東海第二発電所　工事計画審査資料	
資料番号	工認-184　改2
提出年月日	平成30年7月30日

Ｖ-2-2-15-1　主排気筒の耐震性についての計算書

目次

1.　概要

本添付書類は，添付書類「Ｖ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，主排気筒の筒身及び鉄塔の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり，その評価は，地震応答解析による評価及び応力解析による評価により行う。

主排気筒の筒身及び鉄塔は，設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。以下，それぞれの分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

主排気筒の設置位置を図 2-1 に示す。

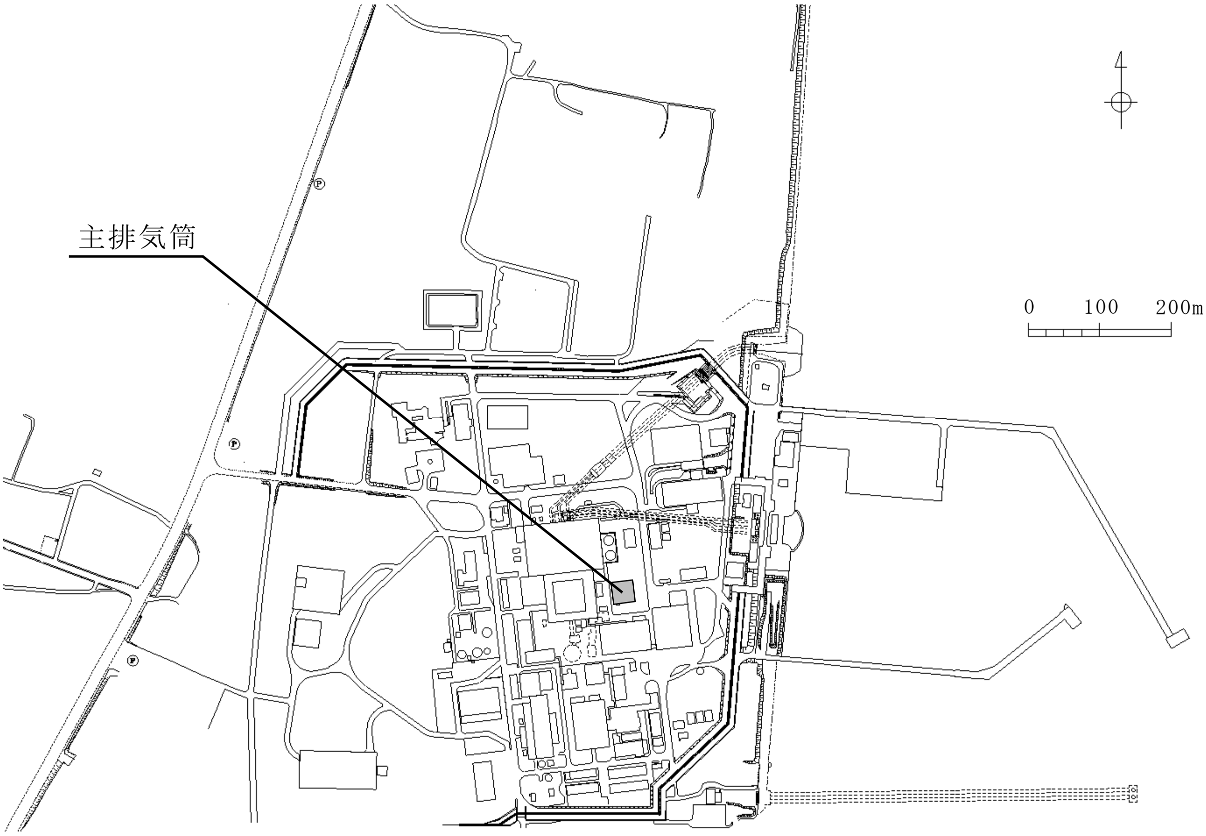


図 2-1 主排気筒の設置位置

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

2.2　構造概要

主排気筒は，鉄塔支持型の鋼製排気筒である。中央の内径 4.5m，高さ 140m の筒身にかかる水平力を周囲の根開き 28m，高さ 104.205m（EL.112.205m）の鋼管トラスの 4 脚鉄塔を補強して支える構造である。補強部分は高さ 117.543m（EL.125.543m）まで主柱を伸ばすとともに，高さ 104.205m（EL.112.205m）以下において 8 脚増やす。筒身と鉄塔は図 2-2 に示す 6 ヶ所で接続され，制振サポートと弾塑性ダンパで接合した制震構造である。筒身の下端は固定である。なお，以下本添付書類では制振サポートを「オイルダンパ」と称す。

以下に，構造概要を示す。

構造概要

- 構造形式　　鉄塔支持型鋼製
- 筒身高さ　　EL.148.000 m
- 鉄塔高さ　　EL.125.543 m
- 筒身径　　　φ4.500 m（内径）
- 鉄塔開き　　頂部開き　　10.387 m
  　　　　　　基部開き　　28.000 m
- 支持点位置　EL.125.543m，EL.112.205m，EL.95.432m，EL.75.444m，
  　　　　　　EL.52.618m，EL.26.257m
- 接続方法　　オイルダンパ（EL.125.543m，EL.112.205m），弾塑性ダンパ（EL.95.432m，EL.75.444m，EL.52.618m,），高力ボルト接合（EL.26.257m）
- 基礎　　　　鉄筋コンクリート造

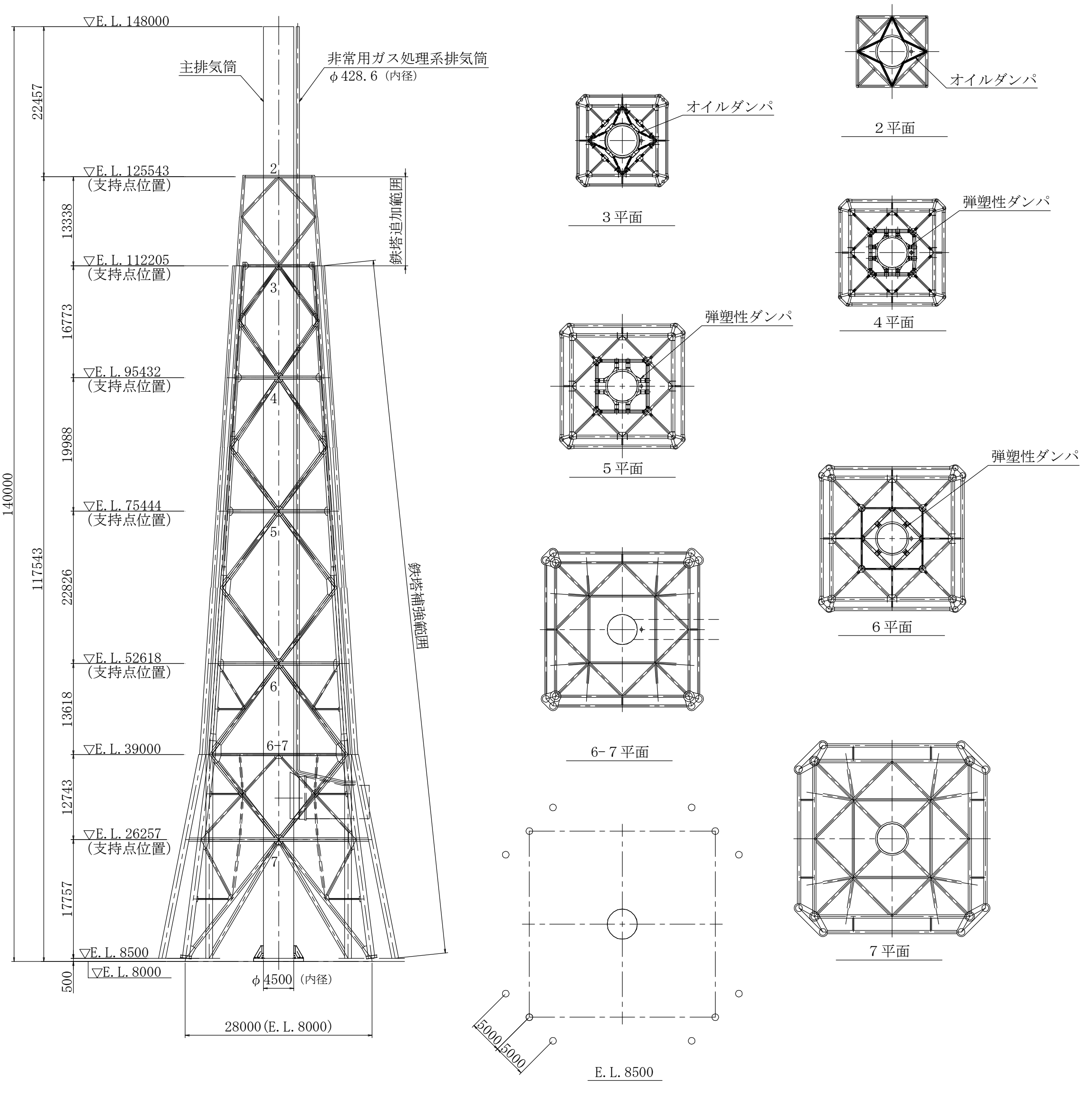


図 2-2　主排気筒概要図（単位：mm）

2.3　解析方針

主排気筒の筒身及び鉄塔は設計基準対象施設においては「Ｓクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故等防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

主排気筒の筒身及び鉄塔の設計基準対象施設としての評価においては，基準地震動S_sによる地震力に対する評価（以下「S_s地震時に対する評価」という。）を行うこととし，この評価は添付書類「Ｖ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。主排気筒の筒身及び鉄塔の評価は，添付書類「Ｖ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，応力解析による評価においては，最大部材応力に対して各部材断面を材料強度より算出した弾性限耐力による評価を行うことで，主排気筒の筒身及び鉄塔の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価に当たっては，地盤物性のばらつきを考慮する。

また，重大事故等対処施設としての評価においては，S_s地震時に対する評価を行う。ここで，主排気筒の筒身及び鉄塔では，運転時，設計基準事故時及び重大事故時の状態における圧力，温度等の条件について有意な差異がないことから，重大事故等対処施設としての評価は，設計基準対象施設としての評価と同一となる。

図 2-3 に主排気筒の筒身及び鉄塔の評価フローを示す。

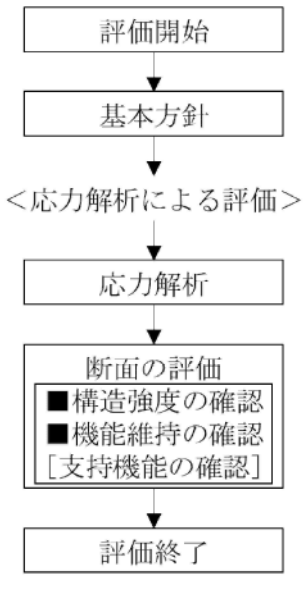


図 2-3　主排気筒の筒身及び鉄塔の評価フロー

2.4　準拠規格・基準等

主排気筒の筒身及び鉄塔の評価において，準拠する規格・基準等を以下に示す。

(1)　建築基準法・同施行令
(2)　鋼構造設計規準 -許容応力度設計法- ((社) 日本建築学会，2005)
(3)　容器構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，2010)
(4)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会，1988)
(5)　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 ((社) 日本建築学会，1999)
(6)　煙突構造設計施工指針 ((一財) 日本建築センター，1982)
(7)　塔状鋼構造設計指針・同解説 ((社) 日本建築学会，1980)
(8)　煙突構造設計指針 ((社) 日本建築学会，2007)
(9)　日本工業規格（ＪＩＳ）

3.　応力解析による評価方法

3.1　評価対象部位及び評価方針

主排気筒の応力解析による評価対象部位は，筒身板，鉄塔主部材とし，S_s地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S_s地震時に対する評価は，立体骨組モデルを用いた弾性応力解析によることとし，地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果，発生する応力が，弾性限界範囲内であることを確認する。

立体骨組モデルを用いた弾性応力解析にあたっては，添付書類「Ｖ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」の結果を踏まえた荷重を用い，得られた解析結果に対して組合せを行う。また入力荷重は，地盤剛性のばらつきも考慮されている。

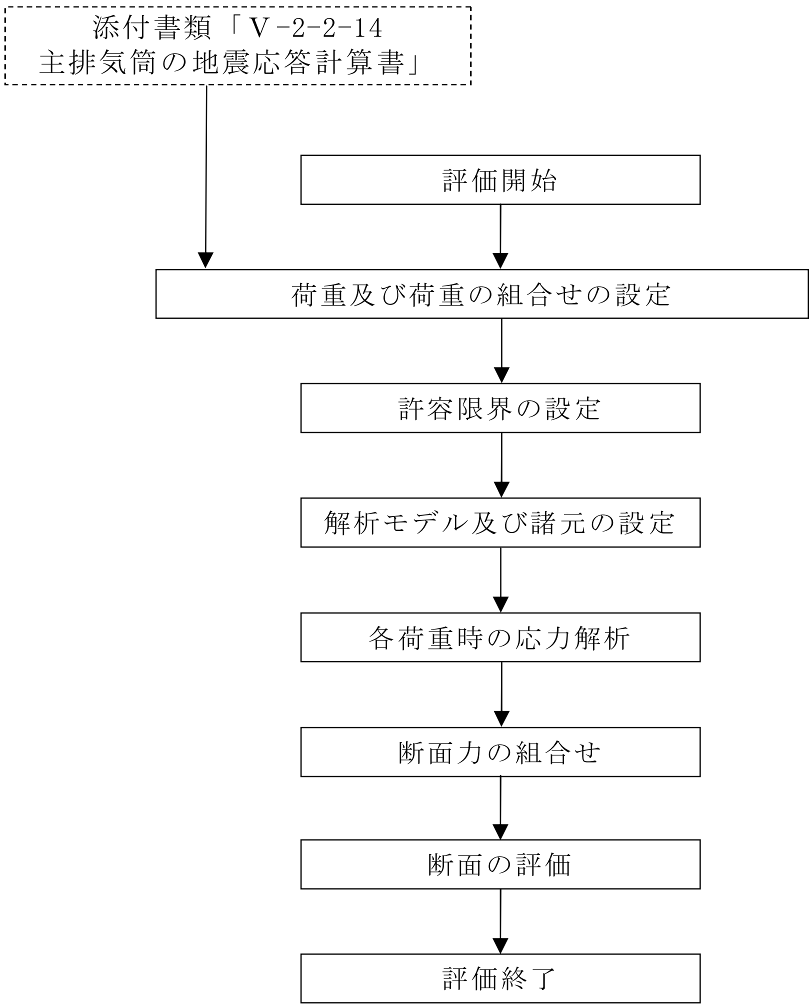


図 3-1　応力解析による評価フロー

3.2　荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，添付書類「Ｖ-2-1-9　機能維持の基本方針」にて設定している荷重及び荷重の組合せを用いる。

3.2.1　荷重

(1)　固定荷重

鉄塔及び筒身自重の他に，ダンパ，歩廊等の付属設備の重量を考慮する。

(2)　積載荷重

主排気筒には積載物はない。また，主排気筒上部に作業員が常駐することもない。

よって積載荷重は考慮しない。

(3)　積雪

主排気筒に付帯の歩廊の床材は，グレーチングやエキスパンドメタルのため，雪が積もらない構造となっている。よって積雪荷重は考慮しない。

(4)　風荷重

以下に示す荷重を風荷重として正面方向,斜め方向それぞれに対して考慮する。

平 12 建告第 1461 号第三号イに規定される算出法に基づいた風方向荷重

建築基準法施行令第 87 条に規定される算出法に基づいた暴風によって,構造耐力上主要な部位に損傷を生じないことを確認する。

これより，主排気筒に作用する風方向荷重は，次式によって算定する。

$$W_{D1} = q_1 \cdot C_f \cdot A \ (\mathrm{N})$$

ここで

W_{D1}　：地表面からの高さZにおける風方向荷重（N）

q_1　：速度圧（$q_1 = 0.6 \cdot E \cdot V_0^2$）（N/mm²）

E　：速度圧の高さ方向の分布を示す係数（$E = E_r^{\,2} \cdot G_f$）

E_r　：平均風速の高さ方向の分布を表す係数

（ $H > Z_b$ より　$E_r = 1.7\,(H / Z_G)^{\alpha}$）

H　：構造物の基準高さ（ $H = 140.000\mathrm{m}$ ）

Z_b, Z_G, α　：風速の鉛直分布を定めるパラメータ

表 3-1　地表面粗度区分に応じて設定される数値

地表面粗度区分	Ⅱ
Z_b (m)	5
Z_G (m)	350
α	0.15

G_f　：ガスト影響係数（$G_f = 1.0$）

V_0　：基準風速（$V_0 = 30\mathrm{m/s}$：茨城県東海村）

C_f　：風力係数

（筒身部：$C_f = 0.9kz$ ｛煙突その他の円筒構造物｝）

（鉄塔部｛ラチス構造物の風力係数C_f｝）

kz　：$Z \leqq Z_b$　　　$kz = (Z_b / H)^{2\alpha}$

$Z_b < Z$　　　$kz = (Z / H)^{2\alpha}$

Z　：当該部分の地盤面からの高さ（m）

A　：地表面からの高さZにおける風向に垂直な面に投影した建築物の面積（見付面積）（m²）

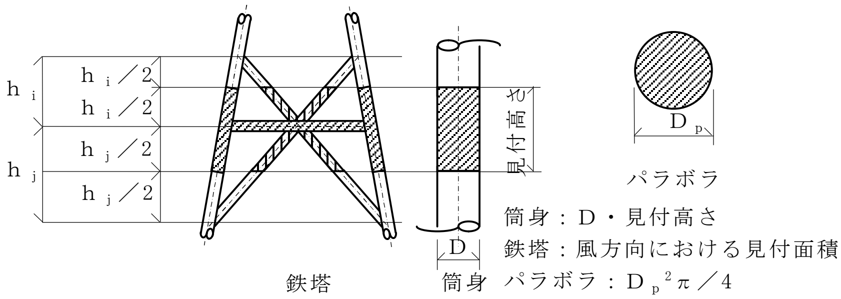


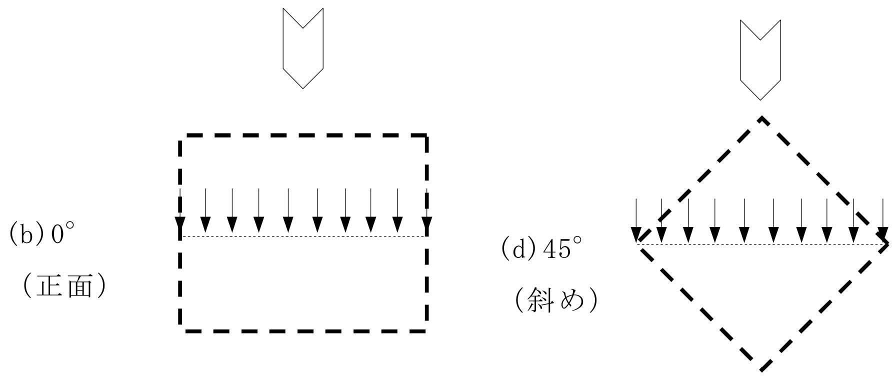
図 3-2　鉄塔及び筒身の見付面積Ａ

表 3-2　ラチス構造物の風力係数C_f

種類 ＼ φ		(1)	(2)	(3)
		0.1以下	0.1を超え0.6未満	0.6
鋼管	(b) 0°　(正面)	2.2kz	(1)と(3)とに掲げる数値を直線的に補間した数値	1.5kz
	(d) 45°　(斜め)	1.7kz		1.3kz

ここで，φ：充実率

（風を受ける部分の最外縁に囲まれる面積に対する見付面積の割合）



注１：上図はラチスばり及びラチス柱の断面を表す。

注２：風圧作用面積としては，　の作用する方向から見たラチス構面の見付面積とする。

図 3-3　ラチス構造物

(5)　地震荷重

以下に示す荷重を地震荷重として 0°方向，45°方向それぞれに対して考慮する。

なお，地震荷重は，添付書類「Ｖ-2-2-14　主排気筒の地震応答計算書」にて示した鉄塔及び筒身の質点系 2 連成の地震応答解析モデルを用いたＳ$_s$地震動による時刻歴地震応答解析結果（最大応答せん断力及び最大応答曲げモーメント）を安全側に包絡するように設定した値による。

各荷重を表 3-3～表 3-7 及び図 3-4～図 3-7 に示す。

表 3-3　鉄塔及び筒身の固定荷重，地震時鉛直荷重

EL. (m)	固定荷重 (kN)			S_s設計用鉛直荷重 (kN)		
	筒身	鉄塔	計	筒身	鉄塔	計
148.000	0	－	0	0	－	0
138.000	141	－	141	1000	－	1000
125.543	299	0	299	3500	0	3500
112.205	333	339	672	6000	3000	9000
95.432	379	937	1316	8000	8000	16000
75.444	466	1443	1909	11000	15000	26000
52.618	527	1854	2381	14000	23000	37000
26.257	616	2705	3321	16000	28000	44000
8.500	531	3383	3914	17000	32000	49000

表 3-4　筒身のせん断力

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	せん断力 (kN)				
		S_s設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0°方向	45°方向	0°方向	45°方向	
148.000	10.000	0	0	0	0	0
138.000	12.457	1000	1000	24	24	1024
125.543	13.338	2500	2500	64	64	2564
112.205	16.773	1000	1000	120	120	1120
95.432	19.988	1500	1500	183	183	1683
75.444	22.826	1500	1500	284	283	1784
52.618	26.361	1000	1000	64	63	1064
26.257	17.757	1000	1000	7	5	1007
8.500	0.000	1000	1000	34	35	1035

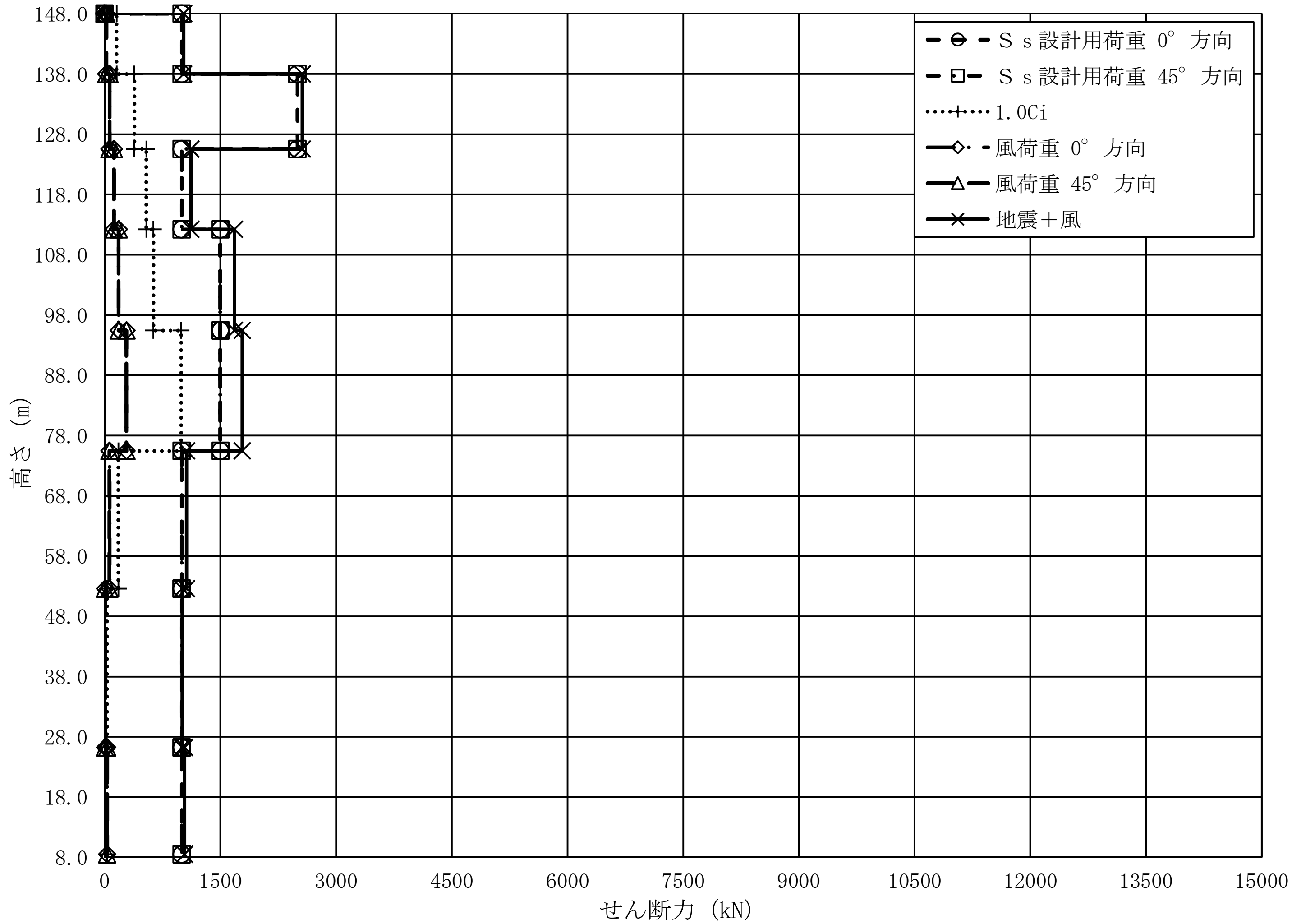

Ｓｓ設計用荷重 0° 方向
Ｓｓ設計用荷重 45° 方向
1.0Ci
風荷重 0° 方向
風荷重 45° 方向
地震＋風
高さ（m）
148.0
138.0
128.0
118.0
108.0
98.0
88.0
78.0
68.0
58.0
48.0
38.0
28.0
18.0
8.0
0
1500
3000
4500
6000
7500
9000
10500
12000
13500
15000
せん断力（kN）

図 3-4 筒身のせん断力

表 3-5　筒身の曲げモーメント

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	曲げモーメント（kN･m）				
		Ｓ$_{s}$設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	0	0	0	0	0
138.000	12.457	8000	8000	240	240	8240
125.543	13.338	40000	40000	1196	1196	41196
112.205	16.773	35000	35000	3000	3000	38000
95.432	19.988	30000	30000	6378	6378	36378
75.444	22.826	10000	10000	1088	1099	11099
52.618	26.361	10000	10000	109	135	10135
26.257	17.757	20000	20000	446	507	20507
8.500	0.000	10000	10000	1510	1812	11812

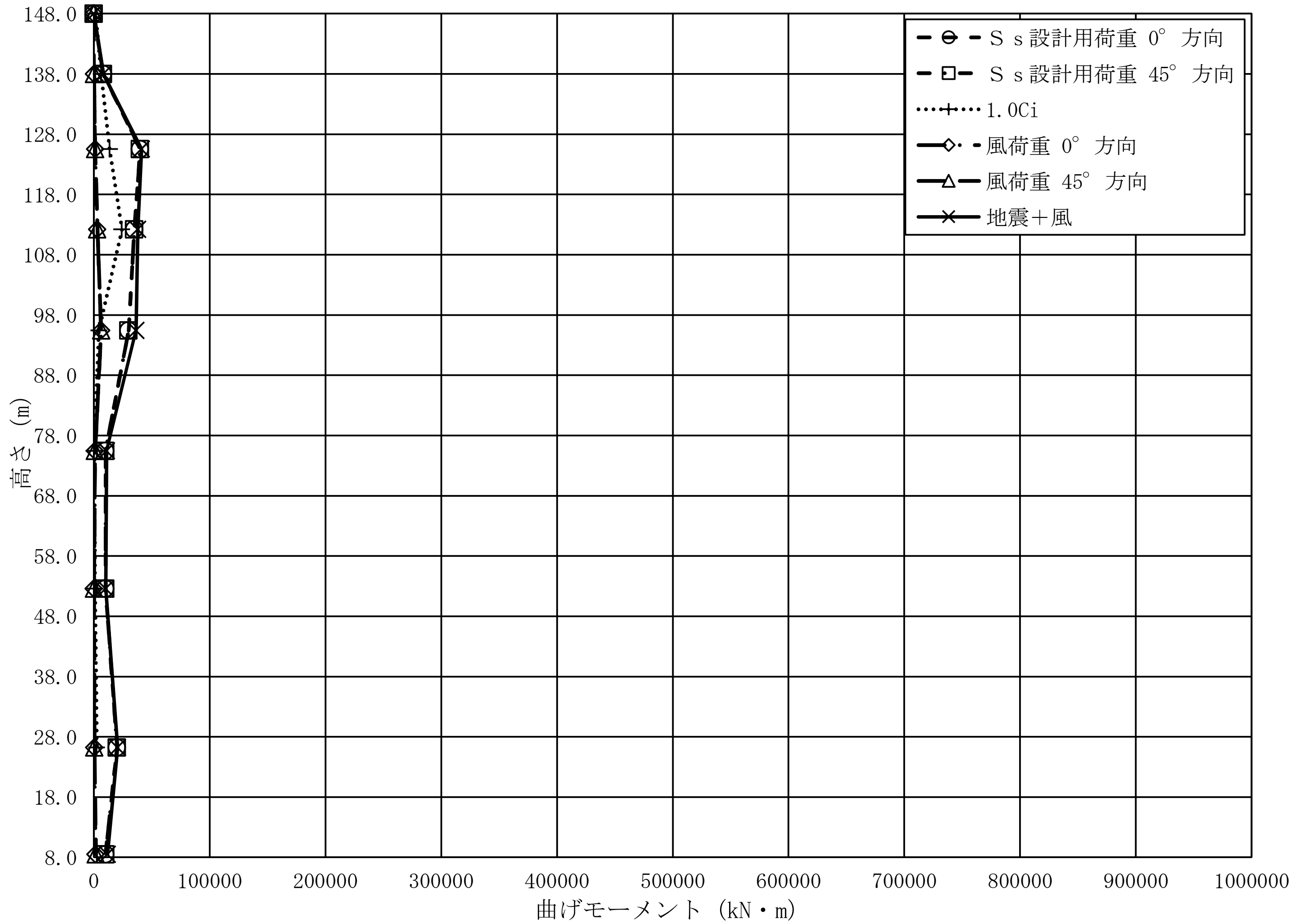


図 3-5　筒身の曲げモーメント

表 3-6　鉄塔のせん断力

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	せん断力（kN）				
		Ｓ$_{s}$設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0° 方向	45° 方向	0° 方向	45° 方向	
148.000	10.000	―	―	―	―	―
138.000	12.457	―	―	―	―	―
125.543	13.338	0	0	0	0	0
112.205	16.773	3500	3500	21	26	3526
95.432	19.988	5000	5000	94	121	5121
75.444	22.826	6000	6000	219	291	6291
52.618	26.361	7000	7000	673	799	7799
26.257	17.757	8000	8000	1010	1205	9205
8.500	0.000	10000	10000	1289	1562	11562

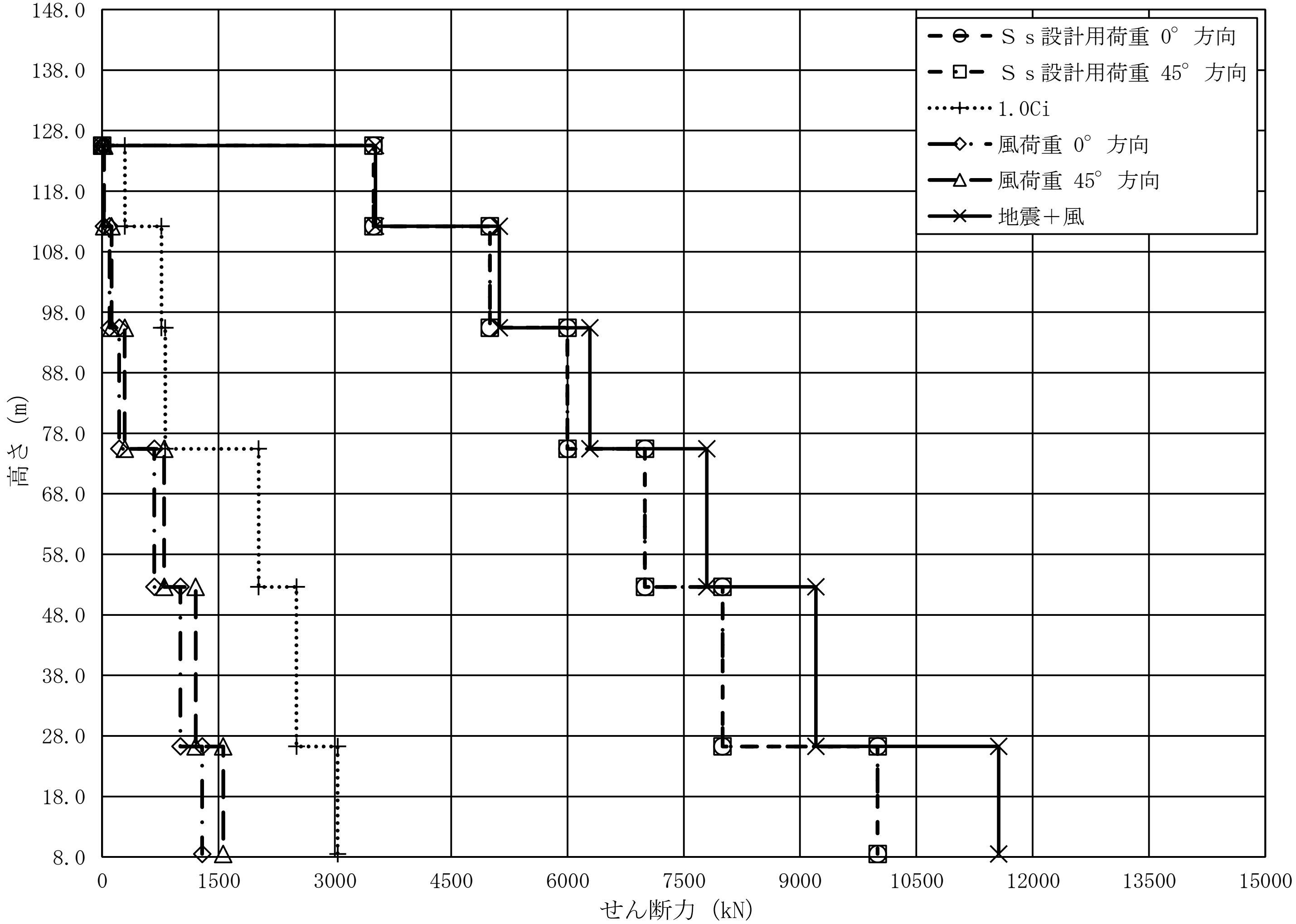

148.0
138.0
128.0
118.0
108.0
98.0
88.0
78.0
68.0
58.0
48.0
38.0
28.0
18.0
8.0
高さ (m)
0
1500
3000
4500
6000
7500
9000
10500
12000
13500
15000
せん断力 (kN)
Ｓｓ設計用荷重 0° 方向
Ｓｓ設計用荷重 45° 方向
1.0Ci
風荷重 0° 方向
風荷重 45° 方向
地震＋風

図 3-6　鉄塔のせん断力

表 3-7　鉄塔の曲げモーメント

EL. Z (m)	層間高さ h (m)	曲げモーメント（kN･m）				
		Ｓｓ設計用荷重		風荷重		地震＋風
		0°方向	45°方向	0°方向	45°方向	
148.000	10.000	―	―	―	―	―
138.000	12.457	―	―	―	―	―
125.543	13.338	0	0	0	0	0
112.205	16.773	45000	45000	464	585	45585
95.432	19.988	130000	130000	2477	3222	133222
75.444	22.826	230000	230000	18834	21227	251227
52.618	26.361	380000	380000	38082	43665	423665
26.257	17.757	520000	520000	66452	77559	597559
8.500	0.000	670000	670000	88880	104612	774612

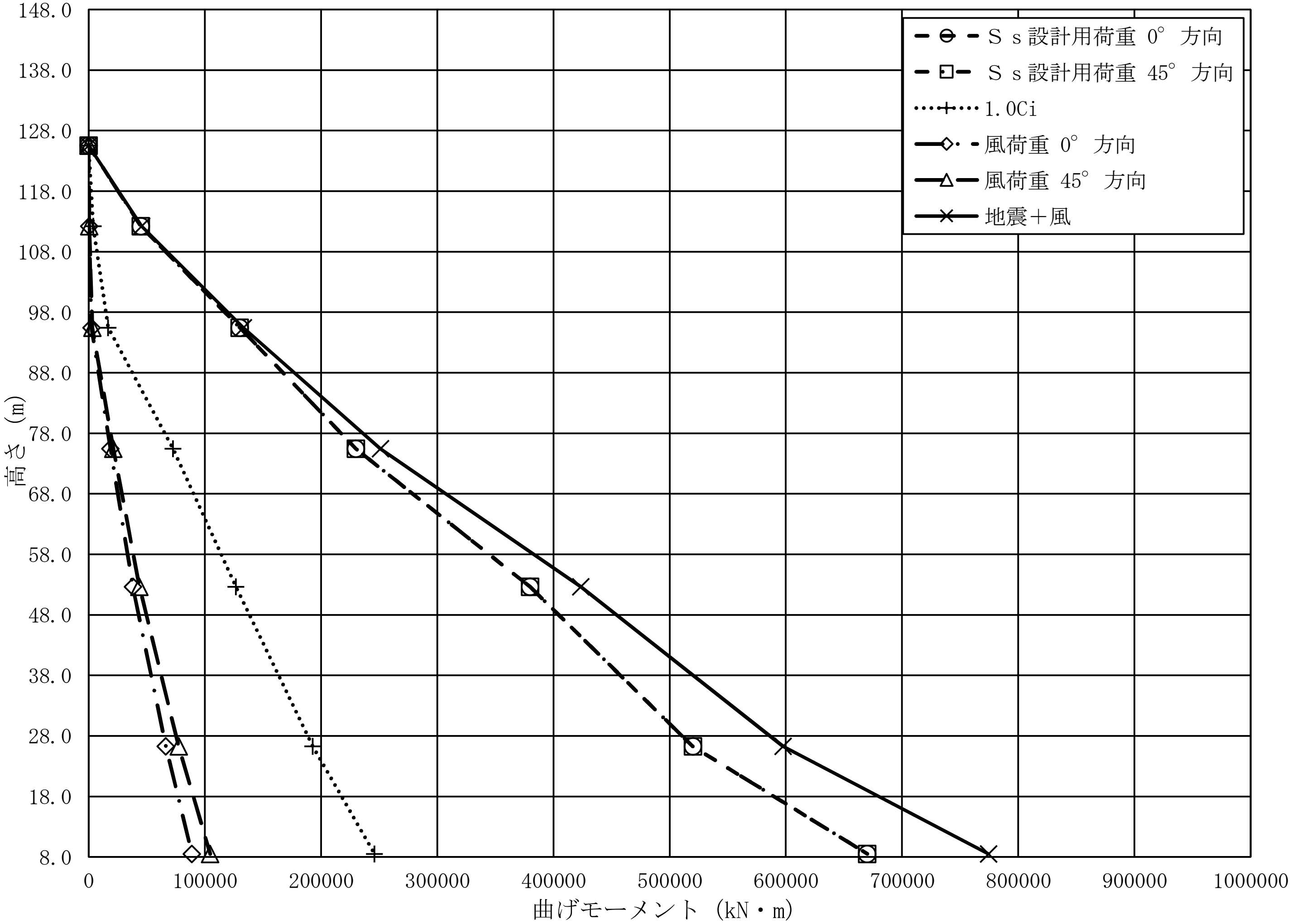


図 3-7　鉄塔の曲げモーメント

3.2.2　荷重の組合せ

荷重の組合せは，添付書類「Ⅴ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき表 3-8 に示す荷重の組合せを用いる。

表 3-8　荷重の組合せ

外力の状態	水平荷重の入力方向	荷重の組合せ
S_s地震時	0°	$G+K_H+0.4K_V+W_{0°}$ $G+0.4K_H+K_V+W_{0°}$
S_s地震時	45°	$G+K_H+0.4K_V+W_{45°}$ $G+0.4K_H+K_V+W_{45°}$

ここで，

G　　：固定荷重

K_H　：水平方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

K_V　：鉛直方向地震荷重（地震応答解析結果を安全側に包絡するよう設定した値）

$W_{0°}$　：0°方向の風荷重

$W_{45°}$　：45°方向の風荷重

3.3　許容限界

主排気筒の筒身及び鉄塔の許容限界は，添付資料「Ｖ-2-1-9　機能維持の基本方針」に基づき，表 3-9 及び表 3-10 のとおり設定する。

表 3-9　応力評価における許容限界（設計基準対象施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*
支持機能	機器・配管系の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*

注記　＊：終局強度は，基準強度Ｆを 1.1Ｆと読み替える。（建告第 2464 号に規定されたＪＩＳ規定品のみ）

表 3-10　応力評価における許容限界（重大事故等対処施設としての評価）

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界（評価基準値）
－	構造強度を有すること	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*
支持機能	機器・配管系の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S_s	筒身，鉄塔	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	終局耐力*

注記　＊：終局強度は，基準強度Ｆを 1.1Ｆと読み替える。（建告第 2464 号に規定されたＪＩＳ規定品のみ）

3.4　評価方法

3.4.1　応力評価方法

主排気筒の断面の評価に用いる応力は，立体骨組モデルを用いた弾性応力解析を実施する。解析には，解析コード「ＮＡＳＴＲＡＮ　Ver.2008.0.0」を用いる。また，解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については，添付書類「Ｖ-5-1 計算機プログラム（解析コード）の概要・ＮＡＳＴＲＡＮ」に示す。

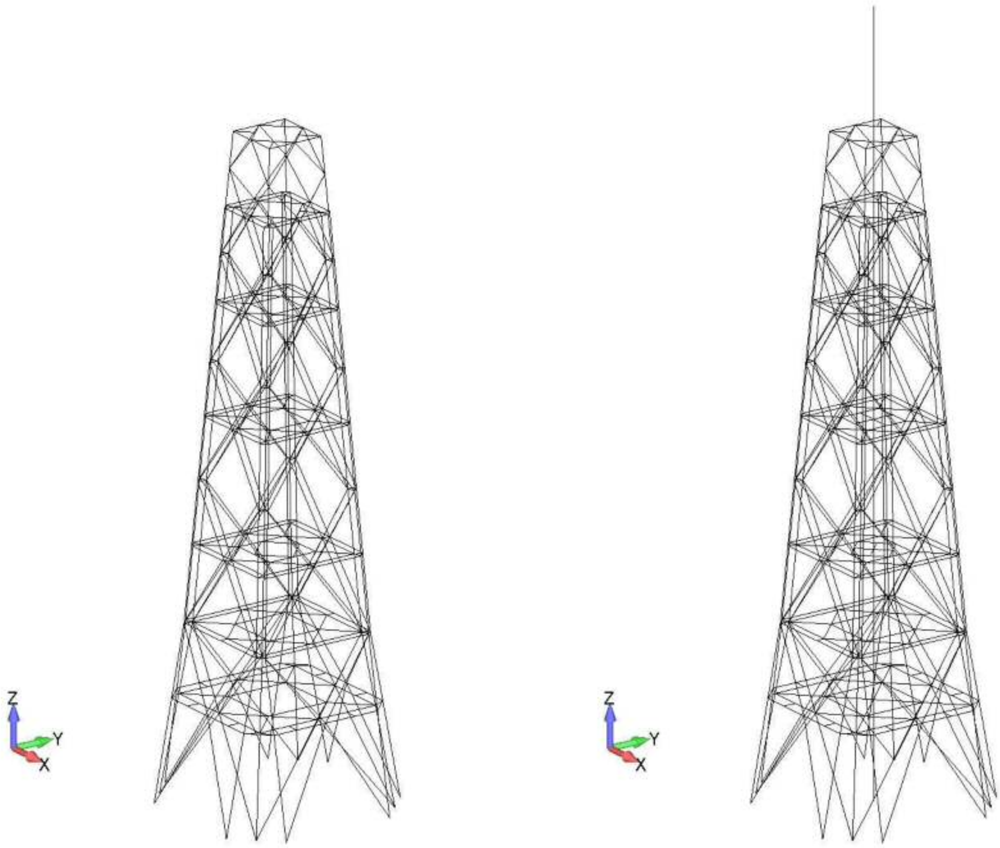
応力解析にあたって，筒身及び鉄塔を3次元の梁要素にてモデル化する。梁要素には，表3-11に示す物性値を与える。解析モデルは，主柱材及び補助主柱材の脚部でピン支持されるとの境界条件を与える。筒身及び鉄塔の応力解析モデルを図3-8に示す。

地震荷重の評価においては，地震応答解析により，筒身及び鉄塔の連成効果を考慮した筒身及び鉄塔のせん断力及び曲げモーメントが個別に求められることから，筒身と鉄塔の評価を個別に実施する。ここで，筒身については連続梁とみなせるため，地震応答解析の結果をそのまま断面力として使用する。また，鉄塔については，個々の部材力を求める必要があることから，図3-8に示す鉄塔単体の立体骨組モデルを用いて応力解析を実施する。

風荷重の評価においては，風荷重によって受ける曲げモーメントが鉄塔によって支えられるため，この影響を考慮した部材断面力を求めるために，図3-8に示す筒身鉄塔一体の立体骨組モデルを用いる。

表3-11　筒身及び鉄塔の解析モデルに与える物性値

諸元	物性値
ヤング係数	205000 N/mm^2
ポアソン比	0.3



（a） 地震荷重による応力評価用モデル　（b） 風荷重による応力評価用モデル

図 3-8　筒身及び鉄塔の応力解析モデル

3.4.2　断面の評価方法

主排気筒の断面の評価に用いる応力は，立体骨組モデルを用いた応力解析により得られた各荷重による断面力（軸力，曲げモーメント，せん断力）を組合せることにより算定する。

（1）　筒身板に対する断面の評価方法

（a）　応力検定

機能維持検討の応力に対する断面算定は，容器構造設計指針・同解説に準拠して行う。

なお，断面性能の算定に腐食代 2 ㎜（外側：1mm，内側：1mm）を控除した値を用いる。

$$\frac{\sigma_c}{{}_c f_{cr}} + \frac{{}_c \sigma_b}{{}_b f_{cr}} \leqq 1$$

かつ

$$\frac{\tau}{{}_{s}f_{cr}} \leqq 1$$

ここで

σ_c　：平均圧縮応力度（$\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$）（N/mm^2）

N　：圧縮力（kN）

A　：円筒の断面積（mm^2）

${}_{c}\sigma_{b}$　：圧縮側曲げ応力度（${}_{c}\sigma_{b} = M \cdot 10^6 / Z_c$）（N/mm^2）

M　：曲げモーメント（kN·m）

Z_c　：断面係数（mm^3）

τ　：せん断応力度（$\tau = Q \cdot 10^3 / A_s$）（N/mm^2）

Q　：せん断力（kN）

A_s　：円筒のせん断断面積（＝A／2）（mm^2）

${}_{c}f_{cr}$：圧縮材料強度（N/mm^2）

${}_{b}f_{cr}$：曲げ材料強度（N/mm^2）

${}_{s}f_{cr}$：せん断材料強度（N/mm^2）

（${}_{c}f_{cr}$，${}_{b}f_{cr}$，${}_{s}f_{cr}$ は次項による。）

(b)　機能維持検討時に対する材料強度

機能維持検討時は，平 12 建告第 2464 号に準拠し，材料強度Ｆ値を 1.1 倍した値を用いて算出した許容応力度を，部材の発生応力度が超えないことを確認する。

(2)　鉄塔主要部材に対する断面の評価方法

(a)　応力検定

機能維持検討時の応力に対する断面算定は，政令第 96 条及び平 13 国交告第 1024 号に準拠して行う。

なお,断面性能の算定に腐食代 1mm(外側のみ 1mm)を控除した値を用いる。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leqq 1$$

ここで

σ_c　：平均圧縮応力度（$\sigma_c = N \cdot 10^3 / A$）（N/mm^2）

σ_b　：曲げ応力度（$\sigma_b = M \cdot 10^6 / Z_t$）（N/mm^2）

f_c　：圧縮材料強度（N/mm^2）

f_b　：曲げ材料強度（N/mm^2）

N　：圧縮力（kN）

A　：断面積（mm^2）

M　：曲げモーメント（kN・m）

Z_t ：断面係数（mm^3）

（f_c，f_bは次項による。）

(b)　機能維持検討時に対する材料強度

機能維持検討時は，平 12 建告第 2464 号に準拠し，材料強度F値を 1.1 倍した値を用いて算出した許容応力度を，部材の発生応力度が超えないことを確認する。

4.　評価結果

4.1　筒身，主柱材，斜材，水平材，補助主柱材，補助斜材，補助水平材の応力評価結果

「3.4.2　断面の評価方法」に基づいた断面の評価結果を以下に示す。

（1） 筒身板に対する断面の評価方法

以下に，断面評価結果を示す。

（a） 筒身（軸力＋曲げ）

表 4-1 筒身の断面評価（機能維持検討時 軸力＋曲げ）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能		材料強度		応力度		判定
			軸力 N (kN)	曲げ M (kN･m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_c (mm^3)	圧縮 ${}_c f_{cr}$ (N/mm^2)	曲げ ${}_b f_{cr}$ (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c = N/A$ (N/mm^2)	曲げ ${}_c\sigma_b = M/Z_c$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{{}_c f_{cr}} + \frac{{}_c\sigma_b}{{}_b f_{cr}}$
148.000	Φ4532.0×16.0	SS400	541	8240	198600	223000000	214.2	224.2	2.8	37.0	0.18 ≦ 1.00
138.000	Φ4532.0×16.0	SS400	1840	41196	198600	223000000	214.2	224.2	9.3	184.8	0.87 ≦ 1.00
125.543	Φ4532.0×16.0	SS400	3173	38000	198600	223000000	214.2	224.2	16.0	170.5	0.84 ≦ 1.00
112.205	Φ4532.0×16.0	SS400	4352	36378	198600	223000000	214.2	224.2	22.0	163.2	0.84 ≦ 1.00
95.432	Φ4532.0×16.0	SS400	12618	10378	198600	223000000	214.2	224.2	63.6	46.6	0.51 ≦ 1.00
75.444	Φ4532.0×16.0	SS400	16145	5108	198600	223000000	214.2	224.2	81.3	23.0	0.49 ≦ 1.00
52.618	Φ4532.0×16.0	SS400	9161	20510	198600	223000000	214.2	224.2	46.2	92.0	0.63 ≦ 1.00
26.257	Φ4532.0×16.0	SS400	20292	5819	198600	223000000	214.2	224.2	102.2	26.1	0.60 ≦ 1.00

注 ：腐食代 2mm（内側：1mm，外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(b) 筒身（せん断）

表 4-2 筒身の断面評価（機能維持検討時 せん断）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能		材料強度		応力度		判定
			せん断 Q (kN)	曲げ M (kN・m)	せん断断面積 A_s (mm^2)	断面係数 Z_c (mm^3)	せん断 $_sf_{cr}$ (N/mm^2)	曲げ $_bf_{cr}$ (N/mm^2)	せん断 $\tau=Q/A_s$ (N/mm^2)	曲げ $_c\sigma_b=M/Z_c$ (N/mm^2)	$\frac{\tau}{_sf_{cr}}$
148.000	Φ4,532.0×16.0	SS400	1024	-	99300	-	96.1	-	10.4	-	0.11 ≦ 1.00
138.000	Φ4,532.0×16.0	SS400	2593	-	99300	-	90.3	-	26.2	-	0.30 ≦ 1.00
125.543	Φ4,532.0×16.0	SS400	1150	-	99300	-	87.8	-	11.6	-	0.14 ≦ 1.00
112.205	Φ4,532.0×16.0	SS400	1719	-	99300	-	78.3	-	17.4	-	0.23 ≦ 1.00
95.432	Φ4,532.0×16.0	SS400	1784	-	99300	-	71.7	-	18.0	-	0.26 ≦ 1.00
75.444	Φ4,532.0×16.0	SS400	1064	-	99300	-	67.1	-	10.8	-	0.17 ≦ 1.00
52.618	Φ4,532.0×16.0	SS400	1034	-	99300	-	62.5	-	10.5	-	0.17 ≦ 1.00
26.257	Φ4,532.0×16.0	SS400	1075	-	99300	-	76.1	-	10.9	-	0.15 ≦ 1.00

注 ：腐食代 2mm（内側：1mm，外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(2)　鉄塔主要部材に対する断面の評価方法

以下に，断面評価結果を示す。

(a)　主柱材

表 4-3　主柱の断面評価（機能維持検討時）

EL.	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
Z (m)			軸力 N (kN)	曲げ M (kN･m)	断面積 A (mm²)	断面係数 Z_t (mm³)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm²)	曲げ f_b (N/mm²)	圧縮 σ_c=N／A (N/mm²)	曲げ σ_b=M／Z_t (N/mm²)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ406.4×6.4	STK400	231	82	6769	668000	141.2	8240.1	58.4	231.4	258.5	34.2	122.8	0.63 ≦ 1.00
95.432	Φ406.4×12.7	STK400	1398	80	14430	1370000	138.8	10477.2	75.5	213.3	258.5	96.9	58.4	0.69 ≦ 1.00
75.444	Φ558.8×12.7	STK400	3483	110	20040	2680000	192.8	11493.1	59.6	230.3	258.5	173.9	41.1	0.92 ≦ 1.00
52.618	Φ812.8×12.7	STK400	4923	279	29370	5770000	282.3	11431.4	40.5	245.4	258.5	167.7	48.4	0.88 ≦ 1.00
26.257	Φ1016.0×12.7	STK400	5711	47	36840	9130000	354.5	9025.3	25.5	253.3	258.5	155.1	5.2	0.64 ≦ 1.00

注　：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(b)　斜材

表 4-4　斜材の断面評価（機能維持検討時）

EL.	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
Z (m)			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 σ_c=N／A (N/mm^2)	曲げ σ_b=M／Z_t (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	629	―	5907	―	123.1	10023.4	81.4	205.9	―	106.5	―	0.52 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	934	―	7631	―	159.0	12570.6	79.1	208.8	―	122.4	―	0.59 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	941	―	8492	―	177.0	14191.3	80.2	207.5	―	110.9	―	0.54 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	988	―	8492	―	177.0	8459.3	47.8	240.3	―	116.4	―	0.49 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	1125	―	8492	―	177.0	11344.3	64.1	225.9	―	132.5	―	0.59 ≦ 1.00

注　：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(c) 水平材

表 4-5 水平材の断面評価（機能維持検討時）

EL. Z (m)	使用部材	材質	設計用断面力 軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面性能 断面積 A (mm²)	断面係数 Z_t (mm³)	回転半径 i (mm)	座屈長 L_k (mm)	細長比 λ	材料強度 圧縮 f_c (N/mm²)	曲げ f_b (N/mm²)	応力度 圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm²)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm²)	判定 $\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	380	1	5907	506000	123.1	5193.6	42.2	244.3	258.5	64.4	2.0	0.28 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	201	4	7631	848000	159.0	6295.0	39.6	246.0	258.5	26.4	4.8	0.13 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	209	4	8492	1050000	177.0	7607.2	43.0	243.8	258.5	24.7	3.9	0.12 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	209	10	8492	1050000	177.0	9105.9	51.4	237.5	258.5	24.7	9.6	0.15 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	451	4	8492	1050000	177.0	11644.2	65.8	224.1	258.5	53.2	3.9	0.26 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(d) 補助主柱材

表 4-6 補助主柱材の断面評価（機能維持検討時）

EL.	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
Z (m)			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ406.4×19.0	STK400	838	27	21850	2020000	136.8	6573.9	48.1	240.1	258.5	38.4	13.4	0.22 ≦ 1.00
112.205	Φ508.0×19.0	590材	1723	249	27600	3250000	172.7	8240.1	47.7	367.0	413.0	62.5	76.7	0.36 ≦ 1.00
95.432	Φ508.0×19.0	590材	2942	183	27600	3250000	172.7	10477.2	60.7	338.5	413.0	106.6	56.4	0.46 ≦ 1.00
75.444	Φ609.6×19.0	590材	5386	180	33340	4770000	208.5	11493.1	55.1	351.6	413.0	161.6	37.8	0.56 ≦ 1.00
52.618	Φ812.8×19.0	590材	7334	200	44830	8680000	280.2	13676.2	48.8	364.8	413.0	163.6	23.1	0.51 ≦ 1.00
26.257	Φ1016.0×19.0	590材	7369	99	56320	13800000	352.3	18100.2	51.4	359.5	413.0	130.9	7.2	0.39 ≦ 1.00

注 ：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(e)　補助斜材

表 4-7　補助斜材の断面評価（機能維持検討時）

EL.	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
Z (m)			軸力 N (kN)	曲げ M (kN・m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ355.6×12.7	STK400	1349	－	12570	－	121.0	8652.7	71.5	217.9	－	107.4	－	0.50 ≦ 1.00
112.205	Φ355.6×12.7	STK400	1209	－	12570	－	121.0	10250.4	84.7	201.6	－	96.2	－	0.48 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×12.7	STK400	1466	－	16300	－	156.8	12790.3	81.6	205.7	－	90.0	－	0.44 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×12.0	STK490	1441	－	17110	－	175.0	14423.4	82.4	254.5	－	84.3	－	0.34 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×12.0	STK490	1560	－	17110	－	175.0	17150.9	98.0	210.5	－	91.2	－	0.44 ≦ 1.00
26.257	Φ558.8×19.0	590材	2451	－	30470	－	190.9	20875.2	109.4	169.2	－	80.5	－	0.48 ≦ 1.00

注　：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

(f)　補助水平材

表 4-8　補助水平材の断面評価（機能維持検討時）

EL.	使用部材	材質	設計用断面力		断面性能			座屈長	細長比	材料強度		応力度		判定
Z (m)			軸力 N (kN)	曲げ M (kN·m)	断面積 A (mm^2)	断面係数 Z_t (mm^3)	回転半径 i (mm)	L_k (mm)	λ	圧縮 f_c (N/mm^2)	曲げ f_b (N/mm^2)	圧縮 $\sigma_c=N/A$ (N/mm^2)	曲げ $\sigma_b=M/Z_t$ (N/mm^2)	$\frac{\sigma_c}{f_c}+\frac{\sigma_b}{f_b}$
125.543	Φ355.6×6.4	STK400	899	1	5907	506000	123.1	5193.6	42.2	244.3	258.5	152.2	2.0	0.64 ≦ 1.00
112.205	Φ355.6×6.4	STK400	59	3	5907	506000	123.1	5581.8	45.3	242.2	258.5	10.0	6.0	0.07 ≦ 1.00
95.432	Φ457.2×6.4	STK400	344	3	7631	848000	159.0	6683.2	42.0	244.5	258.5	45.1	3.6	0.20 ≦ 1.00
75.444	Φ508.0×6.4	STK400	294	2	8492	1050000	177.0	7995.4	45.2	242.3	258.5	34.7	2.0	0.16 ≦ 1.00
52.618	Φ508.0×6.4	STK400	339	8	8492	1050000	177.0	9494.1	53.6	235.7	258.5	40.0	7.7	0.20 ≦ 1.00
26.257	Φ508.0×6.4	STK400	553	6	8492	1050000	177.0	10393.1	58.7	231.1	258.5	65.2	5.8	0.31 ≦ 1.00

注　：腐食代（外側：1mm）を控除した断面により算定した断面性能により断面評価。

4.2　筒身脚部の評価及び鉄塔脚部の評価

4.2.1　筒身脚部の評価

(1)　設計荷重

機能維持検討時に発生する部材力の各成分の最大値を用いて検討を行う。

設計荷重は，以下に示す荷重により，筒身脚部の検討を行う。なお，筒身脚部は補強を実施するため，自重は既設部で負担するものとし，補強部のみで設計荷重に対して検討を行う。

筒身脚部の形状図は，図 4-1 及び図 4-2 に示す。

圧縮力	N_c＝17000 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
引抜き力	N_t＝17000 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
曲げモーメント	M＝5812 kN･m
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時
水平力	H＝1089 kN
	荷重ケース：設計用地震荷重　斜め方向載荷時

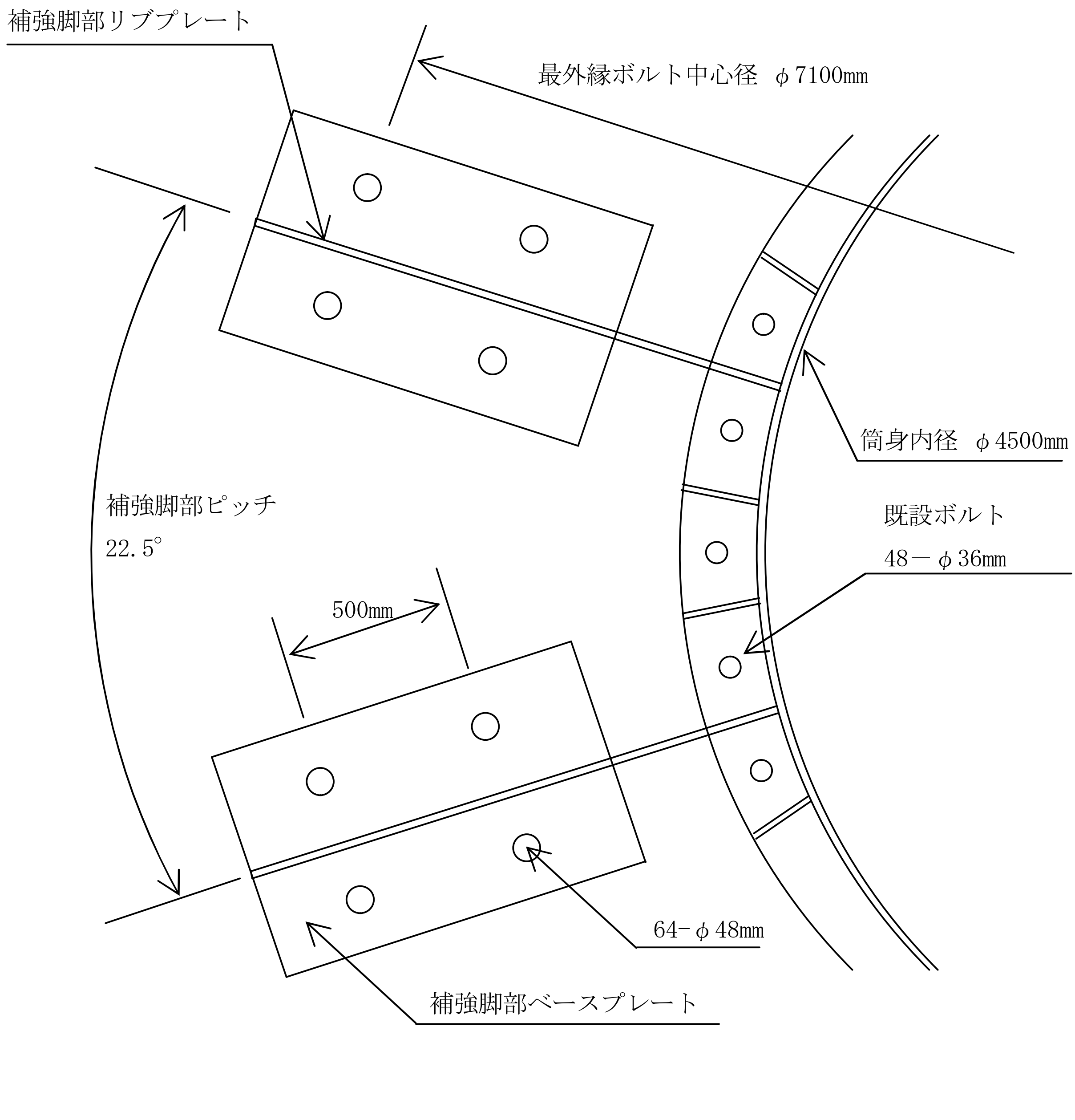


図 4-1 筒身補強脚部概略図

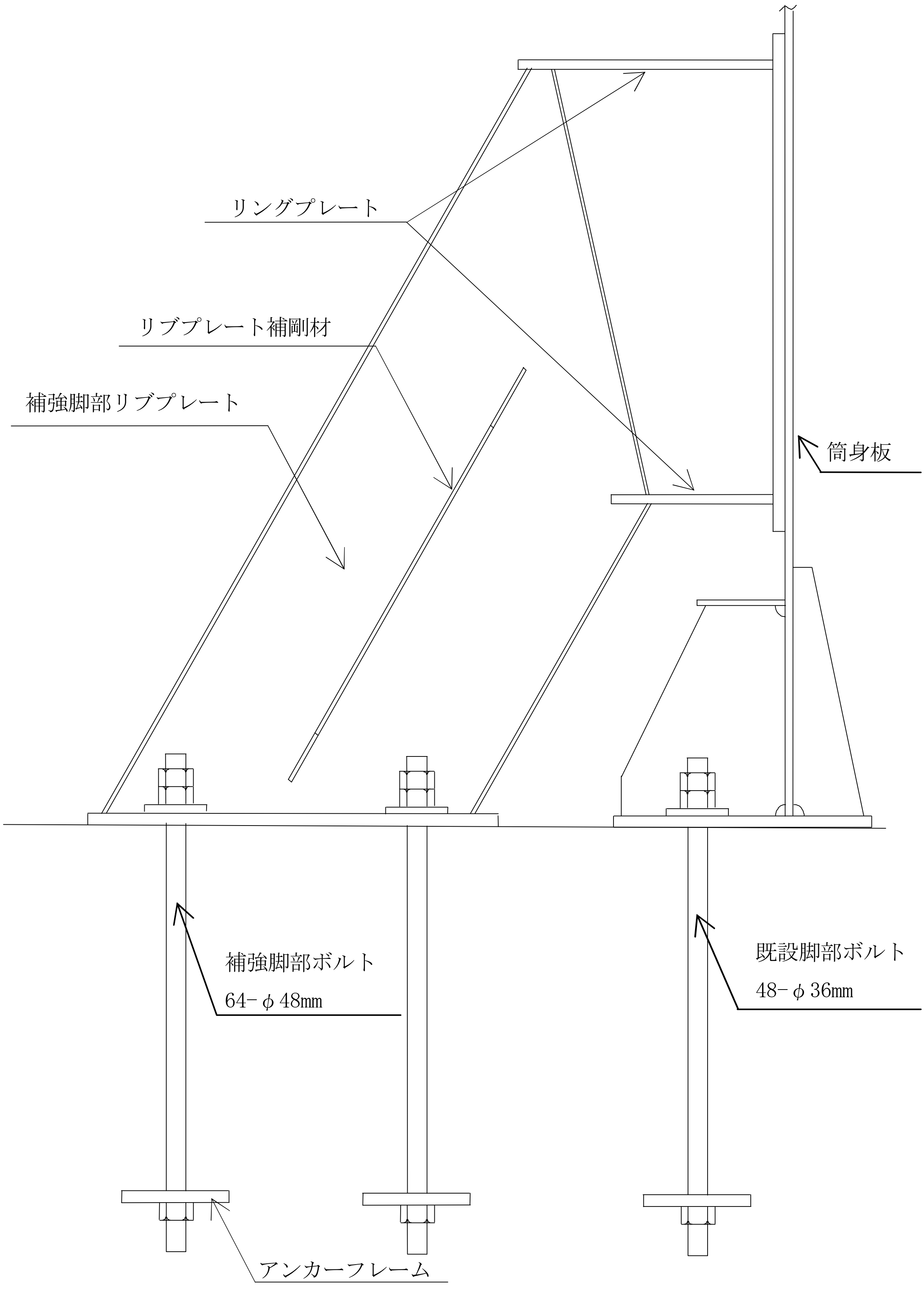


図 4-2　筒身補強脚部概略図

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・ボルト１本に作用する引抜力

補強脚部は十分剛とし，ボルトは鉛直力を等負担させるものとする。

ボルト本数　　$n=64$ 本

鉛直荷重による引抜　　$T_v = N_t / n = \dfrac{17000}{64} = 265.6$ kN

曲げモーメントによる引抜は，外側ボルト群からなる有効断面より算出する。

有効断面係数　　$Z = 8.366 \times 10^7$ mm^3

曲げモーメントによる引抜　　$T_b = (M \cdot A_1) / Z = \dfrac{5812 \times 1473}{8.366 \times 10^7} \times 10^3 = 102.3$ kN

ボルト引抜力　　$T = T_v + T_b = 265.6 + 102.3 = 367.9$ kN

・アンカーボルト諸元

サイズ　　M48

ボルト本数　　$n=64$ 本

材質　　490 材相当

有効断面積　　$A_1 = 1473$ mm^2

設計基準強度　　$f_t = F = 324.5$ N/mm^2

許容引張応力度（機能維持）　　$f_{ts} = \min\{ f_t, 1.4 f_t - 1.6\tau \} = 324.5$ N/mm^2

・応力度照査

アンカーボルトに作用する引張応力度　　$\sigma_t = T / A_1 = \dfrac{367.9 \times 10^3}{1473} = 249.8$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_t / f_t = 249.8 / 324.5 = 0.77 \leqq 1.00$

(3)　ベースプレートの検討

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討を行う。

(a)　ベースプレート下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔欠損考慮）

ベースプレート幅　$B=570$ mm

ベースプレート長さ　$L=850$ mm

ベースプレート枚数　$n_1=16$ 枚

ボルト本数　$n_2=4$ 本／枚

ボルト孔径　$d_2=60$ mm

断面積　$A_2=B\cdot L\cdot n_1-n_1\cdot n_2\cdot \pi/4\cdot d_2^2$

$=570\times850\times16-16\times4\times\pi/4\times60^2=7.571\times10^6$ mm²

断面係数　ベースプレート群からなる断面より算出

$Z_1=1.249\times10^{10}$ mm³

・作用応力度

圧縮応力度　$\sigma_c=N_c/A_2=\dfrac{17000\times10^3}{7.571\times10^6}=2.3$ N/mm²

曲げ応力度　$\sigma_b=M/Z_1=\dfrac{5812\times10^6}{1.249\times10^{10}}=0.5$ N/mm²

最大圧縮応力度　$\sigma=\sigma_c+\sigma_b=2.3+0.5=2.8$ N/mm²

・コンクリート諸元

設計基準強度　$F_c=22$ N/mm²

許容圧縮応力度（機能維持）

$_cf_c=2/3\cdot F_c=14.6$ N/mm²

・応力度照査

応力度比　$\sigma/_cf_c=2.8/14.6=0.20\leqq1.00$

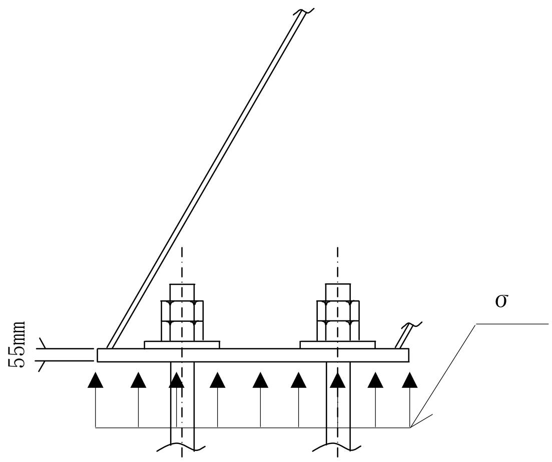


図 4-3　ベースプレート側面図

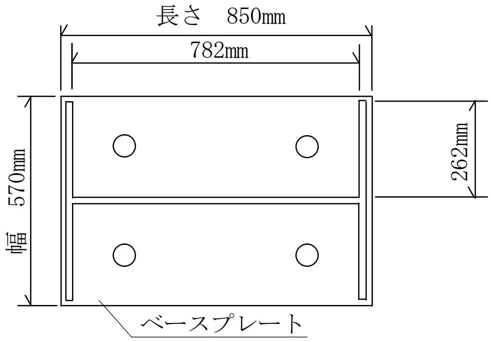


図 4-4　ベースプレートの寸法

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

イ.　圧縮側に対する検討

リブプレート位置で支持される3辺固定の板曲げとみなして，検討を行う。

・作用力

短辺　$\ell_x = 262$ mm

長辺　$\ell_y = 782$ mm

長短辺比　$\ell_y / \ell_x = 782 / 262 = 2.98$

曲げモーメント算出用係数　『鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より』

$C = 0.40$

最大圧縮応力度　$\sigma = 2.8$ N/mm^2『4.2.1 (3) (a) より』

最大モーメント　$M\max = C \cdot \sigma \cdot \ell_x^2$

$= 0.40 \times 2.8 \times 262^2 = 76881$ N・mm/mm

・ベースプレート諸元

材質　SM400

板厚　$t = 54$ mm（腐食代片面1.0mm控除）

断面係数　$Z_2 = 1/6 \cdot t^2 = \dfrac{54^2}{6} = 486.0$ mm^3/mm

設計基準強度　$F = 236.5$ N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）

$f_b = F = 236.5$ N/mm^2

・応力度照査

最大曲げ応力度　$\sigma_b = M\max / Z_2 = \dfrac{76881}{486.0} = 158.2$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_b / f_b = 158.2 / 236.5 = 0.67 \leqq 1.00$

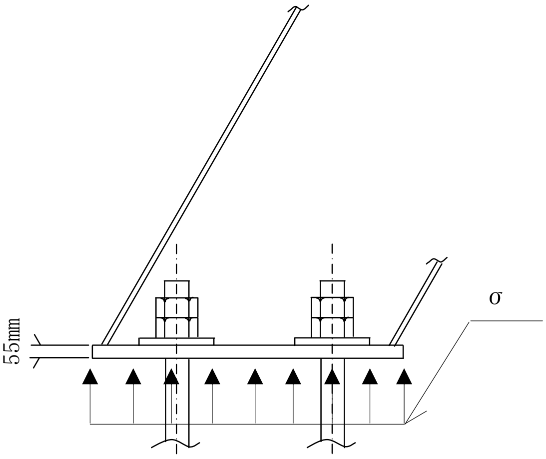


図4-5　ベースプレート側面図

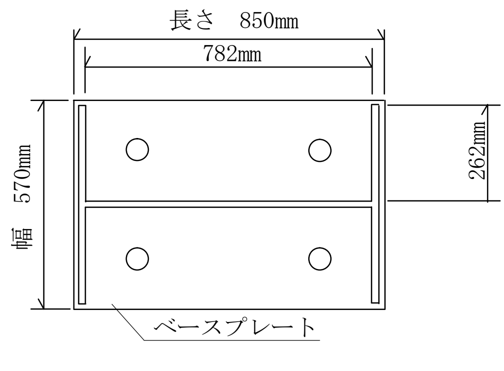


図4-6　ベースプレートの寸法

ロ.　引張側に対する検討

ベースプレートを集中荷重が作用する梁（リブを支点とする）とみなして，検討を行う。

・作用力

ボルト引抜力　　T ＝367.9 kN　『4.2.1 (2) より』

ボルト～リブ間距離　ℓ_1 ＝142 mm

ℓ_2 ＝141 mm

$\ell_2 < \ell_1$ より，より ℓ_1 をレバーとして曲げモーメントを算出する。

曲げモーメント　$M_1 = T \cdot \ell_1 = 367.9 \times 142 =$ 52242 kN·mm

・ ベースプレート諸元

材質　SM400

板厚　t ＝54 mm（腐食代片面 1.0mm 控除）

有効幅（ℓ_1，ℓ_2 が同程度のため，リブプレート２辺の有効幅で曲げを負担する）

b_{e1}＝283 mm

b_{e2}＝262 mm

$b_e = b_{e1} + b_{e2}$＝283＋262＝545 mm

断面係数　$Z_3 = b_e \cdot t^2 / 6 = 545 \times 54^2 / 6 = 264900$ mm³

設計基準強度　F ＝236.5 N/mm²

許容曲げ応力度（機能維持）　$f_b = F$ ＝236.5 N/mm²

・応力度照査

最大曲げ応力度　$\sigma_b = M_1 / Z_3 = \dfrac{52242}{264900} \times 10^3 = 197.3$ N/mm²

応力度比　$\sigma_b / f_b = 197.3 / 236.5 = 0.84 \leqq 1.00$

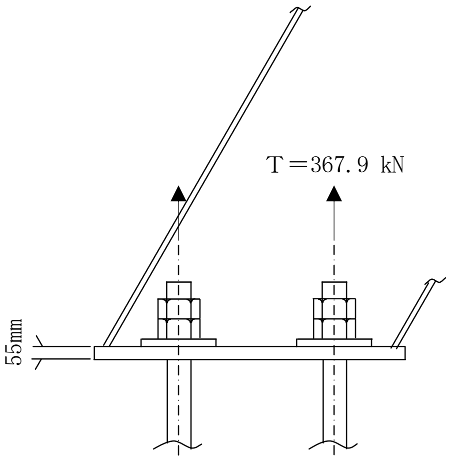


図 4-7　ベースプレート側面図

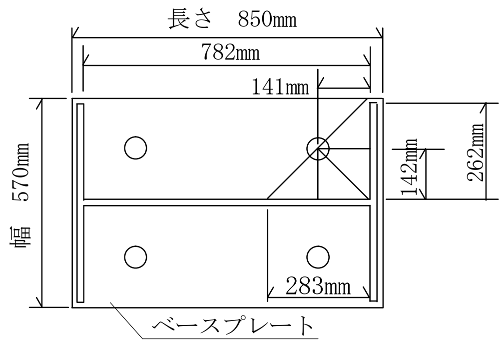


図 4-8　ベースプレートの寸法

(4)　基礎への水平力伝達に対する検討

以下に筒身から基礎への水平力伝達に対する検討を行う。

水平力　$H = 1089$ kN

・ボルト1本に作用するせん断力

ボルト本数　$n = 64$ 本

ボルトせん断力　$Q = H / n = 1089 / 64 = 17.0$ kN

・アンカーボルト諸元

サイズ　φ48

材質　490材相当

有効断面積　$A_s = 1473$ mm^2

設計基準強度　$F = 324.5$ N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）　$f_s = F / \sqrt{3} = 187.3$ N/mm^2

・応力度照査

アンカーボルトに作用するせん断応力度

$$\tau = Q / A_s = \frac{17.0 \times 10^3}{1473} = 11.6 \text{ N/mm}^2$$

応力度比　$\tau / f_s = 11.6 / 187.3 = 0.07 \leqq 1.00$

(5)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	幅	$B_1=250$ mm
	長さ	$L=500$ mm
	板厚	$t=32$ mm
ナット幅		$B_n=75$ mm
ボルト孔		$d_2=60$ mm
材質		SM400
設計基準強度		$F=258.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b=F=258.5$ N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

・アンカーフレーム負担面積

$$A_3=L\cdot B_1-2\cdot\pi/4\cdot d_2^{\,2}$$
$$=500\times250-2\times\pi/4\times60^2$$
$$=119300\ \mathrm{mm}^2$$

・作用力

ボルト引抜力　　$T=367.9$ kN　『4.2.1　(2)　より』

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c=2\cdot T/A_3=\frac{2\times367.9}{119300}\times10^3=6.2\ \mathrm{N/mm^2}$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	$F_c=22$ N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	${}_cf_c=F_c\cdot2/3=14.6$ N/mm^2
応力度比	$\sigma_c/{}_cf_c=\dfrac{6.2}{14.6}=0.43\leqq1.00$

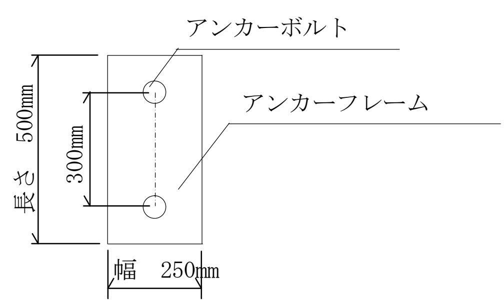


図4-9　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを，ボルトを支点としたはね出し梁とみなす。

断面係数　$Z_4 = t^2/6 = \dfrac{32^2}{6} = 170.7\ \text{mm}^3/\text{mm}$

張出距離　$a = b = 100.0\ \text{mm}$

支間距離　$\ell_1 = 300.0\ \text{mm}$　（ボルトピッチ）

曲げモーメント

ボルト位置　$M_1 = \sigma_c \cdot a^2/2 = \dfrac{6.2 \times 100.0^2}{2} = 31000\ \text{N·mm/mm}$

梁中央部　$M_2 = T \cdot (\ell/2)/B_1 - \sigma_c/2 \cdot (a + \ell/2)^2$

$$= \frac{367.9 \times 300 \times 10^3}{2 \times 250} - \frac{6.2 \times (100 + 300/2)^2}{2}$$

$$= 26990\ \text{N·mm/mm}$$

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.1　(5)　による』

アンカーフレームを，ボルトを支点とした片持梁とみなす。

張出距離　$\ell_2 = (B_1 - B_n)/2 = 87.5\ \text{mm}$

モーメント　$M_3 = \sigma_c \cdot \ell_2^2/2 = \dfrac{6.2 \times 87.5^2}{2} = 23734\ \text{N·mm/mm}$

・$M_3 < M_2 < M_1$より，以下M_1に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　$\sigma_b = M_1/Z_4 = \dfrac{31000}{170.7} = 181.7\ \text{N/mm}^2$

応力度比　$\sigma_b/f_b = \dfrac{181.7}{258.5} = 0.71 \leqq 1.00$

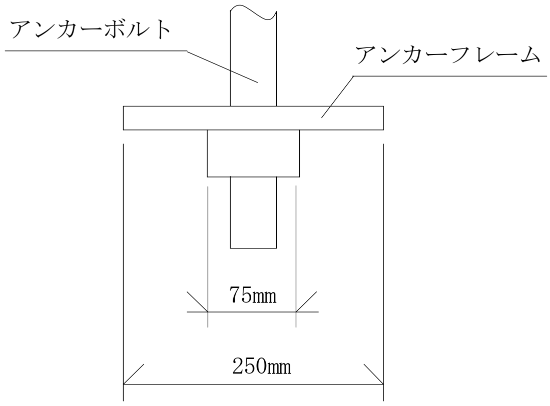


図 4-10　アンカーフレームの断面図

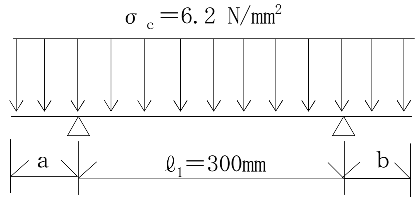


図 4-11　アンカーフレーム検討図

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(6)　リブプレート

リブプレートの強度計算をする。リブプレートは３枚の板からなるＨ形鋼としてみなし，検討する。

・リブプレート諸元

サイズ	BH－715.2×540×16×19
材質	SM400
設計基準強度	$F=258.5\ \mathrm{N/mm^2}$
限界細長比	$\Lambda=114.2$
断面積	$A_5=27840\ \mathrm{mm^2}$
断面係数	$Z_5=7237000\ \mathrm{mm^3}$

（※　両面の腐食代考慮，片面腐食代 $t_c=1\mathrm{mm}$）

断面２次半径	$i=126.6\ \mathrm{mm}$
座屈長	$\ell_k=1800\ \mathrm{mm}$
細長比	$\lambda=\ell_k/i=\dfrac{1800}{126.6}=14.2 < \Lambda=114.2$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c=F\cdot\left\{1-\frac{2}{5}\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}=256.9\ \mathrm{N/mm^2}$$

曲げ材の細長比	$\lambda_b=0.139$
塑性限界細長比	${}_p\lambda_b=0.300$
弾性限界細長比	${}_e\lambda_b=1/\sqrt{0.6}$
安全率	$\nu=\dfrac{3}{2}+\dfrac{2}{3}\left(\dfrac{\lambda_b}{{}_e\lambda_b}\right)^2=1.51$

許容曲げ応力度（機能維持）

$$f_b=F/\nu\times1.5=256.7\ \mathrm{N/mm^2}$$

・作用力

作用力

最大圧縮力作用時　$P_c = \sigma \cdot A_2 / n_1 = 2.8 \times 7.571 \times 10^6 / 16 / 10^3$

$= 1324.9$ kN

σ，A_2，n_1『4.2.1 (3) (a) より』

最大引張力作用時　$P_t = 4T_v + 2T_b$

$= 4 \times 265.6 + 2 \times 102.3 = 1267.0$ kN

$P_c > P_t$より以下P_cに対してのみ照査を行う。

水平力　$H = 4 \cdot Q = 4 \times 17.0 = 68.0$ kN

軸方向力　$N_r = P_c \sin\theta + H\cos\theta$

$= 1324.9 \times \sin\theta + 68.0 \times \cos\theta = 1181.4$ kN

せん断方向力　$Q_r = -P_c \cos\theta + H\sin\theta$

$= -1324.9 \times \cos\theta + 68.0 \times \sin\theta = -603.6$ kN

曲げモーメント　$M_r = Q_r \cdot \ell = 603.6 \times 1500 = 905400$ kN・mm

発生応力度

発生軸応力度　$\sigma_c = N_r / A_5$

$= 1181.4 / 27840 \times 10^3 = 42.5$ MPa

発生曲げ応力度　$\sigma_b = M_r / Z_5$

$= 905400 / 7237000 \times 10^3 = 125.2$ MPa

応力度比　$\sigma_c / f_c + \sigma_b / f_b = \dfrac{42.5}{256.9} + \dfrac{125.2}{256.7} = 0.66 \leqq$

1.00

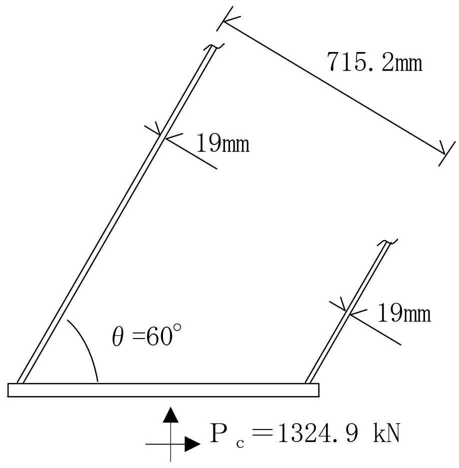


図　4-12　リブプレート図

(7)　リングプレート

リングプレートに対する検討を行う。

・リングプレート諸元

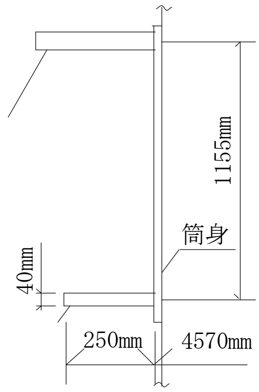


図 4-13　リングプレートの寸法

サイズ	外径	$D_2 = 5070$ mm
	内径	$d_2 = 4570$ mm
	幅	$B_2 = 250$ mm
	板厚	$t = 40$ mm
材質		SM570 相当
設計基準強度		$F = 400.0$ N/mm^2

許容引張応力度（機能維持）　$f_t = F = 400.0$ N/mm^2

許容曲げ応力度（機能維持）　$f_b = F = 400.0$ N/mm^2

断面積　$A_6 = B_2 \cdot (t - t_c \cdot 2) = 250 \times (40 - 1 \times 2) = 9500$ mm^2

（※　リングプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$mm）

・作用力

等分布荷重　$q = (M_r / h - H/2) / (\pi \cdot D_3 / n) \cdot 10^3$

$$= \frac{(905400/1155 + 68.0/2)}{4820 \times \pi / 16} \times 10^3$$

$$= 864.2 \text{ N/mm}$$

M_r　：リブから伝わる曲げモーメント　$M_r = 905400$ kN・mm

h　：リングプレート間距離

D_3　：リングプレート中心径

フープ応力　$P = q \cdot D_3 / 2 = \dfrac{864.2 \times 4820}{2} \times 10^{-3} = 2082.7$ kN

引張応力度　$\sigma_t = P / A_6 = \dfrac{2082.7}{9500} \times 10^3 = 219.3$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_t / f_t = \dfrac{219.3}{400.0} = 0.55 \leqq 1.00$

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	$A_c = 548700\ \mathrm{mm}^2$
低減係数	$\phi_2 = 0.6$
設計基準強度	$F_c = 22\ \mathrm{N/mm}^2$

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 548700 / 10^3$$
$$= 478.6\ \mathrm{kN}$$

応力比　$T / T_p = \dfrac{367.9}{478.6} = 0.77 \leqq 1.00$

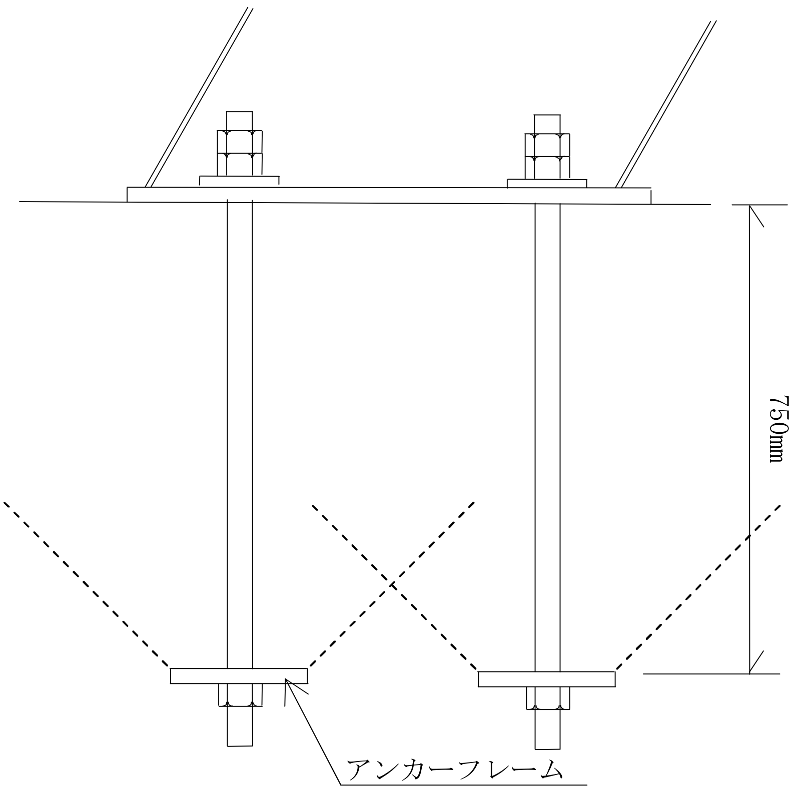


図 4-14　基礎コンクリートの形状

表 4-9　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)	$\dfrac{\text{発生応力度}}{\text{許容応力度}}$
アンカーボルトの検討	引張応力度	249.8	324.5	0.77　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	197.3	236.5	0.84　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	181.7	258.5	0.71　≦1.00
リブプレートの検討	軸応力度	42.5	256.9	0.66　≦1.00
	曲げ応力度	125.2	256.7	
リングプレートの検討	フープ応力度	219.3	400.0	0.55　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	367.9*	478.6*	0.77　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

4.2.2　鉄塔脚部の評価

(1)　設計荷重

解析より求めた支点反力を座標変換して，鉄塔脚部垂直反力の向きと主柱脚部の軸方向とを一致させ，座標変換後の垂直反力と水平反力の最大値により脚部の検討を行う。

下記の手順に従い算出した反力の，最大圧縮力，最大引張力，最大水平力を以下に示す。

最大圧縮力　$_{C}N_{T}$ ＝ 7530 kN　設計用地震荷重　斜め方向

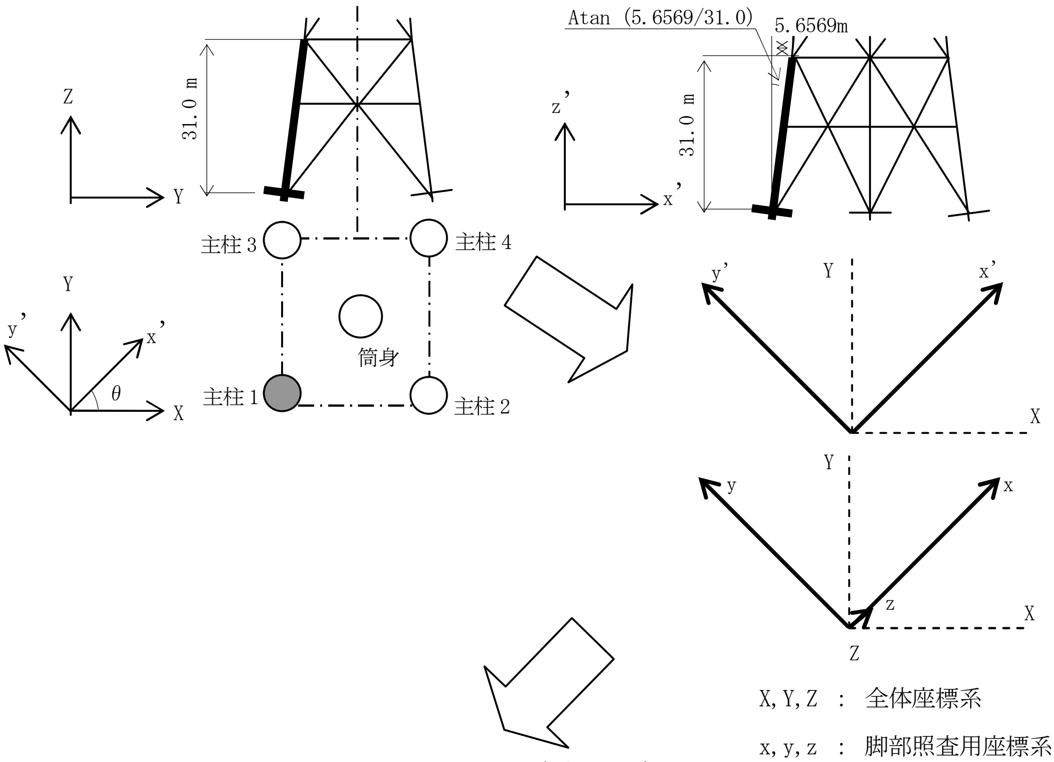
最大引張力　$_{T}N_{T}$ ＝ 4807 kN　設計用地震荷重　斜め方向

最大水平力　H_{T} ＝ 837 kN　設計用地震荷重　斜め方向

※ただし，最大水平力は$H_{T}=\sqrt{R_{x}^{2}+R_{y}^{2}}$とする。

例）主柱１の座標変換

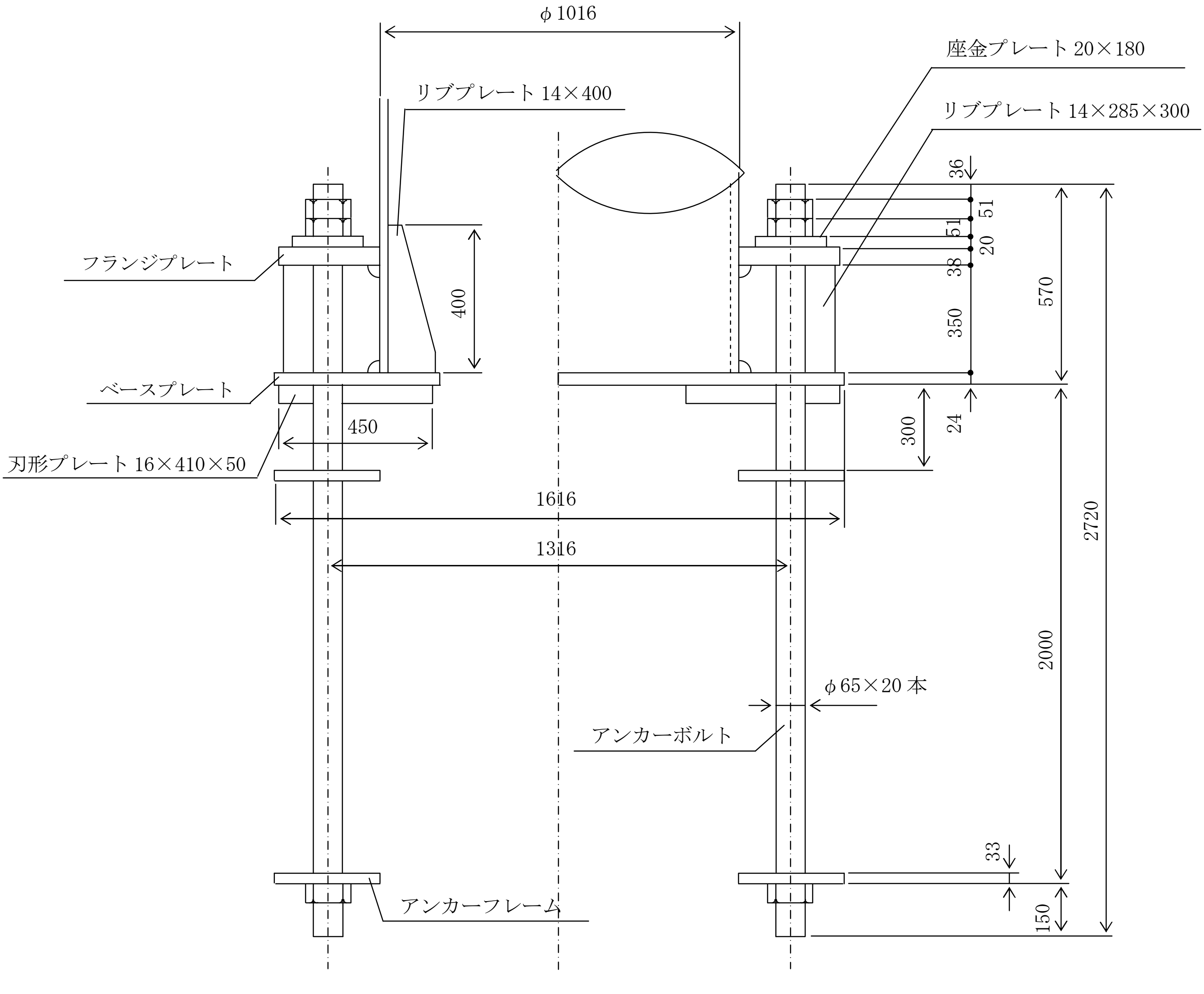
下図のように主柱脚部の軸方向と全体座標系のＺ方向は一致していないため，主柱１の解析より求めた反力をＺ軸周りにθ=45°，新しいＹ軸(y’)周りにφ=10.3416°回転する。



回転行列　　解析より求めた反力　　照査用反力

$$\begin{bmatrix} \cos\phi\cos\theta & \cos\phi\sin\theta & -\sin\phi \\ -\sin\theta & \cos\theta & 0 \\ \sin\phi\cos\theta & \sin\phi\sin\theta & \cos\phi \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} RX \\ RY \\ RZ \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} Rx \\ Ry \\ Rz \end{Bmatrix}$$

図 4-15 に鉄塔脚部の形状図を示す。



注　特記なき寸法は㎜を示す。

図 4-15　鉄塔脚部

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・アンカーボルト諸元

サイズ	M64（RB-65）
ボルト本数	$n = 20$ 本
材質	SS400
有効断面積	$A_1 = 2676$ mm^2
設計基準強度	$F = 236.5$ N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）	$f_t = F = 236.5$ N/mm^2

$$円周方向ピッチ = \frac{\pi \times 1316}{20} = 206.7 \text{ mm}$$

・ボルトの引張に対する検討

ボルト1本に作用する引抜力

主柱引抜力	${}_{T}N_{T} = 4807$ kN
ボルト引抜力	$T = {}_{T}N_{T} / n = \frac{4807}{20} = 240.4$ kN
ボルトに作用する引張応力度	$\sigma_t = T / A_1 = \frac{240.4}{2676} \times 10^3 = 89.9$ N/mm^2
応力度比	$\sigma_t / f_t = \frac{89.9}{236.5} = 0.38 \leqq 1.00$

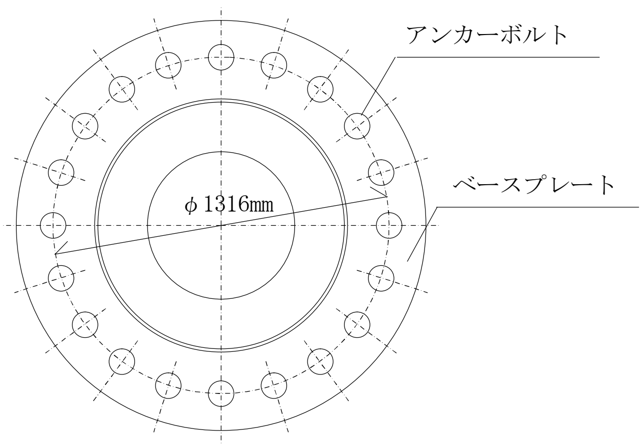


図 4-16　ボルト配置

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(3)　ベースプレート

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討する。

・ベースプレート諸元

サイズ	外径	$D_1 = 1616$ mm
	内径	$d_1 = 716$ mm
	板厚	$t = 24$ mm
ボルト孔		$20 - \phi 75$
ボルト孔径		$b = 75$mm
ボルト孔欠損断面積		$A_B = b^2/4 \cdot \pi \cdot 20 = 88360$ mm^2
材質		SS400
設計基準強度		$F = 258.5$ N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）		$f_t = F = 258.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b = F = 258.5$ N/mm^2

(a)　下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔控除）

断面積

$$A_2 = \pi/4 \cdot (D_1^2 - d_1^2) - A_B = \pi/4 \times (1616^2 - 716^2) - 88360 = 1.560 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

主柱圧縮力　　$_C N_T = 7530$ kN

圧着面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c = {}_C N_T / A_2 = \frac{7530}{1.560 \times 10^6} \times 10^3 = 4.9 \text{ N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度　　$F_c = 22$ N/mm^2

許容圧縮応力度（機能維持）　　$_c f_c = 2/3 \cdot F_c = 14.6$ N/mm^2

応力度比

$$\sigma_c / {}_c f_c = \frac{4.9}{14.6} = 0.34 \leqq 1.00$$

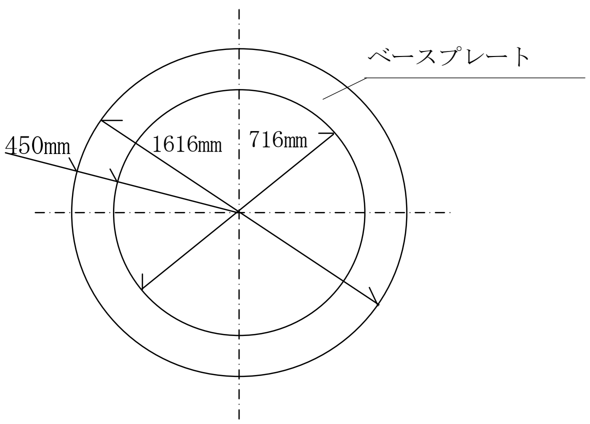


図 4-17　ベースプレートの寸法

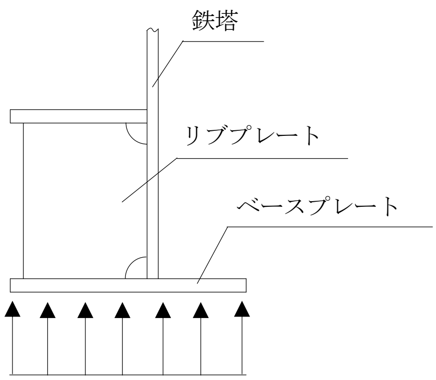


図 4-18　ベースプレートの断面

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

ベースプレートを連続梁（リブを支点とする）とみなす。

断面係数　$Z_1=\dfrac{(t-t_c\cdot 1)^2}{6}=\dfrac{(24-1\times 1)^2}{6}=88.17\ \mathrm{mm^3/mm}$

（※　ベースプレート上面のみの腐食代考慮，片面腐食代　$t_c=1\mathrm{mm}$）

・作用力

ボルト芯径　$D_2=1316\ \mathrm{mm}$

ボルト本数　$n=20$ 本

支間距離　$L=D_2\cdot\pi／n=1316\times\pi／20=206.7\ \mathrm{mm}$

（ボルト周方向ピッチ）

コンクリートの圧縮応力度

$\sigma_c=4.9\ \mathrm{N/mm^2}$

モーメント　$M_1=0.6\cdot\sigma_c\cdot L^2／8=\dfrac{0.6\times 4.9\times 206.7^2}{8}=15701\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

曲げ応力度　$\sigma_b=M_1／Z_1=\dfrac{15701}{88.17}=178.1\ \mathrm{N/mm^2}$

応力度比　$\sigma_b／f_b=\dfrac{178.1}{258.5}=0.69\ \leqq\ 1.00$

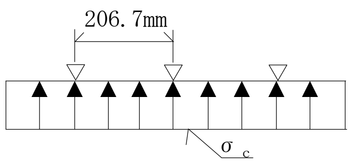


図 4-19　ベースプレート検討図

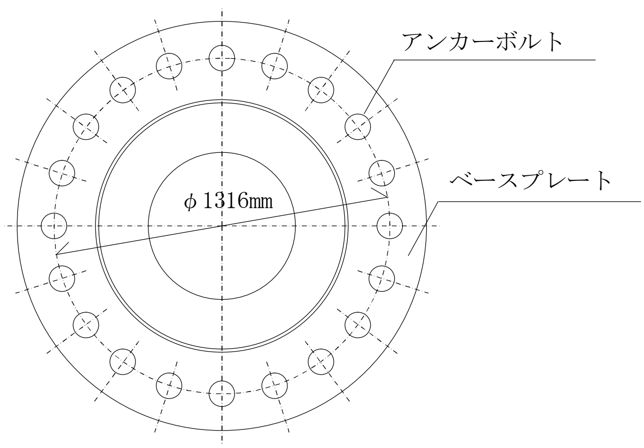


図 4-20　ボルト配置図

(4)　リブプレート

・リブプレート諸元

サイズ	高さ	$H=350$ mm
	幅	$B=300-15-30=255$ mm
	板厚	$t=14$ mm
リブ枚数		$n=20$ 枚
材質		SS400
設計基準強度		$F=258.5$ N/mm^2
限界細長比		$\Lambda=114.2$

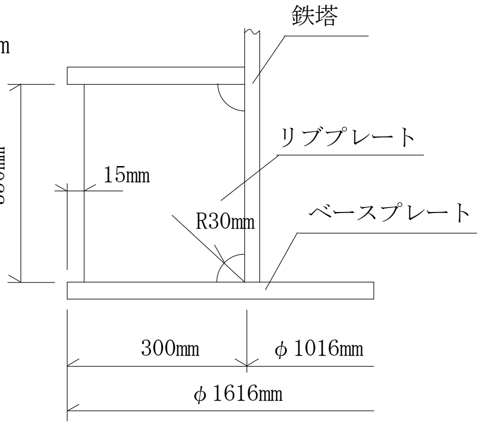


図 4-21　リブプレートの形状

(a)　リブの圧縮に対する検討

断面積　$A_2=(t-t_c\cdot 2)\cdot B=(14-1\times 2)\times 255=3060$ mm^2

（※　リブ両面の腐食代考慮，片面腐食代 $t_c=1$mm）

断面２次半径　$i=(t-t_c\cdot 2)/\sqrt{12}=\dfrac{(14-1\times 2)}{\sqrt{12}}=3.5$ mm

（腐食代考慮）

座屈長　$\ell_k=H/2=\dfrac{350}{2}=175$ mm　（両端固定）

細長比　$\lambda=\ell_k/i=\dfrac{175}{3.5}=50.0<\Lambda=114.2$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c=F\cdot\left\{1-\frac{2}{5}\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}=238.6\ \text{N/mm}^2$$

・作用力

１枚のリブに作用する圧縮力

最大圧縮力作用時　$P_c={}_CN_T/n=\dfrac{7530}{20}=376.5$ kN

最大引張力作用時　$P_t={}_TN_T/n=\dfrac{4807}{20}=240.4$ kN

$P_c>P_t$ より以下 P_c に対してのみ照査を行う。

リブに作用する圧縮応力度　$\sigma_c=P_c/A_2=\dfrac{376.5}{3060}\times 10^3=123.1$ N/mm^2

応力度比　$\sigma_c/f_c=\dfrac{123.1}{238.6}=0.52\leqq 1.00$

(b)　リブの溶接部に対する検討

・溶接部諸元

鉛直方向

溶接長　ℓ_1 ＝（H－30・2）・2＝（350－30×2）×2＝580 mm

溶接脚長　S_1＝10 mm

有効のど厚　a_1 ＝0.7・S_1－ t_c・1 ＝0.7×10－1×1＝6.0 mm

（腐食代 t_c＝1mm）

有効面積　A_{s1}＝ℓ_1・ a_1＝580×6.0＝3480 mm^2（腐食代考慮）

水平方向

溶接長　ℓ_2＝B・2＝255×2＝510 mm

溶接脚長　S_2＝10 mm

有効のど厚　a_2＝0.7S_2－ t_c・1＝0.7×10－1×1＝6.0 mm

（腐食代 t_c＝1mm）

有効面積　A_{s2}＝ℓ_2・ a_2＝510×6.0＝3060 mm^2

設計基準強度　F＝258.5 N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）

$$f_s = F／\sqrt{3} = 149.2 \text{ N/mm}^2$$

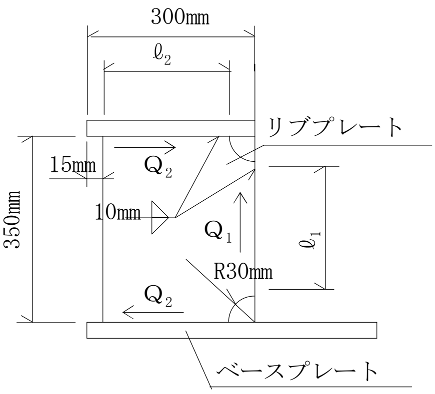


図 4-22　溶接位置図

・作用力

鉛直方向

$Q_1 = P_c = 376.5$ kN

『4.2.2　(4) (a)による』

水平方向（鋼管壁面に作用する偏心モーメント）

$$Q_2 = P_c \cdot 150 / H = \frac{376.5 \times 150}{350} = 161.4 \text{ kN}$$

リブに作用するせん断応力度　$\tau_1 = Q_1 / A_{s1} = \dfrac{376.5}{3480} \times 10^3 = 108.2 \text{ N/mm}^2$

$$\tau_2 = Q_2 / A_{s2} = \frac{161.4}{3060} \times 10^3 = 52.8 \text{ N/mm}^2$$

応力度比　$\tau_1 / f_s = \dfrac{108.2}{149.2} = 0.73 \leqq 1.00$

$$\tau_2 / f_s = \frac{52.8}{149.2} = 0.36 \leqq 1.00$$

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(5)　フランジプレート

・フランジプレート諸元

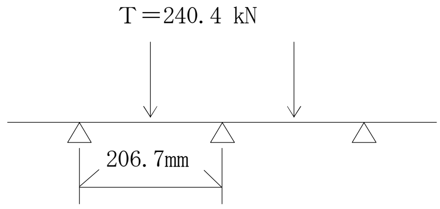


図 4-23　フランジプレート検討図

サイズ　外径　$D_2 = 1616$ mm

　　　　内径　$d_2 = 1016$ mm

　　　　板厚　$t = 38$ mm

ボルト孔　20－φ70

ボルト孔径　$b = 70$mm

ボルト孔欠損断面積　$A_B = b^2 / 4 \times \pi \times 20 = 7.697 \times 10^4$ mm²

材質　SS400

設計基準強度　$F = 258.5$ N/mm²

許容引張応力度（機能維持）　$f_t = F = 258.5$ N/mm²

許容曲げ応力度（機能維持）　$f_b = F = 258.5$ N/mm²

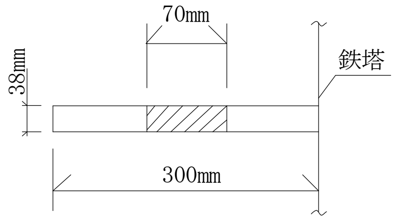


図 4-24　フランジプレートの寸法

(a)　フランジプレートの曲げに対する検討

アンカーボルトの力がリブを支点としてフランジプレートに集中荷重として作用するものとする。

有効幅　$B_e = (D_2 - d_2) / 2 - b = \dfrac{1616 - 1016}{2} - 70 = 230$ mm

断面係数　$Z_2 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2 / 6 = \dfrac{230 \times (38 - 1 \times 2)^2}{6} = 49680$ mm³

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$mm）

・作用力

ボルト１本に作用する引抜力

ボルト引抜力　$T = {}_T N_T / n = \dfrac{4807}{20} = 240.4$ kN

支間距離　$L = 206.7$ mm　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　$M_2 = T \cdot L / 8 = \dfrac{240.4 \times 206.7}{8} = 6211$ kN·mm

曲げ応力度　$\sigma_b = M_2 / Z_2 = \dfrac{6211}{49680} \times 10^3 = 125.1$ N/mm²

応力度比　$\sigma_b / f_b = \dfrac{125.1}{258.5} = 0.49 \leqq 1.00$

(b)　フランジプレートの水平スラストに対する検討

リブプレートとの溶接面を通してフランジプレートに下図のような外圧力が作用する。外圧力を等分布と考え，それによって生じるフープ応力を求める。

有効幅　　$B_e=(D_2-d_2)/2-b=\dfrac{1616-1016}{2}-70=230$ mm

断面積　　$A_3=B_e\cdot(t-t_c\cdot2)=230\times(38-1\times2)=8280$ mm^2

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c=1$mm）

断面係数　$Z_3=B_e\cdot(t-t_c\cdot2)^2/6=\dfrac{230\times(38-1\times2)^2}{6}=49680$ mm^3

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c=1$mm）

・作用力

等分布荷重　　$q=(n\cdot T\cdot e/h)/(\pi\cdot D_3)\cdot10^3$

$=\dfrac{20\times240.4\times150/350}{1316\times\pi}\times10^3$

$=498.4$ N/mm

T　：アンカーボルト　1本当たりの引張力　T＝240.4 kN

h　：リブの高さ

D_3　：ボルト中心間距離　『図 4-25 より』

フープ応力　　$P=q\cdot D_3/2=\dfrac{498.4\times1316}{2}\times10^{-3}=327.9$ kN

引張応力度　　$\sigma_t=P/A_3=\dfrac{327.9}{8280}\times10^3=39.7$ N/mm^2

曲げ応力度　　$\sigma_b=M_2/Z_3=\dfrac{6211}{49680}\times10^3=125.1$ N/mm^2

応力度比　　$(\sigma_t+\sigma_b)/f_t=\dfrac{39.7+125.1}{258.5}=0.64\leqq1.00$

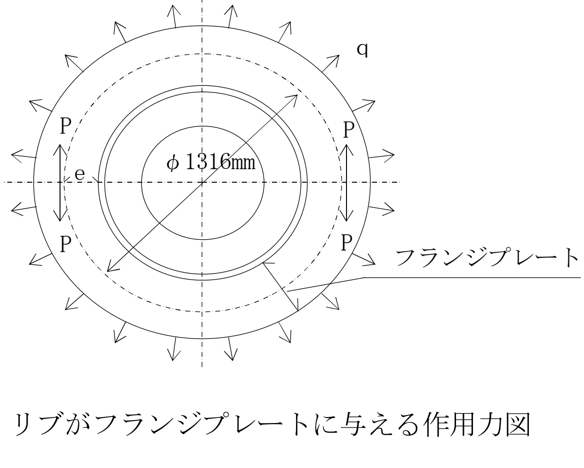


図 4-25　リブがフランジプレートに与える作用力図

(6)　刃形プレート

刃形プレートの強度検討を行う。

・圧縮側せん断に対する検討

$\mu \cdot {}_{c}N_{t} = 0.4 \times 7530 = 3012$ kN ＞ 837 kN

μ ： 摩擦係数（0.4）

圧縮側せん断力に対してはベースプレート下面の摩擦抵抗によって十分抵抗しうるため，検討を省略する。

・引張側せん断に対する検討

水平力はアンカーボルトに負担させず全て刃形プレートで負担させる。

刃形プレート諸元

サイズ	高さ	$H = 50$ mm
	幅	$B = 410$ mm
	板厚	$t = 16$ mm
枚数		10枚（36° ピッチ）
材質		SS400
設計基準強度		$F = 258.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b = F = 258.5$ N/mm^2
許容せん断応力度（機能維持）		$f_s = F / \sqrt{3} = 149.2$ N/mm^2

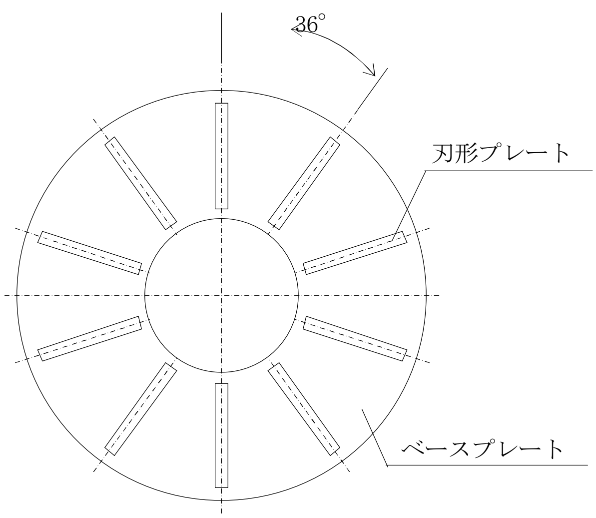


図 4-26　刃形プレート形状図

(a)　刃形プレート母材に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

断面積　$A_4 = t = 16\ \mathrm{mm^2/mm}$

断面係数　$Z_4 = t^2 / 6 = \dfrac{16^2}{6} = 42.67\ \mathrm{mm^3/mm}$

単位面積当りの水平力

$$\sigma_c = \frac{H_T}{H \cdot B \cdot \Sigma \sin\theta_i}$$

$$= \frac{837}{50 \times 410 \times (4\sin 18^\circ + 4\sin 54^\circ + 2\sin 90^\circ)} \times 10^3$$

$$= 6.3\ \mathrm{N/mm^2}$$

モーメント　$M_3 = \sigma_c \cdot H^2 / 2 = \dfrac{6.3 \times 50^2}{2} = 7875\ \mathrm{N \cdot mm/mm}$

せん断力　$Q = \sigma_c \cdot H = 6.3 \times 50 = 315.0\ \mathrm{N/mm}$

曲げ応力度　$\sigma_b = M_3 / Z_4 = \dfrac{7875}{42.67} = 184.6\ \mathrm{N/mm^2}$

せん断応力度　$\tau = Q / A_4 = \dfrac{315.0}{16} = 19.7\ \mathrm{N/mm^2}$

応力度比　$\sigma_b / f_b = \dfrac{184.6}{258.5} = 0.72 \leqq 1.00$

$\tau / f_s = \dfrac{19.7}{149.2} = 0.14 \leqq 1.00$

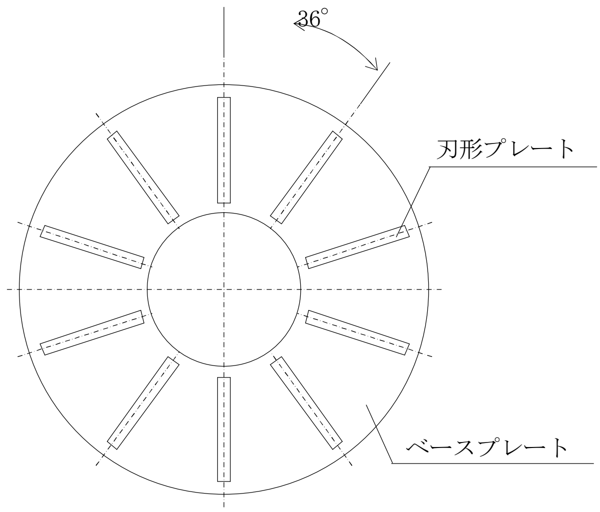


図 4-27　刃形プレート形状図

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(b)　刃形プレート溶接部に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

・溶接部諸元

溶接脚長	$S=10$ mm
有効のど厚	$a=0.7\cdot S=0.7\times 10=7.0$ mm
	$\ell_1=15.0$ mm
	$\ell_2=11.5$ mm
有効面積（単位幅当たり）	$A_s=2\cdot a=2\times 7.0=14.00$ mm²/mm
有効断面係数（単位幅当たり）	$Z_5=A_S\cdot \ell_2^2/\ell_1=\dfrac{14.0\times 11.5^2}{15.0}$
	$=123.4$ mm³/mm
設計基準強度	$F=258.5$ N/mm²
許容せん断応力度（機能維持）	$f_s=F/\sqrt{3}=149.2$ N/mm²
曲げ応力度	$\tau_b=M_3/Z_5=\dfrac{7875}{123.4}=63.9$ N/mm²
せん断応力度	$\tau_q=Q/A_s=\dfrac{315.0}{14.00}=22.5$ N/mm²
合成応力度	$\tau=\sqrt{\tau_b^2+\tau_q^2}=\sqrt{63.9^2+22.5^2}=67.8$ N/mm²
応力度比	$\tau/f_s=\dfrac{67.8}{149.2}=0.46\leqq 1.00$

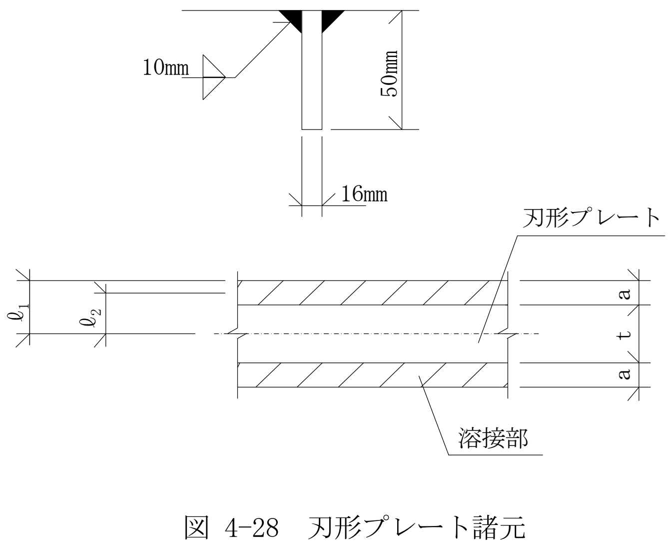


図 4-28　刃形プレート諸元

(7)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	外径	$D_3=1616$ mm
	内径	$d_3=1016$ mm
	幅	$B=300$ mm
	板厚	$t=33$ mm
ナット幅		$B_n=95.0$ mm
材質		SS400
設計基準強度		$F=258.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b=F=258.5$ N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

アンカーフレーム負担面積

$$A_5=\pi／4\cdot(D_3^2-d_3^2)=\pi／4\times(1616^2-1016^2)=1.240\times10^6\ \text{mm}^2$$

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c={}_TN_T／A_5=\frac{4807}{1.240\times10^6}\times10^3=3.9\ \text{N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	$F_c=22$ N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	${}_cf_c=F_c\cdot2／3=14.6$ N/mm^2
応力度比	$\sigma_c／{}_cf_c=\dfrac{3.9}{14.6}=0.27\ \leqq\ 1.00$

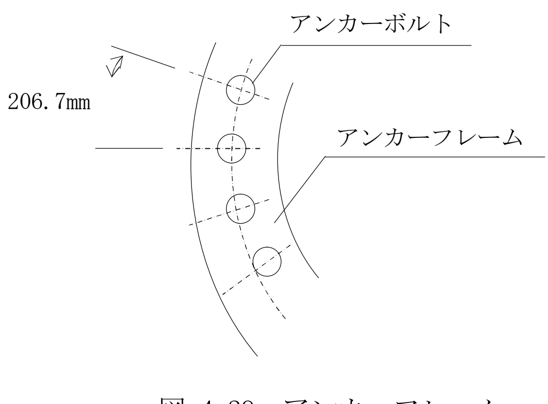


図 4-29　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを梁（ボルトを支点とした）とみなす。

断面係数　　$Z_6 = t^2 / 6 = \dfrac{33^2}{6} = 181.5\ \text{mm}^3/\text{mm}$

・軸方向（アンカーフレームを連続梁とみなす）

支間距離　　$\ell_1 = 206.7\ \text{mm}$　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　　$M_4 = 0.6 \cdot \sigma_c \cdot \ell_1^2 / 8 = \dfrac{0.6 \times 3.9 \times 206.7^2}{8}$

$= 12497\ \text{N·mm/mm}$

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.2　(7)　(a) による』

・軸直角方向（アンカーフレームを片持梁とみなす）

張出距離　　$\ell_2 = (B - B_n) / 2 = 102.5\ \text{mm}$

モーメント　　$M_5 = \sigma_c \cdot \ell_2^2 / 2 = \dfrac{3.9 \times 102.5^2}{2} = 20487\ \text{N·mm/mm}$

・$M_4 < M_5$より，より以下M_5に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　　$\sigma_b = M_5 / Z_6 = \dfrac{20487}{181.5} = 112.9\ \text{N/mm}^2$

応力度比　　$\sigma_b / f_b = \dfrac{112.9}{258.5} = 0.44 \leqq 1.00$

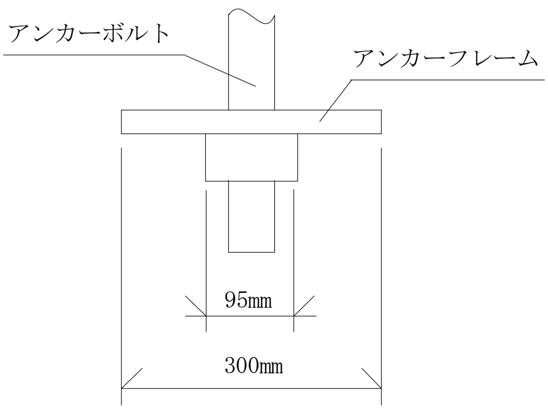


図 4-30　アンカーフレームの断面図

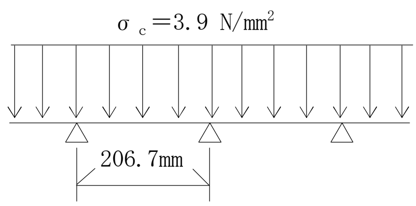


図 4-31　アンカーフレーム検討図

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	A_c ＝803100 mm^2
低減係数	ϕ_2＝0.6
設計基準強度	F_c ＝22 N/mm^2

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 803100 / 10^3$$
$$= 700.6 \text{ kN}$$

応力比　$_TN_T / T_p = \dfrac{240.4}{700.6} = 0.35 \leqq 1.00$

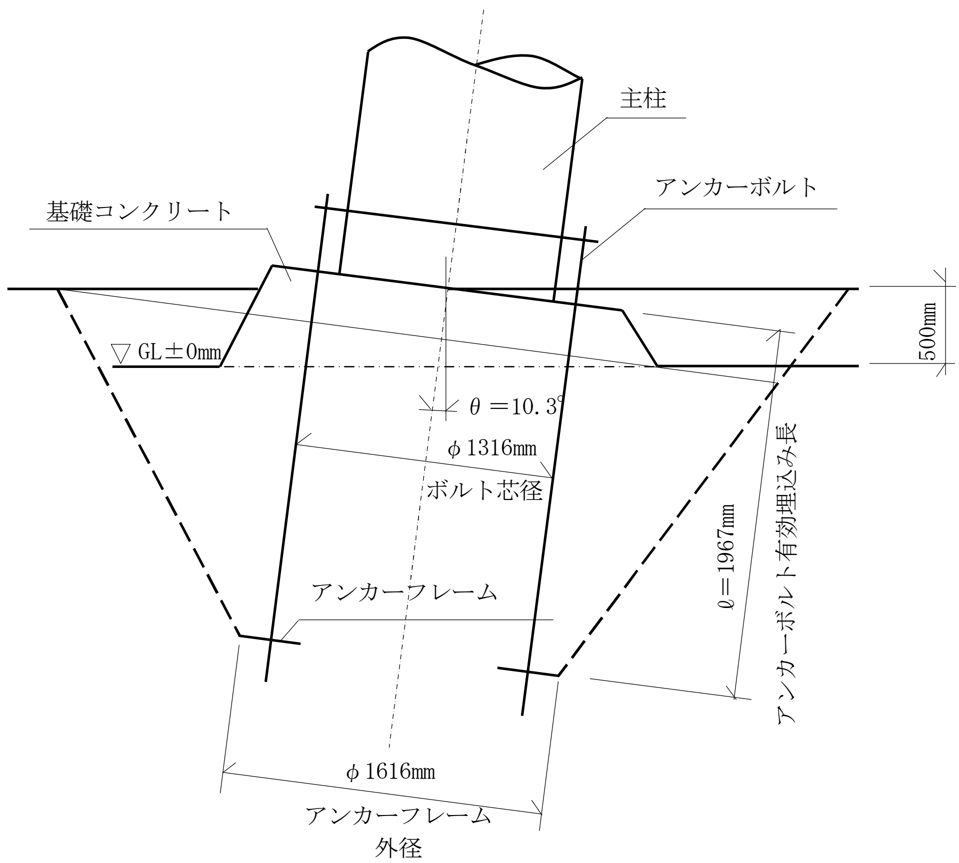


図 4-32　基礎コンクリートの形状

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

表 4-10　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)	発生応力度 / 許容応力度
アンカーボルトの検討	引張応力度	89.9	236.5	0.38　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	178.1	258.5	0.69　≦1.00
リブプレート	溶接部せん断応力度	108.2	149.2	0.73　≦1.00
フランジプレート	曲げ＋フープ応力度	164.8	258.5	0.64　≦1.00
刃形プレート	曲げ応力度	184.6	258.5	0.72　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	112.9	258.5	0.44　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	240.4*	700.6*	0.35　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。

4.2.3　補助鉄塔脚部の評価

(1)　設計荷重

機能維持検討時に発生する部材力の各成分の最大値を用いて検討を行う。

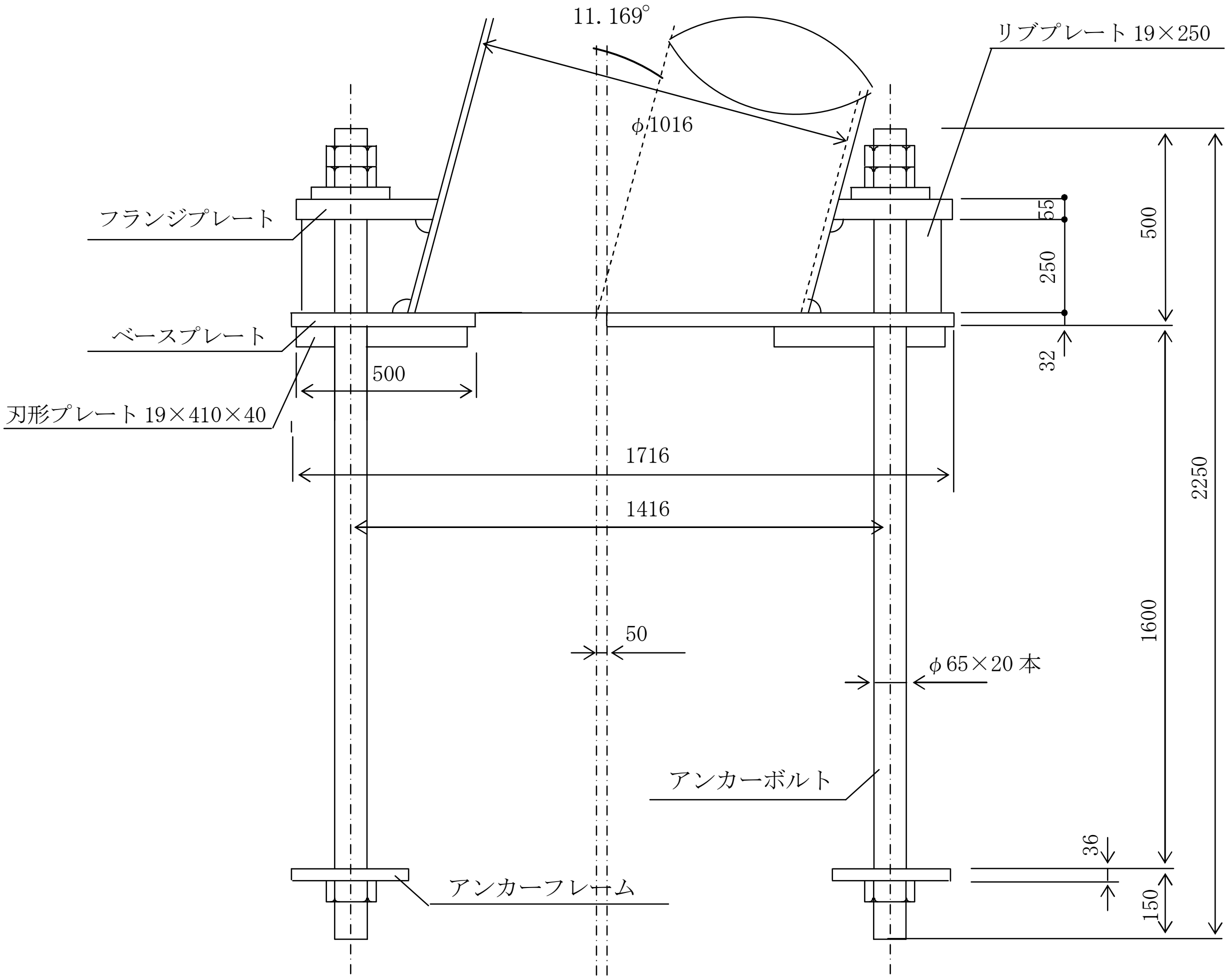
設計荷重は，以下に示す荷重により補助鉄塔脚部の検討を行う。

最大圧縮力	${}_{C}N_{T}$ ＝ 9176 kN	設計用地震荷重	斜め方向
最大引張力	${}_{T}N_{T}$ ＝ 7525 kN	設計用地震荷重	斜め方向
最大水平力	H_{T} ＝ 2202 kN	設計用地震荷重	斜め方向

※ただし，最大水平力は$H_{T}=\sqrt{R_{x}^{2}+R_{y}^{2}}$とする。

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

図 4-33 に鉄塔脚部の形状図を示す。



注　特記なき寸法は mm を示す。

図 4-33　補助鉄塔脚部

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(2)　アンカーボルト

アンカーボルトの引抜きに対する検討を行う。

・アンカーボルト諸元

サイズ	M64
ボルト本数	$n=20$ 本
材質	700 材相当
有効断面積	$A_1=2676\ \mathrm{mm^2}$
設計基準強度	$F=490.0\ \mathrm{N/mm^2}$
許容引張応力度（機能維持）	$f_t=F=490.0\ \mathrm{N/mm^2}$
ボルト偏心距離	$\ell=50\ \mathrm{mm}$

・ボルトの引張に対する検討

ボルト１本に作用する引抜力　$_TN_T=7525\ \mathrm{kN}$

鉛直力　$T_V={}_TN_T／n=\dfrac{7525}{20}=376.3\ \mathrm{kN}$

ボルト孔ピッチ円中心と部材軸の偏心から生じる曲げによる引抜は，ボルト群からなる有効断面より算出する。

有効断面係数　$Z=1.895\times10^7\ \mathrm{mm^3}$

$T_b=\left({}_TN_T\cdot\ell\cdot A_1\right)／Z$

$=\dfrac{7525\times0.05\times2676}{1.895\times10^7}\times10^3=53.1\ \mathrm{kN}$

ボルト引抜力　$T=T_V+T_b=376.3+53.1=429.4\ \mathrm{kN}$

ボルトに作用する引張応力度　$\sigma_t=T／A_1=\dfrac{429.4}{2676}\times10^3=160.5\ \mathrm{N/mm^2}$

応力度比　$\sigma_t／f_t=\dfrac{160.5}{490.0}=0.33\ \leqq\ 1.00$

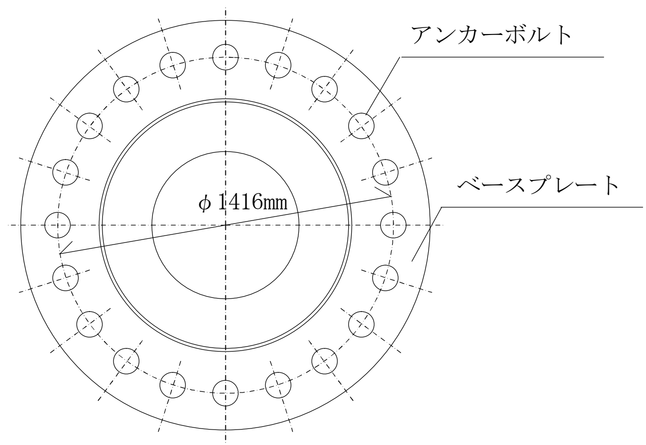


図 4-34　ボルト配置

(3)　ベースプレート

ベースプレートの曲げ及びコンクリートへの圧縮応力度について検討する。

・ベースプレート諸元

サイズ	外径	$D_1=1716$ mm
	内径	$d_1=716$ mm
	板厚	$t=32$ mm
ボルト孔		20－ϕ75
ボルト孔径		$b=75$ mm
ボルト孔欠損断面積		$A_B=b^2/4\times\pi\times 20=88360$ mm^2
材質		SM490
設計基準強度		$F=357.5$ N/mm^2
許容引張応力度（機能維持）		$f_t=F=357.5$ N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b=F=357.5$ N/mm^2

(a)　下面のコンクリートに対する検討

・圧着面の断面性能（ボルト孔控除）

断面積

$$A_2=\pi/4\cdot(D_1^2-d_1^2)-A_B$$
$$=\pi/4\times(1716^2-716^2)-88360$$
$$=1.822\times10^6\ \text{mm}^2$$

断面係数

$$Z_2=\pi/32\cdot(D_1^4-d_1^4)/D_1$$
$$=\pi/32\times(1716^4-716^4)/1716$$
$$=4.810\times10^8\ \text{mm}^4$$

主柱圧縮力　　$_CN_T=9176$ kN

圧着面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c={}_CN_T/A_2+({}_TN_T\cdot\ell)/Z_2$$
$$=\frac{9176}{1.822\times10^6}\times10^3+\frac{9176\times0.05}{4.810\times10^8}\times10^6$$
$$=6.0\ \text{N/mm}^2$$

・コンクリート諸元

設計基準強度 $F_c = 22\ \mathrm{N/mm^2}$

許容圧縮応力度（機能維持） ${}_cf_c = 2/3 \cdot F_c = 14.6\ \mathrm{N/mm^2}$

応力度比 $\sigma_c / {}_cf_c = \dfrac{6.0}{14.6} = 0.42 \leqq 1.00$

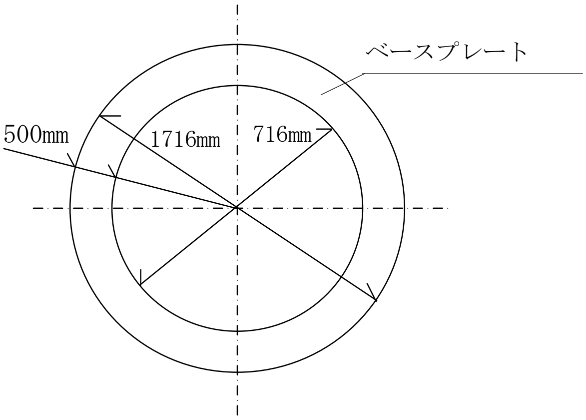


図 4-35　ベースプレートの寸法

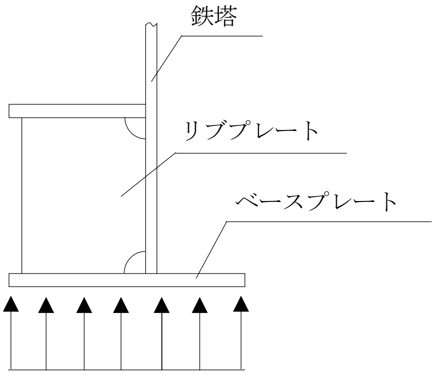


図 4-36　ベースプレートの断面

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

(b)　ベースプレートの曲げに対する検討

ベースプレートを連続梁（リブを支点とする）とみなす。

断面係数　$Z_1=\dfrac{(t-t_c\cdot 1)^2}{6}=\dfrac{(32-1\times 1)^2}{6}=160.2\ \mathrm{mm^3/mm}$

（※　ベースプレート上面のみの腐食代考慮，片面腐食代 $t_c=1$ mm）

・作用力

ボルト芯径　$D_2=1416$ mm

ボルト本数　$n=20$ 本

支間距離　$L=D_2\cdot\pi/n=1416\times\pi/20=222.4$ mm

（ボルト周方向ピッチ）

コンクリートの圧縮応力度

$\sigma_c=6.0\ \mathrm{N/mm^2}$

モーメント　$M_1=0.6\cdot\sigma_c\cdot L^2/8=\dfrac{0.6\times 6.0\times 222.4^2}{8}=22258\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

曲げ応力度　$\sigma_b=M_1/Z_1=\dfrac{22258}{160.2}=139.0/\mathrm{mm^2}$

応力度比　$\sigma_b/f_b=\dfrac{139.0}{357.5}=0.39\ \leqq\ 1.00$

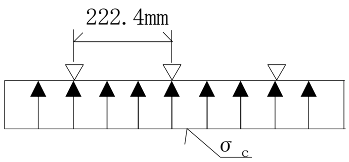


図 4-37　ベースプレート検討図

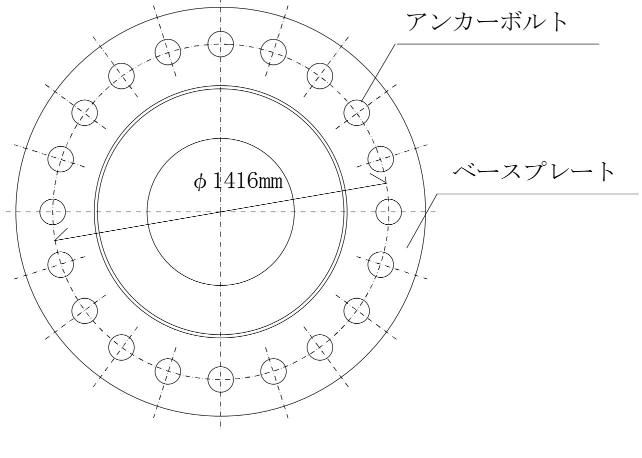


図 4-38　ボルト配置図

(4)　リブプレート

・リブプレート諸元

サイズ　高さ　　$H=250$ mm

幅　　$B_2=339.6-15-30=294.6$ mm

$B_3=290.2-15-30=245.2$ mm

板厚　　$t=19$ mm

リブ枚数　　$n=20$ 枚

材質　　SM490

設計基準強度　　$F=357.5$ N/mm^2

限界細長比　　$\Lambda=97.1$

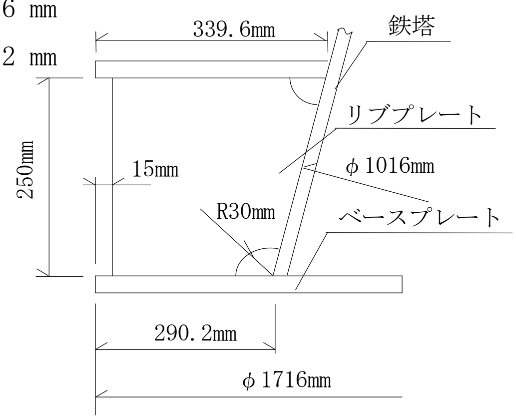


図 4-39　リブプレートの形状

(a)　リブの圧縮に対する検討

断面積　　$A_2=(t-t_c\cdot 2)\cdot B_3=(19-1\times 2)\times 245.2=4168$ mm^2

（※　リブ両面の腐食代考慮，片面腐食代 $t_c=1$ mm）

断面２次半径　　$i=(t-t_c\cdot 2)/\sqrt{12}=\dfrac{(19-1\times 2)}{\sqrt{12}}=4.9$ mm

（腐食代考慮）

座屈長　　$\ell_k=H/2=\dfrac{250}{2}=125$ mm　（両端固定）

細長比　　$\lambda=\ell_k/i=\dfrac{125}{4.9}=25.5 < \Lambda=97.1$

許容圧縮応力度（機能維持）

$$f_c=F\times\left\{1-\frac{2}{5}\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}=347.6\ \text{N/mm}^2$$

・作用力

１枚のリブに作用する圧縮力

最大圧縮力作用時　　$P_c=\sigma_{cb}\cdot A_{2b}/n=\dfrac{6.0\times 1.822\times 10^6}{20\times 10^3}=546.6$ kN

σ_{cb}：ベースプレート下面に作用する応力度『4.2.3　(3)　(a) による』

A_{2b}：ベースプレート圧着面積『4.2.3　(3)　(a) による』

最大引張力作用時　　$P_t=T=429.4$ kN

$P_c > P_t$ より以下 P_c に対してのみ照査を行う。

リブに作用する圧縮応力度　　$\sigma_c=P_c/A_2=\dfrac{546.6}{4168}\times 10^3=131.2$ N/mm^2

応力度比　　$\sigma_c/f_c=\dfrac{131.2}{347.6}=0.38 \leqq 1.00$

(b)　リブの溶接部に対する検討

・溶接部諸元

鉛直方向

溶接長　　ℓ_1＝（H－30・2）・2＝（250－30×2）×2＝380.0 mm

溶接脚長　　S_1＝19 mm

有効のど厚　a_1 ＝0.7・S_1－t_c・1 ＝0.7×19－1×1＝12.3 mm

（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s1}＝ℓ_1・a_1＝380.0×12.3＝4674 mm^2（腐食代考慮）

水平方向（リブ上端側）

溶接長　　ℓ_2＝B_2・2＝294.6×2＝589.2 mm

溶接脚長　　S_2＝10 mm

有効のど厚　a_2＝0.7S_2－t_c・1＝0.7×10－1×1＝6.0mm（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s2}＝ℓ_2・a_2＝589.2×6.0＝3535 mm^2

水平方向（リブ下端側）

溶接長　　ℓ_3＝B_3・2＝245.2×2＝490.4 mm

溶接脚長　　S_3＝10 mm

有効のど厚　a_3＝0.7S_3－t_c・1 ＝0.7×10－1×1＝6.0mm（腐食代t_c＝1 mm）

有効面積　　A_{s3}＝ℓ_3・a_3＝490.4×6.0＝2942 mm^2

設計基準強度　　　　　　　　　F＝357.5 N/mm^2

許容せん断応力度（機能維持）　　f_s＝F／$\sqrt{3}$ ＝206.4 N/mm^2

水平方向に対しては，A_{s2}＞A_{s3}より以下A_{s3}に対してのみ照査を行う。

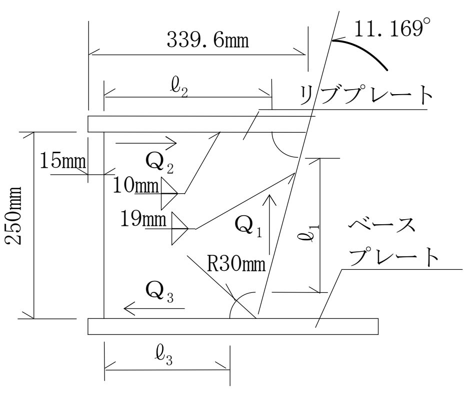


図 4-40　溶接位置図

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

・作用力

鉛直方向　　　$Q_1 = P_c = 546.6$ kN

水平方向（鋼管壁面に作用する偏心モーメント）

$$Q_3 = P_c \cdot 157.5 / H = \frac{546.6 \times 157.5}{250} = 344.4 \text{ kN}$$

リブに作用するせん断応力度

$$\tau_1 = Q_1 / A_{s1} = \frac{546.6}{4674} \times 10^3 = 117.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_3 = Q_3 / A_{s3} = \frac{344.4}{2942} \times 10^3 = 117.1 \text{ N/mm}^2$$

応力度比

$$\tau_1 / f_s = \frac{117.0}{206.4} = 0.57 \leqq 1.00$$

$$\tau_3 / f_s = \frac{117.1}{206.4} = 0.57 \leqq 1.00$$

(5)　フランジプレート

・フランジプレート諸元

サイズ	外径	D_2＝1716 mm
	内径	d_2＝1016 mm
	板厚	t＝55 mm
ボルト孔		20－φ75
ボルト孔径		b＝75 mm
ボルト孔欠損断面積		$A_B = b^2/4 \times \pi \times 20 = 88360$ mm²
材質		SM570
設計基準強度		F＝400.0 N/mm²

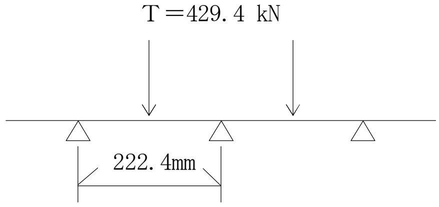


図 4-41　フランジプレート検討図

許容引張応力度（機能維持）　$f_t = F = 400.0$ N/mm²

許容曲げ応力度（機能維持）　$f_b = F = 400.0$ N/mm²

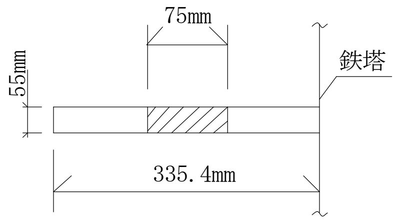


図 4-42　フランジプレートの寸法

(a)　フランジプレートの曲げに対する検討

アンカーボルトの力がリブを支点としてフランジプレートに集中荷重として作用するものとする。

有効幅　$B_e = 335.4 - b = 335.4 - 75 = 260.4$ mm

断面係数　$Z_2 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2 / 6 = \dfrac{260.4 \times (55 - 1 \times 2)^2}{6} = 121900$ mm³

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 t_c＝1 mm）

・作用力

ボルト１本に作用する引抜力

ボルト引抜力　T＝429.4 kN

支間距離　L＝222.4 mm　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　$M_2 = T \cdot L / 8 = \dfrac{429.4 \times 222.4}{8} = 11937$ kN・mm

曲げ応力度　$\sigma_b = M_2 / Z_2 = \dfrac{11937}{121900} \times 10^3 = 98.0$ N/mm²

応力度比　$\sigma_b / f_b = \dfrac{98.0}{400.0} = 0.25 \leqq 1.00$

(b)　フランジプレートの水平スラストに対する検討

リブプレートとの溶接面を通してフランジプレートに下図のような外圧力が作用する．外圧力を等分布と考え，それによって生じるフープ応力を求める。

有効幅　$B_e = 335.4 - b = 335.4 - 75 = 260.4$ mm

断面積　$A_3 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2) = 260.4 \times (55 - 1 \times 2) = 13800$ mm^2

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$ mm）

断面係数　$Z_3 = B_e \cdot (t - t_c \cdot 2)^2 / 6 = \dfrac{260.4 \times (55 - 1 \times 2)^2}{6} = 121900$ mm^3

（※　フランジプレート両面の腐食を考慮，片面腐食代 $t_c = 1$ mm）

・作用力

等分布荷重　$q = (n \cdot T \cdot e / h) / (\pi \cdot D_3) \cdot 10^3$

$= \dfrac{20 \times 429.4 \times 215.5 / 250}{1416 \times \pi} \times 10^3$

$= 1664.1$ N/mm

T　：アンカーボルト　1本当たりの引張力　$T = 429.4$ kN

h　：リブの高さ

D_3　:ボルト中心間距離　『図 4-43 より』

フープ応力　$P = q \cdot D_3 / 2 = \dfrac{1664.1 \times 1416}{2} \times 10^{-3} = 1178.2$ kN

引張応力度　$\sigma_t = P / A_3 = \dfrac{1178.2}{13800} \times 10^3 = 85.4$ N/mm^2

曲げ応力度　$\sigma_b = M_2 / Z_3 = \dfrac{11937}{121900} \times 10^3 = 98.0$ N/mm^2

応力度比　$(\sigma_t + \sigma_b) / f_t = \dfrac{85.4 + 98.0}{400} = 0.46 \leqq 1.00$

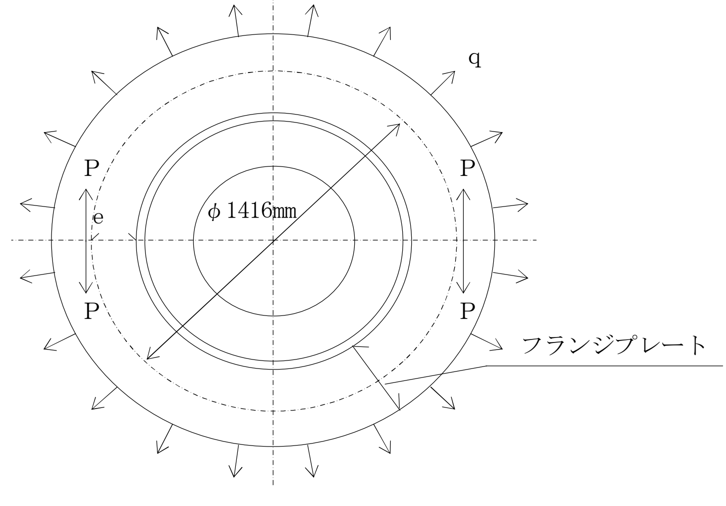


図 4-43　リブがフランジプレートに与える作用力図

(6)　刃形プレート

刃形プレートの強度検討を行う。

・圧縮側せん断に対する検討

$\mu \cdot {}_{c}N_{t} = 0.4 \times 9176 = 3670.4$ kN ＞ 2202 kN

μ ： 摩擦係数（0.4）

圧縮側せん断力に対してはベースプレート下面の摩擦抵抗によって十分抵抗しうるため，検討を省略する。

・引張側せん断に対する検討

水平力はアンカーボルトに負担させず全て刃形プレートで負担させる。

刃形プレート諸元

サイズ	高さ	H＝40 mm
	幅	B＝410 mm
	板厚	t＝19 mm
枚数		20枚（18° ピッチ）
材質		SM490
設計基準強度		F＝357.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		$f_b = F = 357.5$ N/mm^2
許容せん断応力度（機能維持）		$f_s = F / \sqrt{3} = 206.4$ N/mm^2

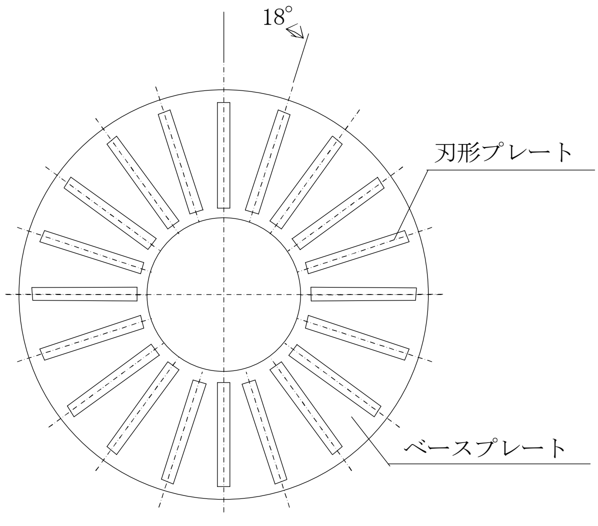


図 4-44　刃形プレート形状

(a)　刃形プレート母材に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

断面積　$A_4 = t = 19\ \mathrm{mm^2/mm}$

断面係数　$Z_4 = t^2 / 6 = \dfrac{19^2}{6} = 60.17\ \mathrm{mm^3/mm}$

単位面積当りの水平力

$$\sigma_c = \frac{H_T}{H \cdot B \cdot \Sigma \sin\theta_i}$$

$$= \frac{2202}{40 \times 410 \times (4\sin 18° + 4\sin 36° + 4\sin 54° + 4\sin 72° + 2\sin 90°)} \times 10^3$$

$$= 10.6\ \mathrm{N/mm^2}$$

モーメント　$M_3 = \sigma_c \cdot H^2 / 2 = \dfrac{10.6 \times 40^2}{2} = 8480\ \mathrm{N\cdot mm/mm}$

せん断力　$Q = \sigma_c \cdot H = 10.6 \times 40 = 424\ \mathrm{N/mm}$

曲げ応力度　$\sigma_b = M_3 / Z_4 = \dfrac{8480}{60.17} = 141.0\ \mathrm{N/mm^2}$

せん断応力度　$\tau = Q / A_4 = \dfrac{424}{19} = 22.4\ \mathrm{N/mm^2}$

応力度比　$\sigma_b / f_b = \dfrac{141.0}{357.5} = 0.40 \leqq 1.00$

$\tau / f_s = \dfrac{22.4}{206.4} = 0.11 \leqq 1.00$

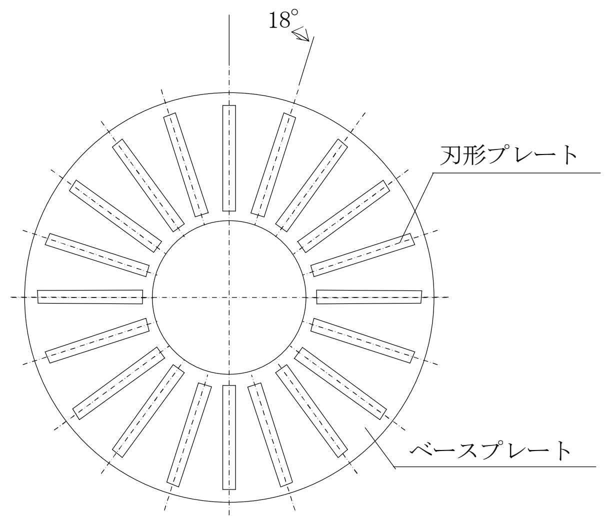


図 4-45　刃形プレート形状図

(b)　刃形プレート溶接部に対する検討

刃形プレートの強度検討を行う。

・溶接部諸元

溶接脚長	$S = 10$ mm
有効のど厚	$a = 0.7 \cdot S = 0.7 \times 10 = 7.0$ mm
	$\ell_1 = 16.5$ mm
	$\ell_2 = 13.0$ mm
有効面積（単位幅当たり）	$A_s = 2 \cdot a = 2 \times 7.0 = 14.00$ mm²/mm
有効断面係数（単位幅当たり）	$Z_5 = A_S \cdot \ell_2{}^2 / \ell_1 = \dfrac{14.0 \times 13.0^2}{16.5} = 143.4$ mm³/mm
設計基準強度	$F = 357.5$ N/mm²
許容せん断応力度（機能維持）	$f_s = F / \sqrt{3} = 206.4$ N/mm²
曲げ応力度	$\tau_b = M_3 / Z_5 = \dfrac{8480}{143.4} = 59.2$ N/mm²
せん断応力度	$\tau_q = Q / A_s = \dfrac{424}{14.00} = 30.3$ N/mm²
合成応力度	$\tau = \sqrt{\tau_b{}^2 + \tau_q{}^2} = \sqrt{59.2^2 + 30.3^2} = 66.6$ N/mm²
応力度比	$\tau / f_s = \dfrac{66.6}{206.4} = 0.33 \leqq 1.00$

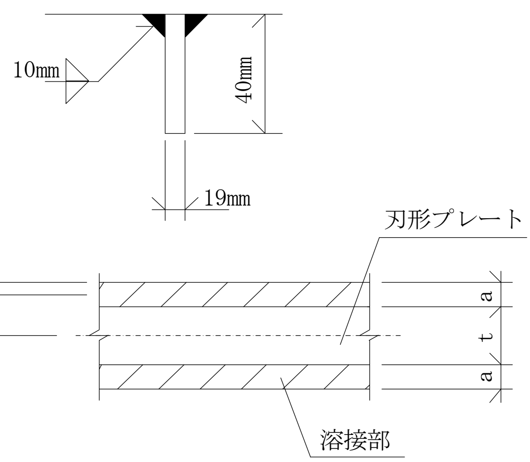


図 4-46　刃形プレート諸元

(7)　アンカーフレーム

アンカーフレームの強度計算をする。

・アンカーフレーム諸元

サイズ	外径	D_3＝1716 mm
	内径	d_3＝1116 mm
	幅	B＝300 mm
	板厚	t＝36 mm
ナット幅		B_n＝95.0 mm
材質		SM490
設計基準強度		F＝357.5 N/mm^2
許容曲げ応力度（機能維持）		f_b＝F＝357.5 N/mm^2

(a)　アンカーフレーム上面のコンクリートに対する検討

アンカーフレーム負担面積

$$A_5 = \pi/4 \cdot (D_3^2 - d_3^2) = \pi/4 \times (1716^2 - 1116^2) = 1.335\times10^6\ \mathrm{mm^2}$$

アンカーフレーム上面に作用する圧縮応力度

$$\sigma_c = n \cdot T / A_5 = \frac{20\times429.4}{1.335\times10^6}\times10^3 = 6.5\ \mathrm{N/mm^2}$$

・コンクリート諸元

設計基準強度	F_c＝22 N/mm^2
許容圧縮応力度（機能維持）	${}_c f_c = F_c \cdot 2/3 = 14.6$ N/mm^2
応力度比	$\sigma_c / {}_c f_c = \dfrac{6.5}{14.6} = 0.45 \leqq 1.00$

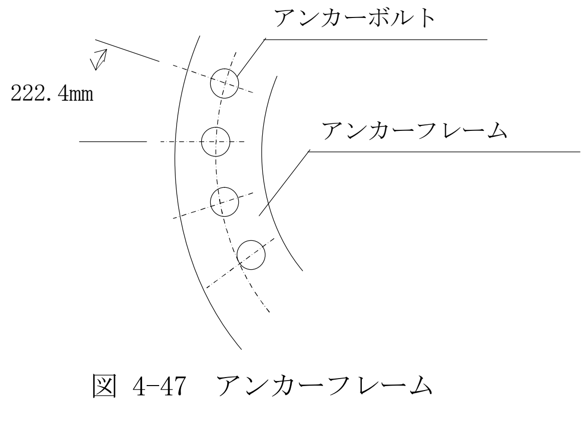


図 4-47　アンカーフレーム

(b)　アンカーフレームの曲げに対する検討

アンカーフレームを梁（ボルトを支点とした）とみなす。

断面係数　$Z_6 = t^2/6 = \dfrac{36^2}{6} = 216$ mm³/mm

・軸方向（アンカーフレームを連続梁とみなす）

支間距離　$\ell_1 = 222.4$ mm　（ボルト周方向ピッチ）

モーメント　$M_4 = 0.6 \cdot \sigma_c \cdot \ell_1^2/8 = \dfrac{0.6 \times 6.5 \times 222.4^2}{8}$

$= 24113$ N･mm/mm

σ_c：アンカーフレーム上面に作用する応力度『4.2.3　(7)　(a)による』

・軸直角方向（アンカーフレームを片持梁とみなす）

張出距離　$\ell_2 = (B - B_n)/2 = 102.5$ mm

モーメント　$M_5 = \sigma_c \cdot \ell_2^2/2 = \dfrac{6.5 \times 102.5^2}{2} = 34145$ N･mm/mm

・$M_4 < M_5$より，より以下M_5に対してのみ照査を行う。

曲げ応力度　$\sigma_b = M_5/Z_6 = \dfrac{34145}{216} = 158.1$ N/mm²

応力度比　$\sigma_b/f_b = \dfrac{158.1}{357.5} = 0.45 \leqq 1.00$

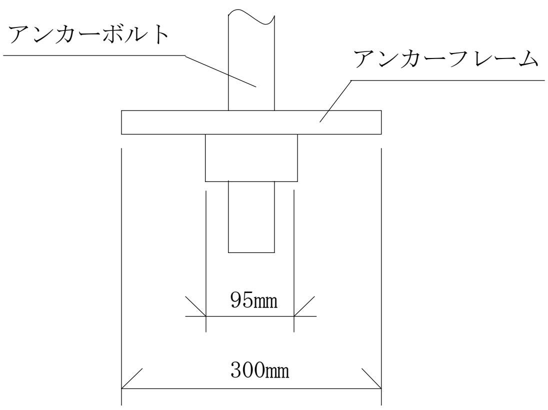


図 4-48　アンカーフレームの断面図

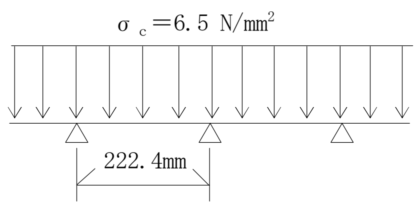


図 4-49　アンカーフレーム検討図

(8)　基礎コンクリート

基礎コンクリートの引抜に対する検討を行う。

・コンクリート諸元

有効水平投影面積	$A_c = 882300\ \mathrm{mm^2}$
低減係数	$\phi_2 = 0.6$
設計基準強度	$F_c = 22\ \mathrm{N/mm^2}$

・基礎コンクリート引抜きに対する検討

コーン状破壊に対する許容引張力

$$T_p = \phi_2 \cdot 0.31 \cdot \sqrt{F_c} \cdot A_c$$
$$= 0.6 \times 0.31 \times \sqrt{22} \times 882300 / 10^3$$
$$= 769.7\ \mathrm{kN}$$

応力比　$${}_T N_T / T_p = \frac{429.4}{769.7} = 0.56 \leqq 1.00$$

NT2 補① V-2-2-15-1 R0

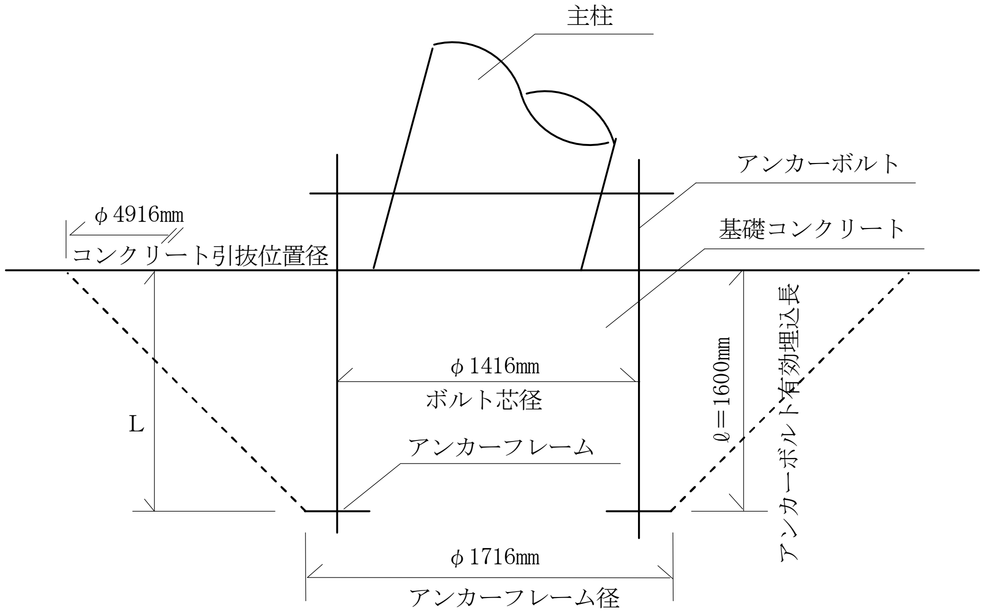


図 4-50　基礎コンクリートの形状

表 4-11　機能維持荷重時算定結果一覧

		発生応力度 (N/mm²)	許容応力度 (N/mm²)	$\frac{\text{発生応力度}}{\text{許容応力度}}$
アンカーボルトの検討	引張応力度	160.5	490.0	0.33　≦1.00
ベースプレートの検討	曲げ応力度	139.0	357.5	0.39　≦1.00
リブプレート	溶接部せん断応力度	117.1	206.4	0.57　≦1.00
フランジプレート	曲げ＋フープ応力度	183.4	400.0	0.46　≦1.00
刃形プレート	曲げ応力度	141.0	357.5	0.40　≦1.00
アンカーフレームの検討	曲げ応力度	158.1	357.5	0.45　≦1.00
コンクリートの検討	コーンせん断	429.4*	769.7*	0.56　≦1.00

注記　＊：コーンせん断による数値は応力（kN）とする。