

地盤の不均質性及び非線形性を考慮した
地震動空間変動特性と原子炉建屋の基礎安定性評価

内田 治

目次

1	はじめに	1
1.1	研究の背景と目的	1
1.2	本論文の構成と概要	4
2	観測記録に基づく地震動空間変動特性のモデリング	6
2.1	浜岡原子力発電所敷地の地盤環境と強震記録	6
2.1.1	浜岡原子力発電所敷地の地盤環境	6
2.1.2	高密度強震アレイ観測網	10
2.1.3	強震観測記録	12
2.2	コヒーレンス評価手順	16
2.3	コヒーレンスの各種分析	17
2.3.1	コヒーレンスの落ち込み部と SP・PS 変換波の伝達特性について	17
2.3.2	コヒーレンスと敷地・敷地近傍地下構造の不均質性	21
2.3.3	コヒーレンスの深度依存性	25
2.3.4	建屋基礎がコヒーレンスに及ぼす影響	27
2.4	コヒーレンスの回帰式によるモデリング	29
2.5	振幅の空間変動評価手順	33
2.6	振幅の空間変動評価結果	33
2.7	振幅の回帰式によるモデリング	36
3	地盤の不均質性及び非線形性を考慮した地震動空間変動特性	39
3.1	京都大学原子炉実験所敷地盤環境	39
3.1.1	地形地質と想定地震の選定	40
3.1.2	地盤不均質性の評価	45
3.1.3	地盤の非線形特性	46
3.2	波動伝播解析モデル	49
3.2.1	入力地震動	49
3.2.2	2次元有限要素法による波動伝播解析モデル	52
3.3	非線形地震動応答によるコヒーレンスへの影響	54
3.4	非線形地震動応答による振幅空間変動への影響	58

4	地盤の不均質性及び非線形性を考慮した原子炉建屋の基礎安定性評価.....	61
4.1	京都大学原子炉実験所敷地地盤の強度特性.....	61
4.2	すべり安全率評価式.....	62
4.3	2次元有限要素法による非線形性を考慮した基礎地盤安定性解析モデル.....	64
4.4	すべり安全率の評価.....	67
4.4.1	最小すべり安全率.....	67
4.4.2	最大せん断歪及び最大せん断応力の初期せん断剛性依存性.....	69
4.4.3	最小すべり安全率向上に関する考察.....	73
4.4.4	入力地震動 $Ss1$ の振幅レベルを $1/2$ にした場合.....	76
4.4.5	入力地震動に基準地震動 $Ss6$ を入力した場合.....	84
5	結論.....	92
	謝辞.....	95
	参考文献.....	97
	関連論文.....	101

図目次

図 2-1	浜岡原子力発電所建物全体配置 ¹⁴⁾ より引用	7
図 2-2	地盤地震計と建屋の配置関係	7
図 2-3	表層地質図 ¹⁵⁾ より引用	8
図 2-4	分析に用いた観測点と建屋の配置	11
図 2-5	2つの深度レベルにおける観測点間距離の分布	11
図 2-6	敷地と震央	12
図 2-7	地点 2 (GL-40m) の観測加速度波形 (4 地震、EW, UD 成分)	14
図 2-8	4 地震の観測加速度記録 S 波区間のフーリエスペクトル (EW, UD 成分)	15
図 2-9	EQ-1 の観測点距離区間 40~60m に属する 5 組のコヒーレンスと平均 (EW, UD 成分)	18
図 2-10	EQ-1 の 5 つの観測点距離区間毎の	19
図 2-11	EQ-2~4 の 3 つの地震のコヒーレンスと回帰曲線 (EW 成分)	19
図 2-12	EQ-2~4 の 3 つの地震のコヒーレンスと回帰曲線 (UD 成分、GL-40m)	20
図 2-13	1 次元構造モデルによる伝達関数 (表 2-1 最下層における入射波に対する比)	20
図 2-14	EQ-1 の P 波区間のコヒーレンス (GL-40m)	20
図 2-15	敷地・敷地近傍の均質及び不均質地下構造モデル (S 波速度断面)	23
図 2-16	不均質地下構造モデルから求めたコヒーレンス (水平成分)	24
図 2-17	EQ-1 のコヒーレンス比 (観測点距離区間毎、GL-40m/GL-100m)	26
図 2-18	観測と不均質モデルによるコヒーレンス比の比較	26
図 2-19	地盤-基礎モデルと疑似観測点	28
図 2-20	地盤-基礎モデルから求めたコヒーレンス (水平成分、GL-40m)	28
図 2-21	コヒーレンスの各回帰係数の距離依存性	31
図 2-22	本検討と既往の研究によるコヒーレンスモデル	32
図 2-23	EQ-1 の 5 つの観測点距離区間毎の	34
図 2-24	EQ-2~4 の 3 つの地震の振幅比標準偏差と回帰曲線 (EW 成分)	34
図 2-25	EQ-2~4 の 3 つの地震の振幅比標準偏差と回帰曲線 (UD 成分、GL-40m)	35
図 2-26	振幅比標準偏差の各回帰係数の距離依存性	37
図 2-27	本検討と既往の研究による振幅比標準偏差	38
図 2-28	スペクトル平滑化を行わない場合の振幅比標準偏差と距離依存性の例	38
図 3-1	京都大学原子炉実験所の原子炉建屋周辺地盤の物性値	40

図 3-2	表層地質図 (市原, 1993) ³¹⁾ に加筆	41
図 3-3	敷地を中心とする半径約 100km の範囲における地震本部による活断層帯分布 ³²⁾ より引用	42
図 3-4	敷地周辺の活断層による地震の応答スペクトルの比較 ³²⁾ より引用	44
図 3-5	ボーリングデータから推定した建屋直下の S 波速度 (km/s) のばらつきの評価	45
図 3-6	原子炉支持地盤の歪依存特性その 1 ²⁹⁾ より作成	47
図 3-7	原子炉支持地盤の歪依存特性その 2 ²⁹⁾ より作成	48
図 3-8	中央構造線断層帯の断層モデル ³²⁾ より引用	49
図 3-9	目標応答スペクトルに対する模擬地震波の応答スペクトルの比較 (減衰定数 5%)	50
図 3-10	入力地震動 Ss1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル (h=0.05)	51
図 3-11	2次元 FEM モデルの Vs 分布と波形出力点	53
図 3-12	線形地盤のコヒーレンス (入力地震動 Ss1、水平成分)	55
図 3-13	非線形地盤のコヒーレンス (入力地震動 Ss1、水平成分)	56
図 3-14	線形地盤と非線形地盤の入力動に対する伝達関数	57
図 3-15	線形地盤の振幅比標準偏差 (入力地震動 Ss1、水平成分)	59
図 3-16	非線形地盤の振幅比標準偏差 (入力地震動 Ss1、水平成分)	60
図 4-1	すべり安全率の算出フロー	63
図 4-2	2次元 FEM モデルの Vs 分布と原子炉建屋モデル	65
図 4-3	すべり解析のモデルとすべり線配置	66
図 4-4	すべり線 No. 5 の最小すべり安全率 (入力地震動 Ss1)	68
図 4-5	最小すべり安全率 (入力地震動 Ss1、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)	68
図 4-6	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1)	70
図 4-7	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1)	71
図 4-8	F 層のせん断応力-せん断歪関係	72
図 4-9	初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係 (入力地震動 Ss1)	74
図 4-10	すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss1)	75
図 4-11	最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム (入力地震動 Ss1)	75
図 4-12	すべり線 No. 5 の最小すべり安全率 (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	79
図 4-13	最小すべり安全率 (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)	79
図 4-14	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	80

図 4-15	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{\max} 比の関係(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	81
図 4-16	初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	82
図 4-17	すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	83
図 4-18	最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)	83
図 4-19	入力地震動 Ss6 ³²⁾ の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル(h=0.05)	84
図 4-20	すべり線 No. 5 の最小すべり安全率(入力地震動 Ss6)	87
図 4-21	最小すべり安全率(入力地震動 Ss6、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)	87
図 4-22	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{\max} 比の関係(入力地震動 Ss6)	88
図 4-23	初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{\max} 比の関係(入力地震動 Ss6)	89
図 4-24	初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係(入力地震動 Ss6)	90
図 4-25	すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss6)	91
図 4-26	最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム(入力地震動 Ss6)	91

表目次

表 2-1	敷地の地下構造 ¹⁶⁾	9
表 2-2	地震諸元と地表面最大加速度 ¹⁴⁾	13
表 2-3	各観測点の地震計設置方位誤差 ^{9), 14), 19)}	13
表 3-1	各断層帯の断層長さと敷地との関係 ³²⁾	43
表 3-2	原子炉支持地盤の歪依存特性 ²⁹⁾	46
表 4-1	原子炉支持地盤の強度特性 ²⁹⁾	61
表 4-2	最大せん断歪 γ_{\max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 Ss1) ..	72
表 4-3	最大せん断歪 γ_{\max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 hSs1) ..	82
表 4-4	最大せん断歪 γ_{\max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 Ss6) ..	90

1 はじめに

1.1 研究の背景と目的

距離が数百メートル以下の範囲における平坦な地表面や地中水平面上における地震動空間変動を明らかにすることは、原子力発電所の原子炉建屋等の平面的に大きな広がりを持つ基礎への地震動外乱による有効入力の評価を高度化する上で極めて重要である。なお、地震動は位相と振幅の2つの特性によって規定できるが、地震動空間変動を周波数領域において定量化する指標として前者については、2点間のクロスパワースペクトルを2点それぞれのパワースペクトルの積で規準化したコヒーレンス、後者については2点間のフーリエ振幅スペクトルの比（以後、振幅比という。）があり、本論でも両者を用いる。地震動空間変動は広がりを持つ震源の不均質な破壊過程、伝播経路である地殻の弾性波（特にS波）速度不均質と敷地近傍の地層境界の不整形及び各層内の同速度不均質によって生じる。基礎スケールに相当する水平距離における地震動空間変動は、2~3Hz以上において顕著となることが、これまでの多くの地震動アレイ観測記録の分析事例から確認され、これには上述の震源過程よりむしろ、地殻や敷地近傍地盤の不均質性・不整形性が影響していると考えられている^{例えは 1),2)}。

地震動空間変動として、ライフライン系施設において相対変位を評価する場合に用いられる位相差入力動（コヒーレントな波形を位相速度に応じて場所毎に時間をずらせる。）と上述のコヒーレンス（lagged coherency）で評価できるインコヒーレントな波形を用いた入力動が考えられるが、本論では後者に関する地震動空間変動を評価対象とする。地震動空間変動は、基礎を介して建屋の並進応答を低減する効果がある反面、ねじれやロッキングを増大させる^{3),4)}。このため、米国では既に原子力発電所や橋梁などの耐震審査や検討においてその影響を考慮する方向にある⁵⁾が、国内についてはまだ積極的に耐震評価に取り入れる状況には至っていない。

地震動空間変動を建物の耐震設計や地震観測記録に基づく応答評価に反映させる方法として、1) 建屋基礎と地盤の連成モデルを作成し、波動論的に生成した上述の相関構造と等価な空間変動する地震動をモデルに入力し、それによる建物基礎応答を求めるアプローチ^{6),7)}と2) アレイ観測記録から統計的に得られた地震動の空間的な相関構造を満足する模擬波形群を生成し⁸⁾、それらを離散化させた建物基礎と地盤の接点に入力することで建物基礎応答を求めるアプローチ^{4),9)}の2つの手法が考えられる。このうち、前者を実務的に適用する場合、地震動空間変動を震源から敷地までのどの部分にどういった不均質性・不整形性を与えるかという点において、現状としてかなりの任意性があることや、得られた波形が現実的な地震動空間変動特性となっているかの検証において、計算タスク（特に3次元場において）の問題としても

相当な困難があるように思われる。一方、後者については地震動空間変動が生じる過程は例え不確定であっても、当該敷地あるいは同等の他の敷地のアレイ観測記録から求められた空間相関構造モデル^{例えば 10),11)}があれば、比較的容易に模擬波群（複数の地点における空間相関構造を満たす波形）を作成できるため、実務的に利用しやすく、実在建物基礎への適用事例も幾つか存在する^{9),12)}。何れの手法においても、対象とする建物が設置される地盤（主にせん断剛性に着目）と同等な条件を持つサイトで得られたアレイ地震動記録に基づく地震動空間変動特性（コヒーレンスと振幅比のばらつきの周波数、距離、深度依存性）の評価（モデリング）が必要と考えられる。

上述については、何れも地盤の歪みレベルが比較的小さな範囲（線形応答）における議論であるが、一方、強震時（大きな歪みレベル）の地震動空間変動やその原因となる地盤の不均質性の特性や評価も重要となる。さらに、強震時の地震動空間変動と地盤不均質性は地盤の基礎支持力に対する安定性評価へも影響を及ぼすと考えられる。このうち、地盤の不均質性は地震動振幅レベルに応じて変化するため、その結果として地震動の空間変動量も線形応答時から変化すると考えられる。しかしながら、非線形応答時の地盤が地震動空間変動に与える影響については、観測はもとより、数値実験による検討も殆ど行われていないのが現状である。さらに、より大きな地震動振幅によって非線形化が進んだ地盤では基礎と地盤間のすべりに対する基礎地盤の安定性評価（以下、地盤安定性評価という。）が必要となり、原子力規制委員会による原子炉施設の耐震安全審査の項目にも挙げられている¹³⁾。

地盤安定性評価は地盤のせん断強度に対する地盤の地震時せん断応力の比として定義されたすべり安全率に基づいている。一般に、地盤安定性評価は各地層に均質な物性を設定し、地層内の物性のばらつきによる不均質性は考慮されていない。なお、例外的に地盤の不均質性（物性のばらつき）を考慮した確率有限要素法によって破壊確率を求める検討が行われている。その際の物性のばらつきはある変動係数を仮定し、地層の有限要素に対して無相関なランダム物性（千鳥構造）を設定しているのが現状であり、地盤調査データ等に基づく、現実的な地盤不均質のモデル化による地盤安定性評価や同安定性と地震動空間変動量との関係などについて検討した事例は実務面のみならず研究面としても殆ど見当たらない。

以上のような現状を踏まえ、本論では先ず、浜岡原子力発電所敷地において得られた高密度な3次元強震アレイ記録を用いて、地震動空間変動量を表す尺度である観測点間のコヒーレンス及び振幅比のばらつき（以下、振幅比標準偏差という。）の周波数、水平距離及び深度レベルに関する依存性を回帰分析によって評価する。次に、上記の原子力発電所の原子炉建屋周辺地盤と同様の硬質な地盤（工学的基盤相当の剛性）を有し、かつ詳細な地盤データが確認できた京都大学原子炉実験所における研究用原子炉建屋周辺地盤を対象として、設定した不均質地

盤モデルの模擬地震動入力による非線形応答時の地震動空間変動特性及び、不均質地盤 - 建屋基礎モデルの同入力による基礎地盤の地盤安定性に関する評価を何れも数値実験に基づいて評価する。

1.2 本論文の構成と概要

本論文は、地盤の不均質性及び非線形性を考慮した地震動空間変動特性と原子炉建屋の基礎安定性評価を論じた結果をまとめたもので全 5 章から構成されている。以下に各章で述べられていることを概説する。

第 1 章 はじめに

第 2 章 観測記録に基づく地震動空間変動特性とモデリング

第 3 章 不均質性及び非線形性を考慮した地盤モデルの地震動空間変動特性

第 4 章 地盤の不均質性及び非線形性を考慮した原子炉建屋の基礎安定性評価

第 5 章 結論

第 1 章では、研究の背景と目的について述べた後、本論文の構成を示している。本論文の研究背景として、距離が数百メートル以下の範囲における地震動空間変動を明らかにすることは、原子力発電所の原子炉建屋等の基礎への地震動外乱による有効入力を高度に評価する上で極めて重要であるものの、地震動空間変動は国内においてまだ積極的に評価に取り入れる状況には至っておらず、アレイ地震動記録に基づく地震動空間変動特性の評価が必要である。また、地盤が非線形性を有する地震動空間変動は、観測はもとより、数値実験による検討も殆ど行われていないのが現状である。さらに、非線形化が進んだ地盤では地盤安定性評価が必要であるが、地震動空間変動量との関係について検討した事例は殆ど見当たらない。そこで、本論文は、浜岡原子力発電所の高密度アレイ観測記録を用いて地震動空間変動特性を統計分析に基づいてモデリングを行った。次に、地盤の実情報が明確な京都大学原子炉実験所の研究原子炉建屋及びその周辺地盤を対象として、地盤の不均質性及び非線形性を考慮した数値実験による地震動空間変動特性と原子炉建屋の基礎安定性評価を行った。

2 章では、浜岡原子力発電所敷地の地盤環境と 3 次元高密度強震アレイ観測網を示すとともに、そこで観測された強震観測記録のうち、本研究で対象とする 4 つの地震記録の概要を示した。また、地震動空間変動特性を表すコヒーレンスと振幅比の統計的な分析の手順を述べ、それに基づく評価結果を示すとともに、回帰式によるモデルリングを行った。なお、コヒーレンスにおいては、特定の周波数帯域で急峻な落ち込み部が見られたが、その原因についての考察を行った。

3章では、京都大学原子炉実験所敷地の地盤環境である地盤不均質性及び地盤の非線形性の特性を、ボーリング調査及び採取したサンプルによる室内試験に基づき設定した。また、地盤不均質及び非線形性を考慮した地震波動伝播の数値実験で用いる2次元有限要素法による解析モデルを示した。地盤不均質構造のモデル化として、S波速度(V_s)を指数型相関関数でばらつきを与える一方、地盤非線形応答の解析手法として、等価線形化法を採用した。地盤不均質構造を設定する際に用いる初期値(乱数)の評価結果への依存をできる限り取り除くため、数値実験にはモンテカルロシミュレーションを適用した。結果として、非線形地震動応答が、コヒーレンス及び振幅空間変動へ及ぼす影響について評価した。

4章では、原子炉建屋の基礎地盤安定性として原子力規制委員会の耐震審査で採用しているすべり安全率で評価した。評価対象のサンプルとして選んだ、京都大学原子炉実験所敷地地盤の強度特性を紹介するとともに、不均質地盤モデルにおけるすべり安全率の評価方法を述べた。また、数値実験で用いた2次元有限要素法による非線形性を考慮した基礎地盤安定性解析モデルを示し、結果として得られた最小すべり安全率について考察を行った。特に、不均質地盤モデルは均質地盤モデルよりも最小すべり安全率が向上する傾向が見られ、その要因を応力一歪に関するメカニズムの点から考察を行った。

5章では、以下に関するまとめと結論を述べた。2章から、観測記録に基づくコヒーレンスは周波数と距離に強く依存し、距離と周波数の増加と共に低下する傾向が分かった。コヒーレンスの低下は一様では無く、特定の周波数における急峻な落ち込み部が見られ、その原因を2次元有限要素法による数値計算に基づいて確認した。振幅空間変動(振幅比標準偏差)は、距離の増加と共に大きくなる傾向が見られたが5Hzを超えるとほぼ一定となる傾向が分かった。コヒーレンスと振幅比標準偏差の統計的なモデルは、海外における既往研究結果と同様の傾向であることが分かった。3章から、線形地盤と非線形地盤のコヒーレンスを比較すると、非線形地盤の方が周波数の増加に伴う低下度合が大きくなる傾向が分かり、この原因は非線形地盤ではせん断剛性(S波速度)の空間変動が線形地盤(初期剛性)時よりも増加した為と推察できた。振幅比標準偏差は、非線形地盤では線形地盤より低周波数帯域において増加する傾向が分かった。4章から不均質地盤では均質地盤に比べて、最小すべり安全率が大きくなる傾向が見られ、不均質の度合いが大きいほど顕著であることが分かった。この原因は、不均質地盤及び地震波の散乱の影響で最大せん断応力面が水平面から角度を有し、水平なすべり線に沿った方向のせん断応力が減少したためと分かった。

2 観測記録に基づく地震動空間変動特性のモデリング

硬質地盤における地震動のコヒーレンスと振幅比標準偏差を導出するため、浜岡原子力発電所の3次元高密度強震アレイ観測網により得られた4つの地震イベントによる記録を分析に用いる。また、利用した観測点を地中 GL-40m レベルに水平に展開された8地点、GL-100m レベルの同地点7地点の合計15地点とし、同じ深度レベル間の観測点間の記録の全ペアについて分析を行う。同観測点間の水平距離は40~260mの間に分布し、これを5つの距離区間に分割し、各区間に該当する観測点ペアの分析結果をアンサンブル平均したものを評価値とする。分析は水平動と鉛直動について、主にS波主要動部を対象に実施する。これらの分析から得られた評価結果を示すとともに回帰式によるモデリングを行う。

2.1 浜岡原子力発電所敷地の地盤環境と強震記録

2.1.1 浜岡原子力発電所敷地の地盤環境

本章では、中部電力株式会社が保有する静岡県御前崎市佐倉 5561 の浜岡原子力発電所を対象とする。浜岡原子力発電所は、静岡市の南西約50km、浜松市から東へ約50kmの御前崎市に位置し、敷地の面積は約160万平方メートルであり、牧之原台地を背後に遠州灘に面した平坦な海岸地帯にある。図2-1に浜岡原子力発電所の全体配置及び地盤地震計配置¹⁴⁾を示す。この浜岡原子力発電所は1号機から5号機の原子炉建屋を有している。図2-2に地盤地震計と建屋の配置関係¹⁴⁾を示す。また、図2-3に当該敷地周辺の表層地質図¹⁵⁾を示す。敷地近傍は、新第三系の相良層群及び掛川層群が分布し、相良層群は最下部の菅ヶ谷(すげがや)互層と相良層とに区分され、第四系は小笠層群、段丘堆積物、砂丘砂層、沖積層等からなる。

また、表2-1に敷地の地下構造¹⁶⁾を示す。速度構造は、GL-10m以浅にそれ以深に比べて、低速度な地層が存在するが、地震計が設置された地層のS波速度は800~900m/s程度となっている。それ以深については数キロメートルの深部まで徐々にP波、S波の速度が増加し、明瞭な速度コントラストを有する地層境界はGL-500m程度以浅には存在しない。なお、今回の観測点が分布する水平方向(約200m間)の地層構造は、ほぼ水平成層とみなせる^{14),16)}。

全体配置図

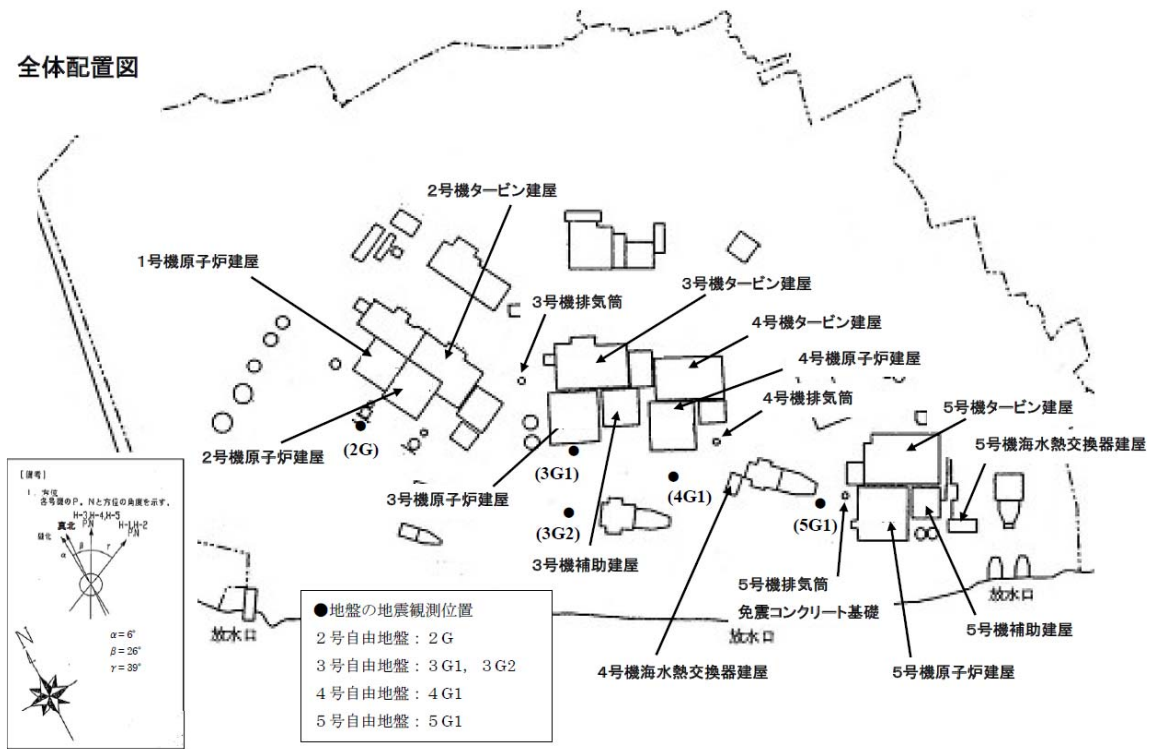


図 2-1 浜岡原子力発電所建物全体配置 14)より引用

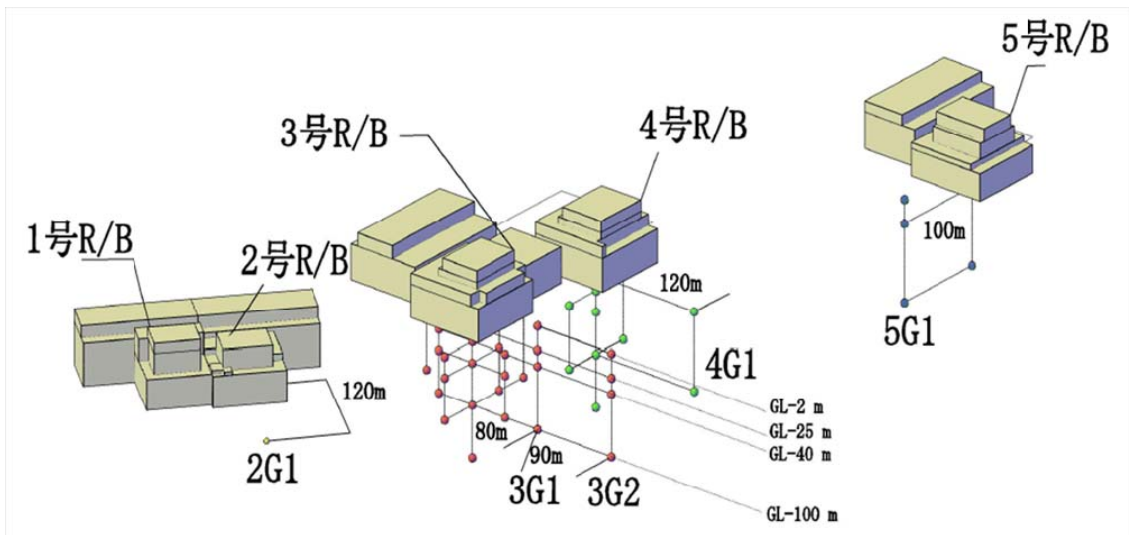


図 2-2 地盤地震計と建屋の配置関係

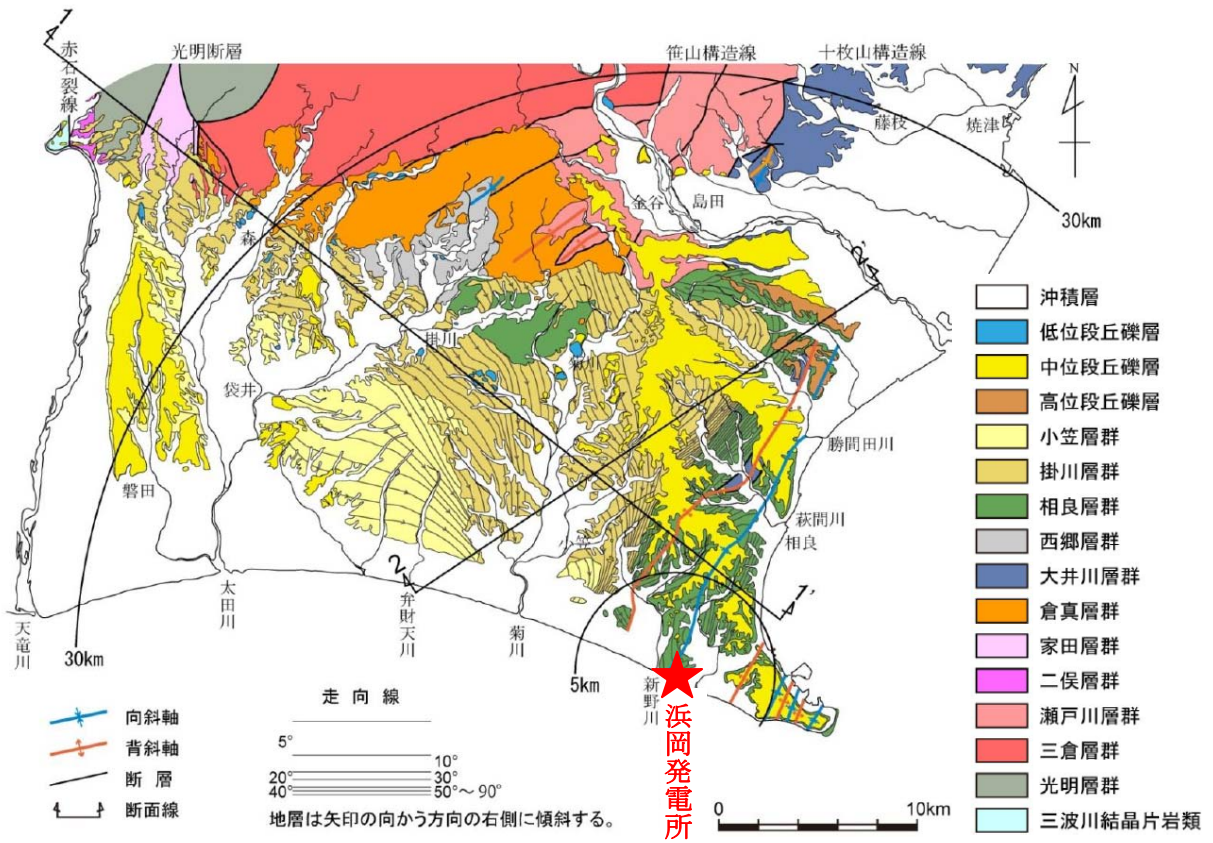


図 2-3 表層地質図¹⁵⁾より引用

表 2-1 敷地の地下構造 ¹⁶⁾より引用

上面深度 (m)	層厚 (m)	S波速度 (m/s)	P波速度 (m/s)	密度 (t/m ³)
0	2	200	380	1.80
-2	2	200	380	1.80
-4	6	320	700	2.10
-10	10	650	1760	2.10
-20	5	720	1820	2.10
-25	5	720	1820	2.10
-30	10	830	1960	2.10
-40	20	830	1960	2.10
-60	40	880	2020	2.10
-100	80	920	2090	2.10
-180	130	1000	2020	2.08
-310	230	1170	2260	2.14
-540	340	1140	2280	2.14
-880	290	1620	2740	2.24
-1170	980	1650	2950	2.28
-2150	1380	2070	3940	2.46
-3530	1650	2290	4600	2.55
-5180	3080	2820	4720	2.57

2.1.2 高密度強震アレイ観測網

浜岡原子力発電所では地盤内において地表～地中 100m まで複数の深度レベル (GL-2m,-25m,-40m,-100m) 上に地震観測点が多く設置されている¹⁴⁾。図 2-4 に今回の分析で用いた観測点と建屋の配置を示す。本検討では建物や埋設物による震動の影響を避けること、さらに、できる限り硬質な地盤で採れた記録を対象とするため、GL-40m と GL-100m レベル上の観測点の記録を用いる。また、図 2-4 の内、X 座標が 450m～550m に位置する GL-100m の 2 つの観測点の周辺から北東側にかけて、周囲に比べ S 波速度が 2～3 割程度低下する不均質構造が深さ数百メートル程度に局所的に分布し、この 2 つの観測点の周辺では、特定の方向に震央が位置し地震波がこの領域を通過する際に、地震動の顕著な増幅が見られるとされている^{16),17)}。このことから、本検討はこの 2 つの観測点の記録を分析対象から除いた。従って、本検討に用いる観測点数は図 2-4 に示すように GL-40m レベル上が 8 地点、GL-100m レベル上が 7 地点の計 15 地点となった。なお、設置されている地震計は全地点同型である¹⁴⁾。

次に、観測点の各深度レベル上に存在する観測点の 2 点間の組み合わせについて述べる。図 2-5 に GL-40m 及び GL-100m の深度レベルにおける観測点間距離の分布を示した。組み合わせの総数は GL-40m レベルが 28 個、GL-100m レベルが 21 個である。そこで、後述の各 2 点間から得られるコヒーレンス及び振幅比標準偏差の分析は、観測点間距離が最も短い約 40m から最も長い約 250m までを図 2-5 に点線で示す距離に関する 5 つの区間に分け、それら区間毎に上記の分析値をアンサンブル平均することによって評価した。

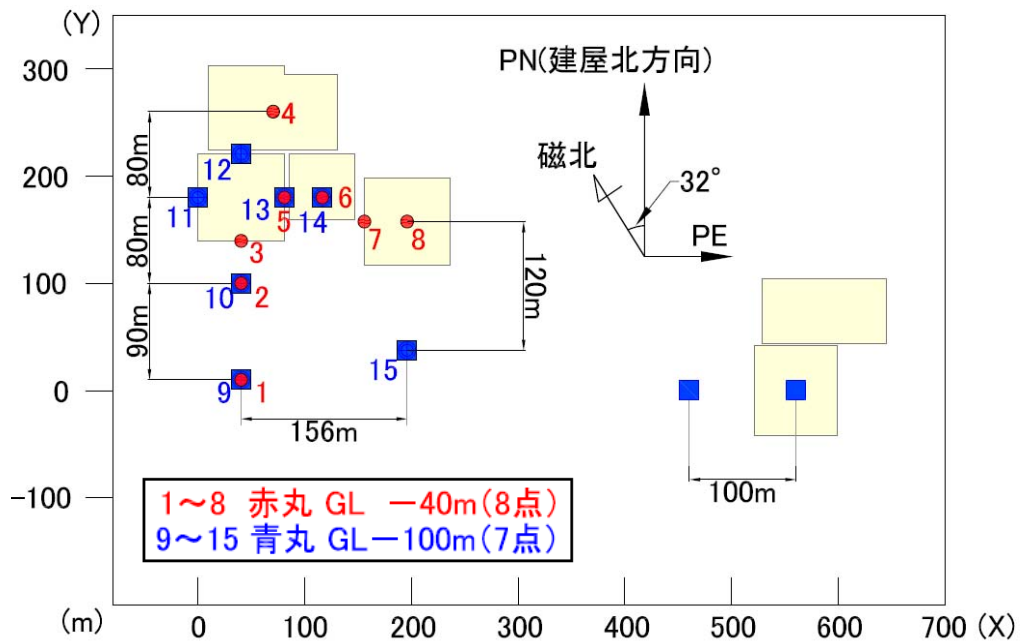


図 2-4 分析に用いた観測点と建屋の配置

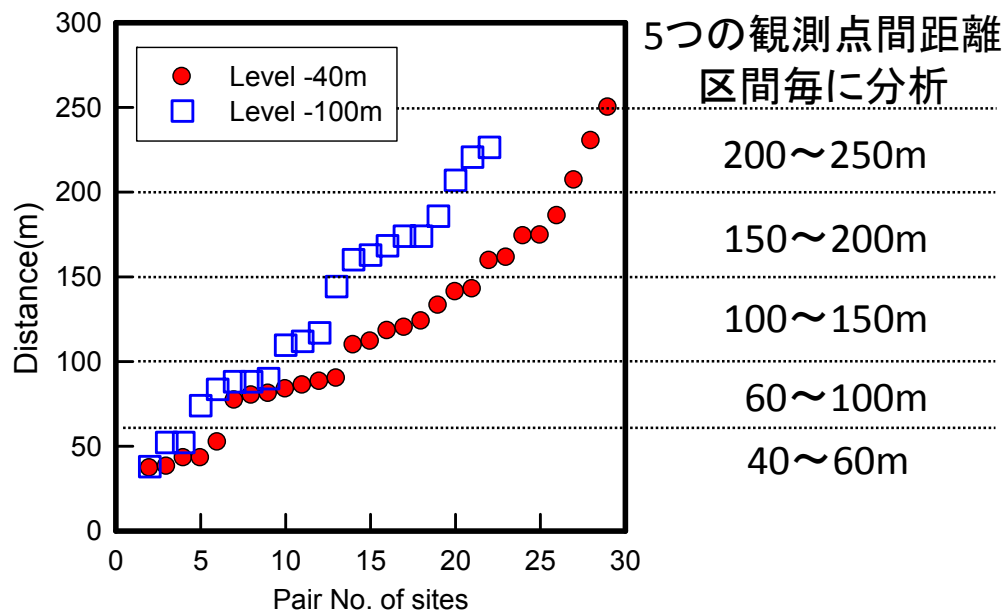


図 2-5 2つの深度レベルにおける観測点間距離の分布

2.1.3 強震観測記録

本検討では最大加速度が比較的大きく、できる限り多くの地盤観測点で記録が得られている4つの地震の記録を分析対象とした。図 2-6 に敷地位置と対象地震の震央を示し、表 2-2 に地震諸元と地点 2(図 2-4)直上の地表面(GL-2m)における水平成分の最大加速度¹⁴⁾を示した。

本検討における水平 2 成分の地震動の分析方位は、原子力施設の耐震設計上、建屋への入力地震動評価成分でもある建屋縁と平行な方向(図 2-4,PN,PE)とした。この内、磁北方向に近い成分を NS 成分、それと直交する成分を EW 成分と便宜上、以下において呼ぶこととする。埋設地震計の設置方位に誤差が含まれている場合が多いため¹⁸⁾、方位が確認できる建屋地階床上の観測点をリファレンスとし、水平面上での方位誤差角を評価した。評価手法は、リファレンス点と他の観測点の 2 点間における波形をそれぞれベクトル時系列とみなし、建屋基礎による入力損失やインコヒーレントな地震動成分の影響を受けない 1.5Hz 以下の周波数帯域における S 波主要動部の波形について、リファレンス点の波形に対して相関が最も高くなる座標変換角を見つける方式^{9),19)}とした。表 2-3 に評価された各観測点の誤差角度¹⁹⁾を文献 14)に示された 5 地点での誤差角度と併せて示した。両者の違いは数度の範囲に納まっており、本検討に用いる誤差角度の評価結果が妥当であることを示している。

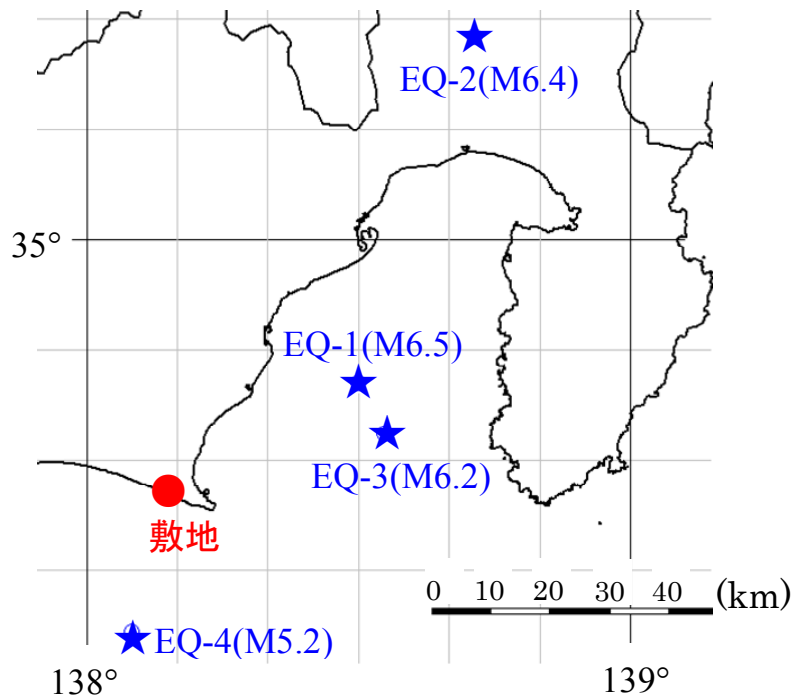


図 2-6 敷地と震央

表 2-2 地震諸元と地表面最大加速度 ¹⁴⁾より作成

地震記号	時刻					震源地	北緯		東経		深さ km	M	震央距離 km	震源距離 km	地点2直上の地表面(GL-2m) 最大加速度 (cm/s ²)
	年	月	日	時	分		度	分	度	分					
EQ-1	2009	8	11	5	7	駿河湾(本震)	34	47.10	138	29.90	23	6.5	37.0	43.5	201.2
EQ-2	2011	3	15	22	32	静岡県東部	35	18.50	138	42.80	14	6	92.5	93.6	8.3
EQ-3	2011	8	1	23	58	駿河湾	34	42.50	138	32.80	23	6.2	37.6	44.1	61.7
EQ-4	2011	8	12	4	37	遠州灘	34	24.50	138	4.90	27	5	23.8	36.0	14.8

表 2-3 各観測点の地震計設置方位誤差 ^{14), 19)}より作成

地点番号	深度(m)	方位誤差(度)	誤 差	地点番号	深度(m)	方位誤差(度)	誤 差
1	-40	-3	-2	9	-100	11	12
2	-40	-8	-7	10	-100	-5	-5
3	-40	-136	-	11	-100	-178	-
4	-40	10	-	12	-100	178	-
5	-40	171	-	13	-100	179	-
6	-40	145	-	14	-100	143	-
7	-40	175	-	15	-100	-3	1
8	-40	179	-				

4つの地震の地点2(図2-4, GL-40m)における加速度波形(東西(EW)と鉛直(UD)成分)を図2-7に示した。今回の分析は、水平及び鉛直成分共に図内で示すS波区間(10秒の時間幅)を対象とした。鉛直成分において、S波区間より初動P波区間の振幅の方が大きくなる地震もあったが、原子力発電所建屋等の設計では水平動振幅が最も大きくなるS波区間を対象に鉛直動との組み合わせよって入力地震動が設定されることが多いため、本検討では鉛直動もS波区間を対象とした。また、4つの地震のS波区間におけるフーリエ振幅スペクトル(EWとUD成分)を図2-8に示した。解析対象周波数は、0Hz~15Hzとした。このフーリエ振幅スペクトルは、幅0.75HzのBartlettタイプの平滑化を施した。全地震に共通して見られる特徴として、EW成分(実線)において、GL-40mが約4~5Hz(●印)、GL-100mが約2Hz~2.5Hz(●印)のフーリエ振幅スペクトルが落ち込んでおり、ここでは図として示していないが南北(NS)成分についても同様の傾向が見られた。また、EQ-1とEQ-4の地震のUD成分(破線)は、何れの観測点の深度レベルについても1.5Hz付近(●印)に同スペクトルの落ち込み箇所が見られた。これらの傾向の原因については詳しく後述するが、特に水平成分については地表(GL-2m)より地中観測点において明瞭であった。

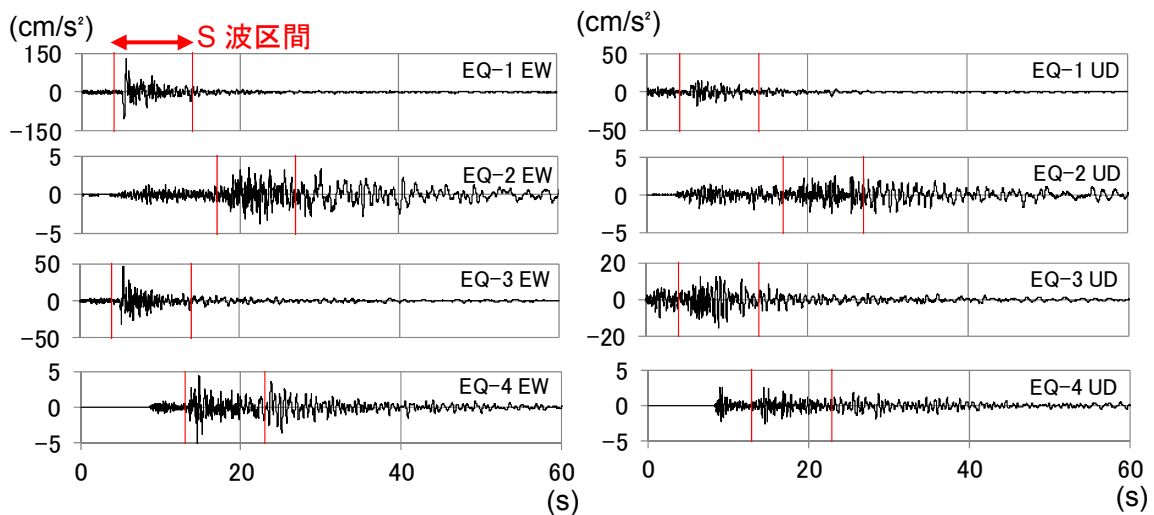


図2-7 地点2(GL-40m)の観測加速度波形(4地震、EW, UD成分)

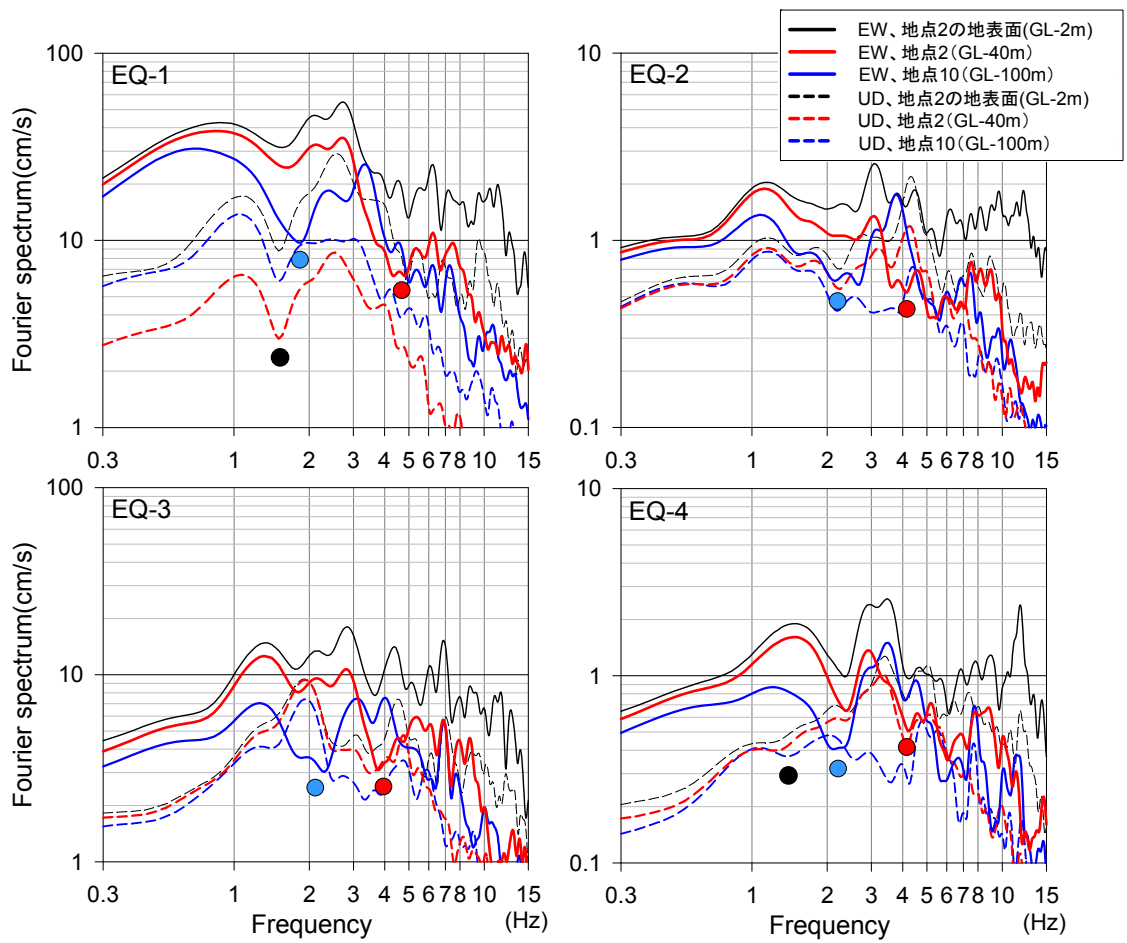


図 2-8 4 地震の観測加速度記録 S 波区間のフーリエスペクトル(EW, UD 成分)

2.2 コヒーレンス評価手順

コヒーレンスは次式を用いて個々の観測点の組み合わせに対して求めた。

$$\gamma_{jk}(f) = |S_{jk}(f)| / [S_{jj}(f)S_{kk}(f)]^{1/2} \quad (1)$$

ここで、 γ_{jk} 及び S_{jk} は j 、 k 点間のコヒーレンス及びクロススペクトル密度関数、 S_{jj} 、 S_{kk} はそれぞれ j 、 k 点のパワースペクトル密度関数を表す。 f は周波数である。各密度関数は前述の波形の時間窓（S 波区間）に対して相互相関関数と自己相関関数をそれぞれ求め、幅 2 秒の三角形ラグウィンドウを施した後、フーリエ変換することによって推定した。また、前章で述べたように本検討では観測点間距離を 5 区間に分けて区間毎にコヒーレンスをアンサンブル平均することによって評価した。一例として図 2-9 に EQ-1 の EW 成分と UD 成分の観測点距離区間 40~60m に属する 5 つの観測点の組み合わせに対するコヒーレンス(γ)とそれらのアンサンブル平均を周波数に関して対数軸で示す。図の上段は次節で述べるコヒーレンスの統計的なモデル化において回帰対象の関数型であるコヒーレンスの逆双曲線正接関数^{11),20)}を示す。コヒーレンスは 2Hz 付近より低周波数において 1 に近く、高周波数ほど低下する傾向を示すが、4~5Hz 付近において落ち込みが見られた。

図 2-10 に 5 つの観測点距離区間に対して EQ-1 の距離毎に求めたアンサンブル平均としてのコヒーレンスを観測点の 2 つの深度レベル及び 3 成分について示した(5 色によるプロット)。また、図 2-11 は EQ-2,3,4 の EW 成分の同様のコヒーレンスを、図 2-12 は UD 成分のコヒーレンスを示す (GL-40m のみ)。図中の曲線は、これらプロットから、ある条件下で求めた回帰結果を示すが、これについては詳しく後述する。プロットの分布から、何れの地震、観測点の深度レベルや方位成分においても、周波数と観測点間距離の増加と共にコヒーレンスが低下する傾向が全体的に見られるが、詳しく見ると以下の幾つかのことが分かる。図 2-10 及び図 2-11 より 1) 水平成分において、GL-40m レベルの方が GL-100m レベルに比べてコヒーレンスがやや低下する傾向がある。レベルが浅い方が深い方より、コヒーレンスが周波数に関して全体的に低下することは、Nakamura (1996)²¹⁾によっても報告されている。2) コヒーレンスの落ち込み部が、水平成分において GL-40m レベルでは 3~5Hz (赤色の横棒)、GL-100m レベルでは 2~3Hz (青色の横棒)、鉛直成分において 2~3Hz (黒色の横棒)に見られた。これら落ち込み部の周波数帯域や値は、地震や方位成分による多少の変動が見られ、地震波の到来方向や敷地地盤への入射角 (数 km 程度の深さに存在する地震基盤層における上昇波の俯角)

の影響を少なからず受けていると考えられる。

2.3 コヒーレンスの各種分析

2.3.1 コヒーレンスの落ち込み部と SP・PS 変換波の伝達特性について

図 2-10～図 2-12 から水平成分のコヒーレンスは、GL-40m で 3～5Hz、GL-100m で 2～3Hz、鉛直成分のコヒーレンスは観測点の両深度レベルで約 2～3Hz の比較的低周波数帯域で落ち込み部を持つことが分かった。ここでは、その傾向について考察をすべく、表 2-1 に示す地盤モデルに対して、水平成層地盤への SV 波及び P 波入射による理論伝達特性を求めた。なお SV 波及び P 波の入射角は、検討対象とする地震から敷地までの伝播経路における深部地盤速度構造を考慮した敷地直下 GL-5km 層へ到達する波線¹⁶⁾から 30 度と設定した。地盤減衰は独自に $Q_s=V_s(m/s)/30$ 及び $Q_p=V_p(m/s)/30$ とした。図 2-13 に入射波に対する GL-0m、GL-40m 及び GL-100m の伝達関数を示す。図中、実線が SV 波入射の場合、破線が P 波入射の場合を示す。また、黒線が GL-0m、赤線が GL-40m 及び青線が GL-100m を示す。SV 波入射に対して、GL-40m の水平成分(左図、赤実線)において 4～5Hz (赤色の横棒)、GL-100m の水平成分において 2Hz 付近 (青色の横棒)、深度に依存せず鉛直成分 (右図、赤と青実線) において 2Hz 付近 (黒色の横棒) に何れも伝達関数の急激な落ち込みが見られた。これらは図 2-8 で示した観測点の各深度レベルに対応する観測記録のフーリエ振幅スペクトルの落ち込む周波数帯域とも大凡一致している。一方 GL-0m の水平成分では、比較的変動が小さく明瞭なピークや落ち込みは見られなかった。これら水平成分に見られた落ち込みは、当該深度レベル以浅の S 波構造による共振周波数に対応しており、当該深度レベルが上記共振時振動モードの節に対応している。なお、SH 波入射に対してもこの傾向は変わらない。これら地中の伝達関数において、落ち込みが見られる周波数帯域では非伝達関数成分であるインコヒーレント成分が伝達関数に従うコヒーレント成分に比べて相対的に振幅の比率が大きくなると考えられる。その結果、式(1)のクロススペクトル密度関数の絶対値が、コヒーレント成分とインコヒーレント成分の合算である 2 地点のパワースペクトル密度関数の積に比べて小さくなる。このことから、図 2-10～図 2-12 に示したコヒーレンスにおいて、当該周波数帯域 (赤、青、黒各色の横棒) では低くなったものと考えられる。

上述の伝達関数とコヒーレンス間の関係は、入射波の種類に対する応答成分(水平・鉛直)の違いについても見られる。図 2-14 に示す P 波区間と図 2-10 の上段に示した S 波区間の同じ方向成分どうしのコヒーレンスを比べると、水平成分については、P 波区間が S 波区間より、鉛

直成分については、S 波区間が P 波区間より、それぞれ低下する傾向が見られた。これらは、P 波入射に対する水平伝達関数(PS 変換波)及び SV 波入射に対する鉛直伝達関数(SP 変換波)の変動が大きいこと(図 2-13)とも対応している。

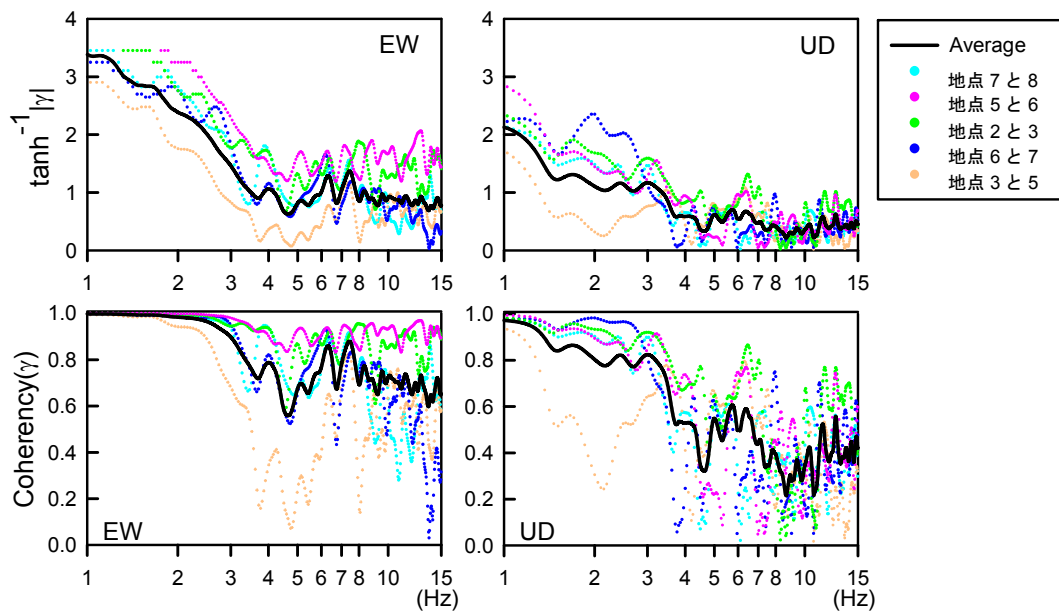


図 2-9 EQ-1 の観測点距離区間 40~60m に属する 5 組のコヒーレンスと平均(EW, UD 成分)

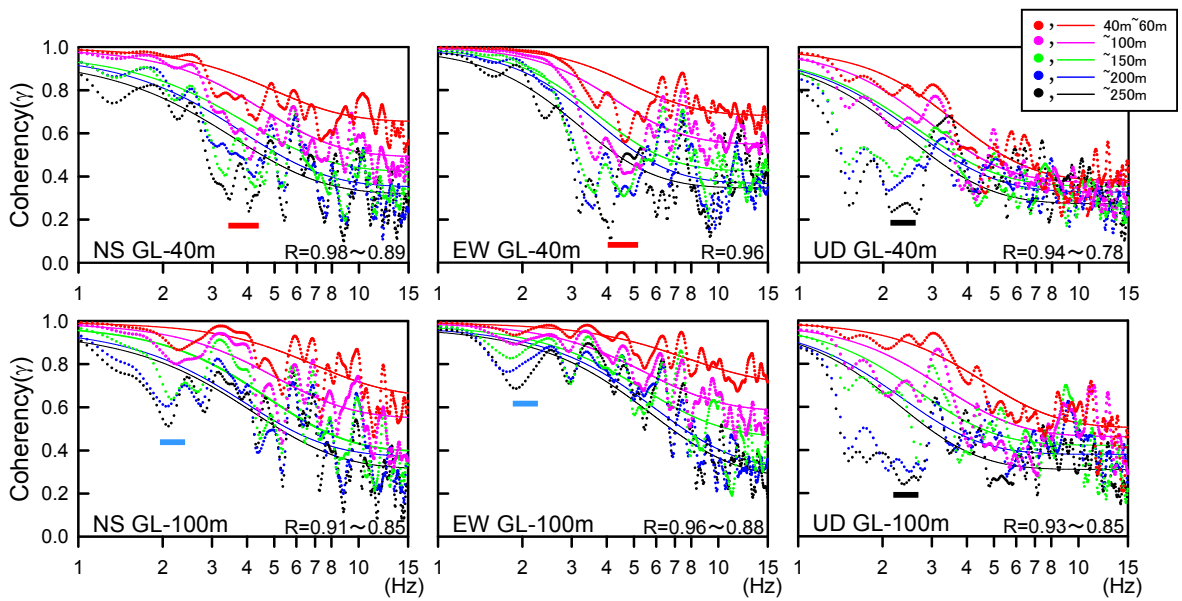


図 2-10 EQ-1 の 5 つの観測点距離区間毎の
2 つの深度レベルに対するコヒーレンスと回帰曲線

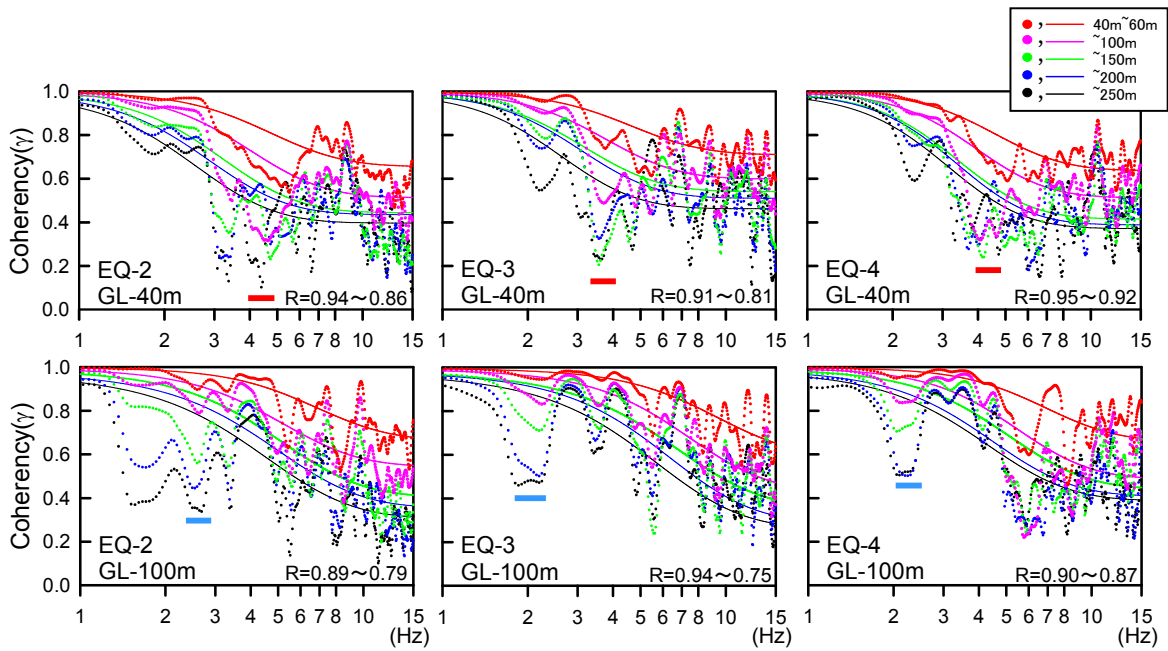


図 2-11 EQ-2~4 の 3 つの地震のコヒーレンスと回帰曲線 (EW 成分)

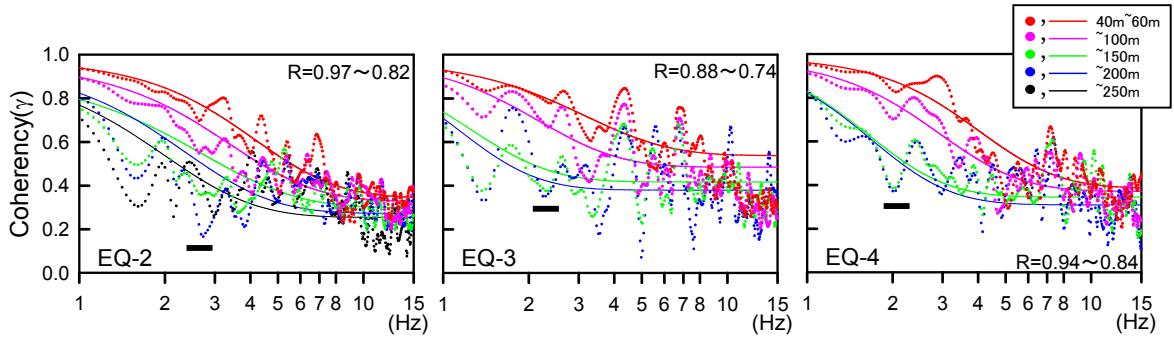


図 2-12 EQ-2~4 の 3 つの地震のコヒーレンスと回帰曲線 (UD 成分、GL-40m)

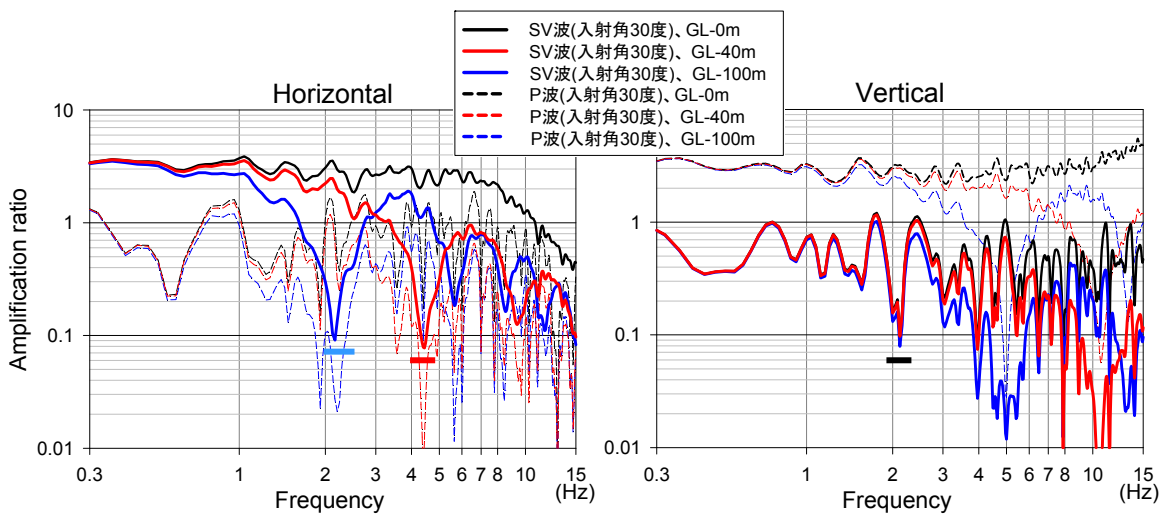


図 2-13 1次元構造モデルによる伝達関数(表 2-1 最下層における入射波に対する比)

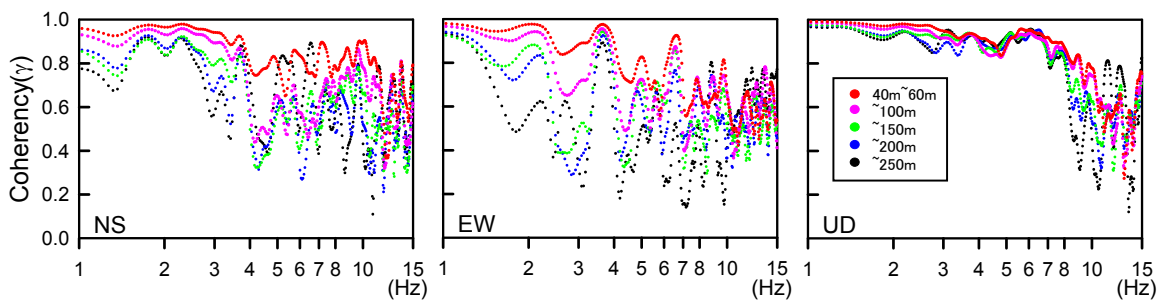


図 2-14 EQ-1 の P 波区間のコヒーレンス (GL-40m)

2.3.2 コヒーレンスと敷地・敷地近傍地下構造の不均質性

敷地・敷地近傍地下構造の不均質性がコヒーレンスに与える影響について、2次元 FEM モデルを用いて検討した。表 2-1 の地下構造モデルは GL-5km 程度以浅を示しているが、これを計算領域に含めることは計算タスクの問題上困難であるため、ここでは GL-540m までの地盤を対象として S 波速度に不均質性を導入した。図 2-15 に基本とする均質な水平成層地盤と、設定した不均質な地盤を有する 2 次元 S 波速度断面を示す。計算領域は幅 1000m、深さ 540m とし、FEM メッシュ分割は横方向 10m、100 分割、深さ方向 2.5m、216 分割であり、総節点数が 21917、総要素数が 21600 である。また、側方境界にエネルギー伝達境界、底面に粘性境界を設定した。入力是对象周波数帯域において、一様な振幅特性でかつランダムな位相特性を持つ鉛直上昇する S 波とした。このモデルに対して S 波速度の不均質性は、神田・源栄(1995)⁶⁾と同様に指数型相関関数を用い、不均質の大きさを規定する変動係数を 20%及び 40%の 2 ケースとした。また、鉛直方向の相関距離は $0.012V_s(m)$ 、水平方向の相関距離は鉛直方向の相関距離の 10 倍とした⁶⁾。変動係数 20%は既往の研究の設定値^{6),7)}に比べてやや大きめの値であり、40%については現実的ではないが、後述する不均質構造による当該敷地のコヒーレンスの挙動を確認するために設定したケースである。

コヒーレンスを求めるための波形出力地点を、図 2-15 上段の赤色の点に示すように側方の均質地盤の影響が少ないモデル中央部に 16 地点を設けた。前述の実観測点間距離区間に相当する距離を持つ地点間の組み合わせから、実観測と同様の手順でコヒーレンスのアンサンブル平均を求めた。

図 2-16 に上記の数値計算から求めた 2 つの深度レベルの水平成分のコヒーレンスを実線で示す。図内には比較の為、EQ-1、EW 成分の観測記録によるコヒーレンスを点線で示している。不均質モデルから求めたコヒーレンスは、前述の観測記録に見られた落ち込みに相当する周波数帯域において、同様の落ち込みが見られ、不均質構造によって生じた非伝達関数成分であるインコヒーレントな波によってコヒーレンスの低下が当該深度レベルにおける伝達関数の振幅特性が小さくなる周波数帯域において生じることが裏付けられた。なお、EQ-1 の GL-100m について落ち込む 2Hz 付近の周波数は、観測記録から、やや高周波数側にずれているように見えるが、周波数軸が対数表示のため、その差は 0.3Hz 程度である。

変動係数が 20%のケースでは、観測記録に見られるほどコヒーレンスの低下が全周波数帯域において見られない。さらに、非現実的な値である変動係数が 40%のケースにおいても、観測記録よりコヒーレンスは高めとなっている。これらのことは、観測記録におけるコヒーレンス特性の絶対値を決定づける主なインコヒーレントな波の成分は、敷地・敷地近傍の不均質性で

はなく、地震基盤層を含めたより深く、かつ広い範囲の地下構造の不均質・不整形（地層不規則）性による散乱成分であると思われ、この点の再現については今後の課題としたい。なお、既往の研究^{6),7)}においても、敷地・敷地近傍において速度や密度構造不均質性を導入しただけでは、本研究が対象とする周波数帯域や距離区間におけるコヒーレンスの低下は再現できていないようである。

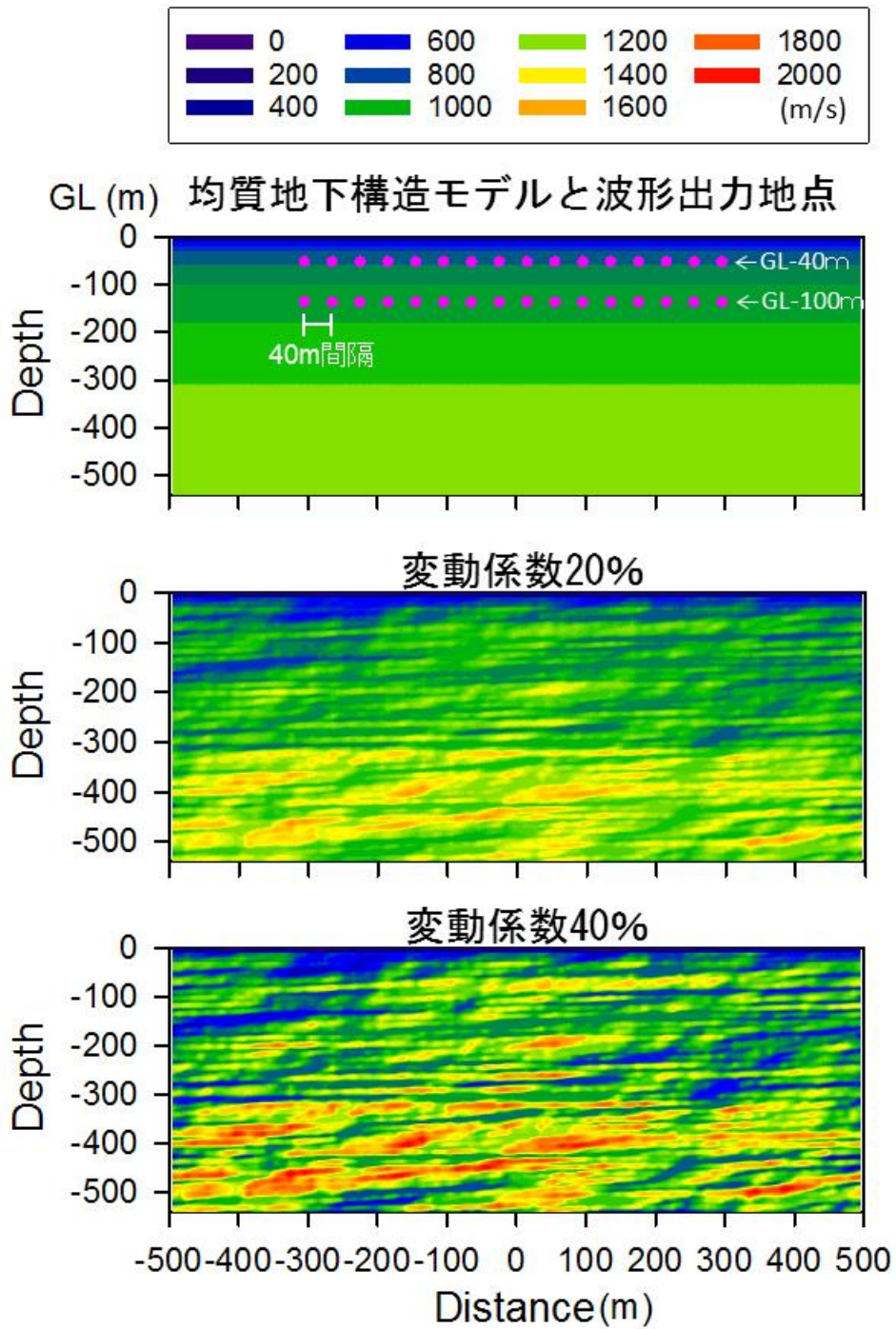


図 2-15 敷地・敷地近傍の均質及び不均質地下構造モデル(S 波速度断面)

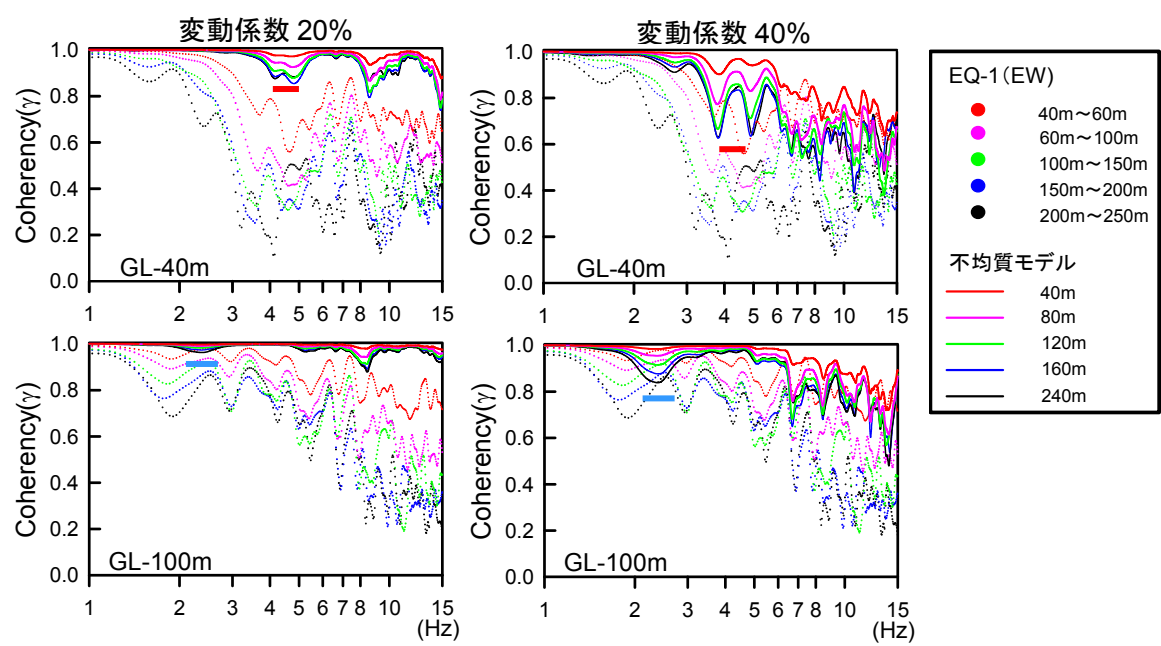


図 2-16 不均質地下構造モデルから求めたコヒーレンス(水平成分)

2.3.3 コヒーレンスの深度依存性

ある層構造に対して、入射波と地表応答間を 1 入力(X)1 出力間(Y)の伝達関数を用いて一般的に関係づけられる。Kimura et al.(2015)²²⁾は、次式(2)で地震(入射波)により伝達関数変動する実事象を伝達関数を確率変数と見なすことによって表現した。この場合、水平方向に離れた 2 点間の入力のコヒーレンス $\gamma_{X_{ij}}$ と出力のコヒーレンス $\gamma_{Y_{ij}}$ は i, j 各点の伝達関数 H_i, H_j の期待値からなるファクター ($C_{ij} = \gamma_{Y_{ij}} / \gamma_{X_{ij}}$) によって関係づけられる。ここでは、コヒーレンスの深度レベル依存性を調べるため、入力を GL-100m、出力を GL-40m の観測記録と見なし、2 つの深度レベル間のコヒーレンス比を求めた。従って、この伝達関数と文献 21)の伝達関数とは異なった定義であることに注意されたい。図 2-17 に EQ-1 の観測点距離区間毎の GL-100m に対する GL-40m のコヒーレンス比を示す。前述の両深度レベルにおいてコヒーレンスが落ち込む周波数帯域で変動が大きくなっているが、総じて観測点距離が離れるほど 1 を下回る傾向が見られた。このことは、図 2-10～図 2-12 の説明でも述べたように深度レベルが浅い方が深い方よりもコヒーレンスが低下することに対応する。図 2-18 に全 4 地震の NS 及び EW 成分から得られたコヒーレンス比 (全 8 成分) のアンサンブル平均(図左)を示すと共に、前節の不均質地下構造モデルである変動係数 20%の場合(図中央)及び 40%の場合(図右)のコヒーレンス比を示す。不均質モデルから計算されたコヒーレンスは観測によるものとは値や特性において異なる。これについては、前述のように GL-500m 以深からのインコヒーレントな入射波が考慮されていないなどの問題が影響していると考えられるが、変動係数 40%のケースに見られるように総じて 1 を下回る傾向と観測点距離が離れるほど小さくなる傾向はある程度、再現できている。

$$\gamma_{Y_{ij}} = \frac{E[H_i^* H_j]}{\sqrt{E[H_i]^2} \sqrt{E[H_j]^2}} \gamma_{X_{ij}} = C_{ij} \gamma_{X_{ij}} \quad (2)$$

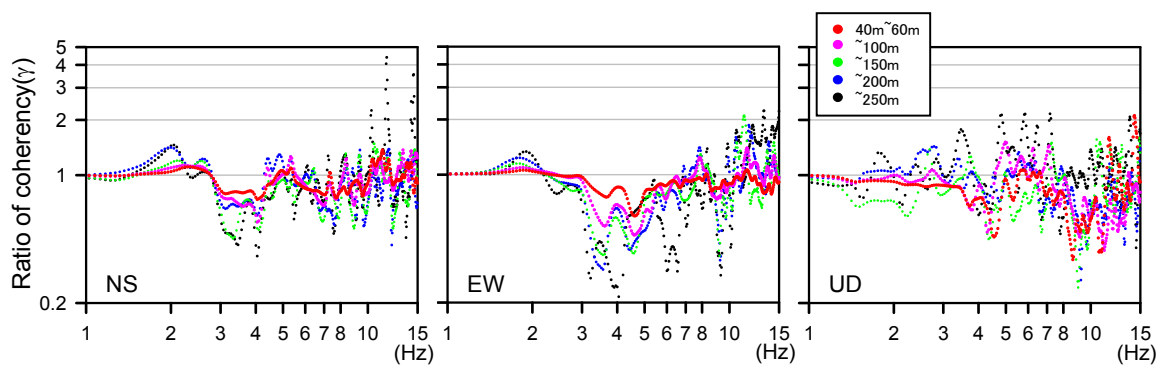


図 2-17 EQ-1 のコヒーレンス比 (観測点距離区間毎、GL-40m/GL-100m)

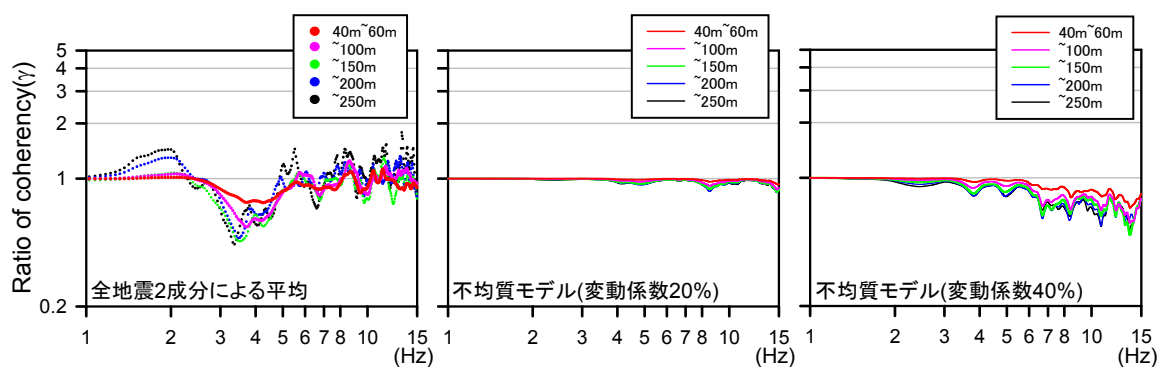


図 2-18 観測と不均質モデルによるコヒーレンス比の比較

(観測点距離区間毎、GL-40m/GL-100m、水平成分)

2.3.4 建屋基礎がコヒーレンスに及ぼす影響

強震観測点上には埋め込みを持つ建屋基礎が存在する。コヒーレンスに及ぼす建屋基礎の影響についても 2 次元 FEM モデルを用いて検討する。実際は基礎の震動による 3 次元的な散乱波が生じるため、2 次元モデルではこの散乱波による幾何減衰を過小評価することになる。従って、ここで評価される基礎の震動による散乱波の影響は実際より大きめとなる。図 2-19 は GL-40m レベルに設置した擬似観測点と建屋基礎モデルを示す。なお、建屋の総重量は基礎中心位置に集中重量として基礎質量に付加した。ここでは、基礎の影響を強く受ける GL-40m レベルにおける水平成分について検討した。

図 2-20 に計算で得られたコヒーレンスを示す。前述の観測記録に見られたコヒーレンスが落ち込む周波数帯域付近において、コヒーレンスの低下が局所的に見られるが、先に述べた基礎の震動によって生じる散乱波の幾何減衰を考慮すると、建屋基礎が評価対象の深度レベルに対するコヒーレンスへ与える影響は少ないと考えられる。

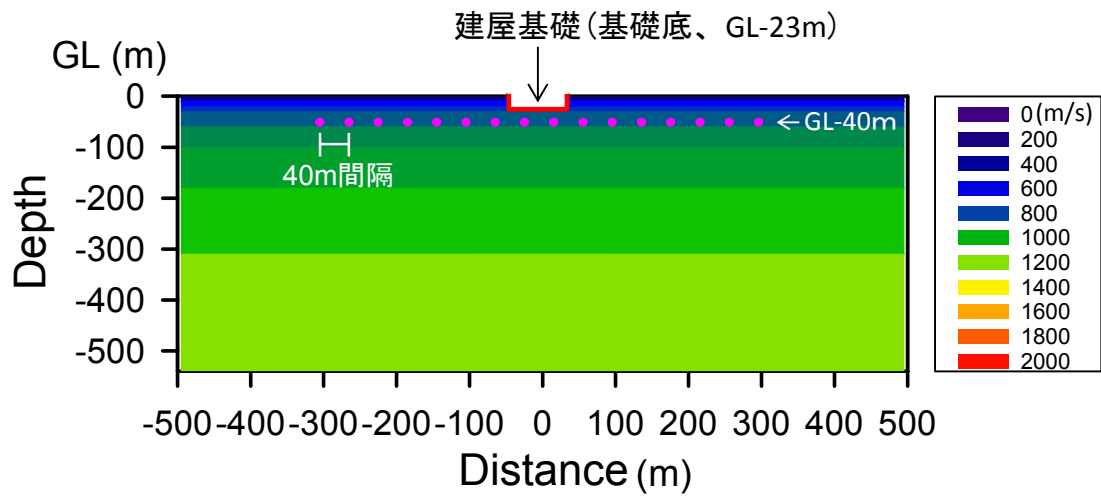


図 2-19 地盤-基礎モデルと疑似観測点

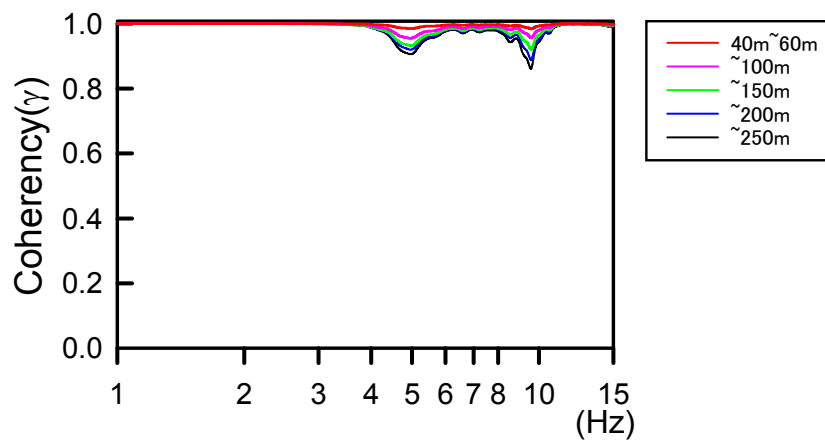


図 2-20 地盤-基礎モデルから求めたコヒーレンス(水平成分、GL-40m)

2.4 コヒーレンスの回帰式によるモデリング

2.3 節で述べた図 2-10～図 2-12 のコヒーレンスに対しての評価と考察を踏まえ、コヒーレンスの回帰モデルを求める。回帰曲線は観測点距離区間毎のコヒーレンスを(3)式^{11),20)}の左辺にあたる逆双曲線正接関数に変換した上で(図 2-9 上段)、回帰係数 y_0, a, b を最小二乗法で導出し、それら回帰係数を右辺へ代入し、それを双曲線正接関数へ逆変換することで求めた。なお、(3)式を採用した理由として、実務や他サイトの結果との比較を考えた場合、コヒーレンス特性の本質を無くさない範囲で且つできるだけ少ないパラメータで表現することを考えた。

$$\tanh^{-1}(\gamma(f)) = y_0 + a \times e^{bf} \quad (3)$$

コヒーレンスは層構造の下方基盤層からの入射波に対する共振周波数付近では地表面伝達関数の位相特性の変動が大きくなるため、落ち込みが生じる傾向がある²³⁾。従って回帰モデルの導出に際して、コヒーレンスが極大(ピーク)となる点のみを用いた事例²⁴⁾もある。しかしながら、本検討対象については図 2-10～図 2-12 から分かるように、コヒーレンスのピークの判断にはかなりの任意性が生じる。一方、本検討対象のコヒーレンスは、2.3(1)節で述べたことによる落ち込みが顕著に見られた。そこで、観測から得られたコヒーレンスのモデル化において、2.3(1)節で述べたコヒーレンスが落ち込む周波数帯域を中心に地震、方位成分、観測点の深度レベル毎に目視により判断(図 2-10～図 2-12 に示した 3 色の横棒)した落ち込み部を除外した上で回帰を行った。なお、5Hz 以上の高周波数帯域においても同様の原因によるコヒーレンスの落ち込みが存在するが、回帰式((3)式)の性質上、これら周波数帯域の落ち込みの回帰係数への影響は少なかったため、そのまま用いた。図 2-10～図 2-12 の回帰曲線の相関係数 R を図中に示したが高い相関性が見られた。低周波数帯域のコヒーレンスの落ち込み部を除外したデータによる回帰モデルは、2.3(2),(3)節で述べた内容を踏まえると、敷地地盤(GL 数百メートル以浅)の影響を含まない敷地地盤へのインコヒーレントな入射波の空間変動特性を表したものと考えられる。

図 2-21 に導出したコヒーレンスの回帰係数(y_0, a, b)を観測点の深度レベル毎、水平・鉛直成分毎にグラフ枠を作成し、各グラフ枠内に地震毎、水平成分については方位成分毎の回帰係数値を 5 つの観測点距離区間に対してプロットした。さらにこれらプロットした値を用いて、水平成分と鉛直成分及び観測点の 2 つの深度レベルに対する 3 つの係数 (y_0, a, b) の距離を変数とする式を最小二乗法で導出した。図中に導出した式とそれらのグラフを示した。なお、係数 (y_0, a, b) はプロットした値と区別するため y_0, a, b の上に $-$ を付した。導出した各係数の式を

以下に考察する。コヒーレンス（正確には逆双曲線正接関数としてのコヒーレンス）の高周波数域における収束値を表す係数 y_0 は、距離の増加と共に値が小さくなり、水平成分については距離が 150m 程度以上となると、ほぼ一定値となった。また、鉛直成分は短い距離においても小さな値を示した。係数 a は水平成分において距離の増加と共に値が小さくなる傾向が見られるが、他の 2 つの係数に比べて本評価による値の範囲（2~4）におけるコヒーレンスの値を大きく制御するものではなかった。コヒーレンスの比較的、低周波数帯域（5~6Hz 以下）における変化の割合を表す指数部の係数 b は、係数 y_0 と同様に水平成分の GL-100m の傾向が他とはやや異なるものの、距離の増加と共に値が小さくなる傾向となった。特に、上下成分でこの傾向は顕著となった。図 2-21 において、GL-40m と GL-100m の 2 つの深度レベル及び水平と鉛直成分に対して実線で示した距離を変数とする 3 つの係数 y_0, a, b を表す式を(3)式へ適用することによって、コヒーレンスモデルが得られた。図 2-22 の丸印は得られたコヒーレンスモデルを用いて求めた 5 つの距離（ $\zeta=40m, 85m, 125m, 170m, 230m$ ）に対する 1~15Hz の周波数帯域について、1Hz 毎に求めたコヒーレンスの値のプロットを示す。さらに図には比較のため、既往のコヒーレンスモデルのうち、本検討で対象とした距離及び周波数の範囲あたりに適用できる 3 つのモデル^{10),25),26)}も示した。

Ancheta et al.(2011)²⁵⁾は観測点間距離が 3m~85m の LSST (the Lotung Large Scale Seismic Test)アレイと 10m~160m の BVDA (the Borrego Valley Differential Array)の記録を用いた(図 2-22 の実線)。LSST アレイが設置された地盤は、数十メートルの厚さを持つ沖積層の下に厚さ約 200m の S 波速度 600m/s 前後の洪積層と約 2000m/s の基盤層が存在する。また、BVDA についても基盤層が LSST アレイに比べて剛性が高い(3000m/s 程度)ものの、堆積層厚さと速度構造としては似ている²⁵⁾。Abrahamson(1993)²⁶⁾は LSST アレイとそれを包含した観測点間距離 100m~4000m の SMART-1 (the Strong Motion Array in Taiwan-Phase 1)に加え、その他の地域にある複数サイトのアレイ記録を用いて、水平成分のみならず鉛直成分に対するモデルも示した(図 2-22 の点線)。観測記録に基づくコヒーレンスのモデル化の先駆的な研究である Harichandran et al.(1986)¹⁰⁾は SMART-1 の記録を用いた(図 2-22 の破線)。コヒーレンスモデルの水平成分において、本結果は Ancheta et al.と Harichandran et al.によるモデルの間に位置づけられる。特に GL-100m レベルにおいて、本結果は Ancheta et al.と 10Hz までの周波数帯域において良く対応する結果となった。鉛直成分において、本結果は Abrahamson によるモデルに比べて水平成分と同様にコヒーレンスが低くなっているが、Abrahamson は P 波区間、本研究は S 波区間を対象としていることに影響すると考えられる。なお、水平成分に比べて上下成分のコヒーレンスが低くなる点については両者が対応している。コヒーレンスのモデル化に際しては、サイトの地下構造のみならず、使用した地震の規模や伝

播経路にも大きく依存する。これらコヒーレンスの評価に影響するパラメータを整理した上で、モデル同士の比較を行うことが理想ではあるが、観測点や記録の維持管理のタスクや地域毎のサイズシティの違いなどにより、統一的な評価が難しいのが現状と思われる。

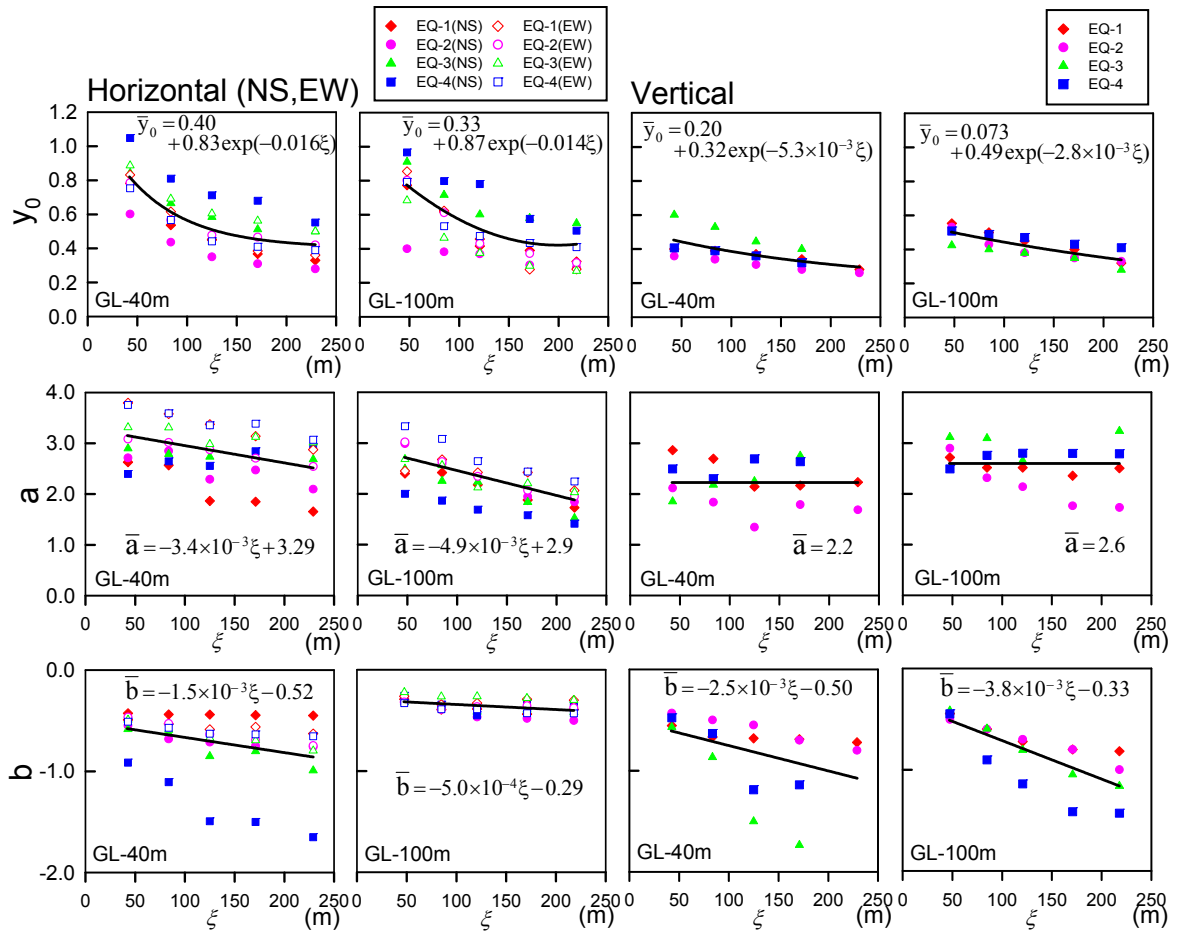


図 2-21 コヒーレンスの各回帰係数の距離依存性

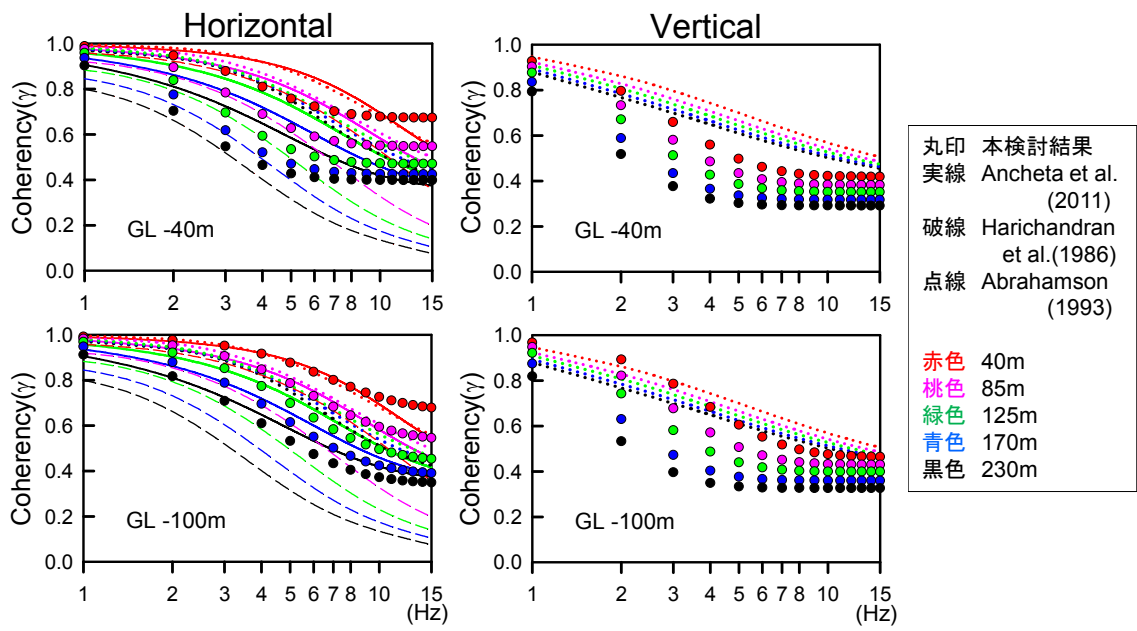


図 2-22 本検討と既往の研究によるコヒーレンスモデル

2.5 振幅の空間変動評価手順

フーリエ振幅の空間変動特性の観測記録に基づくモデル化^{20),25)}が以下の手順で行われている。本検討においても、この手順に従ってモデルの導出を行う。まず、各観測点間の記録のフーリエ振幅スペクトル比を次式(4)に示す自然対数の差によって求める。本検討ではフーリエ振幅スペクトルは前述のコヒーレンスを求める際のパワースペクトルから求めたため、幅 2 秒の Bartlett タイプのラグウインドウによるスペクトルの平滑化が行われている。

$$\Delta A_{jk}(f) = \ln[A_j(f)] - \ln[A_k(f)] \quad (4)$$

ここで、 $A_j(f)$ は j 点のフーリエ振幅スペクトルを表す。次に、同じ距離区間内の全観測点の組み合わせに対して $\Delta A_{jk}(f)$ を求め、そのばらつきを平均値 0 (スペクトル比換算で 1.0) に対する標準偏差 $\sigma_{\Delta A}(f)$ (以下、振幅比標準偏差という) から求めた。さらに、本検討では前述のコヒーレンスの場合と同様に観測点距離区間毎にその値をアンサンブル平均したものを周波数及び空間変動特性の評価量とした。

2.6 振幅の空間変動評価結果

図 2-23~図 2-25 は図 2-10~図 2-12 のコヒーレンスと同様の図並びで振幅比標準偏差を示したものである (周波数軸の表示範囲は 0.5~15Hz)。図より振幅比標準偏差の全体的な傾向は、1) 距離が長くなるほど大きくなること、2) 5Hz 程度まで周波数の増加と共に漸増するものの、それ以上の周波数帯域においてバラツキは大きいものの平均的に一定値となること、3) 水平成分と鉛直成分間及び観測点の深度レベル間の違いが明瞭ではないことが分かる。前述のコヒーレンスの落ち込む周波数帯域 (図 2-10~図 2-12 の横棒) における振幅比標準偏差は、特にピークや落ち込みは見られない。上記 2) で述べた傾向と前述のコヒーレンスの傾向 (図 2-10~図 2-12) とは低周波数帯域におけるコヒーレンスの低下と振幅比標準偏差の増加といった負の相関が見られるものの、高周波数帯域や局所的な変化の傾向に関する相関は見られなかった。Ancheta et al.(2011)²⁵⁾もコヒーレンスと振幅比標準偏差の周波数特性間の相関が低いことを示している。

これらは地震動の周波数特性において、フーリエ位相の方がフーリエ振幅に比べて伝播媒質の速度のゆらぎに対して敏感なこと²⁷⁾が関係しているのかも知れない。なお、図 2-23~図 2-25 内の実線は観測から求めた点に対して得られた回帰曲線であり次節で述べる。

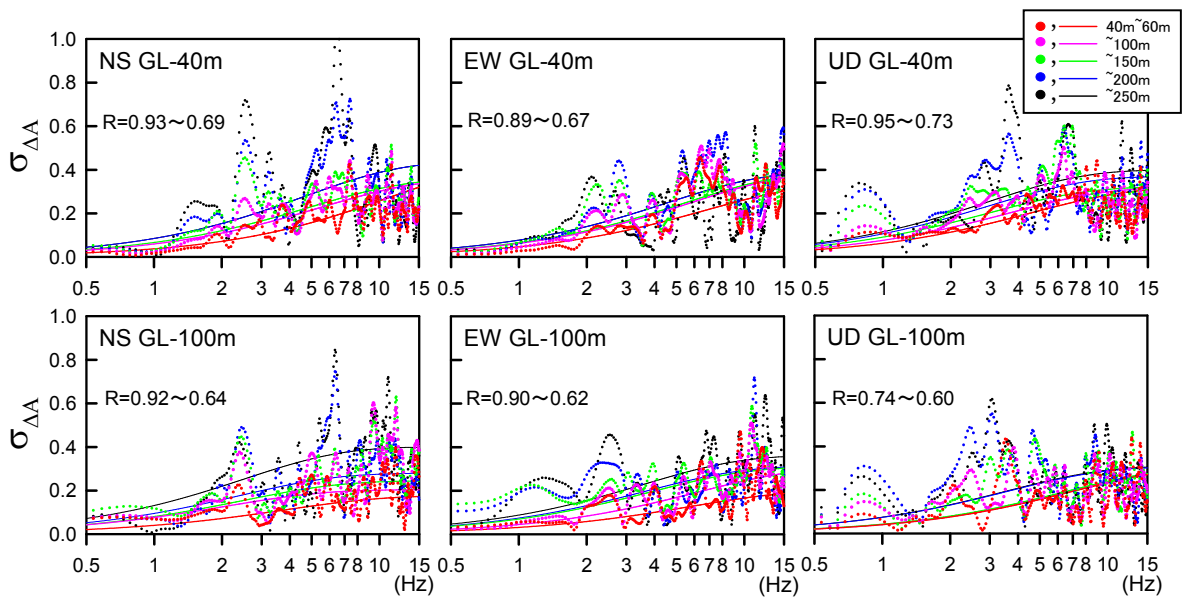


図 2-23 EQ-1 の 5 つの観測点距離区間毎の
2 つの深度レベルに対する振幅比標準偏差と回帰曲線

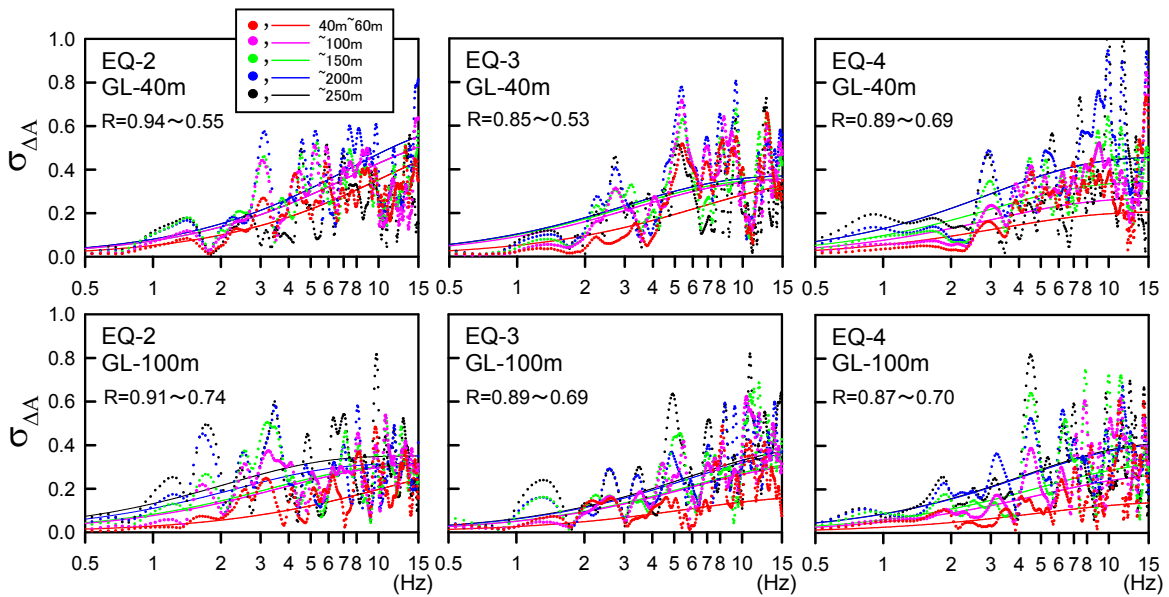


図 2-24 EQ-2~4 の 3 つの地震の振幅比標準偏差と回帰曲線(EW 成分)

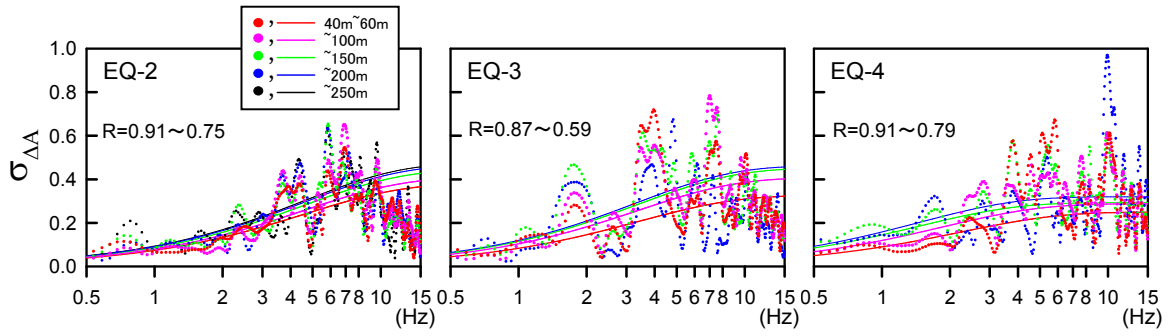


図 2-25 EQ-2~4 の 3 つの地震の振幅比標準偏差と回帰曲線 (UD 成分、GL-40m)

2.7 振幅の回帰式によるモデリング

振幅比標準偏差の回帰分析は次式(5)²⁵⁾により行った。回帰曲線は図 2-23~図 2-25 に実線で示す。なお、(5)式は最も観測の傾向を表現しつつ、少ないパラメータであることから採用した。

$$\sigma_{\Delta A}(f) = A(1 - e^{-Bf}) \quad (5)$$

ここで、A 及び B が回帰係数である。図 2-23~図 2-25 より、振幅比標準偏差は何れの地震、方位成分及び観測点の各深度レベルについても、5Hz 付近まで増加傾向が見られるが、それ以上の周波数では一定となる傾向が回帰結果から改めて確認できた。図中には回帰曲線に対する相関係数も記載しているが、総じてコヒーレンスの結果に比べて値は若干低かった。

図 2-26 に導出した振幅比標準偏差の回帰係数(A,B)を観測点の 2 つの深度レベルと水平・鉛直成分毎に各距離に対して示す。さらにこれらプロットした値を用いて、水平成分と鉛直成分及び観測点の 2 つの深度レベルに対する 2 つの係数 (A,B) の距離を変数とする式を最小二乗法によって導出した。図中に導出した式とそれらのグラフを示した。なお、係数 (A,B) についてはプロットした値と区別するため A,B の上に-を付した。係数 A は振幅比標準偏差の高周波数域における収束値を表し、距離の増加と共に値が大きくなる (振幅の空間変動が大きくなる) 結果となった。係数 B は振幅比標準偏差の低周波数帯域における増加度合いを制御する係数を表し、地震毎、方位成分毎のバラツキが大きいものの、距離の増加と共に値が小さくなる (振幅の空間変動が低周波数帯域で大きくなる) 結果となった。

図 2-27 に図 2-26 で示した係数 A,B の回帰直線に基づいて、5 つの距離 ($\xi = 40\text{m}, 85\text{m}, 125\text{m}, 170\text{m}, 230\text{m}$) に対する振幅比標準偏差モデルを 0.5~15Hz の周波数帯域で 1Hz 毎に示す(図中、大丸印)。さらに図には比較のため、既往の振幅比標準偏差モデル^{25),28)} (水平成分のみ示されている) も示した (本検討で GL-40m と GL-100m レベル間のモデルの違いは小さかったため、GL-40m の図のみに記載)。図 2-27 左上のグラフより、本検討結果による大きな丸印は既往のモデルを表す曲線に比べて、値が小さくなった。振幅比標準偏差はフーリエスペクトルを評価する際の平滑化に大きく依存する。ここに挙げた既往のモデルは平滑化が行われていない。そこで、本検討においても、平滑化を行わないフーリエスペクトルに対して振幅比標準偏差を GL-40m レベルについて求め、さらに図 2-23 と同様の回帰を行った結果を図 2-28 に示す。その結果、導かれたモデルを図 2-27 に小さな丸印で示す。平滑化を行った場合よりも振幅比標準偏差の値は大きくなるものの、既往のモデルよりやや小さくなる結果となった。

本結果が既往のモデルよりも小さくなる要因は、本結果は 0~16Hz、既往のモデルは 0~50Hz までの周波数帯域を対象としていることから、既往のモデルの方が本結果よりもバラツキが大きくなる高周波数帯域(16Hz 以上)の影響が含まれている為と考えられる。なお、既往のモデルで対象とした LSST アレイと BVDA の記録(振幅比標準偏差)に着目すると、0~16Hz の周波数帯域では図 2-28 で示した振幅比標準偏差とほぼ同等なバラツキと判断された。

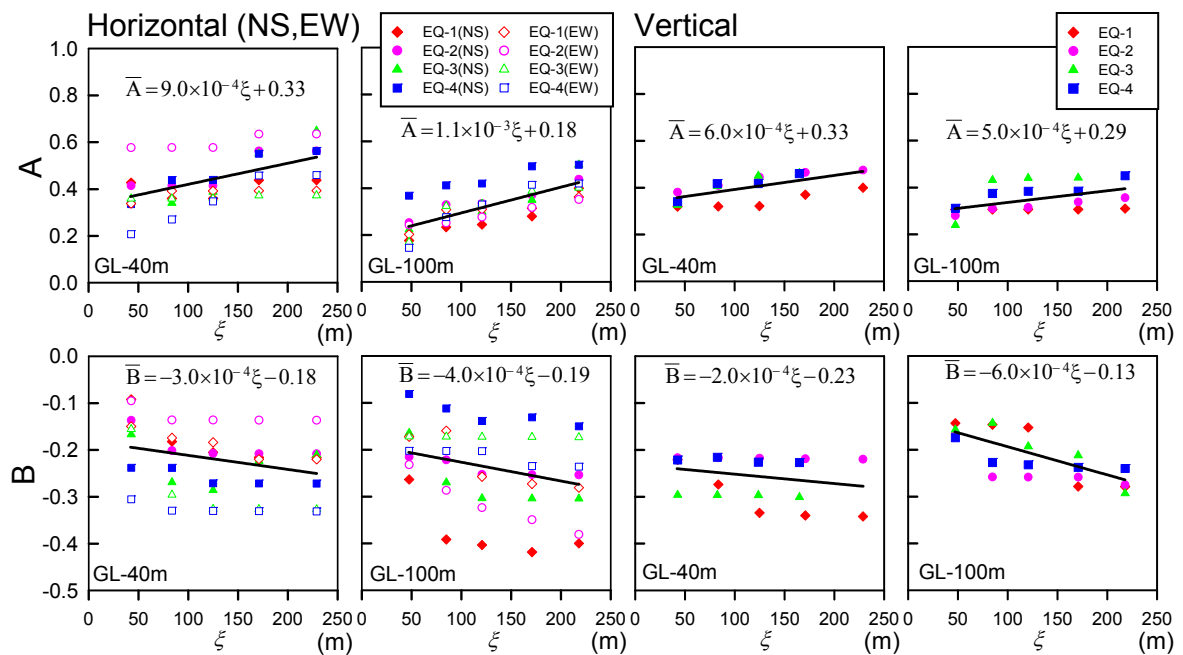


図 2-26 振幅比標準偏差の各回帰係数の距離依存性

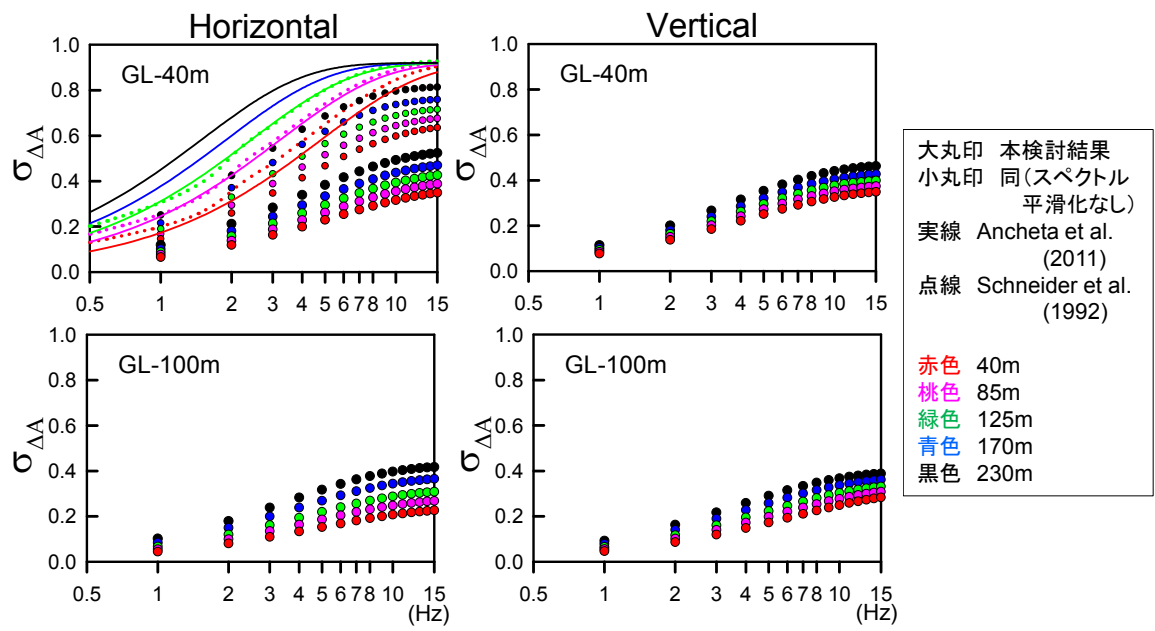


図 2-27 本検討と既往の研究による振幅比標準偏差

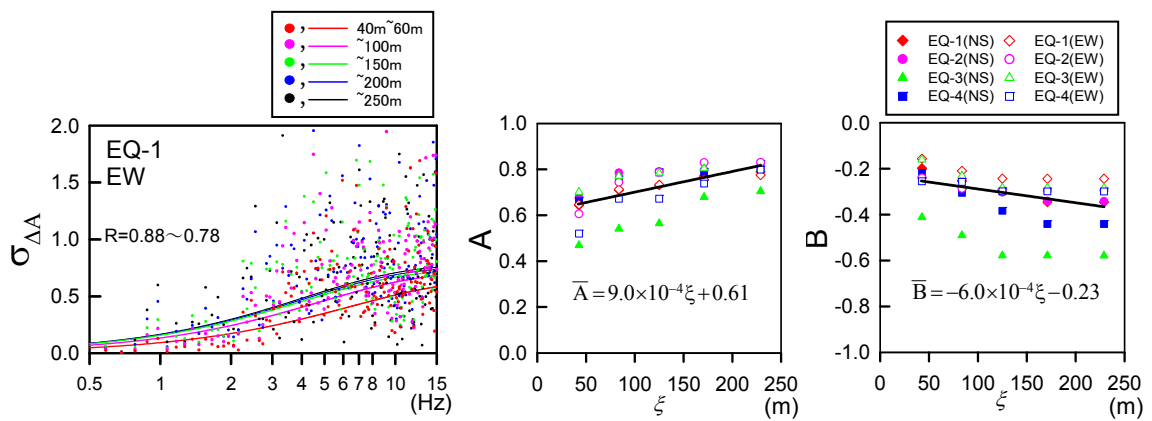


図 2-28 スペクトル平滑化を行わない場合の振幅比標準偏差と距離依存性の例
(水平成分、GL-40m)

3 地盤の不均質性及び非線形性を考慮した地震動空間変動特性

硬質地盤における S 波速度構造の不均質度合いによる非線形応答時のコヒーレンスと振幅比標準偏差を導出するため、京都大学原子炉実験所の原子炉建屋近傍地盤²⁹⁾を対象に、ボーリング孔を利用した 1m 間隔の VSP 探査情報及び土質サンプルの室内試験によるせん断剛性・減衰定数の歪依存情報²⁹⁾に基づき、非線形不均質地盤の波動伝播解析モデルを設定する。地盤の非線形性は 2 次元有限要素法と等価線形化法によって表現し、地盤不均質性を S 波速度(V_s)を指数型相関関数^{6),30)}で不均質性(ばらつき)を考慮して、数値実験であるモンテカルロシミュレーション 50 ケースを実施し、そこで得られる非線形地震動応答によるコヒーレンス及び振幅空間変動への影響について検討する。

3.1 京都大学原子炉実験所敷地盤環境

解析対象の地盤モデルは敷地内で実施された PS 検層結果²⁹⁾に基づいて設定した。図 3-1 に地盤構造及び S 波、P 波の速度分布と密度分布を示す。図中、細線が PS 検層結果、太線が今回用いた速度及び密度モデルである。敷地内の地盤は南北に緩やかに傾斜し、東西の地表面形状は起伏を伴っているが、今回は図 3-1 に示した地盤構造を用いて水平成層地盤に設定した。

この対象地盤において、GL-7m が原子炉建屋の基礎底面であるが、それ以深から GL-181m までは S 波速度(V_s)の平均が 526m/s の砂質土及び粘性土の互層からなる堆積層（大阪層群）となっている。今回の地盤物性の不均質性は地層の S 波速度(V_s)をばらつかせた場合を考え、各地層の S 波速度(V_s)に対して変動係数 10%及び 20%とした場合を神田ほか(1995)⁶⁾及び内田ほか(2016)³⁰⁾に準じた基本ケースとし、極端なケースとして変動係数 40%の場合も検討した。なお、バラツキを与える統計モデルとして指数型相関関数^{6),30)}を採用し、変動係数毎に 50 ケースの 2 次元 FEM モデルを作成してモンテカルロシミュレーションによる数値実験を行った。鉛直方向の相関距離は $0.012V_s$ とし、水平方向の相関距離は鉛直方向の 10 倍とした^{6),30)}。

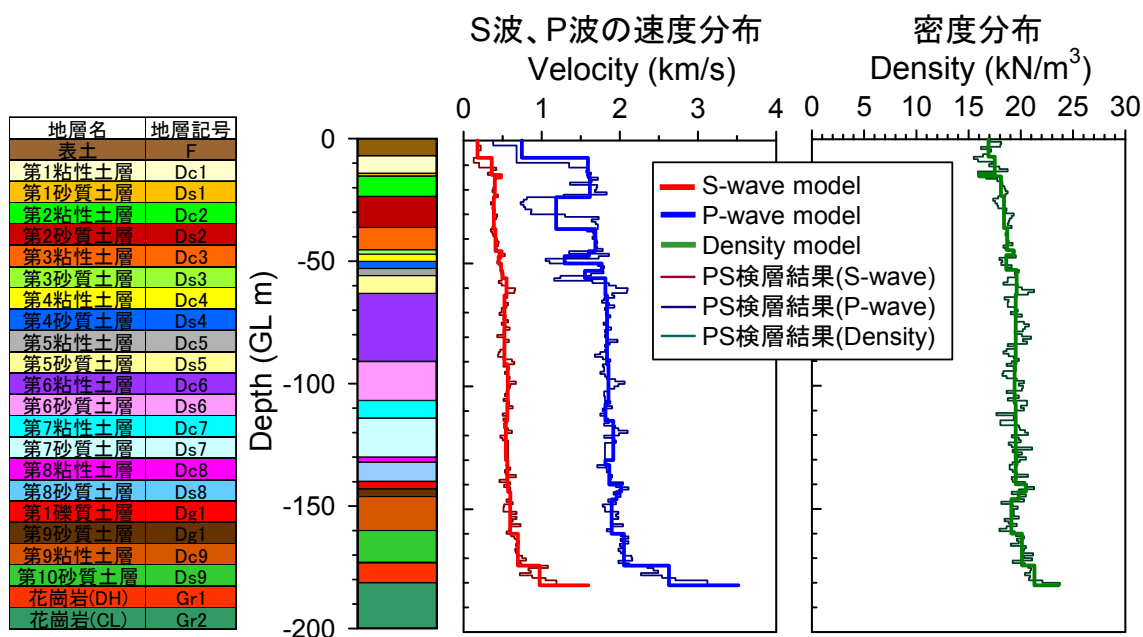


図 3-1 京都大学原子炉実験所の原子炉建屋周辺地盤の物性値

3.1.1 地形地質と想定地震の選定

図 3-2 に本章で対象とする京都大学原子炉実験所敷地周辺の表層地質図³¹⁾を示す。この当該敷地は大阪平野南部の丘陵地に位置し、成合花崗岩と呼ばれる基盤岩が分布し、それを大阪層群泉南累層(図 3-1 参照)が不整合に覆っている。なお、敷地・敷地近傍は、北方向に緩やかな下り勾配(1~2 度)を有する比較的平坦な地形となっている。また、敷地内、研究用原子炉建屋の周辺には地震により耐震重要施設の安全機能に影響を及ぼすような斜面は存在しない。

図 3-3 に当該敷地を中心とする半径約 100km の範囲における地震本部による活断層帯分布³²⁾を示す。表 3-1 に図 3-3 に示した各断層帯の断層長さと敷地との関係³²⁾を示す。これらから当該敷地内には活断層が分布しておらず、最短な等価震源距離を有する活断層は①中央構造線断層帯(金剛山地東縁から和泉山脈南縁までの区間)である。また、図 3-4 に敷地周辺の活断層による想定地震の応答スペクトルの比較³²⁾を示す。

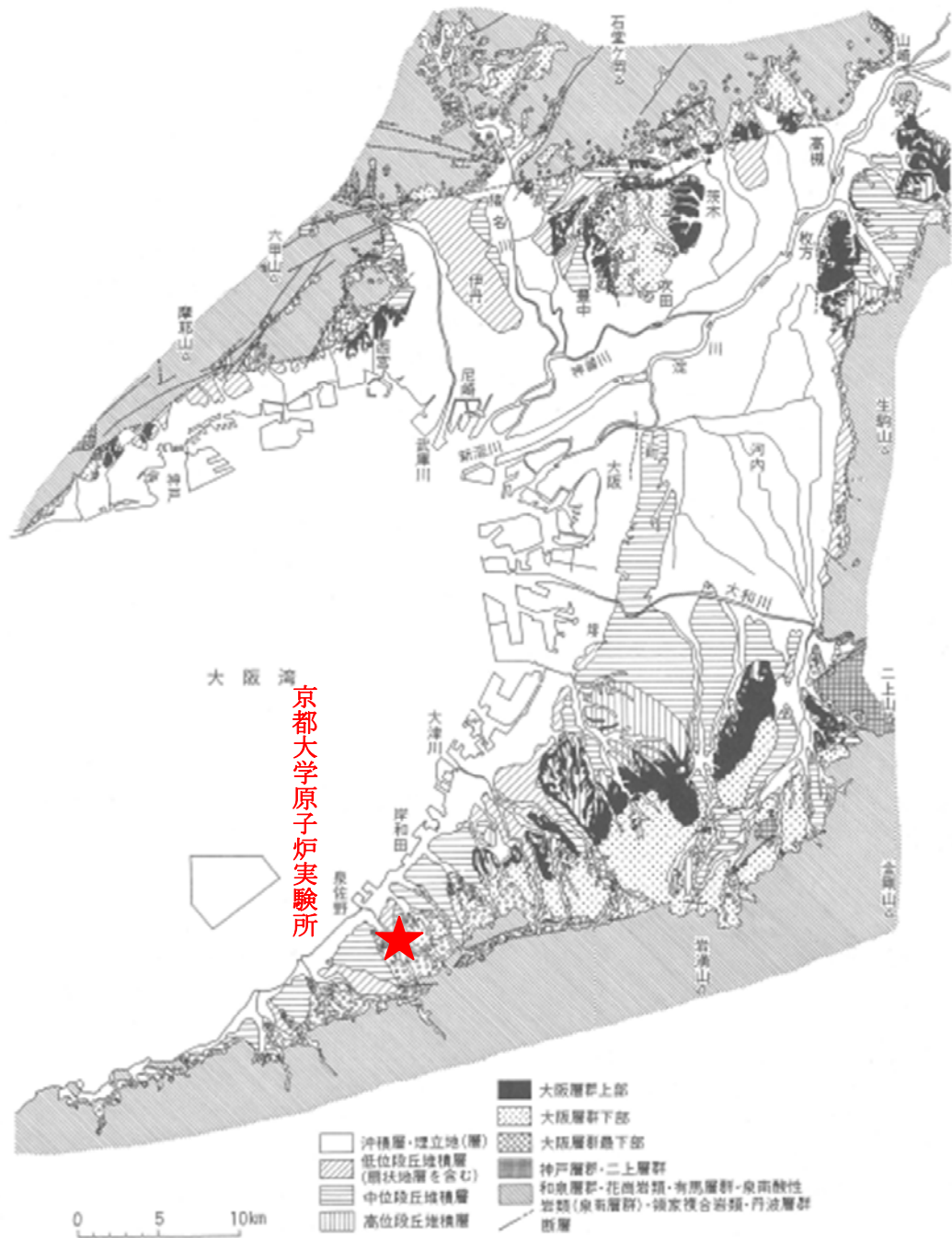
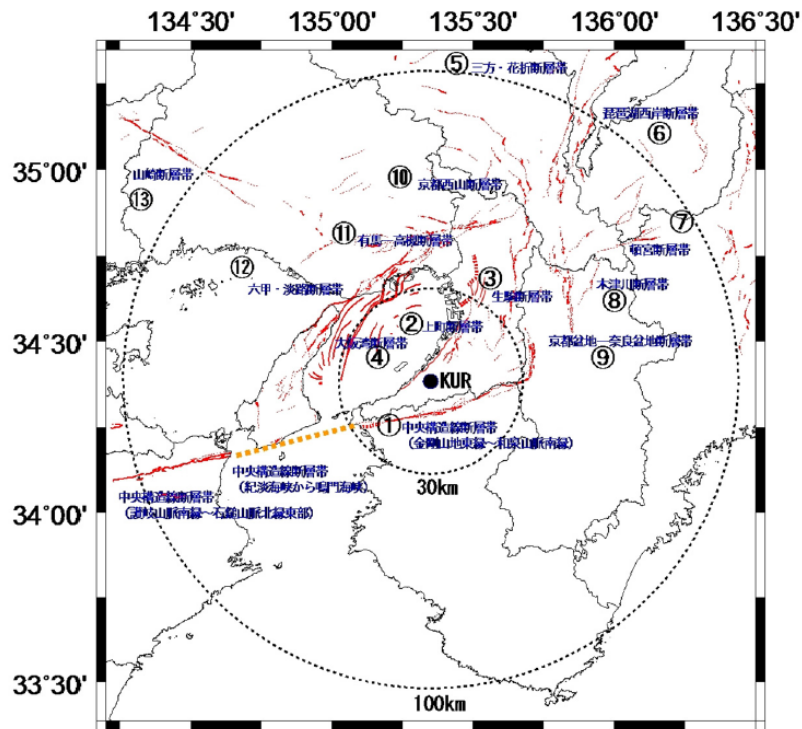


图 3-2 表層地質図 (市原, 1993) ³¹⁾に加筆



敷地周辺における活断層の分布状況

図 3-3 敷地を中心とする半径約 100km の範囲における地震本部による活断層帯分布 ³²⁾より引用

表 3-1 各断層帯の断層長さと敷地との関係³²⁾より引用

断層帯	断層長さ※ ² (km)	最短距離 (km) ※ ³	等価震源距離 (km) ※ ⁴	M※ ⁵
①※ ¹	60※ ⁶	8.9	19.0	7.8
②	46	7.1	32.4	7.6
③	42	27.8	50.8	7.5
④	42	25.9	36.8	7.5
⑤	84	70.0	109.3	8.0
⑥	59	82.0	107.6	7.8
⑦	31	85.6	95.6	7.3
⑧	31	67.2	85.6	7.3
⑨	35	48.3	63.2	7.4
⑩	94	61.9	89.5	8.1
⑪	55	51.1	51.9	7.7
⑫	83	40.6	45.2	8.0
⑬	124	54.1	87.2	8.3

※1 金剛山地東縁から和泉山脈南縁までの区間

※2 地震本部の長期評価及び岡田・東郷編（2000）に基づき設定

※3 地表断層の最短距離

※4 地震本部の長期評価・強震動評価に基づき算出
（アスペリティは考慮していない）

※5 松田（1975）により断層長さから算出

※6 地震調査研究推進本部による断層モデルを参考に、金剛断層と五条谷断層は断層面を共有するため五条谷断層，根来断層，磯ノ浦断層の断層長さを中央構造線断層帯の長さとする。

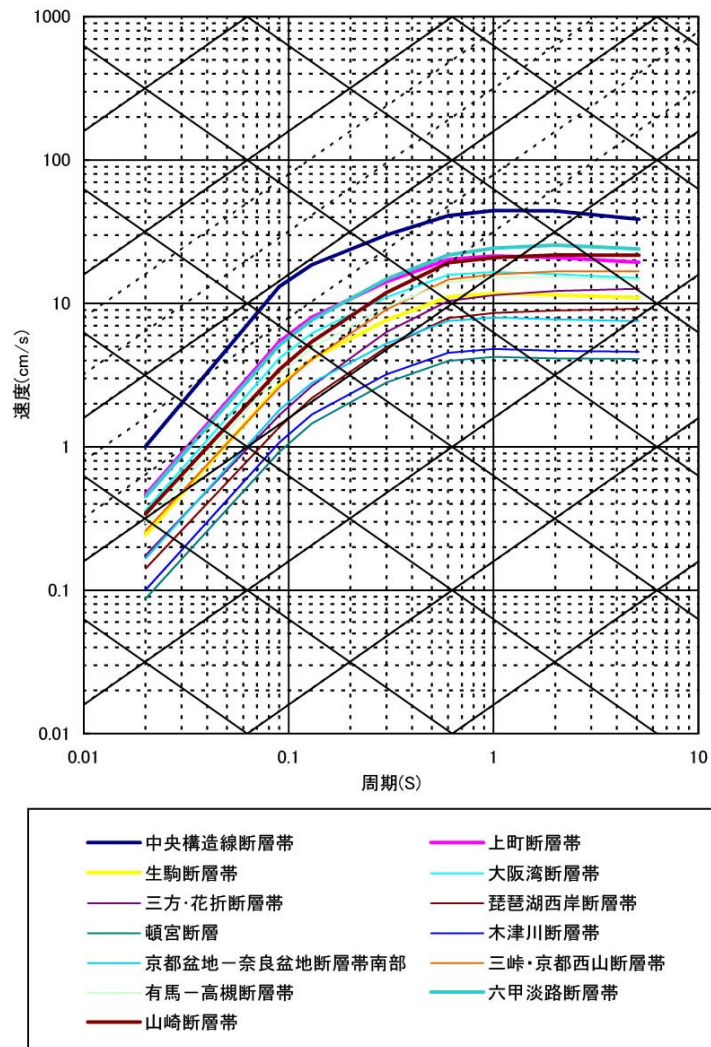


図 3-4 敷地周辺の活断層による地震の応答スペクトルの比較³²⁾より引用

3.1.2 地盤不均質性の評価

前節で示した変動係数の設定値における妥当性について、KUR で得られた PS 検層結果²⁹⁾を用いて検討すると共に、原子力発電所サイトの地盤についても調べた。図 3-5 に KUR の 1m 毎の PS 検層結果(図 3-5 参照)に基づき、 V_s の変化が少ない 4 つないしは 5 つの地層区分内で得られた変動係数(CV)及び平均 V_s を、堀家ほか(1991)³³⁾を参考に求めた結果を示した(図内、黒線)。結果として、4 区分の CV は 16%~18%、5 区分の CV は 11%~18%となっており、今回の地盤の不均質性で用いた変動係数 10%及び 20%の設定は対象サイトの分析結果とも良く対応している。

次に、軟岩に属する地盤に支持された原子力発電所サイト(軟岩サイト)の地盤情報^{34), 35)}から、各サイトの CV についても検討した。まず、東海第二原子力発電所では、6 箇所の PS 検層から、各地層の変動係数 CV は 10%~30%となった。また、柏崎・刈羽原子力発電所においては、8%~12%となった。これより、今回設定した CV の値は軟岩サイトにおいても適用できると思われる。

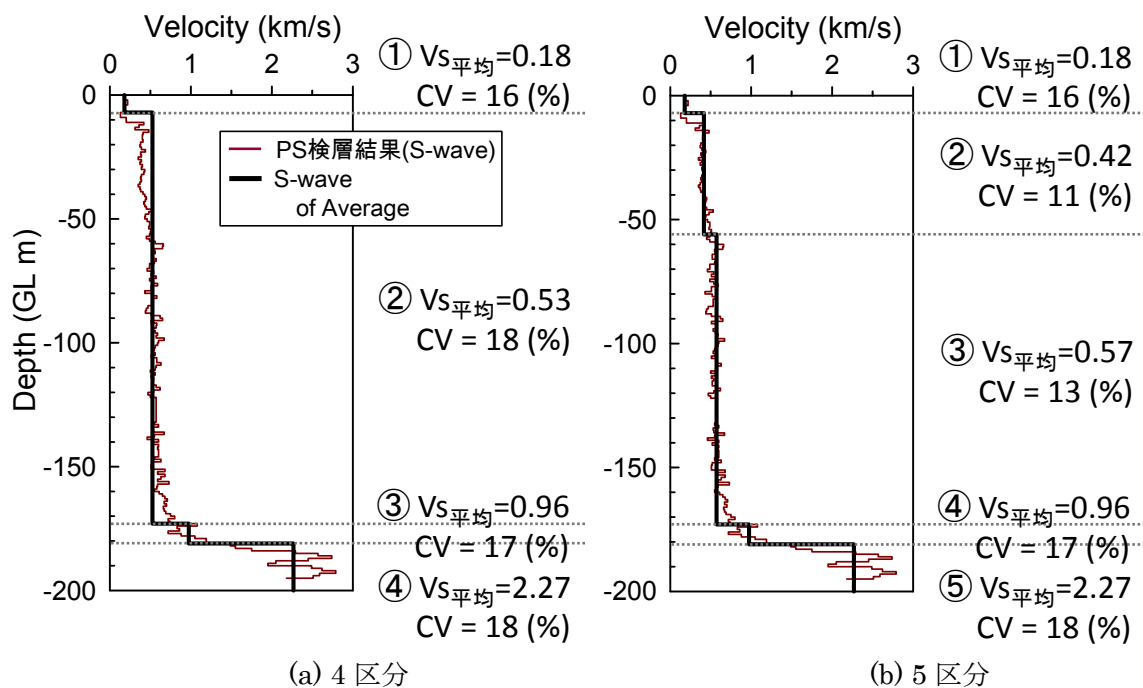


図 3-5 ポーリングデータから推定した建屋直下の S 波速度 (km/s) のばらつきの評価

3.1.3 地盤の非線形特性

表 3-2、図 3-6 及び図 3-7 に全地層の歪依存特性²⁹⁾を示す。図 3-6 及び図 3-7 の図中、黒印が室内試験結果、赤線が表 3-2 に示した試験結果に基づくフィッティングである。今回は、この赤線を用いて歪依存特性を設定した。

表 3-2 原子炉支持地盤の歪依存特性²⁹⁾より作成

地層 記号	動的変形特性 ($\gamma, h: \%$)	
	$G/G_0 \sim \gamma$	$h \sim \gamma$
F	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.77 \gamma^{0.791})$	$h = \gamma / (0.0679 \gamma + 0.00529) + 1.99$
Dc1	$G/G_0 = 1 / (1 + 3.58 \gamma^{0.809})$	$h = \gamma / (0.144 \gamma + 0.00724) + 1.03$
Ds1	$G/G_0 = 1 / (1 + 4.92 \gamma^{0.902})$	$h = \gamma / (0.061 \gamma + 0.0123) + 0.0225$
Dc2	$G/G_0 = 1 / (1 + 3.23 \gamma^{0.802})$	$h = \gamma / (0.206 \gamma + 0.0136) + 2.19$
Ds2	$G/G_0 = 1 / (1 + 18.315 \gamma^{1.126})$	$h = \gamma / (0.0561 \gamma + 0.0125) + 1.03$
Dc3	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.23 \gamma^{0.794})$	$h = \gamma / (0.0974 \gamma + 0.0077) + 1.42$
Ds3	$G/G_0 = 1 / (1 + 18.315 \gamma^{1.126})$	$h = \gamma / (0.0561 \gamma + 0.0125) + 1.03$
Dc4	$G/G_0 = 1 / (1 + 3.29 \gamma^{0.666})$	$h = \gamma / (0.173 \gamma + 0.0210) + 4.48$
Ds4	$G/G_0 = 1 / (1 + 6.10 \gamma^{0.896})$	$h = \gamma / (0.0747 \gamma + 0.0138) + 1.70$
Dc5	$G/G_0 = 1 / (1 + 3.99 \gamma^{0.740})$	$h = \gamma / (0.0759 \gamma + 0.0305) + 3.50$
Ds5	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.87 \gamma^{0.895})$	$h = \gamma / (0.0595 \gamma + 0.00761) + 1.01$
Dc6	$G/G_0 = 1 / (1 + 2.83 \gamma^{0.743})$	$h = \gamma / (0.176 \gamma + 0.0121) + 2.55$
Ds6	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.87 \gamma^{0.895})$	$h = \gamma / (0.0595 \gamma + 0.00761) + 1.01$
Dc7	$G/G_0 = 1 / (1 + 2.83 \gamma^{0.743})$	$h = \gamma / (0.176 \gamma + 0.0121) + 2.55$
Ds7	$G/G_0 = 1 / (1 + 18.762 \gamma^{1.0856})$	$h = \gamma / (0.0646 \gamma + 0.0051) + 1.65$
Dc8	$G/G_0 = 1 / (1 + 2.83 \gamma^{0.743})$	$h = \gamma / (0.176 \gamma + 0.0121) + 2.55$
Ds8	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.42 \gamma^{0.946})$	$h = \gamma / (0.0607 \gamma + 0.0125) + 1.73$
Dg1	$G/G_0 = 1 / (1 + 5.42 \gamma^{0.946})$	$h = \gamma / (0.0607 \gamma + 0.0125) + 1.73$
Dc9	$G/G_0 = 1 / (1 + 3.76 \gamma^{0.800})$	$h = \gamma / (0.0809 \gamma + 0.0170) + 1.97$
Ds9	$G/G_0 = 1 / (1 + 19.342 \gamma^{1.1086})$	$h = \gamma / (0.0703 \gamma + 0.00783) + 4.28$
Gr1	$G/G_0 = 1 / (1 + 20.40 \gamma^{0.813})$	$h = \gamma / (0.0838 \gamma + 0.00313) + 3.11$
Gr2	線形	3.00%

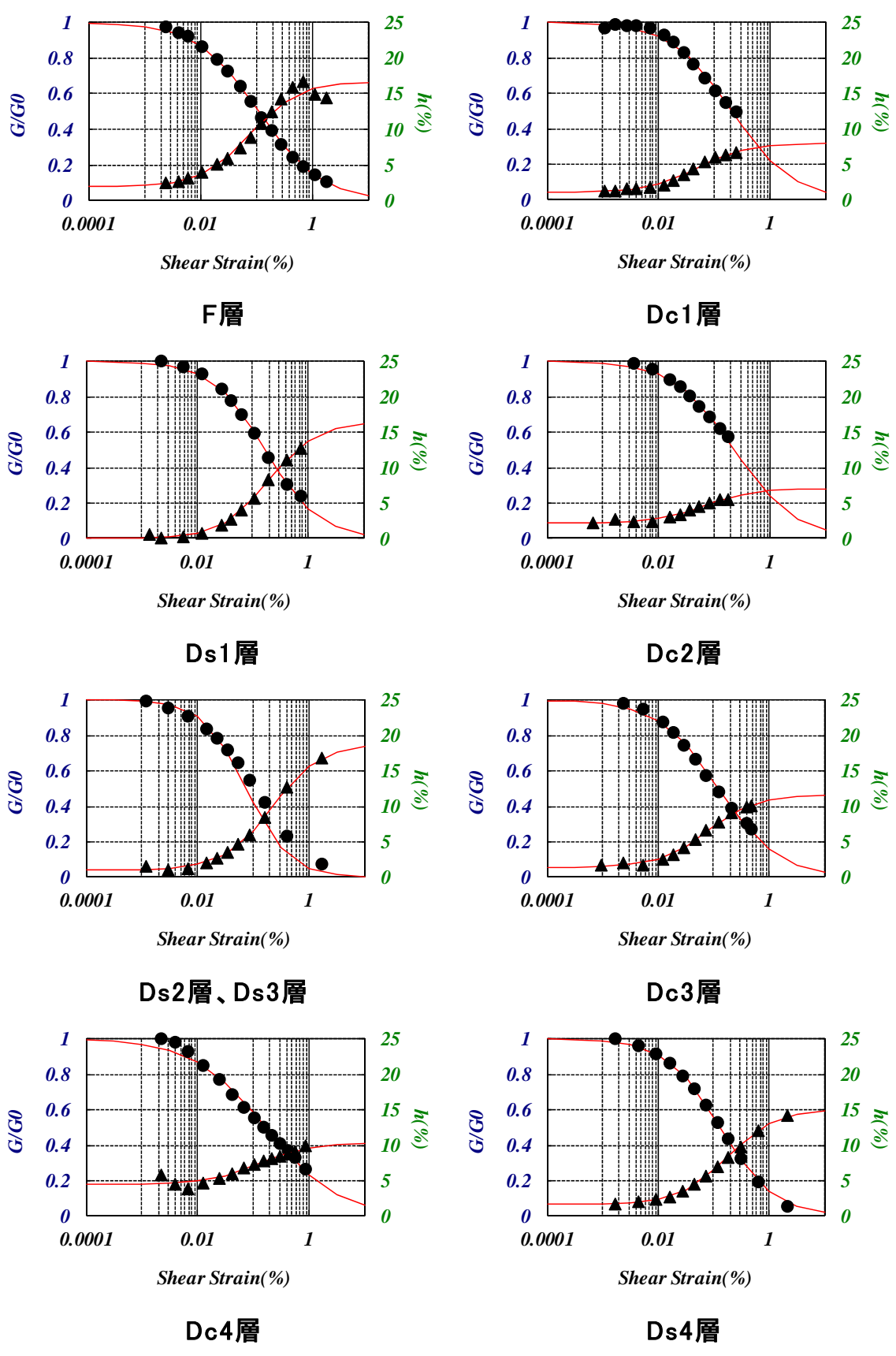
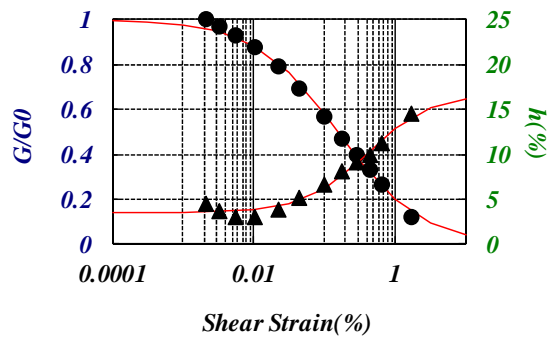
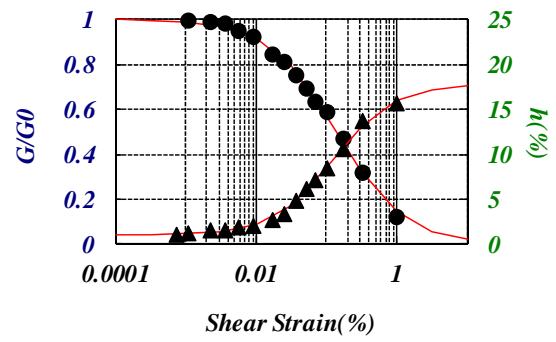


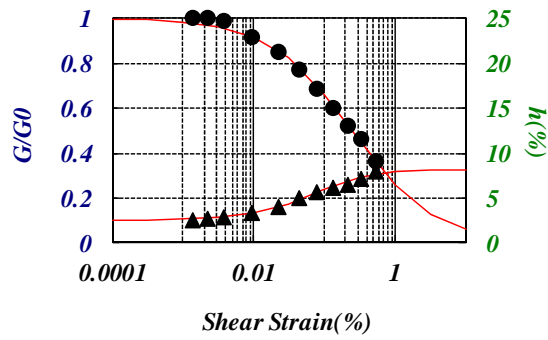
図 3-6 原子炉支持地盤の歪依存特性その1²⁹⁾より作成



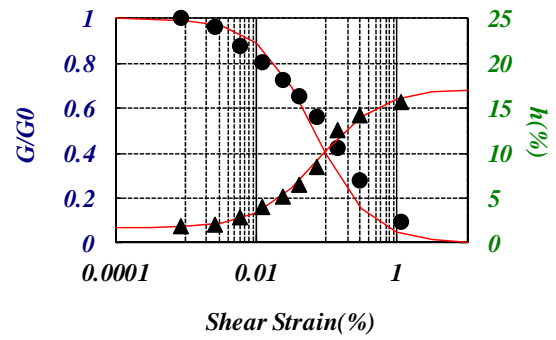
Dc5層



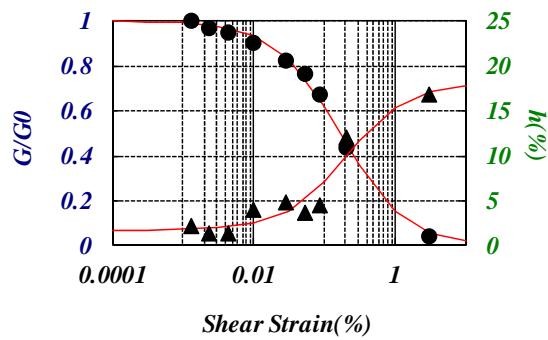
Ds5層、Ds6層



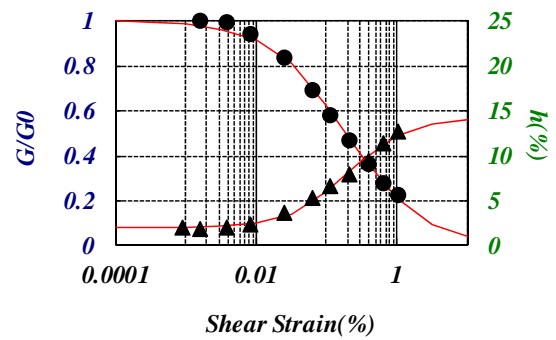
Dc6層、Dc7層、Dc8層



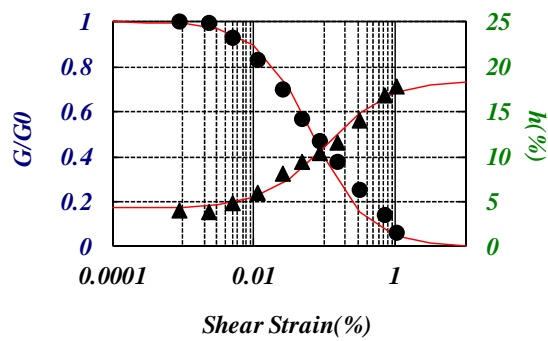
Ds7層



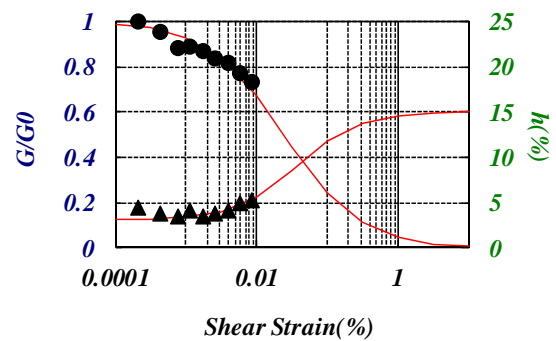
Ds8層、Dg1層



Dc9層



Ds9層



Gr1層

図 3-7 原子炉支持地盤の歪依存特性その 2²⁹⁾より作成

3.2 波動伝播解析モデル

3.2.1 入力地震動

入力地震動としては、KUR の基準地震動²⁹⁾の中から選んだ。具体的には、マグニチュード M8.0、等価震源距離 $X_{eq}=15.9\text{km}$ (上町断層帯を想定、図 3-8³²⁾参照) とした耐専スペクトル³⁶⁾をターゲットスペクトルとし、ランダムな位相特性と経験的な波形包絡関数を用いて策定した模擬地震動 Ss1 である。本報告書では、以降、この模擬地震動 Ss1 を入力地震動 Ss1 と称する。入力地震動としては断層モデルによる基準地震動を用いることも可能であるが、ここでは地震動の周期 - 振幅特性に極端なピークや落ち込みが現れない応答スペクトル法による合成波形を採用した(図 3-9³²⁾参照)。

図 3-10 に入力地震動 Ss1 の加速度波形及び加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。最大加速度は水平方向が 944Gal、鉛直方向が 358Gal である。3 章の地震動空間変動特性を評価する場合、図 3-10 に示す水平方向成分を入力とした等価線形化手法による地震応答解析を実施し、得られた収束物性値を用いて、対象周波数帯域で一様な振幅特性でかつランダムな位相特性を持つ鉛直上昇する S 波を入力してコヒーレンス及び振幅比標準偏差を求めた。なお、4 章の地盤の不均質性及び非線形性を考慮した原子炉建屋の基礎地盤安定性においては、図 3-10 の入力地震動を水平、鉛直の 2 方向同時入力とした。

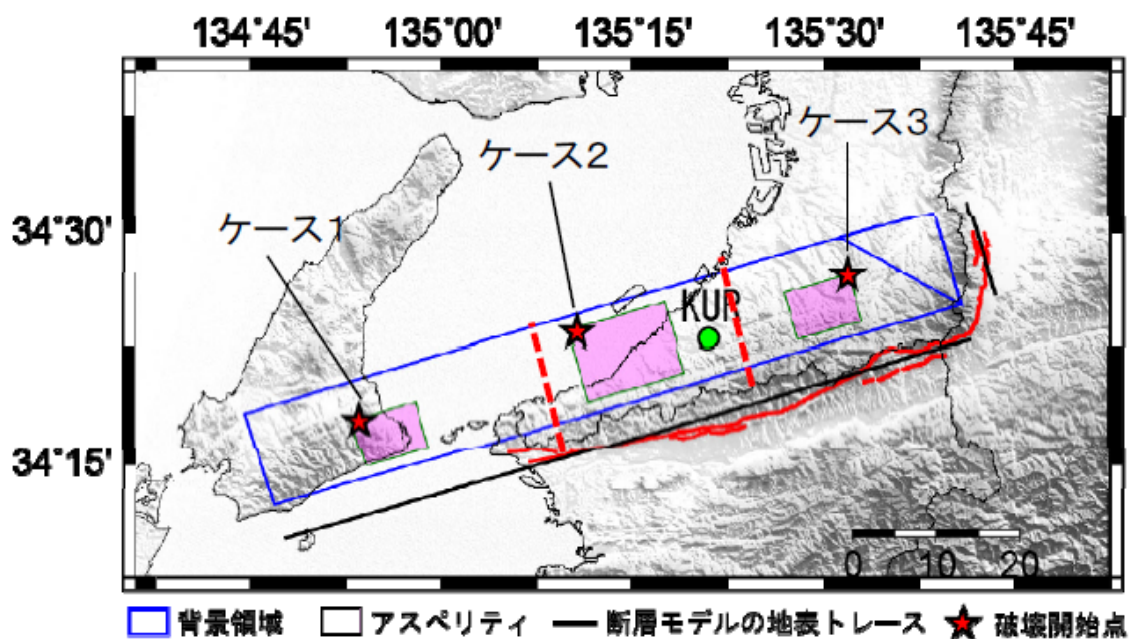


図 3-8 中央構造線断層帯の断層モデル³²⁾より引用

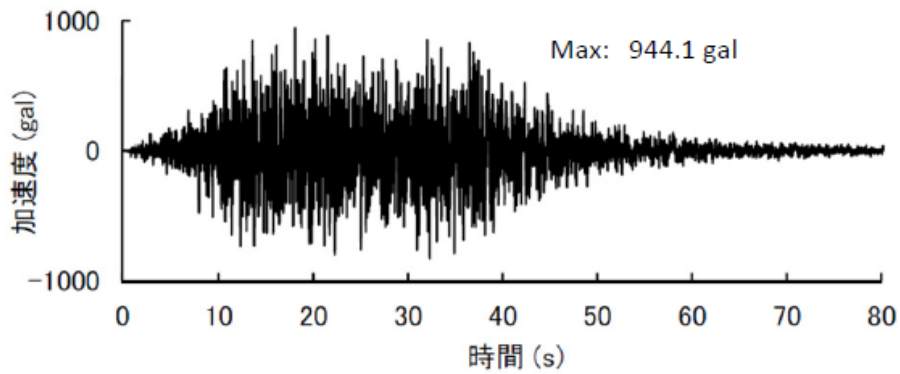
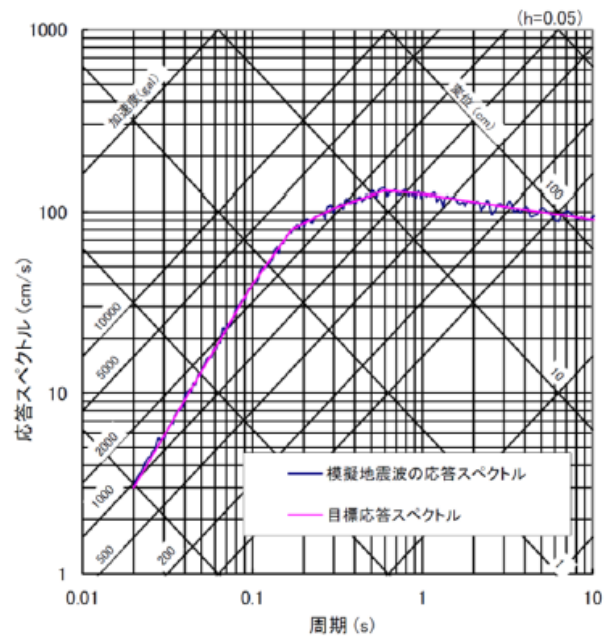


図 3-9 目標応答スペクトルに対する模擬地震波の応答スペクトルの比較（減衰定数 5%）
及び模擬地震波の波形³²⁾より引用

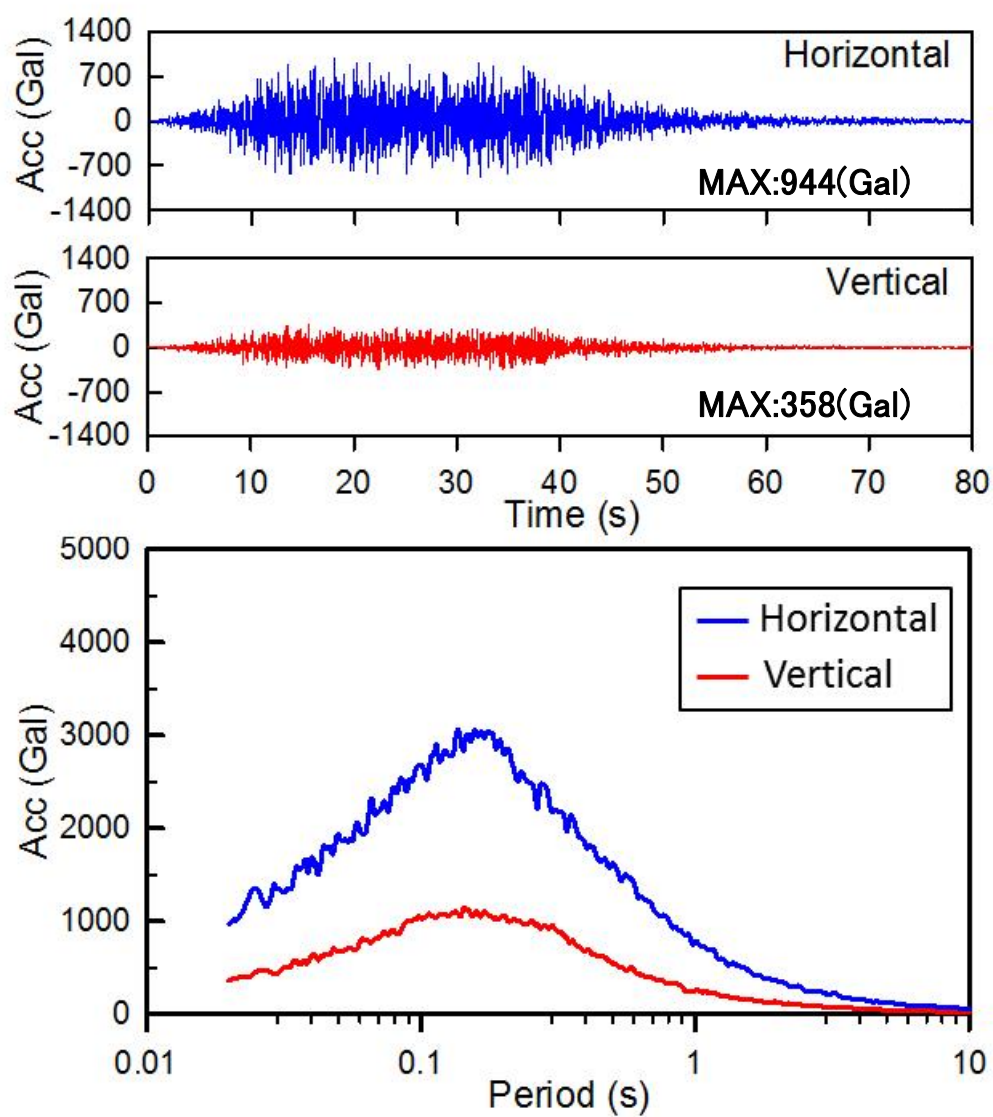


図 3-10 入力地震動 Ss1 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル (h=0.05)

3.2.2 2次元有限要素法による波動伝播解析モデル

図 3-11 に 2 次元 FEM モデルの V_s 分布を示す。図内に均質地盤モデル、不均質地盤モデルとして変動係数が 10%、20%及び 40%の場合のモンテカルロシミュレーション 50 ケースのうちの各一例を示した。これら 2 次元 FEM モデルは横幅が 600m、深さ方向が 200m であり、メッシュ分割は横方向 2m×300 分割、深さ方向 1m×200 分割である。なお、側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面境界は半無限性を考慮する一様な粘性境界とした。シミュレーションの上限周波数を 20Hz とした。なお、図 3-11 上段に示した赤丸は GL-7m、GL-40m 及び GL-160m の 20m 間隔のコヒーレンス及び振幅のばらつきを表す振幅比標準偏差を算出するための波形出力点を示している。この出力点は 2 次元 FEM 両端部の境界条件の影響を受けないように境界から 150m 以上離れた地点に設定した。

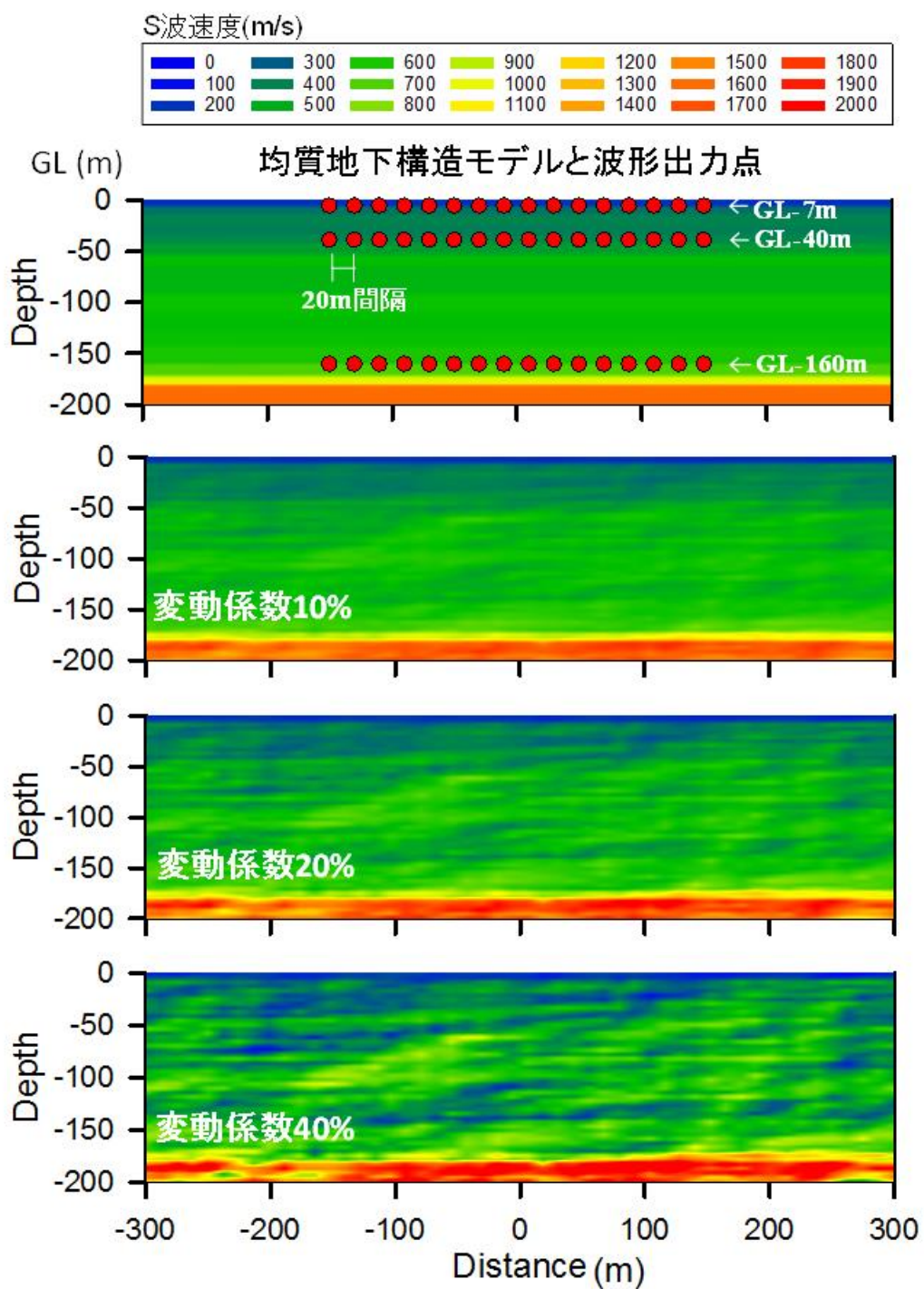


図 3-11 2次元 FEM モデルの Vs 分布と波形出力点

3.3 非線形地震動応答によるコヒーレンスへの影響

コヒーレンスは(6)式を用いて個々の出力点の組み合わせに対して求めた。

$$\gamma_{jk}(f) = |S_{jk}(f)| / [S_{jj}(f)S_{kk}(f)]^{1/2} \quad (6)$$

ここで、 γ_{jk} 及び S_{jk} は j 、 k 点間のコヒーレンス及びクロススペクトル密度関数、 S_{jj} 、 S_{kk} はそれぞれ j 、 k 点のパワースペクトル密度関数を表す。 f は周波数である。各密度関数は相互相関関数と自己相関関数をそれぞれ求め、幅 2 秒の三角形ラグウインドウを施した後、フーリエ変換することによって算出する。ここでは出力点間距離を 5 区間(20~40m, 60~80m, 100~120m, 140~160m, 180~240m)に分けて区間毎の平均を求めた後、モンテカルロシミュレーション 50 ケースに対してそれらをアンサンブル平均することによってコヒーレンスを評価した。

図 3-12 及び図 3-13 に変動係数 10%、20%及び 40%の各アンサンブル平均したコヒーレンス(水平成分)を 3 つの深さレベル GL-7m、GL-40m 及び GL-160m について示す。図 3-12 が線形地盤として解析した場合、図 3-13 が非線形地盤として解析した場合を示している。凡例の距離は、分類した距離区間の最大距離(m)を示している。図より、全ての深さレベルで線形地盤及び非線形地盤ともに、変動係数及び距離が大きくなるほどコヒーレンスが低下する傾向が見られる。線形地盤と非線形地盤のコヒーレンスを比較すると、非線形地盤の方が周波数の増加に伴う低下度合が大きくなる傾向が見られる。この傾向は深度が浅いほど顕著である。この原因として、非線形地盤では要素毎にせん断歪レベルが異なることにより、せん断剛性と減衰定数の空間変動が初期剛性時よりも増加し、その結果波動の散乱や減衰成分も増加するためであると考えられる。さらにコヒーレンスを詳しく見ると、非線形地盤は線形地盤で見られた特定の周波数での明瞭な落ち込みが見られないことが分かる。この原因を確認するため、モンテカルロシミュレーション 50 ケースの中から 1 ケースを選び、深度レベル GL-7m での出力点 8 点の入力地震動に対する水平成分間の伝達関数(振幅特性)を求め、図 3-14 にその結果を示す。図 3-14 上段の線形地盤の伝達関数から、特定の周波数で極小となる部分が見られ、それら周波数が図 3-12 のコヒーレンスが落ち込む周波数に対応している。これは、当該周波数が GL-7m 以浅の表層地盤による共振周波数に対応しており、深さ方向の振幅分布が当該深度レベルでは節になり、入力地震動によるコヒーレントな成分が極小となることが原因である³⁰⁾。一方、非線形地盤(図 3-14 下段)では上記のような明瞭な極小部分は見られず、高周波数ほど漸減している。そのため図 3-13 では図 3-12 に見られたような顕著なコヒーレンスの落ち込

みは見られない。

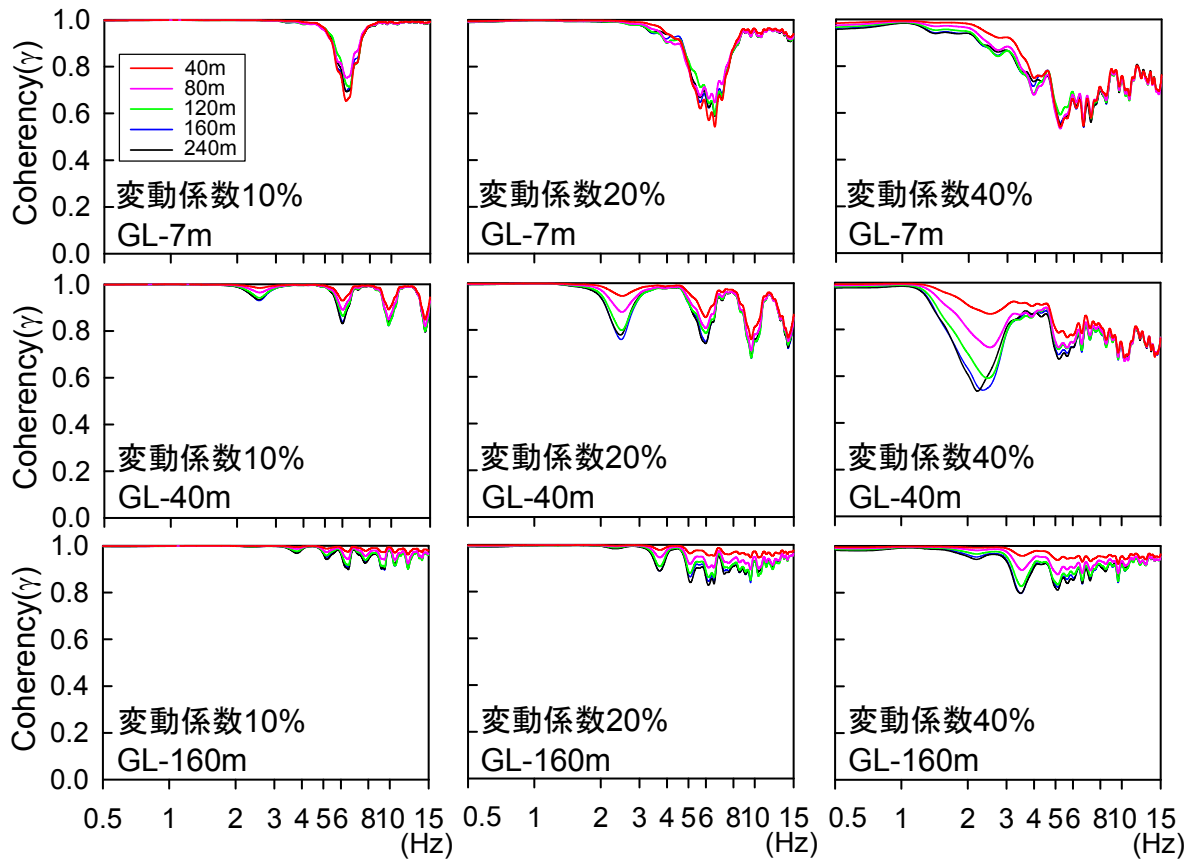


図 3-12 線形地盤のコヒーレンス(入力地震動 Ss1、水平成分)

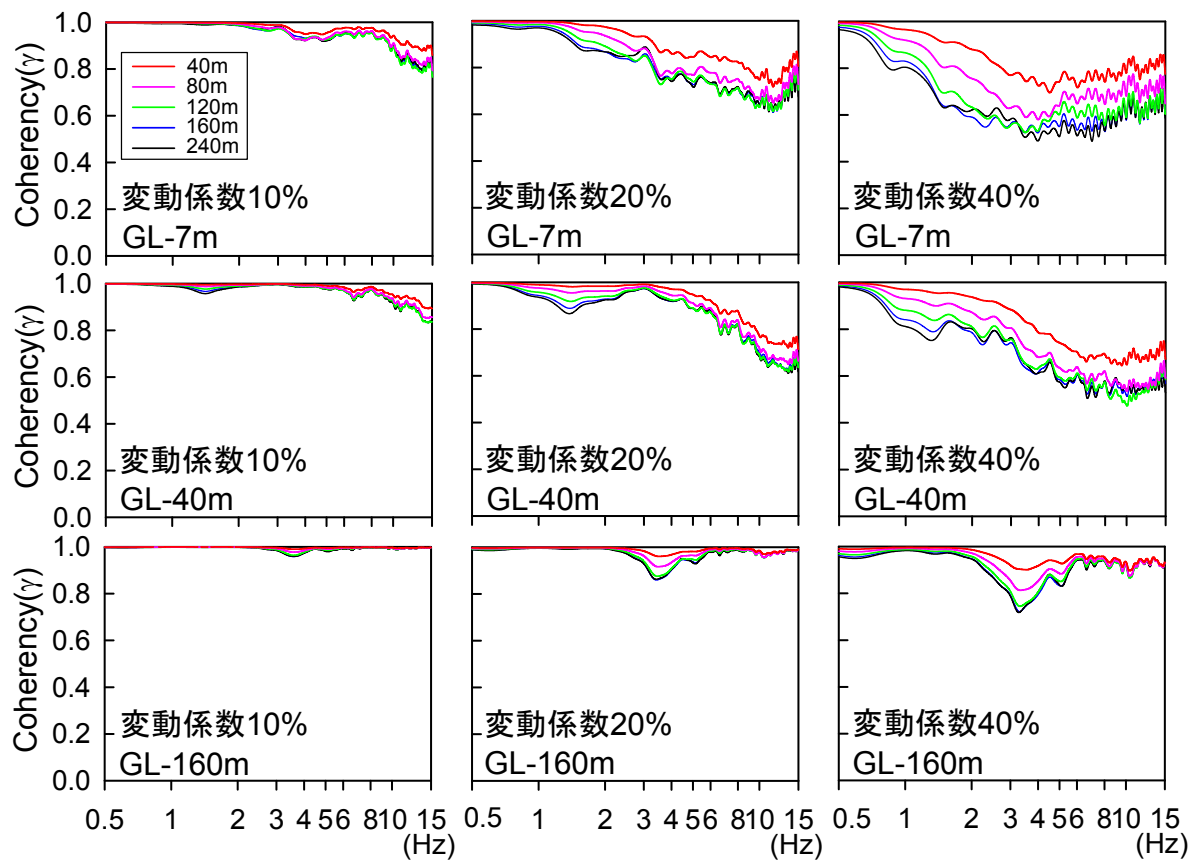


図 3-13 非線形地盤のコヒーレンス(入力地震動 Ss1、水平成分)

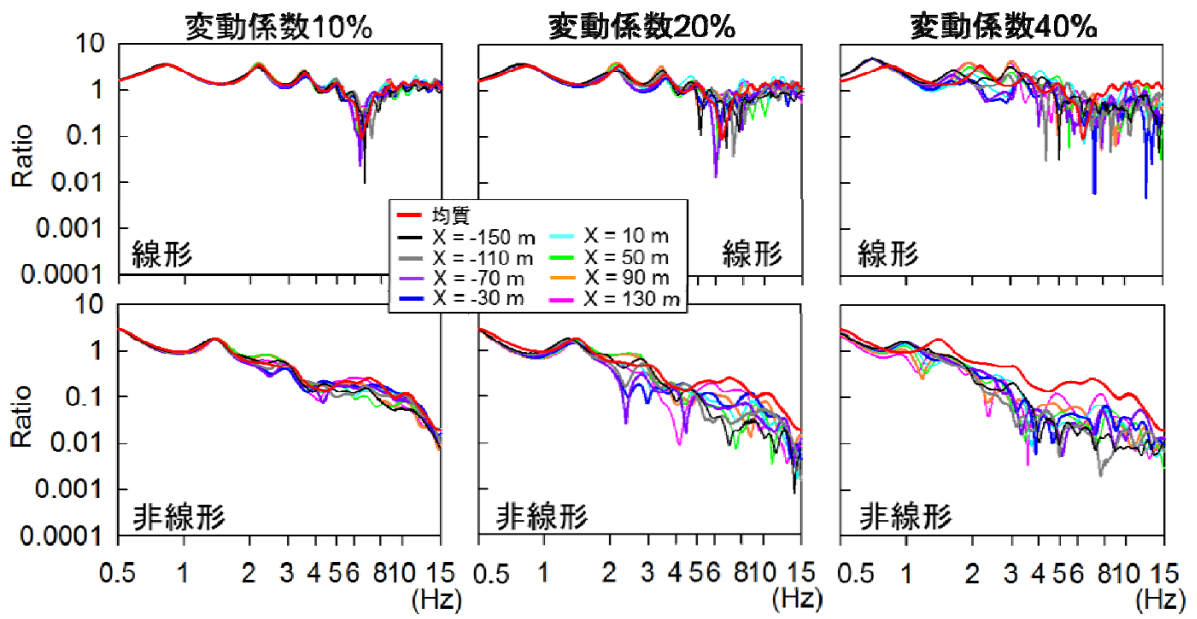


図 3-14 線形地盤と非線形地盤の入力動に対する伝達関数
 (入力地震動 Ss1、GL-7m、水平/水平、X は図 4 の座標値)

3.4 非線形地震動応答による振幅空間変動への影響

フーリエ振幅の空間変動特性は以下のモデル化^{20),25),30)}に基づいて個々の出力点の組み合わせに対して評価する。まず、2つの出力点のフーリエ振幅スペクトル比を(7)式に示す自然対数の差によって求める。本検討ではフーリエ振幅スペクトルを前述のコヒーレンスを求める際のパワースペクトルから求めたため、幅2秒のBartlettタイプのラグウインドウによるスペクトルの平滑化を行っている。

$$\Delta A_{jk}(f) = \ln[A_j(f)] - \ln[A_k(f)] \quad (7)$$

ここで、 $A_j(f)$ 、 $A_k(f)$ はそれぞれj点、k点のフーリエ振幅スペクトルを示す。次に、同じ距離区間内の全出力点の組み合わせに対して $\Delta A_{jk}(f)$ を求め、そのばらつきを平均値0（スペクトル比換算で1.0）に対する標準偏差 $\sigma_{\Delta A}(f)$ （以下、振幅比標準偏差という）から求めた。なお、本検討では前述のコヒーレンスの場合と同様に距離区間毎にその値をアンサンブル平均し、更にモンテカルロシミュレーションによる50ケースの結果を平均したものを評価値とした。

図3-15及び図3-16は図3-12及び図3-13のコヒーレンスと同様、振幅比標準偏差を3つの深度レベルについて示したものである。図3-15が線形地盤の場合、図3-16が非線形地盤の場合である。両図より線形地盤及び非線形地盤に共通して、振幅比標準偏差は距離が長くなるほど、また変動係数が大きくなるほど増加する傾向が見られる。そして、何れの深度レベルにおいても非線形地盤は線形地盤よりも振幅比標準偏差の増加度合が低周波数帯域では大きくなる傾向が見られる。一方、浅い深度レベルにおける高周波帯域では逆に小さくなる傾向が見られた。これら振幅比標準偏差の周波数に対する増減傾向（図3-16）と前述のコヒーレンスの増減傾向（図3-13）とはある程度対応している。すなわち、振幅比標準偏差が低下するとコヒーレンスは増加し、振幅比標準偏差が増加するとコヒーレンスは低下する。非線形地盤と線形地盤における振幅比標準偏差の周波数特性の違いについては、非線形地盤における地震動の空間変動が、地盤要素のせん断剛性の初期剛性時における空間変動のスケール（3.1で述べた相関距離）や変動の大きさ（3.1で述べた変動係数）から変化しており、周波数（波長）による散乱及び減衰特性が線形地盤時とは異なることにより生じたと考えられるが、詳細については今後の課題としたい。

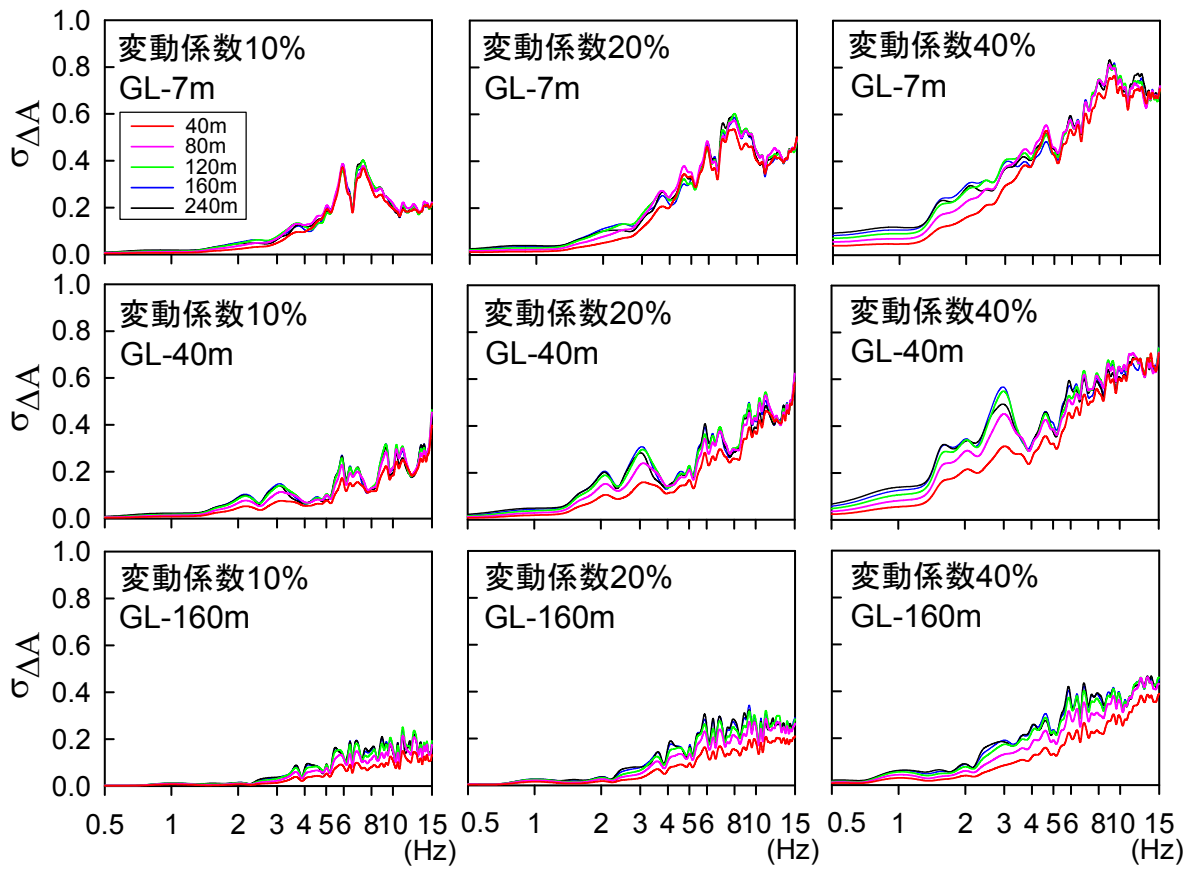


図 3-15 線形地盤の振幅比標準偏差(入力地震動 Ss1、水平成分)

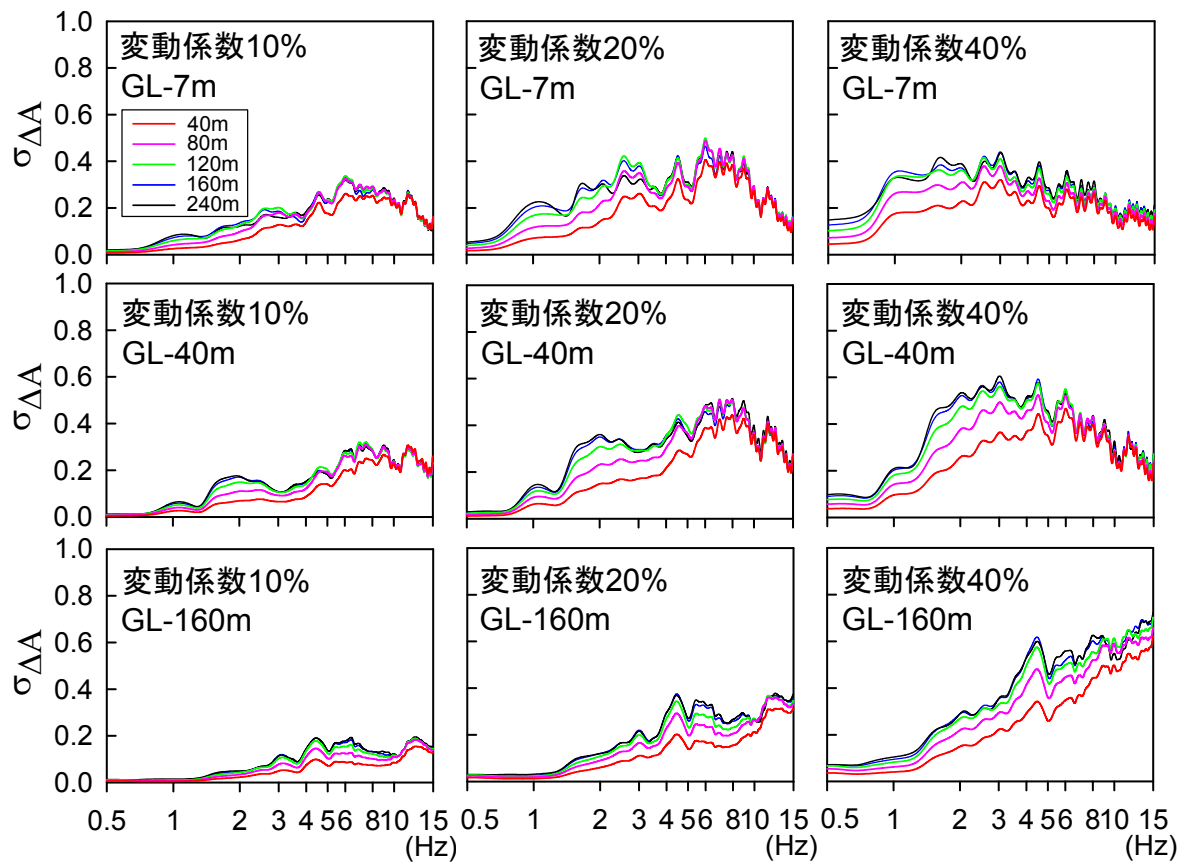


図 3-16 非線形地盤の振幅比標準偏差(入力地震動 Ss1、水平成分)

4 地盤の不均質性及び非線形性を考慮した原子炉建屋の基礎安定性評価

3章と同様に、京都大学原子炉実験所の原子炉建屋及び敷地地盤²⁹⁾を対象にして数値実験であるモンテカルロシミュレーション 50 ケースを実施し、地盤の不均質性及び非線形性を考慮した原子炉建屋の基礎地盤安定性を検討する。この地盤の不均質性は初期 S 波速度をばらつかせ、地盤の非線形性は等価線形化法で考慮する。また、原子炉建屋の基礎安定性は、原子力規制委員会による原子炉施設の耐震安全審査の項目に挙げられているすべり安全率を用いて評価する。

4.1 京都大学原子炉実験所敷地地盤の強度特性

表 4-1 に京都大学原子炉実験所敷地地盤の強度特性²⁹⁾を示す。

表 4-1 原子炉支持地盤の強度特性²⁹⁾より作成

地層記号	ピーク強度		残留強度	
	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (度)
F	21.5	24.2	20.4	24.1
Dc1	456.5	0.0	325.0	0.0
Ds1	143.5	35.7	0.0	36.5
Dc2	743.7	0.0	504.2	0.0
Ds2	38.7	33.3	1.3	29.3
Dc3	817.0	0.0	711.7	0.0
Ds3	38.7	33.3	1.3	29.3
Dc4	459.7	0.0	333.3	0.0
Ds4	43.9	32.7	0.0	28.6
Dc5	357.0	0.0	216.7	0.0
Ds5	48.2	34.5	0.0	33.3
Dc6	708.8	0.0	402.2	0.0
Ds6	48.2	34.5	0.0	33.3
Dc7	708.8	0.0	402.2	0.0
Ds7	108.7	29.9	0.0	31.5
Dc8	708.8	0.0	402.2	0.0
Ds8	108.7	29.9	0.0	31.5
Dg1	108.7	29.9	0.0	31.5
Dc9	602.0	0.0	353.0	0.0
Ds9	5.1	32.5	0.0	26.8
Gr1	642.9	36.4	91.2	35.2
Gr2	—	—	—	—

4.2 すべり安全率評価式

すべり安全率は次式に基づいて評価した。

$$S.F. = \frac{\sum_{i=1}^N \tau_{si} \cdot \lambda_i}{\sum_{i=1}^N \tau_{di} \cdot \lambda_i} = \frac{\sum_{i=1}^N (C_i + \sigma_{ni} \tan \phi_i) \cdot \lambda_i}{\sum_{i=1}^N \tau_{di} \cdot \lambda_i} \quad (8)$$

ここで、S.F.はすべり安全率、 λ はすべり面が要素*i*を通過する長さ、 τ_s 及び τ_d は要素*i*のすべり面に沿った抵抗せん断応力及びせん断応力、 σ_n は要素*i*のすべり面の面直応力、 C 、 ϕ は要素*i*の粘着力及び内部摩擦角である。つまり、すべり安全率は、地盤のせん断応力に対する抵抗せん断応力の比である。

次に、図 4-1 にすべり安全率の算出フローを示す。この図 4-1 より、対象とするすべり線を通る要素に対して地震時応力に基づいて個々に破壊判定を行う。まず、最小主応力が引張か圧縮かで引張の場合、引張破壊とし、このときモールクーロンの破壊判定により、せん断破壊を生じている場合は、引張破壊とせん断破壊が同時に発生する複合破壊とする。せん断破壊を生じていない場合は引張破壊となる。そして、すべり線の面直応力 σ_n が引張の場合、抵抗せん断応力がゼロ、圧縮の場合、残留強度となる。また、最小主応力が圧縮の場合、モールクーロンの破壊判定によって、せん断破壊か健全(非破壊)かを判定する。せん断破壊の場合、抵抗せん断応力は残留強度、健全(非破壊)の場合、ピーク強度となる。これらのフローにより時々刻々、上記に示した式からすべり安全率を求める。

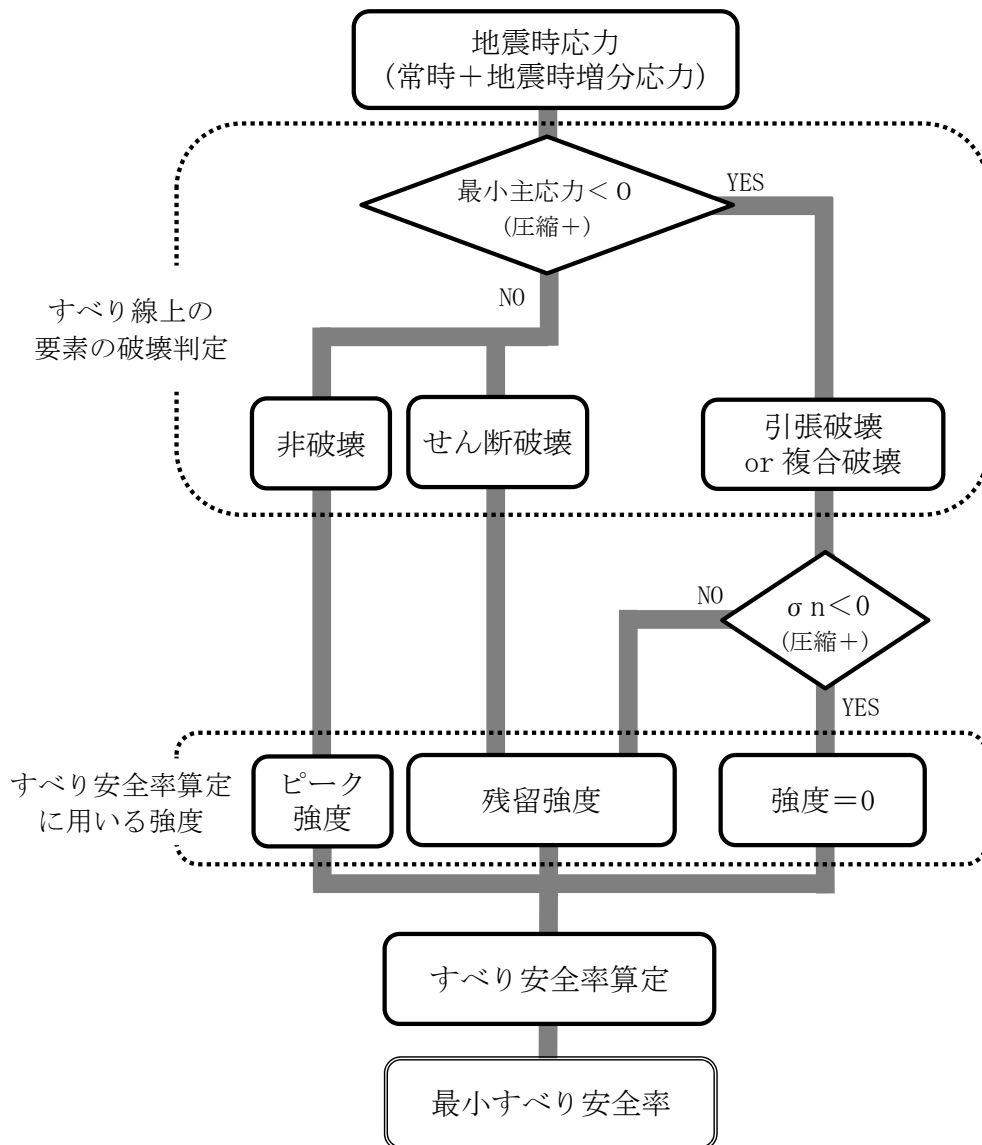


図 4-1 すべり安全率の算出フロー

4.3 2次元有限要素法による非線形性を考慮した基礎地盤安定性解析モデル

図 4-2 に 2次元 FEM モデルの V_s 分布を示す。この 2次元 FEM モデルは京都大学原子炉実験所の研究用原子炉(KUR)建屋(図中、オレンジ色)を含んでおり、均質地盤モデル、不均質地盤モデルとして変動係数が 10%、20%及び 40%の場合のモンテカルロシミュレーション 50 ケースのうちの各一例を示した。これら 2次元 FEM モデルは横幅が 600m、深さ方向が 200m であり、メッシュ分割は横方向 2m×300 分割、深さ方向 1m×200 分割である。なお、側方境界はエネルギー伝達境界とし、底面は粘性境界とした。シミュレーションの上限周波数を 20Hz とした。なお、KUR は円筒状の壁に球面の一部を切り取ったドーム形状の屋根を持つ鉄筋コンクリート製のシェル構造である。高さは地上約 21m、直径は約 28m、ベタ基礎の基礎底までは約 7m、総重量は約 10 万 kN である。

有限要素法によりすべり安全率を評価するためのモデルの建屋周辺の拡大図と仮定したすべり線の配置を図 4-3 に示す。図中の番号が設定した対象すべり線番号である。対象すべり線は全 25 本であるが、全てのすべり線は建屋の基礎直下で基礎底に沿った方向に設定し、建屋左右の立ち上げは異なり、その立ち上げ角度は 15 度から 75 度まで 15 度刻みとした。

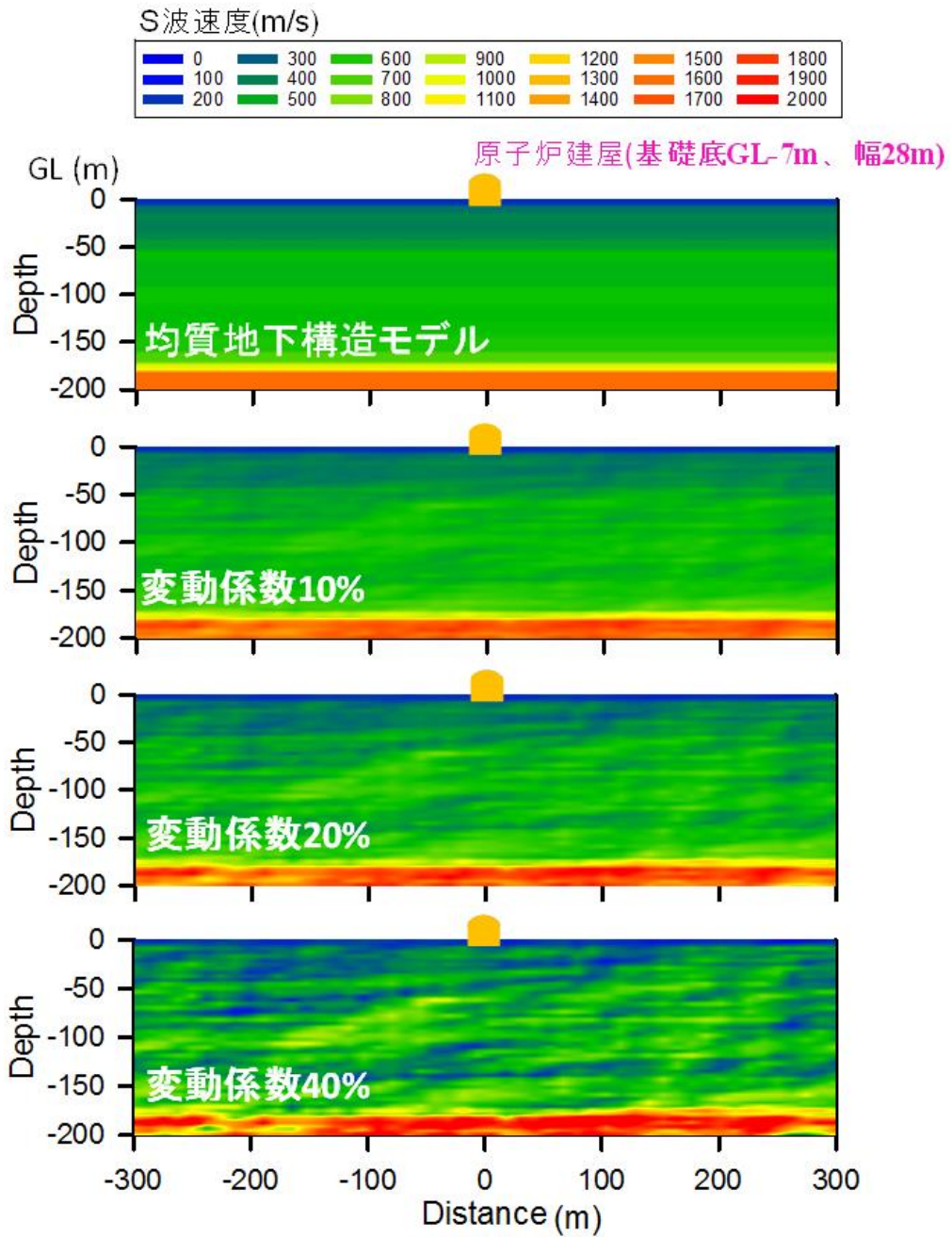


図 4-2 2次元 FEM モデルの Vs 分布と原子炉建屋モデル

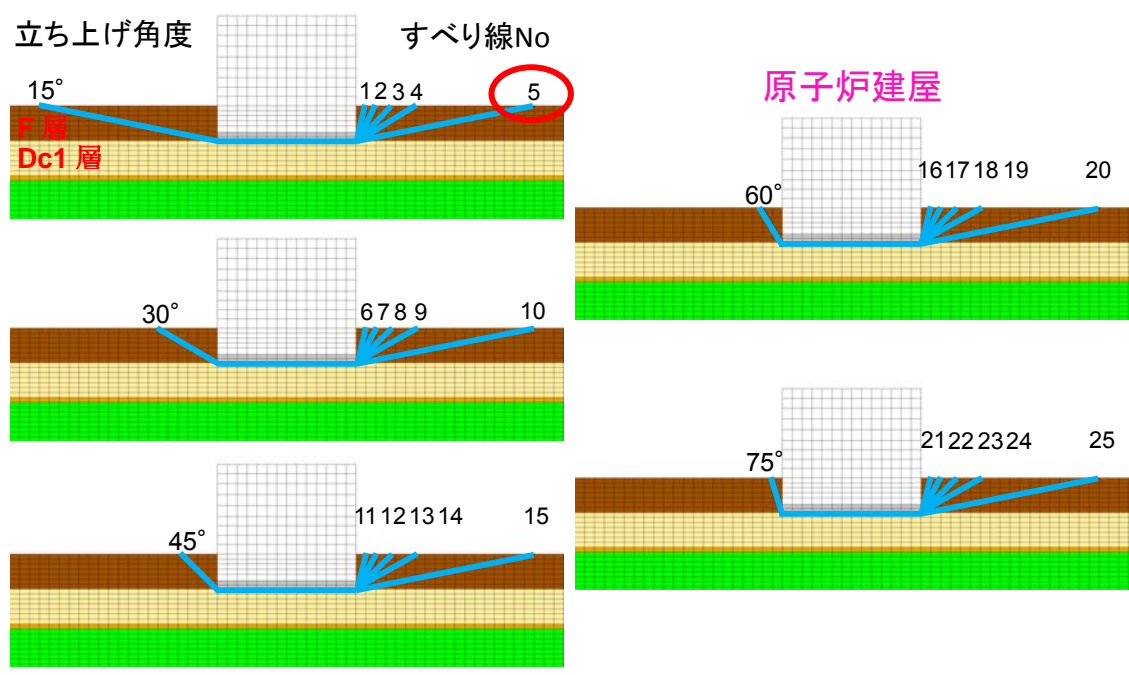


図 4-3 すべり解析のモデルとすべり線配置

4.4 すべり安全率の評価

前節で述べた 2 次元 FEM モデルを用いて、地盤の非線形性及び不均質性を考慮したモンテカルロシミュレーション 50 ケースを実施して対象とするすべり線のすべり安全率を算出した。併せて、比較の為に均質地盤の場合についても実施した。

4.4.1 最小すべり安全率

図 4-4 にモンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果から、全てのすべり線の中で最小すべり安全率の平均値が最も小さかったすべり線 No5 に対して各ケースでの最小すべり安全率を一例として変動係数毎に示す。横軸がケース No、縦軸が最小すべり安全率であり、図中、赤線が全 50 ケースに対する平均値、青線が同標準偏差(σ)、緑線が均質地盤の結果である。この図より、モンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果は、地盤の不均質性として S 波速度(V_s)をばらつかせたことで最小すべり安全率が均質地盤とは異なりケース毎にばらつきが生じている。全体的な傾向として、不均質地盤モデル 50 ケースの平均は均質地盤よりもすべり安全率が大きくなる傾向が見られる。また、すべり安全率の平均 $-\sigma$ の値も均質地盤よりも同程度もしくは大きくなっている。次に、図 4-4 の結果を全てのすべり線 25 本に対して集計した最小すべり安全率の平均値を図 4-5 に示す。図中には比較として別途実施した均質地盤の結果(図中、◆印)も示した。図 4-5 の見方として、例えば、すべり線 No5 は均質地盤の最小すべり安全率(◆印)が約 2.95、変動係数 10%(▲印)が約 3.13、変動係数 20%(●印)が約 3.55 及び変動係数 40%(■印)が約 3.89 のように、全てのすべり線において、上述のような均質地盤よりも不均質地盤の方が最小すべり安全率が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、変動係数が大きい方が顕著であり、すべり線の設定に関係なく共通の特徴であることが分かった。なお、この理由についての詳細な検討は次節で行う。

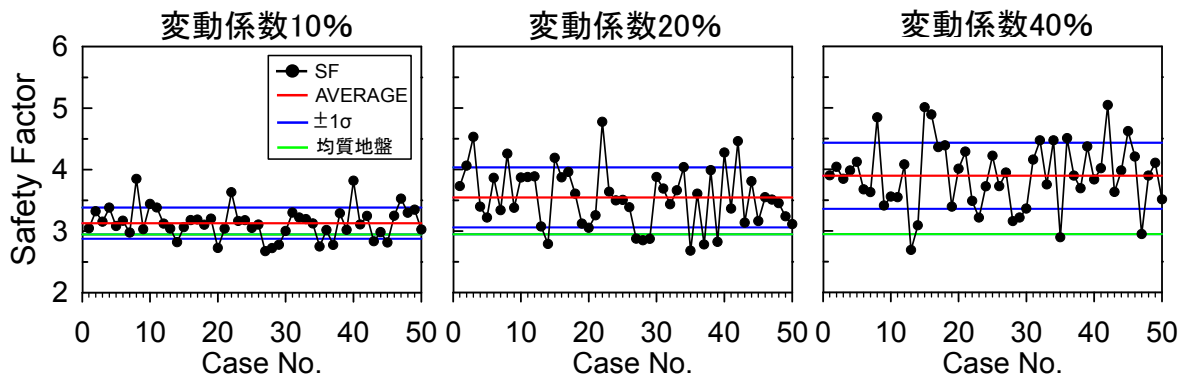


図 4-4 すべり線 No. 5 の最小すべり安全率(入力地震動 Ss1)

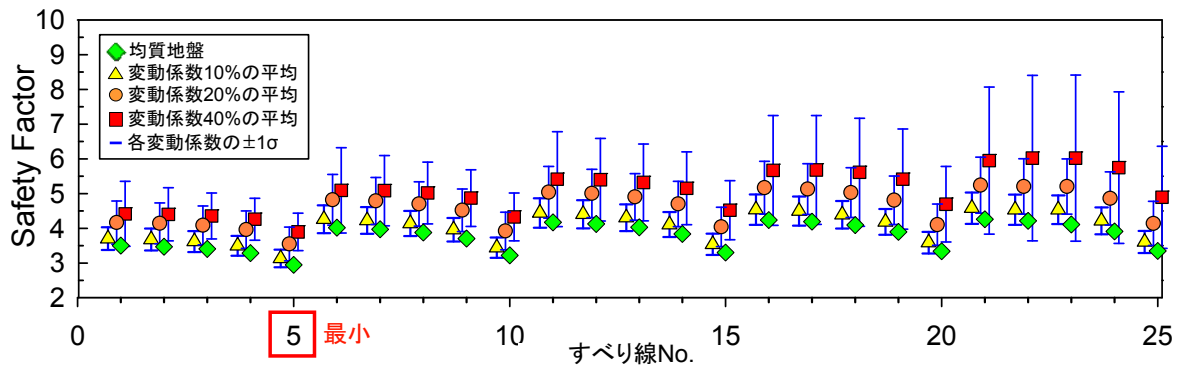


図 4-5 最小すべり安全率(入力地震動 Ss1、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)

4.4.2 最大せん断歪及び最大せん断応力の初期せん断剛性依存性

図 4-6 にすべり線が通る F 層及び Dc1 層の全ての要素について、初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係を、全 50 ケースの中から 1 ケースを例として示した。なお、 γ_{max} 比は同要素における均質地盤と不均質地盤の比（不均質地盤 γ_{max} / 均質地盤 γ_{max} ）で表している。図の横軸が G_0 、縦軸が γ_{max} 比であり、上段が F 層、下段が Dc1 層である。図中の赤線は G_0 の平均値（均質地盤での G_0 と等価）、図中の数値（%）は赤線で区切られた左右の要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。また、図中の R は、散布図に最小自乗法を適用して求めた回帰式（緑字及び青線）の分散である。図 4-6 から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で G_0 の平均値よりも左側に存在する、すなわち初期せん断剛性が低い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が小さく、近似式が左肩上がりの傾向があることがわかる。また、 G_0 の平均値よりも右側に存在する、すなわち初期せん断剛性が高い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が大きく、近似式が右肩下がりの傾向を示す。このような傾向は、赤線で示す G_0 の平均値が小さい F 層の方が顕著である。以上の結果は、不均質地盤において初期剛性が低い要素は均質地盤に比べて最大せん断歪がより大きくなり、初期剛性が高い要素は最大せん断歪が同等か逆に小さくなることを示している。つまり、不均質地盤の初期剛性が低い要素は非線形性が進行し、高い要素は非線形性があまり進行しないことを意味している。

次に、図 4-7 に G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係を示した。ここで、 τ_{max} 比は上述の最大せん断歪を応力に変換して求めたものである。図中の数値（%）は全要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。同図から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で τ_{max} 比は不均質地盤の方が均質地盤と同等か、それより大きくなる傾向が見られた。このことは、図 4-6（不均質地盤の方が均質地盤より最大せん断歪は大きくなる要素が多い）からも自明（最大せん断応力度についても傾向は同じ）である。次に、表 4-2 に上述の最大せん断応力比及び最大せん断歪比の平均値に加え、標準偏差（ばらつき度合）について示した。最大せん断応力比は最大せん断歪比に比べて、標準偏差において小さくなっており、これは不均質地盤の最大歪と最大応力の空間変動において、後者（応力）は前者（歪）に比べて小さいことを意味している。このメカニズムを説明するため、図 4-8 に F 層のせん断応力-せん断歪関係を示した。図より、せん断歪レベルが大きくなっても、それに応じてせん断剛性も低下するため、せん断歪に比べてせん断応力の増加率は鈍く一定値に収束する。従って、最大せん断応力が最大せん断歪に比べて、空間変動が小さくなる結果となった。なお、今回の数値実験による各要素の最大せん断歪 γ_{max} は、おおよそ 0.004 以上となっていたため、上記の傾向が顕著に表れたと考えられた。

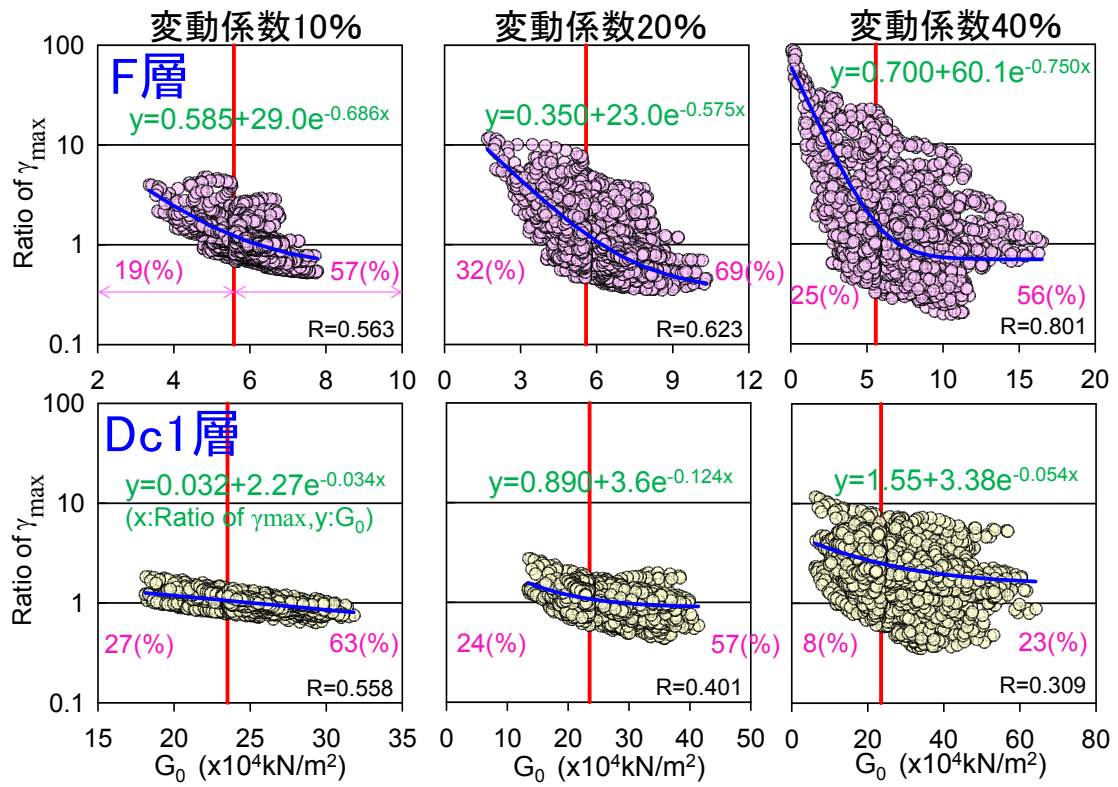


図 4-6 初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係(入力地震動 Ss1)

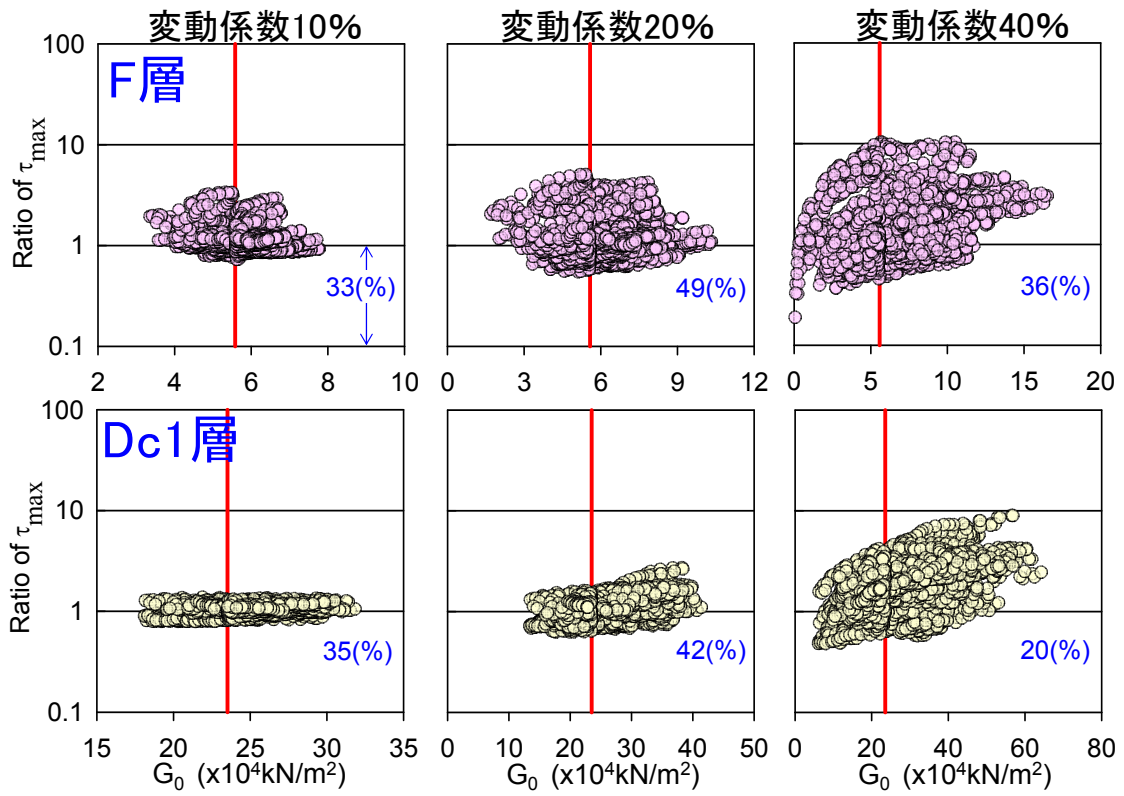


図 4-7 初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1)

表 4-2 最大せん断歪 γ_{max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 Ss1)

地層記号	項目	変動係数10%		変動係数20%		変動係数40%	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
F層	γ_{max} 比	1.202	0.603	1.409	1.434	3.348	7.328
	τ_{max} 比	1.163	0.384	1.252	0.722	1.872	1.701
Dc1層	γ_{max} 比	1.027	0.169	1.076	0.318	2.428	1.638
	τ_{max} 比	1.055	0.123	1.130	0.313	2.195	1.280

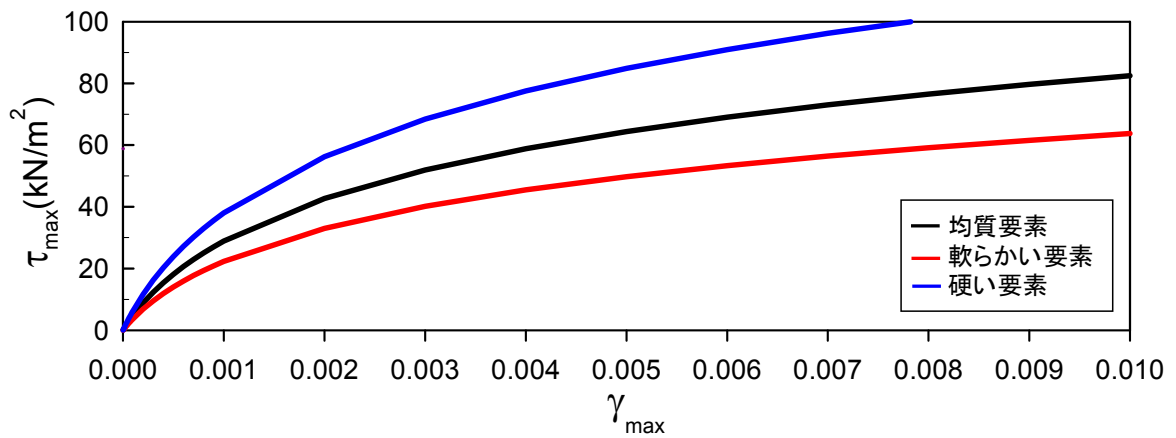


図 4-8 F層のせん断応力-せん断歪関係

4.4.3 最小すべり安全率向上に関する考察

前述のように、対象すべり線 25 本のうち、最小すべり安全率が最も小さくなるすべり線 No5 は水平線に対してかなり低角となる (図 4-3 参照) ことから、基礎地盤のすべりに対して抵抗するせん断面は水平面とほぼ平行となる。そこで、水平方向に働くせん断応力 τ_{xy} について、図 4-7 と同様に初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係を図 4-9 に示した。ここで、 τ_{xy} 比は前節の τ_{max} を τ_{xy} に変換したものである。ここで、図 4-7 では最大せん断応力 τ_{max} は不均質地盤の方が均質地盤よりも同等もしくは大きくなる傾向が見られたが、図 4-9 から、せん断応力 τ_{xy} は F 層及び Dc1 層とも全ての変動係数において、不均質地盤の方が均質地盤と同等もしくは小さくなる (縦軸が 1 より小さくなる) 傾向が見られた。この τ_{xy} 比が小さくなる傾向は、仮定したすべり線が通る要素上の最大せん断応力面の角度が地盤不均質及び散乱波成分の影響により、水平面から要素毎に少しずつ変化することによって、 τ_{xy} が均質地盤に比べて全要素の平均値として小さくなったことが原因と考えられる。そこで、このことを確認するため、ここで得られた地盤不均質のせん断応力の傾向及び最大せん断応力面の角度がばらつく傾向を踏まえて、すべり線 No5 に沿った各要素のせん断応力の地盤不均質具合による変化について詳しく検討する。

図 4-10 にすべり線 No5 が通る要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} 分布を示した。横軸はすべり線が通過する要素の位置 (左方向から) を示す。縦軸は τ_{sd} である。図内の◆印は均質地盤の最小すべり安全率(FS=2.95)が発生する時刻(18.61s)の場合、●印は変動係数 20%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=3.73)が発生する時刻(18.69s)の場合、■印は変動係数 40%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=3.90)が発生する時刻(38.89s)の場合である。この図より、不均質地盤の方(変動係数 20%及び 40%)が均質地盤よりも τ_{sd} が小さい傾向が見られ、図 4-9 に示したせん断応力 τ_{xy} と同様の傾向が確認できた。

図 4-11 にすべり線 No5 が通る要素のすべり線と最大主応力の角度のヒストグラムを示した。横軸が角度、縦軸は頻度である。左が均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=2.95)が発生する時刻(18.61s)、中央が変動係数 20%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=3.73)が発生する時刻(18.69s)、右が変動係数 40%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=3.90)が発生する時刻(38.89s)である。また、図中の破線(45 度)が最大せん断応力 τ_{max} である。この破線に近いほど、すべり線に沿った方向のせん断応力が大きいことを表している。なお、図中には平均値及び標準偏差も示した。図中の平均値から、均質地盤の平均値が一番 45 度に近い 43 度、変動係数 20%が 54 度及び変動係数 40%が 61 度であり、均質地盤が不均質地盤よりもすべり線に沿った方向のせん断応力が大きくなっている。また、標準偏差が

ら、均質地盤よりも不均質地盤の方がばらつく傾向が見られ、特に変動係数が大きいほど顕著である。このことから、最大せん断応力面の角度が地盤不均質及び散乱波成分の影響によってばらつく事で、すべり線に沿った方向のせん断応力が均質地盤に比べて小さくなる原因と考えられる。

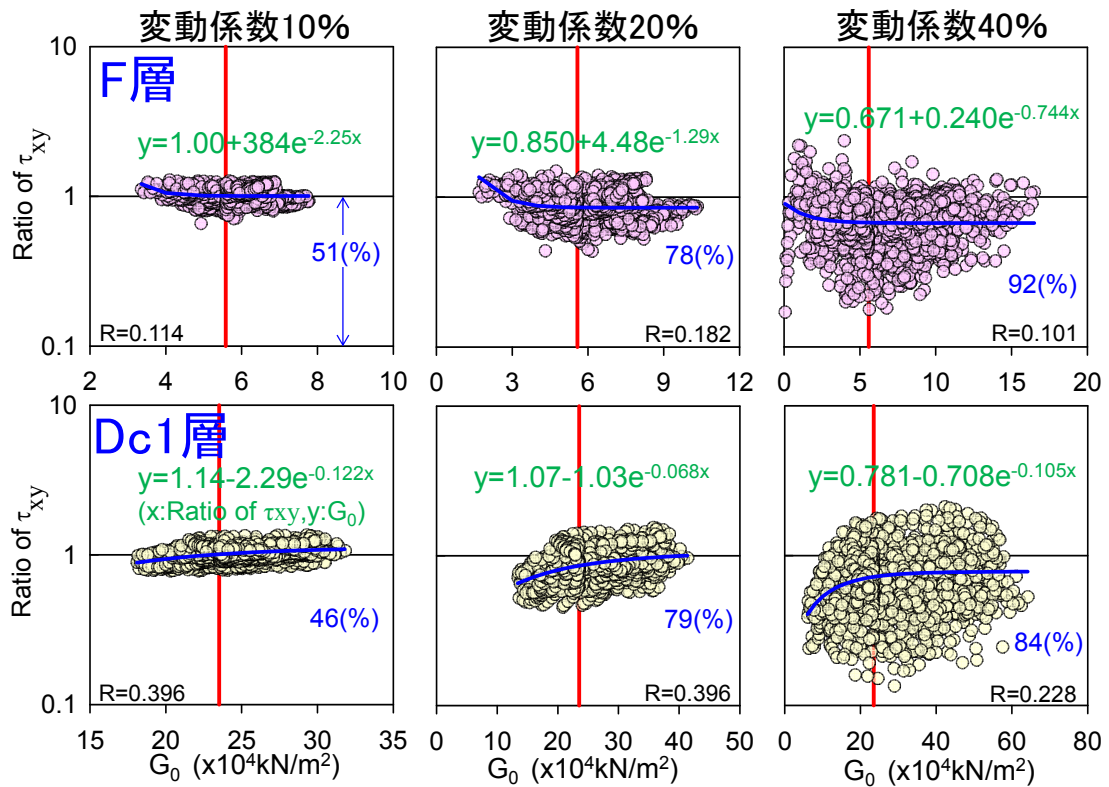


図 4-9 初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係 (入力地震動 Ss1)

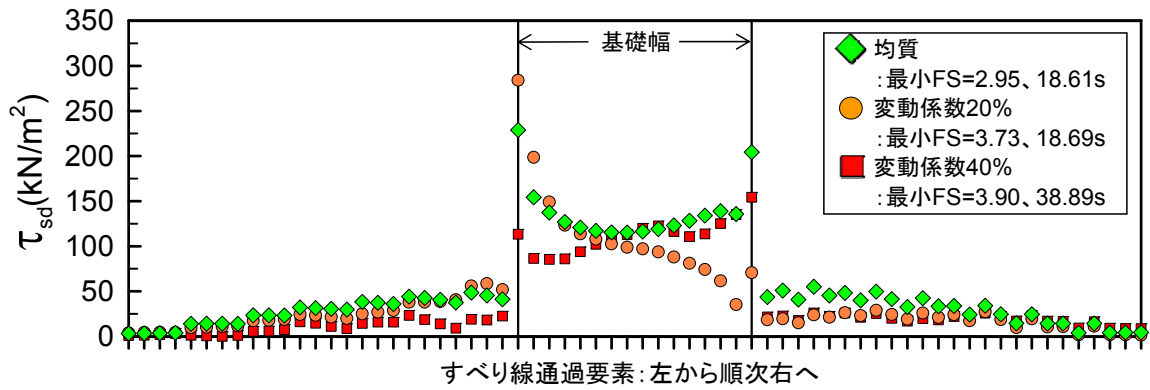


図 4-10 すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss1)

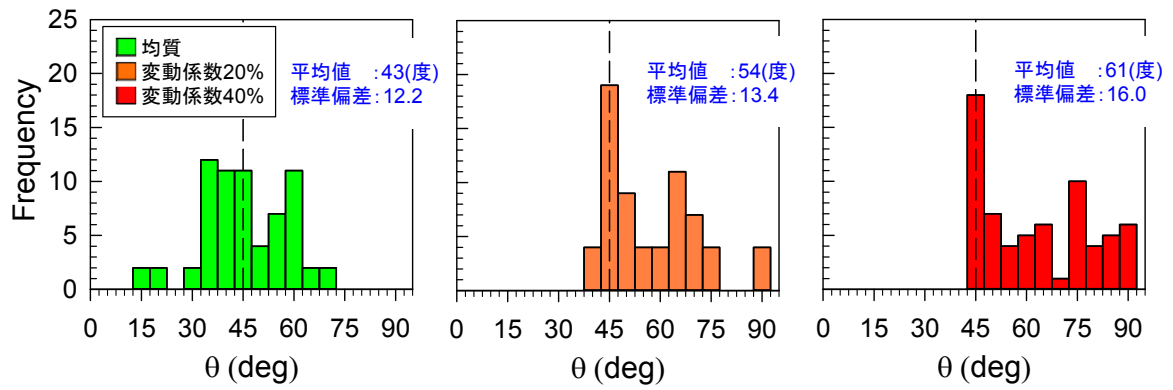


図 4-11 最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム (入力地震動 Ss1)

4.4.4 入力地震動 Ss1 の振幅レベルを 1/2 にした場合

次に、入力地震動 Ss1 の入力レベルを 1/2 相当にした場合について実施し、地盤の非線形性が小さい場合、地盤不均質性が最小すべり安全率に与える影響及び要素の最大せん断歪及び最大せん断応力の初期せん断剛性依存性について検討する。なお、入力地震動 Ss1 における水平成分の最大加速度振幅は 944Gal であり、この約 1/2 の 500Gal(約 0.53 倍)に振幅補正を行って入力した。また、鉛直成分は、水平成分で用いた振幅補正倍率(約 0.53 倍)を Ss1 原波(最大加速度振幅 358Gal)に乗じて 190Gal を入力した。

図 4-12 は、図 4-4 と同様にモンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果から、全てのすべり線の中で最小すべり安全率の平均値が最も小さかったすべり線 No5 に対して各ケースでの最小すべり安全率を一例として変動係数毎に示す。横軸がケース No、縦軸が最小すべり安全率であり、図中、赤線が全 50 ケースに対する平均値、青線が同標準偏差(σ)、緑線が均質地盤の結果である。この図より、モンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果は、図 4-4 と同様に地盤の不均質性として S 波速度(V_s)をばらつかせたことで最小すべり安全率が均質地盤とは異なりケース毎にばらつきが生じている。全体的な傾向として、不均質地盤モデル 50 ケースの平均は均質地盤よりもすべり安全率が大きくなる傾向が見られる。また、すべり安全率の平均 $-\sigma$ の値も均質地盤よりも同程度もしくは大きくなっている。次に、図 4-12 の結果を全てのすべり線 25 本に対して集計した最小すべり安全率の平均値を図 4-13 に示す。図中には比較として別途実施した均質地盤の結果(図中、◆印)も示した。図 4-13 の見方として、例えば、すべり線 No5 は均質地盤の最小すべり安全率(◆印)が約 2.97、変動係数 10%(▲印)が約 3.09、変動係数 20%(●印)が約 3.62 及び変動係数 40%(■印)が約 4.71 のように、全てのすべり線において、上述のような均質地盤よりも不均質地盤の方が最小すべり安全率が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、変動係数が大きい方が顕著であり、すべり線の設定に関係なく共通の特徴であることが分かった。また、図 4-5 と比較すると、今回、入力振幅レベルを小さくしたことで地震時応力が抑制され、最小すべり安全率が大きくなっているのが特徴的であり、この傾向は変動係数が大きいほど顕著であった。

図 4-14 は、図 4-6 と同様にすべり線が通る F 層及び Dc1 層の全ての要素について、初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係を、全 50 ケースの中から 1 ケースを例として示した。なお、 γ_{max} 比は同要素における均質地盤と不均質地盤の比(不均質地盤 γ_{max} /均質地盤 γ_{max})で表している。図の横軸が G_0 、縦軸が γ_{max} 比であり、上段が F 層、下段が Dc1 層である。図中の赤線は G_0 の平均値(均質地盤での G_0 と等価)、図中の数値(%)は赤線で区切られた左右の要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。また、図中の R は、散

布図に最小自乗法を適用して求めた回帰式(緑字及び青線)の分散である。図 4-14 から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で G_0 の平均値よりも左側に存在する、すなわち初期せん断剛性が低い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が小さく、近似式が左肩上がりの傾向があることがわかる。また、 G_0 の平均値よりも右側に存在する、すなわち初期せん断剛性が高い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が大きく、近似式が右肩下がりの傾向を示す。このような傾向は、赤線で示す G_0 の平均値が小さい F 層の方が顕著である。以上の結果は、不均質地盤において初期剛性が低い要素は均質地盤に比べて最大せん断歪がより大きくなり、初期剛性が高い要素は最大せん断歪が同等か逆に小さくなることを示している。つまり、不均質地盤の初期剛性が低い要素は非線形性が進行し、高い要素は非線形性があまり進行しないことを意味している。上述した傾向は、入力地震動 Ss1(補正なし、原波)入力の場合と同傾向である。

ここで、図 4-6 と比較すると、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で縦軸 1.0 を下回る割合が原波 Ss1 入力の場合よりも大きくなっているのが特徴的であった。

次に、図 4-15 は、図 4-7 と同様に G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係を示した。ここで、 τ_{max} 比は上述の最大せん断歪を応力に変換して求めたものである。図中の数値 (%) は全要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。同図から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で τ_{max} 比は変動係数 40% の Dc1 層を除けば不均質地盤の方が均質地盤よりも小さくなる傾向が見られた。次に、表 4-3 は、表 4-2 と同様に最大せん断応力比及び最大せん断歪比の平均値及び標準偏差を示した。入力地震動 Ss1 原波を入力した場合と同様に最大せん断応力比は最大せん断歪比に比べて、標準偏差において小さくなっていた。この原因は入力地震動 Ss1(補正なし、原波)を入力した場合で述べた通りと思われる。また、表 4-2 と比較すると、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で平均値及び標準偏差が小さくなっていた。

次に、図 4-16 は、図 4-9 と同様に初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係を示した。ここで、せん断応力 τ_{xy} は F 層及び Dc1 層とも全ての変動係数において、不均質地盤の方が均質地盤よりも小さくなる(縦軸が 1 より小さくなる)傾向が見られ、この傾向は、入力地震動 Ss1 原波を入力した図 4-9 よりも顕著であった。

図 4-17 は、図 4-10 と同様にすべり線 No5 が通る要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} 分布を示した。横軸はすべり線が通過する要素の位置(左方向から)を示す。縦軸は τ_{sd} である。図内の◆印は均質地盤の最小すべり安全率(FS=2.97)が発生する時刻(22.72s)の場合、●印は変動係数 20%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=3.52)が発生する時刻(22.76s)の場合、■印は変動係数 40%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=5.90)が発生する時刻(29.43s)の場合である。この図より、不均質地盤の方(変動係数 20%及び 40%)が均質地盤よりも τ_{sd} が小さい傾向が見られ、図 4-16 に示したせん断応力 τ_{xy} と同様の傾向が確認できた。

図 4-18 は、図 4-11 と同様にすべり線 No5 が通る要素のすべり線と最大主応力の角度のヒストグラムを示した。横軸が角度、縦軸は頻度である。左が均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=2.97)が発生する時刻(22.72s)、中央が変動係数 20%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=3.52)が発生する時刻(22.76s)、右が変動係数 40%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=5.90)が発生する時刻(29.43s)である。また、図中の破線(45 度)が最大せん断応力 τ_{max} である。この破線に近いほど、すべり線に沿った方向のせん断応力が大きいことを表している。なお、図中には平均値及び標準偏差も示した。図中の平均値から、入力地震動 Ss1(補正なし、原波)を入力した図 4-11 よりも平均値が均質地盤に類似しており、標準偏差も小さくなっていた。

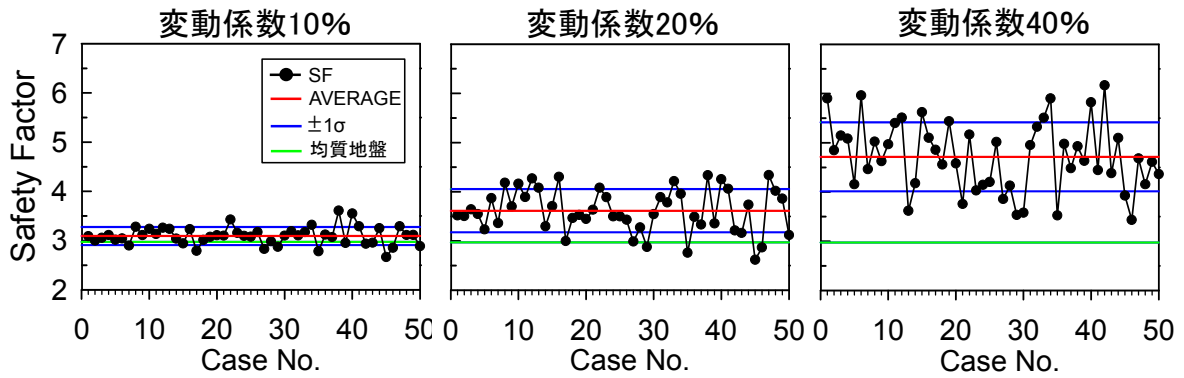


図 4-12 すべり線 No. 5 の最小すべり安全率(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

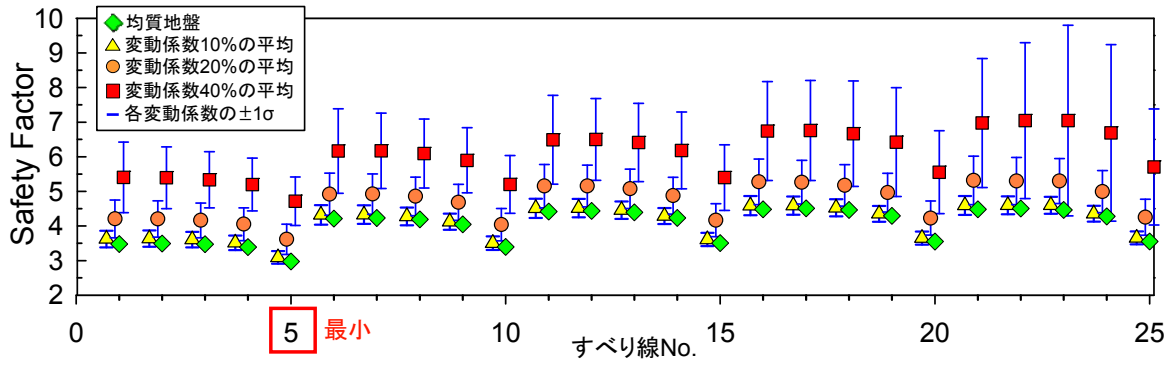


図 4-13 最小すべり安全率(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)

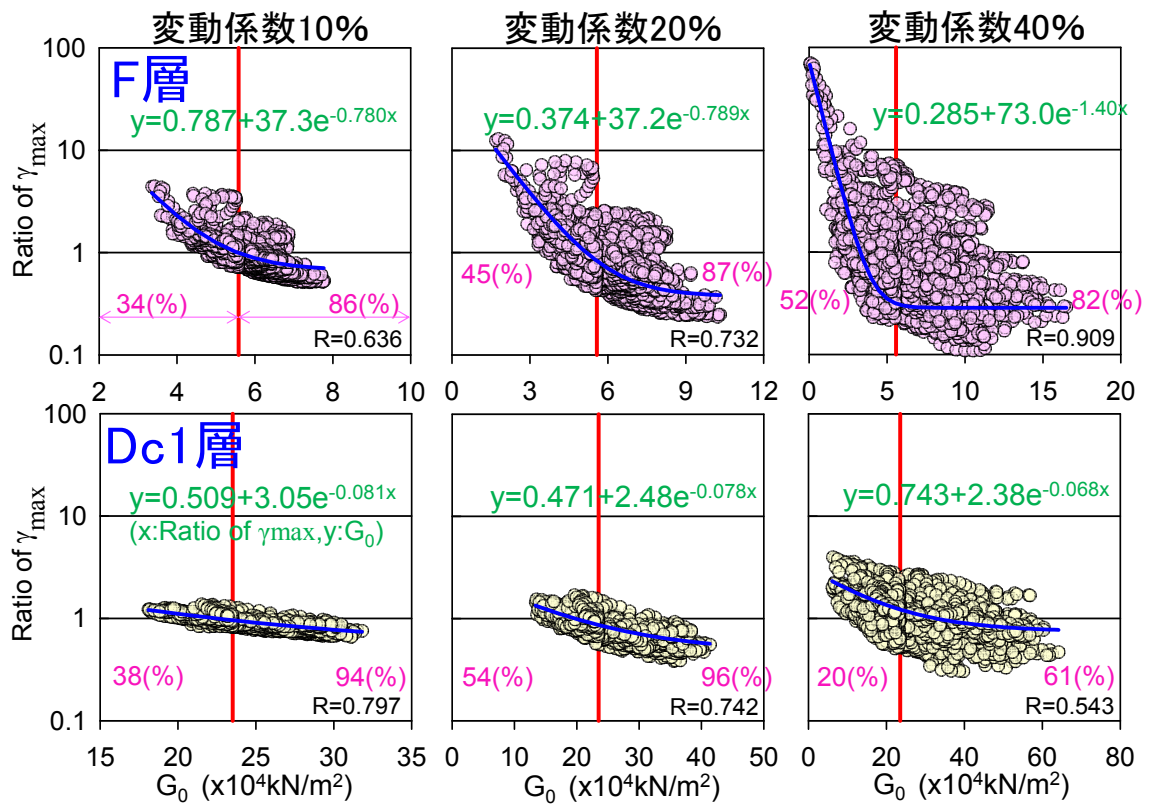


図 4-14 初期せん弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

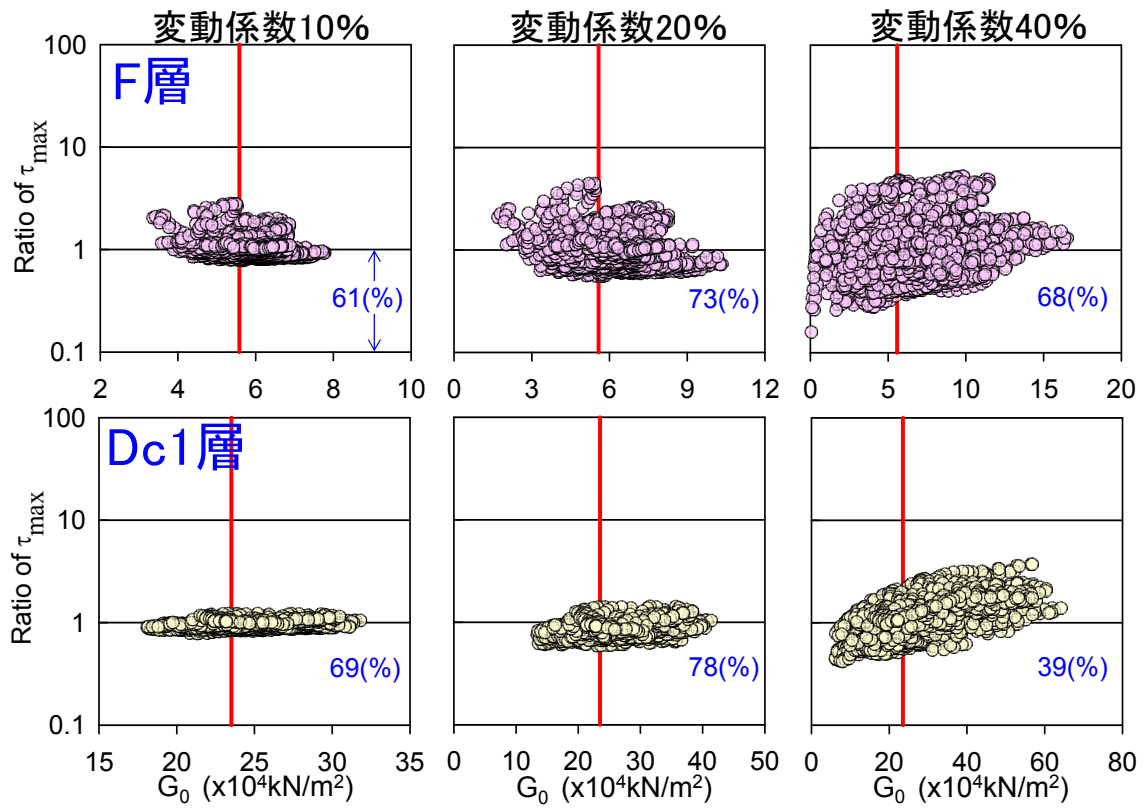


図 4-15 初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

表 4-3 最大せん断歪 γ_{max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

地層記号	項目	変動係数10%		変動係数20%		変動係数40%	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
F層	γ_{max} 比	1.014	0.466	1.044	1.139	1.755	5.231
	τ_{max} 比	1.033	0.260	0.994	0.477	1.085	0.924
Dc1層	γ_{max} 比	0.935	0.121	0.837	0.214	1.199	0.600
	τ_{max} 比	0.972	0.070	0.896	0.144	1.255	0.540

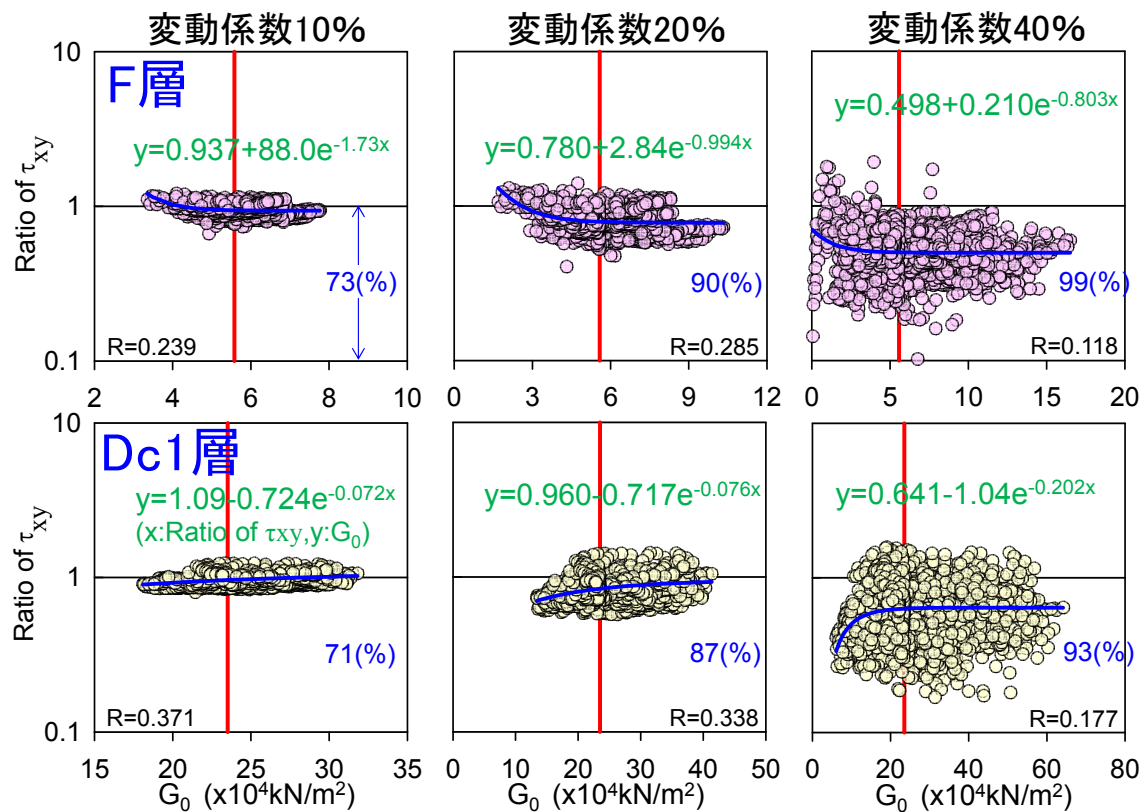


図 4-16 初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係(入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

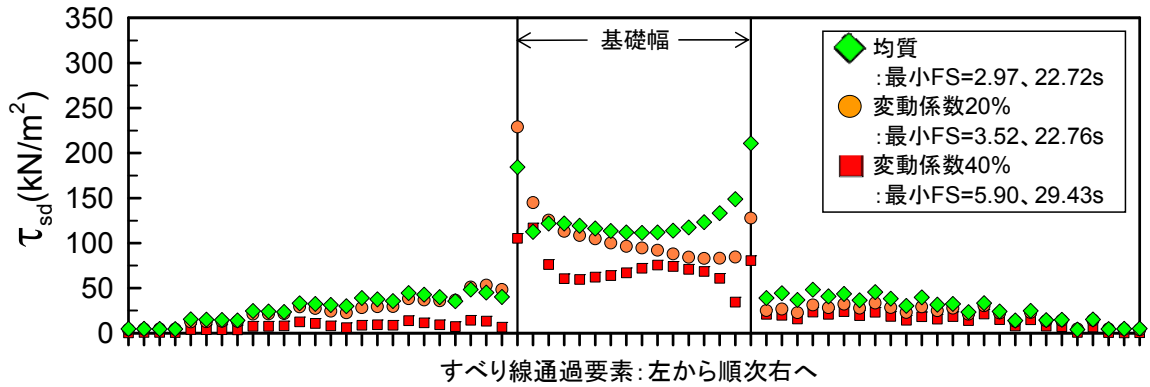


図 4-17 すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

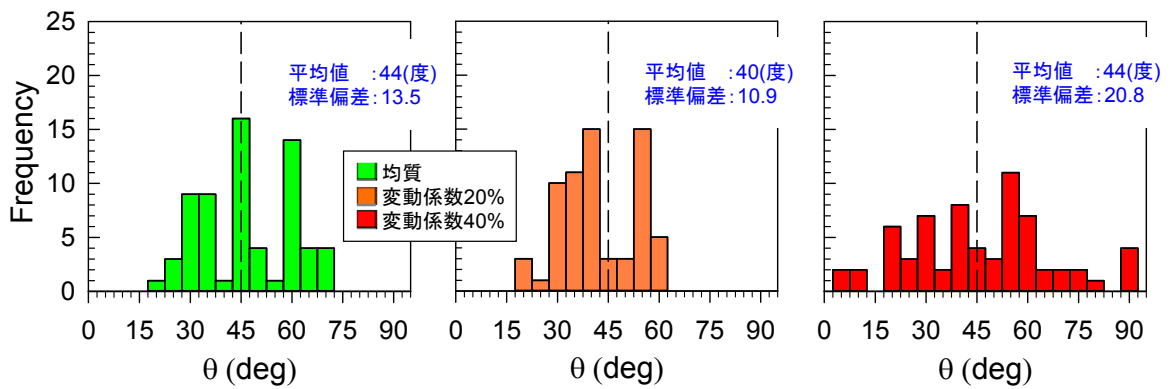


図 4-18 最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム (入力地震動 Ss1 の 1/2 入力)

4.4.5 入力地震動に基準地震動 Ss6 を入力した場合

次に、4.4.1～4.4.3 で実施した入力地震動 Ss1 を入力した場合と同様に、今回、入力地震動を変更した場合について実施し、入力地震動の周波数特性が異なる場合、地盤不均質性及び地盤非線形性が最小すべり安全率に与える影響及び要素の最大せん断歪及び最大せん断応力の初期せん断剛性依存性について検討する。今回入力する地震動は、前節まで用いていた入力地震動 Ss1 と同様に KUR の基準地震動³²⁾のうち、上町断層帯を対象として断層モデルを用いた手法による模擬地震動 Ss6³²⁾とした。以降、この模擬地震動 Ss6 を入力地震動 Ss6 と称する。図 4-19 に入力地震動 Ss6 の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル($h=0.05$)を示す。

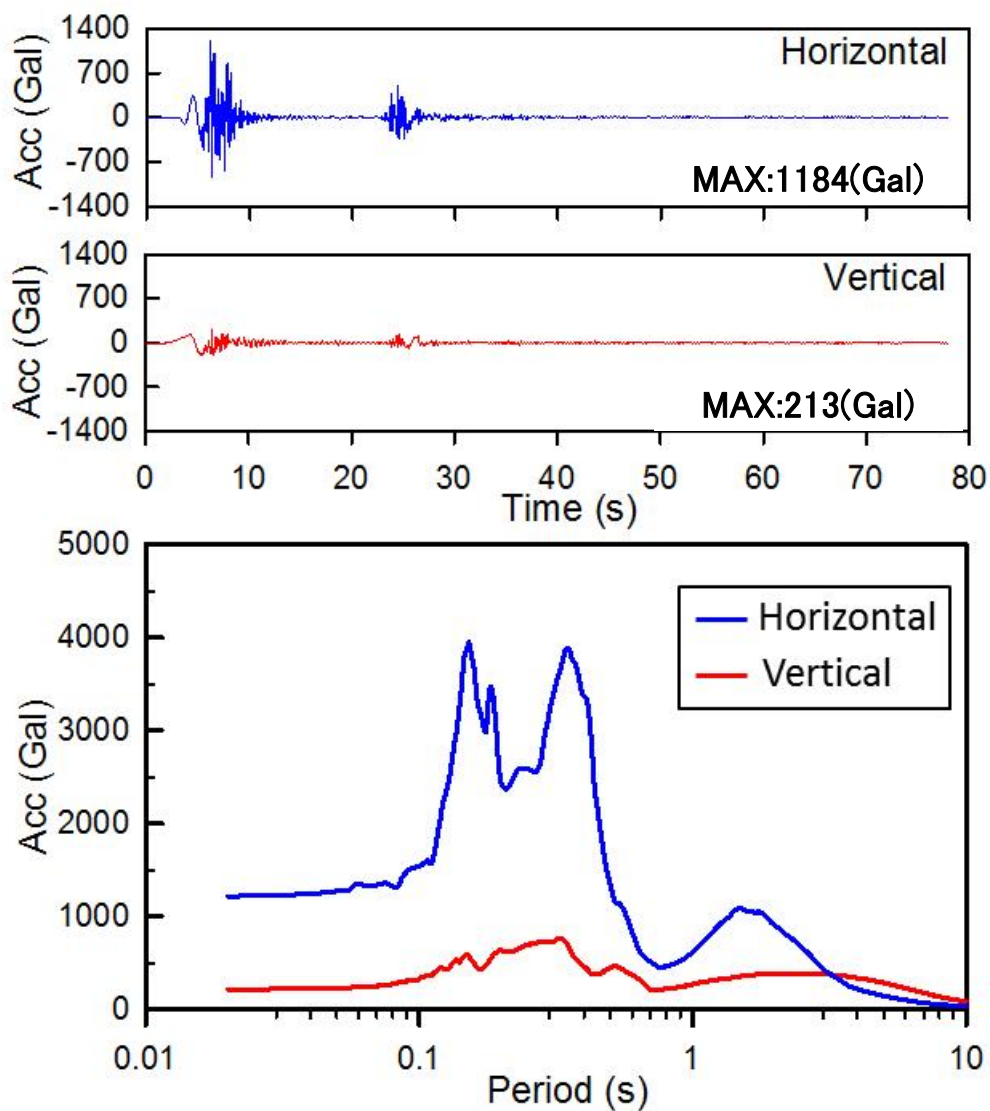


図 4-19 入力地震動 Ss6³²⁾の加速度時刻歴及び加速度応答スペクトル($h=0.05$)

図 4-20 は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-4 と同様にモンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果から、全てのすべり線の中で最小すべり安全率の平均値が最も小さかったすべり線 No5 に対して各ケースでの最小すべり安全率を一例として変動係数毎に示す。横軸がケース No、縦軸が最小すべり安全率であり、図中、赤線が全 50 ケースに対する平均値、青線が同標準偏差(σ)、緑線が均質地盤の結果である。この図より、モンテカルロシミュレーション 50 ケースの結果は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-4 と同様に地盤の不均質性として S 波速度(V_s) をばらつかせたことで最小すべり安全率が均質地盤とは異なりケース毎にばらつきが生じている。全体的な傾向として、不均質地盤モデル 50 ケースの平均は均質地盤よりもすべり安全率が大きくなる傾向が見られる。また、すべり安全率の平均 $-\sigma$ の値も均質地盤よりも同程度もしくは大きくなっている。なお、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-4 と比較すると、今回入力した入力地震動 Ss6 の水平成分における最大加速度値は 1184Gal(図 4-19 参照)であり、入力地震動 Ss1 原波の 944Gal よりも大きいものの、均質地盤と全ての変動係数の不均質地盤で最小すべり安全率が入力地震動 Ss1 を入力した場合よりも大きくなっていた。この傾向は、入力地震動の周波数特性によって地盤の地震時応力が異なることに起因していると考えられた。

次に、図 4-21 に図 4-20 の結果を全てのすべり線 25 本に対して集計した最小すべり安全率の平均値を示す。図中には比較として別途実施した均質地盤の結果(図中、◆印)も示した。図 4-21 の見方として、例えば、すべり線 No5 は均質地盤の最小すべり安全率(◆印)が約 4.35、変動係数 10%(▲印)が約 4.91、変動係数 20%(●印)が約 5.48 及び変動係数 40%(■印)が約 4.85 のように、全てのすべり線において、上述のような均質地盤よりも不均質地盤の方が最小すべり安全率が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、変動係数が大きい方が顕著であり、すべり線の設定に関係なく共通の特徴であることが分かった。また、図 4-5 の入力地震動 Ss1 を入力した場合と比較すると、図 4-20 で述べたように今回入力した入力地震動 Ss6 の方が全てのすべり線 25 本で最小すべり安全率が大きくなっていた。

図 4-22 は、入力地震動 Ss1 原波を入力した図 4-6 と同様にすべり線が通る F 層及び Dc1 層の全ての要素について、初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係を、全 50 ケースの中から 1 ケースを例として示した。なお、 γ_{max} 比は同要素における均質地盤と不均質地盤の比(不均質地盤 γ_{max} / 均質地盤 γ_{max}) で表している。図の横軸が G_0 、縦軸が γ_{max} 比であり、上段が F 層、下段が Dc1 層である。図中の赤線は G_0 の平均値(均質地盤での G_0 と等価)、図中の数値 (%) は赤線で区切られた左右の要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。また、図中の R は、散布図に最小自乗法を適用して求めた回帰式(緑字及び青線)の分散である。図 4-22 から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で G_0 の平均値よりも左側に存在する初期せん断剛性が低い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が小さく、近似式が左肩上がりの傾

向があることがわかる。また、 G_0 の平均値よりも右側に存在する初期せん断剛性が高い要素は、縦軸 1.0 を下回る割合が大きく、近似式が右肩下がりの傾向を示す。このような傾向は、赤線で示す G_0 の平均値が小さい F 層の方が顕著である。以上の結果は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-6 と同様に不均質地盤において初期剛性が低い要素は均質地盤に比べて最大せん断歪がより大きくなり、初期剛性が高い要素は最大せん断歪が同等か逆に小さくなることを示している。つまり、不均質地盤の初期剛性が低い要素は非線形性が進行し、高い要素は非線形性があまり進行しないことを意味している。上述した傾向は、入力地震動 Ss1 入力の場合と同傾向である。

次に、図 4-23 は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-7 と同様に G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係を示した。ここで、 τ_{max} 比は上述の最大せん断歪を応力に変換して求めたものである。図中の数値 (%) は全要素数に対して、縦軸 1.0 を下回る割合を示している。同図から、F 層及び Dc1 層とも、全ての変動係数で τ_{max} 比は変動係数 40%を除けば不均質地盤の方が均質地盤よりも小さくなる傾向が見られた。次に、表 4-4 に入力地震動 Ss1 を入力した表 4-2 と同様に最大せん断応力比及び最大せん断歪比の平均値及び標準偏差を示した。入力地震動 Ss1 を入力した場合と同様に最大せん断応力比は最大せん断歪比に比べて、標準偏差において小さくなっていた。この原因は入力地震動 Ss1 を入力した場合で述べた通りと思われる。

次に、図 4-24 は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-9 と同様に初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係を示した。ここで、せん断応力 τ_{xy} は F 層及び Dc1 層とも全ての変動係数において、不均質地盤の方が均質地盤よりも小さくなる（縦軸が 1 より小さくなる）傾向が見られ、この傾向は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-9 とほぼ同等であった。

図 4-25 は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-10 と同様にすべり線 No5 が通る要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} 分布を示した。横軸はすべり線が通過する要素の位置（左方向から）を示す。縦軸は τ_{sd} である。図内の◆印は均質地盤の最小すべり安全率(FS=4.35)が発生する時刻(7.02s)の場合、●印は変動係数 20%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=5.83)が発生する時刻(7.01s)の場合、■印は変動係数 40%の不均質地盤で最小すべり安全率(FS=4.34)が発生する時刻(7.01s)の場合である。この図より、不均質地盤の方(変動係数 20%及び 40%)が均質地盤よりも τ_{sd} が小さい傾向が見られ、図 4-24 に示したせん断応力 τ_{xy} と同様の傾向が確認できた。

図 4-26 は、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-11 と同様にすべり線 No5 が通る要素のすべり線と最大主応力の角度のヒストグラムを示した。横軸が角度、縦軸は頻度である。左が均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=4.35)が発生する時刻(7.02s)、中央が変動係数 20%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=5.83)が発生する時刻(7.01s)、右が変動係数

40%の不均質地盤の場合であり、最小すべり安全率(FS=4.34)が発生する時刻(7.01s)である。また、図中の破線(45度)が最大せん断応力 τ_{max} である。この破線に近いほど、すべり線に沿った方向のせん断応力が大きいことを表している。なお、図中には平均値及び標準偏差も示した。図中の平均値から、入力地震動 Ss1 を入力した図 4-11 よりも平均値が均質地盤に類似しており、標準偏差も小さくなっていた。

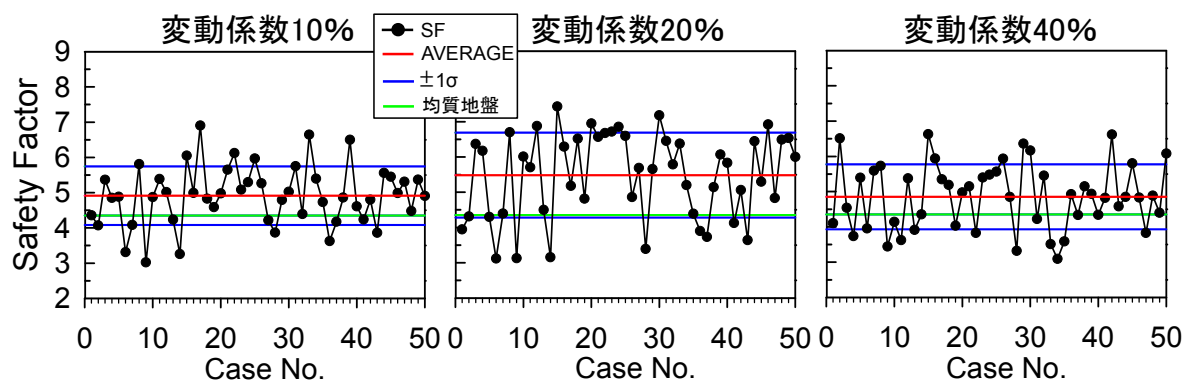


図 4-20 すべり線 No. 5 の最小すべり安全率(入力地震動 Ss6)

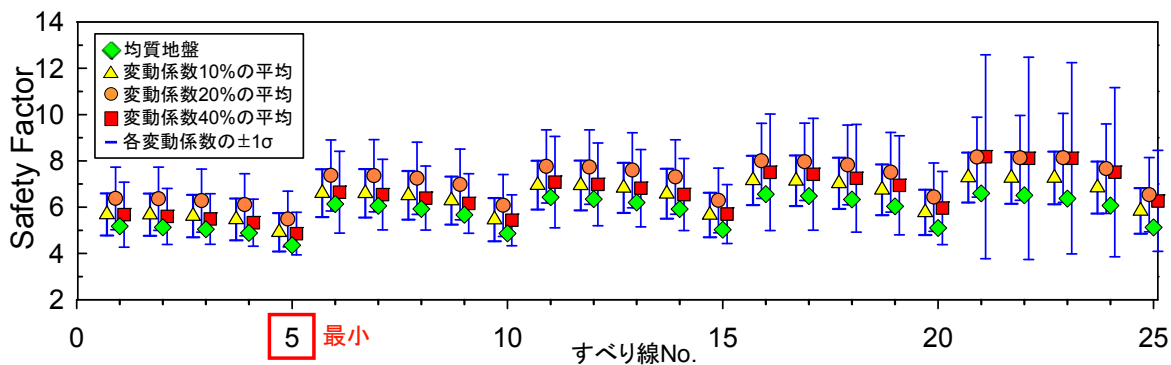


図 4-21 最小すべり安全率(入力地震動 Ss6、モンテカルロシミュレーション 50 ケース)

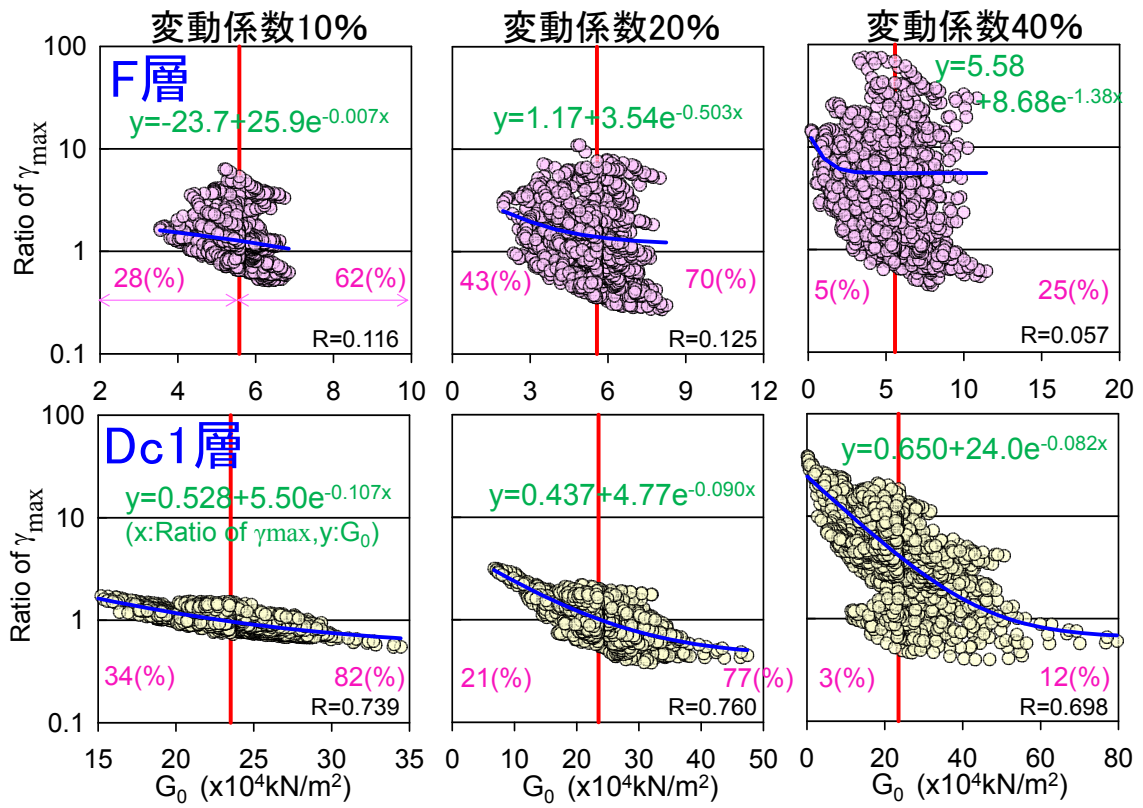


図 4-22 初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断歪 γ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss6)

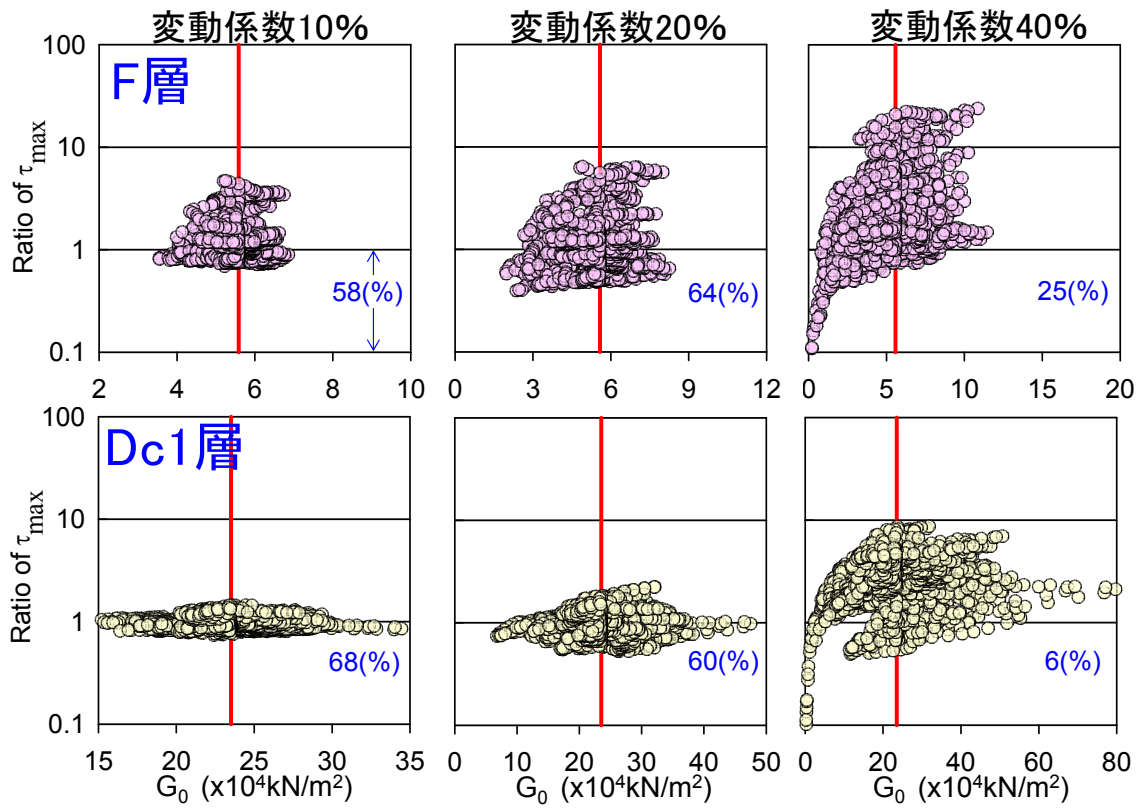


図 4-23 初期せん断弾性係数 G_0 と最大せん断応力 τ_{max} 比の関係 (入力地震動 Ss6)

表 4-4 最大せん断歪 γ_{max} 比及びせん断応力 τ_{xy} 比の平均値と標準偏差(入力地震動 Ss6)

地層記号	項目	変動係数10%		変動係数20%		変動係数40%	
		平均値	標準偏差	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
F層	γ_{max} 比	1.294	0.778	1.460	1.396	5.724	8.892
	τ_{max} 比	1.183	0.614	1.216	1.008	2.726	3.638
Dc1層	γ_{max} 比	1.005	0.200	1.105	0.451	5.788	5.312
	τ_{max} 比	0.975	0.117	0.992	0.258	2.931	1.464

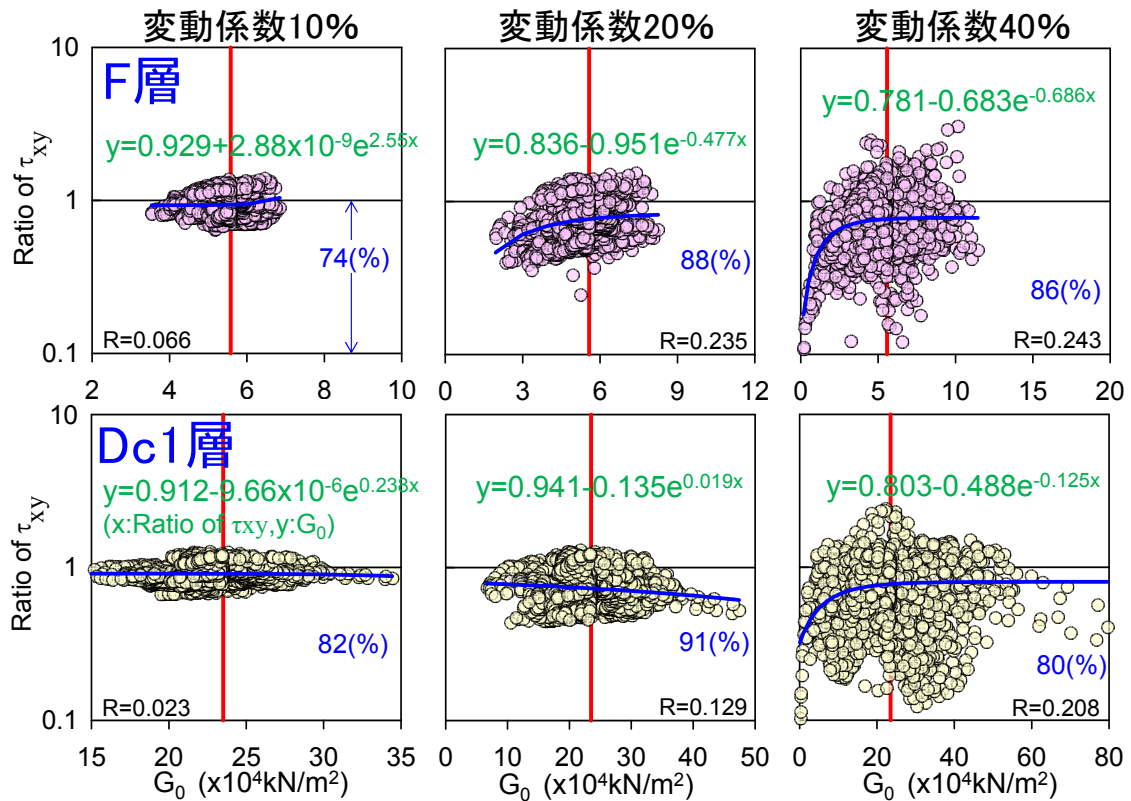


図 4-24 初期せん断弾性係数 G_0 とせん断応力 τ_{xy} 比の関係(入力地震動 Ss6)

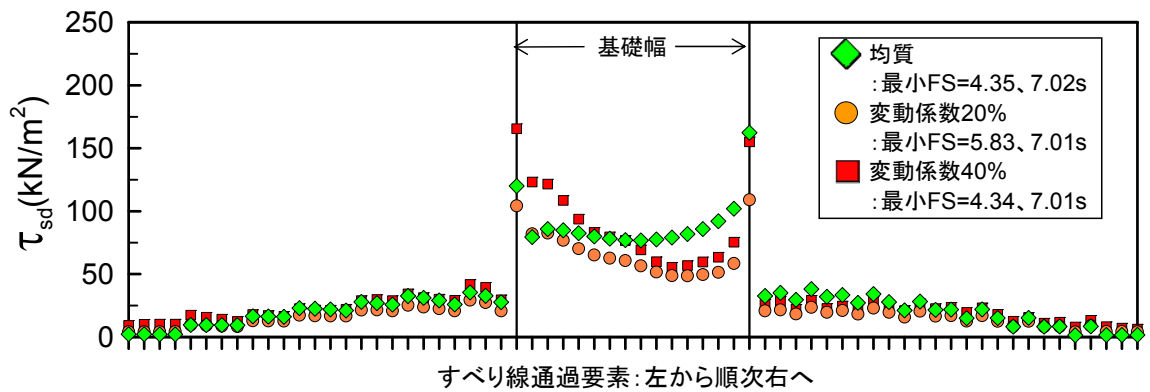


図 4-25 すべり線 No. 5 通過要素のすべり線に沿った方向のせん断応力 τ_{sd} (入力地震動 Ss6)

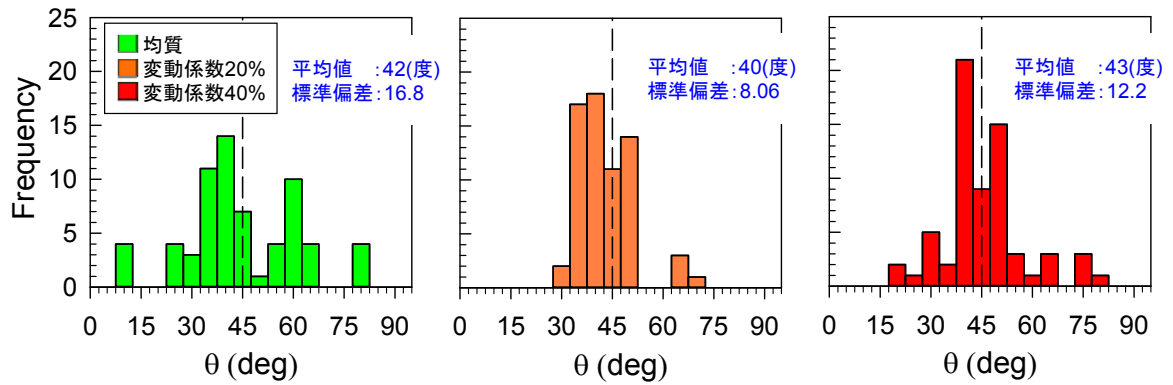


図 4-26 最大主応力とすべり線 No. 5 の角度のヒストグラム (入力地震動 Ss6)

5 結論

原子炉建屋等の面的な広がり持つ構造物の並進応答のみならず、ねじれ応答やロッキング応答を含む3次元的地震時挙動に影響を及ぼす地震動空間変動特性のモデリングを、浜岡原子力発電所敷地において実施されている3次元高密度アレイ観測の強震記録の統計分析に基づいて行った。地震動空間変動を量的に評価するため、地震動のインコヒーレント成分の割合をコヒーレンス関数によって表すと共に、フーリエ振幅比のばらつきを振幅比標準偏差によって表した。強震記録の主要動部である主にS波部を対象に、これら評価値の周波数、観測点間の距離に加え、観測点の深度レベルや水平と鉛直成分の違いに対する変化について検討を行った。

次に、上記の原子力発電所の原子炉建屋周辺地盤と同様の硬質な地盤（工学的基盤相当の剛性）を有し、かつ詳細な地盤データを得ることができた京都大学原子炉実験所における研究用原子炉建屋周辺地盤を対象として、上述の強震観測記録の震動レベルを超える大振幅時（大ひずみ時）の地震動空間変動やその原因となる地盤の動的な不均質度合いの変化を2次元有限要素法による等価線形化解析に基づく数値実験によって評価した。さらに、大振幅時の地震動空間変動と地盤不均質度合いの変化が地盤の基礎支持に対する安定性へ及ぼす影響についても評価した。

地震動空間変動のモデリングに際して、浜岡原子力発電所の3次元高密度強震アレイ観測網により得られた4つの地震イベントによる記録を分析に用いた。使用した記録の最大加速度は地表レベルにおいて、約 $8\sim 200\text{cm/s}^2$ の範囲となった。利用した観測点を地中GL-40mレベルに水平に展開された8地点、GL-100mレベルの同地点7地点の合計15地点とし、同じ深度レベル間の観測点間の記録の全ペアについて分析を行った。同観測点間の水平距離は40~260mの間に分布し、これを5つの距離区間に分割し、各区間に該当する観測点ペアの分析結果をアンサンブル平均したものを評価値とした。分析は水平動と鉛直動について行った。以下に得られた結果を要約する。

- 1) コヒーレンスは何れの地震、振動方向成分、深度レベルにおいても周波数と距離に強く依存し、距離と周波数の増加と共に低下（相関が低下）する傾向が見られた。さらに、深度レベルが浅いほど、コヒーレンスの低下が顕著となった。回帰分析によって、以上の事象を定量的に評価した。
- 2) 上記1)のコヒーレンスの低下は一樣では無く、特定の周波数における急峻な落ち込み部が見られた。その原因が対象となる深度レベル以浅の地盤構造による地震動増幅が極大となる周波数に対応し、その結果として同深度レベルではコヒーレントな波動成分（平行成層

地盤モデルに基づく 1 次元波動伝達特性) の割合が極小(振動モードの節)となったことによることを、2 次元有限要素法による数値計算に基づいて確認した。

- 3) 敷地近傍の不均質な地盤のモデル化では、観測記録に見られるコヒーレンスの低下は再現できなかった。この再現には、地殻を含むより深い領域の不均質・不整形なモデル化が必要と考えられた。また、埋め込みを持つ原子炉建屋が基礎底レベル以深に設置された観測点への影響を調べるべく、2 次元地盤と建屋の相互作用モデルを用いて検討した結果、コヒーレンスへの影響は少なかった。
- 4) 振幅比標準偏差は、距離の増加と共に大きくなる傾向が見られたが、5Hz を超えるとほぼ一定となる傾向が見られ、水平成分と鉛直成分及び深度レベルの違いによる差異は明瞭ではなかった。
- 5) コヒーレンスの低下と振幅比標準偏差の増加において、ある程度の負の相関が見られた。コヒーレンスと振幅比標準偏差の回帰分析から求めた統計的なモデルは、海外における既往の研究結果と同様の傾向を示したものの、値(回帰係数)についてはやや低くなる結果となった。

次に、硬質地盤における S 波速度構造の不均質度合いによる非線形応答時のコヒーレンスと振幅比標準偏差及び地盤安定性を表す尺度である最小すべり安全率を導出するため、京都大学原子炉実験所の原子炉建屋近傍地盤を対象に、ボーリング孔を利用した 1m 間隔の VSP 探査情報及び土質サンプルの室内試験によるせん断剛性・減衰定数の歪依存情報に基づき、非線形不均質地盤の波動伝播解析モデルを設定した。地盤の非線形性は 2 次元有限要素法と等価線形化法によって表現し、地盤不均質性の導入に際して適用する乱数の初期値依存性の影響を回避するため、乱数初期値に対するモンテカルロシミュレーションを行った。入力地震動として、震源規模と距離減衰式から経験的に導出できる応答スペクトルに適合した模擬波形と断層モデルに基づいて作成した模擬波形を用いた。以下に得られた結果を要約する。

- 6) 線形(応答)地盤と非線形(応答)地盤のコヒーレンスを比較すると、非線形地盤の方が周波数の増加に伴う低下割合が大きくなる傾向が見られた。この傾向は不均質の度合いが大きいほど、また深度が浅いほど顕著となった。この原因として、非線形地盤では要素毎のせん断歪の空間変動が線形地盤の場合より大きくなるに伴い、せん断剛性(S 波速度)の空間変動が線形地盤(初期剛性)時よりも増加した結果であることが推察できた。
- 7) 非線形地盤では、上述の浜岡原子力発電所における分析結果として見られたコヒーレンスの特定の周波数における明瞭な落ち込み部が見られなかった。これは上記 6)の結果の原因

とも関連し、非線形化の進展に伴って地盤要素のせん断剛性の空間変動が線形地盤時よりも大きくなることにより、コヒーレントな波動成分が減少したためと推察できた。

- 8) 振幅比標準偏差は、非線形地盤では線形地盤より低周波数帯域において増加する傾向が見られ、不均質の度合いが大きいほどその傾向が顕著であった。また、振幅比標準偏差の周波数に対する増減傾向とコヒーレンスの増減傾向はある程度対応していた。
- 9) 地盤の不均質性として S 波速度をばらつかせると地盤内応力と地盤強度から求めた最小すべり安全率もばらつく傾向が見られ、最小すべり安全率は均質地盤よりも不均質地盤の方が大きくなる傾向があった。この傾向は変動係数が大きいほど顕著であった。
- 10) 想定したすべり線が通る地層では、全体的に不均質地盤の方が均質地盤より最大せん断歪 γ_{\max} が大きくなるが、せん断応力 τ_{xy} の最大値は逆に小さくなる。この原因は、不均質地盤及び地震波の散乱の影響で最大せん断応力面が水平面から角度を有した(均質地盤は水平面)ために、水平なすべり線に沿った方向のせん断応力が減少し、結果的に最小すべり安全率が不均質地盤の方が均質地盤よりも大きくなったと考えられた。
- 11) 入力地震動の振幅レベルを小さくすることで地盤非線形性の度合いを抑制したときの最小すべり安全率の傾向を調べた。地盤非線形性の度合いが少ない場合も上記に示した 9)及び 10)の傾向が見られ、最小すべり安全率は、均質地盤よりも不均質地盤の方が大きくなる傾向が確認された。
- 12) 周波数特性が異なる入力地震動を入力した場合も、上記に示した 9)及び 10)の傾向が確認された。特に最小すべり安全率は均質地盤よりも不均質地盤の方が大きくなる傾向は、変動係数が大きいほど顕著であったが、その大きくなる度合は入力地震動の周波数特性によって異なることも明らかとなった。

今後の検討課題として、1) 地震動空間変動による基礎の 3 次元的な応答評価に関しては、本検討で導出した地震動空間変動の統計的モデルを用いた模擬地震動を作成し、原子炉建屋の地震動空間変動による応答への影響を観測記録との比較に基づいて評価することで、提案モデルの妥当性の検証を行う予定である。2) 一方、地震動空間変動及び地盤の不均質性による基礎地盤の安定性評価に関しては、より現実的な 3 次元応力場における評価や地盤の非線形性を経時的に考慮する時刻歴非線形解析での評価についても検討を行う予定である。

謝辞

本論文の執筆にあたり、京都大学大学院教授、釜江克宏先生には、まず博士過程への編入学の機会を与えて頂きましたこと、指導教官をお引き受け頂きましたこと、論文審査の主査をお引き受け頂きましたこと、多くの御教示、御助言、御指導を頂きましたこと、心より深く感謝致します。また、終始、御多忙の中、貴重なお時間を頂戴して真心を持った研究指導を頂けたこと、私の今後の人生で忘れることはできません。厚く御礼申し上げます。

論文審査の副査をお引き受け頂きました京都大学大学院教授、竹脇出先生には、論文の内容につきまして大変有益な御指摘を頂き、内容を充実させることができました。ここに厚く御礼を申し上げます。

論文審査の副査をお引き受け頂きました京都大学大学院准教授、上林宏敏先生には、多大なる御指導を賜りました。研究の基礎知識や専門分野に関します様々な知識を御教示して頂きました。また、研究の取り組み方、心構え、論理的な思考、文章の構成を通じて、人生の教えに匹敵します御教示を頂きました。ここに深甚なる感謝の意を表します。

また、大阪大学大学院、准教授、川辺秀憲先生には、釜江研究室在籍中に研究に付随した様々な御意見を頂戴しました。ここに感謝致します。

京都大学防災研究所、准教授、後藤浩之先生には、研究で用いました地盤の不均質性のアドバイスや励ましを頂きました。ここに感謝致します。

当時、京都大学エネルギー科学研究科院生の前田優祐氏及び田中大貴氏には、研究で用いましたデータの処理の御協力を頂きました。株式会社サイエンステクノロジー、技術本部、第1技術部長、新井啓祐氏には、研究で用いましたデータの処理や解析補助等の多大なる御尽力を賜りました。心より感謝致します。

株式会社ニュージェックの松本敏克博士、平井俊之博士には、同じ京都大学大学院博士過程におけます経験から有益な御助言を頂きました。特に、研究が進まず悩んでいる時に心が癒されました。ここに感謝の意を表します。

なお、社会人となってすぐに入社し、17年間在職しました株式会社地震工学研究所の代表取締役会長、宇高竹和博士には、振動理論、有限要素法、等価線形化法等の本論文に必要な学術理論を教えて頂きました。これが本論文の原点と思い、様々な思いを込めて心より感謝の意を表します。

本論文は、日本地震工学会から頒布されました地震観測記録を使用させて頂きました。また、中部電力株式会社より御提供頂きました同地震観測記録等の貴重なデータを使用させて頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

研究と仕事(業務)の両立は日々難しく、私が所属する株式会社サイエンステクノロジーのスタッフの方々に負担をかけてしまいました。御理解と御協力に深く感謝致します。

本論文をとりまとめるにあたり、多くの方々にお世話になりました。全ての皆様のお名前を挙げることはできませんが、ここに重ねて心より感謝の意を表します。

最後に、長期に渡って研究に対して取り組めたのは、家族に励まされてのことと思います。私を明るく支援してくれた妻恵(めぐみ)と、活力の源である長男樹(いつき)、次男薫(かおる)に対して、改めて感謝の意を表します。

また、本論文の完成を心待ちにしていた両親は、4年前に母、昨年の年末に父が永眠しました。この論文を捧げるとともに、励ましと支援を頂いた両親に心から感謝します。

このように、本論文は色々な方の御支援により完成できたことを肝に銘じ、今後とも学術及び技術の発展に微力ながら貢献できますよう、地道に努力をしていきたいと思ひます。

参考文献

- 1) Abrahamson, N. A., Schneider J.F. and Stepp, J. C.: Spatial coherency of shear waves from Lotung, Taiwan large-scale seismic test, *Structural Safety*, 10,1991, pp.145-162.
- 2) 圓幸四郎：高密度アレー観測データを用いた地震動の空間的相関構造の解明、日本建築学会構造系論文集、第 490 号、1996 年、pp.55-63.
- 3) Luco, J. E.: Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14, 1986, pp.891-908.
- 4) Iguchi, M. : An approximate analysis of input motions for rigid embedded foundation, *Trans, AIJ*, 35, 1982, pp.61-73.
- 5) U.S. NUCLEAR REGULATORY COMMISSION: NUREG-0800, Standard Review Plan 3.7.2 SEISMIC SYSTEM ANALYSIS, <http://pbadupws.nrc.gov/docs/ML1235/ML12353A354.pdf>, (2015.10.20 参照)
- 6) 神田克久、源栄正人：不均質・不整形性および入力コヒーレンスが地震動特性に及ぼす影響評価-釧路地方気象台敷地の場合-、日本建築学会構造系論文集、第 476 号、1995 年、pp.85-94.
- 7) 秋田昇道、圓幸史朗、工藤渉、諸菱亮太、宮本裕司：硬質な不均質地盤における高周波入力動低減効果のモデル化に関する研究、日本建築学会構造系論文集、第 78 巻、2013 年、pp.2113-2121.
- 8) Abrahamson, N. A.: Generation of spatially incoherent strong motion time histories, *Proc. 10th World Conference Earthquake Engineering*, 2, 1992, pp.845-850.
- 9) 上林宏敏、竹内吉弘：地震動空間変化による実在埋込剛基礎の入力動評価、日本建築学会構造系論文集、第 529 号、2000 年 3 月、pp.105-112.
- 10) Harichandran, R. S. and Vanmarcke, E.: Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time, *J. Engineering Mechanics.*, 112, 1986, pp.154-174.
- 11) Abrahamson, N. A., Schneider J. E., and Steep J.C. : Empirical spatial coherency functions for application to soil-structure interaction analysis, *Earthquake Spectra*, 7, 1991, pp.1-27.
- 12) Yoshida, K. and Mita, A.: Dynamic response of embedded foundations to a spatially random ground motion, *Proc. 9th World Conference on Eathquake engineering* , 3, pp.361-366, 1988.

- 13) 原子力規制委員会、基準地震動及び耐震設計方針に係る審査ガイド、平成 25 年 6 月 6 日時点での修正案、<https://www.nsr.go.jp/data/000142403.pdf> (2018 年 1 月 6 日参照)
- 14) 中部電力株式会社：中部電力(株)浜岡原子力発電所における「2009 年 8 月 11 日駿河湾の地震」の観測記録等(CD-ROM)、日本地震工学会より頒布、2009 年.
- 15) 原子力規制委員会：原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合、資料 2、浜岡原子力発電所 敷地の地質・地質構造、中部電力(株)、(第 316 回)平成 28 年 1 月 8 日、<https://www.nsr.go.jp/data/000135740.pdf> (2017 年 12 月 12 日参照)
- 16) 原子力規制委員会：原子力発電所の新規制基準適合性に係る審査会合、資料 1、浜岡原子力発電所 4 号炉 敷地における地震動の増幅特性について、中部電力(株)、(第 128 回)平成 26 年 8 月 1 日及び(第 194 回)平成 27 年 2 月 13 日、<http://www.nsr.go.jp/data/000035870.pdf>、<http://www.nsr.go.jp/data/000096263.pdf> (2015 年 10 月 1 日参照)
- 17) 原子力規制委員会：駿河湾の地震を踏まえた今後の検討方針について(追加調査の概要)、合同 W35-1、2009 年.
- 18) 山崎文雄、鹿林、片山恒雄：アレー観測における地震計設置誤差の評価、土木学会論文集、No.432、I-16、1991 年、pp.231-240.
- 19) 強震観測の手引-7. 強震観測の話題 (トピックス) x.地盤上と地中の地震観測, <http://wiki.arch.ues.tmu.ac.jp/KyoshinTebiki/index.php?%C3%CF%8%D7%BE%E5%A4%8%C3%CF%3%E6%A4%CE%C3%CF%BF%CC%B4%D1%C2%AC> (2015.10.1 参照)
- 20) Abrahamson, N. A., Schneider J.E., and Steep J.C. : Spatial variation of strong ground motion for use in soil-structure interaction analyses, Proc. 4th U.S. National Conf. Earth. Eng. Palm Springs, CA, 1990.
- 21) Nakamura, H.: Depth-dependent spatial variation of ground motion based on seismic array records, Proc. 11th World Conference Earthquake Engineering, Paper No.731, 1996.
- 22) Kimura, S., Goto, H., Morikawa, H., and Sawada, S.: Identifivation of incident and site-to-site factors for ground motion coherence based on very dense seismic array observations, Proc. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Christchurch, NewZealand, 2015, 7pages
- 23) Lu, L., Yamazaki, F. and Katayama T.: Soil amplification based on the Chiba array database, Proc. 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1, 1990, pp.511-516.

- 24) Kataoka, N., Morishita H., and Mita A.: Spatial variation of seismic ground motion at Lotung soil structure interaction experiment site, Proc. 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, 1, 1990, pp.607-612.
- 25) Ancheta, T. D., Stewart, J. P. and Abrahamson, N. A.: Engineering characterization of earthquake ground motion coherency and amplitude variability, Proc. 4th IASPEI/IAEE Intl. Symposium Effects of Surface Geology on Seismic Motion, on CR-ROM, 2011, pp.1-12.
- 26) Abrahamson, N., A.: Spatial variation of multiple support inputs, Proc. 1st U.S. Seminar on Seismic Evaluation and Retrofit of Steel Bridges, A Cultrans and Univ. California at Berkeley Seminar, San Francisco, CA, 1993.
- 27) Aki, K and Richards P.: Quantitative Seismology, Theory and Methods, W.H. Freeman, San Francisco, 1980, pp.728-751.
- 28) Schneider, J. F., Stepp, J. C., and Abrahamson, N. A.: The spatial variation of earthquake ground motion and effects of local site condition, Proc. 10th World Conference on Earthquake Engineering, 1992, pp.967-972.
- 29) 京都大学原子炉実験所・原子炉設置変更承認申請書（研究用原子炉の変更）、平成 28 年 9 月
- 30) 内田治、上林宏敏、釜江克宏：3次元高密度アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動特性と統計的モデル化、日本地震工学会論文集、第 16 巻、第 8 号(特集号)、2016 年、PP42-61.
- 31) 市原実、大阪層群、創元社、1993 年発行
- 32) 原子力規制委員会：核燃料施設等の新規規制基準適合性に係る審査会合、資料 1-4、地震動評価について、京都大学原子炉実験所、(第 128 回)平成 28 年 3 月 18 日、
<https://www.nsr.go.jp/data/000143965.pdf>、<http://www.nsr.go.jp/data/000143966.pdf>
(2017 年 12 月 12 日参照)
- 33) 堀家正則、竹内 吉弘、桑田 和宏：地盤の S 波速度の揺らぎの統計的性質、地震第 2 輯、Vol.44、pp.267-269、1991.
- 34) 原子力規制委員会、東海第二発電所、地下構造評価について(敷地のボーリング柱状図集)、机上配布資料 2、平成 27 年 5 月 29 日、<http://www.nsr.go.jp/data/000108700.pdf> (2018 年 1 月 6 日参照)

- 35) 原子力規制委員会、柏崎刈羽原子力発電所 6 号炉及び 7 号炉、原子炉建屋等の基礎地盤及び周辺斜面の安定性(補足説明資料)、資料 3-2、平成 28 年 3 月 4 日、
<https://www.nsr.go.jp/data/000142403.pdf> (2018 年 1 月 6 日参照)
- 36) Noda,S.,K.Yashiro,K.Takahashi,M.Takenura,S.Ohno,M.Tohdo and T.Watanabe:
RESPONSE SPECTRA FOR DESIGN PURPOSE OF STIFF STRUCTURES ON
ROCK SITES,OECD-NEA Workshop on the Relations between Sismological DATA
and Seismic Engineering,Istanbul,,Oct. 16-18,2002,pp.399-408.

関連論文

査読付き原著論文

【2章】

- 1) 3次元高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動特性と統計的モデル化

内田治、上林宏敏、釜江克宏

日本地震工学会論文集、第16巻、第8号(特集号)、2016年、pp.42-61.

(参考) 上記1)の英語版

SPATIAL VARIATION AND ITS STOCHASTIC MODELING OF SEISMIC GROUND MOTIONS IN HARD SOIL BASED ON THREE-DIMENSIONAL-DENSE-ARRAY STRONG-MOTION OBSERVATION RECORDS

Osamu UCHIDA, Hiroto UEBAYASHI and Katsuhiko KAMAE

Japan Association for Earthquake Engineering, Journal of JAEE, Volume17, 2017, pp.26-49.

【3章及び4章】

- 2) 非線形性を考慮した不均質地盤の地震動空間変動特性と基礎地盤安定性

内田治、新井啓祐、上林宏敏、釜江克宏

日本地震工学会論文集、2017年11月、条件付き採用

- 3) 地盤の不均質性及び非線形性を考慮した地震動空間変動特性と基礎安定性

(数値実験に基づく地盤の不均質分布及び入力地震動の違いによる検討)

内田治、新井啓祐、上林宏敏、釜江克宏

日本地震工学会論文集、2018年3月、投稿中

口頭発表(査読なし論文、参考)

【2章】

- 4) 不整形地盤に起因する短周期地震動の空間変動
上林宏敏、川辺秀憲、内田治
日本建築学会、第38回地盤震動シンポジウム、2010年、pp.77-84.

- 5) 高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動と原子炉建屋基礎応答
内田治、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2013年、pp.1241-1242.

- 6) 高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動
その2 コヒーレンスと振幅比変動率のモデル化
内田治、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2014年、pp.393-394.

- 7) Modeling of Spatial Variation of Seismic Motions in Hard Soil Based on Dense-Array
Strong-Motion Observation Records
内田治、上林宏敏、釜江克宏
京都大学原子炉実験所、原子力安全基盤科学研究プロジェクト、国際シンポジウム、
2014年

- 8) 高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動
その3 コヒーレンスと振幅比に対するモデルの改善
内田治、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2015年、pp.181-182.

- 9) 高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動
その4 コヒーレンスの周波数特性の評価とシミュレーションによる考察
新井啓祐、内田治、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2016年、pp.1055-1056.

- 10) 高密度強震アレイ観測記録に基づく硬質地盤の地震動空間変動
その5 既報コヒーレンス及び振幅比のモデルの再考
内田治、新井啓祐、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2016年、pp.1057-1058.

【3章及び4章】

- 11) 不均質地盤の非線形性による地震動空間変動特性と基礎地盤安定性
その1 地盤の非線形性を考慮した地震動空間変動特性
新井啓祐、内田治、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2017年、pp.357-358.
- 12) 不均質地盤の非線形性による地震動空間変動特性と基礎地盤安定性
その2 地盤の非線形性を考慮した基礎地盤安定性
内田治、新井啓祐、上林宏敏、釜江克宏
日本建築学会学術講演梗概集、2017年、pp.359-360.