

地下構造物の耐震設計手法の整理

(技 術 報 告)

2002 年 3 月

核燃料サイクル開発機構
東 海 事 業 所

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせ
ください。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184,
Japan

© 核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute)
2002

地下構造物の耐震設計手法の整理

(技術報告)

棚井 憲治¹⁾, 堀田 政國²⁾, 出羽 克之²⁾, 郷家 光男²⁾

要 旨

地下構造物は、地上構造物に比較して耐震性が高く、耐震性を検討した事例は少なかったが、兵庫県南部地震で開削トンネルが被災したため、地中構造物の耐震設計法に関する研究が精力的に実施され多くの知見が得られてきている。しかし、ほとんどの研究は比較的浅い沖積地盤における地中構造物の地震時挙動を対象としたものであり、深部岩盤構造物の地震時挙動についての検討はあまり実施されていないのが実情であるため、深部岩盤構造物の明確な耐震性評価手法が確立しているとは言い難い。

一方、高レベル放射性廃棄物の地層処分場は、地下深部に長大な坑道群が建設されることとなり、また、これらの坑道内にて操業が行われることとなる。さらに、建設開始から操業及び埋め戻しまでを含めた全体的な工程は、おおよそ 60 年程度とされている（核燃料サイクル開発機構，1999）。これらの期間中においては、施設の安全性の観点から、地下構造物としての耐震性についても考慮しておくことが必要である。そこで、地層処分場の耐震設計に関する国の安全基準・指針の策定のための基盤情報の整備の一つとして、既存の地下構造物に関する耐震設計事例、指針ならびに解析手法等の調査・整理を行うとともに、今後の課題を抽出した。また、これらの調査結果から、地下研究施設を一つのケーススタディーとして、地下構造物としての耐震性に関する検討を実施するための研究項目の抽出を行った。

1) 東海事業所 環境保全・研究開発センター 処分研究部 処分バリア性能研究グループ

2) 清水建設株式会社

The arrangement of the seismic design method of the underground facility

Kenji Tanai¹⁾, Masakuni Horita²⁾, Katsuyuki Dewa²⁾, Mitsuo Gouke²⁾

Abstract

Earthquake resistance for the underground structure is higher than the ground structure. Therefore, the case of examining the earthquake resistance of underground structure was little. However, it carries out the research on the aseismic designing method of underground structure, since the tunnel was struck by Hyogo-ken Nanbu Earthquake, and it has obtained a much knowledge. However, an object of the most study was behavior at earthquake of the comparatively shallow underground structure in the alluvial plain board, and it not carry out the examination on behavior at earthquake of underground structure in the deep rock mass. In the meantime, underground disposal facility of the high level radioactive waste constructs in the deep underground, and it carries out the operation in these tunnels. In addition, it has made almost the general process of including from the construction start to the backfilling to be about 60 years (Japan Nuclear Fuel Cycle Development Institute, 1999). During these periods, it is necessary to also consider the earthquake resistance as underground structure from the viewpoint of the safety of facilities. Then, it extracted future problem as one of the improvement of the basis information for the decision of the safety standard and guideline of the country on earthquake-resistant design of the underground disposal facility, while it carried out investigation and arrangement of earthquake-resistant design cases, guidelines and analysis method on existing underground structure, etc.. And, the research item for the earthquake resistance assessment of underground structure as case study of the underground research laboratory.

1) Barrier Performance Group, Waste Isolation Research Division, Waste Management and Fuel Cycle Research Center, Tokai Works

2) SHIMIZU Corporation

目 次

1. はじめに	1
2. 地下岩盤構造物の耐震検討事例調査	1
2.1 耐震検討事例	1
2.2 地下研究施設に対する既存の耐震検討手法の適用性	2
3. 原子力施設における耐震設計概要	14
3.1 耐震設計の基本的な考え方	14
3.2 地震と基準地震動	15
3.3 地質・地盤調査	24
3.4 地盤の安定性評価および土木構造物の耐震設計	27
3.5 建物・構築物の耐震設計	33
4. 地下岩盤構造物の耐震解析法	43
4.1 耐震解析法の分類	43
4.2 地下研究施設に対する耐震解析法の適用性	46
5. 耐震設計に必要な物性値と調査手法	49
5.1 耐震設計に必要な物性値	49
5.2 動的変形特性	50
5.3 動的強度特性	50
5.4 原位置試験	51
5.5 室内試験	51
5.6 調査・試験例	52
6. 地下研究施設の耐震設計の必要性和重要度	77
6.1 地下研究施設における耐震設計の基本的な考え方	77
6.2 地下構造物の部位と重要度	77
6.3 機器・配管系の耐震設計の考え方	79
6.4 立坑やぐらの耐震設計の考え方	85
7. 入力地震動に関する検討	86
7.1 基準地震動の概要	86
7.2 基準地震動	86
7.3 模擬地震波の作成	86
7.4 兵庫県南部地震（神戸地震）以後の強振動評価手法	88

8. 耐震評価手法に関する検討	96
8.1 地下構造物の耐震評価の現状	96
8.2 地下岩盤構造物の耐震評価手法	96
9. 地下研究施設における耐震検討課題	101
9.1 耐震検討（案）	101
9.2 今後の課題	103
10. おわりに	103
参考文献	105

図 目 次

図 3.2-1	考慮すべき地震の評価における検討項目および留意点	16
図 3.2-2	基準地震動策定のフロー	17
図 3.2-3	日本において起こり得る地震の最大規模	19
図 3.2-4	設計用応答スペクトル	21
図 3.2-5	継続時間および振幅包絡線の経時的变化	22
図 3.2-6	模擬地震波作成のフロー	23
図 3.3-1	各調査段階と調査の流れ	26
図 3.4-1	原子炉建屋基礎地盤の安定性検討の流れ	29
図 3.4-2	屋外重要土木構造物の耐震設計手順の一例	32
図 3.5-1	地盤の物性値評価のフローチャート	41
図 4.2-1	動的解析概念図	46
図 4.2-2	応答変位法概念図	48
図 4.2-3	応答震度法概念図	48
図 6.2-1	せん断弾性定数と減衰定数のひずみ依存性	50
図 6.6-1	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験及び設計の流れの例	54
図 6.6-2	原子炉建屋周辺斜面の調査・試験及び設計の流れの例	59
図 6.6-3	屋外重要土木構造物の調査・試験及び設計の流れの例	60
図 6.6-4	調査・試験の段階と地盤のモデル種別	65
図 6.3-1	機器・配管系の耐震設計の基本的手順	80
図 6.3-2	屋内一般機器に対する震度の取り扱い	81
図 6.3-3	B, C クラス配管の簡易設計法および動的解析法による計算手順	82
図 6.3-4	B, C クラス配管の応力評価手順	84
図 7.1-1	考慮すべき地震の評価における検討項目及び留意点	89
図 7.1-2	基準地震動の策定における検討項目及び留意点	90
図 7.1-3	基準地震動策定のフロー	91
図 7.2-1	設計用応答スペクトル	92
図 7.2-2	継続時間及び振幅包絡線の経時的变化	92
図 7.3-1	模擬地震波作成のフロー	93
図 7.3-2	模擬地震波の作成例	94
図 7.2-3	安全性検討用地震動の策定手順	95
図 8.2-1	地下式原子力発電所における耐震性評価手順	97
図 8.2-2	局所安全係数	98
図 8.2-3	すべり安全係数	99
図 8.2-4	局所安全率（地下石油備蓄検討例）	99
図 8.2-5	地震時の緩み領域（地下式原子力発電所検討例）	100
図 8.2-6	限界ひずみと一軸圧縮強度の関係	101

目 次

表 2.1-1	類似構造物の耐震検討事例	1
表 2.1-2	耐震検討事例総括表	3
表 2.1-3	資料番号①[石油地下備蓄岩盤空洞の地震時安定解析例]	4
表 2.1-4	資料番号②[地下式原子力発電所岩盤空洞の地震時安定解析例]	6
表 2.1-5	資料番号③[地下揚水発電所の設計用入力地震動]	8
表 2.1-6	資料番号④[東京湾横断道路換気立坑の地震時安定解析例]	10
表 2.1-7	資料番号⑤[大深度地下構造物の耐震解析例]	12
表 3.1-1	耐震重要度分類の定義	14
表 3.2-1	平均変位速度による活断層の活動度の分類	18
表 3.2-2	設計用応答スペクトル (減衰定数 5%)	20
表 3.4-1	解析手法と物性値との組合せ	28
表 3.4-2	土木構造物の耐震設計の基準・指針	33
表 3.5-1	耐震重度分類の定義とクラス別施設 (A _s クラス)	36
表 3.5-2	耐震重度分類の定義とクラス別施設 (A クラス)	37
表 3.5-3	耐震重度分類の定義とクラス別施設 (B クラス, その 1)	38
表 3.5-5	原子力発電所建屋において考慮すべき地震力	39
表 3.5-6	動的相互作用解析モデルの特徴	42
表 4.1-1	耐震解析法の分類	45
表 4.2-1	地下研究施設の耐震解析法とその適用性	47
表 5.1-1	耐震解析用モデル地盤の物性値例	49
表 5.4-1	動的性質を調べるための物理探査法	51
表 5.5-1	各種室内試験のひずみレベル比較	52
表 5.5-2	各種試験装置の供試体の応力状態	52
表 5.6-1	軟質岩盤分類基準案	55
表 5.6-2	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (1)	56
表 5.6-3	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (2)	57
表 5.6-4	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (3)	58
表 5.6-5	安定性評価法, 各評価法に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合せの例 (基礎地盤及び斜面 (岩盤))	61
表 5.6-6	安定性評価法, 各評価法に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合せの例 (基礎地盤及び斜面 (断層破碎帯や土質材料))	62
表 5.6-7	安定性評価法, 各評価法に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合せの例 (屋外重要土木構造物地盤)	63
表 5.6-8	岩盤の種類と試験条件 (原子炉建屋基礎地盤)	64
表 5.6-9	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (硬岩均質地盤の場合)	66
表 5.6-10	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (軟岩均質地盤の場合)	68
表 5.6-11	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例 (節理地盤の場合)	72

表 5.6-12	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（層状地盤の例）	74
表 5.6-13	原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（断層破碎帯等の弱層を含む地盤の場合）	76
表 6.2-1	地下研究施設の部位と要求される機能	79
表 6.3-1	耐震 B クラスにおける容器，管，ポンプの許容応力	81

1. はじめに

地中構造物は、地上構造物に比較して耐震性が高く、耐震性を検討した事例は少なかったが、兵庫県南部地震で開削トンネルが被災したため、地中構造物の耐震設計法に関する研究が精力的に実施され多くの知見が得られてきている。しかし、ほとんどの研究は比較的浅い沖積地盤における地中構造物の地震時挙動を対象としたものであり、深部岩盤構造物の地震時挙動についての検討はあまり実施されていないのが実情であるため、深部岩盤構造物の明確な耐震性評価手法が確立しているとは言い難い。

一方、高レベル放射性廃棄物の地層処分場は、地下深部に長大な坑道群が建設されることとなり、また、これらの坑道内にて操業が行われることとなる。さらに、建設開始から操業及び埋め戻しまでを含めた全体的な工程は、おおよそ 60 年程度とされている（核燃料サイクル開発機構、1999）。これらの期間中においては、施設の安全性の観点から、地下構造物としての耐震性についても考慮しておくことが必要である。そこで、地層処分場の耐震設計に関する国の安全基準・指針の策定のための基盤情報の整備の一つとして、既存の地下構造物に関する耐震設計事例、指針ならびに解析手法等の調査・整理を行うとともに、今後の課題を抽出した。

また、これらの調査結果から、地下研究施設を一つのケーススタディーとして、地下構造物としての耐震性に関する検討を実施するための研究項目の抽出を行った。

2. 地下岩盤構造物の耐震検討事例調査

2.1 耐震検討事例

大深度立坑・岩盤空洞をキーワードとして表 2.1-1 に示す類似構造物の耐震検討事例を収集・整理した。また、表 2.1-2 に耐震検討事例総括表を、表 2.1-3～表 2.1-7 に耐震検討事例の概要をそれぞれ示す。

表 2.1-1 類似構造物の耐震検討事例

資料番号	対象施設	検討目的
①	石油地下備蓄空洞	地震時の岩盤緩み領域の推定
②	地下式原子力発電所空洞	地下岩盤空洞の地震時安定性の検討
③	地下発電所空洞	地下地震動スペクトル作成手法の検討
④	東京湾横断道路川崎人工島	深部立坑の地震時安定性の検討
⑤	大深度シールド発進立坑	応答変位法と動的 F E M 解析との比較検討

[資料①～③] の対象は岩盤空洞である。いずれも解析モデルは二次元 F E M モデルである。

[資料①] では八戸波、エルセントロ波（水平最大加速度：150gal、鉛直最大加速度：100gal）を入力地震動とする動的解析と応答変位法を、[資料②] では模擬地震動（水平最大加速度：407gal、鉛直最大加速度：204gal）を入力地震動とする動的解析を、[資料③] では原子力発電所の設計に用いる標準地震動（水平最大加速度：230gal～410gal）を入力地震動とする動的解析により検討を行っている。[資料①②] は岩盤空洞の地震時安定性評価を、[資料③] では岩盤空洞の安定性検討に用いる設計地震動の評価を目的としている。[資料①②] では空洞周辺岩盤の破壊接近度（局所安全率）が所定の値以下になった範囲を緩み領域と判定し、緩み領域の範囲を基にして空洞の耐震

性を評価している。

[資料④⑤]の対象は大深度立坑である。いずれも立坑を三次元または軸対象FEMでモデル化している。[資料④]では設計水平震度を0.24とする震度法（地震時土圧を静的に作用させる）と設計応答スペクトルに基づく動的解析法を、[資料⑤]では応答変位法（立坑と周辺岩盤の相互作用をバネで評価し、相互作用バネの一端より地盤変位を入力する）と動的解析法を用いて検討を行っている。立坑の耐震性は、地震時に覆工に生じる応力度を許容応力度または地震時保有耐力と比較することにより評価している。

2.2 地下研究施設に対する既存の耐震検討手法の適用性

大深度岩盤空洞の耐震性検討は、地震時に空洞周辺の岩盤に生じるひずみ・応力分布を算定することに帰着するため、構造物と周辺地盤との相互作用をバネで評価する相互作用バネを用いた応答変位法を適用することができない。したがって、地下研究施設の耐震解析モデルとしては、二次元または三次元のFEM系モデルが適している。

動的解析に比較して簡易で結果が理解しやすい応答変位法は、空洞形状・支保仕様等のパラメータスタディー段階では有効な手法であるが、地盤が成層構造とみなせない場合には適用が困難である。最終的には動的解析による照査が必要であると考えられる。空洞耐震性を周辺岩盤の破壊安全率や緩み領域範囲で評価する方法は最も一般的であるが、地下研究施設に比較して浅い深度の既存事例の許容値や許容範囲を適用するのが合理的であるかどうかは検討する必要がある。また、亀裂の多い場合には応力評価ではなくひずみ評価の方が適切となる場合も考えられる。

立坑については、坑口および浅い部分は覆工に期待し、深い部分は周辺岩盤に期待して耐震性を確保することになる。前者に対しては応答変位法（相互作用バネ系）を適用することが可能であるが、後者に対しては軸対称または三次元のFEM系モデルによる検討が必要となる。また、前者に対しては覆工の応力度による耐震性照査が可能であり既存手法を適用しうるが、後者に対しては岩盤空洞と同様に周辺岩盤の破壊安全率や緩み領域等の応力評価か、またはひずみ評価により耐震性を判定することになる。

解放基盤面で規定した設計地震動を重複反射理論を用いて解析用基盤面に戻した波形を入力地震動とする場合が多いが、大深度地下構造物では解析用基盤面の位置、そこでの境界条件の設定をどのようにするか、解析用基盤面に戻した波形が実地震の周波数特性・振幅特性を適切に評価しているかなどが課題であり、既存事例だけでは不十分であるものと考えられる。

表 2.1-2 耐震検討事例総括表

No.	①	②	③	④	⑤
対象施設	石油地下備蓄	地下式原子力発電所	地下発電所	東京湾横断道路川崎人工島	大深度地下構造物
対象構造物	岩盤空洞	岩盤空洞	岩盤空洞	大深度立坑 (換気立坑)	大深度立坑 (シールド発達立坑)
目的	地震時の岩盤緩み域の推定	地下岩盤空洞の地震時安定性の検討	地下地震動スペクトル作成手法の検討	深部立坑の地震時安定性の検討	応答変位法と動的 FEM 解析との比較検討
解析手法	応答変位法 動的解析 (時刻歴)	動的解析 (時刻歴)	動的解析 (時刻歴)	震度法 ($k_h=0.24$) 動的解析 (応答スペクトル法)	応答変位法 動的解析 (時刻歴)
解析モデル	二次元 FEM モデル	二次元 FEM モデル	二次元 FEM モデル	三次元シェルモデル	三次元シェルモデル
入力地震動	八戸波、エルトロ波 最大加速度: 150gal (水平) 100gal (鉛直)	模擬地震動 最大加速度: 407gal (水平) 204gal (鉛直)	標準地震動 最大加速度: 230~410gal (水平)	模擬地震動 (設計応答スペクトル)	不 明
照査方法	岩盤の破壊接近度	岩盤の破壊接近度	---	許容応力度法 限界状態設計法	---
検討結果	地中での地震波の増幅はわずかであり、ロックボルトを緩み域に打設することにより空洞耐震性は確保される。	地震時緩み域は空洞天端付近のわずかであり、地下式は全般的に応答値が小さく、耐震性の観点から有利である。	地下での低減スペクトルは、地震動の周波数特性に依存せず、地盤特性に支配される。実施例との比較では、ほぼ同様な傾向が示された。	適切な地震時荷重、境界条件を設定することにより、応答変位法の結果は、動的 FEM 解析とほぼ同等な結果が得られる。	

表 2.1-3 資料番号① [石油地下備蓄岩盤空洞の地震時安定解析例] (その1)

対 象 施 設	石油地下備蓄
対 象 構 造 物	岩盤空洞
解 析 手 法	応答変位法, 動的解析
解 析 モ デ ル	二次元FEMモデル
出 典	石油公団 (1986)

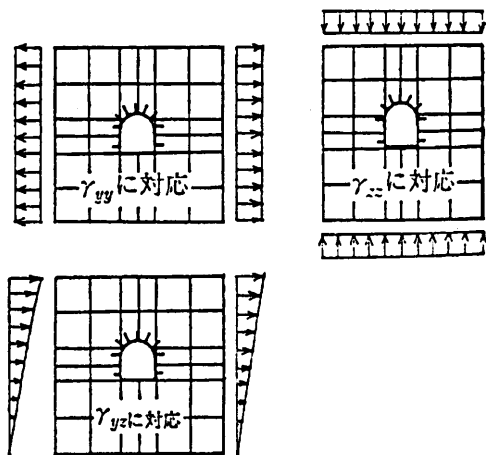
応答変位法と動的解析法を用いて実施された石油地下備蓄空洞の地震時安定性の解析例を示す。解析モデルとしてはいずれの方法においても二次元FEMモデルが用いられている。

(1) 応答変位法

○岩盤地下空洞は岩盤そのものが構造体であり, その岩盤が地震動の媒体でもあることが一般の構造物と異なっている。これらの特徴を考慮し地震時の岩盤ひずみに着目した手法が提案されている。本手法は応答変位法の一つとして分類される。

○まず, 重複反射理論に基づいて岩盤ひずみを算定する。空洞周辺を有限要素に分割し, 解析領域の境界から岩盤ひずみに相当する変位を強制変位として入力し支保工, 周辺岩盤の応力・ひずみ分布を算定する方法である。

○八戸波, エルセントロ波 (水平最大加速度: 150gal, 上下最大加速度: 100gal に振幅調整) を入力地震波として算定した岩盤ひずみの最大値に基づいて本解析法を適用し, 緩み領域を推定し, ロックボルト長を決定している。



岩盤ひずみと等価な変位入力の概

① 検討対象断面およびひずみ成分の決定

二次元検討…3 成分
三次元検討…6 成分

③

入力地震波
{ 実体波
{ 表面波
入力地震動
最大加速度
入力基盤

② 地下空洞の存在しない状態での空洞位置の岩盤の地震時ひずみの算定 (重複反射理論, 三次元FEM)

④ 検討対象空洞に地震時ひずみに等価な変位を入力し静的に解析する 岩盤・ロックボルト・吹付けコンクリート等の応力・ひずみの算定 (二, 三次元FEM)

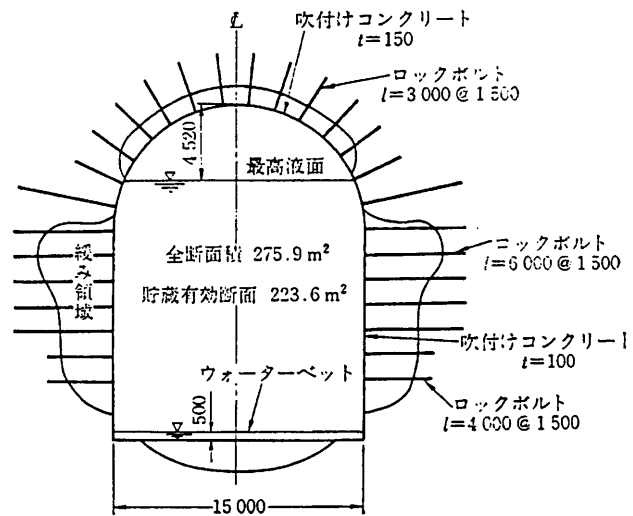
⑤ 空洞掘削時の応力・ひずみとの重ね合わせを行い安全性を検討する。

解析フロー (応答変位法)

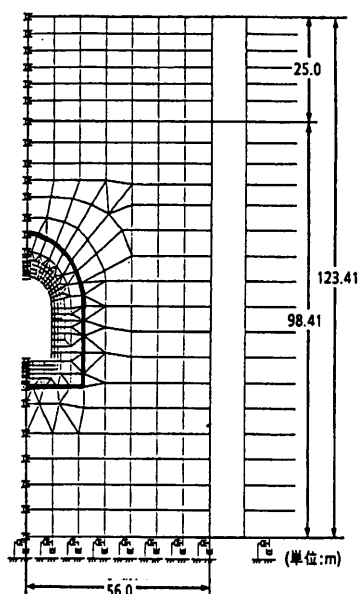
表 2.1-3 資料番号① [石油地下備蓄岩盤空洞の地震時安定解析例] (その2)

(2) 動的解析

- 大地震時における空洞安定性を二次元FEMモデルを用いて解析している。
- 入力地震波は八戸波，エルセントロ波（水平最大加速度：150gal，上下最大加速度：100gal に振幅調整）である。
- 掘削段階を考慮した粘弾塑性解析による常時応力と動的解析における地震時増分応力を重ね合わせて地震時応力から計算されるモールの応力円と岩盤の破壊包絡線との接近度により岩盤の安定性を評価している。
- 動的解析の結果，岩盤波の増幅はわずかであり岩盤内が地震に対して有利であること，貯油槽空洞の耐震安定性は確保されることを確認した。

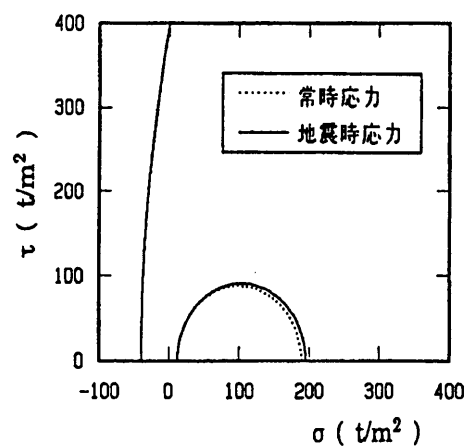


緩み域とロックボルト長の設



[解析モデル]

解析モデル (動的解析)



[空洞天端の破壊接近度]

表 2.1-4 資料番号② [地下式原子力発電所岩盤空洞の地震時安定解析例] (その1)

対 象 施 設	地下式原子力発電所
対象構造物	岩盤空洞
解 析 手 法	二次元F E M動的解析
出 典	駒田広弘(1991)

地下式原子力発電所の地下空洞は非常に重要度の高い原子力施設として取扱われることになり、過酷な荷重条件下での空洞の健全性の証明が必要となる。ここでは大規模重要構造物でその地震動特性が複雑なものに適した動的応答解析を用いて、地下空洞の地震時安定性を検討した。

(1)地下空洞モデル：幅 32 m、高さ 46 m、奥行き 70 m のアーチ型空洞。

(2)解析手法：動的応答解析プログラム「FLUSH」を用いた。

(3)判定規準：岩盤の地震時応力が破壊包絡線にどの程度接近しているかで判定した。

(4)入力地震波の最大加速度：水平方向 407gal、鉛直方向 204gal

(5)解析結果：地震時緩みの状態となった領域は空洞天端付近わずかであり、既存の補強技術（ロックアンカー、アーチコンクリート等）で十分対処可能である。

(6)解析手法に関する今後の課題：

- ・ 応答解析用基盤面の位置とそこでの境界条件の設定法
- ・ 入力地震波の周波数特性と最大加速度
- ・ 地震時安定性を評価するための岩盤引張強度の決定法

岩盤物性値

層番号	深さ (m)	動弾性係数 $E_d(\text{ton/m}^2)$	動ポアソン比 ν_d	単位体積重量 $\gamma(\text{ton/m}^3)$	減衰定数 $h(\%)$
1	20	800,000	0.39	2.2	5
2	50	1,800,000	0.37	2.2	5
3	90	2,200,000	0.34	2.3	5
4	120	2,400,000	0.32	2.4	5
5	140	2,500,000	0.30	2.4	5
6	200	2,500,000	0.30	2.4	5

岩盤の破壊包絡線

入力地震波

表 2.1-4 資料番号② [地下式原子力発電所岩盤空洞の地震時安定解析例] (その2)

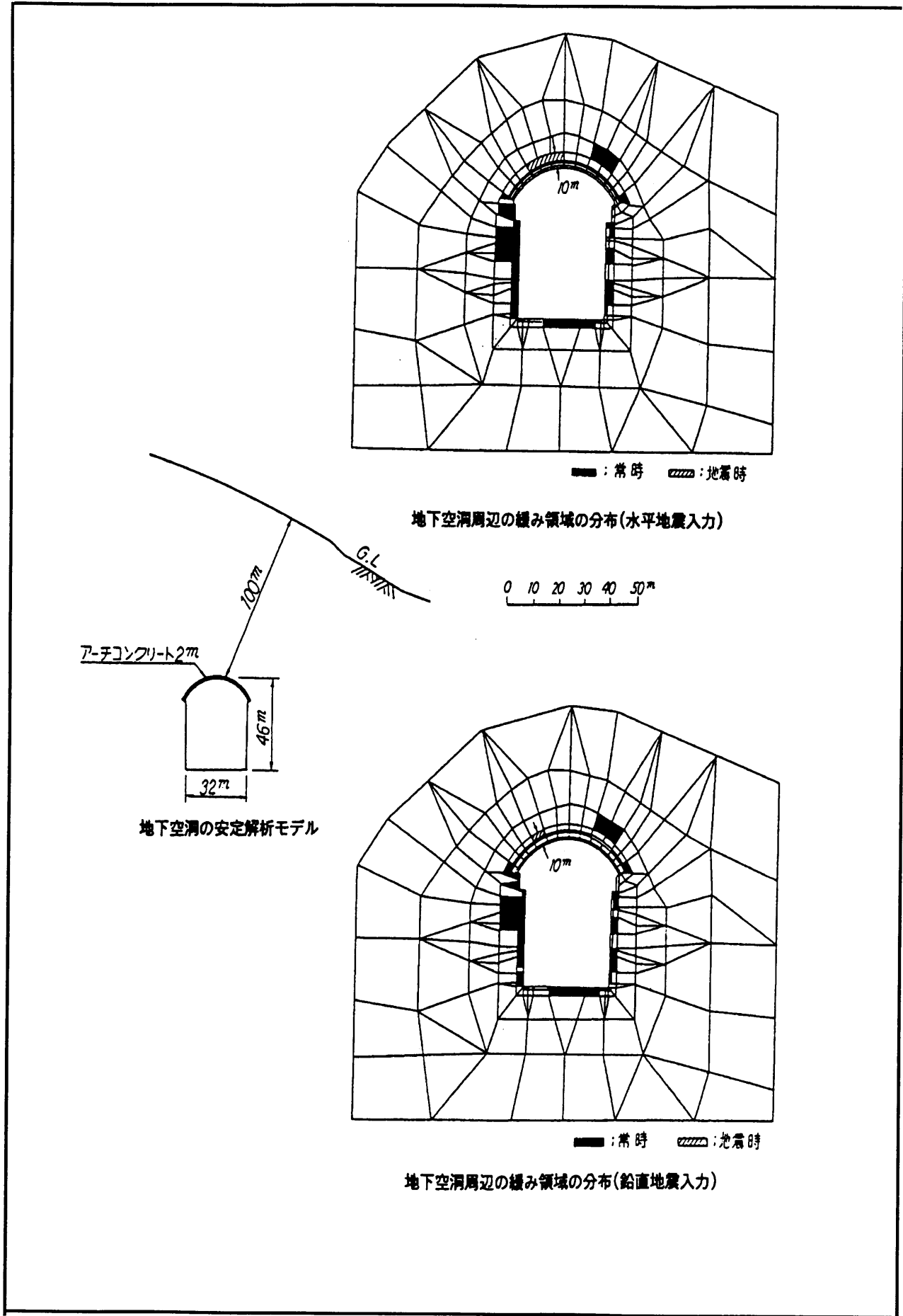


表 2.1-5 資料番号③ [地下揚水発電所の設計用入力地震動] (その1)

対 象 施 設	地下揚水発電所
対象構造物	岩盤空洞
解 析 手 法	二次元FEM動的解析
出 典	有賀義明, 多賀宗紀(1987)

地下構造物の耐震設計に用いる設計用入力地震動に関する一環として数値解析により地下における地震動の応答スペクトルの低減特性について検討を行った。具体的には岩盤表面(解放基盤表面)において評価された地震動スペクトル(基準応答スペクトル)が与えられていることを前提として岩盤表面における低減スペクトルを乗じることで地下地震動スペクトル(地下構造物の設計用応答スペクトル)を求める手法を検討した。以下に検討結果を示す。

- 1) 7種類の標準地震動に関する数値解析結果(下郷地下発電所をモデル化)から解放基盤表面位置と地下空洞底盤位置の速度応答スペクトルから求めた地下での低速スペクトルは地震動の周波数特性にはあまり依存せず地下の地盤特性に大きく支配される。
- 2) 沼原地下発電所の地表部と地下部で観測された加速度時刻歴から算出した地下での低減スペクトルの実測例と解析結果(下郷地下発電所をモデル化)から地盤特性・地震動特性・2点間の位置関係・地形など条件が相異なるにも関わらず地下での低減スペクトルはある程度同様の傾向を示した。

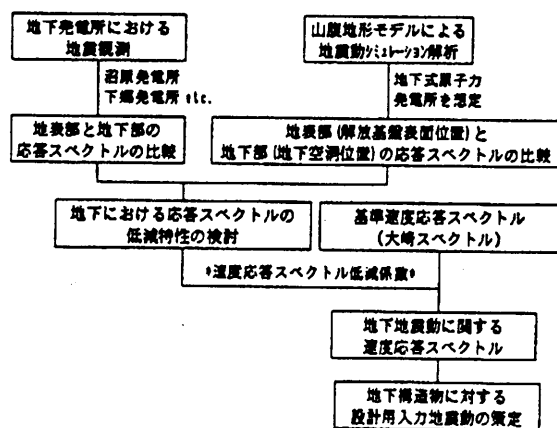
低減スペクトル：解放基盤表面位置と地下空洞低盤位置の速度応答スペクトルの比

$$R_v(T) = S_v(UG)(T) / S_v(FRS)(T)$$

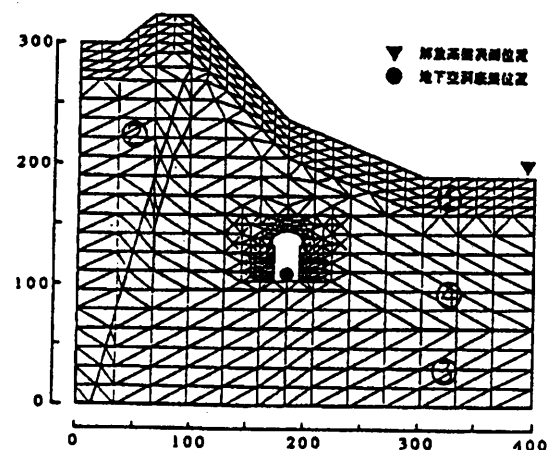
$R_v(T)$ 地下での低減スペクトル

$S_v(UG)(T)$ 地下空洞低盤位置の地震動の速度応答スペクトル

$S_v(FRS)(T)$ 解放基盤表面位置の地震動の速度応答スペクトル



地下構造物に関する設計用入力地震動の検討フロー



解析モデル

解析用地盤物性値

岩盤分類	密度 (t/m)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	減衰定数 (%)	備 考
1	2.2	1000	0.3	5	表層地盤
2	2.6	2300	0.3	2	粗粒砂岩
3	2.7	2450	0.3	2	粗粒砂岩
4	2.8	2600	0.35	1	閃緑岩

表 2.1-5 資料番号③ [地下揚水発電所の設計用入力地震動] (その2)

解析に使用した標準地震動

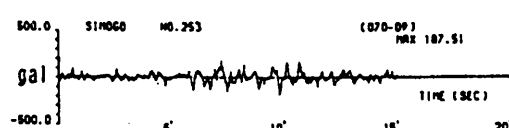
地震動 番号	想定地震				最大 加速度	使用区間 (始～終)
	種別	M	Δ (Km)	位相		
1	低地震地帯 S1	8.0	70	TAFT EW	230.63	0～15
2	低地震地帯 S2	6.5	7.2	Cholame Shandon	340.13	0～10
3	低地震地帯 S2	8.0	50	TAFT EW	353.36	0～18
4	高地震地帯 S1	7.0	20	EL. Centro	267.40	0～15
5	高地震地帯 S1	8.4	90	TAFT EW	286.15	0～15
6	高地震地帯 S2	7.5	24	TAFT EW	388.37	0～18
7	高地震地帯 S2	8.5	68	八戸 EW	407.10	0～18

軽水炉改良標準化耐震設計小委員会揭示

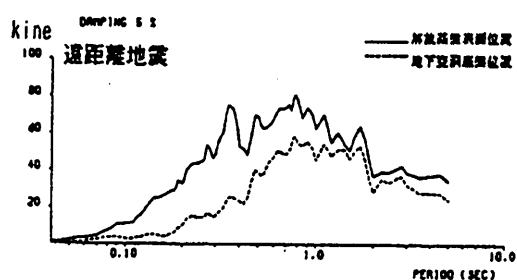
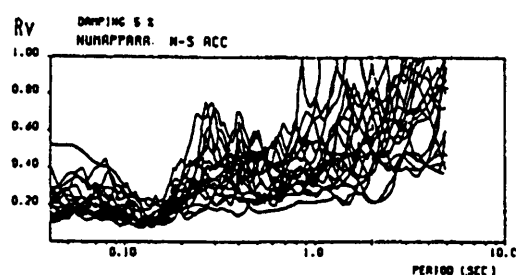
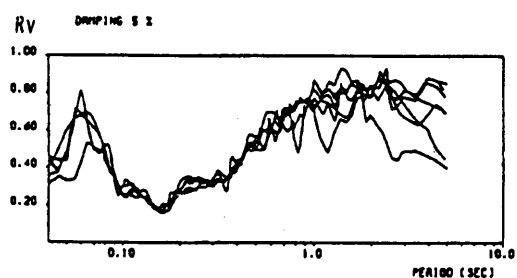
(gal) (sec)



解放基盤表面位置の標準地震動 (地震動 No.7)



地下空洞底盤位置の標準地震動 (地震動 No.7)

解放基盤表面位置と地下空洞底盤位置の速度応答
スペクトル比較 (地震動 No.7)地下での低減スペクトル実測例
(沼原発電所・水平動(N-S))

数値解析により算出した地下での低減スペクトル

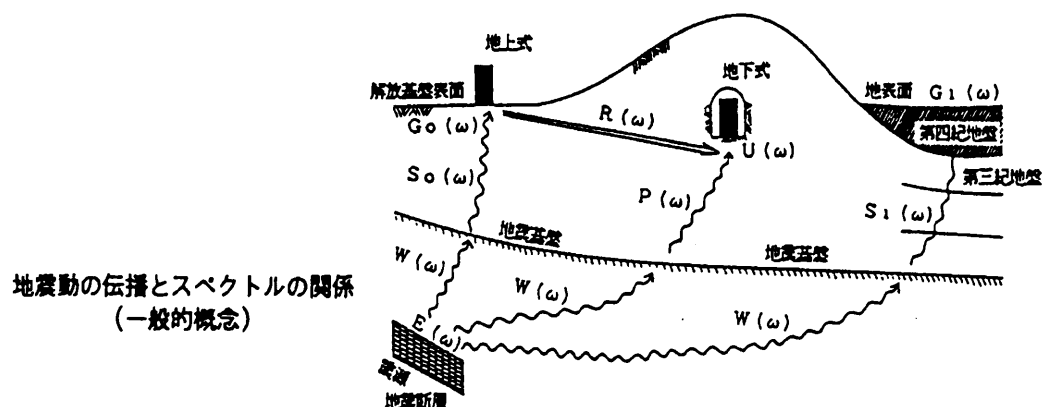
地震動の伝播とスペクトルの関係
(一般的概念)

表 2.1-6 資料番号④ [東京湾横断道路換気立坑の地震時安定解析例] (その1)

対象施設	東京湾横断道路川崎人工島 (換気立坑)
対象構造物	立坑
解析手法	三次元シェル静的解析
出典	東京湾横断道路(株)(1997)

1. 土質条件

川崎人工島付近の水深は約 28 m である。地質については、海底面から約 25 m は沖積層(有楽町層)であり、N 値が 0 の軟弱粘土層から成っている。その下の約 35 m は洪積世の堆積層であり、N 値が 10~70 の砂質土と粘性土の互層となっている。T.P.-約 90 m 以深は第三紀鮮新世末期から第四紀洪積世前期にかけて堆積した地層であり、N 値が 70 以上のきわめて密に締まった砂で構造物の設計に当って工学的基礎と考えられるものである。

2. 地震力

地震力に対しては震度法を基本とし、地震応答解析により構造物の安定性を照査する。震度法の震度は次の通りとし、 K_H の分布は右図の通りとした。

- ・完成時 $K_H = 0.24$, $K_V = 0$
- ・施工時 $K_H = 0.12$, $K_V = 0$

一方、地震応答解析では基礎上面に次の入力地震動を与え、構造物の安定性を照査する。

- ・完成時 L_1 , L_2
- ・施工時 $1/2 L_1$

3. 設計の考え方

設計に用いる土質条件は主として川崎人工島地区での土質調査結果に基づいて設定した。使用材料の物性及び許容応力度は道路橋示方書に従った。なお、設計は許容応力度設計法を基本としたが、面外せん断については限界状態設計法(コンクリート標準示方書による)及び「原子力発電用コンクリート格納容器技術基準(案)」(通産省資源エネルギー庁 S.56.11 C C V 基準)によっても照査した。

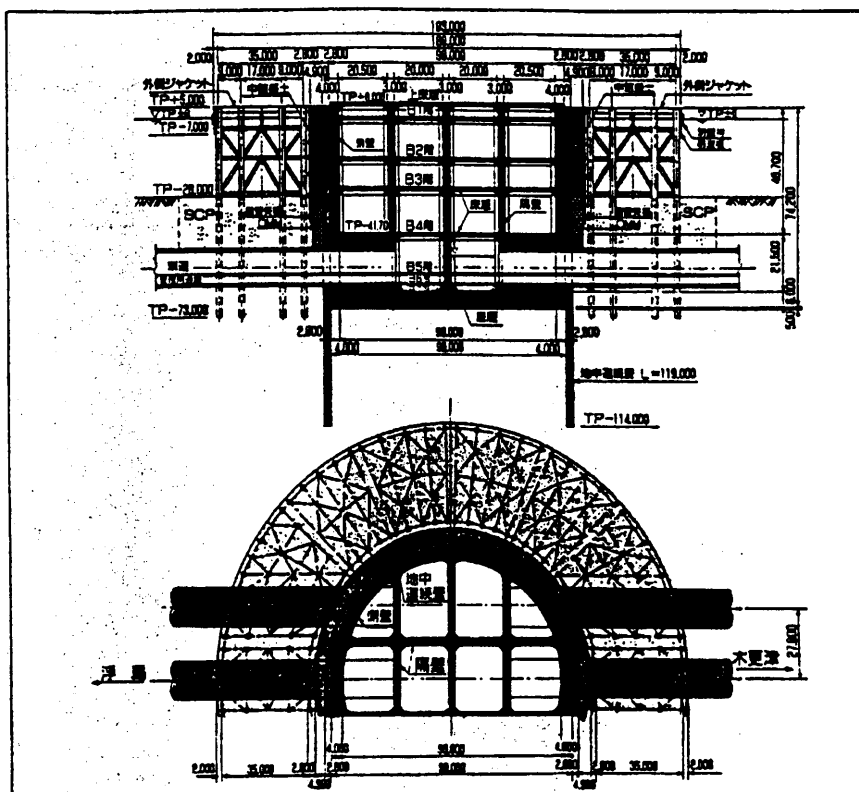
4. 構造解析

換気塔本体の構造が複雑で局面部材や大きな開口部を有していることを考慮し、3次元シェルモデルの有限要素法により行う。特に地中連続壁の影響を考慮する場合は、地中連続壁を外殻とする二重シェルモデルとする。また、部材の断面力・変位は個々の荷重に対して解析し、組合わせに従い加算する。

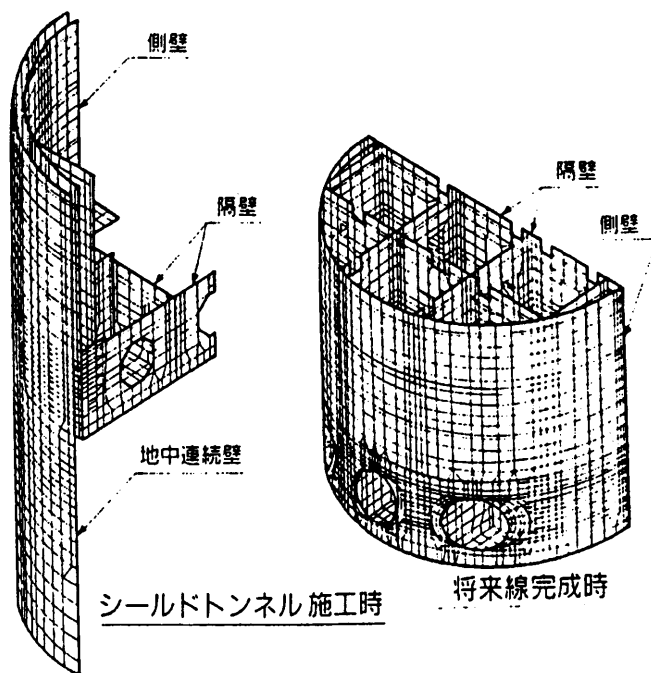
設計水平震度

応答スペクトル特性

表 2.1-6 資料番号④ [東京湾横断道路換気立坑の地震時安定解析例] (その2)



川崎人工島概要図 (完成後)



3次元FEMの解析モデル

表 2.1-7 資料番号⑤ [大深度地下構造物の耐震解析例] (その1)

対 象 施 設	大深度地下構造物
対象構造物	シールド発進立坑
解 析 手 法	応答変位法, 軸対象 F E M 動的解析
出 典	上野健治, 他(1992)

昭和 62 年から平成 3 年にかけて実施された建設省総合開発プロジェクト「地下空間の利用技術の開発（地下構造物の耐震設計技術の開発）」の一環として実施。

(1)検討目的：一般に立坑のような鉛直地下構造物の耐震設計手法として応答変位法が用いられているが、従来の地震時土圧のみを考慮した解析では、動的 F E M 解析等による詳細な解析結果とは異なった結果となる。そこでより適切な地震時荷重及び境界条件を考慮した応答変位法による解析を実施し、動的 F E M 解析結果と比較してみた。

(2)地震荷重：次の 2 荷重を考慮した。

1)地震時土圧；周辺地盤の構造物底面位置に対する相対変位に地盤ばね定数を乗じて算出。

2)地震時周面せん断力； $\tau(z, i) = G \cdot \{du(z)/dz\} \cdot \cos(\theta i)$

ここに、 z ：地表面からの深さ

i ：水平断面での位置

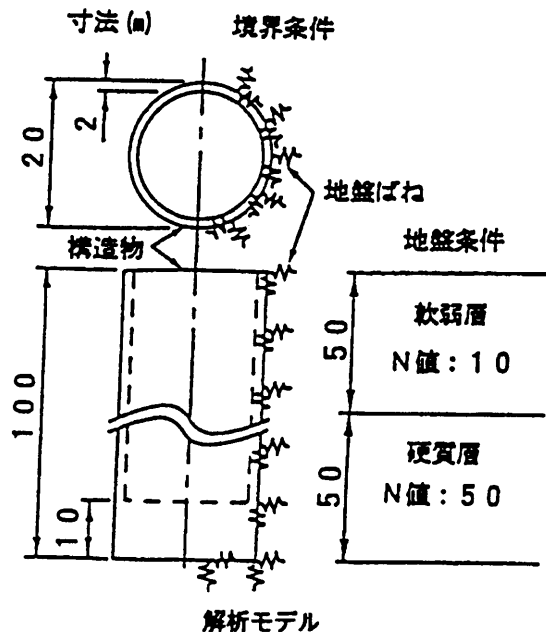
G ：地盤のせん断弾性係数

u ：地盤の相対変位

θi ： i における地震時土圧

作用方向との成す角度

(3)境界条件：構造物壁面に対して法線方向と接線方向の 2 種類の地盤ばねを全周にわたって配置。



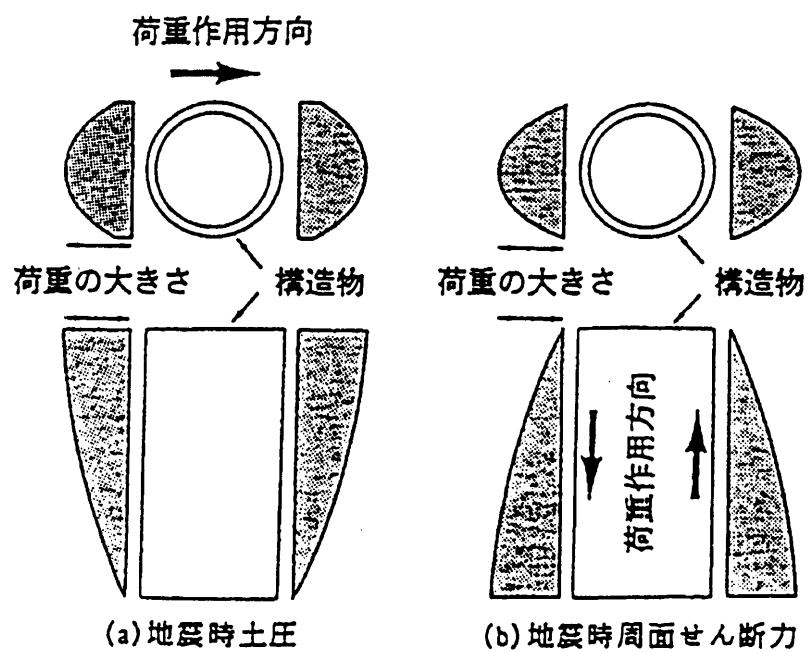
(4)解析ケース：従来の応答変位法(case1)、今回の応答変位法(case2)、軸対象 F E M 動的解析(case3)の 3 ケースを実施。

解析ケース一覧

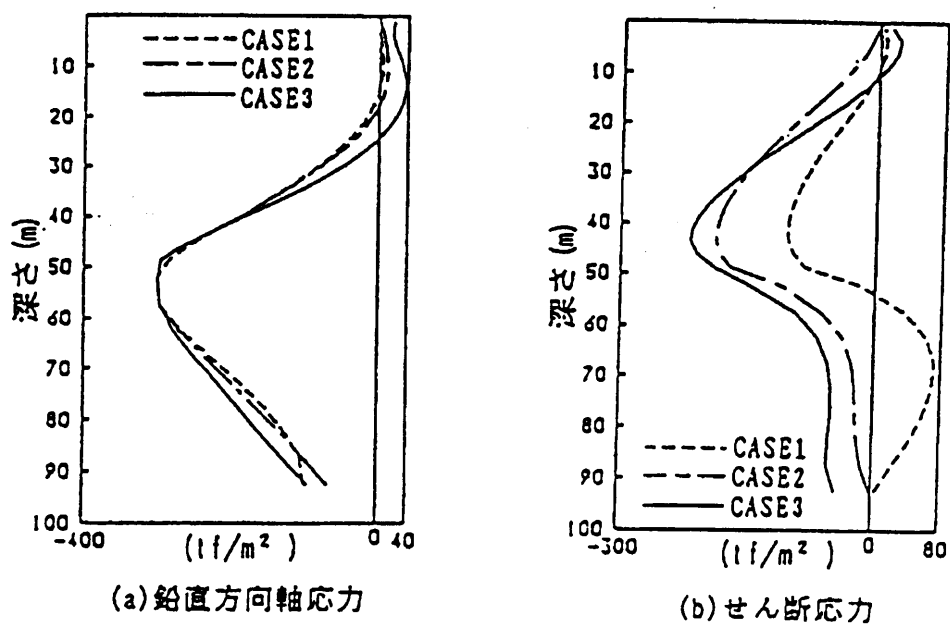
解析ケース	解 析 方 法	考慮する地震荷重	境 界 条 件
CASE1	応答変位法	土圧	壁面接線方向の地盤ばねを考慮しない
CASE2	応答変位法	土圧、周面せん断力	壁面・底面の法線・接線方向のばねを考慮
CASE3	軸対称 FEM 動的解析	構造物底面に地震波入力	構造物・地盤とも有限要素で構成

(5)解析結果：3 ケースの比較の結果、地震時地盤変位を動的解析から、地盤ばね定数を静的 F E M 解析から求め、地震荷重として地震時土圧及び地震時周面せん断力を考慮した応答変位法により、軸対称 F E M 動的解析（線形解析）とほぼ同等の結果が得られる。

表 2.1-7 資料番号⑤ [大深度地下構造物の耐震解析例] (その2)



地震荷重の作用方法



構造物に発生する地震時応力

3. 原子力施設における耐震設計概要

3.1 耐震設計の基本的な考え方

原子力発電所の耐震設計の目的は、発電所が大地震に遭遇した場合にも一般公衆および従事者等に過度の放射線被曝を与えないように施設を設計することである。よって、その損傷が過度の放射線被曝の原因となるもの、および放射性物質の拡散を防止するものは発電所の他の施設よりもさらに厳しい耐震設計が必要である。そのため、一般構造物に比べてさらに大きな耐震裕度を有するように独自の耐震設計法によって設計されている。

耐震設計の基本的な考え方・手順は「原子力発電所耐震設計技術指針」（日本電気協会，1987）に述べられており、考え方の特徴としては以下の通りである。

- ・直接放射性物質を内蔵している設備およびそれを直接支持している構造物に対しては、原子力発電所の各施設を影響度の大きいもの順に As, A, B, C の各クラスに重要度分類を行い、クラスごとに地震荷重と許容状態を定める。間接に支持する構造物に対しては、その支持する設備の耐震設計に適用される地震動に対して、支持機能を損なわないことが要求される。
- ・A クラスおよび B クラスの一部に対しては、静的震度法による設計と動的解析による設計を併用する。
- ・動的解析に当たっては、解放基盤面における基準地震動を策定する。次にこの基準地震動を入力して、表層地盤や地表の起伏、構造物を加えた全体系の応答を計算し、それを評価する。
- ・基準地震動としては、 S_1 地震動（設計用最強地震）と S_2 地震動（設計用限界地震）の 2 種類を選定する。

また、設計の流れは基本的には一般構造物と変わらない。すなわち、①敷地に影響を与える可能性のある設計上考慮すべき地震の想定、②その地震によって敷地に予想される地震動の策定、③周辺地盤および施設への入力地震動の算定、④その地震動によって周辺地盤および各施設に作用する地震力、応力、ひずみおよび変形などの算定、⑤構造物の断面設計、また算定された応力などを許容される状態と比較評価することによる耐震性の確認、となっている。重要度分類の定義を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 耐震重要度分類の定義

As クラス	その破損により冷却材喪失を引き起こすおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用済燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器
A クラス	原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので As クラスに属する以外のもの
B クラス	高放射性物質に関連するものであって、As 及び A クラスに属する以外のもの
C クラス	放射性物質に関わる施設で、上記耐震クラスに属さないもの、及び放射線安全に関係しない施設

3.2 地震と基準地震動

3.2.1 地震と基準地震動の概要

基準地震動は、その強さに応じて S_1 、 S_2 の 2 種類に区分され、敷地の解放基盤表面で定義される。そして、基準地震動 S_1 、 S_2 を起こす地震をそれぞれ設計用最強地震、設計用限界地震と呼んでいる。設計用最強地震は、歴史的資料から過去において敷地またはその近傍に気象庁震度階級で震度 V 程度以上の影響を与えたと考えられる地震が再び起こり、敷地およびその周辺に同様の影響を与えるおそれのある地震、および近い将来敷地に影響を与えるおそれのある活動度の高い活断層による地震のうちから最も影響の大きいものを想定する。設計用限界地震は、地震学的見地に立脚し、設計用最強地震を上回る地震について、過去の地震発生状況、敷地周辺の活断層の性質および地震地帯構造に基づき工学的見地からの検討を加え、最も影響の大きいものを想定する。

基準地震動を策定するときには、過去の地震、活断層による地震、地震地体構造および直下地震を考慮する。考慮すべき地震の評価における検討項目および留意点を図 3.2-1 に示す。また、具体的な基準地震動策定のフローを図 3.2-2 に示す。

3.2.2 過去の地震

有史以来の地震を表にした各種地震カタログに基づき、マグニチュード (M) と震央距離 (Δ) と震度の関係を示したマグニチュード・震央距離図 (M- Δ 図) より、敷地周辺に震度 V 程度以上の影響を与えたと考えられる地震を選別する。これらの敷地における震度が V 程度以上と推定される地震について、マグニチュード、震央位置、震源深さ、余震域、被害状況等の調査を行う。

被害状況については、各種地震史料および地震に関する論文報告等に基づき詳細な調査を行う。また、地震被害状況と地形または地盤との関係についても調査することが望ましいとされている。また、地域によっては、歴史地震の空白域の存在が認められる場合がある。このような場合には、周辺領域の地震についても調査を行う。

以上の検討により、敷地およびその周辺に影響を与えるおそれのある地震を選定し、設計用最強地震として考慮すべき過去の地震とする。

考慮すべき地震	項 目	調査・検討事項	留 意 点
設計用最強地震 (基準地震動S ₁) (I)過去の地震 (II)活動度の高い 活断層による地震	(I) 過去の地震	① 地震カタログ・資料の選定	地震の想定に当たって使用する地震資料は、地震規模、震央位置、震源深さ、余震域、被害状況等可能な限りの情報が網羅されていること。
		② 考慮する過去の地震の範囲	敷地又はその周辺に気象庁震度階級Ⅴ程度以上を与えたと推定されるもの。
		③ 被害状況と地形又は地盤との関係	地震の被害状況と地形又は地盤との関係についても調査することが望ましい。
		④ 歴史地震の空白域	歴史地震の空白域が存在する場合は周辺領域の地震について十分調査すること。
	(II) 活断層による地震	① 活断層調査	敷地周辺の活断層の位置・長さ・活動性等の状況を把握するため、文献調査、空中写真判読、現地調査等により、十分な調査を行うこと。
		② 活動性評価 ^{※1}	確実な地質学的証拠と工学的判断に基づいて活断層の活動度を評価し、活動度に応じた考慮を行うこと。
		③ 活断層と微小地震及び歴史地震との関連	微小地震の観測資料により、断層の現在の活動性が顕著に認められるもの、又は歴史地震との関連が認められるものは、活動度の高い断層として評価すること。
		④ 地震規模の評価	活断層の状況・規模等を考慮して定める必要がある。なお、地震規模を想定するに当たっては、地震断層の長さを地震規模との関係から求められる経験式が参考となる。
		⑤ エネルギー放出の中心から敷地までの距離	エネルギー放出の中心から敷地までの距離は、過去の地震エネルギー放出の中心、近距離に存在する活断層の位置及び地震地体構造を考慮して定めること。
	(III) 活断層による地震		
	(IV) 地震地体構造に基づく地震	地震地体構造と地震規模及び発生域の想定	地震地体構造の見地及び過去の地震の生起状況からすると、各地震発生区域ごとに地震の上限があるとみなすことができるので、そのような地震の規模と発生域を敷地周辺の活断層及び地震地体構造に基づいて適切に評価する必要がある。
	(V) 直下地震	直下地震の地震規模と震源距離の想定	基準地震動S ₂ として考慮する近距離地震にはマグニチュード6.5の直下地震を想定すること。
設計用限界地震 (基準地震動S ₂) (III)活断層による地震 (IV)地震地体構造に基づく地震 (V)直下地震	※1 活動性の評価 基準地震動S₁の発生源としては、 (i) 歴史資料により、過去に地震が発生したと推定されるもの。 (ii) A級活断層に属し、10,000年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が10,000年未満のもの。 (iii) 微小地震の観測により、断層の現在の活動性が顕著に認められるもの。 基準地震動S₂の発生源としては、 (i) 左記(ii)を除き、A級活断層に属するもの。 (ii) B及びC級活断層に属し、50,000年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が、50,000年未満のもの。		

図 3.2-1 考慮すべき地震の評価における検討項目および留意点

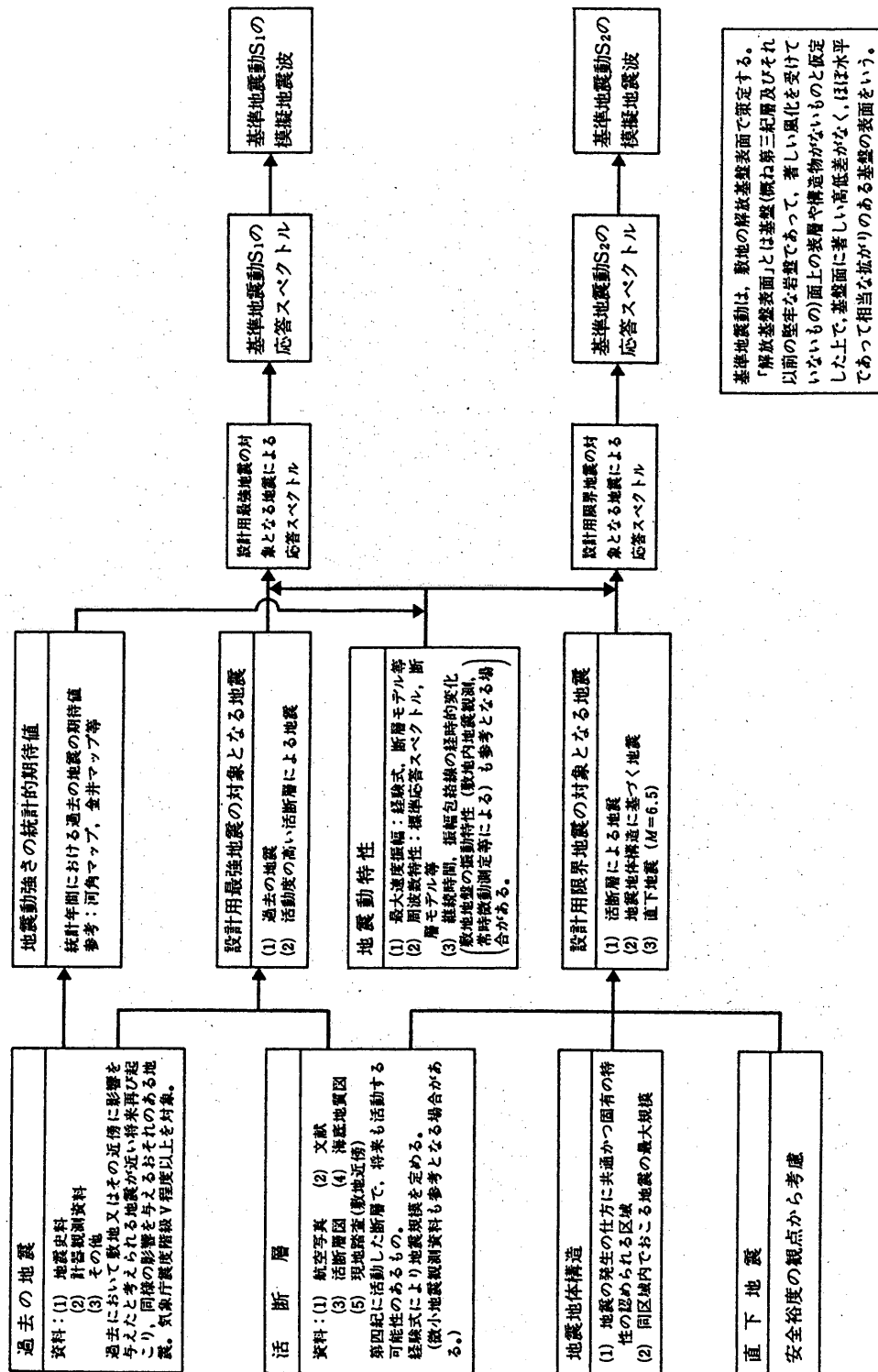


図 3.2-2 基準地震動策定のフロー

3.2.3 活断層

一つの面を境にその両側の岩盤がずれている場合に、その面を断層面（または断層）という。断層活動には時代的消長があり、最近に至るまで繰り返して活動し将来も活動すると予想される断層もあれば、すでに活動を終えているものもある。活断層は、第四紀（約 170 万年前以降）に活動した断層であって、将来も活動する可能性があるものをいう。活断層の活動度は、その平均変位速度の値より表 3.2-1 のように分類されている。平均変位速度は、断層の変位量を、その変位の形成時から現在までの年数で割って求められる。

表 3.2-1 平均変位速度による活断層の活動度の分類

分類	平均変位速度 $S(\text{mm}/\text{年})$
A 級	$1 \leq S$
B 級	$0.1 \leq S < 1$
C 級	$S < 0.1$

活断層の性質（発生する地震の規模や頻度等）は断層ごとに著しい差異があり、すべての活断層を等しく考慮に入れることは实际的ではない。よって、その活動度を評価して、その大小に応じて考察を行う必要がある。活断層によって発生すると考えられる地震は、活動度によって基準地震動 S_1 の発生源または基準地震動 S_2 の発生源に分類されるが、それぞれ活断層を評価するに際しての判断基準の目安は、以下のようなものである。

(1) 基準地震動 S_1

- ①歴史資料により、過去に地震が発生したと推定されるもの
- ②A 級活断層に属し、10,000 年前以降活動したもの、または地震の再来期間が 10,000 年未満のもの
- ③微小地震の観測により、現在の断層活動性が顕著に認められるもの

(2) 基準地震動 S_2

- ①上記(1) ②を除き A 級活断層に属するもの
- ②B および C 級活断層に属し、50,000 年前以降活動したもの、または地震の再来期間が 50,000 年未満

3.2.4 地震地体構造

地震地体構造とは、地震規模、震源深さ、発振機構、地震発生頻度に注目するとき、地震の発生の仕方に共通の性質を持っているある広がりを持った一定の地域の地質構造をいう。そして、その地域で起こる地震の最大規模は、地質構造区ごとに異なっていることが指摘されている。日本における過去の地震の発生状況からそれぞれの地域で起こりうる地震の最大規模を示したものに図 3.2-3 がある。

地震地体構造との関連で考慮すべき地震は、その地域で考え得る最大の地震規模を想定し、地震学、地質学等の見地からその震央位置を設定する。ただし、図 3.2-3 で地震地体構造区に分けられた各地域において発生する地震の最大規模が図に示された値を超えないことを示しているのであって、最大規模の地震がその地域のいずれの場所においても起こる可能性があることを示しているものではない。

わが国のように地質構造や過去の地震について詳細に調査され、それらの性状が明らかになっている場合には、地震地体構造との関連から想定する限界地震の震央位置は活断層または過去の地震との関連で考慮することができる。

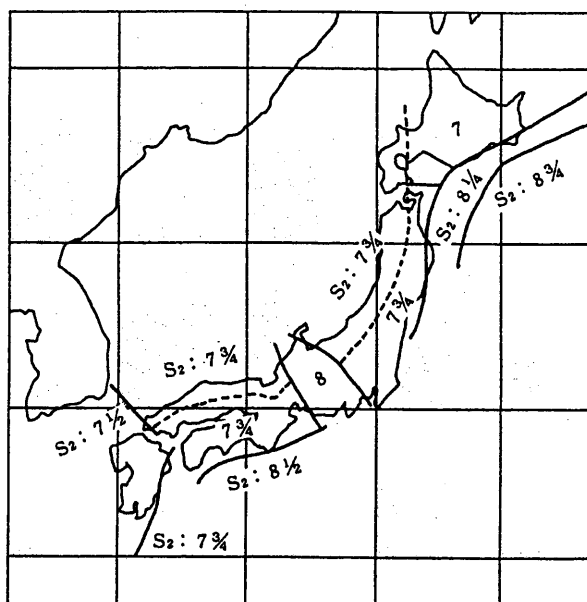


図 3.2-3 日本において起こり得る地震の最大規模

3.2.5 直下地震

直下地震はその地域の地震地体構造や地震の生起状況によって想定することが望ましいが、その地震規模および震源位置を決めることは困難な場合が多い。よって、直下地震は実際に起きる地震との関連よりも、ごく近傍である程度の規模の地震が発生したと仮定しても安全性が保たれるように耐震設計を行っておくべきであるとの観点から設定されている。

したがって、いかなる敷地においても、設計用限界地震の1つとしてマグニチュード6.5の直下地震を震源距離10kmの位置に考慮する。

3.2.6 基準地震動

過去の地震、活断層、地震地体構造から、それぞれ設計用最強地震、設計用限界地震を想定し、次に基準地震動 S_1 , S_2 を敷地の解放基盤表面において評価する。このとき、地震動の諸特性のうち、地震動の最大振幅、周波数特性、継続時間と振幅包絡線の経時的変化を評価する必要がある。

(1) 地震動の最大振幅

地震動の最大振幅（最大加速度、最大速度、最大変位）については、震源特性と波動伝播経路の特性が地震動に影響する主たる要素であると考えて、マグニチュードと震央距離の関係で表した経験式（金井の式、岡本の式、渡部の式）が提案されている。

また、既往の地震によって激震地に生じた震害状況（例えば、墓石の転倒や木造建物の倒壊率）により、震源域内における地震動の強さを推測する方法もある。

(2) 岩盤における地震動の周波数特性

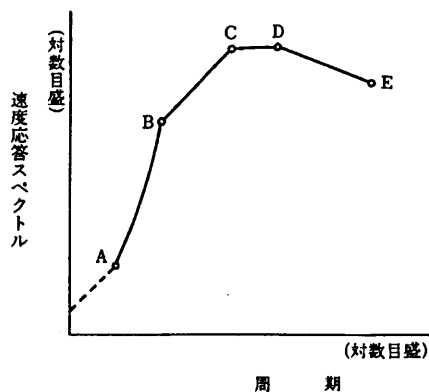
地震動の周波数特性は、震源特性、地震波の伝播経路の特性、観測点近傍の局所的な地盤構造の特性、地震計の特性などの相乗効果によって決まる。局所的な地盤構造の特性を除いた岩盤での地震動の周波数特性の評価方法として、大崎の手法、小林の手法などがある。大崎は国内外の加速度記録と転倒墓石のデータから擬似速度応答スペクトルをマグニチュード M と震央距離 Δ を用いて、表 3.2-2 と図 3.2-4 を示した。

表 3.2-2 設計用応答スペクトル (減衰定数 5%)

Field	Magnitude, M	Epicentral Distance Δ (km)	Control Points									
			A		B		C		D		E	
			T_A	S_V	T_B	S_V	T_C	S_V	T_D	S_V	T_E	S_V
Near	8	25	0.02	0.6	0.10	10	0.30	30	0.50	30	2.0	12
	7	10		0.7	0.10	11	0.23	24	0.45	24		7
	6	5		1.2	0.10	17	0.13	21	0.35	21		3
Inter- mediate	8	120		0.5	0.20	18	0.35	32	1.00	32		26
	7	45		0.5	0.13	11	0.33	28	0.80	28		19
	6	15		0.6	0.10	10	0.25	24	0.60	24		12
Far	8	350		0.5	0.22	26	0.37	44	1.20	44		42
	7	150		0.5	0.14	15	0.35	38	0.90	38		32
	6	60		0.5	0.10	10	0.33	33	0.70	33		20

T : 周期 (s)

S_V : 10 kine 標準化応答スペクトル値 (kine)



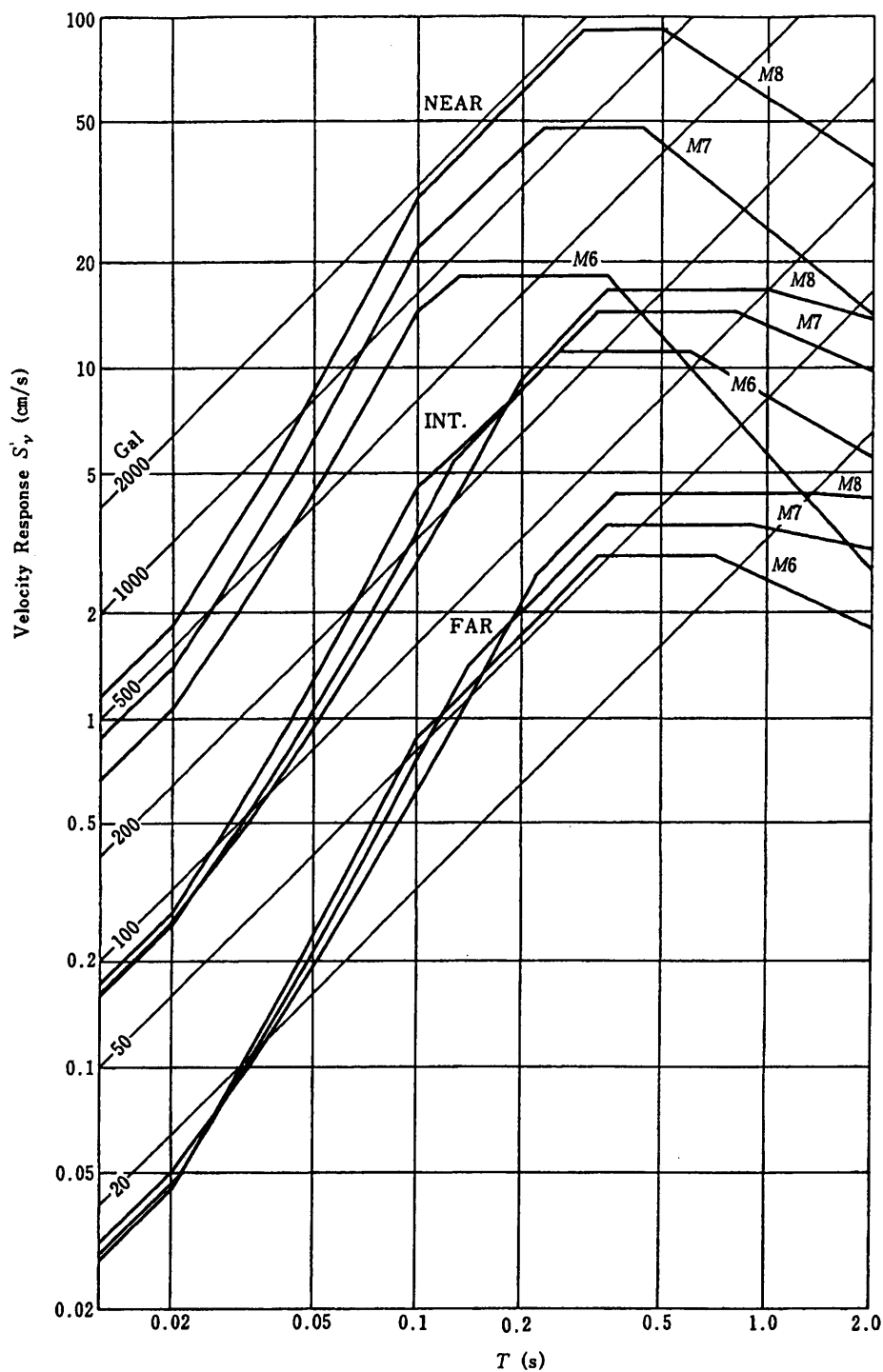


図 3.2-4 設計用応答スペクトル

(3) 断層モデルによる地震動の推定

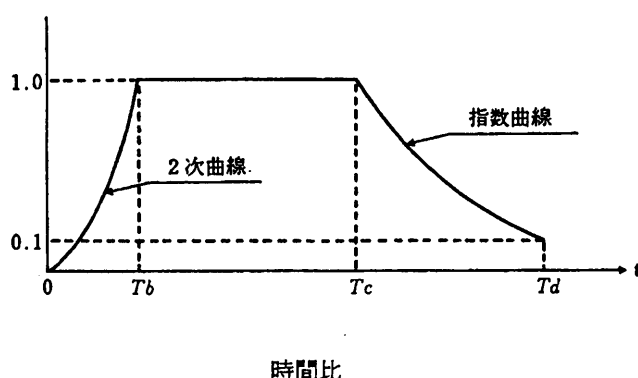
考慮すべき地震が敷地の至近距離にある場合には、断層の幾何学的な広がりや破壊過程などを考慮して断層モデルに基づいて地震動を評価することも可能である。断層モデルとは、地震が起こる震源を点と見なさず、地震波は断層面全体から発生するものとし、それらが重なり合って、観測点に到達するものとする考え方である。断層モデルに関する手法は、大きく分ける

と「決定論的モデル」，「確率論的モデル」，「半経験的モデル」，「工学的モデル」4つに分類することができる。

防災面等で比較的広く用いられているのは，工学的モデルに分類される「小林・翠川の手法」である。この手法は，地震動の包絡関数が断層面の微小要素から発生するパルスの重ね合わせによって構成されるものと仮定したものである。

(4) 地震動の継続時間と振幅包絡線の経時的変化

地震動の継続時間はマグニチュード M を変数とし，観測結果に基づいた経験式が提案されている。大崎は，継続時間および振幅包絡線の経時的変化について図 3.2-5 のように示している。



マグニチュード	T_b/T_d	T_c/T_d
8	0.08	0.46
7	0.12	0.50
6	0.16	0.54

$$T_d = 10^{0.31M - 0.774}$$

T_d : 継続時間 (s) M : マグニチュード

図 3.2-5 継続時間および振幅包絡線の経時的変化

3.2.7 模擬地震波の作成

基準地震動 S_1 と S_2 の模擬地震波は，前述した地震動特性の継続時間と振幅包絡線の経時的変化に基づいて，それぞれの応答スペクトルに適合するように作成される。模擬地震波作成フロー図を図 3.2-6 に示す。

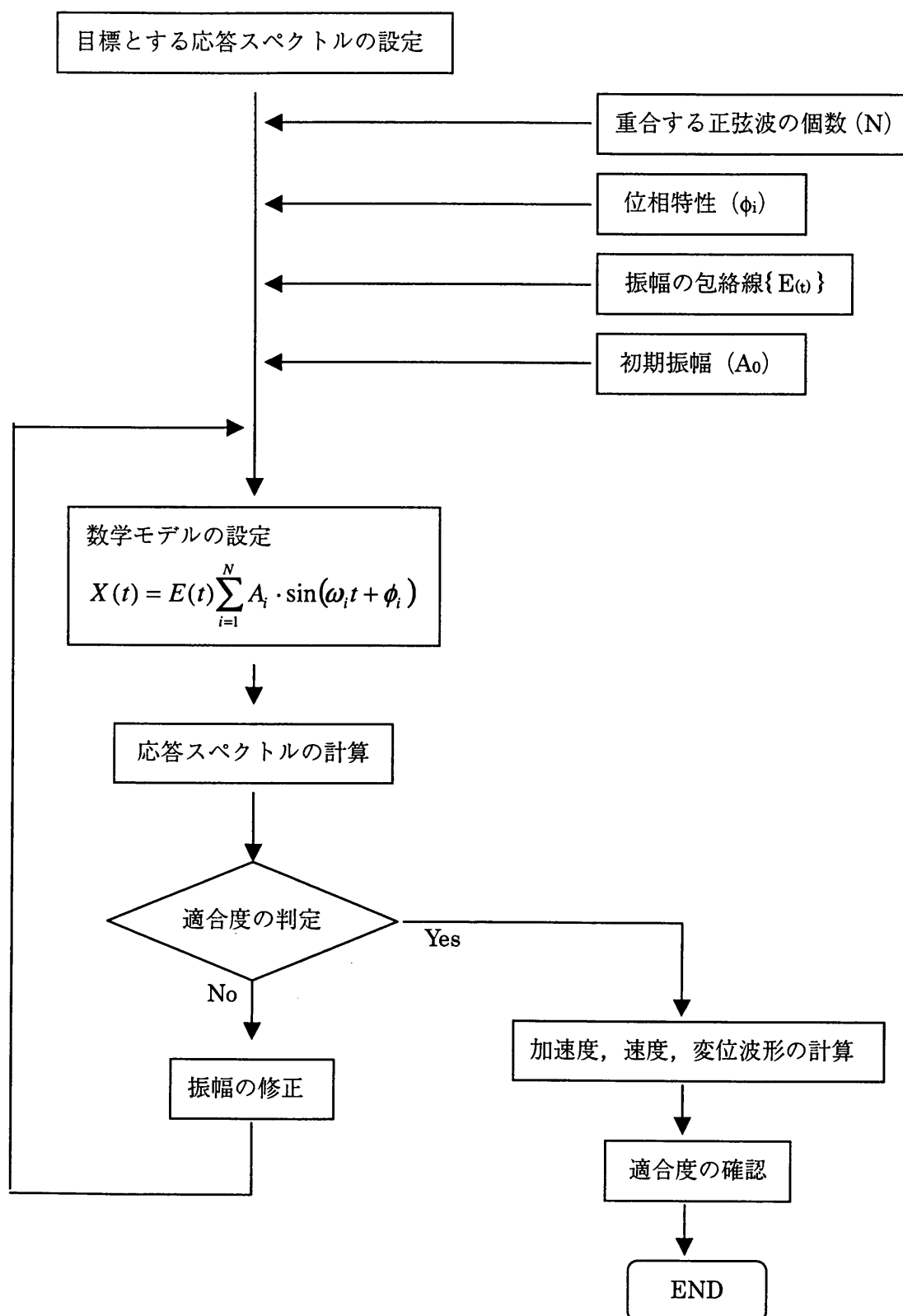


図 3.2-6 模擬地震波作成のフロー

3.3 地質・地盤調査

3.3.1 地質・地盤調査の概要

原子力発電所の計画・建設における地質調査の目的は、耐震設計上考慮すべき断層の活動性の把握と、構造物基礎周辺の詳細な地質および地質構造の解明にある。この目的に応じて敷地周辺の広域地質調査と敷地内の地質調査を行う。これにより、考慮すべき断層の活動性を解明するとともに、原子炉建屋基礎を中心とした地盤の詳細な地質状況の把握と、それに基づく岩盤分類、地盤のモデル化を行い、地盤の安定性評価を行う。

地盤調査は原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面、屋外重要土木構造物地盤等を対象として行われる。これらの調査・試験は各設計段階に応じて実施される。

3.3.2 地質調査

(1) 広域調査

広域調査は、周辺地域に分布する断層活動性の解明を主目的とするもので、建設予定箇所から少なくとも 30km の地域とする。各種地質図などの文献調査より、地形、地質構造、断層分布に関する資料を取りまとめる。このうち、断層、リニアメント等については、長さ 10km 程度以上のものおよび第四紀の活動が記載されているものを抽出し、その情報を整理する。また、地形図や空中写真により地形・リニアメント調査を行い、長さ 10km 程度以上のリニアメントおよび明瞭な変位地形を示すリニアメントを抽出して、断層の存在と活動性についての資料とする。

これらの資料により地表地質調査を実施する。調査範囲は敷地から半径 10km の範囲の全域、およびそれ以遠の断層・リニアメント沿いの地域とする。この調査により地質構造、岩石分布等を把握する。また、断層の活動性については、上載地層、特に第四紀層の性状を調査し、必要に応じて地質の年代を判定するための調査を行う。

(2) 敷地内調査

敷地内の調査では、文献調査、地形・リニアメント調査および地表地質調査により地形・地質構造の概要を把握した後、ボーリング調査と試掘坑調査により詳細な地質構造、岩石分布および岩質の資料を得る。

ボーリング調査では、岩石の種類、風化や変質状況、割れ目、岩級区分、破碎帯の分布・性状・連続性、地下水の状況などを把握する。

試掘坑調査は原子炉建屋予定地付近の地質構造、岩石分布および岩質をより詳細に把握し、原子炉建屋の位置を決定することにある。このため試掘坑は原則として、原子炉建屋基礎底面直上部で互いに直行する横坑とする。

その他、必要に応じて地質構造または物性値把握のために物理探査や断層活動性を把握するためにトレンチ調査などが行われる。

3.3.3 地盤調査・試験

調査・試験の対象となる地盤には、原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面、屋外土木構造物地盤などがある。原子炉建屋基礎地盤および屋外重要土木構造物の調査は、地盤の安定性検討、設計用

地震入力検討、地震波動の伝播特性の把握に、また、原子炉建屋周辺斜面の調査では斜面の安定性の検討に必要な物性を得ることを目的とする。

それぞれの箇所における調査・試験は基本計画段階、設計段階、詳細設計段階の各段階に分けられる。基本計画段階では、主に原子炉施設の基本配置計画を策定するために必要な地盤構造の三次元的分布を把握する。

設計段階では慣用法による地盤の安定性評価および設計用地震入力等の検討に必要な地盤の構造、各地層の地盤特性を解明するために行う。慣用法で安全であると評価された場合は、この段階をもって調査・試験を終了することができ、詳細設計段階では、慣用法で安定性が十分に評価できない場合に、さらに詳細な安定性評価を行うための解析法に応じた物性を得る。各調査段階と調査の流れを図 3.3-1 に示す。

3.3.4 安定性検討に必要な物性

静的強度-変形特性は、地盤掘削や構造物構築時など施工時における安全性、および常時荷重条件下での安定性を検討する際に用いられる。

静的強度は粘着力と内部摩擦角で表現されることが多い。これらは、軟岩や土は室内試験により、硬岩は原位置試験によって決定される。

静的変形特性は、変形係数とポアソン比で表現される。非線形変形特性を表すために、これらを応力やひずみの関数として表現することもある。

動的強度-変形特性は、地震時における地盤の安定性や応答特性を評価するために用いられる。動的強度に影響を与える因子がいくつもあるため、一概に動的強度を定義することは困難である。このため、動的解析では「動的強度は静的強度を下回らない」ことを確認して静的強度で代替する場合が多い。

動的変形特性は、せん断弾性係数、ポアソン比および減衰定数により表示することが多いが、これらは発生するひずみの大きさと拘束圧により変化する。

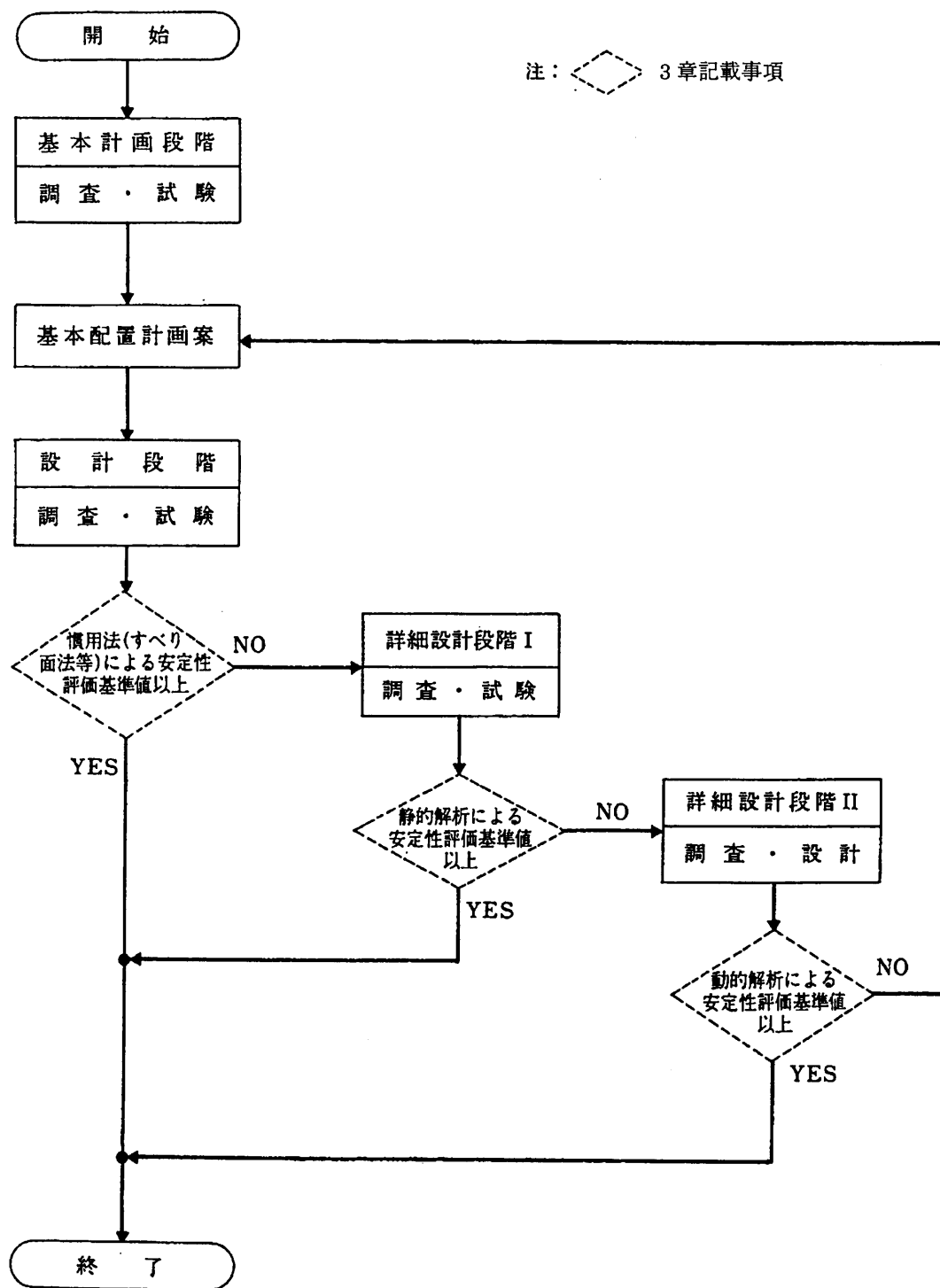


図 3.3-1 各調査段階と調査の流れ

3.4 地盤の安定性評価および土木構造物の耐震設計

3.4.1 地盤及び土木構造物の耐震重要度の評価

土木構造物では、例えば、非常用取水設備を支持する構造物（海水ポンプ基礎、海水管ダクト等）は間接支持構造物として位置づけられている。

原子炉建屋基礎地盤は、 A_S クラスを含む建物・構造物を支持するので、地盤の耐震安定性の評価は、間接支持構造物に準じた扱いをすることが適当と言える。また、原子炉建屋周辺斜面は、それ自体が放射性物質を保持しているわけではなく、また、内蔵している施設が直接構築されるものではない。よって、耐震安定性の評価に当たっては、その崩壊が原子炉施設等に波及的影響を及ぼさないことを確認することが必要である。

3.4.2 設計用地震力の考え方

原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面、屋外重要土木構造物は、いずれも A クラスおよび A_S クラスを含めた建物・構造物の機能を損なわないこと、機能保持に波及的影響を及ぼさないことが必要とされる。よって、これらの地盤や土木構造物の耐震設計においては、基準地震動 S_1 あるいは S_2 に基づく地震力が用いられる。

3.4.3 安全性評価の基本的な考え方

原子炉建屋基礎地盤、原子炉建屋周辺斜面の安定性評価に当たっては、地盤調査・試験結果をもとに適切な地盤モデルを定め、すべり面法などの慣用法による解析、有限要素法などによる静的解析、動的解析を実施する。基本的には、慣用法による解析、静的解析、動的解析の順に検討し、各解析段階で所定の安定性評価基準値を満足した場合には、一般にはそれ以上の精度を上げた解析は必要としない。

屋外重要土木構造物は、以下の耐震設計上の特徴がある。

- a) 主として地中構造物であること
- b) 長大な構造物であること

地中構造物の地震時応答は、周辺地盤の応答に全面的に支配され、独自の応答は生じがたいので地盤の地震時応答を適切に評価することが安全性評価上重要である。

さらに、長大な構造物では、地震時には構造物各部に相対変位を生じる。特に、地盤条件の急変部や形状・剛性の異なる二つの構造物の接続部には大きな相対変位が発生しやすく、これらの相対変位の評価が必要となる。

3.4.4 原子炉建屋基礎地盤

(1) 地盤のモデル化

基礎地盤は、地質・地盤調査の結果に基づき、基本的には等方性地盤、異方性地盤および不均質地盤に分類し、その安定性を評価するものとする。基礎地盤の安定解析は、常時荷重条件下での応力状態に地震荷重が作用した場合に発生する応力を重ね合わせて行う。使用される解析手法もすべり面法などの慣用法、有限要素法等による静的解析および動的解析が考えられる。よって、安定解析に使用する物性はそれぞれ条件および解析手法に応じて定める必要がある。表 3.4-1 に解析手法と物性との関係をまとめて示す。

表 3.4-1 解析手法と物性値との組合せ

物性値 解析法	単位体 積重量	静 的 強 度	静弾性 係 数	静ポア ソン比	動 的 強 度	動弾性 係 数	動ポア ソン比	減 衰 定 数
すべり面法	○	○ ⁽¹⁾	-	-	-	-	-	-
静的解析	○	○	○	○	-	○ ⁽²⁾	○ ⁽²⁾	-
動的解析	○	○	-	-	○	○	○	○

注：(1) 地震力（建屋からの転倒モーメント）により建屋基礎の一部が浮上り，地盤とはく離したと想定される場合の建屋基礎底面のすべり安定性の検討においては，その地盤部分のすべりが抵抗力として地盤の残留強度を用いて算定することが望ましい。

注：(2) 静的解析において簡易的に変形量を求める必要がある場合には，動的性質を用いることが望ましい。

(2) 設計用地震力

静的検討に用いる地震力で地盤の設計水平震度(K_H)は原則として地表面において，式 3.4-1 によるか，あるいは基準地震動 S_2 に基づき地盤の震動特性を考慮して求めた等価震度によるものとする。

$$K_H = n_1 \cdot K_0 \quad (3.4-1)$$

K_0 ：標準設計水平震度であり，0.2 とする。

n_1 ：地域による補正係数であり，1.0 とする。

設計鉛直震度(K_V)には， $K_V = K_H/2$ を用いる。また，鉛直震度は水平震度と同時に不利な方向に作用させる。

動的解析に使用する水平地震動は，敷地の解放基盤表面で定義された基準地震動 S_2 を解析モデルの基準面深さまで引き戻して用いるものとする。鉛直震度は，水平地震動と同時に作用させ，不利な方向を組合せるものとする。ここに使用する鉛直震度は，静的検討に用いる地震力に準じて決定する。

(3) 耐震設計法

基礎地盤の安定性の評価には，次の解析を必要に応じて行うものとする。

- すべり面法などの慣用法による解析
- 静的解析
- 動的解析

一般的に検討方法が詳細になるにつれて，より実際の現象に即した解析方法になることから，解析の信頼度は高くなると考えられる。したがって，基礎地盤の安定性評価に当たっては，図 3.4-1 に示すように，上記の a)～c) の順に信頼度を上げて検討を行い，各段階で安定性評価基準値を満足した場合には，一般にはそれ以上の詳細な解析は省略しても差し支えない。

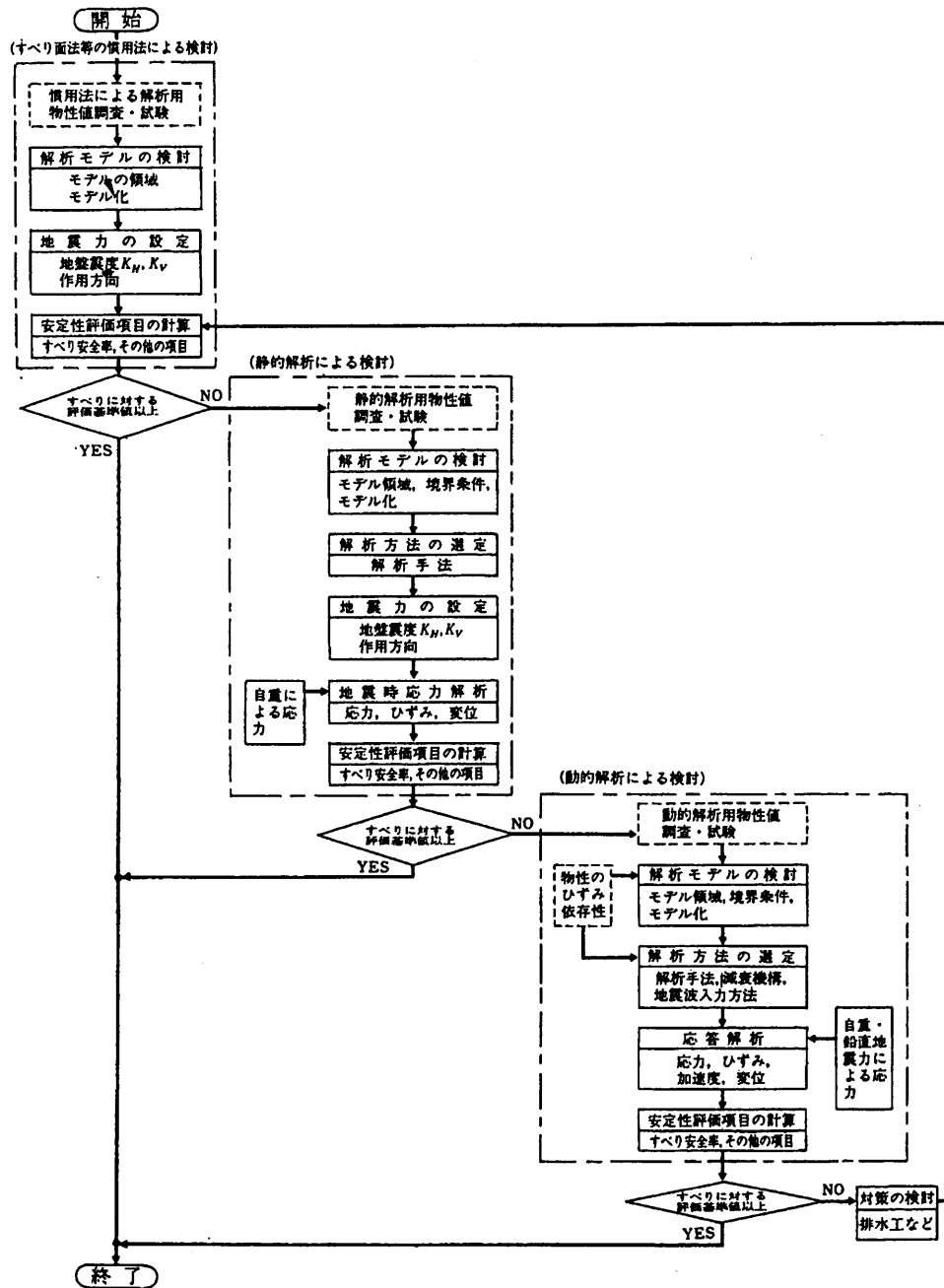


図 3.4-1 原子炉建屋基礎地盤の安定性検討の流れ

(4) 安定性の評価

基礎地盤の安定性は「すべり安全率」を用いて評価する。すべり安全率は検討対象すべり面に対してせん断力またはモーメント釣り合いを考えた式から求める。評価基準値としては、すべり面法および静的解析で 2.0、動的解析で 1.5 という数字を採用している。

3.4.5 原子炉建屋周辺斜面

(1) 地盤のモデル化

原子炉建屋周辺斜面としては、斜面法尻と建屋との離間距離が約 50m 以内の斜面、あるいは斜面の高さの約 1.4 倍以内の斜面を考慮する。

(2) 設計用地震力

静的検討に用いる地震力は、原則として式 3.4-2 によるか、あるいは基準地震動 S_2 に基づき地盤の震動特性を考慮して求めた等価震度によるものとする。

$$K_H = n_1 \cdot n_2 \cdot K_0 \quad (3.4-2)$$

K_0 : 標準設計水平震度であり、0.2 とする

n_1 : 地域による補正係数であり、1.0 とする

n_2 : 地盤条件、斜面形状等による応答に関する割増係数であり、一般的には 1.5 とする。

また、原則として、鉛直震度は水平震度の 1/2 として、同時に不利な方向に作用させる。動的解析に用いる地震動は、「原子炉建屋基礎地盤」に準じる。

(3) 耐震設計法

原子炉建屋周辺斜面の安定性評価は「原子炉建屋基礎地盤」に準じて行う。

(4) 安定性評価

斜面の地震時安定性評価は、原則としてすべり安全率により行うものとする。すべり安全率の定義は「原子炉建屋基礎地盤」と同じである。

斜面の崩壊が原子炉建屋に波及的な影響を及ぼさないことを確認すれば良い。したがって、特別な場合を除き、斜面の変形は問題とならない。評価基準値としては、すべり面法および静的解析で 1.5、動的解析で 1.2 という数字を採用している。

3.4.6 屋外重要土木構造物

(1) 基本的な考え方

屋外重要土木構造物としては、非常用取水設備に関連する構造物および海水管支持構造物がある。非常用取水設備は、耐震設計上、基準地震動 S_1 または S_2 を受けても以下の機能を維持できることが必要とされる。

a) 取水路の通水機能、ポンプ支持機能、海水管支持機能を維持できること

b) 地震後も原子炉が完全に停止し、安全停止状態を維持するために上記機能が維持できること

(2) 考慮すべき事項

耐震設計に当たっては、一般に以下に示す地震の影響を考慮しなければならない。

- a) 地震時の構造物周辺地盤の安定性
- b) 地震時の地盤の変形または土圧
- c) 構造物の自重と負荷荷重に起因する慣性力，機器よりの反力
- d) 相対変位
- e) 地震時動水圧

(3) 設計用地震力

地中構造物については，震度法よりもむしろ動的解析やそれを簡便化した応答変位法の適用性が高い。しかし，震度法の実績や簡便さから，基本設計段階での構造物断面の大まかな検討に用いられることがある。

静的検討に用いる設計水平震度(K_H)は地表面において，式 3.4-3 により定める。

$$K_H = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot K_0 \quad (3.4-3)$$

K_0 ：標準設計水平震度であり，0.2 とする

n_1 ：地域による補正係数であり，1.0 とする

n_2 ：地盤条件による補正係数であり，原子炉建屋基礎地盤と同等の地盤の場合は 1.0，
原子炉建屋基礎地盤より軟質で震度の増幅が予想される地盤の場合は 1.5 とする

n_3 ：上記以外の要因による係数であり，一般には 1.0 とする

地中震度は，上記の K_H を用いる。設計鉛直震度(K_V)を考慮する場合には，原則として $K_V = K_H / 2$ とする。

動的検討に用いる水平地震動は，敷地の解放基盤表面で定められた基準地震動 S_1 または S_2 に基づき設定する。鉛直震度は基準地震動の最大加速度振幅の 1/2 とする。

(4) 構造物の耐震設計法

屋外重要土木構造物の耐震設計は以下の手順により行う（設計手順の一例を図 3.4-2 に示す）。

- a) 基本条件の設定
- b) 地盤の安定性の検討
- c) 構造物の設計

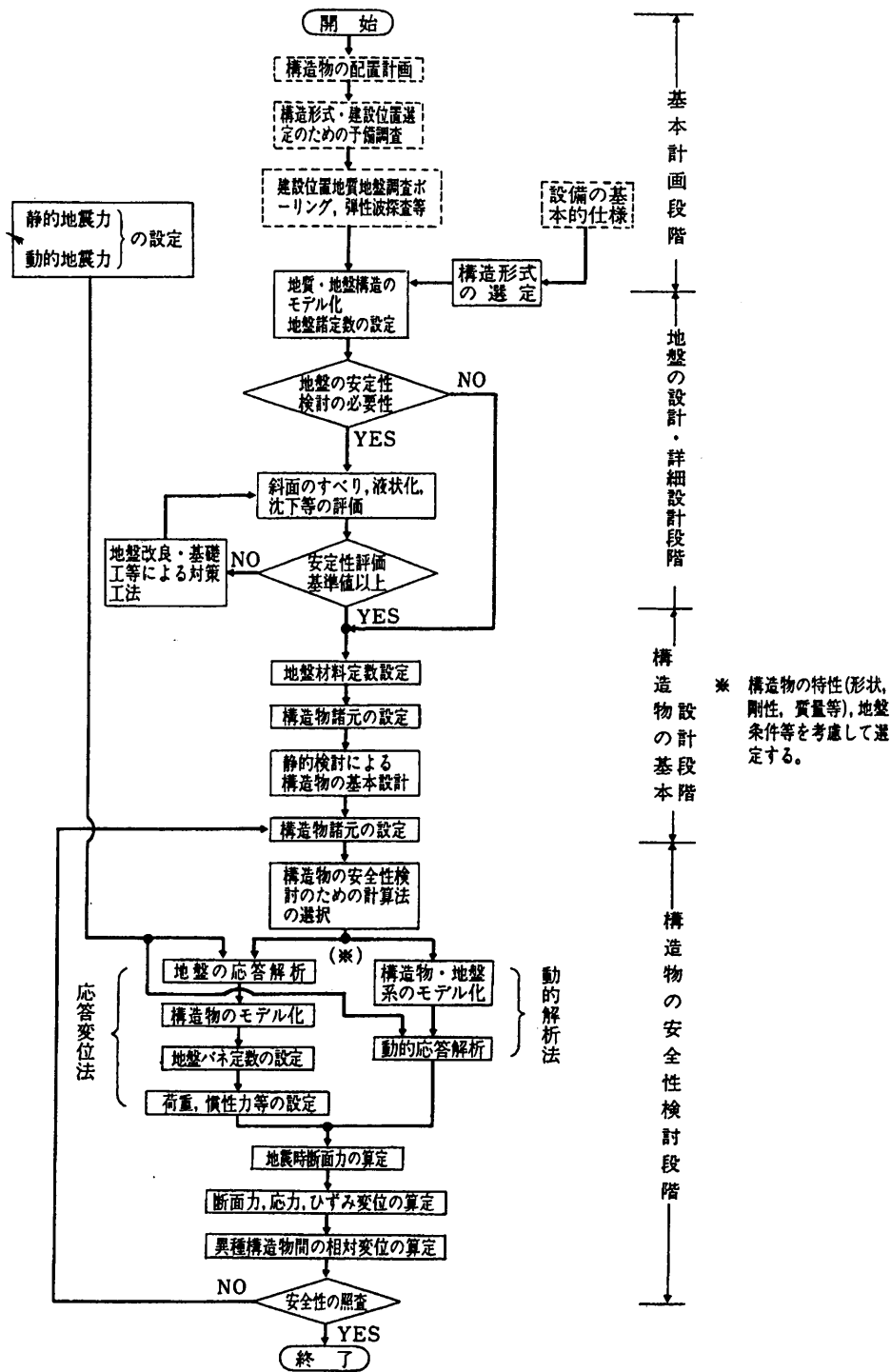


図 3.4-2 屋外重要土木構造物の耐震設計手順の一例

(a) 構造物の基本設計

静的検討に用いる地震動を用いて、断面の設定（一次案）等を行う。震度法による耐震計算では、構造物の自重や負荷荷重等に起因する慣性力，地震時土圧，地震時動水圧等を考慮して部材力を算定する。

(b) 構造物の詳細設計

動的検討の地震動を用いて「応答変位法」または「動的解析法」により安全性の検討を行う。応答変位法では、はじめに構造物のない自然地盤の地震時の変位を算定し、それを地盤バネを介して構造物に入力し、部材力を算定する。それと同時に構造物の自重による慣性力、動水圧等の影響も必要に応じて考慮する。

動的解析法による耐震計算では、当該構造物と地盤を適切な動的モデルに置換して、構造物の振動特性および構造物の変形、部材力を算定する。構造物をモデル化する手法としては、質点系モデル、有限要素モデルなどがある。また、地盤モデルとしては、上述の2つのモデルの他に一次元重複反射モデルによる波動伝播を計算する方法が考えられる。

これらのモデルによる振動応答の計算法としては、モード重畳法、複素応答解析法、直接積分法等がある。

(5) 安全性の評価

安全性の評価は屋外重要土木構造物の耐震安全性に関わる全ての項目について行う必要があるが、そのうち主なものは周辺地盤の安定性、部材の安全性、相対変位である。

3.4.7 その他の土木構造物

屋外重要土木構造物のほか、原子力発電所では、港湾施設、復水器冷却水取放水設備、橋梁、道路、タンク基礎等各種の土木構造物が設けられる。これらの土木構造物の耐震設計は、例えば表 3.4-2 に示す基準、指針等を参考とすることができる。

表 3.4-2 土木構造物の耐震設計の基準・指針

基 準 ・ 指 針		発 行
1	沈埋トンネル耐震設計指針（案）（昭和 51 年度版）	土木学会
2	コンクリート標準示方書・同解説（昭和 55 年度版）	土木学会
3	鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（昭和 57 年度版）	日本建築学会
4	建築基礎構造設計規準・同解説（昭和 49 年度版）	日本建築学会
5	道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編Ⅱ 鉄橋編（昭和 56 年度版）	日本道路協会
	道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編Ⅲ コンクリート橋編（昭和 56 年度版）	日本道路協会
	道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編Ⅳ 下部構造編（昭和 56 年度版）	日本道路協会
	道路橋示方書・同解説Ⅰ 共通編Ⅴ 耐震設計編（昭和 56 年度版）	日本道路協会
6	港湾の施設の技術上の基準・同解説（昭和 55 年度版）	日本港湾協会
7	水道施設耐震工法指針・解説（昭和 54 年度版）	日本水道協会
8	耐震設計指針（案）解説（昭和 54 年度版）	日本鉄道施設協会
9	第 2 次改定 ダム設計規準（昭和 53 年度版）	日本大ダム会議
10	新耐震設計法（案）（昭和 52 年度版）	建設省
11	発電用水力設備の技術基準と官庁手続き（昭和 49 年度版）	通商産業省
12	防油堤の構造等に関する運用基準について（昭和 52 年度版）	消防庁

3.5 建物・構築物の耐震設計

3.5.1 耐震設計の基本方針

- a) 建物・構築物は、原則として剛構造とする。
- b) 原子炉建屋等の重要な建物・構築物は、原則として岩盤に支持させる

- c) 原子炉施設の耐震性の重要度を地震により発生する可能性のある放射線による環境への影響の観点から A クラス, B クラス, C クラスに分類し, それぞれ重要度に応じた耐震設計を行う。
- d) A, B および C クラスの施設は, 各々の重要度に応じた層せん断力係数に基づく地震力に対して耐えるように設計する。
- e) A クラスの施設は, 基準地震動 S_1 に基づいた動的解析から求められる地震力に対して耐えるように設計する。
A クラス施設のうち特に重要な施設を A_S クラスの施設と称し, それらについては, 基準地震動 S_2 に基づいた動的解析から求められる地震力に対して, その安全機能が保持できるように設計する。
また, B クラスの機器・配管系についても共振するおそれがあるものについては, 動的解析を行う。
- f) A クラスの施設については, 水平地震力と合わせて, かつ, 不利な方向に鉛直地震力が作用するものとする。
- g) 原子炉施設の構造計画および配置計画に際しては, 地震の影響が低減されるように考慮する。

(1) 耐震設計上の重要度分類

- ・ A_S クラス: その破損により冷却材喪失を引き起こす恐れのあるもの, 原子炉を緊急停止させ, かつ, 安全停止状態に維持するために必要なもの, 使用済み燃料を貯蔵するための施設および原子炉格納容器
- ・ A クラス: 原子炉事故の際に, 放射線障害から公衆を守るために必要なものおよびその機能喪失が, 公衆に放射線障害を及ぼす恐れのあるもので, 耐震 A_S クラスに属する以外のもの
- ・ B クラス: 高放射性物質に関連するものであって, 耐震 A_S クラスおよび A クラスに属する以外のもの
- ・ C クラス: 放射性物質に関わる施設で, 上記耐震クラスに属さないもの, および放射線安全に関係しない施設

原子炉施設は, 課せられる機能により, 主要設備, 補助設備, 直接支持構造物, 間接支持構造物, および設備相互間の影響を考慮すべき設備に分類される。表 3.5-1~3 は建物・構築物のうち主要設備および間接支持構造物としてのクラス別施設の分類を示したものである。

(2) 地震力の算定法

設計用地震力は A_S クラスおよび A クラスの施設については, 以下の方法で算出される静的地震力および動的地震力のうちいずれか大きい方とする。B クラスおよび C クラスの施設については静的地震力とする。なお, 表 3.5-4 に原子力発電所において考慮すべき地震力を示す。

(a) 静的地震力

水平地震力は、原子炉施設の重要度分類に応じて以下の層せん断力係数に該当層以上の重量を乗じて算定するものとする。

- ・ A_S クラスおよび A クラス $3.0C_1$
- ・ B クラス $1.5C_1$
- ・ C クラス $1.0C_1$

ここに、層せん断力係数の C_1 は標準せん断力係数を 0.2 とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。

A クラスの施設については、鉛直地震力も考慮することとし、水平地震力と鉛直地震力は同時に不利な方向の組合せで作用するものとする。鉛直地震力は 0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求めた鉛直震度より算定するものとする。

(b) 動的地震力

設計用最強地震および設計用限界地震による水平地震力は、それぞれ、基準地震動 S_1 および基準地震動 S_2 から動的解析により算定するものとする。 A_S クラスおよび A クラスの施設は、基準地震動 S_1 により動的水平地震力を算定する。さらに、 A_S クラスについては、基準地震動 S_2 による地震力に対してその安全機能が保持できることとする。鉛直地震力は、基準地震動の最大加速度振幅の 1/2 の値を鉛直震度として求め、動的水平地震力と組合わせる。

(3) 荷重の種類と組合せ

荷重には、常時荷重、運転時荷重、事故時荷重、地震力、風荷重、雪荷重を考慮する。また、地震力と他の荷重との組合せは以下の通りである。

- a) 常時荷重 + 運転時荷重 + 地震力
- b) 常時荷重 + 事故時荷重のうち長時間作用するもの + 基準地震動 S_1

(4) 許容限界

(a) A_S クラスの建物・構築物

基準地震動 S_2 による地震力との組合せに対しては、構造物全体として十分な変形能力の余裕を有し、終局耐力に対して安全余裕を持たせることとする。基準地震動 S_1 による地震力または静的地震力との組合せに対しては、許容応力度を許容限界とする。ただし、事故時の荷重と組合わせる場合には、終局耐力に対して安全余裕を持たせることとする。

(b) A クラスの建物・構築物

許容応力度を許容限界とする。

(c) B, C クラスの建物・構築物

常時荷重 + 運転時荷重 + 静的地震力の組合せにより発生する応力に対して、許容応力度を許容限界とする。

(5) 建物・構築物の機能及び構造

原子炉施設は地震時にも、その安全機能が失われることによって大きな事故の誘因とならないよう十分な耐震安全性を有していることが必要である。建物・構築物は主要構造物であると同時に、間接支持構造物としての機能を要求される。例えば、BWR 原子炉建屋原子炉棟は、放射性物質の放出を伴うような事故の際に、外部放散を抑制するための設備としての機能を要求される主要設備で、重要度分類 A クラスであるが、建屋の一部に A_S クラスに属する使用済み燃料プールを含んでおり、また、同時に A_S クラスの機器、配管系の支持構造物としての機能を有している。

表 3.5-1 耐震重度分類の定義とクラス別施設 (A_S クラス)

耐震重要度 分類及び定義	機能別分類	主要設備	間接支持構造物	
		適用範囲	適用範囲	検討用 地震動
A _S クラス その破損により冷却材喪失を引き起こすおそれのあるもの、原子炉を緊急停止させ、かつ、安全停止状態に維持するために必要なもの、使用燃料を貯蔵するための施設及び原子炉格納容器	(i) 「原子炉冷却材圧力バウンダリ」(「発電用軽水型原子炉施設に関する安全設計審査指針」に記載されている定義と同じ) を構成する配置及び機器	①原子炉圧力容器(B) ②原子炉容器(P) ③原子炉冷却材圧力バウンダリに属する容器・配管・ポンプ・弁	1) 原子炉建屋 2) 制御建屋 3) 原子炉圧力容器ベデスタル(B) 4) 内部コンクリート(P) 5) 補助建屋(P)	S ₂
	(ii) 使用済み燃料を貯蔵するための設備	①使用済み燃料プール(B) ②使用済み燃料貯蔵ラック(B) ③使用済み燃料ピット(P) ④使用済み燃料ラック(P)	1) 原子炉建屋 2) 補助建屋(P) 3) 燃料取扱建屋(P)	S ₂
	(iii) 原子炉の緊急停止のために急激に負の反応度を付加するための設備及び原子炉の停止状態を維持する設備	①制御棒、制御棒駆動機構及び制御棒駆動水圧系(スクラム機能に関する部分)(B) ②制御棒クラスタ及び制御棒駆動装置(スクラム機能に関する部分)(P) ③ほう酸注入系(移送系)(P)	1) 原子炉建屋 2) 内部コンクリート(P) 3) 補助建屋(P) 4) 制御建屋(P) 5) ディーゼル建屋(P)	S ₂
	(iv) 原子炉停止後、炉心から崩壊熱を除去するための設備	①原子炉隔離時冷却系(B) ②高圧炉心スプレイ系(B) ③残留熱除去系(停止時冷却モード運転に必要な設備)(B) ④冷却水源としてのサプレッションプール(B) ⑤主蒸気・主給水系(主給水逆支弁より蒸気発生器 2 次側を経て、主蒸気隔離弁まで)(P) ⑥補助給水系(P) ⑦復水タンク(P) ⑧余熱除去系(P)	1) 原子炉建屋 2) 制御建屋 3) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用)(B) 4) 内部コンクリート(P) 5) 補助建屋(P) 6) ディーゼル建屋(P) 7) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(P)	S ₂
	(v) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故の際に圧力障壁となり、放射性廃棄物の拡散を直接防ぐための設備	①原子炉格納容器 ⁽²⁾ ②原子炉格納容器バウンダリに属する配管・弁	1) 原子炉建屋 2) 補助建屋(P) 1) 制御建屋 2) ディーゼル建屋(P) 3) 原子炉建屋	S ₂ S ₁

注 1：本表は「JEA601・補-1984」を引用し、表の組替えを行った。

注 2：本来、基準地震動 S2 で評価する必要はないが、放射性物質の放散に対する最終隔壁であるので、原子炉格納容器バウンダリの耐震 A_S クラスとする。ただし、隔離弁については、基準地震動 S2 発生後において隔離状態を維持するものとする。

注 3：CAD 方式のものも含む。

注 4：耐震 B クラスではあるが、基準地震動 S1 に対し破損しないことの検討を行うものとする。

注 5：SB は耐震 B クラスの設備に適用される地震入力。

*その他(B)：BWR (P)：PWR 無印：BWR、PWR 共通

表 3.5-2 耐震重度分類の定義とクラス別施設 (A クラス)

耐震重要度 分類及び定義	機能別分類	主要設備	間接支持構造物	
		適用範囲	適用範囲	検討用 地震動
A クラス 原子炉事故の際に放射線障害から公衆を守るために必要なもの及びその機能喪失が公衆に放射線障害を及ぼすおそれのあるもので耐震 A _s クラスに属する以外のもの	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリ破損事故後、炉心から崩壊熱を除去するために必要な設備	①非常用炉心冷却系(B) 1) 高圧炉心スプレイ系 2) 低圧炉心スプレイ系 3) 残留熱除去系(低圧炉心注水モード運転に必要な設備) 4) 自動減圧系 ②冷却水源としてのサプレッションプール(B) ③安全注入系(P) ④余熱除去系(ECCS)(P) ⑤燃料取替用水タンク(P)	1) 原子炉建屋 2) 制御建屋 3) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用)(B) 4) 補助建屋(P) 5) ディーゼル建屋(P) 6) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(P)	S ₁
	(ii) 放射性物質の放出を伴うような事故の際にその外部放散を抑制するための設備で耐震 A _s クラス(V)以外の設備	①残留熱除去系(格納容器冷却及びスプレイモード運転に必要な設備)(B) ②原子炉建屋(B) ③可燃性ガス濃度制御系(B) ⁽³⁾ ④非常用ガス処理系及び排気口(B) ⑤原子炉格納容器圧力制御装置(ダイヤフラムフロア、ベント管)(B) ⑥主蒸気隔離弁漏洩制御系(B) ⑦冷却水源としてのサプレッションプール(B) ⑧格納容器スプレイ系(P) ⑨燃料取替用水タンク(P) ⑩アニュラスシール(P) ⑪アニュラス空気浄化(P) ⑫格納容器排気筒(P) ⑬安全補機室換気設備(P)(工学的安全施設に含まれるもの)	1) 原子炉建屋 2) 制御建屋 3) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(非常用)(B) 4) 主排気筒(B)(非常用ガス処理系の排気口を支持する構造物) 5) 補助建屋(P) 6) 原子炉格納容器(P) 7) 外部しゃへい(P) 8) ディーゼル建屋(P) 9) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物(P)	S ₁
	(iii) その他	①燃料プール水補給設備(非常用)(B) ②ほう酸水注入系(B) ③使用済燃料ピット水補給設備(非常用)(P)	1) 原子炉建屋 2) 補助建屋(P) 3) 燃料取扱建屋(P)	S ₁
		炉内構造物	1) 原子炉圧力容器ペダスタル(B) 2) 原子炉建屋(B)	S ₂

注1：本表は「JEAG4601・補-1984」を引用し、表の組替えを行った。

注2：本来、基準地震動 S2 で評価する必要はないが、放射性物質の放散に対する最終隔壁であるので、原子炉格納容器バウンダリのみ耐震 A_s クラスとする。ただし、隔離弁については、基準地震動 S2 発生後において隔離状態を維持するものとする。

注3：CAD 方式のものも含む。

注4：耐震 B クラスではあるが、基準地震動 S1 に対し破損しないことの検討を行うものとする。

注5：SB は耐震 B クラスの設備に適用される地震入力。

*その他(B)：BWR (P)：PWR 無印：BWR, PWR 共通

表 3.5-3 耐震重度分類の定義とクラス別施設 (B クラス)

耐震重要度 分類及び定義	機能別分類	主要設備	間接支持構造物	
		適用範囲	適用範囲	検討用 地震動
B クラス 高放射性物質に関連する ものであって、耐震 As 及び A クラスに属する以外 のもの	(i) 原子炉冷却材圧力バウンダリに直接接続されていて、1次冷却材を内蔵しているか、又は内蔵しうる設備	主蒸気系 (外側主蒸気隔離弁よりタービン主塞止弁まで) (B) ⁽⁴⁾	1) 原子炉建屋 2) タービン建屋 (外側主蒸気隔離弁より主塞止弁までの配管弁を支持する部分) (B)	S ₁
		①主蒸気系及び給水系 (B) ②原子炉冷却材浄化系 (B) ③化学体積制御系のうち抽出系と余剰抽出系 (P)	1) 原子炉建屋 2) タービン建屋 (B) 3) 補助建屋 (P) 4) 内部コンクリート (P)	S _B ⁽⁵⁾
	(ii) 放射性物質を内蔵している設備、ただし、内蔵量が少ないか又は内蔵方式によりその破損によって公衆に与える放射線の影響が年間の周辺監視区域外の許容被ばく線量に比べて十分小さいものは除く	廃棄物処理設備、ただし、C クラスに属するものは除く	1) 廃棄物処理建屋 2) 原子炉建屋 (B) 3) 補助建屋 (P)	S _B
	(iii) 放射性物質以外の放射性物質に関連した設備で、その破損により公衆及び従業員に過大な放射線被ばくを与える可能性のある設備	①放射線低減効果の大きいシャベリ ②蒸気タービン、復水器、給水加熱器及びその主要配管 (B) ③復水脱塩装置 (B) ④復水貯蔵タンク (B) ⑤燃料プール浄化系 (B) ⑥制御棒駆動水圧系 (放射性流体を内蔵する部分) (B) ⑦原子炉建屋クレーン (B) ⑧燃料取扱設備 (B) ⑨制御棒貯蔵ラック (B) ⑩使用済燃料ピット水浄化系 (P) ⑪化学体積制御系のうち C クラスに属する以外のもの (P) ⑫補助建屋クレーン (P) ⑬使用済燃料ピットクレーン (P) ⑭燃料取替クレーン (P) ⑮燃料移送装置 (P)	1) 原子炉建屋 2) タービン建屋 (B) 3) タービンベダスタル (B) 4) 内部コンクリート (P) 5) 補助建屋 (P)	S _B
	(iv) 使用済燃料を冷却するための設備	①燃料プール冷却系 (B) ②使用済燃料ピット水冷却系 (P)	1) 原子炉建屋 2) 補助建屋 (P) 3) 燃料取扱建屋 (P) 4) 海水ポンプ基礎等の海水系を支持する構造物 (P)	S _B
	(v) 放射性物質の放出を伴うような場合に、その外部放散を抑制するための設備で耐震 As 及び A クラスに属さない設備			S _B

注 1：本表は「JEAG4601・補-1984」を引用し、表の組替えを行った。

注 2：本来、基準地震動 S2 で評価する必要はないが、放射性物質の放散に対する最終隔壁であるので、原子炉格納容器バウンダリのみ耐震 AS クラスとする。ただし、隔離弁については、基準地震動 S2 発生後において隔離状態を維持するものとする。

注 3：CAD 方式のものも含む。

注 4：耐震 B クラスではあるが、基準地震動 S1 に対し破損しないことの検討を行うものとする。

注 5：SB は耐震 B クラスの設備に適用される地震入力。

*その他 (B)：BWR (P)：PWR 無印：BWR、PWR 共通

表 3.5-4 原子力発電所建屋において考慮すべき地震力

クラス	静的地震力	動的地震力	
		基準地震動 S_1	基準地震動 S_2
As	・水平地震力 $3C_1$ より算定 ・鉛直地震力 C_v より算定	・水平地震力は、基準地震動 S_1 により当該建屋が受ける地震力。 ・鉛直地震力は、基準地震動の最大水平加速度振幅の $1/2$ の値を鉛直地震動として算定⁽¹⁾。	・水平地震力は、基準地震動 S_2 により当該建屋が受ける地震力。 ・鉛直地震力は、基準地震動の最大水平加速度振幅の $1/2$ の値を鉛直地震動として算定⁽¹⁾。
A	・水平地震力 $3C_1$ より算定 ・鉛直地震力 C_v より算定	—	—
B	・水平地震力 $1.5C_1$ より算定	—	—
C	・水平地震力 C_1 より算定	—	—

C_1 (層せん断力係数)：標準せん断力係数を 0.2 とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。
 C_v (鉛直震度)：0.3 を基準とし、建物・構築物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。

注：(1)水平地震力と鉛直地震力は、同時に不利な方向に組合わせる。鉛直地震力は高さ方向に一定とする。

3.5.2 地震応答解析

(1) 概要

(a) 入力地震動

原子炉建屋が解放基盤表面上に設置され、埋込みが無視できる場合には、一般に基準地震動を直接入力地震動として扱っている。それ以外の場合は、サイトの地形、地質、建屋の埋込深さなどに応じて、別途、一次元波動理論などにより地盤の応答解析を行い、解放基盤表面での基準地震動から、建屋－地盤連成モデルへの入力地震動を求めている。

(b) 建屋－地盤連成モデル

地盤のモデル化は、一般的には基礎マット下の地盤を等価な水平および回転バネに置換して、スウェイ・ロッキングモデルとして取り扱うことが多い。埋め込みを考慮して側面スウェイバネを加える場合もある。また、建屋の埋込み、埋戻し土および周辺地盤の影響を別々に考慮する場合や、隣接建屋等を考慮するときは、地盤を FEM モデルや多質点系並列モデルで表すこともある。さらに最近では、地盤の三次元的扱いや境界処理が合理的な BEM を使用し、建屋の周辺地盤を FEM でモデル化するサブストラクチャー法を利用して地震応答を求める場合もある。

(c) 上部構造モデル

一般に各部を基礎マット上から立ち上がるマルチカンチレバーモデル、あるいは各部を一つにまとめたシングルカンチレバーモデルとし、床位置などに質量を集中させたいわゆる曲げ・せん断型の多質点系モデルとして扱う場合が多い。

(d) 耐震壁の復元力特性および基礎マットの浮き上がり非線形特性

原子炉建屋の主要構造要素は、ボックス型または円筒形の耐震壁であり、これらについては多くの試験体による構造試験に基づいて復元力特性曲線が設定されている。

また、原子炉建屋の基部に大きな転倒モーメントが作用する場合は、基礎マットの一部が地盤から浮き上がると想定して、ロッキングバネに幾何学的非線形を考慮している。

(e) 振動方程式の数値解析手法

線形振動方程式の解法としては、一般にスペクトルモーダルアナリシス法、時刻歴モーダルアナリシス法、直接積分法、周波数応答解析法等がある。一方、非線形地盤応答解析では、微小時間ごとの増分型平衡方程式を逐次解析して求めるが、剛性や減衰マトリックスが時々刻々変化し、非線形領域に入る場合の不均衡力の処理および収束計算にかなり高度なテクニックを要する。その解析手法としては Newmark- β 法や Wilson の θ 法等の数値積分法が基本的に用いられる。

(f) 建屋応答結果

以上により、地震応答解析を実施し、建屋の応答加速度、速度、変位等が得られ、これらからさらにせん断力や曲げモーメントが求められる。そして、せん断力と曲げモーメントを用いて建屋各部の断面算定が行われる。

また、建屋安定性を検討するために、鉛直力および曲げモーメントから基礎マットの接地圧を求め、さらに鉛直力およびせん断力により滑動等の検討を行う。

(2) 地盤および構築物の物性値評価

(a) 地盤の物性値

構造物の動的解析は、地盤の状況や建物の構造特性を反映した解析手法で行われることが望まれる。よって、解析に用いる物性値も目的に適った評価がなされる必要がある。例えば、同一の岩盤を対象としても、試験方法が異なると得られる弾性係数の結果にも差が生じることが多い。しかし、地震時の波動伝播の現象に近い試験方法は弾性波試験であることから、動的解析に用いる地盤の弾性係数を求めるに際し、最も適切と言える。弾性係数を決める際には、せん断速度の他に疎密波速度（P 波速度）や単位体積重量が必要となるが、P 波速度についてはせん断波速度の評価方法に準ずる取り扱いが可能であり、また、単位体積重量は既往の調査方法を用いることができると考えられる。図 3.5-1 に地質の物性値評価のフローチャートを示す。

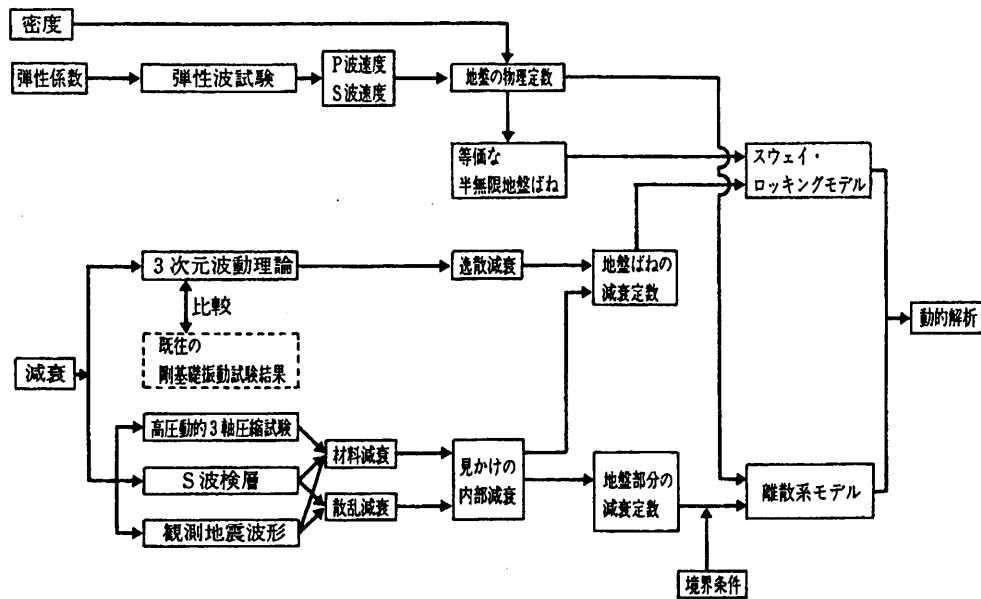


図 3.5-1 地盤の物性値評価のフローチャート

(b) 建物・構築物の物性値

原子力発電所の建物・構築物の構造は鉄筋コンクリートおよび鉄骨構造が主体であり、使用材料の物性値は、主として日本建築学会の各種基準、仕様書、指針等による。

(3) 建物・構築物と地盤の相互作用

地盤は、建屋を支えると同時に地震動を伝える媒体でもある。地震動は、外乱として地盤より建屋に作用し、一方では建屋は周囲の地盤振動に影響を与える。このように地盤と建屋が振動的に相互に影響し合うことを動的相互作用という。この時、動的相互作用によって、建屋の振動が地盤に伝わることはそれだけ建屋の振動が減衰することを意味している。

建屋・構築物と地盤の相互作用を解析するモデルとしては、スウェー・ロッキングモデル、離散系モデル、その他のモデルに分類できるが、これらの解析モデルの特徴と使用上の制約をまとめると表 3.5-5 となる。地震応答解析に当たってはこれらの解析モデルの特徴を考慮して、設計及び解析の目的に合った適切なモデルを選定することが大切である。

(4) 建屋安定性の検討

地震応答解析から、建屋の応答加速度、速度、変位などが得られ、さらに、建屋全体の転倒モーメントや建屋基部のせん断力が得られる。地盤はこれらの力に対して安定である必要がある。この確認が建屋の安定性についての検討であり、基礎底面の接地圧と建屋の滑動の2つについて評価する。

表 3.5-5 動的相互作用解析モデルの特徴

解析モデルの種類			特 長	使用上の制約
スウェーイ・ロッキングモデル	従 来 法		・地盤ばねは、弾性波動論の静的算定式により比較的簡便に算定できる。 ・地盤の減衰定数は、振動数に対して一律とし V_s ごとに設定される。	・応答解析結果は、安全側でもあるが、減衰定数は理論解との整合及び実現象との対応が十分ではない。
	振動数依存法	方法 1 (理論解法)	・埋込みがない場合には、グラント・コンプライアンス理論や振動アドミッタンス理論により地盤の三次元解析が可能である。 ・地盤のばね及び減衰の理論値が算定でき、実現象との対応も良い。	・埋込み効果を含めた解析には、グラント・コンプライアンス理論及び振動アドミッタンス理論以外の方法によって、側壁周囲地盤のばねと減衰を評価する必要がある。
		方法 2 (近時法)	・地盤ばねは、弾性波動論の静的算定式により評価し、減衰は理論値より近似的に評価する方法である。 ・この方法は、理論解法に基づく実用的な近似法である、しかも実現象との対応もかなり良い。	・埋込み効果を含めた解析を行うには、側壁周囲地盤のばね及び減衰を他の方法で評価する必要がある。 ・適用できる地盤は主として半無限一様地盤であるが、限られた条件であれば成層地盤にも適用できる。
離散系モデル	多質点並列地盤モデル		・埋込み効果、地盤の成層性及び地形の不整形性等の地盤条件に応じたモデル化ができる。 ・解析モデルの底面、側面、直交側面を粘性境界とすることにより三次元効果の近似的評価ができる。 ・FEM モデルは、入力地震動の評価も含めた連成系全体の相互作用解析及び応答解析と地盤インピーダンスの解析を分離するサブストラクチャ法が可能である。	・回転のばね及び減衰はグラント・コンプライアンス理論や振動アドミッタンス理論により算定する必要がある。
	有限要素モデル (FEM モデル)			・格子型モデルに比較して計算時間がかかる。 ・三次元解析には膨大な時間がかかるため、通常擬似三次元解析が行われている。
その他のモデル	薄層要素モデル		・建屋周辺には、三次元波動論を適用することにより、無限領域の評価が可能である。 ・FEM モデルに比較して計算時間及びデータ作成の時間が少ない。	・不整形地盤等をモデル化する場合には、等価な成層地盤に置換する等の工学的判断が必要である。
	境界要素モデル (BEM モデル)			・基本解の中に無限領域の評価が含まれているので、FEM のような伝達境界及び粘性境界等によるモデル化の必要はない。 ・一様地盤の場合には、建屋の埋込み効果の評価を三次元問題として扱うことができる。

3.5.3 応力解析と構造設計

(1) 概要

建物・構築物の各部位の応力解析と評価は、静的地震力の算定法もしくは地震応答解析の項に示す線形または非線形応答解析により求められた応力と変形を用いて行う。原子力建屋は複雑な構造であることや、構造体の壁厚やスラブ厚が一般建屋に比べてかなり厚いことなどから、全体もしくは各部位を FEM で解析するケースが多い。

地震による応力と他の応力との組合せは、荷重の組合せと許容限界における荷重の組合せにしたがって行われる。

原子炉建屋の断面算定も一般建屋と同様、各種基準により、評価するとされている。

例えば、 S_1 地震時応力に対する鉄筋コンクリート構造物の許容応力度設計を行う場合には、主として「RC 規準」にて評価することができる。

(2) 機能維持の検討

S_1 および S_2 地震時の応力と、必要な荷重組合せ下の応力に対して、各部材の機能維持を検討する必要がある。検討の対象としては、耐漏洩機能、波及事故防止機能、支持機能があげられる。しかし、この様な機能を維持することのできる限界値については、現在のところ定量的な規格・規準がない状態である。

(3) 安全余裕度

(a) 静的地震力に対する評価

「審査指針」では、建物・構築物の保有水平耐力が必要保有水平耐力に対して重要度に応じた妥当な安全余裕を有していることを確認することになっている。すなわち、「保有水平耐力／必要保有水平耐力」の値が静的な安全余裕度の指標となる。

保有水平耐力については、部材のせん断および曲げ耐力に基づいて評価する。

(b) 動的地震力に対する評価

基準地震動 S_2 の作用下で建物・構築物が構造全体として変形能力の余裕を有し、終局耐力に対して妥当な安全余裕を有していることが要求されている。実際には、機能維持を確認することで、上記の余裕が確保されていると考えることができる。各部位の機能維持に対するクライテリアは現状では詳細な規定は整備されていない。そのため、実際の設計では十分な余裕を持たせることにより、カバーしている。

4. 地下岩盤構造物の耐震解析法

4.1 耐震解析法の分類

一般的に用いられている耐震解析法を表 4.1-1 にまとめる。耐震解析法は静的解析と動的解析に大別される。静的解析は、設計震度に基づいて算定した慣性力や地震時土圧を構造物に静的に作用させて計算する震度法・修正震度法と、設計速度応答スペクトルや一次元地盤応答解析結果に基づいて算定した地盤応答（または地盤応答と等価な力）を構造物に作用させて計算する応答変位法に分類される。震度法と修正震度法は慣性力の影響が支配的な構造物を対象としているのに対して、応答変位法は地盤変形の影響が支配的な構造物を対象とする。応答変位法には、構造物と周辺地盤の相互作用を相互作用バネでモデル化して相互作用バネ端から地盤変位を作用させる相互作用バネ系応答変位法と、構造物と周辺地盤を FEM でモデル化して地盤の地震時ひずみに等価な節点力を作用させる FEM 系応答変位法がある。また、FEM モデルに地盤の慣性力を作用させる応答震度法も FEM 系応答変位法に含まれる。

静的解析は構造物および地盤の振動形状が単純な場合（一次モードが卓越する）には、適切にモデル化することにより動的解析とほぼ等しい結果を期待できる。

動的解析は時間領域で解析を行う時刻歴応答解析と周波数領域で解析を行う応答スペクトル法に大別される。地盤の動的解析として多く用いられている重複反射理論に基づく解析（SHAKE）は後者の範疇にはいる。時刻歴応答解析には数値解析手法により直接積分法（逐次応答解析法）・モード解析法・複素応答解析法等がある。

動的解析は適切にモデル化することにより構造物・地盤の振動特性を忠実に評価できる精度の高い方法である。今までは大規模な構造物・周辺社会に及ぼす影響の大きな構造物・実績の少ない構造物等の特殊な場合に限定されることが多かったが、兵庫県南部地震以来動的解析の有用性が高まり、コンピュータの発達とも相俟って一般的な設計にも多用されるようになった。動的解析では入力地震動の設定が最も重要であり、最大加速度値等の振幅特性のみならず位相特性や継続時間を適切に設定する必要がある、一般にはいくつかの入力地震動に対して検討を行う場合が多い。

表 4.1-1 耐震解析法の分類

耐震解析法		対象	設計地震力
静 的 解 析 法	震 度 法	慣性力，地震時土圧を静的に作用させて計算する耐震解析法	地域特性，地盤特性を考慮した設計震度 (K) に基づいて設定する。 $K = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot K_0$ Δ_1 : 地域係数 Δ_2 : 地盤係数 Δ_3 : 重要度係数等のその他の係数 K_0 : 標準設計震度
	修正震度法	構造物および地盤の振動特性を考慮して定めた慣性力，地震時土圧を静的に作用させて計算する耐震解析法	震度法の設計震度を構造物の振動特性 (固有周期) によって補正した設計震度に基づいて設定する。 $K = \Delta_1 \cdot \Delta_2 \cdot \Delta_3 \cdot \Delta_4 \cdot K_0$ Δ_4 : 振動特性補正係数
	応答変位法	構造物と構造物周辺地盤を相互作用バネまたは F E M でモデル化し，地盤変位または等価な節点を静的に作用させて計算する耐震解析法 応答変位法 相互作用バネ系 F E M 系 応答変位法 (応答震度法)	速度応答スペクトルや地盤の 1 次元動的解析によって算定した構造物にとって最も不利になる地盤変位分布を設定する。
動的解析法	動的解析法 時刻歴解析法 直接積分法 モード解析法 複素応答法	構造物および地盤が複雑な振動特性を示す (高次の振動モードが無視できない・複雑な幾何学形状を有する等) 場合や非線形性が強い場合に用いられる。	入力地震波または応答スペクトルは，地盤条件に適した過去の強震記録，またはこれを修正したもの，あるいは活断層等の地震環境を考慮した適切な模擬地震波を基にして設定する。

4.2 地下研究施設に対する耐震解析法の適用性

地下研究施設の岩盤空洞および立坑の耐震性検討に適用しうる耐震解析法の概要と適用性を表 4.2-1 にまとめる。

大深度岩盤空洞の耐震性は、空洞周辺岩盤の地震時安定性を評価することにほかならないため、解析領域に周辺岩盤を含まない震度法および相互作用バネ系応答変位法は適用できない。したがって、F E M系の動的解析法または静的応答変位法（応答震度法を含む）が基本となる。一般部の岩盤空洞は平面ひずみの条件が成立するため二次元解析が可能であるが、立坑との交差部や断面拡幅部では三次元解析が必要となることが想定される。

応力－ひずみ関係については、岩盤の地震時ひずみレベルは小さく強い非線形性を示さないと想定されるため、線形とするか、または等価線形化法の適用が可能であると考えられる。近年、岩盤空洞の安定性検討において岩盤の不連続性を考慮したクラックテンソル、DEM（個別要素法）、R B S M（剛体バネモデル）等の方法が用いられているが、耐震解析に適用された事例はほとんど無く、現状では適用について考慮する必要はないものと考えられる。

F E M系動的解析では基本的に地震波入力基盤面から地表面までの広範囲を解析領域とする必要があるが、応答変位法では適切な地中応答変位分布を設定することができれば、解析領域を岩盤周辺部の比較的狭い範囲に限定できる。したがって、空洞形状や岩盤物性についてのパラメトリックな検討等の基本設計段階では応答変位法が有力な解析法である。一方、F E M系動的解析法は応答変位法の検証および最終的な岩盤空洞耐震性の照査において必要になると考えられる。

岩盤空洞のF E M系動的解析法、F E M系応答変位法、応答震度法概念図をそれぞれ図 4.2-1、図 4.2-2、図 4.2-3 に示す。

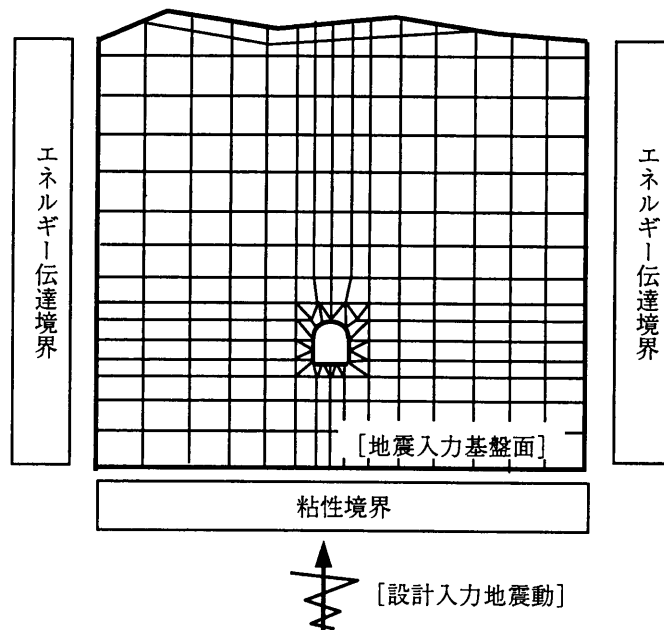


図 4.2-1 動的解析概念図

表 4.2-1 地下研究施設の耐震解析法とその適用性

解 析 法	概 要	適 用 性	判定
震度法	・設計震度に基づいて、地震力として躯体の慣性力・上載土の慣性力の影響・地震時土圧等を適宜考慮し、骨組モデルやシェルモデルに静的に作用させることにより解析する手法である。	・地震時土圧の算定には物部・岡部の土圧公式が用いられるが、地下構造物の地震観測等で計測される土圧特性とはかなり異なる。特に大深度および堅固な地盤の場合にはこの傾向は顕著となる。	×
相互作用バネ系応答変位法	・設計速度応答スペクトル、または設計地震動が規定されている場合には地盤の一次元地震応答解析から算定した地盤変位を、骨組モデルやシェルモデルに静的に作用させることにより解析する手法である。	・非常に複雑な構造物・地盤間の相互作用を地盤バネという簡易な力学モデルで評価するため、地盤バネの合理的なモデル化が課題となる。 ・立坑の坑口部、浅部の覆工の検討には用いることができるが、周辺岩盤の安定性の検討にはモデル的に適用できない。	△
F E M 系応答変位法	・まず、地盤の一次元地震応答解析により設計地震動に対する自由地盤の応答を算定する。応答結果の時刻歴の中で構造物にとって最も不利と考えられる瞬間の自由地盤の状態を取り出し、この地盤状態が再現されるような等価荷重を算定する。最後に、構造物・周辺地盤系を二次元 F E M でモデル化し、等価荷重を解析領域の境界に静的に作用させることにより解析する手法である。等価荷重としては加速度、変位の深さ方向分布を与える。	・応答変位法が抱える地盤バネの問題を回避しうる。 ・解析領域を空洞周辺の狭い範囲にとることができる。 ・動的解析に比較して解析費用、時間が少ない。 ・岩盤空洞への適用実績も多く、有力な解析手法である。 ・空洞周辺岩盤、立坑にとって最も厳しい変位分布を設定する必要がある。	○
F E M 系動的解析	・空洞および周辺地盤を一体として F E M (二次元、軸対称、三次元) により動力学モデルに置き換え、設計地震動に対する動的な挙動を解析する手法である。	・適切に動力学的にモデル化されれば、最も精度の高い手法である。 ・F E M 系応答変位法の検証、断層等の影響の検討等の場合の有力な解析手法である。 ・地震波入力基盤面から地表面までの広い解析領域が必要である。	○

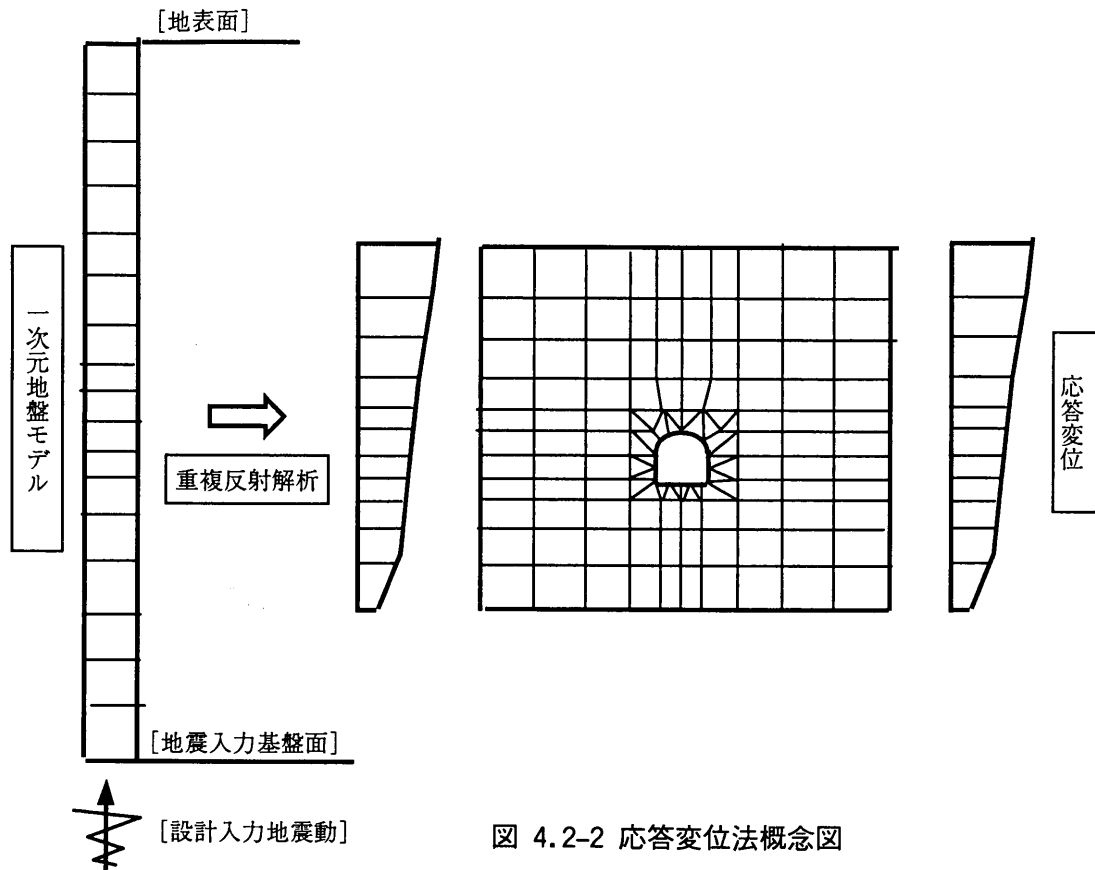


図 4.2-2 応答変位法概念図

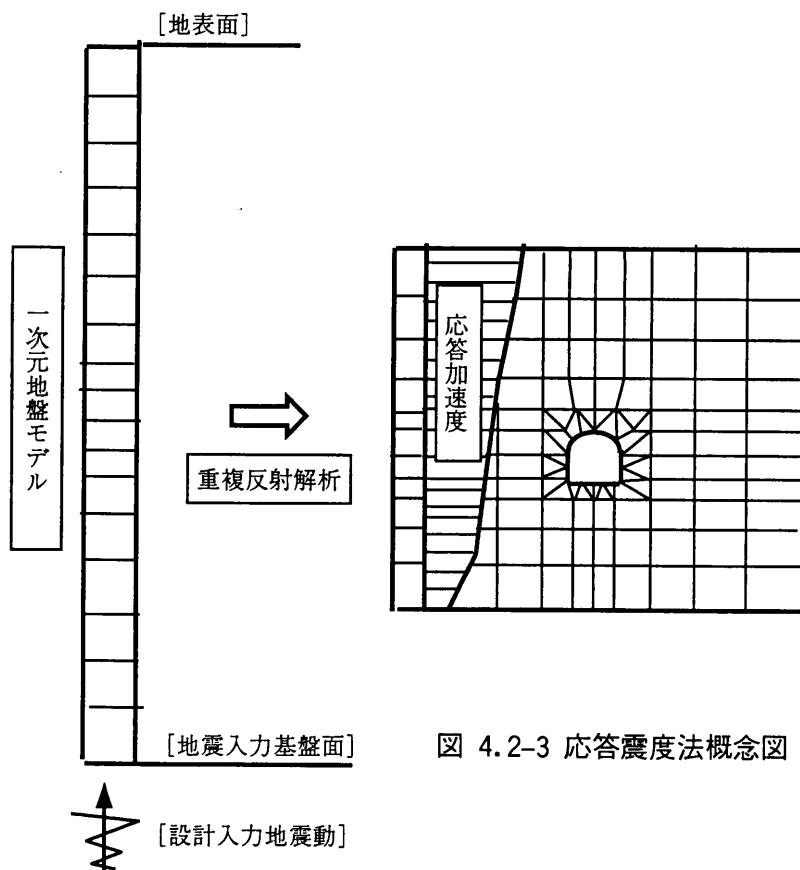


図 4.2-3 応答震度法概念図

立坑の坑口および浅層部では、立坑の安定性は覆工で確保することになる。この場合には、F E M系応答変位法やF E M動的解析法以外にも、シールド立坑や地下タンクのような既存の構造物に適用されている震度法や相互作用バネ系応答変位法を適用することが可能である。震度法では物部・岡部の地震時土圧を用いられるが、地下構造物の地震観測等で観測される土圧特性とかなり異なる。したがって、現在では震度法はほとんど用いられず、相互作用バネ系応答変位法を適用して地下構造物の耐震性を検討する場合が多い。

立坑深部では、安定性は周辺岩盤の応力ひずみ状態に依存するため震度法および相互作用バネ系応答変位法を適用できないため、岩盤空洞と同様にF E M系応答変位法（応答震度法を含む）およびF E M系動的解析法を用いて耐震性を検討することになると考えられる。解析次元については、断面方向の検討では二次元モデルを、軸方向の検討では地層構成が成層とみなせる場合には軸対象モデルを、不整形地盤または断層等の影響が無視し得ない場合には三次元モデルを用いることになる。

5. 耐震設計に必要な物性値と調査手法

5.1 耐震設計に必要な物性値

耐震設計に必要な物性値は、材料の動的変形特性と動的強度特性である。

動的変形特性としては弾性係数 E 、せん断弾性係数 G 、ポアソン比 ν 、減衰常数 h である。これらの値は変形量に依存する。動的強度特性としては、せん断強度定数 C 、 ϕ や一軸強度 q_u が必要である。なお、この他液状化の検討が必要となる場合は間隙水圧の動的増加特性が必要であるが、今回は深部堆積岩を対象とするため、液状化に関わる物性値の検討は割愛した。耐震解析用地盤モデルの物性値の例を表5.1-1に示す。

表 5.1-1 耐震解析用モデル地盤の物性値例

項 目	単位	表層地盤	弱層 1 (破碎帯)	弱層 2 (不均質部)	岩 盤			備考
					上層部	中層部	下層部	
層厚	m	10	(2)	(20)	50	60	80	
静弾性係数 (E_s)	kgf/cm ²	1,940	2,350	9,400	22,000	38,400	58,700	動弾性係数 と同じ値と する。
静ポアソン比 (ν_s)	-	0.4	0.4	0.4	0.26	0.26	0.26	
単位体積重量	tf/m ³	1.7	2.0	2.0	2.1	2.1	2.1	
粘着力 (C)	kgf/cm ²	0	0.4	0.4	5	5	5	
内部摩擦角 (ϕ)	度	35	25	25	40	40	40	
S波速度 (V_s)	m/s	200	200	400	600	800	1,000	
せん断弾性係数 (G)	kgf/cm ²	690	820	3,270	7,700	13,700	21,400	
動弾性係数 (E_d)	kgf/cm ²	1,940	2,350	9,400	22,000	38,400	58,700	
動ポアソン比 (ν_d)	-	0.4	0.44	0.44	0.42	0.40	0.37	
減衰定数 (h)	%	2~20	2~20	5	5	5	5	
備 考		G, h のせん断ひずみ依存性を考慮	G, h のせん断ひずみ依存性を考慮					

5.2 動的変形特性

堆積軟岩においては 10^{-5} オーダーかそれ以下のひずみレベルでは弾性体と考えても差し支えないが、ひずみレベルが大きくなるに従い、非弾性的性質が卓越し、線形弾性体としての取り扱いが難しくなる。これまで、提案されているひずみ依存性モデルの代表的なものは Hardin-Drnevich モデルと Ramberg-Osgood モデルであり、図 5.2-1 のような傾向がある。

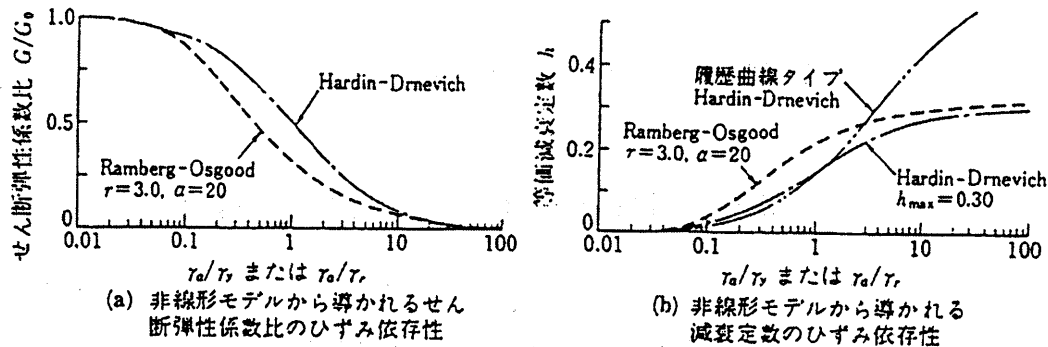


図 5.2-1 セン断弾性定数と減衰定数のひずみ依存性

5.3 動的強度特性

動的強度は、衝撃的単一荷重またはある大きさの荷重がある周波数下で繰り返し載荷されたときに発揮する強さとして定義されるが、その大きさは拘束圧の大きさや間隙水の存在によって大きく影響される。したがって、動的強度とその表示法は載荷速度効果、慣性力効果、繰り返し効果、不規則載荷加重効果、拘束圧の大きさ、飽和状態を考慮して検討する必要がある。

載荷速度効果については、ピーク強度については明らかにひずみ速度効果が認められるが、残留強度にはほとんど影響が見られない。

慣性力の影響としては、工学上問題となる加速度範囲でのせん断強度の低下はほとんどないと報告されている。

また、岩石においては実際の地震の繰り返し数ではほとんど強度低下しないことが報告されている。

不規則加重を受けた場合の土の動的強度は最大荷重の大きさのみならず、継続時間や波形により大きく影響されることが指摘されているが、岩石を対象とした試験結果によればその動的強度は、通常の試験で得られる静的強度を下回ることはいないものと結論づけられている。

したがって、堆積軟岩における強度定数としては、静的強度を用いることが多い。

5.4 原位置試験

表 5.4-1 に動的特性を調べるための調査法をまとめている。

表 5.4-1 動的特性を調べるための物理探査法

物理探査法 工学的目的		地表探査法					孔内探査法				その他	
		屈折波		反射法		表面波	弾性波の利用				常時 微動 測定	起振 器試 験
		P 波	S 波	陸上	海上 音波		音波	PS	反射	孔間		
構造	地下構造	○	◎	○	○	○	○	◎	○			
	地下水位	○		○								
	埋設物				○				□			
土及び 地盤の 性質	表面波速度					○						
	P 波速度 V_p	◎		○			◎	◎		○		
	S 波速度 V_s		◎	○				◎		○		
	ポアソン比 ν	□	□	□			□	□		□		
	弾性係数 E	□	□	□			□	□	□	□		
	せん断弾性係数 G	□	□	□			□	□	□	□		
	減衰定数 h		□			○		◎				◎
	せん断強度 τ		△					△		△		
	ばね定数 K	□	□				□	□		□		
	卓越周期 T_e		□			□		□			◎	○
工学的 地盤分 類への 利用	リップビリティ	△								△		
	岩盤分類	△								△		
	耐震地盤種別		□	□							□	

◎：直接求まるもの、確立した有効な方法、○：直接求まるもの
□：間接的に求まるもの（理論的）、△間接的に求まるもの（実験的）

動的解析に必要なポアソン比 ν 、弾性係数 E 、せん断弾性係数 G は P 波、S 波の速度から、式 5.4-1 から式 5.4-3 で求められる。

$$\text{ポアソン比} \quad \nu = \frac{1 - 2(V_s - V_p)^2}{2 - 2(V_s - V_p)^2} \quad (5.4-1)$$

$$\text{せん断弾性係数} \quad G = \rho V_s^2 \quad (5.4-2)$$

$$\text{弾性係数} \quad E = 2(1 + \nu)G \quad (5.4-3)$$

また、減衰定数やせん断弾性係数のひずみ依存関係は動的孔内加圧試験や動的平板載荷試験により求める。

5.5 室内試験

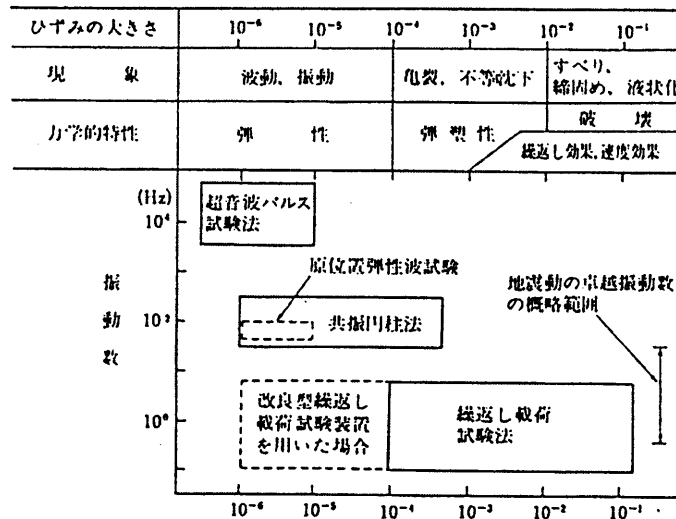
堆積岩の室内試験は大別して、動的変形試験と動的強度試験に大別される。

このうち、動的変形試験は試験時のひずみ量により以下の 3 つに大別される。

- 波動を利用した試験方法
- 振動を利用した試験方法
- 繰り返し載荷による方法

ここで、波動を利用した方法では超音波パルス法が比較的良好に用いられ、そのひずみレベルは 10^{-6} ～ 10^{-5} である。また振動を利用した試験手法としては共振法が用いられ、そのひずみレベルは 10^{-6} ～ 10^{-3} である。一方、繰り返し载荷試験法には繰り返し三軸試験や繰り返しせん断試験があり、ひずみレベルは 10^{-4} ～ 10^{-2} である。各手法の対比を表 5.5-1 に示している。

表 5.5-1 各種室内試験のひずみレベル比較



一方、動的強度試験としては、単純せん断試験、中空ねじりせん断試験、三軸圧縮試験が実施されている (表 5.5-2 参照)。

表 5.5-2 各種試験装置の供試体の応力状態

	単純せん断試験装置 (NGI 型)	中空ねじりせん断試験装置	三軸試験装置
せん断前の状態			
せん断中の状態			

5.6 調査・試験例

以下に原子力発電所の地盤耐震設計において実施された調査試験例を示す。

図 5.6-1 には基本計画段階、設計段階、詳細設計段階に応じた調査試験方法を示している。基本計画段階、設計段階では一般的な地盤調査、地質調査、力学特性調査で十分であるが、詳細設計

段階では地盤の特性に応じた調査・試験が必要となる。すなわち、断層破碎帯等の弱層や不均質地盤、層状地盤、節理発達地盤、軟岩地盤等の調査・試験が必要である。幌延地域で推定される軟質岩盤においては表 5.6-1 に示すような注意すべき工学的性質に関する試験が必要となる。

原子炉建家基礎地盤の調査・試験の例として、表 5.6-2 ～表 5.6-4 に試験項目と数量の実例を示している。

図 5.6-2 および図 5.6-3 には建家以外の周辺斜面と土木構造物の調査・試験の流れを示している。

また、表 5.6-5 から表 5.6-7 には安定評価手法に必要な物性値及び試験の組み合わせ例を、基礎地盤及び斜面、断層破碎帯や土質材料、屋外重要土木構造物地盤に対して示している。岩盤の種類に応じて、常時と地震値において、表 5.6-8 に示すような試験条件の設定が必要である。

図 5.6-4 に示すように、地盤のモデル化に当たっては、基本計画段階で地盤の種別分類を実施し、設計段階で詳細地質要素・強度特性・変形特性の把握を行い、詳細設計段階で各地盤要素の詳細物性評価を実施する。地盤種別に対応した調査・試験例が表 5.6-9 ～表 5.6-13 にとりまとめられている。ここでは、硬岩均質地盤、軟岩均質地盤、節理地盤、層状地盤、および断層破碎帯等の弱層を含む地盤の 5 例について、各設計段階ごとにとりまとめられている。

幌延地域は、軟岩の層状構造が推定されるため、上記層状地盤の各層において、軟岩均質地盤の調査・試験項目を各設計段階で適用できるものとする。

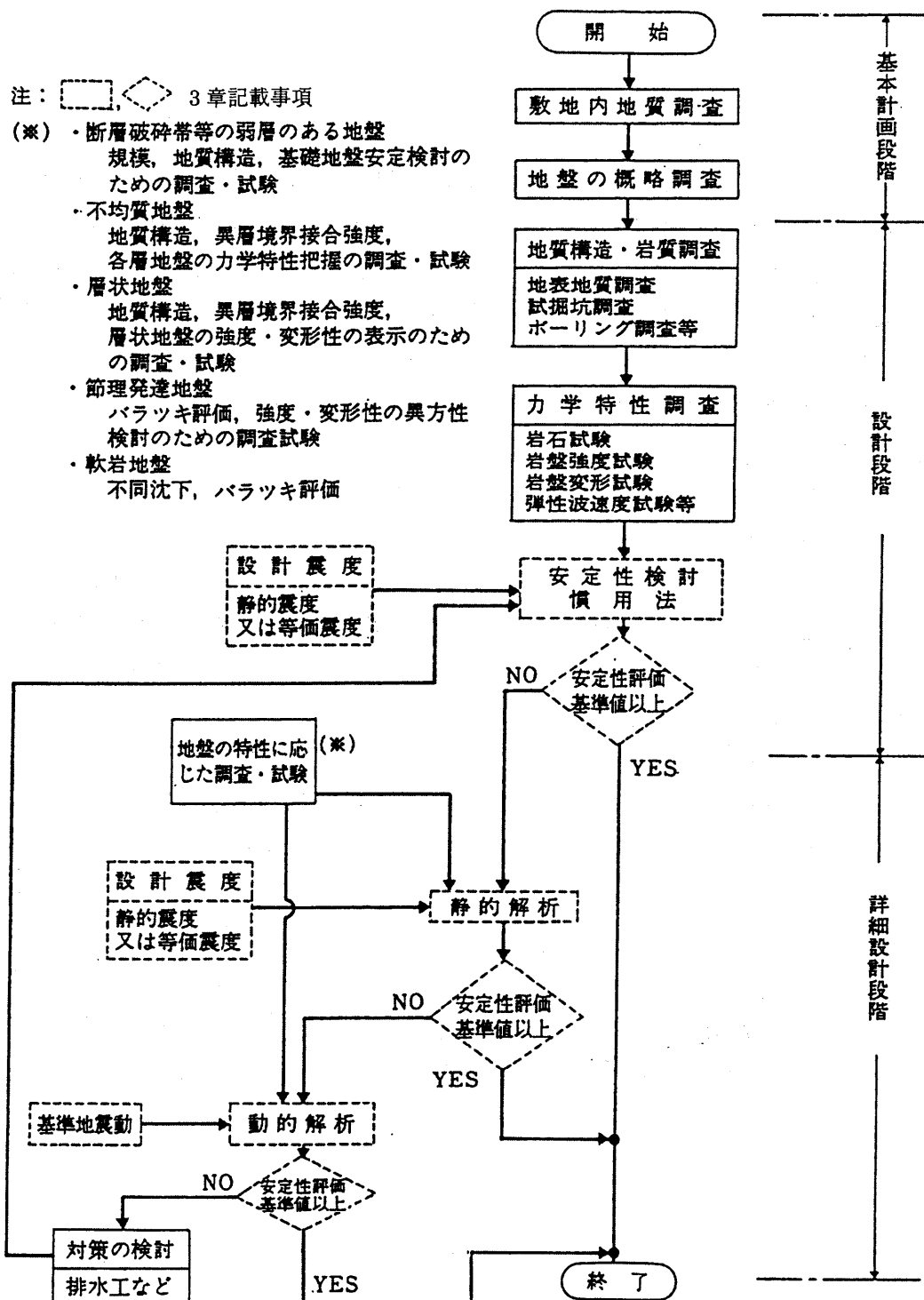


図 5.6-1 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験及び設計の流れの例

表 5.6-1 軟質岩盤分類基準案

区 分	岩塊の特長	等級区分の 可 否	岩塊の特長に対応する 岩塊の物性値範囲例 ⁽¹⁾			注意すべき 工学的性質
			q_u kgf/cm ²	V_p km/s	V_s km/s	
準硬質軟岩 (軟岩 I 類)	新第三系中新統を主とし、一部鮮新統及び古第三系に属する砂岩、頁岩、均質な凝灰岩質岩及びそれらの互層等、固結度大で新鮮な部分は緻密な岩質を示すが、ハンマーの打撃により鈍い音を発し、表面の構成粒子が変形、分離しやすいなど硬質岩と異なった特長を有する。	岩塊の風化及び節理の発達程度により 2～3 段階の等級区分が可能で、工学的性質と対応させ得る。	400～50	3.5～2.0	1.9～0.9	強度。変形特性、場合によりその異方性等。
新期軟質岩 (軟岩 II 類)	主として鮮新統に属する泥岩ないし頁岩、砂岩及びその互層等、固結度小でハンマーの打撃により用意に崩れる。岩質は均質で概ね単純な地質構造を示し、節理は少数である。	一般には困難であり、また不要の場合が多い。節理の発達状況の差により区分が可能な場合もある。	100～10	2.3～1.6	1.0～0.5	強度・変形特性、クリープ特性、スレーキング特性等。
不均質軟岩 (軟岩 III 類)	中新統及び鮮新統に属する火山砕屑岩類のうち基質が軟質で硬岩としての分類基準に適さないもの。肉眼的に不均質な岩質を示す部分が多く、レキ類は主に火山岩類、時に基質と同等の軟質レキより成る。硬質火山岩類としばしば互層あるいはその貫入を受ける。	岩相による「グルーピング」が適切。同一岩相内の等級区分は地質要素では困難である。	300～10	3.3～2.0	1.7～0.8	基質の性状により、I 類または II 類に準じる。特に不均質性、バラツキノ程度に重点。

注) (1) : 目安値であって区分けの数値ではない。

表 5.6-2 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例(1)

項目	A 地点 (泥岩)	B 地点 (泥岩)	C 地点 (流紋岩)	D 地点 (花崗岩)	E 地点 (砂岩・礫岩)	F 地点 (砂岩・泥岩互層)	結果
ボアリング調査	9 孔	6 孔 (延長約 1000m)	2B (B:基礎幅) 1 孔 1B:4 孔以上 (50m メッシュ)	2B:1 孔 1B:23 孔	30 孔	6 孔 (延長約 1,560m) 全体	地層・岩質分布, 地下 水位, 破砕帯の分布, 連続性
ボアリング・孔内弾性波速度試験	5 孔	6 孔		1 孔 (深度 300m)	5 孔	92 孔 (延長約 10,500m) 16 孔 (深度 100~300m)	V_p , V_s 良好度, 亀裂係 数
試験孔調査	基礎底面直上直交 的 200m	同左 約 200m	同左 約 670m	同左 約 620m	同左 約 320m	同左 約 1,100m	地層・岩質分布, 節理 の分布, 断層破砕帯の 分布・連続性
地表弾性波速度試験 坑内弾性波速度試験	— 屈折法: 間隔 5m 扇射法: 間隔 2.5m	— 屈折法: 間隔 5m 扇射法: 間隔 2.5m	50m メッシュ 屈折法 扇射法	— 屈折法 扇射法	— 屈折法: 間隔 2m 扇射法: 間隔 2m	— 屈折法: 間隔 2.5m 扇射法: 間隔 2.5m	V_p V_p , V_s , 動弾性係数, 動ポアソン比
物理探査	約 270 個	約 260 個	約 300 個	約 180 個	約 560 個	坑内 { 泥岩 約 120 個 砂岩 約 90 個 砂岩 約 90 個	比重, 吸水率, 密度 (有 効間隙率)
一軸圧縮試験	269 個 $\phi=35 \sim 70\text{mm}$, $h=80 \sim 135\text{mm}$	258 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=120\text{mm}$	約 280 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=120\text{mm}$	95 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=50\text{mm}$	約 250 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=50\text{mm}$	坑内 { 泥岩 約 262 個 砂岩 約 265 個 孔内 { 泥岩 約 231 個 砂岩 約 154 個	一軸圧縮強度 (q_u), 静 弾性係数, ボアソン比
岩石の超音波速度試験	—	170 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=120\text{mm}$	約 300 個	—	約 250 個	坑内 { 泥岩 約 202 個 砂岩 約 206 個 孔内 { 泥岩 約 231 個 砂岩 約 131 個	V_p , V_s , 動弾性係数, 動ポアソン比
三軸圧縮試験	135 組 $\sigma=1, 3, 6, 10\text{kg/cm}^2$ $\phi=35 \sim 50\text{mm}$ $h=70 \sim 100\text{mm}$	—	23 組 $\sigma=20 \sim 200\text{kg/cm}^2$ (5 段階) $\phi=30\text{mm}$, $h=60\text{mm}$	100 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=100\text{mm}$	120 個 $\phi=35\text{mm}$, $h=70\text{mm}$	坑内 { 泥岩 約 157 個 砂岩 約 113 個 孔内 { 泥岩 約 223 個 砂岩 約 116 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=100\text{mm}$ $\sigma=1, 3, 5, 8, 13, 20\text{kg/cm}^2$	$r_o(c)$, ϕ
引張試験	—	—	45 組 $\phi=50\text{mm}$, $h=50\text{mm}$	60 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=100\text{mm}$	圧裂 190 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=50\text{mm}$	坑内 { 泥岩 約 157 個 砂岩 約 113 個 孔内 { 泥岩 約 223 個 砂岩 約 116 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=40 \sim 50\text{mm}$	引張 (圧裂) 強度
シュミットロッドハンマー テスト	測定間隔: 0.5m 測定区間: 48m 測定点数: 5 点/箇所	測定間隔: 0.5m 測定区間: 40m 測定点数: 9 点/箇所		試験孔壁を 1m 間 隔で測定	測定間隔: 2.5m 測定区間: 110m 測定点数: 46 箇所	測定間隔: 5m 測定点数: 9 点/箇所	反発度のバラツキ分布 (地盤の不均一性の 評価)

基礎地盤の岩質分布の把握

表 5.6-3 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例(2)

項目	A 地点 (泥岩)	B 地点 (泥岩)	C 地点 (流紋岩)	D 地点 (花崗岩)	E 地点 (砂岩・礫岩)	F 地点 (砂岩・泥岩互層)	結果
支持力試験	10箇所 載荷板 $\phi 30, 60, 100\text{cm}$ $\Delta \sigma_n = 5\text{kgf/cm}^2$	4箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$ $\Delta \sigma_n = 5\text{kgf/cm}^2$	2箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$	16箇所 載荷板 $\phi 30, 60\text{cm}$	12箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$	鉛直方向: 4箇所 水平方向: 4箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$	降伏値, 極限支持力
段階載荷クリープ強度試験 (三軸加速クリープ試験)	2組 $\phi = 50\text{mm}, h = 125\text{mm}$ $\sigma_s = 0, 1, 3, 6, 10$ kgf/cm^2 $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.5\text{kgf/cm}^2$	5個 $\phi = 50\text{mm}, h = 120\text{mm}$ $\sigma_s = 0, 1, 3, 6, 10 \text{ kgf/cm}^2$ $\sigma_1 - \sigma_3 = 2.5\text{kgf/cm}^2$	—	—	—	泥岩 6個, 砂岩 6個 $\phi = 50\text{mm}, h = 100\text{mm}$ $\sigma_s = 4, 6, 8 \text{ kgf/cm}^2$ $\Delta \sigma_1$: 泥岩 10kgf/cm^2 : 泥岩 5kgf/cm^2	上限降伏値 (長期の岩盤支持力)
一軸クリープ破壊試験	3組 $\phi = 50\text{mm}, h = 125\text{mm}$ $\sigma_n = 22.5, 20.0, 17.5,$ 15.0kgf/cm^2 載荷	—	—	—	—	—	一軸クリープ破壊強度
岩盤せん断試験	6箇所 $600 \times 600 \times 300\text{mm}$ $\Delta \sigma_n = 5\text{kgf/cm}^2$	4箇所 $600 \times 600 \times 200\text{mm}$ $\sigma_v = 0 \sim 30\text{kgf/cm}^2$ $\Delta \sigma_n = 2.5\text{kgf/cm}^2$	6箇所 $700 \times 700\text{mm}$ $\sigma_v = 0 \sim 30\text{kgf/cm}^2$ (6段階)	7* ロック 4箇所 ロック 3箇所 $600 \times 600\text{mm}$	7* ロック 5箇所 ロック 1箇所 $600 \times 600\text{mm}$	7* ロック 流れ目 (4箇所) 7* ロック 差し目 (4箇所) $240 \times 240 \times 140\text{cm}$ $\sigma_v = 1, 4, 7, 10\text{kgf/cm}^2$	破壊包絡線
高圧三軸圧縮試験 (プロックサンプル)	7組 (UU) $\phi = 50\text{mm}, h = 125\text{mm}$ $\sigma_s = 0, 1, 3, 6, 10, 20, 40$ kgf/cm^2	15箇所 (CU) $\phi = 50\text{mm}, h = 120\text{mm}$ $\sigma_s = 0, 1, 3, 6, 10, 30$ kgf/cm^2	—	—	—	—	破壊包絡線
引張試験	6組 (純粋引張) $0.1\text{kg/cm}^2/\text{分}$	5個 (圧裂) $\phi = 50\text{mm}, h = 100\text{mm}$	—	—	—	—	破壊包絡線
岩盤変形試験	10箇所 載荷板 $\phi 60, 100\text{cm}$ $\Delta \sigma_n = 2\text{kgf/cm}^2$ (15分)	4箇所 載荷板 $\phi 60\text{cm}$ $\Delta \sigma_n = 2\text{kgf/cm}^2$ (15分)	7箇所 $\phi 30\text{cm}, \sigma_v = 100\text{kgf/cm}^2$	16箇所 載荷板 $\phi 30, 60\text{cm}$	12箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$	鉛直, $\phi 30\text{cm}$ 4個 水平, $\phi 30\text{cm}$ 4個 鉛直, $\phi 80\text{cm}$ 2個	割線弾性係数 接線弾性係数 変形係数
岩盤クリープ試験	2箇所 載荷板 $\phi 30\text{cm}$ $\sigma_n = 6, 12, 6, 0\text{kgf/cm}^2$ 約 7 日間持続	1箇所 載荷板 $\phi 60\text{cm}$ $\sigma_n = 6\text{kgf/cm}^2$ 4 ~ 12 ヶ月	—	—	—	2箇所 載荷板 $\phi 80\text{cm}$ $\Delta \sigma_n = 10\text{kgf/cm}^2$ 150 日間	クリープ係数

表 5.6-4 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例(3)

項 目	A 地点 (泥岩)	B 地点 (泥岩)	結果
法下に対する検討	高圧三軸圧縮試験 (ブロックサンプル)	7 組 (UU) $\phi=50\text{mm}$, $h=125\text{mm}$ $\sigma_s=0, 1, 3, 6, 10, 20, 40\text{kgf/cm}^2$	変形係数
	三軸圧縮試験 (ブロックサンプル)	各 3 組 $\phi=35\text{mm}$, $h=80\text{mm}$ $\sigma_s=0, 1, 3, 6\text{kgf/cm}^2$	変形係数
	三軸クリープ試験	2 組 (UU) $\phi=50\text{mm}$, $h=125\text{mm}$ $\sigma_1 - \sigma_3 = 6\text{kgf/cm}^2$ ($\sigma_s=0, 0.5, 1.5, 3.0\text{kgf/cm}^2$) $\sigma_1 - \sigma_3 = 12\text{kgf/cm}^2$ ($\sigma_s=0, 1, 3, 6\text{kgf/cm}^2$)	クリープ係数
	圧密試験	3 組 $P=2.5, 5, 10, 20, 40, 160\text{kgf/cm}^2$	圧密降伏応力
	ポアソン比測定	1 組 $\phi=50\text{mm}$, $h=125\text{mm}$ $\sigma_s=0, 1, 2, 3\text{kgf/cm}^2$	ポアソン比
	動的せん断試験	10 個 $\phi=108\text{mm}$, $h=30\text{mm}$ 上載圧：土被圧相当 $r=10^{-5} \sim 10^{-3}$ (1Hz) $r=10^{-4}$ (0.1, 1, 10Hz)	動的せん断弾性係数(G) 減衰定数(h) $G/G_0 - r$ $H \sim r$
	初期応力測定	水平 2 方向, 鉛直	三次元応力成分。構造的応力の存在のチェック
	層理面をパラメータとした三軸圧縮試験 (UU)	3 組 $\phi=35\text{mm}$, $h=80\text{mm}$ $\sigma_s=1, 3, 6, 10\text{kgf/cm}^2$	層理面をパラメータとした強度異方性の存在のチェック
	含水比をパラメータとした三軸圧縮試験 (UU)	1 組 $\phi=50\text{mm}$, $h=125\text{mm}$ $\sigma_s=0, 1, 3, 6, 10\text{kgf/cm}^2$	$c, \phi \sim \omega$
	含水比をパラメータとした一軸圧縮試験	15 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=125\text{mm}$	$q_u \sim \omega$
その他	含水比をパラメータとした超音波速度試験	3 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=50\text{mm}$	$V_p, V_s \sim \omega$
	伝達距離をパラメータとした超音波速度試験	4 個 $\phi=50\text{mm}$, $h=20 \sim 60\text{mm}$	$V_p, V_s \sim$ 伝達距離

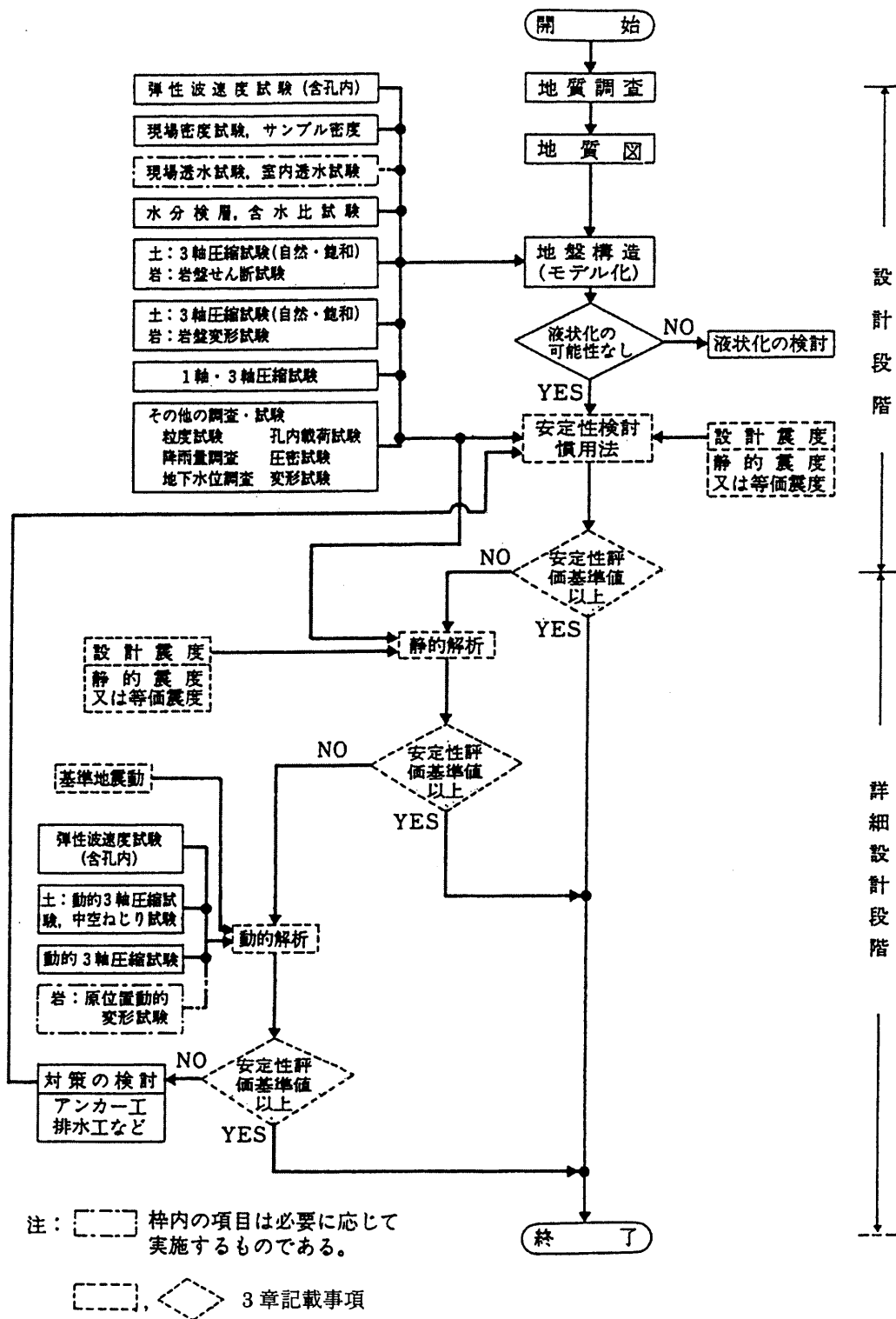


図 5.6-2 原子炉建屋周辺斜面の調査・試験及び設計の流れの例

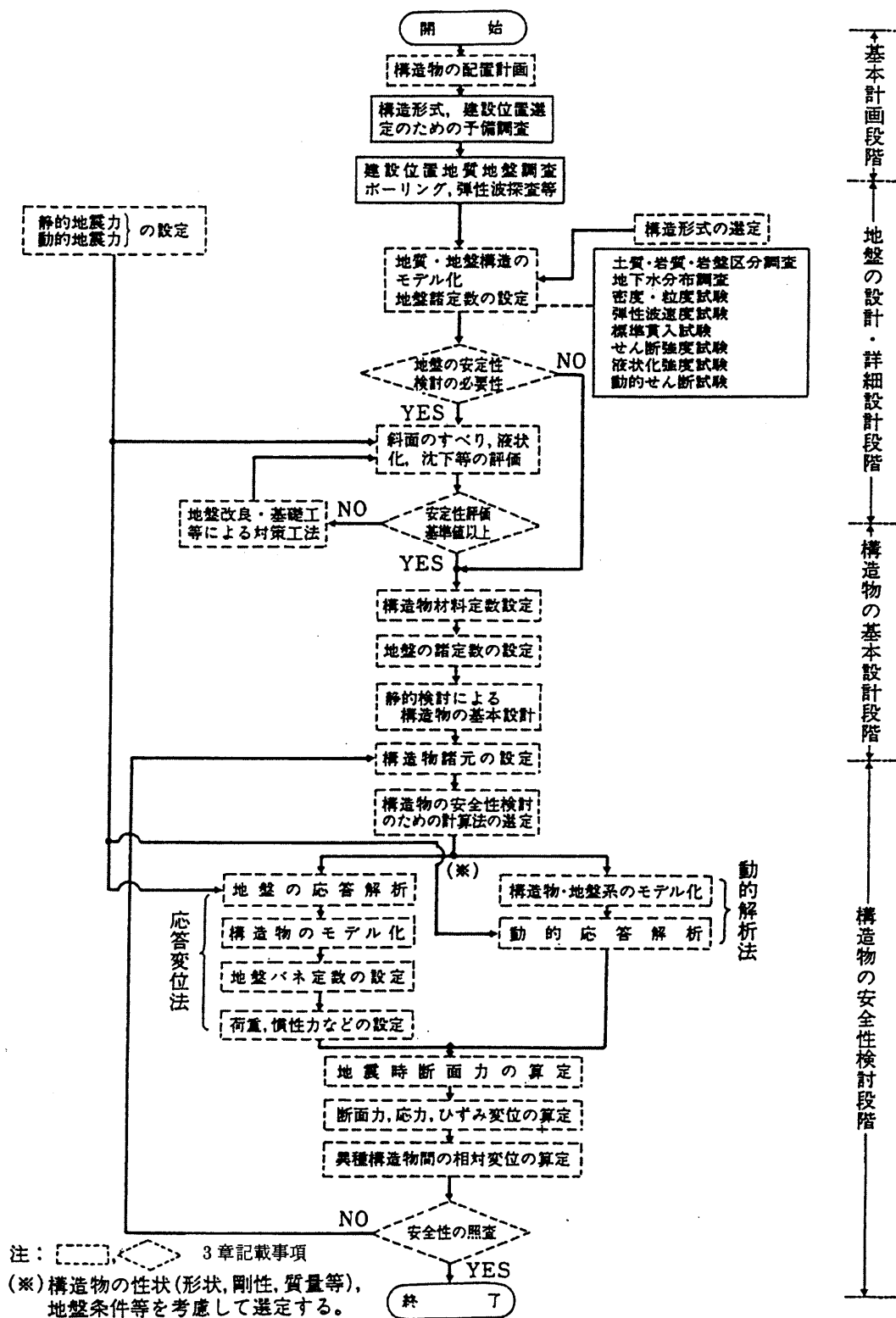


図 5.6-3 屋外重要土木構造物の調査・試験及び設計の流れの例

表 5.6-5 安定性評価法、各評価法に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合わせの例 (基礎地盤及び斜面(岩盤))

物性値	単位体積重量	静的強度定数		静弾性係数	静ポアソン比	極限支持力	動的強度定数		動弾性係数	動ポアソン比	せん断弾性係数	減衰定数	クリップ係数	備考
		C, C' (tf/m^2)	ϕ, ϕ' (度)				C_d, C_d' (tf/m^2)	ϕ_d, ϕ_d' (度)						
解析法	γ (tf/m^3)			E (tf/m^2)	ν				E_d (tf/m^2)	ν_d	G, G_0 (tf/m^2)	h (%)	α, β	
慣用法 (震度法) (すべり面法)	ボーリングコアサンプル ブロッケンサンプル	岩盤せん断試験	同左											
静的解析 (地震時)	同上	岩盤せん断試験 三軸圧縮試験	同左	平板載荷試験(割線) 三軸圧縮試験 (E_1, E_{50})	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験									
静的解析 (地震時)	同上	同上	同上	同上	同上		静的強度を使うことが多い。	同左	弾性波速度試験 動的せん断試験、動的三軸圧縮試験	弾性波速度試験 (V_p, V_s)	動弾性係数の項目と同じ			
動的解析	同上	同上	同上				同上	同上	同上	同上	同上	慣性値、動的三軸圧縮試験、動的せん断試験		
慣用法 (震度法)	同上	同上	同上			支持力試験								軟岩の場合 常時：上限降伏値 地震時：極限支持力と使い分けている例がある。
慣用法				平板載荷試験(割線)	一軸圧縮試験、三軸圧縮試験								現場クリップ試験	弾性論 (ブネ式による。)

表 5.6-6 安定性評価法、各評価に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合わせの例（基礎地盤及び斜面（断層破碎帯や土質材料））

物性値 解析法		単位体積重量 γ (tf/m ³)	静的強度定数		静弾性係数 E (tf/m ²)	静ポアソン比 ν	動的強度定数		動弾性係数 E_d (tf/m ²)	動ポアソン比 ν_d	せん断弾性係数 G, G_0 (tf/m ²)	減衰定数		備考
			C, C' (tf/m ²) 三軸圧縮試験	ϕ, ϕ' (度) 同左			C_d, C_d' (tf/m ²)	ϕ_d, ϕ'_d (度)				h (%)		
慣用法 (震度法) (すべり面法) 静的解析 (常時)	γ・ロックマン・現場密度試験	同上	三軸圧縮試験, 一面せん断試験, 原位置せん断試験	同上	三軸圧縮試験 (E_u, E_{50}) 簡易せん断試験 (E_{50})	三軸圧縮試験 慣用値								
	同上	同上	同上	同上	同上	静的強度を使うことが多い。	同左	超音波速度試験, 動的せん断試験, 動的三軸圧縮試験	慣用値, 超音波速度試験	動弾性係数の項と同じ				
動的解析	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	慣用値 動的せん断試験 動的三軸圧縮試験			

表 5.6-7 安定性評価法、各評価法に必要な物性値及び各物性値を求めるための試験の組合わせの例（屋外重要土木構造物地盤）

物性値 解析法	単位体積 重量	静的強度定数		動的強度定数		動弾性係数	動ポアソン比	せん断弾性 係数	減衰定数	バネ定数	液状化強度		備考
		C, C' (tf/m ²)	φ, φ' (度)	Cd, Cd' (tf/m ²)	φ _d , φ' _d (度)						E _d (tf/m ²)	ν _d	
土圧	プロットマン 現場密度試 験	三軸圧縮試 験	同左										
	同上	同上	同上	同左	静的強度を 使うことが多い	弾性波速度 試験 動的三軸圧 縮試験 動的せん断 試験	弾性波速度 試験	動弾性係数 の項と同じ	慣用値 動的三軸圧 縮試験 動的せん断 試験				
応答変位法	同上					同上	同上	同上	同上	静的 FEM 道路橋示方 書			
液状化	同上					同上	同上	同上	同上			動的三軸圧 縮試験 動的せん断 試験	

表 5.6-8 岩盤の種類と試験条件（原子炉建屋基礎地盤）

地盤の種類 ⁽¹⁾		荷重条件	常時	地震時 ⁽⁵⁾
軟 ⁽²⁾	A ⁽³⁾	飽和状態でかつ、 $q_u < 20 \text{kgf/cm}^2$ の軟岩	強度は有効応力強度を用い、 $\overline{CU}$ 試験または CD 試験から求める。	強度は全応力強度を用い CU 試験から求める。
	B ⁽⁴⁾	飽和状態でかつ、 $q_u > 10 \text{kgf/cm}^2$ の軟岩あるいは不飽和状態の軟岩	強度は全応力強度を用い、岩盤せん断試験、一軸圧縮試験、三軸非圧密非排水試験(UU 試験)、CU 試験、引張（圧裂）試験等から求める。	同左
硬 岩			同 上	同 上

注：(1) 破碎帯材料の強度は、軟岩 A に準じて決定される。

注：(2) 軟岩の地質学的見地からの分類案が「3.2.3(3)II 岩盤分類」に提示されている。しかし、ここではそれにはとらわれず、試験を行う立場で全応力解析法、有効応力解析法に対応させた試験方法の適用を中心に、軟岩を A と B に便宜的に区分した。

注：(3) 比較的軟質で、飽和状態の軟岩 II 類、III 類に属する軟岩。

注：(4) 軟岩 I 類及び比較的固結度が大きい軟岩 II 類、III 類に属する軟岩。

注：(5) 動的強度が静的強度を下回らないことを確認する。

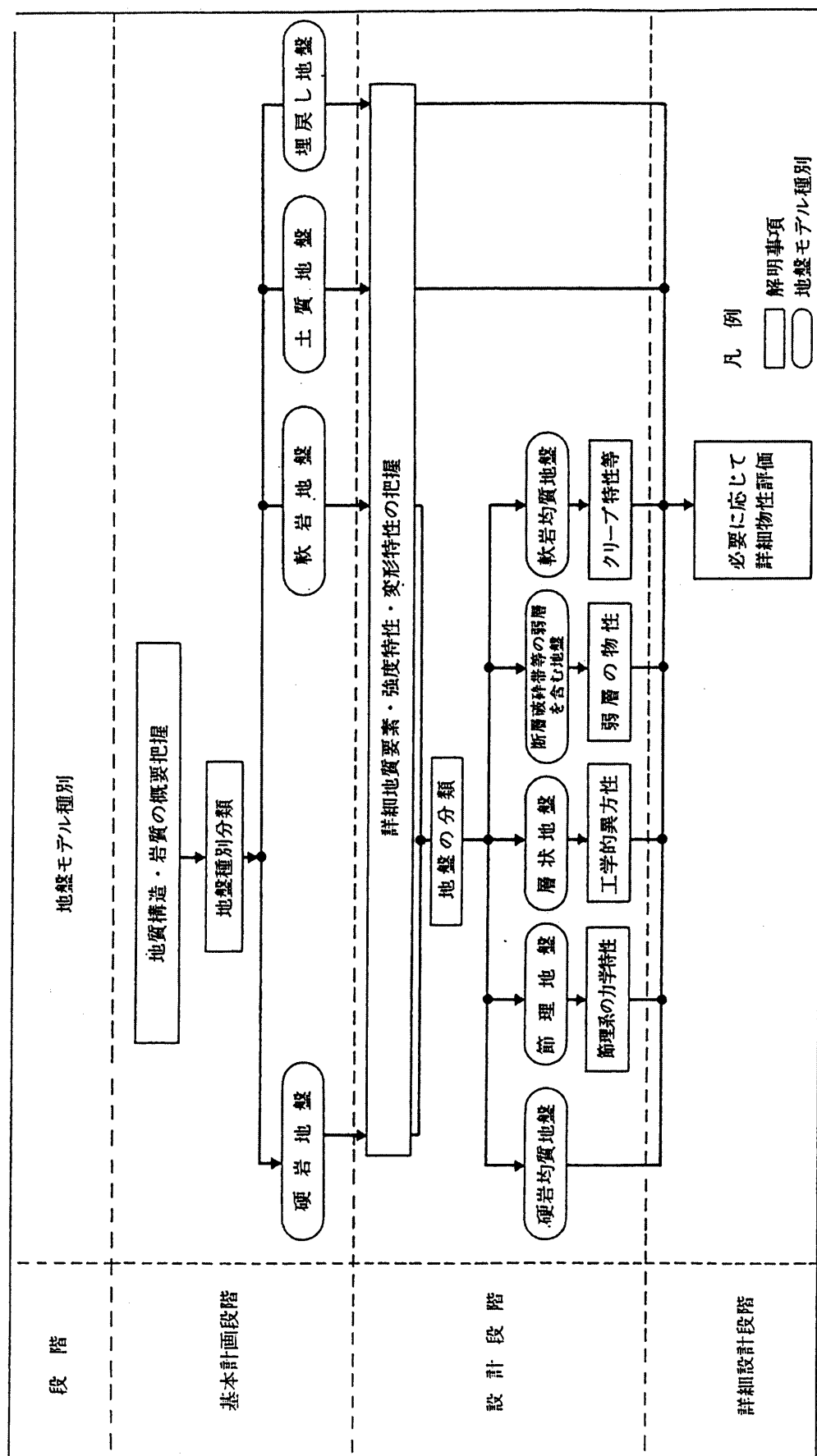


図 5.6-4 調査試験の段階と地盤のモデル種別

表 5.6-9(1) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（硬岩均質地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の条件	求める物性 値その他	調査試験の 範囲、数量	設計・解析 法との関係	留意点
基本計画段階	敷地内一般地質構造、岩種・岩級の分布、断層破碎帯等の性状を調べ、原子炉施設の基本設置計画に資す。	1.地質構造及び岩種・岩級の調査 ①文献調査 ②地表地質調査 ③地表弾性波探査 ④ホーリング調査		断層調査 岩盤分布、断層の有無 岩盤深さ、 V_p 岩種・岩質分布	敷地内 原子炉予定地周辺 同 上 50 ～ 100m メッシュ		④硬岩は、岩種・岩質、風化の程度、割れ目の分布等が軟岩に比べ複雑なのでホーリング調査のメッシュは、通常軟岩よりも細かい。
		2.概略物性値の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮試験		γ , t , e , ω q_u , ν	原子炉予定地周辺		・岩盤の概略特性を把握できる程度に行う
設計段階	基礎地盤の地質構造、力学特性及び波動伝播特性等を調べ、地盤安定性評価、原子炉施設の構造設計に資す。	1.地質構造の把握 ①ホーリング調査 ②試掘孔調査	基礎底面付近	岩種・岩質分布	基礎面下、基礎幅以上の深度で5本以上 基礎幅程度の互いに交わる2本以上		
		2.岩盤物性の把握 ①岩盤せん断試験 ②岩盤変形試験 ・変形特性 ・支持力	岩盤せん断、又はブロックせん断 鉛直方向（ $\Phi=30,80\text{cm}$ ）	C , ϕ E 支持力	岩種、等級ごと 岩種・岩級毎に2箇所程度	慣用法による耐震安定性評価（すべり、支持力、沈下）	②基礎岩盤に作用する常時荷重の2倍程度までは破壊しないことを確認する必要がある。
		③弾性波速度試験（試掘孔内） ④ホーリング孔内試験（PS検層、孔内載荷試験等）	屈折法 直接法（扇射法）	V_p , V_s （ E_d , ν_d ） V_p , V_s , E ～深度	試掘坑側壁、試掘坑坑敷 試掘坑坑間 深ホーリング	動的耐震設計用地盤定数の決定 深度方向の物性変化程度の把握	③物性の場所によるバラツキ評価、異方性評価に資す。
		3.岩盤物性の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮、三軸圧縮、引張（圧裂）試験	ホーリングコア又はブロックサンプル	γ , t , e , ω q_u , ν , E , C , ϕ , σ_t	岩種、等級毎の岩石物性が評価できる程度に行う。		②風化したり、割れ目の多い岩石の力学試験は一般に実施困難である。また、力学試験結果を設計に直接用いることはほとんどない。

表 5.6-9(2) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（硬岩均質地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の条件	求める物性 値その他	調査試験の 範囲、数量	設計・解析 法との関係	留意点
詳細設計段階	必要に応じて地盤の三次元的な物性分布の評価、バラツキ評価、詳細物性評価等を行い、詳細設計に資す。	1. 基礎岩盤の初期応力の把握 ① 初期応力測定		初期応力	必要に応じて実施	静的・動的解析	
		2. 基礎岩盤の詳細物性の把握 ① ボーリング孔内試験（PS検層、孔内載荷試験等） ② 原位置クリープ試験		V_p, V_s, ν_d $E \sim$ 深度, $G_0 \sim$ 深度 クリープ係数 (α, β)	設計段階で実施した試験を利用	動的弾性解析、動的変形解析、物性の場所によるバラツキ評価	① 風化岩やキレ性岩盤がある場合には、非破壊評価が必要なこともある。 ② 原子炉建屋の自重等の常時荷重で載荷する。一般にVoigt-Springの三要素モデルを用いて係数を求めればよい。
		3. 基礎岩盤の動的特性の把握 ① 動的変形試験		E_d	試掘坑内	動的耐震設計用地盤定数の決定	・試験法によって変形特性が大きく異なる場合が多いので、設計定数決定に配慮が必要。
		4. 地盤物性のバラツキの把握 ① 弾性波速度試験 ② 孔内載荷試験 ③ シュミットロックハマーテスト					・物性のバラツキは、諸調査結果を勘案し評価する。

表 5.6-10(1) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（軟岩均質地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の条件	求める物性値 その他	調査試験の 範囲、数量	設計・解析 法との関係	留意点
基本計画段階	敷地内一般地質構造、岩種・岩級の分布、断層破碎帯等の性状を調べ、原子炉施設の基本設置計画に資す。	1. 地質構造及び岩種・岩級の調査 ①文献調査 ②地表地質調査 ③地表弾性波探査 ④ホーリング*調査		断層調査 岩盤分布、断層の有無 岩盤深さ、 V_p 岩種・岩質分布	敷地内 原子炉予定地周辺		④軟岩地盤においては、一般に成層構造を示すことが多く、この連続性を把握することが主目的となるため、ホーリング*間隔は硬岩地盤より広く取ることができ。岩盤分布の確認にあたっては、軟岩地盤では、深度とともに弾性波速度が徐々に増加する地盤が多いので地表弾性波探査よりホーリング*調査の方が有効である。
		2. 概略物性値の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮試験		γ_t, e, ω q_u, ν	原子炉予定地周辺		

表 5.6-10(2) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（軟岩均質地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査試験 の条件	求める物性 値その他	調査・試験の 範囲, 数量	設計・解 析法との 関 係	留意点
設計段階	基礎岩盤の地質構造, 知己学特性及び波動伝播特性等を調べ, 地盤の安定性評価, 原子炉施設の構造設計に資す。	1. 基礎岩盤の地質構造の把握 ①オールコアボーリング*		岩種・岩級分布, 断層の有無	半径200m程度の範囲, 基礎幅移住の深度で5本以上		①軟岩地盤は, 一般に均質で成層構造を示すため, ボーリング間隔は広く取ることができる。
		②試掘坑調査	基礎底面付近	岩種・岩級の分布, 断層の有無	延長基礎幅程度の互いに交わる2本		
		2. 岩石物性の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮, 三軸圧縮, 引張(圧裂)試験 ③圧密試験		γ_t, e, ω $q_u, C, \phi, E,$ ν, σ_t P_y	岩種・岩級ごとの岩石物性が評価できる程度に行う。		・軟岩は一般に節理等が少なく均質であるので, 岩盤物性を評価できる場合が多い。 ②固結度の低い軟岩では, q_u が著しく小さい場合があるので, 実際の設計荷重に見合った三軸圧縮試験が望ましい。また, 深度方向の物性変化を調べる場合, 土被り厚相当の拘束圧で三軸圧縮試験を実施することが望ましい。三軸圧縮試験の排水条件は, 通常, 非圧密非排水条件(UU)でよいが, q_u が 10 ~ 20kgf/cm ₂ 程度以下の軟岩では圧密非排水条件(CU)が望ましい ③軟岩であっても, 通常, 圧密降伏応力 (P_y) は, 原子炉の通常荷重よりはるかに大きい, その定量的な位置付けを明確にするため, 比較的軟質な岩石については実施しておくことが望ましい。

表 5.6-10(3) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（軟岩均質地盤の場合）

	目的	調査・試験項目	調査・試験の条件	求める物性値その他	調査・試験の範囲、数量	設計・解析法との関係	留意点
設計段階		④一軸（三軸）クリープ変形試験	試掘坑内サンプル	クリープ係数 (α, β)		慣用法による沈下量の評価	④実用上は、Voigt-Springの三要素モデルを用いて係数を求めても良い。
		⑤一軸（三軸）クリープ強度試験	試掘坑内サンプル	クリープ強度		慣用法による長期の支持力の評価	⑤軟岩の中でも強度の高い岩石では、クリープによる強度低下を考慮しても問題とならないので不要である。村山の提案した段階載荷クリープ試験によって推定可能である。
		3. 岩盤物性の把握					
		①弾性波速度試験	ボーリング孔内	V_p, V_s, E_d, ν_d	必要に応じ 1. ①のボーリング孔	動的耐震設計用地盤定数の決定	①軟岩地盤では、一般に速度差は小さく、また、顕著な異方性も示さないことから直接法による弾性波速度試験は省略できることが多い。
			試掘坑坑壁 屈折法 直接法	同上	必要に応じ 1. ②の試掘坑内		
		②平板載荷（支持力）試験		支持力	試掘坑内、岩種・岩級ごと	慣用法による支持力の評価	②長期荷重の3倍及び短期荷重の2倍程度までは岩盤が破壊しないことを確認する必要がある。
		③平板載荷（変形）試験		E	試掘坑内、岩種・岩級ごと	慣用法による沈下量の評価	③短期荷重の範囲内で繰り返し載荷を行い、目的に応じて、変形係数、割線弾性係数、接線弾性係数を求める。支持力試験と兼用で実施可能である。
		④平板載荷（クリープ）試験		クリープ係数 (α, β)	試掘坑内、岩種・岩級ごと	慣用法による沈下量の評価	④長期荷重を用いて長期間載荷する。期間は1～3ヶ月程度を目安とする。実用上は、Voigt-Springの三要素モデルを用いて係数を求めてよい。
		⑤せん断試験	岩盤せん断又はブロックせん断	C, ϕ	試掘坑内、岩種・岩級ごと	慣用法によるすべりに対する評価	⑤垂直荷重は3種類以上とすることが望ましい。
		⑥孔内載荷試験		E	必要に応じ て実施	慣用法による沈下量の評価	⑥基礎岩盤の深部に、固結度の低い砂岩等ボーリングでサンプリング困難な地層が存在する場合に有効である。変形係数 E が 10,000kgf/cm ² 程度以下の岩盤では、一般に平板載荷試験の結果から得られる E より低めの値となるので、評価に当たってはこの点に留意することが必要である。

表 5.6-10(4) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（軟岩均質地盤の場合）

	目的	調査・試験項目	調査・試験の条件	求める物性値その他	調査・試験の範囲、数量	設計・解析法との関係	留意点
詳細設計段階	必要に応じて地盤の三次元的な物性分布の評価、バラツキ評価、詳細物性評価等を行い詳細設計に資す。	1. 基礎地盤の初期応力の把握 ①初期応力測定		初期応力	必要に応じて実施	静的・動的解析	①地表面が比較的平坦な軟岩地盤では、一般に応力状態は等方的であるといわれているが、地形や地質構造が複雑で初期応力が解析結果に大きな影響を及ぼすと判断された場合には測定が必要となる。
		2. 基礎岩盤の詳細物性の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮、三軸圧縮、引張(圧裂)試験	UU(CU)	γ_t, e, ω $q_t, E, \nu,$ $C, \phi, \sigma_t,$ $E \sim \epsilon, \nu \sim \epsilon$	設計段階で実施の試験を利用 必要に応じて追加	静的・動的解析	②軟岩の中でも比較的軟質な岩盤では、非線形性を考慮した静的解析を行うため、非線形特性を評価する必要がある。
		3. 基礎岩盤の動的特性の把握 ①動的三軸圧縮試験(動的せん断試験) ②弾性波速度試験	UU(CU) 試掘坑内サンプル ホーリング孔内	$G \sim \gamma, h \sim \gamma$ C_d, ϕ_d V_p, V_s, E_d, ν_d	設計段階で実施の試験を利用 必要に応じて追加	動的解析 動的解析	①比較的硬質な軟岩では、入力地震動との兼ね合いにもよるが、ひずみ依存性の影響が小さいことが多く、この場合には弾性波速度から得られる動変形特性で代用できる。動的な強度特性については、静的強度を用いて評価して十分な余裕がある場合には、特に把握する必要は無い。また、動的な強度特性が必要な場合でも動的強度が静的強度を下回らないことを確認した上で静的強度を用いても良い。
		4. 地盤物性のバラツキの把握 ①一軸圧縮試験 ②三軸圧縮試験 ③弾性波速度試験 ④孔内載荷試験 ⑤シュミットロックハンマーテスト	試掘坑内サンプル 試掘坑内サンプル 試掘坑内 ホーリング孔内 試掘坑内				物性のバラツキは、諸調査結果を勘案し評価する。

表 5.6-11(1) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（節理地盤の場合）

	目的	調査・試験 項 目	調査・試験 の 条 件	求める物性値 その他	調査・試験の 範囲, 数量	設計・解析 法との関係	留意点
基本設計段階	敷地内一般地質構造, 岩種・岩級の分布, 断層破碎帯等の性状を調べ, 原子炉施設の基本設置計画に資す。	1. 地質構造及び岩種・岩級の調査 ①文献調査 ②地表地質調査 ③地表弾性波探査 ④ホーリング*調査		断層調査 岩盤分布, 断層の有無 岩盤深さ, V_p 岩種, 岩質分布	敷地内 原子炉予定地周辺 同上 50 ~ 100m メッシュ		・節理地盤は, 一般には硬質地盤である。 ④硬岩は, 岩種・岩質, 風化の程度, 割れ目の分布等が軟岩に比べ複雑なので, ホーリング*調査のメッシュは, 通常, 軟岩よりも細かい。
		2. 概略物性値の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮試験		γ, e, ω q_u, ν	原子炉予定地付近		・岩石の概略特性を把握できる程度に行う。
設計段階	基礎地盤の地質構造, 力学特性及び波動伝播特性を調べ, 地盤安定性評価, 原子炉施設の構造設計に資す。	1. 地質構造の把握 ①ホーリング*調査 ②試掘坑調査 (節理調査を含む)	基礎底面付近	岩種・岩質分布	基礎面下, 基礎幅以上の深度で5本以上基礎幅程度の互いに交わる2本以上		・節理分布の統計処理が必要
		2. 岩盤物性の把握 ①岩盤せん断試験 ②岩盤変形試験 変形特性 支持力	岩盤せん断又はブロックせん断試験 鉛直方向 ($\Phi=30, 80\text{cm}$)	C, ϕ E 支持力	岩種, 岩級毎 (流れ目, 差し目を考慮する) 岩種・岩級毎に異方性3方向で各2箇所程度	慣用法による耐震安定性評価 (すべり, 支持力, 沈下) 強度は一般に小さい方の値を用いることが多い。	②基礎岩盤に作用する常時荷重の3倍, 短期荷重の2倍程度までは破壊しないことを確認する必要がある。変形性は, 鉛直と節理に直交・平行方向に試験し異方性の評価を行う。
		③弾性波速度試験 (試掘坑内)	屈折法 直接法	V_p, V_s	試掘坑側壁, 試掘坑坑敷 試掘坑坑間	動的耐震設計用地震定数の決定	③物性の場所によるバラツキ評価, 異方性評価に資する。
		④ホーリング*孔内試験 (PS 検層, 孔内載荷試験棟)		V_p, V_s, E	深ホーリング*	深度方向の物性変化程度の把握	・一般には, 節理を含む地盤の強度は岩盤試験結果に反映されていると考えてよい。

表 5.6-11(2) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（節理地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の 条 件	求める物性値 そ の 他	調査・試験の 範囲、数量	設計・解析 法との関係	留意点
設計段階		3. 岩石物性の把握 ①物理試験 ②力学試験 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、引張（圧裂）試験	ホーリングコア又はブロックサンプル	γ , e , ω q_u , ν , E , C , ϕ , σ	岩種、岩級毎の岩石物性が評価できる程度に行う。	節理を含む供試体が作成可能なときは、異方性についての試験を実施する。	②風化したリ、割れ目の多い岩石の力学試験は一般に実施困難である。また、力学試験結果を設計に直接利用することはほとんどない。
詳細設計段階	必要に応じて地盤の三次元的な物性分布の評価、バラッキ評価、詳細物性評価等を行い、詳細設計に資す。	1. 基礎地盤の初期応力の把握 ①初期応力測定		初期応力	必要に応じて実施	静的・動的解析	
		2. 基礎岩盤の詳細物性の把握 ①ホーリング孔（PS 検層、孔内載荷試験等） ②原位置クリープ試験		V_p , V_s , ν_d , $G_0 \sim$ 深度 クリープ係数 (α , β 等)	設計段階で実施した試験を利用	静的・動的解析 物性の場所によるバラッキ評価	①風化や亀裂性岩盤がある場合には、非線形評価が必要なこともある。 ②原子炉建屋の自重等の常時荷重で載荷する。一般に Voigt-Spring の 3 要素モデルを用いて係数を求めればよい。
		3. 基礎岩盤の動的特性の把握 ①動的変形試験		E_d		動的耐震設計用地盤定数の決定	①試験法によって変形特性が大きくなる場合が多いので、設計定数決定に配慮が必要。
		4. 地盤物性のバラッキの把握 ①弾性波速度試験 ②孔内載荷試験 ③シュミットロックハンマーテスト					・物性のバラッキは、諸調査結果を勘案し、評価する。

表 5.6-12(1) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（層状地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の 条 件	求める物性値 そ の 他	調査・試験の 範囲、数量	設計・解析 法との関係	留意点
基本計画段階	敷地内一般地質構造、岩種・岩級の分布、断層破碎帯等の性状を調べ、原子炉施設の基本設置計画に資す。	1.地質構造及び岩種岩級の調査 ①地表地質調査 ②地表弾性波探査 ③ホーリング調査		岩種分布、断層の有無 岩盤深さ、 V_P 岩種、岩質分布	敷地内 原子炉予定地周辺 敷地内 50～100m メッシュ		注) 層状地盤には硬岩と軟岩がある。ここでは、主として硬岩を中心に述べる。軟岩からなる層状地盤については、軟岩地盤を参照。
		2.概略物性値の把握 ①物理試験 ②一軸圧縮試験		γ_t, e, ω q_u, ν	原子炉予定地周辺		
設計段階	基礎地盤の地質構造、力学特性及び波動伝播特性等を調べ、地盤安定性評価、原子炉施設の構造設計に資す。	1.地質構造の把握 ①ホーリング調査 ②試験坑調査		岩種・岩級、各層の厚さ、走向傾斜	基礎面下 5 本以上、深度は基礎幅以上、基礎周辺は基礎幅×2 基礎底面付近で互いに交わる 2 本以上		・各層の厚さ、走向傾斜の分布を調べ、岩盤物性調査、試験計画に反映させる。
		2.岩盤物性の把握 ①岩盤せん断試験 ②岩盤変形試験 ③孔内載荷試験 ④弾性波速度試験	流れ目、差し目、鉛直、水平等 3 方向程度 試験坑側壁、試験坑坑敷、試験坑坑間	C, ϕ E 、支持力 V_P, V_S, E_d, ν_d	岩種、岩級ごと	慣用法による耐震安定性評価（すべり、支持力、沈下） 動的耐震設計用地盤定数の決定	強度、変形性の異方性を検討する。この段階では異方性に関して安全側の物性値によって支持力、すべり、沈下等の検討を行って安全性の裕度の程度を把握する。
		3.岩石物性の把握 ①物理試験 ②力学試験 一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、引張(圧裂)試験	ホーリングコア又はブロックサンプル	γ_t, e, ω $q_u, E, \nu, C, \phi, \sigma_t$	層状地盤の岩種・岩級ごと		②飽和した軟岩で $q_u < 10 \sim 20 \text{ kgf/cm}^2$ の場合は、CU 試験を行うこともある。軟岩の場合はクリープ試験、必要に応じて初期応力測定を行う。

表 5.6-12(2) 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（層状地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の 条 件	求める物性 値その他	調査・試験の 範囲, 数量	設計・解析 法との関係	留意点
	必要に応じて 異方性を考慮 した地盤の安 定性評価及び 地盤安定対策 上必要な地盤 処理の決定に 資す。	1.基礎岩盤の 動的特性の把 握 ①動的変形試 験 ②動的三軸圧 縮試験（単純 せん断試験, ねじりせん断 試験等）	UU (CU)	G, $h \sim \gamma$ G, $h \sim \gamma$	異方性 3 方向 異層境界	異方性, 非線 形地盤モデルに ついて震度法 による静的 FEM 解析又、 は動的解析	

表 5.6-13 原子炉建屋基礎地盤の調査・試験の例（断層破碎帯等の弱層を含む地盤の場合）

	目 的	調査・試験 項 目	調査・試験 の条件	求める物性 値その他	調査・試験 の 範囲, 数量	設計・解析 法との関係	留意点
基本計画段階	敷地内一般地質構造, 岩種・岩級の分布, 断層破碎帯等の性状を調べ, 原子炉施設の基本設置計画に資す。	1.断層破碎帯の概略分布把握 ①文献調査 ②地表地質調査 ③ホーリング調査			予定地周辺		断層, 破碎帯等の分布, 広がりによっては有利に配置を検討する必要がある。
設計段階	基礎地盤における断層破碎帯等の分布及び力学的特性を評価し, 原子炉施設の地盤安定性評価及び原子炉施設の構造設計に資す。	1.断層破碎帯の詳細な分布とその性質の把握 ①地表地質調査 ②試掘坑調査 ③トレンチ調査 ④立坑調査 ⑤ホーリング調査			主要な断層について安定性検討に必要な範囲	断層破碎帯等の弱層を含む地盤の設計用地盤モデルの作成	⑤例えば基礎幅の2倍で深さは基礎幅程度の深さについて調査する。
		2.物性の把握 ①物理試験 ②三軸圧縮試験, 一面せん断試験 ③岩盤せん断試験 ④現場変形試験 ⑤弾性波速度試験		γ, e, ω $C, \phi, E \sim \epsilon$ C, ϕ E $V_p, V_s, \nu_d,$ G_0		慣用法による常時及び地震時の地盤安定性評価, すべり安定, 支持力, 沈下等の計算	破碎帯の厚さ, 性状に応じ適切な試験を行い物性を評価する。 ②最大礫径は, 供試体の 1/6 程度とする。 試験条件の目安としては, $q_u > 10 \text{kgf/cm}^2$ では UU 又は CU $q_u < 20 \text{kgf/cm}^2$ では CU (表 3.3.5-1 参照) ④厚くて軟い破碎帯の場合, 粘土分の多い場合は圧密試験を行って沈下量の計算とせん断試験の条件を決める。
詳細設計段階	必要に応じて, 詳細設計及び地盤安定対策上必要な地盤処理の決定に資す。	1.基礎岩盤の詳細物性把握 ①孔内載荷試験 (深度大で層厚が大きな場合) ②動的三軸圧縮試験 (単純せん断試験) ③超音波弾性波試験	CU	E, P_y $G \sim \gamma, h \sim \gamma$ C_d, ϕ_d $V_p, V_s, \nu_d,$ G_0		非線形を考慮した静的 FEM 解析又は動的解析	弱層の力学特性の全体評価, 平均的な評価を行う。強度変形の深度方向分布の確認を行う。 断層の幅が大きい場合は, シュミットロックハンマーテスト (試掘坑内) によって破碎帯の均一性を評価する。

6. 地下研究施設の耐震設計の必要性和重要度

6.1 地下研究施設における耐震設計の基本的な考え方

従来、山岳トンネルのような基盤として取り扱われる地山で取り囲まれている構造物は、周辺地山が地震時も安定していれば、耐震性に富むものとされている。そのため、地質が急変する場合、坑門・坑口部、都市域や土被りが小さな土砂地山に建設される場合などをのぞき、設計上は地震の影響を考慮する必要がないとされてきた。しかし、1995 年兵庫県南部地震を経て、山岳トンネルにおいても地震時の被害が報告されるようになり、耐震設計の必要性が議論されるようになってきた（朝倉・野城、2000）。

研究の目的上、深地層研究所では放射性物質を取り扱わないこととなっている。これを原子力施設の耐震設計の考え方に当てはめると、深地層研究所は放射線安全に関係しない施設であるため、耐震重要度分類上はCクラスとなる。したがって、静的震度法による検討を行えばよいことになる。ただし、地下数百mの施設に適用できる静的震度の基準がないことが課題である。また、深部の静的震度を設定するくらいならば、動的手法で等価震度の設定を行うか、直接、動的解析を行うことも考えられる。しかし、Cクラスの構造物を対象とするのにふさわしい地震動を設定しなければならないことも課題である。

深地層研究所は放射性物質を取り扱わないことから、原子力発電所の基準ではなく、耐震設計法は一般土木構造物と同様に考えるべきであるという考え方も成り立つと考えられる。地下研究施設はコンクリート構造物というわけではないが、「コンクリート標準示方書-耐震設計編-」（土木学会、1996a）の耐震性能の考え方は地下研究施設に対しても参考になると考えられる。これによると、「2つのレベルの地震動、レベル1地震動とレベル2地震動を設計地震動としてよい」、「構造物が保有すべき耐震性能は、設計地震動のほか、構造物の損傷が人命に与える影響、避難・救援・救急活動と二次災害防止活動に与える影響、地域の生活機能と経済活動に与える影響、復旧の難易度と工費等を考慮して定めなければならない。」「構造物の耐震設計は、設計で想定した地震動に対して所要の耐震性能を保有することを目的として行われなければならない。」とある。

すなわち、地震動を受けたときに、地下構造物の各部材にどのような性能を期待するかによって、重要度や耐震性能のグレードが決まることを意味している。ただし、地下構造物に期待する地震時の性能は地下研究施設の防災計画に大きく依存している。したがって、地下研究施設における耐震設計の重要性を議論する前段階として、地震時の防災をどのように考え、災害時に地下研究施設にどのような性能を期待するのか、どのような不具合ならば許容できるかを十分に議論する必要がある。

6.2 地下構造物の部位と重要度

ここでは、地震によって起こるかもしれない事象に対して、地下研究施設の坑道にどのような性能を期待するのか、また、どのような不具合ならば許容するのかを仮定することによって、地下構造物の部位ごとの重要度を設定することにした。

まず、地震が起こったときにどのような災害や不具合が起こりうるのか、その災害例を洗い出してみると、例として、以下のようなものが考えられる。

- ・地震時の振動によって、坑道周辺の岩盤や支保工が崩壊し、地下にいる人間に当たって怪我をする。

- ・地震時の振動によって、空洞が崩壊し、避難のための通路が確保されなくなる。
- ・地震時の振動によって、排水装置が故障し、地下研究施設が水没する。
- ・地震時の振動によって、空洞が崩壊し、観測装置が破壊される。
- ・地震時に何らかの原因によって、油圧装置の油や他の可燃物に引火して、火災が発生する。
- ・地震時の振動によって、換気設備が故障し、火災で発生した煙を排出できなくなる。
- ・地震時の振動によって、電気によって動く設備が止まる（例えば、昇降、通信、観測装置など）。

災害に対処する方法としては、施設や設備などのハード面に対処するものと運用などのソフト面に対処するもの、およびその両面に対処するものが考えられる。すなわち、地下研究施設の坑道以外のものにどのような性能を期待するかで、坑道の性能に対処しなければならない領域は変わると言える。設備やソフト面による対処の考え方を以下に示す。

- ・排水に関する機能は、湧水量と避難に要する時間や修理に要する時間の関係によって重要度は変化すると考えられる。すなわち、水没する前に避難ができるのであれば、排水機能の必要性を下げるができる。また、排水機能の問題が、ポンプ、配管および電気設備で解決ができる場合は、坑道の耐震性の議論から外すこともできる。
- ・電気や排水等の設備は、空洞に“寄りかかって”設置されているため、地震動による影響は設備単体の問題として解決できる場合もあれば、できない場合もある。ただし、昇降機能保持のためには、立坑に過度の変状が起きた場合、昇降設備単体の性能だけでは、問題を解決することが難しくなると考えられる。
- ・地震動によって坑道が変状したとしても、全面的に崩壊して空洞が塞がった状態でなければ、人が通過することは可能であると考えられる。
- ・地震時も観測装置が正常に作動することが求められているならば（例えば、地震時の岩盤の挙動を計測する場合など）、装置に影響を与えるような変状は、試験坑道では許容されないものと考えられる。しかし、観測装置が破壊されたとしても、後に更新すればよいと割り切るのであれば、空洞の変状は許容されると考えられる。

上記より、坑道のそのものに期待される性能は、「人身に危害を加えないこと」、「全面的に崩壊せず、速やかに避難ができること」、「立坑に関して、過度の変状が起きずに、昇降設備が運転できること」、また、「煙が出ても、速やかに排煙されること」となる。試験坑道の試験環境保持機能は、現時点では必要不可欠とも言いきれないので、あった方がよい機能に分類する。

ここで、排煙については設備の問題とも考えられるが、給排気は坑道と風管の組み合わせで行われることが考えられるために、排煙は坑道に期待される性能に含まれる。

地下研究施設の各部位に要求される機能を地震時に必要な機能とあった方がよい機能をまとめると、表 6.2-1 のようになる。すなわち、各坑道および部位は、「レベル 2 地震時においても、空洞全体が崩壊せず、排煙および避難に必要な断面積を確保すること」、それらに加えて、立坑に関しては、「昇降設備に影響を与えるほどの過度の変状がないこと」が求められる。

表 6.2-1 地下研究施設の部位と要求される機能

部位	地震時	
	必要な機能	あった方が良い機能
換気立坑	崩壊防止, 避難, 排煙	
連絡（アクセス）坑道	崩壊防止, 避難, 排煙, 変状防止	
試験坑道	崩壊防止, 避難, 排煙	試験環境保持
分岐部	崩壊防止, 避難, 排煙	
拡幅部	崩壊防止, 避難, 排煙	
立坑と横坑の接続部	崩壊防止, 避難, 排煙	

6.3 機器・配管系の耐震設計の考え方

「原子力発電所耐震設計技術指針」（日本電気協会，1987）をもとに地下研究施設における設備・配管系の耐震設計手法を以下に取りまとめた。

6.3.1 耐震設計の基本方針

機器・配管系（ここでは，電気計装設備も含むものとする）の耐震性は，一般的に耐震支持計画に強く依存するために，必要かつ十分な耐震性の確保には適切な耐震支持計画が重要である。耐震重要度で分類するものとすれば，地下研究施設は C クラスと考えられることから，機器・配管系も C クラスで設計するものとする。したがって，機器・配管系は静的地震力に耐えられるようにするための耐震支持法が採用されれば十分である。

機器や配管のサポートは地震力によって設計が支配されるので，地震力に対して適切な強度設計が求められていることのほかに，耐震支持点としての剛性の確保にも留意する必要がある。特に，耐震上の損傷様式を考えたときに最も重要なアンカー部の設計は構造物との境界領域でもあることから十分に留意が必要である。

機器・配管系の耐震安全性評価は，設計用地震力による適切な応力・強度解析に基づいた地震応力と他の荷重による応力との組合せ応力とその許容限界内にあることを（解析による設計）確認することを基本とする。しかし，系の解析の複雑さ，あるいは系の耐震安全性が応力許容限界だけからは判断することができず，機能維持上の評価が必要な場合は振動試験等によって確認する（試験による評価）。

静的地震力を機器・配管系に作用させれば支持構造物に地震反力が生じる。よって，この地震反力に耐えられるようにアンカー等の支持構造物は設計されなければならない。

機器・配管系の耐震設計の基本的手順をまとめると，図 6.3-1 のようになる。

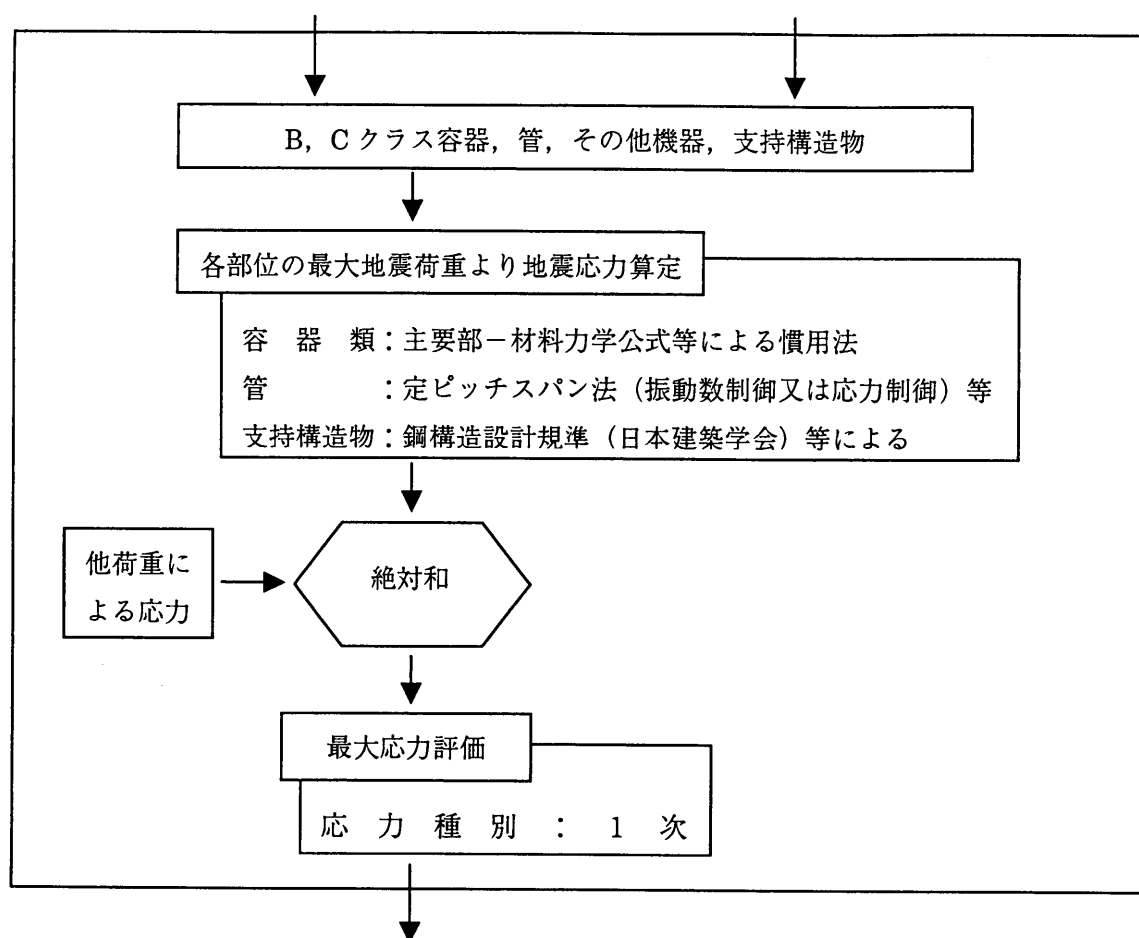


図 6.3-1 機器・配管系の耐震設計の基本的手順

6.3.2 荷重の組合せと許容応力

耐震 C クラス施設は、耐震 B クラスの荷重組合せと許容応力に準じる。よって、荷重の組合せについては、使用時の荷重と地震時の荷重の組合せを考慮すればよいと考えられる。また、許容応力は表 6.3-1 に準ずればよいと考える。

機器・配管系の静的地震力は、その据付位置における建屋の層せん断力係数を震度と読み替えて、それを 1.2 倍した値を用いる。なお、基準面より下に設置される機器に対しては建屋に定められる基準面下の地下震度を基に静的水平地震力を算定する。ただし、これは地上の建屋にある施設に対する考え方であるから、地下研究施設に対して、層せん断力係数を求めがたい場合が考えられる。その場合は、地盤の地震応答解析、または地下研究施設と地盤の連成解析を行って、機器の据付深度における応答加速度を求めて、それを震度とする方法が考えられる（図 6.3-2 参照）。また、鉛直震度は考慮しない。

表 6.3-1 耐震 B クラスにおける容器、管、ポンプの許容応力

種別	許容応力状態	応力分類	
		1 次一般膜応力	1 次応力
第 3・4 種容器	BaS	(1) $\begin{pmatrix} S_y \\ 0.6S_u \end{pmatrix}$ ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。	S_y ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。
第 3・4 種管		(1) $\begin{pmatrix} S_y \\ 0.6S_u \end{pmatrix}$ ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。	S_y ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。
第 5 種管		地震時の加速度及び相対変位に対し、機能維持が保たれるようサポートのスパン長さを最大許容ピッチ以下に確保	
第 3 種及びその他のポンプ		(1) $\begin{pmatrix} S_y \\ 0.6S_u \end{pmatrix}$ ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。	S_y ただし、ASS, HNA は 1.2S としてよい。

注) (1): ()内の小さいほう, S_y : 設計降伏点, S_u : 設計引張強さ

- 床上に支持される機器
当該階下層部の層せん断力係数を震度とみなす。
- 壁より支持される機器
当該階部の層せん断力係数を震度とみなす。
- 天井より支持される機器
当該階部の層せん断力係数を震度とみなす。
- 基準面より下に設置される機器
機器が設置される高さ位置における地下震度とする。

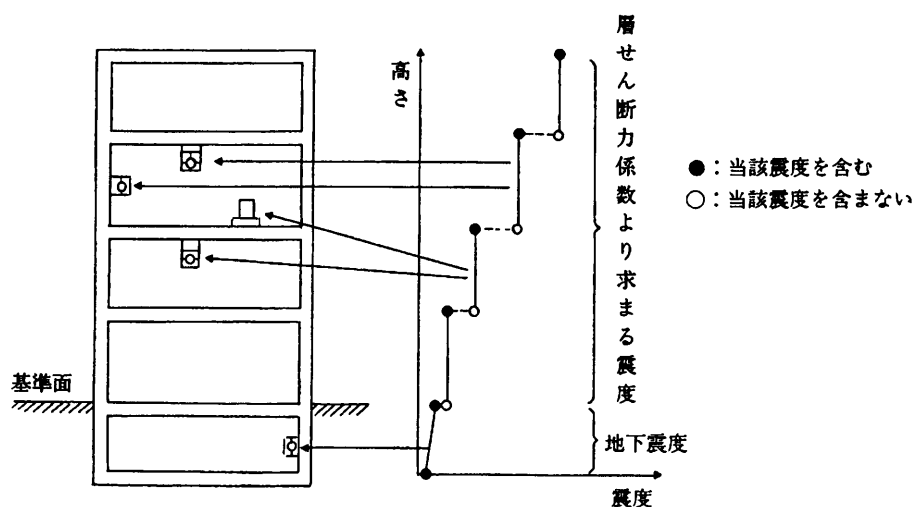


図 6.3-2 屋内一般機器に対する震度の取り扱い

6.3.3 配管の耐震設計の基本手順

B, Cクラス配管の設計手順を図 6.3-3 に示す。Cクラスの場合、図中の簡易設計法を行えばよい。

振動数基準定ピッチスパン法および応力基準定ピッチスパン法は直管部、曲管部、分岐部および集中質量部などの各要素について適用される。この内、振動数基準定ピッチスパン法は直管部の固有振動数が構造物の応答スペクトルの卓越振動数よりも十分に大きいと判断されるものに対して適用される。

また、修正震度法は配管系全体として照査する場合に適用されるものである。

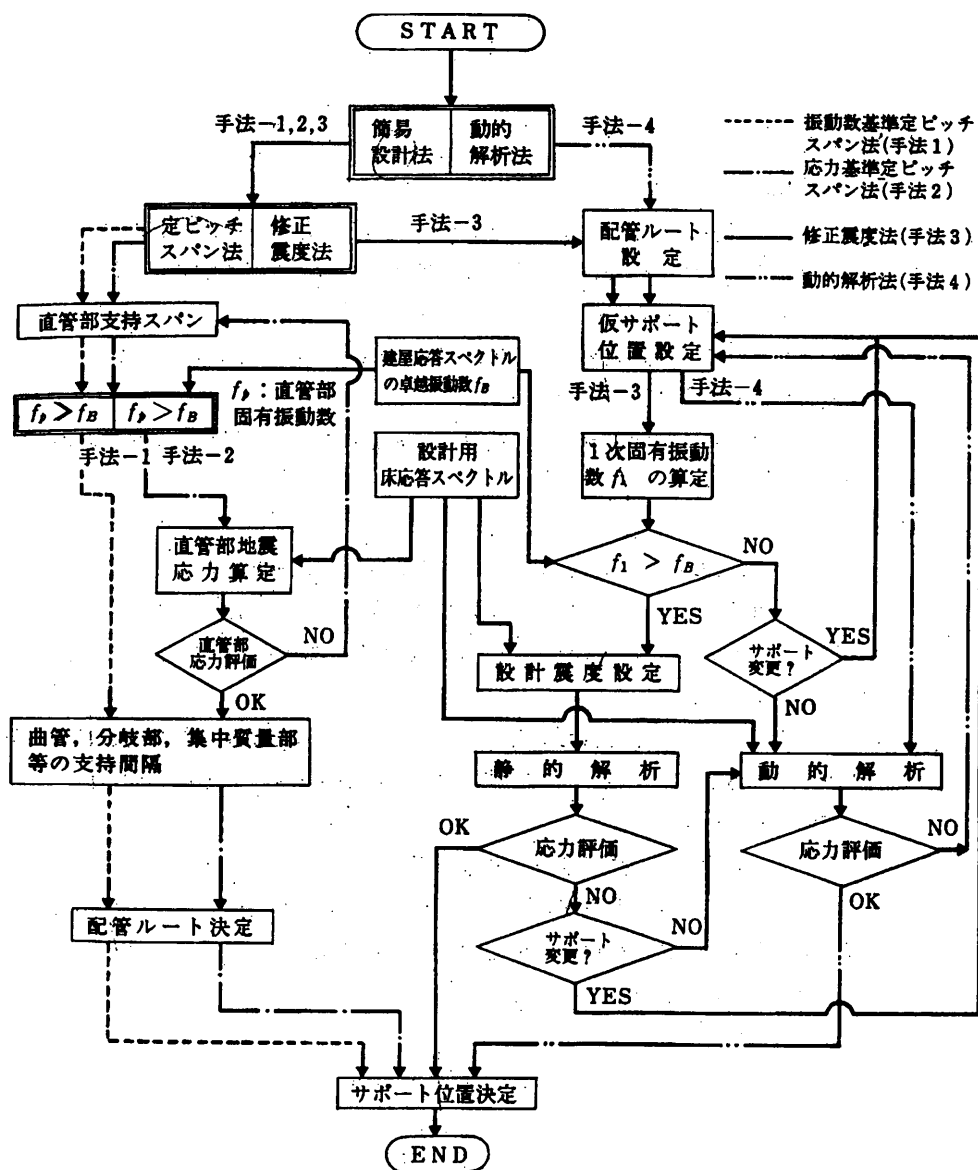


図 6.3-3 B, C クラス配管の簡易設計法および動的解析法による計算手順

(1) 振動数基準定ピッチスパン法

配管系で地震による過度の振動が起こらないようにするために、各支持区間について、あらかじめ基準振動数をベースに定められる基準支持スパン以下になるように支持する方法である。配管系の各支持区間の一次固有振動数が建屋応答スペクトルの卓越振動数に比べて十分に大きい場合に用いられる。地下構造物の場合、建屋応答スペクトルを用いることができないので、周辺地盤の応答スペクトルを用いればよいと考える。

基準振動数は地震時に配管に生じる応力が許容値に対して、十分安全側になるように定められる。したがって、実際の支持スパンが基準支持スパン以下になっていれば、地震時応力は許容値を満足していることになる。

(2) 応力基準定ピッチスパン法

配管系を直管部、曲がり部、分岐部および集中質量部等の標準的な構造要素に分け、各要素について固有振動数、地震時応力が許容値内にあるように支持スパンを定める方法である。振動数基準定ピッチスパン法が適用できないような固有振動数を持つ構造要素に対して適用される。

配管系を直管部、曲がり部、分岐部および集中質量部などの標準的な構造要素に分け、各要素について要素の固有振動数、地震応力値などが許容値以内にあるようにその支持スパンを定める。

(a) 直管部

各種配管を支持スパン l で3点支持した等分布荷重連続梁にモデル化し、静的解析により最大支持スパンを求め、これ以内になるように支持する。

設計用地震力は静的地震力を考える（水平方向 $K_h(1.2C_1)$ ）。

設計用地震力による応力を求め、さらに内圧、自重の影響を考慮し、最大支持スパンをトライ・アンド・エラーにより求める。また、配管系全体の固有振動数は、建屋床応答スペクトルのピーク振動数領域をさけることを原則とする。

(b) 曲がり部

配管の曲がり部はピン結合両端固定の等分布荷重梁にモデル化し、

a) 固有振動数が直管部最大支持スパンの固有振動数以下となること

b) 地震力がかかった場合の曲げモーメントが直管部最大支持スパンの地震力による曲げモーメントより小さくなること

を満足するように支持スパンを定める。

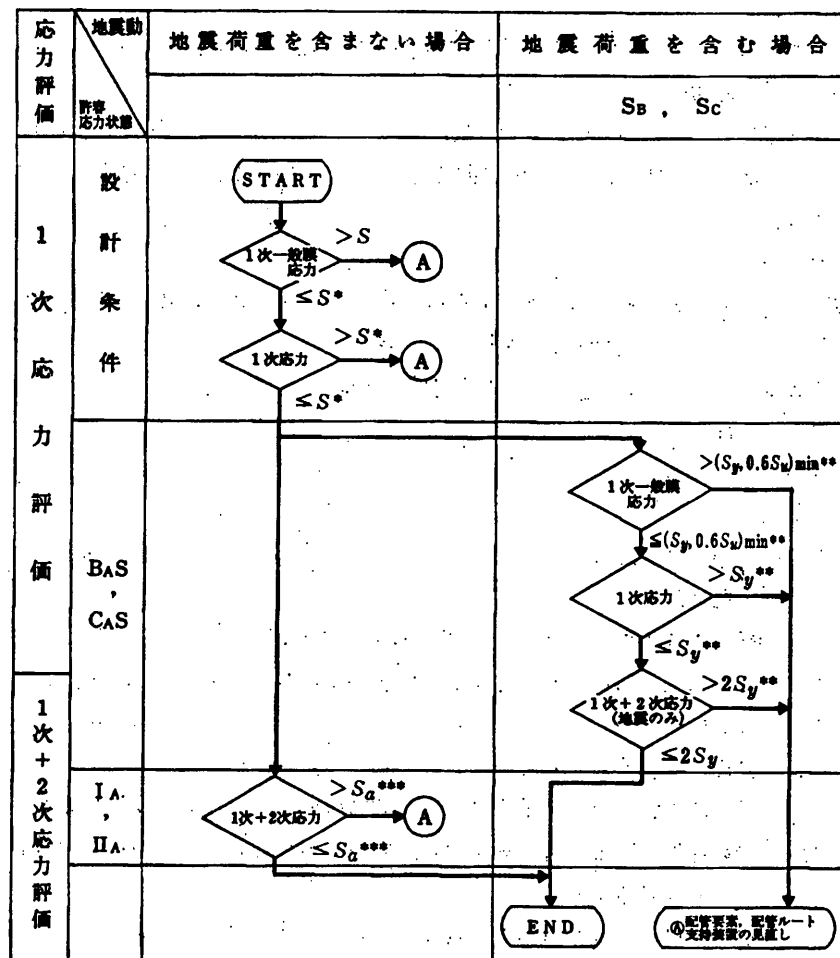
(3) 修正震度法

修正震度法では、配管系全体の固有振動数と、配管を支持する構造物の振動特性を考慮して定めた震度に対して、配管系全体として応力が許容値内にあるように支持点、支持方法を定める。ただし、C クラスの場合、設計用地震力は静的震度（水平方向 $K_h(1.2C_1)$ ）を用いるものとする。

(4) 応力評価

地震による応力を自重、内圧等の荷重による応力と組合せて算出し、許容限界以下となることを確認する。応力評価手順を図 6.3-4 に示す。応力評価を行う一般的な部位としては次の部位があげられる。

- ・ アンカー部
- ・ 管台部
- ・ 曲管部
- ・ 弁等の集中質量のある部位
- ・ サポート取付部



*印は、逃がし弁又は安全弁の吹出し反力その他の短期荷量を入れた場合は1.2S、「告示501号」第56条第1号ロを参照。

**印は、オーステナイトステンレス鋼及び高ニッケル合金については1.2Sとしてもよい。

***印は、「告示501号」第56条第1項第2号ハによる。ただし、逃がし弁及び安全弁の吹出し反力その他の短期荷量を入れた場合は第56条第1項第2号ニによる。

図 6.3-4 B, C クラス配管の応力評価手順

6.3.4 支持構造物

機器・配管系の支持構造物は、一般に荷重条件のほか、機器・配管系に要求される機能あるい

は配置上、保守点検性、施工性等を考慮して支持方式が定められる。支持構造物の設計に当たっては次の事項を考慮し、機器・配管系本体からの伝達荷重に対して適切な強度を保持させるものとする。

- ・支持構造物の応力の評価に際しては地震荷重のみならず、機器・配管系本体に加わる自重、圧力あるいはその他の機械荷重による影響を考慮する。
- ・支持構造物は必要な支持機能を有するとともに、設計上期待される機器・配管系の動きを種々の荷重条件下で阻害しない構造とする。
- ・支持構造物は原則として、構造物に設定された埋込金物、鋼構造物あるいは基礎ボルトを用いて強固に固定する。

アンカーを構成するベースプレートや基礎ボルトの応力計算は建築の分野では、すでに数多くの実績があるので、その方法を参照すればよいと考えられる。

6.4 立坑やぐらの耐震設計の考え方

6.4.1 基本的な考え方

深地層研究所の立坑やぐらは放射性物質を取り扱わないこととなっている。これを原子力施設の耐震設計の考え方に当てはめると、耐震重要度分類はCクラスとなる。

6.4.2 地震力の算定

Cクラスの施設の場合、考慮すべき設計用地震力は静的地震力となる。すなわち、以下の層せん断力係数に当該層以上の重量を乗じて算定するものとする。

$$C \text{ クラス} \cdot \cdot \text{層せん断力係数} \quad 1.0C_I$$

ここに、層せん断力係数の C_I は標準せん断力係数 0.2 とし、構造物の振動特性、地盤の種類等を考慮して求められる値とする。

また、鉛直方向の地震力は考慮しなくても良いことになっている。

6.4.3 許容限界

常時作用している荷重および運転時にやぐらに作用している荷重と静的地震力を組合せ、その結果、発生する応力に対して、安全上適切と認められる規格および基準による許容応力度（例えば、建築基準法の短期許容値）を許容限界とすればよい。

7. 入力地震動

7.1 基準地震動の概要

原子炉施設の耐震設計に用いる地震動（基準地震動という。）の評価は、昭和53年9月に原子力委員会が策定した「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針」を満足するよう行う。

この審査指針は、これまでの安全審査の経験を踏まえ、地震学、地質学等の知見を工学的に判断して定められたものであるとされており、基準地震動の策定は想定するあらゆる地震に対して施設の耐震性を確保するという観点から、地震学や地震工学等の分野における最新の知見に工学的判断を加えて行う。

基準地震動は、その強さの程度に応じて S_1 、 S_2 の2種に区別され、敷地の解放基盤表面で定義されるものである。基準地震動 S_1 、 S_2 を生起する地震をそれぞれ設計用最強地震、設計用限界地震と呼んでいる。

図7.1-1に考慮すべき地震の評価における検討項目および留意点を、図7.1-2に基準地震動の策定における検討項目および留意点を、図7.1-3に具体的な基準地震動策定のフローを示す（日本電気協会電気技術調査委員会、1987）。

7.2 基準地震動

図7.1-3のフローにおける、過去の地震、活断層、地震地体構造から、それぞれ設計用最強地震、設計用限界地震を想定し、次に基準地震動 S_1 、 S_2 を敷地の解放基盤面において評価する。この評価に当たっては、近距離および遠距離の地震を考慮するよう審査指針では定めているが、地震動の諸特性は、地震の規模によるほか、震央距離によってもまた異なるため十分な注意が必要である。

地震動特性としては、最大振幅、周波数特性、継続時間および振幅包絡線の経時的変化があげられる。最大振幅に関しては金井の式、岡本の式、渡部の式が提案されているが、岩盤での地震動の強さを評価する式としては、計算値と観測値の間におけるバラツキが比較的少ない金井の経験式を用いることが多い。

周波数特性は大崎の手法により、岩盤上に設置される原子炉建家のような剛構造を対象に提案された設計用応答スペクトル、図7.2-1に基づいて定める。また、継続時間および振幅包絡線の経時変化は、図7.2-2によるものとする（大崎順彦、1984）。

7.3 模擬地震波の作成

基準振動地震動 S_1 、 S_2 の模擬地震動は、前項の地震動特性において述べた、継続時間と振幅包絡線の経時的変化に基づいて、それぞれの応答スペクトルに適用するように作成される。作成手順は以下のとおりである。

- (1) 模擬地震波の作成法には、さまざまな手法があるが、現在多く用いられているのは、正弦波の重ねあわせによって目標とする応答スペクトルに適合するように作成する方法である。
- (2) 時刻歴加速度波形 $X(t)$ は、式7.3-1のように表される。

$$X(t) = E(t) \sum_{i=1}^N A_i \cdot \sin(\omega_i t + \phi_i) \quad (7.3-1)$$

$X(t)$ ：加速度波形

ω_i ：角振動数

$E(t)$ ：振幅包絡線

A_i ：角振動数成分の振幅

N ： A_i の重ね合わせ個数

ϕ_i ：位相角

さらに上記手法も、用いる位相や振幅包絡線により、以下のように分けられる。

- ① 実時振動の位相特性を用いて作成する方法
- ② 一様乱数とした位相と振幅包絡線を使用する方法
- ③ 一様乱数とした位相と、対象周期範囲別に形状を変えた振幅包絡線を使用する方法
- ④ 位相特性をパルス位相、指数関數位相及び乱數位相の混合とする方法

(3)作成された模擬地震波の目標とする応答スペクトルへの適合度は、式 7.3-2 により判定する。ただし、応答スペクトルの減衰は 5%とする。

$$R(T) = \frac{S_{v_1}(T)}{S_{v_2}(T)} \geq 0.85 (0.02 \leq T \leq 2.0) \quad (7.3-2)$$

T ：周期(s)

$S_{v_1}(T)$ ：模擬地震波の応答スペクトル値

$S_{v_2}(T)$ ：目標とする応答スペクトル値

この手順のフローを図 7.3-1 に示す。模擬地震波の作成例を図 7.3-2 に示す（日本電気協会電気技術調査委員会（1987））。

なお、従来の設計用地震動では、地震の選択根拠や選択プロセスの一般性や論理性が曖昧であるため、不特定の建設地に適用できるように、地震学・地震工学・地質学的に設計時振動を策定する手法を石井・佐藤が提案している（石井・佐藤（1994））。図 7.3-3 に彼らが提案した安全性検討用地震動の策定手順のフロー図を示している。この手順は以下のとおりである。

- ①建設地の条件として、建設地周辺の地理的環境と地震環境を調査し、建設地の解放支持地盤表面を定める。
- ②建築物の条件として、建築物の使用期間や使用状況を明確化し、建築物の供用期間を定める。
- ③設計上考慮すべき地震像として、プレート境界巨大地震、プレート運動起因製地震、海洋プレート内地震、プレート内直下地震、内陸プレート内直下地震の 5 種類の型に分類する。
- ④各地震の諸元を確定論的に設定し、建築物の供用期間内に発生が予想される地震をレベル 1 地震、供用期間内に発生が想定されない地震をレベル 2 地震とする。レベル 1 地震とレベル 2 地震がともに 1 つ以上選ばれた場合は問題はない。選ばれた地震がすべてレベル 1 地震の場合には建設地において設計上考慮すべき地震はすべて建築物の供用期間内にその発生を想定することとなり、レベル 2 地震に該当する地震はない。建築物の目標性能はレベル 1 の方が

厳しいため、この場合にはレベル1のみで耐震設計が決まる。一方、確定論的に選ばれた地震が全てレベル2地震の場合には、建設地における地震危険度解析を実施し、建築物の供用期間に対して確率論的な方法により推定されたマグニチュードと震源距離からレベル1地震の地震諸元を設定する。

- ⑤各々の安全性検討用地震に対して、その地震の震源特性、地震波の伝搬特性、建設地付近の地盤特性等を反映した時刻歴波形を作成することにより、建設地における地震動を評価する。評価手法は図7.3-3に示す5方法とする。
- ⑥各地震に対して順次採否を検討し、それらの中から望ましいと考えられる方法を必要に応じて複数採用する。採用した方法を用い、各地震に対して時刻歴波形を作成する。
- ⑦建設地において評価した地震動を総合的に判断して安全性検討用地震動を設定する。安全性検討用地震動の設定方法は以下の3手法とする。
 - i) 評価した全ての地震動ををそのまま用いる方法
 - ii) 評価した地震動の特性を比較・検討した上で代表的な地震動を選択する方法
 - iii) 評価した地震動の応答スペクトルを経時特性に基づいて、建築物の検討周期等に配慮しつつ、新たに設計用目標スペクトルと経時特性を設定して模擬地震動を作成する方法
 地震動の評価結果に信頼性がある場合には i) および ii) の方法が採用できるが、評価結果の信頼性が低い場合には iii) の方法を選ぶ必要があり、概念的には信頼性が低い場合ほど大きめのスペクトルを設定する必要がある。

7.4 兵庫県南部地震（神戸地震）以後の強振動評価手法

1995年に発生した兵庫県南部地震（神戸地震）により、耐震評価法の見直しが必要となり、強振動評価法についても見直しが実施された。地震調査研究センターはこれまでの強振動予測手法のレビューと神戸地震も含めた事例予測を実施し、強振動予測手法の現状と問題点を取りまとめた（地震予知総合研究振興会地震調査研究センター（1998, 1999））。

福島等は、神戸地震の観測地を基に、マグニチュードと震央距離の関数として最大振幅を表す経験式を提案した（Fukushima, Y., et.al. (1995, 2000)）。

また、断層モデルによる地震動の推定手法が注目され、松崎等により従来の設計応答スペクトルと断層モデルによる強震予測手法にとの対比が実施された（Matsuzaki, S., et.al. (1998), Pitarka, A., et.al. (2000)）。

断層モデルにおいては、これまで均一の滑り破壊が想定されていたが、断層破壊状態の非均一性や断層のアスペクト比、主破壊領域の面積や地震モーメントを考慮した評価手法が検討されている（池田, 他 (2000), 渡辺, 他 (2000), 石井, 他 (2000), 壇, 他 (2000)）。

考慮すべき地震	項目	調査・検討事項	留意点
設計用最強地 (規準地震動 S_1) (I)過去の地震 (II)活動度の高い 活断層による地震	(I) 過去の地震	① 地震カタログ・資料の選定	地震の想定に当たって使用する地震資料は、地震規模、震央位置、震源深さ、余震域、被害状況等可能な限りの情報が網羅されていること。
		② 考慮する過去の地震の範囲	敷地又はその周辺に気象庁震度階級 V 程度以上を与えたと推定されるもの。
		③ 被害状況と地形又は地盤との関係	地震の被害状況と地形又は地盤との関係についても調査することが望ましい。
		④ 歴史地震の空白域	歴史地震の空白域が存在する場合は、周辺領域の地震について十分調査すること。
	(II) 活断層による地震	① 活断層調査	敷地周辺の活断層の位置・長さ・活動性等の状況を把握するため、文献調査、空中写真判読、現地調査等により、十分な調査を行うこと。
		② 活動性評価 (※1)	確実な地質学的証拠と工学的判断に基づいて活断層の活動度を評価し、活動度に応じた考慮を行うこと。
		③ 活断層と微小地震及び歴史地震との関係	微小地震の観測資料により、断層の現在の活動性が顕著に認められるもの、又は歴史地震との関連が認められるものは、活動度の高い断層として評価すること。
	(III) 活断層による地震	④ 地震規模の評価	活断層の状況・規模等を考慮して定める必要がある。なお、地震規模を想定するに当たっては、地震断層の長さを地震規模との関係から求められる経験式が参考となる。
		⑤ エネルギー放出の中心から敷地までの距離	エネルギー放出の中心から敷地までの距離は、過去の地震エネルギー放出の中心、近距離に存在する活断層の位置及び地震地体構造を考慮して定めること。
設計用最強地 (規準地震動 S_2) (III)活断層による地震 (IV)地震地体構造に基づく地震 (V)直下地震	(IV) 地震地体構造に基づく地震	地震地体構造と地震規模及び発生域の想定	地震地体構造の見地及び過去の地震の生起状況からすると、各地震発生区域ごとに地震の上限があるとみなすことができるので、そのような地震の規模と発生域を敷地周辺の活断層及び地震地体構造に基づいて適切に評価する必要がある。
	(V) 直下地震	直下地震の地震規模と震源距離の想定	基準地震動 S_2 として考慮する近距離地震にはマグニチュード 6.5 の直下地震を想定すること。
※1 活動性の評価 基準地震動 S_1 の発生源としては、 (i) 歴史資料により、過去に地震を発生したと推定されるもの。 (ii) A 級活断層に属し、一万年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が一万年未満のもの。 (iii) 微小地震の観測により、断層の現在の活動性が顕著に認められるもの。			
基準地震動 S_2 の発生源としては、 (i) 左記(ii)を除き、A 級活断層に属するもの。 (ii) B 及び C 級活断層に属し、五万年前以降活動したもの、又は地震の再来期間が五万年前のもの。			

図 7.1-1 考慮すべき地震の評価における検討項目及び留意点

考慮すべき地震	項目	調査・検討事項	留意点
基準地震動 S_1 , S_2 の策定	地震動の最大振幅	① 地震動の最大振幅の表示 ② 最大速度振幅の算定	地震動の最大振幅は、速度表示を原則とするが、短周期領域では、加速度が大となり、建物・構築物及び機器・配管の設計に支配的な影響を与える傾向があることに注意する必要がある。 解放基盤表面における地震動の最大加速度振幅の算定は、実測結果に基づく経験式又は適切な断層モデルに基づく理論値を参照して定めることができる。 実験結果に基づく経験式は、震源域内では、一般に大きめの値を与えることもあり、震源域の最大振幅は、震源近傍の地震動の諸特性を考慮して補正あるいは、震害状況から地震動強さを推測する方法でも良い。
	地震動の周波数特性		基盤における地震動の周波数特性は、地震のマグニチュード、エネルギー放出中心からの距離及び基盤の振動特性等に支配されるので、これらの因子についてはも考慮するほか、敷地基盤における既往のデータ等を参考として定めることができる。
	地震動の継続時間及び振幅包絡線の経時変化		継続時間は、地震動の開始からそれが実効上消滅するとみなされるまでの時間を考慮する。また、継続時間及び振幅包絡線と地震のマグニチュードとの間には密接な相関があると考えられるのでこれを考慮すること。

図 7.1-2 基準地震動の策定における検討項目及び留意点

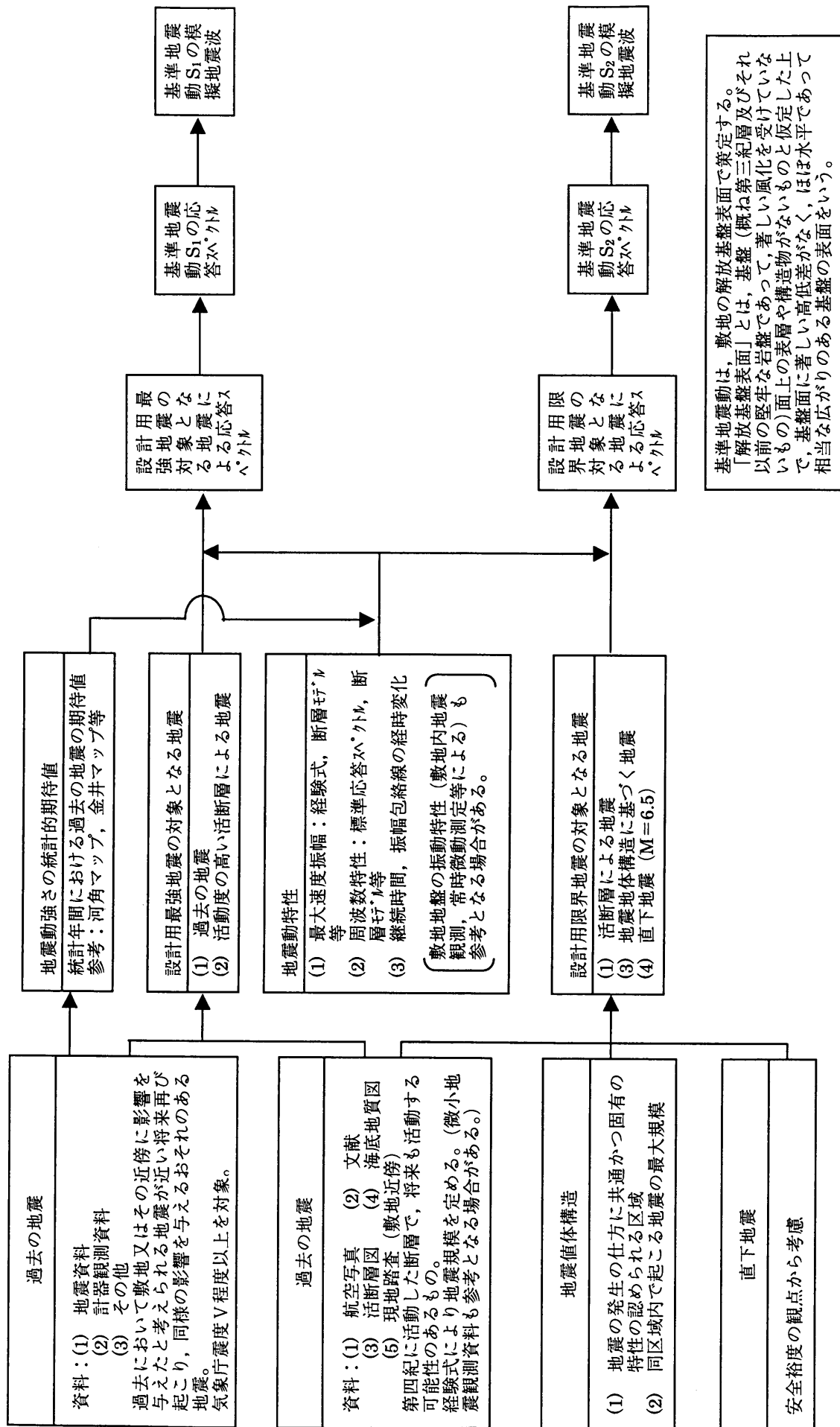


図 7.1-3 標準地震動策定のフロー

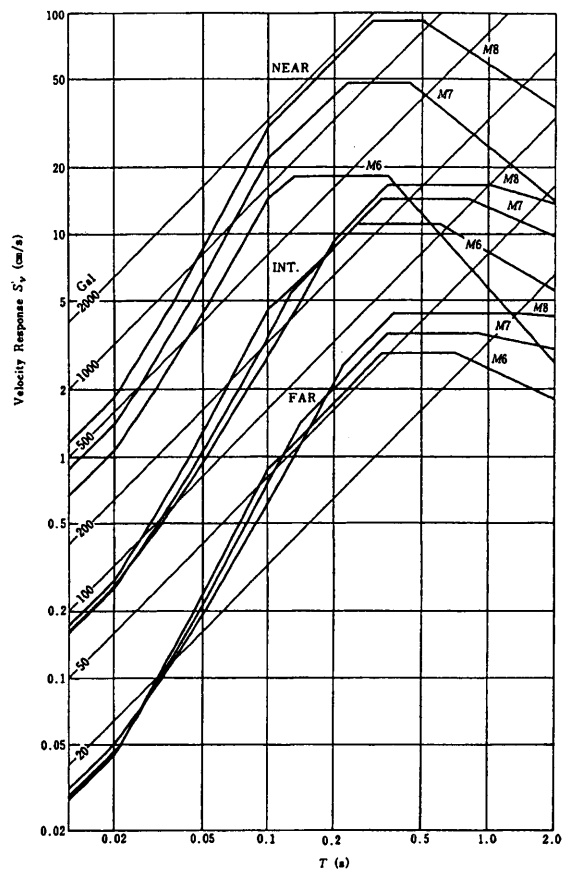
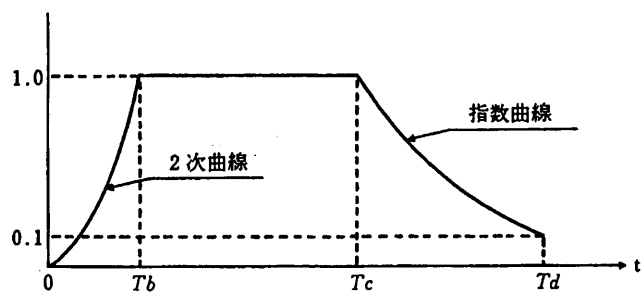


図 7.2-1 設計用応答スペクトル



時間比

マグニチュード	T_b/T_d	T_c/T_d
8	0.08	0.46
7	0.12	0.50
6	0.16	0.54

$$T_d = 10^{0.31M - 0.774}$$

T_d : 継続時間 (s) M : マグニチュード

図 7.2-2 継続時間および振幅包絡線の経時変化

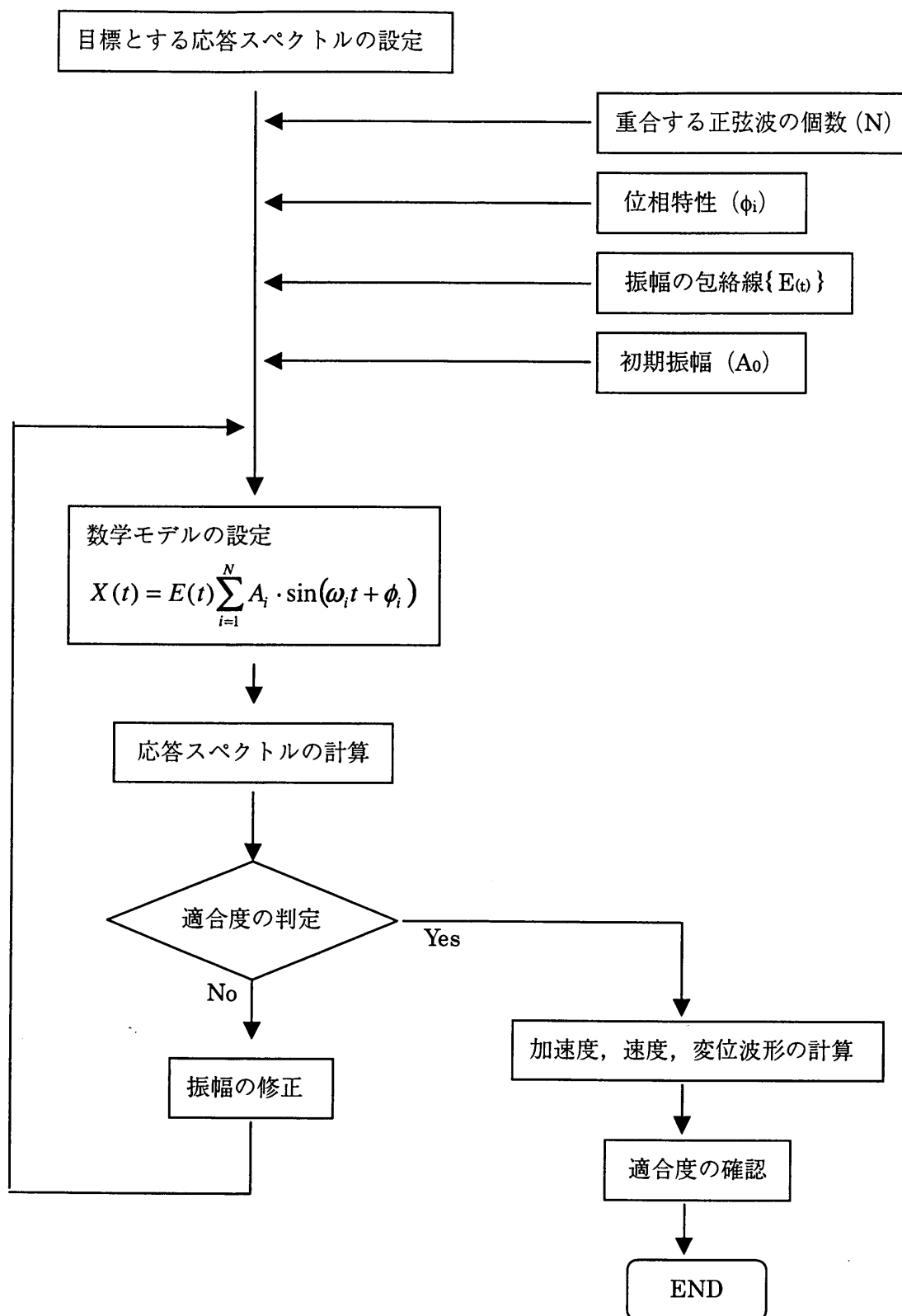


図 7.3-1 模擬地震波作成のフロー

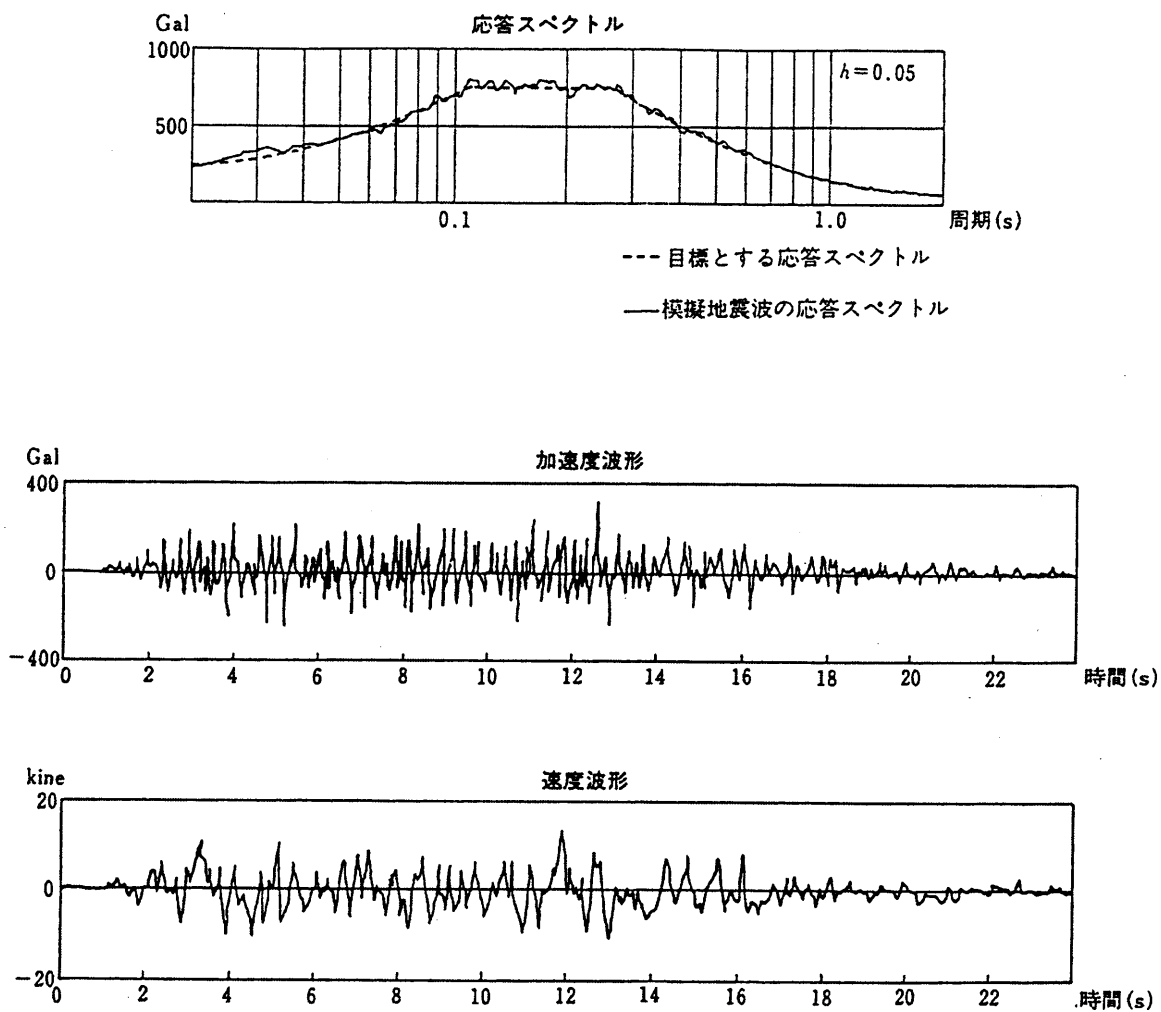


図 7.3-2 模擬地震波の作成例

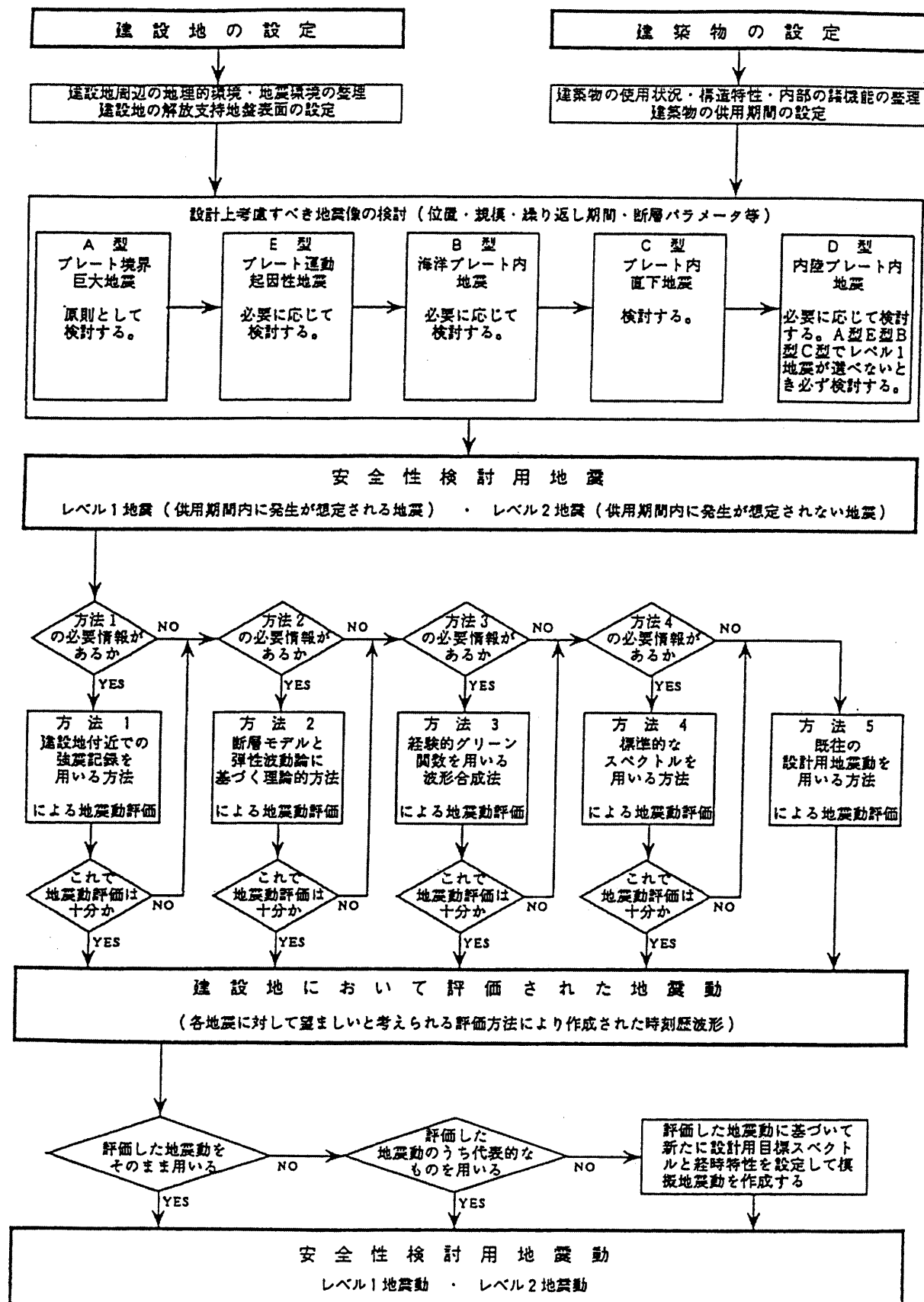


図 7.3-3 安全性検討用地震動の策定手順

8. 耐震評価手法に関する検討

8.1 地下構造物の耐震評価の現状

我が国では、昭和 40 年代の沈埋トンネルの建設を契機に地下構造物の耐震設計法の開発が進められるようになってきた。昭和 50 年代に入ると、地下構造物は地震時に地盤中では共振せず、周辺地盤の地震時変形に追従して変形することが明らかになり、応答変位法というような地中構造物に特有な設計法が提案され、次第に地下構造物に対する耐震基準が整備されてきた。平成 7 年の兵庫県南部地震での大開駅をはじめとする大断面の地下構造物の大規模な地震被害を受けた。以後、地下構造物についても精力的に研究開発が実施され、耐震基準も 2 段階設計法・弾塑性設計法の導入等大幅に改訂されることとなった。耐震性評価の面においても、従来の許容応力度法のみならず、地震時保有耐力やじん性を考慮した限界状態設計法（性能照査設計法）が導入されている。

しかし、これらの耐震基準類の多くは軟弱地盤中の構造物を対象としている。岩盤構造物の設計基準で耐震性に言及しているものには、“地下貯油施設技術指針（案）”（土木学会エネルギー土木委員会（1980）），“水封式燃料地下貯蔵施設技術指針”（電気事業連合会（1980）），“トンネル標準示方書〔山岳工法編〕同解説”（土木学会（1996b）），“N A T M 設計施工指針”（日本鉄道建設公団（1996））がある。前の 2 基準は掘削による岩盤の安定性に問題がなければ原則的に耐震設計は省略できるとしており、後の 2 基準は地震の影響を必要により考慮する（坑口や土被りの小さい場合）こととしている。いずれの基準においても具体的な耐震評価手法については記述されていない。

普通地盤中の立坑については、“水道施設耐震工法指針・解説”（日本水道協会（1997）），“下水道施設の耐震対策指針と解説”（日本下水道協会（1997））等、類似の構造物では“L N G 地下式貯槽指針”（日本ガス協会（1979）），“L N G 地下タンク躯体の構造性能照査指針”（土木学会（1999））等、諸機関より多くの耐震基準類が発行されている。いずれの基準でも、周辺地盤ではなく覆工（R C 部材）により立坑の耐震性を確保することを前提としており、覆工（R C 部材）の耐震性を照査することにより立坑の耐震性を評価している。液状化や液状化に伴う側方流動を除いて、周辺地盤の耐震性についての評価手法は記述されていない。したがって、岩盤構造物と同様に、深部立坑の耐震性評価手法を明確に規定した耐震基準はない。

8.2 地下岩盤構造物の耐震評価手法

岩盤構造物に関わらずコンクリート構造・鋼構造・土構造の安定性を照査する場合、構造物に生じる応力度または断面力を、許容応力度または保有耐力と比較する応力評価と、構造物に生じるひずみまたは変位を、許容ひずみまたは許容変位と比較するひずみ評価がある。従来、我が国の設計体系では許容応力度法が主であったため、原子力関係等の一部を除いて応力（耐力）評価により安定性を評価してきた。最近では、地震後に確保すべき機能、修復復旧性等を考慮したひずみ（変位）評価も導入されつつある。

岩盤構造物においては、周辺岩盤および支保工に対する応力評価が採用されている場合がほとんどである。また、岩盤構造物における耐震性評価指標は空洞掘削安定性評価指標と同じであり、許容安全率も等しい場合が多い。

8.2.1 応力評価

地下式原子力発電所における安定性評価手順を図 8.2-1 に示す。安定性評価指標として局所安全係数とすべり安全係数が用いられている。局所安全係数は地下石油備蓄・地下発電所の耐震性検討にも用いられており、破壊接近度と呼ばれることもある。また、局所安全率に基づいて規定された塑性領域（緩み領域）の範囲から耐震性を判定したり、支保工の仕様を設定する場合がある。

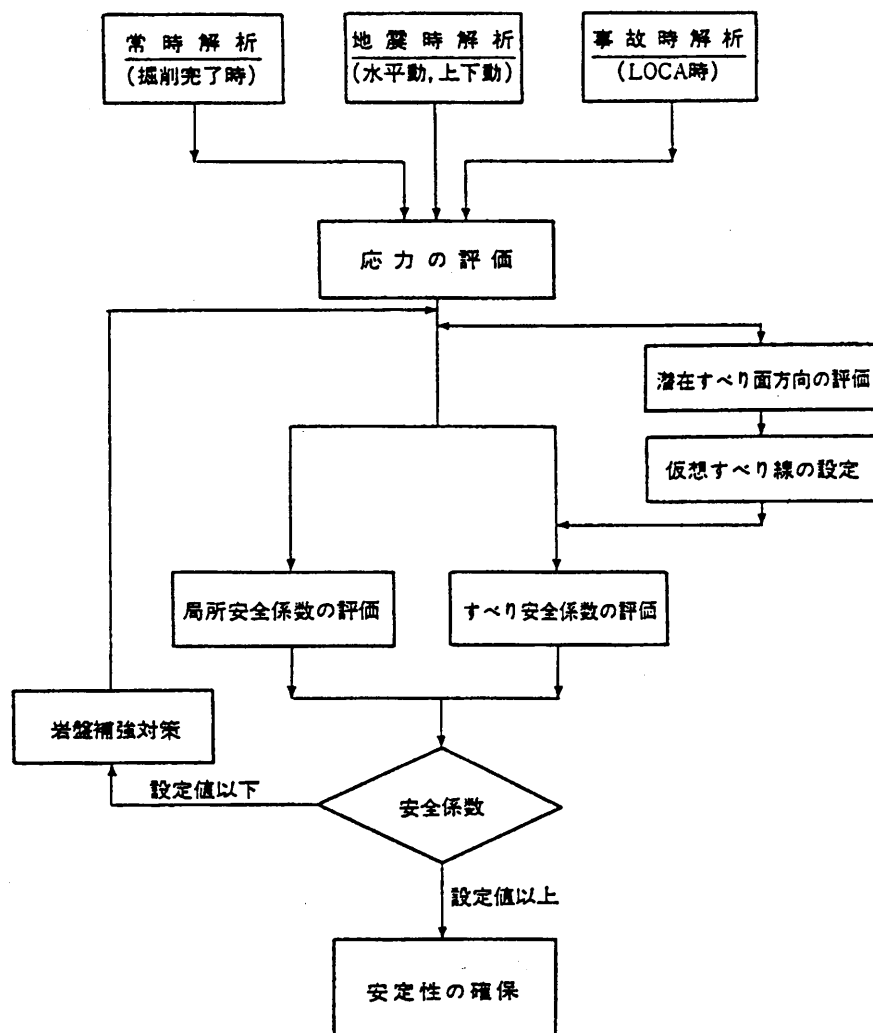


図 8.2-1 地下式原子力発電所における耐震性評価手順（駒田ら，1991）

局所安全係数の概念図を図 8.2-2 に示す。FEM解析におけるある要素の主応力状態が σ_1 , σ_3 の時, 局所安全係数は(式 8.2-1)で示すようにモール円中心から破壊包絡線までの最短距離とモール円との比で定義される。

$$SF = \min (SF_1, SF_2) \quad (8.2-1)$$

$$\text{ここに, } SF_1 = \overline{OA}/\overline{OB}$$

$$SF_2 = \overline{OC}/\overline{OB}$$

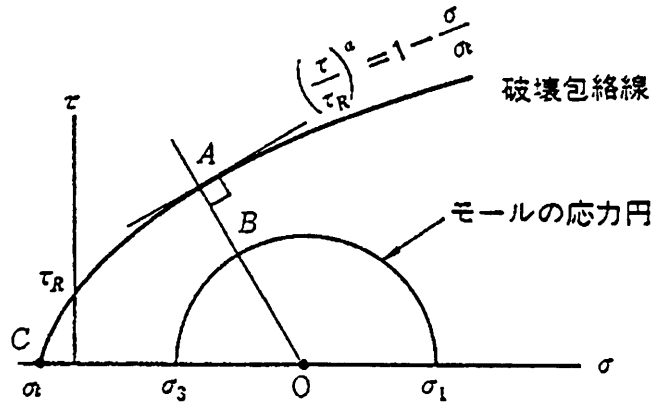


図 8.2-2 局所安全係数

すべり安全係数の概念図を図 8.2-3 に示す。各要素の潜在すべり面方向を考慮して設定した想定すべり面がある要素を横切るとき, その要素内のすべり線の長さを l_i , すべり線に対する垂直応力, せん断応力をそれぞれ σ_i , τ_i とする。このとき, すべり安全係数は, (式 8.2-2)で示すようにすべり線に沿った線分の長さ l_i で重み付けしたせん断強度とせん断応力の比で定義される。局所安全係数は文字通り局所的な安定性を判定する指標であるのに対して, すべり安全率は岩盤構造物の全体的な安定性を判定する指標である。すべり線を合理的に設定するには工学的な判断と労力を要する。

$$SF = \frac{\sum_i \tau_{si} \cdot l_i}{\sum_i \tau_i \cdot l_i} \quad (8.2-2)$$

$$\text{ここに, } \tau_{si} = \begin{cases} \tau_R (1 - \sigma_i / \sigma_t)^{1/\alpha} & (\sigma_i \geq \sigma_t) \\ 0 & (\sigma_i < \sigma_t) \end{cases}$$

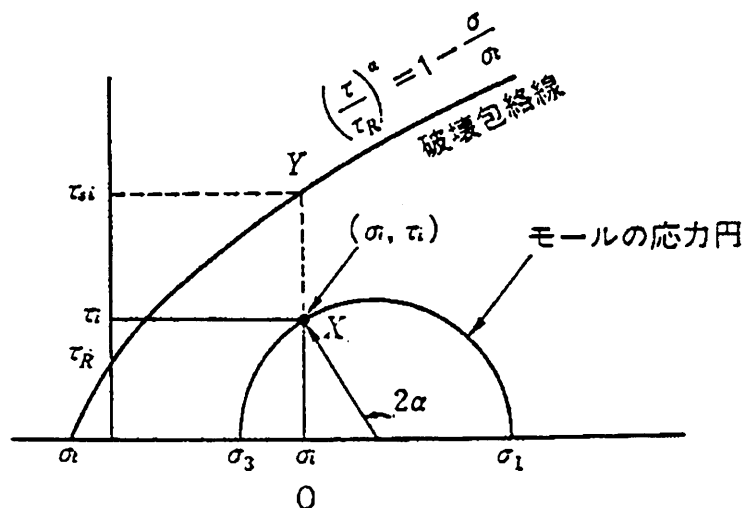


図 8.2-3 すべり安全係数

局所安全係数については、いずれの検討においても許容値は特に設定されておらず、局所安全係数による岩盤空洞の耐震性評価は異なっている。たとえば、地下石油備蓄の検討例では、図 8.2-4 に示すように常時応力と地震時応力のモール円にはあまり差がないこと、破壊包絡線を切るモール円はないこと、地震によって新たな緩み領域の発生はみられないことから空洞の耐震性が確保されたと報告している（石油公団、1986）。地下式原子力発電所の検討例では、図 8.2-5 に示すように局所安全係数が1以下の部分（緩み領域と表現している）は地下空洞のわずかな部分に限られ、その分布もアーチ部内部から10mの深さであることから、地下空洞の地震時安定性は現在の岩盤補強技術により十分確保することができると報告されている（駒田、他(1991)）。

	σ_1	σ_2	$\tau_{\max}$
常時応力	408.5	187.0	110.8
地震時応力	374.7	167.7	103.5

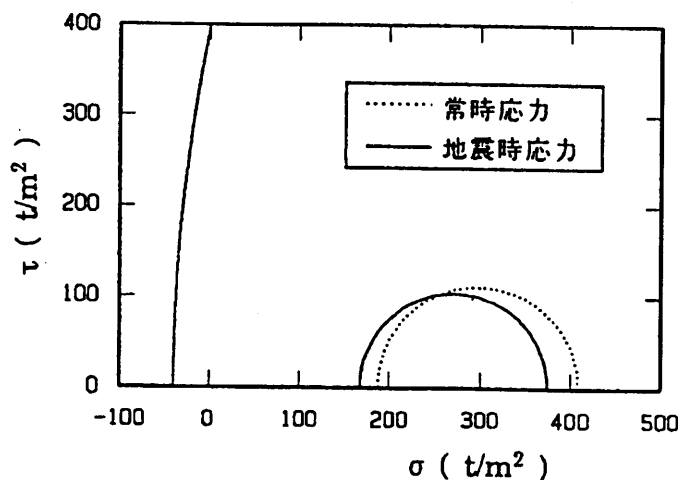


図 8.2-4 局所安全率（地下石油備蓄検討例）

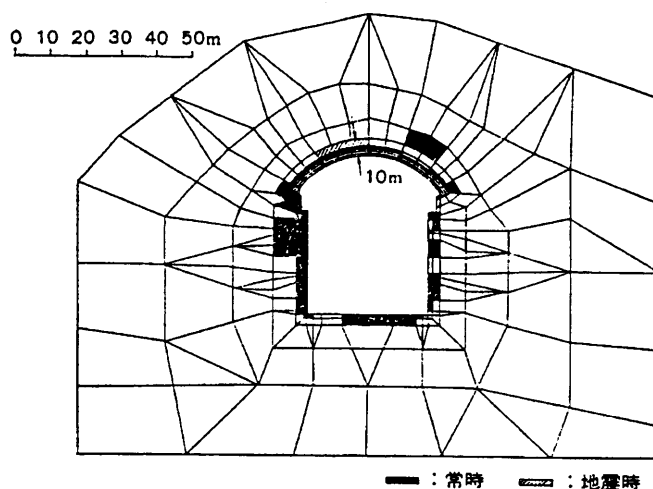


図 8.2-5 地震時の緩み領域（地下式原子力発電所検討例）

ここに示したような応力評価により岩盤空洞および山岳トンネルの掘削安定性を照査した例は多数あり、評価法は一応の検証がなされており、耐震性を検討する際にも有力な手法であると考えられる。

8.2.2 ひずみ評価

ひずみ評価法の代表的な評価指標としては限界せん断ひずみが挙げられる。従来、施設設計段階では用いられることはほとんどなかったが、トンネル現場における計測での変位測定値から直接的または逆解析によって地山の最大せん断ひずみの分布を算定し、その管理値として限界せん断ひずみを用いる場合が多々ある。限界せん断ひずみの定義を（式 8.2-3）に示す（櫻井，他(1994)）。

$$\gamma_0 = \tau_{\max} / G_{50} \quad (8.2-3)$$

ここに、 γ_0 : 限界せん断ひずみ
 $\tau_{\max}$: 最大せん断強度
 G_{50} : 50%強度に対するせん断弾性係数

限界せん断ひずみは、厳密にはねじりせん断試験で求める必要があるが、櫻井らは一軸および三軸圧縮試験から近似的に求める方法を提案している。限界ひずみは不連続面の影響をあまり受けず、岩石コアの限界ひずみと現位置の限界ひずみがほぼ同じであること、間隙水や温度の環境変化にも影響されないことが報告されている。また、図 8.2-6 に示すように岩種（堆積岩から火成岩まで）によらず岩盤強度と限界せん断ひずみは高い相関関係を有することが判る。

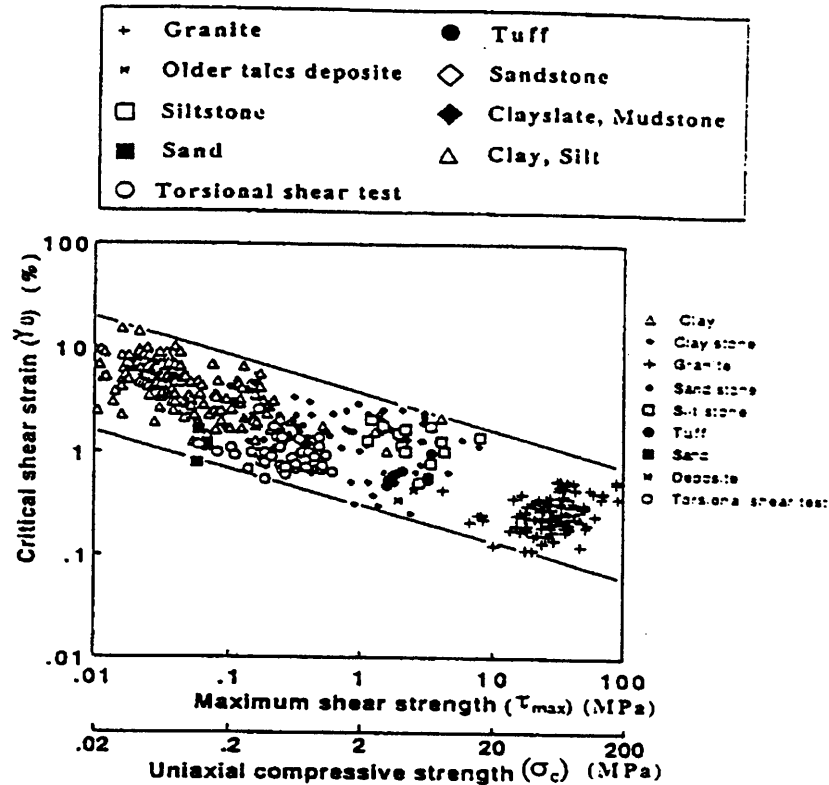


図 8.2-6 限界ひずみと一軸圧縮強度の関係

限界ひずみを岩盤空洞の耐震性評価指標とした例はないが、応力評価のみならずひずみ評価も考慮して、岩盤構造物の耐震性を総合的に評価することが必要であると考えられる。

9. 地下研究施設における耐震検討課題

9.1 耐震検討 (案)

① 地盤調査, 土質試験

岩盤空洞の地震時挙動解析において最も重要な土質定数は弾性波速度 [V_s , V_p] であるため, P S 検層等の弾性波探査を早期に実施することが必要である。高拘束圧下で高剛性の深部岩盤では地震時せん断ひずみは小さいため, 変形特性の非線形性は顕著ではないが, 低拘束圧下で低剛性の地表面近傍の表層部では非線形性を無視しえない場合がある。動的変形試験により動的変形特性 [$G \sim \gamma$ 関係, $h \sim \gamma$ 関係] の非線形性を把握しておくことが望ましい。

岩盤空洞の地震時安定性は, 限界ひずみ・局所安全率等で評価することになるため, 一軸 (三軸) 圧縮試験により岩盤の強度特性 [c , ϕ , q_u , γ_L] データを習得することが必要である。

地震時の岩盤挙動は, 地震応答解析で算定される地震時の増分ひずみ (変形), 増分応力度と, 空洞掘削後のひずみ (変形)・応力度を重ね合わせることで評価する。地震時には空洞近傍に偏圧が作用するため, 初期地圧の偏圧度が大きい場合には一般に地震の影響を受けやすい。した

がって、初期地圧測定を行い初期状態を把握することが望ましい。岩盤の強度特性・初期地圧データの習得は耐震性検討のみならず掘削安定性検討にも重要となるものである。

岩盤空洞の地震時被害は弱層近傍で生じることが予測されるため、弾性波探査等により亀裂・断層等の弱層の存在位置を推定しておくことが必要である。

深部岩盤の地震観測データは少ないため、鉛直アレー地震観測を行うことが必要である。観測データは設計地震動設定のバックデータとして、各種の地震応答解析手法の妥当性検証のデータとして用いられる。さらに、施設の管理資料・研究自体の資料として利用できるため、地震観測は長期間実施することが望ましい。岩盤の地震時挙動では加速度・応力のみならず地盤のひずみが重要であるため、加速度以外にもひずみ観測を行う必要がある。

② 要求性能設定

施設の部位毎に重要度が異なるならば、各部位が保有すべき耐震性能も異なると考えられる。一般に耐震性能は想定地震、施設の重要度、地震時に許容される損傷度・変位、地震後の復旧性、補修性を考慮して設定される。耐震性能を設定するためには構造物がどのように損傷するかという損傷過程を解析的・事例的に把握しておく必要がある。レベルの異なる想定地震毎に異なる耐震性能を規定することも考えられる。

耐震性能が設定されたならば、耐震性能を確認するための具体的な照査項目・照査基準値および照査手法を決定することになる。空洞の地震時安定性では限界ひずみ・破壊接近度・支保工応力度等が、空洞内の設備では変位・応力度等が照査項目としてあげられる。

材料係数・部材係数等の安全係数、応力度・ひずみ（変形）等の許容値の設定、耐力の算定方法を規定することが必要となる。

照査項目を照査するための合理的な解析手法・算定式が要求される。地下研究施設は周辺地盤の地震時変形に追随するため岩盤自体の地震時挙動が耐震性に寄与することから、照査手法としては動的FEM解析やFEM系の応答変位法が適しているものと考えられる。これらの照査項目・照査基準は空洞掘削安定性検討におけるものと整合していなければならない。

③ 設計地震動設定

地上構造物については各種機関で耐震規準が制定されているが、地下構造物を対象とした耐震規準は少なく適用範囲も比較的浅い構造物に限定されているのが実情である。したがって、深部岩盤空洞の耐震検討はある程度動的解析に頼らざるを得ない。動的解析結果を左右する最大要因は入力地震動であり、如何に想定地震を設定するかが大きな課題である。また、空洞内設備等の耐震性検討においては設計震度も必要になろう。

想定地震を設定するためには、活断層・近傍での発生地震等に関する情報を収集して、研究施設近傍の地震環境を把握しておく必要がある。これらの情報や地震観測データを基にした地震危険度解析、模擬地震動等を評価して入力地震動は設定される。簡易的に検討する場合や加速度が支配的な設備等の耐震性検討に供するためには深度を考慮した設計震度を設定するのが望ましいため、地盤の増幅特性を地震応答解析や既往の文献で把握する必要がある。

④ 解析法妥当性検証

いくつかの解析手法を用いて地震動レベル・地盤定数・空洞形状寸法等に関する感度解析、試

設計を通じて手法の適用性・課題・定数設定上の留意事項等を検討する。場合によってはプログラムの改良・入出力の効率化等を図る必要がある。これらの結果は概念設計に対するデータともなる。

選定した照査手法の妥当性検証が必要となる。大地震時観測記録とシミュレーション解析との比較検討が最も望ましいが、観測記録が得られない場合には、既存の解析結果や前項の他手法との比較検討により妥当性を検証することになる。

⑤ 耐震性詳細検討

空洞掘削検討と整合性をとりながら、収集した土質資料を基に耐震解析用地盤物性を確定する。選定した照査手法を用いて照査項目を照査し、所要の耐震性能を保有していることを確認する。

大断面の地中構造物の被害は極めて少なく、地上構造物に比較して耐震性が高い。山岳トンネルの地震被害は、地震の規模が大きい・地震断層面からの距離が近い・特殊条件が介在するという条件がそろった場合に生じている。実際的には地下研究施設において耐震的に問題となるのは立坑坑口部・不良地山区間・断層横断部等であると考えられる。したがって、亀裂・ひびわれ・風化等の弱層部の確定と、これらの影響を考慮した解析手法の検討、および対策工法の検討が重要である。

9.2 今後の課題

地下研究施設の耐震性検討に関する今後の課題、または、早期に実施しておくことが望ましい事項を以下に列挙する。

[調査・観測関連項目]

- ◎ 建設地点のP S検層による建設地盤の動的特性の概要把握
- ◎ 地震観測による深部地下増幅特性の把握
- ◎ 圧縮試験等による強度特性の把握
- 動的変形試験による動的変形特性の把握
- 初期地圧測定による初期地圧の把握
- 弾性波探査等による亀裂・断層等の弱層の把握

[耐震設計関連項目]

- ◎ 文献調査等による地震環境（活断層、既往地震）の把握
- ◎ 地震環境、地震危険度解析、既存指針等に基づく入力地震動の設定
- ◎ 文献調査等による深部地下増幅特性の把握
- ◎ 部位毎の要求性能、照査項目、照査手法・照査基準値の整理
- 照査手法、照査基準値の妥当性検証
- 耐震補強対策工の検討

10. おわりに

本稿では、地層処分場の耐震設計に関する国の安全基準・指針の策定のための基盤情報の整備の一つとして、既存の地下構造物に関する耐震設計事例、指針ならびに解析手法等の調査・整理を行うとともに、今後の課題を抽出、ならびにこれらの調査結果から、地下研究施設を一つのケースス

タディーとして、地下構造物としての耐震性に関する検討を実施するための研究項目の抽出を実施したものである。

地下構造物耐震設計検討の事例調査においては、これまでの処分場設計においては既存の地下発電所や地下石油備蓄基地の耐震設計例の調査を実施した結果、現状では標準化された深い地下における耐震設計例や立坑に対する動的耐震設計手法がないことを確認した。また、原子力施設における耐震設計指針の調査としては、原子力施設の耐震設計手法を参考にし、とくに重要構造物に対する基礎耐震安定設計法についてとりまとめ、地下構造物に対して、どの程度これらの手法を導入するかを検討が必要と思われる。

既存の耐震設計手法に関しては、大別すると準静的解析手法である震度法と動的 FEM 解析手法となり、構造物の重要度とその形状や位置により適用を考慮する必要がある。一方、耐震設計に必要な物性については、それらを取得するための現地調査手法ならびに室内試験手法について取りまとめた。

参考文献

有賀義明，多賀宗紀：“数値解析による地下の応答スペクトル低減特性の検討”，第 19 回地震工学研究発表会後援概要集，pp.141～144（1987）

朝倉俊弘，野城一栄：“山岳トンネルの地震被害と耐震設計への提言”，基礎工，Vol28，No.4，pp.20-22（2000）

壇，渡辺，佐藤，石井：“断層の非一様滑り破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強振動予測のための震源断層のモデル化”，日本地震学会講演予稿集，2000年秋季大会，B10（2000）

電気事業連合会：“水封式燃料地下貯蔵施設技術指針”（1980）

土木学会：“[平成8年制定] コンクリート標準示方書-耐震設計編-”，pp.2-4（1996a）

土木学会：“トンネル標準示方書 [山岳工法編]・同解説”（1996b）

土木学会：“LNG 地下タンク躯体の構造性能照査指針”（1999）

土木学会エネルギー土木委員会：“地下貯油施設技術指針（案）”（1980）

Fukushima, Y., J. Gariel, and R. Tanaka: “Site-Dependent Attention Relations of Seismic Motion Parameters”, Bulletin of the Seismology Society of America, Vol.85, No.6, pp.1790-1804（1995）

Fukushima, Y., K. Irikura, T. Uetake, and H. Matsumoto: “Characteristics of observed Peak Amplitude for Strong Ground Motion from the 1995 Hyogoken Nanbe(Kobe) Earthquake”, Bulletin of the Seismology Society of America, Vol.90, No.3, pp.545-565（2000）

石井透，佐藤利明：“建設地において考慮する地震像に基づく設計用地震動策定方”，日本建築学会構造系論文集，第 462 号，pp.31-42（1994）

石井，佐藤：“強振動評価のための不均質断層モデルの主破壊領域の面積とモーメントの関係”，日本地震学会講演予稿集，2000 年秋季大会，B09（2000）

池田，竹村，加藤：“北海道周辺のやや深発地震の高振動数励起特性とスケーリング則”，日本地震学会講演予稿集，2000 年秋季大会，B05（2000）

地震予知総合研究振興会地震調査研究センター：“強振動評価手法のレビューと事例的検討”，平成 9 年度科学技術庁委託報告書（1998）

地震予知総合研究振興会地震調査研究センター：“強振動評価手法のレビューと事例的検討”，平成 11 年度科学技術庁委託報告書（1999）

核燃料サイクル開発機構：“わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性—地層処分研究開発第二次取りまとめ—”，分冊 2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022（1999）

駒田広弘：“原子力発電所立地方式のケーススタディーによる成立性評価”，電力中央研究所報告 U17（1991）

駒田広也，日比野敏，本莊静光，藤原義一，本島睦，中川加明一郎，野崎隆司：“原子力発電所地価立地方式のケーススタディーによる成立性評価”，電力中央研究所報告（1991）

Matsuzaki, S., S. Kobayashi, Y. Fukushima, M. Mori, and T. Watanabe: “Estimation of ground motion by a semi-empirical method using observed records”, 11th European Conference on Earthquake Engineering, Balkema, ISBN 90 5410 982 3, pp.1-8（1998）

日本電気協会：“原子力発電所耐震設計技術指針”（1987）

日本鉄道建設公団：“NATM 設計施工指針”（1996）

日本水道協会：“水道施設耐震工法指針・解説”（1997）

日本下水道協会：“下水道施設の耐震対策指針と解説”（1997）

日本ガス協会：“LNG 地下式貯槽指針”（1979）

日本電気協会電気技術調査委員会：“原子力発電所耐震設計技術指針”，第 2 章地震と基準地震動， pp.27-74（1987）

大崎順彦：“原子力発電所設計用の基準地震動評価に関するガイドライン？主として大崎スペクトルについて？”，ORI 研究報告 84-01（1984）

Pitarka, A., P. Somerville, Y. Fukushima, T. Uetake, and K. Irikura: “Simulation of Near-Fault Strong-Ground Motion using Hybrid Green's functions”, Bulletin of the Seismological Society

of America, 90, 3, pp. 566-586 (2000)

石油公団：“石油備蓄技術（地下備蓄）調査報告書”（1986）

櫻井春輔・川嶋幾夫・大谷達彦・松村真一郎：“トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ”，土木学会論文集 No.493/Ⅲ-27, pp.185-188 (1994)

東京湾横断道路：“東京湾横断道路プロジェクト”，pp50～61 (1997)

上野健治，大保直人，林和生：“応答変位法による大深度鉛直地下構造物の耐震解析”，土木学会年次講演会概要集 第1部，pp.1472～1473 (1992)

渡辺，佐藤，壇：“内陸地震の断層パラメータの相似則（その2）”，日本地震学会講演予稿集，2000年秋季大会，B06 (2000)