

重要構造物の耐震安全性に影響をおよぼす  
支持地盤の地震時挙動とリスク評価に関する研究

平成 25 年 3 月

酒井 俊朗

# 目 次

<b>第 1 章 序論</b>	1
1.1 本研究の背景と目的	1
1.2 本論文の構成	2
<b>第 2 章 既往研究における課題と本論文との関係</b>	6
2.1 2章の構成・意義	6
2.2 我が国の耐震設計、評価の体系	6
2.3 確率論的評価と決定論的評価	10
2.4 活断層評価の精度	15
2.5 支持地盤の安定性評価に関わる地殻変動の評価	23
2.6 2章のまとめ	25
参考文献	26
<b>第 3 章 震源断層評価の精度向上</b>	28
3.1 3章の構成・意義	28
3.2 新潟県中越沖地震の特徴	30
3.3 震源断層に関する調査・評価	33
3.4 褶曲構造発達の時空間的解釈	38
3.4.1 断層関連褶曲等に関する既往知見	38
3.4.2 陸域における主要な断層関連褶曲	41
3.4.3 海域における主要な断層関連褶曲	52
3.5 3章のまとめ	66
参考文献	67
<b>第 4 章 地殻変動の評価と設計への反映</b>	69
4.1 4章の構成・意義	69
4.2 新潟県中越沖地震で確認された広域地殻変動	71
4.3 既往の地震に伴う広域地殻変動の評価	77
4.3.1 2007年能登半島地震に関する評価	77
4.3.2 2008年岩手・宮城内陸地震に関する評価	86
4.4 発電所近傍で観測された地殻変動	90
4.4.1 水準測量結果による地殻変動量の評価	90
4.4.2 詳細地形解析に基づく地殻変動の局所的評価	94

4.4.3	数値解析等による局所的な地形変化の評価	96
4.4.4	敷地近傍の地殻変動のまとめ	103
4.5	地殻変動の設計への反映	104
4.6	4章のまとめ	108
	参考文献	109
<b>第5章</b>	<b>支持地盤の耐震安全性に関するリスク評価</b>	<b>112</b>
5.1	5章の構成・意義	112
5.2	原子力発電所支持地盤の安定性に関する要求事項/検討の考え方	114
5.3	新潟県中越沖地震を踏まえた支持地盤の安定性評価	118
5.3.1	安定性評価方針	118
5.3.2	安定性評価方法	118
5.3.3	動的上下動を考慮した原子炉建屋のモデル化に関する考察	134
5.3.4	安定性評価結果	142
5.4	支持地盤の真の地耐力評価の一方法	155
5.4.1	検討の必要性	155
5.4.2	検討手法及び結果	155
5.5	確率論的リスク評価を用いた支持地盤安定性評価	164
5.5.1	確率論的リスク評価の必要性	164
5.5.2	確率論的リスク評価の方法	164
5.5.3	損傷度曲線作成法の検証	169
5.5.4	支持地盤の確率論的リスク評価	170
5.6	地盤改良によるリスク低減効果	176
5.6.1	本節の検討目的	176
5.6.2	海水系配管ダクトの概要及び設計の考え方	177
5.6.3	海水系配管ダクトの耐震補強検討	178
5.6.4	地盤改良の定量的リスク低減効果	181
5.7	5章のまとめ	185
	参考文献	186
<b>第6章</b>	<b>結語</b>	<b>188</b>
	謝辞	191

# 第1章 序論

## 1.1 本研究の背景と目的

我が国のような地震国において、上部構造物を支持する地盤/岩盤の安全性・安定性は上部構造物の機能を維持する上で非常に重要な位置付けである。多くの地震被害において、構造物が地震動による損壊を生じる被害事例と比較した場合、より一般的な事象として、基礎あるいは基礎地盤が沈下/流動/変形することによって上部構造物の機能損失に繋がる事象が認められる。

上部構造物が重要施設となった場合には、支持地盤の安全性/安定性の重要度はさらに増すこととなり、一般的には、支持地盤がある程度深部に存在する場合には杭基礎が用いられる。一方、原子力発電所のような超重要構造物の場合には、我が国の場合、「発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針（原子力安全委員会, 2006）（以下、「耐震設計審査指針」と表記）」により岩盤に支持することが義務付けられている（注：耐震設計審査指針は平成18年の改訂時に、従来まで記述のあった重要構造物の岩盤支持要求に関する記載は削除されているが、実質的に国内の発電用原子炉施設の重要構造物は岩盤に直接支持されている）。原子力発電所のような重要施設に関して、支持地盤の損傷により上部構造物の重要機能に与えるリスクを低減させるためには、岩盤支持の要求は意義が高いものである。

しかしながら、米国原子力規制委員会（以下、「USNRC」と表記）や国際原子力機関（以下、「IAEA」と表記）の動き、あるいは社会への説明性の向上などの観点から、原子力発電所のリスクについて確率論的な定量リスク評価が求められる最近の状況の中で、支持地盤の安全性/安定性について、「岩盤に支持することによってどの程度のリスク低減が図られているのか」等を具体的、定量的に検討された事例は少ない。我が国では、あくまでも、経験主義と一定の保守性に基づく決定論による安定性評価手法が現在も評価の中心となっている例が多く、多くの構造物の支持地盤で認められる。

そのような中、平成19年7月16日、新潟県中越沖を震源とする気象庁マグニチュード(M<sub>j</sub>)6.8の内陸地殻内型地震が発生した。当該の地震は、震源が東京電力柏崎刈羽原子力発電所の近傍であり、結果的に柏崎刈羽原子力発電所におけるその時点の設計用地震動を大きく上回る地震動が観測された。原子力発電所の設計に際しては、土木/建築/機械/電気の各構成設備において、基本的には建築基準法で定められる静的な地震力の3倍の地震力として算定される保守的な静的地震力と活断層調査及び地震調査に基づく動的な設計用地震動とを併せ考える等の配慮がなされていることから、放射線の外部放出に関わる重要設備においてほとんど被害は認められなかった。

新潟県中越沖地震の特筆すべき点としては、この地震が原子力発電所の極近傍で発生したことにより、多数の良質な観測記録が取得されたこと、原子力発電所支持地盤については調査・設計段階から一般の重要構造物と比較にならない量・質の地質・地盤調査がなされているため、支持地盤の地震時の挙動について非常に精度よくシミュレートできることが挙げられる。

本論文では、新潟県中越沖地震に関わる一連の評価を通じて、原子力発電所支持地盤の耐震安全性という点に着目し、耐震安全性に影響を及ぼすリスク及び支持地盤の定量的リスクについて検討を深める。換言すると、従来は経験主義及び経験主義に基づく保守性という工学判断で構築された設計・評価手法、結果の評価について、設計時点を大きく上回る地震動を受けた事例を

通じて、極力定量的なリスク評価に結びつける、ということの本論文の根幹としている。

本論文で取り扱うリスクとしては、狭義の意味での定量的リスクとして支持地盤の地震時損傷リスクについて言及することはもちろん、広義の意味でのリスクとして、新潟県中越沖地震における事例に基づき、耐震設計を行う上での外力評価としての活断層評価の精度や地殻変動に伴う岩盤の変形挙動についても、検討を実施する。活断層評価の精度向上や地殻変動については、現時点では最終的に確率論的なリスク評価までには至らないが、その前提として決定論的な議論の範疇における「耐震安全性に影響を及ぼすリスク」として検討を進める。

これらの検討を通じて、可能な限りリスクを定量的に評価することはその後の各段階での合理的な意思決定に直接結びつく重要事項である。

これらの検討は今後の重要構造物支持地盤の設計や評価のさらなる合理化/高度化、合理的な意思決定や説明性の向上に繋がっていくものと認識している。

## 1.2 本論文の構成

本論文の構成と着目点は図 1-1 に示すとおりである。

第 2 章では、本論文の全体に関わる既往研究のレビュー、そこから抽出された現状の課題と解決の方向性に向けた着目点等について記述する。ここでは、重要構造物の代表として原子力発電所を対象と選定し、原子力発電所の支持地盤安定性に関わる課題、解決のための道筋について、まず、我が国原子力発電所の耐震設計体系及び海外の設計体系との違いに関するレビューを行う。さらに、技術的な各項目、すなわち、地盤/岩盤の確率論的損傷評価、調査手法の観点からの活断層の精度向上や確率論的地震ハザード策定における活断層評価における不確定性の取り扱い及び地震に伴う地殻変動の設計への反映について現状をレビューし、課題とその解決の方向性について概説する。

その上で、第 3 章以降の各章で各技術的項目について記述する。

第 3 章では、「震源断層評価の精度向上」として、新潟県中越沖地震の震源特性、観測地震動の状況を紹介した上で、主たる議論としては、新潟県中越沖地震を発生させた本地域の地震テクトニクスの特徴、具体的には、日本海ひずみ集中帯とよばれる地域における、褶曲構造の時空間的特徴とそれに合致した今回の震源断層の地質構造的、地震テクトニクス的理解について示す。

本論文は前述のとおり、基本的に重要構造物の支持地盤の安全性/安定性について一貫して議論していくものである。第 3 章は「入力地震動」の設定という構造物の設計条件に大きく影響する活断層の規模の評価という観点での関わりとして詳述するものである。一般に、構造物の設計や支持地盤の評価という観点では、非常に重要性の高い設計用地震動について、一般に公刊されている情報に基づいて設定されることが多いが、地震動の評価は非常に多くの不確定性を有しており、このプロセスの吟味は非常に重要である。さらに、結果的に構造物の耐震安定性を論じる上で、入力条件を規定する震源断層の評価は重要性が高いが、学問上の分解点としてこれらは理学に属するとの前提が暗黙の了解事項である。理学と工学とでは、アプローチやゴールの認識は必ずしも同一ではない。最終的に耐震安全性を議論する上で、理学と工学の融合、あるいはお互いの限界の認識等は必要不可欠な要素であるにも関わらず、両者の融合が十分に達成できているかについては疑問も残る。

ここでは、一般的には理学に属する分野も含め、最終的な耐震安全性評価という観点で、新

新潟県中越沖地震を踏まえて実施した各種の調査結果や評価結果に基づいて、現時点における、活断層の規模の認定に関する評価精度について示す。すなわち、評価の信頼性を高めることにより不確定性の存在によるリスクを低減することが可能となるが、ここでは、いかに活断層評価の信頼性を高めることが可能か、についてその方法論及び結果を含めて記述する。なお、最善の手法を尽くしたとしても、この種の調査や評価にはやはり不確定性が残ることは避けられない。活断層評価には多くの認識論的な不確定性を含んでおり、通常、これらの内容についてはロジックツリーという手法に基づき、不確定性を含む事項について分岐を設定し、専門家のアンケートで重み付けを行い、不確定性の定量的評価を実施することとなる。

本来の検討の目的からすると、ここで提示する活断層の規模評価に関する精度向上に伴う不確定性の減少効果については、そのようなロジックツリーでの重みの変化として、確率論的地震ハザードの評価の中で定量的な評価を実施されるべき事項である。しかしながら、そもそも、ここで提示する最新調査/評価手法に基づく活断層の規模評価の精度向上の検討自体が、先駆的な検討であることにより、この成果に基づく確率論的地震ハザード評価にはデータの蓄積が必要である等、時間を要する課題である。

本章ではその前提に立ち、あくまでも最新の調査や評価手法を駆使した場合に、活断層の規模評価をどこまで精度よく実施できるか、という観点で議論を進める。評価精度の向上は、広義の意味での耐震安全性のリスクを低減させていることと認識する。

第4章では、「地殻変動の評価と設計への反映」として、いわゆる「地殻変動」による支持地盤全体としての変形挙動について取り扱う。

支持地盤の安定性評価においては、従前から「支持力」、「沈下」、「すべり」に着目して検討がなされているが、原子力発電所のような重要構造物の場合、岩盤に支持させるなどして変形/沈下が設計上重要視されることは稀であった。

さらに、地震時に観測される広域にわたる地盤変動については、非常に波長の長い変動であり、断層変位等の強制変位問題とは異なりそれが直ちに構造物の機能に影響を及ぼすことはない、というのが一般的理解であり、事実として、このような波長の長い地盤変動が原因となり構造物に損傷を与えた等の事例は知られていない。しかしながら、新潟県中越沖地震において観測された地盤変動挙動については、十分な考察が必要である可能性が示唆された。本章では、原子力発電所のような重要、精密な機器を有する設備においてこれらを見逃すことができるか、すなわち、当該の評価項目自体がリスク要素として欠落していないか、について新潟県中越沖地震を踏まえて考察する。新潟県中越沖地震に際しては、非常に精緻に地盤変動を把握することによって、いわゆる「地殻変動」が非常に波長の長い事象ではあるが、結果的にはさらに上載地層の影響により地表で確認される地盤変動は必ずしも非常に波長が長いということではないことなど、が明らかとなった。ここでは、従前見過ごされていたこのような岩盤の変状についてリスク項目として認識するとともに、その対処として、これらの地殻変動ではあるものの必ずしも長波長ではない変動に関する設計上の取扱いについて記述する。

本章で論述する地殻変動による構造物の健全性評価については、狭義の意味での支持地盤の耐震安全性、すなわち、地震動による構造物の損傷評価の外側に位置する課題である。本章で論述するリスクの観点は、広義の意味での支持地盤の耐震安全性に及ぼすリスクとして、従来検討範囲から除外されていた項目の取り扱いということである。

第5章では、「支持地盤の耐震安全性に関するリスク評価」として、最終的に当該地点の確率論的地震ハザードに基づき、実際の支持地盤の定量的リスク評価を実施する。

それに至る前段階の一連の評価として、現状の評価手法に則り、決定論的な手法により、新潟県中越沖地震の際の支持地盤の挙動解明のための地震時応答解析、さらに、今後の耐震安全性評価としての地震時応答解析を実施する。その際、最終的な目的である定量的なリスク評価との関連で、極力、解析条件の保守性を排除した上での真の支持地盤の実力評価を実施する。

これらにより、従前から実施されている経験主義と保守性を両輪とする決定論的安全性評価手法の真の実力を提示する。また、定量的リスク評価の具体的な応用として、同章では、地盤の耐震補強としてしばしば用いられる地盤改良工法について、決定論的な基準を満足するように設定された工法により、損傷リスクをどの程度低減できるのか、ということを定量的に示す。

なお、本章で展開する支持地盤の確率論的損傷評価に際しては、精度を維持しつつ簡便な評価手法が望まれている分野であり、ここでは実用的な評価手法を新たに提案する。

以上のとおり、本章で取り扱うリスクは地震動に伴う支持地盤の損傷リスクという狭義の意味でのリスクであり、第3章や第4章で取り扱う広義な意味でのリスクとは異なる。

以上のとおり、本論文は、支持地盤の耐震安全性を評価する上での狭義の意味での定量的リスク評価、すなわち、地震動による支持地盤の定量的損傷リスク評価と、耐震安全性評価体系全体に関わる広義のリスク、すなわち、活断層評価の精度や地殻変動の評価、の双方を含む内容となっており、一見すると、相互の関係性は不明確にも映る。

しかしながら、これらの狭義/広義のリスクは耐震安全性全体を論じる上で重要性の高い課題であり、全体系としては分離できない性格を有している課題である。

これらの検討に基づき、「合理的な設計/意思決定」を志向するとの立場から、支持地盤の安定に関わるリスクの低減に向けた調査/設計からのアプローチ及びそれらに基づく定量的なリスクの見地から再整理/評価を実施したものである。

# 重要構造物支持地盤のリスク評価

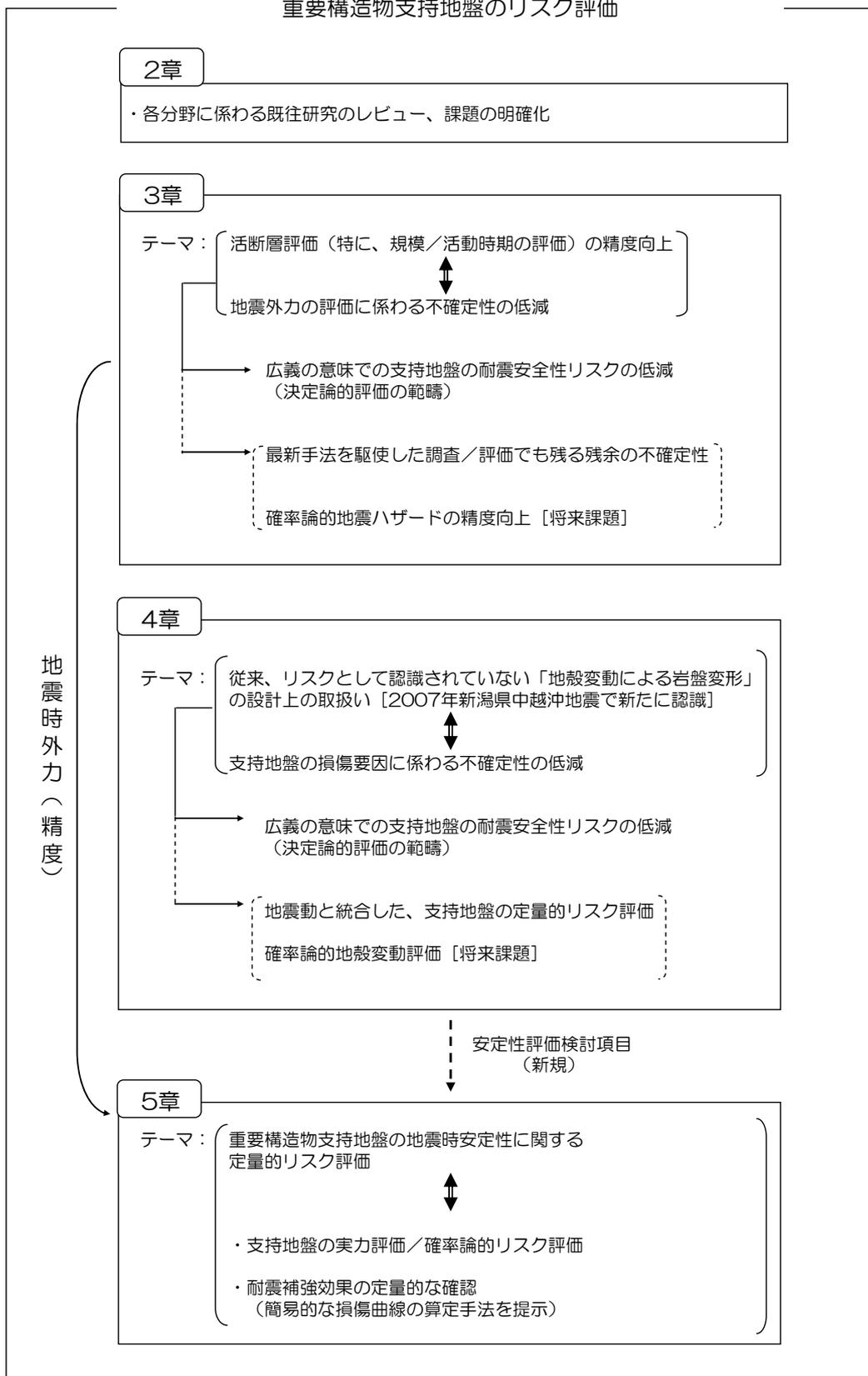


図 1-1 本論文の構成

## 第2章 既往研究における課題と本論文との関係

### 2.1 2章の構成・意義

本論文において、第1章では全体のアウトラインについて記述した。第3章以降では、重要構造物の支持地盤の地震時安定性に関わるリスクについて、活断層の規模評価に関わる精度向上、地震に伴う広域地殻変動の評価、支持地盤の安定性評価について、個々に論じる。各技術的検討項目に関する既往の検討、研究例及び課題については、第3章以降の各々の章においても記述することとなるが、第2章では、本論文全体を通じて、既往の検討、研究の趨勢、そこで見出される課題、本論文での検討の動機付けに至る部分を記述する。

これらに関しては以下の流れで記述することとする。

本論文では重要構造物の支持地盤の安定性評価を論じることとしているが、重要構造物の代表として原子力発電所を具体的事例として対象としている。本章では各技術的検討項目における既往研究のレビュー、課題抽出の前に、設計体系、設計思想というべき点について記述する。その際、海外における標準的な体系として、IAEA や USNRC の規格、規準と我が国の耐震設計審査指針との比較を行い、我が国における耐震設計、評価の課題について記述する。

設計体系や設計思想に関わるレビュー、課題抽出を行った後、さらに技術的に抽出された各課題、具体的には、活断層の規模評価に関わる精度向上、地殻変動の評価/設計への反映、支持地盤の地震時安定性評価、評価全般に関わる確率論的評価手法の適用等について既往研究のレビュー、課題抽出について記述する。

### 2.2 我が国の耐震設計、評価の体系

本節では、まず国内の原子力の耐震設計に関する基本的な設計方針、思想について紹介し、その後、海外の諸基準の考え方についても紹介した上で、本論文で取り扱う課題との関係について記述する。

我が国の原子力発電所の耐震設計については、原子力安全委員会による耐震設計審査指針が最上位に位置づけられている。

現在の耐震設計審査指針は2006年9月に従前の指針が改訂されたものであり、従前の指針は、1978年9月に当時の原子力委員会が定めたものに基づき、1981年7月に、原子力安全委員会が、当時の知見に基づいて静的地震力の算定法等について見直して改訂を行ったものである。

現行の耐震設計審査指針では、基本方針、耐震設計上の重要度分類、基準地震動の策定、耐震設計方針、荷重の組み合わせと許容限界、地震随件事象に対する考慮、の各項目について基本的考え方が示されている。本論文との関係において、ここでは各項目につい

て詳述することは避けるが、後述する各技術項目との関係で、基本方針、活断層の評価と地震動設定の考え方、耐震設計の基本的な方針について指針での記載内容を抜粋し、以下紹介する。

1) 基本方針：耐震設計上重要な施設は、敷地周辺の地質・地質構造並びに地震活動性等の地震学及び地震工学的見地から施設の供用期間中に極めてまれではあるが、発生する可能性があり、施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定することが適切な地震動による地震力に対して、その安全機能が損なわれないように設計されなければならない。さらに、施設は、地震により発生する可能性のある環境への放射線による影響の観点からなされる耐震設計上の区分ごとに、適切と考えられる設計用地震力に十分耐えられるように設計されなければならない。また、建物・構築物は、十分な支持性能をもつ地盤に設置されなければならない。

2) 基準地震動の策定：施設の耐震設計において基準とする地震動は、敷地周辺の地質・地質構造並びに地震活動性等の地震学及び地震工学的見地から施設の供用期間中に極めてまれではあるが発生する可能性があり、施設に大きな影響を与えるおそれがあると想定することが適切なものとして策定しなければならない。

3) 「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」：敷地周辺の活断層の性質に関しては、次に示す事項を考慮すること。i) 耐震設計上考慮する活断層としては、後期更新性以降の活動が否定できないものとする。なお、その認定に関しては最終間氷期の地層又は地形面に断層による変位・変形が認められるか否かによることができる。ii) 活断層の位置・形状・活動性等を明らかにするため、敷地からの距離に応じて、地形学・地質学・地球物理学的手法を総合した十分な活断層調査を行うこと。

4) 耐震設計方針：①S クラス(注)の各施設は、基準地震動  $S_s$  による地震力に対してその安全機能が保持できること (B クラス以下：略)。

(注) S クラス：自ら放射性物質を内蔵しているか又は内蔵している施設に直接関係しており、その機能喪失により放射性物質を外部に放散する可能性のあるもの、及びこれらの事態を防止するために必要なもの、並びにこれらの事故発生の際に外部に放散される放射性物質による影響を低減させるために必要なものであって、その影響の大きいもの

耐震設計審査指針ではその思想を明確にしているが、指針全体は性能規定化されており、個々の要求事項に合致するための具体的な基準等については記述されていない。その意味で、さらに詳細な内容を規定している規格/基準としては、「発電用原子炉施設の耐震安全性に関する安全審査の手引き(2010年12月 原子力安全委員会了承)(以下、「安全審査の手引き」と表記)が公表されている。安全審査の手引きは、耐震設計審査指針の運用・解釈を明確にすることを目的としており、従前の「原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き(原子炉安全専門審査会、1978)」を全面改訂したものとされている。ここでは、耐震設計審査指針と異なり比較的詳細な要求事項が記述されている。活断層調査を例に挙げると、「敷地中心から少なくとも半径 30km の範囲については、既存

文献の調査を踏まえ、調査地域の地形・地質等の特性、敷地からの距離や敷地に与える影響に応じ、以下の調査を適切に組み合わせた十分な調査を実施すること」とされ、「以下の調査」として、①変動地形学的調査、②地表地質調査、③地球物理学的調査等について留意点が記述されている。

さらに、実体的な規格/基準については我が国の体系の場合、民間規格に委ねられることとなっており、具体的には、日本電気協会原子力規格委員会による「原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2008）（以下、「技術指針」と表記）」では具体的な活断層の調査や評価、地震動の策定、支持地盤の安定等について記述されている。本論文に関係する当該の具体的な要求事項等については、第3章以降の各章において関連部分の記載を紹介する。

以上が、国内の耐震設計の体系/アウトラインであるが、次に紹介する海外の基準との比較や2007年の新潟県中越沖地震の本論文との関係で重要事項として以下の3点をこの段階で挙げる。

- 1) 確率論的評価と決定論的評価との関係
- 2) 活断層評価の信頼性、精度
- 3) 地殻変動による支持地盤の安定

ここでは、各課題の概要を記述し、課題の背景や解決への方針、本論文での扱い等について次節以降で記述する。

#### 1) 確率論的評価と決定論的評価との関係

我が国の原子力発電所の耐震設計体系は基本的に決定論的評価体系を基本としており、確率論的評価については少なくとも規制の範囲としては取り扱わないこととなっている。しかしながら、確率論的なりスク認識に関する議論は、2006年の同指針改訂に至る原子力安全委員会での議論がかなりあった部分であり、最終的には、耐震設計指針の中で、基準地震動の妥当性について、「敷地ごとに震源を特定して策定する地震動」及び「震源を特定せず策定する地震動」については、それぞれ策定された地震動の応答スペクトルがどの程度の超過確率に相当するかを把握しておくことが望ましいとの観点から、それぞれが対応する超過確率を安全審査で参照することとする」旨の記述はあるが、あくまでも「参照」であり、具体的な手法に関する記載等は示されていない。

一方、海外の規格/基準類として、代表的なものとして、IAEA SSG-9、USNRC RG1.208, RG1.132についてみると、IAEAやUSNRCでは決定論的な調査/評価の考え方を明確にしている一方、最終的な耐震安全性評価は決定論的評価のみならず確率論的評価を要求事項として挙げており、基本的に世界的趨勢としては確率論的評価と決定論的評価の併用は主流となりつつある。

確率論的耐震安全性評価（地震PSA）について、米国では1991年のUSNRCの要求によって、外的事象に対する個別プラント評価が実施されている。また、2003年には米国原子力学会から外的事象のPSA標準が公表されている。

IAEAによる「Risk informed regulation of nuclear facilities: Overview of the

current status (IAEA, 2005)」では、確率論的評価手法と決定論的手法の関係を表2-1及び図2-1に示すとおり表現している。

表 2-1 決定論的手法と確率論的手法の関係 (IAEA)

Deterministic approach	2.4.Probabilistic approach
Usually uses a conservative/bounding assumptions approach to address uncertainties in the models and data	Usually uses a best estimate approach in all aspects of the modelling; sometimes conservative assumptions are used to determine the success criteria
Addresses a limited subset of initiating events and fault sequences that are chosen as the bounding ones	The starting point is a comprehensive set of initiating events and hazards (including those that are within and beyond the design basis) and they are all included in the analysis
Accident conditions are addressed separately	The PSA model integrates all initiating events and safety systems in the same model
Initiating event frequencies and system/component failure probabilities are taken into account in an approximate way	Initiating event frequencies and system/component failure probabilities are included explicitly in the PSA model
Uncertainties are addressed by making conservatism assumptions, or using best estimate codes and models with associated evaluation of the uncertainties in the results	Many of the uncertainties can be addressed explicitly in the PSA models. The capabilities to address parameter uncertainties are included in modern PSA software
Gives a rough indication of the relative importance of systems/structures/components	Modern PSA software provides a wide range of information on ways to measure the importance of all the systems/structures/components that are included in the analysis

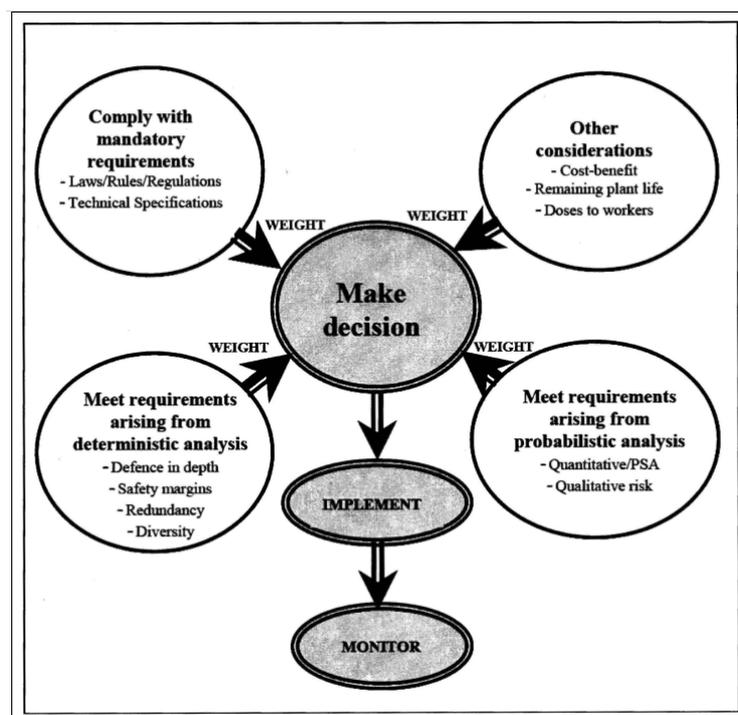


図 2-1 意思決定の流れ (IAEA)

## 2) 活断層の信頼性、精度

前記のとおり、活断層調査や評価の基本的考え方は耐震設計審査指針で定められ、調査や評価の留意点は安全審査の手引きにおいても記述されている。さらに、技術指針においては調査の仕様や評価の考え方について詳述されている。

しかしながら、活断層の調査や評価は不確定性が非常に大きく関与する部分であり、仕様規定が必ずしも機能する領域ではないことに留意する必要がある。現実には、個別活断層の評価の妥当性に関する議論は多く発生している。構造物の耐震設計/照査を実施するうえで、最上流に位置する活断層の評価に関しては、可能な限り信頼性を向上させるためのアプローチが不可欠であるとともに、それでもなお残存する不確定性については確率論的地震ハザードの評価で担保される性格である。

## 3) 地殻変動による支持地盤の安定

一般的には、地震に伴う地殻変動への配慮として、構造物直下の断層変位に関する考慮はあるが、長波長の傾動に関して設計に反映している事例はない。

2007年新潟県中越沖地震では柏崎刈羽原子力発電所を含む広域で地震に伴う地殻変動が確認された。この地殻変動による重要設備への影響はなかったが、従前の評価ではこのような地殻変動による影響に関する評価については明確とはなっていなかったため、今後の重要施設への配慮として必要性が認識された。

## 2.3 確率論的評価と決定論的評価

前記のとおり、我が国の耐震設計体系においては、原則として全てのプロセスが決定論的な評価に基づくことが要求事項となっている一方、耐震設計/評価において不確定性を適切に評価に取り込むプロセスは説明性の向上や、合理的な意思決定という観点でも非常に重要な課題である。

このような観点から、日本原子力学会では「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（2007）」をとりまとめ、活断層調査や地震調査結果に基づく確率論的地震ハザードの算定法、機器・配管やRC構造物の損傷評価法、及び、地震ハザードと設備の損傷確率に基づく事象シナリオの分析/定量的評価に関するマニュアルを提示している。

しかしながら、支持地盤等の評価においては、現実的耐力の評価として、地盤の現実的耐力は原位置試験、室内試験に基づき、これらを確率変数として評価すること、現実的耐力は2次元解析、必要に応じて3次元解析に基づき算定すること、等の基本的事項と参考的に既往の評価事例が示されているのみである。

後述するとおり、支持地盤や斜面に関する確率論的リスク評価事例は比較的多く存在するが、最終的に地震動を確率論的に定め、 $10^{-6}$ /年オーダーのリスクを詳細に論じている研究例は少ない。

「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準（2007）」では、確率論的

地震ハザードを外力とし、構造物/機器・配管の損傷を確率的に示し、最終的にはFTAにより、例えば、炉心損傷の頻度等を定量的に算定することを目的としているが、支持地盤起因による上載構造物の損傷評価等については、研究事例は稀であり、支持地盤の損傷リスクの算定は設備全体の確率論的評価において重要な位置づけであるものの、実地盤への適用事例が少なく具体的な評価手法等が標準的に定まっていない、ということが基本的な課題である。

さらに、その前提として現状の地盤安定性評価手法には多くの保守的な要素が含まれており、定量的リスク評価を行う上での現実的耐力の評価自体にも課題が多い。

基礎地盤や斜面等の土構造物の地震時破壊確率評価に関する既往の研究は、主にすべり面法等の簡易法によって、着目するすべり土塊を滑らせようとする力と抵抗力の比であるすべり安全率を求め、すべり安全率が 1.0 を下回る確率を破壊確率と定義して検討が実施されてきた（例えば、松尾(1985)）。また、斜面や盛土のすべり破壊後の土塊の変形量に着目した検討も先駆的に行われ（吉田他(2005)、中村他(2009)）、破壊基準の違いや、すべり線が異なること等にもなる破壊確率への影響が明らかにされている。

しかし、近年、重要構造物においては、ステークホルダーに対して最終結果のみならず、評価プロセスについても説明が求められるようになってきたため、設計で用いられる詳細なモデルをベースに効率的に年破壊確率評価法を構築することが望まれるようになってきた。

一般に、詳細モデルの動的 FEM 解析をベースにした場合、1 回の地盤安定性評価に計算時間を要するため、多数回の計算を前提とした評価法は時間的・経済的な観点から実用的とは言い難い。しかし、少ない回数 of 計算結果を基に評価を行う場合には、評価精度が悪化することが懸念されるため、精度をある程度確保した上で効率的に評価を実施する実用的な方法を構築することが重要である。また、検討の初期段階に、設計の延長線上で、より高度な解析法を適用する必要があるか否かの判断ができれば、評価法の選択や業務の効率化等、実務上有用になるであろう。

原子力を例にとると、図 2-2 のように、複数の地震動レベルで、地盤物性のばらつきを考慮して損傷度曲線を算定しており、安定性照査で用いた詳細な解析モデルを用いる場合に評価に多大な計算負荷があった。

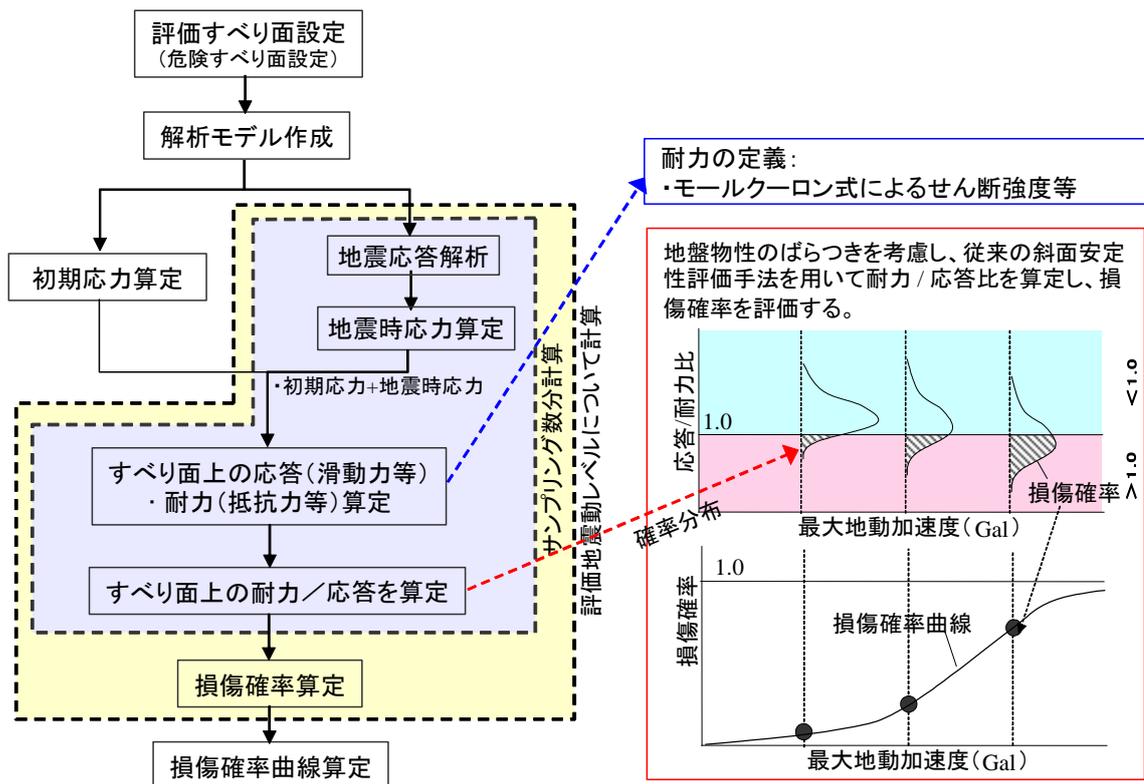


図 2-2 地盤崩壊確率の一般的な評価手順（日本原子力学会(2007)）

本論文では、新潟県中越沖地震を踏まえた支持地盤の安定性について、従前の決定論的手法に基づき、極力、真の実力と言える現実的耐力の評価手法とその結果を提示するとともに、重要構造物に近接する斜面等の重要構造物の確率論的損傷曲線の算定について、比較的高精度で、かつ、効率的に算定する手法を提案し、同手法に基づく、確率論的な損傷評価手法及び結果を提示する。

原子炉施設全体の確率論的リスク評価における支持地盤の確率論的評価の重要性や解決の方向性は上記のとおりであるが、一方、土木構造物単独の場合でも例えば耐震補強の効果の確認等において、以下の課題と確率論的手法の適用による課題解決の有効性が挙げられる。

原子力発電所の耐震設計に限らず、我が国の土木建築構造物の耐震安全性評価は決定論的手法でなされている。結果的に各種の規格・基準についても決定論的な評価が要求事項となっている。一方、近年、構造物の高経年化や地震学に関する新知見等により耐震補強が施されていることが多い。そのような事例において、一義的には決定論的な耐震基準を満足するように補強がなされることとなるが、合理的な意思決定、限られた投資の最適な配分、説明責任という観点では、当該地点の確率論的地震ハザードを踏まえた耐震補強の効果の評価が重要であると認識する。土木分野と建築分野とで設計体系が異なる場合も

多く、土木分野の中でもダムと原子力、鉄道など、設計基準は異なる等は常識的に認識されていることである。設計体系自体は構造物の特性や重要度に応じて、当然、同一とはならないが、その場合は今後増大すると考えられている高経年化構造物の補強費用が全体として最適に配分されているかという課題が認識できる。

そのための課題解決として、当該地点の確率論的地震ハザードと効率的な確率論的な損傷評価による、耐震補強の効果の確認、すなわち、構造物の損傷リスクの低減の評価についても実施した。

これらの定量的リスク評価について、例えば、ISO 13824 では、図 2-3 のリスクマネジメントを提示し、リスク評価に際しては、確率論的評価、結果の評価の双方がリスク評価として重要な位置づけにあることを提示している。

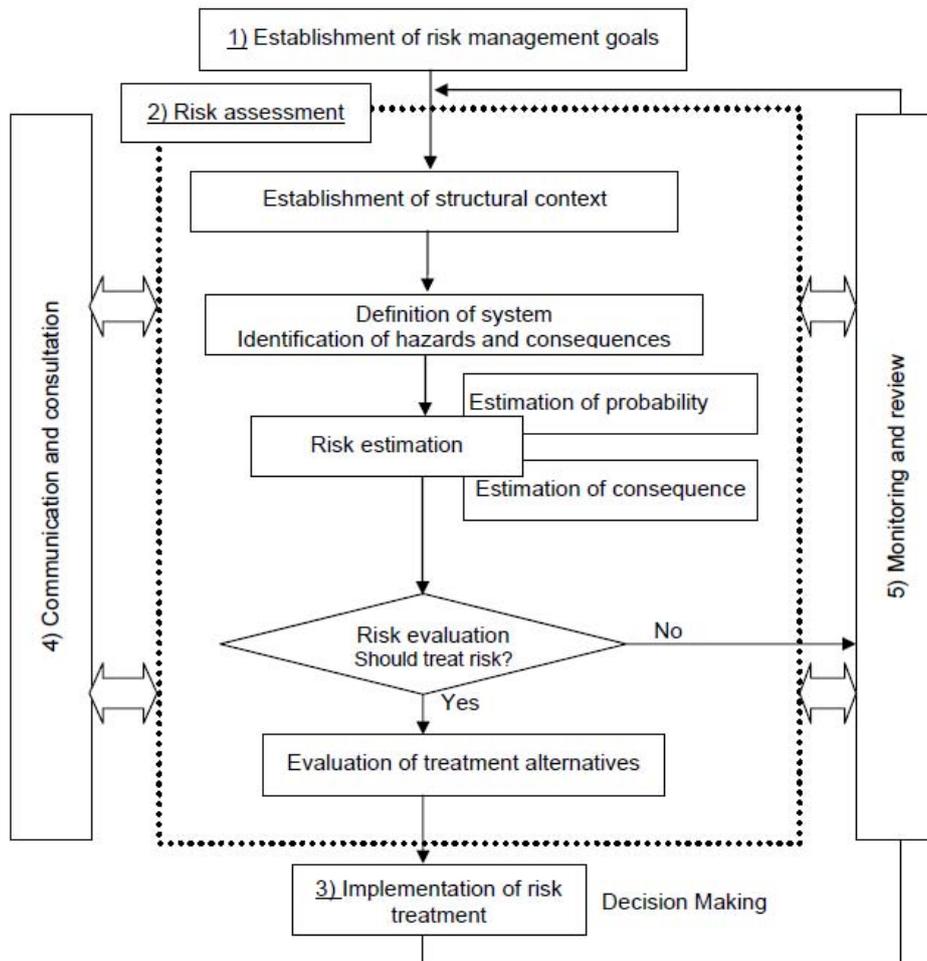
定量的リスク評価の算定に際しては、年損傷確率、リスク回避コスト等での評価が考えられている。例えば、地盤起因の損傷による構造物の地震被害に着目した Bird et al. (2004) は、地震リスクとして、損傷確率とコストの積として、リスクを再定義し、以下の式を示している。

$$\text{Seismic Risk} = \text{Seismic Hazard} \times \text{Vulnerability} \times \text{Specific Cost}$$

ダムの損傷に関するリスク評価では、リスクの受容基準として、国毎に定量的には差があるものの、一般的には、ダムの年間事故発生確率と事故発生時の推定人命損失数に応じて、受容可能リスク、受容できないリスクなどが線引きされている例が多いが（日本大ダム会議(2004)）、ダムの損傷に関するリスク評価について、人命被害と経済的被害に分ける、あるいは新設と既設ダムにおけるリスク許容基準の考え方等も示されている（例えば、Finn (2000)）。

一方、原子力発電所は、図 2-4 に示すように、地震ハザード解析、設備のフラジリティ評価とともに、各設備から構成されるシステムのシステム解析を行い、システムとしての多重性を考慮する解析を行っている。

地震リスク評価の最終結果としては、上記のとおり、年損傷確率、コスト等の指標が考えられるが、基本は年損傷確率を評価して、それにコストや重要性を勘案するか否かである。原子力発電所の場合、システムを構成するコンポーネントの数が膨大となるため、結果的に最終評価に影響の少ないコンポーネントをスクリーニングする必要があり、そのために単体としての年損傷確率を用いることが合理的であると判断されている。

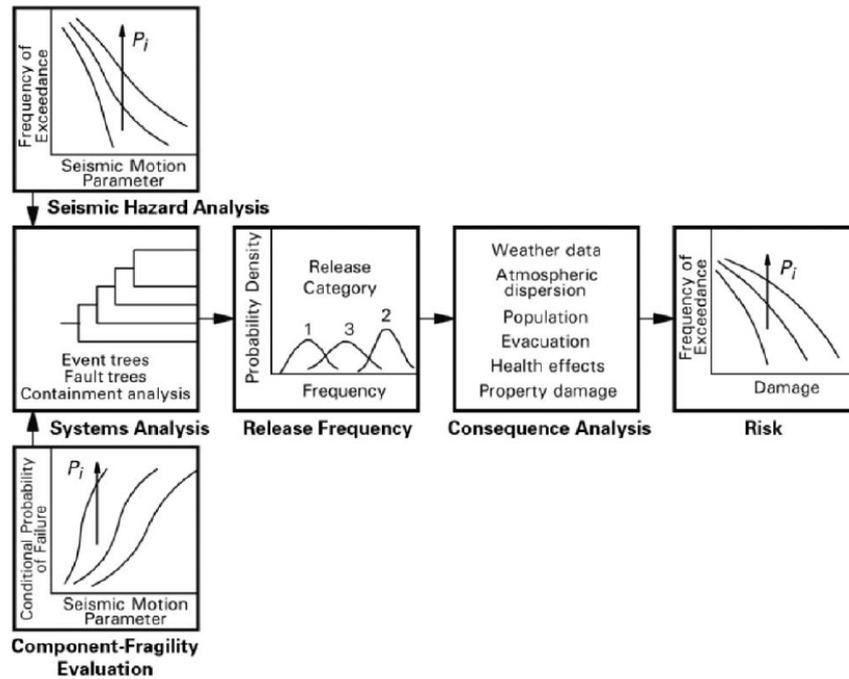


**Key**

1 The figure shows the risk management process

2  : Scope of Risk Assessment

図 2-3 ISO 13824 におけるリスクマネジメントの概要



GENERAL NOTE:  $P_i$  = subjective probability weight assigned to each curve,  $i$

図 2-4 原子力発電所の地震に対する確率論的安全性評価の手順 (Ravindra, 1997)

## 2.4 活断層評価の精度

前記のとおり、活断層の調査や評価について、比較的詳細に規定しているのは日本電気協会による技術指針であるが、評価には多くの不確定性を有しており、不確定性自体をゼロにすることは不可能な課題であり、前記の確率論的評価においては、活断層調査や評価の不確定性は評価上取り込まれることとなっている。最終的に不確定性の考慮は確率論的地震動ハザードの評価の中で取り込まれることとなるが、決定論的手法の中で不確定性を減じる、すなわち調査や評価の信頼性を向上させることが重要である。

技術指針では、図 2-5 に示すとおり活断層調査の流れが提示されており、ここでは、敷地からの距離に応じた標準的な調査手法や調査精度（成果図面の縮尺等）を提示しているが、一方では、最適な調査手法や調査精度等は地質分布や地質構造の特性、断層の性状等によっても大きく変わるものである。

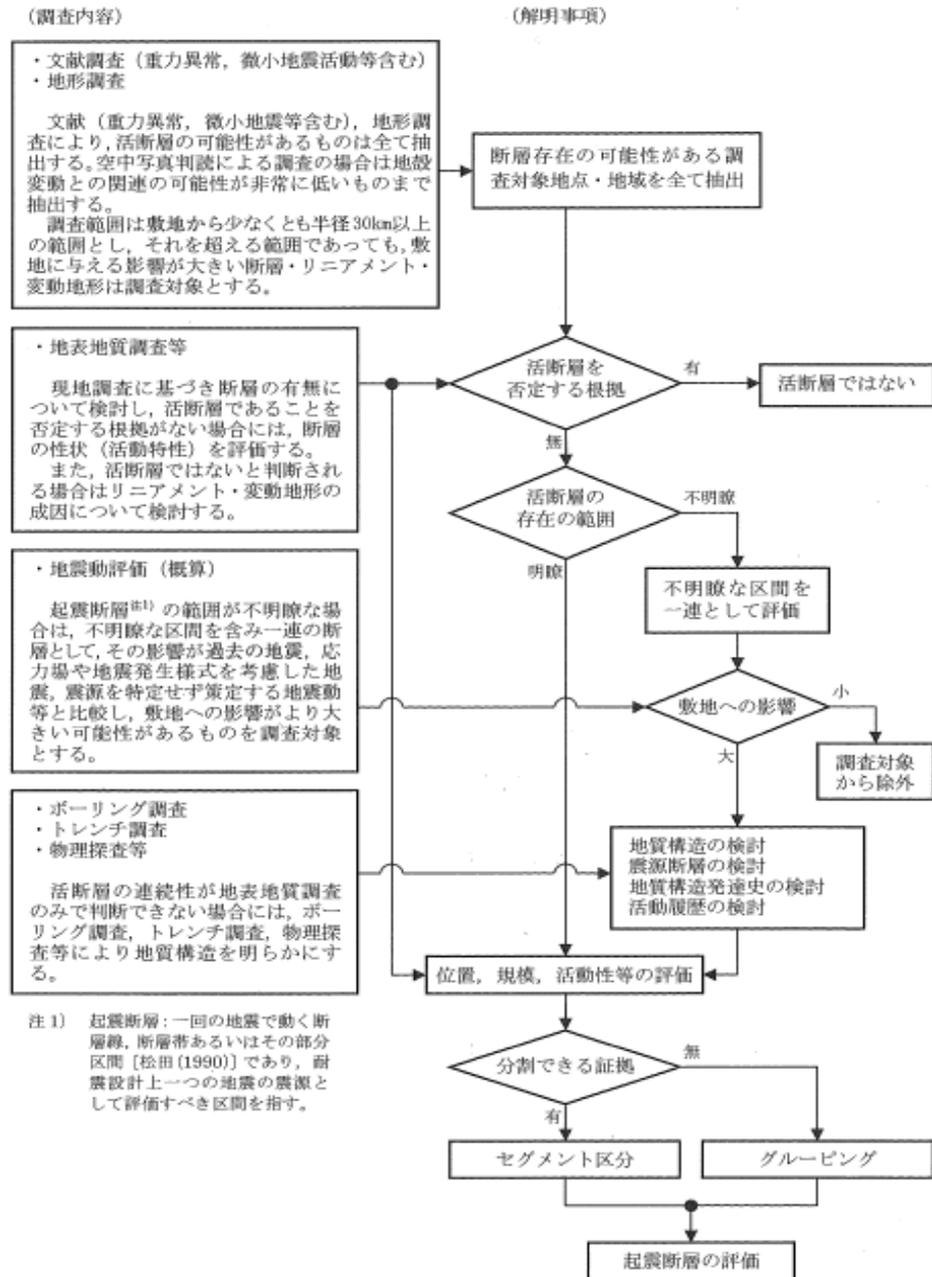


図 2-5 活断層調査の流れ (JEAG4601-2008)

本論文の3章では活断層評価の精度向上について詳述することとしている。

柏崎刈羽原子力発電所周辺地域における既往研究については3章で記述することとするが、3章で展開する活断層評価の精度向上における解決策への糸口となる部分について本節で記述する。

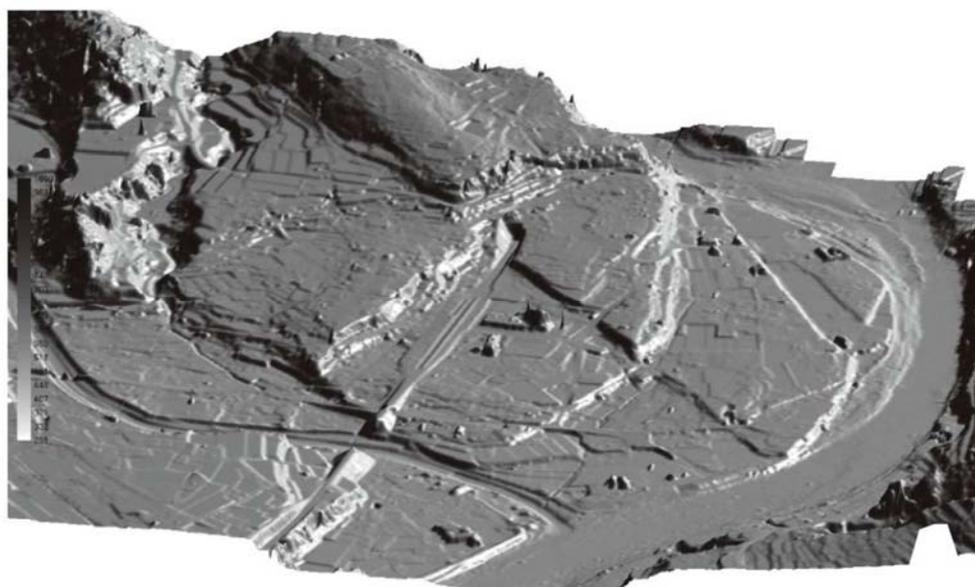
活断層の調査や評価については、図2-5に示すとおり、文献調査、地形調査、その後、地表地質調査やボーリング調査、物理探査等の野外における調査、というのが一般的な流れとなっている。過去においては、例えば地形調査については、航空写真を用いた立体視による地形判読、野外における調査は地表地質調査やボーリング調査が中心であったが、

近年、リモートセンシング技術、デジタルデータ処理による地形や地質構造に関する調査手法の進展などが認められている。

地形調査については、従来、空中写真を用いた立体視による地形判読が行われており、近年、航空レーザー計測による数値標高データ（DEM）を用いた活断層変位地形の把握が試みられており、空中写真の立体視による地形判読においても、より微小な地形に着目した地形判読が行われるようになってきている。

航空レーザー計測による DEM を用いた地形解析としては、例えば、中田ほか（2008）は、1896 年陸羽地震の地震断層及び阿寺断層を対象に活断層変位地形の把握と断層変位量の計測のために、空中レーザー計測によって取得した数値標高データを利用した画像解析が有効であることが確認できたとし（図 2-6）、丸山ほか（2011）は、2008 年岩手・宮城内陸地震に伴い出現した低崖が、航空レーザー画像の解析により明瞭に認められたとしている（図 2-7）。

東郷（2000）は、大縮尺空中写真を用いてより微小な地形に着目した地形判読を行うことにより、活動層認定の精度を上げることに止まらず、1 回ごとの断層活動を見据えた活断層の具体像の構築が可能となるとしている。熊原ほか（2004）は、従来長さが 8km 程度の活断層とされていた長者ヶ原断層（活断層研究会編，1991；図 2-8）について大縮尺空中写真を用いた判読を行い、同断層は北方に延長し、30km 程度となる可能性を指摘している（図 2-9）。



坂下周辺の阿寺断層の南西上空に視点を置いた鳥瞰図

図 2-6 DEM による地形解析の例（中田ほか，2008）

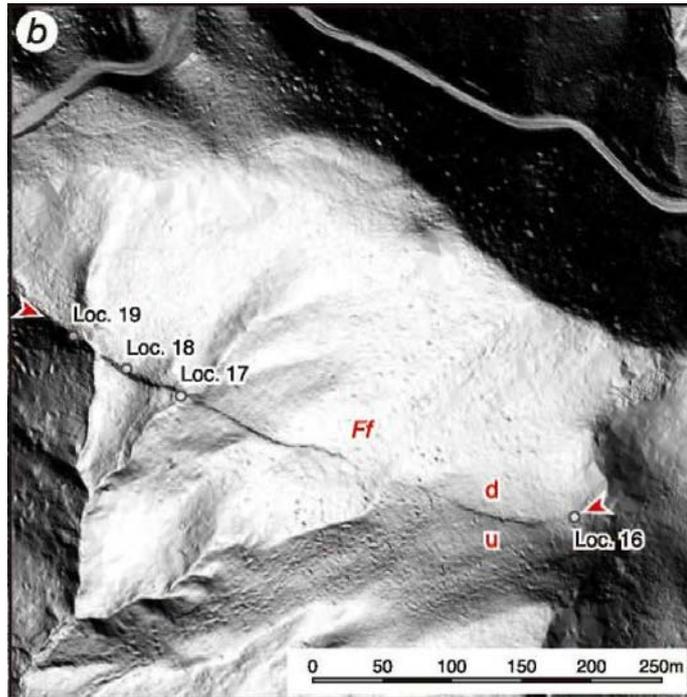


図 2-7 DEMによる地形解析の例（丸山ほか，2011）

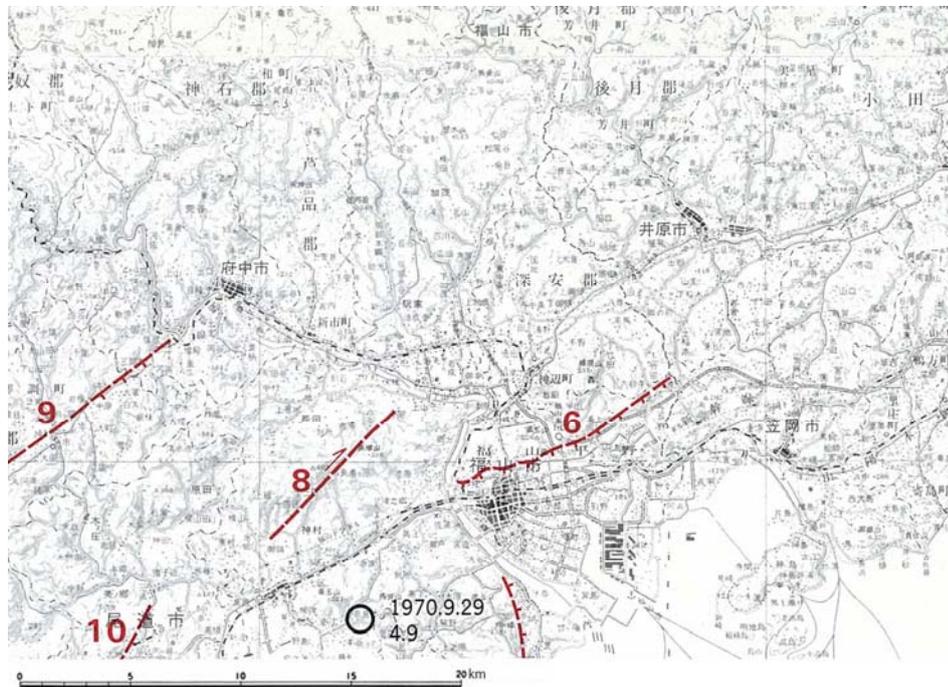


図 2-8 活断層研究会編(1991)による長者ヶ原断層（断層番号:8）

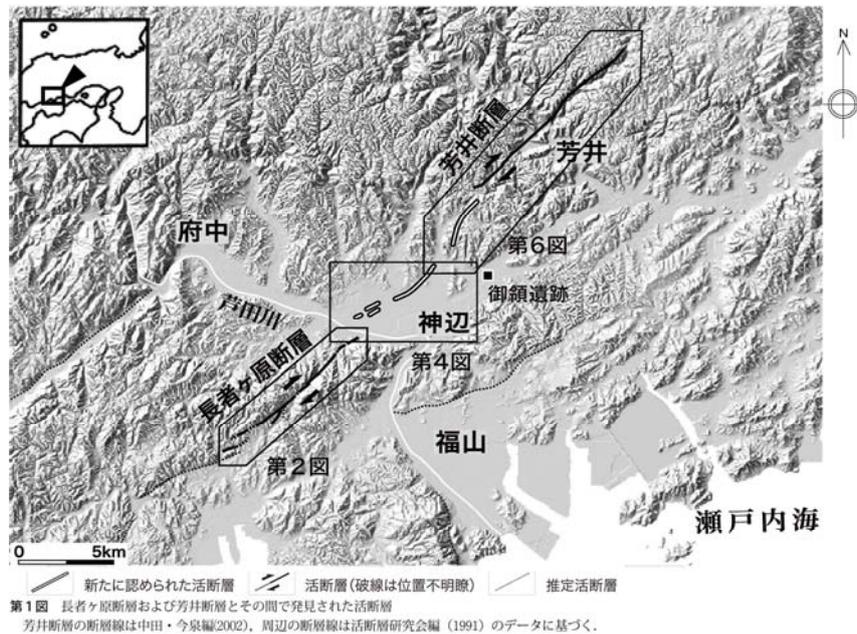
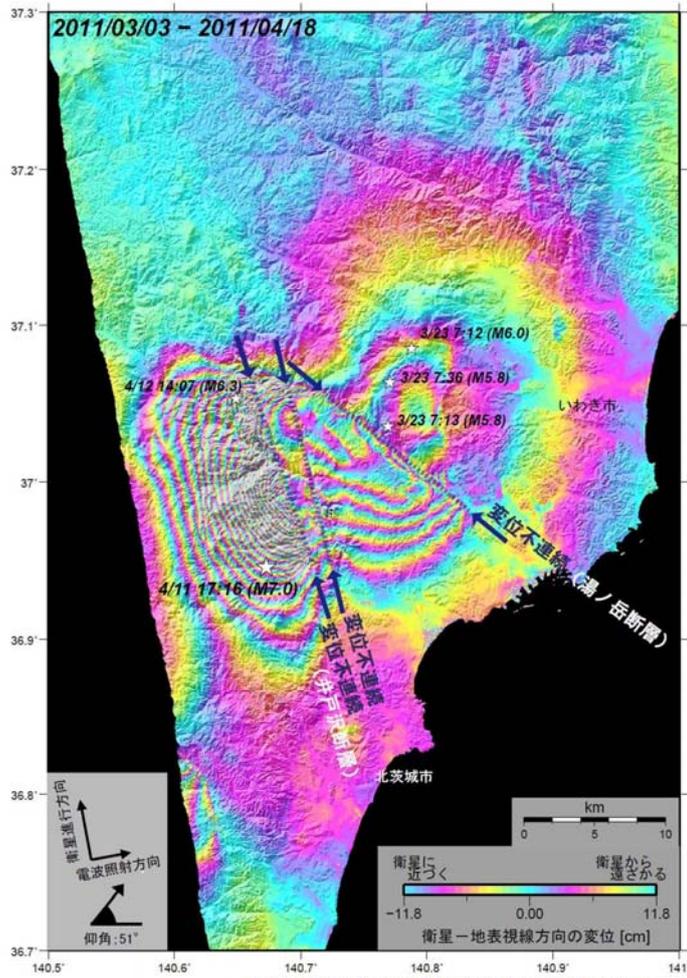


図 2-9 熊原ほか(2004)による長者ヶ原断層

また、地震時などにおける広域地殻変動に関しては、合成開口レーダーを搭載した衛星からマイクロ波を掃射してその反射を捉えた信号情報（SAR 画像）について、二つの異なる時期に観測された SAR 画像を干渉（干渉 SAR）させて、その期間における地表面変動を推定する手法が用いられる。例えば、国土地理院（2011）は、2011 年福島県浜通りの地震に関して干渉 SAR 解析を行い、同地震時における地表面変動を明らかにしている（図 2-10）。

平成 23 年 (2011 年) 4 月 11 日福島県浜通りの地震 (M7.0) に関する  
合成開口レーダー解析結果

井戸沢断層および湯ノ岳断層に沿って変位の不連続が見られる。



Analysis by GSI from ALOS raw data of JAXA, METI

※2011/4/18 のデータは予測軌道情報使用

【謝辞：本研究で用いたPALSARデータは地震・地盤変動データ流通及び  
解析ワーキンググループ（地震WG）を通じて提供を受けた。  
PALSARデータの所有権は経済産業省及び宇宙航空研究開発機構（JAXA）にある。】

図 2-10 干渉 SAR 解析の例（国土地理院，2011）

活断層の地質構造に関する調査手法としては、一般的には地表地質調査、ボーリング調査、トレンチ調査などが行われている。

吉川ほか（1992）は、和歌山県西部における中央構造線について反射法地震探査を行い、その結果は従来の地表地質調査等から推定されていた地質構造（図 2-11）とは全く異なる地質構造であること（図 2-12）、すなわち、断層の南側の新期堆積層は薄いものとされていたが、その厚さは 800m に及ぶこと、断層面の傾斜は比較的高角度と推定されていたが、20° 程度の低角度北傾斜であることなどを明らかにし、地質構造調査に反射法地震探査が重要であることを示した。このため、特に 1997 年兵庫県南部地震以降における活断層調査においては、反射法地震探査が行われることが多い。

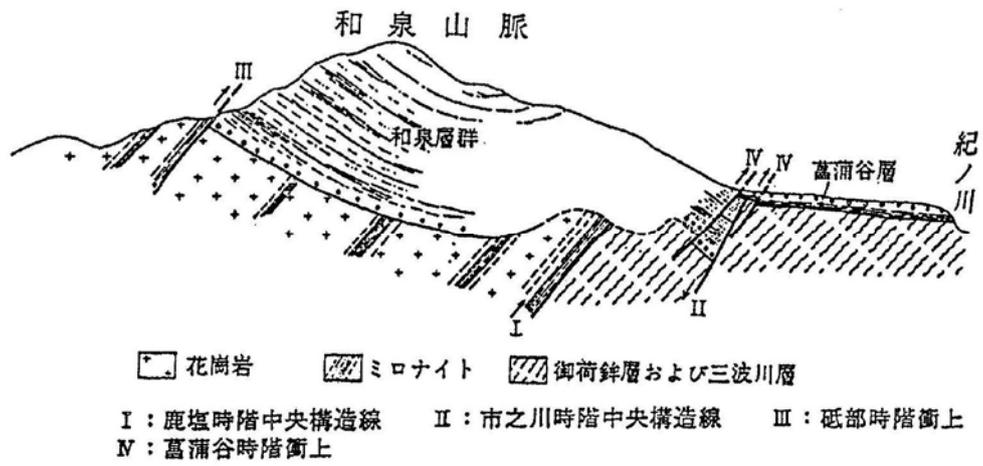


図 2-11 従来の中央構造線の模式断面図 (松下, 1953)

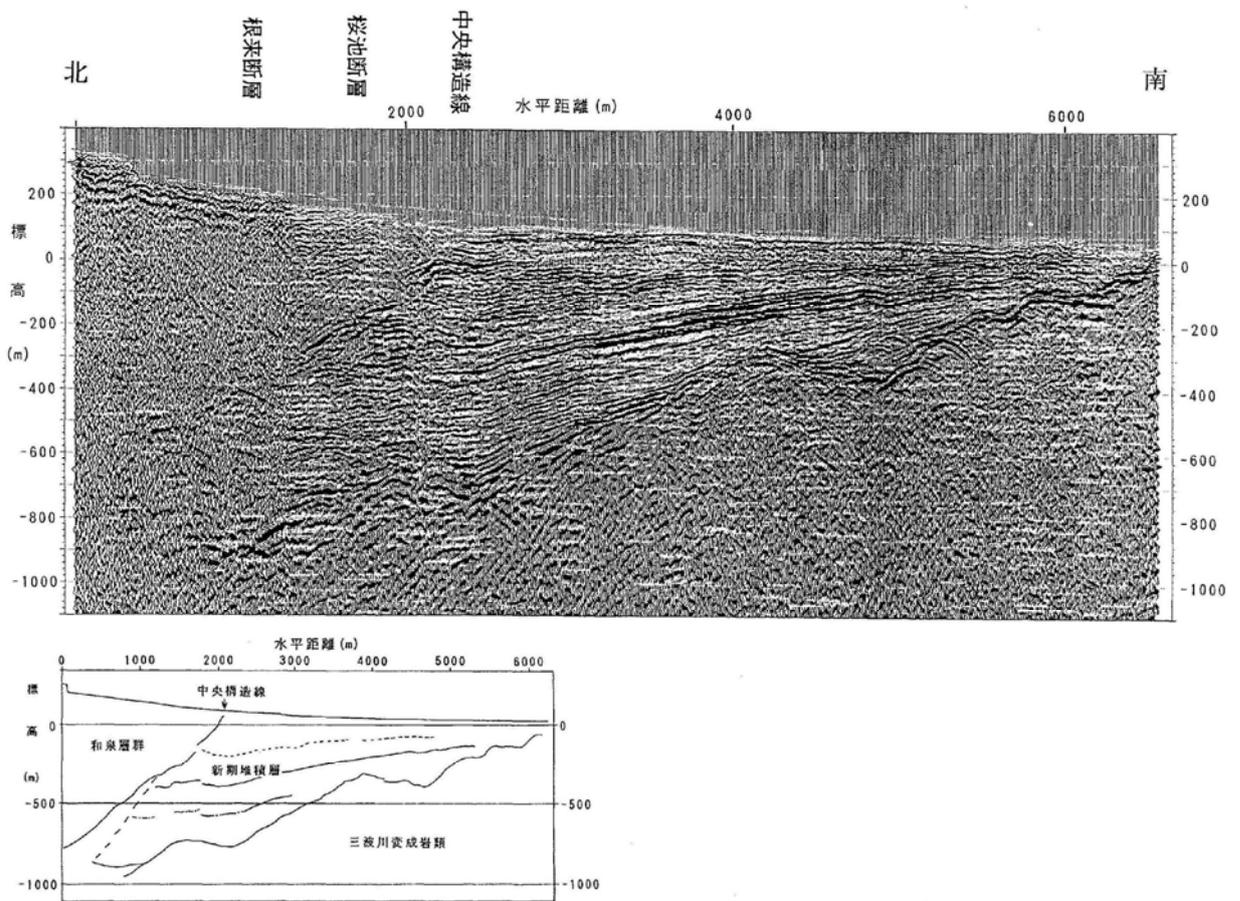


図 2-12 中央構造線の南北反射深度断面及びその解釈図 (吉川ほか, 1992)

さらに、反射法地震探査、地表地質調査等により明らかとなる断層上盤側の褶曲構造に基づき、断層の深部形態を推定する試みも行われるようになってきている。例えば、木村・岡村（2009）は、2003年宮城県北部地震に関して、震源域の上盤に分布する鮮新統を基準面とし、後述のバランス断面法を用いて同地震の断層モデルを推定し、余震分布との対応性等について検討を行っている（図2-13）。

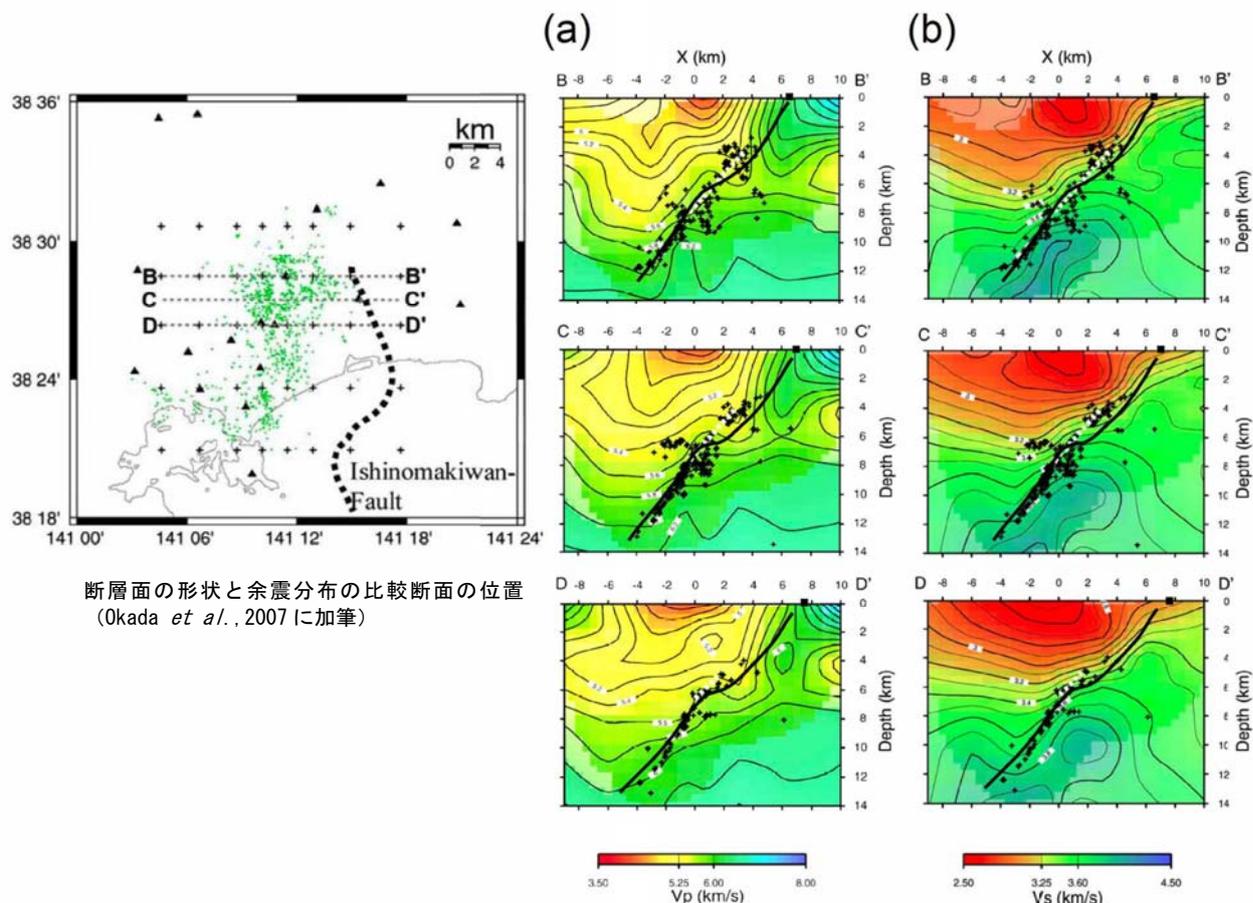


図2-13 バランス断面法による断層モデルの例（木村・岡村，2009）

柏崎刈羽原子力発電所を中心とした領域の地質構造を論じる上では、当該地域の地質構造を特徴づけている褶曲構造について、岸・宮脇（1996）が褶曲構造の時空間的変遷史をとりまとめている。岸・宮脇（1996）は主として地表付近のデータに基づき、柏崎刈羽周辺地域の代表的な褶曲構造が発達する領域が時間的に移動して活動していることを明らかにした。

一方、2007 年の新潟県中越沖地震発生を契機に、東京電力他の諸機関で、海域、陸域で多くの、かつ、地下深部に至る調査がなされ、地形的な観点、浅部地下構造、深部地下構造を一貫して把握して活断層の評価を実施することが可能となった。

本論文では決定論的な手法の範疇でいかに評価結果の信頼性を向上することができるか、ということを経験的な課題認識として、最新手法を駆使した活断層調査と新潟県中越沖地震の震源断層との関係、主として陸域の地表部付近の調査結果から編纂された、岸・宮脇（1996）による褶曲構造の時空的変遷に関する知見を発展させ、①地下の深部構造の解析を踏まえた断層活動様式の変遷、②①も踏まえた海域への展開、に基づき、活断層評価の精度向上へのアプローチを記述する。

前記のとおり、これらの最新調査/評価手法を駆使したとしても、不確定性そのものをゼロにすることはできない。このような不確定性のうち、バラツキ等については統計解析や確率分布関数による不確定性の定量化が可能となる。一方、認識論的な不確定性と言われる要素、例えば、活断層評価に関しては文献毎の活断層の規模の違い、活断層規模と地震規模との複数の相関式の取り扱いについては、ロジックツリーに基づく手法が一般に用いられる。ロジックツリーに基づく方法では、不確定性を含む検討項目については分岐が設定され、専門家へのアンケート調査により重みが設定され最終的に定量的評価が可能となる（例えば、日本原子力学会（2007））。

## 2.5 支持地盤の安定性評価に関わる地殻変動の評価

支持地盤の安定性評価については、その詳細な方法論は電気協会の技術指針に記述があり、上位指針である耐震設計審査指針の考え方に基づき、基準地震動  $S_s$  の作用下ですべり安全率の基準値として 1.5 が確保されることが要件となっている。

支持地盤の安定性評価においては、基本的に支持力、すべり、沈下の 3 要素に着目することとなっているが、原子力発電所の場合、基本的に岩盤に支持されることから支持力や沈下が問題となることは少なく、すべりに関する安定性評価が中心となっている。

一方、2007 年の新潟県中越沖地震に際して、柏崎刈羽原子力発電所敷地付近を含み広域で地震に伴う地殻変動が確認された。地震に伴い地殻変動が確認されること自体はよく知られていることであるが、一般に、これらの変動は長波長であり建造物の安定性に影響を及ぼすとは考えづらいこと、また、直接的な断層変位は建造物の安定性に大きく影響を与えるが、原子力発電所重要建造物設置地盤においては、事前に動く可能性がある断層は避けて立地されることとなっていることから、地殻変動に関する設計上の対応は明確になっていなかった。

前記、安全審査の手引きは改訂が 2010 年であり、このような新潟県中越沖地震の知見の取り込みがなされている。ここでは、地震に伴う断層変位に対する評価について、下記の記述がなされている。

- 地震発生に伴う断層変位に対する評価において、地震を発生させる断層（主断層）と構造的に関係する副断層についても、その変位に関しては、主断層と同様の扱いをする必要がある。
- 地震発生に伴う断層変位に対する評価に当たっては、その断層変位により建物・構築物が設置される地盤に生じる変位・変形を数値計算等によって評価する必要がある。その際、過去に生じた地形面や地層の変位・変形に関するデータを活用することにより、数値計算等の妥当性が確認されていることが望ましい。なお、調査・試験によって適切なパラメータが得られていない場合にあっては、不確かさ（ばらつき）を考慮してパラメータが設定されていること及びその設定の考え方を明確にすることが必要である。

なお、前述のとおり、指針体系上、電気協会の技術指針が最も仕様規定に近く、個別具体的な方法論についてとりまとめているが、最新版の技術指針は改訂が2008年であり新潟県中越沖地震の知見反映については次期改訂で盛り込まれることとなっており、断層変位に関する評価の考え方に関する記述はなされていない。

ここでの課題は、①地殻変動による変形をどのように設計で考慮するか？ということが基本である一方、②新潟県中越沖地震の際に確認された地殻変動の局所的な変形（岩盤表面の傾動）は一般的な食い違いの弾性論から想定される量よりも1オーダー程度大きなものであったことから、予測計算にこの知見をどう取り込むか、ということが重要な課題となった。

断層活動による地盤の変形挙動については、Okada（1992）は半無限均質媒質において有限矩形断層が一般的な食い違いが生じたとき、媒質中と媒質表面の任意の点の静的変形を理論的に導き、解析解を与えた。Okada（1992）の手法は、GPS や InSAR 解析で観測された地震・火山などに伴う地殻変動の断層モデルや圧力源をインバージョンによって推定する解析において、最も一般的に用いられている手法の一つである。一方、弾性定数が小さい堆積層が厚く存在する場において半無限均質媒体を仮定すると解析上の誤差が大きくなることが懸念され、Wang et al.（2003）は、Okada（1992）の手法を拡張し、深さ方向に弾性定数が増える成層多層媒質を仮定して地盤変動を解析する手法を開発した。Nishimura et al.（2010）は、Wang et al.（2003）の手法を用いて新潟県中越沖地震のすべり分布の推定を行っている。

断層変位の発生予測については、Youngs et al.（2003）は、米国内の正断層型地震の地表地震断層に関するデータに基づき、確率論的変位ハザード手法及び提案手法に基づく結果を示している。また、Robbs et al.（2011）は世界の多数の逆断層型地震に伴う地表変位データに基づき、同様に、地表変位の出現に関する確率論的検討を実施している。

このように、断層変位から地盤内変位を算定する手法あるいは断層変位の出現確率に関する検討は急速に発展してきている。

一方、柏崎刈羽原子力で確認された地盤変動の局所的なばらつき、その原因、予測評価等については、そもそも、地殻変動に伴う岩盤上の地盤変形を高密度で測量している実例がないことから既往知見自体が存在しないことが明らかとなった。

本論文では広域地殻変動に伴う変形挙動について、実測された地殻変動に関する詳細な分析を行った上で設計への反映について論じる。

## 2.6 2章のまとめ

2章では、本論文をとりまとめる上での現状の研究動向とそこから見出された課題について記述することとしている。主たる流れは、原子力発電所の耐震設計の体系に関する課題と、各技術要素に関する課題について分けて記述を行った。

我が国の耐震設計の体系上の課題としては、海外の原子力における評価と比較して確率論的なリスク評価が進んでいなかったことが挙げられる。さらに、近年、手法の構築は進んできており、原子力学会では地震ハザード、損傷評価等を算定した上で、アウトプットとして炉心損傷頻度等を算定するための手順書を整備しているが、その場合においても支持地盤の評価について、詳細には記述されていない。

支持地盤の地震時安定性について効率的に算定する手法をここで提案、実地盤へ適用することによって支持地盤に関するリスクを明確にすることとした。

また、個別の各技術要素としては、耐震設計・評価に大きく影響する活断層の評価について、不確定性を減じるためのアプローチを次章で明確にする。また、支持地盤の安定性評価におけるリスク項目として、新潟県中越沖地震以前には認識されていなかった地殻変動の設計への反映について、4章で明確にする。

## 参考文献

- Bird, J.F. and J.J. Bommer (2004) : Earthquake losses due to ground failure, *Engineering Geology*, Vol.75, pp.147-179.
- Bird, J.F., J.J. Bommer, H. Crowley and R. Pinho (2006) : Modeling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.25, pp.15 -30.
- Finn, W.D.L. (2000) : State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.20, pp.1-15.
- 原子力安全委員会 (2006) : 発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針
- 原子力安全委員会 (2010) : 発電用原子炉施設の耐震安全性に関する安全審査の手引き
- 原子力安全委員会原子炉安全専門審査会 (1978) : 原子力発電所の地質、地盤に関する安全審査の手引き
- IAEA (2005) : Risk informed regulation of nuclear facilities: Overview of the current status
- ISO : ISO 13824
- 木村治夫・岡村行信 (2009) : 2003年宮城県北部地震震源域の3次元地質構造に基づいた伏在断層モデルの構築, *活断層・古地震研究報告*, No.9, pp.65-78.
- 岸 清・宮脇理一郎 (1996) : 新潟県柏崎平野周辺における鮮新世-更新世の褶曲形成史, *地学雑誌*, No.105, pp.88-112.
- 国土地理院報道発表資料 (2011) : 平成23年4月の地殻変動について, 別紙10 福島県浜通りの地震 (4/11、M7.0), 10-3 合成開口レーダ解析結果  
<http://www.gsi.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2011-goudou0510.htm>
- 中田 高・隈元 崇・奥村晃史・後藤秀昭・熊原康博・野原 壯・里 優・岩永昇二 (2008) : 空中レーザー計測による活断層変位地形の把握と変位量復元の試み, *活断層研究*, No.29, pp.1-13.
- 松尾稔 (1985) : 地盤工学 信頼性設計の理念と実際, 技報堂出版
- 丸山正・遠田晋次・吉見雅行・安藤亮輔・高田陽一郎・斉藤英二・林舟・小俣雅志 (2011) : 2008年岩手・宮城内陸地震に伴い岩手県奥州市国見山南麓に出現した地震断層北端部の性状, *活断層研究*, No.34, pp.1-12.
- 松下 進 (1953) : 近畿地方, *日本地方地質誌*, 朝倉書店
- 熊原康博・中田 高・近藤久雄・安藤聖子 (2004) : 長者ヶ原断層・芳井断層の断層変位地形と最新活動時期の検討, *活断層研究*, No.24, pp.175-184.
- 中村晋・澤田純男・吉田望 (2009) : 地震時における盛土の被災程度に応じたフラジリティー曲線の評価に関する一考察, *土木学会論文集C* Vol.65 No.4, pp.977-988.

- 日本大ダム会議 リスクアセスメント分科会(2004):ダム分野におけるリスクアセスメントについて,「大ダム」,第188号,pp.7-60.
- 日本電気協会(2008):原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2008
- 日本原子力学会(2007):原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準
- Nishimura, T., M. Tobita, M. Murakami, T. Kanazawa, and M. Shinohara (2010): Fault model of 2007 M = 6.8 Chuetsu-oki earthquake, central Japan, constructed using geodetic data, *Advances in Geosciences (Proceedings of Asia Oceania Geosciences Society 2008)*, Vol.20, pp.165-178.
- Okada,Y(1992):Internal Deformation Due to Shear and Tensile Faults in a Half-space, *Bull.Seism.Soc.Am.*82,pp.1018-1040.
- Ravindra,M.K.(1997): Seismic individual plant examination of external events of US nuclear power plants: insights and implications, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 175, pp.227-236.
- Robb,E., S.Moss and Z.E.Ross(2011): Probabilistic Fault Displacement Hazard Analysis for Reverse Faults, *Bulletin of Seismological Society of America*, Vol.101, No.4, pp.1542-1553.
- Sakai,T.,T.Suehiro,T.tani and H.Sato(2009): Geotechnical performance of the Kashiwazaki-Kariwa Nuclear Power Station caused by the 2007 Niigataken Chuetsu-oki earthquake, Case history Volume for Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering, Technical Committee No.4,ISSMGE,pp.1-29.
- 東郷正美(2000):微小地形による活断層判読,古今書院
- Wang, R., F. L. Martin, and F. Roth (2003): Computation of deformation induced by earthquakes in a multi-layered elastic crust – FORTRAN programs EDGRN/EDCMP, *Computers and Geosciences*, 29, pp.195-207.
- Yegian,M.K.,E.A.Marciano and V.G.Ghahraman(1991): Seismic Risk Anarysis for Earthe Dams, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, pp.18-34.
- 吉田郁政・荒川武久・北爪貴史・大津仁史(2005):斜面の地震時確率的安定性評価に関する研究,土木学会論文集 No.785/III-70, pp.27-37.
- 吉川宗治・岩崎好規・井川 猛・横田 裕(1993):反射法地震探査による和歌山県西部の中央構造線の地質構造,地質論集, No.40, pp.177-186.
- Youngs,R.R., et al.(2003): A methodology for probabilistic fault displacement hazard analysis(PFDHA), *Earthquake Spectra*,Vol.19,No1,pp.191-219.

## 第3章 震源断層評価の精度向上

### 3.1 3章の構成・意義

3章では、3.2において、2007年新潟県中越沖地震の概要、観測地震動について示し、3.3において地震後に精力的に実施された各機関による震源域の諸調査に基づく、震源断層の評価結果について示す。その上で、3.4において、当該地域の活断層評価の基本となる褶曲構造の時空間的変遷の特徴について、主に東京電力が同地震発生以降に調査を実施して取り纏めた「柏崎刈羽原子力発電所 敷地及び敷地周辺の地質・地質構造に係わる報告書」(2008)に示されている反射法探査結果をベースに、当該地域特有の断層関連褶曲に関する知見やバランス断面法に基づく地下構造の復元解析等を含めて記載する。

3章の主たる意義は、新潟県中越沖地震発生位置付近の活断層調査、評価という具体事例を通じて、活断層調査、評価という不確定性の多い領域における課題について、不確定性を少なくする、換言すると活断層評価の精度を向上させるにはどのようなアプローチが可能であるか、ということ論じるものである。

その観点では、3.4で示す当該地域におけるテクトニクスの特徴、褶曲構造の形成・発達過程の変遷、地下構造を理解した上での3.3の震源断層評価、というのが論理的な流れであるが、3.4で述べる内容はやや工学から離れた理学的な分野に属するものであり、不確定な部分が多く存在するため、直接的に工学的評価、すなわち、入力地震動に関わる活断層評価という項目に関する結論を3.3として先に記述した。

全体における本章の位置付けについてであるが、前章までに述べたとおり、重要構造物の耐震安全性を議論する上で入力条件を規定する活断層の規模評価は極めて重要であり、原子力発電所の場合には、大学や国の研究機関の評価結果を十分参照しつつ、事業者自らの評価結果が要求されることとなる。

工学的には、活断層の諸元、例えば規模設定に関わる長さや1回の変位量等が定まった場合には、既に概ね確立した方法により、地震動を評価することは通常一般的になされていることである。しかしながら、断層評価においては、十分な調査を実施したとしても残されたりリスク・不確定性が多く存在することとなる。

その一つとして、そもそもの活断層の認定基準、すなわち、活断層として地震の発生を予測することが適切か否かを挙げるができる。各研究機関において、活断層の定義自体が統一されていないこと自体に、不確定性の根幹が潜在している。一般的に知られている方法に基づき、地形・地質・地質構造調査を実施した場合に、ある一定の規格基準に基づいて活断層から励起される地震動を予測することは可能である。しかしながら、不確定性を減じて、工学的な地震動予測を確実にする、換言すれば活断層が確実に活断層であることを認定する、あるいは見落としをなくする上で、重要なことは、より広い領域を俯瞰して実施する地質構造の発達形態に関する議論である。

本章で、特に3.4で記述する一見理学的な範疇の内容については、最終的な耐震設計という工学分野の課題認識からすると、異質な部分も含むが、最終的な耐震安全性確保、広義の意味で

のリスク低減という目的について、現状の理学と工学の融合は必ずしも十分ではないと認識しており、理学における事象解明の限界、リスクに関する認識と工学としての設計との相互理解が重要である、との立場で詳述することとした。

十分な活断層調査/評価を行ったとしても、設計用地震動の認定には少なからず不確定性が存在する。その不確定性については、決定論的手法に基づく場合、一般的には「安全率」という概念で自然事象が有する不確定性を担保してきている。しかしながら、5章で詳述するように「安全率で担保する」という部分は多分に経験的になされてきている部分である。一方、活断層の認定そのものについては、2章で記述したとおり、近年、デジタルデータの活用による詳細な地形解析や地下深部までの構造探査の断層評価への応用等、テクニクス解明に向けて調査/評価技術は進歩を遂げている。しかしながら、当該の活断層の存在について、必ずしも、その蓋然性が十分解明されているわけではない。主として3.4で記述する内容は、設計で考慮する活断層の認識に際して、存在の蓋然性を理解する上で意義深いものと考えている。すなわち、褶曲構造が時間的にも空間的にも変遷するという当該地域の特徴において、その時空間的変遷そのものの起因として活断層が関与していることとなる。このような、理学的側面を十分認識することによって、設計上考慮する活断層の規模想定等もより確実なものとなる。

その目的で、3.4については、入力地震動に関する不確定性を減じるアプローチとして重要な意味を持つこととなり、ここで提示する方法論は他の領域へも拡張が可能なものである。

なお、前記のとおり、最新、最善の手法を駆使したとしても、自然の有する不確定性は常に存在し、それをゼロとすることはできない。これらの不確定性については、確率論的地震ハザードの中で取り扱われることとなり、具体的には、不確定性を有する各検討項目について分岐を設定し、専門家へのアンケートで分岐における重みを決定することにより、不確定性を定量化するロジックツリーという手法が用いられる。ロジックツリーの手法自体は、確立された手法でありその標準的な検討方法は「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007(日本原子力学会 2007)」に示されている。したがって、本来的な目的に基づけば、本章で提示する活断層の規模評価に関する不確定性の低減については、ロジックツリーの重みの変更を導くこととなり、最終的には確率論的地震ハザードのバラツキを減じることができることとなる。しかしながら、そもそも、本章で提示する活断層の規模評価に関する不確定性の低減のための評価、すなわち、褶曲構造の時空間的変遷を明確にすることによる活断層評価の精度向上をいかに定量的にロジックツリーの手法に反映するかはデータの蓄積等を必要とし、将来課題と位置づけられる。

以上の認識により、本章ではあくまでも決定論的立場に立ち、活断層の規模評価の精度向上について議論を進める。したがって、本章の位置づけは決定論的に定める設計用地震動の不確定性を低減させる、という趣旨で広義の意味での支持地盤の耐震安全性に関するリスク低減に貢献する結果を示すものである。

### 3.2 新潟県中越沖地震の特徴

2007年7月16日10時13分、新潟県中越沖の深さ17kmで気象庁マグニチュード ( $M_J$ ) 6.8の地震が発生した(図3-1(1))。この地震により、新潟県と長野県で最大震度6強を観測し、ライフライン、斜面、港湾設備、住宅、道路等で多数の被害を生じた(例えば、土木学会、2007；気象庁、2007；地学団体研究会新潟支部新潟中越沖地震調査団、2008)。

地震のメカニズム解は図3-1(2)のとおり示され、北西—南東方向に圧縮軸を持つ逆断層型であるとされる(気象庁、2007)。この地震の発生メカニズムについて、北西傾斜、南東傾斜の決定に時間を要する等、議論が多かったが、最終的には地震調査研究推進本部として、東傾斜を主断層面とする震源メカニズムを公表した(地震調査研究推進本部地震調査委員会、2007、2008)。

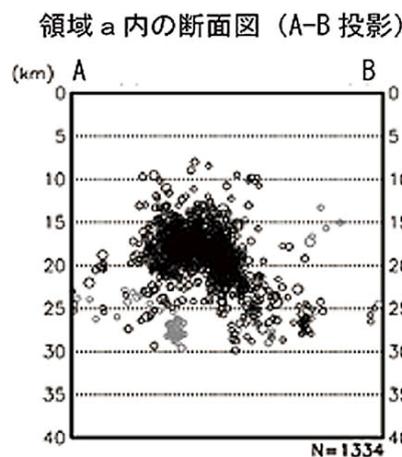
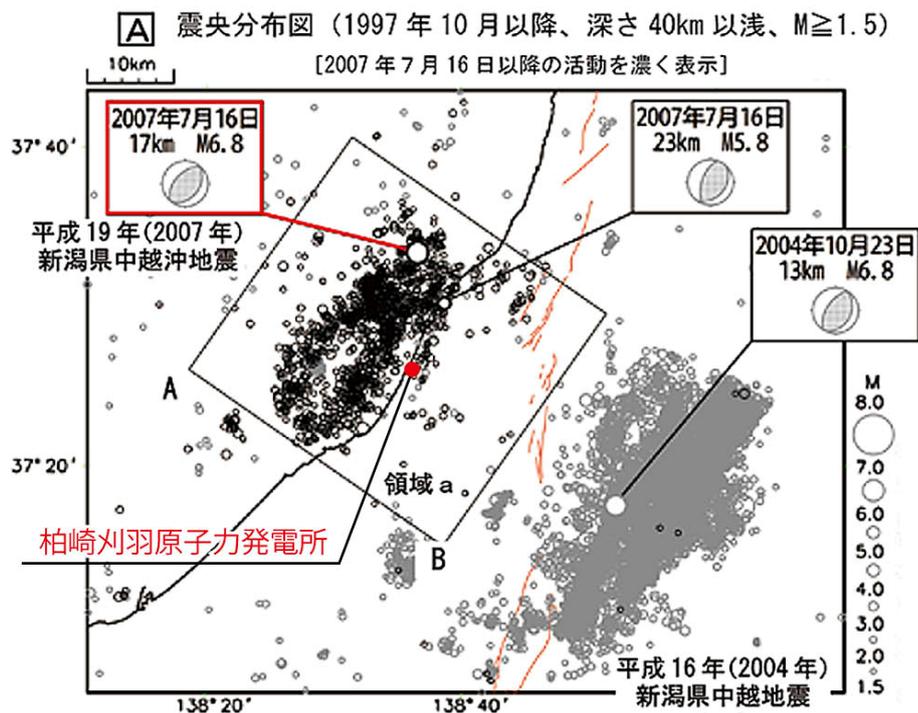


図3-1(1) 新潟県中越沖地震, 震源メカニズム, 本震・余震分布  
 (気象庁地震予知情報課ほか, 2008に加筆)

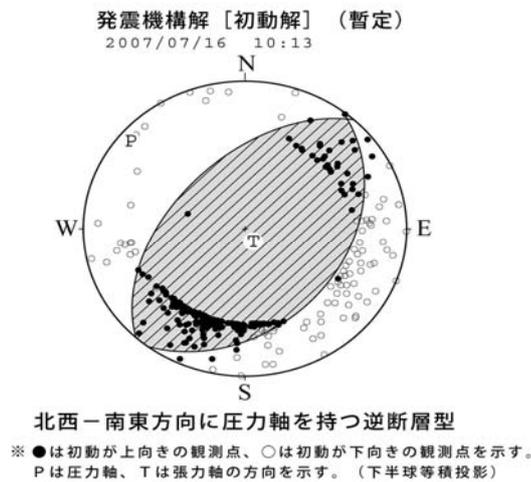


図 3-1(2) 新潟県中越沖地震のメカニズム解(気象庁, 2007)

震源は、東京電力柏崎刈羽原子力発電所から見た場合に震央距離 16km、震源距離 23km に位置している (図 3-1(1))。

柏崎刈羽原子力発電所では、図 3-2 のとおり、地震計が配置されている。

柏崎刈羽原子力発電所では、従来から 1 号機、5 号機及び 6 号機の原子炉建屋、タービン建屋、ならびに整地地盤（サービスホールを含む）の計 67 箇所に地震計を設置し、観測を行っている。また、これら以外にも平成 19 年 1 月に 1 号機～7 号機の原子炉建屋、タービン建屋、ならびに発電所敷地内地震観測小屋の計 30 箇所に地震計を追加設置し、観測を実施している。図 3-2 中の凡例の「既設」は前者を、「新設」は後者を表している。これらのうち、各号機原子炉建屋最地下階、地震観測小屋及びサービスホールにおける観測結果について、表 3-1 に示す。なお、表 3-1 では、設計時の基準地震動 $S_2$ に対する応答値を併せて示している。これらによると、全体として、相対的に敷地南側に位置する 1～4 号機の観測地震動は、北側に位置する 5～7 号機の観測地震動よりも大きい傾向にある。

いずれの号機においても設計時の評価結果を上回る結果をなっているが、その原因については、アスペリティの位置等の震源特性、伝播過程における深部や浅部の褶曲構造の影響等が報告されている (植竹ほか、2011)。

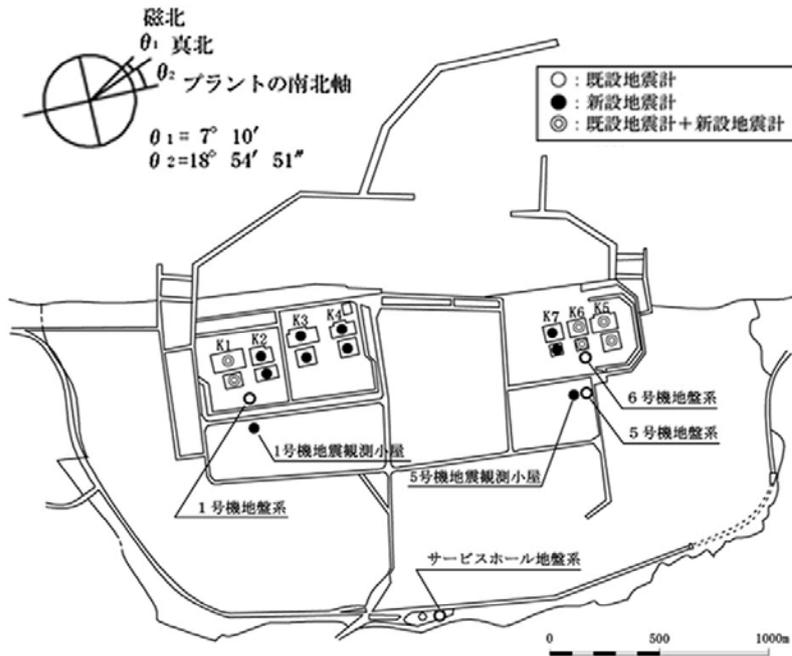


図 3-2 柏崎刈羽原子力発電所における地震観測点の配置

表 3-1 新潟県中越沖地震時に柏崎刈羽原子力発電所の主な観測点で観測された最大加速度値

観測点		最大加速度値(単位:Gal)		
		NS成分	EW成分	UD成分
1号機	地下5階 (T.M.S.L.-32.5m) <sup>※1</sup>	311 (274) <sup>※2</sup>	680 (273) <sup>※2</sup>	408
	2号機	地下5階 (T.M.S.L.-32.5m) <sup>※1</sup>	304 (167) <sup>※2</sup>	606 (167) <sup>※2</sup>
3号機	地下5階 (T.M.S.L.-32.5m) <sup>※1</sup>	308 (192) <sup>※2</sup>	384 (193) <sup>※2</sup>	311
4号機	地下5階 (T.M.S.L.-32.5m) <sup>※1</sup>	310 (193) <sup>※2</sup>	492 (194) <sup>※2</sup>	337
5号機	地下4階 (T.M.S.L.-17.5m) <sup>※1</sup>	277 (249) <sup>※2</sup>	442 (254) <sup>※2</sup>	205
6号機	地下3階 (T.M.S.L.-8.2m) <sup>※1</sup>	271 (263) <sup>※2</sup>	322 (263) <sup>※2</sup>	488
7号機	地下3階 (T.M.S.L.-8.2m) <sup>※1</sup>	267 (263) <sup>※2</sup>	356 (263) <sup>※2</sup>	355
1号機観測小屋		890	890	715
5号機観測小屋		964	1223	539
サービスホール	SG1 (T.M.S.L.+65.1m) <sup>※1</sup>	347	437	590
	SG2 (T.M.S.L.+16.7m) <sup>※1</sup>	340	411	179
	SG3 (T.M.S.L.-31.9m) <sup>※1</sup>	403	647	174
	SG4 (T.M.S.L.-182.3m) <sup>※1</sup>	430	728	160

※1 T.M.S.L. : 東京湾平均海面

※2 ( )内は設計時の基準地震動S2(1号機についてはEL CENTRO等)による応答動的設計を行っている原子炉建屋の水平方向を記載

### 3.3 震源断層に関わる調査・評価

震源域においては、東京電力の評価結果を含め、地震以前に明確な活断層が予め評価されていなかったことも踏まえ、地震直後から各研究機関において勢力的に構造調査が実施された。

産業技術総合研究所では、震源域及びその西側周辺海域において、震源域直下の活断層、活褶曲等の活構造の分布などを解明することを目的に、高分解能マルチチャンネル探査システムを用いた音波探査が実施されている。

また、海洋研究開発機構では、震源域及びその西方沖合において、深部の速度構造の解明、断層の深部形状推定などを目的として、屈折法及び反射法による大震度探査を実施している。

東京電力では、従前の探査測線に追加して、震源域及びその周辺海域において、図 3-3 に示す測線を配置して海上音波探査を実施した。

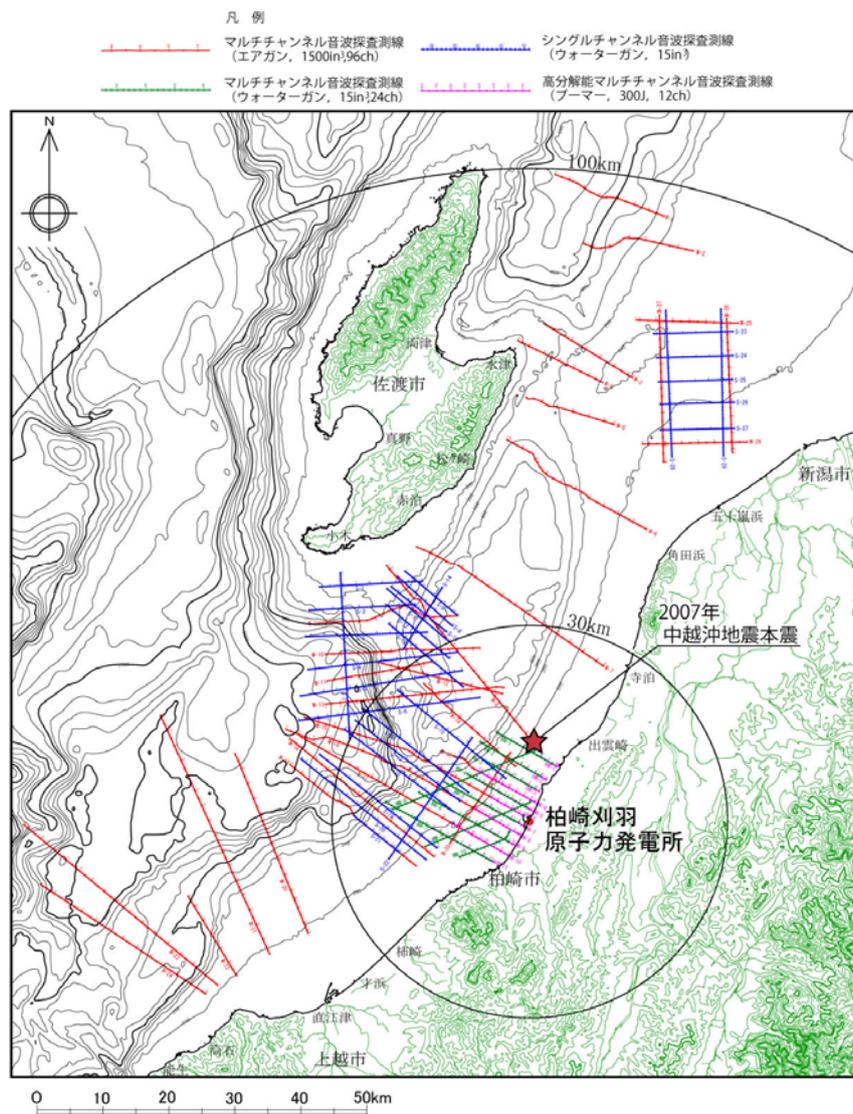


図 3-3 新潟県中越沖地震以降の海上音波探査測線位置図

反射法地震探査は地下構造を把握する上で最も有効な調査手法である。地下構造把握に用いる波源に関しては、エネルギーと分解能は相反する関係となり、各機関においては、その調査目

的に応じて特徴的な発信源が選択されている。すなわち、産業技術総合研究所では、浅い部分の分解能向上を目的に高周波数の震源が選定されており、一方、海洋研究開発機構においては、地震発生領域までの構造把握を目的に大エネルギーの震源が選定されている。東京電力の震源はその間のレベルにおいて複数の震源が選定されている。

これらの調査に基づいて、最終的には図3-4に示すとおり、新潟県中越沖地震の震源断層として、平面的広がりを持ったF-B断層の実像が明らかとなった。

地下浅部で認識されるF-B断層は、震源断層それ自体ではなく、震源断層の活動に伴ってその上方延長部及び上盤側に形成された断層関連褶曲に基づいて認定されたものである(図3-5)。この断層関連褶曲では、海底面直下及び浅部の地層まで変形が及んでおり、活褶曲であることが確認される(図3-5(1))。この活褶曲は、北方ではその隆起量を徐々に減じ、さらに北方では消滅することが確認された(図3-5(1))。また、南方では海底面直下及び浅部の地層に変形が及んでいないものの、大陸棚の海底面に伏在する褶曲と調和的な若干の高まりが認められ、この高まりもさらに南方では認められなくなることが確認されている(図3-5(2))。このような褶曲形態の詳細な検討結果に基づき、その褶曲の形成時期が更新世後期まで及んでいる部分の地下に震源断層が存在する可能性があるとの考え方から、F-B断層については、その最大延長として、新潟県中越沖地震の震源断層長27kmを上回る36km区間で活動が想定されると評価された。

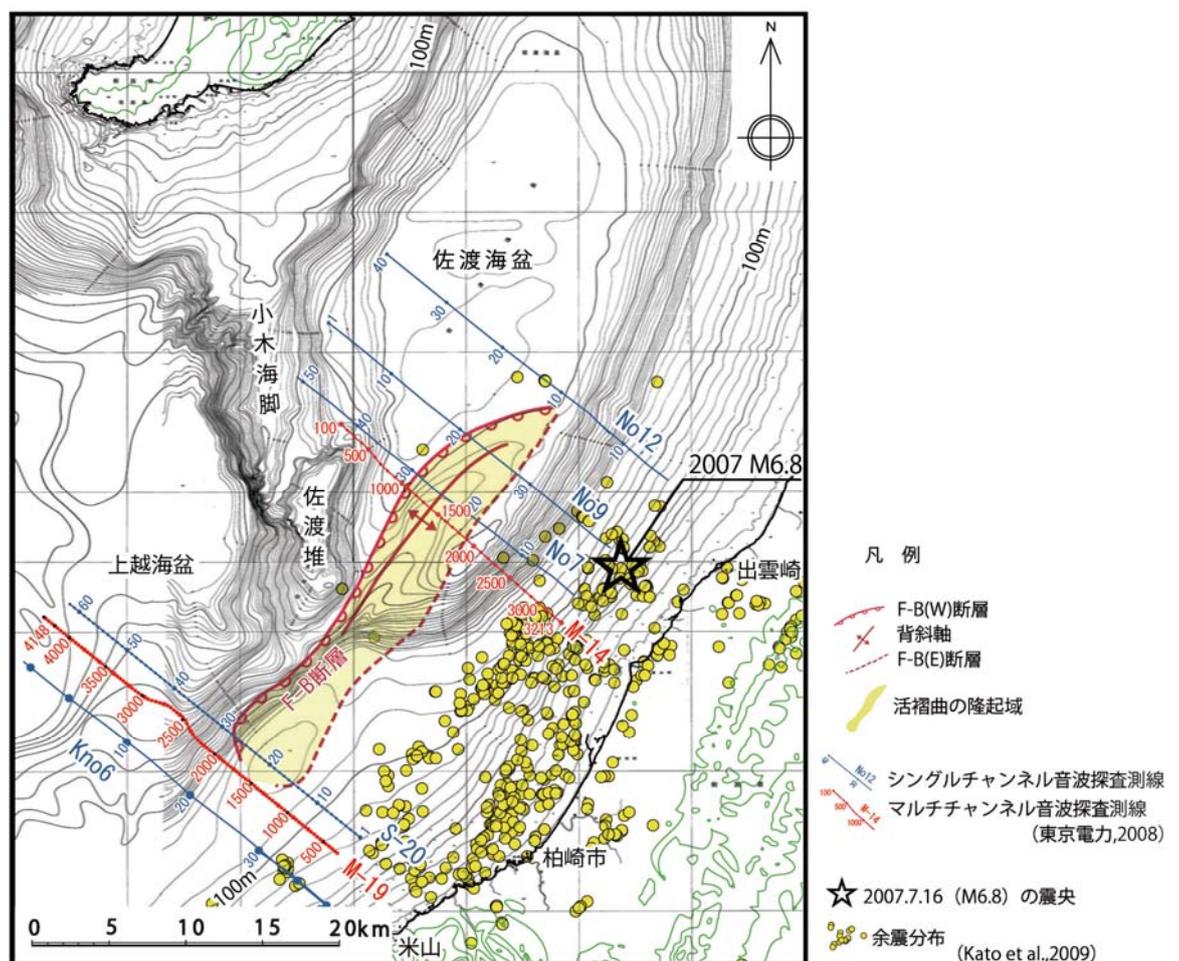


図3-4 F-B断層・活背斜の分布(地震分布はKato et al., 2009による)

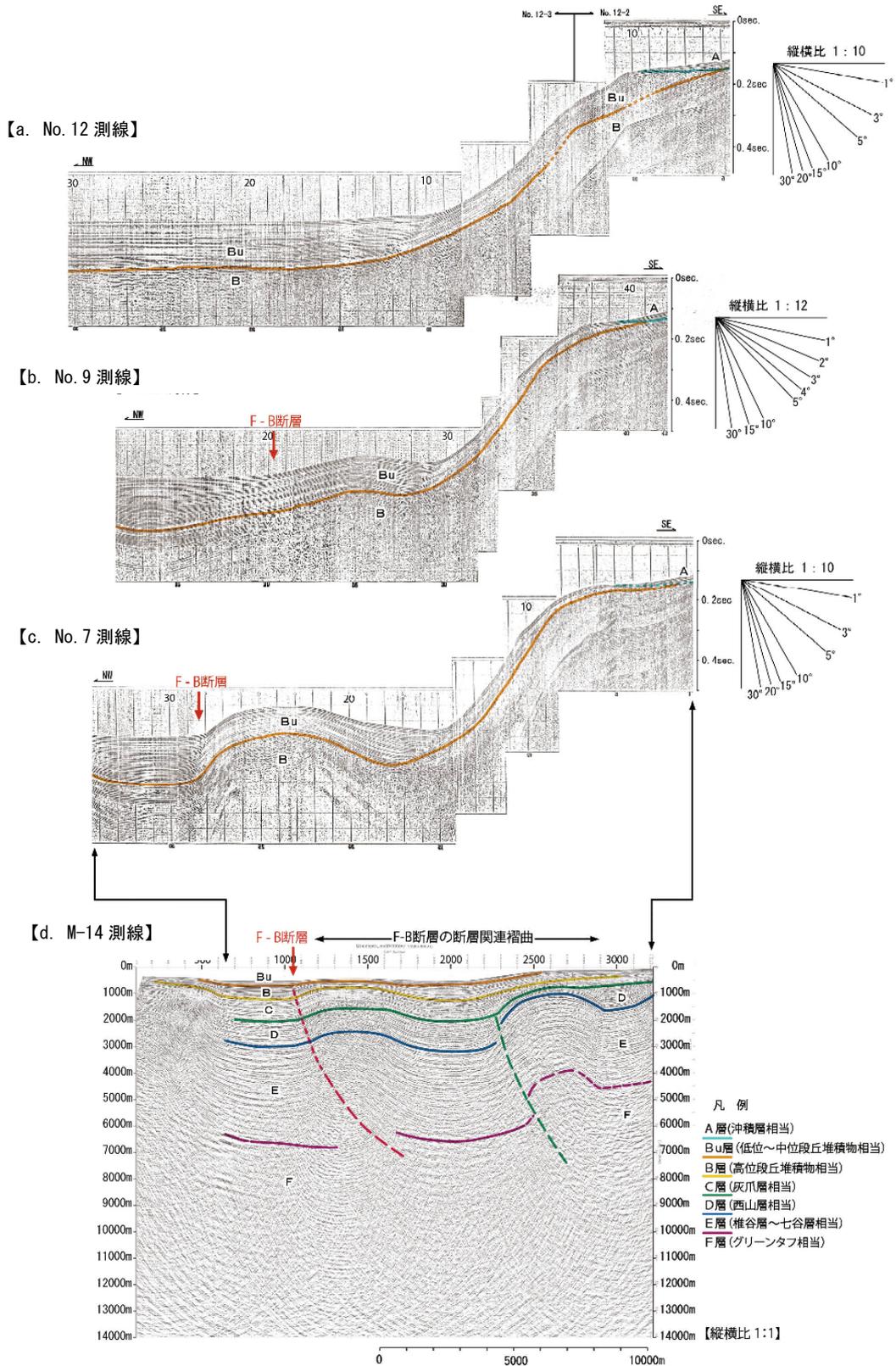


図 3-5(1) F-B 断層主部・北部の断層関連褶曲

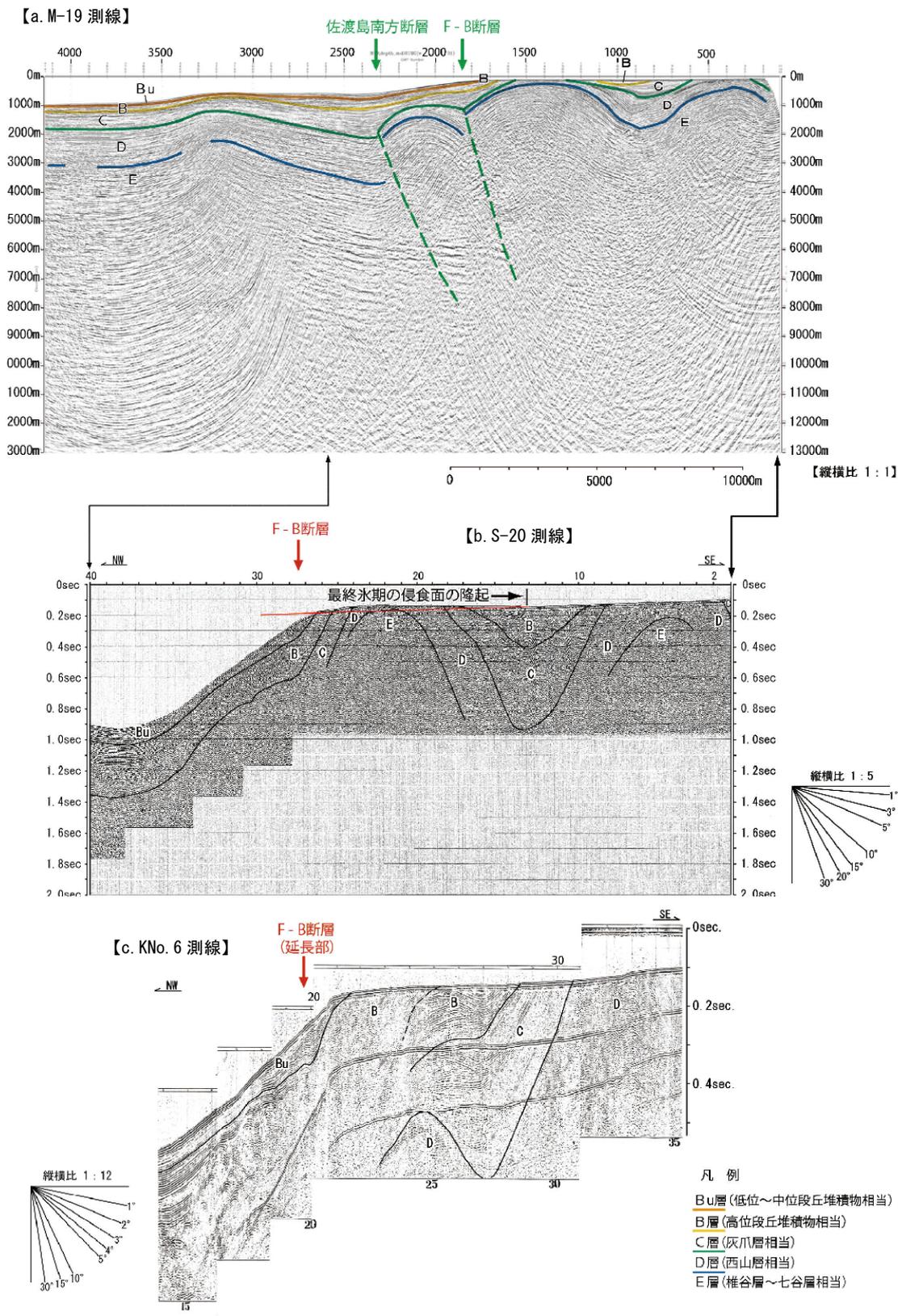


図 3-5 (2) F-B 断層・南端部の褶曲

前述のとおり、これらの調査・評価結果はある一定の活断層認定基準に基づくものであり、不確定性を多く含み、かつ、実験的、解析的に確認できる事象ではないことから、一定の認定基準の下での評価について残存リスクがゼロということにはなりえない。

本章の目的としては、このような理学的評価に関わる残存リスクが不可避なテーマに関して、「安全率」というアプローチではなく、活断層評価自体でクローズする範囲としていかに不確定性を減じるか、換言すると、活断層が存在することの蓋然性をいかに確実なものにするかに関するアプローチを示すことである。

当該地域は古くから羽越活褶曲帯として知られており（例えば、杉村、1973）、地震発生層の上位に厚く堆積層が存在し、それらが褶曲形態を呈していることが知られている。活断層の存否の蓋然性をいかに高めるかという点について、この褶曲構造の理解が重要であることとなる。

当該地域陸域において、既に岸・宮脇（1996）により、主として地形・浅部地質調査結果に基づき、既往の報告で褶曲構造の時間的・空間的変遷については報告されているところである。

ここでは、岸・宮脇（1996）で提示された陸域の褶曲構造の時間的・空間的変遷について、

- ① 新潟県中越沖地震発生以降の東京電力を含めた各機関によって実施された地下深部までいたる反射法地震探査結果について、断層関連褶曲の概念やバランス断面法による地下構造の復元、に関する検討を行うことによって、地表で認識される褶曲構造下部の活断層の存在認識をより確実にできたことを示すこと、
- ② さらに、新潟県中越沖地震自体の震源域である、海域における褶曲構造の時空間的変遷や地下構造の復元を行い、活断層の存在について陸域と同様に解釈が可能であることを示すこと、
- ③ これらを通じて、従来は主として地形や地下浅部における情報で認識されていた活断層認定について、褶曲構造の特徴と併せ考えることによって活断層認定が高精度で実施可能となることを示すこと、

を基本的な目的としている。

今後、地震活動を精度よく規定する上で、一定の基準に基づく活断層の長さ、幅の設定というテーマに留まらず、このような地質構造の時空間的な発達過程を復元することによって、今後の活断層の活動を地質構造の解釈論に則って評価が可能となる、ということは極めて重要なことである。

### 3.4 褶曲構造発達の時空間的解釈

本節では、柏崎刈羽原子力発電所を中心とした、陸域及び海域の褶曲構造の変遷とそれに基づく活断層の評価について記述する。

柏崎地域を含む新潟堆積盆地には、層厚 5,000m 以上に達する中新世以降の堆積層が分布しており、その地質構造は、NNE - SSW 方向～NE - SW 方向の軸を持つ褶曲構造により特徴付けられる。

当該地域の主に陸域の新第三紀鮮新世以降における褶曲構造の発達過程については、岸・宮脇（1996）が、示標テフラを鍵層とする詳細な調査により、①40 万年～50 万年間という比較的短期間に大変形に達する褶曲の最盛期が断続的に認められ、これらの前後にはいずれも長期間にわたり褶曲が顕著に進行しない静穏期が存在すること、②褶曲の最盛期は場所ごとに異なっており、その褶曲域は互いに重複することがないこと、③柏崎周辺の陸域に関する限り、新第三紀末期以降における褶曲運動は、その最盛期を西から東へ移動しながら進行しているようにみえることなど等を明らかにしている。

2007 年新潟県中越沖地震に先立ち、当該地域陸域において、2004 年には新潟県中越地震 ( $M_j 6.8$ ) が発生し、同地震の余震分布に示される震源断層上盤側の褶曲は、この断層の活動によって形成された断層関連褶曲とみなされている（例えば、岡村・石山, 2005）。

以下では、本節を理解する上で最低限必要な、断層関連褶曲の概念及びバランス断面法による地下構造の復元の考え方について簡単にレビューした上で、岸・宮脇（1996）で示される陸域における褶曲構造の発達過程について、新たに、新潟県中越沖地震との関連で解明された深部地質構造との関係に基づき深部に存在する活断層との関係について検討を加え、さらに、岸・宮脇（1996）では触れられていない、海域における褶曲構造の発達過程と深部地質構造との関係について記載し、耐震設計上考慮すべき活断層の地質学的意義について考察することとする。

#### 3.4.1 断層関連褶曲等に関する既往知見

断層関連褶曲とは、断層の上盤側に形成される褶曲構造であり、断層の形態の違いにより、褶曲構造の形態も変化する（図 3 - 6）。

断層関連褶曲では、褶曲は断層運動によって形成されるものであり、断層の変位をゼロに戻すと褶曲前（堆積時）の地層の形態が復元できることを基本とし、バランス断面法を用いて解析されている。

バランス断面法においては、断層面が完全な平面ではない場合、断層の下盤と上盤との間に間隙が生じるため、上盤側の地層がその間隙を埋めるように変形して、その変形によって褶曲が形成されるものとして解析が行なわれている。実際の解析においては、変形をする上盤側の地層内に高角度の平行な剪断面の集合体を想定して、ある層準の褶曲形態、同じ層準の堆積時の形態及び断層先端部の形態に基づき、地下地質、地震等の情報と適合する断層モデルを試行錯誤的に作成する（図 3 - 7）。断層モデルの作成に際しては、市販のバランス断面作成ソフト（Midland Valley 社の 2Dmove）を使用した。

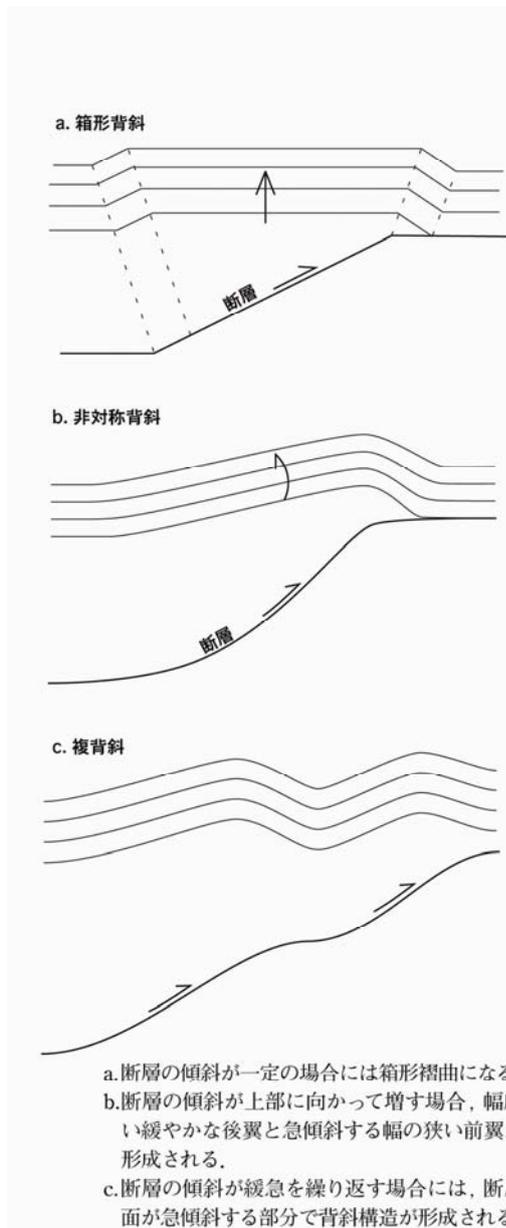


図 3-6 断層形態の違いによる褶曲構造の変化 (岡村・柳沢, 2005)

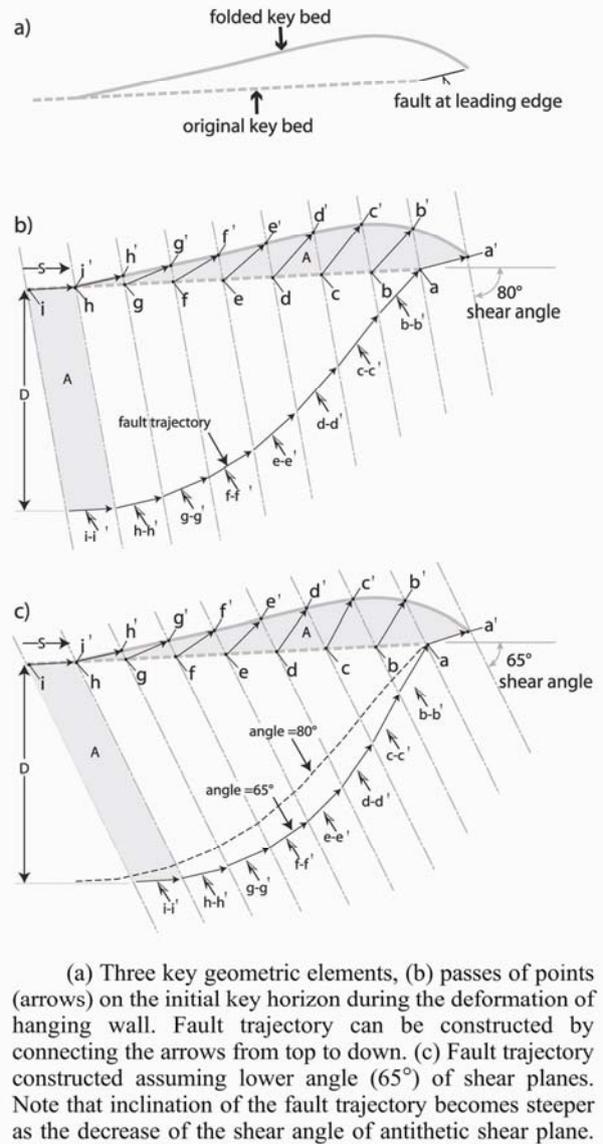
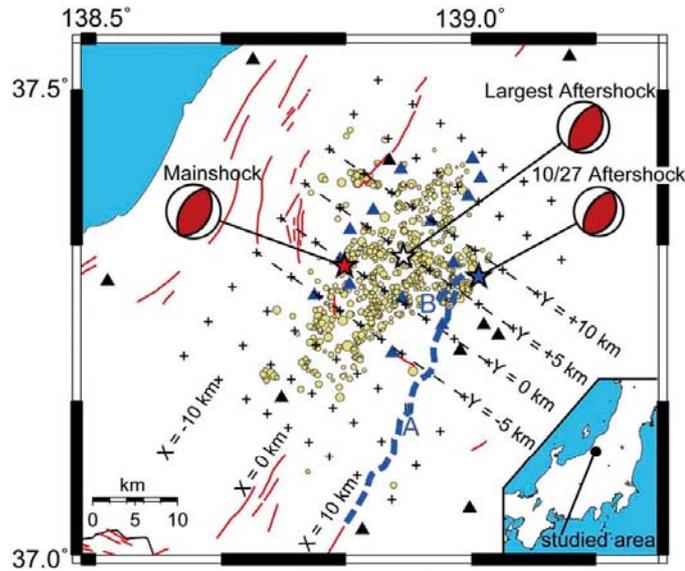


図 3-7 断層モデルの構築方法を示す模式図 (Okamura et al., 2007)

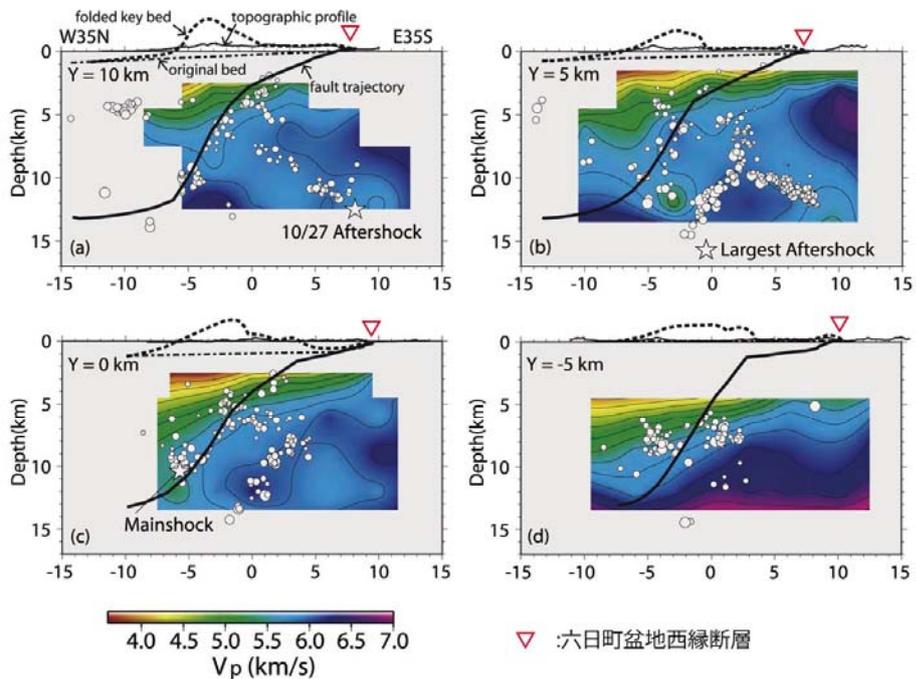
2004年には、新潟県中越地震 (M<sub>j</sub>6.8) が発生しており、武田ほか (2006) は、同地震震源域の活断層・活撓曲として六日町盆地西縁断層、小平尾断層及び諏訪峠撓曲があるとし、これらの断層・撓曲の上盤側には、東山背斜、田麦山背斜などの短波長の褶曲構造が発達しているとしている。

Okamura et al. (2007) は、新潟県中越地震の震源域における褶曲構造は単一の逆断層の上盤側に形成された断層関連褶曲であると仮定して、バランス断面法により断層モデルを作成した結果、同モデルは、Kato et al. (2005) による本震及び余震の分布とよく一致している (図 3-8)。



**Figure 1**

Maps of the relocated aftershock hypocenters determined in this study, shown as yellow circles scaled to the earthquake magnitude. The three stars denote the hypocenters of the mainshock, the largest aftershock ( $M_w = 6.3$ , Oct. 23) (relocated with the double difference data using the obtained velocity structure), and the  $M_w = 5.8$  aftershock (Oct. 27), respectively, with the moment tensor from NIED. The blue and black triangles denote the temporary seismic stations and permanent stations, respectively. The grids used in the tomography (crosses) and horizontal lines (broken lines) for cross sections in Figure 2 are shown. The Muikamachi (A) and Obiro (B) faults are shown by blue broken lines, and the other major active faults are drawn as red lines. (Kato et al., 2005)



**Figure 6.** Fault models and aftershocks on cross sections. Fault models were constructed along the cross sections from geologic structure along which Kato et al. [2005a] depicted the precise aftershock distribution and velocity structure. The locations of the cross sections are shown in Figure 5.

図 3-8 新潟県中越地震本震・余震分布と断層モデル  
(Okamura et al., 2007 に加筆)

### 3.4.2 陸域における主要な断層関連褶曲

発電所敷地周辺の陸域には、主要な活断層として、長岡平野の西縁に沿って N - S 走向の長岡平野西縁断層帯が分布しており、同断層帯は、北から、角田・弥彦断層、氣比ノ宮断層及び片貝断層の 3 断層からなる (図 3 - 9)。

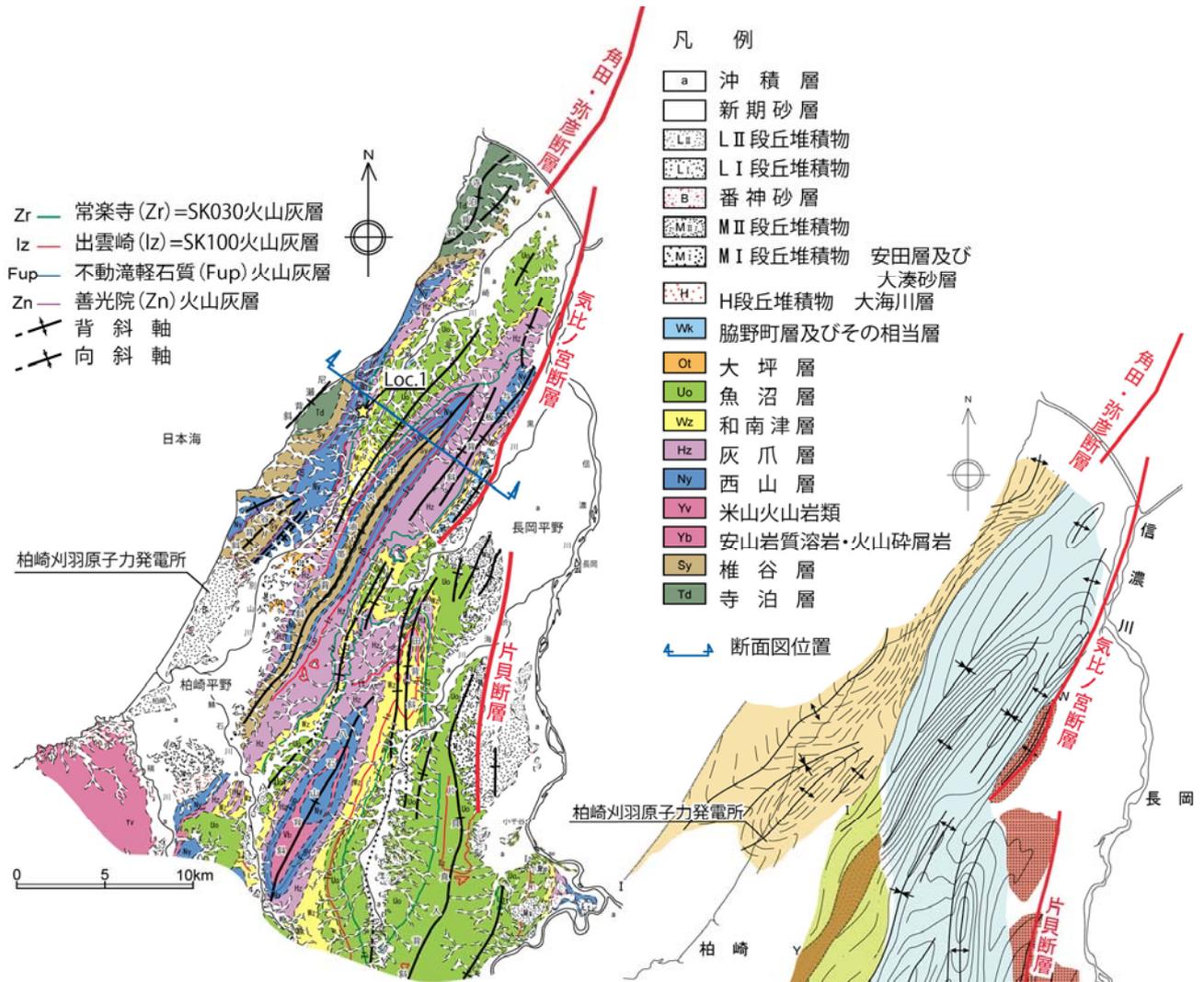


図 3-9 柏崎周辺地域の地質図・断層分布図

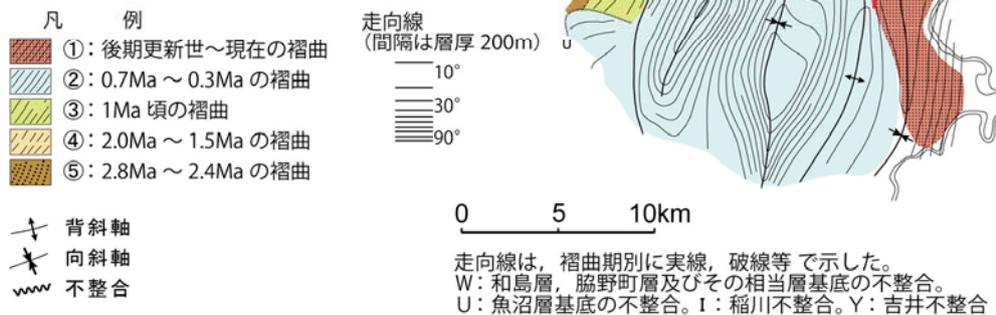


図 3-10 走向線及び褶曲場の変遷(岸・宮脇, 1996 に加筆)

長岡平野西縁断層帯は、断層面が西に傾斜する西上がりの逆断層であり、断層上盤側には短波長の褶曲構造が発達している（図3-9）。岸・宮脇（1996）は、これらの長岡平野西縁断層帯の上盤側に分布する褶曲構造について、地形・地表地質データのみに基づき、3.4の冒頭で述べたような形成史を明らかにしている（図3-10）。

一方で、前述のように、2004年には新潟県中越地震（ $M_j$ 6.8）が発生し、震源断層上盤側の褶曲は、この断層の活動によって形成された断層関連褶曲とみなされている。

長岡平野西縁断層帯の周辺には、層厚が5,000m以上に達する堆積層が堆積しているため、断層そのものを地表部では直接確認することはできず、断層の評価においては、主に地形及び地表部に分布する堆積層の変形の有無に基づいて行われてきた。しかしながら、当該地域は油田・ガス田地域であることから、石油公団などによる深部を対象とした反射法地震探査が行われており、新潟県中越沖地震発生以降に地下構造を把握するため、東京電力により浅部～深部を対象として多数の測線において反射法地震探査も実施されている。

これらのことから、上記の反射法地震探査結果を解析するとともに、断層関連褶曲の観点から、岸・宮脇（1996）により明らかにされた長岡平野西縁断層帯の上盤側における褶曲形成史と断層活動との関連性について検討を行った。

反射法地震探査結果の解析に際して、主に海域においては、岡村（2000）に基づき、地層の堆積中に褶曲構造の成長過程に伴って形成される「growth triangle」及び「growth strata」と呼ばれる特徴的な構造に着目して、褶曲構造についてその活動性などについて検討を行った（図3-11）。ヒンジ固定型及びヒンジ移動型のいずれにおいても、褶曲が成長している期間中に地層が堆積する場合、その期間中に堆積した地層の層厚が褶曲構造の低下側で厚くなる堆積構造（growth strata）が形成され、ヒンジ移動型の場合には、上位の地層ほど傾斜域の幅が狭くなるので三角形の断面を持つ傾斜帯（growth triangle）が形成される。これらの構造を詳細に検討することによって、褶曲の活動性、活動開始時期を精度良く把握することが可能となる。

陸域についても同様であるが、陸域の場合、断層の活動期あるいは褶曲が成長している期間中に地層が堆積することが少ないため、段丘面の変形、地形との対応性、地層中に確認される不整合関係などに基づき、断層及び褶曲の活動時期の評価を行っている。

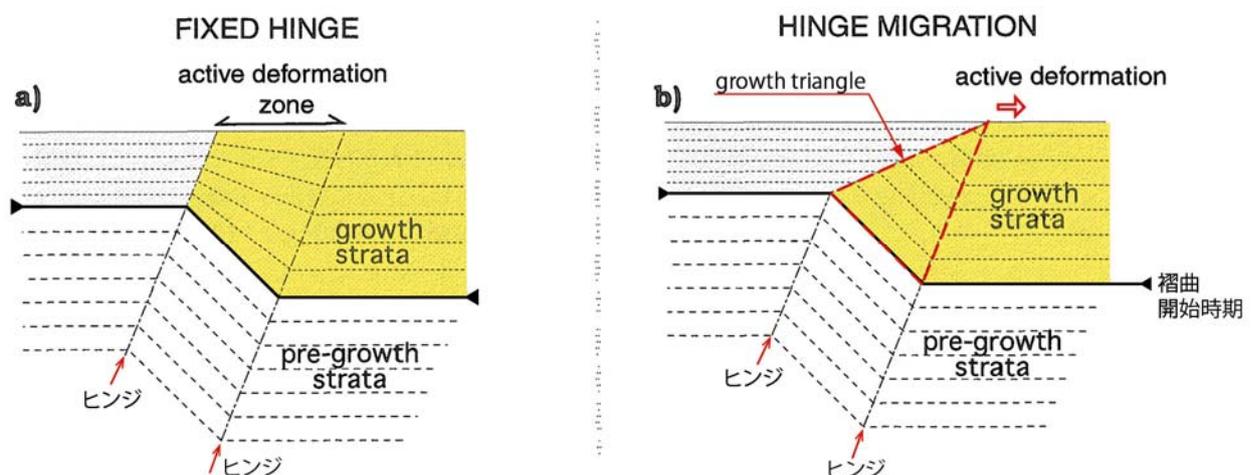


図3-11 ヒンジ固定型及びヒンジ移動型の撓曲に伴う growth strata の違い（岡村，2000 に加筆）

なお、本地域の地質層序は表 3 - 2 に示すとおりである。

表 3-2 敷地周辺陸域の地質層序表

時代	地層名	主な層相・岩質	テフラ	年代 (Ma)		
第四紀	完新世	沖積層・新期砂層	礫, 砂, シルト, 粘土, 細~中粒砂			
	更新世	L II 面堆積物	礫, 砂	AT	0.026 ~ <sup>(1)</sup> 0.029	
		番神砂層	中粒砂	DKP	≥0.055 <sup>(1)</sup>	
		L I 面堆積物	礫, 砂	Ktp	0.075 <sup>(2)</sup>	
		M II 面堆積物	礫, 砂	NG	0.15 <sup>(1)</sup>	
		大湊砂層	中粒砂			
		安田層	シルト, 粘土, 砂	Ata-Th	0.24 <sup>(1)</sup>	
	新世	青海川層	シルト, 粘土, 礫, 砂			
		脇野町層・和島層・久米層 大坪層・駒の間層等	シルト, 粘土, 礫, 砂			
		魚沼層	砂層・礫層・泥岩互層 安山岩質火山噴出岩類	Pk(SK020)	0.85	
		灰爪層	砂岩・泥岩互層 砂質泥岩, 凝灰質泥岩	Zr(SK030)	1.05	
	新第三紀	鮮新世	※	※	Iz(SK100) Tz(Tzc) SK130	1.5
			※	※	Fup Tsp Az	2.2 2.3 2.4
		中新世	西山層	泥岩, 砂岩・泥岩互層	Zn	4.0
椎谷層			砂岩・泥岩頁岩 安山岩質火山噴出岩類	Km		
上新世		寺泊層	黒色頁岩, 砂岩・頁岩互層 安山岩質火山噴出岩類			
		七谷層	硬質頁岩, 砂岩, 礫岩			
		グリーンタフ	緑色凝灰岩, 安山岩, デイサイト, 流紋岩			
先新第三紀		基盤岩類	花崗岩類 超塩基性岩類			

※米山火山岩類  
(安山岩質火山噴出岩類)

〰 示標テフラ

〰 不整合

〰 同時異相

\*和南津層は、北部では灰爪層に、南部では魚沼層に含めた。  
示標テフラの年代は、岸・宮脇 (1996) による ((1), (2) を除く)

(1) 町田洋・新井房夫 (2003), 新編 火山灰アトラス  
(2) 竹本ほか (1987)

以下では、長岡平野西縁断層帯の上盤側に形成された褶曲構造と断層活動との関連性について、主に反射法地震探査結果に基づき検討を行った。反射法地震探査測線を図 3 - 12 に示す。

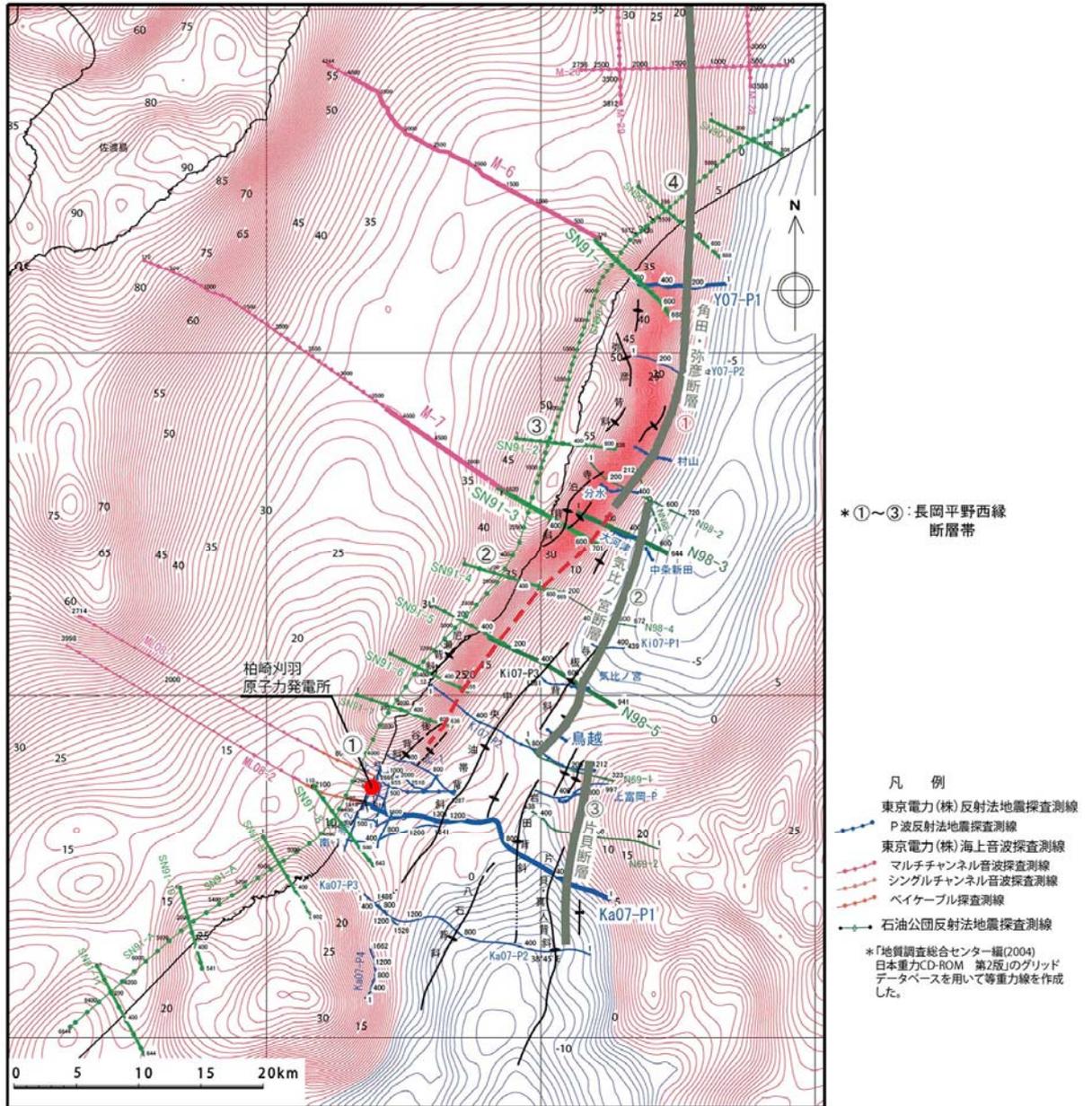


図 3-12 柏崎周辺の重力図・探査測線図

長岡平野西縁断層帯の北部セグメントである角田・弥彦断層の西上盤側には、幅が 18km 程度で、背斜の軸が東側に偏った非対称かつ単調な背斜が形成され、同背斜の東翼部に断層が認められる。この背斜の後翼側においては、西山層以上の地層が growth strata を形成しており、椎谷層以下の地層はほぼ平行に褶曲している (図 3 - 13)。このことから、角田・弥彦断層の逆断層活動の開始時期は、椎谷層上面あるいは西山層基底層準と考えられ、椎谷層上限は浮遊性有孔虫化石 No.3 *Globorotalia inflata* bed の基底とされ、その年代は 3.25Ma とされている (三輪ほか、2004)。これらのことから、角田・弥彦断層ではおよそ 3.25Ma 以降、現在まで、ほぼ同じ位置において活動しているものと考えられる。

また、角田・弥彦断層の断層モデルをバランス断面法により推定した（図3-14）。この推定においては、各地点における反射法探査断面から断層面の先端の形態を50°西傾斜、断層下端深度を17km程度と仮定した。その結果、角田・弥彦断層の断層モデルは、断層面が60°～65°西傾斜の逆断層と復元された。

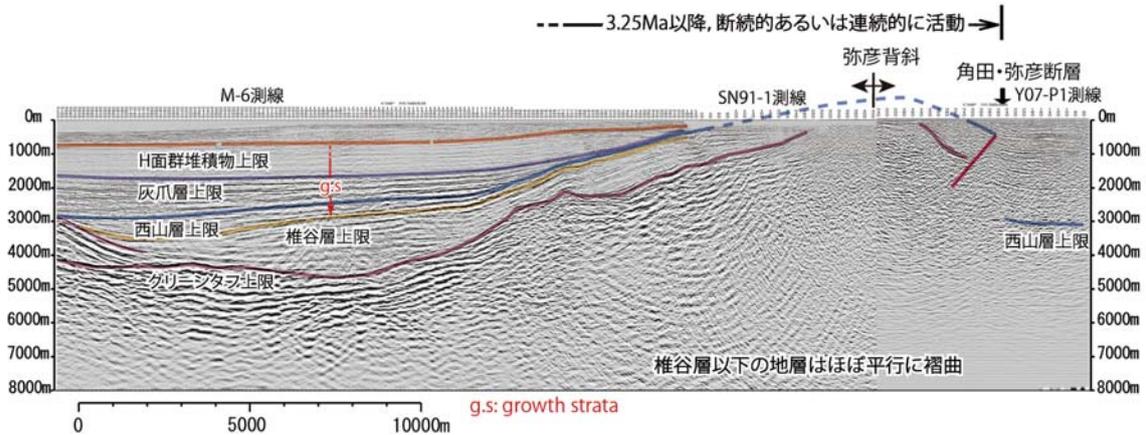


図3-13 M-6 測線・SN91-1 測線・Y07-P1 測線の深度断面・解釈図

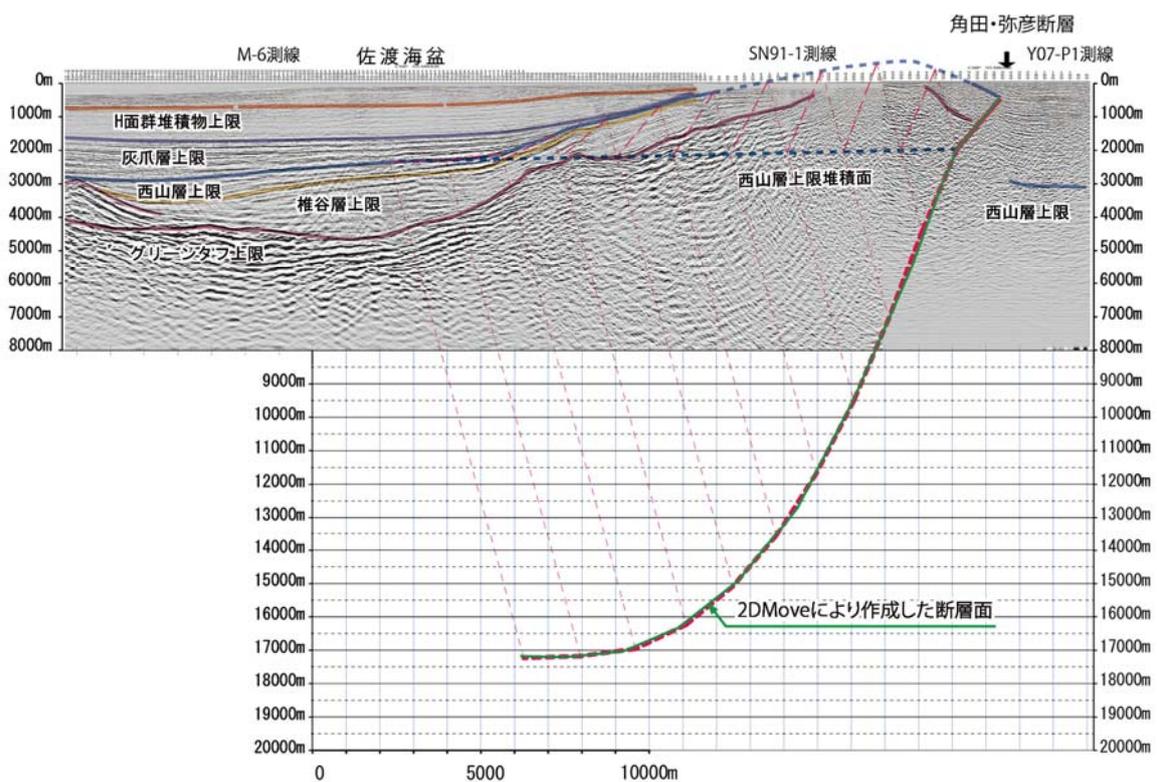


図3-14 バランス断面法による角田・弥彦断層の断層モデル

角田・弥彦断層南端付近では、同断層主部と同様の規模の大きい非対称な背斜（寺泊背斜）が形成され、その東翼に西上がりの断層が推定されるものの、同位置では最近における活動を示唆する地形・地質構造は認められず、その前面の平野内に小規模ではあるものの背斜が認められる（図3-15）。この小背斜も背斜の軸が東側に偏った非対称な構造を示し、この背斜では、平野直下の地層まで変形が認められ、背斜の東翼部は、撓曲構造を示し、長岡平野西縁断層帯の中央

セグメントである気比ノ宮断層北方延長部に位置する。この小背斜東翼においては、浮遊性有孔虫化石 No.1 *Globorotalia inflata* bed 層準付近より下位の地層はほぼ平行に褶曲しているものの、同層準付近より上位の地層は growth strata を形成しており、No.1 *G. inflata* bed の年代は約 1Ma とされていることから（佐藤ほか 1988）、同小背斜の形成開始時期は約 1Ma である。

これらのことから、角田・弥彦断層南端付近では、約 1Ma 以前には同断層南方延長部に位置する寺泊背斜東翼の断層が活動していたものの、約 1Ma 以降における断層活動の場は、気比ノ宮断層北方延長部の平野側に前進したものと考えられる。

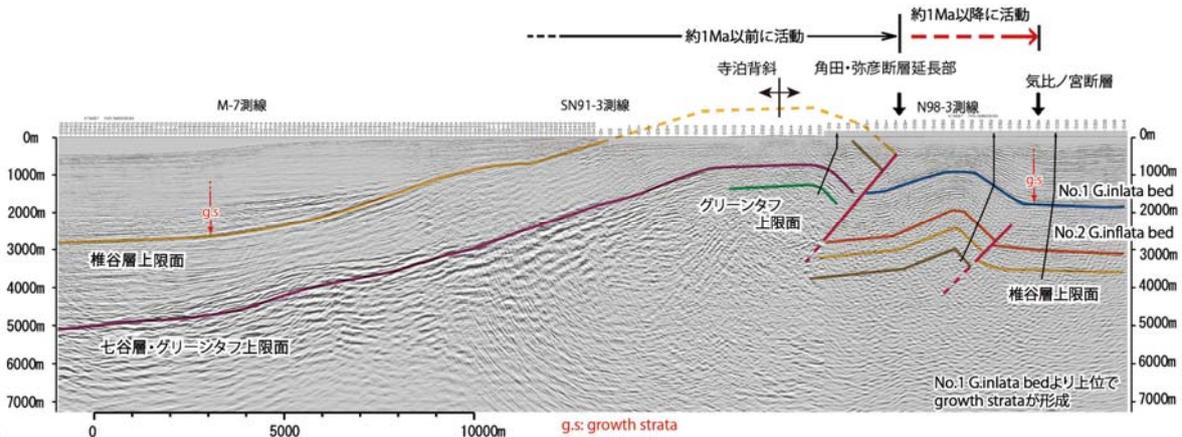


図 3-15 M-7 測線・SN91-3 測線・N98-3 測線の深度断面・解釈図

長岡平野西縁断層帯の中央部セグメントである気比ノ宮断層においては、その上盤側及び西方に、東側から与板背斜、中央油帯背斜（小木ノ城背斜）、尼瀬背斜などの短波長の褶曲構造が発達している（図 3 - 16）。これらの背斜のうち、尼瀬背斜は背斜の軸が東側に偏った非対称かつ単調な背斜であり、東翼には西上がりの逆断層が推定され、この断層は角田・弥彦断層の南方延長部に位置し、重力異常の分布からも両者は連続している可能性が高い（図 3 - 12）。

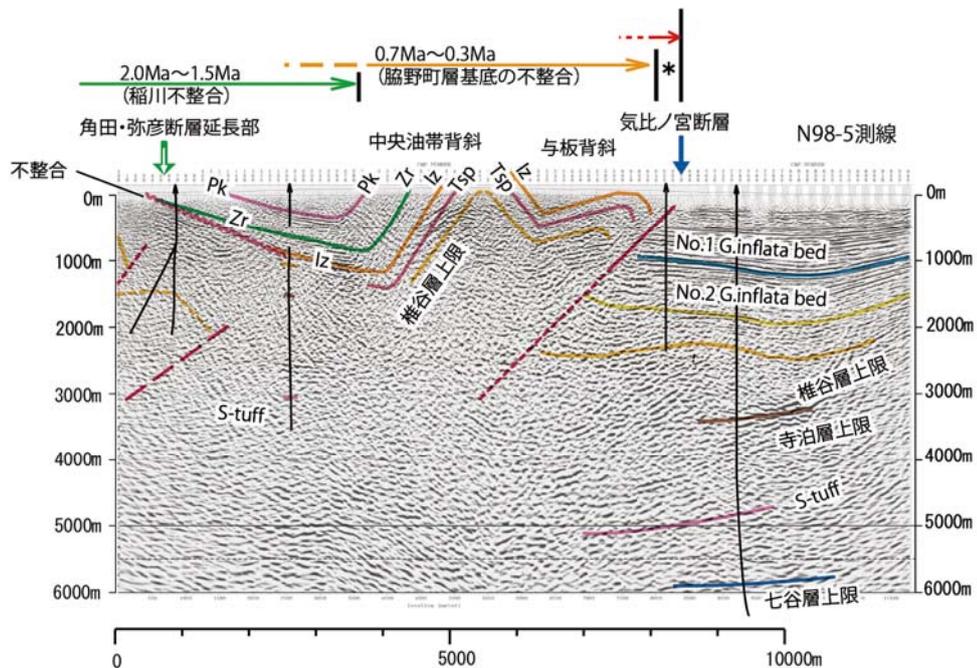


図 3-16 N98-5 測線の深度断面・解釈図

尼瀨背斜の東翼においては、岸・宮脇（1996）により、稲川不整合が報告されている。これによると、稲川不整合は尼瀨背斜東翼の出雲崎町稲川（Loc. 1）等において直接確認され、直立ないし逆転した西山層を水平～緩傾斜の灰爪層が覆う顕著な傾斜不整合である（図3-17）。この不整合は下位層にみられる短波長の褶曲運動の終了を示すものであり、同不整合に代表される時期の2.0Ma～1.5Maの期間において、尼瀨背斜などの日本海海岸部及び沿岸域の広い範囲において褶曲が進行したことが明らかにされている。このことから、尼瀨背斜東翼に推定される断層の活動時期は、稲川不整合に代表される時期の2.0Ma～1.5Maの期間である（図3-16）。

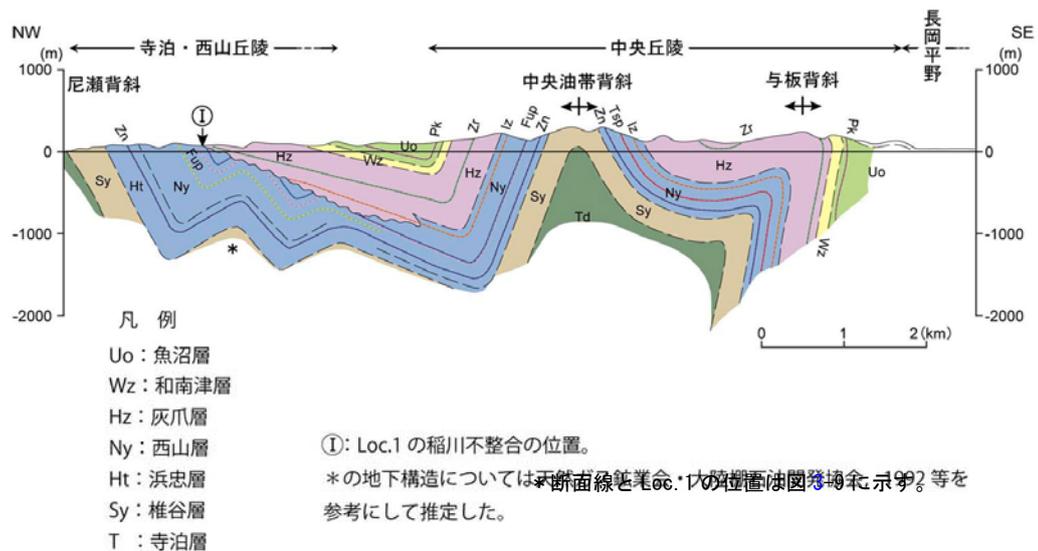
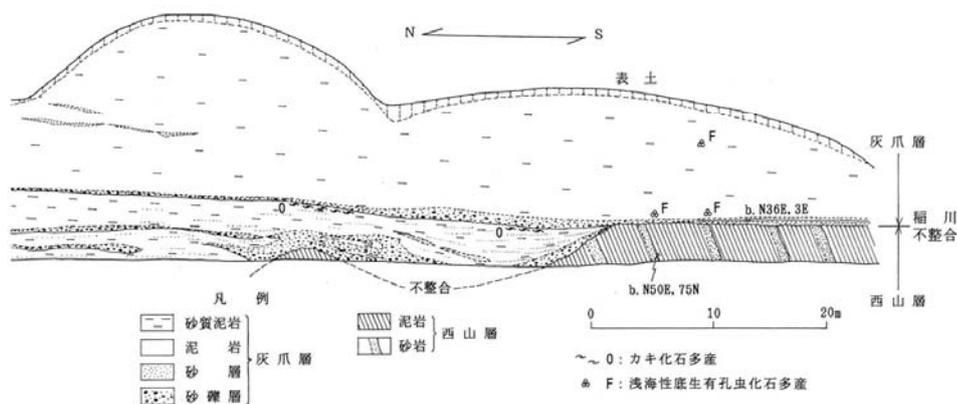


図3-17(1) 寺泊・西山丘陵－中央丘陵の地質断面図(岸・宮脇, 1996)



Loc. 1. 寺泊・西山丘陵における西山層と灰爪層の不整合。  
 出雲崎町稲川

図3-17(2) 稲川不整合の不整合露頭(岸・宮脇, 1996)

一方、尼瀨背斜の東側には、氣比ノ宮断層の上盤側に中央油帯背斜、与板背斜等が分布しており、これらの背斜はいずれも氣比ノ宮断層の断層関連褶曲とみなせる（図3-16）。これらの褶曲は、岸・宮脇（1996）によると、脇野町層に不整合で覆われていることから、その形成期を脇野町層基底の不整合に代表される時期、すなわち、0.7Ma～0.3Maの期間とされており、氣比ノ宮断層の活動時期もこの時期となる（図3-16）。

また、氣比ノ宮断層の南部区間では、脇野町層基底の不整合に代表される時期に形成された断層関連褶曲のさらに東側に、小背斜（鳥越背斜）が分布しており、この背斜では後期更新世以降に褶曲が進行している（図3-16）。この小背斜は、反射探査結果により、氣比ノ宮断層から分岐・前進した低角度断層の上盤側に形成されてことが明らかとなった（図3-18）。

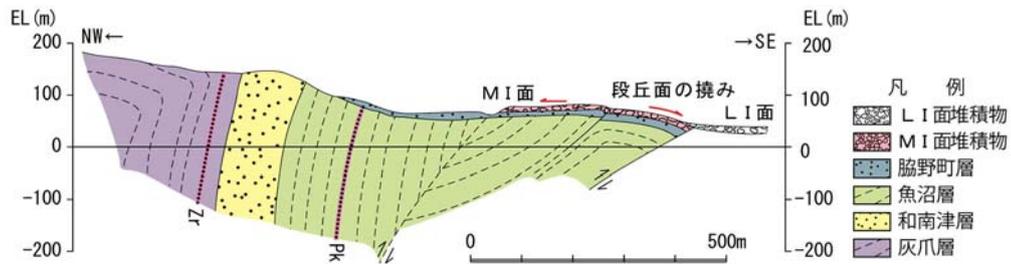


図3-18(1) 鳥越付近の地質断面図

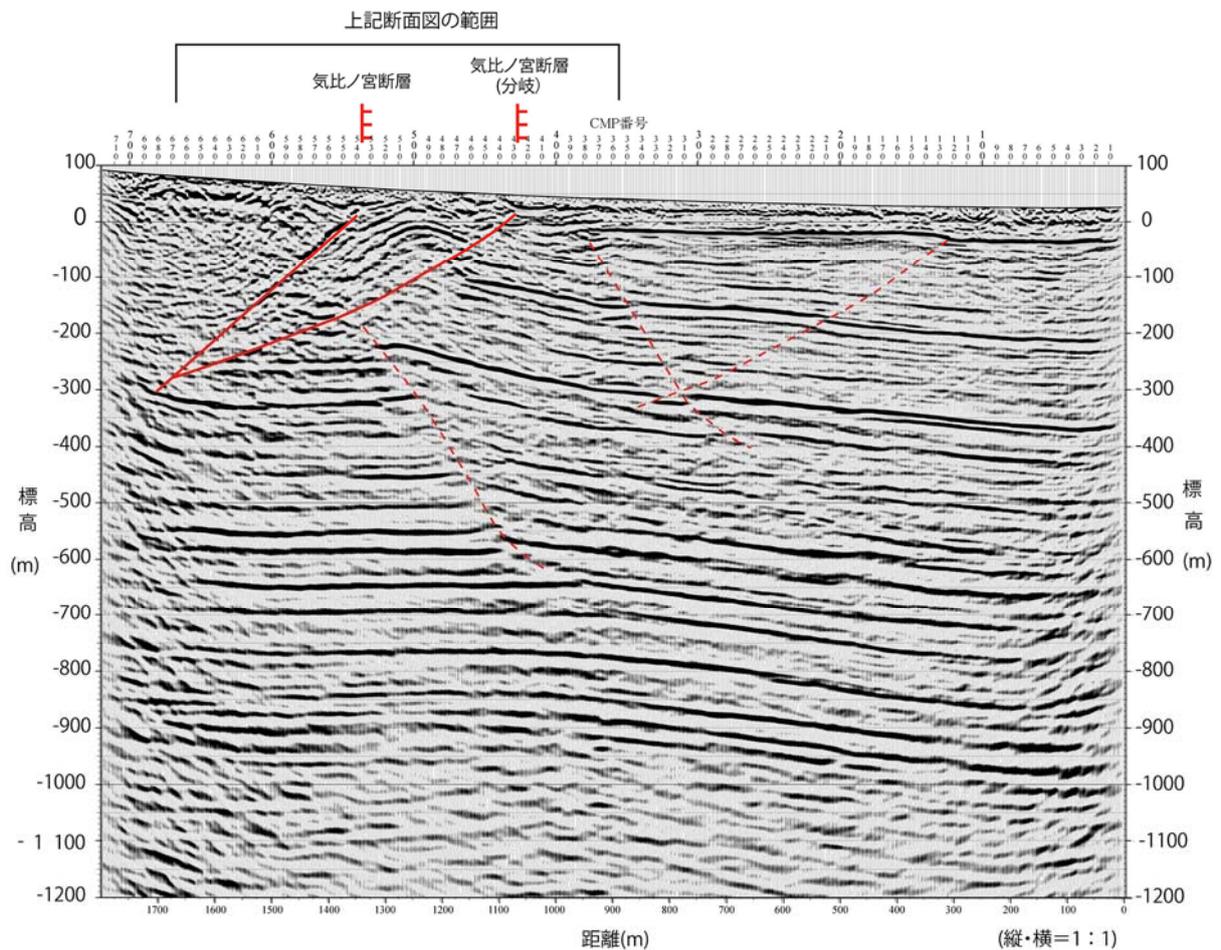


図3-18(2) 鳥越測線の深度断面・解釈図

以上のように、気比ノ宮断層主部付近においては、2.0Ma~1.5Maの期間に尼瀬背斜東翼において断層活動があり、その後、断層活動の場は、0.7Ma~0.3Maの期間には東方の気比ノ宮断層の位置に前進し、同断層の南部区間では0.3Ma以降さらに東方の鳥越背斜東翼まで移動したものと考えられる。

長岡平野西縁断層帯の南部セグメントである片貝断層においては、その上盤側及び西方に、東側から片貝・真人背斜、岩田背斜、八石背斜、中央油帯背斜（小木ノ城背斜）などの短波長の褶曲構造が発達している（図3-19）。

上記の背斜のうち、中央油帯背斜南部の背斜軸部地下3,000m程度以深において、花崗岩等の基盤岩類が確認されており（例えば、天然ガス鉱業会・大陸棚石油開発協会、1992）、小松（1990）が示した断面図によると、中央油帯背斜の南部の東翼には西上がりの断層が示されており、この断層では西上盤側の西山層の層厚が数倍厚くなっていることからその主活動時期は西山層堆積期と考えられる。

一方、小松（1990）が示した断面図に近接した測線における反射法地震探査結果によると、中央油帯背斜では、寺泊層中のS-tuff以下の地層は角田・弥彦断層と同様に幅が13km程度で、軸が東側に偏った非対称な単調な背斜構造を示し、この背斜東翼に西上がりの逆断層が推定される（図3-19）、この断層は小松（1990）が示した断層に相当するものと考えられ、以下、この断層を中央油帯東縁断層と呼ぶ。この断層では、東下盤側において椎谷層上面 - lzテフラ間の地層が有意に厚くなっており、そのうち浮遊性有効虫化石 *Neogloboquadrina asanoi* bed 以深における層厚変化が大きいことから、その主活動時期は *N. asanoi* bed (2.2Ma~2.0Ma; 加藤ほか, 2006) 以前であり、椎谷層上面付近には No.3 *G. inflata* bed (3.25Ma~2.7Ma; 三輪ほか, 2004) が認められる。これらのことから、中央油帯東縁断層の主活動時期はおよそ3Ma~2Maとなり、岸・宮脇（1996）が指摘した吉井不整合に代表される時期の褶曲期（2.8Ma~2.4Ma）とほぼ一致し、この時期に形成された褶曲は中央油帯東縁断層の断層関連褶曲と考えられる。

なお、中央油帯東縁断層の西上盤側の褶曲では、寺泊層中のS-tuffより上位には地表部において確認される中央油帯背斜、高町背斜、後谷背斜などの比較的短波長の褶曲構造が発達しており、深部構造と浅部構造とが異なった形態を示す（図3-19）。これは、寺泊層中のS-tuff付近に層面断層が存在し、その上盤側の浅部に短波長の褶曲構造形成されたものと考えられる。このような褶曲は、デタッチメント褶曲と呼ばれており（図3-20）、層状に積み重なった地層中に非常に延性的な層が挟まれている場合、その層内に層面すべりが生じて、上下の地層が非調和的な褶曲、すなわち上盤側の地層が下盤側の地層に比べて大きく変形する。

一方、中央油帯東縁断層の東側には八石背斜、片貝・真人背斜等が分布し、片貝・真人背斜の東翼に片貝断層が推定される（図3-18）。これらの褶曲構造は、岸・宮脇（1996）により、いずれも脇野町層基底の不整合に代表される時期、すなわち、0.7Ma~0.3Maの期間に褶曲が進行したとしている。また、片貝断層上盤側の片貝・真人背斜については、lzテフラ（1.5Ma）の累積上下変位量は約500mであり、後期更新世以降における平均的な上下変位速度は2m/1,000年であることから、同背斜の活動開始時期は0.25Ma前後の可能性がある。この場合、0.7Ma~0.3Maの期間に褶曲が進行した地域の東縁は、岩田背斜及び八石背斜の東翼までと推定される（図3-19）。

以上のように、片貝断層主部付近においては、2.8Ma~2.4Maの期間に中央油帯背斜東翼の中

中央油帯東縁断層の断層活動があり、その後、断層活動の場は、0.7Ma~0.3Maの期間には岩田背斜及び八石背斜の東翼まで前進し、さらに0.3Ma以降には、片貝・真人背斜の東翼まで移動したものと考えられる。

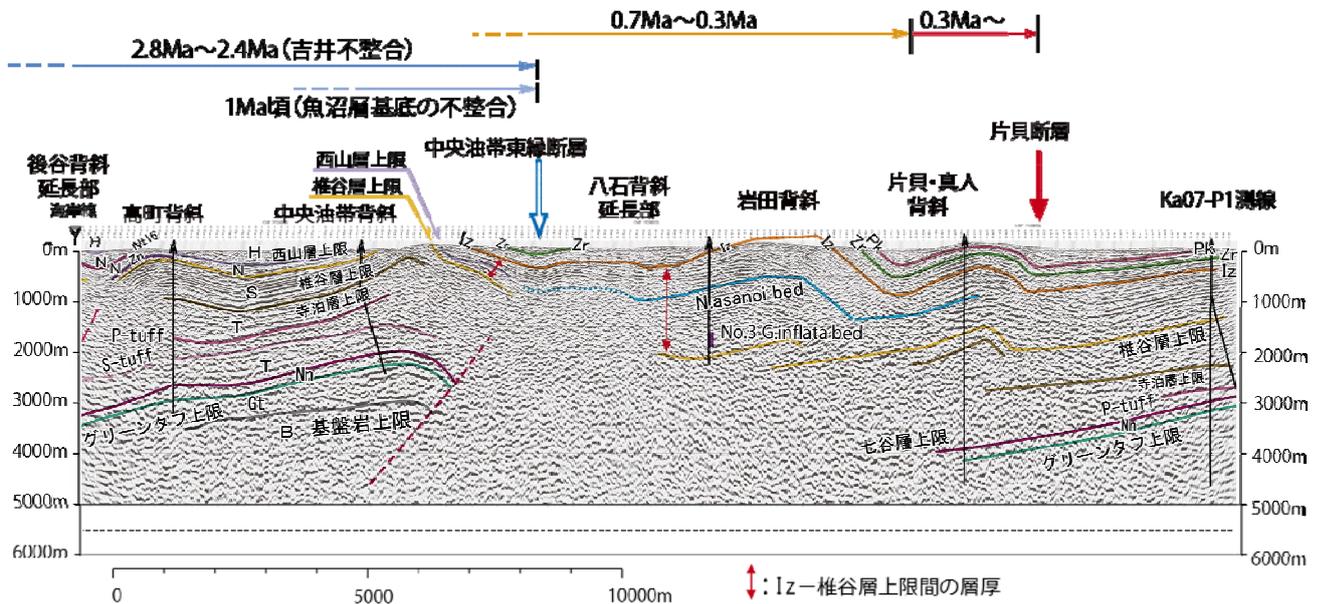


図 3-19 Ka07-P1 測線の深度断面・解釈図



図 3-20 デタッチメント褶曲の例 (狩野・村田, 1998 に加筆)

以上、発電所敷地周辺の陸域における主な反射断面について、岸・宮脇 (1996) により明らかにされた褶曲形成史と断層との関連を、断層関連褶曲の観点から検討した。その結果をまとめて図 3 - 21 に示す。

当該地域における震源断層としては長岡平野西縁断層帯の角田・弥彦断層、気比ノ宮断層及び片貝断層があり、その他に、震源断層となる可能性のある断層として、角田・弥彦断層から南方に連続する寺泊背斜東翼及び尼瀬背斜東翼の断層、中央油帯東縁断層が存在することが明らかで、これらの断層はいずれも西上がりの逆断層である。

角田・弥彦断層は、3.25Ma 頃活動を開始し、それ以降、現在まで同じ場所で連続的あるいは断続的に活動していたものと考えられる。

角田・弥彦断層南方延長部の寺泊背斜東翼及び尼瀬背斜東翼の断層については、その上盤側の断層関連褶曲の形成時期は、岸・宮脇 (1996) によると稲川不整合に代表される時期 (2.0Ma

～1.5Ma) であることから、この時期には、角田・弥彦断層と連動していた可能性があるものの、約 1.5Ma 以降の活動はないものと評価される。

中央油帯東縁断層については、その上盤側の断層関連褶曲の形成時期は、岸・宮脇 (1996) によると吉井不整合に代表される時期 (2.8Ma～2.4Ma) であり、その後、1Ma 頃に若干の再活動が推定されているものの、それ以降の活動はないものと評価された。

上記の寺泊背斜東翼及び尼瀬背斜東翼の断層及び中央油帯東縁断層の上盤側に形成された吉井不整合に代表される時期 (2.8Ma～2.4Ma) 及び稲川不整合に代表される時期 (2.0Ma～1.5Ma) の褶曲域の東側には、岸・宮脇 (1996) によると脇野町層基底の不整合に代表される時期 (0.7Ma～0.3Ma) に形成された褶曲域が分布しており、これらの褶曲は、気比ノ宮断層及び片貝断層の上盤側に位置している。したがって、約 1Ma 以降、西上がりの逆断層活動の場は東方に移動したため、気比ノ宮断層及び片貝断層の上盤側に幅の広い断層関連褶曲が形成され、0.3Ma 以降においても長岡平野西縁断層帯の南部では断層活動はさらに東方に移動して、0.7Ma～0.3Ma における褶曲域東側の長岡平野西縁において、現在も断層関連褶曲の形成が継続されている。

以上のように、褶曲形成史と震源断層との関連について検討した結果、耐震設計上、活動性を考慮すべき活断層は長岡平野西縁断層帯の 3 断層と評価され、従前の地形及び地表部における地質構造調査に加えて、反射法地震探査結果を詳細に検討することにより、長岡平野西縁断層帯の評価を、より高精度に、かつ合理的に行うことができることが明らかとなった。

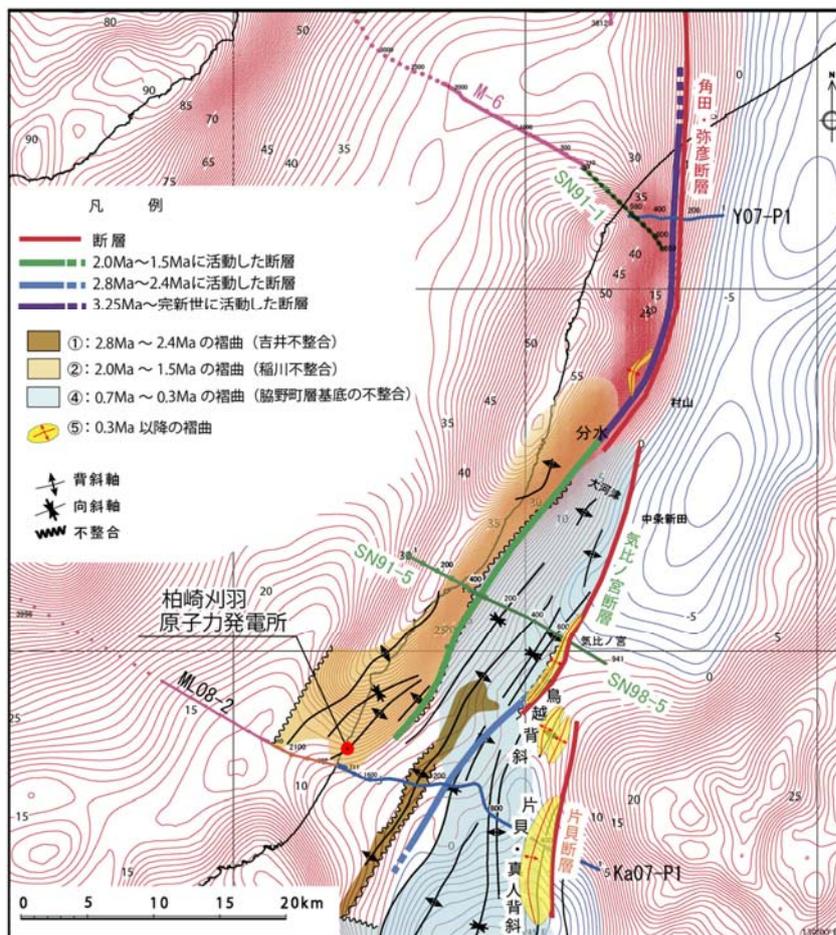


図 3-21 活動的断層の分布と褶曲域の変遷

### 3.4.3 海域における主要な断層関連褶曲

発電所敷地前面の海域には、軸の伸びがNE - SW方向の多くの褶曲構造が分布しており、2007年に発生した新潟県中越沖地震の震源域の西側には、概ね2条の背斜構造が同地震の余震分布に沿ってNE - SW方向に並走している（図3-22(1)）。これらの褶曲構造をF-B褶曲群と呼ぶ。

新潟県中越沖地震の余震分布は、南東傾斜を示しており、F-B褶曲群は、この余震分布の上方延長部に分布している（図3-22(2)）。

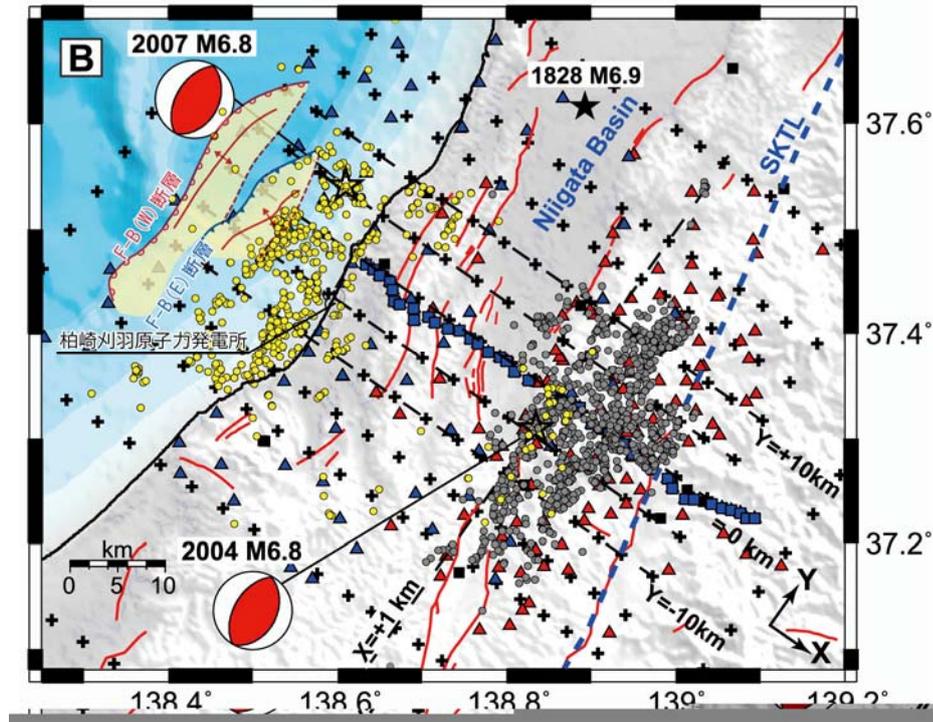


図3-22(1) 新潟県中越沖地震，中越地震の本震・余震分布  
(Kato et al., 2009 に加筆)

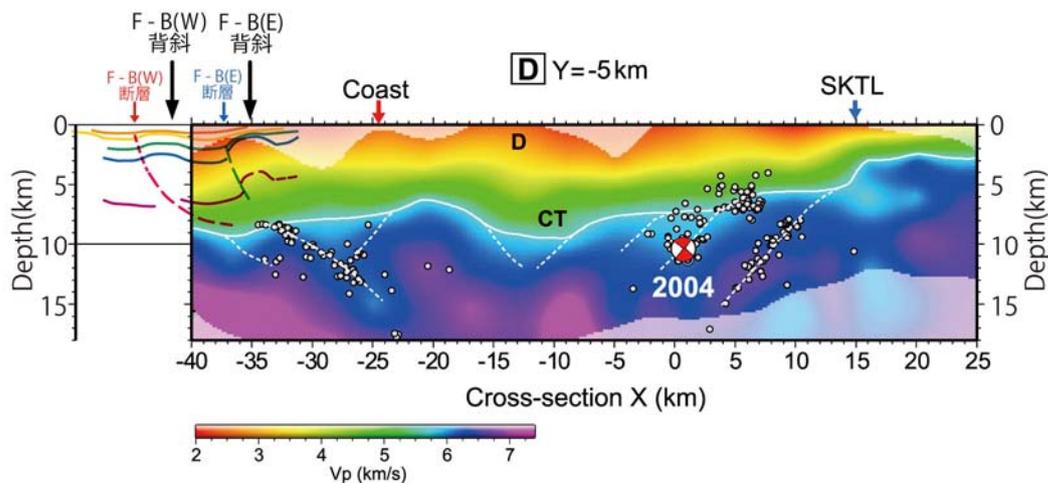


図3-22(2) 新潟県中越沖地震・中越地震震源域のS波速度構造  
(Kato et al., 2009 に加筆)

これらの新潟県中越沖地震震源域に分布するF-B褶曲群について、音波探査記録に基づいてその活動性等の検討を行った。検討に際しては、前述のように、地層の堆積中に褶曲構造の成長過程に伴って形成される「growth triangle」及び「growth strata」と呼ばれる特徴的な構造に着目して、解析を行った（図3-11）。

前述のように、新潟県中越沖地震の震源域の西側には、概ね2条の背斜構造（F-B褶曲群）が、同地震の余震分布に沿ってNE-SW方向に並走している。これら2条の並走する背斜のうち、東側の背斜をF-B(E)背斜、西側の背斜をF-B(W)背斜と呼ぶ（図3-23）。

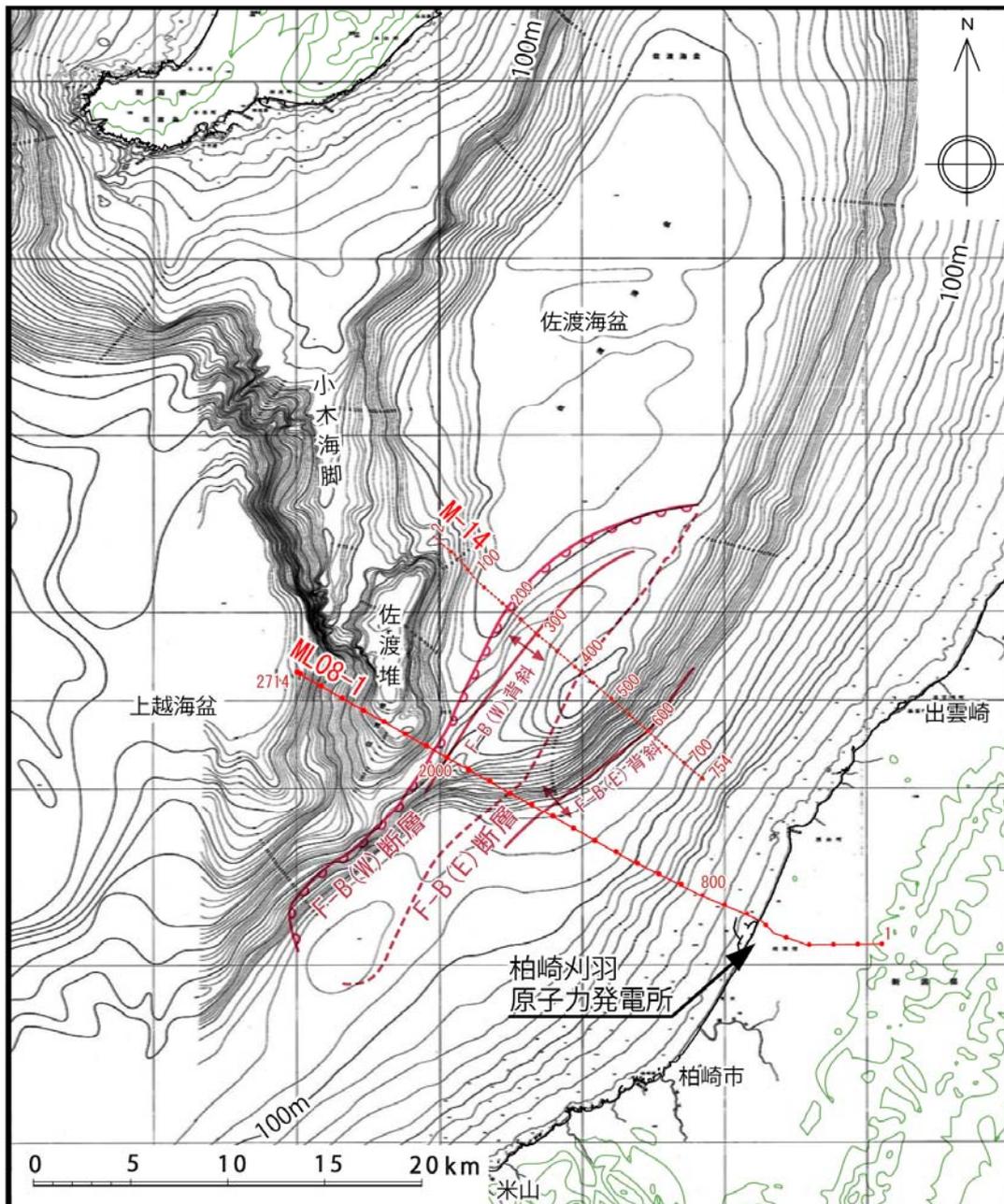


図3-23 F-B 褶曲群の分布

震源域付近に分布する2条の背斜うち、東側のF-B(E)背斜は、西翼の傾斜が急な非対称な背斜であり、西翼においてD層以下の地層に東上りの逆断層(F-B(E)断層)が推定される(図3-24)。F-B(E)背斜はF-B(E)断層の上盤側に形成された断層関連褶曲であり、同背斜では、D層以下の地層にgrowth strataなどは認められず、ほぼ平行に褶曲していることから、同背斜の形成開始時期すなわちF-B(E)断層活動開始時期はD層堆積以降である。また、この背斜を形成するD層はC層に傾斜不整合で覆われ、C層以上の地層にgrowth strataなどは認められないことから、F-B(E)背斜すなわちF-B(E)断層の主活動時期はC層堆積以前であり、C層堆積以降においては活動を停止したものと考えられる(図3-24)。

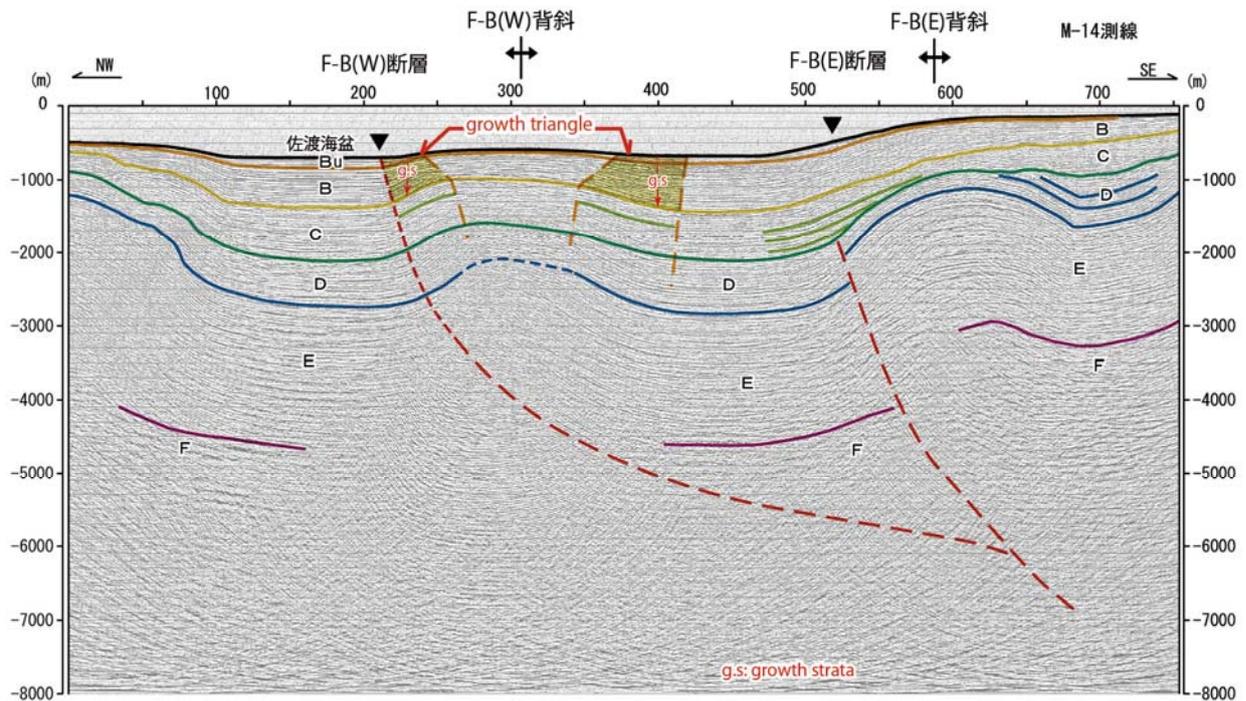


図3-24 F-B断層主部の反射断面と解釈図

一方、上記2条の背斜のうち、西側のF-B(W)背斜は、西翼の傾斜が急な非対称な背斜であり、東上りの撓曲形態を示しており、撓曲構造の地下深部に東上りの逆断層(F-B(W)断層)が想定される(図3-24)。F-B(W)背斜は深部に想定されるF-B(W)断層上盤側に形成された断層関連褶曲であり、同背斜では、C層以下の地層はほぼ平行に褶曲し、B層以上の地層にgrowth triangleが認められることから、同背斜の形成開始時期すなわちF-B(W)断層の活動開始時期はB層堆積以降である。

F-B褶曲群すなわちF-B断層の活動年代を明らかにするためには、音波探査記録の各層、特にC層及びB層の堆積年代を特定することが重要である。このことから、音波探査記録と海域における石油探鉱データとの対比を行っており、例えば、音波探査記録と基礎試錐「佐渡沖」(天然ガス鉱業会・大陸棚石油開発協会、1992)との対比を行った結果、C層基底の不整合面は浮遊性有孔虫化石No.2 *Globorotalia inflata* bed層準(約1.4Ma; 佐藤ほか、1988)に対比され、また、B層基底の年代は約0.6Maと推定された(図3-25)。

これらのことから、F - B(E) 背斜すなわち F - B(E) 断層の活動時期はおよそ 1.5Ma あるいはそれより若干前であり、約 1.4Ma 以降においては活動を停止し、F - B(W) 背斜すなわち F - B(W) 断層の断層活動は 0.6Ma 以降と考えられる。したがって、耐震設計上、活動性を考慮すべき断層は F - B(W) 断層であることが明らかとなり、同断層の長さについては、「3.3」で述べたように、その最大延長として、新潟県中越沖地震の震源断層長 27km を上回る 36km 区間で活動が想定されると評価された。

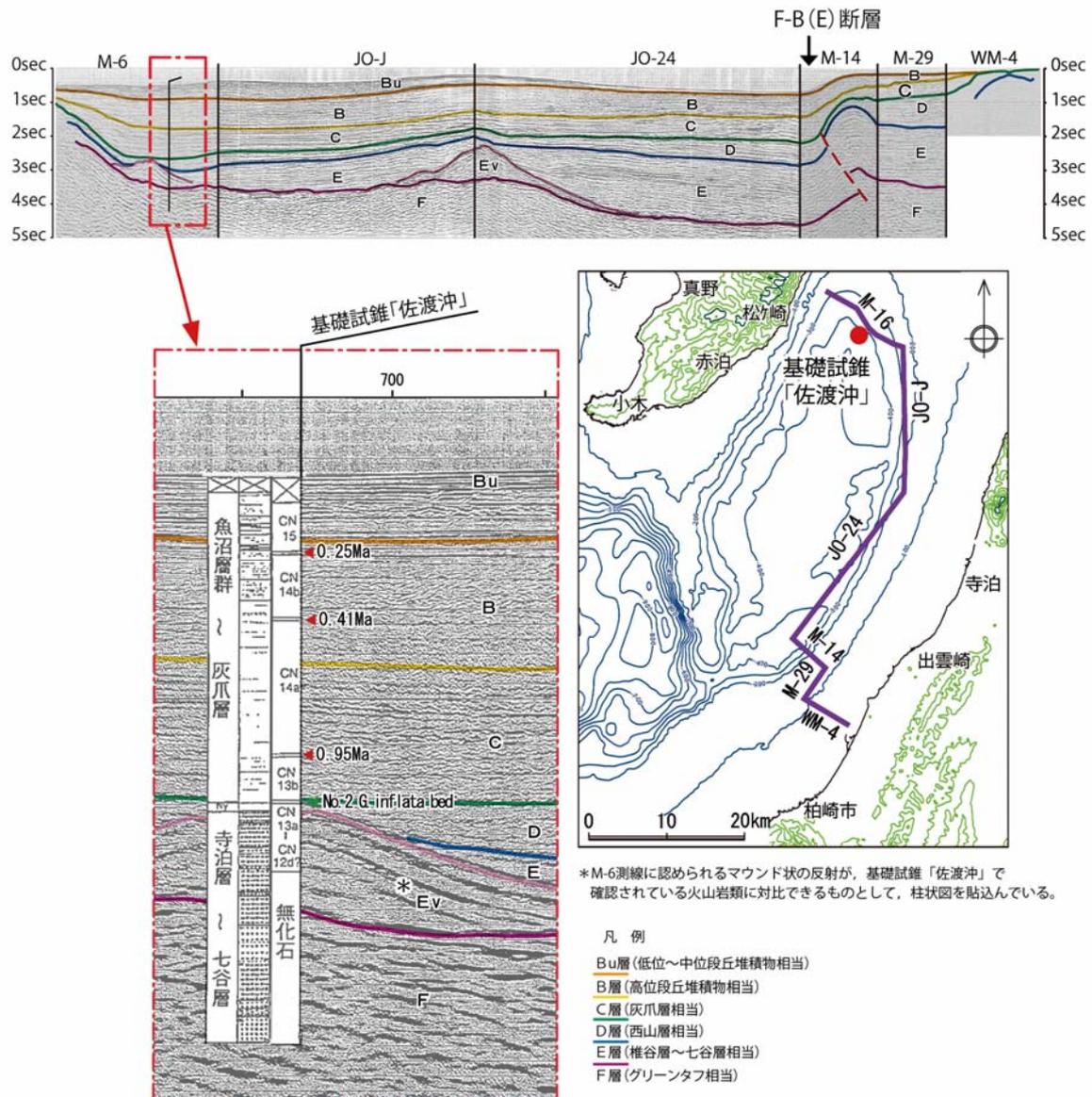
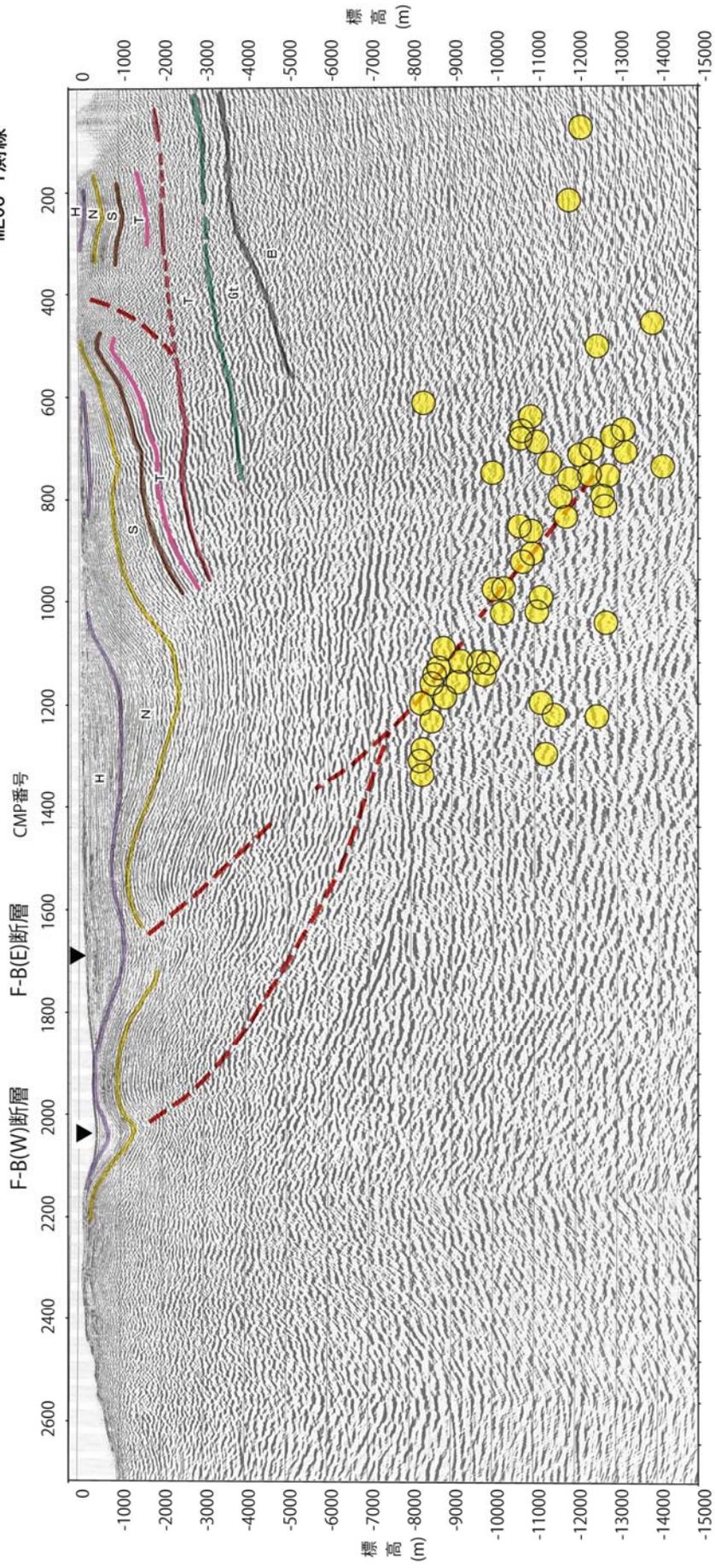


図 3-25 反射記録各層の対比

天然ガス鉱業会・大陸棚石油開発協会(1992)による)

これらの F - B 褶曲群と新潟県中越沖地震の震源断層との関係を把握するため、海陸統合の反射法地震探査を実施した(図 3 - 26)。その結果によると、F - B 褶曲群は新潟県中越沖地震の余震分布の上方延長部に位置し、両背斜の西翼にはいずれも新潟県中越沖地震のセンスと同じ東上がりの逆断層が推定されることから、これらの背斜は同地震の震源断層の活動に伴った断層関連褶曲であることが明らかとなった。

ML08-1測線



\* 測線位置は図 3-23 に示す.

\* 地震分布は Kato et al. (2009) による.

- 凡例
- 灰川層以降の地層(H)
  - 西山層(N)
  - 椎谷層(S)
  - 寺泊層(T)
  - ※七谷層を含む
  - グリーンタフ(Gt)
  - 基礎岩類(B)
  - P-tuff
  - S-tuff

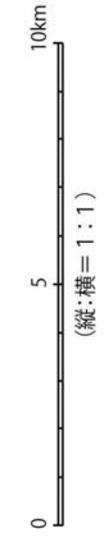
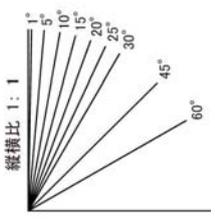


図 3-26 F-B 断層と新潟県中越沖地震余震分布との関係

以上のように、新潟県中越沖地震の震源断層モデルがほぼ明らかとなり、その活動によりF - B 褶曲群が形成されている。F - B 褶曲群の形成史は前述したとおりであり、1.5Ma あるいはそれより若干前に東側の F - B(E) 背斜が形成され、その後しばらくの間、顕著な活動は認められないが、約 0.6Ma 以降、西側の F - B(W) 背斜が形成されている。すなわち、新潟県中越沖地震の震源断層においても、陸域と同様、断層関連褶曲形成の場が、西方へ（陸域とは逆方向）時代とともに移動していることが明らかとなった（図 3 - 27）。

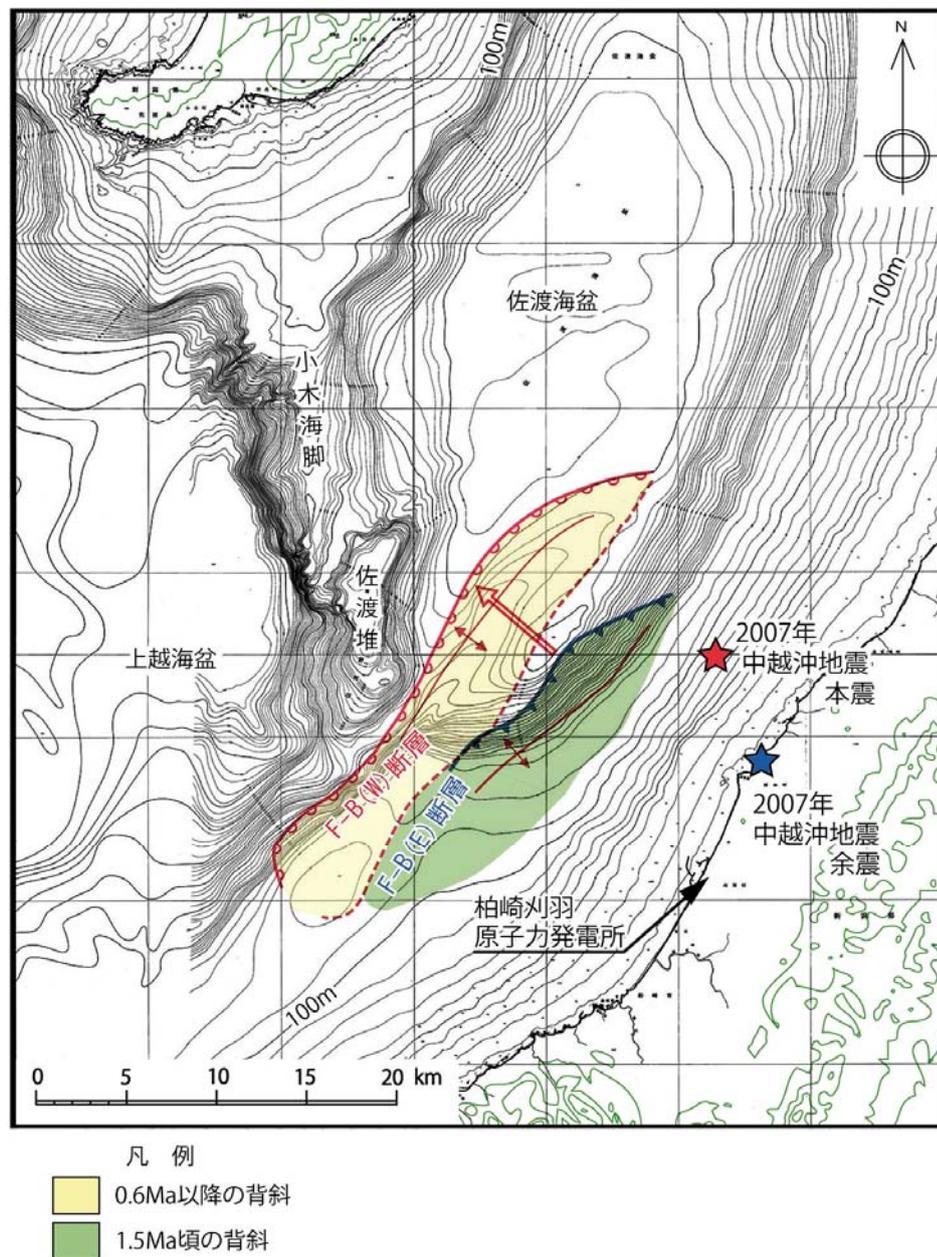


図 3-27 F-B 断層の断層関連褶曲の移動

以上の検討結果により、新潟県中越沖地震の震源断層（F - B 断層）の上端を F - B 褶曲群の西端（F-B(W) 背斜西翼）に設定することができ、同震源断層の位置、規模を高精度かつ合理的に

評価することが可能となった。

発電所周辺海域には、F-B断層の他に、主な震源断層として、佐渡島棚東縁断層、佐渡島南方断層、F-D断層及び高田沖断層並びにこれらの断層に関連した褶曲が分布する（図3-28）。これらの断層についても、F-B断層と同様に音波探査記録に基づいて、活動性等に関する検討を行った。

なお、これらの断層の端部についても、F-B断層と同様、詳細な検討を行って、個々の断層について長さの評価を行っているが（東京電力、「柏崎刈羽原子力発電所 敷地及び敷地周辺の地質・地質構造に係わる報告書」（2008）参照）、本論文では、音波探査記録により得られた褶曲形態から活断層の存否の蓋然性を高める観点から、主に、褶曲構造の時間的・空間的変遷を明らかにして、耐震設計上考慮すべき活断層の地質学的意義について検討を行う。

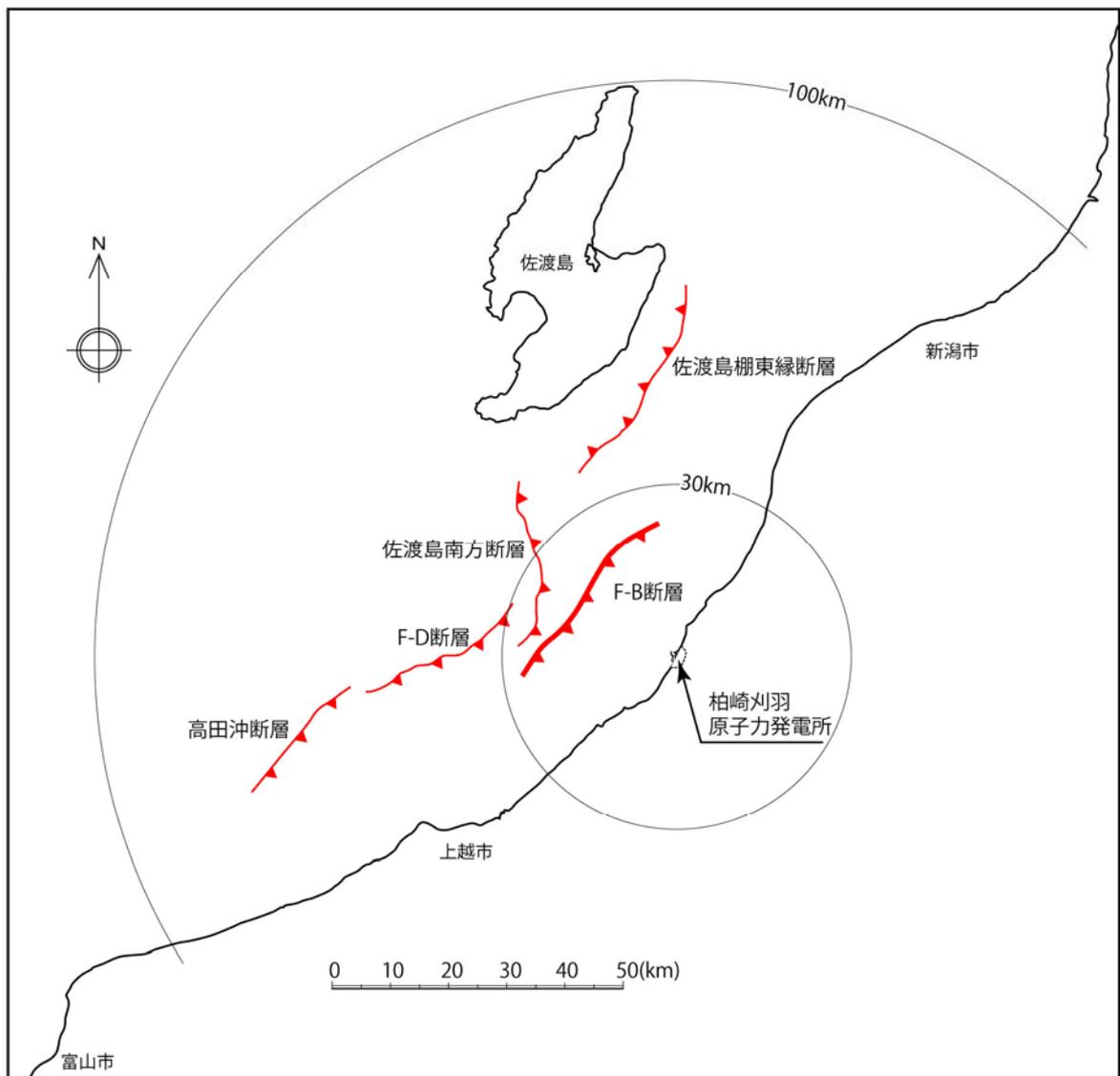


図3-28 敷地周辺海域の断層分布図

佐渡島棚東縁断層は、西側の島棚と東側の佐渡海盆との境界の大陸斜面基部に分布する西上がりの逆断層であり（図3-28, 図3-29）、断層上盤側に形成された撓曲構造として認定される（図3-30）。この撓曲部において、C層以上の地層に growth triangle 及び growth strata が認められる。このことから、本断層のこの位置での活動開始はC層基底層準であり、同層準は前述のように浮遊性有孔虫化石 No.2 *Globorotalia inflata* bed 層準（約1.4Ma）に対比されることから、本断層は、約1.4Ma以降、大陸斜面基部の同じ位置において活動していることになる。

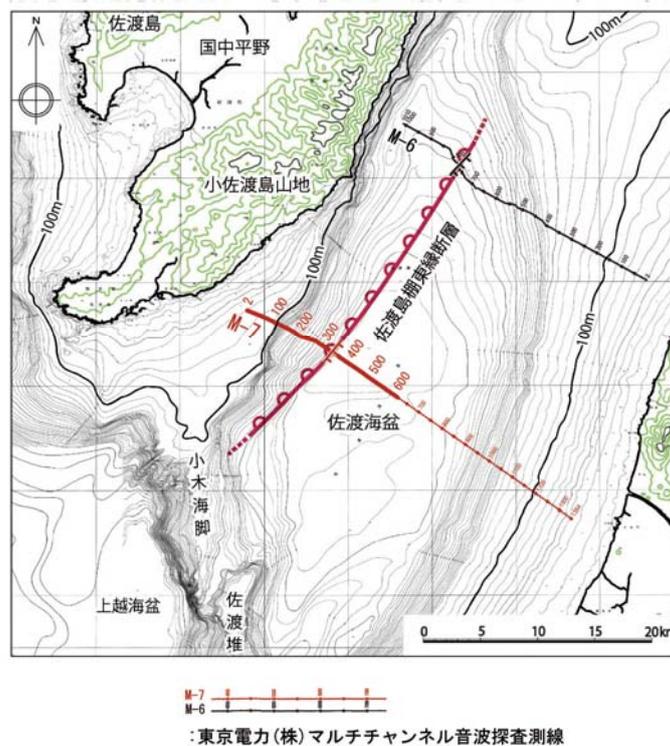


図3-29 佐渡島棚東縁断層の分布

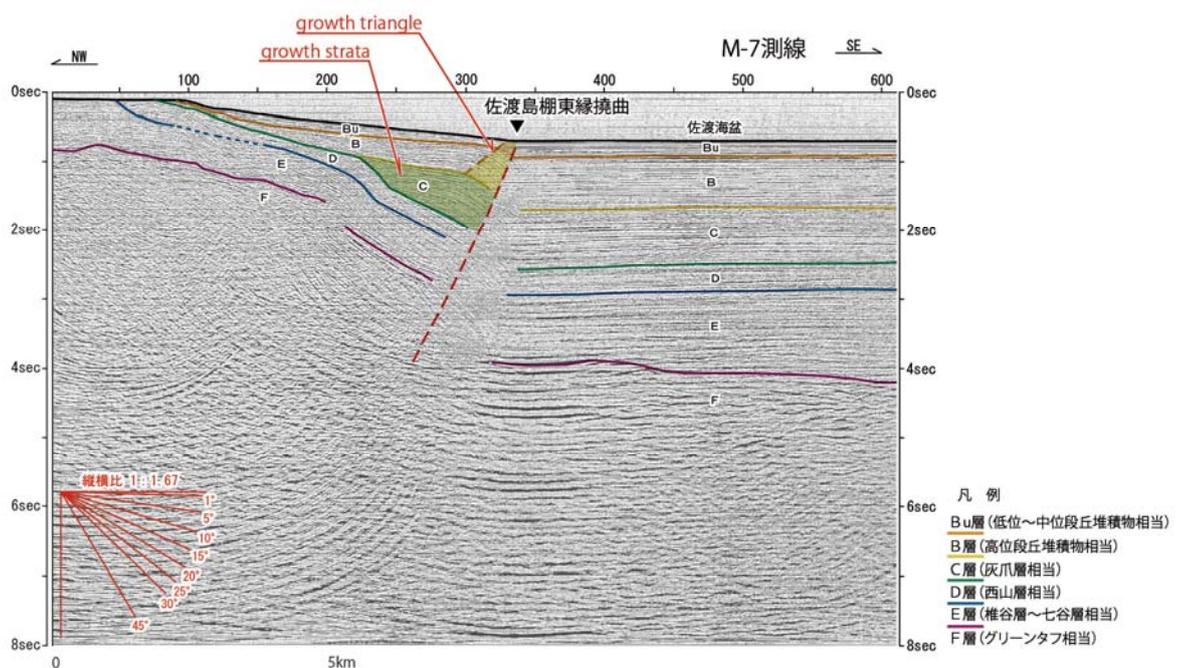


図3-30 佐渡島棚東縁断層主部の反射断面と解釈図

なお、佐渡島棚東縁断層の北部においては、断層上盤側の撓曲部における地層の傾斜が $10^{\circ}$ 程度の緩やかな撓曲構造を示し、本断層南部の変形形態と異なっており、同地域の西方には、小佐渡山地の西縁に沿って国中南断層が分布している（図3-31）。国中南断層は東上がりの逆断層であり、同断層上盤側にあたる小佐渡山地周辺の海岸部に分布する完新世海成段丘面は、佐渡海峡側に向かって傾動しており、この傾動は国中南断層の活動と調和的である（図3-31）。また、小佐渡山地東側では比較的浅所に基盤岩類が分布し、基盤岩類を覆う前期中新世（リフト期）の堆積岩及び火山岩類は国中南断層に向かって層厚が増す構造を示している（図3-31）。これらのことから、国中南断層は前期中新世（リフト期）には東落ちの正断層として活動し、東側に厚い前期中新世の地層が堆積し、その後、この断層は東上がりの逆断層に反転したものと考えられる（インバージョンテクトニクス）。この場合、佐渡島棚東縁断層は、国中南断層上盤側の後翼における変形あるいはバックスラストであると考えられ、国中南断層の反転の時期は佐渡島棚東縁断層と同じ時期となる。

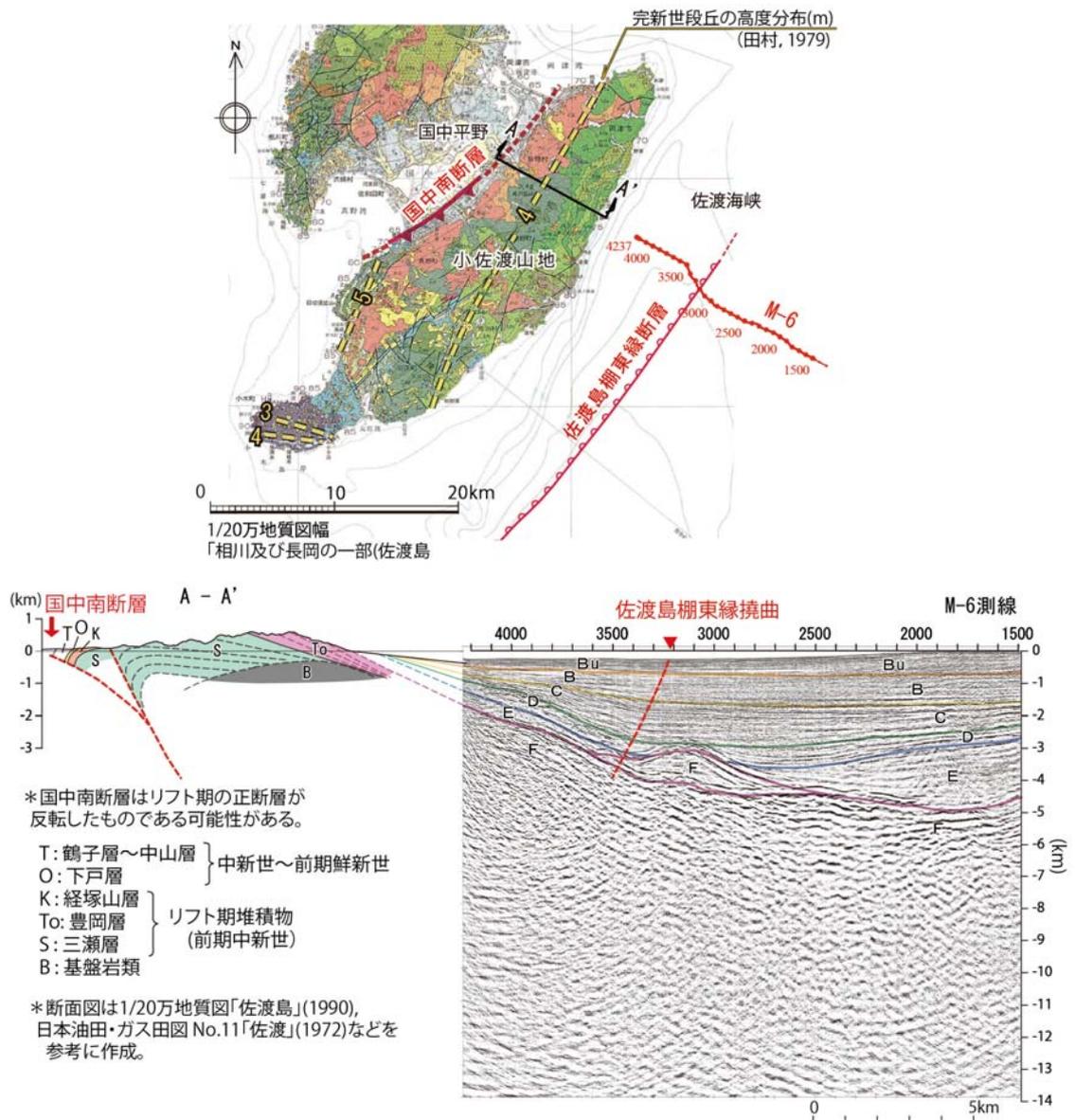


図3-31 佐渡島棚東縁断層北部の反射断面とその解釈図

佐渡島南方断層は、小佐渡南端付近から南南東方向に延びる小木海脚及び佐渡堆とその南西側に分布する上越海盆とを境する大陸斜面基部に分布し（図3-28, 図3-32）、断層上盤側には、軸が西側に偏った非対称な背斜が形成されている（図3-33）。この非対称な背斜の後翼側では、C層以上の地層に growth strata が認められ、D層には growth は認められないものの、D層の層厚は断層の低下側において有意に厚くなっている（図3-33）。これらのことから、佐渡島南方断層は、D層堆積期に活動を開始し、C層堆積期以降もほぼ同じ場所において活動を続けていることが解る。D層の堆積年代については、前述のように、その基底が浮遊性有孔虫化石 No. 3 *Globorotalia inflata* bed の基底に相当し、その年代は約 3.25Ma とされている。

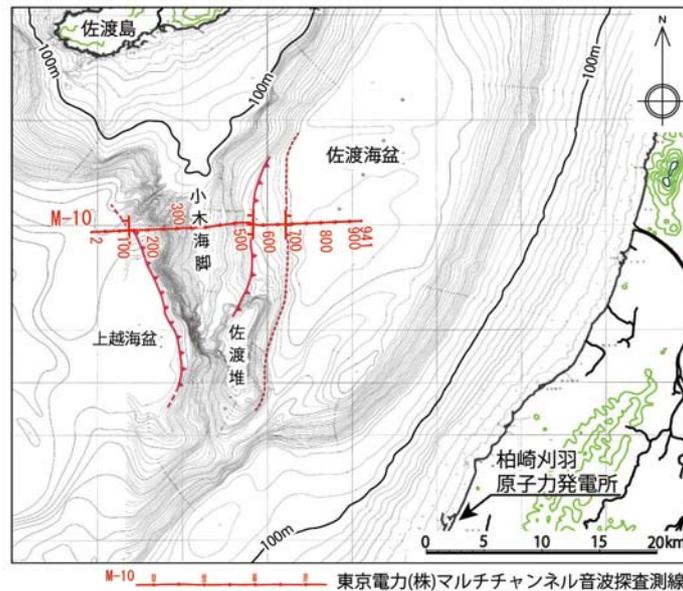


図 3-32 佐渡島南方断層の分布

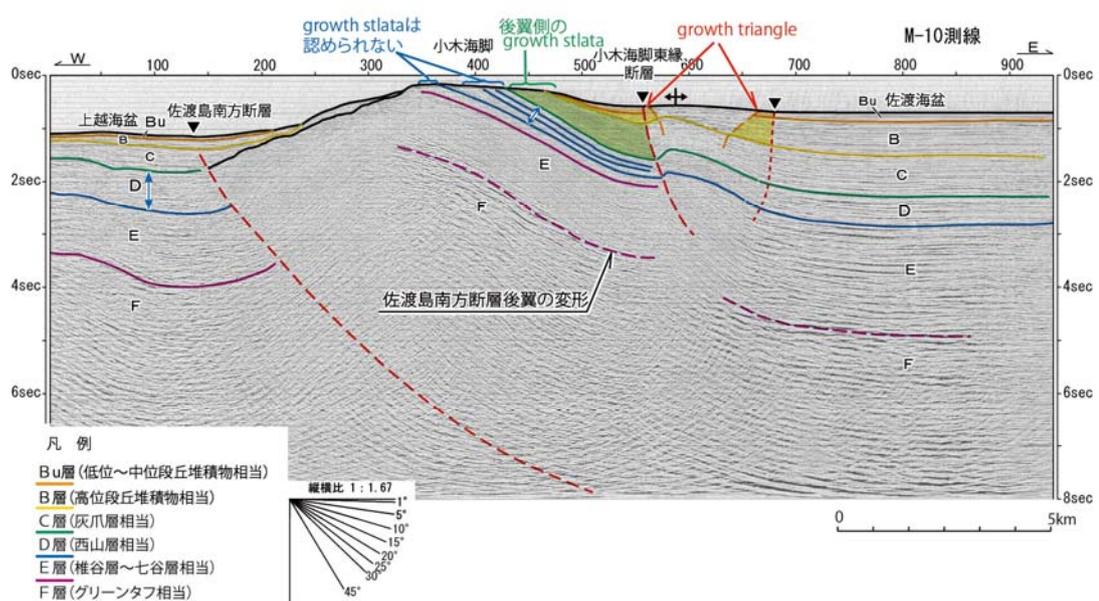


図 3-33 佐渡島南方断層主部の反射断面と解釈図

一方、佐渡島南方断層上盤側に形成された背斜構造の後翼と佐渡海盆との境界付近には、佐渡島南方断層と同様、軸が西側に偏った非対称な小背斜が認められる（図3-33）。この小背斜ではB層以上の地層に growth triangle が認められることから、同背斜の形成は、B層堆積開始期であり、その年代は前述のように、約0.6Maである。

図3-34に示すように、小木海脚及び佐渡堆周辺においては、約3.25Ma以降、佐渡島南方断層が活動を開始し、現在までほぼ同じ場所で活動しており、それに伴って、上越海盆と佐渡海盆とが分離したものと考えられる。また、佐渡島南方断層上盤側に形成された背斜の後翼東縁は、佐渡海盆の西縁を限っており、約0.6Ma以降における小背斜の形成に伴って佐渡海盆の西縁は東方に移動したものと考えられる。

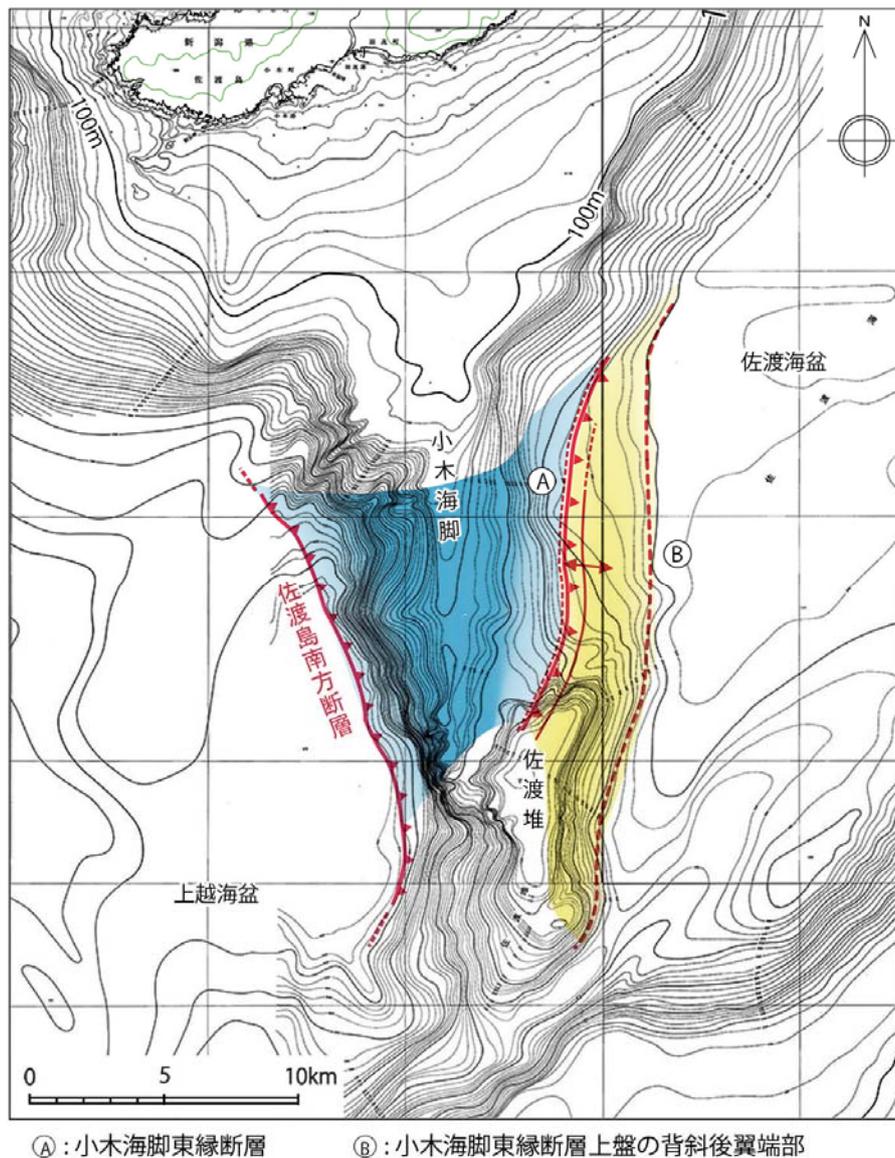


図3-34 小木海脚・佐渡堆周辺における断層関連褶曲の移動

F - D 断層及び高田沖断層は、北西側の上越海盆と南東側の大陸斜面とを境する南東上がりの逆断層であり、同断層上盤側の大陸斜面には、NE - SW 方向に連続する多くの褶曲構造が発達する（図 3 - 35）。

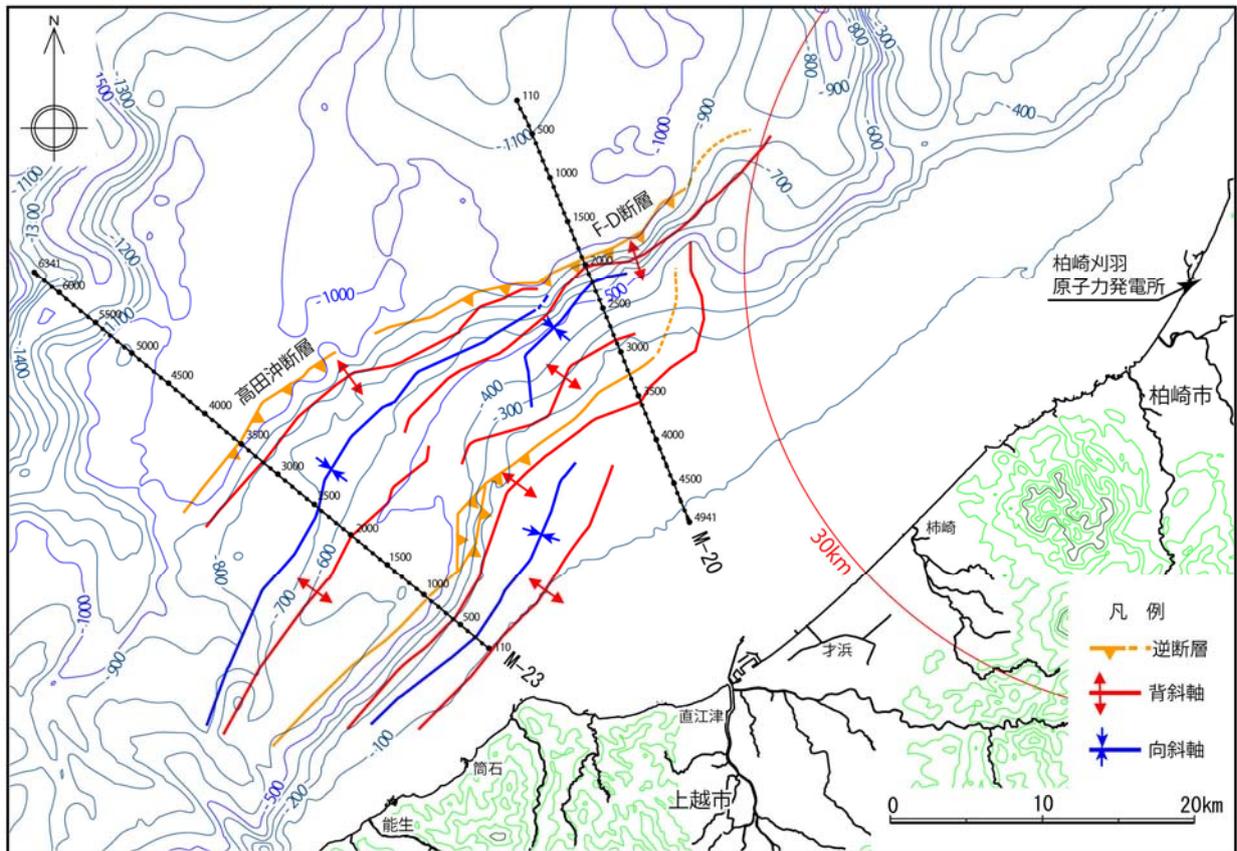


図 3-35 F - D 断層及び高田沖断層の分布

F - D 断層の上盤側には、比較的単調な幅の広い背斜が形成されており、同背斜の後翼において、C 層以上の地層に growth strata が認められ、D 層以下の地層はほぼ平行に変形している（図 3 - 36）。したがって、F - D 断層の活動時期は C 層堆積以降であり、C 層基底は前述のように浮遊性有孔虫化石 No. 2 *Globorotalia inflata* bed 層準（約 1.4Ma）に対比されることから、本断層の活動開始時期は約 1.4Ma となる。

一方、F - D 断層の 15km 程度南東側にも、同断層と同様、西上がりの逆断層が認められ、同断層では、D 層及び C 層下部に growth strata が認められるものの、C 層上部以上の地層では growth strata は不明瞭となることから、（図 3 - 36）。したがって、この断層の主活動時期は D 層及び C 層下部堆積期であり、前述のように、D 層基底が約 3.25Ma、C 層基底が約 1.4Ma、また、その上位の B 層基底が約 0.6Ma と推定されることから、その年代は約 3.25Ma～1Ma となる。

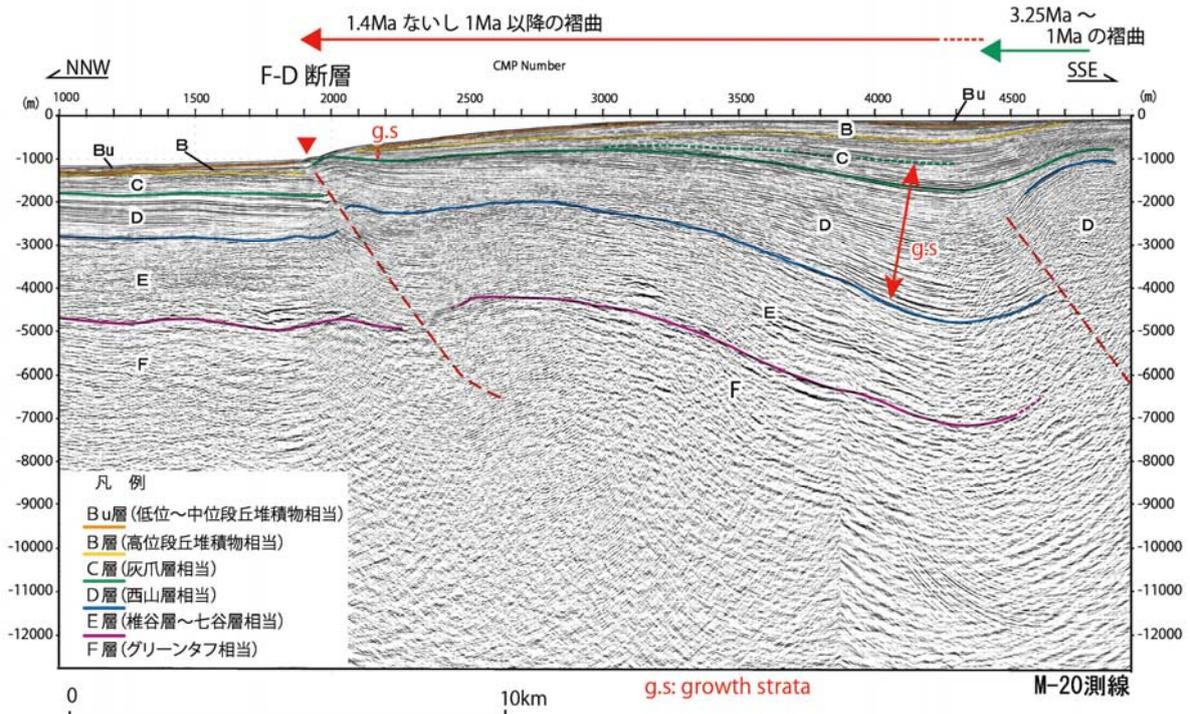


図 3-36 F-D 断層主部の反射断面とその解釈

高田沖断層の上盤側には、軸が北西側に偏った非対称な背斜が形成され、同背斜前翼の撓曲部では growth triangle が、後翼では growth strata が、いずれも C 層以上の地層に認められ、D 層以下の地層はほぼ平行に変形している (図 3 - 37)。したがって、高田沖断層の活動時期は C 層堆積以降であり、C 層基底は前述のように浮遊性有孔虫化石 No.2 *Globorotalia inflata* bed 層準 (約 1.4Ma) に対比されることから、本断層の活動開始時期は約 1.4Ma となる。

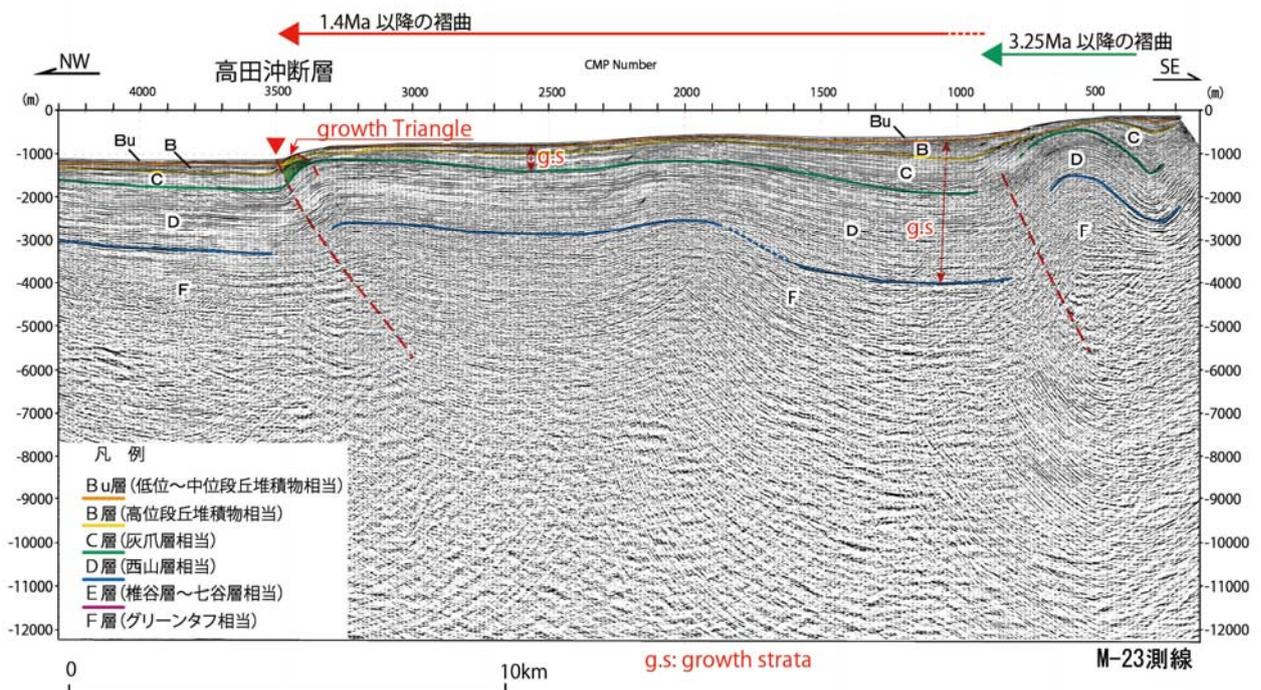


図 3-37 高田沖断層主部の反射断面とその解釈

一方、高田沖断層の16km程度南東側にも、同断層と同様、西上がりの逆断層が認められ、同断層では、D層以上の地層 growth strata が認められる（図3-37）。したがって、この断層の主活動時期はD層堆積以降であり、前述のように、D層基底が約3.25Maと推定されることから、その年代は約3.25Ma以降となる。

F-D断層及び高田沖断層のいずれも、上記のように、3.25Ma頃に陸側において活動を開始し、その後の1.4Ma頃に、断層の先端が15km程度北西に移動したことが明らかとなった（図3-38）。

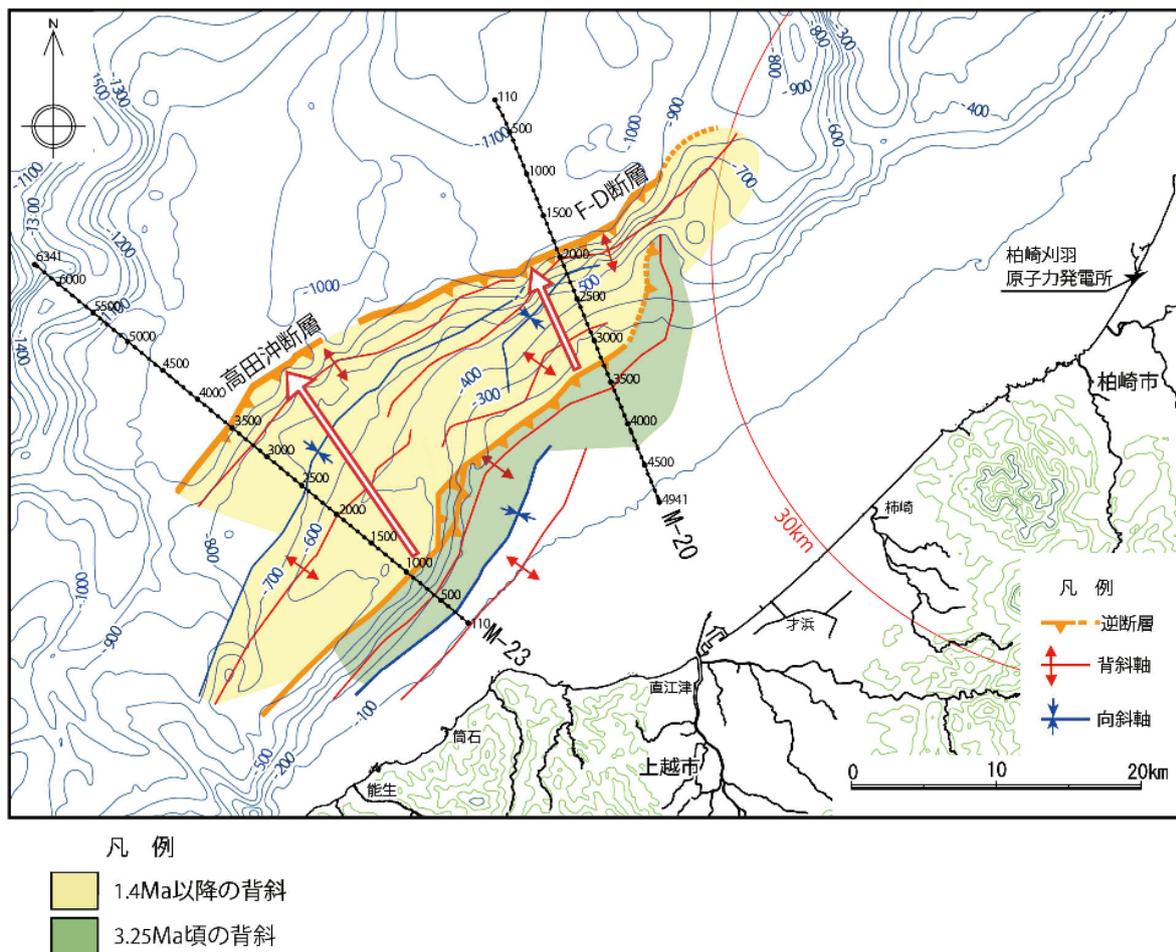


図3-38 F-D断層及び高田沖断層における断層関連褶曲の移動

以上のようにその他の断層についても、断層関連褶曲を詳細に検討することにより、褶曲域の時間的・空間的変遷が明らかとなり、震源断層の位置、規模を高精度かつ合理的に評価することが可能となった。

### 3.5 3章のまとめ

本章では、耐震設計上重要な位置づけにある、震源断層から励起される地震動の設定に関わる活断層の評価について、2007年新潟県中越沖地震を契機に実施した活断層調査、解析的検討を事例に、不確定性を減じるアプローチとして、褶曲構造の時空間的変遷と地下深部の断層活動との関連性に関する検討について記述した。

特に、一般的には、地形的/浅部地質学的に認定されることが多い活断層の実態について、検討対象領域の特徴を踏まえて褶曲構造の時間的、空間的変遷について着目するとともに、深部地下構造の把握やバランス断面法に基づく解析的アプローチも踏まえた評価精度向上のアプローチを提示した。

これらのプロセスについては、設計段階のアプローチとしては極力不確定性を減じる、すなわち、多方向からの評価や解析を通じて信頼性の高いものとすることが重要である一方、最終的に不確定性に関わるリスクをゼロにすることは不可能な領域である。

特に、本章で取り扱った活断層評価については、個別の活断層評価に加え、活断層の連動評価等、残された課題も多くあるのが現状である。

これらの残余のリスク・不確定性については、確率論的地震ハザードの中で取り扱われることが一般的であり、5章で提示する支持地盤の安定性に関わる確率論的リスク評価では、実際に確率論的地震ハザードを用いた評価を実施している。ただし、前記のとおり、本章で提示した活断層の評価精度の向上効果を定量的に確率論的地震ハザードの中で定量的に取り扱うことは将来的課題であり、本章ではあくまでも決定論的手法の中での不確定性の低減へのアプローチの範疇で記述した。

## 参考文献

- 地学団体研究会新潟支部新潟県中越沖地震調査団編著(2008)：専報 57「柏崎・刈羽をおそった地震の被害と地盤～2007年新潟県中越沖地震」
- 地質調査所(1972)：日本油田・ガス田図 No.11「佐渡」
- 地質調査所(1990)：20万分の1地質図幅「相川及び長岡の一部(佐渡島)」
- 地質調査総合センター編(2004)：数値地質図 P-2「日本重力 CD-ROM 第2版」
- 土木学会 地盤工学委員会 新潟県中越沖地震調査団現 (2007)：地質調査速報  
[http://www.jsce.or.jp/report/43/files/c\\_jiban.pdf](http://www.jsce.or.jp/report/43/files/c_jiban.pdf)
- 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2007)：平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の評価(平成19年8月8日) [http://www.jishin.go.jp/main/chousa/07aug\\_chuetsu\\_oki/index.htm](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/07aug_chuetsu_oki/index.htm)
- 地震調査研究推進本部地震調査委員会(2008)：平成19年(2007年)新潟県中越沖地震の評価(主に断層面に関する評価)(平成20年1月11日)  
[http://sparc1038.jishin.go.jp/main/chousa/08jan\\_chuetsu\\_oki/index.htm](http://sparc1038.jishin.go.jp/main/chousa/08jan_chuetsu_oki/index.htm)
- 狩野謙一・村田明広(1998)：構造地質学，朝倉書店
- Kato, A., E. Kurashimo, N. Hirata, S. Sakai, T. Iwasaki and T. Kanazawa (2005)：Imaging the source region of the 2004 mid-Niigata prefecture earthquake and the evolution of a seismogenic thrust-related fold, *Geophys. Res. Lett.*, 32, L07307, doi:10.1029/2005GL022366.
- Kato, A., E. Kurashimo, T. Igarashi, S. Sakai, T. Iidaka, M. Shinohara, T. Kanazawa, T. Yamada, N. Hirata, and T. Iwasaki (2009)：Reactivation of ancient rift systems triggers devastating intraplate earthquakes, *Geophys. Res. Lett.*, 36, L05301, doi:10.1029/2008GL036450.
- 加藤 進・井上洋子・渡辺其久男(2006)：新潟県片貝ガス田における *Globorotalia inflata* bed, 瑞浪市化石博物館研究報告, No.33, pp.115-125.
- 経済産業省原子力安全・保安院(2008)：合同 W18-2-1 柏崎刈羽原子力発電所における平成19年新潟県中越沖地震時に取得された地震観測データの分析及び基準地震動に係る報告書(平成20年9月22日補正)  
<http://www.nisa.meti.go.jp/shingikai/107/3/018/f0000002-18.html>
- 岸 清・宮脇理一郎(1996)：新潟県柏崎平野周辺における鮮新世－更新世の褶曲形成史, 地学雑誌, No.105, pp.88-112.
- 気象庁報道発表資料(2007.7.16)：2007年7月16日10時13分ころ新潟県上中越沖で発生した地震について <http://www.jma.go.jp/jma/press/0707/16a/kaisetsu20070716.pdf>
- 気象庁地震予知情報課, 気象庁地震津波監視課, 気象庁気象研究所(2008)：地震予知連絡会の会報 第79巻 7-11 平成19(2007年)新潟県中越沖地震について  
[http://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/report/kaihou79/07\\_11.pdf](http://cais.gsi.go.jp/YOCHIREN/report/kaihou79/07_11.pdf)
- 小松直幹(1990)：新潟油田地域の褶曲－形態と形成過程, 地質学論集, No.34, pp.149-154.
- 町田洋・新井房夫(2003)：新編 火山灰アトラス[日本列島とその周辺]. 東京大学出版会

- 三輪美智子・渡辺真人・山田 桂・柳沢幸夫(2004) : 富山県氷見市難浦地域の藪田層 (鮮新統) の浮遊性有孔虫化石群集—とくに No. 3 *Globorotalia inflata* bed 下限の年代について—, 石油技術協会誌, 69, No. 6, pp.669-678.
- 日本原子力学会(2007) : 原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準
- 岡村行信(2000) : 日本海東縁のインバージョンテクトニクス, 石油技術協会誌, 65, No.1, pp.40-47.
- 岡村行信・石山達也(2005) : 2004 年新潟県中越地震震源域での地質構造を用いた伏在断層モデルの作成, 活断層・古地震研究報告, No.5, pp.17-28.
- 岡村行信・柳沢幸夫 (2005) : 新潟県中越地震と地質構造との関係, 地質ニュース, No. 607, 13-17.
- Okamura, Y., T.Ishiyama and Y.Yanagisawa(2007) : Fault-related folds above the source fault of the 2004 mid-Niigata Prefecture earthquake, in a fold-and-thrust belt caused by basin inversion along the eastern margin of the Japan Sea, J. Geophys. Res., 112, B03S08, doi:10.1029/2006JB004320.
- 佐藤時幸・高山俊昭・加藤道雄・工藤哲朗・亀尾浩司 (1988) : 日本海側に発達する最上部新生界の石灰質微化石層序, その 4 : 総括-太平洋側および鮮新統/更新統境界の模式地との対比, 石油技術協会誌, 53, No. 6, pp.475 - 491.
- 杉村新(1973) : 大地の動きをさぐる, 岩波書店
- 武田智吉・柳沢 賢・酒井俊朗・宮脇理一郎・宮脇明子・百瀬 貢・向山 栄・佐々木寿(2006) : 平成 16 年 (2004 年) 新潟県中越地震震源域の地表部における地形と地質構造, 地震第 2 輯, 58, pp.413-426.
- 竹本弘幸・百瀬 貢・平林 潔・小林武彦 (1987) : 新期御岳テフラ層の層序と年代—中部日本における編年上の意義—, 第四紀研究, vol.25, no.4, p.337-352.
- 田村明子(1979) : 佐渡島の完新世段丘と地殻変動, 地理学評論, 52, No.7, pp.339-355.
- 天然ガス鉱業会・大陸棚石油開発協会(1992) : 改訂版日本の石油・天然ガス資源, 天然ガス鉱業会・大陸棚石油開発協会.
- 東京電力株式会社 柏崎刈羽原子力発電所 (1997) : 柏崎・刈羽の生い立ち—地層が物語る 300 万年のドラマ—, VHS ビデオ (土木学会選定映像, 作品番号 : k02450)
- 東京電力株式会社 (2008) : 柏崎刈羽原子力発電所 敷地及び敷地周辺の地質・地質構造に係る報告書 (中間報告), <http://www.nisa.meti.go.jp/shingikai/107/files/081120KK.pdf>
- 植竹富一・徳光亮一・西村 功・土方勝一郎(2011) : 柏崎刈羽原子力発電所の褶曲構造が新潟県中越沖地震の地震動特性に与えた影響—地下構造のモデル化と差分法による波動伝播評価—, 日本建築学会構造系論文集 第 76 巻 第 660 号, pp.311-318.

## 第4章 地殻変動の評価と設計への反映

### 4.1 4章の構成・意義

4章では、地震に伴う広域地殻変動に着目して、重要構造物の設計上の配慮との観点で論述する。一般的な理解としては、地震に伴う地殻変動については、断層によるズレ（変位）自体が構造物に壊滅的な影響を与えることは容易に想像がつくとして、震源が構造物位置から離れている場合、あるいは震源が構造物近傍であっても断層変位が地表までは到達しない場合などは非常に波長の長い傾斜、全体としての隆起・沈降として観察されることが多く、例えば、2011年3月11日東北太平洋沖の地震に伴う、東北地域海岸部の広域的な沈下等がこれにあたる。このような広域の地殻変動については、過去に構造物の損傷原因として認識されたことはなく、それ自体について構造物の設計上の配慮を行うことは稀である。しかしながら、原子力発電所のような重要な機器・構築物の場合、広域に亘る地殻変動に伴う支持地盤の傾動についても必要に応じて設計上の配慮を実施する必要があることが、2007年新潟県中越沖地震で示唆された。さらに、同地震においては、活断層の変位問題について、一般に自らが主体的に活動する活断層の変位問題については、地質学的根拠による将来の活動の有無の議論で解決可能であるが、自ら活動するわけではないいわゆる「地質断層」・「小断層」が地震に伴う振動、応力変化で受動的にずれるなどの可能性評価についても検討を実施する必要性が示唆された。

これらについて、「発電用原子炉施設の耐震安全性に関する安全審査の手引き（平成22年12月20日 原子力安全委員会了承）」では、以下が要求事項として記載されている。

地震発生に伴う断層変位に対する評価に当たっては、その断層変位により建物・構築物が設置される地盤に生じる変位・変形を数値計算等によって評価する必要がある。その際、過去に生じた地形面や地層の変位・変形に関するデータを活用することにより、数値計算等の妥当性が確認されていることが望ましい。

なお、調査・試験によって適切なデータが得られていない場合にあっては、不確かさ（ばらつき）を考慮してパラメータが設定されていること及びその設定の考え方を明確にすることが必要である。

これは、新潟県中越沖地震による柏崎刈羽原子力発電所支持地盤の状況を踏まえて、リスク項目として、新たに挙げられた、と解される。

本章では、支持地盤の安定性に関するリスク項目として従前は明示的に取り扱われることが少なかった、地震に伴う地殻変動についてどのように設計で取り扱われるべきか、ということを中心とする。

しかしながら、ここで取り扱うリスクとは、一般的な耐震安全性として議論される地震動による構造物の損傷問題、あるいは、同問題を確率的、定量的に議論するリスク論とは異なるものであり、あくまでも従来の設計体系では考慮されていない、損傷要因としての項目の存在、としてのリスク議論である。その意味ではまさに地震動による支持地盤の損傷について確率論的な定量的リスク評価を試みるが、本章で取り扱う地殻変動については決定論的評価の枠組みにおいて

も先駆的な検討であり、定量的なリスク評価の試行は将来課題として位置づけられる。

以上の課題認識に基づき、4章において、4.2では新潟県中越沖地震で確認された広域地殻変動の状況を概括する。次に、4.3では、最近の内陸地殻内地震で確認された広域地殻変動の分析を実施する。4.4では、柏崎刈羽原子力発電所近傍で、重要構造物を含めて確認された地殻変動、現象としては広域に確認される事象であっても、ローカルに捉えた場合はまた違った側面が認められることを紹介し、検討を加える。最後に、4.5では、このような広域地殻変動について事前の設計面でのアプローチの手法を提案する。

#### 4.2 新潟県中越沖地震で確認された広域地殻変動

国土地理院では、2007年新潟県中越沖地震（図4-1）発生後に、SAR 干渉解析、GPS、水準測量等のデータを用いて、震央周辺における広域地殻変動の把握とそれらの地殻変動を説明する震源断層モデルの推定が行なわれている。

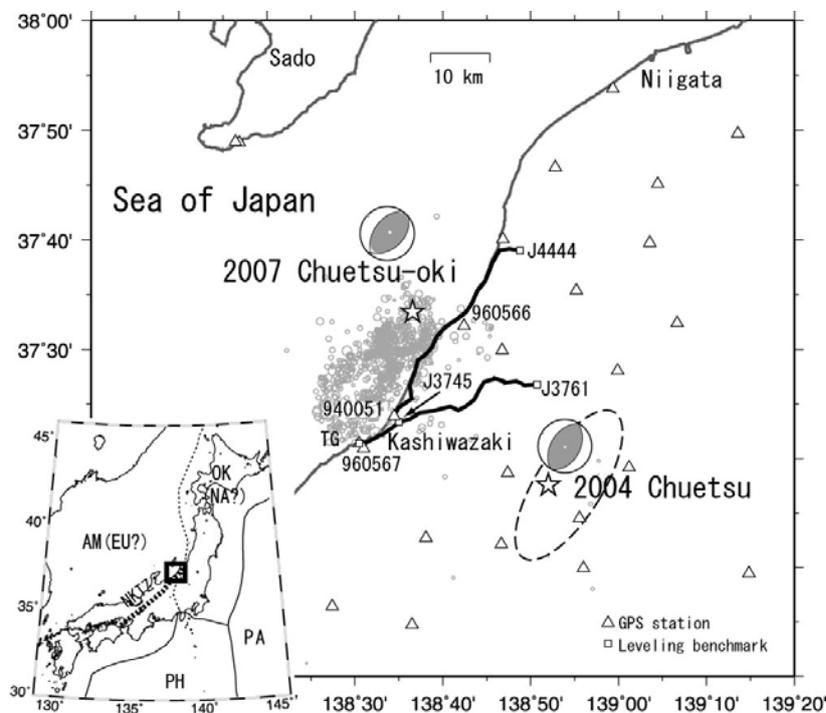


図4-1 2007新潟県中越沖地震とその余震分布（Nishimura et al., 2008b）  
2004年新潟県中越沖地震と2007年新潟県中越沖地震のCMT解（NIED）を示してある。  
△はGPS観測点，□は水準点を示す。

GPSにおいて観測された新潟県中越沖地震に伴う地殻変動は、柏崎及び長岡周辺では北西向き、佐渡では南東向き、寺泊では北東向きの水平変動が認められ、上下変動としては、震源域南部の柏崎周辺で顕著な沈降が認められている（Nishimura et al., 2008b；図4-2）。これらの変動パターンは、北西－南東圧縮の逆断層型という地震のメカニズム解と調和的であった。

震源域周辺の一等水準点については、柏崎市から海岸に沿って出雲崎町を経て燕市に向かう路線及び柏崎市から内陸の丘陵地帯を抜けて長岡市中心部に向かう路線の2路線があり（図4-1）、国土地理院では、新潟県中越沖地震直後から2007年10月にかけて水準測量を実施している。これらの路線では地震前の2006年9月に測量が行われており、新潟県中越沖地震に伴う上下変動について検討されている（Nishimura et al., 2008b）。その結果、本震に近い観音崎に設置されている水準点（4458）が約26cm隆起し、震源域南側の柏崎中心部では沈降したことが明らかにされている（図4-3）。

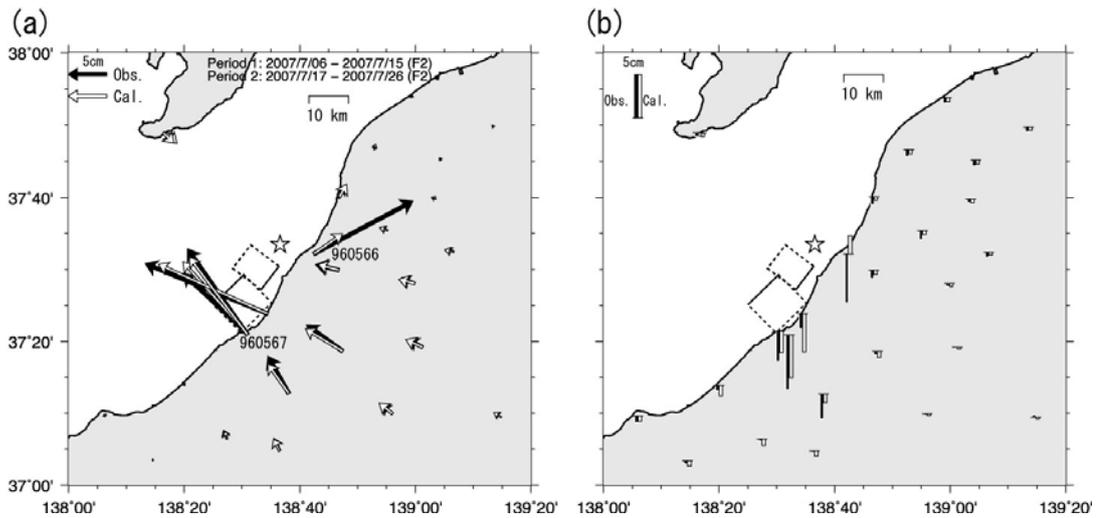


図 4-2 GPS 地殻変動ベクトル図 (Nishimura *et al.*, 2008b)

(a) 水平変動, (b) 上下変動をそれぞれ示す

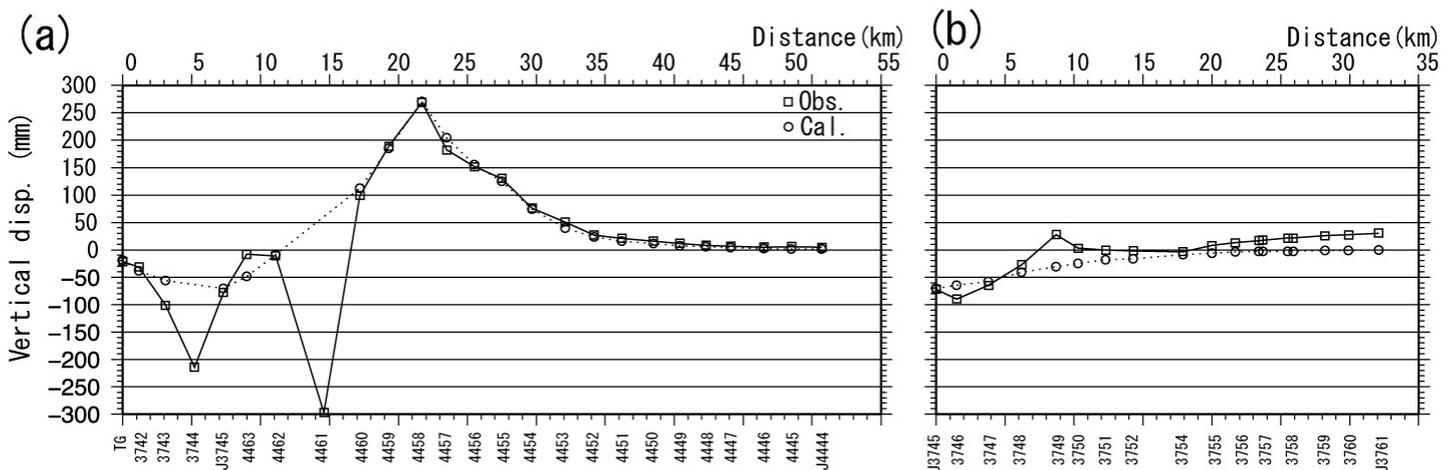


図 4-3 水準測量の路線に沿う上下変位 (Nishimura *et al.*, 2008)

□が観測値, ○が計算値による変位をそれぞれ示す。路線は図 4-1 参照

SAR 干渉解析の結果から、柏崎市周辺において地震に伴う地殻変動を表す干渉縞が見られ、GPS 及び水準点による変動と調査的な変動が検出されている。その他に、震源域から東に離れた丘陵地域において、震源断層のすべりによっては説明できない帯状の隆起域が認められている (西村、2010 : 図 4-4)。

上記の SAR 干渉解析の結果から、震源域から東に離れた丘陵地域に認められた隆起域 (Nishimura *et al.*, 2008a) については、同隆起域付近では地震活動がほとんど見られないため、非地震性の隆起であることが推定され、この隆起域とその軸は褶曲構造の変形と上下変動の向きが一致することから、活褶曲の成長と解釈され、いくつかの研究においてモデルが検討されている (Nishimura *et al.*, 2008a ; Furuya *et al.*, 2010 ; 小荒井ほか, 2010 ; 西村, 2010)。いずれのモデルにおいても新潟県中越沖地震の発生により、地震基盤よりも浅い堆積層の中で非地震性すべりが誘発され、断層関連褶曲が成長したと解釈されている。

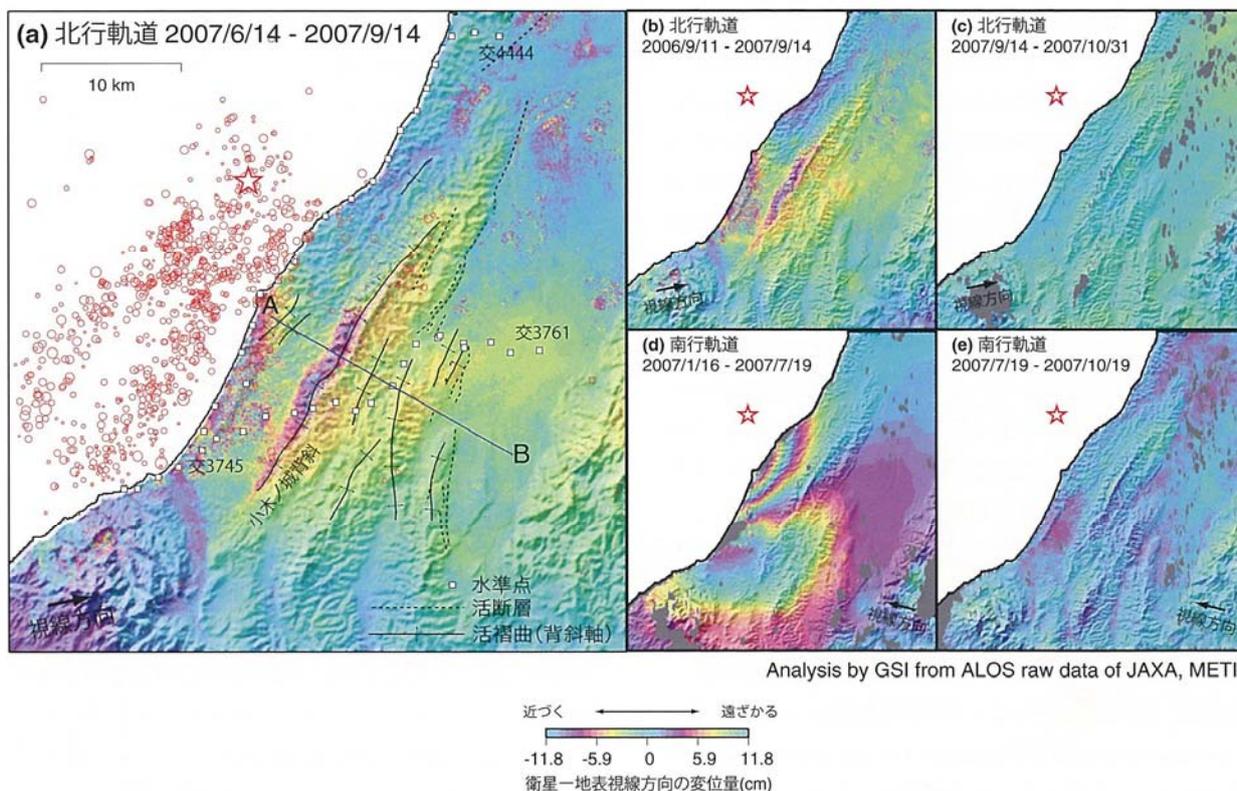


図 4-4 InSAR 解析結果 (西村, 2010)

西村 (2010) は、過去 113 年間の水準測量データに基づいて、SAR 干渉解析により検出された上記の隆起域に位置する水準点では、1967 年以降、周囲の水準点と比べて 2mm-4mm/yr の速度で隆起しており、活褶曲の成長が約 40 年間にわたり継続していたと解釈できると報告している (図 4-5)。

東京電力では、柏崎刈羽原子力発電所から長岡平野などを中心に広域において、GPS 測量を実施してきており、前回測量の 2004 年 12 月を基準として、新潟県中越沖地震後の 2007 年 12 月に改測を実施した結果を図 4-6 及び図 4-7 のとおり公表している。

前回測量が 2004 年 12 月であることから、この期間の地殻変動については、2004 年中越地震の余効変動及び 3 ヶ年の定常的 (無地震的) な変動が含まれるが、水平方向及び上下方向のいずれについても、全体としては、前述の国土地理院による電子基準点の変動と同様な傾向の変動が確認されるとし、上下変動について、柏崎刈羽原子力発電所から北方では隆起傾向が、南方の柏崎平野では沈下傾向が認められるとしている。

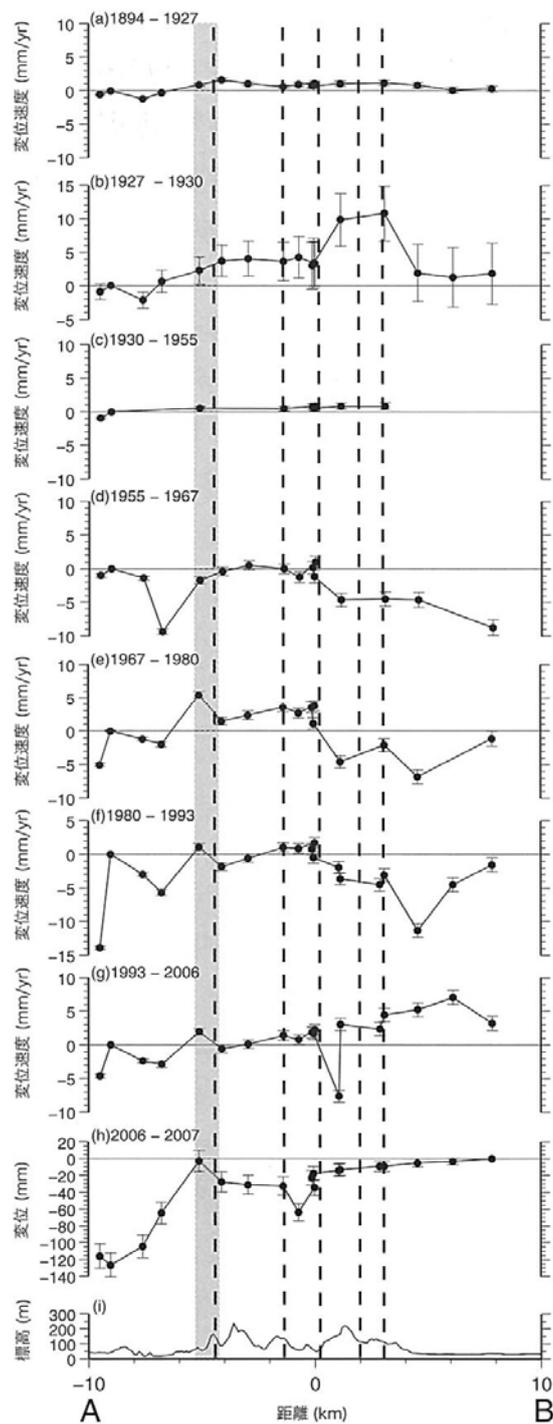


図 4-5 水準測量による柏崎—長岡間の 113 年間の上下変動 (西村, 2010)

横軸は、 $N120^{\circ}E$  方向 (図 4-4 の線分 A-B) での距離を表す。(a) から (g) は水準点 3746, (h) は水準点交 3761 を基準とした変動量を示す。中越地震に同期して現れた隆起域と地質図上の背斜軸の概略位置をそれぞれ、網掛と破線で示す。(a) 1894-1927 年 (b) 1927-1930 年 (c) 1930-1955 年 (d) 1955-1967 年 (e) 1967-1980 年 (f) 1980-1993 年 (g) 1993-2006 年 (h) 2006-2007 年。



図 4-6 東京電力によるGPS測量結果（水平成分）

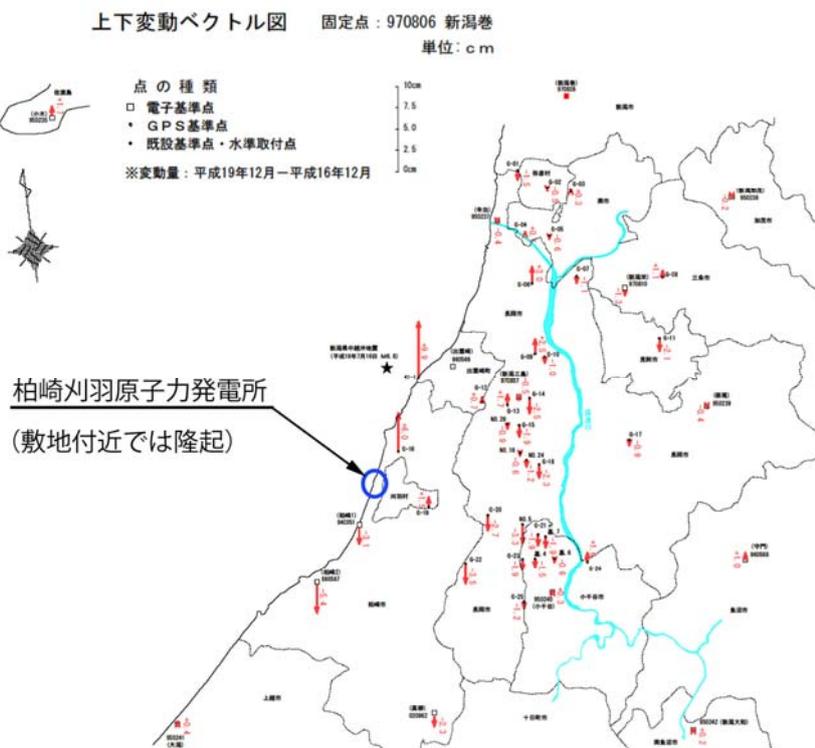


図 4-7 東京電力によるGPS測量結果（鉛直成分）

なお、新潟県中越沖地震の震源断層は、震源域が定常観測点の展開されていない沖合であったことから、メカニズム解のどちらの節面が断層面であるかを決定することが困難であった。

Aoki et al. (2008), Nishimura et al. (2008b), Ohta et al. (2008) は、一様すべりの矩形断層を仮定し、地殻変動データとの整合性を重視した断層モデルの推定を行った。その結果、一枚の一様すべりな矩形断層では地殻変動データを説明することは不可能であり、震源域南西部と北東部で傾斜角が異なる断層が必要となることを報告している。しかし、震源域南部と北東部のそれぞれが北西、南東のどちらの傾斜でも地殻変動データを説明するモデルは構築できず、断層の傾斜方向に関する結論を出すには至らなかった。

その後、海底地震計データなどから精度の高い余震分布が明らかになり (Shinohara et al., 2008; Yukutake et al., 2008)、余震は主に南東傾斜をなす面状に分布していることがわかり主断層面も南東方向であることが確実になった。そして、余震分布から得られた断層面を仮定し、地殻変動データを説明するすべり分布の推定も行われている (Ozawa, 2008; 西村, 2010)。

### 4.3 既往の地震に伴う広域地殻変動の評価

前述のとおり、一般的には地震に伴う広域地殻変動については、構造物の設計上配慮されることは少なく、配慮される場合においても重要な要素は断層による変位が強制変位として構造物底部に作用することが最も懸念される事項である。

このように、工学的には広域地殻変動が設計上考慮されることがなかったため、地殻変動量及びそのバラツキ(局所的にみた場合の地殻変動量の差)等について検討された研究例は少ない。

後述することとなるが、柏崎刈羽原子力発電所及びその近傍において観測された地殻変動については、均質媒体を対象として理論的に導かれる特性とは異なる変動要素が認められ、この原因として、発電所基礎岩盤にみられる褶曲構造及び断層の分布を反映したものである可能性、あるいは、岩盤上部の比較的軟質な地盤特性が地殻変動の動きに加味されて評価されている可能性などが示唆された。

そこで、比較的最近発生した内陸地殻内地震であり、かつ、発生領域的にも日本海ひずみ集中帯でメカニズム的にも類似していると思われる 2007 年能登半島地震及び 2008 年岩手・宮城内陸地震の際の地殻変動について、その分布、バラツキ等について考察を行った。

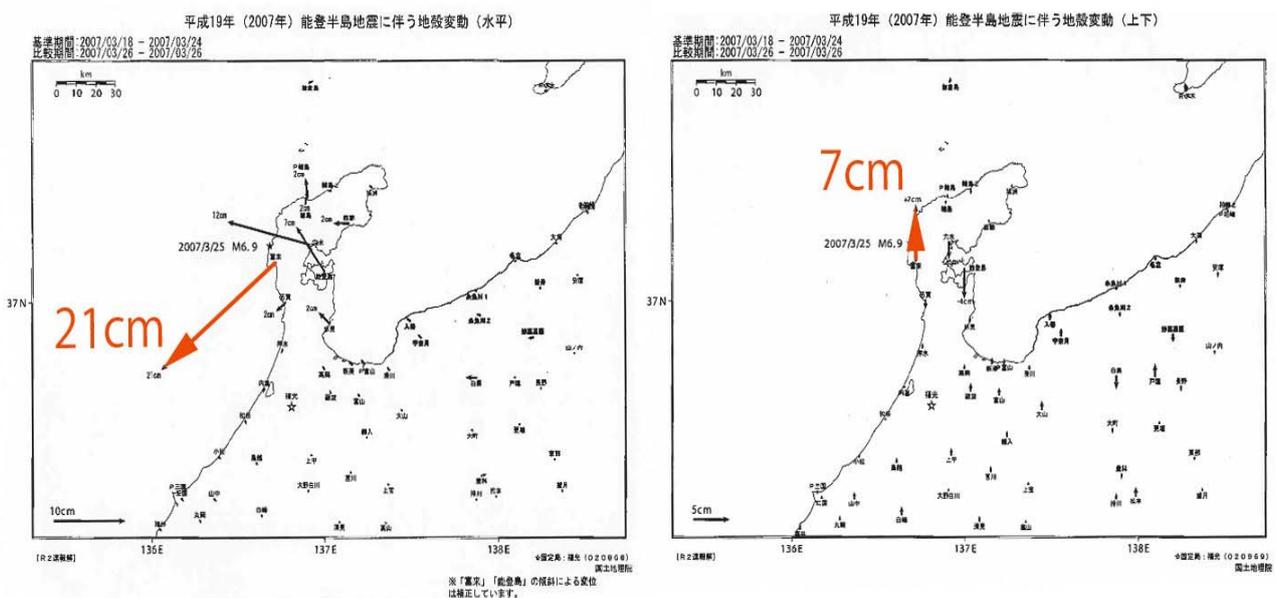
#### 4.3.1 2007 年能登半島地震に関する評価

##### 4.3.1.1 2007 年能登半島地震の概要

2007 年 3 月 25 日 9 時 42 分頃に能登半島西岸付近の深さ約 10km で気象庁マグニチュード ( $M_j$ ) 6.9 の地震が発生し、石川県で最大震度 6 強を観測した。本震の発震機構は西北西－東南東方向に圧力軸を持ち、横ずれ成分を持つ逆断層型であり、地殻内の浅い地震である。

同地震による広域地殻変動は、地震調査研究推進本部 (2007) によると以下のとおりである。

GPS 観測の結果によると、本震の発生に伴って、志賀町富来志観測点 (石川羽咋郡) が南西方向へ約 21cm の移動と約 7cm の隆起、穴水観測点 (石川県鳳珠郡) で北西方向へ約 12cm の水平移動と約 2cm の沈降など能登半島を中心に地殻変動が観測されている (図 4-8)。



陸域観測技術衛星「だいち」に搭載された合成開口レーダ(SAR)のデータから、能登半島地震に伴う地殻変動が面的に観測されている(図4-9)。

水準測量の結果から、志賀町から輪島市にかけて最大で約40cmの隆起が観測され(図4-10)、これは地質学的な現地調査や干渉SARの解析結果と調和的であるとされている。

「だいち」PALSARデータの干渉解析で得られた能登半島地震の地殻変動

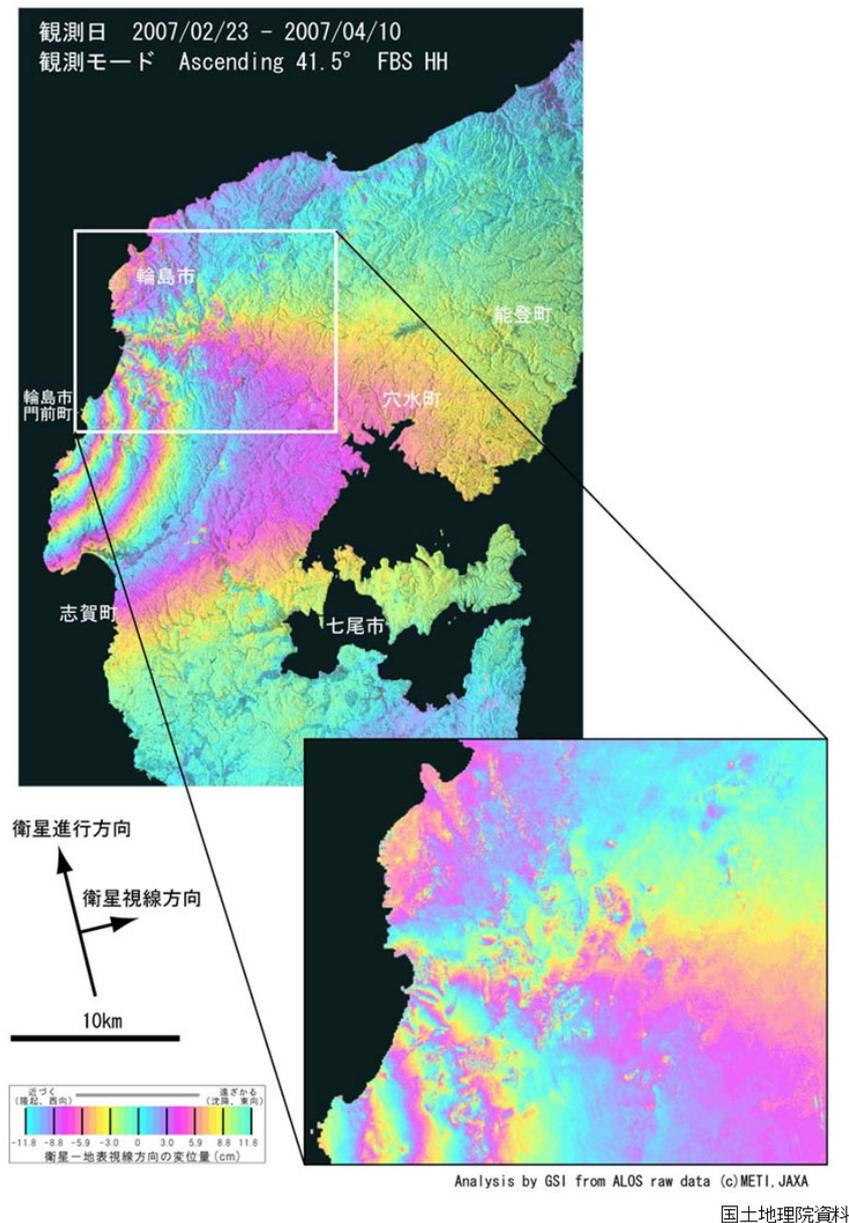


図4-9 2007年能登半島地震地殻変動観測結果 (国土地理院, 2007)

水準測量路線図および主な観測点での上下変動

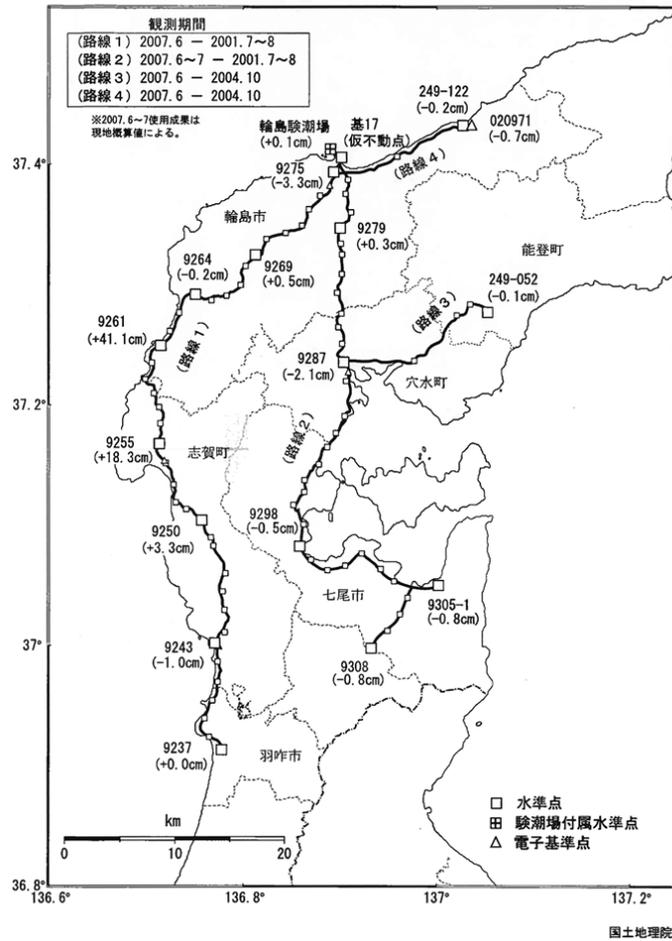


図 4-10 2007 年能登半島地震 水準測量結果 (地震調査研究推進本部, 2007)

地質構造から推定される震源域周辺の地殻構造の概要は、東京大学地震研究所 (2007) によると図 4-11 に示すとおりである。本震が発生したのは、片川ほか (2005) の F14 の下部延長である可能性が高く、それらは東方の陸域の伏在する断層に延長する可能性があるとしている。陸域では、対応する東北東-西南西方向の活断層は知られておらず、地表まで変位させる古地震イベントが乏しかった可能性が高いと推定されている。

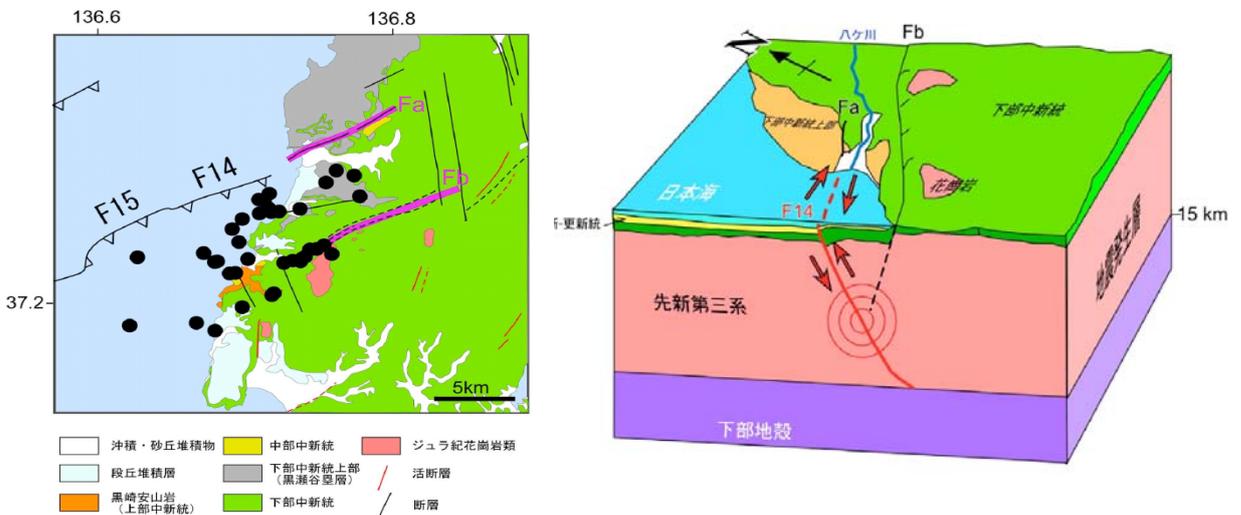


図 4-11 震源域周辺の地質構造概念図 (東京大学地震研究所, 2007)

#### 4.3.1.2 能登半島地震に伴う地殻変動量の評価

能登半島地震に伴う広域における地殻変動を把握するため、干渉 SAR 解析結果に基づき地殻変動量について検討を行った。

使用画像について、Cバンドの衛星 RADARSAT 及び ENVISAT の画像検索をした結果、地震前後に撮影された適切な画像が検索されなかったため、ALOS の画像を使用することとしたが、国土地理院が実施している干渉 SAR 解析のペア以外に適切な画像が検索されなかったため、同じ画像での解析を行うこととした。使用画像は、①ALOS PALSAR 20070223 昇行軌道②ALOS PALSAR 20070410 昇行軌道である。

解析の解像度については、緯度・経度方向に 0.0009 度に解析領域を分割し、干渉画像生成及びポイントデータの抽出を行っている。その解像度はおよそ南北方向 102m、東西方向 79m である。

干渉 SAR 解析による干渉結果を図 4-12 に、変動量の算定結果を図 4-13 に示す。

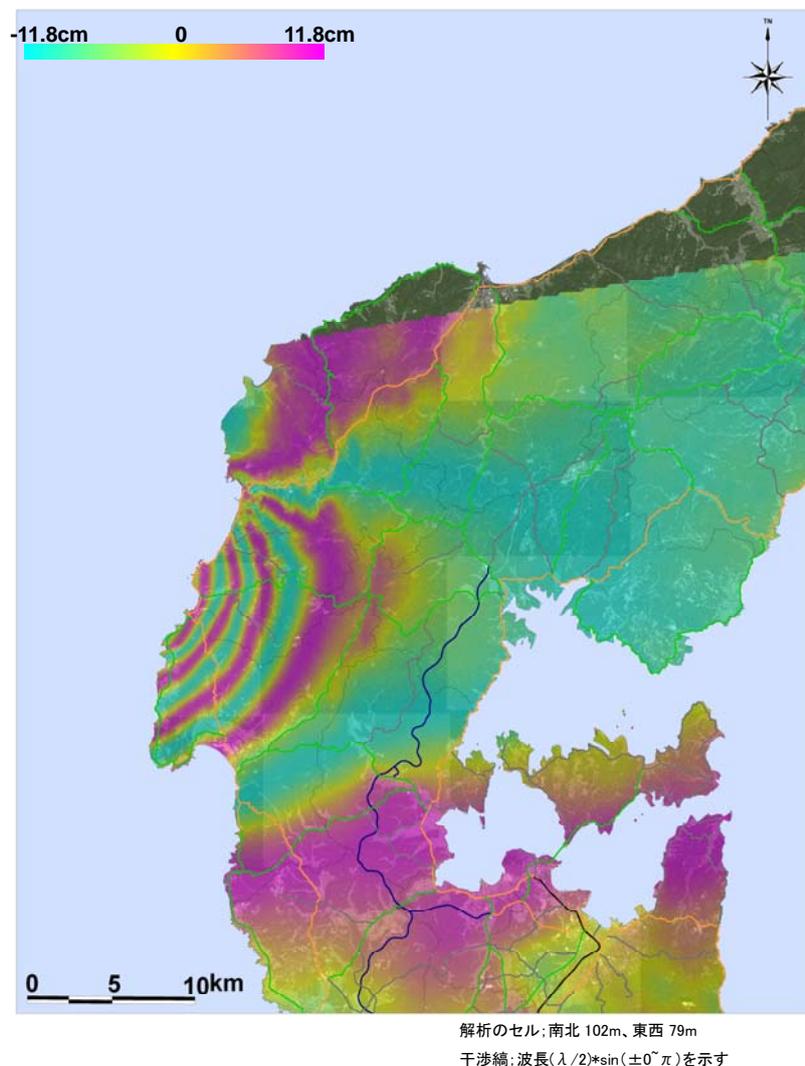
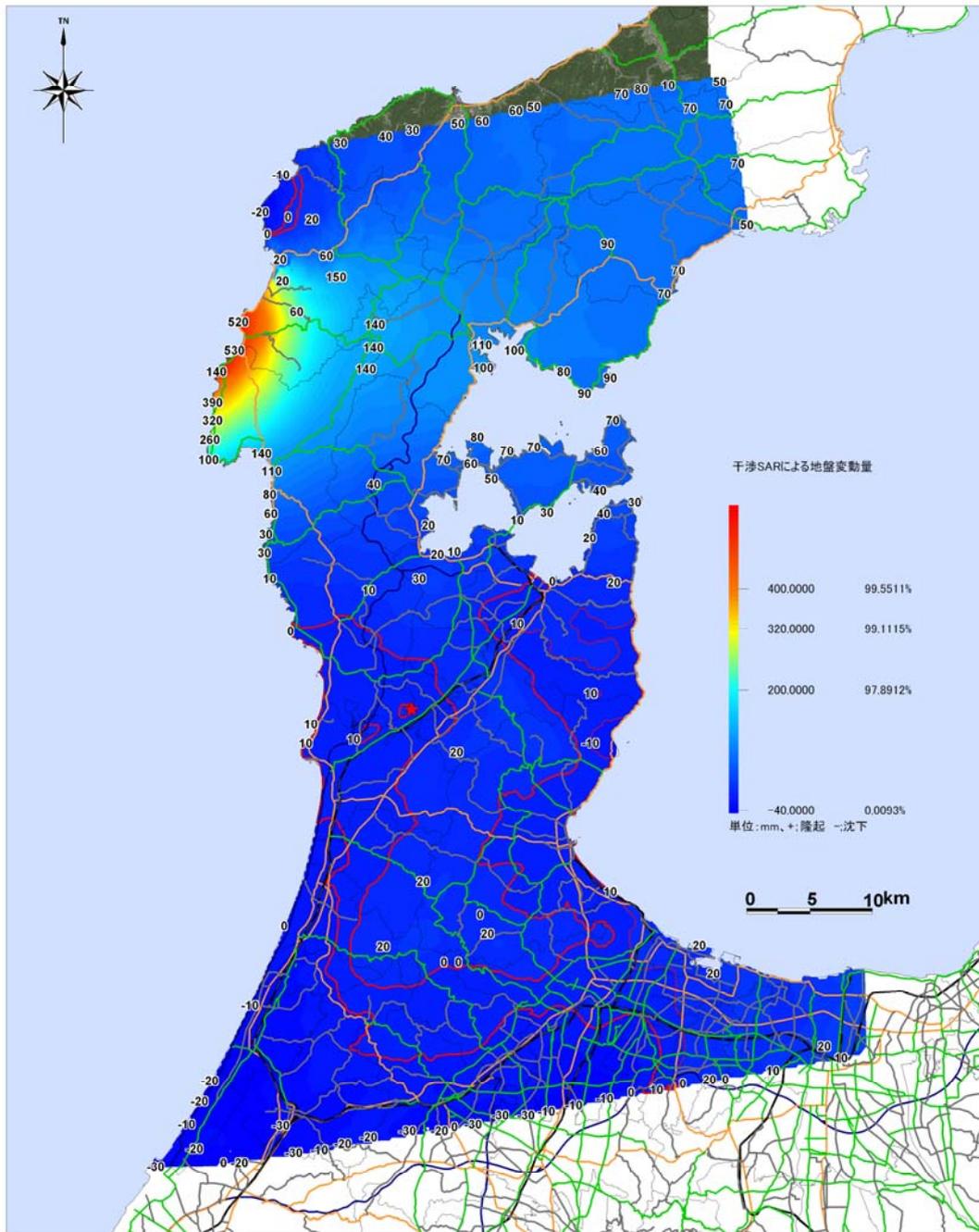


図 4-12 2007 年能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果



★ : 地盤変動算出の基準点  
 赤線コンター : 0~-10mm の変動領域  
 変動量 単位 : mm 電波掃射方向 隆起(+), 沈下(-) 赤線コンター : 変動量上限値 0 領域  
 解析の最小フィルターは 100m に設定 (100m 四方を平均化して解析)

図 4-13 2007 年能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果

また、地殻変動量の算定結果と F14 断層との関係を図 4-14 に、これらと能登半島沖地震の余震分布との関係を図 4-15 に示す。

余震は 3 月 25 日の本震から 11 月 28 日まで 1900 回以上を数え、地震後の画像は 2007 年 4 月 10 日であり、1400 回以上の余震が発生した時点の状況である。

算定された干渉 SAR による地殻変動量の最大は約 560mm であり、本震付近で最大の隆起量を示している。この状況が七尾市付近まで到達している状況は国土地理院の解析と同様である。また、地殻変動量の分布状況と余震の分布状況はよく整合していることが確認された（図 4-15）。

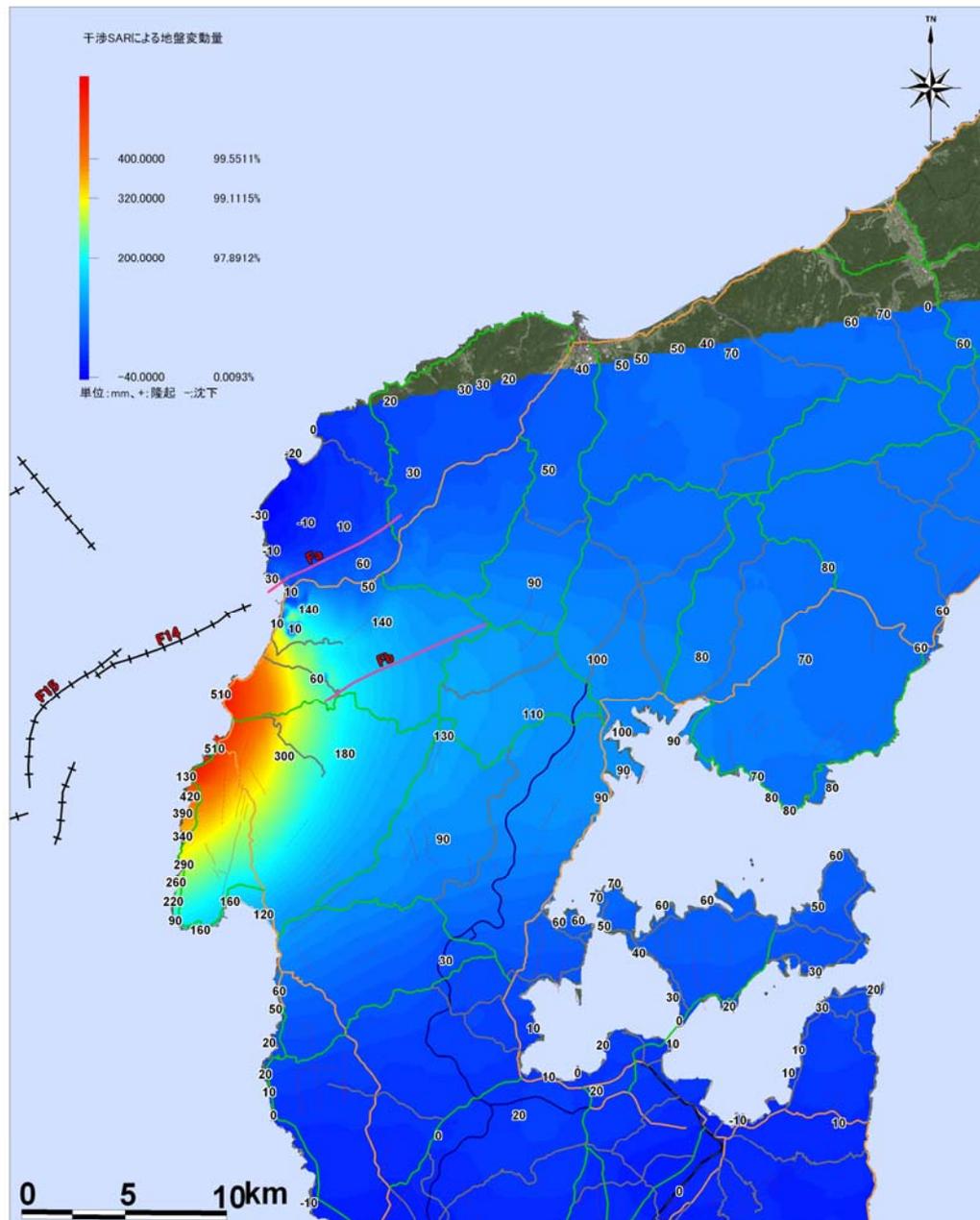


図 4-14 能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果と F14 断層

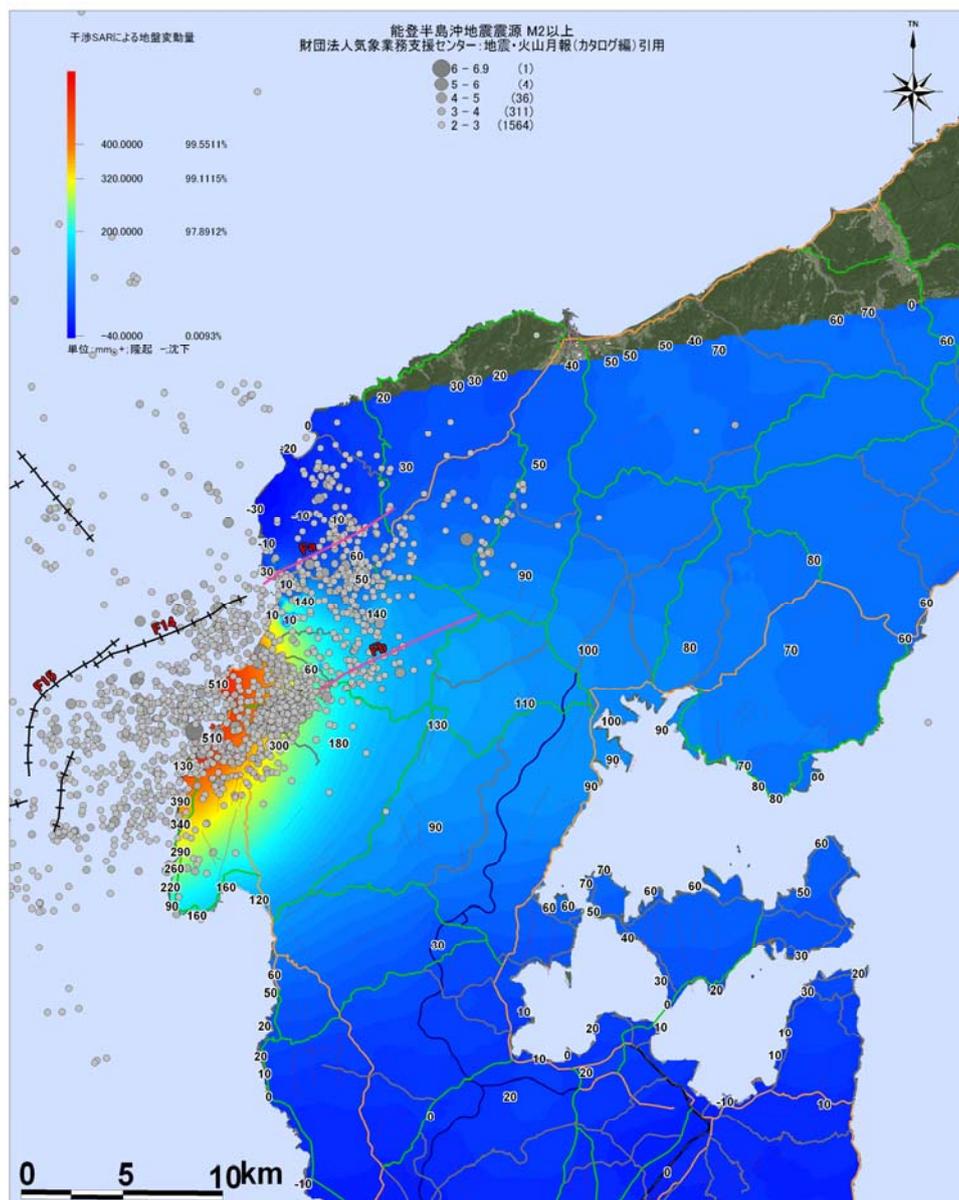


図 4-15 能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果と震源分布

後述する新潟県中越沖地震の際に柏崎刈羽原子力発電所周辺における地殻変動量の局所的なバラツキの評価との関連で、干渉 SAR の解析により、能登半島地震による地殻変動量のバラツキについて分析を行った。

ここでは、地殻変動が発生した領域について、干渉 SAR 解析結果に基づき、概ね東西方向、南北方向の断面における変動量を評価した。その結果は、図 4-16 及び図 4-17 に示すとおりである。

2007 年能登半島地震は、2007 年新潟県中越沖地震の地殻変動量と同程度のオーダーであり、震源付近の変動縞が類似し、震源から 10km 程度の範囲で隆起が生じている。地殻変動は量の大きい場所でも 5km あたり 300mm 程度の変動形態であり、干渉 SAR の解析から算定された 2007 年能登半島地震における地盤変動量のバラツキは数 mm 程度と評価された。これは後述する新潟県中越沖

地震の際に柏崎刈羽原子力発電所周辺領域で確認されたバラツキよりも小さい数字となっている。その原因としては、基本データが衛星画像に基づいていることにより、分解能的に局所的な変動量のバラツキが評価結果に反映されていないことが考えられる。

また、これらの値は大気の影響を受けるものであり、10mm 程度の誤差を含む値であることに留意する必要がある。

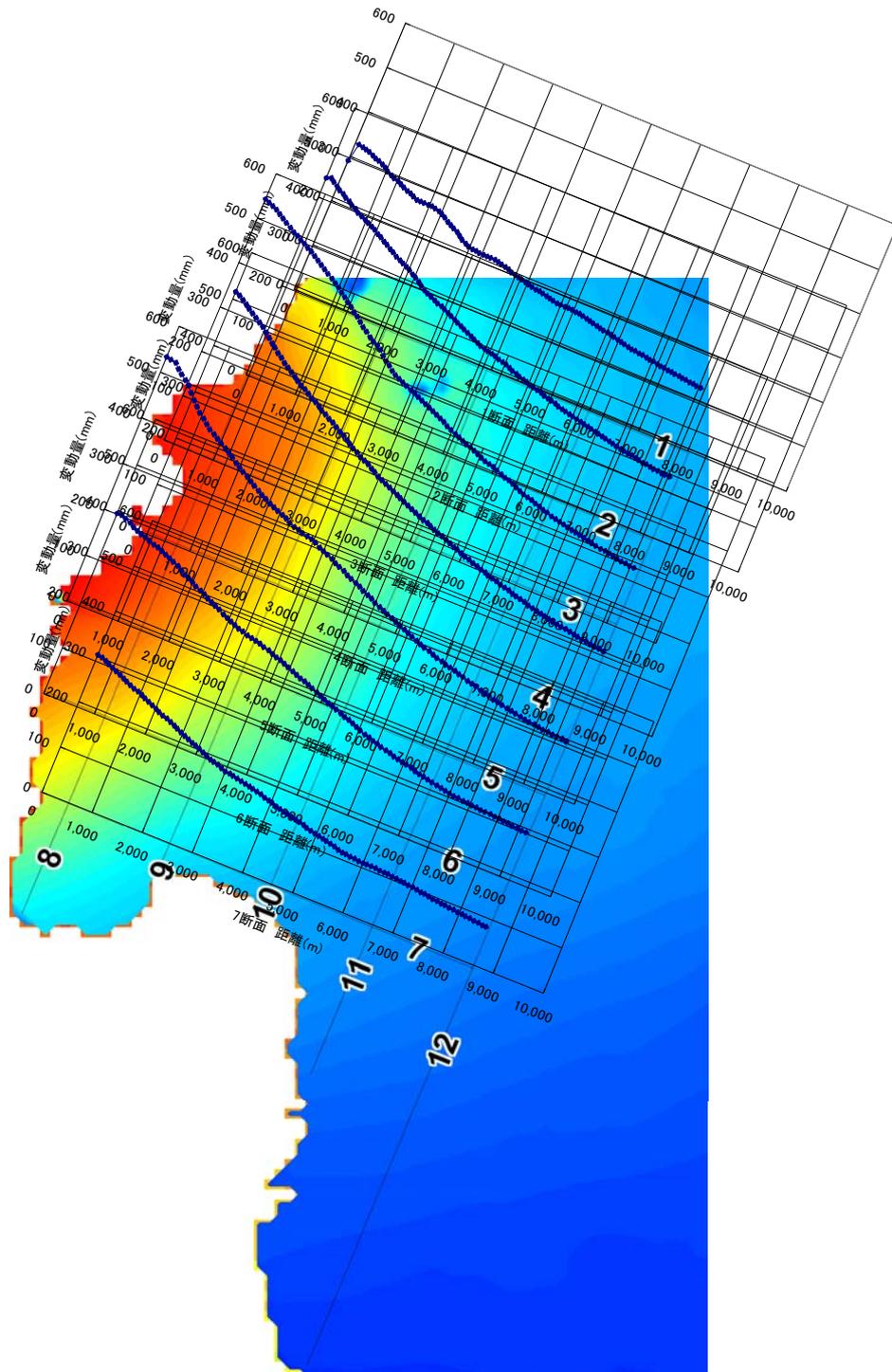


図 4-16 能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果横断面図 1 (2km 間隔)

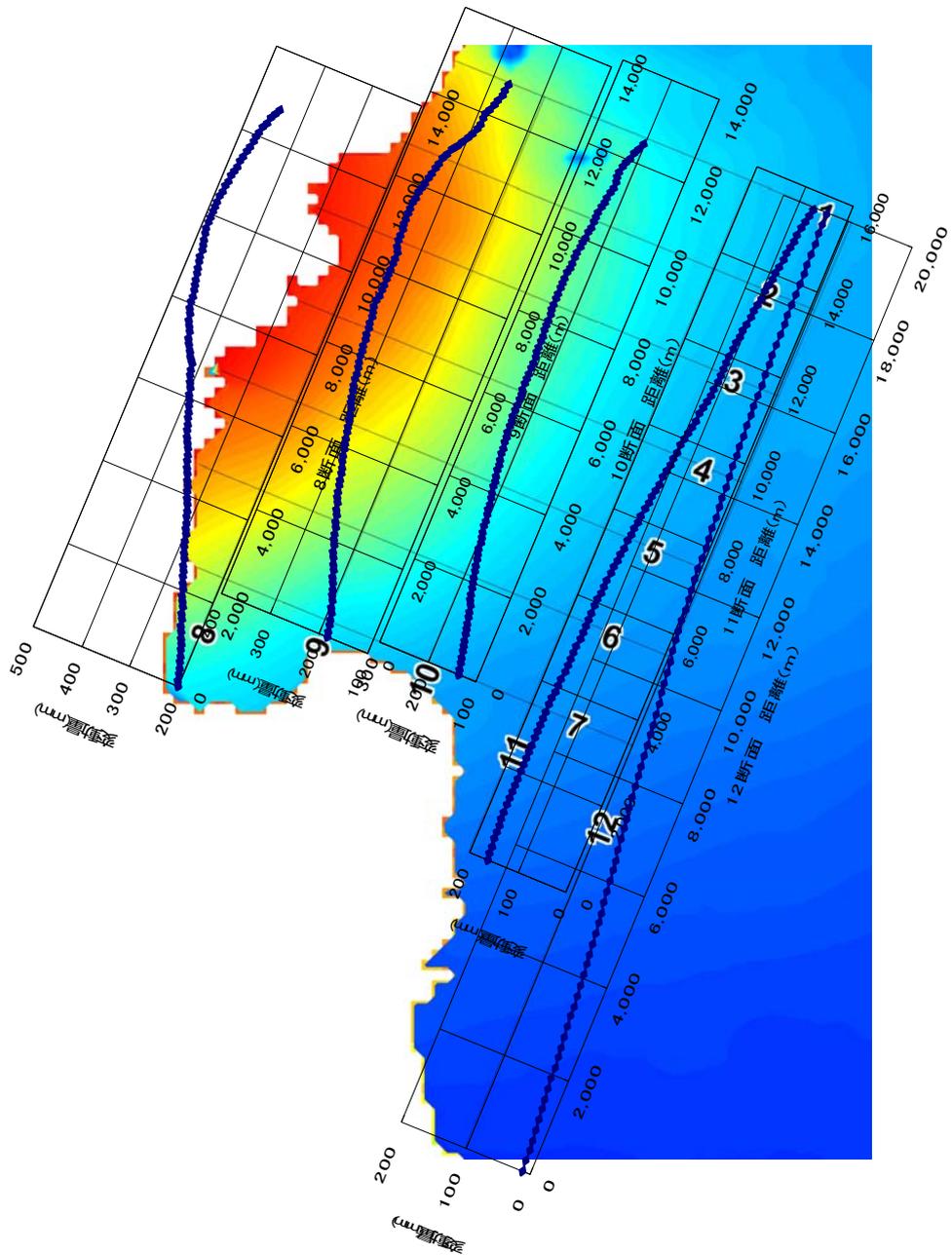


図 4-17 能登半島地震 干渉 SAR による地殻変動観測結果横断面図 2 (2km 間隔)

## 4.3.2 2008年岩手・宮城内陸地震に関する評価

### 4.3.2.1 2008年岩手・宮城内陸地震の概要

2008年6月14日8時43分頃に岩手県内陸南部の深さ約10kmで気象庁マグニチュード( $M_J$ )7.2の地震が発生した。この地震で岩手県奥州市と宮城県栗原市で震度6強、宮城県大崎市で震度6弱が観測され、死者13名、行方不明者10名、負傷者447名(消防庁対策本部「平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震(第67報)」)が出るなど、大きな被害が発生した。

この地震の発震機構は西北西-東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型であった。最大余震は14日9時20分に $M_J$ 5.7であった。1997年10月以降の活動を見ると、今回の地震の震源付近では2000年2月11日に $M_J$ 4.9の地震が発生しているのみで、 $M_J$ 5を超える地震は発生していなかった。

2008年岩手・宮城内陸地震は「餅転(もちころばし)-細倉構造帯」北部の活断層としては記載されていない断層の深部延長の破壊によって発生した。

当該地域の地質構造を特徴づけるのは、背弧海盆の形成に伴う正断層群とカルデラの形成に伴うドーム状の隆起、鮮新世以降に生じた西傾斜の正断層の逆断層としての反転運動とされており、今回の断層活動も正断層の反転運動によるものと推定される。

図4-18に震源域北部の反射法地震探査断面を示す(阿部他(2008))。

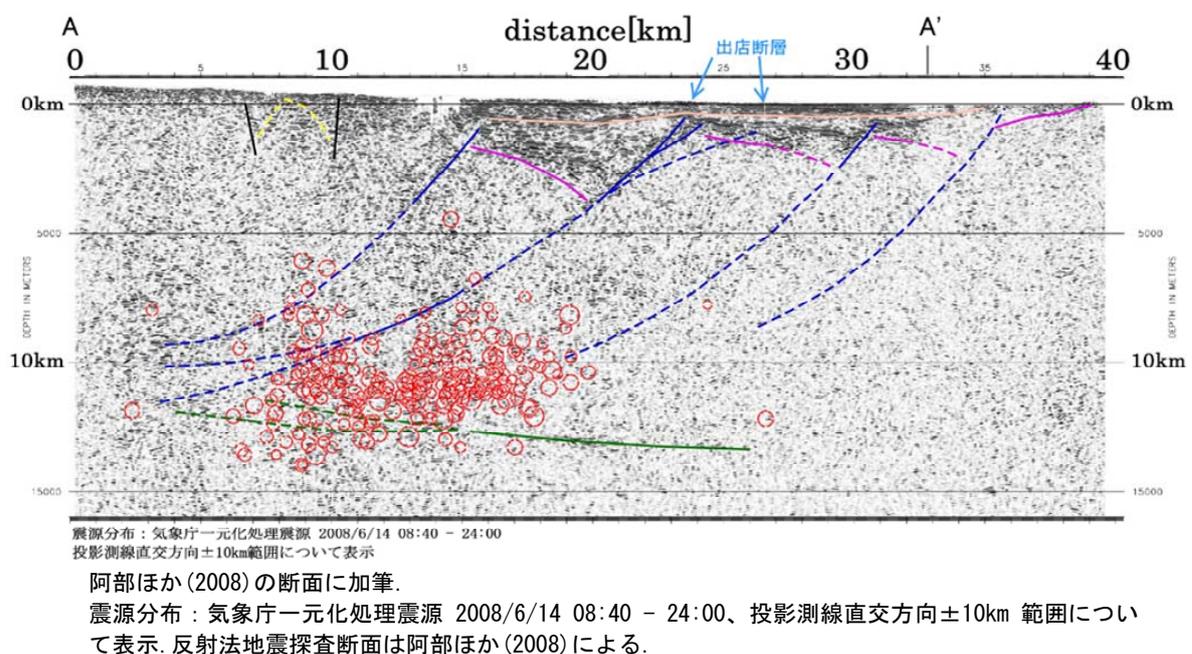


図4-18 震源域北部を横切る反射法地震探査断面と余震分布

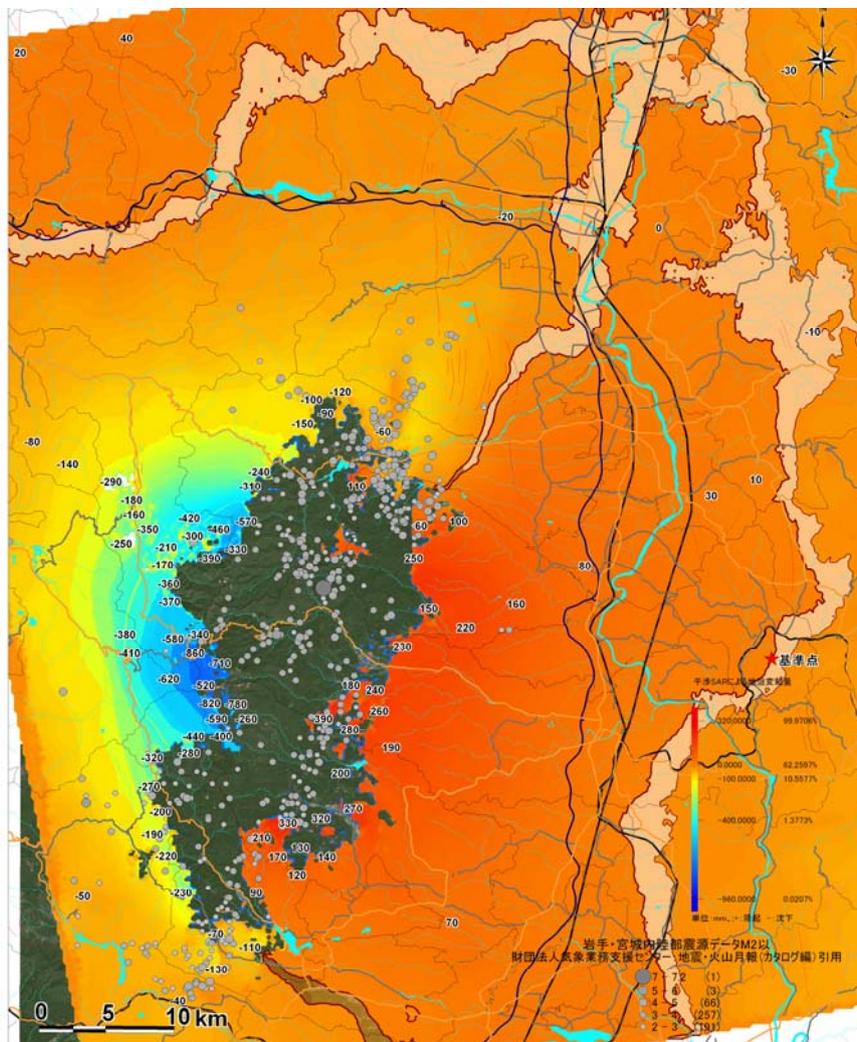
#### 4.3.2.2 岩手・宮城内陸地震に伴う地殻変動量の評価

能登半島沖地震に関する検討と同様の方法で、岩手・宮城内陸地震に伴う地殻変動量の評価を実施した。

干渉 SAR 解析に用いた地震後の画像は 2008 年 6 月 23 日に撮影されたものを用いた。余震の積算回数は 2008 年 8 月時点で 500 回を超えているが、画像撮影段階の余震回数は約 400 回となっている。

図 4-19～21 に示すとおり、地殻変動観測結果では、最大変動量は栗駒山北西の沈下-1050mm、栗駒山東山麓の隆起 440mm となっている。変動量解析にあたり、マイクロ波の反射が弱く、コヒーレンス（正弦波の相関性）が低い栗駒山系付近は変動量を示していない。

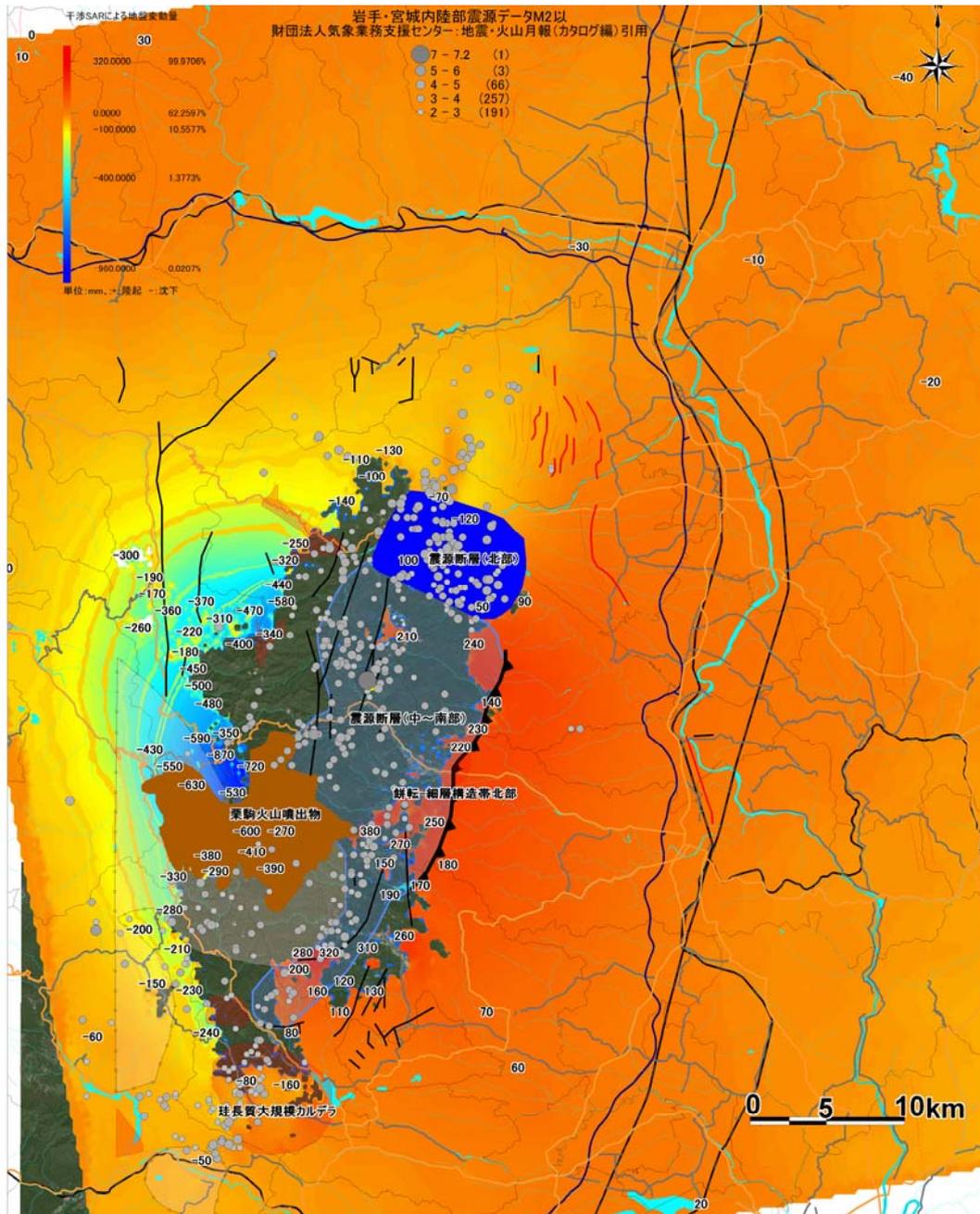
解析の結果、同地震における地殻変動量のバラツキは前述の能登半島沖地震と同様に、数 mm 程度との結果が得られた。



使用画像；ALOS2007/06/21 (A)–2008/06/23 (A)

変動量 単位 mm、隆起：+、沈下；-（茶線網掛け；変動量上限値 0 領域）★；変動算出基準点

図 4-19 2008 年岩手・宮城内陸地震 干渉 SAR による地殻変動



使用画像；ALOS2007/06/21 (A)–2008/06/23 (A)  
 変動量 単位 mm、隆起：+、沈下；-  
 赤線；新編日本の活断層、東大出版会、(1991/03)  
 地質構造；2008年岩手・宮城内陸地震震源域の地質構造概念図（佐藤比呂志・加藤直子（東京大学地震研究所））

図 4-20 2008 年岩手・宮城内陸地震 干渉 SAR による地殻変動量



#### 4.4 発電所近傍で観測された地殻変動

前節までは、比較的広範囲に確認される波長が長い地殻変動の特徴及び2007年能登半島沖地震や2008年岩手・宮城内陸地震の際に確認された地殻変動に関する分析結果について述べたが、本節では新潟県中越沖地震の際に柏崎刈羽原子力発電所敷地内及びその近傍で認められた地殻変動について記述する。

その地殻変動の特徴的な事象として、地質・地質構造等によるローカルな影響を受けたためか、敷地近傍で認められる地殻変動は広域で認められる地殻変動と比較して必ずしも長波長とはなっていないことが確認されたことが挙げられる。このような現象は、一般的事象であるが従前、細かい精度で調査されることがないことから看過されていたもの、あるいは、地質構造等に起因する現象である等の可能性が考えられる。

これらの要因の解明については、最終的には非常に困難であると思われるが、重要構造物の設計としての配慮としては、4.1に記述した原子力安全委員会による要件において論述されているとおり、地震に伴う地殻変動は長波長であるから考慮する必要がない、と断言できる性格ではなく、何らかの方法により設計に反映されるべき事項であると考えられる。

以下では、敷地及び敷地近傍で確認された地殻変動について、定量的な評価、局所的な変動について断層が地表付近まで到達しているためか否かの詳細な分析結果並びに局所的な変動に関する数値解析に基づく検討結果について論述する。

##### 4.4.1 水準測量結果による地殻変動量の評価

柏崎刈羽原子力発電所においては、定期的に原子炉建屋の水準測量が実施されており、かつ、原子炉建屋は基礎岩盤に直接支持されていることから、原子炉建屋の水準変動については、そのまま岩盤の変動とみなすことができる。新潟県中越沖地震前後の期間における上下変動量を図4-22に示す。これによると、大局的には国土地理院による水準測量結果等と同様に、汀線平行方向については、基準点から北方に向かって緩やかに隆起する傾向を示し、その変動量は距離約2100mに対して、約8cmの隆起量となっている。

汀線直交方向についても、基準点から海側に向かって緩やかに隆起する傾向を示しており、その変動量は距離約350mに対して、約3.5cmの隆起量となっている。

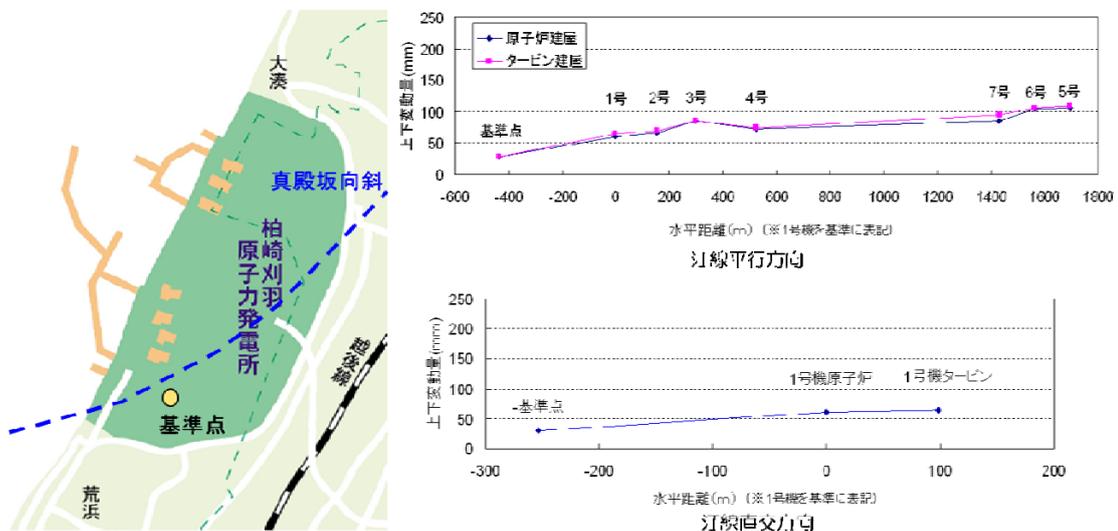


図 4-22 原子炉施設位置での地殻変動量

これらの発電所敷地内の原子炉施設に関する水準測量結果と前述の国土地理院による海岸線沿いに設置されている一等水準点の水準変動と併せて、図 4-23 に示す。この結果から、岩盤に設置されている原子炉建屋の隆起量は、国土地理院の一等水準点から評価される地震前後の地盤鉛直変動量と概ね調和的であるものの、図 4-22 と図 4-23 を併せ見ると、敷地内で原子炉建屋を対象として比較的短い区間（数 100m 内で数点）観測されている観測点について、バラツキが認められることが判明した。

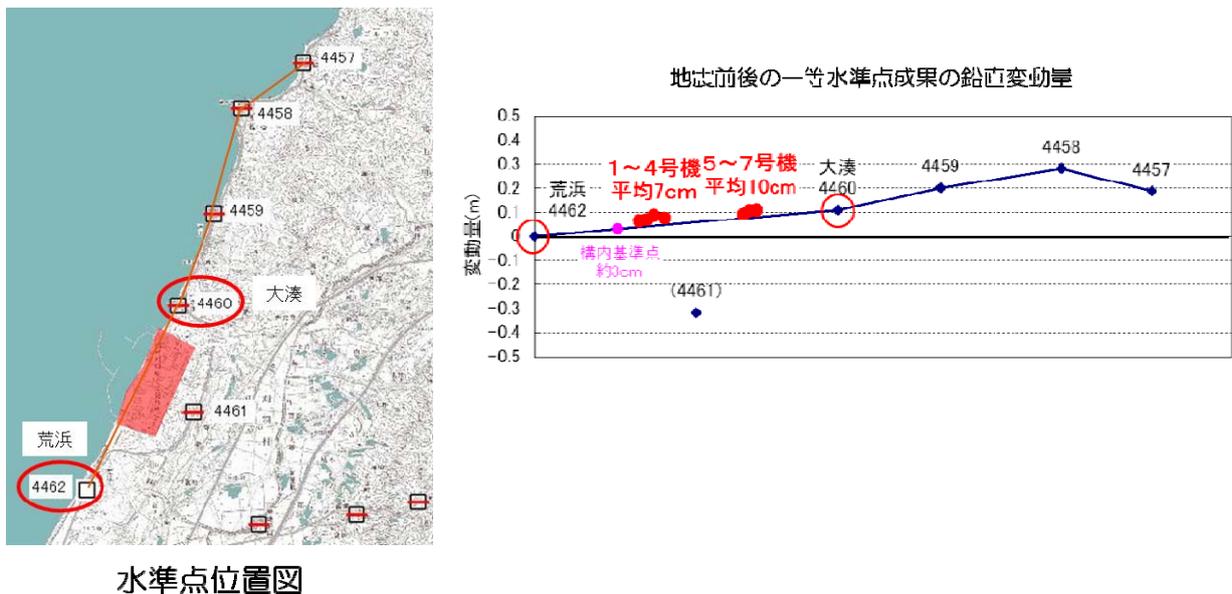


図 4-23 発電所敷地内及び近傍の地殻変動量

一方、発電所の主要な原子炉施設の傾動量について、地震前後の傾向を図 4-24 に示す。この結果によると、地震後 1 回目の改測となる 2008 年 2 月の測量においては、地震前に比べて、最大 1/4200 の傾斜変化量が認められた。その後、地震後 2 回目の改測となる 2008 年 8 月の測量においては、地震前に比べて、最大 1/4400 の傾斜変化量が認められた。また、2008 年 2 月と 2008 年 8 月の測量に基づく、地震に伴う各号機の傾斜変化量には大きな変化は認められないことが確認された。

なお、原子炉施設の傾動量の算定に際しては、施設の 4 隅における水準測量結果から最大傾斜を算定した。したがって、傾動方向は各施設において必ずしも一定方向とはなっていない。

原子力発電所の重要施設については、従前の耐震設計審査指針において、原則として岩盤に支持させることが要求事項となっており、沈下、不同沈下、建屋の傾動等について、許容基準値等は定められていない。そのため、ここでは、あくまでも一般建築を対象としている機能上の基準ではあるが、日本建築学会による傾斜限界値の目安との関係で整理を実施した。その結果、地震による傾斜変化は構造物の傾斜限界の目安値（1/2000）と比較すると小さい量となっていることが確認された。

しかしながら、このような地震に伴う地殻変動の影響については当初設計では考慮されていなかったこと、今回の震源は平面的には発電所敷地近傍とはいえ、震源距離としては 10km 程度以上、離隔があることを考慮すると、断層近傍の重要構造物については、断層変位のみならず地殻

変動による傾動についてもそれに伴う建造物の傾斜を予め設計上考慮する等の配慮が必要である可能性を示唆していることが判明した。

また、前記のとおり、図 4-22 と図 4-23 との関係や図 4-24 に示す傾動量の号機毎の差異から、発電所敷地内において 2km 程度の離隔で設置されている 1 号炉～7 号炉の各建屋の変動量、傾動量には局所的な要因によると考えられるバラツキが認められることが判明した。

例えば、図 4-23 に示すとおり、敷地は全体として北方に向うに従って隆起量が大きくなるという傾向は敷地を含む近傍領域の地殻変動の傾向と調和している。しかしながら、さらに、詳細に敷地内についてみると、図 4-22 に示すとおり、1～4 号機についてみると 3 号機の隆起量がやや大きく、また、5～7 号機についてみると、7 号機の隆起量がやや小さい等の結果が認められた。

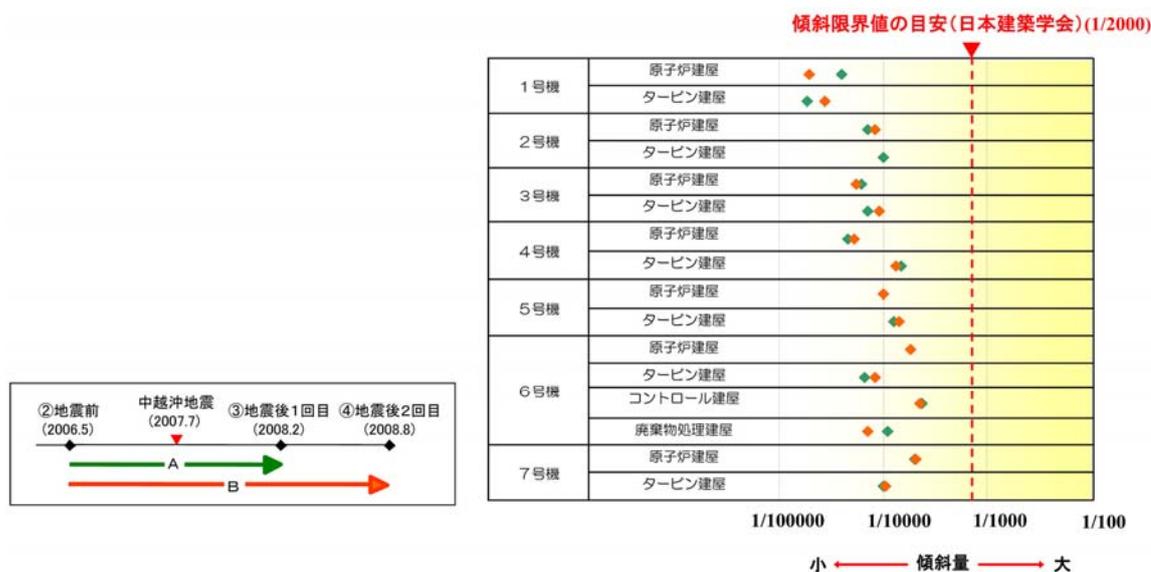


図 4-24 地震前後における原子炉施設の傾斜変化

発電所施設において認められた地殻変動量の局所的なバラツキについて、原因として考えられる地質分布あるいは地質構造との関係について検討することとしたが、水準測量を実施した各原子炉施設は、発電所支持地盤に認められる褶曲構造等の地質構造を規制する方向（褶曲軸の延長方向）とは並行ないし、斜交しており、地質構造の影響について直接的に分析することが困難であった。このことから、新潟県中越沖地震に伴う地殻変動と地質構造との関係をさらに詳細に検討するために、発電所敷地北方の近傍において、当該地域の主たる地質構造である背斜構造及び向斜構造を横断する測線（北-1 測線、北-2 測線）において水準測量を実施した。

同測線においては、新潟県中越沖地震発生前の平成 18 年 9 月に反射法地震探査に併せて水準測量を実施しており、地震後については水準測量を新潟県中越沖地震から約 4 ヶ月後の平成 19 年 11 月に実施した。

発電所近傍の地質、地質構造及び水準測量を実施した測線との位置関係を図 4-25 に示す。3 章で詳述したとおり、当該地域の褶曲構造は主として NNE-SSW 方向～NE-SW 方向に規制されており、後谷背斜、真殿坂向斜の 1 背斜 1 向斜構造が特徴的な地質構造となっている。北-1 測線、北-2 測線はこれらの褶曲軸とほぼ直交し横断して海岸から陸側に設定されているので、当該測線における地殻変動について、地質構造との関係の詳細な分析が可能であると判断した。

上記2測線のうち、北-2測線では地表付近における盛土の沈下等の影響が大きく、地質構造との関係について十分な分析ができなかったことから、以下では、北-1測線に関する測量結果及び解析的検討について記す。

北-1測線における水準測量結果は図4-26に示すとおりである。

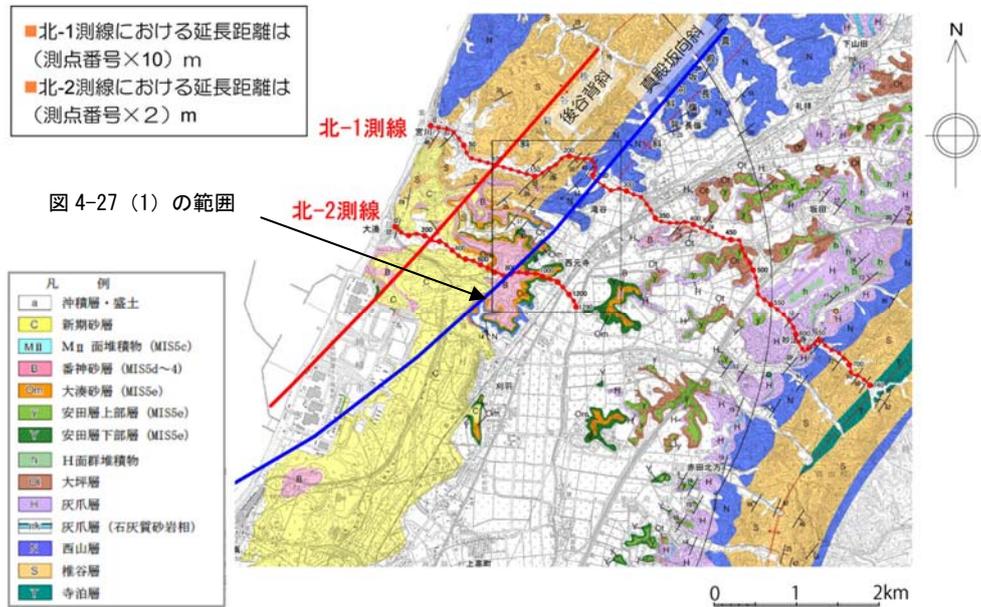


図4-25 敷地近傍の地質、地質構造及び水準測量実施位置図

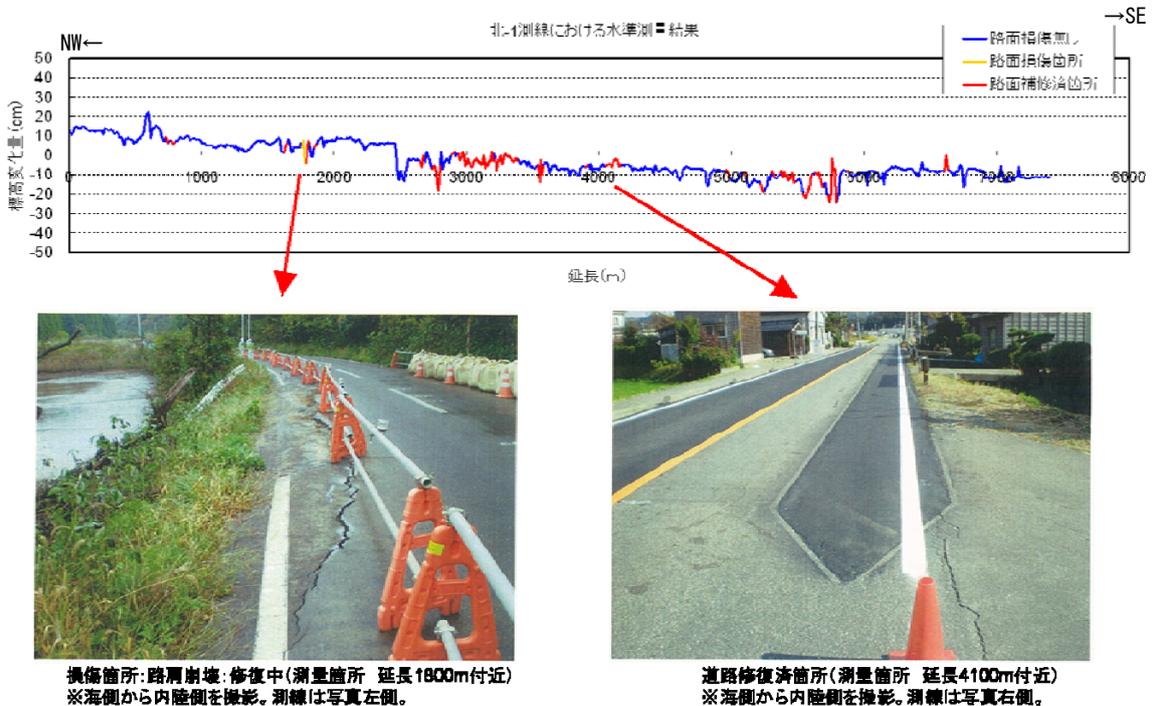


図4-26 北-1測線における水準測量結果

海側では約 10cm～20cm の隆起が、内陸側では約 10cm の沈降が認められ、大局的には海岸側から平野側に向かって隆起量が減少する傾向が認められ、国土地理院などの他機関の調査結果と同様の変動結果が得られた。ただし、起点から約 2450m～2800m の約 350m の範囲に約 20cm の変動があり、これを境に、海側と平野側とで約 10cm の標高変化量の相対的な差が認められた。この約 10cm の変動については、広域的な地殻変動による局所的な変化と解釈してよいか、あるいは地下の断層変位そのものが地表付近にまで及んでいる可能性の有無について吟味する必要があると判断された。

すなわち、一般的な耐震設計体系のもとでは、支持地盤あるいは基礎の重要性が非常に大きく、支持地盤及び基礎の地震時安定性が確保されるという前提においては、外力としての地震動を適切に評価することによって構造強度に余裕を持たせた設計を実施することは比較的容易である。しかしながら、支持地盤あるいは基礎の変状が発生した場合には上部構造物の安全性を確保することは設計体系としてみた場合も困難であることが多いためである。

また、断層変位が地表付近に及んでいる可能性については、当該の断層が新潟県中越沖地震を発生させた震源断層の一部という可能性のみならず、自らが地震を発生させる可能性のある活断層ではないとしても、受動的に断層面を境界にずれる可能性があることも踏まえて検討を実施した。

なお、3章で詳述したとおり、褶曲構造の時間的空間的な活動の変遷に基づく検討結果に従うと、当該地域の褶曲構造が成長した時期は 150 万年前以前であり、当該の褶曲構造あるいは断層が活動的であるとはされていない。

#### 4.4.2 詳細地形解析に基づく地殻変動の局所的評価

前項で記述したとおり、地殻変動の局所的なバラツキについて更なる検討の必要性が認められたため、航空レーザ測量によるデジタルデータを用いた詳細な地形解析を実施した。

近年、LiDAR (Light Detected And Ranging) と呼ばれる航空レーザ測量によって得られた高精細な DEM (Digital Elevation Model) データを用いて、活構造や地変動に関する検討が行われている。LiDAR では処理の段階で植生の影響を除去することができ、航空写真では植生が多いなど地表面形状の抽出が困難な場所で、微細な地表面形状を把握し効率的に地形判読を行うことが出来るという利点がある (日本測量調査技術協会, 2008)。このような利点を生かして、活構造の抽出や地震に伴う地表断層や地殻変動の認定などに適用されている (例えば、Hudnut et al., 2002 : Cunningham et al., 2006 : Chan et al., 2007 : 中田ほか, 2008 : 丸山ほか, 2008 : Stephen et al., 2010 : Hunter et al., 2011)。

本検討に DEM データを活用した解析を適用する主目的としては、水準測量を実施した測線で捉えられている局所的な変動が、地表付近まで及ぶ断層変位によるものか否かを確認することである。

DEM データを用いて解析を実施した結果は図 4-27 に示すとおりである。同図には、地形面形状に併せ、水準測量により局所的な変動が認められた位置及び当該地域の主要構造であり真殿坂向斜 (真殿坂断層) の位置を示している。

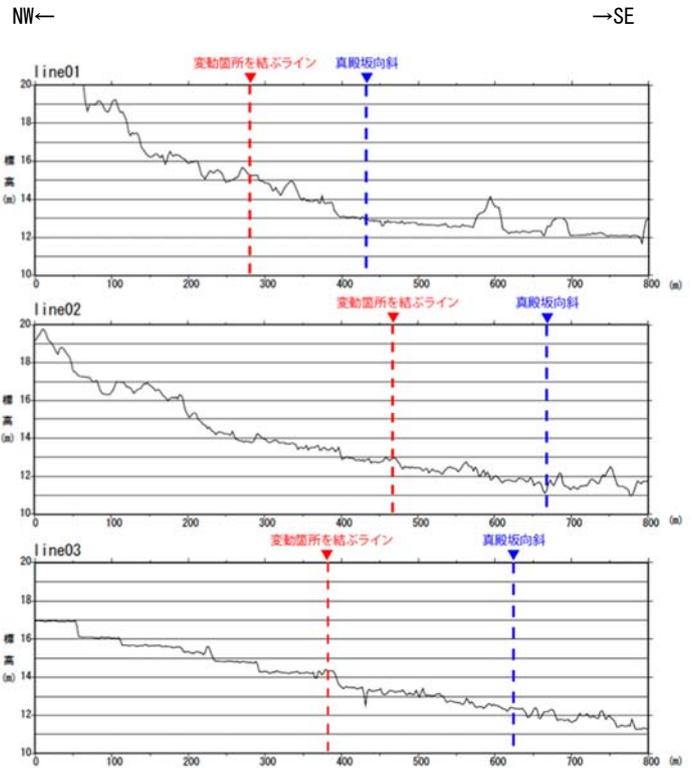
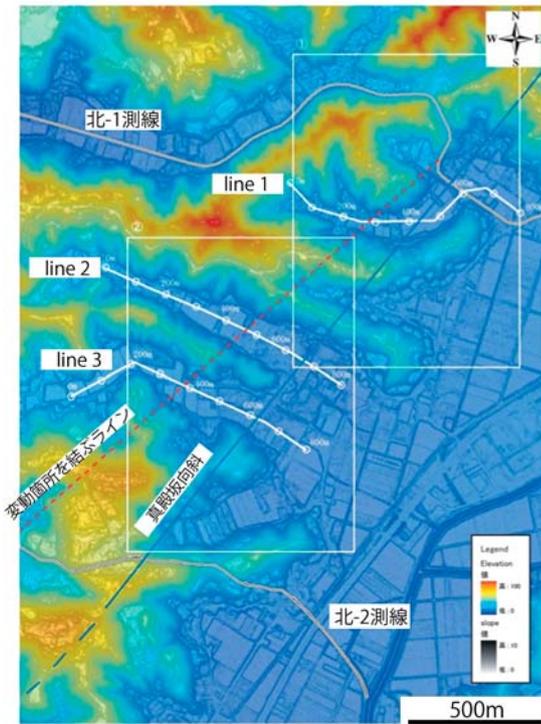


図 4-27(1) DEM データに基づく地形解析結果

当該位置付近には微地形を判読するために有効である沖積地が分布している。褶曲軸を横断する東西 3 断面について検討を実施している。当該地点の沖積地の地形は、全体として、これらの沖積地には水田が緩やかな階段状に分布しており、例えば、一部の測線では、水準測量で認められた地形面の局所の変位が認められるが、近傍の他の検討測線にはその延長上に局所的な変位は認められず、地形の変曲点は褶曲軸の位置とも合致していない。これらのことから、褶曲軸付近及び変動箇所を結ぶライン上に、地割れ、連続的な段差などの特異な地形は認められないことが確認された。

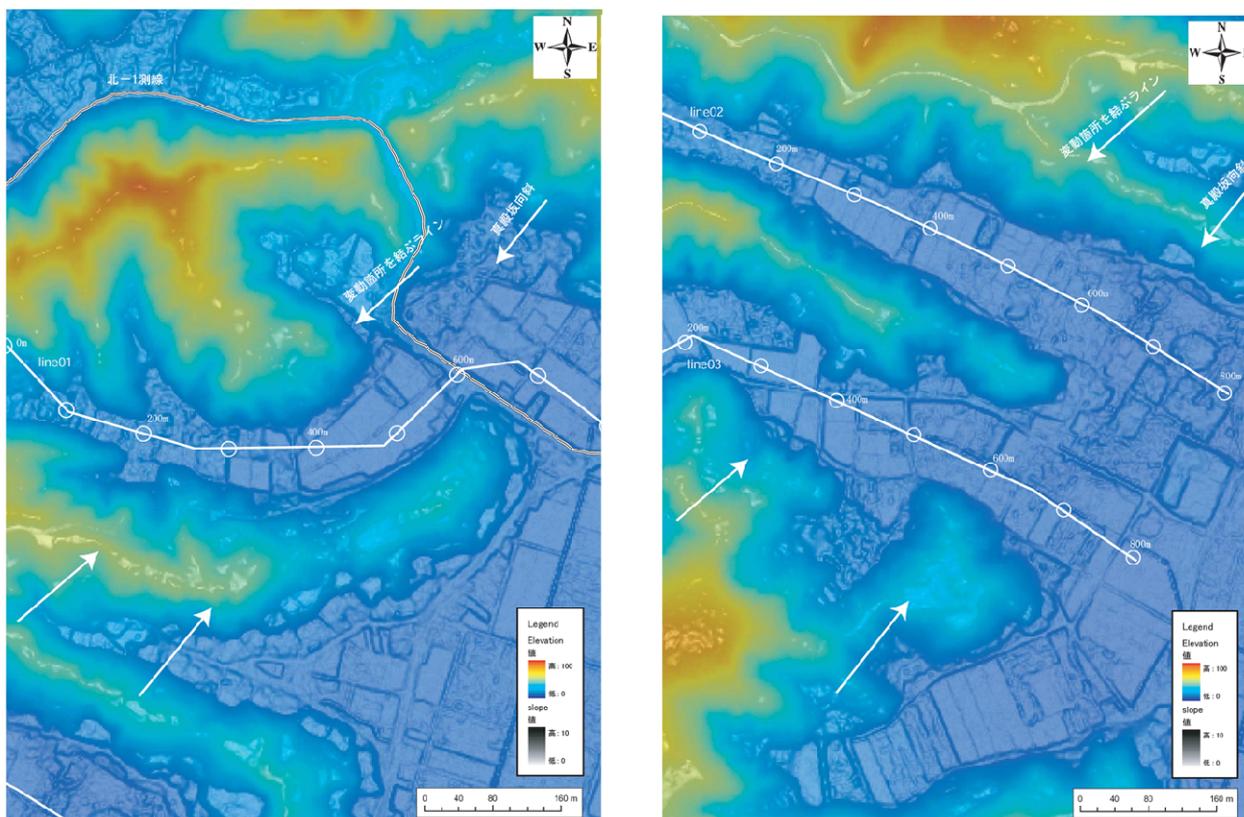


図 4-27(2) DEM データに基づく地形解析結果

#### 4.4.3 数値解析等による局所的な地形変化の評価

前述の水準測量路線における局所的な変動については、地形的な検討結果からも断層変位による影響は示唆されなかったが、微弱な変動について地表付近までの断層変位の影響の有無をさらに検討するために、今回の地震に伴う地殻変動で予想される変動モードについて、地殻変動に関する解析的な検討を実施した。

震源断層像の解明には、一般に、観測地震波に基づき震源断層を算定する方法が一般的であるが、その他に、例えば津波痕跡高から震源断層を算定する方法、地殻変動から震源断層を算定する方法等があり、用いるデータによりいくつかの方法論がある。

ここでは、検討の目的が地殻変動量の解明であることから、観測された地殻変動を精度よく説明できることが重要であり、基本的に今回の地震に伴う地殻変動に最もよく適合するとされている国土地理院による震源断層モデルを用いることとした。

国土地理院による震源断層モデルは図 4-28 に示すとおりであり、主要な断層面を東傾斜とするとともに、副次的な断層面として西傾斜断層面を考慮していることが特徴的である。

地殻変動を説明する震源断層モデルの算定手法に関する既往知見の概要は以下のとおりであ

る。

Okada (1992) は、半無限均質媒質において有限矩形断層が一様な食い違いが生じたとき、媒質中と媒質表面の任意の点の静的変形を理論的に導き、解析解を与えた。Okada (1992) の手法は、GPS や InSAR 解析で観測された地震・火山などに伴う地殻変動の断層モデル及び圧力源をインバージョンによって推定する解析において、最も一般的に用いられる手法の一つである。前述の新潟県中越沖地震による地殻変動を GPS 及び InSAR 解析を用いて検討した Aoki et al. (2008)、Nishimura et al. (2008b)、Ohta et al. (2008)、Ozawa (2008) では、断層モデルの推定に Okada (1992) の手法を用いている。また、InSAR 解析事例で挙げた Fielding et al. (2004)、Ozawa et al. (2005)、Takada et al. (2009) においても断層モデルの推定に Okada (1992) を用いている。その他には、津波シミュレーションにおける波源の地殻変動モデルを与える際に等にも用いられる (例えば、Fujii and Satake, 2007)。

一方で、弾性定数が小さい堆積層が厚く存在する地下構造の場合において半無限均質媒質を仮定した場合、理論解による地殻変動解析では誤差が無視できなくなることが想定される。Wang et al. (2003) は、Okada (1992) を拡張し、深さ方向に弾性定数が変化する成層多層構造の媒質を仮定して地盤変動を解析する手法を開発した。Nishimura et al. (2010) は、Wang et al. (2003) の手法を用いて新潟県中越沖地震のすべり分布の推定を行っている。

本検討では、弾性定数が小さい堆積層の影響が無視できないと考え、国土地理院による震源断層モデルを用いて、多層地盤を対象とした食い違い弾性論を用いた Wang et al. (2003) に基づき地殻変動量を算定した。その結果は図 4-29 のとおりである。

■解析に用いた主要な断層面の概念図

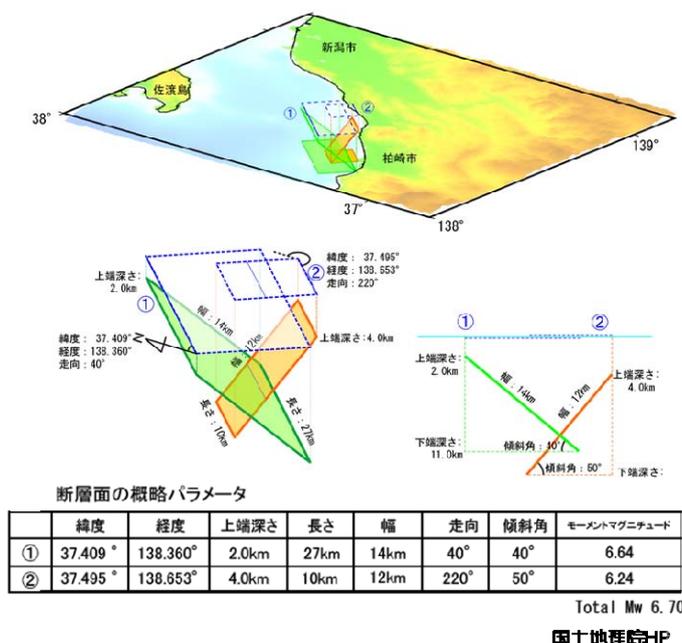


図 4-28 検討に用いた震源断層モデル (国土地理院, 2007)

■解析結果

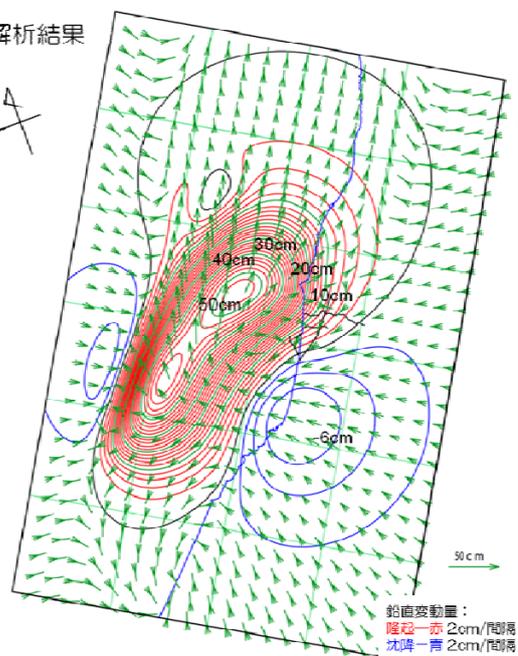


図 4-29 地殻変動の算定結果

国土地理院による震源断層モデルは、観測された地殻変動を最もよく説明できるように設定

されており、当然のことながら解析結果は観測された地殻変動とよく整合している。鉛直方向についてみると、敷地前面の海域は全体的に隆起し、敷地から敷地北側にかけても隆起する。敷地は0～6cm程度隆起し、敷地北側の観音崎付近では20cm以上となる。水平方向についてみると、敷地前面海域から敷地北側にかけて、北～北東方向に移動し、敷地付近から南側にかけて南西～北西方向に移動する傾向に変わることが明らかとなった。

国土地理院による震源断層モデルに基づく地殻変動の解析結果とGPS測量結果との比較は図4-30のとおりである。

GPS測量で捉えられた水平方向の変動は、解析結果で想定される変動に対して、変動方向及び変動量のいずれにおいて、ほぼ合致しており、測量と解析の差分に着目すると、敷地東側の中央丘陵のG-19及び敷地南側940051において北西向きの変動がみられる。G-19は、中央丘陵付近の隆起を伴う変動を捉えていると考えている。また、国土地理院のモデルには反映されていない、地表付近までの断層変位が仮に存在するとした場合には、当該位置付近において、解析結果とは異なる傾向の差分ベクトルが検出されることが予想されるが、敷地付近において、地表付近での断層の活動を示唆する差分ベクトルは認められないことが確認された。

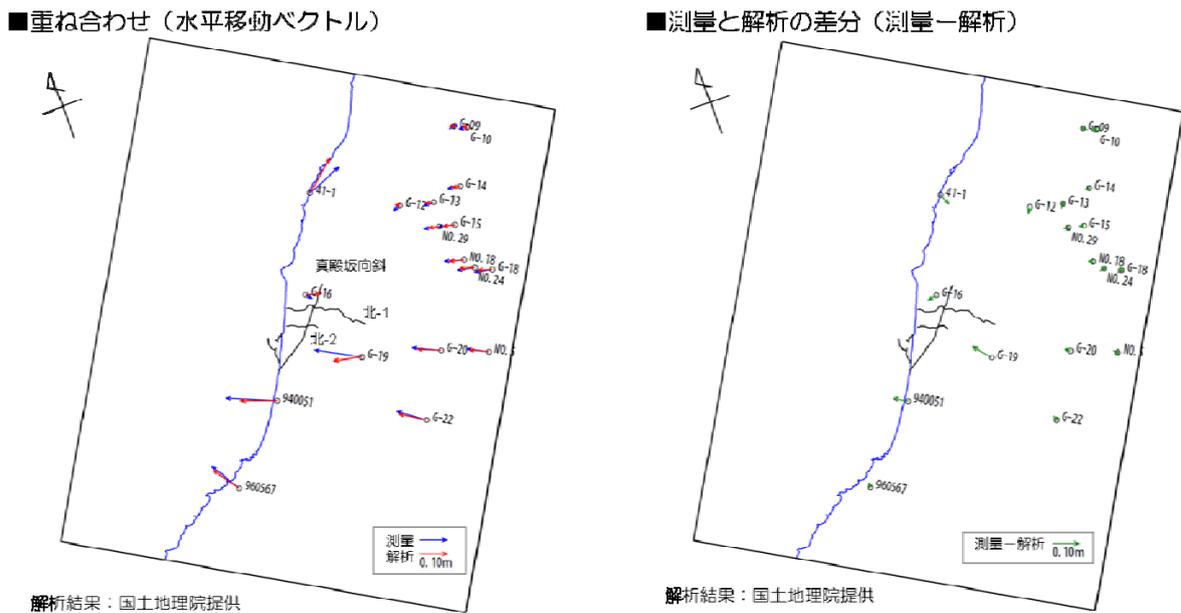


図4-30 解析により得られた地殻変動と実測値との比較

次に、陸域観測技術衛星「だいち」を用いたSAR干渉解析結果について、敷地近傍に着目して、観測された変動状況と国土地理院の解析結果との差分（観測-解析）を整理し、水準測量を実施した北-1測線、北-2測線付近を含む敷地近傍における、広域の変動との差違の状況を分析した。これは、前記の検討と同様に、敷地付近でなんらかの地表付近までの断層変位による動きがあった場合、国土地理院のモデルでは考慮されない、微弱な動きがSAR干渉解析で検出されているのではないか、との着眼点である。

その結果は図 4-31 に示すとおりであり、中央丘陵西翼部付近では、観測結果の方が解析結果に比べて隆起傾向が大きいとの傾向が認められたものの、地殻変動の局所的変化として着目している、敷地北方の真殿坂向斜沿いには、中央丘陵西翼部にみられるような隆起は認められず、逆断層の活動を示唆するような、断層を境に、海側が隆起かつ東方向に移動し、内陸側が沈降かつ西方向に移動する差分は認められないことが明らかとなった。

なお、中央丘陵西翼部付近の観測結果と計算結果との相違については、国土地理院が指摘しているように、非地震性の隆起が原因と考えられる。

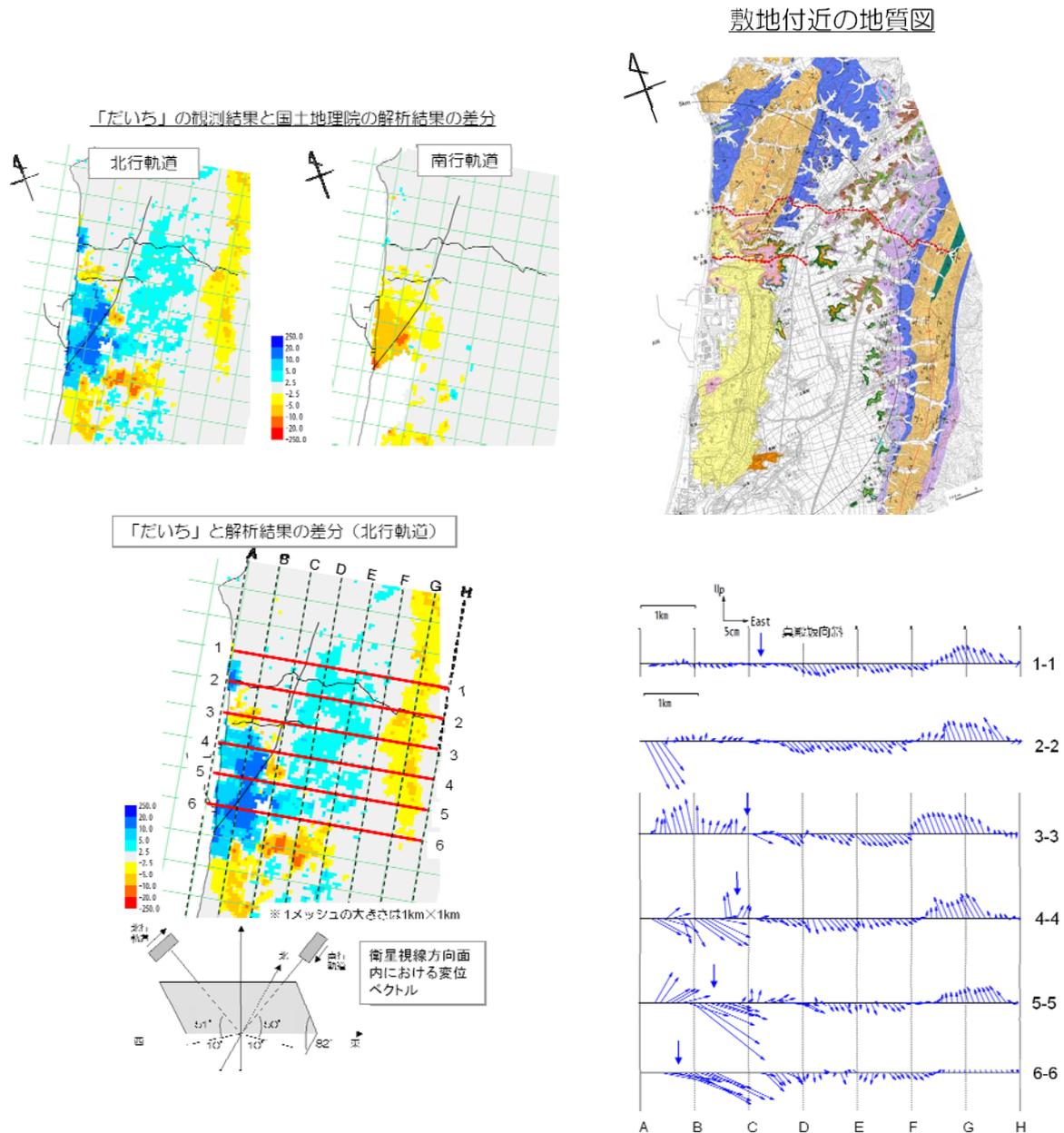


図 4-31 SAR 干渉解析と解析的に得られた地殻変動量との比較

水準測量結果についても、国土地理院による震源断層モデルに基づく解析結果との差分について検討した。その結果は図 4-32 のとおりであり、解析結果と測量結果の差分についてみると、後谷背斜と長嶺背斜との間、すなわち真殿坂断層が推定される真殿坂向斜付近（起点から 2550m

付近)において、やや大きな変動が認められる。該当箇所付近は盛土となっており、この変動の原因は盛土の沈下の可能性が考えられる。また、沖積層が厚く分布する範囲では、広域の変動から期待される変動量に比べて、沈降する傾向が認められる。

これらのことから、水準測量によって検出される変動には表層付近の地質状況が影響している可能性が示唆された。

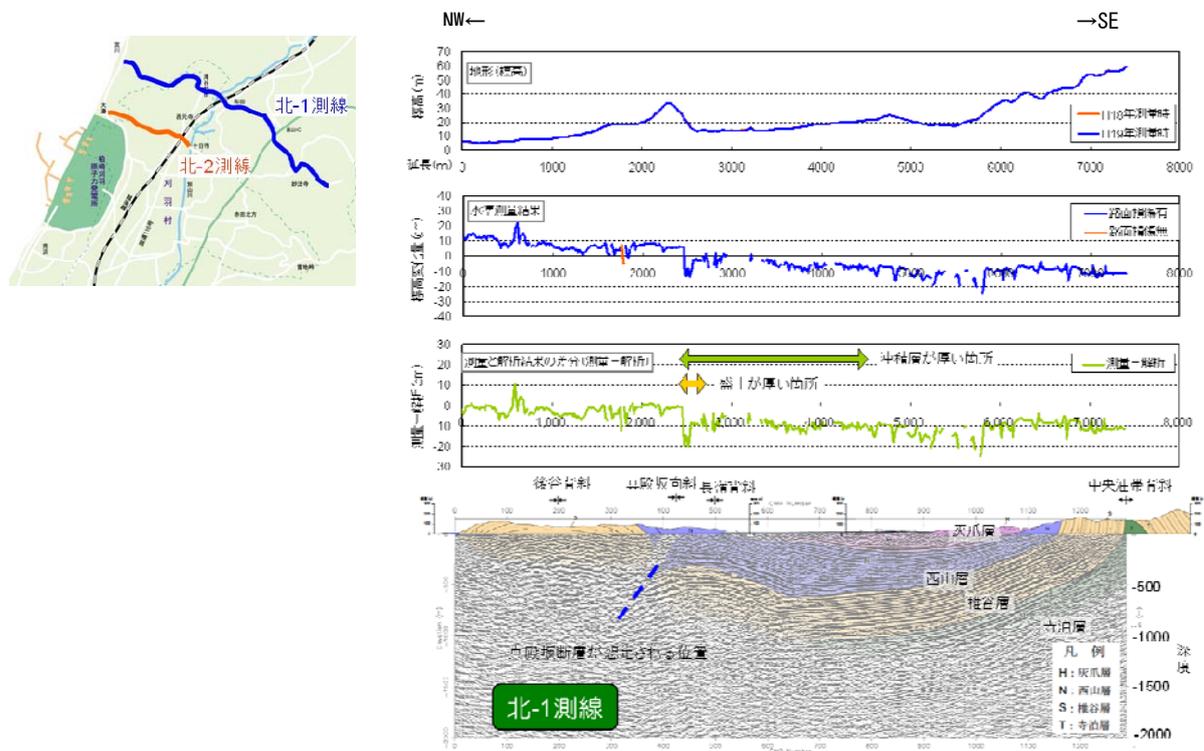


図 4-32 水準測量結果と解析結果との比較

なお、図 4-32 中に示している反射法地震探査は深部構造把握を目的として、新潟県中越沖発生前の平成 18 年に実施したものである。反射法探査の結果を踏まえると、地表付近の変形箇所については、真殿坂断層が想定される地下構造の地表延長に合致しているようにも見えることから、地表部の変形モードの解明にはさらなる詳細な検討の必要性があると認識された。

したがって、当該の測線について、地質との対応を詳細に確認することを目的に、沖積層分布範囲を特定するための反射法地震探査及び表面波探査を実施した。

反射法地震探査の実施については、今回の調査では対象深度が数 m から 60m 程度で高分解能が期待されていること、沖積層の N 値が小さいことから S 波による反射法探査を実施することとし、震源は発震エネルギーが大きい車載型のミニバイブ震源を用いた。反射法地震探査の測定パラメータは表 4-1 に示すとおりである。また、表面波探査は、カケヤによる打撃を発信源として、発信点間隔 2m、受信点間隔 1m、受信は 24 チャンネルで測定を実施した。

表 4-1 反射法地震探査の測定パラメータ

測線長	1804m
受信チャンネル数	96ch
受信点間隔	2.0m
発信点間隔	2.0m
レコード長	2000ms
スイープ周波数	7~120Hz
サンプリング間隔	0.5ms
垂直重合数	2または4

その結果は図 4-33 に示すとおりである。

北-1 測線において認められた真殿坂向斜付近におけるやや大きな変動について、さらに詳細に見ると、北-1 測線の沖積層が分布する範囲では、全体的にはその厚さに拘わらず水準測量結果と敷地周辺の全体的な変動（国土地理院の解析結果）との差が認められることを確認された。

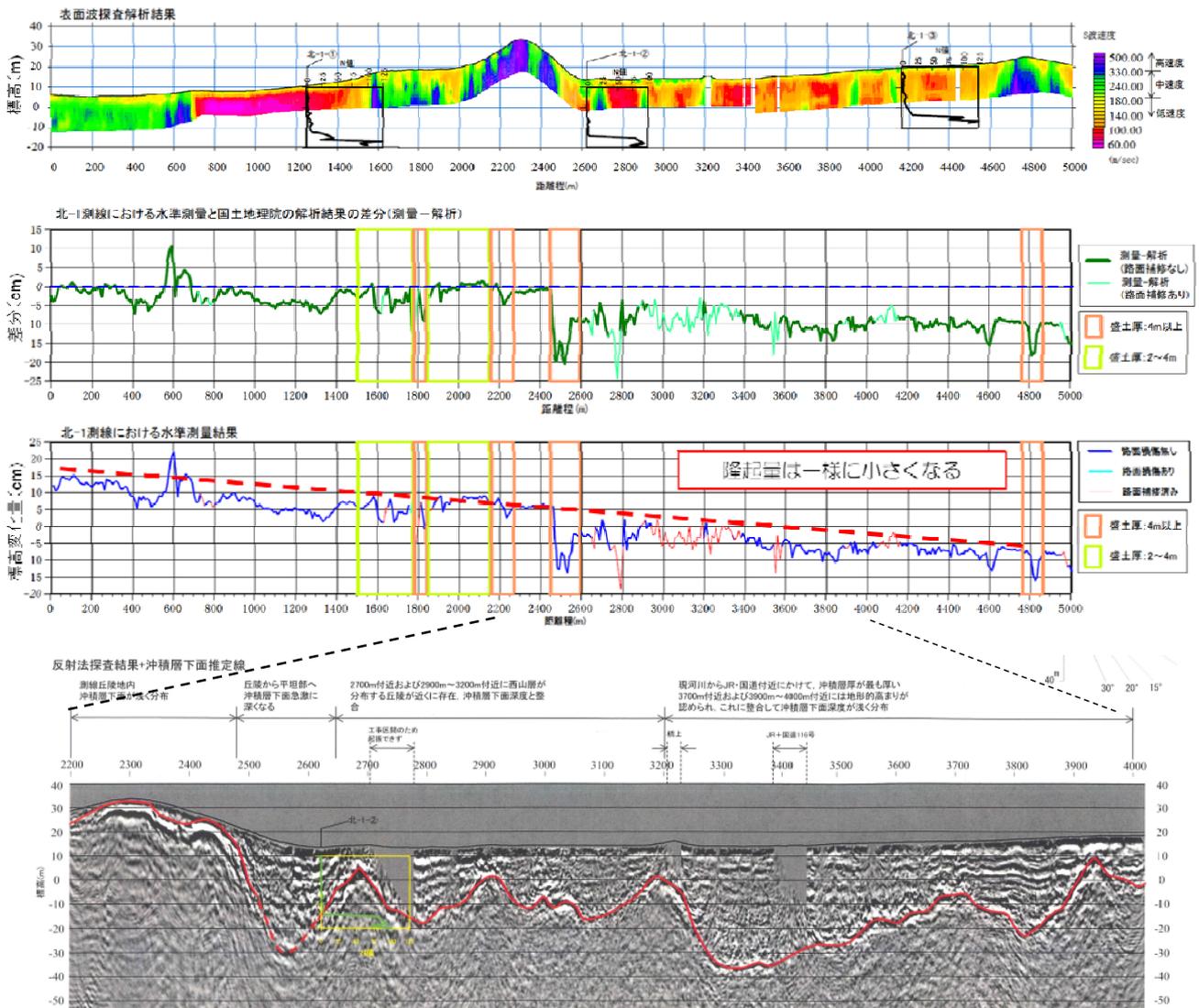


図 4-33 北-1 測線における詳細な検討結果

以上のとおり、敷地近傍で認められた局所的な地殻変動については、断層変位が表層付近まで及んでいることの反映ではなく、表層付近の地質状況が影響している可能性が大きいものと判断された。

しかしながら、重要構造物の支持地盤に求められる安定性・安全性の観点から見た場合、受動的な断層変位のリスクは、地震動によるリスクと比較して格段に工学的対応が困難であることを鑑みて、さらに解析的な検討を実施してリスクとしての可能性を追求した。

ここでは、必ずしも種々の検討結果からはその存在は示唆されないが、水準測量結果と広域の変動（国土地理院に基づく震源断層モデルによる地殻変動解析結果）との差分が、地表付近における断層の活動によるものか否かについて、解析的に確かめるために、向斜構造の位置に、すべり面を仮定し、くいちがいの弾性論により解析を行い、その結果と水準測量結果との比較を行った。

検討に用いた仮想断層の断層面の位置等の諸元は図 4-34 のとおりである。ここでは、あくまでも広域の地殻変動には影響を及ぼさない、すなわち、広域の地殻変動は国土地理院の震源断層モデルで表現されており、そのスケールでは現しきれない小規模な断層変位について考慮することとしているため、断層の深部延長は極めて小規模なものを考慮することとした。

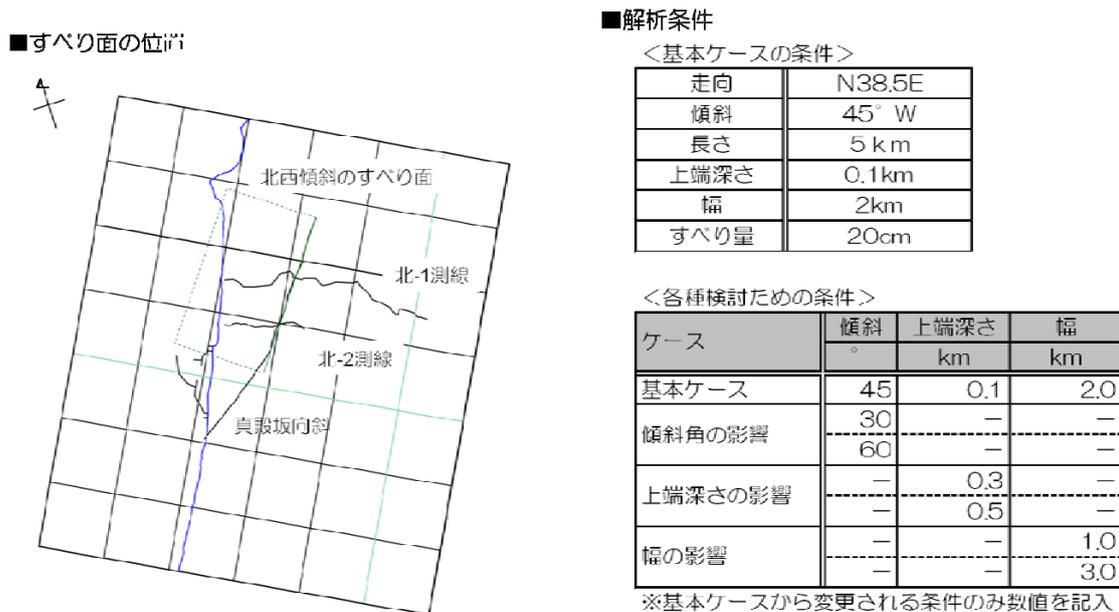


図 4-34 仮定した断層の諸元

検討結果は図 4-35 に示すとおりである。

解析結果によると、設定した小規模断層を考慮した場合、局所的な鉛直変動が生じる箇所は、北-1 測線については、標高変化量の差分（測量-国土地理院モデル）が生じる箇所と一致するが、北-2 測線は一致しない。なお、前項までの検討においては主として北-1 測線における検討結果を主体的に記述してきているが、本節の比較検討においては北-2 測線に関する検討結果も含めて記載している。

本検討においては、断層諸元のパラメータに不確実性が高いため、断層の上端深さ、傾斜角、断層幅等の諸元について、複数のパラメータについて感度解析を併せて実施した。いずれのケースにおいても、水準測量で確認された地殻変動のモードとは合致しない傾向が顕著であることが確認された。

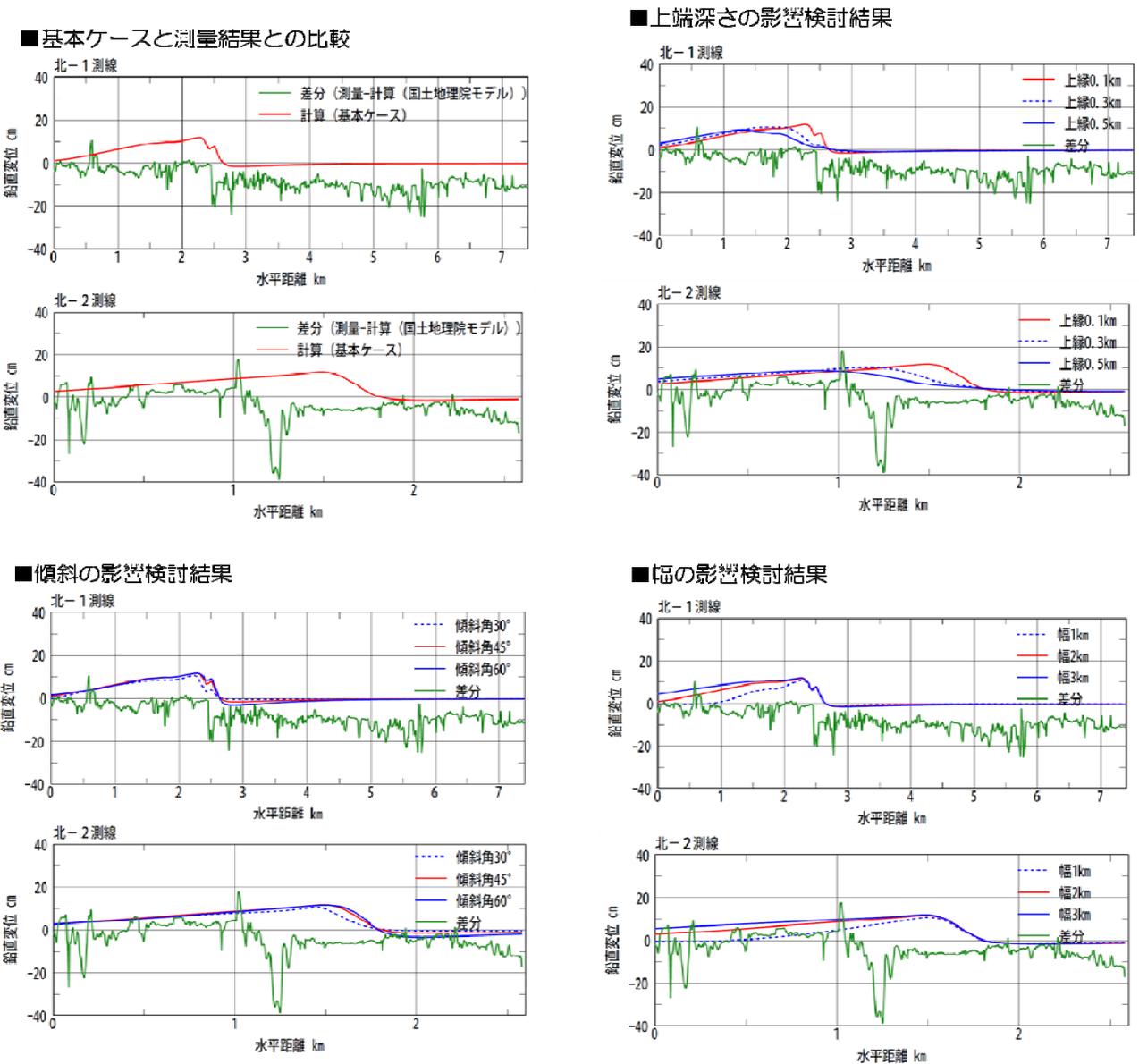


図 4-35 断層の存在を仮定した場合の地殻変動と実測結果との比較

#### 4.4.4 敷地近傍の地殻変動のまとめ

前項までの検討により、敷地北方の水準測量の測線において、一見、地表付近までの断層変位による影響と思われる変動が検出されたものの、この変動は、当該地点の地質条件（岩盤部と沖積層分布域との地層境界）によるものであること、解析的検討において断層を考慮した場合の変動モードとは整合しないことなどが明らかとなり、同変動は地表付近までの断層変位による影響ではないと判断することが合理的であるとの結論に至った。

#### 4.5 地殻変動の設計への反映

前節までの検討において、地震に伴う地殻変動の状況、地表付近での断層変位の有無について論じた。その中で特に、局所的な地殻変動が地表付近に達する断層に起因している場合には、構造物側の耐震設計では対応がつかない技術的側面を有しているため、種々の側面から検討を加えた。その結果、新潟県中越沖地震において敷地近傍で観測された局所的な変動については、地表付近までの断層による影響とは考えられないと結論づけられた。

しかしながら、局所的な地殻変動要素を排除したとしても、地震に伴う地殻変動による岩盤の傾動については、従来、工学的見地に立って論じられたことはなく、事前に設計へどのように反映するかは大きな課題であるが、このような事象を規定する設計方法はないのが実状である。

設計に際しての重要な配慮事項として、新潟県中越沖地震で明らかとなった事象は、実際に観測される地殻変動は理論的な解析結果と比較してバラツキを有しており、その結果として、地殻変動の解析結果と比較して構造物の傾動は大きな値を示した点を挙げられる。

したがって、本節では、基本的に既に確立されている震源断層モデルに基づく地殻変動量の解析を前提に、そこで考慮すべき地殻変動のバラツキについて検討を加える。その際、震源断層モデルに基づく検討自体、パラメータには多くの不確実性があり、原子力安全委員会の要求事項にあるとおり、調査・試験によって適切なデータが得られていない場合は、不確かさを考慮してパラメータが設定される必要があることは言うまでもない。

本検討では、地殻変動のバラツキの評価に関して、一等水準点の変動量を、スプライン関数を用いて想定される地殻変動量と比較し、地殻変動量の局所的な変動幅（バラツキ）を検討した。一等水準点の変動としては、発電所付近から北方に延長する一等水準点路線のデータを採用し、同路線では概ね 30km 程度の区間に 10 数点の一等水準点が設置されている。ここでは、水準測量結果について、5km, 7.5km, 15km 毎のデータを採用することにより、区間距離毎のデータのバラツキを算出した。その結果は図 4-36 に示すとおりであり、構造物の設計において、150m 区間で期待されるバラツキとして、外挿ではあるものの、13mm という値が得られた。

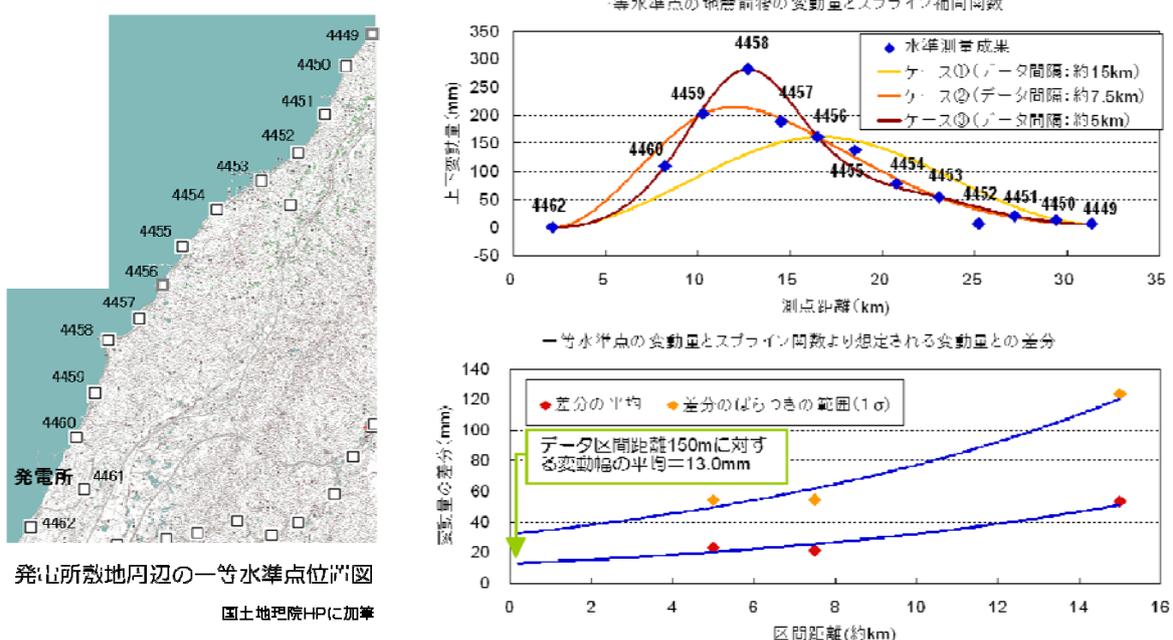


図 4-36 一等水準点の測量結果から算定された変動量

一等水準点のデータは離散的であり、データの間隔も広く、構造物のスケールと比較してバラツキを算定するには不十分と考えられることから、さらに密なデータとして北-1 測線での水準測量データを活用することとした。具体的には、当該路線の水準測量データには地表付近の土質の影響が含まれていることが判明しているため、図 4-37 に示す北-1 測線における水準測量において、岩盤（西山層）上に設置された道路において、盛土の影響を受けていない赤丸で囲まれた範囲の測量結果を使用し、地殻変動量の局所的なバラツキの検討を実施した。

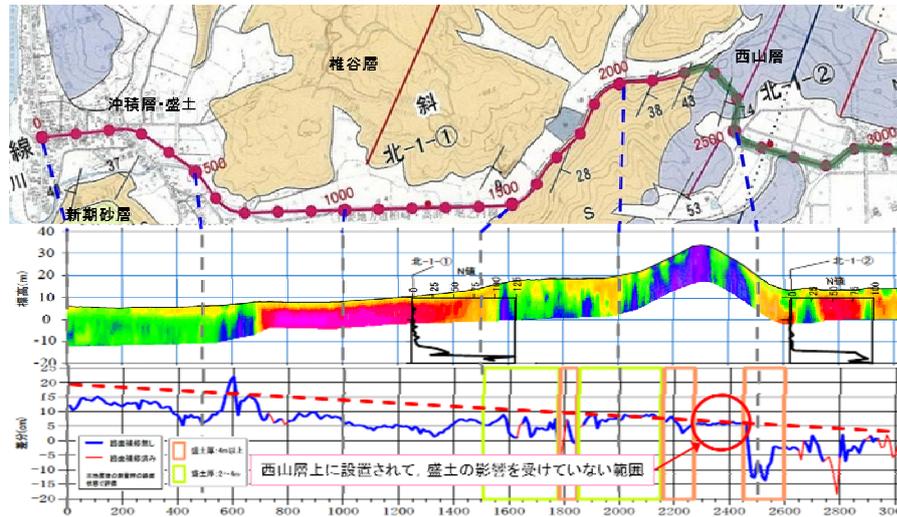


図 4-37 バラツキの評価に用いる区間

当該区間における具体的な検討としては、図 4-38 に示すとおり、地殻変動量の局所的なバラツキとして、検討区間における標高変化量の回帰直線を算定し、これが平均的な変動量と仮定した上で、回帰直線に対するバラツキ及び標高変化量の分布幅（最大値と最小値の差）を検討した。その結果、回帰直線に対するバラツキとして、平均 2mm、偏差 1.9mm の値が得られ、この結果を、北-1 測線のデータ間隔を区間距離として、前述の国土地理院の水準測量結果に対する検討結果に加味することとした。

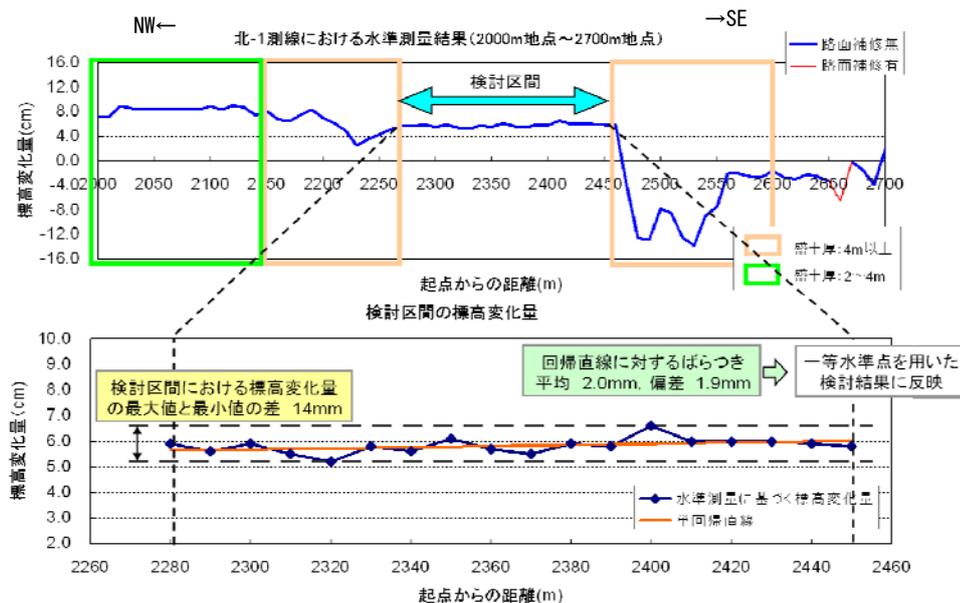


図 4-38 評価区間におけるバラツキの算定結果

前述の国土地理院一等水準点についてスプライン関数を用いて想定される変動分布と比較した結果（図 4-36）に加え、北-1 測線におけるバラツキの検討結果を北-1 測線でのデータ間隔を考慮して、評価を実施した。

その結果は図 4-39 のとおりであり、構造物のスケールとしてデータ区間 150m を選定した場合、バラツキの 95%信頼区間は 10.5mm と評価された。

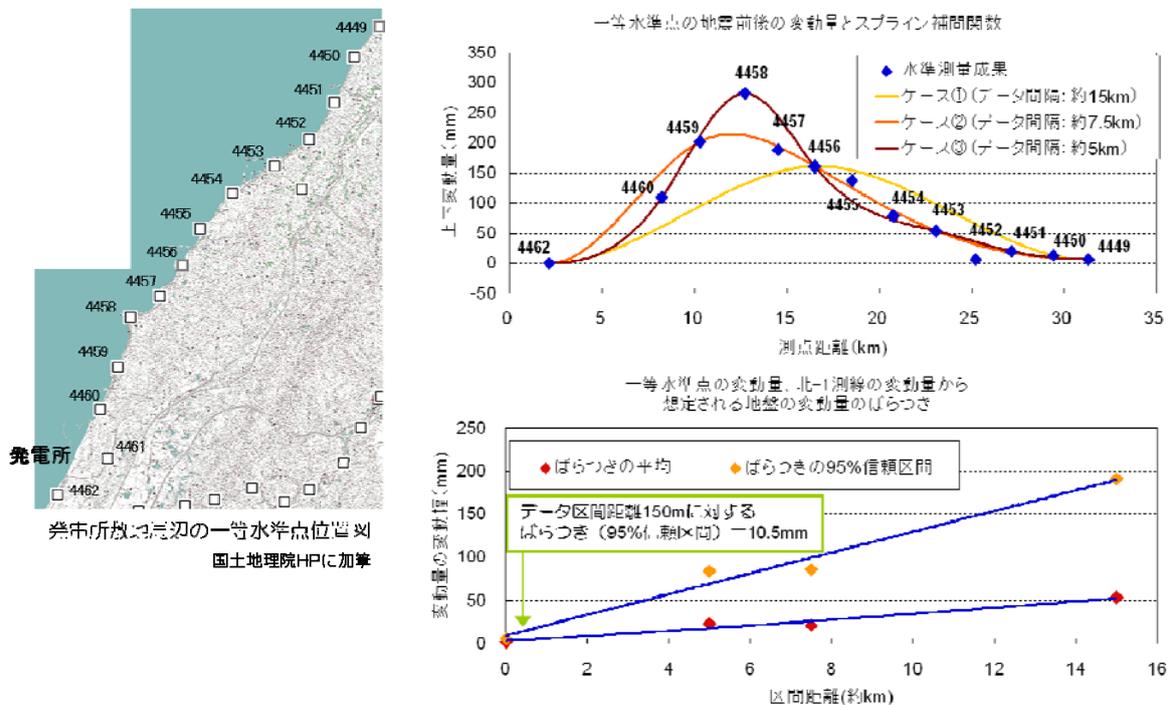


図 4-39 地殻変動のバラツキの評価結果

これまで検討してきた一等水準点及び北-1 測線において観測された変動とスプライン関数を用いて想定される地殻変動量との比較により評価されたバラツキの妥当性を検証するため、求められたバラツキの範囲と前述の原子炉施設の水準測量結果により検出されたバラツキとの比較を行って検討した。その結果を、図 4-40 に示す。

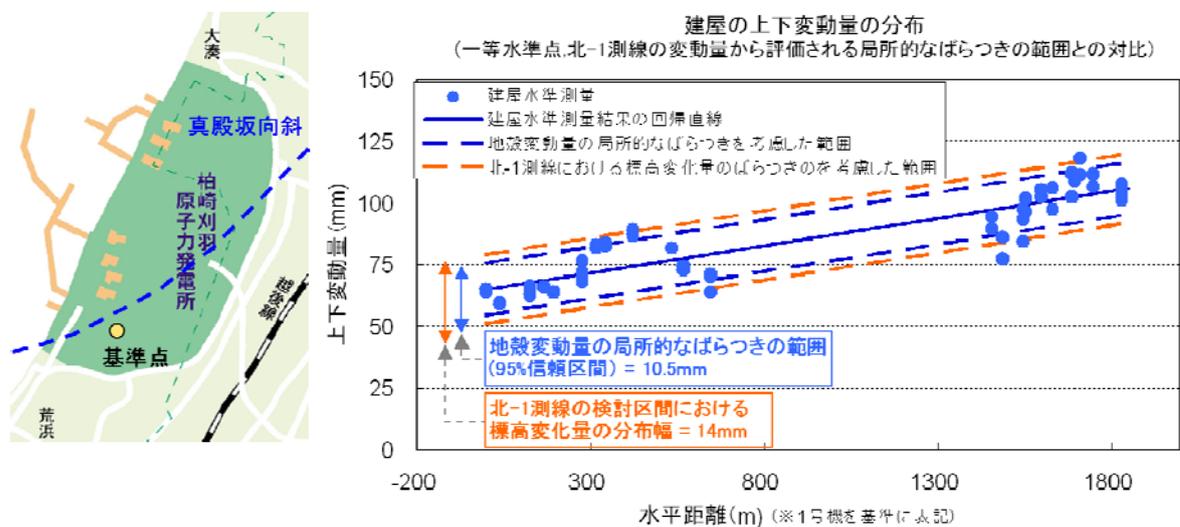


図 4-40 建屋水準測量におけるバラツキの評価結果の適用結果

一等水準点及び北-1 測線の変動量から評価された局所的なバラツキの範囲は、地殻変動量の局所的なバラツキを表すと考えて、それらの範囲を破線で示す。その結果、建屋水準測量により捉えられた建屋の上下変動量の分布は、発電所敷地周辺の測量結果から評価される地殻変動量の局所的なバラツキの範囲内に概ね入っている結果が得られた。

換言すると、少なくとも当該地域における今後の地殻変動に伴う隆起・沈降、構造物の傾動の評価に際しては、一般的な地殻変動の解析に基づく長波長の地殻変動量のみでの評価では構造物の傾動の評価において過小評価となる可能性があり、現実の岩盤上の変形評価についてはローカルで見た場合のバラツキを考慮する必要があることが確認された。

#### 4.6 4章のまとめ

地震に伴う地殻変動については、一般的に工学の分野で構造物の安定性との関係で論じられることは、直接的な断層変位による強制変位問題等の例外を除いて稀である。

本章では、新潟県中越沖地震に伴う広域の地殻変動あるいは地表面変形について、水準測量、GPS 測量、衛星画像干渉解析により多角的な検討により地殻変動の検出を行った。特に、局所的な変動については、仮に、それが地下の断層の地表付近に及ぶ変位による場合は構造物側の対処は非常に困難となることから、局所的な変形の原因については、デジタルデータに基づく詳細な地形分析を行うとともに、断層の存在を仮定した場合の変動モードが実際に観測された変位のモードとは合致しないことをパラメータの不確かさも加味して検討を実施した。

最終的には、局所的な変動は盛土あるいは沖積層の存在によると考えることが最も合理的であると結論づけられたが、断層変位の可能性については構造物の安全性に与える影響が極めて大きいことから、ここで展開した複数の詳細なアプローチからの検討が重要であると認識された。

さらに、局所的な地殻変動が断層に起因するものではないとした場合において、そのバラツキの要因を評価することは現実には非常に困難であることから、観測された地殻変動量のバラツキから構造物スケールの場合に考慮すべき変動量のバラツキについて検討を行った。一般的な均質地盤あるいは多層系地盤を考えた場合においても、地殻変動量の算定は水平成層等の簡略化された仮定に基づく必要があることから、結果的に算定される地殻変動量は小規模なものとなる。

実際の構造物の安定性評価においては、ここで提示したバラツキを適切に評価することが重要な要件となる。

ここで、提示した評価法に基づき、5章で述べる支持地盤の安定性評価においては、一つのリスク項目として評価がなされることとなるが、地殻変動の取り扱い自体が先駆的な検討であり、現時点において、地震動を外力とした確率論的な定量リスク評価とは同列に取り扱うことはできない。その観点で、地殻変動の取扱いは広義の意味での支持地盤の耐震安全性リスクの低減との位置づけを有している。

いずれにしろ、一般構造物ではこのような微小な傾動等について考慮することは稀、あるいは不要と思われるが、地震国である我が国においては重要構造物の支持地盤の安全性/安定性にリスク項目としてはこのような地殻変動による変形についても慎重に検討する必要がある。

## 参考文献

- 阿部進・斉藤秀雄・佐藤比呂志・越谷信他(2008) : 制御震源及び自然地震データを用いた統合地殻構造探査 北上低地帯横断地殻構造調査を例として, 物理探査学会第 118 回学術講演会
- Aoki, Y., M. Furuya and T. Kato (2008) : Coseismic deformation due to the 2007 Chuetsu-oki earthquake, *Earth Planets Space*, 60, pp.1131-1135.
- Chan, Y. C., Y. G. Chen, T. Y. Shih and C. Huang (2007) : Characterizing the Hsincheng active fault in northern Taiwan using airborne LiDAR data, Detailed geomorphic features and their structural implications, *Journal of Asian Earth Sciences*, 31, pp.303-316.
- Cunningham, D., S. Grebby, K. Tansey, A. Gosar and V. Kastelic (2006) : Application of airborne LiDAR to mapping seismogenic faults in forested mountainous terrain, southeastern Alps, Slovenia. *Geophys. Res. Lett.*, 33, L20308, doi:10.1029/2006GL027014.
- Fielding, E. J, T. J. Wright, J. Muller, B. E. Parsons and R. Walker (2004) : Aseismic deformation of a fold-and-thrust belt imaged by synthetic aperture radar interferometry near Shahdad, southeast Iran. *Geology*, 32, 7, pp.577-580.
- Fujii, Y. and K. Satake (2007) : Tsunami Source of the 2004 Sumatra–Andaman Earthquake Inferred from Tide Gauge and Satellite Data, *Bull. Seism. Soc. Am.* 97, S192-S207.
- Furuya, M., Y. Tanaka and Y. Aoki (2010) : PALSAR InSAR Observation and Modeling of Crustal Deformation due to the 2007 Chuetsu-Oki Earthquake in Niigata, Japan, in *Gravity, Geoid, and Earth Observation, Series. International Association of Geodesy Symposia Vol. 135*, M. Stelios(editor), Springer, 538 pp.
- 原子力安全委員会 (2010) : 発電用原子炉施設の耐震安全性に関する安全審査の手引き (平成 22 年 12 月 20 日 原子力安全委員会了承) .  
[http://www.nsc.go.jp/shinsashishin/pdf/1/101220\\_1.pdf](http://www.nsc.go.jp/shinsashishin/pdf/1/101220_1.pdf)
- Hudnut, K. W., A. Borsa, C. Glennie, and J.-B. Minster (2002) : High-Resolution Topography along Surface Rupture of the 16 October 1999 Hector Mine, California, Earthquake (Mw 7.1) from Airborne Laser Swath Mapping, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 92, 4, pp.1570-1576.
- 地震調査研究推進本部 (2007) : 平成 19 年 (2007 年) 能登半島地震の評価,  
[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/07mar\\_noto/index.htm](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/07mar_noto/index.htm)
- 小荒井 衛・宇根 寛・西村卓也・矢来博司・飛田幹男・佐藤 浩 (2010) : SAR 干渉画像で捉えた平成 19 年 (2007 年) 新潟県中越沖地震による地盤変状と活褶曲の成長, *地質学雑誌*, 116, 11, pp.602-614.
- 国土地理院 (2007) : 人工衛星データを用いて「平成 19 年(2007 年)能登半島地震」に伴う地殻変動を詳細に把握, <http://www.gsi.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2007-0412.html>
- 国土地理院 (2007) : 「平成 19 年(2007 年)新潟県中越沖地震」の震源断層モデルを推定,  
<http://www.gsi.go.jp/WNEW/PRESS-RELEASE/2007-0726.html>
- 丸山 正・遠田晋次・吉見雅行・小俣雅志 (2009) 2008 年岩手・宮城内陸地震に伴う地震断層沿いの詳細地形—地震断層・変動地形調査における航空レーザ計測の有効性—, *活断層研究*, 30, pp.1-12.

- 中田 高・隈元 崇・奥村晃史・後藤秀昭・熊原康博・野原 壯・里 優・岩永昇二 (2008) :  
空中レーザー計測による活断層変位地形の把握と変動量復元の試み, 活断層研究, 29,  
pp.1-13.
- Nishimura, T., M. Tobita, H. Yarai, T. Amagai, M. Fujiwara, H. Une, and M. Koarai (2008a) :  
Episodic growth of fault-related fold in northern Japan observed by SAR interferometry,  
Geophys. Res. Lett., 35, L13301, doi:10.1029/2008GL034337.
- Nishimura, T., M. Tobita, H. Yarai, S. Ozawa, M. Murakami, T. Yutsudo, M. Ishimoto, T. Umesawa,  
T. Toyofuku, S. Kawamoto, T. Amagai, M. Fujiwara, A. Suzuki, S. Enya, T. Sasaki, M.  
Yokokawa, S. Oomori, S. Tanoue, H. Ikeda, M. Nemoto, H. Suito, F. Hayashi, H. Une, M.  
Koarai, and M. Tsuzawa (2008b) : Crustal deformation and a preliminary fault model of  
the 2007 Chuetsu-oki earthquake observed by GPS, InSAR, and leveling, Earth Planets  
Space, 60, pp.1093-1098.
- 西村卓也 (2010) : 測地観測によって明らかになった新潟県中越沖地震に伴う地殻変動と地震に  
同期した活褶曲の成長, 活断層研究, 32, pp.41-48.
- Nishimura, T., M. Tobita, M. Murakami, T. Kanazawa, and M. Shinohara (2010) : Fault model of  
2007 M = 6.8 Chuetsu-oki earthquake, central Japan, constructed using geodetic data,  
Advances in Geosciences (Proceedings of Asia Oceania Geosciences Society 2008),  
Vol.20, pp.165-178.
- Ohta, Y., S. Miura, T. Iinuma, K. Tachibana, T. Matsushima, H. Takahashi, T. Sagiya, T. Ito, S.  
Miyazaki, R. Doke, A. Takeuchi, K. Miyao, A. Hirao, T. Maeda, T. Yamaguchi, M. Takada,  
M. Iwakuni, T. Ochi, I. Meilano, and A. Hasegawa (2008) : Coseismic and postseismic  
deformation related to the 2007 Chuetsu-oki, Niigata Earthquake, Earth Planets Space,  
60, pp.1081-1086.
- Okada, Y. (1992) : Internal Deformation Due to Shear and Tensile Faults in a Half-space, Bull.  
Seism. Soc. Am. 82, pp.1018-1040.
- Ozawa T. (2008) : Coseismic deformation of the 2007 Chuetsu-oki earthquake derived from  
PALSAR/InSAR and its fault model, Earth Planets Space, 60, pp.1099-1104.
- Ozawa, T., S. Nishimura, Y. Wada, and H. Ohkura (2005) : Coseismic deformation of the Mid  
Niigata prefecture Earthquake in 2004 detected by RADARSAT/InSAR, Earth Planets  
Space, 57, pp.423-428.
- Shinohara, M., T. Kanazawa, T. Yamada, K. Nakahigashi, S. Sakai, R. Hino, Y. Murai, A. Yamazaki,  
K. Obana, Y. Ito, K. Iwakiri, R. Miura, Y. Machida, K. Mochizuki, K. Uehira, M. Tahara, A.  
Kuwano, S. Amamiya, S. Kodaira, T. Takanami, Y. Kaneda, and T. Iwasaki (2008) :  
Precise aftershock distribution of the 2007 Chuetsu-oki Earthquake obtained by using an  
ocean bottom seismometer network, Earth Planets Space, 60, pp.1121-1126.
- Takada, Y., T. Kobayashi, M. Furuya, and M. Murakami (2009) : Coseismic displacement due to the  
2008 Iwate-Miyagi Nairiku earthquake detected by ALOS/PALSAR: preliminary results,  
Earth Planets Space, 61, e9-e12.
- 東京大学地震研究所 (2007) : - 2007年3月25日能登半島地震の特集ページ,

<http://www.eri.u-tokyo.ac.jp/topics/noto20070325/>

Wang, R., F. L. Martin, and F. Roth (2003) : Computation of deformation induced by earthquakes in a multi-layered elastic crust – FORTRAN programs EDGRN/EDCMP, *Computers and Geosciences*, 29, pp.195-207.

Yukutake, Y., T. Takeda, and K. Obara (2008) : Well-resolved hypocenter distribution using the double-difference relocation method in the region of the 2007 Chuetsu-oki Earthquake, *Earth Planets Space*, 60, pp.1105–1109.

## 第5章 支持地盤の耐震安全性に関するリスク評価

### 5.1 5章の構成・意義

3章では外力として規定される設計用地震動の設定に関わる活断層調査・評価精度向上へのアプローチについて、4章では一般的には重要構造物支持地盤の設計要件として扱われることの少ない地殻変動に関する設計上のアプローチについて論述した。

3章での活断層調査の精度向上や4章での地殻変動の設計への反映という検討項目は支持地盤の地震時安定性に関してあくまでも決定論的な評価手法のもとで広義の意味でリスクを低減する、すなわち地震外力に関わる不確定性を低減する、安定性評価上の未検討項目をなくす、という意味でのリスク低減である。これに対して、本章では最終的に、地震時の支持地盤損傷リスクを確率論に基づき定量的に評価を実施することを主たる目的としている。

本章では、重要構造物支持地盤の地震時安定性に関する評価、特に、現状の評価の考え方に併せて構造物支持地盤が有する真の実力の評価としての確率論的手法に基づく定量的リスク評価について論述する。さらに、定量的リスク評価の応用として、重要設備の耐震強化方策として用いられる地盤改良工法について、リスク低減効果について定量的な評価を実施する。

現在、広く用いられている地盤/斜面安定性評価手法については、数値解析上の誤差、用いる材料物性や解析条件の限界、設計としての一定の安全率の確保等の観点から不確定性に対する安全性（保守性）のマージンが確保される設計となっており、特に、原子力発電所支持地盤については「発電所原子炉施設に関する耐震設計審査指針（原子力安全委員会：平成18年9月）（以下、「耐震設計審査指針」と表記）」を踏まえた民間規格「原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-2008（社団法人日本電気協会：平成20年12月）（以下、「技術指針」と表記）」により具体的な評価手法が定められている。しかしながら、これらの手法が包含する安全性（保守性）のマージンについては、経験的に定められているものが多く、評価結果についてどの程度の保守性を有しているかを評価者が客観的に検討・考察することは極めて困難である。一方、地震観測網が整備され、従来とは比較にならないほどの多数の地点で良質な地震記録が観測されるようになり（必然的に断層近傍の記録が観測されるようになり）、設計用地震動という観点ではないものの、従来認められなかったレベルの加速度が観測されることにより、設計レベルを超える地震動の発生が、即、安全性再評価等に繋がることもある。

しかし、上記のとおり、本来、解析手法やモデル化には一定の保守性を持ちつつ従前から評価がなされており、高いレベルの地震動が観測されたことにより外力項のみに傾注して論理を組み立てるのは必ずしも合理的ではない。したがって、現時点において、真の支持地盤の有する実力を評価することは今後の設計体系構築の意味からも重要である。

このような観点で、本章では、まず、5.2として現在の原子力発電所支持地盤の地震時安定性に関する要求事項及び評価手法について簡単にレビューを行う。次に5.3として、新潟県中越沖地震に基づく地震動による実地盤の評価結果について記載した上で、5.4としては、支持地盤の真の耐力評価に関する取り組みとして、現状の解析手法の一つのしかし大きな保守性マージンの項目である、「2次元」と「3次元」の比較解析による関係を提示する。以上までの検討はあくまでも決定論的な立場での検討事項であり、その上で、5.5では、さらに定量的な真の実耐力評価として、ここで提案する比較的簡便な損傷度確率評価に基づく支持地盤の地震リスク評価について記述する。定量的なリスクを的確に評価す

ることにより、合理的な意思決定や説明性の向上が期待できる。その応用として、最後に、5.6 では、耐震余裕が少ない場合に、一般的に用いられる耐震強化方策の一つとしての地盤改良工法について、リスク低減の観点から見た場合の補強効果（リスク低減効果）について、手法及びその結果を提示する。

以上のとおり、本章は、従来経験的に定められている「安全率」という概念が持つ保守性について、定量的な評価を行うことによりリスク認識を合理的に実施可能であることを示す。

## 5.2 原子力発電所支持地盤の安定性に関する要求事項/検討の考え方

原子力安全委員会は 2006 年にそれまでの「耐震設計指針」を改訂した。主要な改訂としては、活断層評価や設計用地震動の考え方についてであるが、支持地盤についても重要な改訂がなされた。それ以前の指針では「重要な建物・構築物は岩盤に支持させる」として、放射線防護の観点から重要設備である原子炉建屋等については「岩盤支持」が要求事項とされていたが、2006 年の耐震設計審査指針改訂の議論の中で、「岩盤の定義」や「要求事項」の議論があり、結果的には「岩盤に支持」という要求事項は撤廃され、「十分な地耐力を有する地盤に設置」と改められた。この結果、現時点においては重要設備に関する「岩盤支持」という要求事項は撤廃されている。しかしながら、現実国内に立地する原子力発電所の重要建屋は全てが岩盤上に立地されており、今後とも、原子力発電所で扱う設計用地震動のレベルとの関連で第四紀層の非線形特性の評価等の精度/信頼性を考慮すると、実体的には岩盤に支持されることが継続されるものと思われる。

このような状況を前提条件として、具体的な支持地盤の安定性評価手法は前述のとおり、「技術指針」としてとりまとめられている。

2006 年の原子力安全委員会による耐震設計審査指針の改訂を受け、上記、日本電気協会の技術指針についても 2008 年に従前の技術指針からの改訂が行われ、支持地盤の安定性評価においても基本的な評価の流れの改訂がなされた。

それ以前の評価の考え方を図 5-1 に、改訂後の評価の考え方を図 5-2 に示す。主要な改訂点としては、従来は静的 FEM 解析で一定のすべり安全率を有していた場合には動的 FEM 解析の実施を要求事項とはしていなかったのに対し、改訂後の「技術指針」では、支持地盤の地震時安定性評価は原則として動的 FEM 解析によることとされた点が挙げられる。これは、「技術指針」から見て上位指針として位置づけられる耐震設計審査指針の改訂で、設計用地震動の設定に関する技術的な内容に関する改訂（直下地震の評価の改訂、上下動考慮の導入、断層モデルによる地震動の活用）が多くなされたこと、従前の耐震設計審査指針では上下動について静的に取り扱うこととなっていたが、上下動についても動的に取り扱うことが要求事項となったこと、国内全般に動的解析が汎用的に実施されるという背景を踏まえたものである。一方では、旧「技術指針」下においても、実体的に最近の個別プラントに関する国の許認可段階では動的 FEM 解析が要求されていたことなどが要因となっている。

「技術指針」では、地盤安定性の評価フロー、解析用物性値設定の考え方、モデル化の範囲、初期条件や境界条件、要求事項としての許容安全率等を個別具体的に規定しているが、これらについては、一般的な動的解析法と大きく異なることはない。

また、「技術指針」は、支持地盤の安定性評価手法だけでなく、地盤物性の試験/評価手法、物性試験の実施範囲（平面的、断面的）、地盤モデル図の作成範囲、精度等も詳細に定めており、これらの点については、原子力発電所という特殊かつ重要な建造物の特性に配慮して、慎重かつ保守的な評価を実施することが基本となっている。例えば、基本的に原子力施設の支持地盤は岩盤となっていることから、通常、その安定性が懸念されることは少なく、安定性を支配する要因は一義的に弱層の存在となる。したがって、支持地盤中に存在する弱層については、その分布範囲や物性について保守的に評価することがその具体的方法論を含め、詳細に記述されている。

改訂後の地盤安定性評価フローに基づく場合、最終的には等価線形解析を基本とした動的解析において、支持地盤については基本的には 1.5 で規定される許容安全率が唯一の具体的要求事項と解釈で

きる。なお、他の一般的な構造物の支持地盤における要求事項と同様に、支持力や沈下の観点でも、「有害な沈下を発生させない」等の要求事項は記載されているものの、評価基準値等については明記されていない。

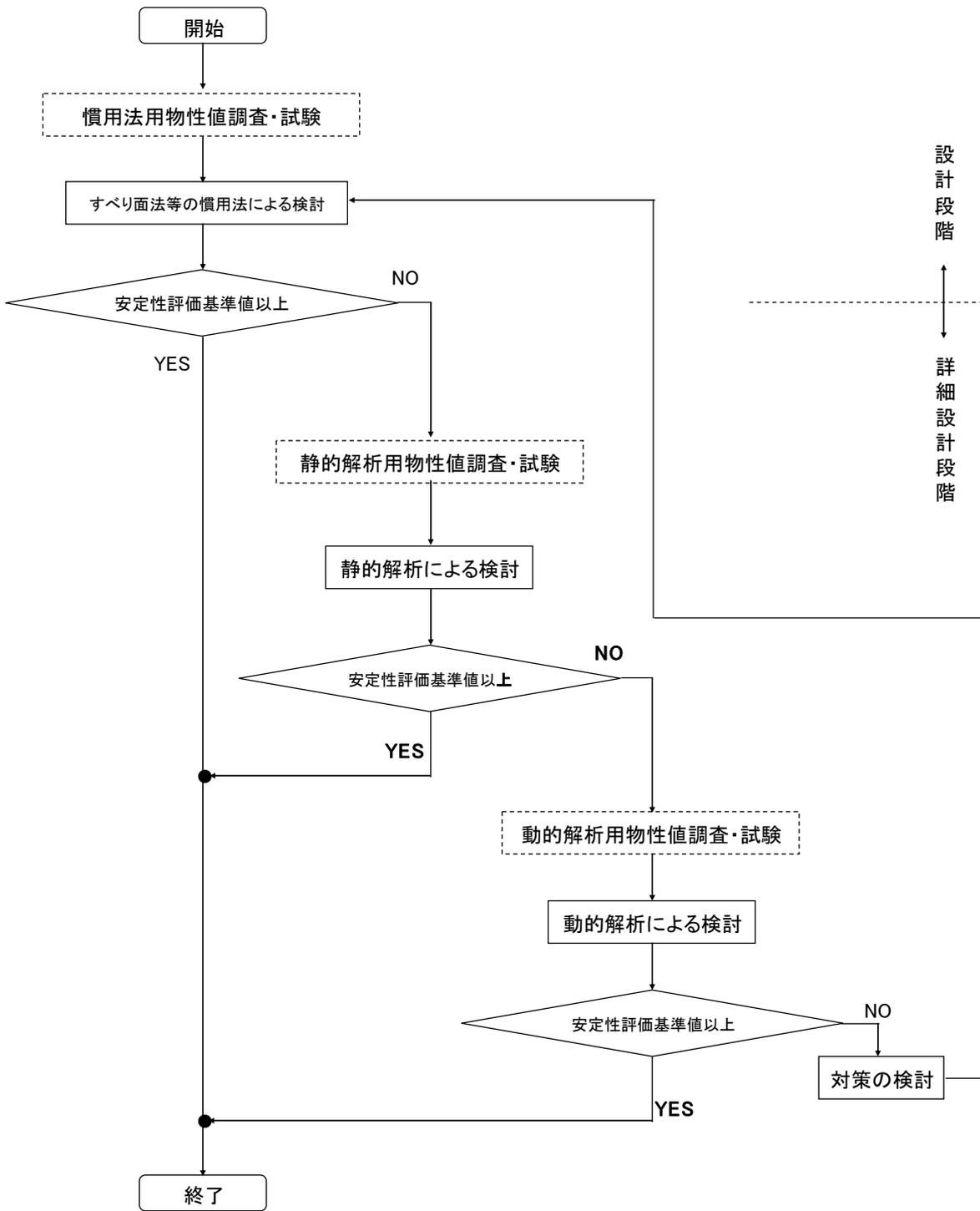


図 5-1 地盤の安定性評価の流れ（改訂前）

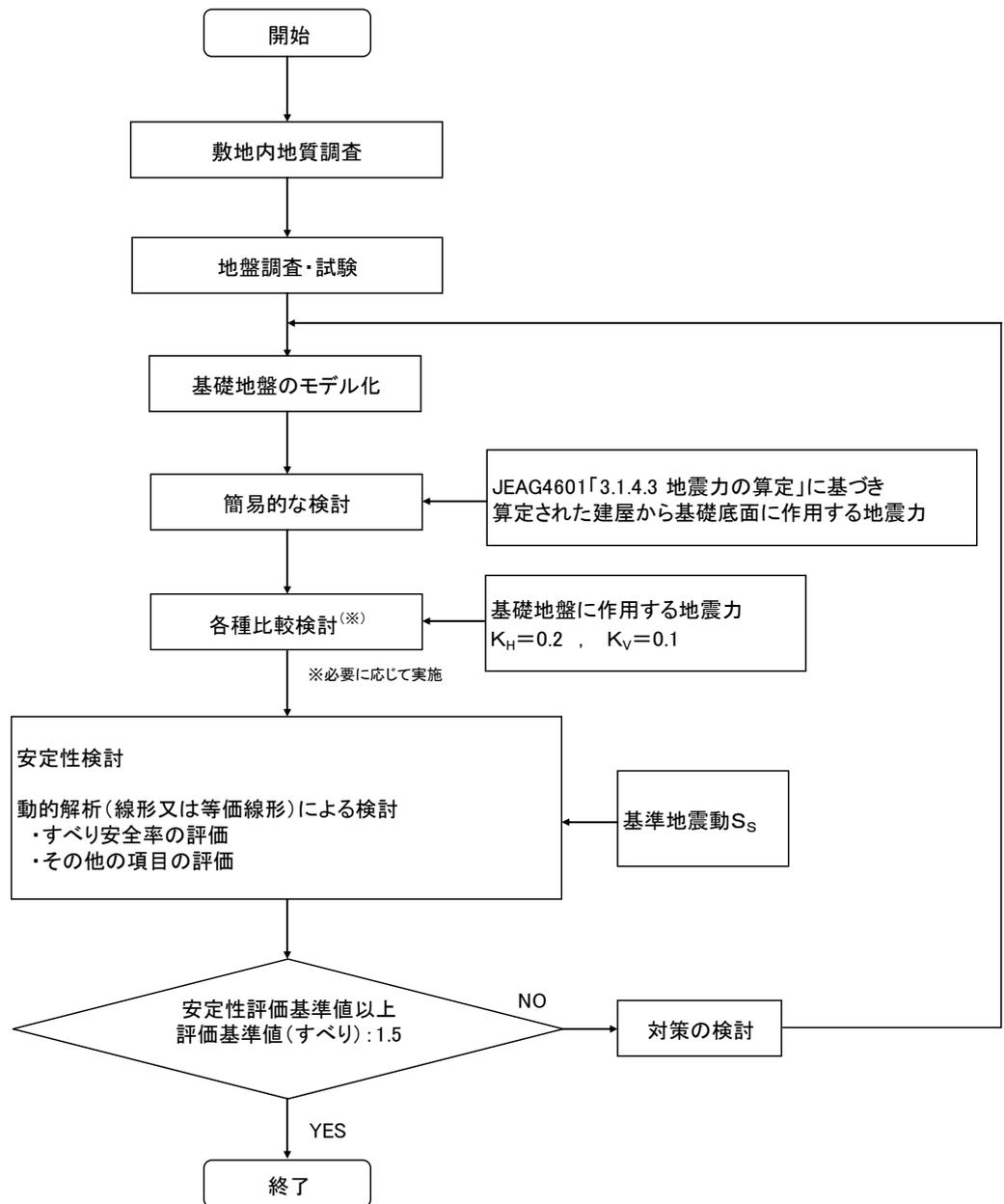


図 5-2 地盤の安定性評価の流れ (改訂後)

支持力や沈下については、実質的に岩盤（あるいはそれと同等の地盤）支持が耐震設計審査指針上の要求となっていることから、問題となる例は基本的に少ないと考えられている。

以上が、標準的な支持地盤の地震時安定性評価の基本的な考え方である。

一方、4章で記述したとおり、新潟県中越沖地震においては、地殻変動による岩盤の変形挙動が認識された。従前から、地震時安定性評価に際しては、強震動が作用している時々刻々の建屋底面の傾動について評価されることとなっているが、初期条件としてはあくまでも水平面からの傾動が議論されることとなっている。地殻変動による建屋底面の傾動については、メカニズム的にも時間軸的にも強震動下の建屋底面の傾動とは大きく異なるものであり、現状ではこれら双方を考慮した評価の考え方は定まっていないのが実状であるが、新潟県中越沖地震での観測事実を踏まえると、両者を考慮した地震時安定性評価が必要と考えられる。

以下では、主として地震時安定性に関わる支持地盤の安定性の評価手法及び結果を示すが、同評価には、解決されるべき技術的な課題や議論として、岩盤の動的強度の評価、亀裂を含んだ岩盤の剛性、強度評価、これらを含む力学試験結果の評価、室内試験や原位置試験のスケール効果などがある。しかしながら、少なくとも現時点においてこれらの各課題に関する現行の規定が支持地盤の安定性という観点で致命的な結果を与える可能性があるとは考えられていない。

さらに、これらの諸課題の合理的な解決のためには、現状の解析手法が保有する保守性等を認識する必要がある。すなわち、物性評価、モデル化、数値解析という一連を総合的に評価した上での課題認識が重要である。

### 5.3 新潟県中越沖地震を踏まえた支持地盤の安定性評価

原子炉施設支持地盤の地震時安定性評価については、実験等により実耐力を評価することが極めて困難であることから、前述の方法論により安定性評価を実施しつつも、真の実力や地震リスク評価はなされてきていないのが実状である。

柏崎刈羽原子力発電所では、新潟県中越沖地震により設計段階の想定を大幅に上回る地震動が観測された結果として、放射線の外部放出とは無関係の重要度が高くない設備の支持地盤等では沈下、変形等が認められたが、耐震安全上の重要設備の支持地盤においては有害な沈下、変形などは認められず、「岩盤に支持」という指針要求の実力が間接的に実証された。

ここでは、さらに定量的な評価として、新潟県中越沖地震を踏まえた支持地盤の地震時安定性評価結果について記述する。

#### 5.3.1 安定性評価方針

検討事例として柏崎刈羽原子力発電所7号機の耐震安全上重要な設備・機器等を内包する建物・構築物を支持する原子炉建屋、タービン建屋及びコントロール建屋支持地盤について、「技術指針」に示される標準的な手法に基づき、新潟県中越沖地震により観測された地震動に対する挙動の解明との観点で、観測記録に基づく当該の地震動を外力とした標準的な地震応答解析に基づく地盤安定性評価を実施した。さらに、新潟県中越沖地震を踏まえて再設定された基準地震動（新潟県中越沖地震による観測地震動を上回る）に対する地盤安定性評価についても実施した。

なお、ここでの地盤安定性評価項目としては、4章で記述した地殻変動による建屋底面での傾動等についても4章で提示した地殻変動による岩盤の傾動量を踏まえつつ、検討を実施した。

また、設計段階での評価を大幅に超過した強震動が作用した支持地盤ということを考慮して、地震前後で支持地盤の基本的な物性値に変動が見られないことを予め確認のうえ、評価を実施するなど、新潟県中越沖地震を踏まえた特徴的な評価について、「技術指針」の範囲を超えて配慮を実施し検討を行った。

#### 5.3.2 安定性評価方法

##### 5.3.2.1 地層構成

柏崎刈羽原子力発電所敷地の敷地平面図を図5-3に、地質構造図を図5-4に、7号機が位置する付近の敷地北部の地質水平断面図を図5-5に、地質鉛直断面図を図5-6に示す。

3章で記述したとおり、当該地点の岩盤は基本的に堆積性軟岩から構成され、かつ、褶曲構造が認められている。支持地盤中に認められる弱層の成因については、褶曲構造に関連して形成されたものであると判断されている。

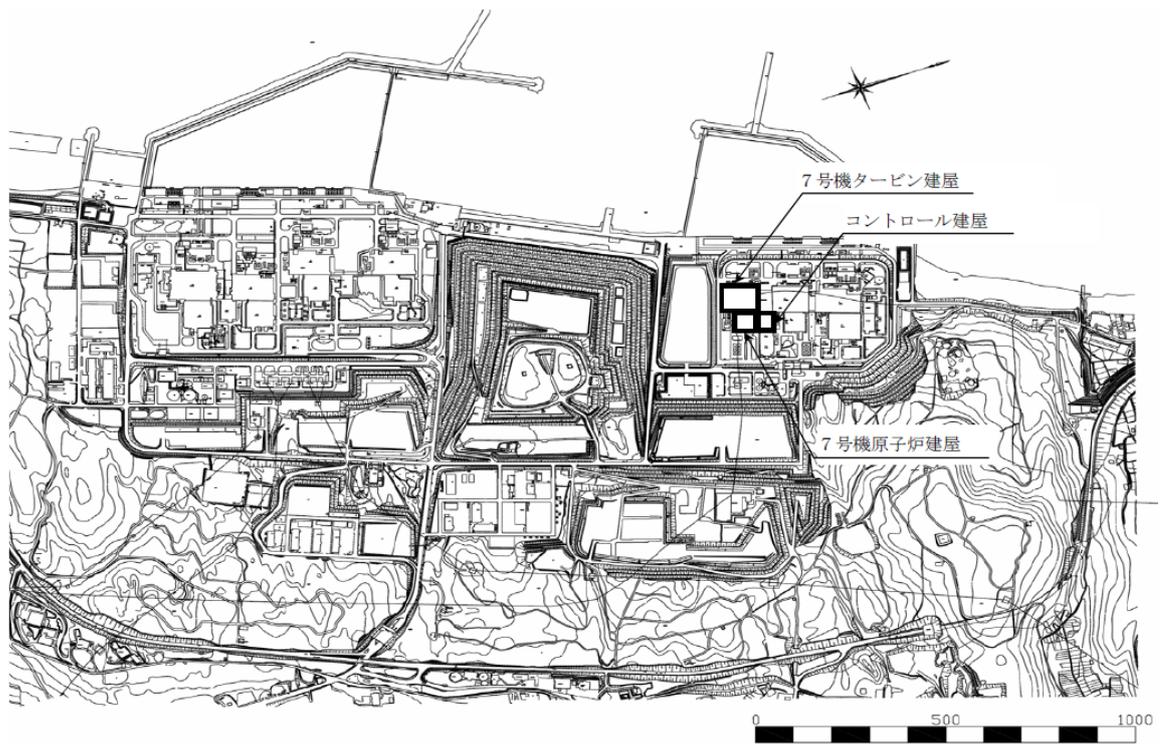


図 5-3 敷地平面図

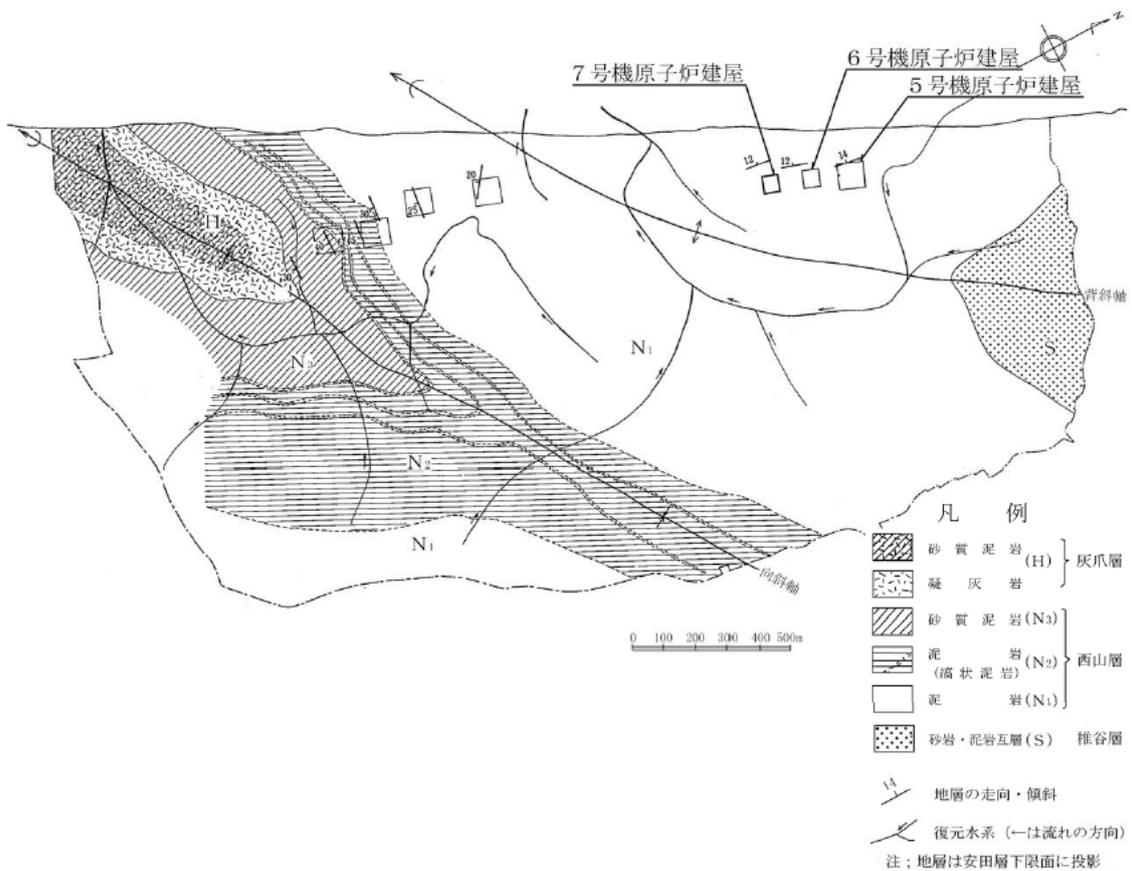
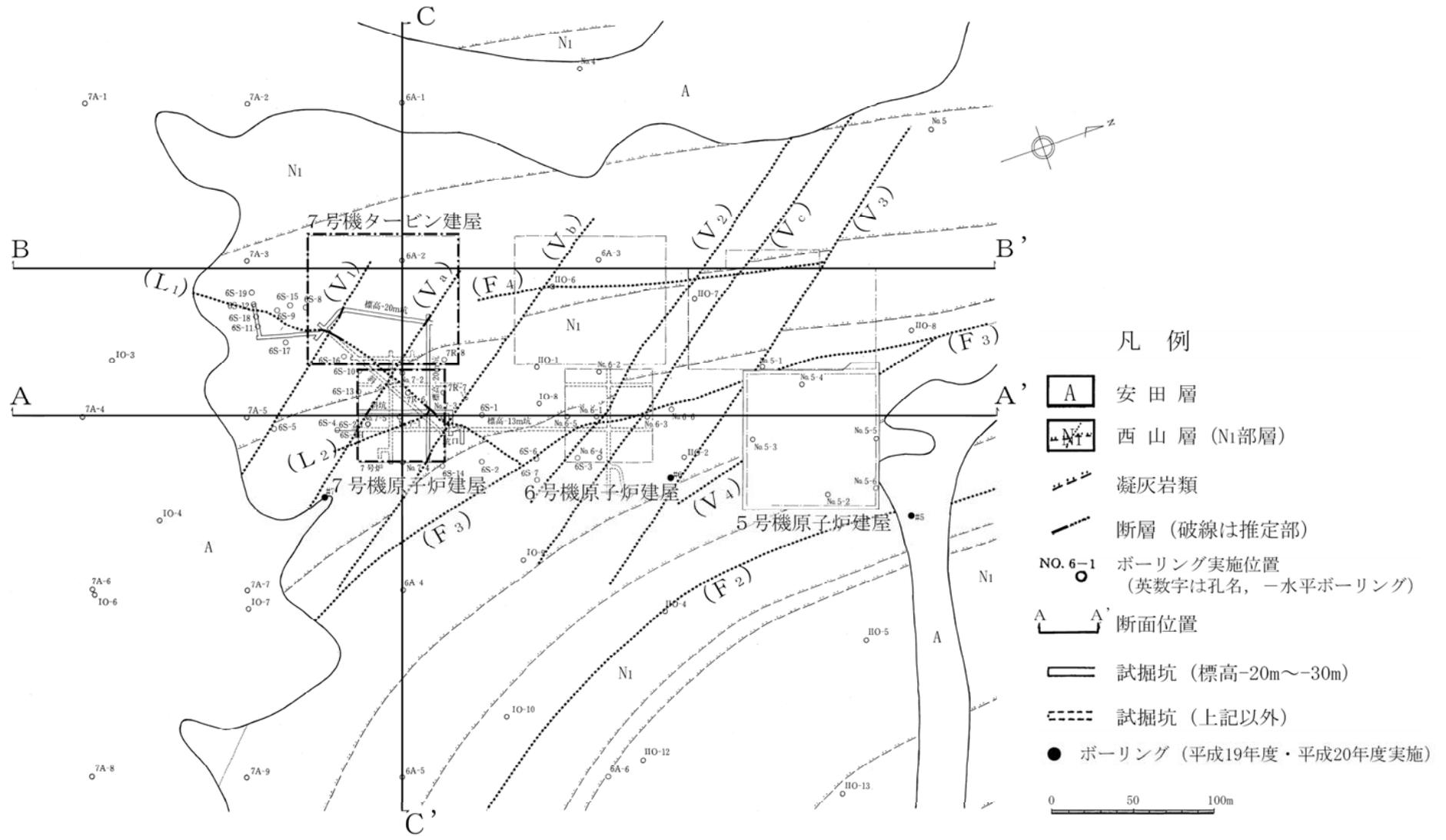


図 5-4 新第三紀層の地質及び地質構造図



凡例

- A 安田層
- N1 西山層 (N1部層)
- 凝灰岩類
- 断層 (破線は推定部)
- NO. 6-1 ボーリング実施位置  
(英数字は孔名, -水平ボーリング)
- A A' 断面位置
- 試掘坑 (標高-20m~-30m)
- 試掘坑 (上記以外)
- ボーリング (平成19年度・平成20年度実施)

0 50 100m

図 5-5 7号機付近地質水平断面図 (標高-20m)

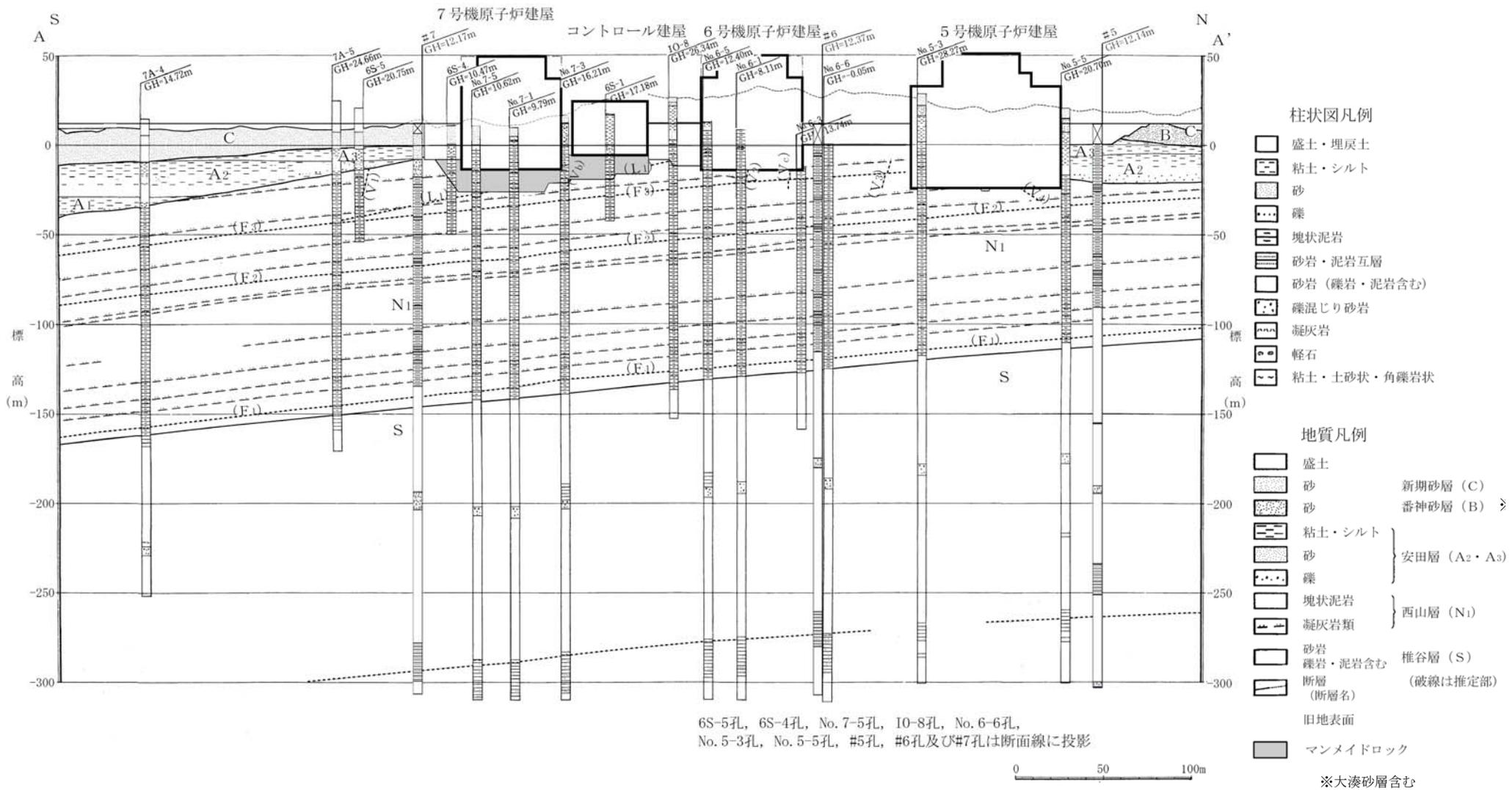


図 5-6(1) 7号機付近地質鉛直断面図 (A-A')

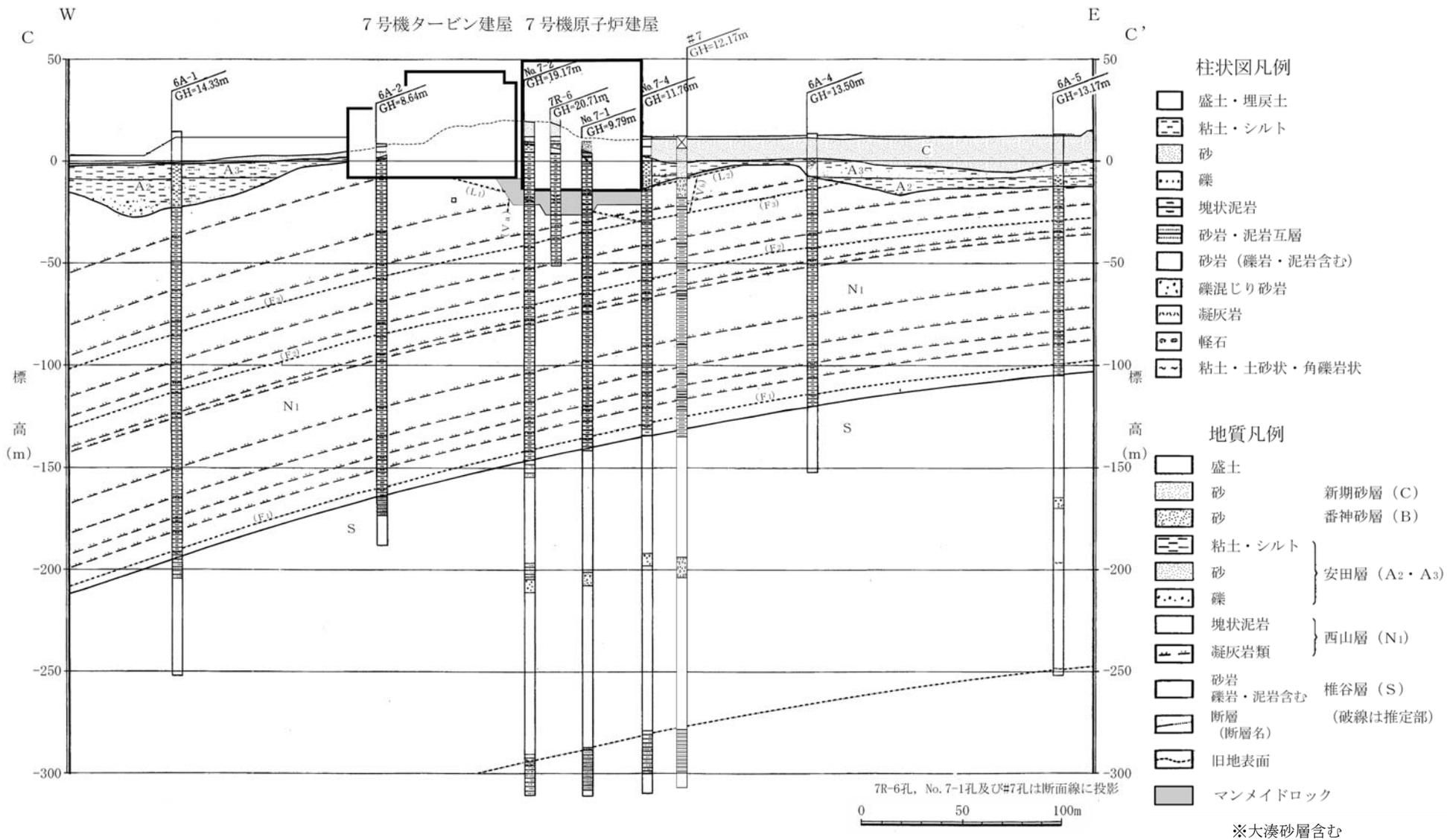


図 5-6(2) 7号機付近地質鉛直断面図 (C-C' )

7号機支持地盤は、凝灰岩、砂岩等の薄層などを挟む塊状泥岩からなる新第三紀鮮新世の堆積岩からなる西山層である。西山層は7号機位置では標高-140m付近まで分布しており、下位は標高約-310mまで砂岩・泥岩互層を主体とする椎谷層が分布している。西山層の上位には第四紀層である安田層、番神砂層、新期砂層が分布する。7号機は西山層以下の第三紀層に認められる背斜構造の西翼部に位置し、西山層はNNE-SSW～N-Sの走向で10°～15°の角度で西へ傾斜している。7号機支持地盤並びにその付近に見られる断裂は、節理、面のゆ着した断層及び小断層に区分される。これらのうち、節理と認定されるもの（断裂を挟んで変位が認められないもの）は連続性に乏しく、ENE-WSWの走向で高角度で北あるいは南へ傾斜する傾向にあるが、顕著な定方向性は認められない。

支持地盤の安定性を評価する上ですべり面を構成する弱面となりうる、小規模な断層としては、5号～7号機支持地盤中に分布するNW-SE～NNW-SSEの走向で高角度のもの（以下、「V系断層」と表記）、層理面に平行で低角度のもの（以下、「F系断層」と表記）、6号及び7号機支持地盤中に分布するENE-WSWの走向で低角度で南に傾斜するもの（以下、「L系断層」と表記）が認められる。

これらの支持地盤内に存在する小断層等については、原子炉設置許可に関わる許認可段階でその分布・性状が評価されているものであるが、さらにその詳細な分布については、原子炉建屋等の本館基礎掘削時に岩盤検査として確認されている。

なお、7号機原子炉建屋及びコントロール建屋は、基礎岩盤である西山層と同等以上の力学特性を有するマンメイドロックを介して岩盤に支持されている。前記のとおり、原子炉建屋等の重要施設については岩盤に直接支持させることが通例であるが、7号機の場合、予定地直下に地すべり性の小断層が分布していたため、当該の地すべり性断層を除去した上で、新たに開発した周囲の岩盤と同程度の低い剛性を有するマンメイドロックを用いて置き換えを実施した。

### 5.3.2.2 解析手法/解析モデル

安定性評価については、新潟県中越沖地震で観測された地震動及び新潟県中越沖地震を踏まえて再設定した基準地震動Ssに対する地震応答解析を2次元動的有限要素法解析により実施した。地震応答解析は周波数応答解析手法を用い、等価線形化法により動せん断弾性係数及び減衰定数のひずみ依存性を考慮している。

安定性評価フローを図5-7に示す。

解析用地盤モデルは、支持地盤中に分布するF系断層、V系断層、L系断層を考慮し、解析幅は原子炉建屋中心から左右にそれぞれ建屋幅の2.5倍以上の領域を確保するよう、また、解析深さは十分な深さとして建屋幅の1.5倍以上の領域を確保するようモデル化した。

前述のとおり、支持地岩盤は堆積性の軟岩から構成され、解析モデルとして考慮している上記の弱層以外の節理等は連続性も少なく、亀裂性岩盤ではないことから連続性の短い節理等についてはモデル上は取り扱っていない。

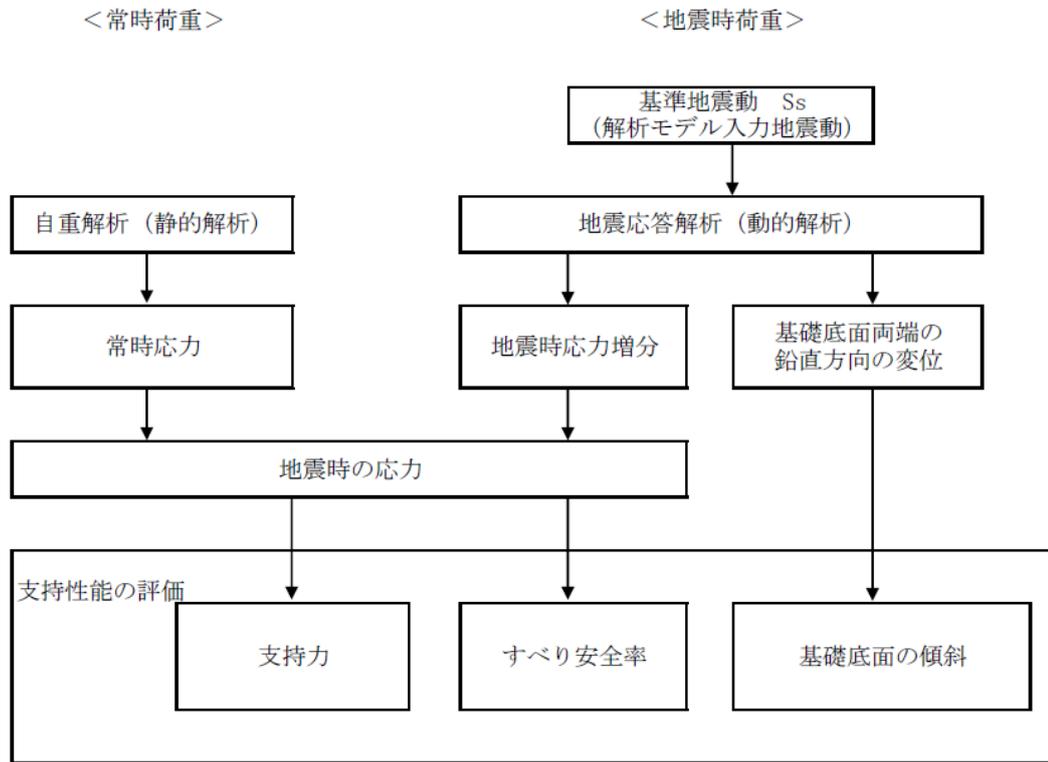


図 5-7 支持地盤の安全性評価フロー

解析用要素分割図は図 5-8 に、境界条件は図 5-9 に示すとおりであり、モデル下端を粘性境界、側方をエネルギー伝達境界とした。解析用建屋モデルとして、原子炉建屋、タービン建屋及びコントロール建屋の解析用建屋モデルは、それぞれについて設定された多質点系モデルから変換することにより作成した。

ここで、解析用建屋モデルについて、従前の耐震設計審査指針では、水平方向の地震動のみ動的で考慮することとされていたため、多質点系から FEM モデルの変換に際して、応答性状が整合しているか否かの確認は水平動のみでよいこととなる。しかし、改訂後の耐震設計審査指針においては、上下方向の地震動についても動的で考慮することが要件として加えられたため、応答性状の確認は上下動についても同様に行う必要がある。実務においては、建屋のモデル化精度を確保した上で、できるだけ合理的に検討を進める必要があるため、モデル化手法について検討を加えた。

上下動を考慮した合理的な建屋モデル構築について、次節で記述する。

解析用物性値は過去の許認可時点の調査試験結果に基づき、表 5-1~2 のとおり設定している。なお、新潟県中越沖地震により、調査、設計時点で想定していた地震動レベルを超過する強震動を受けたことを踏まえて、新潟県中越沖地震による地盤物性への影響を確認するため、地震後に実施した深さ約 300m のボーリングにより得られた各種試験結果と設置許可申請時のデータを比較した。比較した結果は図 5-10 に示すとおりであり、解析で用いる主要な物性に関して強震動の影響は認められないことを確認した。

なお、前述のとおり、当該支持地盤が節理等の影響を受けない堆積性の軟岩から構成されるという特徴を考慮して基本的な物性は岩石物性に基づくことを基本としている。解析用物性値として、岩石物性を用いることの妥当性に関する検討の一例として、破壊メカニズムを考慮した岩盤せん断試験時の挙動と岩石物性の関連性について、結果の評価の中で記述する。

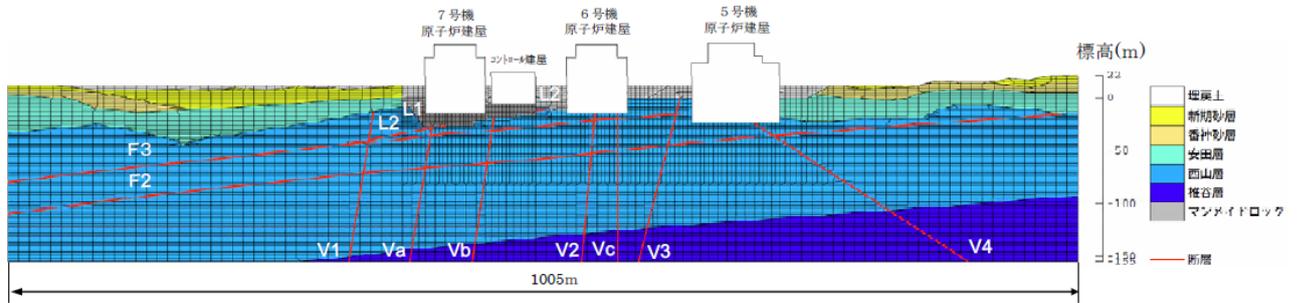


図 5-8(1) 解析用要素分割図 (原子炉建屋・コントロール建屋汀線平行断面)

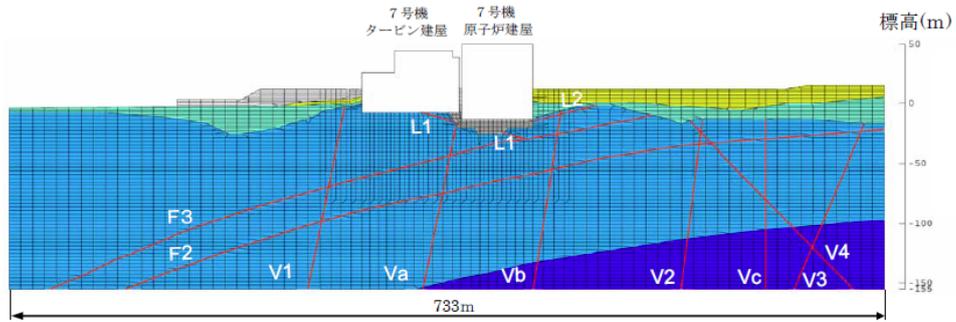


図 5-8(2) 解析用要素分割図 (原子炉建屋・タービン建屋汀線直交断面)

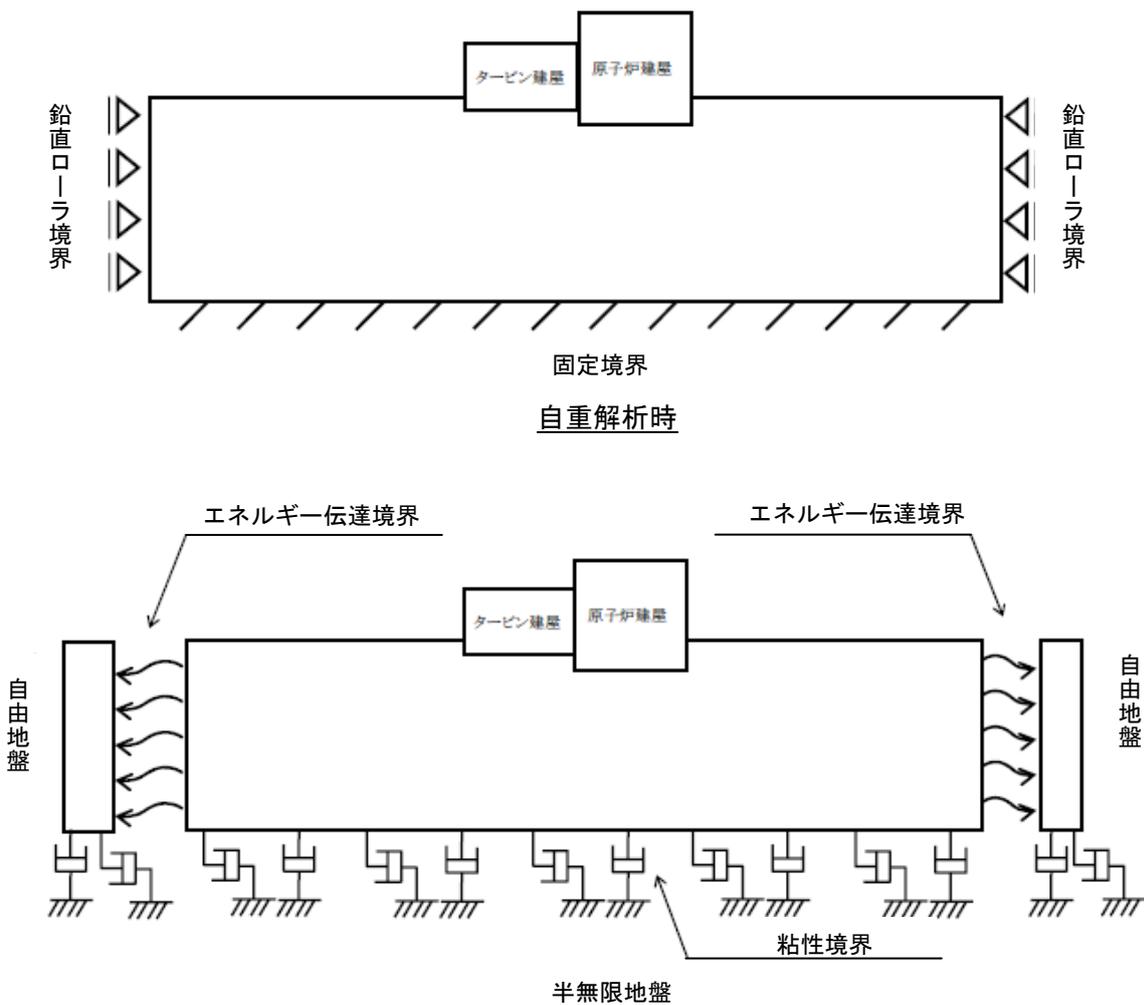
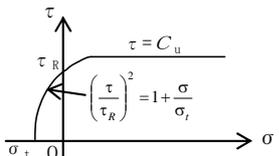
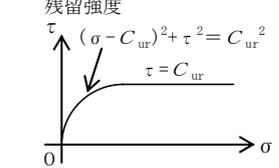
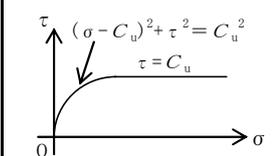
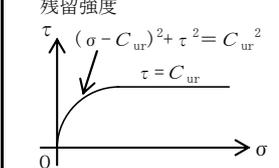


図 5-9 境界条件

表 5-1 解析用物性値設定方法

		均質部		不均質部			マンメイドロック
		西山層	椎谷層	F系断層	V系断層	L系断層	
物理特性	$\rho_t$	密度試験結果	密度試験結果	密度試験結果 (粘土部・破砕部の層厚を考慮した重み付け平均)	密度試験結果	密度試験結果	密度試験結果
静的変形特性	$E_0$	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	F <sub>3</sub> 断層の三軸圧縮試験結果を粘土部・破砕部ごとに圧密圧力で回帰	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果
	$\nu$	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	粘土部：西山層の値 破砕部：三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果
動の変形特性	$G_0$	P S 検層による S 波速度および密度から算定	P S 検層による S 波速度および密度から算定	弾性波速度測定試験結果から求めた $G_0$ を粘土部・破砕部ごとに平均 (粘土部・破砕部の層厚を考慮した重み付き平均)	T. M. S. L. = ± 0 m における西山層の値	弾性波速度測定結果	弾性波速度測定結果
	$\nu_d$	P S 検層で得た P 波速度, S 波速度により算定	P S 検層で得た P 波速度, S 波速度により算定	弾性波速度測定試験結果から求めた $\nu_d$ を粘土部・破砕部ごとに設定 (粘土部・破砕部の層厚を考慮した重み付き平均)	弾性波速度測定結果	弾性波速度測定結果	弾性波速度測定結果
	$G/G_0 \sim \gamma$ $h \sim \gamma$	動的単純せん断試験結果	動的単純せん断試験結果	動的単純せん断試験結果を粘土部・破砕部ごとに設定 (粘土部・破砕部の層厚を考慮した重み付き平均)	動的単純せん断試験結果	動的単純せん断試験結果	動的単純せん断試験結果
強度特性	ピーク強度	圧裂試験結果および三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果を粘土部・破砕部ごとに設定 (粘土部と破砕部で弱い方を用いる)	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	圧裂試験結果および三軸圧縮試験結果
	残留強度	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果	三軸圧縮試験結果

表 5-2(1) 解析用物性値

物性値		地層区分		均質部		
		西山層		椎谷層		
物理特性	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.69-0.00048・Z		1.94-0.00044・Z		
変形特性	静的変形特性	$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	502-2.29・Z		251-3.88・Z	
		$\nu$	0.48+0.00024・Z		0.46	
	動の変形特性	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	394-1.63・Z		-133-7.35・Z	
		$\nu_d$	0.45+0.00015・Z		0.47+0.00031・Z	
		$G/G_0 \sim \gamma$	1/(1+4.10 $\gamma^{1.37}$ )		1/(1+5.76 $\gamma^{0.69}$ )	
$h \sim \gamma$ (%)	25.0 $\gamma^{0.94}$ +0.7		$\gamma/(0.065\gamma+0.004)$ +0.7			
強度特性	ピーク強度	$C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.37-0.00504・Z		0.721-0.00773・Z	
		$\phi_u$ (°)	0		0	
		$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.335-0.00157・Z		0	
	残留強度	$C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.673-0.00201・Z		0.799-0.00607・Z	
備考	<p>強度特性は下図のように設定する。</p> <p>ピーク強度</p>  <p>残留強度</p> 		<p>強度特性は下図のように設定する。</p> <p>ピーク強度</p>  <p>残留強度</p> 			

注：Zは、標高(m)を示す。

注：Pは、地下水位を考慮した圧密圧力(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

注： $\gamma$ は、せん断歪み(%)を示す。

表 5-2(2) 解析用物性値

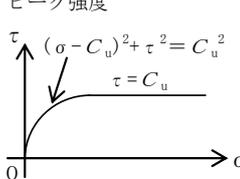
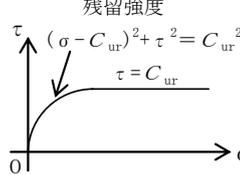
物性値		地層区分	断層部					
			F系断層		V系断層	L系断層		
			粘土部	破砕部				
物理特性	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.92	1.73	層厚の重み付き平均=1.75		1.78	1.82	
変形特性	静的変形特性	$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	62.4+80.5・P		低圧部：48.8+923・P 高圧部：224+131・P	低圧部：141+389・P 高圧部：296+78.0・P	165+148・P	
		$\nu$	0.46		0.46	0.46	0.46	
	動の変形特性	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	337		層厚の重み付き平均=340		394	230
		$\nu_d$	0.47		層厚の重み付き平均=0.43		0.44	0.47
		$G/G_0 \sim \gamma$	$1/(1+7.45\gamma^{1.14})$		$1/(1+9.79\gamma^{1.03})$		$1/(1+4.75\gamma^{0.68})$	$1/(1+4.86\gamma^{0.73})$
		$h \sim \gamma$ (%)	$41.0\gamma^{0.62}$		$35.0\gamma^{0.42}$		$18.0\gamma^{0.28}+0.1$	$17.0\gamma^{0.31}$
強度特性	ピーク強度	$C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.286+0.191・P		0.279+0.242・P		0.504+0.359・P	0.486+0.481・P
		$\phi_u$ (°)	0		0		0	0
		$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0		0		0	0
	残留強度	$C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.219+0.251・P		0.278+0.181・P		0.485+0.293・P	0.497+0.353・P
備考		<p>強度特性は下図のように設定する。</p> <p>ピーク強度</p> <p><math>\tau = C_u</math></p> <p>残留強度</p> <p><math>\tau = C_{ur}</math></p>						

注：Zは、標高(m)を示す。

注：Pは、地下水位を考慮した圧密圧力(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

注：γは、せん断歪み(%)を示す。

表 5-2(3) 解析用物性値

物性値		地層区分		表層部			
		安田層	番神砂層	新期砂層	埋戻土		
物理特性	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.76	1.84	1.64	1.89		
変形特性	静的変形特性	$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	126+232・P	23.5+572・P	19.3+187・P	58.8	
		$\nu$	0.49	0.47	0.33	0.33	
	動の変形特性	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	175	184	25.3	27.0	
		$\nu_d$	0.45	0.43	0.36	0.41	
		$G/G_0 \sim \gamma$	$1/(1+5.39\gamma^{0.77})$	$1/(1+9.48\gamma^{0.74})$	$1/(1+10.95\gamma^{0.81})$	$1/(1+9.01\gamma^{0.77})$	
		$h \sim \gamma$ (%)	$24.8\gamma^{0.56}$	$\gamma/(0.041\gamma+0.005)+1.0$	$\gamma/(0.031\gamma+0.002)$	$\gamma/(0.034\gamma+0.003)+0.1$	
	強度特性	ピーク強度	$C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.238+0.407・P	0.322+0.412・P	—	—
$\phi_u$ (°)			0	0	—	—	
$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )			0	0	—	—	
残留強度		$C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.224+0.312・P	0.321+0.375・P	—	—	
備考	<p>強度特性は下図の通りに設定する。</p> <p>ピーク強度</p>  <p>残留強度</p> 						

注：Zは、標高(m)を示す。

注：Pは、地下水位を考慮した圧密圧力(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

注：γは、せん断歪み(%)を示す。

表 5-2(4) 解析用物性値

物性値		地層区分		マンメイドロック	
				7号炉原子炉建屋下	コントロール建屋下
物理特性		$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.75	1.75
変形特性	静的変形特性	$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )		1160	1020
		$\nu$		0.44	0.45
	動の変形特性	$G_0$ (N/mm <sup>2</sup> )		2110	1990
		$\nu_d$		0.36	0.36
		$G/G_0 \sim \gamma$		$1/(1+4.30\gamma^{1.00})$	$1/(1+4.30\gamma^{1.00})$
		$h \sim \gamma$ (%)		$19.0\gamma^{0.60}$	$19.0\gamma^{0.60}$
	強度特性	ピーク強度	$C_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	均質部	1.84
打継部				1.38	1.38
$\phi_u$ (°)				0	0
$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )			均質部	0.666	0.666
		打継部	0.330	0.330	
残留強度		$C_{ur}$ (N/mm <sup>2</sup> )	均質部	1.38	1.38
			打継部	1.04	1.04
備考		<p>強度特性は下図のように設定する。</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;"> <p>ピーク強度</p> </div> <div style="text-align: center;"> <p>残留強度</p> </div> </div>			

注：Pは、地下水位を考慮した圧密圧力(N/mm<sup>2</sup>)を示す。

注：γは、せん断歪み(%)を示す。

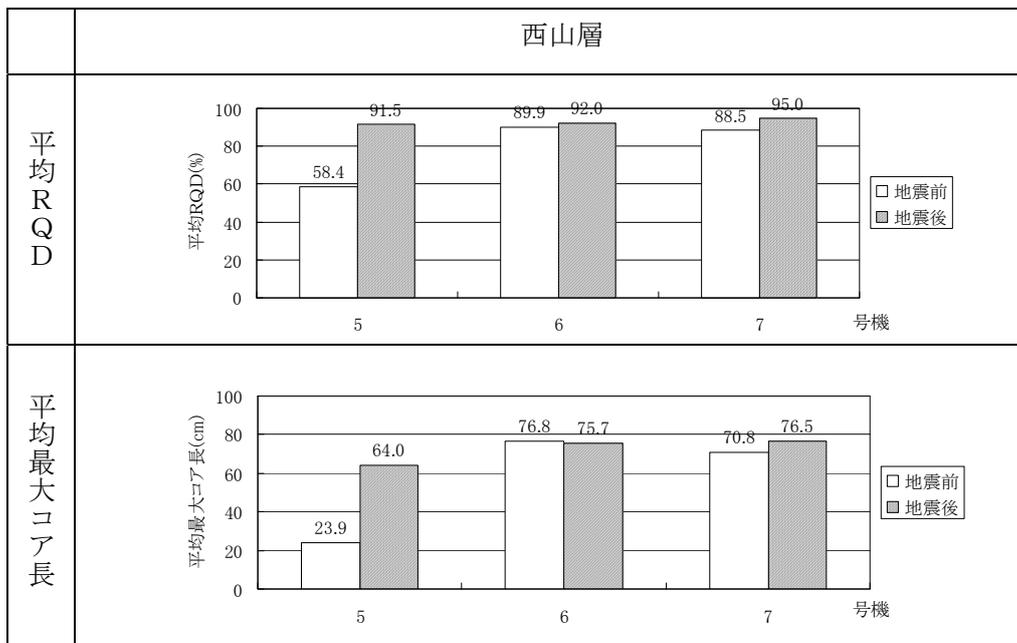


図 5-10(1) 地震前後の物性値の比較 (平均RQD, 平均最大コア長)

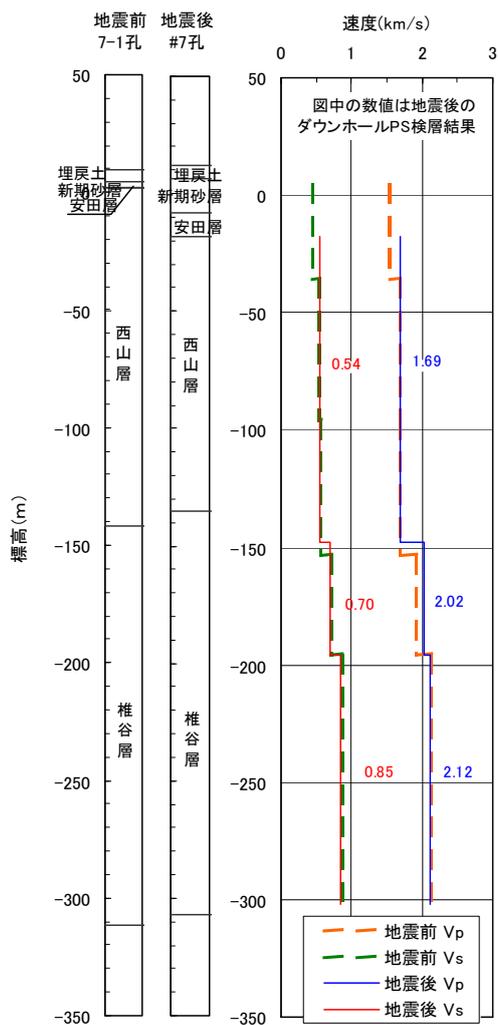
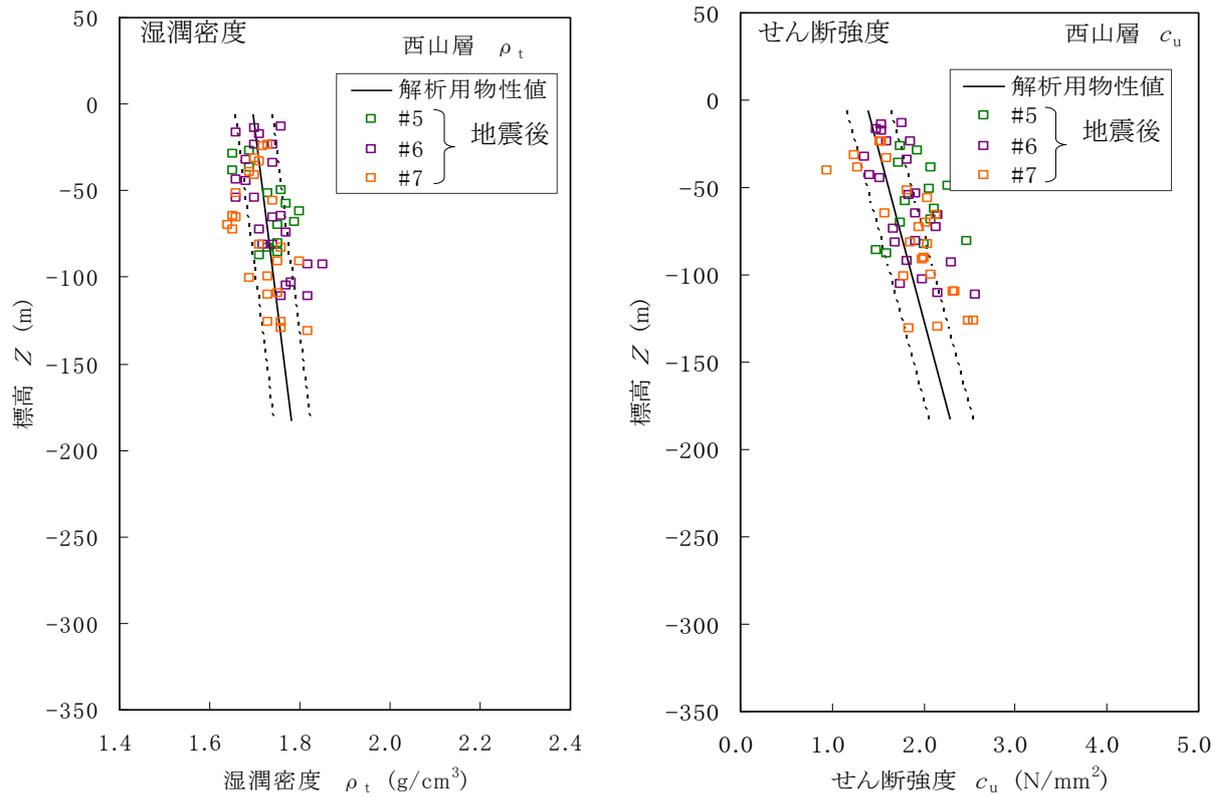


図 5-10(2) 地震前後の物性値の比較 (P S 検層)



西山層

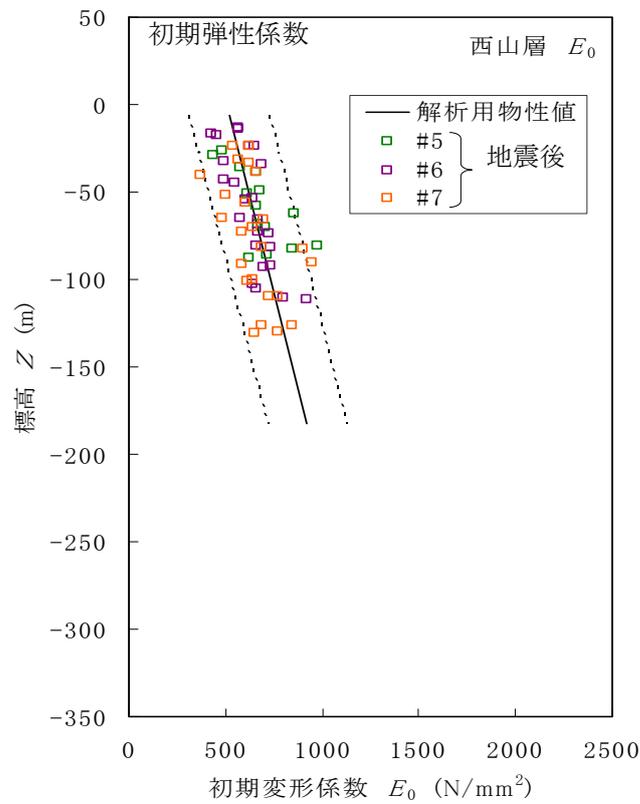


図 5-10(3) 地震前後の物性値の比較 (湿潤密度, せん断強度, 初期変形係数)

### 5.3.2.3 評価内容

評価は、新潟県中越沖地震の際に確認された地震動に基づく評価及び今後の安全性確保の観点から、3章で記述した地震後に実施した活断層調査結果、地震調査/解析結果に基づき再設定された基準地震動に基づく評価を実施した。

評価に当たっての照査項目としては、「技術指針」に則り、地盤内のすべりに関して重点的に検討を行った。

すべり安全率については、広がりを持った土塊に対する評価結果として示されるものであり、一方、要素の応力状態に基づき、要素単位での破壊認定を参考として実施した。支持地盤の安定性評価結果の解釈としては、あくまでも土塊全体のすべりに対する評価結果から判断することが妥当であることについて、岩盤せん断試験の挙動に関する解析結果等に基づいて考察を加えた。

また、4章で示した地殻変動に伴う岩盤の変形挙動について、強震動作用時の瞬時の建屋底面の勾配との関係で評価を行った。

### 5.3.3 動的上下動を考慮した原子炉建屋のモデル化に関する考察

#### 5.3.3.1 検討目的

支持地盤の安定性評価を実施する際に、モデル化という観点で影響を及ぼす可能性があるのは、地盤内のすべり安定に関わる地盤内の弱層のモデル化及び構造物底面のすべり安定に関わる構造物のモデル化である。

このうち、地盤内の弱層のモデル化に関しては、「技術指針」により「弱層のモデル化に当たっては、ジョイントモデルまたはソリッドモデルのいずれを用いてもよい」とされており、その根拠として以下の検討結果が記載されている。

弱層のモデル化に関する検討として、弱層の角度、岩盤部の剛性及び弱層の層厚をパラメータとしたジョイント要素とソリッド要素との比較検討が実施されている。当該の検討では、弱層の角度は 30 度または 70 度、弱層の層厚は 0.03m~3m の範囲で検討がなされており、その結果、すべり安全率に影響する弱層面上のせん断応力の相違は最大でも数%程度と全体のすべり安定性に与える影響は少ないとされている。

一方、原子炉建屋のモデル化の考え方については「技術指針」には明確な方針は記述されていない。

原子炉建屋自体の地震応答解析においては、建物を質点系モデルで表し、地盤についてはスウエイとロッキングバネでモデル化 (S-R モデル) し水平/上下各々について別々にモデル化、解析を実施した上で、SRSS 法 (Square Root Sum of Square) や組み合わせ係数法に基づいて、水平/上下方向の断面力を重ねあわすことが通例なされている。

これに対して、支持地盤の安定性評価においては、建屋についてソリッド要素を用いてモデル化を行う必要があることから、建屋の地震応答解析における質点系モデルとソリッド要素を用いた地盤安定性評価のための FEM モデルで振動性状が一致するように、ソリッド要素の剛性を調整して設定されていた。

その際、従前の耐震設計方針では上下動については静的地震力として考慮することとしていたため、水平方向の振動性状のみに着目して検討を行っていたが、2006 年の耐震設計審査指針の改訂により上下方向についても動的地震動を考慮することとなったため、上下動的の地震動を考慮した建屋のモデル化を検討する必要性が生じた。

また、基本的に弾性的挙動を示す原子炉建屋の場合には、水平/上下について別々に解析を実施して、断面力を重ね合わせることは可能であるが非線形性が無視できない地盤材料の場合には重ね合わせの原則が成立しないため、水平/上下同時加震に対応する建屋モデルの設定法が必要と判断された。

柳沢他(2005)は、FEM モデルに剛な水平トラス (拘束トラス) を組み込み、ソリッド要素のポアソン比及びせん断剛性を調整することによって、水平上下同時加振に対応した FEM モデルを提案している。この手法は、建屋の物性値の調整によって水平方向と上下方向の固有周期を調整できるため非常に有用な方法であった。しかし、ポアソン比とせん断剛性を交互に調整して水平方向及び上下方向の振動特性を調整するため、数回の繰返し計算が必要であった。また、ポアソン比が大きくなると、ソリッド要素が流体に似た挙動を示すため、建屋の高次モードに予測し難い変形が表れることが危惧されていた。

以下では、ここで提案する上下動的を考慮した建屋のモデル化に関する検討結果について記述する。

#### 5.3.3.2 提案手法の概要

ここで提案する手法は、建屋の地震応答解析に基づく、各層の水平剛性  $K_H$ 、鉛直剛性  $K_V$  及び曲げ

剛性  $K_\phi$  から、等価な FEM モデルを各層毎に作成するものである。その概要を図 5-11 に示す。具体的には、各層の要素上面を剛梁で繋ぎ、変形時に平面が保持されるようにする。また、鉛直ばねを建屋の中心軸に対して左右対称になるように配置する。これにより、FEM モデルの各層の未知数がヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  及び鉛直ばね定数  $k_{sp}$  の 3 つとなる。従って、既知数が、建物各層の水平剛性  $K_H$ 、鉛直剛性  $K_V$  及び曲げ剛性  $K_\phi$  の 3 つであるから「 $K_H, K_V, K_\phi$ 」と「 $E, \nu, k_{sp}$ 」の関係を導けば、 $E, \nu, k_{sp}$  を決めることが可能となる。

ここでは、まず、曲げ剛性に関する陽な式を導き、層レベルで FEM 解析との比較を行う。式の誘導に際しては、参考のため水平剛性及び鉛直剛性についても紹介する。次に、「 $K_H, K_V, K_\phi$ 」と「 $E, \nu, k_{sp}$ 」の関係を導くとともに、その関係式を適用したモデル化手法を示す。そのうえで、原子炉建屋モデルを対象に手法の適用性の検討を行う。その際、図 5-12 に示す幾何学的関係を用いることとする。

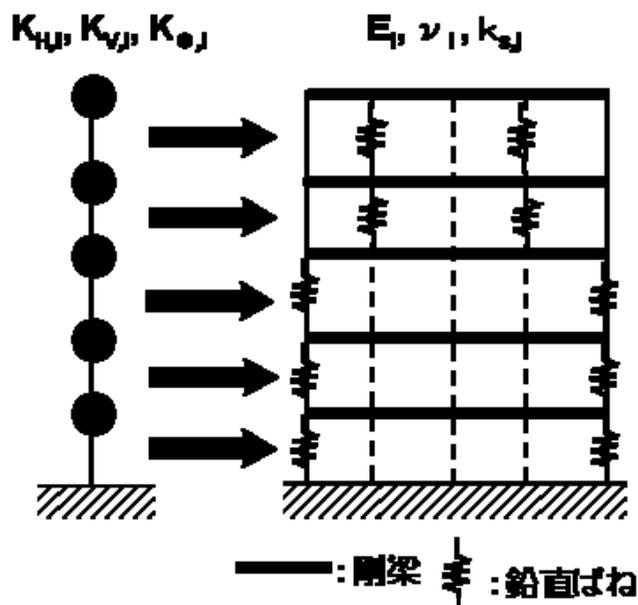


図 5-11 提案手法の概念図

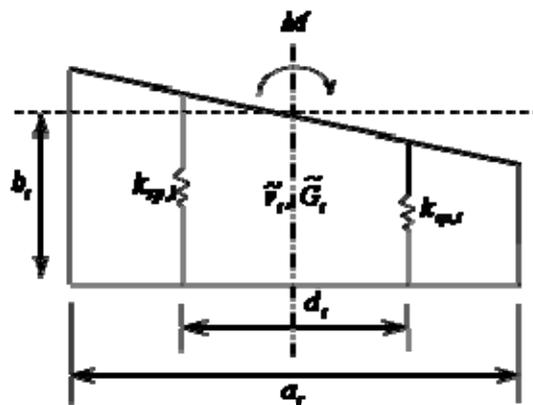


図 5-12 FEM モデルの概要

### 5.3.3.3 剛性評価式の誘導

地盤安定性評価においては、一般に、建屋のモデル化に平面ひずみ要素が用いられているため、ここでは、平面ひずみ要素の上面に剛な梁を設置した時の水平及び鉛直方向と曲げの剛性評価式を導く。

図 5-13 に 4 節点 FEM 要素を示す。1 要素の場合には、剛な梁要素を節点  $l$  と  $k$  を結ぶ形で配置される。これにより、定義する要素数は増えるものの接点数は増えないため、解析に要する時間は、剛な梁配置前後であまり変わらない。

以下に、剛な梁を配した平面ひずみ要素に対して、水平方向、上下方向及び曲げの剛性を評価する式を導く。

平面ひずみ問題の場合の  $[D]$  マトリックスは次式で表わされる。

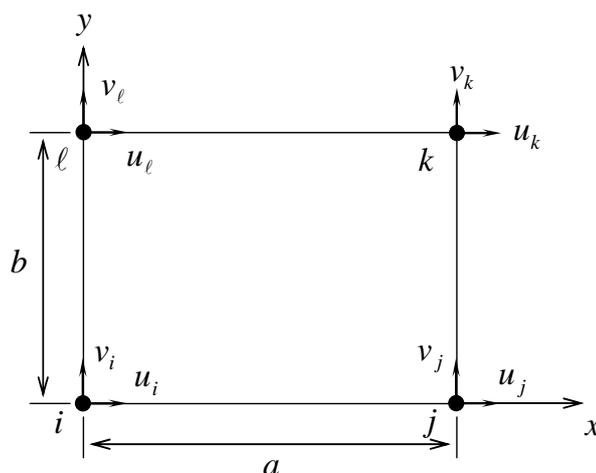


図 5-13 FEM 要素の接点と変形

$$[D] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 \\ \nu/(1-\nu) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/2\nu(1-\nu) \end{bmatrix} \quad (5-1)$$

ここで、 $E$  はヤング率、 $\nu$  はポアソン比であり、せん断弾性係数  $G$  は下式より与えられる。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5-2)$$

また、要素剛性マトリックスは、次式で与えられる。

$$[k] = \int_0^a \int_0^b [B]^T [D] [B] t \, dx \, dy \quad (5-3)$$

ここで、 $t$  は要素の板厚であり、要素内で一定とする。また、長方形要素の場合、ひずみ成分は次

式で表わされる。

$$\begin{aligned}
 \{\varepsilon\} &= \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_k}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_\ell}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_j}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_k}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_\ell}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & \frac{\partial N_j}{\partial y} & \frac{\partial N_j}{\partial x} & \frac{\partial N_k}{\partial y} & \frac{\partial N_k}{\partial x} & \frac{\partial N_\ell}{\partial y} & \frac{\partial N_\ell}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_k \\ v_k \\ u_\ell \\ v_\ell \end{Bmatrix} \\
 &= \frac{1}{ab} \begin{bmatrix} -(b-y) & 0 & b-y & 0 & y & 0 & -y & 0 \\ 0 & -(a-x) & 0 & -x & 0 & x & 0 & a-x \\ -(a-x) & -(b-x) & -x & b-y & x & y & a-x & -y \end{bmatrix} \\
 &= [B]\{\delta\}
 \end{aligned} \tag{5-4}$$

ここで、要素の4節点に関する変位の全成分は、次のようにベクトル表示される。

$$\{\delta\}^T = [u_i \ v_i \ u_j \ v_j \ u_k \ v_k \ u_\ell \ v_\ell] \tag{5-5}$$

要素内の変位場を、次に示す  $x, y$  の双一次形式に仮定する。

$$u = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 xy \tag{5-6}$$

$$v = \beta_1 + \beta_2 x + \beta_3 y + \beta_4 xy \tag{5-7}$$

ここで、水平方向の荷重作用時の変形量と荷重は下式で与えられる。

$$\{\delta\}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \delta_H \ \delta_V \ \delta_H \ \delta_V] \tag{5-8}$$

$$[P]^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ P/2 \ 0 \ P/2 \ 0] \tag{5-9}$$

従って、荷重  $P$  による変形量は下式によって評価可能である。

$$\{\delta\} = [K]^{-1} P \tag{5-10}$$

式(5-10)に式(5-8), (5-9)を代入して整理すると、次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 \delta_H &= \frac{2(1+\nu)bP}{Ea} \\
 &= \frac{bP}{aG}
 \end{aligned} \tag{5-11}$$

また、水平方向の剛性  $k_H$  で表わすと、以下の式となる。

$$k_H = P/\delta_H = \frac{aG}{b} \quad (5-12)$$

上式より、水平方向の剛性は、せん断剛性  $G$  と FEM 要素の幾何形状より求まり、ポアソン比によって変化しないことがわかる。

次に、上下方向の荷重作用時の変形より上下方向の剛性を求める。上下荷重作用時の変形量と荷重は下式で与えられる。

$$\{\delta\}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \delta_v \ 0 \ \delta_v] \quad (5-13)$$

$$\{P\}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ -P/2 \ 0 \ -P/2] \quad (5-14)$$

式 (5-10) に式 (5-13)、(5-14) を代入して整理すると、上下方向の剛性の評価式として以下が与えられる。

$$\begin{aligned} k_v &= \frac{aE(1-\nu)}{b(1+\nu)(1-2\nu)} \\ &= \frac{2aG(1-\nu)}{b(1-2\nu)} \end{aligned} \quad (5-15)$$

式 (5-15) は、せん断剛性  $G$  と FEM 要素の幾何形状に加え、ポアソン比  $\nu$  により値が変化することがわかる。即ち、せん断剛性  $G$  と FEM 要素の幾何形状が同じであってもポアソン比を変えることによって上下方向の剛性を変えることが可能である。

次に、曲げ荷重作用時の変形より上下方向の剛性を求める。曲げ荷重作用時の変形量と荷重は下式で与えられる。

$$\{\delta\}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ \delta_v \ 0 \ \delta_v] \quad (5-16)$$

$$\{P\}^T = [0 \ 0 \ 0 \ 0 \ 0 \ P/2 \ 0 \ -P/2] \quad (5-17)$$

式 (5-10) に式 (5-16)、(5-17) を代入して整理すると、鉛直方向の変形量は、次式で表わされる。

$$\delta_v = \frac{6}{E} \left( \frac{b}{a} \right) \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} P \quad (5-18)$$

式 (5-18) より曲げ剛性  $k_\phi$  は以下に与えられる。

$$k_\phi = \frac{a^3 G}{6} \cdot \frac{1-\nu}{1-2\nu} \quad (5-19)$$

### 5.3.3.4 FEM 解析による剛性評価式の検証

提案する剛性評価式の検証として、水平方向、上下方向及び曲げ剛性の評価式について、汎用構造解析コードABAQUSを用いて検証を行うこととした。検証には、FEMの要素を 1, 3, 5, 10, 20 個横に並べて層を作成したモデルを用いることとし、一要素の大きさは 1m×1mとした。せん断剛性Gについては、ヤング率Eが  $2.14 \times 10^5$  [N/mm<sup>2</sup>]、ポアソン比νが 0.3 の時の値に固定した。

図 5-14 に曲げ剛性に関する、誘導式(理論解)と FEM 解析結果との比較を示す。

曲げ剛性に関する評価式の検証について、FEM の要素数が少なく、結果的に高さ/幅が大きくなると理論解と FEM 解析結果との乖離が生じている。これは、FEM 解析では数値積分により剛性行列を求めているため要素数が少ないと数値計算誤差が生じていると考えられる。しかし、要素数が増え、要素の高さ/幅が小さくなるとほぼ誘導式(理論解)による結果に一致しており、通常の原子炉建屋モデルの場合には式(5-19)の曲げ剛性評価式により精度よい推定が可能と考えられる。

以上のとおり、層レベルではここで提案する評価式は実用上、十分な精度を有していることが確認できた。

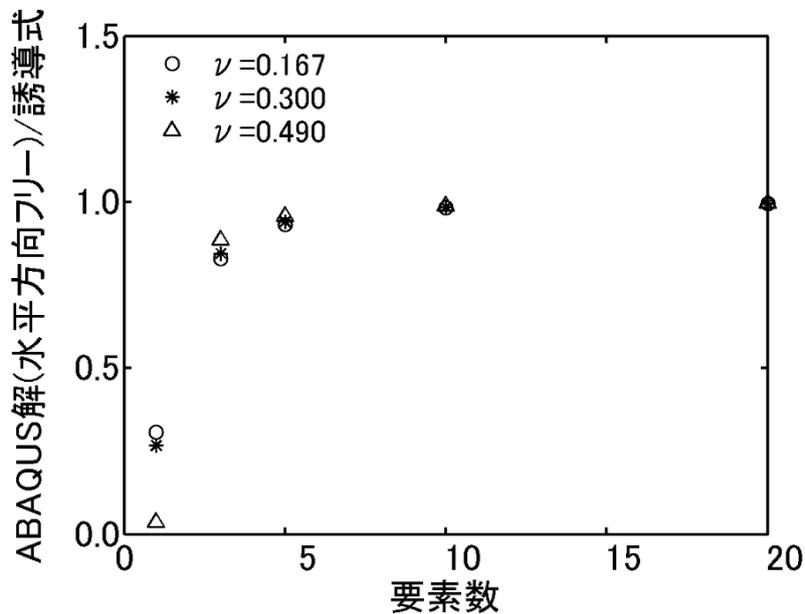


図 5-14 誘導式(理論解)と FEM 解析結果との比較

### 5.3.3.5 曲げせん断モデル化手法

原子炉建屋のモデル化に際して、水平剛性  $K_H$ 、鉛直剛性  $K_V$  及び曲げ剛性  $K_\phi$  は下記で定義される。

$$K_{H,i} = \frac{G_i A_{H,i}}{\ell_i} \quad (5-20)$$

$$K_{V,i} = \frac{E_i A_{V,i}}{\ell_i} \quad (5-21)$$

$$K_{\phi,i} = E_i I_i \quad (5-22)$$

ここで、 $A_{H,i}$  は水平方向の剛性に寄与する建屋の有効断面積、 $A_{V,i}$  は上下方向の剛性に寄与する有効断面積である。また、 $\ell_i$  は質点系モデルの質点間の距離で各層の高さとなる。

ここで、地盤安定性評価で用いる FEM モデルのせん断剛性を  $\tilde{G}_i$ 、ポアソン比を  $\tilde{\nu}_i$ 、鉛直ばね定数を  $k_{sp}$  とすると、図 5-12 に示す幾何学的関係により「 $K_H, K_V, K_\phi$ 」と「 $\tilde{G}_i, \tilde{\nu}_i, k_{sp}$ 」の関係が次式で与えられる。

$$\tilde{G}_i = \left( \frac{A_{H,i}}{a_i} \right) G_i \quad (5-23)$$

$$K_{V,i} = \frac{2a_i \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{b_i (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + 2k_{sp,i} \quad (5-24)$$

$$K_{\phi,i} = \frac{a_i^3 \tilde{G}_i (1 - \tilde{\nu}_i)}{6 (1 - 2\tilde{\nu}_i)} + \frac{b_i d_i^2}{2} \cdot k_{sp,i} \quad (5-25)$$

このうち、式(5-23)は独立しているので、FEM 要素の  $\tilde{G}_i$  は式(5-23)に建屋モデルデータを代入することにより直接的に求めることが可能である。また、 $\tilde{\nu}_i$  と  $k_{sp,i}$  は、式(5-24)と式(5-25)の2元連立一次方程式を解くことにより、以下の式が得られる。

$$k_{sp,i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_{V,i} \cdot a_i^2 \cdot b_i - 12K_{\phi,i}}{(a_i^2 - 3d_i^2)b_i} \quad (5-26)$$

$$\tilde{\nu}_i = \frac{1}{2} \cdot \frac{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - 2(a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i}{12K_{\phi,i} - 3b_i \cdot d_i^2 K_{V,i} - (a_i^3 - 3a_i \cdot d_i^2) \tilde{G}_i} \quad (5-27)$$

### 5.3.3.6 提案するモデル化の検証

提案するモデル化手法の検証を実施した。

検証は、提案するモデル化手法による固有モードと質点系モデルによる固有モードとの比較により行った。

なお、検証に際しては、水平方向と上下方向の剛性のみを評価して建屋モデルを構築したケース(図中、水平・上下○次と表記)を参考のため併せて示している。

その結果は、表 5-3 及び図 5-15 に示すとおりであり、曲げせん断モデル化手法を適用して得られた振動モードは質点系モデルと概ね一致していることが確認され、曲げせん断モデル化手法の妥当性が確認された。

また、質点系モデルとの近似度については、水平・上下の剛性のみ考慮した結果と比較して、曲げ・せん断剛性を考慮した提案法ではより精度が向上していることが確認できた。

これらの結果を踏まえ、後述する支持地盤の安定性検討においては、ここで提案する手法に基づき、上下動的を考慮した建屋モデルを用いて解析を実施している。

表 5-3 モデリングの精度

方向	モード数	質点モデル		水平・上下モデル				曲げ・せん断モデル			
		固有周期	刺激係数	固有周期	誤差(%)	刺激係数	誤差(%)	固有周期	誤差(%)	刺激係数	誤差(%)
水平	1次	0.233	2.089	0.233	0.00	1.624	22.3	0.231	-0.99	2.034	2.6
	2次	0.116	-1.931	0.102	-12.28	-1.316	-31.8	0.115	-1.07	-1.897	-1.8
	3次	0.079	0.926	0.076	-3.38	0.896	3.2	0.081	2.57	1.029	11.1
上下	1次	0.092	1.845	0.092	0.01	1.624	12.0	0.092	1.00	1.807	2.1
	2次	0.045	-1.643	0.040	-11.21	-1.316	-19.9	0.045	-0.08	-1.531	-6.8
	3次	0.033	1.006	0.030	-10.26	0.896	10.9	0.033	-1.09	0.914	9.1

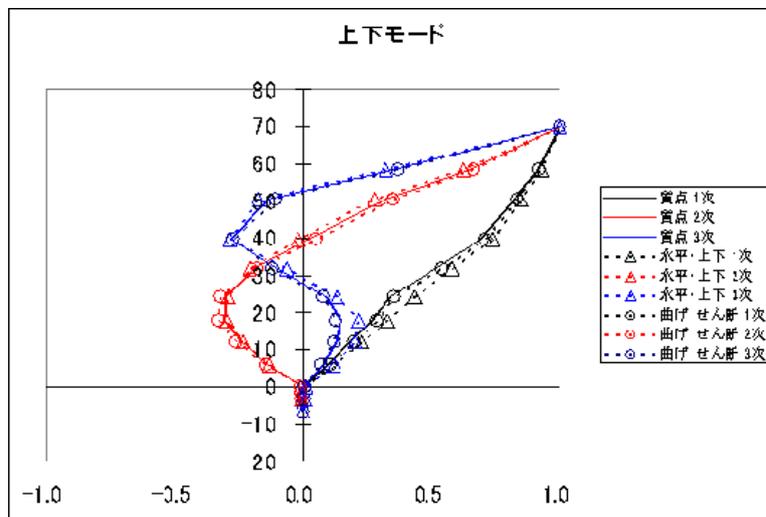


図 5-15(1) 上下方向の固有モードの比較

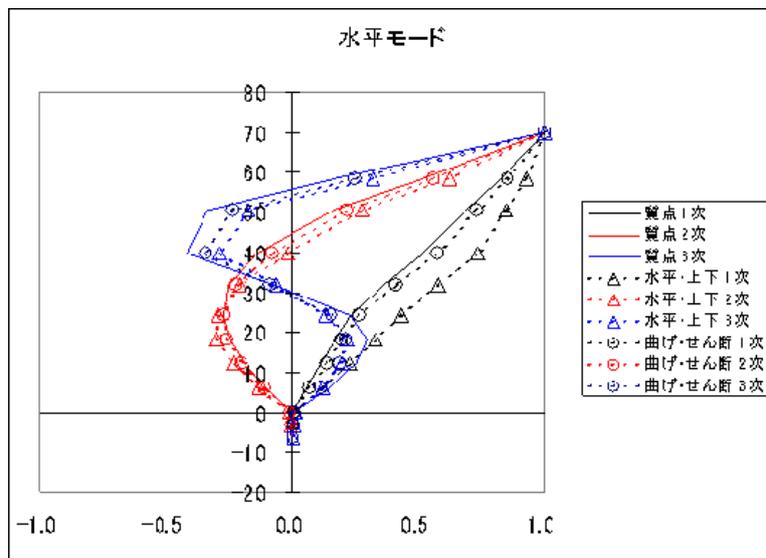


図 5-15(2) 水平方向の固有モードの比較

## 5.3.4 安定性評価結果

### 5.3.4.1 すべりに関する安定性評価結果

原子炉施設の支持地盤に要求される機能としては、支持力、すべり、沈下の各項目に対して十分な地耐力を有することが「耐震設計審査指針」で示されており、さらに具体的には「技術指針」により、すべりに対する評価基準値として動的解析の実施を前提に1.5が要求事項として記載されている。支持力と沈下に関しては、原子力発電所の重要施設については、岩盤に支持させるという改訂前の「耐震設計審査指針」の要求事項を踏まえ（改訂された指針では「岩盤に支持させる」との要求事項自体は削除されたが「十分な地耐力を有する地盤に支持させる」との要求事項は残っている）、すべりに対して十分な安全性を有していれば、支持力や沈下が問題となることはないということが前提となっている。以上の前提のもと、以下では主としてすべり安全率について言及する。

新潟県中越沖地震に基づく地震動に対する当該支持地盤のすべり安全率は2.9であり、当該支持地盤は新潟県中越沖地震に際し、上部構造物を支持する上で、十分な地耐力を発揮したことを示しており、この事実は、結果的に放射線防護の観点から耐震重要度が高く設定されている重要な設備には損傷がほとんど認められなかったことと整合している。

また、同条件における地盤内の要素ごとの安全係数は図 5-16 に示すとおりである。同結果から地盤内各要素について、原子炉建屋設置位置付近においては、要素としての破壊レベルに達した要素は認められない。

従って、新潟県中越沖地震ではその時点での設計用地震動を大幅に上回る地震動が観測されたが、重要施設の支持機能としての地盤の健全性という観点では問題がなかったことが改めて確認された。

次に、新潟県中越沖地震を踏まえて将来のさらなる安全性担保を目的として、再設定された基準地震動に関する検討を行った。

再設定した基準地震動は、3章で記述した詳細な活断層調査及び新潟県中越沖地震の地震動の分析結果から、図 5-17 に示すとおり設定されている。なお、基準地震動は、海域に分布し新潟県中越沖地震の震源断層として評価されたF-B断層によるもの、陸域に分布する長岡平野西縁断層帯によるものに大別され、また、各々の考慮すべき活断層について、地震動の評価方法として、応答スペクトルによるもの、断層モデルによるもの等に分類され、最終的に5種類の地震動が設定されている。

また、柏崎刈羽原子力発電所の再設定された基準地震動については、新潟県中越沖地震の観測波形の分析等に基づき、振動性状の相違から、サイト南側に位置する1~4号機とサイト北側に位置する5~7号機側と独立に設定されており、ここでは、5~7号機側での検討であることから、5~7号機側の基準地震動を提示している。

支持地盤の安定性検討については、これら5種類の基準地震動 $S_s$ 全てについて実施した。

その結果として、基準地震動( $S_s$ -1~5)各々に対するすべり安全率の時刻歴は表 5-4 に示すとおりである。なお、すべり安全率は、設定したすべり面上の抵抗力と滑動力との比により算定し、すべり面形状は主として支持地盤中に分布する弱層の分布形状に基づき設定している。ここでは、各 $S_s$ について多数検討したすべり安全率の算定の中で、汀線平行、直交各々の断面における最小の値を示したすべり線形状及び安全率を示している。

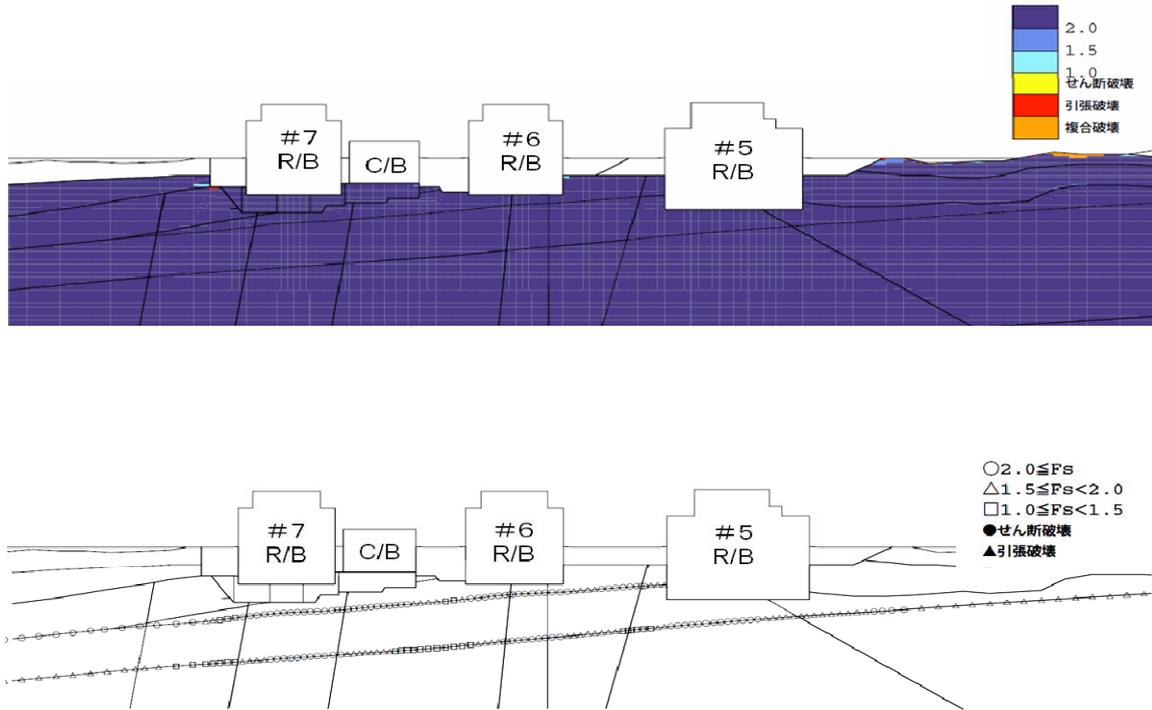


図 5-16 地盤内の要素ごとの安全係数

最小すべり安全率：2.9

Ss-3 に対して、時刻 4.09 秒

【基準地震動Ss】

地震動	内容	方向	最大加速度 (gal)
F-B 断層	Ss-1	応答スペクトルに基づく地震動評価	水平 1050
		鉛直 650	
	Ss-2	断層モデルを用いた手法による地震動評価	水平(NS) 848
		水平(EW) 1209	
長岡平野西縁断層帯	Ss-3	応答スペクトルに基づく地震動評価	水平 600
		鉛直 400	
	Ss-4	断層モデルを用いた手法による地震動評価	水平(NS) 428
		水平(EW) 826	
	鉛直 332		
		Ss-5	断層モデルを用いた手法による地震動評価
	水平(EW) 664		
	鉛直 346		

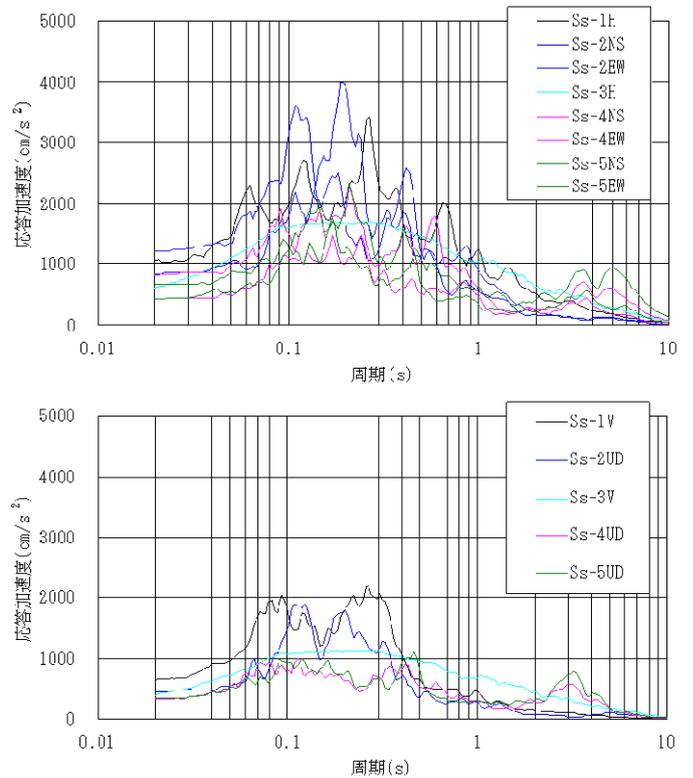


図 5-17 再設定した基準地震動

表 5-4(1) 最小すべり安全率（原子炉建屋支持地盤，汀線平行断面，Ss-1～5）

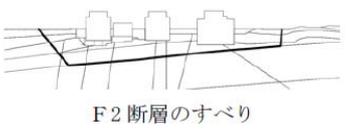
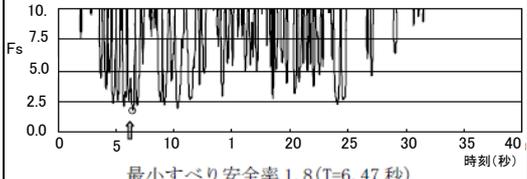
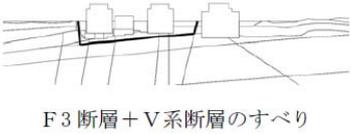
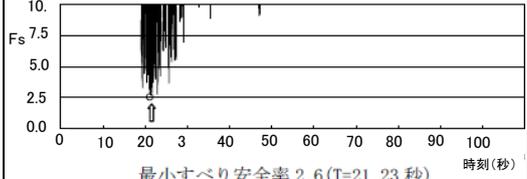
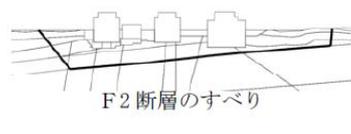
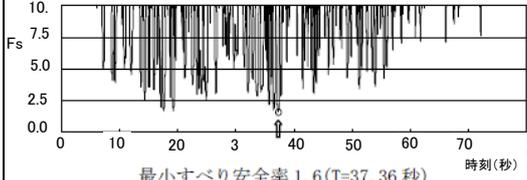
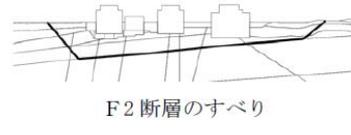
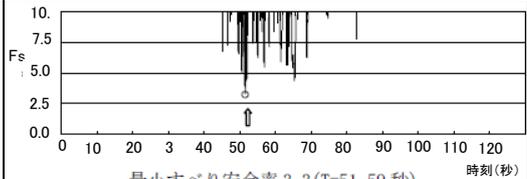
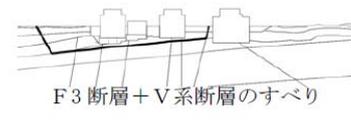
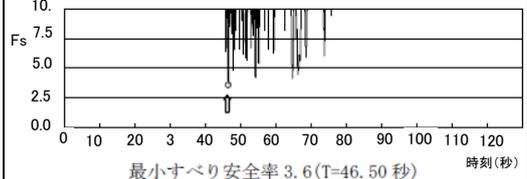
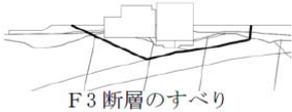
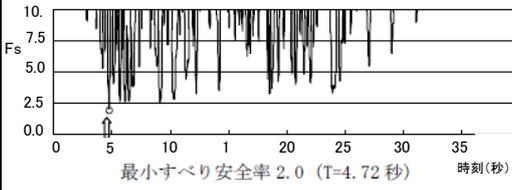
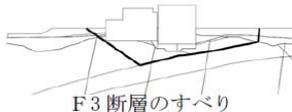
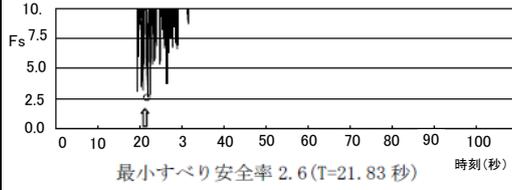
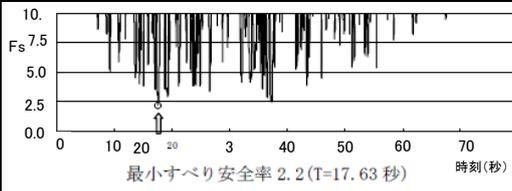
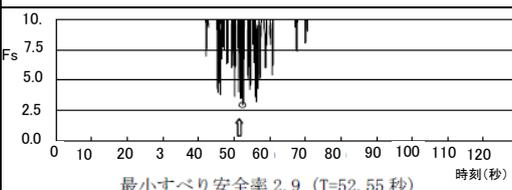
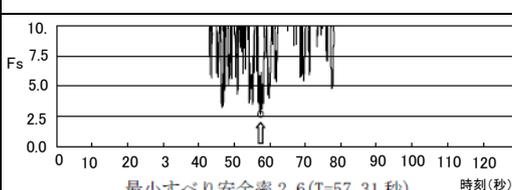
	すべり線形状	最小すべり安全率	時刻(秒)	すべり安全率(Fs)タイムヒストリー
Ss-1	 F2断層のすべり	1.8	6.47	 最小すべり安全率 1.8(T=6.47 秒)
Ss-2	 F3断層+V系断層のすべり	2.6	21.23	 最小すべり安全率 2.6(T=21.23 秒)
Ss-3	 F2断層のすべり	1.6	37.36	 最小すべり安全率 1.6(T=37.36 秒)
Ss-4	 F2断層のすべり	3.3	51.59	 最小すべり安全率 3.3(T=51.59 秒)
Ss-5	 F3断層+V系断層のすべり	3.6	46.5	 最小すべり安全率 3.6(T=46.50 秒)

表 5-4(2) 最小すべり安全率（原子炉建屋支持地盤，汀線直交断面，Ss-1～5）

すべり線形状		最小すべり安全率	時刻(秒)	すべり安全率(Fs)タイムヒストリー
Ss-1		2.0	4.72	
Ss-2		2.6	21.83	
Ss-3		2.2	17.63	
Ss-4		2.9	52.55	
Ss-5		2.6	57.31	

支持地盤全体のすべり安全率はこの解析の範囲では最小値として1.6という結果が得られ、基準値(1.5)を満足することが確認された。また、この条件（汀線平行断面、Ss-3）における地盤内各要素の安全係数分布は図 5-18 に示すとおりであり、岩盤部については、建屋隅角部やマンメイドロックの目地部周辺の一部に引張強度やせん断強度に達した要素があるものの、これらは広がりを持って分布せず狭い範囲にとどまっていることが確認された。また、支持地盤中に分布する、F系断層及びV系断層についても、一部にせん断破壊に達した要素があるものの連続はしていないことが確認された。

すべり線の設定に関しては直線で規定することを基本とした。その根拠としては、図 5-19 に示すとおり、モビライズド面を参考にすることとし、実際の解析結果からモビライズド面がほぼ直線で形成されることを確認した。

地盤内の有限要素毎の破壊の認定、評価、全体のすべり安定性に関する影響について、「技術指針」では特に要求事項は述べられていない。すなわち、支持地盤全体のすべり安全率が安全性評価の指標となっている。

以下では、全体系の破壊と要素レベルの破壊に関して原位置岩盤せん断試験の数値シミュレーションを通じて考察を行う。

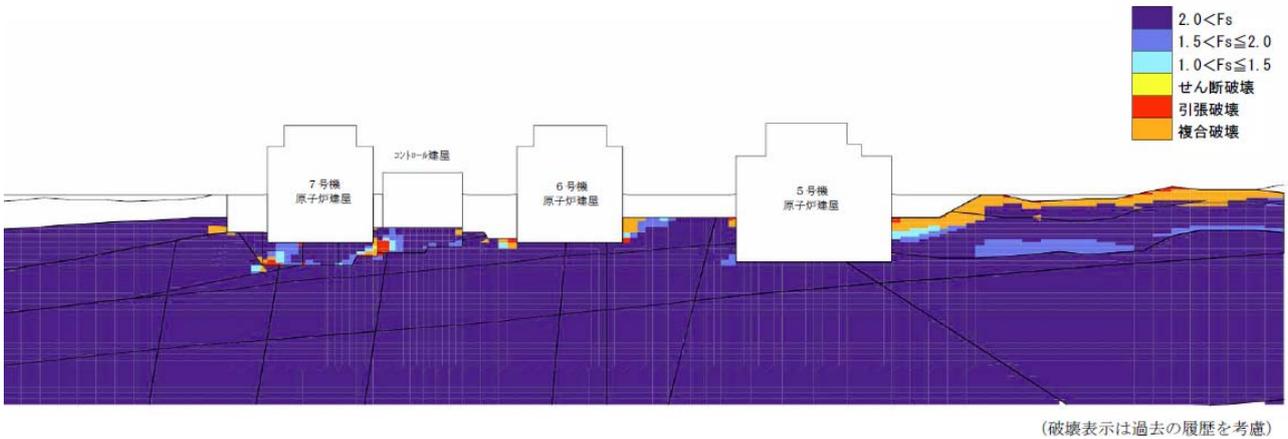


図 5-18(1) 要素ごとの安全係数（原子炉建屋支持地盤，汀線平行断面，Ss-3，T=37.36 秒）

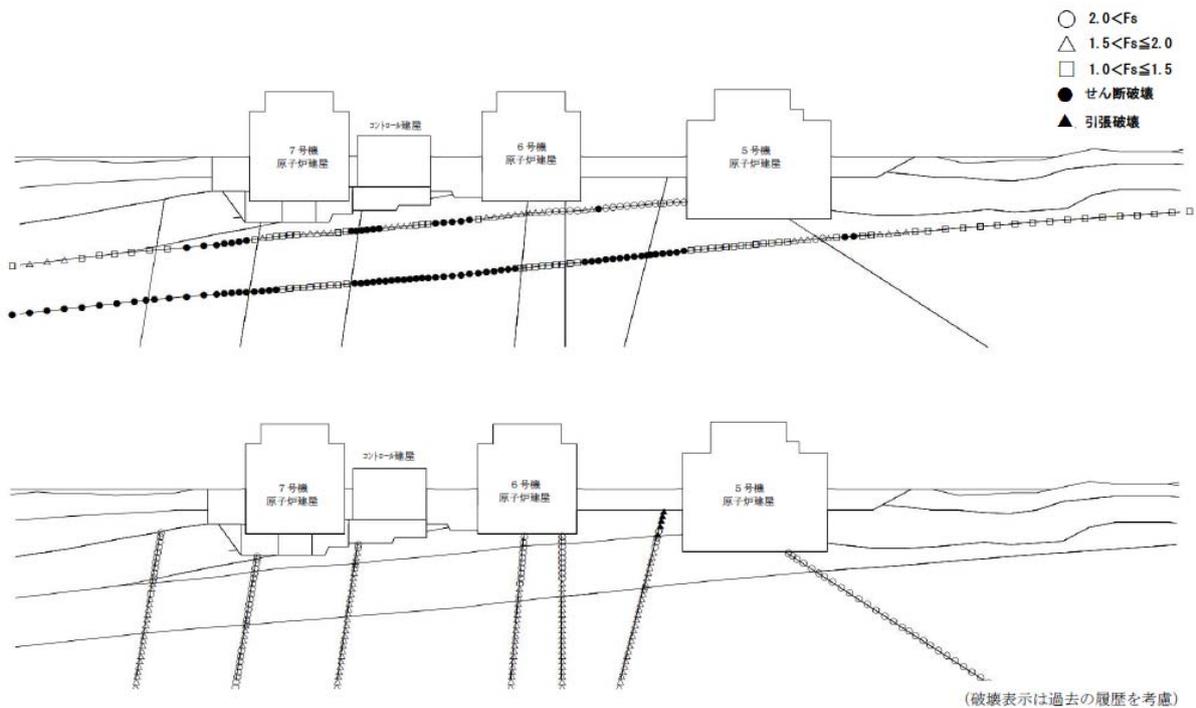


図 5-18(2) 要素ごとの安全係数（原子炉建屋支持地盤，汀線平行断面，Ss-3，T=37.36 秒）

汀線平行断面, Ss-1, 要素鉛直応力最大時 (T=6.10秒)

原子炉建屋直下を通るすべり線を, 断層, モビライズド面を参考に設定

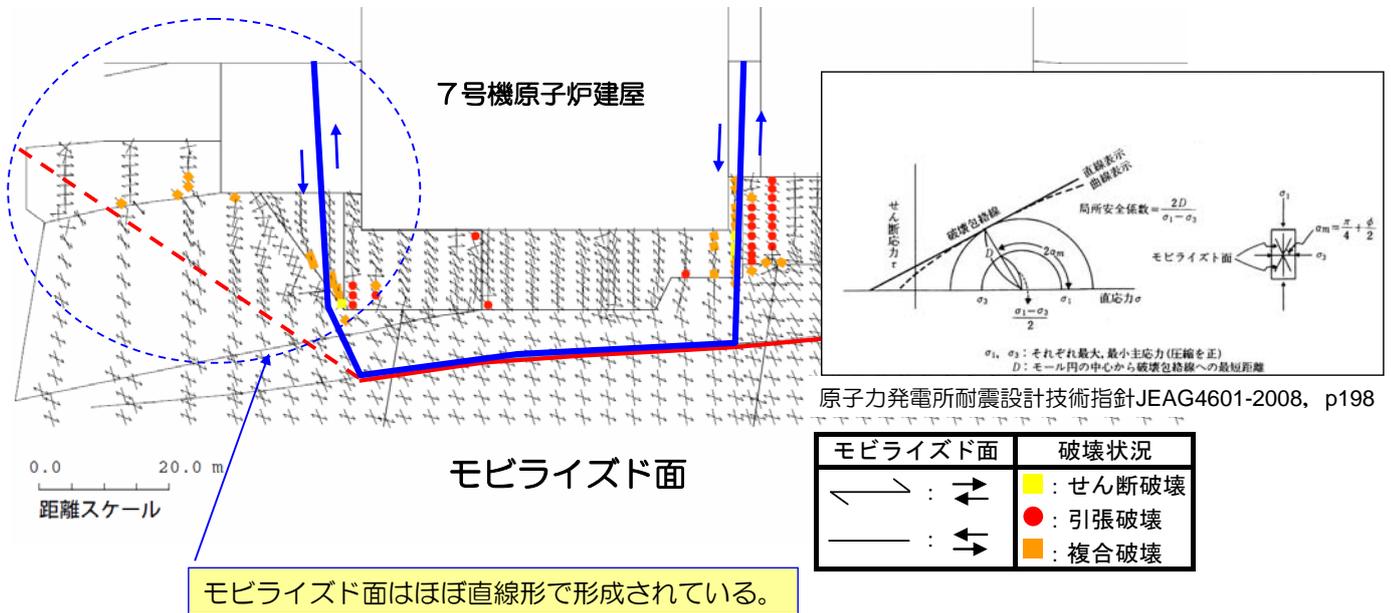


図 5-19 すべり線設定の考え方

5.3.4.2 要素の破壊認定と全体系の破壊に関する考察

ここでは、岩盤せん断試験の数値シミュレーションを通じて要素レベルの破壊認定と全体系の破壊現象との関係について考察する。本検討の目的としては、解析用の入力物性値として岩盤物性又は岩石物性のいずれが妥当かという課題についても併せて検討を実施している。

原子力発電所支持地盤に関する調査試験については、「技術指針」に基づき岩盤の性状に関わらず、試掘横坑内での原位置試験として、岩盤変形試験、岩盤支持力試験、岩盤せん断試験等が、ボーリングコア試料や試掘横坑内からブロック採取された試料を用いて三軸圧縮試験、動的三軸圧縮試験等の実施が要求されている。また、ボーリング孔を利用してPS 検層の実施等が要求されている。

これらの各種調査試験結果に基づいて、解析用の入力物性値を設定することとなるが、入力物性値を検討するうえで、原位置岩盤試験結果と室内岩石試験結果について、岩盤の性状を考慮して適切に設定する必要がある。

当該の検討は、亀裂等の影響を受けない比較的均質な軟岩地盤を支持地盤とする場合における入力物性値として、どのような物性値を用いることが適切かという観点で実施した。ダムサイト等亀裂を含む岩盤（硬岩）では一般に原位置での岩盤せん断試験から得られる強度特性が数値解析における入力物性として評価されるのが一般的である。これに対して、比較的均質な軟岩地盤の場合は排水条件等の諸条件を厳密に規定できる室内における岩石試験に基づく強度特性を入力値とすることが適切ではないか、ということが着眼点となっている。

ここでは、非圧密非排水条件で実施した岩石試料の三軸圧縮試験結果に基づき、解析用入力物性値を設定し、数値解析で得られる岩盤せん断強度と原位置で実施する岩盤せん断試験から算定される岩盤せん断強度を比較することにより両者の関係を検討した。

主として三軸圧縮試験に基づいて、定めた入力物性値は表 5-5 のとおりであり、また、応力～ひずみ関係は、図 5-20 に示すとおり、ひずみ軟化を考慮した逐次非線形解析により解析を実施した。解析ケースは、まず、原位置での岩盤せん断試験と同じ $\sigma_n=0.05, 0.10, 0.29, 0.59\text{N/mm}^2$ の上載圧条件を基本ケースとした。基本ケースに対し、破壊機構に着目して、設定した引張強度が解析で得られる破壊強度にどの程度の影響を与えるかについて検討するため、 $\sigma_n=0.05\text{N/mm}^2$ の低上載圧条件で破壊規準の引張強度を表 5-4 に示した解析用物性値（平均値）から  $2\sigma$ （ $\sigma$ ：標準偏差）低下させた解析ケースと  $\sigma_n=0.59\text{N/mm}^2$ の高上載圧条件において引張強度を 0 とした解析ケースを実施した。なお、基本ケースでは、応力～ひずみ関係を直線で近似しているが、これが解析結果に与える影響を把握するため、応力～ひずみ曲線を忠実に表現した非線形解析も併せて実施した。表 5-6 に解析ケースの一覧を示す。その結果は図 5-21 に示すとおりであり、図中、概ね内部摩擦角がゼロで表されている破壊基準が三軸圧縮試験に基づく破壊基準である。軟岩の特性は過圧密粘性土に近い特徴を有しており、非排水条件では構造骨格自体が応力を負担することなく間隙水圧が負担することとなるので、拘束圧の変化に応じた強度変化は認められない。

一方、同一の岩盤で実施した岩盤せん断試験結果では  $30^\circ$  程度の内部摩擦角を有する破壊基準が得られている。軟岩地盤におけるこの両者の特性の差については、排水条件の差も考えられるが、数値解析の結果、進行性破壊も一つの要因であることが明らかとなった。

当該の数値解析における荷重増加に伴う地盤内の局所安全係数の分布は図 5-22 のとおりである。このように、せん断荷重が作用した当初から地盤内では徐々に破壊が進行し、最終的に全体のせん断破壊に至ることが認められる。その結果として、内部摩擦角をゼロとしている入力物性値を用いているにも関わらず、最終的に発揮される岩盤せん断強度は原位置同様に、内部摩擦角を有する結果が得られている。

表 5-5 解析用物性値一覧表

強度特性	$\tau_p$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.48
	$\tau_R$ (N/mm <sup>2</sup> )	1.00
	$\phi$ (°)	0.0
	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	0.51
変形特性	$E_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	546.84
	$E_1$ (N/mm <sup>2</sup> )	400.82
	$E_2$ (N/mm <sup>2</sup> )	-407.68
	$E/E_0 \sim R$ 関係	$1.12R^{0.48}$ ( $0.0 \leq R \leq 0.79$ ) 1.0 ( $0.79 \leq R \leq 1.0$ )
	$\nu$	0.47

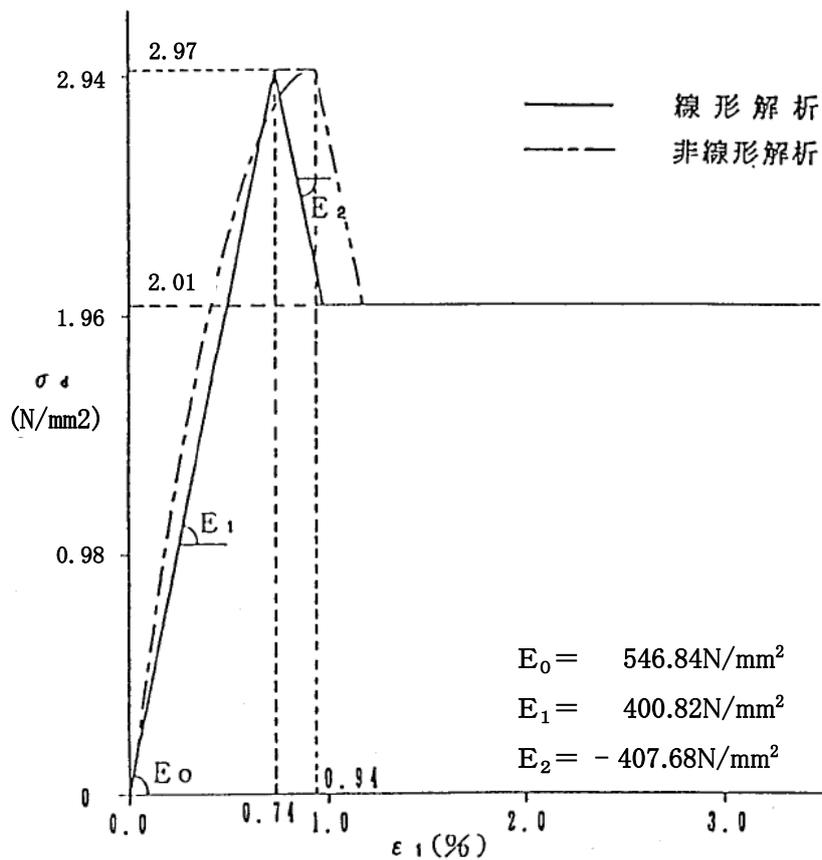


図 5-20 応力～ひずみ関係

表 5-6 解析ケース一覧表

解 析 ケ ー ス		鉛 直 応 力 (N/mm <sup>2</sup> )	引 張 強 度 (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma \sim \varepsilon$ 関係
基本 ケース	CASE-1	0.05	0.51	直線近似
	CASE-2	0.10	0.51	
	CASE-3	0.29	0.51	
	CASE-4	0.59	0.51	
比較 ケース	CASE-5	0.05	0.39	直線近似
	CASE-6	0.59	0.0	直線近似
	CASE-7	0.59	0.51	非線形

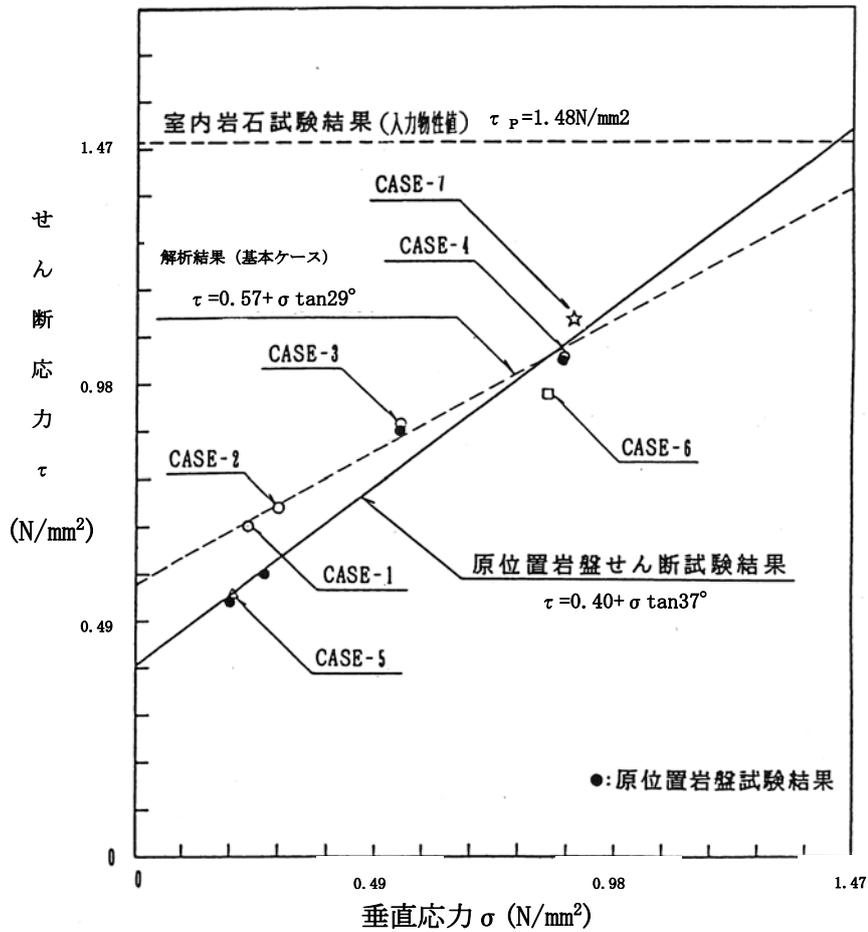


図 5-21 垂直応力～破壊強度関係

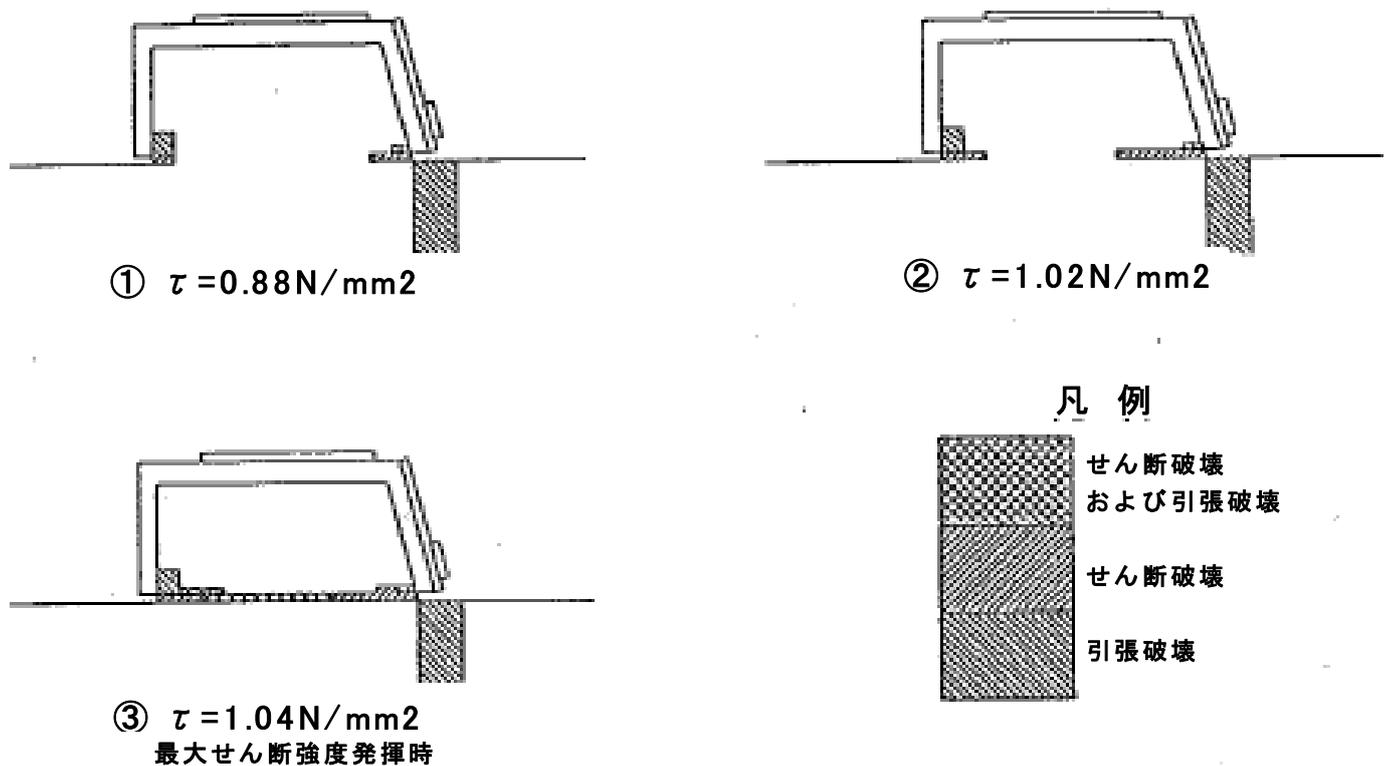


図 5-22 破壊領域進展図 (CASE-4)

前記を前提に、各試験体レベルでのピークせん断強度発揮時点の地盤内局所安全係数分布と初期の分布を比較すると、初期から応力が集中する端部では要素の破壊基準に達しているものの、試験体ブロック全体としては安定状態であり、最終的に要素単位の破壊が連続した段階でピーク強度となっていることがわかる。したがって、地盤の安定性という観点では地盤全体のすべり安全率で議論することが妥当であると判断される。

以上のとおり、支持地盤の安定性検討の評価はすべり土塊のすべり安全率に基づくことを基本とするが、一方、地盤内要素の応力状態の評価の必要性としては、一般に自然地盤は構造上の弱面を有しているとともに、通常の周波数領域での解析では材料非線形性を時々刻々追跡することは困難である（時刻歴非線形解析コードは既に整備されてきているが、解析モデル幅が 500m~1km 程度、解析モデル深さが 200m にも及ぶ原子炉施設支持地盤を対象に時刻歴非線形解析を実施することは現状では実用上困難である）。その場合、弱面を構成する要素では破壊強度を超えて応力を負担する現象が発生し、その状況に応じては応力の再配分を考慮した非線形解析が必要か否かの判断も必要となり、そのような判断材料には要素内の応力状態の確認は必要となる。

以上の観点から、最終の評価結果としては全体のすべり安全率で判断することとし、要素内の応力状態についても検討材料で用いるということが適切である。

### 5.3.4.3 建屋傾斜に関する安定性評価結果

原子炉施設の各重要設備は放射線防護の観点から、建屋傾斜についても重要な検討項目となる。

基準地震動 Ss1~5 各々に関する原子炉建屋基礎底面両端の最大相対変位・傾斜は表 5-7 に示すとおりである。

再設定された基準地震動を対象とした場合、原子炉建屋基礎底面両端の最大相対変位は 3.3cm、原子炉建屋基礎底面の傾斜は約 1/1,700 であり、安全上重要な機器・配管系の安全機能に支障を与えるものではないことが確認された。

なお、ここで示す建屋傾斜はあくまでも地震動による瞬間的な建屋傾斜である一方、4 章で記述したとおり、静的な傾斜として地殻変動による影響が同時に発生していることとなる。

地震時に広く観察される地殻変動についてはその開始時点や終了時点の評価について明確な知見がないのが実状であり、強震動作用時の瞬時値としての建屋底面の相対変位との重ね合わせ等の考え方、あるいは、その際の基準値等も整備されていない。基本的には、地震時における建屋の瞬間的な傾動（ロッキング）と地殻変動による岩盤の永久的な変形は時間軸、そのメカニズムも大きく異なるものであり、両者の単純な足し合わせには合理的理由は少ないとも言える。

しかしながら、原子力発電所には、原子炉に停止や冷却に関わる重要設備が存在していることから、ここでは、便宜的に、強震動作用時の最大相対変位発生時点において、地殻変動が終了している、との最も安全側の仮定に基づき、各々の最大値を重ね併せることにより評価を行った結果、原子炉建屋基礎底面の傾斜は約 1/1,000 程度であり、制御棒の挿入性等原子炉施設の安全性には影響が及ばないことを確認した。

なお、ここでも 1/1,000 という判断に明確な基準が存在するわけではない。あくまでも、1/1,000 程度の傾動であれば原子力発電所を構成する主要な設備の機能に影響がないことを別途確認した、という位置づけの数字である。

以上のとおり、一般に支持地盤については、支持力、沈下、すべりが主要検討項目として挙げられるが、さらに支持地盤に設置される構造物、構造物内に設置される重要設備の動的機能維持等に関わる評価については、傾斜に関する評価が重要性を持つこととなる。

表 5-7(1) 原子炉建屋基礎底面の鉛直方向の相対変位・傾斜（汀線平行断面）

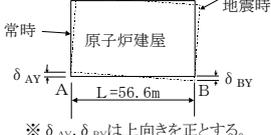
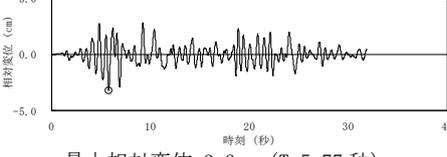
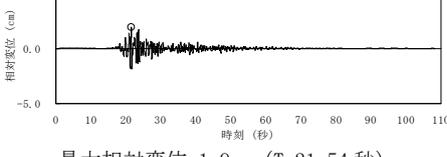
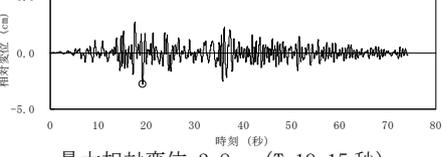
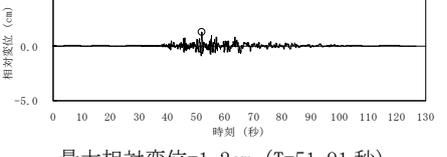
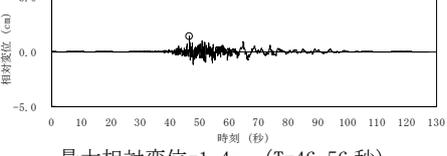
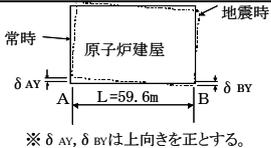
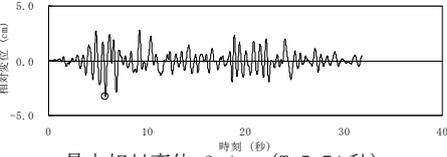
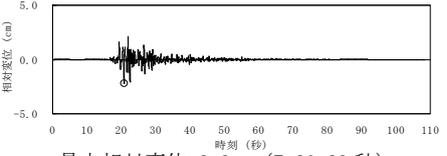
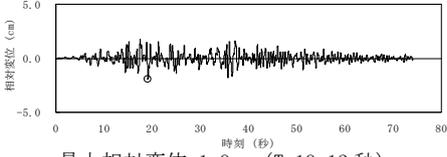
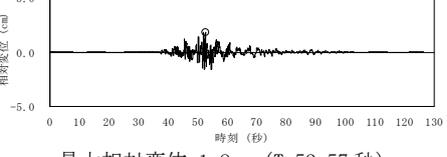
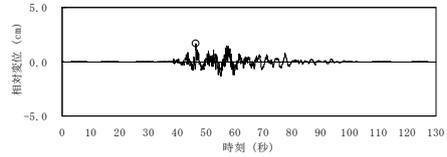
地震波	鉛直方向の相対変位の時刻歴 $ \delta_{AY} - \delta_{BY} $ 	最大傾斜 $\frac{ \delta_{AY} - \delta_{BY} }{L}$
Ss-1	 最大相対変位=3.3cm (T=5.77秒)	1/1,700
Ss-2	 最大相対変位=1.9cm (T=21.54秒)	1/2,900
Ss-3	 最大相対変位=2.8cm (T=19.15秒)	1/2,000
Ss-4	 最大相対変位=1.2cm (T=51.91秒)	1/4,500
Ss-5	 最大相対変位=1.4cm (T=46.56秒)	1/4,100

表 5-7(2) 原子炉建屋基礎底面の鉛直方向の相対変位・傾斜（汀線直交断面）

地震波	鉛直方向の相対変位の時刻歴 $ \delta_{AY} - \delta_{BY} $  <small>※ <math>\delta_{AY}</math>, <math>\delta_{BY}</math> は上向きを正とする。</small>	最大傾斜 $\frac{ \delta_{AY} - \delta_{BY} }{L}$
Ss-1	 最大相対変位=2.4cm (T=5.74 秒)	1/2, 500
Ss-2	 最大相対変位=2.2cm (T=20.83 秒)	1/2, 700
Ss-3	 最大相対変位=1.9cm (T=19.12 秒)	1/3, 000
Ss-4	 最大相対変位=1.8cm (T=52.57 秒)	1/3, 200
Ss-5	 最大相対変位=1.7cm (T=46.54 秒)	1/3, 500

## 5.4 支持地盤の真の地耐力評価の一方法

### 5.4.1 検討の必要性

前述のとおり、当該の支持地盤は原子炉施設を支持する上で十分な地耐力を有していることが確認できた。

一方、地盤の地震時応力解析には種々の不確定性を有している。例えば、外力評価に関する不確定性としては、地震動評価に及ぼす各種不確定性が挙げられる。原子力発電所の地質調査/地震調査においては、通常の構造物と比較して非常に詳細な調査と保守的な評価が要求事項として挙げられているが、いわゆる「認識学的な不確定性」すなわち、経験や知識が不足していることに起因する不確定性についてはそれ自体をゼロにすることができない性格を有している。すなわち、活断層から想定される地震規模は現時点の知見に照らして変形領域までを保守的に評価して長さを定めているが、強震動を発生させるアスペリティの位置の評価等、調査で明確にすることが困難な不確定要素が存在する。さらに、数値解析についても、実際の地盤をモデル化する際のモデリングエラーや広範囲の地盤を相対的には限られた範囲の地盤物性で代表する考え方等も不確定性である。

一般に、これらの不確定性については、解析条件に関わる各種の評価や設定において、保守的/安全側の配慮により設定する等の工学的判断が用いられる。しかしながら、これらの保守的な配慮については、経験的な要素も含むこと、実験等での再現が困難であることから、その実体としてどの程度までの不確定性を保守的な判断で担保されてきているか、等について論じられていることは稀であり、また、その方法も困難である。

定量的な確率論的评价はさらに後述するとして、本節では、決定論的手法に基づき、現状行われている保守的なモデル化が有する安全側の配慮について定量的な評価を試みた。

### 5.4.2 検討手法及び結果

#### 5.4.2.1 奥行きを考慮したすべり安全率の算定手法

ここでは、地形的にも地質構造的にも3次元的に広がりを持つ地盤について通常2次元でモデル化を実施し、すべり土塊の側面抵抗を考慮しない検討方針が安全側の配慮であると考えられることからこの効果について定量的に確認することとした。

なお、地形的な影響や地盤中に存在する断層の走向・傾斜などの地質構造的な特徴、あるいは地震力の加振方向の考え方等により、「技術指針」で規定している「原子炉建屋中心を通る直交2断面」の解析が最も安全側ではないケースも存在する可能性はある。ここでは対象とする支持地盤が地形的な3次元効果はないこと、地質構造的にも複雑な状況ではなく、3次元効果を考慮することにより2次元と比較して保守性を排除できると判断し、当該の解析を実施した。

原子炉建屋支持地盤の安定性評価では、平面ひずみ状態を仮定した2次元動的有限要素法を用いているため、平面奥行き方向側面の抵抗力は考慮できない。しかし、実際には平面奥行き方向にすべり面の一部を考慮すれば、すべりに対する側面抵抗が存在すると考えられる。そこで、この効果を考慮した解析を行い、すべり安全率への影響について検討する。検討概念を図5-23に示す。

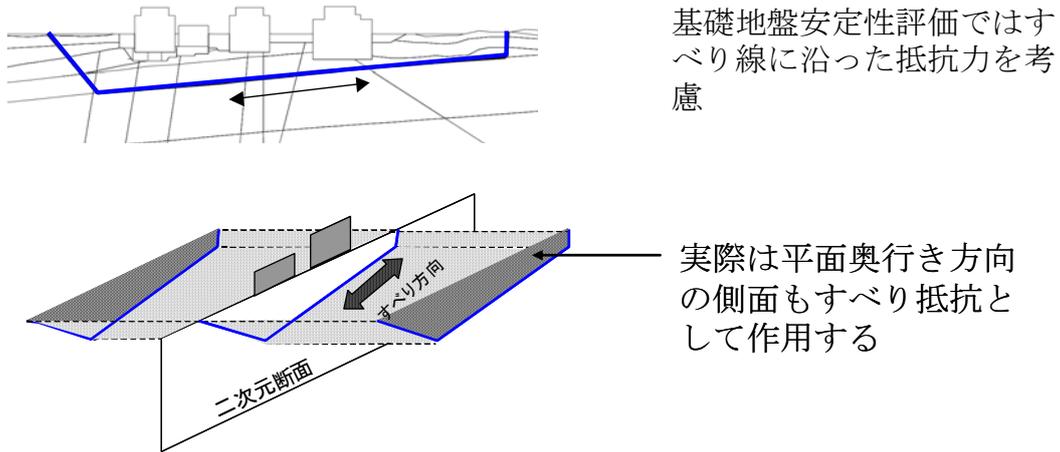


図 5-23 側面抵抗効果を考慮した検討の概念

奥行き方向の側面抵抗を考慮したすべり安全率の算定手法は、基本的に地震時応力算定を 2 次元平面ひずみ状態を仮定して実施し、すべり面の計算を 3 次元で考える。

すべり安全率の算定手順は、次のとおりである。

- ① 各々の領域で作成した 2 次元 FEM 断面を用いて常時及び地震時増分解析を実施し、常時応力及び地震時応力を算定する。
- ② 2 次元解析から得られる地盤応力は、3 次元解析から得られる地盤応力と大きくは乖離しないと仮定し、2 次元場の応力から 3 次元場の応力を算出する。各 2 次元断面で面内水平応力を  $X$ 、鉛直方向を  $Z$ 、奥行き方向（面外方向）を  $Y$  とすると、面外方向直応力は  $\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z)$  で与えられる（ $\nu$  : ポアソン比）。また、 $Y$  方向に地震入力がある場合は、面外方向に関するせん断力  $\tau_{xy}$ 、 $\tau_{yz}$  が求められる。
- ③ 各々の領域の支配幅におけるすべり面を 3 次元的に設定する。
- ④ 3 次元的に設定したすべり面に対して、支配幅内における滑動力と抵抗力を時刻歴で算出する。この際、側方部における立ち上がり面についても、面に直交する応力  $\sigma_n$ 、面に沿ったせん断応力  $\tau_s$  を 3 次元的な応力の座標変換により算出し、滑動力と抵抗力を要素毎に評価する。
- ⑤ 各領域のすべり面に沿った活動力と抵抗力を時刻歴上で足し合わせ、最終的に全体の安全率を算出する。
- ⑥ 全体の安全率は以下に基づいて算出する。

$$Fs(t) = \frac{\sum_{i=1}^n R_i(t)}{\sum_{i=1}^n \tau_i(t)}$$

$Fs(t)$  : 全体の安全率

$R_i(t)$  :  $i$  断面における抵抗力

$\tau_i(t)$  :  $i$  断面における滑動力

### 5.4.2.2 検討条件

解析対象断面は原子炉建屋中心を通る汀線平行断面及び汀線直交断面位置を基準とし、基本間隔を50mとして2次元断面を作成することとした。解析断面位置図は図5-24に、2次元解析モデルは図5-25に示すとおりである。

検討用地震動は、2次元解析で実施した新潟県中越沖地震を踏まえて再設定した基準地震動  $S_s$  のうち、支持地盤への影響が大きかった  $S_s-1$ 、 $S_s-3$  とすることとした。

ここでは、すべり土塊の設定について、以下の考え方にしたがった。

- ① 建屋直下のすべり面形状は、2次元検討においての最小のすべり安全率となるすべり面を対象とし、同様の断層を通るように設定した。この際、隣り合う2次元断面で断層位置が階段状に不連続となるが、すべり面も断層面に合わせ、不連続となるように設定した。
- ② すべり土塊は、構造物の下方に位置する断層を底面として、4方向の立ち上がり面で囲まれた土塊を考えた。
- ③ 側方の立ち上がり面の選定については、構造物からの距離と立ち上がり角度との組み合わせとした。構造物からの距離は4ケース、立ち上がり角度は3ケースとした。

なお、立ち上がり面の形状については、2次元解析においてモビライズド面がほぼ直線で形成されていることからすべり線を直線で設定した考えに基づき、本検討においてもすべり線は直線で規定することとした。

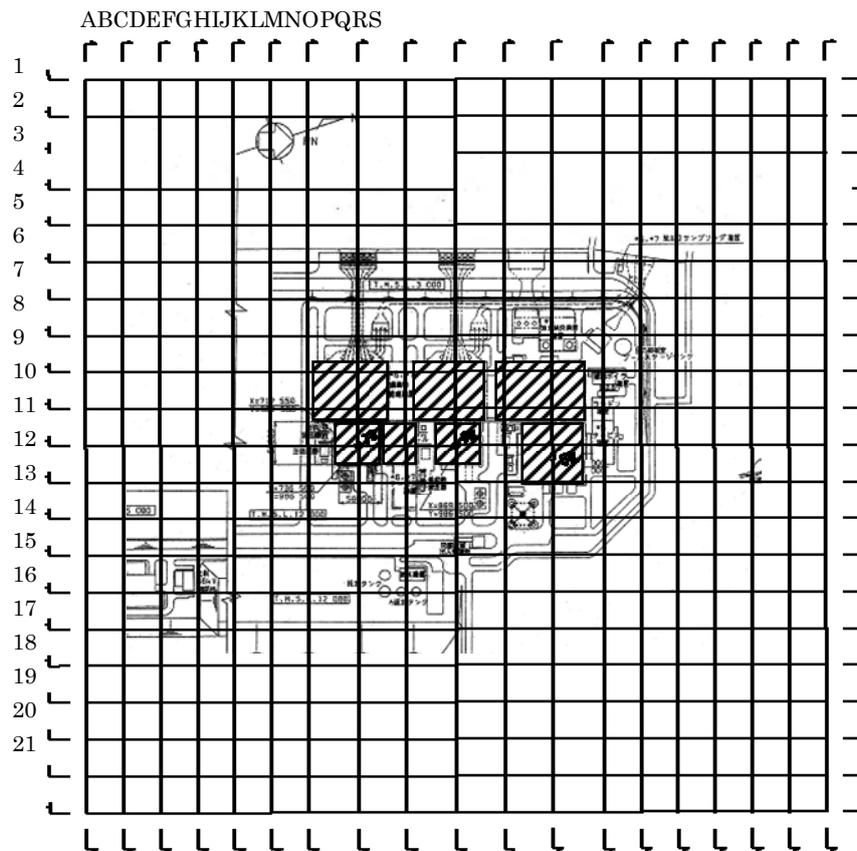


図5-24 二次元断面位置図

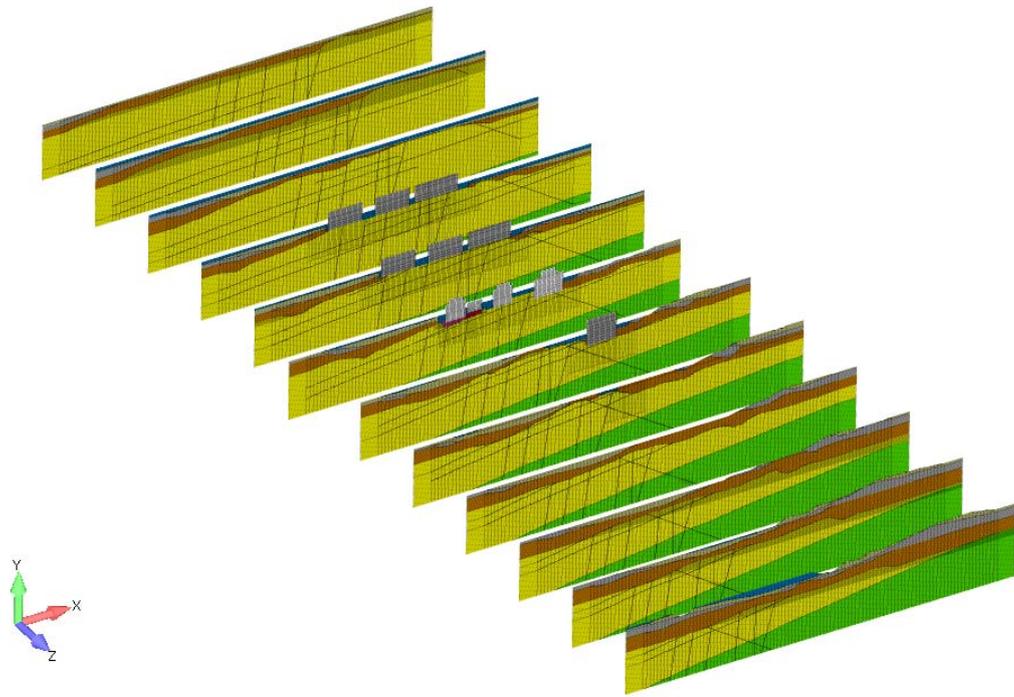


図 5-25(1) 汀線平行方向二次元解析モデル

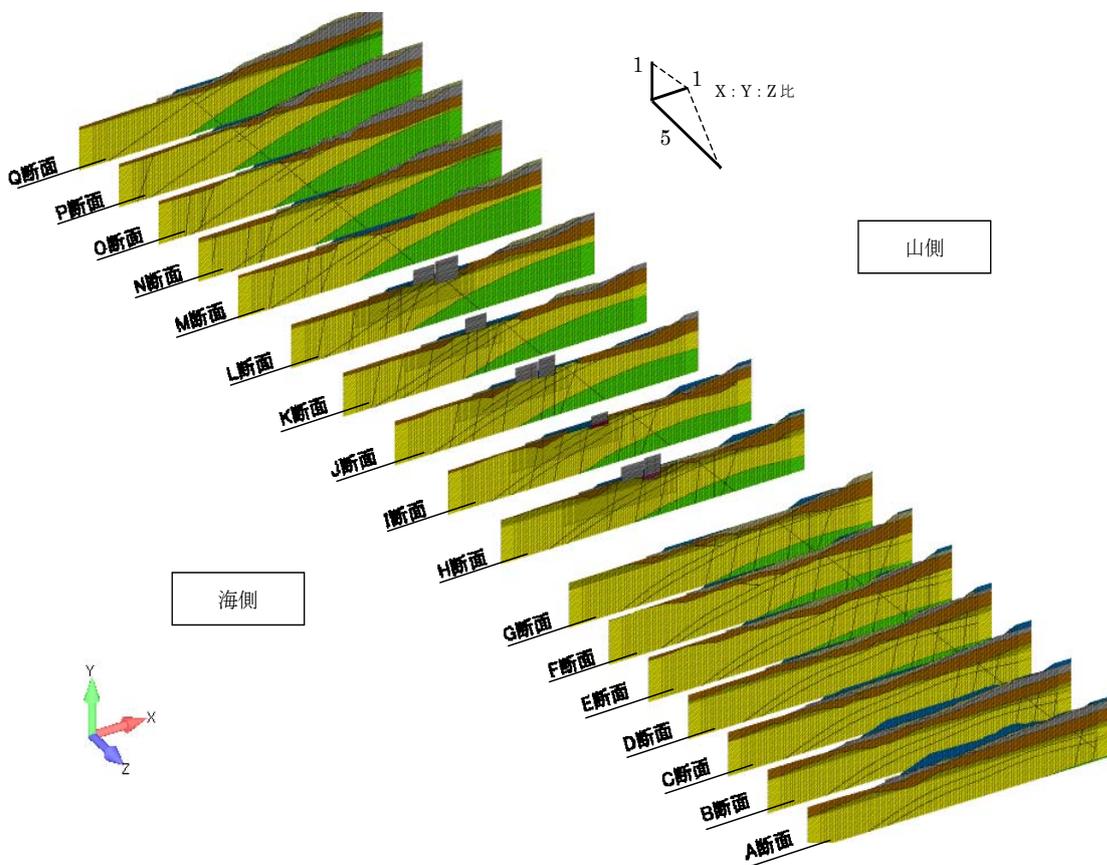


図 5-25(2) 汀線直交方向二次元解析モデル

### 5.4.2.3 検討結果/考察

検討ケースは表 5-8 に示すとおりである。

対象となる断層の広がりや、建屋の影響領域を考慮した結果、汀線平行加震は 8 ケース、汀線直交方向加震は 12 ケースを解析ケースのすべり面として考慮することとした。

加震直交方向（2次元断面奥行き方向）の想定すべり土塊側面の立上位置は、原子炉建屋側面から原子炉建屋幅 B の 2.5 倍の領域で 4 ケース程度を想定する。加震直交方向の立上角度は、 $22.5^\circ \sim 67.5^\circ$  の範囲で 3 ケース程度を想定した。

表 5-8(1) 汀線平行方向加震の検討ケース

(F2 断層面)

奥行き立上位置 立上角度	$0.0B^{*2}$ (建屋側面)	$1.0B^{*2}$	$2.0B^{*2}$	$2.5B^{*2}$
$33^\circ$	Case1 <sup>*1</sup>	—	—	—
$45^\circ$	Case2	Case3	—	Case4 <sup>*1</sup>
$67.5^\circ$	Case5	Case6	Case7	Case8

(F3 断層面)

奥行き立上位置 立上角度	$0.0B^{*2}$ (建屋側面)	$0.5B^{*2}$	$1.5B^{*2}$
$22.5^\circ$	Case1	—	—
$30^\circ$	—	Case2 <sup>*1</sup>	—
$45^\circ$	Case3	Case4	Case5
$67.5^\circ$	Case6	Case7	Case8

\*1 海側は海岸線までとしている

\*2 B は建屋幅

表 5-8(2) 汀線直交方向加震の検討ケース

(F2 断層面)

奥行き立上位置 立上角度	0.0B* (建屋側面)	1.0B*	2.0B*	2.5B*
22.5°	Case1	Case2	Case3	Case4
45°	Case5	Case6	Case7	Case8
67.5°	Case9	Case10	Case11	Case12

(F3 断層面)

奥行き立上位置 立上角度	0.0B* (建屋側面)	1.0B*	2.0B*	2.5B*
22.5°	Case1	Case2	Case3	Case4
45°	Case5	Case6	Case7	Case8
67.5°	Case9	Case10	Case11	Case12

\* Bは建屋幅

検討結果は表 5-9 に示すとおりである。

汀線平行方向加震では、F3 断層面における基準地震動  $S_s-1$  を入力とした Case4 に対する評価においてすべり安全率は最小となる。このときのすべり安全率は 2.9 である。汀線直交方向加震では、F3 断層面における基準地震動  $S_s-1$  を入力とした Case5 に対する評価においてすべり安全率は最小となる。このときのすべり安全率は 3.3 である。

表 5-9(1) 汀線平行方向加震ケースのすべり安全率

(F2 断層面)

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側 面)	1.0B	2.0B	2.5B
	33°	3.9 3.4	—	—
45°	3.8 3.4	3.7 3.4	—	3.4 3.3
67.5°	4.0 3.4	3.6 3.4	3.5 3.5	3.4 3.6

表 5-9(2) 汀線平行方向加震ケースのすべり安全率

(F3 断層面)

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側 面)	0.5B	1.5B
	22.5°	3.4 3.8	—
30°	—	3.0 3.2	—
45°	3.3 3.6	2.9 3.0	3.1 3.1
67.5°	3.4 3.5	3.0 3.0	3.0 3.0

注) 上段 : Ss-1、下段 : Ss-3 丸は検討ケースにおける最小すべり安全率  
B は建屋幅

表 5-9(3) 汀線直交方向加震ケースのすべり安全率

(F2 断層面)

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側 面)	1.0B	2.0B	2.5B
	22.5°	3.8 3.8	3.9 3.7	4.0 3.6
45°	3.6 3.5	3.7 3.6	3.9 3.5	3.9 3.5
67.5°	3.8 3.6	3.8 3.6	3.9 3.6	3.9 3.5

表 5-9(4) 汀線直交方向加震ケースのすべり安全率

(F3 断層面)

奥行き 立上位置 立上角度	0.0B (建屋側 面)	1.0B	2.0B	2.5B
	22.5°	3.3 3.6	3.4 3.7	3.6 3.7
45°	3.3 3.4	3.4 3.4	3.5 3.5	3.7 3.5
67.5°	3.3 3.4	3.4 3.4	3.6 3.5	3.8 3.5

注) 上段 : Ss-1、下段 : Ss-3 丸は検討ケースにおける最小すべり安全率

B は建屋幅

以上のとおり、通常の 2 次元断面では考慮できない奥行き方向の地盤抵抗を考慮することにより、地盤のすべり安全率は 2 次元解析を上回り、同レベルの地震動に対して 2 倍程度の安全率を得た。

一方、前述のとおり、現実の地震動の評価や耐力の評価においては、ここで記したようなプラス側の不確実性だけでなくマイナス側の不確実性も存在することは否定できない。そのような状況で一定の安全性を担保するために、一般に「安全率」という概念が導入され、不確実性が存在することは自明

として「安全率」を加味して工学的な意思決定を行っているのが現実である。しかしながら、一般に「安全率」は経験的に算定されてきているのが実体であり、より高いレベルでの説明性が求められる場合には、構造系が有する耐力（余裕）を定量的に評価することは極めて困難である。

定量的なリスク評価としては、最終的には、確率論的な地震ハザード及び損傷曲線を適切に評価することにより算定されるべきであり、次節で定量的リスク評価について記述する。

## 5.5 確率論的リスク評価を用いた支持地盤安定性評価

### 5.5.1 確率論的リスク評価の必要性

5.4 で記述したとおり、我が国では現状一般的である定量的安全性評価においては、種々の不確定性について工学的に設定した「安全率」を用いることにより工学的意思決定を行っている。しかしながら、安全率は経験的に定められてきていることとともに、現実には多数ある不確定性の要素一つ一つについて定量的にその不確定性を評価した上で決定論的に評価するというアプローチは原理的に不可能であるために、真に合理的な意思決定ツールとしては限界がある。

一方、確率論的リスク評価は多くの分野で発展してきており、原子力発電所を対象とした場合にも、日本原子力学会から「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007」が公刊されている。ここでは、原子力発電所の耐震安定性上、重要な位置づけとなる確率論的な地震、地震動評価や機器・配管のフラジリティ評価について詳述されているが支持地盤については、以下の基本的考え方が示されているが具体的な評価については斜面を対象とした事例が紹介されているのみであり、支持地盤自体に関しては詳述されていない。

- a) 地盤の現実的耐力は原位置試験、室内試験などに基づき、一般的にモール・クーロン式等の破壊基準により評価する。
- b) 現実的耐力は2次元解析で評価することもできる。
- c) 地盤の現実的耐力の評価手法については、評価対象地点の地盤及び地形の性状、構造物への影響程度、確定論に基づく地盤の安定性評価結果などを総合的に勘案して適切な手法を選択する

国内の全原子力地点の支持地盤は岩盤で構成されており、前述までの検討から少なくとも決定論的手法において十分な支持性能を有していることは確認されている。一方、原子力発電所全体をシステムとして考えた場合は、その全体系を支持する地盤として定量的リスクの把握は必要不可欠であると考えられることから以下の検討を実施した。

なお、ここで取り扱う耐震安全性に関わる確率論的リスク評価はあくまでも地震動に関する確率論的リスク評価であり、4章で論述した地震動以外の評価項目、すなわち地殻変動に対するリスクについては、将来課題と位置づけられる性格である。

### 5.5.2 確率論的リスク評価の方法

支持地盤の確率論的リスクを論じるうえで、そのプロセスは多岐に亘る。例えば、その前提となる確率論的地震ハザード曲線の評価はそれ自体非常に重要であり、後段の評価結果に大きな影響を与えることとなるが、本論文では確率論的地震ハザード曲線の設定それ自体を目的とはしていないため、別途定められている結果をそのまま用いることとする。確率論的地震ハザード曲線の評価自体は前述の「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007」に基づいている。

なお、3章で記述したとおり、3章で取り扱った活断層調査/評価精度の向上については、確率論的地震ハザードに影響を及ぼすものであり、具体的には各不確定性項目に対するロジックツリー解析の重みに反映されるべき性格のものである。しかしながら、ロジックツリー解析における重みの決定は多くの専門家によるアンケート調査に基づくことが必要要件となっており、短期間での検討は困難である。3章で取り扱った評価精度の向上については、地点を変えたデータの蓄積や有識者のレビューを経て、

将来的には確率論的地震ハザードの再構築という進展がなされると判断されるが、本章における確率論的地震ハザードは現状一般的に評価される考え方に基づいている。

一方、損傷度曲線の評価方法については、一般的には複数の地震動レベルにおいて材料物性値をばらつかせたモンテカルロ・シミュレーション等により算定するケースが多く見られるが、そのためには膨大なケースでの動的解析を必要とし、実態的ではない。したがって、本章では以下に提案する比較的簡易に損傷曲線を算定できる手法について、その精度を確認した上で、同手法により算定することとした。

#### 5.5.2.1 評価手法の概要

確率論的に地盤/斜面の安定性を評価する場合、既往の手法では、複数の地震動レベルにおいて、材料物性値をばらつかせたモンテカルロ・シミュレーション等が行われることが多い。通常、この方法では、一定精度の損傷度曲線を作成するために、複数(3~5以上)の地震動レベルで材料物性値をばらつかせた解析を実施する必要がある。

ここで、提案する評価手法は、損傷度曲線を対数正規分布の累積密度関数として仮定することによってパラメータが平均値と分散の2つになることを利用し、評価の精度を維持しつつ効率性を向上させている。平均値に関しては、地震動の振幅漸増解析(裕度解析)によって得られた結果をもとに算定する。具体的には、地震動強度(評価結果と相関性が高い指標を選定する)を漸増させた解析を行い、すべり安全率が1.0、すなわち理論的には破壊と認定される地震動強度を決定する。次に、分散に関しては、裕度解析によりすべり安全率が1.0となる地震動強度でのみ、地盤物性値をばらつかせた解析(変動解析)を行うことにより、評価を行う。したがって、複数の地震動レベルで地盤物性値をばらつかせて評価を行う既往の手法に比べ、計算回数が格段に少なくなる。

以下では、評価手法及びその適用性について記載する。

#### 5.5.2.2 評価手法の特徴

ここで提案する手法は、原子力分野で研究が行われてきた地震 PSA(Probabilistic Safety Assessment)を参考に以下に示すとおりである。

##### ① 応答の終局の直接評価

原子力施設を構成する重要な機器・建屋系について、安全係数法によって地震PSAを行なう場合、設計時の応答を基準にして終局時の応答を外挿している。これは原子力施設を構成する重要な機器・建屋については、線形弾性範囲が比較的終局時に近い範囲まで保証されていることを基本としている。

これに対して、物性の非線形性が比較的低いレベルの応力状態から無視できない地盤系の場合は、終局時の応答を弾性範囲内の応答を用いて外挿することは論理的ではない。したがって、ここで提案する手法では、原子力施設の機器・建屋系の評価に用いられている Newmark の塑性エネルギー吸収係数を適用することはせず、平均的な地盤物性値によって土構造物が破壊する時点での地震動の強さを評価すること(以下、「裕度解析」と表記)により終局時の応答を評価することにした。

##### ② 土構造物の破壊と相関の高い地震動の強さ指標の使用

原子力分野での確率論的リスク評価は、重要設備である機器・建屋系の固有周期が短いことから、一般に、地動最大加速度(PGA: Peak Ground Acceleration)が用いられることが多い。

これに対して、地盤系の場合、強い地震動を受けた場合、固有周期が長くなる傾向になり、破壊はPGAよりはむしろ長周期の地震動特性を反映した地震動の強さ指標と相関が高いと考えられる。

提案する評価手法では、PGAだけでなく構造物の破壊と相関の高い地震動の強さ指標を選択して用

いることにより、評価結果のばらつきを低減することとした。

### ③ 地盤物性値のばらつきをすべり安全率の分布で評価

原子力施設の機器・建屋系の評価では、耐力と応答が独立であるとの仮定に基づき、両者の分布から破壊確率が評価されている。

これに対して、地盤系の場合は耐力が応答に依存するため、破壊確率は、すべり安全率(耐力/応答)に基づき評価を行うことにより、応答と耐力の依存関係を考慮した年破壊確率評価をすることとした。

#### 5.5.2.3 評価手順

提案する評価手法のフローは図 5-26 に示すとおりである。

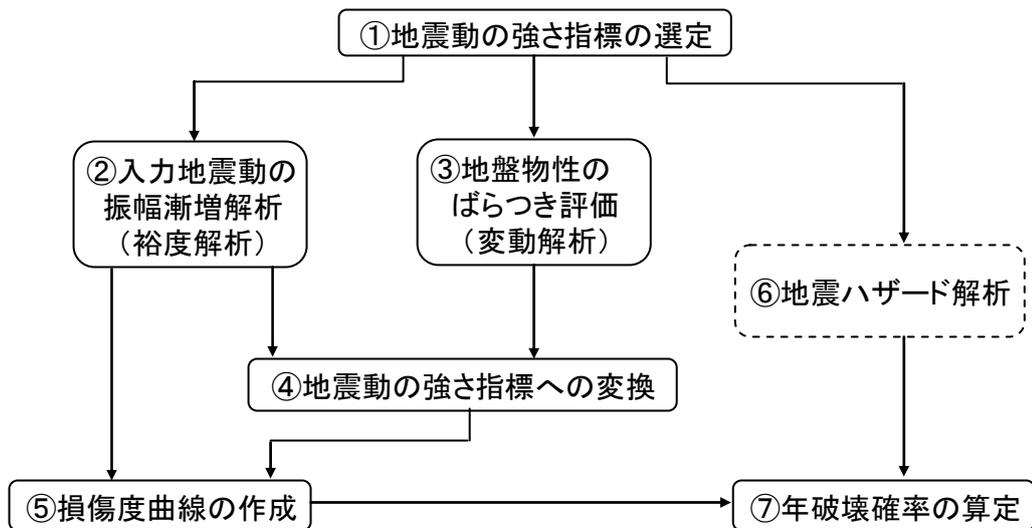


図 5-26 年破壊確率評価のフロー

#### ① 地震動の強さ指標の選定

前述のとおり、評価結果のばらつきを減少させ、結果の信頼性を高めるためには、PGA ではなく評価に適している地震動強さ指標を選定することが重要である。

選定方法としては、スペクトル特性や経時特性等が異なる複数の地震動波形を入力地震動とし、かつ、加速度振幅を係数倍して地盤の安定計算を実施して、土構造物が破壊する時の地震動の強さを評価することとした。ここで、厳密な意味で土構造物の破壊時点を定義することは困難であるので、破壊認定としては、あくまでも力の釣合いに基づき、すべり安全率が 1.0 となるケースと定義することとした。その結果に基づき、各種地震動の強さ指標 (PGA, PGV, Sv(T) 等) における限界地震動のばらつきを評価して、最も小さなばらつき (破壊と相関が高い) の地震動の強さ指標を選定する。

なお、損傷度曲線の評価に、設計用地震動や一様ハザードスペクトル (Uniform Hazard Spectrum) 等、特定の地震動を使用する場合にはこのプロセスは不要となる。

#### ② 入力地震動の振幅漸増解析 (裕度解析)

平均地盤物性値を仮定した解析モデルに対して、地震動を係数倍 (振幅漸増) して地盤安定性評価を行い、すべり安全率 ( $S_f$ ) が 1.0 となる地震動の強さ  $A_{S_f=1.0}^{(k)}$  を求める。ここで (k) はすべり線の番号を示す。

裕度解析で得られた地震動の強さとすべり安全率の関係  $[A_i, S_f|_i^{(k)}]_{i=1-n}$  を、以下の式で回帰する。

$$A = \alpha^{(k)} \cdot \ln(S_f|^{(k)}) + \beta^{(k)} \quad (5-28)$$

ここで、 $\alpha^{(k)}$ 、 $\beta^{(k)}$  はすべり線  $k$  に関する回帰係数であり、 $A$  は入力地震動強度、 $S_f|^{(k)}$  は裕度解析で求めたすべり安全率である。また、すべり安全率は、常に正值を取るため対数を取っている。すべり安全率  $S_f|^{(k)}$  が 1.0 の時の地震動強度は、式 (5-28) の第一項が零となるため、以下の式で与えられる。

$$A|_{S_f=1.0}^{(k)} = \beta^{(k)} \quad (5-29)$$

### ③ 土構造物の地盤物性のばらつき評価(変動解析)

土構造の地盤物性値をばらつかせた解析(変動解析)では、最も危険なすべり線のすべり安全率が 1.0 となる地震動強度  $\tilde{A}$  で変動解析を実施する。

したがって、 $\tilde{A}$  は、

$$\tilde{A} = \min_k [A|_{S_f=1.0}^{(k)}] \quad (5-30)$$

となる。

### ④ 地震動の強さ指標のばらつきへの変換

③の地震の強さを地震動強度  $\tilde{A}$  で固定して実施した変動解析より、すべり安全率の分布が得られるが、損傷度曲線を算定する上では、すべり安全率が 1.0 となる時の地震動の強さ指標の分布が必要となる。

したがって、すべり安全率のばらつきをすべり安全率が 1.0 となる時の地震動の強さのばらつきに変換することとし、変換に際しては、②の裕度解析によって得られた式 (5-28) の回帰結果を利用することとした。

変動解析によって得られるすべり安全率を  $S_f|_{j=1-m}^{(k)}$  とすると、各解析においてすべり安全率が 1.0 となる地震動強度は、以下の式で与えられる。

$$A|_{S_f=1.0,j}^{(k)} = \tilde{A} - \alpha^{(k)} \cdot \ln(S_f|_j^{(k)}) \quad (5-31)$$

式 (5-31) の期待値を取ると、

$$\begin{aligned} E[A|_{S_f=1.0}^{(k)}] &= E[\tilde{A} - \alpha^{(k)} \cdot \ln(S_f|^{(k)})] \\ &= \tilde{A} - \alpha^{(k)} \cdot E[\ln(S_f|^{(k)})] \end{aligned} \quad (5-32)$$

となる。

ここで、

$$E[\ln(S_f |^{(k)})] = \frac{1}{m} \sum_{j=1}^m \ln(S_{f_j} |^{(k)}) \quad (5-33)$$

次に、すべり安全率が 1.0 となる地震動強度の分散を求める。式(5-31)の分散を求めると、

$$\begin{aligned} \text{Var}[A_{S_f=1.0}^{(k)}] &= E\left[\left\{A_{S_f=1.0}^{(k)} - E[A_{S_f=1.0}^{(k)}]\right\}^2\right] \\ &= (\alpha^{(k)})^2 \cdot E\left[\left\{\ln(S_f |^{(k)}) - E[\ln(S_f |^{(k)})]\right\}^2\right] \\ &= (\alpha^{(k)})^2 \cdot \text{Var}[\ln(S_f |^{(k)})] \end{aligned} \quad (5-34)$$

となる。ここで、 $\ln(S_f |^{(k)})$ の分散は、以下の式で与えられる。

$$\text{Var}[\ln(S_f |^{(k)})] = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \left\{ \ln(S_{f_j} |^{(k)}) - E[\ln(S_f |^{(k)})] \right\}^2 \quad (5-35)$$

したがって、すべり線(k)のすべり安全率が 1.0 となる地震動強度の中央値は、下式で与えられる。

$$A_m |_{S_f=1.0}^{(k)} = E[A_{S_f=1.0}^{(k)}] / \sqrt{1 + \frac{\text{Var}[A_{S_f=1.0}^{(k)}]}{E[A_{S_f=1.0}^{(k)}]^2}} \quad (5-36)$$

式(5-36)の $E[A_{S_f=1.0}^{(k)}]$ は、1次近似が成り立つと仮定すると、裕度解析より求めた $A_{S_f=1.0}^{(k)}$ と一致する。

すなわち、

$$E[A_{S_f=1.0}^{(k)}] \cong A_{S_f=1.0}^{(k)} \quad (5-37)$$

となる。

### ⑤ 損傷度曲線の作成

損傷度曲線を対数正規分布の累積分布関数で表わされると仮定すると、次式が与えられる。

$$P_f^{(k)}(A) = \Phi\left[\frac{\ln(A/A_{S_f=1.0}^{(k)}) + \beta_u \Phi^{-1}[Q]}{\beta_R}\right] \quad (5-38)$$

ここで、 $P_f^{(k)}(A)$ は地震動強度 A におけるすべり線(k)の損傷確率、Q は認識的不確実さに関する非超過確率、 $\Phi[\cdot]$ は標準正規累積分布関数、 $A_{S_f=1.0}^{(k)}$ は式(5-10)で求めたすべり安全率が 1.0 となる地震動強度の中央値、 $\beta_u$ は認識的不確実さ(対数標準偏差)、 $\beta_R$ は偶発的不確実さ(対数標準偏差)である。

### ⑥ 年破壊確率の算定

地震ハザード曲線 H(A) が与えられるとすると、②～⑤の手順で得られた損傷度曲線より、年破壊確率が以下の式によって計算することが出来る。

$$P_f = -\int_0^{\infty} \frac{dH(A)}{dA} P_f^{(k)}(A) dA \quad (5-39)$$

または、

$$P_f = \int_0^{\infty} H(a) \frac{dP_f^{(k)}(A)}{dA} dA \quad (5-40)$$

### 5.5.3 損傷度曲線作成法の検証

本節では、前記、②～⑤によって作成される損傷度曲線の妥当性の検証を行う。

解析モデルとしては、「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法及び地盤の耐震安定性の評価手法—報告書—(土木学会原子力土木委員会)」等を参考に作成することとし、解析モデルは図5-27に示すとおりである。また、解析に用いた物性値は表5-10に示すとおりである。

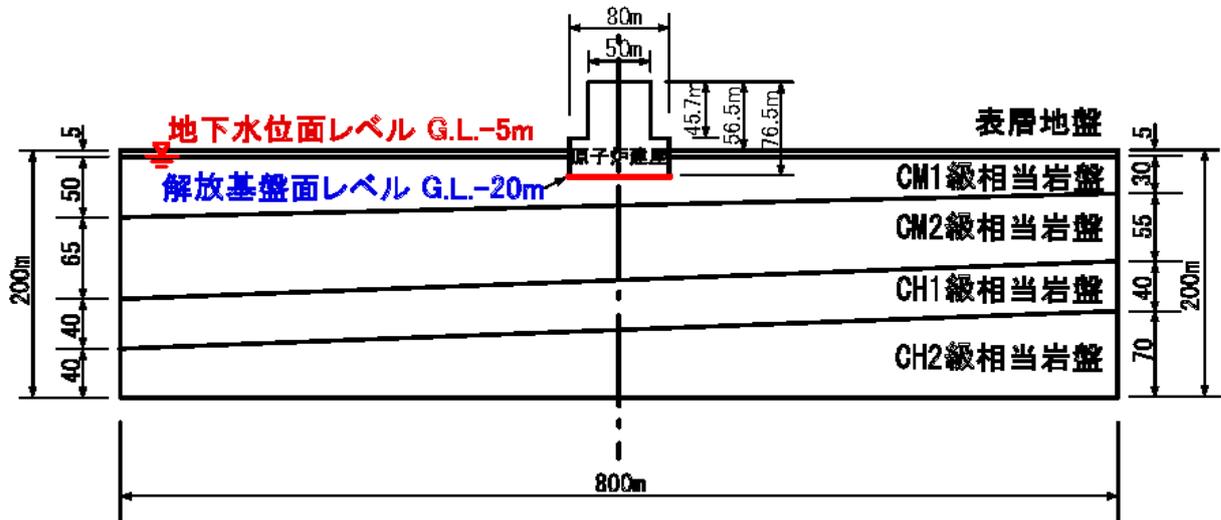


図5-27 硬岩支持地盤モデル

表5-10 硬岩支持地盤モデル主要地盤物性値

	Vs m/s	初期せん断 弾性係数 MPa	減衰定数 (*下限値) %
表層	300	170	5.0*
CL 級相当	600	720	3.0
CM1 級相当	1,000	2,300	3.0
CM2 級相当	1,300	4,200	3.0
CH1 級相当	1,500	5,900	2.0
CH2 級相当	2,000	11,000	2.0

解析条件として、解析に用いた地震動は図5-28に示すとおりであり、また、物性値のバラツキについては、既往の原子力地点の調査試験結果等に基づき、変動係数で初期せん断弾性係数が20%、せん断強度が45%と仮定した。また、地盤物性をばらつかせた解析には、ラテン方格サンプリング(LHS)を用いることとし、試行回数は100回とした。

確定論的な解析とすべり安全率1.0における地震動強度において行ったLHS解析による不確かさの評価結果より求めた耐力の中央値は976Gal、不確か性は0.165であった。

図 5-29 に提案する簡便な手法によって評価した損傷度曲線を示す。○印は、手法の検証のため、提案手法で推定される損傷確率が 20%と 40%の地動加速度において、地盤物性値をばらつかせて 100 回の解析を行った結果である。図より、簡便な手法で評価した損傷度曲線と検証の結果が詳細に計算した結果と良く一致していることがわかる。すなわち、本論文で提案した実用的な損傷度曲線作成法は十分な精度を有していることがわかる。

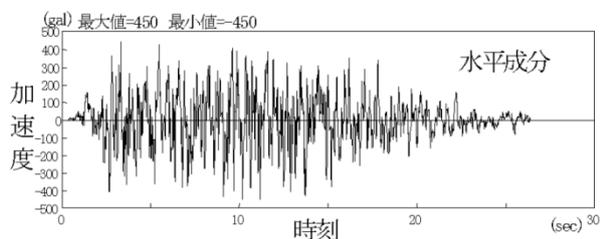


図 5-28 入力地震動

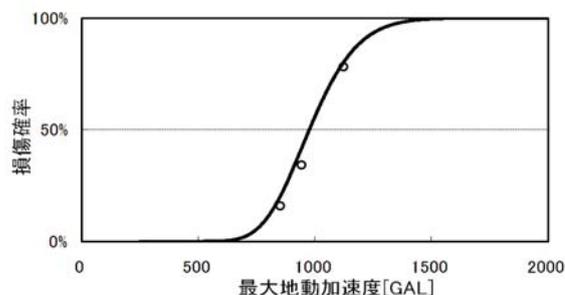


図 5-29 損傷度曲線

#### 5.5.4 支持地盤の確率論的リスク評価

##### 5.5.4.1 解析条件/解析モデル

前節で提案した簡便的に損傷度曲線を算定する手法に基づいて、実地盤の損傷リスクについて定量的に示すことを試みた。

ここで、検討の与条件として必要となる、確率論的地震ハザードについては、「原子力発電所の地震を起因とした確率論的安全評価実施基準：2007（原子力学会）」で定める手法に基づき、柏崎刈羽原子力発電所を対象に算定されたものを用いることとした。

検討に用いた確率論的地震ハザードは図 5-30 に示すとおりである。

確率論的地震ハザードは、各種地震動強度とすべり安全率の関係、特に、バラツキを確認し損傷確率の算定においては適切なスペクトル強度を算定する必要があることから、PGA、S<sub>1a</sub>、S<sub>1v</sub>、S<sub>1d</sub>の4種類を設定するとともに、ハザード曲線については各々0.5 フラクタイルの曲線を設定した。

なお、一般的に地震時の地盤安定性評価については、PGV についても相関性の高い地震動強度の一つであると考えられる。しかしながら、本検討は一様ハザードスペクトルを用いることを前提としており、その場合、PGA については周期 0.02 秒の加速度を PGA とするが、PGV については一様ハザードスペクトルからの換算が特定値とはならないため、ここでは、一様ハザードスペクトルを用いるとの前提で、PGV は地震動強度として選定しなかった。

検討対象の支持地盤については、前項までの決定論的手法による地震時安定性検討結果から、安全率を規定するのは低角度に分布する F 系断層によるすべりであるため、確率論的リスク評価に際しては、F 系断層に関わるすべりに限定して年損傷確率を算定することとした。解析モデルは図 5-8 に示す解析モデルを用いることとしたが、確率論的な評価において極力保守性を排除して合理的な評価を実施するために、裕度解析において安全率=1.0 となる地震動強さを算定するに際しては、前節で提示した擬似 3 次元解析における安全率の向上効果を見込むこととした。すなわち、数値解析は 2 次元で実施するが、2 次元解析と擬似 3 次元解析での安全率の関係に基づき、3 次元効果を考慮した場合に安全率 1.0 とな

る場合を支持地盤の破壊と認定することとした。

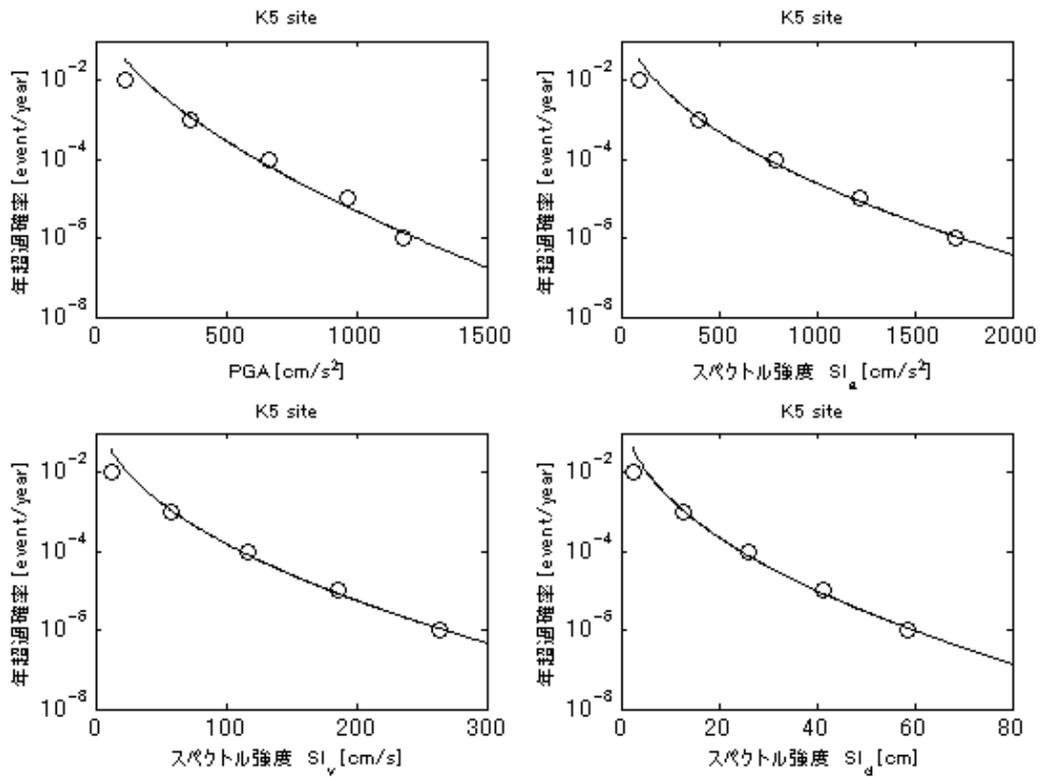


図 5-30 検討に用いた確率論的地震ハザード曲線

#### 5.5.4.2 解析結果及び評価

当該の支持地盤について、4種類の地震動強度を用いて、5種類の基準地震動  $S_s$  に対してすべり安全率を算定した結果を、図 5-31 に示す。

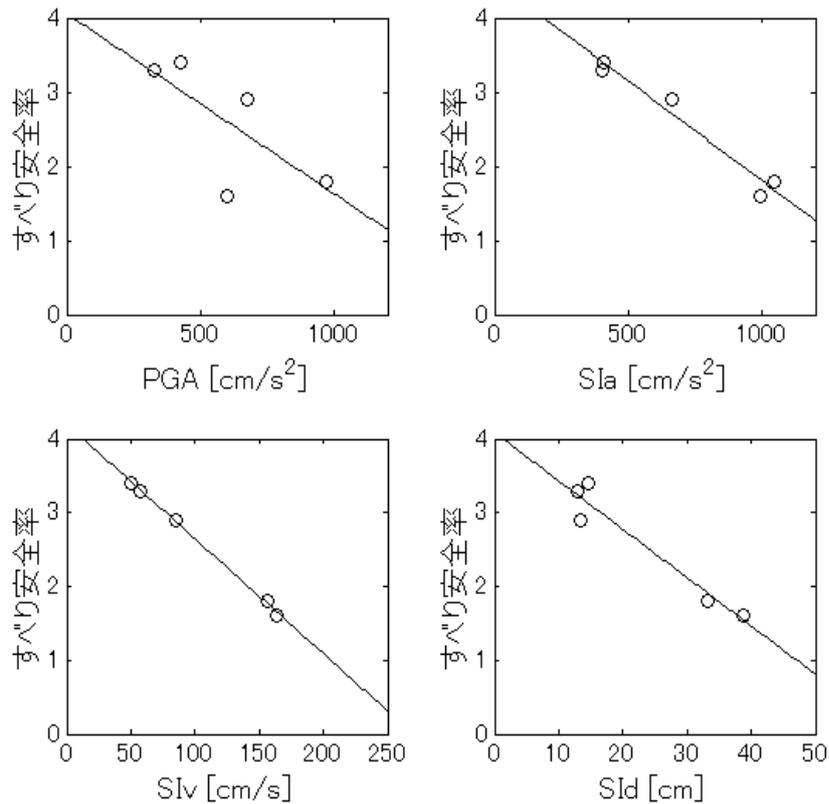


図 5-31 すべり安全率と地震動指標との関係

各地震動強度とすべり安全率の関係について、相関係数を算定した結果は表 5-11 に示すとおりであり、当該地盤の安定性を評価する上で最も適切、すなわち、バラツキの小さい地震動強度としては、Slv であることが確認された。

表 5-11 すべり安全率と地震動強度の相関係数

地震動指標	地震動強度とすべり安全率 の相関係数
PGA	-0.717
Sla	-0.981
Slv	-0.999
Sld	-0.966

従って、支持地盤の損傷確率算定においては、地震動強度として Slv を用いて評価を実施した。

ここで展開する年損傷確率の評価手法に基づくと、裕度解析に基づき平均的な評価として支持地盤が損傷する地震動強度の算定及び対数正規分布の標準偏差として設定される  $\beta$  を設定することにより、損傷度曲線が算定される。

前記のとおり、支持地盤の損傷に関しては決定論的手法に基づく擬似 3 次元解析の結果に基づき 2 次元解析結果からの換算を行うこととした。2 次元解析結果と擬似 3 次元解析結果の安全率上昇を考慮し、図 5-31 について再評価した結果は図 5-32 に示すとおりである。

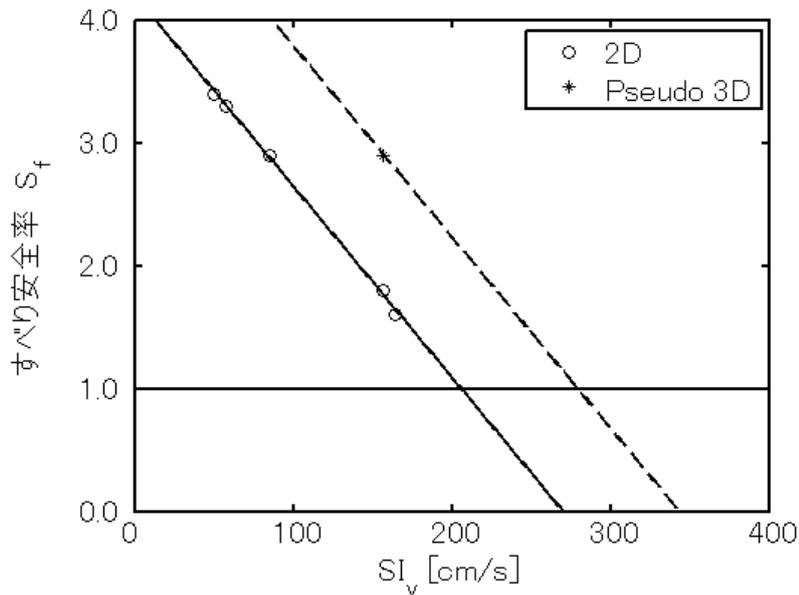


図 5-32 3次元効果を考慮したすべり安全率と地震動強度  $SI_v$  との関係

$\beta$  については、認識的不確実さ及び偶然的な不確実さに関する既往の研究例及び前記のモデル地盤における試行計算等を参考に、それらの合算として  $\beta_c$  が 0.3~0.4 の範囲で損傷確率の評価を行った。その結果、当該支持地盤の損傷度曲線は  $SI_v$  との関係で、図 5-33 に示すとおり算定された。

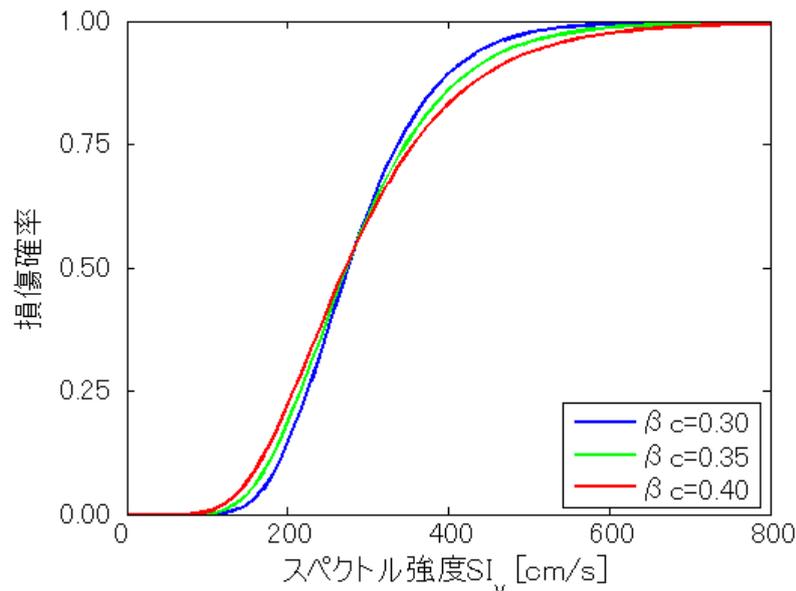


図 5-33 支持地盤の損傷確率

図 5-33 に示す支持地盤の損傷度曲線と図 5-30 に示した確率論的地震ハザード曲線との関係から、当該支持地盤の年損傷確率は表 5-12 に示すとおり概ね  $10^{-6}$ /年のオーダーであることが確認された。

表 5-12 支持地盤の年損傷確率の評価

	$\beta_c=0.30$	$\beta_c=0.35$	$\beta_c=0.40$
擬似3次元地盤	3.45E-06	5.25E-06	8.04E-06

なお、吉田他(2005)は、斜面の確率論的な地震時安定性評価について、限界状態を①力の釣合い、②限界すべり量 10cm、③限界すべり量 100cmの各ケースについて損傷確率が異なることを提示している(図 5-34)。それによると、仮に、限界すべり量を 10cmとした場合には、損傷確率として  $0 \sim 10^{-1}$  程度の低減、限界すべり量を 100cmとした場合には、損傷確率として  $10^{-1} \sim 10^{-2}$  程度低減する結果を示している。本論文では適切な限界すべり量の定義が困難であることから、あくまでも力の釣合いに基づき支持地盤の年損傷確率を算定することとしており、その意味では表 5-12 に提示した数字は現実的な限界状態を考慮した場合はさらにその数字は低下する可能性が高いといえる。

なお、ここで提示した検討については、確率論的地震ハザードの設定自体も必ずしも確立されたものではなく、活断層や地震、地震動、確率論的な手法の成熟度等に応じて随時見直される性格を有している。さらに、3章で論じたように、活断層調査や評価自体を高精度化していった場合、確率論的地震ハザード自体も高精度化されていくこととなるが、本検討においては3章を受けたかたちでの確率論的地震ハザードの高精度化は将来課題と位置づけている。しかしながら、現時点における知見、手法の整備状況から支持地盤の定量的リスクを合理的に評価可能であることを提示した。

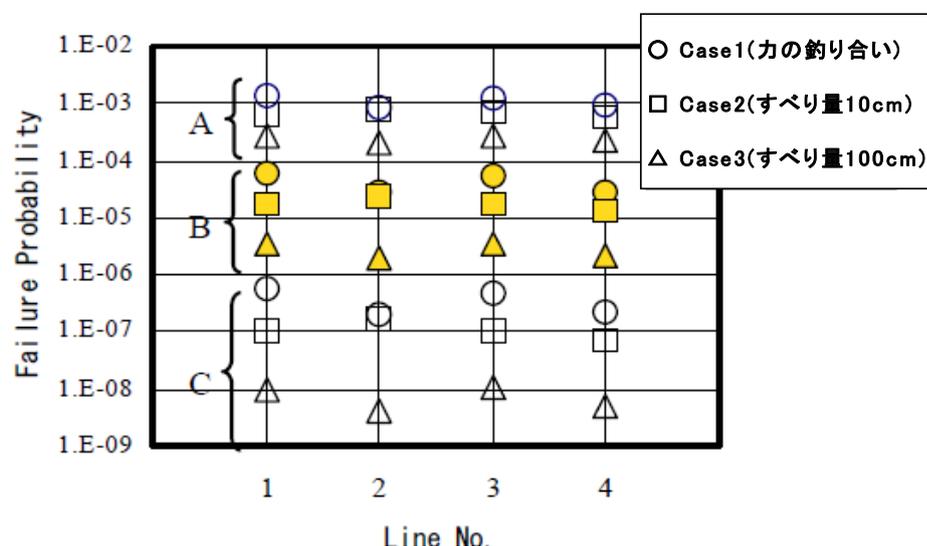


図 5-34 限界状態による損傷確率の違い (吉田他 (2005) に一部加筆)

また、次節で記述する耐震補強効果の定量的確認に関する検討も同様であるが、これらの確率的な検討において、前述のとおり、損傷曲線の不確定性に関する対数標準偏差  $\beta$  については、既往の研究例に基づいて、0.3~0.4 の範囲を設定して損傷曲線を算定した。

ここでは、 $\beta$  の設定に関する妥当性の評価として、 $\beta$  の感度が結果に及ぼす影響について、確率論

的地震ハザードの感度が結果に及ぼす影響と併せて検討を実施した。検討結果は図 5-35 に示すとおりである。この結果から、年損傷確率が比較的大きい場合は  $\beta$  の影響はほとんどなく、それと比較すると、年損傷確率が  $10^{-5}/\text{年} \sim 10^{-6}/\text{年}$  程度の範囲では、 $\beta$  の影響も認められるようになるが、現実には  $\beta$  がとりうる範囲を考慮すると、その場合も地震動強度がより支配的であるといえる。

なお、Kennedy (1999) は、構造解析の分野の  $\beta_c$  について、0.4 が保守的な数値として推奨している。

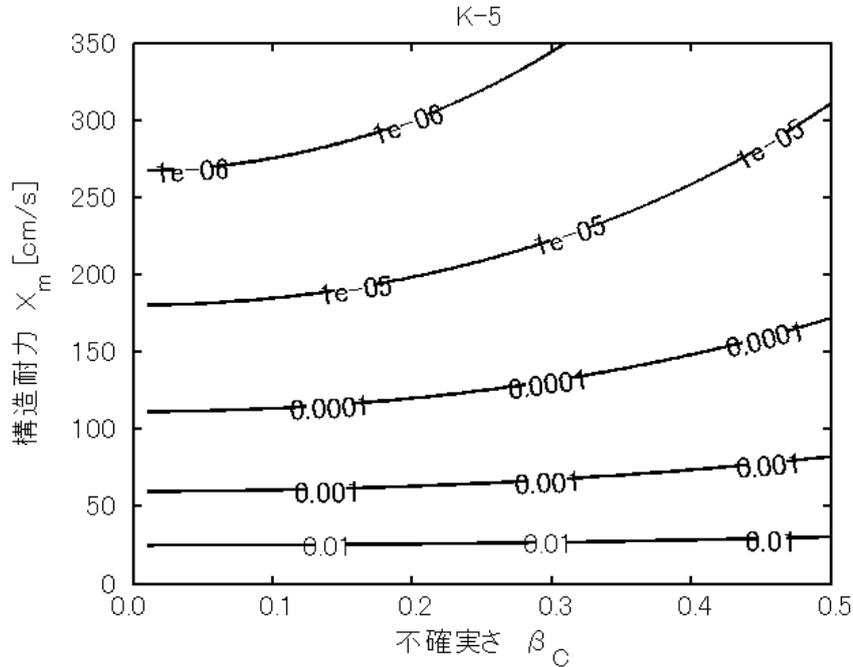


図 5-35 年損傷確率と地震動レベル/ $\beta$  の関係

## 5.6 地盤改良によるリスク低減効果

### 5.6.1 本節の検討目的

既に述べたとおり、2006年に改訂された「耐震設計審査指針」では直接的な記載は削除されているが、実体的に我が国の原子力発電所の重要設備は岩盤に支持させることが要求事項となっている。

我が国の原子力発電所を構成する重要建屋については直接岩盤に設置されている。その他の原子力発電所を構成する重要設備についても原則として岩盤に支持されており、例えば、ここで検討対象として扱う原子炉を冷却するために必要な海水取水設備についても重要設備であることから、基本的に岩盤上に設置することが要求事項となっている。

しかし、海水取水路構築は一般に原子炉建屋やタービン建屋構築のための掘削工事との関係、取水系構築物自体の構築に際し、掘削、躯体構築、埋戻しという手順で施工されるため、通常、鉄筋コンクリートからなる取水路躯体の両側は比較的軟質な埋戻土となる。

新潟県中越沖地震の際には、これらの非常用取水系構築物については周囲の地盤の液状化等に伴う機能喪失は認められなかったが、再設定された基準地震動  $S_s$  に基づく再評価を実施した結果、地震力の増大を踏まえてもなお、原子炉建屋支持地盤は十分な安全性を有していること、また、確率論的評価に基づくリスクも十分に小さいことは前述のとおり確認されたが、ここで検討対象とする一部の非常用炉心冷却取水系構築物については、構築物周囲の埋戻土の地震時のせん断変形量増大に伴い、耐震補強が必要と判断された。

耐震補強については、構築物内部からの補強も考えられたが、原子力発電所の冷却取水系については、原子炉が停止時においても一定の原子炉崩壊熱を除去する必要があることから、鉄筋コンクリートボックスカルバート内に設置されている海水配管を移設することなどは困難であるとともに、当初から最適断面設計がなされていることから躯体内部からの補強は物理的に不可能なことが多く、本構築物に対しては、躯体周囲の埋戻地盤についてセメント系材料による改良が効果的と判断された。

現状の同種の構築物の設計、照査については、「原子力発電所屋外重要土木構築物の耐震性能照査指針・マニュアル（土木学会原子力土木委員会、2005年6月）（以下、「マニュアル」と表記）」に基づいて、決定論的手法に基づき、部材がせん断破壊しないこと、曲げ変形による変形量が許容値以内であることが要求され、照査結果を踏まえつつ、地盤改良の工法/材料、改良範囲等を設定することとした。

マニュアルでは許容限界値について、実験結果や過去の検討例に基づいて保守的に設定されているが、原子力発電所のような重要設備の冷却系設備という重要性を鑑みると、そのリスクについて定量的に把握しておくことが望ましいと判断される。

本節では、以上の事例を通じて、従来、論じられることの少なかった、耐震補強（地盤改良）方策がリスク低減にどの程度寄与するか、ということを中心に記載することとし、その前段で一般的な海水取水系の設計手法や地盤改良工法の概要をレビューする。

## 5.6.2 海水系配管ダクトの概要及び設計の考え方

我が国の原子力発電所は全て海岸部に立地しており、原子炉の冷却については海水取水により対応している。沖合取水等の異なる形式のプラントもあるが、基本的には発電所護岸位置に海水取水設備が設置され、原子炉で発生した熱を海水で熱交換するための機器が設置されている建屋に至る区間は海水系配管ダクトを収納する鉄筋コンクリート製のボックスカルバート（以下、「海水系配管ダクト」と表記）により連絡されている。

ここで、検討対象とする海水形配管ダクトは海水機器建屋（熱交換器を収納）とタービン建屋間の連絡海水系配管ダクトであり、基礎は岩盤（西山層）に直接設置されている。平面配置及び断面図の概要は図5-36に示すとおりである。

なお、当該の設備について、新潟県中越沖地震後の目視による点検の結果、地震に起因するひび割れなどの損傷は確認されなかった。また、新潟県中越沖地震による地震動に基づいて実施された健全性評価においても、当該設備の健全性は確認されている。

海水系配管ダクトのような、原子力発電所の屋外重要土木構造物の耐震設計/評価については、マニュアルに基づき、基準地震動  $S_s$  を用いた構造物-地盤連成系の2次元動的FEM解析を実施し、構造物の応答値が評価基準値を下回ることを確認することとしている。

マニュアルに基づく、取水系鉄筋コンクリート土木構造物の耐震性照査フローは図5-37に示すとおりであり、耐震性能照査の基本は、応答値 $\leq$ 限界値であることを確認することであり、限界値については、限界状態の設定 $\rightarrow$ 限界値の設定 $\rightarrow$ 限界値の算出として評価され、一方、応答値については、解析条件の設定 $\rightarrow$ 非線形を考慮した地震応答解析の実施 $\rightarrow$ 応答値の算出、として評価する。

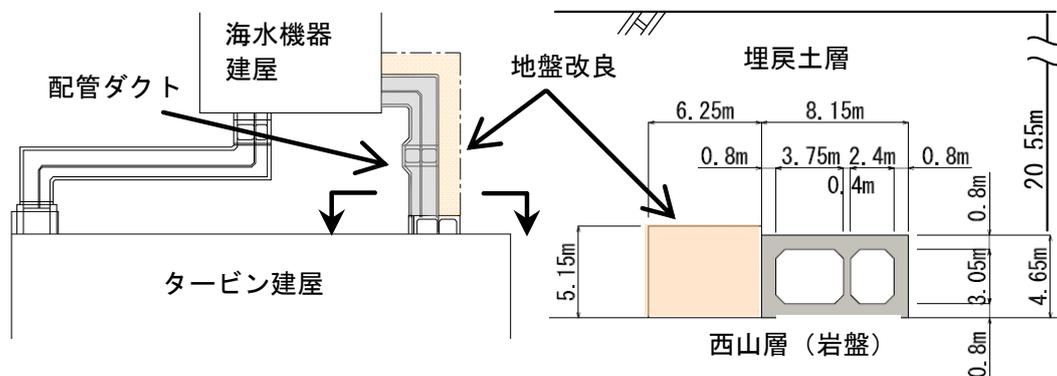


図5-36 海水系配管ダクトの概要図

限界値については、曲げ系の破壊メカニズムから限界層間変形角が、せん断破壊に対する限界値としてはせん断耐力が用いられ、一般に、せん断破壊を防止する観点でせん断補強鉄筋が十分設置されている比較的最近設計、施工された構造物では曲げ変形による層間変形角が許容値以内であることを確認することが耐震照査の基本的考え方となる。

なお、せん断補強鉄筋が必ずしも十分設置されていない古い時代の構造物については、せん断耐力がクリティカルとなる場合も多く、そのような場合には詳細な実験結果及び数値解析による実験の再現結果等に基づき、せん断耐力について別途詳細に把握する考え方も示されている。

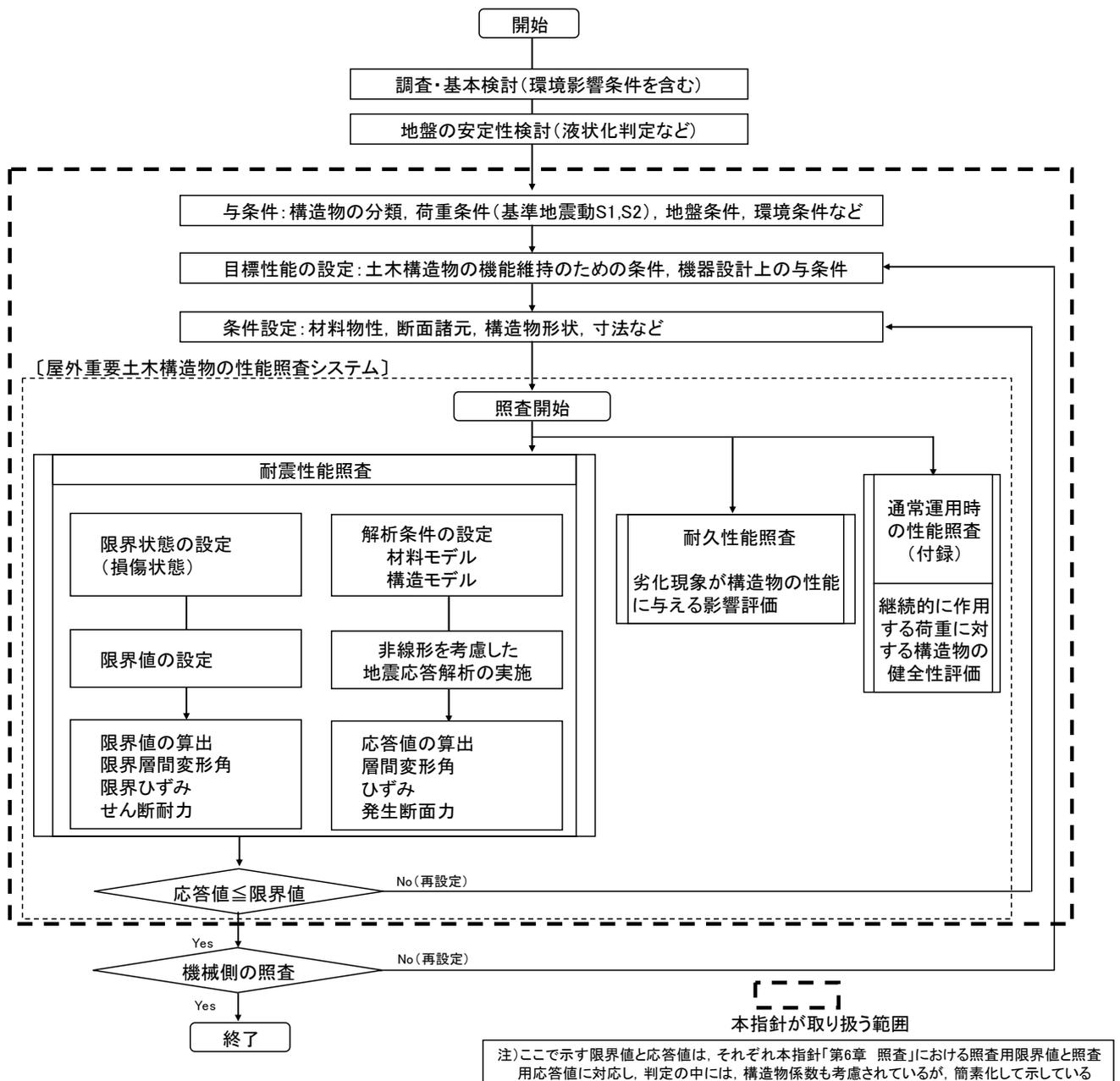


図 5-37 耐震性能照査フロー（機器・配管を支持する場合）

### 5.6.3 海水系配管ダクトの耐震補強検討

当該の海水系配管ダクトについては、新潟県中越沖地震後に再設定された  $S_s$  地震動に対して、安全余裕が小さいと判断されたことから耐震補強を実施することとした。

前記のとおり、配管ダクト内部は狭隘で配管やケーブル類等の設備が多数収納されており、構造物の内面からの補強は困難であると判断されたため、構造物の相対変形量を減少させることを目的として、海水系配管ダクト周囲の埋戻地盤についてセメント系材料を用いた固化（地盤改良）による変位抑制工法を採用することとした。なお、当該の海水系配管ダクトについては、南側には既設設備が設置されているため地盤改良の施工が困難であることから、施工可能な北側のみ対策工を実施することとした。

地盤改良による耐震補強の設計、効果確認については、地盤改良を考慮した海水系配管ダクトの地震応答解析を実施することとし、マニュアルに基づき、曲げ（層間変形角）及びせん断力（せん断耐力）について評価することとした。

地震応答解析に用いたモデルは図 5-38 に、解析用物性値は表 5-13 に示すとおりである。

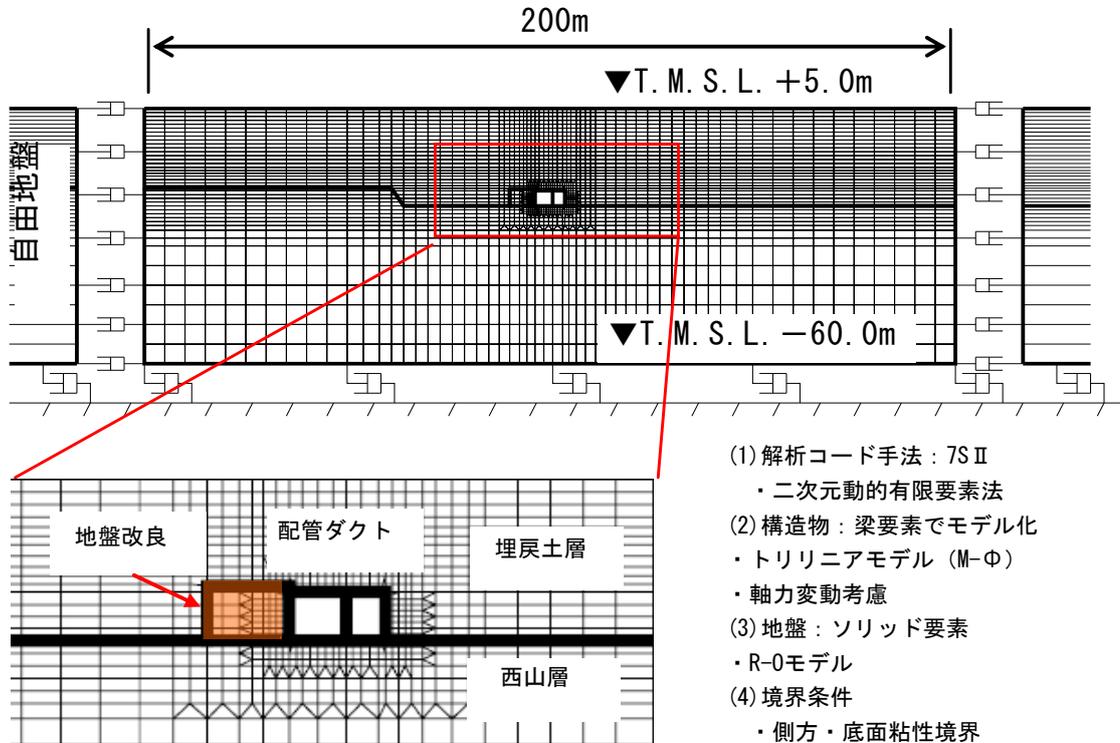


図 5-38 海水系配管ダクトの解析モデル

表 5-13(1) 材料物性値

材料	仕様	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	ヤング係数 E (kN/mm <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$
コンクリート	設計基準強度 23.5N/mm <sup>2</sup>	24.0	25.0	0.2
鉄筋	SD345		200	0.3

表 5-13(2) 地盤物性

地層区分	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
埋戻土層	18.6 (19.6)	0.33	$1,980 \times \sigma_v^{0.667}$
西山層 (岩盤)	16.9	0.43	$5.02 \sim 8.20 \times 10^5$

表 5-13(3) 地盤物性値 (設計値)

地層区分	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	ポアソン比 $\nu$	初期せん断弾性係数 $G_0$ (kN/m <sup>2</sup> )
地盤改良	18.6	0.33	$6.84 \times 10^5$ (Vs=600m/s)

地盤改良を考慮した地震応答解析結果から得られた安全性評価結果は表 5-14 に示すとおりである。地盤改良を実施することにより、曲げ（層間変形角）による照査、せん断力による照査いずれも評価基準値を下回ることが確認できた。

表 5-14 耐震補強後の耐震安全性評価結果

耐震安全性評価	評価位置	応答値	評価基準値	応答値 ／ 評価基準値
層間変形角による照査	頂版～底版	0.430/100	1/100	0.43 (2.57)
せん断による照査	頂版	817	1,611 <sup>※1</sup>	0.51
	底版	1,167	1,855 <sup>※1</sup>	0.63
	側壁	816	2,249 <sup>※1</sup>	0.36
	隔壁	397	648 <sup>※2</sup>	0.61 (0.71)

※1：せん断耐力評価式により算定，※2：材料非線形解析により算定

( )：耐震補強前の応答値／評価基準値を示す

地盤改良の施工にあたっては、新潟県中越沖地震後の復旧工程や既設設備との干渉等の制約条件を勘案し、混合噴射攪拌工法（セメント系材料）を採用した。地盤改良の配置は図 5-38 に示すとおりである。また、図 5-39 には併せて地盤改良施工後に品質管理の観点で実施したボーリング調査及び PS 検層実施位置を示している。

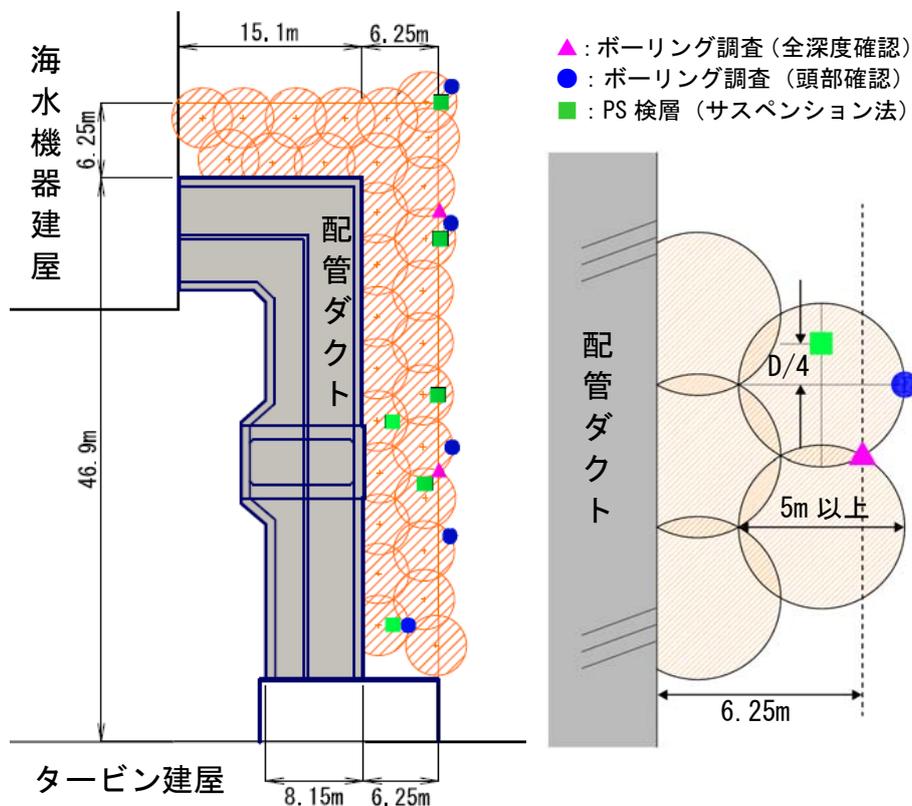


図 5-39 地盤改良柱の配置図

地盤改良の施工後、品質確認の一環として地盤改良範囲及び品質について、ボーリング調査等による確認を行った。その結果、改良体を対象に実施された PS 検層（サスペンション法）により、せん断波速度について、平均 1150m/s (833~1580m/s) であり、設計値（600m/s）を上回っていることなどが確認できた。

#### 5.6.4 地盤改良の定量的リスク低減効果

前節までに記述したとおり、現在の原子力発電所の耐震安全性評価は決定論的手法に基づき実施されることが標準となっており、決定論的手法に基づいて設定された地震動に対して、耐震安全性が確保されるか否かを決定論的に評価することとなっている。

しかしながら、決定論的手法では当該の構造物に対して実施された地盤改良による耐震補強工法が実際にどの程度のリスク低減効果があったかなどを定量的に評価することはできない。原子力発電所は機械/電気/土木/建築などの諸設備から構成されているが、どの設備についてどの程度の補強を施すことが全体のシステムとして最適であるか等の判断においては、今後、確率論的なリスク評価が標準となっていくことが予想されている。

したがって、ここでは今回検討された地盤改良工法について、どの程度のリスク低減効果があったかを定量的に把握することとした。

損傷確率の評価手法は用いた確率論的地震ハザードを含め、前節で示した、原子炉施設支持地盤の損傷確率の算定で用いた手法と同一の手法である。支持地盤の場合は、裕度解析によりすべり安全率が 1.0 となる地震動強度について、支持地盤が損傷すると評価していたが、今回の海水配管系ダクトにおいては、裕度解析により層間変形角がマニュアルに基づく限界値である 1% となる場合を損傷として評価することとした。なお、支持地盤の大規模なすべり安定問題のように現実の耐力を実験で評価できない事象と異なり、RC 構造物については各種の実験結果が得られており、RC ボックスカルバートの実規模実験の結果等に基づくと、機能喪失の認定としては層間変形角 1% という基準値は安全側サイドの基準となっていると判断される。

本来の意味での定量的リスク評価については、これらの限界指標についても過度に保守的とならず、合理的な指標を設定することが重要であるが、合理的な指標設定について今後の課題と認識し、ここでは決定論的な耐震性評価指標である「層間変形角 1%」を便宜的に採用することとした。

上記のとおり、検討の基本的な流れは支持地盤に対する確率論的リスク評価と異なるところはないが、確率論的地震ハザードとなる基準地震動について、前記のとおり当該サイトでは敷地南側に設置される 1~4 号機側と敷地北側に設置される 5~7 号機側と異なる設定がなされているため、ここで用いる確率論的地震ハザードについては支持地盤に対する検討と異なるものとなる。

当該の地盤改良は 1 号機非常用炉心冷却系設備に関するものであり、確率論的地震ハザードは図 5-40 に示すとおりである。

地盤改良の効果の評価に際しては、まず、決定論的手法により地盤改良によってどの程度層間変形角が小さくなるかを確認することとした。検討については、5 種類設定されている基準地震動について、予め絞りこんだ 3 種類の基準地震動  $S_s$  及び耐震補強をするうえで別途設定した「新潟県中越沖地震の際に、1 号機建屋地下階で観測された地震動の 1.5 倍の地震動（15NCO と表記）」についても検討を実施した。

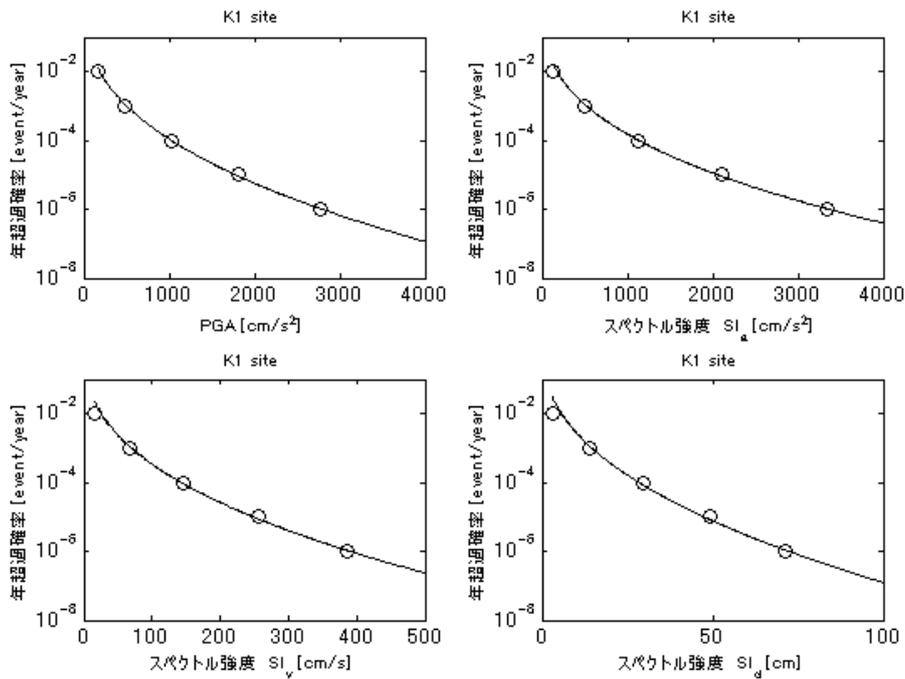


図 5-40 検討に用いた確率論的地震ハザード

その結果は、表 5-15 に示すとおりであり、地盤改良を実施することにより、RC 構造物周囲の地盤剛性が高くせん断変形が抑えられることによって層間変形角は全ての地震動に対して 1.0%以下になっていることが確認された。

また、これらの検討結果について、各地震動強度毎に整理した結果は図 5-41 に、また、層間変形角の算定結果と地震動強度との相関を算定した結果は表 5-16 に示すとおりである。

これらから、ここで検討を行っている RC ボックスカルバート構造の層間変形角の評価に対しては、相関性の高い地震動強度として  $SI_a$  であると判断された。

地震動強度  $SI_a$  を用いて、地盤改良実施前と地盤改良実施後の損傷確率を評価した結果は図 5-42 に示すとおりであり、この図からも地盤改良効果が顕著に現れていることが確認できる。

これらの損傷確率と図 5-40 に示す確率論的地震ハザードから算定される構造物の年損傷確率は表 5-17 のとおり算定され、地盤改良実施前は概ね  $10^{-4}$ /年の損傷確率であったものが、 $10^{-6}$ /年～ $10^{-7}$ /年の損傷確率に改善された。なお、同種のボックスカルバートの実規模実験等に基づくと構造物の機能維持の観点からは、層間変形角が 1%を超えても機能が維持される事実も確認されており、層間変形角 1%という規準の保守性を踏まえると、実際の年損傷確率はさらに小さいものと判断される。

表 5-15 地盤改良による効果

地震動	部位	未改良		改良		変形角の比 (未改良/改良)
		最大変形量 [cm]	変形角 [%]	最大変形量 [cm]	変形角 [%]	
Ss-1	左側壁	8.24	2.14	1.29	0.34	6.3
	隔壁	8.25	2.14	1.35	0.35	6.1
	右側壁	8.25	2.14	1.38	0.36	5.9
Ss-2	左側壁	1.97	0.51	0.58	0.15	3.4
	隔壁	1.98	0.51	0.62	0.16	3.2
	右側壁	1.98	0.51	0.63	0.16	3.2
Ss-3	左側壁	-3.45	-0.90	-0.80	-0.21	4.3
	隔壁	-3.45	-0.90	-0.84	-0.22	4.1
	右側壁	-3.45	-0.90	-0.85	-0.22	4.1
15NCO	左側壁	3.09	0.80	0.73	0.19	4.2
	隔壁	3.10	0.81	0.77	0.20	4.1
	右側壁	3.10	0.81	0.78	0.20	4.1

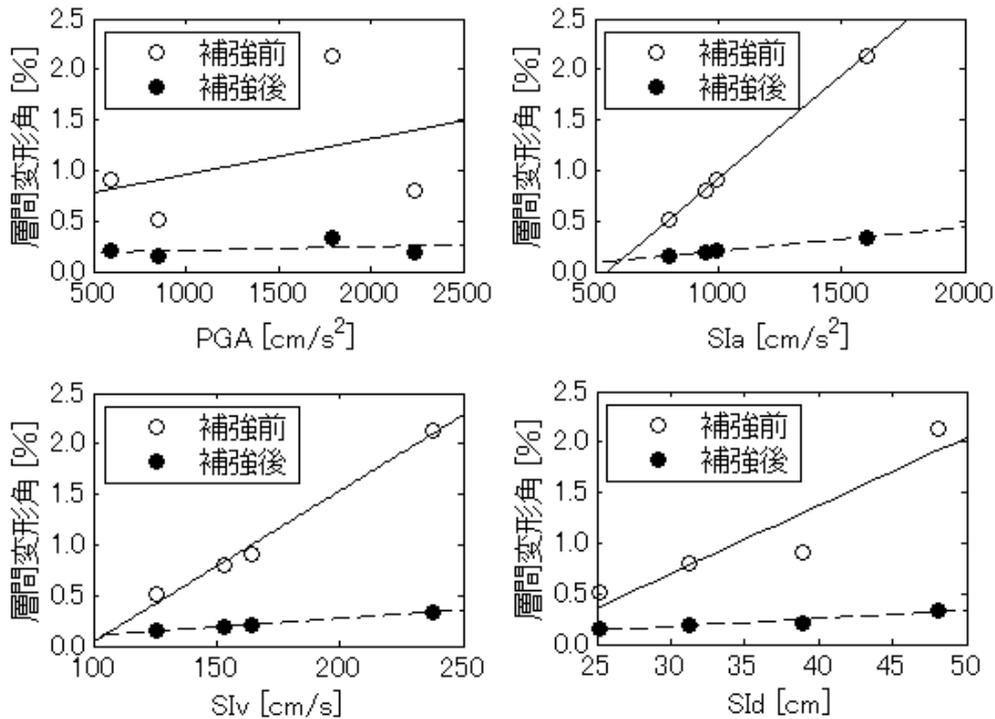


図 5-41 各種地震動強度と層間変形角との関係

表 5-16 地震動強度と層間変形角の相関係数

地震動指標	補強前	補強後
PGA	0.381	0.351
SIa	1.000	0.997
SIv	0.993	0.999
SI <sub>d</sub>	0.925	0.951

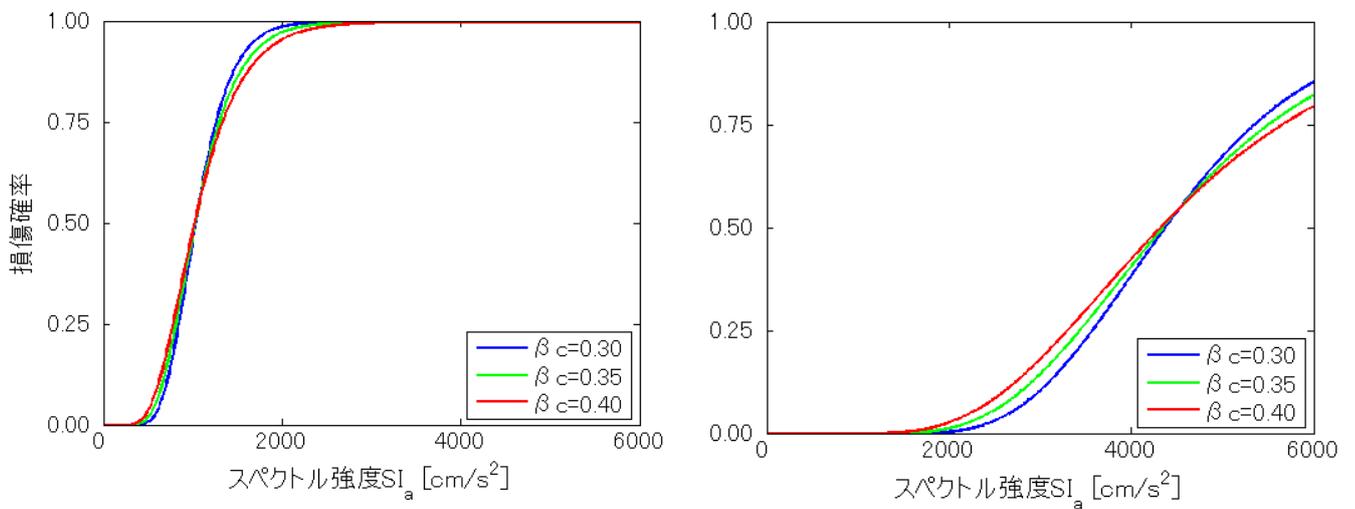


図 5-42 地盤改良の有無による損傷確率

表 5-17 地盤改良の有無による年損傷確率

	$\beta_c=0.30$	$\beta_c=0.35$	$\beta_c=0.40$
補強前	2.08E-04	2.40E-04	2.80E-04
補強後	7.70E-07	1.11E-06	1.63E-06
補強前/補強後	270	216	171

## 5.7 5章のまとめ

重要構造物支持地盤の定量的リスク評価を主たる目的として、まず、現行の評価手法である決定論的評価手法の枠組みで、新潟県中越沖地震時における応力状態の確認、地震後に再設定された基準地震動  $S_s$  に対する評価結果について考察を加えた。

その上で、決定論的手法の枠組みでの支持地盤の真の実力評価として、3次元効果を考慮した解析を実施し、2次元解析と比較して安全率が向上することを確認した。このように、現行の標準的な評価手法には一定の保守性が考慮されている。

一方、これらの決定論的な手法では、地震動のバラツキ、地盤物性のバラツキ等の各種の不確定性に対して、各々を合理的かつ定量的に評価することは不可能である。

安全裕度の定量的な確認、説明性の向上や合理的な意思決定を行う上で、定量的なリスク評価は重要であると認識しており、そのため、定量的な損傷リスクの評価として、比較的簡便な損傷リスク評価手法を提案するとともに、現実の地盤を対象として重要構造物支持地盤の実力としての損傷確率を評価した。

また、定量的なリスク評価結果の活用のための応用として、RC地中構造物である冷却系取水構造物を対象として耐震補強として一般的に用いられる地盤改良工法について、定量的に補強効果がどの程度かということ損傷確率の低減効果として評価を実施した。

重要構造物は、単一の構造物から構成されるわけではなく、多くの構造物/機器・配管など設計思想が異なるバックグラウンドからなる多種多様な構成物からなる。将来的には、確率論的な損傷確率を高精度で実施することにより、システム全体の損傷確率評価が可能となるとともに、弱点がどこか、どの程度補強を実施すればよいか、等について合理的な意思決定ができることになると考える。

ここでは与条件として考慮した確率論的地震ハザードの高精度化や、地盤物性のバラツキの評価、合理的な限界指標や真の損傷認定に関する基準値の設定等、残されている課題も多いが、ここで提示した方法論により確率論的なリスク評価を定量的に算定が可能であり、最終的に合理的な意思決定や説明性の向上が図られると認識している。

## 参考文献

- 安中正・山崎文雄・片平冬樹(1997)：気象庁87型強地震動記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.161-164.
- Bird,J.F. and J.J.Bommer (2004)：Earthquake losses due to ground failure, Engineering Geology, Vol.75, pp.147-179.
- Bird,J.F., J.J.Bommer, H.Crowley and R,Pinho(2006)：Modeling liquefaction-induced building damage in earthquake loss estimation, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.25,pp.15 -30.
- 壇一男・神田順(1998)：地震危険度解析で用いられる上下限値を有する極値分布の理論的背景，日本建築学会構造系論文報告集，第506号，pp.57-65.
- 土木学会 原子力土木委員会(1985)：原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法 -報告書-.
- 土木学会 原子力土木委員会(2005)：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・マニュアル.
- Ellingwood,B.(1994):Validation od Seismic Probabilistic Risk Assessments of Nuclear Power Plants, NUREG/GR-008.USNRC,Washington.
- Finn,W.D.L.(2000)：State-of-the-art of geotechnical earthquake engineering practice,Soil Dynamics and Earthquake Enineering, Vol.20,pp.1-15.
- 原子力安全委員会(2006)：発電用原子炉施設に関する耐震設計審査指針.
- 市川卓也・大津仁史・本田国保・酒井俊朗(2005)：ひずみに着目したボックスカルバートの耐震性評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27,No2,pp.973-978.
- 今塚善勝・土屋義正・赤瀬竜也・吉田伸一・美原義徳・石黒真之(2009)：応答のばらつきを考慮した原子炉建屋の耐震安全性評価（その1）検討条件および建屋応答のばらつき，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1029-1030.
- Kennedy, R.P. (1999)：Overview of Methods for Seismic PRA and Margins Analysis Including Recent Innovations, Proceedings of OECD/NEA Workshop on Seismic Risk, Aug. 10-12, 1999, Tokyo, Japan.
- Kennedy, R. P. and Ravindra, M.K.(1984): Seismic Fragility for Nuclear Power Plant Risk Studies, Nuclear Engineering and Design 79,pp.47-68.
- 岸清・野尻陽一(1989)：人工軟岩材料の開発，セメントコンクリート，No.511, pp.78-86.
- 国土交通省河川局(2005)：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)・同解説.
- 松尾稔(1985):地盤工学 信頼性設計の理念と実際，技報堂出版.
- 美原義徳・伏見実・宮崎覚・杉田浩之(2007)：原子力発電所建屋のフラジリティ評価における認識的不確実さに関する研究（その3）まとめ，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1083-1084.

- 三 明 雅 幸 ・ 小 林 和 禎 ・ 水 野 淳 ・ 杉 田 浩 之 ・ 美 原 義 徳 (2005) : 原 子 力 発 電 所 建 屋 の フ ラ ジ リ テ ィ 評 価 に お け る 不 確 実 さ の 検 討 ( そ の 1 ) 偶 発 的 不 確 実 さ の 影 響 に 関 す る 検 討 , 日 本 建 築 学 会 大 会 学 術 講 演 梗 概 集 , pp.1103-1104.
- 中 村 晋 ・ 澤 田 純 男 ・ 吉 田 望 (2009) : 地 震 時 に お け る 盛 土 の 被 災 程 度 に 応 じ た フ ラ ジ リ テ ィ 曲 線 の 評 価 に 関 す る 一 考 察 , 土 木 学 会 論 文 集 C Vol.65 No.4, pp.977-988.
- 日 本 電 気 協 会 (2008) : 原 子 力 発 電 所 耐 震 設 計 技 術 指 針 JEAG4601-2008.
- 日 本 電 気 協 会 (1987) : 原 子 力 発 電 所 耐 震 設 計 技 術 指 針 JEAG4601-1987.
- 日 本 原 子 力 学 会 (2007) : 原 子 力 発 電 所 の 地 震 を 起 因 と し た 確 率 論 的 安 全 性 評 価 実 施 基 準 .
- 日 本 建 築 学 会 (1998) : 応 用 力 学 シ リ ー ズ 6 , 構 造 物 系 の 非 線 形 不 確 定 モ ニ タ リ ン グ .
- 大 鳥 靖 樹 ・ 石 川 博 之 ・ 高 尾 誠 ・ 酒 井 俊 朗 (2012) : 重 要 土 構 造 物 の 耐 震 信 頼 性 の 実 用 的 評 価 法 に 関 す る 検 討 , 土 木 学 会 構 造 工 学 論 文 集 , Vol.58A, pp.138-149.
- Parka, Y.J., C.Hofmayere and N.C.Chokshi (1998) : Survey os seismic fragilities used in PRA studies of nuclear power plants, Reliability Engineering and System Safety 62, pp.185-195.
- Pisharady, A.S. and P.C.Basu (2010) : Methods to drive seismic fragility of NPP components, Nuclear Engineering and Design 240, pp.3878-3887.
- 酒 井 俊 朗 ・ 佐 藤 正 行 ・ 宇 野 晴 彦 ・ 福 井 史 朗 (1990) : 軟 岩 地 盤 の 原 位 置 せん断強度特性について , 土 質 工 学 会 研 究 発 表 会 .
- 曾 良 岡 宏 ・ 酒 井 俊 朗 ・ 足 立 正 信 (2001) : 鉄 筋 コ ン ク リ ー ト 製 ボ ッ ク ス カ ル バ ー ト の 実 規 模 載 荷 実 験 , 電 力 土 木 , No296, pp.11-15.
- 曾 良 岡 宏 ・ 足 立 正 信 ・ 本 田 国 保 ・ 田 中 浩 一 (2001) : 地 中 ボ ッ ク ス カ ル バ ー ト の 変 形 性 能 に 関 す る 実 験 的 研 究 , コ ン ク リ ー ト 工 学 年 次 論 文 集 , vol.23, pp.1123-1128
- 末 広 俊 夫 ・ 松 本 悟 (2011) : 柏 崎 刈 羽 原 子 力 発 電 所 に お け る 屋 外 重 要 土 木 構 造 物 の 耐 震 補 強 の 取 組 み , 基 礎 工 , Vol39, No4, pp.50-52.
- 高 橋 克 也 ・ 武 村 雅 之 ・ 藤 堂 正 喜 ・ 渡 辺 孝 英 ・ 野 田 静 男 (1998) : 様 々 な 岩 盤 上 で の 強 震 動 応 答 ス ペ ク ト ル の 予 測 式 , 第 10 回 日 本 地 震 工 学 シ ン ポ ジ ュ ウ ム , pp.547-552.
- Whitman, R.V. (1982) : Evaluating Caluculated Risk in Geotechnical Engineering, The Seventeenth Terzaghi Lecture.
- 柳 沢 賢 ・ 嶋 田 昌 義 ・ 小 室 和 之 ・ 中 原 和 彦 (2005) : 水 平 鉛 直 同 時 加 震 に 対 応 し た 基 礎 地 盤 安 定 性 解 析 用 建 屋 モ デ ル の 構 築 , 2005 土 木 学 会 関 東 支 部 研 究 発 表 会
- Yegian, M.K., E.A.Marciano and V.G.Ghahraman (1991) : Seismic Risk Anarysis for Earthe Dams, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.117, pp.18-34.
- 吉 田 郁 政 ・ 荒 川 武 久 ・ 北 爪 貴 史 ・ 大 津 仁 史 (2005) : 斜 面 の 地 震 時 確 率 的 安 定 性 評 価 に 関 す る 研 究 , 土 木 学 会 論 文 集 No.785/III-70, pp.27-37.

## 第6章 結語

本論文では、重要構造物の代表といえる原子力発電所の支持地盤の耐震安全性評価を題材に、2007年新潟県中越沖地震に関わる観測事実や検討結果を通じて、要求性能と安全性のレベル、特に、リスク低減の各種方策や定量的リスクに関する評価を手法の提案を含め提示した。

2011年3月11日、東北太平洋大地震に関する東京電力福島第一原子力発電所の津波に起因する未曾有の災害が発生した。当該事象の事故原因については、多方面で議論、検討がなされたが、基本的な問題として、自然災害に対してのアクシデントマネジメントの不備等が指摘されているところである。

地震・津波・火山等の自然災害リスクが欧米の先進諸国と比較して格段に高い我が国では、そのようなアクシデントマネジメントは常に考えていかなければいけないことであるが、一方では、設計段階でどの程度の安全性を担保するか？すなわち、How safe is safe enough? は経済合理性や発生するダメージの大きさに基づき、設計者が常に考えていかなければいけない課題である。

本論文では、重要構造物の支持地盤の耐震安全性に関するリスク評価として、種々のリスクあるいはリスク低減の評価について記述した。

第1章では、本論文で取り扱う課題及びその背景について記述するとともに、各章で取り扱うリスクの内容、性格について記述した。

第2章では、原子力発電所の耐震設計体系について、国内と海外の考え方について示し、両者の大きな相違点は決定論的手法のみによるか、確率論的評価も併用しているかであることを提示した上で、支持地盤の確率論的評価の現状について記述した。また、耐震設計において入力地震動として重要な位置づけにある活断層の評価について、その精度向上のための現状の調査、評価の水準について記述した。これらを通じて、本論文で取り扱う課題、すなわち、定量的なリスク評価の考え方及び背景について記述した。

第3章では、重要構造物の耐震設計における広義の意味でのリスク低減の観点から、地震動を規定する上で重要な活断層評価、特に規模と活動時期の評価の精度向上のための調査・評価・解析の適用について、柏崎刈羽原子力発電所周辺地域を対象に検討結果を記述した。その結果として、浅部地質情報に加え、反射法地震探査、バランス断面法に基づく地質構造に関する解析等により得られた深部地質情報を活用して、陸域、海域の褶曲構造の時空間的変遷を明らかにし、結果的に褶曲構造をもたらす断層活動を精度よく評価可能であることを示した。その結果として、陸域の主要な活断層である長岡平野西縁断層帯、海域の断層として新潟県中越沖地震の震源断層であるF-B断層をはじめとする複数の断層について、主たる活動時期を特定した。

第4章では、新潟県中越沖地震で確認された地殻変動について、構造物の設計への影響という観点で記述した。従来、このような地殻変動については地表付近の断層活動によるズレによる構造物の損傷のみが検討対象事象として挙げられており、長波長の岩盤変形については検討項目として考慮されていなかった。ここでは広義の意味での支持地盤の損傷リスクの低減の観点で、上部構造物が重要構造物であり構造物や機器の健全性確保の観点で長波長の傾動も議論する場合における設計の考え方について記述した。具体的には、まず、各種測量結果や詳細デジタルデー

タによる解析、断層モデルによる地表変形の予測計算により、新潟県中越沖地震の際に柏崎刈羽原子力発電所敷地内外で確認された地殻変動については、地表付近の断層活動に起因するものではないことを明確にした。その上で、実際に観測された地殻変動が理論的に予測される変動量よりも大きな結果となっていることについて、設計への反映方法について記述した。

第5章では、重要構造物の支持地盤の地震時安定性について、まず、新潟県中越沖地震時の応力状態を復元し、次に、今後想定される地震動に対する安定性の確認結果を示した。支持地盤の定量的リスク評価を実施するうえで、極力保守性を排除した真の実力を評価するとの立場から、ここで提案する3次元効果を擬似的に取り込んだ擬似3次元解析を実施して現実の安全率の算定結果を示すとともに、最終的には確率論的な支持地盤の地震時損傷リスクを評価した。その際、多数の動的FEM解析を実施するのではなく、勘弁に、かつ、同精度の結果を得ることができる損傷リスク評価手法を提案し、実地盤への適用結果を示した。その結果、現実の支持地盤における損傷リスクとして $10^{-6}$ /年のオーダーであることを具体的に示した。

さらに、定量的なリスク評価の実施工への適用として、耐震補強工事を題材に、地盤改良による耐震補強効果について、既存の設計基準に基づいた場合の定量的リスク改善効果を示した。

以上のとおり、本論文では一貫して重要構造物支持地盤のリスク低減、定量的リスク評価という観点で、柏崎刈羽原子力発電所という現実の地点を事例に検討結果を示した。

自然事象を対象とする分野において常に想定外事象を念頭において構造物の設計を実施する必要があり、また、社会の成熟とともに結果のみならずその検討過程についても透明性が要求されている。その際に重要なことは、経験的に得られている知見等を極力定量化して、リスクをわかりやすく提示し、意思決定が合理的になされるよう努力することである。

本論中に記載したとおり、国内の各種設計基準、許容限界値の設定については、過去の数々の自然災害を踏まえた経験や、実験や解析の結果等を勘案して安全側に設定されているが、地震・地震動に関する調査/外力の設定から、地盤の安定性評価、構造物の構造安全性の各段階において、① 結果の信頼性を高める努力、② 想定シナリオから欠如しているリスクの認識 を考慮しつつ、最終的なリスクレベルを定量的に示し、客観的、合理的な意思決定がなされる方向を指向する必要がある、ということが重要である。最終的に、定量化されたリスクレベルに基づく意思決定、例えば、原子力の採用の可否などは国民の合意のもとになされるべき課題であるが、国民の意思決定において、技術者がそのリスクレベルを明確に提示していくことは使命ともいえる。

一方では、定量的リスク評価については、手法構築から実務への適用という段階に来ているが未だ解決すべき課題が多くあるのも事実である。

今後の課題としては、論文中でも記述しているが、第3章では最新手法に基づく活断層調査/評価精度の向上による不確定性の低減について論じたが、第5章で提示した支持地盤の確率論的評価に用いた確率論的地震ハザードにおいて、これらの評価精度向上による不確定性の低減効果については直接的に取り込めていない。このような活断層評価における不確定性はロジックツリーという手法により定量的評価がなされるが、活断層の評価精度向上による不確定性の低減効果については、専門家のアンケートに基づくロジックツリーの評価の中で定量化されるため、本論文で取り扱うことはできず、将来課題として残っている。

また、ロジックツリーにおける評価では別の課題も存在する。例えば、平成23年3月11日

に発生した東北太平洋沖地震はそれまでの地震学/津波学では予測しえなかった地震/津波の発生であり、多くの課題を投げかけている。

地震学は、基本的に経験的の学問であり、未だ経験していないことを予測することの難しさという事実が平成 23 年 3 月 11 日に提示された。果たして、そのような事象が、ロジックツリーの活用で定量的リスクの将来予測として評価可能か否か、ということは大きな課題である。

また、第 4 章では、地殻変動に伴う長波長の岩盤変形について設計上どのように考慮するかを記述した。支持地盤の定量的リスク評価という観点で、第 5 章では、地震動による損傷を取り扱っているが、統合された定量的リスク評価としては、地震動にあわせ地殻変動のリスクについても定量的に取り扱われる必要がある。しかしながら、本検討についてはそもそも決定論的にもその取り扱いが明確に定まっていなかった検討項目であり、定量的リスクとして論じる上ではデータの蓄積等が必要であり、将来的な課題と言える。

このような大きな課題を踏まえ、自然事象が関与する、重要かつ複雑なシステムの安全性確保という命題に対して、定量的リスク評価の精度を向上させていくためには、地質、地震、土木、建築、機械、電気の各分野の融合、個々の分野における評価の信頼性の向上のための努力、が重要なことは言うまでもない。

本論で提示した内容は、このような必要不可欠かつ重要な検討要素のうち、そのごく一部について言及しているに過ぎないが、ここで提示したアプローチ、方法論の延長上に、耐震安全性評価の信頼性向上、評価/判断における合理的意思決定が可能となる方法論の構築、が導かれると考えている。

## 謝辞

本論文をとりまとめるにあたり、終始熱心な御指導と細やかな御配慮を頂きました京都大学教授大津宏康博士に深甚な謝意を表します。

大学の恩師でもある京都大学名誉教授大西有三博士には、論文作成に当たり励ましのお言葉、御助言の数々を頂きました。

また、京都大学教授清野純史博士、松岡俊文博士には御多忙にもかかわらず、副査となって頂き、かつ、詳細にわたって検討して頂きましたことに深く感謝いたします。

電力中央研究所大鳥靖樹博士及び阪神コンサルタンツ宮脇理一郎氏には、地盤工学におけるリスク評価に関する理論展開や結果の評価、深部地下構造の推定技術や結果の解釈に関して多くの貴重、かつ、懇切なるご指導を賜りました。

岸清博士（元東京電力フェロー）には長年にわたり、活断層評価、支持地盤の地震時安定性評価で業務を通じて貴重なご指導を賜りました。

また、角江俊昭博士（元東京電力フェロー）、東京電力建設部長天野正徳氏からは、日々の検討における参考となる御助言、叱咤激励の数々を頂きました。

論文中の図表の作成に当たり、東京電力建設部小林良輔氏には多大なるご協力を賜りました。

以上の方々に加えて様々な形で御指導、御協力を頂きました諸先輩並びに関係者各位に厚く御礼申し上げます。