

## Ⅱ.14.② 自然現象に対する設計上の考慮 への適合性

措置を講ずべき事項

## II. 設計，設備について措置を講ずべき事項

### 14. 設計上の考慮

#### ②自然現象に対する設計上の考慮

- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，その安全機能の重要度及び地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響を考慮して，耐震設計上の区分がなされるとともに，適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられる設計であること。
- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，地震以外の想定される自然現象（津波，豪雨，台風，竜巻等）によって施設の安全性が損なわれない設計であること。重要度の特に高い安全機能を有する構築物，系統及び機器は，予想される自然現象のうち最も苛酷と考えられる条件，又は自然力に事故荷重を適切に組み合わせた場合を考慮した設計であること。

~~キャスク仮保管設備は，その安全機能の重要度及び地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響を考慮して，耐震設計上の区分がなされるとともに，適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられる設計とする。~~

#### 措置を講ずべき事項への適合方針

##### ○ 自然現象に対する設計上の考慮

- ・安全機能を有する構築物，系統及び機器は，その安全機能の重要度，地震によって機能の喪失を起こした場合の安全上の影響（公衆被ばく影響）や廃炉活動への影響等を考慮した上で，核燃料物質を非密封で扱う燃料加工施設や使用施設等における耐震クラス分類を参考にして耐震設計上の区分を行うとともに，適切と考えられる設計用地震力に耐えられる設計とする。また，確保できない場合は必要に応じて多様性を考慮した設計とする。

(実施計画：II-1-14-1)

#### 対応方針

##### 2.13 使用済燃料乾式キャスク仮保管設備

###### 2.13.1 基本設計

(中略)

###### 2.13.1.3 設計方針

(中略)

(7) 耐震性

キャスク仮保管設備は、2022年11月16日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し(1)～(4)に示す安全機能が維持される設計とする。

ただし、2022年11月16日以前に認可された設備については、基準地震動  $S_s$  (最大加速度 600gal) を考慮しても、(1)～(4)に示す安全機能が維持される設計とする。

(中略)

2.13.1.6 自然災害対策等

(1) 津波

キャスク仮保管設備は、発電所構内の高台 (T.P. 約 38m) に位置するグラウンドに設置することから、津波の影響を受けることはない。

(中略)

(3) 台風・竜巻

乾式キャスクは基礎に据え付けられ、コンクリートモジュールの中に保管されているため、台風・竜巻の影響を受けない。

(中略)

2.13.1.7 構造強度及び耐震性

(中略)

(2) 耐震性

a. 乾式キャスク及び支持架台

乾式キャスクについては、2022年11月16日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

ただし、2022年11月16日以前に認可された設備については、基準地震動  $S_s$  (最大

加速度 600gal) に対し、乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。

支持架台については、2022 年 11 月 16 日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、乾式キャスクを落下・転倒させない設計とする。

ただし、2022 年 11 月 16 日以前に認可された設備については、基準地震動  $S_s$  (最大加速度 600gal) に対し、乾式キャスクを落下・転倒させない設計とする。

#### b. コンクリートモジュール

2022 年 11 月 16 日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、建築基準法及び国土交通省告示に基づくとともに、倒壊等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

ただし、2022 年 11 月 16 日以前に認可された設備については、基準地震動  $S_s$  (最大加速度 600gal) に対し、建築基準法及び国土交通省告示に基づくとともに、倒壊等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

#### c. クレーン

2022 年 11 月 16 日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、JSME 設計・建設規格に基づくとともに、転倒・倒壊・逸走等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

また、基準地震動  $S_s$  (最大加速度 600gal) に対し、JSME 設計・建設規格に基づくとともに、転倒・倒壊・逸走等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えない設計とする。

#### d. コンクリート基礎

キャスク支持架台とコンクリートモジュールに作用する力を支持するとともに、これらを固定する固定ボルトの引抜きに抵抗すること、基礎の傾斜によりクレーンの転倒、倒壊などが生じない設計とする。

(実施計画：II-2-13-2～5)

## ○耐震設計

~~キャスク仮保管設備の耐震設計については、設備を構成する乾式キャスク、支持架台、コンクリートモジュール、クレーン及びコンクリート基礎について評価する。これらは2022年11月16日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、安全機能を維持するために必要な構造強度を有する設計とする。~~

## 具体的な設計

キャスク仮保管設備は表に示す通り、地震及び地震以外の想定される自然現象に対して安全機能を有する設計とする。

表 キャスク仮保管設備の自然現象に対する設計要求事項

<p><b>1 地震</b></p>
<p>耐震重要度（クラス）分類の設定方針          令和3年9月8日の令和3年度第30回原子力規制委員会資料（令和4年11月16日一部改訂）に基づき、キャスク仮保管設備が、地震によって機能喪失した際の安全上の影響（敷地境界における実効線量）を踏まえて、適切に耐震設計上の区分（以下「耐震クラス」という。）が設定されていること。          キャスク仮保管設備が、上記で設定された耐震クラスを踏まえ、当該区分ごとに規定される設計用地震力に対して十分耐えられる設計であることの根拠として、以下に示す基本方針に加えて、詳細な耐震計算に当たっての評価条件や評価結果が示されていること。</p>
<p>弾性設計用地震動の設定方針          1Fにおける弾性設計用地震動は、Ss900との応答スペクトルの比率の値が、目安として0.5を下回らないような値で、工学的判断に基づいて設定した結果、Ss900に0.5を乗じた地震動（以下「Sd450」という。1/2Ss450と同義。）としていること。</p>
<p>地震応答解析による地震力及び静的地震力の算定</p>
<p>（1）地震応答解析による地震力          ① S、B+、Bクラスの地震力の算定方針          Ss900及びSd450に基づく入力地震動を用いて、建物・構築物の三次元応答性状及び機器・配管系への影響を考慮し、水平2方向及び鉛直方向について適切に組み合わせ、地震応答解析による地震力を算定すること。</p>
<p>② 入力地震動の設定方針          建物・構築物の地震応答解析における入力地震動について、対象建物・構築物の地盤条件を考慮し、必要に応じて二次元有限要素法又は一次元波動理論を用いて設定すること。地盤条件の設定については、敷地全体の地下構造との関係に留意し、地盤の非線形応答に関する動的変形特性を考慮していること。必要に応じて敷地における観測記録による検証や最新の科学的・技術的知見を踏まえる方針としていること。</p>
<p>③ 地震応答解析方法          地震応答解析方法について、対象施設の形状、構造特性、振動特性等を踏まえ、解析手法の適用性、適用限界等を考慮のうえ、使用する解析方法を選定するとともに、十分な調査に基づく解析条件を設定すること。対象とする施設の形状、構造特性等を踏まえたモデル化を行っていること。</p>
<p>（2）静的地震力          ① 建物・構築物の水平地震力          水平地震力について、地震層せん断力係数に、施設の重要度分類に応じた係数（Sクラスは3.0、Bクラスは1.5及びCクラスは1.0）を乗じ、さらに当該層以上の重量を乗じて算定すること。ここで、地震層せん断力係数は、標準せん断力係数を0.2以上とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とすること。</p>
<p>② 建物・構築物の保有水平耐力          保有水平耐力について、必要保有水平耐力を上回るものとし、必要保有水平耐力については、地震層せん断力係数に乘じる係数を1.0、標準せん断力係数を1.0以上として算定すること。</p>
<p>③ 建物・構築物の鉛直地震力          鉛直地震力について、震度0.3以上を基準とし、建物・構築物の振動特性及び地盤の種類等を考慮し、高さ方向に一定として求めた鉛直震度より算定すること。</p>
<p>④ 水平地震力と鉛直地震力の組合せ          Sクラスの施設については、水平地震力と鉛直地震力が同時に不利な方向の組合せで作用するものとする。</p>
<p>⑤ 標準せん断力係数等の割増し係数          標準せん断力係数等の割増し係数の適用については、耐震性向上の観点から、一般産業施設及び公共施設等の耐震基準との関係を考慮して設定すること。</p>

荷重の組合せと許容限界の設定方針

(1) 建物・構築物

① Sクラスの建物・構築物

Sクラスの建物・構築物については、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と Ss900 による地震力との組合せに対して、構造物全体としての変形能力について十分な余裕を有し、終局耐力に対し妥当な安全余裕を有していること。

② S, B+, B, Cクラスの建物・構築物

Sクラス, Bクラス及びCクラスの建物・構築物については、常時作用している荷重及び運転時に作用する荷重と、弾性設計用地震動（Bクラスは共振影響検討用の地震動, Cクラスは考慮せず。）による地震力又は静的地震力を組み合わせ、その結果発生する応力に対して、建築基準法等の安全上適切と認められる規格及び基準による許容応力度を許容限界とすること。

波及的影響に係る設計方針

耐震重要度分類の下位のクラスに属する施設の波及的影響によって、上位のクラスに属する施設の安全機能を損なわないように設計すること。

兼用キャスク（設置許可基準規則解釈上Sクラス）については、設置許可基準規則第三条第1項を満たすための前提条件として、「地盤の十分な支持を想定する場合」又は「地盤の十分な支持を想定しない場合」のいずれかケースを選定していること。

・地盤の十分な支持を想定しない場合

兼用キャスクの安全機能が損なわれない方法について、設置許可基準規則解釈別記4第3条第1項に基づき、以下に示す方針とすること。

兼用キャスクを基礎等に固定せず、かつ、輸送貯蔵兼用キャスク蓋部の金属部への衝突に対してその安全機能を損なわない方法とすること。

告示地震力又は Ss900 に対する設計

解釈第4条第6項に定める次のいずれかによる地震力に対して安全機能が損なわれるおそれがないこと。

一 兼用キャスク告示に定める地震力

・加速度：水平 2300Gal 及び鉛直 1600Gal

・速度：水平 200cm/s 及び鉛直 140cm/s

二 Ss900 による地震力

(1) 耐震重要度（クラス）分類の方針

(2) 弾性設計用地震動の設定方針

(3) 地震応答解析による地震力及び静的地震力の算定方針

(4) 荷重の組合せと許容限界の設定方針

①兼用キャスク（閉じ込め機能を担保する部位を除く。）

兼用キャスクについて、自重その他の貯蔵時に想定される荷重と第6項地震力を組み合わせた荷重条件に対して、当該兼用キャスクに要求される機能を保持すること。

また、組合せ荷重により塑性ひずみが生じる場合であっても、その量が小さなレベルにとどまって破断延性限界に十分な余裕を有し、当該兼用キャスクに要求される機能に影響を及ぼさないこと。

②閉じ込め機能を担保する部位

兼用キャスクの閉じ込め機能を担保する部位は、上記の荷重条件に対しておおむね弾性状態にとどまる範囲で耐えること。

(5) 波及的影響に係る設計方針

「波及的影響に係る設計方針」と同じ。

これに加えて、解釈別記4第4条第2項第三号への適合方針として、以下の①～③の内容が示されていること。

①兼用キャスクは、周辺施設からの波及的影響によって、その安全機能を損なわないように設計すること。

②上記の波及的影響の評価に当たっては、敷地全体を俯瞰した調査・検討の内容等を含めて、事象選定及び影響評価の結果の妥当性を示すとともに、第6項地震力を適用すること。

③上記①の「兼用キャスクは、周辺施設からの波及的影響によって、その安全機能を損なわない」を満たすために、少なくとも次に示す事項について、兼用キャスクがその安全機能を損なわないこと。

設置地盤、地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響

兼用キャスク間の相互影響

兼用キャスクと周辺施設との相互影響（周辺施設の損傷、転倒、落下等による兼用キャスクへの影響を含む。）

#### 周辺斜面の安定性

兼用キャスクについて、地震の発生によって生ずるおそれがある斜面の崩壊に対して安全機能が損なわれるおそれがないよう、Ss900による地震力を作用させた安定解析を行い、崩壊のおそれがないことを確認するとともに、崩壊のおそれがある場合には、当該部分の除去、敷地内土木構造物による斜面の保持等の措置を講ずることにより、兼用キャスクの安全機能が損なわれるおそれがないようにすること。

## 2 地震以外の想定される自然現象

### 設計において想定する津波

設置許可基準規則第五条第2項を踏まえ、次のいずれかによる津波に対して安全機能が損なわれるおそれがないこと。

#### 一 兼用キャスク告示で定める津波

- ・浸水深 : 10m
- ・流速 : 20m/s
- ・漂流物質量 : 100t

#### 二 検討用津波

#### 設計方針及び条件

##### ・検討用津波の場合

検討用津波に対する兼用キャスクの設計については、設置許可基準規則解釈別記3第5条第3項中、Sクラスに属する施設に関する規定を準用すること。

##### ①検討用津波の遡上高さについて

敷地及び敷地周辺における地形と施設の配置等を踏まえ、検討用津波による敷地周辺の遡上域及び浸水域が遡上解析により評価されていること。

##### ②耐津波設計方針について

- ・兼用キャスクの設置位置への津波の遡上がある場合は、設置許可基準規則の解釈別記3に基づく基準津波を用いた津波伝播解析及び遡上解析により兼用キャスクへの入力津波を評価していること。
- ・兼用キャスクの設置地盤の高さや津波防護施設等により、兼用キャスクの設置位置への津波の遡上がないことを示すことができれば、津波による作用力に対する評価は不要。

### 設計上考慮すべきその他の自然現象の抽出

(1) 1Fの自然環境条件や兼用キャスクの設置条件に照らして、その他の自然現象（豪雨、台風、竜巻等）が網羅的に抽出され、各自然現象のハザードの規模が設定されていること。

(2)

#### ①竜巻

設置許可基準規則第六条第4項に規定する兼用キャスク告示で定める竜巻として、設置許可基準規則解釈別記4第6条第2項第1号に基づき、設計竜巻（原子力発電所の竜巻影響評価ガイド「1.4用語の定義」に規定する「設計竜巻」をいう。以下同じ。）の最大風速を以下のとおり定め、設計荷重を設定していること。

- ・最大風速 : 100m/s

設計荷重の設定に用いる設計飛来物は、原子力発電所の竜巻影響評価ガイド解説表4.1に基づき、兼用キャスクに与える影響が最大となるものを選定していること。

#### ②外部火災

外部火災として、森林火災、近隣の産業施設の火災・爆発及び航空機落下等の火災（発電所敷地内に存在する危険物タンク火災等を含む。）による熱影響並びに二次的影響としてばい煙、有毒ガス及び近隣の産業施設の爆発に伴う爆風等による影響を考慮すること。



その他の自然現象への設計方針	
(1) 設計方針（竜巻及び外部火災を除く。）	①上記（1）で抽出したその他の自然現象ごとに、兼用キャスクの安全機能が損なわれない設計としていること。
(2) 竜巻及び外部火災に対する設計方針	②上記（2）②について、森林火災、爆発及び人為による火災に対する具体的な評価及び対策は、「原子力発電所の外部火災影響評価ガイド」に基づき、外部火災による影響評価の実施により、離隔等の適切な対応が図られていること。 影響評価に当たっては、以下の事項が整理されていること。
	発電所内外で考慮すべき火災として、少なくとも、森林火災、近隣の産業施設の火災・爆発、航空機墜落による火災が選定されていること。
	上記の各火災の規模が設定されていること。航空機墜落による火災については、発電所敷地内であって、墜落の可能性を無視できない範囲の最も厳しい場所で発火した場合の火災が設定されていること。
	各火災による二次的影響（ばい煙、有毒ガス等によるもの）が検討されていること。
	兼用キャスクの十分な防火機能を確認するための適切な影響評価手法及びその健全性を判断するための基準が設定されていること。

各設備の耐震設計方針及び耐震評価を以下に記載する。

添付資料 1

## 耐震評価について

### 1 耐震設計方針

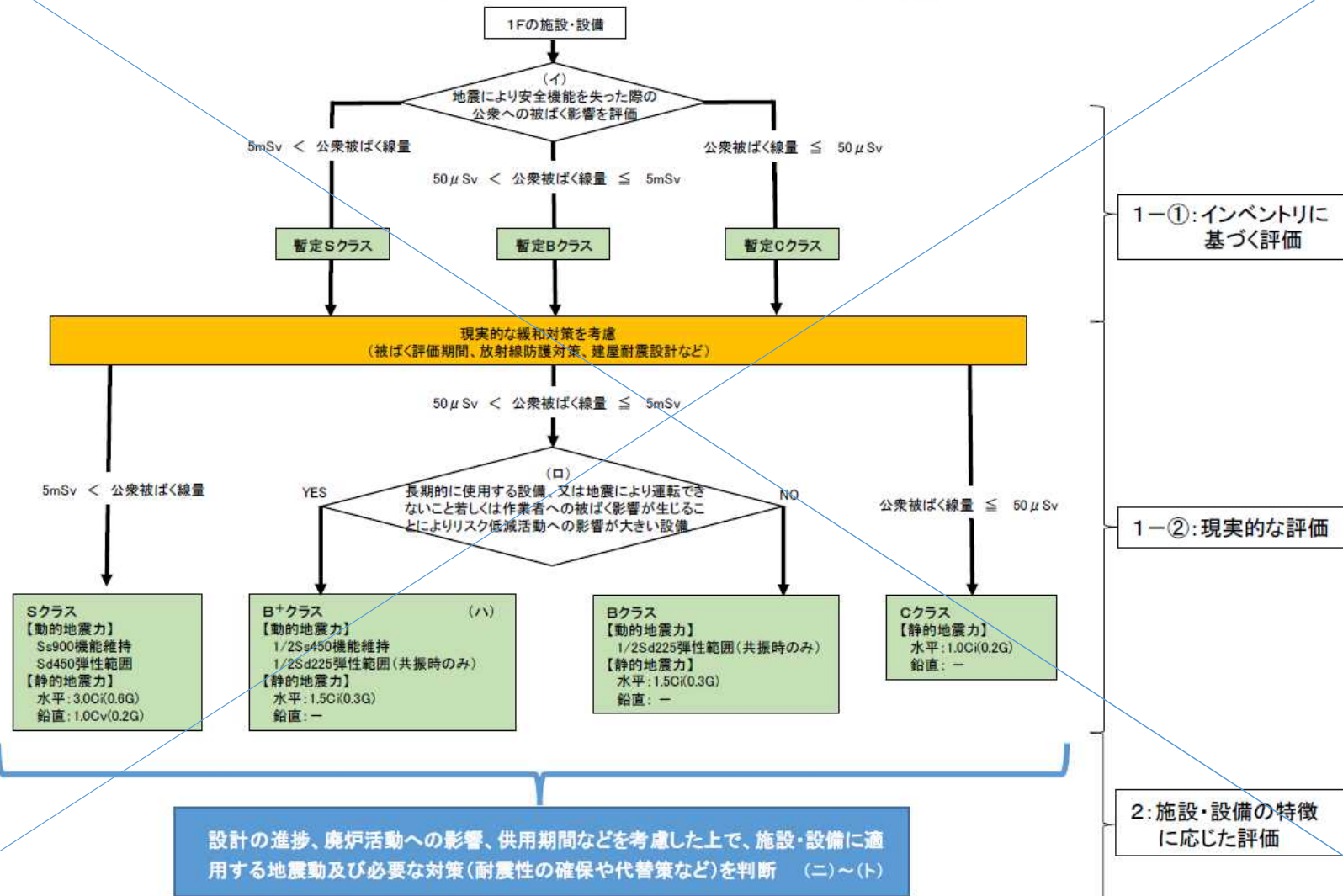
#### (1) 耐震設計の基本方針

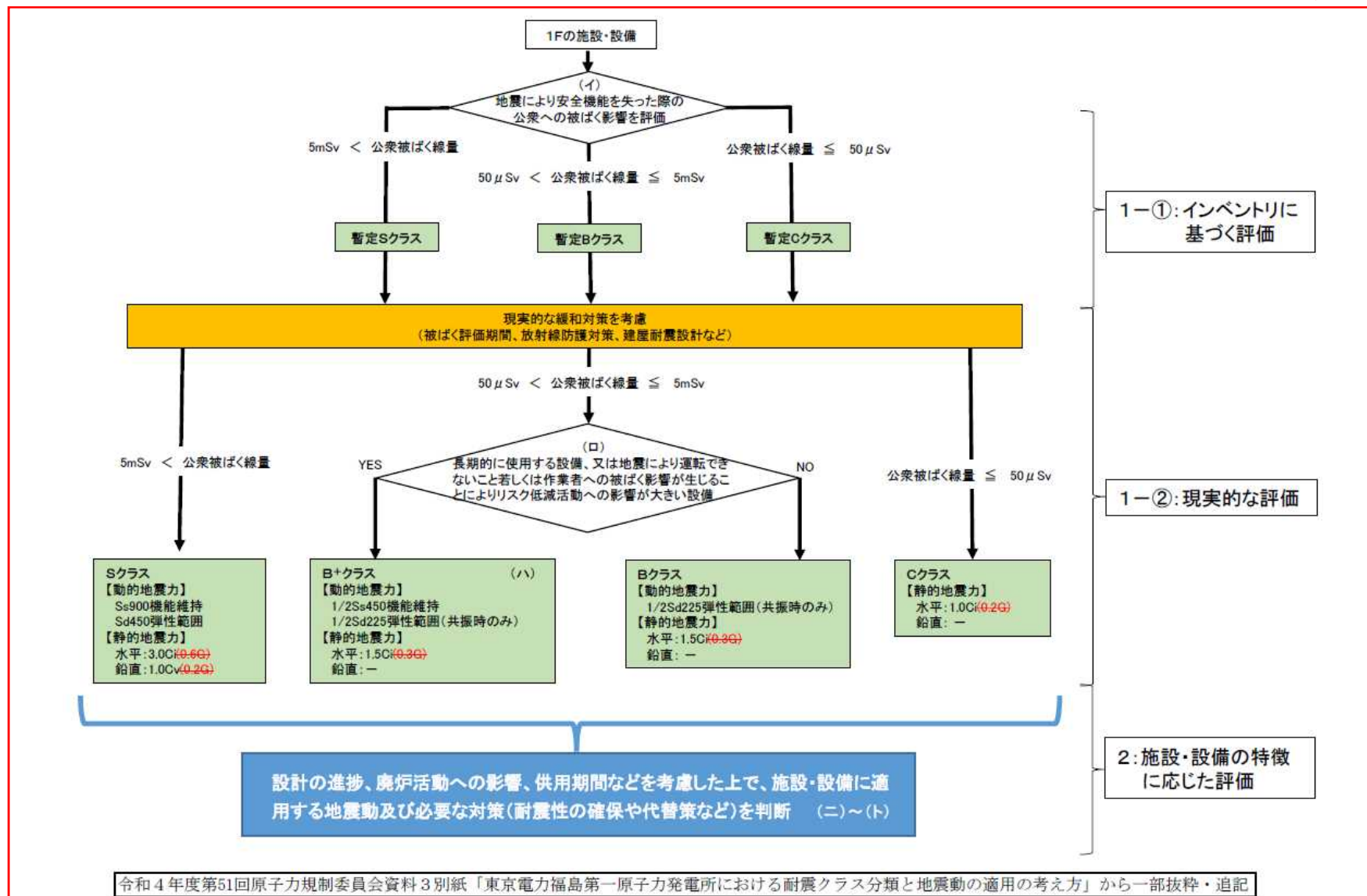
キャスク仮保管設備は、本文「設計方針」に基づき、~~2022年11月16日~~2021年9月8日の原子力規制委員会で示された耐震設計の考え方（2022年11月16日及び2023年6月19日一部改訂）（別紙1参照）を踏まえ、その安全機能の重要度、地震によって機能の喪失を起こした場合の公衆への被ばく影響を考慮した上で、各設備に対して適切な耐震設計上の区分を行うとともに、適切と考えられる設計用地震力に対し、設備の設計方針に示される除熱機能、密封機能、遮蔽機能、臨界防止機能等の安全機能が維持されていることを確認する。

増設する30基の乾式キャスク、支持架台及びコンクリートモジュール並びにクレーンは既設と同一仕様であるため耐震評価は既設評価から変更はない。一方、設計用地震動は従来の基準地震動（最大加速度600gal）から検討用地震動（最大加速度900gal）に見直されたため検討用地震動（最大加速度900gal）を用いて再評価する。

既設設備については基準地震動（最大加速度600gal）を用いた設計であるため、検討用地震動（最大加速度900gal）に対しては地盤の支持力が期待できない。そのため、乾式キャスクの耐震評価では「原子力発電所施設内での輸送・貯蔵兼用乾式キャスクによる使用済燃料の貯蔵に関する審査ガイド」で規定される「地盤の十分な支持を想定しない」場合かつ「基礎等に固定しない」場合を条件とした耐震評価を行う。

耐震クラス分類と施設・設備の特徴に応じた地震動の設定及び必要な対策を判断する流れ





(イ)：地震により安全機能を失った際の公衆被ばく影響

- 核燃料施設等の耐震クラス分類を参考にして、地震による安全機能喪失時の公衆被ばく線量により、S、B、Cを分類する。液体放射性物質を内包する施設・設備にあつては、液体の海洋への流出のおそれのない設計を前提とした線量評価によるものとする。

(ロ)：通常のBクラスよりも高い耐震性が求められるB+クラスの対象設備の要件

- 「運転できないこと若しくは作業者への被ばく影響が生じることによりリスク低減活動への影響が大きい設備」の具体例は以下のとおり。
  - ・建屋滞留水・多核種除去設備などの水処理設備、使用済燃料をプールからより安定性の高い乾式キャスクへ移動させるために必要な燃料取出設備等。
  - ・閉じ込め・遮へい機能喪失時の復旧作業における従事者被ばく線量が1日当たりの計画線量限度を超える設備等。

(ハ)：B+クラスの1/2Ss450機能維持

- 1/2Ss450に対して、運転の継続に必要な機能の維持や閉じ込め・遮へい機能の維持を求める。
- 令和4年3月16日の福島県沖地震の地震動が1/2Ss450を上回った周期帯に固有振動数を有する施設・設備は、当該地震動による施設・設備の機能への影響を評価する。

(ニ)：耐震性の確保

- 地震力の算定に際しては、水平2方向及び鉛直方向について適切に組み合わせる。

(ホ)：耐震性の確保に対する代替策

- 耐震性の確保の代替策として、耐震性の不足に起因するリスクを早期に低減させるための対策を講ずるとしてもよい。具体例は以下のとおり。

例：中低濃度タンクや吸着塔一時保管施設等の耐震性の不足に起因するリスクを早期に低減させる対策として、耐震性の高い建屋やタンクへの移替え及び移管、スラリー安定化処理設備や海洋放出設備による処理等を早期に行うことを想定。

(ヘ)：上位クラスへの波及的影響

- 上位クラスへの波及的影響がある場合、原則上位クラスに応じた地震動を念頭に置くが、耐震クラス分類の考え方と同様に、下位クラスによる波及的影響を起因とする敷地周辺の公衆被ばく線量も勘案し、適切な地震動を設定する。

(ト)：液体放射性物質を内包する設備

- 多核種除去設備等で処理する前の液体等、放出による外部への影響が大きい液体を内包する設備については、Ss900に対して、海洋に流出するおそれのない設計とすることを求める（滞留水が存在する建屋、ALPS処理前の水や濃縮廃液を貯留するタンクの堰等）。これ以外の液体を内包する設備については、上位クラスの地震動に対する閉じ込め機能の確保又は漏えい時の影響緩和対策を求める\*。

※：設備自体を耐震CクラスからBクラスに格上げ，周囲の堰等に上位クラスの地震動に対して閉じ込め機能を維持する，漏えい時に仮設ホースによる排水等の機動的対応を講ずる等により，海洋への流出を緩和する措置を想定。

(第51回原子力規制委員会(令和4年11月16日)資料3, 抜粋)

(2) 対象設備と構造計画

キャスク仮保管設備は、乾式キャスク、支持架台、コンクリートモジュール、クレーン、並びにコンクリート基礎から構成される。

これらの設備のうち、乾式キャスクは、使用済燃料を収納し、除熱、密封、遮蔽、臨界防止等の基本的安全機能を有する。また、コンクリートモジュールについては、遮蔽機能を有する。このことから増設 30 基の耐震評価は、乾式キャスク及びコンクリートモジュールの健全性維持の観点から、次の設備を対象に実施する。

- ① 輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台
- ② コンクリートモジュール
- ③ クレーン
- ④ コンクリート基礎

表 1-1. 2-1 に各設備の構造計画の概要と概略図を示す。

表1-1.1. 2-1 主要設備の構造計画

主要設備	構造計画の概要	概略構造図
<p>①輸送貯蔵兼用キャスク及び支持架台</p>	<p>輸送貯蔵兼用キャスクは横置きで、トランシオンを介し鋼製の支持架台で支持され、鋼製支持架台は、アンカーボルト基礎ボルトで埋め込み金物に固定される。埋め込み金物は、アンカーボルト基礎ボルトで基礎から立ち上げたコンクリート基礎部支持架台に固定される。</p>	
<p>②コンクリートモジュール</p>	<p>コンクリートモジュールの平面寸法は、約7.3m×約4.7m又は約7.1m×約4.7mであり、高さは約4mある。コンクリートモジュールは、厚さ200mmの鉄筋コンクリート製パネルで構成され、各パネルは金物にて連結され、基礎とは固定用金物を介して固定ボルトで固定される。</p>	



主要設備	構造計画の概要	概略構造図
<p>③クレーン</p>	<p>クレーンはスパン約 19mの門型クレーンで、定格荷重は約 150 トンである。クレーンは、4つの支持脚、車輪を介して、レール上を走行する。</p>	
<p>④コンクリート基礎</p>	<p>基礎は、NS 方向約 80m, EW 方向約 121 m, 厚さ 0.8m(一部 1.0m, 1.8m)の鉄筋コンクリート基礎から成る。</p> <p>基礎は、埋め込まれる固定ボルトや固定金具を介して、①乾式キャスク及び支持架台並びに、②コンクリートモジュールを固定する。また、③クレーンのレールを固定する。</p>	

(実施計画：II-2-13-添 2-2-3, 4)

(3) 安全機能喪失時の公衆への被ばく影響

~~3-1~~ 波及的影響評価について

~~3-1-1~~ 評価方針

使用済燃料を収納する乾式キャスクは耐震 S クラスとし、検討用地震動（最大加速度 900gal）（以下、「Ss900」という。）によってキャスク仮保管設備を構成する主要設備が機能喪失した場合の輸送貯蔵兼用キャスク（増設）への波及的影響を評価することで公衆への被ばく影響を確認する。

また、コンクリートモジュールが単独で遮蔽機能を喪失した場合の公衆への被ばく影響をについても評価する。

~~3-2-2~~ 地震による損傷モードの抽出

乾式キャスク以外の主要設備が Ss900 により機能喪失した場合の損傷モード及び想定シナリオを下表に示す。

表 ~~3-2-1~~ 1. 3-1 地震による損傷モードの抽出

対象設備	地震に対する設備への影響	想定される損傷モード	想定シナリオ
支持架台	Ss900 に耐えられないため、保守的に設備に損傷等が生じることを想定	支持架台の損傷	<ul style="list-style-type: none"> <li>乾式キャスクの落下 <del>(3.3.1.1)-3</del> ①A.</li> <li>乾式キャスク同士の衝突 <del>(3.3.1.2)-3</del> ①B.</li> </ul>
コンクリートモジュール		天板の落下・側板の転倒	<ul style="list-style-type: none"> <li>乾式キャスクへの落下・転倒による衝突 <del>(3.3.2.1)-3</del> ②A.</li> <li>乾式キャスクの埋没 <del>(3.3.2.2)-3</del> ②B.</li> </ul>
クレーン		転倒	<ul style="list-style-type: none"> <li>乾式キャスクへの転倒による衝突 <del>(3.3.3.1)-3</del> ③A.</li> </ul>
コンクリート基礎	基礎版にひび割れが生じる可能性があるため、保守的に基礎上に設置される設備（支持架台・コンクリートモジュール・クレーン）に損傷等が生じることを想定	支持架台・コンクリートモジュール・クレーンに同じ	

### 3-33) 波及的影響評価

#### 3-3-1① 支持架台の支持機能喪失による乾式キャスクの落下

##### 3-3-1-1A. 乾式キャスクの落下評価

###### 1) A.1 水平落下

###### 1) A.1.1 評価方針

Ss900 に対して支持架台は即座かつ完全に支持機能を失うことは考えにくく、また支持架台が損傷したとしても支持架台のコンクリート塊や鉄筋は物理的に存在する。ただし、支持架台の損傷具合を定量的に評価することは困難なため保守的に前後左右の支持架台の支持機能が同時に喪失し、支持架台を無視して保管位置の高さからコンクリート床板まで自由落下する場合の衝突評価を行う。

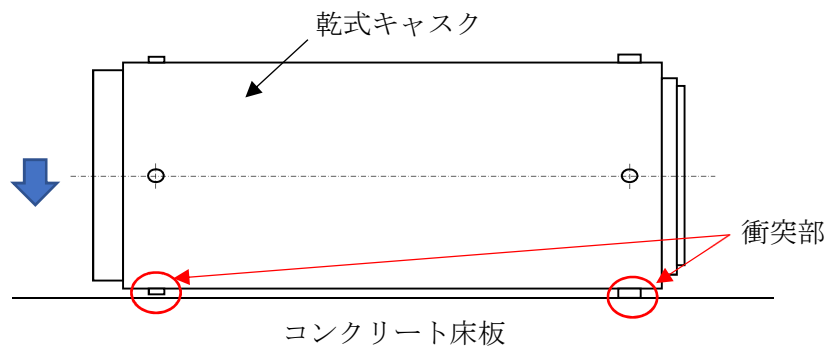


図3-3-1-1.3-1 乾式キャスクの水平落下

###### 2) A.1.2 評価方法

###### i. 衝突荷重及び加速度の算出

水平落下により乾式キャスクの上部トラニオン及び下部トラニオンとコンクリート床板が衝突する。乾式キャスクは剛であるためコンクリート床板が損傷すると考えられるが、保守的にコンクリート床板を剛としトラニオンが塑性変形するものとする。

衝突荷重を保守的に設定するため、衝突荷重  $F$  はトラニオンの圧縮強度(引張強さ)を用いて次式で表され 40MN となる。

$$F = (A_1 + A_2) \cdot \sigma$$

ここで、 $A_1$  : 上部トラニオンの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$A_2$  : 下部トラニオンの断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$\sigma$  : トラニオンの引張強さ (MPa)

乾式キャスクに作用する衝撃加速度  $\alpha$  は次式で表され 35G となる。

$$\alpha = F / (m \cdot g)$$

ここで、 $m$  : 乾式キャスクの質量 (kg)

$g$  : 重力加速度 ( $\text{m/s}^2$ )

## ii. 応力評価

構造解析コード ABAQUS を用いて  $0^{\circ}$  ～  $180^{\circ}$  方向をモデル化したハーフモデルを使用する。

鉛直下側の上部トラニオン及び下部トラニオンを拘束し、キャストモデルに上記で算出した衝撃加速度 35G を与え、密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

### 3) A.1.3 判定基準

密封性能が維持できることを確認するため、密封機能評価の判定基準として下表の内容とする。

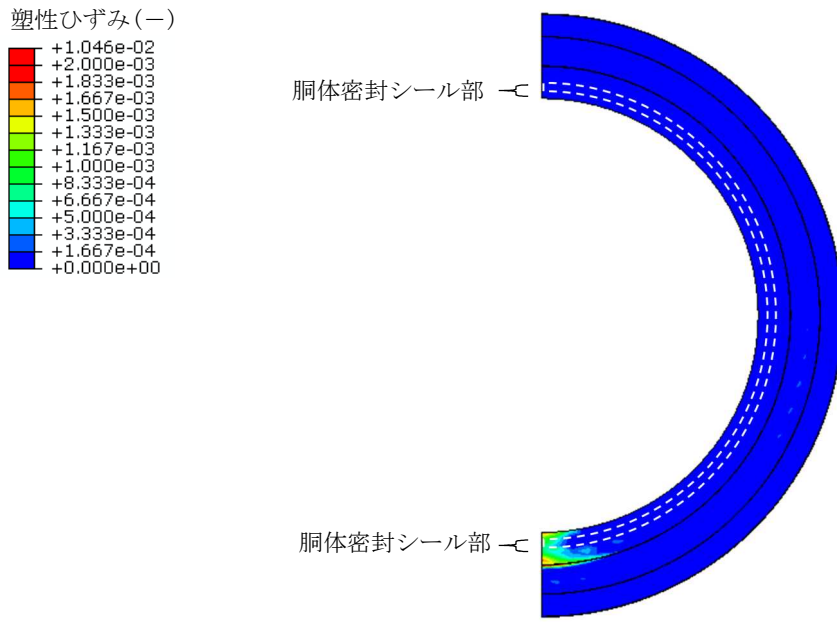
表 3.3.1-1 1.3-2 判定基準

評価部位	判定基準	備考
胴体密封シール部	おおむね弾性範囲	塑性ひずみ 0.2%以下
一次蓋密封シール部	おおむね弾性範囲	塑性ひずみ 0.2%以下
一次蓋締付けボルト	831MPa <sup>※</sup>	ボルト材料の設計降伏点

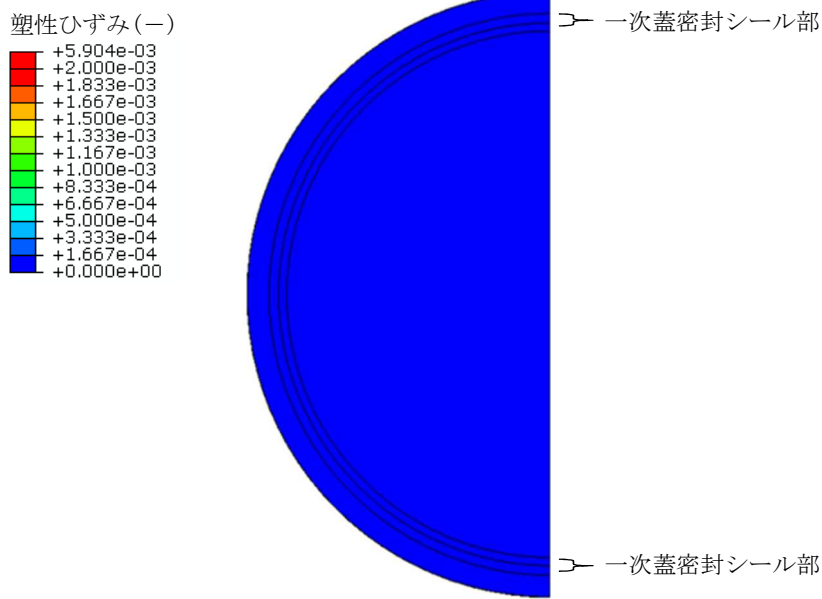
※：仮保管時最高使用温度に対する値

### 4) A.1.4 評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみを図 3.3.1-2 1.3-2 に示す通り、おおむね弾性範囲内であり判定基準を満足する。また、一次蓋締付けボルトに生じる応力は表 3.3.1-2 1.3-3 の通りで判定基準を満足する。



(a) 胴体 (密封シール部)



(b) 一次蓋 (密封シール部)

図 3.3.1-2 1.3-2 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表 3.3.1-2 1.3-3 一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張+曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	279MPa	704MPa	831MPa

## ②A.2 回転落下

### ④A.2.1 評価方針

「④A.1 水平落下」と同様に，Ss900 に対して支持架台は即座かつ完全に支持機能を失うことは考えにくい，保守的に前方（蓋側）左右の支持架台の支持機能が喪失し，支持架台を無視して保管位置の高さからコンクリート床板まで後方の支持架台を中心に回転落下（蓋側とコンクリート床板との衝突）する場合の衝突評価を行う。

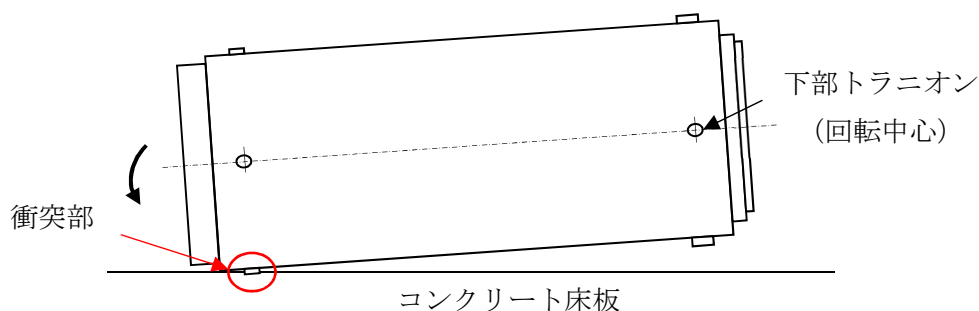


図 3.3.1-3.1.3-3 乾式キャスクの回転落下

### ④A.2.2 評価方法

#### i. 衝突荷重及び加速度の算出

下部トラニオンを回転中心とした回転落下により乾式キャスクの上部トラニオンとコンクリート床板が衝突する。乾式キャスクは剛であるためコンクリート床板が損傷すると考えられるが，保守的にコンクリート床板を剛としトラニオンが塑性変形するものとする。

衝突荷重を保守的に設定するため，衝突荷重  $F$  はトラニオンの圧縮強度（引張強さ）を用いて次式で表され 13MN となる。

$$F = A_1 \cdot \sigma$$

ここで， $A_1$ ：上部トラニオンの断面積（ $\text{mm}^2$ ）

$\sigma$ ：トラニオンの引張強さ（MPa）

図 3.3.1-4.1.3-4 より加速度分布は蓋側を最大として下部トラニオンで 0 になるように直線的に変化するため，乾式キャスクに作用する衝撃加速度  $\alpha$  は下部トラニオンを頂点とした三角形となる。このため，力としては先端の加速度の 1/2 を全質量に乗じればよい。

また，距離は全ての力が三角形の重心で作用した場合と等価であるため，蓋側の端点で生じる衝撃加速度を  $\alpha$ ，単位長さあたりの質量を  $m$ ，分布長さを  $L_2$  とすると， $M_1$  は次式で表される。

$$M_1 = 2/3 \cdot L_2 \cdot (\alpha / 2 \cdot m \cdot L_2)$$

ここで、 $M_1$ ：荷重  $F$  が作用したことによる慣性力によるモーメント（蓋側）

$\alpha$ ：キャスク上端の加速度 ( $m/s^2$ )

$L_2$ ：キャスク上面から下部トラニオンまでの長さ (mm)

$M_2$  については、 $M_1$  と同様に次式で表される。

$$M_2 = 2/3 \cdot L_1 \cdot ((L_1/L_2) \alpha / 2 \cdot m \cdot L_1)$$

ここで、 $M_2$ ：荷重  $F$  が作用したことによる慣性力によるモーメント（底側）

$L_1$ ：キャスク底面から下部トラニオンまでの長さ (mm)

$M_3$  については、 $F$  の荷重が距離  $L_3$  の位置で作用しているのので、次式で表される。

$$M_3 = F \cdot L_3$$

ここで、 $M_3$ ：荷重  $F$  の作用によるモーメント

$L_3$ ：トラニオン間距離 (mm)

これらの式とモーメントの釣り合い式 ( $M_1 + M_2 = M_3$ ) より加速度  $\alpha$  は 35G となる。

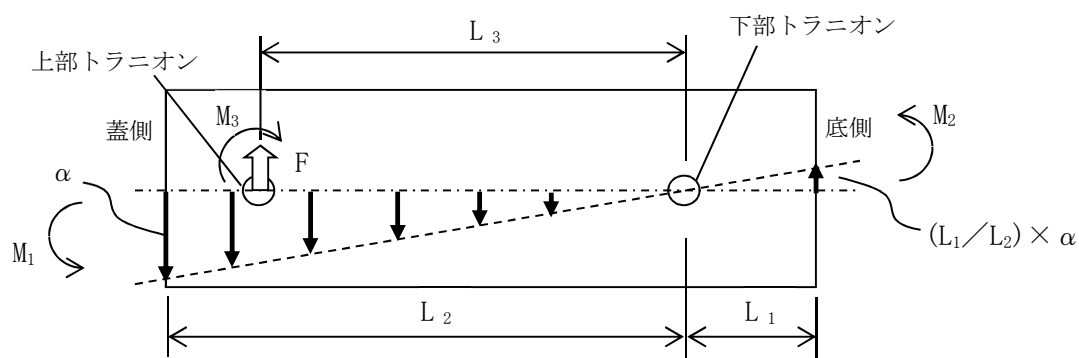


図 3.3.1-4 1. 3-4 下部トラニオン周りの回転状態図

## ii. 応力評価

構造解析コード ABAQUS を用いて  $0^\circ \sim 180^\circ$  方向をモデル化したハーフモデルを使用する。

水平方向下部トラニオンを回転軸として固定し、鉛直下側の上部トラニオンを拘束し、キャスク先端が 35G となる角速度を与え、密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

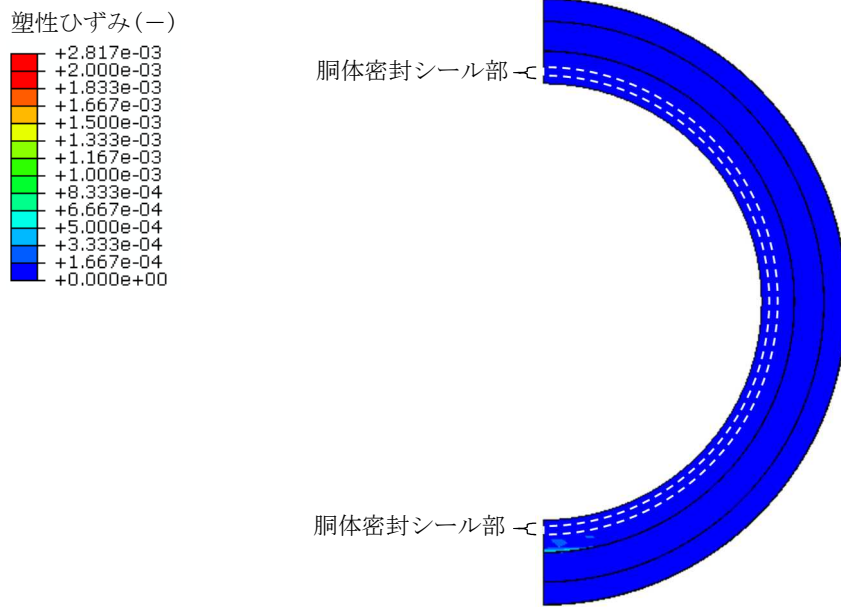
### 3) A.2.3 判定基準

「(4) A.1 水平落下」と同様に、密封機能評価の判定基準である表 3.3.1-1 1. 3-2 を判定基準とする。

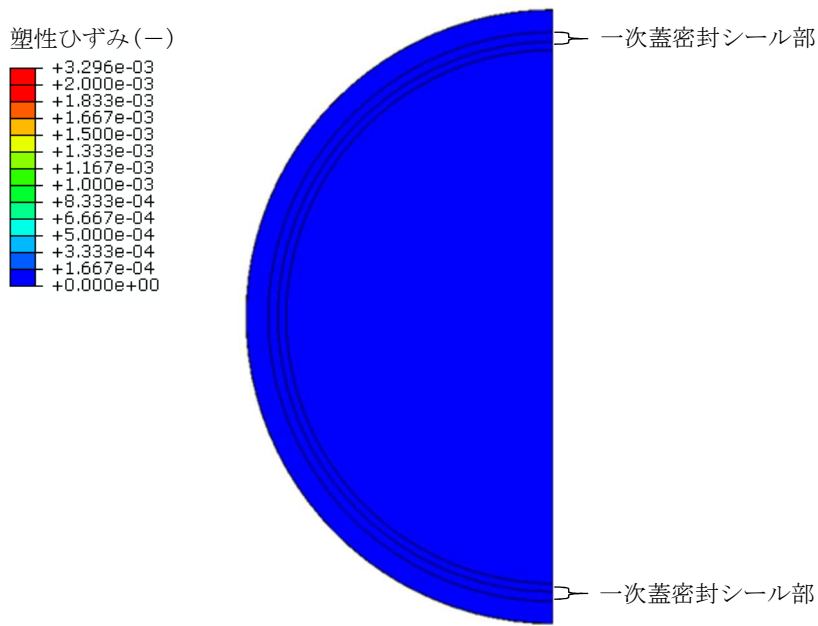
#### 4) A.2.4 評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみを図~~3-3-1-5~~ 1. 3-5に示す通り、塑性ひずみは発生せず判定基準を満足する。また、一次蓋締付けボルトに生じる応力は表~~3-3-1-3~~ 1. 3-4の通りで判定基準を満足する。





(a) 胴体 (密封シール部)



(b) 一次蓋 (密封シール部)

図 3.3.1-5 1.3-5 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表 3.3.1-3 1.3-4 一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張+曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	265MPa	616MPa	831MPa

### 3.3.1.2B. 乾式キャスク同士の衝突性評価

#### ⇒B.1 評価方針

支持架台，コンクリートモジュールの天板及び側板並びにコンクリート基礎版はSs900 に対して即座かつ完全に損壊することは考えにくく，例え損壊したとしてもコンクリートガレキや鉄筋は物理的に存在し，これら残存物は地震による乾式キャスクの並進運動を阻害する方向に作用する。

支持架台やコンクリートモジュール，コンクリート基礎の損傷具合，運動阻害の程度を定量的に評価することは困難なため保守的に支持架台，コンクリートモジュール，コンクリート基礎などによる減速効果を完全に無視し，水平面に置かれた円筒形の剛体がコンクリート床板上を並進運動する場合を評価する。

さらに，地震が発生した場合，敷地全体がある同一方向に動き，乾式キャスク全体も同一方向に動く。しかしながら，現実的にはありえない乾式キャスク同士が同時かつ互いに近接する方向に運動するとし，コンクリート床板との摩擦を考慮した移動距離により乾式キャスク同士の衝突性を評価する。

#### ⇒B.2 評価方法

##### i. 移動距離の算出

乾式キャスクは床面からの摩擦力以外の影響を受けず，コンクリート床板上を一定の摩擦力を受けて水平移動した際の移動距離を算出する。

乾式キャスクの運動エネルギーE は次式で表される。

$$E=m \cdot V_0^2 / 2$$

ここで， $V_0$ ：初速 (m/s)

$m$ ：乾式キャスクの質量 (kg)

摩擦力により消費されるエネルギー $E_f$  は次式で表される。

$$E_f = \mu \cdot N \cdot L = \mu \cdot m \cdot g \cdot L$$

ここで， $\mu$ ：摩擦係数 (-)

$N$ ：垂直抗力 (N)

$g$ ：重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

$L$ ：移動距離 (m)

運動エネルギーが摩擦力により消費されるとき， $E=E_f$  となるため，移動距離  $L$  は次式で算出する。

$$L=V_0^2 / (2 \cdot \mu \cdot g)$$

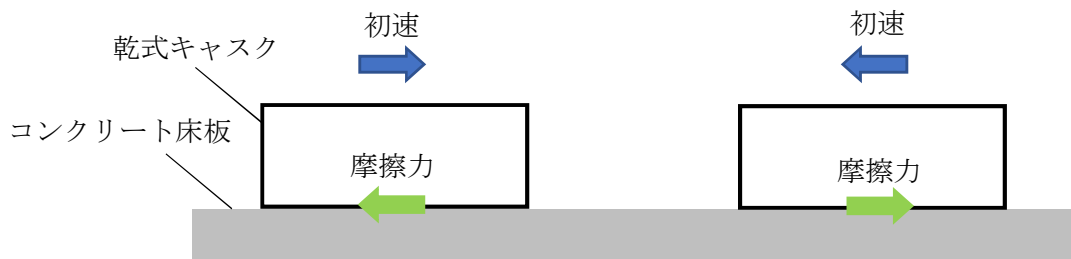


図 3.3.1-6 1. 3-6 評価モデル

ii. 初速

初速の最大値は「原子力発電所敷地内での輸送・貯蔵兼用乾式キャスクによる使用済燃料の貯蔵に関する審査ガイド」（以降、「審査ガイド」という。）で示される水平方向速度 2.0m/s を最大とし、0.5m/s, 1.0m/s, 1.5m/s のケースについても評価する。

iii. 摩擦係数

表 3.3.1-4 1. 3-5 に記載する鋼材とコンクリートの摩擦係数を適用する。

表 3.3.1-4 1. 3-5 摩擦係数と鉛直震度の組合せ

CASE	摩擦面	摩擦係数	備考
1	鋼材とコンクリート	0.40	鋼構造設計規準（日本建築学会）
2	鋼材とコンクリート	0.25	電中研報告書「使用済燃料キャスク貯蔵技術の確立-地震時のキャスク転倒評価-」（研究報告：U92037） コンクリート及び鋼材表面の塗装条件を様々に変化させた試験結果のうち最も不利な摩擦係数。
3	鋼材とコンクリート	0.25	CASE2 に鉛直震度（0.45G）による鉛直力Nを低減させた場合。

### 3) B.3 判定基準

キャスク同士の衝突有無を確認するため、相互のキャスク間距離で短い距離を用いて判定基準を 1.39m (=2.78/2) とする。

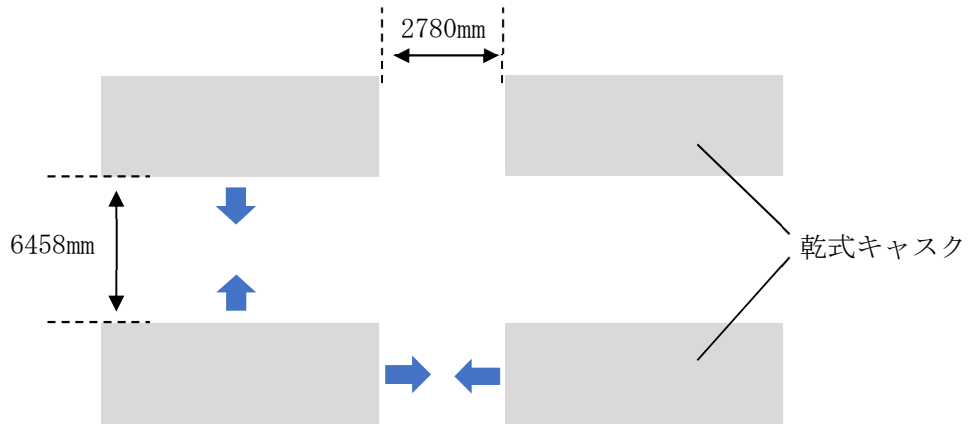


図 3.3.1-7 1.3-7 真上から見た乾式キャスクの配置図

### 4) B.4 評価結果

表 3.3.1-4 1.3-5 に記載の摩擦係数のうち最小値 0.25 及び審査ガイドで示される初速 2.0m/s としても判定基準を満足するため乾式キャスク同士の衝突は生じない。

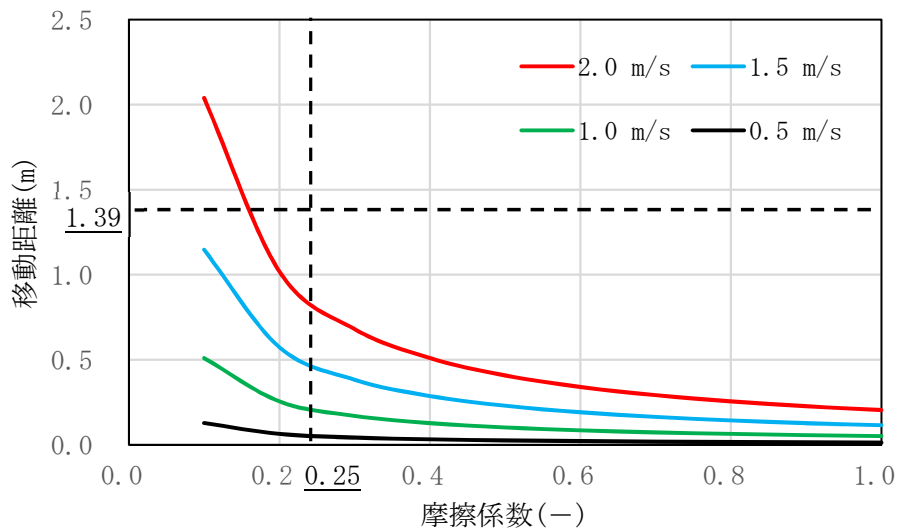


図 3.3.1-8 1.3-8 評価結果

## C. 結論

支持架台の支持機能が喪失しても乾式キャスクの安全機能は維持されるため、公衆への被ばく影響はない。

3.3.2② コンクリートモジュールの落下・転倒

3.3.2-1A. 乾式キャスクへの落下・転倒による衝突評価

地震によりコンクリートモジュールが損傷し、貯蔵中の乾式キャスクにコンクリートモジュールが落下・転倒した場合の影響を評価する。

Ss900 に対して支持架台が即座かつ完全に支持機能を失うことは考えにくい、保守的に落下エネルギーを大きくするため支持架台を無視し乾式キャスクがコンクリート床板上に置かれた場合の衝突とする。

乾式キャスクの安全機能への影響を考慮し、想定される衝突事象におけるコンクリートモジュールの落下エネルギーが大きいケース（表3.3.2-1 1. 3-6の太枠内）について評価を行う。落下エネルギーを表3.3.2-1 1. 3-6, 評価ケースを表3.3.2-2 1. 3-7に示す。

表3.3.2-1 1. 3-6 想定される衝突事象と落下エネルギー

衝突物	質量 (kg)	寸法 (mm)	姿勢	キャスク 衝突位置	重心変位 (mm)	落下エネルギー (N・mm)
天板	16,300 (全体)	4680×7100 ×200	水平	トラニオン	1261	2.1×10 <sup>8</sup>
			傾斜	胴フランジ 部	807	1.3×10 <sup>8</sup>
	5,500 (パネル 1枚)	4680×2370 ×200	水平	トラニオン 外筒	1261 1318	6.8×10 <sup>7</sup> 7.1×10 <sup>7</sup>
			傾斜	トラニオン 外筒	631 659	3.4×10 <sup>7</sup> 3.6×10 <sup>7</sup>
側板 (蓋側)	8,000 (全体)	3800×4280 ×200	傾斜	胴フランジ 部	113	8.9×10 <sup>6</sup>
	4,000 (パネル 1枚)	3800×2140 ×200				4.5×10 <sup>6</sup>
側板 (底部側)	8,000 (全体)	3800×4280 ×200	傾斜	キャスク 底部	49	3.9×10 <sup>6</sup>
	4,000 (パネル 1枚)	3800×2140 ×200				2.0×10 <sup>6</sup>
側板 (側部側)	13,200 (全体)	3800×7100 ×200	傾斜	外筒	251	3.3×10 <sup>7</sup>
	4,400 (パネル 1枚)	3800×2370 ×200		外筒	251	1.1×10 <sup>7</sup>

表 3.3.2-2 1. 3-7 評価ケース

評価ケース	衝突位置	安全機能への影響	衝突条件
(1)	鉛直上側 トラニオン	鉛直上側トラニオンへの衝突により、トラニオン取付位置の胴が損傷し、閉じ込め機能を喪失	天板（全体）が水平姿勢で落下
(2)	胴フランジ部	密封シール部が変形し、閉じ込め機能を喪失	天板（全体）が傾斜姿勢で落下
(3)	外筒及び 伝熱フィン	外筒部が破損し、線量が増加 伝熱フィンが破断し、除熱機能が低下	天板（パネル1枚）が水平姿勢及び傾斜姿勢で落下

#### ④ A.1 天板（全体）の水平姿勢での落下

##### ④ A.1.1 評価方針

天板パネル3枚が連結し形状（全体）を維持したまま水平姿勢で落下しトラニオンに衝突する場合を評価する。衝突荷重が荷重作用位置の同じ乾式キャスク水平落下事象に包絡されることを示す。

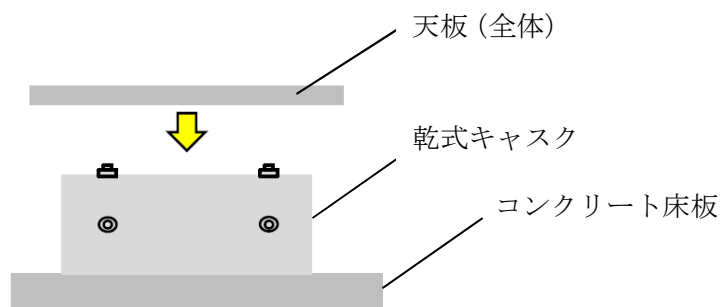


図 3.3.2-1 1. 3-9 天板（全体）の水平姿勢での落下

##### ④ A.1.2 評価方法

コンクリートモジュール天板の許容曲げモーメントに相当する限界荷重を算出する。トラニオンとの衝突時に限界荷重以上の荷重が作用する場合、コンクリートモジュール天板は曲げ荷重により破損するため、それ以上の荷重を支えない。

コンクリートモジュール天板には上下部トラニオンから荷重が作用し、最大曲げモーメントは上部トラニオンからの荷重が作用する位置となる。

最大曲げモーメントの値は以下の式となる。

$$M = w \cdot a^2 / 2$$

ここで、 $w$ ：分布荷重 (N/mm)

$$w = F / L$$

ここで、 $F$ ：上下部トラニオンからコンクリートモジュールに作用する荷重 (N)

L : コンクリートモジュール長さ (mm)

a : コンクリートモジュールの荷重の作用点からコンクリートモジュール端部までの距離 (mm)

一方、コンクリートモジュール天板の許容曲げモーメントは  $2.454 \times 10^4 \text{N} \cdot \text{mm}/\text{mm}$  であり、コンクリートモジュール天板の幅は 4680 mm のため、最大曲げモーメント M は

$$M = 2.454 \times 10^4 \times 4680 = 1.15 \times 10^8 \text{N} \cdot \text{mm}$$

以上より、コンクリートモジュール天板に作用する荷重 F は

$$F = 2 \times M \times L / a^2 = 2 \times 1.15 \times 10^8 \times 7100 / 1653^2 = 0.6 \text{MN}$$

鉛直上側トラニオンに作用する荷重は力のつり合いより 0.6MN となる。

### 3) A.1.3 判定基準

乾式キャスク水平落下事象への包絡性を示すため、「~~3.3.1.1(1)~~ ①A.1 水平落下」で算出されたトラニオンへの衝突荷重 40MN を判定基準とする。

### 4) A.1.4 評価結果

鉛直上側トラニオンに作用する荷重は 0.6MN であり判定基準 40MN 以下であるため、本事象は乾式キャスク水平落下事象に包絡される。

## ② A.2 天板（全体）の傾斜姿勢の落下

### 1) A.2.1 評価方針

天板パネル 3 枚が連結し形状を維持したまま傾斜姿勢で落下し胴フランジ部側面に衝突する場合を評価する。衝突荷重が荷重作用位置の同じクレーン転倒事象（参考資料 2 参照）に包絡されることを示す。

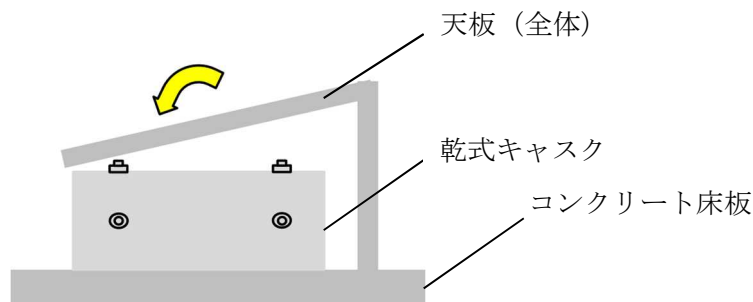


図 ~~3.3.2-21~~. 3-10 天板（全体）の傾斜姿勢での落下

#### ② A.2.2 評価方法

「④ A.1 天板（全体）の水平姿勢での落下」と同様，コンクリートモジュール天板の許容曲げモーメントに相当する限界荷重を算出する。

最大曲げモーメントの式及びコンクリートモジュールの寸法より乾式キャスクに作用する荷重は0.6MNとなる。

#### ③ A.2.3 判定基準

クレーン転倒事象への包絡性を示すため，「参考資料2」で算出された胴フランジ部への衝突荷重41MNを判定基準とする。

#### ④ A.2.4 評価結果

胴フランジ部に作用する荷重は0.6MNであり判定基準41MN以下であるため，本事象はクレーン転倒事象に包絡される。

### ③ A.3 天板（パネル1枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢の落下

#### ④ A.3.1 評価方針

天板パネル1枚が形状を維持したまま水平姿勢及び傾斜姿勢で落下し外筒に衝突する場合を評価する。外筒への衝突により，外筒及び伝熱フィンの損傷範囲を評価し，遮蔽機能及び除熱機能への影響を評価する。

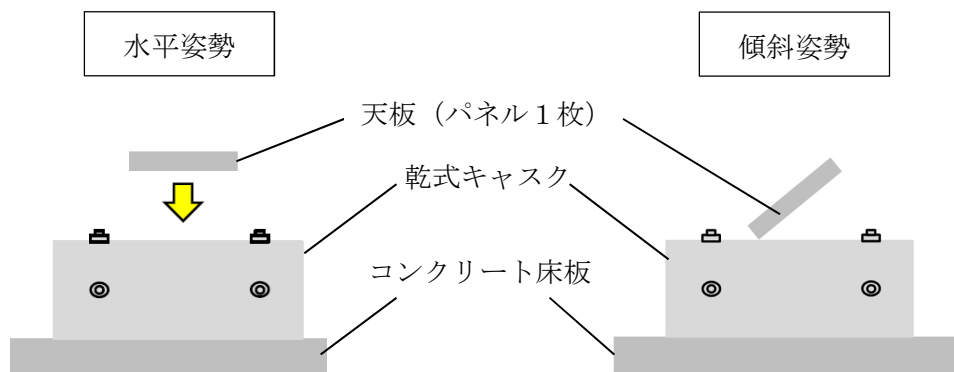


図 3.3.2-3 1.3-1 天板（パネル1枚）の水平姿勢及び傾斜姿勢での落下

#### ② A.3.2 評価方法

外筒に荷重が作用した場合，外筒のせん断による破断が生じる前に伝熱フィンが圧縮されて塑性変形する。そのため，コンクリートモジュール天板落下の落下エネルギーE に対して外筒のせん断に要するエネルギーEs 及び伝熱フィンの圧縮変形エネルギーEc が大きければ，外筒が破断して中性子遮蔽材が欠落することはない。

コンクリートモジュール天板の落下エネルギーE は次式で表される。



$$E=m \cdot g \cdot H$$

ここで、m：落下物の質量 (kg)

g：重力加速度 (m/s<sup>2</sup>)

H：落下高さ (mm)

外筒のせん断に要するエネルギーEs は次式で表される。

$$E_s=D \cdot t^2 \cdot S / 2$$

ここで、D：破断領域の周長 (mm)

t：外筒の板厚 (mm)

S：外筒のせん断強さ (MPa)

伝熱フィンが圧縮されて塑性変形するエネルギーEc は次式で表される。

$$E_c=A \cdot S_u \cdot L$$

ここで、A：荷重を受け持つ伝熱フィンの総面積 (mm<sup>2</sup>)

Su：伝熱フィンの設計引張強さ (MPa)

L：伝熱フィンの圧縮変形長さ (伝熱フィン高さ) (mm)

### 3) A.3.3 判定基準

コンクリートモジュール天板の落下エネルギーE が外筒のせん断に要するエネルギーEs と伝熱フィンの圧縮変形エネルギーEc の合計を超えなければ外筒が破断に至ることはないため Es+Ec を判定基準とする。

### 4) A.3.4 評価結果

下表に示す通り、いずれも落下エネルギーが外筒のせん断エネルギーと伝熱フィンの圧縮変形エネルギーの合計を超えないため、外筒が破断することはない。

表 3.3.2-3 1. 3-8 評価結果

落下物	質量 (kg)	落下高さ (mm)	落下物の落下姿勢	落下エネルギー (N・mm)	外筒のせん断+伝熱フィン圧縮エネルギー (N・mm)		外筒のせん断の有無
					外筒	フィン	
天板 (パネル1枚)	5,500	1318	水平	7.1×10 <sup>7</sup>	外筒	2.1×10 <sup>8</sup>	無
					フィン	2.5×10 <sup>9</sup>	
					合計	2.7×10 <sup>9</sup>	
	659	傾斜	3.6×10 <sup>7</sup>	外筒	3.4×10 <sup>7</sup>	無	
				フィン	3.2×10 <sup>8</sup>		
				合計	3.5×10 <sup>8</sup>		

### 3.3.2.2B. 乾式キャスクの埋没による除熱評価

#### ④B.1 評価方針

地震によりコンクリートモジュールが損傷し、貯蔵中の乾式キャスクにコンクリートモジュールが落下・転倒することで乾式キャスクが埋没する場合の除熱機能への影響を評価する。

コンクリートパネルには鉄筋が入っているため乾式キャスクとコンクリートパネルにはある程度の空隙が生じると考えられるが、保守的に乾式キャスクの上半分に対して隙間なくコンクリートパネルが張り付いて覆う場合を評価する。

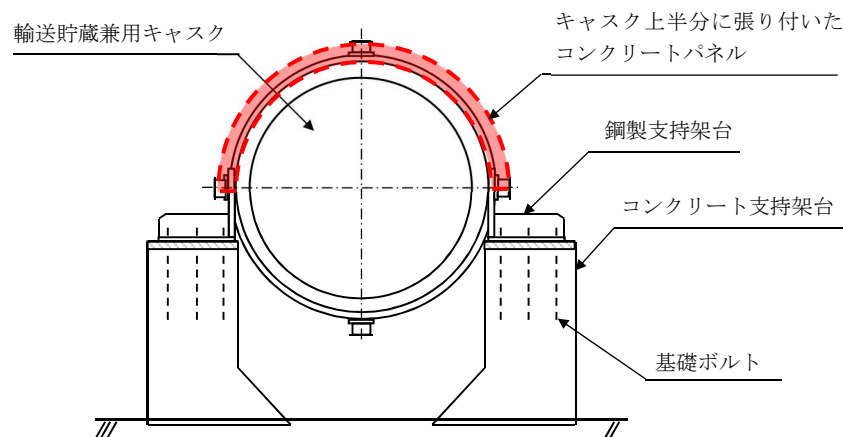


図 3.3.2-41.3-12 乾式キャスクの埋没想定

#### ④B.2 評価方法

乾式キャスクの上半分には厚さ 200mm のコンクリートモジュール天板が密着状態で覆い、さらに保守的に断熱と設定して評価する。下半分については物理的にコンクリートが密着しないため、自然対流熱伝達、放射伝熱を考慮する。

定常状態の温度分布を時刻 0 とし、1000h (約 42 日) までの温度変動を評価する。

#### ④B.3 判定基準

~~「II.5 燃料取出し及び取り出した燃料の適切な貯蔵・管理への適合性 1 除熱機能 1.1 輸送貯蔵兼用キャスク」輸送貯蔵兼用キャスクの除熱評価~~における制限温度は設計貯蔵期間を考慮して長期的な保管を担保する温度を設定している。本評価では、大規模な地震により乾式キャスクに損傷が生じた場合の短期間の保管を前提とした制限温度を表 3.3.2-41.3-9 の通り設定する。

表 3.3.2-4 1.3-9 各部材における制限温度

(単位：℃)

部位	材質	制限温度		根拠
		長期的な使用	短期的な使用	
新型 8×8 燃料	ジルカロイ - 2	200		学会標準 <sup>※1</sup> 安全機能を確保する期間において、累積クリープひずみが 1% 以下となる温度
新型 8×8 ジルコニウムライナ燃料 高燃焼度 8×8 燃料		300		
密封容器、外筒等 密封蓋締付けボルト	炭素鋼、合金鋼	350	350	構造規格
金属ガスケット	アルミニウム合金 ニッケル基合金	130		電中研 <sup>※2</sup> 安全機能を確保する期間において、累積 LMP が $11.09 \times 10^3$ 以下となる温度
バスケット	ボロン添加ステンレス鋼	300	300	臨界防止の観点でバスケットの変形を抑制するうえで構造強度が確保される温度
中性子遮蔽材	レジン	150		一般に熱分解が生じるとされる温度以下 <sup>※3</sup>

※1：日本原子力学会標準，使用済燃料中間貯蔵施設用金属キャスクの安全設計及び検査基準：2021，附属書N

※2：加藤治，伊藤千浩，「電力中央研究所報告 使用済燃料貯蔵容器用ガスケットの長期密封特性」，(一財)電力中央研究所，U92009（平成4年7月）

※3：例えば，熱重量・示差熱 (TG・DTA) 分析で，熱分解が観察されない温度

#### 4) B.4 評価結果

温度上昇は 400h（約 2 週間）程度でほぼ定常となり，すべての部位で制限温度を満足する。

図 3.3.2-5 1.3-13 に部位ごとの最高温度変化を示す。時刻 0（定常時）より，キャスク上面側の温度が上昇し，400h（約 2 週間）程度でほぼ定常となった。各部材の 1000h 経過時の温度は表 3.3.2-5 1.3-10 に示す通り，すべての部位で安全機能が確保できる制限温度を満足できる結果となった。

表 3. 3. 2-5 1. 3-10 評価結果

(単位：℃)

部材		1000h 経過時の温度	判定基準	
燃料被覆管				
炭素鋼	胴			350
	一次蓋			
	二次蓋			
アルミニウム合金, ニッケル基合金	一次蓋金属ガスケット			
	二次蓋金属ガスケット			
ボロン添加ステンレス鋼				300
中性子遮蔽材	側部			
	蓋部			
	底部			

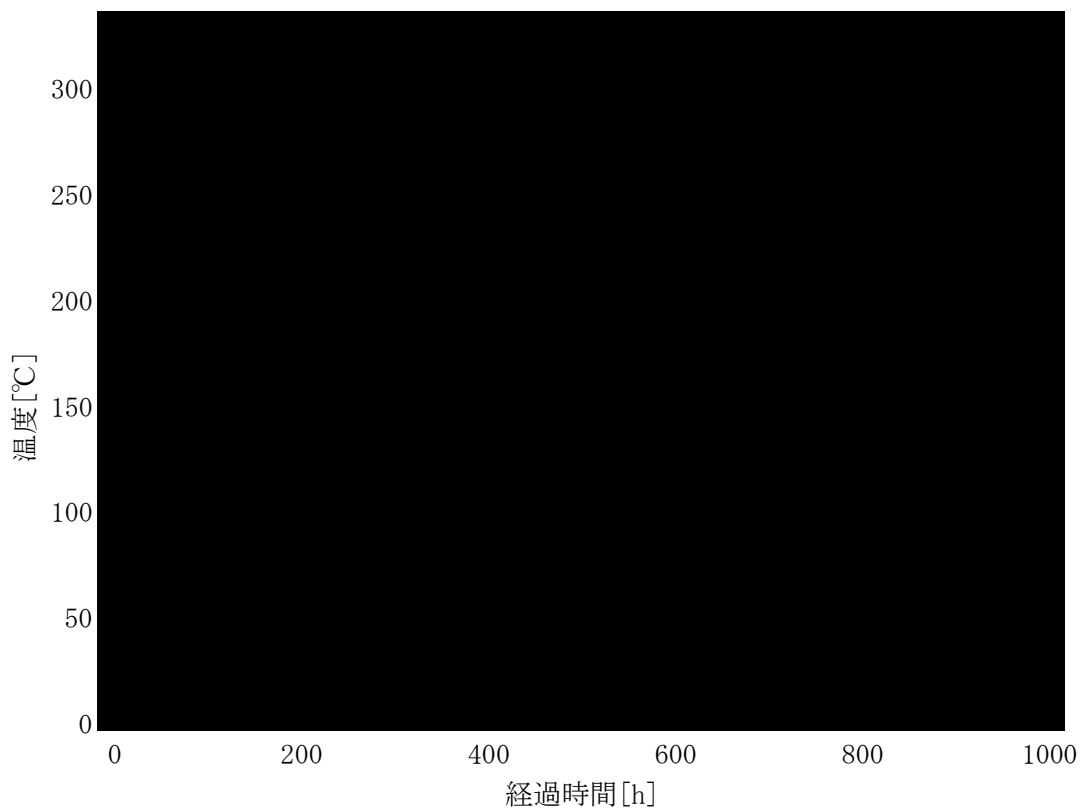


図 3. 3. 2-5 1. 3-13 部位ごとの最高温度変化

### 3.4C. コンクリートモジュールの倒壊等による公衆への被ばく影響

#### 3.4.1C.1 評価方針

A. 及びB. より、コンクリートモジュールが機能喪失しても乾式キャスクの安全機能は維持されるため、乾式キャスクの安全機能喪失を起因とする公衆への被ばく影響はない。一方、コンクリートモジュール自体が遮蔽機能を有するため、コンクリートモジュール単独で遮蔽機能を喪失した場合の公衆への被ばく影響を評価する。

地震によりキャスク仮保管設備内に設置された95基すべてのコンクリートモジュールが損壊した場合の乾式キャスクからの直接線・スカイシャイン線による敷地境界へ与える線量影響を評価する。

コンクリートパネルには鉄筋が入っておりある程度の塊で乾式キャスクを覆うと考えられるため遮蔽効果が完全になくなるとは考えにくい、保守的に遮蔽効果を見逃した評価を行う。

#### 3.4.2C.2 評価方法

##### (1) C.2.1 線量評価点

施設と評価点との高低差を考慮し、各施設からの影響を考慮した敷地境界線上の最大実効線量評価地点における直接線及びスカイシャイン線による実効線量を算出する。

##### (2) C.2.2 評価に使用するコード

MCNP 等、他の原子力施設における評価で使用実績があり、信頼性の高いコードを使用する。

##### (3) C.2.3 線源及び遮蔽

線源は各施設が内包する放射性物質質量に容器厚さ、建屋壁、天井等の遮蔽効果を考慮して設定する。内包する放射性物質質量や、遮蔽が明らかでない場合は、設備の表面線量率を測定し、これに代えるものとする。なお、コンクリートモジュール 200mm (密度 2.15g/cm<sup>3</sup>) による遮蔽効果は考慮しない。

#### 3.4.3C.3 評価結果

遮蔽効果を考慮しない乾式キャスク 95 基からの直接線・スカイシャイン線による敷地境界線量は約  $5.23 \times 10^{-1}$  mSv/年となる。

#### 3.4.4C.4 コンクリートモジュールの耐震クラスについて

損壊したコンクリートモジュールの設備復旧には数ヶ月はかかると想定されることから公衆被ばく線量は 50  $\mu$  Sv を超過し、なおかつ当該設備は長期的に使用する設備であることから耐震クラスは B+クラスと考える。

### 3.3.3③ クレーンの転倒

#### 3.3.3-1A. 乾式キャスクへの転倒による衝突評価

##### ④ A.1 評価方針

クレーンは乾式キャスクの搬出入やコンクリートモジュールの組み立てに使用し、使用期間は全体の供用期間に対して十分小さいため、待機位置におけるクレーン転倒時の乾式キャスクへの影響を評価する。(参考資料1参照)

また、クレーンが壊れて倒れるよりも、形状を維持したまま倒れるケースのほうが衝突荷重が大きいため、形状を維持した状態のクレーンがコンクリート床板に置かれた乾式キャスクの胴下部外筒表面へ回転転倒する。

さらに、乾式キャスク1基へ衝突する場合、キャスクの衝突部位を起点にクレーンが回転転倒し衝突荷重がコンクリート床板へ分散する。その結果、乾式キャスク1基へ衝突した場合の衝突荷重と乾式キャスク2基へ衝突した場合の1基あたりの衝突荷重では、後者のほうが大きいため本評価は保守的に乾式キャスク2基への衝突とする。

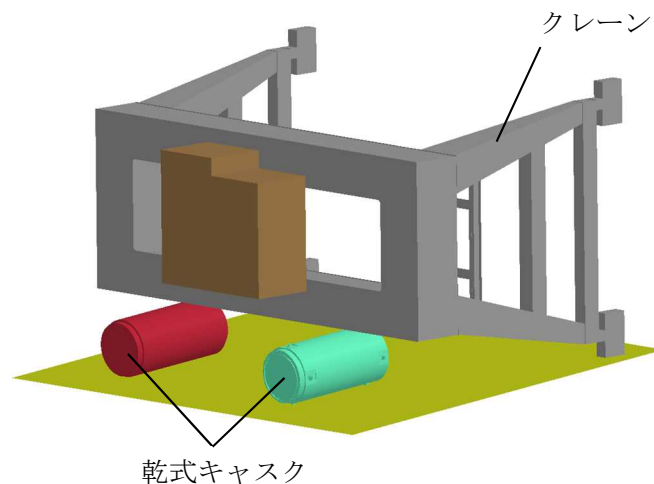


図 3.3.3-1 1. 3-1 4 クレーンの転倒

##### ④ A.2 評価方法

###### i. 衝突荷重の算出

クレーンの待機位置からの転倒により乾式キャスク胴下部外筒とクレーンの桁（立板，補強板，補強リブ）が衝突する。乾式キャスクは剛でありクレーンの桁が塑性変形すると考えられるため、クレーンの塑性変形に要するエネルギーに基づき衝突荷重を算出する。

クレーンの落下エネルギーと塑性変形に要するエネルギーが等しくなるよう変形量を算出する。変形量を算出する上では、衝突荷重を保守的に算出するため、クレーンの落下エネルギーは実際には乾式キャスクの塑性変形や落下物の衝突後の運動エネルギーにも変換されるが、すべてクレーンの塑性変形で吸収されるものとする。

さらに、荷重作用時間が短いほうが衝突荷重は保守的であるため、衝突時の減速を考慮せず、荷重作用時間  $t_e$  は、変形量  $h$  を初期速度  $V_0$  で除して算出する。

$$t_e = h / V_0$$

クレーンは乾式キャスク 2 基に衝突するため、乾式キャスク 1 基あたりのクレーン質量は  $mc/2$  であることを考慮し、次式により衝突荷重  $F_0$  を算出する。衝突荷重評価結果を下表に示す。

$$\frac{mc}{2} \cdot V_0 = \int_0^{t_e} F(t) dt = \int_0^{t_e} F_0 \left(1 - \frac{t}{t_e}\right) dt = F_0 \cdot \frac{t_e}{2}$$

表 3.3.3-11. 3-11 クレーン衝突荷重

クレーンの質量 (kg)	落下高さ (m)	初期速度 $V_0$ (m/s)	単位体積当たりの塑性エネルギー (J/m <sup>3</sup> ) ※	変形量 (m)	落下エネルギー (J)	荷重作用時間 $t_e$ (sec)	落下時の運動量 (N·s)	最大荷重 $F_0$ (MN)
209700	4.6	9.5	5.14×10 <sup>8</sup> 4.02×10 <sup>8</sup>	0.401	1.03×10 <sup>7</sup>	0.042	1.99×10 <sup>6</sup>	48

※：上段はクレーンの立板、下段はクレーンの補強板又は補強リブの塑性エネルギーを表す

## ii. 応力評価

構造解析コード ABAQUS を用いて 0° ~180° 方向をモデル化したハーフモデルを使用する。

衝突部（キャスク胴）に衝突荷重を作用させ、密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

### 3.A.3 判定基準

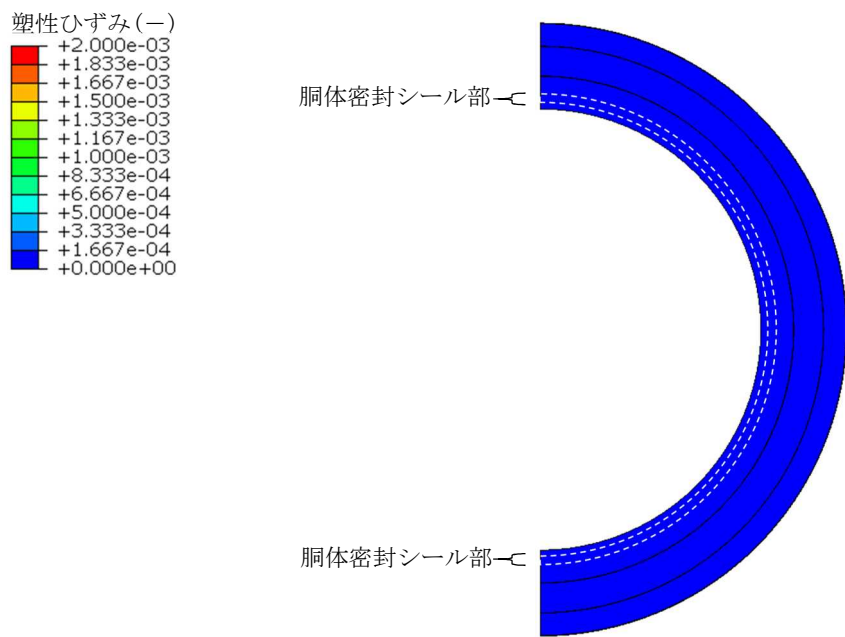
「3.3.1.1(1)①A.1 水平落下」と同様に、密封機能評価の判定基準である表 3.3.3-11. 3-2 を判定基準とする。

### 4.A.4 評価結果

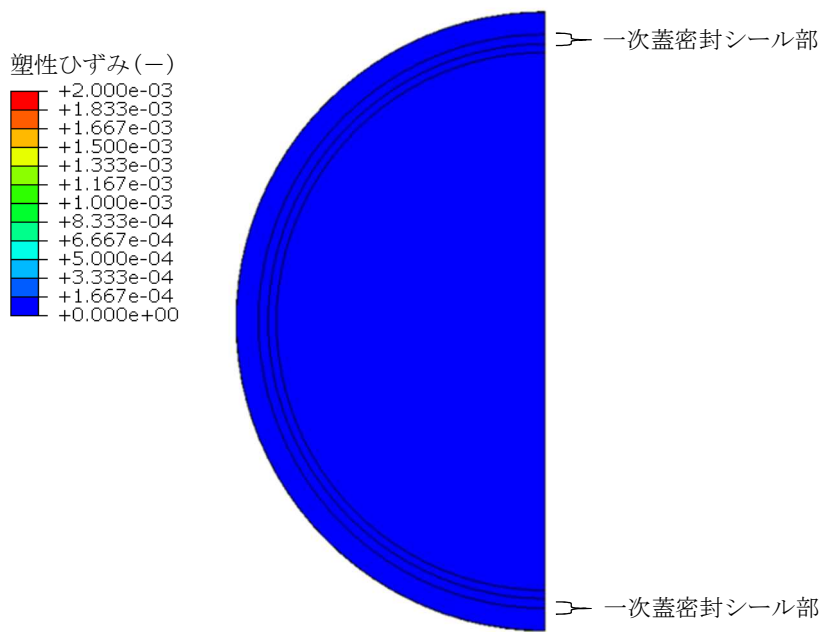
胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみを図 3.3.3-21. 3-15 に示す通り、塑性ひずみは発生せず判定基準を満足する。また、一次蓋締付けボルトに生じる応力は表 3.3.3-21. 3-12 の通りで判定基準を満足する。

## B. 結論

クレーンが機能喪失しても乾式キャスクの安全機能は維持されるため、公衆への被ばく影響はない。



(a) 胴体 (密封シール部)



(b) 一次蓋 (密封シール部)

図 3.3.3-21.3-15 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表 3.3.3-21.3-12 一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張+曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	255MPa	286MPa	831MPa



クレーン使用中における Ss 発生 の 時間確率

クレーン使用期間中における Ss 発生 の 時間確率は次式より計算される。

$$\text{時間確率} = \frac{\text{クレーン使用時間} \times \text{仕立て基数}}{\text{燃料取り出し期間}} \times \text{Ss の発生確率}$$

下表に示す通り、クレーンの使用期間はキャスク仮保管設備全体の供用期間に比べ十分小さいため、時間確率も十分小さい。

したがって、クレーン使用期間中に Ss900 が重畳して起きる確率は十分小さい。

表 1-1 時間確率算出結果

	乾式キャスク取扱 <sup>※1</sup>	コンクリートモジュール組立 <sup>※2</sup>	備考
クレーン使用時間	20 分/基	10 時間/基	乾式キャスク 1 基あたりの実績
仕立て基数	30 基		増設 30 基
燃料取り出し期間	50 年		輸送貯蔵兼用キャスクの設計貯蔵期間
Ss 発生確率	5 × 10 <sup>-4</sup> ~ 10 <sup>-5</sup> /年		JEAC4601=2008 JEAG4601・補-1984 を適用。ただし、S <sub>2</sub> を Ss と読み替える
時間確率	1.1 × 10 <sup>-8</sup> ~ 2.3 × 10 <sup>-1<sup>※3</sup></sup>	3.4 × 10 <sup>-7</sup> ~ 6.8 × 10 <sup>-9<sup>※4</sup></sup>	

※1：乾式キャスク取扱とは、輸送架台上の乾式キャスクをクレーンで吊って、支持架台上に移動するまでの状態

※2：コンクリートモジュール組立とは、コンクリートモジュールをクレーンで吊ってコの字に組み立てるまでの状態  
及び乾式キャスク設置後、残りの天板・側板を組み立てるまでの状態

※3：20 分 × 30 基 / (50 × 365 × 24 × 60) 分 × [5 × 10<sup>-4</sup> ~ 10<sup>-5</sup>] = [1.1 × 10<sup>-8</sup> ~ 2.3 × 10<sup>-10</sup>]

※4：(10 × 60) 分 × 30 基 / (50 × 365 × 24 × 60) 分 × [5 × 10<sup>-4</sup> ~ 10<sup>-5</sup>] = [3.4 × 10<sup>-7</sup> ~ 6.8 × 10<sup>-9</sup>]

クレーン転倒による乾式キャスクの胴フランジ部への衝突について

1) 評価方針

待機位置以外からのクレーン転倒を想定し，乾式キャスクの密封機能に影響する胴フランジ部にクレーンが転倒する場合を評価する。

その他評価方針は「3.3.3.1 乾式キャスクへの転倒による衝突評価」と同様とする。

2) 評価方法

i. 衝突荷重の算出

クレーン転倒により乾式キャスク胴フランジ部とクレーンの桁（立板，補強リブ）が衝突する。

以降の評価方法は「3.3.3.1(3)3)③A. 乾式キャスクへの転倒による衝突評価」と同様であり，衝突荷重評価結果を下表に示す。

表 2-1 クレーン衝突荷重

クレーンの質量 (kg)	落下高さ (m)	初期速度 V0 (m/s)	単位体積当たりの塑性エネルギー (J/m <sup>3</sup> ) ※	変形量 (m)	落下エネルギー (J)	荷重作用時間 te (sec)	落下時の運動量 (N・s)	最大荷重 F0 (MN)
209700	4.7	9.6	5.14×10 <sup>8</sup> 4.02×10 <sup>8</sup>	0.474	1.06×10 <sup>7</sup>	0.049	2.01×10 <sup>6</sup>	41

※：上段はクレーンの立板，下段はクレーンの補強リブの塑性エネルギーを表す

ii. 応力評価

構造解析コード ABAQUS を用いて 0° ～180° 方向をモデル化したハーフモデルを使用する。

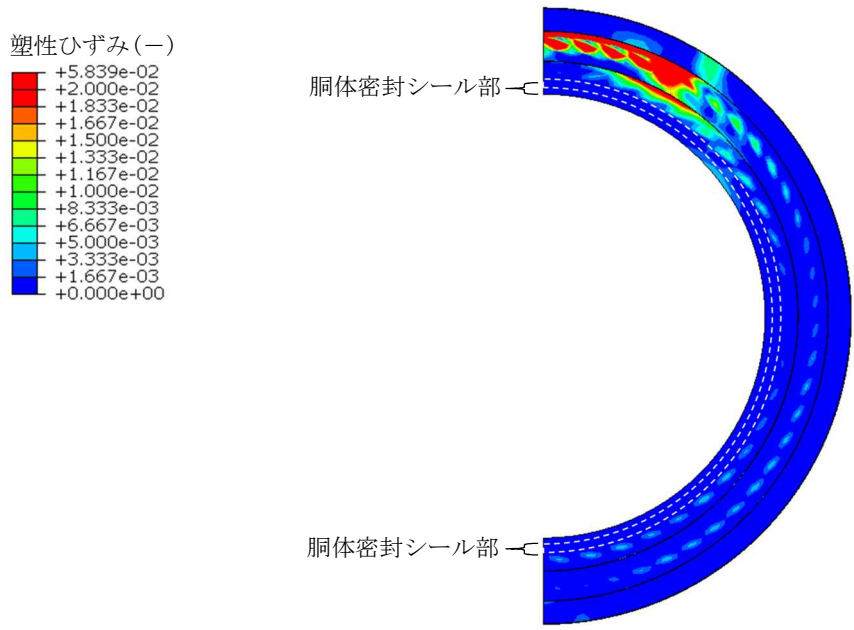
衝突部（胴フランジ部）に衝突荷重を作用させ，密封シール部の塑性ひずみ及び締付けボルトの応力評価を行う。

3) 判定基準

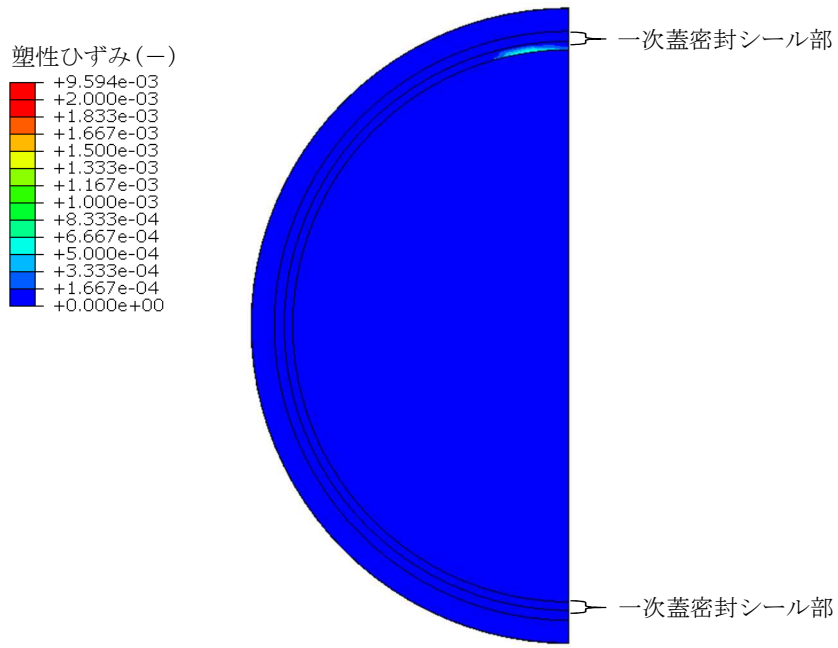
「3.3.1.1(1)(3)3)①A. 水平落下」と同様に，密封機能評価の判定基準である表 3.3.1-1.3-2 を判定基準とする。

4) 評価結果

胴体密封シール部及び一次蓋密封シール部に生じるひずみを図2-1に示す通り、おおむね弾性範囲内であり判定基準を満足する。また、一次蓋締付けボルトに生じる応力は表2-2の通りで判定基準を満足する。



(a) 胴体 (密封シール部)



(b) 一次蓋 (密封シール部)

図 2-1 一次蓋密封シール部の塑性ひずみ分布

表 2-2 一次蓋締付けボルト応力評価結果

評価部位	一次応力		判定基準
	引張応力	引張+曲げ応力	
一次蓋締付けボルト	335MPa	701MPa	831MPa

(実施計画：II-2-13-添 12-1~25)

設計用地震力の算定に用いるコード (Super-FLUSH/2D) について

(1) 概要

Super-FLUSH/2D は、主に地盤－構造物連成系の相互作用解析を行う二次元有限要素プログラムである。

(2) 機能

Super-FLUSH/2D は、解析に際して以下の機能を有している。

- ①面外方面へのエネルギーの逸散を考慮した疑似三次元解析を行うことができる。
- ②側方の十分な拡がりを持った成層構造の地盤を表せる。
- ③歪依存による土の非線形特性を考慮できる。

(3) 使用実績

原子力発電環境整備機構の「地層処分施設の耐震性評価」にて用いられている。

(実施計画：II-2-13-添 2-2-20)

## 耐震安全性解析に用いるコード (NASTRAN) について

### (1) 概要

NASTRAN コードは 1968 年アメリカ航空宇宙局 (NASA) で開発され、1971 年に米国 MacNeal-Schwendler Corporation (MSC 社) から発売された有限要素法に基づく構造解析等の汎用解析コード (MSCNastran) であり、航空宇宙、自動車、造船、重機械、原子力機器、土木・建設など重工業を中心に広く受け入れられている。輸送キャスクでは固有振動解析に利用されている。

### (2) 機能

NASTRAN コードは固有振動解析に際して以下の機能を有している。

- ①ある固有振動範囲の設定、あるいは必要固有値個数を設定すればその範囲の多くの固有振動及び必要固有値個数に対応する固有振動を求めることができる。
- ②各振動モードに対する刺激係数、有効質量を算出できる。
- ③引張等の初期応力があれば、この初期応力を考慮した固有振動解析ができる。
- ④スペクトルモード解析の入力データとして固有振動解析結果をそのまま利用できる。
- ⑤使用要素は一次元～三次元の多くの要素が適用できる。
- ⑥質量は集中質量、分布質量が適用できる。

### (3) 解析フロー

NASTRAN コードの固有振動解析フローを図 1 に示す。

### (4) 使用実績

NASTRAN コードは、これまで多くの固有振動解析に対し使用実績がある。

### (5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認。

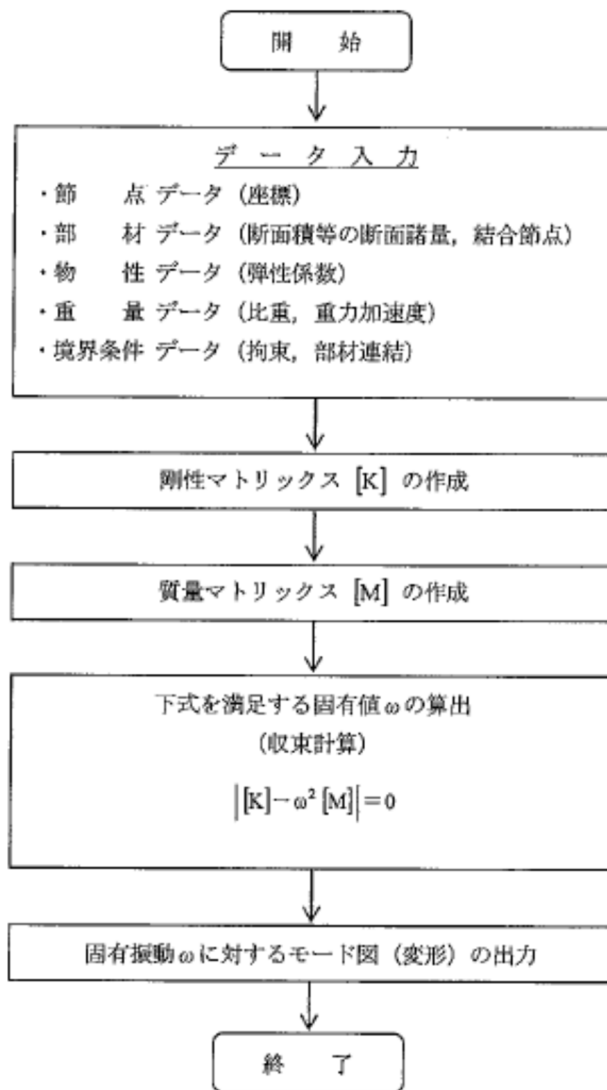


図1 NASTRAN コードの固有振動解析フロー図

(実施計画：II-2-13-添 2-2-21～22)

## 耐震安全性解析に用いるコード (ABAQUS) について

### (1) 概要

ABAQUS コードは米国 Hibbitt, Karlsson&Sorensen, Inc (KHS 社) で開発された有限要素法に基づく応力・座屈解析等の汎用解析コードであり, 輸送キャスクの応力解析等に広く利用されている。

### (2) 機能

ABAQUS コードは, 応力解析に際して以下の機能を有している。

- ①定常・非定常の弾性・弾塑性のいずれの解も得ることができる。
- ②材料特性として時間依存, 歪の履歴依存並びに等方性・異方性等を考慮することができる。
- ③モデルの形状は一次元～三次元, また連続体についても取り扱うことができる。
- ④伝熱解析結果をそのまま境界条件として熱応力解析に用いることが可能である。
- ⑤荷重条件として集中荷重, 分布荷重, モーメント, 加速度力 (慣性力), 圧力, 遠心力, コリオリ力等が取り扱える。また, これら条件の時間依存, 線形変化に対しても対応可能である。

### (3) 解析フロー

ABAQUS コードの解析フローを図 1 に示す。

### (4) 使用実績

ABAQUS コードは, これまで多くの固有振動解析及び応力解析に対し使用実績がある。

### (5) 検証方法

理論値との比較による検証が実施されていることを確認している。



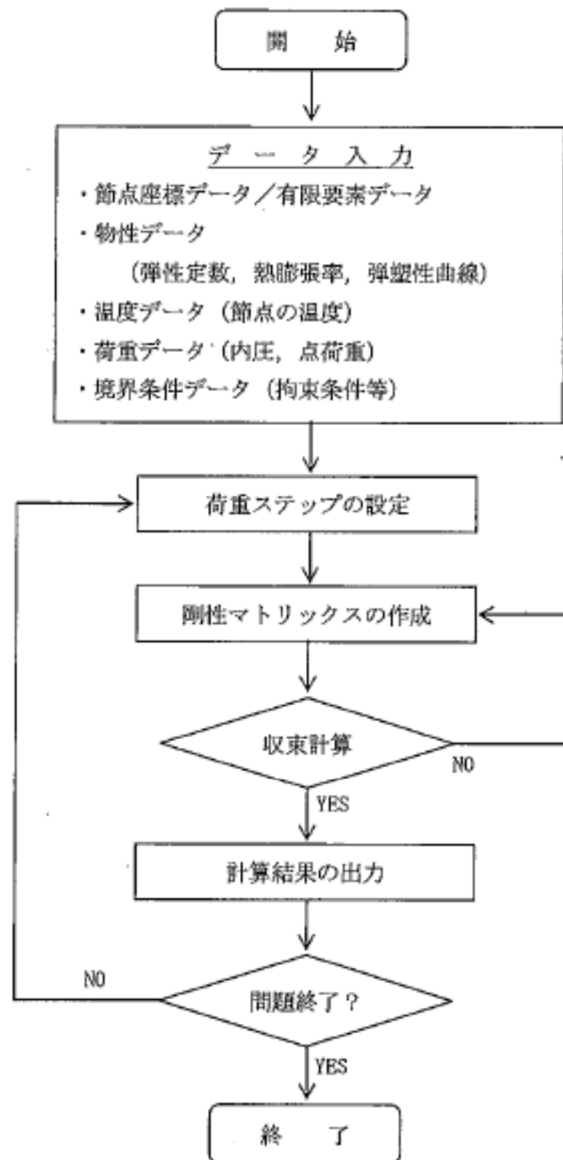


図 1 ABAQUS コードの解析フロー図

(実施計画：Ⅱ-2-13-添 2-2-23～24, Ⅱ-2-13-添 3-1-27～28, Ⅱ-2-13-添 12-26～27)

~~(3)~~(4) 設計用地震力

各機器の耐震設計に用いる設計用地震力は、以下より算定する。

項目	機器等	摘要
(1) 基準地震動	Ss, 1/2Ss	
(2) 設計用地震動	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ss900-① (検討用地震動①) (水平)最大加速度振幅 900gal, 約 250 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 600gal, 約 250 秒間</li> <li>• Ss900-② (検討用地震動②) (南北)最大加速度振幅 722gal, 約 250 秒間 (東西)最大加速度振幅 522gal, 約 250 秒間 (鉛直)最大加速度振幅 517gal, 約 250 秒間</li> <li>• 1/2Ss450-① Ss900-①の加速度振幅に 1/2 を乗じたものであり, Sd=1/2Ss とする</li> <li>• 1/2Ss450-② Ss900-②の加速度振幅に 1/2 を乗じたものであり, Sd=1/2Ss とする</li> </ul>	T.P. 約-197m の基盤(Vs=約 700m/s)を解放基盤表面として定義する。
(3) 動的解析の方法	時刻歴応答解析法 応答スペクトル法	

~~(4)~~(5) 運転状態と地震動の組合せに対する供用状態

運転状態と地震動の組合せに対応する供用状態は以下とする。

運転状態と地震動の組合せ	供用状態
I <sup>注1)</sup> +Ss900	D (IVAS) <sup>注2)</sup>
I <sup>注1)</sup> +1/2Ss450	D (IVAS) <sup>注2)</sup>

注1) 「運転状態 I」とは、通常運転の運転状態をいい、乾式キャスクの場合は、取り扱い時及び本設備での機器の通常の保管時の状態で「設計事象 I」に読み替える。

注2) 「原子力発電所耐震設計技術指針」において規定される許容応力状態（「設計・建設規格」の許容状態 D 相当）

本設備の乾式キャスクに対する耐震性能の基本的な考え方は以下とする。

表1-2 1. 5-1 主要設備の耐震クラス

設備区分	施設自体の耐震クラス	上位クラスへの波及影響を考慮し実施する評価	設定根拠	適用する設計用地震動と要求性能
乾式キャスク	Sクラス	—	インベントリの大きい使用済燃料を収納するため最上位の耐震Sクラスとする。	設計用地震動 $S_s900 \cdot 1/2S_s450$ ( $S_d=1/2S_s$ ) に対し、乾式キャスクの安全機能を維持するために必要な構造強度を有すること。
支持架台	Cクラス	B+クラス (コンクリートモジュール)	「(3)3)① 支持架台の支持機能喪失による乾式キャスクの落下」より公衆への被ばく影響はないため耐震Cクラスとする。	設計用地震動 $1/2S_s450$ に対し、乾式キャスクを落下・転倒させず、コンクリートモジュールの遮蔽機能に影響を与えないこと。
コンクリートモジュール	B+クラス	—	「(3)3)② コンクリートモジュールの倒壊等による公衆への被ばく影響」より耐震B+クラスとする。	設計用地震動 $1/2S_s450$ に対し、遮蔽機能を維持し、倒壊等により、乾式キャスクの安全機能に波及的影響を与えないこと。
クレーン	Cクラス	B+クラス (コンクリートモジュール)	「(3)3)③ クレーンの転倒」より公衆への被ばく影響はないため耐震Cクラスとする。	設計用地震動 $1/2S_s450$ に対し、転倒・倒壊・逸走等により、乾式キャスクの安全機能及びコンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を与えないこと。
コンクリート基礎	Cクラス	B+クラス (コンクリートモジュール)	地震による想定シナリオは上記の評価と同一であり、コンクリート基礎自体は遮蔽機能を持たないため耐震Cクラスとする。	設計用地震動 $1/2S_s450$ に対し、支持架台及び遮蔽機能を有するコンクリートモジュールを支持すること。 基礎の傾斜により、クレーンの転倒、倒壊などが生じないこと。

## (5) (6) 地盤の応答解析による設計用地震力の算定

### 1) 解析概要

本検討では基礎-地盤連成系の2次元FEM応答解析を行い、基礎上面での応答波の応答スペクトルの作成、設計用地震力の算定を行う。解析プログラムはSuper-FLUSH/2Dを用いる。

### 2) 解析に用いる検討用地震動

検討用地震動は、解放基盤表面で定義される検討用地震動を用いる。解放基盤表面位置における検討用地震動および加速度振幅に1/2を乗じた設計用地震動の加速度時刻歴波形を図1-1-10、1.6-1～1.6-10に示す。

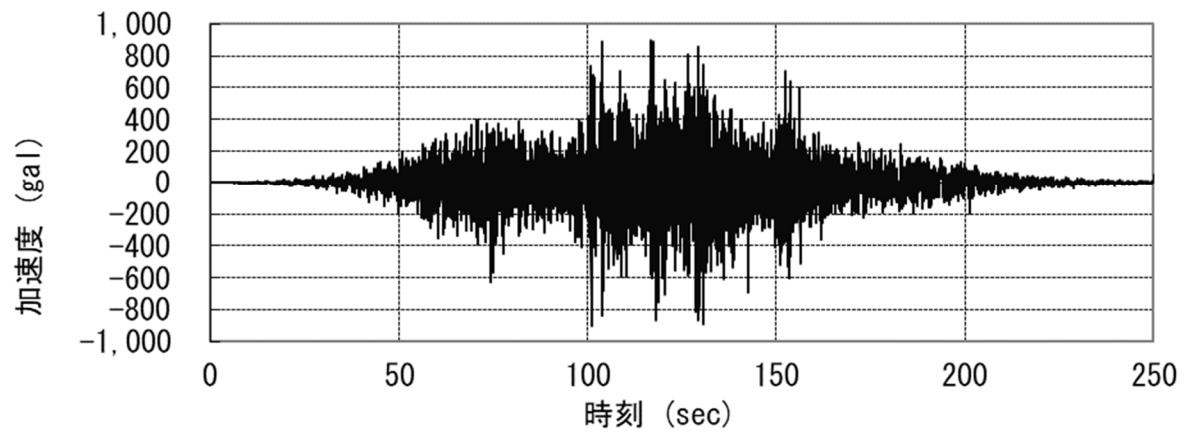


図1-1 1. 6-1 Ss900-① (水平方向)

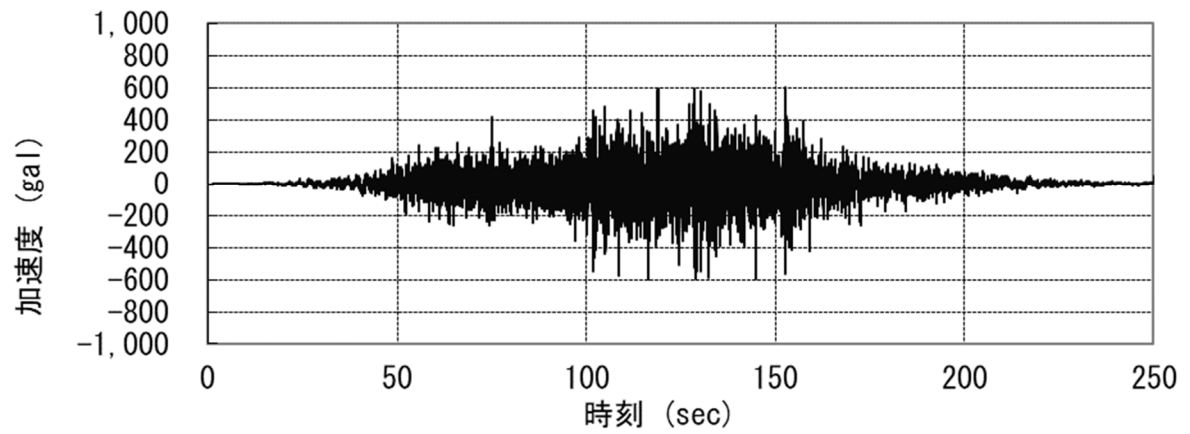


図1-2 1. 6-2 Ss900-① (鉛直方向)

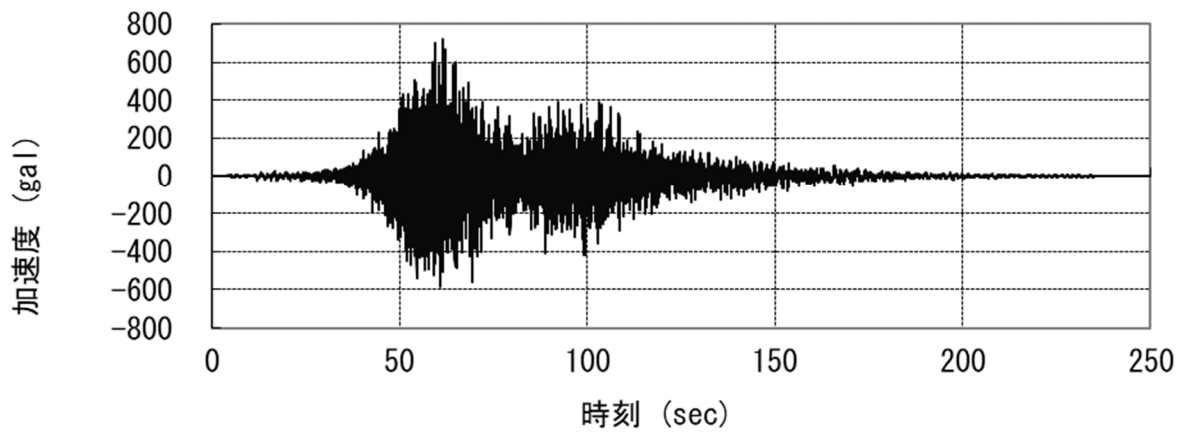


図 1-3 1. 6-3 Ss900-② (NS 方向)

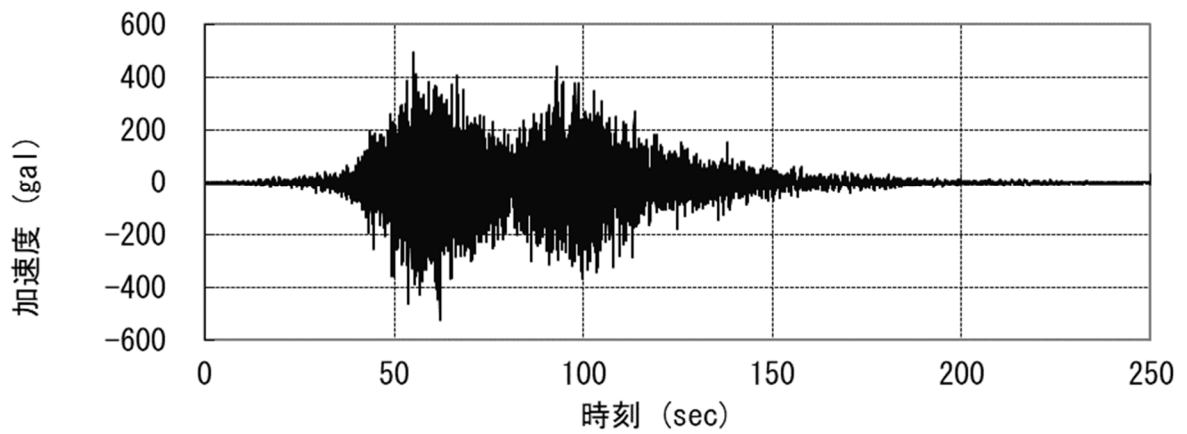


図 1-4 1. 6-4 Ss900-② (EW 方向)

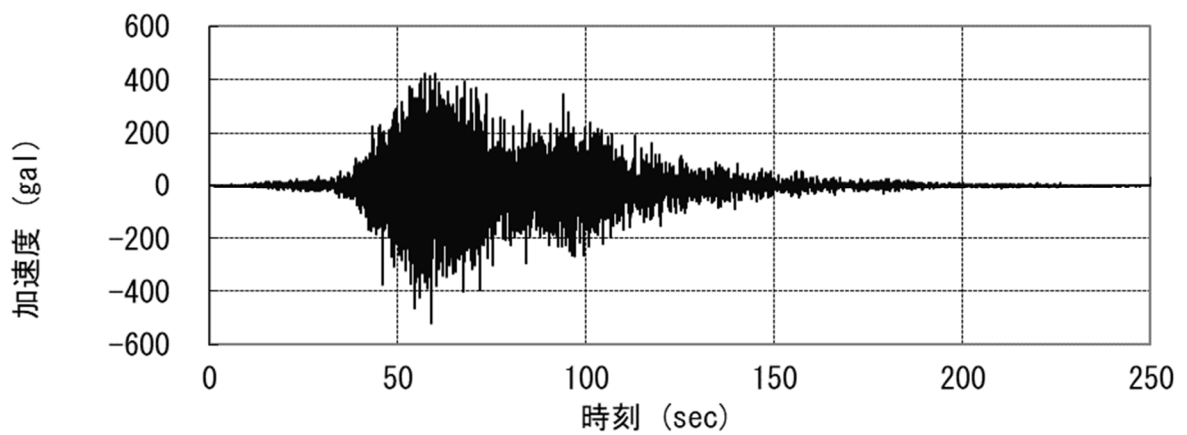


図 1-5 1. 6-5 Ss900-② (UD 方向)

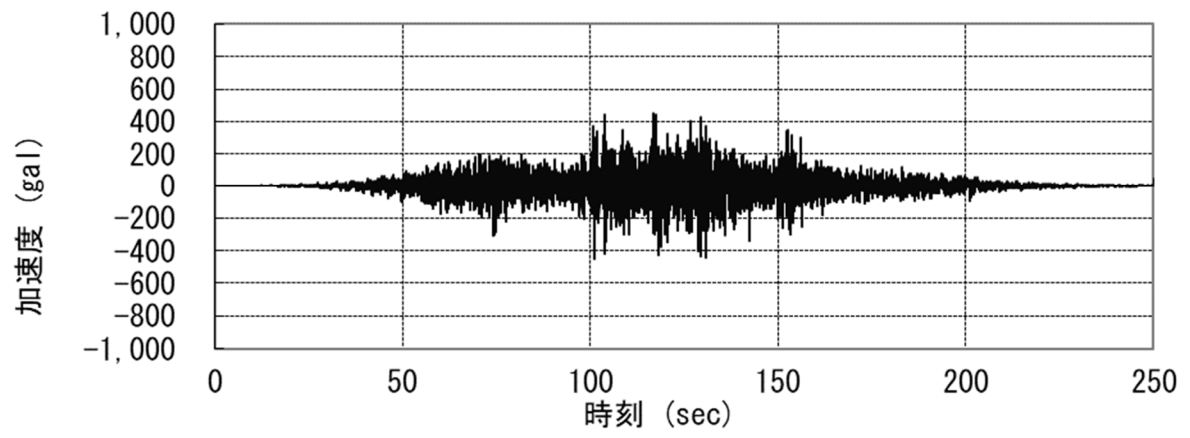


図 1-6 1. 6-6 1/2Ss450-① (水平方向)

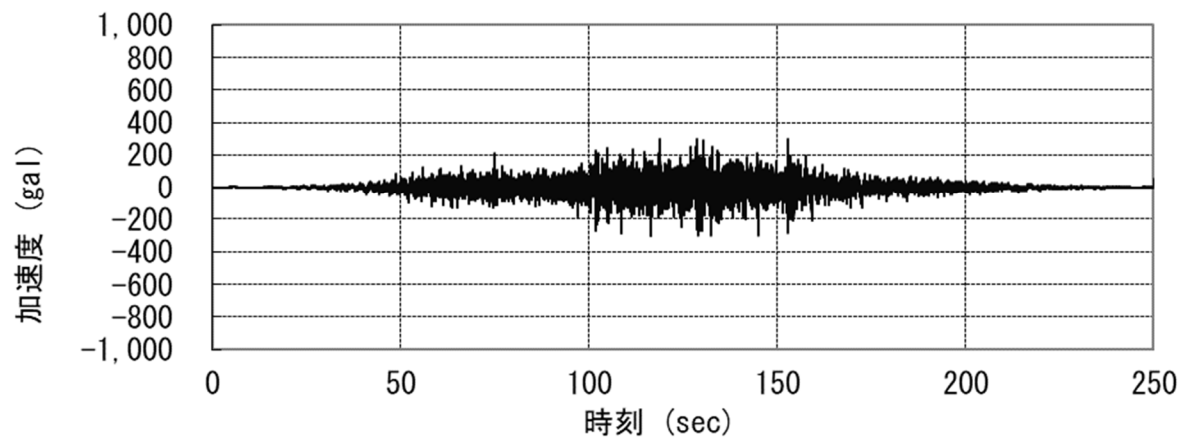


図 1-7 1. 6-7 1/2Ss450-① (鉛直方向)

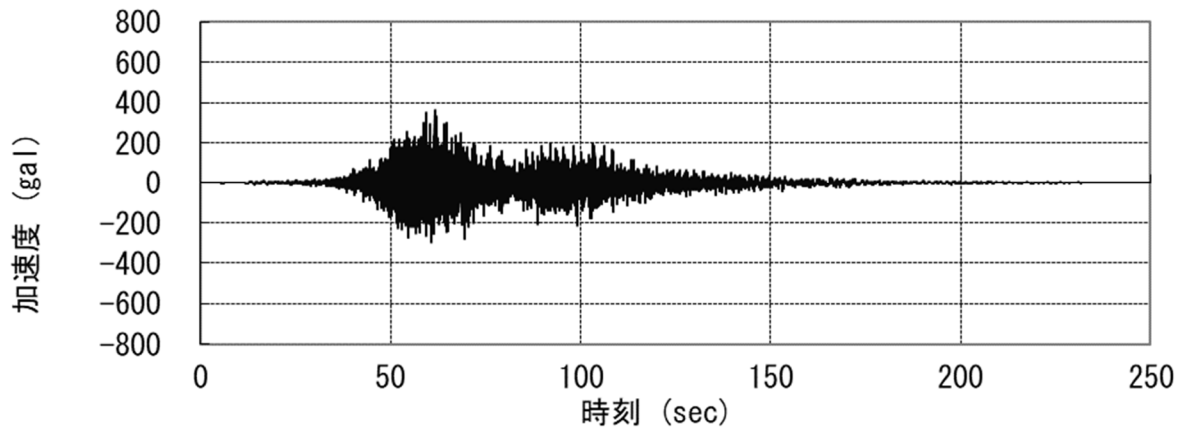


図1-8 1. 6-8 1/2Ss450-② (NS 方向)

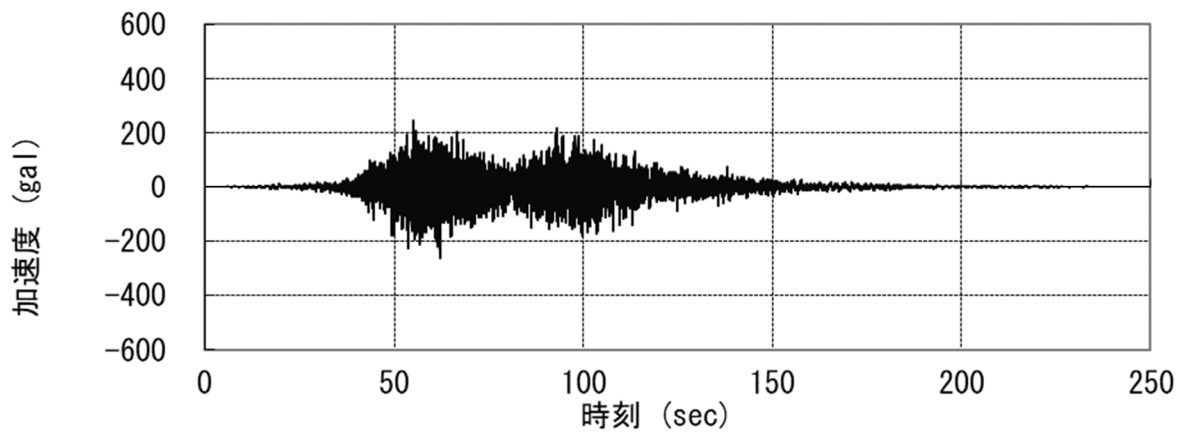


図1-9 1. 6-9 1/2Ss450-② (EW 方向)

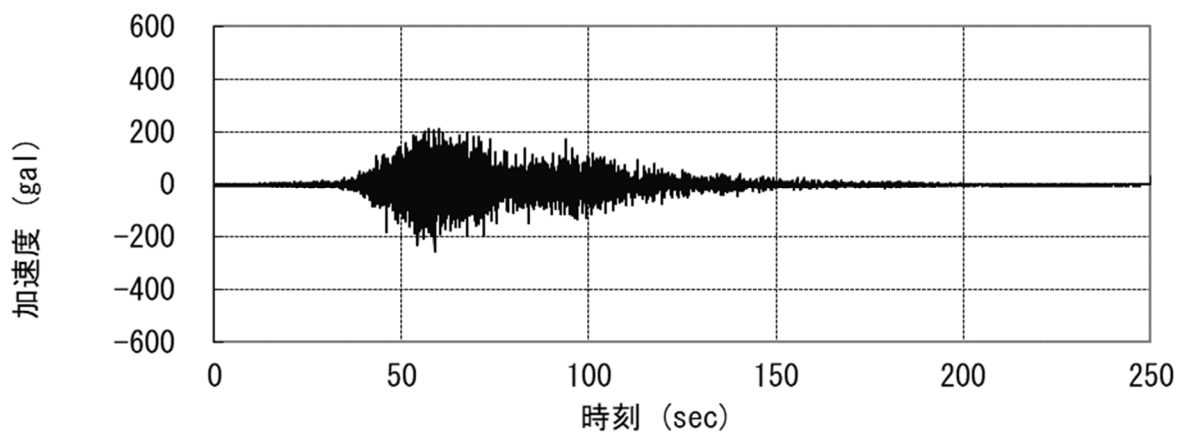


図1-10 1. 6-10 1/2Ss450-② (UD 方向)



### 3) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは図1-1-1、1-2 1. 6-1 1, 1 2のように、基礎-地盤連成系モデルとする。地盤応答解析に用いる地盤定数の設定結果を表1-3 1. 6-1に示す。また、コンクリート基礎を除く各層のモデル化においては、地盤の非線形性を考慮する。図1-1-3 1. 6-1 3に各層の動的変形特性を示す。

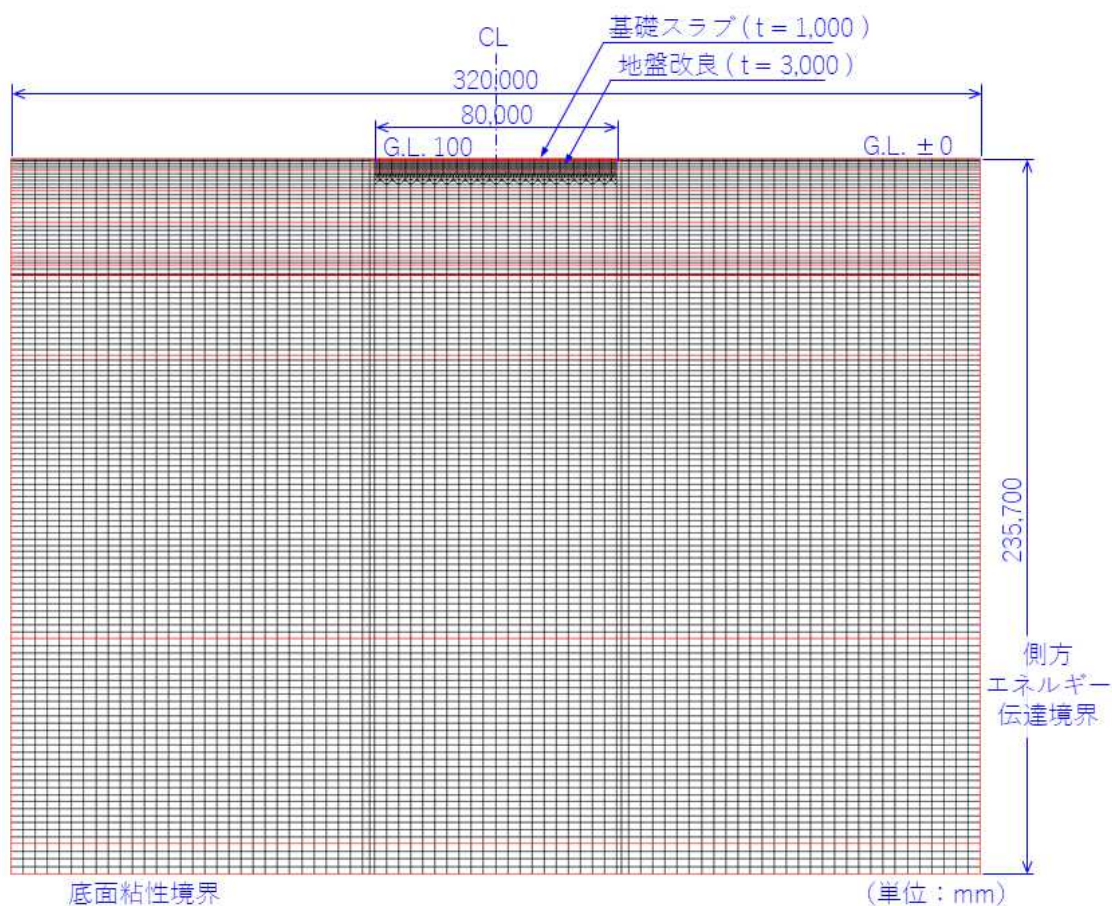


図1-1-1 1. 6-1 1 解析モデルの概要 (NS方向)

2-13では、G.L. ±0m=T.P. 38.264m<sup>(※)</sup>とする。  
 (※) 震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への換算値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。  
 <換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm

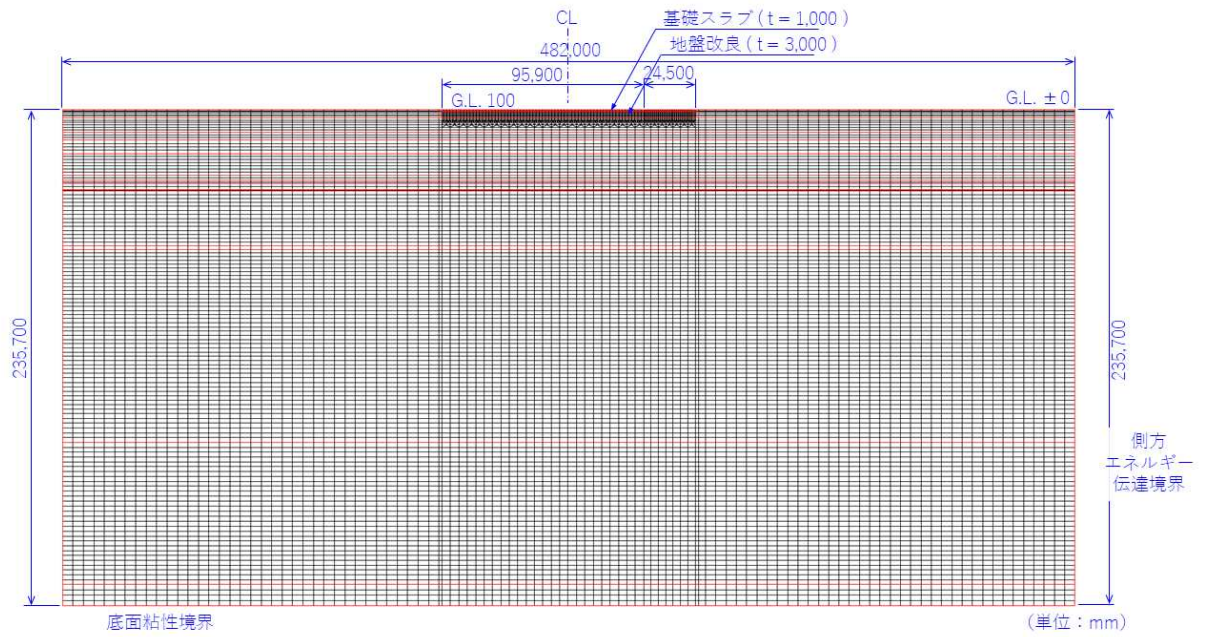


図 1-1-2 1. 6-1 2 解析モデルの概要 (EW 方向)

2-13 では、G.L. ±0m=T.P. 38.264m<sup>(※)</sup> とする。

(※) 震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への換算値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

<換算式> T.P.=旧 O.P. -1,436mm

表1-3-1. 6-1 解析用地盤定数

地層名	層標高		各地層厚 (m)	湿潤密度 $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	せん断弾性 係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断波 速度 $V_s$ (m/sec)	強度特性	
	上端 G.L. (m)	下端 G.L. (m)					C (N/mm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
	コンクリート基礎	0.100	-0.900	1.000	2.679	10,420,000	1972	-
埋戻し土	0.000	-3.900	3.900	1.8	72,600	201	0	30
改良地盤	-0.900	-3.900	3.000	1.8	380,000	459	-	-
段丘堆積物	-3.900	-10.674	6.774	1.59	158,000	315	0.039	24.7
T3 部層 中粒砂岩層	-10.674	-14.485	3.811	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-14.485	-20.863	6.378	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 互層部	-20.863	-31.006	10.143	1.76	302,000	414	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-31.006	-33.591	2.585	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 中粒砂岩層	-33.591	-34.946	1.355	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-34.946	-38.007	3.061	1.71	427,000	500	1.5	0
T3 部層 粗粒砂岩層	-38.007	-38.572	0.565	1.84	210,000	338	0.098	38.6
T3 部層 泥質部	-38.572	-64.680	26.108	1.71	427,000	500	1.5	0
T2 部層	-64.680	-158.100	93.420	深度依存 1.76~ 1.80	深度依存 334,000~ 635,000	深度依存 436~594	深度依存 1.131~ 1.839	0
T1 部層	-158.100	-225.580	67.480	1.79	667,000	610	1.62	0
先富岡層	-225.580	-235.700	10.120	1.88	954,000	712	1.8	0
解放基盤面	-235.700	-	-	1.88	954,000	712	1.8	0

出典：「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書」（平成5年4月）等

2-13 では、G.L. ±0m=T.P. 38.264m<sup>(※)</sup> とする。

(※) 震災後の地盤沈下量 (-709mm) と O.P. から T.P. への換算値 (-727mm) を用いて、下式に基づき換算している。

<換算式> T.P. =旧 O.P. -1,436mm

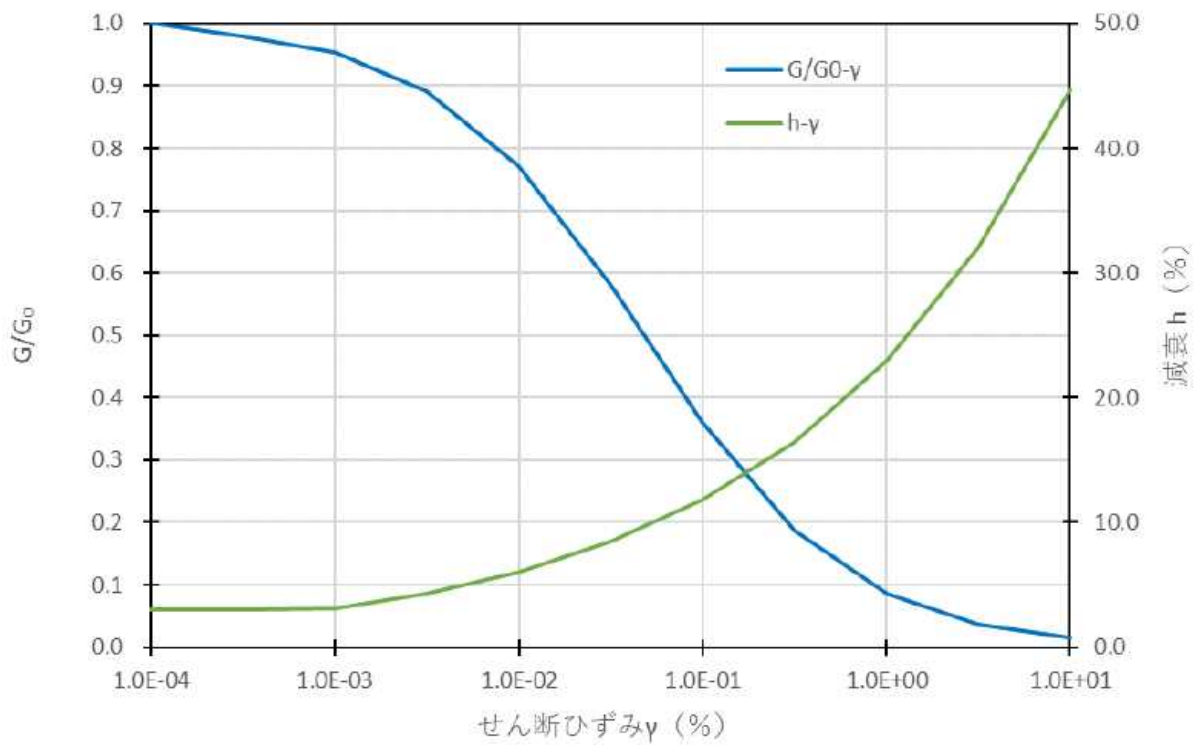


図1-13 1.6-13 (1) 埋戻土層の動的変形特性

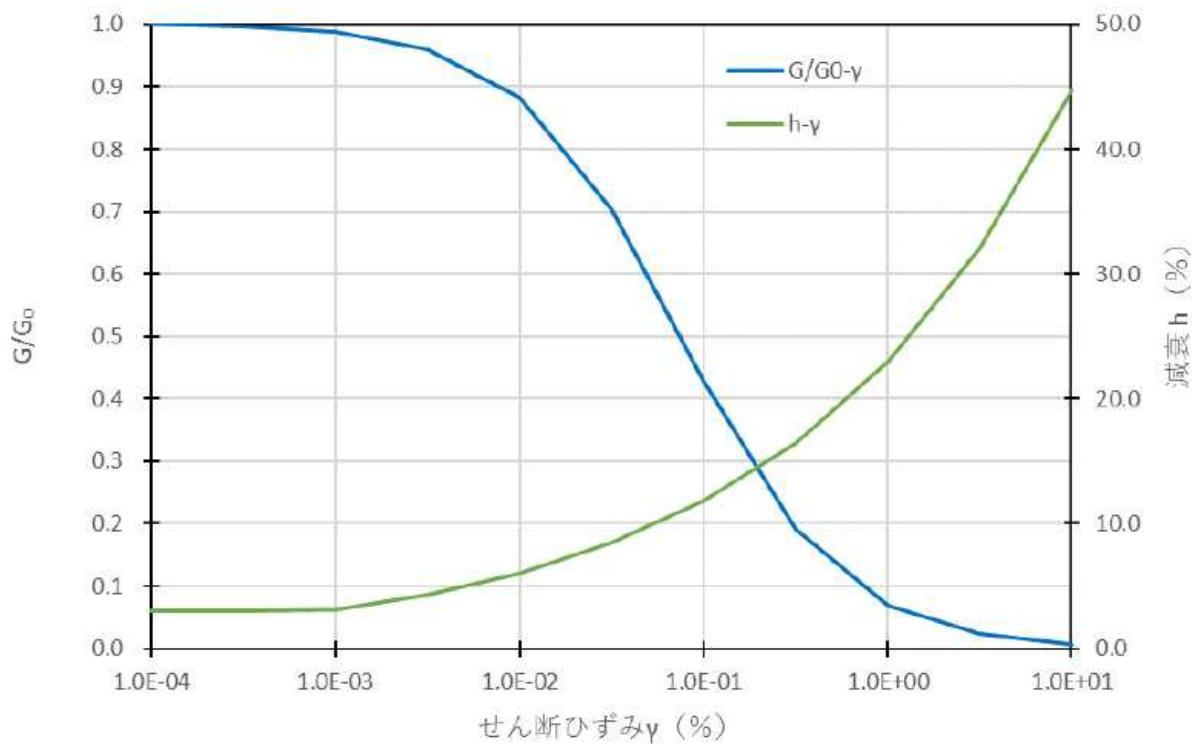


図1-13 1.6-13 (2) 改良地盤の動的変形特性

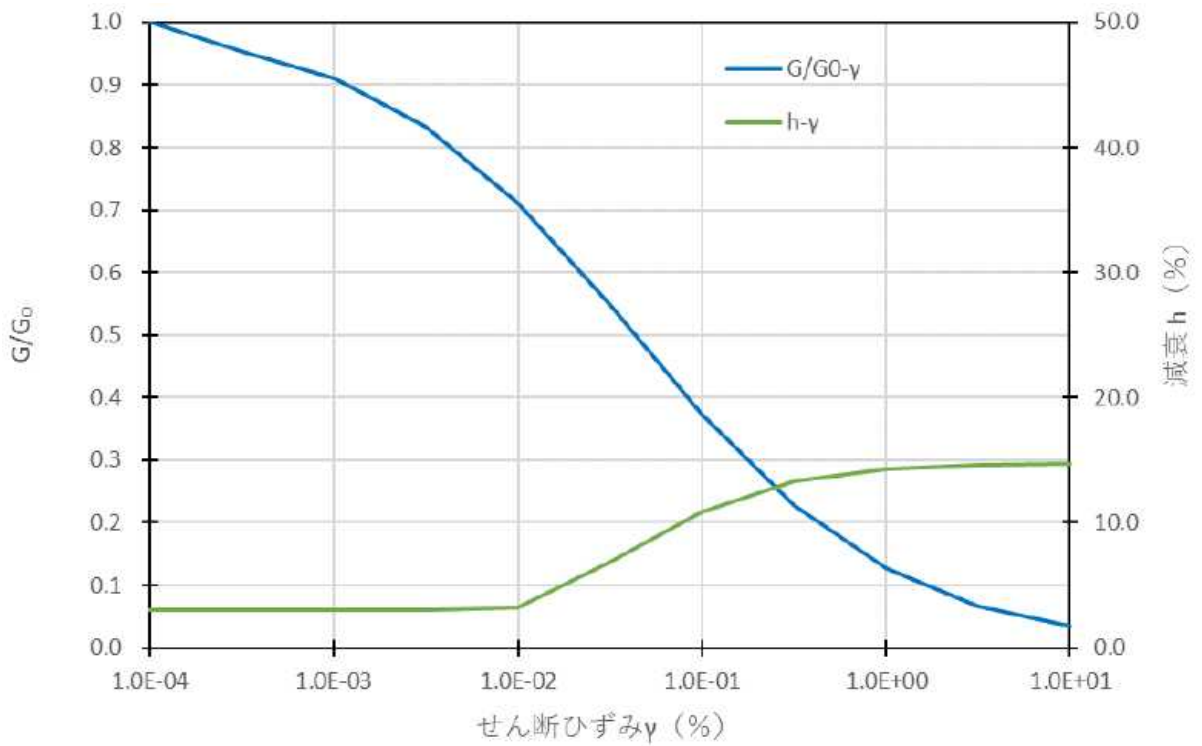


図1-13 1.6-13 (3) 段丘堆積物の動的変形特性

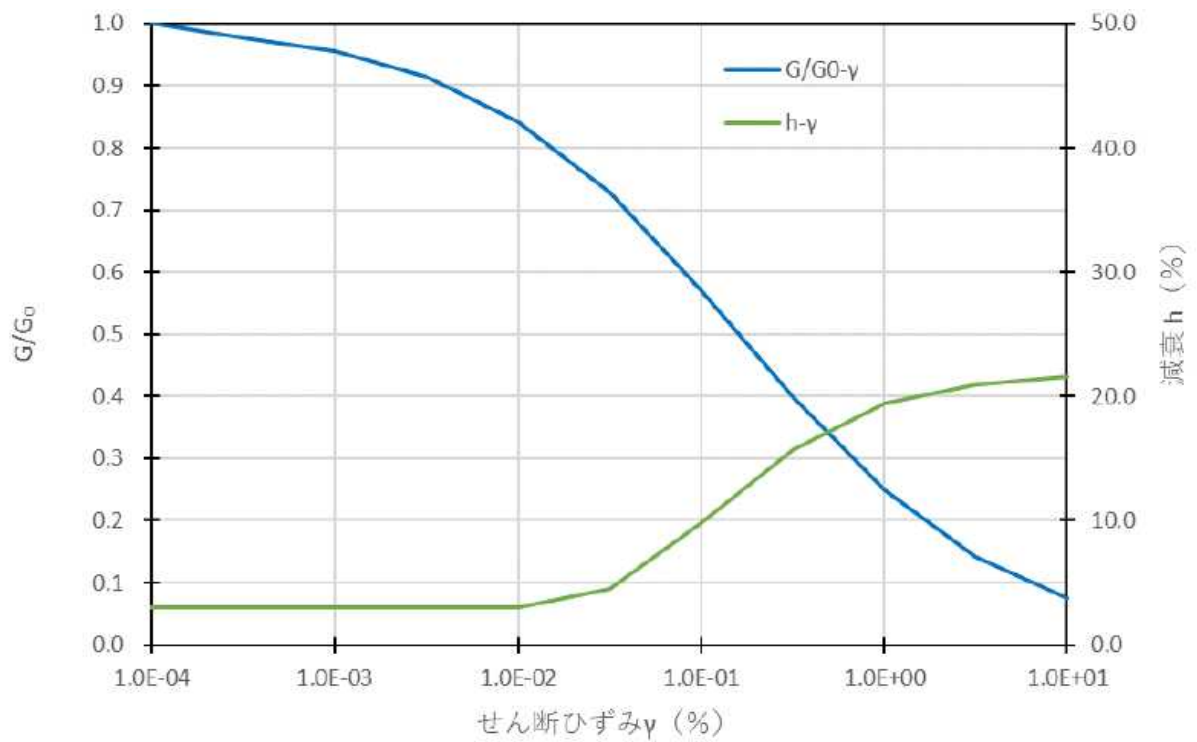


図1-13 1.6-13 (4) T3 部層中粒砂岩層の動的変形特性

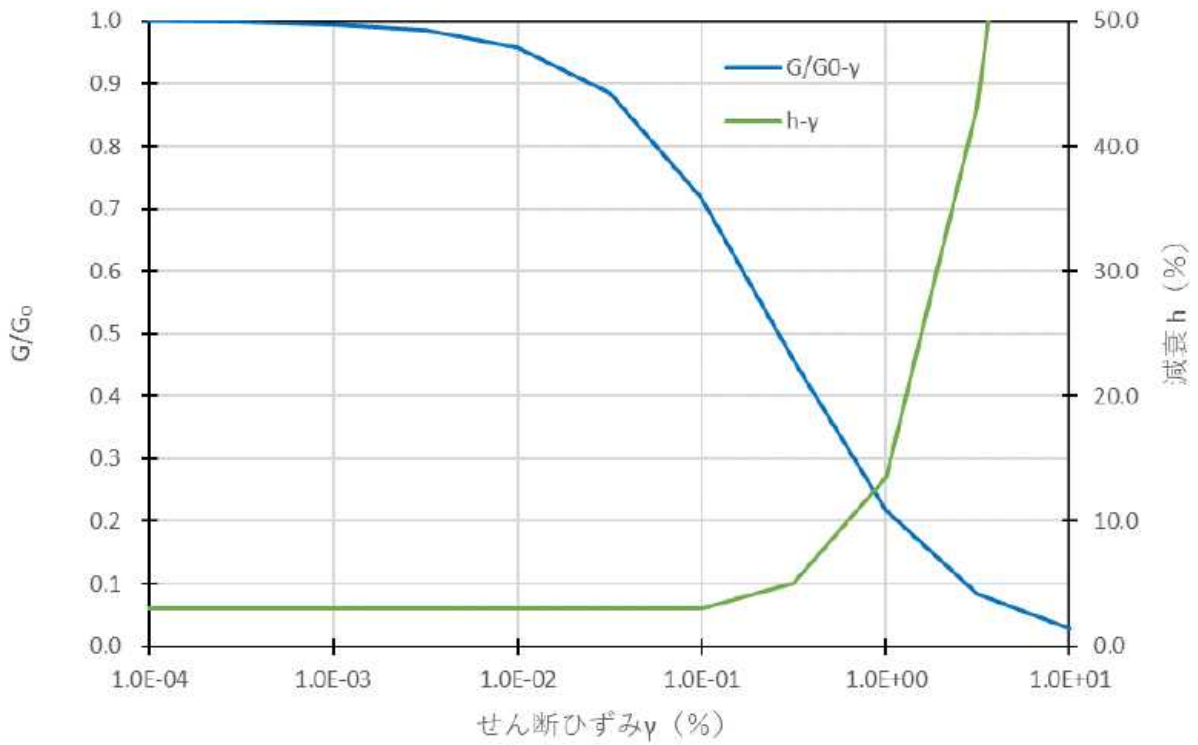


図1-13 1.6-13 (5) T3 部層泥質部の動的変形特性

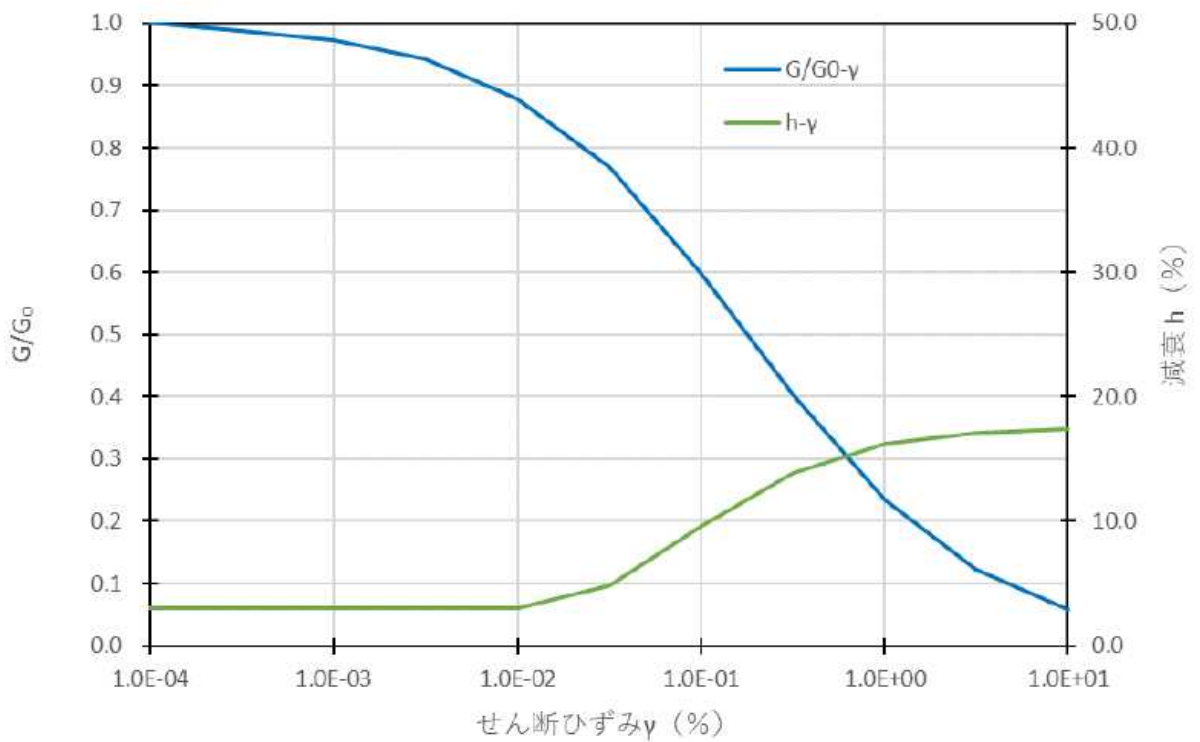


図1-13 1.6-13 (6) T3 部層互層部の動的変形特性

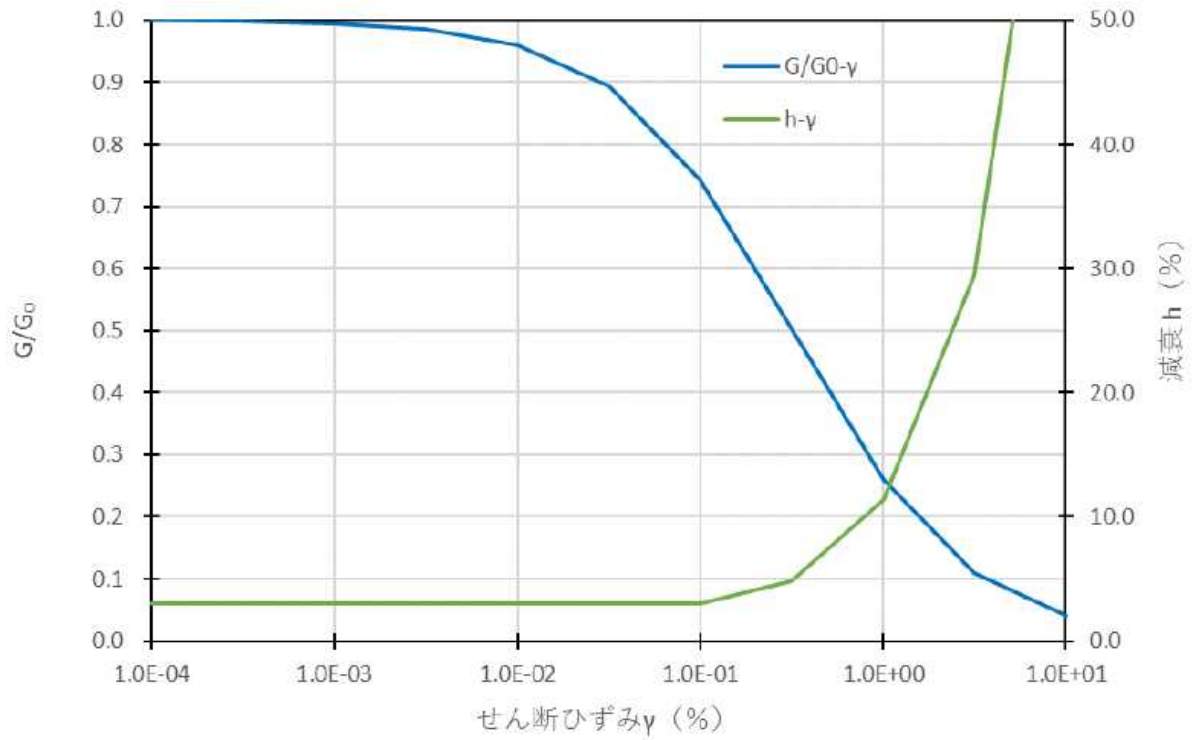


図1-13 1.6-13 (7) T2 部層の動的変形特性

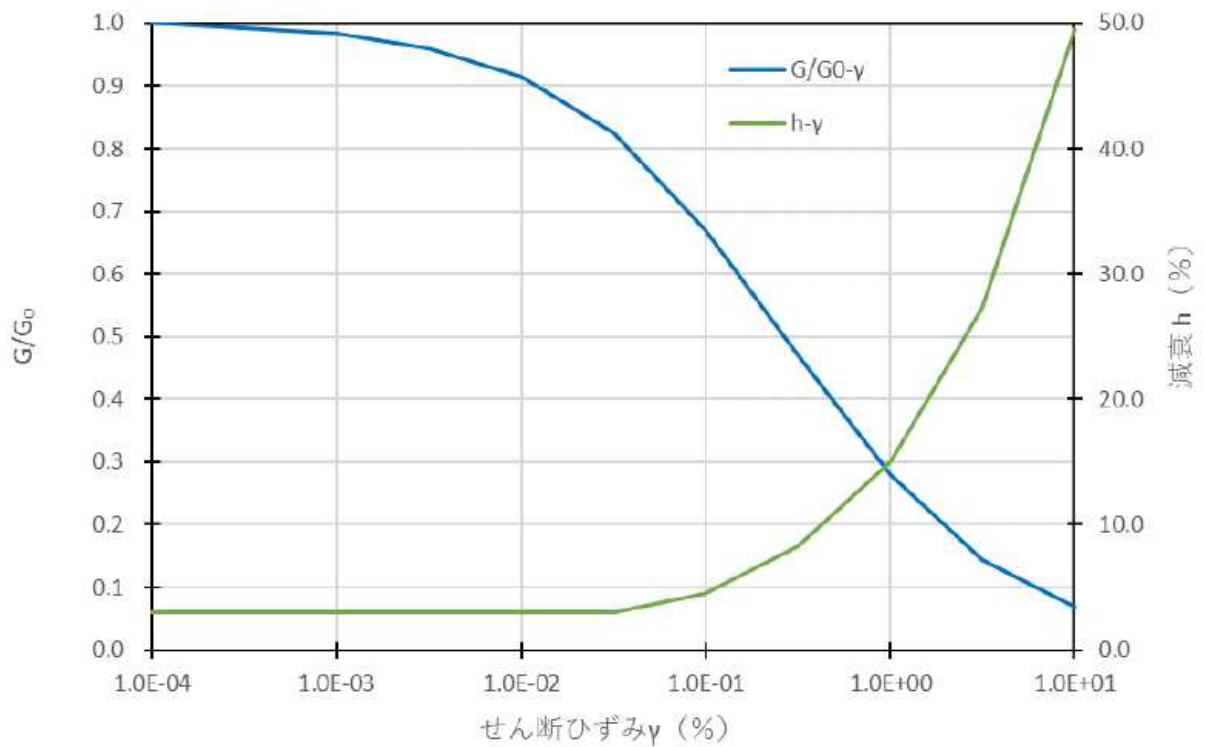


図1-13 1.6-13 (8) T1 部層の動的変形特性

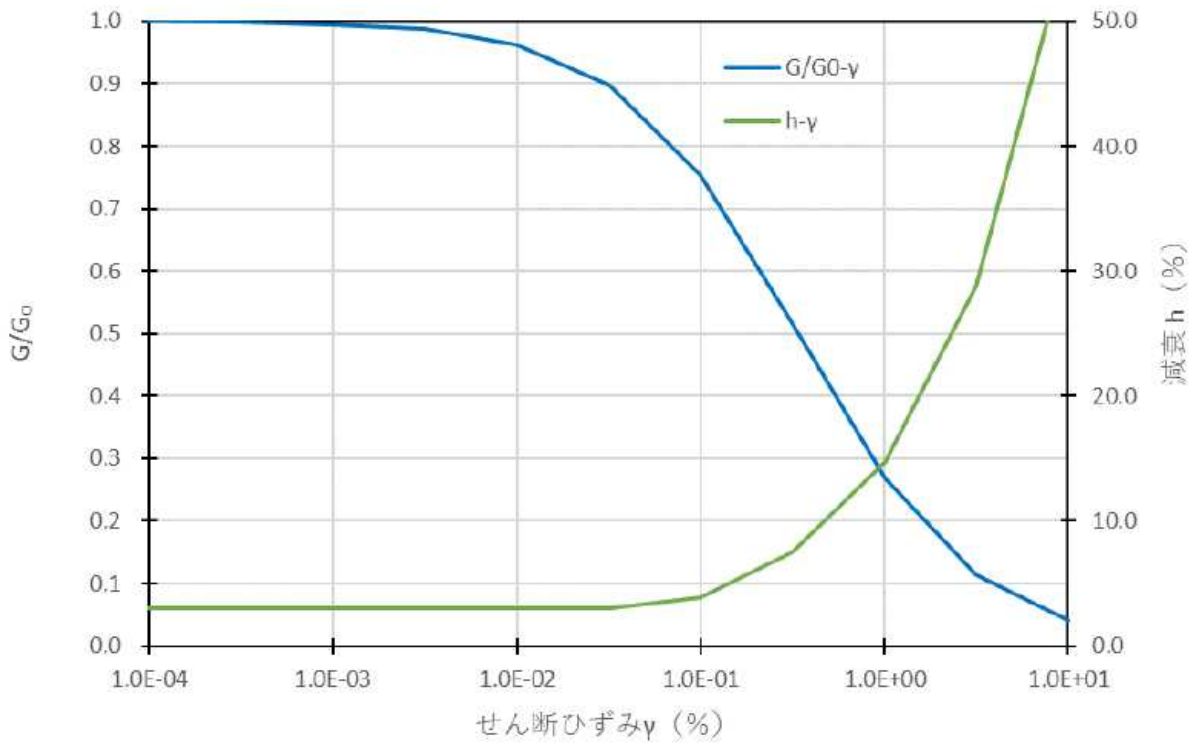


図1-131. 6-13 (9) 先富岡層の動的変形特性



4) 設計用地震力の算定

基礎上面における地震波の加速度応答の包絡スペクトルを図1-14、1-5、1.6-14、15に示す。設計用地震力は、床応答スペクトルを周期軸方向に±10%拡幅したスペクトルを用いて算定する。

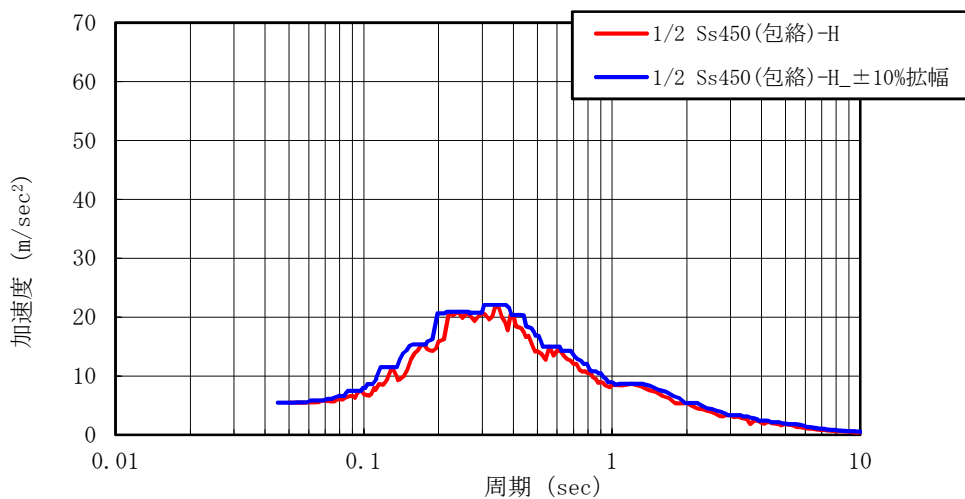


図1-14.1.6-14 (1) 1/2Ss450 既設 NS 断面水平方向(減衰 2%)

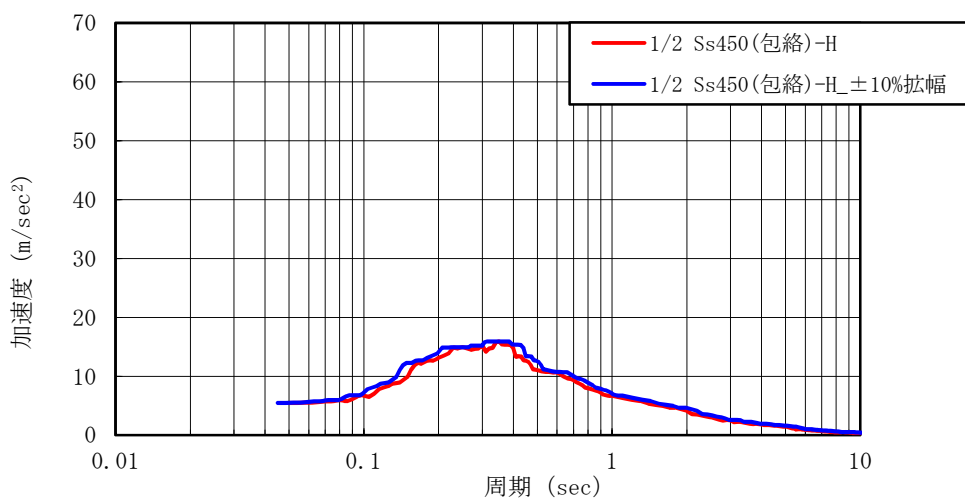


図1-14.1.6-14 (2) 1/2Ss450 既設 NS 断面水平方向(減衰 5%)

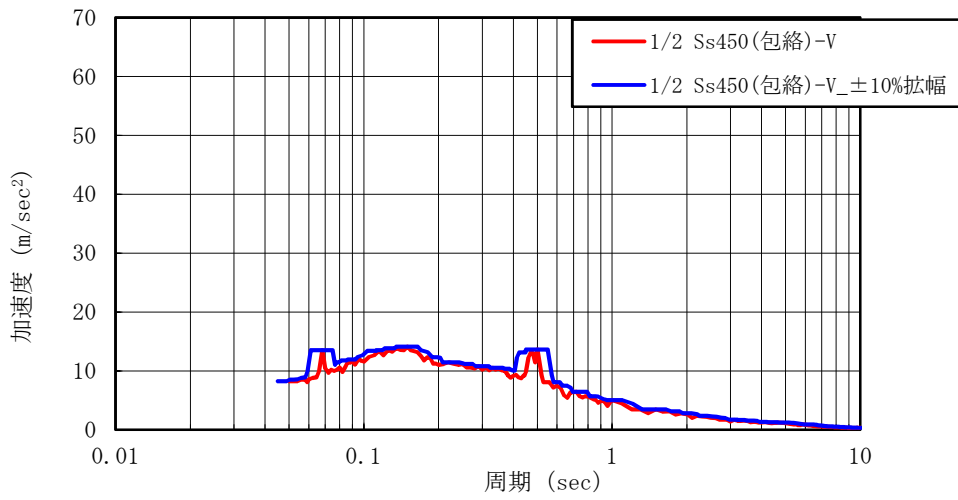


図 1-141. 6-14 (3) 1/2Ss450 既設 NS 断面垂直方向(減衰 2%)

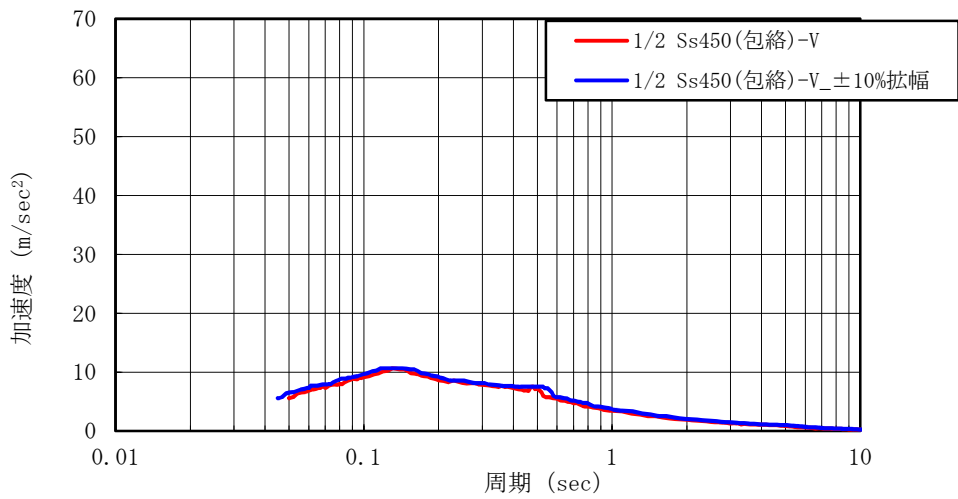


図 1-141. 6-14 (4) 1/2Ss450 既設 NS 断面垂直方向(減衰 5%)

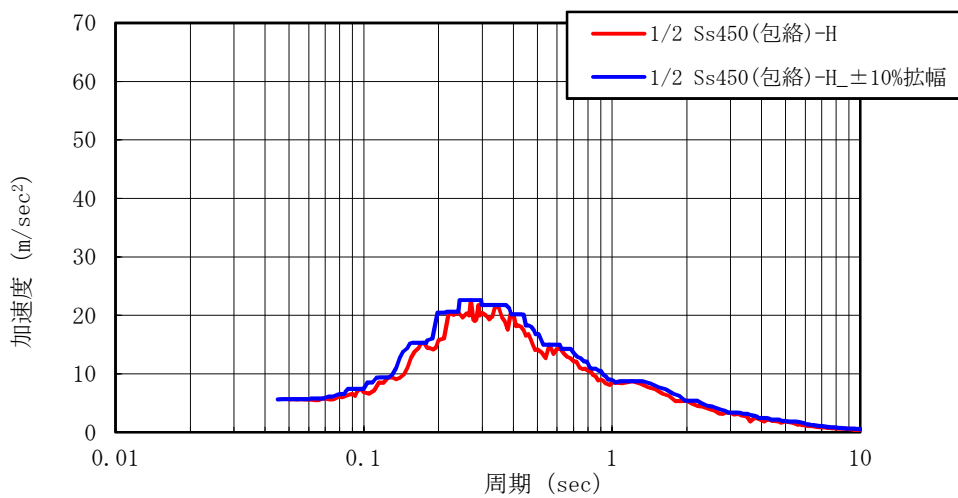


図 1-141. 6-14 (5) 1/2Ss450 既設 EW 断面水平方向(減衰 2%)

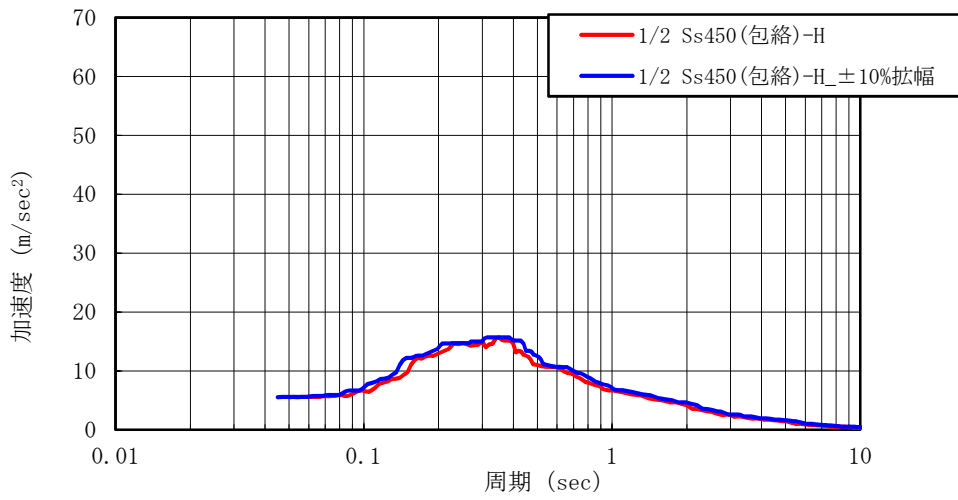


図 1-141. 6-14 (6) 1/2Ss450 既設 EW 断面水平方向 (減衰 5%)

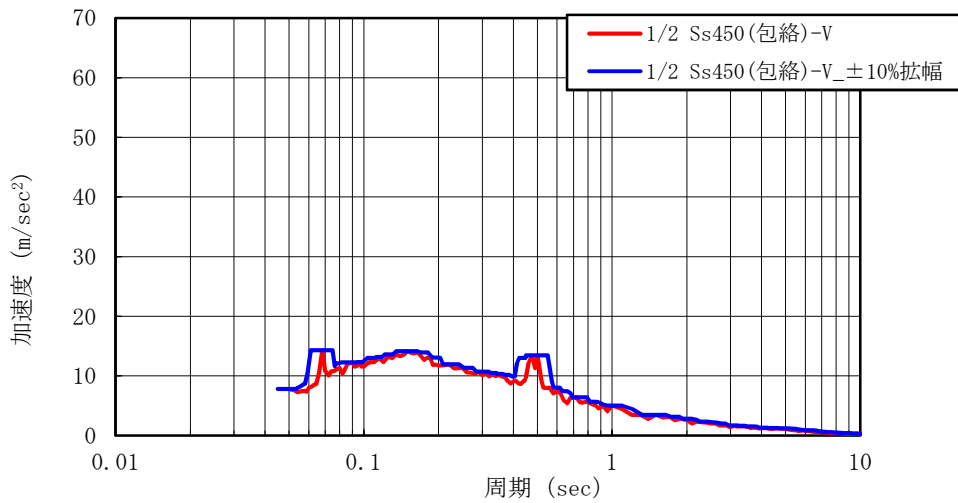


図 1-141. 6-14 (7) 1/2Ss450 既設 EW 断面垂直方向 (減衰 2%)

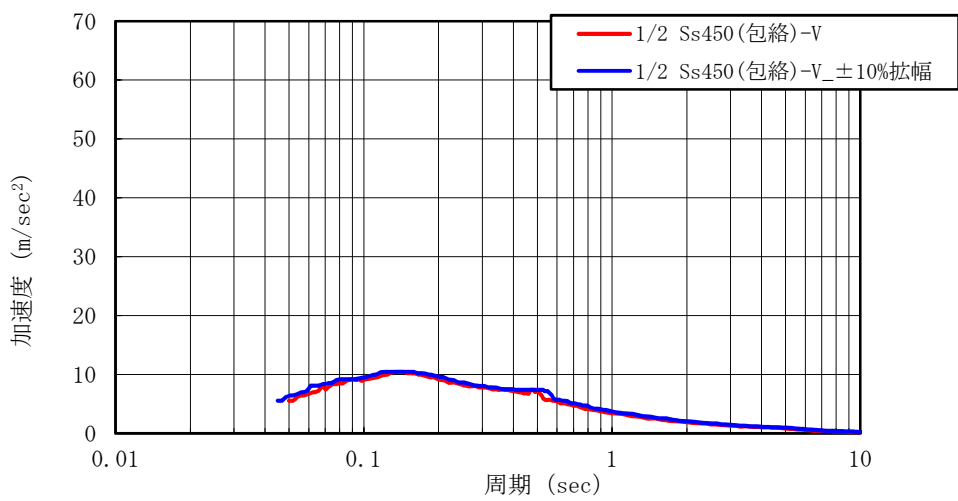


図 1-141. 6-14 (8) 1/2Ss450 既設 EW 断面垂直方向 (減衰 5%)

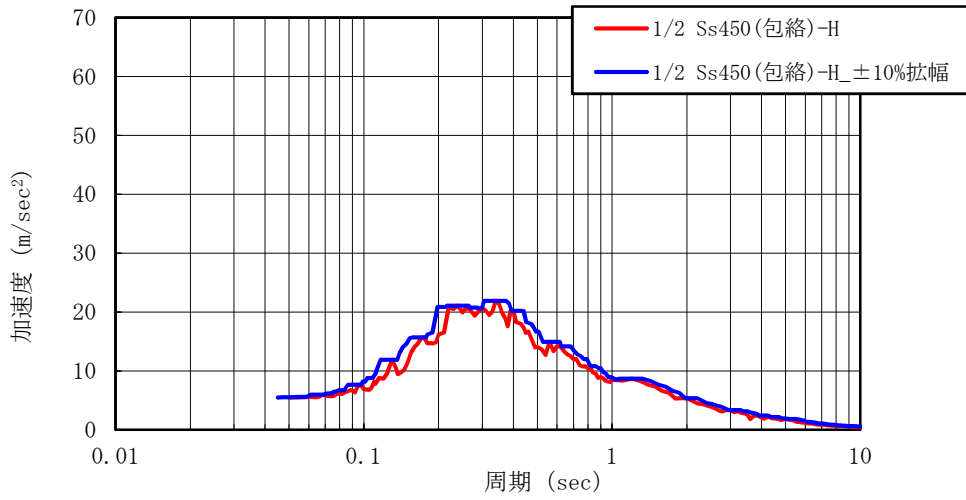


図 1-15 1. 6-15 (1) 1/2Ss450 拡張 NS 断面水平方向(減衰 2%)

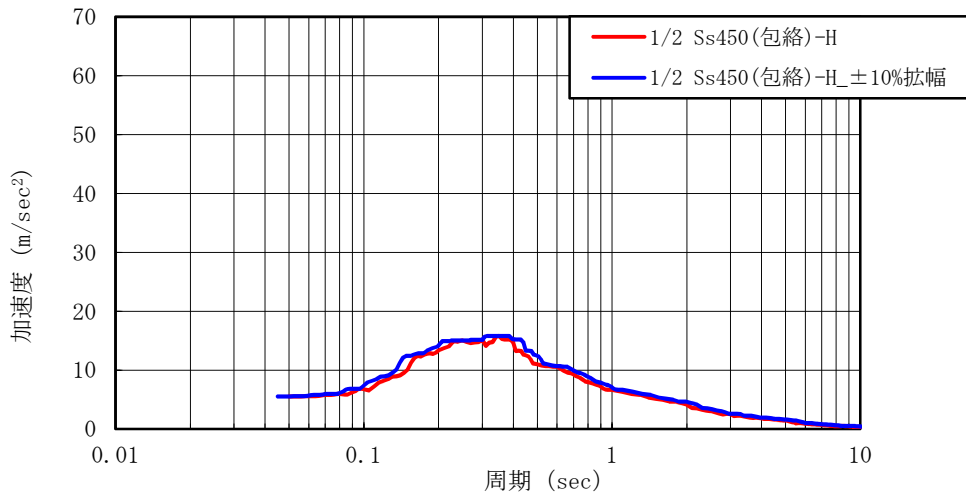


図 1-15 1. 6-15 (2) 1/2Ss450 拡張 NS 断面水平方向(減衰 5%)

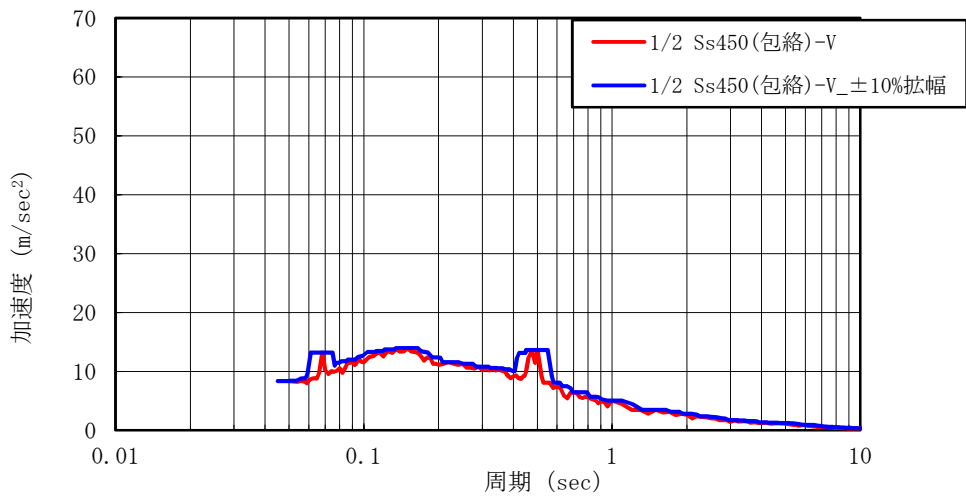


図 1-15 1. 6-15 (3) 1/2Ss450 拡張 NS 断面垂直方向(減衰 2%)

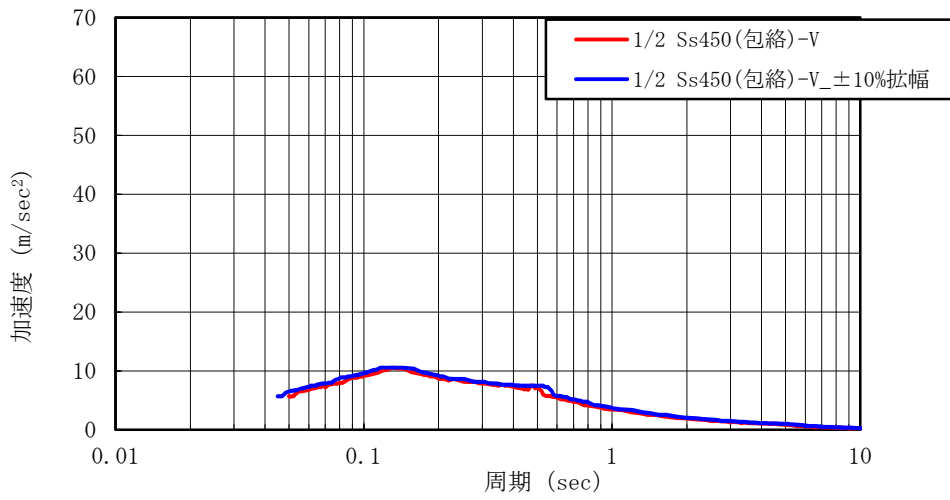


図 1-15 1. 6-15 (4) 1/2Ss450 拡張 NS 断面垂直方向(減衰 5%)

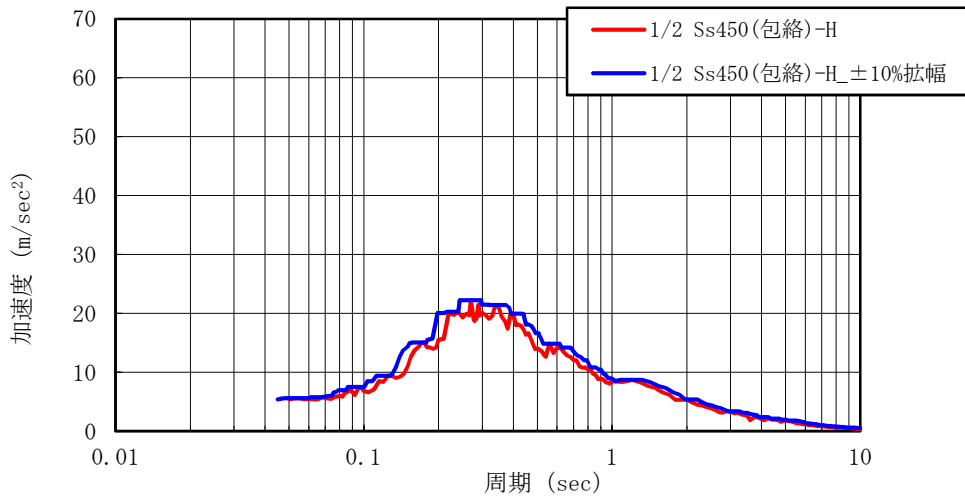


図 1-15 1. 6-15 (5) 1/2Ss450 拡張 EW 断面水平方向(減衰 2%)

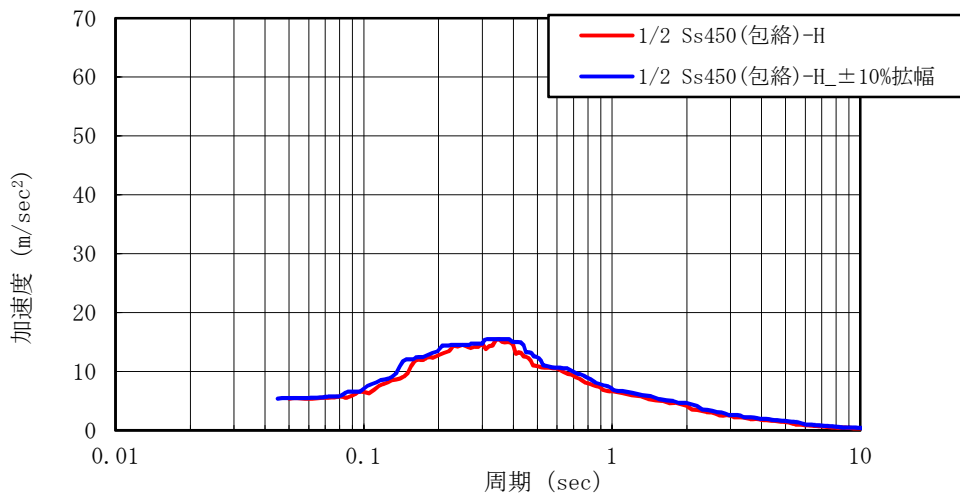


図 1-15 1. 6-15 (6) 1/2Ss450 拡張 EW 断面水平方向(減衰 5%)

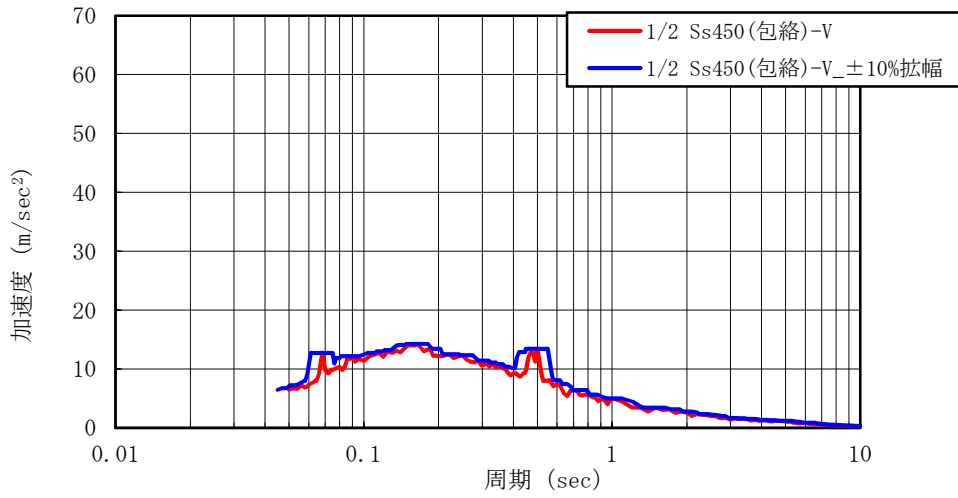


図1-15 1.6-15 (7) 1/2Ss450 拡張 EW 断面垂直方向(減衰 2%)

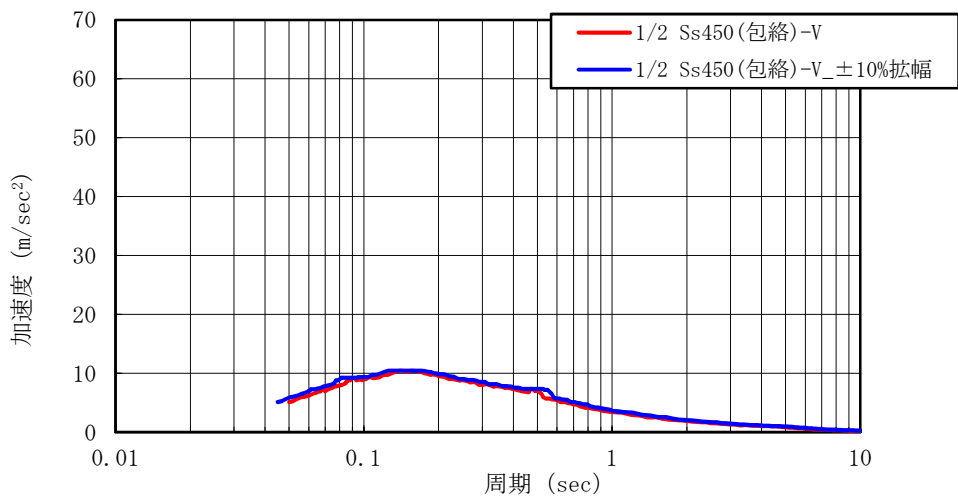


図1-15 1.6-15 (8) 1/2Ss450 拡張 EW 断面垂直方向(減衰 5%)

(実施計画：II-2-13-添2-2-35~19)

## 2 耐震性

### 2.1 輸送貯蔵兼用キャスク

#### 2.1.1 Ss900 による耐震評価

##### (1) 評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク（増設 30 基）の 1/2Ss450 及び Ss900 に対する耐震強度を確認する。

本評価では、既設評価と同様の水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる評価を行った上で、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる影響を評価する。水平 2 方向の地震力が各方向 1:1 で入力された場合の最大値は、地震力の二乗和より $\sqrt{2}$ 倍となり、この値を丸めた 1.5 以上の裕度がある部位は影響が軽微であるため、従来の設計手法を持って耐震性を確認する。

##### (2) 主な構成部材と適用基準

###### 1) 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスクの耐震設計は、地震時に要求される安全機能を維持するため、キャスク容器、二次蓋、バスケット及びトラニオンについて評価する。

###### 2) 適用基準

輸送貯蔵兼用キャスクの強度評価については「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」を適用する。

##### (3) 固有周期の算定

###### ① 固有周期の計算条件

- A. 輸送貯蔵兼用キャスクは、横置きで支持される。
- B. 輸送貯蔵兼用キャスクの自重（内部を含む）は、4 個のトラニオンを介してキャスク支持架台に固定される。
- C. 二次蓋は二次蓋締付けボルトでキャスク容器に固定される。
- D. 鋼製支持架台は基礎ボルトでコンクリート支持架台に固定され、コンクリート支持架台は基礎と一体の構造となっている。概略構造図を図 2. 1-1 に示す。

###### ② 固有周期の計算方法

###### A. 設定条件

- a. 自重及び鉛直方向地震力に対して、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で支える。
- b. キャスク容器軸方向水平地震力に対して、キャスク支持架台の 2 本の脚柱で支える。
- c. キャスク容器軸直角方向水平地震力に対して、キャスク支持架台の 4 本の脚柱で

支える。

B. 計算モデル及び計算方法

- a. キャスク容器及びキャスク支持架台をはりでモデル化する。
- b. キャスク容器のはりは、その質量（内部のバスケット、使用済燃料等を含む）と等価質量となるはり要素を用いる。
- c. コンクリート支持架台の下部を固定端とする。
- d. 計算コードとして NASTRAN を用いる。
- e. 計算モデルは図 2. 1-2 とする。

③ 固有周期

固有周期の算定結果を表 2. 1-1 に示す。また、振動モード図を図 2. 1-3 に示す。

表 2. 1-1 保管時の輸送貯蔵兼用キャスクの固有周期  
(単位:s)

方 向	固有周期
キャスク容器軸方向	0.047
キャスク容器軸直角方向	0.041
キャスク容器鉛直方向	0.020



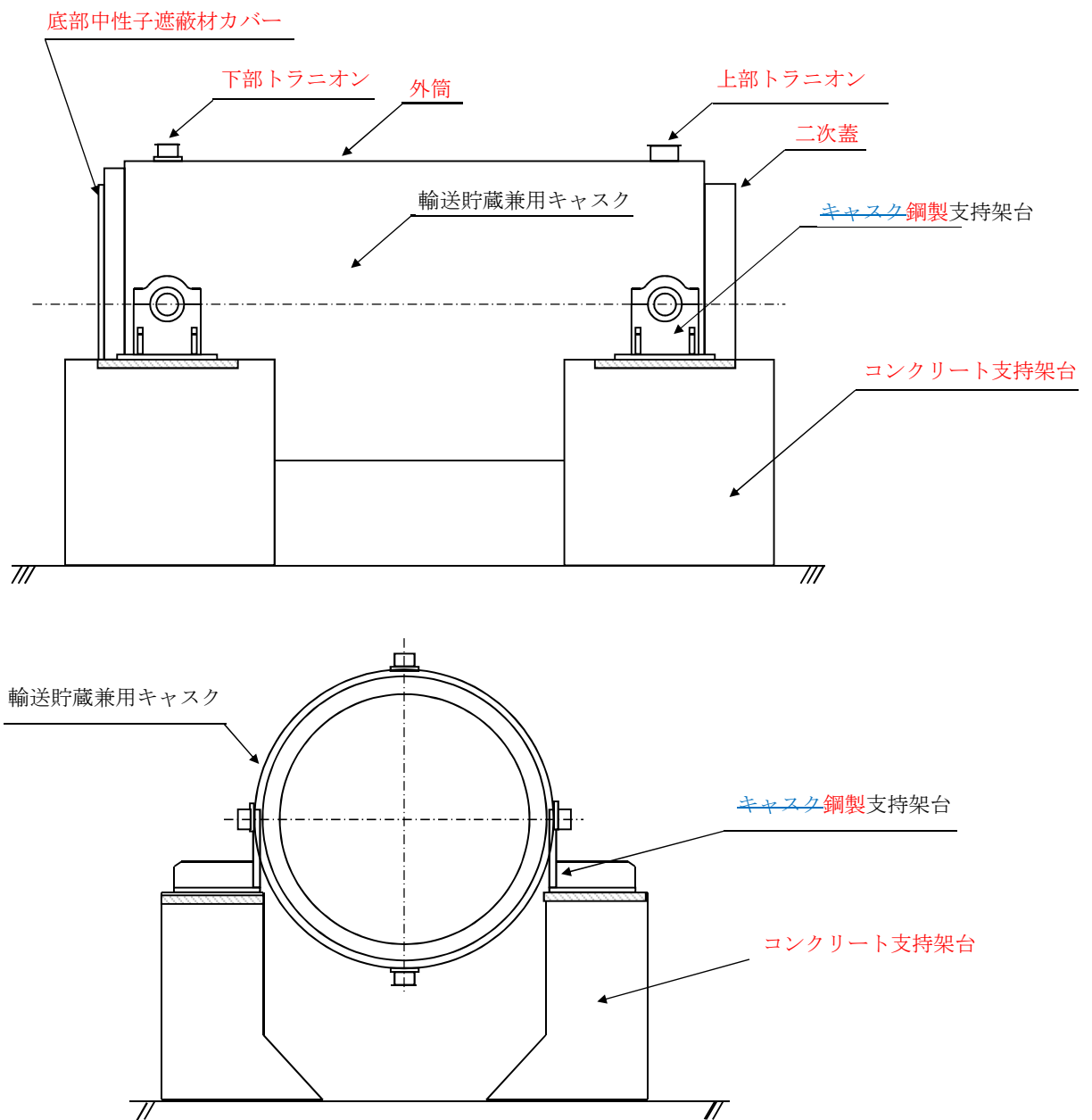


図 2. 1 - 1 輸送貯蔵兼用キャスクの概略構造図

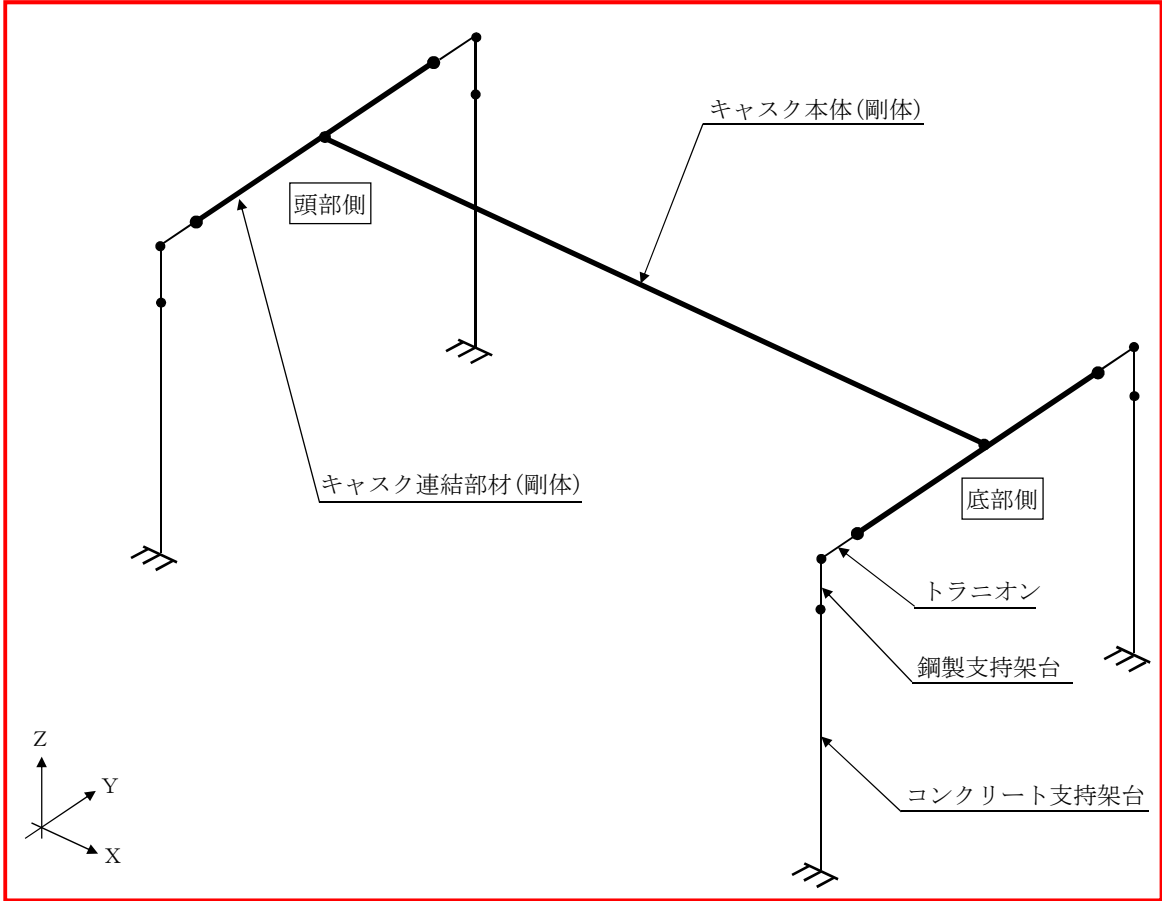


図 2. 1 - 2 固有周期解析モデル

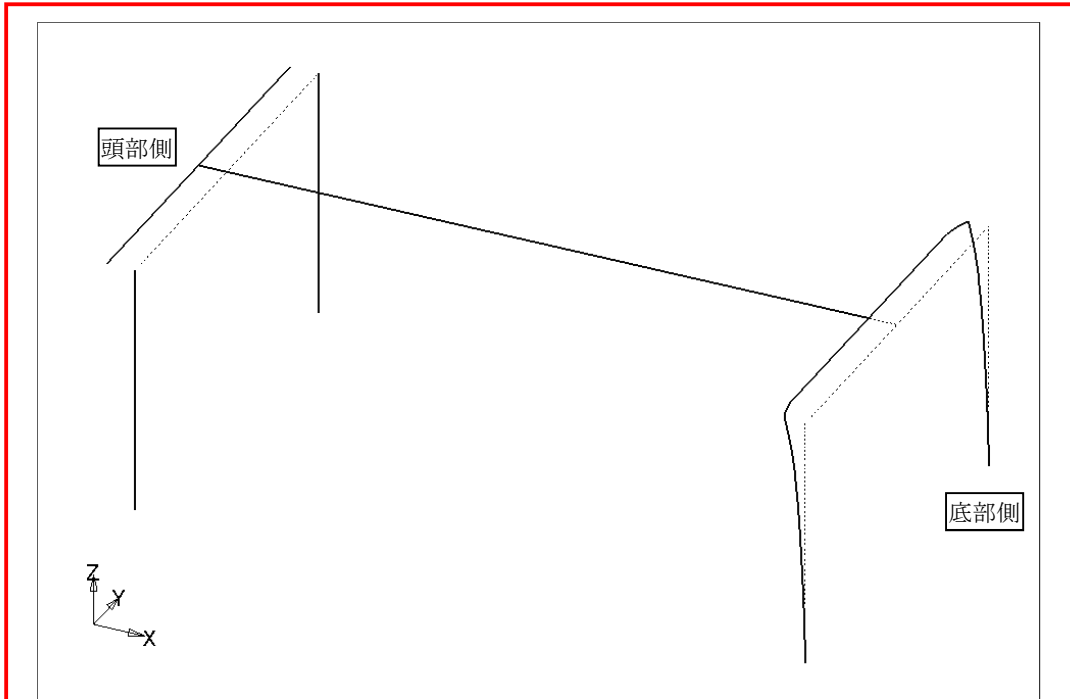


図 2. 1 - 3 (1) 振動モード図 (1次)  
固有振動数 : 21.309Hz

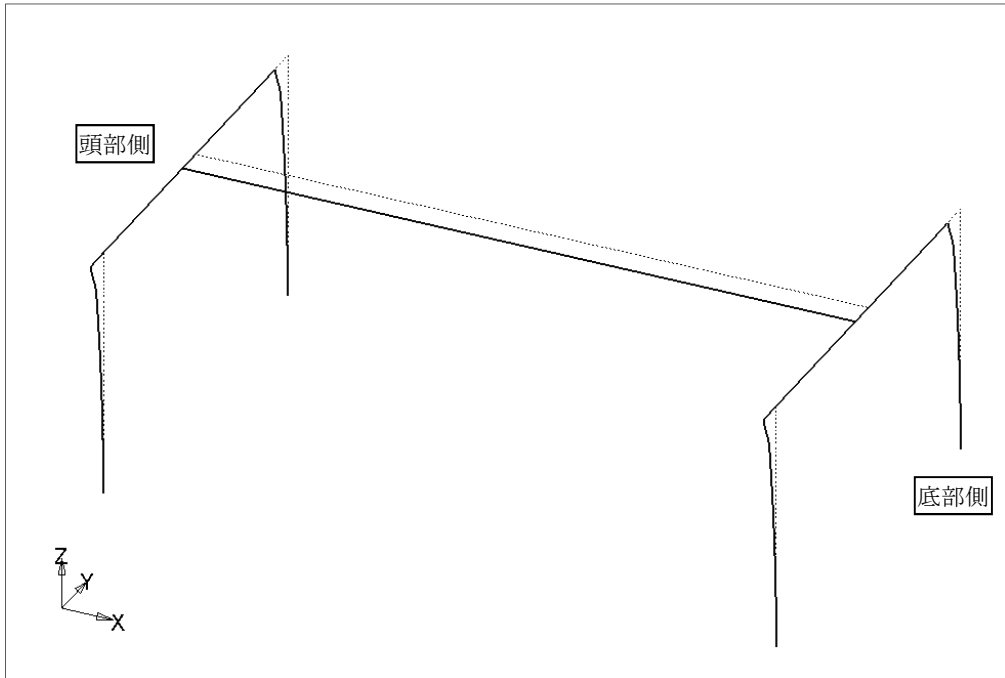


図 2. 1 - 3 (2) 振動モード図 (2次)  
固有振動数 : 24.243Hz

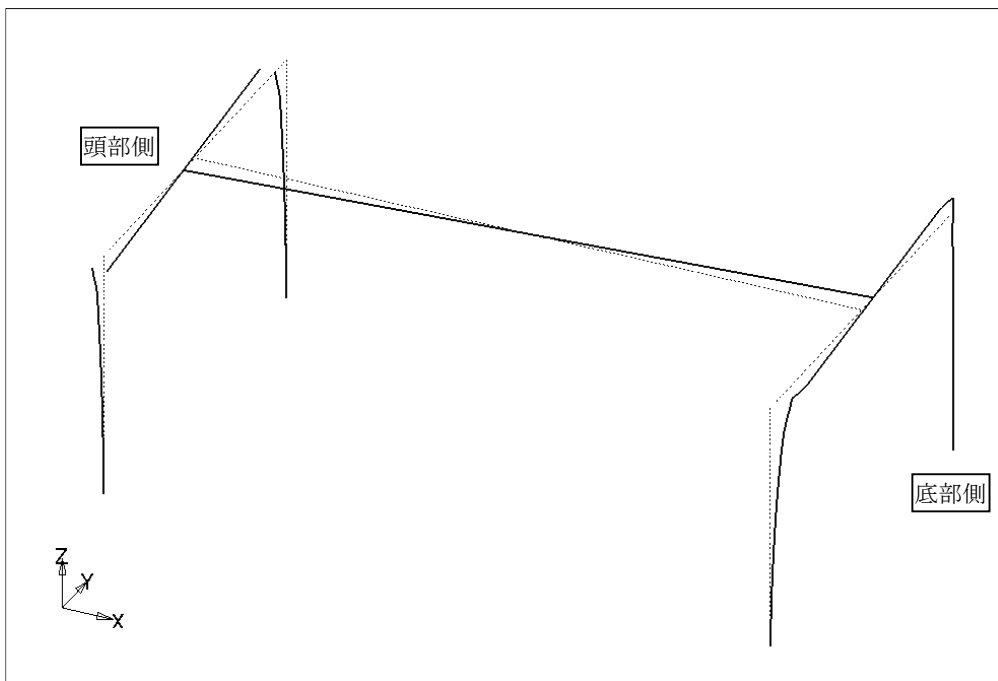


図 2. 1 - 3 ( 3 ) 振動モード図 ( 3 次 )  
固有振動数 : 46. 825Hz

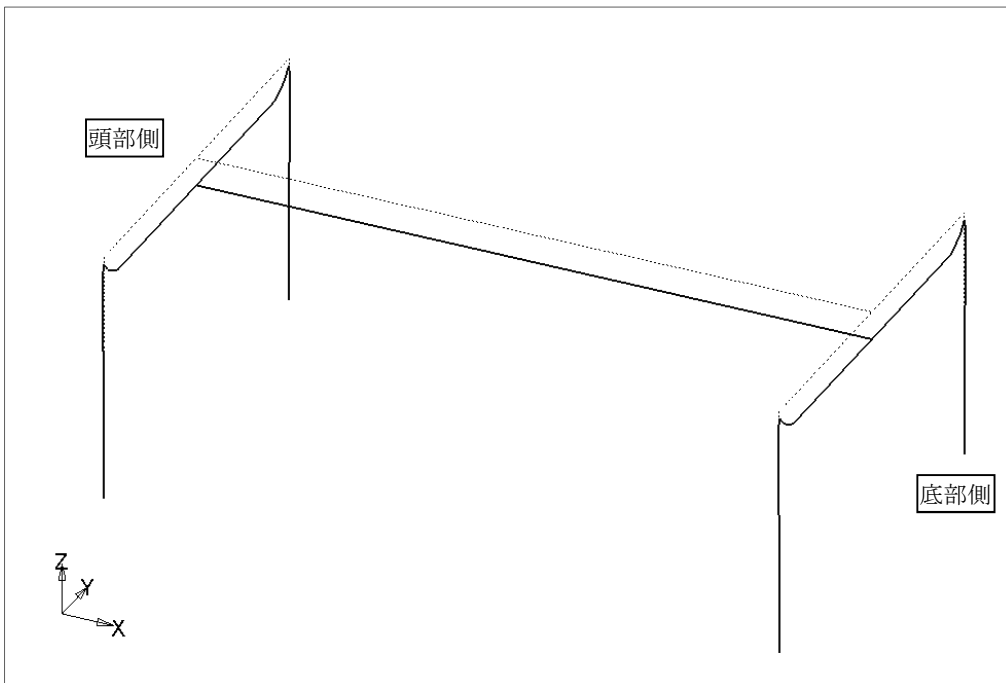


図 2. 1 - 3 ( 4 ) 振動モード図 ( 4 次 )  
固有振動数 : 49. 175Hz

(4) 設計震度

「(3) 固有周期の算定」で求めた固有周期と「1 耐震設計方針」に基づき、輸送貯蔵兼用キャスクの耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

輸送貯蔵兼用キャスクの固有周期は全て 0.05sec 以下であることから、輸送貯蔵兼用キャスクは剛体とみなすことができる。従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表 2. 1-2 に 1/2Ss450 及び Ss900 の 1.2ZPA を示す。

表 2. 1-2 1/2Ss450 及び Ss900 の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
1/2Ss450	0.66G	0.41G
Ss900	1.14G	0.84G

(5) 解析条件

1) 荷重の組合せ

1/2Ss450 及び Ss900 地震時の評価において、キャスク容器及び二次蓋、バスケット、トランシオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 2. 1-3 (1) ~ (3) に示す。

表 2. 1-3 (1) キャスク容器及び二次蓋の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	供用状態	評価事象	荷 重				
			圧力による荷重	自重による荷重	ボルト初期締付け力	熱荷重	地震荷重
I + 1/2Ss450	Cs	1/2Ss450 地震力が作用する場合	○	○	○	—注)	○
I + Ss900	Ds	Ss900 地震力が作用する場合	○	○	○	—注)	○

注) 密封シール部及び密封蓋締付けボルトの応力評価に当たっては、熱荷重を考慮する。

表 2. 1-3 (2) バスケットの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 \ 供用状態 \ 評価事象			自重による荷重	熱荷重	地震荷重
I + 1/2Ss450	Cs	1/2Ss450 地震力が作用する場合	○	—	○
I + Ss900	Ds	Ss900 地震力が作用する場合	○	—	○

表 2. 1-3 (3) トラニオンの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象 \ 供用状態 \ 評価事象			自重による荷重	熱荷重 注)	地震荷重
I + 1/2Ss450	Cs	1/2Ss450 地震力が作用する場合	○	○	○
I + Ss900	Ds	Ss900 地震力が作用する場合	○	○	○

注) キャスク容器の熱膨張により生じる応力に限る。

2) 最高使用圧力と温度

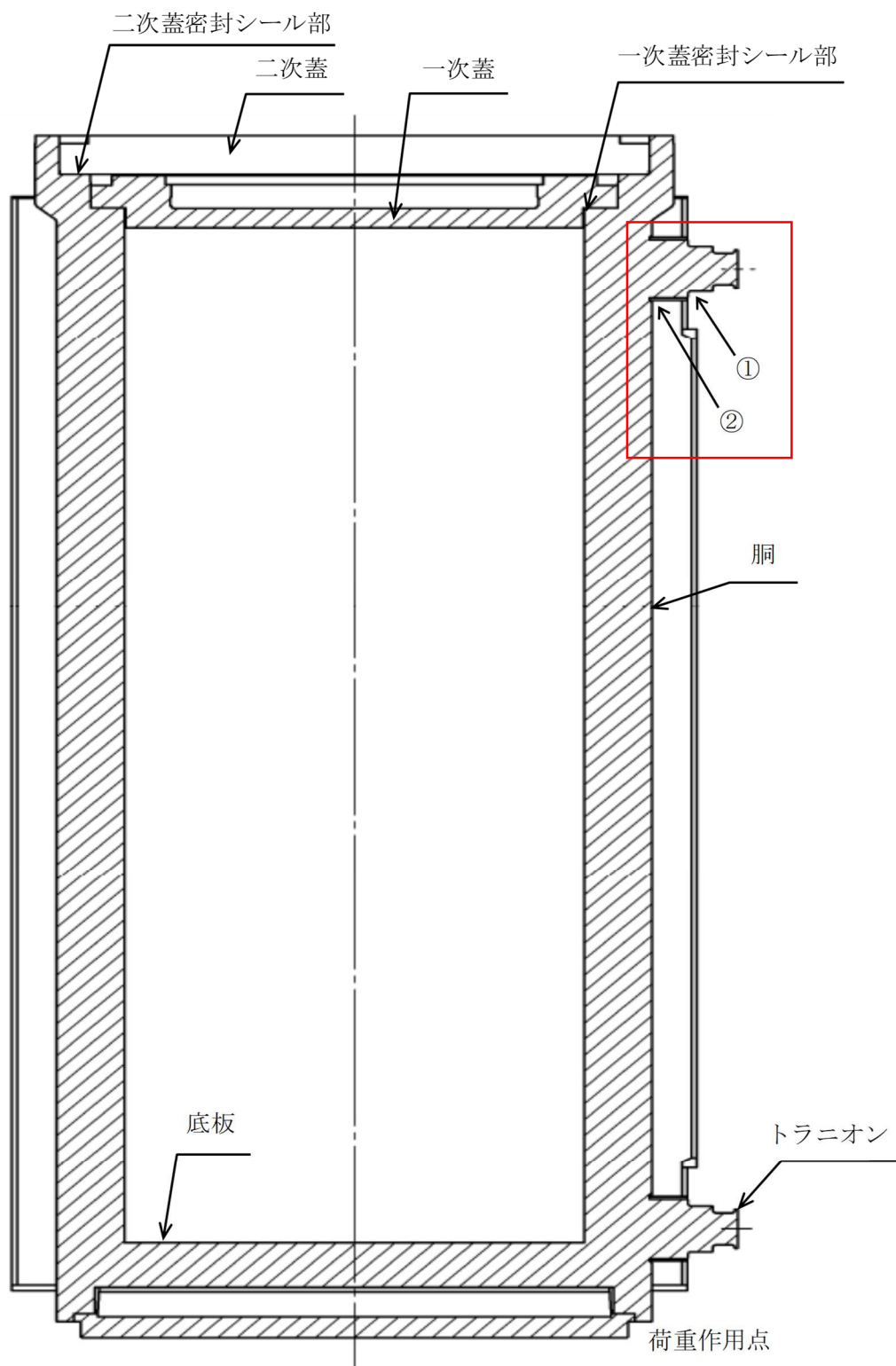
各機器の最高使用圧力及び最高使用温度を表 2. 1-4 に示す。

表 2. 1-4 最高使用圧力及び最高使用温度

キャスク容器	最高使用圧力	1.0 MPa
	最高使用温度	150 °C
二次蓋	最高使用圧力	0.4 MPa
	最高使用温度	110 °C
バスケット	最高使用温度	260 °C
トラニオン	最高使用温度	130 °C

3) 解析箇所

解析箇所を図 2. 1 - ~~3~~, ~~4~~ 4, 5 に示す。



①, ②はトラニオンの評価点を示す

図 2. 1-3-4 キャスク容器等の応力解析箇所



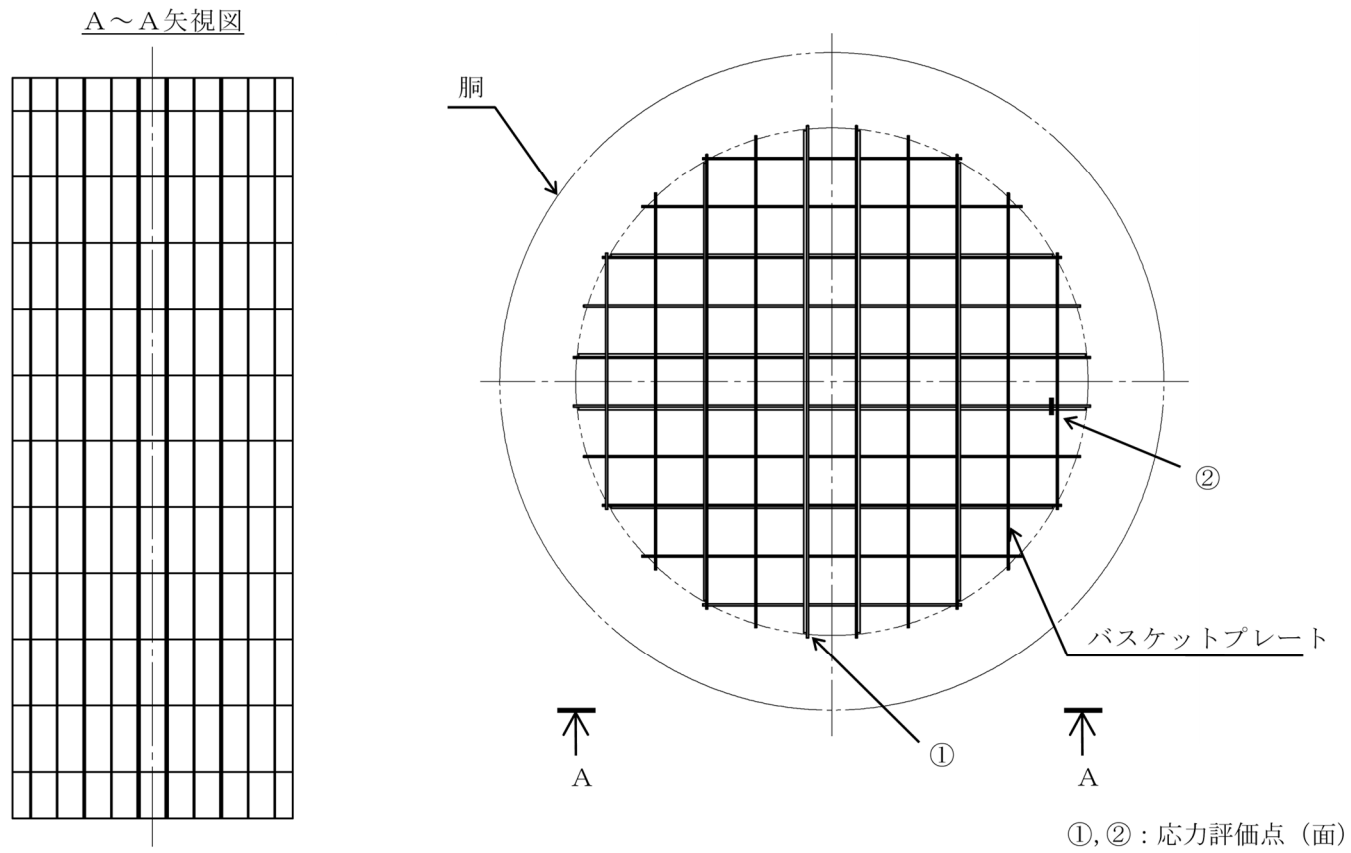


図2. 1-45 バスケットの応力解析箇所

#### 4) 物性値

##### A. キャスク容器及び二次蓋

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2. 1 - 5 に示す。なお、熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

内圧及び機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、温度分布計算で得られた温度を各部ごとに設定し、これに対応した値を用いる。なお、常温は 20°C とする。

##### B. バスケット

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2. 1 - 6 に示す。なお、熱応力計算に使用する物性値はその温度依存性を考慮する。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、最高使用温度に対する値を用いる。なお、常温は 20°C とする。

##### C. トラニオン

熱応力計算に使用する材料の物性値を表 2. 1 - 7 に示す。

機械的荷重による応力計算に使用する物性値は、最高使用温度に対する値を用いる。なお、常温は 20°C とする。

表 2. 1-5 熱応力計算に使用する材料の物性値 (キャスク容器及び二次蓋)

構成部材	材料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ( $\times 10^{-6}$ mm/(mm $\cdot$ °C))	ポアソン比 (-)
胴 底板 一次蓋	炭素鋼 (GLF1)	20	203000	9.73	0.3
		50	201000	10.10	
		75	200000	10.39	
		100	198000	10.69	
		125	196000	11.00	
		150	195000	11.28	
		175	193000	11.56	
		200	191000	11.85	
二次蓋 底部中性子 遮蔽材カバー	炭素鋼 (SGV480)	20	202000	9.73	0.3
		50	200000	10.10	
		75	198000	10.39	
		100	197000	10.69	
		125	195000	11.00	
		150	193000	11.28	
		175	192000	11.56	
		200	190000	11.85	
一次蓋締付けボルト 二次蓋締付けボルト	低合金鋼 (SNB23-3)	20	192000	11.14	0.3
		50	189000	11.40	
		75	188000	11.62	
		100	186000	11.82	
		125	185000	12.00	
		150	184000	12.21	
		175	182000	12.37	
		200	180000	12.54	

表 2. 1-6 熱応力計算に使用する材料の物性値 (バスケット)

構成部材	材料	温度 (°C)	縦弾性係数*1 (MPa)	平均熱膨張係数*1 ( $\times 10^{-6}$ mm/(mm $\cdot$ °C))	ポアソン比 (-)
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	20	216000	15.22	0.3
		50	216000	15.52	
		75	214000	15.88	
		100	212000	16.24	
		125	210000	16.24	
		150	208000	16.24	
		175	206000	16.43	
		200	204000	16.63	
		225	202000	16.83	
		250	200000	17.02	
		275	199000	17.12	
		300	197000	17.22	

\* 1 事例規格参照

表 2. 1-7 熱応力計算に使用する材料の物性値 (トラニオン)

構成部材	材 料	温度 (°C)	縦弾性係数 (MPa)	平均熱膨張係数 ( $\times 10^{-6}$ mm/(mm $\cdot$ °C))
トラニオン	ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	130	188000	11.25

(6) 許容応力

各供用状態における許容応力を表 2. 1-8～表 2. 1-13 に示す。なお、二次蓋は、通常保管時において密封境界を構成する部材ではないが、圧力監視境界としての耐圧機能に加え、一次蓋に加え多重の閉じ込め機能を有する部材として設けられたものであるため、閉じ込め機能にかかわる部位について一次蓋と同様の基準を用いて評価する。また、本項では下記の記号を使用する。

記号	記号の説明	単位
Sm	設計応力強さ	MPa
Su	設計引張強さ	MPa
Sy	設計降伏点	MPa
ft	許容引張応力	MPa
fs	許容せん断応力	MPa
fc	許容圧縮応力	MPa
fb	許容曲げ応力	MPa
fp	許容支圧応力	MPa
ft*	許容引張応力* <sup>1</sup>	MPa
fs*	許容せん断応力* <sup>1</sup>	MPa
fc*	許容圧縮応力* <sup>1</sup>	MPa
fb*	許容曲げ応力* <sup>1</sup>	MPa
fp*	許容支圧応力* <sup>1</sup>	MPa

\* 1 バスケットにおいては、fc の値を算出する際に「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」MCD-2317(1)a. の(MCD-104)式において、Sy(RT)を1.2Sy(RT)と読み替えて算出した値

トラニオンにおいては、ft, fs, fc, fb, fp の値を算出する際に「使用済燃料貯蔵施設規格 金属キャスク構造規格(JSME S FA1-2007)」MCD-3311.1(1)a. の本文中のSyを1.2Syと読み替えて算出した値

表 2. 1-8 キャスク容器の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の 種類	密封シール部以外			密封シール部	
		材料		許容値基準	材料	許容値基準
		炭素鋼 (GLF1)	炭素鋼 (SGV480)		炭素鋼 (GLF1)	
供用状態 C <sub>s</sub>	一次一般膜応力 強さ	183	232	Min(Sy, 2/3Su)	183	Sy
	一次膜+一次曲 げ応力強さ	274	348	Min(1.5Sy, Su)	183	Sy
	一次+二次応力 強さ* <sup>1</sup>	366	465	3Sm	183	Sy
	平均せん断応力	73	93	0.6Sm	—	—
	平均支圧応力	183	232	Sy* <sup>2</sup>	—	—
供用状態 D <sub>s</sub>	一次一般膜応力 強さ	251	282	2/3Su	183	Sy
	一次膜+一次曲 げ応力強さ	377	424	Su	183	Sy
	一次+二次応力 強さ* <sup>1</sup>	366	465	3Sm	183	Sy
	平均せん断応力	150	169	0.4Su	—	—
	平均支圧応力	377	424	Su* <sup>2</sup>	—	—

\*<sup>1</sup> 地震力のみによる全振幅について評価する

\*<sup>2</sup> 支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

表 2. 1-9 一次蓋締付けボルトの許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	材料	許容値基準
		低合金鋼 (SNB23-3)	
供用状態	平均引張応力	554	2Sm
C <sub>s</sub>	平均引張応力+曲げ応力	831	3Sm
供用状態	平均引張応力	831	Sy
D <sub>s</sub>	平均引張応力+曲げ応力	831	Sy

表 2. 1 - 1 0 二次蓋の許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の 種類	密封シール部以外		密封シール部	
		材料	許容値基準	材料	許容値基準
		炭素鋼 (SGV480)		炭素鋼 (SGV480)	
供用状態 C <sub>s</sub>	一次一般膜応力 強さ	236	Min(Sy, 2/3Su)	236	Sy
	一次膜＋一次曲 げ応力強さ	355	Min(1.5Sy, Su)	236	Sy
	一次＋二次応力 強さ* <sup>1</sup>	474	3Sm	236	Sy
	平均せん断応力	94	0.6Sm	—	—
	平均支圧応力	236	Sy* <sup>2</sup>	—	—
供用状態 D <sub>s</sub>	一次一般膜応力 強さ	286	2/3Su	236	Sy
	一次膜＋一次曲 げ応力強さ	429	Su	236	Sy
	一次＋二次応力 強さ* <sup>1</sup>	474	3Sm	236	Sy
	平均せん断応力	171	0.4Su	—	—
	平均支圧応力	429	Su* <sup>2</sup>	—	—

\* 1 地震力のみによる全振幅について評価する

\* 2 支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値

表 2. 1 - 1 1 二次蓋締付けボルトの許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	材料	許容値基準
		低合金鋼 (SNB23-3)	
供用状態 C <sub>s</sub>	平均引張応力	565	2Sm
	平均引張応力＋曲げ応力	847	3Sm
供用状態 D <sub>s</sub>	平均引張応力	848	Sy
	平均引張応力＋曲げ応力	848	Sy

表 2. 1-12 バスケットの許容応力値

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類	材料	許容値基準
		ボロン添加ステンレス鋼板 (B-SUS304P-1)	
供用状態 C <sub>s</sub>	一次一般膜応力強さ	219	1.5Sm
	一次一般膜+一次曲げ 応力強さ	328	2.25Sm
	平均せん断応力	131	0.9Sm
	平均支圧応力	303	1.5Sy* <sup>2</sup>
	圧縮応力* <sup>1</sup> (評価点①)	176	1.5fc
		176	1.5fc
供用状態 D <sub>s</sub>	一次一般膜応力強さ	291	Min(2.4Sm, 2/3Su)
	一次一般膜+一次曲げ 応力強さ	437	Min(3.6Sm, Su)
	平均せん断応力	175	1.2Sm
	平均支圧応力	404	2Sy* <sup>2</sup>
	圧縮応力* <sup>1</sup> (評価点①)	184	1.5fc*
		176	1.5fc

\* 1 上段は一次応力に対する基準，下段は一次+二次応力に対する基準

\* 2 支圧荷重の作用端から自由端までの距離が支圧荷重の作用幅より大きくない場合の値



表 2. 1-13 トラニオンの許容応力値 (1/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		材料	許容値基準
			ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	
供用状態 C <sub>s</sub>	一次応力* <sup>1</sup>	引張応力	591	1.5ft
		圧縮応力	590	1.5fc
		せん断応力	341	1.5fs
		曲げ応力	591	1.5fb
		支圧応力	—	1.5fp
	一次+二次応力	引張・圧縮応力* <sup>2</sup>	1182	3ft
		せん断応力* <sup>2</sup>	682	3fs
		曲げ応力* <sup>2</sup>	1182	3fb
		支圧応力	—	1.5fp
		座屈応力	341	1.5fb, 1.5fs 又は 1.5fc

\* 1 応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力 ( $\sigma$ ) とせん断応力 ( $\tau$ ) を組み合わせた応力 ( $\sigma_T$ ) は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5fc} + \frac{c \sigma_b}{1.5fb} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{1.5ft} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t \sigma_b}{1.5ft} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c \sigma_b - \sigma_t}{1.5fb} \leq 1$$

\* 2 地震力のみによる全振幅について評価する。

表 2. 1-13 トラニオンの許容応力値 (2/2)

(単位：MPa)

許容応力 区分	応力の種類		材料	許容値基準
			ステンレス鋼 (SUS630 H1150)	
供用状態 D <sub>s</sub>	一次応力* <sup>1</sup>	引張応力	591	1.5ft*
		圧縮応力	590	1.5fc*
		せん断応力	341	1.5fs*
		曲げ応力	591	1.5fb*
		支圧応力	—	1.5fp*
	一次+二次応力	引張・圧縮応力* <sup>2</sup>	1182	3ft
		せん断応力* <sup>2</sup>	682	3fs
		曲げ応力* <sup>2</sup>	1182	3fb
		支圧応力	—	1.5fp*
		座屈応力	590	1.5fb, 1.5fs 又は 1.5fc

\* 1 応力の組合せが考えられる場合には、組合せ応力に対する評価は以下による。

- ① 次式で計算される評価断面に垂直な方向の応力 ( $\sigma$ ) とせん断応力 ( $\tau$ ) を組み合わせた応力 ( $\sigma_T$ ) は、引張応力に対する許容応力値以下であること。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

- ② 圧縮応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_c}{1.5fc^*} + \frac{c \sigma_b}{1.5fb^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{t \sigma_b - \sigma_c}{1.5ft^*} \leq 1$$

- ③ 引張応力と曲げ応力との組合せが生じる場合は、次式を満足すること。

$$\frac{\sigma_t + t \sigma_b}{1.5ft^*} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{c \sigma_b - \sigma_t}{1.5fb^*} \leq 1$$

\* 2 地震力のみによる全振幅について評価する。

(6) 解析

1) 解析手順

A. キャスク容器及び二次蓋

キャスク容器の応力解析フローを図2. 1-5-6に示す。

キャスク容器の応力解析は、想定される圧力荷重、機械的荷重及び熱荷重を基に、キャスク容器の実形状をモデル化し、解析コードである ABAQUS 及び応力評価式を用いて行う。

なお、二次蓋についてもキャスク容器と同様に評価を行う。

B. バスケット

バスケットの応力解析フローを図2. 1-6-7に示す。

バスケットの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に、応力評価式を用いて行う。

C. トラニオン

トラニオンの応力解析フローを図2. 1-7-8に示す。

トラニオンの応力解析は、想定される機械的荷重及び熱荷重を基に応力評価式を用いて行う。

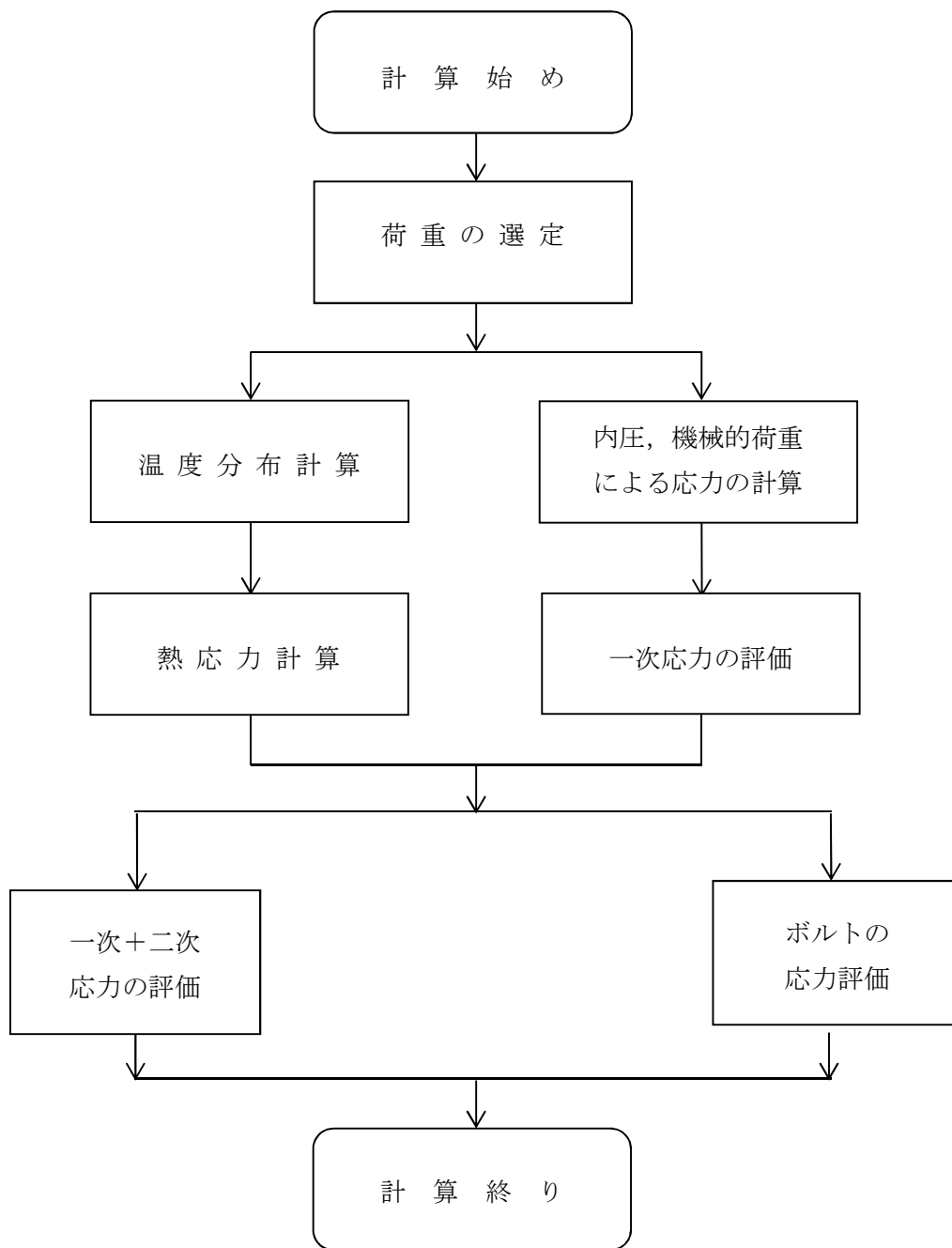


図2. 1-5-6 キャスク容器及び二次蓋の応力解析フロー図

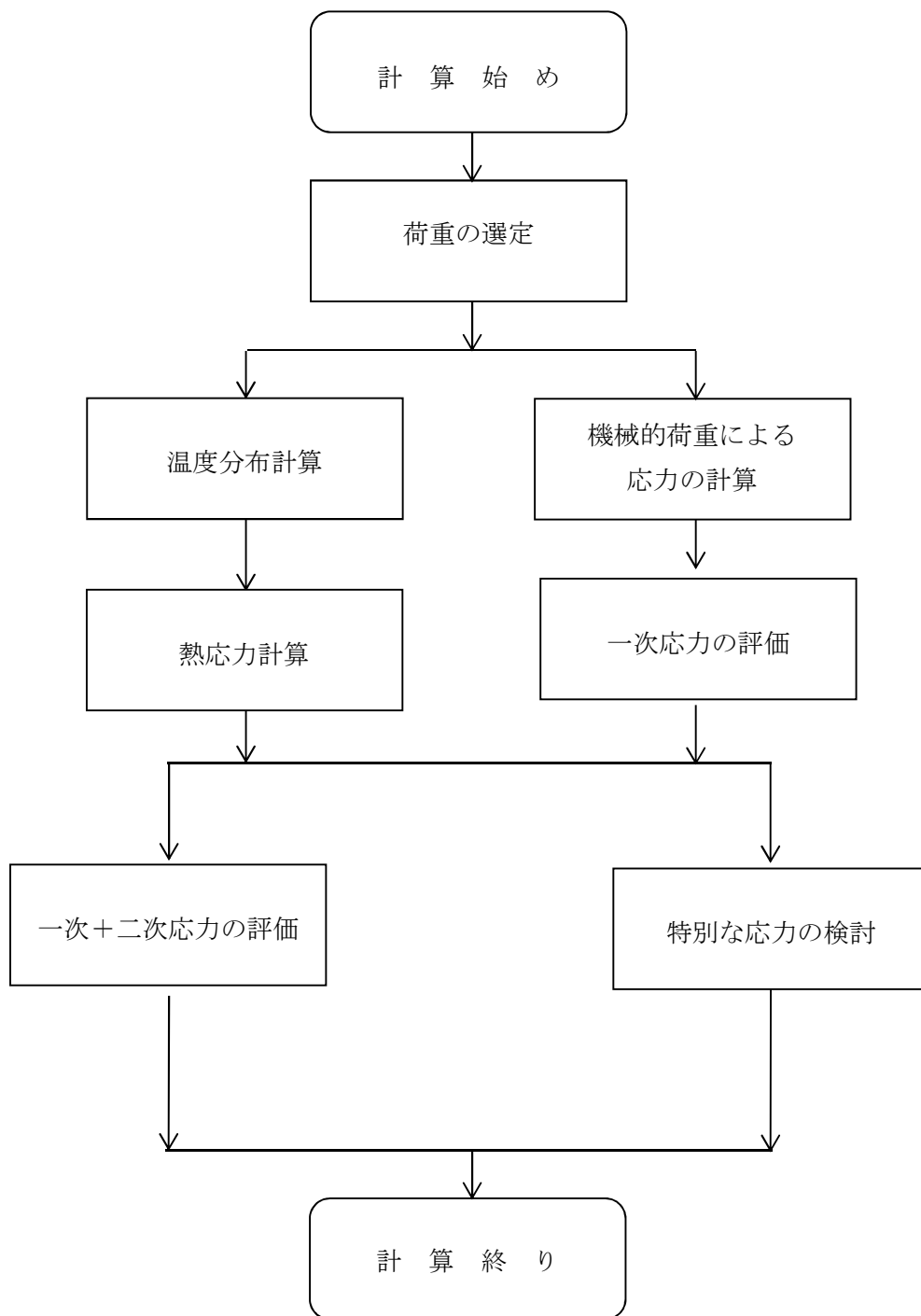


図 2. 1-6-7 バスケットの応力解析フロー図

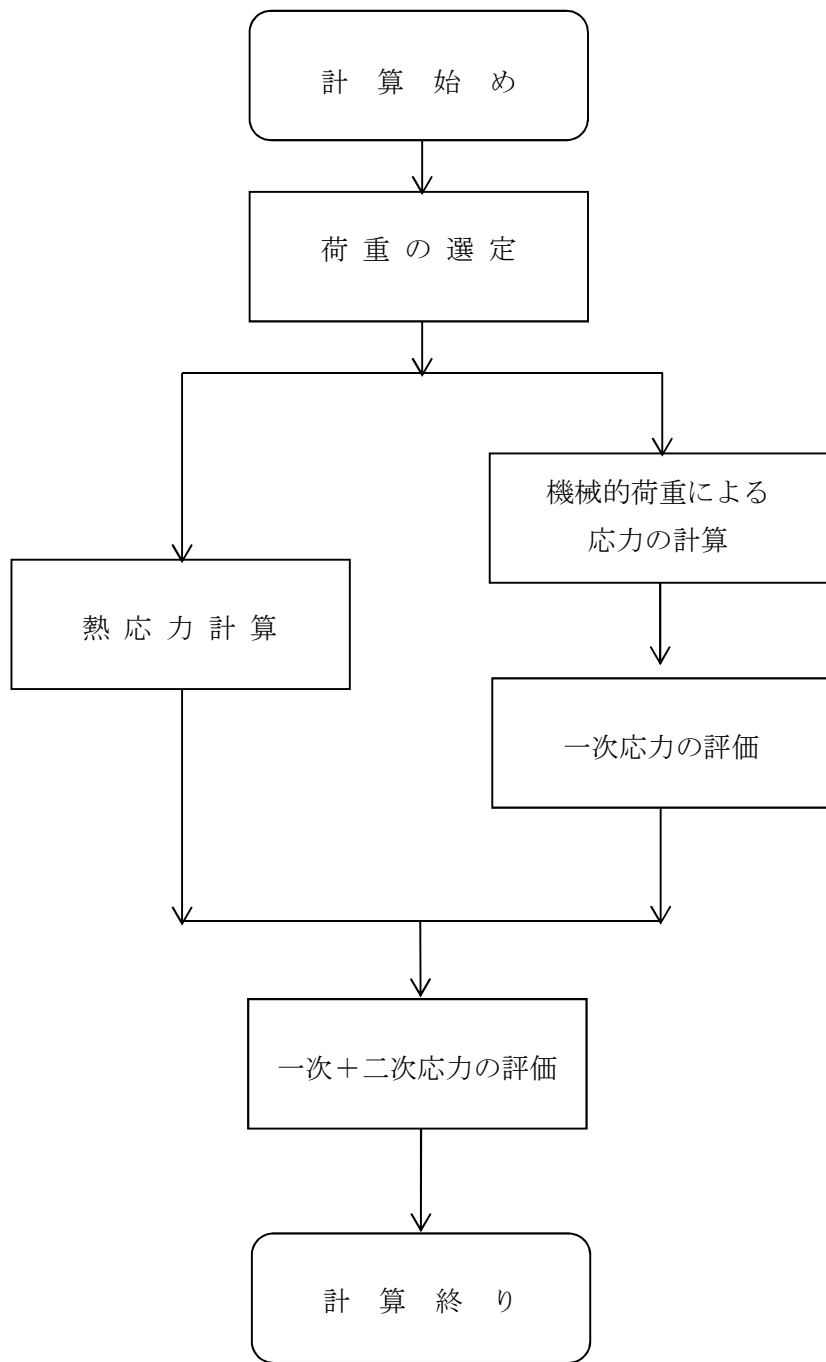


図 2. 1-78 トラニオンの応力解析フロー図

## 2) 応力の評価

### A-1. キャスク容器及び二次蓋 (1/2Ss450 地震力が作用する場合)

#### a. 一次応力

一次蓋，一次蓋締付けボルト，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー，二次蓋及び二次蓋締付けボルトの応力計算は，解析コード ABAQUS により行う。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度として次の値を用いる。

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned} \right\}$$

ここで， $C_H$ ：水平方向設計震度 (=0.66)

$C_V$ ：鉛直方向設計震度 (=0.41)

水平方向加速度がキャスク容器軸直角左右方向に作用する場合と，キャスク容器軸方向に作用する場合は各部に生じる応力状態が変わるため，両方の状態を評価する。また，キャスク容器軸方向に作用する場合において，キャスク底部から蓋部方向に作用する場合と蓋部から底部方向に作用する場合でも各部に生じる応力状態が変わるため，両方の状態を評価する。

#### b. 一次+二次応力

##### (a) 密封シール部を除く，一次蓋，胴，底板，底部中性子遮蔽材カバー及び二次蓋

応力計算の方法は，a. と同様である。ただし，荷重条件は地震力のみとして計算を行い，振幅を考慮して最大値を2倍して求める。

##### (b) 密封シール部，一次蓋締付けボルト及び二次蓋締付けボルト

応力計算の方法は，a. と同様である。ただし，荷重条件として熱荷重を含める。

#### c. 平均支圧応力

胴側面とバスケット側面との接触部に発生する平均支圧応力 ( $\sigma_p$ ) は次式で計算する。評価を行う位置は最大の荷重が発生するバスケットプレート対向面で代表する。

$$\sigma_p = \frac{m_G \cdot G_2}{A_2}$$

ここで， $G_2 = (1 + C_V) \cdot G$

$C_V$ ：a. と同じ

$m_G$ ：バスケットプレート及び燃料の質量(kg)

$A_2$ ：バスケットプレートの接触面積(mm<sup>2</sup>)

A-2. キャスク容器及び二次蓋 (Ss900 地震力が作用する場合)

応力計算方法は, A-1. と同様である。

ただし, 水平方向加速度及び鉛直方向加速度として次の値を用いる。

$$\left. \begin{aligned} G_1 &= C_H \cdot G \\ G_2 &= (1 + C_V) \cdot G \end{aligned} \right\}$$

ここで,  $C_H$ : 水平方向設計震度 (=1.14)

$C_V$ : 鉛直方向設計震度 (=0.84)



B-1. バスケット (1/2Ss450 地震力が作用する場合)

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部(図2.1-45 ①部)である。  
鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力( $\sigma_x$ )は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで、 $G_1 = (1 + C_V) \cdot G$

$C_V$ :鉛直方向設計震度(=0.41)

$m_A$ :使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ :バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

(b) 一次一般膜+一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部(図2.1-45 ②部)である。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力( $\sigma_y$ )は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{m_A \cdot G_2}{A_1}$$

ここで、 $G_2 = C_H \cdot G$

$C_H$ :水平方向設計震度(=0.66)

$m_A$ :使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ :バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力( $\sigma_y$ )は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_w}{2}}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$M$ :バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント  
(N・mm/mm)

$Z$ :バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm<sup>3</sup>/mm)

$m_B$ :使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

$l_p$ :バスケットプレートの内のり(mm)

$l_w$ :バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)

ただし、バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり、実際の荷重負荷面の長さを  $l_w/2$  とする。

鉛直方向加速度によりバスケットプレート格子端部（図 2. 1-45 ②部）に発生する平均せん断応力（ $\tau_{xy}$ ）は、次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$m_B$ : 使用済燃料、伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部（図 2. 1-45 ②部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力（ $\sigma_s$ ）は次式で計算する。

$$\sigma_s = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$m_B$ : 使用済燃料、伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部（図 2. 1-45 ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力（ $\sigma_p$ ）は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$m_A$ : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部（図 2. 1-45 ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力（ $\sigma_c$ ）は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$m_A$ : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

(a) 一次一般膜応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート端部(図2.1-45 ①部)である。  
鉛直方向加速度により発生する一次一般膜応力( $\sigma_x$ )は次式で計算する。

$$\sigma_x = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで、 $G_1 = (1 + C_V) \cdot G$

$C_V$ :鉛直方向設計震度(=0.41)

$m_A$ :使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ :バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力( $\sigma_z$ )は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_W \cdot G_3$$

ここで、 $G_3 = C_H \cdot G$

$C_H$ :水平方向設計震度(=0.66)

$\rho$ :バスケットプレートの密度(kg/mm<sup>3</sup>)

$l_W$ :バスケットプレートの全長(mm)

(b) 一次一般膜+一次曲げ応力

最大応力が発生するのはバスケットプレート格子端部(図2.1-45 ②部)である。

鉛直方向加速度により発生する一次曲げ応力( $\sigma_y$ )は次式で計算する。

$$\sigma_y = \frac{M}{Z}$$

$$M = \frac{m_B \cdot G_1 \cdot l_p}{12 \cdot \frac{l_W}{2}}$$

ここで、 $G_1$ : (a) と同じ

$M$ :バスケットプレート格子端部の単位幅当たりの曲げモーメント  
(N・mm/mm)

$Z$ :バスケットプレートの単位幅当たりの断面係数(mm<sup>3</sup>/mm)

$m_B$ :使用済燃料,伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量(kg)

$l_p$ :バスケットプレートの内のり(mm)

$l_W$ :バスケットプレートのキャスク容器軸方向長さ(mm)

ただし、バスケットプレート同士の嵌合のため切欠きがあり、実際の荷重負荷面の長さを  $l_W/2$  とする。

水平方向加速度により発生する一次一般膜応力( $\sigma_z$ )は次式で計算する。

$$\sigma_z = \rho \cdot l_w \cdot G_3$$

ここで、 $G_3$  : (a) と同じ

$C_H$ : 水平方向設計震度 (=0.66)

$\rho$  : バスケットプレートの密度 (kg/mm<sup>3</sup>)

$l_w$ : バスケットプレートの全長 (mm)

鉛直方向加速度により発生するバスケットプレート格子端部 (図 2. 1-4.5 ②部) に発生する平均せん断応力( $\tau_{xy}$ )は次式で計算する。

$$\tau_{xy} = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで $G_1$ : (a) と同じ

$m_B$ : 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(c) 平均せん断応力

バスケットプレート格子端部 (図 2. 1-4.5 ②部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均せん断応力( $\sigma_s$ )は次式で計算する。

$$\sigma_s = \frac{m_B \cdot G_1}{2 \cdot \frac{A_1}{2}}$$

ここで $G_1$ : (a) と同じ

$m_B$ : 使用済燃料, 伝熱プレート及びバスケットプレートの合計質量 (kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(d) 平均支圧応力

バスケットプレート端部 (図 2. 1-4.5 ①部) に発生する特別な応力の検討の対象である平均支圧応力( $\sigma_p$ )は次式で計算する。

$$\sigma_p = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで $G_1$ : (a) と同じ

$m_A$ : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量 (kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積 (mm<sup>2</sup>)

(e) 圧縮応力

バスケットプレート端部（図 2. 1-45 ①部）に発生する特別な応力の検討の対象である圧縮応力( $\sigma_c$ )は次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{m_A \cdot G_1}{A_1}$$

ここで $G_1$ : (a) と同じ

$m_A$ : 使用済燃料とバスケットプレート等の合計質量(kg)

$A_1$ : バスケットプレートの断面積(mm<sup>2</sup>)

B-2. バスケット (Ss900 地震力が作用する場合)

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

応力計算はB-1. a. と同様である。

ただし,  $G_1 = (1 + C_V) \cdot G$

$$G_2 = C_H \cdot G$$

$C_V$ : 鉛直方向設計震度 (=0.84)

$C_H$ : 水平方向設計震度 (=1.14)

b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

応力計算はB-1. b. と同様である。

ただし,  $G_1 = (1 + C_V) \cdot G$

$$G_3 = C_H \cdot G$$

$C_V$ : 鉛直方向設計震度 (=0.84)

$C_H$ : 水平方向設計震度 (=1.14)

C-1. トラニオン (1/2Ss450 地震力が作用する場合)

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

(a) 一次応力

イ. せん断応力

最大応力が発生する箇所は図2. 1-3-4に示す下部トラニオンの評価点①である。  
鉛直方向加速度により発生するせん断応力( $\tau$ )は、次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_2}{4}$$

ここで、 $G_2 = (1 + C_v) \cdot G$

$C_v$ : 鉛直方向設計震度 (=0.41)

$F_m$ : 地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

$m_2$ : 保管時における金属キャスクの質量(kg)

$A$ : 評価点①の断面積(mm<sup>2</sup>)

ロ. 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図2. 1-3-4に示す下部トラニオンの評価点②である。  
鉛直方向加速度により発生する曲げ応力( $\sigma_b$ )は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで、 $F_m$ :イ. と同じ

$Z$ : 評価点②の断面係数(mm<sup>3</sup>)

$L$ : 評価点②と荷重作用位置との距離(mm)

ハ. 圧縮応力

最大応力が発生する箇所は図2. 1-3-4に示す下部トラニオンの評価点①である。  
水平方向加速度により発生する圧縮応力( $\sigma_c$ )は、次式で計算する。

$$\sigma_c = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \cdot G_1}{4}$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

$C_H$ : 水平方向設計震度 (=0.66)

$F_m$ : 地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

$m_2$  : 保管時における金属キャスクの質量(kg)

$A$  : 評価点①の断面積(mm<sup>2</sup>)

## ニ. 組合せ応力

### I. せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-3-4 に示す下部トラニオンの評価点①である。

せん断応力( $\tau$ )と曲げ応力( $\sigma_b$ )との組合せ応力( $\sigma_T$ )は、次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 $\tau$  : イ. と同じ

$\sigma_b$  : ロ. と同じ

ただし、 $Z$  : 評価点①の断面係数(mm<sup>3</sup>)

$L$  : 評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

### (b) 一次+二次応力

#### イ. せん断応力

地震力によるせん断応力( $\tau$ )の全振幅は、(a) イ. で求めたせん断応力( $\tau$ )の2倍とする。

#### ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力( $\sigma_b$ )の全振幅は、(a) ロ. で求めた曲げ応力( $\sigma_b$ )の2倍とする。

#### ハ. 圧縮応力

地震力による圧縮応力( $\sigma_c$ )は左右方向荷重により作用し、左右方向が反転した場合、対向する別のトラニオンで荷重を受ける。地震力による圧縮応力( $\sigma_c$ )の最大値は、(a) ハ. で求めた圧縮応力( $\sigma_c$ )と同様である。

### b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

#### (a) 一次応力

#### イ. せん断応力

最大応力が発生する箇所は図 2. 1-3-4 に示す下部トラニオンの評価点①である。

水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生するせん断応力( $\tau$ )は、次式で計算する。

$$\tau = \frac{F_m}{A}$$

$$F_m = \frac{m_2 \sqrt{4G_1^2 + G_2^2}}{4}$$

ここで、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 + C_V) \cdot G$$

$C_H$ : 水平方向設計震度 (=0.66)

$C_V$ : 鉛直方向設計震度 (=0.41)

$F_m$ : 地震力によりトラニオンに作用する荷重(N)

$m_2$ : 保管時における金属キャスクの質量(kg)

$A$ : 評価点①の断面積(mm<sup>2</sup>)

#### ロ. 曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図2. 1-3-4に示す下部トラニオンの評価点②である。  
水平方向加速度及び鉛直方向加速度により発生する曲げ応力( $\sigma_b$ )は次式で計算する。

$$\sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$M = F_m \cdot L$$

ここで、 $F_m$ : イ. と同じ

$Z$ : 評価点②の断面係数(mm<sup>3</sup>)

$L$ : 評価点②と荷重作用位置との距離(mm)

#### ハ. 組合せ応力

##### イ. せん断応力と曲げ応力

最大応力が発生する箇所は図2. 1-3-4に示す下部トラニオンの評価点①である。  
せん断応力( $\tau$ )と曲げ応力( $\sigma_b$ )との組合せ応力( $\sigma_T$ )は次式で計算する。

$$\sigma_T = \sqrt{\sigma_b^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで、 $\tau$ : イ. と同じ

$\sigma_b$ : ロ. と同じ

ただし、 $Z$ : 評価点①の断面係数(mm<sup>3</sup>)

$L$ : 評価点①と荷重作用位置との距離(mm)

#### (b) 一次+二次応力

##### イ. せん断応力

地震力によるせん断応力( $\tau$ )の全振幅は、(a)イ. で求めたせん断力( $\tau$ )の2倍とする。



ロ. 曲げ応力

地震力による曲げ応力( $\sigma_b$ )の全振幅は、(a)ロ. で求めた曲げ応力( $\sigma_b$ )の2倍とする。

C-2. トラニオン (Ss900 地震力が作用する場合)

a. 地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合

応力計算はC-1. a. と同様である。

ただし、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 + C_V) \cdot G$$

$C_H$  : 水平方向設計震度 (=1.14)

$C_V$  : 鉛直方向設計震度 (=0.84)

b. 地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合

応力計算はC-1. b. と同様である。

ただし、 $G_1 = C_H \cdot G$

$$G_2 = (1 + C_V) \cdot G$$

$C_H$  : 水平方向設計震度 (=1.14)

$C_V$  : 鉛直方向設計震度 (=0.84)

(7) 解析結果

応力計算結果を表2. 1-~~8~~14～表2. 1-~~11~~17に示す。いずれの部位も許容応力を満足し、その余裕率は1.5倍より大きいため、水平2方向を考慮した影響は軽微であり、1/2Ss450及びSs900に対する耐震強度を有することを確認した。

なお、バスケットとトラニオンの応力計算結果は、「地震力が鉛直方向と軸直角方向に作用する場合」と「地震力が鉛直方向と軸水平方向に作用する場合」のうち、より応力が大きい値を記載している。いずれの機器も許容応力を満足している。

表 2. 1 - 8 1 4 (1) 計算結果 (キャスク容器)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜+ 一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力強さ		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次 蓋	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	4	183	45.7	18	274	15.2	48	366	7.6
		供用状態 D <sub>s</sub>	5	251	50.2	18	377	20.9	49	366	7.4
胴	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	2	183	91.5	10	274	27.4	16	366	22.8
		供用状態 D <sub>s</sub>	2	251	125.5	14	377	26.9	29	366	12.6
底板	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	3	183	61.0	10	274	27.4	9	366	40.6
		供用状態 D <sub>s</sub>	3	251	83.6	10	377	37.7	15	366	24.4
底部中性子 遮蔽材 カバー	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	5	232	46.4	45	348	7.7	13	465	35.7
		供用状態 D <sub>s</sub>	6	282	47.0	46	424	9.2	22	465	21.1
一次 蓋 密封 シール部	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	—	—	—	13	183	14.0	58	183	3.1
		供用状態 D <sub>s</sub>	—	—	—	14	183	13.0	59	183	3.1

表 2. 1-8-14 (2) 計算結果 (キャスク容器)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均支圧応力		余裕率
			計算値	許容応力	
胴	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	2	183	91.5
		供用状態 D <sub>s</sub>	3	377	125.6

表 2. 1-8-14 (3) 計算結果 (キャスク容器)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均引張応力		余裕率	平均引張応力+曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
一次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	247	554	2.2	342	831	2.4
		供用状態 D <sub>s</sub>	247	831	3.3	351	831	2.3

表 2. 1 - 9-15 (1) 計算結果(二次蓋)

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次膜+一次曲げ応力強さ		余裕率	一次+二次応力強さ		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	1	236	236.0	30	355	11.8	63	474	7.5
		供用状態 D <sub>s</sub>	1	286	286.0	30	429	14.3	63	474	7.5
二次蓋密封 シール部	炭素鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	—	—	—	17	183	10.7	37	183	4.9
		供用状態 D <sub>s</sub>	—	—	—	17	183	10.7	37	183	4.9

表 2. 1 - 9-15 (2) 計算結果(二次蓋)

(単位：MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均引張応力		余裕率	平均引張応力+曲げ応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
二次蓋締付けボルト	低合金鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	251	565	2.2	271	847	3.1
		供用状態 D <sub>s</sub>	251	848	3.3	276	848	3.0

表 2. 1-1016 (1) 計算結果 (バスケット)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次一般膜応力強さ		余裕率	一次一般膜+一次曲げ応力強さ		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力	
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板	供用状態 C <sub>s</sub>	2	219	109.5	7	328	46.8
		供用状態 D <sub>s</sub>	3	291	97.0	9	437	48.5

表 2. 1-1016 (2) 計算結果 (バスケット)

(単位: MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	平均せん断応力		余裕率	平均支圧応力		余裕率	圧縮応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
バスケット プレート	ボロン添加 ステンレス鋼板	供用状態 C <sub>s</sub>	1	131	131.0	2	303	151.5	2	176	88.0
		供用状態 D <sub>s</sub>	1	175	175.0	3	404	134.6	3	176	58.6

表 2. 1 - 1-1-17 (1) 計算結果 (トラニオン)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次応力											
			せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率	圧縮応力		余裕率	垂直応力とせん断 応力の組合せ		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	37	341	9.2	73	591	8.0	26	590	22.6	86	591	6.8
		供用状態 D <sub>s</sub>	57	341	5.9	110	591	5.3	44	590	13.4	130	591	4.5

表 2. 1 - 1-1-17 (2) 計算結果 (トラニオン)

(単位 : MPa)

部 位	材 料	許容応力 区分	一次+二次応力								
			せん断応力		余裕率	曲げ応力		余裕率	圧縮応力		余裕率
			計算値	許容応力		計算値	許容応力		計算値	許容応力	
トラニオン	ステンレス鋼	供用状態 C <sub>s</sub>	74	682	9.2	145	1182	8.1	26	590	22.6
		供用状態 D <sub>s</sub>	113	682	6.0	219	1182	5.3	44	590	13.4

## 2.1.2 波及的影響評価

「原子力発電所施設内での輸送・貯蔵兼用乾式キャスクによる使用済燃料の貯蔵に関する審査ガイド」で規定される「地盤の十分な支持を想定しない」場合かつ「基礎等に固定しない」場合の設計要求事項として次に示す事項について、乾式キャスクの安全機能への影響がないことを確認する。

### (1) 設置地盤及び地震応答性状の相違等に起因する相対変位又は不等沈下による影響

#### 1) 検討方針

設計用地震力を算定する二次元地震応答解析において、基礎両端の鉛直相対変位最大値  $|\delta_{AY} - \delta_{BY}|$  を抽出する。これを基礎版長さ  $L$  によって除すことにより地震時の基礎版傾斜量の最大値を算定し、地盤が構造物に与える影響を確認する。図2.1-6に検討概要を示す。

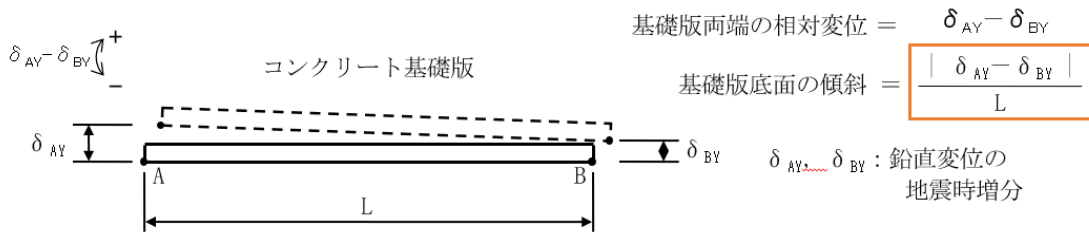


図2.1-6 基礎版への影響検討概要

#### 2) 検討位置

検討位置を図2.1-7に示す。地震応答解析と同じく、NS・EW方向の基礎版中心を通る断面とする。

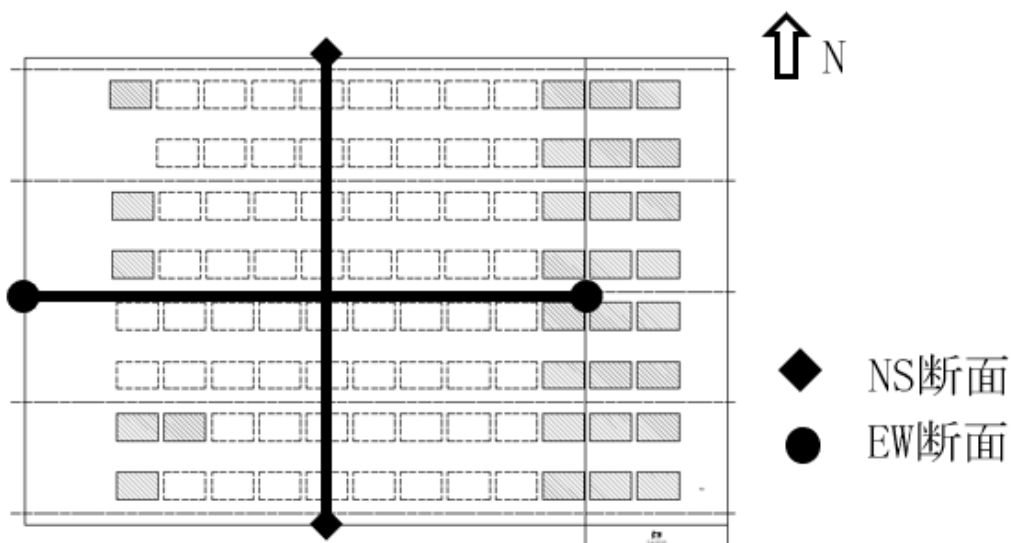


図2.1-7 検討位置

### 3) 検討結果

検討結果を表2. 1-18に示す。いずれも傾斜量としては建築基礎構造設計指針の目安値である 1/1000~1/2000 を下回る結果となり、相対変位又は不等沈下による影響が施設の安全機能に与える影響は十分小さいと判断できる。

図2. 1-18 基礎版への影響検討概要

NS断面(延長80.0m)

地震動	鉛直相対変位最大値(m)	傾斜	発生時刻(s)
Ss900-①	0.0009490	1/84299	104.45
Ss900-②	0.0007860	1/168527	70.02

EW断面(延長95.9m)

地震動	鉛直相対変位最大値(m)	傾斜	発生時刻(s)
Ss900-①	0.0009689	1/105143	104.45
Ss900-②	0.0004910	1/195316	70.01



(2) 乾式キャスク間の相互影響

「1 耐震設計方針 (3)3①B. 乾式キャスク同士の衝突性評価」より乾式キャスク同士の衝突は生じないため、乾式キャスクの安全機能への影響はない。

(3) 乾式キャスクと周辺施設との相互影響（周辺施設の損傷，転倒，落下等による乾式キャスクへの影響を含む。）

「1 耐震設計方針 (3) 安全機能喪失時の公衆への被ばく影響」より周辺施設の機能喪失による乾式キャスクの安全機能への影響はない。

2.1.3 周辺斜面の安定性評価

キャスク仮保管設備の周辺に評価対象となる斜面は存在しない。

## 2.2 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

### (1) 評価方針

キャスク仮保管設備における輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の 1/2Ss450 に対する耐震性について示すものである。

### (2) 主な構成部材と適用基準

#### 1) 主な構成部材

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の耐震強度は、地震時に要求される安全機能を維持するため、鋼製支持架台、埋め込み金物、基礎ボルト、コンクリート支持架台により構成される。

#### 2) 適用基準と規格

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台は原子力発電所耐震設計技術規程 [JEAC4601-2008] 及び、発電用原子力設備規格 設計・建設規格 2005 年版 (2007 年追補版含む) [JSME S NC1-2005/2007] を適用する。

### (3) 固有周期の算定

固有周期は「2.1 輸送貯蔵兼用キャスク (3) 固有周期の算定」と同一である。

### (4) 設計震度

「(3) 固有周期の算定」で求めた固有周期と「1 耐震設計方針」に基づき、支持架台の耐震性の評価に用いる設計用地震力を定める。

支持架台の固有周期は全て 0.05sec 以下であることから、支持架台は剛体とみなすことができる。ため、設計震度は下記の最大値とする。

① 時刻歴最大応答加速度 (ZPA) の 1.2 倍 (1.2ZPA)

② 支持架台の固有周期と加速度応答スペクトルより求まる応答加速度

ただし、支持架台の固有値解析結果の固有周期が 0.045sec 未満 (加速度応答スペクトル記載範囲外) の場合、時刻歴最大応答加速度 (ZPA) の 1.2 倍 (1.2ZPA) とする。

ここで、水平方向の設計震度は、水平 2 方向 (NS 方向, EW 方向) の最大値を用いる。

また、設計震度設定に用いる加速度応答スペクトルの減衰定数及びデータ拡幅は以下のとおりとする。

・輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台：減衰定数 5% (10%データ拡幅)

比較の結果、水平方向及び鉛直方向のいずれも①が②を上回ったため、従って設計用地震力は 1.2ZPA とする。表 2. 2-1 に 1/2Ss450 の 1.2ZPA を示す。

表 2. 2-1 1/2Ss450 の 1.2ZPA

	1.2ZPA(水平)	1.2ZPA(鉛直)
1/2Ss450	0.67G	0.42G

(5) 解析条件

1) 荷重の組合せ

1/2Ss450 地震時の評価において、輸送貯蔵兼用キャスクの設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せを表 2. 2-2 に示す。

表 2. 2-2 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の設計上考慮すべき荷重の種類とその組合せ

設計事象	評価事象	荷 重	自重による荷重	地震荷重
I + 1/2Ss450	1/2Ss450 地震力が作用する場合		○	○

2) 解析箇所

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析を行う箇所を図2. 2-1に示す。

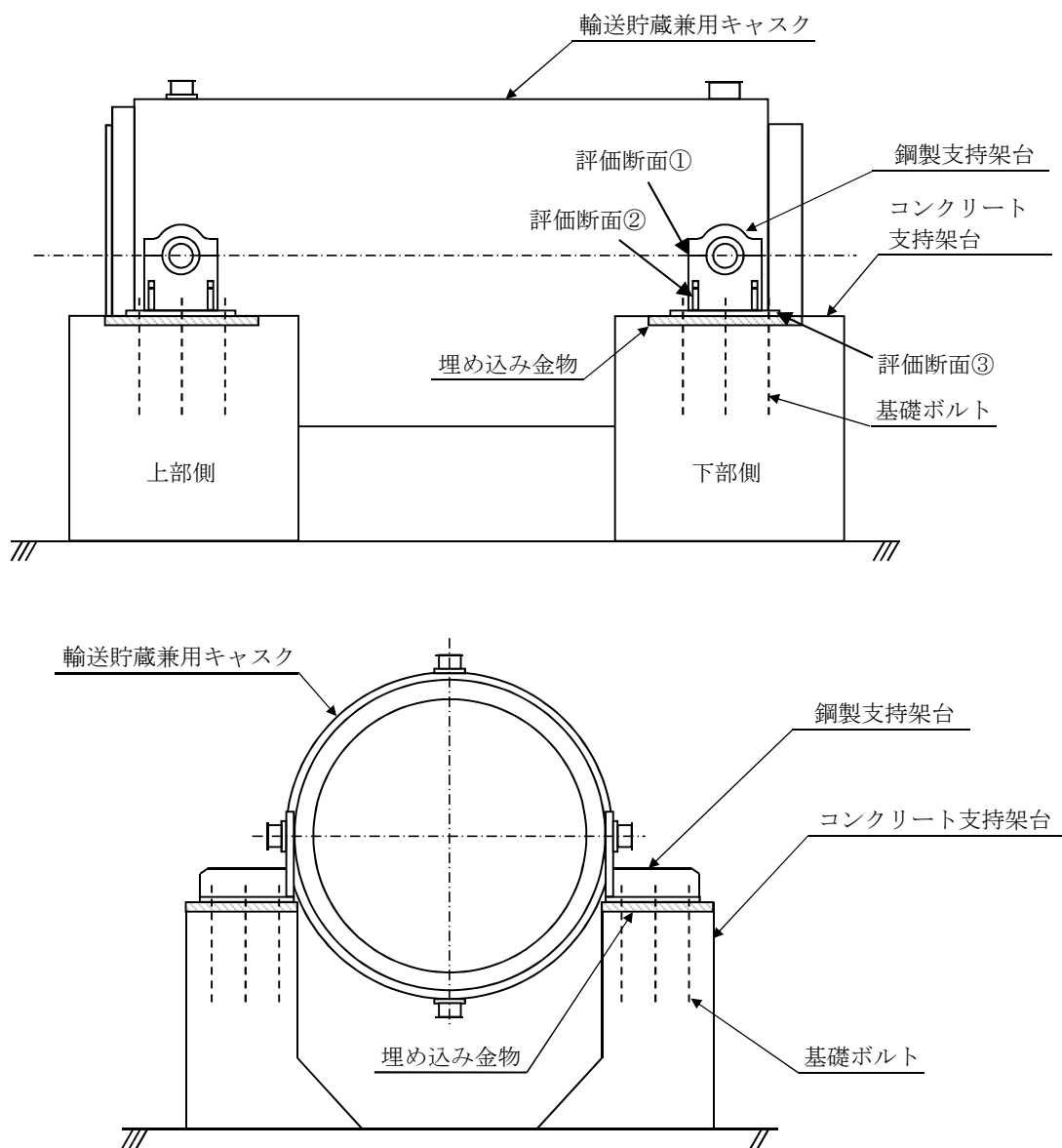


図2. 2-1 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台

(6) 解析

1) 解析手順

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フローを図2. 2-2に示す。

輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析は、想定される機械的荷重を基に応力評価式を用いて行う。

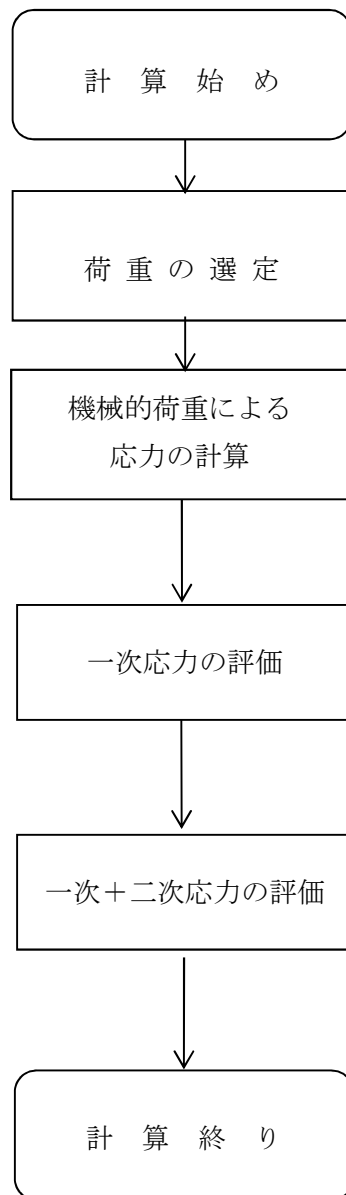


図2. 2-2 輸送貯蔵兼用キャスク用支持架台の応力解析フロー図

2) 荷重条件の選定

貯蔵時において 1/2Ss450 地震力が作用する場合の荷重は次に示す組合せとする。

自重+地震力

3) 荷重計算

図 2. 2-3 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用するキャスクの自重 ( $F_{WU}$ ,  $F_{WL}$ ) は次式で表される。

$$F_{WU} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{WL} = \frac{P_W}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_W = W \cdot g$$

ここで,

$F_{WU}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用するキャスクの自重 (N)

$F_{WL}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用するキャスクの自重 (N)

$P_W$  : キャスク自重 (N)

$a$  : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$b$  : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$W$  : キャスク設計質量 (kg)

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

図 2. 2-3 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する鉛直方向地震力 ( $F_{VU}$ ,  $F_{VL}$ ) は次式で表される。

$$F_{VU} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{VL} = \frac{P_V}{2} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_V = W \cdot C_V \cdot g$$

ここで,

$F_{VU}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する鉛直方向地震力 (N)

$F_{VL}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する鉛直方向地震力 (N)

$P_V$  : キャスクに作用する鉛直方向地震力 (N)

$a$  : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$b$  : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$W$  : キャスク設計質量 (kg)

$C_V$  : 鉛直方向震度  
 $g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

図 2. 2-3 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸方向水平地震力 ( $F_{HXU}$ ,  $F_{HXL}$ ) は次式で表される。なお, 上部側のトラニオン受けには, キャスク容器軸方向にスライドできる機構を備えており, 軸方向水平地震力は作用しない。

$$F_{HXU} = 0$$

$$F_{HXL} = \frac{P_{HX}}{2}$$

$$P_{HX} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

$F_{HXU}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する軸方向水平地震力 (N)

$F_{HXL}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する軸方向水平地震力 (N)

$P_{HX}$  : キャスクに作用する軸方向水平地震力 (N)

$W$  : キャスク設計質量 (kg)

$C_H$  : 水平方向震度

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

図 2. 2-3 に示す鋼製支持架台 1 脚に作用する軸直角方向水平地震力 ( $F_{HYU}$ ,  $F_{HYL}$ ) は次式で表される。なお, トラニオン受けには, 鋼製支持架台に作用する軸直角方向荷重が, キャスクから支持架台の方向にのみ作用する機構を備えている。

$$F_{HYU} = P_{HY} \cdot \frac{b}{(a+b)}$$

$$F_{HYL} = P_{HY} \cdot \frac{a}{(a+b)}$$

$$P_{HY} = W \cdot C_H \cdot g$$

ここで,

$F_{HYU}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (上部側) に作用する軸直角方向水平地震力 (N)

$F_{HYL}$  : 鋼製支持架台 1 脚 (下部側) に作用する軸直角方向水平地震力 (N)

$P_{HY}$  : キャスクに作用する軸直角方向水平地震力 (N)

$a$  : キャスク重心から上部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$b$  : キャスク重心から下部トラニオン軸心までの距離 (mm)

$W$  : キャスク設計質量 (kg)

$C_H$  : 水平方向震度

$g$  : 重力加速度 ( $m/s^2$ )

## コンクリート支持架台

### 4) 応力評価

#### ①. 鋼製支持架台（評価断面①）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

##### A. 一次応力

図2. 2-4において自重のみによる軸応力（ $\sigma_{cW}$ ），鉛直方向地震力による軸応力（ $\sigma_{cV}$ ），軸方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHX}$ ）と軸直角方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHY}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B \cdot t}$$

$$\sigma_{cHX} = 0$$

$$\sigma_{cHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸応力（ $\sigma_{cV}$ ），軸方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHX}$ ），軸直角方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHY}$ ）の組合せ軸応力（ $\sigma_{cK}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{cK} = \sqrt{\sigma_{cV}^2 + \sigma_{cHX}^2 + \sigma_{cHY}^2}$$

自重のみによる軸応力（ $\sigma_{cW}$ ）と地震力同士の組合せ軸応力（ $\sigma_{cK}$ ）との組み合わせ軸応力（ $\sigma_c$ ）は次式で表される。

$$\sigma_c = |\sigma_{cW}| + \sigma_{cK}$$

図2. 2-4において自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXW}$ ），鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXV}$ ），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXHX}$ ）と軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXHY}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{bXW} = 0$$

$$\sigma_{bXV} = 0$$

$$\sigma_{bXHX} = 0$$

$$\sigma_{bXHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{B \cdot t^2 / 6}$$



鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXV}$ )，軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHX}$ )，軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHY}$ ) の組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXK}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bXK} = \sqrt{\sigma_{bXV}^2 + \sigma_{bXHX}^2 + \sigma_{bXHY}^2}$$

自重のみによる軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXW}$ ) と地震力同士の組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXK}$ ) との組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bX}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bX} = |\sigma_{bXW}| + \sigma_{bXK}$$

図 2. 2-4 において自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYW}$ )，鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYV}$ )，軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bYW} = 0$$

$$\sigma_{bYV} = 0$$

$$\sigma_{bYHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{t \cdot B^2 / 6}$$

$$\sigma_{bYHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYV}$ )，軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX}$ )，軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY}$ ) の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYK}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bYK} = \sqrt{\sigma_{bYV}^2 + \sigma_{bYHX}^2 + \sigma_{bYHY}^2}$$

自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYW}$ ) と地震力同士の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYK}$ ) との組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bY}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bY} = |\sigma_{bYW}| + \sigma_{bYK}$$

図 2. 2-4 において軸方向まわりの曲げ応力 ( $\sigma_{bX}$ ) と軸直角方向まわりの曲げ応力 ( $\sigma_{bY}$ ) の合成曲げ応力 ( $\sigma_b$ ) は次式で表される。

$$\sigma_b = \sigma_{bX} + \sigma_{bY}$$

図 2. 2-4 において自重のみによる軸方向せん断応力 ( $\tau_{XW}$ )，鉛直方向地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XV}$ )，軸方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHX}$ ) と

軸直角方向水平地震力による軸方向せん断曲げ応力（ $\tau_{XHY}$ ）は次式で表される。

$$\tau_{XW} = 0$$

$$\tau_{XV} = 0$$

$$\tau_{XHX} = \frac{F_{HX}}{B \cdot t}$$

$$\tau_{XHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸方向せん断応力（ $\tau_{XV}$ ），軸方向水平地震力による軸方向せん断応力（ $\tau_{XHX}$ ），軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力（ $\tau_{XHY}$ ）の組合せ軸方向せん断応力（ $\tau_{XK}$ ）は次式で表される。

$$\tau_{XK} = \sqrt{\tau_{XV}^2 + \tau_{XHX}^2 + \tau_{XHY}^2}$$

自重のみによる軸方向せん断応力（ $\tau_{XW}$ ）と地震力同士の組合せ軸方向せん断応力（ $\tau_{XK}$ ）との組合せ軸方向せん断応力（ $\tau_X$ ）は次式で表される。

$$\tau_X = |\tau_{XW}| + \tau_{XK}$$

図2. 2-4において自重のみによる軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YV}$ ），鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YV}$ ），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YHX}$ ）と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YHY}$ ）は次式で表される。

$$\tau_{YW} = 0$$

$$\tau_{YV} = 0$$

$$\tau_{YHX} = 0$$

$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{B \cdot t}$$

鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YV}$ ），軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YHX}$ ），軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YHY}$ ）の組合せ軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YK}$ ）は次式で表される。

$$\tau_{YK} = \sqrt{\tau_{YV}^2 + \tau_{YHX}^2 + \tau_{YHY}^2}$$

自重のみによる軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YV}$ ）と地震力同士の組合せ軸直角方向せん断応力（ $\tau_{YK}$ ）との組合せ軸直角方向せん断応力（ $\tau_Y$ ）は次式で表される。

$$\tau_Y = |\tau_{YV}| + \tau_{YK}$$

図2. 2-4において軸方向せん断応力 ( $\tau_x$ ) と軸直角方向せん断応力 ( $\tau_y$ ) の合成せん断応力 ( $\tau$ ) は次式で表される。

$$\tau = \sqrt{\tau_x^2 + \tau_y^2}$$

以上の軸応力 ( $\sigma_c$ ) , 曲げ応力 ( $\sigma_b$ ) , 平均せん断応力 ( $\tau$ ) による組合せ応力 ( $\sigma_T$ ) は次式で表される。

$$\sigma_T = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_b)^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

ここで,

$F_w$  : 図2. 2-3に示す自重の設計用値(N)

$F_v$  : 図2. 2-3に示す鉛直方向地震力の設計用値(N)

$F_{HX}$  : 図2. 2-3に示す軸方向水平地震力の設計用値(N)

$F_{HY}$  : 図2. 2-3に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(N)

$B$  : 図2. 2-4に示す評価断面の幅(mm)

$t$  : 図2. 2-4に示すトラニオン受部の板厚(mm)

$l_1$  : 図2. 2-4に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

$l_2$  : 図2. 2-4に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム(mm)

#### B. 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ( $\Delta \sigma_c$ ) , 曲げの応力範囲 ( $\Delta \sigma_b$ ) , せん断の応力範囲 ( $\Delta \tau$ ) , 及び座屈応力 ( $\sigma_{bc}$ ) は次式により表される。

なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cK}$$

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bXK} + 2 \cdot \sigma_{bYK}$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{XK} + \tau_{YK}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_c$$

②. 鋼製支持架台（評価断面②）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A. 一次応力

図2. 2-5において自重のみによる軸応力（ $\sigma_{cW}$ ），鉛直方向地震力による軸応力（ $\sigma_{cV}$ ），軸方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHX}$ ）と軸直角方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHY}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{cW} = \frac{F_W}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cV} = \frac{F_V}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\sigma_{cHX} = 0$$

$$\sigma_{cHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸応力（ $\sigma_{cV}$ ），軸方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHX}$ ），軸直角方向水平地震力による軸応力（ $\sigma_{cHY}$ ）の組合せ軸応力（ $\sigma_{cK}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{cK} = \sqrt{\sigma_{cV}^2 + \sigma_{cHX}^2 + \sigma_{cHY}^2}$$

自重のみによる軸応力（ $\sigma_{cW}$ ）と地震力同士の組合せ軸応力（ $\sigma_{cK}$ ）との組み合わせ軸応力（ $\sigma_c$ ）は次式で表される。

$$\sigma_c = |\sigma_{cW}| + \sigma_{cK}$$

図2. 2-5において自重のみによる軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXW1}$ ， $\sigma_{bXW2}$ ），鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXV1}$ ， $\sigma_{bXV2}$ ），軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXHX1}$ ， $\sigma_{bXHX2}$ ）と軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力（ $\sigma_{bXHY1}$ ， $\sigma_{bXHY2}$ ）は次式で表される。

$$\sigma_{bXW1} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bXW2} = \frac{F_W \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bXV1} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_1 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bXV2} = \frac{F_V \cdot (L_1 - t_1/2)}{I_X} \cdot L_2 \quad (\text{リブ側})$$

$$\sigma_{bXHX1} = 0 \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bXHX2} &= 0 && \text{(リブ側)} \\ \sigma_{bXHY1} &= \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I_X} \cdot L_1 && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bXHY2} &= \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I_X} \cdot L_2 && \text{(リブ側)}\end{aligned}$$

鉛直方向地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXV1}$ ,  $\sigma_{bXV2}$ ) , 軸方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXH1}$ ,  $\sigma_{bXH2}$ ) , 軸直角方向水平地震力による軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHY1}$ ,  $\sigma_{bXHY2}$ ) の組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXK1}$ ,  $\sigma_{bXK2}$ ) は次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{bXK1} &= \sqrt{\sigma_{bXV1}^2 + \sigma_{bXH1}^2 + \sigma_{bXHY1}^2} && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bXK2} &= \sqrt{\sigma_{bXV2}^2 + \sigma_{bXH2}^2 + \sigma_{bXHY2}^2} && \text{(リブ側)}\end{aligned}$$

自重のみによる軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXW1}$ ,  $\sigma_{bXW2}$ ) と地震力同士の組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXK1}$ ,  $\sigma_{bXK2}$ ) との組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bX1}$ ,  $\sigma_{bX2}$ ) は次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{bX1} &= |\sigma_{bXW1}| + \sigma_{bXK1} && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bX2} &= |\sigma_{bXW2}| + \sigma_{bXK2} && \text{(リブ側)}\end{aligned}$$

図2. 2-5において自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYW1}$ ,  $\sigma_{bYW2}$ ) , 鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYV1}$ ,  $\sigma_{bYV2}$ ) , 軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX1}$ ,  $\sigma_{bYHX2}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY1}$ ,  $\sigma_{bYHY2}$ ) は次式で表される。

$$\begin{aligned}\sigma_{bYW1} &= 0 && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bYW2} &= 0 && \text{(リブ側)} \\ \sigma_{bYV1} &= 0 && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bYV2} &= 0 && \text{(リブ側)} \\ \sigma_{bYHX1} &= \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I_Y} \cdot L_3 && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bYHX2} &= \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I_Y} \cdot L_4 && \text{(リブ側)} \\ \sigma_{bYHY1} &= 0 && \text{(トラニオン受側)} \\ \sigma_{bYHY2} &= 0 && \text{(リブ側)}\end{aligned}$$

鉛直方向地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYV1}$ ,  $\sigma_{bYV2}$ ) , 軸方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX1}$ ,  $\sigma_{bYHX2}$ ) , 軸直角方向水平地震力による軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY1}$ ,  $\sigma_{bYHY2}$ ) の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYK1}$ ,  $\sigma_{bYK2}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bYK1} = \sqrt{\sigma_{bYV1}^2 + \sigma_{bYHX1}^2 + \sigma_{bYHY1}^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bYK2} = \sqrt{\sigma_{bYV2}^2 + \sigma_{bYHX2}^2 + \sigma_{bYHY2}^2} \quad (\text{リブ側})$$

自重のみによる軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYW1}$ ,  $\sigma_{bYW2}$ ) と地震力同士の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYK1}$ ,  $\sigma_{bYK2}$ ) との組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bY1}$ ,  $\sigma_{bY2}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bY1} = |\sigma_{bYW1}| + \sigma_{bYK1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{bY2} = |\sigma_{bYW2}| + \sigma_{bYK2} \quad (\text{リブ側})$$

図 2. 2-5 において軸方向まわりの曲げ応力 ( $\sigma_{bX1}$ ,  $\sigma_{bX2}$ ) と軸直角方向まわりの曲げ応力 ( $\sigma_{bY1}$ ,  $\sigma_{bY2}$ ) の合成曲げ応力 ( $\sigma_{b1}$ ,  $\sigma_{b2}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{b1} = \sigma_{bX1} + \sigma_{bY1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{b2} = \sigma_{bX2} + \sigma_{bY2} \quad (\text{リブ側})$$

図 2. 2-5 において自重のみによる軸方向せん断応力 ( $\tau_{XW}$ ) , 鉛直方向地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XV}$ ) , 軸方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHX}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHY}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{XW} = 0$$

$$\tau_{XV} = 0$$

$$\tau_{XHX} = \frac{F_{HX}}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

$$\tau_{XHY} = 0$$

鉛直方向地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XV}$ ) , 軸方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHX}$ ) , 軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHY}$ ) の組合せ軸方向せん断応力 ( $\tau_{XK}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{XK} = \sqrt{\tau_{XV}^2 + \tau_{XHX}^2 + \tau_{XHY}^2}$$

自重のみによる軸方向せん断応力 ( $\tau_{XW}$ ) と地震力同士の組合せ軸方向せん断応力 ( $\tau_{XK}$ ) との組合せ軸方向せん断応力 ( $\tau_X$ ) は次式で表される。

$$\tau_X = |\tau_{XW}| + \tau_{XK}$$

図2. 2-5において自重のみによる軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YW}$ ) , 鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YV}$ ) , 軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHX}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHY}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{YW} = 0$$

$$\tau_{YV} = 0$$

$$\tau_{YHX} = 0$$

$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{B_1 \cdot t_1 + 2 \cdot B_2 \cdot t_2}$$

鉛直方向地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YV}$ ) , 軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHX}$ ) , 軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHY}$ ) の組合せ軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YK}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{YK} = \sqrt{\tau_{YV}^2 + \tau_{YHX}^2 + \tau_{YHY}^2}$$

自重のみによる軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YW}$ ) と地震力同士の組合せ軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YK}$ ) との組合せ軸直角方向せん断応力 ( $\tau_Y$ ) は次式で表される。

$$\tau_Y = |\tau_{YW}| + \tau_{YK}$$

図2. 2-5において軸方向せん断応力 ( $\tau_X$ ) と軸直角方向せん断応力 ( $\tau_Y$ ) の合成せん断応力 ( $\tau$ ) は次式で表される。

$$\tau = \sqrt{\tau_X^2 + \tau_Y^2}$$

以上の軸応力 ( $\sigma_c$ ) , 合成曲げ応力 ( $\sigma_{b1}$  ,  $\sigma_{b2}$ ) , 平均せん断応力 ( $\tau$ ) による組合せ応力 ( $\sigma_{T1}$  ,  $\sigma_{T2}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{T1} = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b1})^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\sigma_{T2} = \sqrt{(\sigma_c + \sigma_{b2})^2 + 3 \cdot \tau^2} \quad (\text{リブ側})$$

ここで,

$F_W$  : 図2. 2-3に示す自重の設計用値(N)

- $F_V$  : 図 2. 2-3 に示す鉛直方向地震力の設計用値 (N)  
 $F_{HX}$  : 図 2. 2-3 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)  
 $F_{HY}$  : 図 2. 2-3 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)  
 $B_1$  : 図 2. 2-5 に示すトラニオン受部の幅 (mm)  
 $B_2$  : 図 2. 2-5 に示すリブの幅 (mm)  
 $t_1$  : 図 2. 2-5 に示すトラニオン受部の板厚 (mm)  
 $t_2$  : 図 2. 2-5 に示すリブの板厚 (mm)  
 $L_1$  : 図 2. 2-5 に示す中立軸 (X 軸) からトラニオン受け端部までの Y 方向距離 (mm)  
 $L_2$  : 図 2. 2-5 に示す中立軸 (X 軸) からリブ端部までの Y 方向距離 (mm)  
 $L_3$  : 図 2. 2-5 に示す中立軸 (Y 軸) からトラニオン受け端部までの X 方向距離,  
 $L_3'$  及び  $L_3''$  の大きい方の値 (mm)  
 $L_4$  : 図 2. 2-5 に示す中立軸 (Y 軸) からリブ端部までの X 方向距離,  $L_4'$  及び  $L_4''$   
の大きい方の値 (mm)  
 $l_1$  : 図 2. 2-5 に示す軸方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)  
 $l_2$  : 図 2. 2-5 に示す軸直角方向水平地震力に対するモーメントアーム (mm)  
 $I_X$  : 図 2. 2-5 に示す断面の中立軸 (X 軸) に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)  
 $I_Y$  : 図 2. 2-5 に示す断面の中立軸 (Y 軸) に関する断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

## B. 一次+二次応力

地震力のみによる引張・圧縮の応力範囲 ( $\Delta \sigma_c$ ), 曲げの応力範囲 ( $\Delta \sigma_{b1}$ ,  $\Delta \sigma_{b2}$ ), せん断の応力範囲 ( $\Delta \tau$ ), 及び座屈応力 ( $\sigma_{bc}$ ) は次式により表される。

なお, この部位では支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じないので圧縮応力に対する座屈応力を評価する。

$$\Delta \sigma_c = 2 \cdot \sigma_{cK}$$

$$\Delta \sigma_{b1} = \sigma_{bXK1} + 2 \cdot \sigma_{bYK1} \quad (\text{トラニオン受側})$$

$$\Delta \sigma_{b2} = \sigma_{bXK2} + 2 \cdot \sigma_{bYK2} \quad (\text{リブ側})$$

$$\Delta \tau = 2 \cdot \tau_{XK} + \tau_{YK}$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_c$$



### ③. 鋼製支持架台（評価断面③）

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

#### A. 一次応力

図 2. 2-6 において自重，鉛直方向地震力，軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力（ $\sigma_{bb}$ ），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する曲げ応力（ $\sigma_{bc}$ ）は次式で表される。なお，この部位では曲げ応力が支配的となり圧縮応力が本体に及ぼす影響は小さいため，圧縮応力は評価対象外とする。

$$\sigma_{bb} = \frac{T \cdot L_1}{B \cdot t^2 / 6}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{cT} \cdot L_2^2 / 2}{t^2 / 6}$$

$$T = \sigma_{tT} \cdot A_m$$

ここで，

$\sigma_{tT}$ ：図 2. 2-6 に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張応力(N/mm<sup>2</sup>)

$\sigma_{cT}$ ：図 2. 2-6 に示すコンクリートに発生する本荷重条件下における圧縮応力(N/mm<sup>2</sup>)

T：図 2. 2-6 に示す基礎ボルトに発生する本荷重条件下における引張力(N)

t：図 2. 2-6 に示す鋼製支持架台底板の板厚(mm)

B：図 2. 2-6 に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げ応力の評価断面幅(mm)

L<sub>1</sub>：図 2. 2-6 に示す基礎ボルトから引張力を受けて発生する曲げモーメントのモーメントアーム長さ(mm)

L<sub>2</sub>：図 2. 2-6 に示すコンクリートから圧縮力を受ける長さ(mm)

A<sub>m</sub>：基礎ボルト呼び径断面積(mm<sup>2</sup>)

図 2. 2-6 において自重，鉛直方向地震力，軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により基礎ボルトから引張力を受けて発生する平均せん断応力（ $\tau_b$ ），コンクリート支持架台から圧縮力を受けて発生する平均せん断応力（ $\tau_c$ ）は次式で表される。

$$\tau_b = \frac{T}{B \cdot t}$$

$$\tau_c = \frac{\sigma_{cT} \cdot L_2}{t}$$

ここで、各記号は上記と同様である。

以上の曲げ応力 ( $\sigma_{bb}$ ,  $\sigma_{bc}$ ) , 平均せん断応力 ( $\tau_b$ ,  $\tau_c$ ) による組合せ応力 ( $\sigma_b$ ,  $\sigma_c$ ) は次式で表される。

$$\sigma_b = \sqrt{\sigma_{bb}^2 + 3 \cdot \tau_b^2}$$

$$\sigma_c = \sqrt{\sigma_{bc}^2 + 3 \cdot \tau_c^2}$$

#### B. 一次+二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ( $\Delta \sigma_b$ ) , せん断の応力範囲 ( $\Delta \tau$ ) は次式により表される。なお、この部位では圧縮応力、支圧応力、せん断座屈、曲げ座屈は評価対象外とする。

$$\Delta \sigma_b = \sigma_{bb} + \sigma_{bc}$$

$$\Delta \tau = \tau_b + \tau_c$$

④. 埋め込み金物

自重及び鉛直方向地震力により埋め込み金物に発生する応力は微小であるためこれらの荷重は無視する。したがって、軸方向水平地震力及び軸直角方向水平地震力により発生する応力を計算する。

自重＋鉛直方向地震力＋軸方向水平地震力＋軸直角方向水平地震力

A. 一次応力

自重及び鉛直方向地震力は無視する。

図2. 2-7において軸方向水平地震力による発生する軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHX}$ ) と軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHY}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bXHX} = 0 \quad (\text{内側シアプレート})$$

$$\sigma_{bXHY} = \frac{F_{HY} \cdot H/2}{(L - 4 \cdot t) \cdot t^2/6} \quad (\text{内側シアプレート})$$

軸方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHX}$ ) と軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXHY}$ ) の組合せ軸方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bXK}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bXK} = \sqrt{\sigma_{bXHX}^2 + \sigma_{bXHY}^2} \quad (\text{内側シアプレート})$$

図2. 2-7において軸方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX1}$ )、軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX2}$ )、その合成曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX}$ ) と軸直角方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bYHX1} = \frac{F_{HX} \cdot H/2}{4 \cdot B \cdot t^2/6} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\sigma_{bYHX2} = \sigma_{bYHX1} \cdot \frac{\tau_{XHX2}}{\tau_{XHX1}} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\sigma_{bYHX} = \sigma_{bYHX1} + \sigma_{bYHX2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\sigma_{bYHY} = 0 \quad (\text{外側シアプレート})$$

軸方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり合成曲げ応力 ( $\sigma_{bYHX}$ ) と軸直角方向水平地震力により発生する軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYHY}$ ) の組合せ軸直角方向まわり曲げ応力 ( $\sigma_{bYK}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{bYK} = \sqrt{\sigma_{bYHX}^2 + \sigma_{bYHY}^2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

図 2. 2-7 において軸方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHX1}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHY1}$ ) のは次式で表される。

$$\tau_{XHX1} = \frac{F_{HX}}{4 \cdot B \cdot t} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\tau_{XHY1} = 0 \quad (\text{外側シアプレート})$$

軸方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHX1}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸方向せん断応力 ( $\tau_{XHY1}$ ) の組合せ軸方向せん断応力 ( $\tau_{X1}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{X1} = \sqrt{\tau_{XHX1}^2 + \tau_{XHY1}^2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

図 2. 2-7 において軸方向水平地震力作用点の偏心による最大ねじりせん断応力 ( $\tau_{XHX2}$ ) と軸直角方向水平地震力によるねじりせん断応力 ( $\tau_{XHY2}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{XHX2} = \frac{F_{HX} \cdot l}{I_p} \cdot r_{max} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\tau_{XHY2} = 0 \quad (\text{外側シアプレート})$$

軸方向水平地震力作用点の偏心による最大ねじりせん断応力 ( $\tau_{XHX2}$ ) と軸直角方向水平地震力によるねじりせん断応力 ( $\tau_{XHY2}$ ) の組合せねじりせん断応力 ( $\tau_{X2}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{X2} = \sqrt{\tau_{XHX2}^2 + \tau_{XHY2}^2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

外側シアプレートにおける軸方向せん断応力 ( $\tau_{X1}$ ) とねじりせん断応力 ( $\tau_{X2}$ ) の合成せん断応力 ( $\tau_X$ ) は次式で表される。

$$\tau_X = \tau_{X1} + \tau_{X2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

図 2. 2-7 において軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHX}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHY}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{YHX} = 0 \quad (\text{内側シアプレート})$$

$$\tau_{YHY} = \frac{F_{HY}}{(L - 4 \cdot t) \cdot t} \quad (\text{内側シアプレート})$$

軸方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHX}$ ) と軸直角方向水平地震力による軸直角方向せん断応力 ( $\tau_{YHY}$ ) の組合せ軸直角方向せん断応力 ( $\tau_Y$ ) は次式で表される。

$$\tau_Y = \sqrt{\tau_{YHX}^2 + \tau_{YHY}^2} \quad (\text{内側シアプレート})$$

以上の曲げ応力 ( $\sigma_{bXK}$ ,  $\sigma_{bYK}$ ) , 平均せん断応力 ( $\tau_X$ ,  $\tau_Y$ ) による組合せ応力 ( $\sigma_{T1}$ ,  $\sigma_{T2}$ ) は次式で表される。

$$\sigma_{T1} = \sqrt{\sigma_{bYK}^2 + 3 \cdot \tau_X^2} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\sigma_{T2} = \sqrt{\sigma_{bXK}^2 + 3 \cdot \tau_Y^2} \quad (\text{内側シアプレート})$$

ここで,

$F_{HX}$  : 図 2. 2-3 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

$F_{HY}$  : 図 2. 2-3 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

$H$  : 図 2. 2-7 に示すシアプレート部の高さ (mm)

$B$  : 図 2. 2-7 に示すシアプレート部の幅 (mm)

$L$  : 図 2. 2-7 に示すシアプレート部の幅 (mm)

$t$  : 図 2. 2-7 に示すシアプレート部の板厚 (mm)

$\tau_{XHX1}$  : 図 2. 2-7 において軸方向水平地震力により発生する軸方向平均せん断応力 ( $N/mm^2$ )

$\tau_{XHX2}$  : 図 2. 2-7 において軸方向水平地震力作用点の偏心により発生する最大ねじりせん断応力 ( $N/mm^2$ )

$l$  : 図 2. 2-7 において軸方向水平地震力作用点から捩りせん断中心までの Y 方向距離 (mm)

$I_P$  : 図 2. 2-7 に示すシアプレートの断面極二次モーメント ( $mm^4$ )

$r_{max}$  : 図 2. 2-7 に示す捩りせん断中心からシアプレートまでの最大距離 (mm)

## B. 一次+二次応力

地震力のみによる曲げの応力範囲 ( $\Delta \sigma_{b1}$ ,  $\Delta \sigma_{b2}$ ) , せん断の応力範囲 ( $\Delta \tau_1$ ,  $\Delta \tau_2$ ) は次式により表される。なお, この部位では圧縮応力, 支圧応力, せん断座屈, 曲げ座屈は生じない。

$$\Delta \sigma_{b1} = 2 \cdot \sigma_{bYK} \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\Delta \sigma_{b2} = \sigma_{bXK} \quad (\text{内側シアプレート})$$

$$\Delta \tau_1 = 2 \cdot \tau_X \quad (\text{外側シアプレート})$$

$$\Delta \tau_2 = \tau_Y \quad (\text{内側シアプレート})$$

⑤. 基礎ボルト

自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力+軸直角方向水平地震力

A. 一次応力

基礎ボルトに発生する合成引張応力 ( $\sigma_t$ ) 及び合成せん断応力 ( $\tau$ ) は次式で表される。

$$\sigma_t = |\sigma_{tW}| + \sqrt{\sigma_{tV}^2 + \sigma_{tHX}^2 + \sigma_{tHY}^2}$$

$$\tau = |\tau_W| + \sqrt{\tau_V^2 + \tau_{HX}^2 + \tau_{HY}^2}$$

ここで,

- $\sigma_{tW}$  : 自重により発生する引張応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{tV}$  : 鉛直方向地震力により発生する引張応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{tHX}$  : 軸方向水平地震力により発生する引張応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\sigma_{tHY}$  : 軸直角方向水平地震力により発生する引張応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_W$  : 自重により発生するせん断応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_V$  : 鉛直方向地震力により発生するせん断応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{HX}$  : 軸方向水平地震力により発生するせん断応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $\tau_{HY}$  : 軸直角方向水平地震力により発生するせん断応力(N/mm<sup>2</sup>)

なお, 各値の計算は以下に示す。

a. 自重による引張応力

図2. 2-8 (1)において自重により基礎ボルトに発生する引張応力 ( $\sigma_{tW}$ ) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010年版) より次式で表される。

$$\sigma_{tW} = \sigma_{cW} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cW} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = [X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = [X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで,

- $\sigma_{cW}$  : 図2. 2-8 (1) に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm<sup>2</sup>)
- $n$  : ヤング係数比(-)

- $D$  : 図2. 2-8 (1) に示す断面高さ (mm)  
 $b$  : 図2. 2-8 (1) に示す断面幅 (mm)  
 $d_t$  : 図2. 2-8 (1) に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)  
 $d_{t1}$  : 引張側ボルトに関する係数(一)  
 $X_n$  : 図2. 2-8 (1) に示す中立軸距離(mm)を表し, 次式を満足する値  

$$X_n - D/2 + e = I_n/S_n$$
ただし,  $e$  : 図2. 2-8 (1) に示す鉛直力偏心距離 (mm)  
 $X_{n1}$  : 中立軸比 (一)  
 $N$  : 図2. 2-8 (1) に示す鉛直力であり, 次式により算出した値 (N)  

$$N = [\text{自重の設計用値}]$$
 $a_t$  : 有効ボルト総断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $P_t$  : 引張鉄筋比(一)  
 $A_b$  : 基礎ボルト有効断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $A_m$  : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm<sup>2</sup>)  
 $N_b$  : 有効引張側ボルト本数 (本)  
 $S_n$  : 有効等価断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)  
 $I_n$  : 有効等価断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

b. 鉛直方向地震力による引張応力

図2. 2-8 (2) において鉛直方向地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 ( $\sigma_{tv}$ ) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010年版) より次式で表される。

$$\sigma_{tv} = \sigma_{cv} \cdot n \cdot \frac{(D - d_t - X_n)}{X_n} \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cv} = N \cdot X_n / S_n$$

$$S_n = [X_{n1}^2 / 2 - n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})] \cdot b \cdot D^2$$

$$I_n = [X_{n1}^3 / 3 + n \cdot P_t \cdot (1 - d_{t1} - X_{n1})^2] \cdot b \cdot D^3$$

$$X_{n1} = X_n / D$$

$$d_{t1} = d_t / D$$

$$P_t = a_t / (b \cdot D)$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

ここで,

$\sigma_{cv}$  : 図2. 2-8 (2) に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$n$  : ヤング係数比(一)

$D$  : 図2. 2-8 (2) に示す断面高さ (mm)

$b$  : 図2. 2-8 (2) に示す断面幅 (mm)

$d_t$  : 図 2. 2-8 (2) に示す引張側ボルトに関する距離 (mm)

$d_{t1}$  : 引張側ボルトに関する係数(-)

$X_n$  : 図 2. 2-8 (2) に示す中立軸距離 (mm) を表し, 次式を満足する値

$$X_n - D/2 + e = I_n/S_n$$

ただし,  $e$  : 図 2. 2-8 (2) に示す鉛直力偏心距離 (mm)

$X_{n1}$  : 中立軸比(-)

$N$  : 図 2. 2-8 (2) に示す鉛直力であり, 次式により算出した値 (N)

$$N = [\text{鉛直方向地震力の設計用値}]$$

$a_t$  : 有効ボルト総断面積 (mm<sup>2</sup>)

$P_t$  : 引張鉄筋比(-)

$A_b$  : 基礎ボルト有効断面積 (mm<sup>2</sup>)

$A_m$  : 基礎ボルト呼び径断面積 (mm<sup>2</sup>)

$N_b$  : 有効引張側ボルト本数 (本)

$S_n$  : 有効等価断面一次モーメント (mm<sup>3</sup>)

$I_n$  : 有効等価断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

#### c. 軸方向水平地震力による引張応力

図 2. 2-8 (3) において軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 ( $\sigma_{tHX}$ ) は, 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010 年版) より次式で表される。

$$\sigma_{tHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cHX} = \frac{F_{HX} \cdot l_1}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで,

$\sigma_{cHX}$  : 図 2. 2-8 (3) に示すコンクリートの最大圧縮応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$F_{HX}$  : 図 2. 2-3 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

$I$  : 断面の断面二次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$n$  : ヤング係数比(-)

$l_1$  : 軸方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までの Z 方向距離 (mm)

$b$  : 図 2. 2-8 (3) に示す断面幅 (mm)

$d$  : 図 2. 2-8 (3) に示す断面有効高さ (mm)



- $X_n$  : 図 2. 2-8 (3) に示す中立軸距離(mm)  
 $X_{n1}$  : 中立軸比(-)  
 $a_t$  : 有効ボルト総断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $P_t$  : 引張鉄筋比(-)  
 $A_b$  : 基礎ボルト有効断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $A_m$  : 基礎ボルト呼び径断面積(mm<sup>2</sup>)  
 $N_b$  : 有効引張側ボルト本数(本)

d. 軸直角方向水平地震力による引張応力

図 2. 2-8 (4) において軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する引張応力 ( $\sigma_{tHY}$ ) は、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 (2010 年版) より次式で表される。

$$\sigma_{tHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I} \cdot n \cdot (d - X_n) \cdot \frac{A_b}{A_m}$$

$$\sigma_{cHY} = \frac{F_{HY} \cdot l_2}{I} \cdot X_n$$

$$X_{n1} = -n \cdot P_t + \sqrt{n \cdot P_t \cdot (2 + n \cdot P_t)}$$

$$X_n = d \cdot X_{n1}$$

$$a_t = A_b \cdot N_b$$

$$P_t = a_t / (b \cdot d)$$

ここで、

$\sigma_{cHY}$  : 図 2. 2-8 (4) に示すコンクリートの最大圧縮応力(N/mm<sup>2</sup>)

$F_{HX}$  : 図 2. 2-3 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値(N)

$I$  : 断面の断面二次モーメント(mm<sup>4</sup>)

$n$  : ヤング係数比(-)

$l_2$  : 図 2. 2-8 (4) に示す軸直角方向水平地震力作用点から鋼製支持架台下面までの Z 方向距離(mm)

$b$  : 図 2. 2-8 (4) に示す断面幅(mm)

$d$  : 図 2. 2-8 (4) に示す断面有効高さ(mm)

$X_n$  : 図 2. 2-8 (4) に示す中立軸距離(mm)

$X_{n1}$  : 中立軸比(-)

$a_t$  : 有効ボルト総断面積(mm<sup>2</sup>)

$P_t$  : 引張鉄筋比(-)

$A_b$  : 基礎ボルト有効断面積(mm<sup>2</sup>)

$A_m$  : 基礎ボルト呼び径断面積(mm<sup>2</sup>)

$N_b$  : 有効引張側ボルト本数(本)

e. 自重及び鉛直方向地震力によるせん断応力

自重による基礎ボルトの平均せん断応力 ( $\tau_w$ ) と鉛直方向地震力による基礎ボルトの平均せん断応力 ( $\tau_v$ ) は発生しない。

$$\tau_w = 0$$

$$\tau_v = 0$$

f. 軸方向水平地震力によるせん断応力

軸方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 ( $\tau_{HX1}$ )、軸方向水平地震力作用点が図 2. 2-8 (3) に示す基礎ボルト重心位置から偏心していることにより発生する最大ねじりせん断応力 ( $\tau_{HX2}$ ) 及び軸方向水平地震力による合成せん断応力 ( $\tau_{HX}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{HX} = \tau_{HX1} + \tau_{HX2}$$

$$\tau_{HX1} = \frac{F_{HX}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

$$\tau_{HX2} = \frac{F_{HX} \cdot l_3}{I_p} \cdot r_{max}$$

ここで、

$F_{HX}$  : 図 2. 2-3 に示す軸方向水平地震力の設計用値 (N)

$N_{bs}$  : 図 2. 2-8 (3) に示す基礎ボルト本数 (本)

$A_b$  : 図 2. 2-8 (3) に示す基礎ボルト有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

$I_p$  : 図 2. 2-8 (3) に示す基礎ボルトの断面二次極モーメント ( $\text{mm}^4$ )

$l_3$  : 図 2. 2-8 (3) に示す軸方向水平地震力作用点から基礎ボルト有効断面の図心位置 (捩りせん断中心) までの Y 方向距離 (mm)

$r_{max}$  : 上記図心位置から基礎ボルトまでの最大距離 (mm)

g. 軸直角方向水平地震力によるせん断応力

軸直角方向水平地震力により基礎ボルトに発生する平均せん断応力 ( $\tau_{HY}$ ) は次式で表される。

$$\tau_{HY} = \frac{F_{HY}}{A_b \cdot N_{bs}}$$

ここで、

$F_{HY}$  : 図 2. 2-3 に示す軸直角方向水平地震力の設計用値 (N)

$N_{bs}$  : 図 2. 2-8 (4) に示す基礎ボルト本数 (本)

$A_b$  : 図 2. 2-8 (4) に示す基礎ボルト有効断面積 ( $\text{mm}^2$ )

B. 一次+二次応力

基礎ボルトについては一次+二次応力評価を行わない。

⑥. コンクリート支持架台

A. 鋼製支持架台から受ける荷重または応力

a. 荷重計算

鋼製支持架台に作用する各荷重は以下に示す経路でコンクリート支持架台に伝達する。

- ・圧縮力：鋼製支持架台底板部からコンクリート支持架台に伝達
- ・引張力：基礎ボルトからコンクリート支持架台に伝達
- ・水平力（せん断力）：基礎ボルトから埋め込み金物に伝達し、埋め込み金物のシアプレート部から支圧（圧縮）によりコンクリート支持架台に伝達

コンクリート支持架台に作用する荷重または応力（圧縮，引張，支圧）は①．～⑤．の応力計算結果より引用し算出する。

b. 許容値基準

鋼製支持架台に作用する各荷重は以下に示す経路でコンクリート支持架台に伝達する。

(a) 許容圧縮応力度

コンクリート支持架台の許容圧縮応力度は「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）」に従い以下の通り算出する。

$$\text{許容圧縮応力度} : 0.75F_c = 0.75 \times 24.0 = 18.0 \text{ N/mm}^2$$

(b) 許容引張荷重

コンクリート支持架台の許容引張荷重は、「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1991 追補版）」に従い、図 2. 2-9 に示すコンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積の範囲内にせん断補強筋を配する場合として算出する。なお、せん断補強筋の効果を考慮するのは設計事象 I + 1/2Ss450（供用状態 D（IVAS））のときのみであり、鉄筋比が 0.4%以上あるものとする。

許容引張荷重（ $p_a$ ）は次式で表される。

$$p \leq p_a = \text{MIN}[1.5p_{a1}, p_{a2}]$$

$$p_{a1} = K_1 \times A_c \times \sqrt{F_c}$$

$$p_{a2} = K_2 \times \alpha_c \times A_0 \times F_c$$

ここで、

$p$  : 基礎ボルト 1 本あたりの引張荷重 (kgf)

$p_a$  : 設計事象 I + 1/2Ss450（供用状態 D（IVAS））における基礎ボルト 1

本あたりのコンクリート部の許容引張荷重(せん断補強筋を考慮)(kgf)

$p_{a1}$  : コンクリートがコーン状破壊する場合の許容引張荷重 (kgf)

$p_{a2}$  : コンクリートが支圧破壊する場合の許容引張荷重 (kgf)

$K_1$  : コーン状破壊する場合の引張耐力の低減係数 (—)

$K_2$  : 支圧破壊する場合の引張耐力の低減係数 (—)

$F_c$  : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_c$  : コーン状破壊面の有効投影面積(群状配置)(図2. 2-9参照)

$D$  : 基礎ボルト頭部直径 (cm)

$d$  : 基礎ボルト呼び径 (cm)

$A_0$  : 支圧面積 =  $\pi/4 \times (D^2 - d^2)$  (cm<sup>2</sup>)

$\alpha_c$  : 支圧面積と有効投影面積から定まる係数 =  $\text{Min}[(A_c/A_0)^{0.5}, 10]$  (—)

(c) 許容支圧応力度

シアプレート部からコンクリート支持架台に作用する支圧の評価は、圧縮に対する評価として行う。したがって、許容支圧応力度は(a)と同様となり、以下の通り算出する。

許容支圧応力度 :  $0.75F_c = 0.75 \times 24.0 = 18.0\text{N/mm}^2$

B. コンクリート支持架台下端の応力

コンクリート支持架台の下端に発生する荷重は表2. 2-3の通りである。これらの荷重を用いて「コンクリート標準示方書 設計編(2007)」に基づき評価を行う。

表2. 2-3 コンクリート支持架台下端における荷重

	軸水平方向(EW方向)			軸直角方向(NS方向)		
	鉛直力	水平力	モーメント	鉛直力	水平力	モーメント
	(kN)	(kN)	(kN・m)	(kN)	(kN)	(kN・m)
キャスク	455.00	411.00	167.00	455.00	429.00	243.00
	-	-	487.04	-	-	508.37
ペDESTAL	47.27	25.67	10.29	47.27	25.67	10.29
合計	502.27	436.67	664.33	502.27	454.67	761.66

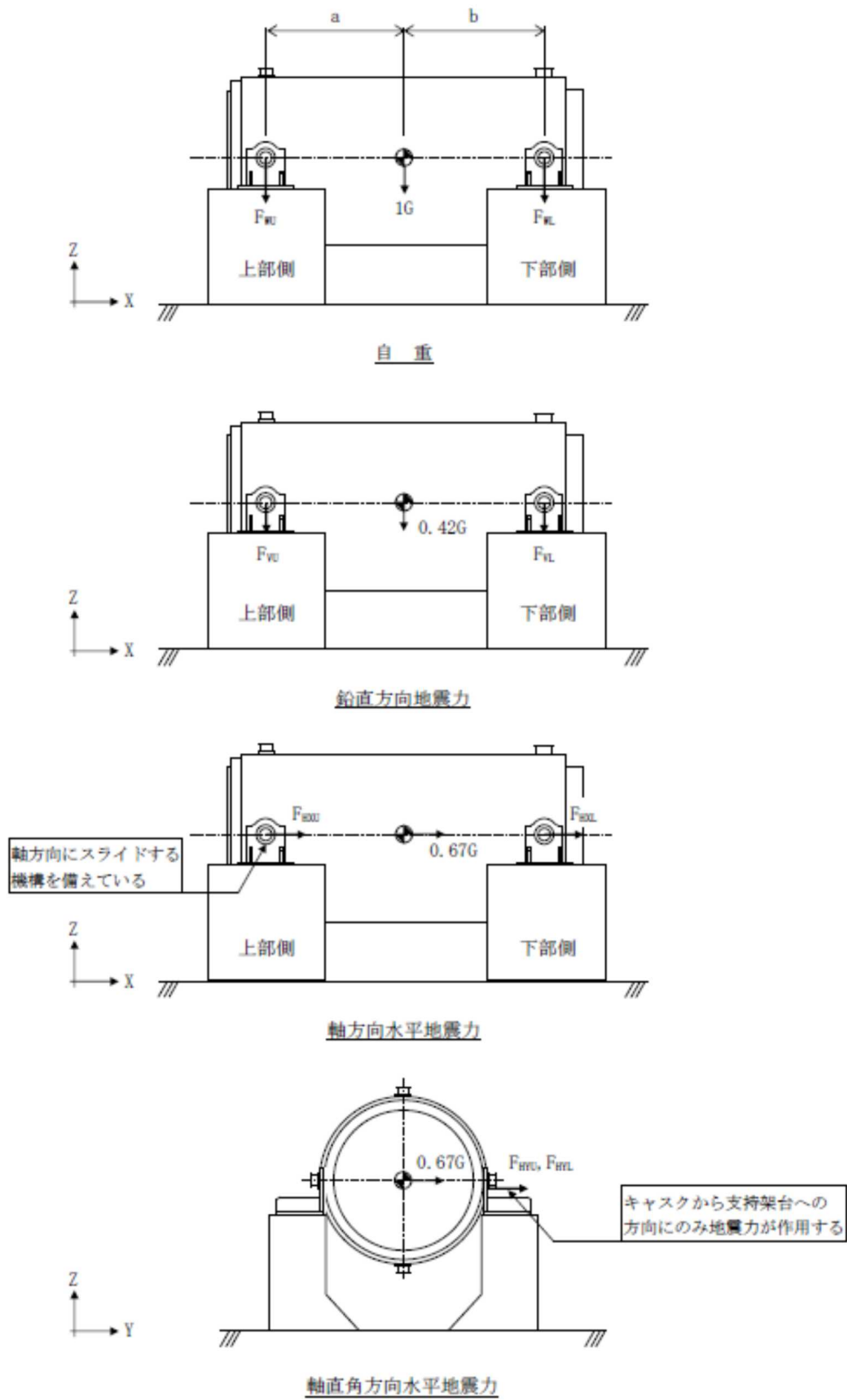


図 2. 2-3 鋼製支持架台に作用する荷重

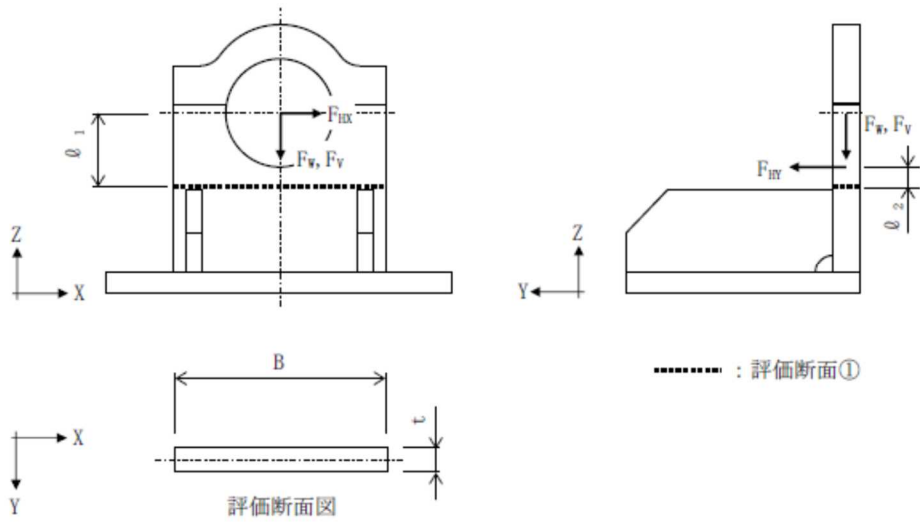


図 2. 2-4 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面①)

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力+軸直角方向水平地震力]

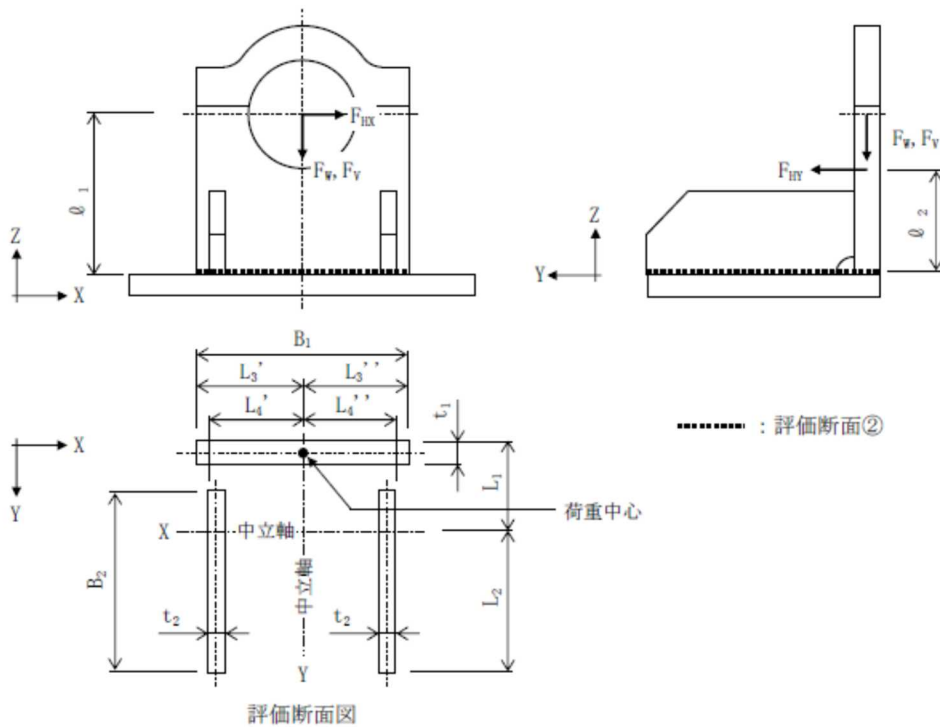


図 2. 2-5 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面②)

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力+軸直角方向水平地震力]

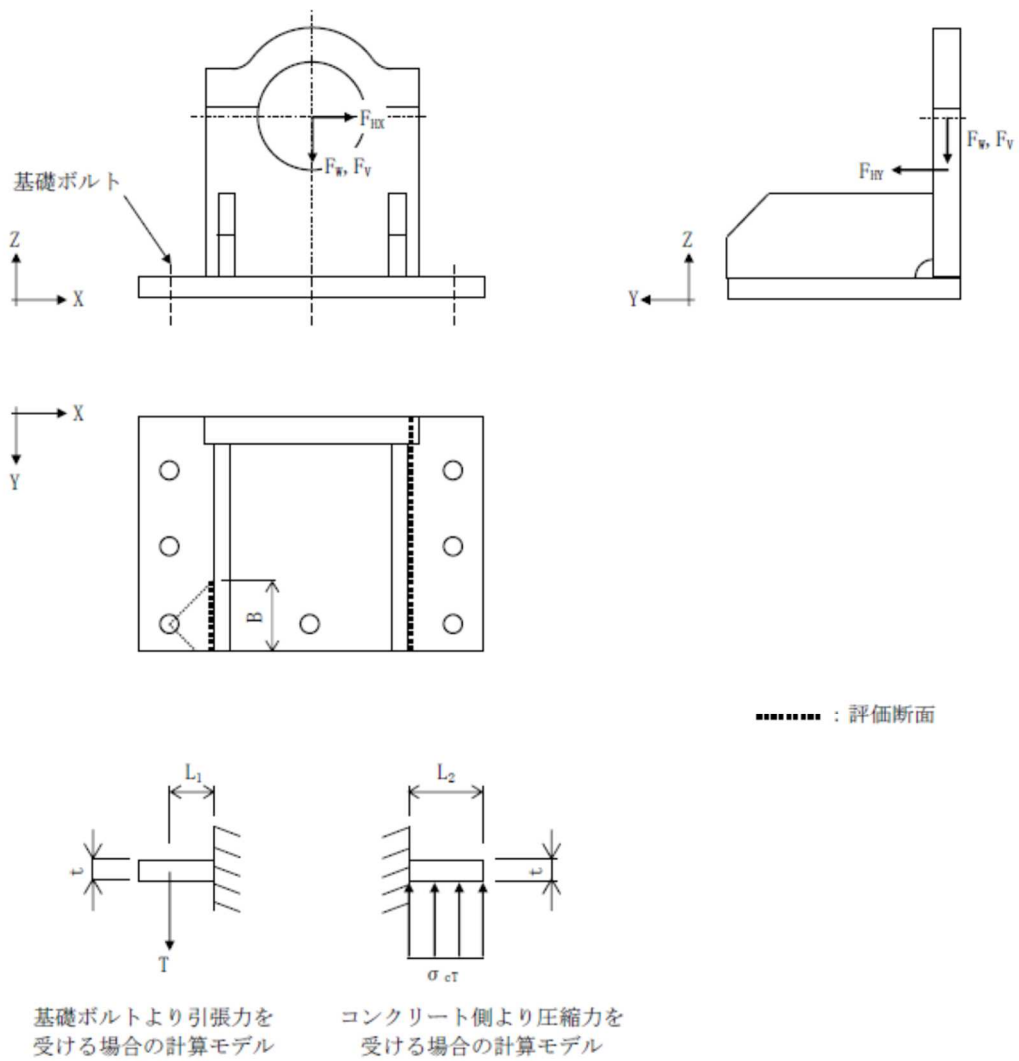


図 2. 2-6 計算モデル図 (鋼製支持架台, 評価断面③)

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力+軸直角方向水平地震力]

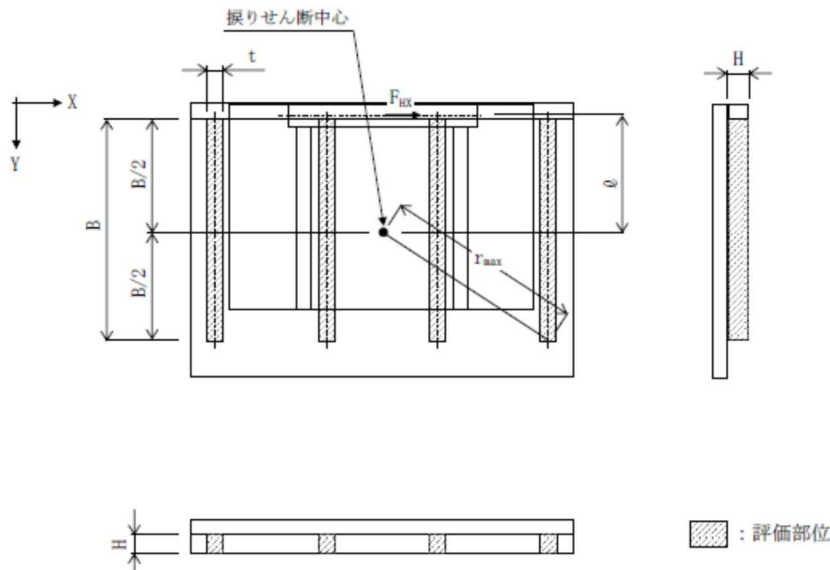


図 2. 2-7 (1) 計算モデル図 (埋め込み金物)

<軸方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力計算モデル>

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力]

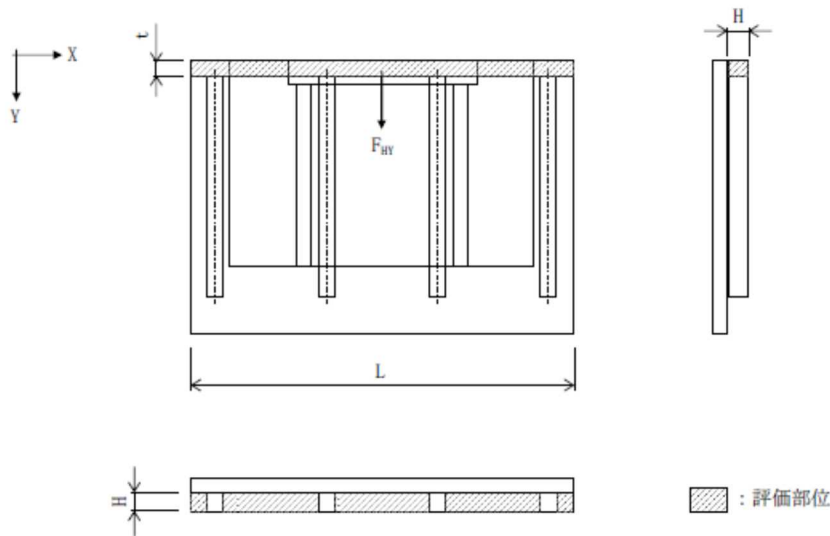


図 2. 2-7 (2) 計算モデル図 (埋め込み金物)

<軸直角方向水平地震力により発生する軸方向まわり曲げ応力計算モデル>

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力]



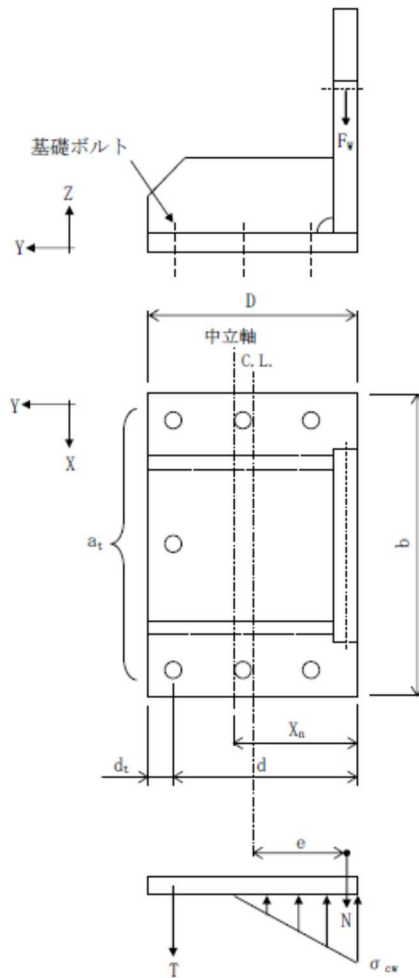


図2. 2-8 (1) 計算モデル図 (基礎ボルト)

〈自重のみにより発生する引張応力計算モデル〉

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸方向水平地震力 + 軸直角方向水平地震力]

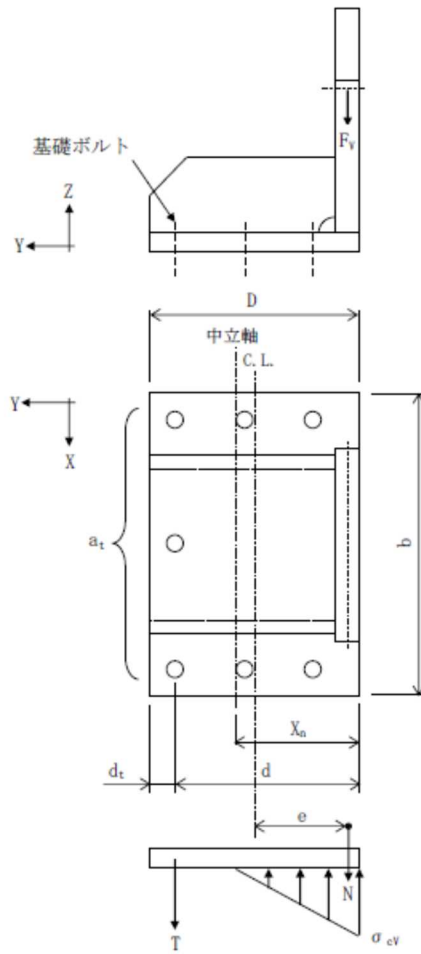


図 2. 2-8 (2) 計算モデル図 (基礎ボルト)

〈鉛直方向地震力のみにより発生する引張応力計算モデル〉

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸方向水平地震力 + 軸直角方向水平地震力]

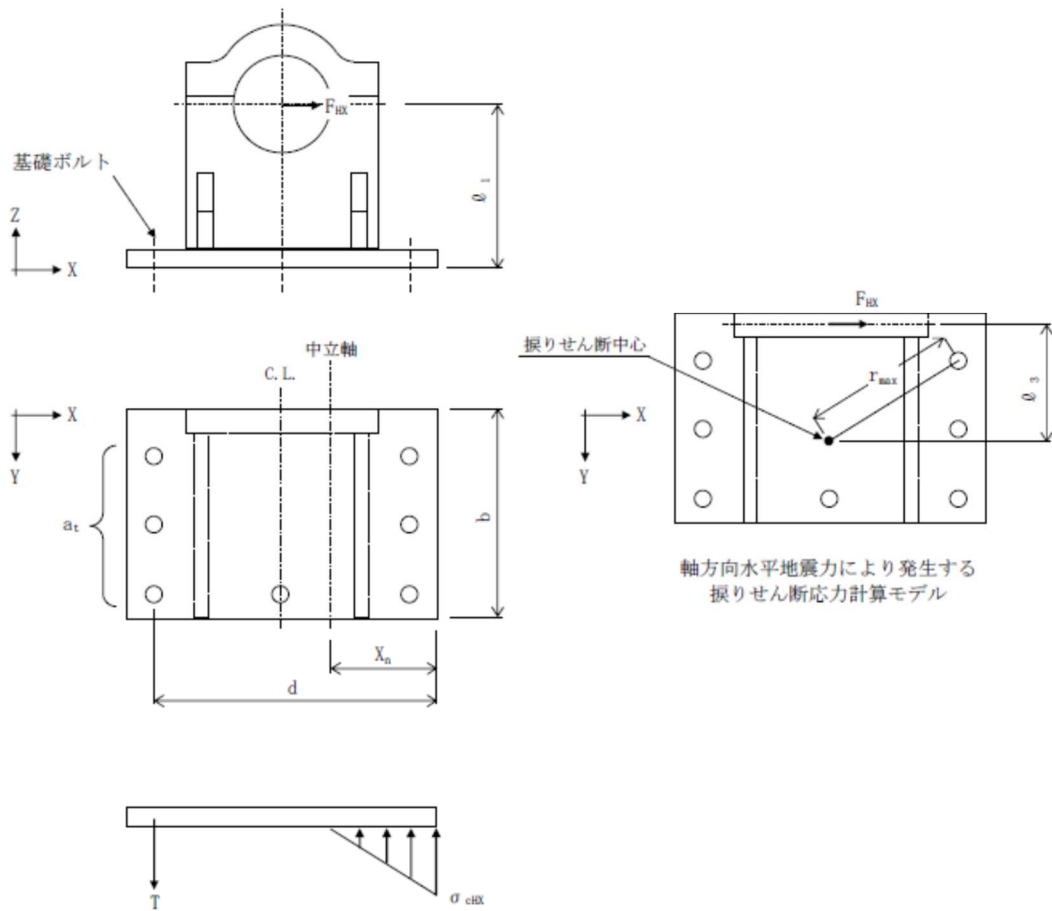
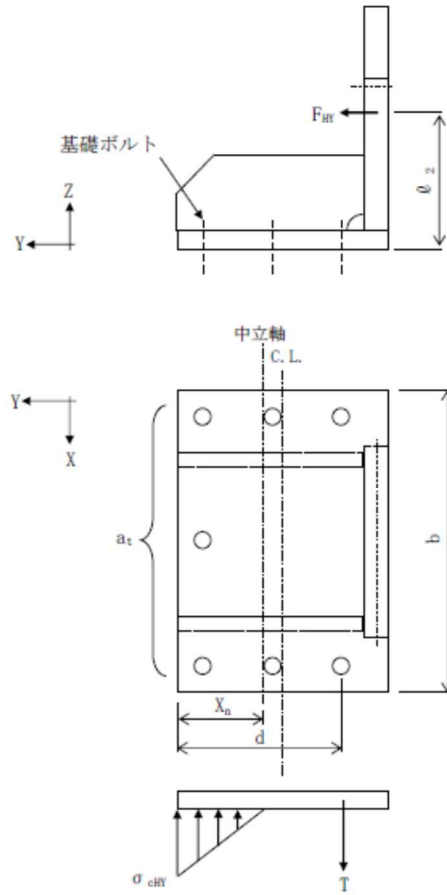


図2. 2-8 (3) 計算モデル図 (基礎ボルト)

〈軸方向水平地震力により発生する引張応力計算モデル〉

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重 + 鉛直方向地震力 + 軸方向水平地震力 + 軸直角方向水平地震力]



軸直角水平地震力のみにより発生する  
引張応力計算モデル

図2. 2-8 (4) 計算モデル図 (基礎ボルト)

<軸直角方向水平地震力により発生する引張応力計算モデル>

[設計事象 I + 1/2Ss450, 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力+軸直角方向水平地震力]

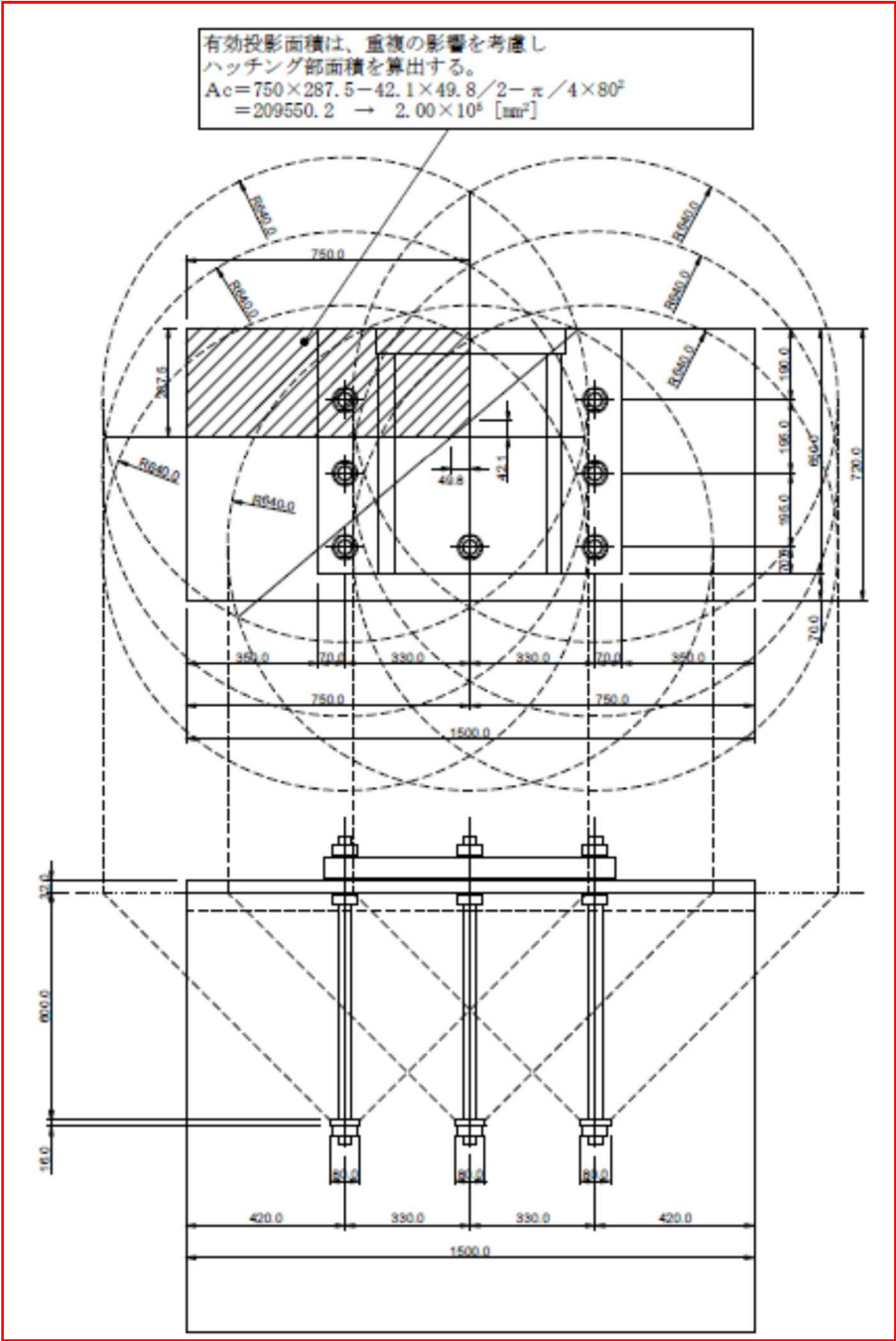


図2. 2-9 コンクリートのコーン状破壊面の有効投影面積  $A_c$ .

(7) 評価結果

評価結果は表 2. 2-4 (1) ~ (3)となる。

表 2. 2-4 (1) 鋼製支持架台の応力評価  
(設計事象 I +1/2Ss450, 輸送貯蔵兼用キャスク B)

(単位 : N/mm<sup>2</sup>)

部 位		応力の種類		計 算 値	許容応力	評 価
鋼製 支持架台	評価 断面①	一次応力	圧縮	14	322	OK
			曲げ	159	326	OK
			せん断	19	188	OK
			組合せ	176	326	OK
		一次 + 二次応力	引張・圧縮	9	564	OK
			曲げ	191	564	OK
			せん断	39	324	OK
			座屈	14	279	OK
	評価 断面②	一次応力	圧縮	6	325	OK
			曲げ	34	326	OK
			せん断	8	188	OK
			組合せ	43	326	OK
		一次 + 二次応力	引張・圧縮	4	564	OK
			曲げ	39	564	OK
			せん断	17	324	OK
			座屈	6	280	OK
	評価 断面③	一次応力	曲げ	201	326	OK
			せん断	21	188	OK
			組合せ	204	326	OK
		一次+ 二次応力	曲げ	368	564	OK
			せん断	40	324	OK

表2. 2-4 (2) 埋め込み金物, 基礎ボルトの応力評価  
(設計事象 I +1/2Ss450, 輸送貯蔵兼用キャスク B)

(単位: N/mm<sup>2</sup>)

部 位	応力の種類		計 算 値	許容応力 <sup>(注1)</sup>	評価
埋め込み金物	一次応力	曲げ	72	270	OK
		せん断	16	155	OK
		組合せ	77	270	OK
	一次+ 二次応力	曲げ	111	450	OK
		せん断	24	258	OK
基礎ボルト	一次応力	引張	177	186	OK
		せん断	180	261	OK

(注1) 基礎ボルトの許容引張応力は, 発生せん断応力を考慮し低減させた値

表2. 2-4 (3) コンクリート支持架台の応力評価 (設計事象 I +1/2Ss450)

A. 鋼製支持架台から受ける荷重または応力 (暫定値)

荷重または応力の種類	単 位	計 算 値	許容荷重または許容応力度	評価
圧縮応力	N/mm <sup>2</sup>	6.6	18.0	OK
引張荷重	N	$1.81 \times 10^5$	$2.75 \times 10^5$	OK
支圧応力	N/mm <sup>2</sup>	10.3	18.0	OK

B. コンクリート支持架台下端の応力

項目		記号	単 位	ケース 1 (EW 方向)	ケース 2 (NS 方向)
曲げ	曲げモーメント	Md	(kN・m)	664	762
	曲げ耐力	Mud	(kN・m)	2969	1040
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$		-	0.22	0.73
	判定		-	OK	OK
せん断	せん断力	Vd	(kN)	437	455
	せん断耐力	Vyd	(kN)	890	777
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot Vd / Vyd \leq 1.0$		-	0.49	0.59
	判定		-	OK	OK

(注1) ケース 1: 自重+鉛直方向地震力+軸方向水平地震力

ケース 2: 自重+鉛直方向地震力+軸直角方向水平地震力

## 2.3 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール

### (1) 評価方針

本設備で使用する輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュールが、1/2Ss450 に対し、遮蔽機能を維持し、輸送貯蔵兼用キャスクの安全機能に影響を与えるような、倒壊等をしないことを確認する。

### (2) コンクリートモジュールの構成

コンクリートモジュールの概略図を図2. 3-1に示す。

コンクリートモジュールは長辺側板3枚、短辺側板2枚、天板3枚のコンクリート製パネルで構成されている。それぞれのパネルは金物とボルトにより連結されている。

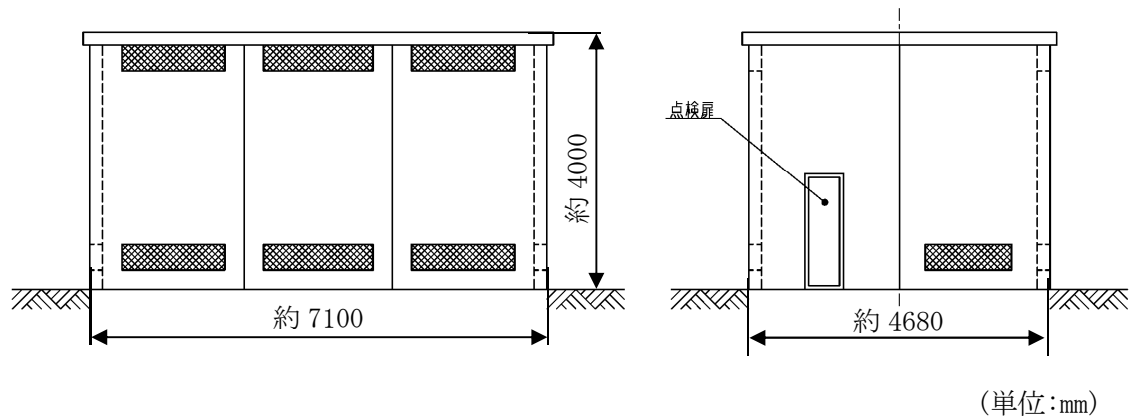


図2. 3-1 コンクリートモジュール概略図

### (3) 評価方法

1/2Ss450 に対する耐震評価では、以下の条件を考慮する。

- ・地震応答解析は、コンクリート基礎上面の応答加速度を用いた時刻歴解析とする。  
なお、時刻歴解析は汎用構造解析プログラム「NASTRAN」を使用する。
- ・地震力は水平2方向と鉛直方向の時刻歴データを同時に入力する。
- ・入力する時刻歴は、水平方向(NS, EW)及び鉛直方向の各々について、最大応答加速度の値が最も大きな時刻歴データを使用する。

評価に用いた基礎上面の加速度時刻歴波形を図2. 3-2～図2. 3-4に示す。



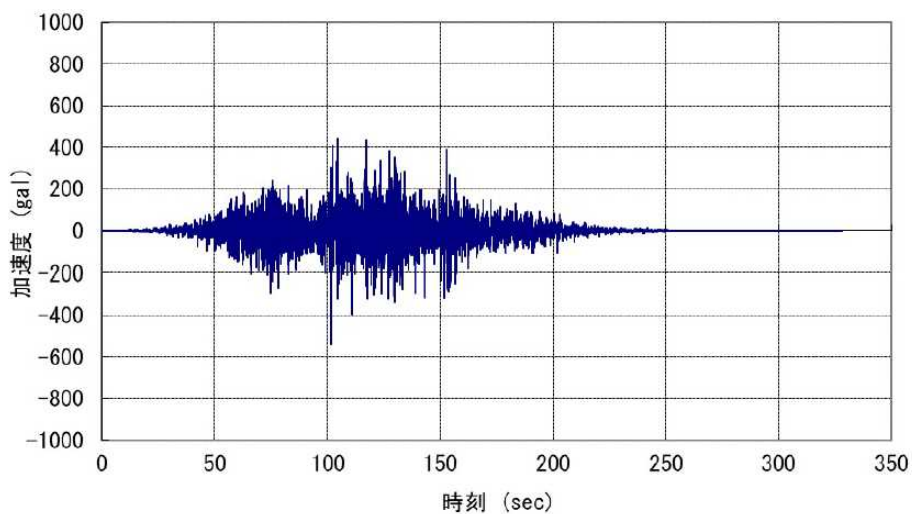


図2. 3-2 基礎上面の加速度時刻歴波形 水平 (NS) 方向

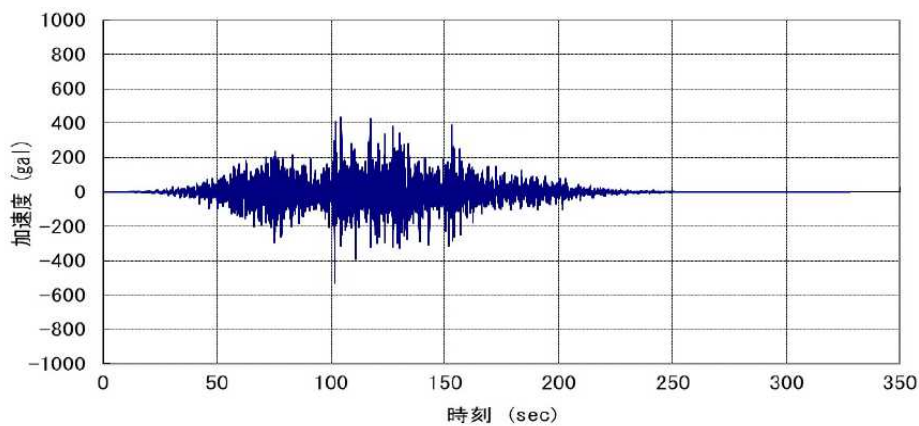


図2. 3-3 基礎上面の加速度時刻歴波形 水平 (EW) 方向

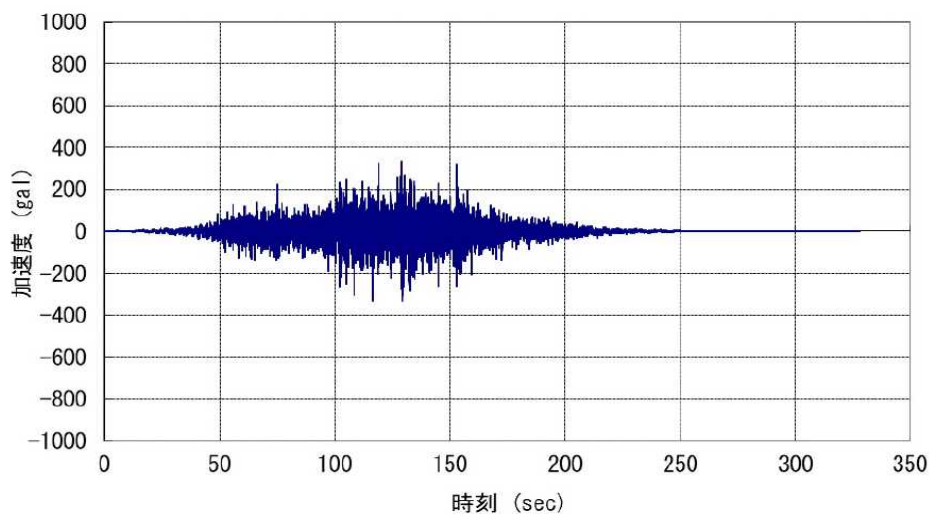


図2. 3-4 基礎上面の加速度時刻歴波形 鉛直 (UD) 方向

(4) 解析モデル

許容応力度設計及び 1/2Ss450 に対する検討には 3 次元 FEM モデルを採用し、解析コードとして NASTRAN を用いる。

FEM モデルとして、コンクリートモジュールの PC 板（側板及び天板）及び接合部の金物は板厚一様な平板要素でモデル化する。PC 板と金物の接合部はボルト位置で同一変位とし、基礎とベースプレートの接合部はアンカーボルト位置で拘束する。解析モデルを図 2. 3-5 に示す。

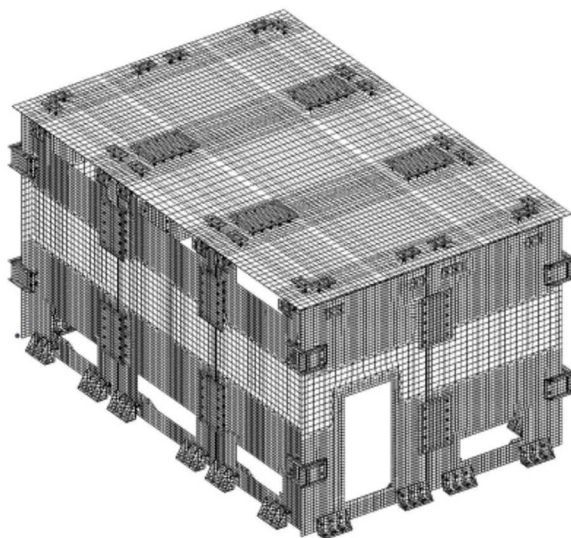


図 2. 3-5 コンクリートモジュールの解析モデル

(5) 許容応力

許容応力を以下のように定める。材料の許容応力度は建築基準法・同施行令及び国土交通省告示に定める値とし、表2. 3-1～表2. 3-3に示す。

表2. 3-1 コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

種類	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
普通コンクリート	$\frac{1}{3}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$	$\frac{1}{30}F_c$ かつ $\left(0.49 + \frac{1}{100}F_c\right)$ 以下	長期に対する2倍		

$F_c=36 \text{ N/mm}^2$  とする。

表2. 3-2 鉄筋の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

種類	長期		短期	
	引張及び圧縮	せん断補強	引張及び圧縮	せん断補強
SD295A 及び B	195	195	295	295

表2. 3-3 鋼材の許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

鋼材	長期				短期			
	圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
SS400	156.6	156.6	156.6	90.4	235	235	235	135.6

板厚 $\leq 40\text{mm}$  とする。

(6) 応力計算

1) 応力評価点

応力評価点は時刻歴解析により求められる各部材応力の中から最大応力となる部材を抽出して評価を行う。評価箇所は図2. 3-6に示す箇所とする。

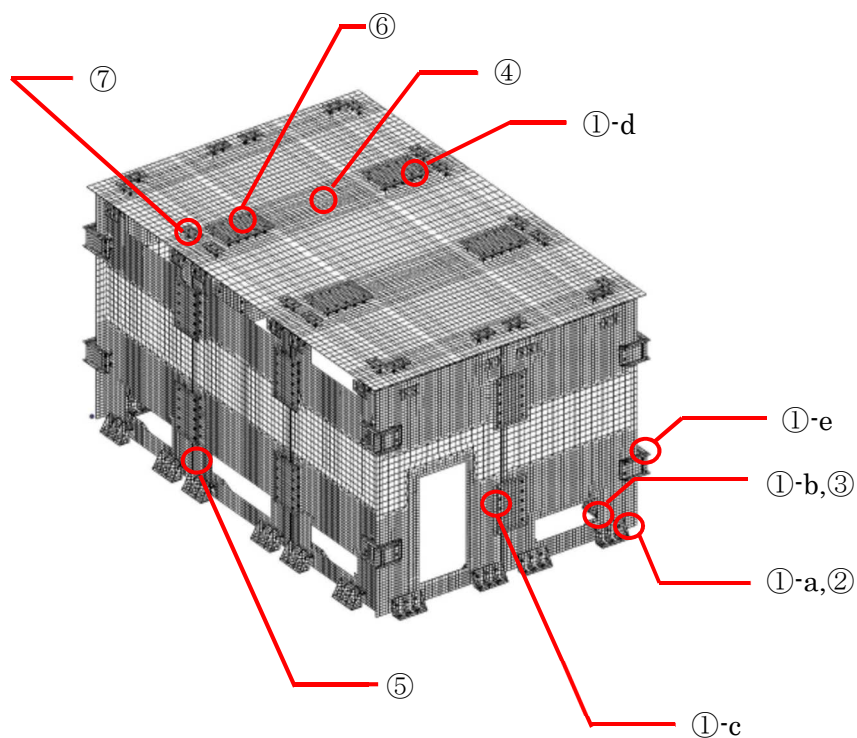


図2. 3-6 応力評価箇所

応力評価箇所名称

- ①-a アンカーボルト
- ①-b 側板柱脚ボルト
- ①-c 側板接合ボルト
- ①-d 天板接合ボルト
- ①-e コーナー接合ボルト
- ② ベースプレート
- ③ 側板アンカー部はしあき
- ④ 天板パネル
- ⑤ 側板パネル
- ⑥ 側板, 天板接合プレート
- ⑦ 側板, 天板コーナー接合プレート

2) 荷重条件

コンクリートモジュールの耐震安全性の評価においては建築基準法施行令第 82 条より表 2. 3-4 の地震時の荷重組合せに基づき評価を行う。ただし、コンクリートモジュールには積載荷重が無いため、考慮する荷重は固定荷重と地震力のみとする。また、コンクリートモジュールの厚さは 200mm と比較的薄いため温度勾配による影響は小さいと考えられ、温度応力は考慮しないものとする。

表 2. 3-4 荷重組合せ

力の種類	荷重及び外力について想定する状態	本設計
短期に生ずる力	地震時	G + P + K

ただし、G：固定荷重，P：積載荷重，K：地震力

3) 応力評価

A. ボルト

ボルトの基準強度は平成 12 年建設省告示第 2464 号，許容応力度は建築基準法施行令第 90 条及び平成 12 年建設省告示第 1451 号を用いる。

a. アンカーボルト (①-a) M20 (SS400 : F=235)

せん断力 Qd=19.9kN

引張力 Nd=32.9kN

有効断面積 Ae=245mm<sup>2</sup>

・短期許容引張応力度

引張力とせん断力を同時に受けるボルトの引張応力度

(鋼構造設計規準・同解説より)

$$f_{ts} = 1.4f_{t0} - 1.6\tau \quad \text{かつ} \quad f_{ts} \leq f_{t0}$$

$$f_{ts} = 1.4 \times 235 - 1.6 \times (19.9 \times 10^3 / 245) = 199 \text{N/mm}^2 \rightarrow 199 \text{N/mm}^2$$

短期引張応力度

$$\sigma_t = Nd/Ae = 32.9 \times 1000 / 245 = 135 \text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_{ts} / \sigma_t = 199 / 135 = 1.47 > 1.0 \dots \text{OK}$$

b. 側板柱脚ボルト (①-b) M27 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 Qd=57.1kN

有効断面積 Ae=459mm<sup>2</sup>

せん断応力度  $\tau = Qd/Ae = 57.1 \times 1000 / 459 = 125 \text{N/mm}^2$

$$\text{短期許容せん断応力度 } f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 125 = 1.93 > 1.0 \dots \text{OK}$$

c. 側板接合ボルト(①-c) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 Qd=29.8kN

有効断面積 Ae=245mm<sup>2</sup>

せん断応力度  $\tau = Qd/Ae = 29.8 \times 1000 / 245 = 122 \text{ N/mm}^2$

$$\text{短期許容せん断応力度 } f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 122 = 1.98 > 1.0 \dots \text{OK}$$

d. 天板接合ボルト(①-d) M16 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 Qd=17.0kN

有効断面積 Ae=157mm<sup>2</sup>

せん断応力度  $\tau = Qd/Ae = 17.0 \times 1000 / 157 = 109 \text{ N/mm}^2$

$$\text{短期許容せん断応力度 } f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 109 = 2.22 > 1.0 \dots \text{OK}$$

e. コーナー接合ボルト(①-e) M20 (強度区分 6.8 : F=420)

せん断力 Qd=38.5kN

有効断面積 Ae=245mm<sup>2</sup>

せん断応力度  $\tau = Qd/Ae = 38.5 \times 1000 / 245 = 158 \text{ N/mm}^2$

$$\text{短期許容せん断応力度 } f_s = \frac{F}{\sqrt{3}} = \frac{420}{\sqrt{3}} = 242.4 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_s / \tau = 242.4 / 158 = 1.53 > 1.0 \dots \text{OK}$$

B. ベースプレート(②)  $t=19$ (SS400 :  $F=235$ )

負担幅は 165mm とする。断面係数  $z=b \times h^2/6=165 \times 19^2/6=9927.5\text{mm}^3$

短期許容曲げ応力度  $f_b=235\text{N/mm}^2$

引張時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2. 3-7 参照)

設計曲げモーメント(2辺固定として算定)

$$M_d=32.9 \times 0.0825/2=1.36\text{kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b=M_d/z=1.36 \times 10^6/9927.5=137\text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_b/\sigma_b=235/137=1.71 > 1.0 \dots \text{OK}$$

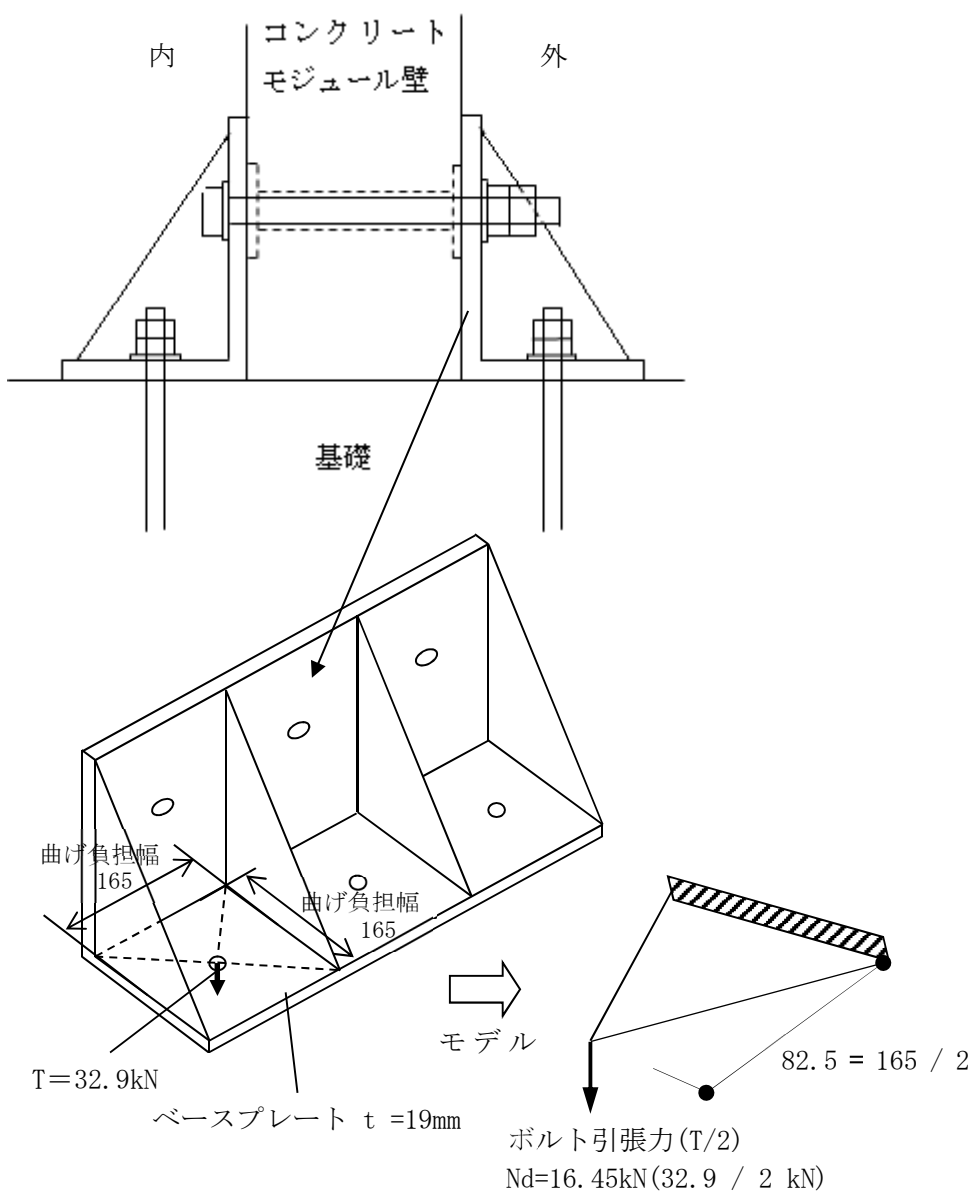


図 2. 3-7 ベースプレート (引張時)

圧縮時 (A. a. アンカーボルトによる 計算モデルは図 2. 3-8 参照)  
 ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント (1 辺固定 1 辺単純支持の 1 方向板として)

$$M_d = (16.2 / 0.165^2 \times 0.165 \times 0.165^2) / 8 = 0.34 \text{ kNm}$$

短期曲げ応力度

$$\sigma_b = M_d / z = 0.34 \times 10^6 / 9927.5 = 34.3 \text{ N/mm}^2$$

検定値

$$f_b / \sigma_b = 235 / 34.3 = 6.85 > 1.0 \dots \text{OK}$$

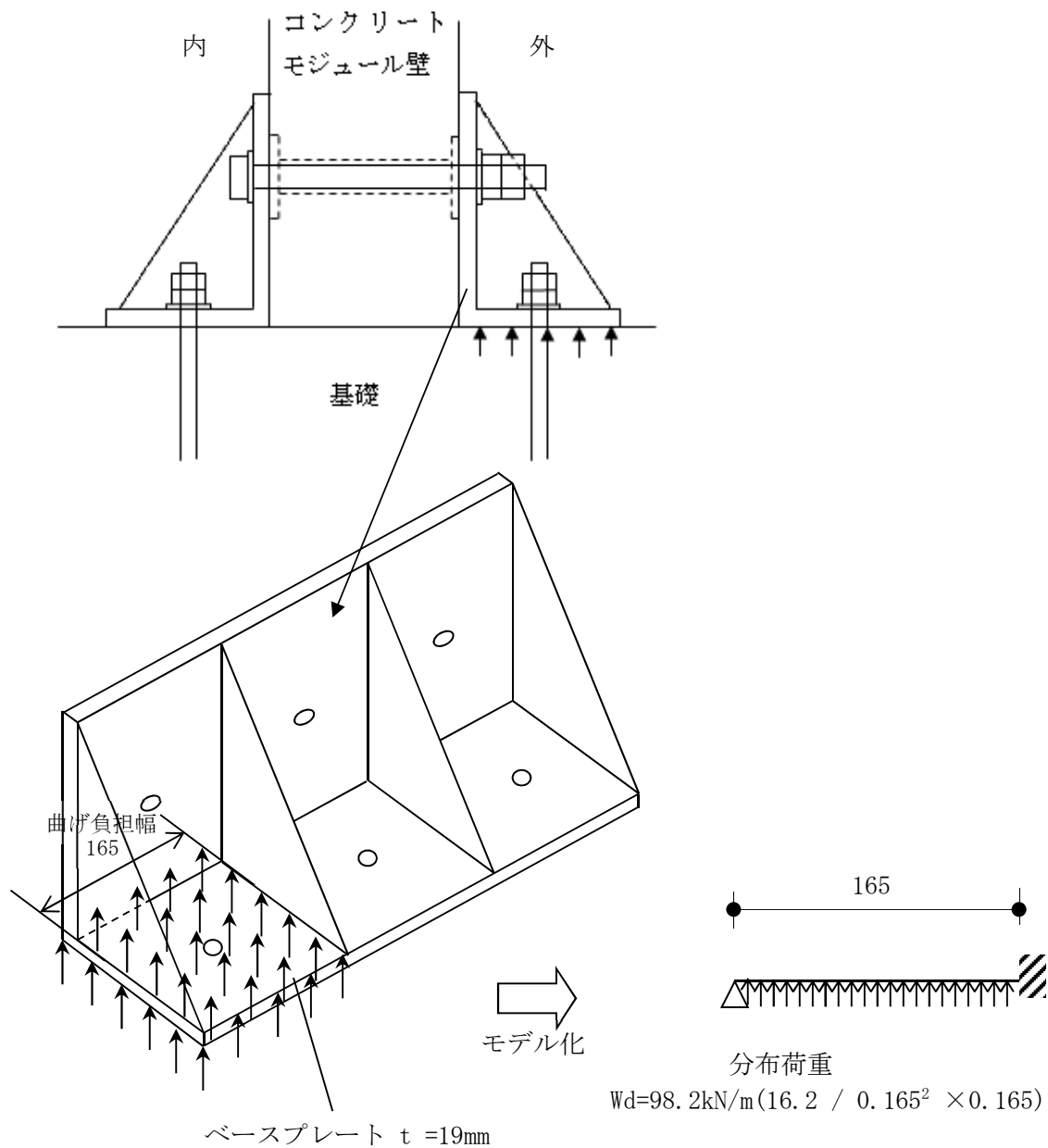


図 2. 3-8 ベースプレート (圧縮時)



C. 側板アンカー部はしあき(③) (図2. 3-9参照)

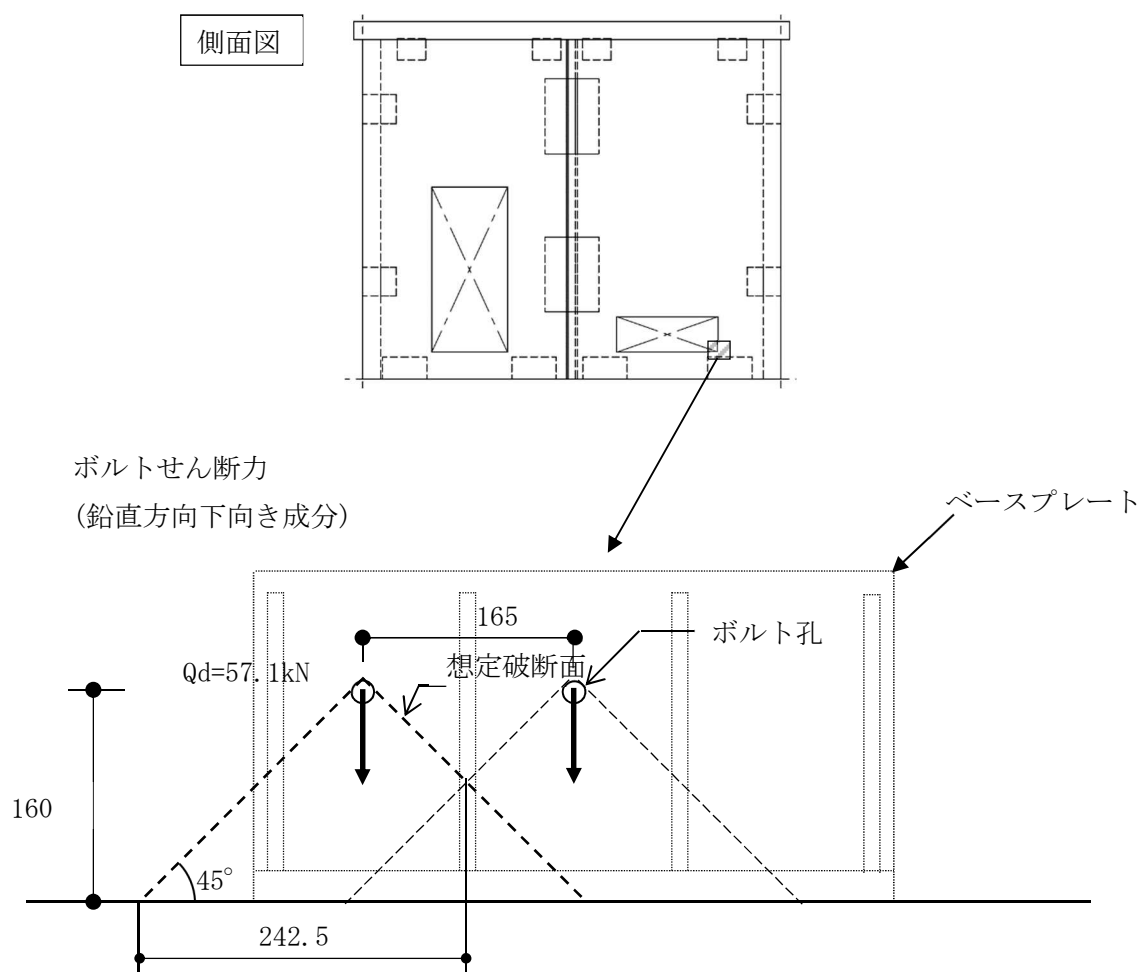


図2. 3-9 側板アンカー

せん断力  $Q_d=57.1\text{kN}$

短期許容せん断力応力度

(建築基準法施行令第91条及び平成12年建設省告示第1450号より)

$$f_{sa} = (0.49 + f_c/100) \times 2 = 1.70\text{N/mm}^2$$

想定破断面積

$$A = 242.5 \times \sqrt{2} \times 200 = 68589\text{mm}^2$$

せん断力応力度

$$\tau = Q_d / (A / \sqrt{2}) = 57.1 \times 1000 / (68589 / \sqrt{2}) = 1.18\text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_{sa} / \tau = 1.7 / 1.18 = 1.44 > 1.0 \dots \text{OK}$$

D. 天板パネル(④) (図2. 3-10参照)

天板パネル  $t=200$ , 鉄筋: SD295A ( $\sigma_t=295\text{N/mm}^2$ )

D10@200 (長辺方向 上筋, 短辺方向 上下筋) D10: 断面積  $A=71\text{mm}^2$

D13@200 (長辺方向 下筋) D13: 断面積  $A=127\text{mm}^2$

$d=150\text{mm}$ ,  $j=131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{を } \sigma_t, M_a \text{を } M_d \text{に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント  $8161\text{Nmm/mm}$   $\rightarrow$   $1\text{m}$  辺りに換算すると  $M_d=8.17\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{8.17 \times 10^6}{127 \times 5 \times 131} = 98.3\text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 98.3 = 3.00 > 1.0 \dots \text{OK}$$

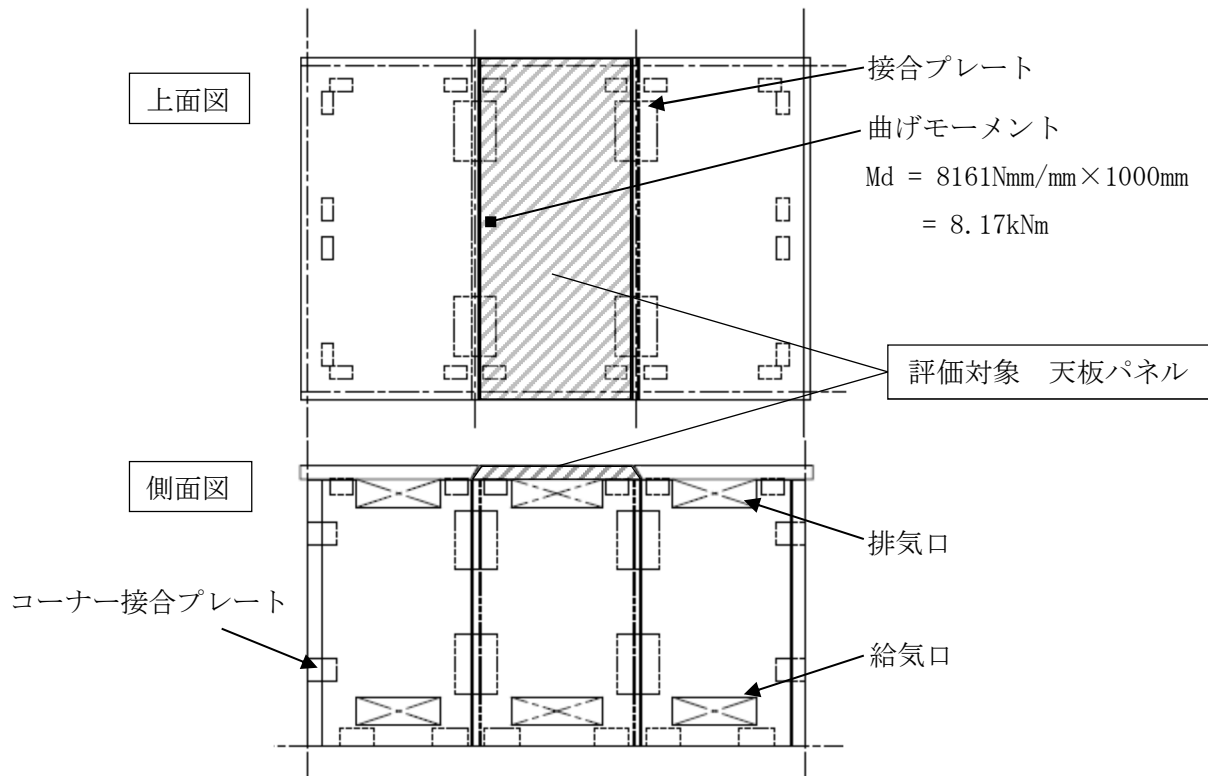


図2. 3-10 天板パネル

E. 側板パネル(⑤) (図2. 3-11参照)

側板パネル t=200, 鉄筋: SD295A ( $\sigma_t = 295\text{N/mm}^2$ )

D10@200 (縦筋・横筋, 内外共) D10: 断面積  $A=71\text{mm}^2$

D13 (開口部及び外周部の補強筋) D13: 断面積  $A=127\text{mm}^2$

$d=150\text{mm}$ ,  $j=131\text{mm}$

短期許容曲げモーメント (鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説より)

$$M_a = a_t \cdot f_t \cdot j$$

$$\Rightarrow f_t = \frac{M_a}{a_t \cdot j} \quad f_t \text{を } \sigma_t, M_a \text{を } M_d \text{に置き換え, 鉄筋の引張応力度を算定する。}$$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント  $7295\text{Nmm/mm}$  → 1m 辺りに換算すると  $M_d=7.30\text{kNm}$

$$\sigma_t = \frac{M_d}{a_t \cdot j} = \frac{0.7 \times 7.30 \times 10^6}{(127+71+71+127) \times 131} = 98.6\text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_t / \sigma_t = 295 / 98.6 = 2.99 > 1.0 \dots \text{OK}$$

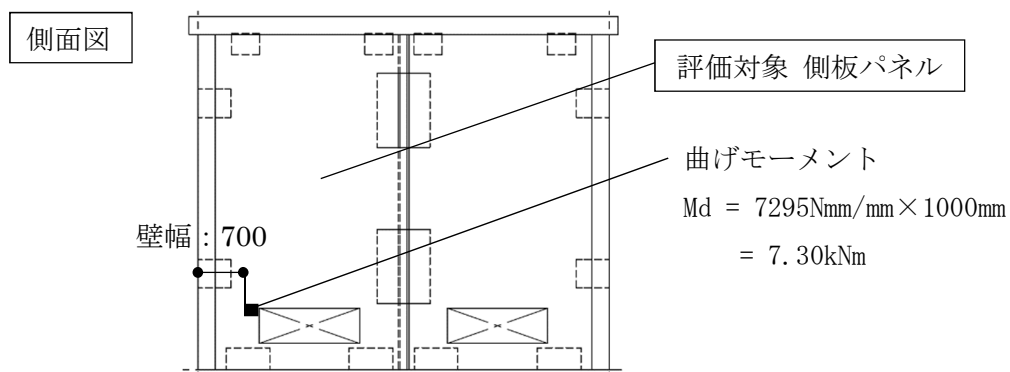


図2. 3-11 側板パネル

F. 側板, 天板接合プレート(⑥)  $t=6$  (SS400) (図2. 3-12参照)

負担幅は 840mm とする。断面係数  $z=b \times h^2/6=840 \times 6^2/6=5040\text{mm}^3$

設計曲げモーメント

最大曲げモーメント 101Nmm/mm  $\rightarrow$  840mm 辺りに換算すると  $M_d=0.09\text{kNm}$

$\sigma_b/f_b=0.09 \times 10^6/5040=17.9\text{N/mm}^2$

検定値

$f_b/\sigma_b=235/17.9=13.1 > 1.0 \dots \text{OK}$

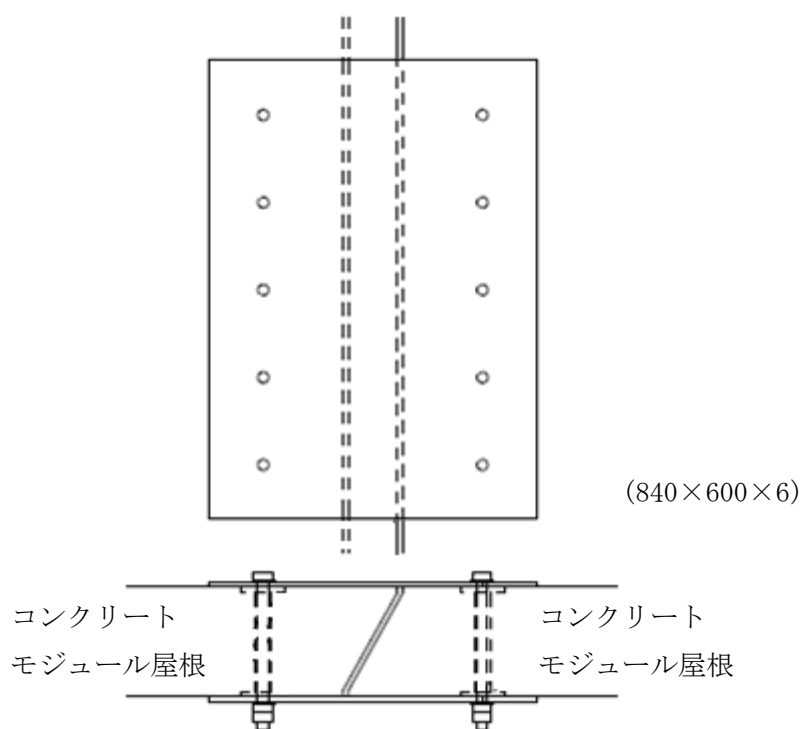


図2. 3-12 側板, 天板接合プレート

G. 側板, 天板コーナー接合プレート(⑦) t=9 (SS400) (図2. 3-13参照)

負担幅は160mmとする。断面係数  $z=b \times h^2/6=160 \times 9^2/6=2160\text{mm}^3$

設計曲げモーメント

ボルト位置に生じる圧縮力を面荷重に置き換えて算定する。

設計曲げモーメント(1辺固定1辺単純支持の1方向板として)

$$M_d = (13.4/0.160^2 \times 0.160 \times 0.160^2)/8 = 0.27\text{kNm}$$

$$\sigma_b/f_b = 0.27 \times 10^6 / 2160 = 125\text{N/mm}^2$$

検定値

$$f_b/\sigma_b = 235/125 = 1.88 > 1.0 \dots \text{OK}$$

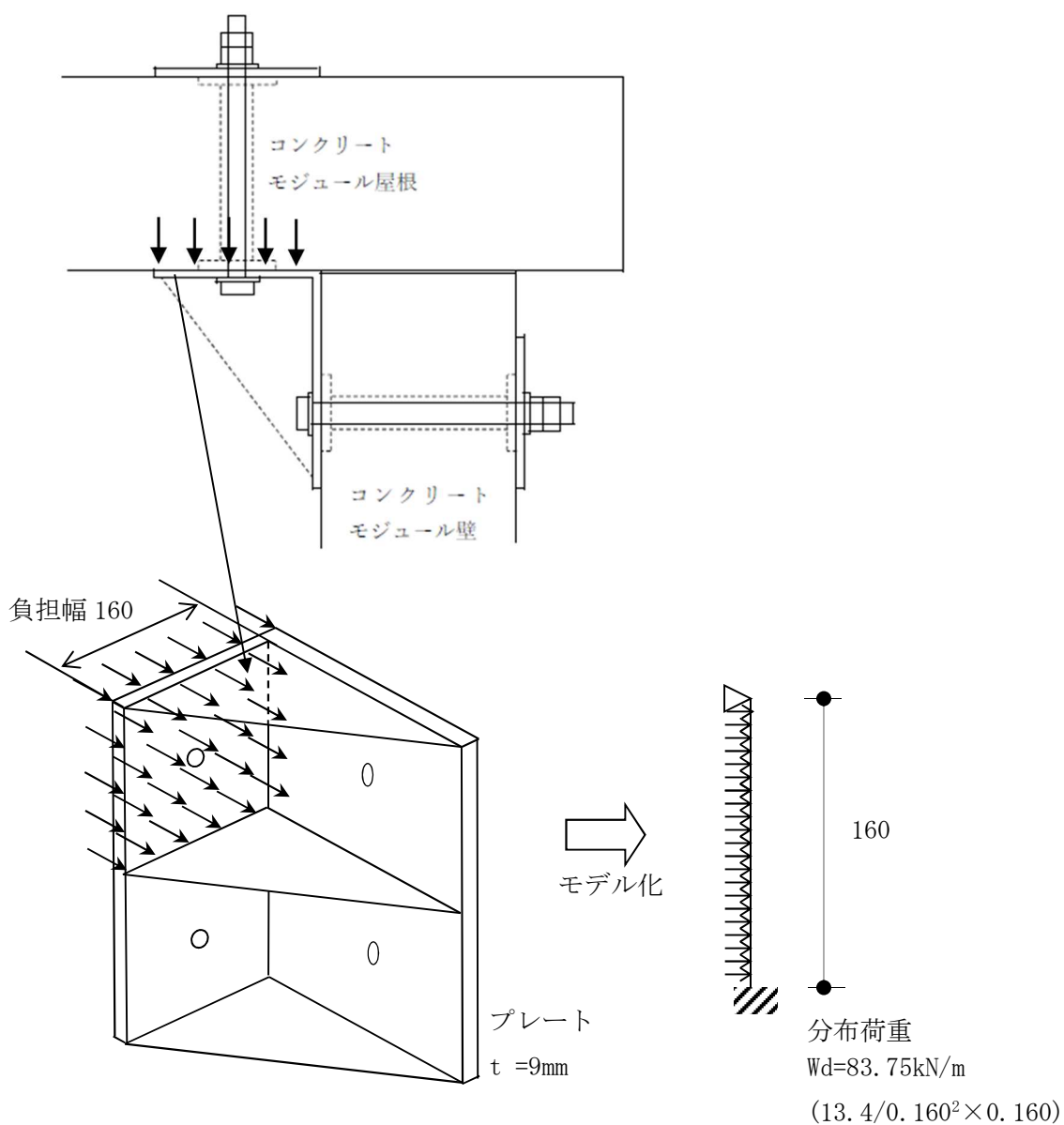


図2. 3-13 側板, 天板コーナー接合プレート

4) 評価結果

評価結果を表 2. 3-5 に示す。

表 2. 3-5 評価結果(単位 : N/mm<sup>2</sup>)

項目		計算値	許容値	評価結果
①-a	アンカーボルト	135	199	OK
①-b	側板柱脚ボルト	125	242	OK
①-c	側板接合ボルト	122	242	OK
①-d	天板接合ボルト	109	242	OK
①-e	コーナー接合ボルト	158	242	OK
②	ベースプレート (引張時)	137	235	OK
②	ベースプレート (圧縮時)	34.3	235	OK
③	側板アンカー部はしあき	1.18	1.70	OK
④	天板パネル	98.3	295	OK
⑤	側板パネル	98.6	295	OK
⑥	側板, 天板接合プレート	17.9	235	OK
⑦	側板, 天板コーナー接合プレート	125	235	OK

以上よりコンクリートモジュールは 1/2Ss450 に対する耐震安全性を確保できる。

## 2.4 クレーンの1/2Ss450に対する波及的影響

### (1) 評価方針

本設備で使用するクレーンが 1/2Ss450 により乾式キャスクの安全機能及びコンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を与えるような倒壊，転倒，逸走等が生じないことを確認する。なお，当該クレーンは一般産業用施設と同等の耐震性を有する設計とし，クレーン構造規格に基づき設計を行っている。また，キャスク仮保管設備クレーン間移動時の転倒については参考資料を参照。

### (2) 波及的影響評価方法の概要

評価対象とするクレーンの主要仕様を表 2. 4-1 に，概要図を図 2. 4-1 に示す。

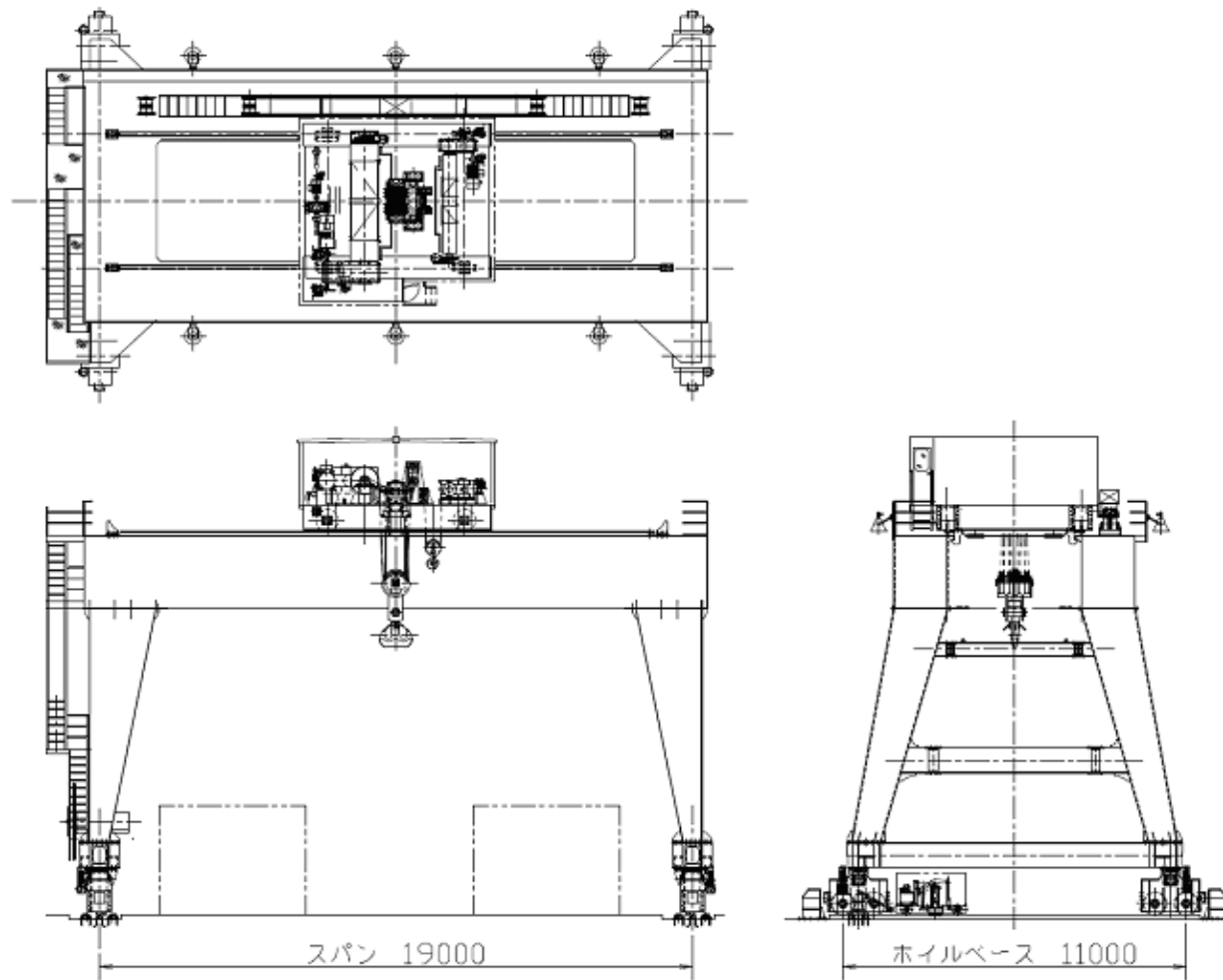
表 2. 4-1 クレーンの仕様

項目	仕様
型式	門形クレーン
主巻定格	150ton
補巻定格	20ton
スパン	19m

クレーンの波及的影響評価フローを図 2. 4-2 に示す。

以下の手順により 1/2Ss450 によるクレーンの波及的影響が，コンクリートモジュールの遮蔽機能に及ばないことを確認する。

- ・評価には 1/2Ss450 に基づく地表面加速度応答スペクトルを用いて行う。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルによりクレーンの固有周期を求める。
- ・地表面加速度応答スペクトルと固有周期により設計用加速度を定め，クレーン各部に発生する応力を算定し，クレーンが倒壊しないことを確認する。
- ・汎用有限要素解析コード ABAQUS を用いて，地表面時刻歴データによる非線形応答解析を行い，クレーン本体の浮き上がり量から，クレーンが転倒しないことを確認する。なお，評価には減衰定数 2%を用いて評価する。
- ・クレーン本体の浮き上がり量からクレーンがレールピットから飛び出し，逸走しないことを確認する。



(単位:mm)

図 2. 4-1 クレーン全体図



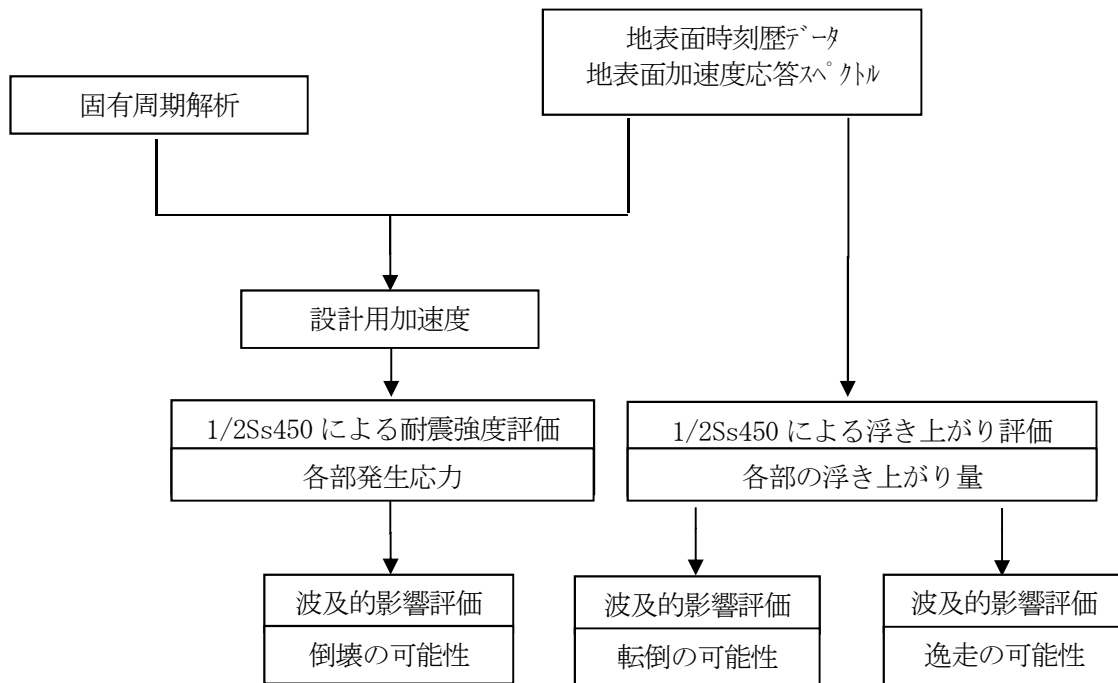


図 2. 4-2 クレーンの波及的影響評価フロー

(3) 波及的影響評価

1) クレーンの倒壊評価

① 固有周期の算定

A. 固有周期の計算方法

汎用有限要素解析コード ABAQUS を使用した三次元有限要素モデルにより、各方向に関するクレーンの固有周期の評価を行う。図 2. 4-3 に解析モデル図を示す。

- a. ガーダ、剛脚及びサドル等の構造物は、断面積、断面二次モーメントなどの断面特性を考慮したビーム要素でモデル化する。
- b. トロリは質量特性のみを考慮した剛体要素でモデル化する。
- c. ワイヤロープは剛な鉛直線形ばねでモデル化する。
- d. 走行方向の水平力がクレーンに加わった場合、クレーンはレール上を滑り、クレーン自体にはレールと走行車輪間の最大静止摩擦力以上の水平力は加わらない。このため走行方向の固有周期の算定は行わない。

B. 固有周期

固有周期の算定結果を表 2. 4-2 に示す。

表 2. 4-2 クレーンの固有周期

トロリ位置	本体ガーダ中央			本体ガーダ端部 <sup>注記</sup>		
	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
固有周期 ( sec )	-	-	0.137	-	0.332	0.097

注記：トロリが剛脚にもっとも近づいた位置とする。

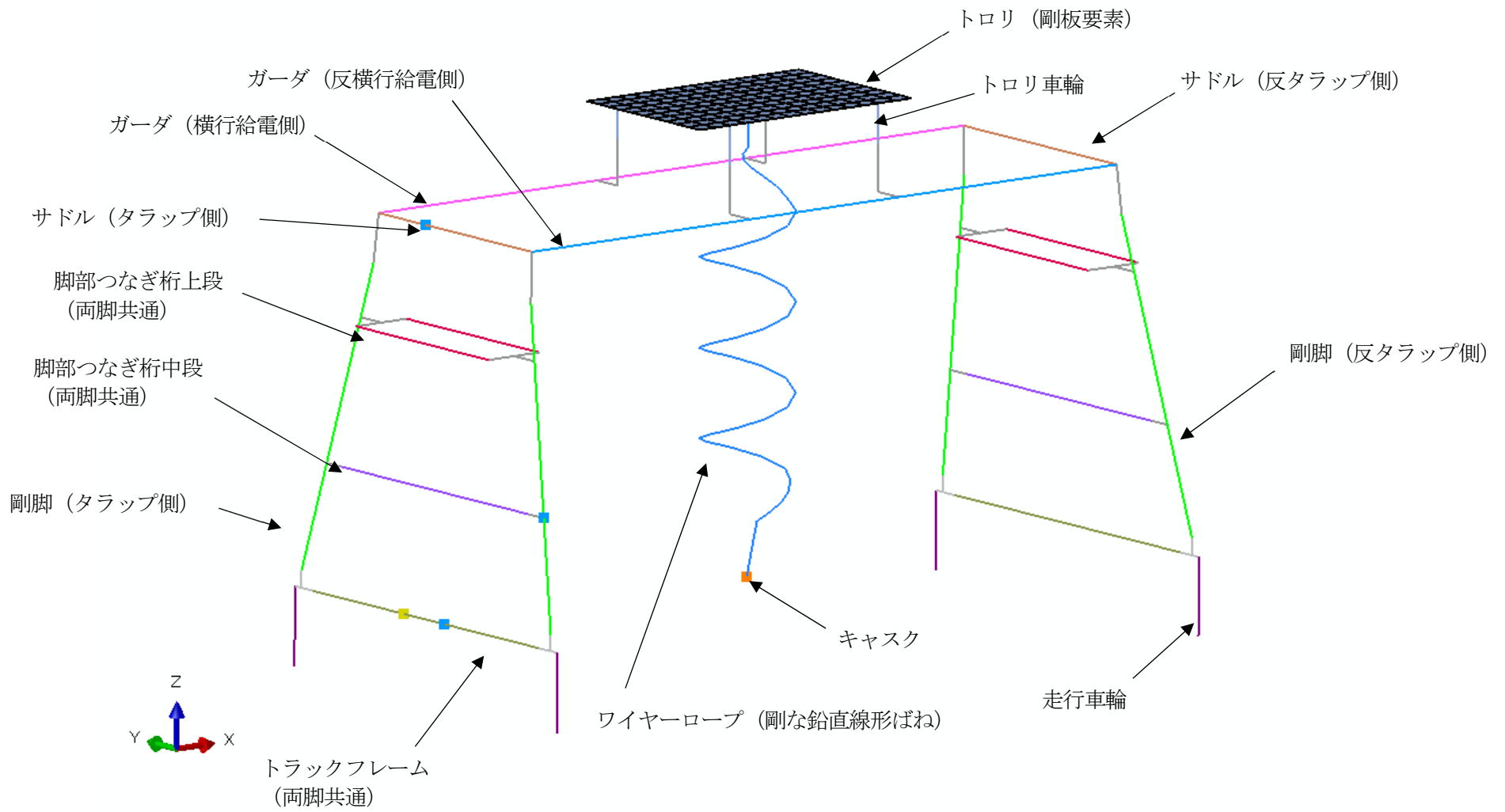


図2. 4-3 解析モデル図 鳥瞰図(トロリ中央の場合)

② 本設備の設計加速度

「1 耐震設計方針」の加速度応答スペクトル及び表 2. 4-2 に示した固有周期から算定される設計用加速度を表 2. 4-3 に示す。

表 2. 4-3 クレーンの設計用加速度

加振方向	走行方向 (EW方向)	横行方向 (NS方向)	鉛直方向 (UD方向)
設計用加速度 ( G )	0.15 <sup>注1</sup>	2.25 0.15 <sup>注2</sup>	1.45 <sup>注3</sup> 1.28 <sup>注4</sup>

注 1 : 走行方向の設計用加速度は、次式の通り 走行駆動輪とレールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

$$\begin{aligned} \text{等価静的震度} &= \text{最大静止摩擦係数}^* \times \{ (\text{駆動輪数}) / \text{走行車輪数} \} \\ &= 0.3 \times 4 / 8 = 0.15 \end{aligned}$$

注 2 : トロリに作用する横行方向の設計用加速度は、次式の通り 横行駆動輪と横行レールの最大静止摩擦係数により定まる加速度とする。

$$\begin{aligned} \text{等価静的震度} &= \text{最大静止摩擦係数}^* \times \{ (\text{駆動輪数}) / \text{横行車輪数} \} \\ &= 0.3 \times 2 / 4 = 0.15 \end{aligned}$$

※ : (独) 原子力安全基盤機構, “平成 20 年度 原子力施設等の耐震性評価技術に関する試験及び調査 動的上下動耐震試験 (クレーン類) に係る報告書”, (2009)

注 3 : 本体ガーダ中央にトロリがある場合

注 4 : 本体ガーダ端部にトロリがある場合

③ クレーン各部の応力評価

A. 評価対象部位の形状

評価対象箇所を図2. 4-4に示す。また評価対象部位の形状を図2. 4-5～図2. 4-8に示す。

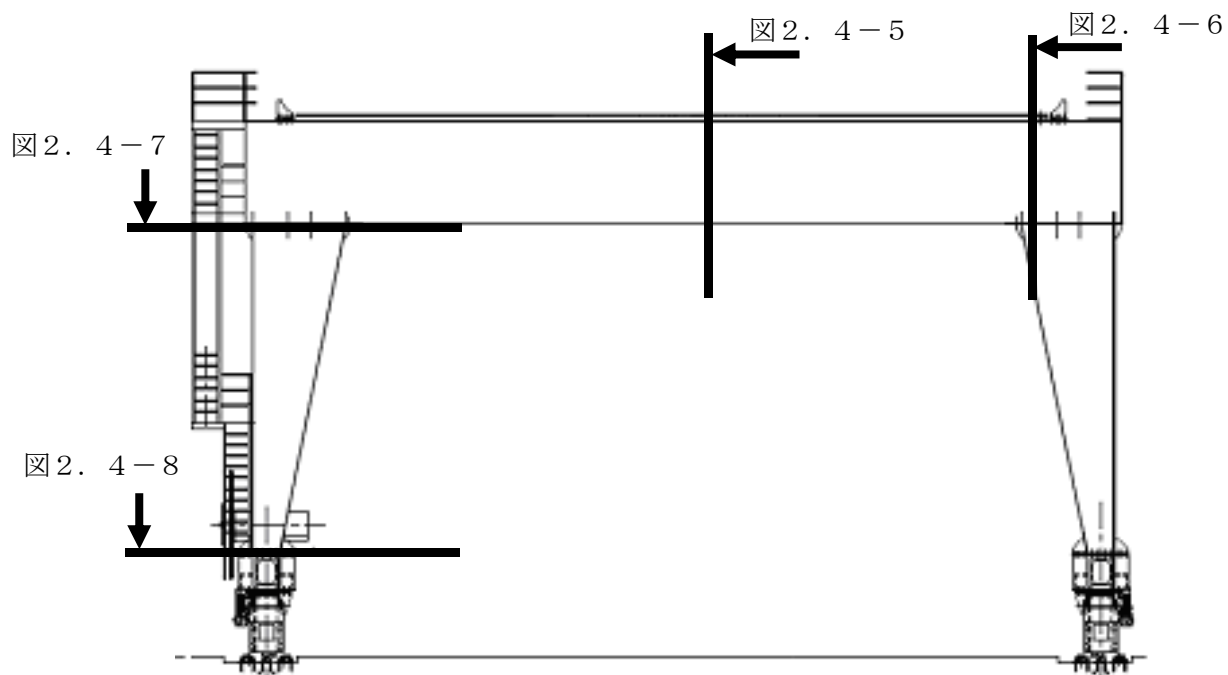
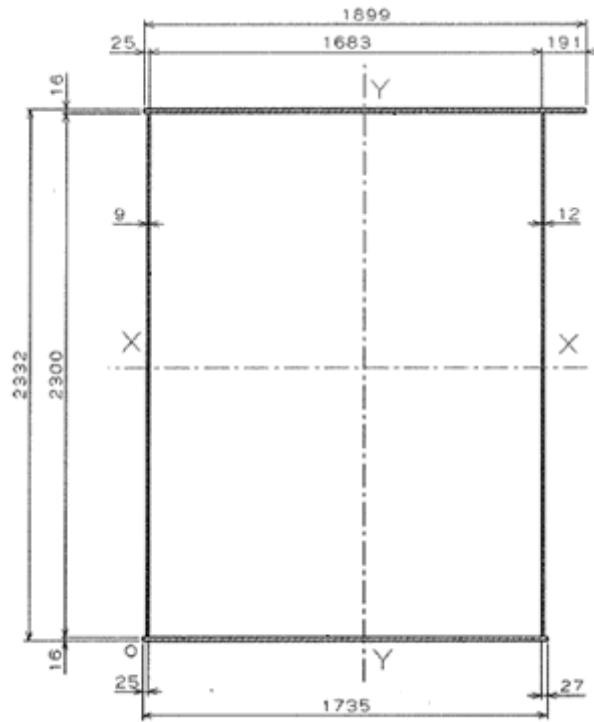
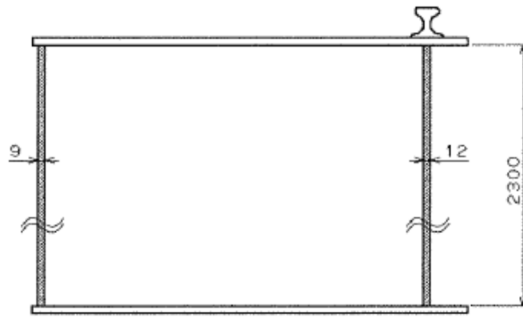


図2. 4-4 応力評価部位対象箇所



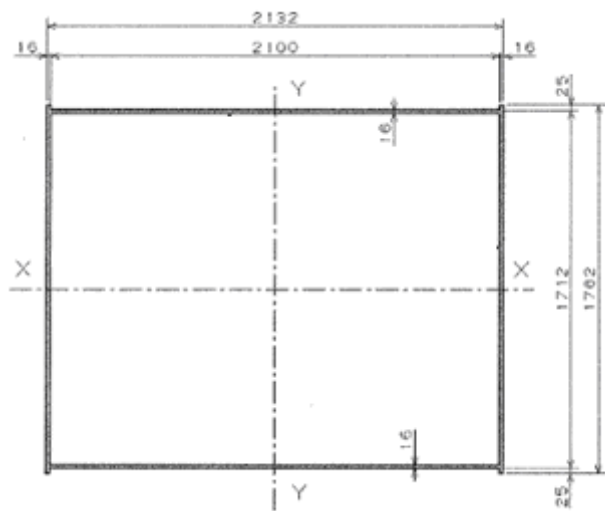
(単位:mm)

図2. 4-5 本体ガーダ中央部



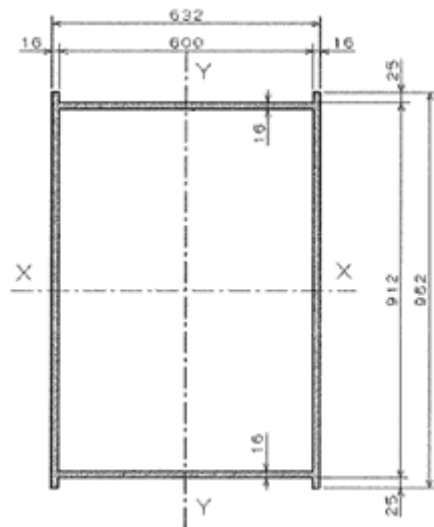
(単位:mm)

図2. 4-6 本体ガーダ端部



(单位: mm)

图 2. 4-7 刚脚上部



(单位: mm)

图 2. 4-8 刚脚下部

## B. 発生応力と許容応力

1/2Ss450 によりクレーン各部に発生する応力と許容応力の比較を表 2. 4-4 に示す。

表 2. 4-4 クレーン各部応力の評価結果

	材料	応力の種類	算出応力 (N/mm <sup>2</sup> )	許容応力 (N/mm <sup>2</sup> )	評価結果
本体ガーダ	SM490A	曲げ	133	343	O. K.
		せん断	49	198	O. K.
		組合せ	135	343	O. K.
剛脚 (上部)	SS400	曲げ	94	280	O. K.
		圧縮	71	246	O. K.
剛脚 (下部)		曲げ	146	280	O. K.
		圧縮	71	246	O. K.

### ④ 評価結果

本体ガーダ、剛脚などクレーン本体に発生する応力は許容値内に留まる。このことから 1/2Ss450 がクレーンに生じた場合、クレーン本体は倒壊しない。なお、参考としてクレーンレールについても 1/2Ss450 により応力評価を行ったところ、レールが湾曲するおそれがあることが判明した。このことから次項ではクレーンが 1/2Ss450 によりクレーンが転倒、逸走をしないことを確認し、当該クレーンがコンクリートモジュールの遮蔽機能に波及的影響を及ぼさないことを確認する。

### 2) クレーンの転倒評価

図 2. 4-9 の転倒評価モデルを用いて非線形時刻歴応答解析を行い、クレーンが転倒しないことを確認する。



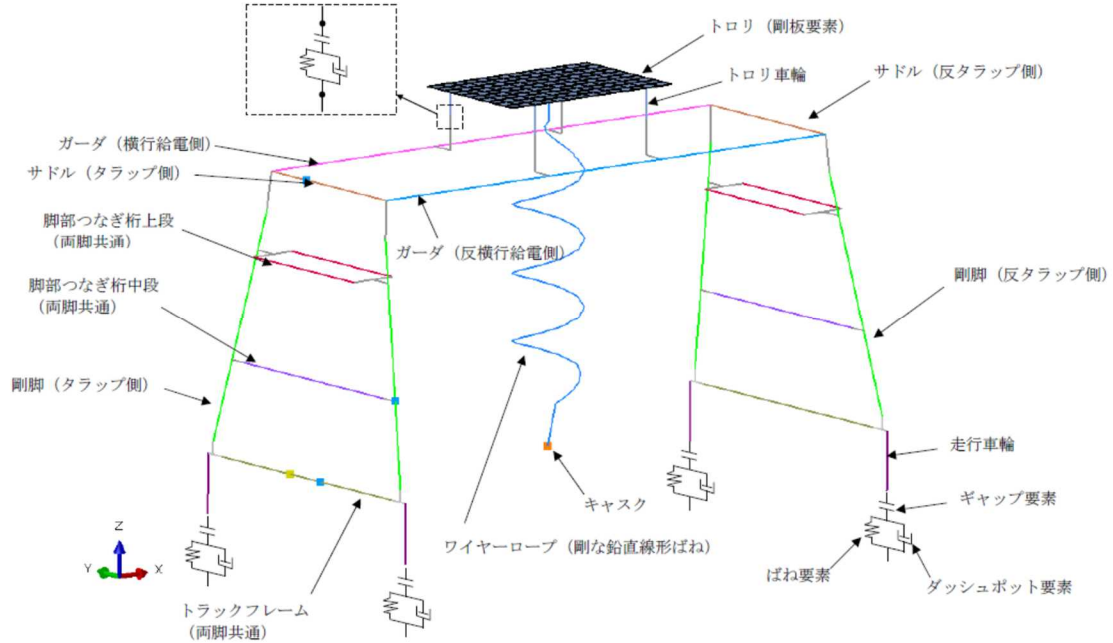


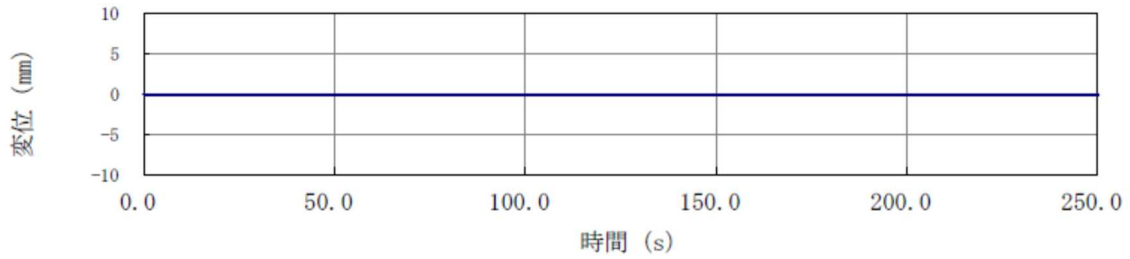
図 2. 4-9 転倒評価モデル

① 地表面時刻歴データ

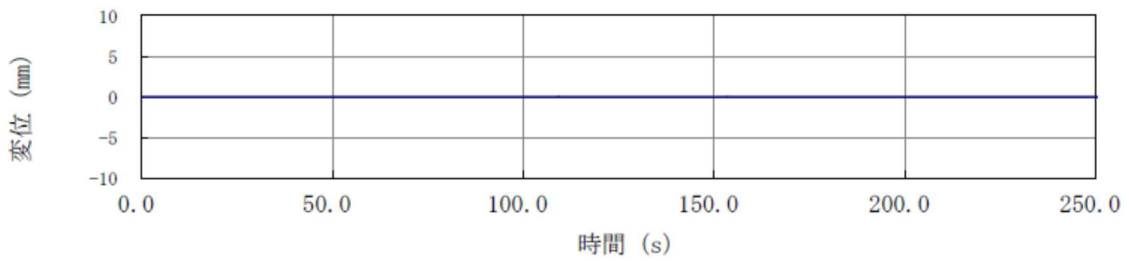
本解析は、横行方向、走行方向及び上下方向の3軸方向同時加振とする非線形時刻歴応答解析を行う。本解析に用いる地表面時刻歴波形は、1/2Ss450-①及び1/2Ss450-②の既設基礎及び拡張基礎のうち、加振方向毎に最大応答加速度が大きいほうの地震波を用いる。用いた地表面時刻歴波形は「2.3 輸送貯蔵兼用キャスク用コンクリートモジュール 図2.3-2～図2.3-4」と同一である。

② 浮き上がり量結果

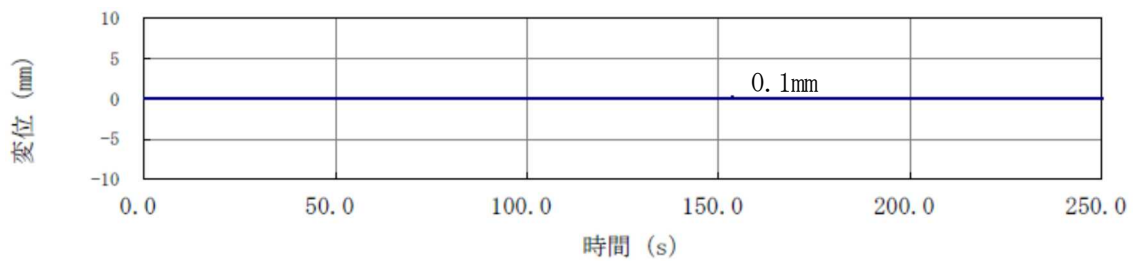
非線形時刻歴応答解析によるクレーンの浮き上がり量の時刻歴データを図2. 4-10に示す。また本解析の評価箇所各部の最大浮き上がり量を表2. 4-5に示す。



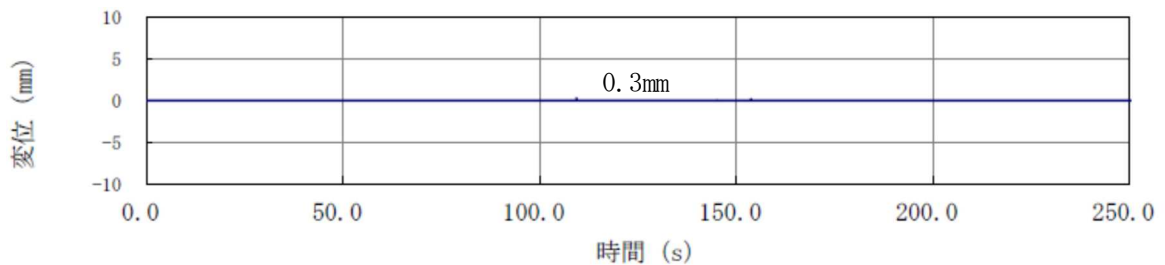
F1 浮き上がり量



F2 浮き上がり量



F3 浮き上がり量



F4 浮き上がり量

図2. 4-10 車輪浮き上がり量

表 2. 4-5 非線形時刻歴応答解析によるクレーン最大浮き上がり量の結果

評価応答	評価部位	方向	番号	解析結果
床面-走行車輪の 浮き上がり (mm)	走行車輪部	Z方向	F1	0.0
			F2	0.0
			F3	0.1
			F4	0.3

注記：評価点の位置を図 2. 4-1 1 に示す。

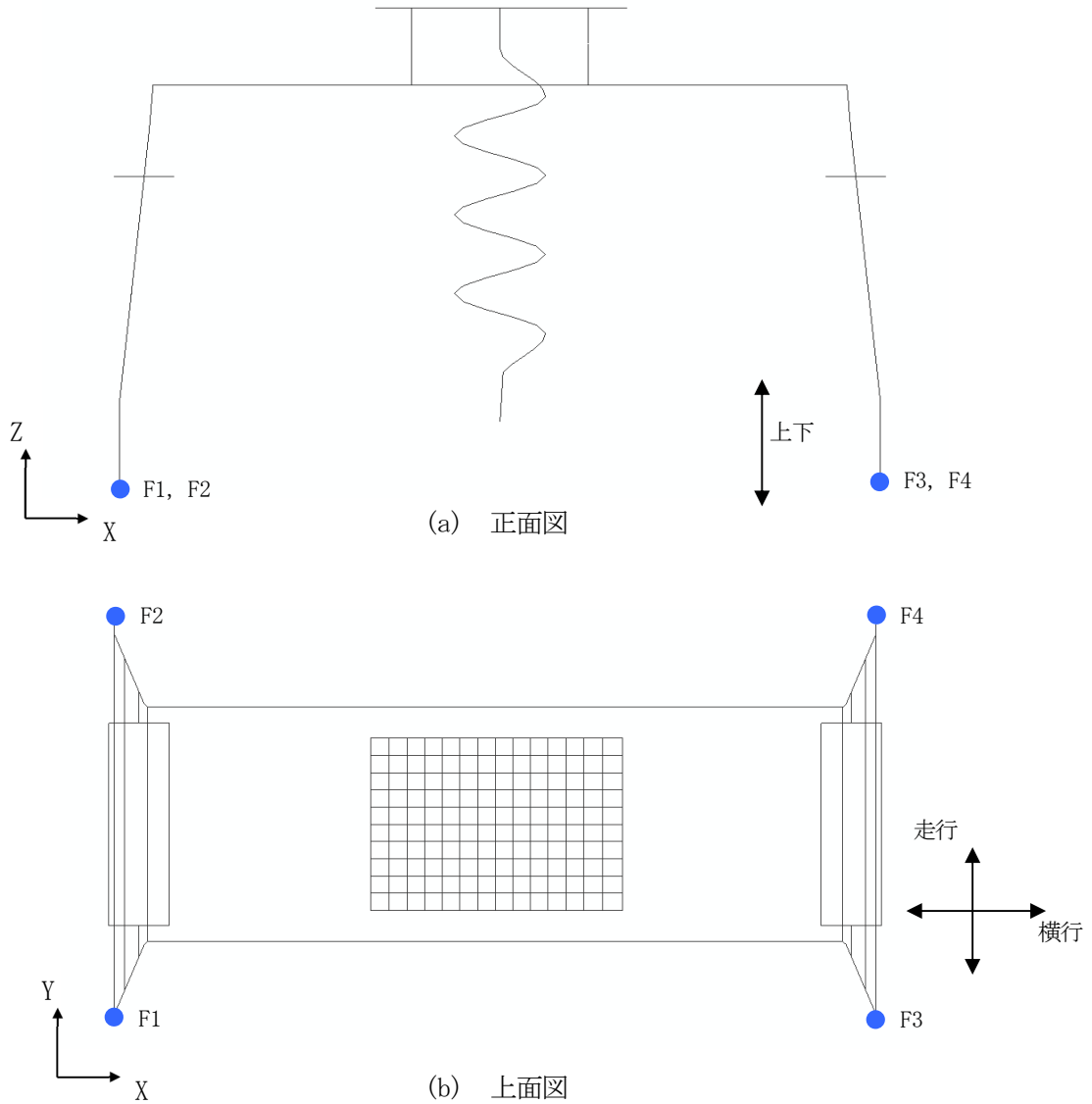


図 2. 4-1 1 非線形時刻歴応答解析における評価点記号

### ③ 評価結果

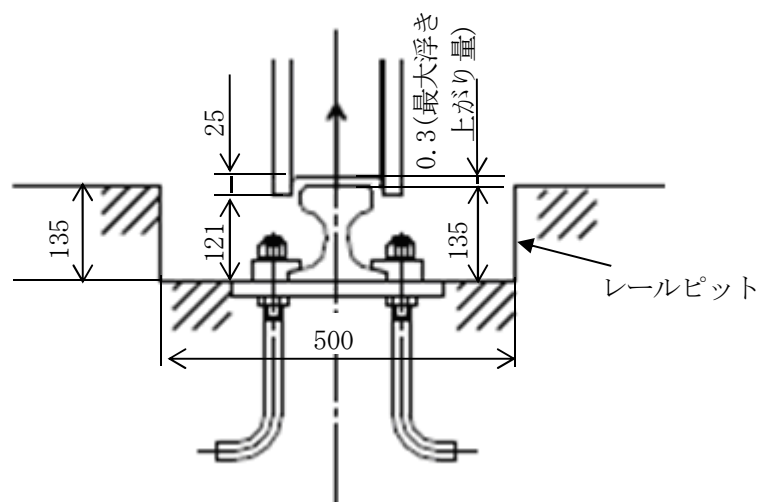
表2. 4-5よりクレーンの車輪は最大で0.3mm浮き上がる。クレーンの重心の位置関係から片側の車輪が14,706mm浮きあがらなければクレーンは転倒しないことから、当該クレーンは1/2Ss450に対して転倒しない。

### 3) クレーンの逸走評価

クレーンが逸走する条件として、クレーンの車輪が全てレールピットから飛び出すことが挙げられる。このことから当該クレーンが1/2Ss450に対して車輪がレールピット内に収まっていることを確認する。

#### ① レールピット高さとの浮き上がり時の車輪位置の比較

2)で検討した最大の浮き上がりが生じた場合の車輪とレールピットの位置関係は図2. 4-12のようになる。車輪の下端の高さはレールピットの底部から121mmであり、レールピットの高さ135mmを超えることはない。



(単位:mm)

図2. 4-12 車輪とレールピットの位置関係(最大浮き上がり時)

#### ② 評価結果

レールピットの高さとクレーンが浮き上がった場合の車輪の高さを比較した結果、最大の浮き上がりが予想される車輪においてもレールピットを超えないことが確認された。このことから当該クレーンはレールピットから飛び出し、逸走することはない。

#### 4) 評価結果

1/2Ss450 に基づく評価では以下が確認され、クレーンには倒壊、転倒、逸走が生じない結果となった。

- ① クレーン本体に発生する応力は、許容応力を下回る。
- ② 地表面時刻歴データによる非線形応答解析評価により浮き上がりの評価では最大 0.3mm の浮き上がりであるが、転倒が生じる浮き上がり高さまで十分な余裕がある。
- ③ クレーンの浮き上がりにより車輪の下端がレールピットより高くなることはない。

従って、地震時にクレーンが乾式キャスクの安全機能及びコンクリートモジュールの遮蔽機能に影響を及ぼすことはない。

(実施計画：II-2-13-添3-2-31～109)

## キャスク仮保管設備クレーンレーン間移動時の転倒について

1 基準地震動 $S_s$ による評価

## 1.1 クレーンレーン間移動手順

キャスク仮保管設備は複数のレーンに分かれており，どのレーンに乾式キャスクを設置するかにより，クレーンをレーン間移動させる必要がある。この時，クレーンのレーン間移動は以下の手順にて行う。

- (1) 図1-1のようにクレーンを待機位置(コンクリートモジュールとの最短距離が1000mm)に移動し，停止させる。
- (2) 図1-2のようにH鋼レールをクレーン走行装置の内側に設置し，図1-3のようにアンカーを用いて設置したレールズレ止めにより固定する。
- (3) 図1-2のようにH鋼レール上を移動できるように，逸走を防止するためのガイドローラが付いたチルタンクと油圧ジャッキを取り付けた移動受台をH鋼レール上に乗せ，クレーンのトラックフレームの下に移動する。
- (4) 図1-1のように電動チルホールまたは電動ウインチ，おしみチルホール，ワイヤロープ，滑車を取り付ける。
- (5) 油圧ジャッキを操作してクレーンを押し上げ，車輪がレールから浮き上がった状態にする。
- (6) 電動チルホールまたは電動ウインチを操作して，横行方向に移動させる。また，逸走防止を目的として同時におしみチルホールを併用して移動操作を行う。
- (7) クレーンが移動レーンのレール上にあることを確認し，油圧ジャッキを操作して走行レール上に降ろす。

## 1.2 レーン間移動中の逸走評価

クレーンが本設レール上にある時に地震（基準地震動 $S_s$ ）により鉛直方向と走行方向に同時に加振された場合と鉛直方向と横行方向に同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果，クレーンの走行方向への滑り量は最大で約330mmであった。

レーン間移動時に地震が発生した場合，クレーンは基礎上面を逸走する可能性があるが，以下の点よりクレーンの逸走量は330mmを下回ると考えられる。

- ・車輪とレールの摩擦係数が0.3であるのに対し，車輪とコンクリートの摩擦係数は0.4程度であり，逸走に対する抵抗が大きい。
- ・図1-2のように，クレーンの走行部の間にレーン間移動用のH鋼を設置することから，クレーンの逸走を阻害することになる。

以上からクレーンとコンクリートモジュールの最短距離を1000mm確保することで，クレーンが逸走したとしても，モジュールに衝突することを防ぐことができる。

### 1.3 レーン間移動中の転倒評価

レーン間移動中に最もクレーンが乾式キャスク設置の位置側に傾く事象として、クレーンが乾式キャスク設置側にある油圧ジャッキより脱落し、かつ地震によりクレーンの脚が浮き上がる場合が考えられる。

クレーンをジャッキアップした状態で片側の油圧ジャッキが外れる事象を想定した場合、ジャッキアップの量及び油圧ジャッキの配置等から、図1-4のように乾式キャスク設置位置と逆側の車輪は基礎から82mm程度浮き上がる。

さらに地震（基準地震動Ss）によりクレーンが浮き上がる場合を考える。クレーンが本設レール上にあるときに、地震により鉛直方向と走行方向に同時に加振された場合と鉛直方向と横行方向に同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果、クレーンの脚は最大で11mm浮き上がると評価されている。このクレーン脚の最大浮き上がり量11mmをクレーンの重心位置の浮き上がり量として扱うことにより、保守的な条件として浮き上がり量11mmを仮定する。

クレーンの重心の浮き上がり量を11mmと仮定した場合、乾式キャスク設置位置と逆側の脚が最も浮き上がるのは、乾式キャスク設置側の脚が浮き上がらない時であり、その浮き上がり量は脚と浮き上がり量算定位置（クレーンの重心位置または片側の脚）間のスパン長比による線形補間から求めると、22mmになる。

以上から脚の浮き上がり量は最大で104mm(=82mm+22mm)となる。

クレーンが乾式キャスク設置側に転倒する場合における乾式キャスク設置位置と逆側の車輪の浮上がり量は5700mm程度であることから、クレーンが乾式キャスク設置側に転倒することはない。またクレーンが待機位置から乾式キャスク方向に330mm逸走し、乾式キャスク設置側に傾いても乾式キャスクと衝突しない乾式キャスク設置位置と逆側の車輪の浮上がり量は補足資料のように4600mm程度であることから、クレーンが乾式キャスクに衝突することはない。

### 1.4 レーン間移動中のクレーンの回転移動評価

図1-5のように、クレーンが乾式キャスク設置位置と逆側にある油圧ジャッキの内一本を中心に回転した場合は、他の位置を回転中心とした場合に比べて、クレーンが乾式キャスクに最も接近しやすい保守的な条件であることから、この条件について評価を行う。

クレーンが回転しチルトタンクがH鋼レールから落ちた場合、もしくはクレーンが油圧ジャッキから落ちた場合については、クレーンの車輪とコンクリートとの摩擦係数が0.4程度であり、本設レールとクレーンの車輪との摩擦係数0.3に比べて摩擦による影響が大きくなる。このことから、本設レール上にクレーンが上載している条件により、基準地震動Ssを用いた非線形時刻歴応答解析を実施した結果（クレーンの重心の移動量330mm）は、レーン間移動中に当てはめると保守的な数値であると考えられる。

したがって、レーン間移動中のクレーンの重心の移動量を330mmと仮定し、クレーンの回

転による脚の最大移動量を推定すると、図1-5のように約700mm程度となる。なお、図1-2のように、クレーンの走行部の間にレーン間移動用のH鋼を設置することから、クレーンの回転を阻害することになり、クレーンの脚の移動量は700mmを下回ると考えられる。

以上からクレーンとコンクリートモジュールの最短距離を1000mm確保することで、クレーンが回転したとしても、モジュールに衝突することを防ぐことができる。

## 1.5 結論

レーン間移動を行う場所は図1-1のように第三レーンのコンクリートモジュールとクレーンの距離が1000mmとなる位置としており、この場合以下のことがいえる。

- ・クレーンのレーン間移動中に地震が起きた場合に、クレーンが走行方向に逸走すると、その距離は330mm以下であり、コンクリートモジュールに衝突することはない。
- ・地震によるクレーンの脚の最大浮き上がり量は104mmとなり、クレーンが停止位置から330mm逸走した後にクレーンが傾いてコンクリートモジュールに衝突する脚の浮き上がり量が4600mmであることから、クレーンが地震により浮き上がってもコンクリートモジュールに衝突することはない。
- ・移動受台の反乾式キャスク側の油圧ジャッキ一本を中心にクレーンが回転した場合、乾式キャスク側の脚の移動量は700mm以下であり、コンクリートモジュールにクレーンが衝突することはない。



## 2 1/2Ss450 による評価

### 2.1 クレーンレーン間移動手順

既設クレーンを使用するため移動手順は1.1と同様。

### 2.2 レーン間移動中の逸走評価

クレーンが本設レール上にある時に地震（1/2Ss450）により横行方向，走行方向及び上下方向の3軸方向同時に加振された場合について非線形時刻歴応答解析を実施した結果，クレーンの走行方向への滑り量は最大で約160mmであり，1.2の評価に包絡される。

### 2.3 レーン間移動中の転倒評価

1/2Ss450によるクレーンの最大浮き上がり量は「2.4 クレーンの1/2Ss450に対する波及的影響」において0.3mmと評価され，1.3の評価に包絡される。

### 2.4 レーン間移動中のクレーンの回転移動評価

2.2と同様にクレーンの重心の移動量160mmは1.2の評価に包絡される。

### 2.5 結論

いずれの場合においても基準地震動Ssによる評価に包絡されるためクレーンがコンクリートモジュールに衝突することはない。

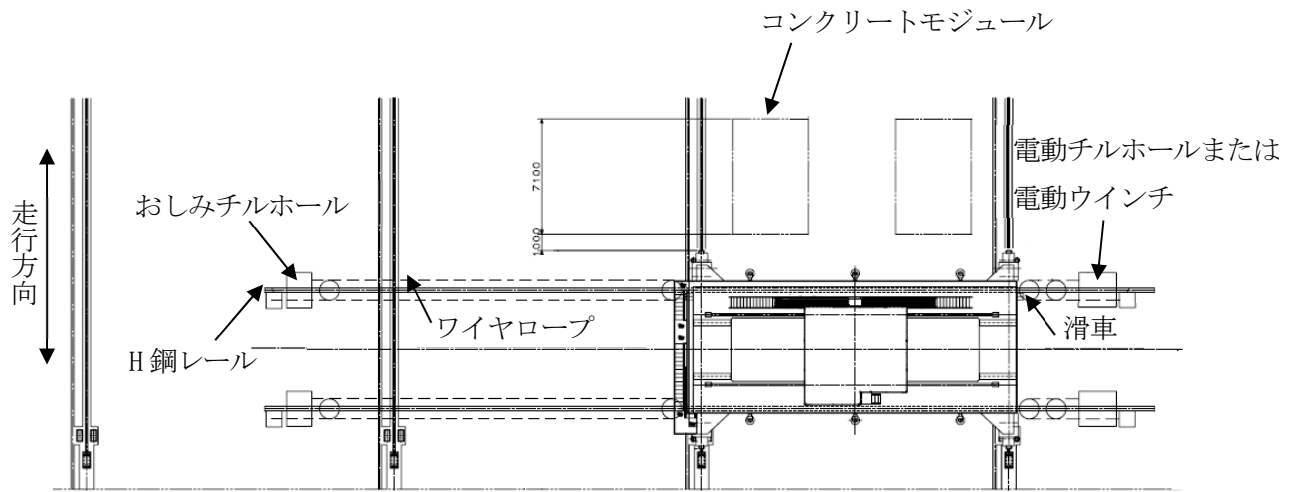


図 1-1 レーン間移動時機材配置図

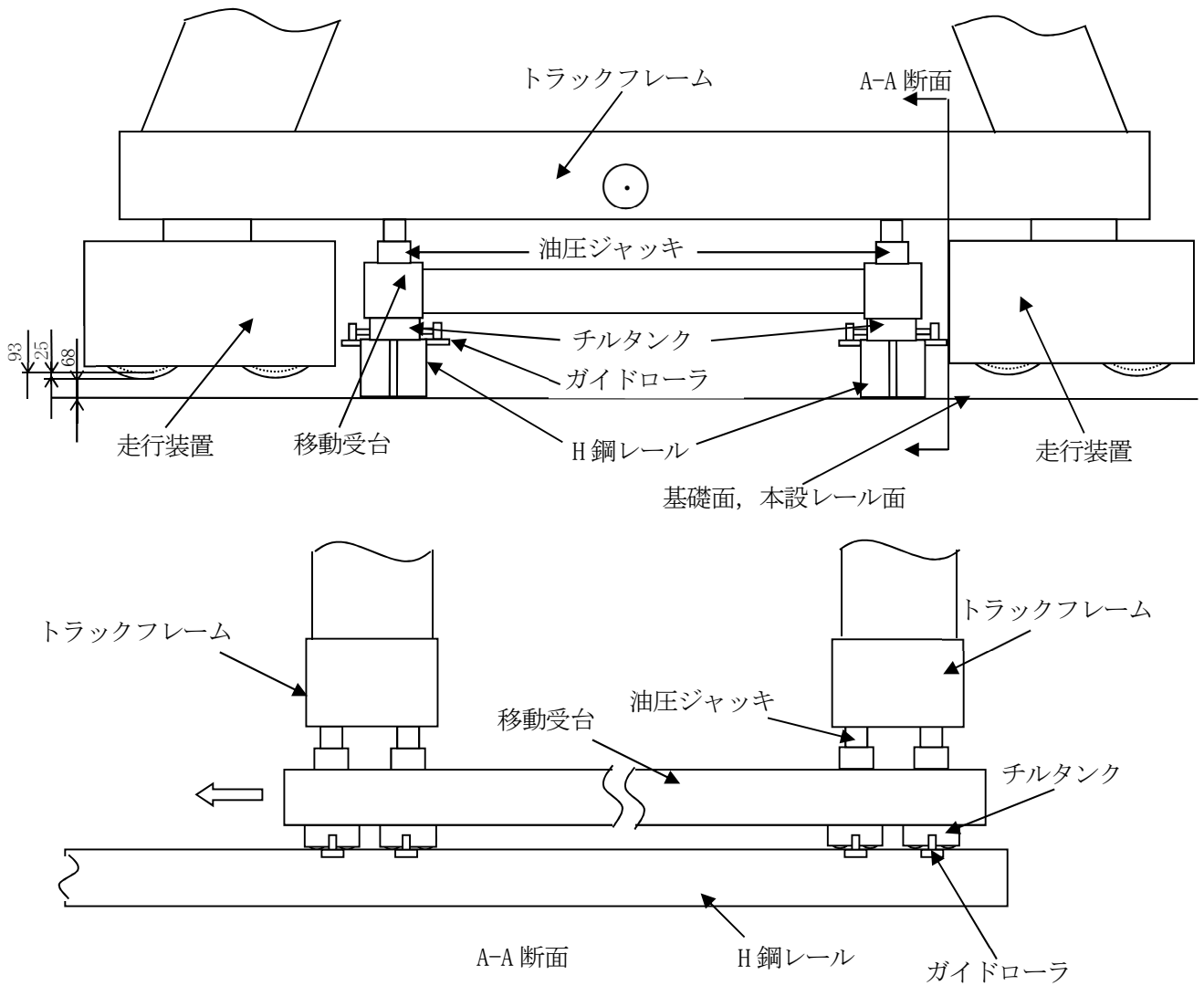


図 1-2 クレーンジャッキアップ時概略図

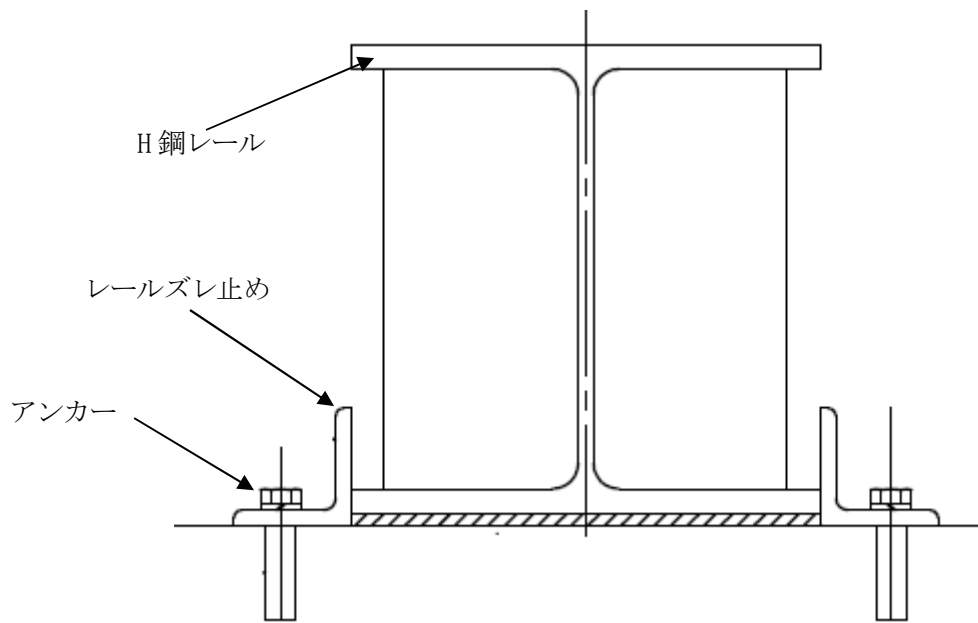


図1-3 H鋼レール拡大図

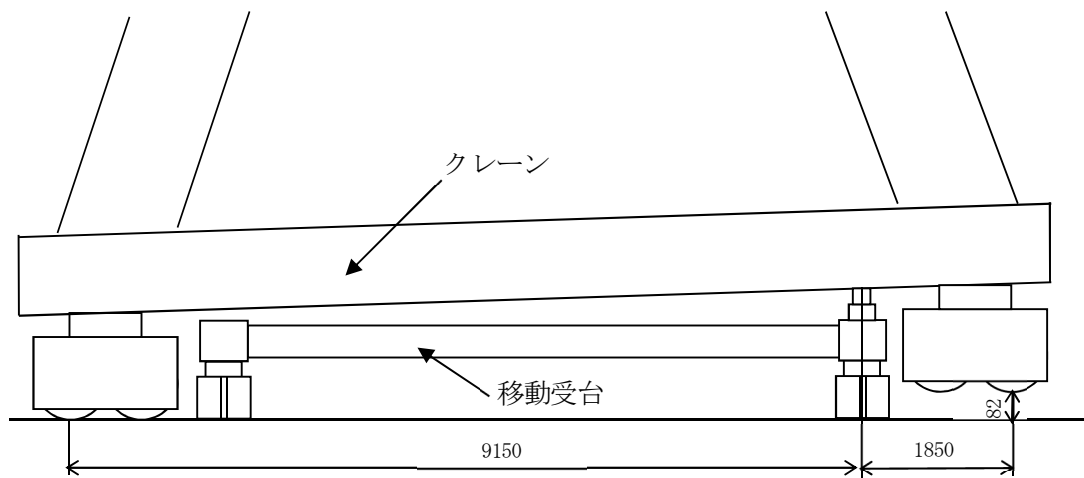


図1-4 油圧ジャッキが外れた場合の概略図

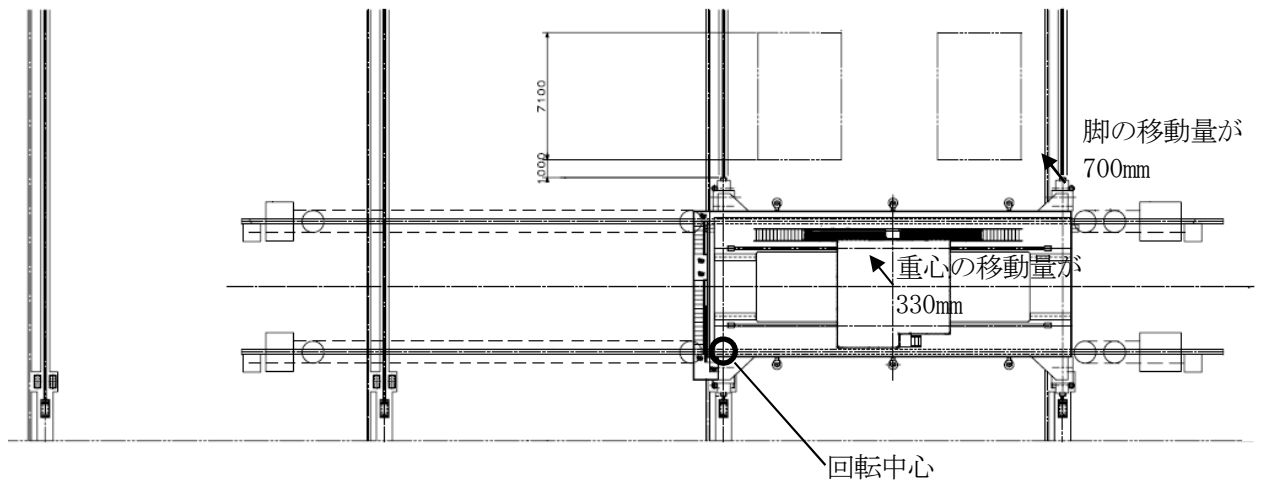


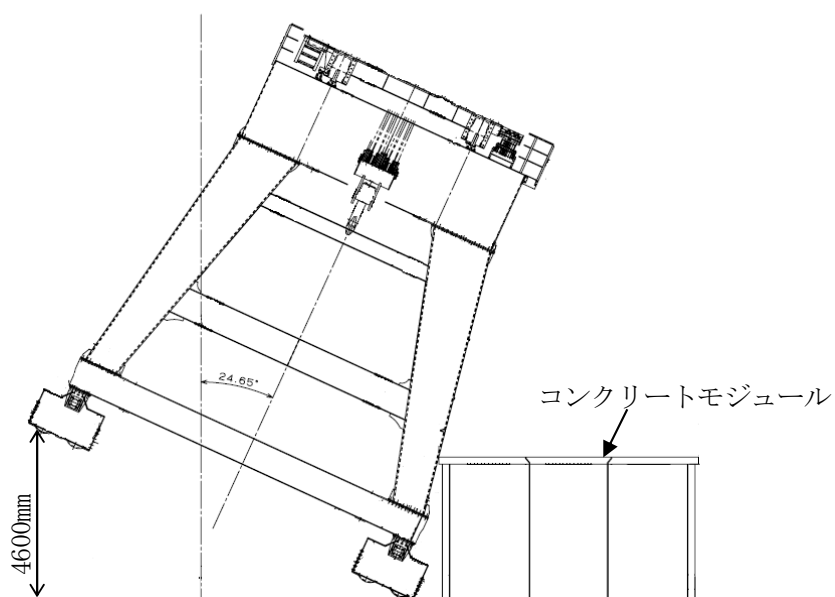
図 1 - 5 クレーン回転時の説明図

クレーンがコンクリートモジュールに衝突する浮上がり量について

クレーンがコンクリートモジュールに衝突する脚部浮上り量を以下のように考える。

1. レーン間移動を行う場所を第三レーンのコンクリートモジュールとクレーンの距離が1000mmとなる位置とする。
2. クレーンの位置は走行方向に330mm逸走することを考慮し、評価を行う。

上記条件の下で評価を行った結果、補足図1のように乾式キャスク設置位置と逆側の脚が4600mm以上持ち上がると、クレーンはコンクリートモジュールに衝突する。



補足図1 脚の浮上がり量

(実施計画：II-2-13-添10-1～8)

## 2.5 コンクリート基礎の耐震性

### (1) 評価方針

地震時のコンクリート基礎に対する要求性能は、1/2Ss450 に対し、キャスク支持架台とコンクリートモジュールを支持するとともに、基礎の傾斜により、クレーンの転倒、倒壊などが生じないことである。ここでは、コンクリート基礎の耐震性評価を行い、基礎が要求性能を有していることを確認する。

評価の方法は、1/2Ss450 の荷重に対する梁モデルによる構造計算を行い、コンクリート基礎の終局限界状態の照査、地盤改良体強度の照査、地盤の支持力の照査を行うこととする。

なお、本設備の周辺に評価対象となる斜面は存在しない。

(2) 評価方法の概要

1) 構造図面

図2.5-1～図2.5-4にキャスク配置図，基礎平面図，基礎断面図及び地盤改良断面図を示す。

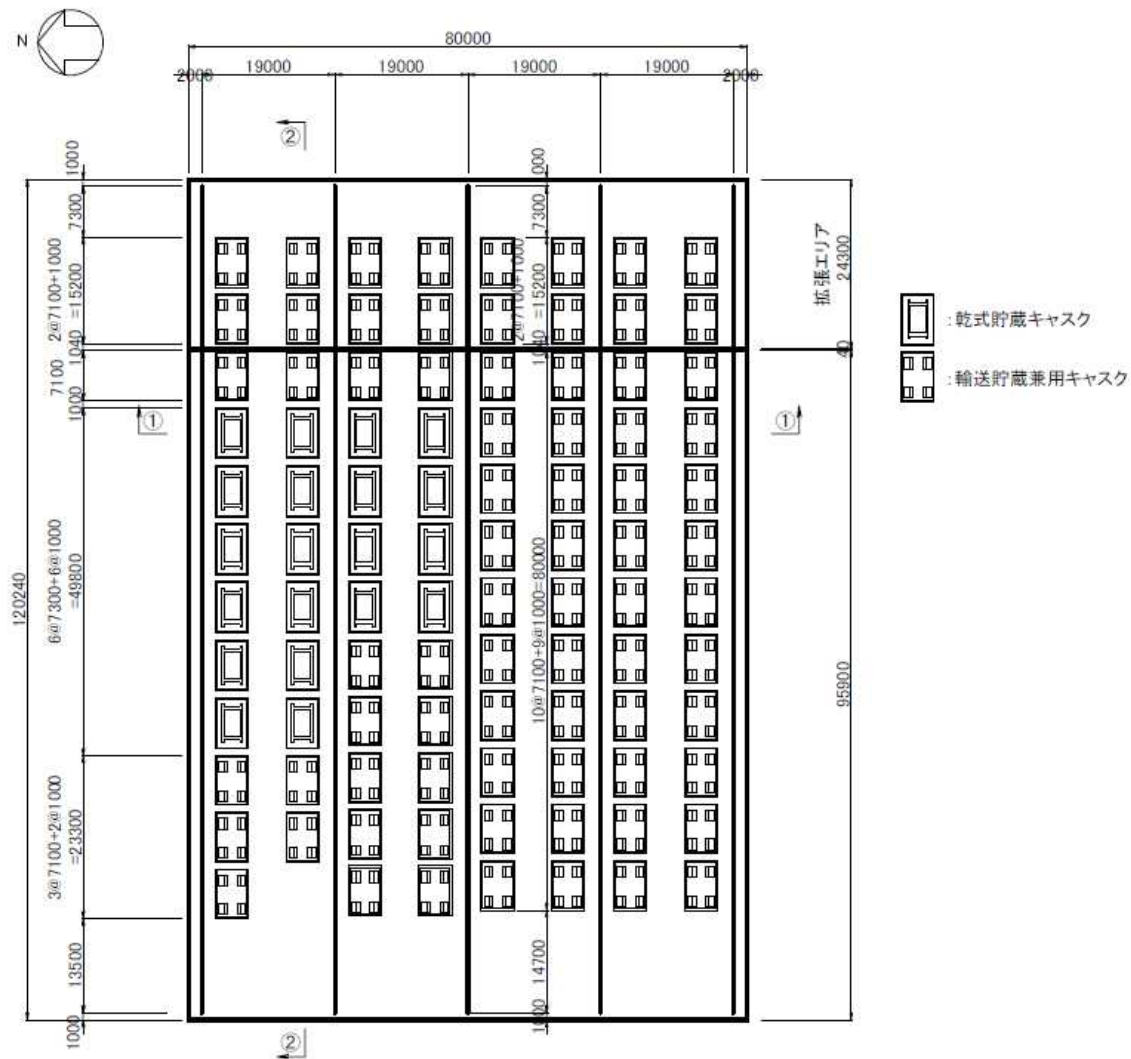


図2.5-1 キャスク配置図 (単位: mm)

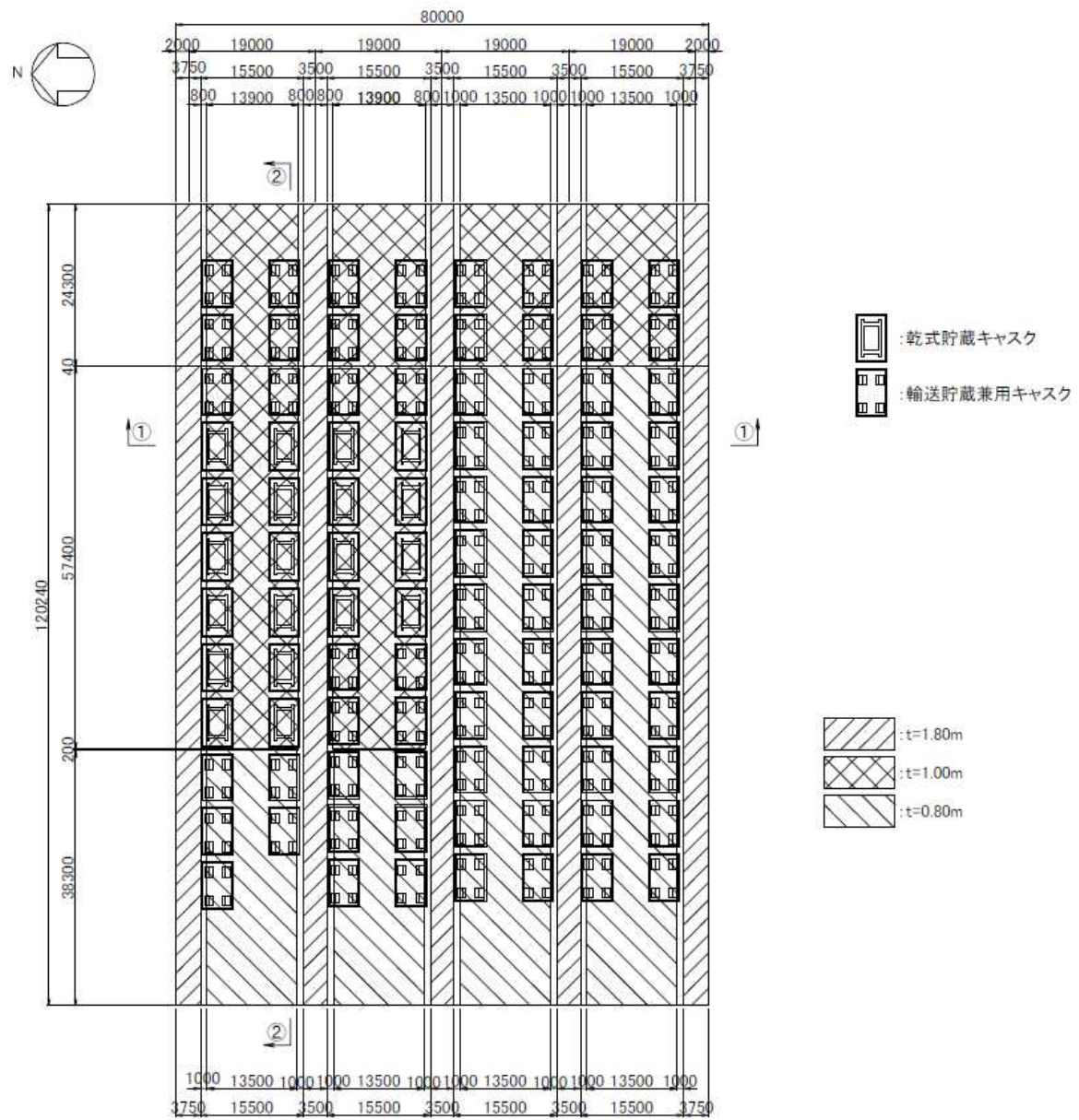
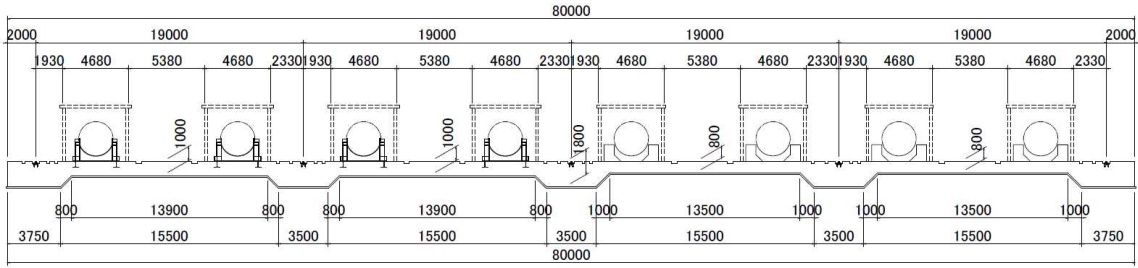


図 2. 5 - 2 基礎平面図 (単位 : mm)



①-①断面 (NS方向)



②-②断面 (EW方向)

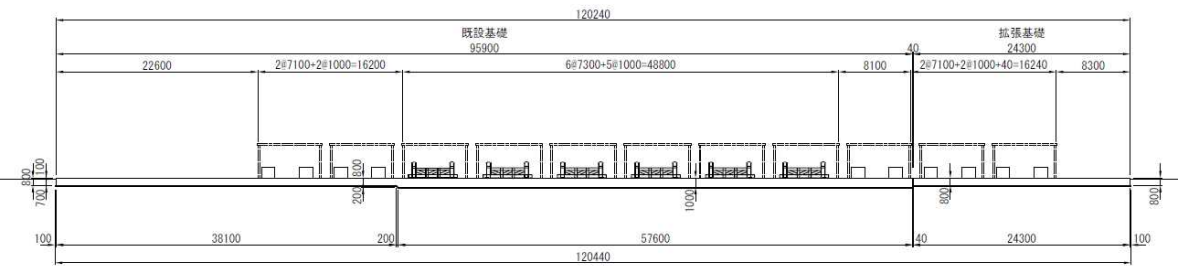
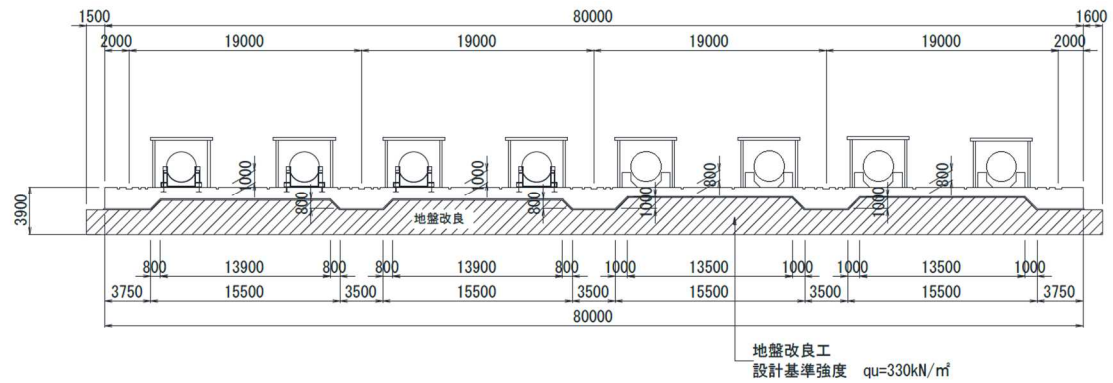


図 2. 5 - 3 基礎断面図 (単位 : mm)

①-①断面 (NS方向)



②-②断面 (EW方向)

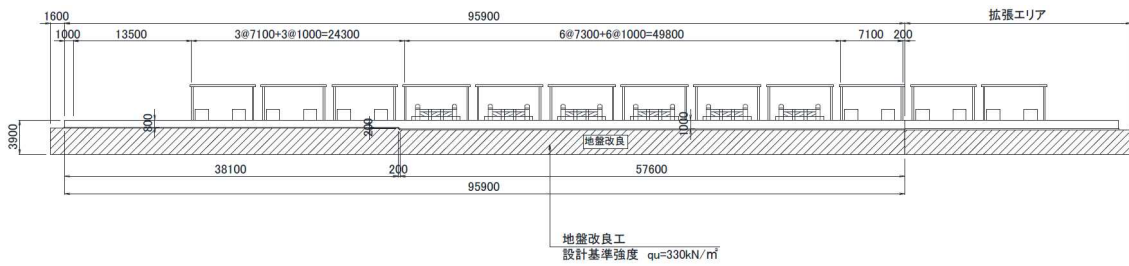
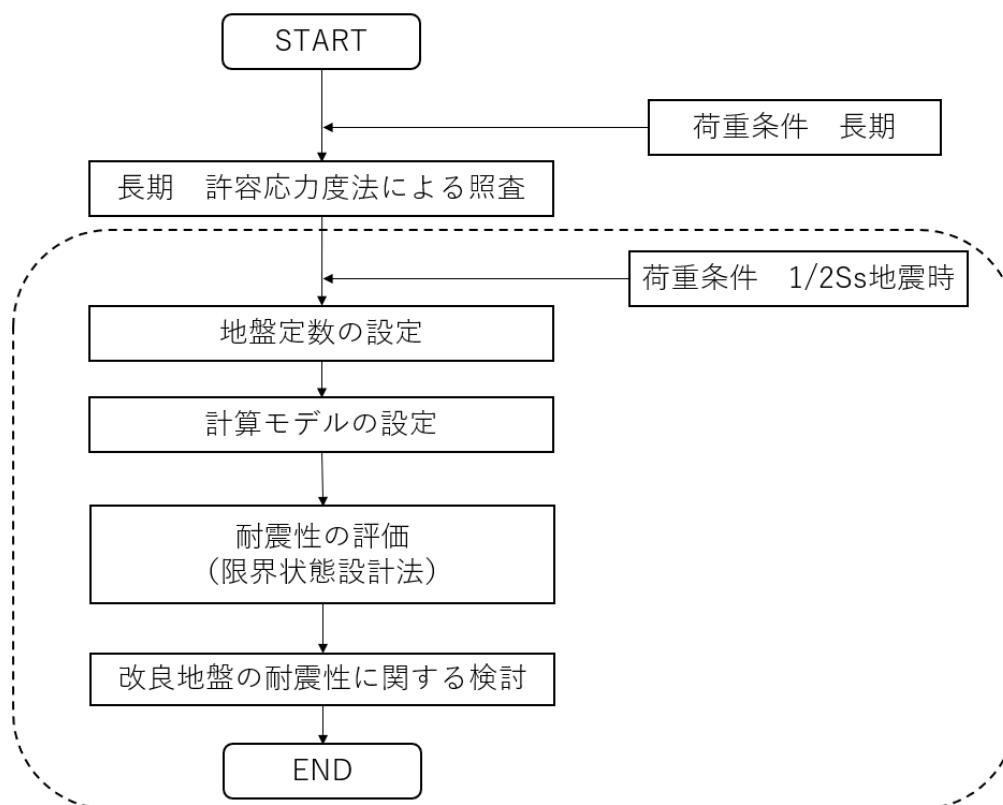


図 2. 5 - 4 地盤改良断面図 (単位 : mm)

2) 検討フロー

コンクリート基礎の耐震性検討フローを図2. 5-5に示す。



※本項での検討範囲

図2. 5-5 キャスク仮保管設備コンクリート基礎の耐震性検討フロー

### 3) 準拠規準

コンクリート基礎の検討は、以下の法規及び規準類に準拠して行う。

- ① 原子力発電所耐震設計技術規程 JEAC4601-2008 (社) 日本電気協会
- ② 乾式キャスクを用いる使用済み燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程 JEAC4616-2009 (社) 日本電気協会
- ③ コンクリート標準示方書 設計編 (2007) (社) 土木学会
- ④ コンクリート標準示方書 構造性能照査編 (2002) (社) 土木学会
- ⑤ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル (1992) (社) 土木学会
- ⑥ 原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル (2005) (社) 土木学会
- ⑦ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)
- ⑧ 道路橋示方書・同解説 I 共通編 V 耐震設計編 (社) 日本道路協会 (平成 14 年)

### 4) 評価方法

耐震性の評価方法を表 2. 5-1 に示す。

表 2. 5-1 耐震性の評価方法

評価対象	評価方法	準拠基準
鉄筋コンクリート	検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。	③
改良地盤	改良地盤に作用する地盤反力度が、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定した改良地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②
支持地盤	改良体下面に作用する鉛直荷重が、極限支持力に対する安全率に基づき設定した支持地盤の許容限界を下回ることを確認する。	②及び⑦

5) 使用材料

使用材料の物性値及び設計強度を表 2. 5-2 及び表 2. 5-3 に示す。

表 2. 5-2 コンクリートの材料定数, 設計強度及び鉄筋の設計強度

コンクリートの材料定数

	記号	単位	
ヤング係数	E	(N/mm <sup>2</sup> )	2.50×10 <sup>4</sup>
単位体積重量	γ	(kN/m <sup>3</sup> )	24.0

コンクリートの仕様

	記号	単位	
設計基準強度	f' <sub>ck</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	24.00

鉄筋の仕様

	記号	単位	
品質	-	-	SD345
使用径	-	-	D13~D32

表 2. 5-3 改良地盤, 支持地盤の物性値及び設計強度

改良地盤の物性値, 設計強度

	記号	単位	設計強度
設計圧縮強度	<sub>ss</sub> f <sub>sc</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	548
設計基準強度	F <sub>sc</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	329
変形係数	E	(kN/mm <sup>2</sup> )	32900
せん断強度	<sub>ss</sub> f <sub>ss</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	109.6

支持地盤の極限支持力

	記号	単位	設計強度
極限支持力	R <sub>u</sub>	(kN)	5320389

(3) 本設備の設計荷重とコンクリート基礎のモデル化

1) 設計荷重

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

コンクリート基礎自重による鉛直方向の荷重で、基礎及びペDESTALの鉛直荷重を対象とする。表2. 5-4に鉛直荷重を示す。

表2. 5-4 鉛直荷重

		奥行き方向幅	部材高	鉛直荷重
		(m)	(m)	(kN/m)
レール支持梁(EW方向)	レール部スラブ	3.50	1.80	151
NS方向スラブ	レール部スラブ	8.30	1.80	359
	キャスク部スラブ	8.30	1.00	199
	キャスク部スラブ	8.30	0.80	159
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70
EW方向スラブ	キャスク部スラブ	5.17	1.00	132
	キャスク部スラブ	5.17	0.80	111
	支持架台	1.50×0.72×1.185		70

・クレーン荷重(CL)

クレーンによる荷重を表2. 5-5に示す。

表2. 5-5 クレーン荷重

1輪当たり

	状態	フック寄り	走行車輪荷重					
			走行給電側			反走行給電側		
			鉛直方向	横行方向	走行方向	鉛直方向	横行方向	走行方向
			(UD方向)	(NS方向)	(EW方向)	(UD方向)	(NS方向)	(EW方向)
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
1/2Ss450	定格荷重 (150t)	走行給電側	2341	446	185	319	446	84

・キャスク荷重(CAL)

キャスクによる荷重を表2. 5-6に示す。

表2. 5-6 キャスク荷重

乾式貯蔵キャスク			1基当たり
	項目	単位	1/2Ss450
NS 方向	鉛直力	(kN)	1820
	水平力	(kN)	855
	モーメント	(kN・m)	1270
EW 方向	鉛直力	(kN)	1820
	水平力	(kN)	855
	モーメント	(kN・m)	1360

輸送貯蔵兼用キャスク			1脚当たり
	項目	単位	1/2Ss450
NS 方向	鉛直力	(kN)	455
	水平力	(kN)	429
	モーメント	(kN・m)	243
EW 方向	鉛直力	(kN)	455
	水平力	(kN)	411
	モーメント	(kN・m)	167

・モジュール荷重(MJL)

モジュールによる荷重を表2. 5-7に示す。

表2. 5-7 モジュール荷重

				1基当たり	
			単位	NS 方向断面	EW 方向断面
乾式貯蔵キャスク	1/2Ss450	鉛直方向	(kN)	1269	1269
		水平方向	(kN)	-381	376
輸送貯蔵兼用キャスク		鉛直方向	(kN)	1247	1247
		水平方向	(kN)	-374	370

・地震荷重(K)

地震震度はNS・EW方向それぞれについて水平・鉛直の応答加速度の最大値を用いて算出する。

応答加速度の最大値を表2. 5-8に示す。

表2. 5-8 応答加速度

	単位	水平	鉛直
NS 方向	(gal)	535.55	327.81
EW 方向	(gal)	532.55	335.46

コンクリート基礎の震度を表2. 5-9に示す。

表2. 5-9 震度

	水平	鉛直
NS 方向	0.546	0.334
EW 方向	0.543	0.342

鉛直震度方向は下向きが支配的であり、鉛直震度方向下向きについて検討する。

・風荷重(WL)

コンクリート基礎に対しては、風荷重は考慮しない(コンクリート基礎が扁平な形状であり大部分が地中構造物のため)。

・積雪荷重(SL)

積雪荷重については、考慮しない。

2) コンクリート基礎のモデル化

コンクリート基礎は梁バネモデルにより解析する。検討モデルは荷重と基礎形状の特性により、表2. 5-10に示す3タイプについてモデル化する。

表2. 5-10 検討タイプ

検討タイプ	考慮する設備荷重	形状特性
レール支持梁(EW方向)	クレーン	幅3.5m, 厚1.8mの一定形状
NS方向基礎	キャスク, モジュール	厚1.8m, 1.0m, 0.8m
EW方向基礎	キャスク, クレーン, モジュール	厚1.0m, 0.8m

3タイプの検討位置を図2. 5-6に、解析モデルを表2. 5-11に示す。

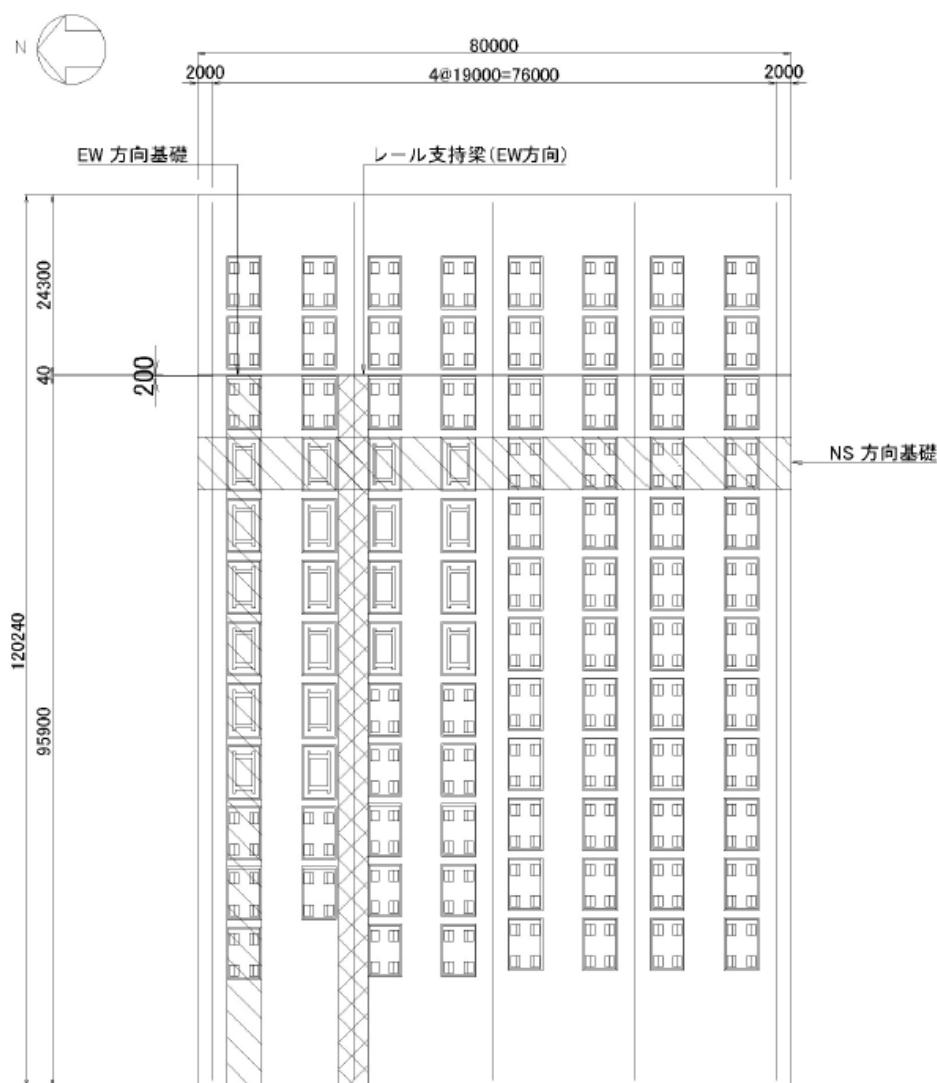


図2. 5-6 検討タイプ (単位: mm)



表2. 5-11 検討タイプの形状とモデル図

レール支持梁	
NS方向基礎	
EW方向基礎	

(単位:mm)

3) 荷重の組合せ

荷重組合せを表 2. 5-12 に示す。

表 2. 5-12 基礎の荷重組合せ

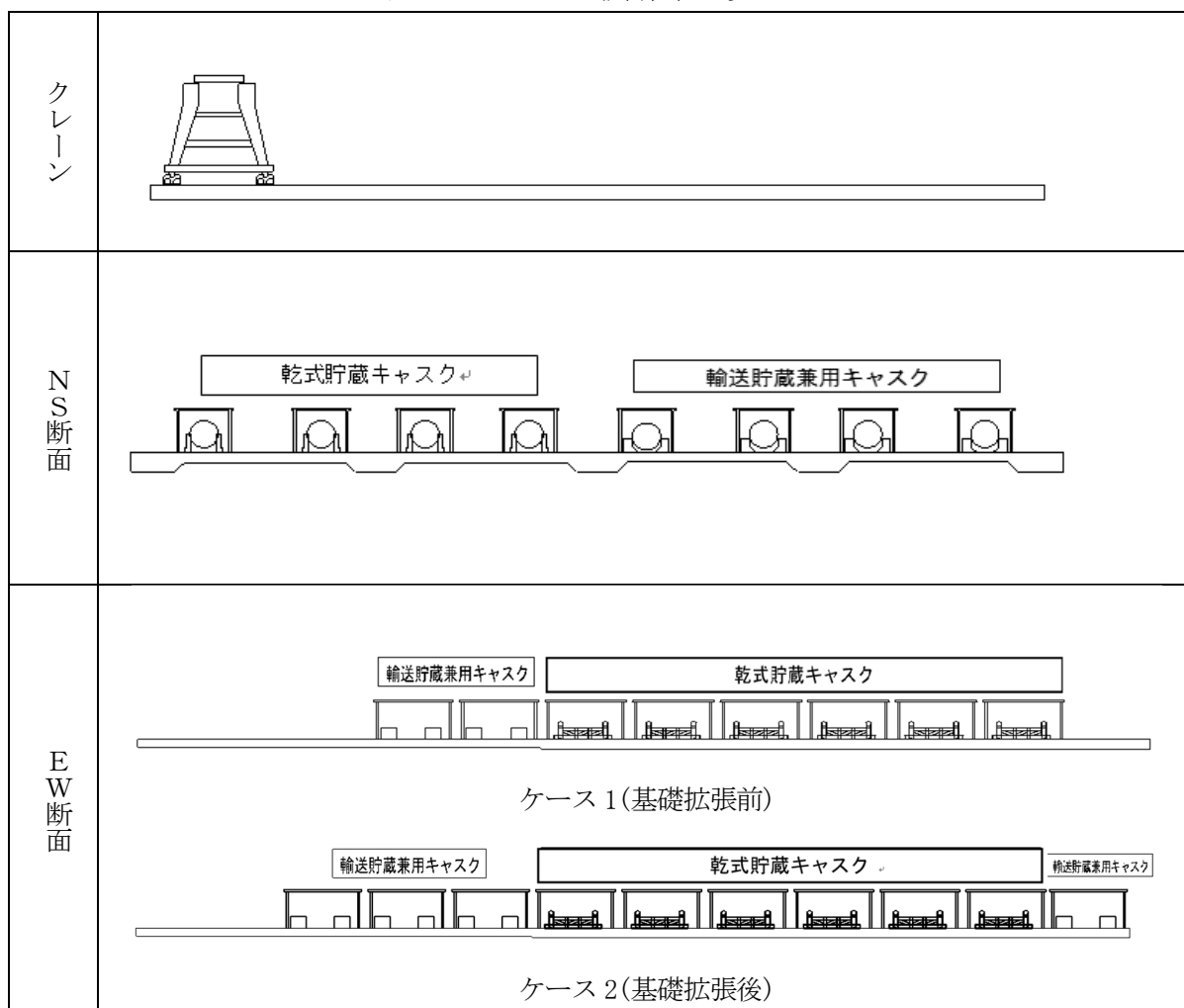
		荷重組合せ内容
レール支持梁	1/2Ss450	VL+CL+K(H)+K(V <sub>下向き</sub> )
NS 方向基礎		VL+CL+CAL+MJL+K(H)+K(V <sub>下向き</sub> )
EW 方向基礎		VL+CAL+MJL+K(H)+K(V <sub>下向き</sub> )

4) 基礎への載荷位置

解析時のクレーン及びキャスク・モジュールの載荷位置を表 2. 5-13 に示す。

クレーンについては待機位置への載荷とし、EW 断面のキャスク・モジュールについては基礎拡張前と基礎拡張後の 2 ケースについて検討を行う。

表 2. 5-13 載荷位置一覧



5) 設計断面力

各断面について最大値（負の値は最小値）を抽出し，設計断面力とする。

(4) 耐震性の評価

耐震性の評価は次式に示すように検討用断面力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。

曲げ耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{M_d}{M_{ud}} \leq 1.0$$

ここに，

$\gamma_i$ ： 構造物係数  $\gamma_i=1.0$

$M_d$ ： 設計曲げモーメント (kN・m)

$M_{ud}$ ： 設計曲げ耐力 (kN・m)

せん断耐力の照査

$$\gamma_i \cdot \frac{V_d}{V_{yd}} \leq 1.0$$

ここに，

$\gamma_i$ ： 構造物係数  $\gamma_i=1.0$

$V_d$ ： 設計せん断力 (kN)

$V_{yd}$ ： 設計せん断耐力 (kN)

断面検討結果を表2.5-14～表2.5-22，図2.5-7～図2.5-8に示す。  
断面検討の結果，検討用断面力が部材の終局耐力以下であることを確認した。

表 2. 5-14 断面諸元 (レール支持梁 (EW 方向))

項目		記号	単位	レール支持梁	
部材	部材幅	b	(mm)	3500	
	部材高	h	(mm)	1800	
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	525
		鉄筋	-	-	D25
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067
		本数	-	(本)	24.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	121.61
	2 段目	位置	d	(mm)	866
		鉄筋	-	-	D25
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067
		本数	-	(本)	6.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	30.40
	3 段目	位置	d	(mm)	1658
		鉄筋	-	-	D32
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	7.942
		本数	-	(本)	24.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	190.61
	せん断	鉄筋	-	-	D22
断面積		-	(cm <sup>2</sup> )	3.871	
本数		-	(本)	4.000	
配置間隔		S <sub>a</sub>	(mm)	450	

表 2. 5-15 断面力 (レール支持梁 (EW 方向))

項目		記号	単位	1/2S <sub>s</sub> 地震時
上側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	-4388
	軸力	N <sub>d</sub>	(kN)	280
	せん断力	V <sub>d</sub>	(kN)	0
下側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	2562
	軸力	N <sub>d</sub>	(kN)	316
	せん断力	V <sub>d</sub>	(kN)	1961
せん断力 最大	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	909
	軸力	N <sub>d</sub>	(kN)	173
	せん断力	V <sub>d</sub>	(kN)	2533

表 2. 5 - 1 6 照査結果 (レール支持梁 (EW 方向))

項目		記号	単位	スラブ
上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-4388
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	-5821
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$		-	0.75
	判定		-	OK
下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	2562
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	12062
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00
	$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$		-	0.21
	判定		-	OK
せん断	せん断力	$V_d$	(kN)	2533
	せん断耐力	$V_{yd}$	(kN)	3006
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00
	$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$		-	0.84
	判定		-	OK

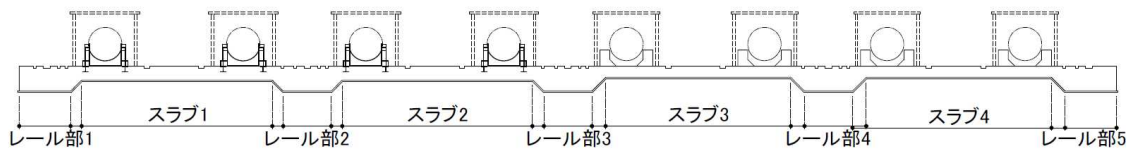


図 2. 5 - 7 NS 方向基礎検討位置図

表2. 5-17 断面諸元 (NS 方向基礎レール・スラブ)

項目		記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5	
部材	部材幅	b	(mm)	8300	8300	8300	8300	8300	
	部材高	h	(mm)	1650	1650	1650	1650	1650	
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	350	350	350	540	540
		鉄筋	-	-	D25	D25	D25	D32	D32
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	-	(本)	110.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	557.37	278.69	278.69	436.81	436.81
	2 段目	位置	d	(mm)	1540	1540	1540	1540	1540
		鉄筋	-	-	D32	D32	D32	D32	D32
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	7.942	7.942	7.942	7.942	7.942
		本数	-	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	436.81	436.81	436.81	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	-	-	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	-	(mm)	600	600	600	600	600
		本数	-	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S <sub>s</sub>	(mm)	900	900	900	900	900

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	
部材	部材幅	b	(mm)	8300	8300	8300	8300	
	部材高	h	(mm)	850	850	650	650	
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	350	350	100	100
		鉄筋	-	-	D25	D25	D25	D25
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	-	(本)	110.000	55.000	55.000	110.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	557.37	278.69	278.69	557.37
	2 段目	位置	d	(mm)	740	740	540	540
		鉄筋	-	-	D25	D25	D32	D32
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067	5.067	7.942	7.942
		本数	-	(本)	55.000	55.000	55.000	55.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	278.69	278.69	436.81	436.81
	せん断	鉄筋	-	-	D16	D16	D16	D16
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	-	(mm)	600	600	600	600
		本数	-	(本)	13.833	13.833	13.833	13.833
		配置間隔	S <sub>s</sub>	(mm)	600	600	600	600

表 2. 5-18 断面力 (NS 方向基礎レール・スラブ)

項目		記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5	
上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-1256	※				
	軸力	$N_d$	(kN)	-683					
	せん断力	$V_d$	(kN)	-942					
下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	2501	2480	2305	2457	450	
	軸力	$N_d$	(kN)	162	-1119	-813	-390	-228	
	せん断力	$V_d$	(kN)	2411	671	880	844	-131	
せん断力 最大	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	2501	2010	1187	1317	333	
	軸力	$N_d$	(kN)	162	-394	-1804	-1382	-359	
	せん断力	$V_d$	(kN)	2411	883	-923	-953	-264	

※：レール部 2, 3, 4, 5 では上側引張が発生しない

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-4892	-1725	-1269	-1128
	軸力	$N_d$	(kN)	-953	-1317	-956	-560
	せん断力	$V_d$	(kN)	0	0	-0	0
下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	1913	2551	2305	2457
	軸力	$N_d$	(kN)	55	-954	-813	-390
	せん断力	$V_d$	(kN)	1537	538	880	844
せん断力 最大	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-505	748	1074	1312
	軸力	$N_d$	(kN)	-126	-696	-276	130
	せん断力	$V_d$	(kN)	1753	1346	1325	1330

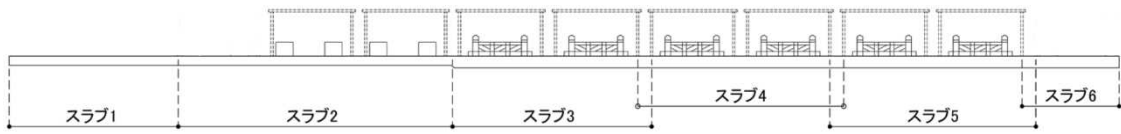
表 2. 5 - 1 9 断面照査結果

項目		記号	単位	レール部 1	レール部 2	レール部 3	レール部 4	レール部 5	
上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-1256	※				
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	-15460					
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00					
	$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leq 1.0$	-	0.08						
	判定	-	OK						
下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	2501	2480	2305	2457	450	
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	23159	16909	17837	23034	19134	
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leq 1.0$	-	0.11	0.06	0.8	0.11	0.02		
	判定	-	OK	OK	OK	OK	OK		
せん断	せん断力	$V_d$	(kN)	2411	883	924	954	265	
	せん断耐力	$V_{yd}$	(kN)	4555	4360	4409	4487	3733	
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
	$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leq 1.0$	-	0.53	0.20	0.21	0.21	0.07		
	判定	-	OK	OK	OK	OK	OK		

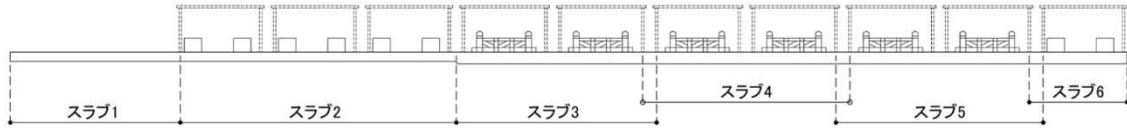
※：レール部 2, 3, 4, 5 では上側引張が発生しない

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4
上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-4892	-1725	-1269	-1128
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	-7080	-3266	-3868	-7574
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leq 1.0$	-	0.69	0.53	0.33	0.15	
	判定	-	OK	OK	OK	OK	
下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	1913	2551	2305	2457
	曲げ耐力	$M_{ud}$	(kN・m)	9288	7410	6113	6370
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot M_d/M_{ud} \leq 1.0$	-	0.21	0.34	0.38	0.36	
	判定	-	OK	OK	OK	OK	
せん断	せん断力	$V_d$	(kN)	1754	1347	1325	1331
	せん断耐力	$V_{yd}$	(kN)	3007	2888	2744	2791
	構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00
	$\gamma_i \cdot V_d/V_{yd} \leq 1.0$	-	0.58	0.47	0.48	0.48	
	判定	-	OK	OK	OK	OK	





ケース 1(基礎拡張前)



ケース 2(基礎拡張後)

図 2. 5 - 8 EW 方向基礎検討位置図

表 2. 5 - 2 0 断面諸元 (EW 方向基礎)

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6	
部材	部材幅	b	(mm)	5170	5170	5170	5170	5170	5170	
	部材高	h	(mm)	800	800	1000	1000	1000	1000	
鉄筋	1 段目	位置	d	(mm)	113	113	113	113	113	113
		鉄筋	-	-	D13	D13	D13	D13	D13	D13
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267	1.267
		本数	-	(本)	17.000	17.000	14.000	14.000	14.000	14.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	21.54	21.54	17.74	17.74	17.74	17.74
	2 段目	位置	d	(mm)	275	275	525	525	525	525
		鉄筋	-	-	D25	D25	D25	D25	D25	D25
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067	5.067
		本数	-	(本)	28.000	28.000	32.000	32.000	32.000	32.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	141.88	141.88	162.14	162.14	162.14	162.14
	3 段目	位置	d	(mm)	661	661	866	866	866	866
		鉄筋	-	-	D25	D25	D22	D22	D22	D22
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	5.067	5.067	3.871	3.871	3.871	3.871
		本数	-	(本)	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000	34.000
		鉄筋量	A <sub>s</sub>	(cm <sup>2</sup> )	172.28	172.28	131.61	131.61	131.61	131.61
	せん断	鉄筋	-	-	D16	D16	D16	D16	D16	D16
		断面積	-	(cm <sup>2</sup> )	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986	1.986
		ピッチ	-	(mm)	600	600	600	600	600	600
		本数	-	(本)	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617	8.617
		配置間隔	S <sub>s</sub>	(mm)	600	600	600	600	600	600

表 2. 5-2 1 断面力 (EW 方向基礎)

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6	
1/2Ss 地震時 ケース 1	上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-543	-948	-473	-420	-251	-129
		軸力	$N_d$	(kN)	-1542	-2061	-1433	-248	130	312
		せん断力	$V_d$	(kN)	-120	0	0	0	0	0
	下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	12	1717	423	411	1531	1531
		軸力	$N_d$	(kN)	-445	-1091	-1520	63	846	846
		せん断力	$V_d$	(kN)	0	-1201	-428	-576	-811	-811
	せん断力 最大	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-543	1717	351	372	1531	1531
		軸力	$N_d$	(kN)	-1542	-1091	-1512	-326	846	846
		せん断力	$V_d$	(kN)	-120	-1201	-649	-610	-811	-811

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6	
1/2Ss 地震時 ケース 2	上側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-918	-540	-459	-360	-1164	-1483
		軸力	$N_d$	(kN)	-1500	-1532	-1241	-873	-345	-295
		せん断力	$V_d$	(kN)	0	-103	0	0	-226	-150
	下側 引張	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	※	1697	416	462	462	276
		軸力	$N_d$	(kN)		-846	-879	-529	-529	565
		せん断力	$V_d$	(kN)		-1212	-603	-604	-604	-1155
	せん断力 最大	曲げモーメント	$M_d$	(kN・m)	-349	1697	281	462	-602	276
		軸力	$N_d$	(kN)	-1933	-846	-1244	-529	-192	565
		せん断力	$V_d$	(kN)	412	-1212	-605	-604	-707	-1155

※ケース 2 スラブ 1 では下側引張が生じない

表 2. 5 - 2 2 断面照査結果 (EW 方向基礎)

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6	
1/2Ss 地震時 ケース 1	上側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	-543	-948	-473	-420	-251	-129
		曲げ耐力	M <sub>ud</sub>	(kN・m)	-1525	-1700	-1272	-2241	-3420	-9246
		構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$	-	0.36	0.56	0.37	0.19	0.07	0.01	
		判定	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	下側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	12	1717	423	411	1531	1531
		曲げ耐力	M <sub>ud</sub>	(kN・m)	250	3499	2246	6001	7025	4652
		構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$	-	0.05	0.49	0.19	0.07	0.22	0.22	
		判定	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	せん 断	せん断力	V <sub>d</sub>	(kN)	120	1202	649	610	811	811
		せん断耐力	V <sub>yd</sub>	(kN)	1858	1566	1702	1877	1987	1987
		構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$	-	0.06	0.77	0.38	0.32	0.41	0.41	
		判定	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

項目		記号	単位	スラブ 1	スラブ 2	スラブ 3	スラブ 4	スラブ 5	スラブ 6	
1/2Ss 地震時 ケース 2	上側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	-918	-540	-459	-360	-1164	-1483
		曲げ耐力	M <sub>ud</sub>	(kN・m)	-1876	-1526	-1350	-1424	-2467	-2553
		構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$	-	0.49	0.35	0.34	0.25	0.47	0.58	
		判定	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
	下側 引張	曲げモーメント	M <sub>d</sub>	(kN・m)	※	1697	416	462	462	276
		曲げ耐力	M <sub>ud</sub>	(kN・m)		3622	3030	3881	3881	10099
		構造物係数	$\gamma_i$	-		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$	-	0.47		0.14	0.12	0.12	0.03	
		判定	-	OK		OK	OK	OK	OK	
	せん 断	せん断力	V <sub>d</sub>	(kN)	412	1212	606	604	708	1155
		せん断耐力	V <sub>yd</sub>	(kN)	1943	1604	1742	1847	1983	1966
		構造物係数	$\gamma_i$	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
		$\gamma_i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$	-	0.21	0.76	0.35	0.33	0.36	0.59	
		判定	-	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

※ケース 2 スラブ 1 では下側引張が生じない

(5) 改良地盤の耐震性に対する検討

1) 検討方針

検討は「JEAC 4616-2009」に準拠し、1/2Ss450により発生する荷重に対して許容限界を満足することを確認する。

改良地盤の許容限界は、改良地盤の設計圧縮強度、せん断抵抗に対する安全率に基づき設定する。

支持地盤の許容限界は、支持地盤の極限支持力に対する安全率に基づき設定する。

2) 検討モデル

改良地盤の範囲は、コンクリート基礎下面から G.L. -3.90m までである。図 2. 5-9 に地盤改良平面図、図 2. 5-10 に 1-1 断面を示す。

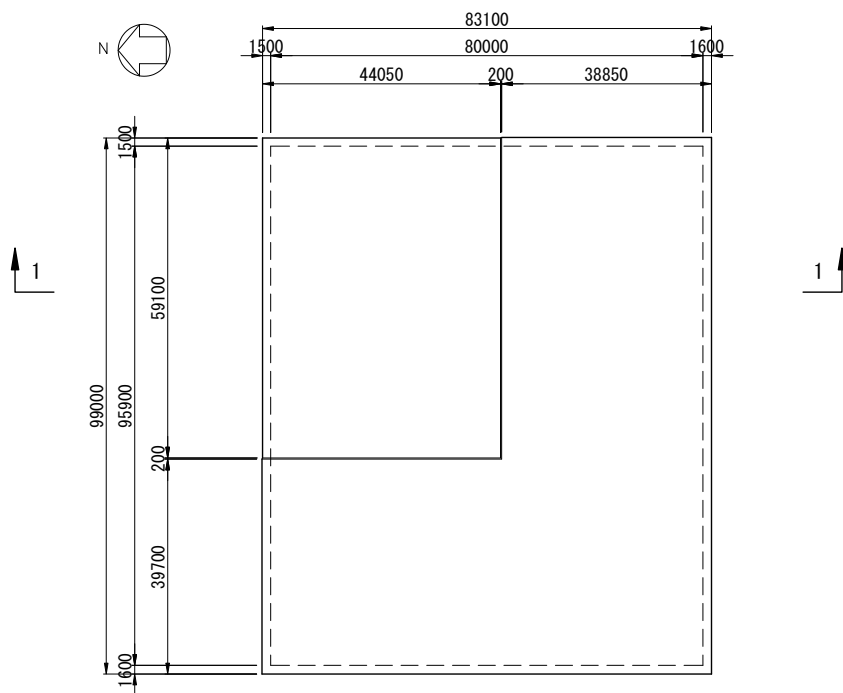


図 2. 5-9 地盤改良平面図 (単位: mm)

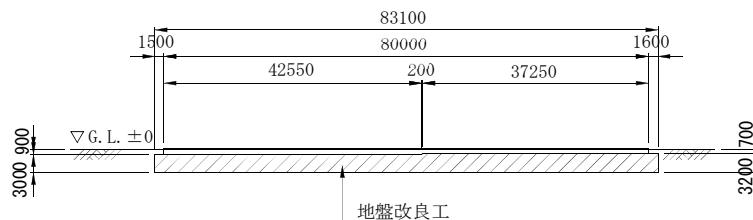


図 2. 5-10 1-1 断面 (単位: mm)

3) 改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討

改良地盤に生じる地盤反力度に対する検討は、改良地盤に発生する最大地盤反力度（梁バネモデルにより算出するバネ反力度）に対して圧縮強度が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{{}_{ss}f_{sc}}{q_{max}} \geq 1.5$$

ここに、

${}_{ss}f_{sc}$  : 改良地盤の圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$q_{max}$  : 最大地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)

安全率の検討結果を表 2. 5 - 2 3 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度はコンクリート基礎直下の最大地盤反力度の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2. 5 - 2 3 改良地盤の地盤反力度に対する検討結果（基礎下面）

		最大地盤 反力度 $q_{max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	改良地盤の 圧縮強度 ${}_{L}f_{sc}$ (kN/m <sup>2</sup> )	検定値 ${}_{ss}f_{sc}/q_{max}$	判定
レール支持梁	1/2Ss450	293	548	1.87 > 1.5	OK
NS 方向スラブ		219	548	2.50 > 1.5	OK
EW 方向スラブ		146	548	3.75 > 1.5	OK

4) 改良地盤に生じるせん断力に対する検討

改良地盤に生じるせん断力に対する検討は、改良地盤に発生する設計せん断力に対して地盤のせん断抵抗力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{H_u}{H_d} \geq 1.5$$

$$H_u = s_s f_{ss} \cdot B \cdot L$$

$$s_s f_{ss} = 1/5 \cdot s_s f_{sc}$$

ここに、

$H_u$  : 改良地盤のせん断抵抗力 (kN)

$H_d$  : 設計せん断力 (コンクリート基礎底面に作用する水平力) (kN)

$s_s f_{ss}$  : 改良地盤のせん断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

$s_s f_{sc}$  : 改良地盤の圧縮強度 (kN/m<sup>2</sup>)  $s_s f_{sc} = 548$  (kN/m<sup>2</sup>)

$B$  : コンクリート基礎幅  $B = 80.0$  (m)

$L$  : コンクリート基礎長  $L = 95.9$  (m)

改良地盤のせん断抵抗力は次式により算定する。

$$s_s f_{ss} = 1/5 \cdot 548 = 109.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$H_u = 109.6 \times 80.0 \times 95.9 = 840851 \text{ (kN)}$$

安全率の検討結果を表 2. 5 - 2 4 に示す。検討結果より改良地盤のせん断抵抗力はコンクリート基礎直下の設計せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2. 5 - 2 4 改良地盤のせん断力に対する検討結果

	設計せん断力 $H_d$ (kN)	改良地盤の せん断抵抗力 $H_u$ (kN)	安全率	判定
1/2Ss450	217732	840851	3.86 > 1.50	OK

5) 支持力の検討

改良地盤直下の支持地盤については、改良体下面に作用する設計鉛直力に対して支持地盤の極限支持力が 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V_d} \geq 1.5$$

$$\begin{aligned} R_u &= q_u \times A_e \\ &= 674.5 \times 7887.9 = 5320389 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

ここに、

- R<sub>u</sub> : 支持地盤の極限支持力 (kN)
- q<sub>u</sub> : 極限支持力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- A<sub>e</sub> : 基礎地盤の有効載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$$V_d = V_{d1} + V_{d2}$$

ここに、

- V<sub>d</sub> : 設計鉛直力 (kN)
- V<sub>d1</sub> : コンクリート基礎下面に作用する鉛直力 (kN)  
V<sub>d1</sub> = 538633 (kN)
- V<sub>d2</sub> : 改良地盤による鉛直力 (kN)      V<sub>d2</sub> = 589294 (kN)

$$V_d = V_{d1} + V_{d2} = 1127927 \text{ (kN)}$$

安全率の検討結果を表 2. 5 - 2 5 に示す。検討結果より地盤の極限支持力は設計鉛直力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2. 5 - 2 5 支持力に対する検討結果

	改良体下面の 鉛直力 V <sub>d</sub> (kN)	極限支持力 R <sub>u</sub> (kN)	安全率	判定
1/2Ss450	1127927	5320389	4.72 > 1.50	OK

(実施計画 : II-2-13-添 3-2-110~135)

(6) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響検討

基礎への水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する影響検討方針は以下の通り。

1) 従来設計手法における評価対象断面に対して直交する荷重の整理

キャスク仮保管設備基礎については NS 方向断面・EW 方向断面を評価対象断面としており、それぞれの評価対象断面に直交して作用する荷重を整理する。

2) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価

従来設計手法における評価対象断面の地震応答解析に基づく構造部材の照査において、評価対象断面に直交する断面の地震応答解析に基づく構造部材の発生断面力等を適切に組み合わせることで、水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せによる構造部材の発生断面力を算出するとともに構造部材の設計上の許容値に対する照査を実施し、構造物が有する耐震性への影響を確認する。



- 1) 従来設計手法における評価対象断面に対して直交する荷重の整理  
基礎全体に作用する荷重の整理結果を図2. 5-11に示す。

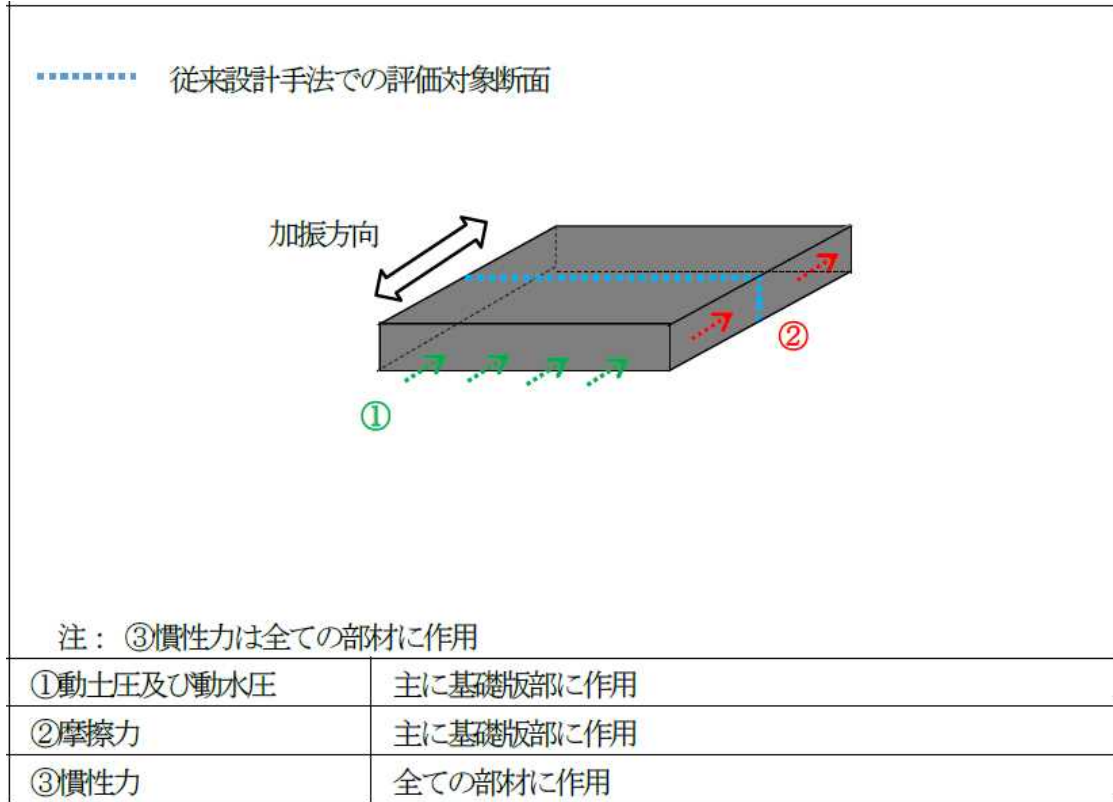
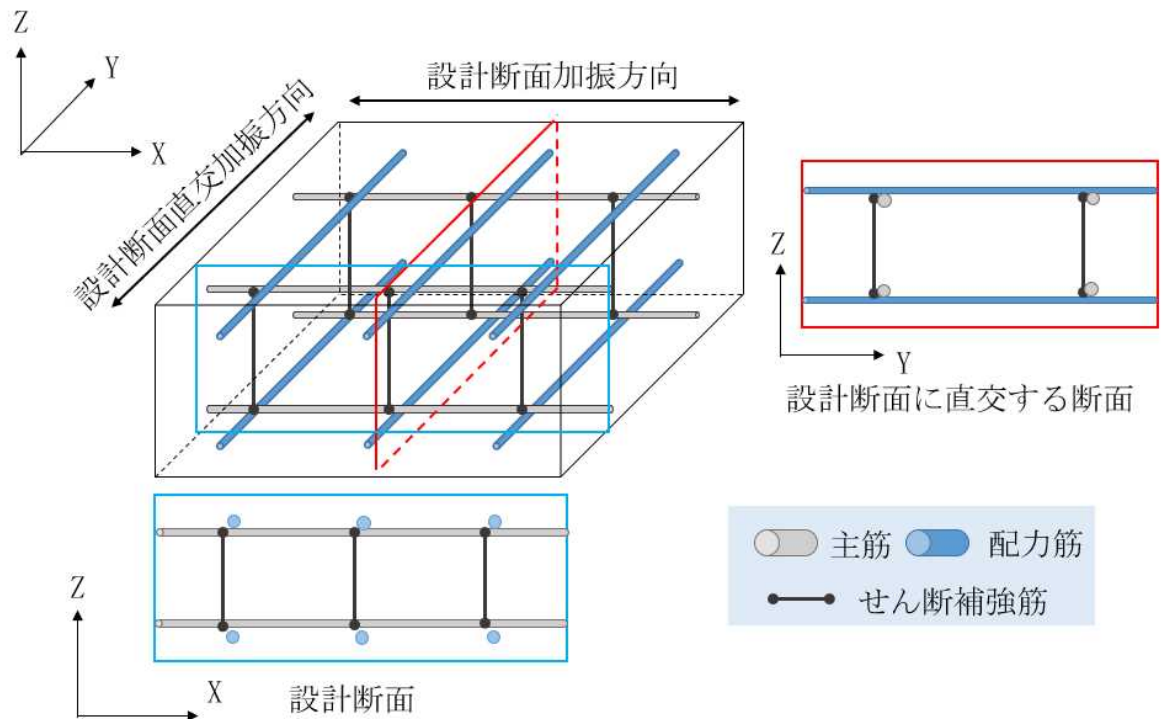


図2. 5-11 キャスク仮保管設備基礎(版基礎)全体に作用する荷重の整理

キャスク仮保管設備基礎については、NS方向約80m、EW方向約121m、厚さ0.8m(一部1.0m、1.8m)の扁平な形状であるため、①動土圧および動水圧、②摩擦力については③慣性力に比べて十分小さい。よって、評価対象断面に対して直交する③慣性力の影響について検討することとする。

基礎版内部の断面力・応力を抽出し、それぞれ負担する鉄筋を整理した結果を図2. 5-12に示す。



		設計断面 方向加振	設計断面 直交方向加振	備考
断面力	My	○	×	主筋にて受け持つ
	Mx	×	○	配力筋にて受け持つ
	Nx	○	×	主筋にて受け持つ
	Ny	×	○	配力筋にて受け持つ
	Qz	○	○	互いに干渉する可能性あり
応力	主筋	○	×	それぞれ断面内の力のみ受け持つ
	配力筋	×	○	
	せん断補強筋	○	○	互いに干渉する可能性あり

図2. 5-12 設計断面および設計断面直交方向加振において発生する断面力・応力  
(M: 曲げモーメント, N: 軸力, Q: せん断力)

2) 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの影響評価

基礎の影響評価は、NS方向断面およびEW方向断面の二次元地震応答解析において、互いに干渉しあう断面力や応力を選定し、それぞれの断面においてそれに直交する断面の影響を考慮し評価する。

図2.5-12において示した通り、NS方向断面とEW方向断面は互いに曲げモーメントと軸力に関しては断面内のみで受け持つものの、せん断力に関してはせん断補強筋を介してもう一方の断面に影響を及ぼす。よって、せん断力の照査において直交方向加振の影響を考慮する必要がある。

照査の方法としては、基礎版の部位(基礎厚800mm, 1000mm, 1800mm)のそれぞれの耐震評価結果を用いて、コンクリート標準示方書に従い以下の方法を用いて照査を行う。

<p>長方形断面に二軸せん断力が作用する場合の照査は、式(解2.4.3)を満足することを確かめることにより行ってよい。</p> $(\gamma_1 V_{dx} / V_{yx})^2 + (\gamma_1 V_{dy} / V_{yy})^2 \leq 1.0 \quad (\text{解 2.4.3})$ <p>ここに、<math>V_{yx}</math> : x軸に関する設計一軸せん断耐力  <math>V_{yy}</math> : y軸に関する設計一軸せん断耐力  <math>V_{dx}</math> : 二軸せん断力作用時のx軸に関する設計せん断力  <math>V_{dy}</math> : 二軸せん断力作用時のy軸に関する設計せん断力</p>
---

評価結果を表2.5-26に示す。

表2.5-26 二軸せん断力が作用する場合における既設基礎スラブの照査結果

方向	項目	記号	レール部 (t=1800mm)	スラブ (t=1000mm)	スラブ (t=800mm)
NS方向	NS方向に関する設計せん断力	$V_{dNS}$	2411	1754	1325
	構造物係数	$\gamma_1$	1.0	1.0	1.0
	NS方向に関する設計一軸せん断耐力	$V_{yNS}$	4555	3007	2744
	$(\gamma_1 V_{dNS} / V_{yNS})$		0.53	0.58	0.48
EW方向	EW方向に関する設計せん断力	$V_{dEW}$	2533	1155	1202
	構造物係数	$\gamma_1$	1.0	1.0	1.0
	EW方向に関する設計せん断耐力	$V_{yEW}$	3006	1966	1566
	$(\gamma_1 V_{dEW} / V_{yEW})$		0.84	0.59	0.77
二軸せん断力作用する場合の照査式	$(\gamma_1 V_{dNS} / V_{yNS})^2 + (\gamma_1 V_{dEW} / V_{yEW})^2$		0.99	0.69	0.82
判定			OK	OK	OK

いずれの部位についてもコンクリート標準示方書の照査式を満たしていることを確認した。

~~キャスク仮保管設備は、地震以外の想定される自然現象（津波、豪雨、台風、竜巻等）によって施設の安全性が損なわれない設計とする。~~

---

---

~~○ 自然現象に対する設計上の考慮~~

- ~~・安全機能を有する構築物、系統及び機器は、地震以外の想定される自然現象（津波、豪雨、台風、竜巻等）によって施設の安全性が損なわれない設計であること。重要度の特に高い安全機能を有する構築物、系統及び機器は、予想される自然現象のうち最も苛酷と考えられる条件、又は自然力に事故荷重を適切に組み合わせた場合を考慮した設計であること。~~

~~（実施計画：II-1-14-1）~~

~~○ 地震以外の自然現象~~

~~キャスク仮保管設備における地震以外の自然現象に対しては以下の通りとする。~~

~~4 自然災害対策等~~

~~(1) 津波~~

~~キャスク仮保管設備は、発電所構内の高台（T.P. 約 38m）に位置するグラウンドに設置することから、津波の影響を受けることはない。~~

~~(2) 台風・竜巻~~

~~乾式キャスクは基礎に据え付けられ、コンクリートモジュールの中に保管されているため、台風・竜巻の影響を受けない。~~

~~（実施計画：II-2-13-3～4）~~

---

---

## 津波影響評価について

検討用津波に対して実施した津波遡上解析結果を以下に示す。キャスク仮保管設備については津波遡上範囲外の高台(T.P. 約 38m)に設置されており、検討用津波に対しても影響を受けない。

