

女川原子力発電所第2号機 工事計画審査資料	
資料番号	02-工-B-19-0101_改4
提出年月日	2021年10月4日

VI-2-2-24 緊急時対策建屋の耐震性についての計算書

2021年10月
東北電力株式会社

目 次

1.	概要	1
2.	基本方針	2
2.1	位置	2
2.2	構造概要	3
2.3	評価方針	8
2.4	適用規格・基準等	10
3.	地震応答解析による評価方法	11
4.	応力解析による評価方法	13
4.1	評価対象部位及び評価方針	13
4.2	荷重及び荷重の組合せ	18
4.3	許容限界	23
4.4	解析モデル及び諸元	25
4.5	評価方法	28
5.	地震応答解析による評価結果	33
5.1	耐震壁のせん断ひずみの評価結果	33
5.2	接地圧の検討結果	35
5.3	保有水平耐力の評価結果	36
6.	応力解析による評価結果	37
6.1	基礎版の評価結果	37
6.2	耐震壁の評価結果	43

別紙1 ケーブルピット部壁の耐震性についての計算書

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、緊急時対策建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、地震応答解析による評価及び応力解析による評価に基づき行う。

緊急時対策建屋は、設計基準対象施設においては「Cクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また、緊急時対策建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し、その緊急時対策所遮蔽は、重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

なお、緊急時対策所遮蔽の「常設重大事故緩和設備」としての分類に応じた耐震評価は、添付書類「VI-2-8-4-5 緊急時対策所遮蔽の耐震性についての計算書」にて実施する。

2. 基本方針

2.1 位置

緊急時対策建屋の設置位置を図2-1に示す。



□ 緊急時対策建屋

図 2-1 緊急時対策建屋の設置位置

2.2 構造概要

緊急時対策建屋は、地下2階、地上2階建で、基礎底面からの高さは30.4m（地上高さは13.9m）であり、平面は36.4m(NS方向)×36.4m(EW方向)^{*1}の正方形である。建屋の構造は鉄筋コンクリート造である。

緊急時対策建屋の基礎は、厚さ6.0mで、はね出しを有し、平面は47.0m(NS方向)×47.0m(EW方向)の正方形であり、支持地盤である砂岩に岩着している。

緊急時対策建屋の主たる耐震要素は、建屋外壁の耐震壁で、基礎版から屋上階床面まで連続しており、壁厚は0.5m～2.2mである。建屋は全体として非常に剛性が高く、地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担する。なお、O.P.^{*2}75.9m床面の一部は、十分に剛な水平ブレースを構成する鉄骨造となっており、建屋外壁の耐震壁と連続している。

緊急時対策建屋の概略平面図及び概略断面図を図2-2及び図2-3に示す。

注記*1：建屋寸法は壁外面押えとする。

*2：O.P.は女川原子力発電所工事用基準面であり、東京湾平均海面(T.P.)
-0.74mである。

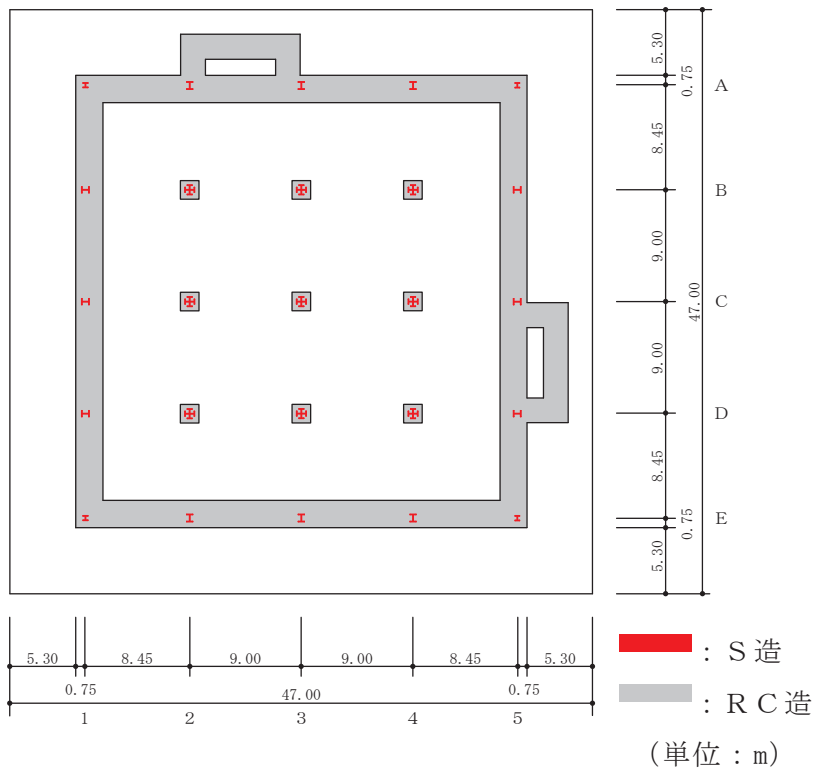


図 2-2(1) 緊急時対策建屋の概略平面図 (O.P. 51.5m)

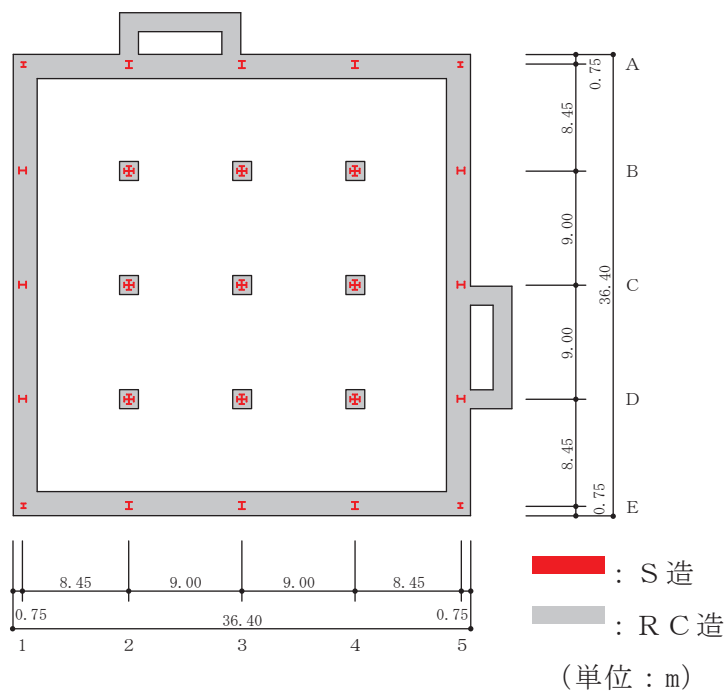


図 2-2(2) 緊急時対策建屋の概略平面図 (O.P. 57.3m)

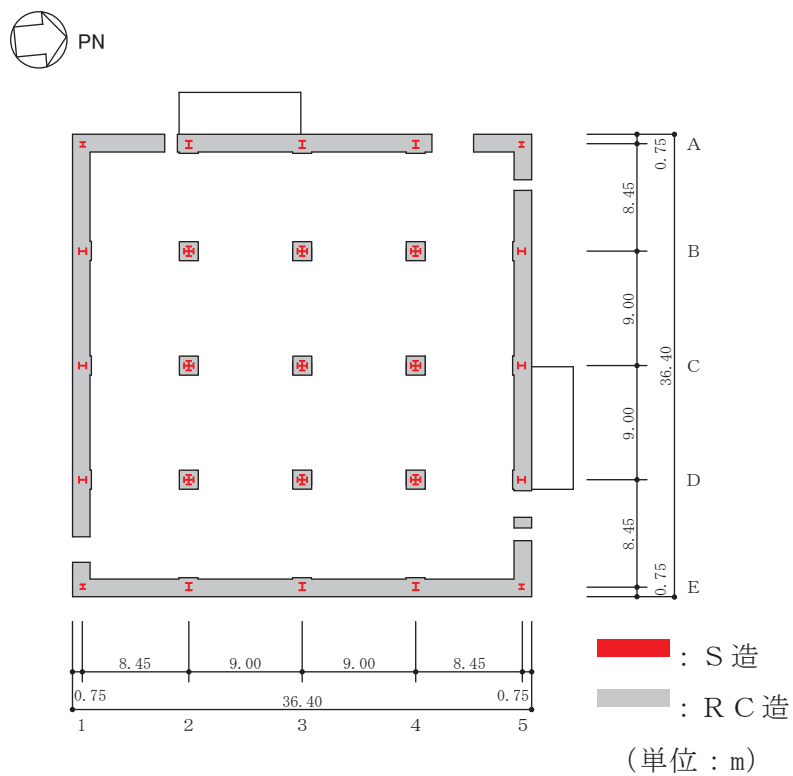


図 2-2(3) 緊急時対策建屋の概略平面図 (0.P. 62.2m)

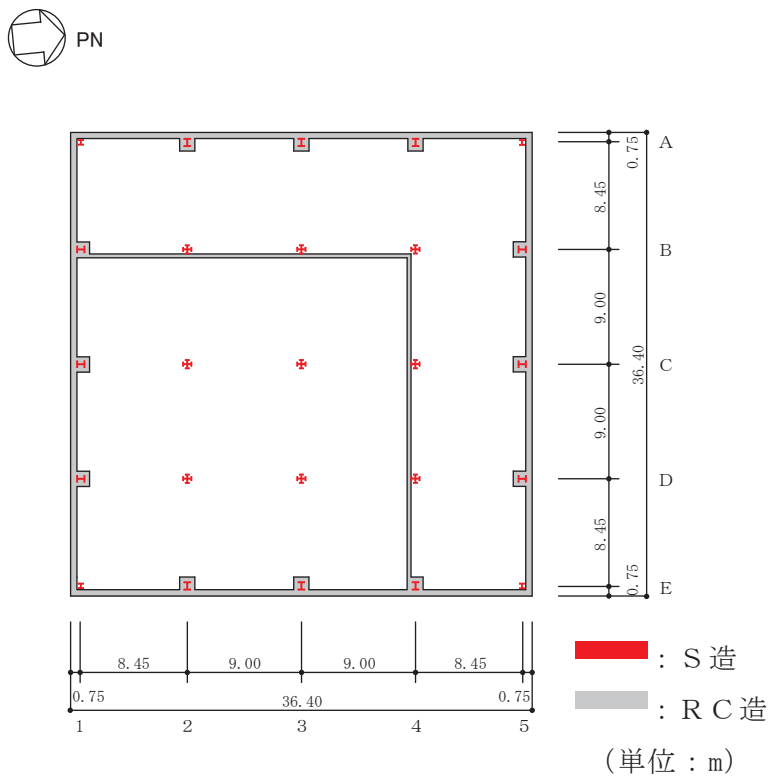


図 2-2(4) 緊急時対策建屋の概略平面図 (0.P. 69.4m)

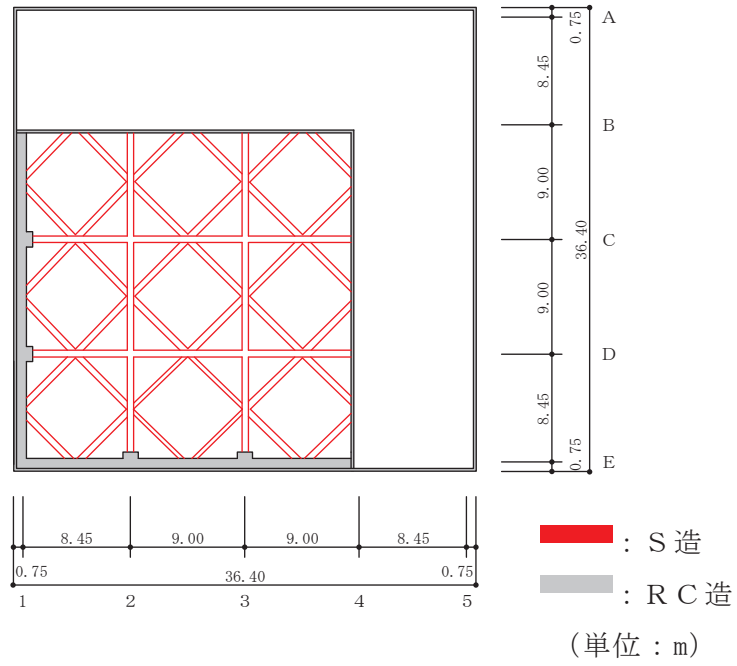


図 2-2(5) 緊急時対策建屋の概略平面図 (0.P.75.9m)

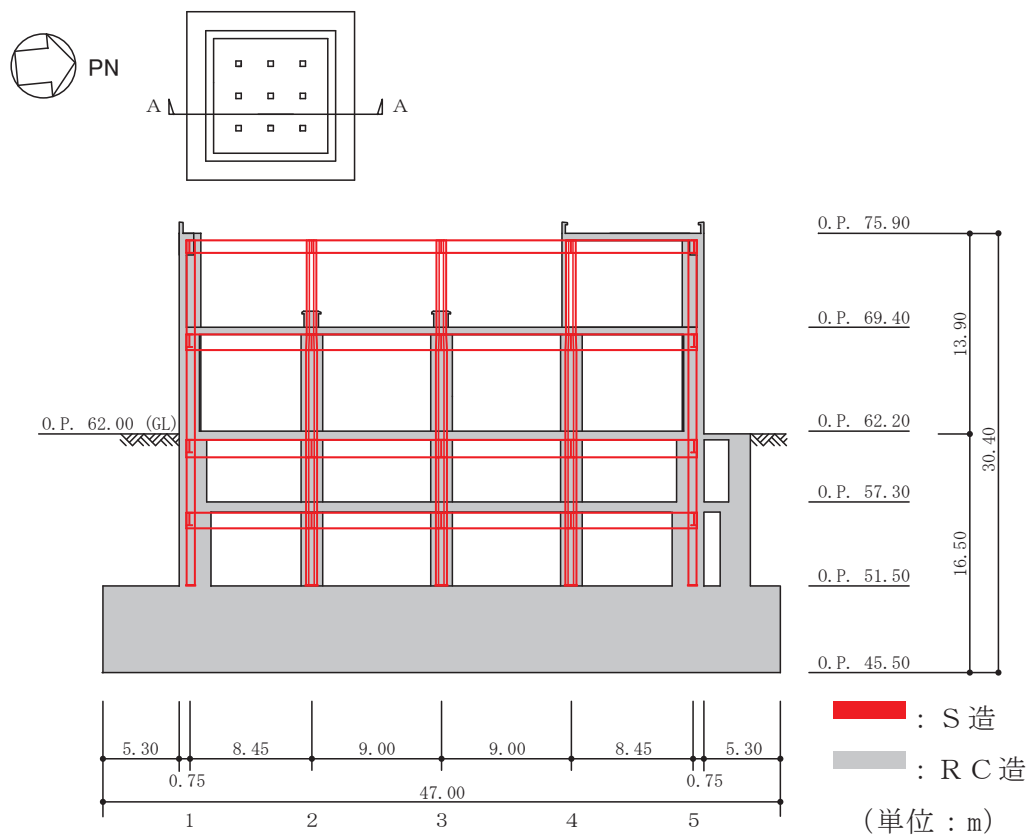


図 2-3(1) 緊急時対策建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)

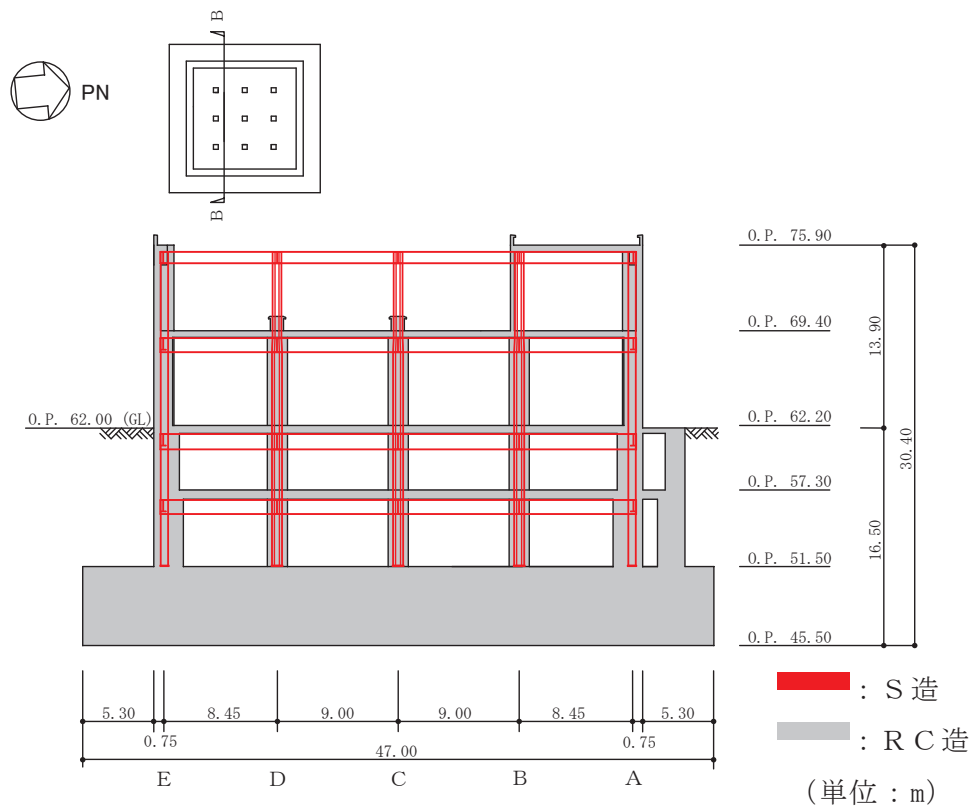


図 2-3(2) 緊急時対策建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

2.3 評価方針

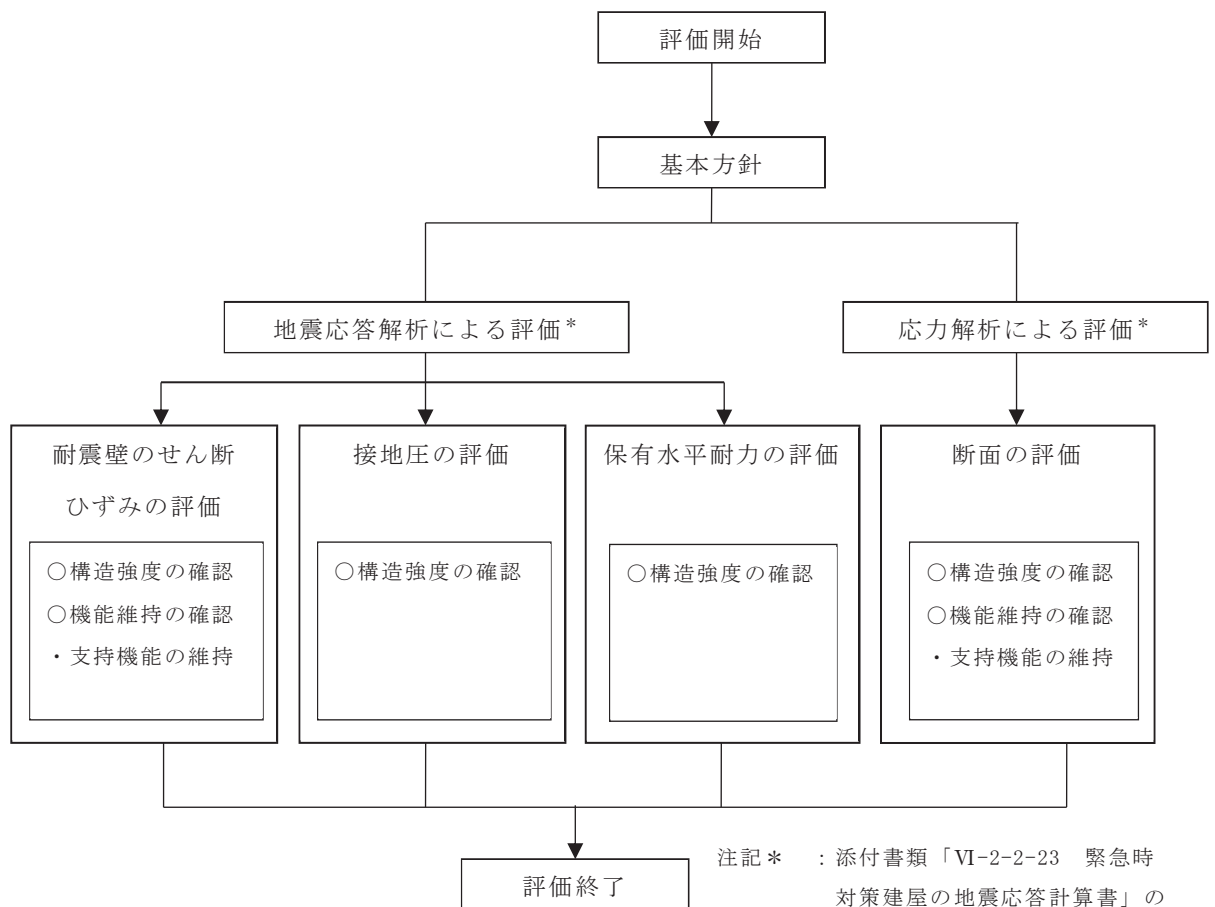
緊急時対策建屋は，設計基準対象施設においては「Cクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

緊急時対策建屋の評価においては，基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）及び保有水平耐力の評価を行うこととし，それぞれの評価は添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。緊急時対策建屋の評価は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき，地震応答解析による評価においては耐震壁のせん断ひずみ，接地圧及び保有水平耐力の評価を，応力解析による評価においては基礎版及び耐震壁の断面の評価を行うことで，緊急時対策建屋の地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

緊急時対策建屋の評価フローを図2-4に示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

ケース名	建屋減衰	コンクリート剛性		地盤のせん断波速度
		初期剛性	終局耐力	
ケース 1 (基本ケース)	5%	設計基準強度に基づき JEAG 式で評価		平均値
ケース 2	同上	同上		+σ 相当
ケース 3	同上	同上		-σ 相当
ケース 4 (水平のみ)	同上	基本ケースの 0.8 倍	設計基準強度に基づき JEAG 式で評価	平均値
ケース 5 (水平のみ)	同上	同上	同上	+σ 相当
ケース 6 (水平のみ)	同上	同上	同上	-σ 相当



注記* : 添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 緊急時対策建屋の評価フロー

2.4 適用規格・基準等

緊急時対策建屋の評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-
- ・ 日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）

3. 地震応答解析による評価方法

緊急時対策建屋の構造強度については、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答せん断ひずみ及び最大接地圧が許容限界を超えないこと、並びに保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。

また、支持機能の維持については、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に基づき、材料物性の不確かさを考慮した耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を超えないことを確認する。

地震応答解析による評価における緊急時対策建屋の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 3-1 のとおり設定する。

表 3-1 地震応答解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界(評価基準値)
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	耐震壁*1	最大応答せん断ひずみが構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³
			基礎地盤	最大接地圧が地盤の支持力度以下であることを確認	極限支持力度*2 11400 kN/m ²
		保有水平耐力	構造物全体	保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して妥当な安全余裕を有することを確認	必要保有水平耐力
支持機能*3	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S _s	耐震壁*1	最大応答せん断ひずみが支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	せん断ひずみ 2.0×10 ⁻³

注記*1: 建屋全体としては、耐震壁で地震力を全て負担する構造となっており、剛性の高い耐震壁の変形に追従する柱、はり、間仕切壁等の部材の層間変形は十分小さいこと、また、全体に剛性の高い構造となっており複数の耐震壁間の相対変形が小さく床スラブの面内変形が抑えられることから、各層の耐震壁の最大応答せん断ひずみが許容限界を満足していれば、建物・構築物に要求される機能は維持される。

*2: 添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に示す地盤の支持力試験結果に基づき設定する。

*3: 「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

4. 応力解析による評価方法

4.1 評価対象部位及び評価方針

緊急時対策建屋の応力解析による評価対象部位は、基礎版及び耐震壁とし、 S_s 地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

4.1.1 基礎版

S_s 地震時に対する評価は、3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せ結果、発生する応力が「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析にあたっては、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。また、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。応力解析による評価フローを図4-1に、選定した部材を図4-2に示す。

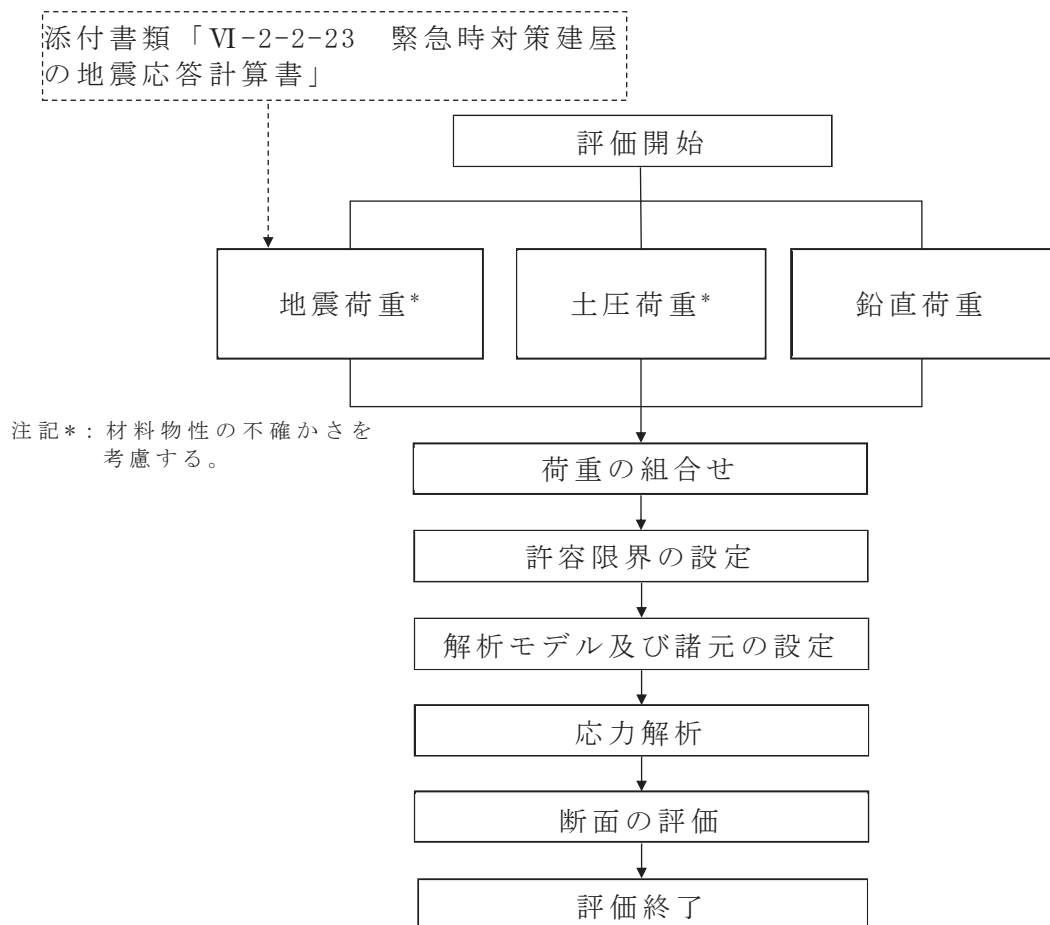


図4-1 応力解析による評価フロー

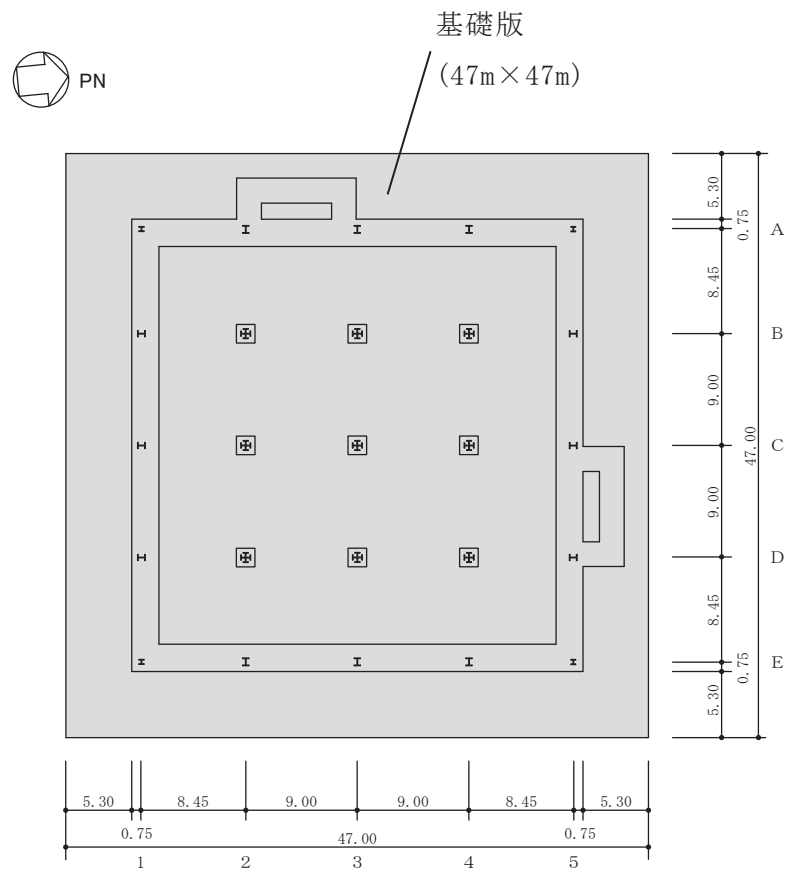


図 4-2 基礎版の評価を記載する部材の位置

4.1.2 耐震壁

S_s地震時に対する評価は、材料物性の不確かさを考慮した地震力と地震力以外の荷重の組合せの結果により発生する応力が、「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。応力解析による評価フローを図4-3に、選定した部材を図4-4に示す。

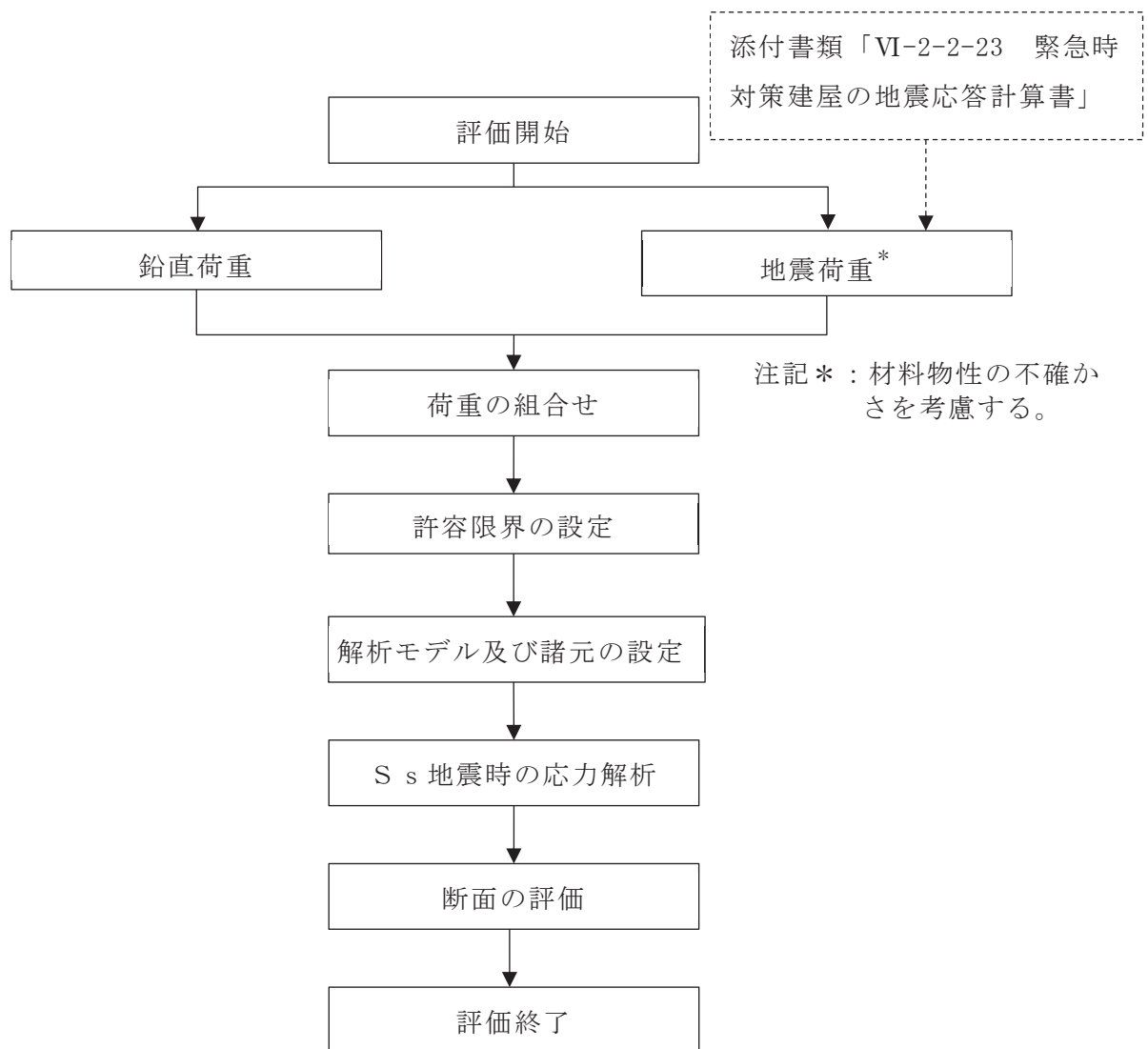


図4-3 耐震壁の応力解析による評価フロー

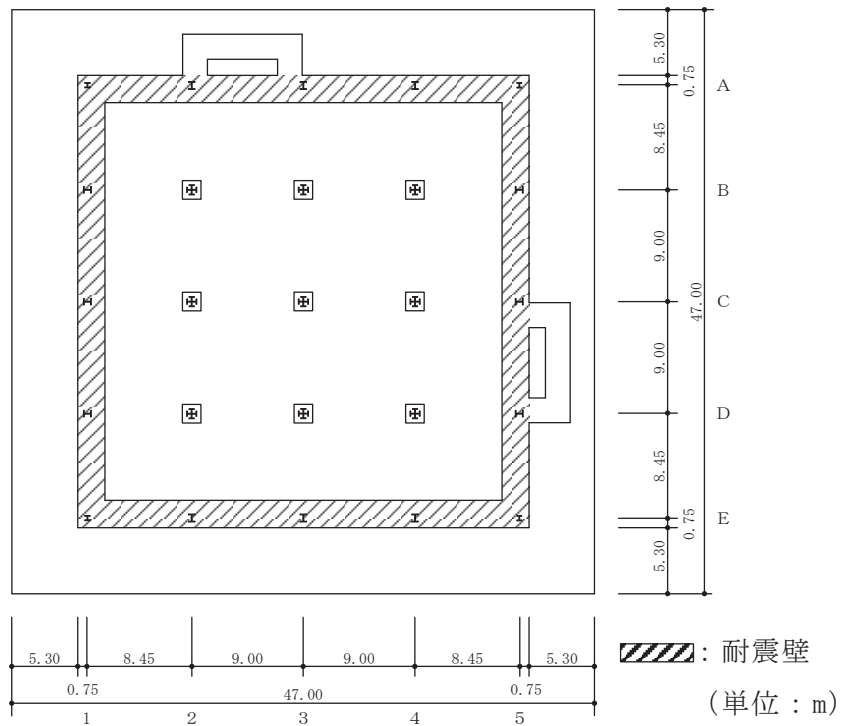


図 4-4(1) 耐震壁の評価を記載する部材の位置 (B2F, 0. P. 51.5m)

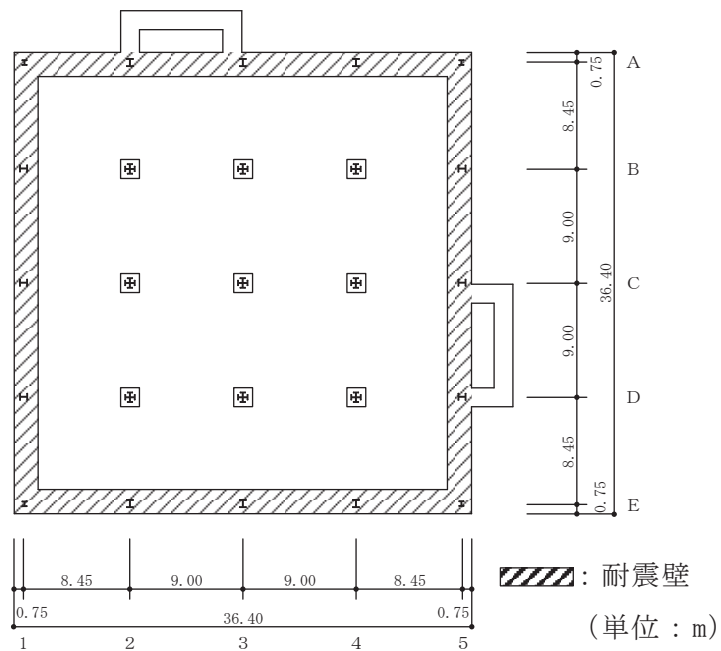


図 4-4(2) 耐震壁の評価を記載する部材の位置 (B1F, 0. P. 57.3m)

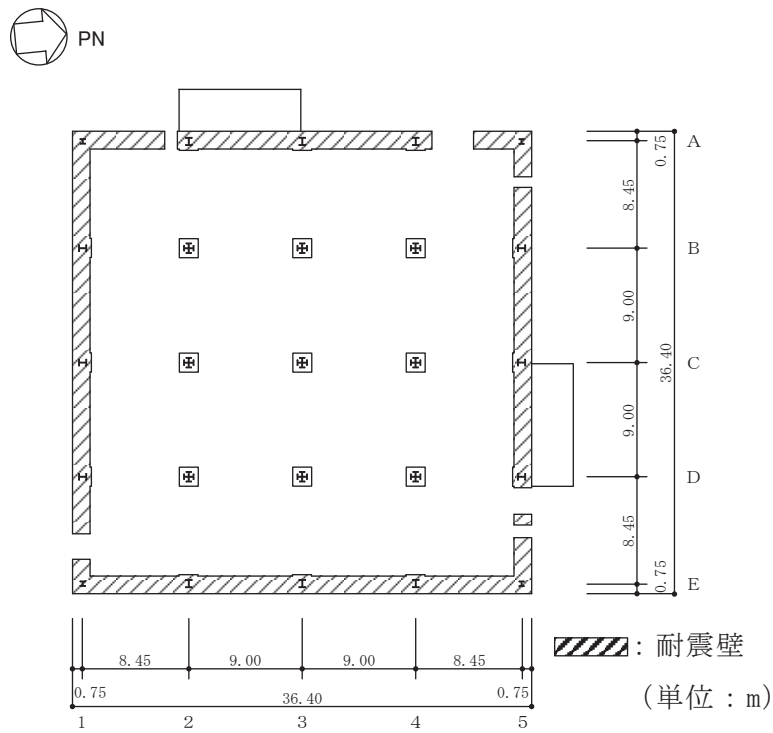


図 4-4(3) 耐震壁の評価を記載する部材の位置 (1F, O.P.62.2m)

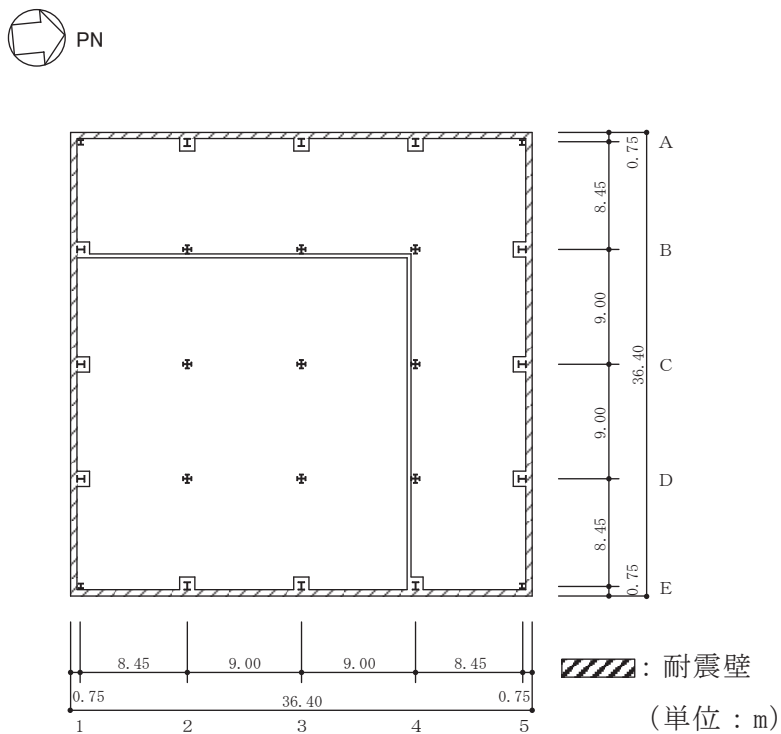


図 4-4(4) 耐震壁の評価を記載する部材の位置 (2F, O.P.69.4m)

4.2 荷重及び荷重の組合せ

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

4.2.1 基礎版

(1) 荷重

a. 固定荷重

固定荷重は建屋自重，機器荷重，配管荷重，積雪荷重，常時土圧荷重及び浮力とする。なお，積雪量は43cmとし，地震荷重と組合せるため，その0.35倍の積雪荷重を考慮する。常時土圧荷重は「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」によるものとし，図4-5に常時土圧を示す。また，浮力は，地下水位面を地表面（O.P.62.0m）とし，基礎版に上向きの等分布荷重として入力する。なお，基礎版のはね出し部については，はね出し部の体積に応じた浮力を上向きの等分布荷重として入力する。

b. 積載荷重

積載荷重は，表4-1のとおり設定する。

表4-1 積載荷重

	積載荷重 (N/m ²)
RF	600
2F (屋外)	600
2F (屋内)	800
1F	800
B1F	800
B2F	800
はね出し部*	194279

注記*：添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に記載の盛土重量（160210kN）をはね出し部の面積で除した数値

c. 地震荷重

水平地震荷重は、基準地震動 S_s による地震応答解析結果より設定する。なお、水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとす。表 4-2 及び表 4-3 に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の水平地震荷重を示す。

鉛直地震荷重は、基準地震動 S_s による地震応答解析結果より鉛直震度として設定する。なお、鉛直震度は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとす。表 4-4 に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の鉛直地震荷重を示す。

地震時土圧荷重は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基にして「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」の地震時増分土圧式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとす。図 4-5 に地震時土圧を示す。

表 4-2 水平地震荷重 (せん断力)

(a) NS 方向

部位	せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)
耐震壁(A 通り)	166.94
耐震壁(E 通り)	166.05

(b) EW 方向

部位	せん断力 ($\times 10^3 \text{kN}$)
耐震壁(1 通り)	166.00
耐震壁(5 通り)	166.74

表 4-3 水平地震荷重 (曲げモーメント)

(a) NS 方向

部位	曲げモーメント ($\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)
耐震壁(A 通り)	295.90
耐震壁(E 通り)	299.13

(b) EW 方向

部位	曲げモーメント ($\times 10^4 \text{kN}\cdot\text{m}$)
耐震壁(1 通り)	295.57
耐震壁(5 通り)	299.26

表 4-4 鉛直地震荷重（鉛直震度）

部位	鉛直震度
耐震壁	0.981
基礎版	0.442

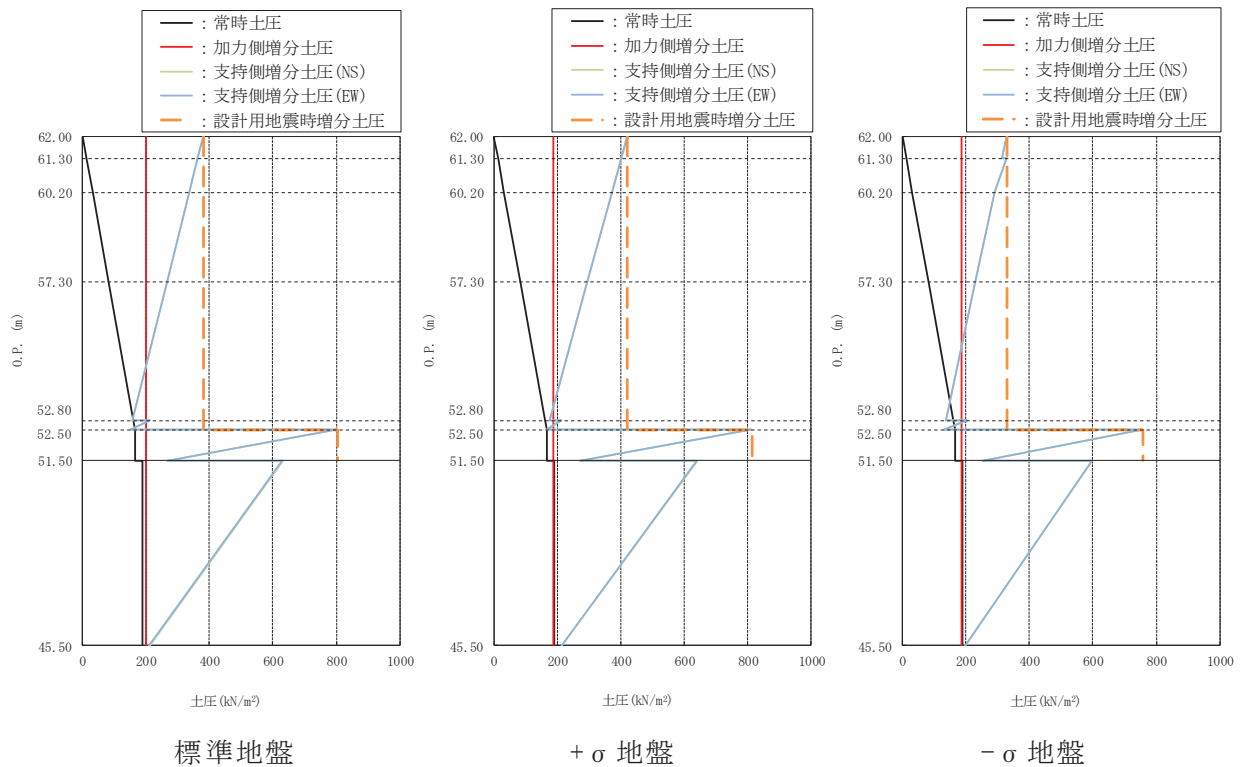


図 4-5 常時土圧及び地震時土圧

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4-5 に示す。

表 4-5 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S _s 地震時	G + P + S _s

- G : 固定荷重
- P : 積載荷重
- S_s : 地震荷重（地震時土圧荷重を含む）

4.2.2 耐震壁

水平地震力及び鉛直地震力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析により算定される動的地震力より設定する。なお、水平地震力及び鉛直地震力は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

地震時土圧荷重は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基にして「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」の地震時増分土圧式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとする。図 4-5 に地震時土圧を、荷重の組合せを表 4-6 に示す。

表 4-6 荷重の組合せ

荷重状態	荷重の組合せ
S_s 地震時	$G + P + S_s$

G : 固定荷重

P : 積載荷重 (常時土圧荷重を含む)

S_s : S_s 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)

4.3 許容限界

応力解析による評価における緊急時対策建屋の基礎版及び耐震壁の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 4-6 のとおり設定する。

また、コンクリート、鉄筋の許容応力度を表 4-7 及び表 4-8 に示す。

表 4-6 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	基礎版	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度 ^{*1}
			耐震壁	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度 ^{*2}
支持機能 ^{*3}	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S _s	基礎版	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度 ^{*1}

注記*1：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

*2：施設全体の更なる安全性を確保するため、基準地震動S_sによる地震力に対する許容限界を短期許容応力度とする。

*3：「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

表 4-7 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
30	20	1.18

表 4-8 鉄筋の許容応力度

種別	短期	
	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)
SD345	345	345
SD390	390	390
SD490	490	490

4.4 解析モデル及び諸元

4.4.1 基礎版

(1) モデル化の基本方針

a. 基本方針

応力解析は、3次元 FEM モデルを用いた弾性応力解析とする。解析には、解析コード「MSC NASTRAN」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

基礎版については、O.P. 45.5m～O.P. 51.5m をモデル化する。基礎版のモデル図を図 4-6 に示す。

b. 使用要素

解析モデルに使用する FEM 要素は、基礎版についてはシェル要素とする。また、基礎版より立ち上がっている耐震壁については、はり要素として剛性を考慮する。解析モデルの節点数は 867、要素数は 810 である。

c. 境界条件

3次元 FEM モデルの基礎版底面に、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に示す地盤ばねを離散化して、水平方向及び鉛直方向のばねを設ける。3次元 FEM モデルの水平方向のばねについては、地震応答解析モデルのスウェイばねを、鉛直方向のばねについては、地震応答解析モデルのロッキングばねを基に設定を行う。

なお、基礎版底面の地盤ばねについては、引張力が発生した時に浮上りを考慮する。また、基礎版周囲の側面に地盤ばねを設ける。

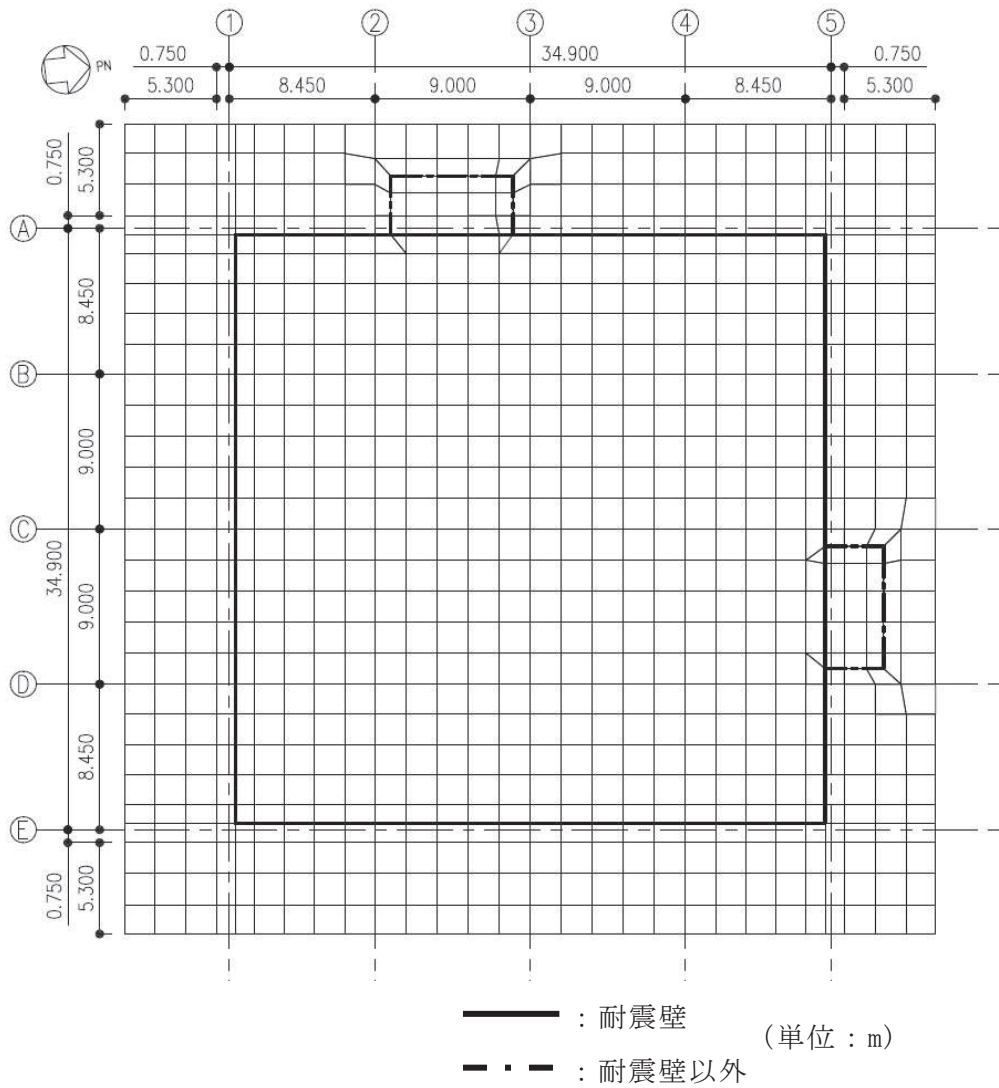


図 4-6 基礎版の解析モデル図

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-9 に示す。

表 4-9 コンクリートの物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

4.4.2 耐震壁

(1) モデル化の基本方針

耐震壁の応力は、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に基づき評価する。

(2) 解析諸元

使用材料の物性値を表 4-10 に示す。

表 4-10 使用材料の物性値

コンクリートの 設計基準強度 F_c (N/mm ²)	ヤング係数 E (N/mm ²)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

4.5 評価方法

4.5.1 基礎版の応力解析方法

緊急時対策建屋の基礎版について、 S_s 地震時に対して3次元FEMモデルを用いた弾性応力解析を実施する。

(1) 荷重ケース

S_s 地震時の応力は、次の荷重ケースによる応力を組み合わせて求める。

G	: 固定荷重
P	: 積載荷重
$S_{S_{SN}}$: S→N方向 S_s 地震荷重（地震時土圧を含む）
$S_{S_{NS}}$: N→S方向 S_s 地震荷重（地震時土圧を含む）
$S_{S_{EW}}$: E→W方向 S_s 地震荷重（地震時土圧を含む）
$S_{S_{WE}}$: W→E方向 S_s 地震荷重（地震時土圧を含む）
$S_{S_{UD}}$: 鉛直方向（下向き） S_s 地震荷重
$S_{S_{DU}}$: 鉛直方向（上向き） S_s 地震荷重

注記*：計算上の座標軸を基準として、NS方向はS→N方向の加力、EW方向はE→W方向の加力、鉛直方向は下向きの加力を記載している。

(2) 荷重の組合せケース

荷重の組合せケースを表4-10に示す。

水平地震力と鉛直地震力の組合せは、「原子力発電所耐震設計技術規程（JEA C 4 6 0 1 -2015）」を参考に、組合せ係数法（組合せ係数は1.0と0.4）を用いるものとする。

表 4-10 荷重の組合せケース

外力の状態	ケース No.	荷重の組合せ
S _s 地震時	1	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ UD}$
	2	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ UD}$
	3	$G + P + 1.0 S_{s\ SN} + 0.4 S_{s\ DU}$
	4	$G + P + 1.0 S_{s\ NS} + 0.4 S_{s\ DU}$
	5	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ UD}$
	6	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ UD}$
	7	$G + P + 1.0 S_{s\ WE} + 0.4 S_{s\ DU}$
	8	$G + P + 1.0 S_{s\ EW} + 0.4 S_{s\ DU}$
	9	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ UD}$
	10	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ UD}$
	11	$G + P + 0.4 S_{s\ SN} + 1.0 S_{s\ DU}$
	12	$G + P + 0.4 S_{s\ NS} + 1.0 S_{s\ DU}$
	13	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ UD}$
	14	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ UD}$
	15	$G + P + 0.4 S_{s\ WE} + 1.0 S_{s\ DU}$
	16	$G + P + 0.4 S_{s\ EW} + 1.0 S_{s\ DU}$

(3) 荷重の入力方法

a. 地震荷重

地震荷重は、上部構造物の基礎版への地震時反力を考慮する。基礎版底面に生じる反力が、基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果と等価になるように設定する。基礎版内に作用する荷重は、S_s 地震時の上部構造による入力荷重と基礎版底面に発生する荷重の差を FEM モデルの各要素の大きさに応じて分配し、節点荷重として入力する。

b. 地震荷重以外の荷重

地震荷重以外の荷重については、FEM モデルの各節点又は各要素に集中荷重又は分布荷重として入力する。

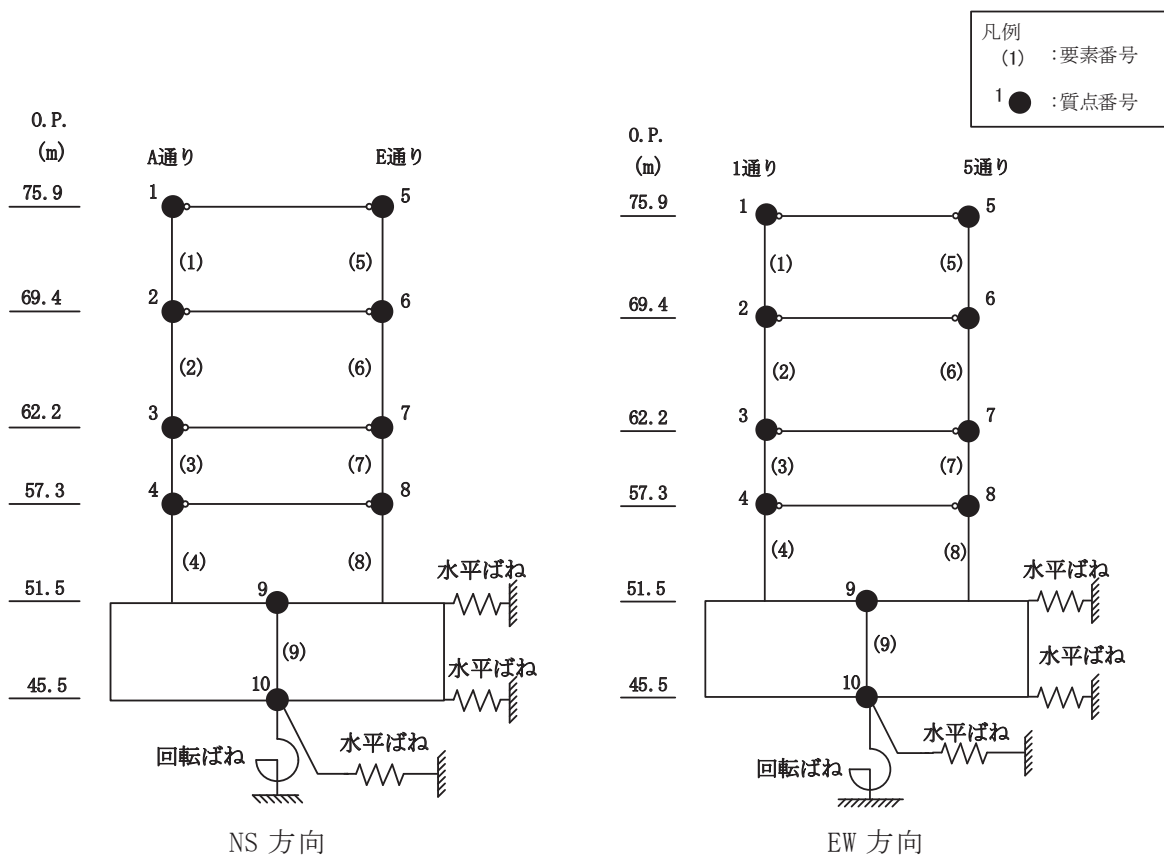
4.5.2 耐震壁の応力解析方法

水平地震力は、基準地震動 S_s に対する地震応答解析より算定される動的地震力より設定する。

S_s 地震荷重は、基準地震動 S_s に対する質点系モデルの最大応答せん断力より設定する。材料物性の不確かさを考慮した層せん断力を表 4-13 に示す。

表 4-13 層せん断力 (基準地震動 S_s による地震力)

階	要素番号	基準地震動 S_s による地震力 ($\times 10^3 \text{kN}$)			
		NS 方向		EW 方向	
2	(1), (5)	38.77	35.99	36.05	38.49
1	(2), (6)	96.06	101.16	96.36	98.27
B1	(3), (7)	140.50	138.71	138.69	140.30
B2	(4), (8)	168.61	166.05	166.00	168.41



4.5.3 基礎版の断面の評価方法

(1) 軸力及び曲げモーメントに対する断面の評価方法

各断面は、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力を受ける鉄筋コンクリート造長方形仮想柱として算定する。S s 地震時において、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認する。

(2) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式を基に算定した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \{ \alpha \cdot f_s + 0.5 \cdot w f_t \cdot (p_w - 0.002) \}$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : せん断スパン比 $M / (Q \cdot d)$ による割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が 2N/mm^2 を超える場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度で、表 4-6 に示す値 (N/mm^2)

$w f_t$: せん断補強筋の短期許容引張応力度で、表 4-7 に示す値 (N/mm^2)

p_w : せん断補強筋比で、次式による。(0.002 以上とする。*)

$$p_w = \frac{a_w}{b \cdot x}$$

a_w : せん断補強筋の断面積 (mm^2)

x : せん断補強筋の間隔 (mm)

注記* : せん断補強筋がない領域については、第 2 項を 0 とする。

4.5.4 耐震壁の断面評価方法

S_s地震時について、せん断力による応力は全て鉄筋で負担し、また、曲げモーメントにより生じる引張応力についても鉄筋で負担することとし、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えていないことを確認する。なお、地下外壁に作用する土圧荷重に対する面外せん断力による応力は、コンクリートで負担するものとし、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : せん断スパン比 $M / (Q \cdot d)$ による割増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。また、引張軸力が 2N/mm^2 を超える場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm^2)

5. 地震応答解析による評価結果

5.1 耐震壁のせん断ひずみの評価結果

鉄筋コンクリート造耐震壁について、 S_s 地震時の各層の最大応答せん断ひずみが許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した最大応答せん断ひずみは 0.276×10^{-3} (NS方向, S_s-D2 , ケース5, 要素番号(1)) であり, 許容限界 (2.0×10^{-3}) を超えないことを確認した。耐震壁の最大応答せん断ひずみ一覧を表5-1に示す。各表において, 最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値について, せん断スケルトンカーブ上にプロットした図を図5-1に示す。

表5-1 耐震壁の最大応答せん断ひずみ

(a) NS方向

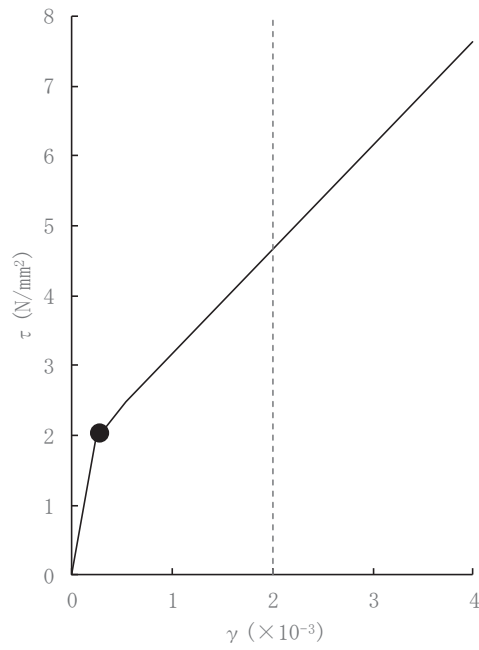
0. P. (m)	階	地震応答解 析モデルの 要素番号	最大応答せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
69.4~75.9	2F	1	0.276	2.0
62.2~69.4	1F	2	0.264	2.0
57.3~62.2	B1F	3	0.257	2.0
51.5~57.3	B2F	4	0.271	2.0
69.4~75.9	2F	5	0.274	2.0
62.2~69.4	1F	6	0.262	2.0
57.3~62.2	B1F	7	0.256	2.0
51.5~57.3	B2F	8	0.271	2.0

注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を示す。

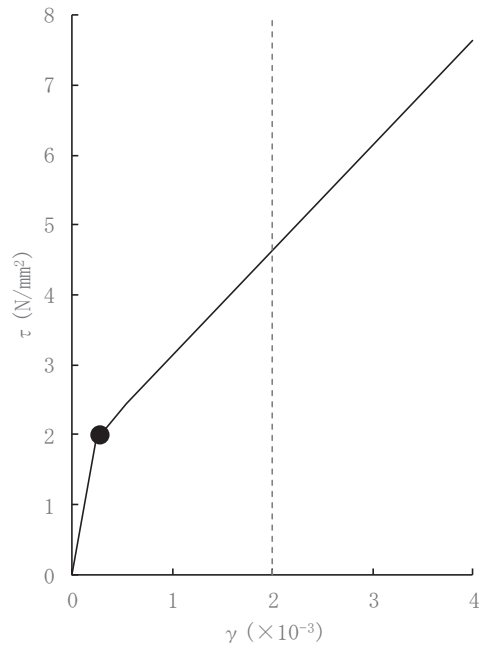
(b) EW方向

0. P. (m)	階	地震応答解 析モデルの 要素番号	最大応答せん断 ひずみ ($\times 10^{-3}$)	許容限界 ($\times 10^{-3}$)
69.4~75.9	2F	1	0.275	2.0
62.2~69.4	1F	2	0.273	2.0
57.3~62.2	B1F	3	0.256	2.0
51.5~57.3	B2F	4	0.271	2.0
69.4~75.9	2F	5	0.270	2.0
62.2~69.4	1F	6	0.270	2.0
57.3~62.2	B1F	7	0.256	2.0
51.5~57.3	B2F	8	0.271	2.0

注：ハッチングは各要素の最大応答せん断ひずみのうち最も大きい値を示す。



(a) NS方向 (S s - D 2, ケース5, 要素番号(1))



(b) EW方向 (S s - D 2, ケース5, 要素番号(1))

図5-1 せん断スケルトンカーブ上の最大応答せん断ひずみ

5.2 接地圧の検討結果

S s 地震時の最大接地圧が、地盤の極限支持力度（11400kN/m²）を超えないことを確認する。

材料物性の不確かさを考慮した S s 地震時の最大接地圧は744kN/m²であることから、地盤の極限支持力度を超えないことを確認した。

地震時の最大接地圧を表5-2に示す。

表 5-2 最大接地圧

	NS 方向	EW 方向
検討ケース	S s - D 3 , ケース 1	S s - D 3 , ケース 1
鉛直力 N (×10 ³ kN)	366.56	366.56
転倒モーメント M (×10 ⁴ kN・m)	713.07	711.93
最大接地圧 (kN/m ²)	744	743

5.3 保有水平耐力の評価結果

保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して妥当な安全余裕を有することを確認する。なお、各部材の保有水平耐力 Q_u は、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」に示すせん断力のスケルトンカーブの τ_3 に基づき算出する。

必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果を表5-3に示す。保有水平耐力 Q_u が必要保有水平耐力 Q_{un} に対して妥当な安全余裕を有することを確認した。なお、必要保有水平耐力 Q_{un} に対する保有水平耐力 Q_u の比は最小で6.51である。

表 5-3 必要保有水平耐力 Q_{un} と保有水平耐力 Q_u の比較結果

(a) NS 方向

O. P. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	Q_u / Q_{un}
75.9 ~ 69.4	29576	192505	6.51
69.4 ~ 62.2	60038	516753	8.61
62.2 ~ 57.3	83181	713943	8.58
57.3 ~ 51.5	103088	850597	8.25

(b) EW 方向

O. P. (m)	必要保有水平耐力 Q_{un} (kN)	保有水平耐力 Q_u (kN)	Q_u / Q_{un}
75.9 ~ 69.4	29620	193136	6.52
69.4 ~ 62.2	60087	512501	8.53
62.2 ~ 57.3	83181	716237	8.61
57.3 ~ 51.5	103088	853422	8.28

6. 応力解析による評価結果

6.1 基礎版の評価結果

基礎版の断面の評価結果を以下に示す。また、緊急時対策建屋の基礎版の配筋領域図を図6-1に、配筋一覧を表6-1に示す。

断面の評価結果を記載する要素を、以下のとおり選定する。

軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する評価については、配筋量に対する必要鉄筋量の割合が最大となる要素を選定し、面外せん断力に対する評価については、短期許容せん断力に対する面外せん断力の割合が最大となる要素をそれぞれ選定する。

選定した要素の位置を図6-2に、評価結果を表6-2に示す。

S s地震時において、軸力、曲げモーメント及び面内せん断力に対する必要鉄筋量が配筋量を超えないことを確認した。また、面外せん断力が短期許容せん断力を超えないことを確認した。

表 6-1 基礎版の配筋一覧

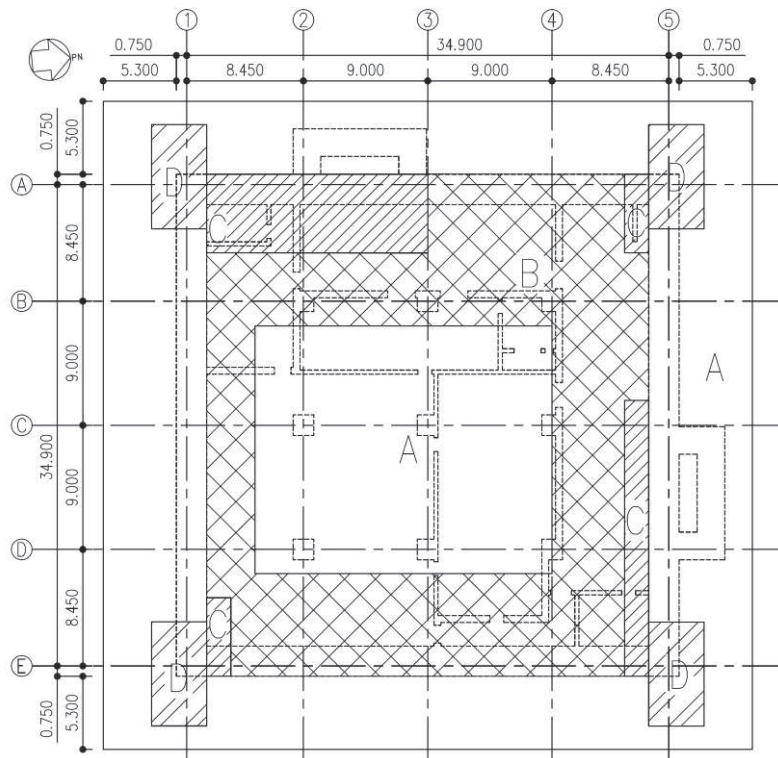
(a) 主筋

領域	上ば筋		下ば筋	
	方向	配筋	方向	配筋
A	NS	2-D38@200	NS	2-D38@200
	EW	2-D38@200	EW	2-D38@200
B	NS	3-D38@200	NS	3-D38@200
	EW	3-D38@200	EW	3-D38@200
C	NS	4-D38@200	NS	4-D38@200
	EW	4-D38@200	EW	4-D38@200
D	NS	8-D38@200	NS	8-D38@200
	EW	8-D38@200	EW	8-D38@200

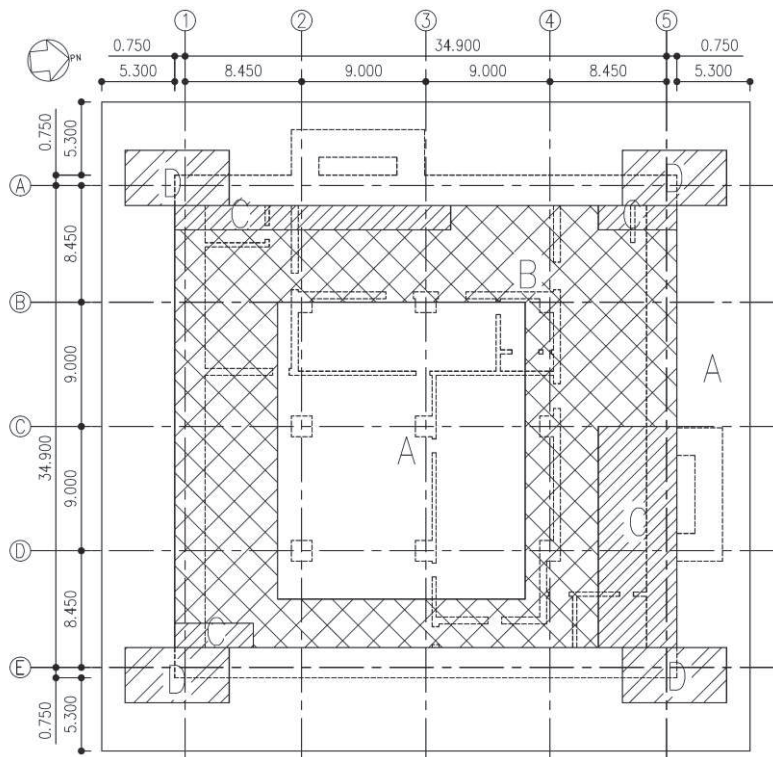
注：主筋はすべて SD490

(b) せん断補強筋

領域	配筋
a	D38@400 × 200 (SD390)
b	D32@600 × 200 (SD390)
c	D19@600 × 200 (SD345)

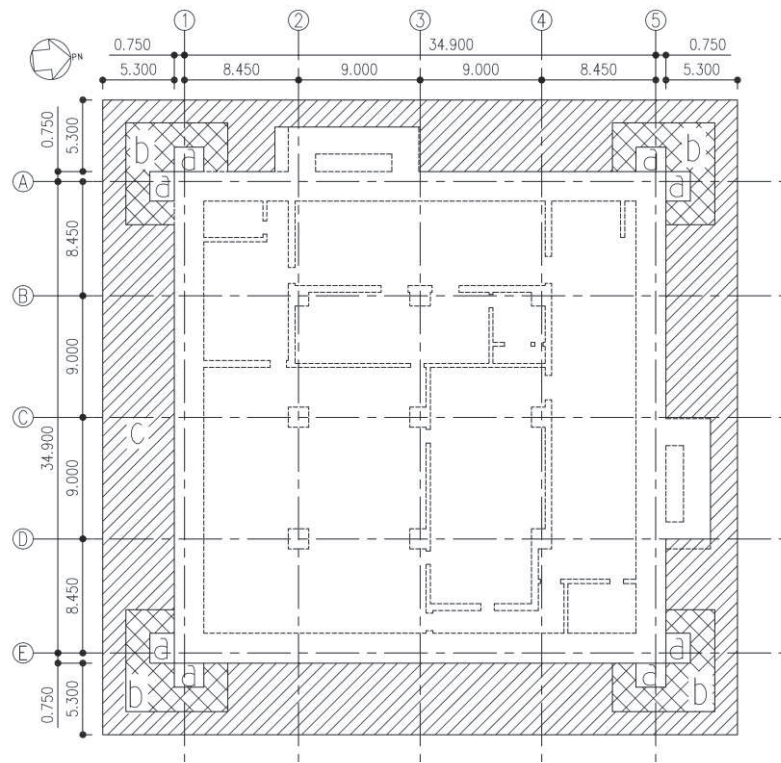


(a) NS 方向主筋



(b) EW 方向主筋

図 6-1(1) 基礎版の配筋領域図



(c) せん断補強筋

図 6-1(2) 基礎版の配筋領域図

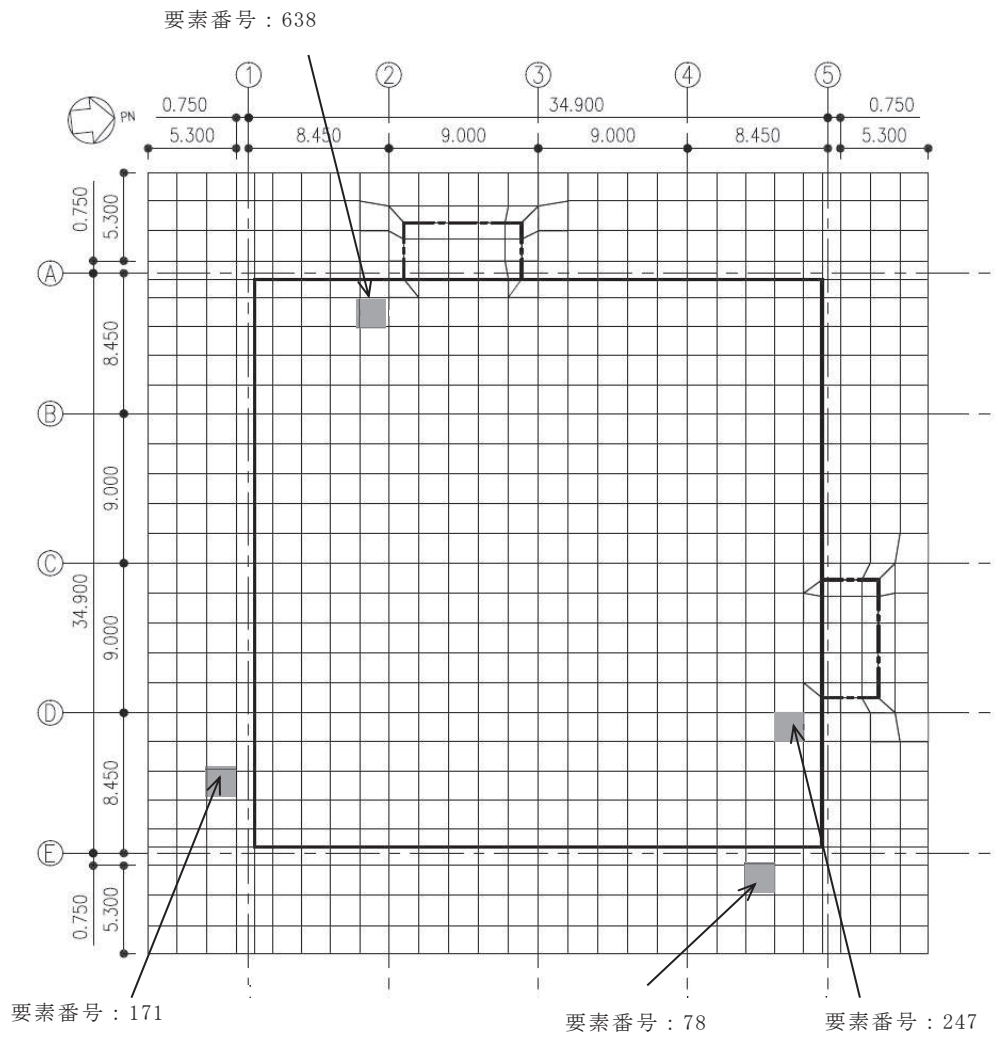


図 6-2 最大検定比発生位置

表 6-2 評価結果

評価項目			要素 番号	荷重の 組合せ ケース	解析 結果	許容値
軸力 + 曲げ モーメント + 面内 せん断力	NS 方向	必要鉄筋量/配筋量	171	3	0.31	1.00
	EW 方向	必要鉄筋量/配筋量	78	8	0.31	1.00
面外 せん断力	NS 方向	面外せん断応力度 (N/mm ²)	247	1	0.62	2.36
	EW 方向	面外せん断応力度 (N/mm ²)	638	6	0.62	2.36

6.2 耐震壁の評価結果

評価対象とする耐震壁を示したものを図 6-3 に、配筋一覧を表 6-3 に示す。また、「4.5.4 耐震壁の断面評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 6-4 に示す。

S s 地震時において、必要鉄筋比が設計鉄筋比を超えないことを確認した。

表 6-3 耐震壁の配筋一覧

階	壁記号	壁厚 (mm)	縦筋		横筋	
			配筋	断面積 (mm ² /m)	配筋	断面積 (mm ² /m)
2	TW50	500	2-D35@200	9570	2-D35@200	9570
1	TW140	1400	5-D38@200	28500	5-D38@200	28500
B1	TW190	1900	6-D38@200	34200	6-D38@200	34200
B2	TW220	2200	8-D38@200	45600	8-D38@200	45600

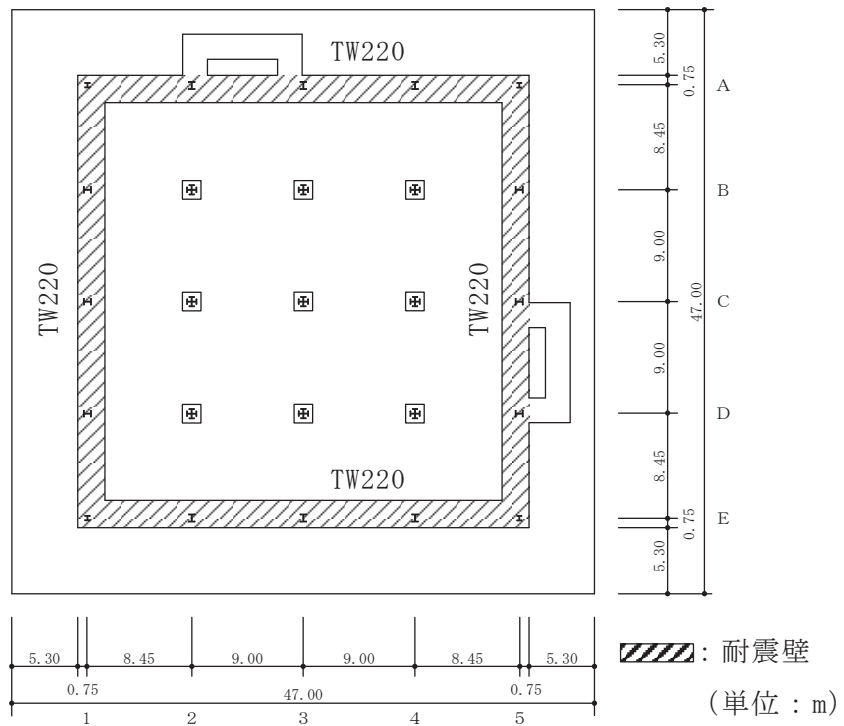


図 6-3(1) 評価対象とする耐震壁 (B2F, 0.P. 51.5m)

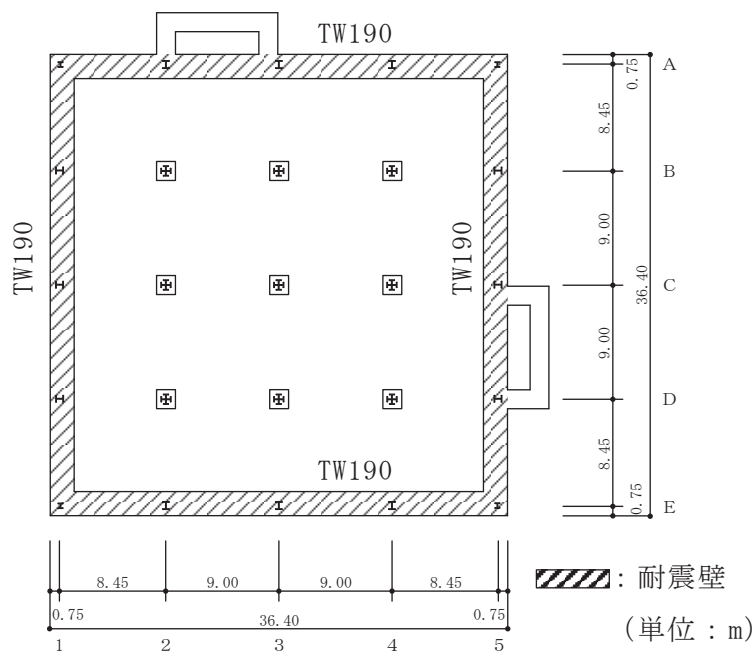


図 6-3(2) 評価対象とする耐震壁 (B1F, 0.P. 57.3m)

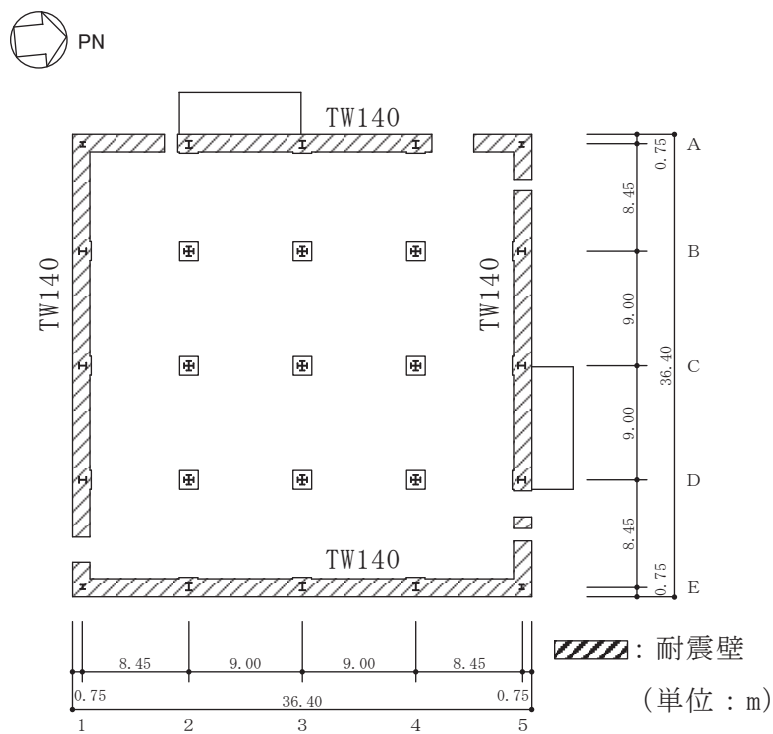


図 6-3(3) 評価対象とする耐震壁 (1F, 0.P. 62. 2m)

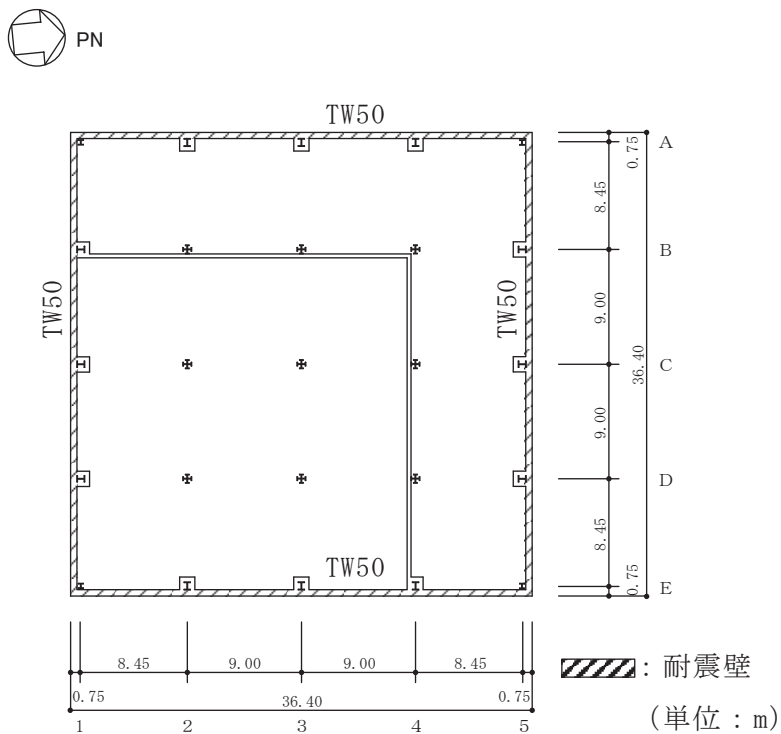


図 6-3(4) 評価対象とする耐震壁 (2F, 0.P. 69. 4m)

表 6-4(1) 評価結果 (基準地震動 S_s) (1/4)

O. P. (m)		O. P. 51.50~O. P. 57.30			
壁位置 (通り)		A	E	1	5
壁記号		TW220	TW220	TW220	TW220
断面積 (m ²)		122.76	122.76	122.76	122.76
壁厚 (mm)		2200	2200	2200	2200
配筋	縦筋配筋	8-D38@200	8-D38@200	8-D38@200	8-D38@200
	縦筋設計鉄筋比 P_g (%)	2.073	2.073	2.073	2.073
	横筋配筋	8-D38@200	8-D38@200	8-D38@200	8-D38@200
	横筋設計鉄筋比 P_g (%)	2.073	2.073	2.073	2.073
せん断 に対する 検討	せん断力 Q ($\times 10^3$ kN)	168.61	166.05	166.00	168.41
	せん断力応力度 τ (N/mm ²)	2.11	2.07	2.07	2.10
	必要鉄筋比 P_Q (%)	0.540	0.532	0.532	0.539
曲げモーメント に対する 検討	曲げモーメント M ($\times 10^4$ kN·m)	298.86	299.13	295.57	302.25
	軸力 N ($\times 10^3$ kN)	63.67	60.29	59.82	63.26
	鉛直震度*	0.300	0.300	0.300	0.300
	必要鉄筋比 P_M (%)	0.481	0.487	0.481	0.489
土圧荷重 に対する 検討	曲げモーメント M_{SO} (kN·m)	467	467	467	467
	必要鉄筋比 P_{SO} (%)	0.071	0.071	0.071	0.071
$(P_Q + P_M + P_{SO}) / P_g$		0.53	0.53	0.53	0.54
判定		可	可	可	可

注記* : 鉛直震度には長期荷重時の重量は含まない。

表 6-4(2) 評価結果 (基準地震動 S_s) (2/4)

O. P. (m)		O. P. 57.30~O. P. 62.20			
壁位置 (通り)		A	E	1	5
壁記号		TW190	TW190	TW190	TW190
断面積 (m ²)		106.29	106.29	106.29	106.29
壁厚 (mm)		1900	1900	1900	1900
配筋	縦筋配筋	6-D38@200	6-D38@200	6-D38@200	6-D38@200
	縦筋設計鉄筋比 P_g (%)	1.800	1.800	1.800	1.800
	横筋配筋	6-D38@200	6-D38@200	6-D38@200	6-D38@200
	横筋設計鉄筋比 P_g (%)	1.800	1.800	1.800	1.800
せん断 に対する 検討	せん断力 Q ($\times 10^3$ kN)	140.50	138.71	138.69	140.30
	せん断力応力度 τ (N/mm ²)	2.03	2.01	2.01	2.03
	必要鉄筋比 P_Q (%)	0.521	0.514	0.514	0.520
曲げモーメント に対する 検討	曲げモーメント M ($\times 10^4$ kN·m)	192.50	194.37	190.68	196.10
	軸力 N ($\times 10^3$ kN)	41.49	39.92	39.66	41.08
	鉛直震度*	0.380	0.380	0.380	0.380
	必要鉄筋比 P_M (%)	0.368	0.375	0.367	0.377
土圧荷重 に対する 検討	曲げモーメント M_{SO} (kN·m)	205	205	205	205
	必要鉄筋比 P_{SO} (%)	0.042	0.042	0.042	0.042
$(P_Q + P_M + P_{SO}) / P_g$		0.52	0.52	0.52	0.53
判定		可	可	可	可

注記* : 鉛直震度には長期荷重時の重量は含まない。

表 6-4(3) 評価結果 (基準地震動 S_s) (3/4)

O. P. (m)		O. P. 62. 20~O. P. 69. 40			
壁位置 (通り)		A	E	1	5
壁記号		TW140	TW140	TW140	TW140
断面積 (m ²)		73. 95	72. 83	75. 77	71. 01
壁厚 (mm)		1400	1400	1400	1400
配筋	縦筋配筋	5-D38@200	5-D38@200	5-D38@200	5-D38@200
	縦筋設計鉄筋比 P_g (%)	2. 036	2. 036	2. 036	2. 036
	横筋配筋	5-D38@200	5-D38@200	5-D38@200	5-D38@200
	横筋設計鉄筋比 P_g (%)	2. 036	2. 036	2. 036	2. 036
せん断 に対する 検討	せん断力 Q ($\times 10^3$ kN)	96. 06	101. 16	96. 36	98. 27
	せん断力応力度 τ (N/mm ²)	2. 07	1. 99	2. 00	2. 05
	必要鉄筋比 P_Q (%)	0. 532	0. 509	0. 513	0. 525
曲げモーメント に対する 検討	曲げモーメント M ($\times 10^4$ kN·m)	116. 02	115. 80	111. 78	117. 73
	軸力 N ($\times 10^3$ kN)	22. 62	21. 48	21. 54	22. 22
	鉛直震度*	0. 50	0. 50	0. 50	0. 50
	必要鉄筋比 P_M (%)	0. 351	0. 368	0. 332	0. 390
$(P_Q+P_M)/P_g$		0. 44	0. 44	0. 42	0. 45
判定		可	可	可	可

注記* : 鉛直震度には長期荷重時の重量は含まない。

表 6-4(4) 評価結果 (基準地震動 S_s) (4/4)

O. P. (m)		O. P. 69.40~O. P. 75.90			
壁位置 (通り)		A	E	1	5
壁記号		TW50	TW50	TW50	TW50
断面積 (m ²)		28.20	28.20	28.20	28.20
壁厚 (mm)		500	500	500	500
配筋	縦筋配筋	2-D35@200	2-D35@200	2-D35@200	2-D35@200
	縦筋設計鉄筋比 P_g (%)	1.914	1.914	1.914	1.914
	横筋配筋	2-D35@200	2-D35@200	2-D35@200	2-D35@200
	横筋設計鉄筋比 P_g (%)	1.914	1.914	1.914	1.914
せん断 に対する 検討	せん断力 Q ($\times 10^3$ kN)	38.77	35.99	36.05	38.49
	せん断力応力度 τ (N/mm ²)	2.13	1.98	1.98	2.11
	必要鉄筋比 P_Q (%)	0.546	0.507	0.508	0.542
曲げモーメント に対する 検討	曲げモーメント M ($\times 10^4$ kN·m)	34.31	29.67	29.50	35.07
	軸力 N ($\times 10^3$ kN)	8.21	6.18	6.28	8.02
	鉛直震度*	0.57	0.57	0.57	0.57
	必要鉄筋比 P_M (%)	0.266	0.233	0.231	0.273
$(P_Q + P_M) / P_g$		0.43	0.39	0.39	0.43
判定		可	可	可	可

注記* : 鉛直震度には長期荷重時の重量は含まない。

表 6-5 土圧荷重に対する面外せん断の評価結果 (基準地震動 S_s)

階	B2	B1
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)	2200×1000	1900×1000
有効せい d (mm)	1870	1615
発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1804	1397
発生せん断力 Q (kN/m)	2076	1416
せん断スパン比による割増係数 α	2.00	2.00
許容限界 Q_A (kN/m)	3861	3335
検定値 Q/Q_A	0.54	0.43
判定	可	可

別紙 1 ケーブルピット部壁の耐震性についての計算書

目 次

1. 概要	別紙 1- 1
2. 基本方針	別紙 1- 2
2.1 位置	別紙 1- 2
2.2 構造概要	別紙 1- 3
2.3 評価方針	別紙 1- 6
2.4 適用規格・基準等	別紙 1- 8
3. 応力解析による評価方法	別紙 1- 9
3.1 評価対象部位及び評価方針	別紙 1- 9
3.2 荷重及び荷重の組合せ	別紙 1-10
3.3 許容限界	別紙 1-13
3.4 解析モデル及び諸元	別紙 1-15
3.5 評価方法	別紙 1-16
4. 応力解析による評価結果	別紙 1-18

1. 概要

本資料は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、緊急時対策建屋の一部を構成するケーブルピット部躯体の地震時の構造強度及び機能維持の確認について説明するものであり、その評価は、応力解析による評価に基づき行う。

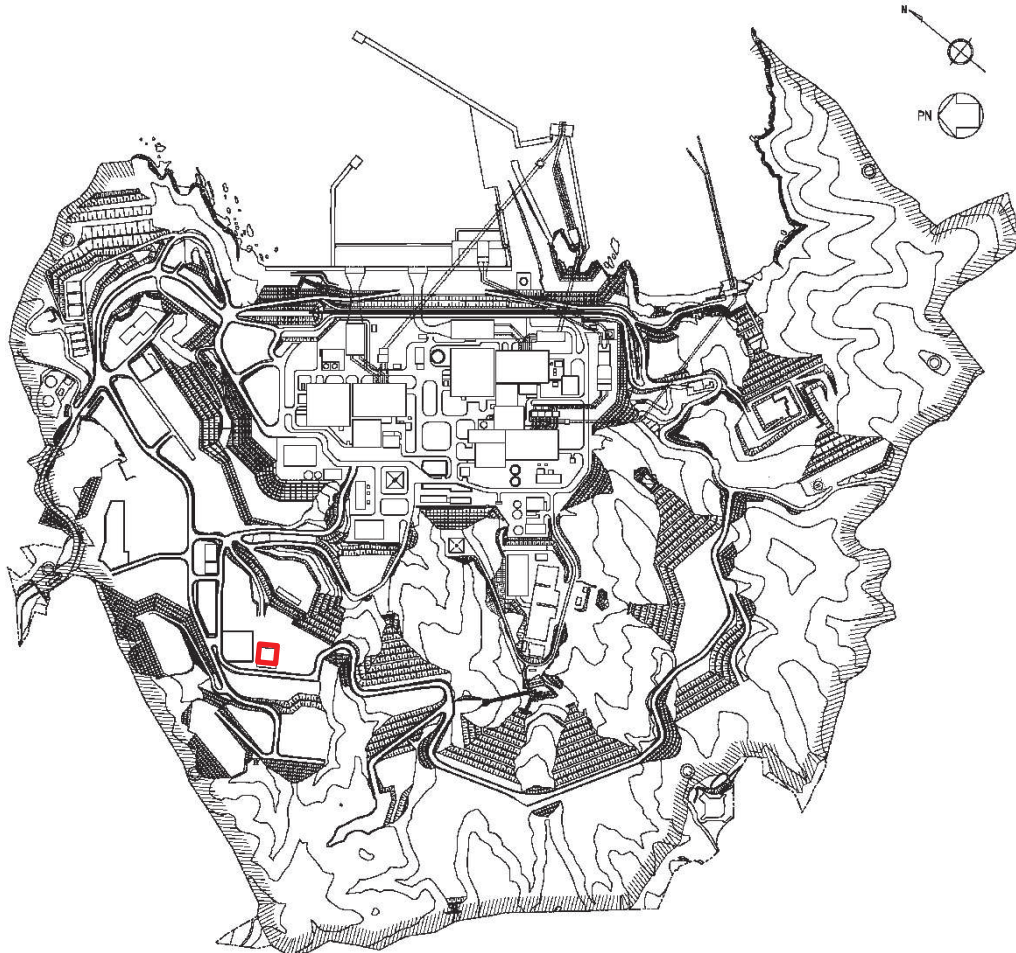
緊急時対策建屋は、設計基準対象施設においては「Cクラスの施設の間接支持構造物」に、重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。また、緊急時対策建屋を構成する壁及びスラブの一部は緊急時対策所遮蔽に該当し、その緊急時対策所遮蔽は、重大事故等対処施設において「常設重大事故緩和設備」に分類される。

以下、「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」としての分類に応じた耐震評価を示す。

2. 基本方針

2.1 位置

緊急時対策建屋の設置位置を図2-1に示す。



□ 緊急時対策建屋

図 2-1 緊急時対策建屋の設置位置

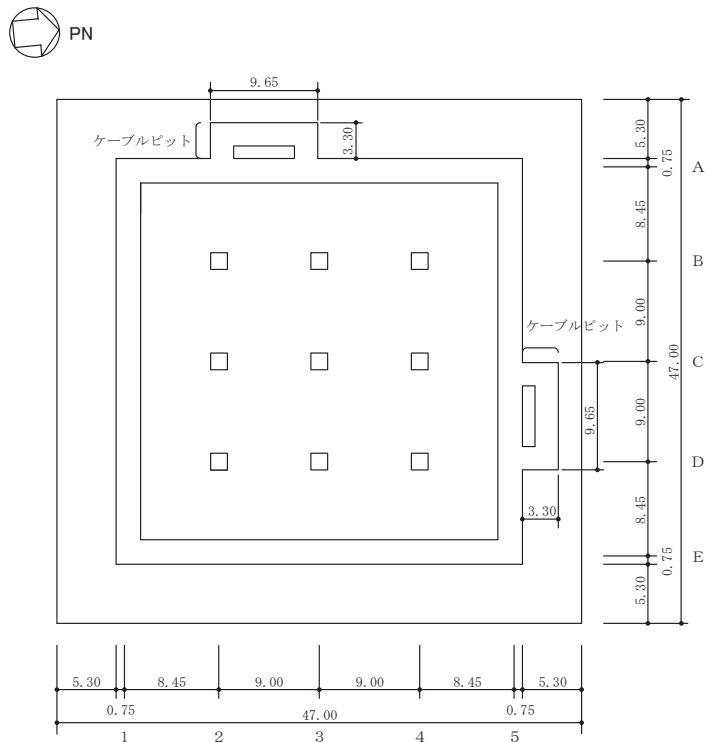
2.2 構造概要

緊急時対策建屋のケーブルピットは、建屋の北面及び西面の地下部に位置し、基礎
上端からの高さは 10.5m であり、平面は 3.3m×9.65m*の長方形である。構造は鉄筋コ
ンクリート造である。

ケーブルピット部壁は、基礎版から頂部床面まで連続しており、地下 2 階の壁厚は
2.0m、地下 1 階の壁厚は 1.5m である。緊急時対策建屋の主たる耐震要素は、建屋外壁
の耐震壁で、地震時の水平力はすべてこれらの耐震壁で負担するため、ケーブルピッ
ト部壁は、地震時の面外慣性力及び土圧のみ負担する。

ケーブルピットの概略平面図及び概略断面図を図 2-2 及び図 2-3 に示す。

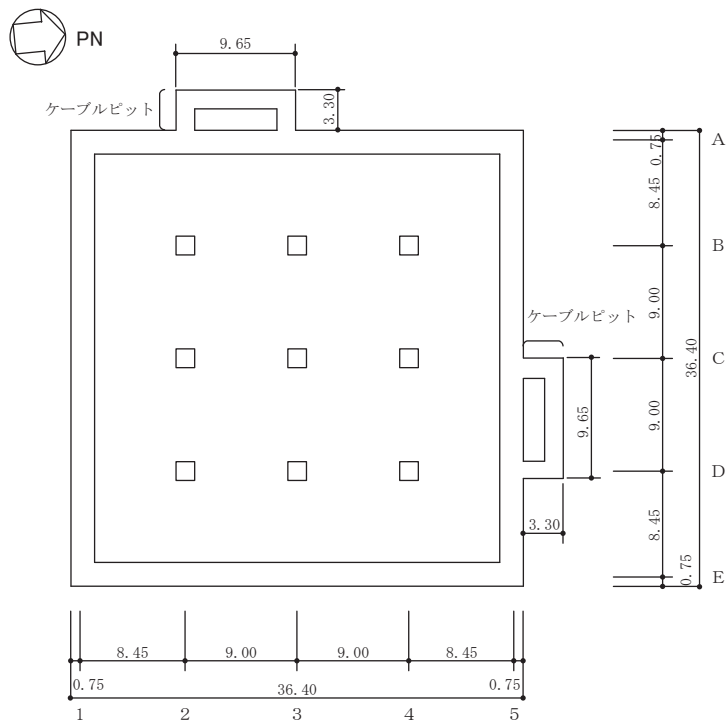
注記*：寸法は壁外面押えとする。



(単位 : m)

図 2-2(1) 緊急時対策建屋の概略平面図 (O.P. * 51.5m)

注記* : O.P. は女川原子力発電所工事用基準面であり, 東京湾平均海面(T.P.)
-0.74m である。



(単位 : m)

図 2-2(2) 緊急時対策建屋の概略平面図 (O.P. 57.3m)

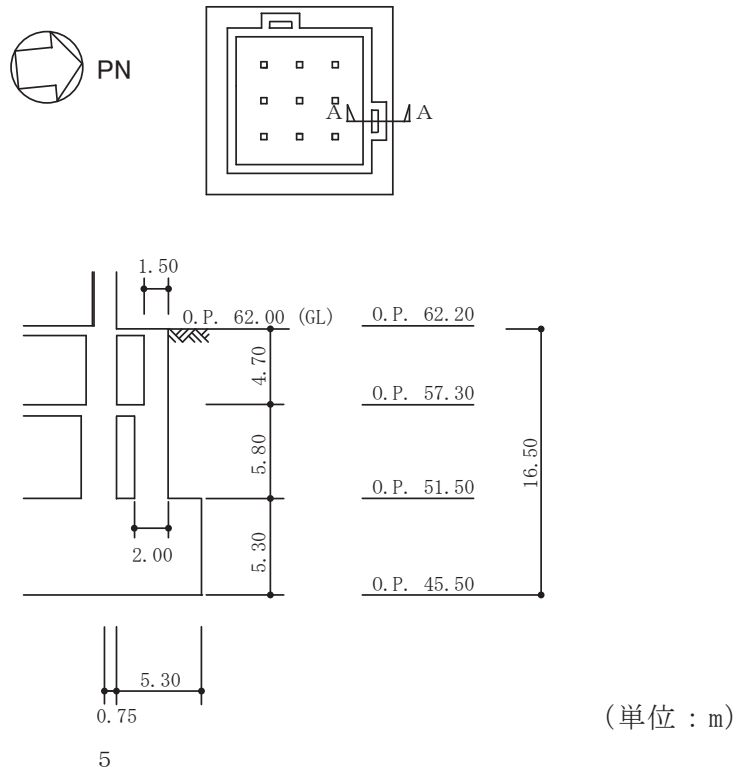


図 2-3(1) 緊急時対策建屋の概略断面図 (A-A 断面, NS 方向)

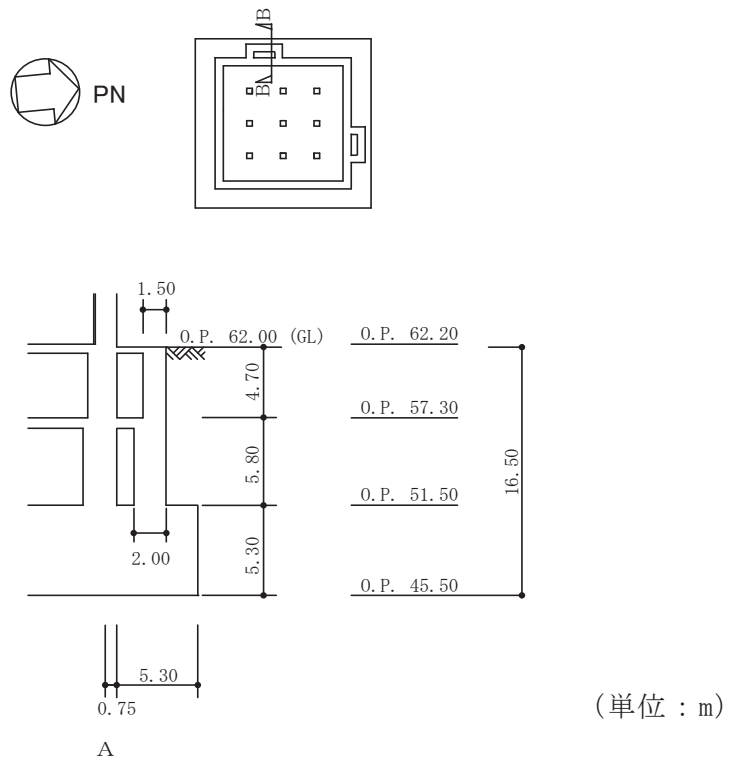


図 2-3(2) 緊急時対策建屋の概略断面図 (B-B 断面, EW 方向)

2.3 評価方針

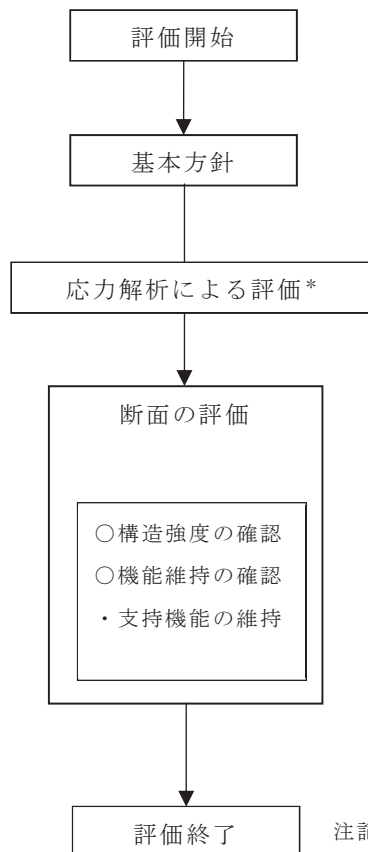
緊急時対策建屋は，設計基準対象施設においては「Cクラスの施設の間接支持構造物」に，重大事故等対処施設においては「常設耐震重要重大事故防止設備及び常設重大事故緩和設備の間接支持構造物」に分類される。

ケーブルピットの評価においては，基準地震動 S_s による地震力に対する評価（以下「 S_s 地震時に対する評価」という。）の評価を行うこととし，評価は添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえたものとする。ケーブルピットの評価は，添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき，応力解析による評価においてはケーブルピットの断面の評価を行うことで，ケーブルピットの地震時の構造強度及び機能維持の確認を行う。評価にあたっては材料物性の不確かさを考慮する。表2-1に材料物性の不確かさを考慮する解析ケースを示す。

ケーブルピットの評価フローを図2-4に示す。

表 2-1 材料物性の不確かさを考慮する地震応答解析ケース

ケース名	建屋減衰	コンクリート剛性		地盤のせん断波速度
		初期剛性	終局耐力	
ケース 1 (基本ケース)	5%	設計基準強度に基づき JEAG 式で評価		平均値
ケース 2	同上	同上		+ σ 相当
ケース 3	同上	同上		- σ 相当
ケース 4 (水平のみ)	同上	基本ケースの 0.8 倍	設計基準強度に基づき JEAG 式で評価	平均値
ケース 5 (水平のみ)	同上	同上	同上	+ σ 相当
ケース 6 (水平のみ)	同上	同上	同上	- σ 相当



注記* : 添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」の結果を踏まえた評価を行う。

図 2-4 ケーブルピットの評価フロー

2.4 適用規格・基準等

ケーブルピットの評価において、適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・ 建築基準法（昭和 25 年 5 月 24 日法律第 201 号）
- ・ 建築基準法施行令（昭和 25 年 11 月 16 日政令第 338 号）
- ・ 日本建築学会 1999 年 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説-許容応力度設計法-
- ・ 日本建築学会 2005 年 原子力施設鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下「RC-N規準」という。）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針 重要度分類・許容応力編（J E A G 4 6 0 1・補-1984）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1987）
- ・ 原子力発電所耐震設計技術指針（J E A G 4 6 0 1-1991 追補版）（以下「J E A G 4 6 0 1-1991 追補版」という。）

3. 応力解析による評価方法

3.1 評価対象部位及び評価方針

ケーブルピットの応力解析による評価対象部位は、ケーブルピット部壁とし、 S_s 地震時に対して以下の方針に基づき評価を行う。

S_s 地震時に対する評価は、弾性応力解析によることとし、地震力と地震力以外の荷重の組合せ結果、発生する応力が「RC-N規準」に基づき設定した許容限界を超えないことを確認する。

弾性応力解析にあたっては、添付書類「VI-2-2-23 緊急時対策建屋の地震応答計算書」より得られた結果を用いて、荷重の組合せを行う。また、断面の評価については、材料物性の不確かさを考慮した断面力に対して行うこととする。応力解析による評価フローを図3-1に示す。

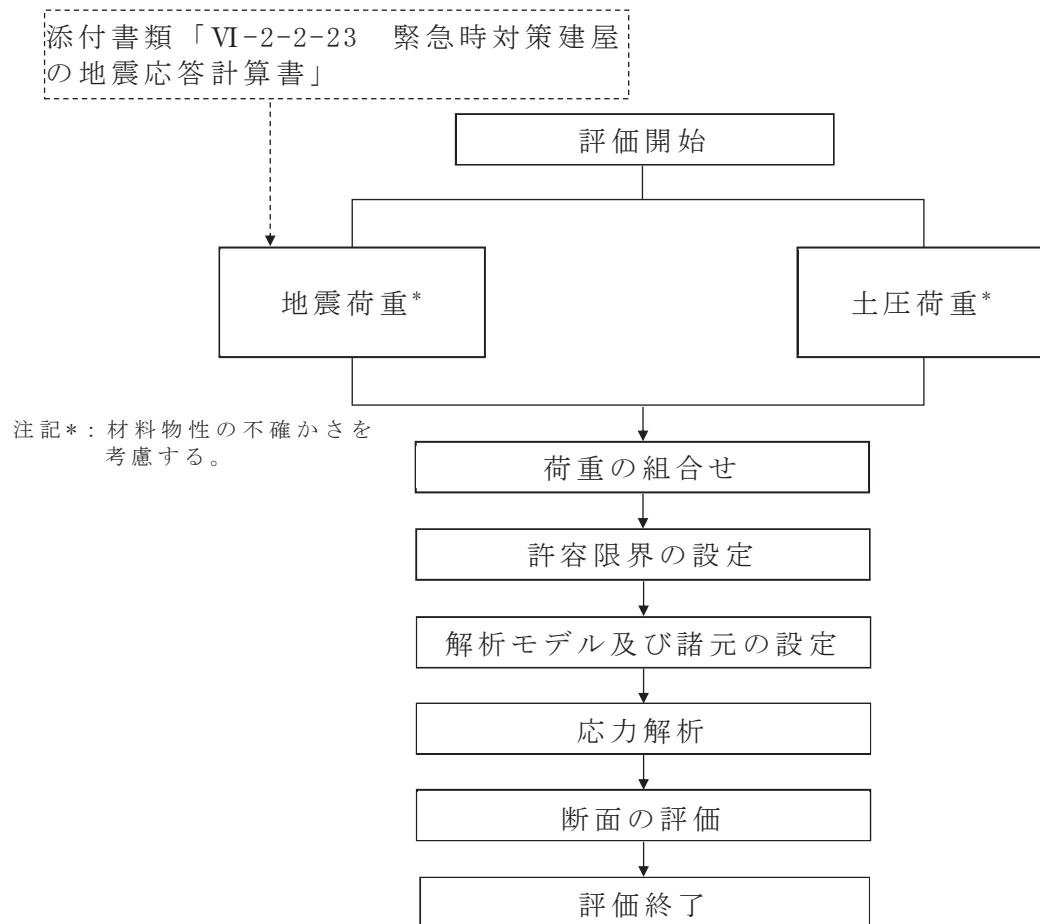


図 3-1 応力解析による評価フロー

3.2 荷重及び荷重の組合せ

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

3.2.1 荷重

(1) 水平地震荷重

水平地震荷重は、基準地震動 S_s による地震応答解析結果より設定する。なお、水平地震荷重は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を包絡したものとする。

基準地震動 S_s による地震応答解析結果の加速度から水平震度及び面外慣性力を算定し、水平地震荷重とする。

表 3-1 に応力解析で考慮した基準地震動 S_s 時の水平地震荷重を示す。

表 3-1(1) 水平地震時荷重 (加速度・水平震度)

O. P. (m)	方向	最大値 (cm/s^2)	水平震度	包絡値
62.2	NS	1368	1.395	1.395
	EW	1366	1.393	
57.3	NS	984	1.003	1.003
	EW	982	1.001	

表 3-1(2) 水平地震時荷重 (面外慣性力)

O. P. (m)	壁厚 (m)	水平震度 (包絡値)	面外慣性力* (kN/m)
62.0 ~57.3	1.5	1.395	50.2
57.3~ 51.5	2.0	1.003	48.1

注記* : 鉄筋コンクリートの単位体積重量は 24kN/m^3 とする。

(2) 地震時土圧荷重

地震時土圧荷重は、常時土圧に地震時増分土圧を加えて算出する。地震時増分土圧は材料物性の不確かさを考慮した地震応答解析結果を基にして「J E A G 4 6 0 1 -1991 追補版」の地震時増分土圧式から加力側増分土圧及び支持側増分土圧を包絡したものとする。図 3-2 に地震時土圧を示す。

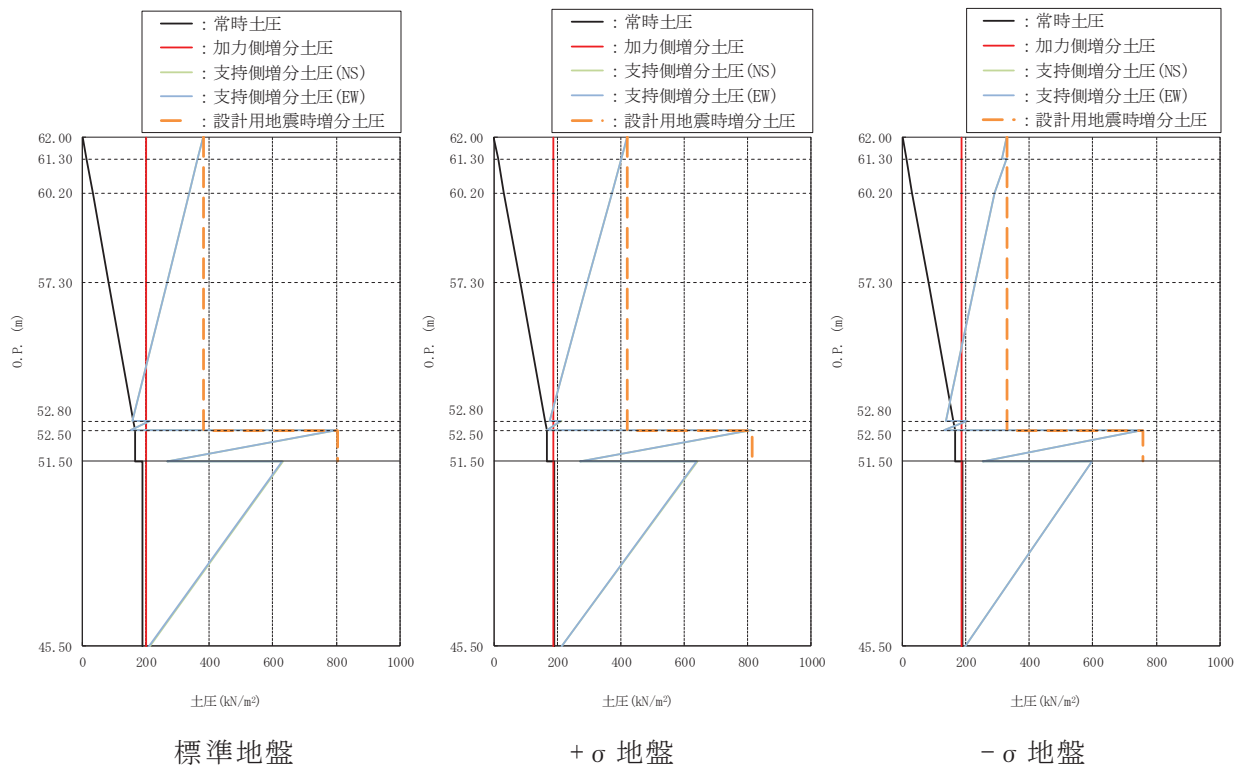


図 3-2 常時土圧及び地震時土圧

3.2.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3-2 に示す。

表 3-2 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
S s 地震時	S s

S s : 地震荷重 (地震時土圧荷重を含む)

3.3 許容限界

応力解析による評価におけるケーブルピット部壁の許容限界は、添付書類「VI-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、表 3-3 のとおり設定する。

また、コンクリート、鉄筋の許容応力度を表 3-4 及び表 3-5 に示す。

表 3-3 応力解析による評価における許容限界
(重大事故等対処施設としての評価)

要求機能	機能設計上の性能目標	地震力	部位	機能維持のための考え方	許容限界
—	構造強度を有すること	基準地震動 S _s	ケーブルピット部壁	部材に生じる応力が構造強度を確保するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度 ^{*1}
支持機能 ^{*2}	機器・配管系等の設備を支持する機能を損なわないこと	基準地震動 S _s	ケーブルピット部壁	部材に生じる応力が支持機能を維持するための許容限界を超えないことを確認	「RC-N規準」に基づく短期許容応力度 ^{*1}

注記*1：許容限界は終局耐力に対し妥当な安全余裕を有したものとして設定することとし、さらなる安全余裕を考慮して短期許容応力度とする。

*2：「支持機能」の確認には、「内包する設備に対する波及的影響の確認」が含まれる。

表 3-4 コンクリートの許容応力度

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	短期	
	圧縮 (N/mm^2)	せん断 (N/mm^2)
30	20	1.18

表 3-5 鉄筋の許容応力度

種別	短期	
	引張及び圧縮 (N/mm^2)	せん断補強 (N/mm^2)
SD390	390	390

3.4 解析モデル及び諸元

3.4.1 モデル化の基本方針

応力解析は、連続はりモデルを用いた弾性応力解析とする。解析には、解析コード「KANSAS」を用いる。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

ケーブルピット部壁については、O.P. 51.5m～O.P. 62.0m をモデル化する。壁を単位幅で切り出し、線材でモデル化する。境界条件は、基礎版と接続する脚部を固定、地下 1 階及び頂部の床スラブ上端をピン固定とする。ケーブルピット部壁のモデル図を図 3-3 に示す。

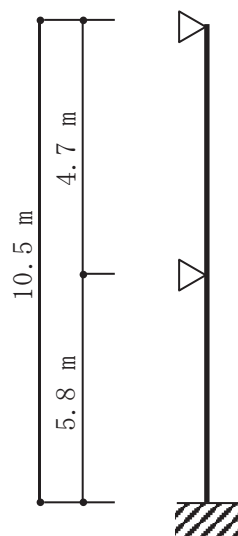


図 3-3 ケーブルピット部壁の解析モデル図

3.4.2 解析諸元

使用材料の物性値を表 3-6 に示す。

表 3-6 コンクリートの物性値

設計基準強度 F_c (N/mm^2)	ヤング係数 E (N/mm^2)	ポアソン比 ν
30.0	2.44×10^4	0.2

3.5 評価方法

3.5.1 応力解析方法

ケーブルピット部壁について、S s地震時に対して連続はりモデルを用いた弾性応力解析を実施する。

荷重の入力方法を以下に示す。

(1) 地震荷重

地震荷重は、「3.2.1 荷重」で示した面外慣性力を分布荷重として入力する。

(2) 地震時土圧荷重

地震時土圧荷重は、「3.2.1 荷重」で示した荷重を面外慣性力と同一方向に分布荷重として入力する。

応力解析により算出した曲げモーメント及びせん断力を表 3-7 に示す。

表 3-7 応力解析により算出した曲げモーメント及びせん断力

部位	壁厚 (m)	曲げ モーメント (kN・m/m)	せん断力 (kN/m)
地下 1 階壁	1.5	1493.2	1553.0
地下 2 階壁	2.0	1958.8	2225.0

3.5.2 断面の評価方法

(1) 曲げモーメントに対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる曲げモーメントが、短期許容曲げモーメントを超えないことを確認する。

$$M_A = a_t \cdot f_t \cdot j$$

ここで、

M_A : 短期許容曲げモーメント (N・mm)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)

f_t : 引張鉄筋の短期許容引張応力度 (N/mm²)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

(2) 面外せん断力に対する断面の評価方法

断面の評価は、「RC-N規準」に基づき、評価対象部位に生じる面外せん断力が、次式をもとに計算した許容面外せん断力を超えないことを確認する。なお、ケーブルピット部壁については軸力を付加しない。

$$Q_A = b \cdot j \cdot \alpha \cdot f_s$$

ここで、

Q_A : 許容面外せん断力 (N)

b : 断面の幅 (mm)

j : 断面の応力中心間距離で、断面の有効せいの 7/8 倍の値 (mm)

α : 許容せん断力の割り増し係数

(2 を超える場合は 2, 1 未満の場合は 1 とする。)

$$\alpha = \frac{4}{M / (Q \cdot d) + 1}$$

M : 曲げモーメント (N・mm)

Q : せん断力 (N)

d : 断面の有効せい (mm)

f_s : コンクリートの短期許容せん断応力度 (N/mm²)

4. 応力解析による評価結果

屋上外壁の配筋一覧を表 4-1 に示す。また、「3.5.2 断面評価方法」に基づいた断面の評価結果を表 4-2 に示す。

S s 地震時において、発生値が許容値を超えないことを確認した。

表 4-1 ケーブルピット部壁の配筋一覧

部材	配筋	断面積 (mm ² /m)
地下 1 階壁	1-D38@200	5700
地下 2 階壁	2-D38@200	11400

表 4-2 評価結果

部位		地下 1 階	地下 2 階
厚さ t (mm) × 幅 b (mm)		1500×1000	2000×1000
有効せい d* (mm)		1275	1700
配筋	壁筋	1-D38@200 (5700mm ² /m)	2-D38@200 (11400mm ² /m)
曲げモーメント	発生曲げモーメント M (kN・m/m)	1493.2	1958.8
	許容限界 M _A (kN・m/m)	2480.0	6613.4
	検定値 M/M _A	0.603	0.297
面外せん断力	発生せん断力 Q (kN/m)	1553.0	2225.0
	せん断スパン比による割増し係数 α	2.00	2.00
	許容限界 Q _A (kN/m)	2632.9	3510.5
	検定値 Q/Q _A	0.590	0.634
判定		可	可

注記*：有効せいは、厚さの0.85倍とする。