \text{完全溶け込み溶接 } \sigma_b = 6M / (t \cdot L^2) \cdots \text{式7}$$

ここに、 $\sigma_b$  : 引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

M : 曲げモーメント (N · mm)

上記の式を用いて、溶接部の照査を行なう。

## 3-7-1 基礎検討の大枠について

基礎の検討フローを図3-5に示す。基礎の検討においては、まず基礎種類の選択を行う。主に基づき種類の選択肢としては直接基礎、杭基礎、ケーソン基礎などが挙げられ、設置予定地の地盤状況、建設コストを吟味して選択する。芝生広場（材料費6万円）やトロッコ倉庫（材料費50万円）が市民、団体、学生による寄付によって、施工が行われてきた。また、今回のマストの設置は上の2つの事例のように市民参加型のまちづくりにおいて行うため、設置費用は寄付で賄う予定である。そこで出来るだけお金をかけずに行う必要があるため、基礎の中ではコストの一番安いと考えられる直接基礎を採用し、この基礎で軟弱地盤に固定できるのかどうか検討を行う。

基礎種類を選択後は基礎形状を仮定する。マスト本体と上載土砂、基礎を含めた構造物が設置予定箇所の地耐力（許容支持力）を満たしているかどうか、また設計荷重が働いた時にマスト本体を含めた基礎が転倒しないかどうか確認を行う。ここで、地耐力を満たしていない場合、または転倒の可能性があると判断された場合は再度基礎の仮定からやり直す。一方、地耐力を満たしており、転倒の可能性がないと判断された場合は仮定した基礎で配筋等の検討を進める。基礎における柱体部、フーチング部において諸条件を満たしているか確認しつつ、配筋を行う。その後、柱体部とフーチング部の接合部の設計、配筋を行う。以上で基礎の検討は終了となる。

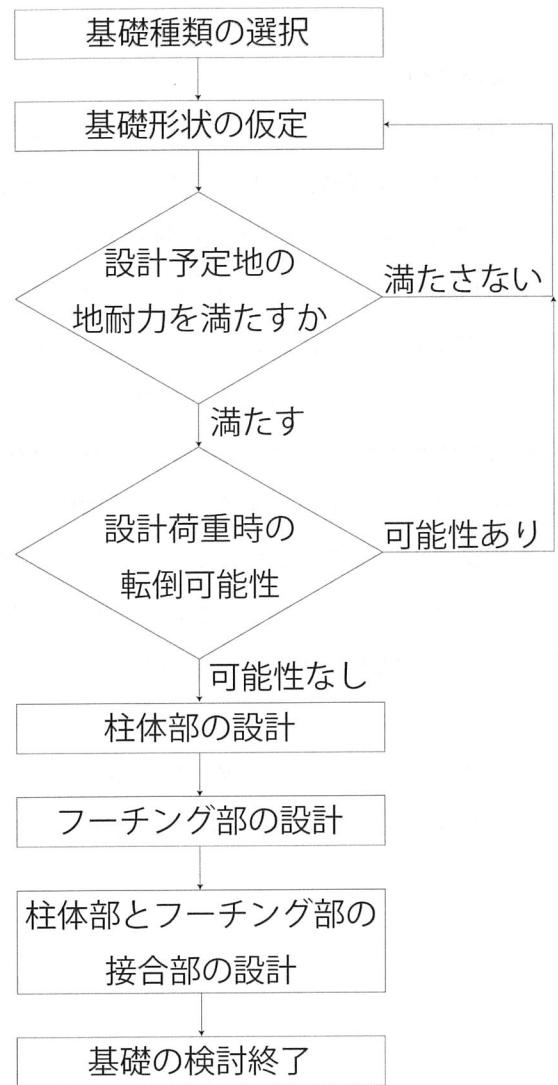


図 3-5 基礎の検討フロー（直接基礎フーチングの場合）

### 3-7-2 地耐力の照査

マスト本体と上載土砂、基礎を含めた構造物が設置予定箇所の地耐力を満たしているかどうか照査を行う。次の式を満たしていれば良い。

$$qa \geq (Mm + Ms + Mc)g/A \cdots \text{式 1}$$

ここに、 $qa$  : 地盤の許容支持力 ( $\text{kN/mm}^2$ )

$Mm$  : マスト本体の質量 (kg)

$Ms$  : 上載土砂の質量 (kg)

$Mc$  : 基礎の質量 (kg)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$A$  : 基礎底面積の総和 ( $\text{m}^2$ )

### 3-7-3 転倒の照査

マストに設計荷重が掛かった時にマスト本体と上載土砂、基礎を含めた構造物が転倒の可能性について、図3-6におけるモデルを想定して、モーメントの計算により照査を行う。図3-6の回転軸まわりにおいて、以下の式を満たしていれば、転倒しないと判断できる。

$$Mf < MmgL' + (Mc + Ms)gL \cdots \text{式 2}$$

ここに、 $Mf$  : 設計荷重モーメント ( $\text{kN/mm}^2$ )

$Mm$  : マスト本体の質量 (kg)

$Ms$  : 上載土砂の質量 (kg)

$Mc$  : 基礎の質量 (kg)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

$L$  : 底面正三角形の高さ (m)

$L'$  : 回転軸から底面正三角形の重心までの距離 (m)

なお、単独フーチングの場合は上載土砂のモーメントは支柱の中心にはたらくが、連続フーチングの場合は上載土砂のモーメントはコンクリートの重心位置に働くことに注意する。

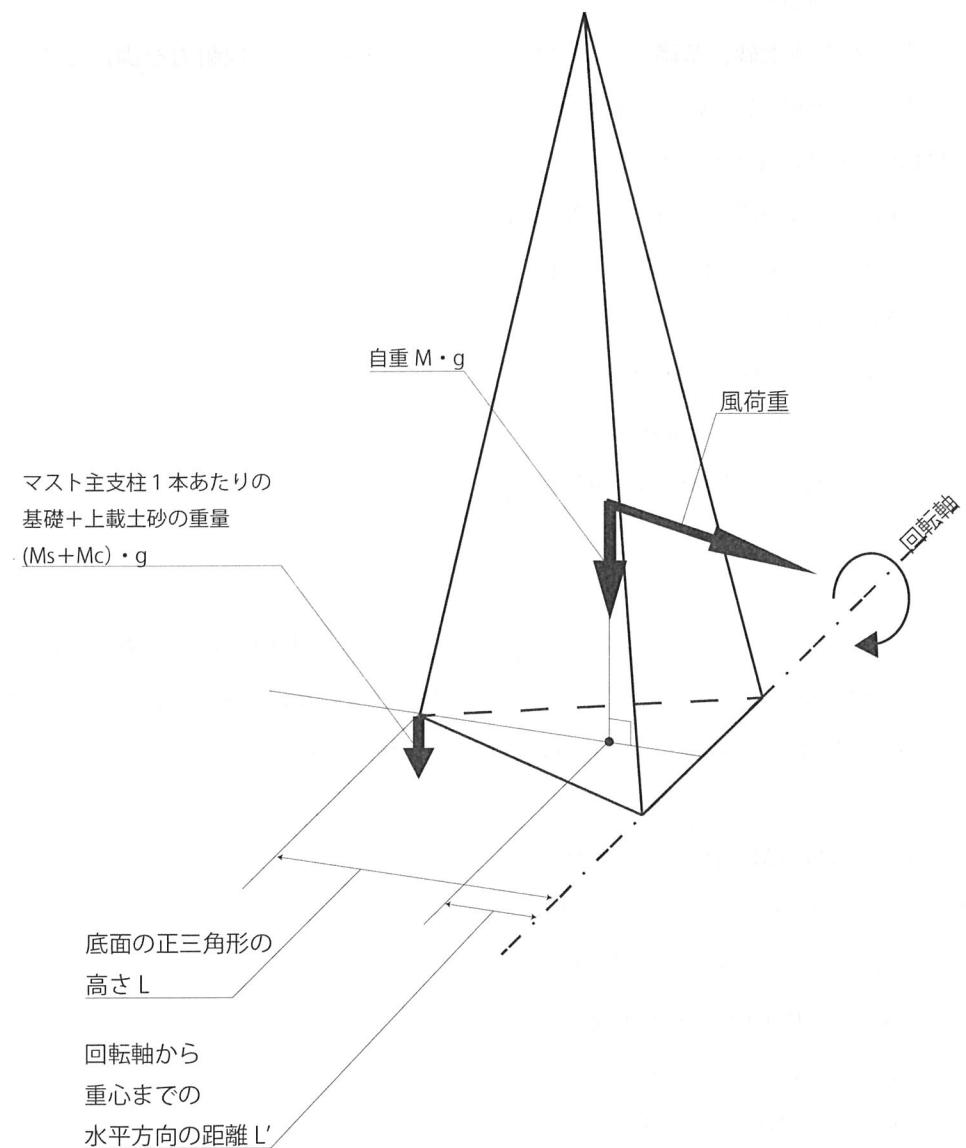


図 3-6 転倒照査の検討モデル

### 3-7-4 柱体部の設計について

基礎の柱体部の設計については通信鉄塔設計要領・同解説 P185~188 「10.4.3 柱体部の設計」に準じて行う。柱体部の設計については、通信鉄塔設計要領・同解説 P185 によると、柱体部の設計については以下のように記載されている。

柱体部の設計は、柱体部を鉄筋コンクリート構造とみなし、柱体部に加わる軸方向力は主脚材又はアンカーボルトが負担するものと考え、柱体部各断面は天端に集中せん断力  $QB$  を受ける片持ち梁として設計する。また、柱体部側面に作用する土圧は地震時においてのみ考慮するものとする。

ただし、 $QB$  は基礎天端に加わる全合力  $RT$ (又は  $RC$ )を主脚材方向と水平方向に分解した水平力を用い、 $45^\circ$  方向(暴風時)の合力を求め、水平力の割り増しを行なった水平力とする。

柱体部の天端から  $y$  の高さの曲げモーメント  $My$  は、

$$My = Q \cdot y - T \cdot e \dots \text{式 1}$$

ここで、 $e = y(Q - QB)/T$  なので、 $My = QB \cdot y$  と表される。

ここで、 $QB$  のかわりに腹材力の水平成分  $Q'B$  を用い、

(0度方向の曲げモーメント)

$$My = QB \cdot y = Q'B \cdot y \dots \text{式 2}$$

(45度方向の曲げモーメント)

$$My' = My \cdot \sqrt{2} \dots \text{式 3}$$

ここで、 $T$ ：基礎頂部に加わる垂直力

$Q$ ：基礎頂部に加わる水平力

$RT$ ：基礎頂部に加わる合力

$QB$ ： $RT$  を主柱材方向と水平方向に分解したときの水平分力

## ①曲げモーメントに対する設計

所要引張鉄筋断面積  $A_{sreq}$  は下記の式で表される。

$$A_{sreq} \geq M_y / (j d \cdot \sigma_{sa}) \quad (j = 7/8) \cdots \text{式 } 4$$

ここに、d : 部材の断面において圧縮側表面から引張側鉄筋図心までの距離

j d : 全圧縮応力の合力の作用点から引張側鉄筋図心までの距離

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度

このとき、次式により、付着応力の照査を行う。

$$\tau = Q'B/\phi \cdot j d < \tau_{oa} \cdots \text{式 } 5$$

ここに、 $\phi$  : 引張鉄筋周長の和

$\tau_{oa}$  : コンクリートの許容付着応力度

この引張鉄筋は4面同一の配筋とする。

## ②せん断力に対する設計

コンクリートのせん断応力度は次式によって照査する。

$$\tau_m = Q'B/b \cdot d \cdots \text{式 } 6$$

ここに、b : 軸幅

d : 有効高

$\tau_m < \tau_{al}$  であれば、コンクリートに斜めひび割れは生じないと考えられるが、柱体部の剛性確保と立筋を兼ねてスターラップを配筋することが望ましい。この場合はせん断力を全てスターラップで担るものとして、鉄筋量を定める。

スターラップ間隔 X は下記の式で求められる。

$$X = A_s' \cdot \sigma_{sa} \cdot j d / Q'B \cdots \text{式 } 7$$

ここに、 $A_s'$  : 区間 X におけるスターラップの総断面積

$\tau_{al}$  : コンクリートの許容せん断応力度

上記の式によって求められるが、梁の有効高さの 1/2 以下とするのが望ましい。スターラップは通常  $\phi 13$  程度の鉄筋を使用する。なお、一般に柱体部の頂部付近は、きれつが生じやすく、頂部からの距離  $\sim 1.0m$  までは、上記の X の 1/2 のもしくは 15cm 間隔、それ以外は X 又は 30cm 間隔とするところ。

### 3-7-5 フーチング部の設計について

基礎フーチング部の設計については道路橋示方書・同解説 P236～P265「8.7 フーチングの設計」に従って行う。フーチングの設計の流れは大きく、フーチングの剛体判定、曲げモーメントに対する設計、せん断力に対する設計、配筋の順で行う。

#### ①フーチングの剛体判定

道路橋示方書・同解説 P238,239「8.7.2 フーチングの厚さ」に従って、フーチングの剛体判定を行う。

下式 1 が満たされる時、仮定したフーチングは剛体であるとみなしてよい。

$$\beta \lambda \leq 1.0 \cdots \text{式 1}$$

$$\text{ここで、 } \beta = 4\sqrt{(3k/Eh^3)} \cdots \text{式 2}$$

直接基礎の場合は  $k = kv$  となる。

$kv$  : 鉛直方向地盤反力係数

ここで、同書 P285 によると、 $kv$  は下記の式で表される。

$$kv = kv_0 \cdot (Bv/0.3)^{-3/4} \cdots \text{式 3}$$

ここに、 $kv$  : 鉛直方向地盤反力係数

$kv_0$ =直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数で、各種土質試験または調査により求めた変形係数から推定する場合は次式による。

$$kv_0 = \alpha \cdot E_0/0.3 \cdots \text{式 4}$$

$Bv$  : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。ただし、底面が円形の場合には直径とする。

$$Bv = \sqrt{Av} \cdots \text{式 5}$$

$E_0$  : 地盤の変形係数

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

$Av$  : 鉛直方向の載荷面積

$\lambda$  : フーチングの換算突出長(m)

単独フーチングの場合は  $\lambda = \max(l, b) \cdots \text{式 6}$

下図 3-7 を参考に  $\lambda$  を算出する。

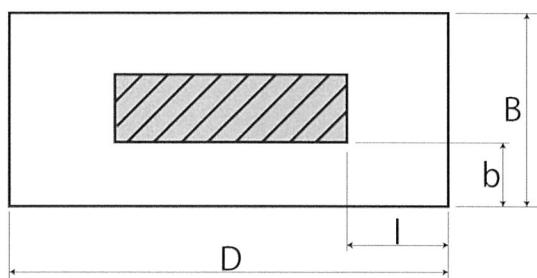


図 3-7 フーチングの換算突出長の計算モデル

## ②曲げモーメントに対する設計

道路橋示方書・同解説 P240～243「8.7.3 曲げモーメントに対する設計」に従って、フーチングの曲げモーメントの算出を行う。フーチング基礎においては、図3-8を照査断面とし、図3-9のモデルを用いて、照査断面に働く曲げモーメントを算出する。常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査、レベル2地震時に対する照査を行う。

有効幅  $b$  については下記の式で算出する。

常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査

- ・フーチング下面側が主鉄筋になる場合  $b=tc+2d \leq B$
- ・フーチング上面側が主鉄筋になる場合  $b=tc+d \leq B$

レベル2地震時に対する照査

- ・フーチング下面側が主鉄筋になる場合  $b=B$
- ・フーチング上面側が主鉄筋になる場合  $b=tc+1.5d \leq B$

ここに、 $b$  : 有効幅

$B$  : フーチング全幅

$Tc$  : 橋脚又は橋台の軸幅

$d$  : フーチングの有効高

図3-8において、

$W$  : フーチング自重

$l$  : 照査断面からフーチング自重の作用点までの距離

$h$  : フーチング厚さ

$q$  : 上載荷重

$B$  : フーチングの幅

照査断面に働く曲げモーメント  $M=Wl+q \cdot 2l \cdot B \cdot q$  となる・・・式7

このとき、 $b$  はフーチングの有効幅である。

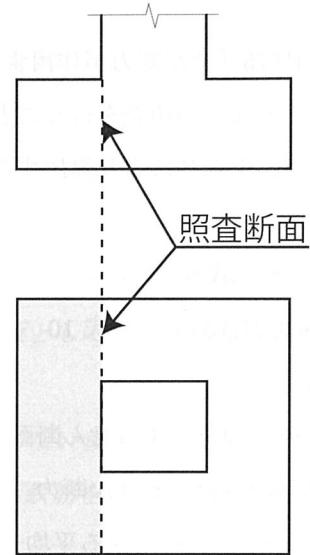


図 3-8 曲げモーメントの照査断面

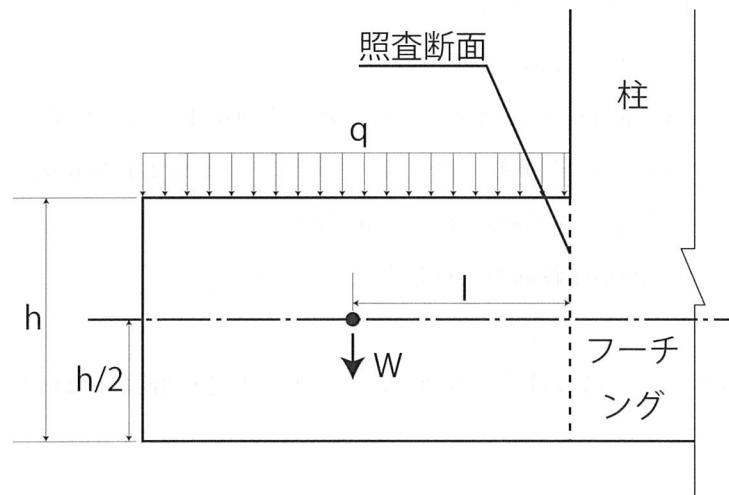


図 3-9 照査断面に働く曲げモーメントの計算モデル

### ③せん断力に対する設計

道路橋示方書・同解説 P175 「せん断力が作用する鉄筋コンクリート部材の照査」に準じて、せん断力に対する鉄筋コンクリート部材の照査を行うこととする。

部材に生じるせん断力が、下式 8 により算出する断面のせん断耐力  $P_s$  以下であることを照査する。

$$P_s = S_c + S_s \dots \text{式 8}$$

$$S_c = C_c C_e C_{pt} C_N \tau c b d \dots \text{式 9}$$

$$S_s = A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15 s \dots \text{式 10}$$

ここに、 $P_s$  : せん断耐力

$S_c$  : コンクリートの負担するせん断耐力

$S_s$  : 斜引張鉄筋の負担するせん断力

$\tau c$  : コンクリートが負担できる平均せん断応力度

$C_c$  : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数、基礎については  $C_c=1$  としてよい

$C_N$  : 軸方向圧縮力による補正係数

$C_{pt}$  : 軸方向引張鉄筋比  $p_t$  に関する補正係数

$d$  : 部材断面の有効高

$b$  : 部材断面幅

$A_w$  : 間隔  $s$  及び角度  $\theta$  で配置される斜引張鉄筋の断面積

$\sigma_{sy}$  : 斜引張鉄筋の降伏点、ただし、上限を  $345 \text{ N/mm}^2$  とする。

$s$  : 斜引張鉄筋の部材軸方向の間隔

$\theta$  : 斜引張鉄筋が部材軸方向となす角度

なお、フーチングにおける照査断面は道路橋示方書・同解説 P244「せん断力に対する設計」に準じる

#### ④配筋

必要鉄筋断面積  $A_{s1}$  は下式により表される

$$A_{s1} = M / jd \cdot \sigma_{sa} \quad \dots \text{式 11}$$

算出された  $A_{s1}$  よりも大きくなるように配筋を行う。

また、フーチングの配筋は道路橋示方書・同解説 P188,189 によると、以下のように記載されている。

・フーチング主鉄筋は、フーチングが版として機能するように 2 方向配筋を原則とし、配筋方向は杭配置を考慮する。

・設計上フーチング上面側に引張が生じない場合にも、設計で考慮しない上載荷重が作用する場合バドに脆性的な破壊が生じないように上面鉄筋を配置する。一般には、下面主鉄筋の 1/3 以上の鉄筋を配置する。

・フーチング上面又は下面において、曲げモーメントに対して、全断面が有効に機能するように鉄筋を配置する。ここに、各方向の鉄筋は直行する鉄筋の 1/3 以上配置する。

#### 3-7-6 柱体部とフーチング部の接合部の設計について

基礎の柱体部の設計については通信鉄塔設計要領・同解説 P188,189 「10.4.4 フーチング設計」に従って行う。柱体部とフーチング接合部においては、柱体部の断面力がフーチングに十分に伝達されるように柱体部鉄筋を定着させるものとする。また、式 13 に示される定着長を確保し、かつ、フーチング又は頂版の下面鉄筋位置まで延ばし、その端部はフックをつけて定着することを標準とする。また、地震時に基部が塑性化し、交番繰返し荷重を受ける等により軸方向鉄筋には大きな引き抜き量が生じる。そこで、その引き抜き力を分散して、フーチング内部に各目に伝達できるように、フーチング内部における柱体の軸方向鉄筋の定着部において、規定する帶鉄筋を柱の短辺長の 1/2 以上、又は、フーチング厚の 1/2 以上のいずれか大きい方の深さまで配置するものとする。このとき、帶鉄筋の間隔は、柱体基部に配置される帶鉄筋の間隔以下とすればよい。

必要鉄筋量  $a_s$  は下式で表される。

$$a_s = (T - Wc1) / \sigma_{sa} \quad \dots \text{式 12}$$

ここに、 $T$  : 基礎頂部の引揚力

$Wc1$  : 柱体部コンクリート重量

$\sigma_{sa}$  : 鉄筋の許容引張応力度

鉄筋量  $a_s$  は、柱体部とフーチングの境界に 4 面同一に配筋する。

また、必要な定着長  $L$  は下式で表される。

$$L \leq (T - Wc1) / (\pi \cdot d \cdot \tau_{OA} \cdot n) \quad \dots \text{式 13}$$

ここに、 $d$  : 鉄筋径

$\tau_{oa}$  : 鉄筋コンクリートに対する許容付着応力度

n : 鉄筋本数

上記の式を用いて、柱体部とフーチング接合部の設計を行う。

### 3-8 建設材料費の積算

これまでに検討した基礎、鉄筋、固定金具等の材料費を建設物価 2016 年 1 月号を元に算出を行った。

### 3-9 デザインの検討

最後にマストのデザイン検討を行う。このときの検討事項として、マストの具体的な設置場所、マスト本体のデザインの 2 つが挙げられる。全体の方向性としては、マストの再利用していることからマストから船を想起させる事、唐津東港の周辺の景観に調和させる事、港の賑わいを創出に貢献できる事を念頭に置いて、最終的には 3dsmax を用いて、イメージ図を作成する。

## 第4章 マスト1の検討結果

### 4-1 はじめに

本章では第3章で示したフローに従って、マスト1の質量、重心及び設計荷重等を算出し、固定方法、基礎を検討した結果を示す。

### 4-2 マスト本体の質量算出結果

#### 4-2-1 計測結果

2014年6月24日、マスト1の計測を行なった。保管されているマスト1の様子を写真4-1に示す。マスト1の計測結果を下図4-1、4-2、4-3、4-4に示す。マスト1は3本足のマストで、底面は正三角形であった。マスト1の構成部材は主支柱3本、水平部材6組、主支柱頂部の3枚の鋼板、頂部アンテナと頂部アンテナ支柱である。水平部材6組のうち底面に近い3組の水平部材には水平部材上に三角形の鋼板が取り付けられていた。また船舶照明やはしご等の細かな部材が取り付けられていたが、このような細かな部材は取り外すので、計算の際は取り外した状態を想定して計算を行う。また元々巡視船に据え付けられてこともあり、マスト主支柱底部にはリブプレートが取り付けられており、接合部と思われる箇所には、切断跡が見られた。マスト全体には塗装がされているため、マスト主支柱底部以外には大きなさびも見られず、状態はおおむね良好であった。マスト表面の塗装厚は約1.0mmであった。



写真4-1 保管されているマスト1の様子

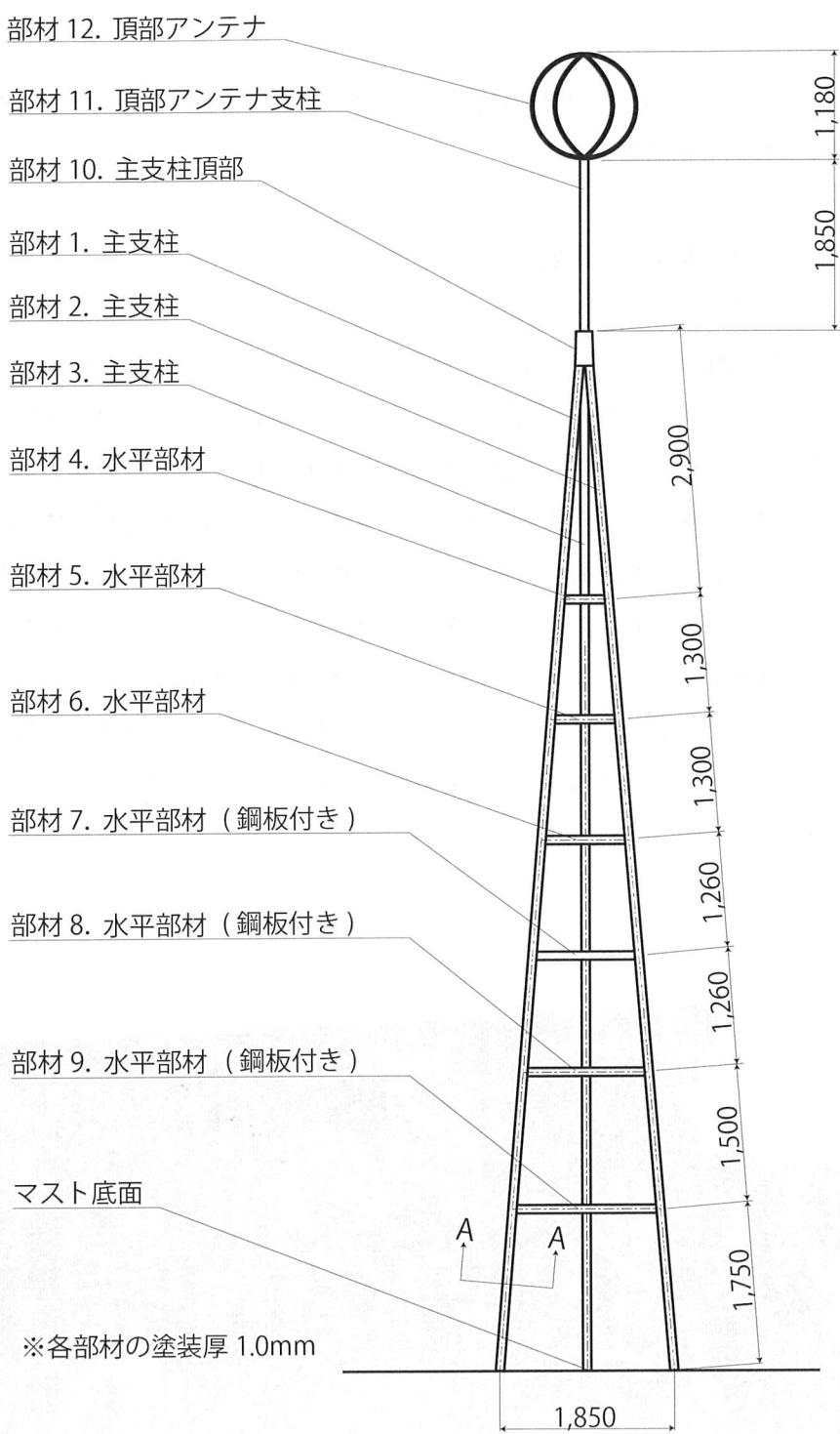


図 4-1 マスト 1 立面図 (1 : 80)

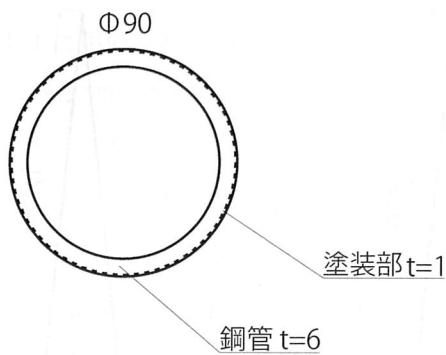


図 4-2 A-A 主支柱断面図 (1 : 3)

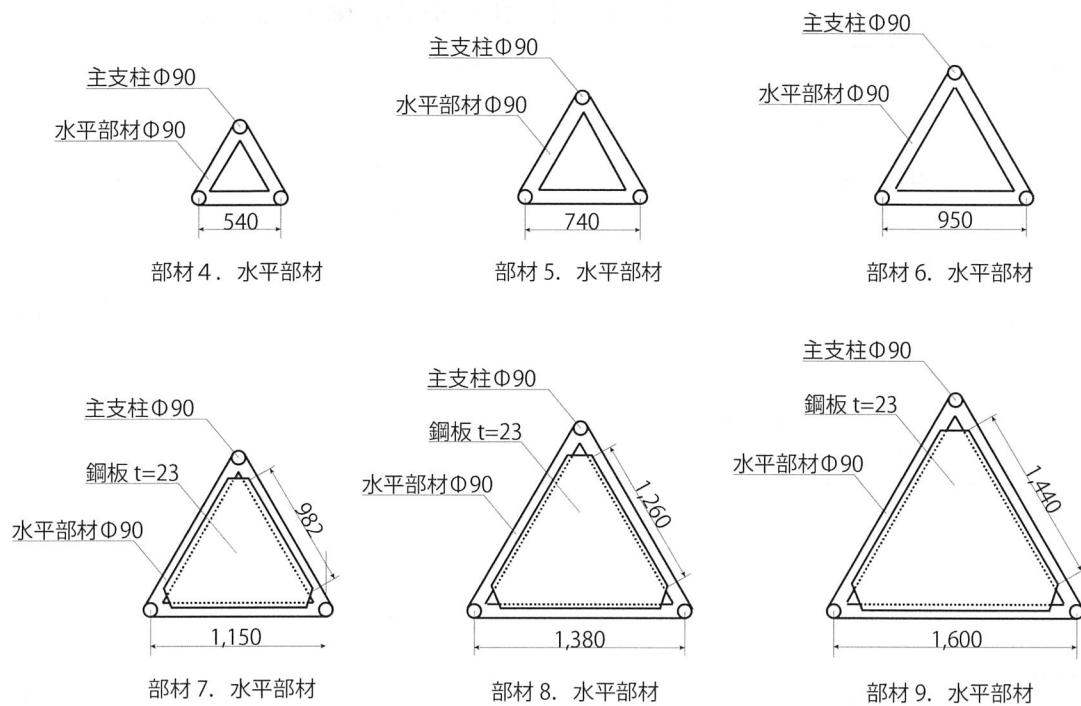
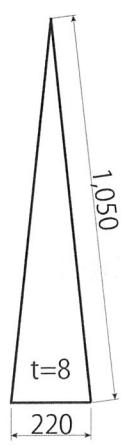
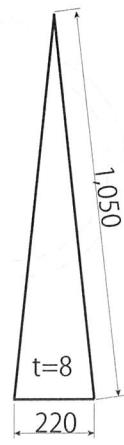


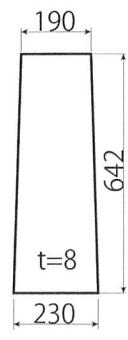
図 4-3 水平部材詳細図 (1 : 40)



部材 10. 主支柱頂部鋼板 1



部材 10. 主支柱頂部鋼板 2



部材 10. 主支柱頂部鋼板 3

図 4-4 主支柱頂部鋼板詳細図 (1 : 20)

#### 4-2-2 部材の規格推定

計測したデータを元に、マスト 1 に用いられている鋼管及び鋼板に対応する JIS 規格の製品を推定した。鋼管の推定では、鋼管の外径及び肉厚のデータから、最も近いと思われる規格の製品を推定した。鋼板の推定では、鋼板の厚さの計測データからもっとも近いと思われる規格の製品を推定した。用いた計測データとそのデータに最も近い規格の鋼管、鋼板の寸法を表 4-1、4-2 に示す。推定の結果、マスト 1 に用いられている鋼管の規格は JIS G 3444 STK400 であると推定できた。部材 1-9,11 の鋼管外半径は 89.1mm、肉厚は 6.6mm、部材 12 の鋼管外半径は 34.0mm、肉厚は 2.3mm である。部材 7-10 の鋼板の規格は JIS G 3101 SS400 であると推定できる。部材 7-9 の鋼板厚さは 22.0mm、部材 10 の鋼板厚さは 9.0mm である。また、推定された規格の部材の性質をまとめたものを表 4-3、4-4 に示す。

表 4-1 鋼管部材の計測値から推定された鋼管部材の規格の推定表

種類	部材番号	計測値				推定される鋼板の規格	規格寸法	
		塗装込外径 (mm)	塗装厚 (mm)	鋼管部外径 (mm)	鋼管肉厚 (mm)		鋼管部外径 (mm)	鋼管肉厚 (mm)
鋼管	部材 1-9,11	90.0	1.0	88.0	7.0	JIS G 3444 STK 400	89.1	6.6
鋼管	部材 12	40.0	1.0	38.0	不明	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3

表 4-2 鋼板部材の計測値から推定された鋼板部材の規格の推定表

種類	部材番号	計測値			推定される鋼板の規格	規格寸法	
		塗装込外径 (mm)	塗装厚 (mm)	鋼板厚さ (mm)		鋼板厚さ (mm)	
鋼板	部材 7-9	23.0	1.0	21.0	JIS G 3101 SS400		22.0
鋼板	部材 10	10.0	1.0	8.0	JIS G 3101 SS400		9.0

表 4-3 推定された鋼管部材の性質表

部材種類	部材番号	鋼管規格	外径 (mm)	厚さ (mm)	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点 or 耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	溶接部引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管	部材 1-9,11	JIS G 3444 STK 400	89.1	6.6	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 12	JIS G 3444 STK 400	34	2.3	400 以上	235 以上	400 以上

表 4-4 推定された鋼板部材の性質表

部材種類	部材番号	鋼板規格	厚さ (mm)	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点 or 耐力 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼板	部材 7-9	JIS G 3101 SS400	22	400~510	235 以上
鋼板	部材 10	JIS G 3101 SS400	9	400~510	245 以上

#### 4-2-2 部材の質量算出

マスト 1 の各部材の計測結果、規格の推定結果からマスト 1 の質量を算出する。このとき、マストの鋼板、钢管の鋼部と表面の塗料部で別々に質量を算出し、最後に鋼部と塗料を合わせたマスト全体の質量を算出する。3-3 より、鋼鉄の比重は日本建築学会「塔状鋼構造設計指針・同解説」より、 $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  とする。塗料の比重は建築用塗料積算資料より、 $1.30\text{g}/\text{cm}^3$  とする。

##### I. マスト钢管・鋼板の質量の算出

###### ①钢管の質量の求め方

図 4-5 に示すような钢管断面モデルを想定し、钢管の質量を算出する。钢管の内半径を  $r$ 、钢管の外半径を  $R'$ 、塗料部の外半径を  $R$  とする。钢管の断面積  $A = \pi R'^2 - \pi r^2$  となり、钢管の長さを 1 とすると、钢管の体積  $V = Al$  となる。鋼鉄の比重は  $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  であることから、钢管の質量  $M = 7.85V$  と表される。この計算により、3 本の主支柱、鋼板を除いた水平部材、頂部アンテナ、頂部アンテナ支柱の質量を算出する。ここでの計算の代表例として、部材 1、部材 12 の計算方法を示す。なお、各主支柱と水平部材は重複する部分があるが、計算を簡易化するために重複部分は無視することとする。重複部分を無視する事は実際よりも重い質量がマストの質量として算出されるが、結果として重い質量の方が、より強度のある固定金具を用いる事につながり、安全側で設計できると考えられるため、本計算においては、重複部分は無視することとする。

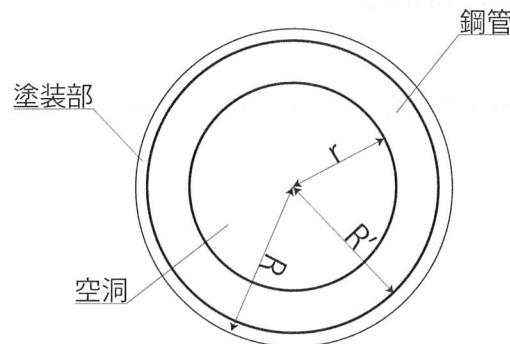


図 4-5 鋼管断面モデル

### 部材 1. 主支柱について

鋼管外半径  $R'=44.55\text{mm}$ 、鋼管内半径  $r=37.95\text{mm}$ 、長さ  $l=11270\text{mm}$

$$\text{断面積 } A = \pi (R'^2 - r^2) = 1710.60\text{mm}^2$$

$$\text{鋼管の体積 } V = Al = 19278430.44\text{mm}^3$$

$$\text{鋼管の質量 } M = 7.85V = 151.34\text{kg}$$

この計算と同様の方法で部材 1-11 の質量算出を行う。なお、水平部材の長さについては一辺の長さ 3 倍の値を長さとして設定している。

### 部材 12. 頂部アンテナについて

頂部アンテナの部材の総長を計算し、部材 1 と同様に質量算出を行う。

頂部アンテナは直径 1180mm のリング 2 つで構成されている。

$$\text{頂部アンテナの総長 } l = 2 \times \pi \times 1180 = 7415\text{mm}$$

なお、本来の総長は 2 つのリングに重複部分があるため、この算出された 1 よりも短いと考えられるがここではより安全側で設計するために、今回は重複部分の長さは無視することとする。

$$\text{鋼管外半径 } R'=17\text{mm}、\text{鋼管内半径 } r=14.7\text{mm}、\text{長さ } l=7415\text{mm}$$

$$\text{断面積 } A = \pi (R'^2 - r^2) = 229.05\text{mm}^2$$

$$\text{鋼管の体積 } V = Al = 1698239.14\text{mm}^3$$

$$\text{鋼管の質量 } M = 7.85V = 13.33\text{kg}$$

各鋼管部材の質量算出結果を表 4-5 に示す。マストの鋼管鋼部の総質量は 748.39kg と算出された。

表 4-5 マスト鋼管部材の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	長さ l(mm)	鋼管外半径 R'(mm)	鋼管内半径 r(mm)	鋼管断面積 A(mm <sup>2</sup> )	鋼管体積 V(mm <sup>3</sup> )	鋼鉄比重 (g/cm <sup>3</sup> )	部材質量 M(kg)
1	主支柱		11270	44.55	37.95	1710.60	19278430.44	7.85	151.34
2			11270	44.55	37.95	1710.60	19278430.44	7.85	151.34
3			11270	44.55	37.95	1710.60	19278430.44	7.85	151.34
4	水平部材	鋼管	1620	44.55	37.95	1710.60	2771167.46	7.85	21.75
5			2220	44.55	37.95	1710.60	3797525.78	7.85	29.81
6			2850	44.55	37.95	1710.60	4875202.02	7.85	38.27
7			3450	44.55	37.95	1710.60	5901560.34	7.85	46.33
8			4140	44.55	37.95	1710.60	7081872.41	7.85	55.59
9			4800	44.55	37.95	1710.60	8210866.56	7.85	64.46
11	頂部アンテナ支柱		1850	44.55	37.95	1710.60	3164604.82	7.85	24.84
12	頂部アンテナ		7414	17	14.7	229.05	1698239.14	7.85	13.33
								鋼管総質量(kg)	748.39

## ②鋼板の質量の求め方

それぞれの鋼板を図4-6、図4-7に示す。部材10の主支柱頂部の鋼板部材は図4-7のようないくつかの種類の鋼板部材で構成されている。ここで鋼板厚tは両面の塗装厚計2mmを引いた値となっている。鋼板の体積Vは鋼板の表面積A、鋼板の厚さtを用いると、 $V=tA$ となる。ここで鋼鉄の比重は鋼管の計算時と同様に7.85g/cm<sup>2</sup>とすると、鋼板の質量M=7.85Vと表される。ここで計算の代表例として、部材7(鋼板)、部材12の計算方法を示す。

### 部材7. 鋼板(水平部材)について

水平部材に取り付けられている水平部材は図4-6のよう正三角形の各角が取れた形をしているが、本研究では計算を簡易化するために、鋼板を水平部材の一辺の長さを持つ正三角形として算出する。本計算では本来必要の無い部分の質量を算出することになるが、質量を大きく算出することで安全に設計する事ができると考えられる。したがって、部材7に取り付けられている鋼板は一辺の長さ1150mm、厚さ22mmの鋼板とみなして、質量を算出する。

鋼板正三角形一辺の長さl=1150mm、厚さt=22mm

$$\text{鋼板の表面積 } A = (1/2) \times l \times l \times \sin 60^\circ = 572659.0 \text{ mm}^2$$

$$\text{鋼板の体積 } V = At = 18141847 \text{ mm}^3$$

$$\text{鋼板の質量 } M = 7.85V = 98.90 \text{ kg}$$

この計算と同様の方法で部材7-9の鋼板の質量算出を行う。

### 部材12. 主支柱頂部について

主支柱頂部は図4-6のよう3枚の鋼板で構成されている。3枚鋼板の総表面積を出した後に総体積を算出し、質量を算出する。3枚の鋼板の厚さtはいずれも7mmである。

$$\text{鋼板1の表面積 } A_1 = 0.5 \times 220 \times (1050^2 - 110^2)^{0.5} = 114864.44 \text{ mm}^2$$

$$\text{鋼板2の表面積 } A_2 = A_1 = 114864.44 \text{ mm}^2$$

$$\text{鋼板3の表面積 } A_3 = (190 + 230) \times 642 \times 0.5 = 134820.00 \text{ mm}^2$$

$$\text{頂部鋼板の総表面積 } A = A_1 + A_2 + A_3 = 364548.88 \text{ mm}^2$$

$$\text{頂部鋼板の総体積 } V = At = 3280939.95 \text{ mm}^3$$

$$\text{頂部鋼板の総質量 } M = 7.85V = 25.76 \text{ kg}$$

各鋼板部材の質量算出結果を表4-6に示す。マスト1の鋼板の総質量は458.51kgと算出された。

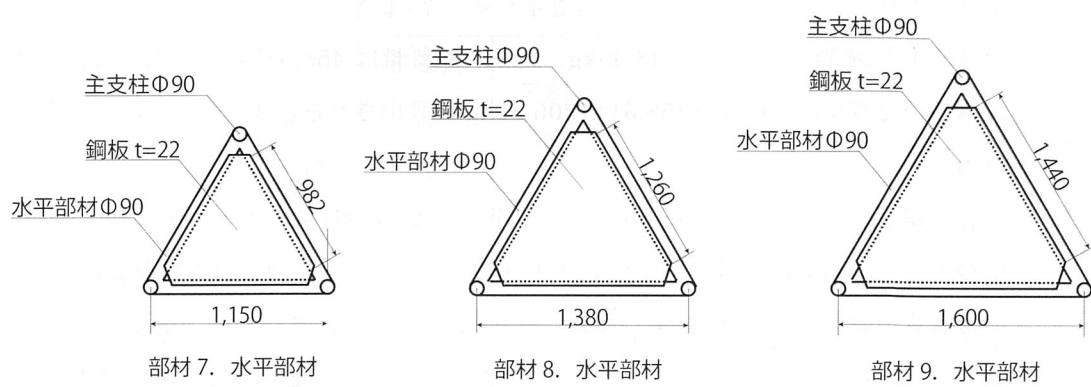
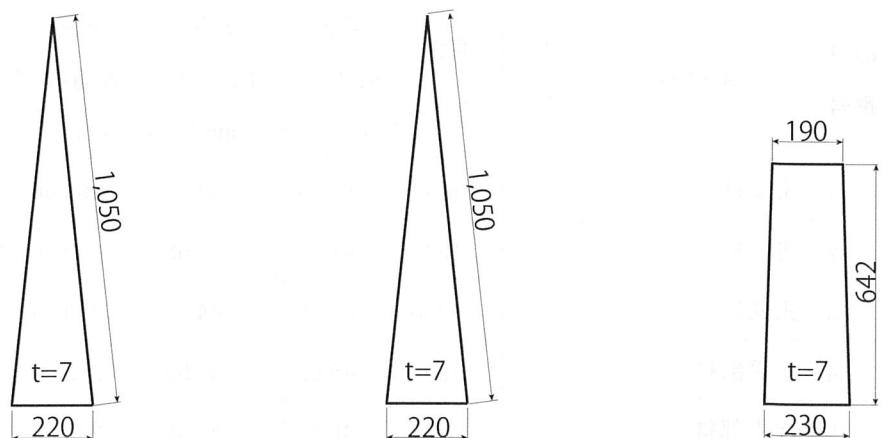


図 4-6 水平部材に取り付けられている鋼板の詳細図 (1 : 40)



部材 10. 主支柱頂部鋼板 1 部材 10. 主支柱頂部鋼板 2 部材 10. 主支柱頂部鋼板 3

図 4-7 主支柱頂部鋼板の詳細図 (1 : 20)

表 4-5 マスト鋼板部材の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	正三角形 1辺長さ $l(\text{mm})$	鋼板厚さ $t(\text{mm})$	鋼板表面積 $A(\text{mm}^2)$	鋼板体積 $V(\text{mm}^3)$	鋼鉄比重 $(\text{g}/\text{cm}^3)$	部材質量 M (kg)
7	水平部材	鋼板	1150	22	572659.30	12598504.56	7.85	98.90
8	水平部材		1380	22	824629.39	18141846.57	7.85	142.41
9	水平部材		1600	22	1108512.52	24387275.37	7.85	191.44
10	主支柱頂部		-	9	364548.88	3280939.95	7.85	25.76
鋼板総質量(kg)								458.51

①～②より、

マスト1の鋼管の総質量は748.39kg、鋼板の総質量は458.51kgと算出され、マスト1の鋼管・鋼板の鋼部の総質量は $748.39+458.51=1206.90\text{kg}$ と算出された。II. マストに用いられている塗料質量算出

鋼管・鋼板の塗装厚さは1.0mmとして、钢管、鋼板の質量の求め方と同様に塗料の質量を算出し塗料の比重は建築用塗料積算資料より $1.30\text{g/cm}^3$ とする。钢管塗料の質量算出表を表4-6、鋼板塗料の質量算出表を表4-7に示す。なお、表4-7において、塗料厚さ2mmとしているのは、鋼板の表面に塗装されているためである。マスト钢管塗料の質量は21.48kgと算出され、マスト鋼板塗料の質量は6.65kgと算出された。以上より、マストに用いられている塗料の総質量は $21.48+6.65=28.13\text{kg}$ と算出された。

表4-6 マスト钢管塗料の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	長さ (mm)	塗装外半径 (mm)	塗装内半径 (mm)	塗装表面積 (mm <sup>2</sup> )	塗料体積 (mm <sup>2</sup> )	塗料比重	塗料質量 (kg)
1	主支柱	钢管	11270	45.55	44.55	283.06	3190058.00	1.30	4.1
2	主支柱		11270	45.55	44.55	283.06	3190058.00	1.30	4.1
3	主支柱		11270	45.55	44.55	283.06	3190058.00	1.30	4.1
4	水平部材		1620	45.55	44.55	283.06	458553.15	1.30	0.6
5	水平部材		2220	45.55	44.55	283.06	628387.65	1.30	0.8
6	水平部材		2850	45.55	44.55	283.06	806713.87	1.30	1.0
7	水平部材		3450	45.55	44.55	283.06	976548.37	1.30	1.2
8	水平部材		4140	45.55	44.55	283.06	1171858.04	1.30	1.5
9	水平部材		5550	45.55	44.55	283.06	1570969.11	1.30	2.0
11	頂部アンテナ支柱		1850	45.55	44.55	283.06	523656.37	1.30	0.6
12	頂部アンテナ		7414	18	17	109.96	815229.32	1.30	1.0
								総钢管塗料質量 (kg)	21.48

表 4-7 マスト鋼板塗料の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	正三角形 1辺 (mm)	塗料厚 (mm)	塗料表面積 (mm <sup>2</sup> )	塗料体積 (mm <sup>2</sup> )	塗料比重	塗料質量 (kg)
7	水平部材	鋼板	1060	2	486533.07	973066.14	1.30	1.26
8	水平部材		1290	2	720576.44	1441152.87	1.30	1.87
9	水平部材		1510	2	987312.26	1974624.52	1.30	2.57
10	主支柱頂部		-	2	364548.88	729097.77	1.30	0.95
総鋼管塗料質量(kg)								6.65

### III. マスト全体の質量

マスト鋼管・鋼板の鋼部の質量とマスト鋼管・鋼板に用いられている塗料の質量を算出した。これにより、各部材ごとの鋼部と塗料を合わせた総質量、及びマスト全体の総質量を算出することができる。下表 4-8 に部材ごとに算出した質量を示す。以上から、マスト 1 の総質量は 1235.03kg と算出された。

表 4-8 マスト各部材ごとの鋼管・鋼板部の質量と塗料部の質量の算出表

部材番号	部材名	部材種類	鋼管質量 (kg)	塗料部質量 (kg)	部材質量 (kg)	
1	主支柱	鋼管	151.34	4.15	155.48	
2	主支柱		151.34	4.15	155.48	
3	主支柱		151.34	4.15	155.48	
4	水平部材		21.75	0.60	18.63	
5	水平部材		29.81	0.82	26.90	
6	水平部材		38.27	1.05	35.59	
7	水平部材		46.33	1.27	43.87	
8	水平部材		55.59	1.52	53.39	
9	水平部材		64.46	2.04	72.84	
11	頂部アンテナ支柱		24.84	0.68	25.52	
12	頂部アンテナ		13.33	1.06	14.39	
7	横部材	鋼板	98.90	1.26	23.92	
8	横部材		142.41	1.87	34.74	
9	横部材		191.44	2.57	46.97	
10	主支柱頂部		25.76	0.95	26.70	
			総鋼管質量(kg)	総塗料質量(kg)	総質量(kg)	
			1206.90	28.13	1235.03	

#### 4-2-4 重心位置の算出

4-2-3により、マスト1全体の質量は1235.03kgと算出された。次にマスト1の重心位置を算出する。なお、マスト1は底面が正三角形で鉛直方向の部材配置もほぼ線対称になっているので、マストの最頂点から底面に向けて下ろした垂線上の位置に重心があると考えてよい。以下の式から、鉛直方向の重心を求める。

$$\Sigma \text{ (部材の質量} \times \text{部材の重心位置)}$$

$$\text{重心の位置} = \frac{\Sigma \text{ (部材の質量} \times \text{部材の重心位置})}{\text{総質量}}$$

この計算を行う際に各部材の重心位置を求める必要がある。

重心位置を算出した後、4-2-3で算出された各部材の質量を用いて各部材の位置×重心位置を算出し、上記の式に基づいて、マスト1全体での重心位置を算出する。

##### ①各部材の鉛直方向位置の算出

まず、マストの全体の高さを算出する。

図4-8を用いて、主支柱の高さH、マスト主支柱と地表面とのなす角度θを算出する。

底面の正三角形の一辺1850mmより、

底面の三角形の外接円の半径  $R=1850/(2 \times \sin 60^\circ) = 1068.10\text{mm}$

主支柱の長さL=11270mmより、

主支柱の高さ  $H=(L^2-R^2)^{0.5}=11219.27$

主柱部鋼管(長さ1850mm)、頂部アンテナ(高さ1180mm)より、

マスト全体の高さ  $H'=H+1850+1180=14249.27\text{mm}$ となる。

このとき、マスト底面とマストのなす角θは、

$\cos \theta = R/L = 0.94774$ より  $\theta = 84.56^\circ$ と算出された。

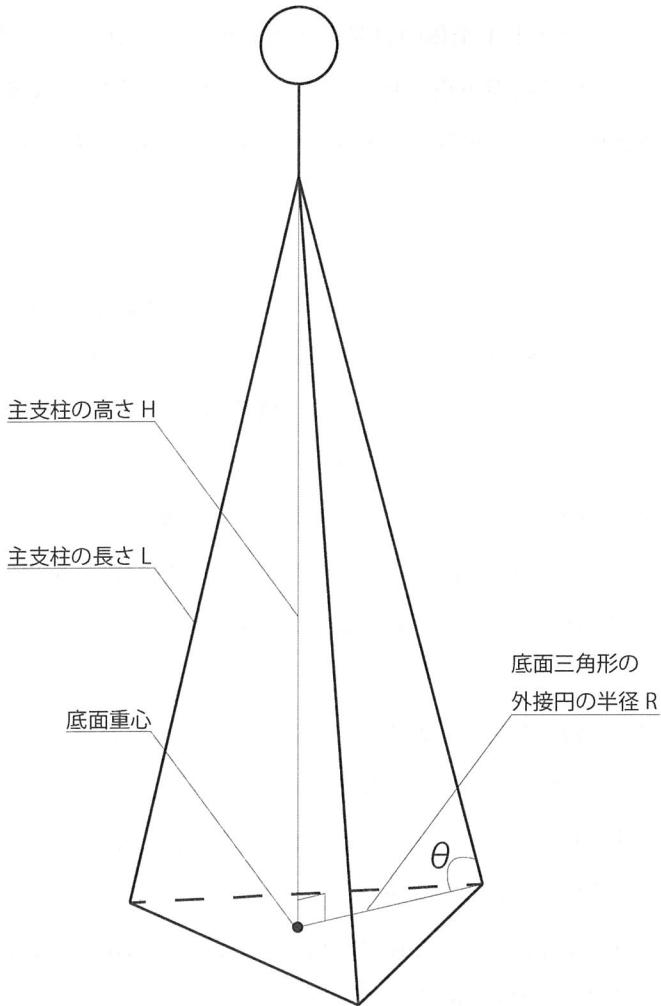


図 4-8 マスト主支柱高さと主支柱と地表面をなす角度の算出モデル図

次に各部材の重心の位置を算出する。

主支柱の重心位置は主支柱の高さ  $H$  の半分となる。よって、主支柱 3 本の重心位置は  $11219.27/2=5609.64\text{mm}$  となる。各主支柱の重心位置の算出結果を表 4-9 に示す。

表 4-9 主支柱の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
1	主支柱	鋼管	5609.64
2	主支柱		5609.64
3	主支柱		5609.64

水平部材の高さは 図 4-9 に示すようなモデルを用いて計算する。図 4-9 より、水平部材の高さ  $h=x\sin \theta$  と表される。なお、各水平部材の高さは各水平部材の重心の位置と一致する。例えば、水平部材 7においては、計測結果から主支柱底面からの部材 9. 水平部材までの長さ  $x$  は 1750mm であるので、水平部材の高さ（重心位置） $h$  は  $h=x\sin \theta = 1750 \times \sin 84.56^\circ = 1742.12\text{mm}$  と算出される。各水平部材の重心位置の算出結果を表 4-10 に示す。

表 4-10 水平部材の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	底面から 水平部材までの長さ $x(\text{mm})$	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
4	水平部材	鋼管	8370.00	8332.33
5	水平部材		7070.00	7038.18
6	水平部材		5770.00	5744.03
7	水平部材		4510.00	4489.70
8	水平部材		3250.00	3235.37
9	水平部材		1750.00	1742.12

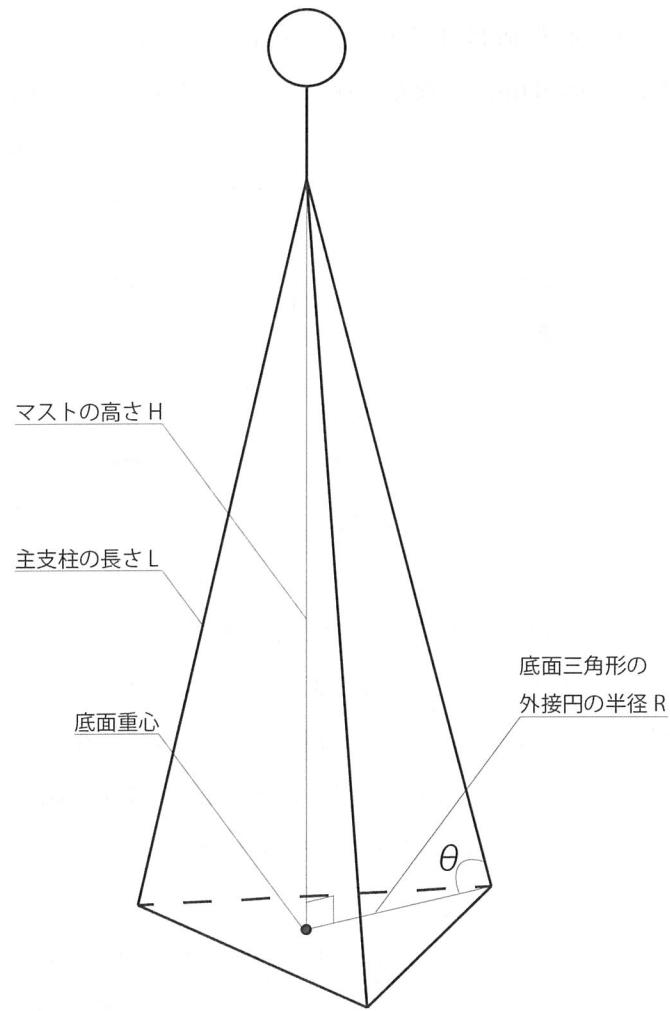


図 4-9 水平部材の高さの算出モデル図

頂部アンテナ支柱の重心位置は主支柱の高さ  $H$  に頂部アンテナ支柱の長さ 1850mm の半分を足した値となるので、 $H+(1850/2)=12144.27\text{mm}$  となる。

頂部アンテナの重心位置は主支柱の高さ  $H$  に頂部アンテナ支柱の長さ 1850mm を足した値に頂部アンテナの長さ 1180mm の半分を足した値となるので、 $H+1850+(1180/2)=13659.27\text{mm}$  となる。

水平部材に取り付けられている鋼板の高さは各水平部材の高さに水平部材鋼管の半径 45.55 と鋼板の厚さ 24mm の半分を足した値となる。例えば、部材 7. 水平部材の鋼板においては、部材 7. 水平部材の高さは 4489.70mm なので、部材 7. 水平部材に取り付けられている鋼板の重心位置は、 $4489.70+45.55+(24/2)=4547.25\text{mm}$  となる。

主支柱頂部鋼板の重心位置は、計算を簡易化するために、マスト全体の高さ  $H'=14249.27\text{mm}$  から頂部アンテナの高さ、頂部アンテナ支柱の長さを引いた値とする。よって、主支柱頂部鋼板の重心位置は、 $14249.27-1180-1850=11219.27$  となる。なお、本来の主支柱頂部鋼板の重心位置はこの値よりも低いところにあると考えられるが、本検討では、より安全側で検討を行うため、算出された重心位置を採用する。

## ②重心位置の算出

①より、各部材の重心位置を算出した。また、各部材の質量も算出されているため、各部材の質量×位置を算出することができる。例えば、部材 1 の主支柱においては、部材質量 155.48kg、重心位置 5609.64mm であるので、質量×位置= $155.48 \times 5609.64 = 872201.66\text{mm}$  と算出される。これと同様の計算を各部材ごとに行う。各部材の質量×位置の総和を質量で全質量で割ると重心位置を算出することができる。各部材の質量×位置を算出した表を表 4-1-1 に示す。

計算の結果、マスト 1 の重心の位置は底面から 4732.22mm のところにある。

表 4-1-1 マスト 1 の重心位置の算出表

部材番号	部材名	部材種類	部材質量(kg)	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)	質量×位置	マスト 1 の重心位置 地面からの高さ(mm)
1	主支柱	鋼管	155.48	5609.64	872201.66	4732.2
2	主支柱		155.48	5609.64	872201.66	
3	主支柱		155.48	5609.64	872201.66	
4	水平部材		22.35	8332.33	186225.67	
5	水平部材		30.63	7038.18	215561.63	
6	水平部材		39.32	5744.03	225849.82	
7	水平部材		47.60	4489.70	213695.17	
8	水平部材		57.12	3235.37	184791.83	
9	水平部材		66.50	1742.12	115846.93	
11	頂部アンテナ 支柱		25.52	12144.27	309957.06	
12	頂部アンテナ		14.39	13659.27	196570.25	
7	水平部材	鋼板	100.16	4547.25	455467.31	
8	水平部材		144.29	3292.92	475125.71	
9	水平部材		194.01	1799.67	349149.38	
10	主支柱頂部		26.70	11219.27	299590.47	
		合計	1235.0	合計	5844436.2	

### 4-3 風荷重の算出結果

#### 4-3-1 はじめに

3-4 で述べた式、条件を用いて、マストに掛かる風荷重を算出する。風向はマスト 1 の垂直投影面積が一番大きい向きとし、地表と水平に吹いたとする。このとき、水平部材に取り付けられている鋼板については、マストの想定している風向に対して、平行に取り付けられているので、風荷重は発生しないものとする。

#### 4-3-2 風力係数 $cf$ の設定

マスト 1においては頂部鋼板の風力係数は 1.2、主支柱、頂部アンテナ支柱、頂部アンテナの風力係数は 0.9、水平部材の風力係数は 0.7 と設定できる。

#### 4-3-3 速度圧 $q_z$ の算出

速度圧  $q_z$  を算出する。3-4 の式 2、3 より

$$q_z = q \times k_z = 0.6 \times E \times V_0^2 \times k_z$$
 と変形できる。

設置予定箇所にあたる唐津市は地表面粗度区分 II であるので、建設省告示(平成 12 年告示第 1454 号)によると、地表面粗度区分 II では、 $Z_b$ 、 $ZG$ 、 $\alpha$  は下記の値で設定することができる。

$$Z_b=5 \text{ m}, ZG=350 \text{ m}, \alpha=0.15$$

また、マストの高さ  $H=14249.27 \text{ mm}=14.25 \text{ m}$  である。

マストの高さ  $H=14.25 \text{ m}$  は  $Z_b=5 \text{ m}$  より大きいため、当該部分の高さ、つまり計算をする部材の高さによって、 $k_z$  の値は下記のように計算できる。

- ・部材の高さが 5m 以下の場合(3-4 の条件 2)  $k_z=(Z_b/H)^{2\alpha}=(5/14.262)^{2 \times 0.15}=0.730$
- ・部材の高さが 5m を超える場合(3-4 の条件 3)  $k_z=(Z/H)^{2\alpha}=(Z/14.262)^{2 \times 0.15}=0.451Z^{0.3}$

ここで、速度圧  $q_z$  を算出する際に必要となる  $E$  を算出する。

$E$  は 3-4 の式 4 より、 $E=Er^2 \times G_f$  と与えられる。

マストの高さ  $H=14.25 \text{ m}$  は  $Z_b=5 \text{ m}$  よりも大きいため、 $H$  が  $Z_b$  を超える場合の 3-4 の条件 5 の  $Er$  の算出式を採用する。ガスト影響係数  $G_f$  は建設省告示(平成 12 年告示第 1454 号)によると、 $H \leq 10$  のとき  $G_f=2.2$ 、 $H \geq 40$  のとき 2.0、 $10 < H < 40$  のときは直線補間により算出しなければならないと決められている。マストの高さ  $H=14.25 \text{ m}$  なので直線補間により算出する。算出時の参考図を図 4-10 に示す。

$G_f$  を縦軸、 $H$  を横軸とし、 $(H, G_f)=(10, 2.2), (40, 2.0)$  の 2 点を通る直線を算出し、 $H=14.25$  のときの  $G_f$  の値を算出する。

$$(図4-1 0 の直線の傾き) = (2.0 - 2.2) / (40 - 10) = -1/150$$

このとき、Gf 切片の値  $\alpha$  を用いると、この直線は以下のように与えられる。

$$Gf = -H/150 + \alpha$$

ここで、(40, 2.0)を代入すると、 $\alpha = 34/15$  と算出された。

以上から、高さ H と Gf の直線は、 $Gf = -H/150 + 34/15$  となり

$H = 14.25$  のとき、 $Gf = 2.172$  と算出された。

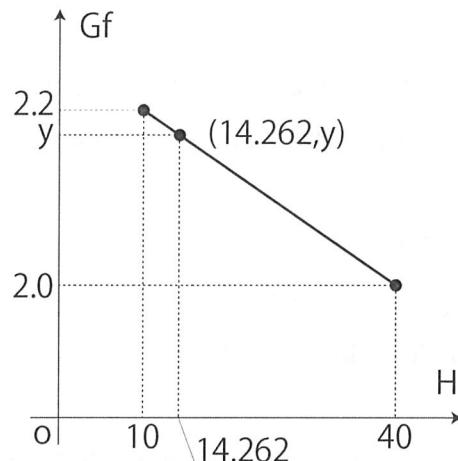


図4-1 0 H と Gf の値の直線グラフ (y はここで算出する必要のある Gf を示す)

以上から、E の値は以下のように算出される。

$$E = Er^2 \times Gf = (1.7 \times (H/ZG)^\alpha)^2 \times 2.172 = (1.7 \times (14.25/350)^{0.15})^2 \times 2.172 = 2.402$$

このとき、速度圧  $q_z$  は基準風速  $V_0$  が 34m/s のとき、3-4 の式 2 を用いて、下記のように算出された。

$$q_z = q \times k_z = 0.6 \times E \times V_0^2 \times k_z = 0.6 \times 2.403 \times 34^2 \times k_z$$

・対象部材の高さ Z が 5m 以下の場合  $k_z = 0.730$  つまり  $q_z = 1216.944$

・対象部材の高さ Z が 5m を超える場合  $k_z = 0.451Z^{0.3}$  つまり  $q_z = 750.896Z^{0.3}$

#### 4-3-4 受風面積の算出

風荷重の算出時に必要となる受風面積算出の際は、後の風荷重算出時に速度圧  $q_z$  は地上からの高さ 5m を区切りに異なる値を取るので、高さ 5m 以下の部材と 5m を超える部材に分けて受風面積を算出した。なお、主支柱については高さが地上から計測して 5m を超えているため、5m 以下の部分と 5m を超える部分の 2 つに分けて算出を行なった。また、骨組み鉄塔かつ鋼管の場合であるので、各受風面積には割り増し率 12%を掛けることとする。ここでの風向は地面と水平方向であるとする。

##### ①主支柱について

主支柱は高さ 5m 未満と 5m 以上の部材に分けて計算する。

主支柱の受風面積  $A =$  (垂直投影面積)  $=$  部材の高さ  $h \times$  部材の幅  $b$  で表される。

高さ 5m 未満の主支柱部分に関しては

主支柱の高さ (長さ)  $h=5000\text{mm}$ 、幅  $b=$  (主支柱の直径)  $=91.1\text{mm}$  なので、

主支柱 1 本あたりの受風面積  $A=5000 \cdot 91.1=0.5\text{m}^2$  と算出された。

高さ 5m 以上の主支柱部分に関しては、

主支柱の高さ (長さ)  $h=11219.2-5000=6219.2\text{mm}$ 、幅  $b=91.1\text{mm}$  なので、

主支柱 1 本あたりの受風面積  $A=6219.2 \cdot 91.1=0.6\text{m}^2$  と算出された。

## ②水平部材について

水平部材の受風面積  $A=$  水平部材の一辺の長さ  $x \cdot$  高さ  $h$  と表される。

なお、水平部材については、三角形の形をしており、上記の計算式で計算を行うと、三角形 1 辺もしくは 2 辺の受風面積のみ算出されてしまう。しかしながら、実際は残りの 1 辺もしくは 2 辺にも風荷重はかかるため、水平部材の受風面積は上記の計算式の 2 倍で算出する必要がある。

つまり、水平部材の受風面積  $A$  は以下の式で算出できる。

水平部材の受風面積  $A=$  水平部材の一辺の長さ  $x \times$  高さ  $h \times 2$

なお、ここでの高さ  $h$  は鋼管の直径  $d$  のことである。

ここでは計算の代表例として、水平部材 7 の受風面積の計算方法を示す。

水平部材 7 の長さ  $x=1,150\text{mm}$ 、幅  $b=$  鋼管の直径  $=91.1\text{mm}$  なので、

水平部材 7 の受風面積  $A=1150 \cdot 91.1 \cdot 2=0.2\text{m}^2$  と算出できる。

この計算と同様の方法を用いて、水平部材の受風面積を算出する。

## ③主支柱頂部鋼板について

主支柱頂部鋼板の受風面積については、頂部鋼板の垂直投影断面積を算出することになるが、計算を簡略化するために、頂部鋼板の受風面積は 3 枚の鋼板のうち、一番面積の大きい鋼板 3 の表面積を受風面積として設定する。なお、本計算においては、本来の受風面積よりも大きい値が頂部鋼板の受風面積として設定されるが、受風面積が大きいほど、かかる風荷重も大きくなるため、より安全側で検討できる事から、本計算採用することがされた。

頂部鋼板の受風面積  $A=$  頂部鋼板 3 の面積  $=0.1\text{m}^2$  と算出された。

## ④頂部アンテナ支柱について

頂部アンテナ支柱の受風面積は主支柱の計算と同様の方法で算出する。

頂部アンテナ支柱の長さ  $h=1850\text{mm}$ 、幅  $b=91.1\text{mm}$  なので、

頂部アンテナ支柱の受風面積  $A=1850 \cdot 91.1=0.2m^2$  と算出された。

⑤頂部アンテナについて、

頂部アンテナは2本リングで構成されているので、受風面積  $A$  はリング2本分の断面積を用いればいい。

リングの外径  $R=$  (リングの高さ)  $=1180mm$ 、リング鋼管の直径  $r=36mm$  より  
リング内径  $R'=1180-2 \cdot r=1108mm$  と算出された。

以上から、

頂部アンテナの受風面積  $A=$  リング2本分の断面積  $=2\pi(1180^2-1108^2)=1.0m^2$  と算出された。

①～⑤において、各部材の受風面積  $A$  の算出結果を下表 4-1-2、4-1-3 に示す。なお、各受風面には補正值 1.12 を掛けた補正受風面積  $A'$  を用いる事とする。

表 4-1-2 高さ 5m 以下の部材の受風面積

部材番号	部材種類	高さ or 長さ (mm)	幅 (mm)	受風面積 $A(m^2)$	補正受風面積 $A'(m^2)$
1	主支柱 (高さ 5m まで)	5000.0	91.1	0.5	0.5
2		5000.0	91.1	0.5	0.5
3		5000.0	91.1	0.5	0.5
7	水平部材	1150.0	91.1	0.2	0.2
8		1380.0	91.1	0.3	0.3
9		1600.0	91.1	0.3	0.3

表 4-1-3 高さ 5m を超える部材の受風面積

部材番号	部材種類	高さ or 長さ (mm)	幅 (mm)	受風面積 $A(m^2)$	補正受風面積 $A'(m^2)$
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	6219.0	91.1	0.6	0.6
2		6219.0	91.1	0.6	0.6
3		6219.0	91.1	0.6	0.6
4	水平部材	540.0	91.1	0.1	0.1
5		740.0	91.1	0.1	0.2
6		950.0	91.1	0.2	0.2
10	主支柱頂部	-	-	0.1	0.2
11	頂部アンテナ 支柱	1850.0	91.1	0.2	0.2
12	頂部アンテナ	-	-	1.0	1.2

#### 4・3・5 風荷重の算出

速度圧  $q_z$  が高さによって、地上からの高さ 5m を基準に異なる値を取るので、5m 以下の高さに取り付けられている部材と 5m を超える高さに取り付けられている部材で別々に風荷重を算出する。

##### ① 取り付けられている高さが 5m 以下の部材の計算

取り付けられている部材の高さが 5m 以下の部材の風荷重の算出表を表 4-1 4 に示す。

3-4 の式 1 より、各部材に働く風荷重  $P = \beta \times q_z \times Cf \times A$  で算出できる。

計算の代表例として主支柱 1 の風荷重の計算を示す。

3-4 より、 $\beta$  は設計補正值であり、 $\beta = 1.42$  以上、もしくは  $\beta \times q_z \geq 2350 \text{ N/m}^2$  を満たす必要がある  $q_z = 1216.9$  のとき、 $\beta \times q_z \geq 2350$  を満たす  $\beta$  を算出すると、 $\beta \geq 1.9$  と算出されたので、本計算においては大きい方の  $\beta$ 、つまり  $\beta = 1.9$  と設定する。

$q_z = 1216.9$ 、 $Cf = 0.9$ 、 $A = 0.5$ 、 $\beta = 1.9$  より

$P = 1.9 \cdot 1216.9 \cdot 0.9 \cdot 0.5 = 1079.0 \text{ N}$  と算出された。

この計算と同様の方法を用いて、他部材の風荷重を算出する。

表 4-1 4 取り付けられている高さが 5m 以下の部材の風荷重の算出表

部材番号	部材種類	受風面積 $A' (\text{m}^2)$	速度圧 $q_z [\text{N/m}^2]$	風力係数 $Cf$	$\beta$	風荷重 $P(\text{N})$
1	主支柱 (高さ 5m まで)	0.5	1216.9	0.9	1.9	1079.0
2		0.5	1216.9	0.9	1.9	1079.0
3		0.5	1216.9	0.9	1.9	1079.0
7	水平部材	0.2	1216.9	0.7	1.9	386.0
8		0.3	1216.9	0.7	1.9	463.2
9		0.3	1216.9	0.7	1.9	537.1
					計	4623.3

② 部材の取り付けられている高さが 5m を超える部材の計算

取り付けられている部材の高さが 5m を超える部材の風荷重の算出表を表 4-1-5 に示す。

3-4 の式 1 より、各部材に働く風荷重  $P = \beta \times qz \times cf \times A$  で求められる。

計算の代表例として主支柱 1 の風荷重の計算を示す。

主支柱 1 の高さ  $Z = \text{主支柱 1 の部材の重心位置} = 5955.4\text{mm}$

$$qz = 760.692Z^{0.3} = 750.692 \cdot (5955.4)^{0.3} = 1407.0 \text{ N/m}^2$$

3-4 より、 $\beta$  は設計補正值であり、 $\beta = 1.42$  以上、もしくは  $\beta \times qz \geq 2350 \text{ N/m}^2$  を満たす必要がある。

$qz = 1407.0$  のとき、 $\beta \times qz \geq 2350$  を満たす  $\beta$  を算出すると、 $\beta \geq 1.7$  と算出されたので、本計算においては大きい値の  $\beta$ 、つまり  $\beta = 1.7$  と設定する。

$$qz = 1407.0, cf = 0.9, A = 0.6, \beta = 1.7 \text{ より}$$

$$P = 1.7 \cdot 1407.0 \cdot 0.9 \cdot 0.6 = 1342.0 \text{ N} \text{ と算出された。}$$

この計算と同様に他部材の風荷重を算出する。

表 4-1-5 取り付けられている高さが 5m を超える部材の風荷重の算出

部材番号	部材種類	受風面積 A(m <sup>2</sup> )	速度圧 qz[N/m <sup>2</sup> ]	風力係数 cf	$\beta$	風荷重 P(N)
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	0.6	1407.0	0.9	1.7	1342.0
2		0.6	1407.0	0.9	1.7	1342.0
3		0.6	1407.0	0.9	1.7	1342.0
4	水平部材	0.1	1418.4	0.7	1.7	181.3
5		0.2	1348.4	0.7	1.7	248.4
6		0.2	1268.7	0.7	1.9	318.9
10	主支柱頂部	0.2	1550.8	1.2	1.5	425.8
11	頂部アンテナ支柱	0.2	1588.1	0.9	1.5	399.2
12	頂部アンテナ	1.2	1645.2	0.9	1.4	2451.9
					計	8051.6

①、②より、各部材に働く風荷重を算出した。なお、各部材の荷重のかかる位置は各部材の重心の位置となる。従って、マスト 1 の風荷重の総和は  $4623.3 + 8051.6 = 12675.0 \text{ N}$  と算出された。

#### 4-4 地震荷重の算出結果

2-5 より、佐賀県唐津市の地震地域係数は 0.8 と設定する。マスト 1 を図 4-10 のように 10 層に分ける。3-5 の式 1 を用いて、耐震設計法による設計せん断を算出する。

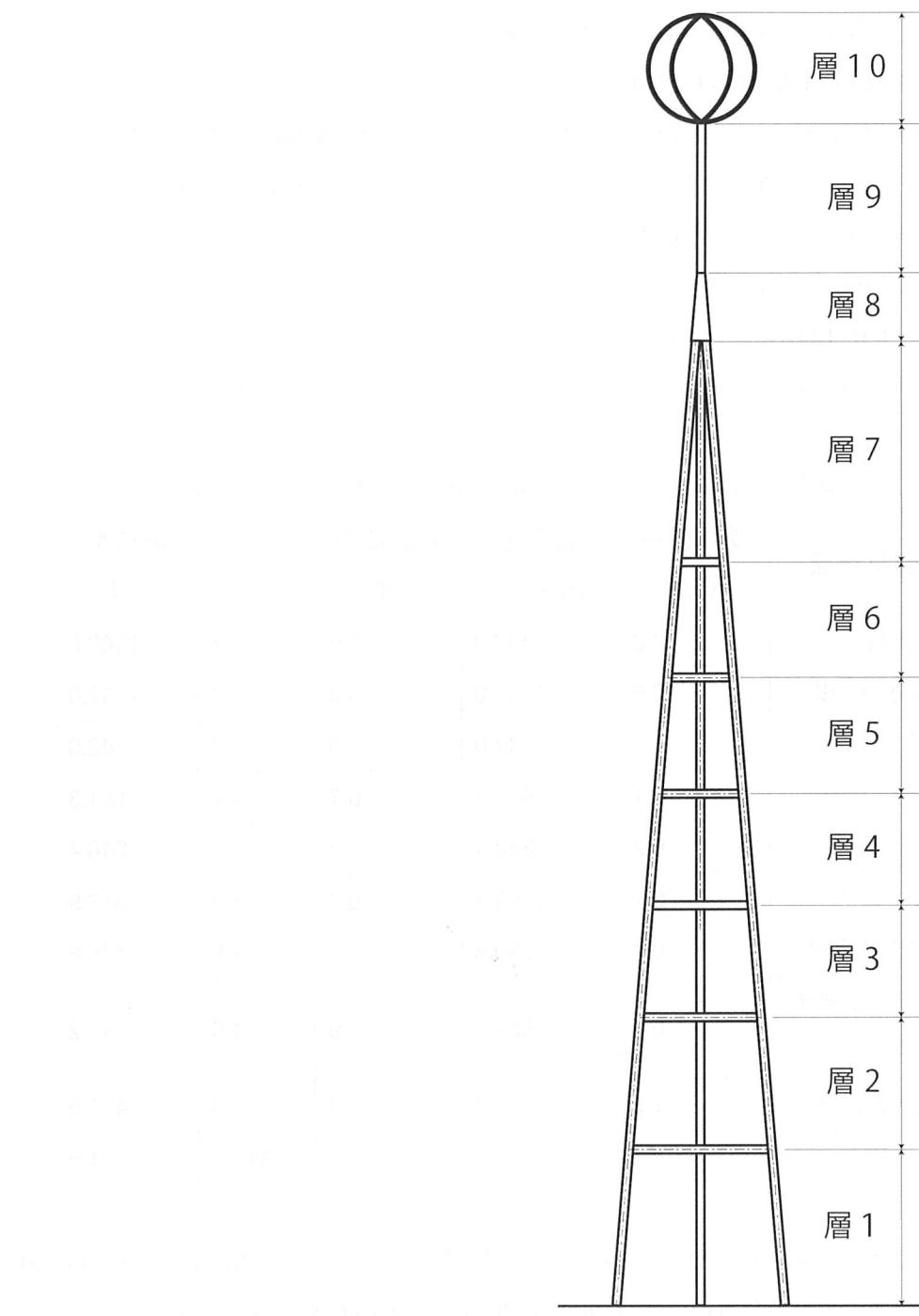


図 4-10 10 層に分けたマスト 1 の図

まず、3-5 の式 1 を用いて算出する際に必要となる各係数の算出及び設定を行う。

マストの一次固有周期  $T_t$  は 3-5 の式 3 から、マストの高さ  $H=14.249m$  より、

$$T_t=0.020H=0.020 \times 14.249=0.285 \text{ となる。}$$

マストの振動特性係数  $R_t$  においては、 $T_c=0.8$  は  $T_t=0.285$  より大きいので、

3-4 の条件 1 より振動特性係数  $R_t=0.8$  と算出された。

ここまで算出された係数をまとめると、 $T_t=0.285$ 、 $R_t=0.8$  である。

各層ごとの質量を算出する。このとき、4-2 の質量算出結果を用いる。各層ごとの算出結果を表 4-16 に示す。主支柱質量は各層における主支柱 3 本分の質量を表している。表 4-16 におけるその他の質量については層 9 においてはマストアンテナ支柱の質量が該当し、層 10 においてはアンテナの質量が該当する。なお、全層質量の総和は 1235.0kg と算出され、マスト 1 本体の質量と一致しており、各層ごとの質量においては計算間違いが無いと判断できる。

表 4-16 各層の質量算出結果

層番号	該当する部材番号	層における主支柱1本の長さ [mm]	主支柱質量 [kg]	水平部材質量 [kg]	鋼板質量 [kg]	その他質量 [kg]	層全体質量 [kg]
1	1,2,3	1750	72.4	0.0	0.0	0.0	72.4
2	1,2,3,9	1500	62.1	66.5	194.0	0.0	322.6
3	1,2,3,8	1260	52.1	57.1	144.3	0.0	253.6
4	1,2,3,7	1260	52.1	47.6	100.2	0.0	199.9
5	1,2,3,6	1300	53.8	39.3	0.0	0.0	93.1
6	1,2,3,5	1300	53.8	30.6	0.0	0.0	84.4
7	1,2,3,4	2258	93.5	22.3	0.0	0.0	115.8
8	1,2,3,10	642	26.6	0.0	26.7	0.0	53.3
9	11	0.0	0.0	0.0	0.0	25.5	25.5
10	12	0.0	0.0	0.0	0.0	14.4	14.4
		計	466.4	263.5	465.2	39.9	1235.0

次にマストの各層にはたらく水平力（地震荷重）を算出する。

計算例として、層 3 のせん断力算出の計算方法を示す。

層 3 の質量は前述のように 253.6kg と算出されている。

$\alpha_3$  は 3 層から 10 層までの質量の和をマスト 1 の総質量で割ったものであるので、

$$\alpha_3 = (253.6 + 199.9 + 93.1 + 84.4 + 115.8 + 53.3 + 25.5 + 14.4) / 1235.0 = 0.7$$

3 層の層分布係数 Ar は  $\alpha_3$  と Tt を用いて算出する。

Tt=0.285 より、3-4 の式 4 を用いて、

$$Ar = 1 + (1 / (\sqrt{(\alpha_3)} - \alpha_3)) \cdot 2Tt / (1 + 3Tt) = 0.7 \text{ と算出された。}$$

C0=0.7、地震地域係数 Z=0.8、Rt=0.8 より

このとき、3-4 の式 1 より  $3Q = C0 \cdot Rt \cdot Ar \cdot \Sigma W \cdot Z = C \cdot \Sigma W \quad (C = C0 \cdot Rt \cdot Ar \cdot Z)$

ここで  $\Sigma W = (253.6 + 199.9 + 93.1 + 84.4 + 115.8 + 53.3 + 25.5 + 14.4) * 9.81$  なので、

以上から  $3Q = 6130.4 \text{ N}$  と算出された。

上記と同様の計算方法で他層のせん断力を算出する。

次に、各層に働く水平力を算出する。

計算例として、層 3 の水平力を算出する。

3-4 の式 2 から、層 3 にはたらく水平力 3H は、

$$3H = 2Q \cdot 3Q = 7492.0 \cdot 6130.4 = 1361.5 \text{ N} \text{ と算出された。}$$

上記と同様の計算方法で他層に働く水平力を算出する。この水平力が地震荷重となる。

なお、水平力は各層重心に働くものとする。

上記と同様の計算方法で他層の水平力を算出する。

以上から、マスト 1 に働く総地震荷重は 7399.2 N となる。

表4-17 マストの各層におけるせん断力、水平力の算出結果

層番号 r	層質量 [kg]	$\alpha_r$	Ar	C0	rQ [N]	rH [N]
1	72.4	1.0	1.0	0.6	7746.1	-
2	322.6	0.9	1.0	0.7	7492.0	254.1
3	253.6	0.7	1.2	0.7	6130.4	1361.5
4	199.9	0.5	1.3	0.8	4781.8	1348.7
5	93.1	0.3	1.5	0.9	3522.9	1258.9
6	84.4	0.2	1.6	1.0	2866.2	656.7
7	115.8	0.2	1.7	1.1	2221.8	644.4
8	53.3	0.1	2.1	1.3	1224.7	997.0
9	25.5	0.0	2.7	1.7	675.7	549.0
10	14.4	0.0	3.8	2.5	346.9	328.9

## 4・5 固定金具の検討結果

### 4・5・1 はじめに

本節では固定に用いるボルト、リブプレート、ベースプレートの検討を行う。検討を行う際に考慮べき設計荷重を算出し、この荷重に耐えうるようなボルト、リブプレート、ベースプレートを用いることとする。

### 4・5・2 設計荷重の設定

設計荷重の検討を行う。4・3,4・4 ではマスト 1 に働く風荷重及び地震荷重を算出した。それぞれの荷重が働いた際にマスト基部重心から各荷重曲げモーメントの算出をそれぞれ行い、大きい曲げモーメント値を取る荷重を設計荷重として採用する。

#### ① 風荷重の場合

風荷重が働いた際にマスト基部重心からの曲げモーメントの算出表（部材 5m 以下と 5m 以上に分ける）を表 4-1 8、4-1 9 に示す。表におけるモーメント値は風荷重に各部材の高さ（底面からの重心位置）を掛けた値である。なお、各部材の高さは重心位置の算出時に算出した値を用いる。表 4-1 8、4-1 9 より風荷重のモーメントの総和は、 $12339.9+80857.4=93197.2 \text{ N} \cdot \text{m}$  と算出された。

表 4-1 8 風荷重が働いた際にマスト 1 各部材に働くモーメントの算出表（部材高さ 5m 以下）

部材番号	部材種類	風荷重 P(N)	中心高さ [mm]	モーメント [N・m]
1	主支柱 (高さ 5m まで)	1079.0	2500.0	2697.5
2		1079.0	2500.0	2697.5
3		1079.0	2500.0	2697.5
7	水平部材	386.0	4547.25	1755.4
8		463.2	3292.92	1525.4
9		537.1	1799.67	966.6
計				12339.9

表 4-1 9 風荷重が働いた際にマスト 1 各部材に働くモーメントの算出表（部材高さ 5m 以上）

部材番号	部材種類	風荷重 P(N)	中心高さ [mm]	モーメント [N・m]
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	1342.0	8109.6	10883.5
2		1342.0	8109.6	10883.5
3		1342.0	8109.6	10883.5
4	水平部材	181.3	8332.3	1510.4
5		248.4	7038.2	1748.3
6		318.9	5744.0	1831.8
10	主支柱頂部	425.8	11219.3	4777.3
11	頂部アンテナ 支柱	399.2	12144.3	4848.3
12	頂部アンテナ	2451.9	13659.3	33490.7
計				80857.4

## ② 地震荷重の場合

地震荷重が働く際のマスト基部重心からのモーメントの算出表を表4-20に示す。表における中心高さは各層の中央位置の高さを示している。本来であれば、各層の重心位置をモーメント算出長さとして設定するが、計算の簡易化のため、本計算では各層の中央部の高さをモーメント算出長さと設定している。実際は各層の重心位置は各層の中央部の高さよりも低いため、実際のモーメント値と本計算のモーメント算出値を比較すると、本計算のモーメント算出値の方が大きく算出される。ただし、実際より大きく算出されることでより安全側で検討できるため、本計算では上記のモーメント長さを採用する。表におけるモーメント値は水平力に各部材の中心高さを掛けて算出している。表4-20より、地震荷重が働く際のマストにかかるモーメントの総和は53994.5N·mと算出された。

表4-20 地震荷重が働く際にマスト1各部材に働くモーメントの算出表

層番号	層質量[kg]	水平力 H[N]	中心高さ[m]	モーメント[N·m]
1	72.4	-	-	-
2	181.9	254.1	2.5	632.5
3	140.3	1361.5	3.9	5259.0
4	119.9	1348.7	5.1	6901.0
5	89.4	1258.9	6.4	8045.6
6	80.7	656.7	7.7	5046.9
7	112.1	644.4	9.5	6093.7
8	53.3	997.0	10.9	10867.4
9	25.5	549.0	12.1	6642.8
10	14.4	328.9	13.7	4505.6
計				53994.5

①, ②より、

マスト1の基部にはたらく曲げモーメント値は風荷重時の方が大きいため、風荷重時に基部に働く曲げモーメント  $M_a = 93197.2 \text{ N} \cdot \text{m}$  を設計荷重として採用する。

#### 4-5-3 固定金具の仮定

アンカーボルト、ベースプレート、リブプレートの検討に入る前にそれぞれの規格、サイズ、個数を決めておき、それぞれにおいて、この規格、サイズ、個数が適当であるか検討を行う。各支柱において、使用するアンカーボルトは ABR490 M24 ボルト 4 本、埋め込み長さ 700mm、ベースプレートは SM400 の寸法 700×700×30、リブプレートは SM400 で既存リブプレートと同寸法のもの 4 枚を用いることとする。仮定したマスト支柱を図 4-1 1 に示す。ベースプレート、リブプレートは溶接を行なう事から溶接に適した SM400 を採用した。

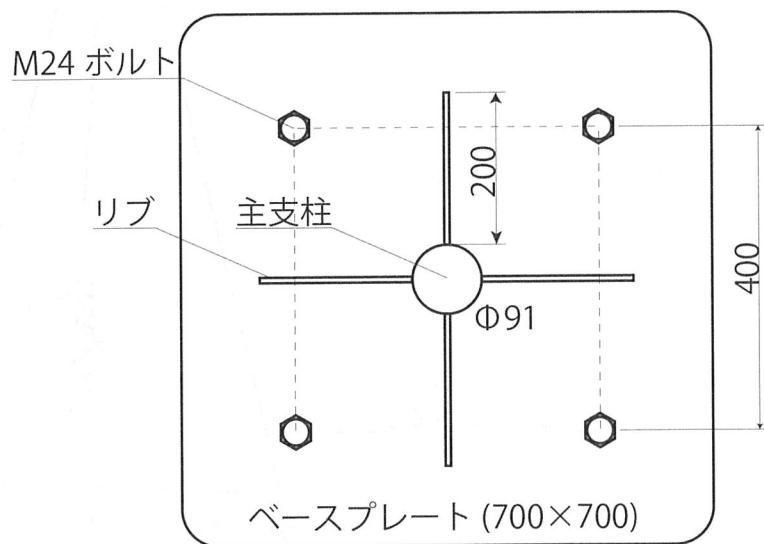


図 4-1 1 仮定したマスト各支柱の基部 (1 : 10)

#### 4-5-4 アンカーボルトの検討

マストとコンクリート基礎を固定するボルトの検討を行う。マスト 1 本の脚を 4 本の M24 ボルトを埋め込み長さ 700mm で固定した時に、ボルトの埋め込み長さ、数、規格が適しているかどうか検討する。また、マスト各支柱の基部に働く曲げモーメントは 4-5-3 で算出した  $M_a$  と等しいと仮定する。

##### ①引抜力 $T$ の算出

まず、図 4-1 2 のようなモデルを想定し、ボルトに働く引抜力に対抗する力  $T'$  を求める。なお、引抜力  $T$  と引抜力に対抗する力  $T'$  は同じ大きさを持ち、向きは反対向きである。

図 4-1 2 において、回転軸周りのモーメントを求める。

底面からの風荷重モーメントを  $MF$  とすると、回転軸周りのモーメント式は以下のように表される。

$$MgL' + T'L = MF \text{ より } T' = MF - MgL'/L \text{ となる。}$$

ここで、風荷重モーメント  $MF = Ma = 93197.2 \text{ N} \cdot \text{m}$ 、マストの質量  $M = 1235.03 \text{ kg}$ 、

底面三角形の高さ  $L = 1602.1 \text{ mm}$ 、回転軸から底面重心までの距離  $L' = L/3 = 534.0 \text{ mm}$  より、

$$T' = (93197.2 \cdot 1235.03 \cdot 9.81 \cdot 534.0) / 1602.1 = 54131.6 \text{ N} \text{ と算出された。}$$

つまり、ボルトにかかる引抜力  $T=54131.6\text{N}$  である。

ここで、マストの老朽化等を考慮して、引抜力を安全率 1.5 倍で割り増しを行う。

したがって、ボルトにかかる引抜力  $T=54131.6 \times 1.5=81197.4$  とする。

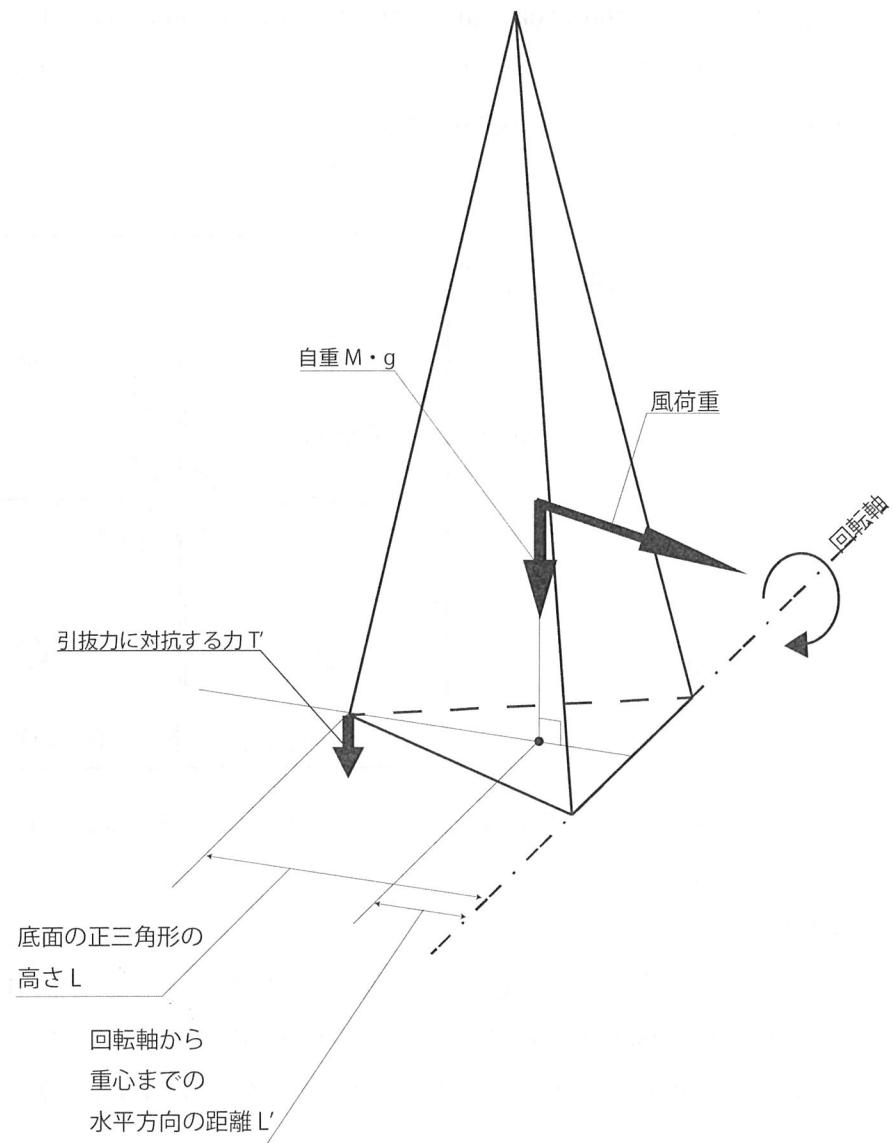


図 4-1-2 引抜に対する力  $T'$  を計算する際に仮定したモデル図

## ②ボルトの埋め込み長さの検討

3-6 で示したように、ボルトの埋め込み長さを建築基準法第 66 条、第 91 条に基づいて検討する。

### I. 建築基準法第 66 条を用いた検討

建築基準法第 66 条によると、アンカーボルトの基礎に対する定着長さはアンカーボルト径の 20 倍以上である必要がある。M24 アンカーボルトの径は 24mm なので、必要な定着長さは  $24 \times 20 = 480\text{mm}$  以上となる。

### II. 建築基準法施工令第 91 条を用いた検討

3-6 の式 1 より、 $l=X/(ボルトの呼び番号 \cdot \pi \cdot 許容付着応力度)$

引抜力  $X=T=81197.4$ 、ボルトの呼び番号 24

道路橋示方書・同解説 P158 より、コンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のとき、ボルトの許容付着応力度は  $1.6\text{N/mm}^2$  であるので、必要な埋め込み長さは  $l=673.1\text{mm}$  と算出された。

I、II より、ボルトの定着長さは I の建築基準法施工令第 66 条の値が大きいため、I の値を採用する。

なお、算出された埋め込み長さは当初想定していた埋め込み長さ  $700\text{mm}$  を満たしている。本来であれば、引抜力はアンカーボルト 4 本で負担する事になるが、本計算ではアンカーボルト 1 本で負担する際に必要な埋め込み長を算出している。この計算ではより安全側で設計できていると考えられる。

### ③ボルトに働く引張応力度の照査

M24 ボルトは ABR490 とする。JIS B1120 によると、ABR490 の M24 ボルトの短期引張耐力は  $115000\text{N}$  である。この短期引張耐力は引抜力  $T=81197.4\text{N}$  よりも大きいため、仮定していた ABR490 M24 を採用する。

### ④ボルトの数の検討

アンカーボルトの総断面積は主支柱の断面積の 20%以上確保しなければならないと定められている。

主支柱の断面積の  $20\% = \pi \times ((91.1/2)^2 - (75.9/2)^2) \times 0.2 = 398.7\text{mm}^2$

JIS B1120 によると、M24 ボルト 1 本の有効断面積  $353\text{mm}^2$  より、2 個以上確保すればよい。よって、M24 のボルト 4 本用いた場合ではボルトの数は主支柱の断面積の 20%以上であるという結果が得られた。

①～④より、

マストとコンクリートを固定する際に1つの主支柱あたりに用いるボルトの規格は ABR490 M24 ナンカーボルト、本数は4本、埋め込み長さは700mmで十分であるという結果が得られた。

#### 4-5-5 ベースプレートの検討

ベースプレートに働く曲げ応力度が短期許容曲げ耐力よりも小さいかどうか判断する。曲げ応力度にはベースプレートの厚さ  $t$  が関わっている。なお、現時点ではベースプレートの寸法は  $700 \times 700 \times 30$  と仮定している。図4-1-3における太線部の断面を検討断面と設定する。

- ・検討断面における曲げ応力度  $\sigma_A = T \cdot L_2 / Z$  ここで、ボルトにかかる引抜力  $T=81197.4\text{ N}$

- ・検討断面（太線部）における断面係数  $Z=L_1 \cdot t^2 / 6$   $t=30\text{mm}$  : ベースプレートの厚さ 下図における  $L_1$ 、 $L_2$  を求めると、 $L_1=415.8\text{mm}$ 、 $L_2=104.6\text{mm}$  となる。

よって、断面係数  $Z=L_1 \cdot t^2 / 6=62367\text{mm}^3$  となる。

以上から、検討断面における曲げ応力度  $\sigma_A = T \cdot L_2 / Z=136.1\text{N/mm}^2$  と算出された。

SM400のベースプレートの長期曲げ許容応力度は通信鉄塔設計要領・同解説 P38より、 $157\text{N/mm}^2$  である。このとき、短期曲げ許容応力度は長期曲げ許容応力度の1.5倍であるので、SM400のベースプレートの短期曲げ許容応力度は  $157 \times 1.5=235\text{N/mm}^2$  となる。このとき検討断面における曲げ応度  $\sigma_A=136.1\text{N/mm}^2$  はベースプレートの短期曲げ許容応力度よりも小さいため、ベースプレートの厚さは十分であると考えられる。

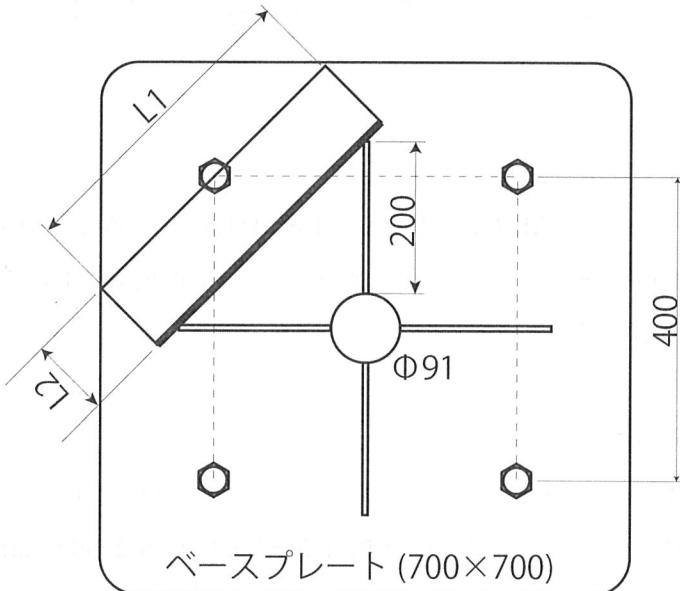


図4-1-3 ベースプレートの曲げ応力計算モデル

#### 4-5-6 リブプレートの検討

マスト本体とベースプレートを固定するために用いるリブプレートの検討を行なう。マスト2の

支柱基部には3つのリブプレートが取り付けられているが、さび、老朽化等を考慮して、既存のリブは取り外し、新しいリブを4枚取り付ける事とする。この時、既存のリブのサイズで溶接部の応力度が許容応力度以下であることを確認する。許容応力度以下であると判断できた場合は既存のリブと同寸法のリブプレートを用いることとする。溶接方法は既存のリブプレートと同様にすみ肉溶接で行なう。リブプレートの寸法図を図4-1-4に示す。図4-1-4における下部(寸法150mm)をベースプレートと溶接し、左部(寸法340mm)をマスト主支柱と溶接することとなる。ここで、通信鉄塔設計要領・同解説P41によると、リブプレートに用いているSM400の溶接部の長期曲げ許容応力度は91N/mm<sup>2</sup>、長期せん断応力度は91N/mm<sup>2</sup>、長期引張許容応力度は157N/mm<sup>2</sup>である。短期許容応力度は各応力度を1.5倍した値となるので、短期曲げ許容応力度91×1.5=135N/mm<sup>2</sup>、短期せん断応力度は91×1.5=135N/mm<sup>2</sup>、短期引張許容応力度は157×1.5=235N/mm<sup>2</sup>である。計測結果よりすみ肉溶接サイズは7mmであった。

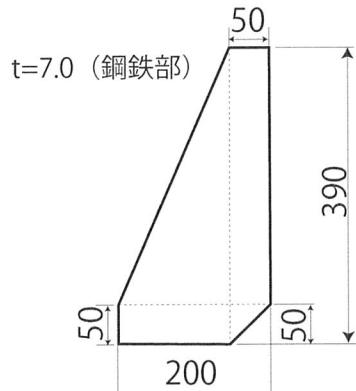


図4-1-4 リブプレートの寸法図

### ①リブプレート、ポール間の溶接部について

せん断力  $Q=T=81197.4\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$  (実測値)、有効溶接長さ  $L=390-50=340\text{ mm}$

リブプレートとポール間の溶接部に働くせん断応力度  $\sigma_s$  とすると、3-6の式4より

$$\sigma_s=81197.4/(0.7 \cdot 7 \cdot 340)=19.3 < 135 \text{ より、短期せん断許容応力度を満たしている。}$$

### ②リブプレート、ベースプレート間の溶接部について

引張力  $P=T=81197.4\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$  (実測値)、有効溶接長さ  $L=200-50=150\text{ mm}$

リブプレートとポール間の溶接部に働く引張応力度  $\sigma$  とすると、3-6の式2より

$$\sigma_s=81197.4/(0.7 \cdot 7 \cdot 150)=43.6 < 235 \text{ より、短期引張許容応力度を満たしている。}$$

### ③ポール、ベースプレート間の溶接部について、

引張力  $P=T=81197.4\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$  (実測値)、有効溶接長さ  $L=\pi \times 89.1=279.9\text{ mm}$

ポール、ベースプレート間の溶接部に働く引張応力度  $\sigma$  とすると、3-6の式2より

$$\sigma_s = 81197.4 / (0.7 \cdot 7 \cdot 279.9) = 59.2 < 235$$
 より、短期引張許容応力度を満たしている。

①～③より、

各間にはたらく応力度は許容応力度以下であると判断できたので、既存のリブプレートと同寸法のリブプレート4枚を各支柱に用いることとする。

#### 4-5-7 固定金具のまとめ

以上より、マスト主支柱1本あたりに用いる固定金具は下記の通りである。

- ・ABR490 M24 アンカーボルト 4本 埋め込み長さ 700mm 以上
- ・SM400 リブプレート 4枚
- ・SM400 ベースプレート 700×700×30

リブプレート、ベースプレート、ポールの各間はすみ肉溶接を行う。

## 4-6 基礎検討の結果

### 4-6-1 基礎種類の選択

本研究では基礎種類の中で施工面とコスト面より直接基礎フーチング形式を採用する。また、直接基礎フーチング形式には各支柱に柱体部を設け、それぞれで基礎を設ける独立フーチング形式と各支柱に柱体部を設け、全ての柱体部で1つの基礎を設ける連続フーチング形式があるが、使用コンクリート量の面から、まずは独立フーチング形式で検討を進め、地耐力等の条件を満たさない場合は、連続フーチング形式で検討を進める。2-5より、コンクリートの設計基準強度は $24\text{N/mm}^2$ 、比重は $2.3\text{t/m}^3$ とする。土砂の比重は $2.0\text{t/m}^3$ とする。

### 4-6-2 基礎の仮定

基礎の検討にあたり、あらかじめ基礎の寸法を仮定する。その基礎体で3-7-2の地耐力の照査、3-7-3転倒の照査を行う。なお、単独フーチング（図4-15）の場合と連続フーチング（図4-16）の場合の2パターンで検討する。

#### I. 単独フーチング

形式：直接基礎単独フーチング（各支柱に1体）

柱体部： $700 \times 700 \times 250$

フーチング部： $1300 \times 1300 \times 300$

柱体部の高さは芝生を植える際に必要となる土の深さとして、250mmを採用した。

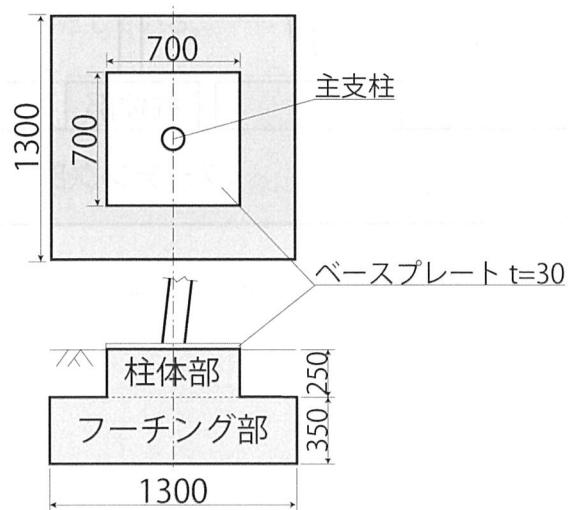


図4-15 マスト1の単独フーチングモデル（1:40）

#### II. 連続フーチング

形式：直接基礎連続フーチング

柱体部：700×700×250

フーチング部：下図 4-1 6 を参照

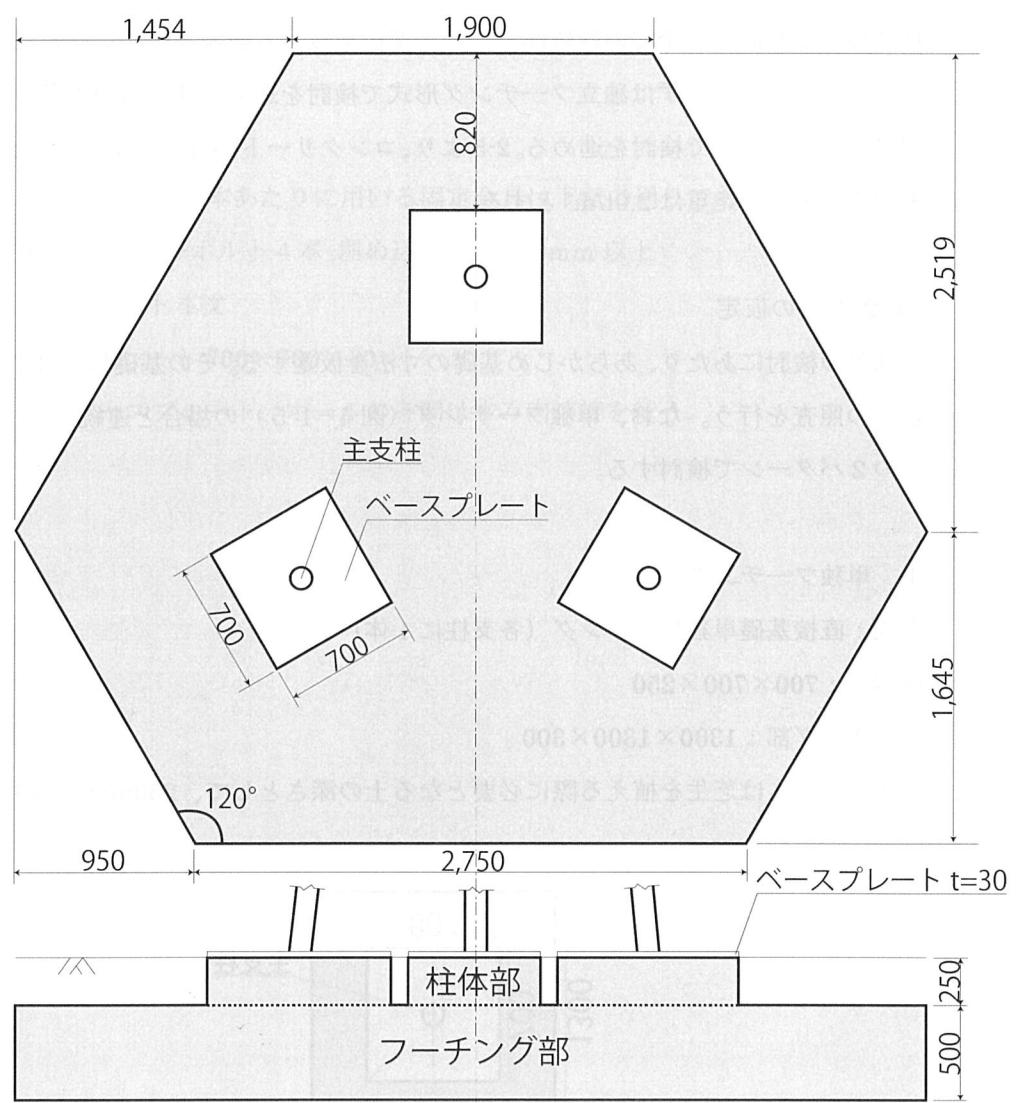


図 4-1 6 マスト 2 の連続フーチングモデル (1 : 40)

#### 4-6-3 地耐力の照査

設置予定箇所の地耐力は 2-5 より、 $16\text{kN/m}^2$  と仮定する。3-7-2 の式 1 を用いて、マスト本体と基礎を含めた構造物が地耐力を満たしているのかどうか照査する。

##### I. 単独フーチングの場合

$$(M_m + M_c + M_s)g/A < 16$$

マスト本体の質量  $M_m = 1235.0 \text{ kg}$

基礎の総質量  $M_c = 4926.6 \text{ kg}$

上載土砂の総質量  $M_s = 1800 \text{ kg}$

基礎の総底面積  $A = 5.1 \text{ m}^2$

$$(M_m + M_c + M_s)g/A = 15.4 < 16.0\text{kN/m}^2 \text{ より、}$$

想定している基礎は地耐力を満たしている。

##### II. 連続フーチングの場合

$$(M_m + M_c + M_s)g/A < 16$$

マスト本体の質量  $M_m = 1235.0 \text{ kg}$

基礎の総質量  $M_c = 20546.8 \text{ kg}$

上載土砂の総質量  $M_s = 3915.5 \text{ kg}$

基礎の総底面積  $A = 17.1 \text{ m}^2$

$$(M_m + M_c + M_s)g/A = 15.4 < 16.0\text{kN/m}^2 \text{ より、}$$

想定している基礎は地耐力を満たしている。

I、II より、

単独フーチング、連続フーチングのどちらの場合においても設置予定箇所の地耐力を満たしている。

#### 4-6-4 転倒の照査

設計荷重は風荷重であるので、風荷重モーメントよりもマスト本体、コンクリート基礎、上載土砂のモーメントが大きければ、転倒しないと判断できる。このとき、3-7-2 の式 1 を用いる。

##### I. 単独フーチングの場合

$$M_f < M_{mg}L' + (M_c + M_s)gL$$

風荷重モーメント  $M_f = Ma = 93197.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

マスト自重モーメント  $M_{mg}L' = 1235.0 \cdot 9.81 \cdot 0.53 = 6470.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

コンクリート質量モーメント  $M_{cg}L = 1642.2 \cdot 9.81 \cdot 1.60 = 25810.6 \text{ N} \cdot \text{m}$

上載土砂質量モーメント  $M_{sg}L = 600 \cdot 9.81 \cdot 1.60 = 9430.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

以上から、 $M_{gl}' + (M_c + M_s)gL = 41711.0 > M_f$  となる。

よって、想定されうる風荷重が働いたときは転倒すると判断できる。

このとき、(安全率)  $= 41711.0 / 93197.2 = 0.44$  である。

以上から、この単独フーチングを固定方法として用いることはできないと考えられる。

##### II. 連続フーチングの場合

$$M_f < (M_m + M_c + M_s)gL'$$

風荷重モーメント  $M_f = Ma = 93197.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

マスト自重モーメント  $M_{mg}L' = 1235.0 \cdot 9.81 \cdot 0.53 = 6470.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

コンクリート質量モーメント  $M_{cg}L' = 20546.9 \cdot 9.81 \cdot 0.53 = 103217.1 \text{ N} \cdot \text{m}$

上載土砂質量モーメント  $M_{sg}L = 3915.5 \cdot 9.81 \cdot 0.53 = 20513.2 \text{ N} \cdot \text{m}$

以上から、 $(M_m + M_c + M_s)gL' = 130200.4 > M_f$  となる。

よって、想定されうる風荷重が働いたときは転倒しないと判断できる。

このとき、(安全率)  $= 130200.4 / 93197.2 = 1.39$  である。

実際には今回の計算では省略している各主支柱固定部に用いている固定金具の質量は風荷重に対抗するモーメントとして存在するため、実際の安全率は算出された安全率よりも大きな値と取ると考えられる。

I、II より、

単独フーチングでは転倒の可能性があると判断されたが、連続フーチングは転倒の可能性がないと判断された。よって、これ以降の検討については、連続フーチングの場合にのみ行う事とする。

#### 4-6-5 柱体部の設計

4-6-4において、単独フーチングの場合は転倒する可能性があると判断されたため、これ以降の検討についてはⅡの連続フーチングの場合のみを行うこととする。

#### ①柱体部に働く曲げモーメントの算出

3-7-2の式1、2、3を用いて、柱体部に働く曲げモーメント  $My$  を算出する。

支柱1本あたりの水平力  $Q=$  総風荷重/3=12675.0/3=4225.0N

支柱1本あたりの軸力  $T=$  マストの重量/3=Mg/3=1235.0×9.81/3=4038.5 N

このとき、 $QB=Q \cdot (T/\tan \theta)=3840.4$  ここで、マストと底面のなす角  $\theta=84.56^\circ$  である。

$y=150\text{mm}$  のとき、

3-7-2の式2より  $My=Q'B=QB \cdot y=576061.4 \text{ N} \cdot \text{mm}$  と算出された。

より安全側で検討する為に  $My'=\sqrt{2} \cdot My$  となる  $My'$  を Y-Y 軸モーメント上にはたらく曲げモーメントとして算出する。このとき、 $My'=\sqrt{2} \cdot My=814643.8 \text{ N} \cdot \text{mm}$  と算出された。

#### ②曲げモーメントに対する設計

3-7-2の式4を用いて、所要引張鉄筋断面積  $As_{req}$  を求める。

$d$  は柱体部の幅から鉄筋のかぶりを引いた値と等しい。基礎は塩害の影響と受けることが予想されるので、柱体部の鉄筋かぶりは道路橋示方書・同解説 P179 によると、塩害を考慮したときのかぶりは 90mm と定められている。柱体部の幅は 700mm であるので、 $d=700-90=610$  と算出された。

また、鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}$  は道路橋示方書・同解説 P165 によると、 $160\text{N/mm}^2$  の値を取る。

$My=My'=814643.8$  より、

$$As_{req} \geq My/jd \cdot \sigma_{sa} = 8.48\text{mm}^2$$

よって、所用引張鉄筋断面積  $As_{req}$  は  $8.48\text{mm}^2$  以上必要となる。

この結果から柱体部には、SD345 D25 を 18 本用いることとする。

このとき、引張鉄筋の断面積、つまり D25 9 本の断面積は  $4560\text{mm}^2 > As_{req}$  より条件を満たしている。

次に 3-7-2の式5を用いて、付着応力の照査を行う必要がある。

$$\tau = Q'B/\phi \cdot jd < \tau_{oa}$$

ここに、 $Q'B=My=576061.4\text{ N}$  である。

D25 鉄筋の直径は 25.4mm であり、引張鉄筋の数は 9 本なので、

$$\text{引張鉄筋周長の和 } \phi = \pi \cdot 25.4 \cdot 8 = 718.2\text{ mm}$$

設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のコンクリートの許容付着応力度  $\tau_{oa}=1.6\text{ N/mm}^2$

このとき、 $\tau = Q'B/\phi \cdot jd = 1.50 < \tau_{oa}$  より、付着応力は十分であると考えられる。

### ③せん断力に対する設計

コンクリートのせん断応力度  $\tau_m$  を 3-7-2 の式 6 により照査する。

$Q'B=My=576061.4$ 、柱体部の軸幅  $b=700$  から  $d=610$  となる。

$$\tau_m = Q'B/b \cdot d = 1.35$$

道路橋示方書・同解説 P157 によると、コンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のコンクリートのせん断応力度  $\tau_{al}=0.23\text{N/mm}^2$  である。このとき、 $\tau_m > \tau_{al}$  となり、斜めひび割れが生じる可能性があると考えられる。

斜めひび割れを生じさせないために、柱体部の剛性確保と組立筋を兼ねて、スターラップを配筋する。この場合、せん断力は全てスターラップで負担するものとして、鉄筋量を定める。

スターラップには  $\phi 13$  の異系丸鋼を用いることとする。スターラップ間隔  $X$  は 3-7-2 の式 7 を用いて算出する。かぶり厚  $90\text{mm}$ 、スターラップの直径を考慮すると、

$$\text{スターラップ 1 本の断面積 } A_s' = (700 \cdot 90 \cdot 2)^2 - (700 \cdot 90 \cdot 2 \cdot 12.7 \cdot 2)^2 = 25770.84\text{ mm}^2$$

$\sigma_{sa}=160\text{N/mm}^2$ 、 $j=7/8$ 、 $d=610$ 、 $Q'B=576061.4$  より、 $X=A_s' \cdot \sigma_{sa} \cdot jd / Q'B = 4298.0\text{ mm}$  となる。なお、頂部付近はきれつが生じ易い事から、スターラップ  $X/2$  もしくは  $15\text{cm}$  間隔で設ける事となっている。 $15\text{cm}$  の方が  $X/2$  よりも短いので、本研究ではスターラップの間隔は  $15\text{cm}$  とする。

①～③より、

柱体部には、主筋として SD345 D25 18 本、スターラップとして、SD345 D13 2 本  $15\text{cm}$  間隔で配筋する。鉄筋間のあき、かぶり等は道路橋示方書IV編第 7 章に準じるものとする。

#### 4-6-6 フーチング部の設計

3-7-3に基づいて、フーチング部の設計を行う。

##### ①フーチングの剛体判断

フーチングの剛体判断は3-7-3の式1を満たす必要がある。

$\beta$ を算出する。

$$3-7-3 \text{ の式2から、 } \beta = 4\sqrt{(3k/Eh^3)}$$

$$3-7-3 \text{ の式3から、 } k = kv = kv_0 \cdot (Bv/0.3)^{-3/4}$$

$$3-7-3 \text{ の式4から、 } kv_0 = (1/0.3) \cdot \alpha \cdot E_o$$

変形係数  $E_o$  は地耐力と等しいと仮定して、 $E_o=16$ とする。

また、道路橋示方書・同解説P285の表・解9.6.1より、

地盤反力係数の換算係数  $\alpha$  は常時、暴風時においては  $\alpha=4$  が最大値なので、 $\alpha=4$ と設定する。

このとき、 $kv_0=213.3 \text{ kN/m}^3$ と算出された。

3-7-3の式5から、基礎の換算載荷幅  $Bv=\sqrt{Av}=4.1 \text{ m}$  より  $kv=29.8 \text{ N/m}^3$ と算出された。

道路橋示方書・同解説P87の表・3.3.3より、

コンクリートの設計基準強度  $24 \text{ N/mm}^2$ のとき、

フーチングヤング係数は  $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2 = 25000000 \text{ kN/m}^2$ である。

フーチングの厚さ  $h=0.5 \text{ m}$  より  $\beta = 4\sqrt{(3k/Eh^3)} = 0.05$ と算出された。

$\lambda=1.3$ であるので、 $\beta \lambda = 0.049 \cdot 1.3 = 0.06 \leq 1.0$ となり

想定しているフーチングは剛体であるとみなすことができる。

## ②曲げモーメントに対する設計

設計荷重は風荷重を採用しているので、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査のみを行う。

有効幅  $b$  の算出を行う。

フーチングの有効高  $d$  はフーチング厚さからかぶり 90mm を引いた値なので、

$$d=500-90=410\text{mm}$$
 となる。

また、 $t_c$  は柱体部の幅とみなせるので 700mm となる。

フーチング下面側が主鉄筋になるように設計するので、有効幅  $b=t_c+2d=1520\text{mm}$  となる。

図 4-1 7 にフーチングの照査断面を示す。図 4-1 7 の斜線部における太線部を照査断面として、曲げモーメントを算出する。なお、斜線部の面積はフーチングの面積よりも大きいが、このため実際よりも大きな曲げモーメントが算出でき、安全側で設計する事ができるので、本計算を採用する。

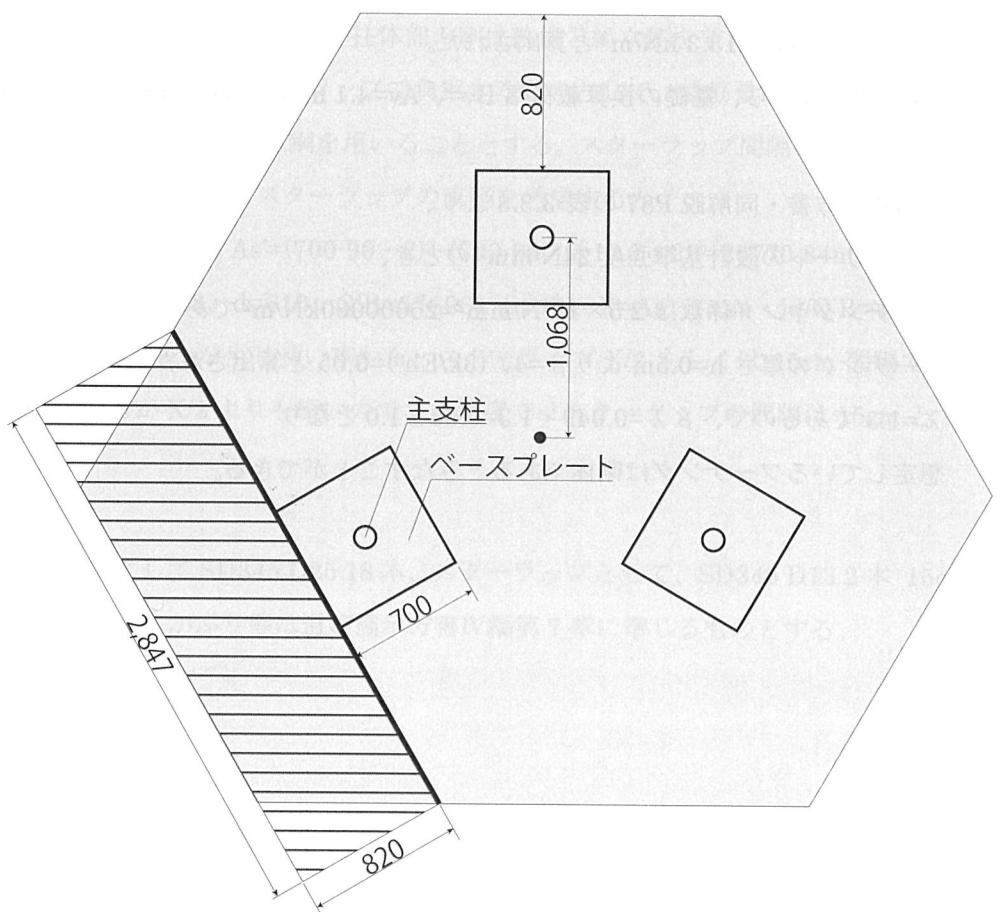


図 4-1 7 仮定している連続フーチングにおける照査断面

3-7-3 の式 7 より照査断面に働く曲げモーメント  $M$  は、

$$M=Wl+q \cdot 2l \cdot b \cdot l$$

ここで、コンクリートの比重を  $2.3t/m^3$  とすると、

フーチングの幅  $B=2.847m$ 、 $2l=820/2=410mm$ 、 $h=0.5m$ 、 $g=9.81$  より、

フーチングの自重  $W=2.3 \cdot B \cdot 2l \cdot h \cdot g=2.3 \cdot 2.847 \cdot 0.8 \cdot 0.5 \cdot 9.81=26337.1 N$

土砂の比重を  $2.0t/m^3$ 、土砂の厚さ  $h'=0.25m$  なので、

土砂の重量  $Msg=2.0 \cdot B \cdot 2l \cdot h' \cdot g=2.0 \cdot 2.847 \cdot 0.8 \cdot 0.25 \cdot 9.81=11450.9 N$

ここで  $Msg=q \cdot 2l \cdot B$  なので、

照査断面に働く曲げモーメント  $M$  は、

$M=Wl+Msg \cdot l=26337.1 \cdot 410+11450.9 \cdot 410=15493.1 N \cdot m$  と算出された。

### ③せん断力に対する設計

まず、道路橋示方書・同解説 P244 「せん断力に対する設計」に準じて、照査断面を決定する。下面側が主鉄筋になる場合は照査断面は図 4-1 8 に示す部材断面において行う。フーチングの厚さ  $h=0.5m$  より、 $h/2=0.25m$  となる。

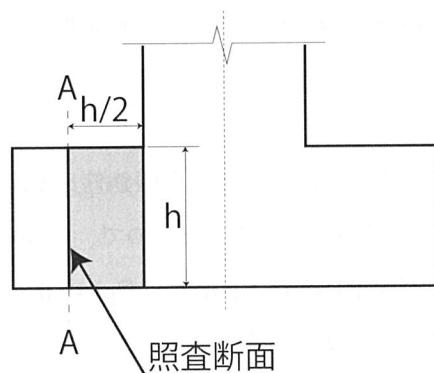


図 4-1 8 せん断力の照査断面

照査断面に働くせん断を求める。まず、図4-1-8における左側フーチングをピン一固定梁とする。次に左側フーチングの自重及び土砂の重量を求め、分布荷重に変換する。

コンクリートの比重を $2.3t/m^3$ 、土砂の比重を $2.0t/m^3$ とすると、

$$(左側フーチングの自重) = 26337.1\text{ N}$$

$$(左側フーチングの上載荷重) = 11450.9\text{ N}$$

$$(左側フーチングにかかる総荷重) = 26337.1 + 11450.9 = 37788.0\text{ N}$$

これを分布荷重 $q$ に変換すると、 $q = 37788.0 / (2l \cdot B) = 16186.5\text{ N/m}^2$

このとき、 $2l=0.82\text{m}$ 、 $B=1.8\text{m}$ である。

左側フーチングにおいて、左側フーチングの右端断面から $x$ の位置におけるせん断力 $Q_x$ は、

$$Q(x) = q(3l - 8x)B/8 \text{ より } Q(0.3) = 69838.3\text{ N} \text{ と算出された。}$$

一方、3-7-3の式8,9,10を用いて、せん断耐力を求める。

まず、斜引張鉄筋を用いない場合で計算を行う。このとき、式8における $S_s=0$ となる。

よって、3-7-3の式8は $P_c=S_c$ となる。

基礎の検討なので、 $C_c=1$ をとる。

道路橋示方書・同解説P157表4.2.2より $C_e=1.0$

フーチング基礎があるので、 $C_N=1$ をとる。

道路橋示方書・同解説P176表5.2.1より $\sigma_{ck}=24$ のとき、 $\tau_c=0.35$

$$b=2842$$

$$d=500-90=410$$

ここで、 $C_{pt}$ を算出する際は、軸方向引張鉄筋比 $p_t$ に関する補正係数である。道路橋示方書・同解説P157表4.2.3より、最小値は0.7であるので、最小の値を $C_{pt}$ として採用する。

道路橋示方書・同解説P157表4.2.3より $C_{pt}=1.0$

また、フーチングのせん断に対する設計においては、せん断スパン $a$ を求める必要がある。

なお、フーチング下面側が主鉄筋になる場合においては、柱又は壁全面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置から柱又は壁全面までの距離としてよい。つまり、せん断スパンは1となる。よって、せん断スパン $a=275\text{mm}$ となる。せん断スパン比 $a$ はフーチングの有効高 $d$ の2.5倍以下であるので、本計算においては、 $P_s$ を算出する際の係数に割り増し等をする必要はない。

したがって、せん断耐力 $P_s$ は、

$$P_s=C_c C_e C_{pt} C_N \tau c b d = 190855\text{ N} \text{ と算出された。}$$

よって、 $P=190855 > 69839.3 = Q$ (フーチング照査断面におけるせん断力)より、

仮定しているフーチングはせん断力に耐えうることが分かる。

また、フーチングには斜引張鉄筋は必要ないと判断できた。

#### ④鉄筋の配置

②より、照査断面に働く曲げモーメント  $M=15493.1 \text{ N} \cdot \text{m}$  と算出した。

必要鉄筋断面積  $As1=M/jd \cdot \sigma_{sa}$  の式を用いて、必要鉄筋断面積を算出する。

ここで、 $M=15493.1$ 、 $j=7/8$ 、 $\sigma_{sa}=180$ 、 $d=410$  より、

$$As1=239.9 \text{ mm}^2$$

つまり、有効幅 1720mm でフーチング鉄筋断面積は  $As1=61.77 \text{ mm}^2$  以上になるように配筋を行う必要がある。

また、本研究では、2 方向配筋かつ下面と上面の鉄筋は同量となるように配筋を行う。

以上から、フーチングの主筋は詳細断面において、1 方向あたり D22 を 7 本配置する。

D22 7 本の有効断面積は  $2710 \text{ mm}^2$  より、 $As1$  を満たしている。

#### 4-6-7 柱体部とフーチング部の接合部の設計

必要鉄筋量  $as$  は 3-7-4 の式 12 より

$$as=(T-Wc1)/\sigma_{sa}$$

ここで、引揚力  $T=$  (ボルトの引き抜き力)  $=81197.5 \text{ N}$

コンクリートの比重  $2.3 \text{ t/m}^3$  とすると、 $Wc1=2.3 \cdot 1000 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot 0.25 \cdot 9.81=2764.0 \text{ N}$

鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}=180 \text{ N/mm}^2$  より、

$$as=(81197.5-2764.0)/180=435.7 \text{ mm}^2$$

なお、フーチング上面にも、配筋をしており、上面の鉄筋量は算出された  $as$  を十分に満たすと考えられる。

また、必要な定着長  $L$  は 3-7-4 の式 13 より、

$$L \leq (T-Wc1)/(\pi \cdot d \cdot \tau_{OA} \cdot n)$$

ここで、 $T$ 、 $Wc1$  は上と同値を用いる。

$d : 25.4 \text{ mm}$

$\tau_{OA} : 1.6 \text{ N/mm}^2$

$n : 18$  本

$$L \leq (T-Wc1)/(\pi \cdot d \cdot \tau_{OA} \cdot n)=34.2 \text{ mm} \text{ と算出された。}$$

以上から、柱体部とフーチング部の接合には柱体部に用いる鉄筋 D25 16 本を定着長 35mm 以上で定着させればよい。なお、この軸方向鉄筋は下面鉄筋位置まで延ばし、フックをつけて定着させることとする。また、この軸方向鉄筋にはスターラップを下面鉄筋まで 15cm 間隔で設けることとする。

#### 4-6-8 基礎のまとめ

基礎検討の結果、当初仮定していた連続フーチング基礎で十分であるという結果が得られた。マス

ト 1 主支柱 1 本あたりに用いる基礎、鉄筋は以下の通りである。また、より基礎を安定させる為にコンクリートの基礎底部には割栗石を敷き、割栗石を敷き詰めた後に砂利を隙間に敷き詰め、そ上で捨てコンクリートを打設した上でコンクリート基礎を打設することとする。

<基礎形状>

- ・直接基礎独立フーチング形式
- ・柱体部寸法  $700 \times 700 \times 250$
- ・フーチング寸法 図 4-1-6 に示す通り

<使用鉄筋>

- ・柱体部 主鉄筋 SD345 D25 12 本
- ・柱体部 帯鉄筋 SD345 D13 4 本
- ・フーチング部上面 主鉄筋 SD345 D22 46 本
- ・フーチング部下面 主鉄筋 SD345 D22 46 本

<基礎底部>

- ・割栗石
- ・砂利
- ・捨てコンクリート

#### 4-7 固定部の設計図

ここまでに採用された固定金具、基礎を含めたマスト固定部の平面図を図4-1-9、図4-1-9におけるD-D'立面図を図4-2-0、溶接図を図4-2-1、図4-1-9におけるE-E'の配筋図を図4-2-2に示す。

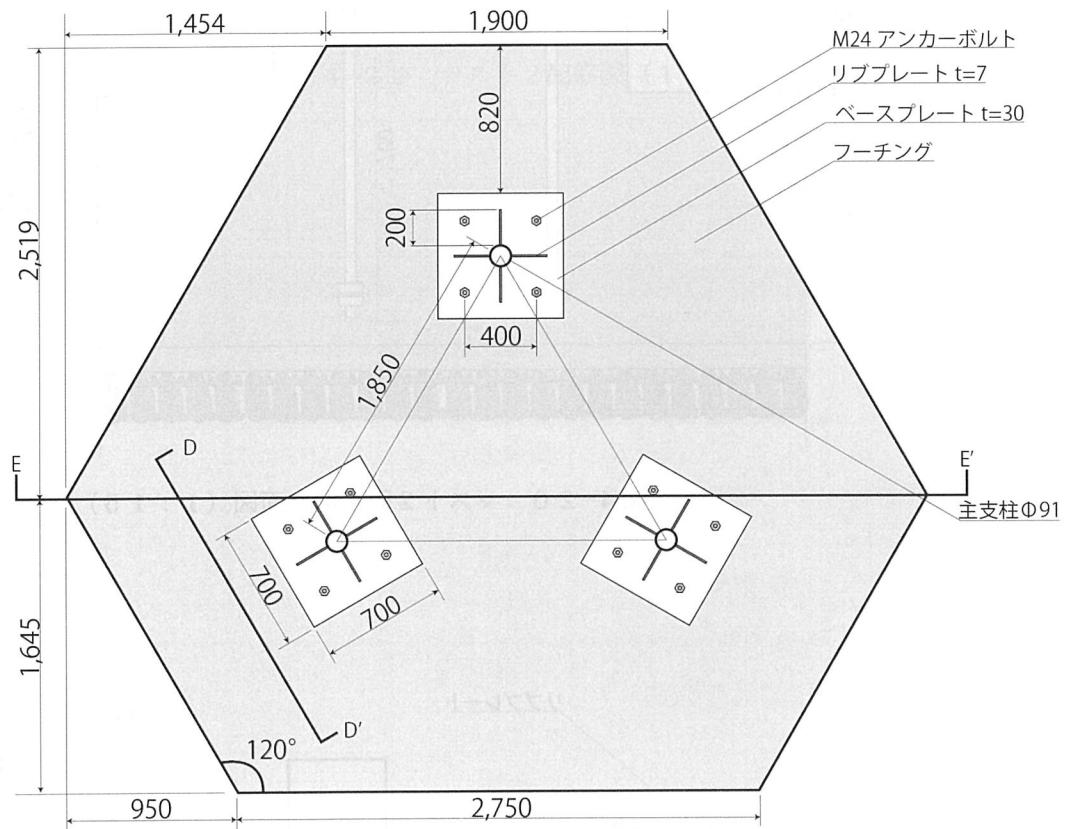


図4-1-9 マスト2固定部平面図 (1 : 40)

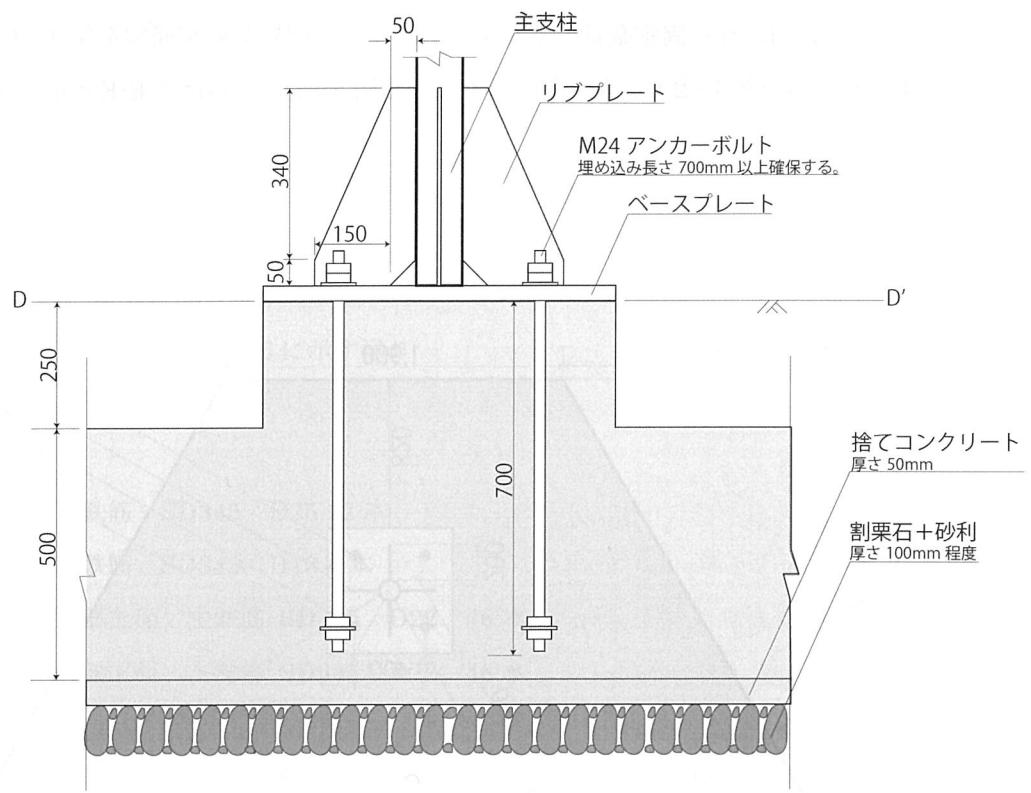


図 4-20 マスト 2 固定部立面図 (1 : 15)

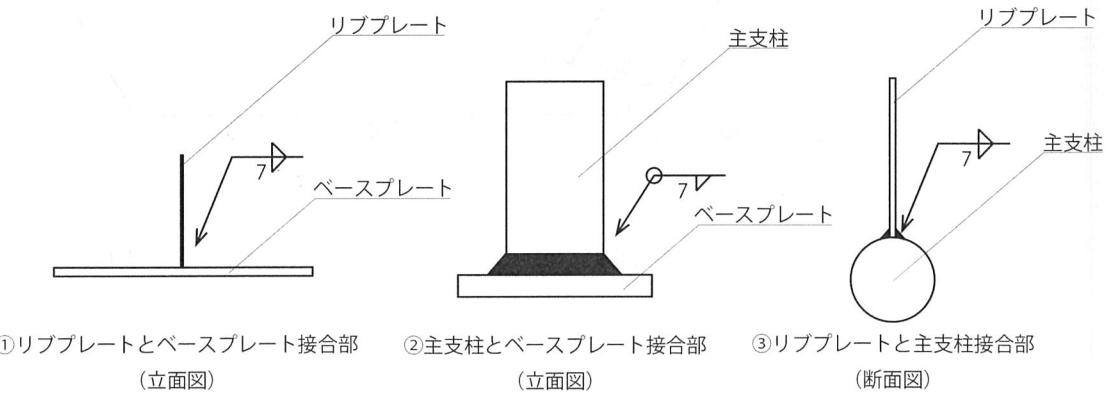


図 4-21 マスト 2 固定部溶接図

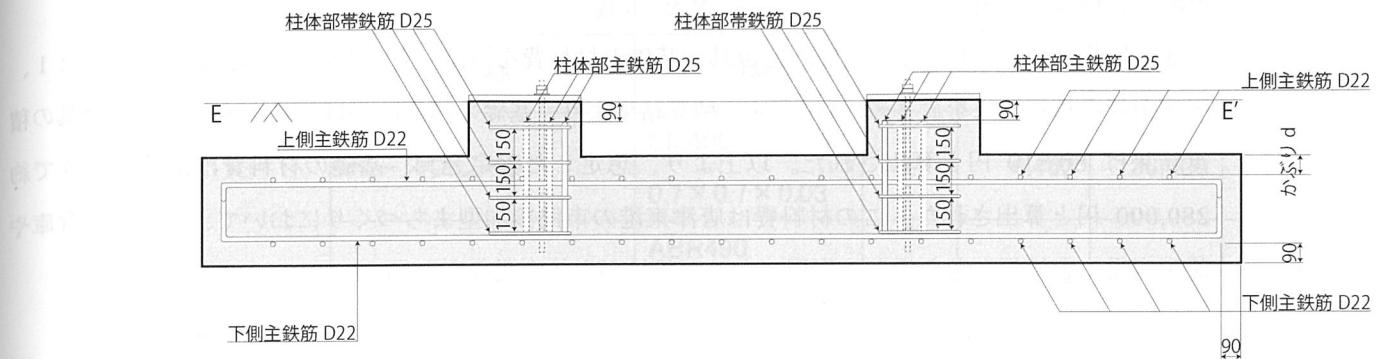


図 4-2-2 マスト 2 配筋図 (1 : 30)



#### 4-8 建設材料費の積算結果

建設物価 2016 年 1 月号を元に固定金具、基礎の材料費を算出した。基礎の積算結果を表 4-2 1 固定金具の積算結果を表 4-2 2 に示す。積算結果より、基礎の積算結果は 201,779 円、固定金具の算結果は 80,810 円と算出された。以上より、想定した固定金具、基礎の材料費は消費税抜きで 280,000 円と算出された。この材料費は唐津東港の市民参加型まちづくりにおいて、トロッコ倉庫 芝生広場の寄付額を考えると、実現できる可能性があると考えられる。

表 4-2 1 基礎の積算結果

種類	名称	規格	単位	数量	単価	金額
基礎	基礎コンクリート	レディミクストコンクリート 27-18-25	m <sup>3</sup>	8.93	13,500	120,600
	捨てコンクリート	レディミクストコンクリート 27-18-25	m <sup>3</sup>	1.03	13,500	13,800
	砂利	再生クラッシャーラン 40~0	m <sup>3</sup>	2.06	2,400	4,920
	割栗石	割栗石 50~150	m <sup>3</sup>	2.06	2,750	5,660
	柱脚部主鉄筋	SD345 D25	t	0.150	56,000	8,400
	柱脚部帯鉄筋	SD345 D13	t	0.029	58,000	1,680
	フーチング主鉄筋	SD345 D22	t	0.833	56,000	46,660
						計 201,779

表 4-2-2 固定金具の積算結果

種類	名称	規格	単位	数量	単価	金額
固定金具	ベースプレート	SM400 0.7×0.7×0.03	t	0.462	136,000	62,775
	アンカーボルト	ABR490 M24	組	12	909	10,908
	アンカーボルト定着板	丸座金 M24	個	12	11	132
	リブプレート	SM400 0.39×0.2×0.07	t	0.051	136,000	6,995
					計	80,810

## 第5章 マスト2の検討結果

### 5-1 はじめに

本章では第3章で示したフローに従って、マスト2の質量、重心及び設計荷重等を算出し、固定法、基礎を検討した結果を示す。

## 5-2 マスト本体の質量算出結果

### 5-2-1 計測結果

2014年6月24日、マスト1の計測日と同日にマスト2の計測を行なった。マスト2の計測結果を下図5-1、5-2、5-3、5-4、5-5に示す。マスト2は3本足のマストで、足場が中部と頂部にそれぞれ足場が取り付けられていた。底面は正三角形であった。マスト2の構成部材は主支柱3本、水平部材4組、中部足場（手すりを含む）、頂部足場（手すりを含む）、トラス2組、頂部鋼管、頂部レーダーと頂部レーダー取り付け部である。なお、はしごや頂部レーダーなどは取り外す事となっているため、取り外した状態を想定して計算を行う。マストは元々船につけられていたため、マスト主支柱底部にはリブプレートが取り付けられており、接合部と思われる箇所には、切断跡が見られた。マスト全体には塗装がされているため、マスト主支柱底部以外にはさびも見られず、状態はおおむね良好であった。なお、マスト鋼管の塗装厚は約1.0mm、鋼板の塗装厚は2.0mmであった。

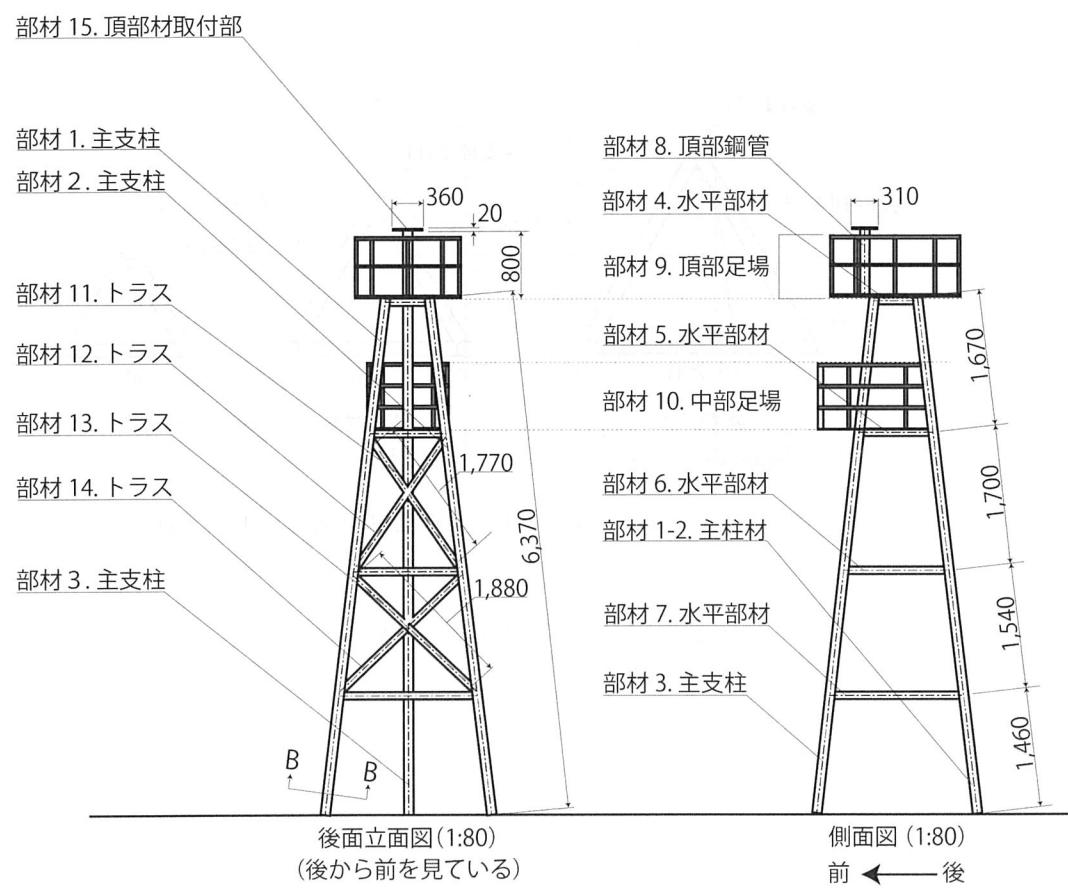


図5-1 マスト2後面立面図（1：80）及び側面図（1：80）

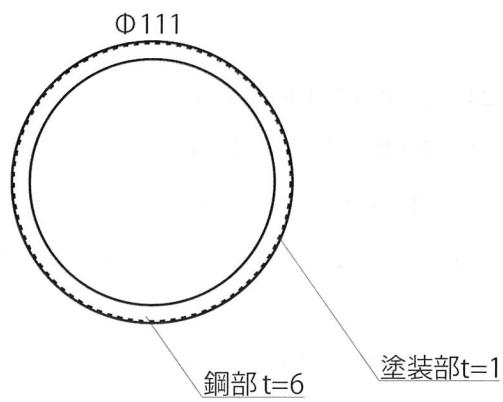


図 5-2 B-B 主支柱断面図 (1 : 3)

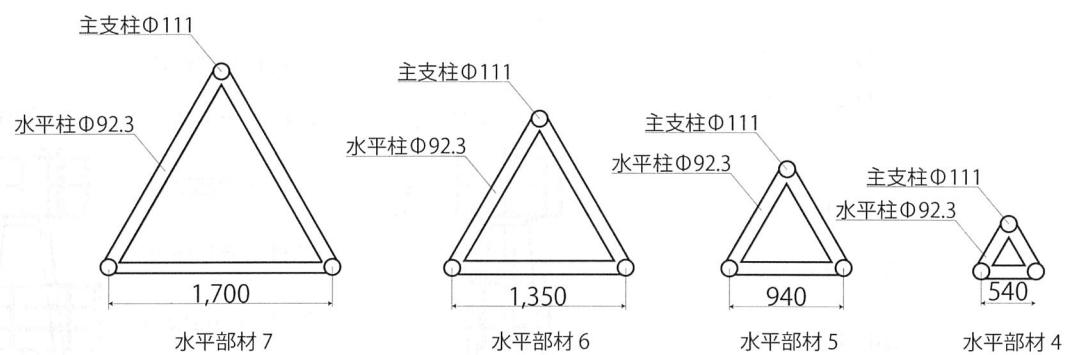


図 5-3 水平部材詳細図 (1 : 40)

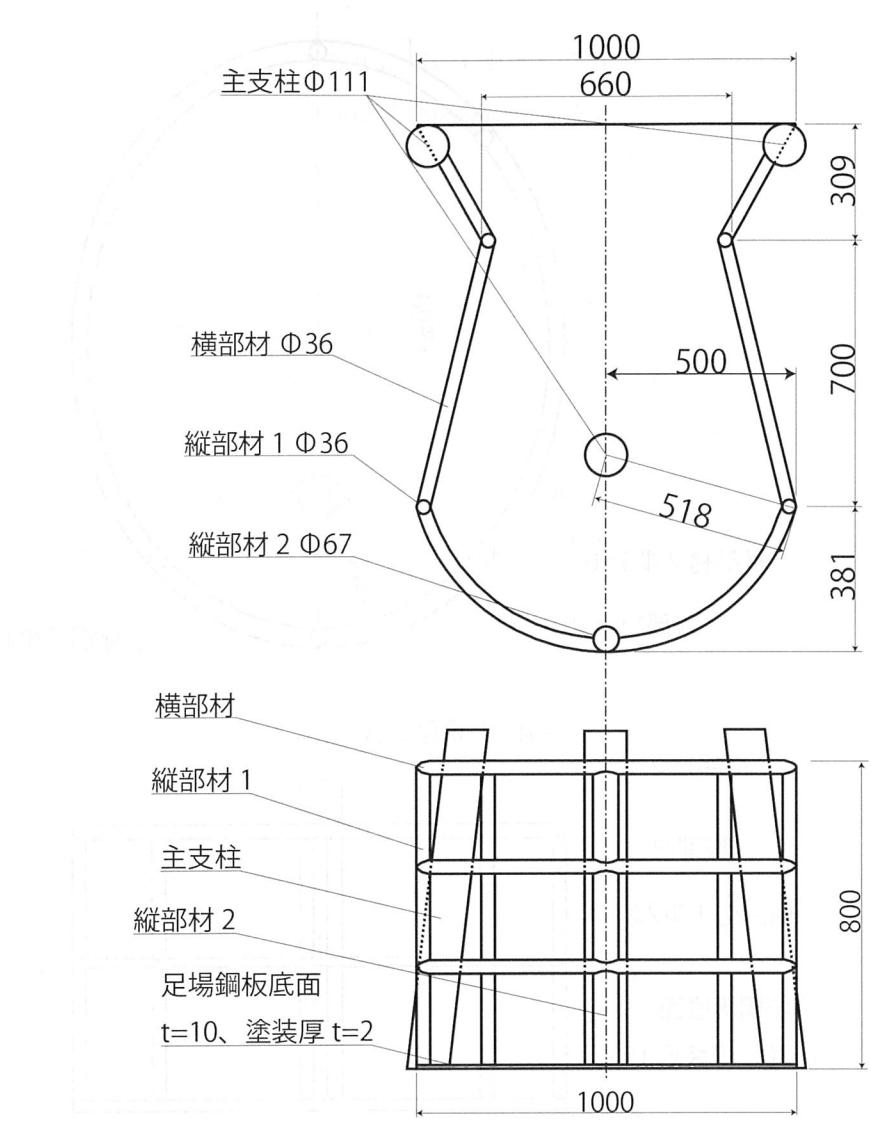


図 5-4 中部足場詳細図 (1 : 20)

(前から後を見ている)

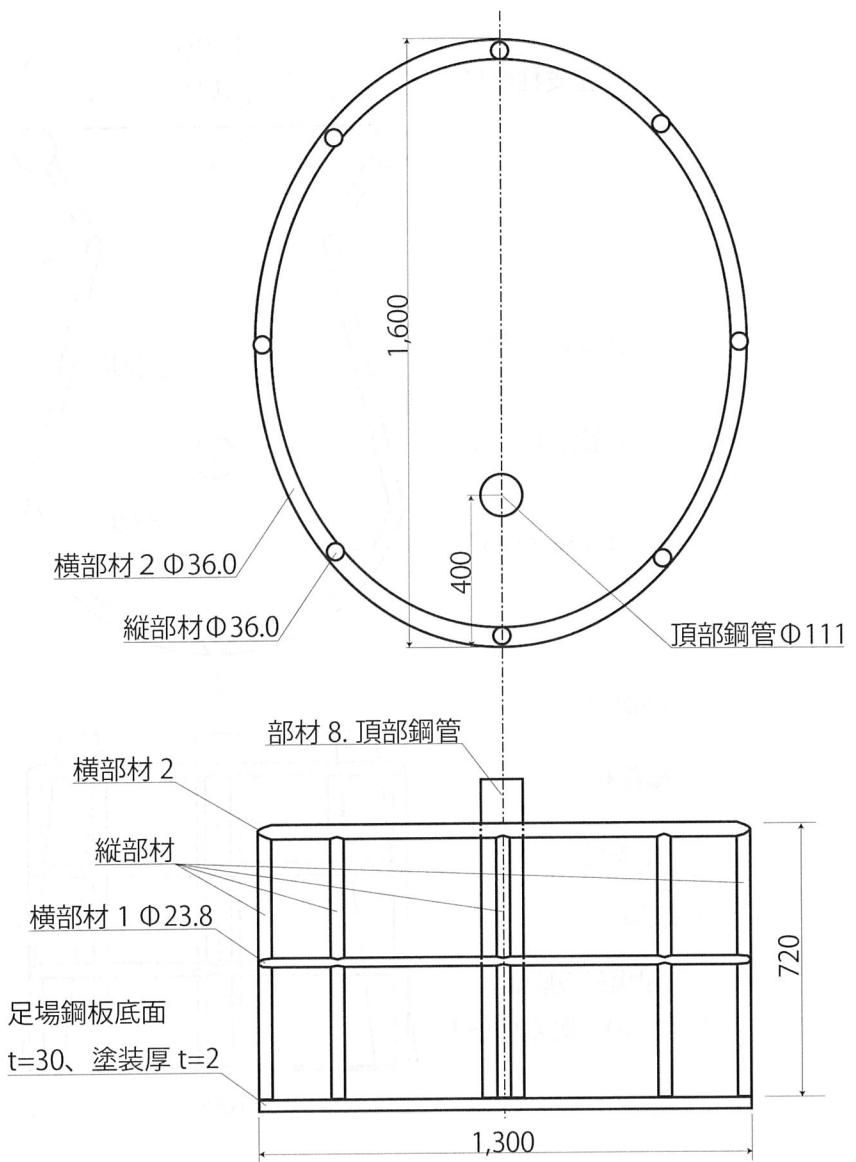


図 5-5 頂部足場詳細図 (1 : 20)

(前から後を見ている)

### 5-2-2 部材の規格推定

計測したデータを元に、マスト 2 に用いられている鋼管及び鋼板に対応する JIS 規格の製品を推定した。鋼管の推定では、鋼管の外径及び肉厚のデータから、最も近いと思われる規格の製品を推定した。鋼板の推定では、鋼板の厚さの計測データからもっとも近いと思われる規格の製品を推定した。用いた計測データとそのデータに最も近い規格の鋼管、鋼板の寸法を表 5-1、5-2 に示す。推定の結果、マスト 2 に用いられている鋼管の規格は JIS G 3444 STK400 であると推定できた。部材 1-3,8 の鋼管外半径は 114.3mm、肉厚は 6.0mm、部材 4-7 の鋼管外半径は 89.1mm、肉厚は 5.5mm、部材 9 横部材 1 の鋼管外半径は 27.1mm、肉厚は 2.0mm、部材 9 横部材 2、縦部材、部材 10 横部材、縦部材 1 の鋼管外半径は 34.0mm、肉厚は 2.3mm、部材 10 横部材 2 の鋼管外半径は 60.5mm、肉厚は 3.2mm、部材 11-14 の鋼管外半径は 76.3mm、肉厚は 5.2mm である。マスト 2 に用いられている鋼板の規格は規格は JIS G 3101 SS400 であると推定できる。部材 9 足場鋼板の鋼板厚さは 26.0mm、部材 10 足場鋼板の鋼板厚さは 6.0mm、部材 15 の鋼板厚さは 16mm である。また、推定された規格の部材の性質をまとめたものを表 5-3、5-4 に示す。

表 5-1 鋼管部材の計測値から推定された鋼管部材の規格の推定表

種類	部材番号	計測値				推定される部材の規格	規格寸法	
		塗装込外径 (mm)	塗装厚さ (mm)	鋼管部外径 (mm)	鋼管肉厚 (mm)		鋼管部外径 (mm)	鋼管肉厚 (mm)
鋼管	部材 1-3	111.0	1.0	109.0	6.0	JIS G 3444 STK 400	114.3	6.0
	部材 4-7	92.3	1.0	90.3	-	JIS G 3444 STK 400	89.1	5.5
	部材 8	111.0	1.0	109.0	-	JIS G 3444 STK 400	114.3	6.0
	部材 9 横部材 1	23.8	1.0	21.8	-	JIS G 3444 STK 400	21.7	2.0
	部材 9 横部材 2	36.0	1.0	34.0	-	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3
	部材 9 縦部材 1	36.0	1.0	34.0	-	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3
	部材 10 横部材	36.0	1.0	34.0	-	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3
	部材 10 縦部材 1	36.0	1.0	34.0	-	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3
	部材 10 縦部材 2	67.0	1.0	65.0	-	JIS G 3444 STK 400	60.5	3.2
	部材 11-12	79.6	1.0	77.6	-	JIS G 3444 STK 400	76.3	5.2
	部材 13-14	79.6	1.0	77.6	-	JIS G 3444 STK 400	76.3	5.2

表 5-2 鋼板部材の計測値から推定された鋼板部材の規格の推定表

種類	部材番号	計測値			推定される 鋼板の規格	規格寸法 鋼板厚さ (mm)
		塗装込外径 (mm)	塗装厚さ (mm)	鋼板厚さ (mm)		
鋼板	部材 9 足場鋼板	30.0	2.0	26.0	JIS G 3101 SS400	26.0
鋼板	部材 10 足場鋼板	10.0	2.0	6.0	JIS G 3101 SS400	6.0
鋼板	部材 15	20.0	2.0	16.0	JIS G 3101 SS400	16.0

表 5-3 推定された鋼管部材の性質表

部材種類	部材番号	鋼管規格	外径 (mm)	厚さ (mm)	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点 or 耐力 (N/mm <sup>2</sup> )	溶接部 引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )
鋼管	部材 1-3,8	JIS G 3444 STK 400	114.3	6.0	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 4-7	JIS G 3444 STK 400	89.1	5.5	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 9 横部材 1	JIS G 3444 STK 400	21.7	2.0	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 9 横部材 2、縦部材 部材 10 横部材、縦部材 1	JIS G 3444 STK 400	34.0	2.3	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 10 縦部材 2	JIS G 3444 STK 400	60.5	3.2	400 以上	235 以上	400 以上
鋼管	部材 11-14	JIS G 3444 STK 400	76.3	5.2	400 以上	235 以上	400 以上

表 5-4 推定された鋼板部材の性質表

部材種類	部材番号	鋼板規格	外径(mm)	厚さ (mm)	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏点 or 耐力 (N/mm <sup>2</sup> )
鋼板	部材 9 足場鋼板	JIS G 3101 SS400	-	26	400～510	235 以上
鋼板	部材 10 足場鋼板	JIS G 3101 SS400	-	6	400～510	245 以上
鋼板	部材 15	JIS G 3101 SS400	-	16	400～510	245 以上

## 5-2-2 部材の質量算出

マスト 2 の各部材の計測結果、規格の推定結果からマスト 2 の質量を算出する。このとき、マストの鋼板、钢管の鋼部と表面の塗料部で別々に質量を算出し、最後に鋼部と塗料を合わせたマスト全体の質量を算出する。3-3 より、钢管の鋼部である鋼鉄の比重は日本建築学会「塔状鋼構造設計指針・同解説」より、 $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  とする。塗料の比重は建築用塗料積算資料より、 $1.30\text{g}/\text{cm}^3$  とする。

### I. マスト钢管・鋼板の質量の算出

#### ①钢管の質量の求め方

図 5-6 に示すような钢管断面モデルを想定し、钢管の質量を算出する。钢管の内半径を  $r$ 、钢管の外半径を  $R'$ 、塗料部の外半径を  $R$  とする。钢管の断面積  $A = \pi R'^2 - \pi r^2$  となり、钢管の長さを 1 すると、钢管の体積  $V = Al$  となる。鋼鉄の比重は  $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  であることから、钢管の質量  $M = 7.85V$  と表される。この計算により、3 本の主支柱、鋼板を除いた水平部材、頂部アンテナ、頂部アンテナ支柱の質量を算出する。ここでの計算の代表例として、部材 1 の計算方法を示す。なお、各支柱と水平部材、各足場の横部材と縦部材は重複する部分があるが、計算を簡易化するために重複部分は無視することとする。重複部分を無視する事は実際よりも重い質量がマストの質量として算出されるが、結果として重い質量の方が、より強度のある固定金具を用いる事につながり、安全側で設計できる考えられるため、本計算においては、重複部分は無視することとする。

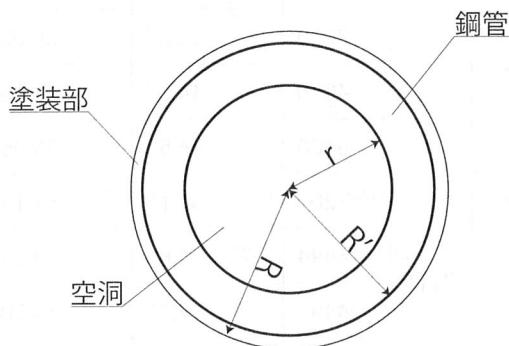


図 5-6 鋼管断面モデル

部材 1. 主支柱について

鋼管外半径  $R'=57.15\text{mm}$ 、鋼管内半径  $r=51.15\text{mm}$ 、長さ  $l=6370\text{mm}$

$$\text{断面積 } A = \pi (R'^2 - r^2) = 2041.41\text{mm}^2$$

$$\text{鋼管の体積 } V = Al = 13003761.99\text{mm}^3$$

$$\text{鋼管の質量 } M = 7.85V = 102.08\text{kg}$$

この計算と同様の方法で他部材の質量算出を行なう。なお、水平部材の長さについては一辺の長さの倍の値を長さとして設定している。各足場の縦部材、横部材の長さは各部材一本あたりの長さと本を掛けた値を長さとして設定している。

各鋼管部材の質量算出結果を表 5-5 に示す。マスト 1 の鋼管の総質量は 589.31kg と算出された。

表 5-5 マスト鋼管の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	長さ $l(\text{mm})$	鋼管 外半径 $R'(\text{mm})$	鋼管 内半径 $r(\text{mm})$	鋼管 断面積 $A(\text{mm}^2)$	鋼管 体積 $V(\text{mm}^2)$	鋼鉄 比重 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	部材 質量 $M(\text{kg})$	
1	主支柱	鋼管	6370	57.15	51.15	2041.41	13003761.99	7.85	102.08	
2			6370	57.15	51.15	2041.41	13003761.99	7.85	102.08	
3			6370	57.15	51.15	2041.41	13003761.99	7.85	102.08	
4	水平部材		1620	44.55	39.05	1444.50	2340096.97	7.85	18.54	
5			2820	44.55	39.05	1444.50	4073502.13	7.85	31.54	
6			4050	44.55	39.05	1444.50	5850242.42	7.85	45.54	
7			5100	44.55	39.05	1444.50	7366971.94	7.85	57.54	
8	頂部鋼管		800	57.15	51.15	2041.41	1633125.53	7.85	12.54	
9	横部材 1		4494	10.85	8.85	123.78	556224.57	7.85	4.54	
9	横部材 2		4494	17.00	14.70	229.05	1029366.52	7.85	8.54	
9	縦部材		5760	17.00	14.70	229.05	1319348.28	7.85	10.54	
10	横部材		9683	17.00	14.70	229.05	2217925.24	7.85	17.54	
10	縦部材 1		3200	17.00	14.70	229.05	732971.27	7.85	5.54	
10	縦部材 2		800	30.25	27.05	576.04	460833.94	7.85	3.54	
11	トラス		1770	38.15	32.95	1161.51	2055872.06	7.85	16.54	
12	トラス		1770	38.15	32.95	1161.51	2055872.06	7.85	16.54	
13	トラス		1880	38.15	32.95	1161.51	2183638.12	7.85	17.54	
14	トラス		1880	38.15	32.95	1161.51	2183638.12	7.85	17.54	
								鋼管総質量(kg)	589.31	

## ②鋼板の質量の求め方

鋼板には頂部足場の足場鋼板、中部足場の足場鋼板が該当する。鋼板の体積  $V$  は鋼板の表面積  $A$ 、鋼板の厚さ  $t$  を用いると、 $V=tA$  となる。ここで鋼鉄の比重は鋼管と同様に  $7.85\text{g}/\text{cm}^3$  とすると、鋼板の質量  $M=7.85V$  と表される。ここでの計算の代表例として、部材 9 の計算例を示す。

### 部材 9. 頂部足場の足場鋼板について

部材 9 足場鋼板は図 5-5 のように長軸  $1600\text{mm}$ 、短軸  $1300\text{mm}$  の橜円形をしている。部材 9 の表面積は橜円の面積を求めれば良い。

鋼板の厚さ  $t=26\text{mm}$

鋼板の表面積  $A=800 \cdot 650 \cdot \pi = 1570796.00\text{mm}^2$

鋼板の体積  $V=At=40840696\text{mm}^3$

鋼板の質量  $M=7.85V=320.60\text{kg}$

この計算と同様の方法で部材 9,10,15 の鋼板の質量算出を行なう。

各鋼板部材の質量算出結果を表 5-6 に示す。マスト 2 の鋼板の総質量は  $413.77\text{kg}$  と算出された。

表 5-6 マスト鋼板の質量の算出表

部材番号	部材名	部材種類	鋼板厚さ $t(\text{mm})$	鋼板表面積 $A(\text{mm}^2)$	鋼板体積 $V(\text{mm}^3)$	鋼鉄比重 $(\text{g}/\text{cm}^3)$	部材質量 $M(\text{kg})$
9	頂部足場	鋼板	26	1570796.00	40840696	7.85	320.60
10	中部足場		9	1120325.90	10082933	7.85	79.15
15	頂部材取付部		16	111600.00	1785600	7.85	14.02
鋼板総質量(kg)					413.77		

①～②より、

マスト2の鋼管の総質量は589.31kg、鋼板の総質量は413.65kgと算出され、マスト2の鋼管・鋼板の総質量は $589.31+413.65=1002.95\text{kg}$ と算出された。

## II. マストに用いられている塗料質量の算出

鋼管・鋼板の塗装厚さは 1.0mm として、钢管、鋼板の質量の求め方と同様に塗料の質量を算出した。なお、塗料の比重は建築用塗料積算資料(2010.7)より、 $1.30\text{g/cm}^3$  とする。マスト钢管塗料の質量算出表を表 5-7、鋼板塗料の質量の算出表を表 5-8 に示す。なお、鋼板の塗料厚さ 4mm としているのは、鋼板の両面に 2mm の塗装が施されていた為である。表 5-7 よりマストの钢管塗料の質量は 20.68kg と算出され、表 5-8 より、マストの鋼板塗料の質量は 14.57kg と算出された。以上より、マストに用いられている塗料の総質量は  $20.61+14.57=35.18\text{kg}$  と算出された。

表 5-7 マスト钢管塗料の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	長さ l(mm)	塗料外半径 R'(mm)	塗料内半径 r(mm)	塗料断面積 A( $\text{mm}^2$ )	塗料体積 V( $\text{mm}^2$ )	塗料比重 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	部材質量 M(kg)
1	主支柱		6370	58.15	57.15	362.23	2307377.28	1.30	3.00
2			6370	58.15	57.15	362.23	2307377.28	1.30	3.00
3			6370	58.15	57.15	362.23	2307377.28	1.30	3.00
4	水平部材		1620	45.55	44.55	283.06	458553.15	1.30	0.60
5			2820	45.55	44.55	283.06	798222.14	1.30	1.04
6			4050	45.55	44.55	283.06	1146382.87	1.30	1.49
7			5100	45.55	44.55	283.06	1443593.24	1.30	1.88
8	頂部钢管		800	58.15	57.15	362.23	289780.51	1.30	0.38
9	横部材 1	钢管	4494	11.85	10.85	71.31	320464.41	1.30	0.42
9	横部材 2		4494	18.00	17.00	109.96	494141.11	1.30	0.64
9	縦部材		5760	18.00	17.00	109.96	633345.08	1.30	0.82
10	横部材		9683	18.00	17.00	109.96	1064701.46	1.30	1.38
10	縦部材 1		3200	18.00	17.00	109.96	351858.38	1.30	0.46
10	縦部材 2		800	31.25	30.25	193.21	154566.36	1.30	0.20
11	トラス		1770	39.15	38.15	242.85	429835.85	1.30	0.56
12	トラス		1770	39.15	38.15	242.85	429835.85	1.30	0.56
13	トラス		1880	39.15	38.15	242.85	456548.81	1.30	0.59
14	トラス		1880	39.15	38.15	242.85	456548.81	1.30	0.59
								塗料総質量(kg)	20.61

表 5-8 マスト鋼板塗料の質量算出表

部材番号	部材名	部材種類	塗料厚(mm)	塗料表面積(mm <sup>2</sup> )	塗料体積(mm <sup>3</sup> )	塗料比重	塗料質量(kg)
9	頂部足場	鋼板	4	1570796.00	6283184	1.30	8.17
10	中部足場		4	1120325.90	4481303.6	1.30	5.83
15	頂部材取付部		4	111600.00	446400	1.30	0.58
						鋼板塗料総質量(kg)	14.57

### III. マスト全体の質量

マスト鋼管・鋼板の質量とマスト鋼管・鋼板に用いられている塗料の質量を算出した。これにより、各部材ごとの鋼部と塗料を合わせた総質量、及びマスト全体の総質量を算出することができる。下表5-9に部材ごとに算出した質量を示す。以上から、マスト2の総質量は1038.25kgと算出された。

表5-9 マスト各部材ごとの鋼管・鋼板部の質量と塗料部の質量の算出表

部材番号	部材名	部材種類	鋼管質量(kg)	塗料部質量(kg)	部材質量(kg)	
1	主支柱	鋼管	102.08	3.00	105.08	
2			102.08	3.00	105.08	
3			102.08	3.00	105.08	
4			18.37	0.60	18.97	
5			31.98	1.04	33.01	
6			45.92	1.49	47.41	
7			57.83	1.88	59.71	
8	頂部鋼管		12.82	0.38	13.20	
9	横部材1		4.37	0.42	4.78	
9	横部材2		8.08	0.64	8.72	
9	縦部材		10.36	0.82	11.18	
10	横部材		17.41	1.38	18.79	
10	縦部材1		5.75	0.46	6.21	
10	縦部材2		3.62	0.20	3.82	
11	トラス		16.14	0.56	16.70	
12	トラス		16.14	0.56	16.70	
13	トラス		17.14	0.59	17.74	
14	トラス		17.14	0.59	17.74	
9	頂部足場	鋼板	320.60	8.17	328.77	
10	中部足場		79.15	5.83	84.98	
15	頂部材取付部		14.02	0.58	14.60	
			総鋼管質量(kg)	総塗料質量(kg)	総質量(kg)	
			1003.07	35.18	1038.25	

#### 5-2-4 重心位置の算出

5-2-3により、マスト2全体の質量は1038.25kgと算出された。次にマスト2の重心位置を算出する。マスト2の重心の位置は下図5-7のx,y,z軸モデルを用いて、下式を用いて重心を算出する。このとき、y軸正の方向を前面（正面）、負の方向を後面とする。また原点Oを底面三角形の重心とする。

$$\Sigma \text{ (部材の質量} \times \text{部材の重心位置)}$$

$$\text{重心の位置} = \frac{\Sigma \text{ (部材の質量} \times \text{部材の重心位置})}{\text{総質量}}$$

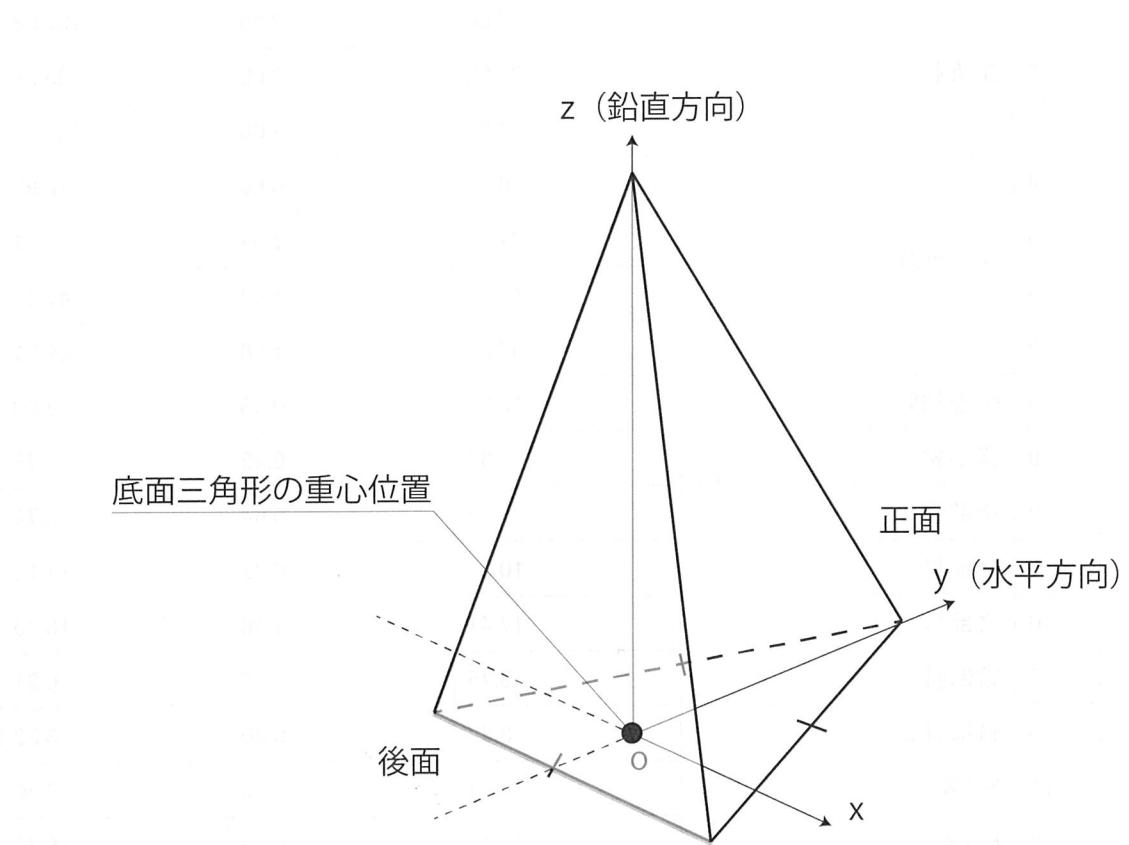


図5-7 マスト2のx,y,z軸モデル

なお、マスト 2 は x 軸方向に対して、線対称であるため、x 軸方向の重心位置は 0mm である。したがって、y 軸方向、z 軸方向のみ算出することとする。この計算を行なう際に各部材の z,y 方向の重心位置を求める必要がある。各部材の z,y 軸方向の重心位置を算出した後、5・2・3 で算出された各部材の質量を用いて、全体の z,y 軸における重心位置算出する。

### ①各部材の鉛直方向位置（z 方向）の算出

まず、マスト（主支柱）の高さを算出する。

図 5-8 を用いて、主支柱の高さ H、マストの主支柱と地表面とのなす角度  $\theta$  を算出する。

底面正三角形の一辺 2040mm より、

$$\text{底面三角形の外接円の半径 } R = 2040 / (2 \times \sin 60^\circ) = 1177.80 \text{ mm}$$

頂面正三角形の一辺 540mm より、

$$\text{頂面三角形の外接円の半径 } R' = 540 / (2 \times \sin 60^\circ) = 311.77 \text{ mm}$$

マスト主支柱の長さ L=6370mm より、

$$\text{マスト主支柱の高さ } H = (L^2 + (R - R')^2)^{0.5} = 6310.86 \text{ mm}$$

マストの頂部には頂部鋼管(長さ 800mm)、頂部材取付部（厚さ 20mm）が含まれるので、

マスト全体の高さ  $H' = H + 800 + 20 = 7130.86 \text{ mm}$  となる。

このとき、マスト底面とマストのなす角  $\theta$  は、 $\cos \theta = (R - R')/L$  より  $\theta = 82.19^\circ$  と算出された。

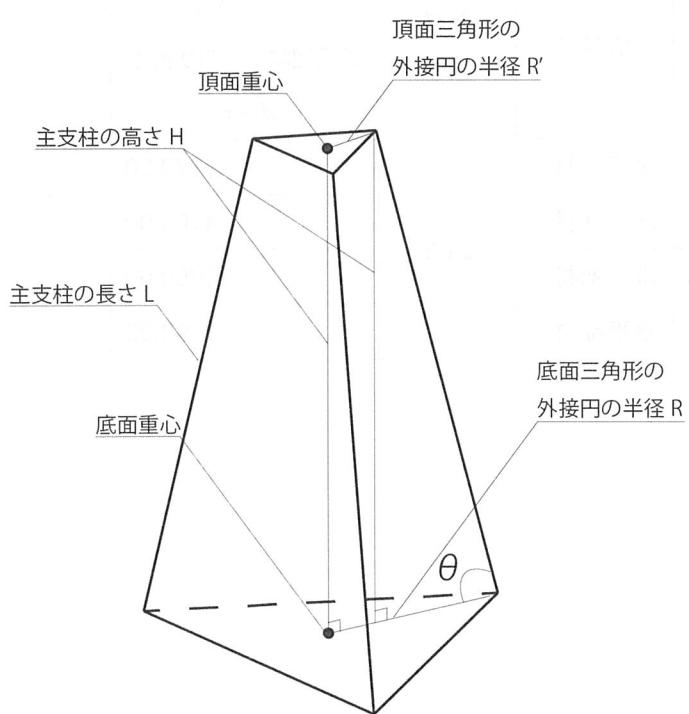


図 5-8 マスト主支柱の高さと主支柱と地表面をなす角度の算出モデル図

次に各部材の重心の位置を算出する。

主支柱の重心位置は主支柱の高さ  $H$  の半分となる。よって、主支柱 3 本の重心位置は  $6310.86/2=3155.43\text{mm}$  となる。各主支柱の重心位置の算出結果を表 5-1 0 に示す。

表 5-1 0 主支柱の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
1	主支柱	鋼管	3155.43
2	主支柱		3155.43
3	主支柱		3155.43

水平部材の高さは 図 5-9 に示すようなモデルを用いて計算する。図 5-9 より、水平部材の高さ  $h=x\sin \theta$  と表される。なお、各水平部材の高さは各水平部材の重心の位置と一致する。例えば、部材番号 7. 水平部材においては、計測結果より、主支柱底面からの水平部材までの長さ  $x$  は 1460mm であるので、水平部材の高さ（重心位置） $h$  は  $h=x\sin \theta = 1460 \times \sin 82.19^\circ = 1446.44\text{mm}$  と算出される。各水平部材の重心位置の算出結果を表 5-1 1 に示す。

表 5-1 1 水平部材の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	底面から 水平部材までの長さ $x(\text{mm})$	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
4	水平部材	鋼管	6370.00	6310.86
5	水平部材		4700.00	4656.36
6	水平部材		3000.00	2972.15
7	水平部材		1460.00	1446.44

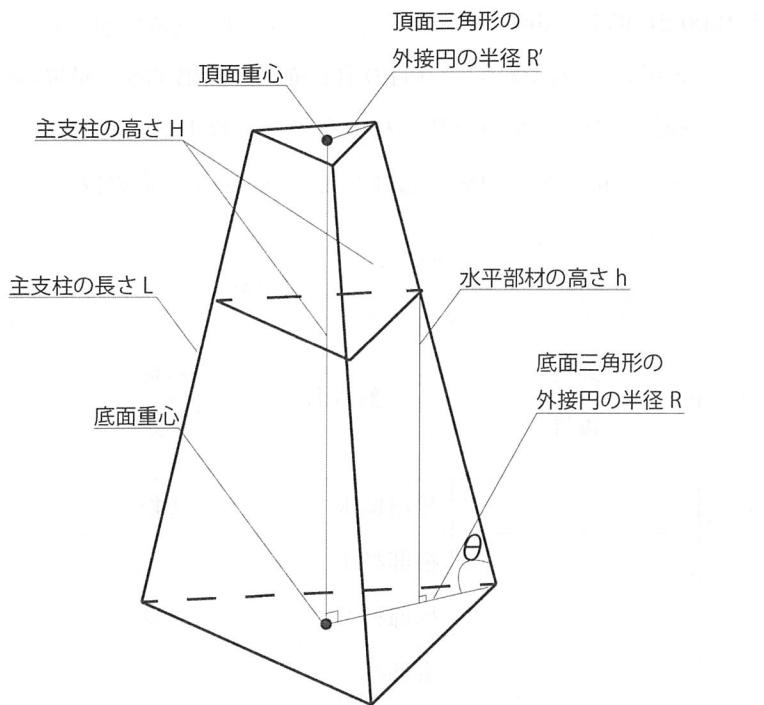


図 5-9 水平部材の高さの算出モデル図

頂部鋼管支柱の重心位置は主支柱の高さ H に頂部鋼管の長さ 800mm の半分を足した値となる  
 $H + (800/2) = 6710.86\text{mm}$  となる。

頂部足場の構成部材の z 方向の重心位置を算出する。足場鋼板の重心位置は足場底面の高さする。横部材の重心位置は横部材の高さと一致する。縦部材の重心位置は縦部材の高さの中心に一致する。頂部足場の構成部材の底面からの z 方向の位置を下表 5-1-2 に示す。

表 5-1-2 頂部足場の構成部材の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
9	足場鋼板	鋼板	6430.55
9	横部材 1	鋼管	6805.55
9	横部材 2		7165.55
9	縦部材		6760.00

中部足場の構成部材の z 方向の重心位置を算出する。足場鋼板の重心位置は足場鋼板の高さとする。横部材は同寸法で均等間隔に 3 本設置されているため、横部材 3 本の重心位置は 2 本目の材の高さの中心の位置に一致する。縦部材 1 の重心位置は縦部材の高さの中心の位置に一致する。部材 2 の重心位置は縦部材 2 の高さの中心の位置に一致する。中部足場の構成部材の底面からの z 方向の位置を下表 5-1-3 に示す。

表 5-1-3 中部足場の構成部材の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
10	足場鋼板	鋼板	4760.55
10	横部材	鋼管	5288.88
10	縦部材 1		4795.55
10	縦部材 2		5155.55

トラス部材の重心位置を算出する。各トラスの重心位置は各トラスの中心位置に一致する。各トラスは2本の水平部材間に取り付けられているので、該当する2本の水平部材の高さの中心位置を算出すれば良い。トラス部材の底面からのz方向の位置を下表5-14に示す。

表5-14 トラス部材の重心位置の算出結果

部材番号	部材名	部材種類	重心の鉛直方向位置 地面からの高さ (mm)
11	トラス	鋼管	3850.00
12	トラス		3850.00
13	トラス		2230.00
14	トラス		2230.00

頂部材取付部の重心位置は主支柱の高さHに頂部鋼管支柱の長さ800mmを足した値に頂部材取付部の厚さ20mmの半分を足した値となるので、 $H+800+(20/2)=7120.86\text{mm}$ となる。

以上から各部材のz方向の重心位置を算出した。また、各部材の質量も算出されているため、各部材の質量×位置を算出することができる。例えば、部材1の主支柱においては、部材質量105.08kg、重心位置3180.08mmなので質量×位置= $105.08 \times 3180.08 = 328906.46\text{mm}$ と算出される。これと同様の計算を各部材ごとに行なう。各部材の質量×位置の総和を全質量で割ると重心位置を算出することができる。各部材の質量×位置を算出した表を表5-15に示す。

計算の結果、マスト2のz軸方向の重心位置は底面から4550.33mmのところにある。

表 5-15 マスト 2 の z 方向重心位置の算出表

部材番号	部材名	部材種類	部材質量(kg)	Z 方向重心位置 地面からの高さ (mm)	質量 × 位置	重心位置 地面からの高さ (mm)
1	主支柱	鋼管	105.08	3130.08	328906.46	4550.33
2	主支柱		105.08	3130.08	328906.46	
3	主支柱		105.08	3130.08	328906.46	
4	水平部材		18.97	6310.86	119690.93	
5	水平部材		33.01	4656.36	153728.28	
6	水平部材		47.41	2972.15	140923.39	
7	水平部材		59.71	1446.44	86363.42	
8	頂部鋼管		13.20	6660.17	87892.57	
9	足場鋼板	鋼板	328.77	6430.55	2114156.51	4550.33
9	横部材 1	鋼管	4.78	6805.55	32550.72	
9	横部材 2		8.72	7165.55	62504.45	
9	縦部材		11.18	6760.00	75578.37	
10	足場鋼板	鋼板	84.98	4760.55	404535.92	
10	横部材	鋼管	18.79	5288.88	99403.64	4550.33
10	縦部材 1		6.21	4795.55	29786.31	
10	縦部材 2		3.82	5155.55	19686.38	
11	トラス	鋼管	16.70	3850.00	64284.92	
12	トラス		16.70	3850.00	64284.92	
13	トラス		17.74	2230.00	39549.21	
14	トラス		17.74	2230.00	39549.21	
15	頂部材取付部	鋼板	14.60	7070.17	103205.22	
		合計	1038.25	合計	4724393.78	

## ②各部材の水平方向位置（y 方向）の算出

主支柱については3本の主支柱のy軸方向重心位置を合わせると、y軸方向の底面の正三角形の重心の位置と一致し、y方向の重心位置は0となるため、今回の計算では省略する。

水平部材については、いずれにおいても、y軸方向の底面の正三角形の重心の位置と一致し、y方向の重心位置は0となるため、今回の計算では省略する。

頂部鋼管の重心位置は図5-1より、頂部鋼板の中心（底三角形の重心）からy方向に400mm離れているので、水平方向の重心位置は400mmである。

頂部足場の重心位置については、各部材に分けて算出する。足場鋼板については、底面三角形の重心位置と一致し、y方向の重心位置は0となるため、今回の計算では省略する。横部材についても、底面正三角形の重心位置と一致し、y方向の重心位置は0となるため、今回の計算では省略する。さらに縦部材についても、y軸から見て、均等に配置されているので、8本全ての縦部材のy軸方向の重心位置を合わせると、底面三角形の重心位置と一致し、y方向の重心位置は0となるため、今回の計算では省略する。

中部足場の重心位置については、各部材に分けて算出する。縦部材1については、縦部材4本は台形をなしているので、台形の重心の位置を求め、そこから底面三角形の重心位置分の補正をし、算出する。縦部材2の重心の位置は、図5-1より、518mmに底面正三角形の外接円の半径を足した値として算出できる。横部材及び足場鋼板については、部材を更に細かな部材に分けて、それぞれの重心位置を算出し、全体の重心位置を算出する。

トラス部材については、接続している2本の水平部材のy軸方向中心位置が各トラスのy軸方向の重心位置となる。

頂部材取付部については、頂部鋼管と同様の位置にあるため、y軸方向の重心位置は400mmである。

以上から各部材のy方向の重心位置を算出する。また、各部材の質量も算出されているため、各部材の質量×位置を算出することができる。例えば、部材8の頂部鋼管においては、部材質量13.20kg、重心位置400.00mmなので質量×位置=13.20×400.00=5278.0mmと算出される。これと同様の計算を各部材ごとに行なう。各部材の質量×位置の総和を全質量で割ると重心位置を算出することができる。各部材の質量×位置の値の算出結果を表5-1-6に示す。

計算の結果、マスト2のy軸方向の重心の位置底面重心からy方向に66.19mmのところにある。

表 5-16 マスト 2 の y 方向重心位置の算出表

部材番号	部材名	部材種類	部材質量(kg)	y 方向重心位置 底面重心からの長さ(mm)	質量 × 位置	重心位置 底面重心からの長さ(mm)
1	主支柱	鋼管	105.08	-	0.00	66.19
2	主支柱		105.08	-	0.00	
3	主支柱		105.08	-	0.00	
4	水平部材		18.97	-	0.00	
5	水平部材		33.01	-	0.00	
6	水平部材		47.41	-	0.00	
7	水平部材		59.71	-	0.00	
8	頂部鋼管		13.20	400.00	5278.70	
9	足場鋼板	鋼板	328.77	-	0.00	66.19
9	横部材 1	鋼管	4.78	-	0.00	
9	横部材 2		8.72	-	0.00	
9	縦部材		11.18	-	0.00	
10	足場鋼板	鋼板	84.98	681.20	57886.14	66.19
10	横部材	鋼管	18.79	762.30	14327.30	
10	縦部材 1		6.21	339.40	2108.09	
10	縦部材 2		3.82	1060.70	4050.26	
11	トラス	鋼管	16.70	-370.90	-6193.06	66.19
12	トラス		16.70	-370.90	-6193.06	
13	トラス		17.74	-236.30	-4190.80	
14	トラス		17.74	-236.30	-4190.80	
15	頂部材取付部	鋼板	14.60	400.00	5838.91	
	合計		1038.25	合計	68721.69	

### 5・3 風荷重の算出結果

#### 5・3・1 はじめに

3・4 で述べた式、条件を用いて、マストに掛かる風荷重を算出する。風向はマスト 2 の垂直投影断面積が一番大きい向きとし、地表と水平に吹いたとする。このとき、各足場の足場鋼板鋼板については、マストの想定している風向に対して、平行に取り付けられているので、風荷重は発生しないものとする。

#### 5・3・2 風力係数 $cf$ の設定

マスト 2においては頂部材取付部の風力係数は 1.2、主支柱、頂部鋼管支柱、各足場の縦部材、トラスの風力係数は 0.9、水平部材、各足場の横部材の風力係数は 0.7 と設定できる。

#### 5・3・3 速度圧 $qz$ の算出

速度圧  $qz$  を算出する。3・4 の式 2、3 より

$$qz=q \times kz = 0.6 \times E \times V_0^2 \times kz$$
 と変形できる。

設置予定箇所にあたる唐津市は地表面粗度区分 II であるので、建設省告示(平成 12 年告示第 1454 号)によると、地表面粗度区分 II では、 $Zb$ 、 $ZG$ 、 $\alpha$  は下記の値で設定することができる。

$$Zb=5\text{ m}, ZG=350\text{ m}, \alpha=0.15$$

また、マストの高さ  $H=7130.86\text{mm}=7.13\text{m}$  である。

マストの高さ  $H=7.13\text{m}$  は  $Zb=5\text{m}$  より大きいため、当該部分の高さ、つまり計算をする部材の高さによって、 $kz$  の値は下記のように計算できる。

$$\cdot \text{部材の高さが } 5\text{m} \text{ 以下の場合(3-4 の条件 2)} \quad kz=(Zb/H)^{2\alpha}=(5/7.13)^{2 \times 0.15}=0.899$$

$$\cdot \text{部材の高さが } 5\text{m} \text{ を超える場合(3-4 の条件 3)} \quad kz=(Z/H)^{2\alpha}=(Z/7.13)^{2 \times 0.15}=0.555Z^{0.3}$$

ここで、速度圧  $qz$  を算出する際に必要となる  $E$  を算出する。

$E$  は 3-4 の式 4 より、 $E=Er^2 \times Gf$  と与えられる。

マストの高さ  $H=7.13\text{m}$  は  $Zb=5\text{m}$  よりも大きいため、 $H$  が  $Zb$  を超える場合の 3-4 の条件 5 の  $Er$  の算出式を採用する。ガスト影響係数  $Gf$  は建設省告示(平成 12 年告示第 1454 号)によると、 $H \leq 10$  のとき  $Gf=2.2$ 、 $H \geq 40$  のとき 2.0、 $10 < H < 40$  のときは直線補間により算出しなければならないと決められている。ここで、マストの高さ  $H=7.13\text{m}$  なので  $Gf=2.2$  と算出された。

以上から、 $E$  の値は以下のように算出される。

$$E = Er^2 \times Gf = (1.7 \times (H/ZG)^\alpha)^2 \times 2.172 = (1.7 \times (7.13/350)^{0.15})^2 \times 2.20 = 1.977$$

このとき、速度圧  $q_z$  は基準風速  $V_0$  が 34m/s のとき、3-4 の式 2 を用いて、下記のように算出された。

$$q_z = q \times k_z = 0.6 \times E \times V_0^2 \times k_z = 0.6 \times 1.977 \times 34^2 \times k_z$$

・対象部材の高さ  $Z$  が 5m 以下の場合  $k_z = 0.899$  つまり  $q_z = 1232.821$

・対象部材の高さ  $Z$  が 5m を超える場合  $k_z = 0.555Z^{0.3}$  つまり  $q_z = 760.692Z^{0.3}$

### 5-3-4 受風面積の算出

風荷重の算出時に必要となる受風面積算出の際は、後の風荷重算出時に速度圧  $q_z$  地上からの高さ 5m を区切りに異なる値を取るので、高さ 5m 以下の部材と 5m を超える部材に分けて受風面積を算出した。なお、主支柱については高さが地上から計測して 5m を超えているため、5m 以下の部分と 5m を超える部分の 2 つに分けて算出を行なった。また、骨組み鉄塔かつ鋼管の場合であるので各受風面積には割り増し率 12%を掛けることとする。ここでの風向は地面と水平方向であるとする。なお、地面からの高さ 5m の位置は中部足場のほぼ中央の高さに一致するので、計算の都合上、中部足場については、全部材を 5m 以上とみなして計算を行う。

#### ①主支柱について

主支柱は高さ 5m 未満と 5m 以上の部材に分けて計算する。

主支柱の受風面積  $A = (\text{垂直投影面積}) = \text{部材の高さ } h \times \text{部材の幅 } b$  と表される。

高さ 5m 未満の主支柱部分に関しては

主支柱の高さ（長さ） $h = 5000\text{mm}$ 、幅  $b = (\text{主支柱の直径}) = 116.3\text{mm}$  なので、

主支柱 1 本あたりの受風面積  $A = 5000 \cdot 116.3 = 0.6\text{m}^2$  と算出された。

高さ 5m 以上の主支柱部分に関しては、

主支柱の高さ（長さ） $h = 7130.9 - 5000 = 2130.9\text{mm}$ 、幅  $b = 91.1\text{mm}$  なので、

主支柱 1 本あたりの受風面積  $A = 2130.9 \cdot 91.1 = 0.2\text{m}^2$  と算出された。

#### ②水平部材について

水平部材の受風面積  $A = \text{水平部材の一辺の長さ } x \times \text{高さ } h$  と表される。

なお、水平部材については、三角形の形をしており、上記の計算式で計算を行なうと、三角形 1 辺もしくは 2 辺の受風面積のみ算出されてしまう。しかしながら、実際には残りの 1 辺もしくは 2 辺にも風荷重はかかるため、水平部材の受風面積は上記の計算式の 2 倍で算出する必要がある。

つまり、水平部材の受風面積  $A$  は以下の式で算出できる。

水平部材の受風面積  $A = \text{水平部材の一辺の長さ } x \times \text{高さ } h \times 2$

なお、ここでの高さ  $h$  は鋼管の直径  $d$  のことである。

ここでは計算の代表例として、水平部材 7 の受風面積の計算方法を示す。

水平部材 7 の長さ  $x=1700\text{mm}$ 、幅  $b=\text{鋼管の直径}=91.1\text{mm}$  なので、

水平部材 7 の受風面積  $A=1700 \cdot 91.1 \cdot 2=0.3\text{m}^2$  と算出された。

この計算と同様の方法を用いて、水平部材の受風面積を算出する。

#### ③頂部鋼管、頂部取付部について

主支柱と同様の方法で行なう。

#### ④頂部足場について

足場鋼板は風向と平行方向であるので、風荷重は発生しないものとする。横部材においては、水平部材と同様に垂直投影断面積を 2 倍した値と受風面積として用いる。縦部材については主支柱と同様の方法で行なう。なお、横部材と縦部材の受風面積には重複部分が出てくるが、ここではより大きな風荷重を算出することとなり、より安全側で設計できることから重複部分は考慮しないものとする。

#### ⑤中部足場について

足場鋼板は風向と平行方向であるので、風荷重は発生しないものとする。横部材においては、水平部材と同様に垂直投影断面積を 2 倍した値と受風面積として用いる。縦部材については主支柱と同様の方法で行なう。なお、横部材と縦部材の受風面積には重複部分が出てくるが、ここではより大きな風荷重を算出することとなり、より安全側で設計できることから重複部分を考慮しないものとする。

#### ⑥トラスについて

トラスの受風面積の算出は主支柱と同様の方法で行なう。なお、計算を簡略化させる目的でトラスにおいては垂直投影面積ではなく、トラスの長さ × 幅の値を用いることとする。この結果、トラスの受風面積は実際より大きくなり、より大きな風荷重を算出することとなるが、より安全側で設計できることから本計算を採用する。

①～⑥において、各部材の受風面積 A の算出結果を下表 5-17、5-18 に示す。なお、各受風面積には補正值 1.12 を掛けた補正受風面積 A' を用いる事とする。

表 5-1 7 高さ 5m 以下の部材の受風面積

部材番号	部材種類	高さ or 長さ (mm)	幅 (mm)	受風面積 A(m <sup>2</sup> )	補正受風面積 A'(m <sup>2</sup> )
1	主支柱 (高さ 5m まで)	5000.0	116.3	0.6	0.7
2		5000.0	116.3	0.6	0.7
3		5000.0	116.3	0.6	0.7
5	水平部材	940.0	91.1	0.2	0.2
6		1350.0	91.1	0.2	0.3
7		1700.0	91.1	0.3	0.3
11	トラス	1770.0	78.3	0.1	0.2
12		1770.0	78.3	0.1	0.2
13		1880.0	78.3	0.1	0.2
14		1880.0	78.3	0.1	0.2

表 5-1 8 高さ 5m を超える部材の受風面積

部材番号	部材種類	高さ or 長さ (mm)	幅 (mm)	受風面積 A(m <sup>2</sup> )	補正受風面積 A'(m <sup>2</sup> )
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	2130.9	116.3	0.2	0.3
2		2130.9	116.3	0.2	0.3
3		2130.9	116.3	0.2	0.3
4	水平部材	540.0	91.1	0.1	0.1
8	頂部鋼管	800.0	114.3	0.1	0.2
9	横部材 1	3200.0	23.7	0.1	0.2
9	横部材 2	3200.0	36.0	0.1	0.2
9	縦部材	5760.0	36.0	0.1	0.2
10	横部材	8340.0	36.0	0.1	0.2
10	縦部材 1	3200.0	36.0	0.1	0.2
10	縦部材 2	800.0	62.5	0.1	0.2
15	頂部材取付部	30.0	310.0	0.1	0.2

## 5-3-5 風荷重の算出

速度圧  $q_z$  が高さによって、地上からの高さ 5m を基準に異なる値を取るので、5m 以下の高さに取り付けられている部材と 5m を超える高さに取り付けられている部材で別々に風荷重を算出する。

### ③取り付けられている高さが 5m 以下の部材の計算

取り付けられている部材の高さが 5m 以下の部材の風荷重の算出表を表 5-1 9 に示す。

3-4 の式 1 より、各部材に働く風荷重  $P = \beta \times q_z \times cf \times A$  で算出できる。

計算の代表例として主支柱 1 の風荷重の計算を示す。

3-4 より、 $\beta$  は設計補正値であり、 $\beta = 1.42$  以上、もしくは  $\beta \times q_z \geq 2350 \text{ N/m}^2$  を満たす必要がある。

$q_z = 1232.8$  のとき、 $\beta \times q_z \geq 2350$  を満たす  $\beta$  を算出すると、 $\beta \geq 1.9$  と算出されたので、本計算においては大きい値の  $\beta$ 、つまり  $\beta = 1.9$  と設定する。

$q_z = 1232.8$ 、 $cf = 0.9$ 、 $A = 0.7$ 、 $\beta = 1.9$  より

$P = 1.9 \cdot 1232.8 \cdot 0.9 \cdot 0.7 = 1377.5 \text{ N}$  と算出された。

この計算と同様に他部材の風荷重を算出する。

表 5-1 9 取り付けられている高さが 5m 以下の部材の風荷重の算出表

部材番号	部材種類	受風面積 $A'(\text{m}^2)$	速度圧 $q_z[\text{N}/\text{m}^2]$	風力係数 $cf$	$\beta$	風荷重 $P(\text{N})$
1	主支柱 (高さ 5m まで)	0.7	1232.8	0.9	1.9	1377.5
2		0.7	1232.8	0.9	1.9	1377.5
3		0.7	1232.8	0.9	1.9	1377.5
5	水平部材	0.2	1232.8	0.7	1.9	315.5
6		0.3	1232.8	0.7	1.9	453.2
7		0.3	1232.8	0.7	1.9	570.7
11	トラス	0.2	1232.8	0.9	1.9	328.3
12		0.2	1232.8	0.9	1.9	328.3
13		0.2	1232.8	0.9	1.9	348.7
14		0.2	1232.8	0.9	1.9	348.7
						計 6825.7

### ②部材の取り付けられている高さが 5m を超える部材の計算

取り付けられている部材の高さが 5m を超える部材の風荷重の算出表を表 5-2 0 に示す。

3-4 の式 1 より、各部材に働く風荷重  $P = \beta \times qz \times cf \times A$  で求められる。

計算の代表例として主支柱 1 の風荷重の計算を示す。

主支柱 1 の高さ  $Z = \text{主支柱 1 の部材の重心位置} = 8109.6\text{mm}$

$$qz = 750.896Z^{0.3} = 750.896 \cdot (8109.6)^{0.3} = 1407.0 \text{ N/m}^2$$

3-4 より、 $\beta$  は設計補正值であり、 $\beta = 1.42$  以上、もしくは  $\beta \times qz \geq 2350 \text{ N/m}^2$  を満たす必要がある。

$qz = 1407.0$  のとき、 $\beta \times qz \geq 2350$  を満たす  $\beta$  を算出すると、 $\beta \geq 1.9$  と算出されたので、本計算においては大きい  $\beta$ 、つまり  $\beta = 1.7$  と設定する。

$qz = 1407.0$ 、 $Cf = 0.9$ 、 $A = 0.6$ 、 $\beta = 1.7$  より

$$P = 1.7 \cdot 1407.0 \cdot 0.9 \cdot 0.6 = 1342.0 \text{ N}$$
 と算出された。

この計算と同様の方法を用いて、他部材の風荷重を算出する。

表 5-2 0 取り付けられている高さが 5m を超える部材の風荷重の算出

部材番号	部材種類	受風面積 $A'(\text{m}^2)$	速度圧 $qz[\text{N}/\text{m}^2]$	風力係数 $Cf$	$\beta$	風荷重 $P(\text{N})$
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	0.3	1279.2	0.9	1.8	587.0
2		0.3	1279.2	0.9	1.8	587.0
3		0.3	1279.2	0.9	1.8	587.0
4	水平部材	0.1	1322.0	0.7	1.8	181.3
8	頂部鋼管	0.2	1346.6	0.9	1.7	319.4
9	横部材 1	0.2	1352.3	0.7	1.7	248.4
9	横部材 2	0.2	1373.4	0.7	1.7	248.4
9	縦部材	0.2	1349.6	0.9	1.7	319.4
10	横部材	0.2	1253.8	0.7	1.9	248.4
10	縦部材 1	0.2	1217.5	0.9	1.9	319.4
10	縦部材 2	0.2	1244.2	0.9	1.9	319.4
15	頂部材取付部	0.2	1370.8	1.2	1.7	425.8
						合計
						4390.8

①、②より、各部材に働く風荷重を算出した。なお、各部材の荷重のかかる位置は各部材の重心の位置となる。従って、マスト 2 の風荷重の総和は  $6825.7 + 4390.8 = 11216.5 \text{ N}$  と算出された。

#### 5-4 地震荷重の算出結果

2-5より、佐賀県唐津市の地震地域係数は0.8と設定する。マスト2を図5-10のように10層に分ける。3-5の式1を用いて、耐震設計法による設計せん断を算出する。

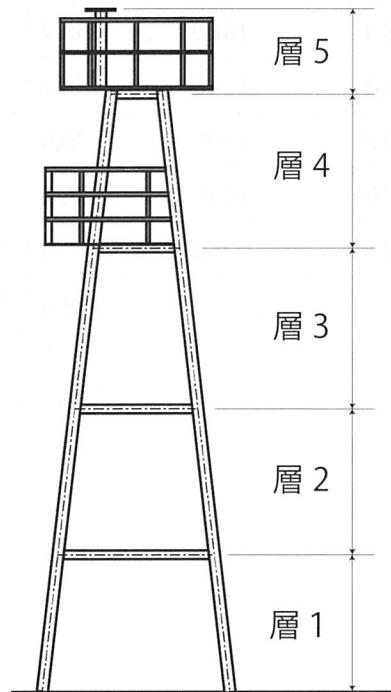


図5-10 5層に分けたマスト2の図

まず、3-5の式1を用いて算出する際に必要となる各係数の算出及び設定を行なう。

マストの一次固有周期  $T_t$  は3-5の式3から、マストの高さ  $H=7.130\text{m}$  より、

$$T_t = 0.020H = 0.020 \times 7.130 = 0.143 \text{ となる。}$$

マストの振動特性係数  $R_t$  においては、 $T_c=0.8$  は  $T_t=0.143$  より大きいので、

3-4の条件1より振動特性係数  $R_t=0.8$  と算出された。

ここまでで算出された係数をまとめると、 $T_t=0.143$ 、 $R_t=0.8$  である。

各層ごとの質量を算出する。このとき、5-2の質量算出結果を用いる。各層ごとの算出結果を表5-2-1に示す。主支柱質量は各層における主支柱3本分の質量を表している。表5-2-1におけるその他の質量については層2においては部材13,14トラスの質量が該当し、層3においては部材11,12トラス部材の質量が該当し、層5においては頂部鋼管、頂部材取付部の質量が該当する。なお、全層質量の総和は1021.4kgと算出され、マスト2本体の質量と一致している。各層ごとの質量には計算間違いがないと判断できる。

表5-2-1 各層の質量算出結果

層番号	該当する部材番号	層における主支柱1本の長さ [mm]	主支柱質量 [kg]	水平部材質量 [kg]	足場質量 [kg]	その他質量 [kg]	層全体質量 [kg]
1	1,2,3	1460	68.4	0.0	0.0	0.0	68.4
2	1,2,3,7,13,14	1540	72.1	59.7	0.0	35.5	167.3
3	1,2,3,6,11,12	1700	79.6	47.4	0.0	33.4	160.4
4	1,2,3,5,10	1670	78.2	33.0	113.8	0.0	225.0
5	4,8,9,15	0	0.0	19.0	353.5	27.8	400.2
		計	298.4	159.1	467.3	96.7	1021.4

次にマストの各層にはたらく水平力（地震荷重）を算出する。

計算例として、層 3 のせん断力算出の計算方法を示す。

層 3 の質量は前述のように 160.4kg と算出されている。

$\alpha_3$  は 3 層から 5 層までの質量の和をマスト 2 の総質量で割ったものであるので、

$$\alpha_3 = (160.4 + 225.0 + 400.2) / 1021.4 = 0.8$$

3 層の層分布係数 Ar は  $\alpha_3$  と Tt を用いて算出する。

Tr=0.143 より、3-4 の式 4 を用いて、

$$Ar = 1 + (1 / (\sqrt{\alpha_3} - \alpha_3)) \cdot 2Tt / (1 + 3Tt) = 0.8 \text{ と算出された。}$$

C0=0.7、地震地域係数 Z=0.8、Rt=0.8 より

$$\text{このとき、3-4 の式 1 より } 3Q = C0 \cdot Rt \cdot Ar \cdot \Sigma W \cdot Z = C \cdot \Sigma W \quad (C = C0 \cdot Rt \cdot Ar \cdot Z)$$

$$\text{ここで } \Sigma W = (160.4 + 225.0 + 400.2) * 9.81 \text{ なので、}$$

$$\text{以上から } 3Q = 5393.0 \text{ N と算出された。}$$

上記と同様の計算方法で他層のせん断力を算出する。

次に、各層に働く水平力を算出する。

計算例として、層 3 の水平力を算出する。

3-4 の式 2 から、層 3 にはたらく水平力 3H は、

$$3H = 2Q \cdot 3Q = 6099.3 \cdot 5293.0 = 806.3 \text{ N と算出された。}$$

上記と同様の計算方法で他層に働く水平力を算出する。この水平力が地震荷重となる。

なお、水平力は各層重心に働くものとする。

上記と同様の計算方法で他層の水平力を算出する。

以上から、マスト 2 に働く総地震荷重は 3387.5 N となる。

表 5-2-2 マストの各層におけるせん断力、水平力の算出結果

層番号 r	層質量 [kg]	$\alpha r$	A	C	rQ [N]	rH [N]
1	68.4	1.0	1.0	0.6	6406.2	-
2	167.3	0.9	1.0	0.7	6099.3	306.9
3	160.4	0.8	1.1	0.7	5293.0	806.3
4	225.0	0.6	1.1	0.7	4443.2	849.7
5	400.2	0.4	1.2	0.8	3114.7	1328.6

## 5-5 固定金具の検討結果

### 5-5-1 はじめに

本節では固定に用いるボルト、リブプレート、ベースプレートの検討を行なう。検討を行なう際に考慮すべき設計荷重を算出し、この荷重に耐えうるようなボルト、リブプレート、ベースプレートを用いることとする。

### 5-5-2 設計荷重の設定

設計荷重の検討を行なう。5-3,5-4 ではマスト 2 に働く風荷重及び地震荷重を算出した。それぞれの荷重が働いた際にマスト基部重心から各荷重曲げモーメントの算出をそれぞれ行い、大きい曲げモーメント値を取る荷重を設計荷重として採用する。

#### ③ 風荷重の場合

風荷重が働いた際にマスト基部重心からの曲げモーメントの算出表（部材 5m 以下と 5m 以上に分ける）を表 5-2 3、5-2 4 に示す。表におけるモーメント値は風荷重に各部材の高さ（底面からの重心位置）を掛けた値である。なお、各部材の高さは重心位置の算出時に算出した値を用いる。表 5-2 3、5-2 4 より風荷重のモーメントの総和は、 $18055.6+26400.0=44455.6 \text{ N} \cdot \text{m}$  と算出された。

表 5-2-3 風荷重が働く際にマスト 2 各部材に働くモーメントの算出表（部材高さ 5m 以下）

部材番号	部材種類	風荷重 P(N)	中心高さ [mm]	モーメント [N・m]
1	主支柱 (高さ 5m 以下)	1377.5	2500.0	3443.6
2		1377.5	2500.0	3443.6
3		1377.5	2500.0	3443.6
5	水平部材	315.5	4656.36	1469.3
6		453.2	2972.15	1346.9
7		570.7	1446.44	825.4
11	トラス	328.3	3850.00	1263.9
12		328.3	3850.00	1263.9
13		348.7	2230.00	777.6
14		348.7	2230.00	777.6
			計	18055.6

表 5-2-4 風荷重が働く際にマスト 2 各部材に働くモーメントの算出表（部材高さ 5m 以上）

部材番号	部材種類	風荷重 P(N)	中心高さ [mm]	モーメント [N・m]
1	主支柱 (高さ 5m 以上)	587.0	5655.4	3319.9
2		587.0	5655.4	3319.9
3		587.0	5655.4	3319.9
4	水平部材	181.3	6310.9	1144.0
8	頂部鋼管	319.4	6710.9	2143.2
9	横部材 1	248.4	6805.6	1690.4
9	横部材 2	248.4	7165.6	1779.9
9	縦部材	319.4	6760.0	2158.9
10	横部材	248.4	5288.9	1313.7
10	縦部材 1	319.4	4795.6	1531.5
10	縦部材 2	319.4	5155.6	1646.5
15	頂部材取付部	425.8	7120.9	3032.2
			計	26400.0

#### ④ 地震荷重の場合

地震荷重が働く際のマスト基部重心からのモーメントの算出表を表5-25に示す。表における中心高さは各層の中央位置の高さを示している。本来であれば、各層の重心位置をモーメント算出時の長さとして設定するが、計算の簡易化のため、本計算では各層の中央部の高さをモーメント算出時の長さと設定している。実際は各層の重心位置は各層の中央部の高さよりも低いため、正しいモーメント値と本計算のモーメント算出値を比較すると、本計算のモーメント算出値の方が大きく算出される。ただし、実際より大きく算出されることでより安全側で検討できるため、本計算では上記のモーメント長さを採用する。表におけるモーメント値は水平力に各部材の中心高さを掛けて算出している。表5-25より、地震荷重が働く際のマストにかかるモーメントの総和は $21303.9\text{N}\cdot\text{m}$ と算出された。

表5-25 地震荷重が働く際にマスト2各部材に働くモーメントの算出表

層番号	層質量[kg]	H[N]	中心高さ[m]	モーメント[N·m]
1	72.3	-	-	-
2	171.4	324.5	2.9	951.6
3	164.9	827.6	5.3	4386.4
4	229.5	876.0	7.8	6843.0
5	400.2	1359.4	6.7	9122.8
計				21303.9

①, ②より、

マスト2の基部にはたらく曲げモーメント値は風荷重時の方が大きいため、風荷重時に基部に働く曲げモーメント  $M_a=44455.6\text{N}\cdot\text{m}$  を設計荷重として採用する。

### 5-5-3 固定金具の仮定

アンカーボルト、ベースプレート、リブプレートの検討に入る前にそれぞれの規格、サイズ、個数を決めておき、それぞれにおいて、この規格、サイズ、個数が適当であるか検討を行なう。各支柱において、使用するアンカーボルトは ABR490 M24 ボルト 4 本、埋め込み長さ 500mm、ベースプレートは SM400 の寸法  $700 \times 700 \times 30$ 、リブプレートは SM400 で既存リブプレートと同寸法のもの 4 枚を用いることとする。仮定したマスト支柱を図 5-1-1 に示す。ベースプレート、リブプレートは溶接を行なう事から溶接に適した SM400 を採用した。

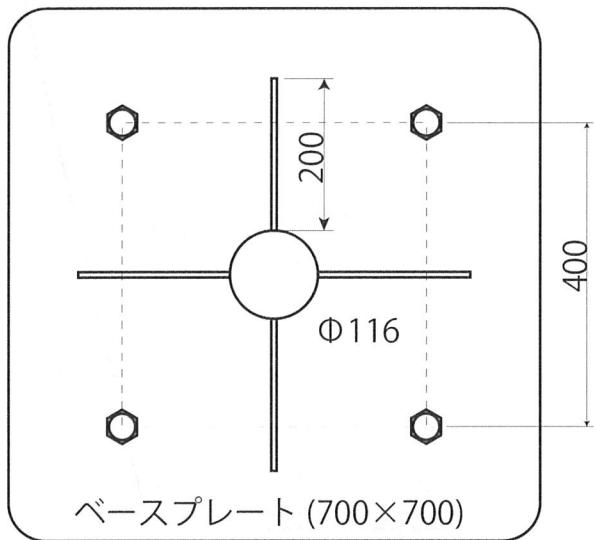


図 5-1-1 仮定したマスト 2 各支柱の基部 (1 : 10)

### 5-5-4 アンカーボルトの検討

マストとコンクリート基礎を固定するボルトの検討を行なう。マスト 1 本の脚を 4 本の M24 ボルトを埋め込み長さ 500mm で固定した時に、ボルトの埋め込み長さ、数、規格が適しているかどうか検討する。また、マスト各支柱の基部に働く曲げモーメントは 4-5-3 で算出した  $M_a$  と等しいと仮定する。

#### ①引抜力 $T$ の算出

まず、図 5-1-2 のようなモデルを想定し、ボルトに働く引抜力に対抗する力  $T'$  を求める。なお、引抜力  $T$  と引抜力に対抗する力  $T'$  は同じ大きさを持ち、向きは反対向きである。

図 5-1-2において、回転軸周りのモーメントを求める。

底面からの風荷重モーメントを  $MF$  とすると、回転軸周りのモーメント式は以下のように表される。

$$MgL' + T'L = MF \text{ より } T' = MF - MgL'/L \text{ となる。}$$

ここで、風荷重モーメント  $MF = Ma = 44455.6 \text{ N} \cdot \text{m}$ 、マストの質量  $M = 1038.25 \text{ kg}$ 、

底面三角形の高さ  $L = 1766.7 \text{ mm}$ 、回転軸から底面重心までの距離  $L' = 655.1 \text{ mm}$  より

$T = (44455.6 \cdot 1038.25 \cdot 9.81 \cdot 655.1) / 1766.7 = 21386.5 \text{ N}$  と算出された。

つまり、ボルトにかかる引抜力  $T=21386.1\text{N}$  である。

ここで、マストの老朽化等を考慮して、引抜力を安全率 1.5 倍で割り増しを行なう。

したがって、ボルトにかかる引抜力  $T=21386.5 \times 1.5=32079.8$  とする。

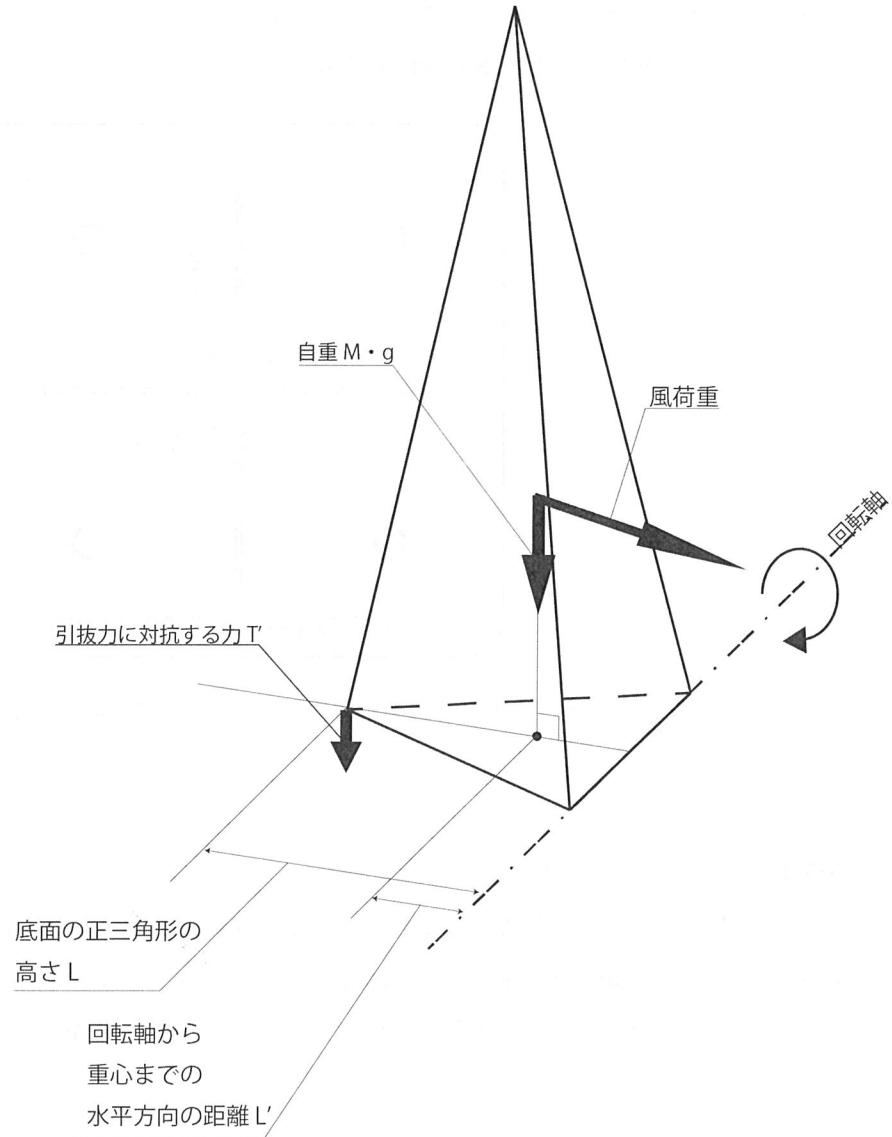


図 5-1-2 引抜に對抗する力  $T'$ を計算する際に仮定したモデル図

## ②ボルトの埋め込み長さの検討

3-6 で示したように、ボルトの埋め込み長さを建築基準法第 66 条、第 91 条に基づいて検討する。

### I. 建築基準法第 66 条を用いた検討

建築基準法第 66 条によると、アンカーボルトの基礎に対する定着長さはアンカーボルト径の 20 倍以上である必要がある。M24 アンカーボルトの径は 24mm なので、必要な定着長さは  $24 \times 20 = 480\text{mm}$  以上となる。

### II. 建築基準法施工令第 91 条を用いた検討

3-6 の式 1 より、 $l=X/(ボルトの呼び番号 \cdot \pi \cdot 許容付着応力度)$

引抜力  $X=32079.8$ 、ボルトの呼び番号 24

道路橋示方書・同解説 P158 より、コンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のとき、ボルトの許容付着応力度は  $1.6\text{N/mm}^2$  であるので、必要な埋め込み長さは  $l=265.9\text{mm}$  と算出された。

I、II より、ボルトの定着長さは I の建築基準法施工令第 66 条の値が大きいため、II の値を採用する。なお、算出された埋め込み長さは当初想定していた埋め込み長さ  $500\text{mm}$  を満たしている。本来であれば、引抜力はアンカーボルト 4 本で負担する事になるが、本計算ではアンカーボルト 1 本で負担する際に必要な埋め込み長を算出している。この計算ではより安全側で設計できていると考えられる。

## ③ボルトに働く引張応力度の照査

M24 ボルトは ABR490 とする。JIS B1120 によると、ABR490 の M24 ボルトの短期引張耐力は  $115000\text{N}$  である。この短期引張耐力は引抜力  $T=32079.8\text{N}$  よりも大きいため、仮定していた ABR490 M24 を採用する。

## ④ボルトの数の検討

アンカーボルトの総断面積は主支柱の断面積の 20%以上確保しなければならないと定められている。

主支柱の断面積の  $20\% = \pi \times ((116.3/2)^2 - (108.3/2) \times 0.2) = 408.3\text{mm}^2$

JIS B1120 によると、M24 ボルト 1 本の有効断面積  $353\text{mm}^2$  より、2 個以上確保すればよい。よって、M24 のボルト 4 本用いた場合ではボルトの数は主支柱の断面積の 20%以上であるという結果が得られた。

①～④より、

マストとコンクリートを固定する際に1つの主支柱あたりに用いるボルトの規格は ABR490 M24 アンカーボルト、本数は4本、埋め込み長さは700mmで十分であるという結果が得られた。

### 5-5-5 ベースプレートの検討

ベースプレートに働く曲げ応力度が短期許容曲げ耐力よりも小さいかどうか判断する。曲げ応力度の値にはベースプレートの厚さ  $t$  が関わっている。なお、現時点ではベースプレートの寸法は  $700 \times 700 \times 30$  と仮定している。図5-1-3における太線部の断面を検討断面と設定する。

- ・検討断面における曲げ応力度  $\sigma_A = T \cdot L_2 / Z$  ここで、ボルトにかかる引抜力  $T = 32079.8$

- ・検討断面（太線部）における断面係数  $Z = L_1 \cdot t^2 / 6$   $t = 30\text{mm}$  : ベースプレートの厚さ下図における  $L_1$ 、 $L_2$  を求めると、 $L_1 = 414.3\text{mm}$ 、 $L_2 = 104.2\text{mm}$  となる。

よって、断面係数  $Z = L_1 \cdot t^2 / 6 = 62367\text{mm}^3$  となる。

以上から、検討断面における曲げ応力度  $\sigma_A = T \cdot L_2 / Z = 53.8\text{N/mm}^2$  と算出された。

SM400 のベースプレートの長期曲げ許容応力度は通信鉄塔設計要領・同解説 P38 より、 $157\text{N/mm}^2$  である。このとき、短期曲げ許容応力度は長期曲げ許容応力度の1.5倍であるので、SM400 のベースプレートの短期曲げ許容応力度は  $157 \times 1.5 = 235\text{N/mm}^2$  となる。このとき検討断面における曲げ応力度  $\sigma_A = 53.8\text{N/mm}^2$  はベースプレートの短期曲げ許容応力度よりも小さいため、ベースプレートの厚さは十分であると考えられる。

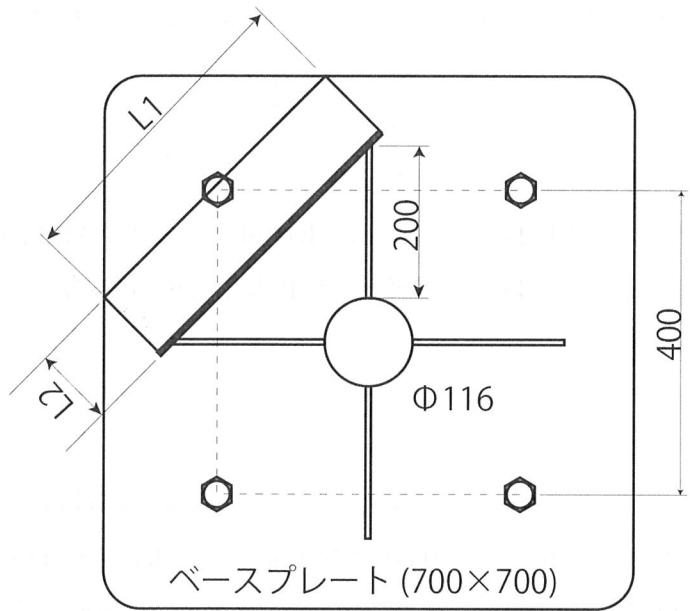


図5-1-3 ベースプレートの曲げ応力計算モデル

### 5-5-6 リブプレートの検討

マスト本体とベースプレートを固定するために用いるリブプレートの検討を行なう。マスト2の主

支柱基部には3つのリブプレートが取り付けられているが、さび、老朽化等を考慮して、既存のリブは取り外し、新しいリブを4枚取り付ける事とする。この時、既存のリブのサイズで溶接部の応力度が許容応力度以下であることを確認する。許容応力度以下であると判断できた場合は既存のリブと同寸法のリブプレートを用いることとする。溶接方法は既存のリブプレートと同様にすみ肉溶接で行なう。リブプレートの寸法図を図5-1-4に示す。図5-1-4における下部（寸法150mm）をベースプレートと溶接し、左部（寸法340mm）をマスト主支柱と溶接することとなる。ここで、通信鉄塔設計要領・同解説P41によると、リブプレートに用いているSM400の溶接部の長期曲げ許容応力度は91N/mm<sup>2</sup>、長期せん断応力度は91N/mm<sup>2</sup>、長期引張許容応力度は157N/mm<sup>2</sup>である。短期許容応力度は各応力度を1.5倍した値となるので、短期曲げ許容応力度 $91 \times 1.5 = 135\text{N/mm}^2$ 、短期せん断応力度は $91 \times 1.5 = 135\text{N/mm}^2$ 、短期引張許容応力度は $157 \times 1.5 = 235\text{N/mm}^2$ である。計測結果よりすみ肉溶接サイズは7mmであった。

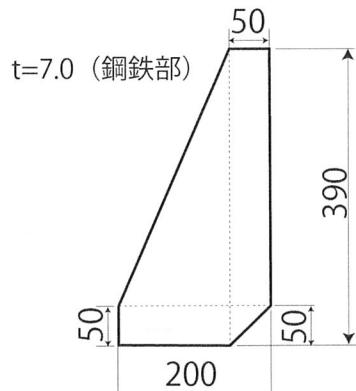


図5-1-4 リブプレートの寸法図

### ①リブプレート、ポール間の溶接部について

せん断力  $Q=T=32079.8\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$ （実測値）、有効溶接長さ  $L=390-50=340\text{mm}$

リブプレートとポール間の溶接部に働くせん断応力度  $\sigma_s$  とすると、3-6の式4より

$$\sigma_s = 32079.8 / (0.7 \cdot 7 \cdot 340) = 19.3 < 135 \text{ より、短期せん断許容応力度を満たしている。}$$

### ②リブプレート、ベースプレート間の溶接部について

引張力  $P=T=32079.8\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$ （実測値）、有効溶接長さ  $L=200-50=150\text{mm}$

リブプレートとポール間の溶接部に働く引張応力度  $\sigma$  とすると、3-6の式2より

$$\sigma_s = 32079.8 / (0.7 \cdot 7 \cdot 150) = 43.6 < 235 \text{ より、短期引張許容応力度を満たしている。}$$

### ③ポール、ベースプレート間の溶接部について、

引張力  $P=T=32079.8\text{ N}$ 、すみ肉溶接サイズ  $S=7\text{ mm}$ （実測値）、有効溶接長さ  $L=\pi \times 114.3=359.1\text{mm}$

ポール、ベースプレート間の溶接部に働く引張応力度  $\sigma$  とすると、3-6の式2より

$$\sigma_s = 32079.8 / (0.7 \cdot 7 \cdot 359.1) = 18.2 < 235$$
 より、短期引張許容応力度を満たしている。

①～③より、

各間にはたらく応力度は許容応力度以下であると判断できたので、既存のリブプレートと同寸  
寸ブレート4枚を各支柱に用いることとする。

#### 5-5-7 固定金具のまとめ

以上より、マスト主支柱1本あたりに用いる固定金具は下記の通りである。

- ・ ABR490 M24 アンカーボルト 4本 埋め込み長さ 500mm 以上
- ・ SM400 リブプレート 4枚
- ・ SM400 ベースプレート 700×700×30

リブプレート、ベースプレート、ポールの各間はすみ肉溶接を行う。

## 5-6 基礎検討の結果

### 5-6-1 基礎種類の選択

本研究では基礎種類の中で施工面とコスト面より直接基礎フーチング形式を採用する。また、直接基礎フーチング形式には各支柱に柱体部を設け、それぞれで基礎を設ける独立フーチング形式と各支柱に柱体部を設け、全ての柱体部で1つの基礎を設ける連続フーチング形式があるが、使用コンクリート量の面から、まずは独立フーチング形式で検討を進め、地耐力等の条件を満たさない場合は、連続フーチング形式で検討を進める。2-5より、コンクリートの設計基準強度は $24\text{N/mm}^2$ 、比重は $2.3\text{t/m}^3$ とする。土砂の比重は $2.0\text{t/m}^3$ とする。

### 5-6-2 基礎の仮定

基礎の検討にあたり、あらかじめ基礎の寸法を仮定する。その基礎体で3-7-2の地耐力の照査、3-7-3転倒の照査を行う。なお、仮定する独立フーチング基礎体は以下の通りとする。図5-15に示す。

形式：直接基礎単独フーチング（各支柱に1体）

柱体部： $700 \times 700 \times 250$

フーチング部： $1400 \times 1400 \times 350$

柱体部の高さは芝生を植える際に必要となる土の深さとして、250mmを採用した。

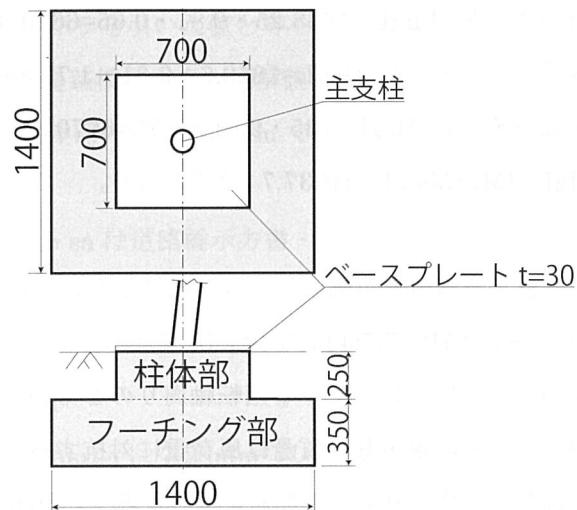


図5-15 マスト1の単独フーチングモデル（1:40）

### 5-6-3 地耐力の照査

設置予定箇所の地耐力は 2-5 より、 $16\text{kN/m}^2$  と仮定する。3-7-2 の式 1 を用いて、マスト本体と基礎を含めた構造物が地耐力を満たしているのかどうか照査する。

$$(M_m+M_c+M_s)g/A < q_a = 16$$

マスト本体の質量  $M_m=1038.3 \text{ kg}$

基礎の総質量  $M_c= 5578.7 \text{ kg}$

上載土砂の総質量  $M_s=2205.0 \text{ kg}$

基礎の総底面積  $A=5.9 \text{ m}^2$

$$(M_m+M_c+M_s)g/A = 14.7 < 16.0\text{kN/m}^2 \text{ より、}$$

想定している基礎は地耐力を満たしている。

### 5-6-4 転倒の照査

設計荷重は風荷重であるので、風荷重モーメントよりもマスト本体、コンクリート基礎、上載土砂のモーメントが大きければ、転倒しないと判断できる。このとき、3-7-2 の式 1 を用いる。

$$M_f < M_{mg}L' + (M_c+M_s)gL$$

$$\text{風荷重モーメント } M_f = M_a = 44455.6 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{マスト自重モーメント } M_{mg}L' = 1038.25 \cdot 9.81 \cdot 0.65 = 6670.3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{コンクリート質量モーメント } M_{cg}L = 1859.6 \cdot 9.81 \cdot 1.77 = 6670.3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

$$\text{上載土砂質量モーメント } M_{sg}L = 735 \cdot 9.81 \cdot 1.77 = 6670.3 \text{ N} \cdot \text{m}$$

以上から、 $M_{gL'} + (M_c+M_s)gL = 51637.7 > M_f$  となる。

よって、想定される風荷重が働いたときは転倒しないと判断できる。

このとき、(安全率)  $= 51637.7 / 44455.6 = 1.16$  である。

実際には今回の計算では省略している回転軸周りの 2 つの基礎の上部荷重である土砂の質量、各主支柱固定部に用いている固定金具の質量は風荷重に対抗するモーメントとして存在するため、実際の安全率は算出された安全率よりも大きな値と取ると考えられる。

## 5-6-6 柱体部の設計

### ①柱体部に働く曲げモーメントの算出

3-7-2 の式 1、2、3 を用いて、柱体部に働く曲げモーメント  $My$  を算出する。

支柱 1 本あたりの水平力  $Q=$  総風荷重/3=11216.5/3=3738.8N

支柱 1 本あたりの軸力  $T=$  マストの重量/3=Mg/3=1038.25×9.81/3=3395.1 N

このとき、 $QB=Q \cdot (T/\tan \theta)=3272.9$  ここで、マストと底面のなす角  $\theta=82.19^\circ$  である。

$y=150\text{mm}$  のとき、

3-7-2 の式 2 より  $My=Q'B=QB \cdot y=490938.1 \text{ N} \cdot \text{mm}$  と算出された。

より安全側で検討する為に  $My'=\sqrt{2} \cdot My$  となる  $My'$  を Y-Y 軸モーメント上にはたらく曲げモーメントとして算出する。このとき、 $My'=\sqrt{2} \cdot My=694291.3 \text{ N} \cdot \text{mm}$  と算出された。

### ②曲げモーメントに対する設計

3-7-2 の式 4 を用いて、所要引張鉄筋断面積  $As_{req}$  を求める。

$d$  は柱体部の幅から鉄筋のかぶりを引いた値と等しい。基礎は塩害の影響と受けることが予想されるので、柱体部の鉄筋かぶりは道路橋示方書・同解説 P179 によると、塩害を考慮したときのかぶりは 90mm と定められている。柱体部の幅は 700mm であるので、 $d=700-90=610$  と算出された。

また、鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}$  は道路橋示方書・同解説 P165 によると、 $160\text{N/mm}^2$  の値を取る。

$My=My'=694291.3$  より、

$$As_{req} \geq My/jd \cdot \sigma_{sa} = 7.23\text{mm}^2$$

よって、所用引張鉄筋断面積  $As_{req}$  は  $7.23\text{mm}^2$  以上必要となる。

この結果から柱体部には、D25 を 12 本用いることとする。

このとき、引張鉄筋の断面積、つまり D25 6 本の断面積は  $4560\text{mm}^2 > As_{req}$  より条件を満たしている。

次に 3-7-2 の式 5 を用いて、付着応力の照査を行う必要がある。

$$\tau = Q'B/\phi \cdot jd < \tau_{oa}$$

ここで、 $Q'B=My=490938.1\text{ N}$  である。

D25 鉄筋の直径は 25.4mm であり、引張鉄筋の数は 9 本なので、

$$\text{引張鉄筋周長の和 } \phi = \pi \cdot 25.4 \cdot 8 = 718.2\text{ mm}$$

設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のコンクリートの許容付着応力度  $\tau_{oa}=1.6\text{ N/mm}^2$

このとき、 $\tau = Q'B/\phi \cdot jd = 1.28 < \tau_{oa}$  より、付着応力は十分であると考えられる。

### ③せん断力に対する設計

コンクリートのせん断応力度  $\tau_m$  を 3-7-2 の式 6 により照査する。

$Q'B=My=490938.1$ 、柱体部の軸幅  $b=700$  から  $d=610$  となる。

$$\tau_m = Q'B/b \cdot d = 1.15$$

道路橋示方書・同解説 P157 によると、コンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  のコンクリートのせん断応力度  $\tau_{al}=0.23\text{N/mm}^2$  である。このとき、 $\tau_m > \tau_{al}$  となり、斜めひび割れが生じる可能性があると考えられる。

斜めひび割れを生じさせないために、柱体部の剛性確保と組立筋を兼ねて、スターラップを配筋する。この場合、せん断力は全てスターラップで負担するものとして、鉄筋量を定める。

スターラップには  $\phi 13$  の異系丸鋼を用いることとする。スターラップ間隔  $X$  は 3-7-2 の式 7 を用いて算出する。かぶり厚 90mm、スターラップの直径を考慮すると、

$$\text{スターラップ 1 本の断面積 } As' = (700-90 \cdot 2)^2 - (700-90 \cdot 2-12.7 \cdot 2)^2 = 25770.8.0\text{ mm}^2$$

$\sigma_{sa}=160\text{N/mm}^2$ 、 $j=7/8$ 、 $d=610$ 、 $Q'B=490938.1$  より、 $X=As' \cdot \sigma_{sa} \cdot jd / Q'B = 5043.3\text{ mm}$  となる。なお、頂部付近はきれつが生じ易い事から、スターラップ  $X/2$  もしくは 15cm 間隔で設ける事となっている。15cm の方が  $X/2$  よりも短いので、本研究ではスタータップの間隔は 15cm とする。

①～③より、

柱体部には、主筋として SD345 D25 18 本、スターラップとして、SD345 D13 2 本 15cm 間隔で配筋する。鉄筋間のあき、かぶり等は道路橋示方書IV編第 7 章に準じるものとする。

## 5-6-7 フーチング部の設計

3-7-3に基づいて、フーチング部の設計を行なう。

### ①フーチングの剛体判断

フーチングの剛体判断は3-7-3の式1を満たす必要がある。

$\beta$ を算出する。

3-7-3の式2から、 $\beta = 4\sqrt{3k/Eh^3}$

3-7-3の式3から、 $k=kv=kv_0 \cdot (Bv/0.3)^{-3/4}$

3-7-3の式4から、 $kv_0=(1/0.3) \cdot \alpha \cdot E_0$

変形係数  $E_0$  は地耐力と等しいと仮定して、 $E_0=16$ と仮定する。

また、道路橋示方書・同解説P285の表・解9.6.1より、

地盤反力係数の換算係数  $\alpha$  は常時、暴風時においては  $\alpha=4$  が最大値なので、 $\alpha=4$ と設定する。

このとき、 $kv_0=213.3 \text{ kN/m}^3$ と算出された。

3-7-3の式5から、基礎の換算載荷幅  $Bv=\sqrt{Av}=1.4 \text{ m}$  より  $kv=67.2 \text{ N/m}^3$ と算出された。

道路橋示方書・同解説P87の表・3.3.3より、

コンクリートの設計基準強度  $24 \text{ N/mm}^2$  のとき、フーチングヤング係数は  $2.5 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ である。

つまり、フーチングのヤング係数  $E=25000000 \text{ kN/m}^2$

フーチングの厚さ  $h=0.35 \text{ m}$  より  $\beta = 4\sqrt{3k/Eh^3}=0.07$ と算出された。

次に  $\lambda$ を算出する。

$D=B=1400 \text{ mm}$  より、 $b=l=(1400-700)/2=350 \text{ mm}$ となり、

$\lambda = \text{Max}(l,b)=350 \text{ mm}=0.35 \text{ m}$ と算出された。

以上から、

$\beta \lambda = 0.072 \cdot 0.35 = 0.024 \leq 1.0$ となり想定しているフーチングは剛体であるとみなすことができる。

## ②曲げモーメントに対する設計

設計荷重は風荷重を採用しているので、常時、暴風時及びレベル1地震時に対する照査のみを行なう。

有効幅  $b$  の算出を行なう。

フーチングの有効高  $d$  はフーチング厚さからかぶり 90mm を引いた値なので、

$$d=350-90=260\text{mm}$$
 となる。

また、 $t_c$  は柱体部の幅とみなせるので 700mm となる。

フーチング下面側が主鉄筋になるように設計するので、有効幅  $b=t_c+2d=1220\text{mm}$  となる。

3-7-3 の式 7 より照査断面に働く曲げモーメント  $M$  は、

$$M=Wl+ql \cdot l$$

ここで、コンクリートの比重を  $2.3\text{t/m}^3$  とすると、

フーチングの幅  $B=1.4\text{m}$ 、 $2l=(1400-700)/2=350\text{mm}$ 、 $h=0.3\text{m}$ 、 $g=9.81$  より、

フーチングの自重  $W=2.3 \cdot B \cdot 2l \cdot h \cdot g=2.3 \cdot 1.4 \cdot 0.35 \cdot 0.3 \cdot 9.81=3869.6\text{ N}$

土砂の比重を  $2.0\text{t/m}^3$ 、土砂の厚さ  $h'=0.25\text{m}$  なので、

土砂の自重  $W=2.0 \cdot B \cdot 2l \cdot h' \cdot g=2.0 \cdot 1.4 \cdot 0.35 \cdot 0.25 \cdot 9.81=2403.5\text{ N}$

この土砂の自重  $W=ql$  なので、

照査断面に働く曲げモーメント  $M$  は、

$$M=Wl+ql^2=3869.6 \cdot 175+2403.5 \cdot 175=1097.8\text{ N} \cdot \text{m}$$
 と算出された。

### ③せん断力に対する設計

まず、道路橋示方書・同解説 P244 「せん断力に対する設計」に準じて、照査断面を決定する。下面側が主鉄筋になる場合は照査断面は図 5-1-6 に示す部材断面において行なう。フーチングの厚さ  $h=0.35m$  より、 $h/2=0.175m$  となる。

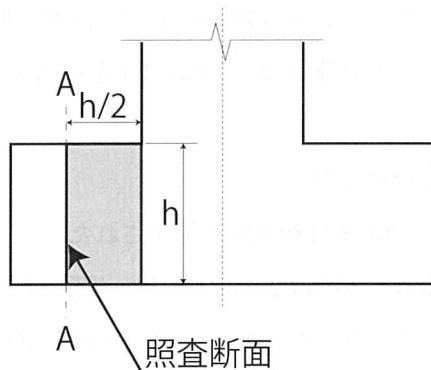


図 5-1-6 せん断力の照査断面

照査断面に働くせん断を求める。まず、図 5-1-6 における左側フーチングをピン一固定梁とする。

次に左側フーチングの自重及び土砂の重量を求め、分布荷重に変換する。

コンクリートの比重を  $2.3t/m^3$ 、土砂の比重を  $2.0t/m^3$  とすると、

$$(\text{左側フーチングの自重}) = 3869.6 \text{ N}$$

$$(\text{左側フーチングの上載荷重}) = 2403.5 \text{ N}$$

$$(\text{左側フーチングにかかる総荷重}) = 3869.6 + 2403.5 = 6273.0 \text{ N}$$

これを分布荷重  $q$  に変換すると、 $q = 6273.0 / (2l \cdot B) = 12802.1 \text{ N/m}^2$

このとき、 $2l = (1.4 - 0.7) / 2 = 0.35m$ 、 $B = 1.4m$  である。

左側フーチングにおいて、照査断面の位置におけるせん断力  $Q_x$  は、

$$Q(x) = q(3l - 8x)B/8 \text{ より、 } Q(0.175) = 20163.2 \text{ N} \text{ と算出された。}$$

一方、3-7-3 の式 8、9、10 を用いて、せん断耐力を求める。

まず、斜引張鉄筋を用いない場合で計算を行なう。このとき、式 8 における  $S_s = 0$  となる。

よって、3-7-3 の式 8 は  $P_c = S_c$  となる。

基礎の検討なので、 $C_c = 1$  となる。

道路橋示方書・同解説 P157 表 4.2.2 より  $C_e = 1.0$

フーチング基礎であるので、 $C_N = 1$  となる。

道路橋示方書・同解説 P176 表 5.2.1 より  $\sigma_{ck} = 24$  のとき、 $\tau_c = 0.35$

$$b = 1400, d = 350 - 90 = 260$$

ここで、 $C_{pt}$  を算出する際は、軸方向引張鉄筋比  $pt$  に関する補正係数である。道路橋示方書・同解説

P157 表 4.2.3 より、最小値は 0.7 であるので、最小の値を Cpt として採用する。

道路橋示方書・同解説 P157 表 4.2.3 より  $C_{pt}=1.0$

また、フーチングのせん断に対する設計においては、せん断スパン  $a$  を求める必要がある。

なお、フーチング下面側が主鉄筋になる場合においては、柱又は壁全面のフーチング全面積に作用する鉛直荷重の合力の作用位置から柱又は壁全面までの距離としてよい。つまり、せん断スパンは 1 となる。よって、せん断スパン  $a=175\text{mm}$  となる。せん断スパン比はフーチングの有効高  $d$  の 2.5 倍以下の場合であるので、本計算においては、 $P_s$  を算出する際の係数に割り増し等をする必要はない。

したがって、せん断耐力  $P_s$  は、

$$P_s = C_c C_e C_{pt} C_N \tau c b d = 89180.0 \text{N}$$
 と算出された。

よって、 $P=89180.0 > 20163.2 = Q$  (フーチング照査断面におけるせん断力) より、

仮定しているフーチングのせん断耐力はフーチングの照査断面に働くせん断力に耐えうることが分かる。また、フーチングには斜引張鉄筋は必要がないと判断できた。

#### ④鉄筋の配置

②より、照査断面に働く曲げモーメント  $M=5021.1 \text{N} \cdot \text{m}$  と算出した。

必要鉄筋断面積  $A_{s1}=M/jd \cdot \sigma_{sa}$  の式を用いて、必要鉄筋断面積を算出する。

ここで、 $M=5021.1$ 、 $j=7/8$ 、 $\sigma_{sa}=180$ 、 $d=510$  より、

$$A_{s1}=26.81 \text{mm}^2$$

つまり、有効幅 1120mm でフーチング鉄筋断面積は  $A_{s1}=26.81 \text{mm}^2$  以上になるように配筋を行なう必要がある。

また、本研究では、2 方向配筋かつ下面と上面の鉄筋は同量となるように配筋を行なう。

以上から、フーチングの主筋は 1 方向あたり、D22 を 7 本配置する。

#### 5-6-5 柱体部とフーチング部の接合部の設計

必要鉄筋量  $a_s$  は 3-7-4 の式 12 より

$$a_s = (T - W_{c1}) / \sigma_{sa}$$

ここで、引揚力  $T$  = (ボルトの引き抜き力) = 32079.8 N

コンクリートの比重  $2.3 \text{t/m}^3$  とすると、 $W_{c1}=2.3 \cdot 1000 \cdot 0.7 \cdot 0.7 \cdot 0.25 \cdot 9.81=2764.0 \text{N}$

鉄筋の許容引張応力度  $\sigma_{sa}=180 \text{N/mm}^2$  より、

$$a_s = (32079.8 - 2764.0) / 180 = 162.9 \text{mm}^2$$

なお、フーチング上面にも配筋をしており、上面の鉄筋量は算出された  $a_s$  を十分に満たすと考えられる。

また、必要な定着長  $L$  は 3-7-4 の式 13 より、

$$L \leq (T - W_{c1}) / (\pi \cdot d \cdot \tau_{OA} \cdot n)$$

ここで、T、Wc1 は上と同値を用いる。

d : 25.4mm

$\tau_{OA}$  : 1.6N/mm<sup>2</sup>

n : 18 本

$L \leq (T \cdot Wc1) / (\pi \cdot d \cdot \tau_{OA} \cdot n) = 12.8\text{mm}$  と算出された。

以上から、柱体部とフーチング部の接合には柱体部に用いる鉄筋 D25 16 本を定着長 13mm 以上で定着させればよい。なお、この軸方向鉄筋は下面鉄筋位置まで延ばし、フックをつけて定着させることとする。また、この軸方向鉄筋にはスタートラップを下面鉄筋まで 15cm 間隔で設けることとする。

#### 5-6-8 基礎のまとめ

基礎検討の結果、当初仮定していた独立フーチング基礎で十分であるという結果が得られたため、連続フーチング基礎の検討は行なわないものとする。マスト 2 主支柱 1 本あたりに用いる基礎、鉄筋は以下の通りである。また、より基礎を安定させる為に、コンクリートの基礎底部には割栗石を敷き、割栗石を敷き詰めた後に砂利を隙間に敷き詰め、そ上に捨てコンクリートを打設した上でコンクリート基礎を打設することとする。

#### <基礎形状>

- ・直接基礎独立フーチング形式
- ・柱体部寸法 700×700×250
- ・フーチング寸法 1400×1400×350

#### <使用鉄筋>

- ・柱体部 主鉄筋 SD345 D25 12 本
- ・柱体部 帯鉄筋 SD345 D13 2 本
- ・フーチング部上面 主鉄筋 SD345 D22 14 本
- ・フーチング部下面 主鉄筋 SD345 D22 14 本

#### <基礎底部>

- ・割栗石
- ・砂利
- ・捨てコンクリート

### 5-7 固定部の設計図

これまでに採用された固定金具、基礎を含めたマスト固定部の平面図を図5-1-7、図5-1-7におけるC-C'立面図を図5-1-8、溶接図を図5-1-9、C-C'の配筋図を図5-2-0、D-D'の配筋図を図5-2-1に示す。

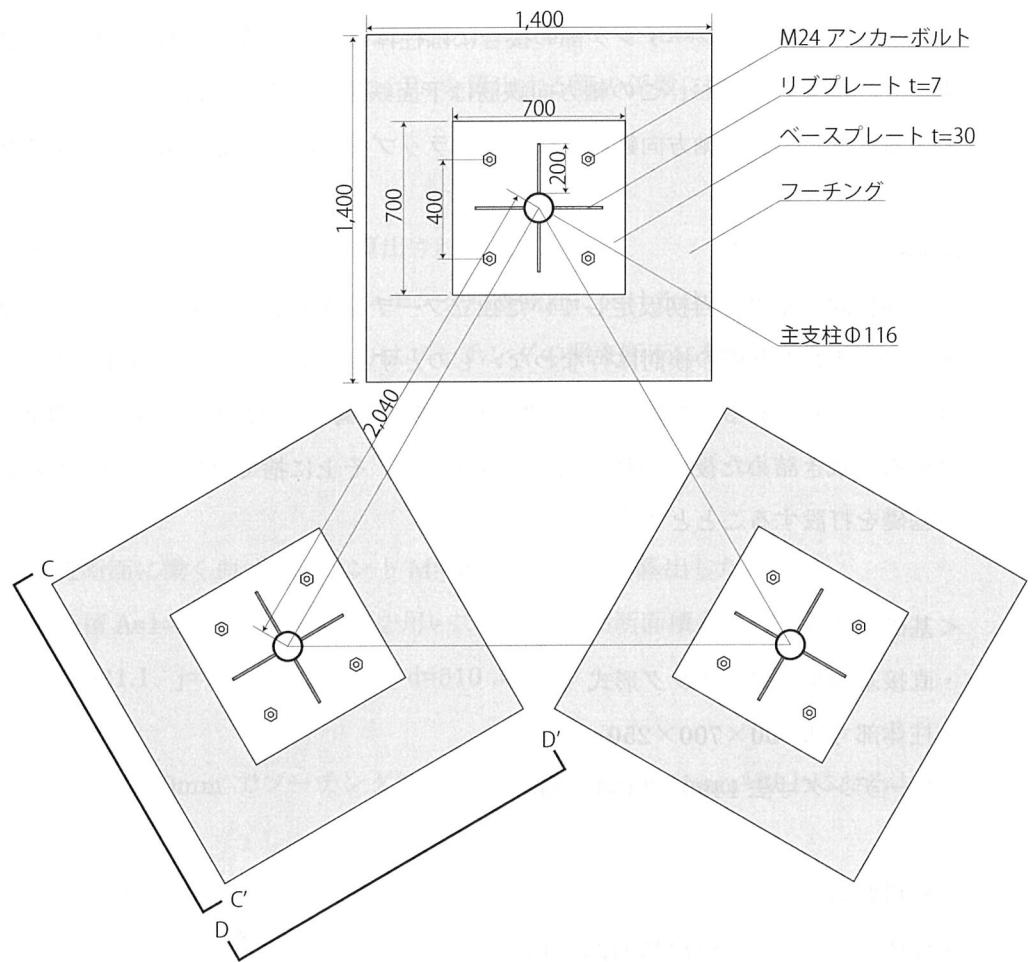


図5-1-7 マスト2固定部平面図 (1:30)

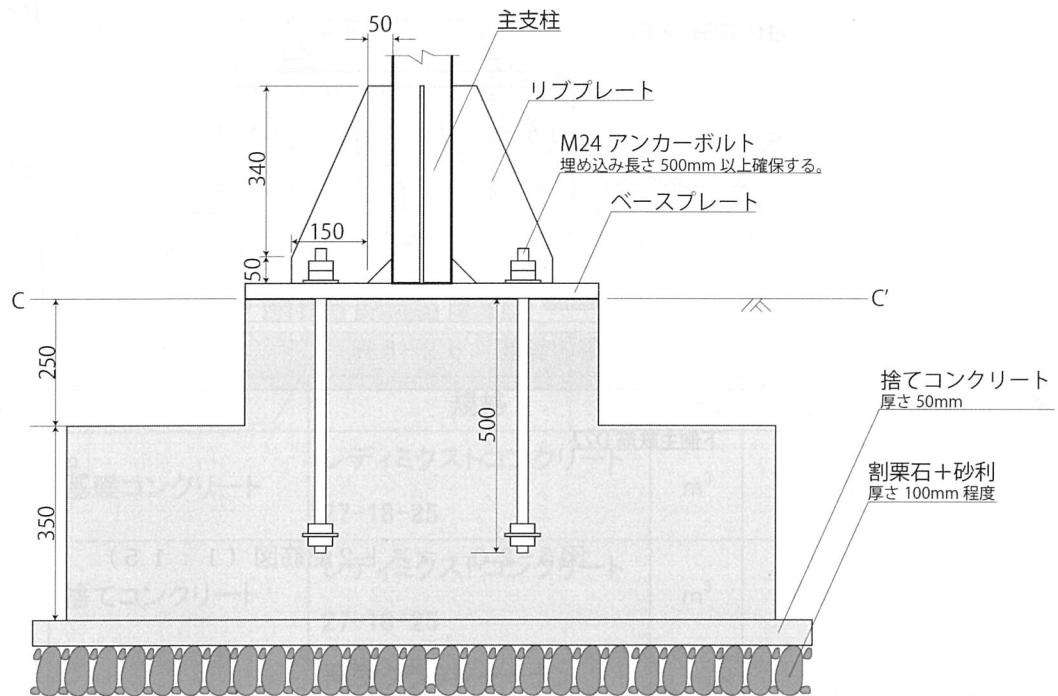
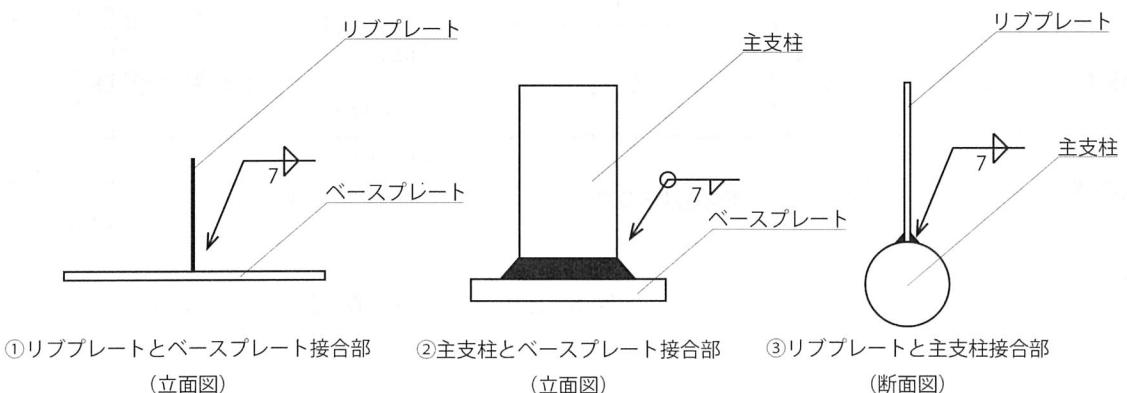


図 5-18 マスト 2 固定部立面図 (1 : 15)



①リブプレートとベースプレート接合部  
(立面図) ②主支柱とベースプレート接合部  
(立面図) ③リブプレートと主支柱接合部  
(断面図)

図 5-19 マスト 2 固定部溶接図

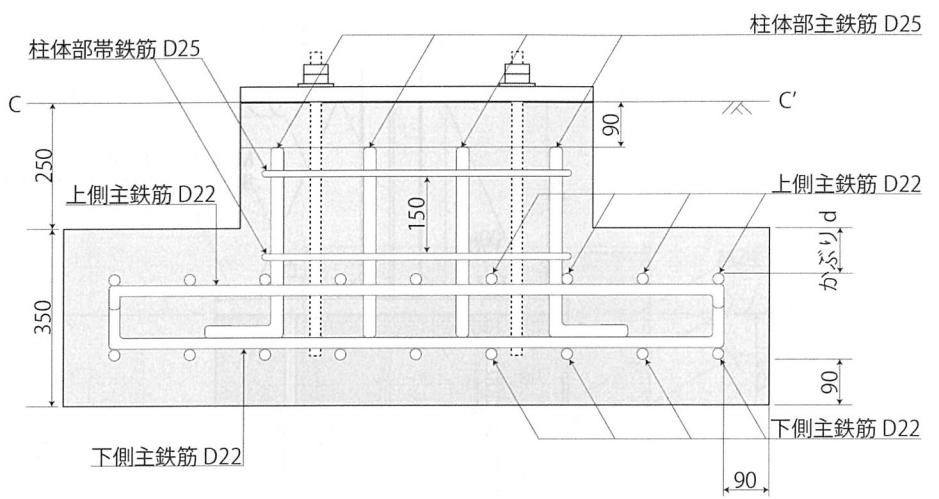


図 5-20 マスト 2 配筋図 (1 : 15)

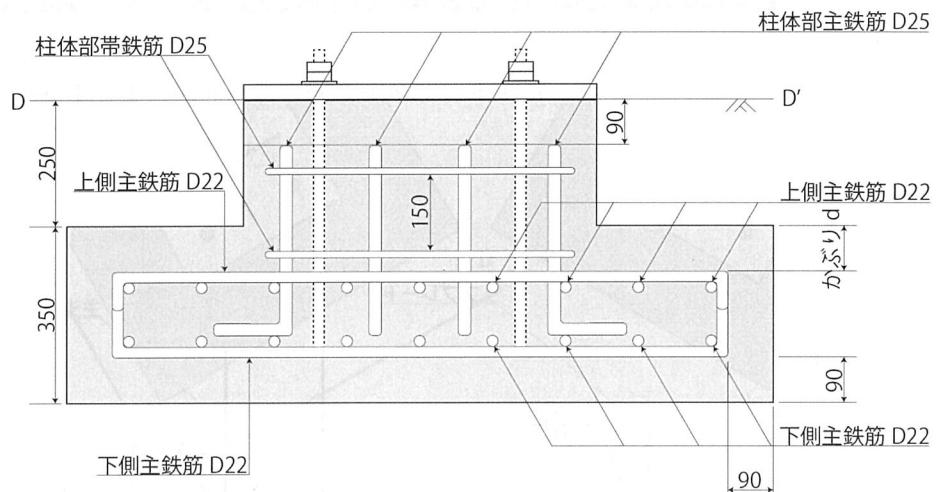


図 5-21 マスト 2 配筋図 (1 : 15)

### 5・8 建設材料費の積算結果

建設物価 2016 年 1 月号を元に固定金具、基礎の材料費を算出した。基礎の積算結果を表 5-26、固定金具の積算結果を表 5-27 に示す。積算結果より、基礎の積算結果は 75,377 円、固定金具の積算結果は 80,810 円と算出された。以上より、想定した固定金具、基礎の材料費は消費税抜きで約 160,000 円と算出された。この材料費は唐津東港の市民参加型まちづくりにおいて、トロッコ倉庫や芝生広場の寄付額を考えると、十分に実現できる可能性があると考えられる。

表 5-26 基礎の積算結果

種類	名称	規格	単位	数量	単価	金額
基礎	基礎コンクリート	レディミクストコンクリート 27-18-25	m <sup>3</sup>	2.43	13,500	32,744
	捨てコンクリート	レディミクストコンクリート 27-18-25	m <sup>3</sup>	0.384	13,500	5,184
	砂利	再生クラッシャーラン 40~0	m <sup>3</sup>	0.768	2,400	1,843
	割栗石	割栗石 50~150	m <sup>3</sup>	0.768	2,750	2,112
	柱脚部主鉄筋	SD345 D25	t	0.129	56,000	7,221
	柱脚部帶鉄筋	SD345 D13	t	0.021	58,000	1,247
	フーチング主鉄筋	SD345 D22	t	0.447	56,000	25,025
						計 75,377

表 5-27 固定金具の積算結果

種類	名称	規格	単位	数量	単価	金額
固定 金具	ベースプレート	SM400 0.7×0.7×0.03	t	0.462	136,000	62,775
	アンカーボルト	ABR490 M24	組	12	909	10,908
	アンカーボルト定着板	丸座金 M24	個	12	11	132
	リブプレート	SM400 0.39×0.2×0.07	t	0.051	136,000	6,995
						計 80,810

## 第6章 マストのデザイン検討

### 6-1 デザインの方向性について

将来、マストを含めたマストを設置するエリアが唐津東港において賑わいの創出に貢献できる事を念頭においてデザインの方向性の検討を行う。デザインの方向性として、以下の3点を考慮して検討する。

- ① 唐津東港の景観と調和する事
- ② 唐津東港の賑わいの創出に貢献できる事
- ③ マストが旧巡視船まつうらに取り付けられていた事を想起させる事

デザインの検討においては、比較検討を行う事とする。

### 6-2 デザイン検討の進め方

デザイン検討はマスト本体の具体的な設置箇所の検討及び設置箇所のデザイン検討とマスト本体のデザイン検討に分けて行う。設置箇所の検討については比較検討を行う。マスト本体の検討については船に取り付けられているようなフラッグや照明を取り付けることとする。このとき、フラッグを取り付けられるようにシーグを設けることとする。また、唐津東港の景観に調和するような塗装色を検討する。

### 6-3 設置予定箇所の検討

設置予定箇所の現在の様子を写真6-1、図面を図6-1に示す。設置予定箇所の中央部やフェリーターミナル側は未舗装であるが、その周りにはレンガ舗装がされており、岸壁付近にはベンチや転落防止柵が設置されている。また、中央部の建物は唐津東港フェリーターミナルであり、フェリーの車用の入船口（白色）が設置されている。



写真 6-1 マスト設置箇所の現在の様子

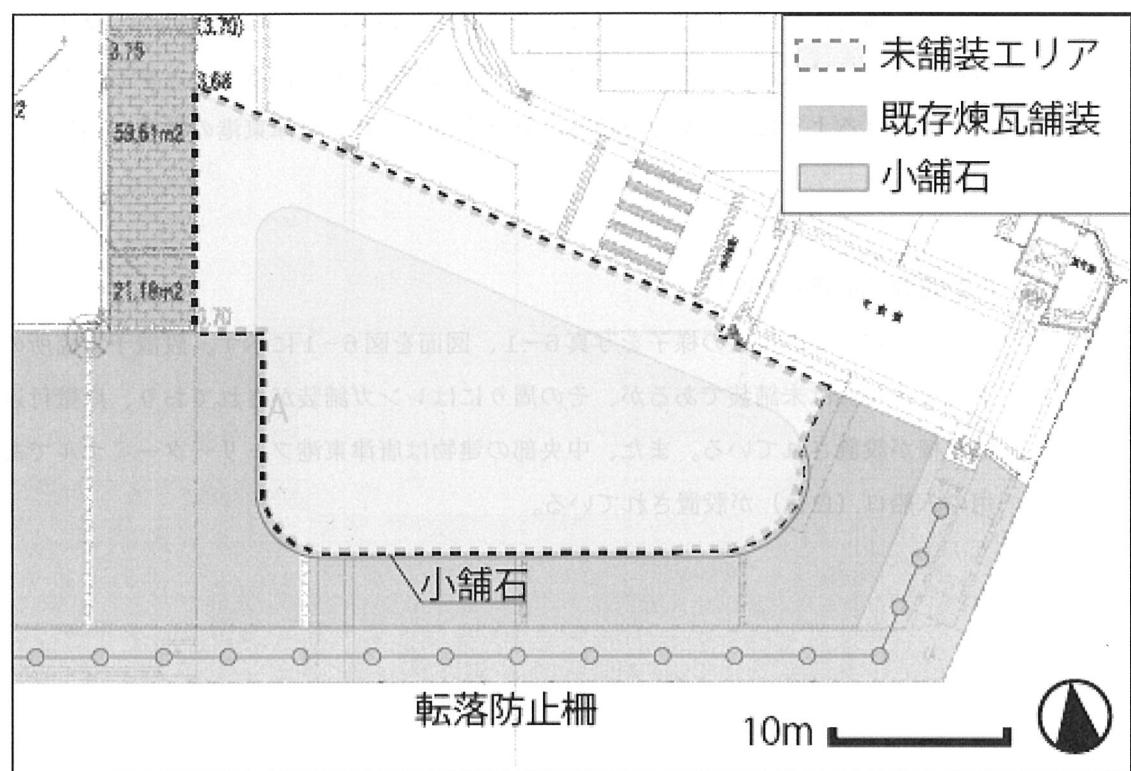


図 6-1 マスト設置箇所の現在の図面

新規の小舗石と煉瓦舗装は下図 6-1 のように施工する予定となっている。この小舗石と煉瓦舗装がされない部分を 2 本のマストの設置箇所として採用する。このとき、舗装されていない部分、つまりマストの設置箇所周りには人が滞留できるように芝生を設ける事とする。また、2 本のマストの具体的な設置予定箇所として、岸壁と平行方向に設置（案 1・図 6-2）もしくは入船する船と平行方向に設置（案 2・図 6-3）の 2 通りが考えられる。

A 地点から 2 本のマストの配置については、2 本のマストが重なった時に後ろのマストが見えなくなるないようにするために、A 地点に近い側（手前）に 2 本のマストのうち、背の低いマスト 2、奥側に背の高いマスト 1 を設置することとしている。A 地点からの見え方について、案 1においては 2 本のマストはいずれも重ならないが、案 2においては 2 本のマストが重なって見え、後ろのマストが目立たない恐れがある。芝生においても、案 1、2 の芝生スペースを比較すると、案 2 の芝生のスペースはフェリー船に乗る車の車道に近いスペースに広がっているので、安全面を考慮すると、案 1 の方が安全であると考えられる。したがって、マストの具体的な設置箇所としては、フェリー船と平行方向に設置した案 1 を採用することとする。

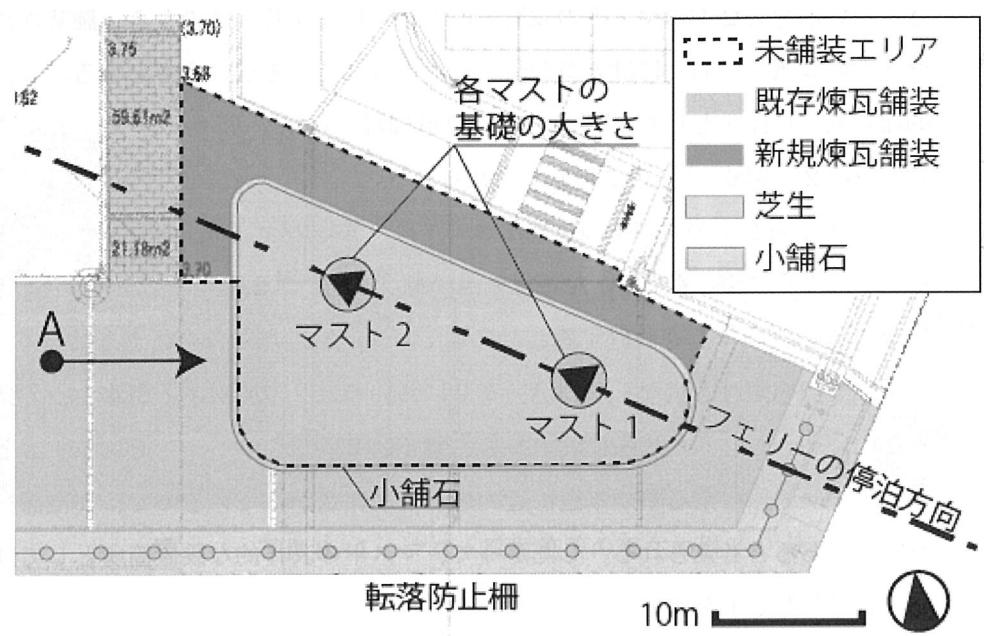


図6-2 フェリー船と平行方向に設置した時の2本のマスト設置案（案1）

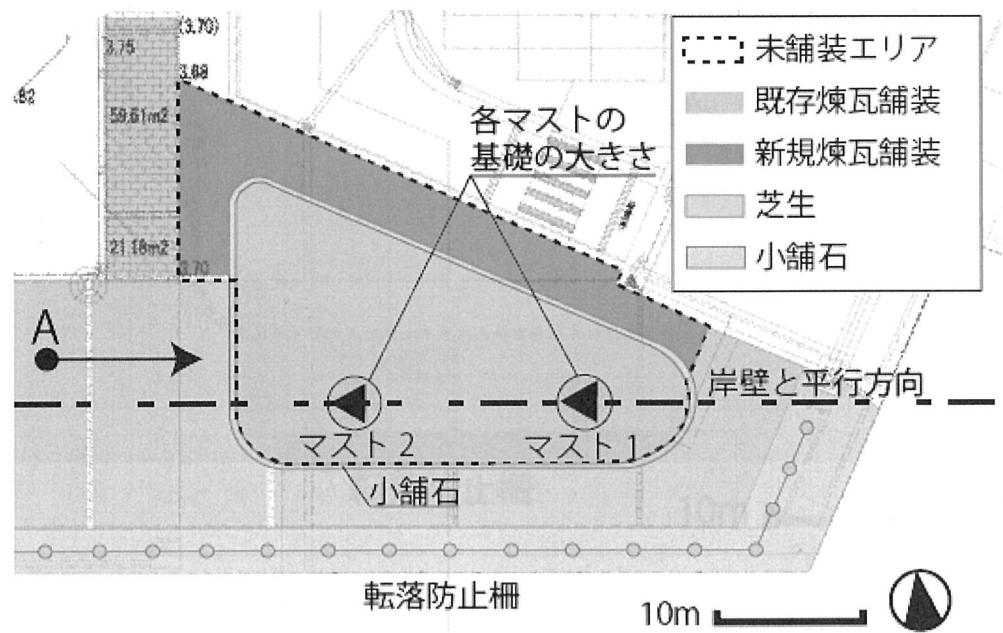


図6-3 岸壁と平行方向に設置した時の2本のマスト設置案（案2）

#### 6-4 マスト本体のデザイン検討

マスト本体のデザインの検討を行う。マスト本体には巡視船のマストと同様にフラッグや照明を取り付けや唐津東港の景観に調和した塗装色を検討する必要がある。

マスト本体の取り付け部材の検討する際にまず許容積載荷重を算出する必要がある。マストの基礎コンクリートの時に地盤の許容支持力との比較、転倒の可能性を照査した。この2つの結果を用いて、許容積載荷重を算出する必要がある。なお、転倒の可能性については風荷重が大きく影響しているが、設置する照明の受風面積はマスト全体にかかる風荷重と比べると、微小であると考えられるため、ここでは地盤の許容支持力から許容積載荷重を算出する。算出の結果、マスト1の許容積載荷重は約2,800kg、マスト2の許容積載荷重は700kgと算出された。この2つの積載荷重値は取り付ける照明の質量と比較しても、十分にあると判断できる。

マスト本体には巡視船のように照明やフラッグを取り付ける。照明については船に用いられている舷灯を取り付ける。このとき、剛結合で結合させることとする。マスト1には白色の舷灯照明を用いて、マスト2には赤・緑色の舷灯照明を取り付ける。また、フラッグについては取り外しができるようシーグとロープを設けることとする。マスト2においては、頂部取り付け部にマスト1の頂部鋼板と同じ高さになるように鋼管を取り付け、マスト1と同様の高さにシーグを設けることとする。

マスト本体の塗装色の検討においては、マストの元々の色である白色を採用する。

## 6-5 デザインのまとめ

デザイン検討の結果、平面図を図 6-4、立面イメージ図を図 6-5、3dsmax を用いて、作成した設置イメージ図を図 6-6 に示す。

- ・2本のマスト配置はフェリーターミナルに入船する船の方向とそろえる。
- ・マスト周辺の舗装については来訪者が座れるように芝生を植える。
- ・マスト本体には舷灯、フラッグを取り付けられるようなシーブを設ける。

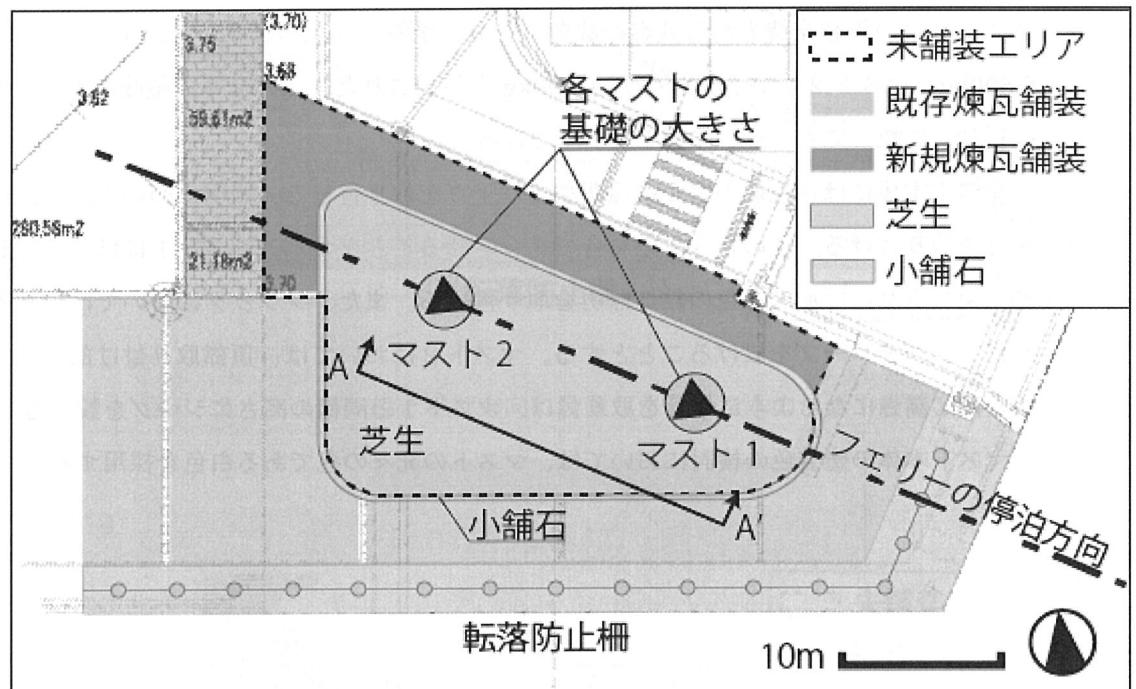


図 6-4 マストの配置案

マスト2にはフラッグを取り付けるために、  
頂部取付部に新規鋼管を取り付ける。新規  
鋼管頂部にはキャップを取り付ける。

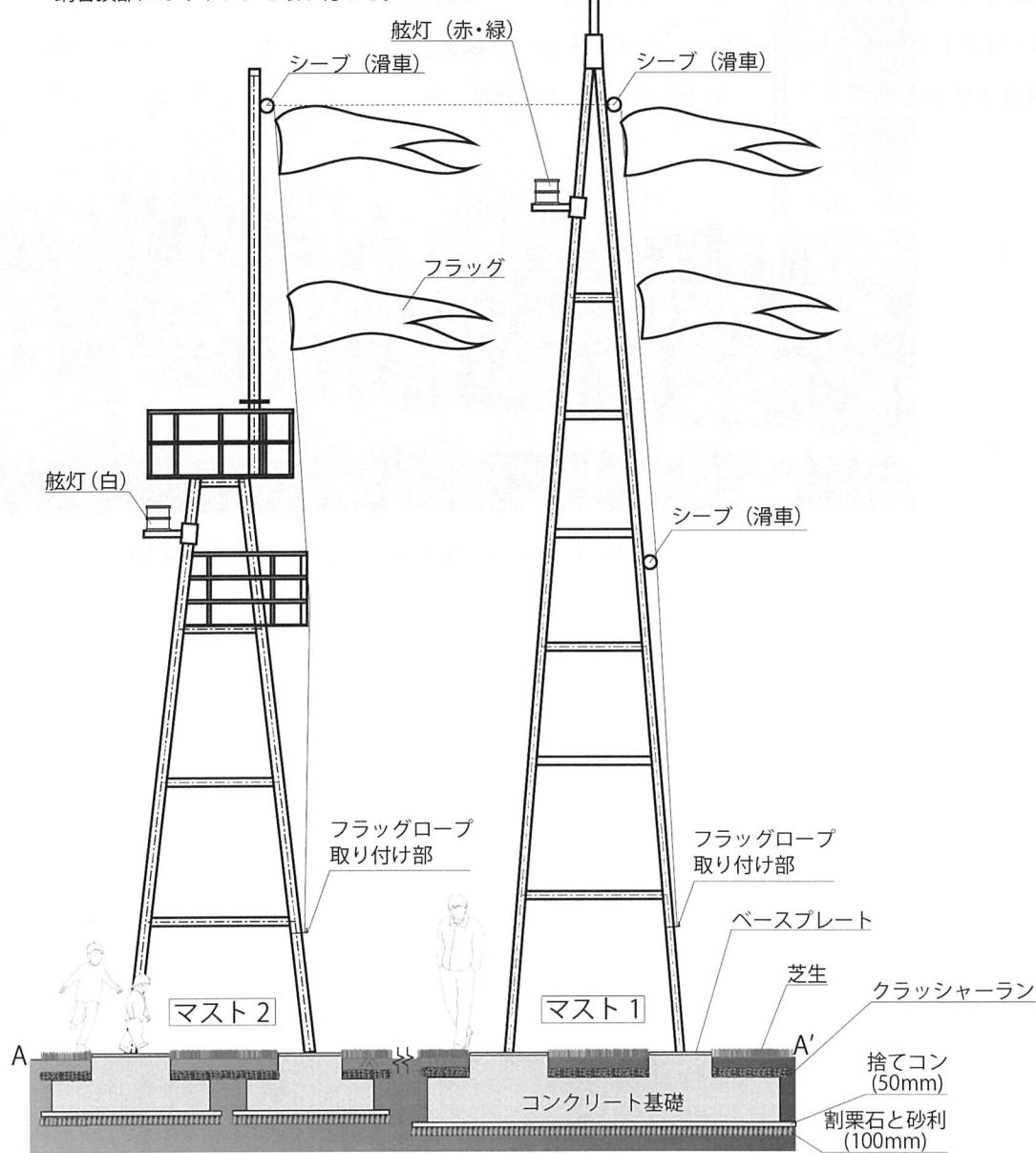


図6-5 マストの立面イメージ図

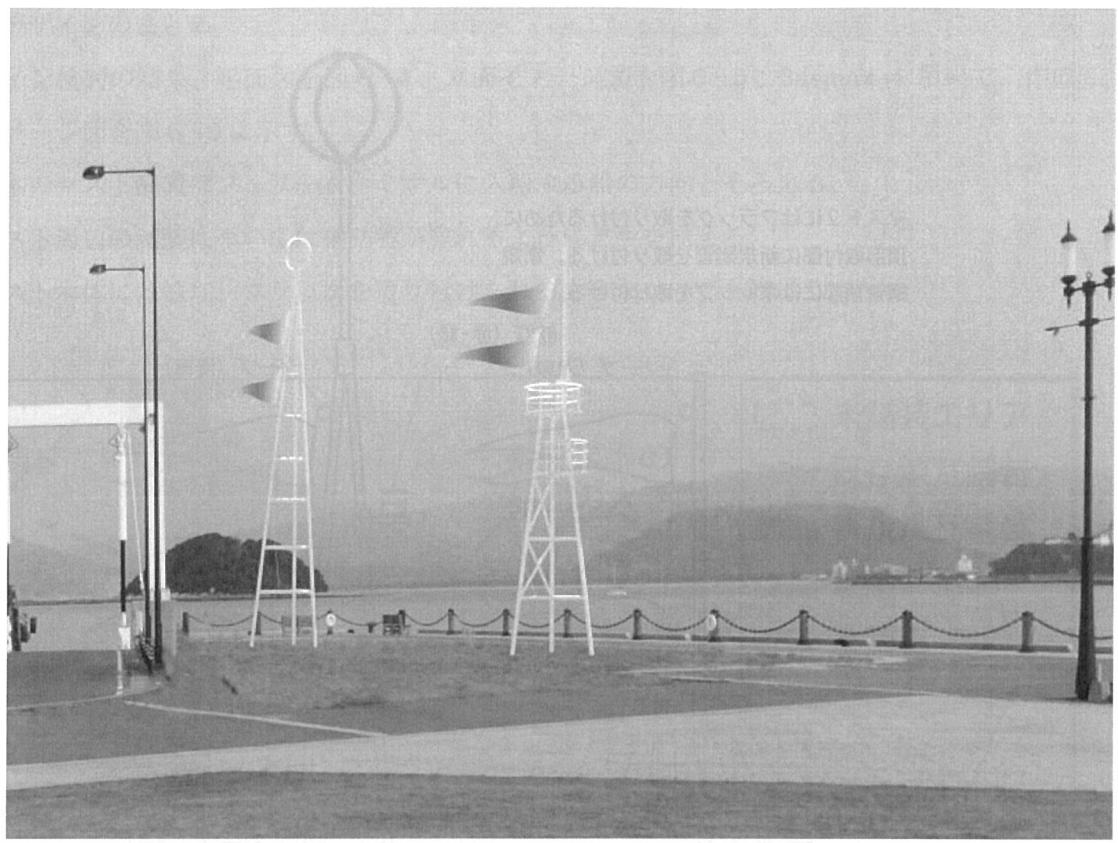


図 6-6 マストを設置したときのイメージ図

## 第7章 結論

### 7-1 結論

本研究では旧巡視船まつうらに取り付けられていたマスト2本の固定方法、及びデザインをした。マスト1では連続フーチング基礎、マスト2では直単独フーチング基礎で設置予定箇所に固定できることが分かった。また、結果として得られた固定方法を用いる際の材料費はこれまでの懇話会の取り組みを鑑みると、十分に寄付によって賄えられると考えられる。また、マストのデザインについては、マスト本体が船に取り付けられていた事を想起させるような照明、旗を取り付ける事などを検討した。

### 7-2 今後の課題

本研究において、様々な係数を現地状況及び参考文献を用いて決定している。しかしながら、設置予定箇所の許容支持力については、設置予定箇所の許容支持力データが無いことから、近隣の佐志浜埋め立て地の値で設定しているが、実際の設置予定箇所の許容支持力とは異なる可能性がある。したがって、本設計案を用いて、マストの基礎を検討する際は設置予定箇所のボーリング調査等を行い、地盤の許容支持力を算出し、算出された許容支持力を満たすように設置方法を検討する必要がある。

このマストの固定方法やデザインについては、筆者の一案を提案しているにすぎないため、今後は本研究結果を元にデザイン会議等での協議を進めた上で検討を進めていく必要がある。



## 謝辞

研究室に配属されたことがずいぶん昔のことのように思います。樋口研究室に所属して、もう3年が経とうとしています。この3年間を振り返ってみると、大島の模型作りから始まり、卒業論文、様々なまちづくり活動に参加しつつ、修士論文執筆作業とあつという間でしたが、非常に充実していた日々だったと思います。修士1年のとある日に樋口先生からかけられた言葉「できないことをどうにかして少しでも実現させるのがエンジニアだ」と学生の自分にかけられた言葉は今でも頭の中に響いています。この論文に関しても、一度参考書通りに検討ができなかっただため、あきらめかけたことがありました。それから1年後、また先生はこのマストの固定方法の設計をさせてくれる機会を与えてくれました。そのときに何とか同じ轍を踏まないよう、いろんな面から試行錯誤をし、何とか固定部の図面を書ける段階までたどりつくことができました。この経験は社会人になった時にもきっと生かされる事だと思います。

この研究の際に参考となる資料を提供して下さった唐津海上保安庁、佐賀県唐津土木事務所、唐津市役所に厚く御礼申し上げたいと思います。また、基礎検討の際に貴重なアドバイスを下さった笠間先生、安福先生、佐川先生にも感謝しています。樋口先生、榎本さんには論文ゼミの度に厳しいご指摘を頂きました。しかし、これは私がこの論文の本質を分かっていないからであり、この研究室における論文の本質を教えて頂きました。後輩達には自分の事で忙しい中、論文をチェックして頂き、貴重なアドバイスを送ってもらいました。そして同級生の河津君とはお互いに進捗状況を報告しながら、論文に関して、アドバイスを送り合いました。これは刺激になり、またささいな指摘をし合える同級生がいることは私が論文を完成させる上では必要不可欠な存在だと思います。この論文を執筆したのは私ですが、景観研究室のメンバーの協力が無ければ、完成していなかったと思います。この論文を将来参考文献の形で後輩たちが活用してくれる頃には私の検討した固定方法を持つマストが広場に建っていることを望みます。

大学生活6年間は大変密度の濃いものでした。研究室に入る前と入った後では大きく生活環境が変わりました。入学当初の自分は北崎でシェアハウス生活をするとは思わなかったでしょう。しかしシェアハウス生活を通して、何事も一人では解決できること、そして消防団活動を初めとして横つながりの重要性を改めて感じる事ができました。一緒にシェアハウス生活を送った行徳さん、ハイ君、竜太郎君、そして研究室の同級生でもある河津君には口には出さずとも、どこかで身勝手な行動で迷惑をかけたかもしれません。大変申し訳ありませんでした。あの北崎で、あのシェアハウスで共に生活した事、経験した事、感じた事は将来必ず財産になると信じています。

このような充実した大学生活6年間を送る事ができた一番の理由は家族の支えがあったからです。これまで24年間、いつも家族には心配をかけてばかりでした。来年度から一社会人になりますが、家族から支えられる立場から家族を支えられるような一社会人になりたいと思います。ありがとうございました。

2016.2.19

鍛治昌男