

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-020 改 14
提出年月日	2022年6月3日

工事計画に係る補足説明資料
(安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の
下における健全性に関する説明書)

2022年6月

中国電力株式会社

本資料のうち、枠囲みの内容は機密に係る事項のため公開できません。

1. 工事計画添付書類に係る補足説明資料
 添付書類の記載内容を補足するための資料を以下に示す。

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
1	安全設備及び重大事故等対処設備が使用される条件の下における健全性に関する説明書		
2	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	<p>1. 送電鉄塔他の影響評価について</p> <p>2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について</p> <p>2.1 概要</p> <p>2.2 評価フロー</p> <p>2.3 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面の網羅的な抽出</p> <p>2.3.1 離隔距離の考え方</p> <p>2.4 液状化範囲の検討</p> <p>2.4.1 液状化範囲の検討フロー</p> <p>2.4.2 液状化範囲の検討方法及び検討結果</p> <p>2.5 保管場所及びアクセスルートに影響するおそれのある斜面のグループ分け</p> <p>2.6 評価対象斜面の選定及び評価</p> <p>2.6.1 評価フロー（詳細）</p> <p>2.6.2 選定方針及び評価方法</p> <p>2.6.3 評価対象斜面の選定及び評価結果</p> <p>2.7 対策工（抑止杭）に関する詳細検討</p> <p>2.7.1 基本方針</p> <p>2.7.2 抑止杭の設計</p> <p>2.7.3 抑止杭の耐震評価</p> <p>2.7.4 抑止杭を設置した斜面の安定性評価</p> <p>2.7.5 構造等に関する先行炉との比較</p> <p>2.7.6 対策工（抑止杭）を設置した斜面の抑止杭間の岩盤の健全性</p> <p>2.8 その他の検討</p> <p>2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性評価</p> <p>2.8.2 岩盤斜面と盛土斜面の同時崩壊検討</p> <p>2.8.3 応力状態を考慮した検討</p> <p>（参考資料 1）各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠</p> <p>（参考資料 2）すべり安定性評価の基準値の設定について</p> <p>（参考資料 3）斜面のすべり安定性評価に用いた解析コードの適用性について</p> <p>3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	<p>4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に伴う浮き上がりによる影響評価について</p> <p>5. 保管場所における地盤支持力評価について</p> <p>6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評価について</p> <p>7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について</p> <p>7.1 他資料において耐震性を確認している周辺構造物</p> <p>7.2 建物・構築物の耐震性評価</p> <p>7.2.1 免震重要棟の耐震性評価</p> <p>7.2.2 1号機原子炉建物の外装材の耐震性評価</p> <p>7.2.3 建物の外装材以外の部材の耐震性評価</p> <p>7.2.4 2号機開閉所防護壁の耐震性評価</p> <p>7.2.5 補助消火水槽の耐震性評価</p> <p>7.2.6 第二輪谷トンネルの耐震性評価</p> <p>7.2.7 連絡通路の耐震性評価</p> <p>7.2.8 防火壁の耐震性評価</p> <p>7.2.9 重油タンク（No. 1, 2, 3）の溢水防止壁の耐震性評価</p> <p>7.3 機器・配管の耐震性評価</p> <p>7.3.1 第2予備変圧器の耐震性評価</p> <p>7.3.2 重油移送配管（防波壁乗り越え箇所）の耐震性評価</p> <p>7.3.3 送電鉄塔他の耐震性評価</p> <p>8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策について</p> <p>9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について</p> <p>10. 屋内のアクセスルートの設定について</p> <p>11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について</p> <p>12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について</p> <p>13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について</p> <p>14. 土石流による影響評価について</p> <p>15. 主要変圧器の火災発生防止対策について</p> <p>16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について</p>	今回提出範囲

資料 No.	添付説明資料名	補足説明資料（内容）	備考
2	可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート	17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について 18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	今回提出 範囲
3	発電用原子炉施設への人の不法な侵入等の防止について		
4	ブローアウトパネル関連設備の設計方針		

可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルートに
係る補足説明資料

目 次

1. 送電鉄塔他の影響評価について	1
2. 保管場所及び屋外のアクセスルートの周辺斜面及び敷地下斜面すべり安定 性評価について	181
3. 液状化及び揺すり込みによる沈下量及び傾斜の算定方法について	
4. 保管場所における液状化及び揺すり込みによる不等沈下・傾斜，液状化に 伴う浮き上がりによる影響評価について	
5. 保管場所における地盤支持力評価について	
6. 保管場所及び屋外のアクセスルート近傍の障害となり得る構造物と影響評 価について	
7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について	
8. 屋外のアクセスルートの段差緩和対策について	
9. 屋外のアクセスルートの側方流動評価について	
10. 屋内のアクセスルートの設定について	
11. 屋内のアクセスルート確保のための対策について	
12. 可搬型重大事故等対処設備の保管場所について	
13. 森林火災時における屋外のアクセスルートへの影響について	
14. 土石流による影響評価について	
15. 主要変圧器の火災発生防止対策について	
16. 屋外タンク等からの溢水影響評価について	
17. 第4保管エリアの変更に伴う影響について	
18. 重油移送配管の経路変更に伴う影響について	

1. 送電鉄塔他の影響評価について

島根原子力発電所構内の送電鉄塔，開閉所屋外鉄構及び通信用無線鉄塔について，アクセスルートへの影響評価を実施した。

(1) 影響評価鉄塔

発電所構内のアクセスルート近傍に設置されている送電鉄塔他を抽出した。鉄塔配置図を図1-1に示す。

- ① 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔
- ② 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔
- ③ 第2-66kV 開閉所屋外鉄構
- ④ 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔
- ⑤ 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ⑥ 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔
- ⑦ 500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ⑧ 500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔
- ⑨ 通信用無線鉄塔

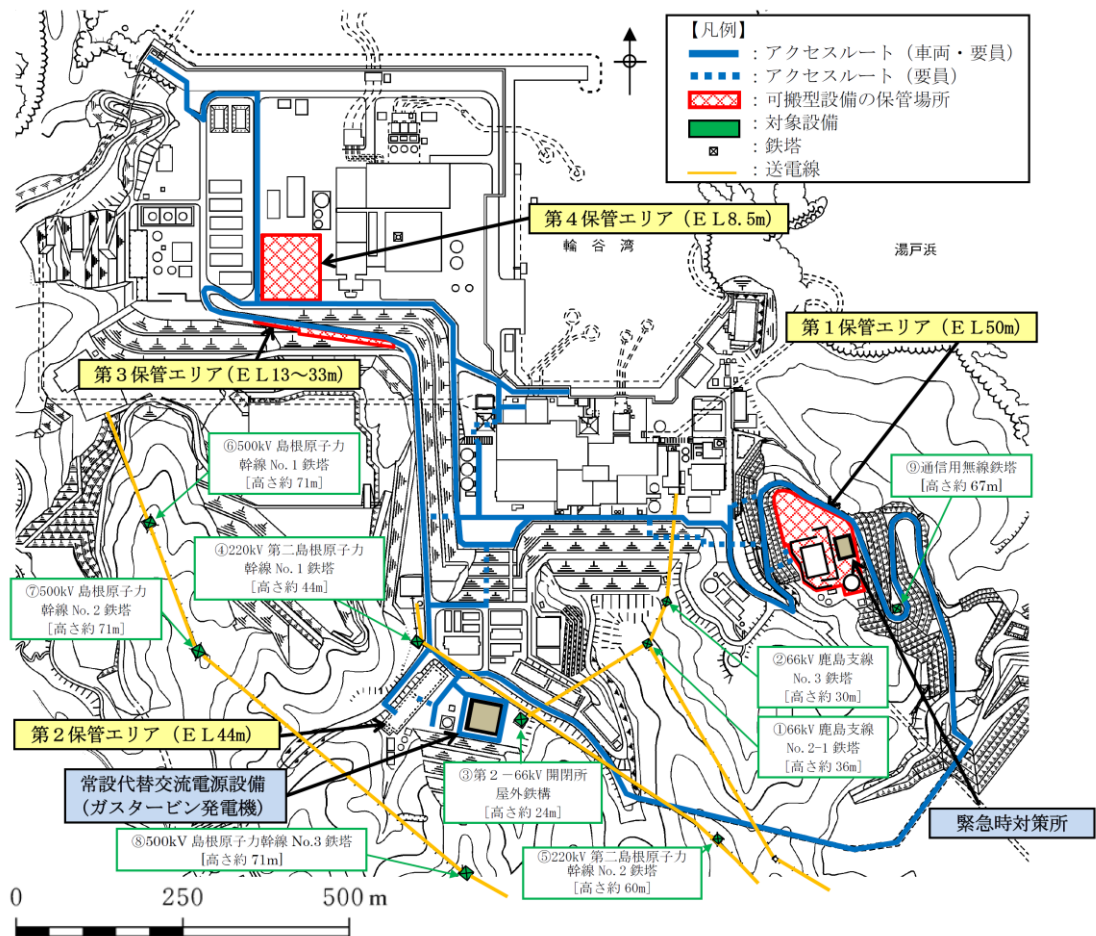
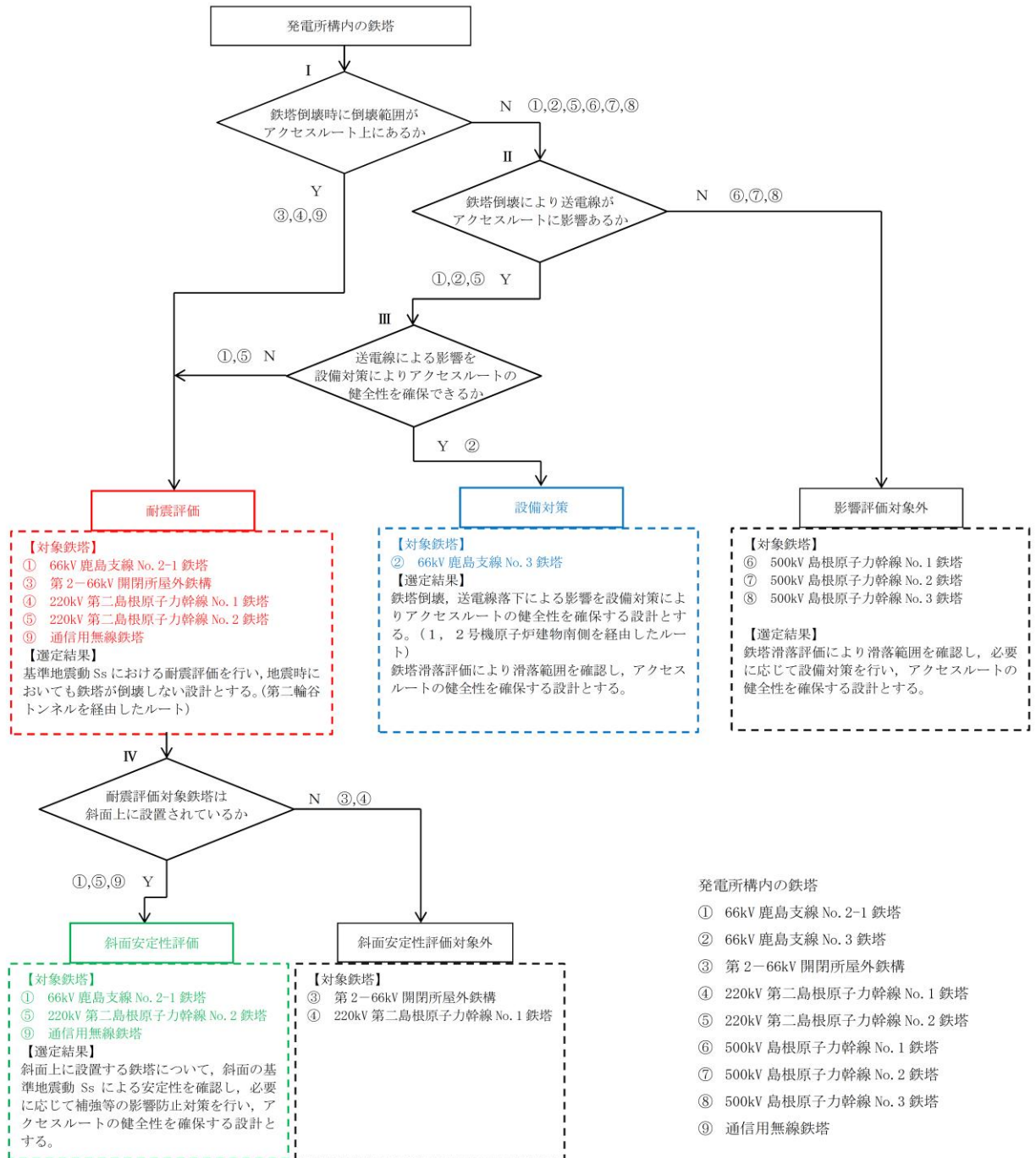


図1-1 鉄塔配置図

(2) 影響評価手順

発電所構内の送電鉄塔他を対象として、倒壊等による影響評価方法を選定した。鉄塔の影響評価方法選定フローを図 1-2 に示す。



耐震評価及び斜面の安定性評価の結果、強度不足等により、評価が満足しない結果となった場合は、補強等の影響防止対策を実施し、アクセスルートの健全性を確保する設計とする。

図 1-2 影響評価方法選定フロー

(3) 影響評価方法選定結果

影響評価方法選定フローに従い選定した、影響評価方法を表 1-1 に示す。

表 1-1 影響評価方法選定結果一覧表

送電鉄塔他名称	耐震評価	滑落評価	斜面安定性評価*1	設備対策*2	評価記載箇所
①66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔	○	—	○	—	1.2
②66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔	—	○	—	○	1.5
③第 2-66kV 開閉所屋外鉄構	○	—	—	—	1.3
④220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	○	—	—	—	1.1
⑤220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	○	—	○	—	1.1
⑥500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑦500kV 島根原子力幹線 No. 2 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑧500kV 島根原子力幹線 No. 3 鉄塔	—	○	—	—	1.5
⑨通信用無線鉄塔	○	—	○	—	1.4

注記*1：斜面安定性評価は、「補足-020-2 2. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺の斜面及び敷地下斜面すべり安定性評価について」に示す。

*2：設備対策は、「補足-020-2 7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について」に示す。

1.1 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔の耐震評価

1.1.1 解析手法

現在、送電鉄塔は、送電用鉄塔設計標準（J E C 1 2 7-1965）に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。これは鉄塔が強度に比べて軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.1.2 送電鉄塔解析手順

送電鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 Ss5 波 (Ss-D, Ss-N1, Ss-N2, Ss-F1 及び Ss-F2) のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定する。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔は基準地震動 Ss-D, Ss-N1 により、また、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔は基準地震動 Ss-D による鉄塔基礎部の応答波形 (別紙-1 参照) を入力地震波として用い、鉄塔-架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した (強度, 安全率の計算は従来 of 風荷重設計と同じ方法。)

耐震評価解析フローを図 1.1.2-1 に示す。

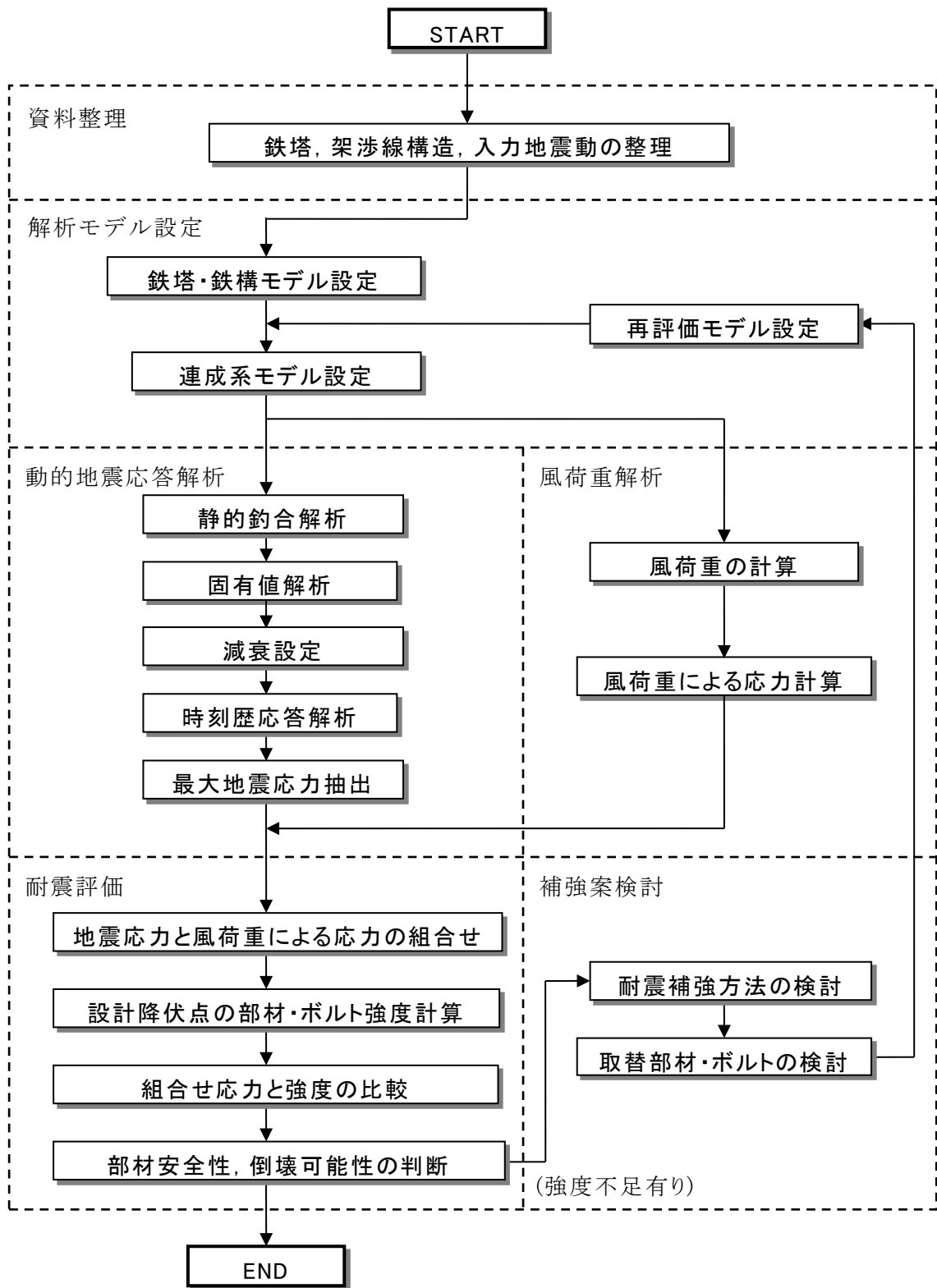


図 1.1.2-1 耐震評価解析フロー

1.1.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.1.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、「VI-5-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.1.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

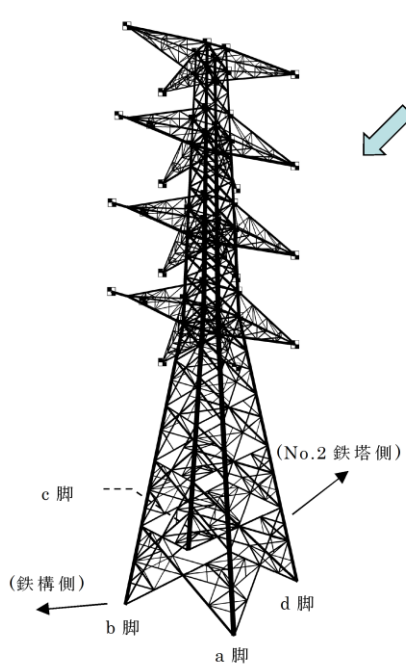
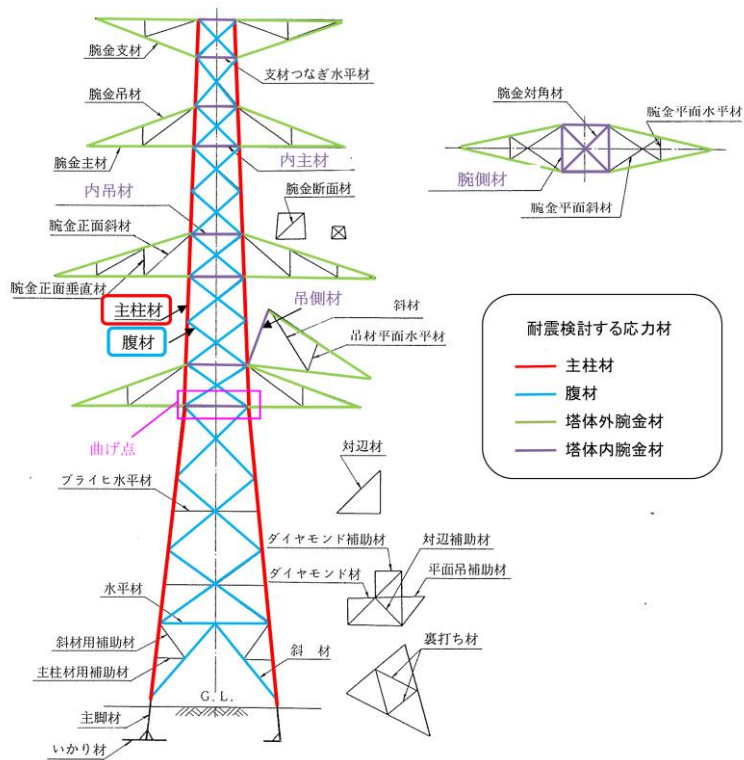
コード (プログラム)	T o w e r C a b l e R e s p
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
解析コードの 概要	鉄塔・鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構—架渉線連成系をモデル化する。 解析機能として、静的釣合解析，固有値解析，周波数応答関数計算，周波数応答解析，時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素，梁要素に対応し，架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析，時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また，架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔—架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について，本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.1.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

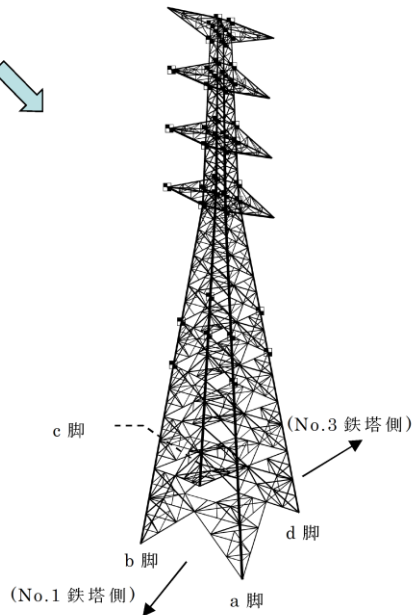
- ・対象鉄塔は，梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼(SS400, SS540)であるため，日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・梁要素の断面特性は，電気設備技術基準及びJ E C 1 2 7に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から断面積，断面二次モーメントを設定する。
- ・支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

220kV 第二島根原子力幹線鉄塔モデルを図 1.1.4-1 に示す。



220kV 第二島根原子力幹線
No. 1 鉄塔

部材名称図
モデル化



220kV 第二島根原子力幹線
No. 2 鉄塔

注：図中の「No.1 鉄塔」，「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.1, No.2 及び No.3 鉄塔を，「鉄構」は，引留鉄構を示す。

図 1.1.4-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔モデル

各鉄塔の構造材料の各定数については、表 1.1.4-1 に示す。

表 1.1.4-1 構造材料の定数*

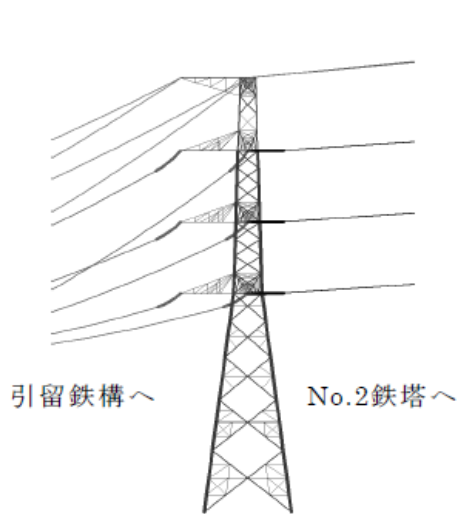
材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

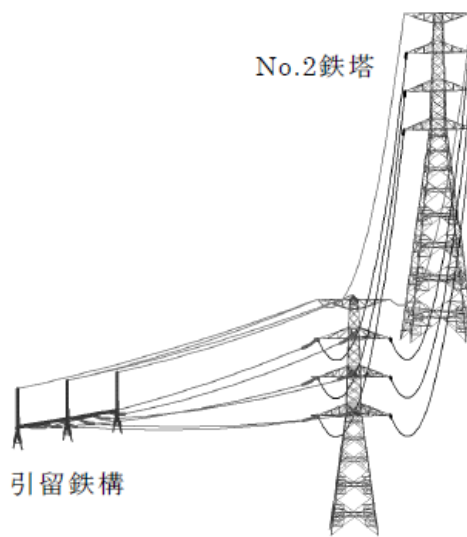
(2) 連成系モデル

- ・ 架空地線，電力線及び碍子装置は，軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し，張力による幾何剛性を考慮することで，自重と張力の釣り合いによるカタナリー曲線を再現する。
- ・ 架渉線の材料特性は線形材料モデルとし，日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。
- ・ 鉄塔の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし 3 基 2 径間の連成系にてモデル化する。

220kV 第二島根原子力幹線連成系モデルを図 1.1.4-2 に示す。

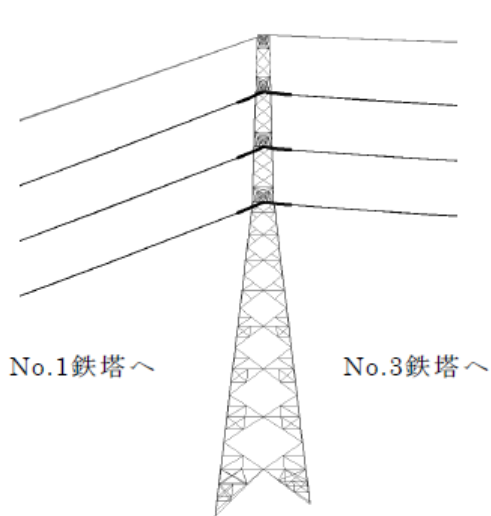


連成系モデル図（立面図）

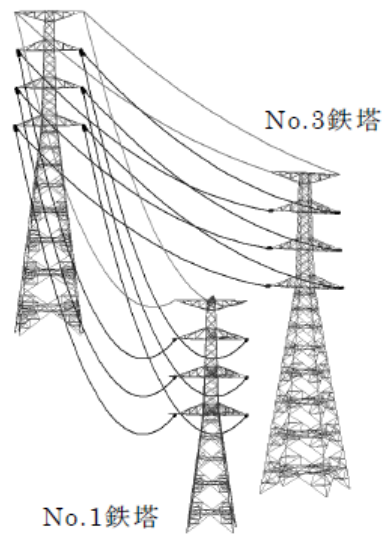


連成系モデル図（鳥瞰図）

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔



連成系モデル図（立面図）



連成系モデル図（鳥瞰図）

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔

注：図中の「No. 1 鉄塔」，「No. 2 鉄塔」及び「No. 3 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1，No. 2 及び No. 3 鉄塔を示す。

図 1. 1. 4-2 220kV 第二島根原子力幹線連成系モデル

1.1.5 固有値解析結果

鉄塔単独モデルに対して固有値解析を行い、鉄塔の固有周期及び固有振動モードを求めた。腕金構造の影響で線路方向と線路直角方向とで固有周期が異なるがその差は小さく、両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表 1.1.5-1 に 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有周期を、図 1.1.5-1 に 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.1.5-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有周期

機器名	220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔	220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔
固有モード	固有周期 (SEC)	固有周期 (SEC)
線路直角方向 1 次モード	0.448	0.524
線路方向 1 次モード	0.431	0.519
線路直角方向 2 次モード	0.168	0.204
線路方向 2 次モード	0.155	0.197

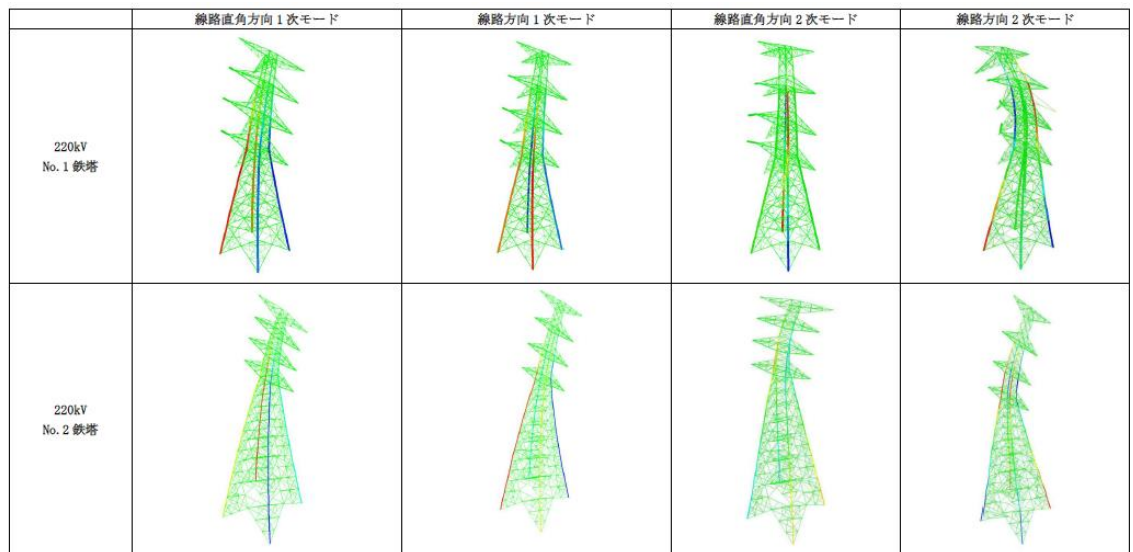


図 1.1.5-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の固有モード図

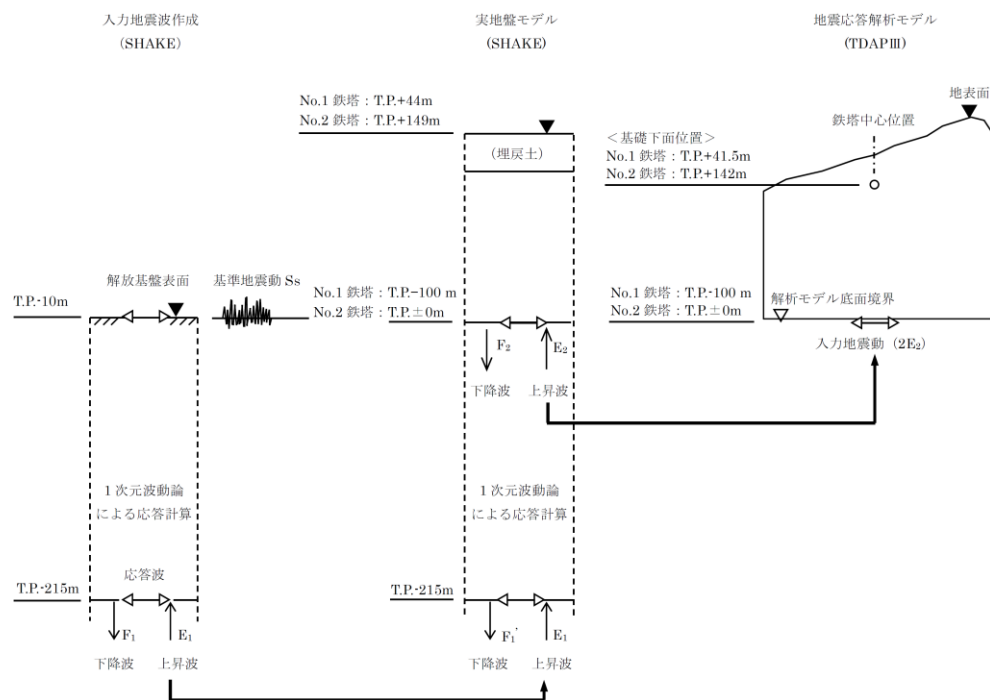
1.1.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

220kV第二島根原子力幹線No.1及びNo.2鉄塔の地盤応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面表面（T.P.-10m）で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉建物基礎地盤の解析モデル底面（T.P.-215m）まで引戻し、鉄塔位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより解析モデル底面境界（T.P.-100m：No.1鉄塔，T.P.±0.0m：No.2鉄塔）まで引き上げた地震波を、2次元動的FEM時刻歴非線形解析により各鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震波作成の概念を図1.1.6-1に、解析用入力地震波を図1.1.6-2、図1.1.6-3及び図1.1.6-4示す。

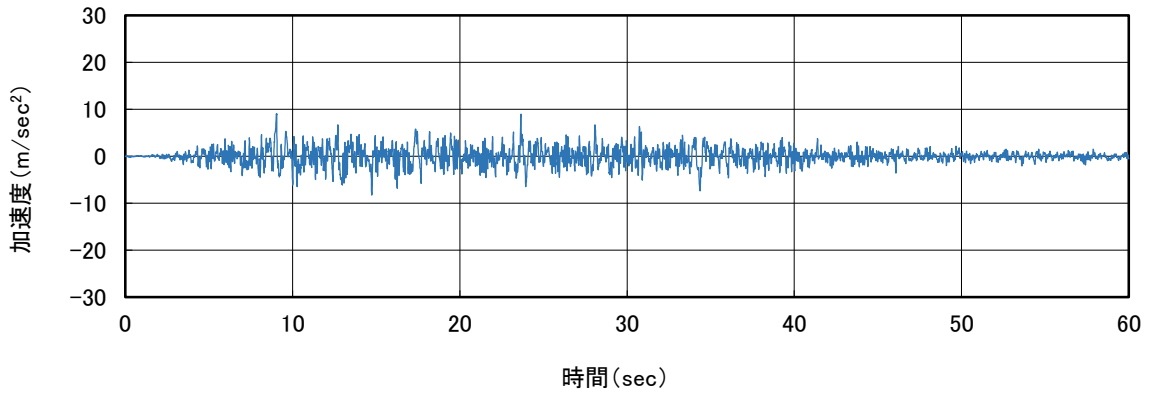


注：図中の「No.1 鉄塔」及び「No.2 鉄塔」は 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔を示す。

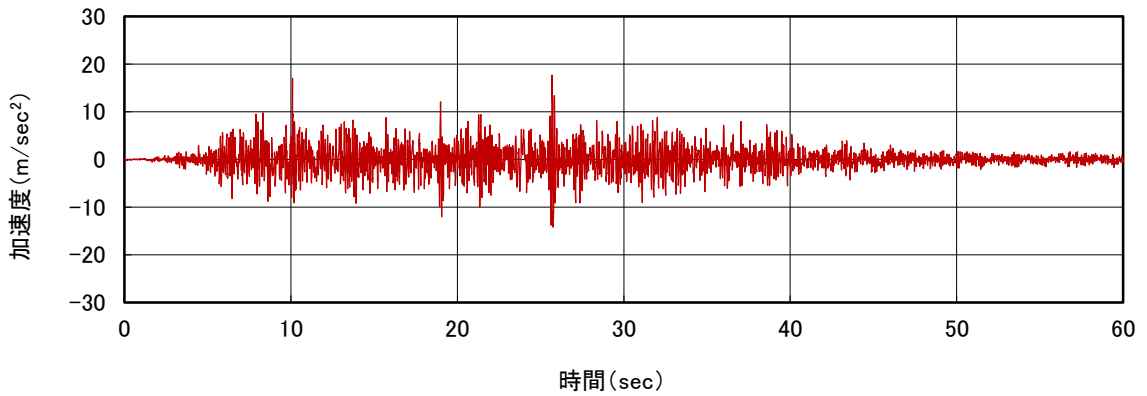
図 1.1.6-1 入力地震波作成の概念図

(2) 解析用入力地震波

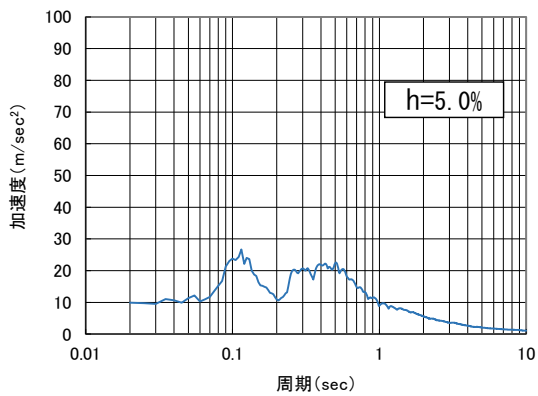
a. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔 (基準地震動 S_S-D)



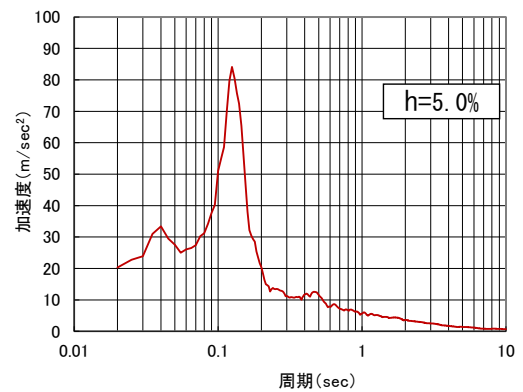
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



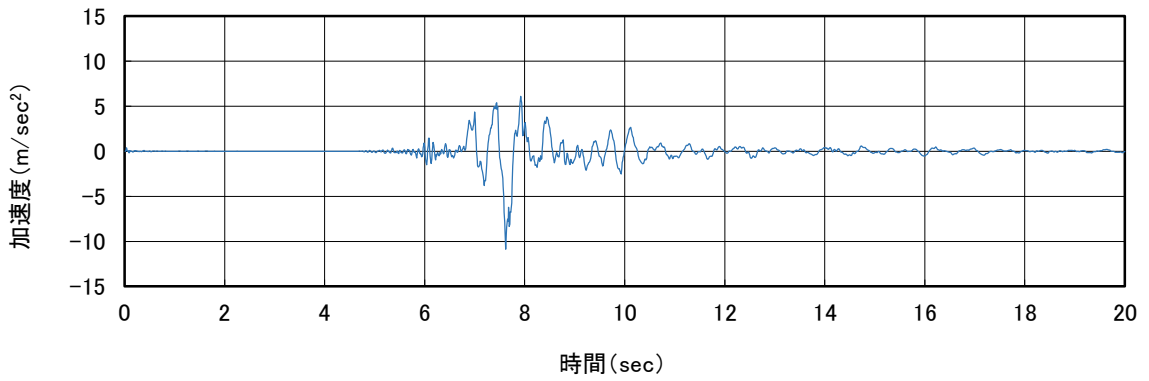
水平成分の加速度応答スペクトル



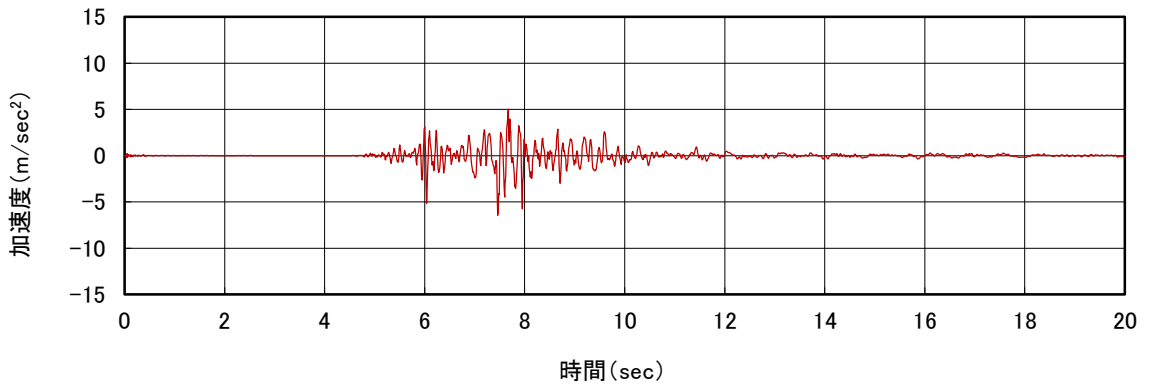
上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.1.6-2 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔入力地震波 (基準地震動 S_S-D)

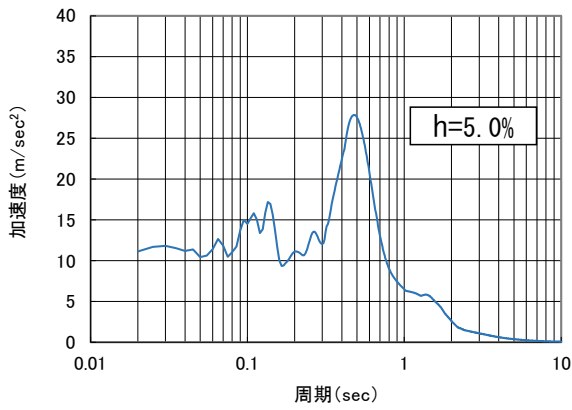
b. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔（基準地震動 Ss-N1）



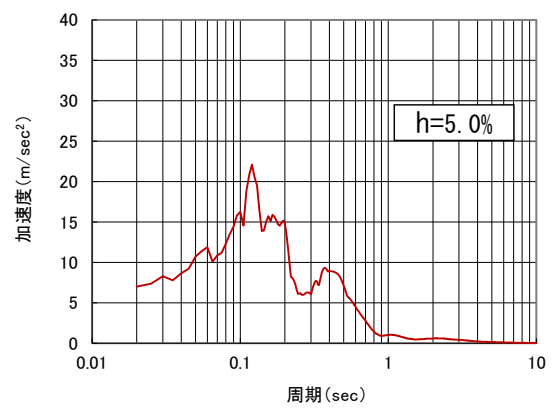
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



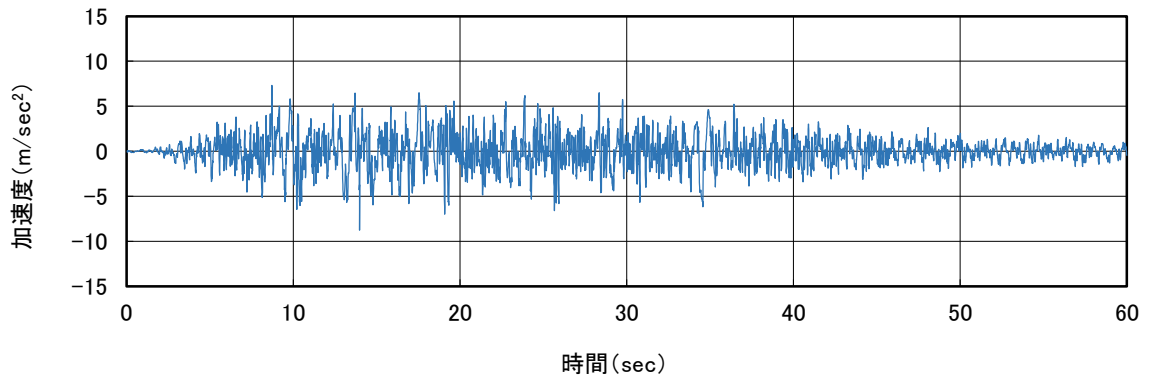
水平成分の加速度応答スペクトル



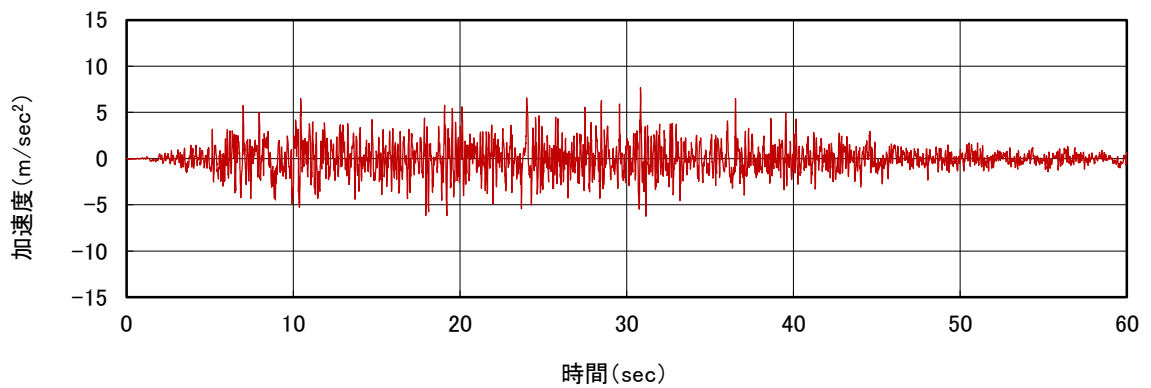
上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.1.6-3 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔入力地震波（基準地震動 Ss-N1）

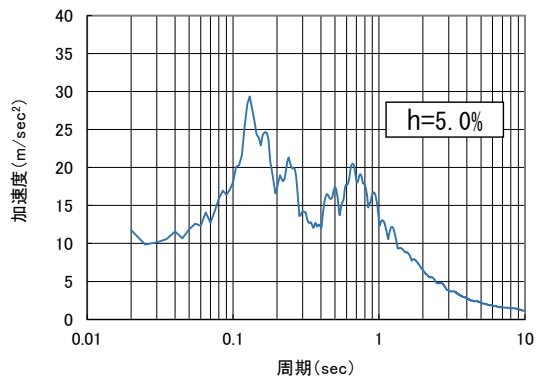
c. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔 (基準地震動 Ss-D)



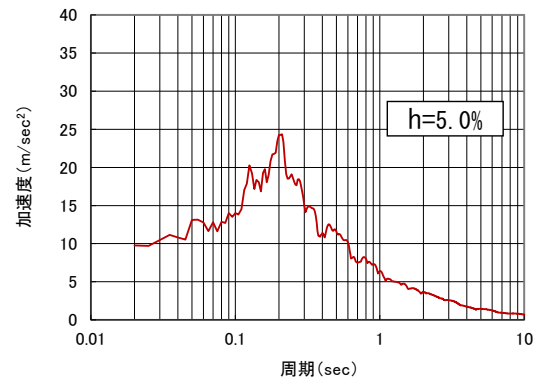
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.1.6-4 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔入力地震波 (基準地震動 Ss-D)

1.1.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.1.7-1 に示す。

表 1.1.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔	5%	「平成 7 年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協会：昭和 57 年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰定数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を 0.5% に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を 0.4% と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は 1 とする。

(2) 減衰定数の設定

a. 鋼管鐵塔・山形鋼鐵塔及び鐵構の減衰定数の設定について(大振幅の場合)

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鐵塔の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」(資源エネルギー庁)

にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規定(J E A C 6 0 0 1 -2000)へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鐵塔（日本鐵塔協会：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており、本研究の成果は、「構造物の耐風工学」日本鋼構造協会編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において、30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し、減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し、実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について、減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.1.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し、図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると、周波数はほぼ合っているが、実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって、架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

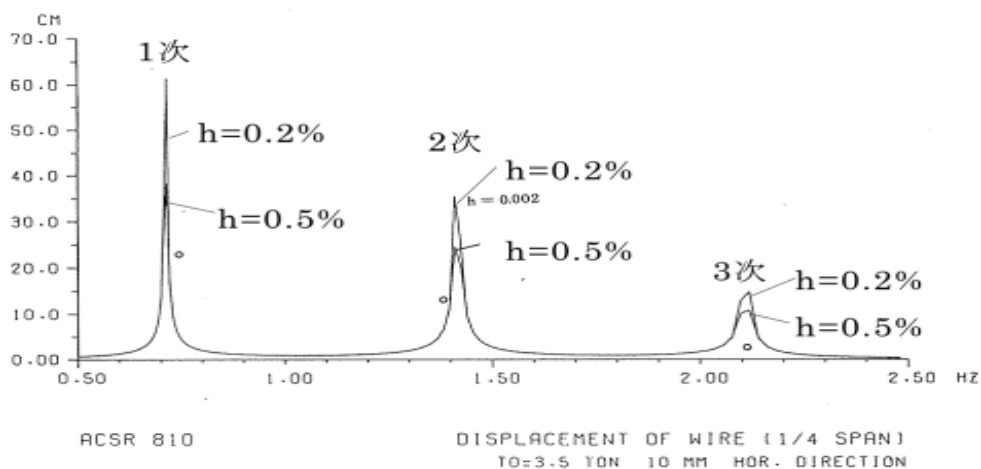


図 1.1.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に定められた島根県松江市に該当する基準風速 30m/s を考慮する。ただしガスト影響係数は 1 とする。

1.1.8 部材強度(220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の支柱材(腹材)の部材圧縮強度)

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」、「鋼構造設計規準」、「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格(2005 年版(2007 年追補版含む)〈第 I 編 軽水炉規格〉J S M E S N C 1 -2005/2007) (日本機械学会)」(以下、「J S M E」という。)の法令や各基準にて行う。これらの規格で定める基準強度は最低限のものであり、実強度を考慮すると、解析結果は保守的なものとなる。

(1) 鉄塔設計での許容圧縮強度

鉄塔設計での許容圧縮強度は降伏点に対応する強度を 1.5 で除した強度である。耐震評価には降伏点对応強度を用いる。

「等辺山形鋼許容応力表」の SS400 の許容座屈応力度の計算式にて、

有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r = 114 / 1.77 = 65 < 135 \text{ より、}$$

許容座屈応力度(腹材で計算する)

部材厚 $t = 7 \leq 16$ より

$$\begin{aligned} \sigma_{ka} &= 153 - 76 \times (\lambda_k / 100) \\ &= 153 - 76 \times (65 / 100) \\ &= 103.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

σ_{ka} の上限値は 98 (N/mm²) のため

$$\sigma_{ka} = 98 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

許容圧縮強度

$$\begin{aligned} C &= \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1} \\ &= 98 \times 12.22 \times 10^{-1} \\ &= 119.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k / r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した降伏点对応圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1)から(6)に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (65/119.79)^2 \\ &= 1.696\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 235))^{1/2} \\ &= 119.79\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ より、

$$\begin{aligned}f_{1.0} &= (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda)^2) \times F / v \\ &= (1 - 0.4 \times (65/119.79)^2) \times 235 / 1.696 \\ &= 122 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 ($= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2}$)

E : ヤング係数 (N/mm²)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v' &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (65/109.35)^2 \\ &= 1.736\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda' &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 282))^{1/2} \\ &= 109.35\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.2} &= (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F / v \\ &= (1 - 0.4 \times (65 / 109.35)^2) \times 282 / 1.736 \\ &= 139 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_f &= f_{1.2} / f_{1.0} \\ &= 139 / 122 = 1.139\end{aligned}$$

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm²)

R_f : 圧縮強度比 ($f_{1.2} / f_{1.0}$)

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$\begin{aligned}C' &= 1.5 \times R_f \times C \\ &= 1.5 \times 1.139 \times 119.7 \\ &= 204.5 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.1.8-1 に示す。

表 1.1.8-1 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i 次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容強度	k N	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度 F' での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
A	基準強度 F' での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
$f_{1.2}$	基準強度 F' での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
A'	基準強度 F' での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
F'	1.2 倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なお JSME の供用状態 D に基づき JIS に定める構造用鋼材として基準強度を 1.2 倍して適用している。1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C, D
R _i	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F' よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	A, B, C
C'	耐震評価用の圧縮強度	k N	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度 F 及び F' のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	B

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び JEC-127 (1979) 準拠]

B : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005 年改定)

C : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度 [建築基準法施行令 昭和 55 年建設省告示第 1794 号]

D : JSME

1.1.9 解析結果

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔は基準地震動 Ss-D 及び Ss-N1, 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔は基準地震動 Ss-D による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を表 1.1.9-1 及び表 1.1.9-2 に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の応力は小数点 2 位以下を切り上げ、強度は小数点 2 位以下を切り捨て、また安全率は小数点 3 位以下を切り捨てた値としている。

島根原子力発電所の構内にある 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔は評価対象とした基準地震動に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材及び腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.1.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 Ss-D）

送電鉄塔	鉄塔構造		減衰定数	基準地震動	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材		
					発生荷重	強度	安全率	発生荷重	強度	安全率
					[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
220kV 第二島根原子力幹線 No.1鉄塔	山形鋼	5%	Ss-D	3118.7	4009.9	1.28	300.2	454	1.51	
220kV 第二島根原子力幹線 No.2鉄塔	山形鋼	5%	Ss-D	2120.8	2577.7	1.21	74.3	89.2	1.20	

注：基準風速 30m/s を想定

表 1.1.9-2 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 Ss-N1）

送電鉄塔	鉄塔構造		減衰定数	基準地震動	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材		
					発生荷重	強度	安全率	発生荷重	強度	安全率
					[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
220kV 第二島根原子力幹線 No.1鉄塔	山形鋼	5%	Ss-N1	3097.3	3723.4	1.20	309.4	445.8	1.44	

注：基準風速 30m/s を想定

1.1.10 送電鉄塔基礎の耐震評価

(1) 概要

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔については、アクセスルート確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔連成系モデルによる地震応答解析を実施し、基準地震動に対する耐震性を確認している。220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の基礎は、a, b 脚及び c, d 脚のそれぞれで形状の異なる床板と各床板に接続された鋼管杭を介して表層から最大約 17m 以深の岩盤で支持する構造形状となっており、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔の基礎は、表層から 5~6m 程度の根入れを有する RC 逆 T 字型基礎の構造形式となっている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s (S_s-D 及び S_s-N1) による耐震性評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震評価では、基準地震動 S_s に対する鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、各鉄塔位置での地盤の地震応答解析結果から得られる地盤の応答変位を与えた応答変位法により算出する発生応力が、鋼管杭 (220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎) 及び RC 基礎部 (220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔基礎) の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 鉄塔基礎の概要

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の位置図を図 1.1.10-1 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎は、a, b 脚及び c, d 脚のそれぞれで形状の異なる床板と各床板に接続された鋼管杭 ($\phi 700\text{mm}$, $L=8.5\text{m}\sim 14.5\text{m}$) で構成されており、鋼管杭を介して表層から最大約 17m 以深の岩盤で支持する構造形式である。なお、各脚間は不同変位の抑制を目的としたつなぎ梁が設けられている。

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎は、a, d 脚及び b, c 脚のそれぞれで基礎高さが異なる (ポスト継高さが異なる) 構造である。

基礎図を図 1.1.10-2 に示す。

なお、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎については、鋼管杭、つなぎ梁及び基礎柱体部で許容限界を満足しない箇所が確認され、基礎の耐震補強を行った。

別紙-2 に耐震補強の概要を示す。

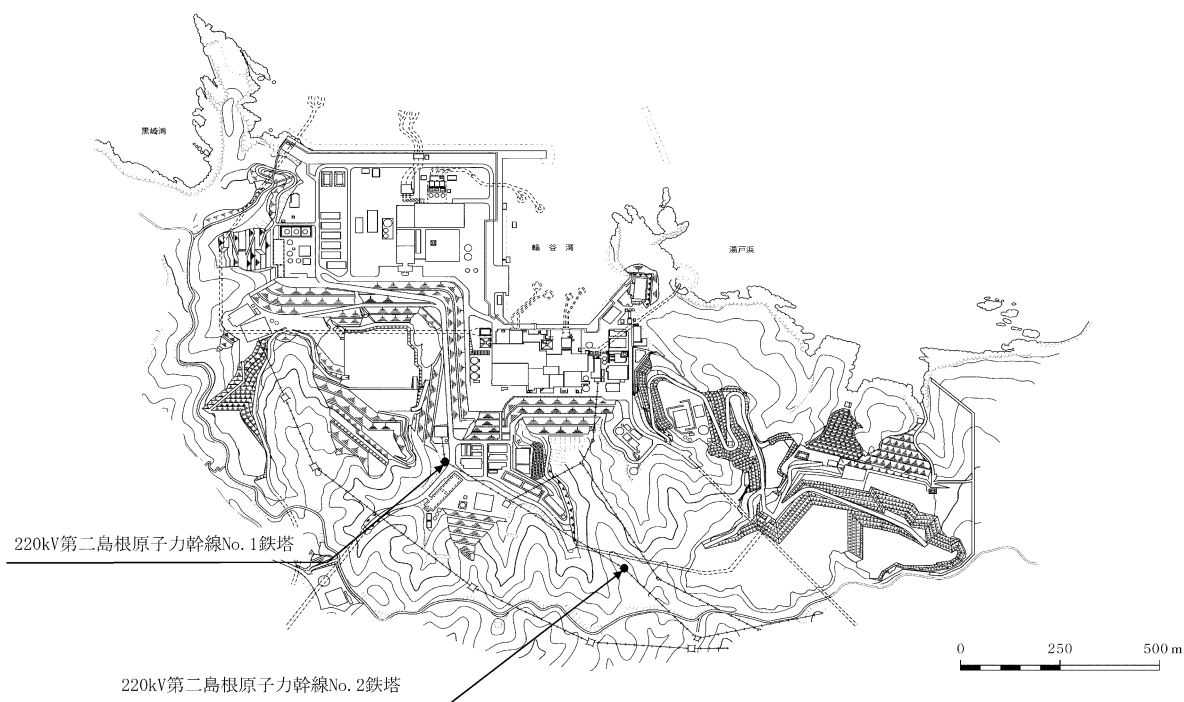
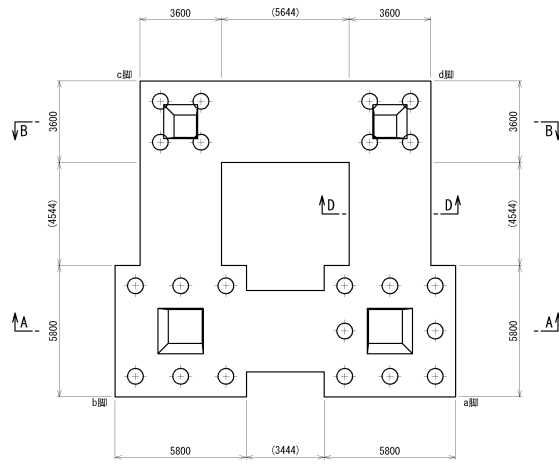
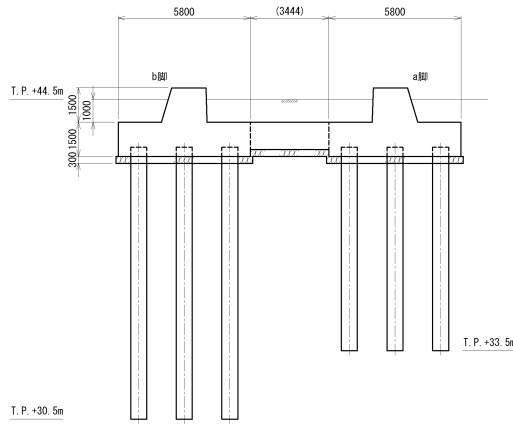


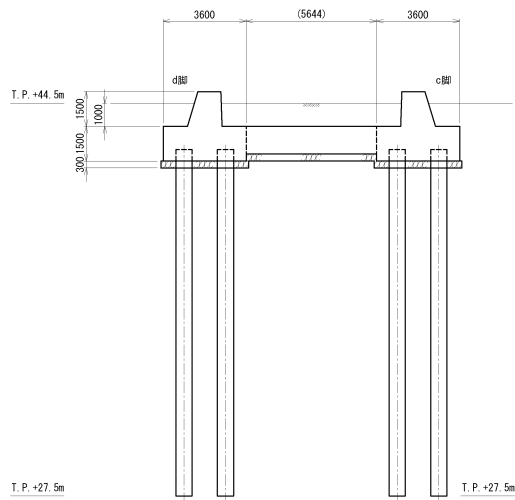
図 1.1.10-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔位置図



(a) 基礎平面図

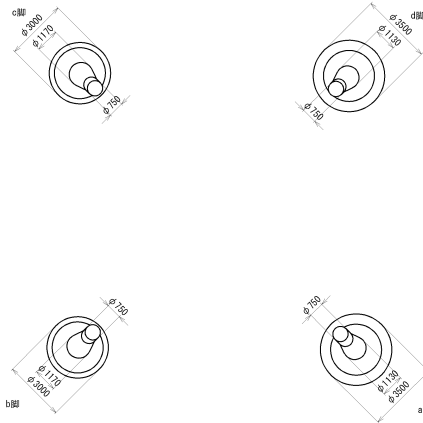


(b) 基礎断面図 (A-A 断面)

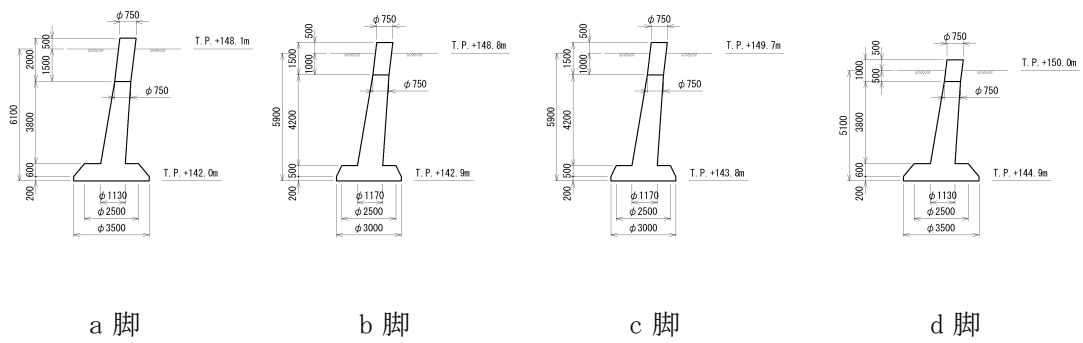


(c) 基礎断面図 (B-B 断面)

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔



(a) 基礎平面図



(b) 基礎断面図

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔

図 1.1.10-2 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔基礎図

b. 評価方法

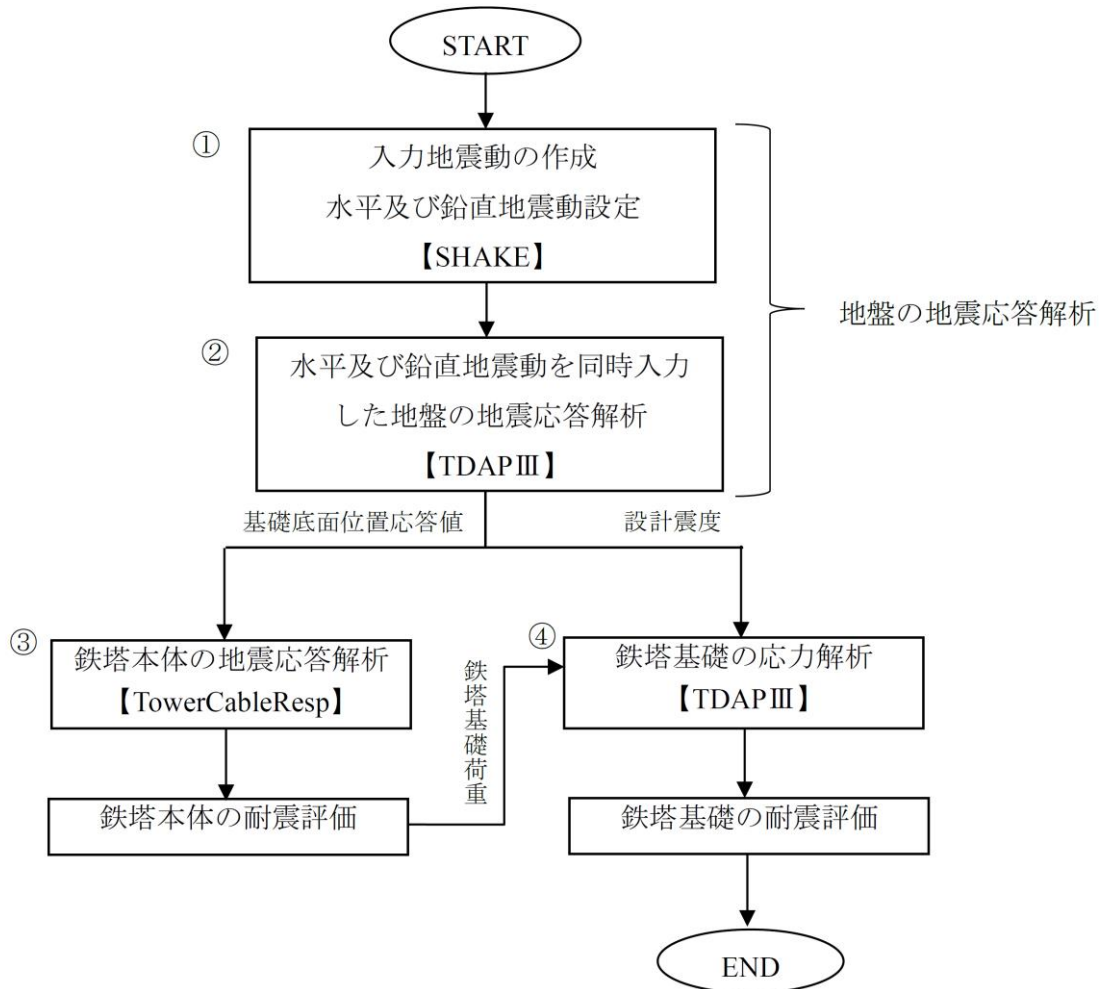
評価フローを図 1.1.10-3 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔の各基礎は次の手順で評価を実施する。

- ① 1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード：SHAKE）により地盤の地震応答解析に用いる入力地震動を作成する。
- ② 鉄塔位置の地盤モデルに対して、2次元動的FEM時刻歴非線形解析（解析コード：TDAPⅢ）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の応力解析に用いる地盤変位の算定を行う。
- ③ 鉄塔本体をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード：Tower Cable Resp）により、鉄塔本

体の発生断面力を算定し，鉄塔本体の耐震評価を行う。

- ④ 鉄塔基礎をはり要素で分割した解析モデルに対して 3 次元静的 F E M線形解析（解析コード：T D A P III）により，鉄塔基礎の発生断面力を算定し鉄塔基礎の耐震評価を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1. 1. 10-3 評価フロー

(a) 地震応答解析

① 概要

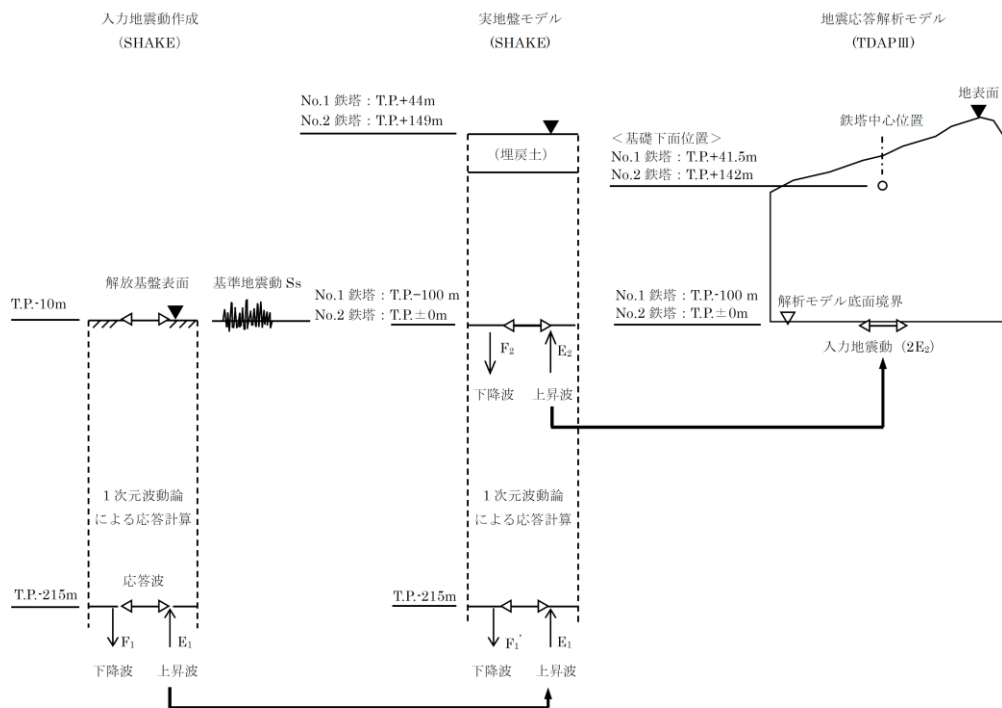
地震応答解析は，地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

② 入力地震動の作成

地盤の地震応答解析に用いる入力地震動は，解放基盤面で定義された基準地震動を解放基盤モデルの逆応答解析により解析モデル底面（T.P. -215m）まで引き戻した後，この引き戻し波（2E1）を用いて，鉄塔位置の実地盤モデルによ

り順応答解析を行い、解析モデル底面境界まで引き上げた地震波（2E2）を用いる。

入力地震動作成の概念図（検討概念図）を図 1.1.10-4 に示す。



注：220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔をそれぞれ，No.1 鉄塔及び No.2 鉄塔という。

図 1.1.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 解析条件

① 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔

解析モデルは、鉄塔中心位置について、近隣の山の影響や地層形状を考慮し、東西方向を選定し、図1.1.10-5のとおり作成した。解析領域は、J E A G 4 6 0 1-1987に基づき、構造物の幅Dに対して解析モデル幅を片側2.5D以上、高さを2D以上に設定した。本解析モデルでは、水平方向のうち鉄塔中心から左側（西側）は、山の頂部までを包括する範囲とし、右側（東側）は、埋戻土（掘削ズリ）を包括する範囲とした。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してT.P. -100mまでとした。

なお、T.P. -215mからT.P. -100mまでの地震動の引上げに使用した解析モデルは、鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定している。

解析モデルの側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘

性境界を設けた。また、表層の埋戻土（掘削ズリ）及びD級岩盤は非線形材料（図1.1.10-6）とした。

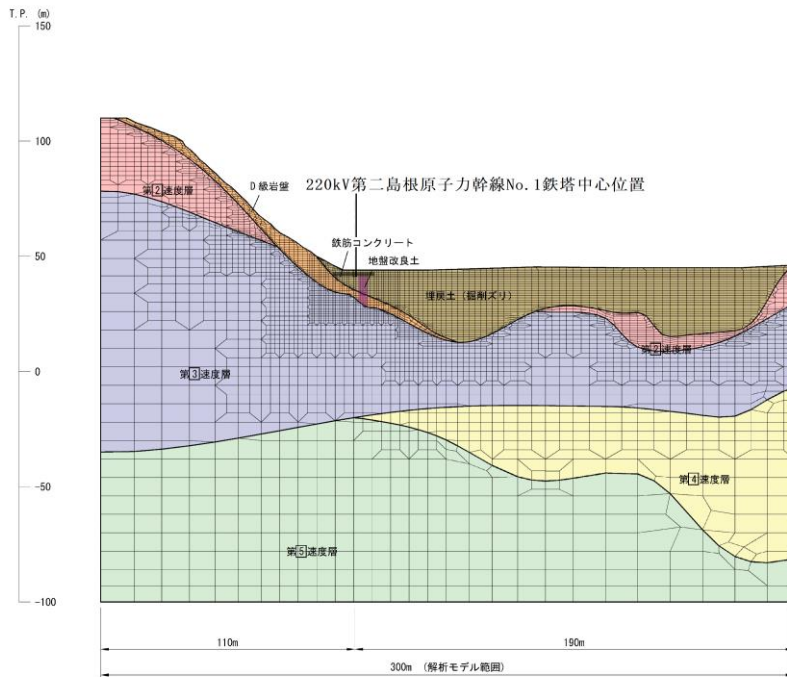


図 1.1.10-5 地盤の地震応答解析モデル図(220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔)
(図 1.1.10-8 A-A 断面)

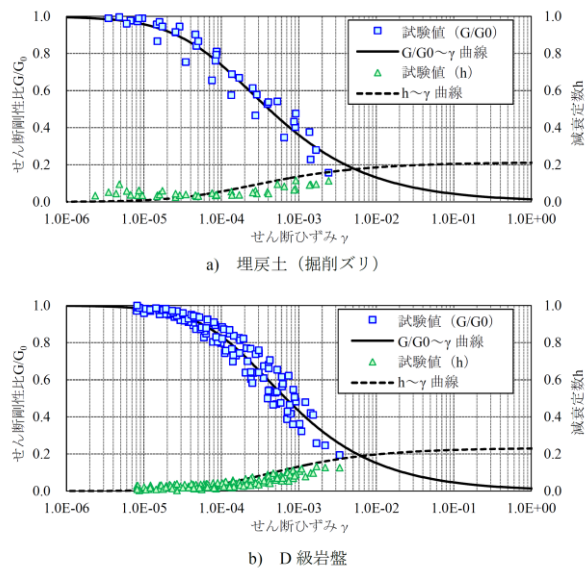


図 1.1.10-6 非線形材料の歪依存特性

② 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

解析モデルは、鉄塔両側の斜面形状（勾配や斜面長）を考慮し、No.1鉄塔と同様、東西方向を選定し、図1.1.10-7のとおり作成した。

解析領域は、水平方向のうち鉄塔中心から左側（西側）は、斜面下端までを

包括する範囲とし、右側(東側)は谷向の斜面上端までを包括する範囲とした。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してT.P. ±0.0mまでとした。

なお、T.P. -215mからT.P. ±0.0mまでの地震動の引上げに使用した解析モデルは、鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定した。

解析モデルの側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設けた。また、表層のD級岩盤は非線形材料(図1.1.10-6)とした。

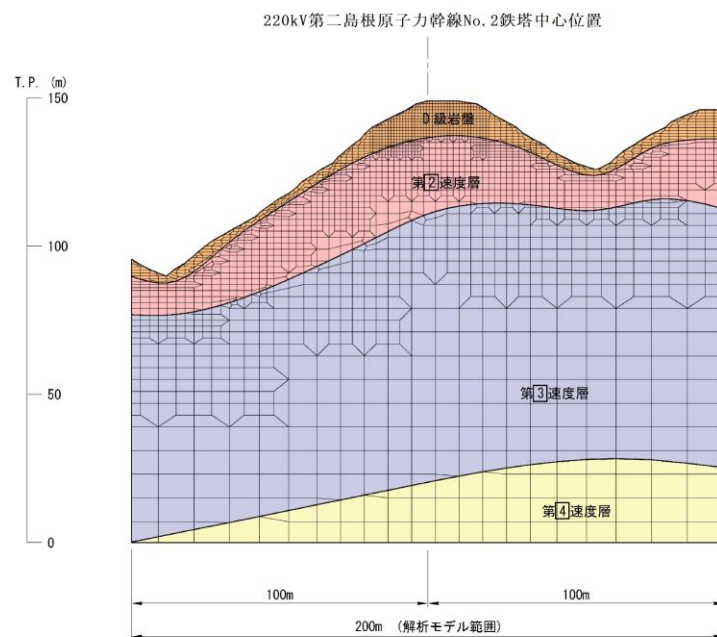


図 1.1.10-7 地盤の地震応答解析モデル図(220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔)
(図 1.1.10-8 B-B 断面)

220kV第二島根原子力幹線No. 1及びNo. 2鉄塔のT D A P解析モデル断面位置図を図1.1.10-8に示す。

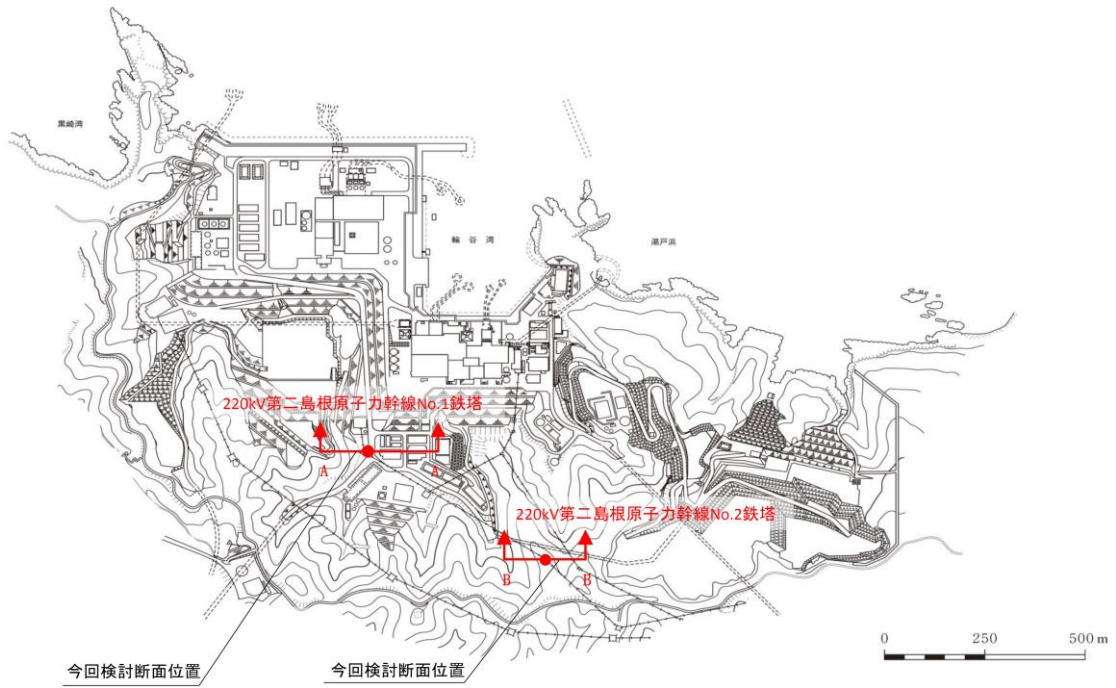


図 1.1.10-8 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の
T D A P 解析モデル断面位置図

(c) 地盤の解析用物性値

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の地震応答解析に使用する地盤の物性値及び弾性波速度を表 1.1.10-1 に示す。

表 1.1.10-1 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔の解析に用いる地盤物性値

土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	P 波速度 V_p (m/s)	S 波速度 V_s (m/s)	変形係数 E	せん断弾性係数 G	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h	$\gamma_{0.5}$	h_{max}
埋戻土 (掘削ズリ)	20.7 ^{*1}	—	—	—	$G_0^{*1,2} = 749 \sigma^{0.66}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / \{1 + \alpha (G \times \gamma)^\beta\}^{*3}$ (N/mm ²)	0.450 ^{*1} (0.333 ^{*4})	$h = h_{max} (1 - G/G_0)^{*3}$	4.099×10^{-4}	0.2141
D 級岩盤	22.4 ^{*1}	—	—	—	$G_0^{*1,2} = 148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / \{1 + \alpha (G \times \gamma)^\beta\}^{*3}$ (N/mm ²)	0.450 ^{*1} (0.333 ^{*4})	$h = h_{max} (1 - G/G_0)^{*3}$	6.785×10^{-4}	0.2327
鉄筋 コンクリート	24.0	—	—	1.992×10^4 (N/mm ²)	—	0.200	0.03	—	—
地盤改良土 ^{*5} (掘削ズリ)	20.7	—	—	3.000×10^2 (N/mm ²) ^{*6}	—	0.333	0.03	—	—
地盤改良土 ^{*5} (D 級岩盤)	22.4	—	—	3.000×10^2 (N/mm ²) ^{*6}	—	0.333	0.03	—	—
第②速度層 ^{*1}	23.0	2100	900	—	1.902×10^3 (N/mm ²)	0.388	0.03	—	—
第③速度層 ^{*1}	24.5	3600	1600	—	6.404×10^3 (N/mm ²)	0.377	0.03	—	—
第④速度層 ^{*1}	24.5	4000	1950	—	9.512×10^3 (N/mm ²)	0.344	0.03	—	—
第⑤速度層 ^{*1}	26.0	4050	2000	—	1.059×10^4 (N/mm ²)	0.339	0.03	—	—
第⑥速度層 ^{*1}	27.9	4950	2350	—	1.579×10^4 (N/mm ²)	0.355	0.03	—	—

注記*1：島根原子力発電所原子炉設置変更許可申請書に準拠

*2： G_0 は動せん断弾性係数

*3：修正 R-0 モデルを用いる。

$$\alpha = \{2 / (\gamma_{0.5} \times G_0)\}^\beta, \quad \beta = (2 \times \pi \times h_{max}) / (2 - \pi \times h_{max})$$

$\gamma_{0.5}$ ：初期せん断剛性の半分となる際のせん断ひずみ

h_{max} ： $\gamma = \infty$ 時の減衰定数

*4：()内のポアソン比は、常時応力解析時の静ポアソン比を示し、静止土圧 ($K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$) を作用させるため、 $\nu = 0.333$ とする。

*5： $E = 100q_u$ (q_u ：一軸圧縮強度、 $q_u = 3000 \text{ kN/m}^2$) とする。

*6：220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔の地盤の支持性能について（別紙-3）参照

c. 応答変位法による静的応力解析

(a) 概要

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 及び No. 2 鉄塔基礎の耐震評価については、鉄塔本体の地震応答解析で得られた鉄塔からの作用荷重（鉄塔基礎荷重）及び地盤の応答変位を考慮して、応答変位法による静的応力解析により許容応力度法にて評価する。

(b) 解析条件

① 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の静的応力解析の 3 次元フレーム解析モデルを図 1.1.10-9 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4 脚の主脚材を各脚の床板で支持し、各脚間の不同変位を抑制するためつなぎ梁で結合した構造形式であり、各々の支柱材から作用する鉄塔本体からの荷重が同時に作用するため、応力解析では、一連構造物として取り扱うこととし、コンクリートのヤング係数に基づく線形梁要素にてモデル化した 3 次元フレームモデルとする。

鋼管杭、基礎床板及びつなぎ梁は、鋼材及びコンクリートのヤング係数に基づく線形モデルとする。

地盤反力については、地盤をばね要素でモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

なお、3 次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して基礎床板及び鋼管杭に静的に与えることにより考慮する。

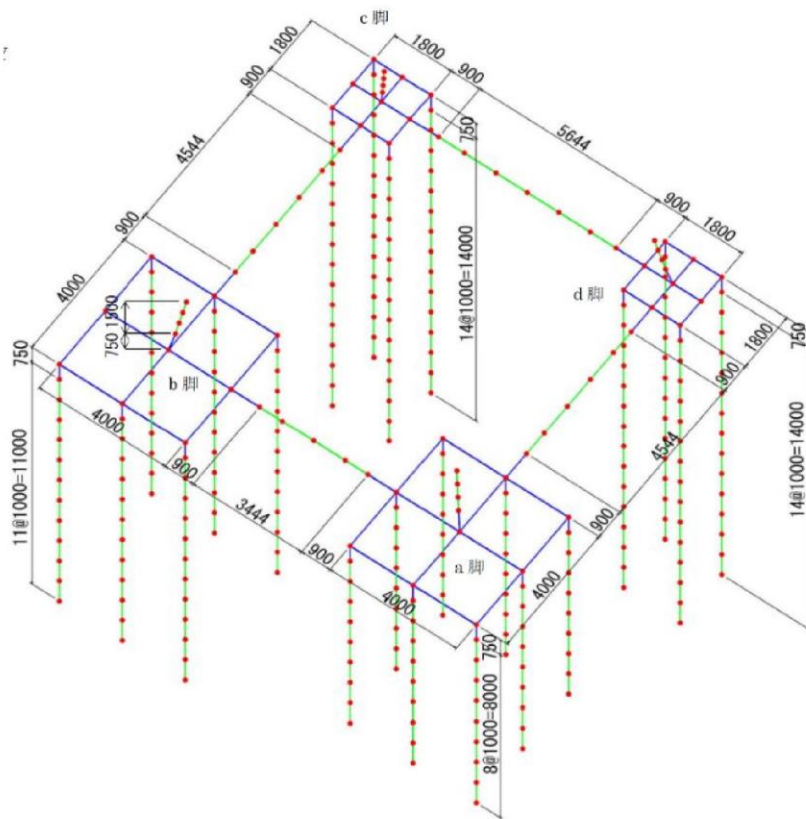


図 1. 1. 10-9 220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎解析モデル

② 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の静的応力解析 2次元フレーム解析モデルを図 1. 1. 10-10 に示す。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4 脚の主脚材を各脚の床板で支持した構造形式（逆 T 字型基礎）であり、各脚に作用する鉄塔からの荷重はそれぞれの脚に作用するため、応力解析では各脚単独の構造物として取り扱うこととし、2次元フレーム解析にて実施する。

基礎体はコンクリートのヤング係数に基づく線形モデルとする。

地盤反力については、地盤をばね要素でモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV 下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

なお、2次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作

用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（基礎天端と基礎底面の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して基礎体に静的に与えることにより考慮する。

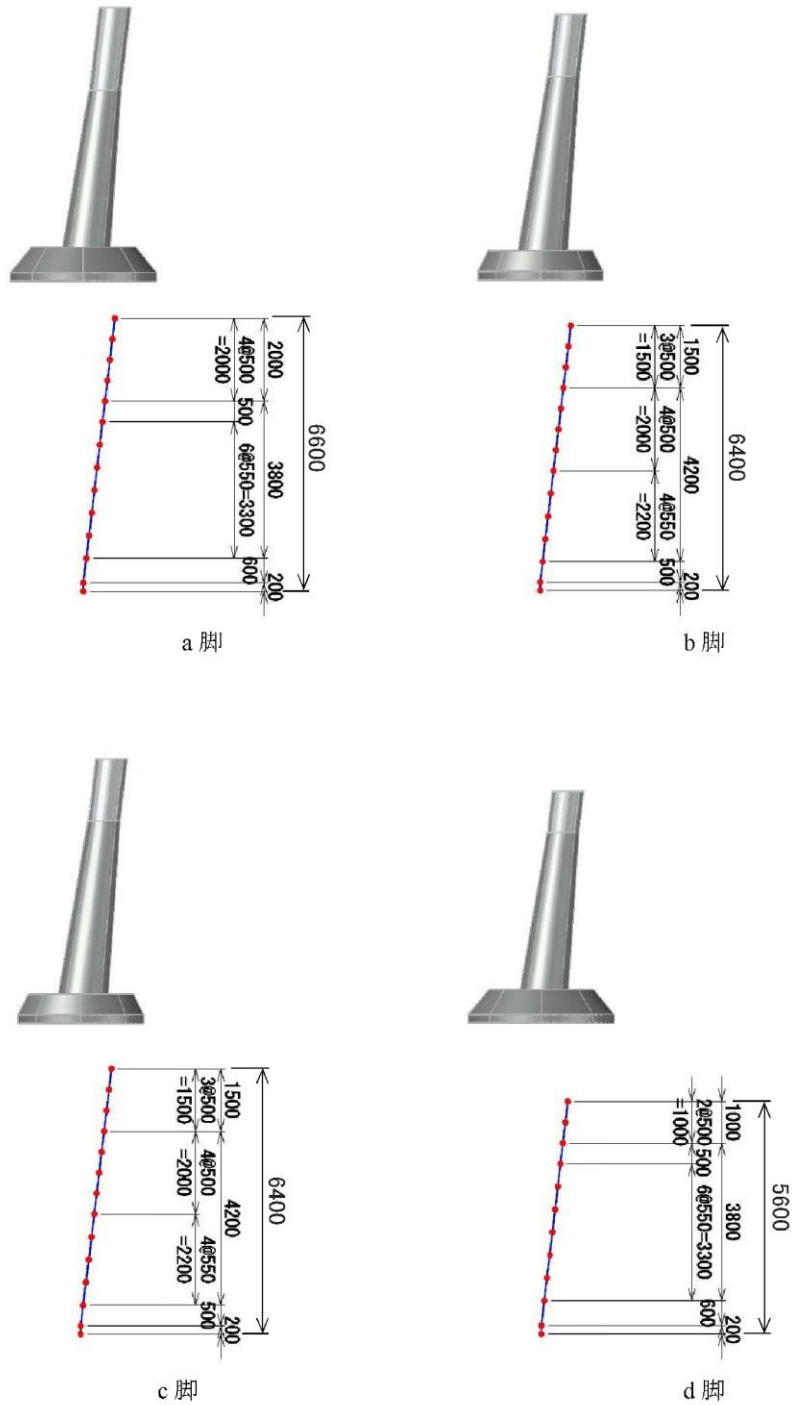


図 1.1.10-10 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎解析モデル

(c) 評価項目

部材照査項目は、表 1.1.10-2 のとおりとし、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔基礎ともに短期許容応力度にて評価する。

表 1.1.10-2 各部材の照査項目

材料	部材照査項目	備考
鋼管杭	曲げ，せん断，鉛直支持力，引抜き抵抗力	短期許容 応力度
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	

(d) 使用材料及び材料定数

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔基礎の耐震評価に用いる地盤定数は、当該鉄塔の設計図書及び文献等を基に設定する。

構造物の使用材料を表 1.1.10-3 に、材料物性値を表 1.1.10-4 に示す。

表 1.1.10-3 使用材料

材 料		諸 元
基礎杭	鋼管 (SS400)	Φ700mm, t12.0mm
基礎体 (基礎床板，つなぎ梁等)	コンクリート	設計基準強度 18N/mm ²

表 1.1.10-4 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鋼管杭	77.0	235	2.05×10 ⁵
鉄筋コンクリート	24.0	18	1.99×10 ⁴

(e) 作用荷重

表 1.1.10-5 に静的応力解析で考慮する荷重を示す。

鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重は、常時荷重，風荷重及び基準地震動 Ss による地震時荷重とする。地震時荷重については、鉄塔本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮する。

表 1.1.10-5 鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重

種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄塔自重* ・架渉線自重* ・基礎部自重 ・土壌重量（鉄塔基礎床板直上） 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・風荷重* 	<ul style="list-style-type: none"> ・風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄塔本体からの作用荷重* （圧縮力，引揚力，水平力） ・地盤からの作用荷重 ・鉄塔基礎本体の慣性力 	<ul style="list-style-type: none"> ・地盤からの作用荷重については，地盤の相対変位を基礎部に作用させることで考慮

注記*：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎応力）に含む。

① 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎

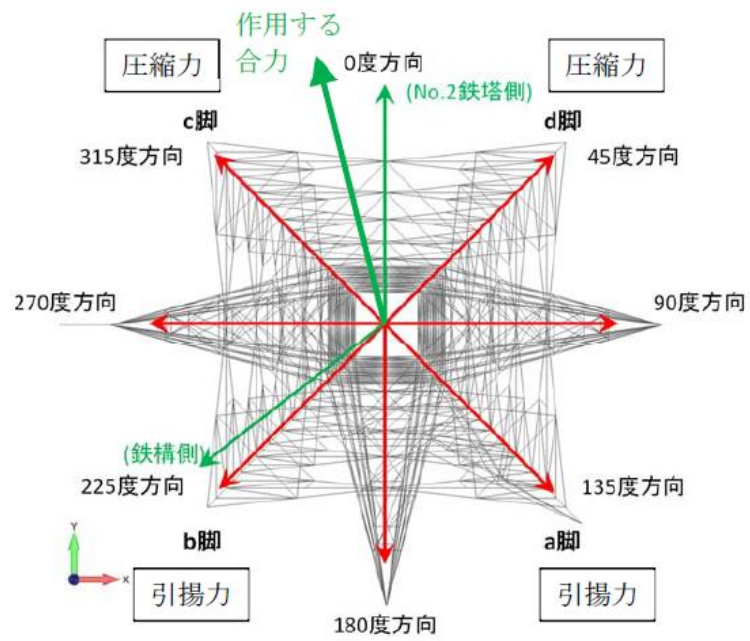
荷重の作用方向の組合せを表 1.1.10-6 に示す。

風荷重及び地震時荷重については，鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎については，各脚の基礎床板がなぎ梁により結合された一体構造であることと，図 1.1.10-11 に示すとおり架渉線重量に伴い鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係により，常時荷重の作用状態で a, b 脚には引揚力が c, d 脚には圧縮力が作用する。

このことを踏まえ，鉄塔荷重については，地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち，a 脚又は b 脚に最大の引揚力が作用するケースと c 脚又は d 脚に最大の圧縮力が作用するケースを考慮し，各々のケースでの各脚柱に作用する荷重（圧縮力，引揚力，水平力）をそれぞれの脚柱の天端位置に作用させる。水平力のうち，水平分力を脚柱天端に，（全水平力－水平分力）を脚柱下端に作用させる。

なお，地盤から作用する荷重については，地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を，地盤ばねを介して基礎体に深度ごとに与える。



注：220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔を「No.2 鉄塔」といい、引留鉄構を「鉄構」という。

図 1.1.10-11 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.1.10-6 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎における鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

荷重ケース	ケース 1 (a 脚引揚力が最大)	ケース 2 (b 脚引揚力が最大)	ケース 3 (c 脚圧縮力が最大)	ケース 4 (d 脚圧縮力が最大)
常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重 S&D			ケース 1 と同じ 	
常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重 S&N1			ケース 1 と同じ 	ケース 2 と同じ

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

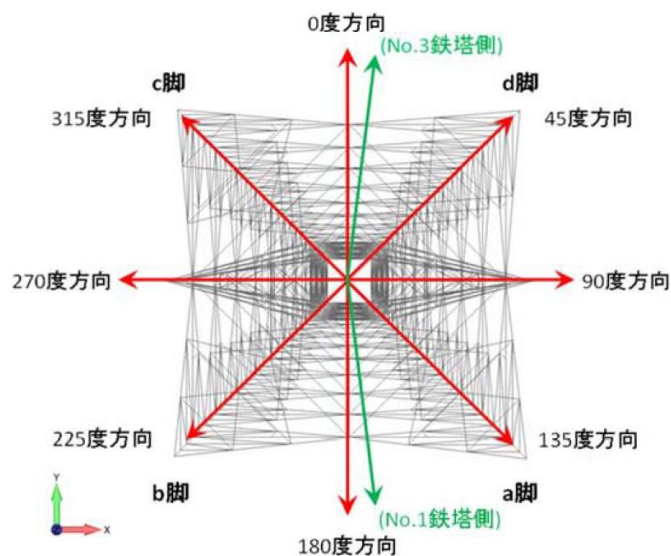
② 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎

荷重の作用方向の組合せを表 1.1.10-7 に示す。風荷重及び地震時荷重については、鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎については、a, d 脚と b, c 脚で基礎型が異なり、基礎高さ（ポスト継高さ）や設置位置高さ（標高）が異なる。また、鉄塔からの荷重は各脚がそれぞれ負担する。

このことを踏まえ、検討は全脚を対象として実施することとする。また、鉄塔荷重については、地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、図 1.1.10-12 に示すとおり架渉線重量に伴い鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係により、a, d 脚に最大の圧縮力又は引揚力が作用するケースと b, c 脚に最大の圧縮力又は引揚力が作用するケースを対象とし、各々のケースでの各脚柱に作用する荷重（圧縮力、引揚力、水平力）をそれぞれの脚柱の天端位置に作用させる。水平力のうち、水平分力を脚柱天端に、（全水平力－水平分力）を脚柱下端に作用させる。

なお、地盤から作用する荷重については、地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を、地盤ばねを介して基礎体に深度ごとに与える。



注：220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔を「No.1 鉄塔」といい、
220kV 第二島根原子力幹線 No.3 鉄塔を「No.3 鉄塔」という。

図 1.1.10-12 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.1.10-7 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎における鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

鉄塔脚	a脚		b脚		c脚		d脚	
荷重ケース	ケース1 (圧縮荷重時)	ケース2 (引揚荷重時)	ケース3 (圧縮荷重時)	ケース4 (引揚荷重時)	ケース5 (圧縮荷重時)	ケース6 (引揚荷重時)	ケース7 (圧縮荷重時)	ケース8 (引揚荷重時)
Ss-D 常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重								

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

(f) 許容限界

① 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔

No.1 鉄塔基礎の鋼管杭，基礎床板及びつなぎ梁に対する許容限界は，「乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規定 J E A C 4 6 1 6 -2009（日本電気協会，2009）」，「電協研第 58 巻」及び「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」（日本建築学会，2013）に示される短期許容応力度とし，表 1.1.10-8 のとおりとする。

また，鋼管杭の圧縮支持力及び引抜き抵抗力に対する許容限界は杭の降伏支持力とし，表 1.1.10-9 のとおりとする。

表 1.1.10-8 鋼管杭及びコンクリート，鉄塔の許容応力度

項目		許容応力度 (N/mm ²)	備考
鋼管杭*1	圧縮・曲げ	206	短期許容応力度
	引張	235	
	せん断	135	
コンクリート*2	圧縮	12.0	
	せん断	0.9	
鉄筋*2	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*1：鋼管杭の短期許容応力度は，「J E A C 4 6 1 6 -2009」に準拠し，以下のとおり設定する。

・圧縮・曲げ： $f_c' = F^* = F \cdot (0.80 + 2.5 \cdot t/r)$

$$=235 \times (0.80 + 2.5 \times 0.03198) = 206.8 \text{ (N/mm}^2) \approx 206 \text{ (N/mm}^2)$$

$$t/r = 11/344 = 0.03198$$

・引張 : $f_t' = F = 235 \text{ (N/mm}^2)$

・せん断 : $\tau = F/\sqrt{3} = 235/\sqrt{3} = 135.7 \text{ (N/mm}^2) \approx 135 \text{ (N/mm}^2)$

注記*2: コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「電協研第58巻」及び「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(日本建築学会, 2013)に準拠する。

表 1.1.10-9 鋼管杭の圧縮支持力及び引抜き抵抗力

項目		降伏支持力 (kN/本)	備考
鋼管杭	圧縮支持力	2508.8	
	引抜き抵抗力	407.4	

② 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

220kV第二島根原子力幹線No.2鉄塔基礎の基礎体(コンクリート, 鉄筋)に対する許容限界は, 220kV第二島根原子力幹線No.1 鉄塔基礎と同様の表1.1.10-8のとおりとし短期許容応力度とする。

また, 基礎体の圧縮支持力及び引揚支持力に対する許容限界は降伏支持力とし, 表 1.1.10-10 に示す。

表 1.1.10-10 基礎体の圧縮支持力及び引揚支持力に対する降伏支持力

項目		降伏支持力 (kN/脚)	備考
基礎体	a 脚	圧縮支持力	5992.0
	d 脚	引揚支持力	2839.4
	b 脚	引張	4512.6
	c 脚	せん断	2694.8

1.1.11 解析結果

(1) 地震応答解析結果

図 1.1.11-1 及び図 1.1.11-2 に, 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 及び No.2 鉄塔基礎の地盤の相対変位を示す。

応答変位法による静的応力解析では, この相対変位を基礎部に地盤ばねを介し作用させる。

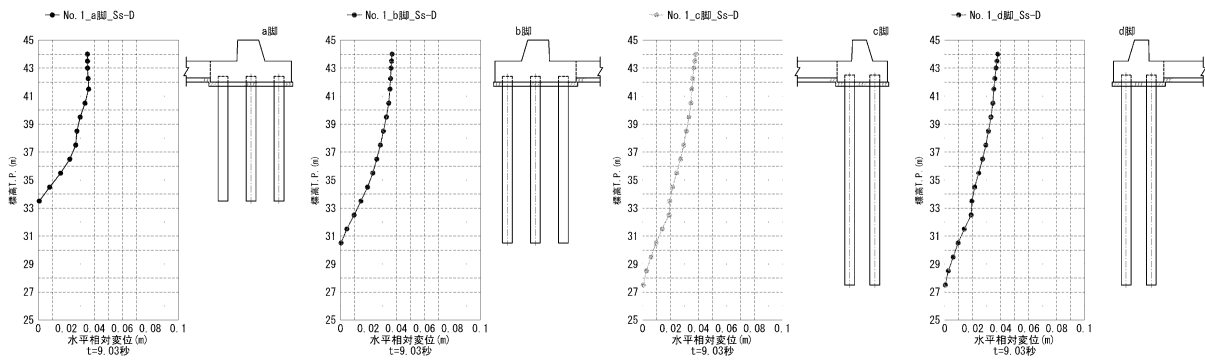


図 1.1.11-1(1) 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (Ss-D)
(220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎)

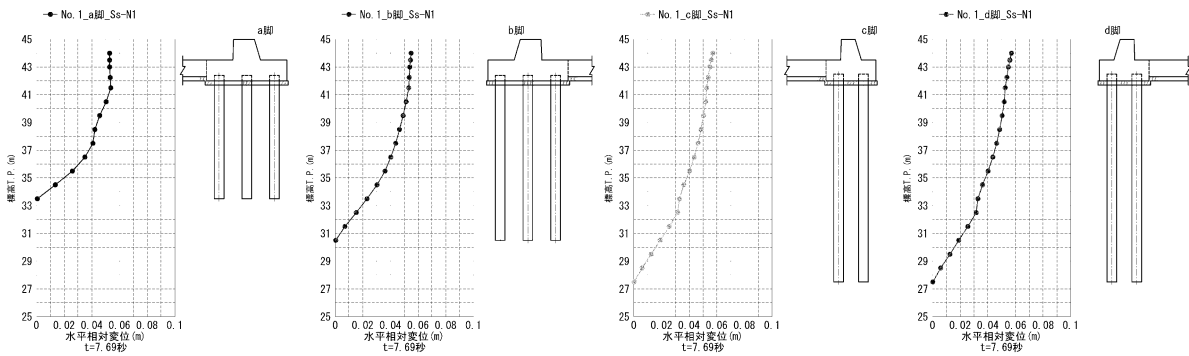


図 1.1.11-1(2) 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (Ss-N1)
(220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎)

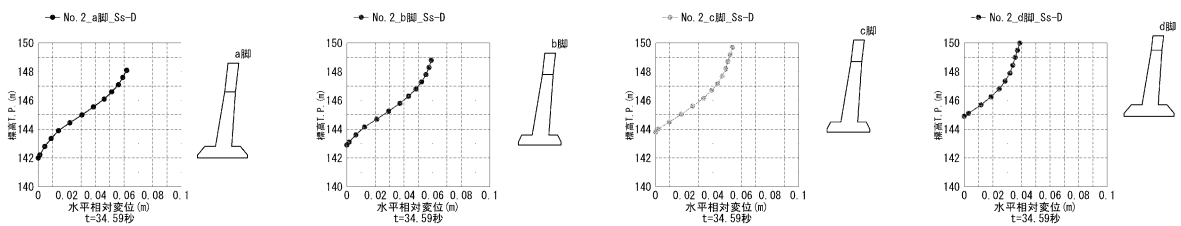


図 1.1.11-2 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (Ss-D)
(220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎)

(2) 応答変位法による静的応力解析結果

a. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎

220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-1 に、鋼管杭の鉛直支持力、引抜き抵抗力照査結果を表 1.1.11-2 に、柱体部、床板部及びつなぎ梁の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-3 に示す。

なお、本項で示す照査結果は、各脚の部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

照査の結果、220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔基礎は全て許容限界を満足する。

表 1.1.11-1 鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
軸力と 曲げモーメント	a 脚	0.53	0.70
	b 脚	0.36	0.45
	c 脚	0.59	0.73
	d 脚	0.57	0.72
せん断力	a 脚	0.03	0.04
	b 脚	0.04	0.03
	c 脚	0.06	0.09
	d 脚	0.06	0.09

注：上表は、表 1.1.10-6 に示す各ケースの結果のうち、各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生応力度／許容応力度）を示す。

表 1.1.11-2 鋼管杭の鉛直支持力、引抜き抵抗力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生軸力／降伏支持力	
		S _s -D	S _s -N1
鉛直支持力	a 脚	0.04	0.03
	b 脚	0.05	0.04
	c 脚	0.46	0.48
	d 脚	0.44	0.46
引抜き抵抗力	a 脚	0.06	0.21
	b 脚	0.03	0.17
	c 脚	—	—
	d 脚	—	—

注：上表は、表 1.1.10-6 に示す各ケースの結果のうち、各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生軸力／降伏支持力）を示す。

表 1.1.11-3 柱体部，床板部及びつなぎ梁の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
			S _s -D	S _s -N1
柱体部	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	—	—
		b 脚	—	—
		c 脚	0.26	0.29
		d 脚	0.25	0.26
	鉄筋 引張応力度	a 脚	0.61	0.70
		b 脚	0.58	0.62
		c 脚	0.04	0.04
		d 脚	0.04	0.04
コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.41	0.45	
床板部	コンクリート 圧縮応力度	a, b 脚	—	—
		c, d 脚	—	—
	鉄筋 引張応力度	a, b 脚	0.93	0.82
		c, d 脚	0.82	0.72
	コンクリート せん断応力度	a, b 脚	0.32	0.42
		c, d 脚	0.70	0.74
つなぎ梁	コンクリート 圧縮応力度	a-b 脚	0.17	0.20
		b-c 脚	0.08	0.05
		c-d 脚	0.16	0.15
		d-a 脚	0.08	0.04
	鉄筋 引張応力度	a-b 脚	0.65	0.79
		b-c 脚	0.58	0.65
		c-d 脚	0.63	0.72
		d-a 脚	0.58	0.64
	コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.27	0.27

注：上表は，表 1.1.10-6 に示す各ケースの結果のうち，各箇所での最も大きい照査値（最大発生応力度／許容応力度）を示す。

b. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔

220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った基礎体の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.1.11-4 に，基礎体の圧縮支持力・引揚支持力照査結果を表 1.1.11-5 に示す。

なお、各部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

照査の結果、220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔基礎はすべて許容限界を満足する。

表 1.1.11-4 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		対象脚	最大発生応力度／許容応力度
			S_s-D
基礎体	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	0.57
		b 脚	0.57
		c 脚	0.65
		d 脚	0.52
	鉄筋 引張応力度	a 脚	0.81
		b 脚	0.81
		c 脚	0.83
		d 脚	0.67
	コンクリート せん断応力度	a 脚	0.76
		b 脚	0.87
		c 脚	0.89
		d 脚	0.73

注：上表は、表 1.1.10-7 に示す各ケースの結果のうち、各箇所のもっとも大きい照査値（最大発生応力度／許容応力度）を示す。

表 1.1.11-5 基礎体の圧縮支持力・引揚支持力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生軸力／降伏支持力
		$S_s - D$
圧縮支持力	a 脚	0.74
	b 脚	0.91
	c 脚	0.86
	d 脚	0.58
引抜き抵抗力	a 脚	0.65
	b 脚	0.70
	c 脚	0.63
	d 脚	0.60

注：圧縮支持力は床版下面に作用する軸力，引揚支持力は柱体天端に作用する軸力で照査。上表は，表 1.1.10-7 に示す各ケースの結果のうち，各箇所の最も大きい照査値（最大発生軸力／降伏支持力）を示す。

1.2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の耐震評価

1.2.1 解析手法

現在、送電鉄塔は、送電用鉄塔設計標準(J E C 1 2 7-1965)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。これは鉄塔が強度に比べて軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.2.2 送電鉄塔解析手順

送電鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 Ss5 波(Ss-D, Ss-N1, Ss-N2, Ss-F1 及び Ss-F2)のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔は、基準地震動 Ss-D による鉄塔基礎部の応答波形(別紙-1 参照)を入力地震波として用い、鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度、安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。)

耐震評価解析フローを図 1.2.2-1 に示す。

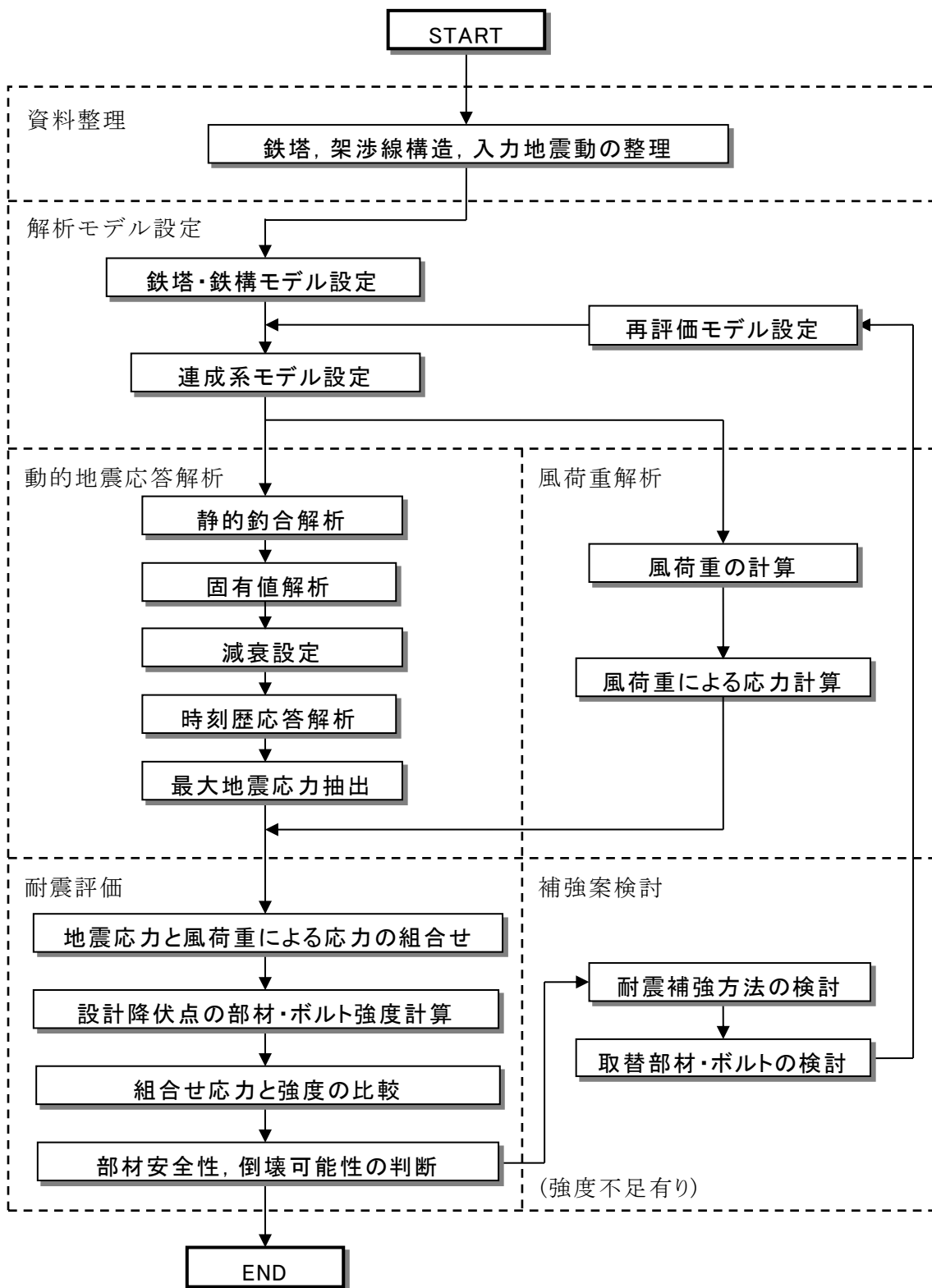


図 1.2.2-1 耐震評価解析フロー

1.2.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.2.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、「VI-5-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.2.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

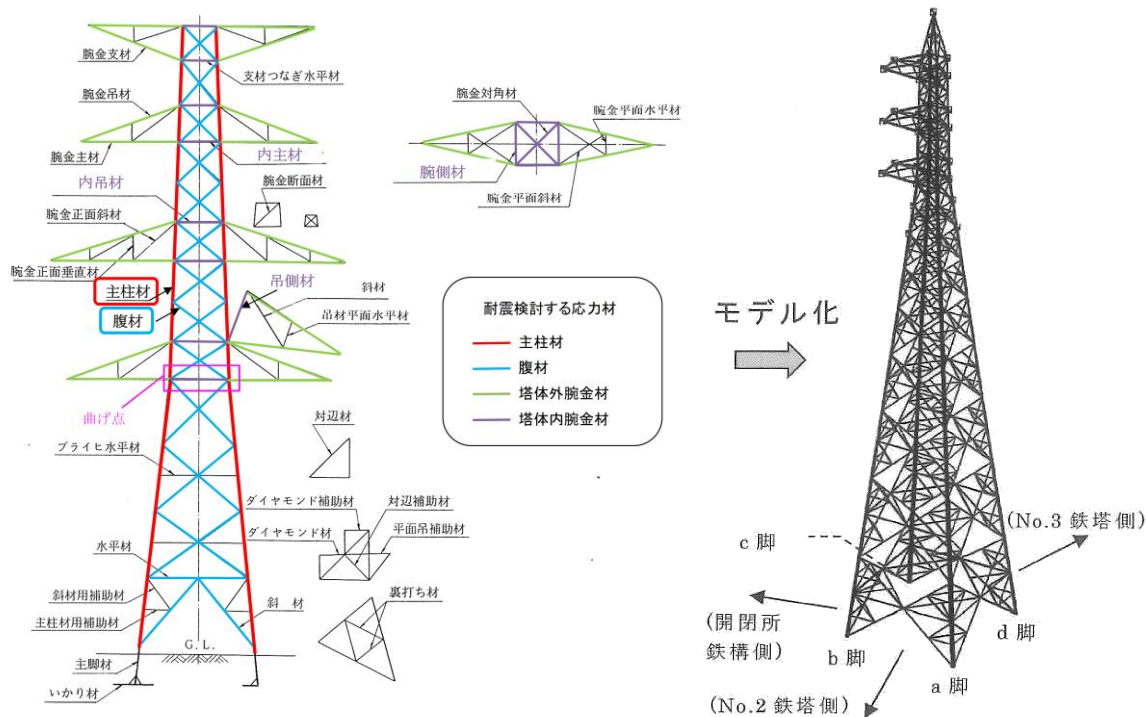
コード (プログラム)	Tower Cable Resp
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
解析コードの 概要	鉄塔構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構—架渉線連成系をモデル化する。 解析機能として、静的釣合解析，固有値解析，周波数応関数計算，周波数応答解析，時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素，梁要素に対応し，架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析，時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また，架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔—架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について，本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.2.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

- ・対象鉄塔は，梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼（SS400，SS540）であるため，日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・梁要素の断面特性は，電気設備技術基準及びJEC 127に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から断面積，断面二次モーメントを設定する。
- ・支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔モデルを図 1.2.4-1 に示す。



部材名称図

注：図中の「No.2 鉄塔」及び「No.3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No.2 及び No.3 鉄塔を，「開閉所鉄構」は第 2-66kV 開閉所屋外鉄構を示す。

図 1.2.4-1 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔モデル

各鉄塔の構造材料の各定数については，表 1.2.4-1 に示す。

表 1.2.4-1 構造材料の定数*

材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

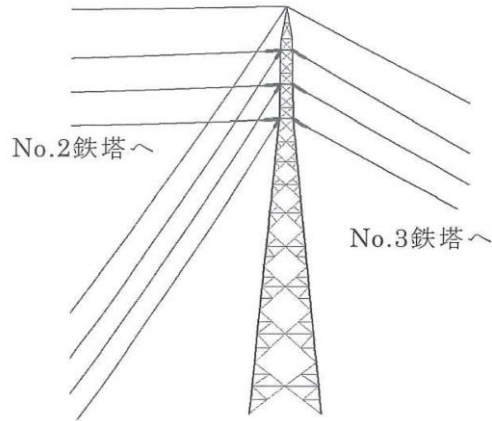
注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

(2) 連成系モデル

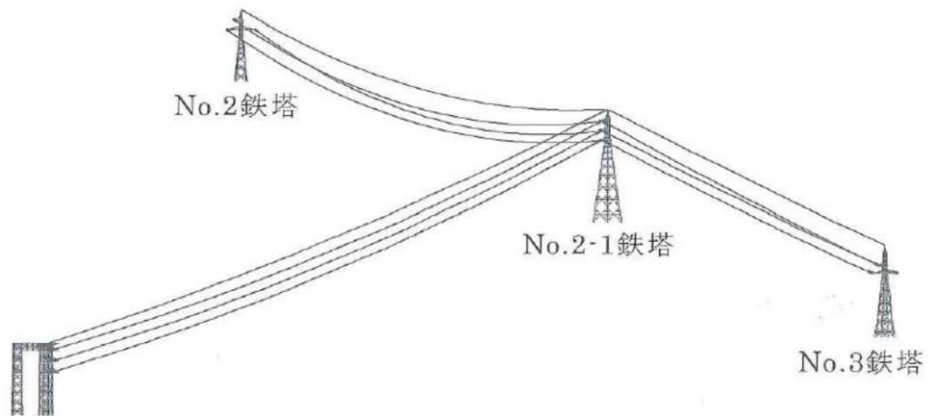
- ・ 架空地線，電力線及び碍子装置は，軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し，張力による幾何剛性を考慮することで，自重と張力の釣り合いによるカタナリー曲線を再現する。

- ・架渉線の材料特性は線形材料モデルとし、日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。
- ・鉄塔の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし、4基3径間の連成系にてモデル化する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔連成系モデルを図 1. 2. 4-2 に示す。



第 2-66kV 開閉所屋外鉄構へ
連成系モデル図 (立面図)



第 2-66kV 開閉所鉄構

連成系モデル図 (鳥瞰図)

注：図中の「No. 2-1 鉄塔」，「No. 2 鉄塔」及び「No. 3 鉄塔」は 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔，66kV 鹿島支線 No. 2 鉄塔及び 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔を示す。

図 1. 2. 4-2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔連成系モデル

1. 2. 5 固有値解析結果

鉄塔単独モデルに対して固有値解析を行い、鉄塔の固有周期及び固有振動モ

ードを求めた。腕金構造の影響で線路方向と線路直角方向とで固有周期が異なるがその差は小さく、両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表 1.2.5-1 に 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有周期を、図 1.2.5-1 に 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.2.5-1 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有周期

機器名	66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔
固有モード	固有周期 (SEC)
線路直角方向 1 次モード	0.297
線路方向 1 次モード	0.298
線路直角方向 2 次モード	0.103
線路方向 2 次モード	0.102

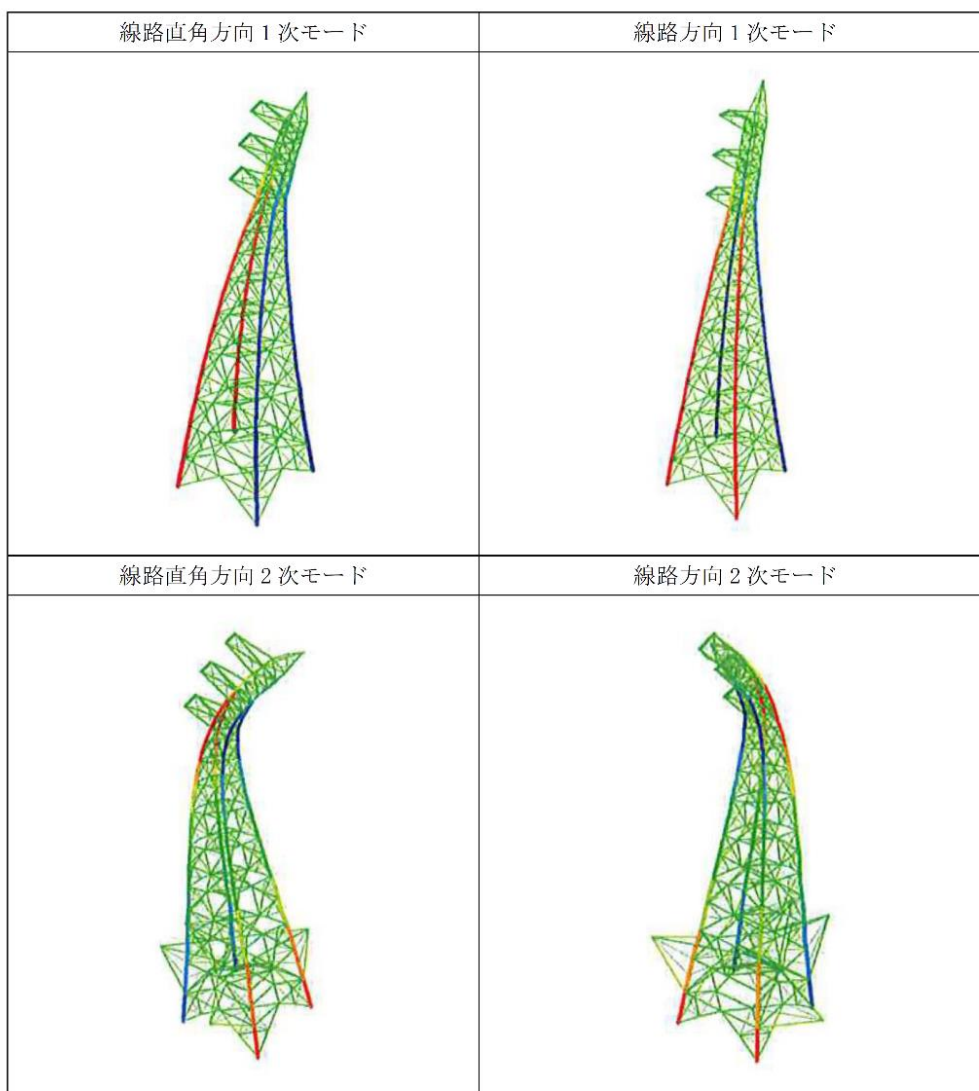


図 1.2.5-1 66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔の固有モード図

1.2.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

66kV 鹿島支線No. 2-1鉄塔の地盤応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面表面 (T.P. -10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉建物基礎地盤の解析モデル底面 (T.P. -215m) まで引戻し、鉄塔位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより解析モデル底面境界 (T.P. -100m) まで引き上げた地震波を、2次元動的 F E M時刻歴非線形解析により各鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図 1.2.6-1 に、解析用入力地震波を図 1.2.6-2 に示す。

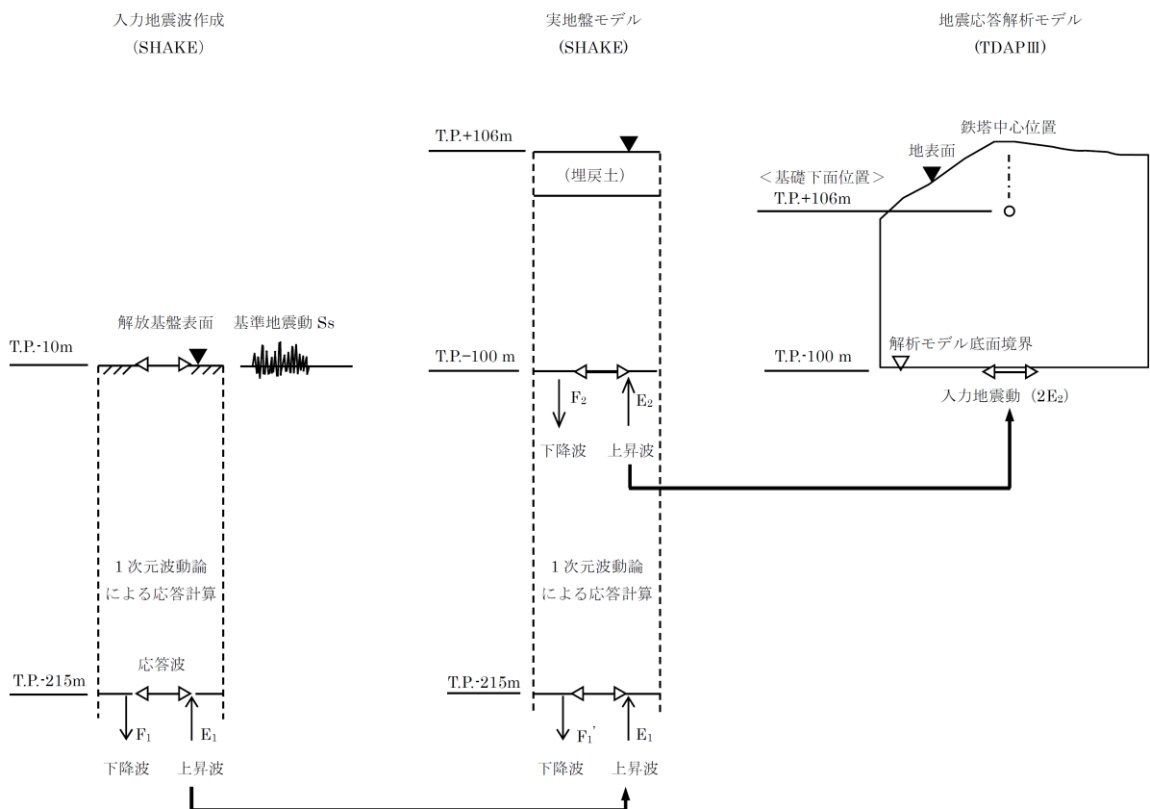
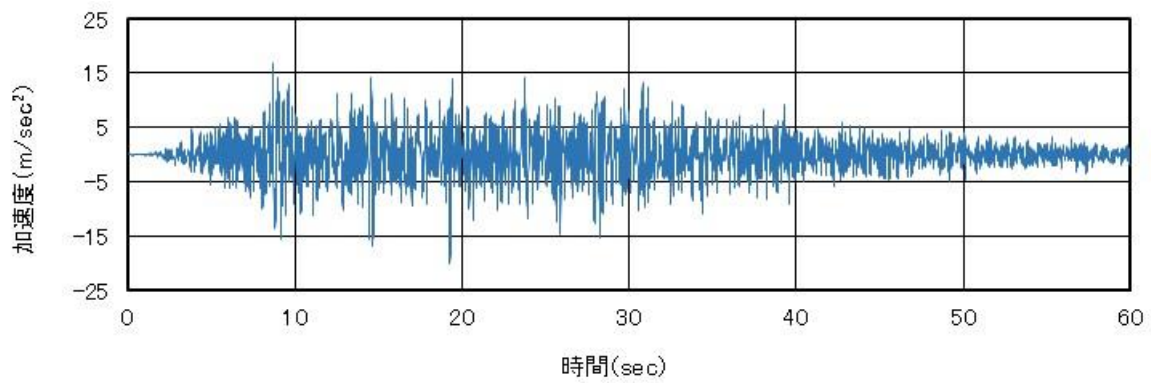
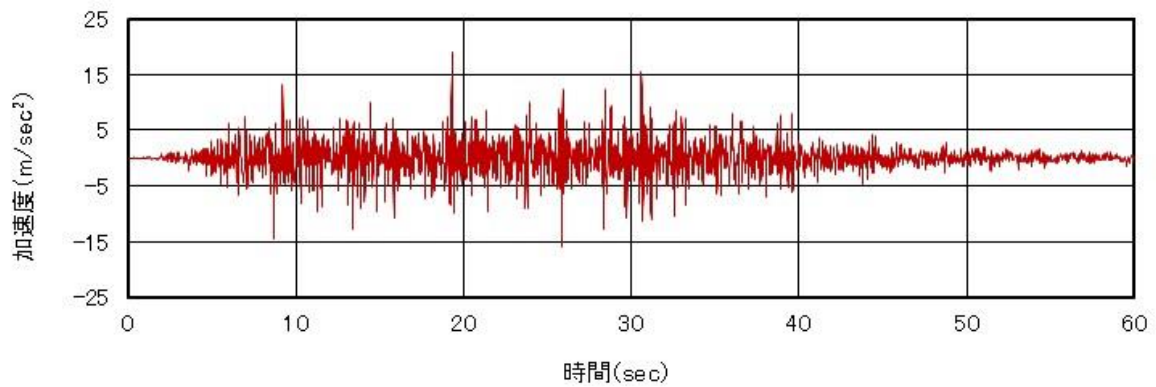


図 1.2.6-1 入力地震波作成の概念図

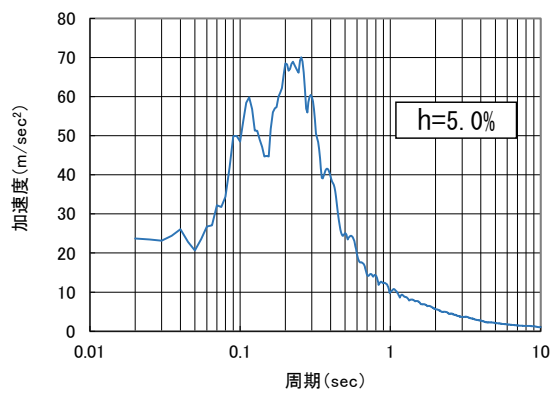
(2) 解析用入力地震波 (基準地震動 S_s-D)



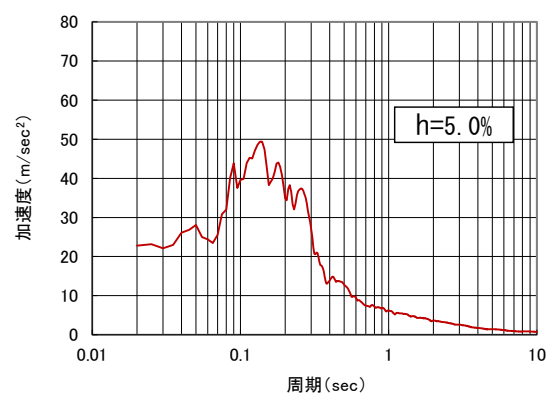
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.2.6-2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔入力地震波 (基準地震動 S_s-D)

1.2.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.2.7-1 に示す。

表 1.2.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔	5%	「平成 7 年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協会：昭和 57 年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰乗数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を 0.5% に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を 0.4% と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は 1 とする。

(2) 減衰定数の設定

- a. 鋼管鐵塔・山形鋼鐵塔及び鐵構の減衰定数の設定について（大振幅の場合）
電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鐵塔の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」(資源エネルギー庁)にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規定(J E A C 6 0 0 1 -2000)へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鐵塔(日本鐵塔協会:昭和57年)に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており、本研究の成果は、「構造物の耐風工学」日本鋼構造協会編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において、30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し、減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し、実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について、減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.2.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し、図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると、周波数はほぼ合っているが、実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって、架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

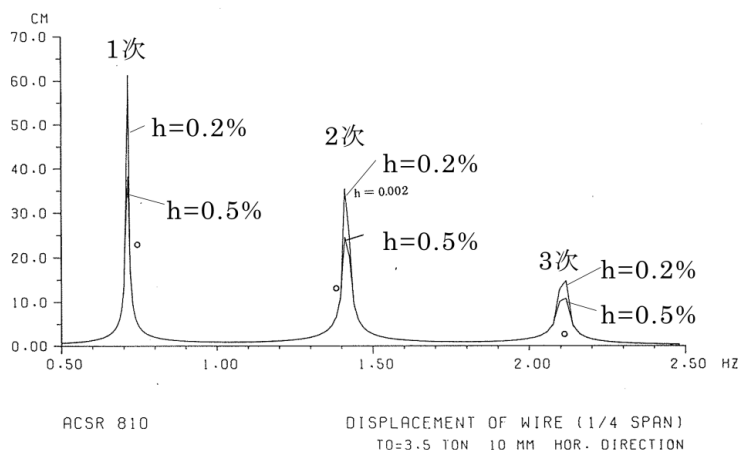


図 1.2.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1454 号に定められた島根県松江市に該当する基準風速 30m/s を考慮する。ただしガスト影響係数は 1 とする。

1.2.8 部材強度（66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の支柱材及び腹材の部材圧縮強度）

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」,「鋼構造設計規準」,「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格（2005 年版（2007 年追補版含む）＜第 I 編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1 -2005/2007）（日本機械学会）」の法令や各基準にて行う。これらの規格で定める基準強度は最低限のものであり、実強度を考慮すると、解析結果は保守的なものとなる。

腹材での計算例を以下に示す。

(1) 鉄塔設計での許容圧縮強度

鉄塔設計での許容圧縮強度は降伏点に対応する強度を 1.5 で除した強度である。耐震評価には降伏点对応強度を用いる。

「等辺山形鋼許容応力表」の SS400 の許容座屈応力度の計算式にて、

有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r = 145 / 1.18 = 123 < 135 \text{ より,}$$

許容座屈応力度（腹材で計算する）

部材厚 $t = 7 \leq 16$ より

$$\begin{aligned}\sigma_{ka} &= 153 - 76 \times (\lambda_k / 100) \\ &= 153 - 76 \times (123 / 100) \\ &= 59.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

σ_{ka} の上限値は 98 (N/mm²) のため

$$\sigma_{ka} = 59.5 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

許容圧縮強度

$$\begin{aligned}C &= \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1} \\ &= 59.5 \times 5.802 \times 10^{-1} \\ &= 34.5 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k / r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した降伏点对応圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の SSB-3121.3「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1)から(6)に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (123/119.79)^2 \\ &= 2.203\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 235))^{1/2} \\ &= 119.79\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.0} &= 0.277F (\Lambda / \lambda_k)^2 \\ &= 0.277 \times 235 \times (119.79/123)^2 \\ &= 61 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 ($= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2}$)

E : ヤング係数 (N/mm²)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v' &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (123/109.35)^2 \\ &= 2.343\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda' &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 282))^{1/2} \\ &= 109.35\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ より,

$$\begin{aligned} f_{1.2} &= 0.277F(\Lambda/\lambda_k)^2 \\ &= 0.277 \times 282 \times (109.35/123)^2 \\ &= 61 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_f &= f_{1.2}/f_{1.0} \\ &= 61/61 = 1.000 \end{aligned}$$

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm²)

R_f : 圧縮強度比 ($f_{1.2}/f_{1.0}$)

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$\begin{aligned} C' &= 1.5 \times R_f \times C \\ &= 1.5 \times 1.000 \times 34.5 \\ &= 51.7 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.2.8-1 に示す。

表 1.2.8-1 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ba}	許容応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i 次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L _k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容強度	k N	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
f _{1.0}	基準強度 F での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
A	基準強度 F での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
f _{1.2}	基準強度 F' での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
A'	基準強度 F' での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
F'	1.2 倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なお JSME の使用状態 D に基づき JIS に定める構造用鋼材として基準強度を 1.2 倍して適用している。1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C, D
R _f	圧縮強度比	—	f _{1.0} と f _{1.2} の比を算出しており、F' よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	A, B, C
C'	耐震評価用の圧縮強度	k N	鉄骨設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度 F 及び F' のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	B

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力表 [電気設備技術基準 (1997) 及び JEC-127 (1979) 準拠]

B : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005 年改定)

C : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度 [建築基準法施行令 昭和 55 年建設省告示第 1794 号]

D : JSME

1.2.9 解析結果

基準地震動 S_s-D による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔・架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を表 1.2.9-1 に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の応力は小数点 2 位以下を切り上げ、強度は小数点 2 位以下を切り捨て、また安全率は小数点 3 位以下を切り捨てた値としている。

島根原子力発電所の構内にある 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔は基準地震動 S_s-D に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材、腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.2.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 S_s-D ）

送電鉄塔			基準地震動	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材		
				発生荷重	強度	安全率	発生荷重	強度	安全率
鉄塔構造	減衰定数	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]				
66kV鹿島支線 No. 2-1鉄塔	山形鋼	5%	S_s-D	939.8	1065.0	1.13	96.5	98.8	1.02

注：基準風速 30m/s を想定

1.2.10 送電鉄塔基礎の耐震評価

(1) 概要

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔連成系モデルによる地震応答解析を実施し、基準地震動による耐震性を確認している。

No. 2-1 鉄塔の基礎は、鉄塔本体 4 脚の主脚材を梁構造の床板で支持し、床板と深礎杭を接続した構造形式となっている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s (S_s-D) による耐震評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震評価では、基準地震動 S_s による鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、鉄塔位置での地盤の地震応答解析から得られる地盤の応答変位を与えた応答変位法により算出する発生応力が、RC 基礎部及び深礎杭の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 鉄塔基礎の概要

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の位置図を図 1.2.10-1 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は、a, b, c, d 脚を張出梁で深礎杭（ $\phi 4000\text{mm}$, $L=19.0\text{m}$ ）に接続されており、深礎杭を介して岩盤で支持する構造形式である。基礎図を図 1.2.10-2 に示す。

なお、66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎については、深礎杭及び張出梁で許容限界を満足しない箇所が確認され、基礎の耐震補強を行った。

別紙-4 に耐震補強の概要を示す。

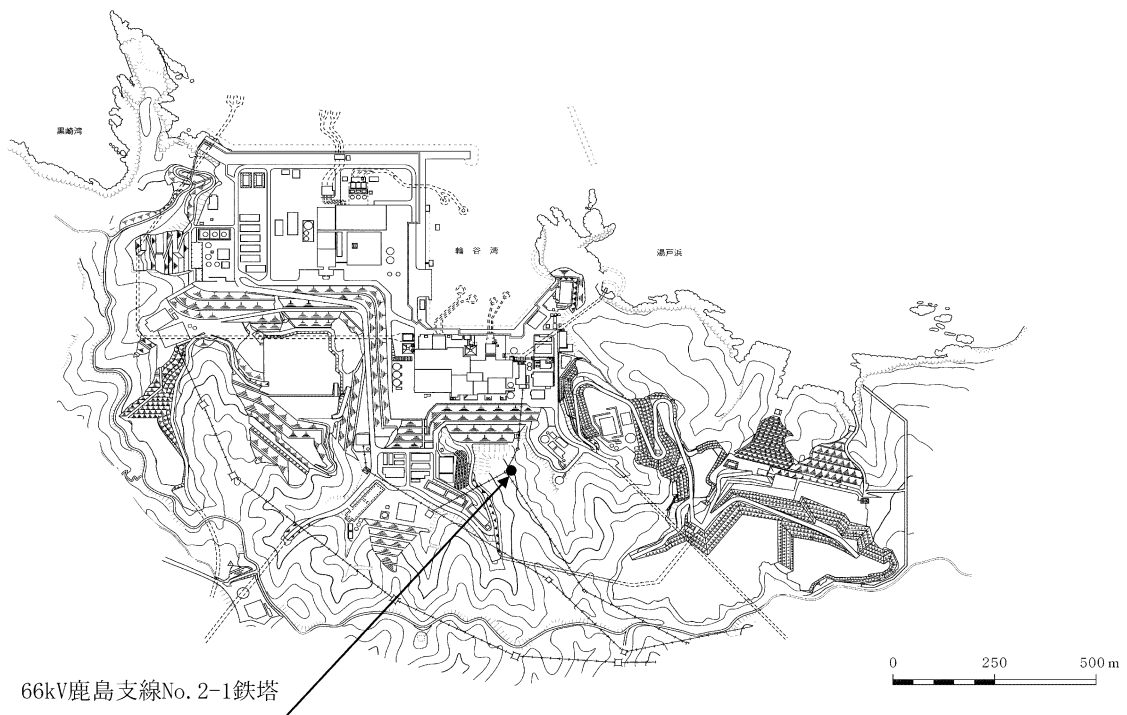
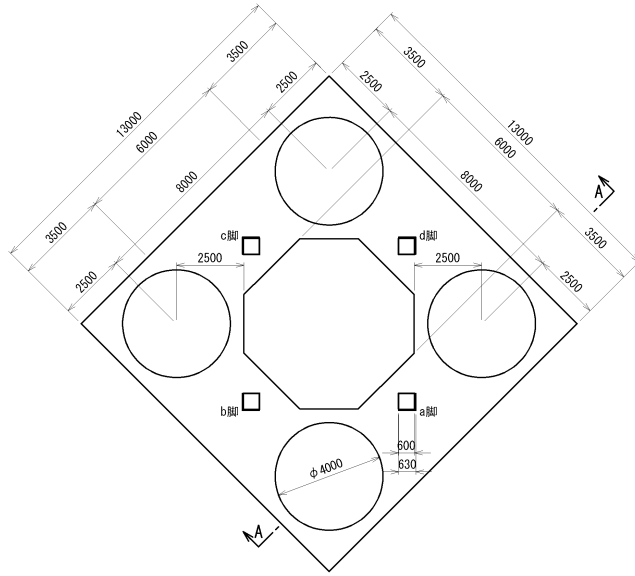
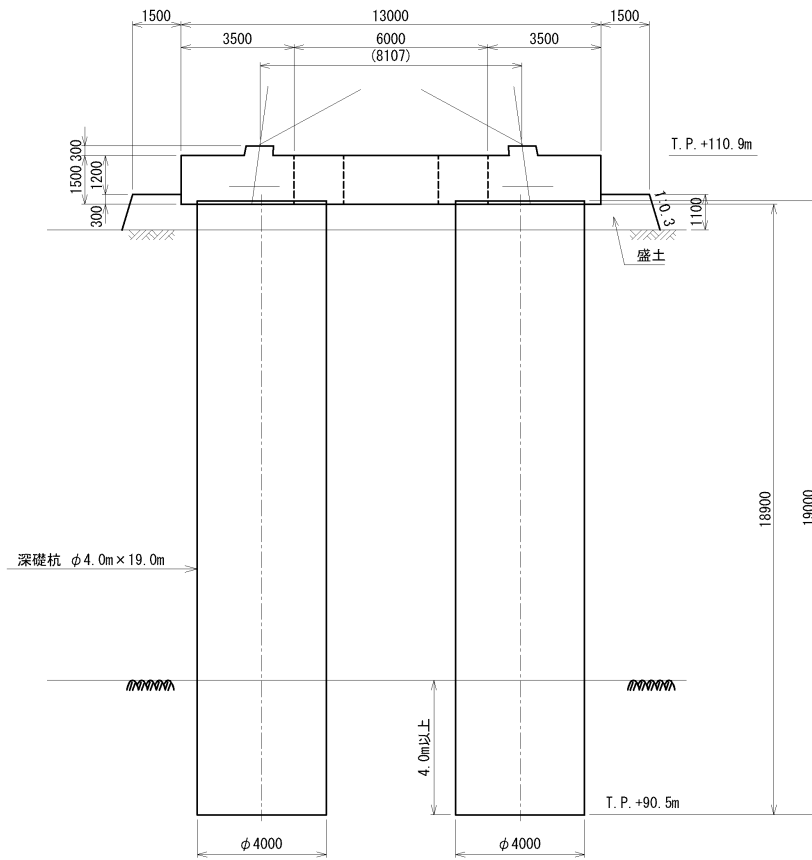


図 1.2.10-1 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔位置



(a) 基礎平面図



(b) 基礎断面図 (A-A 断面)

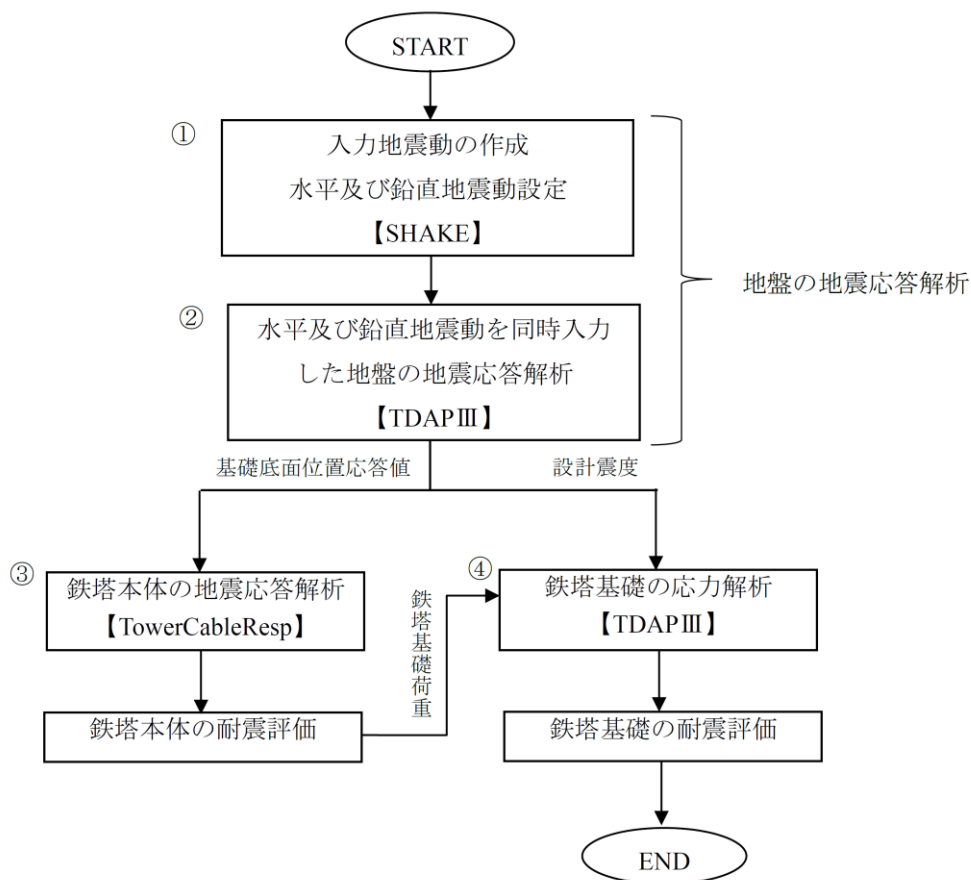
図 1.2.10-2 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎図

b. 評価方法

評価フローを図 1.2.10-3 に示す。

66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎は次の手順で評価を実施する。

- ① 1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード：SHAKE）により地盤の地震応答解析に用いる入力地震動を作成する。
- ② 鉄塔位置の地盤モデルに対して、2次元動的FEM時刻歴非線形解析（解析コード：TDAPⅢ）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の応力解析に用いる地盤変位の算定を行う。
- ③ 鉄塔本体をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード：TowerCableResp）により、鉄塔本体の発生断面力を算定し、鉄塔本体の耐震評価を行う。
- ④ 鉄塔基礎をはり要素で分割した解析モデルに対して3次元静的FEM線形解析（解析コード：TDAPⅢ）により、鉄塔基礎の発生断面力を算定し鉄塔基礎の耐震評価を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.2.10-3 評価フロー

(a) 地震応答解析

① 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

② 入力地震動の作成

地盤の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面で定義された基準地震動を解放基盤モデルの逆応答解析により解析モデル底面（T.P. -215m）まで引き戻した後、この引き戻し波（2E1）を用いて、鉄塔位置の実地盤モデルにより順応答解析を行い、解析モデル底面境界まで引き上げた地震波（2E2）を用いる。

入力地震動作成の概念図（検討概念図）を図 1.2.10-4 に示す。

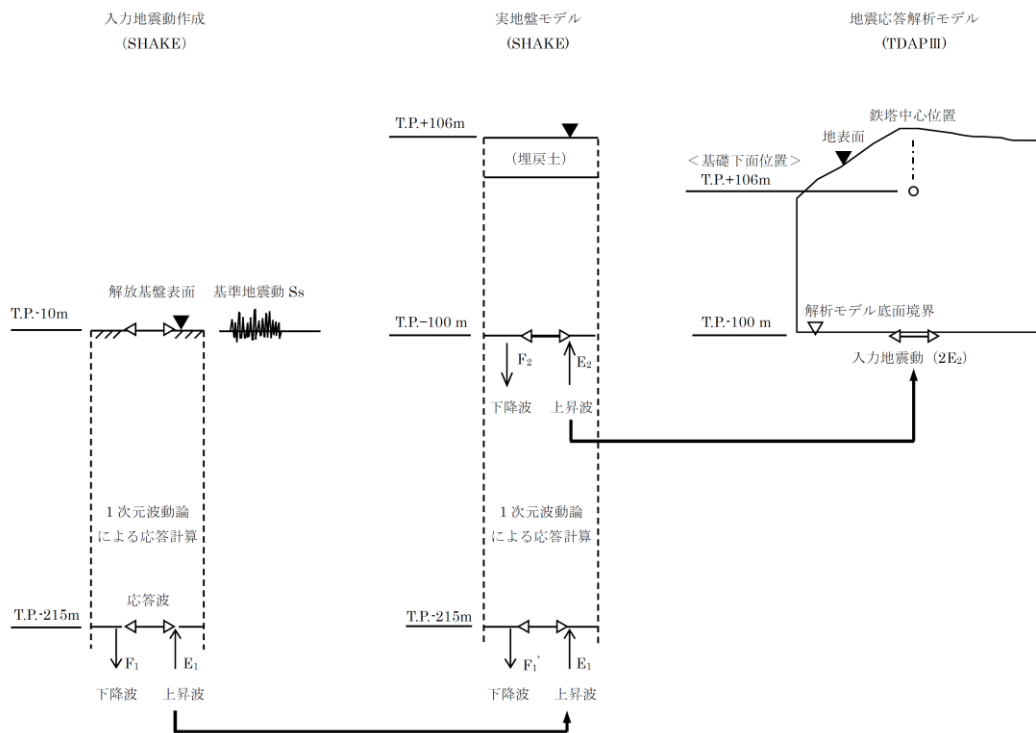


図 1.2.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 解析条件

解析モデルは、鉄塔中心位置について、地盤が東西方向へは概ね水平成層であり、速度層の傾きが異なる南北方向の方が東西方向と比較して、速度層の傾斜の影響を受け応答値が大きくなると考えられたことから、南北方向を選定し、図1.2.10-5のとおり作成した。解析領域は、J E A G 4 6 0 1-1987に基づき、構造物の幅Dに対して解析モデル幅を片側2.5D以上、高さを2D以上に設定した。本解析モデルでは、水平方向のうち鉄塔中心から左側（北側）は、平坦地とな

る1号機原子炉建物近傍までとし、右側（南側）は鉄塔が立脚する斜面を包括する範囲とした。鉛直方向は、対象構造物の深さや速度層の形状なども考慮してT.P. -100mまでとした。

なお、T.P. -215mからT.P. -100mまでの地震動の引上げに使用した解析モデルは、鉄塔中心位置における各速度層厚をもとに設定している。

解析モデルの側方及び底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設けた。また、表層のD級岩盤は非線形材料（図1.2.10-6）とした。

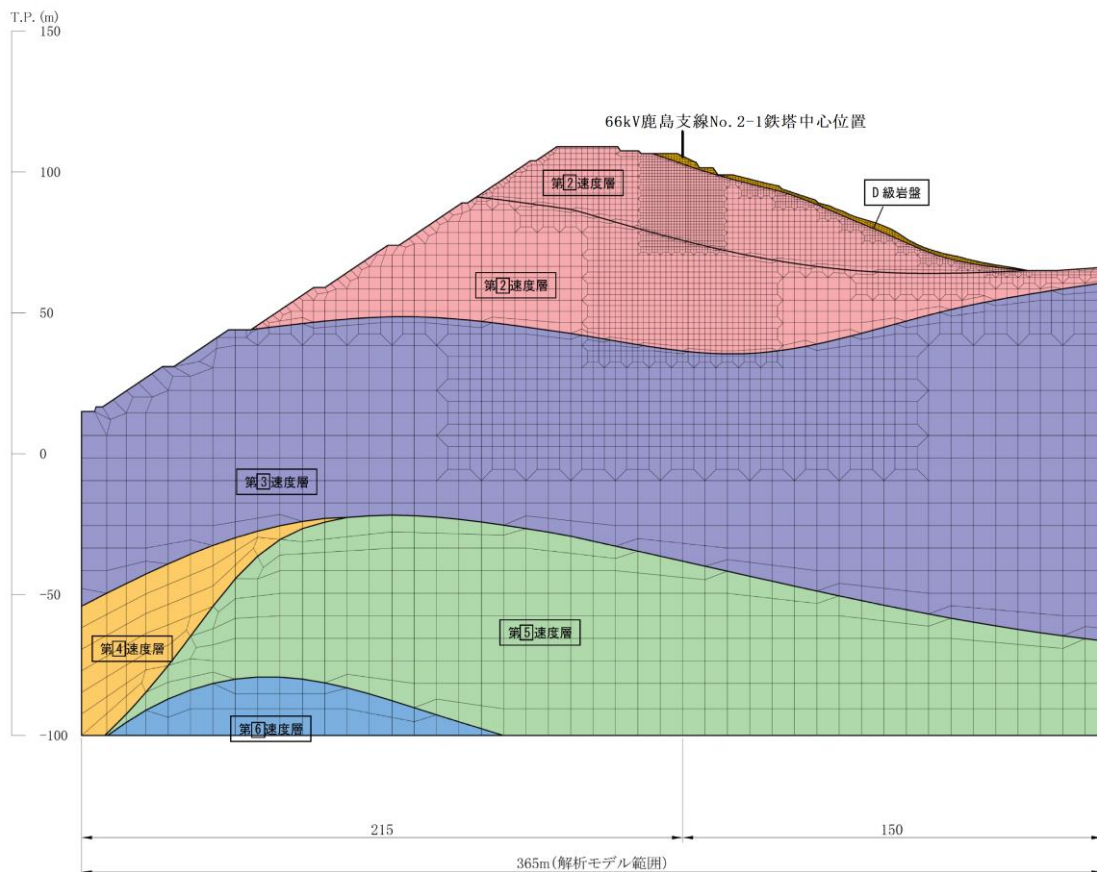
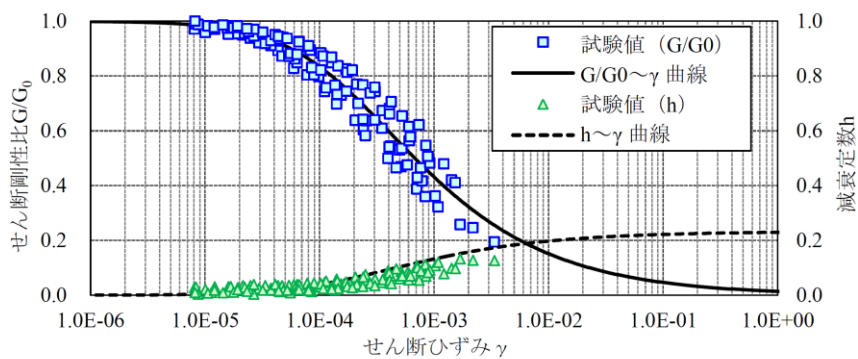


図 1.2.10-5 地盤の地質応答解析モデル図（図 1.2.10-7 A-A 断面）



D 級岩盤

図 1.2.10-6 非線形材料の歪依存特性

66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔のT D A P解析モデル断面位置図を図1. 2. 10-7
に示す。

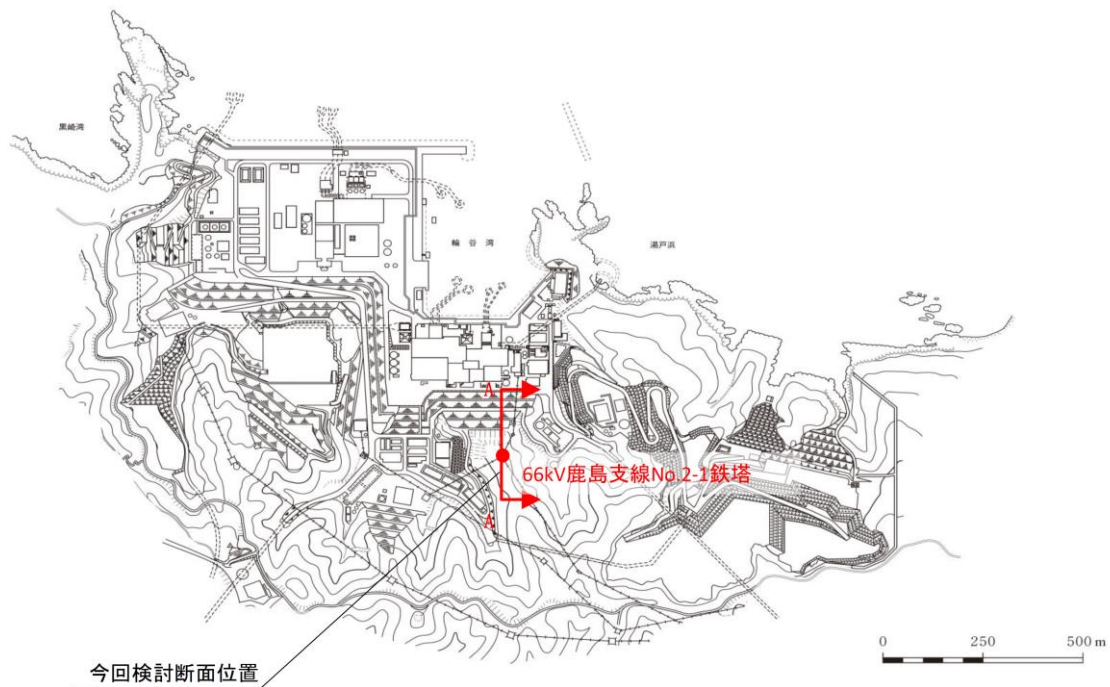


図 1. 2. 10-7 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の T D A P 解析モデル断面位置図

(c) 地盤の解析用物性値

地震応答解析に使用する地盤の物性値及び弾性波速度を表 1.2.10-1 に示す。

表 1.2.10-1 解析に用いる地盤物性値

土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	P波速度 V_p (m/s)	S波速度 V_s (m/s)	せん断弾性係数 G	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h	$\gamma_{0.5}$	h_{max}
D級岩盤	22.4 ^{*1}	—	—	$G_0^{*1, 2} = 148 \sigma^{0.49}$ (N/mm ²) $G/G_0 = 1 / \{1 + \alpha (G \times \gamma)^{\beta}\}^{*3}$ (N/mm ²)	0.450 ^{*1} (0.333 ^{*4})	$h = h_{max} (1 - G/G_0)^{*3}$	6.785×10^{-4}	0.2327
第②速度層 ^{*1}	23.0	2100	900	1.902×10^3 (N/mm ²)	0.388	0.03	—	—
第③速度層 ^{*1}	24.5	3600	1600	6.404×10^3 (N/mm ²)	0.377	0.03	—	—
第④速度層 ^{*1}	24.5	4000	1950	9.512×10^3 (N/mm ²)	0.344	0.03	—	—
第⑤速度層 ^{*1}	26.0	4050	2000	1.059×10^4 (N/mm ²)	0.339	0.03	—	—
第⑥速度層 ^{*1}	27.9	4950	2350	1.579×10^4 (N/mm ²)	0.355	0.03	—	—

注記*1：島根原子力発電所原子炉設置変更許可申請書に準拠

*2： G_0 は動せん断弾性係数

*3：修正 R-0 モデルを用いる。

$$\alpha = \{2 / (\gamma_{0.5} \times G_0)\}^{\beta}, \quad \beta = (2 \times \pi \times h_{max}) / (2 - \pi \times h_{max})$$

$\gamma_{0.5}$ ：初期せん断剛性の半分となる際のせん断ひずみ

h_{max} ： $\gamma = \infty$ 時の減衰定数

*4：()内のポアソン比は、常時応力解析時の静ポアソン比を示し、静止土圧 ($K_0 = \nu / (1 - \nu) = 0.5$) を作用させるため、 $\nu = 0.333$ とする。

c. 応答変位法による静的応力解析

(a) 概要

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔の耐震評価については、鉄塔本体の地震応答解析で得られた鉄塔からの作用荷重（鉄塔基礎荷重）及び地盤の応答変位を考慮して、応答変位法による静的応力解析により許容応力度法にて評価する。

(b) 解析条件

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の静的応力解析の 3次元フレーム解析モデルを図 1.2.10-8 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の部材照査は、鉄塔本体の地震応答解析結果より得られる鉄塔基礎荷重及び地盤の地震応答解析より得られる地盤の応答変位を考慮した応答変位法にて実施する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は、鉄塔本体の 4脚の主脚材を梁構造の床板で支持し、床板と深礎杭を接続した構造形式であり、各々の支柱材から作用す

る鉄塔本体からの荷重が同時に作用するため、応力解析では、一連構造物として取り扱うこととし、コンクリートのヤング係数に基づく線形梁要素にてモデル化した3次元フレームモデルとする。

地盤反力については、地盤をばね要素でモデル化し、「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」に基づき深度ごとの剛性（動せん断弾性係数及び動せん断ひずみにより算定）に応じた地盤反力係数を求め、これを基にばね定数を設定する。

なお、3次元フレーム解析では、地震時荷重として鉄塔本体から基礎に作用する圧縮力、引揚力及び水平力を考慮し、地盤から基礎に作用する荷重については、地盤の地震応答解析から得られる地盤変位（深礎杭の杭頭と杭先端の相対変位が最大となる時刻）を地盤ばねを介して深礎杭に静的に与えることにより考慮する。

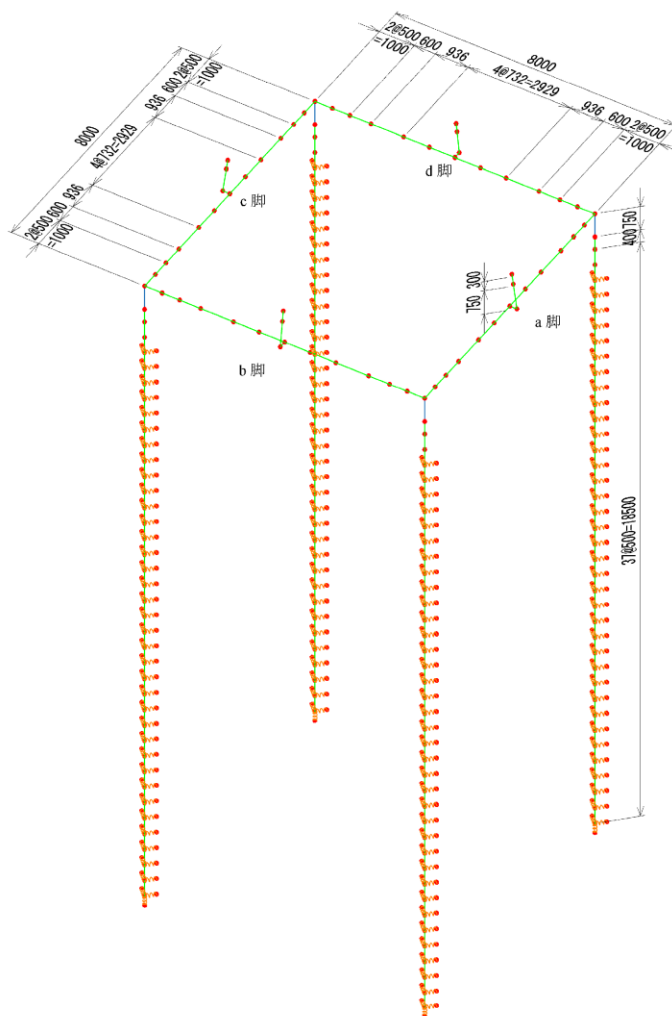


図 1.2.10-8 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎解析モデル

(c) 評価項目

部材照査項目は、表 1.2.10-2 のとおりとし、短期許容応力度にて評価する。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の安定照査（深礎杭の鉛直支持力）は、3次元フレーム解析結果における各要素に発生する断面力（軸力、曲げモーメント及びせん断力）と短期許容応力度を比較することにより実施する。ここで、床版部に対しては、「道路橋示方書・同解説（IV下部構造編）」を参考に、深礎杭外面より深礎杭直径の 1/10 内側へ入った断面で応力度の照査を行う。

表 1.2.10-2 各部材の照査項目

材 料	部材照査項目	備 考
深礎杭	曲げ，せん断，鉛直支持力	短期許容応力度
鉄筋コンクリート	曲げ，せん断	

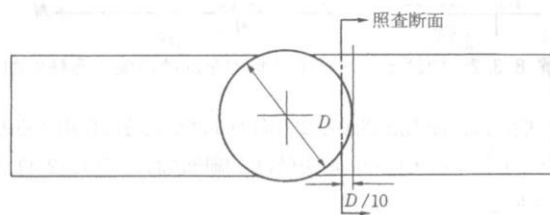


図 1.2.10-9 床版部の照査断面

(d) 使用材料及び材料定数

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震評価に用いる地盤定数は、当該鉄塔の設計図書及び文献等を基に設定する。

構造物の使用材料を表 1.2.10-3 に、材料物性値を表 1.2.10-4 に示す。

表 1.2.10-3 使用材料

材 料		諸 元
深礎杭	鉄筋コンクリート (鉄筋：SD345)	Φ 4000mm 設計基準強度 24N/mm ²
床版部	鉄筋コンクリート (鉄筋：SD345)	設計基準強度 24N/mm ²

表 1.2.10-4 材料物性値

材 料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10 ⁴

(e) 作用荷重

表 1.2.10-5 に静的応力解析で考慮する荷重を示す。

鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重は、常時荷重、風荷重及び基準地震動 S_s による地震時荷重とする。地震時荷重については、鉄塔本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮する。

表 1.2.10-5 鉄塔基礎の静的応力解析で考慮する荷重

種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none">・鉄塔自重*・架渉線重量*・基礎部自重	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none">・風荷重*	<ul style="list-style-type: none">・風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none">・鉄塔本体からの作用荷重* (圧縮力, 引張力, 水平力)・地盤からの作用荷重・鉄塔基礎本体の慣性力	<ul style="list-style-type: none">・地盤からの作用荷重については、地盤の相対変位を基礎部に作用させることで考慮

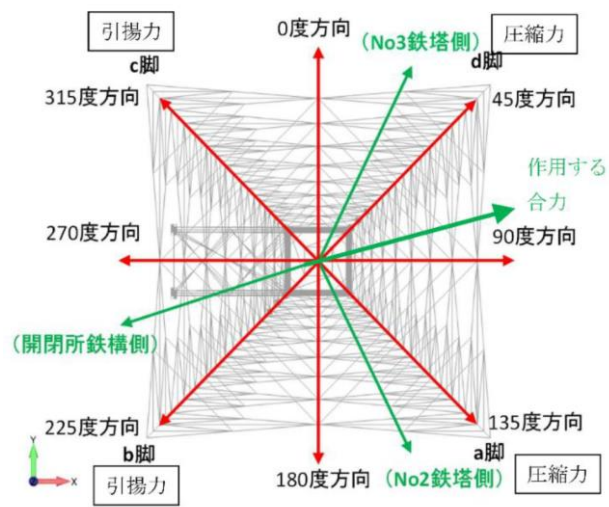
注記* : 鉄塔本体から作用する荷重 (鉄塔基礎応力) に含む。

荷重の作用方向の組合せを表 1.2.10-6 に示す。風荷重及び地震時荷重については、鉄塔及び基礎構造を考慮したうえで作用させる。

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎については、各脚が張出梁により結合された一体構造であることと、図 1.2.10-10 に示すとおり各構造物間の径間長の差等に伴う架渉線重量差及び張力差により、常時荷重の作用状態で a, d 脚には圧縮力が、b, c 脚には引揚力が作用する。

このことを踏まえ、鉄塔荷重については、地震動の入力方向を 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、a 脚又は d 脚に最大の圧縮力が作用するケースと b 脚又は c 脚に最大の引揚力が作用するケースを考慮し、各々のケースでの各脚柱に作用する荷重 (圧縮力, 引揚力, 水平力) をそれぞれの脚柱の基礎部の地表面節点に作用させる。なお、水平力のうち、水平分力を脚柱天端に、(全水平力 - 水平分力) を脚柱下端に作用させる。

なお、地盤から作用する荷重については、地震応答解析で得られる鉄塔位置での地盤の深度ごとの応答変位を、地盤ばねを介して基礎体に深度ごとく与える。



注：66kV 鹿島支線 No. 2 鉄塔を「No. 2 鉄塔」，66kV 鹿島支線 No. 2 鉄塔を「No. 3 鉄塔」といい，第 2-66kV 開閉所屋外鉄構を「開閉所鉄構」という。張力は No. 2 及び No. 3 鉄塔への方が大きい

図 1. 2. 10-10 鉄塔本体に作用する張力の作用方向と鉄塔脚の配置関係

表 1.2.10-6 鉄塔基礎における鉄塔基礎荷重の作用方向の組合せ

SS+D	荷重 常時荷重 + 風荷重 + 地震時荷重	ケース1 (a脚圧縮力が最大)	ケース2 (b脚引揚力が最大)	ケース3 (c脚引揚力が最大)	ケース4 (d脚圧縮力が最大)
				<p>ケース2と同じ</p>	

注：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎荷重）のみを示す。

(f) 許容限界

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の深礎杭及び床版に対する許容限界は、短期許容応力度とし、表 1.2.10-7 のとおりとする。また、深礎杭の圧縮支持力に対する許容限界は杭の短期許容支持力とし、表 1.2.10-8 のとおりとする。

表 1.2.10-7 コンクリート及び鉄筋の許容応力度

項目		許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート*	圧縮	16.0	短期許容応力度
	せん断	1.09	
鉄筋*	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*：コンクリート及び鉄筋の許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」に準拠する。

表 1.2.10-8 深礎杭の圧縮支持力

項目		短期許容支持力 (kN/本)	備考
深礎杭	圧縮支持力	25761.0	

(深礎杭の圧縮支持力)

深礎杭の圧縮支持力は、『電協研 58 巻 3 号』により算出する。なお、支持層は C_L 級岩盤（第 2 速度層）であり、C_L 級岩盤（第 2 速度層）の地盤物性値は、島根原子力発電所原子炉設置変更許可申請書に記載の値を使用する。

- ・基礎の圧縮支持力： $Q_c = q_c \times A$
- ・地盤の降伏点圧縮応力度：

$$q_c = (\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_r + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q) / 1.5$$

ここに、

Q_c ：基礎底面地盤の圧縮支持力 (kN)

q_c ：基礎底面地盤の降伏点圧縮応力度 (kN/m²)

A ：深礎杭の断面積 (m²)

α , β ：形状係数 ($\alpha = 1.3$, $\beta = 0.3$)

c ：基礎底面地盤の粘着力 (=280kN/m²)

γ_1 ：基礎底面地盤の単位体積重量 (=23.0kN/m³)

γ_2 ：基礎底面より上方にある周辺地盤の単位体積重量 (=22.4kN/m³)

B ：基礎荷重面の最小幅で、円形の場合は直径 (=4.0m)

D_f ：仮想地表面から基礎底面までの深さで、深礎杭の地中長さとする。

$$(D_f = 18.9\text{m})$$

N_c, N_r, N_q : 支持力係数で内部摩擦角 Φ の関数 ($\Phi = 28^\circ$)

本検討で用いる値は表 1.2.10-9 のとおりである。

表 1.2.10-9 設計に使用する支持力係数

Φ (°)	N_c	N_r	N_q
28	25.8	11.2	14.7

$$q_c = (1.3 \times 280 \times 25.8 + 0.3 \times 23.0 \times 4.0 \times 11.2 + 22.4 \times 18.9 \times 14.7) / 1.5$$

$$= 10615.8 \text{ kN/m}^2$$

一方、『電協研 58 巻 3 号』において深礎基礎の降伏点圧縮支持力度の制限値が示されている。よって、この制限値と比較して小さい方を採用する。

表 1.2.10-10 安定計算で使用する降伏点圧縮支持力度

支持力公式より算出した圧縮支持力度 q_c	電協研 58 巻 3 号の圧縮支持力度の制限値 $q_{c\text{max}}$	設計圧縮支持力度 (降伏値) q_c^2
10615.8kN/m ²	2050kN/m ² (D 級 ~ C _M 級 : N 値 ≥ 50)	2050kN/m ²

よって、深礎杭の圧縮支持力は、

- 基礎の圧縮耐力 : $Q_c = q_c \times A = 2050 \times \pi / 4 \times 4.0^2 = 25761.0 \text{ kN}$

1.2.11 解析結果

(1) 地震応答解析結果

図 1.2.11-1 に、66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔基礎の地盤の相対変位を示す。

応答変位法による静的応力解析では、この相対変位を基礎部に地盤ばねを介し作用させる。

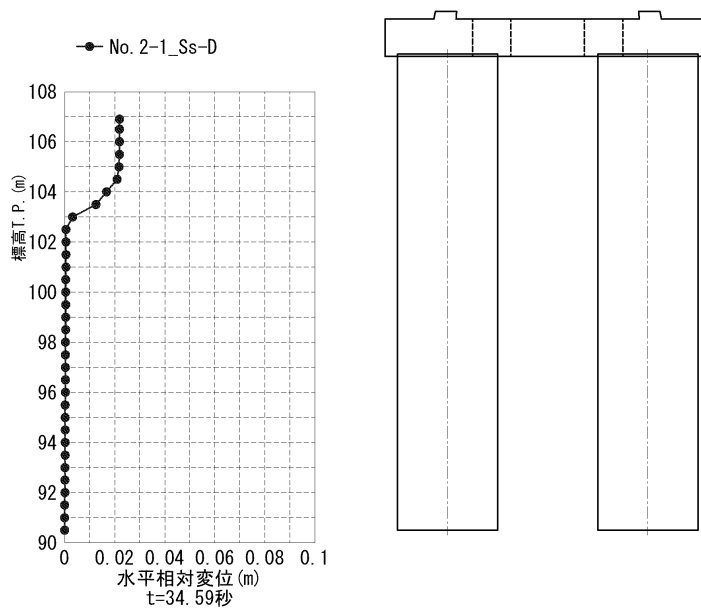


図 1.2.11-1 地震応答解析で得られた地盤の相対変位 (Ss-D)

(2) 応答変位法による静的応力解析結果

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の静的応力解析で得られた断面力を用いて行った深礎杭の鉛直支持力照査結果を表 1.2.11-1 に、深礎杭、柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果を表 1.2.11-2 に示す。

なお、本項で示す照査結果は、各脚の部材において最も照査値が大きくなる結果を示している。

深礎杭の鉛直支持力照査については最大発生軸力が短期許容支持力を下回っており、深礎杭、柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査については最大発生応力度が許容応力度を下回っていることから、66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎は基準地震動 Ss による地震力が作用した場合においても鉄塔の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.2.11-1 深礎杭の鉛直支持力照査結果

照査項目	最大発生軸力／降伏支持力
	Ss-D
鉛直支持力	0.35

注：上表は、表 1.2.10-6 に示す各ケースの結果のうち、最も大きい照査値（最大発生軸力／短期許容支持力）を示す。

表 1.2.11-2 深礎杭，柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度
		Ss-D
深礎杭	コンクリート圧縮応力度	0.41
	鉄筋引張応力度	0.78
	コンクリートせん断応力度	0.57
柱体部	コンクリート圧縮応力度	0.20
	鉄筋引張応力度	0.62
	コンクリートせん断応力度	0.47
床版部	コンクリート圧縮応力度	0.50
	鉄筋引張応力度	0.78
	コンクリートせん断応力度	0.75

注：上表は，表 1.2.10-6 に示す各ケースの結果のうち，最も大きい照査値（最大発生応力度／短期許容応力度）を示す。

1.3 第2-66kV開閉所屋外鉄構の耐震評価

1.3.1 解析手法

現在、送電用鉄塔は、送電用鉄塔設計標準(JEC 127-1965)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。これは鉄塔が強度に比べて軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重に対する評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、この手法は架渉線の振動特性を考慮することが困難であり、従来個々の鉄塔・鉄構にて耐震評価を行う際には架渉線と鉄塔・鉄構をモデル化した連成系による時刻歴応答解析が用いられてきた。

よって、今回の地震応答解析においては、実績のある手法として架渉線と鉄塔・鉄構をモデル化した連成系による時刻歴応答解析を行った。

1.3.2 屋外鉄構解析手順

屋外鉄構の耐震性能を確認するために、基準地震動 Ss5 波 (Ss-D, Ss-N1, Ss-N2, Ss-F1 及び Ss-F2) のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定する。

第2-66kV開閉所屋外鉄構は、基準地震動 Ss-D, Ss-N1 による屋外鉄構基礎部の応答波形(別紙-1参照)を入力地震波として用い、鉄塔・屋外鉄構-架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度、安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。)

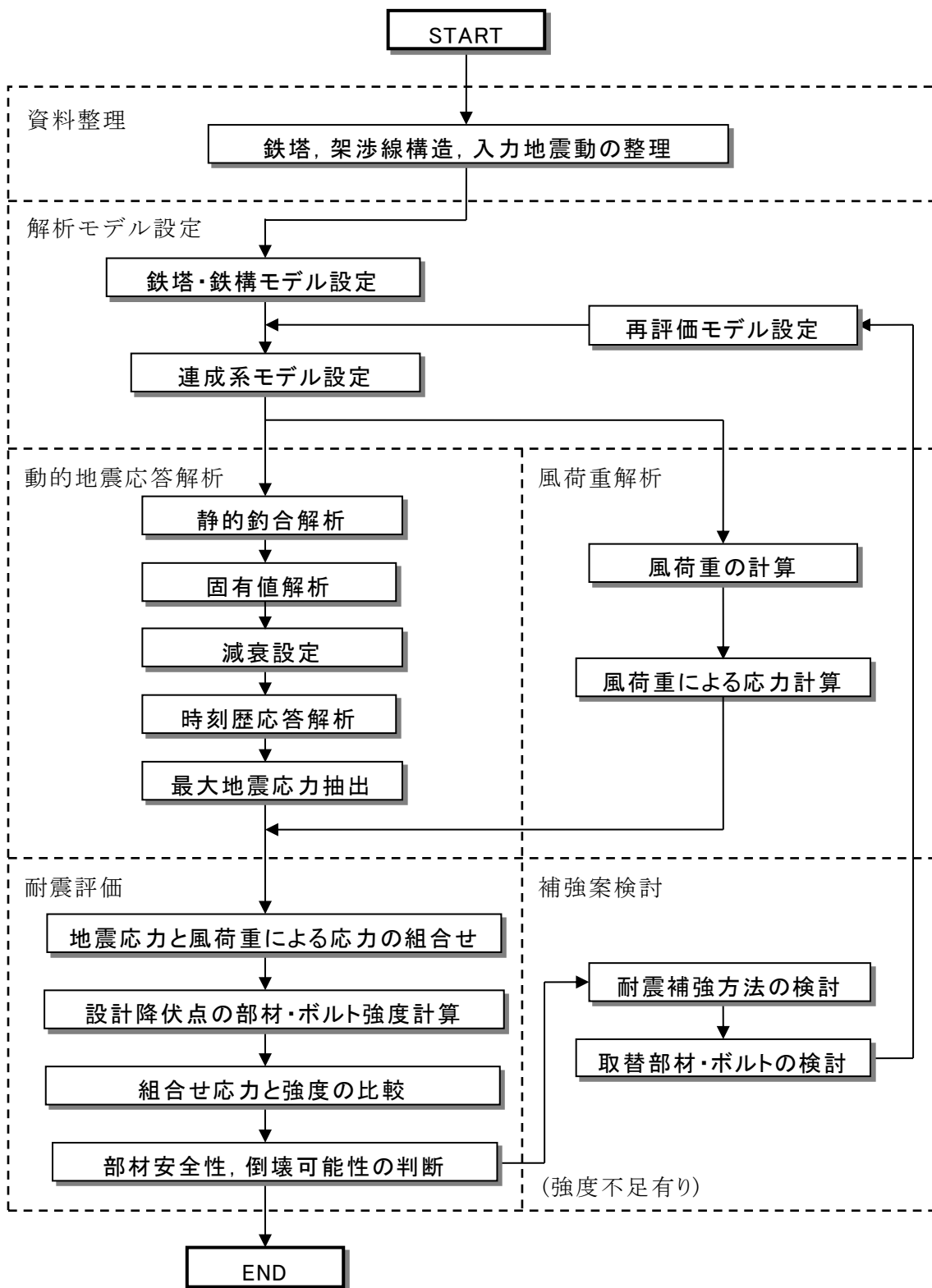


図 1.3.2-1 耐震評価解析フロー図

1.3.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.3.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「Tower Cable Resp」の検証及び妥当性確認等については、「VI-5-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.3.3-1 解析コード「Tower Cable Resp」の特徴

コード (プログラム)	T o w e r C a b l e R e s p
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
解析コードの 概要	鉄塔・屋外鉄構構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・屋外鉄構一架渉線連成系をモデル化する。 解析機能として、静的釣合解析、固有値解析、周波数応答関数計算、周波数応答解析、時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素、梁要素に対応し、架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析、時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また、架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔一架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について、本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.3.4 解析モデルの設定

(1) 鉄構モデル

- ・対象鉄構は、棒要素（ロッド要素）と梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は熱間圧延形鋼の等辺山形鋼(SS400, SS540)であるため、日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・梁要素と棒要素の断面積及び梁要素の断面二次モーメントは、電気設備技術基準及びJ E C 1 2 7に準拠した日本鉄塔協会の「等辺山形鋼許容応力表」から設定する。
- ・支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構モデルを図 1.3.4-1 に示す。

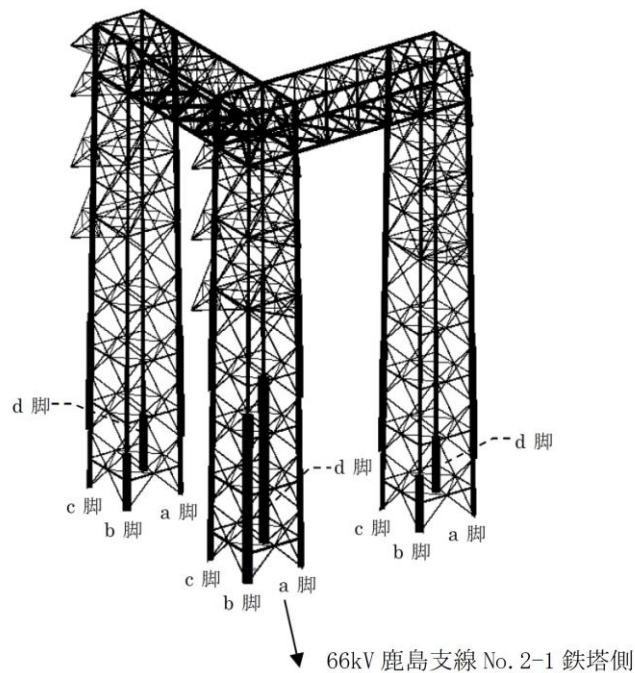


図 1.3.4-1 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構モデル

屋外鉄構の構造材料の各定数については、表 1.3.4-1 に示す。

表 1.3.4-1 構造材料の定数*

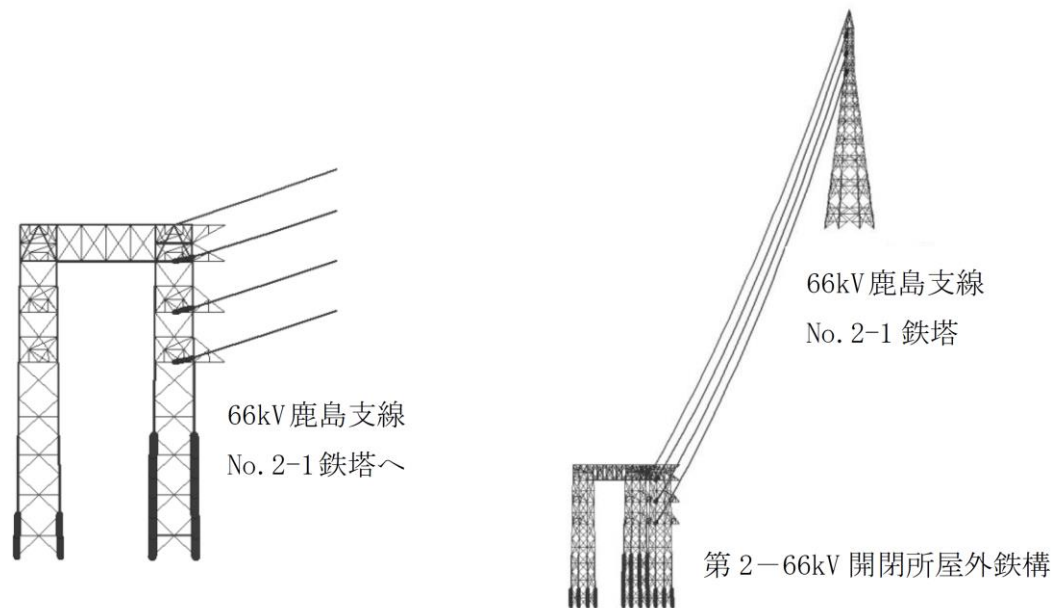
材料	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

(2) 連成系モデル

- ・ 架空地線、電力線及び碍子装置は、軸剛性のみ考慮する棒要素（ロッド要素）でモデル化し、張力による幾何剛性を考慮することで、自重と張力の釣り合いによるカタナリー曲線を再現する。
- ・ 架渉線の材料特性は線形材料モデルとし、日本電気協会の「電力用規格」の弾性係数を設定する。
- ・ 鉄塔と屋外鉄構の腕金支持点と架渉線の接点はピン接合とし、2基1径間の連成系にてモデル化する。

第2-66kV開閉所屋外鉄構連成系モデルを図1.3.4-2に示す。



連成系モデル図（立面図）

連成系モデル図（鳥瞰図）

図1.3.4-2 第2-66kV開閉所屋外鉄構連成系モデル

1.3.5 固有値解析結果

鉄構単独モデルに対して固有値解析を行い、屋外鉄構の固有周期及び固有振動モードを求めた。構造全体が平面でL字形状のため、弱軸回りと強軸回りの回転剛性の違いにより、線路方向と線路直交方向とで固有周期が異なるが、その差は小さく両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

また、連成系モデルでは、架渉線の影響の程度により、固有周期と固有振動モードはやや変化する。

表1.3.5-1に第2-66kV開閉所屋外鉄構の固有周期を、図1.3.5-1に第2-66kV開閉所屋外鉄構の固有モード図を示す。

表 1.3.5-1 第2-66kV開閉所屋外鉄構の固有周期

機器名	第2-66kV開閉所屋外鉄構
固有モード	固有周期 (s)
線路直角方向1次モード	0.225
線路方向1次モード	0.224
線路直角方向2次モード	0.058
線路方向2次モード	0.055

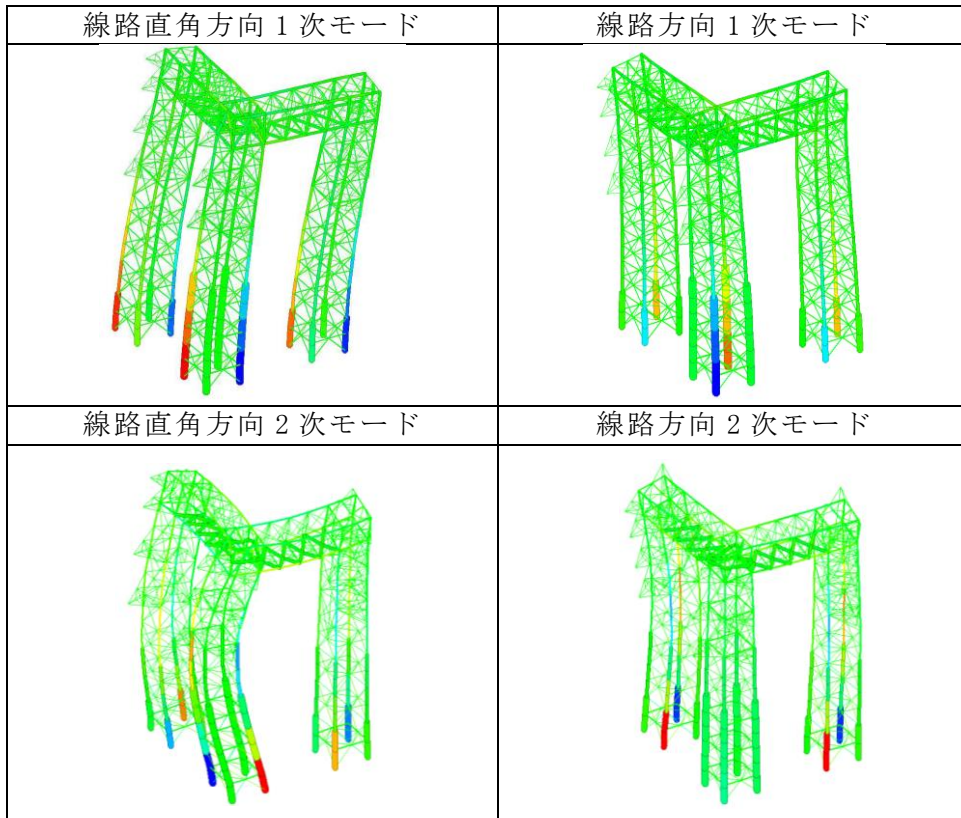


図 1.3.5-1 第2-66kV開閉所屋外鉄構の固有モード図

1.3.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

第2-66kV開閉所屋外鉄構の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面 (T.P. -10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、原子炉建物基礎地盤の解析モデル底面 (T.P. -215m) まで引戻し、鉄構位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論モデルにより鉄構位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図 1.3.6-1 に、解析用入力地震波を図 1.3.6-2 及び図 1.3.6-3 に示す。

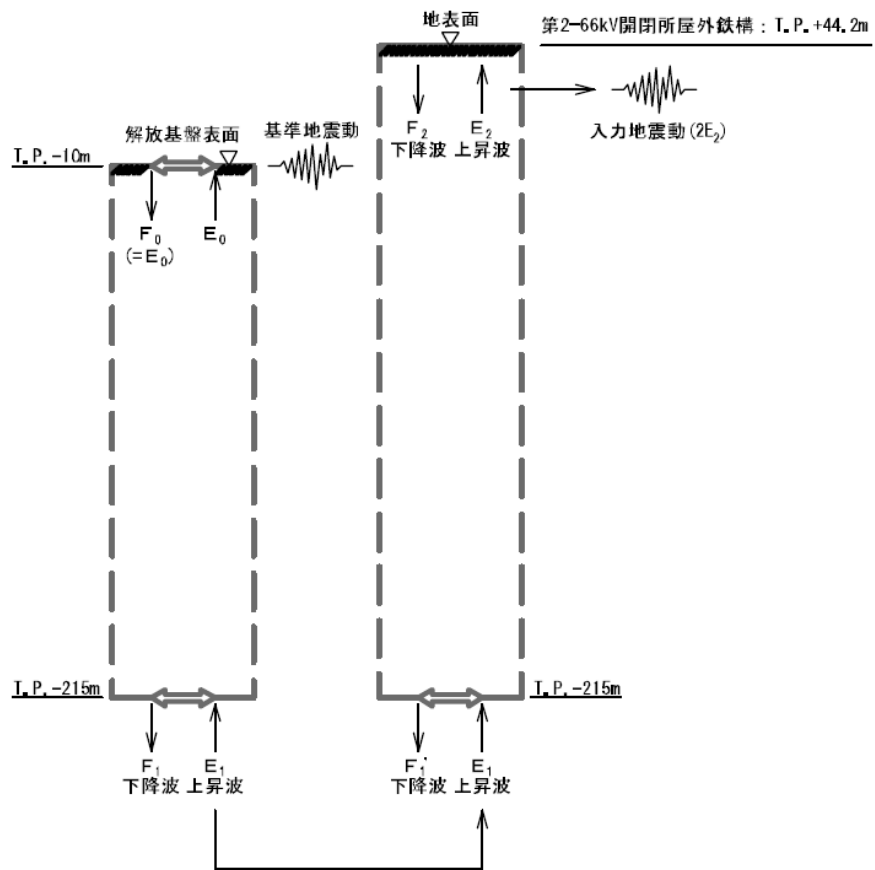
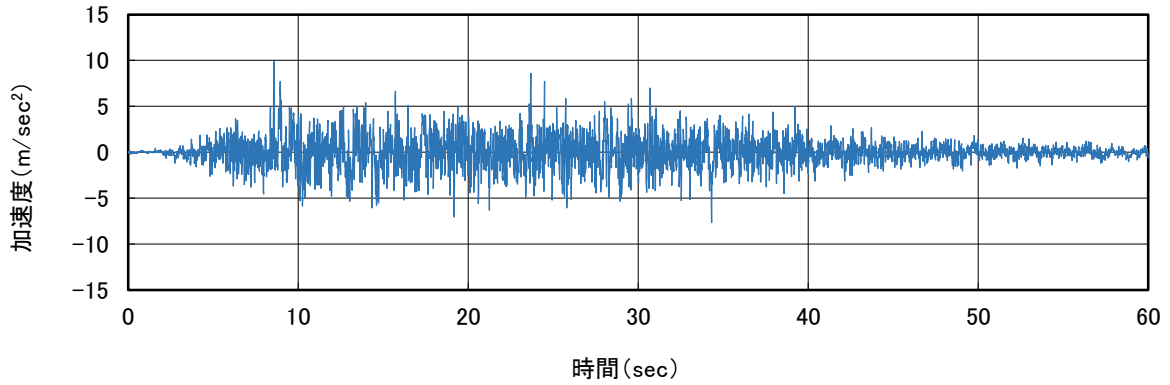


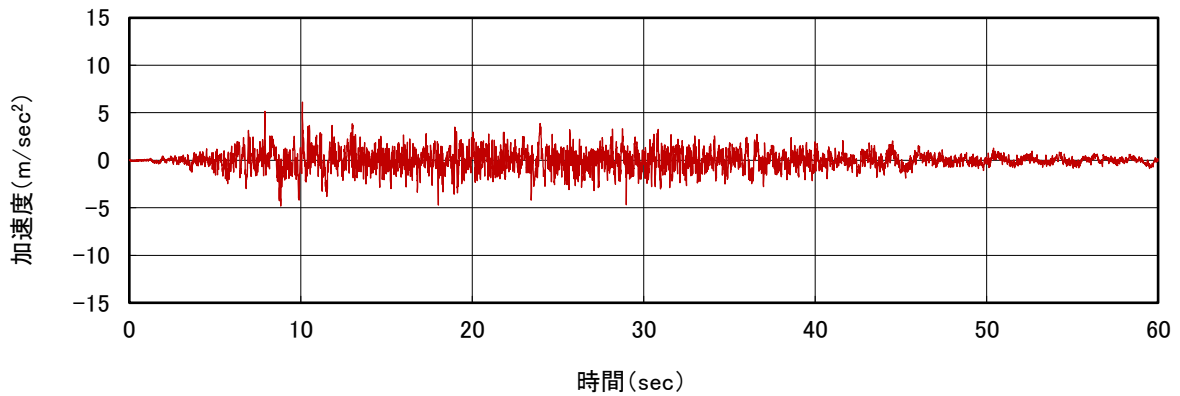
図 1.3.6-1 入力地震動作成の概念図

(2) 解析用入力地震波

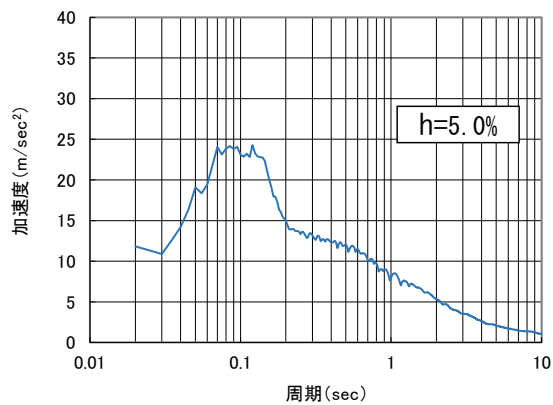
a. 基準地震動 Ss-D



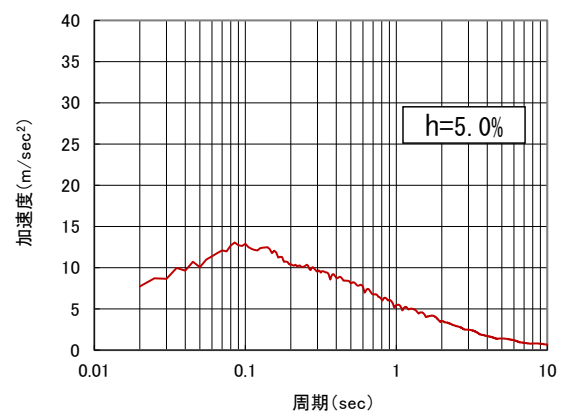
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



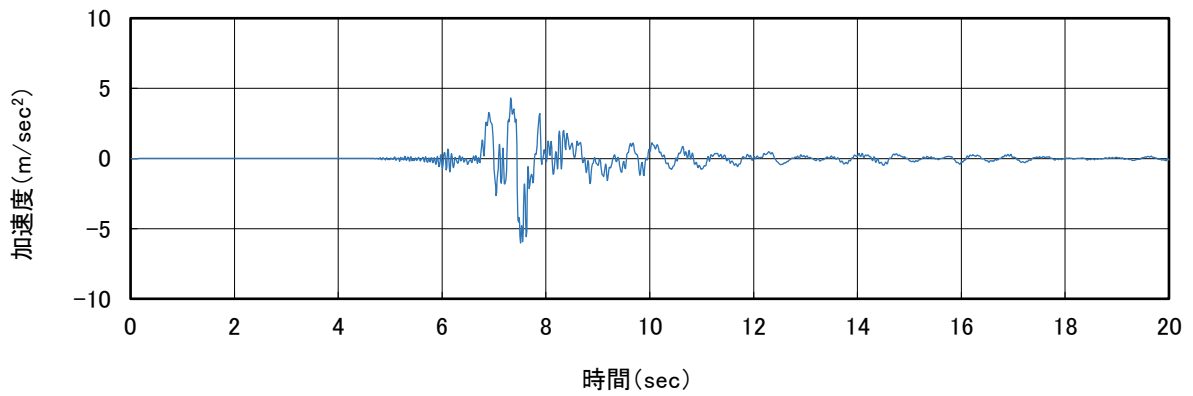
水平成分の加速度応答スペクトル



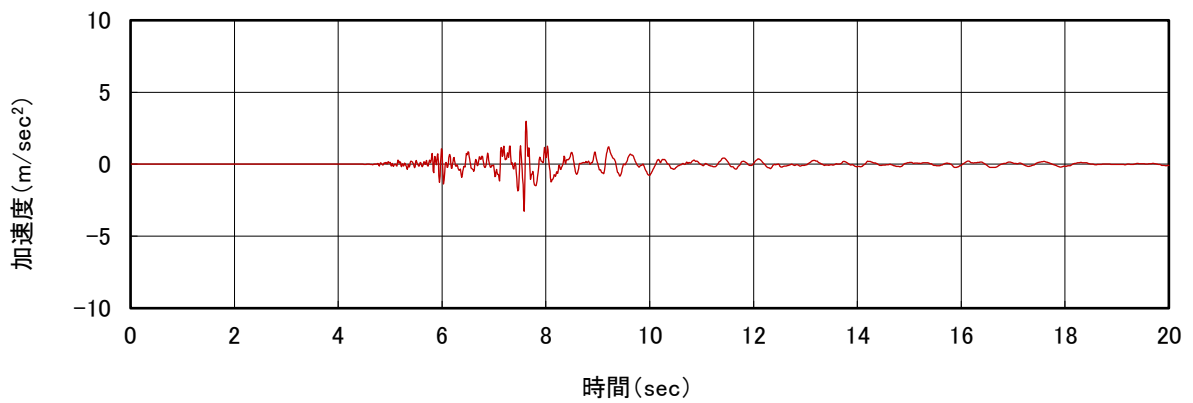
上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.3.6-2 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構入力地震波 (基準地震動 Ss-D)

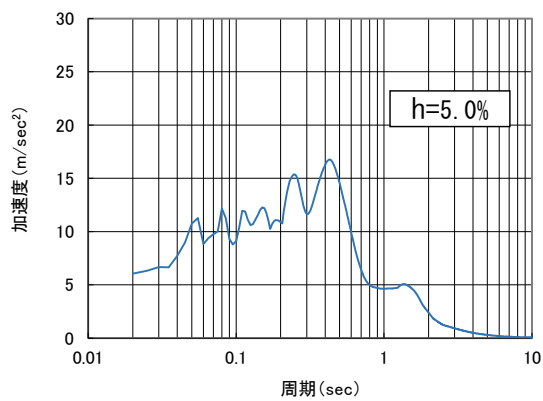
b. 基準地震動 Ss-N1



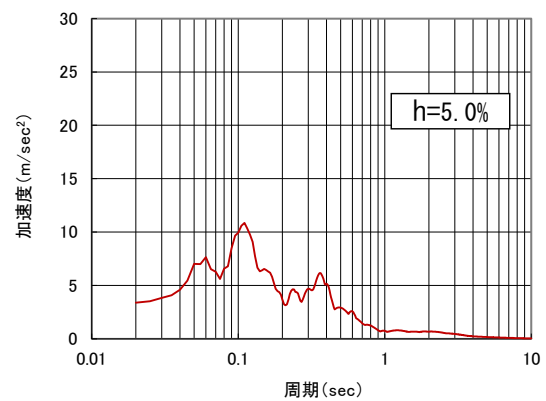
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.3.6-3 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構入力地震波 (基準地震動 Ss-N1)

1.3.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、送電鉄塔、架渉線の減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表1.3.7-1に示す。

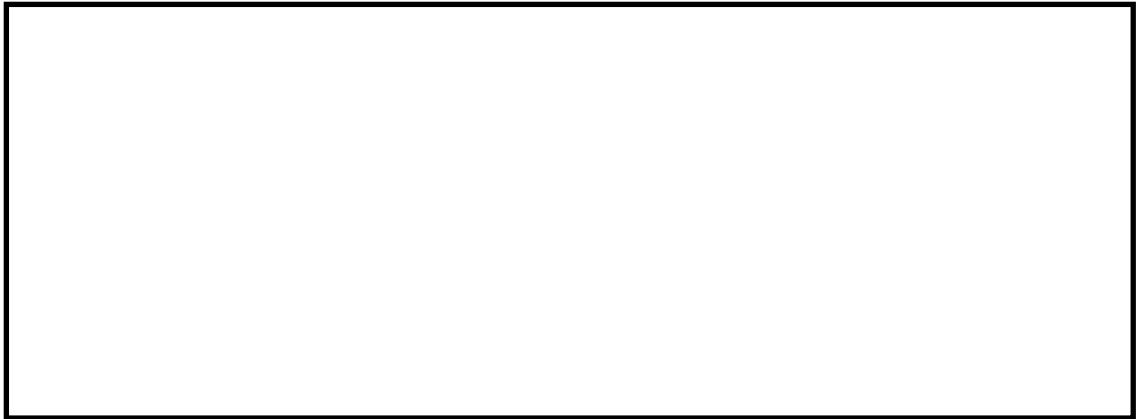
表 1.3.7-1 解析条件として用いた各定数

解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	山形鋼鉄塔・鉄構	5%	「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。
	架渉線	0.4%	鐵塔（日本鐵塔協會：昭和57年）に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鐵塔との連成系の振動特性に関する研究」では、実験と解析の減衰乗数を比較した場合、実験での応答量が減衰定数を0.5%に設定した解析結果より小さかったことから、解析に架渉線の減衰定数を0.4%と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成12年5月31日建設省告示第1454号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は1とする。

(2) 減衰定数の設定

a. 鋼管鉄塔・山形鋼鉄塔及び鉄構の減衰定数の設定について(大振幅の場合)

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より、山形鋼鉄塔及び鉄構の減衰定数を5%と設定するのは保守的である。

なお、この成果は、「電気設備防災対策検討会議報告」(資源エネルギー庁)にも報告され、また平成13年に日本電気協会の架空送電規定(JEAC6001-2000)へ反映されている。

b. 架渉線の減衰定数の設定について

架渉線の減衰定数は0.4%に設定する。

鉄塔(日本鉄塔協会:昭和57年)に「地震時における電線・がいし系の振動特性と鉄塔との連成系の振動特性に関する研究」が掲載されており、本研究の成果は、「構造物の耐風工学」日本鋼構造協会編にも引用されている。

本研究の概要を以下に示す。

(a) 実験概要

80m径間の試験線において、30トン電気油圧サーボ式加振装置を用いて電線・がいし系の端部を上下及び水平方向に定常加振し、減衰定数と共振曲線のピークを求めた。

(b) 解析概要

弾性剛性と幾何剛性を考慮した多質点系にて試験線をモデル化し、実験と等しく加振振幅を10mmとした時の1/4径間点の応答変位について、減衰定数0.2%と0.5%での共振曲線を求めた。

(c) 評価結果

図1.3.7-1の2本の実線は減衰定数0.2%と0.5%の解析による共振曲線を示し、図中の白丸は実験から得られた共振曲線のピーク値を示している。

共振のピークを比較すると、周波数はほぼ合っているが、実験値の応答量は0.5%の減衰定数の解析結果よりも小さい。これは振幅依存性や空気摩擦等が影響しているものと思われる。

よって、架渉線の減衰定数を0.4%と設定するのは保守的である。

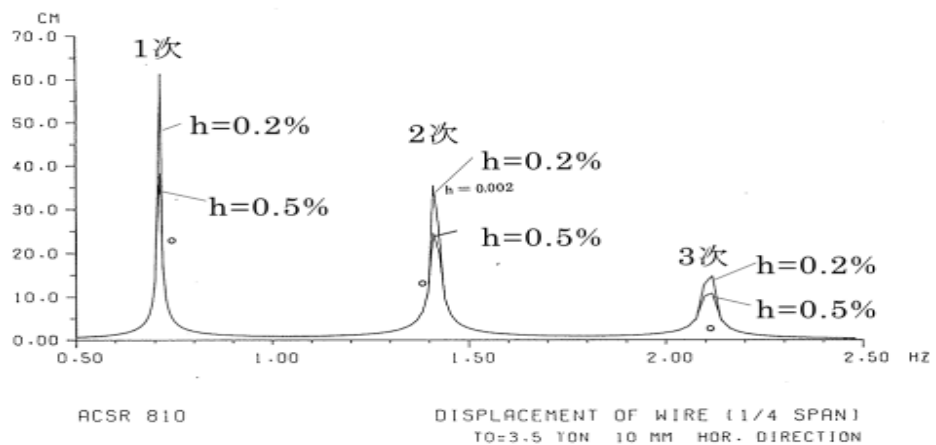


図 1.3.7-1 1/4 径間点における変位の共振曲線の解析値と実験値

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し、平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた島根県松江市に該当する基準風速30m/sを考慮する。ただしガスト影響係数は1とする。

1.3.8 部材強度（第2-66kV開閉所屋外鉄構の支柱材及び腹材の部材圧縮強度）

強度計算は、「等辺山形鋼許容応力表」，「鋼構造設計規準」，「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格（2005年版(2007年追補版含む) <第I編 軽水炉規格> J S M E S N C 1-2005/2007）（日本機械学会）」の法令や各基準にて行う。これらの規格で定める基準強度は最低限のものであり、実強度を考慮すると、解析結果は保守的なものとなる。

腹材での計算例を以下に示す。

(1) 鉄構設計での許容圧縮強度

鉄構設計での許容圧縮強度は降伏点に対応する強度を1.5で除した強度である。耐震評価には降伏点对応強度を用いる。

「等辺山形鋼許容応力表」の SS540 の許容座屈応力度の計算式にて、
有効細長比

$$\lambda_k = L_k / r = 195 / 2.96 = 66 < 105 \text{ より,}$$

許容座屈応力度

$$\text{部材厚さ } t = 12 \leq 16 \text{ より}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ka} &= 250 - 158 \times (\lambda_k / 100) \\ &= 250 - 158 \times (66 / 100) \\ &= 145.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

σ_{ka} の上限値は 160 (N/mm²) のため

$$\sigma_{ka} = 145.7 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

許容圧縮強度

$$\begin{aligned} C &= \sigma_{ka} \times A \times 10^{-1} \\ &= 145.7 \times 34.77 \times 10^{-1} \\ &= 506.5 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここで、

σ_{ka} : 許容応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (Lk/r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

C : 許容強度 (kN)

A : 部材の断面積 (cm²)

(2) J S M E の供用状態 D を反映した降伏点对応圧縮強度

建築基準法施行令に基づく「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の SSB-3121.3 「供用状態 D での許容応力」では、「供用状態 D においては、SSB-3121.1(1) から (6) に定めるそれぞれの許容応力の 1.5 倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a. 本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回は J S M E の供用状態 D を適用し 1.2 倍の基準強度を用いて強度評価する。

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned} v &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda)^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (66 / 94.83)^2 \\ &= 1.823 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 375))^{1/2} \\ &= 94.83\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.0} &= (1 - 0.4 \times (\Lambda / \lambda_k)^2) \times F / v \\ &= \{1 - 0.4(66/94.78)^2\} \times 375 / 1.823 \\ &= 165 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 $(= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2})$

E : ヤング係数 (N/mm²)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v' &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (66/86.57)^2 \\ &= 1.888\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda' &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 450))^{1/2} \\ &= 86.57\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.2} &= (1 - 0.4 \times (\lambda_k / \Lambda')^2) \times F / v' \\ &= (1 - 0.4 \times (66/86.57)^2) \times 450 / 1.888 \\ &= 182 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_f &= f_{1.2} / f_{1.0} \\ &= 182 / 165 = 1.103\end{aligned}$$

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm²)

R_f : 圧縮強度比 ($f_{1.2} / f_{1.0}$)

耐震評価用の降伏点对応の圧縮強度

$$\begin{aligned}C' &= 1.5 \times R_f \times C \\ &= 1.5 \times 1.103 \times 506.5 \\ &= 838.0 \text{ (kN)}\end{aligned}$$

C' : 耐震評価用の圧縮強度 (kN)

(3) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.3.8-1 に示す。

表 1.3.8-1 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i 次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
C	許容強度	k N	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
A	部材の断面積	cm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度 F での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
A	基準強度 F での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
$f_{1.2}$	基準強度 F' での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
A'	基準強度 F' での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
F'	1.2 倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なお JSME の供用状態 D に基づき JIS に定める構造用鋼材として基準強度を 1.2 倍して適用している。1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C, D
R ₁	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、F' よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	A, B, C
C'	耐震評価用の圧縮強度	k N	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の強度計算であり、算出過程で使用する基準強度 F 及び F' のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	B

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び JFC-127 (1979) 準拠]

B : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005 年改定)

C : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和 55 年建設省告示第 1794 号]

D : JSME

1.3.9 解析結果

基準地震動 Ss-D 及び Ss-N1 による屋外鉄構基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔・屋外鉄構一架渉線連成系の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。各強度を発生荷重で除して求めた安全率が最小となる箇所の一覧を下表に示す。安全率は強度を発生荷重で除して求めている。表中の応力は小数点2位以下を切り上げ、強度は小数点2位以下を切り捨て、また安全率は小数点3位以下を切り捨てた値としている。

島根原子力発電所の構内にある第2-66kV開閉所屋外鉄構は基準地震動 Ss-D 及び Ss-N1 に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材、腹材の安全率は1以上であるため、倒壊はしない。

表 1.3.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 Ss-D）

送電鉄塔			基準地震動	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材		
				発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率	発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率
第2-66kV開閉所鉄構	山形鋼	5%	Ss-D	1612.9	9225.9	5.72	185.9	896.8	4.82

注：基準風速 30m/s を想定

表 1.3.9-2 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 Ss-N1）

送電鉄塔			基準地震動	最小安全率の支柱材			最小安全率の腹材		
				発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率	発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率
第2-66kV開閉所鉄構	山形鋼	5%	Ss-N1	1661.2	9225.9	5.55	161.8	768.7	4.75

注：基準風速 30m/s を想定

1.3.10 屋外鉄構基礎の耐震性確認

(1) 概要

第2-66kV開閉所屋外鉄構については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、架渉線と鉄塔及び屋外鉄構連成系モデルによる地震応答解析を実施し基準地震動による耐震性を確認している。

第2-66kV開閉所屋外鉄構の基礎は、3柱の屋外鉄構及び変電設備（GIS、変圧器）を一体化した床版（マット型基礎）で構成されており、基礎底面から岩盤（C_L級）までMMRにて着底させ支持する構造形式である。なお、MMRの物性は下方の第②速度層と同等としており、基礎床版周辺（側面）は埋戻土による埋戻しがなされている。

(2) 評価方針

当該屋外鉄構基礎について、基準地震動 S_s (S_s-D 及び S_s-N1) による耐震安全性評価を実施する。当該屋外鉄構基礎の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s による屋外鉄構本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、基礎に作用する地震時土圧等も考慮した震度法により算出する発生応力が、RC 基礎部の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 屋外鉄構基礎の概要

第2-66kV 開閉所屋外鉄構の位置図を図 1.3.10-1 に示す。

第2-66kV 開閉所屋外鉄構の基礎は、3 柱の屋外鉄構及び変電設備 (GIS, 変圧器) を一体化した床版 (マット型基礎) で構成されており、基礎底面から岩盤 (C_1 級) まで MMR にて着底させ支持する構造形式である。基礎図を図 1.3.10-2 に示す。

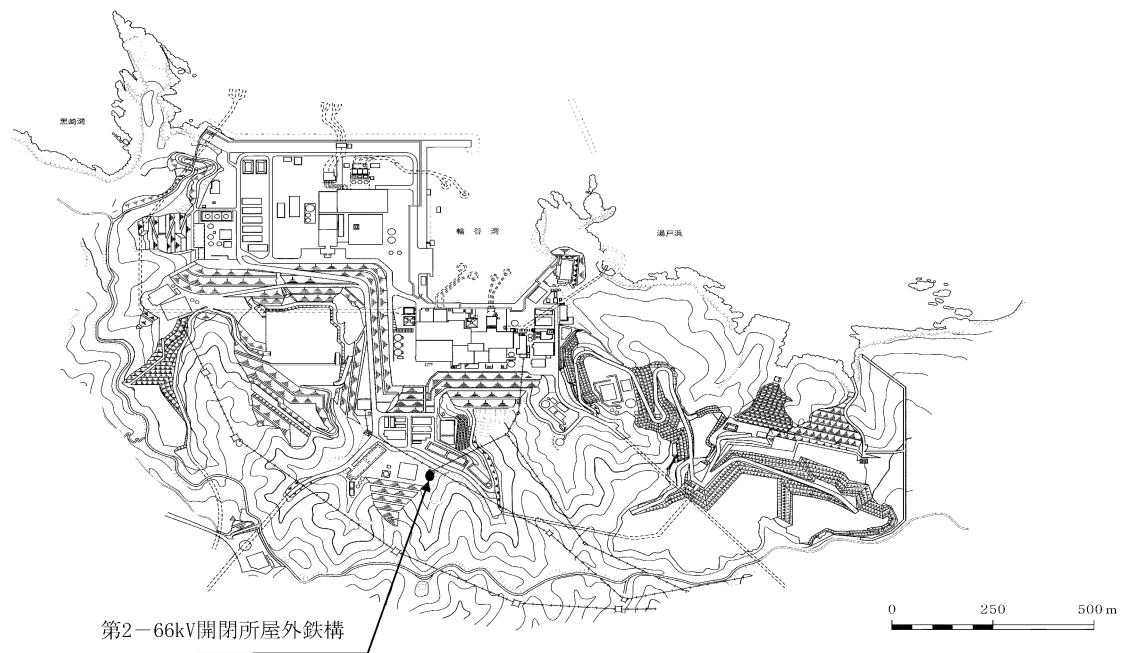
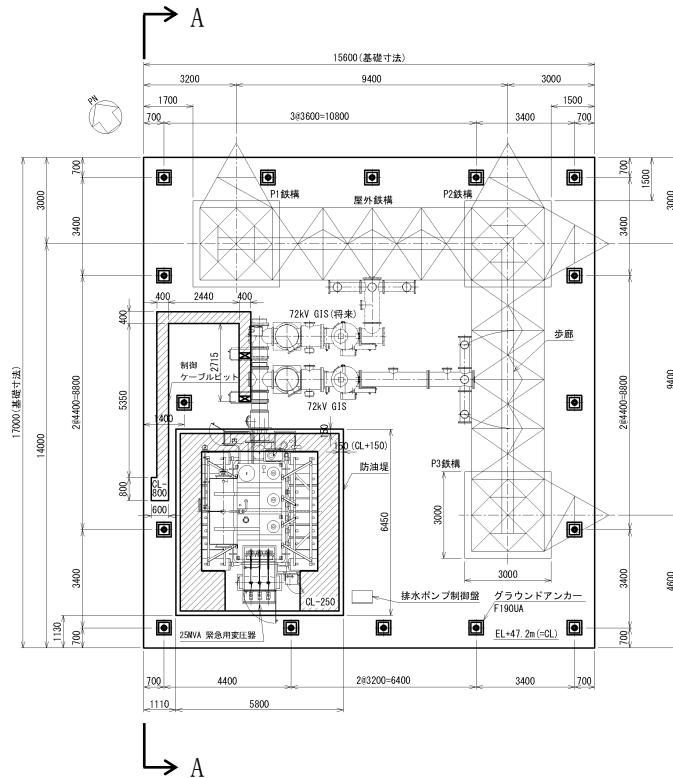
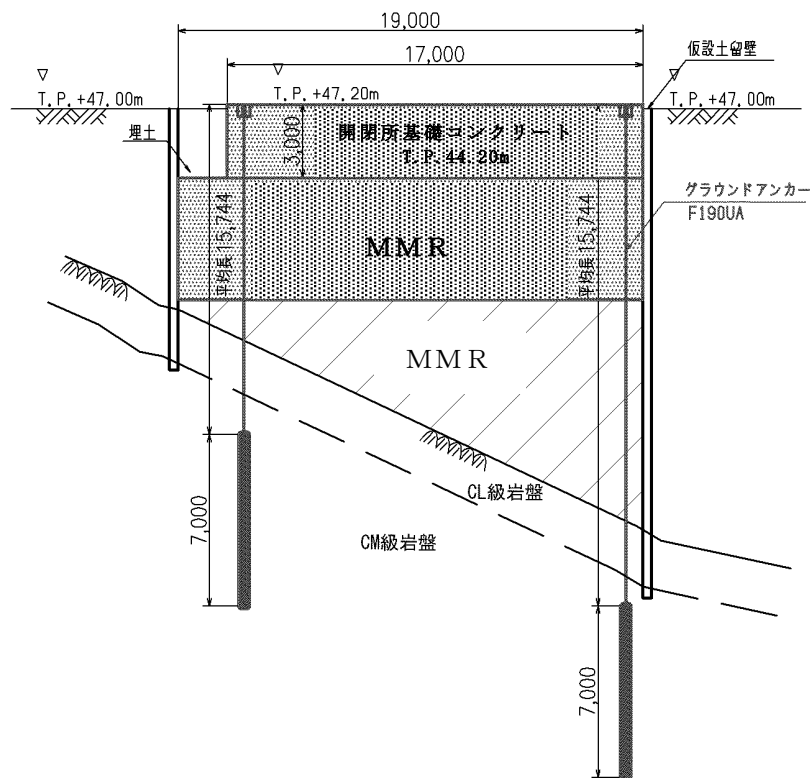


図 1.3.10-1 第2-66kV 開閉所屋外鉄構位置図



(a) 基礎平面図



注：基礎の安定計算にグラウンドアンカーの効果は期待しない。

(b) 基礎断面図 (A-A 断面)

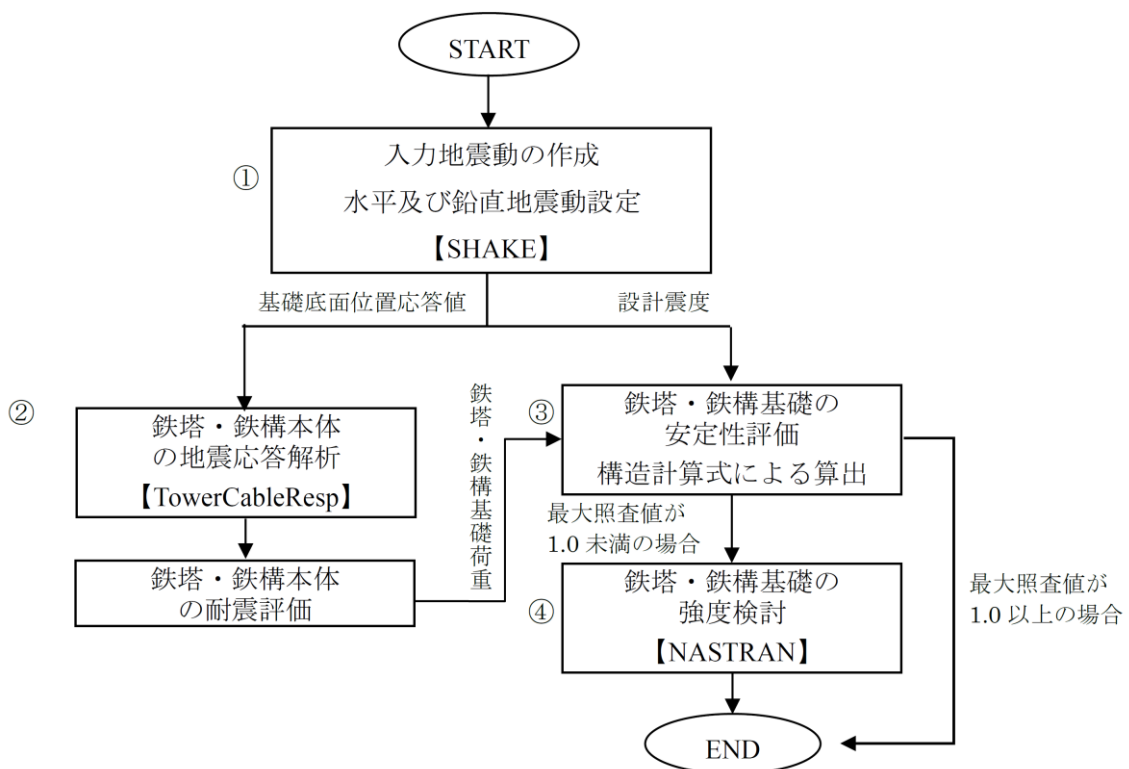
図 1.3.10-2 第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎図

b. 評価方法

評価フローを図 1.3.10-3 に示す。

第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎は次の手順で評価を実施する。

- ①各構造物位置の地層（速度層）構造に対して、1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード：SHAKE）を行い、屋外鉄構本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、屋外鉄構基礎の耐震評価に用いる入力地震動を作成する。
- ②屋外鉄構本体を梁要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード：TowerCableResp）により、屋外鉄構本体の発生断面力を算定し、屋外鉄構本体の耐震評価を行う。
- ③屋外鉄構基礎に作用する荷重（屋外鉄構本体からの基礎反力、変電設備からの基礎反力、基礎体慣性力及び地震時土圧）を考慮した屋外鉄構基礎の地震時の安定性評価を行う。（構造計算式による算出）
- ④屋外鉄構基礎を3次元シェル要素でモデル化した解析モデルに対して3次元静的FEM非線形解析（解析コード：NASTRAN）により、屋外鉄構基礎の地震時の強度検討を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.3.10-3 評価フロー

(a) 地震応答解析

① 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び屋外鉄構本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

② 入力地震動の作成

基礎の耐震評価に用いる入力地震動は、SHAKEを用いて解放基盤面で定義された基準地震動を、解放基盤モデルの逆応答解析により T.P. -215m まで引き戻した後、この引き戻し波を用いて屋外鉄構位置の基礎地盤モデルの順応答解析により算定した基礎スラブ底面での応答波 ($2E_2=E_2+F_2$) とする。入力地震動の作成は、水平成分と鉛直成分を個別に行う。

入力地震動作成の概念図（検討概念図）を図 1.3.10-4 に示す。

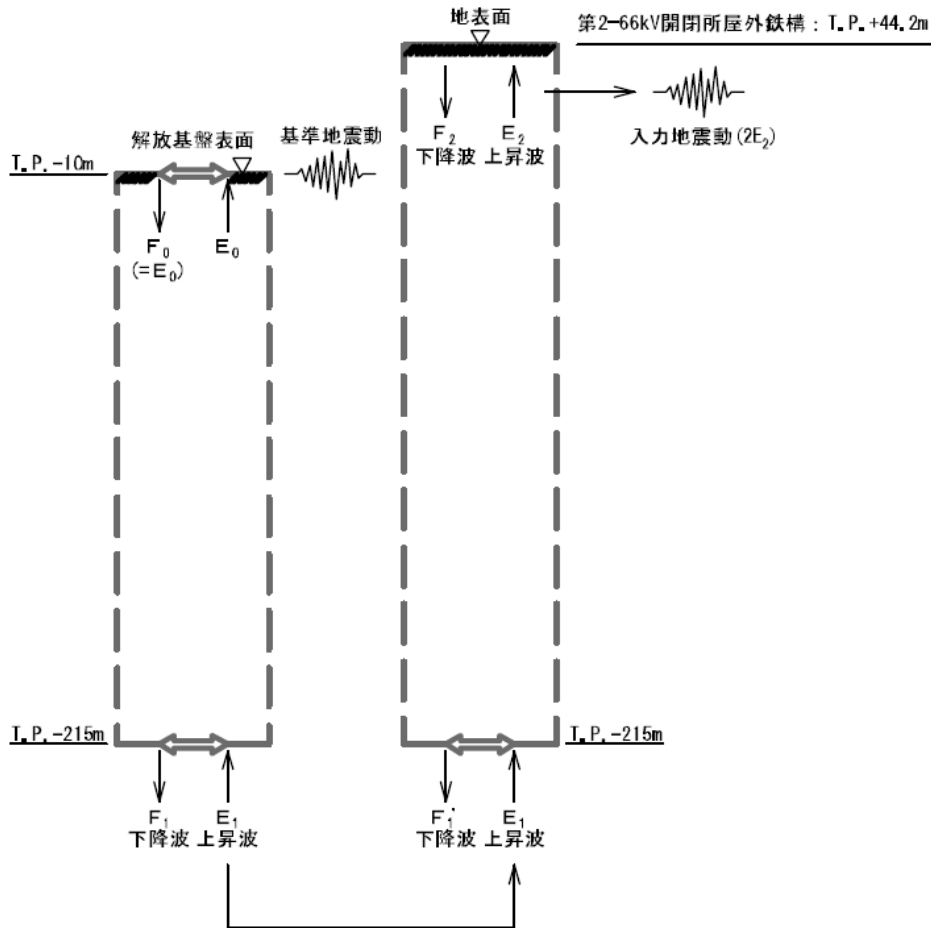


図 1.3.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 解析条件

解析領域における地表面標高は、第2-66kV開閉所屋外鉄構：T.P. 44.2mとする。

深さ方向については、T.P. -215mまでとする。解析領域の底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。地盤モデルの層分割は、地盤の速度層区分に基づきモデル化する。

地盤の地震応答解析モデルを図 1.3.10-5 に、地盤の地震応答解析モデル断面位置図を図 1.3.10-6 に示す。

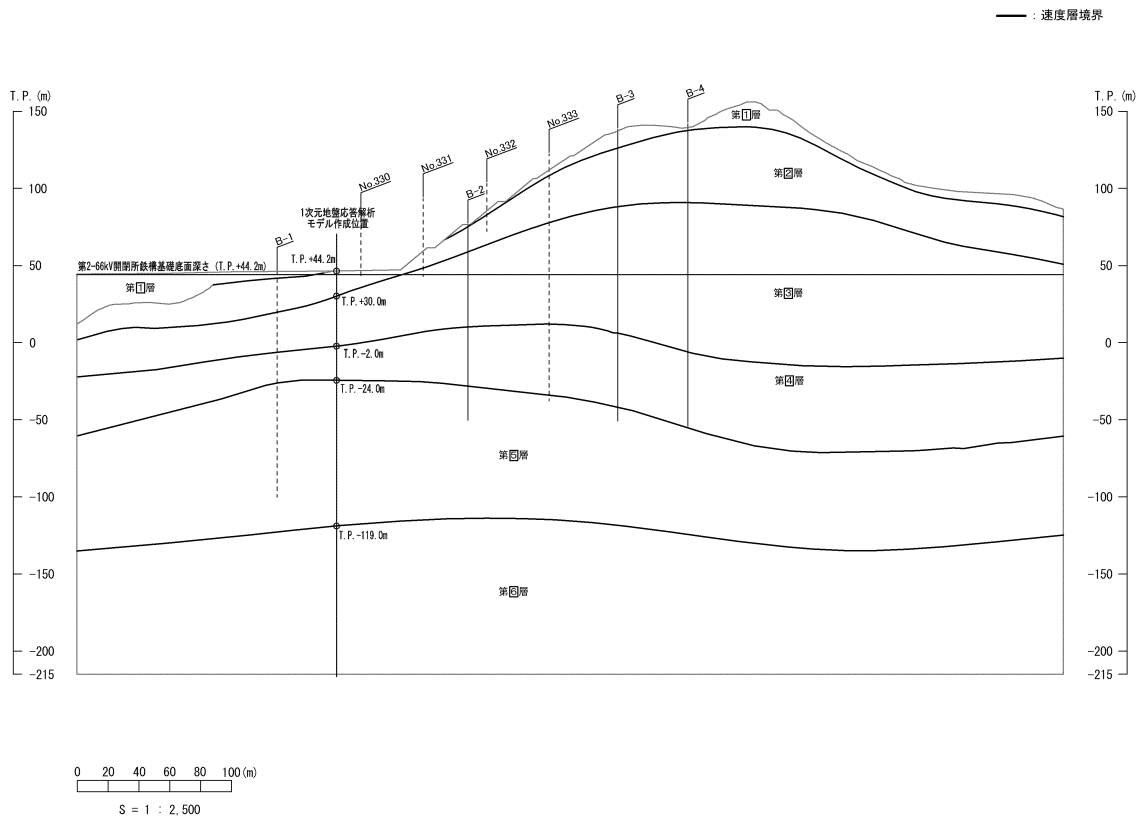


図 1.3.10-5 地盤の地震応答解析モデル

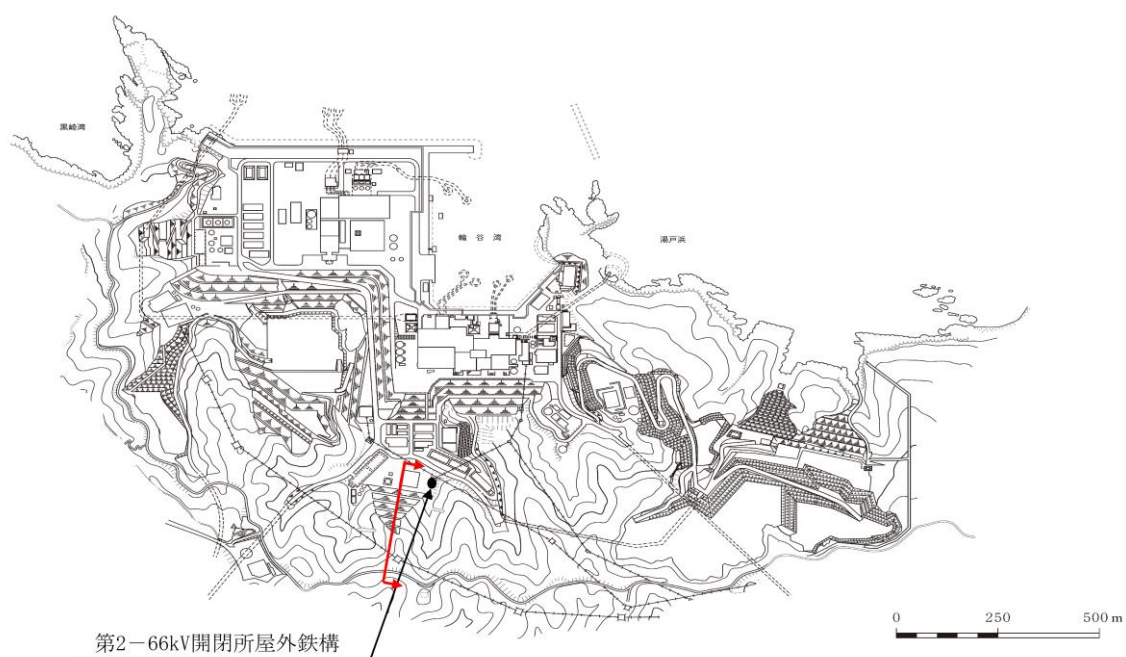


図 1.3.10-6 地盤の地震応答解析モデル断面位置図

(c) 地盤の解析用物性値

地震応答解析に使用する地盤の物性値及び弾性波速度を表 1.3.10-1 に示す。

表 1.3.10-1 解析に用いる地盤物性値

土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	P波速度 V_p (m/s)	S波速度 V_s (m/s)	動せん断 弾性係数 G_0 【 $G/G_0 \sim \gamma$ 】	動 ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
第②速度層	23.0	2100	900	—	0.388	0.03
第③速度層	24.5	3600	1600	—	0.377	0.03
第④速度層	24.5	4000	1950	—	0.344	0.03
第⑤速度層	26.0	4050	2000	—	0.339	0.03
第⑥速度層	27.9	4950	2350	—	0.355	0.03

c. 基礎の耐震評価

(a) 概要

第2-66kV開閉所屋外鉄構基礎の耐震評価のうち安定性評価は、震度法により行う。

また、構造検討は、基礎床版を3次元シェルモデルによりモデル化した震度法による3次元FEM解析により行う。

(b) 解析条件

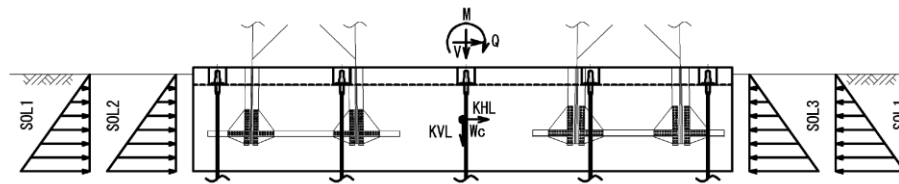
①安定性評価

1) 構造物のモデル化

基礎構造物は、基礎床版を剛体とみなして検討する。荷重は、構造物の自重を考慮し、入力地震動による慣性力（全時刻最大値）を考慮する。また、屋外鉄構からの基礎荷重を別途考慮する。

2) 地盤のモデル化

基礎床版周辺の地盤による荷重を考慮する。荷重は、入力地震動による地震時土圧（水平・鉛直とも：全時刻最大値）を考慮する。



(記号の説明)

V : 鉄構からの鉛直荷重 (kN)	KHL : 水平地震時慣性力 (kN)
M : 鉄構からの転倒モーメント (kN・m)	SOL1 : 鉛直震度による静止土圧増分 (kN/m)
Q : 鉄構からの水平荷重 (kN)	SOL2 : 地震時主働土圧 (kN/m)
Wc : 基礎部自重 (kN)	SOL3 : 地震時水平抵抗反力 (kN/m)
KVL : 鉛直地震時慣性力 (kN)	

図 1.3.10-7 荷重モデル図 (安定性評価)

②構造検討

1) 構造物のモデル化

- ①基礎床版は、線形シェル要素とする。
- ②基礎スラブ構成節点には水平2成分及び鉛直の計3成分の地盤ばねを設定する。地盤ばねは、振動アドミタンス理論で算定したばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。
- ③水位地盤ばねは、振動アドミタンス理論により算定した水平ばね値を基礎の面積で割ることで求める。
- ④鉛直地盤ばねは、一般的には、地震応答解析における鉛直ばねを基礎の面積で割ることで求めるが、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷

重が卓越している本検討では、地震応答解析における回転ばねを断面2次モーメントで割ることにより求める。また、鉛直地盤ばねは No-tension ばねとし、地震力作用時に浮き上がる箇所について引張力が作用しないようにする。

2) 地盤のモデル化

地盤ばねは、近似法を用いて算定する。

地盤ばねの算定には、各基礎底面以深の地盤を水平成層と仮定し、田治見の成層補正により等価な半無限地盤に置換した地盤定数を用いる。

地盤ばねの剛性 (K) は、3次元波動論に基づく動的複素剛性 (円振動数 ω に依存した複素数の動的抵抗係数: $K=K_R+i \cdot K_I$) により、円振動数 $\omega = 0$ の値、すなわち静的理論解とする。したがって、地盤ばねの剛性は円振動数 ω に依存せず一定値となる。

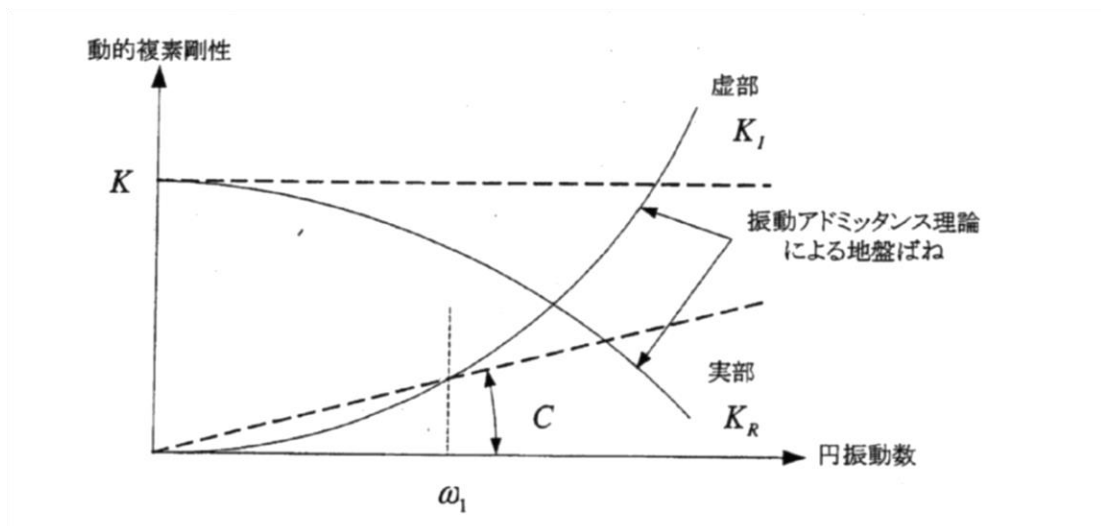
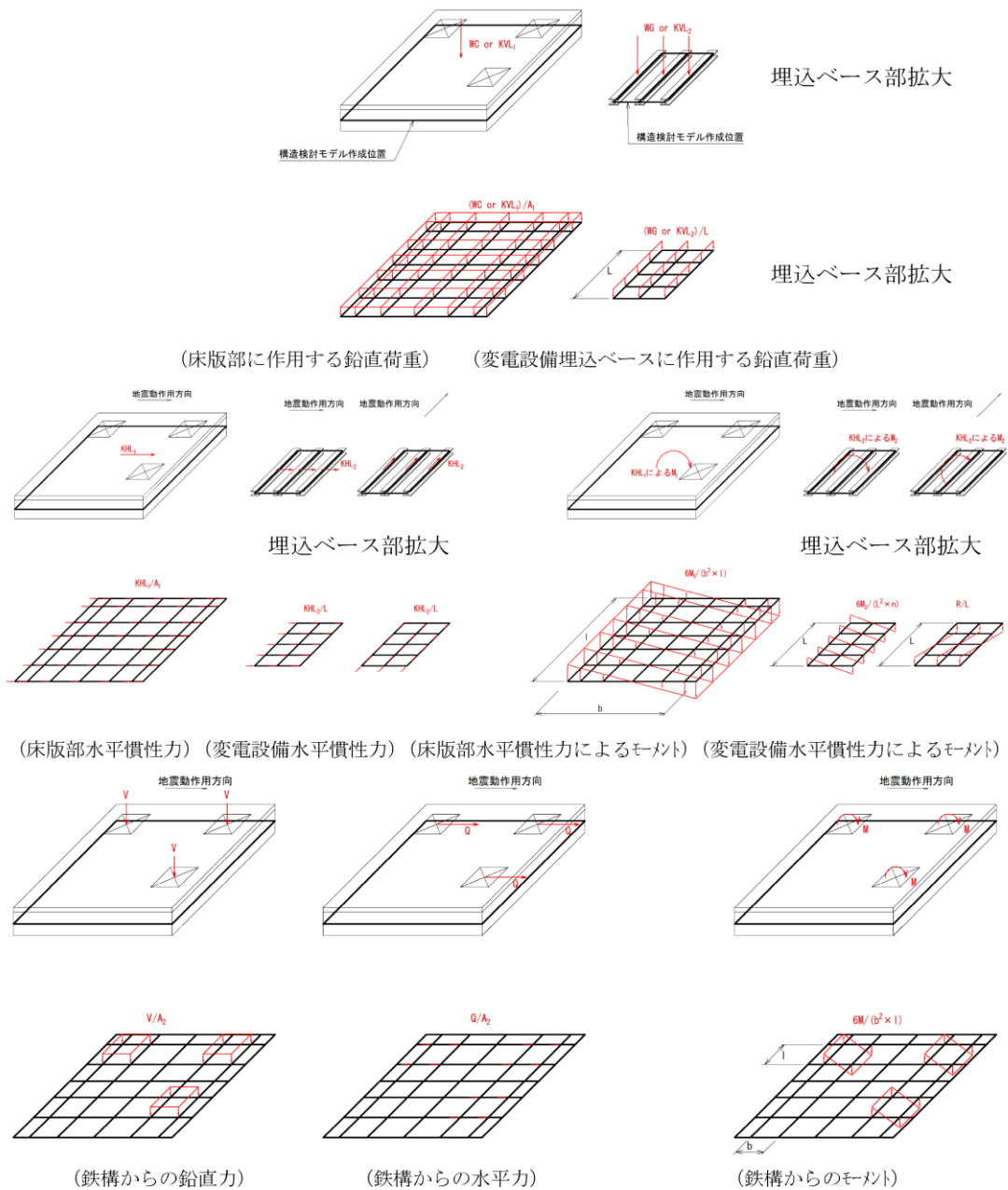


図 1.3.10-8 振動アドミタンス理論による地盤ばね



【記号の説明】 WC : 床版部自重, WG : 変電設備自重, KVL_1 : WC による鉛直慣性力,
 KVL_2 : WG による鉛直慣性力, A_1 : 床版部面積, L : 埋込ベース長さ,
 KHL_1 : WC による水平慣性力, KHL_2 : WG による水平慣性力,
 M_1 : KHL_1 により構造検討モデル軸線に作用するモーメント
 M_2 : KHL_2 により構造検討モデル軸線に作用するモーメント, n : 埋込ベース本数
R : つり合いの関係式より算出した単位 M_2 あたりの反力
V : 鉄構からの鉛直力, Q : 鉄構からの水平力, M : 鉄構からのモーメント

図 1.3.10-9 荷重モデル図 (構造検討)

(c) 荷重条件

基礎の耐震評価は、風荷重時及び地震時の屋外鉄構基礎部並びに変電設備埋込ベースにおける反力を用いて実施する。

- ・風荷重：30 m/s
- ・地震動：Ss-D, Ss-N1

(d) 評価項目

部材照査項目は、表 1.3.10-2 のとおりとし、短期許容値にて評価する。

表 1.3.10-2 照査項目

構造物	項目	備考
鉄筋コンクリート	地盤支持力，転倒，滑動，曲げ，せん断	短期許容値

(e) 使用材料及び材料定数

第 2-66kV 開閉所鉄構基礎の耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 1.3.10-3 に、材料物性値を表 1.3.10-4 に示す。

表 1.3.10-3 構造物の使用材料

材 料	諸 元
基礎体（基礎床版）	コンクリート 設計基準強度 24N/mm ²

表 1.3.10-4 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10 ⁴

(f) 作用荷重

表 1.3.10-5 に考慮する荷重を示す。荷重は、常時荷重，風荷重及び基準地震動 Ss による地震時荷重とする。地震時荷重については、鉄構本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮する。

また、鉄構基礎耐震評価に用いる基礎反力を表 1.3.10-6 に、基礎床版天端における変電設備荷重を表 1.3.10-7 に示す。

表 1.3.10-5 考慮する荷重

種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄構自重* ・変電設備 (GIS, 変圧器) 自重 ・基礎部自重 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・風荷重* 	・風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・鉄構本体からの作用荷重 (圧縮力, 引揚力, 水平力) ・地盤からの作用荷重 (地震時土圧) ・変電設備 (GIS, 変圧器) 慣性力 ・鉄構基礎本体の慣性力 	—

注記* : 鉄構本体から作用する荷重 (鉄塔基礎応力) に含む。

① 常時荷重

1) 基礎部自重 (W_c)

基礎部自重は, 次式により算定する。

$$W_c = V_c \times \gamma_c \text{ (kN)}$$

ここで, V_c : 基礎体の体積 (m^3)

γ_c : 鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

2) 変電設備自重 (W_G)

変電設備 (GIS, 変圧器) の自重を考慮する。

なお, 変電設備自重は, 安定性評価においては各重心位置に作用させ, 構造検討においては, 各埋込ベースに作用させる。

② 地震時荷重

1) 鉛直地震時慣性力 (KVL)

鉛直地震時慣性力は, 次式により算定する。

$$KVL_c = k_v \times W_c$$

$$KVL_G = k_v \times W_G$$

ここで, KVL_c : 基礎部自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

KVL_G : 変電設備自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

k_v : 設計鉛直震度

なお, 変電設備の鉛直地震時慣性力は, 安定性評価においては各重心位置に作用させ, 構造検討においては, 各埋込ベースに作用させる。

2) 水平地震時慣性力 (KHL)

水平地震時慣性力は、次式により算定する。

$$KHL_c = k_H \times W_c$$

$$KHL_G = k_H \times W_G$$

ここで、 KHL_c : 基礎部自重による水平地震時慣性力 (kN)

KHL_G : 変電設備自重による水平地震時慣性力 (kN)

k_v : 設計水平震度

また、水平地震時慣性力による転倒モーメントを、次式により算定する。

$$M_{KHLc} = KHL_c \times h_i$$

$$M_{KHLG} = KHL_G \times h_i$$

ここで、 h_i : 水平地震時慣性力の作用点から転倒モーメント算出位置までの高さ (m)

なお、変電設備の水平地震時慣性力は、安定性評価においては各重心位置に作用させ、構造検討においては、各埋込ベースに作用させる。また、変電設備 (GIS) 重量が全体重量に対して非常に軽い (1%程度) ことから共振による設計水平震度の増幅は考慮しない。変電設備 (変圧器) は、固有周期が 0.05 秒以下の剛構造であることから設計水平震度の増幅は考慮しない。

3) 鉛直震度による静止土圧増分 (SOL1)

基礎体周辺地盤が埋戻し土で埋め戻されていることから、鉛直震度による静止土圧増分を水平方向の台形分布として、基礎床版側面に作用させる。なお、鉛直震度による静止土圧増分は、安全側に鉛直地震動が下向きのケースのみ考慮する。

$$SOL1 = (q_{h1}' + q_{h2}') \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \text{ (kN)}$$

$$q_{h1}' = k_0 \times k_v \times \gamma \times h_1$$

$$q_{h2}' = k_0 \times k_v \times \gamma \times h_2$$

ここで、

q_{h1}' : 基礎床版上面深度に作用する静止土圧力度の増分 (kN/m²)

q_{h2}' : 基礎床版下面深度に作用する静止土圧力度の増分 (kN/m²)

h_1 : 地表面から基礎床版上面までの深さ (m)

h_2 : 地表面から基礎床版下面までの深さ (m)

k_0 : 静止土圧係数 (=0.5)

L : 土圧作用面の幅 (m)

γ : 基礎床版周辺の土の単位体積重量 (kN/m³)

4) 地震時主働土圧 (SOL2)

修正物部・岡部式に基づく地震時主働土圧で、次式により算定する。

$$SOL2 = (q_{h1} + q_{h2}) \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \quad (\text{kN})$$

$$q_{h1} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_1$$

$$q_{h2} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_2$$

$$k_{EA} = 0.21 + 0.90 \times k_H$$

ここで、

q_{h1} : 基礎床版上面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m^2)

q_{h2} : 基礎床版下面深度に作用する地震時主働土圧力 (kN/m^2)

k_{EA} : 地震時主働土圧係数

5) 地震時水平抵抗反力 (SOL3)

基礎体に作用する水平方向の慣性力及び地震時主働土圧に対し、受働土圧に至るまでの水平抵抗反力で、次式により算定する。

$$SOL3 = (q_{h1}'' + q_{h2}'') \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \quad (\text{kN})$$

$$q_{h1}'' = 2 \times \Sigma Q / L / (1 + h_2 / h_1) / (h_2 - h_1)$$

$$q_{h2}'' = q_{h1}'' \times (h_2 / h_1)$$

ここで、

q_{h1}'' : 基礎床版上面深度に作用する地震時水平抵抗反力度
(kN/m^2)

q_{h2}'' : 基礎床版下面深度に作用する地震時水平抵抗反力度
(kN/m^2)

ΣQ : 基礎体に作用する全水平力 (kN)

③ 鉄構からの基礎荷重

第2-66kV開閉所鉄構基礎については、各脚が基礎床版により一体化された構造であることから、基礎床版に対しては、鉛直力、水平力及び転倒モーメントが作用する。

鉄構基礎の安定性評価項目のうち、転倒に対しては、鉄構基礎床版の面方向に作用する転倒モーメントによる影響が大きく、地盤支持力に対しては、鉄構基礎床版の各面方向に作用する転倒モーメントの合計値(代数和)による影響が大きい。

このことを踏まえ、鉄構荷重については、 45° 刻みで計8方向から作用させた結果のうち、面方向に作用する転倒モーメントが最大となるケースと、各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケースを考慮する。この時、鉄構の架線状態から、水平力の作用方向は、X軸方向又はY軸方向の最大値が正の方向となることを考慮する。

鉛直荷重作用方向の抽出における鉄塔基礎に作用する鉛直力，水平力，転倒モーメントの算出方法は下記のとおりである。

- ・鉛直力： $V=C_i+C_j+T_k+T_l$
- ・水平力： $Q=Q_i+Q_j+Q_k+Q_l$
- ・転倒モーメント： $M=(C_i+C_j+T_k+T_l) \times L/2$

ここで，

- C_i ：鉄構脚 1 脚目に作用する圧縮力 (kN)
- C_j ：鉄構脚 2 脚目に作用する圧縮力 (kN)
- T_k ：鉄構脚 3 脚目に作用する引揚力 (kN)
- T_l ：鉄構脚 4 脚目に作用する引揚力 (kN)
- Q_i ：鉄構脚 1 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_j ：鉄構脚 2 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_k ：鉄構脚 3 脚目に作用する全水平力 (kN)
- Q_l ：鉄構脚 4 脚目に作用する全水平力 (kN)
- L ：鉄構根開き ($L=3\text{m}$)

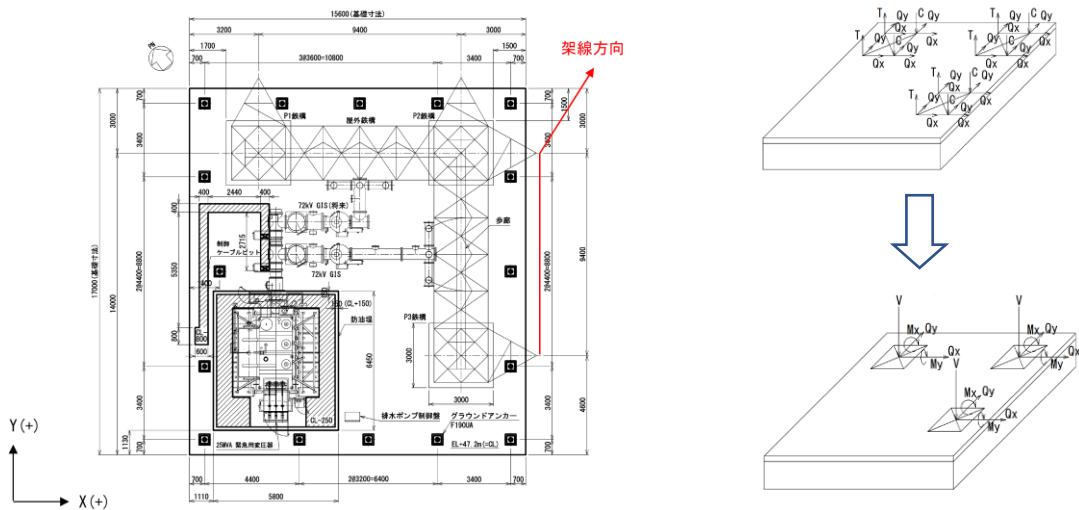


図 1.3.10-10 鉄構からの基礎荷重図

表 1.3.10-6 鉄構基礎反力

荷重名称				鉛直力	水平力		転倒モーメント	
				V (kN)	Qx (kN)	Qy (kN)	Mx (kN・m)	My (kN・m)
安定計算	Ss-D	Case1*1	P1	-158.2	256.7	-261.5	3720.6	-2171.7
			P2	-734.7	392.3	419.7	5474.3	3562.7
			P3	-165.3	-257.5	272.0	-2154.2	4089.8
		Case2*2	P1	119.3	342.5	-117.4	4102.7	-473.6
			P2	-770.2	489.8	214.6	6277.5	480.0
			P3	-236.4	323.1	141.0	4767.6	352.5
		Case3*3	P1	-229.8	124.6	311.2	334.8	4389.9
			P2	-780.5	188.1	513.1	469.4	6289.1
			P3	111.1	-112.5	357.3	-482.9	4440.2
	Ss-N1	Case1*1	P1	-161.0	266.7	-258.0	3570.9	-2431.8
			P2	-768.1	416.5	443.3	3699.8	5593.1
			P3	-168.9	-254.3	282.6	-2431.4	3928.1
		Case2*2	P1	133.0	365.6	-108.5	4239.0	-429.9
			P2	-805.6	524.7	202.2	6564.0	357.3
			P3	-225.7	330.4	130.6	4696.7	214.1
		Case3*3	P1	-218.5	115.0	319.3	205.7	4329.5
			P2	-805.8	177.6	551.7	345.3	6593.1
			P3	126.3	-104.5	382.2	-411.5	4609.4

注記*1: Case1は各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケース

*2: Case2はx方向に作用する転倒モーメントが最大となるケース

*3: Case3はy方向に作用する転倒モーメントが最大となるケース

表 1.3.10-7(1) 変電設備 (GIS) 荷重

ベース ブロック	質量	重量	重心位置*
	m(ton)	W_G (kN)	h(m)
I	3.0	29.4	1.83
II	1.0	9.8	1.83
III	20.2	198.1	1.22
IV	1.1	10.8	1.25

注記* : 重心位置は、基礎床版天端における値

表 1.3.10-7(2) 変電設備 (変圧器) 荷重

項目	質量	重量	重心位置*
	m(kg)	W_{tr} (kN)	h(m)
変圧器	51000	500	1.6

注記* : 重心位置は、基礎床版天端における値

(g) 許容限界

基礎床版に対する許容限界は、短期許容応力度とし表 1.3.10-8 のとおりとする。また、基礎床版の地盤支持力、滑動及び転倒に対する許容限界は短期許容値とし次式により算出する。

①地盤支持力

$$q \geq Q_{max}$$

ここで、 q : 基礎底面地盤の短期許容支持力度 (kN/m²)

Q_{max} : 床版底面に働く最大接地圧 (kN/m²)

$$Q_{max} = \mu \times P/A_e$$

μ : 転倒モーメントによる床版底面接地圧の増加率

$e \leq B/6$ の場合 : $\mu = 1 + 6e/B$

$e > B/6$ の場合 : $\mu = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$

P : 床版底面に作用する全圧縮力 (kN)

A_e : 床版有効面積 (mm²)

②転倒

偏心率 : $e' / B \leq 1/3$

ここで、 e' : 偏心距離

$$e' = M/P$$

M : 床版底面に作用する全転倒モーメント (kN・m)

P : 床版底面に作用する全圧縮力 (kN)

B : 床版幅 (m)

③滑動

$$H_u \geq Q$$

ここで、 H_u ：基礎床版底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）

$$H_u = (c_B \times A_e + P \times \tan \Phi_B) / 1.5$$

c_B ：基礎床版底面と地盤との間に働く付着力（kN/m²）

A_e ：有効載荷面積（mm²）

P ：床版底面に作用する全圧縮力（kN）

$\tan \Phi_B$ ：基礎床版底面と地盤との間に働く摩擦係数

Q ：基礎床版底面に作用する全水平力（kN）

表 1.3.10-8 コンクリート及び鉄筋の許容応力度

項目		許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート*	圧縮	16.0	短期許容応力度
	せん断	1.09	
鉄筋*	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注記*：コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」に準拠する。

(4) 評価結果

安定照査及び部材照査時の判定基準を表 1.3.10-9 に示すとともに、各照査結果を表 1.3.10-10、表 1.3.10-11 に示す。照査結果については、各照査項目の最大照査値を示す。

いずれの照査項目においても、判定基準を満たしていることから、第 2-66kV 開閉所屋外鉄構基礎は基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても鉄構の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.3.10-9 安定照査及び部材照査時の判定基準

構造物	項目	判定基準
第 2-66kV 開閉所 屋外鉄構基礎	地盤支持力	最大接地圧 / 短期許容支持力 ≤ 1.0
	転倒	偏心率 / 短期許容偏心率 ≤ 1.0
	滑動	最大水平力 / 短期許容支持力 ≤ 1.0
	コンクリート圧縮 鉄筋引張 コンクリートせん断	発生応力度 / 短期許容応力度 ≤ 1.0

表 1.3.10-10 基礎体の地盤支持力・転倒・滑動照査結果

照査項目	最大発生軸力／降伏支持力	
	Ss-D	Ss-N1
地盤支持力	0.09	0.08
転倒	0.84	0.48
滑動	0.70	0.33

表 1.3.10-11 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／許容応力度	
		Ss-D	Ss-N1
床版部	コンクリート・鉄筋 曲げと軸力	0.106	0.112
	コンクリート せん断応力度	0.144	0.151

1.4 通信用無線鉄塔の耐震評価

1.4.1 解析手法

現在、通信用無線鉄塔は、電気設備の技術基準及び電力用無線通信アンテナ支持物設計標準(J E C 1 4 4-1980)に基づき、台風や冬期季節風を荷重条件として設計されている。これは鉄塔が強度に比べて軽量であるため慣性力による地震荷重よりも風荷重の方が支配的と考えられているためである。

地震荷重の評価手法については建築分野等で用いられる層せん断力係数法などがあるが、塔体全体の地震応答を考慮したものであり、通信用無線鉄塔のアンテナが設置されるリング材の動的応答まで考慮するため、時刻歴応答解析を行った。

1.4.2 鉄塔の解析手順

通信用無線鉄塔の耐震性能を確認するために、基準地震動 Ss5 波 (Ss-D, Ss-N1, Ss-N2, Ss-F1 及び Ss-F2) のうち入力地震波は鉄塔の水平方向一次固有周期で卓越しており評価において支配的なものを選定する。

通信用無線鉄塔は、基準地震動 Ss-D による鉄塔基礎部の応答波形 (別紙-1 参照) を設計用地震動として用い、鉄塔の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した。

得られた時刻歴応答結果から部材発生応力の最大値を抽出し、部材・ボルト強度に対する安全率にて耐震評価を実施した。(強度, 安全率の計算は従来の風荷重設計と同じ方法。)

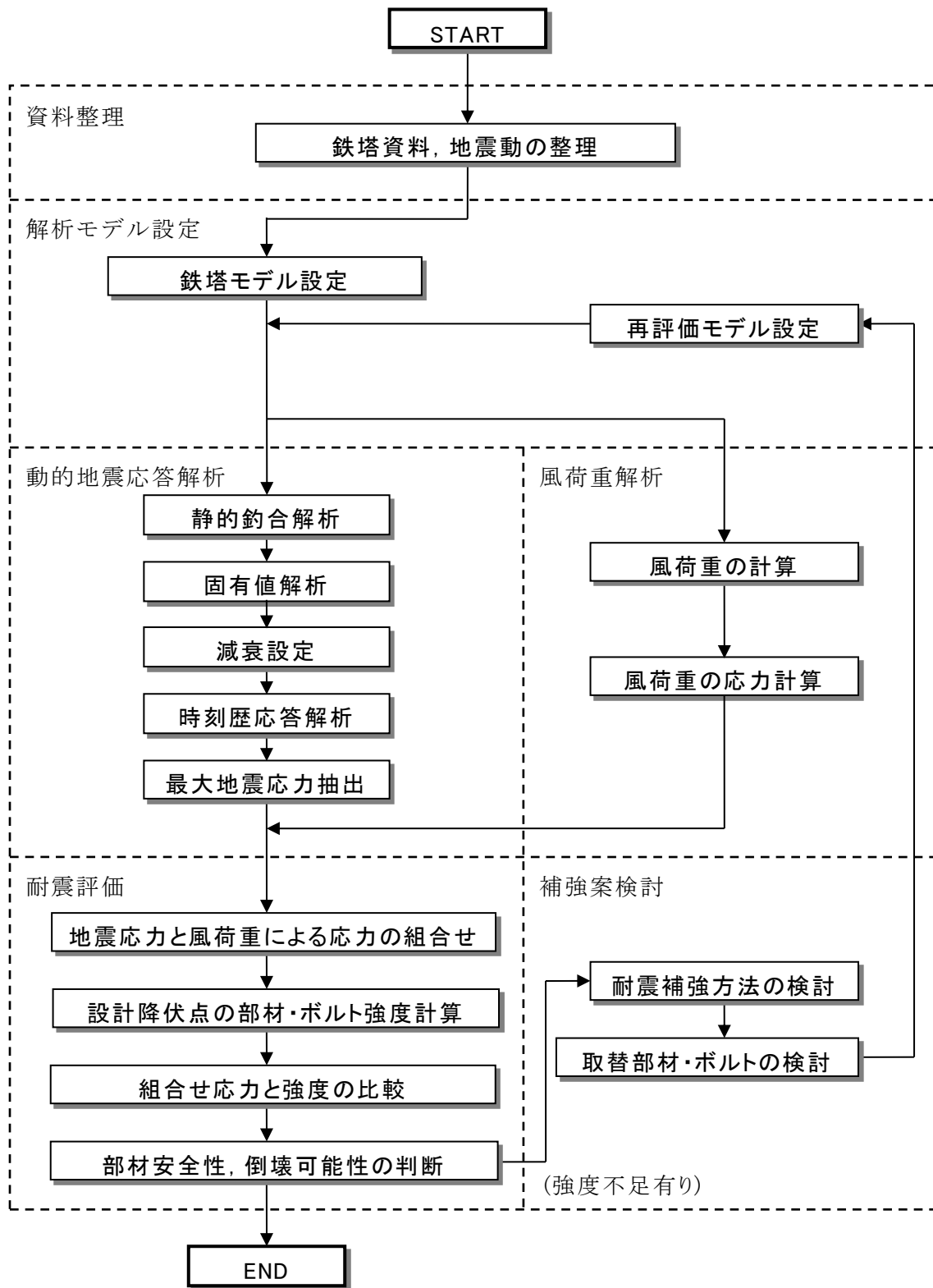


図 1.4.2-1 耐震評価解析フロー図

1.4.3 解析コード

解析には、日本鉄塔工業株式会社が所有するコード「Tower Cable Resp」を用いた。

本コードの特徴を表 1.4.3-1 に示す。

また、評価に用いる解析コード「TowerCableResp」の検証及び妥当性確認等については、「VI-5-3 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

表 1.4.3-1 計算機プログラム(解析コード)の特徴

コード (プログラム)	T o w e r C a b l e R e s p
開発機関	日本鉄塔工業株式会社
解析コードの 概要	鉄塔構造の様々な形式のモデルファイルを読み込み、また架渉線入力情報から、自動的に鉄塔・鉄構一架渉線連成系をモデル化する。 解析機能として、静的釣合解析、固有値解析、周波数応答関数計算、周波数応答解析、時刻歴応答解析が可能。 鉄塔構造のモデルファイルは棒要素、梁要素に対応し、架渉線部は大変形解析が可能。
検証方法	単純トラスモデルによる固有値解析、時刻歴応答解析結果と理論値との比較。 また、架渉線単純モデルによる固有値解析と理論値との比較。 鉄塔架渉線連成系モデルの時刻歴応答解析について、本プログラムとRESP-T（株式会社構造計画研究所）とを比較。

1.4.4 解析モデルの設定

(1) 鉄塔モデル

- ・対象鉄塔は、梁要素（ビーム要素）で全部材をモデル化する。
- ・主要な部材は構造用炭素鋼管（STK400，STK540）及び熱間圧延形鋼の等辺山形鋼（SS400）と溝型鋼（SS400）であるため、日本建築学会の「鋼構造設計規準」の構造材料の定数を用いて線形材料モデルとする。
- ・梁要素の断面特性は、電気設備技術基準及びJ E C 1 2 7 に準拠した日本鉄塔協会の「中空鋼管許容応力表」及び「等辺山形鋼許容応力表」から断面積、断面二次モーメントを設定する。
- ・支柱材の基礎部は変位と回転を拘束する。
- ・アンテナは架台を含む質量を設置位置に付加する。

通信用無線鉄塔モデルを図 1.4.4-1 に示す。

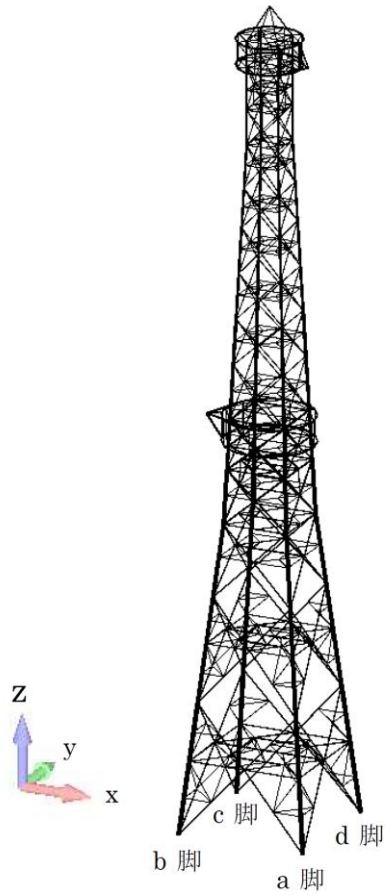


図 1.4.4-1 通信用無線鉄塔モデル

通信用無線鉄塔の構造材料の各定数については，表 1.4.4-1 を用いる。

表 1.4.4-1 構造材料の定数*

材料	ヤング係数 (N/mm^2)	せん断弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン比
鋼	205000	79000	0.3

注記*：鋼構造設計規準（日本建築学会）

1.4.5 固有値解析結果

鉄塔モデルに対して固有値解析を行い，鉄塔の固有周期及び固有振動モードを求めた。アンテナ設置方向の影響で y 方向と x 方向とで固有周期が異なるがその差は小さく，両方向ともほぼ同じ振動特性と言える。

表 1.4.5-1 に通信用無線鉄塔の固有周期を，図 1.4.5-1 に通信用無線鉄塔の固有モード図を示す。

表 1.4.5-1 通信用無線鉄塔の固有周期

機器名	通信用無線鉄塔
固有モード	固有周期 (s)
x 方向 1 次モード	0.837
y 方向 1 次モード	0.837
x 方向 2 次モード	0.250
y 方向 2 次モード	0.255

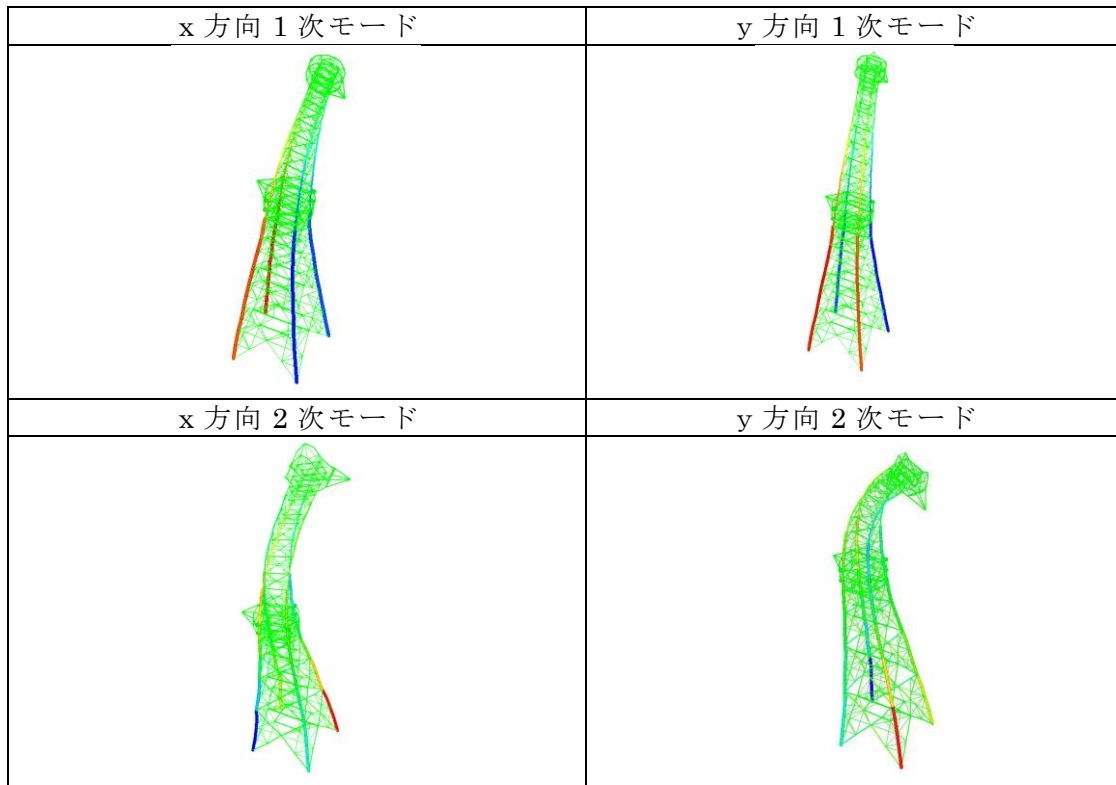


図 1.4.5-1 通信用無線鉄塔の固有モード図

1.4.6 解析用入力地震波

(1) 解析用入力地震波の作成

通信用無線鉄塔の地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤面 (T.P. -10m) で定義される基準地震動 S_s を、1次元波動論モデルにて、解析モデル底面 (T.P. -215m) まで引戻し、鉄塔位置の地盤モデルにて、同じく1次元波動論により鉄塔位置での地震応答解析モデルの入力位置で評価したものをを用いる。

なお、入力地震波は水平及び鉛直方向についてそれぞれ設定する。

入力地震動作成の概念を図 1.4.6-1 に、解析用入力地震波を図 1.4.6-2 及び図 1.4.6-3 に示す。

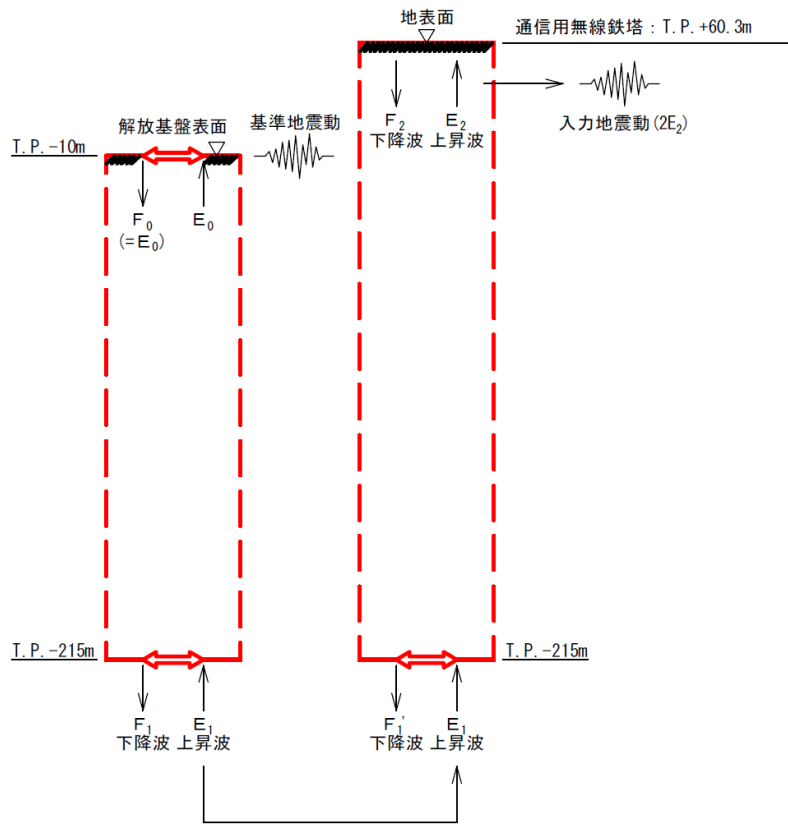
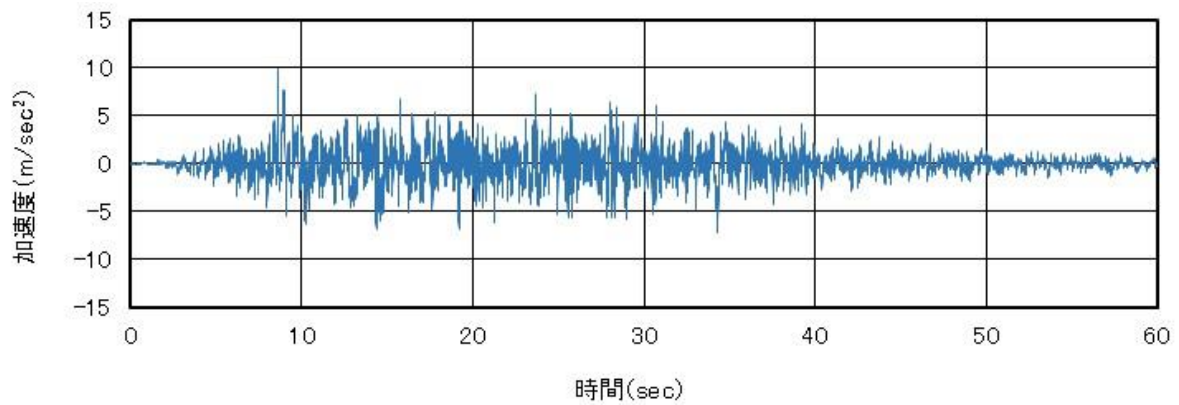
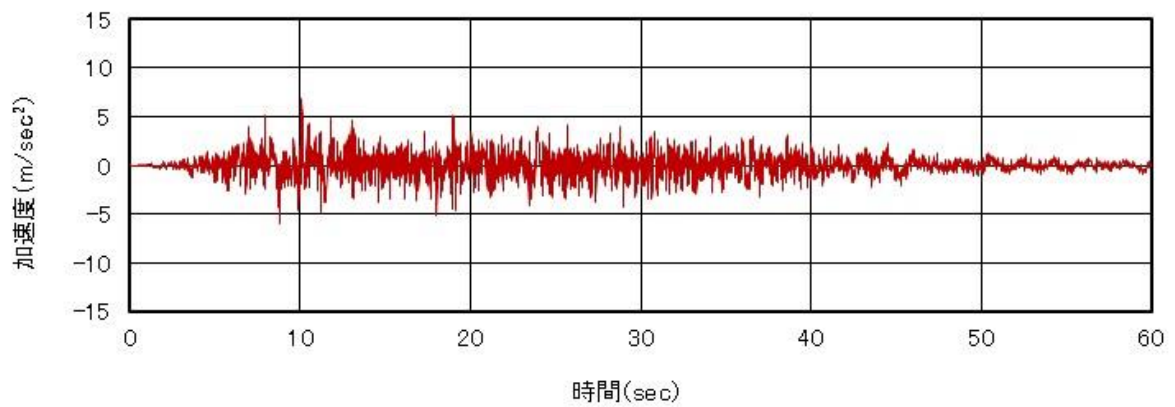


図 1.4.6-1 入力地震動作成の概念図

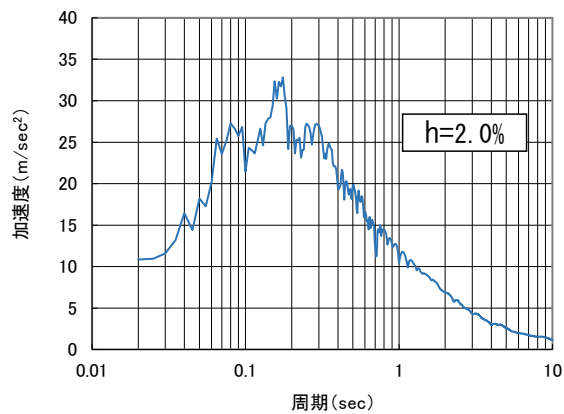
(2) 解析用入力地震波（基準地震動 S_s-D ）



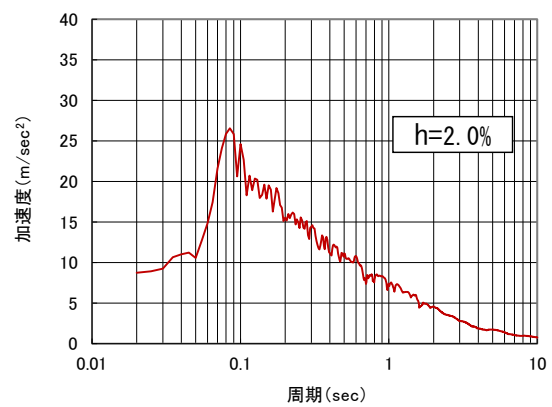
水平成分の入力加速度波形



上下成分の入力加速度波形



水平成分の加速度応答スペクトル



上下成分の加速度応答スペクトル

図 1.4.6-2 通信用無線鉄塔入力地震波（基準地震動 S_s-D ）

1.4.7 解析条件

解析に大きく影響する定数として、減衰定数及び風荷重の設計風速がある。以下に各定数の設定について説明する。

(1) 解析条件の整理

解析条件として用いた各定数の一覧表を表 1.4.7-1 に示す。

表 1.4.7-1 解析条件として用いた各定数

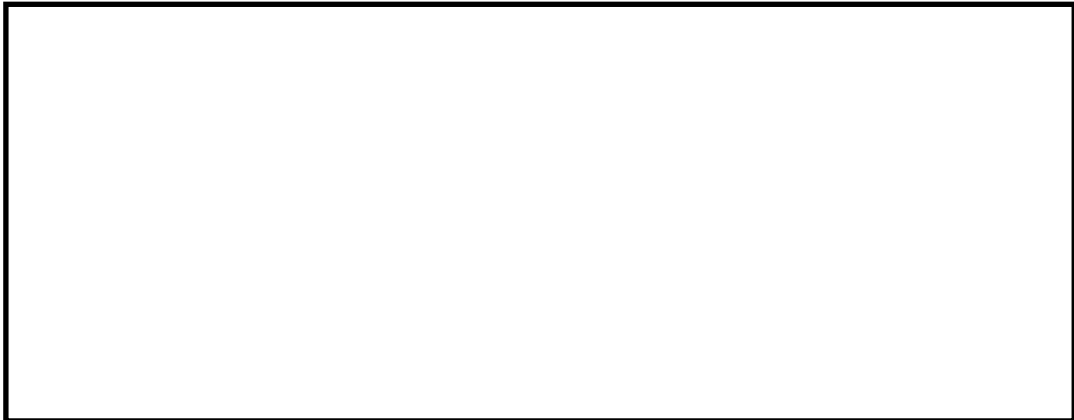
解析定数		定数設定値	条件設定の考え方
減衰定数	鋼管鉄塔	2%	「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」による設定値を使用。 なお、電気協同研究（第62巻第3号平成18年11月）では、小振幅で加振した場合の山形鋼鉄塔と鋼管鉄塔の減衰定数の関係に関する研究があり、鋼管鉄塔の減衰定数は山形鋼鉄塔の約1/2であることから、山形鋼鉄塔の減衰定数を5%とした場合、解析に鋼管鉄塔の減衰定数を2%と設定したのは保守的である。
風の影響		風速 30m/s	建築基準法を適用して、平成12年5月31日建設省告示第1454号の風速を保守的に用いることとする。ただし乱れはないものとしガスト影響係数は1とする。

(2) 減衰定数の設定

通信用無線鉄塔は普通ボルトにて、支柱材がフランジ接合、腹材がせん断ボルト接合されており、その構造は送電用鋼管鉄塔と同様であるため、送電用鋼管鉄塔と同じ減衰定数を用いる。以下に鋼管鉄塔における減衰定数の設定について説明する。

a. 鋼管・山形鋼鉄塔の減衰定数の設定について(大振幅の場合)

電力中央研究所が平成8年3月に報告した論文「平成7年兵庫県南部地震を踏まえた送配電設備の耐震性評価」において等価減衰定数に関して以下のとおり記載されている。



上記より，鋼管鉄塔の減衰定数を2%と設定するのは保守的である。

なお，この成果は，「電気設備防災対策検討会議報告」（資源エネルギー庁）にも報告され，また平成13年に日本電気協会の架空送電規定（J E A C 6 0 0 1 -2000）へ反映されている。

(3) 風の影響

地震発生時に作用する風速として建築基準法を適用し，平成12年5月31日建設省告示第1454号に定められた島根県松江市に該当する基準風速30m/sを考慮する。ただしガスト影響係数は1とする。

1.4.8 部材強度（通信用無線鉄塔の支柱材及び腹材の部材圧縮強度並びに圧縮と曲げの組合せ応力）

強度計算は，「中空鋼管許容応力表」，「等辺山形鋼許容応力表」，「鋼構造設計規準」，「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度」及び「発電用原子炉設備規格 設計・建設規格

（2005年版（2007年追補版含む）＜第I編 軽水炉規格＞ J S M E S N C 1 - 2005/2007）（日本機械学会）」等の法令や各基準にて行う。これらの規格で定める基準強度は最低限のものであり，実強度を考慮すると，解析結果は保守的なものとなる。

支柱材での計算例を以下に示す。

(1) 部材の許容応力度

a. 鉄塔設計での許容応力度

(a) 許容圧縮応力度

鉄塔設計での許容圧縮応力度は降伏点に対応する応力度を1.5で除した応力度である。耐震用評価には降伏点对応応力度を用いる。

「中空鋼管許容応力表」のSTK400の許容座屈応力度の計算式にて、

有効細長比

$$\lambda_k = L_k/r = 135 / 5.68 = 24 < 100 \text{ より,}$$

許容座屈応力度

$$\begin{aligned}\sigma_{ka} &= 156 - 63 \times (\lambda_k/100)^2 \\ &= 156 - 63 \times (24/100)^2 \\ &= 152.3 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

σ_{ka} : 許容応力度 (N/mm²)

λ_k : 有効細長比 (L_k/r)

L_k : 有効座屈長 (cm)

r : 部材断面の回転半径 (cm)

(b) 許容曲げ応力度

鉄塔設計での許容曲げ応力度は降伏点に対応する応力度を1.5で除した応力度である。耐震評価用には降伏点对応応力度を用いる。「中空鋼管許容応力表」よりSTK400の許容曲げ応力度 σ_b は156N/mm²である。

b. J S M E の供用状態 D を反映した降伏点对応応力度

建築基準法施行令に基づく『鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度』にて材料の最低降伏点を表す基準強度が定められている。

J S M E の SSB-3121.3 「供用状態Dでの許容応力」では、「供用状態Dにおいては、SSB-3121.1(1)から(6)に定めるそれぞれの許容応力の1.5倍の値を用いるものとする。この場合において、SSB-3121(1)a.本文中 S_y 及び $S_y(RT)$ は $1.2S_y$ 及び $1.2S_y(RT)$ と読み替えるものとする」と定められており、今回はJ S M E の供用状態Dを適用し1.2倍の基準強度を用いて強度評価する。

(a) 許容圧縮応力度

基準強度 1.0 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k/\Lambda)^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (24/119.79)^2 \\ &= 1.527\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda &= (\pi^2 E / (0.6F))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 235))^{1/2} \\ &= 119.79\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.0} &= (1 - 0.4 \times (\Lambda / \lambda_k)^2) \times F / v \\ &= \{1 - 0.4(24/119.79)^2\} \times 235 / 1.527 \\ &= 151 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$f_{1.0}$: 基準強度 F での鋼構造設計規準の許容圧縮応力度

Λ : 限界細長比 $(= (\pi^2 E / 0.6F)^{1/2})$

E : ヤング係数 (N/mm²)

F : 鋼材の基準強度 (N/mm²)

基準強度 1.2 倍による許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}v' &= 1.5 + (2/3) \times (\lambda_k / \Lambda')^2 \\ &= 1.5 + (2/3) \times (24/109.35)^2 \\ &= 1.532\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Lambda' &= (\pi^2 E / (0.6F'))^{1/2} \\ &= (\pi^2 \times 205000 / (0.6 \times 282))^{1/2} \\ &= 109.35\end{aligned}$$

$\lambda_k \leq \Lambda'$ より,

$$\begin{aligned}f_{1.2} &= (1 - 0.4 \times (\Lambda / \lambda_k)^2) \times F / v' \\ &= (1 - 0.4 \times (24/109.35)^2) \times 282 / 1.532 \\ &= 180 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_f &= f_{1.2} / f_{1.0} \\ &= 180 / 151 = 1.192\end{aligned}$$

$f_{1.2}$: 基準強度 F' での許容圧縮応力度

Λ' : 限界細長比

F' : 1.2 倍を適用した基準強度 (N/mm²)

R_f : 圧縮強度比 ($f_{1.2} / f_{1.0}$)

耐震評価用の降伏点对応の許容圧縮応力度

$$\begin{aligned}f_c' &= 1.5 \times R_f \times \sigma_{ka} \\ &= 1.5 \times 1.192 \times 152.3 \\ &= 272 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

f_c' : 耐震評価用の許容圧縮応力度 (N/mm²)

(b) 許容曲げ応力度

鉄塔設計での許容曲げ応力度に降伏点对応のため 1.5 及び基準強度の比 1.2 を乗じ、耐震評価用の許容曲げ応力度 f_b' を求める。

$$\begin{aligned} f_b' &= 1.5 \times 1.2 \times \sigma_b \\ &= 1.5 \times 1.2 \times 156 \\ &= 280 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

f_b' : 耐震評価用の許容曲げ応力度 (N/mm²)

σ_b : 部材の曲げ応力度 (N/mm²)

(c) 組合せ応力

f_c' , f_b' 及び主柱材の圧縮力, 曲げモーメントから以下の式により組合せ応力を計算する。

$$\begin{aligned} \sigma_c / f_c' + \sigma_b / f_b' &= 64.8 / 272 + 11.3 / 280 \\ &= 0.28 \leq 1 \end{aligned}$$

σ_c : 部材の圧縮応力度 (N/mm²)

(2) リブフランジ継手のボルト

a. 鉄塔設計での許容引張応力度

ボルト1本当たりの許容引張応力度を以下の式で求める。

$$\begin{aligned} B_{t1} &= \sigma_t \times A_t \times 10^{-3} \\ &= 420 \times 353 \times 10^{-3} = 148.26 \end{aligned}$$

B_{t1} : ボルト1本当たりの許容引張強度 (kN/本)

σ_t : ボルトの許容引張応力度 (N/mm²)

A_t : ボルトの引張対象断面積 (mm²)

全ボルト本数を乗じて許容引張応力度を求める。

$$\begin{aligned} B_t &= B_{t1} \times N \\ &= 148.26 \times 6 = 889.5 \end{aligned}$$

B_t : ボルトの許容引張強度 (kN)

N : ボルト本数

b. J S M E の供用状態Dを反映した降伏点对応応力度

建築基準法では J I S 鋼材の基準強度1.1倍を記載した同告示の号にはボルトについての明記がなく、供用状態Dに準じた評価においても安全側にボルトの引張強度 B_t は1.0倍のままとする。

よって鉄塔設計での許容引張応力に降伏点对応のため1.5を乗じ、耐震評価用の許容引張応力 B_t' を求める。

$$\begin{aligned} B_t' &= 1.5 \times B_t \\ &= 1.5 \times 889.5 = 1334.2 \end{aligned}$$

c. ボルトの安全率

部材の圧縮力はボルトでなくフランジ部で伝達され，引張力はボルトで伝達されるため，ボルトの安全率は引張力により求める。

$$\begin{aligned} SF &= B_t' / N_t \\ &= 1334.2 / 112.0 = 11.91 \geq 1 \end{aligned}$$

(3) 強度計算に使用した各定数の整理

強度計算に使用した各定数の一覧表を表 1.4.8-1 に示す。

表 1.4.8-1 強度計算に使用した各定数

記号	名称	単位	評価結果 (安全率) への影響について	使用規格
σ_{ka}	許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
α_i	i 次項係数	—	規格に定める「許容座屈応力度の計算式」を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	A
λ_k	有効細長比	—	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
L_k	有効座屈長	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
r	部材断面の回転半径	cm	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
$f_{1.0}$	基準強度 F での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
A	基準強度 F での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する鋼材の基準強度 F が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B
E	ヤング係数	N/mm ²	規格に定めている数値を使用しており、評価結果への裕度には影響しない。	B
F	鋼材の基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。基準強度が規格値のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
$f_{1.2}$	基準強度 F' での許容圧縮応力度	N/mm ²	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
A'	基準強度 F' での限界細長比	—	規格に定めている「許容圧縮応力度」の計算式を使用している。算出過程で使用する 1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C
F'	1.2 倍を適用した基準強度	N/mm ²	規格に定めている数値を使用している。なお JSME の使用状態 D) に基づき JIS に定める構造用鋼材として基準強度を 1.2 倍して適用している。1.2 倍を適用した基準強度 F' のままであれば、評価結果への裕度には影響しない。	B, C, D
R_t	圧縮強度比	—	$f_{1.0}$ と $f_{1.2}$ の比を算出しており、 F' よりも実強度が大きいため、実際の圧縮強度比は増加することから、評価結果は保守的となる。	A, B, C
f'_c	耐震評価用の圧縮応力度	N/mm ²	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の応力度計算であり、算出過程で使用する基準強度 F 及び F' のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	B
σ_b	許容曲げ応力度	N/mm ²	規格に定める計算式に部材固有の値を用いて算出するため、評価結果への裕度には影響しない。	A
f'_b	耐震評価用の曲げ応力度	N/mm ²	鉄塔設計用強度に基準強度倍率を反映した耐震評価用の応力度計算であり、算出過程で使用する基準強度 F 及び F' のままであれば評価結果への裕度には影響しない。	B

使用規格

A : 等辺山形鋼許容応力度表 [電気設備技術基準 (1997) 及び JEC-127 (1979) 準拠]

B : 鋼構造設計規程 [日本建築学会] (2005 年改定)

C : 鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに鋼材等及び溶接部の材料強度の基準強度 [建築基準法施行令 昭和 55 年建設省告示第 1794 号]

D : JSME

1.4.9 解析結果

基準地震動 S_s-D による鉄塔基礎部の応答波形を設計用地震動として用いて、鉄塔の有限要素モデルにて時刻歴応答解析を実施した結果、支柱材は部材の圧縮と曲げの組合せで、腹材はボルトで最小安全率となった。最小安全率となった支柱材の安全率は 1.4.8(1)に示す方法で求め、腹材の安全率は強度を発生応力で除して求めている。最小安全率の一覧を表 1.4.9-1 に示す。

島根原子力発電所の構内にある通信用無線鉄塔は基準地震動 S_s-D に基準風速 30m/s の風を想定した評価であり、支柱材、腹材の安全率は 1 以上であるため、倒壊はしない。

表 1.4.9-1 支柱材と腹材の最小安全率一覧（基準地震動 S_s-D ）

送電鉄塔			基準地震動	最小安全率の支柱材						最小安全率の腹材			
				発生応力度			許容応力度			安全率	発生荷重 [kN]	強度 [kN]	安全率
				圧縮 [N/mm ²]	曲げ [N/mm ²]	圧縮+曲げ 組合せ	圧縮 [N/mm ²]	曲げ [N/mm ²]	圧縮+曲げ 組合せ				
鉄塔構造	減衰定数												
通信用無線鉄塔	鋼管鉄塔	2%	S_s-D	232.4	139.1	0.72	510.0	527.0	1.0	1.38	143.0	177.4	1.24

注：基準風速 30m/s を想定

1.4.10 鉄塔基礎の耐震性確認

(1) 概要

通信用無線鉄塔については、アクセスルートの確保や保管場所の可搬型設備への影響防止の観点から、地震応答解析を実施し基準地震動による耐震性を確認している。

通信用無線鉄塔の基礎は、a, b, c, d 脚を一体化した床板（マット型基礎）で構成されており、基礎底面を岩盤（ C_L 級）に着底させ支持する構造形式である。なお、基礎床板周辺（側面）は、MMR による埋戻しを行っている。

(2) 評価方針

当該鉄塔基礎について、基準地震動 S_s (S_s-D) による耐震安全性評価を実施する。当該鉄塔基礎の耐震安全性評価では、基準地震動 S_s による鉄塔本体の地震応答解析によって得られる荷重を考慮したうえで、基礎に作用する地震時土圧等も考慮した震度法により算出する発生応力が、RC 基礎部の許容限界値を下回ることを確認する。

(3) 評価方法

a. 通信用無線鉄塔基礎の概要

通信用無線鉄塔の位置図を図 1.4.10-1 に示す。

通信用無線鉄塔の基礎は、a, b, c, d 脚を一体化した床板（マット型基礎）で構成されており、基礎底面を岩盤（CL 級）に着底させ支持する構造形式である。基礎図を図 1.4.10-2 に示す。

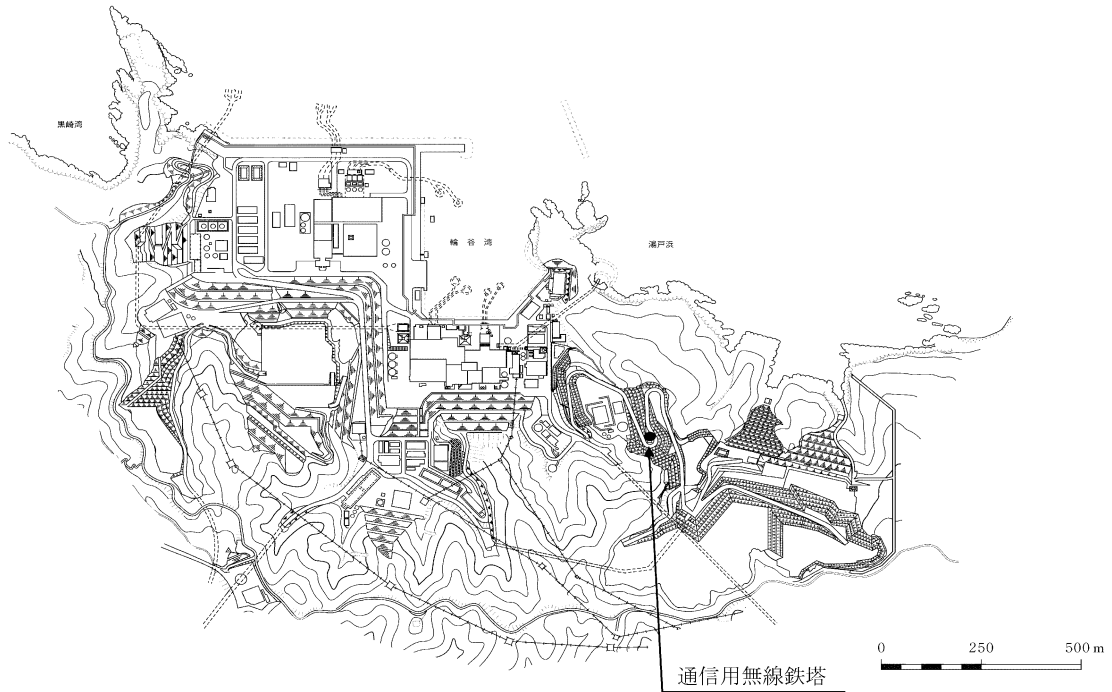
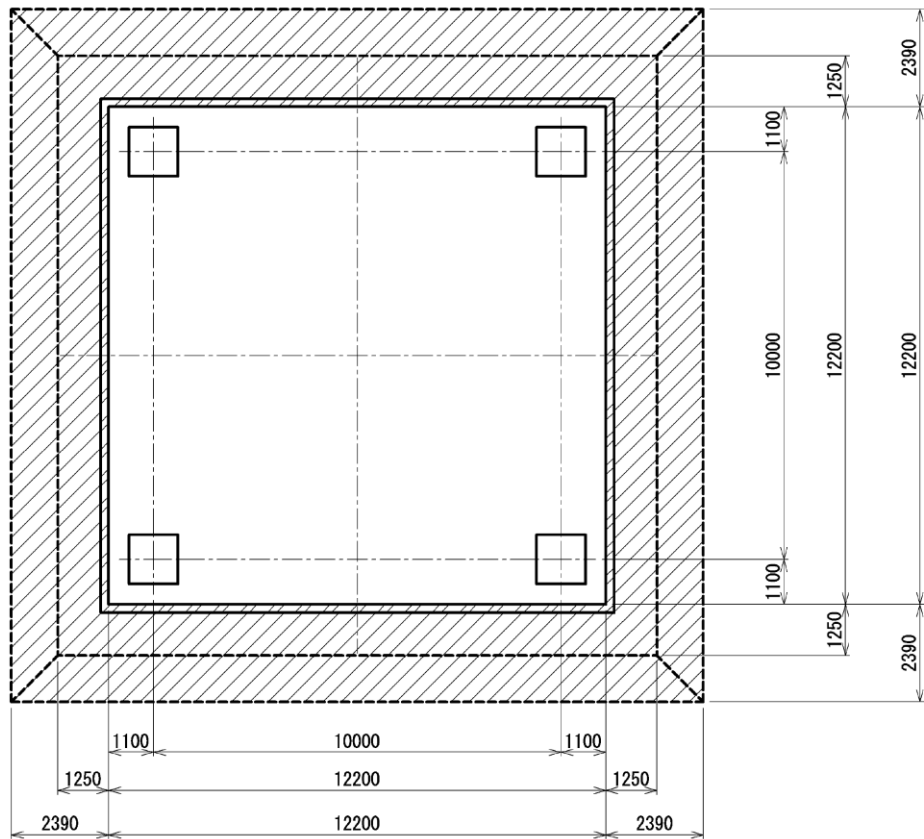
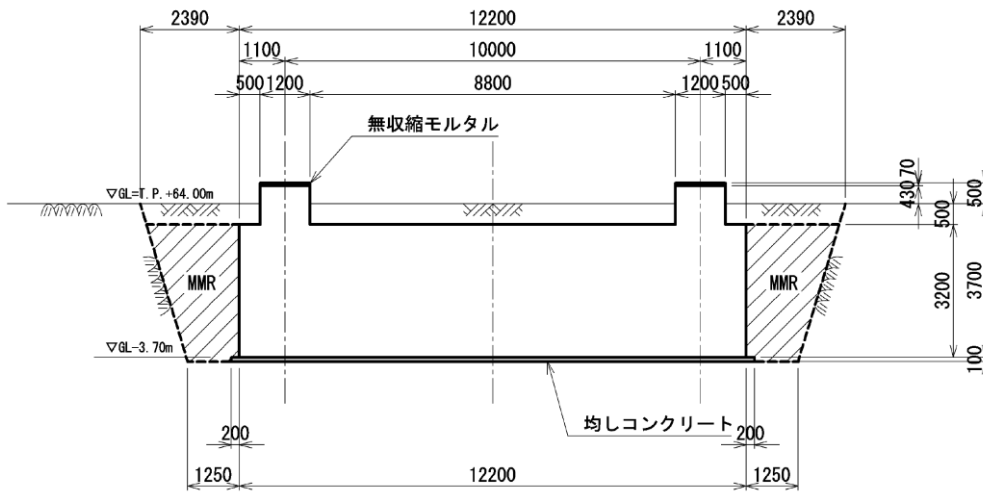


図 1.4.10-1 通信用無線鉄塔位置図



(a) 基礎平面図



(b) 正面図

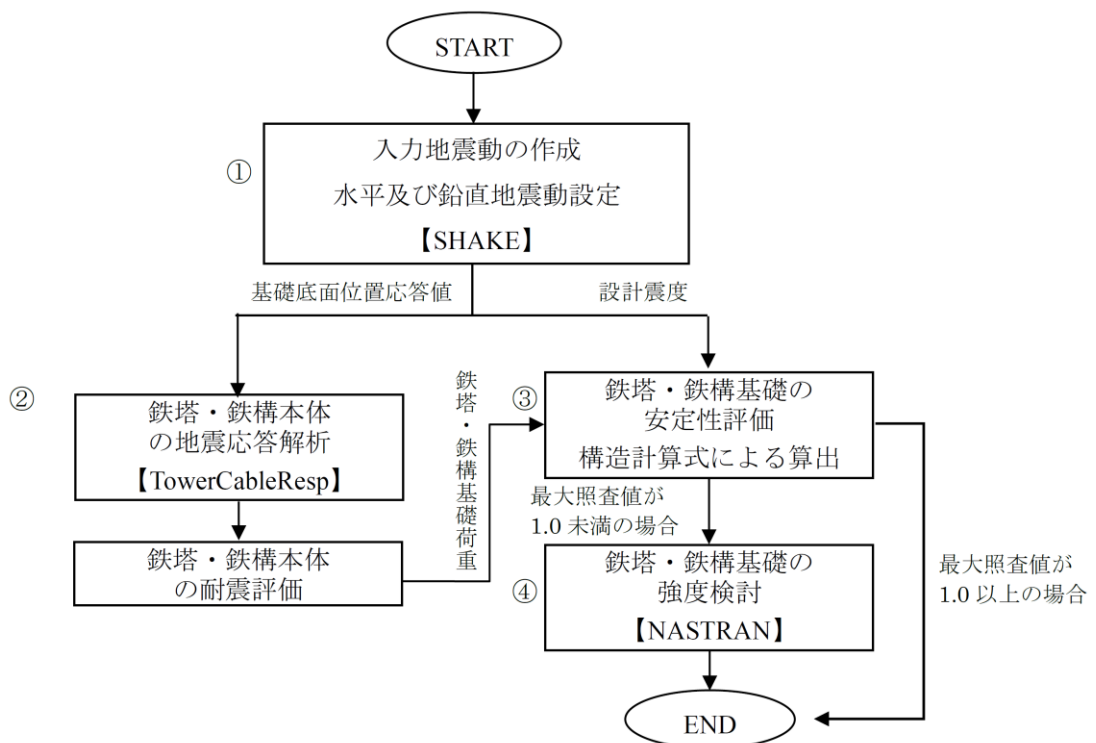
図 1. 4. 10-2 通信用無線鉄塔基礎図

b. 評価方法

評価フローを図 1.4.10-3 に示す。

通信用無線鉄塔基礎は次の手順で評価を実施する。

- ①各構造物位置の地層（速度層）構造に対して、1次元波動論に基づく地震応答解析（解析コード：SHAKE）を行い、鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動の算定、鉄塔基礎の耐震評価に用いる入力地震動を作成する。
- ②鉄塔本体を梁要素で分割した解析モデルに対して3次元動的FEM時刻歴線形解析（解析コード：TowerCableResp）により、鉄塔本体の発生断面力を算定し、鉄塔本体の耐震評価を行う。
- ③鉄塔基礎に作用する荷重（鉄塔本体からの基礎反力、基礎体慣性力及び地震時土圧）を考慮した鉄塔基礎の地震時の安定性評価を行う。（構造計算式による算出）
- ④鉄塔基礎を3次元シェル要素でモデル化した解析モデルに対して3次元静的FEM非線形解析（解析コード：NASTRAN）により、鉄塔基礎の地震時の強度検討を行う。



注：【 】は解析コードを示す。

図 1.4.10-3 評価フロー

(a) 地震応答解析

① 概要

地震応答解析は、地盤の応答変位及び鉄塔本体の地震応答解析に用いる入力地震動を算定する目的で実施する。

② 入力地震動の作成

基礎の耐震評価に用いる入力地震動は、SHAKEを用いて解放基盤面で定義された基準地震動を、解放基盤モデルの逆応答解析により T.P. -215m まで引き戻した後、この引き戻し波を用いて鉄塔位置の基礎地盤モデルの順応答解析により算定した基礎スラブ底面での応答波 ($2E_2=E_2+F_2$) とする。入力地震動の作成は、水平成分と鉛直成分を個別に行う。

入力地震動作成の概念図を図 1.4.10-4 に示す。

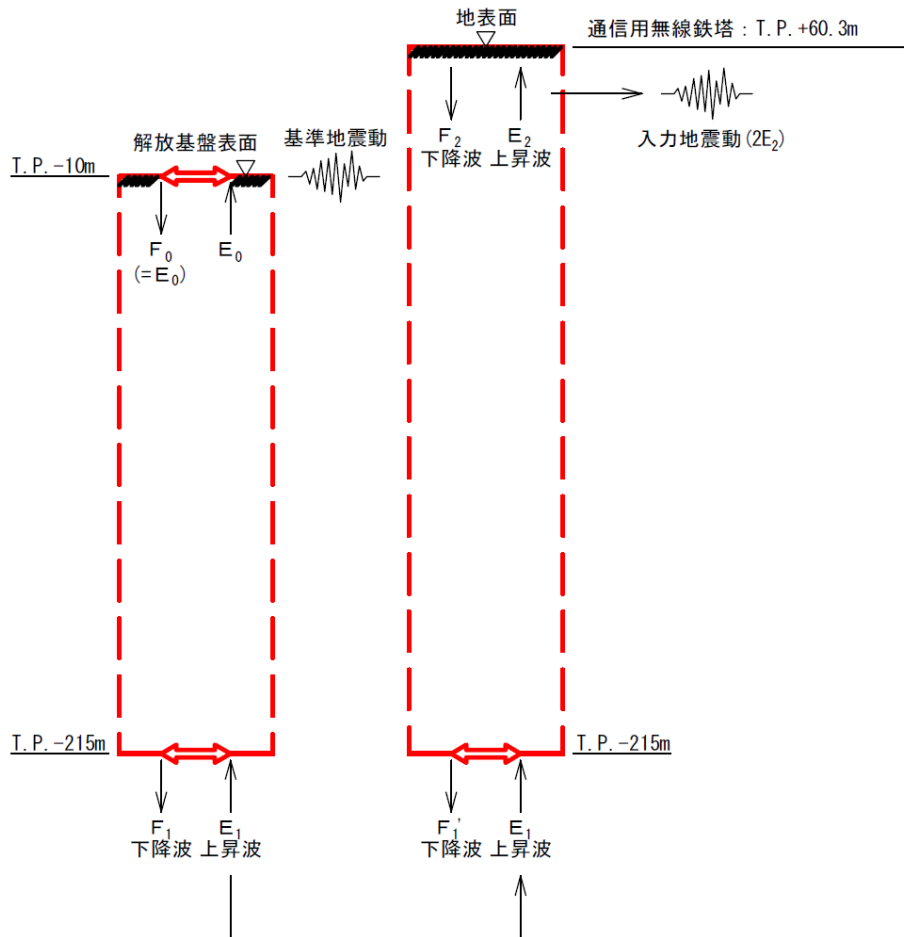


図 1.4.10-4 入力地震動作成の概念図

(b) 解析条件

解析領域における地表面標高は、通信用無線鉄塔：T.P. 60.3mとする。

深さ方向については、T.P. -215mまでとする。解析領域の底面には、エネルギーの逸散効果を評価するため、粘性境界を設ける。地盤モデルの層分割は、地盤の速度層区分に基づきモデル化する。

地盤の地震応答解析モデルを図 1.4.10-5 に、地盤の地震応答解析モデル断面位置図を図 1.4.10-6 に示す。

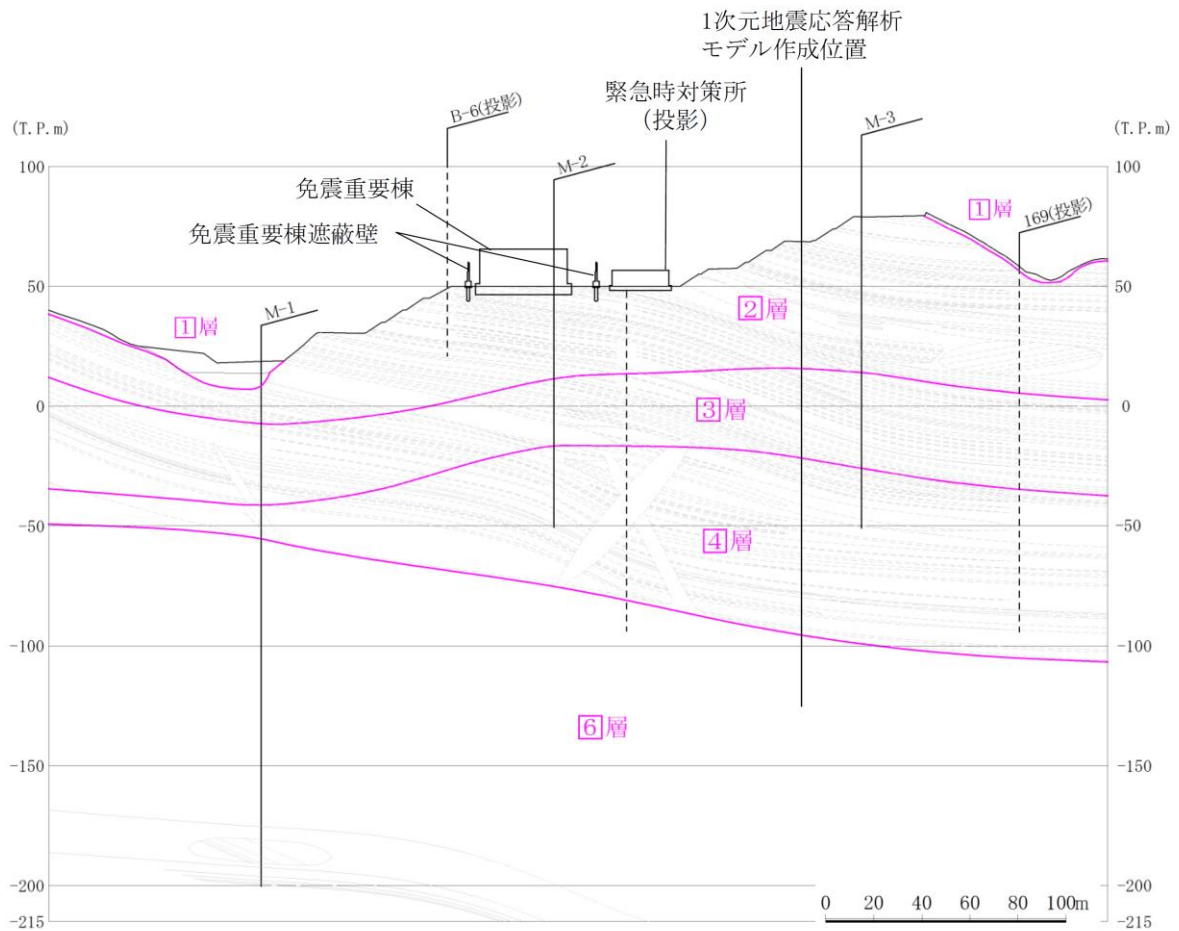


図 1.4.10-5 地盤の地震応答解析モデル

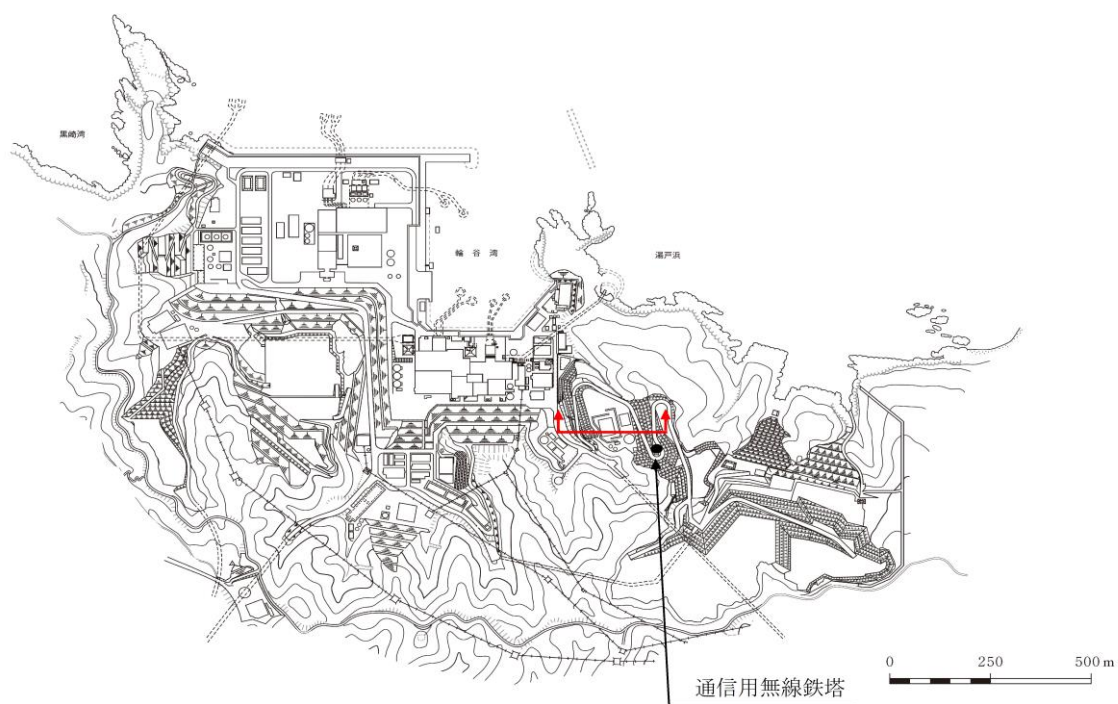


図 1.4.10-6 地盤の地震応答解析モデル断面位置図

(c) 地盤の解析用物性値

地震応答解析に使用する地盤の物性値及び弾性波速度を表 1.4.10-1 に示す。

表 1.4.10-1 解析に用いる地盤物性値

土層区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	P 波速度 V_p (m/s)	S 波速度 V_s (m/s)	動せん断弾性係数 G_0 【 $G/G_0 \sim \gamma$ 】	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
第②速度層	23.0	2100	900	—	0.388	0.03
第③速度層	24.5	3600	1600	—	0.377	0.03
第④速度層	24.5	4000	1950	—	0.344	0.03
第⑤速度層	26.0	4050	2000	—	0.339	0.03
第⑥速度層	27.9	4950	2350	—	0.355	0.03

c. 基礎の耐震評価

(a) 概要

通信用無線鉄塔基礎の耐震評価のうち安定性評価は、震度法により行う。

また、構造検討は、基礎床板を3次元シェルモデルによりモデル化した震度法による3次元FEM解析により行う。

(b) 解析条件

①安定性評価

1) 構造物のモデル化

基礎構造物は、基礎床板を剛体とみなして検討する。荷重は、構造物の自重及び基礎床板直上の土の重量を考慮し、入力地震動による慣性力（全時刻最大値）を考慮する。また、鉄塔からの基礎荷重を別途考慮する。

2) 地盤のモデル化

基礎床板周辺の地盤による荷重を考慮する。荷重は、入力地震動による地震時土圧（水平・鉛直とも：全時刻最大値）を考慮する。

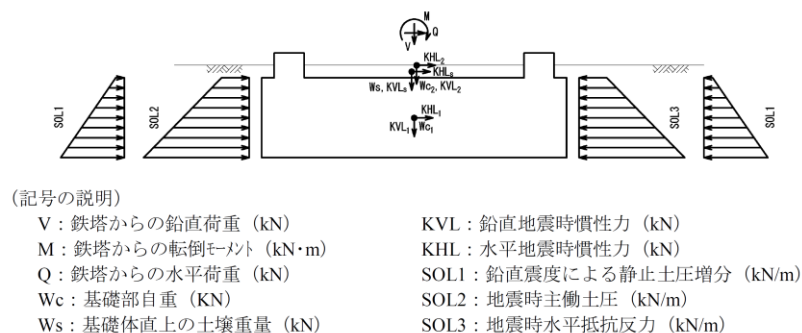


図 1.4.10-7 荷重モデル図（安定性評価）

②構造検討

1) 構造物のモデル化

- ①基礎床板は、線形シェル要素とする。
- ②基礎スラブ構成節点には水平2成分及び鉛直の計3成分の地盤ばねを設定する。地盤ばねは、振動アドミタンス理論で算定したばねを節点ばねに置き換えてモデル化する。
- ③水位地盤ばねは、振動アドミタンス理論により算定した水平ばね値を基礎の面積で割ることで求める。なお、通信用無線鉄塔基礎は基礎形状が正方形のため、東西方向と南北方向の地盤ばね定数は同値となる。
- ④鉛直地盤ばねは、一般的には、地震応答解析における鉛直ばねを基礎の面積で割ることで求めるが、水平力によるロッキングに伴う鉛直荷重が卓越している本検討では、地震応答解析における回転ばねを断面2次モ

ーメントで割ることにより求める。また、鉛直地盤ばねは No-tension ばねとし、地震力作用時に浮き上がる箇所について引張力が作用しないようにする。

2) 地盤のモデル化

地盤ばねは、近似法を用いて算定する。

地盤ばねの算定には、各基礎底面以深の地盤を水平成層と仮定し、田治見の成層補正により等価な半無限地盤に置換した地盤定数を用いる。

地盤ばねの剛性 (K) は、3次元波動論に基づく動的複素剛性 (円振動数 ω に依存した複素数の動的抵抗係数: $K=K_R+i \cdot K_I$) により、円振動数 $\omega = 0$ の値、すなわち静的理論解とする。したがって、地盤ばねの剛性は円振動数 ω に依存せず一定値となる。

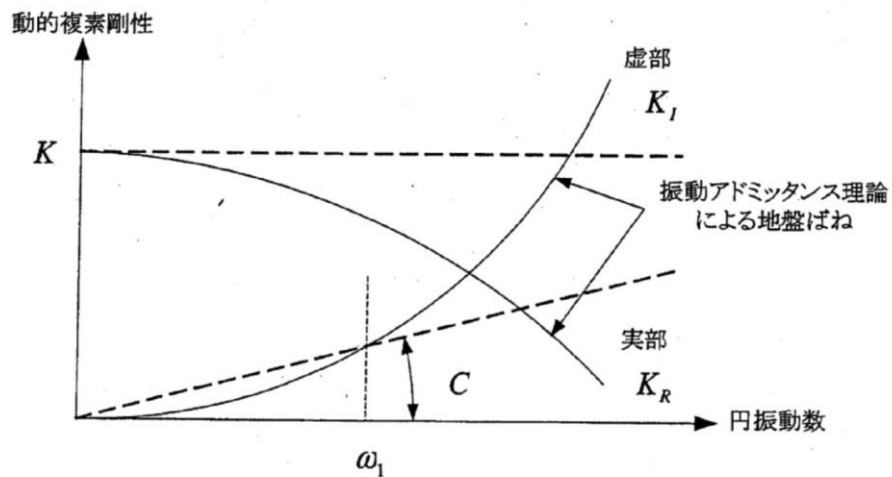
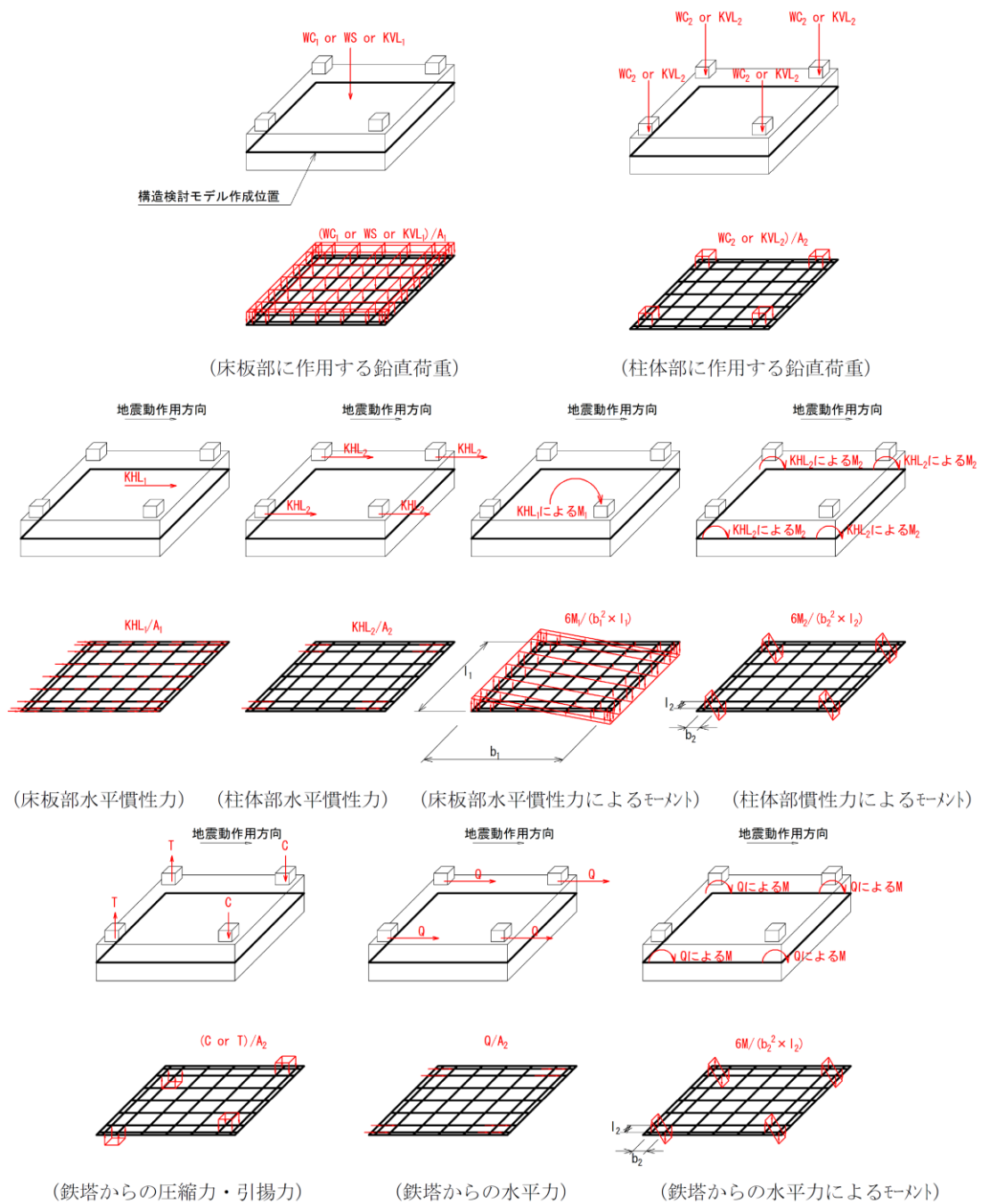


図 1.4.10-8 振動アドミタンス理論による地盤ばね



【記号の説明】 WC_1 : 床版部自重, WC_2 : 柱体部自重, WS : 床版部直上の土の重量,
 KVL_1 : WC_1 および WS による鉛直慣性力, KVL_2 : WC_2 による鉛直慣性力, A_1 : 床版部面積,
 A_2 : 柱体部面積, KHL_1 : WC_1 および WS による水平慣性力, KHL_2 : WC_2 による水平慣性力
 M_1 : KHL_1 により構造検討モデル軸線に作用するモーメント,
 M_2 : KHL_2 により構造検討モデル軸線に作用するモーメント,
 b_1 : 床版部の幅, l_1 : 床版部の奥行き, b_2 : 柱体部の幅, l_2 : 柱体部の奥行き
 C : 鉄塔からの圧縮力, T : 鉄塔からの引揚力, Q : 鉄塔からの水平力,
 M : Q により構造検討モデル軸線に作用するモーメント

図 1.4.10-9 荷重モデル図 (構造検討)

(c) 荷重条件

基礎の耐震評価は、風荷重時及び地震時の鉄塔基礎部における反力を用いて実施する。

- ・風荷重：30 m/s
- ・地震動： S_s-D , $S_s-N2(NS)$

(d) 評価項目

部材照査項目は、表 1.4.10-2 のとおりとし、短期許容値にて評価する。

表 1.4.10-2 照査項目

構造物	項目	備考
鉄筋コンクリート	地盤支持力，転倒，滑動，曲げ，せん断	短期許容値

(e) 使用材料及び材料定数

通信用無線鉄塔基礎の耐震評価に用いる材料定数は、設計図書及び文献等を基に設定する。構造物の使用材料を表 1.4.10-3 に、材料物性値を表 1.4.10-4 に示す。

表 1.4.10-3 構造物の使用材料

材 料		諸 元
基礎体（基礎床板）	コンクリート	設計基準強度 24N/mm ²

表 1.4.10-4 材料物性値

材料	単位体積重量 (kN/m ³)	設計基準強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
鉄筋コンクリート	24.0	24	2.27×10^4

(f) 作用荷重

表 1.4.10-5 に考慮する荷重を示す。荷重は、常時荷重，風荷重及び基準地震動 S_s による地震時荷重とする。地震時荷重については、鉄塔本体から作用する荷重と地盤から作用する荷重を考慮する。

また、通信用無線鉄塔基礎耐震評価に用いる基礎反力を表 1.4.10-6 に示す。

表 1.4.10-5 考慮する荷重

種類	荷重	備考
常時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔自重* ・ アンテナ重量* ・ 基礎部自重 ・ 土壌重量（鉄塔基礎床板直上） 	—
風荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 風荷重* 	・ 風速 30m/s の風荷重を考慮
地震時荷重	<ul style="list-style-type: none"> ・ 鉄塔本体からの作用荷重（圧縮力，引揚力，水平力） ・ 地盤からの作用荷重（地震時土圧） ・ 鉄塔基礎本体の慣性力 	—

注記*：鉄塔本体から作用する荷重（鉄塔基礎応力）を含む。

①常時荷重

1) 基礎部自重 (W_c)

基礎部自重は，次式により算定する。

$$W_c = V_c \times \gamma_c \text{ (kN)}$$

ここで， V_c ：基礎体の体積 (m^3)

γ_c ：鉄筋コンクリートの単位体積重量 (kN/m^3)

2) 土壌重量 (W_s)

土壌重量（基礎床板直上）は，次式により算定する。

$$W_s = V_s \times \gamma_e \text{ (kN)}$$

ここで， V_s ：基礎床板直上の土の体積 (m^3)

γ_e ：基礎床板直上の土の単位体積重量 (kN/m^3)

②地震時荷重

1) 鉛直地震時慣性力 (KVL)

鉛直地震時慣性力は，次式により算定する。

$$KVL_c = k_v \times W_c$$

$$KVL_s = k_v \times W_s$$

ここで， KVL_c ：基礎部自重による鉛直地震時慣性力 (kN)

KVL_s ：土壌重量による鉛直地震時慣性力 (kN)

k_v ：設計鉛直震度

2) 水平地震時慣性力 (KHL)

水平地震時慣性力は，次式により算定する。

$$KHL_c = k_H \times W_c$$

$$KHL_s = \min(k_H \times W_s, \mu \times W_s) *$$

注記*：基礎床板と土砂の摩擦抵抗を上限とする。

ここで、 KHL_c ：基礎部自重による水平地震時慣性力 (kN)

KHL_s ：土壌重量による水平地震時慣性力 (kN)

k_H ：設計水平震度

μ ：コンクリートと土の摩擦係数 ($= \tan(2/3 \times \Phi)$)

Φ ：埋戻し土の内部摩擦係数 (°)

また、水平地震時慣性力による転倒モーメントを、次式により算出する。

$$M_{KHLc} = KHL_c \times h_i$$

$$M_{KHLs} = KHL_s \times h_i$$

ここで、 h_i ：水平地震時慣性力の作用点から転倒モーメント算出位置までの高さ (m)

3) 鉛直震度による静止土圧増分 (SOL1)

通信用無線鉄塔基礎は、基礎体周辺をMMRにより埋め戻していることから鉛直震度による静止土圧増分を考慮しない。

4) 地震時主働土圧 (SOL2)

通信用無線鉄塔基礎は、基礎体周辺をMMRにより埋め戻していることから土圧低減が図られるが、各基準類にその低減率について記載されたものはないため、安全側に側方を埋戻し土で埋め戻した場合の地震時主働土圧を考慮する。(地震時主働土圧の低減は考慮しない。)

修正物部・岡部式に基づく地震時主働土圧で、次式により算定する。

$$SOL2 = (q_{h1} + q_{h2}) \times (h_2 - h_1) / 2 \times L \text{ (kN)}$$

$$q_{h1} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_1$$

$$q_{h2} = k_{EA} \times \gamma_e \times h_2$$

$$k_{EA} = 0.21 + 0.90 \times k_H$$

ここで、 q_{h1} ：基礎床板上面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m²)

q_{h2} ：基礎床板下面深度に作用する地震時主働土圧力度 (kN/m²)

h_1 ：地表面から基礎床板上面までの深さ (m)

h_2 ：地表面から基礎床板下面までの深さ (m)

k_{EA} ：地震時主働土圧係数

5) 地震時水平抵抗反力 (SOL3)

基礎体に作用する水平方向の慣性力及び地震時主働土圧に対する水平抵抗反力で、次式により算定する。

$$SOL3 = q_h \times (h_2 - h_1) \times L \text{ (kN)}$$

$$q_h = \Sigma Q / B / h$$

ここで、 q_h ：基礎床板側面に作用する地震時水平抵抗反力度（ kN/m^2 ）
 B ：基礎床板幅（ m ）
 h ：基礎床板高さ（ m ）

③ 鉄塔からの基礎荷重

通信用無線鉄塔基礎については、各脚が基礎床板により一体化された構造であることから、基礎床板に対しては、鉛直力、水平力及び転倒モーメントが作用する。

鉄塔基礎の安定性評価項目のうち、転倒に対しては、鉄塔基礎床板の面方向に作用する転倒モーメントによる影響が大きく、地盤支持力に対しては、鉄塔基礎床板の各面方向に作用する転倒モーメントの合計値（代数和）による影響が大きい。

このことを踏まえ、鉄塔荷重については、 45° 刻みで計 8 方向から作用させた結果のうち、面方向に作用する転倒モーメントが最大となるケースと、各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケースを考慮する。

鉄塔荷重作用方向の抽出における鉄塔基礎に作用する鉛直力、水平力、転倒モーメントの算出方法は下記のとおりである。

- ・鉛直力： $V = C_i + C_j + T_k + T_l$
- ・水平力： $Q = Q_i + Q_j + Q_k + Q_l$
- ・転倒モーメント： $M = (C_i + C_j + T_k + T_l) \times L/2$

ここで、 C_i ：鉄塔脚 1 脚目に作用する圧縮力（ kN ）

C_j ：鉄塔脚 2 脚目に作用する圧縮力（ kN ）

T_k ：鉄塔脚 3 脚目に作用する引揚力（ kN ）

T_l ：鉄塔脚 4 脚目に作用する引揚力（ kN ）

Q_i ：鉄塔脚 1 脚目に作用する全水平力（ kN ）

Q_j ：鉄塔脚 2 脚目に作用する全水平力（ kN ）

Q_k ：鉄塔脚 3 脚目に作用する全水平力（ kN ）

Q_l ：鉄塔脚 4 脚目に作用する全水平力（ kN ）

L ：鉄塔根開き（ $L = 10\text{m}$ ）

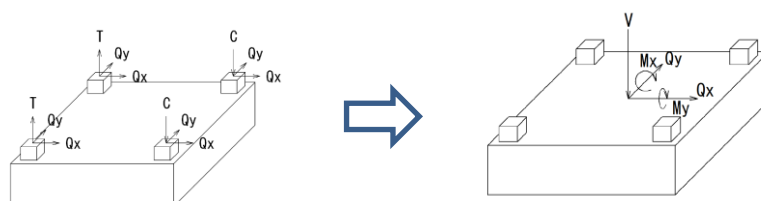


図 1.4.10-10 鉄塔からの基礎荷重図

表 1.4.10-6 鉄塔基礎反力

荷重名称			鉛直力	水平力		転倒モーメント	
			V (kN)	Q _x (kN)	Q _y (kN)	M _x (kN・m)	M _y (kN・m)
安定計算	Ss-D	Case1* ¹	-650.7	841.3	-830.0	11454.5	-25001.5
		Case2* ²	-725.8	-984.0	859.1	-29373.0	176.0

注記*1 : Case1 は各面方向に作用する転倒モーメントの代数和が最大となるケース

*2 : Case2 は x 方向又は y 方向に作用する転倒モーメントの最大となるケース

(g) 許容限界

基礎床板に対する許容限界は、短期許容応力度とし、表 1.4.10-7 のとおりとする。

また、基礎床板の地盤支持力、滑動及び転倒に対する許容限界は短期許容値とし次式により算出する。

①地盤支持力

$$q \geq Q_{\max}$$

ここで、 q : 基礎底面地盤の短期許容支持力度 (kN/m²)

Q_{\max} : 床板底面に働く最大接地圧 (kN/m²)

$$Q_{\max} = \mu \times P/A_e$$

μ : 転倒モーメントによる床板底面接地圧の増加率

$e \leq B/6$ の場合 : $\mu = 1 + 6e/B$

$e > B/6$ の場合 : $\mu = 2 / \{3 \times (1/2 - e/B)\}$

P : 床板底面に作用する全圧縮力 (kN)

A_e : 床板有効面積 (mm²)

②転倒

偏心率 : $e' / B \leq 1/3$

ここで、 e' : 偏心距離

$$e' = M/P$$

M : 床板底面に作用する全転倒モーメント (kN・m)

P : 床板底面に作用する全圧縮力 (kN)

B : 床板幅 (m)

③滑動

$$H_u \geq Q$$

ここで、 H_u ：基礎床板底面と地盤との間に働くせん断抵抗力（kN）

$$H_u = (c_B \times A_e + P \times \tan \Phi_B) / 1.5$$

c_B ：基礎床板底面と地盤との間に働く付着力（kN/m²）

A_e ：有効載荷面積（mm²）

P ：床板底面に作用する全圧縮力（kN）

$\tan \Phi_B$ ：基礎床板底面と地盤との間に働く摩擦係数

Q ：基礎床板底面に作用する全水平力（kN）

表 1.4.10-7 コンクリート及び鉄筋の許容応力度

項目		許容応力度 (N/mm ²)	備考
コンクリート	圧縮	16.0	短期許容応力度
	せん断	1.09	
鉄筋	引張	345.0	
	せん断	345.0	

注：コンクリート及び鉄筋の短期許容応力度は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説」に準拠する。

(4) 評価結果

安定照査及び部材照査時の判定基準を表 1.4.10-8 に示すとともに、各照査結果を表 1.4.10-9、表 1.4.10-10 に示す。照査結果については、各照査項目の最大照査値を示す。

いずれの照査項目においても、判定基準を満たしていることから、通信用無線鉄塔基礎は基準地震動 S_s による地震力が作用した場合においても鉄塔の支持機能に影響を及ぼさないことを確認した。

表 1.4.10-8 安定照査及び部材照査時の判定基準

構造物	項目	判定基準
通信用無線鉄塔 基礎	地盤支持力	最大接地圧／短期許容支持力 ≤ 1.0
	転倒	偏心率／短期許容偏心率 ≤ 1.0
	滑動	最大水平力／短期許容支持力 ≤ 1.0
	コンクリート圧縮 鉄筋引張 コンクリートせん断	発生応力度／許容応力度 ≤ 1.0

表 1.4.10-9 基礎体の地盤支持力・転倒・滑動照査結果

照査項目	最大発生軸力／降伏支持力
	Ss-D
地盤支持力	0.08
転倒	0.69
滑動	0.00

表 1.4.10-10 基礎体の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		最大発生応力度／許容応力度
		Ss-D
床 板 部	コンクリート・鉄筋 曲げと軸力	0.183
	コンクリートせん断 応力度	0.192

1.5 鉄塔滑落評価

アクセスルートに直接影響がある鉄塔については、基準地震動 S_s における耐震評価を行い、地震時にも鉄塔が倒壊しない設計としているが、その他の構内鉄塔について、地震による送電鉄塔の倒壊により、鉄塔自体が斜面を滑落した場合を想定し、アクセスルートへの影響を評価する。

1.5.1 評価方針

以下の手順で評価を実施する。

- (1) 鉄塔滑落評価対象鉄塔の抽出
- (2) 鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理
- (3) 送電鉄塔の影響評価（鉄塔滑落評価）

図 1.5.1-1 に送電鉄塔の評価フローを示す。

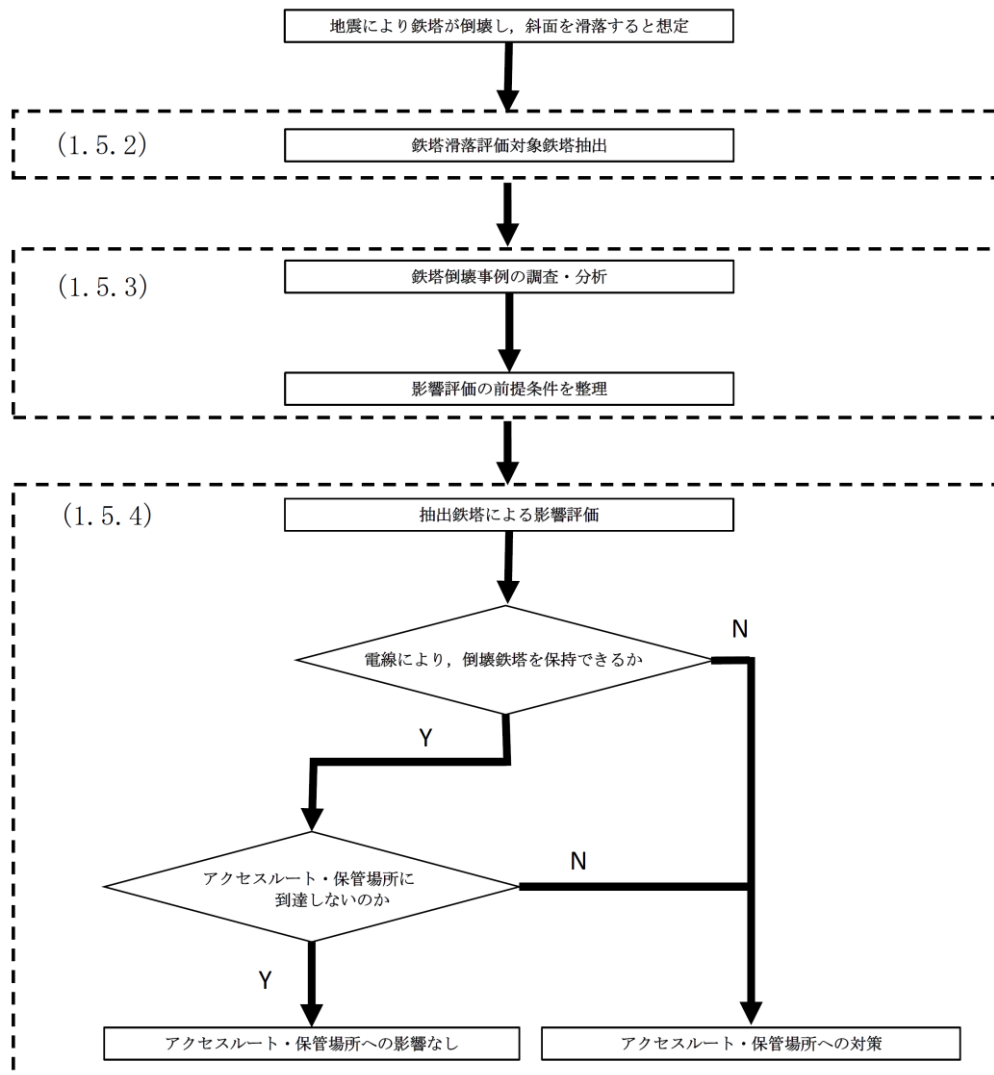


図 1.5.1-1 送電鉄塔の評価フロー

1.5.2 評価対象鉄塔の抽出

表 1-1 鉄塔影響評価選定結果一覧表に示す通り、鉄塔滑落評価を行う鉄塔として 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔を抽出した。

○ 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔

1, 2号機原子炉建物南側を經由したルートに影響を及ぼす可能性のある, 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔については, 鉄塔滑落評価を行いアクセスルートの健全性を確認する。

○ 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔

鉄塔倒壊, 送電線落下によりアクセスルートまで距離がある 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の 3 基については, 鉄塔滑落評価を行いアクセスルートの健全性を確認する。

(1) 送電線の概要

表 1.5.2-1 に送電線の概要を示す。

表 1.5.2-1 送電線の概要

送電線の名称		66kV 鹿島支線	500kV 島根原子力幹線
電圧		66kV	500kV
回線数		1 回線	2 回線
鉄塔の種類		山形鋼鉄塔	鋼管鉄塔
電線	種類	アルミ覆鋼心アルミより線	アルミ覆鋼心アルミより線
	断面積 (太さ)	97mm ² (ACSR/AC97mm ²)	410mm ² (ACSR/AC410mm ²)
	1 回線当たりの条数	3 条 (1 導体)	12 条 (4 導体)

(2) アクセスルート近傍の送電鉄塔の概要

a. 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔

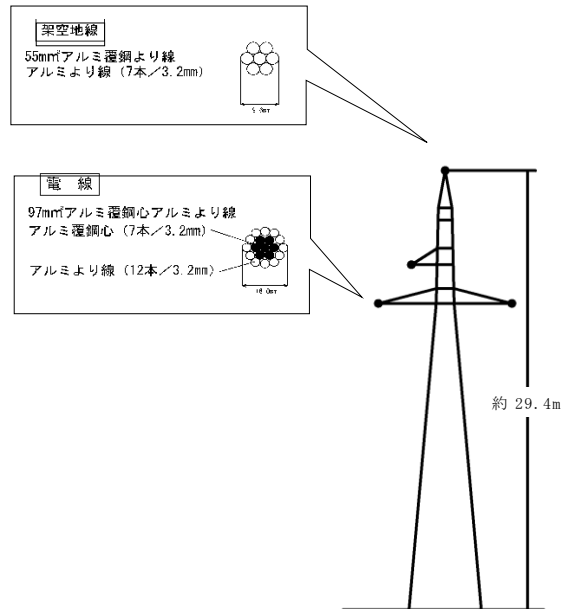


図 1.5.2-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の概要

b. 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔

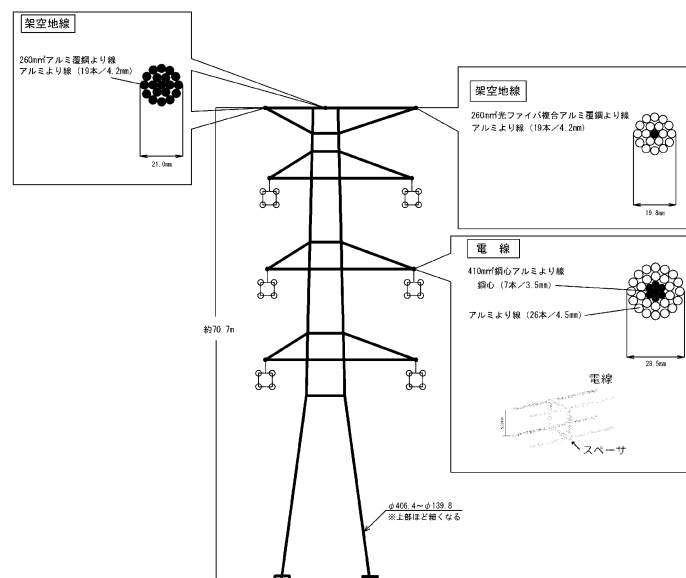


図 1.5.2-2 500kV 島根原子力幹線 No. 1 鉄塔, No. 2 鉄塔, No. 3 鉄塔の概要

(3) 送電鉄塔の設置状況

島根原子力発電所のアクセスルートに近接する 66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔の設置状況を図 1.5.2-3 に示す。

66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔は、発電所側と直角方向に勾配の付いた別斜面に設置されており、500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔はいずれも発電所側に勾配の付いた斜面に設置されている。

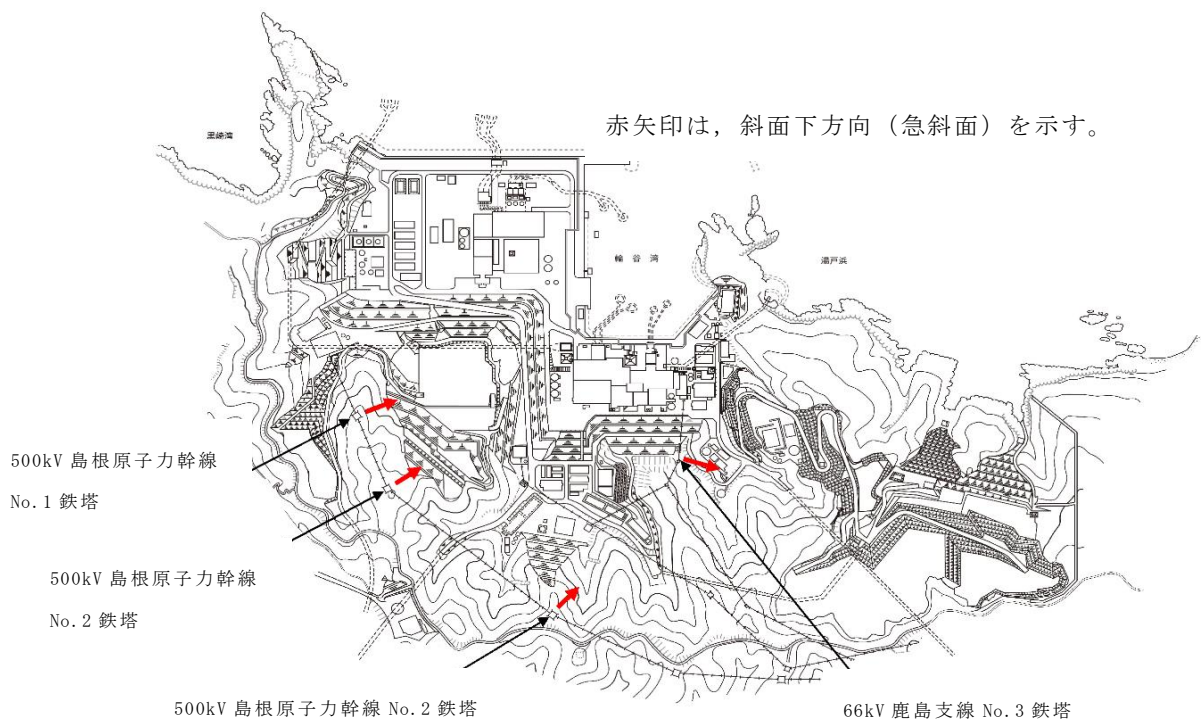


図 1.5.2-3 送電鉄塔の設置状況

1.5.3 地震による鉄塔倒壊事例の調査・分析による影響評価の前提条件整理

(1) 66kV 鹿島支線を構成する各部位の裕度

66kV 鹿島支線を構成する部位の設計荷重に対する裕度(各部位の強度/設計荷重)は、表 1.5.3-1 に示すとおり、電線・架線金具の方が鉄塔より高い裕度で設計している。

表 1.5.3-1 66kV 鹿島支線を構成する各部位の裕度

	鉄塔	電線	架線金具
裕度 (強度/設計荷重)	2.2	3.7	3.7

(2) 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の裕度

500kV 島根原子力幹線を構成する部位の設計荷重に対する裕度(各部位の強度/設計荷重)は、表 1.5.3-2 に示すとおり、電線・架線金具の方が鉄塔より高い裕度で設計している。

表 1.5.3-2 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の裕度

	鉄塔	電線	架線金具
裕度 (強度/設計荷重)	1.3	3.0	3.7

上記設計に基づき設置された 66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔、No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔の各部位の強度について確認を行った。各鉄塔において電線張力を仮想的に上昇させていくと、電線の破断強度より小さい値で鉄塔に強度不足が生じ破壊する。また、鉄塔及び電線が健全と仮定し、さらに電線張力を上昇させると、電線の破断強度より大きい値で架線金具が破壊する。

各部位の破壊荷重(電線張力)は表 1.5.3-3 に示すとおり、鉄塔の方が電線・架線金具より低い荷重で破壊することを確認した。

表 1.5.3-3 66kV 鹿島支線及び 500kV 島根原子力幹線を構成する各部位の強度

	鉄塔	電線	架線金具
66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔	172kN	236kN	240kN
500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔	3056kN	3267kN	3960kN
500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔	2879kN	3267kN	3960kN
500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔	2068kN	3267kN	3960kN

注：図 1.5.3-1 に示す写真は、台風や津波による鉄塔倒壊事例ではあるが、電線は破断せず、鉄塔が損壊している様子が確認できる。



出典：経済産業省 電力安全小委員会 送電線鉄塔倒壊事故調査WG報告書(H14. 11. 28)



出典：東日本大震災鋼構造物調査特別委員会報告書（土木学会 鋼構造委員会・2012. 1. 27）

図 1.5.3-1 台風や津波による鉄塔倒壊事例

(3) 鳥取県西部地震における電線の断線実績 《地震発生時》

平成 12 年 10 月 6 日に発生した鳥取県西部地震では、震度 6 強に対し地震に伴う荷重増加による送電鉄塔の倒壊及び電線の断線は発生していない。

(4) 短絡電流（アーク）による電線損傷に関する評価 《地震発生時》

電力中央研究所報告「送電線耐雷設計ガイドブック」により、図 1.5.3-1 に示すとおり、66kV 鹿島支線（ACSR/AC97mm²）及び 500kV 島根原子力幹線（ACSR/AC410mm²）の電線における熔断特性を算出した。

これに、66kV 鹿島支線及び 500kV 島根原子力幹線の事故電流と事故継続時間を当てはめた結果、地震による電線の動揺等で、仮に電線 2 条が接触した場合でも、電線は断線しないことを確認した。

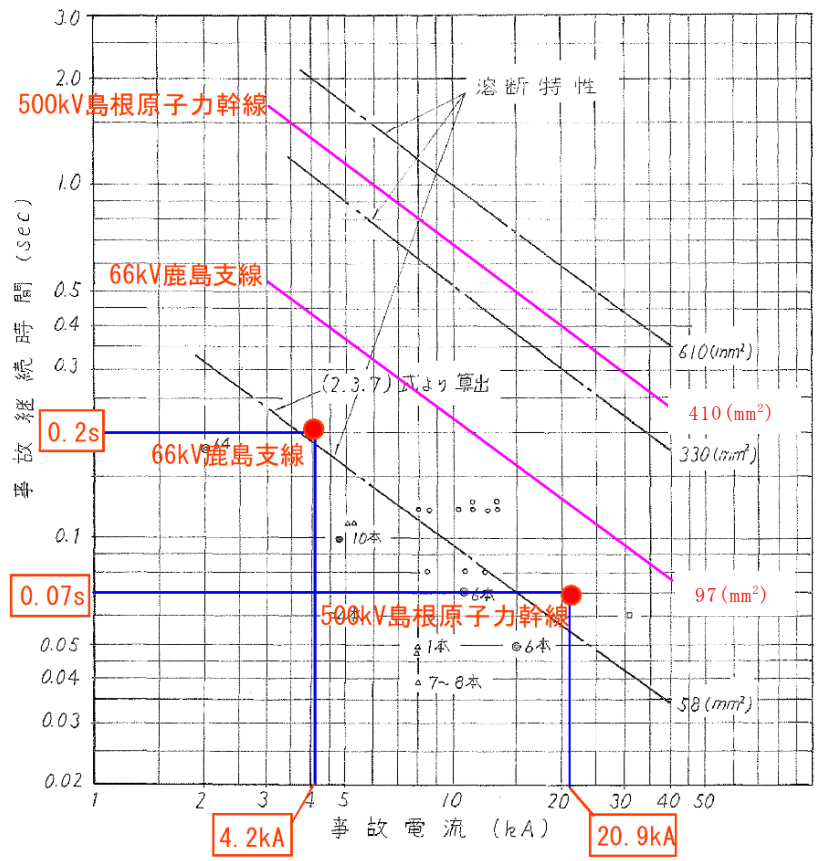


図 1.5.3-2 電線の溶断特性

(5) 送電鉄塔倒壊後における電線断線 《鉄塔倒壊後》

「電気協同研究 第 62 巻第 3 号 送電用鉄塔の設計荷重(H18.11)」及び各社事例を確認した結果、表 1.5.3-4 に示すとおり、500kV 島根原子力幹線と同規模（4 導体）の鉄塔倒壊は 5 件、そのうち 2 件で電線の断線が発生していた。2 件の断線事例では、1 相（4 条）が断線している。原因は何れも鉄塔倒壊後の障害物接触に起因し、鉄塔倒壊前に断線したケースはない。このことから、送電鉄塔倒壊後における電線断線は 1 相（4 条）を想定する。

なお、表 1.5.3-5 に示すとおり、当社内において過去、66kV 鹿島支線と同規模（1 導体）の鉄塔倒壊は 3 件、そのうち 3 件で電線の断線が発生している。これらの電線は、鹿島支線で使用されている鋼心アルミ系電線ではなく銅線である。当社において鋼心アルミ系電線が鉄塔倒壊により引っ張られて断線した事例はない。

表 1.5.3-4 送電鉄塔の倒壊事例（4 導体）

発生年月	発生箇所	電圧	線種	損傷鉄塔状況	鉄塔倒壊原因	断線条数	断線原因
1984年 4月	滋賀県 北部	500kV	810mm ² × 4 導体	倒壊 1 基	異常 積雪	4 条 (1 相)	鉄塔部材の接 触による損傷 により断線
1986年 3月	神奈川県 (県中部)	275kV	610mm ² × 4 導体	倒壊 4 基	異常 着雪	なし	—
1991年 9月	伊予 三島地区	187kV (設計 500kV)	410mm ² × 4 導体	倒壊 12 基	台風	なし	—
1999年 9月	八代	220kV (設計 500kV)	410mm ² × 4 導体	倒壊 4 基	台風	なし	—
2002年 10月	茨城県 東南部	275kV	610mm ² × 4 導体	倒壊 6 基	台風	4 条 (1 相)	隣接線路の鉄 塔部材の接触 による断線

表 1.5.3-5 当社送電鉄塔の倒壊事例（66kV 1 導体）

発生年月	発生箇所	電圧	線種	損傷鉄塔状況	鉄塔倒壊原因	断線条数	断線原因
2004年 9月	山口県 下松市	66kV	55 mm ² × 1 導体	倒壊 1 基	台風	1 条	鉄塔倒壊によ る断線（銅線）
2011年 1月	鳥取県 米子市	66kV	75 mm ² × 1 導体 72 mm ² × 1 導体	折損 3 基	異常 着雪	11 条	異常着雪によ る断線（銅線）
2012年 1月	山口県 山口市	66kV	55 mm ² × 1 導体	倒壊 1 基	法面 崩落	1 条	鉄塔倒壊によ る断線（銅線）

(6) 送電鉄塔損壊事例（地震）について

「資源エネルギー庁 電気設備防災対策検討会報告(H7.11)」により、送電用鉄塔は電気設備技術基準に基づき、風圧荷重を考慮して施設すれば地震荷重に対して安全性が確保できると評価されている。

「電気協同研究 第73巻第3号 送電用鉄塔耐震設計とその課題(H30.3)」を確認した結果、表 1.5.3-6 に示すとおり、鉄塔倒壊は3件あったが地震動による直接的な倒壊ではなく、原因は何れも盛土崩壊や地滑りによる二次的な要因であった。そのうち1件は傾斜地に対応した最下節構造が現在一般に採用されていない特殊構造で、昭和21年以降は採用されていない。

巨大地震に対しても、地盤変状に伴う二次的被害を除き、送電機能を喪失する直接的な鉄塔被害はなかったことから、架空送電線設備の保有すべき耐震性は満足していると評価されている。

表 1.5.3-6 送電鉄塔の倒壊事例（地震）

発生年月	地震名	電圧	倒壊基数	倒壊原因
1995年 1月	兵庫県 南部地震	154kV	1基	地盤変状による基礎の不同変位 (最下節の特殊構造)
2004年 10月	新潟県 中越地震	66kV	1基	地滑り, 地割れなど
2011年 3月	東北地方 太平洋沖地震	66kV	1基	鉄塔近傍の盛土の崩壊による土砂 流入

(7) 送電鉄塔倒壊前後における挙動の想定について

滑落評価ケースは以下とする。

- ①66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が倒壊し, 滑落する場合
- ②500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔のうち 1 基が倒壊し, 滑落する場合
- ③500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2 及び No. 3 鉄塔のうち 2 基が倒壊し, 滑落する場合
- ・(1)～(3)より, 送電鉄塔倒壊前に電線断線や架線金具の破損はないと想定し, アクセスルートへの影響を評価する。なお, 鉄塔倒壊時には, 倒壊する鉄塔の重量や寸法が最大となり, アクセスルートへの影響に対して最も厳しい条件となる鉄塔最下部からの全姿倒壊にて評価する。
- ・(5)より, 送電鉄塔倒壊後には, 地震による送電線の断線は, 66kV は 1 相 (1 条), 500kV は 1 相 (4 条) を想定し, アクセスルートへの影響を評価する。

1.5.4 送電鉄塔の影響評価

(1) ①66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が倒壊し, 滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-1 に示す。

表 1.5.4-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の前後径間における電線張力

	発電所	No. 3 鉄塔	No. 2-1 鉄塔	No. 2 鉄塔以前
66kV 鹿島支線	42kN (14kN×3相×1条)	63kN (21kN×3相×1条)	63kN (21kN×3相×1条)	

66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の発電所側には約 42kN, 山側の No. 2-1 鉄塔側には約 63kN の張力がかかっていることから, 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔は前後

径間で電線張力に差があり，発電所側の張力に比べ No. 2-1 鉄塔側の張力の方が約 1.5 倍大きいため，No. 2-1 鉄塔へ引っ張られる形で急斜面側へ倒壊すると想定される。

66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔の倒壊を想定し，鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において，電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

図 1.5.4-1 に 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）を示し，図 1.5.4-2 に 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置（断面）を示す。

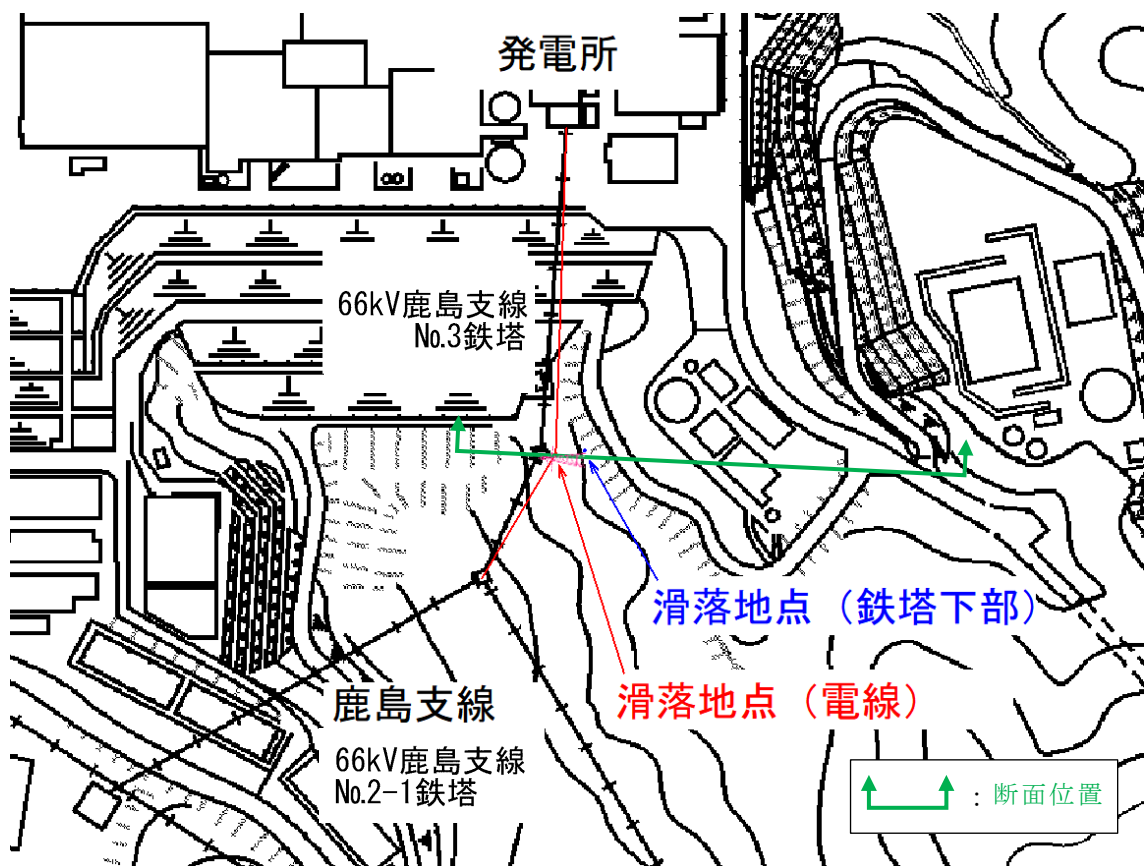


図 1.5.4-1 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）

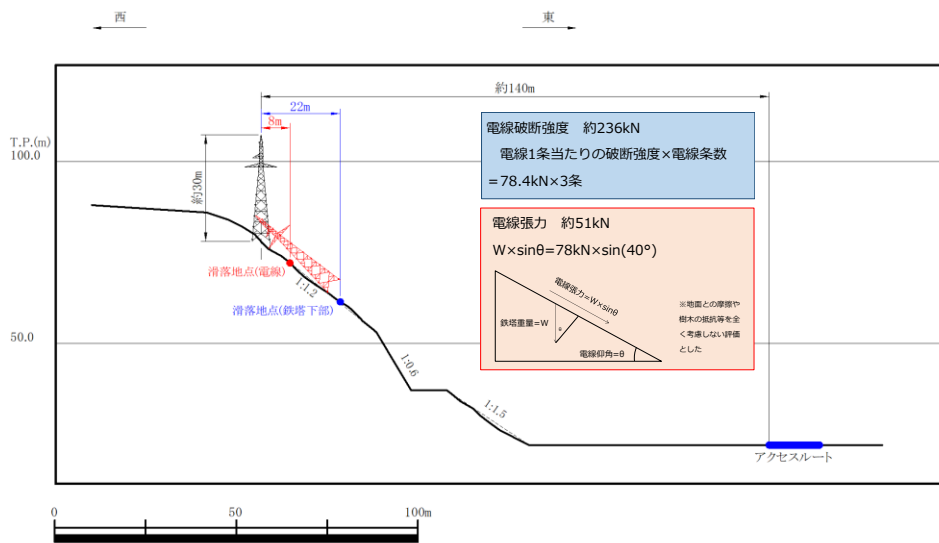


図 1.5.4-2 66kV 鹿島支線 No. 3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置（断面）

66kV 鹿島支線では、電線破断強度約 236kN に対して、張力約 51kN であり、電線強度の裕度が約 4.6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 3 相（3 条）のうち 1 相（1 条）が断線した場合においても、電線破断強度約 157kN（78.4kN/条×2 条）>張力約 51kN となり、電線強度の方が上回る。

なお、滑落範囲がアクセスルートに到達しないが、倒壊時に送電線が 1, 2 号機原子炉建物南側を經由したルート上を通過しているため、万一に備え、送電線の落下範囲を想定したうえで、送電線下部に連絡通路を設置して、アクセスルートの健全性を確保する。

連絡通路の構造等については、「補足-020-2 7. 保管場所及び屋外のアクセスルート周辺構造物の耐震性評価について」の「7.2 建物・構築物の耐震性評価 7.2.7 連絡通路の耐震性評価」に示す。

(2) ②500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2, No. 3 鉄塔のうち 1 基が倒壊し、滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-2 に示す。

表 1.5.4-2 500kV 島根原子力幹線 No. 1, No. 2, No. 3 鉄塔の前後径間における電線張力

	発電所	No. 1 鉄塔	No. 2 鉄塔	No. 3 鉄塔以降
500kV 島根原子力幹線	456kN (19kN×6 相×4 条)	1,056kN (44kN×6 相×4 条)	1,056kN (44kN×6 相×4 条)	

500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔の発電所側には約 456kN、山側の 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔には約 1,056kN の張力がかかっていることから、No.1 鉄塔では前後径間で電線張力に差があり、発電所側の張力に比べ No.2 鉄塔側の張力の方が約 2.3 倍大きいため、No.2 鉄塔側へ引っ張られながら倒壊すると想定される。No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔は約 1,056kN と前後径間で電線張力が均一していることから、No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔は急斜面側に倒壊すると想定される。

500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔、No.2 及び No.3 鉄塔の倒壊を想定し、鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において、電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

図 1.5.4-3 及び図 1.5.4-4 に、500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を、図 1.5.4-5 及び図 1.5.4-6 に 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を示す。また、図 1.5.4-7 及び図 1.5.4-8 に 500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）及び滑落位置（断面）を示す。

[500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔]

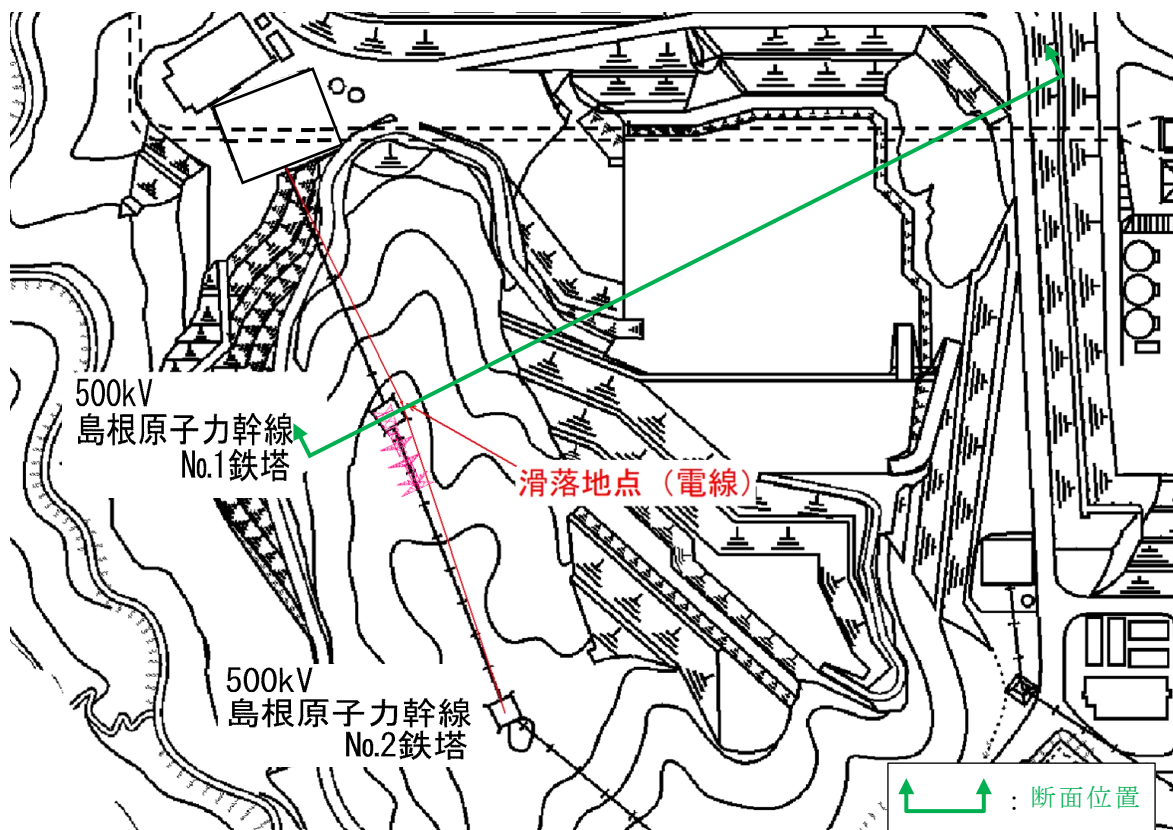


図 1.5.4-3 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲（平面）

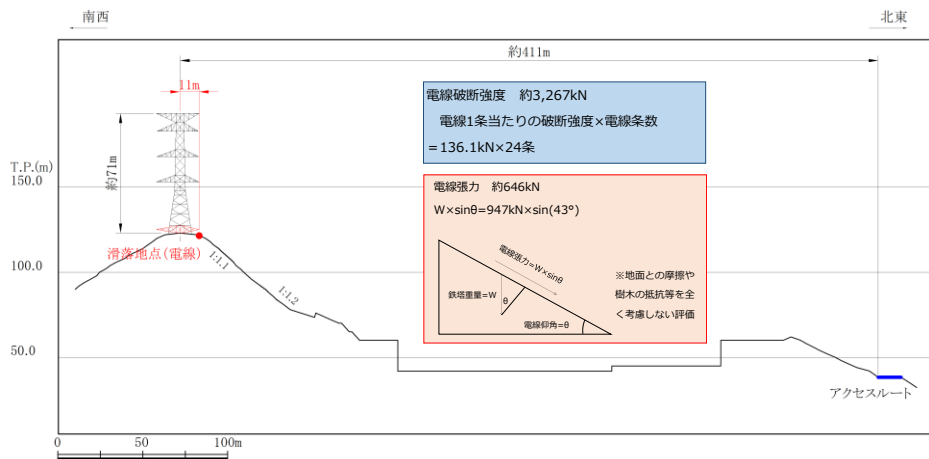


図 1.5.4-4 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

[500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔]

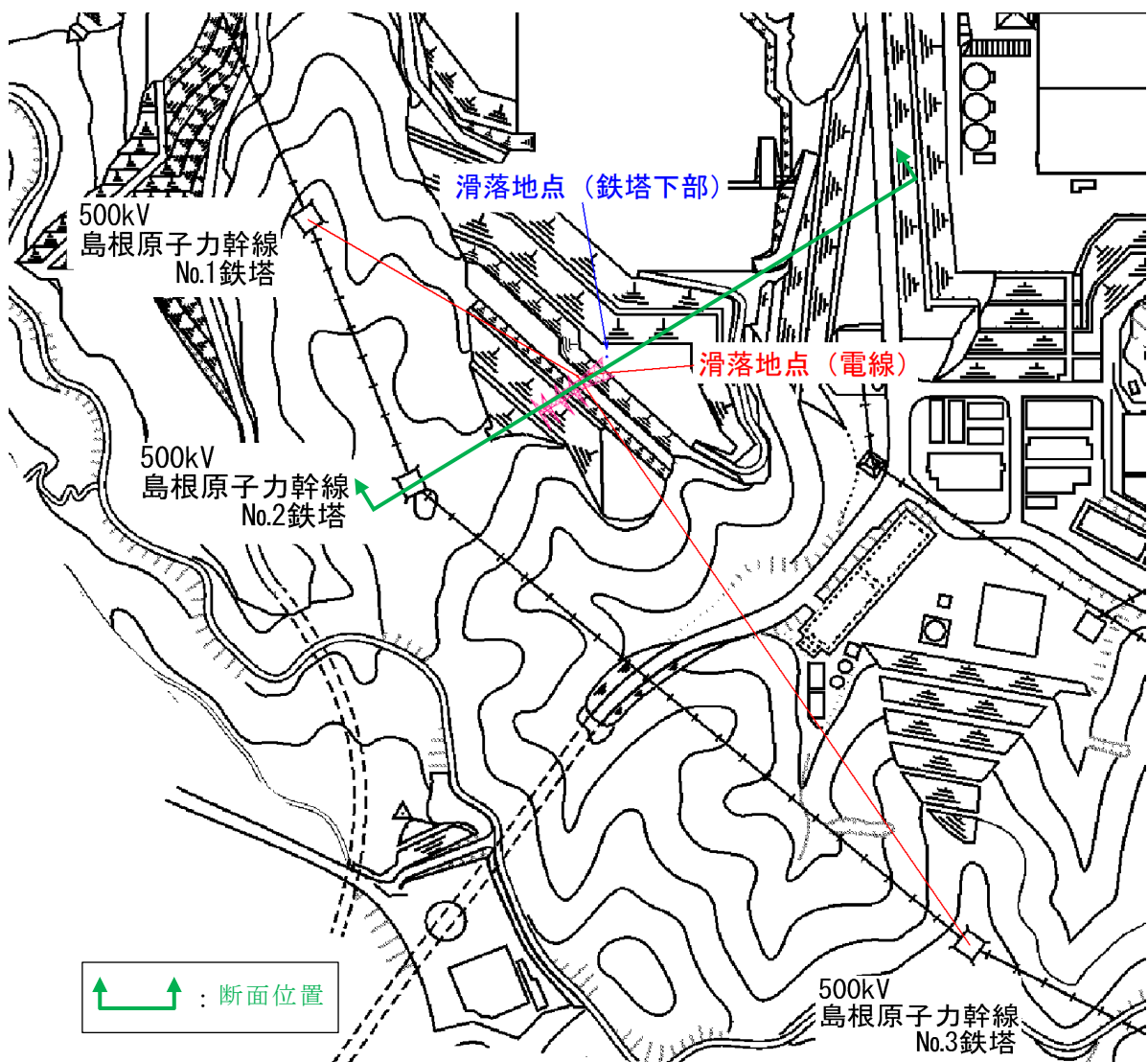


図 1.5.4-5 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

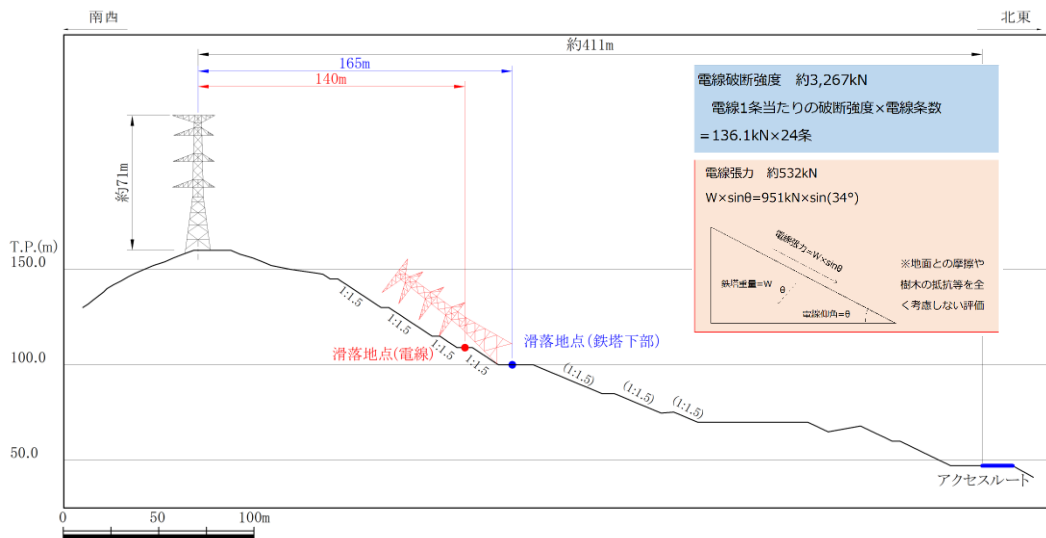


図 1.5.4-6 500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

[500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔]

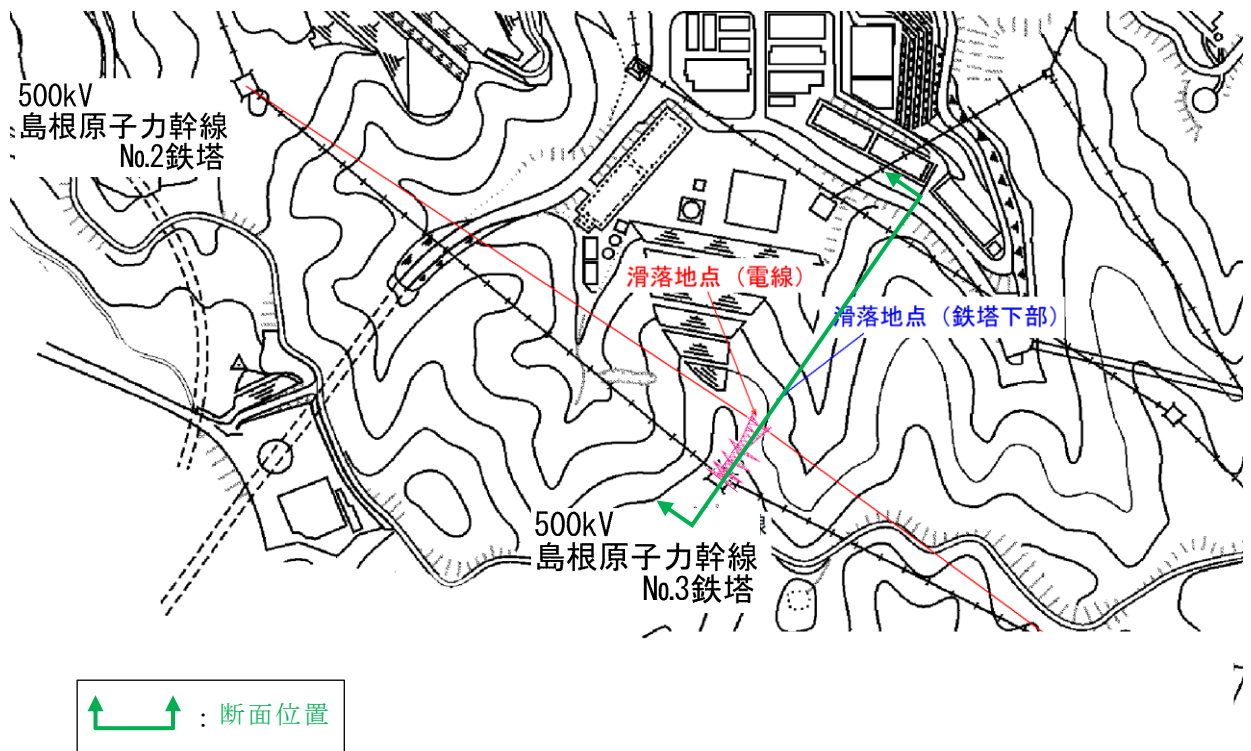


図 1.5.4-7 500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔が全姿倒壊した場合の倒壊範囲(平面)

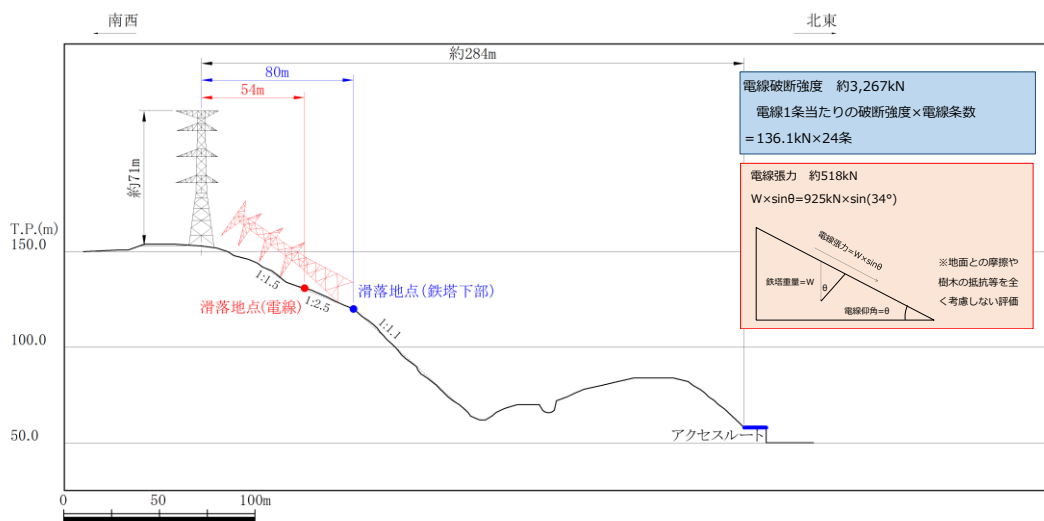


図 1.5.4-8 500kV 島根原子力幹線 No.3 鉄塔が全姿倒壊した場合の滑落位置(断面)

500kV 島根原子力幹線では、電線破断強度約 3,267kN に対して、No.1 鉄塔は張力約 646kN、No.2 鉄塔は張力約 532kN、No.3 鉄塔は張力約 518kN であり、電線強度の裕度が約 5~6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 6 相 (24 条) のうち 1 相 (4 条) が断線した場合においても、張力が一番大きい No.1 鉄塔においても電線破断強度約 2720kN (136.1kN/条×20 条) > 張力約 646kN となり、電線強度の方が上回る。

- (3) ③500kV 島根原子力幹線 No.1, No.2 及び No.3 鉄塔のうち 2 基が倒壊し、滑落する場合

送電鉄塔の前後径間における電線張力を表 1.5.4-3 に示す。

表 1.5.4-3 500kV 島根原子力幹線 No.1, No.2, No.3 鉄塔の前後径間における電線張力

	発電所	No.1 鉄塔	No.2 鉄塔	No.3 鉄塔以降
500kV 島根原子力幹線	456kN (19kN×6 相×4 条)	1,056kN (44kN×6 相×4 条)		1,056kN (44kN×6 相×4 条)

500kV 島根原子力幹線 No.1, No.2 及び No.3 鉄塔のうちのアクセスルートに最接近する No.3 鉄塔の倒壊に No.2 鉄塔が同時に倒壊することを想定した場合、No.1 鉄塔及び構外にある No.4 鉄塔は約 1,056kN と前後径間で電線張力が均一していることから、No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔は急斜面側に倒壊すると想定される。

500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔の倒壊を想定し、鉄塔最下部から全姿倒壊した場合のアクセスルートに最も近接する評価を行った。この場合において、電線実長及び電線強度を考慮するとアクセスルートまで滑り落ちることがないことを確認した。

図 1.5.4-9 に 500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲（平面）を、図 1.5.4-10 及び図 1.5.4-11 に 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置（断面）及び No. 3 鉄塔滑落位置（断面）を示す。

[500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔]

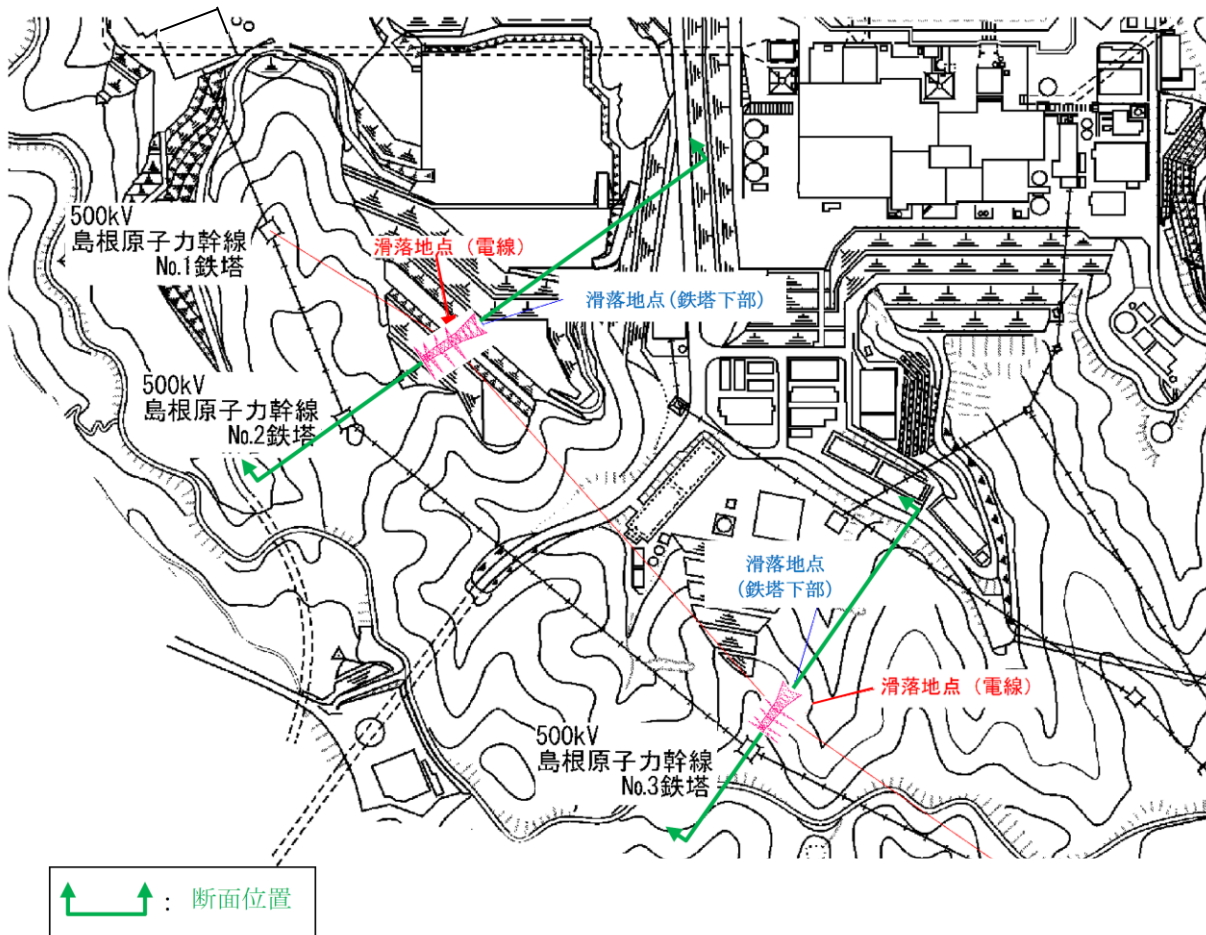


図 1.5.4-9 500kV 島根原子力幹線 No. 2 及び No. 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の倒壊範囲（平面）

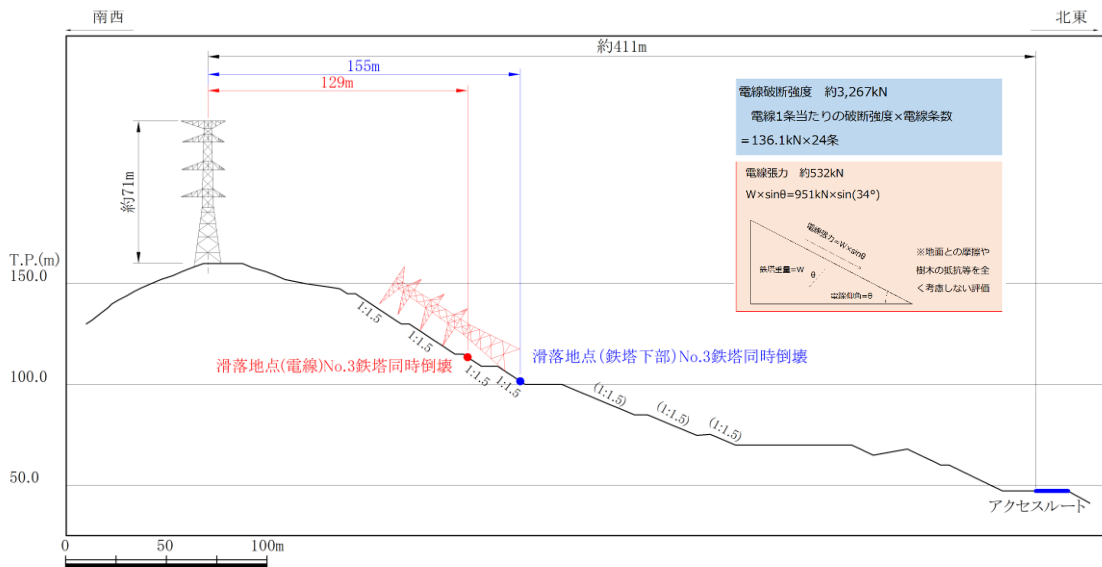


図 1.5.4-10 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 2 鉄塔滑落位置 (断面)

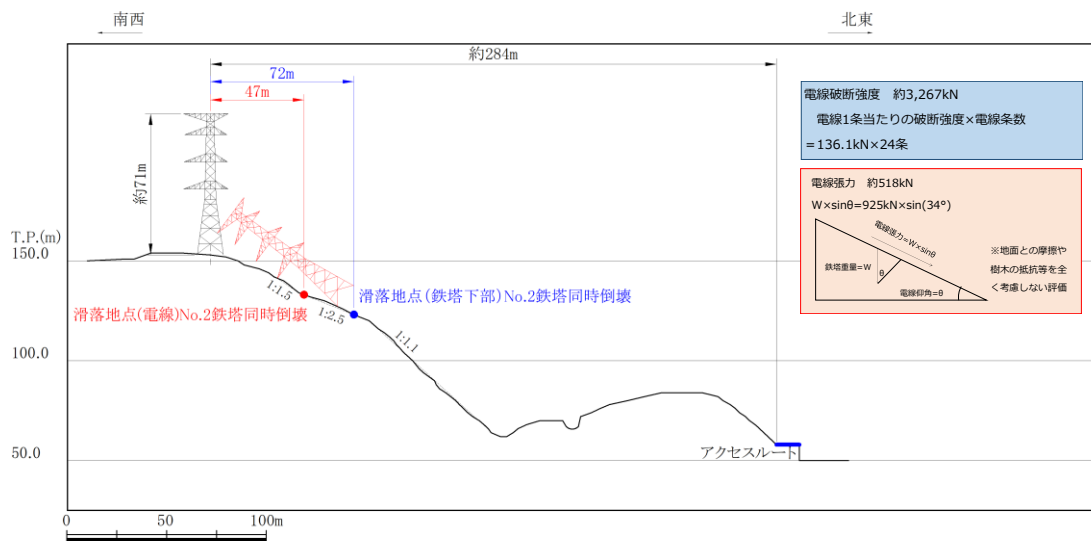


図 1.5.4-11 500kV 島根原子力幹線 No. 2, 3 鉄塔が全姿同時倒壊した場合の No. 3 鉄塔滑落位置 (断面)

500kV 島根原子力幹線では、電線破断強度約 3,267kN に対して、No. 2 鉄塔は張力約 532kN、No. 3 鉄塔は張力約 518kN であり、電線強度の裕度が約 6 程度あることを確認した。1.5.3 (5) より、電線が全 6 相 (24 条) のうち 1 相 (4 条) が断線した場合において、張力が大きい No. 2 鉄塔においても電線破断強度約 2720kN (136.1kN/条×20 条) > 張力約 532kN となり、電線強度の方が上回る。

(4) 可搬型重大事故等対処設備の保管場所と分散配置状況

500kV 島根原子力幹線 No.2 鉄塔又は No.3 鉄塔の滑落時において、倒壊の衝撃に伴って想定以上に電線が断線した場合、分離した鉄塔の一部の滑落等、さらに厳しい状況により屋外に保管されている第2保管エリアの可搬型重大事故等対処設備である大量送水車等に影響があった場合においても、可搬型重大事故等対処設備は分散配置し保管していることから、重大事故等対策に必要な設備を確保できる。

倒壊の衝撃に伴って想定以上に電線が断線した場合、分離した鉄塔の一部の滑落等、さらに厳しい状況により道路の通行に支障が出た場合においても、1, 2号機原子炉建物南側を経由したルートを活用によりアクセスルートを確保できる。

また、鉄塔の滑落により、第2保管エリアに保管している可搬型重大事故等対処設備である大量送水車等が損傷した場合においても、可搬型重大事故等対処設備は分散配置し保管していることから、重大事故等対策に必要な設備を確保できる。

表 1.5.4-4 に影響を想定する可搬型重大事故等対処設備の保管場所及び設備を示し、図 1.5.4-12 に可搬型重大事故等対処設備の保管場所と分散配置状況を示す。

表 1.5.4-4 影響を想定する可搬型重大事故等対処設備の保管場所及び設備

影響を想定する可搬型重大事故等対処設備	保管場所	その他の保管場所
大量送水車	第2保管エリア*1	第1保管エリア*2 第3保管エリア*1 第4保管エリア*2, 3
可搬型ストレーナ	第2保管エリア	第3保管エリア 第4保管エリア*4
ホース	第2保管エリア	第1保管エリア 第3保管エリア*3 第4保管エリア*3

注記*1：送水用

*2：海水取水用

*3：予備を含む

*4：予備

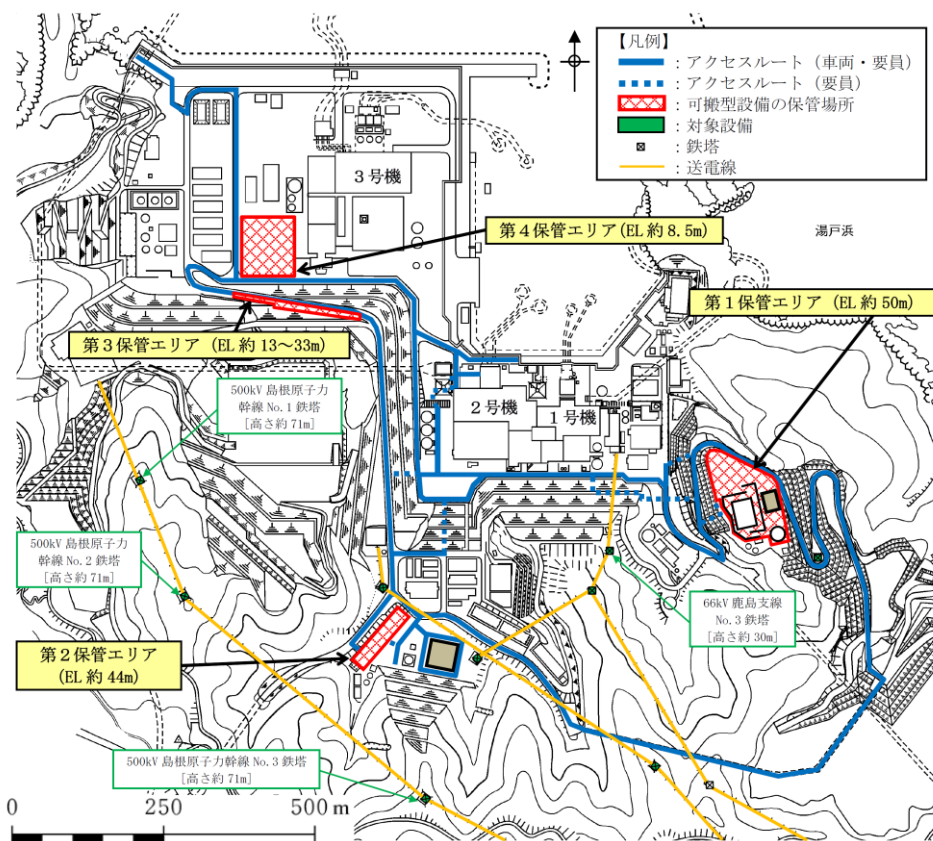


図 1.5.4-12 可搬型重大事故等対処設備の保管場所と分散配置状況

1.5.5 まとめ

66kV 鹿島支線 No.3 鉄塔並びに 500kV 島根原子力幹線 No.1 鉄塔, No.2 鉄塔及び No.3 鉄塔の倒壊によるアクセスルートへの影響評価として, 鉄塔が倒壊し, 滑落した場合の評価を行った。

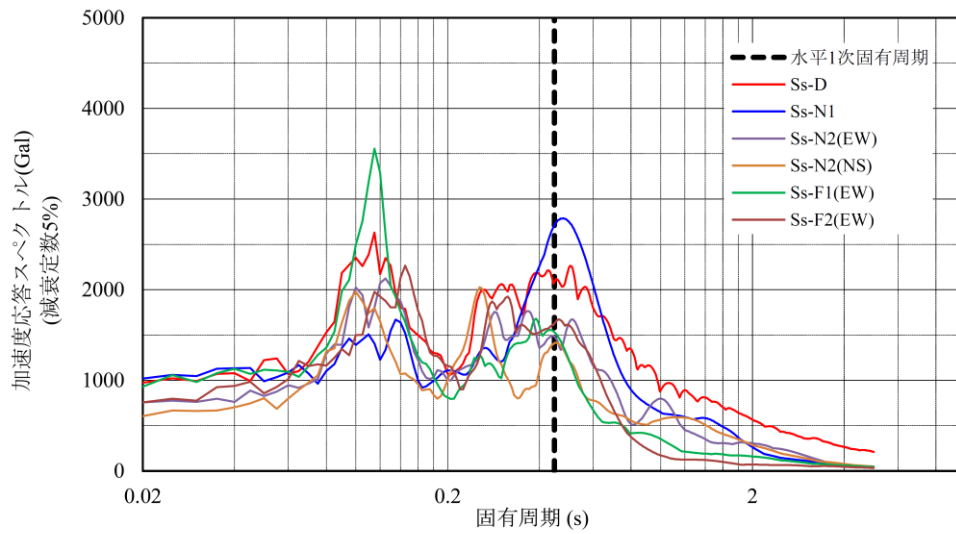
評価の結果, それぞれが倒壊した場合においても, 電線実長並びに前後送電鉄塔からの電線張力によりアクセスルートに到達しないことを確認した。

また, 倒壊した鉄塔の一部が分離して滑り落ちた場合等, さらに厳しい状況においても, 1, 2号機原子炉建物南側を經由したルートの活用によりアクセスルートが確保できること, 保管場所は重大事故等発生時に必要な設備が確保できる分散配置となっていることを確認した。

加速度応答スペクトル

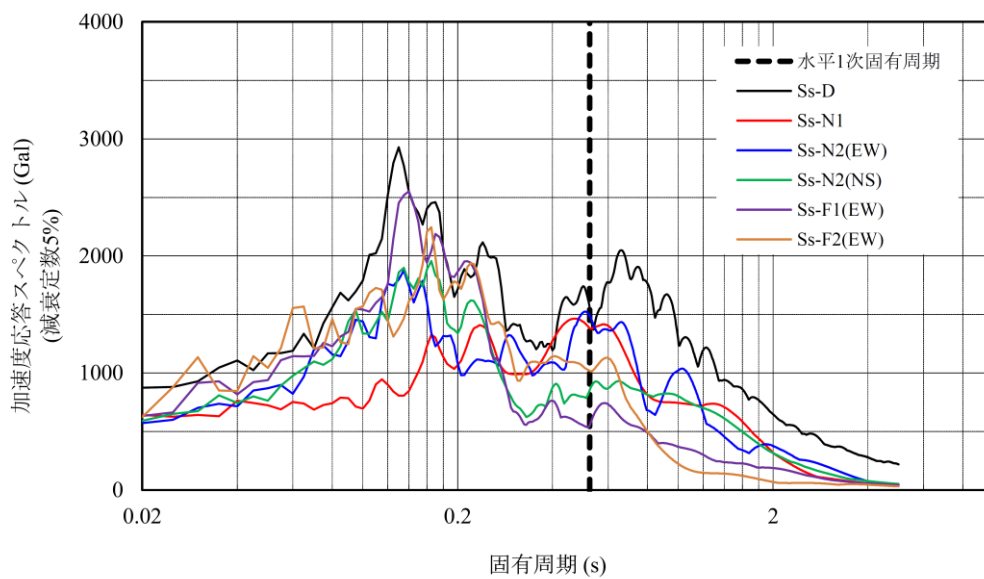
以下に各鉄塔位置（基礎底面）における基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

1. 220kV 第二島根原子力幹線 No.1 鉄塔



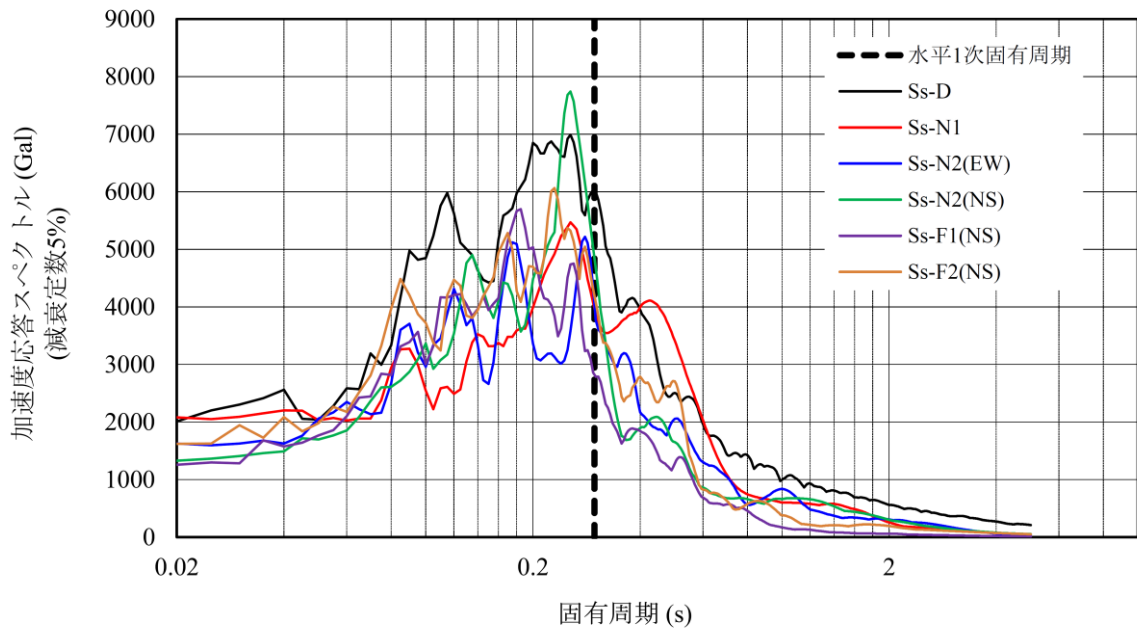
加速度応答スペクトル 水平成分

2. 220kV 第二島根原子力幹線 No.2 鉄塔



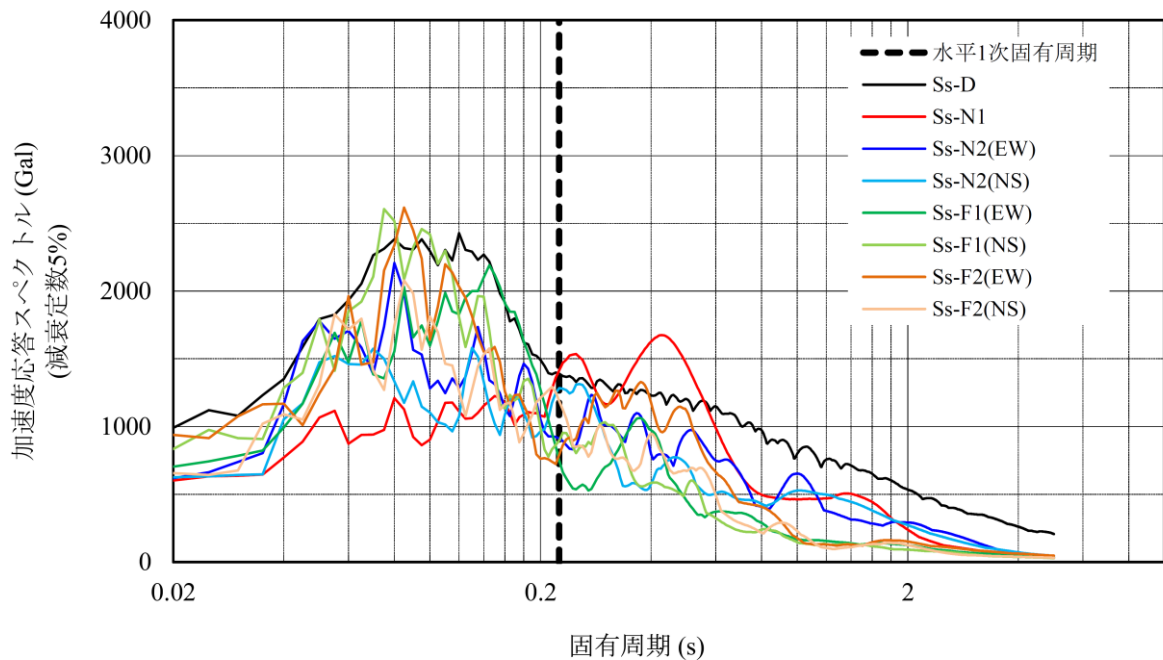
加速度応答スペクトル 水平成分

3. 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔



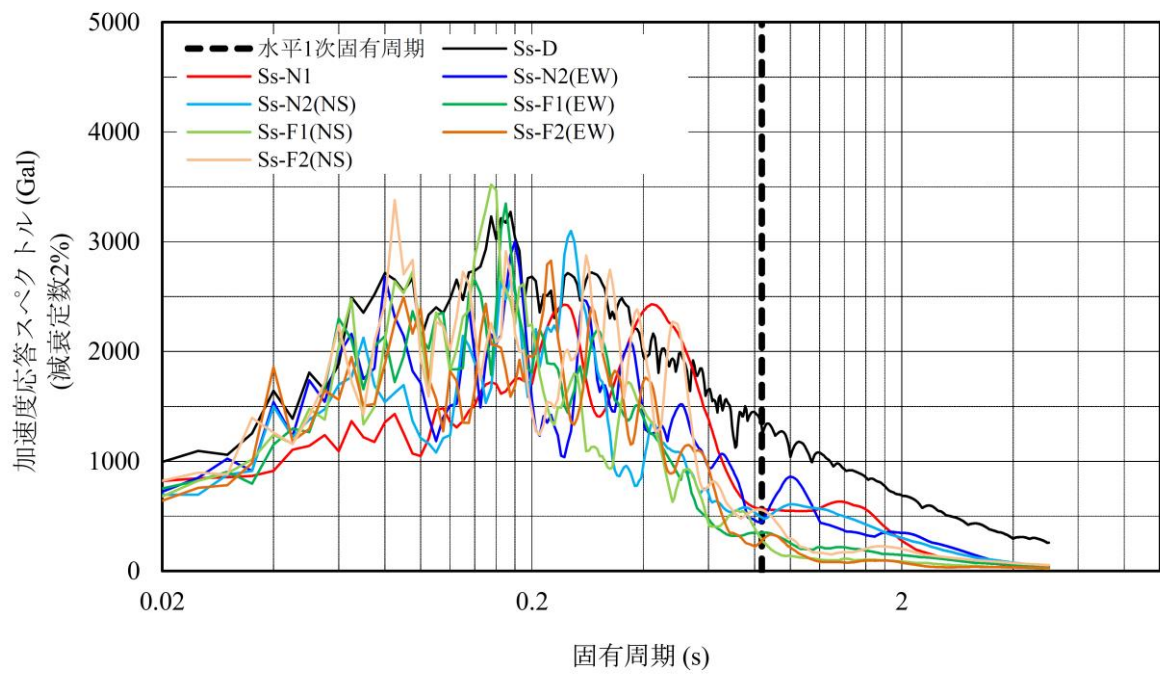
加速度応答スペクトル 水平成分

4. 第2-66kV 開閉所屋外鉄構



加速度応答スペクトル 水平成分

5. 通信用無線鉄塔



加速度応答スペクトル 水平成分

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 鉄塔基礎の
耐震補強について

1. 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の概要を図1に示す。

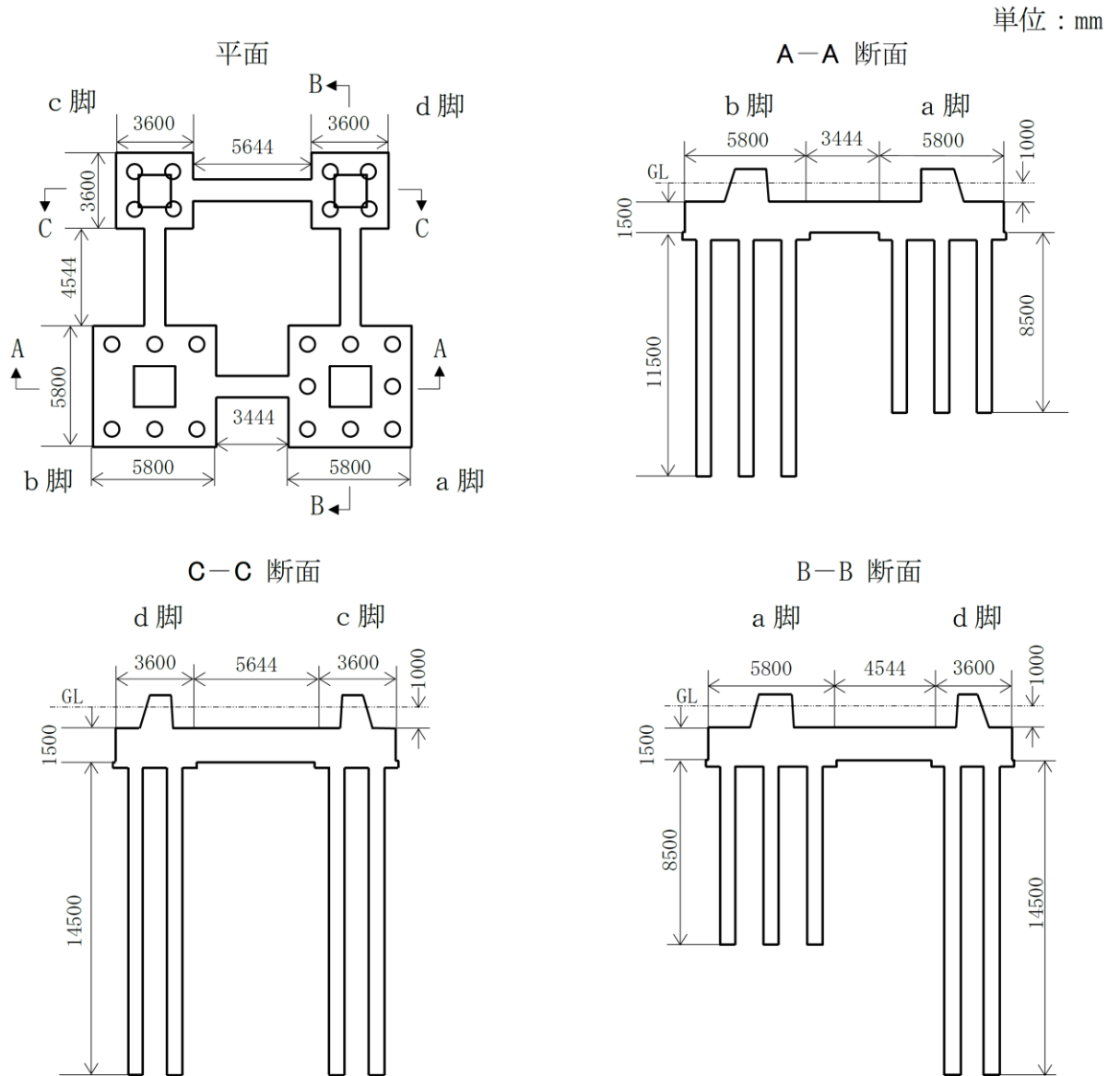


図1 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の概要

(2) 耐震評価結果

照査結果の概要を表1～表3に示す。照査結果については、各照査項目の最大照査値を示す。

照査の結果、220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎については、鋼管杭、つなぎ梁及び基礎柱体部で許容限界を満足しない箇所が確認され、基礎の耐震安全性確保のために耐震補強が必要となった。

表1 鋼管杭の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
軸力と 曲げモーメント	a脚	0.98	<u>1.06</u> *
	b脚	0.76	0.92
	c脚	0.77	<u>1.12</u> *
	d脚	0.76	<u>1.10</u> *
せん断力	a脚	0.14	0.08
	b脚	0.10	0.11
	c脚	0.06	0.09
	d脚	0.08	0.09

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

表2 鋼管杭の鉛直支持力・引抜き抵抗力照査結果

照査項目	対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
		S _s -D	S _s -N1
軸力と 曲げモーメント	a脚	—	—
	b脚	—	—
	c脚	0.41	0.41
	d脚	0.41	0.38
せん断力	a脚	0.46	0.71
	b脚	0.51	0.63
	c脚	—	—
	d脚	—	—

表3 柱体部，床板部及びつなぎ梁の曲げ・せん断応力照査結果

照査項目		対象脚	最大発生応力度／許容応力度	
			S _s -D	S _s -N1
柱体部	コンクリート 圧縮応力度	a 脚	0.12	0.71
		b 脚	0.18	0.11
		c 脚	0.23	0.24
		d 脚	0.21	0.20
	鉄筋 引張応力度	a 脚	<u>1.54</u> *	<u>2.41</u> *
		b 脚	<u>1.40</u> *	<u>1.44</u> *
		c 脚	0.02	0.01
		d 脚	0.01	—
コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.54	<u>1.70</u> *	
床板部	コンクリート 圧縮応力度	a, b 脚	0.36	0.35
		c, d 脚	0.04	0.04
	鉄筋 引張応力度	a, b 脚	0.68	0.66
		c, d 脚	0.08	0.08
	コンクリート せん断応力度	a, b 脚	0.54	0.52
		c, d 脚	0.37	0.37
つなぎ梁	コンクリート 圧縮応力度	a-b 脚	0.86	0.80
		b-c 脚	0.61	0.69
		c-d 脚	<u>1.08</u> *	<u>1.22</u> *
		d-a 脚	0.30	0.22
	鉄筋 引張応力度	a-b 脚	<u>4.82</u> *	<u>4.22</u> *
		b-c 脚	<u>3.26</u> *	<u>4.27</u> *
		c-d 脚	<u>2.91</u> *	<u>3.43</u> *
		d-a 脚	<u>5.00</u> *	<u>5.45</u> *
	コンクリート せん断応力度	a, b, c, d 脚	0.86	0.92

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

2. 耐震補強対策工の設計

耐震補強対策工について検討した結果、地中に地盤改良体を造成することで鋼管杭に作用する土圧を低減させる地盤改良を行うこととした。地盤改良の範囲は地中変位が大きいc脚及びd脚付近とした。

鉄塔基礎床版を一体化しているつなぎ梁のコンクリート増し打ちを行うとともに、柱体部（a，b脚）に対してもコンクリート増し打ちによる耐力増加を図った。

地盤改良概要図を図2に示し、鉄塔基礎補強対策工概要図を図3に示す。

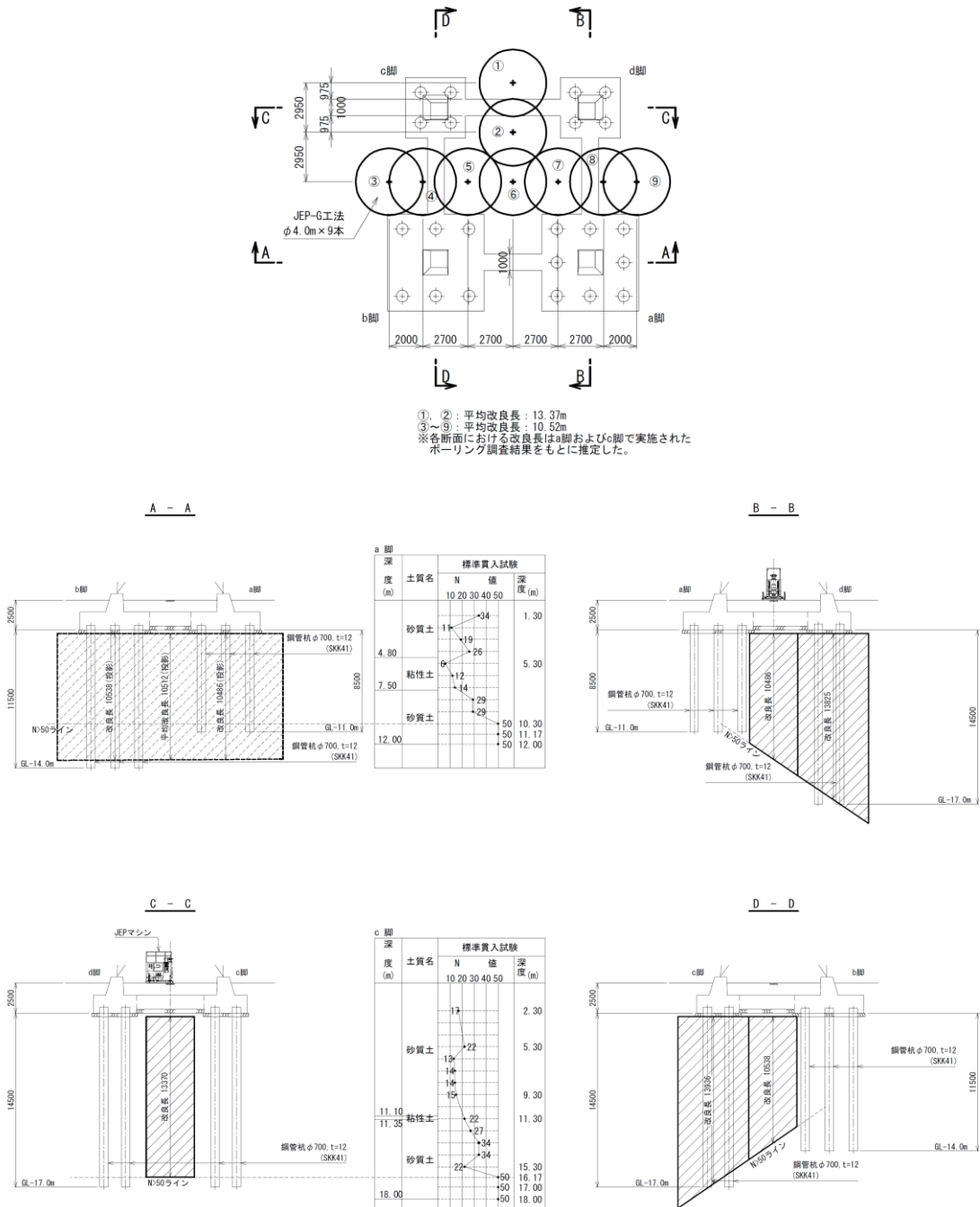


図2 地盤改良概要図

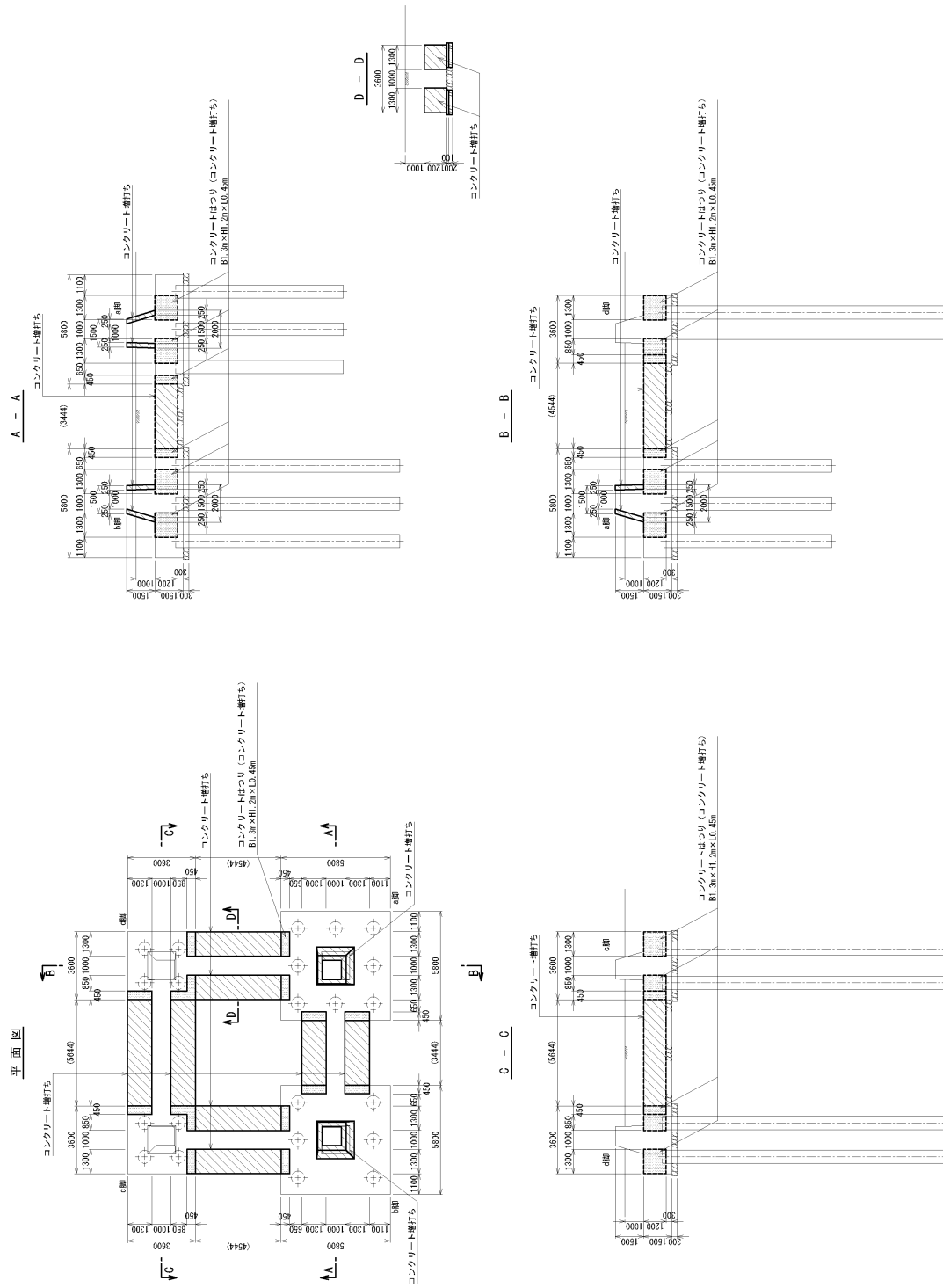


図3 鉄塔基礎補強対策工概要図

220kV 第二島根原子力幹線 No. 1 送電鉄塔の地盤の支持性能について

1. 改良地盤の概要

1.1 地盤改良工法の種類と適用地盤

地盤改良工法については、文献（陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，（財）土木研究センター，平成16年3月）（以下，「陸上工事マニュアル」という。）では，以下の項目により分類づけられる。

- ① 対策工法を必要とする理由，目的，期待する効果
- ② 地盤の性状
- ③ 構造物の性質
- ④ 現場条件，周辺環境

地盤改良工法の種類と適用地盤・効果を表1-1に示す。

表 1-1 地盤改良工法の種類と適用地盤・効果

工法	適用地盤				工法の効果					
	粘性土	砂質土	粘性土 砂質土 の互層	有機 質土	沈下対策		安定対策			
					圧密沈 下促進	沈下量 減少	せん断 変形の 抑制	強度増 加促進	すべり 抵抗の 付与	液状化 の防止
表層処理工法	表層排水工法									
	サンドマット工法	○			○					
	敷設材工法									
	浅層混合処理工法									
置換工法	掘削置換工法	○		○	○					○
	強制置換工法									
押え盛土工法	押え盛土工法	○		○	○					○
	緩斜面工法									
緩速載荷工法	漸増載荷工法	○		○	○					
	段階載荷工法									
載荷重工法	盛土荷重載荷工法									
	大気圧載荷工法	○		○	○				○	
	地下水低下工法									
バーチカル ドレーン工法	サンドドレーン工法	○		○	○				○	
	ボード系ドレーン工法									
	サンドコンパ クション工法	○	○	○	○	○	○	○	○	○
締固め工法	振動棒工法									○
	動圧密工法		○				○			○
固結工法	深層混合処理工法	○	○	○	○		○	○	○	○
	生石灰バイル工法									
	薬液注入工法									
構造物による 工法	矢板工法									
	打設グイ工法	○	○	○	○		○	○		○
	スラブ工法									
	カルバート工法									

（引用：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル 改訂版，
（財）土木研究センター，平成 16 年 3 月）

表1-1に示す工法のうち、島根原子力発電所で適用している地盤改良工法としては、適用地盤や工法の効果とも幅広い「固結工法」を基本としている。

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎地盤に採用した工法である深層混合処理工法（高圧噴射攪拌工法）は、高圧でセメントミルクを吐出し、原地盤を切削・攪拌することで改良体を造成する工法であり、地上構造物及び埋設構造物がある開削が困難な場所にて採用するものである。

高圧噴射攪拌工法の概要を図1-1に示す。

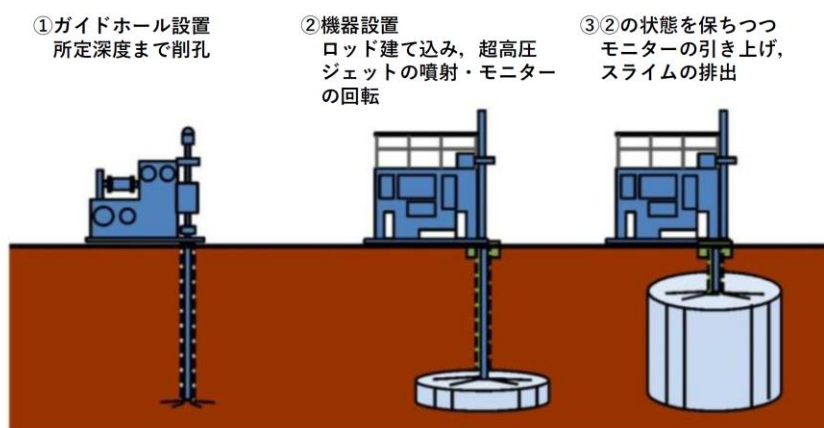


図1-1 高圧噴射攪拌工法の概要

2. 220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎改良地盤について

2.1 基本方針

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎改良地盤は、地盤変位による鋼管杭への影響が大きいため、地盤変形を抑制する役割に期待して、改良地盤を設置している。

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の評価において、改良地盤を含めて解析モデルを作成する必要があることから、改良地盤に適切な解析用物性値を設定する。

2.2 改良地盤の解析用物性値

表2-1に示すとおり一軸圧縮強度 q_u の基準値を 3000kN/m^2 として改良地盤の解析用物性値を設定した。

なお、解析用物性値の設定に当たっては、設計強度ごとに採取する改良体本数が詳細に記載される陸上工事マニュアルを参考にした。

また、改良地盤1及び2の確認方法は、日本産業規格（JIS）の試験規格に基づき実施した。

表2-1 改良地盤の解析用物性値

土層区分		単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数 E	動ポアソン比 ν_d	減衰定数 h
地盤改良土 (掘削ズリ)	改良地盤 1	20.7	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03
地盤改良土 (D級岩盤)	改良地盤 2	22.4	3.000×10^5 (kN/m ²) *	0.333	0.03

注記* : $E=100q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度, $q_u=3000\text{kN/m}^2$) とする。

表2-2に陸上工事マニュアルにおける必要調査箇所数を示し、表2-3に220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔の改良地盤1及び2の施工数量と必要調査箇所数との比較を示す。

表2-2 必要調査箇所数

地盤改良 工法	基準略称	試験頻度の目安
高圧噴射 攪拌工法	陸上工事マニュアル	設計強度ごとに改良体 500 本未満は 3 本×3 深度、500 本以上は 250 本ごとに 1 本追加。

表2-3 改良地盤1及び2の施工数量と必要調査箇所数との比較

対象施設	220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔
工法	高圧噴射攪拌工法
施工数量	9本
必要調査箇所数	9試料 (3本×3深度)
実施調査箇所数	9試料 (3本×3深度)

2.3 改良地盤の概要

改良地盤を設置する施設の平面配置図を図2-1に、改良地盤の概要を表2-4に示し、改良地盤の配置図を図2-2に示す。なお、220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔基礎の改良地盤1及び2は施工済である。

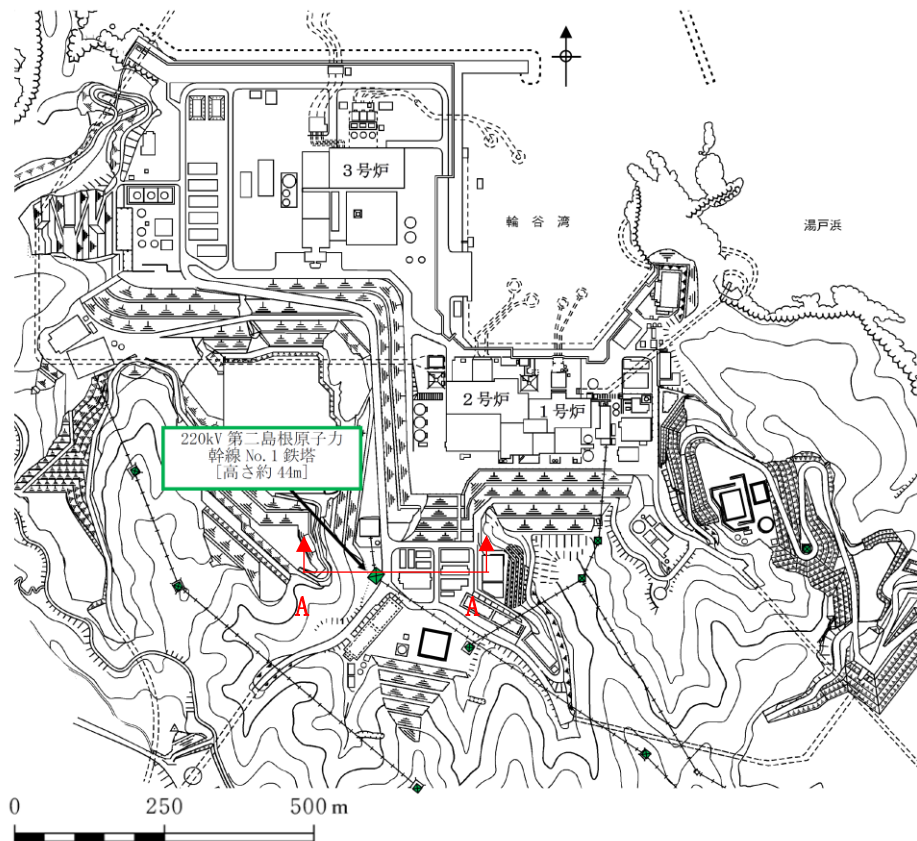


図2-1 改良地盤を設置する施設の平面配置図

表2-4 改良地盤の概要

対象施設	名称	既設／新設	地盤改良工法	役割
220kV 第二島根原子力 幹線 No.1 鉄塔	改良地盤 1	新設	高圧噴射 攪拌工法	鋼管杭の変形抑制
	改良地盤 2	新設		

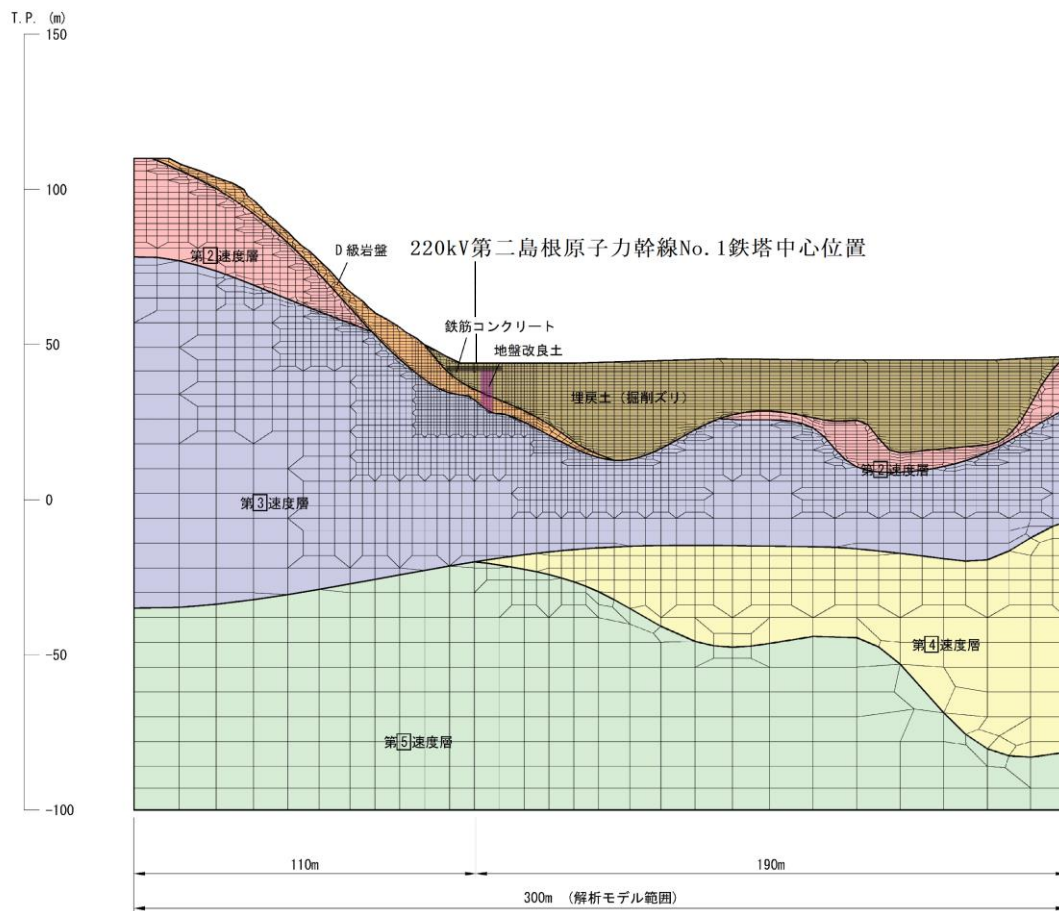
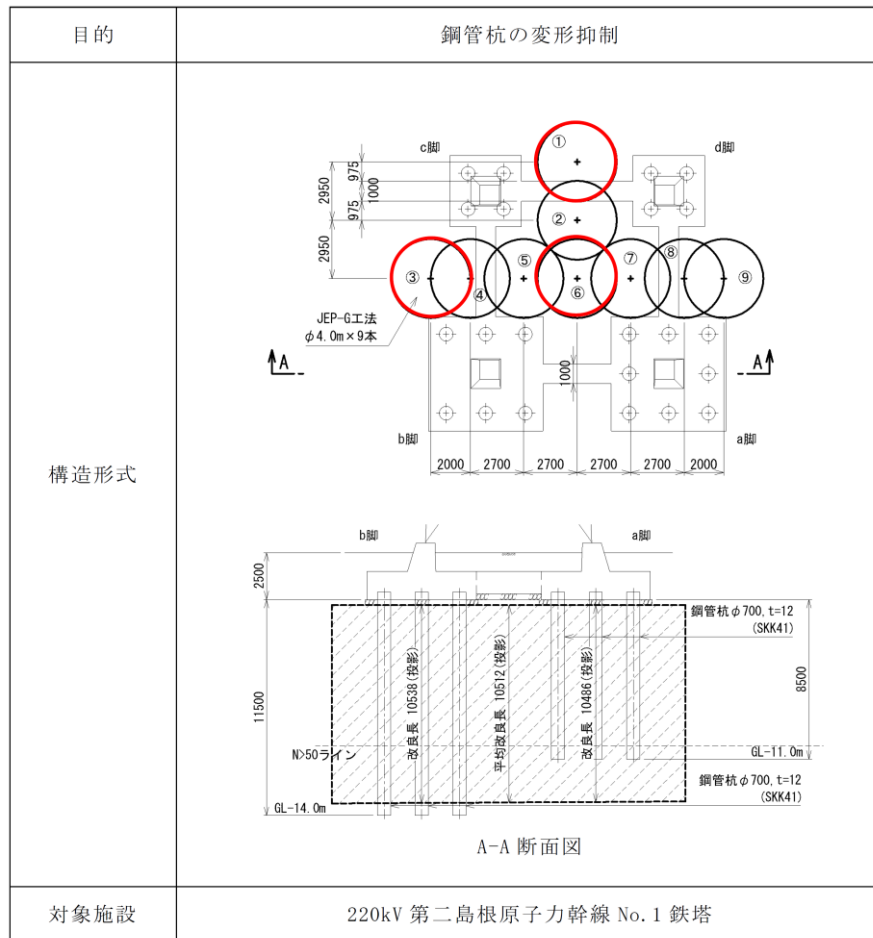


図 2-2 改良地盤の配置図 (図 2-1 A-A 断面)

3. 改良地盤の目的及び構造形式

220kV第二島根原子力幹線No.1鉄塔に設置する改良地盤は、鋼管杭の変形抑制としての役割を有する。改良地盤の目的及び構造形式を表3-1に示す。

表 3-1 改良地盤の目的及び構造形式



注：赤丸は改良地盤の調査箇所を示す。

4. 確認結果

220kV第二島根原子力幹線No. 1鉄塔基礎の改良地盤1及び2について、一軸圧縮強度試験により一軸圧縮強度 q_u は、基準値である 3000kN/m^2 を満足することを確認した。

表4-1 一軸圧縮強度試験による確認結果

データ数	確認結果		基準値 (kN/m^2)
	平均値 (kN/m^2)	平均 - σ (kN/m^2)	
9	12272	4292	3000

66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔基礎の耐震補強について

1. 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の耐震評価概要

(1) 鉄塔基礎

66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の概要を図1に示す。

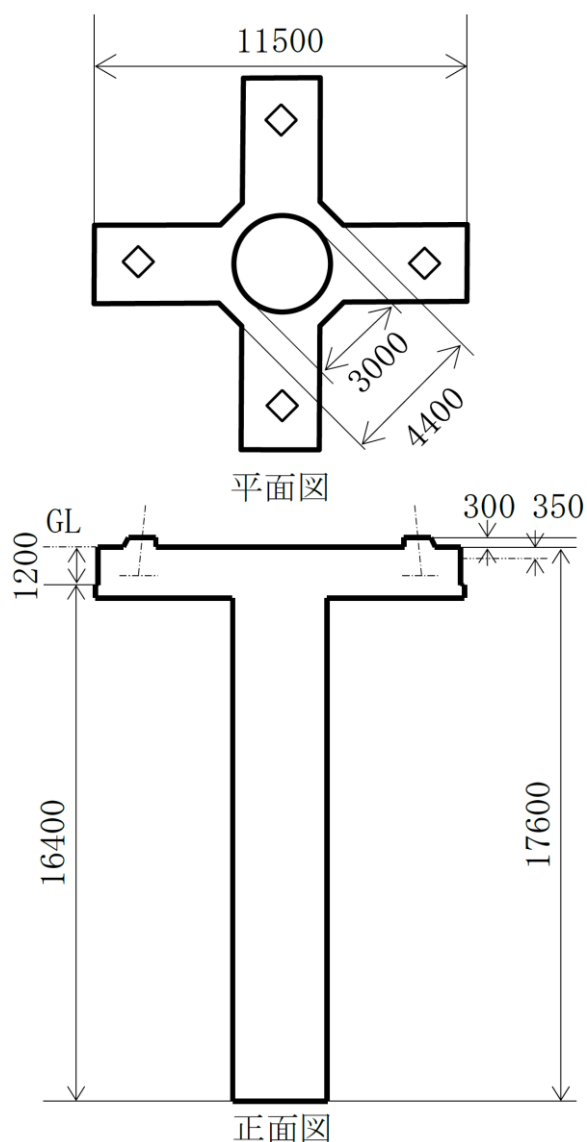


図1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の概要

(2) 耐震評価結果

照査結果の概要を表1-1及び表1-2に示す。照査結果については、各照査項目の最大照査値を示す。

照査の結果、66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎については、深礎杭及び張出梁で許容限界を満足しない箇所が確認され、基礎の耐震安全性確保のために耐震補強が必要となった。

表 1-1 深礎杭の鉛直支持力照査結果

照査項目	最大発生軸力／降伏支持力	
	S _s -D	S _s -N ₂ (NS)
鉛直支持力	0.07	0.05

表1-2 深礎杭，柱体部及び張出梁の曲げ・せん断応力照査結果

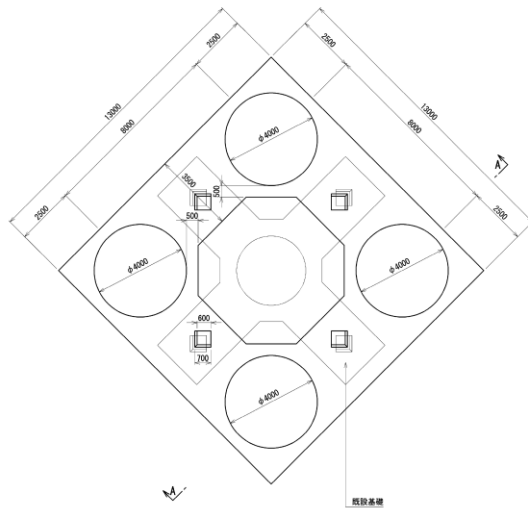
照査項目		最大発生応力度／短期許容応力度	
		S _s -D	S _s -N ₂ (NS)
深礎杭	コンクリート圧縮応力度	<u>2.06</u> *	<u>1.64</u> *
	鉄筋引張応力度	<u>4.94</u> *	<u>4.04</u> *
	コンクリートせん断応力度	<u>1.13</u> *	0.91
柱体部	コンクリート圧縮応力度	0.18	0.16
	鉄筋引張応力度	0.80	0.76
	コンクリートせん断応力度	0.49	0.47
床版部	コンクリート圧縮応力度	0.50	0.48
	鉄筋引張応力度	0.99	<u>1.03</u> *
	コンクリートせん断応力度	0.48	0.39

注記*：下線部は許容限界を満足しない箇所

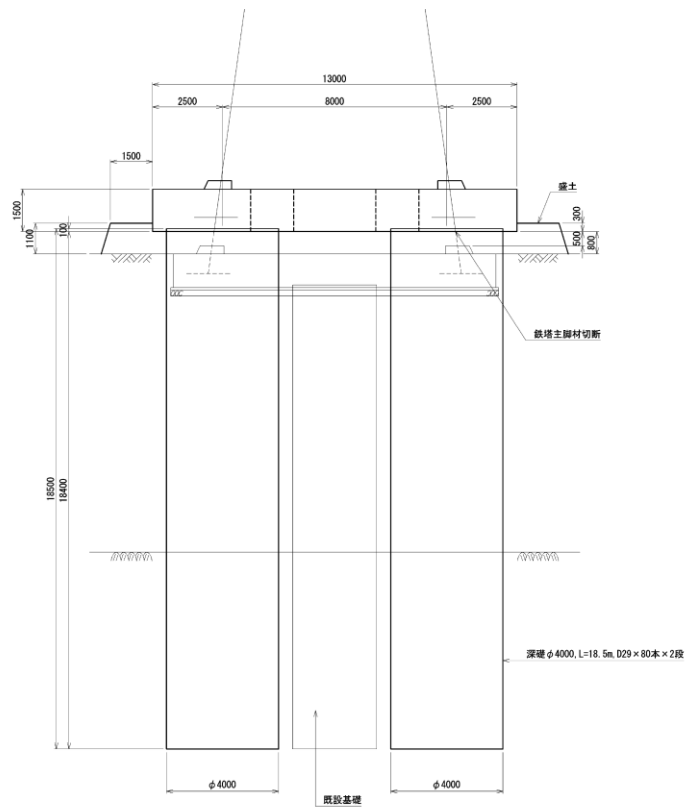
2. 耐震補強対策工の設計

耐震補強対策工について検討した結果，鉄塔本体を改造して，既設基礎の上方へ新設基礎を構築し，深礎基礎にて鉄塔を受替えることとした。

鉄塔基礎の補強対策概要図を図2-1に示す。



平面図



正面図 (A-A断面)

図2-1 66kV鹿島支線No. 2-1鉄塔基礎の補強対策概要図

以上

2.8. その他の検討

2.8.1 鉄塔が設置されている斜面の安定性評価

2.8.1.1 鉄塔の設置位置及び検討断面の選定

(1) 概要

「1. 送電鉄塔他の影響評価について」で選定した，島根原子力発電所構内の送電鉄塔，開閉所屋外鉄構及び通信用無線鉄塔（以下「鉄塔」という。）が設置されている斜面について，基準地震動 S_s による安定性評価を実施する。

検討条件及び解析用物性値は，「2.6.2 選定方針及び評価方法」と同様とする。

(2) 影響評価鉄塔

「1. 送電鉄塔他の影響評価について」で選定した，斜面の安定性評価を行う鉄塔は以下のとおり。

- ・ 66kV 鹿島支線 No. 2-1 鉄塔
- ・ 220kV 第二島根原子力幹線 No. 2 鉄塔
- ・ 通信用無線鉄塔

(3) 検討断面の選定

鉄塔が設置されている斜面の検討断面として，以下のとおり 3 断面を設定した。各鉄塔の検討断面位置図を図 2.8.1.1-1 に示す。

A-A' 断面は自然斜面であり，鉄塔付近を通る断面のうち，斜面高さが高くなり，風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

B-B' 断面は自然斜面であるが，風化帯の厚い尾根部は概ね同等の標高で傾斜が緩いため，鉄塔付近を通る断面のうち，斜面高さが高くなり，最急勾配となるすべり方向に断面を設定した。

C-C' 断面は切取斜面であり，鉄塔付近を通る断面のうち，斜面高さが高くなり，勾配が急となるすべり方向に断面を設定した。

各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

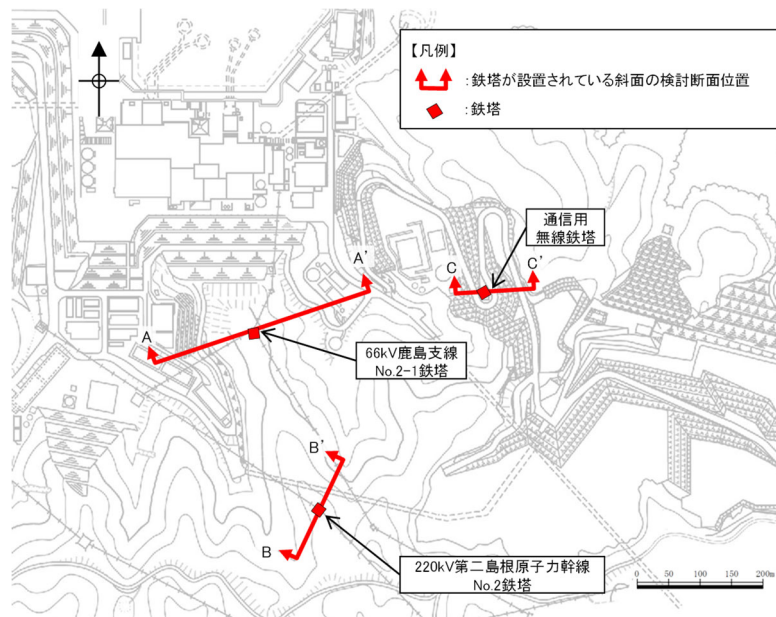


図 2.8.1.1-1 各鉄塔の検討断面位置図

2.8.1.2 評価対象斜面の選定結果

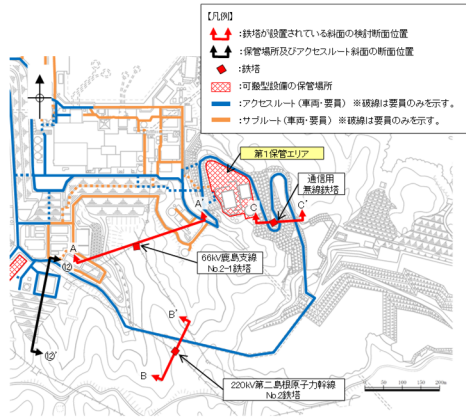
鉄塔が設置されている斜面である A-A' 断面～C-C' 断面について、影響要因の番号付与数及び簡便法の安全率により比較を行った。

比較検討の結果、表 2.8.1.2-1 及び図 2.8.1.2-1 に示す通り、A-A' 断面及び B-B' 断面を 2次元動的 FEM 解析の評価対象斜面に選定した。各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠の詳細は参考資料 1 に示す。

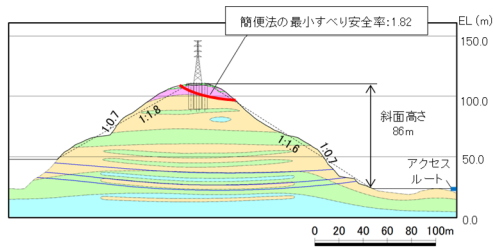
表 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

斜面	影響要因				該当する影響要因	簡便法の最小すべり安全率	選定理由
	【影響要因①】 構成する岩級	【影響要因②】 斜面高さ	【影響要因③】 斜面の勾配	【影響要因④】 シームの分布の有無			
66kV 鹿島支線 No.2-1 鉄塔斜面 (A-A' 断面)	C _M , C _L , D級	86m	1:1.6 (一部、C _L 級で 1:0.7の急勾配部あり)	あり:3条	①, ②, ③, ④	1.82	D級岩盤及びC _L 級岩盤が存在すること、斜面高さが最も高いこと、一部1:0.7の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。
220kV 第二島根原子力幹線 No.2鉄塔斜面 (B-B' 断面)	C _H , C _M , C _L , D級	76m	1:1.2	なし	①, ③	1.72	D級岩盤及びC _L 級岩盤が存在すること、1:1.2の急勾配であること、及びA-A' 断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象断面に選定する。
通信用無線鉄塔斜面 (C-C' 断面)	C _M , C _L , D級	32m	1:1.5	なし	①	10.04	A-A' 断面に比べ、斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、シームが分布しないこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大いことから、A-A' 断面の評価に代表させる。

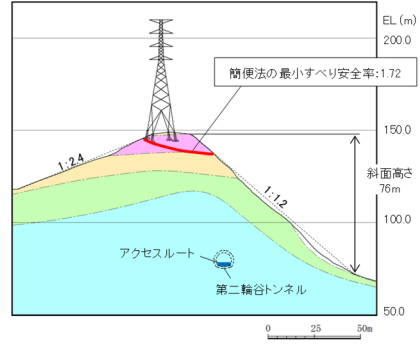
□ : 番号を付与する影響要因 □ : 影響要因の番号付与数が多い(簡便法のすべり安全率が小さい) □ : 選定した評価対象斜面



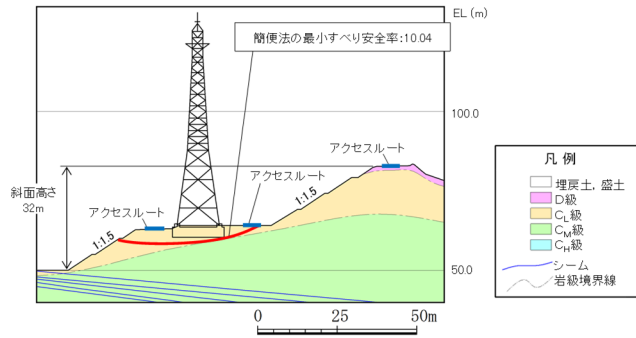
検断断面位置図



A-A' 断面



B-B' 断面



C-C' 断面

図 2.8.1.2-1 評価対象断面の選定結果

2.8.1.3 評価結果

A-A' 断面及びB-B' 断面の解析モデル図を図2.8.1.3-1及び図2.8.1.3-2に示す。

鉄塔については、施設重量のみ考慮することとし、基礎先端に集中荷重として作用させる。

鉄塔斜面の評価対象斜面について、基準地震動 S_s による2次元動的FEM解析を実施した結果、図2.8.1.3-3のとおり、最小すべり安全率（平均強度）が評価基準値1.0を上回っており、安定性を有することを確認した。

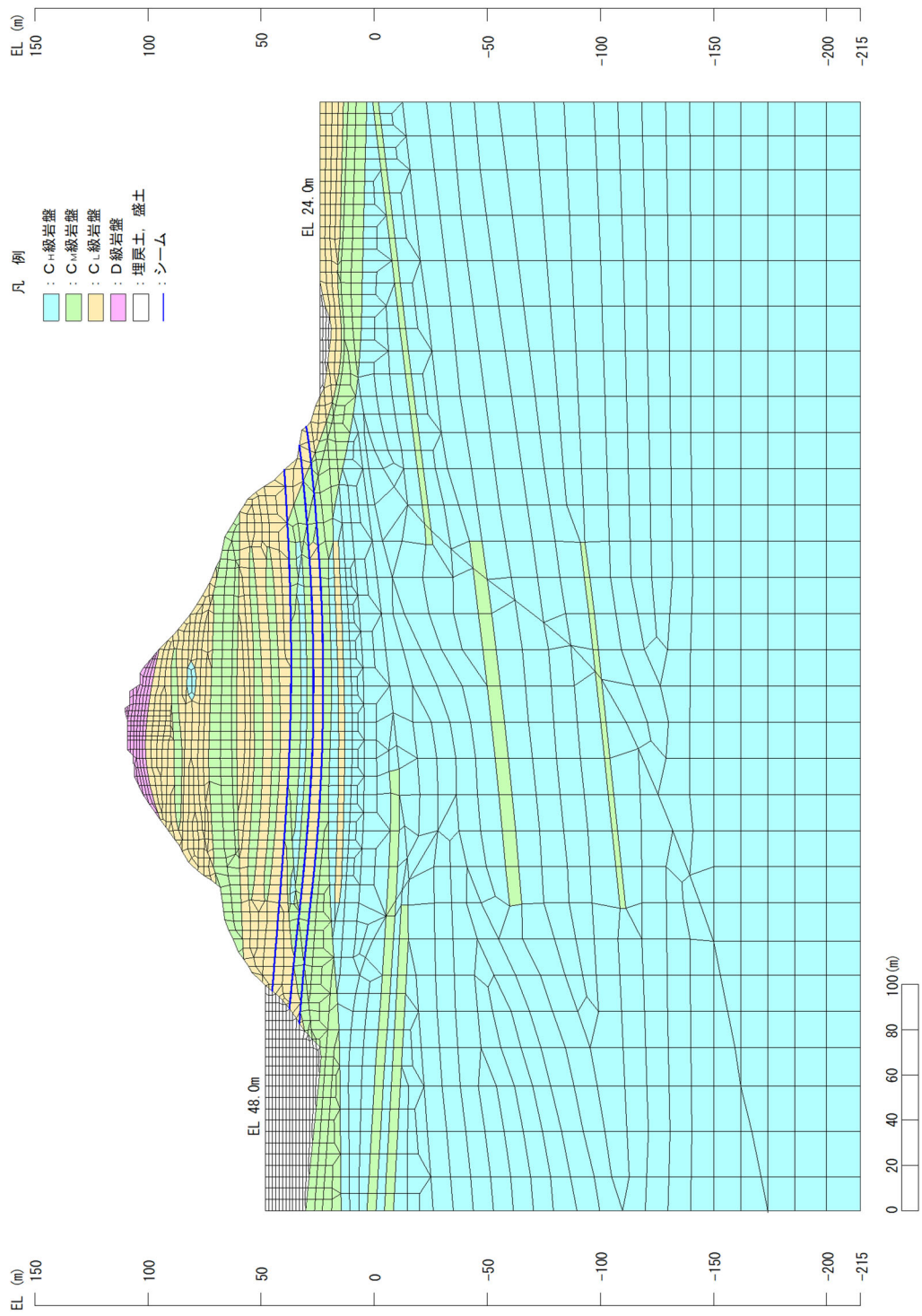


図 2.8.1.3-1 解析モデル図 (A-A' 断面)

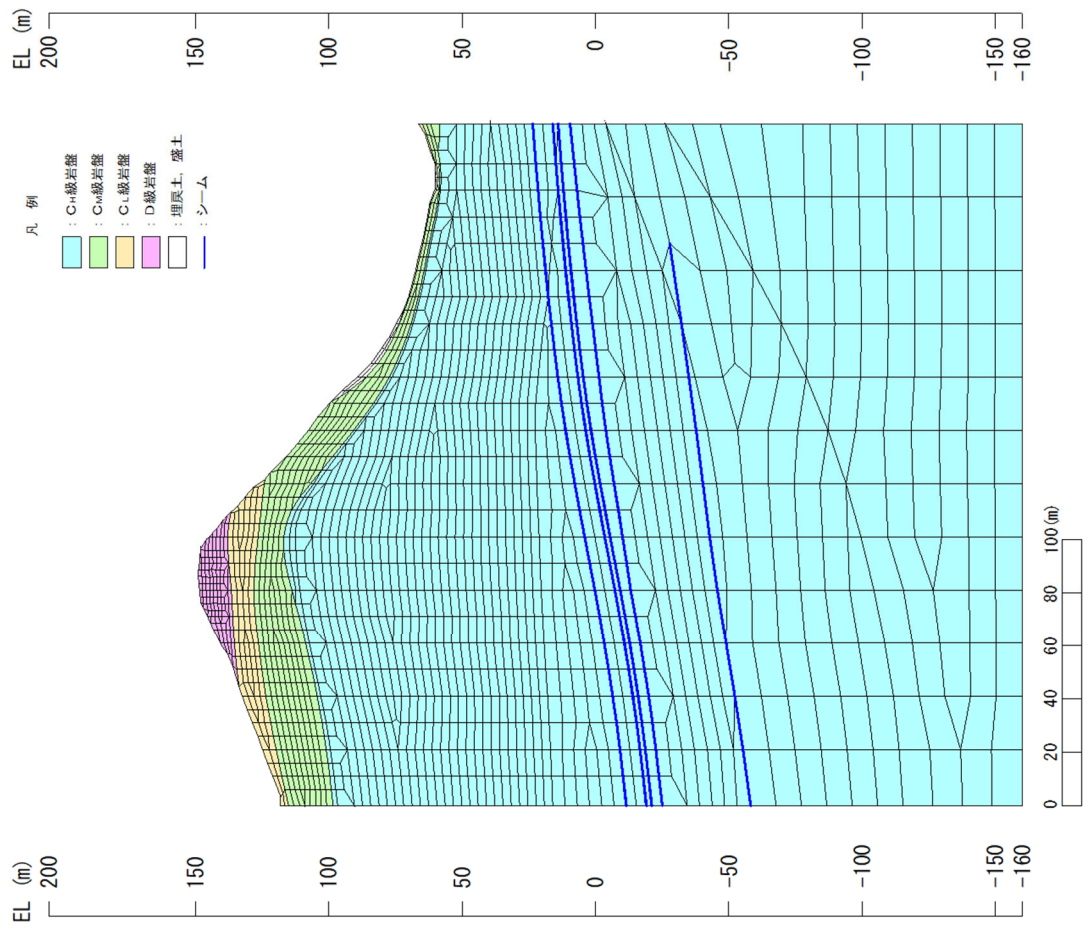
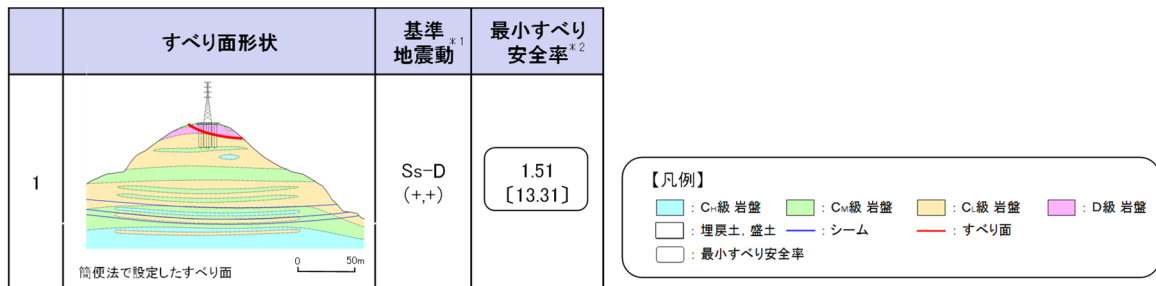


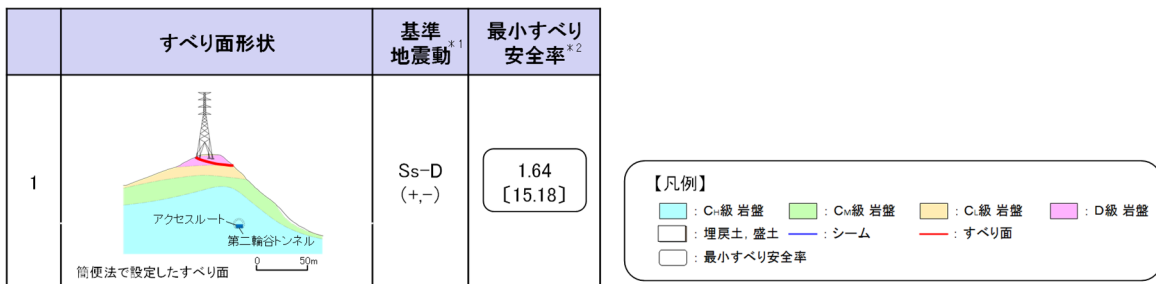
図 2.8.1.3-2 解析モデル図 (B-B' 断面)

・A-A' 断面 平均強度でのすべり安全率



注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

・B-B' 断面 平均強度でのすべり安全率



注記*1: 基準地震動(+,+)は反転なし, (-,+)は水平反転, (+,-)は鉛直反転, (-,-)は水平反転かつ鉛直反転を示す。
 *2: []は、発生時刻(秒)を示す。

図 2.8.1.3-3 すべり安定性評価結果

(参考資料1) 各断面の比較検討結果及び評価対象斜面の選定根拠

4. 鉄塔が設置されている斜面の断面比較結果（詳細）

鉄塔が設置されている斜面の検討断面である A-A' 断面～C-C' 断面の比較検討結果の詳細を断面毎に示す。

【A-A' 断面（評価対象斜面）】

A-A' 断面の斜面は自然斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、風化帯が最も厚くなる尾根部を通るすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が存在すること、斜面高さが最も高いこと、一部 1:0.7 の急勾配部があること、シームが分布すること、及び簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。

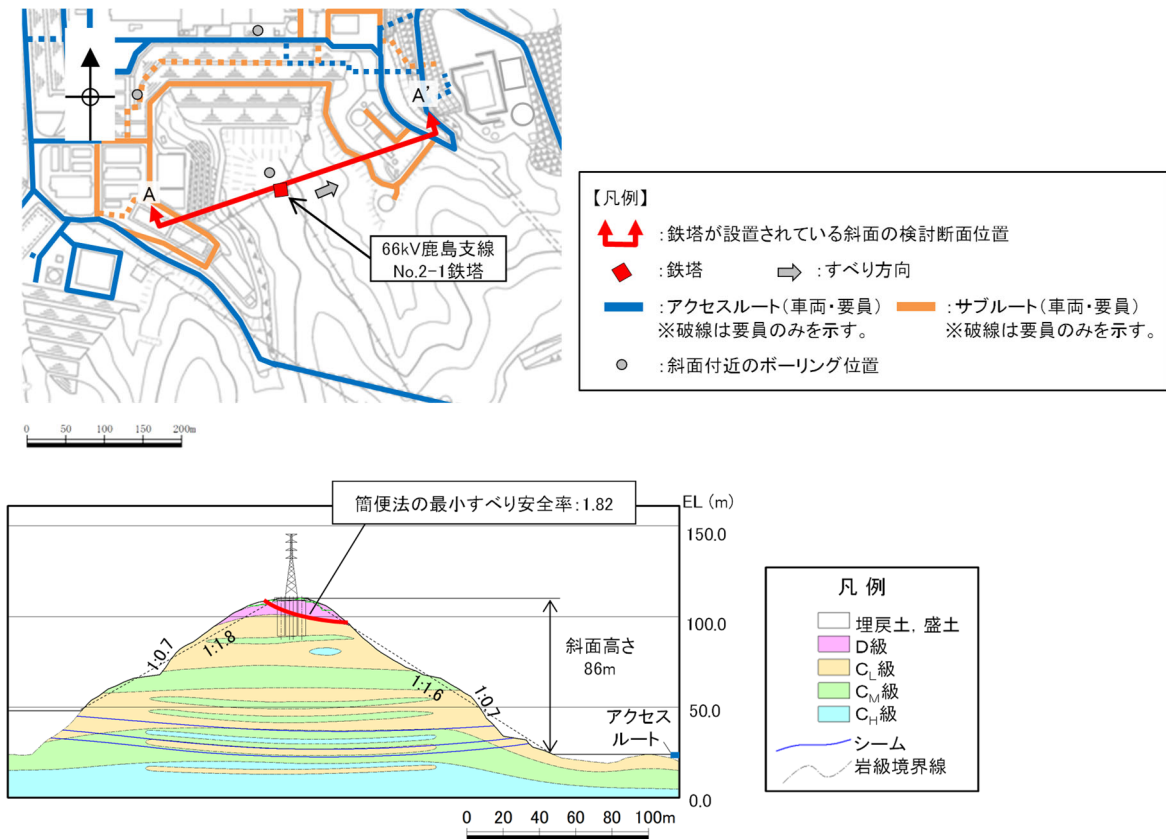


図 12 A-A' 断面の比較結果

【B-B' 断面（評価対象斜面）】

B-B' 断面の斜面は自然斜面であり、通常であれば尾根部を通すが、尾根部が概ね同等の標高になっており、傾斜が緩いため、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、最急勾配となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、D級岩盤及びC_L級岩盤が存在すること、1:1.2の急勾配であること、及びA-A'断面に比べ簡便法の最小すべり安全率が小さいことから、評価対象斜面に選定する。

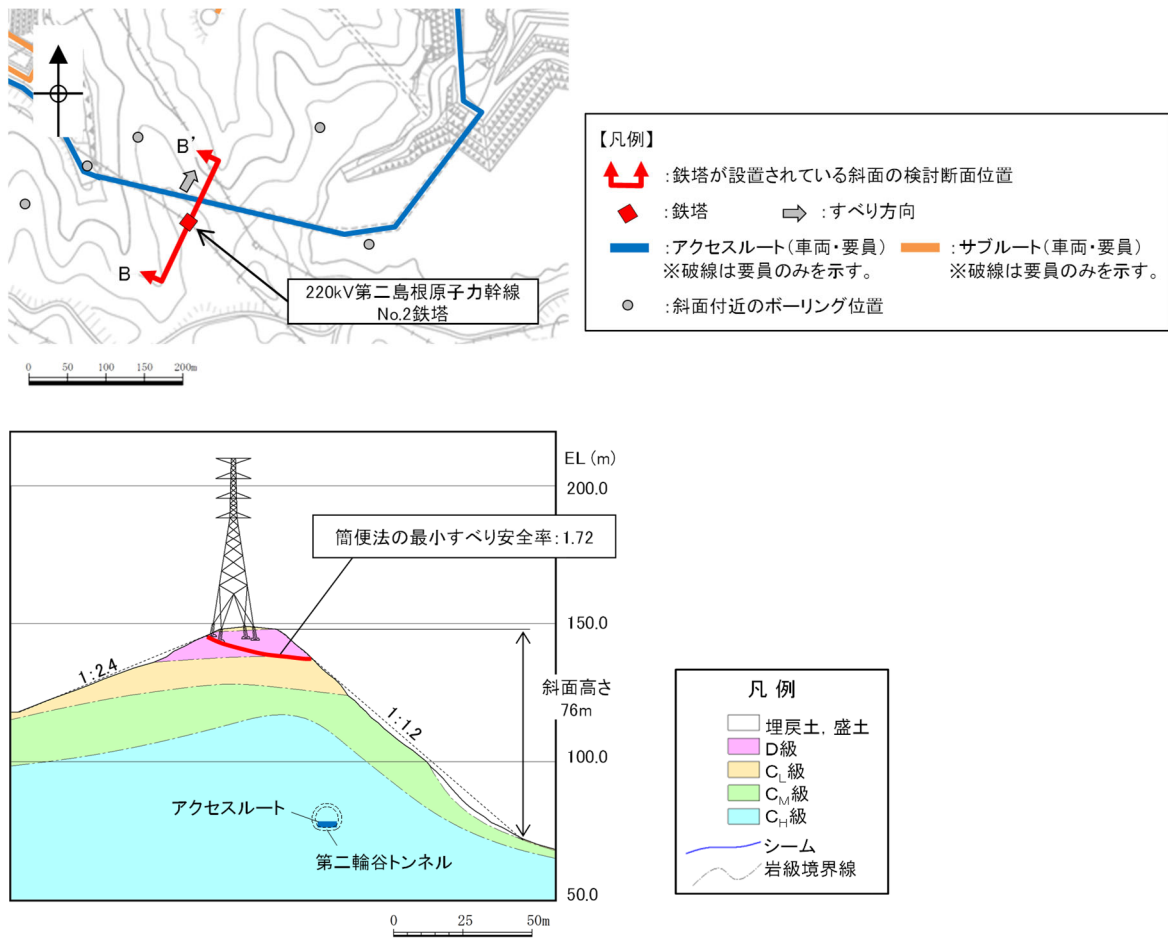


図 13 B-B' 断面の比較結果

【C-C' 断面】

C-C' 断面の斜面は切取斜面であり、鉄塔付近を通る断面のうち、斜面高さが高くなり、勾配が急となるすべり方向に断面を設定した。

当該斜面は、A-A' 断面に比べて斜面高さが低いこと、平均勾配が緩いこと、シームが分布しないこと、及び簡便法の最小すべり安全率が大きいことから、A-A' 断面の評価に代表させる。

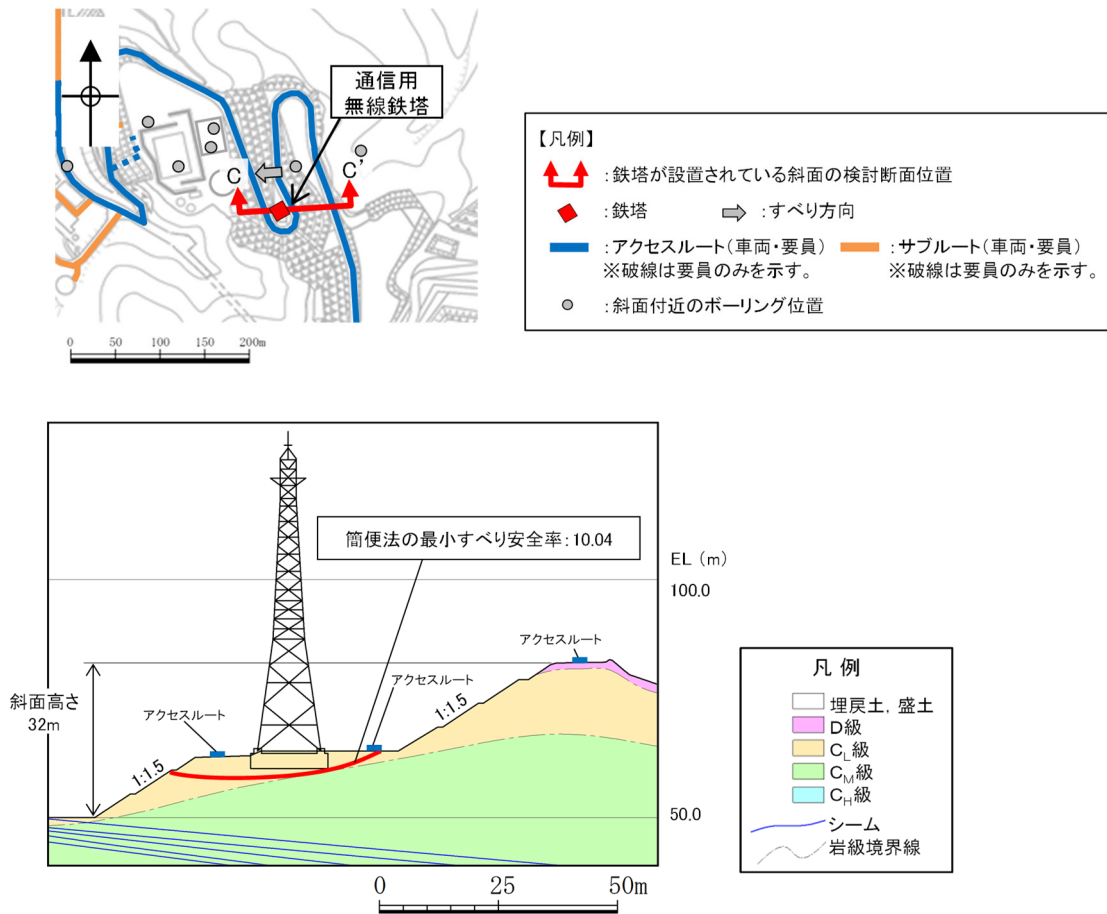


図 14 C-C' 断面の比較結果