

2.3 クレーンの構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

クレーンについて、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

クレーンの物性値及び許容応力を表 2.3-1 に示す。温度は運転エリアの最高温度（40℃）に余裕を見込んだ 50℃とする。落下防止の観点から、曲げと組合せは設計引張強さ S_u を許容応力とする。せん断応力は JEAG4601・補-1984 に従い引張応力から換算して、設計引張強さ S_u を $1/\sqrt{3}$ 倍して用いる。

表 2.3-1 物性値及び許容応力

材料定数

部位	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比	温度 (℃)
クレーン本体 ガーダ	SM490A	201,000	0.3	50

許容応力

部位		使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
クレーン本体 ガーダ	中央	SM490A	曲げ	480
	端部	SM490A	せん断	277
脱線防止ラグ		SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394
トロリストッパ		SS400	曲げ	394
			せん断	227
			組合せ	394

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含むクレーン自身の質量による荷重である。

地震荷重は弾性設計用地震動 Sd による荷重であり，水平 2 方向の地震荷重に鉛直方向地震荷重を加算する。具体的には次の通りである。

- ・ 死荷重 + 水平地震 (NS, EW 方向) + 鉛直地震

クレーン本体ガーダ質量	170,000 (kg)
トロリ質量	103,000 (kg)
吊り荷質量	100,000 (kg)

(2) クレーンの地震応答解析

解析は、地震応答解析モデルにより計算機コード「ABAQUS」を用いた直接積分法による時刻歴解析により行う

1) 解析に用いる入力地震動

クレーンの入力地震動は、弾性設計用地震動 Sd を入力した時のクレーン支持用架構の地震応答計算から得られる G.L.+40.22m (添付資料-4-2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照) の時刻歴加速度波を用いる。時刻歴加速度波形を図 2.3-1 に示す。なお、死荷重は鉛直下向きに 1G とする。

この時刻歴加速度波はクレーンの走行範囲で想定される時刻歴加速度波のうち、クレーンに対し最も影響を与えるものである。

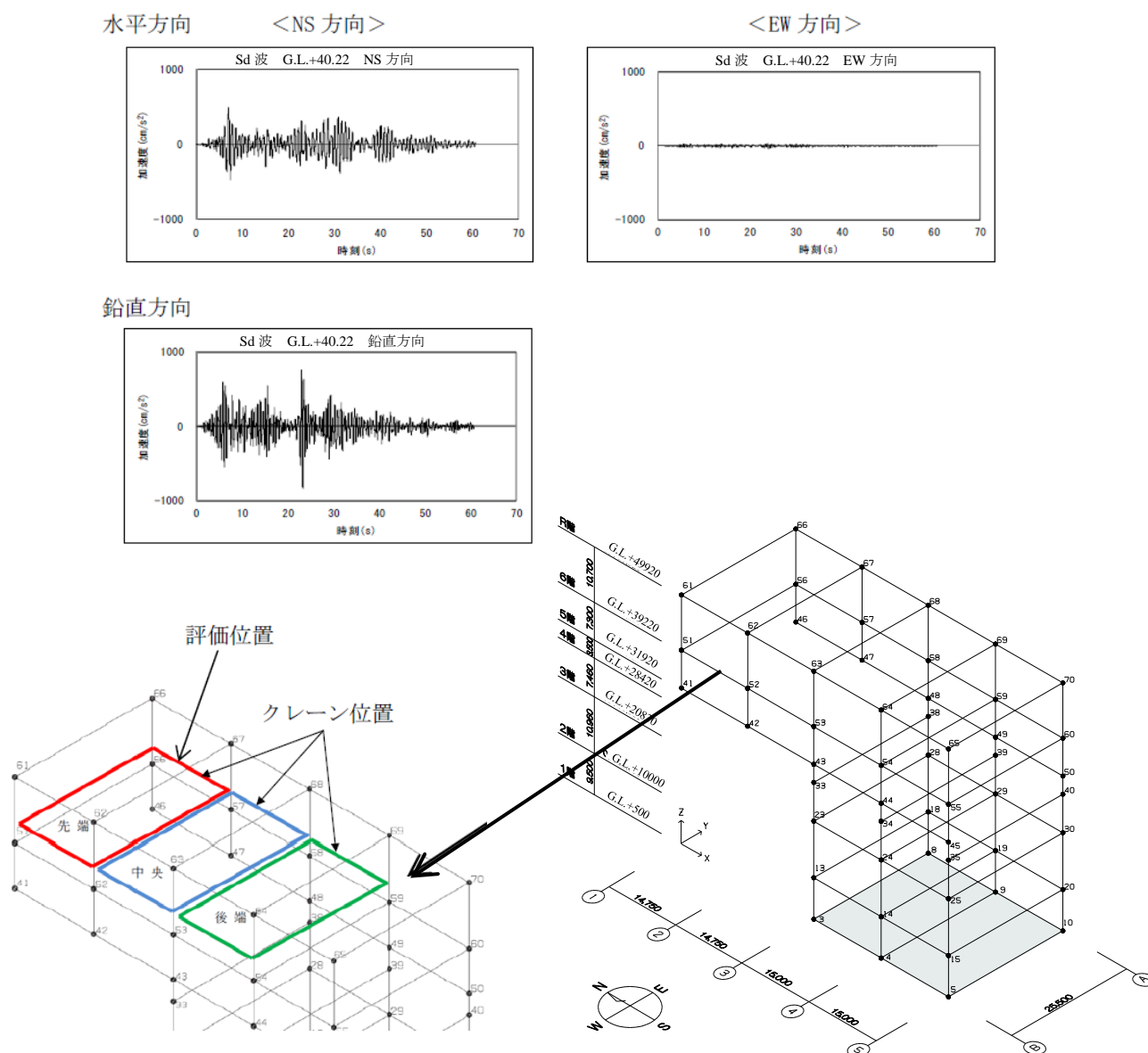


図 2.3-1 時刻歴加速度波形

2) 地震応答解析モデル

クレーンの地震応答解析モデルを図 2.3-2 に示す。

解析モデルは、ビーム及び非線形要素でモデル化しており、走行車輪部下端がクレーン支持用架構側との取り合い点であるため、それを拘束点とする。

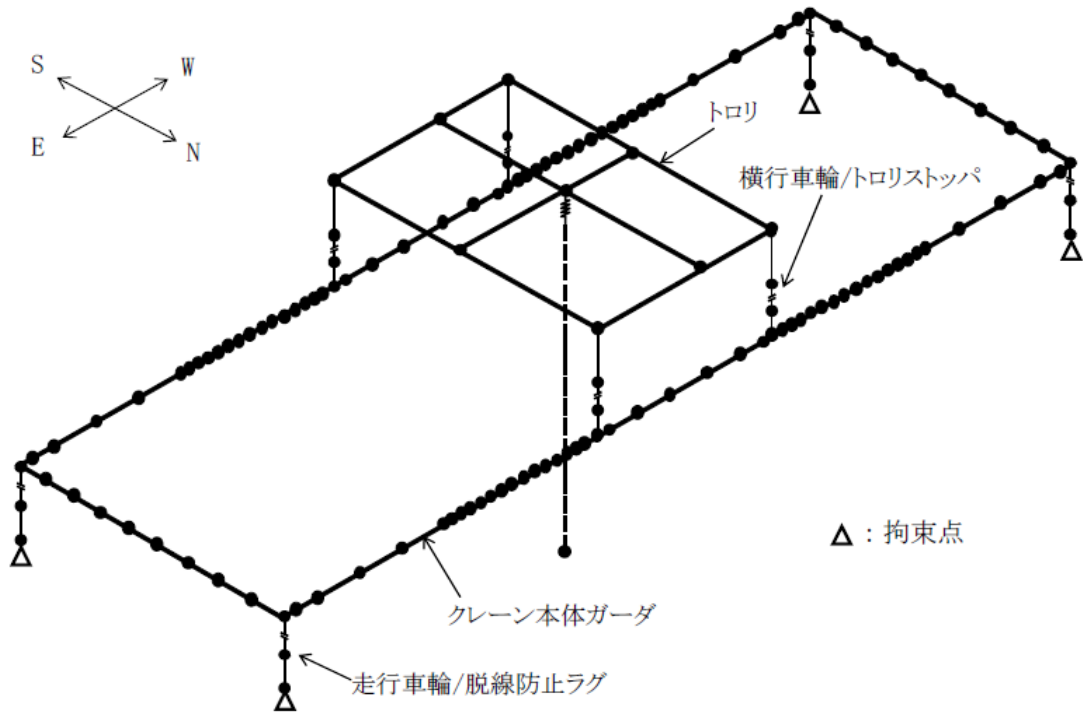


図 2.3-2 地震応答解析モデル

3) 設計地震

脱線防止ラグ及びトロリストッパの評価において，設計震度は以下とする。

	固有周期 (s)	設計震度
走行方向 (NS 方向)	—	0.075 [*]
横行方向 (EW 方向)	0.020	0.89

注記※：最大静止摩擦係数より求めた水平方向設計震度

4) 地震動の入力方法の考え方

クレーンに入力される時刻歴波は、クレーン周囲のクレーン支持用架構の節部分からランウェイガーダ／走行レールを経由してクレーン車輪部に入力されることとなるが、クレーンの位置により時刻歴波が異なることから、クレーン重心位置に応じて平均化した時刻歴波を入力地震動とする。

5) 地震応答解析結果

クレーンの地震応答解析結果を表 2.3-2 に示す。

地震応答解析結果は時刻歴応答結果の最大値を用いる。

表 2.3-2 クレーンの地震応答解析結果

部位		荷重の種類	荷重の方向	荷重値
クレーン本体 ガーダ	中央	曲げモーメント (N・mm)	鉛直	1.707×10^{10}
			水平	8.429×10^8
	端部	せん断力(N)	鉛直	2.372×10^6
脱線防止ラグ		圧縮力(N)	鉛直	2.779×10^5
トロリストッパ			鉛直	1.877×10^5

注：絶対値にて表示している。

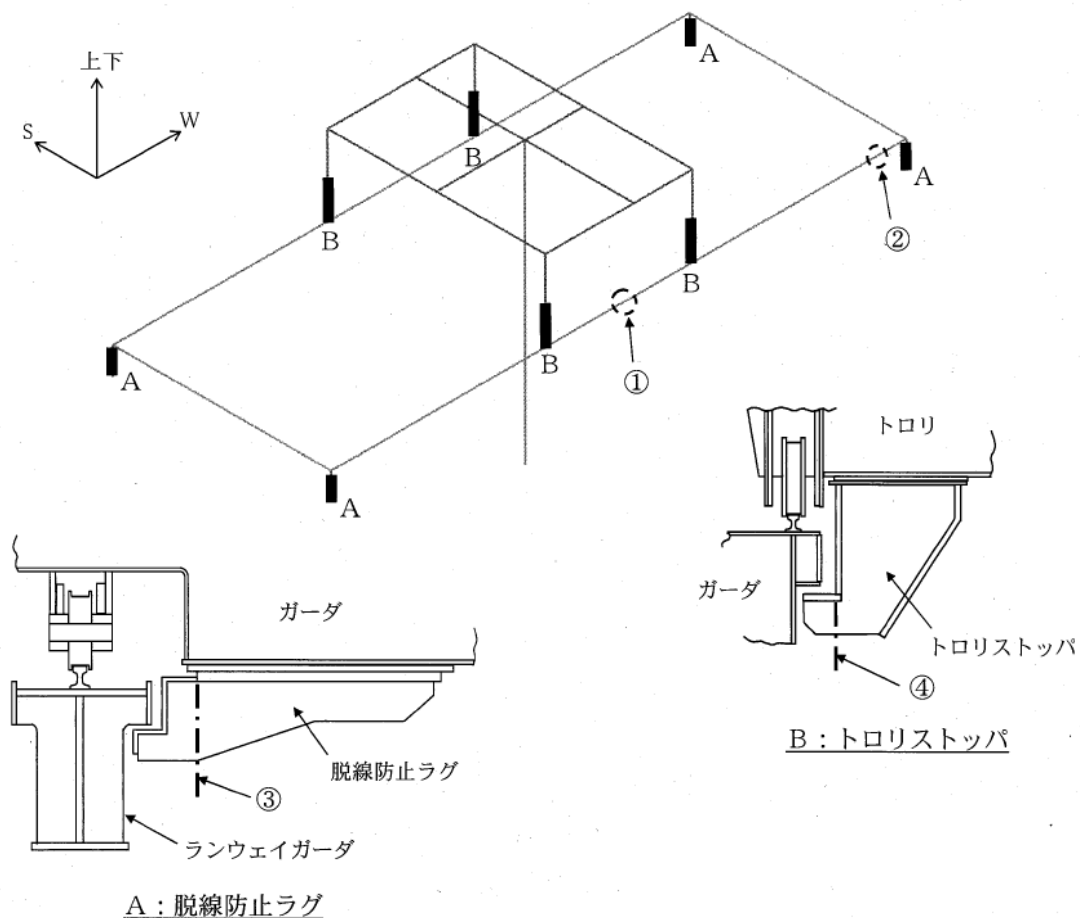
(3) クレーンの構造強度評価結果

クレーンの構造強度評価結果を表 2.3-3 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、クレーンは弾性設計用地震動 Sd に対して落下に至らないことを確認した。

表 2.3-3 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位		使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
クレーン本体 ガーダ	中央①	SM490A	曲げ	140	480
	端部②	SM490A	せん断	60	277
脱線防止ラグ③		SS400	曲げ	87	394
			せん断	12	227
			組合せ	89	394
トロリストッパ④		SS400	曲げ	30	394
			せん断	9	227
			組合せ	34	394



3 3号機燃料取扱設備の構造強度及び耐震性について

3.1 概要

3.1.1 一般事項

3号機燃料取扱設備は、燃料取扱機とクレーンを有し、それぞれについて構造強度及び耐震性について検討を行う。燃料取扱設備は使用済燃料プールを覆う燃料取り出し用カバーに設置される。燃料取扱機とクレーンの耐震設計上の重要度分類は、Bクラス相当とする。

燃料取扱機の構造強度及び耐震性は、検討に用いる地震動として基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、燃料取扱機が使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は燃料取扱機が転倒・落下に至らないことを確認する。

クレーンの構造強度及び耐震性は、検討に用いる地震動として弾性設計用地震動 S_d に対する地震応答解析を実施し、クレーンが使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、クレーンが転倒・落下に至らないことを確認する。

弾性設計用地震動 S_d は、基準地震動 S_s の $1/2$ として評価する。

なお、キャスクの縦揺れについては、キャスクの荷重に対して、クレーンのワイヤが切断しない(キャスクが落下しない)ことを確認している。また、キャスクの横揺れについては、クレーンの水平方向固有周期と比較し、ワイヤロープで吊り下げられたキャスクの固有周期は十分に長いことから、クレーン自体の振動には影響されないことを確認している。

燃料取扱設備の検討は、下記に準拠して行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601・補-1984)
- (2) 原子力発電所耐震設計技術規程 (JEAC 4601-2008)
- (3) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (JSME S NC1-2005)
- (4) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格 (2007年追補版) (JSME S NC1-2007)

3.1.2 燃料取扱機

燃料取扱機は、門型架構（添付資料－４－２「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照）に設置されるもので、南北方向を長手方向としてブリッジが配置され、東西方向に走行する。このブリッジ上にトロリが設置され、南北方向に走行する。燃料取扱機フレームは、ブリッジ、テンシルトラストロリで構成される。燃料取扱機の概要を図3.1.2-1に示す。

ブリッジは、走行レール上に乗っているので地震時、走行方向に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

テンシルトラストロリは、横行レール上に乗っているので地震時、横行方向に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々4個であり、そのうち摩擦を受ける駆動輪は、ブリッジは2個、トロリは4個であり、駆動輪で水平力を受ける。

ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu=0.3$ とすれば、ブリッジ水平力は鉛直方向荷重 $\times\mu\times 2/4$ ＝鉛直方向荷重 $\times 0.15$ であるが、保守的に鉛直方向荷重 $\times 0.3$ とする。

ブリッジは、走行方向に水平直角な方向に対して、ガイドフレームによって荷重を支持され、鉛直上向き方向に対して、脱線防止ラグによって支持される。

トロリは、走行方向に水平直角及び鉛直上向きな方向に対しては、脱線防止ラグによって荷重を支持する。

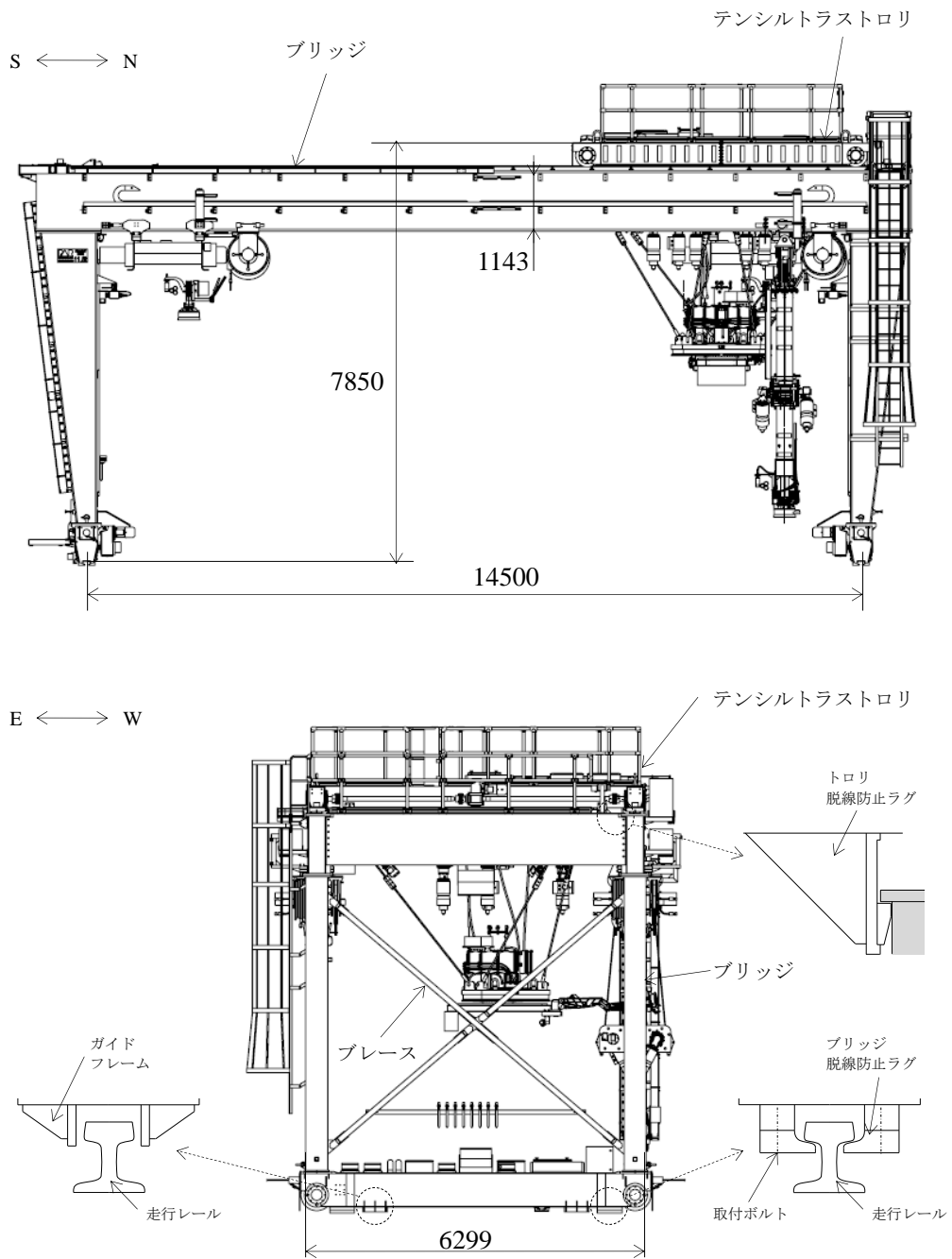


図 3.1.2-1 燃料取扱機の概要

3.1.3 クレーン

クレーンは、門型架構（添付資料-4-2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照）に設置されるもので、南北方向を長手方向としてブリッジが配置され、東西方向に走行する。このブリッジ上にトロリが設置され、南北方向に走行する。クレーンは、ブリッジ、トロリで構成される。クレーンの概要を図 3.1.3-1 に示す。

ブリッジは、走行レール上に乗っているので地震時、走行方向に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

トロリは、横行レール上に乗っているので地震時、横行方向に対しては、最大静止摩擦力以上の水平力が加わった場合すべりを生じる。

ブリッジ及びトロリの車輪は各々4個であり、そのうち摩擦を受ける駆動輪は、ブリッジ、トロリ共に各々2個であり、駆動輪で水平力を受ける。

ゆえに、最大静止摩擦係数を $\mu=0.3$ とすれば、水平力は鉛直方向荷重 $\times\mu\times 2/4=$ 鉛直方向荷重 $\times 0.15$ であるが、保守的に鉛直方向荷重 $\times 0.3$ とする。

ブリッジは、走行方向に水平直角な方向に対して、ガイドフレームによって荷重を支持され、鉛直上向き方向に対して、脱線防止ラグによって支持される。

トロリは、走行方向に水平直角及び鉛直上向きな方向に対しては、脱線防止ラグによって荷重を支持する。

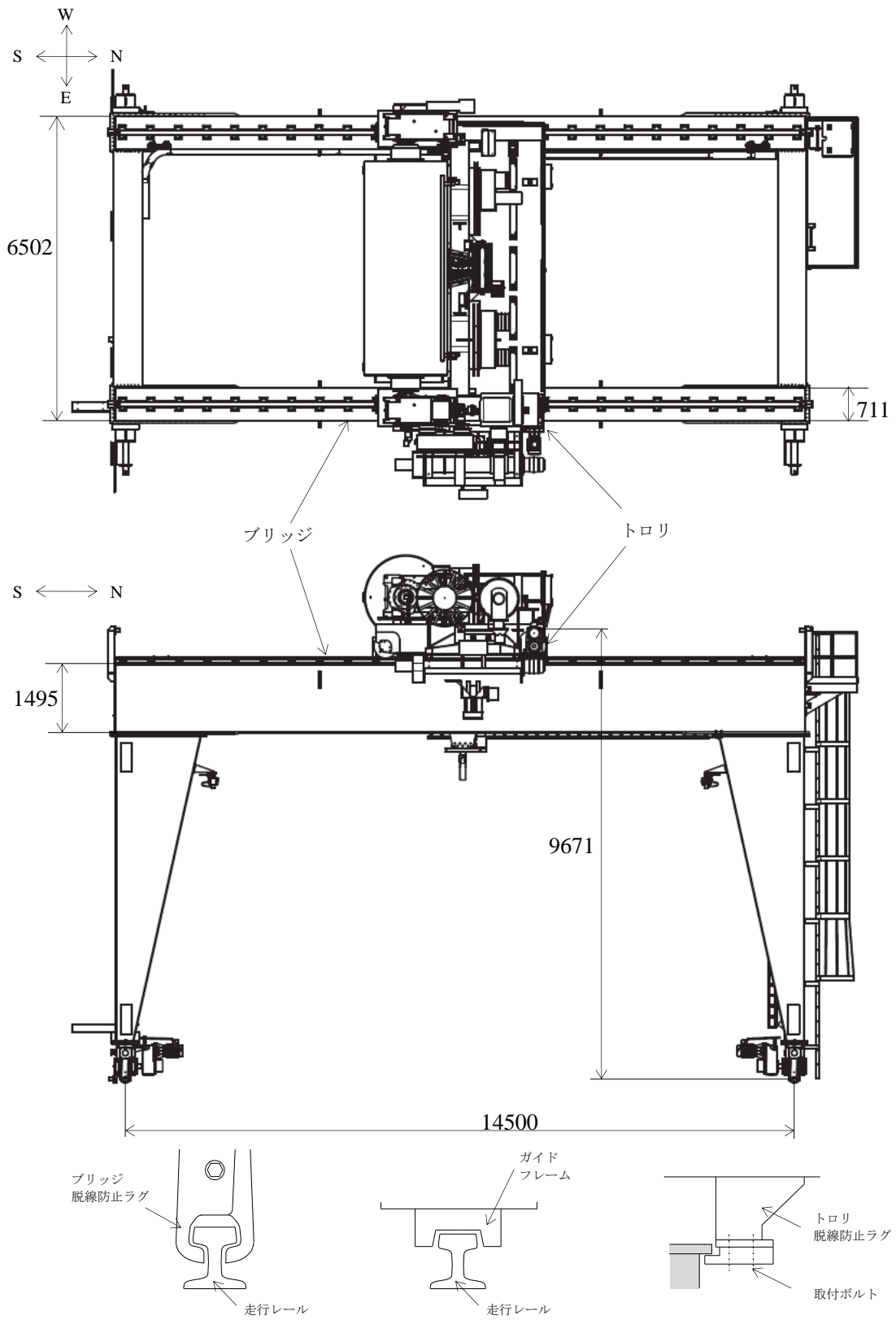


図 3.1.3-1 クレーンの概要

3.2 燃料取扱機の構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

燃料取扱機について、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

燃料取扱機の物性値及び許容応力を表 3.2-1 に示す。温度は運転エリアの最高温度（40℃）に余裕を見込んだ 50℃とする。曲げ、組合せ、せん断の許容応力は、JEAC 4601-2008 に従い用いる。

表 3.2-1 物性値及び許容応力

材料定数

部位	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比	温度 (°C)
燃料取扱機構造物 フレーム	ASTM A572 GR50	201,000	0.3	50
	ASTM A500 GR B	201,000	0.3	50

許容応力

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
燃料取扱機構造物 フレーム	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		組合せ	315
	ASTM A500 GR B	曲げ	280
		せん断	161
		組合せ	280
ブリッジ 脱線防止ラグ	ASTM A514 GR H	曲げ	483
		せん断	278
		組合せ	483
ブリッジ脱線防止ラグ 取付ボルト	ISO898-1 8.8	引張	420
ガイドフレーム	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		組合せ	315
トロリ 脱線防止ラグ	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		引張	315
		組合せ	315
走行レール	レール鋼 (ASTM A759)	曲げ	537
		せん断	310
		組合せ	537

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含む燃料取扱機自身の質量による荷重である。

地震荷重は基準地震動 S_s による荷重であり，水平2方向それぞれの地震荷重に鉛直方向地震荷重を二乗和平方根（SRSS）法で組み合わせる。具体的には次の通りである。

$$\bullet \left((\text{水平地震(NS方向)})^2 + (\text{水平地震(EW方向)})^2 + (\text{鉛直地震})^2 \right)^{1/2}$$

ブリッジ質量	43,000(kg)
テンシルトラストロリ質量※1	26,300(kg)
マストトロリ質量	3,500(kg)
西側補助ホイストトロリ質量※2	6,650(kg)
東側補助ホイストトロリ質量※2	6,650(kg)

※1：吊り荷質量（1,500(kg)）含む

※2：吊り荷質量（4,900(kg)）含む。但し，評価は5,000kgで行った。

(2) 燃料取扱機の地震応答解析

解析は、地震応答解析モデルにより計算機コード「NX Nastran」を用いた直接積分法による時刻歴解析により行う。

1) 解析に用いる入力地震動

燃料取扱機の入力地震動は、基準地震動 S_s を入力した時の門型架構地震応答計算から得られる G.L.+36m (添付資料-4-2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照) の時刻歴加速度波を用いる。時刻歴加速度波は燃料取扱機、クレーンの門型架構上の位置 (添付資料-4-2「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」図 3.2-1 参照) によって異なるため、時刻歴加速度波の各床応答スペクトルの内、燃料取扱機の固有周期で最も大きな値をとる床応答スペクトルの時刻歴加速度波を用いる。

門型架構上での燃料取扱機の位置を表 3.2-2、時刻歴加速度波形を図 3.2-1、図 3.2-2 に示す。なお、死荷重は鉛直下向きに 1G とする。

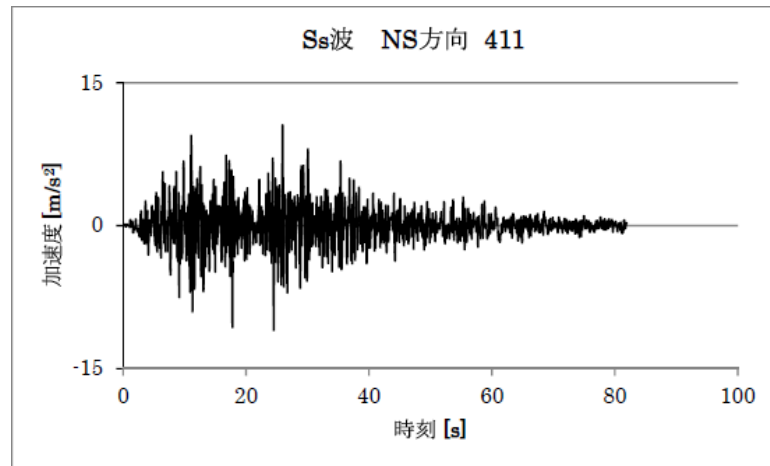
この時刻歴加速度波は燃料取扱機の走行範囲で想定される時刻歴加速度波のうち、燃料取扱機に対し最も影響を与えるものである。

表 3.2-2 門型架構上での燃料取扱機の位置
トロリがブリッジの中央にある場合の解析ケース

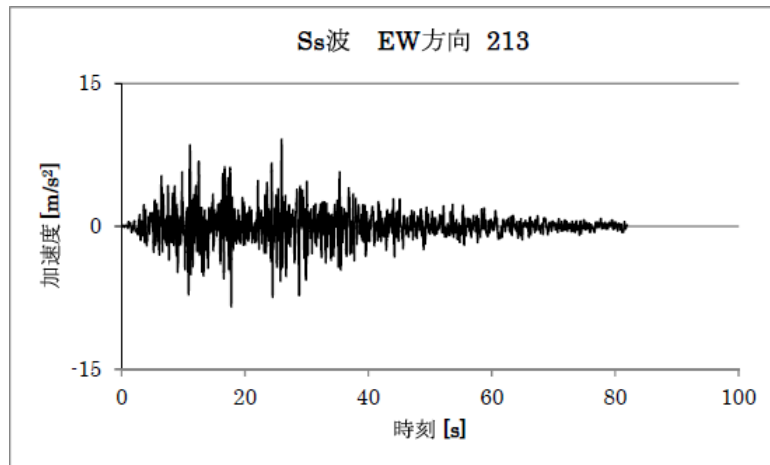
時刻歴加速度波	門型架構上での 燃料取扱機の位置
NS 方向	中央
EW 方向	東端
UD 方向	東端

トロリがブリッジの端部にある場合の解析ケース

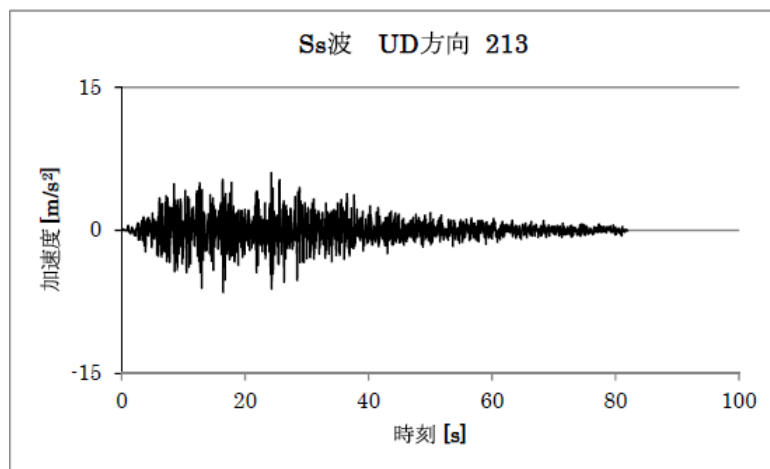
時刻歴加速度波	門型架構上での 燃料取扱機の位置
NS 方向	中央
EW 方向	中央
UD 方向	中央



水平方向<NS 方向>

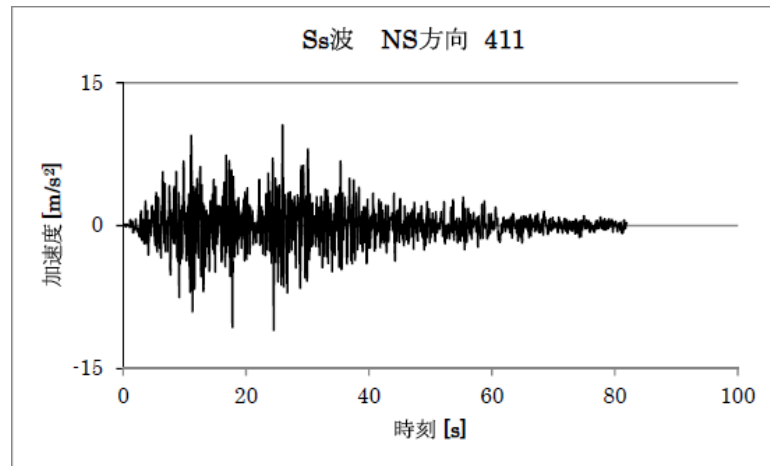


水平方向<EW 方向>

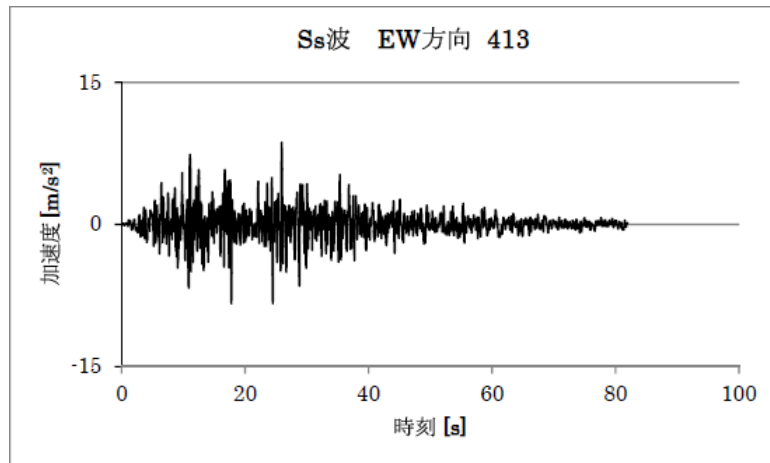


鉛直方向

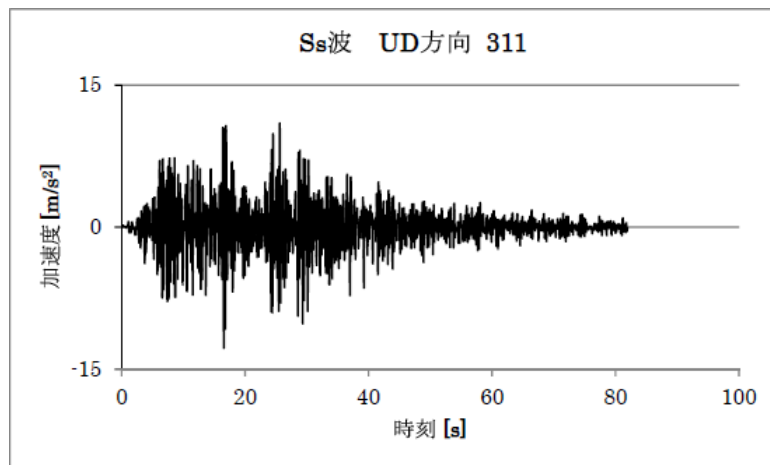
図 3.2-1 トロリがブリッジの中央にある場合の時刻歴加速度波形



水平方向<NS 方向>



水平方向<EW 方向>



鉛直方向

図 3.2-2 トロリがブリッジの端部にある場合の時刻歴加速度波形

2) 地震応答解析モデル

燃料取扱機の地震応答解析モデルを図 3.2-3 に示す。

解析モデルは、ビーム、非線形要素及びシェルでモデル化しており、走行車輪部下端が門型架構側との取り付け点であるため、それを拘束点とする。

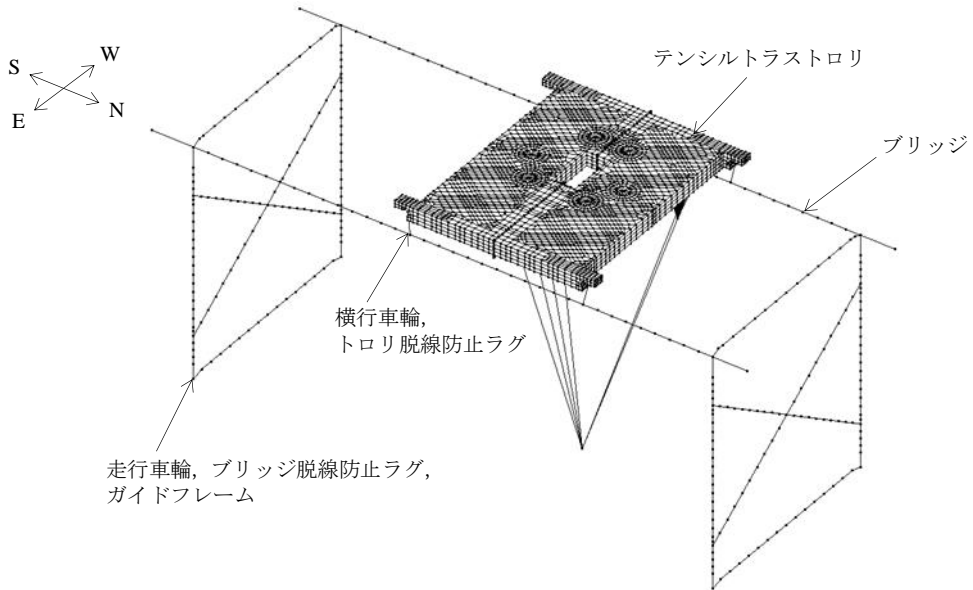


図 3.2-3 地震応答解析モデル

3) 地震応答解析結果

燃料取扱機の地震応答解析結果を表 3. 2-3 に示す。

地震応答解析結果は時刻歴応答結果の最大値を用いる。

表 3. 2-3 燃料取扱機の地震応答解析結果

部位		荷重の種類	荷重の方向	荷重値
燃料取扱機 構造物	脚部	曲げモーメント (N・mm)	水平	2.064×10^9
	ブリッジ ガーダ	せん断力 (N)	水平	7.301×10^4
			鉛直	5.478×10^5
ブリッジ脱線防止ラグ		圧縮力 (N)	鉛直	1.669×10^5
ガイドフレーム		圧縮力 (N)	水平	3.394×10^5
トロリ脱線防止ラグ		圧縮力 (N)	水平	1.110×10^5
		圧縮力 (N)	鉛直	1.317×10^5
走行レール		圧縮力 (N)	水平	3.394×10^5

注：絶対値にて表示している。

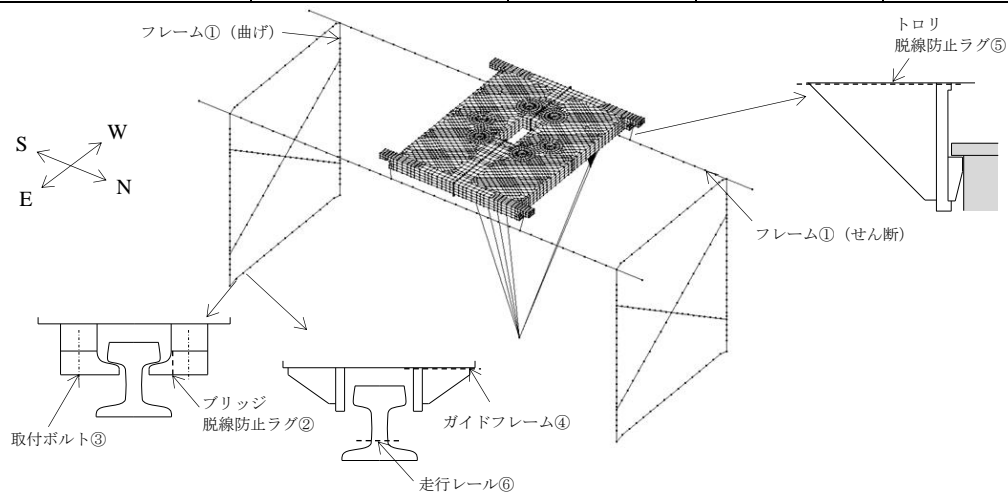
(3) 燃料取扱機の構造強度評価結果

燃料取扱機の応力評価結果を表 3.2-4 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、燃料取扱機は基準地震動 S_s に対して転倒・落下に至らないことを確認した。

表 3.2-4 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位	使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
燃料取扱機構造物 フレーム①	ASTM A572 GR50	曲げ	140	315
		せん断	41	181
		組合せ	153	315
ブリッジ 脱線防止ラグ②	ASTM A514 GR H	曲げ	41	483
		せん断	8	278
		組合せ	44	483
ブリッジ脱線防止ラグ 取付ボルト③	ISO898-1 8.8	引張	222	420
ガイドフレーム④	ASTM A572 GR50	曲げ	170	315
		せん断	27	181
		組合せ	177	315
引張トロリ 脱線防止ラグ⑤	ASTM A572 GR50	曲げ	16	315
		せん断	5	181
		引張	6	315
		組合せ	24	315
走行レール⑥	レール鋼 (ASTM A759)	曲げ	305	537
		せん断	14	310
		組合せ	306	537



3.3 クレーンの構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

クレーンについて、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

クレーンの物性値及び許容応力を表 3.3-1 に示す。温度は運転エリアの最高温度(40℃)に余裕を見込んだ 50℃とする。曲げ、組合せ、せん断の許容応力は、JEAC 4601-2008 に従い用いる。

表 3.3-1 物性値及び許容応力

材料定数

部位	使用材料	縦弾性係数 (MPa)	ポアソン比	温度 (°C)
クレーン構造物 フレーム	ASTM A572 GR50	201,000	0.3	50
	ASTM A500 GR C	201,000	0.3	50

許容応力

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
クレーン構造物 フレーム	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		組合せ	315
	ASTM A500 GR C	曲げ	297
		せん断	171
		組合せ	297
ガイドフレーム	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		組合せ	315
トロリ 脱線防止ラグ	ASTM A572 GR50	曲げ	315
		せん断	181
		引張	315
		組合せ	315
トロリ脱線防止ラグ 取付ボルト	ASTM A325	引張	433
走行レール	レール鋼 (ASTM A759)	曲げ	537
		せん断	310
		組合せ	537

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含むクレーン自身の質量による荷重である。

地震荷重は弾性設計用地震動 Sd による荷重であり，水平 2 方向それぞれの地震荷重に鉛直方向地震荷重を二乗和平方根（SRSS）法で組み合わせる。具体的には次の通りである。

$$\cdot ((\text{水平地震(NS 方向)})^2 + (\text{水平地震(EW 方向)})^2 + (\text{鉛直地震})^2)^{1/2}$$

ブリッジ質量	54,600(kg)
トロリ質量※	85,400(kg)

※吊り荷質量（50,000(kg)）含む

(2) クレーンの地震応答解析

解析は、地震応答解析モデルにより計算機コード「NX Nastran」を用いた直接積分法による時刻歴解析により行う。

1) 解析に用いる入力地震動

クレーンの入力地震動は、弾性設計用地震動 Sd を入力した時の門型架構地震応答計算から得られる G.L. +36m (添付資料-4-2 「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」参照) の時刻歴加速度波を用いる。時刻歴加速度波は燃料取扱機、クレーンの門型架構上の位置 (添付資料-4-2 「燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書」図 3.2-1 参照) によって異なるため、時刻歴加速度波の各床応答スペクトルの内、クレーンの固有周期で最も大きな値をとる床応答スペクトルの時刻歴加速度波を用いる。

門型架構上でのクレーンの位置を表 3.3-2、時刻歴加速度波形を図 3.3-1、図 3.3-2 に示す。なお、死荷重は鉛直下向きに 1G とする。

この時刻歴加速度波はクレーンの走行範囲で想定される時刻歴加速度波のうち、クレーンに対し最も影響を与えるものである。

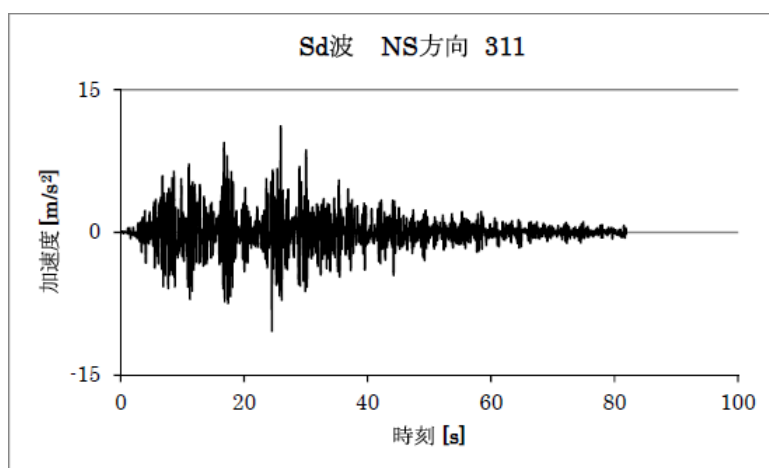
表 3.3-2 門型架構上でのクレーンの位置
トロリがブリッジの中央にある場合の解析ケース

時刻歴加速度波	門型架構上でのクレーンの位置
NS 方向	西端
EW 方向	西端
UD 方向	西端

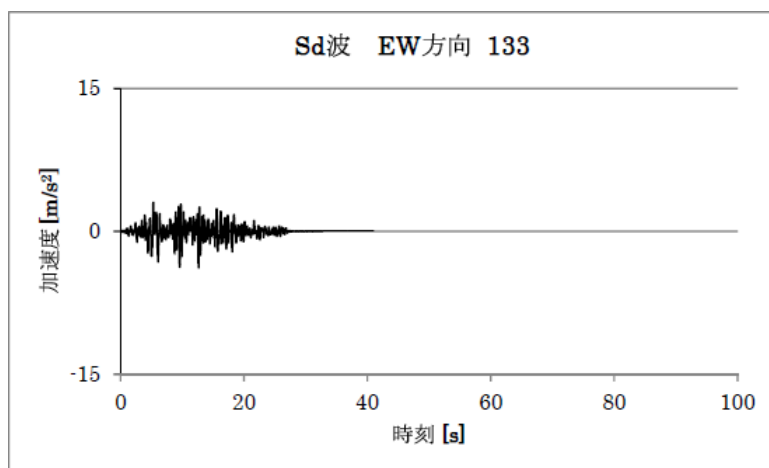
トロリがブリッジの端部※にある場合の解析ケース

時刻歴加速度波	門型架構上でのクレーンの位置
NS 方向	西端
EW 方向	西端
UD 方向	西端

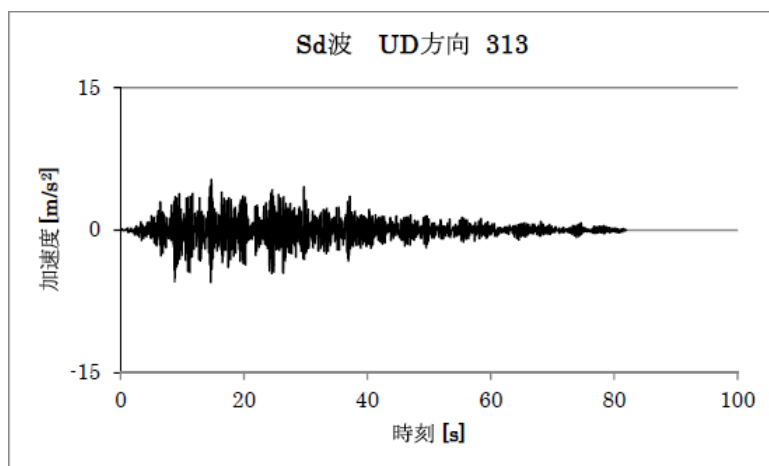
※：構内用輸送容器取扱モードの中でトロリが最も北側に位置する状態



水平方向<NS 方向>

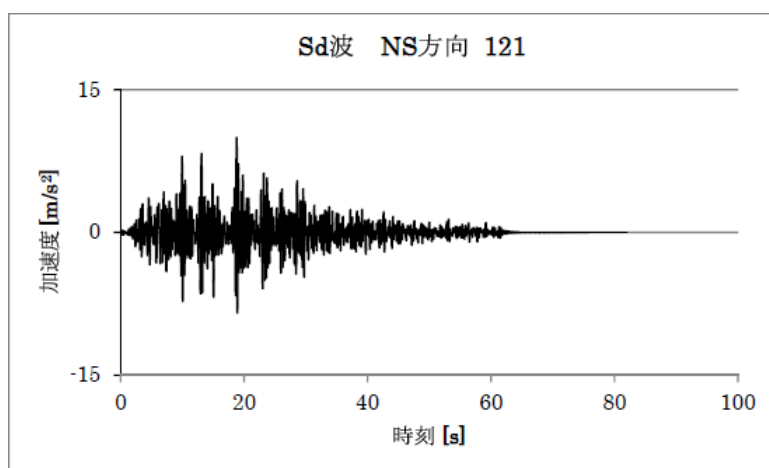


水平方向<EW 方向>

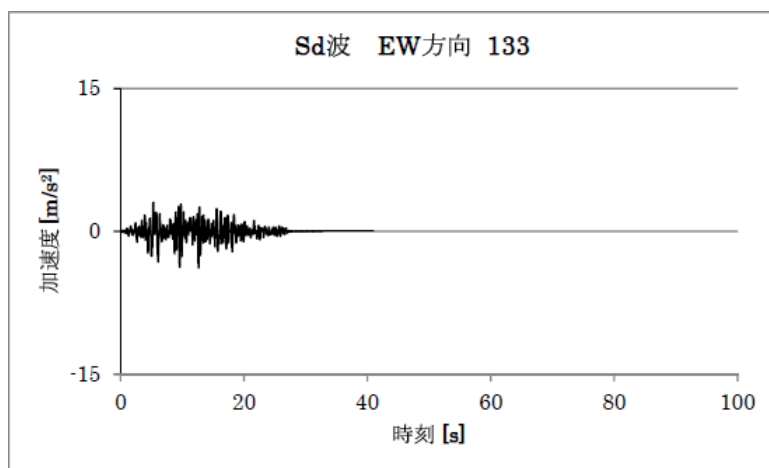


鉛直方向

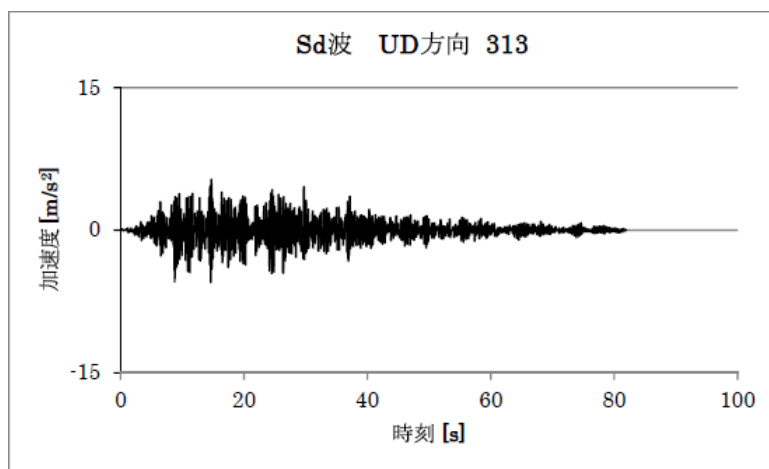
図 3.3-1 トロリが中央にある場合の時刻歴加速度波形



水平方向<NS 方向>



水平方向<EW 方向>



鉛直方向

図 3.3-2 トロリが中間位置にある場合の時刻歴加速度波形

2) 地震応答解析モデル

クレーンの地震応答解析モデルを図 3.3-3 に示す。

解析モデルは、ビーム及び非線形要素でモデル化しており、走行車輪部下端が門型
架構側との取り付け点であるため、それを拘束点とする。

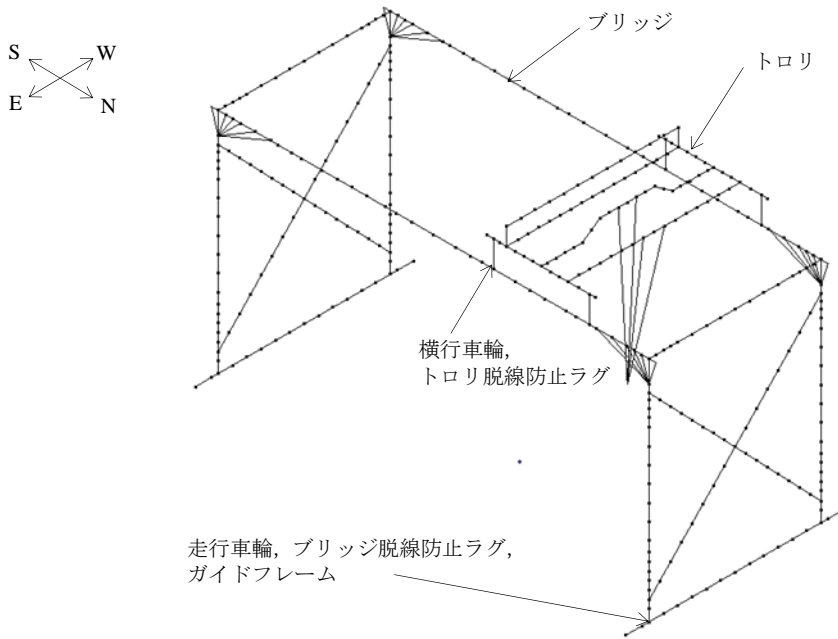


図 3.3-3 地震応答解析モデル

3) 地震応答解析結果

クレーンの地震応答解析結果を表 3.3-3 に示す。

地震応答解析結果は時刻歴応答結果の最大値を用いる。

表 3.3-3 クレーンの地震応答解析結果

部位		荷重の種類	荷重の方向	荷重値
クレーン 構造物	トロリ	曲げモーメント (N・mm)	水平	2.775×10^7
			鉛直	1.157×10^9
		せん断力 (N)	水平	2.585×10^4
			鉛直	8.182×10^5
ガイドフレーム		圧縮力 (N)	水平	5.357×10^5
トロリ脱線防止ラグ		圧縮力 (N)	水平	1.977×10^5
			鉛直	2.145×10^5
走行レール		圧縮力 (N)	水平	5.357×10^5

注：絶対値にて表示している。

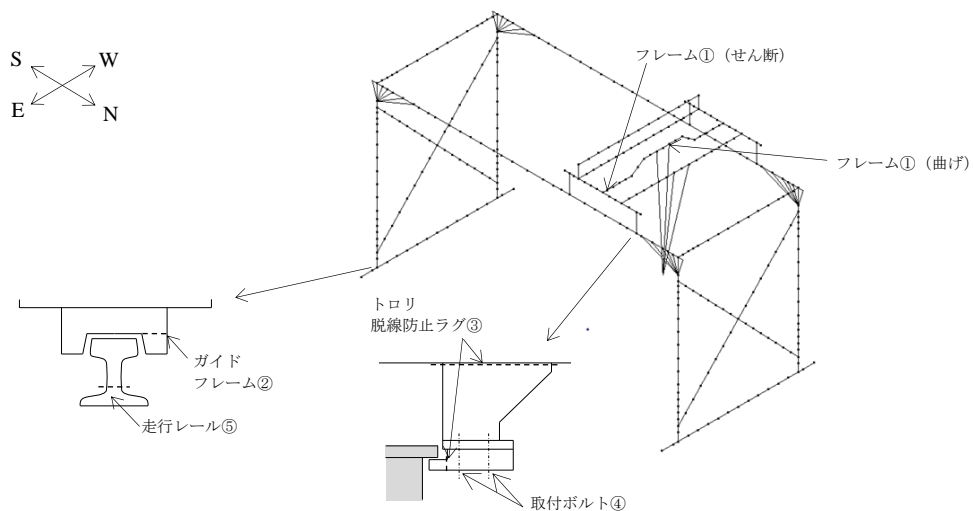
(3) クレーンの構造強度評価結果

クレーンの応力評価結果を表 3.3-4 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、クレーンは弾性設計用地震動 Sd に対して転倒・落下に至らないことを確認した。

表 3.3-4 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位	使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
クレーン構造物 フレーム①	ASTM A572 GR50	曲げ	127	315
		せん断	113	181
		組合せ	234	315
ガイドフレーム②	ASTM A572 GR50	曲げ	93	315
		せん断	11	181
		組合せ	95	315
トロリ 脱線防止ラグ③	ASTM A572 GR50	曲げ	39	315
		せん断	14	181
		引張	10	315
		組合せ	52	315
トロリ脱線防止ラグ 取付ボルト④	ASTM A325	引張	131	433
ブリッジ 脱線防止ラグ	ASTM A572 GR50	—	—	—
走行レール⑤	レール鋼 (ASTM A759)	曲げ	273	537
		せん断	12	310
		組合せ	274	537



4 2号機燃料取扱設備の構造強度及び耐震性について

4.1 概要

4.1.1 一般事項

2号機燃料取扱設備は、燃料取扱機とクレーンを有し、それぞれについて構造強度及び耐震性について検討を行う。燃料取扱設備は原子炉建屋オペレーティングフロアと燃料取り出し用構台にわたり設置するランウェイガード上に設置される。

燃料取扱機及びクレーンの構造強度及び耐震性は、2021年9月8日及び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、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（公衆への被ばく影響）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十分耐えられる設計とし、具体的にはB+クラスの地震力に対する耐震評価を行う。なお、耐震クラス分類に係わる被ばく評価については、「別冊28 2号機 使用済燃料プールからの燃料取り出し設備に係る補足説明」（以下、別冊28と記載）P113～P130参照。

地震動として検討用地震動（最大加速度900gal）の1/2の最大加速度450galの地震動（以下、1/2Ss450と記載）に対する地震応答解析を実施し、燃料取扱設備が使用済燃料プール及び使用済燃料貯蔵ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は燃料取扱機及びクレーンが落下に至らないことを確認する。検討用地震動（最大加速度900gal）は「東京電力福島第一原子力発電所の外部事象に対する防護の検討について」（東京電力株式会社 平成26年10月3日 特定原子力施設監視・評価検討会（第27回））にて提示した地震動とする。

なお、キャスクの縦揺れについては、キャスクの荷重に対して、クレーンのワイヤロープが切断しない（キャスクが落下しない）ことを確認している。また、キャスクの横揺れについては、クレーンの水平方向固有周期と比較し、ワイヤロープで吊り下げられたキャスクの固有周期は十分に長いことから、クレーン自体の振動には影響されないことを確認している。

燃料取扱設備の検討は、下記に準拠して行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601・補-1984）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-1987）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術指針 追補版（JEAG4601-1991）
- (4) 原子力発電所耐震設計技術規程（JEAC4601-2015）
- (5) 発電用原子力設備規格 設計・建設規格（JSME S NC1-2012）

4.1.2 燃料取扱機

燃料取扱機は、ランウェイガーダ上に設置される。燃料取扱機は低床ジブクレーンとし、南北方向に走行する走行台車とその上に設置する旋回体で構成される。燃料取扱機の概要を図 4.1.2-1 に示す。

燃料取扱機のブームは起伏角度 0° の状態で旋回輪中心からみて 6800mm から 16100mm の範囲で伸縮し、ブーム長さ 6800mm に収縮した状態で 0° から 40° の範囲で起伏する。ブームは旋回体内のブーム根元支持ピンにて支持される。旋回体と走行台車は旋回輪軸受取付ボルトによって支持される。また、燃料取り扱い作業時、ランウェイガーダにアウトリガーピンを挿入し、走行方向、鉛直方向の荷重を支持する。

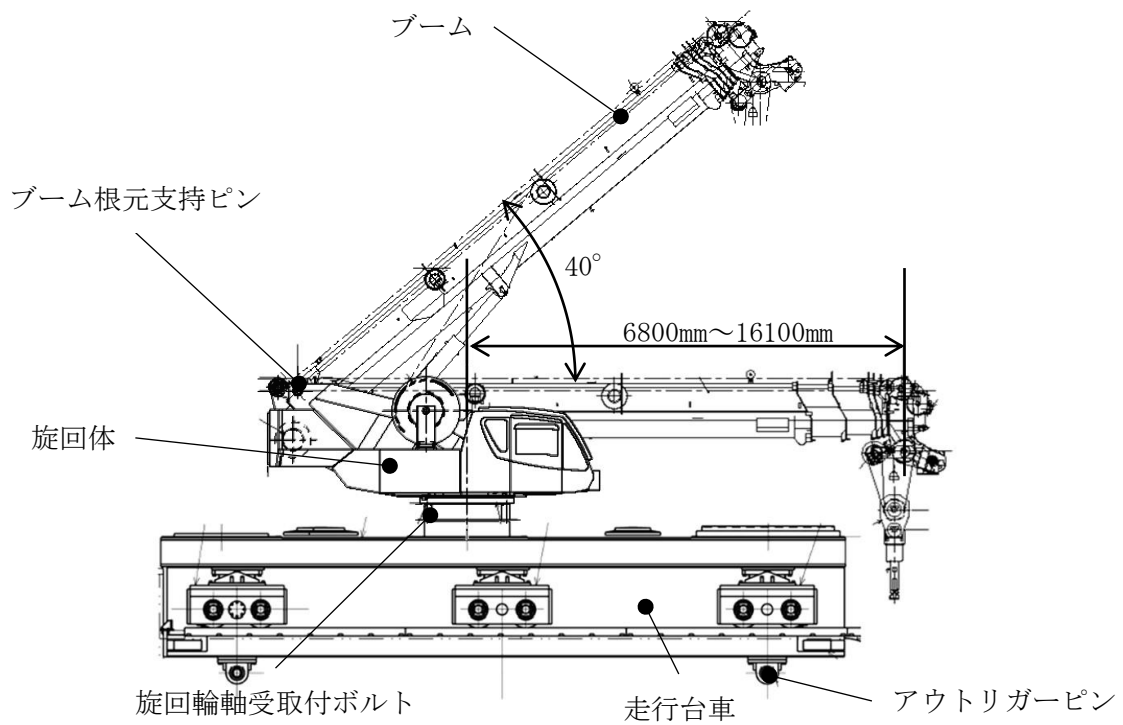


図 4.1.2-1 燃料取扱機の概要

4.1.3 クレーン

クレーンは、ランウェイガーダ上に設置される。クレーンは低床ジブクレーンとし、南北方向に走行する走行台車とその上に設置する旋回体で構成される。クレーンの概要を図4.1.3-1に示す。

クレーンは原子炉建屋内ではブーム起伏角度 24° 、作業半径 12600mm の状態にて揚重作業を行う。ブームは旋回体内のブーム根元支持ピンにて支持される。旋回体と走行台車は旋回輪軸受取付ボルトによって支持される。また、キャスク取り扱い作業時、ランウェイガーダにアウトリガーピンを挿入し、走行方向、鉛直方向の荷重を支持する。

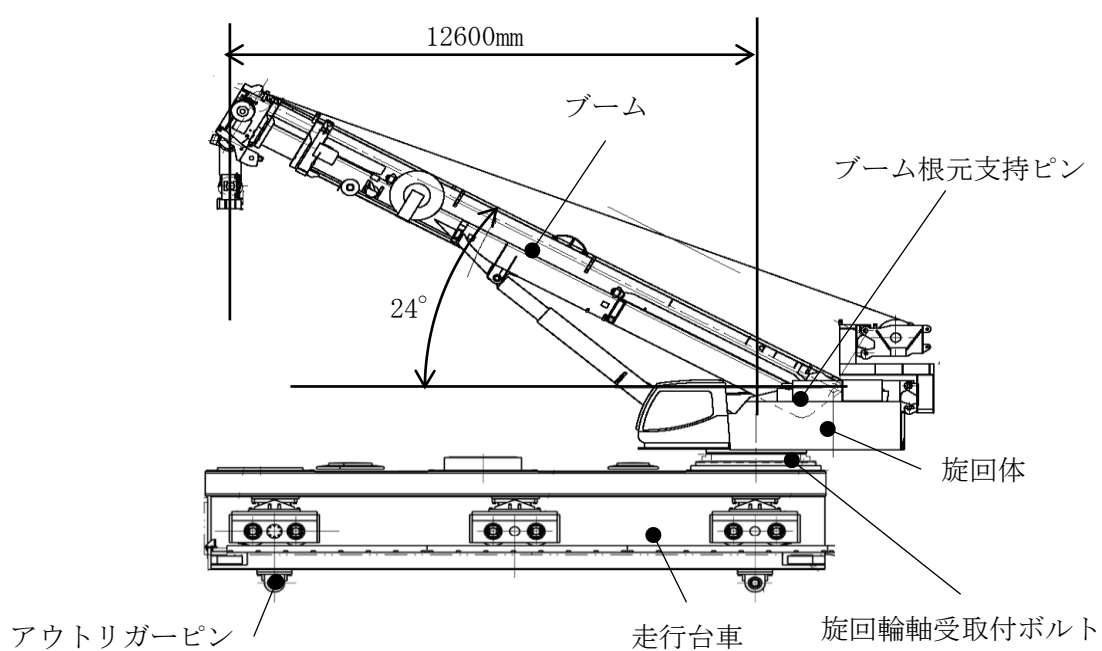


図 4.1.3-1 クレーンの概要

4.2 燃料取扱機の構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

燃料取扱機について、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

燃料取扱機の許容応力を表 4.2-1 に示す。温度は運転エリアの環境温度 40℃とする。許容応力は、JEAC 4601-2015 に従う。

表 4.2-1 許容応力

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
ブーム	WEL-TEN980RE/ WEL-TEN980E	引張	686
		せん断	396
		曲げ	686
		組合せ	686
ブーム根元支持ピン	SNB23-1	せん断	460
		曲げ	1088
		組合せ	798
旋回輪軸受取付ボルト (内側)	SUS630	引張	917
旋回輪軸受取付ボルト (外側)		せん断	529
		引張	917
せん断		529	
走行台車	SM490B	引張	343
		せん断	198
		曲げ	343
		組合せ	343
アウトリガーピン	SNB23-1	せん断	460
		曲げ	1088
		組合せ	798

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含む燃料取扱設備自身の質量による荷重である。

地震荷重は 1/2Ss450 による荷重であり、水平 2 方向及び鉛直方向地震荷重が同時に作用する場合を考慮する。

燃料取扱機質量※	258,000 (kg)
吊り荷質量	1,000 (kg)

※クレーンを含む

(2) 燃料取扱機の地震応答解析

燃料取扱機のうち、旋回体については地震応答解析モデルにより計算機コード「ANSYS」を用いたモーダル解析による応答スペクトル解析により行う。走行台車については、解析から得られた旋回体からの反力を考慮し、応力評価式を用いて評価する。

1) 設計震度

旋回体への入力地震動は、1/2Ss450 を入力したときのランウェイガーダの原子炉建屋側走行台車停止位置の床応答スペクトルを用いる。床応答スペクトルを図 4.2-1 に示す。この床応答スペクトルは、走行台車各車輪位置で想定される床応答スペクトルを包絡したものである。

走行台車は剛性が高いため、ランウェイガーダ上の最大応答加速度の 1.2 倍の加速度を用いて設計震度を設定する。

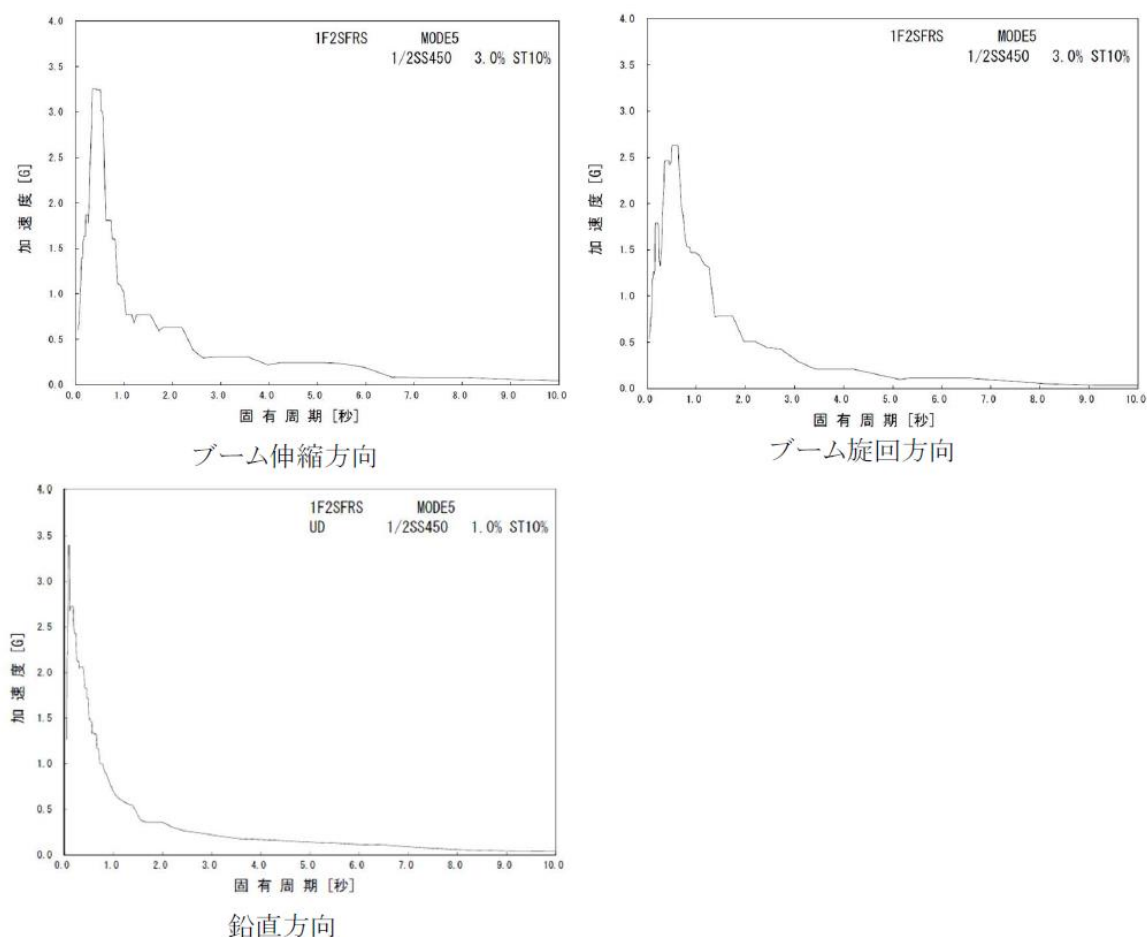


図 4.2-1 床応答スペクトル

2) 地震応答解析モデル

解析モデルは、旋回輪軸受取付ボルトを取り合い点として、旋回体と走行台車に分割して評価する。旋回体の地震応答解析モデルを図 4.2-2 に示す。旋回体はビームとシェルでモデル化し、旋回輪軸受取付ボルトを拘束点とする。走行台車はH型又は箱型断面を有するフレームにて構成し、旋回体からの反力を考慮するものとする。

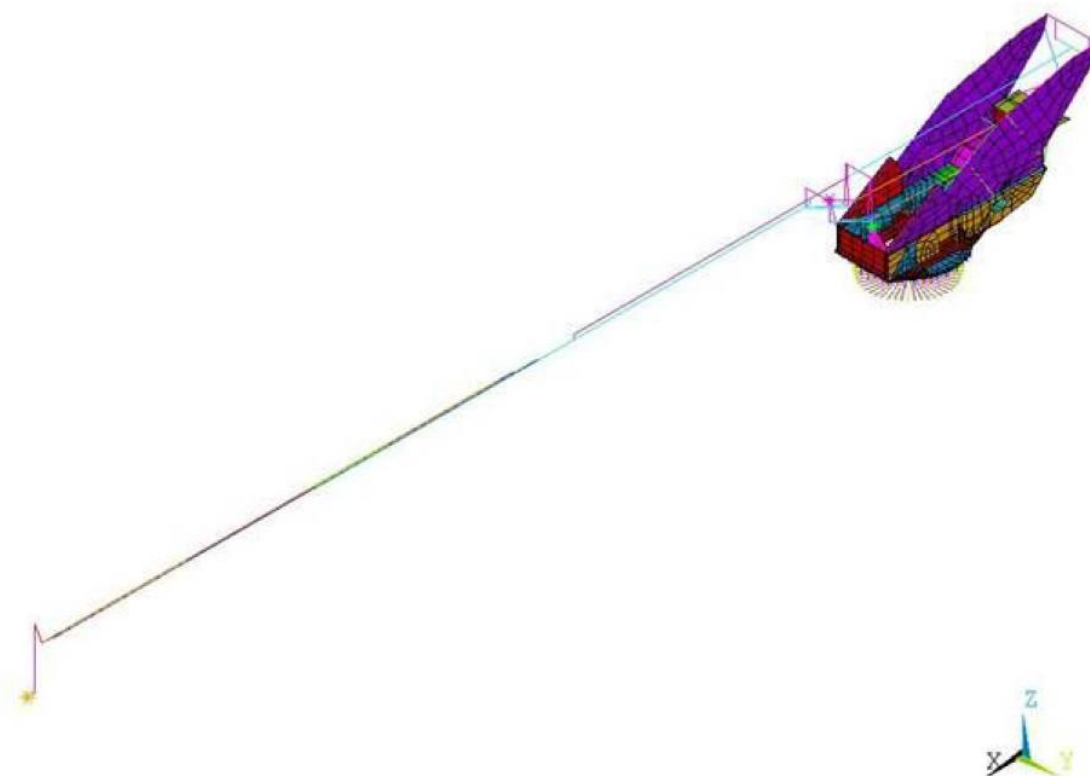


図 4.2-2 地震応答解析モデル

(3) 燃料取扱機の構造強度評価結果

燃料取扱機の応力評価結果を表 4.2-2 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、燃料取扱機は 1/2Ss450 に対して落下に至らないことを確認した。

表 4.2-2 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位		使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
ブーム		WEL-TEN980RE/ WEL-TEN980E	引張	115	686
			せん断	15	396
			曲げ	355	686
			組合せ	471	686
ブーム根元支持ピン		SNB23-1	せん断	153	460
			曲げ	112	1088
			組合せ	288	798
旋回輪軸受取付ボルト	内側	SUS630	引張	187	917
	外側		せん断	53	529
			引張	237	917
			せん断	66	529
走行台車		SM490B	引張	1	343
			せん断	10	198
			曲げ	38	343
			組合せ	43	343
アウトリガーピン		SNB23-1	せん断	169	460
			曲げ	150	1088
			組合せ	329	798

4.3 クレーンの構造強度及び耐震性について

(1) 検討方針

クレーンについて、地震応答解析を実施し、応力評価を行う。

1) 使用材料及び許容応力

クレーンの許容応力を表 4.3-1 に示す。温度は運転エリアの環境温度 40℃とする。
許容応力は、JEAG 4601・補-1984 に従う。

表 4.3-1 許容応力

部位	使用材料	応力の種類	許容応力 (MPa)
ブーム	WELDOX1100E (STRENX1100E)	引張	875
		せん断	505
		曲げ	875
		組合せ	875
ブーム根元支点ピン	42CrMoS4	せん断	303
		曲げ	525
		組合せ	525
旋回輪軸受取付ボルト	SUS630	引張	917
走行台車	SM490B	引張	343
		せん断	198
		曲げ	343
		組合せ	343
アウトリガーピン	SNB23-1	せん断	460
		曲げ	1088
		組合せ	798

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重は死荷重及び地震荷重である。

死荷重は吊り荷を含む燃料取扱設備自身の質量による荷重である。

- ・ 地震荷重は 1/2Ss450 による荷重であり，水平 2 方向及び鉛直方向地震荷重が同時に作用する場合を考慮する。

クレーン質量※	258,000 (kg)
吊り荷質量	47,000 (kg)

※燃料取扱機を含む

(2) クレーンの地震応答解析

クレーンのうち、旋回体については地震応答解析モデルにより計算機コード「ANSYS」を用いたモーダル解析による応答スペクトル解析により行う。走行台車については、解析から得られた旋回体からの反力を考慮し、応力評価式を用いて評価する。

1) 設計震度

旋回体への入力地震動は、1/2Ss450 を入力したときのランウェイガーダの原子炉建屋側走行台車停止位置の床応答スペクトルを用いる。床応答スペクトルを図 4.3-1 に示す。この床応答スペクトルは、走行台車各車輪位置で想定される床応答スペクトルを包絡したものである。

走行台車は剛性が高いため、ランウェイガーダ上の最大応答加速度の 1.2 倍の加速度を用いて設計震度を設定する。

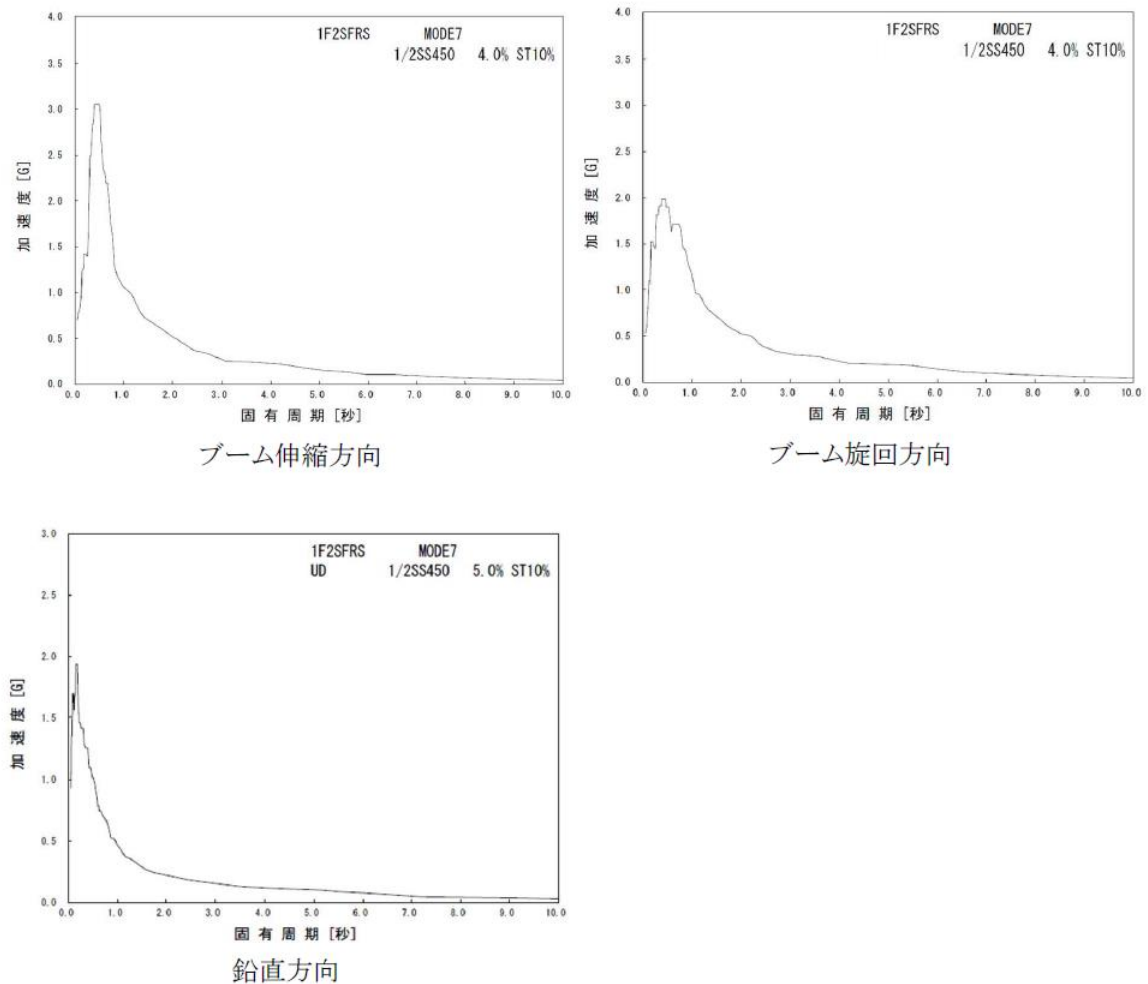


図 4.3-1 床応答スペクトル

2) 地震応答解析モデル

解析モデルは、旋回輪軸受取付ボルトを取り合い点として、旋回体と走行台車に分割して評価する。旋回体の地震応答解析モデルを図 4.3-2 に示す。旋回体はビームとシェルでモデル化し、旋回輪軸受取付ボルトを拘束点とする。走行台車はH型又は箱型断面を有するフレームにて構成し、旋回体からの反力を考慮するものとする。

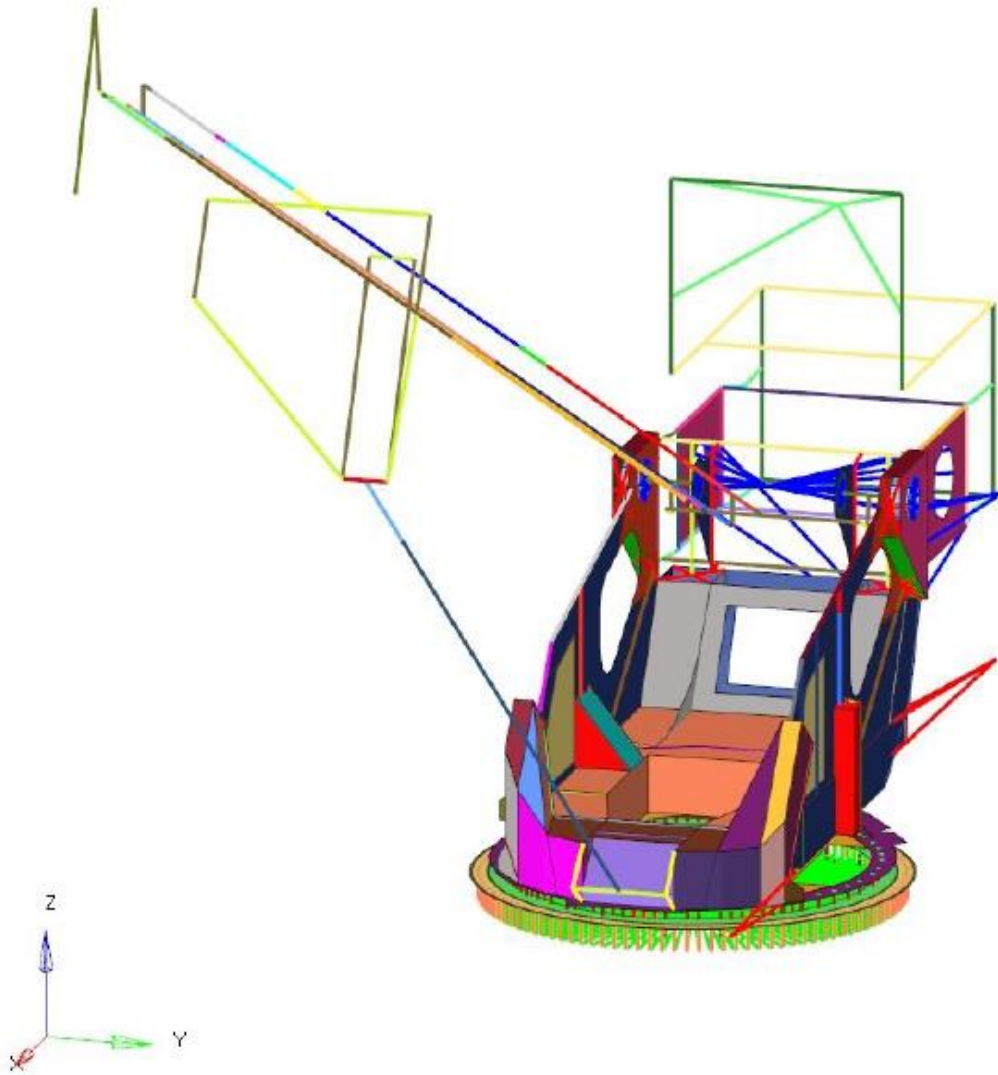


図 4.3-2 地震応答解析モデル

(3) クレーンの構造強度評価結果

クレーンの応力評価結果を表 4.3-2 に示す。算出応力は許容応力以下であるので、クレーンは 1/2Ss450 に対して落下に至らないことを確認した。

表 4.3-2 応力評価結果纏め

(単位：MPa)

部位	使用材料	応力の種類	算出応力	許容応力
ブーム	WELDOX1100E (STRENX1100E)	引張	108	875
		せん断	18	505
		曲げ	297	875
		組合せ	407	875
ブーム根元支持ピン	42CrMoS4	せん断	153	303
		曲げ	58	525
		組合せ	272	525
旋回輪軸受取付ボルト	SUS630	引張	815	917
走行台車	SM490B	引張	2	343
		せん断	40	198
		曲げ	229	343
		組合せ	242	343
アウトリガーピン	SNB23-1	せん断	169	460
		曲げ	151	1088
		組合せ	330	798

5 別添

別添－1 4号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

別添－2 3号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

別添－3 2号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

４号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

４号機燃料取扱設備の耐震性に係る主要な確認事項を表－１及び表－２に示す。

表－１ ４号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項（燃料取扱機）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	
構造強度・耐震性	材料確認	実施計画に記載されている主要部材の材質を確認する。	実施計画通りの材料を使用していること。	
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	組み立てた状態における外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	組み立てた状態における据付状態を確認する。	実施計画の通りに施工・据付がなされていること。

表－２ ４号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項（クレーン）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	
構造強度・耐震性	材料確認	実施計画に記載されている主要部材の材質を確認する。	実施計画通りの材料を使用していること。	
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	組み立てた状態における外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	組み立てた状態における据付状態を確認する。	実施計画の通りに施工・据付がなされていること。

３号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

３号機燃料取扱設備の耐震性に係る主要な確認事項を表－１及び表－２に示す。

表－１ ３号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項（燃料取扱機）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	
構造強度・耐震性	材料確認	実施計画に記載されている主要部材の材質を確認する。	実施計画通りの材料を使用していること。	
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	組み立てた状態における外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	組み立てた状態における据付状態を確認する。	実施計画の通りに施工・据付がなされていること。

表－２ ３号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項（クレーン）

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	
構造強度・耐震性	材料確認	実施計画に記載されている主要部材の材質を確認する。	実施計画通りの材料を使用していること。	
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	寸法が許容範囲内であること。
		外観確認	組み立てた状態における外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。
		据付確認	組み立てた状態における据付状態を確認する。	実施計画の通りに施工・据付がなされていること。

２号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

２号機燃料取扱設備の耐震性に係る主要な確認事項を表－１に示す。また、燃料取扱設備の外形図を図－１に、燃料取扱設備主要部材一覧を表－２に示す。

表－１ ２号機燃料取扱設備の耐震性に係る確認事項

確認事項	確認項目	確認内容	判定基準	検査場所	
構造強度・耐震性	材料確認	実施計画に記載されている主要部材の材質を確認する。	表－２に記載の材料を使用していること。	工場	
	構造確認	寸法確認	実施計画に記載されている主要寸法を確認する。	図－１に記載の寸法が許容範囲内であること。	工場 現地*)
		外観確認	組み立てた状態における外観を確認する。	有意な欠陥がないこと。	工場
		据付確認	組み立てた状態における据付状態を確認する。	図－１の通りに施工・据付がなされていること。	工場

*) レール間寸法のみ現地で確認する。

表一 2 燃料取扱設備 主要部材一覧

部位		使用材料
燃料取扱機（旋回体）	ブーム	WEL-TEN980RE/WEL-TEN980E
燃料取扱機（旋回体）	ブーム根元支持ピン	SNB23-1
燃料取扱機（旋回体）	旋回輪軸受取付ボルト（内側）	SUS630
燃料取扱機（旋回体）	旋回輪軸受取付ボルト（外側）	SUS630
クレーン（旋回体）	ブーム	WELDOX1100E (STRENX1100E)
クレーン（旋回体）	ブーム根元支持ピン	42CrMoS4
クレーン（旋回体）	旋回輪軸受取付ボルト	SUS630
燃料取扱機／クレーン（走行台車部）	構造物フレーム	SM490B
燃料取扱機／クレーン（走行台車部）	アウトリガーピン	SNB23-1

耐震解析に用いるコード（SAP-IV）について

項目	コード名 SAP-IV
開発機関	米国カリフォルニア大学
使用したバージョン	導入時バージョンのまま
開発時期	1973年
計算機コードの概要	<p>本計算機コードは、有限要素法による静的・動的解析汎用プログラムである。</p> <p>1970年にSAPの初版が発表された後、SOLID SAP (SAP-II)、SAP-IIIを経て、全面的改訂を加えられ1973年にSAP-IVとして公開された。</p> <p>以下に示す構造に対し、4種類の解析を行うことができる。</p> <p><構造></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. トラス構造問題 2. ラーメン構造問題 3. 平面応力／平面ひずみ問題，軸対象固体問題 4. 固体問題 5. 厚肉殻 6. 板曲げ及び薄肉殻問題 7. 配管系問題 <p><解析></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 静的解析 2. 固有値解析 3. 動的応答解析 4. スペクトル解析
検証方法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 別計算機コード「構造解析用計算機コード（NASTRAN 2005.0.0）」による検証が実施されていることを確認した。 ・ 理論解による検証が実施されていることを確認した。（詳細は添付1参照）

添付1 解析及び計算機コードの検証

1. 解析の検証

1.1 解析フローチャート

本資料において使用した計算機コード「SAP-IV」を用いて得られた計算結果の妥当性を確認し、本計算機コードの検証を行うものである。また、本計算機コードを用いた計算のフローを図1-1に示す。

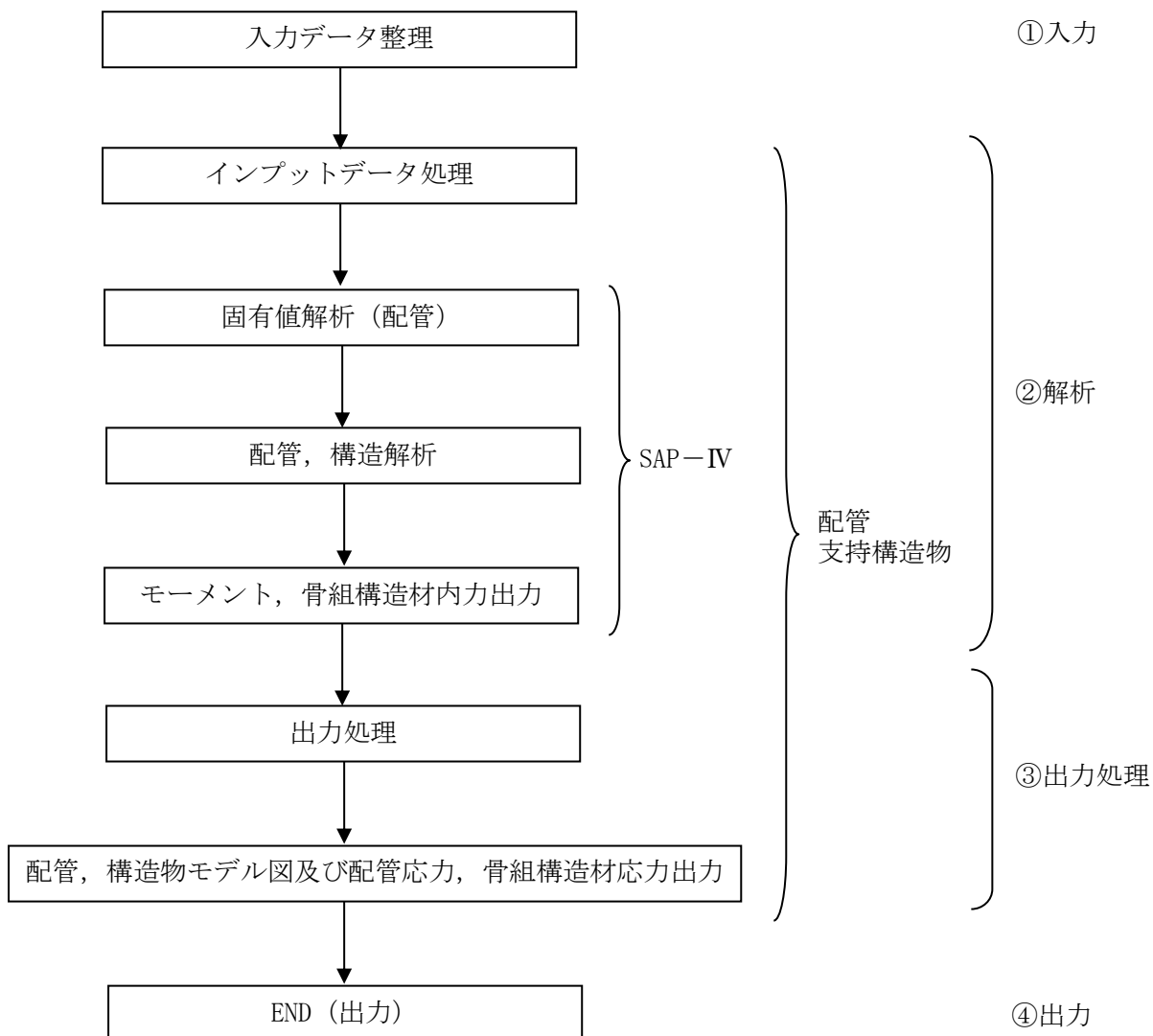


図1-1 計算フロー

1.2 解析の検証

図 1-1 に示した各フローにおける検証方法を以下に示す。

- ・「①入力」

材料、弁質量及び骨組材断面性能等の解析条件の入力に対し、正しく条件が入力されていることの確認を行った。

- ・「②解析」

配管については、別の構造解析用計算機コードを用いて、代表的な配管検証用モデルに対する計算を行い、比較を行うことによって、計算結果の妥当性の確認を行った（2.1 配管参照）。

支持構造物については、材料力学に基づく手計算手法を用いて、代表的な簡易骨組モデルに対する計算を行い、比較を行うことによって計算結果の妥当性の確認を行った（2.2 支持構造物参照）。

- ・「①入力」＋「②解析」＋「③出力処理」＋「④出力」

「SAP-IV」により出力されたモーメントは応力に変換され、正しく出力されていることを確認した。これらの処理は、手計算によりその妥当性について確認を行った。

1.3 結論

以上より、解析結果の検証を行い、手順①～④の妥当性を確認した。

2. 計算機コードの検証

2.1 配管

(1) 検証の概要

計算機コード「SAP-IV」による計算結果の検証用に用いた構造解析用計算機コード「NASTRAN」はNASAで開発されたプログラムであり、1965年開発後、これまで約40年の使用実績があり、世界的に使用実績及びクライアント数の多いプログラムの一つである。「SAP-IV」と「NASTRAN」を用いて代表的な配管検証用モデルを対象に解析を行い、得られた結果を比較することにより、検証を行った。

(2) 検証解析

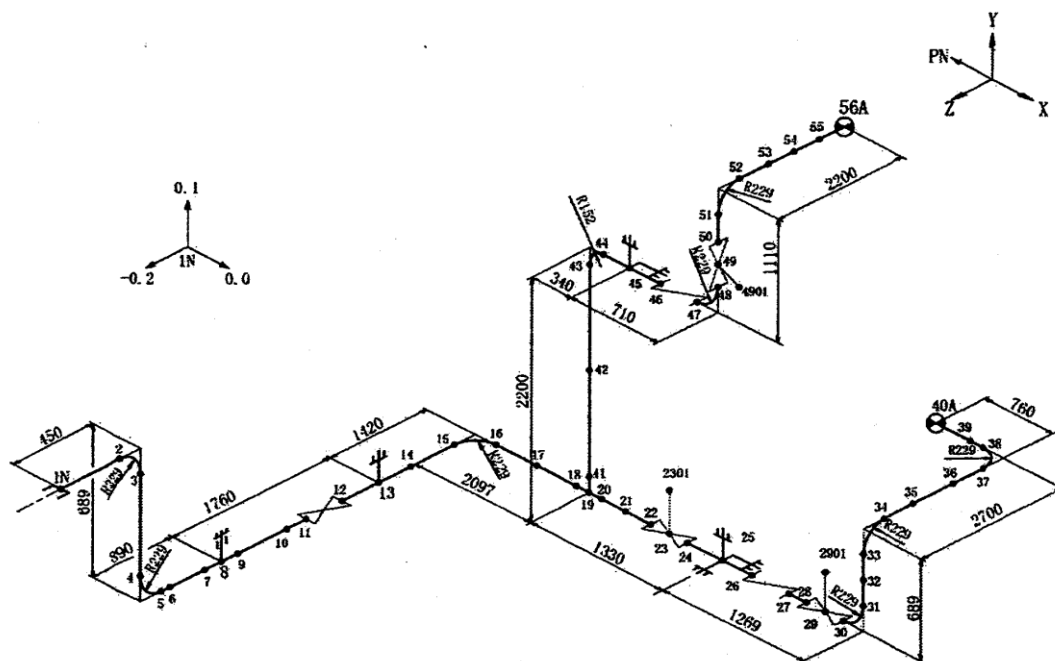
代表的な配管検証用モデルについて、「SAP-IV」及び「NASTRAN」を用いて解析し、両者の解析結果を比較評価する。以下に解析内容及び検証項目を示す。

解析内容	検証項目
静的解析（自重・熱膨張）	拘束点反力

(3) 解析条件

以下に解析モデル及び設計条件を示す。

・解析モデル



鳥瞰図記号凡例

記号	内容
●	質点
⊗	アンカ
≡	レストレイント
≡=	リジットハンガ
	主要機器取合点等の移動量 注：鳥瞰図中の寸法の単位はmmである。

弁部の質量

質量	対応する評価点	質量	対応する評価点
278.4kg/m	11~12	59.9kg	22~23
59.9kg	23~24	185.4kg/m	26~27
59.7kg	28~29	127.4kg	29~30
185.4kg/m	46~47	127.9kg	48~49
59.9	49~50	119.9kg	2301
119.4kg	2901	119.9kg	4901

・設計条件

以下に示す荷重条件のもとで、配管系の静的な解析を行った。

- a. 自重
- b. 熱膨張

管番号	対応する評価点	最高使用圧力 (MPa)	最高使用温度 (°C)	運転温度 (°C)	外径 (mm)	厚さ (mm)	材料	縦弾性係数* (MPa)	熱膨張係数* ($\times 10^{-6}$ mm/mm°C)
1	1N~11, 12~22 24~26, 27~28 19~43, 44~46 47~48	1.04	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
2	30~40A	0.43	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
3	43~44	1.04	93	40	165.2	7.1	STPT410	201667	10.3
4	50~56A	1.04	93	40	165.2	7.1	SUS304TP	193667	15.4

注記*：運転温度における縦弾性係数及び熱膨張係数を示す。

(4) 解析結果の比較

表 2-1 拘束点反力 (「SAP-IV」 と 「NASTRAN」 の比較)

自重

(単位 : N)

節点	SAP-IV			NASTRAN		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
1N	10	442	-99	20	452	-99
8	0	1001	0	0	981	0
13	0	1991	0	0	2021	0
25	599	7365	344	618	7385	344
40A	-89	1226	-89	-89	1226	-99
45	275	4649	0	246	4629	0
56A	-795	1373	-148	-785	1354	-148

熱膨張

(単位 : N)

節点	SAP-IV			NASTRAN		
	Fx	Fy	Fz	Fx	Fy	Fz
1N	99	-138	-148	99	-138	-148
8	0	50	0	0	50	0
13	0	383	0	0	383	0
25	-89	1030	-246	-89	1030	-246
40A	-89	-148	246	-89	-148	246
45	363	-991	0	363	-991	0
56A	-295	-187	148	-295	-197	148

(5) 検証結果

表 2-1 における自重及び熱膨張による拘束点反力の比較結果のとおり、両者でよく一致している。

以上の結果から、代表的な配管検証用モデルを用いた両者の解析結果はほぼ同等であり、「SAP-IV」の妥当性が確認された。

2.2 支持構造物

(1) 検証の概要

材料力学に基づく手計算手法を用いて、代表的な簡易骨組構造モデルに対する計算を行い、得られた結果を比較することにより検証を行った。

(2) 検証解析

代表的な支持構造物検証用モデル「H形鋼材」及び「L形鋼材」について、「SAP-IV」及び「手計算手法」を用いて、両者の比較評価をする。

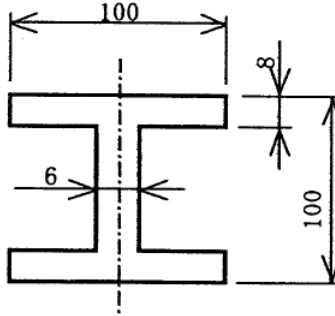
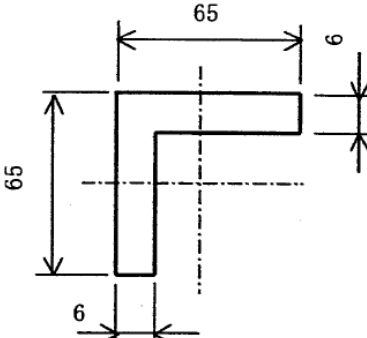
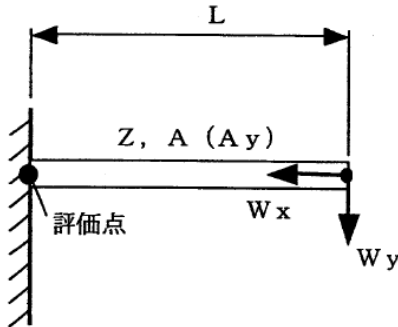
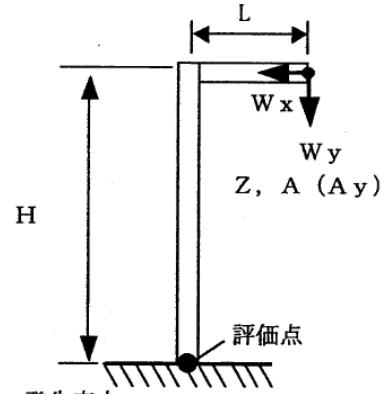
以下に、計算内容及び検証項目を示す。

計算内容	検証項目
圧縮応力, 曲げ応力, せん断応力	発生応力

(3) 解析条件

・解析モデル

(単位：mm)

評価1 H形鋼材片持ち梁構造	評価2 L形鋼材L型構造
 <p style="text-align: center;">H鋼断面</p>	 <p style="text-align: center;">L鋼断面</p>
 <p>・発生応力</p> <p>圧縮応力：$W_x * g / A$ 曲げ応力：$W_y * g * L / Z$ せん断応力：$W_y * g / A_y$</p>	 <p>・発生応力</p> <p>圧縮応力：$W_y * g / A$ 曲げ応力：$(W_y * g * L - W_x * g * H) / Z$ せん断応力：$W_x * g / A_y$</p>

・設計条件

			評価1	評価2
付加質量	W_x	kg	0	0
	W_y	kg	61	36
梁長さ	L	mm	300	67.5
柱高さ	H	mm	—	292.5
重力加速度	g	m/s ²	9.80665	9.80665
断面係数	Z	mm ³	67800	6270
断面積	A	mm ²	2190	752.7
有効断面積 (せん断面積)	A_y	mm ²	504	354

(4) 評価結果の比較

表 2-2 発生応力（「SAP-IV」と「手計算手法」の比較）

H形鋼材

	SAP-IV			手計算手法		
	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力
発生応力 (MPa)	0	3	2	0	2.7	1.2

L形鋼材

	SAP-IV			手計算手法		
	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力	圧縮応力	曲げ応力	せん断応力
発生応力 (MPa)	1	4	0	0.5	3.9	0

(5) 検証結果

表 2-2 における H 形鋼材及び L 形鋼材による発生応力の比較結果のとおり、両者でよく一致している。

以上の結果から、代表的な簡易骨組構造モデルを用いた両者の計算結果はほぼ同等であり、「SAP-IV」の妥当性が確認された。

耐震解析に用いるコード（ABAQUS）について

項目	コード名 ABAQUS
開発機関	ABAQUS 社
使用したバージョン	Version 6.5.4
開発時期	2005 年（初版開発時期 1978 年）
計算機コードの概要	<p>本計算機コードは、有限要素法による線形／非線形の静的・動的解析汎用プログラムである。以下に示す解析機能及び要素を有している。</p> <p><解析機能></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 線形・非線形静的応力／変位解析 2. 動的／変位解析 3. 非定常の動的／変位解析 4. 定常・非定常の伝熱解析 5. 弾塑性解析 6. 大変形解析 <p><要素></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. 軸対象 2. 平面ひずみ／平面応力 3. 三次元ソリッド 4. 三次元シェル 5. トラス 6. はり
検証方法	<ul style="list-style-type: none"> ・ 振動試験結果とコードによる地震応答計算結果を比較して検証*が実施されていることを確認した。

注記：以下の文献を確認し、検証されたコードであることを確認した。

- *：平成 19 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
（平成 21 年 1 月 独立行政法人 原子力安全基盤機構）

耐震解析に用いるコード（NX Nastran）について

1. 概要

Nastran は、40 年以上にわたって利用されている、動的・静的解析用の業界標準の汎用有限要素法ソルバーである。米国 NASA により、宇宙開発プロジェクト・サターンV型ロケットの設計のために開発され、1972 年に最初のコマーシャルバージョンがリリース（MSC.Nastran）された。その後、2003 年に Siemens PLM Software 社の NX Nastran に分かれて、開発・販売を継続している汎用ソフトウェアである。

2. 機能

NX Nastran は、構造解析に関して主に以下の機能を有する。

- ① 三次元の梁モデル、シェルモデル及びソリッドモデルによる構造解析を行うことができる
- ② 固有値解析を行うことができ、固有振動数及び各固有振動モードに対する刺激係数や有効質量を算出できる
- ③ 静的解析、固有値解析、スペクトル応答解析、動的応答解析を行うことができる

3. 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た。

4. 使用したバージョン

NX Nastran Version 8.1

5. 解析及び計算機コードの検証

5.1. 解析の検証

5.1.1. 解析フローチャート

本計算機コードを用いた計算のフローを図 5.1-1 に示す。

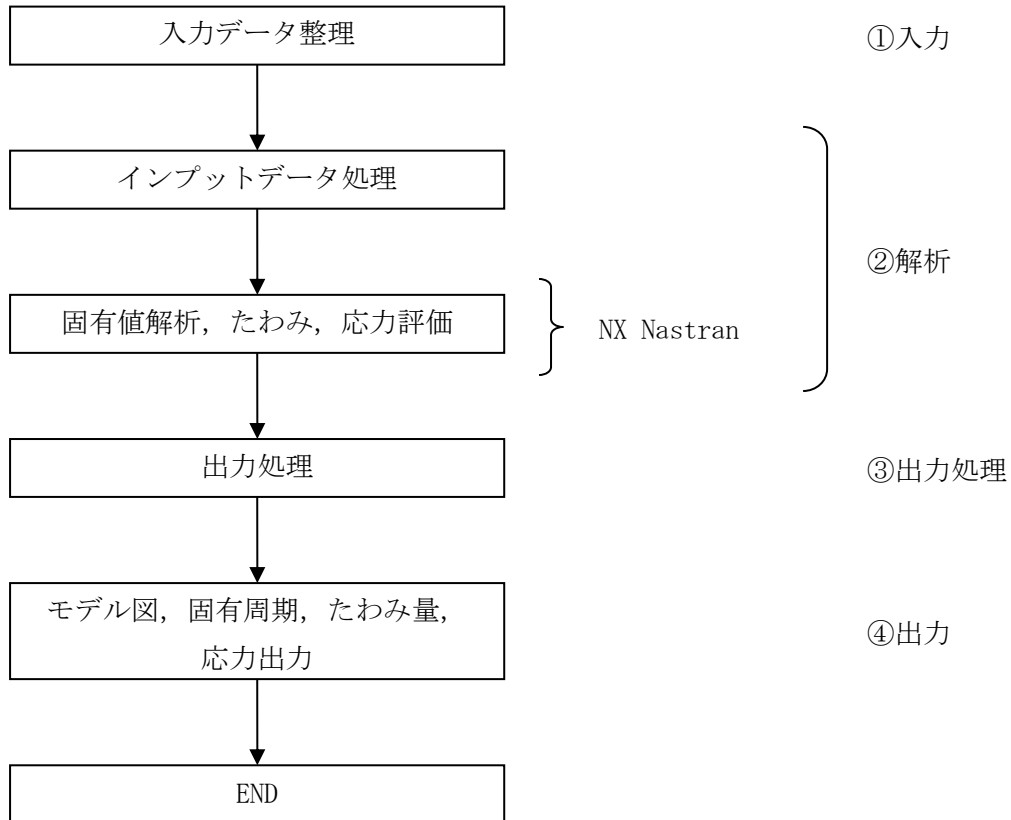


図 5.1-1 計算フロー

5.1.2. 解析の検証

図 5.1-1 に示した各フローにおける検証方法を以下に示す。

- ・「①入力」

寸法, 物性値等の解析条件の入力に対して, 正しく条件が入力されていることを確認した。

- ・「②解析」

両端固定梁, 片持ち平板の固有振動数について, 材料力学に基づく手計算手法を用いて計算を行い, 「NX Nastran」の固有値解析の結果と比較を行うことによって解析結果の妥当性の確認を行った。

片持ち梁のたわみ量, 応力について, 材料力学に基づく手計算手法を用いて計算を行い, 「NX Nastran」の結果と比較を行うことによって解析結果の妥当性の確認を行った (「5.2. 計算機コードの検証」参照)。

- ・「①入力」 + 「②解析」 + 「③出力処理」 + 「④出力」

「NX Nastran」による解析結果が正しく出力されていることを確認した。

5.1.3. 結論

以上より, 解析結果の検証を行い, 手順①～④の妥当性を確認した。

5.2. 計算機コードの検証

5.2.1. 検証の概要

「NX Nastran」を用いて、基本的な構造の解析を行い、得られた結果と理論解との比較を行うことにより、検証を行った。

5.2.2. 検証解析

以下に示す構造を「NX Nastran」で解析を行い、理論解との結果を比較評価する。

解析内容	検証項目
両端固定梁	固有振動数
片持ち平板	固有振動数
片持ち梁	たわみ, 応力

両端固定梁の解析モデルを図 5.2.2-1 に、片持ち平板の解析モデルを図 5.2.2-2 に、片持ち梁の解析モデルを図 5.2.2-3 に示す。

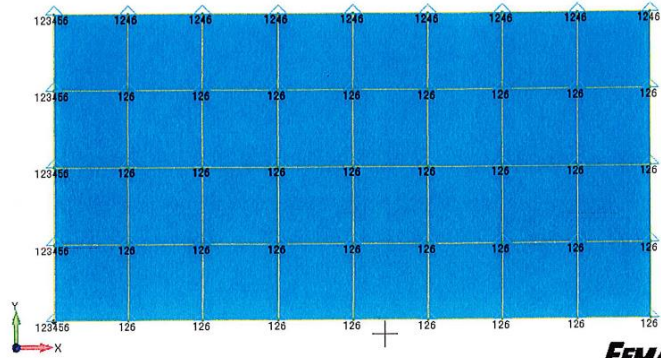
trial license - For Evaluation Use Only
V1
D2



FEMAP®

図 5.2.2-1 両端固定梁の解析モデル

trial license - For Evaluation Use Only
V1
D1



FEMAP®

図 5.2.2-2 片持ち平板の解析モデル

trial license - For Evaluation Use Only
V1
D1



FEMAP®

図 5.2.2-3 片持ち梁の解析モデル

5.2.3. 理論解

(1) 両端固定梁の固有振動数

固定梁の軸に対して直角方向に梁が振動する場合の固有振動数は

$$f_n = \frac{\lambda_n^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}}$$

で表される。

ここで、

$$\lambda_1 = 4.730$$

$$L = 10 \text{ [m]} \quad (\text{梁の長さ})$$

$$E = 200000 \text{ [MPa]} \quad (\text{ヤング率})$$

$$I = \frac{2 \times 2^3}{12} \quad (\text{断面二次モーメント})$$

$$= 1.333 \text{ [m}^4\text{]}$$

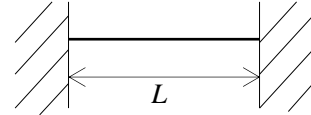
$$\rho = 8000 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (\text{単位体積当たりの質量})$$

$$A = 2 \times 2 = 4 \text{ [m}^2\text{]} \quad (\text{梁の面積})$$

とすると、固定梁の固有振動数は

$$\begin{aligned} f_1 &= \frac{\lambda_1^2}{2\pi L^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \\ &= \frac{4.730^2}{2 \cdot \pi \cdot 10^2} \sqrt{\frac{200000 \cdot 10^6 \times 1.333}{8000 \times 4}} \\ &= 102.7774 \text{ [Hz]} \end{aligned}$$

となる。



(2) 片持ち平板の固有振動数

片持ち平板が振動する場合の固有振動数は

$$f_n = \frac{\lambda_n}{2\pi a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

で表される。

ここで、

$$\lambda_1 = 3.494$$

$$a = 10 \text{ [m]} \quad (\text{板の各辺の寸法})$$

$$h = 0.05 \text{ [m]} \quad (\text{平板の厚さ})$$

$$E = 200000 \text{ [MPa]} \quad (\text{ヤング率})$$

$$\nu = 0.3 \quad (\text{ポアソン比})$$

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (\text{曲げ剛性})$$

$$= \frac{200000 \times 10^6 \times 0.05^3}{12(1-0.3^2)}$$

$$= 2.289 \times 10^6 \text{ [N}\cdot\text{m]}$$

$$\rho = 8000 \text{ [kg/m}^3\text{]} \quad (\text{単位体積当たりの質量})$$

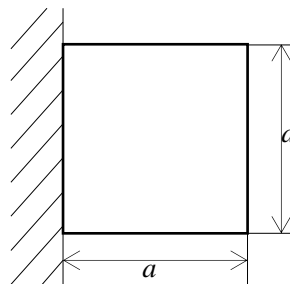
とすると、固定梁の固有振動数は

$$f_1 = \frac{\lambda_1}{2\pi a^2} \sqrt{\frac{D}{\rho h}}$$

$$= \frac{3.494}{2 \cdot \pi \cdot 10^2} \sqrt{\frac{2.289 \times 10^6}{8000 \times 0.05}}$$

$$= 0.420665 \text{ [Hz]}$$

となる。



(3) 片持ち梁のたわみ, 応力

片持ち梁のたわみは

$$v = \frac{Wl^3}{3EI}$$

で表される。

ここで,

$$W = 50000 \text{ [N]} \quad (\text{荷重})$$

$$l = 480 \text{ [m]} \quad (\text{梁の長さ})$$

$$E = 30000000 \text{ [Pa]} \quad (\text{ヤング率})$$

$$b = 30 \text{ [m]}$$

$$h = 30 \text{ [m]}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad (\text{断面二次モーメント})$$

$$= \frac{30 \cdot 30^3}{12}$$

$$= 67500 \text{ [m}^4\text{]}$$

とすると, 片持ち梁のたわみは

$$v = \frac{Wl^3}{3EI}$$

$$= \frac{50000 \cdot 480^3}{3 \cdot 30000000 \cdot 67500}$$

$$= 0.91 \text{ [m]}$$

となる。

片持ち梁に発生する応力は

$$Z = \frac{bh^2}{6} \quad (\text{断面係数})$$

$$= \frac{30 \cdot 30^2}{6}$$

$$= 4500 \text{ [m}^3\text{]}$$

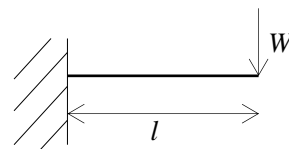
とすると,

$$\sigma = \frac{W \cdot l}{Z}$$

$$= \frac{50000 \cdot 480}{4500}$$

$$= 5334 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

となる。



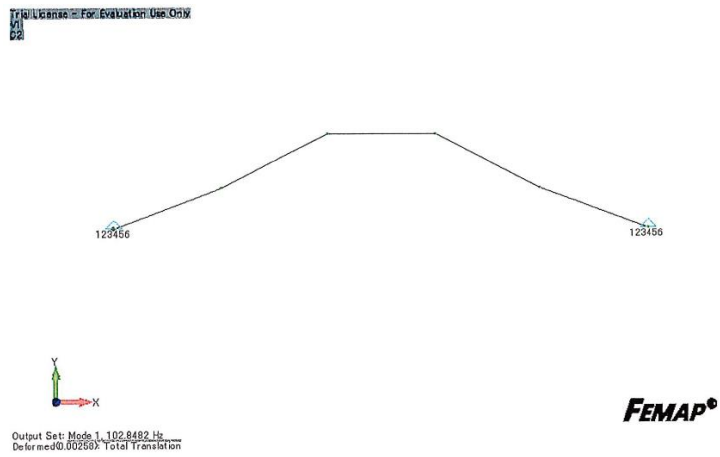
5.2.4. 検証結果

「NX Nastran」による解析結果を図 5.2.4-1～3 に示す。「NX Nastran」による解析結果と理論解の比較を表 5.2.4-1 に示す。

「NX Nastran」による解析結果と手計算の結果がよく一致していることを確認した。

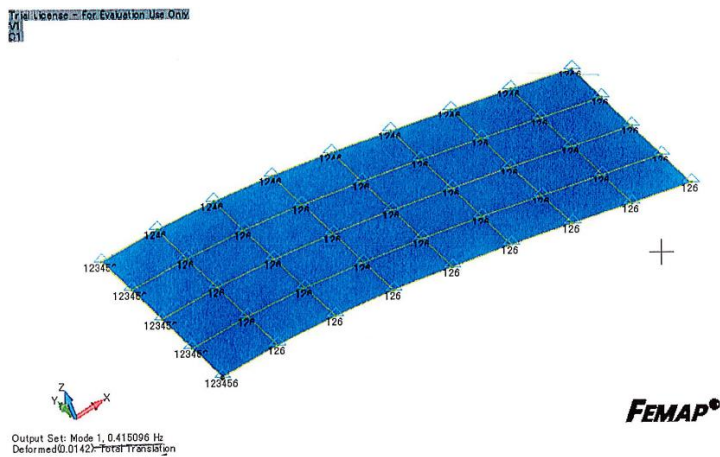
表 5.2.4-1 「NX Nastran」による解析結果と理論解の比較

解析内容	項目	「NX Nastran」 による解析結果	理論解
両端固定梁	固有振動数[Hz]	102.8482	102.7774
片持ち平板	固有振動数[Hz]	0.415096	0.420665
片持ち梁	たわみ[m]	0.91	0.91
	応力[N/m ²]	5333	5334



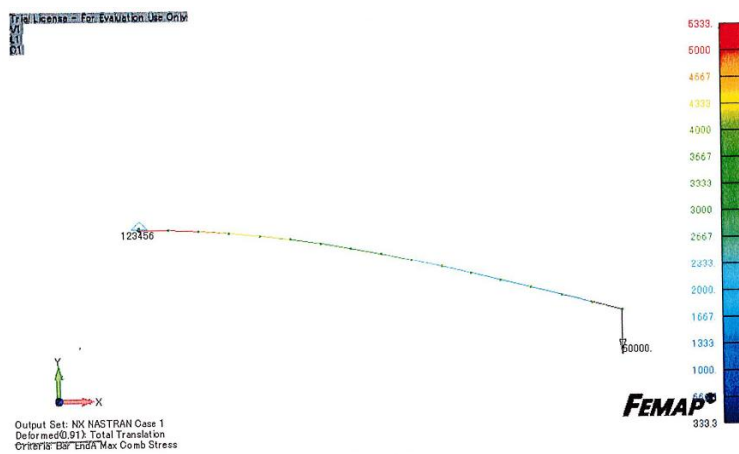
1次モード

図 5.2.4-1 両端固定梁の解析結果 (固有振動数)



1次モード

図 5.2.4-2 片持ち平板の解析結果 (固有振動数)



変形状態

図 5.2.4-3 片持ち梁の解析結果 (たわみ・応力)

耐震解析に用いるコード（ANSYS について）

項目	コード名 ANSYS
開発機関	Swanson Analysis Systems 社（現 ANSYS 社）
使用したバージョン	14.5
開発時期	2012 年(初版開発時期 1970 年)
解析コードの概要	<p>ANSYS(以下、「本解析コード」という。)は Swanson Analysis Systems 社（現 ANSYS 社）により開発された有限要素解析法による計算機プログラムである。</p> <p>本解析コードは，広範囲に亘る多目的有限要素解析法による計算機プログラムであり，静的及び動的構造力学問題のシミュレーションならびに解析を実施するものである。</p> <p>本解析コードは，ISO9001 及び ASME NQA-1 を取得し，アメリカ合衆国規制委員会による 10CFR Part 50 ならびに 10CFR21 の要求を満たしており，数多くの研究機関や企業において，航空宇宙，自動車，機械，建築，土木等の様々な分野の構造解析に広く利用されている。</p>
検証及び妥当性確認	<p>【検証】</p> <p>本解析コードの検証の内容は次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードの検証は，開発元のリリースノートの例題集において，解析例に対する理論解と解析結果との比較が実施されている。 ・ 本解析コードが適正であることは，コード配布時に同梱された Verification Testing Package により確認している。 ・ 本解析コードの運用環境について，開発元から提示された要件を満足していることを確認している。 <p>【妥当性確認】</p> <p>本解析コードの妥当性確認の内容は次の通りである。</p> <ul style="list-style-type: none"> ・ 本解析コードは，数多くの研究機関や企業において，航空宇宙，自動車，機械，建築，土木等の様々な分野の構造解析に広く利用されていることを確認している。 ・ 本解析コードは，原子力分野では，原子炉設置（変更）許可申請書における応力解析等，これまで多くの構造解析に対し使用実績があることを確認している。

燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性に関する説明書

1. 本説明書の記載範囲

本説明書は、1号機、2号機、3号機及び4号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について記載するものである。

2. 4号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

2.1 概要

2.1.1 一般事項

4号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、クレーン支持用架構と燃料取扱機支持用架構を有し、それぞれについて構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてBクラス相当とする。

燃料取り出し用カバーの構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、燃料取り出し用カバーの損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 2.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

なお、一部損壊した原子炉建屋に接合される燃料取扱機支持用架構の施工前において、本説明書で想定しているように、原子炉建屋の接合部が施工に十分な状態かどうか確認した点検結果を別途報告するとともに、不具合が見つかった場合には、適切に補修等を実施する。

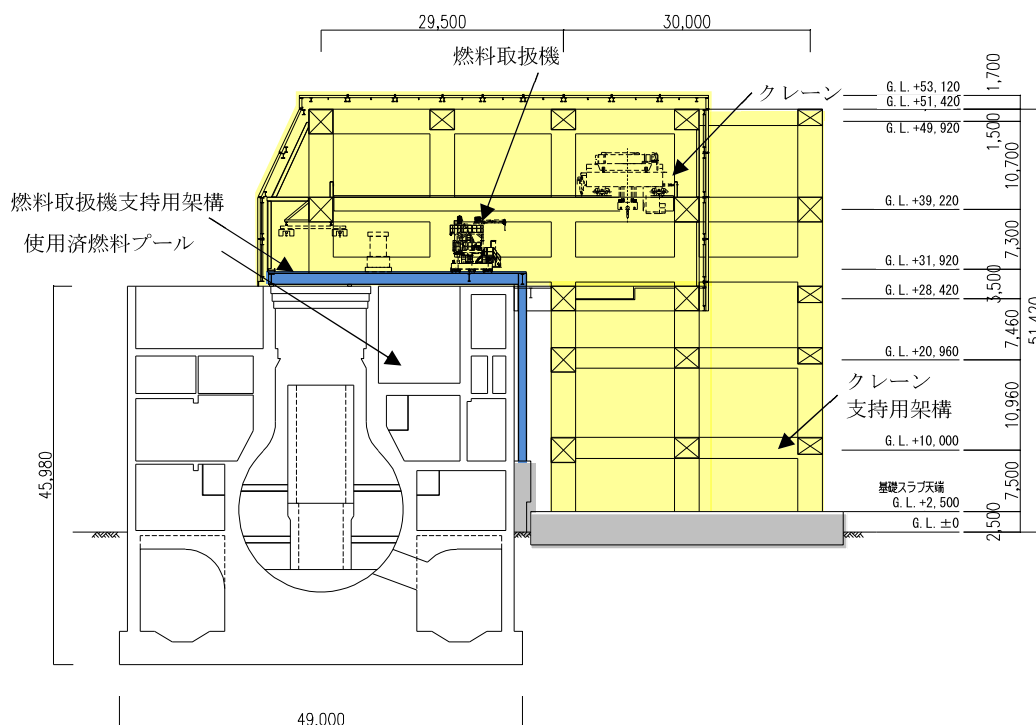


図 2.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 建築基礎構造設計指針（日本建築学会，2001 改定）
- (6) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (7) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，1975 発行）
- (8) 建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事（日本建築学会，1996 改定）
- (9) 各種合成構造設計指針・同解説（日本建築学会，2010 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）
- (4) 乾式キャスクを用いる使用済燃料中間貯蔵建屋の基礎構造の設計に関する技術規程（JEAC
4616-2009）（日本電気協会 原子力規格委員会，平成 21 年 12 月 制定）

添付資料 - 4 - 2 では，G. L. $\pm 0\text{mm} = \text{T. P. } 8, 564(\text{※})$ とする。
(※)震災後の地盤沈下量(-709mm)と，O. P. から T. P. への
読替値(-727mm)を用いて，下式に基づき換算している。
< 換算式 > $\text{T. P.} = \text{旧 O. P.} - 1, 436\text{mm}$

2.1.2 クレーン支持用架構

クレーン支持用架構はキャスク搬出入用の天井クレーンを支持する架構で、南北方向に 30.00m、東西方向に 25.50m、地盤面からの高さが 51.42m の柱部分と、北方向に 29.50m 跳ね出した片持ち梁部分からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。柱、大梁には、箱型断面部材を用いる。

基礎形式は基礎スラブによる直接基礎とし、地震時の基礎の転倒防止対策として地盤アンカーを用い、基礎スラブを支持する地盤は地盤改良により強固な支持地盤を形成する。改良地盤は既存の原子炉建屋と同様に泥岩に着底している。

クレーン支持用架構の概要を図 2.1.2-1 に、基礎スラブ及び改良地盤の概要を図 2.1.2-2 に示す。

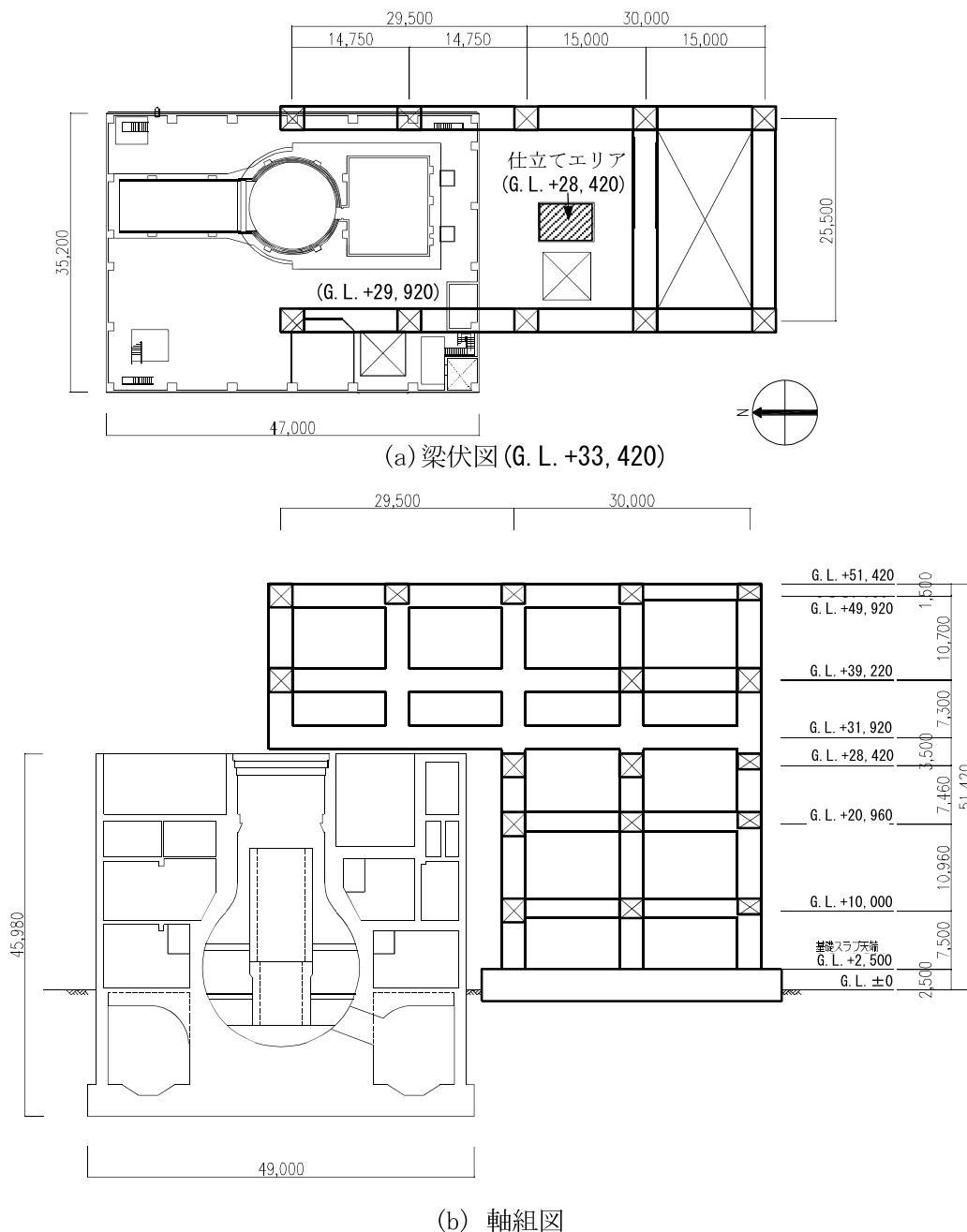
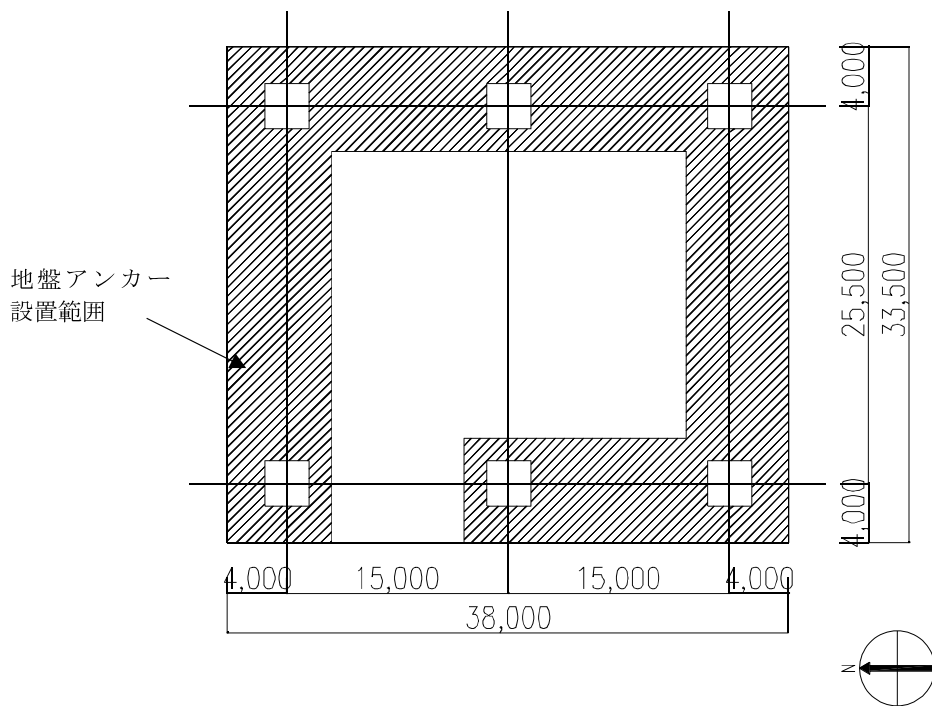
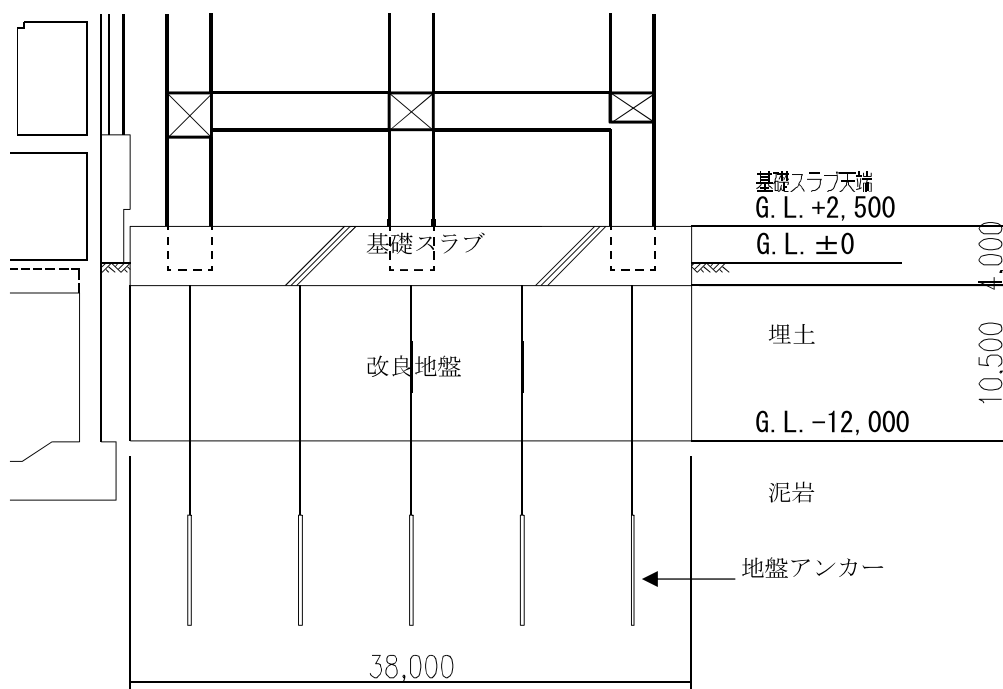


図 2.1.2-1 クレーン支持用架構の概要 (単位 : mm)



(a) 基礎伏図



(b) 基礎断面図

図 2.1.2-2 基礎スラブ及び改良地盤の概要 (単位: mm)

2.1.3 燃料取扱機支持用架構

燃料取扱機支持用架構は燃料取扱機を支持する架構で、南北方向に 30.50m、東西方向に 13.36m、地盤面からの高さが 30.77m の柱及び梁からなる逆 L 字型の架構である。構造形式はラーメン構造で、構造種別は鉄骨造である。

支持形式は、原子炉建屋シェル壁上端及び 1 階から 2 階の南側外壁に支持する構造である。燃料取扱機支持用架構の概要を図 2.1.3-1(1)及び図 2.1.3-1(2)に示す。

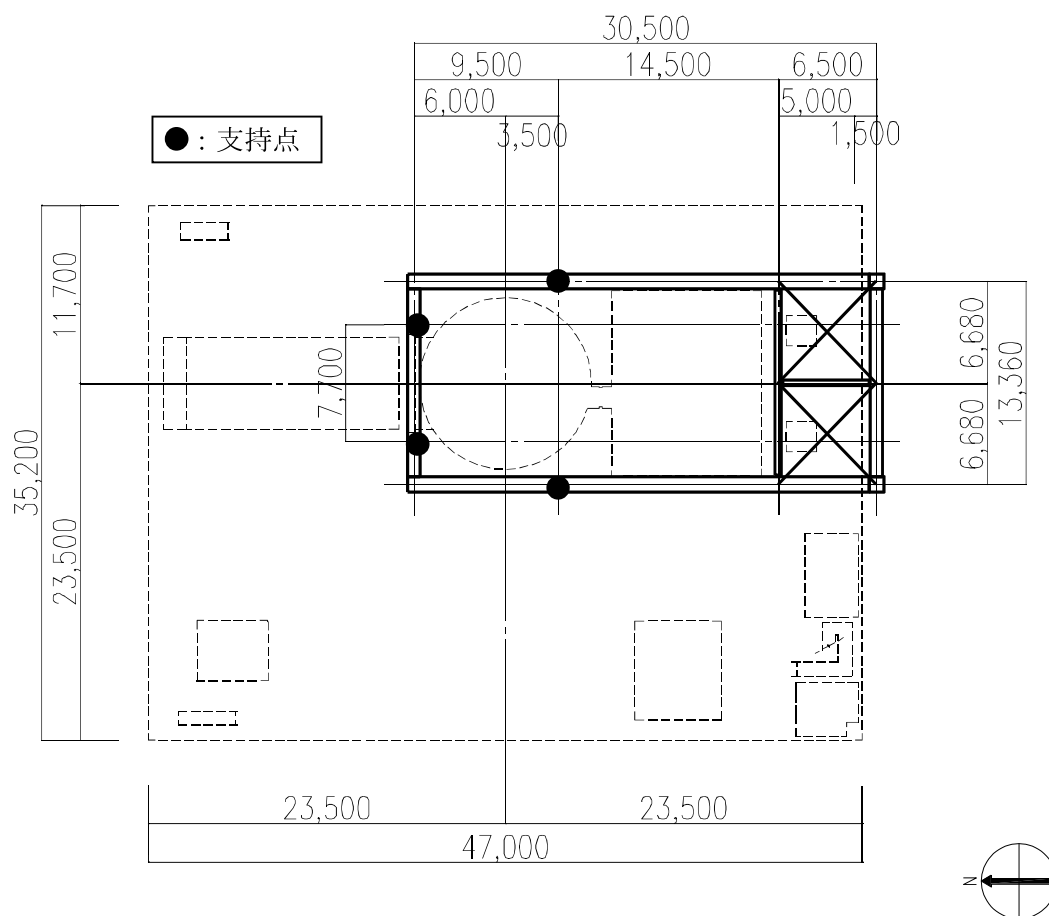
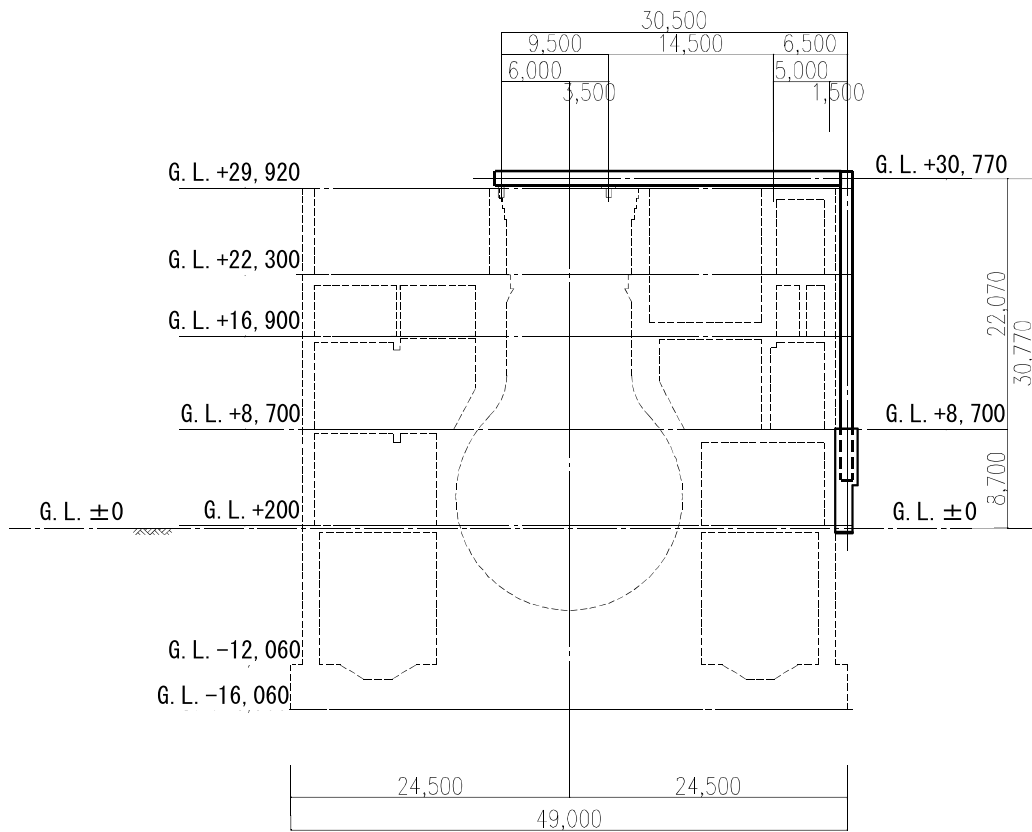
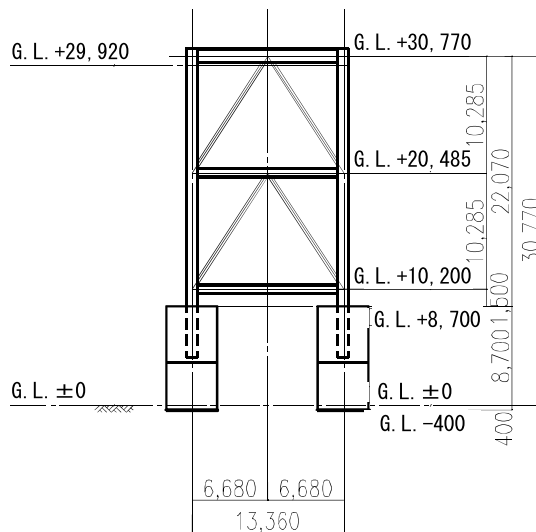


図 2.1.3-1(1) 燃料取扱機支持用架構の概要(梁伏図 (G. L. +31, 420)) (単位 : mm)



(a) 断面図



(b) 立面図

図 2.1.3-1(2) 燃料取扱機支持用架構の概要 (単位: mm)

2.2 クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性について

クレーン支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.2-1 に示す。

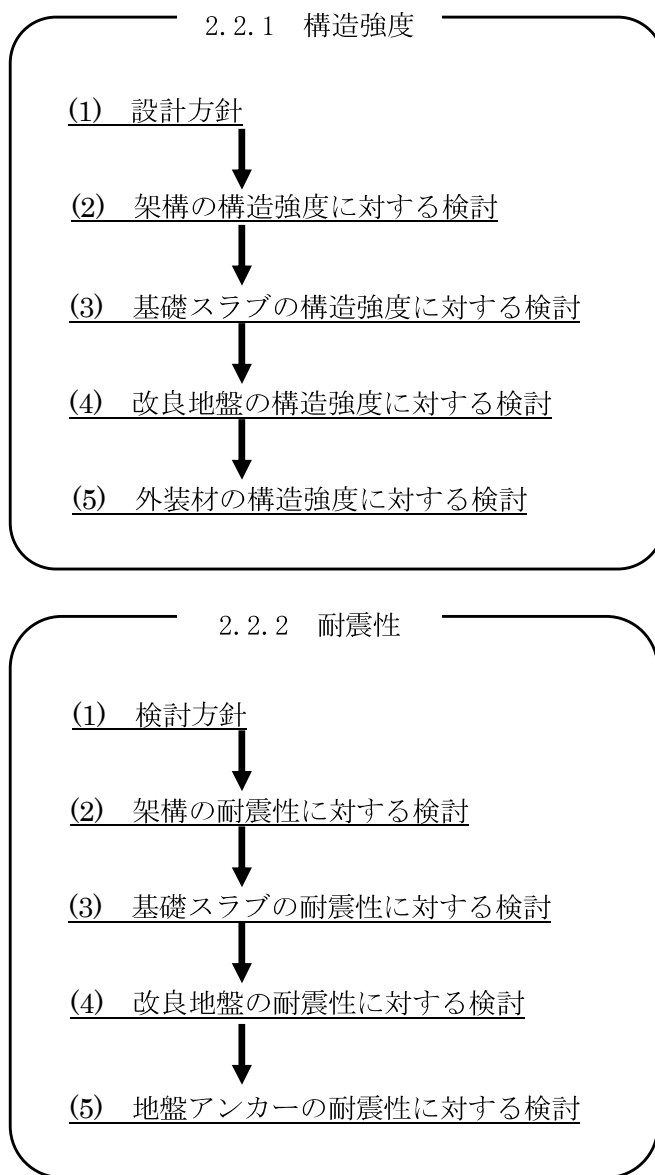


図 2.2-1 クレーン支持用架構の検討フロー

2.2.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び外装材について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

使用材料の物性値及び許容応力度を表 2.2.1-1(1)及び表 2.2.1-1(2)に示す。

表 2.2.1-1(1) クレーン支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数

部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0

コンクリートの許容応力度

(単位：N/mm²)

設計基準強度=30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度

(単位：N/mm²)

記号	鉄筋径	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
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			
SD390	D29 未満	215	195	390	390
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度

(単位：N/mm²)

板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40mm	SS400, SN400B	235	「鋼構造設計規準」 に従い、左記 F の値 より求める
T > 40mm	SN400B	215	
T ≤ 40mm	SM490A, SN490B	325	
T ≤ 40mm	SM520B	355	

表 2. 2. 1-1(2) 改良地盤, 支持地盤の物性値及び許容応力度

改良地盤の許容応力度

(単位 : kN/m²)

設計基準強度=2300* ¹	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
改良地盤	766	—	153	1533	—	306
断面欠損を考慮* ²	750	—	114	1502	—	229

*1 : 施工結果を反映した

*2 : 「JEAC4616-2009」に準拠し, 断面欠損を鉛直方向に 2%, せん断方向に 25%考慮した

支持地盤の許容支持力度

(単位 : kN/m²)

種別	長期* ¹	短期* ¹
泥岩 (岩盤)	1960	3920

*1 : 「福島第一原子力発電所第 4 号機工事計画認可申請書」による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

クレーン支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重、積載荷重及び地盤アンカーの効果を考慮した荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

天井クレーンによる荷重を表 2.2.1-2 に示す。

表 2.2.1-2 クレーン荷重一覧表

クレーン自重	1666 kN
トロリ自重	1010 kN
吊荷	980 kN

・積雪荷重 (SL)

積雪荷重は建築基準法施行令及び福島県建築基準法施行規則細則に準拠し以下の条件とする。

積雪量：30cm，単位荷重：20N/m²/cm

・風圧力 (WL)

風圧力は建築基準法施行令第 87 条および建設省告示第 1454 号に基づき、基準風速を 30m/s，地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2.2.1-3 に示す。

表 2.2.1-3 速度圧の算定結果

建物高さ* H (m)	平均風速の 鉛直分布係数 Er	ガスト 影響係数 Gf	建物高さ と粗度 区分による係数 E	基準風速 Vo (m/s)	速度圧 q (N/m ²)
52.73	1.28	2.00	3.28	30	1769

*： 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の
平均値とした

・地震荷重 (K)

水平地震力は G.L. ±0m を基準面として、下式により算定し、算定結果を表 2.2.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_0$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

Z : 地震地域係数 ($Z=1.0$)

R_t : 振動特性係数 ($R_t=1.0$)

A_i : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、クレーン支持用架構の固有値を用いたモーダル法 (二乗和平方根法) により求める。

C_0 : 標準せん断力係数 ($C_0=0.2$)

表 2.2.1-4 水平地震力の算定結果

階	G.L. (m)	各階重量 (kN)	W_i (kN)	A_i		$n \cdot C_i$		Q_i (kN)	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
R	+51.42	10569	—	—	—	—	—	—	—
6	+40.72~+51.42	13780	10569	1.443	1.477	0.433	0.443	4576	4683
5	+33.42~+40.72	5195	24349	1.302	1.328	0.391	0.398	9514	9702
4	+29.92~+33.46	9019	29544	1.254	1.272	0.376	0.382	11118	11271
3	+22.46~+29.92	5782	38563	1.183	1.187	0.355	0.356	13685	13730
2	+11.50~+22.46	6390	44345	1.113	1.114	0.334	0.334	14807	14818
1	+2.50~+11.50	—	50735	1.000	1.000	0.300	0.300	15221	15221

・荷重組合せ

設計で考慮するクレーンの位置を図 2.2.1-1 に、荷重組合せを表 2.2.1-5 に示す。

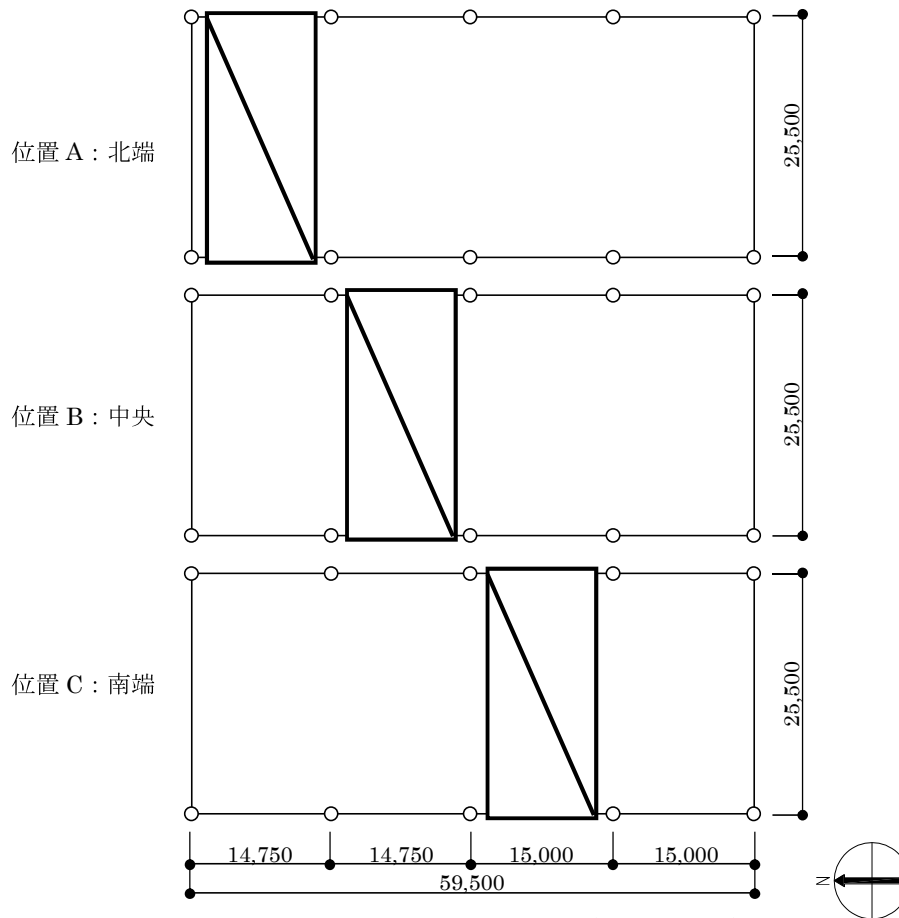


図 2.2.1-1 クレーンの位置 (単位 : mm)

表 2.2.1-5 クレーン支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL* ¹	長期
積雪時* ³	S	VL+CL* ¹ +SL	短期
暴風時* ³	W	VL+CL* ¹ +WL	
地震時	E1	VL+CL* ¹ +K(+NS)* ²	
	E2	VL+CL* ¹ +K(-NS)* ²	
	E3	VL+CL* ¹ +K(+EW)* ²	
	E4	VL+CL* ¹ +K(-EW)* ²	

*1 : 吊荷重量は、常時、積雪時及び暴風時はクレーン位置、地震時は仕立てエリアにて考慮する。

*2 : 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する。

*3 : 短期事象では地震時が支配的であることから、積雪時及び暴風時の検討は省略する。ただし、外装材の検討は暴風時が支配的であることから暴風時に対し検討を行う。

なお、地震時と暴風時のクレーン支持用架構の層せん断力について、風荷重の受圧面積が最大になる EW 方向で比較した結果を図 2. 2. 1-2 に示す。図 2. 2. 1-2 より、地震時の層せん断力は暴風時の層せん断力を包絡しており、支配的な荷重である。

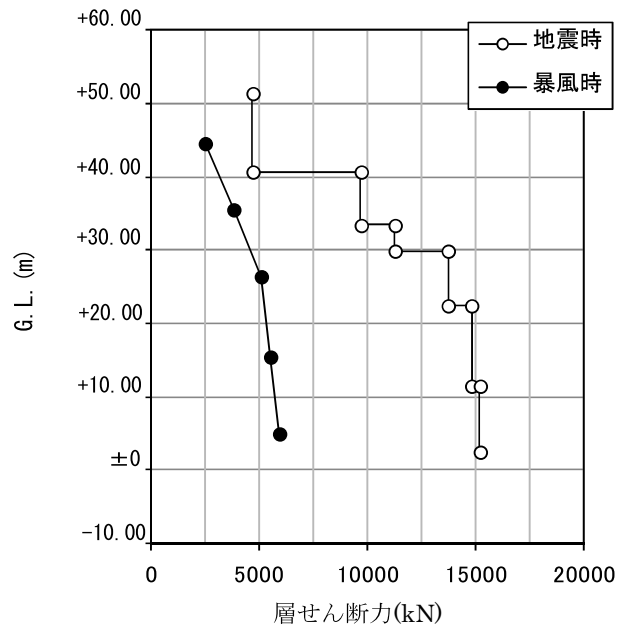


図 2. 2. 1-2 地震時と暴風時の層せん断力の比較

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

クレーン支持用架構の解析モデルは、基礎スラブ厚中央 (G.L.+0.5m) より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁の部材端部の条件は剛接、柱脚部は基礎下でピン支持とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2.2.1-3 に示す。ここに、使用する材質は SM490A とする。

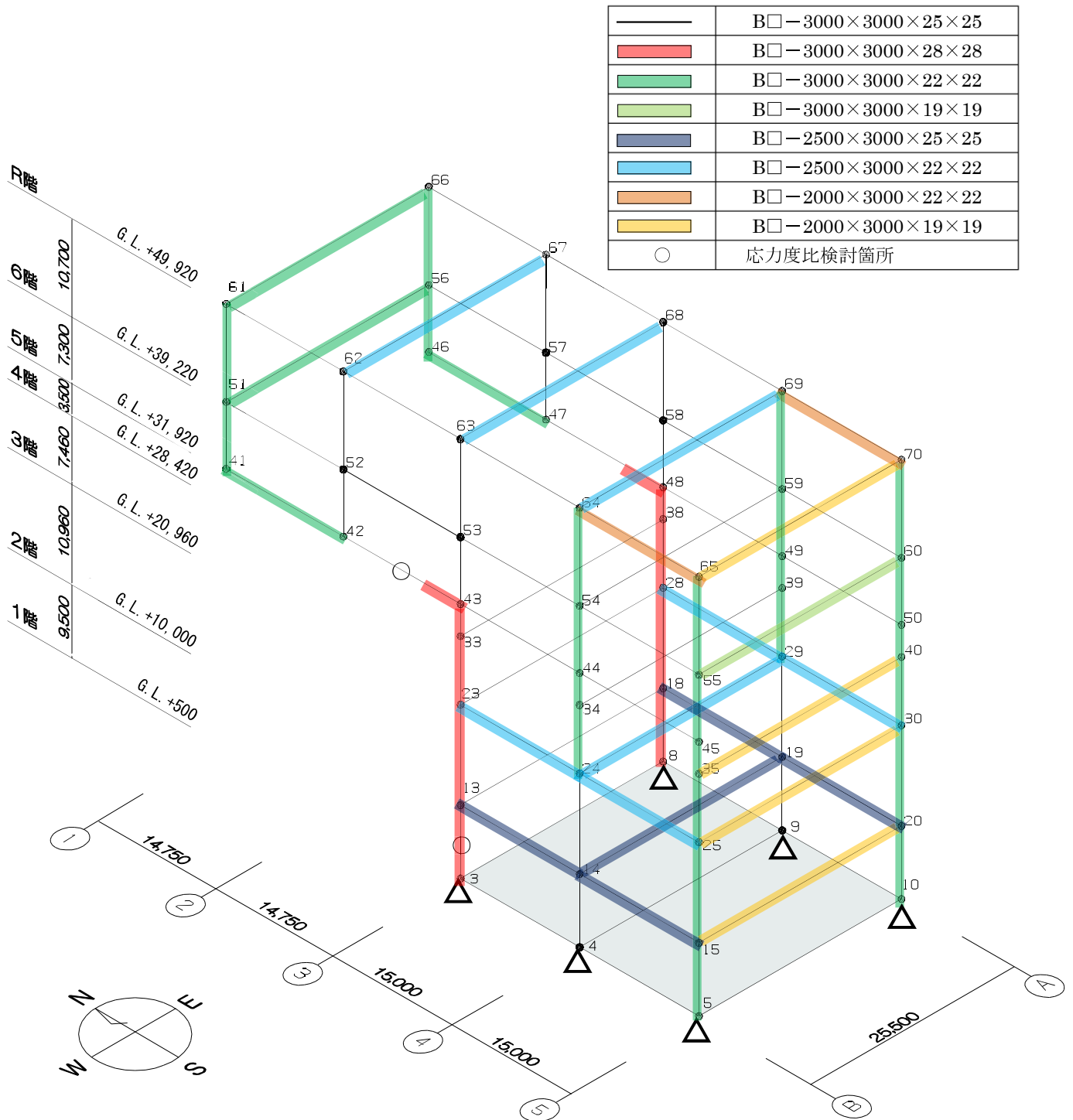


図 2.2.1-3 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2.2.1-4 に示すように考慮する。

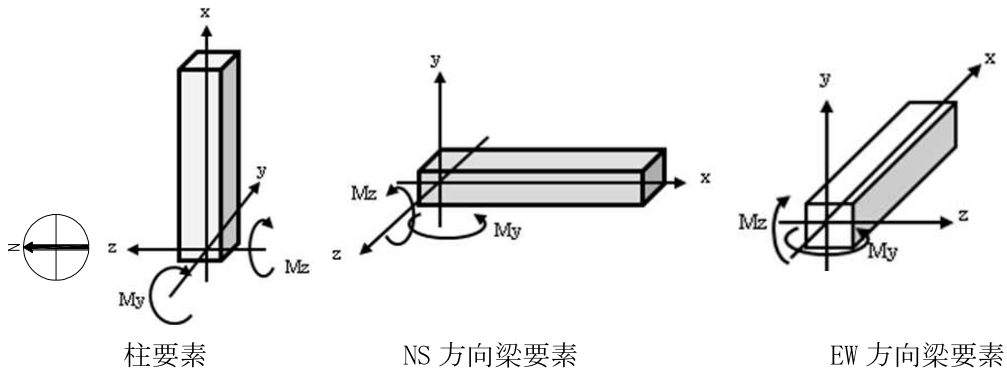


図 2.2.1-4 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$

・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 (=N/A)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2. 2. 1-6 及び表 2. 2. 1-7 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
 断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2. 2. 1-6 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	37.3	216.7	0.52	OK
				曲げ My	8.4			
				圧縮 N	65.1			
				せん断 Qz	0.8			
				せん断 Qy	8.9			
梁	5階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	C (A)	曲げ Mz	93.0	216.7	0.55	OK
				曲げ My	0.4			
				圧縮 N	19.2			
				せん断 Qz	0.4			
				せん断 Qy	20.1			

*1：クレーンの位置を示す

表 2. 2. 1-7 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	160.6	325.0	0.86	OK
				曲げ My	31.9			
				圧縮 N	79.5			
				せん断 Qz	7.9			
				せん断 Qy	37.1			
梁	5階 2-3/B	B□-3000×3000 ×28×28	E3 (A)	曲げ Mz	93.1	325.0	0.55	OK
				曲げ My	58.9			
				圧縮 N	20.0			
				せん断 Qz	8.3			
				せん断 Qy	20.5			

*1：クレーンの位置を示す

(3) 基礎スラブの構造強度に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行い、解析モデルは図 2.2.1-5 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

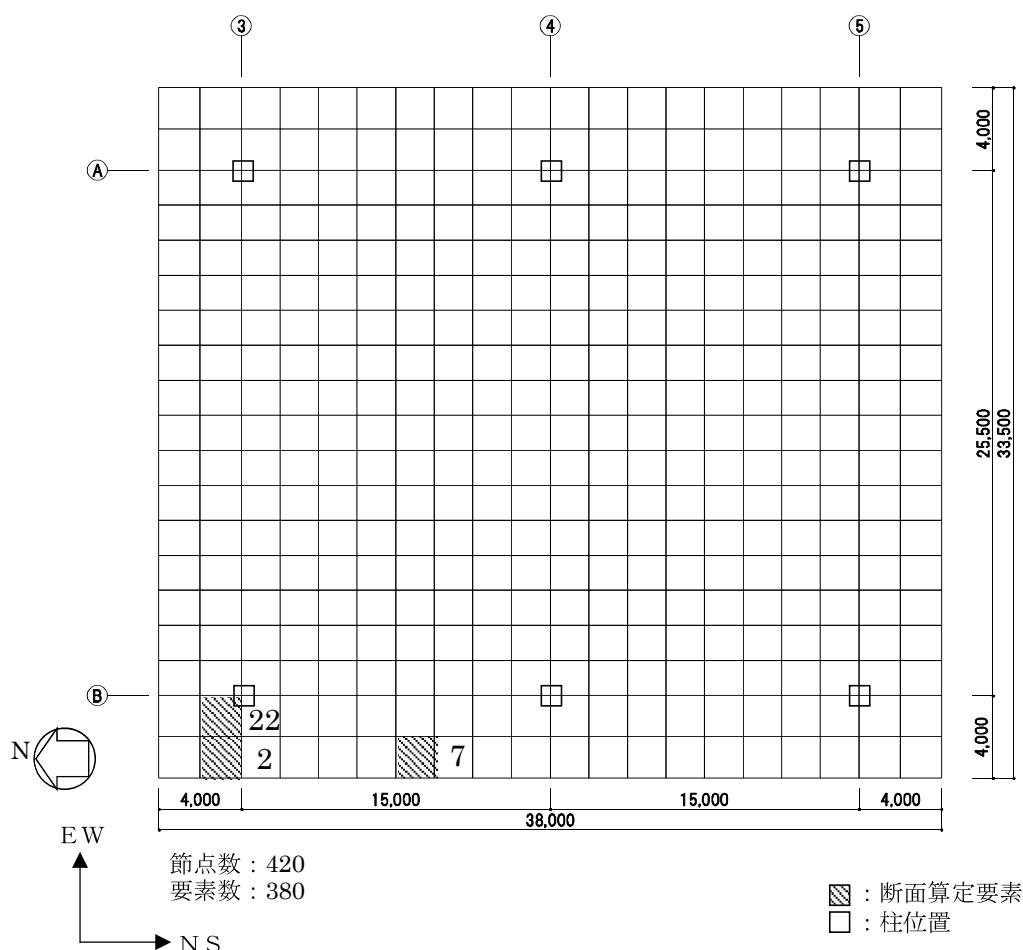


図 2.2.1-5 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

組合せた応力より、各要素の必要鉄筋比を「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」より求め、設計配筋が必要鉄筋比を上回ること及び面外せん断力が許容せん断力以下であることを確認する。必要鉄筋比が最大となる要素と設計面外せん断力と許容せん断力との比が最大になる要素の断面検討結果を表 2.2.1-8 に示し、必要鉄筋比が最大となる要素を含む EW 方向の配筋図を図 2.2.1-6 に示す。

断面検討の結果、設計配筋は必要鉄筋比を上回り、また面外せん断力は許容せん断力以下であることを確認した。

表 2.2.1-8 基礎スラブの断面算定表

要素 番号	方向	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計応力		N/(b・D) ^{*2} (×10 ⁻³ N/mm ²)	M/(b・D ²) (×10 ⁻³ N/mm ²)	P _t (%)	a _t (mm ² /m)	設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%) 下段：下端筋 [断面積 mm ² /m] (pt:%)	荷重 ケース (位置) ^{*1}	設計面外 せん断力 Q (kN/m)	許容 せん断力 f _s ・b・j (kN/m)	判定
			N ^{*2} (kN/m)	M (kN・m/m)									
2	NS	C(A)	-53	2397	-1.4	15.0	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	126	2627	OK
		E3(A)	-264	2643	-6.6	16.6	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	E1(C)	215	3940	OK
	EW	C(A)	16	1589	0.4	10.0	0.06	2400	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400]	C(A)	1583	2627	OK
		E3(A)	110	2111	2.8	13.2	0.03	1200	(0.29)	E3(A)	1925	3940	OK
7	NS	C(A)	47	3678	1.2	23.0	0.13	5200	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	245	2627	OK
		E2(A)	29	3932	0.8	24.6	0.07	2800	1-D38@200 [5700] (0.14)	E2(C)	396	3940	OK
	EW	C(C)	-2	40	-0.1	0.3	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	C(B)	135	2627	OK
		E4(A)	-26	112	-0.7	0.7	0.00	0	1-D38@200 [5700] (0.14)	E2(A)	154	3940	OK
22	NS	C(A)	13	2582	0.4	16.2	0.09	3600	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	C(C)	104	2627	OK
		E2(A)	239	4038	6.0	25.3	0.06	2400	D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	E1(C)	541	3940	OK
	EW	C(A)	77	2818	2.0	17.7	0.10	4000	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400]	C(C)	575	2627	OK
		E3(A)	470	4754	11.8	29.8	0.07	2800	(0.29)	E4(A)	1227	3940	OK

*1： クレーンの位置を示す

*2： 圧縮を正とする

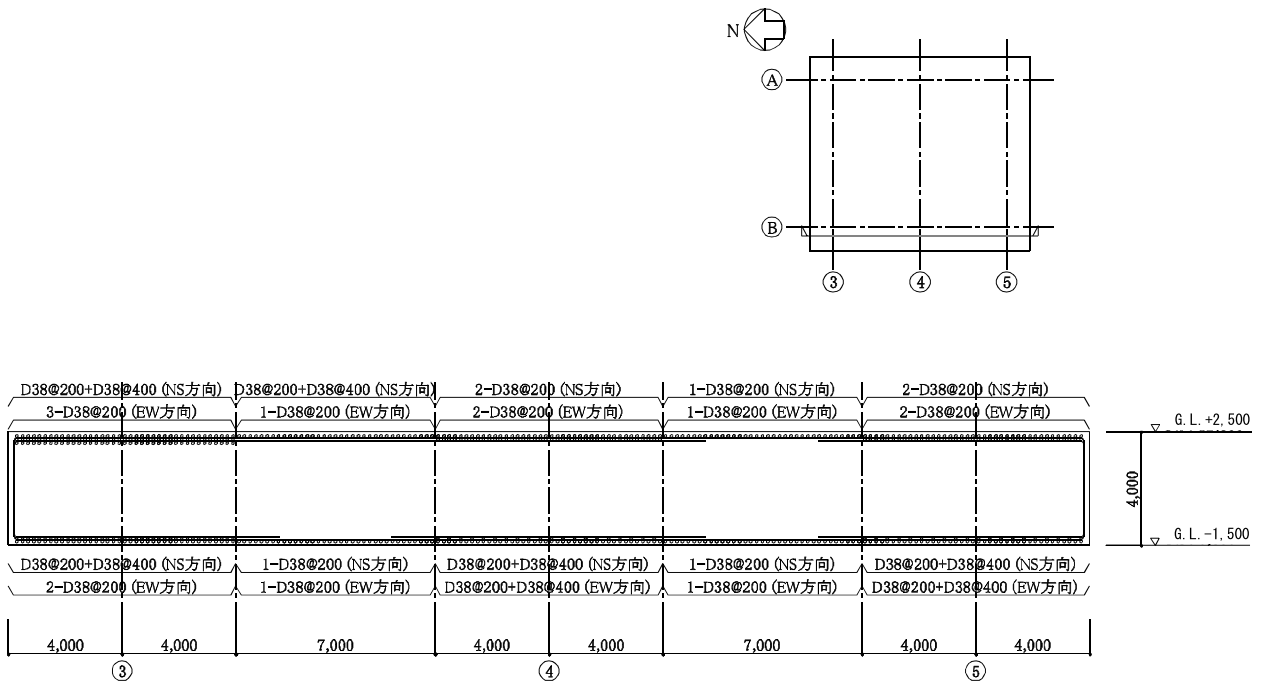


図 2.2.1-6 基礎スラブの配筋図 (B 通り) (単位 : mm)

(4) 改良地盤の構造強度に対する検討

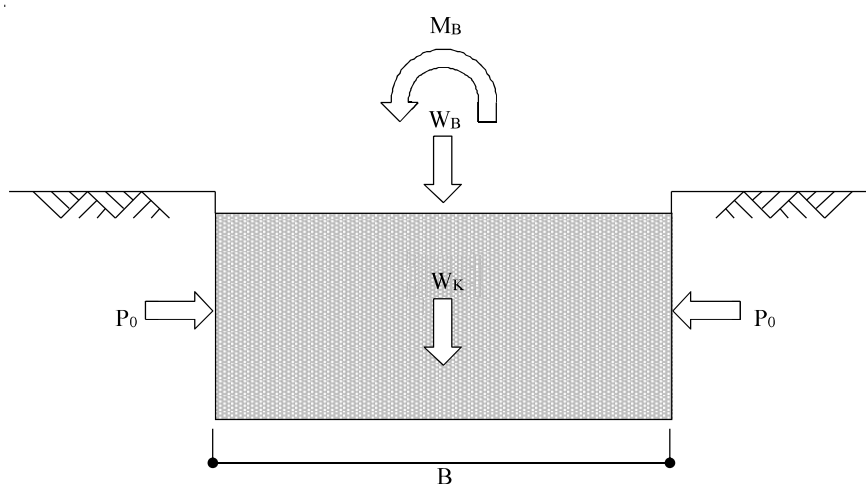
1) 設計方針

クレーン支持用架構を支持する改良地盤は、基礎スラブ直下の地盤を南北方向に 38.0m、東西方向に 33.5m、改良厚さ 10.5m とし、G.L. -12.0m の泥岩に支持する。検討は「JEAC4616-2009」に準拠し、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大応力が許容応力度以下であることを確認する。さらに、改良地盤直下の支持地盤の支持力に対して、常時及び地震時の改良地盤に生じる最大接地圧が許容支持力度以下であることを確認する。

2) 常時に対する検討

・改良地盤の検討

常時において、改良地盤底面に生じる最大接地圧が改良地盤の長期許容圧縮応力度以下であることを確認する。図 2.2.1-7 に作用荷重を示す。



W_B : 架構荷重 + 基礎スラブ荷重 + 地盤アンカー荷重

W_K : 改良地盤の自重

M_B : 架構の偏心による転倒モーメント

P_0 : 長期設計用土圧

B : 改良幅

図 2.2.1-7 作用荷重 (常時)

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面に生じる最大接地圧は下式にて求める。

鉛直力の合計	$\Sigma W=W_B+W_K=607373\text{kN}$
転倒モーメントの合計	$\Sigma M=M_B=666480\text{kNm}$
改良地盤の最大接地圧	$q_r = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 560\text{kN/m}^2$

改良地盤に生じる最大接地圧 (q_r) は、改良地盤の長期許容圧縮応力度 (Lf_{sc}) 以下であることを確認した。

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lf_{sc} = 750\text{kN/m}^2$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_r) が、改良地盤直下の支持地盤の長期許容支持力度 (Lq_a) 以下であることを確認した。

改良地盤の最大接地圧	$q_r = 560\text{kN/m}^2$
支持地盤の長期許容支持力度	$Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$

$$q_r = 560\text{kN/m}^2 \leq Lq_a = 1960\text{ kN/m}^2$$

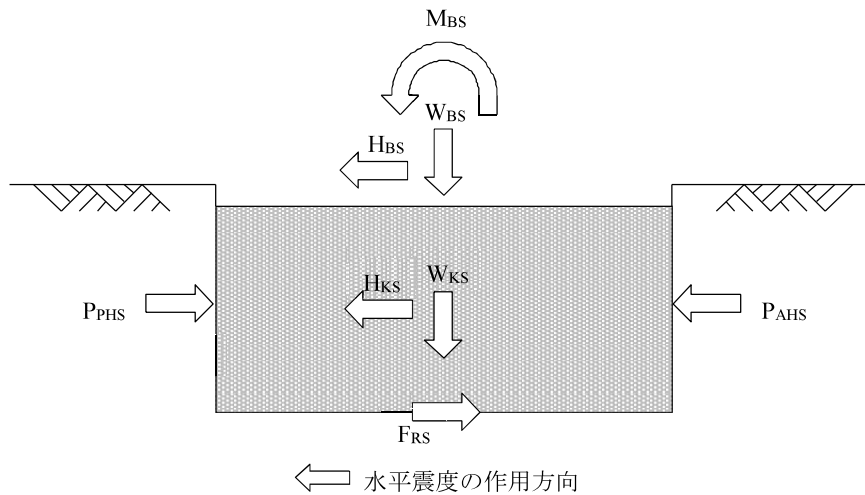
・沈下の検討

支持地盤は泥岩（岩盤）であるため、沈下の検討は不要である。

3) 地震時に対する検討

・改良地盤の検討

地震時において、改良地盤底面の最大接地圧及びせん断応力が、改良地盤の短期許容応力度以下であることを確認する。図 2. 2. 1-8 に作用荷重を示す。



W_{BS} : 架構荷重 + 基礎スラブ荷重 + 地盤アンカー荷重

W_{KS} : 改良地盤の自重

H_{BS} : 架構による水平力 + 基礎スラブによる水平力

M_{BS} : 架構と基礎スラブによる改良地盤底面における転倒モーメント

H_{KS} : 改良地盤の慣性力 (地中震度 0.15)

P_{AHS} : 地震時主働土圧による水平力

P_{PHS} : 地震時受働土圧による水平力

F_{RS} : 支持地盤のせん断抵抗力

図 2. 2. 1-8 作用荷重 (地震時)

改良地盤の荷重負担範囲は、面積 $A=1273\text{m}^2$ 、断面係数 $Z=8062\text{m}^3$ となり、改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は下式にて求める。

$$\begin{aligned} \text{鉛直力の合計} & \quad \Sigma W=W_{BS}+W_{KS}=607373\text{kN} \\ \text{水平力の合計} & \quad \Sigma H=H_{BS}+H_{KS}+P_{AHS}+P_{PHS}=94687\text{kN} \\ \text{転倒モーメントの合計} & \quad \Sigma M=M_{BS}+M_{KS}+M_{AHS}+M_{PHS}=1944139\text{kNm} \end{aligned}$$

ここに、 M_{KS} : 改良地盤の転倒モーメント
 M_{AHS} : 地震時主働土圧による転倒モーメント
 M_{PHS} : 地震時受働土圧による転倒モーメント

$$\begin{aligned} \text{改良地盤底面の最大接地圧} & \quad q_{1S} = \Sigma W/A + \Sigma M/Z = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{改良地盤底面の最大せん断応力} & \quad \tau_{\max} = 1.2 \times \Sigma H/A = 90\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

改良地盤底面の最大接地圧 (q_{1S}) 及び最大せん断応力 (τ_{\max}) は短期許容応力度 (sf_{sc} 及び sf_{ss}) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 & \leq sf_{sc} = 1502\text{ kN/m}^2 \\ \tau_{\max} = 90\text{kN/m}^2 & \leq sf_{ss} = 229\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

・支持力の検討

改良地盤底面に生じる最大接地圧 (q_{1S}) が、改良地盤直下の支持地盤の短期許容支持力度 (sq_a) 以下であることを確認した。

$$\begin{aligned} \text{改良地盤の最大接地圧} & \quad q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \\ \text{支持地盤の短期許容支持力度} & \quad sq_a = 3920\text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$q_{1S} = 719\text{kN/m}^2 \leq sq_a = 3920\text{ kN/m}^2$$

(5) 外装材の構造強度に対する検討

1) 設計方針

クレーン支持用架構の屋根面及び側面を覆う外装材は、鋼板パネルを用いる。設計荷重は暴風時の影響が支配的であることから積雪時及び地震時の検討は省略し、暴風時の応力が短期許容応力度以下になることを確認する。なお、許容応力度は製造メーカーの推奨値を、屋根面のたわみは「鋼板製屋根構法標準 (SSR2007)」(社団法人日本金属屋根協会, 2007)、壁面のたわみは「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」に準じて設定した。

2) 設計用荷重

設計用風圧力は、建築基準法施行令第 82 条の 4 および建設省告示第 1458 号に基づき、基準風速 30m/s、地表面粗度区分Ⅱとして算定する。速度圧の算定結果を表 2.2.1-9 に、ピーク風力係数を表 2.2.1-10 に、風力係数の算定箇所を図 2.2.1-9 に示す。

表 2.2.1-9 速度圧の算定結果

建物高さ*	平均風速の鉛直分布係数	基準風速	平均速度圧
H (m)	Er	Vo (m/s)	\bar{q} (N/m ²)
52.73	1.28	30	885

*: 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の平均値とした

表 2.2.1-10 ピーク風力係数

建物高さ* H (m)	屋根面			壁面	
	一般部	周縁部	隅角部	一般部	隅角部
52.73	-2.5	-3.2	-4.3	-2.11	-2.62

*: 建物高さは、軒高さ (52.34m) と最高高さ (53.12m) の平均値とした

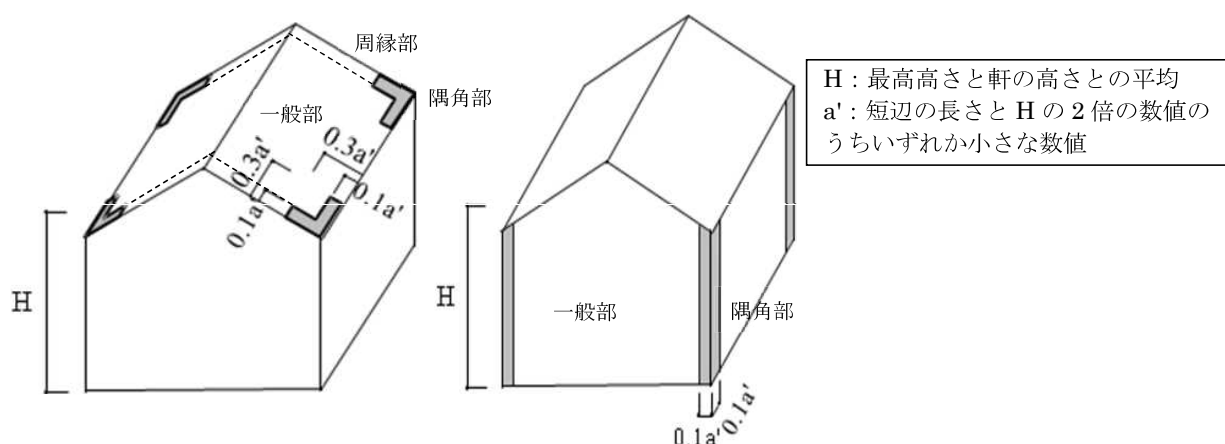


図 2.2.1-9 風力係数の算定箇所のイメージ

3) 外装材の強度検討

検討は応力が厳しくなる図 2. 2. 1-9 に示す隅角部について行う。ここでは、鋼板パネルの自重は考慮しないものとする。

a. 屋根材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.8m で連続支持されているものとし、暴風時の応力度とたわみに対して検討を行う。屋根材の材料諸元を表 2. 2. 1-11 に示す。

表 2. 2. 1-11 屋根材の材料諸元

表面材						芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	せん断 断面積 As (mm ²)	形状係数	許容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	210.7	0.022	59.8	26.3×10 ³	3.92	4.40×10 ⁴	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 4.3) \times 1.8^2 / 8 = 1.542 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 1.542 \times 10^6 / 26.3 \times 10^3 = 58.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{58.7}{59.8} = 0.982 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分 (δ_M) とせん断変形成分 (δ_Q) の和で評価し、屋根材の短期許容変形 (1/300) *以下であることを確認する。

* : 「鋼板製屋根構法標準 (SSR2007)」(社団法人日本金属屋根協会, 2007) による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.220 + 0.302 = 0.522 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.522}{180} = \frac{1}{344} \leq \frac{1}{300} \quad \dots \text{OK}$$

検討の結果、作用応力は屋根材の短期許容応力度以下であり、たわみは屋根材の短期許容変形以下であることを確認した。

b. 壁材

鋼板パネルは下地材の間隔が 1.2m で連続支持されているものとし、暴風時の応力とたわみに対して検討を行う。壁材の材料諸元を表 2. 2. 1-12 に示す。

表 2. 2. 1-12 壁材の材料諸元

表面材				芯材		
ヤング 係数 E (N/mm ²)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	許容 応力度 f _b (N/mm ²)	断面係数 Z (mm ³)	せん断 弾性係数 G (N/mm ²)	断面積 A (mm ²)	形状係数
2.06×10 ⁵	7.92×10 ⁴	58.8	17.0×10 ³	4.90	35000	1.2

・応力度に対する検討

$$M = w \times L^2 / 8 = (0.885 \times 2.62) \times 1.2^2 / 8 = 0.418 \text{ kNm}$$

$$\sigma_b = M / Z = 0.418 \times 10^6 / 17.0 \times 10^3 = 24.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{\sigma_b}{f_b} = \frac{24.6}{58.8} = 0.419 \leq 1.0 \quad \dots \text{OK}$$

・たわみの検討

たわみ量は曲げ変形成分 (δ_M) とせん断変形成分 (δ_Q) の和で評価し、壁材の短期許容変形 (1/300) *以下であることを確認する。

*:「建築工事標準仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事」による

$$\delta = \delta_M + \delta_Q = 0.075 + 0.293 = 0.368 \text{ cm}$$

$$\frac{\delta}{L} = \frac{0.368}{120} = \frac{1}{326} \leq \frac{1}{300} \quad \dots \text{OK}$$

検討の結果、作用応力は壁材の短期許容応力度以下であり、たわみは壁材の短期許容変形以下であることを確認した。

2.2.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び地盤アンカーについて行い、基準地震動 S_s に対して、クレーン支持用架構、基礎スラブ、改良地盤及び周辺地盤の応答性状を適切に表現できる地震応答解析モデルを設定して実施する。

(2) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社)にて作成した解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.2.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。解放基盤表面位置における基準地震動 S_s-1 , S_s-2 及び S_s-3 の加速度時刻歴波形を図 2.2.2-2(1) 及び図 2.2.2-2(2) に示す。

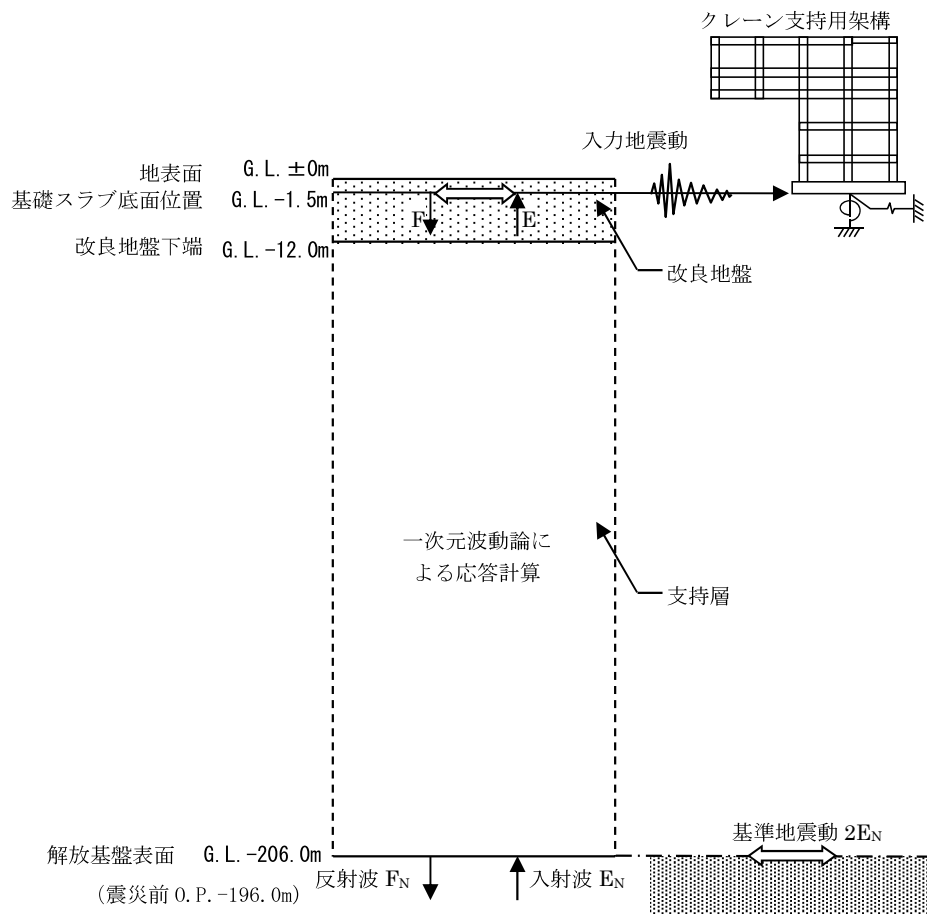
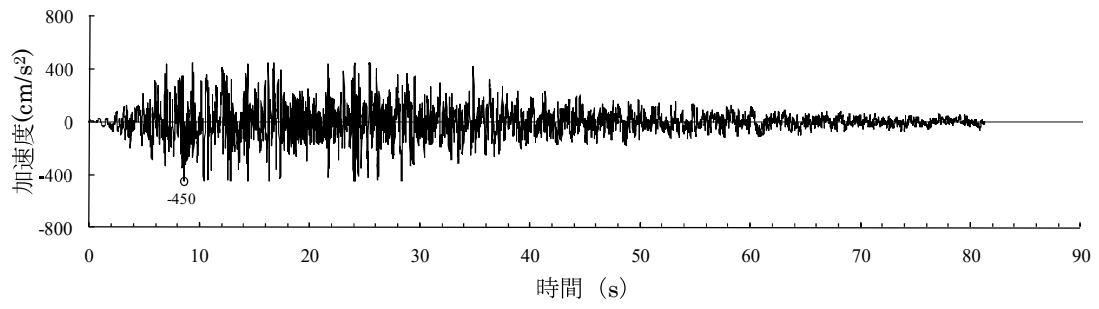
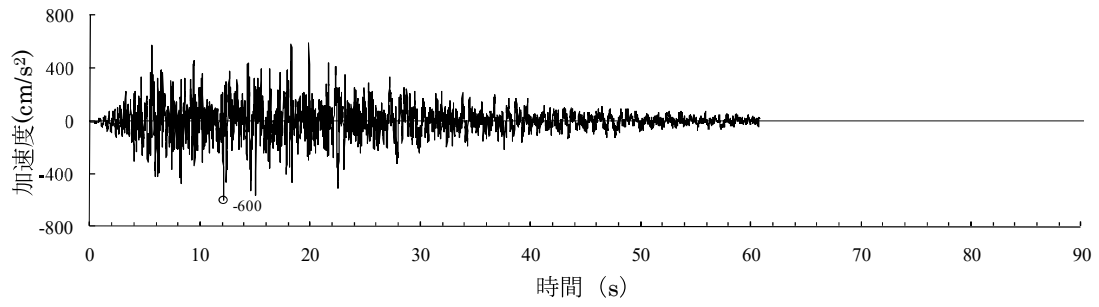


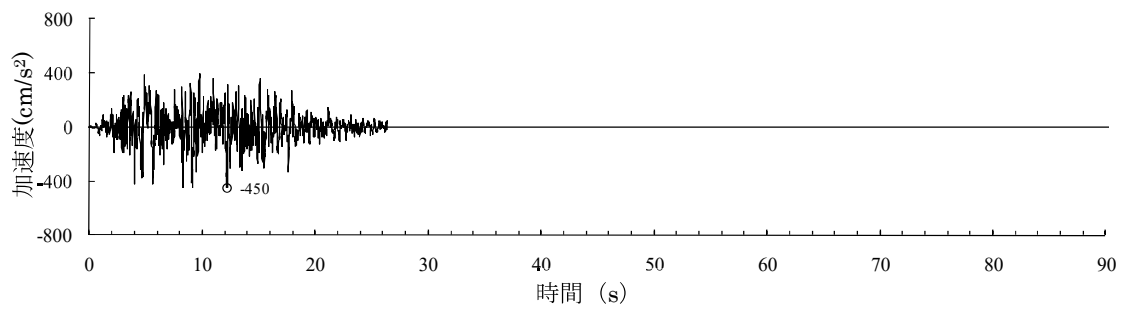
図 2.2.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図



(Ss-1H)



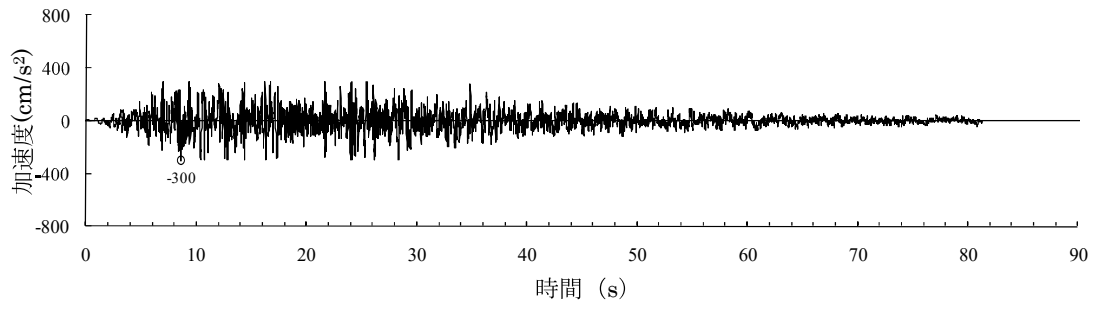
(Ss-2H)



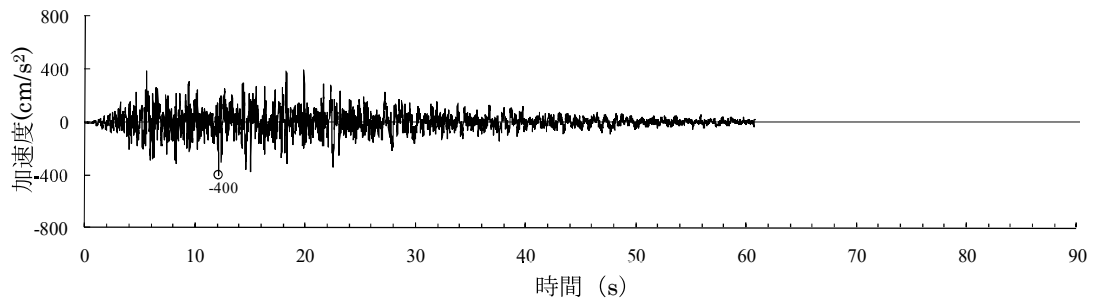
(Ss-3H)

○印は最大値を示す

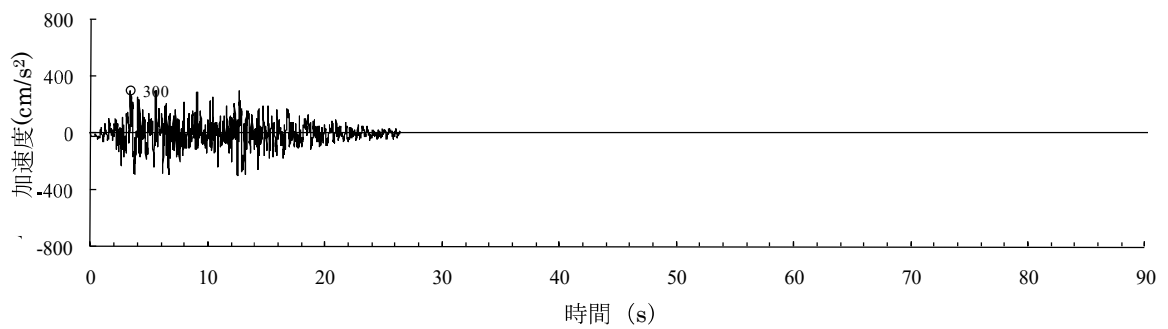
図 2. 2. 2-2(1) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(水平方向)



(Ss-1V)



(Ss-2V)



(Ss-3V)

○印は最大値を示す

図 2.2.2-2(2) 解放基盤表面における地震動の加速度時刻歴波形
(鉛直方向)

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析モデルは、図 2.2.2-3 に示す柱及び梁を立体的にモデル化した立体架構モデルとし、地盤を等価なばねで評価した建屋-地盤連成系モデルとする。

地震応答解析に用いる物性値を表 2.2.2-1 に、層間変形角が最大となるクレーンを北端に設置した場合の地震応答解析モデルの質点重量を表 2.2.2-2 に、クレーン支持用架構の復元力特性の設定を図 2.2.2-4 に示す。復元力特性の設定は「鋼構造塑性設計指針」に準じた。

地震応答解析に用いる地盤定数は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」(平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社)を参考に、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。改良地盤の諸元を表 2.2.2-3 に、地盤のひずみ依存性を図 2.2.2-5 に、地盤定数の設定結果を表 2.2.2-4 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論により評価した。

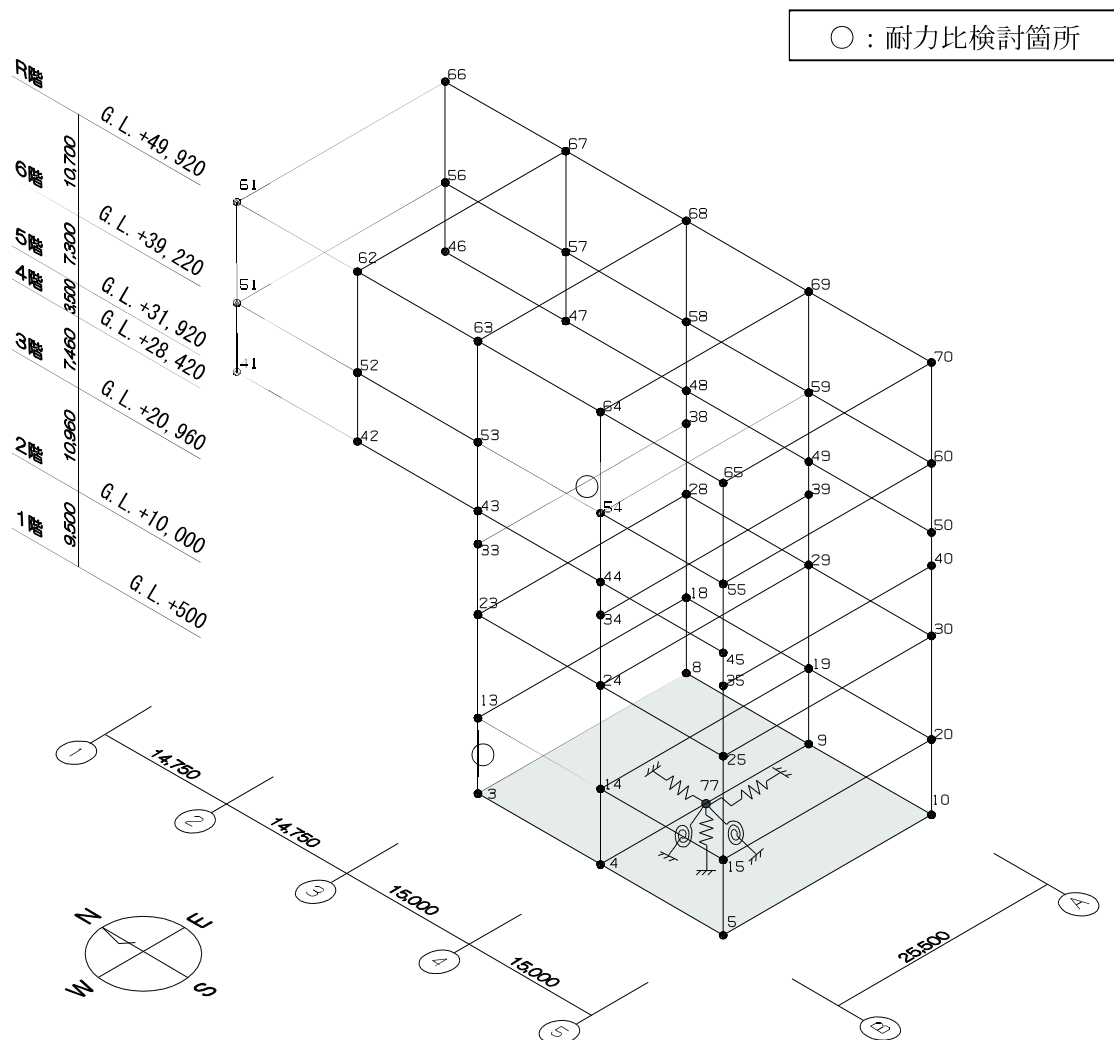


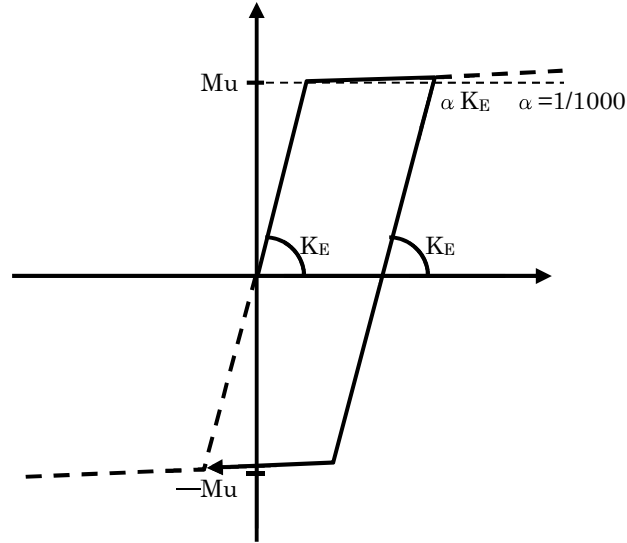
図 2.2.2-3 クレーン支持用架構の地震応答解析モデル (単位 : mm)

表 2. 2. 2-1 地震応答解析に用いる物性値

部位	材料	ヤング係数 E(N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)	減衰定数 h (%)	備考
クレーン支 持用架構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0	2	SM490A
基礎スラブ	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0	5	設計基準強度 30(N/mm ²)

表 2. 2. 2-2 地震応答解析モデルにおける質点重量

階	節点番号	重量(kN)	階	節点番号	重量(kN)	
R	61	1129	4	33	2235	
	62	1221		34	2135	
	63	1225		35	374	
	64	1200		38	2176	
	65	502		39	1726	
	66	1132		40	374	
	6	67	1225	3	23	897
		68	1229		24	1647
		69	1202		25	635
		70	503		28	819
5		51	2152	29	1178	
		52	1894	30	607	
		53	1094	2	13	1044
		54	1567		14	1722
		55	718		15	700
		56	1629		18	920
	57	1538	19		1315	
	58	1094	20		689	
	5	59	1375	1	3	26894
		60	718		4	41540
41		393	5		21558	
42		600	8		26896	
43		657	9		41034	
44		598	10		21268	
45		321	77	0		
46		377	合 計		229924	
47		605				
48		700				
49	622					
50	321					



ここに,

M_u : 全塑性モーメント

$$M_{uy} = \left\{ A_{fy}(b - t_1)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wy}(b - 2t_1)\sigma_y \right\} \quad M_{uz} = \left\{ A_{fz}(d - t_2)\sigma_y + \frac{1}{4}A_{wz}(d - 2t_2)\sigma_y \right\}$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

なお, せん断耐力は下式とする。

Q_u : せん断耐力

$$Q_{uy} = \frac{1}{\sqrt{3}}A_{wz} \cdot \sigma_y \quad Q_{uz} = \frac{1}{\sqrt{3}}A_{wy} \cdot \sigma_y$$

$$A_{fy} = d \cdot t_1$$

$$A_{fz} = b \cdot t_2$$

$$A_{wy} = 2 \cdot (b - 2 \cdot t_1) \cdot t_2$$

$$A_{wz} = 2 \cdot (d - 2 \cdot t_2) \cdot t_1$$

$$A = b \cdot d - (b - 2 \cdot t_1) \cdot (d - 2 \cdot t_2) \quad \sigma_y : \text{降伏強度}$$

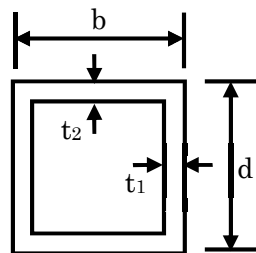


図 2.2.2-4 クレーン支持用架構の復元力特性の設定

表 2. 2. 2-3 改良地盤の諸元

せん断波速度* Vs (m/s)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	ポアソン比* ν	初期せん断弾性係数 G ₀ (×10 ⁵ kN/m ²)
800	17.7	0.31	11.52

* : 『柏崎刈羽原子力発電所 1 号機 建物・構築物の耐震安全性評価について (指摘事項に関する回答)』 (平成 22 年 2 月 19 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 46 回) 会合資料

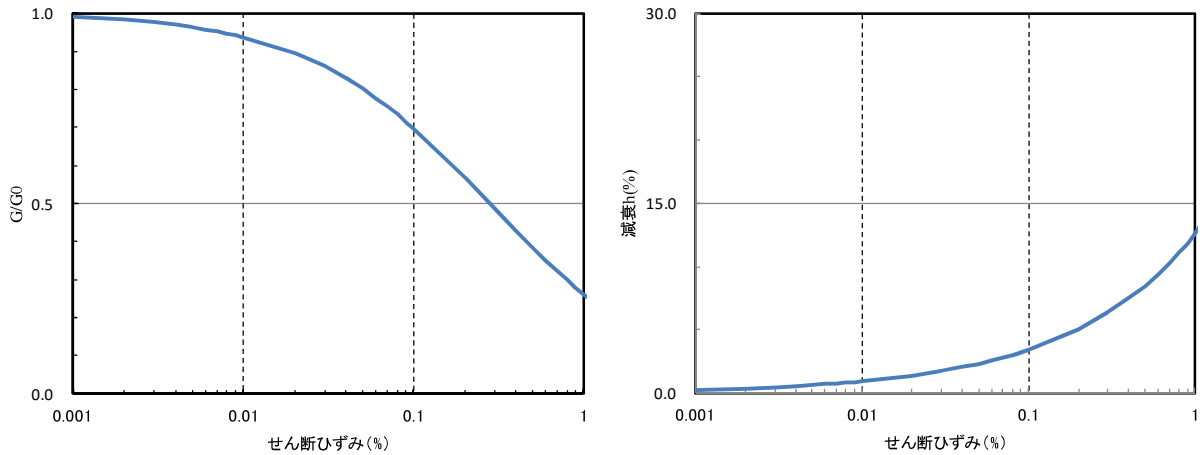


図 2. 2. 2-5 地盤のひずみ依存性 (泥岩)*

* : 『福島第一原子力発電所 3 号機「新耐震指針に照らした耐震安全性評価 (中間報告)」に関する補足説明資料 (コメント回答資料) ー建物・構築物ー』 (平成 22 年 6 月 29 日 東京電力株式会社), 総合資源エネルギー調査会原子力安全・保安部会耐震・構造設計小委員会構造 WG (第 26 回) A サブグループ会合資料

表 2. 2. 2-4 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.97	3.41	0.87	8.70	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.44	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.60	5.63	0.82	13.31	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.25	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(b) Ss-2

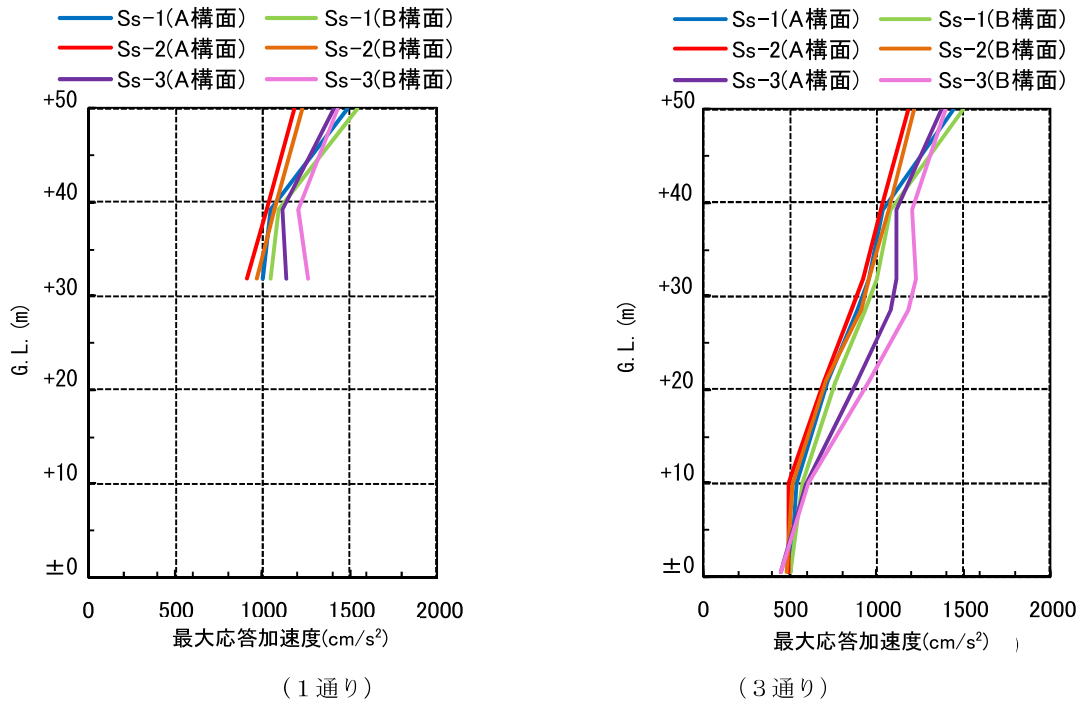
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.43	11.52	0.99	29.94	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	2.98	3.41	0.87	8.72	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.59	4.36	0.82	10.45	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.62	5.63	0.82	13.36	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.50	6.53	0.84	15.85	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

(c) Ss-3

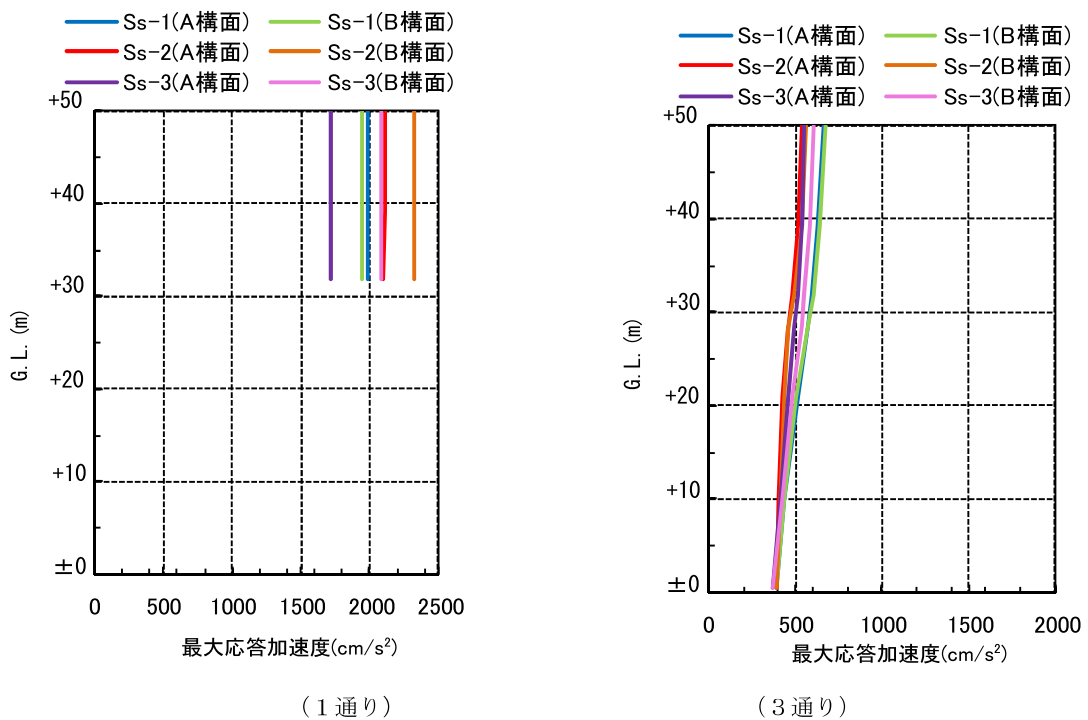
G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	改良地盤	800	17.7	0.310	11.44	11.52	0.99	29.98	2	12.0
-12.0	泥岩	450	16.5	0.464	3.00	3.41	0.88	8.79	3	8.0
-20.0		500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.52	5.63	0.80	13.07	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	4.97	6.53	0.76	14.34	3	88.0
-206.0	(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-	-

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を同時入力した。最大応答加速度を図 2. 2. 2-6 及び図 2. 2. 2-7 に示す。

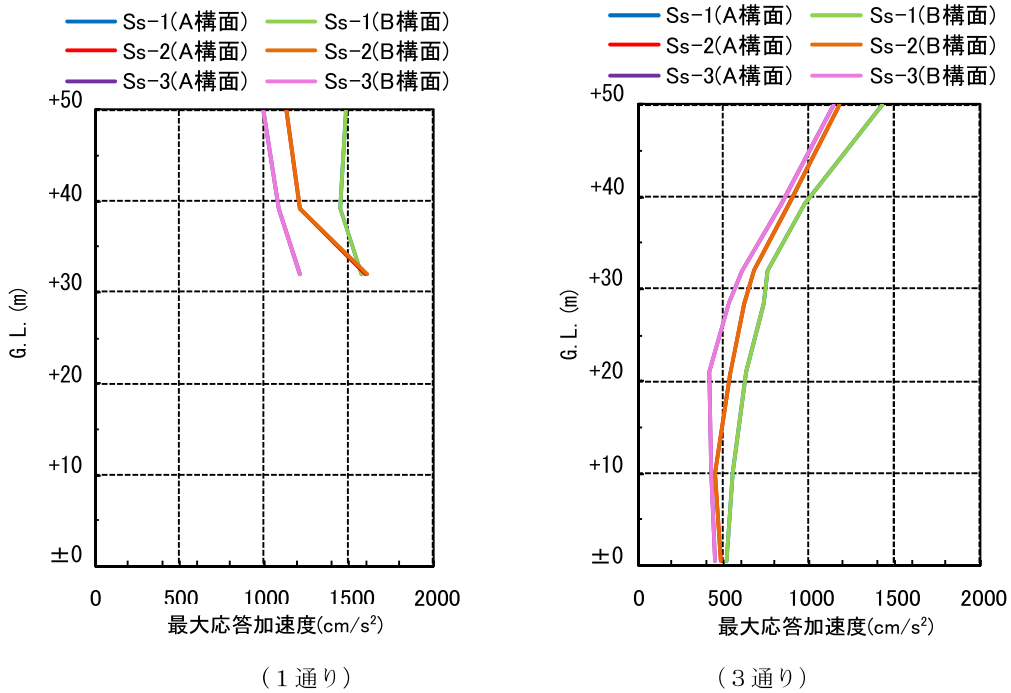


(a) 最大応答加速度 (水平(NS)成分)

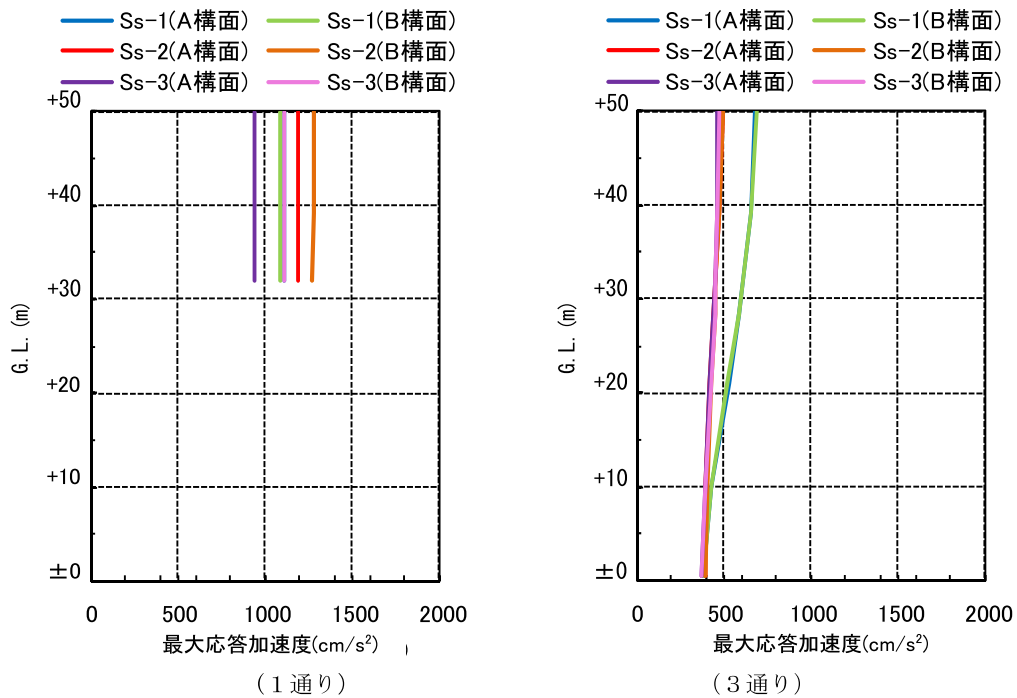


(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2. 2. 2-6 最大応答加速度 (NS 方向入力時)



(a) 最大応答加速度 (水平(EW)成分)



(b) 最大応答加速度 (鉛直成分)

図 2. 2. 2-7 最大応答加速度 (EW 方向入力時)

4) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

層間変形の評価はクレーン支持用架構の剛心位置で評価し，表 2.2.2-5 に検討結果を示す。

検討の結果，層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-5 層間変形角の検討結果

検討箇所	最大応答値						クライテリア	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3		
6 階	1/256	1/278	1/229	1/298	1/356	1/352	1/75	OK
5 階	1/240	1/266	1/220	1/239	1/295	1/288	1/75	OK
4 階	1/228	1/249	1/225	1/207	1/243	1/252	1/75	OK
3 階	1/194	1/205	1/199	1/196	1/233	1/237	1/75	OK
2 階	1/206	1/211	1/194	1/187	1/224	1/229	1/75	OK
1 階	1/357	1/359	1/317	1/329	1/397	1/409	1/75	OK

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.2.2-6 に検討結果を示す。

表 2.2.2-6 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.2.2-6 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定
柱	1階 3-B	B□-3000×3000 ×28×28	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.85	OK
					M_y/M_{uy}	0.86	
					Q_z/Q_{uz}	0.27	
					Q_y/Q_{uy}	0.37	
梁	4階 3/A-B	B□-3000×3000 ×25×25	Ss-1	EW	M_z/M_{uz}	0.80	OK
					M_y/M_{uy}	0.01	
					Q_z/Q_{uz}	0.00	
					Q_y/Q_{uy}	0.32	

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(3) 基礎スラブの耐震性に対する検討

1) 解析モデル

基礎スラブの応力解析は、弾性地盤上に支持された版として有限要素法を用いて行う。解析モデルは、図 2.2.2-8 に示すように四辺形の均質等方な板要素により構成し、支持地盤は等価な弾性ばねとしてモデル化する。

検討は組合せ係数法にて行い、荷重組合せケースを表 2.2.2-7 に示す。

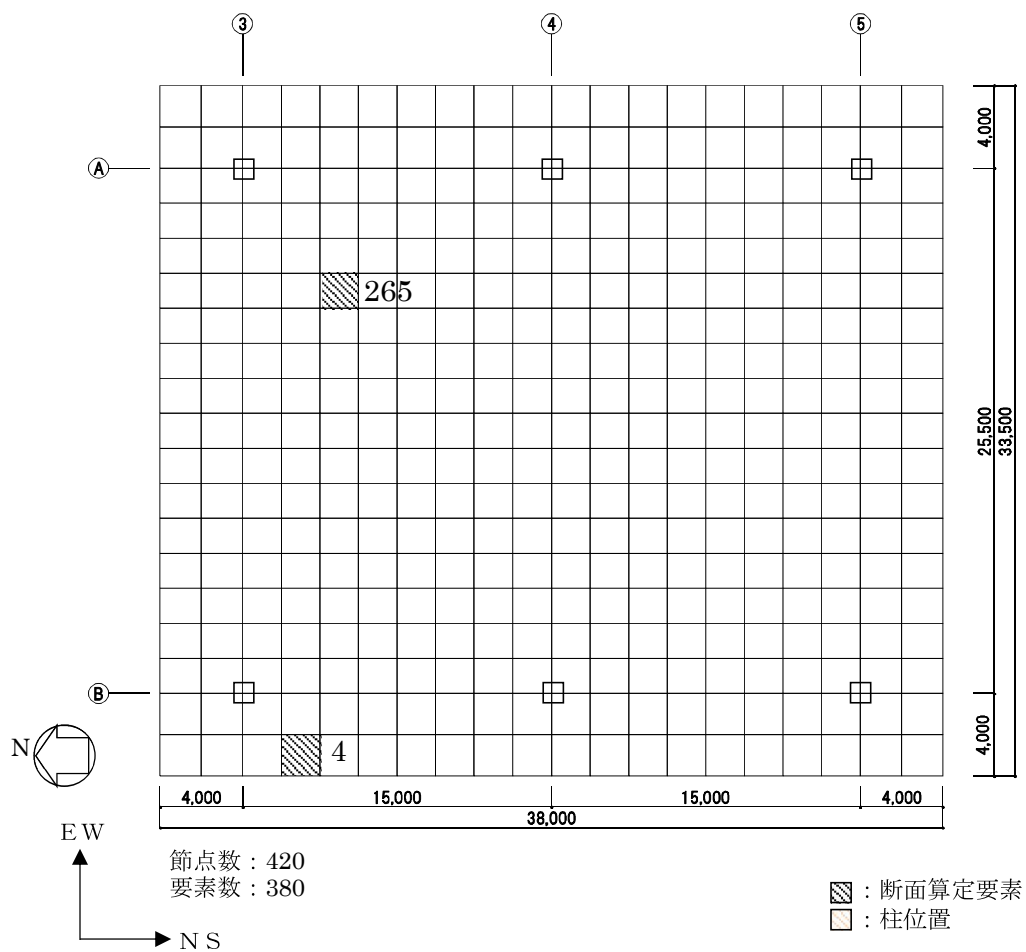


図 2.2.2-8 解析モデル図 (単位：mm)

表 2.2.2-7 荷重組合せケース一覧表

荷重ケース	地震力の作用方向					
	鉛直方向		水平方向			
	上向き	下向き	N→S	S→N	E→W	W→E
Dn		○	○			
Ds		○		○		
De		○			○	
Dw		○				○
Un	○		○			
Us	○			○		
Ue	○				○	
Uw	○					○

2) 断面検討

各要素に対して、検討用応力が部材の終局耐力を下回ることを確認する。曲げ終局強度及びせん断終局強度の算定は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」による柱の終局強度算定式に準拠する。なお、鉄筋の引張強度は、平成 12 年建設省告示第 2464 号に定められた基準強度の 1.1 倍を用いる。検討用曲げモーメントを曲げ終局強度で除した値が最大となる箇所及び検討用せん断力をせん断終局強度で除した値が最大となる箇所の基礎スラブの断面検討結果を表 2.2.2-8 に示す。

断面検討の結果、検討用曲げモーメントは曲げ終局強度を下回り、検討用せん断力はせん断終局強度を下回ることを確認した。

表 2.2.2-8 基礎スラブの断面検討結果

要素 番号	方向	荷重 ケース	検討用応力			設計配筋 上段：上端筋 [断面積 mm ² /m] (pt.%) 下段：下端筋 [断面積 mm ² /m] (pt.%)	部材の終局強度		M/M _u	Q/Q _u	判定
			N*1 (kN/m)	M (kN・m/m)	Q (kN/m)		M _u (kN・m/m)	Q _u (kN/m)			
4	NS	D e	129	1317	3958	D38@200+D38@400 [8550] (0.21) D38@200+D38@400 [8550] (0.21)	11995	6778	0.11	0.59	OK
	EW	D e	61	1415	1507	3-D38@200 [17100] (0.43) 2-D38@200 [11400] (0.29)	15772	7294	0.09	0.21	OK
265	NS	D s	24	3316	52	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7873	2215	0.43	0.03	OK
	EW	D w	-349	4927	76	1-D38@200 [5700] (0.14) 1-D38@200 [5700] (0.14)	7267	2184	0.68	0.04	OK

*1：圧縮を正とする

(4) 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、基準地震動 S_s 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) 地震応答解析モデル

応力算定用の地震応答解析モデルを図 2.2.2-9 に示す。改良地盤及び支持地盤の物性は表 2.2.2-4 を用いた。

周辺地盤の物性は、一次元波動論であらかじめ実施した等価線形解析結果をもとに改良地盤及び周辺地盤のひずみレベルに応じた等価なせん断剛性、減衰を設定した。

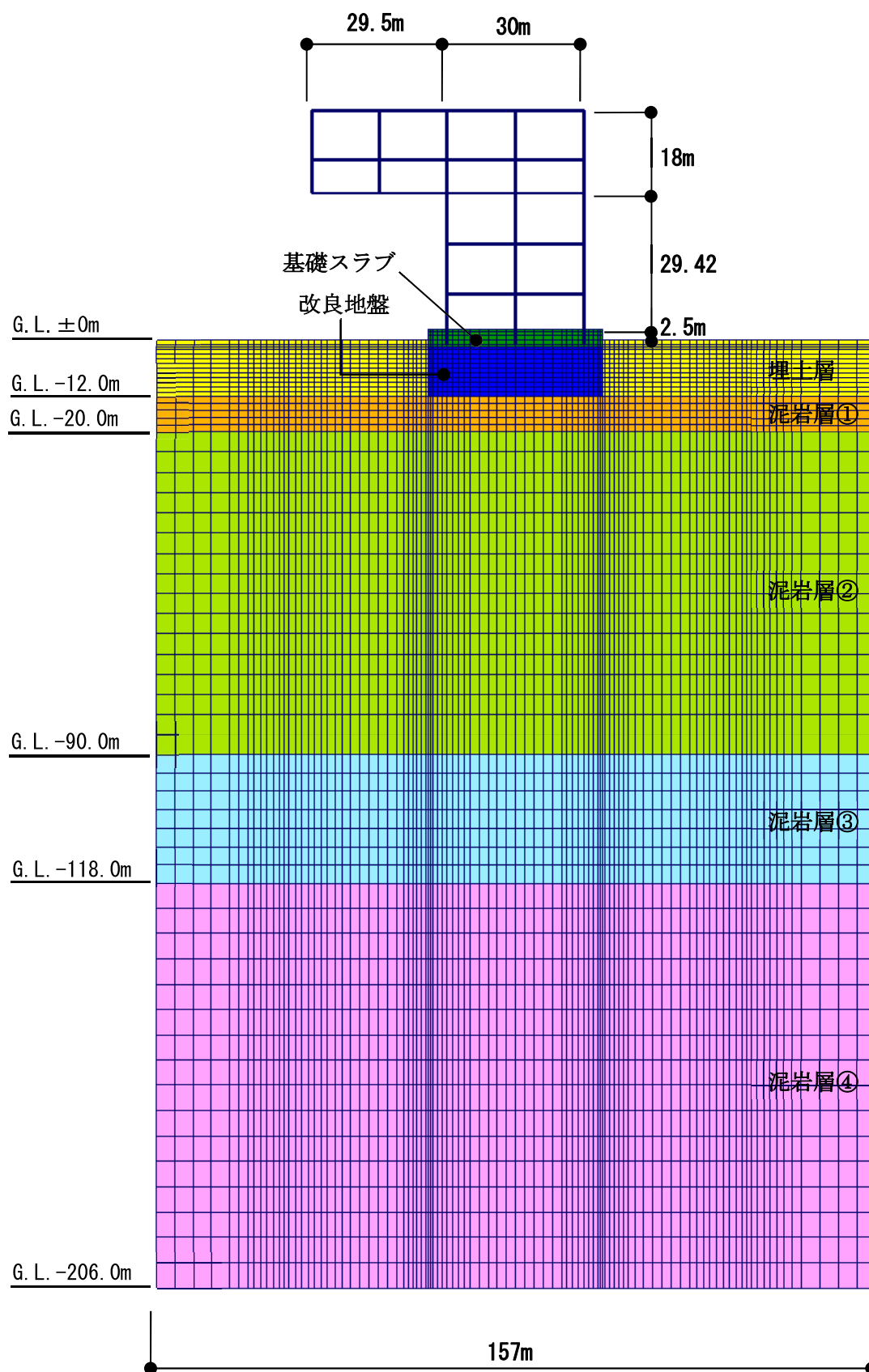


図 2.2.2-9 応力算定用地震応答解析モデル

3) 波及的影響の評価

改良地盤の評価は、「JEAC 4616-2009」に準じ、改良地盤に発生する最大応力が許容値に対して1.5以上の安全率を有していることを確認する。

・改良地盤に生じる鉛直応力に対する検討

改良地盤に作用する鉛直応力に対し改良地盤の圧縮強度の安全率が1.5以上であることを下式により確認する。

$$\frac{ssfsc}{\sigma_{y\max}} \geq 1.5$$

ここで、

ssfsc : 改良地盤の圧縮強度

$\sigma_{y\max}$: 有限要素解析による各要素の鉛直応力の最大値

改良地盤の圧縮強度(ssfsc)は、「JEAC 4616-2009」により改良地盤の圧縮強度の平均値である設計圧縮強度 4498kN/m² (断面欠損 2%を考慮する) を改良地盤の圧縮強度として検討を行う。

安全率の検討結果を表 2.2.2-9 に示す。検討結果より改良地盤の圧縮強度は改良地盤の基礎スラブ直下における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

表 2.2.2-9 改良地盤の鉛直応力に対する検討結果
(改良地盤底部)

地震波	最大鉛直応力 $\sigma_{y\max}$ (kN/m ²)	圧縮強度 ssfsc(kN/m ²)	安全率	クォリティ	判定
Ss-1	1809	4498	2.48	1.50	OK
Ss-2	1453	4498	3.09	1.50	OK
Ss-3	1821	4498	2.47	1.50	OK

・改良地盤に作用するせん断力に対する検討

検討は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端のせん断力について行う。改良地盤上端及び下端にせん断面を想定し、各時刻 (t) における改良地盤に作用する水平方向せん断力 $F_H(t)$ と改良地盤の水平抵抗力 $F_R(t)$ を評価し、そのせん断に対する安全率 $F_s(t)$ が 1.5 以上であることを下式により確認する。

$$F_s(t) = \frac{F_R(t)}{F_H(t)} \geq 1.5$$

$$F_R(t) = \sum_i F_{Ri}(t) = \sum_i \tau_{Ri}(t) \cdot l_i$$

$$F_H(t) = \sum_i F_{Hi}(t) = \sum_i \tau_{Si}(t) \cdot l_i$$

- ここで、
- $F_s(t)$:せん断に対する安全率
 - $F_R(t)$:せん断面上の地盤の水平抵抗力 (kN)
 - $F_H(t)$:せん断面上の地盤のせん断力 (kN)
 - $\tau_{Ri}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i のせん断抵抗力 (kN/m²)
 $\tau_{Ri}(t)$ は上載圧による強度増加は無視して設定し、せん断強度 ssf_{ss} を用いる。なお、せん断破壊及び鉛直方向応力が引張状態になった地盤要素は評価しない
 - $\tau_{Si}(t)$:せん断面の解析モデル要素 i に作用するせん断応力 (kN/m²)
 - l_i :解析モデル要素 i を横切るせん断面の長さ(要素 i の長さ) (m)
 - ssf_{ss} :改良地盤のせん断強度 (kN/m²)

改良地盤のせん断強度 (ssf_{ss}) は下式より設定する。

$$ssf_{ss} = \frac{1}{5} ssf_{sc}$$

- ここで、 ssf_{ss} :688kN/m² (断面欠損 25%を考慮する)

安全率の検討結果を表 2.2.2-10 及び表 2.2.2-11 に示す。

検討結果より改良地盤の水平抵抗力は、改良地盤の基礎スラブ直下及び改良地盤下端の最大せん断力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。なお、解析は二次元でモデル化しているため、単位長さ当りのせん断力及び水平抵抗力で検討する。

表 2.2.2-10 改良地盤のせん断力に対する検討
(基礎スラブ下端)

地震波	最大せん断力 F _H (kN/m)	水平抵抗力 F _R (kN/m)	安全率 F _s	クォイテリア	判定
Ss-1	3635	21156	5.82	1.50	OK
Ss-2	3052	22188	7.26	1.50	OK
Ss-3	3548	20640	5.81	1.50	OK

表 2.2.2-11 改良地盤のせん断力に対する検討
(改良地盤底部)

地震波	最大せん断力 F _H (kN/m)	水平抵抗力 F _R (kN/m)	安全率 F _s	クォイテリア	判定
Ss-1	7741	24080	3.11	1.50	OK
Ss-2	7481	24424	3.26	1.50	OK
Ss-3	6494	24080	3.70	1.50	OK

4) 支持力の検討

支持力の評価は、改良地盤底部における最大鉛直応力が支持地盤の極限支持力度に対して 1.5 以上の安全率を有していることを確認する。

$$\frac{R_u}{V} \geq 1.5$$

ここで、
R_u : 極限鉛直支持力度
V : 地震応答解析から得られる最大鉛直応力

検討の結果、支持地盤の極限支持力度 (6860kN/m²) *は改良地盤底部における最大鉛直応力の 1.5 以上の安全率を有していることを確認した。

*:「福島第一原子力発電所 原子炉設置変更許可申請書 (4号炉増設)」による

$$6860\text{kN/m}^2 / 1821\text{kN/m}^2 = 3.76 \geq 1.50 \dots \text{OK}$$

(5) 地盤アンカーの耐震性に対する検討

1) 検討方針

地盤アンカーは、図 2.2.2-10 に示すように基礎スラブ上端を緊張端とし、泥岩層 G.L. -17.0m 以深を定着長部としている。地盤アンカーの検討は基準地震動 S_s 時に自由長部に発生する応力が規格降伏耐力以下及び定着長部の設計定着長が必要定着長以上であることを確認する。検討は、旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」(建設省阪住指発第 353 号, 平成 8 年 10 月 16 日) における設計マニュアルに基づき実施する。

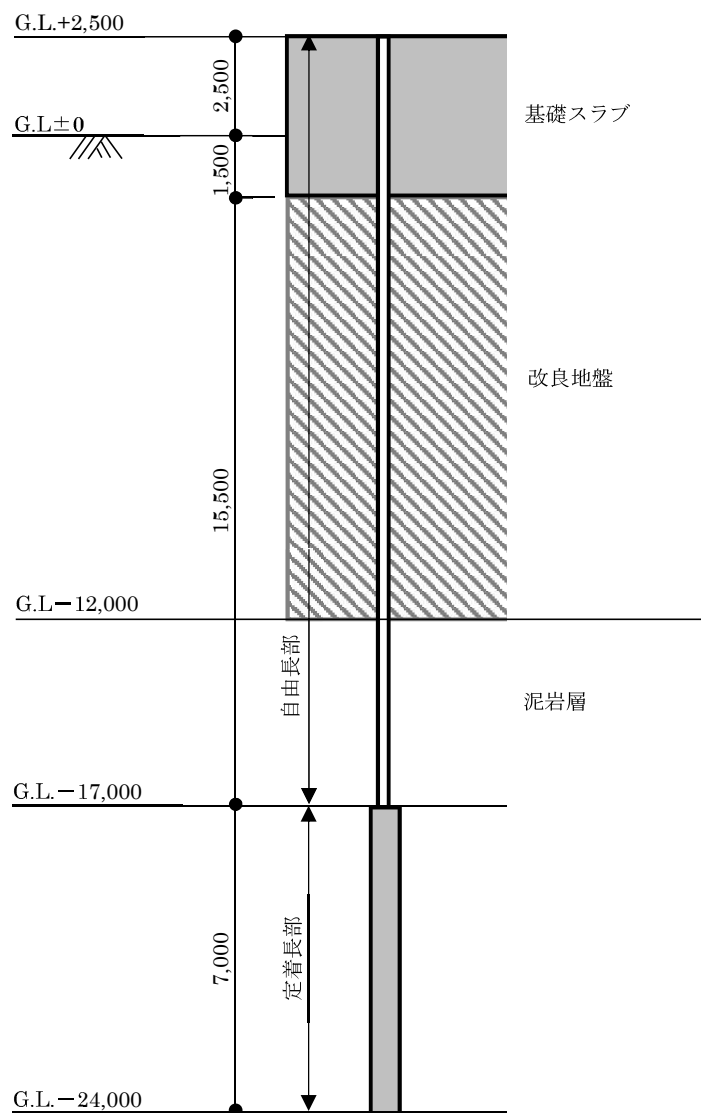


図 2.2.2-10 地盤アンカー設置計画 (単位: mm)

2) 地盤アンカーの検討

・自由長部の検討

地盤アンカーに発生する応力と規格降伏耐力を比較した結果を表 2.2.2-12 に示す。地盤アンカーは STK-200 (SWPR19 4-φ21.8)を用いる。

検討の結果、耐力比が 1 以下になることを確認した。

表 2.2.2-12 自由長部の検討結果

発生応力 T_{max} (kN/本)	規格降伏耐力 T_{ys} (kN/本)	耐力比 T_{max}/T_{ys}	判定
1590	1981	0.81	OK

・定着長部の検討

定着長部の検討は、地盤アンカーの規格降伏耐力と地盤の極限摩擦抵抗力から求める必要定着長が、設計定着長を下回ることを確認する。結果を表 2.2.2-13 に示す。

検討の結果、検定比が 1 以下になることを確認した。

$$L_a = \frac{T_{ys} \times F}{\tau_u \times \pi \times D_d}$$

ここで、

L_a : 必要定着長 (cm)

T_{ys} : 地盤アンカーの規格降伏耐力 (1981kN)

F : 安全率 (=1.0)

τ_u : 地盤の極限摩擦抵抗力 (N/cm²) (137N/cm²) *

*: 旧建築基準法第 38 条の規定に基づく認定工法「STK 永久アンカー工法」(建設省阪住指発第 353 号, 平成 8 年 10 月 16 日), 設計マニュアルより N 値 50 以上の泥岩の値

D_d : 地盤アンカー体の設計径 (17cm)

表 2.2.2-13 定着長の検討結果

必要定着長 L_a (cm)	設計定着長 L_d (cm)	検定比 L_a/L_d	判定
271	700	0.39	OK

2.3 燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性について

燃料取扱機支持用架構の構造強度及び耐震性の検討フローを図 2.3-1 に示す。

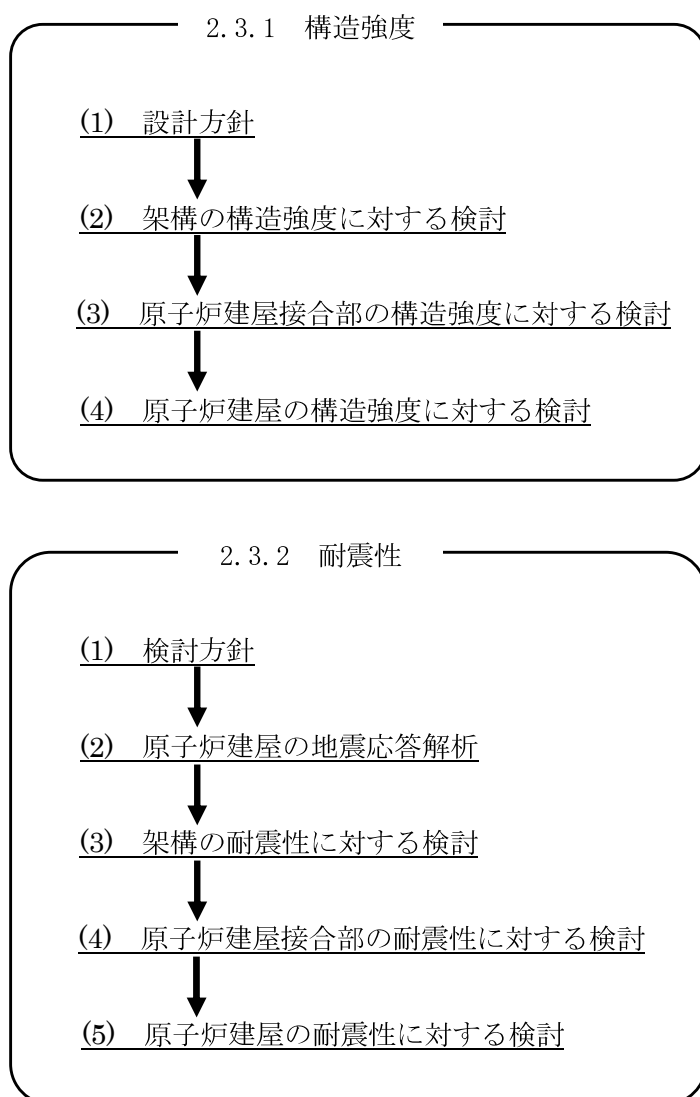


図 2.3-1 燃料取扱機支持用架構の検討フロー

2.3.1 構造強度

(1) 設計方針

構造強度の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び架構反力が作用する原子炉建屋について許容応力度設計を実施する。

1) 使用材料及び許容応力度

燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度を表 2.3.1-1 に示す。

表 2.3.1-1 燃料取扱機支持用架構の物性値及び許容応力度

材料定数						
部位	材料	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν	単位体積重量 γ (kN/m ³)		
架 構	鉄骨	2.05×10 ⁵	0.3	77.0		
基礎構造	コンクリート	2.44×10 ⁴	0.2	24.0		

コンクリートの許容応力度 (単位：N/mm ²)						
設計基準強度= 30	長期			短期		
	圧縮	引張	せん断	圧縮	引張	せん断
	10.0	—	0.790	20.0	—	1.185

鉄筋の許容応力度 (単位：N/mm ²)					
記号	鉄筋径	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
SD345	D29 未満	215	195	345	345
	D29 以上	195			

構造用鋼材の許容応力度 (単位：N/mm ²)			
板厚	材料	基準強度 F	許容応力度
T ≤ 40 mm	SS400	235	「鋼構造設計規準」に従い、左記 F の値より求める
T ≤ 40 mm	SM490A	325	
T > 40 mm	TMCP325B*, TMCP325C*	325	
—	BCP325	325	
—	BCR295	295	
—	SNR490B	325	

* : 国土交通大臣指定書 (国住指第 326-2, 平成 14 年 5 月 7 日) による

2) 荷重及び荷重組合せ

設計で考慮する荷重を以下に示す。

・鉛直荷重 (VL)

燃料取扱機支持用架構に作用する鉛直方向の荷重で、固定荷重、機器荷重、配管荷重及び積載荷重とする。

・クレーン荷重 (CL)

吊荷荷重を含む燃料取扱機による荷重を表 2.3.1-2 に示す。

表 2.3.1-2 クレーン荷重一覧表

燃料取扱機	735 kN
作業台車	196 kN

・地震荷重 (K)

燃料取扱機支持用架構に作用させる地震荷重は、G.L.-12.06m（原子炉建屋基礎スラブ上端レベル）を基準面とした原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果より設定する。原子炉建屋の地震層せん断力係数は下式より算定し、算定結果を表 2.3.1-4 に示す。

$$Q_i = n \cdot C_i \cdot W_i$$

$$C_i = Z \cdot R_t \cdot A_i \cdot C_o$$

ここで、

Q_i : 水平地震力 (kN)

n : 施設の重要度に応じた係数 ($n=1.5$)

建築基準法で定める地震力の 1.5 倍を考慮する。

C_i : 地震層せん断力係数

W_i : 当該部分が支える重量 (kN)

ここに、燃料取扱機支持用架構の設計で考慮する原子炉建屋の全体重量は、瓦礫撤去の効果と燃料取扱機支持用架構を新規に設置する影響を考慮した。原子炉建屋の全体重量を表 2.3.1-3 に示す。

表 2.3.1-3 原子炉建屋の全体重量(kN)

原子炉建屋全体重量*1	1078100
瓦礫撤去による軽減重量	-39810
燃料取扱機支持用架構の付加重量	+6490
燃料取扱機支持用架構設計用原子炉建屋全体重量	1044780

*1 「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書(その1)」(平成23年5月28日 東京電力株式会社)にて用いた原子炉建屋重量(1069320kN)に使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事による重量(8780kN)を加算したもの

Z : 地震地域係数 (Z=1.0)

Rt : 振動特性係数 (Rt=0.8)

Ai : 地震層せん断力係数の高さ方向の分布係数で、燃料取扱機支持用架構の固有値を用いたモーダル法 (二乗和平方根法) により求める。

C0 : 標準せん断力係数 (C0=0.2)

表 2.3.1-4 原子炉建屋の地震層せん断力係数の算定結果

階	G.L. (m)	各階重量 (kN)	Wi (kN)	Ai		n・Ci	
				NS 方向	EW 方向	NS 方向	EW 方向
5	+29.92	77700	—	—	—	—	—
4	+29.92~+22.30	88770	77700	2.070	2.218	0.497	0.533
3	+22.30~+16.90	122210	166470	1.787	1.831	0.429	0.440
2	+16.90~+8.70	127700	288680	1.520	1.549	0.365	0.372
1	+8.70~+0.20	208960	416380	1.309	1.315	0.314	0.316
B1	+0.20~-12.06	—	625340	1.000	1.000	0.240	0.240

燃料取扱機支持用架構に作用させる水平震度は、原子炉建屋 4 階の NS 方向地震層せん断力係数 ($n \cdot Ci=0.497$) 及び EW 方向地震層せん断力係数 ($n \cdot Ci=0.533$) より、水平震度を $Ki=n \cdot Ci$ として水平地震力を設定する。表 2.3.1-5 に燃料取扱機支持用架構に作用させる水平地震力の算定結果を示す。

表 2.3.1-5 水平地震力の算定結果

G.L. (m)	各階重量 (kN)	NS 方向		EW 方向	
		水平震度 Ki	水平地震力 Pi (kN)	水平震度 Ki	水平地震力 Pi (kN)
+30.77	2487	0.497	1236	0.533	1326
+20.485	298	0.497	148	0.533	159
+10.20	188	0.497	93	0.533	100

ここに、燃料取扱機支持用架構は鉄骨造で剛性が小さく、原子炉建屋は壁式鉄筋コンクリート造で剛性が非常に高いことから、燃料取扱機支持用架構の変形量に対して原子炉建屋の変形量は非常に小さく、地震時の原子炉建屋の変形が燃料取扱機支持用架構に及ぼす影響は考慮しないものとした。

・荷重組合せ

設計で考慮する燃料取扱機の位置を図 2.3.1-1 に、荷重組合せを表 2.3.1-6 に示す。なお、燃料取扱機支持用架構はクレーン支持用架構に覆われているため、積雪時及び暴風時は考慮しないものとした。

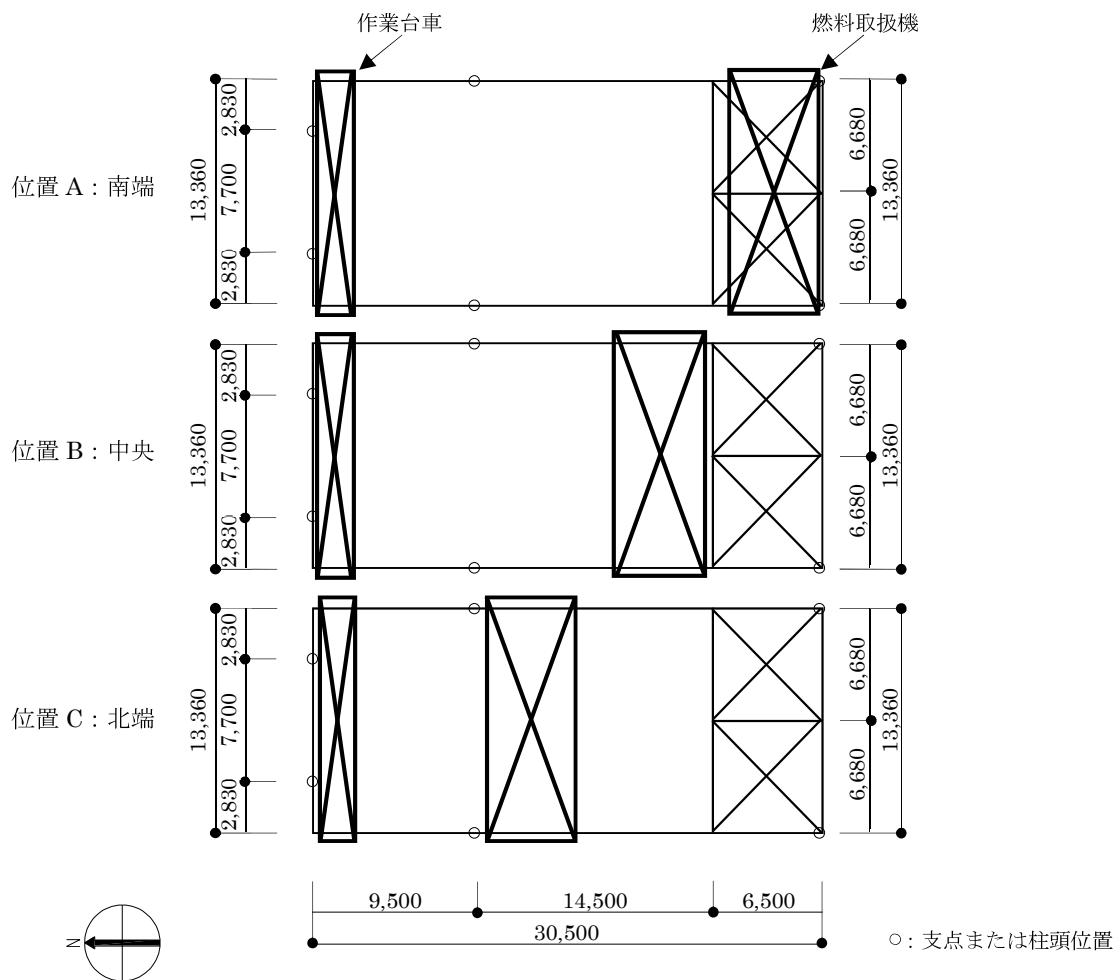


図 2.3.1-1 燃料取扱機の位置 (単位 : mm)

表 2.3.1-6 燃料取扱機支持用架構の荷重組合せ

想定する状態	荷重ケース	荷重組合せ内容	許容応力度
常時	C	VL+CL	長期
地震時	E1	VL+CL+K(+NS)*1	短期
	E2	VL+CL+K(-NS)*1	
	E3	VL+CL+K(+EW)*1	
	E4	VL+CL+K(-EW)*1	

*1 : 地震荷重は NS 方向及び EW 方向を考慮する

(2) 架構の構造強度に対する検討

1) 解析モデル

燃料取扱機支持用架構の解析モデルは、G.L.+8.70m より上部を立体架構モデルとし、柱及び梁端部の境界条件は剛接、原子炉建屋シェル壁上端はピン及び原子炉建屋南側外壁の柱脚部は固定とする。解析モデル、部材寸法及び応力検討箇所を図 2.3.1-2 に示す。

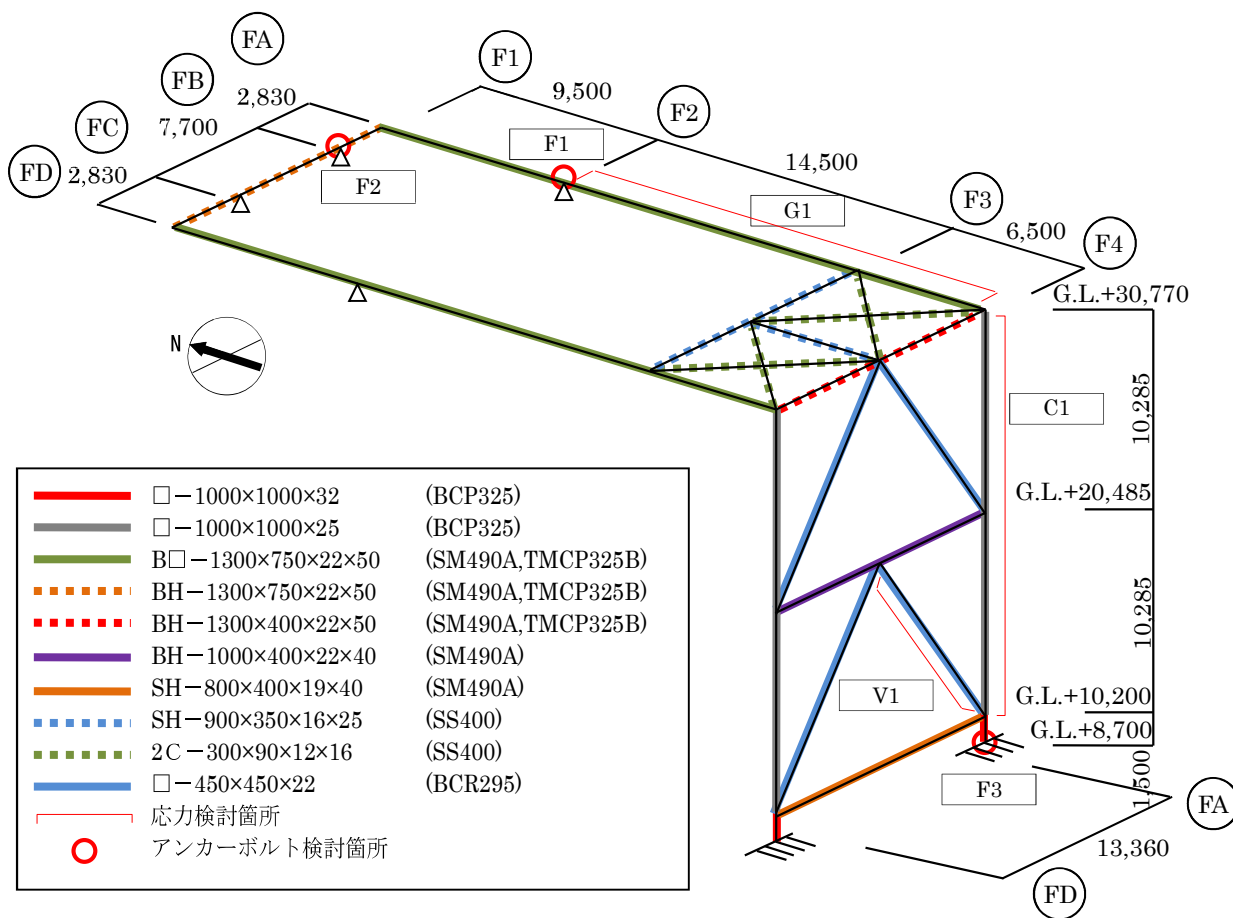


図 2.3.1-2 解析モデル図 (単位: mm)

2) 断面検討

応力解析結果を用い、断面検討は二方向の曲げを図 2.3.1-3 に示すように考慮する。

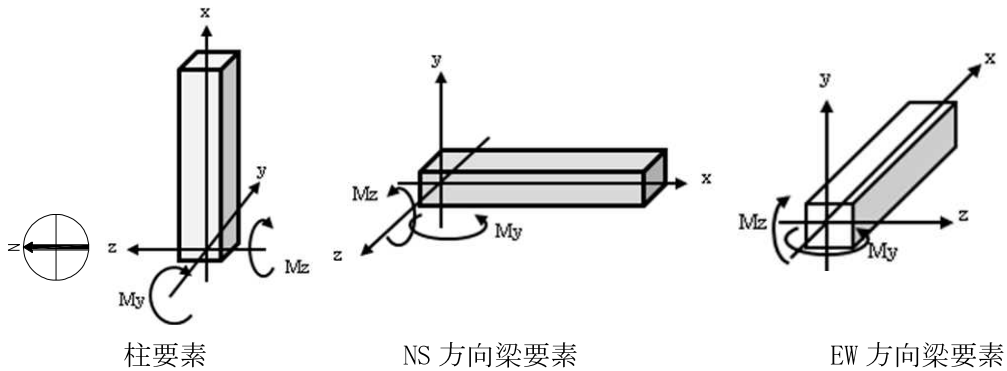


図 2.3.1-3 曲げモーメントの方向

応力度比の検討は「鋼構造設計規準」に従い、軸力及び曲げモーメントに対する検討は下式にて行う。

・ 軸圧縮の場合
$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_b} \leq 1$$

・ 軸引張の場合
$$\frac{\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

σ_c : 軸応力度 (=N/A)

N : 軸力, A : 断面積

σ_{bz} : 部材 z 軸方向曲げ応力度 (=Mz/Zz)

Mz, Zz : 部材 z 軸回りモーメント及び断面係数

σ_{by} : 部材 y 軸方向曲げ応力度 (=My/Zy)

My, Zy : 部材 y 軸回りモーメント及び断面係数

fc : 許容圧縮応力度

fb : 許容曲げ応力度

ft : 許容引張応力度

また、せん断力に対する検討は、下式にて行う。

$$\frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_z^2}}{f_t} \leq 1 \quad \text{かつ} \quad \frac{\sqrt{(\sigma_c + \sigma_{bz} + \sigma_{by})^2 + 3\tau_y^2}}{f_t} \leq 1$$

ここで、

τ_z : 部材 z 軸方向せん断応力度 (=Qz/Awz)

Qz, Awz : 部材 z 軸方向せん断力及びせん断断面積

τ_y : 部材 y 軸方向せん断応力度 (=Qy/Awy)

Qy, Awy : 部材 y 軸方向せん断力及びせん断断面積

表 2.3.1-7 及び表 2.3.1-8 に応力度比が最大となる部位の断面検討結果を示す。
 断面検討の結果、全ての部材に対する応力度比が 1 以下になることを確認した。

表 2.3.1-7 断面検討結果（常時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	C (B)	曲げ Mz	0.3	216.7	0.13	OK
				曲げ My	20.0			
				圧縮 N	4.2			
				せん断 Qz	0.9			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	C (B)	曲げ Mz	36.6	216.7	0.18	OK
				曲げ My	1.2			
				圧縮 N	0.4			
				せん断 Qz	0.2			
				せん断 Qy	0.5			
ブレース	V1	□-450×450 ×22	C (B)	曲げ Mz	0.0	196.7	0.02	OK
				曲げ My	1.5			
				圧縮 N	1.5			
				せん断 Qz	0.1			
				せん断 Qy	0.0			

*1：燃料取扱機の位置を示す

表 2.3.1-8 断面検討結果（地震時）

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	荷重ケース (位置)*1	作用 応力度 (N/mm ²)		許容 応力度 (N/mm ²)	応力度比	判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	E2 (B)	曲げ Mz	0.2	325.0	0.10	OK
				曲げ My	25.1			
				圧縮 N	4.3			
				せん断 Qz	1.7			
				せん断 Qy	0.0			
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	E3 (C)	曲げ Mz	34.2	325.0	0.21	OK
				曲げ My	28.5			
				圧縮 N	1.2			
				せん断 Qz	3.4			
				せん断 Qy	10.2			
ブレース	V1	□-450×450 ×22	E3 (A)	曲げ Mz	2.8	295.0	0.13	OK
				曲げ My	0.0			
				圧縮 N	23.9			
				せん断 Qz	0.0			
				せん断 Qy	0.2			

*1：燃料取扱機の位置を示す

(3) 原子炉建屋接合部の構造強度に対する検討

1) 許容耐力の算定

燃料取扱機支持用架構の原子炉建屋上の支点は接着系アンカーボルトを用いて一体化が図られる。接着系アンカーボルトの許容耐力は「各種合成構造設計指針・同解説」に従い、原子炉建屋の設計基準強度 (22.1N/mm²) を用いて下式によって求め、計算結果を表 2.3.1-9 に示す。

$$p_a = \min(p_{a1}, p_{a3})$$

$$q_a = \min(q_{a1}, q_{a2}, q_{a3})$$

ここで、

- p_a : 接着系アンカーボルトの許容引張力
- p_{a1} : アンカーボルトの降伏により決まる許容引張力
- p_{a3} : 付着力により決まる許容引張力
- q_a : 接着系アンカーボルトの許容せん断力
- q_{a1} : アンカーボルトのせん断強度により決まる許容せん断力
- q_{a2} : 躯体の支圧強度により決まる許容せん断力
- q_{a3} : 躯体のコーン破壊により決まる許容せん断力

表 2.3.1-9 接着系アンカーボルトの許容耐力

箇所		シェル壁上端 (F1, F2)	南側外壁 (F3)	
高さ	m	G.L.+29.92	G.L.-0.40~G.L.+8.70	
鋼材種類		M27	D25	
		SNR490B	SD345	
埋め込み長さ	mm	700	450	
アンカーボルトの間隔	mm	300	400	
長期	許容引張力(p_{aL})	kN/本	58	51
	許容せん断力(q_{aL})	kN/本	53	58
短期	許容引張力(p_{aS})	kN/本	116	102
	許容せん断力(q_{aS})	kN/本	104	116

2) シェル壁上端位置の検討

燃料取扱機支持用架構とシェル壁との接合部の概要を図 2.3.1-4 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-10 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。

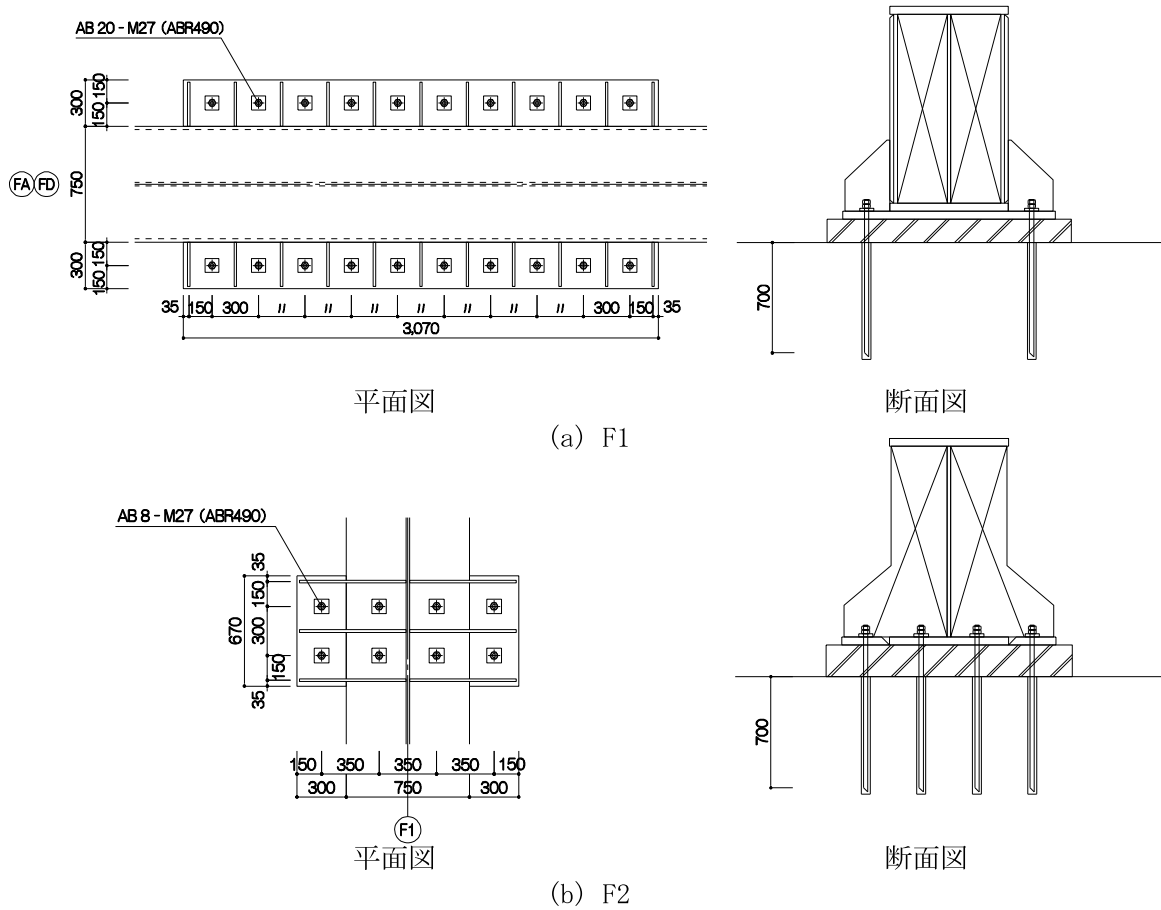


図 2.3.1-4 シェル壁上端位置の接合部概要 (単位: mm)

表 2.3.1-10 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数) ^{*1}	荷重ケース (位置) ^{*2}	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F1 (20)	C (B)	0	41	1160	1060	0.04	OK
	E2 (B)	0	669	2320	2080	0.33	OK
F2 (8)	C (A)	0	10	464	424	0.03	OK
	E3 (A)	0	94	928	832	0.12	OK

*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数

*2: 燃料取扱機の位置を示す

3) 南側外壁位置の検討

燃料取扱機支持用架構と南側外壁との接合部の概要を図 2.3.1-5 に、作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.1-11 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が 1 以下になることを確認した。

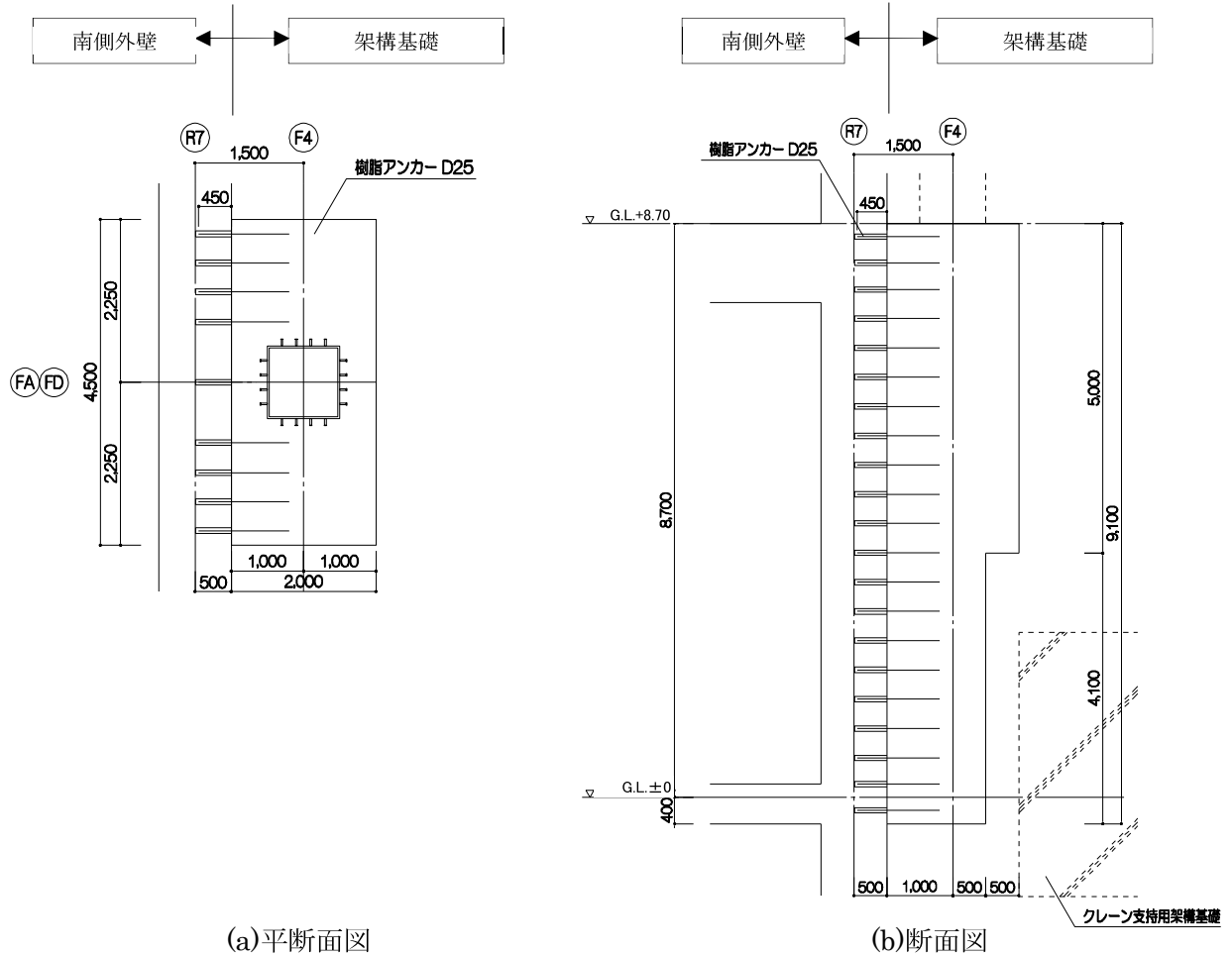


図 2.3.1-5 南側外壁位置の接合部概要 (単位: mm)

表 2.3.1-11 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	荷重ケース (位置)*2	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
		引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	許容引張力 p _a (kN)	許容せん断力 q _a (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	C (A)	552	2622	1224	5742	0.46	OK
	E1 (A)	951	2613	2448	11484	0.39	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	C (A)	24	2622	765	5742	0.46	OK
	E3 (A)	412	4049	1530	11484	0.36	OK

*1: 設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

*2: 燃料取扱機の位置を示す

(4) 原子炉建屋の構造強度に対する検討

1) 検討方針

原子炉建屋の構造強度の検討では、当該躯体建設時の設計用応力*1に架構反力により生じる応力を重ね合わせた応力が、許容応力度以下になることを確認する。ここで、燃料取扱機支持用架構の重量が原子炉建屋に比較して十分に小さいことから、検討は地震時についてのみ実施する。検討対象部位は、架構反力を受けるシェル壁と南側外壁とする。なお、シェル壁については G.L.+8.70m より上部を検討対象とする。検討対象部位を図 2.3.1-6 に示す。

*1：原子炉建屋全体重量は、瓦礫撤去の効果（-39810kN）及び燃料取扱機支持用架構の新設（+6490kN）を考慮すると軽減傾向にあり、地震時応力は低減されるが、安全側の評価として建設時の設計用応力を用いる

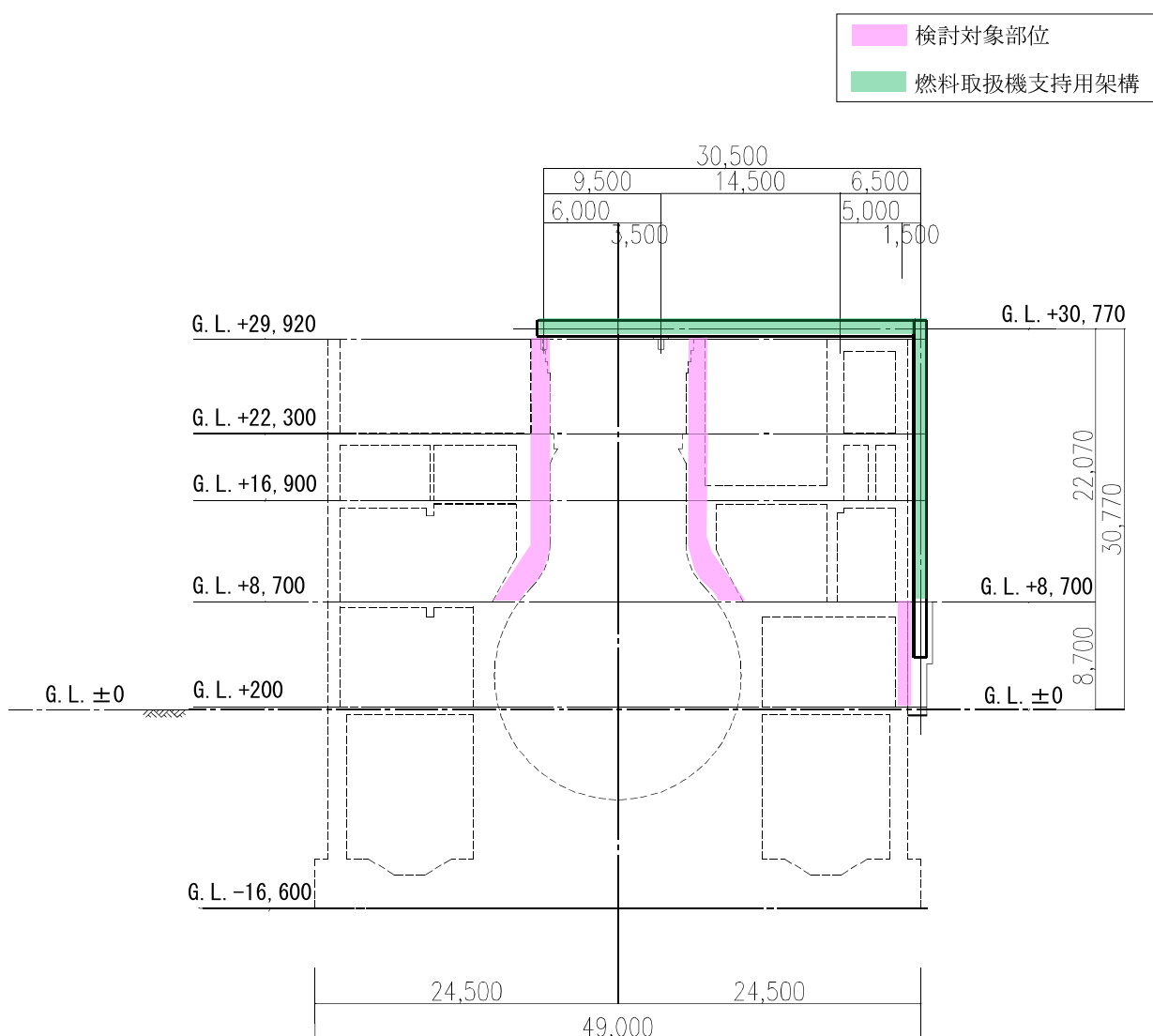


図 2.3.1-6 既存躯体の検討対象部位（単位：mm）

2) 断面検討

軸力及び曲げモーメントに対する断面検討とせん断に対する断面検討は、「原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」に従い、設計基準強度(22.1N/mm²)を用いて行う。

シェル壁の軸力及び曲げモーメントに対する検討結果を表 2.3.1-12 に、せん断力に対する断面検討結果を表 2.3.1-13 に示す。南側外壁の面内方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-14 に、面外方向に対する断面検討結果を表 2.3.1-15 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。また、燃料取扱機支持用架構の反力により生じる応力は、建設時の設計用応力の10%以下であることを確認した。

表 2.3.1-12 シェル壁の断面検討結果(1)
(軸力及び曲げモーメントに対する検討)

G.L. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ _c (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
+29.92～ +22.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	58.1	2.0	0.17	OK
+22.30～ +16.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	80.1	3.4	0.24	OK
+16.90～ +8.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	64.3	3.7	0.19	OK

表 2.3.1-13 シェル壁の断面検討結果(2)
(せん断に対する検討)

G.L. (m)	コア壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 a _t (cm ² /m) P _g (%)	鉄筋の 最大引張応力度 σ _t (N/mm ²)	応力度比 σ _t /f _t	判定
+29.92～ +22.30	1.50	a _t =87.7 P _g =1.16	86.3	0.26	OK
		a _t =76.0 P _g =1.01	99.1	0.29	OK
+22.30～ +16.90	1.85	a _t =87.7 P _g =0.94	117.1	0.34	OK
		a _t =76.0 P _g =0.82	134.2	0.39	OK
+16.90～ +8.70	2.08	a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK
		a _t =171.0 P _g =1.64	125.0	0.37	OK

表 2.3.1-14 南側外壁の断面検討結果(1)
(面内方向)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 上段:タテ筋 下段:ヨコ筋 P _g (%)	せん断			曲げモーメント		応力度比 σ_t/f_t	判定
			鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)	鉄筋の 最大引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの 最大圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)				
+8.70 ~ +0.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	278.5	0.0	2.0	0.81	OK		
		2-D32@200 P _g =0.79							

表 2.3.1-15 南側外壁の断面検討結果(2)
(面外方向)

G.L. (m)	壁厚 t (m)	配筋 タテ筋 P _g (%)	せん断			曲げモーメント			
			コンクリートの最大 せん断応力度 τ_s (N/mm ²)	応力 度比 τ_s/f_s	判定	鉄筋の最大 引張応力度 σ_t (N/mm ²)	コンクリートの最大 圧縮応力度 σ_c (N/mm ²)	応力 度比 σ_t/f_t	判定
+8.70 ~ +0.20	1.00	2-D32@200 P _g =0.79	0.1	0.10	OK	110.8	2.1	0.33	OK

2.3.2 耐震性

(1) 検討方針

耐震性の検討は、燃料取扱機支持用架構、原子炉建屋接合部及び原子炉建屋の健全性について行い、基準地震動 S_s に対して燃料取扱機支持用架構及び原子炉建屋の応答性状を適切に表現できる地震応答解析を用いて評価する。

(2) 原子炉建屋の地震応答解析

1) 解析に用いる入力地震動

検討に用いる地震動は、「福島第一原子力発電所『発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針』の改訂に伴う耐震安全性評価結果 中間報告書」（平成 20 年 3 月 31 日 東京電力株式会社）にて作成した解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s （図 2.2.2-2(1)及び図 2.2.2-2(2)参照）とする。

地震応答解析に用いる入力地震動の概念図を図 2.3.2-1 に示す。モデルに入力する地震動は一次元波動論に基づき、解放基盤表面に定義される基準地震動 S_s に対する地盤の応答として評価する。

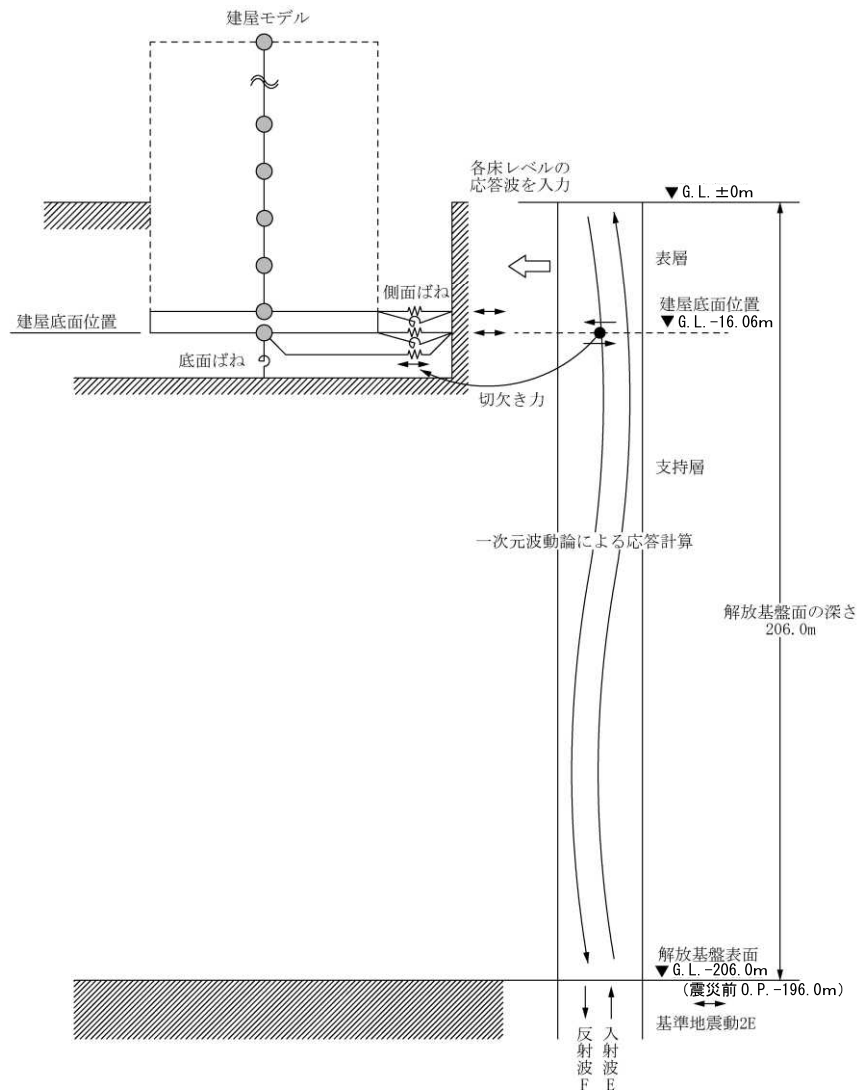


図 2.3.2-1 地震応答解析に用いる入力地震動の概念図

2) 地震応答解析モデル

原子炉建屋の地震応答解析モデルは、図 2.3.2-2 に示すように質点系でモデル化し、地盤を等価なばねで評価した建屋—地盤連成系モデルとする。

地震応答解析モデルの諸元は、「福島第一原子力発電所の原子炉建屋の現状の耐震安全性および補強等に関する検討に係る報告書（その1）」（平成 23 年 5 月 28 日 東京電力株式会社）に示される内容に、使用済燃料プール底部の支持構造物の設置工事、瓦礫撤去及び新規に設置する燃料取扱機支持用架構の重量を考慮した。解析諸元を表 2.3.2-1(1)及び表 2.3.2-1(2)に示す。

地盤定数は、水平成層地盤と仮定し地震時のせん断ひずみレベルを考慮して定めた。地盤定数の設定結果を表 2.3.2-2 に示す。基礎底面の地盤ばねについては、「JEAG 4601-1991」に示されている手法を参考にして、地盤を成層補正し振動アドミタンス理論によりスウェイ及びロッキングばねを評価した。

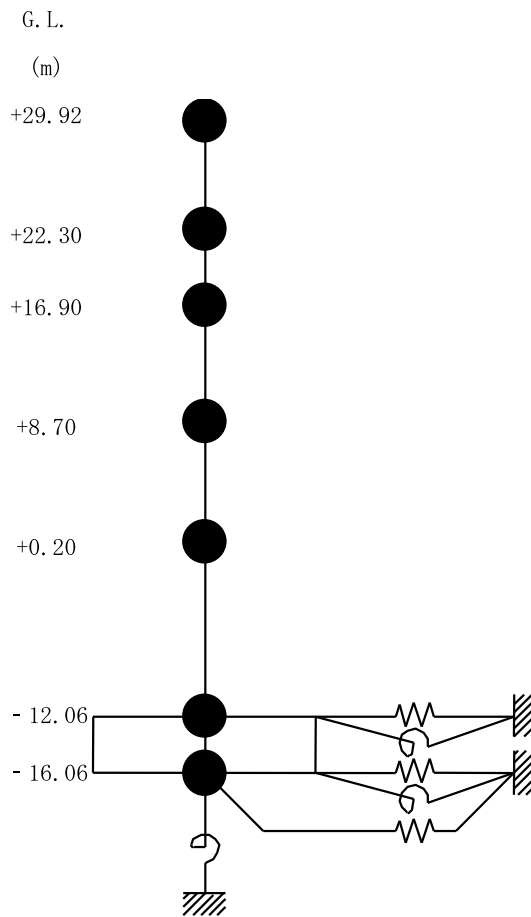


図 2.3.2-2 原子炉建屋の地震応答解析モデル

表 2. 3. 2-1(1) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元

(a) 水平 (NS) 方向

G.L. (m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	77700	141.73		
			150.8	13068
+22.30	88770	163.44		
			103.4	15942
+16.90	122210	224.92		
			223.4	45026
+8.70	127700	244.14		
			175.4	46774
+0.20	208960	391.33		
			460.4	114194
-12.06	287050	574.38		
			2812.6	562754
-16.06	132390	264.88		
合計	1044780			
		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%		

(b) 水平 (EW) 方向

G.L.(m)	質点重量 W (kN)	回転慣性重量 I _G (×10 ⁵ kN・m ²)	せん断断面積 A _s (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
+29.92	77700	78.78		
			90.4	6491
+22.30	88770	91.66		
			105.8	6388
+16.90	122210	224.92		
			167.5	32815
+8.70	127700	232.88		
			166.4	46303
+0.20	208960	570.57		
			424.5	136323
-12.06	287050	828.96		
			2812.6	772237
-16.06	132390	346.27		
合計	1044780			
		ヤング係数 E _c 2.57×10 ⁷ (kN/m ²) せん断弾性係数 G 1.07×10 ⁷ (kN/m ²) ポアソン比 ν 0.20 減衰 h 5%		

表 2.3.2-1(2) 原子炉建屋の地震応答解析モデルの諸元
(鉛直方向)

G.L. (m)	質点重量 W (kN)	軸断面積 A _N (m ²)	軸ばね剛性 K _A (×10 ⁸ kN/m ²)
+29.92	77700	222.6	7.41
+22.30	88770	218.1	10.58
+16.90	122210	380.4	11.92
+8.70	127700	340.6	10.30
+0.20	208960	654.7	13.72
-12.06	287050	2812.6	180.71
-16.06	132390		
合計	1044780		

ヤング係数 E_c 2.57×10⁷(kN/m²)
 せん断弾性係数 G 1.07×10⁷(kN/m²)
 ポアソン比 ν 0.20
 減衰 h 5%

表 2.3.2-2 地盤定数の設定結果

(a) Ss-1

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(b) Ss-2

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.23	2.62	0.85	6.57	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.76	3.41	0.81	8.08	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.53	4.36	0.81	10.27	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.56	5.63	0.81	13.19	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.29	6.53	0.81	15.26	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

(c) Ss-3

G.L. (m)	地質	せん断波 速度 Vs (m/s)	単位体積 重量 γ (kN/m ³)	ポアソン 比 ν	せん断 弾性係数 G ($\times 10^5$ kN/m ²)	初期せん断 弾性係数 G ₀ ($\times 10^5$ kN/m ²)	剛性 低下率 G/G ₀	ヤング 係数 E ($\times 10^5$ kN/m ²)	減衰 定数 h (%)	層厚 H (m)
±0	砂岩	380	17.8	0.473	2.25	2.62	0.86	6.63	3	8.1
-8.1		450	16.5	0.464	2.66	3.41	0.78	7.79	3	11.9
-20.0	泥岩	500	17.1	0.455	3.40	4.36	0.78	9.89	3	70.0
-90.0		560	17.6	0.446	4.39	5.63	0.78	12.70	3	28.0
-118.0		600	17.8	0.442	5.09	6.53	0.78	14.68	3	88.0
-206.0		(解放基盤)	700	18.5	0.421	9.24	9.24	1.00	26.26	-

3) 地震応答解析結果

地震応答解析は水平方向と鉛直方向を別々に入力した。最大応答加速度分布を図 2. 3. 2-3 に示す。

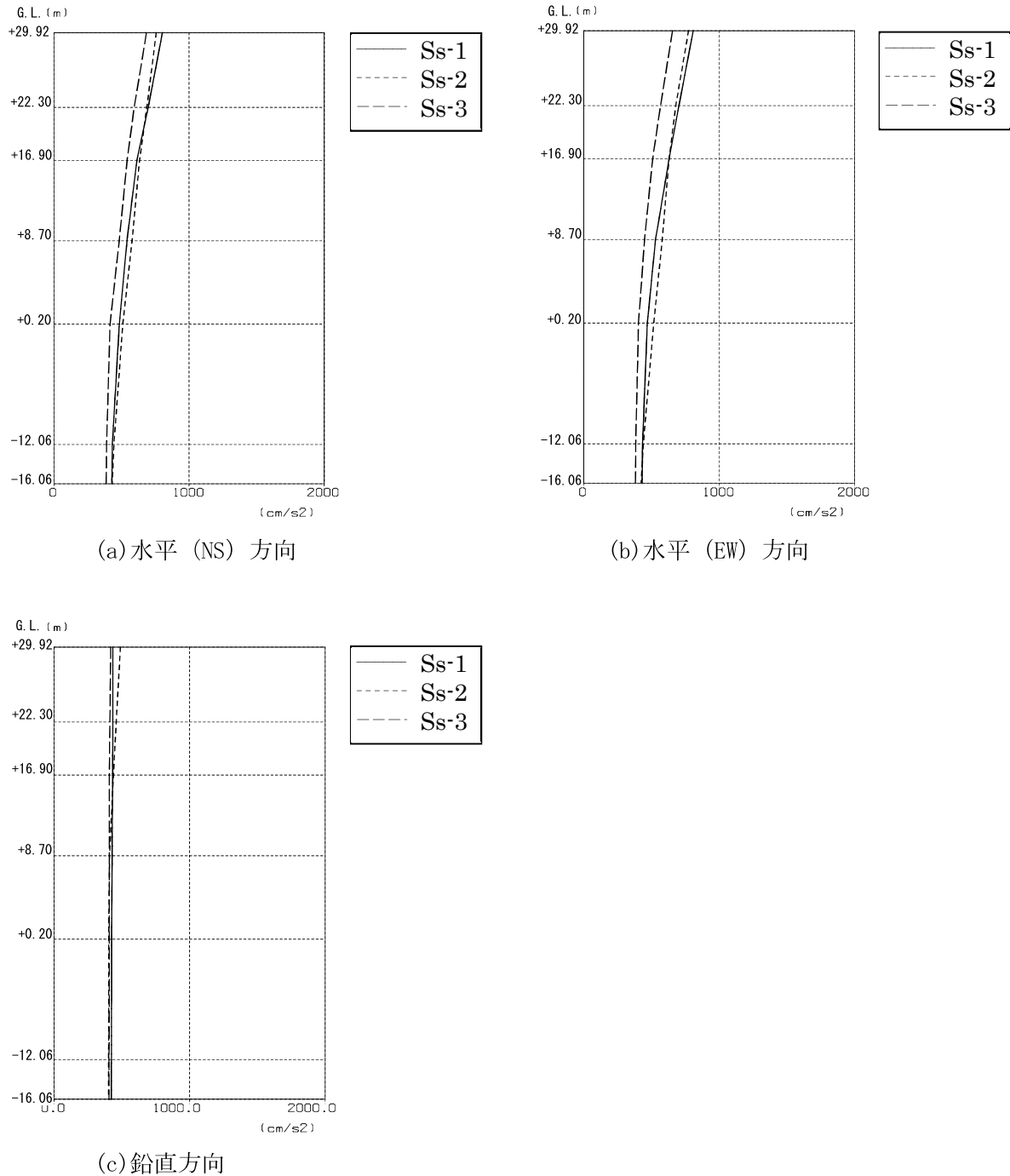


図 2. 3. 2-3 原子炉建屋の最大応答加速度分布

(3) 架構の耐震性に対する検討

1) 解析に用いる入力地震動

燃料取扱機支持用架構への入力地震動は、基準地震動 S_s を入力したときの原子炉建屋 G.L. +29.92m と G.L. +8.70m の時刻歴応答変位を用い、水平方向と鉛直方向の同時入力とする。

2) 地震応答解析モデル

地震応答解析に用いる入力地震動の概念と燃料取扱機支持用架構の解析モデルを図 2.3.2-4 に、層間変形角が最大となる燃料取扱機を南端に設置した場合の地震応答解析モデルにおける質点重量を表 2.3.2-3 に示す。

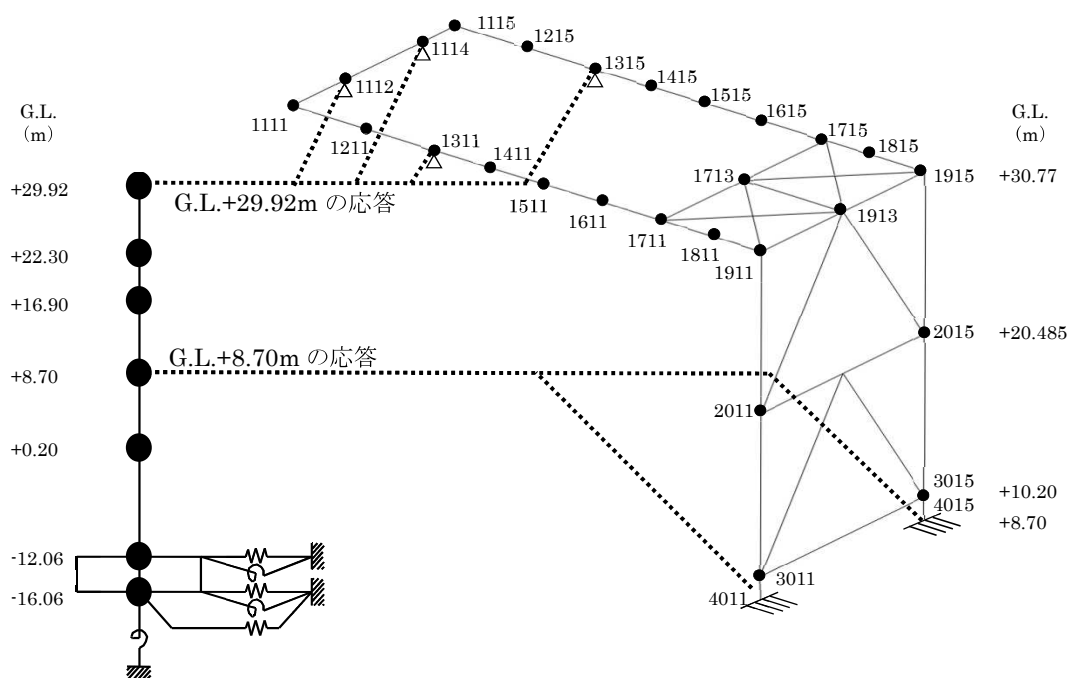


図 2.3.2-4 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデル

表 2.3.2-3 燃料取扱機支持用架構の地震応答解析モデルにおける質点重量

G.L.(m)	節点番号	質点重量 (kN)	
+30.77	1111	57	
	1211	89	
	1311	79	
	1411	68	
	1511	68	
	1611	68	
	1711	78	
	1811	62	
	1911	97	
	1115	57	
	1215	89	
	1315	79	
	1415	68	
	1515	68	
	1615	68	
	1715	78	
	1815	62	
	1915	97	
	+20.485	1112	46
		1114	46
1713		37	
1913		94	
9001		49	
9002		49	
9003		49	
9004		49	
9501		184	
9502		184	
9601		184	
9602		184	
+10.20	2011	149	
	2015	149	
+10.20	3011	94	
	3015	94	
合 計		2973	

3) 波及的影響の評価

地震応答解析結果が、JSCA 性能メニュー（社団法人日本建築構造技術者協会，2002 年）を参考に定めたクライテリア（「層間変形角は 1/75 以下，層の塑性率は 4 以下，部材の塑性率は 5 以下」*1 及びせん断力はせん断耐力以下）を満足することを確認する。

なお，解析結果が「時刻歴応答解析建築物性能評価業務方法書」（財団法人日本建築センター，平成 19 年 7 月 20 日）に示されるクライテリア（層間変形角は 1/100 以下，層の塑性率は 2 以下，部材の塑性率は 4 以下）を超える場合には水平変形に伴う鉛直荷重の付加的影響を考慮した解析を実施し，安全性を確認する。

*1：北村春幸，宮内洋二，浦本弥樹「性能設計における耐震性能判断基準値に関する研究」，日本建築学会構造系論文集，第 604 号，2006 年 6 月

・層間変形角の検討

燃料取扱機支持用架構の層間変形角を表 2.3.2-4 に示す。

検討の結果，層間変形角は 1/75 以下となりクライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-4 層間変形角の検討結果

G.L. (m)	最大応答値						クライテリア	判定
	NS 方向入力時			EW 方向入力時				
	Ss-1	Ss-2	Ss-3	Ss-1	Ss-2	Ss-3	1/75	OK
+20.485~+30.77	1/10285	1/10285	1/34283	1/1686	1/2057	1/2706		
+8.70~+20.485	1/1061	1/1309	1/1419	1/1733	1/2104	1/2805		

・塑性率の検討

部材の塑性率は、最大応答曲げモーメント時の曲率を全塑性モーメントに至る時の曲率で除した値で表される。最大曲げモーメントが全塑性モーメント以下の場合は弾性であり塑性率は1以下となる。最大応答値を全塑性モーメントまたはせん断耐力で除した値を耐力比と定義し、表 2.3.2-5 に検討結果を示す。

表 2.3.2-5 より曲げモーメント及びせん断力については、全てのケースで耐力比が1を下回ることから塑性率は1以下となり、クライテリアを満足することを確認した。

表 2.3.2-5 耐力比の検討結果

部位	検討箇所	部材形状 (mm)	地震波	入力方向	耐力比		判定
柱	C1	□-1000×1000 ×25×25	Ss-1	NS	Mz/Muz	0.01	OK
					My/Muy	0.10	
					Qz/Quz	0.03	
					Qy/Quy	0.01	
梁	G1	B□-1300×750 ×22×50	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.12	OK
					My/Muy	0.06	
					Qz/Quz	0.02	
					Qy/Quy	0.09	
ブレース	V1	□-450×450 ×22	Ss-1	EW	Mz/Muz	0.02	OK
					My/Muy	0.02	
					Qz/Quz	0.01	
					Qy/Quy	0.01	

M_z : 部材 z 軸回りの曲げモーメントの最大値

M_y : 部材 y 軸回りの曲げモーメントの最大値

Q_z : 部材 z 方向のせん断力の最大値

Q_y : 部材 y 方向のせん断力の最大値

M_{uz} : 部材 z 軸回りの全塑性モーメント

M_{uy} : 部材 y 軸回りの全塑性モーメント

Q_{uz} : 部材 z 軸方向のせん断耐力

Q_{uy} : 部材 y 軸方向のせん断耐力

(4) 原子炉建屋接合部の耐震性に対する検討

接着系アンカーボルトの耐震性の検討は、短期許容引張力及び短期許容せん断力を許容耐力とし、応力度比が1以下になることを確認する。

1) シェル壁上端位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-6 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-6 シェル壁上端位置の検討結果

検討箇所 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F1 (20)	Ss-1	NS	0	1105	2320	2080	0.54	OK
F2 (8)	Ss-1	EW	104	168	928	832	0.21	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数

2) 南側外壁位置の検討

作用応力と許容耐力を比較した結果を表 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、全ての応力度比が1以下になることを確認した。

表 2.3.2-7 南側外壁位置の検討結果

検討箇所 方向 (アンカー本数)*1	地震波	入力 方向	作用応力		許容耐力		応力度比	判定
			引抜力 P (kN)	せん断力 Q (kN)	短期 許容引張力 pa (kN)	短期 許容せん断力 qa (kN)		
F3 NS 方向 (引張 24) (せん断 99)	Ss-1	NS	1568	3214	2448	11484	0.65	OK
F3 EW 方向 (引張 15) (せん断 99)	Ss-1	EW	863	5793	1530	11484	0.57	OK

*1：設計で考慮するアンカーボルトの本数。アンカーボルトは引張に抵抗するものとせん断に抵抗するものをそれぞれ設定した

(5) 原子炉建屋の耐震性に対する検討

1) 検討方針

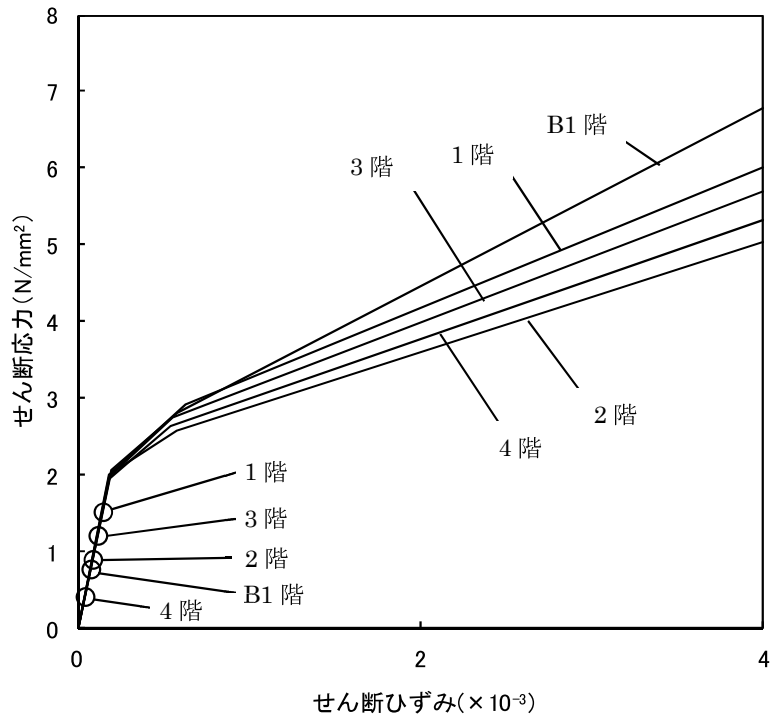
燃料取扱機支持用架構の設置に伴う原子炉建屋の耐震性の評価は、耐震安全上重要な設備への波及的影響防止の観点から、地震応答解析により得られる耐震壁のせん断ひずみが鉄筋コンクリート造耐震壁の終局限界に対応した評価基準値 (4.0×10^{-3}) 以下になることを確認する。

ここで、耐震壁のせん断ひずみは、「(2)原子炉建屋の地震応答解析」で実施した地震応答解析結果の値とする。

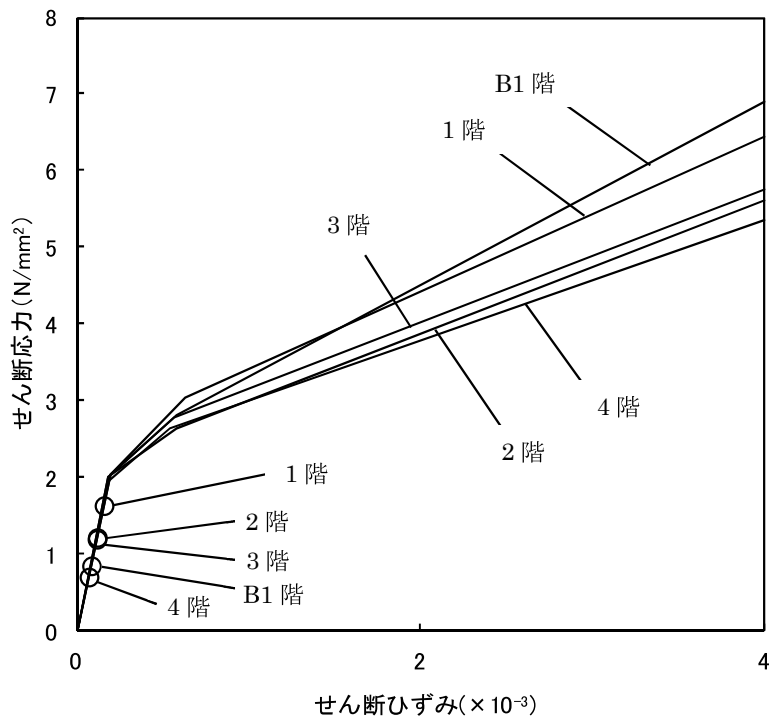
2) 検討結果

基準地震動 S_s に対する最大応答値を、「JEAG 4601-1991」に基づき設定した耐震壁のせん断スケルトン曲線上にプロットした結果を、図 2.3.2-5 から図 2.3.2-7 に示す。

検討の結果、地震応答解析により得られる最大応答値は、評価基準値 (4.0×10^{-3}) に対して十分に余裕があることを確認した。



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.3.2-5 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (S_s-1)

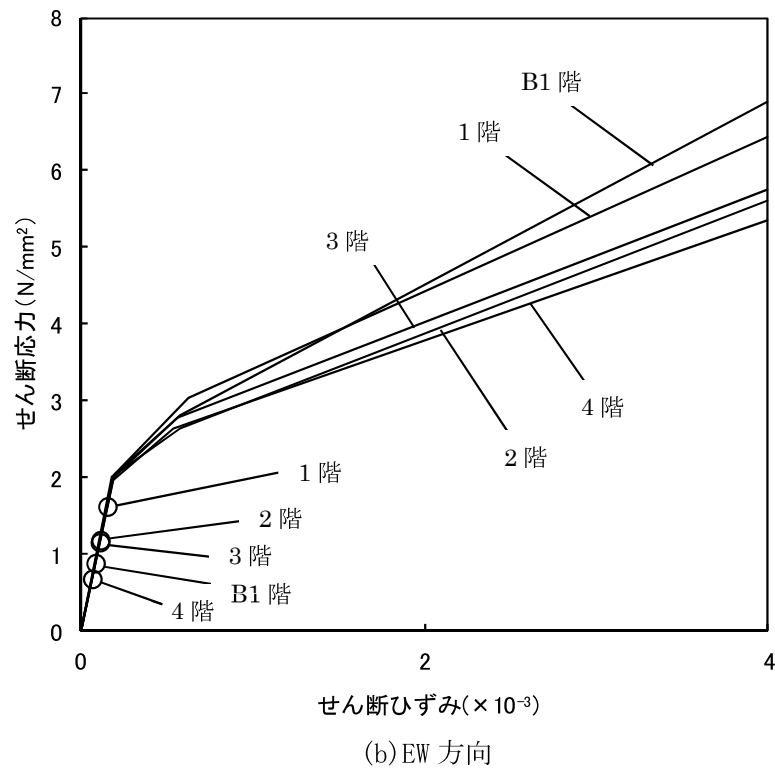
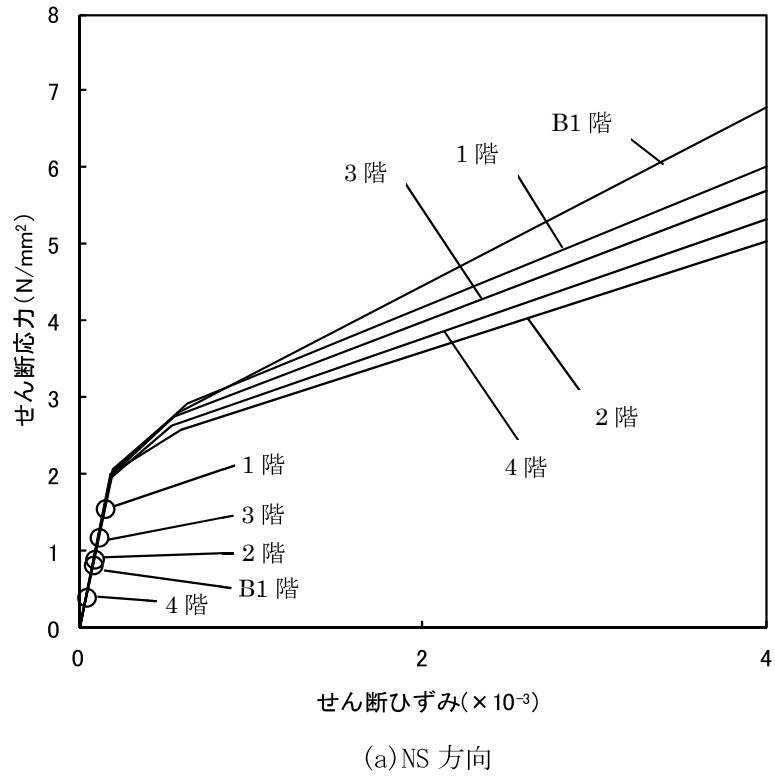
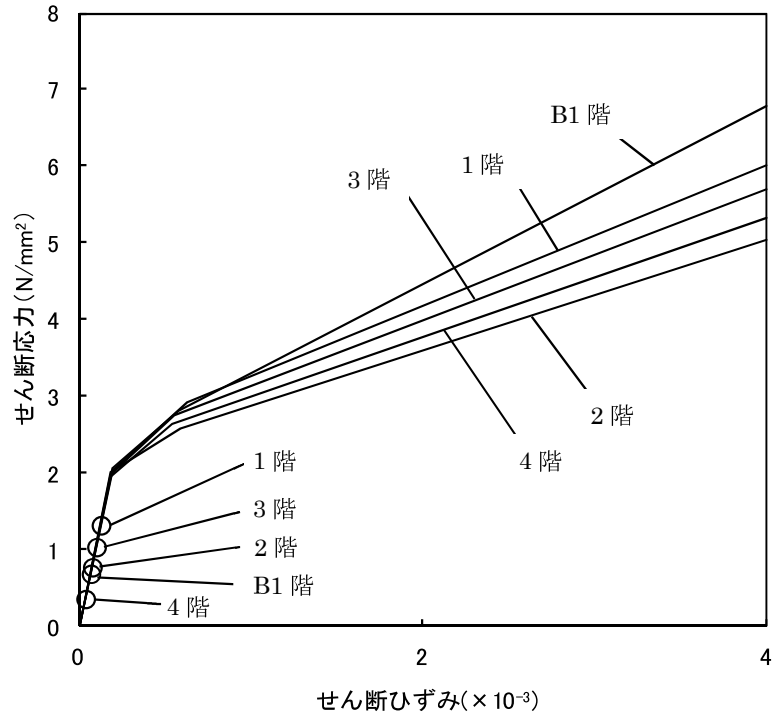
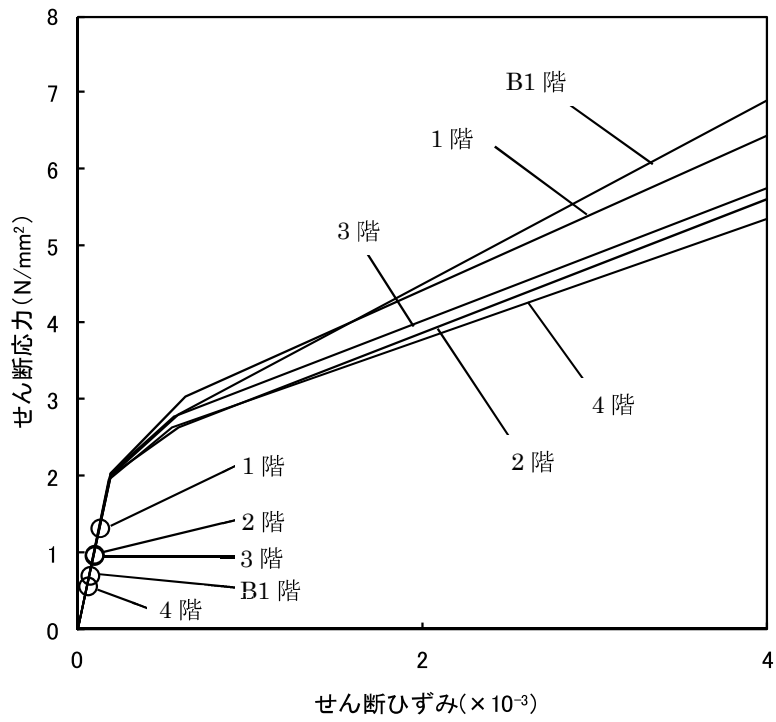


図 2.3.2-6 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-2)



(a) NS 方向



(b) EW 方向

図 2.3.2-7 せん断スケルトン曲線上の最大応答値 (Ss-3)

3. 3号機燃料取り出し用カバーの構造強度及び耐震性について

3.1 概要

3.1.1 一般事項

3号機燃料取り出し用カバーは、使用済燃料プールを覆う構造としており、燃料取扱設備（燃料取扱機及びクレーン）を支持するドーム状の屋根を有した門型架構であり、構造強度と耐震性について検討を行う。なお、耐震設計上の重要度分類は、燃料取扱設備の間接支持構造物としてBクラス相当とする。

架構の構造強度は一次設計に対応した許容応力度設計を実施し、耐震性は基準地震動 S_s に対する地震応答解析を実施し、架構の損傷が原子炉建屋、使用済燃料プール及び使用済燃料ラックに波及的影響を及ぼさないことを確認する。ここで、波及的影響の確認は、架構が崩壊機構に至らないことを確認する。図 3.1.1-1 に燃料取り出し用カバーのイメージを示す。

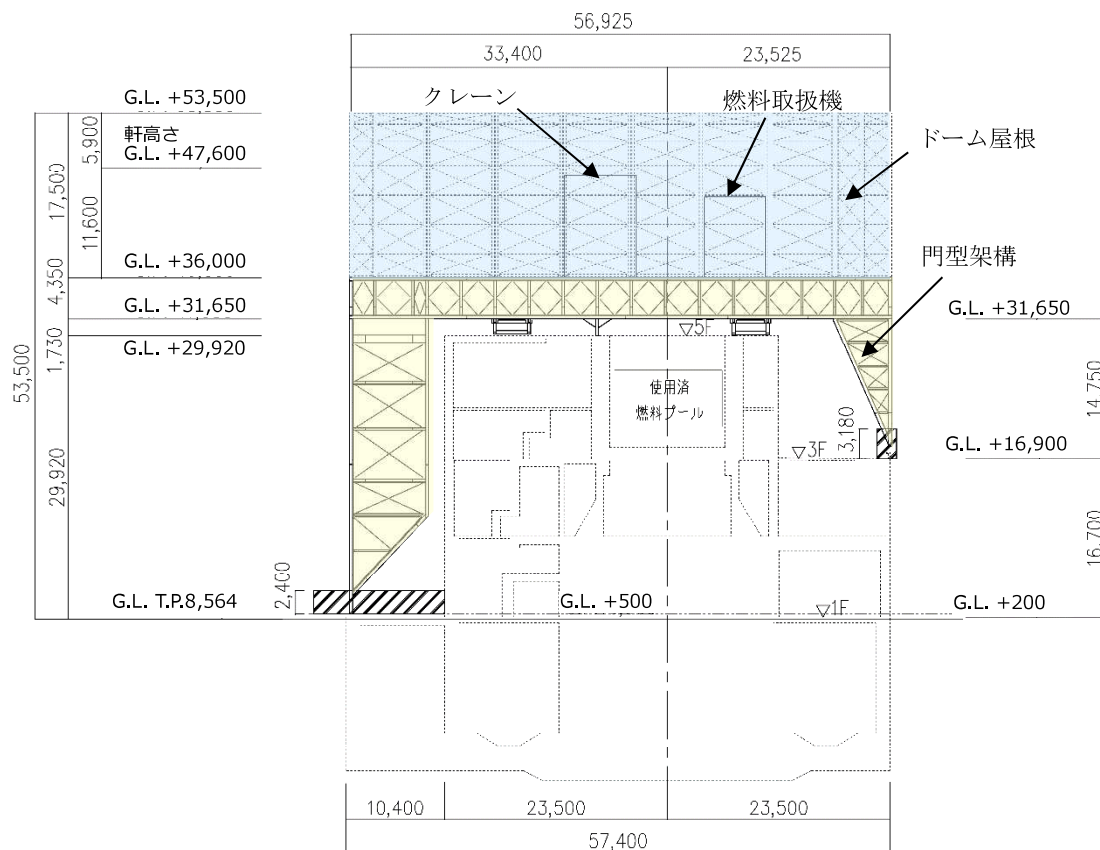


図 3.1.1-1 燃料取り出し用カバーのイメージ (単位 : mm)

本章に記載の標高は、震災後の地盤沈下量(-709mm)と O.P.から T.P.への読替値(-727mm)を用いて、下式に基づき換算している。
 <換算式> $T.P. = \text{旧 O.P.} - 1.436\text{mm}$

燃料取り出し用カバーの検討は原則として下記の法規及び基規準類に準拠して行う。

- (1) 建築基準法・同施行令及び関連告示
- (2) 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2005 制定）
- (3) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（日本建築学会，2010 改定）
- (4) 鋼構造設計規準（日本建築学会，2005 改定）
- (5) 2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書(国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省
国土技術政策総合研究所・独立行政法人建築研究所・日本建築行政会議，2007 刊行)
- (6) 鋼構造塑性設計指針（日本建築学会，2010 改定）
- (7) 現場打ち同型等プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針(案)・同解説(2002)
（日本建築学会，2002 制定）
- (8) プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説（日本建築学会，1998 改定）

また，原子力施設の設計において参照される下記の指針及び規程を参考にして検討を行う。

- (1) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1987)（日本電気協会 電気技術基準調査委員会，
昭和 62 年 8 月 改訂）
- (2) 原子力発電所耐震設計技術指針(JEAG 4601-1991 追補版)（日本電気協会 電気技術基準調査
委員会，平成 3 年 6 月 発刊）
- (3) 原子力発電所耐震設計技術規程(JEAC 4601-2008)（日本電気協会 原子力規格委員会，平成
20 年 12 月 改定）