

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	表層地盤の非線形性状が新潟県中越地震における小千谷市の地震動と建物被害に与えた影響
Title(English)	
著者(和文)	関口徹
Author(English)	Toru Sekiguchi
出典(和文)	学位:博士(工学), 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:甲第6838号, 授与年月日:2007年3月26日, 学位の種別:課程博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:甲第6838号, Conferred date:2007/3/26, Degree Type:Course doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

表層地盤の非線形性状が新潟県中越地震における
小千谷市の地震動と建物被害に与えた影響

平成 18 年度

東京工業大学大学院
理工学研究科建築学専攻

関口 徹

論文概要

本論文は、「表層地盤の非線形性状が新潟県中越地震における小千谷市の地震動と建物被害に与えた影響」と題し、以下の5章から構成されている。

第1章「序論」では、本論文の背景を述べ、土の非線形性が強震時の地表での地震動特性に与えた影響に関する既往の研究を概観するとともに問題点を指摘し、本論文の目的を明確にしている。

第2章「強震記録および室内試験から得られる表層地盤の非線形性状」では、まず2004年新潟県中越地震の際、1Gレベルの強震記録が得られた小千谷市内の3地点(K-NET、JMA、SSI)の強震記録について検討し、SSIでは、地震動に顕著な卓越周期が認められないが、K-NET、JMAでは、顕著な卓越周期が認められ、その周期は最大地動加速度の増加とともに伸びること、その傾向はJMAでより顕著であること、最大地動加速度は微小地震ではJMAで大きい本震ではK-NETで大きい傾向を示すなど、加速度振幅レベルによって両サイトの地震動特性が大きく異なることを示している。次に、2地点(K-NET、JMA)でのボーリング調査、PS検層、サンプリング、およびサンプリング試料の室内動的変形試験などから、K-NETでは $V_s=50\text{m/s}$ 程度のきわめて軟弱なシルト質粘土または高有機質土が、JMAでは $V_s=100\text{m/s}$ 程度の砂質シルトが、ともに $V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質な礫層の上に3m程度堆積しており、両地点とも表層と礫層とのインピーダンスのコントラストの比較的高いサイトであること、一方、SSIは工学的露頭基盤と考えられること、K-NETの高有機質土は、せん断剛性比が0.5、減衰定数が10%程度となるせん断ひずみが1%程度と他の試料に比べ約10倍程度大きく、極めて弱い非線形性を持つことを示している。さらに、3地点の強震記録を用いた逆解析からせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性を推定し、推定結果が、室内動的変形試験結果と良い対応を示すことを確認している。

第3章「表層地盤の非線形性状が地表での強震動特性に与える影響の評価」では、K-NET、JMAの2強震観測点で微動のアレイ観測を行い、2地点の深度200m程度までのS波速度構造を推定するとともに、SSIで観測された記録をK-NET、JMAの工学的基盤での入力地震動として等価線形解析および有効応力解析を行い、本震時にK-NET、JMAの表層地盤のせん断ひずみはいずれも3-5%程度に増加したが、せん断剛性比はそれぞれ0.4、0.05程度と異なること、表層地盤の非線形性状を考慮した地震応答解析により両地点の観測記録に見られた加速度振幅レベルにより地震動特性が異なる傾向を概ね再現できること、両地点にお

ける本震時の地表における地震動特性（卓越周期の伸び）の違いに、表層 3m 程度までの S 波速度構造とその非線形性状、特に K-NET の高有機質土の弱い非線形性が大きく影響したが、非線形化したと考えられる下部礫層の影響は小さかったことを示している。

第 4 章「表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響の評価」では、新潟県中越地震において住家建物に多大な被害が生じた時水・吉谷地区（西地区）を含む小千谷市内で、ボーリング調査、微動の移動 1 点観測、微動を含む表面波アレイ探査および地震アレイ観測を実施し、当該地区の地盤構造と地震動特性の空間分布が大きく変化し、同様の微動・微小地震動特性を持つ地点であっても、地盤構造（土質および S 波速度構造）や本震時の住家建物全壊率が大きく異なる場合があることを示している。さらに、これらの結果に基づく表層地盤モデルの地震応答解析を行い、本震時の地震動および 2 階建て木造住家建物の最大応答変形角を推定し、被害程度の異なる複数の地点における推定された木造建物の最大応答変形角が、新潟県中越地震における住家建物被害率と調和的な結果となったことを示した上で、小千谷市内の住家建物全壊率が、軟弱な高有機質土層が堆積する市中心部の K-NET 付近では比較的 low、西地区で高くなった原因として、表層地盤の非線形性状の違いにより本震時の地震動特性（地盤せん断振動の 1 次固有周期の伸び）が大きく異なった可能性のあること、この固有周期の伸びの違いに起因する地表地震動の周期 1-3 秒程度の成分の違いが、住家建物被害に大きく影響した可能性のあることを示している。

第 5 章「結論」では、本論文で得られた成果を総括している。

目次

第1章 序論	…	1
1.1 本論文の背景	…	2
1.2 既往の研究	…	4
1.2.1 強震記録に見られる土の非線形性状	…	4
1.2.2 強震記録を用いた地震応答解析	…	5
1.2.3 表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響	…	6
1.3 本論文の目的と構成	…	7
第2章 強震記録および室内試験から得られる表層地盤の非線形性状	…	10
2.1 はじめに	…	11
2.2 強震記録に見られるサイト特性	…	12
2.2.1 小千谷市の強震観測点と地形分類	…	12
2.2.2 観測記録のPGA・PGVの比較	…	16
2.2.3 本震・余震記録のフーリエスペクトルと卓越周期	…	19
2.3 強震観測点における地盤構造の調査	…	21
2.3.1 既往の地盤調査および微動1点観測結果	…	21
2.3.2 K-NET・JMAにおける地盤調査結果	…	24
2.4 原位置試料を用いた室内動的変形試験	…	30
2.4.1 試験概要	…	30
2.4.2 室内試験より得られた土の動的変形特性	…	33
2.5 地表での強震記録から推定される表層地盤の非線形性状	…	36
2.5.1 地表で観測された地震記録から表層地盤の非線形性状を推定する方法	36	
2.5.2 本手法の当該サイトに対する適用条件に関する考察	…	39
2.5.3 推定された表層地盤の非線形性状	…	42
2.6 強震記録の伝達関数から推定される表層地盤の非線形性状	…	44
2.6.1 地表観測波と工学的基盤露頭波の伝達関数	…	44
2.6.2 強震記録の伝達関数から表層地盤の非線形性状を推定する方法	…	48
2.6.3 推定された表層地盤の非線形性状	…	52
2.7 推定結果と室内試験結果との比較	…	55
2.8 まとめ	…	59
第3章 表層地盤の非線形性状が地表での強震動特性に与える影響の評価	…	60
3.1 はじめに	…	61
3.2 表面波探査に基づく表層S波速度構造の推定	…	62
3.2.1 微動を含む表面波のアレイ観測	…	62
3.2.2 分散曲線とH/Vスペクトル	…	67
3.2.3 表層地盤のS波速度構造推定	…	69

3.2.4	推定S波速度構造の理論伝達関数	…	71
3.3	等価線形解析	…	73
3.3.1	解析手法と解析条件	…	73
3.3.2	等価線形解析結果	…	75
3.3.3	砂礫層の影響	…	83
3.4	有効応力解析	…	85
3.4.1	有効応力解析の構成則	…	86
3.4.2	室内動的変形試験のシミュレーション	…	89
3.4.3	解析条件	…	99
3.4.4	有効応力解析結果	…	101
3.5	まとめ	…	109
第4章	表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響の評価	…	110
4.1	はじめに	…	111
4.2	建物被害分布と微動特性の関係	…	112
4.2.1	小千谷市における建物被害率の分布	…	112
4.2.2	各地点の微動特性	…	116
4.3	地震観測による被害程度の異なる地点での地震動特性の把握	…	121
4.3.1	建物被害程度の異なる6地点での地震観測	…	121
4.3.2	観測記録に見られる地震動特性	…	128
4.4	地震観測点における地盤構造の調査	…	136
4.4.1	ボーリング調査	…	136
4.4.2	微動を含む表面波のアレイ観測	…	142
4.4.3	表層地盤のS波速度構造の推定	…	144
4.5	地震応答解析による各地点の本震時地震動の推定	…	149
4.5.1	解析条件	…	149
4.5.2	推定地盤構造の理論伝達関数と地震観測記録のスペクトル比との比較	…	152
4.5.3	本震時地震動の推定	…	155
4.6	本震時の建物応答の推定	…	159
4.6.1	性能等価応答スペクトル	…	159
4.6.2	推定応答結果	…	162
4.7	まとめ	…	166
第5章	結論	…	167
	参考文献	…	171
	本研究に関連した論文	…	176

第1章

序論

- 1.1 本論文の背景
- 1.2 既往の研究
 - 1.2.1 強震記録に見られる土の非線形性状
 - 1.2.2 強震記録を用いた地震応答解析
 - 1.2.3 表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響
- 1.3 本論文の目的と構成

1.1 本論文の背景

過去の震災において、軟弱地盤などの特定の地域に被害が集中したという例は数多く報告されており、表層地盤構造が地表での地震動およびそれによる建物被害に与える影響を評価することの重要性が指摘されてきた。この表層地盤の地震動増幅特性（サイト特性）に関する近年の研究では、多次元的な地盤構造による増幅効果と、土の非線形性の2点が注目されてきた。多次元的な地盤構造による増幅効果については、1985年メキシコ地震や1995年兵庫県南部地震における堆積盆地端部で発生した回折波・表面波による被災地域での地震動増幅効果として観測記録と解析結果の比較などにより多くの研究者により検討されている。一方、土の非線形性については、強震時の地震動特性に土の非線形性が大きく影響することは以前から指摘されてきたが、表層地盤が極めて大きく非線形化したと考えられる地点での強震記録は液状化した地盤で観測されたものなどに限られているため、その影響を定量的に評価した例はまだ少ない。

兵庫県南部地震以降、高密度強震観測網が整備され、比較的狭い範囲（例えばK-NETは約25km間隔）で複数の強震記録が得られるようになった。それらの記録から近接した地点においても表層地盤構造の違いにより地表での地震動には大きな差異があることが確認されている。また2003年宮城県沖地震において1Gを越す非常に大きな加速度記録が得られた。しかし、大きな地震動にもかかわらず付近の被害は比較的少なかった。このように、高密度観測網により強震記録は増えてきているものの、建物被害の多い地域での強震記録はまだ少ない。

2004年10月23日に発生した新潟県中越地震では、震源近傍に位置する川口町、小千谷市、長岡市、旧山古志村などで甚大な構造物被害や地盤災害が生じた。同時に小千谷市内にある防災科学技術研究所K-NET、気象庁(JMA)の2つの強震観測点では、1Gに近いかそれ以上の大きな加速度記録が得られた。両地点は700m程度と比較的近接し、地形分類上同一の砂礫台地上に位置しているが、観測された記録の地震動特性は大きく異なる。また、両地点では多くの余震記録が観測されており、本震記録との比較より両地点の強震時の地震動に表層地盤の非線形性の影響が強く反映されていることが示唆される。

小千谷市が行った建物被害の悉皆調査によれば、新潟県中越地震における同市内の建物被害分布は一樣ではなく、K-NETやJMAなどの強震観測点がある市の中心部よりも西の山側の地域（時水、吉谷地区等）で被害率が高くなる傾向が見られる（写真1.1.1, 1.1.2）。

この建物被害についても観測記録と同様に、強震時における表層地盤の非線形性状および増幅特性が地表での地震動特性に大きく影響し、その結果特定の地域で建物被害が大きくなった可能性が推察される。しかし K-NET では地盤調査が行われているものの、JMA や被害率の高い地域の表層地盤の S 波速度構造や非線形性は明らかになっていないため、その影響を評価することができない。以上のような表層地盤の非線形性状が強震時の地表での地震動および建物被害に与えた影響を評価し地震被害の原因究明をすることは、耐震設計や地震被害予測などに応用することができる事例研究として地震防災対策上非常に有用であると考えられる。



写真 1.1.1 小千谷市吉谷地区での住宅の倒壊（小千谷市役所より提供）



写真 1.1.2 小千谷市吉谷地区での公民館の被害（小千谷市役所より提供）

1.2 既往の研究

1.2.1 強震記録に見られる土の非線形性状

土質工学の分野では、ひずみの増大とともに土の動的性質に非線形性が表れることが室内試験により以前から明らかにされており、大地震時における地表での強震動特性には土の非線形性の影響が大きく表れ、地盤を線形とみなせる弱震時の地盤特性が強震時のそれを近似しているとは限らないことが指摘されている (Seed and Idriss, 1969)。その後、地震観測網の発展に伴い、太田 (1975) により表層地盤の動的特性 (S波速度、減衰定数) を鉛直アレイ地震記録の最適化により推定する試みがなされ、Abdel-Ghaffar and Scott (1979) により強震記録から地盤内に発生したひずみと地盤のせん断剛性比を推定する試みがなされた。田蔵ら (1987) は地盤を質点系にモデル化し、鉛直アレイ地震記録から地盤の固有周期、減衰定数、刺激係数を同定し、強震記録の主要動部分で地盤の非線形震動に伴う卓越周期の伸びおよび減衰定数の増加が発生していることを指摘している。また、時松・翠川 (1988) は地表で観測された地震記録のみから表層地盤の非線形性状を推定する手法を提案し、せん断ひずみ 3×10^{-3} 程度までの表層地盤の非線形性状を推定している。その後もより多くのアレイ地震記録に基づき、室内試験結果との比較等より詳細な検討がされており (例えば、Midorikawa, 1992、時松ら, 1993、佐藤ら, 1993)、1995 年兵庫県南部地震では神戸ポートアイランドで観測された鉛直アレイ記録に基づき液状化した地盤の動的非線形挙動が検討されている (國生ら, 1995、風間ら, 1996)。兵庫県南部地震後に、防災科学技術研究所により強震ネットワーク K-NET、基盤強震観測網 KiK-net が全国に多数の地点で整備され、日本国内の鉛直アレイを含む地震観測網は急激に発達した。川瀬・松尾 (2004) はそれら多数の地震観測網データに基づき、観測点のサイト特性と地盤の平均 S 波速度の関係を分析している。澤崎ら (2006) は 2000 年鳥取県西部地震の際に KiK-net 日野観測点で得られた鉛直アレイ記録のコーダ波のスペクトル比から、本震の前後で地盤の剛性率が変化していることを示している。

しかし、新潟県中越地震のような 1G に近いかそれ以上の極めて大きな地震動を含む検討は、兵庫県南部地震における神戸ポートアイランドの液状化地盤での本震記録などに限られており、十分に検討されているとは言えない。また、地震記録から推定された土の非線形性状を原位置で採取された土試料に対する室内動的試験結果と比較した例はほとんど見られない。

1.2.2 強震記録を用いた地震応答解析

近年の強震観測網の充実により大地震での強震記録が多く観測されるようになり、地表での地震動特性に与えた表層地盤の非線形増幅特性を検討するため、強震記録を用いた非線形地震応答解析が、様々な研究者により行われている。例えば、Iai et al. (1995)は1993年釧路沖地震の際に釧路港湾建設事務所敷地内で観測された鉛直アレイ記録を用いて有効応力解析を行い、地表でのスパイク状の加速度波形が飽和した砂層でのサイクリックモビリティ現象によるものであることを示している。北川ら(1998)は、釧路沖地震の際に1Gに近い非常に大きな加速度記録が観測された釧路地方気象台で、地盤調査、微動観測、地震アレイ観測を行い、それらに基づく地震応答解析等の検討により、気象台敷地地盤の強震動は地形効果、地盤の非線形性の影響が大きいことを示している。川瀬ら(1995)、吉田(1995)は兵庫県南部地震における神戸ポートアイランドでの鉛直アレイ記録について、サイクリックモビリティ現象を考慮した有効応力解析により地震記録の位相特性をよく再現できることを示している。古山田ら(2005)は2003年十勝沖地震の際にKiK-net厚真観測点で得られた鉛直アレイ強震記録のシミュレーション解析を行い、本震時にせん断ひずみは3%程度まで達し表層地盤の非線形化が地表地震動特性に大きく影響したことを示している。

以上のように実際の強震記録に基づく地震応答解析は精力的に行われているが、新潟県中越地震での小千谷市のK-NET、JMAにおける強震記録のように、700m程度と近接し地形分類も同じ2地点における地震動特性の違いに与えた表層地盤の非線形増幅特性について検討した例はまだ少ない。

藤川ら(2006)は、本論文と同じ小千谷市のサイト(K-NET、JMA)においてボーリング調査・PS検層を行い、その結果を用いて地盤モデルを作成し、有効応力解析を含む地盤の非線形応答解析を行い両地点の本震地震動の再現を行っている。しかし、地盤モデル作成の際に、両地点ともに地表での地震動に最も大きく影響していると考えられる表層3mについてだけは、PS検層結果ではなく微小地震記録を基にチューニングしたS波速度を用いている。また、有効応力解析の際には、表層地盤の過剰間隙水圧の最大上昇値を仮定し、それをターゲットとして間隙水圧上昇のためのパラメータを試行錯誤で設定している。したがって、応答解析により強震記録の再現を行っているものの、モデルパラメータの決定はやや客観性に欠けているため、その結果に基づく議論は困難であると考えられる。

1.2.3 表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響

これまでの震災事例から、表層地盤や地形が地震動特性さらに建物被害に大きく影響することが明らかになってきている。例えば、武村（2003）は、1923年の関東大震災による震度および住家全壊率の分布を詳細に分析し、沖積層が厚く堆積する東京都東部の地域で震度および住家全壊率が高くなるなど、地盤と震度および建物被害の関係を明らかにしている。

非線形性の弱い泥炭（高有機質土）地盤での被害調査として、岡田・太田（1983）は、1982年の浦河沖地震後に聞き取り調査を行い、札幌市内の震度分布を推定し、泥炭地盤の地域では震度が大きく実際に被害も生じたことを報告している。泥炭地盤地域で相対的に震度が大きくなった原因として、推定された震度が5弱で地盤の非線形化の程度は小さいと推察されることから、泥炭の弱い非線形性よりも、泥炭地盤が軟弱（初期剛性が低い）であったことが大きく影響していると考えられる。

1985年メキシコ地震では震源から400km近くも離れたメキシコ市で大きな被害が発生したが、その原因として同市の表層地盤が軟弱であり、基盤が盆地状の不整形性を有していることが大きく影響していると考えられている（大崎・渡部，1985）。またその軟弱地盤を形成している湖成粘土層は日本の沖積粘土に比べひずみ依存性が顕著ではない（非線形性が弱い）ことも被害に影響した可能性がある（鹿島建設，1987）。

1995年兵庫県南部地震では神戸市須磨区から西宮市にかけて帯状に建物被害が集中した。このいわゆる震災の帯の原因を解明するため、時松ら（1997）は、微動観測に基づき神戸市住吉地区の地盤のS波速度構造断面を推定し、推定された地盤構造に基づき1次元有効応力解析を行い、兵庫県南部地震時の建物被害分布を地盤の1次元非線形増幅特性の影響としてある程度とらえられることを示している。川瀬・林（1996）は、有限要素法による2次元地震応答解析を行い、堆積盆地端部で発生した回折波・表面波によるエッジ効果が1次元非線形増幅特性に加え震災帯相当位置でさらに付加的増幅として働いたとしている。

これらのほかにも、過去の震災において表層地盤構造が建物被害に大きく影響したと考えられる例は数多く報告されているが、そのメカニズムは様々であり、強震記録や詳細な地盤調査によりその影響を定量的に評価した例はまだ十分とはいえない。したがって、耐震設計や地震被害予測などの地震防災対策に応用するため、今後も地震記録や地盤調査結果による地震災害の定量的な事例研究を蓄積していく必要があると考えられる。

1.3 本論文の目的と構成

本論文は、耐震設計や地震被害予測などの防災対策に応用できるよう、表層地盤の非線形性状が、地表での地震動特性および建物被害に与える影響を定量的に評価することを目的としている。本論文の構成は以下の5章から成っており、図1.1に全体の構成を示す。

第1章「序論」では、本論文の背景を述べ、土の非線形性が強震時の地表での地震動特性に与えた影響に関する既往の研究を概観するとともに問題点を指摘し、本論文の目的を明確にしている。

第2章「強震記録および室内試験から得られる表層地盤の非線形性状」では、まず2004年新潟県中越地震の際、1Gレベルの強震記録が得られた小千谷市内の3地点(K-NET、JMA、SSI)の強震記録について検討し、SSIでは、地震動に顕著な卓越周期が認められないが、K-NET、JMAでは、顕著な卓越周期が認められ、その周期は最大地動加速度の増加とともに伸びること、その傾向はJMAでより顕著であること、最大地動加速度は微小地震ではJMAで大きい本震ではK-NETで大きい傾向を示すなど、加速度振幅レベルによって両サイトの地震動特性が大きく異なることを示している。次に、2地点(K-NET、JMA)でのボーリング調査、PS検層、サンプリング、およびサンプリング試料の室内動的変形試験などから、K-NETでは $V_s=50\text{m/s}$ 程度のきわめて軟弱なシルト質粘土または高有機質土が、JMAでは $V_s=100\text{m/s}$ 程度の砂質シルトが、ともに $V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質な礫層の上に3m程度堆積しており、両地点とも表層と礫層とのインピーダンスのコントラストの比較的高いサイトであること、一方、SSIは工学的露頭基盤と考えられること、K-NETの高有機質土は、せん断剛性比が0.5、減衰定数が10%程度となるせん断ひずみが1%程度と他の試料に比べ約10倍程度大きく、極めて弱い非線形性を持つことを示している。さらに、3地点の強震記録を用いた逆解析からせん断剛性および減衰定数のひずみ依存性を推定し、推定結果が、室内動的変形試験結果と良い対応を示すことを確認している。

第3章「表層地盤の非線形性状が地表での強震動特性に与える影響の評価」では、K-NET、JMAの2強震観測点で微動のアレイ観測を行い、2地点の深度200m程度までのS波速度構造を推定するとともに、SSIで観測された記録をK-NET、JMAの工学的基盤での入力地震動として等価線形解析および有効応力解析を行い、本震時にK-NET、JMAの表層地盤のせん断ひずみはいずれも3-5%程度に増加したが、せん断剛性比はそれぞれ0.4、0.05程度と異なること、表層地盤の非線形性状を考慮した地震応答解析により両地点の観測記録に見ら

れた加速度振幅レベルにより地震動特性が異なる傾向を概ね再現できること、両地点における本震時の地表における地震動特性（卓越周期の伸び）の違いに、表層 3m 程度までの S 波速度構造とその非線形性状、特に K-NET の高有機質土の弱い非線形性が大きく影響したが、非線形化したと考えられる下部礫層の影響は小さかったことを示している。

第 4 章「表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響の評価」では、新潟県中越地震において住家建物に多大な被害が生じた時水・吉谷地区（西地区）を含む小千谷市内で、ボーリング調査、微動の移動 1 点観測、微動を含む表面波アレイ探査および地震アレイ観測を実施し、当該地区の地盤構造と地震動特性の空間分布が大きく変化し、同様の微動・微小地震動特性を持つ地点であっても、地盤構造（土質および S 波速度構造）や本震時の住家建物全壊率が大きく異なる場合があることを示している。さらに、これらの結果に基づく表層地盤モデルの地震応答解析を行い、本震時の地震動および 2 階建て木造住家建物の最大応答変形角を推定し、被害程度の異なる複数の地点における推定された木造建物の最大応答変形角が、新潟県中越地震における住家建物被害率と調和的な結果となったことを示した上で、小千谷市内の住家建物全壊率が、軟弱な高有機質土層が堆積する市中心部の K-NET 付近では比較的 low、西地区で高くなった原因として、表層地盤の非線形性状の違いにより本震時の地震動特性（地盤せん断振動の 1 次固有周期の伸び）が大きく異なった可能性のあること、この固有周期の伸びの違いに起因する地表地震動の周期 1-3 秒程度の成分の違いが、住家建物被害に大きく影響した可能性のあることを示している。

第 5 章「結論」では、本論文で得られた成果を総括している。

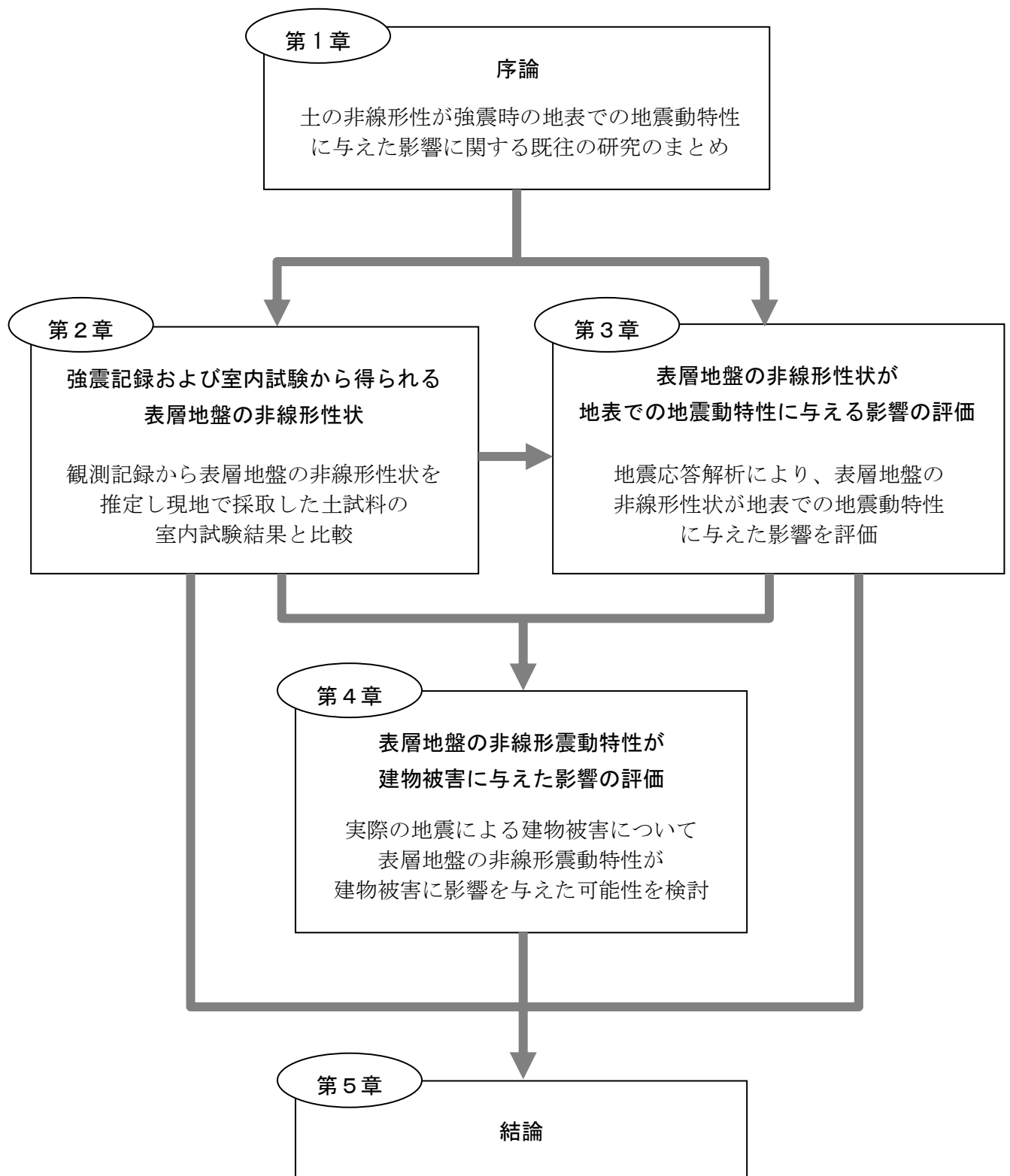


図 1.1 本研究の全体構成

第 2 章

強震記録および室内試験から得られる表層地盤の非線形性状

- 2.1 はじめに
- 2.2 強震記録に見られるサイト特性
 - 2.2.1 小千谷市内の強震観測点と地形分類
 - 2.2.2 観測記録の PGA・PGV の比較
 - 2.2.3 本震・余震記録のフーリエスペクトルと卓越周期
- 2.3 強震観測点における地盤構造の調査
 - 2.3.1 既往の地盤調査および微動 1 点観測結果
 - 2.3.2 K-NET・JMA における地盤調査結果
- 2.4 原位置試料を用いた室内動的変形試験
 - 2.4.1 試験概要
 - 2.4.2 室内試験より得られた土の動的変形特性
- 2.5 地表での強震記録から推定される表層地盤の非線形性状
 - 2.5.1 地表で観測された地震記録から表層地盤の非線形性状を推定する方法
 - 2.5.2 本手法の当該サイトに対する適用条件に関する考察
 - 2.5.3 推定された表層地盤の非線形性状
- 2.6 強震記録の伝達関数から推定される表層地盤の非線形性状
 - 2.6.1 地表観測波と工学的基盤露頭波の伝達関数
 - 2.6.2 強震記録の伝達関数から表層地盤の非線形性状を推定する方法
 - 2.6.3 推定された表層地盤の非線形性状
- 2.7 推定結果と室内試験結果との比較
- 2.8 まとめ

2.1 はじめに

2004年新潟県中越地震(以下、本震)の際、小千谷市内にある防災科学技術研究所K-NET、気象庁(JMA)の2つの強震観測点では、1Gに近いかそれ以上の大きな加速度記録が得られた。両地点は700m程度と比較的接近し、地形分類上同一の砂礫台地上に位置しているが、本震におけるK-NETの最大地動加速度、最大地動速度(13.1 m/s²、1.29 m/s : EW成分)は、JMAの値(8.98m/s²、0.83m/s : EW成分)に比べて5割程度大きくなっている。両地点では、本震以前の地震および余震で多くの記録が得られているが、微小地震の最大地動加速度は逆にJMAの方がK-NETよりも大きくなる傾向が認められる。さらに、これらの記録のスペクトル特性の比較から、地表で観測された強震動には表層地盤の非線形性の影響が強く反映されている可能性が示唆される。

強震時の地震動に地盤の非線形性の影響が強く現れることは以前から指摘されているが(例えば、Seed and Idriss, 1969、田蔵ら, 1987、時松・翠川, 1988、翠川, 1993)、新潟県中越地震時のように極めて大きな地震動を含む検討例は少ない。また、大振幅の強震記録にもとづく実地盤の非線形特性の把握に加えて、その推定結果と原位置から採取した土試料の室内動的変形試験結果とが、はたしてどのひずみレベルまで、どの程度の精度で対応するのかを検討した研究はほとんど見あたらない。したがって、両地点における表層地盤の非線形性状と地震動特性およびその推定結果と室内試験結果との関係を検討することは、今後の震源域近傍での強震動予測や耐震設計などの地震防災対策を考える上で重要な課題であると考えられる。しかし、この検討に必要な表層地盤構造は、JMAでは不明、K-NETでは公開されているが、観測された微動H/Vスペクトルのピーク周期を説明できない(翠川ら, 2004)。

以上の背景を踏まえ、本章では、K-NET・JMA小千谷の2地点でボーリング、PS検層を実施し、両地点で採取した不攪乱試料に対して中空ねじりせん断試験を行いその非線形性状を求める。次に2つの既往の手法(時松・翠川, 1988、時松ら, 1993)にしたがい、軟弱地盤上の2地点(K-NET、JMA)および工学的露頭基盤上の1地点(SS1)で得られた強震記録を用いて表層地盤の地震時非線形性状を推定する。そして室内試験と強震記録からの推定の両結果の比較にもとづいて、K-NET、JMAの表層地盤の非線形性状が新潟県中越地震を含めた地表での地震動特性に与えた影響について検討する。

2.2 強震記録に見られるサイト特性

2.2.1 小千谷市内の強震観測点と地形分類

新潟県中越地震の際に小千谷市内では、防災科学技術研究所 K-NET、気象庁(JMA)の強震観測点、介護老人保護施設水仙の家 (SSI) の3地点 (写真 2.2.1-4) で強震記録が得られている。図 2.2.1 に本震の震源域 (破線で囲んだ範囲)・震央位置と、余震の震央位置を示す。小千谷市は本震震央の約 7km 西側と非常に震源に近い場所に位置している。また余震の分布は本震の震源域にあり、ほとんどが小千谷市の東側に位置している。

図 2.2.2 に小千谷市中心部の地形分類と K-NET、JMA、SSI の強震観測点を示す。小千谷市中心部は、新潟平野を北流する信濃川左岸に位置する。この一帯は砂岩、泥岩などからなる更新世魚沼層群の上に、信濃川による扇状地堆積物である砂礫台地が広く分布するが、所々河川により浸食された谷底平野となっている。また全域で、表層は深度数mまで粘性土や砂質土に被覆されている。K-NET、JMA は砂礫台地上、SSI はそれより標高が 10m程度低い谷底平野に位置している。3地点の位置関係は三角形状になっており、それぞれ2地点間の距離は 700-900m程度である。よって図 2.2.1 より本震、余震の震央距離は、ほとんどのものが 5km 以上で、3地点の互いの距離に対して長く、3地点の地表での地震動特性の違いに与える震源特性、伝播経路特性の影響は小さいものと考えられる。

強震計は、K-NET、JMA の2地点では地表に、SSI では表層を掘削し岩盤上に建てられた免震建物の免震層下部に設置されており、K-NET、JMA では表層の影響を受けた強震記録が、SSI では岩盤上での工学的露頭基盤波の記録が観測されたものと考えられる。



写真 2.2.1 小千谷市の3つの強震観測点



写真 2.2.2 K-NET 小千谷の強震観測点



写真 2. 2. 3 JMA 小千谷の強震観測点



写真 2. 2. 4 水仙の家 (SSI)

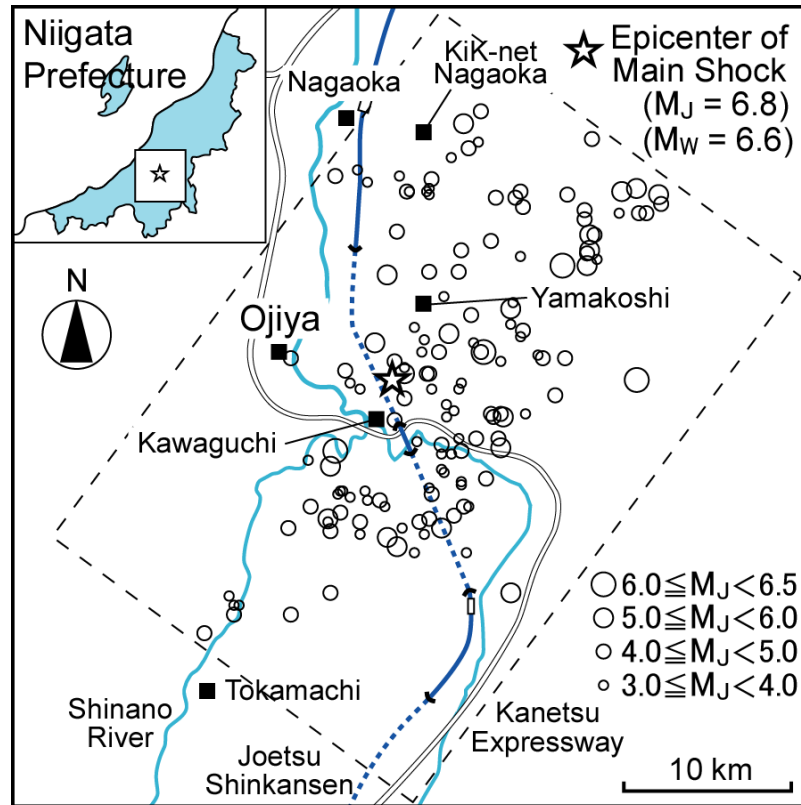


図 2.2.1 新潟県中越地震の震源域と本震・余震の震央位置

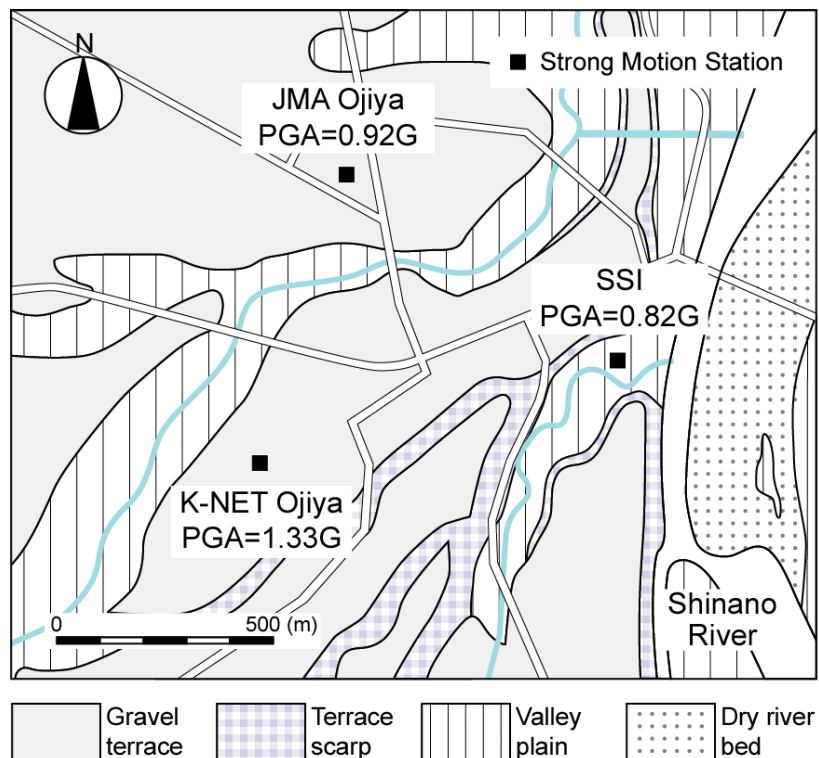


図 2.2.2 小千谷市における強震観測点と地形分類図

2.2.1 観測記録の PGA・PGV の比較

小千谷市内の3つの強震観測点では、本震だけでなく本震前、余震の記録も得られている。K-NET、JMA ではともに 1996 年以降観測された数多くの強震記録が、SSI では本震を含む 19 の強震記録が公開されている。表 2.2.1 に SSI で記録が公開されている 19 の地震についての主な諸元と各地点の最大地動加速度および最大地動速度を示す。これらの地震は、小千谷市の東方に位置し（図 2.2.1）北北東～南南西に走行する逆断層を震源とするため、本震（2004 年 10 月 23 日 17 時 56 分）を含めて EW 成分が卓越する傾向が認められる。なお、2004 年 10 月 23 日 17 時 59 分の地震については、SSI の記録が他の 2 地点の記録と比べて振幅が非常に小さくまた継続時間も短く、特異な傾向を示すため以後の検討には用いない。

図 2.2.3 に本震における 3 地点での強震記録の EW 成分の加速度時刻歴を示す。本震における K-NET と JMA の加速度時刻歴は、SSI のそれとの共通点が確認できるが、最大値や周波数特性は大きく異なっている。特に K-NET では、9-12 秒付近で地盤のサイクリックモビリティの影響と考えられるスパイク状の波形が見られる。

図 2.2.4 に 3 地点のうち各 2 地点間の最大地動加速度を比較して示す。K-NET と JMA の最大地動加速度は工学的露頭基盤と考えられる SSI の値に対し、平均して K-NET で 1.7 倍、JMA で 2.2 倍と大きい。本震時の JMA の最大地動加速度は SSI の値と同程度である。K-NET と JMA で比較すると、ややばらつきはあるものの加速度レベルが小さいと、JMA の記録が K-NET の記録よりも大きい。加速度レベルが大きくなると JMA の記録が K-NET の記録と同程度かそれ以下になる傾向が確認される。このことは、入力レベルの増加によりサイト特性の変化する傾向が両地点で異なっている可能性を示唆している。

表 2.2.1 K-NET、JMA、SSI で観測された強震記録

Date Time	M_j	Focal Depth (km)	Epicentral Distance (K-NET) (km)	PGA (m/s^2)			PGV (m/s)		
				K-NET ^{NS} _{EW}	JMA ^{NS} _{EW}	SSI ^{NS} _{EW}	K-NET ^{NS} _{EW}	JMA ^{NS} _{EW}	SSI ^{NS} _{EW}
2001/01/04 13:18	5.1	14	38	1.14	0.74	0.44	0.071	0.055	0.034
				1.11	0.63	0.61	0.070	0.049	0.047
2004/10/23 17:56	6.8	13	7	11.47	7.79	7.40	0.981	0.679	0.470
				13.08	8.98	8.08	1.269	0.831	0.706
2004/10/23 17:59	5.3	16	6	3.67	4.76	1.18	0.220	0.266	0.032
				2.62	3.65	1.03	0.109	0.169	0.043
2004/10/27 00:56	4.3	13	8	0.41	1.01	0.59	0.016	0.029	0.014
				0.61	0.83	0.35	0.041	0.027	0.014
2004/10/27 02:05	3.8	11	12	0.39	0.61	0.38	0.015	0.017	0.012
				0.49	0.36	0.26	0.027	0.012	0.010
2004/10/27 10:26	4.3	14	12	0.62	0.97	0.48	0.027	0.033	0.016
				0.85	0.53	0.21	0.050	0.020	0.011
2004/10/27 10:40	6.1	12	9	1.78	1.97	1.35	0.105	0.120	0.099
				4.96	3.91	1.99	0.440	0.336	0.271
2004/11/01 04:35	5.0	8	14	0.83	1.10	0.53	0.051	0.061	0.034
				1.16	1.16	0.57	0.085	0.067	0.056
2004/11/02 00:40	4.1	9	14	0.15	0.31	0.13	0.007	0.008	0.004
				0.15	0.39	0.11	0.008	0.007	0.003
2004/11/03 05:28	3.0	8	10	0.15	-	0.24	0.006	-	0.006
				0.12	-	0.19	0.004	-	0.005
2004/11/03 18:02	3.2	9	9	0.22	0.27	0.16	0.009	0.006	0.005
				0.21	0.47	0.16	0.009	0.008	0.004
2004/11/04 08:57	5.2	18	18	3.26	2.71	2.07	0.200	0.125	0.102
				1.86	2.55	0.92	0.115	0.105	0.045
2004/11/05 14:56	4.2	7	15	0.44	0.70	0.22	0.015	0.016	0.005
				0.43	0.66	0.20	0.020	0.015	0.007
2004/11/06 22:05	4.4	13	10	0.27	0.48	0.36	0.013	0.011	0.009
				0.55	0.47	0.24	0.030	0.011	0.007
2004/11/08 11:15	5.9	0	24	0.67	0.90	0.54	0.054	0.050	0.041
				0.73	1.23	0.38	0.054	0.049	0.039
2004/11/09 04:15	5.0	0	19	0.38	0.38	0.27	0.025	0.015	0.015
				0.27	0.62	0.27	0.015	0.016	0.012
2004/11/10 03:43	5.3	5	20	0.47	0.47	0.24	0.025	0.016	0.010
				0.34	0.46	0.20	0.019	0.014	0.009
2004/11/11 18:04	3.9	7	12	0.43	0.41	0.21	0.016	0.013	0.009
				0.26	0.69	0.12	0.010	0.015	0.005
2004/11/12 02:24	4.3	10	15	0.41	0.32	0.15	0.020	0.010	0.007
				0.48	0.46	0.19	0.022	0.013	0.006

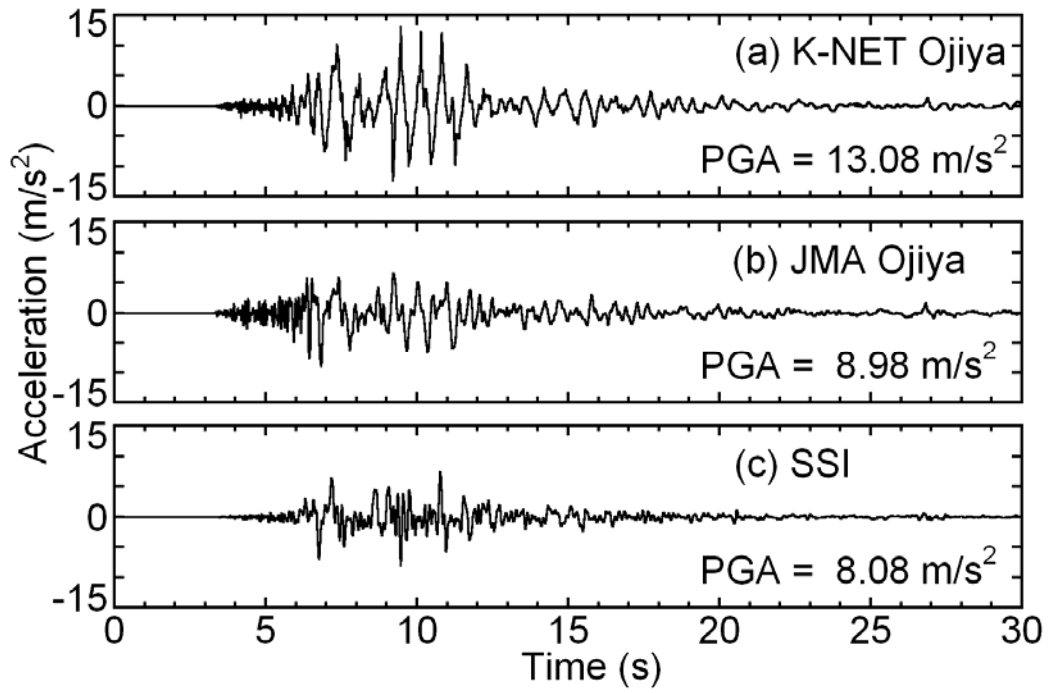


図 2.2.3 地震観測記録（本震 EW 成分）

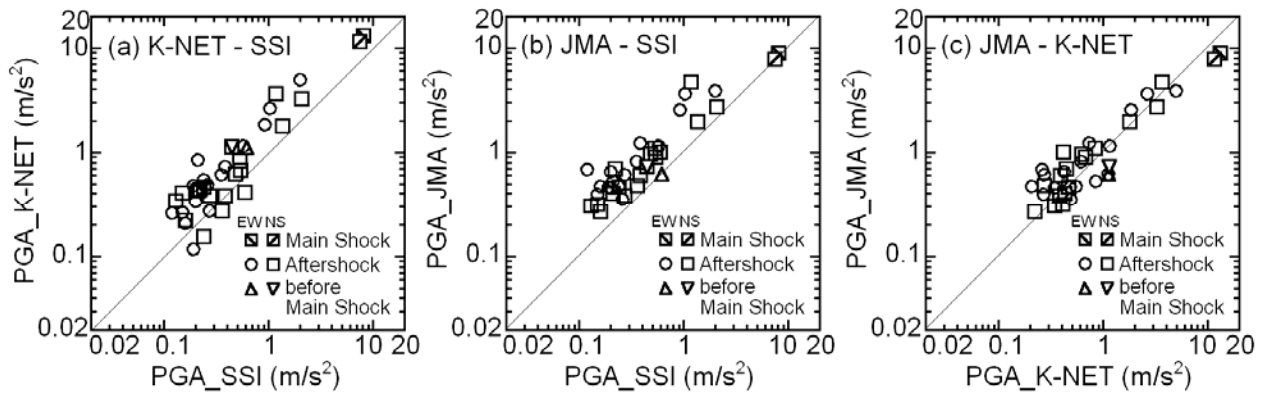


図 2.2.4 K-NET、JMA、SSI の最大地動加速度の比較

2.2.2 本震・余震記録のフーリエスペクトルと卓越周期

図 2.2.5 に本震、余震を含む 4 地震について 3 地点における EW 成分記録の加速度フーリエスペクトル（バンド幅 0.3Hz の Parzen ウィンドウで平滑化）を示す。SSI のフーリエスペクトルは、本震、余震ともに明瞭なピークをもたず、工学的露頭基盤の地震動に近い性質を示している。これに対し、K-NET、JMA のフーリエスペクトルは、ほぼすべての周波数領域において SSI と同等かそれ以上の振幅を示し、JMA の本震記録を除いて、明瞭なスペクトルピークを持ち、そのピーク周期は、スペクトル振幅の増大にともなって延び、本震では微小地震と比べ、2-3 倍以上となっている。また両地点ともスペクトルピークの形状は微小地震では鋭いが、加速度レベルの増加とともに、鈍くなる傾向が見られる。以上の傾向は、特に JMA で顕著である。

地震動の振幅増加にともなって卓越周期が延びる傾向が、他の観測記録にも認められるかどうか確認するため、図 2.2.6 に両地点について K-NET、JMA の公開された全記録の加速度フーリエスペクトルの卓越周期と最大地動加速度、最大地動速度の関係を示す。図から、両地点とも最大地動加速度、最大地動速度の増加とともに卓越周期の延びる傾向があること、またその傾向が K-NET（微小地震 0.25 s、本震 0.7 s）より JMA（微小地震 0.14 s、本震 0.5 s 以上）で顕著であることが確認できる。卓越周期の延びの違いは両地点の表層地盤の非線形性の違いによるものと推察される。

なお、K-NET の微小地震の卓越周期は、図 2.2.6 のように本震前は 0.25 s であったが、本震後は 0.30 s とやや大きくなっている。これは同地点での微動の H/V スペクトルの卓越周期が本震前より本震後に延びていること（翠川ら、2004）と矛盾がなく、表層地盤が本震により軟化した可能性を示唆している。

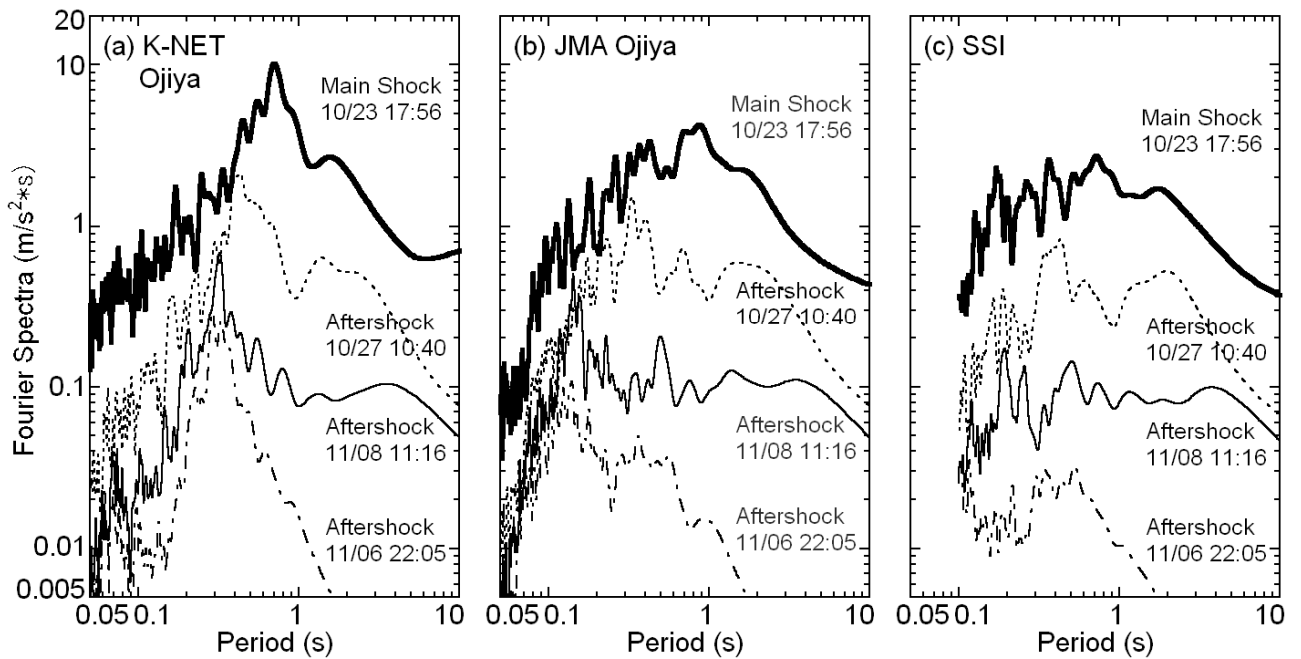


図 2.2.5 本震、余震のフーリエスペクトルの比較

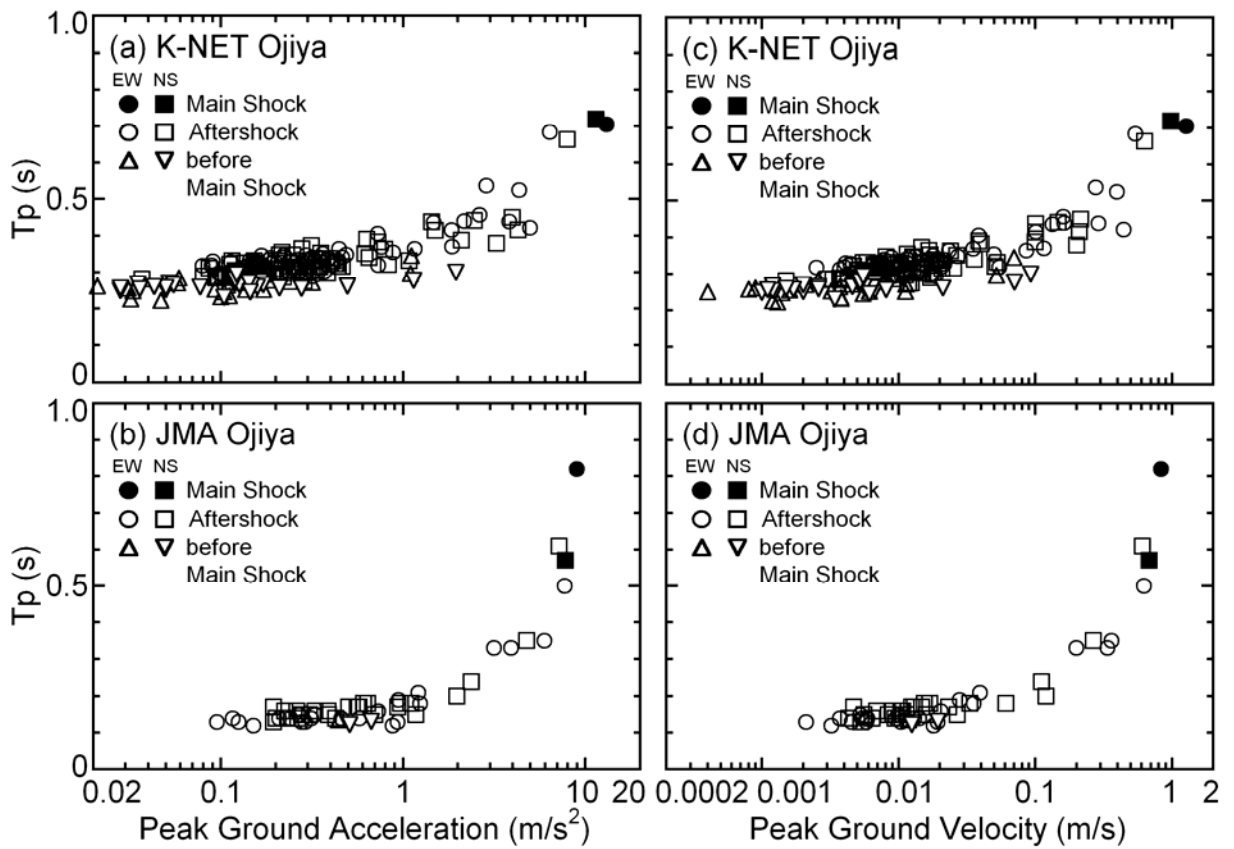


図 2.2.6 地震記録の卓越周期と最大地動加速度・最大地動速度の比較

2.3 強震観測点における地盤構造の調査

2.3.1 既往の地盤調査および微動1点観測結果

K-NET では防災科学技術研究所により既に標準貫入試験、PS 検層を含む地盤調査が行われている。JMA においては、融雪施設のための削井工事の際に調査された簡易な地質柱状図と隣接する警察署の標準貫入試験データがあるが、当該地点の詳細な地盤調査は見あたらず、表層地盤のS波速度構造については不明である。SSI については免震建物建設前に標準貫入試験、PS 検層を含む地盤調査が行われている。図 2.3.1 に3地点の既往の調査から得られた地盤柱状図と N 値の深度分布および地震計とその基礎の設置図を示す。K-NET では $V_s=100\text{m/s}$ の軟弱なシルトと高有機質土(泥炭)、JMA では N 値 10 以下の軟弱なシルト混り粘土とシルト混り細砂が、ともに 3m 程度堆積している。両地点とも、その下に $V_s=400\text{m/s}$ 前後または N 値 50 以上の硬質な礫層が存在する。さらに両地点とも深度 13m 程度から更新世魚沼層群と考えられる岩盤層となっている。一方、SSI では礫混り砂質シルトが 1.6m 程度堆積し、その下に $V_s=430\text{m/s}$ の魚沼層群が直接存在する。地震計の設置状況については、K-NET、JMA ではそれぞれ 1.0m、0.6m 根入れされたコンクリートの基礎の上に、SSI では表層を 4.5m 程度掘削し岩盤(魚沼層群)の上に建てられた免震建物の基礎の上に地震計が設置されている。

PS 検層により表層地盤のS波速度構造が得られている K-NET について、3m 以深の礫層を基盤と考え、1次元重複反射理論に基づいて求めた基盤と表層とのせん断振動の伝達関数(表層地盤の減衰定数 2%)を図 2.3.2 に破線で示す。1次固有周期は 0.12s に見られる。

図 2.3.3 に K-NET、JMA での微動観測から求めた時松・新井(1998)の提案する H/V スペクトルを示す。H/V スペクトルは、K-NET では 0.28 s、JMA では 0.12 s に明瞭なピークをもち、これらは図 2.2.6 に示す微小地震での卓越周期とほぼ対応する。両地点ともに表層と基盤とのコントラストが高いサイトであり、地震記録の卓越周期は地盤特性を反映したものであると考えられる。しかし、K-NET については図 2.3.1 に示した既往のボーリング調査結果によるせん断振動の1次固有周期 0.12 s と H/V スペクトルのピーク周期 0.28 s は一致しない。表層と基盤とのコントラストが高いサイトでは、せん断振動の1次固有周期とレイリー波の特性を反映した微動の H/V スペクトルピーク周期が概ね一致する傾向のあること(時松ら, 1994)を考えると、K-NET における既往の表層 S 波速度構造(層厚か S 波速度)が観測値に適合していない可能性が示唆される。

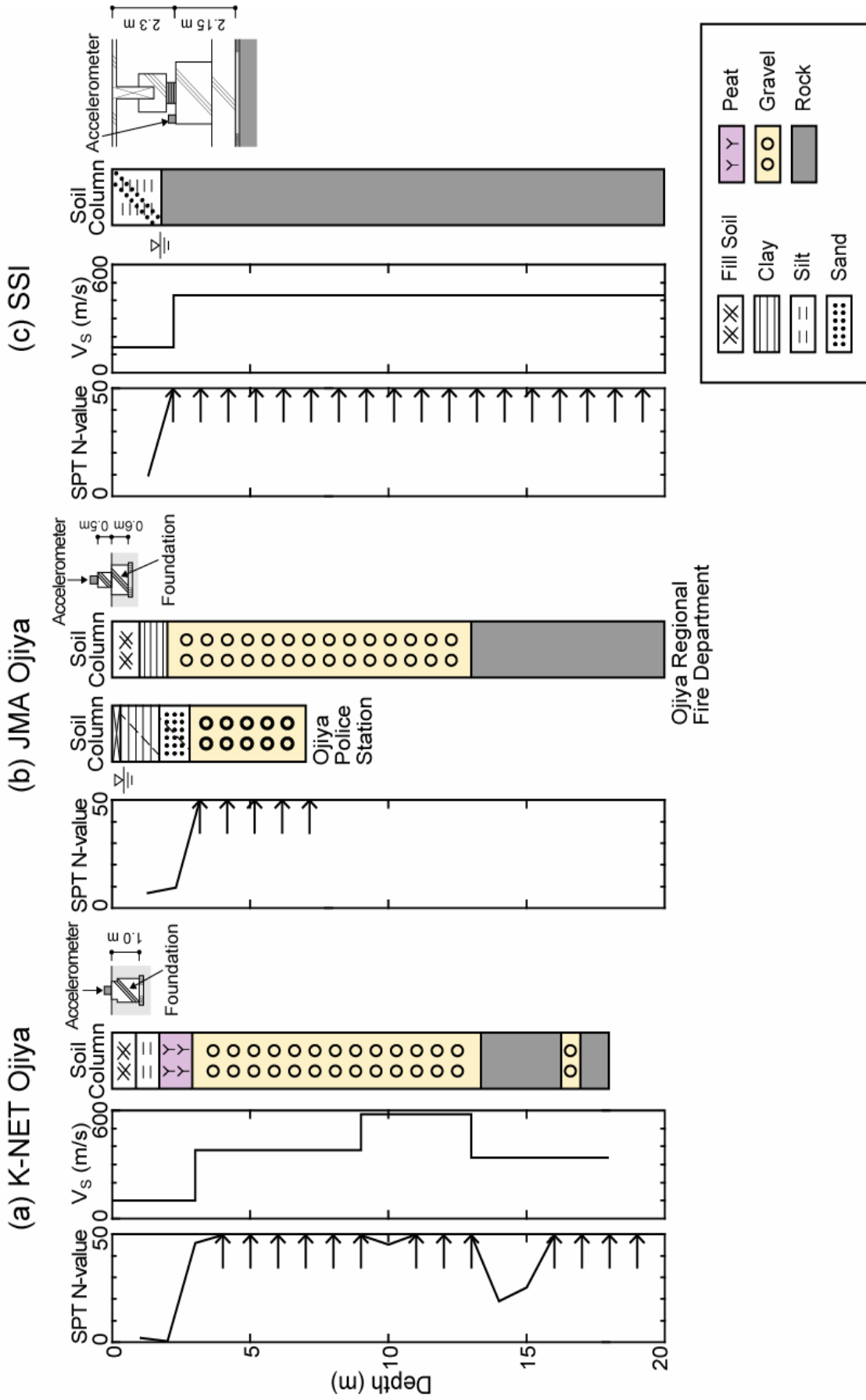


図 2.3.1 既往の K-NET、JMA、SSI のボーリング、PS 検層結果と地震計の設置図

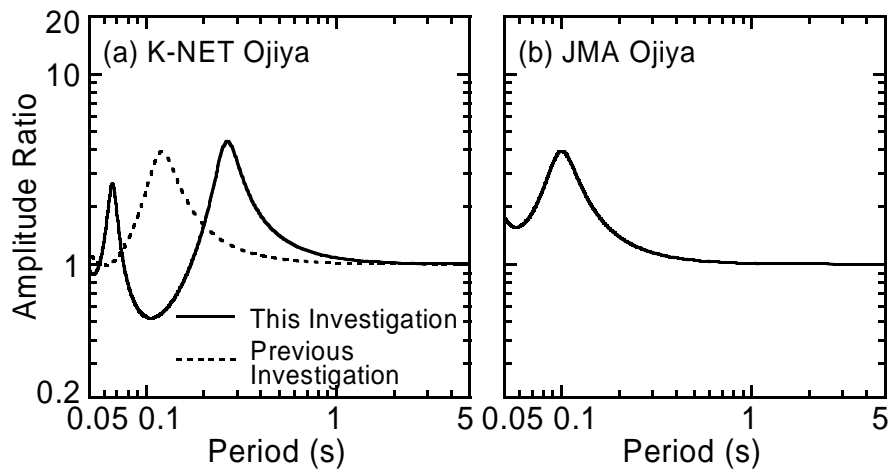


図 2.3.2 表層地盤の伝達関数

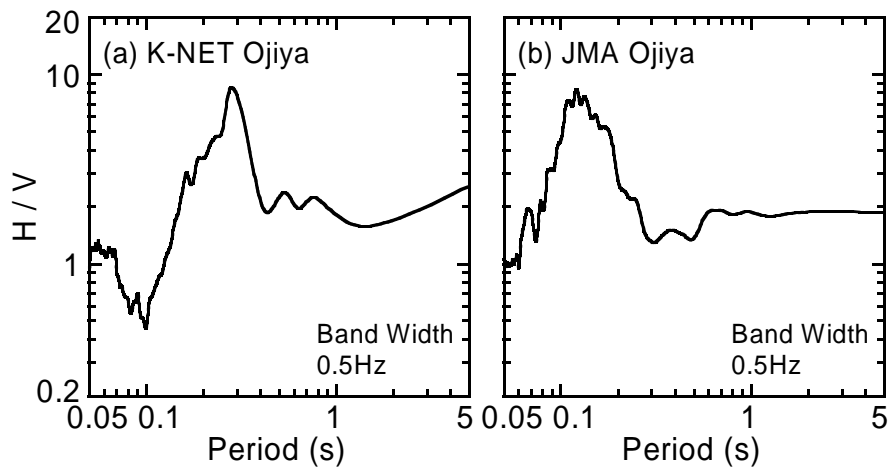


図 2.3.3 微動の H/V スペクトル

2.3.2 K-NET・JMAにおける地盤調査結果

前節の検討より、表層地盤構造について、JMA では詳細は不明、K-NET では公開されているが、観測された微動 H/V スペクトルのピーク周期を説明できない。そこで、K-NET、JMA の 2 地点で深度 7m までボーリング調査および PS 検層を実施した。写真 2.3.1 (1), (2) に両地点のボーリング、PS 検層の実施状況を示す。図 2.3.4 に調査から得られた表層の地盤柱状図と S 波速度構造を実線で、既往の調査結果(点線)とあわせて示す。また、表 2.3.1、2.3.2 に K-NET、JMA の PS 検層結果を、SSI の既往の結果(表 2.3.3)とあわせて示す。K-NET では $V_s=50\text{m/s}$ 程度のきわめて軟弱なシルト質粘土または高有機質土(泥炭)、JMA では $V_s=100\text{m/s}$ 程度の砂質シルトが、ともに 3m 程度堆積し、その下に両地点とも $V_s=210\sim 360\text{m/s}$ の硬質な礫層が続いている。したがって、両地点ともに表層と礫層とのインピーダンスのコントラストは 3 以上となる。このような地盤では、下部礫層のせん断ひずみレベルは表層に比べ小さくなり、地表記録に表れる非線形的な性質は表層地盤のものと同期待される(時松・翠川, 1988)。

ボーリングの際に採取した土試料(図 2.3.4 の C-1, P-1, P-2, C-2, S-1)に対して行った物理試験結果を表 2.3.4 に、さらに C-1, C-2, S-1 の粒径加積曲線を図 2.3.5 に示す。なお K-NET で採取した P-1, P-2 の土試料の粒径については、腐食繊維が多量に混入しており粒径の測定が不可能なため、測定していない。粘土やシルトからなる C-1, C-2, S-1 に比べ、腐食繊維を多量に含む高有機質土 P-1, P-2 は、湿潤密度がそれぞれ 1.20, 1.01 Mg/m^3 、乾燥密度がそれぞれ 0.51, 0.18 Mg/m^3 と非常に小さく、含水比がそれぞれ 135.3, 461.1% と非常に大きい。P-1 に対して行った強熱減量試験から、P-1 は加熱により質量が 62% も減少してしまい、有機物が多量に混入していたことがわかる。

表 2.3.1、2.3.2 の PS 検層結果に基づき、両地点の 3 層目の基盤(礫層)と表層との伝達関数(表層の減衰定数 2%)を求め、図 2.3.2 に実線で示す。せん断振動の 1 次固有周期は K-NET では 0.27 s、JMA では 0.10 s に見られる。これらの周期は両地点における微小地震での卓越周期および微動 H/V スペクトルのピーク周期とほぼ対応する。

以上から、両地点ともに深度 3m 程度までの S 波速度構造が表層地盤の増幅特性および地表での地震動に大きく影響しており、K-NET では既往の地盤調査結果に比べ今回の地盤調査結果の方が微動 H/V スペクトルのピーク周期および微小地震の卓越周期をよく説明できると考えられる。



写真 2. 3. 1 (1) ボーリング・PS 検層の実施状況 (K-NET)



写真 2. 3. 1 (2) ボーリング・PS 検層の実施状況 (JMA)

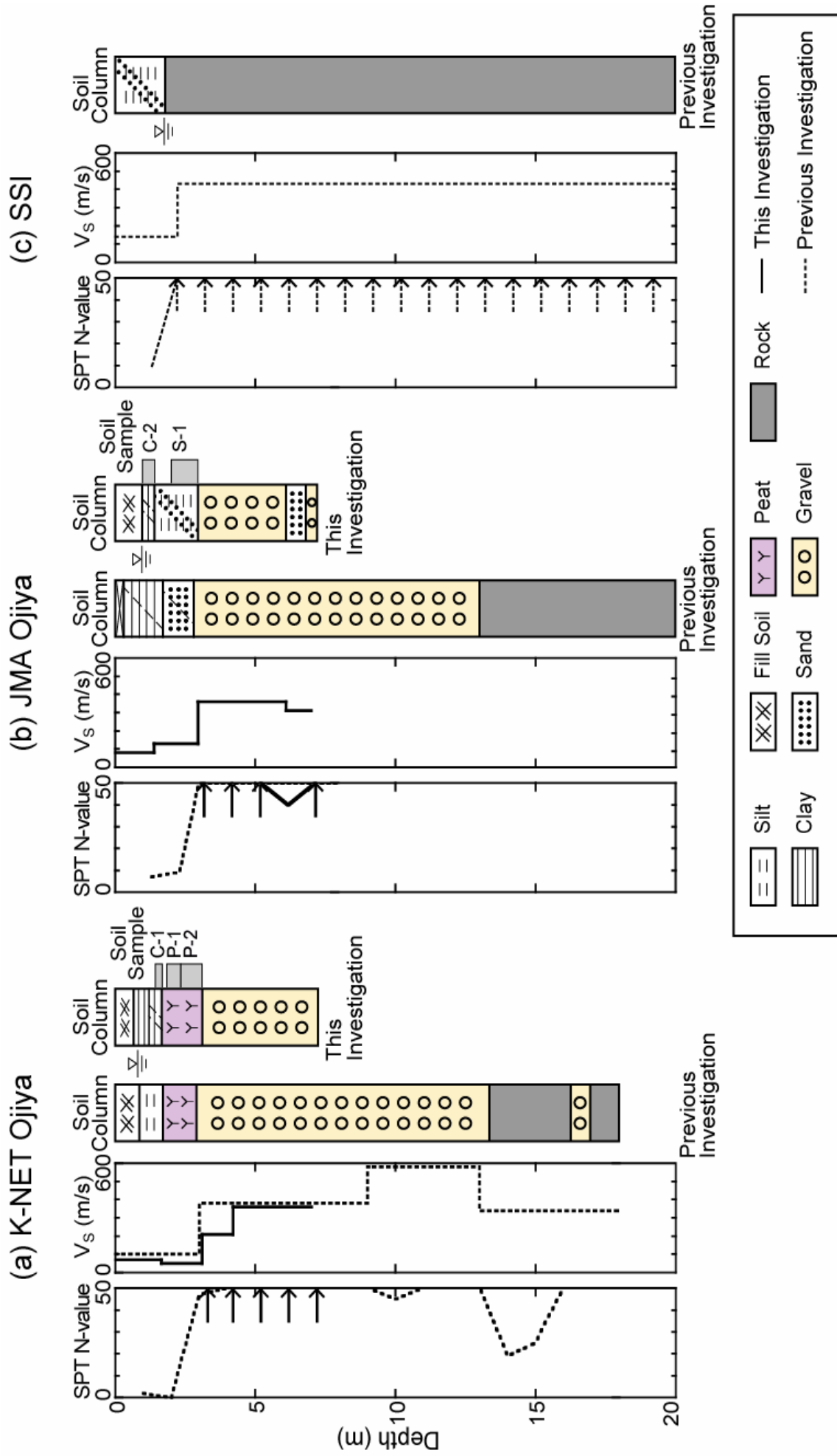


図 2.3.4 K-NET、JMA、SSI のボーリング、PS 検層結果

表 2.3.1 K-NET の PS 検層結果

Thickness (m)	ρ (Mg/m ³)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	v
1.65	1.65	250	70	0.457
1.45	1.20	660	50	0.497
1.10	2.00	820	210	0.465
2.80	2.00	820	360	0.381

表 2.3.2 JMA の PS 検層結果

Thickness (m)	ρ (Mg/m ³)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	v
1.40	1.70	310	80	0.464
1.55	1.80	550	130	0.470
3.15	2.00	680	360	0.305
0.90	1.95	610	310	0.326

表 2.3.3 SSI の PS 検層結果

Thickness (m)	ρ (Mg/m ³)	V_P (m/s)	V_S (m/s)	v
2.00	1.90	530	140	0.461
8.00	1.90	1300	430	0.438
4.00	1.90	910	430	0.356
6.00	1.90	1390	430	0.447

表 2.3.4 採取した土試料の物理試験結果

供試体名	K-NET			JMA	
	C-1	P-1	P-2	C-2	S-1
深度 (m)	1.00-1.40	1.85-2.30	2.30-3.10	1.00-2.00	2.00-2.95
湿潤密度 (Mg/m ³)	1.57	1.20	1.01	1.61	1.87
乾燥密度 (Mg/m ³)	0.92	0.51	0.18	1.02	1.40
土粒子密度 (Mg/m ³)	2.53	2.09	1.64	2.63	2.66
含水比 (%)	69.8	135.3	461.1	57.9	34.2
礫分 (%)	1.0	-	-	0.0	0.0
砂分 (%)	10.6	-	-	12.0	34.3
シルト分 (%)	38.4	-	-	39.3	56.5
粘土分 (%)	50.0	-	-	48.7	9.2
強熱減量 (%)	-	62.4	-	-	-
分類	シルト質粘土	高有機質土	高有機質土	シルト質粘土	砂質シルト

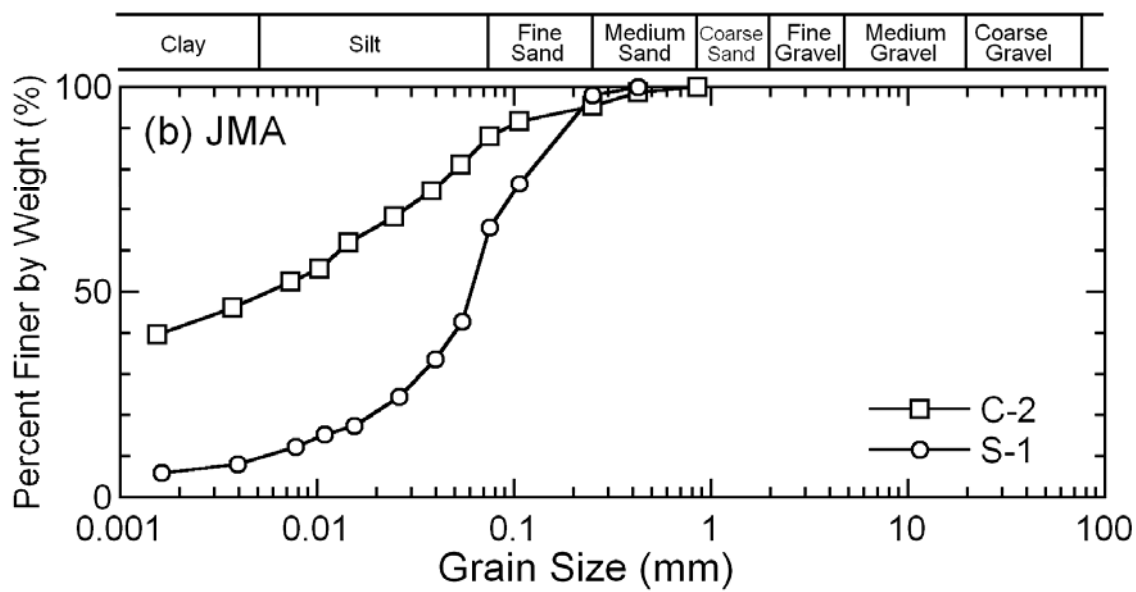
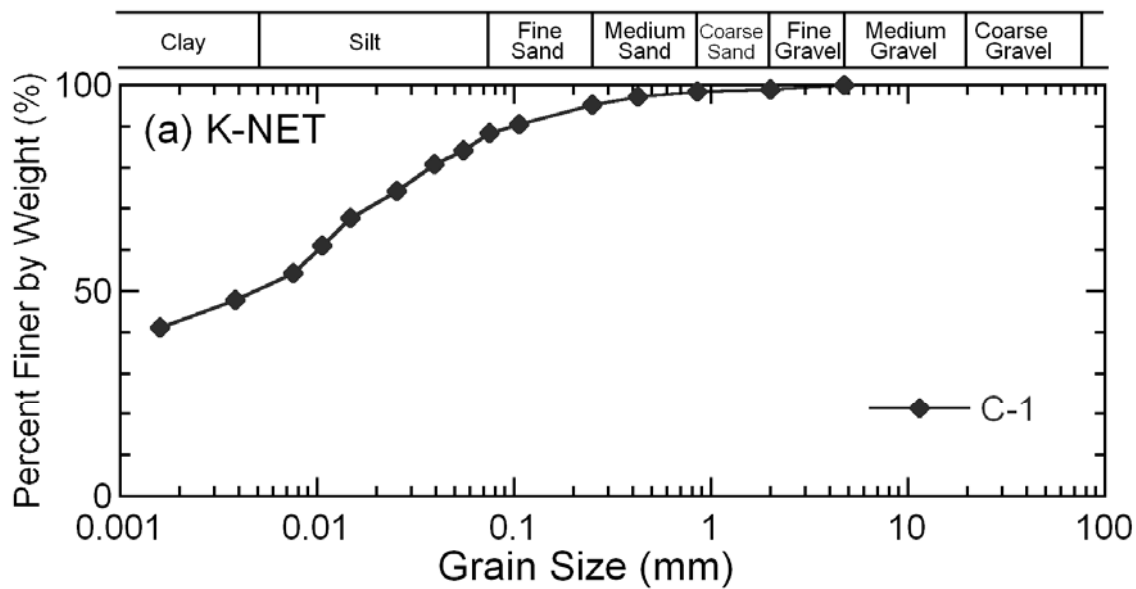


図 2.3.5 採取した土試料の粒径加積曲線

2.4 原位置試料を用いた室内動的変形試験

2.4.1 試験概要

K-NET、JMA 両地点で、観測地震動に大きな影響を与えたと考えられる表層 3m までの土試料を採取した。試料採取にあたり、K-NET のシルト質粘土に対しては、軟らかい粘性土を適用範囲とする固定ピストン式シンウォールサンプラーを、その他の土質に対しては、硬さが中位の粘性土または締まりの程度が中位以上の砂質土を適用範囲とするトリプルチューブサンプラーを用いた。

両地点から採取した試料に対して中空ねじりせん断試験を行い、その動的変形特性を求めた。写真 2.4.1 に試験装置、表 2.4.1 に試験条件を示す。対象試料は、K-NET で 3 深度（図 2.3.1 の C-1, P-1, P-2）、JMA で 2 深度（C-2, S-1）から得られたものである。まず試料を中空円筒供試体（外径 7 cm、内径 3 cm、高さ 10 cm）に成形し（写真 2.4.2）、飽和の後、原位置の有効応力（16～28 kN/m²）にできるだけ近くなるよう設定した拘束圧（C-1、C-2、P-1 で 29 kN/m²、P-2、S-1 で 39 kN/m²）で等方圧密した。試験は、非排水条件のもと、各供試体に対して、ひずみレベルが 10⁻⁵ 程度から 5×10⁻² 程度まで、13 または 14 段階に増加するよう、応力制御により繰返しトルク荷重を加えるステージテスト方式とし、各段階においてトルク荷重（周波数 0.1 Hz の正弦波）を 10 波程度載荷し、10 波目の履歴ループよりせん断剛性、せん断剛性比および減衰定数を求めた。



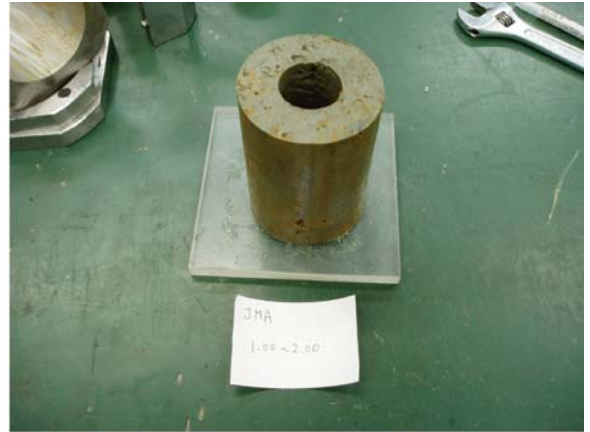
写真 2.4.1 中空ねじりせん断試験装置

表 2.4.1 中空ねじりせん断試験の試験条件

供試体名	K-NET			JMA	
	C-1	P-1	P-2	C-2	S-1
拘束圧 (kPa)	29	29	39	29	39
供試体寸法	外径 70mm, 内径 30mm, 高さ 100mm				
排水条件	圧密非排水				
載荷方法	応力制御				
載荷波形	正弦波				
振動数	0.1Hz				
繰返し回数	11回				



(a) C-1



(d) C-2



(b) P-1



(c) P-2

写真 2.4.2 中空円筒供試体

2.4.2 室内試験より得られた土の動的変形特性

K-NET で採取した土試料 C-1, P-1, P-2, JMA で採取した土試料 C-2, S-1 に対する中空ねじりせん断試験により得られた、せん断剛性比および減衰定数とせん断ひずみの関係を図 2.4.1-1, 2 に示す。K-NET のシルト質粘土 (C-1) は、ひずみの増加にともなうせん断剛性比の低下と減衰定数の増加が顕著であるが、初期せん断剛性の低い高有機質土 (P-1, 2) は、ひずみの増加にともなうせん断剛性比の低下と減衰定数の増加が緩やかである。すなわち、シルト質粘土は、 $\gamma = 1\%$ でせん断剛性比は 0.1 程度、減衰定数は 15% 以上であるが、高有機質土は $\gamma = 1\%$ でせん断剛性比は 0.5 程度、減衰定数は 10% 以下である。また高有機質土の $\gamma = 1\%$ での値はシルト質粘土の $\gamma = 0.1\%$ での値にほぼ等しくなっている。一方、JMA の表層地盤は砂質シルト (S-1)、シルト質粘土 (C-2) はともに、K-NET のシルト質粘土と同様、小さなせん断ひずみからせん断剛性が低下し、減衰定数が増加する傾向が認められる。なお、高有機質土が、本実験結果のように、他の土質に比べ、極めて弱い非線形性を示すことは過去の室内実験結果からも認められている (Wehling et al., 2003)。

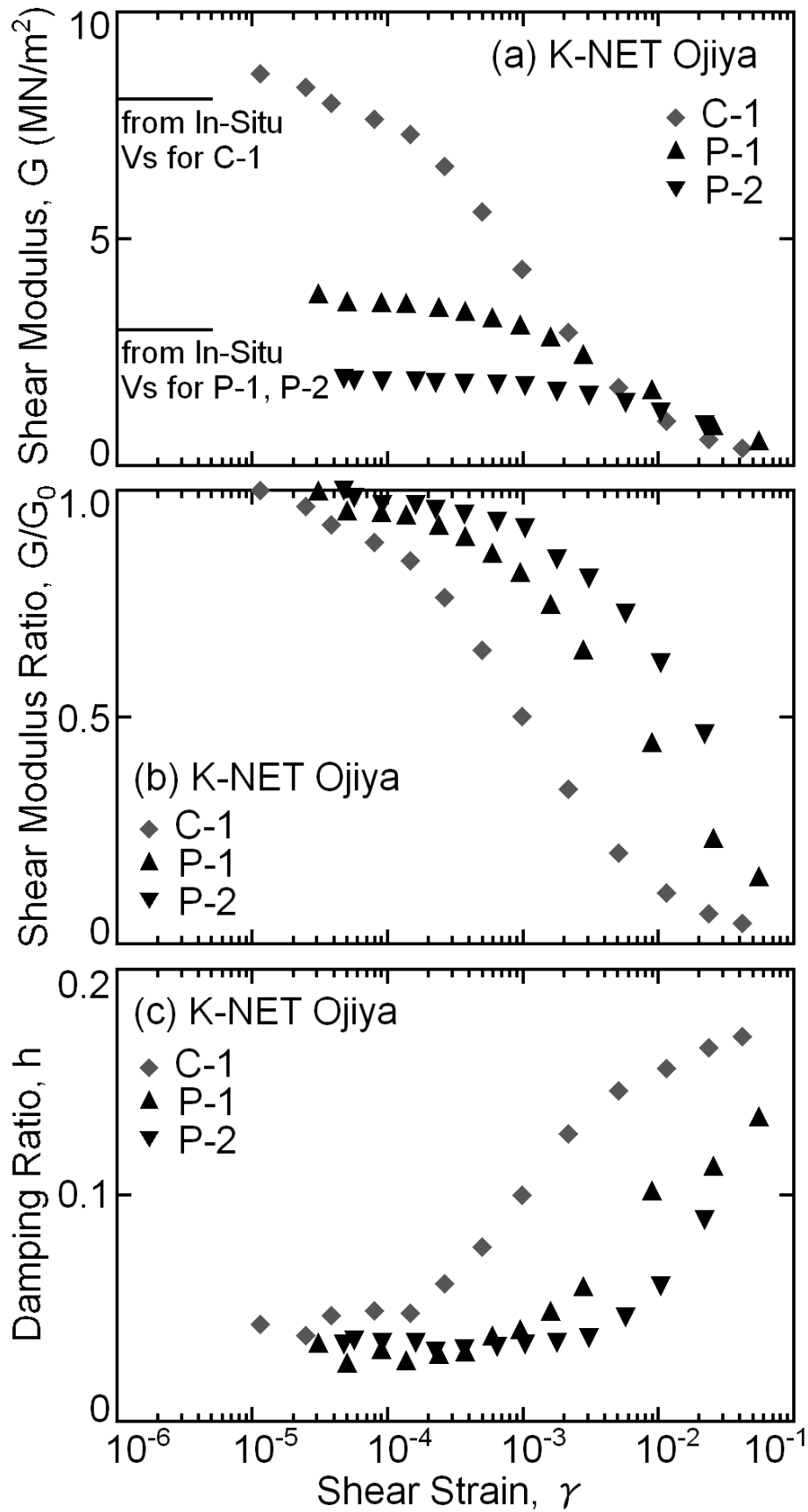


図 2.4.1-1 室内動的試験より得られた土試料の非線形性状 (K-NET)

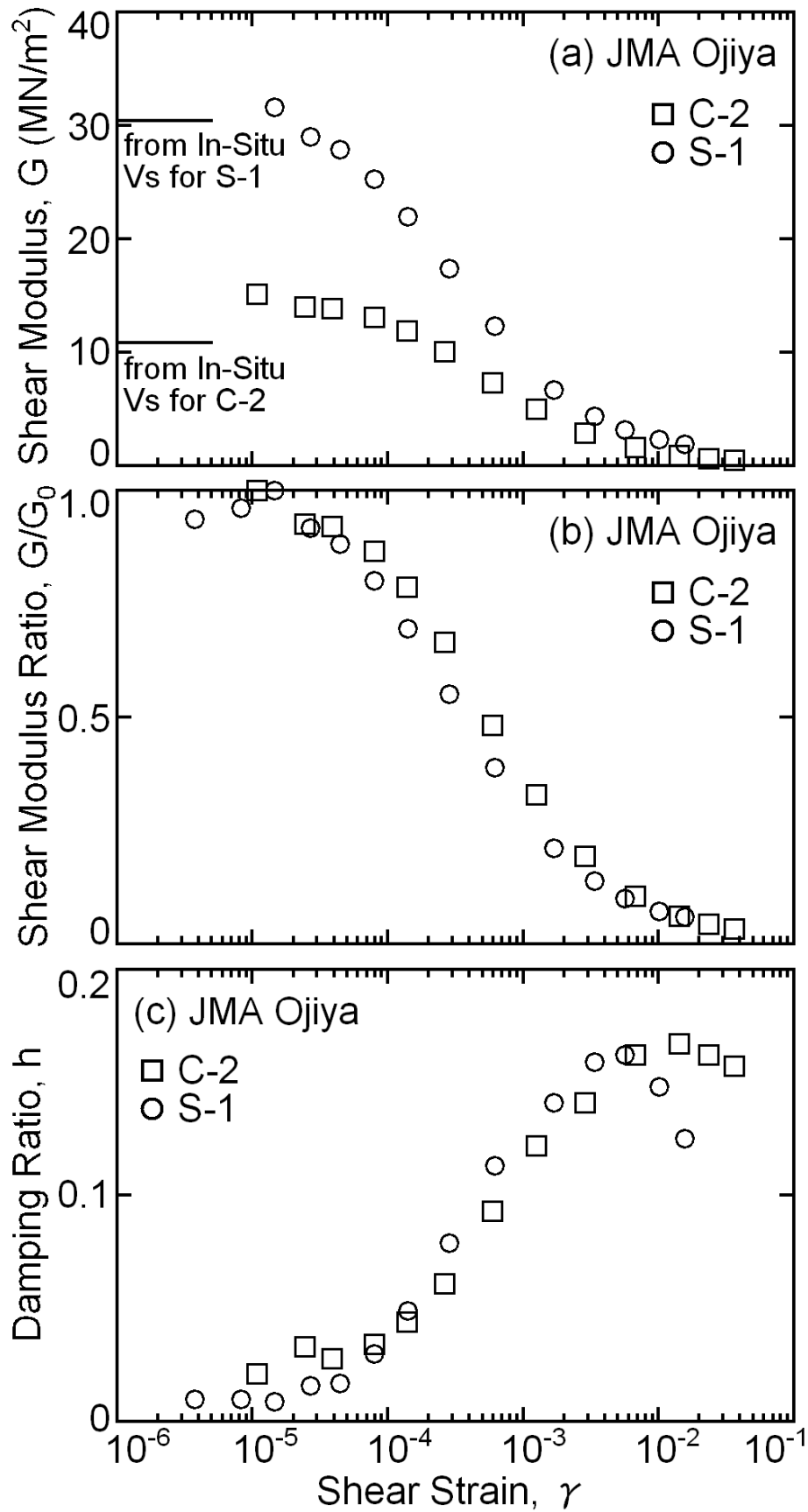


図 2.4.1-2 室内動的試験より得られた土試料の非線形性状 (JMA)

2.5 地表での強震記録から推定される表層地盤の非線形性状

2.2 節での検討から、K-NET、JMA の地表で観測された強震記録には、表層地盤の非線形性の影響が強く現れていると推察される。よって、地表での強震記録を用いて強震時の表層地盤の非線形性状を推定することができると考えられる。実記録から地盤の非線形性状を検討するには、地中と地表で同時観測された強震記録を用いることが望ましい。しかし、両地点を含めてそのような強震記録が利用できる事例はまだ少ない。このため、時松・翠川（1988）は地表で観測された強震記録のみから表層地盤の非線形性状を推定する手法を提案し、せん断ひずみ 3×10^{-3} 程度までの地盤の非線形性状を推定している。以上のことから、本節では時松・翠川（1988）の手法にしたがい、K-NET、JMA の地表で得られた強震記録を用いて表層地盤の地震時非線形性状について検討する。

2.5.1 地表で観測された地震記録から表層地盤の非線形性状を推定する方法

2.3.2 項での検討から、K-NET、JMA とともに表層 3m と礫層とのインピーダンスのコントラストがある程度高いサイトであり、深度 3m 程度までの表層地盤の非線形性を含めた増幅特性が地表での地震動に強く影響していることが示唆される。そこで、時松・翠川（1988）の手法にしたがい、図 2.5.1 (a) に示すように両地点の地盤構造を表層と基盤の 2 層地盤にモデル化し、両地点で得られた地震記録の卓越周期の伸びが表層地盤の非線形性によるものと考え、表層地盤のせん断剛性比とせん断ひずみの関係を推定した。

推定手法の概要を図 2.5.1 (b) に示す。スペクトル解析より得られた地震記録の卓越周期 T_p および表層の層厚 H より、表層地盤の等価 S 波速度（以下、S 波速度） V_{se} は次式で表せる。

$$V_{se} = 4H / T_p \quad (2.5.1)$$

ここで層厚 H は表 2.3.1、2.3.2 より K-NET、JMA でそれぞれ 3.10m、2.95m とした。等価せん断剛性比（以下、せん断剛性比） G_e/G_0 は、微小ひずみ時における地盤の卓越周期を T_0 とすれば、次式から求められる。

$$G_e/G_0 = (T_0 / T_p)^2 \quad (2.5.2)$$

ここで T_0 は K-NET で 0.25s（本震前）または 0.30s（本震後）、JMA で 0.14s とする。

次に地表での加速度記録を積分して求めた速度波形 $v(t)$ を用いて任意の深さ z における地盤のひずみ γ を次式により算出する。

$$\gamma(t,z) = \{v(t+z/V_{Se})-v(t-z/V_{Se})\}/2V_{Se} \quad (2.5.3)$$

各深度の最大せん断ひずみ γ_{max} を平均した値から次式により有効せん断ひずみ γ_{eff} を求める。

$$\gamma_{eff} = \alpha(\gamma_{max})_{ave} \quad (2.5.4)$$

ここで、 α は時松・翠川（1988）と同様に 0.65 とする。

以上の算定は、各地震記録の NS、EW 成分ごとにその全時刻歴に対して行なう。

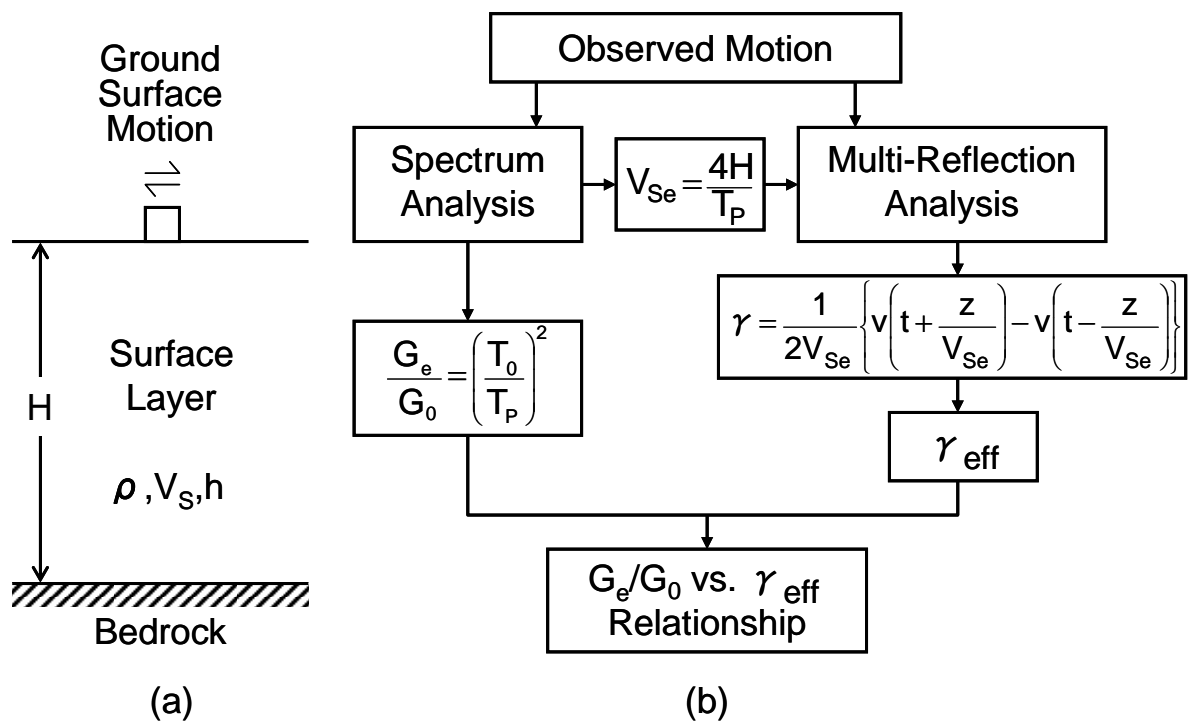


図 2.5.1 表層地盤の非線形性推定手法の概要

2.5.2 本手法の当該サイトに対する適用条件に関する考察

本手法（時松・翠川，1988）では、基盤に入力される地震動の加速度フーリエスペクトルが、対象とする周期領域で大局的にフラットであることを仮定している。しかし、近年の研究から、この仮定が成立する周期領域は、図 2.5.2 のように、震源のコーナー振動数 f_c （対応する周期 T_c ）、高周波遮断振動数 f_{max} （対応する周期 T_{min} ）により、限られた範囲であることが分かってきた（例えば日本建築学会，2005）。そこでこの仮定の妥当性を検討するため、小千谷市に比較的近い防災科学技術研究所基盤強震観測網（KiK-net）の長岡観測点（NIGH01、図 2.2.1）における深度 100m で得られた強震記録の加速度フーリエスペクトルがほぼフラットとなる周期帯の下限値 T_{min} 、上限値 T_c を求め、図 2.5.3 に地震マグニチュード M_j に対して示す。地震の規模が大きくなるにつれて、 T_c が増加し、スペクトルがフラットになる周期帯が広がる傾向が見られる。同図には、図 2.2.6 で示した K-NET および JMA での強震記録の加速度フーリエスペクトルの卓越周期 T_p も、同様に地震マグニチュード M_j に対して示している。両サイトともにスペクトルピーク T_p は、 T_{min} と T_c の間にあり、基盤に入力される地震動の加速度フーリエスペクトルが対象とする周期領域でフラットであるとする本検討の仮定条件を概ね満足していることが確認される。

なお、図 2.2.6、2.5.3 の比較から、K-NET および JMA での強震記録の加速度フーリエスペクトルの卓越周期 T_p は、地震マグニチュード、最大地動加速度、最大地動速度の増加とともに、増加する傾向を示すが、そのばらつきは、地震マグニチュードより、最大地動加速度、最大地動速度に対して小さくなっている。このことは、震源特性よりも、各サイトの地震動強さの方が T_p と密接に関係していることを示唆している。

本手法では、さらに、地盤構造を表層と基盤の 2 層地盤と仮定し、地表で得られた強震記録の卓越周期の伸びが表層地盤の非線形性によるものと考え、表層地盤のせん断剛性比とせん断ひずみの関係を推定している。本研究で基盤と仮定した礫層の強震時のせん断ひずみは、表層のせん断ひずみに比べ 1 オーダ以上小さいと推定されるが、本震を含む強震時には礫層が非線形化した可能性が否定できない。しかし、この場合も、表層の大きなせん断ひずみにより、表層のせん断剛性が著しく低下することで、表層と礫層間のコントラストは高く維持されることが期待される。したがって、地表で観測される地震動のスペクトルピークは、コントラストの高い表層と礫層間の伝達特性が反映される可能性が高いと考えることができる。また、この条件のもとに、図 2.5.1 の手順により推定される表層の非線形性状は、地表記録波形とそのスペクトルピーク T_p により決まるため、下部礫層が

たとえある程度非線形化しても、その影響を理論的には受けないことになる。

なお、本震時の K-NET の EW 成分の加速度記録には、剛性低下に伴うサイクリックモビリティの影響と考えられるスパイク状の波形が見られる (図 2.2.3)。このような特異な波形に対して、同様の検討が有効かどうか疑問が残る。しかし、そのような鋭い波形はごく短周期成分からなるため、卓越周期 T_p に与える影響は小さく、またスパイク波形を積分した速度波形から (2.5.3) 式を用いて推定されるせん断ひずみに与える影響も小さいものと考えられる。

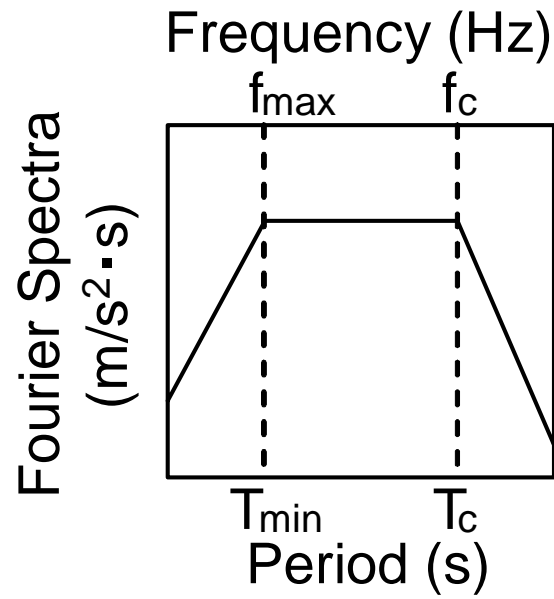


図 2.5.2 基盤に入力される加速度フーリエスペクトル

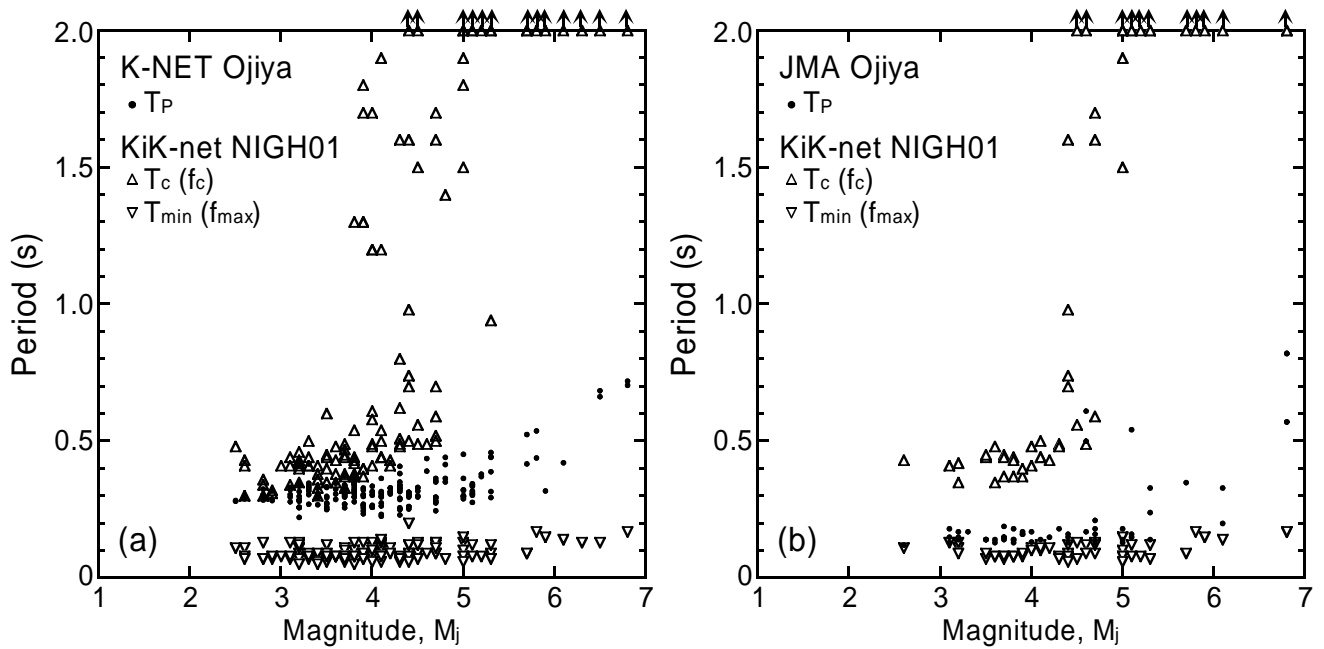


図 2.5.3 地震記録の卓越周期、コーナー周波数、高振動遮断振動数とマグニチュードの関係

2.5.3 推定された表層地盤の非線形性状

推定された両地点の表層地盤のせん断剛性比と有効せん断ひずみの関係を、図 2.5.4 に示す。K-NET の G_e/G_0 は、本震後の微小地震の卓越周期 $T_0=0.30\text{s}$ を基準としたものを左縦軸に、本震前の微小地震の卓越周期 $T_0=0.25\text{s}$ を基準としたものを右縦軸に示している。両地点とも、ひずみの増加とともにせん断剛性比が低下する傾向があり、本震時のせん断ひずみは K-NET、JMA とともに 1-2%程度、せん断剛性比はそれぞれ 0.2、0.05 程度である。特に JMA のせん断剛性比は、せん断ひずみ 10^{-4} レベルから急激に低下し、 10^{-3} で 0.4 程度、 10^{-2} で 0.1 程度と、強い非線形性状を示している。一方、K-NET のせん断剛性比は、PS 検層で求めた S 波速度が 50m/s 程度ときわめて低いにも関わらず、せん断ひずみ 10^{-3} で 0.5-0.7 程度、 10^{-2} で 0.20-0.25 程度と、JMA と比較して同じせん断ひずみに対して大きく、より弱い非線形性状を示している。

本震時に推定されたせん断剛性比に対応する表層 S 波速度は、K-NET の高有機質土、JMA の砂質シルトに対し、いずれも 20-25m/s 程度（せん断ひずみ約 1-2%）である。K-NET の結果は、Wehling ら（2003）が行った高有機質土の室内動的変形試験（せん断ひずみ 2-10% で S 波速度 20-10m/s）、と調和的である。高有機質土は、小ひずみレベルから極めて低い S 波速度を示すにも関わらず非線形性は弱いこと、その結果 10%に近いせん断ひずみレベルまで安定して室内試験結果が得られていることは興味深い。また、JMA の結果は、時松ら（1993）がインペリアルバレーのシルト質地盤での鉛直アレー観測記録の逆解析から求めた結果（せん断ひずみ約 1%、せん断剛性比 0.03 : S 波速度 20m/s）と調和的である。

K-NET の本震後の微小ひずみでのせん断剛性比は本震前の値の概ね 7~8 割程度と小さくなっている。このような傾向は、大ひずみ履歴を受けた試料の特性として室内試験では認められているが（Tokimatsu and Hosaka, 1986）、実地盤でその傾向が認められたことは珍しい。

以上から、K-NET と JMA では、いずれも硬質な礫層の上に厚さ 3m 程度の表層地盤があったが、その土質は、K-NET では S 波速度が 50m/s 程度の弱い非線形性状を示す高有機質土が主体、JMA では S 波速度が 100m/s 程度の強い非線形性を示す砂質シルトが主体と、両地点で大きく異なっていたとことが分かる。

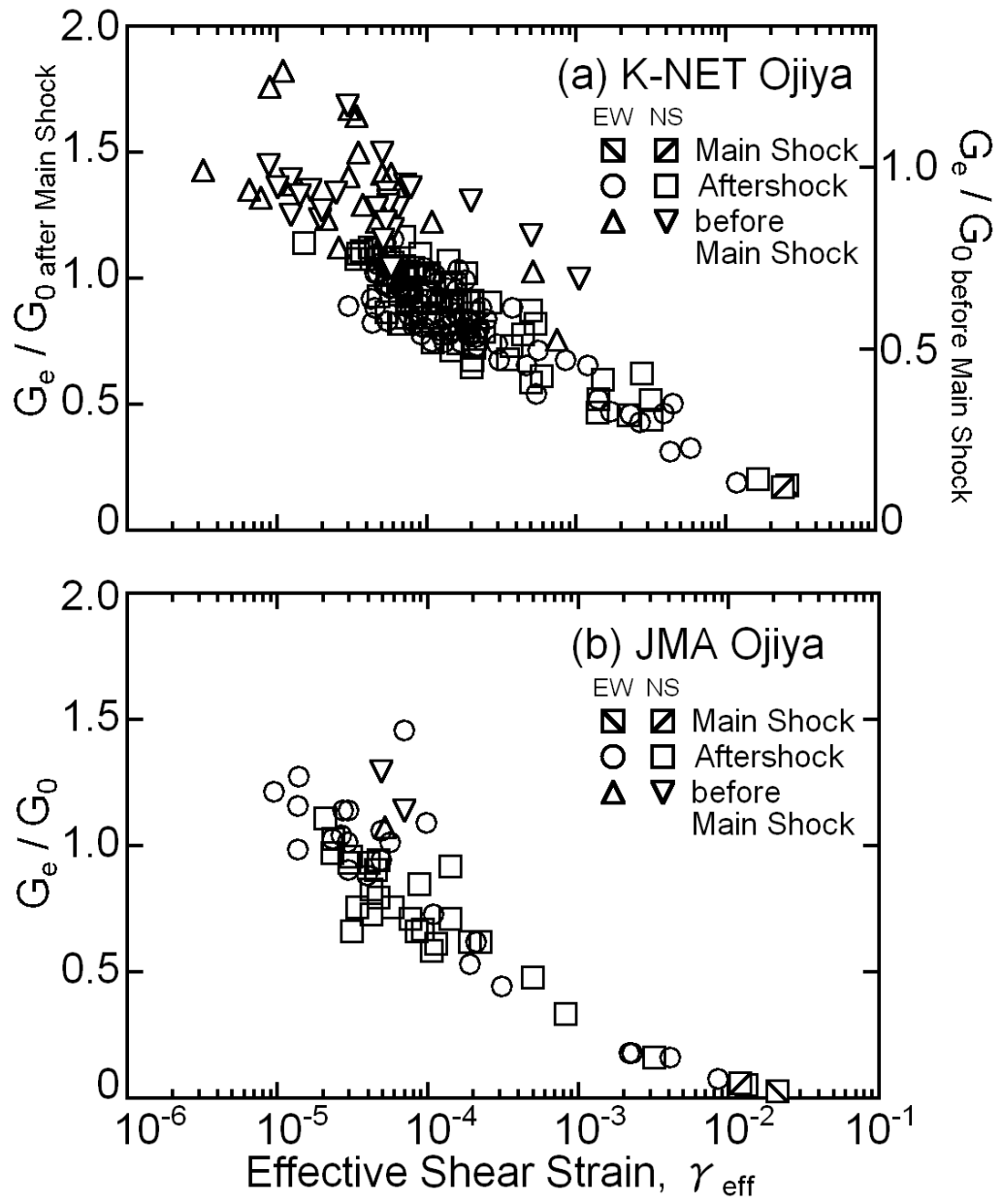


図 2.5.4 地表強震記録から推定した地盤の非線形性

2.6 強震記録の伝達関数から推定される表層地盤の非線形性状

前節 2.5 では K-NET、JMA の地表記録のみから表層地盤の非線形特性を推定し、その違いが両地点での地震動特性の差に大きな影響を与えた可能性を指摘した。しかし、当該地点の地表記録のみを用いた解析では、入力地震動の震源特性と伝播特性の結果に与える影響が除去できず、また表層地盤の減衰定数を決定することが難しいため、得られた結果の信頼性に疑問が残っている。

入力地震動の震源特性と伝播特性の影響を除去して地盤の減衰特性を含む非線形特性を同定するため、従来から、鉛直アレー強震記録を用いた検討が行われている(例えば、太田, 1975、田蔵ら, 1987、時松ら, 1993、佐藤ら, 1993、國生ら, 1995、風間ら, 1996)。K-NET、JMA では、鉛直アレー観測は実施されておらず、地中強震記録は無いが、同市内では、両地点から 700-900m の距離にある SSI において工学的露頭基盤と考えられる位置での強震記録が得られている。また、K-NET と JMA の表層地盤直下には、SSI の工学的露頭基盤と同等の S 波速度をもつ砂礫層が存在している(図 2.3.1)。図 2.3.2 に 3 地点の地形分類(図 2.2.2)、標高、地盤調査結果(図 2.3.1)を参考に推定した K-NET、JMA、SSI を含む地盤断面図を示す。図より、SSI の強震記録を K-NET、JMA 両地点の工学的露頭基盤波と仮定することで、鉛直アレー記録を用いた手法と同様に、両地点の表層地盤の非線形性がより高い信頼性のもとに推定できると考えられる。

2.6.1 地表観測波と工学的基盤露頭波の伝達関数

以上の考察を踏まえ、図 2.6.2 に、本震、10 月 27 日 10 時 40 分の余震、11 月 6 日 22 時 5 分の微小余震での観測 EW 成分について、SSI に対する K-NET、JMA の伝達関数(フーリエスペクトル振幅比)を示す。微小余震に対する伝達関数のピーク周期は、K-NET で 0.30s、JMA で 0.12s 程度となっている。これらは、両地点の礫層を基盤としたときの表層地盤のせん断振動の 1 次固有周期(それぞれ 0.27 s、0.10 s)に近い値となっている。これに対し、他の規模の大きな地震に対する伝達関数のピーク周期は両地点とも長周期側に移行する傾向がある。これは強震時に両地点の表層地盤が非線形化した影響が大きいものと推察される。また、本震における K-NET の伝達関数のピークは明瞭で、その値は 10 月 27 日 10 時 40 分の余震の値とほぼ同等であるが、JMA のピークは不明瞭でその値は小さくなっている。このことは、加速度レベルが大きくなるにつれて、JMA の地盤の方がより大きな減衰

を持つようになることを示唆している。この傾向は、図 2.2.4 に見られるように加速度レベルが大きくなると JMA の最大地動加速度が K-NET の値と同程度かそれ以下になる傾向があることと調和的である。

本震における JMA の伝達関数のピークが不明瞭な原因として、地震動の継続時間内で、地盤の間隙水圧が徐々に上昇し、表層地盤の剛性や減衰が変化したため、地盤の固有周期が時間とともに大きく変化したことが影響している可能性がある。そこで、加速度時刻歴波形の主要動部だけを用いた検討を行ったが、他の記録に見られるような明瞭なピークは見られなかった。

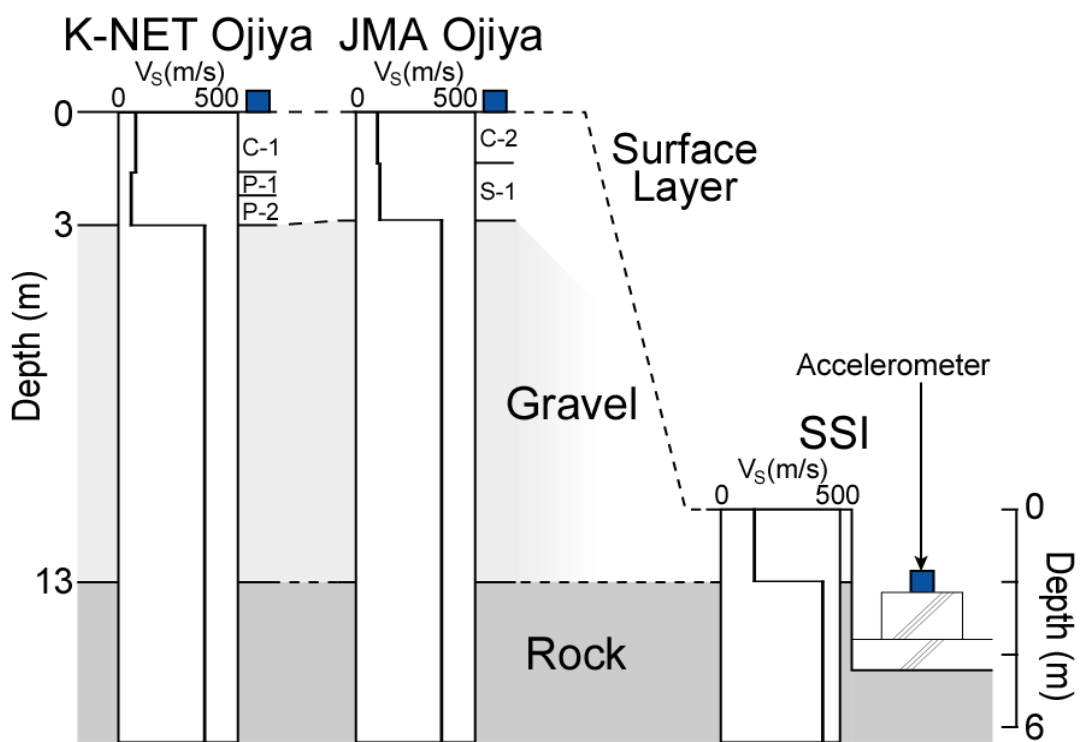


図 2.6.1 地盤調査結果から推定した K-NET、JMA、SSI を含む地盤断面の概略図

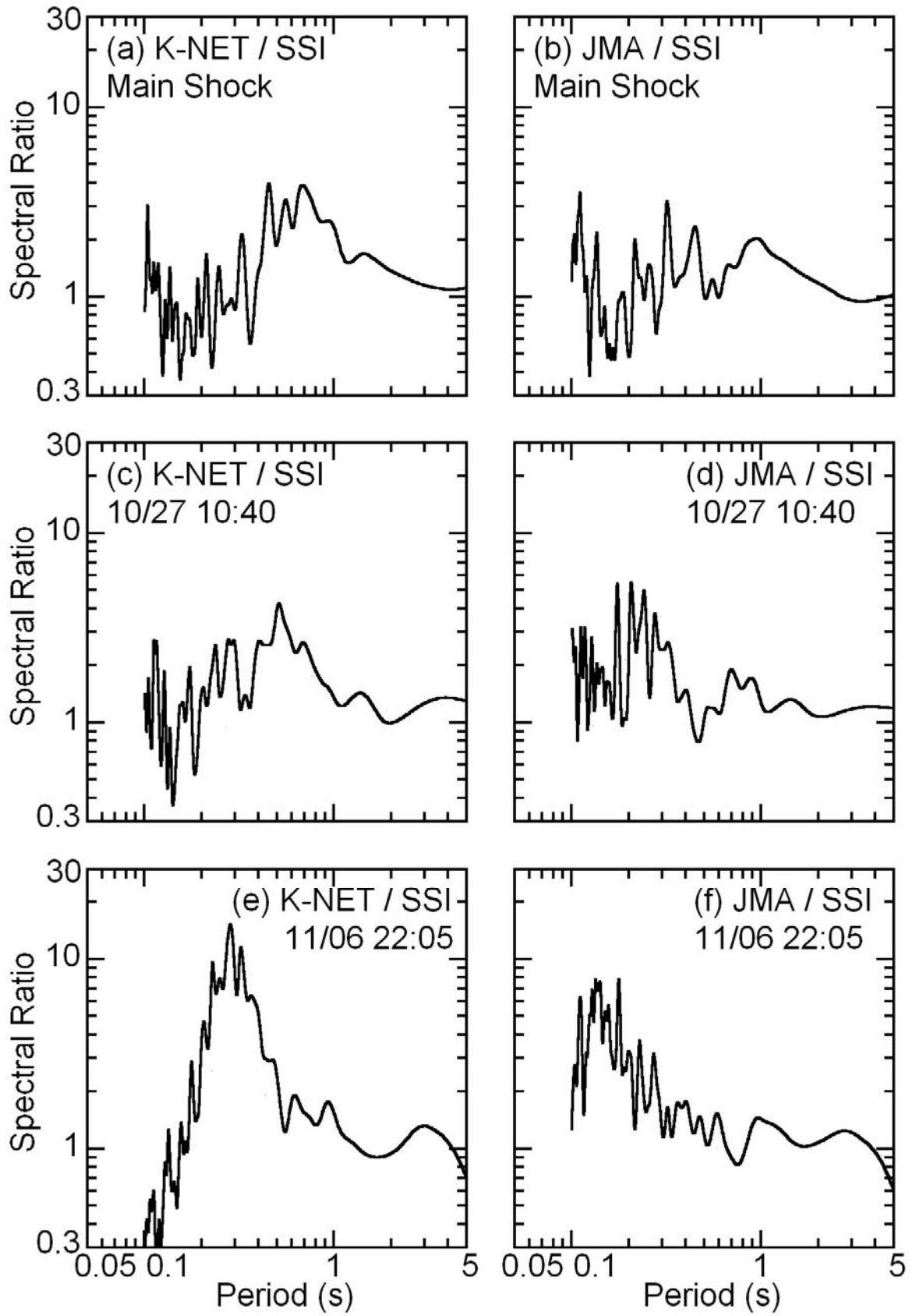


図 2.6.2 K-NET、JMA と SSI とのフーリエスペクトル振幅比 (EW 成分)

2.6.2 強震記録の伝達関数から表層地盤の非線形性状を推定する方法

図 2.3.1 より K-NET、JMA 2 地点の表層 3m の下に存在する砂礫層の S 波速度は SSI の岩盤層のものと同等である。したがって、前項 2.6.1 で求めた K-NET、JMA の SSI に対する強震記録の伝達関数 (図 2.6.1) は、両地点の深度 3m 程度までの表層地盤の非線形増幅特性を強く反映したものであると考えられる。そこで、SSI の強震記録を K-NET、JMA 両地点の工学的露頭基盤波と仮定し、時松ら (1993) の手法を参考にし、最適化手法を用いて両地点の各地震に対する表層地盤の等価せん断剛性 (以下、せん断剛性) G_e と等価減衰定数 (以下、減衰定数) h_e および有効せん断ひずみ γ_{eff} を推定する。まず、地盤を図 2.6.3 のように表層と基盤の 2 層にモデル化する。ここに、表層の層厚 H 、密度 ρ はボーリング調査結果を参考にそれぞれ K-NET で 3.10m、 $1.50\text{Mg}/\text{m}^3$ 、JMA で 2.95m、 $1.75\text{Mg}/\text{m}^3$ とする。

最適化に用いる評価関数 S は、次式で表される規準化された理論及び観測による伝達関数の残差二乗和で、これを最小にする表層地盤構造 (S 波速度 V_{se} 、減衰定数 h_e) を求める解とする。

$$S = \int_{0.5f_p}^{2f_p} \{A_o(f) - A_c(f)\}^2 df / \int_{0.5f_p}^{2f_p} \{A_o(f)\}^2 df \Rightarrow \min \quad (2.6.1)$$

ここに $A_o(f)$ 、 $A_c(f)$ は、それぞれバンド幅 0.3Hz の Parzen ウィンドウで平滑化した表層と露頭基盤における観測記録の伝達関数および重複反射理論 (Schnabel et al., 1972) から求めた伝達関数で、 f は周波数である。解の検索方法は、グリッドサーチで、 V_{se} の検索範囲および間隔は、K-NET で 10-60m/s、1.0m/s、JMA で 20-120m/s、1.0m/s、 h の検索範囲および間隔は両地点ともに 0-50%、0.5% とした。(2.6.1) 式の積分範囲は伝達関数の 1 次固有振動数 f_p を対象とし、仮定する地盤モデルの理論 1 次固有振動数 f_p の半分から 2 倍までとした。その結果 $A_o(f)$ のデータ数は各地震記録に対し 378 から 1186 となった。

図 2.6.4 に 11 月 6 日 22 時 5 分の微小余震と本震での観測 EW 成分の K-NET、JMA の伝達関数 (K-NET/SSI、JMA/SSI) に対する評価関数 S の $V_{\text{se}}-h_e$ 平面における等値線図を示す。等値線は評価関数 S の最小値 S_{min} を基準としたデシベル表示 (0.8dB 間隔で 8dB まで) である。K-NET では、余震、本震ともに等値線図が明瞭な極小値を持ち、解の推定がある程度の精度で行われたことを示唆している。これに対し JMA では、余震については K-NET と同様に明瞭な極小値が存在するが、本震については、図 2.6.2 の観測記録の伝達関数に複数のピークが存在するため、等値線図に極小値が複数存在し、推定結果の精度がやや悪いことが示唆される。図 2.6.5 に、推定された地盤構造 (S 波速度 V_{se} 、減衰定数 h_e) に対

する理論伝達関数を図 2.6.2 の観測記録の伝達関数（破線）と比較して示す。

推定された S 波速度 V_{Se} から表層地盤のせん断剛性 G_e とせん断剛性比 G_e/G_0 が次式で表される。

$$G_e = \rho V_{Se}^2 \quad (2.6.2)$$

$$G_e/G_0 = (V_{Se}/V_{S0})^2 \quad (2.6.3)$$

ここで、 V_{S0} は微小地震の解析から求めた表層の平均 S 波速度であり、図 2.3.1 の PS 検層結果を参考に K-NET では 42m/s、JMA では 100m/s とした。対応する有効せん断ひずみは、推定された地盤構造（S 波速度 V_{Se} 、減衰定数 h_e ）と K-NET または JMA の地表記録を用いて重複反射理論から算定される表層中央（深度 $H/2$ ）での最大せん断ひずみ γ_{max} に定数 α ($=0.65$) を乗じて求めた。

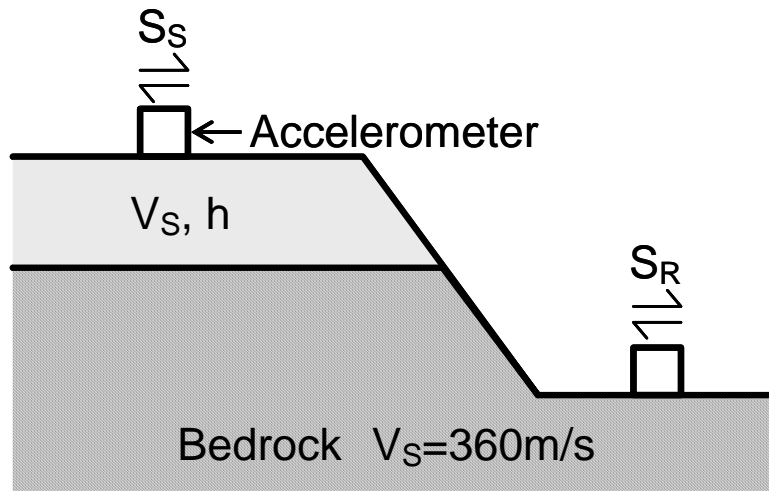


図 2.6.3 逆解析で仮定した地盤モデル

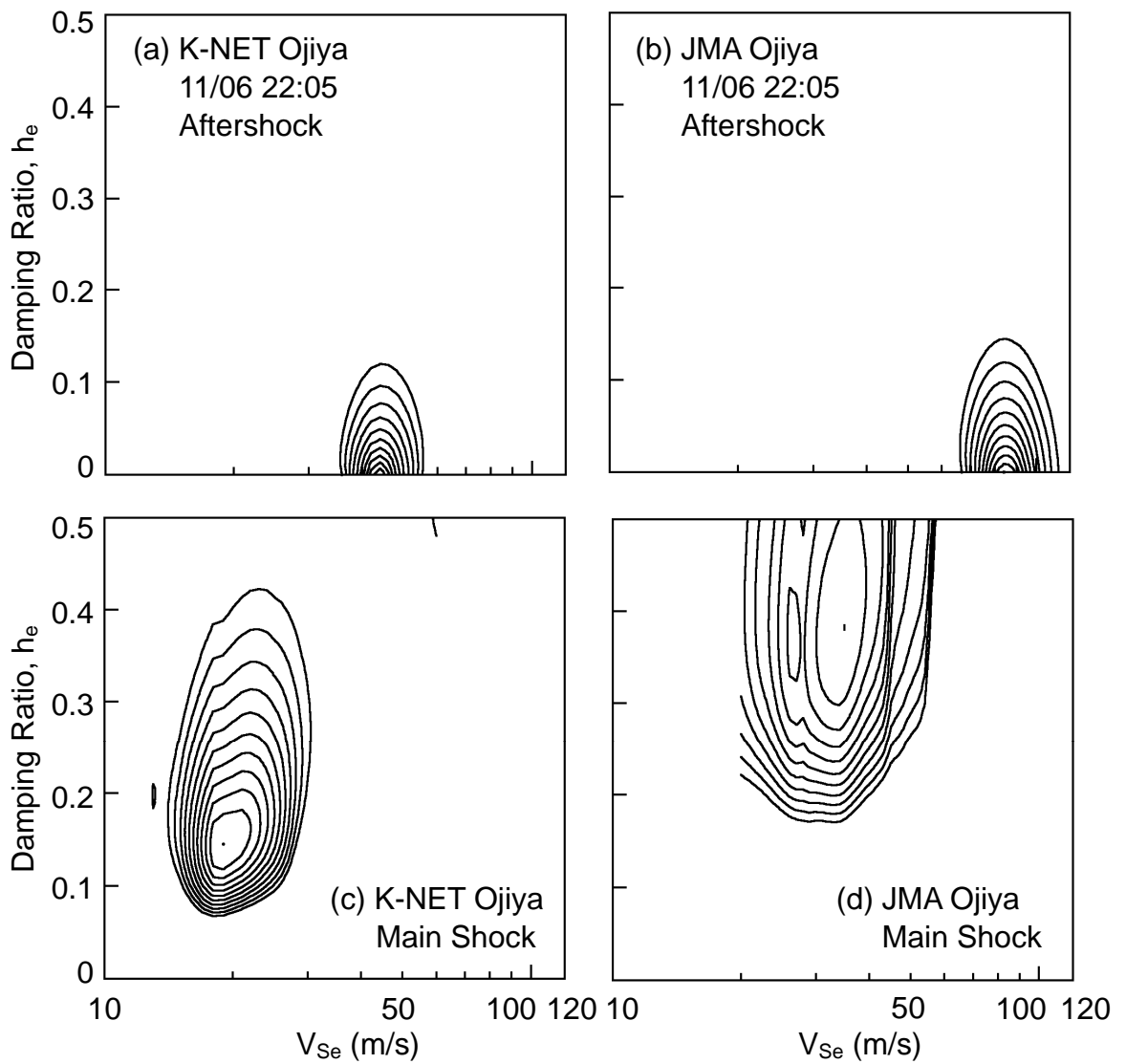


図 2.6.4 評価関数の等値線図 (本震 EW 成分)

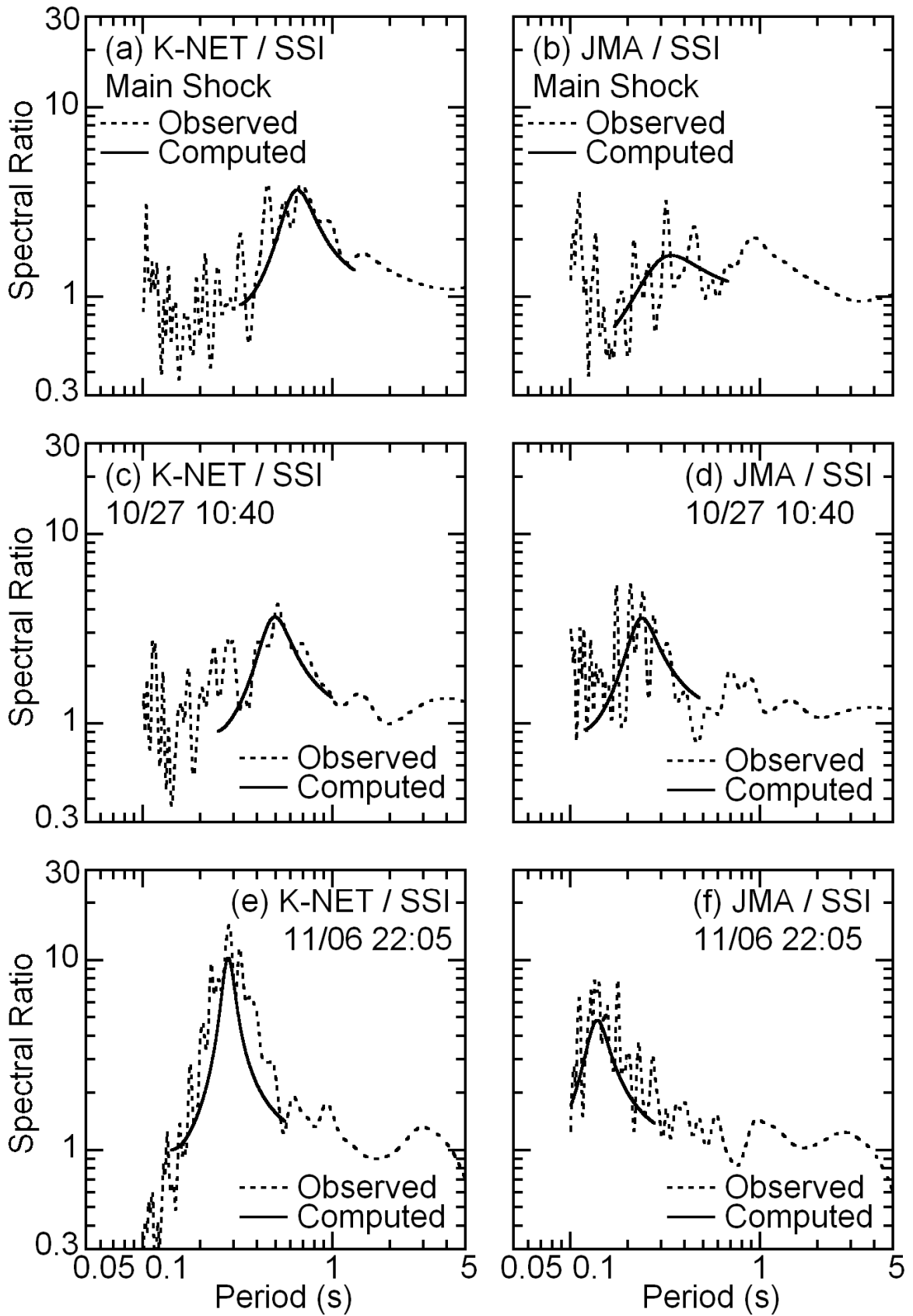


図 2.6.5 K-NET、JMA の表層地盤の理論伝達関数

2.6.3 推定された表層地盤の非線形性状

図 2.6.6-1, 2 に解析から得られた K-NET、JMA の等価せん断剛性比および等価減衰定数と有効せん断ひずみとの関係を示す。せん断ひずみの増加とともに両地点におけるせん断剛性比は減少し、減衰定数は増加する傾向が認められ、その傾向は、S 波速度の大きい JMA で顕著である。すなわち、本震時に K-NET では $\gamma=1-2\%$ 、 $G_e/G_0=0.21-0.35$ 、 $h_e=6-15\%$ に対して、JMA では $\gamma=0.5-1\%$ 程度、 $G_e/G_0=0.06-0.12$ 、 $h_e=15-39\%$ となっている。

図 2.6.6-1, 2 から、強震記録の解析から求めた減衰定数のひずみ依存性は、せん断剛性比のそれに比べ、その変動が大きく、推定値の精度が相対的に悪いことが示唆される。ひずみの小さい余震記録では、減衰定数が 0% と推定されているものも存在する。これは、前者が伝達関数のピーク周期のみに依存するのに対し、後者は伝達関数の周期特性（広い周期帯での伝達関数の振幅）にも依存するためと考えられる。また、JMA の本震 EW 成分記録については推定された減衰定数が 30% 以上と非常に大きくなった。これは、図 2.6.5 (b) から分かるように、明瞭なピークの見られない観測記録の伝達関数に対して、単純な 2 層モデルによる理論伝達関数の最適化を行ったため、減衰が過大評価されたものと考えられる。同図では周期 1s 程度にも観測記録の伝達関数にピークが見られるが、このピークに理論伝達関数が適合するときの表層地盤の S 波速度は、設定した下限値 20m/s（せん断剛性比 0.04）よりも小さくなるため、推定結果は 0.3s 付近の短周期側のピークを反映したものとなっている。

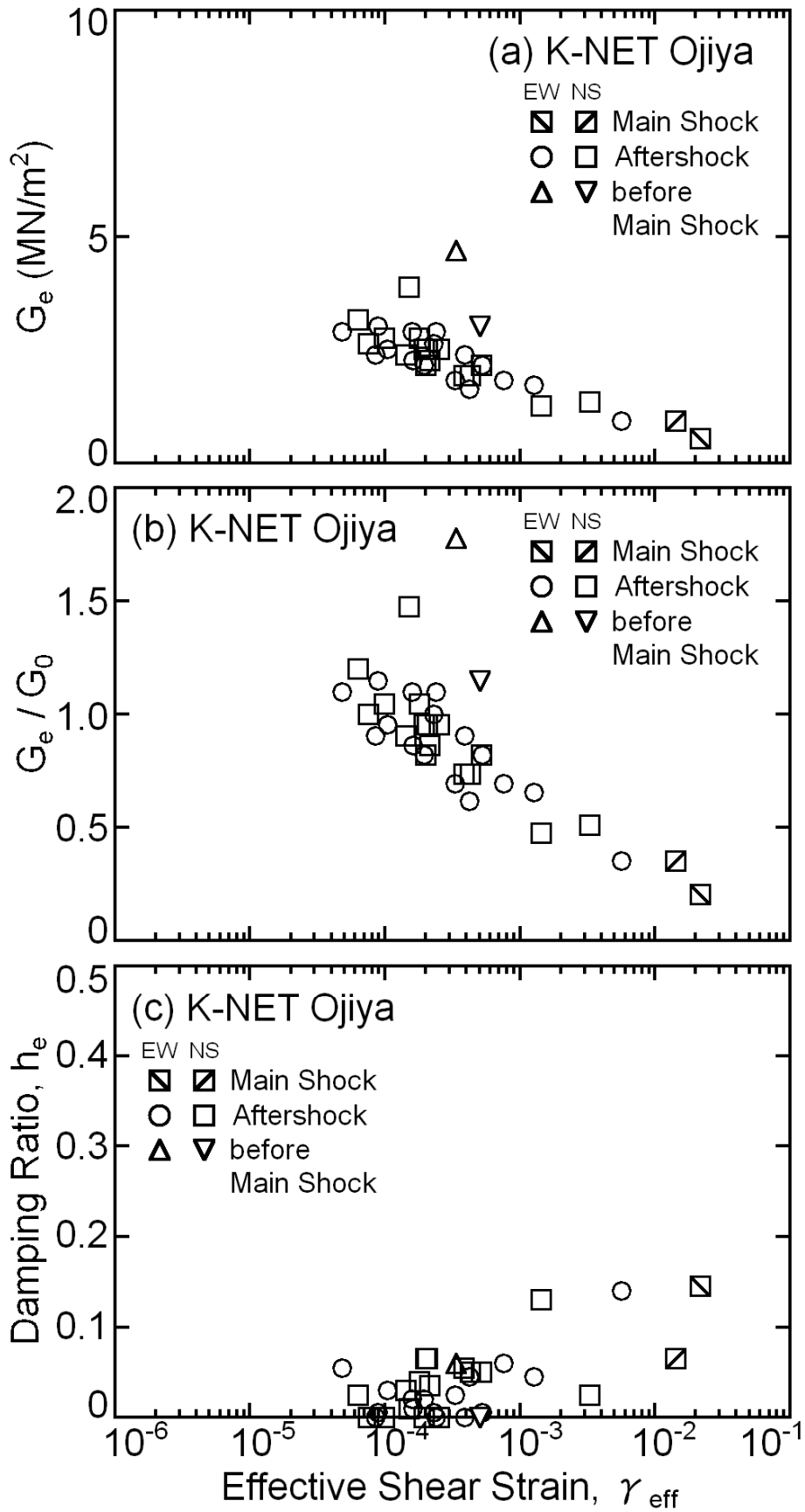


図 2.6.6-1 強震記録の伝達関数から推定した地盤の非線形性(K-NET)

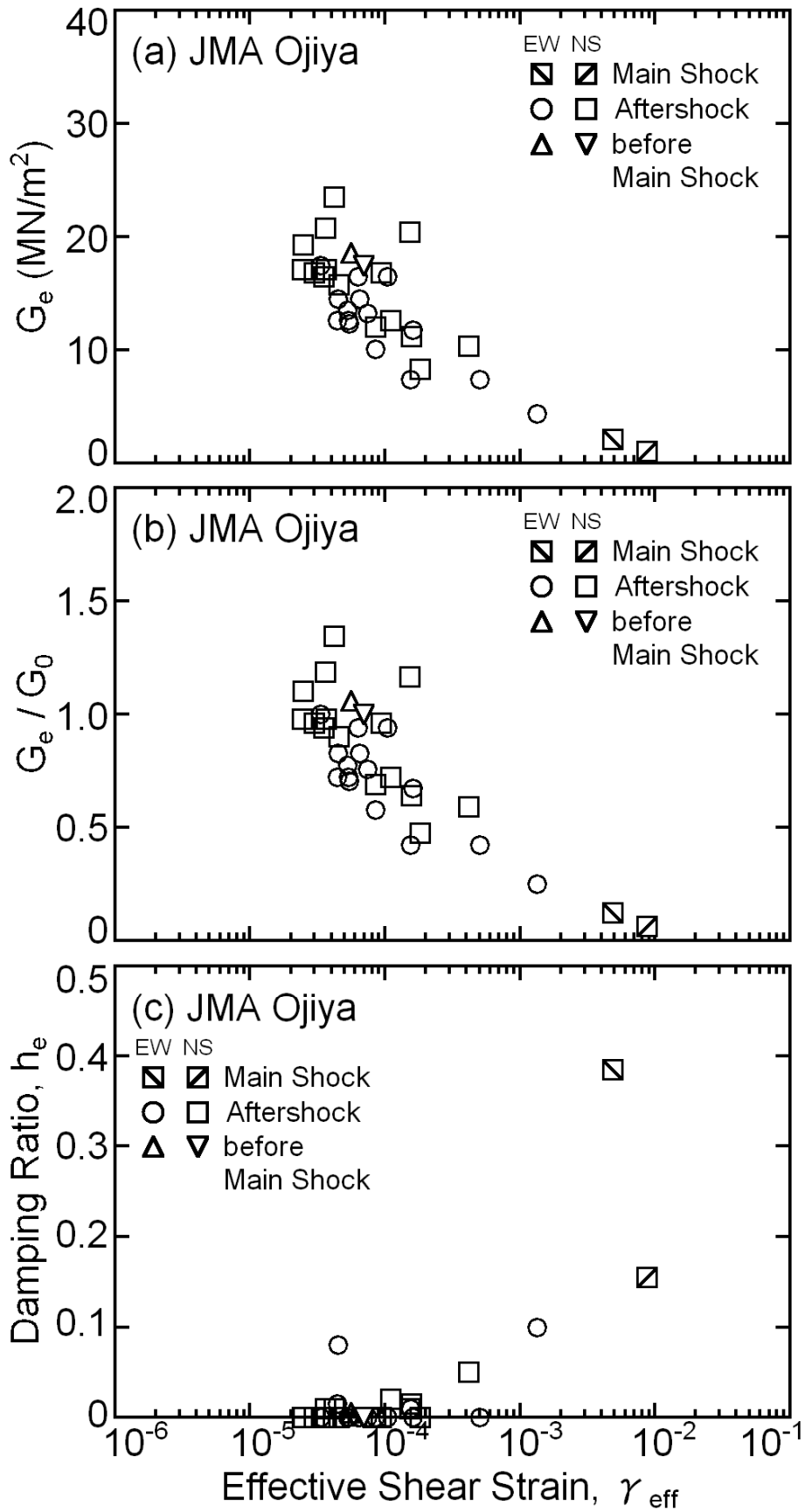


図 2.6.6-2 強震記録の伝達関数から推定した地盤の非線形性(JMA)

2.7 推定結果と室内試験結果との比較

2.5、2.6 節において強震記録を用いて推定された K-NET、JMA の表層地盤の非線形性状の妥当性を検討するため、2.4 節において室内試験から得られた土試料の動的変形特性の結果と比較をする。2.5 節において地表強震記録から推定した表層地盤の非線形性状（図 2.5.4）および 2.6 節において強震記録の伝達関数から推定した表層地盤の非線形性状（図 2.6.6-1, 2）と室内動的変形試験結果（図 2.4.1-1, 2）を比較して、それぞれ図 2.7.1 と図 2.7.2-1, 2 に推定結果を白抜き印、室内試験結果を黒印で示す。地表強震記録から推定したせん断剛性比の結果は、K-NET では高有機質土（P-1, P-2）とシルト質粘土（C-1）の室内試験結果の間の範囲にあり、JMA では比較的良く対応している。強震記録の伝達関数から推定した結果では、K-NET については、せん断剛性、せん断剛性比、減衰定数ともに室内試験結果（黒印）が推定結果（白抜き印）を概ね内包している。JMA についても、本震 EW 成分に対する減衰定数を除き、推定結果と室内試験結果は比較的よく対応している。

以上から、K-NET の表層にある高有機質土は、その S 波速度は 50m/s 程度と極めて小さいが、本震時に極めて弱い非線形性を示したことで、一方、JMA の表層地盤は、S 波速度は 100m/s 程度とより大きく、微小地震時に短周期成分をより増幅させたが、本震時には強い非線形性を示したことで、図 2.2.4 (c) のように、微小地震時には、JMA の地動加速度が、本震時には K-NET の地動加速度が相対的に大きくなったものと考えられる。

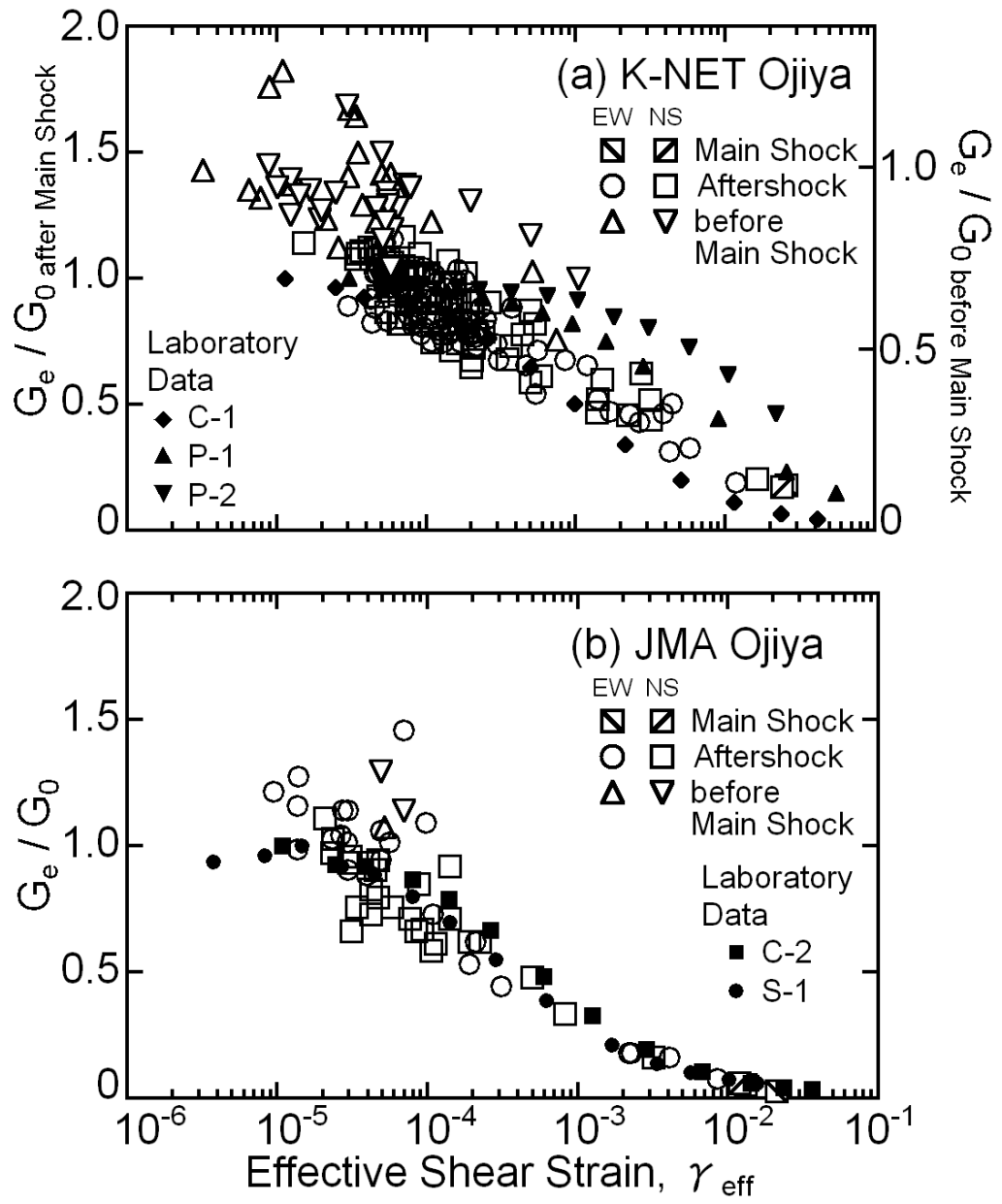


図 2.7.1 地表強震記録から推定した地盤の非線形性と室内動的試験結果

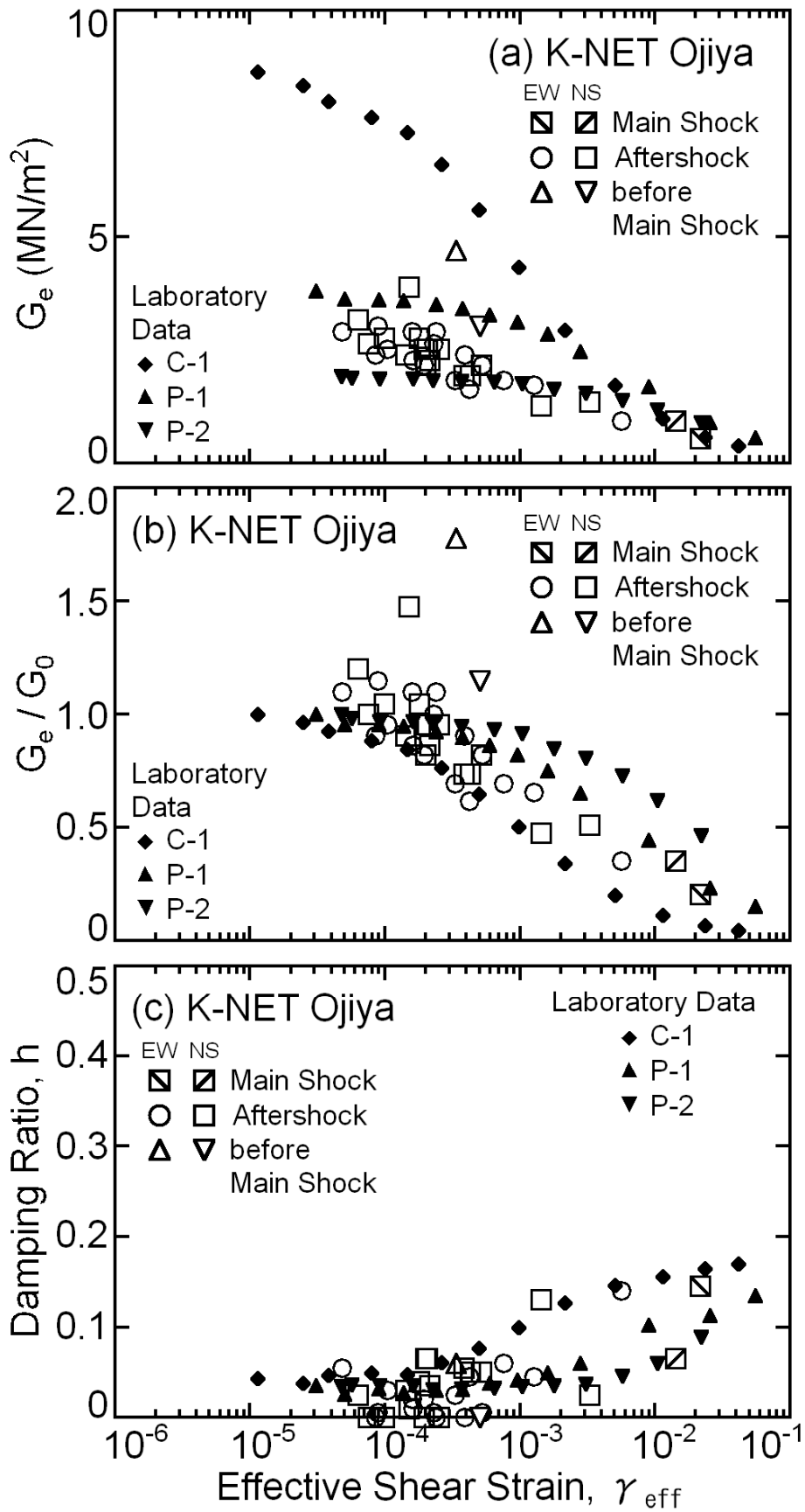


図 2.7.2-1 強震記録の伝達関数から推定した地盤の非線形性と室内動的試験結果(K-NET)

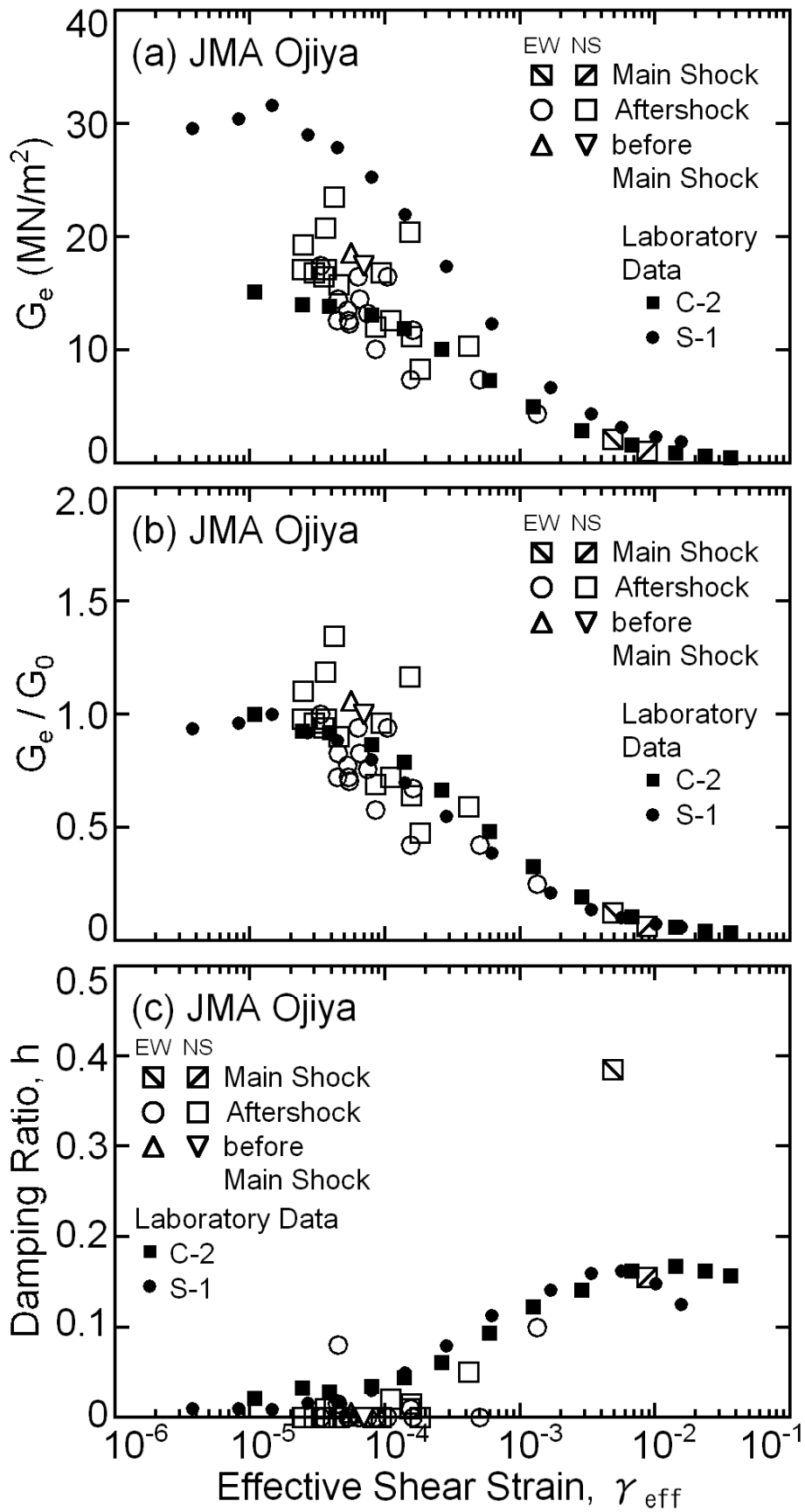


図 2.7.2-2 強震記録の伝達関数から推定した地盤の非線形性と室内動的試験結果(JMA)

2.8 まとめ

小千谷市内にある K-NET、JMA の強震観測点において、ボーリング、PS 検層を実施し、採取した土試料に対して室内動的変形試験を行った。さらに両地点および工学的露頭基盤（水仙の家）で得られた強震記録を用いて、K-NET、JMA の表層地盤のせん断剛性比と減衰定数のひずみ依存性を推定し、以下の結論を得た。

1. K-NET、JMA では、本震記録だけでなく余震記録にも顕著な卓越周期が認められ、その周期は最大地動加速度の増加とともに伸びる傾向があり、その傾向は JMA でより顕著である。また最大地動加速度は、加速度レベルが小さいと JMA の記録が K-NET の記録よりも大きい、加速度レベルが大きくなると JMA の記録が K-NET の記録と同程度かそれ以下になる傾向がある。
2. K-NET では $V_s=50\text{m/s}$ 程度のきわめて軟弱なシルト質粘土または高有機質土が、JMA では $V_s=100\text{m/s}$ 程度の砂質シルトが、ともに $V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質な礫層の上に 3m 程度堆積しており、両地点とも表層と礫層とのインピーダンスのコントラストの比較的高いサイトである。
3. 室内動的変形試験から、せん断剛性比が 0.5、減衰定数が 10%程度となるせん断ひずみは、K-NET の高有機質土では 1%程度であり、他の試料の 0.1%程度に比べ約 10 倍大きい結果となり、K-NET 表層の高有機質土は、直上のシルト質粘土および JMA の表層に比べ、極めて弱い非線形性を示した。
4. 工学的露頭基盤と表層で得られた強震記録の伝達関数の逆解析から、両地点ともひずみの増加とともに地盤のせん断剛性が低下し、減衰定数が増加する傾向が認められた。本震時のせん断剛性比、減衰定数は、せん断ひずみ 0.5-2%程度に対して、それぞれ K-NET で 0.21-0.35、6-15%程度、JMA で 0.06-0.12、15%以上と推定され、表層 S 波速度の小さい K-NET の地盤の方が JMA の地盤に比べ弱い非線形性を示した。
5. 地表での強震記録から推定された K-NET、JMA の表層地盤のせん断剛性比のひずみ依存性、および工学的露頭基盤と表層で得られた強震記録の伝達関数の逆解析から推定された両地点の表層地盤のせん断剛性、せん断剛性比および減衰定数のひずみ依存性と、室内動的変形試験結果は良い対応を示した。

第3章

表層地盤の非線形性状が地表での強震動特性に与える影響の評価

- 3.1 はじめに
- 3.2 表面波探査に基づく表層S波速度構造の推定
 - 3.2.1 微動を含む表面波のアレイ観測
 - 3.2.2 分散曲線とH/Vスペクトル
 - 3.2.3 表層地盤のS波速度構造推定
 - 3.2.4 推定S波速度構造の理論伝達関数
- 3.3 等価線形解析
 - 3.3.1 解析手法と解析条件
 - 3.3.2 等価線形解析結果
 - 3.3.3 砂礫層の影響
- 3.4 有効応力解析
 - 3.4.1 有効応力解析の構成則
 - 3.4.2 室内動的変形試験のシミュレーション
 - 3.4.3 解析条件
 - 3.4.4 有効応力解析結果
- 3.5 まとめ

3.1 はじめに

前章より、新潟県中越地震における小千谷市内の2つの強震観測点（K-NET、JMA）の地表地震動特性の違いには、表層 3m 程度までのS波速度構造およびその非線形性の違いが大きく影響していることが推察される。このことを検討するためには両地点の表層地盤モデルを用いた地震応答解析を行い、表層地盤の非線形震動をシミュレートすることが有効である。しかし両地点の強震記録は地表のみで観測されたものであり、応答解析の入力地震動として用いるべき地中の記録はない。

小千谷市では本震の際に K-NET、JMA だけでなく、工学的露頭基盤と考えられる位置（水仙の家、SSI）で強震記録が得られている。3つの観測点間の距離は 700-900m 程度と、震央距離（本震時 7km、余震時 6km 以上）に比べ短いため、3地点の地表地震動特性に与える震源特性、伝播経路特性の影響はほとんど変わらないと考えられる。よって、3地点の工学的基盤にはほぼ同じ特性の地震動（露頭基盤である SSI で観測された記録）が到来しており、SSI の記録（基盤露頭波）を K-NET、JMA の工学的基盤への入力地震動として用いることができると考えられる。

2章では、K-NET、JMA の地表地震動特性には、表層 3m 程度までの地盤構造の影響が大きいと仮定している。しかし両地点はともに表層 3m 程度の下に硬質な砂礫層が 10m 程度岩盤層の上に堆積しており（図 2.3.1, 2.6.1）、地表地震動特性に砂礫層を含めたより深い地盤構造が影響している可能性も考えられる。

本震時の K-NET の EW 成分の加速度記録には、間隙水圧の上昇に伴うサイクリックモビリティの影響と考えられるスパイク状の波形が見られる。よって K-NET の表層地盤の非線形性状が地表での強震動特性に与える影響を評価するためには、地盤の間隙水圧変動を考慮した有効応力解析を行う必要がある。

以上の背景を踏まえ、本章では、K-NET・JMA 小千谷の2地点で微動のアレイ観測を行い、2地点の 200m 程度までの地盤のS波速度構造を推定し、より深い地盤構造が地表での地震動特性に与えた影響について検討する。さらに、SSI で観測された記録を K-NET、JMA の工学的基盤での入力地震動とし、等価線形解析および有効応力解析を行い両地点の表層地盤の非線形震動特性が、新潟県中越地震を含めた地表での地震動特性に与えた影響について検討する。

3.2 表面波探査に基づく表層S波速度構造の推定

3.2.1 微動を含む表面波のアレイ観測

本研究で用いた微動観測に基づく地盤探査法は、微動の中に含まれるレイリー波の分散特性および楕円軌道の縦横比(水平鉛直振幅比)を利用して地盤各層におけるS波速度を求める探査法である。微動は地表面で観測できるので、この探査法を用いれば迅速かつ簡便にS波速度構造を推定することが可能である。

微動を含む表面波のアレイ観測は、直線または円形状に配置した複数のセンサにより、地表を伝播する表面波のひとつであるレイリー波を観測するものである。写真 3.2.1-1, 2 に微動観測システム(観測器本体とセンサ)を示す。この微動を含む表面波のアレイ観測を本震の約1ヶ月後の2004年11月22・23日の2日間、K-NET、JMAの地震計が設置されている施設(K-NETは小千谷市市民体育館、JMAは小千谷地域消防本部)の敷地内およびその周辺で行った。写真 3.2.2-1, 2 に2地点での観測状況を示す。

観測において対象とするレイリー波の波長に応じてアレイの形状や間隔および使用するセンサを変えた。表 3.2.1-1, 2 に K-NET、JMA で行ったアレイ観測のセンサ間隔ごとのリストを示す。ごく短い波長(10m程度以下)を対象とする際は、微動のパワーが小さくなるため、人の跳躍により地表面で加振し、そこからの延長線上に固有周期1秒の鉛直成分速度計を6個等間隔(0.5、1.0、2.0m)で直線状に配置して観測を行った。微動にレイリー波が卓越するそれ以上の波長を対象とする際は、アレイ形状を円形またはそれに近い五角形の形状(中心1点と円周上5点)とし、半径は10mから2倍程度ずつ増やし最大200m程度まで観測を行った。半径約10~25mでは1つの観測システムで、固有周期1秒の3成分速度計のセンサを用いて観測を行い、それ以上の半径(約50、100、200m)では、GPSで位置と時間を測定しながら6台の独立したシステムで、固有周期5秒の3成分速度計のセンサを用いて観測をしている。図 3.2.1 に K-NET、JMA における最大半径約200mの五角形アレイの配置を示す。波形は増幅後、サンプリング周波数100-2000HzでA/D変換(24bit)し、ノートパソコンに記録した。なお、表 3.2.1-1, 2 からわかるように、サンプリング周波数は、センサ間隔、観測地点(地盤構造)により異なるため現地で観測波形を確認用に解析し、設定している。記録波形が定常性を保っていると考えられる2048または4096ポイントのデータを複数作成して以後の解析に用いた。



写真 4. 2. 1-1 微動観測システム (1 秒計)



写真 4. 2. 1-2 微動観測システム (5 秒計)



写真 4. 2. 2-1 強震観測点での表面波探査 (K-NET)



写真 4. 2. 2-2 強震観測点での表面波探査 (JMA)

表 3. 2. 1-1 アレイ観測リスト (K-NET)

アレイ形状	センサ間隔 (m)	センサ種類	チャンネル数	サンプリング周波数 (Hz)
直線	0.5	鉛直1成分1秒計	6	1000
直線	1.0	鉛直1成分1秒計	6	500
直線	2.0	鉛直1成分1秒計	6	500
円形(単独)	10	3成分1秒計	18	200
円形(単独)	25	3成分1秒計	18	200
円形(個別)	50	3成分5秒計	3×6台	100
円形(個別)	100	3成分5秒計	3×6台	100
円形(個別)	200	3成分5秒計	3×6台	100

表 3. 2. 1-2 アレイ観測リスト (JMA)

アレイ形状	センサ間隔 (m)	センサ種類	チャンネル数	サンプリング周波数 (Hz)
直線	0.5	鉛直1成分1秒計	6	2000
直線	1.0	鉛直1成分1秒計	6	1000
直線	2.0	鉛直1成分1秒計	6	500
円形(単独)	10	3成分1秒計	18	500
円形(単独)	20	3成分1秒計	18	200
円形(個別)	50	3成分5秒計	3×6台	100
円形(個別)	100	3成分5秒計	3×6台	100
円形(個別)	200	3成分5秒計	3×6台	100

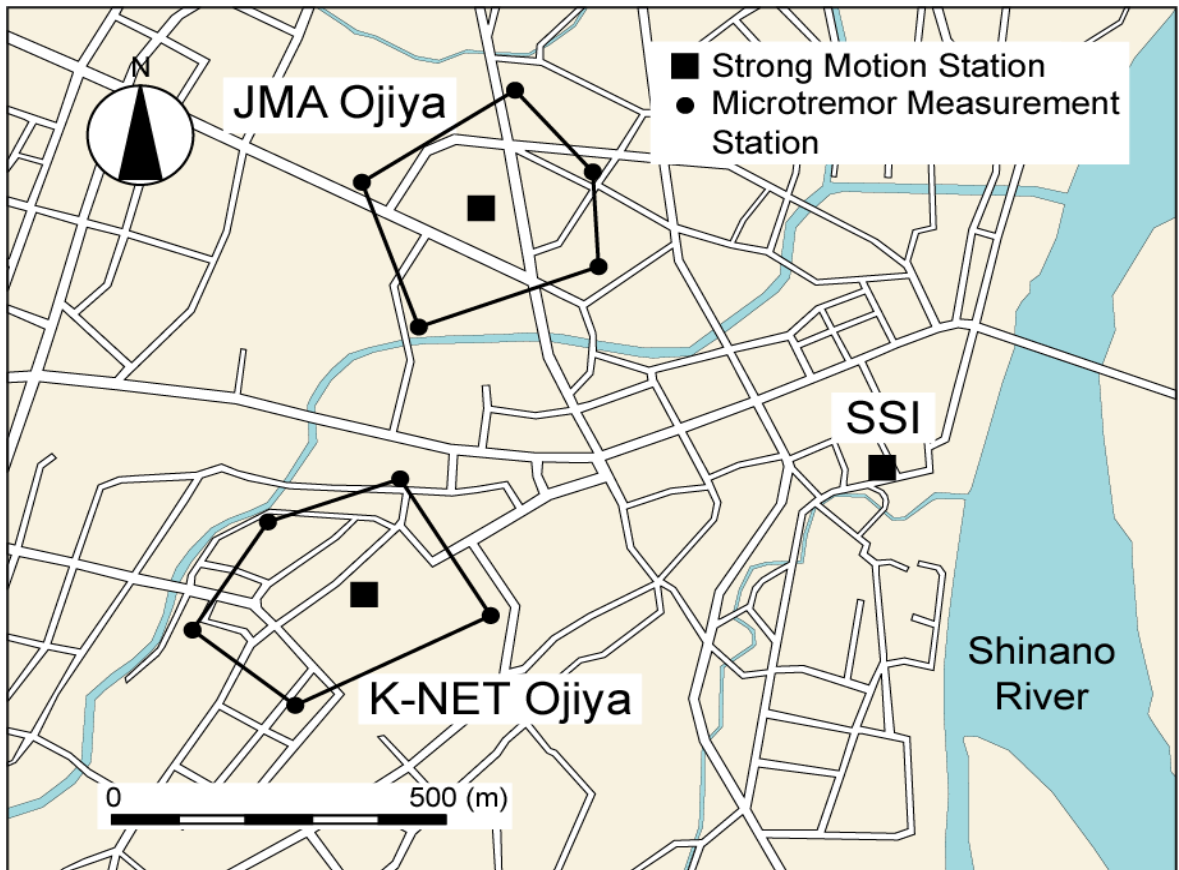


図 3. 2. 1 K-NET、JMA の最大半径でのアレイ配置

3.2.2 分散曲線と H/V スペクトル

アレイ観測された微動の鉛直成分に対し、F-k スペクトル解析 (Capon, 1969) を行い、位相速度と周期の関係 (分散特性) を求めた。ここで各アレイにおける有効波長をアレイ半径の 2 - 6 倍の範囲としている。なお、異なるアレイ配置から同じ周期に対して位相速度が重複して求められるが、両者はほぼ同じ値を示した。図 3.2.2 (a), (b) に K-NET、JMA で求められた分散曲線をセンサ間距離およびアレイ半径ごとに印で示す。両地点ともに観測位相速度はほぼ連続しており表面波特有の分散性を示している。K-NET では周期 0.1s 程度まで位相速度が 100m/s 以下で、それより長周期側で急激に位相速度が上昇しているのに対し、JMA では周期 0.5s 程度まで位相速度が 100m/s 程度でそれより長周期側で位相速度が上昇し周期 0.1s 付近では位相速度が 400m/s 程度になっている。

同時にアレイの中心で観測された 3 成分の波形から求めた各地点の微動の H/V スペクトルを図 3.2.2 (c), (d) に丸印で示す。前章での検討と同様に K-NET では周期 0.28s 付近、JMA では 0.12s 付近に明瞭なピークが見られる。

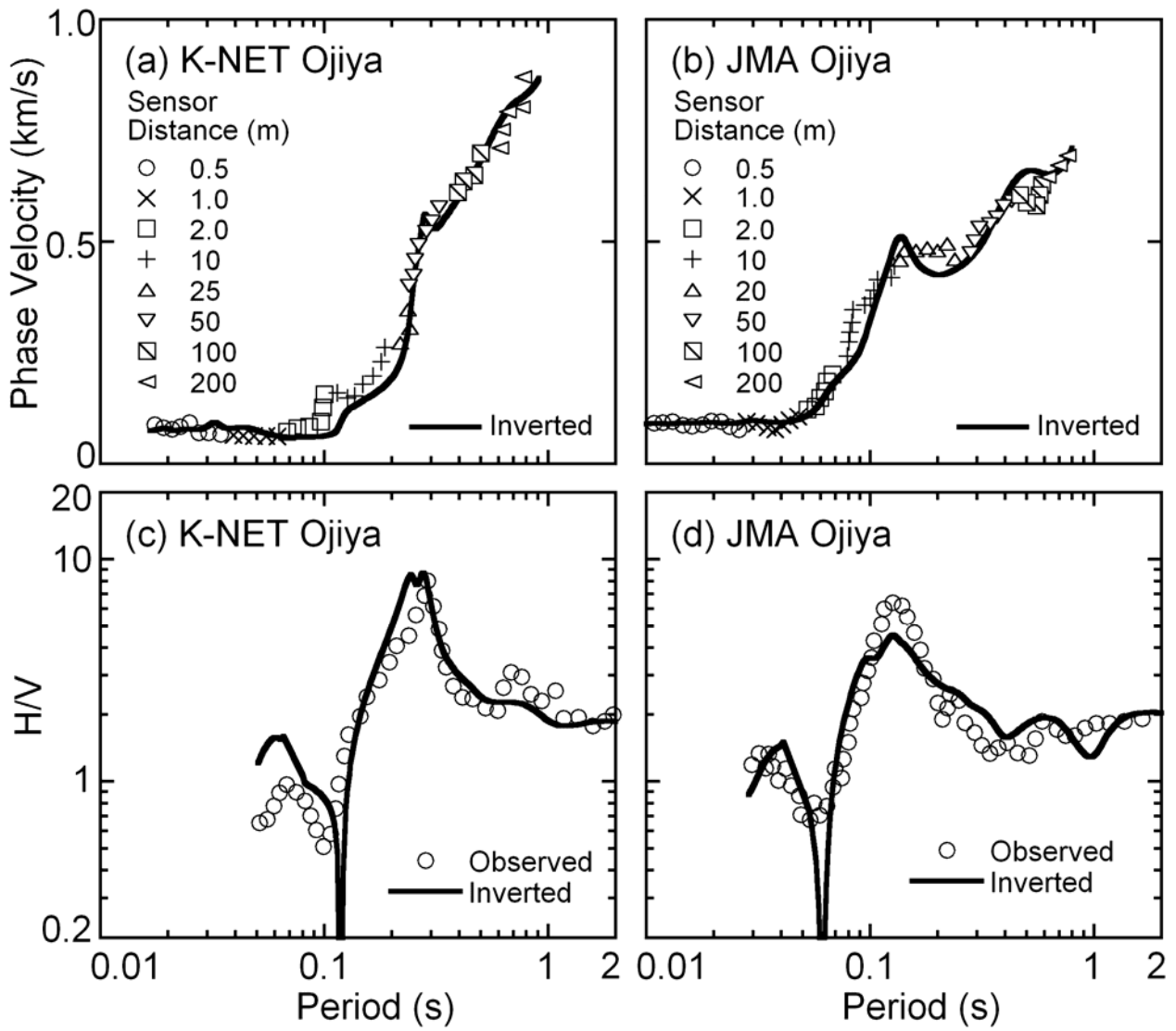


図 3.2.2 微動の分散曲線と H/V スペクトル

3.2.3 表層地盤のS波速度構造推定

地盤のS波速度構造が定まれば、Haskell(1953)の理論と既往の研究(Tokimatsu, 1997、時松・新井, 1998)から高次モードの影響を考慮した表面波の理論分散曲線と理論H/Vスペクトルが算定できる。また、それらは波が伝播する地盤固有の情報である。したがって、微動の分散特性とH/Vスペクトルが表面波によるものであるとすると、これらは地盤の情報を含んでいることになる。そこで地盤のS波速度構造を仮定しそれを変化させていくことにより、理論分散曲線および理論H/Vスペクトルを、微動観測により求められたものと一致させる。このように逆解析を行い、微動の分散曲線とH/Vスペクトルから地盤のS波速度構造を推定した(Arai and Tokimatsu, 2005)。本手法の最大探査深度は、観測最大波長の1/3程度であり、両地点ともに200m程度である。

図3.2.2(a)～(d)の実線は推定地盤構造に対する理論レイリー波分散曲線、表面波のH/Vスペクトルである。これらは観測値とよく適合しており逆解析が適切に行われたことを示唆している。

図3.2.3、3.2.4にそれぞれK-NET、JMAの推定されたS波速度構造を、深度20mまでを拡大したものと深度200mまでのものを示す。図には比較のため、既往および2章で実施したPS検層結果をあわせて示す。推定されたS波速度構造はPS検層結果と同様に、K-NETではS波速度50m/s程度の非常に軟弱な層が、JMAではS波速度100m/s程度の層がともにS波速度400m/s程度の硬質な層の上に3m程度堆積しており、3m程度までの層とその下層とのインピーダンスのコントラストが高い。それ以深では両地点ともにS波速度が徐々に増えていきS波速度600m/s以上の層まで推定されている。

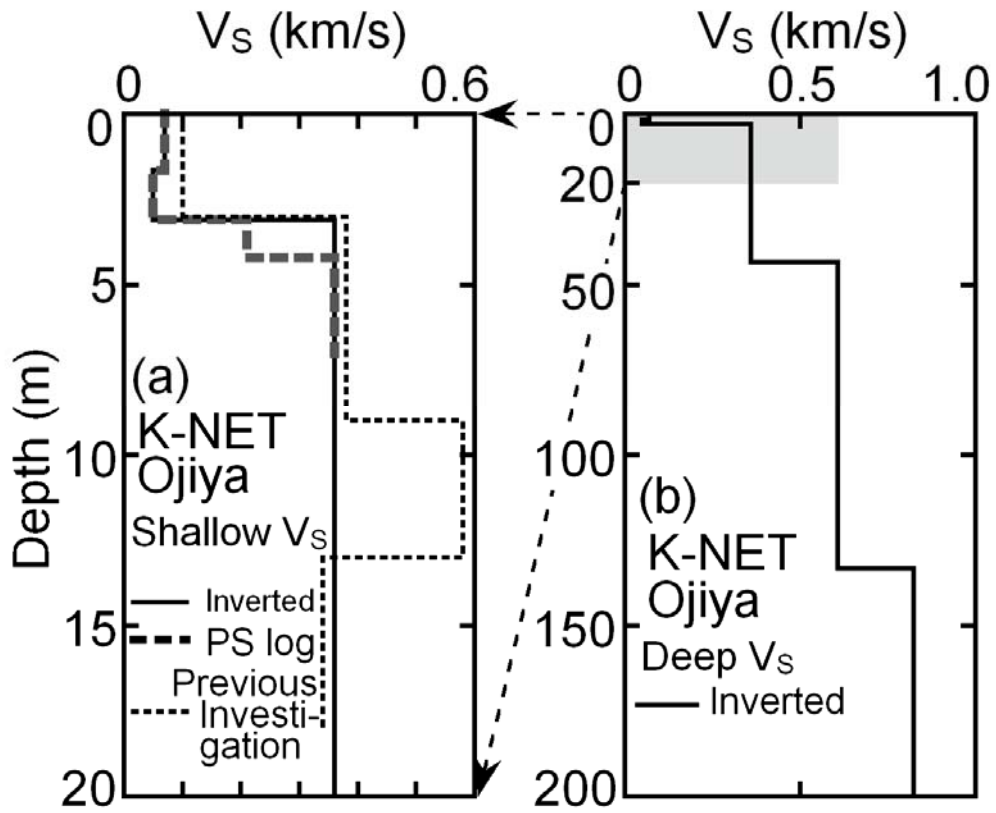


図 3.2.3 K-NET の推定 S 波速度構造と PS 検層結果

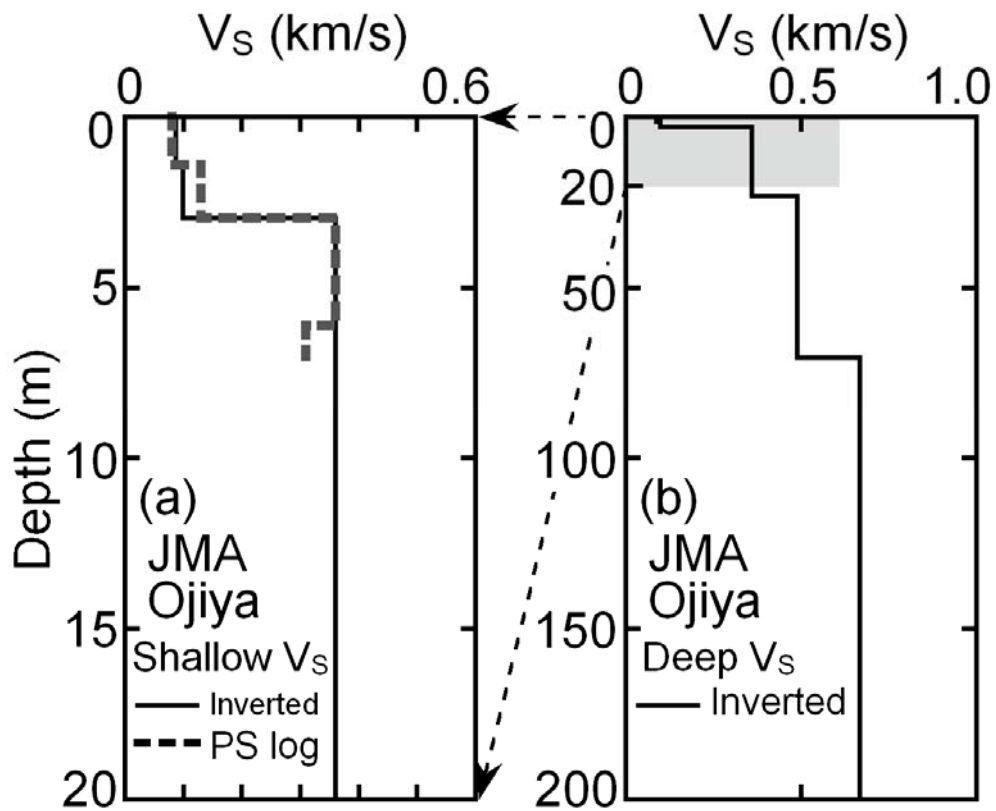


図 3.2.4 JMA の推定 S 波速度構造と PS 検層結果

3.2.4 推定 S 波速度構造の理論伝達関数

表層 3m よりも深い地盤構造の増幅特性が地表地震動特性に与えた影響を検討するため、前項で推定された S 波速度構造について重複反射理論による伝達関数を求めた。この際、両地点ともに減衰定数は各層 2% と仮定した。図 3.2.5 に K-NET、JMA の推定 S 波速度構造に対する理論伝達関数を、基盤を深度 3m 程度に現れる S 波速度 400m/s 程度の層とした場合と S 波速度 600m/s 以上の推定地盤構造の最下層とした場合について示す。最も大きく増幅される卓越周期は前章と同様に、K-NET で周期 0.28s 程度、JMA で周期 0.12s 程度である。仮定した基盤による違いを比較すると両地点ともに、より深い層を基盤と仮定したとき長周期側や卓越周期など全体的に増幅率が大きくなるものの、卓越する周期は変わらない。したがって、K-NET、JMA のそれぞれ周期 0.28s、0.12s 程度に見られる伝達関数のピークにはインピーダンスのコントラストが高い深度 3m 程度までの地盤構造が両地点ともに大きく影響していると考えられる。

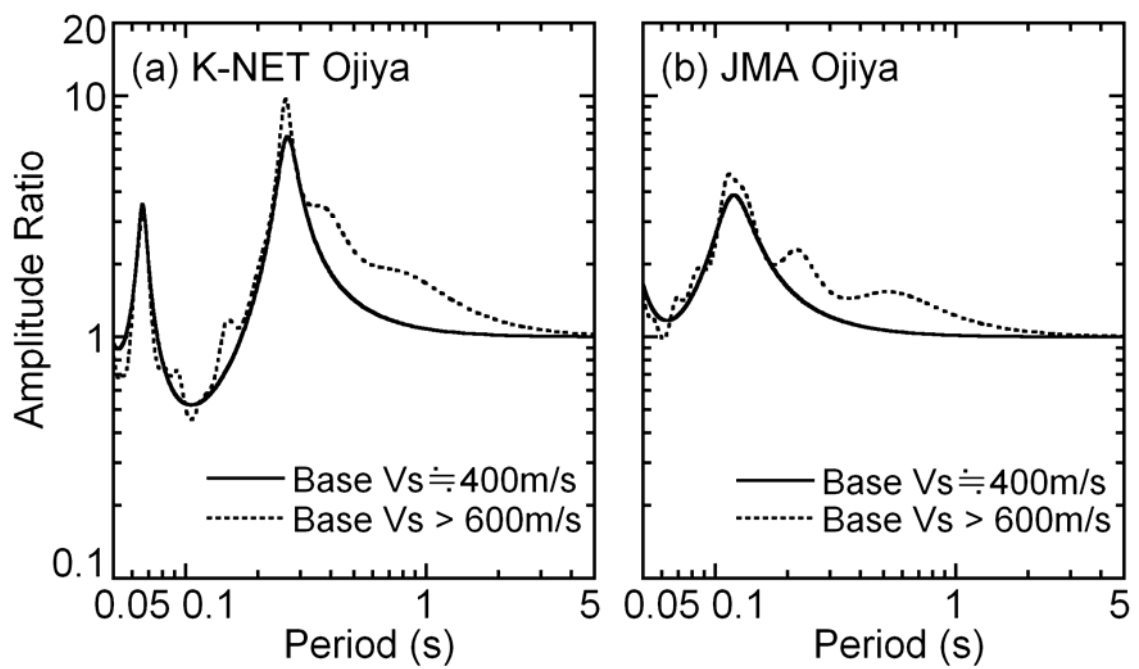


図 3.2.5 推定 S 波速度構造の理論伝達関数

3.3 等価線形解析

3.3.1 解析手法と解析条件

地盤応答解析手法は地盤の間隙水圧の取扱いにより全応力解析法と有効応力解析法に分類される。有効応力解析は、液状化の可能性のある地盤が大きな地震動を受けたときの間隙水圧の上昇とその影響を正確に把握することができる。しかし、全応力解析では地盤の動力学特性としてせん断剛性と減衰定数の値とそのひずみ依存性を知ればよいが、有効応力解析では過剰間隙水圧変化を予測するための情報がさらに必要となる。よって、本節では地震応答解析法として1次元全応力解析法を用いた。K-NETの表層は主に粘性土と高有機質土からなり地震時の急激な間隙水圧の上昇はないと考えられ、JMAの表層は主に細粒分が65%以上の砂質シルトからなり、現地においても液状化の発生を示す噴砂等の跡は見られなかった。

本節で用いた全応力解析法は、ひずみ依存型の等価線形化法(杉戸ら, 1993)を改良したものである。この手法は、地盤の各部に生ずるひずみレベルに応じて等価せん断剛性 G_e 、等価減衰定数 h_e を設定し、重複反射理論を用いて線形解析を行い、これを繰り返して求められたひずみと用いた物性値が、ある精度内に収束したときの解を応答値とする方法である。ここで等価せん断剛性 G_e 、等価減衰定数 h_e の評価値として用いる有効ひずみ γ_{eff} は、次のように、せん断剛性については周波数に依らず、減衰定数については周波数依存型として求めた。

$$\gamma_{\text{eff}} = 0.65 \gamma_{\text{max}} \quad (\text{せん断剛性}) \quad (3.3.1)$$

$$\gamma_{\text{eff}}(\omega) = 0.8 \gamma_{\text{max}} \frac{F_{\gamma}(\omega)}{F_{\gamma\text{max}}} \quad (\text{減衰定数}) \quad (3.3.2)$$

ここに、 γ_{max} は最大せん断ひずみ、 $F_{\gamma}(\omega)$ 、 $F_{\gamma\text{max}}$ はひずみのフーリエスペクトルとその最大値である。

S波速度構造は前節で推定されたもの(図3.2.3、3.2.4)を用いた。土のせん断剛性、減衰定数のひずみ依存性は前章の室内動的試験結果を参考に図3.3.1のように設定した。なお、砂礫層については、既往の室内試験結果(今津・福武, 1986)を参考に設定した。3地点の地盤断面は図2.6.1の概略図のように推定されることから、表2.2.1に示すSSIの本震を含む18の観測記録を両地点の岩盤層上部(深度13m)への入力地震動として用いた。

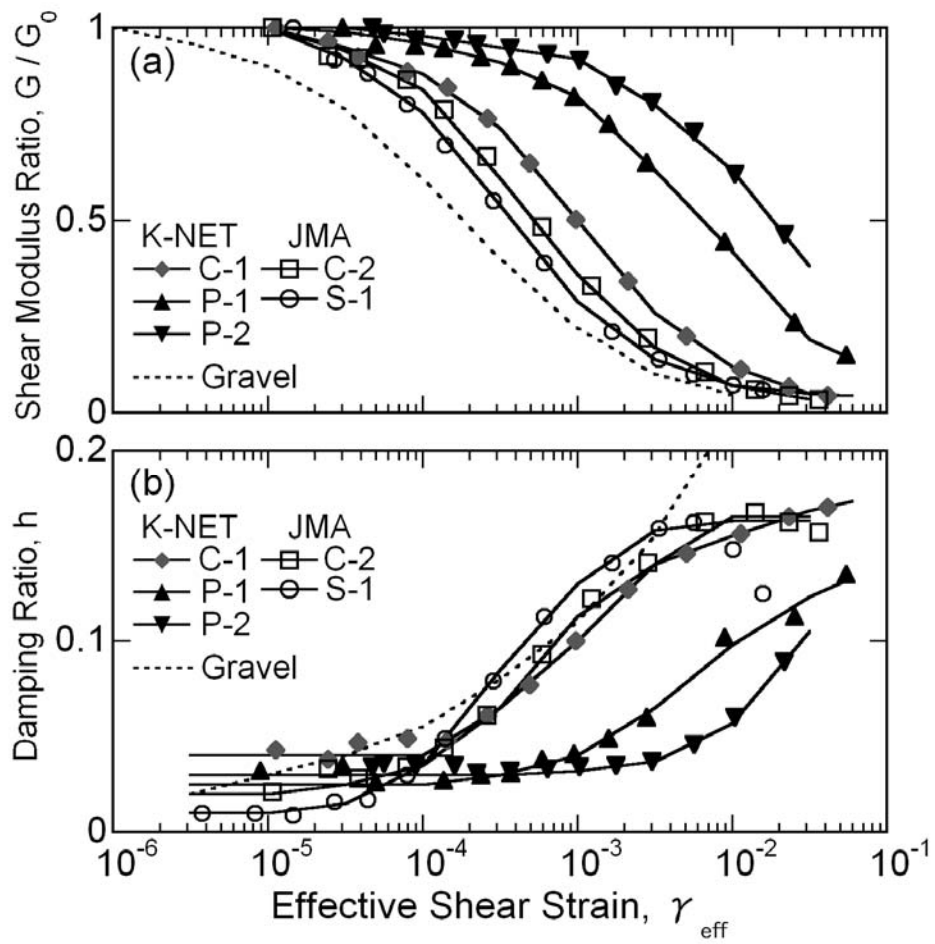


図 3.3.1 解析に用いた土のせん断剛性比と減衰定数のひずみ依存性

3.3.2 等価線形解析結果

図 3.3.2-1, 2 に解析の結果得られた 2004 年 11 月 10 日 3 時 43 分に発生した余震と本震時の K-NET、JMA における地表の加速度時刻歴 (EW、NS 成分) を観測記録と比較して示す。図には参考のため入力動として用いた SSI の観測記録もあわせて示す。余震記録については、NS 成分で K-NET、JMA とともに波形の包絡形状に違いが見られるものの、K-NET では周期 0.3 s 程度で震動し、JMA ではより短周期で震動している傾向を再現できている。本震記録については、全体的に観測記録の振幅や包絡形状などを概ね再現できているが、強軸方向に当たる EW 成分については、両地点ともに観測記録と解析結果に差が見られる。K-NET では 8-10s 付近の観測記録に見られるスパイク上の波形が解析では再現できておらず位相もこの時刻帯でずれている。JMA では解析結果の振幅は K-NET と同様に 1 G を超えた大きな値となり、観測記録の振幅を再現できていない。

図 3.3.3-1, 2 に解析から得られた地表地震動の速度応答スペクトルを余震 (2004 年 11 月 10 日 3 時 43 分発生) と本震の EW、NS 成分について示す。図には比較のため、観測結果についてもあわせて示している。解析結果は、速度応答の値に観測記録のものと多少の違いが見られるものの、振幅の小さい余震において K-NET では 0.3s、JMA では 0.1s 付近の成分が卓越し、本震においてはより長周期の成分が卓越するというような観測記録の周期特性を概ね再現できている。

図 3.3.4 に解析から得られた本震と余震 (2004 年 11 月 10 日 3 時 43 分発生) での表層地盤の伝達関数 (地表地震動と基盤への入力地震動のスペクトル比) を示す。余震においては両地点ともに振幅が小さいため前節で求めた線形の理論伝達関数とほぼ同じ増幅特性となるが、本震においては表層地盤が非線形化し、伝達関数のピーク周期は長周期側に移行しており、特に JMA でその傾向が顕著である。

図 3.3.5 に解析から得られた有効せん断ひずみとせん断剛性比の深度分布を本震時の EW 成分について示す。両地点ともに表層 3m 程度では有効せん断ひずみが 3-5%程度と非常に大きな値となっており、せん断剛性比も 0.5 以下と非常に低下している。K-NET と JMA を比べると深度 2-3m 付近でせん断剛性比の低下に大きな違いが見られ、これは K-NET の高有機質土層の弱い非線形性により剛性低下が顕著でなかったことが影響していると考えられる。そのため、図 3.3.4 に見られる本震時における伝達関数のピーク周期の延びが、K-NET よりも JMA で顕著となったものと考えられる。

図 3.3.6 に対象とした 18 のすべての地震について解析結果の地表での最大地動加速度

(PGA) を K-NET、JMA で比較したものを示す。図 2.2.4(c) に示した観測記録の結果に見られるような、加速度レベルが小さいと JMA の PGA が K-NET の PGA よりも大きい、加速度レベルが大きくなると JMA の PGA が K-NET の PGA と同程度かそれ以下になるという傾向を、解析結果は概ね再現できている。

図 3.3.7 に 18 の地震について解析から得られた地表での加速度フーリエスペクトルの卓越周期と PGA の関係を示す。両地点とも最大地動加速度の増加とともに卓越周期の延びる傾向があり、その傾向は K-NET より JMA で顕著に見られ、図 2.2.6 に示した観測記録の結果に見られる傾向を概ね再現できている。

以上のことから、K-NET と JMA の表層地盤の非線形性状を考慮した等価線形解析により、両地点の観測記録に見られた振幅レベルにより地震動特性が異なる傾向を概ね再現できると考えられる。

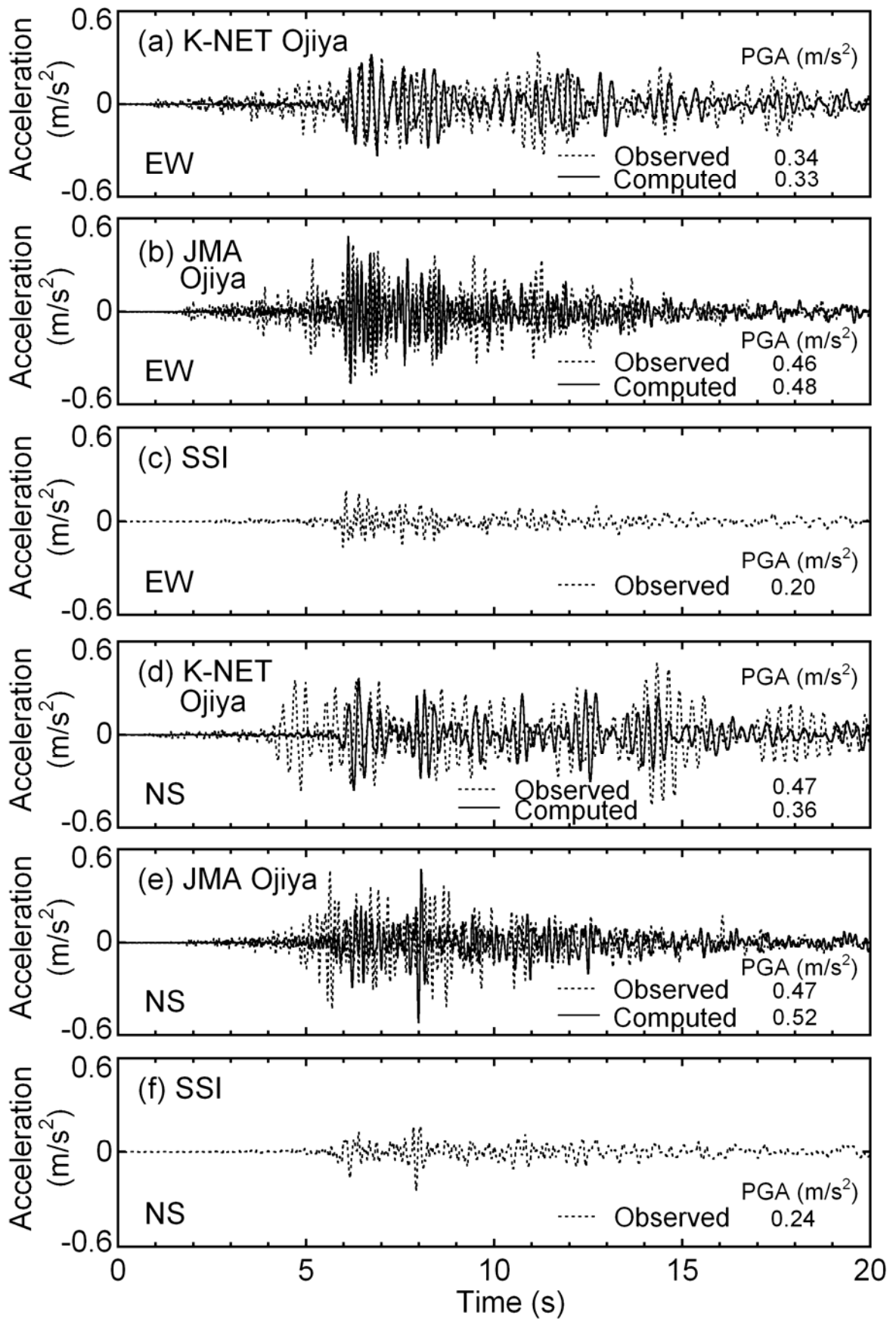


図 3.3.2-1 観測記録と解析結果の加速度時刻歴の比較 (2004 年 11 月 10 日余震)

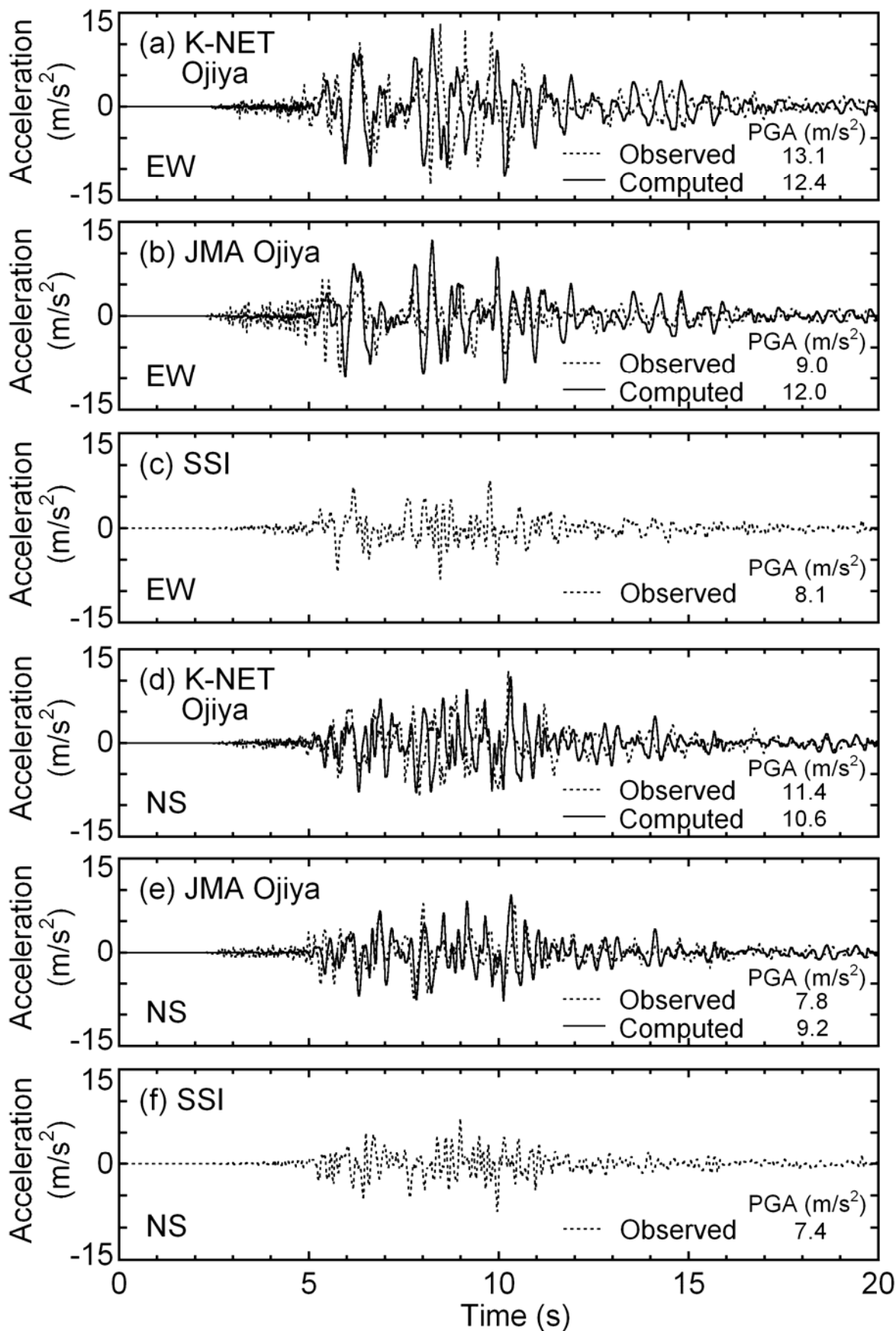


図 3.3.2-2 観測記録と解析結果の加速度時刻歴の比較 (本震)

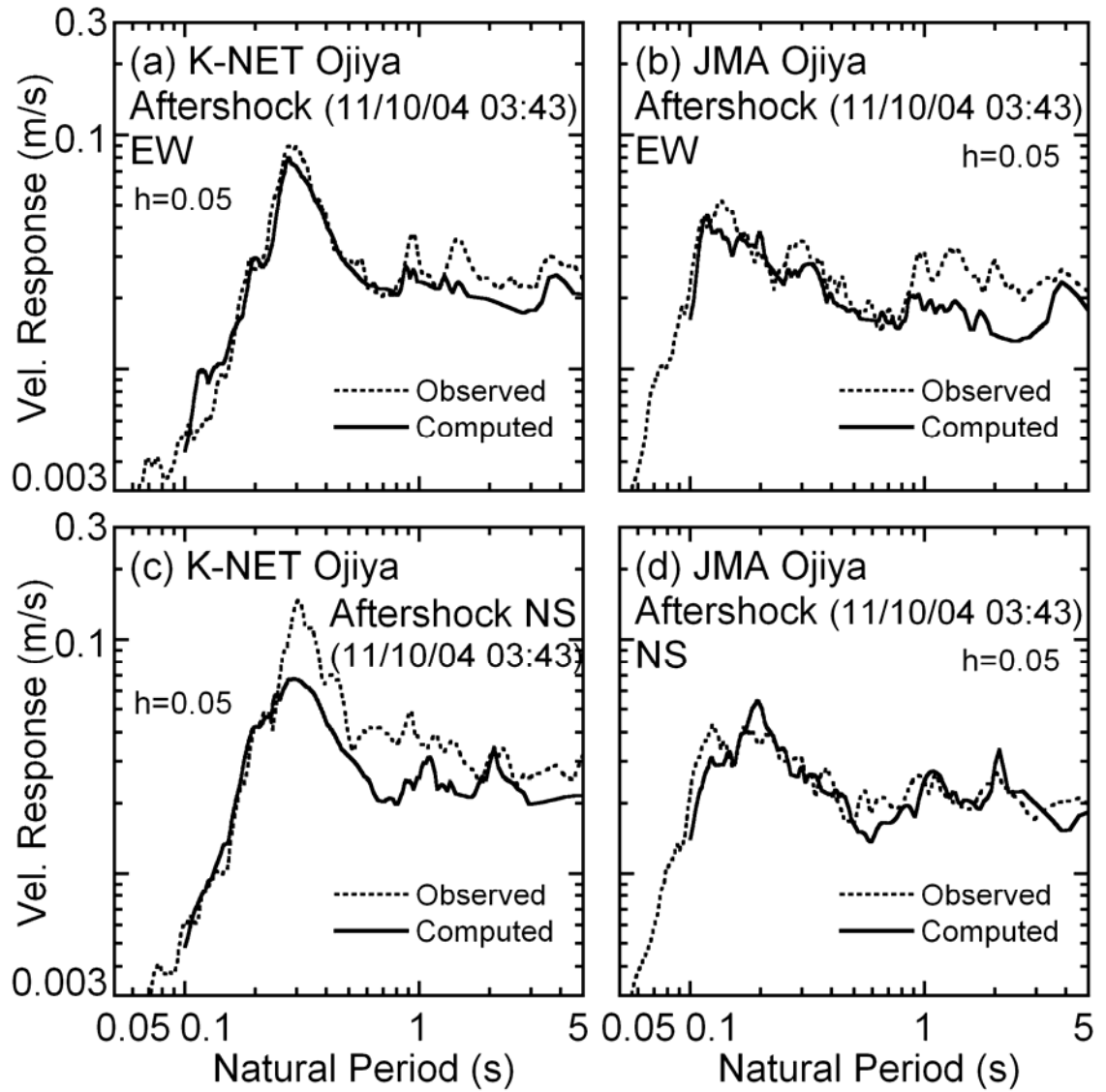


図 3.3.3-1 観測記録と解析結果の速度応答スペクトルの比較 (2004年11月10日余震)

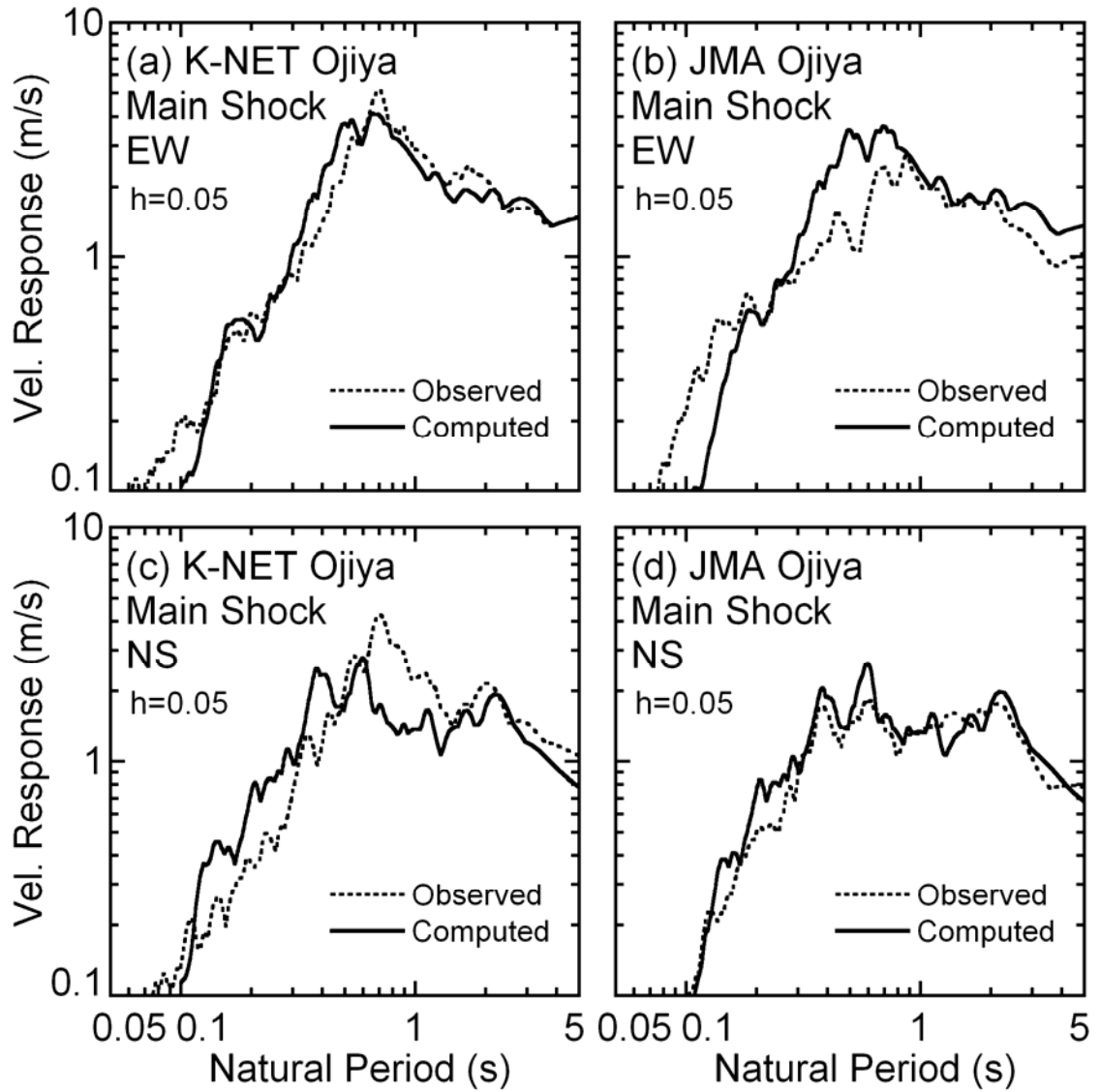


図 3. 3. 3-2 観測記録と解析結果の速度応答スペクトルの比較（本震）

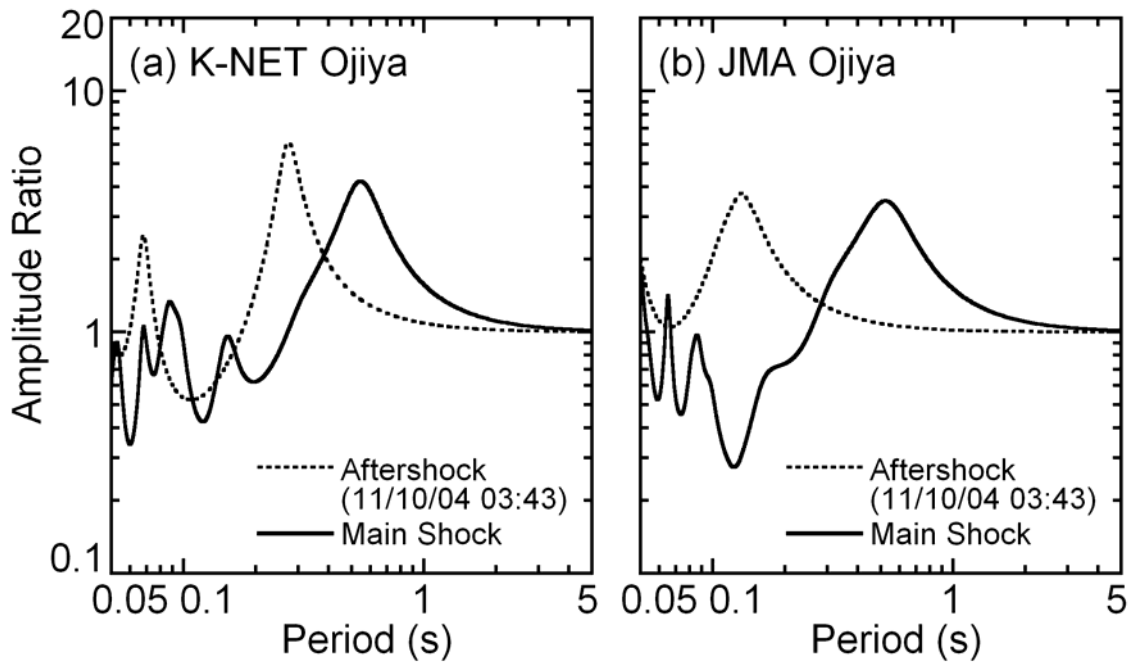


図 3.3.4 本震と余震での伝達関数の比較

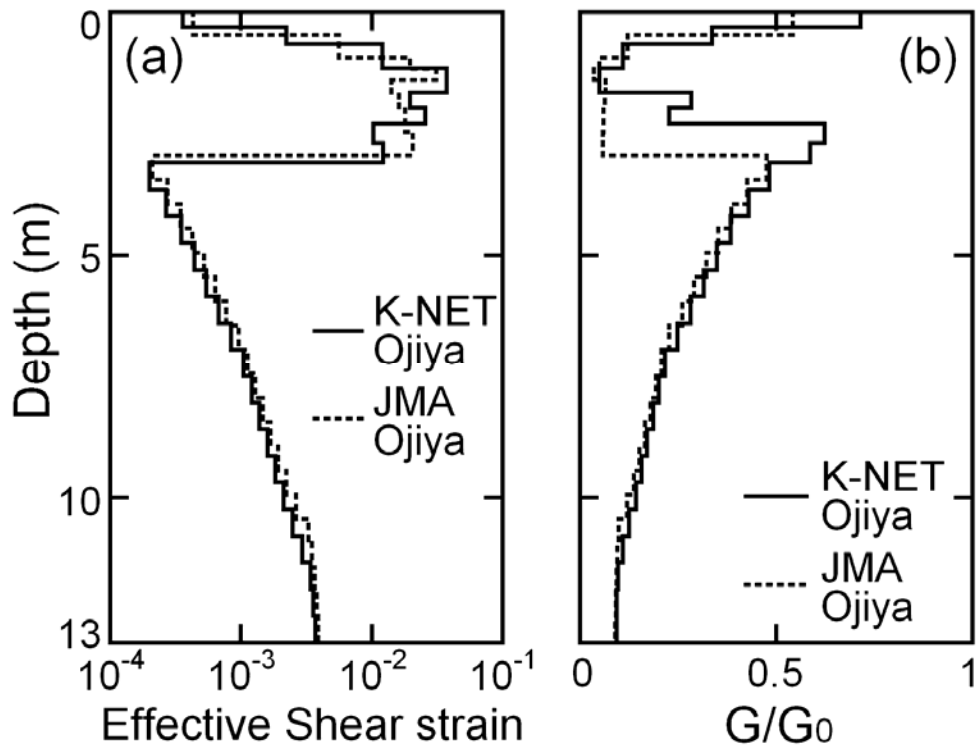


図 3.3.5 有効せん断ひずみとせん断剛性比の深度分布 (EW 成分)

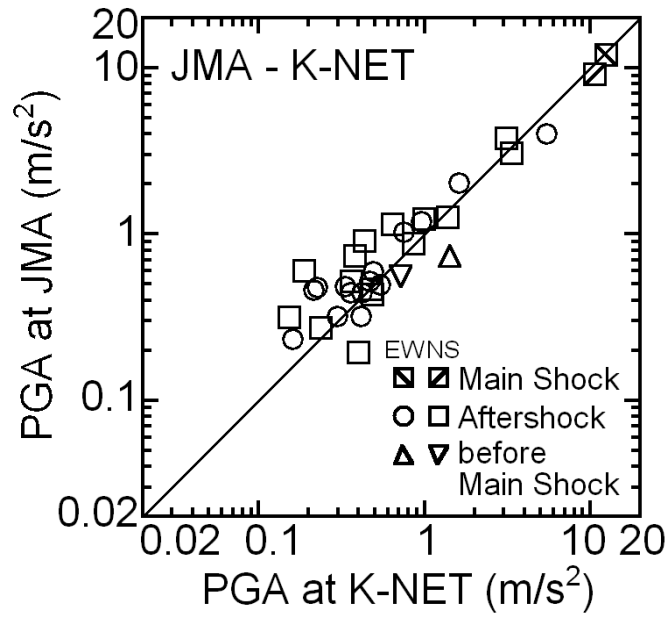


図 3.3.6 解析から得られた K-NET、JMA の最大地動加速度の比較

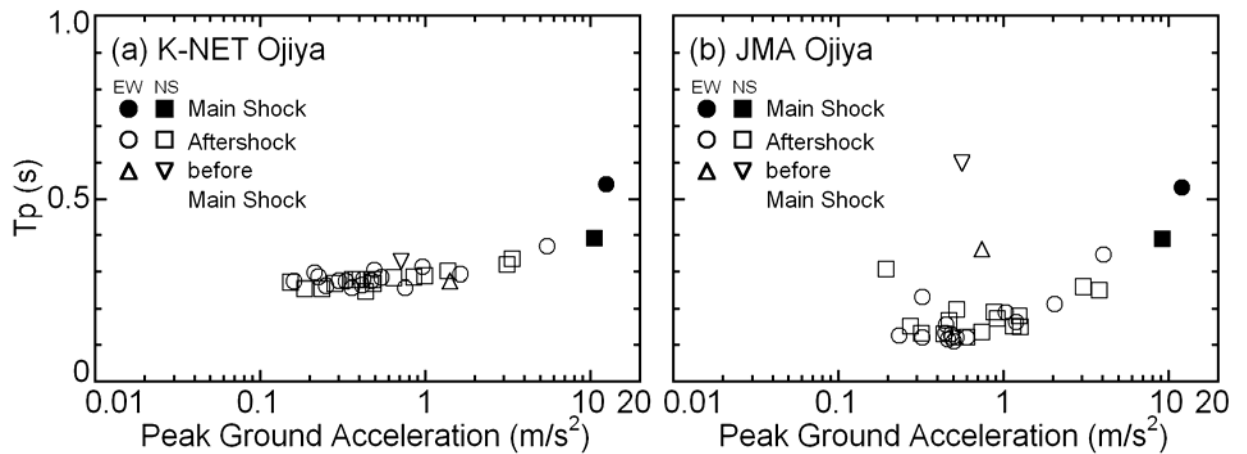


図 3.3.7 解析結果の地表記録の卓越周期と最大地動加速度の比較

3.3.3 砂礫層の影響

前項の地震応答解析において砂礫層下部に地震記録を入力したため、図 3.3.5 (b) に見られるように砂礫層も大きく剛性が低下している。よって下部の岩盤層から到来した地震波が砂礫層で増幅されている可能性がある。そこでその影響を検討するため図 2.6.1 の深度 3m の砂礫層上部に SSI の記録を入力し、前項の解析結果と比較した。

図 3.3.8 に解析の結果得られた地表地震動の速度応答スペクトルを本震記録の EW、NS 成分について前項での結果と比較して示す。両地点ともに入力を深度 3m とした場合の速度応答スペクトルは、前項の入力を深度 13m とした場合とあまり変わらない。これは前章の 2.5.2 で考察したように、砂礫層が非線形化しても、表層のせん断剛性が著しく低下することで、表層と砂礫層間のコントラストは高く維持されることが期待されるためであると考えられる。

以上の等価線形解析による検討から、K-NET、JMA の表層 3m 程度までの S 波速度構造およびその非線形性状、特に K-NET の高有機質土の弱い非線形性が、両地点における本震時の地表地震動特性の違いに大きく影響したと考えられる。

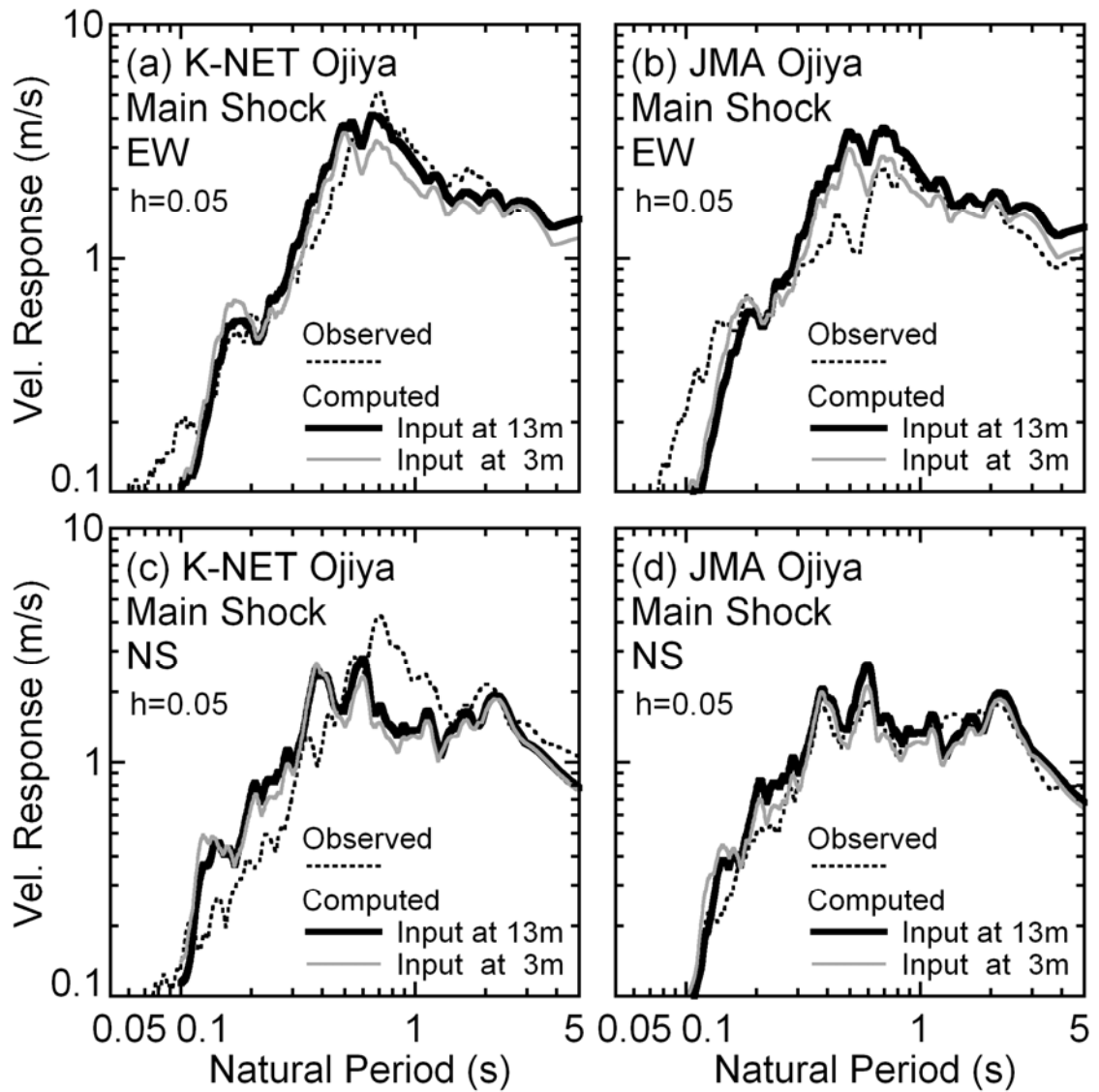


図 3.3.8 入力層の異なる解析結果の速度応答スペクトルの比較

3.4 有効応力解析

前節において、表層地盤の非線形性（せん断剛性の低下と減衰定数の増大）を考慮した等価線形解析により、K-NET、JMA の観測記録に見られた振幅レベルにより異なる地震動特性（最大振幅や周期特性）を概ね再現することができた。しかし、本震時の両地点における加速度記録の強軸方向 EW 成分の時刻暦の振幅や位相、特に K-NET に見られたスパイク状の波形を再現できていない。この地表観測記録に見られるスパイク状の波形は、地盤の間隙水圧上昇に伴うサイクリックモビリティ挙動のよるものであると考えられる。

K-NET、JMA はともに表層 3m の直下に砂礫層が厚さ 10m 程度存在する(図 2.3.1, 2.6.1)。砂礫地盤は一般的に非常に硬質であり、砂質土地盤に比べて透水性が高いので、地震時においても間隙水が短時間で消散し上昇せず有効応力が低下しないとされていたため、従来では砂礫地盤は液状化する可能性が低いと考えられてきた。また、砂質土地盤のように強震時に液状化したという事例は少ない。しかし、K-NET、JMA のように砂礫層の上に透水性の悪い高有機質土や砂質シルトなどの層がある場合、砂礫層は非排水条件となり間隙水圧が上昇するとともに有効応力が低下し液状化する可能性がある。

以上のことから、本節では両地点の本震時の地表地震動特性、特に K-NET の加速度記録に見られたスパイク状の波形に与えた地盤内の間隙水圧変動の影響を検討するため、有効応力解析による地震応答解析を行う。

3.4.1 有効応力解析の構成則

有効応力解析の構成則は、応力-ひずみ関係を G_0 , h_{\max} , $\gamma_{0.5}$ を用いて表す修正 Ramberg-Osgood モデルにダイレイタンシーモデルを付加したものとした。せん断ひずみから体積ひずみおよび間隙水圧を算定するためのダイレイタンシーモデルとして、おわんモデル（福武・松岡, 1989、福武, 1997）を一次元モデルの解析に適用した。

土の体積ひずみ ε_v には、せん断によるダイレイタンシー成分 ε_v^s と平均有効応力の変化による体積変化（圧密成分 ε_v^c ）があるので、次式が成り立つ。

$$\varepsilon_v = \varepsilon_v^s + \varepsilon_v^c \quad (3.4.1)$$

おわんモデルでは、 ε_v^s はある粒子が別の粒子で形成される谷間に落ち込んだり（負のダイレイタンシー）、他の粒子に乗り上がった（正のダイレイタンシー）することの繰返しで生ずると考えている（図 3.4.1）。このメカニズムを正と負のダイレイタンシーの重ね合せで表すと次式となる。

$$\varepsilon_v^s = \varepsilon_\Gamma + \varepsilon_G \quad (3.4.2)$$

ここに、 ε_Γ と ε_G はそれぞれ、ダイレイタンシーの膨張成分と圧縮成分であり、次式で与えられる。

$$\varepsilon_\Gamma = A \cdot \Gamma^B \quad (3.4.3)$$

$$\varepsilon_G = \frac{G^*}{C + D \cdot G^*} \quad (3.4.4)$$

ここに、 A , B は膨張成分を、 C , D は圧縮成分を、それぞれ表すパラメータである。 Γ は合せん断ひずみ、 G^* は累加せん断ひずみであり、1次元モデルではせん断ひずみ γ を用いて次式のように定義する。

$$\Gamma = |\gamma| \quad (3.4.5)$$

$$G^* = \sum |\Delta\gamma| \quad (3.4.6)$$

圧縮除荷成分である ε_v^c については、 C_s を膨潤指数、 e_0 を初期間隙比とすれば次式で与えられる。

$$\varepsilon_v^c = -\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{m0}} \quad (3.4.7)$$

ここに、 σ'_m は有効応力、 σ'_{m0} は初期有効応力である。

非排水条件下での有効応力は、非排水条件： $\varepsilon_v = \varepsilon_v^c + \varepsilon_v^s = 0$ を課すことにより、次式で与えられる。

$$\sigma'_m = \sigma'_{m0} \cdot 10^{E^s}, \quad E^s = \frac{-\varepsilon_v^s}{C_s / (1 + e_0)} \quad (3.4.8)$$

式(3.4.8)より、過剰間隙水圧比 $\frac{p_w}{\sigma'_{m0}}$ は次式で与えられる。

$$\frac{p_w}{\sigma'_{m0}} = 1 - 10^{E^s} \quad (3.4.9)$$

小さなせん断振幅でのダイレイタンスの発生を抑えるため、図 3.4.2 に示すように、液状化強度の下限值 X_l を定め、繰り返しの応力比が X_l 以下では過剰間隙水圧が全く発生しない ($p_w=0$) と仮定した。

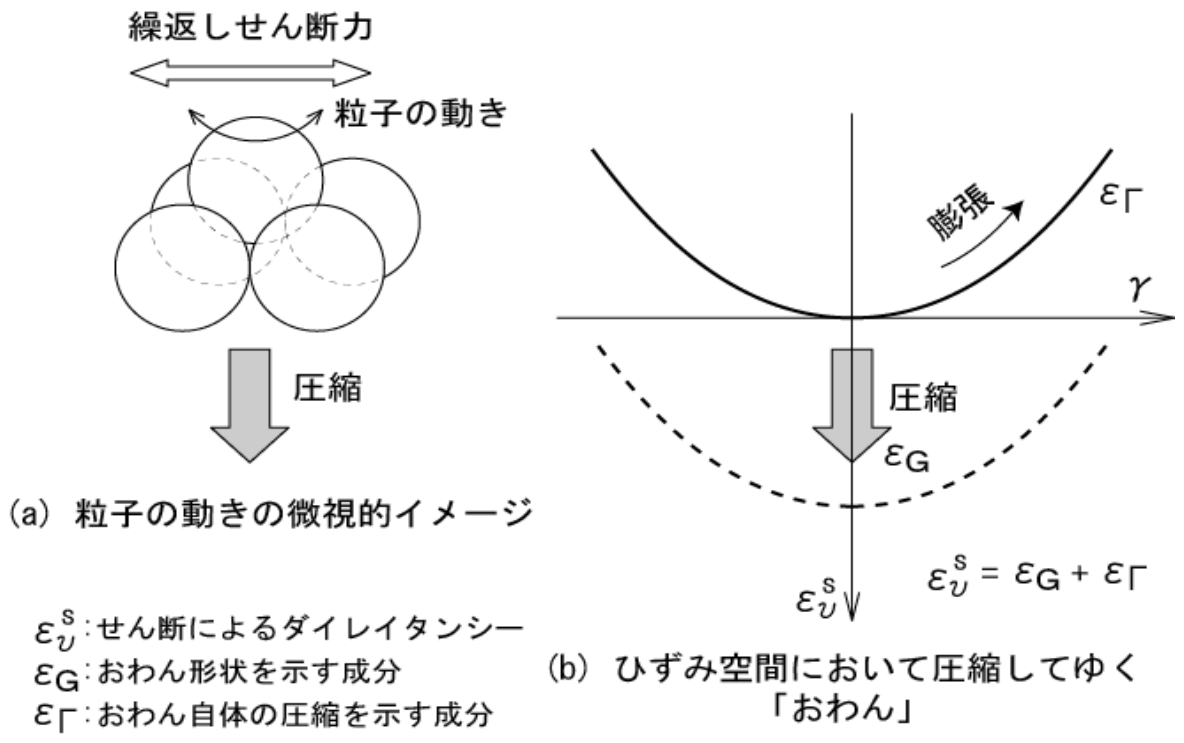


図 3.4.1 ひずみ空間におけるおわんとその微視的イメージ (福武, 1997)

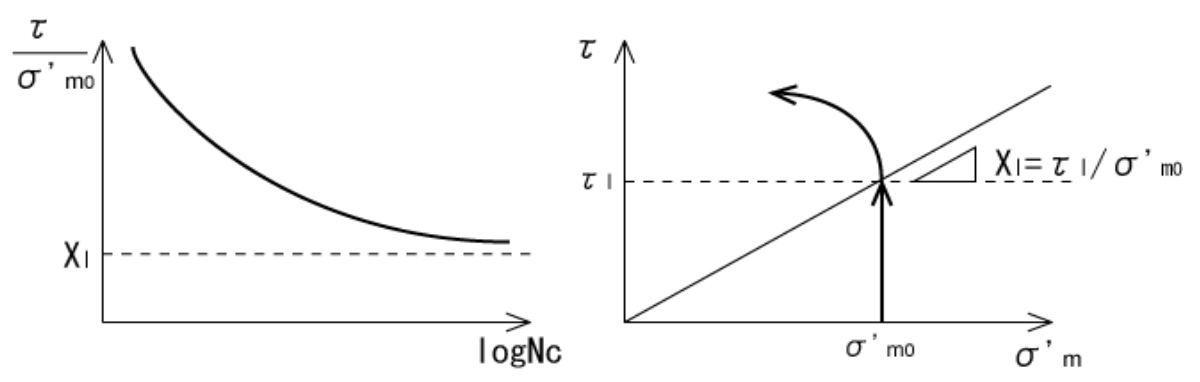


図 3.4.2 液状化強度の下限値 X_l (福武, 1997)

3.4.2 室内動的変形試験のシミュレーション

有効応力解析に用いる前節で示した構成則のパラメータを決定するため、2章で実施した K-NET、JMA の原位置試料 (C-1, P-1, P-2, C-2, S-1) の室内動的変形試験のシミュレーションを行う。パラメータとして修正 Ramberg-Osgood モデルとおわんモデルのものがある。山高 (2006) は、過剰間隙水圧の時刻歴および応力ひずみ関係の理論値が室内試験結果と適合するよう、多くのパラメータを同時に試行錯誤により設定しているが、ここではそれぞれのパラメータを順に設定することでより妥当なものとするため、まず室内試験結果のせん断ひずみと間隙水圧のデータからおわんモデルのパラメータを決定し、その後室内試験の応力-ひずみ関係が適合するよう修正 Ramberg-Osgood モデルのパラメータを決定する。対象とした室内試験の結果は、ステージテストにおいて載荷せん断応力が大きいものから 2 または 3 つのステップのものとした。

非排水条件下のおわんモデルによると、 $\Gamma=0\%$ の時、式 3.4.2-3.4.4 より、次式が得られる。

$$\varepsilon_v^s = \varepsilon_G = \frac{G^*}{C + D \cdot G^*} \quad (3.4.10)$$

よって、せん断によるダイレイタンス成分 ε_v^s は G^* により一義的に決まる。 ε_v^s は式 3.4.9, 3.4.10 より $C_s/(1+e_0)$ が決まれば室内試験結果の過剰間隙水圧 p_w から求められる。ここでは、 $C_s/(1+e_0)$ は文献 (福武, 1997) を参考に C-1, P-1, P-2, C-2 については 0.06、S-1 については 0.01 とした。上式を $G^*/\varepsilon_v^s \sim G^*$ 関係で整理すれば、次式のような直線関係になりパラメータ C, D は決定できる。

$$\frac{G^*}{\varepsilon_v^s} = C + D \cdot G^* \quad (3.4.11)$$

図 3.4.3 に室内試験結果の $G^*/\varepsilon_v^s \sim G^*$ 関係と、これに最も適合するようパラメータ C, D を設定したおわんモデルの理論値を比較して示す。いずれの試料についても $G^*/\varepsilon_v^s \sim G^*$ 関係はほぼ直線状になり、おわんモデルの理論式により良好に近似されており、パラメータ C, D 設定の妥当性を示唆している。なお、P-1 と P-2 については、ステージテストの載荷段階によって直線の傾き D が異なるためひずみが大きくなる最後の段階のものに適合するようパラメータ C, D を設定した。

パラメータ C, D を設定することにより、ダイレイタンスの圧縮成分 ε_G の増加に伴い過剰間隙水圧が徐々に増加していくマスターカーブが得られる。そのときの有効応力を

σ'_{mG} とすると、式 3.4.7 を次式のように ε_G と ε_G の成分に分解できると考えられる。

$$\varepsilon_v^c = -\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{mG}}{\sigma'_{m0}} - \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mG}} \quad (3.4.12)$$

(ε_G)
 (ε_G)

したがって、 ε_G は次式で表せる。

$$\varepsilon_G = -\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{mG}} = A \cdot \Gamma^B \quad (3.4.13)$$

図 3.4.4 に上式を用いて求めた室内試験結果の $\varepsilon_G \sim \Gamma$ 関係と、これに適合するようパラメータ A を設定したおわんモデルの理論値を比較して示す。なお、パラメータ B は 1.6 と固定している。いずれの試料についても室内試験結果は Γ が大きくなるに従い ε_G が大きくなる傾向が見られ、おわんモデルの理論式により概ね近似されている。

前節で示した有効応力解析の構成則に、これまでの検討により設定したおわんモデルのパラメータを用いて土試料の室内動的変形試験のシミュレーション解析を行った。ここで、せん断応力は室内試験の結果を使用し、修正 Ramberg-Osgood モデルのパラメータは解析結果のせん断ひずみが室内試験結果の応力-ひずみ関係を表現できるよう最適化を行った。液化強度の下限値 X_l は文献 (福武, 1997) を参考に仮定した。解析に用いたパラメータを表 3.4.1 に示す。図 3.4.5-1~5 に解析から得られた各試料のせん断ひずみ、過剰間隙水圧比の時刻歴、応力-ひずみ関係および有効応力経路を室内試験結果と比較して示す。C-1 と C-2 については、せん断ひずみと過剰間隙水圧比を過小評価している傾向が見られるものの、解析結果は室内試験結果の傾向を比較的良好に再現できている。

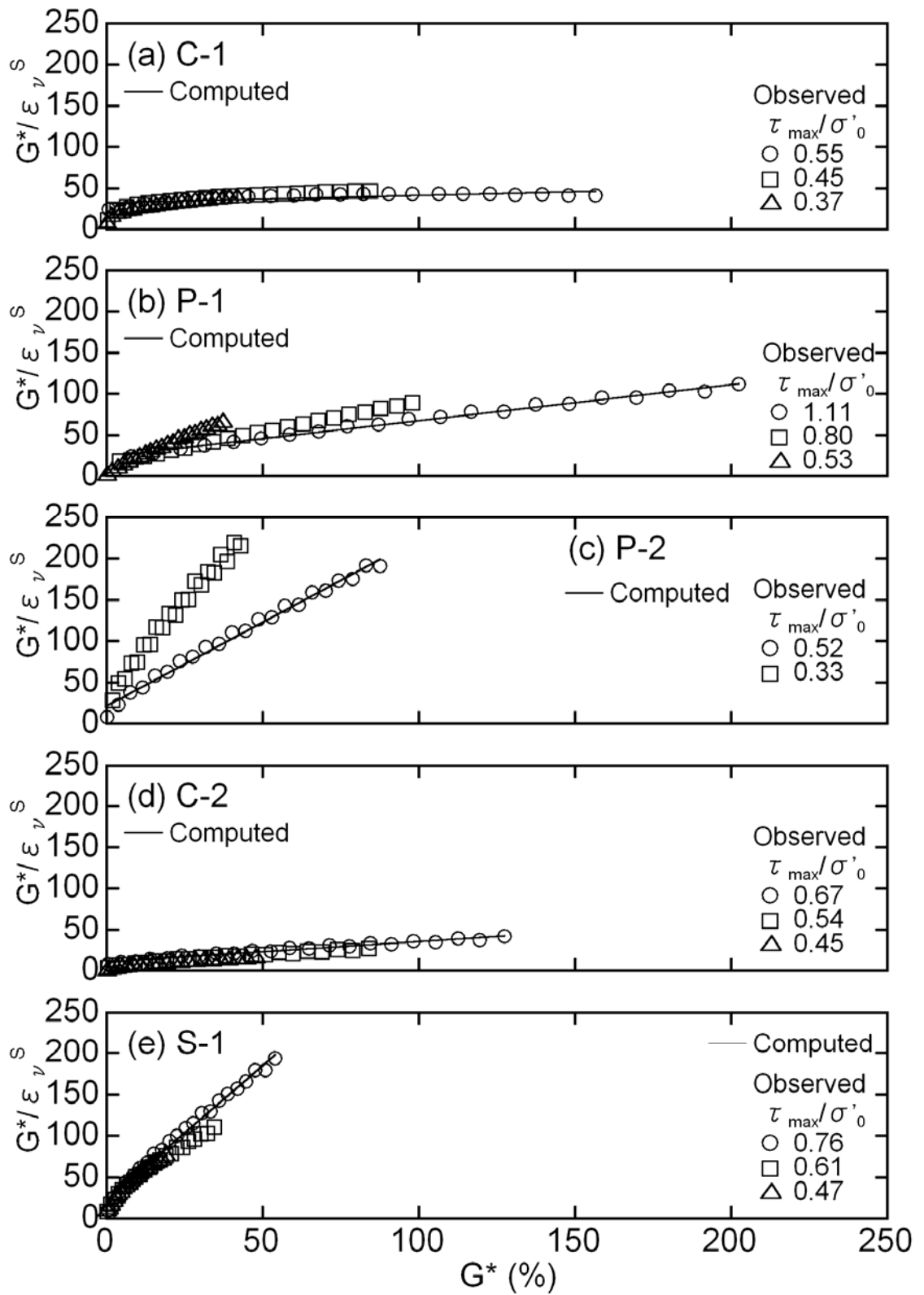


図 3.4.3 室内試験結果とおわんモデルの $G^*/\varepsilon_v^s \sim G^*$ 関係

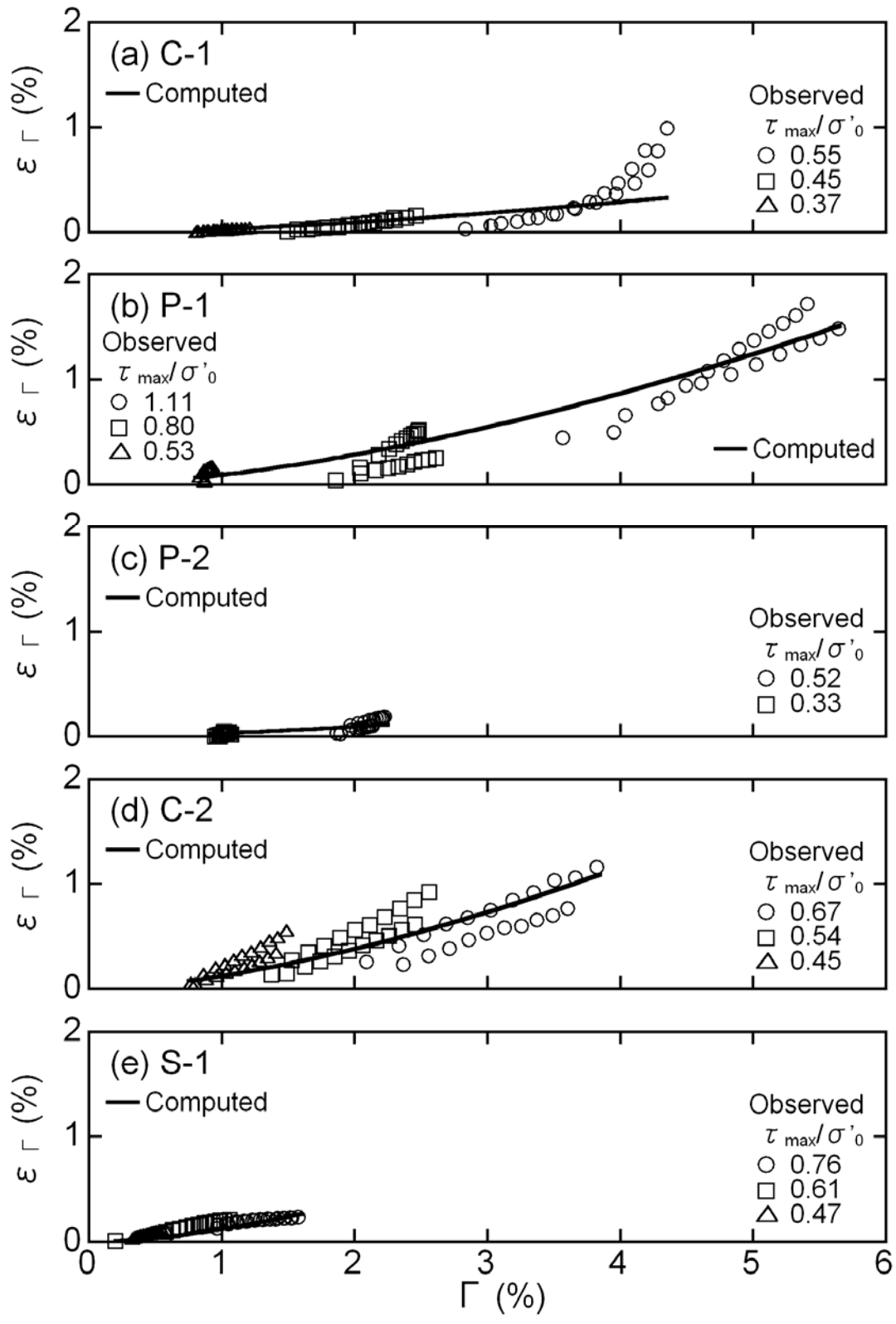


図 3.4.4 室内試験結果とおわんモデルの $\varepsilon_{\Gamma} \sim \Gamma$ 関係

表 3.4.1 室内試験のシミュレーションに用いたおわんモデルのパラメータ

Soil Sample	Modified R-O Model Parameter			Bowl Model Parameter					
	G_0 (MPa)	$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	B	C	D	$C_S/(1+e_0)$	X_i
C-1	6.2	2.0E-03	0.20	-0.5	1.6	32	8	0.060	0.11
P-1	3.2	1.2E-02	0.18	-1.5	1.6	24	44	0.060	0.11
P-2	2.0	3.0E-02	0.17	-0.5	1.6	22	203	0.060	0.11
C-2	19.0	5.0E-04	0.22	-2.0	1.6	10	24	0.060	0.11
S-1	25.0	6.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16

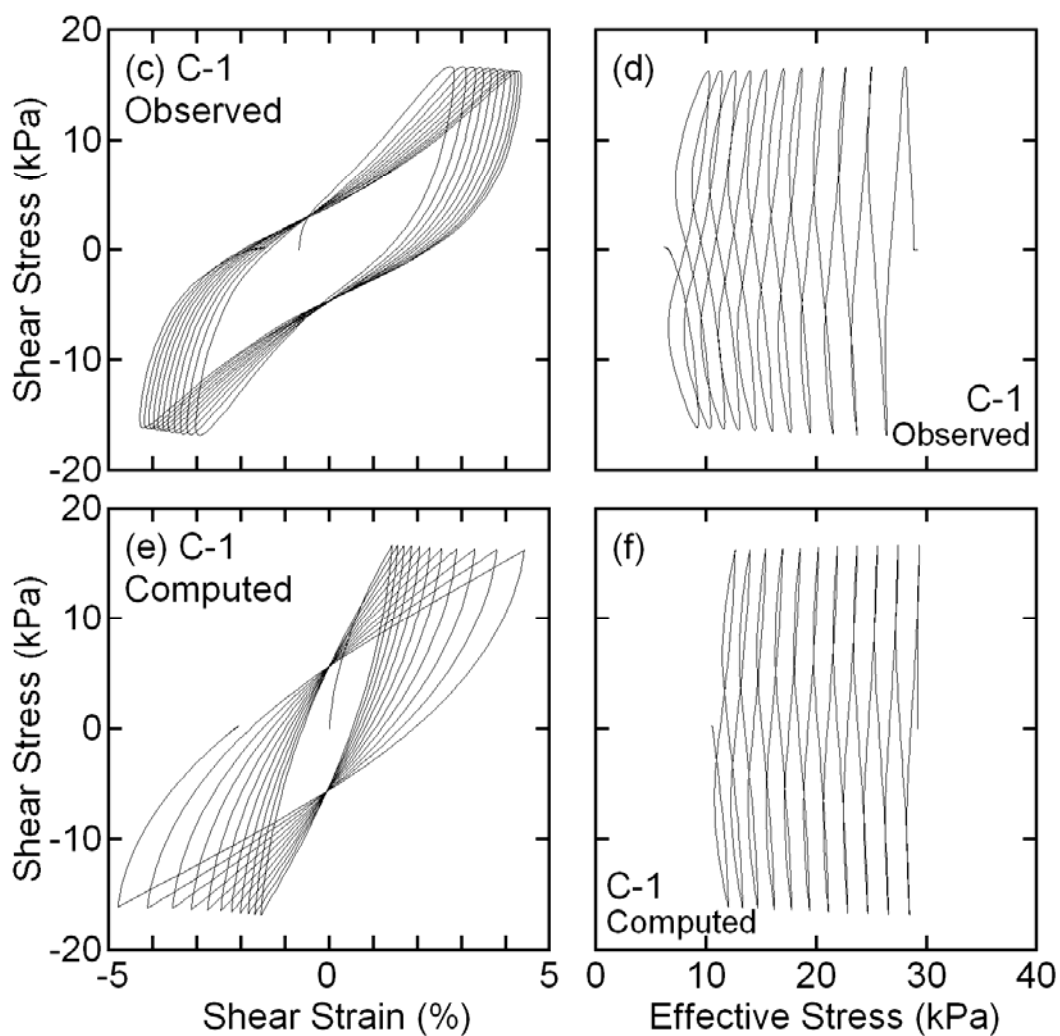
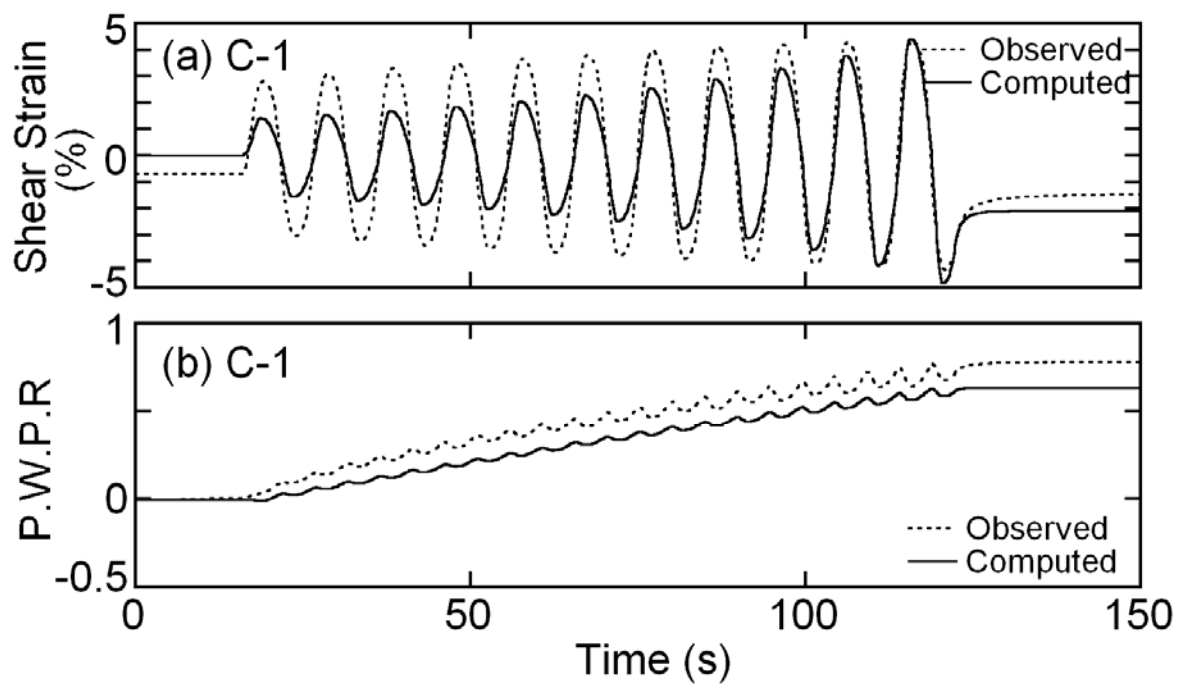


図 3.4.5-1 室内動的変形試験結果とおわんモデルによるシミュレーション結果 (C-1)

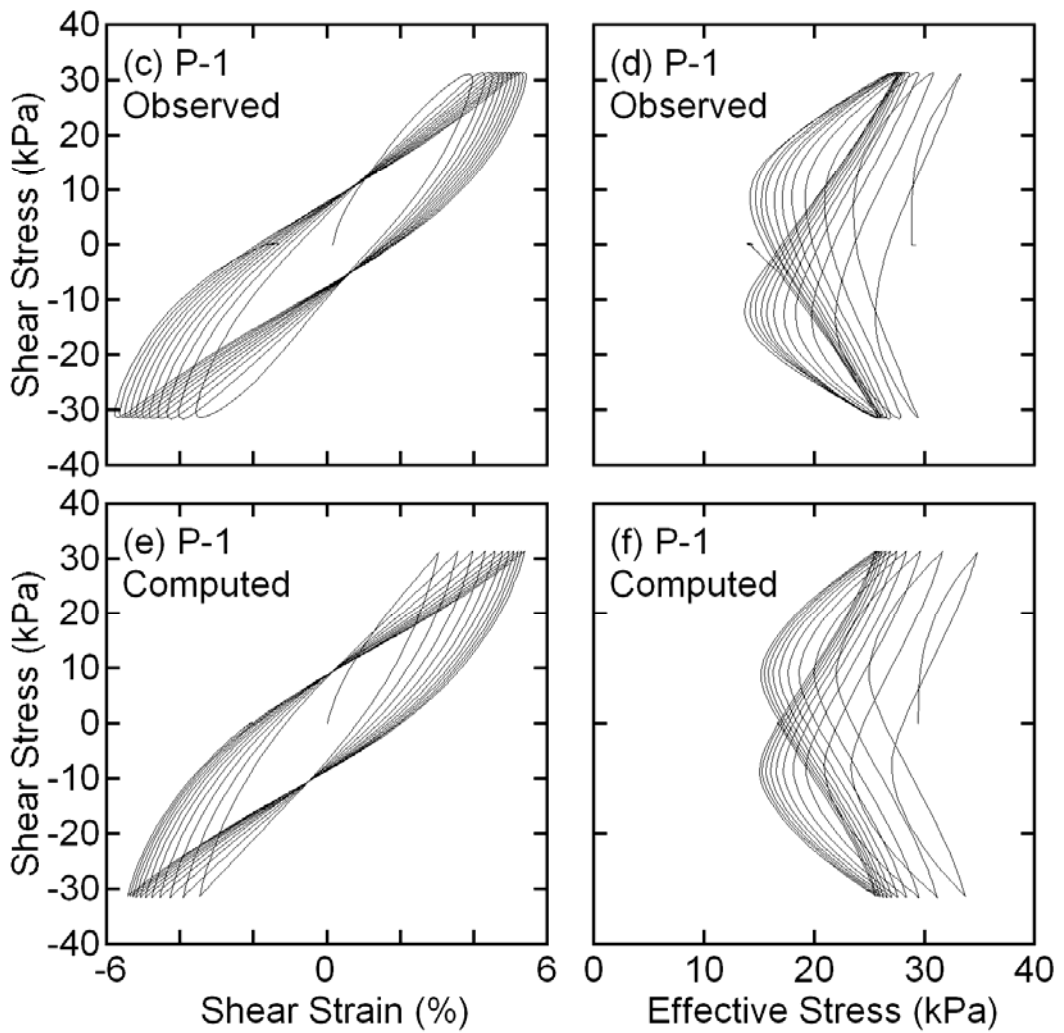
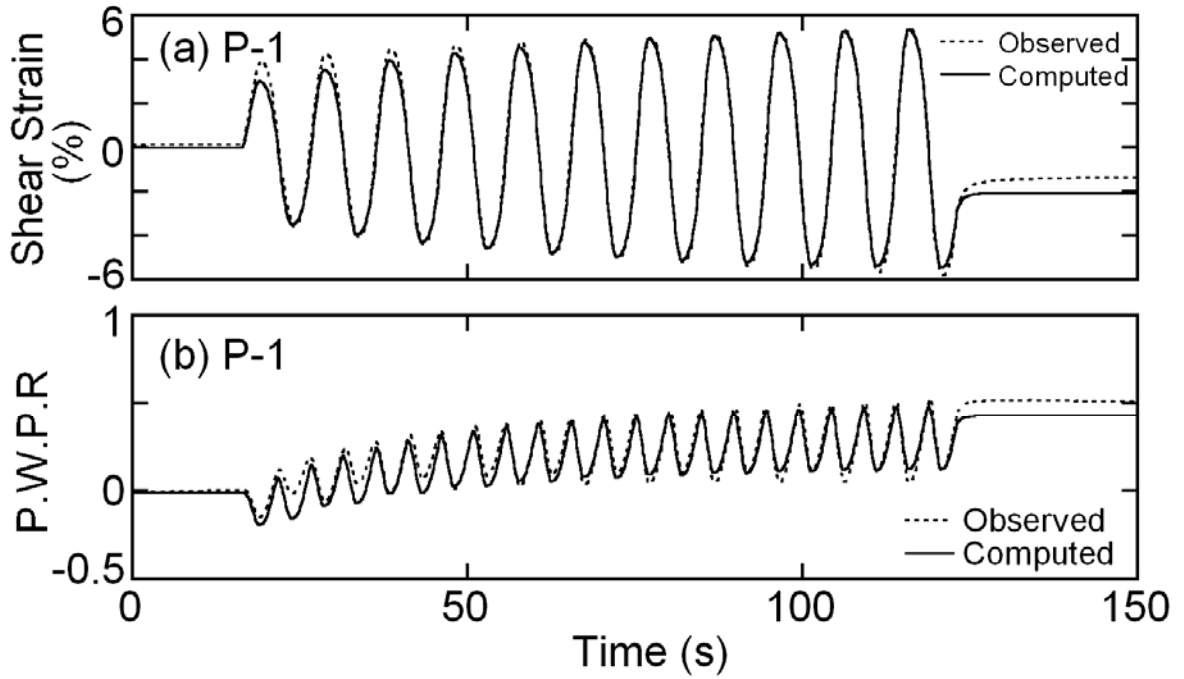


図 3.4.5-2 室内動的変形試験結果とおわんモデルによるシミュレーション結果 (P-1)

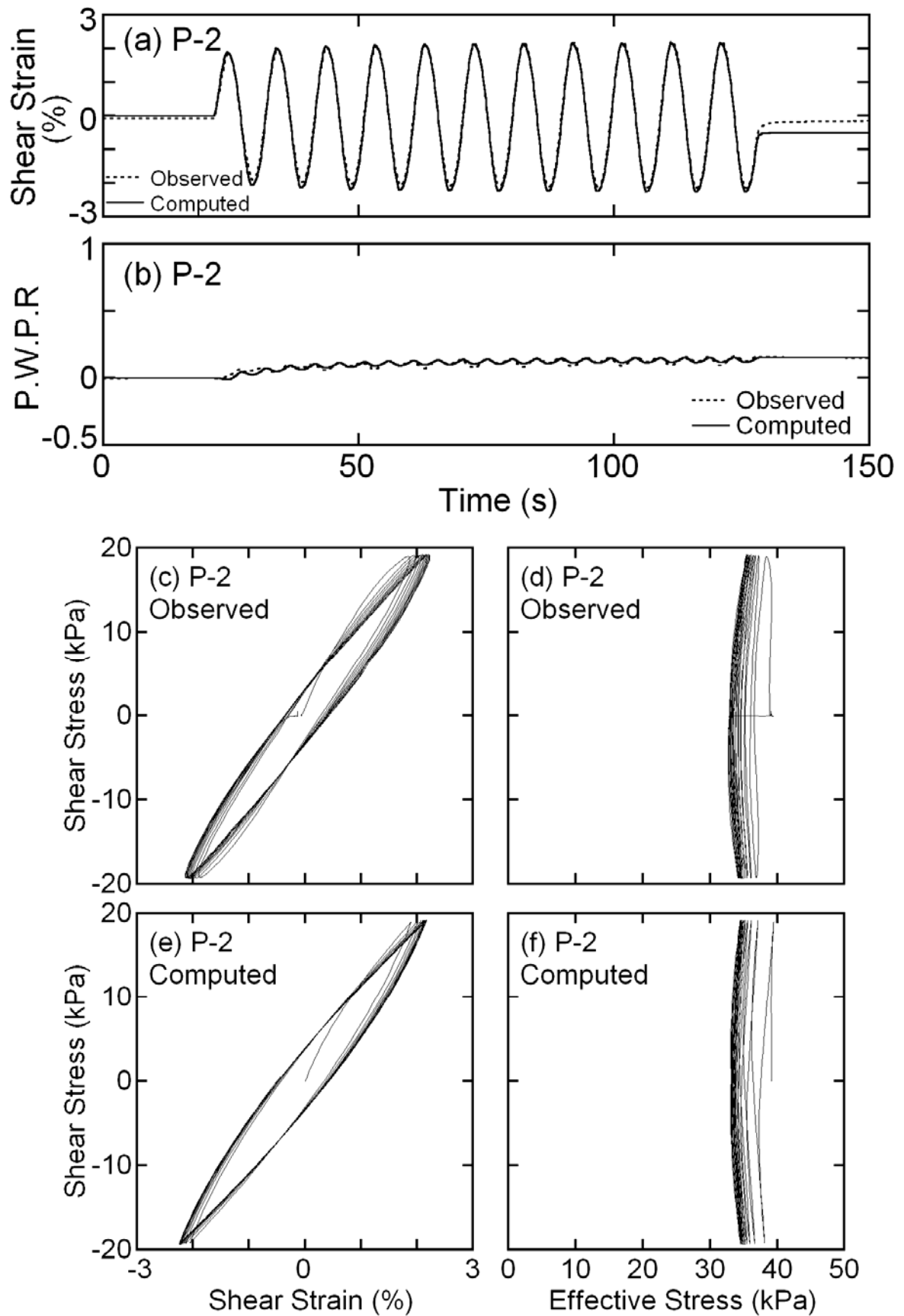


図 3.4.5-3 室内動的変形試験結果とおわんモデルによるシミュレーション結果 (P-2)

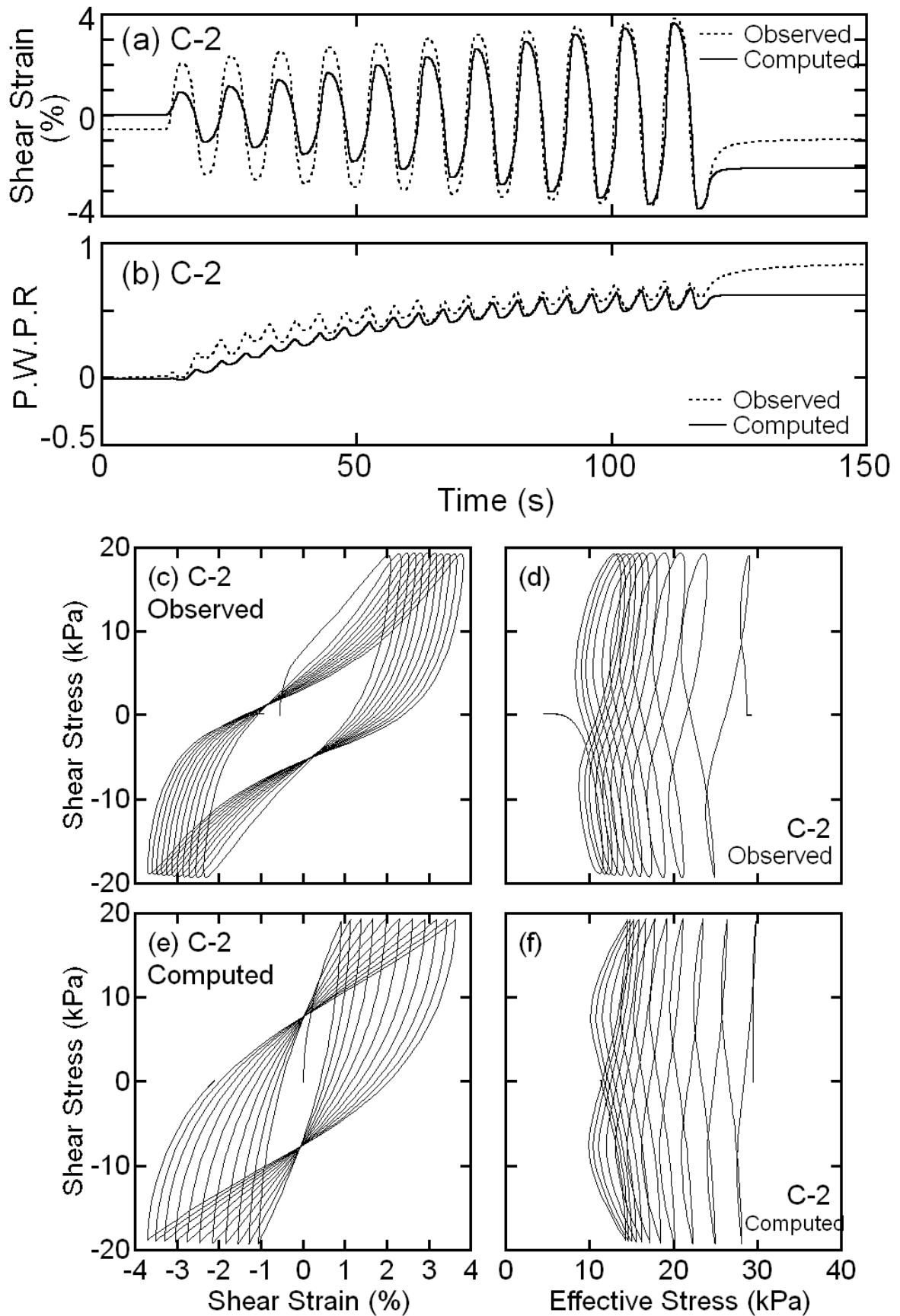


図 3.4.5-4 室内動的変形試験結果とおわんモデルによるシミュレーション結果 (C-2)

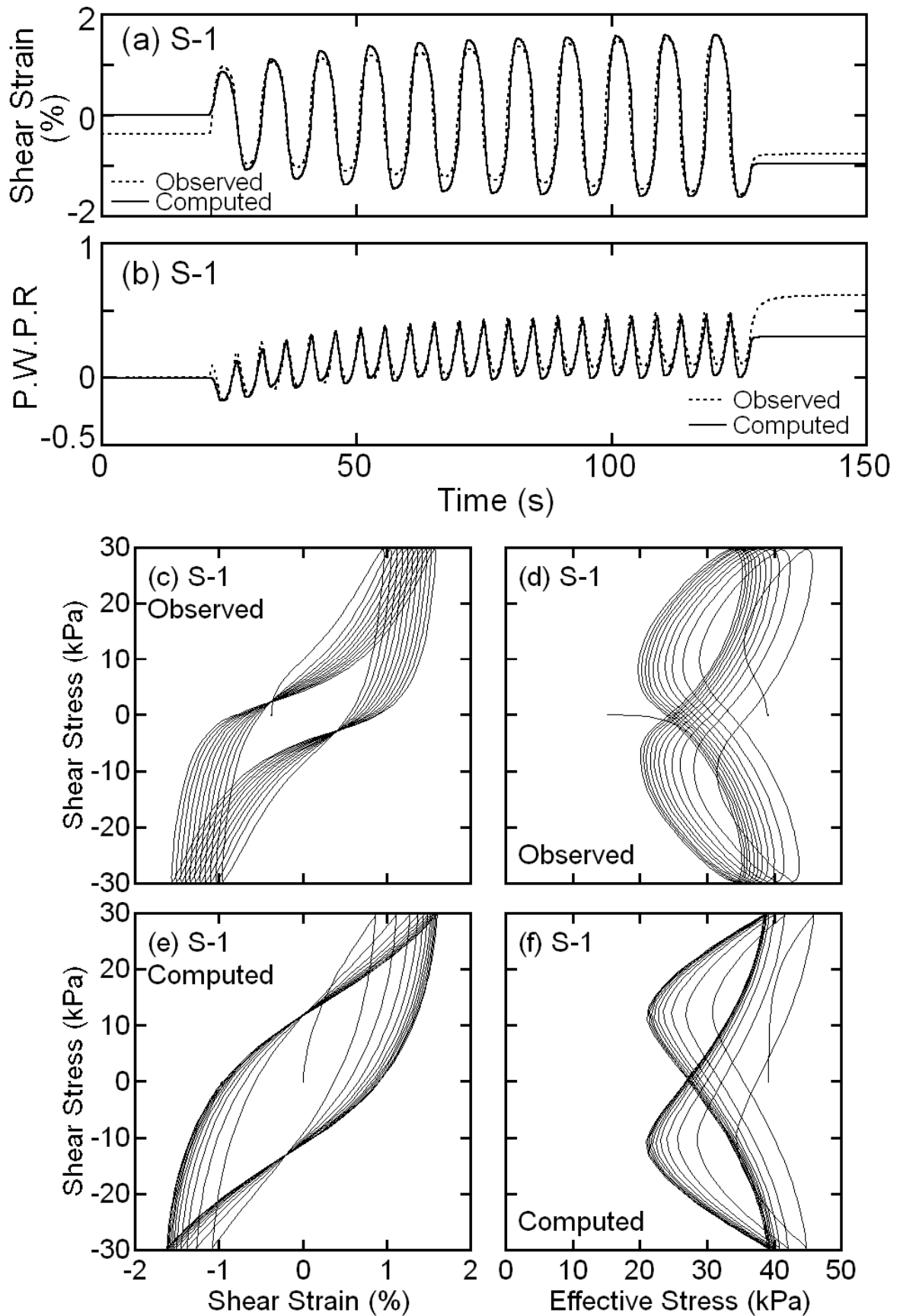


図 3.4.5-5 室内動的変形試験結果とおわんモデルによるシミュレーション結果 (S-1)

3.4.3 解析条件

K-NET、JMA の表層地盤構造（図 3.2.3、3.2.4）に対して、前節 3.3.1 と同様に SSI の本震記録（水平動 EW, NS 成分）を両地点の岩盤層上部（深度 13m）への入力地震動とし、1 次元有効応力解析を行った。対象地盤の多質点系モデルへの置換は、上下方向に伝播する S 波に対して、非線形化に伴い地盤の S 波速度が低下した際も 10Hz 以下の周波数成分を表現できるように行い、モデルの底面は粘性境界とした。解析は非排水条件とし、修正 Ramberg-Osgood モデルおよびおわんモデルのパラメータは、表層 3m については前項で室内試験結果を再現できるよう設定したものを、砂礫層については文献（福武，1997）の標準値を用いた。表 3.4.2 に有効応力解析に用いたパラメータを示す。なお、解析は時間軸上で行い、減衰は初期剛性比例型（減衰定数は初期固有周期に対して 0.1%）とし、数値積分には Newmark の β 法（ $\beta = 0.25$ ，時間間隔 0.001 秒）を用いた。さらに、砂礫層の水圧変動が地表での地震動特性に与えた影響を検討するため、砂礫層の水圧上昇を考慮しない解析をあわせて行った。

表 3.4.2 有効応力解析モデルのパラメータ

	Thickness (m)	Density (Mg/m ³)	V _s (m/s)	Modified R-O Model		Bowl Model						Soil Type	Soil Sample
				$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	B	C	D	$C_s/(1+e_0)$	X_l		
K-NET Ojiya	0.80	1.65	70	2.0E-03	0.20	-	-	-	-	-	-	Silty Clay	-
	0.85	1.65	70	2.0E-03	0.20	-0.5	1.6	32	8	0.060	0.11	Silty Clay	C-1
	0.80	1.20	50	1.2E-02	0.18	-1.5	1.6	24	44	0.060	0.11	Peat	P-1
	0.65	1.20	50	3.0E-02	0.17	-0.5	1.6	22	203	0.060	0.11	Peat	P-2
	9.90	2.00	360	4.0E-04	0.22	-10.0	1.6	20	60	0.005	0.60	Gravel	-
	-	2.00	360	-	-	-	-	-	-	-	-	Rock	-
JMA Ojiya	0.95	1.70	88	5.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	Silty Clay	-
	0.45	1.70	88	5.0E-04	0.22	-2.0	1.6	10	24	0.060	0.11	Silty Clay	C-2
	1.55	1.80	99	6.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	Sandy Silt	S-1
	10.05	2.00	360	4.0E-04	0.22	-10.0	1.6	20	60	0.005	0.60	Gravel	-
	-	2.00	360	-	-	-	-	-	-	-	-	Rock	-

3.4.4 有効応力解析結果

図 3.4.6-1, 2 に解析から得られた本震時の K-NET、JMA における地表の加速度時刻歴 (EW、NS 成分) を観測記録と比較して、砂礫層の水圧上昇を考慮したものとししないものについて示す。全体的に観測記録の振幅や包絡形状などを概ね再現できているが、K-NET の EW 成分の観測記録の時刻 8-10s 付近に見られるスパイク上の波形が解析では再現できておらず位相もずれている。K-NET の NS 成分についても同じ時刻で位相がずれている。JMA では EW、NS 成分ともに、波形の位相は良好に再現されているが、解析結果の振幅が 2-3 割観測記録より大きな値となっている。砂礫層の水圧上昇の有無で比較すると両地点ともに大きな違いは見られない。

図 3.4.7 に解析から得られた地表地震動の速度応答スペクトル (EW、NS 成分) を観測記録と比較して、砂礫層の水圧上昇を考慮したものとししないものについて示す。解析結果は、K-NET、JMA の EW、NS 成分ともに観測記録の周期特性を概ね再現できている。等価線形解析の結果 (図 3.3.2-2) と比較すると、JMA の EW 成分で等価線形解析は周期 0.3-0.7s 程度の成分を過大評価していたが、有効応力解析ではそれが改善されている。また、砂礫層の水圧上昇の有無によって解析結果に大きな差は見られない。

図 3.4.8 に解析から得られた両地点の最大せん断ひずみと等価せん断剛性比 G_e/G_0 (最大せん断ひずみの 0.65 倍の値に対応するせん断剛性比) の最大値の深度分布を EW 成分について砂礫層の水圧上昇を考慮したものとししないものを比較して示す。両地点ともに表層 3m 程度では最大せん断ひずみが 3-5%程度となり、等価せん断剛性比も 0.5 以下に低下しており、等価線形解析結果とほぼ同様の傾向が見られる。また、砂礫層の水圧上昇の有無によって最大せん断ひずみ、等価せん断剛性比の分布に大きな差は見られない。

図 3.4.9 に K-NET の EW 成分について、せん断ひずみが最も大きくなる深度 2.4m の高有機質土層と過剰間隙水圧比が最も大きくなる深度 12.5m の砂礫層の応力-ひずみ関係を、砂礫層の水圧上昇を考慮したものとししないものについて示す。水圧上昇を考慮しない砂礫層のものを除き、いずれも間隙水圧上昇による剛性低下の傾向は見られるものの、サイクリックモビリティ現象に伴う逆 S 字型の軌跡は顕著に見られない。このため、地表での解析結果の加速度時刻歴にスパイク状の波形が見られなかったものと考えられる。

図 3.4.10 に、前節と同様に余震等の対象とした 18 すべての地震について有効応力解析を行い、その結果得られたの地表での最大地動加速度を K-NET、JMA で比較したものを示す。前節の図 3.3.6 と同様に、図 2.2.4(c) に示した観測記録の結果に見られる傾向を、解

析結果は概ね再現できている。

図 3.4.11 に 18 の地震について有効応力解析から得られた地表での加速度フーリエスペクトルの卓越周期と PGA の関係を示す。図 3.4.7 (b) に示した JMA の本震 EW 成分の速度応答スペクトルが、等価線形解析の結果よりも改善されていることから類推されるように、JMA の本震時の卓越周期の伸びが等価線形解析よりも大きくなり、図 2.2.6 に示した観測記録の結果に見られる傾向を、前節の図 3.3.7 よりも良好に再現できている。

以上のことから、表層原位置試料の室内試験結果を再現したパラメータを用いた有効応力解析により、両地点の本震時の地表地震動の観測記録および振幅レベルにより観測記録の地震動特性が異なる傾向を概ね良好に再現できた。しかし、K-NET の EW 成分の観測記録に見られるスパイク状の波形は再現することができなかった。また、砂礫層の間隙水圧上昇を文献（福武，1997）の標準値のパラメータを用いて考慮したところ、水圧上昇を考慮しないものと解析結果に大きな差は見られなかった。

K-NET の EW 成分の観測記録の後半部分時刻 8-10s 付近に見られるスパイク状の波形を、解析では再現できず位相も大きくずれている原因として、実際に K-NET の基盤に入力された地震波が、解析で用いた SSI の記録と異なっていた可能性がある。3 つの強震観測点は同じ市内にあるものの互いに 700-900m 程度離れており（図 2.2.2）、本震の震源断層は 40 × 20km 程度と非常に大きいのに対し小千谷市は震央の西 7km と近傍に位置しているため（図 2.2.1）、本震主要動の最初の波と後半部分の波が震源断層内の違う方向から到来したことにより、それぞれの強震観測点の基盤には位相の異なる地震波が入力されていた可能性が考えられる。このことについては今後の課題としたい。

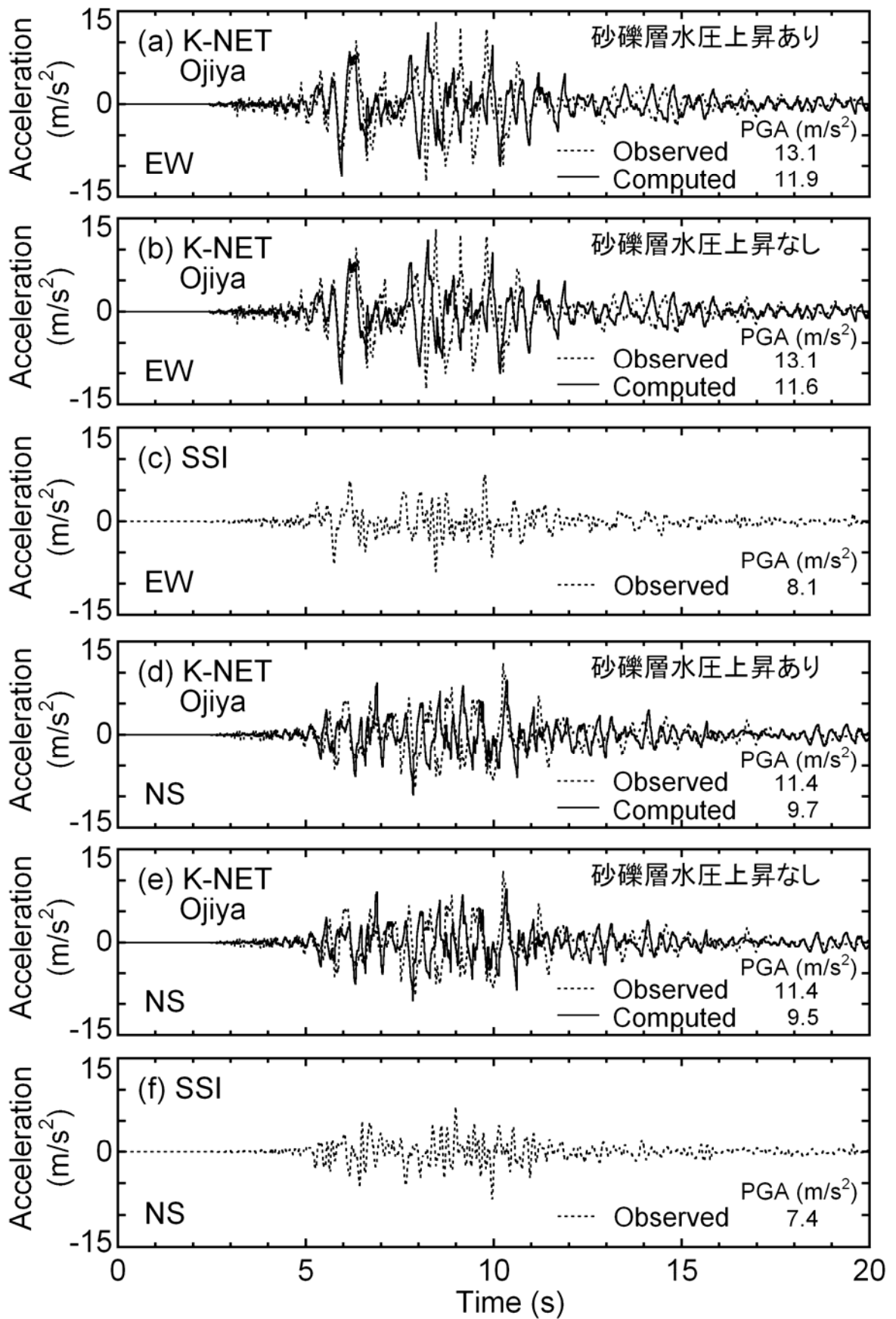


図 3. 4. 6-1 観測記録と解析結果の加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴の比較 (K-NET)

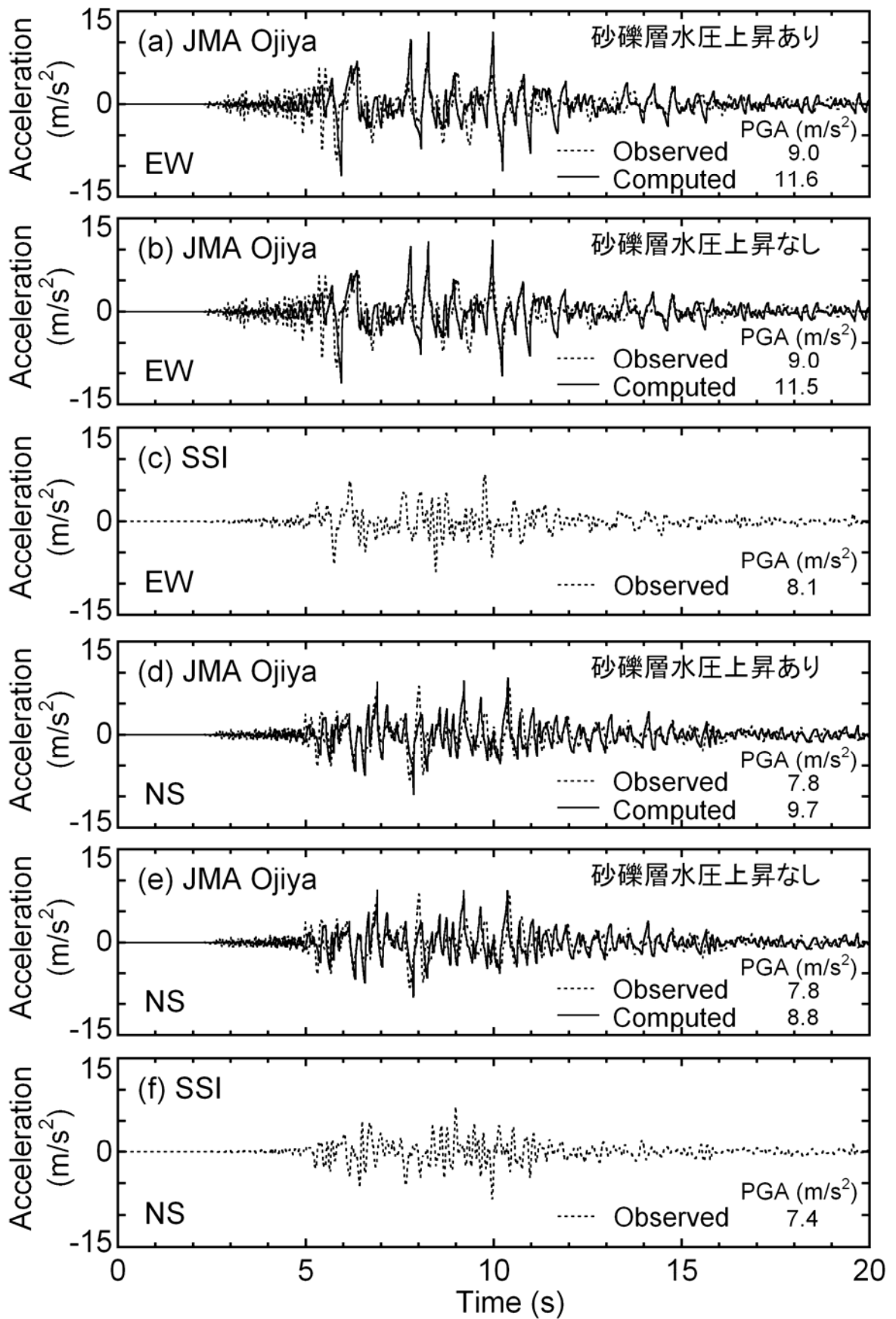


図 3.4.6-2 観測記録と解析結果の加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴の比較 (JMA)

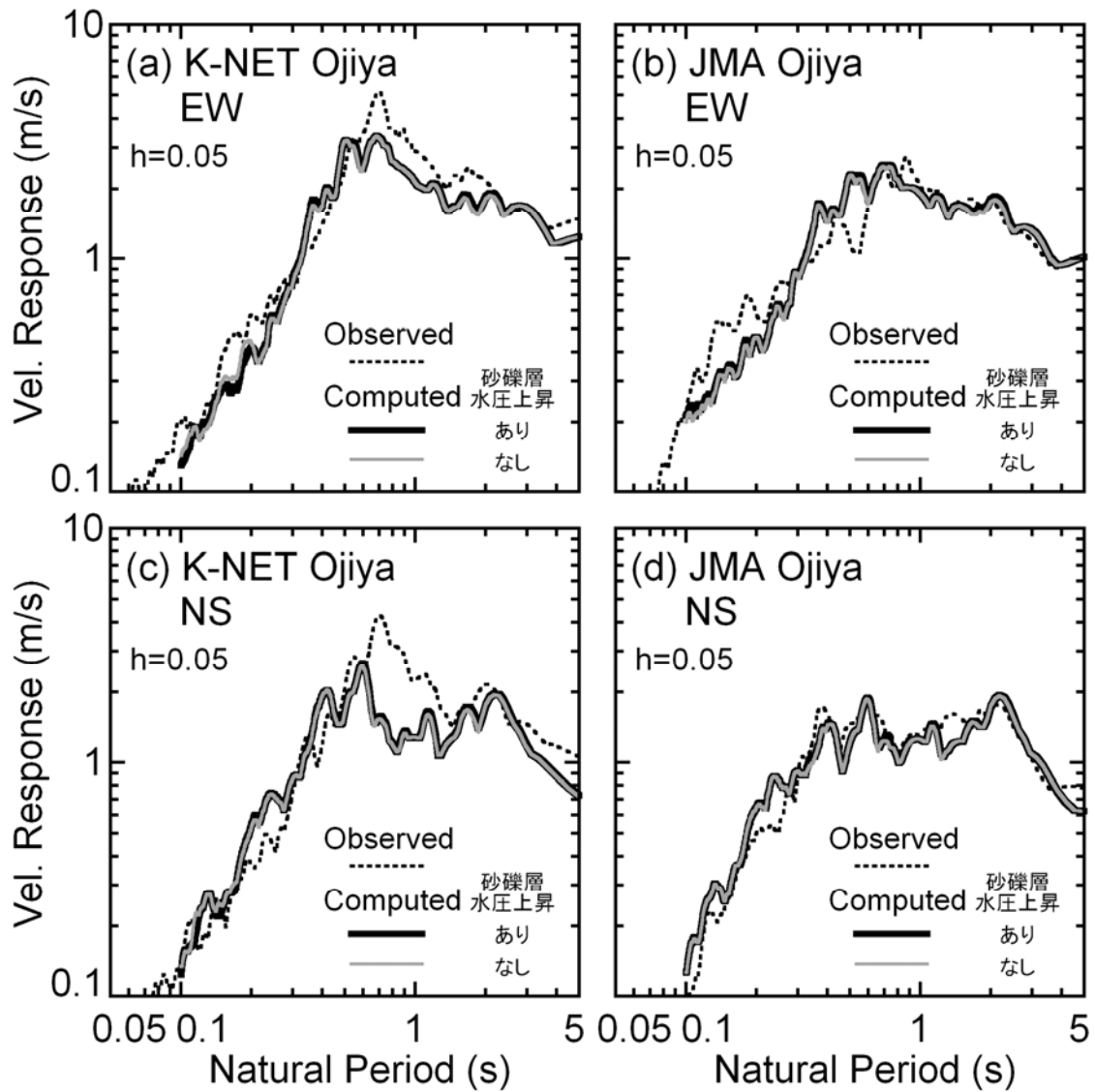


図 3.4.7 観測記録と解析結果の速度応答スペクトルの比較

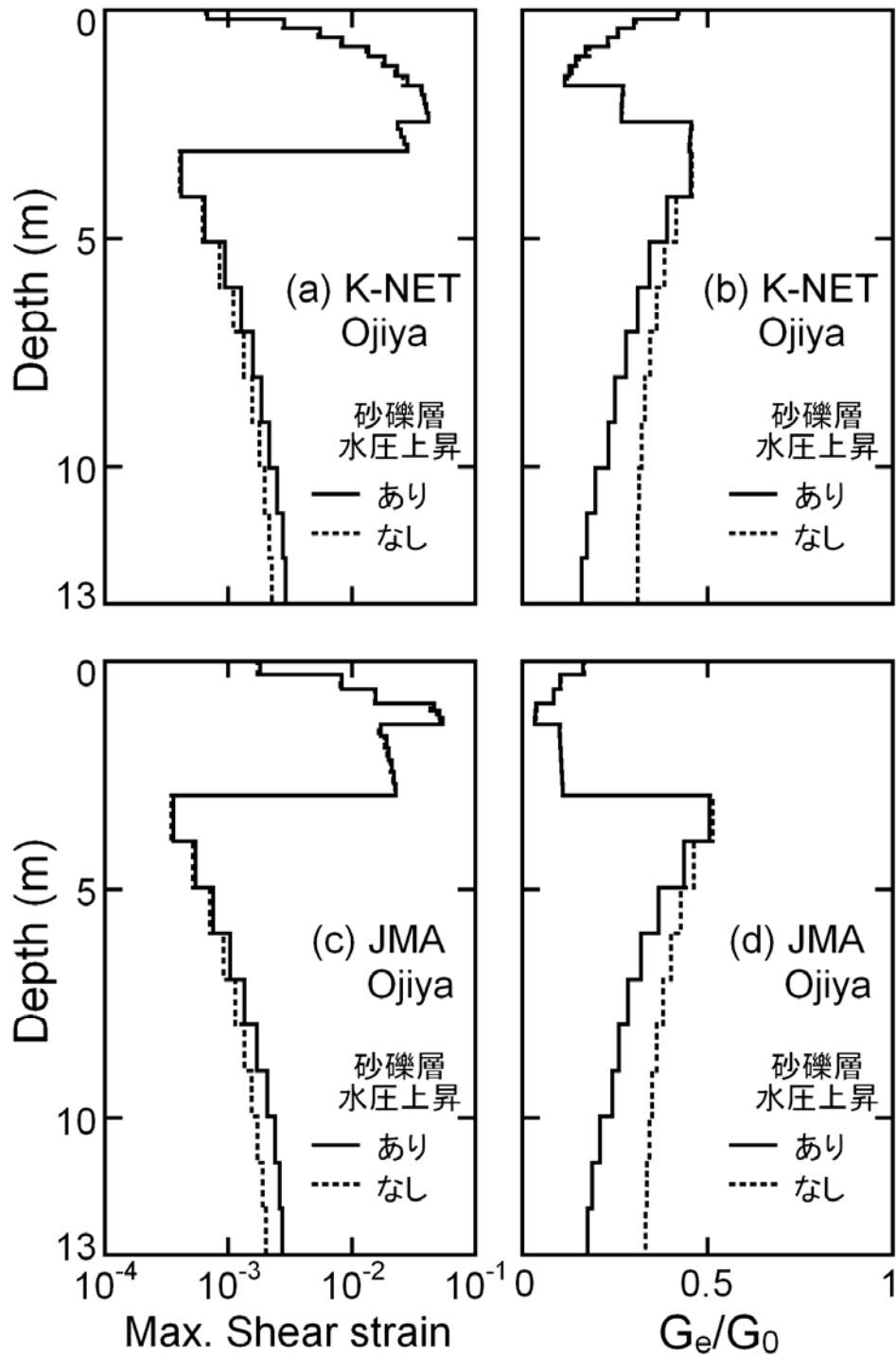


図 3.4.8 最大せん断ひずみと等価せん断剛性比の深度分布 (EW 成分)

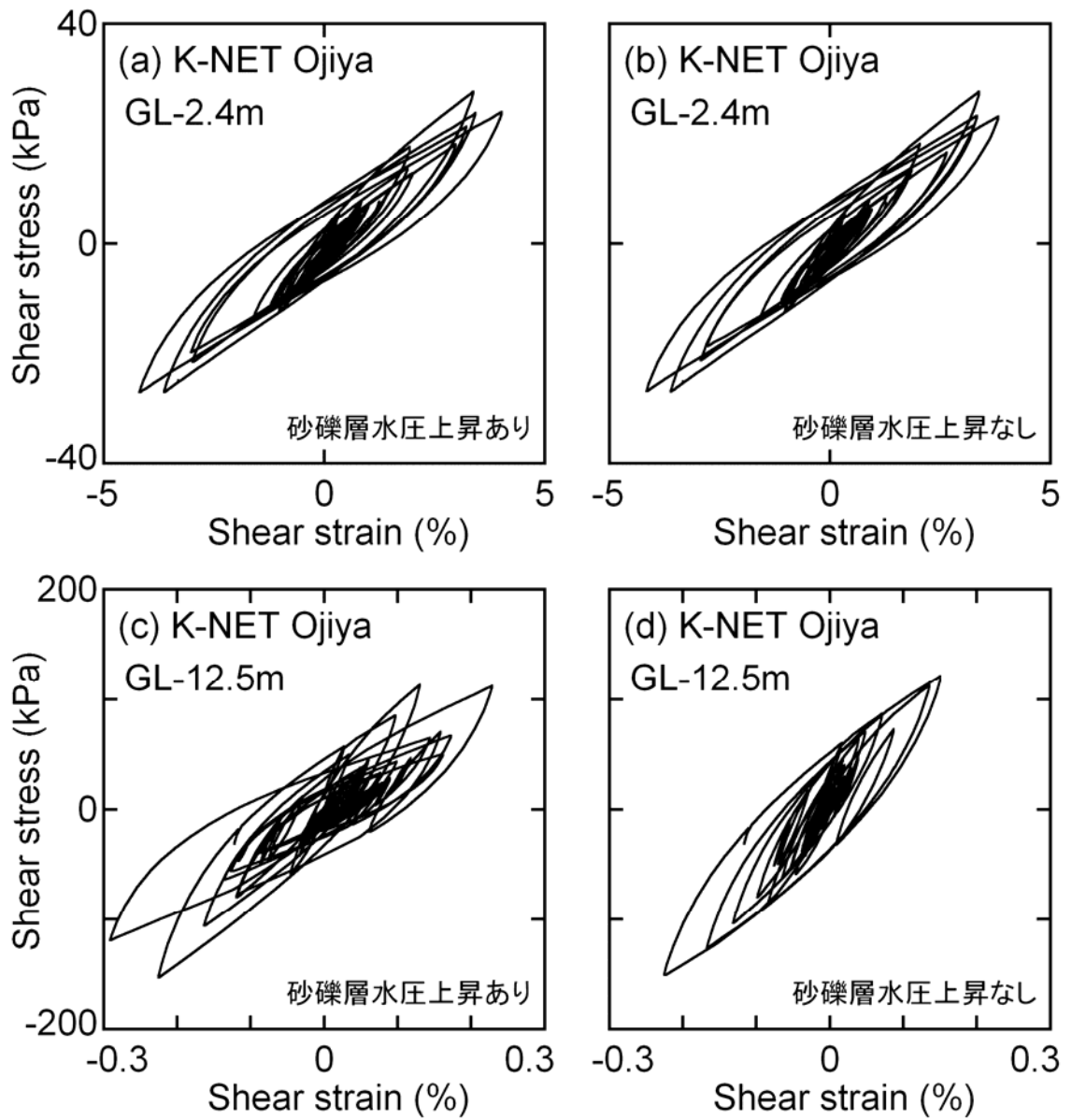


図 3. 4. 9 高有機質土層 (深度 2. 4m)、砂礫層 (深度 12. 5m) の応力-ひずみ関係 (EW 成分)

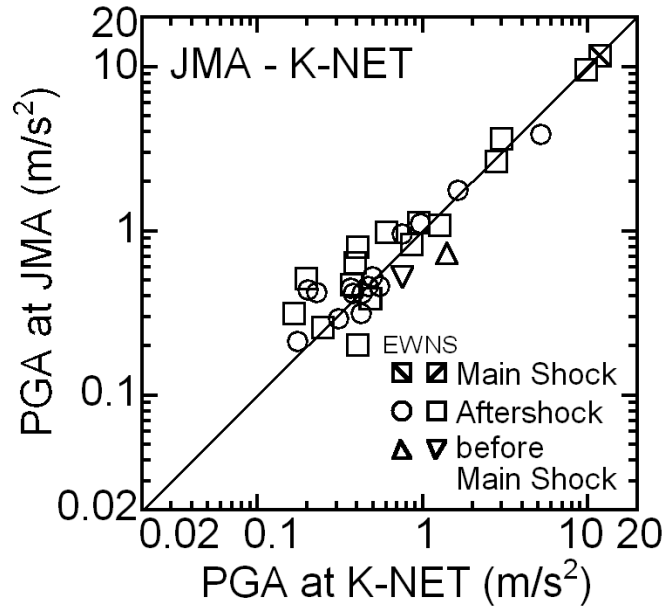


図 3.4.10 有効応力解析から得られた K-NET、JMA の最大地動加速度の比較

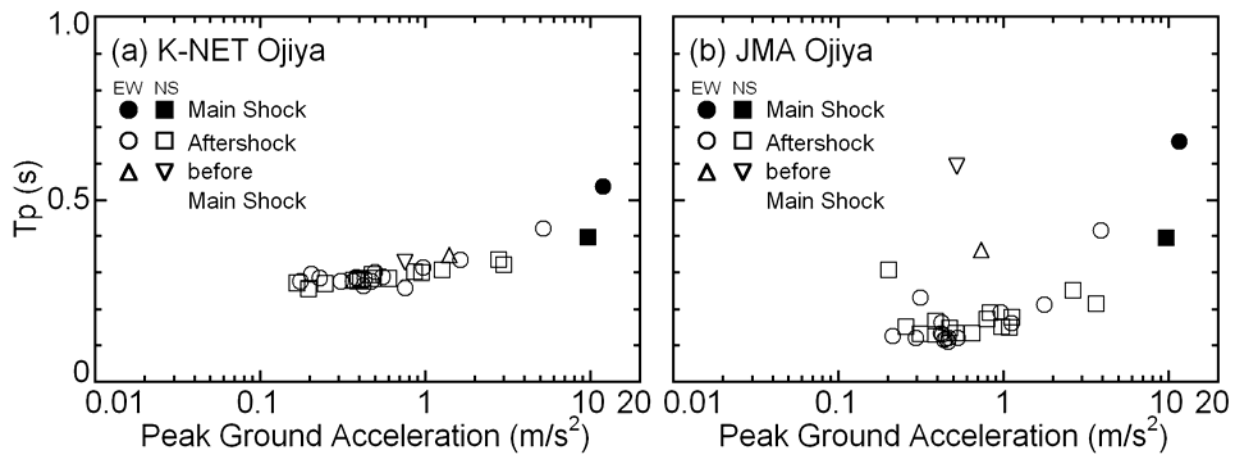


図 3.4.11 有効応力解析結果の地表記録の卓越周期と最大地動加速度の比較

3.5 まとめ

小千谷市内の K-NET、JMA の 2 つの強震観測点で微動のアレイ観測を行い、2 地点の 200m 程度までの地盤の S 波速度構造を推定した。さらに、SSI で観測された記録を K-NET、JMA の工学的基盤での入力地震動とし、等価線形解析および有効応力解析を行い、以下の結論を得た。

1. K-NET、JMA とともに、インピーダンスのコントラストが高い深度 3m 程度までの地盤構造が余震だけでなく本震時にも表層地盤の増幅特性に大きく影響している。
2. K-NET と JMA の表層地盤の非線形性状を考慮した等価線形解析により、両地点の観測記録に見られた振幅レベルにより地震動特性が異なる傾向を概ね再現できると考えられる。
3. 等価線形解析および有効応力解析から、本震時には K-NET、JMA の表層地盤のせん断ひずみはいずれも 3-5%程度まで達しているが、せん断剛性比は K-NET で 0.4 程度、JMA で 0.05 程度と大きく異なり、両地点における本震時の地表での地震動特性（卓越周期の伸び）の違いに、表層 3m 程度までの S 波速度構造およびその非線形性状、特に K-NET の高有機質土の弱い非線形性が、大きく影響したと考えられる。また表層 3m 以深の砂礫層も非線形化したと考えられるが、地表地震動に与えた影響は小さかったと考えられる。
4. 原位置試料の室内試験結果を再現したパラメータを用いた有効応力解析により、両地点の本震時の地表地震動の観測記録を概ね良好に再現できた。しかし、K-NET の EW 成分の観測記録に見られるスパイク状の波形は再現することができなかった。

第4章

表層地盤の非線形震動特性が建物被害に与えた影響の評価

- 4.1 はじめに
- 4.2 建物被害分布と微動特性の関係
 - 4.2.1 小千谷市における建物被害率の分布
 - 4.2.2 各地点の微動特性
- 4.3 地震観測による被害程度の異なる地点での地震動特性の把握
 - 4.3.1 建物被害程度の異なる6地点での地震観測
 - 4.3.2 観測記録に見られる地震動特性
- 4.4 地震観測点における地盤構造の調査
 - 4.4.1 ボーリング調査
 - 4.4.2 微動を含む表面波のアレイ観測
 - 4.4.3 表層地盤のS波速度構造の推定
- 4.5 地震応答解析による各地点の本震時地震動の推定
 - 4.5.1 解析条件
 - 4.5.2 推定地盤構造の理論伝達関数と地震観測記録のスペクトル比との比較
 - 4.5.3 本震時地震動の推定
- 4.6 本震時の建物応答の推定
 - 4.6.1 性能等価応答スペクトル
 - 4.6.2 推定応答結果
- 4.7 まとめ

4.1 はじめに

2004年新潟県中越地震において、震源域に近い小千谷市では、震度6強または7相当の地震動が観測され、多くの建物に被害が生じた。小千谷市では罹災証明書発行のため建物被害の悉皆調査を行っており、堀江ら（2005, 2006）は、地理情報システムを用いてその結果を分析し、新潟県中越地震での同市の建物被害分布について検討している。それによると、小千谷市内における建物被害の空間分布は一様でなく、K-NETやJMAの強震観測点がある市の中心部よりも西の山側地域（時水、吉谷地区、以下西地区）で全壊率が高くなる傾向が認められる。このことは、小千谷市の中心部と西地区とでは、本震時の地震動特性が大きく異なっていた可能性を示唆している。

前章までの検討から、小千谷市ではK-NETとJMAの強震観測点のように比較的近接した地点においても表層地盤の非線形性状および増幅特性の違いにより本震時の地震動特性が大きく異なると考えられる。よって、同市内の他の地点においても表層地盤構造の違いにより本震時の地震動特性が大きく異なり、その結果、場所によっては建物被害が大きくなった可能性も推察される。

しかし、本震時に建物被害が大きかった西地区では、表層地盤のS波速度構造および非線形性に関する情報がほとんど無く、また、本震の地震動記録も無い。このため、西地区における建物被害の要因については不明な部分が多い。この要因を解明し、表層地盤の非線形性状および増幅特性が強震時における建物の被害程度を左右する可能性について検証しておくことは、耐震設計や地震被害予測などに応用することができる事例研究として地震防災対策上非常に有用であると考えられる。

以上の背景から、本章では、小千谷市の中心部と西地区を主な対象として、まず、これらの地域を縦断する測線上での微動の移動観測および被害程度の異なる複数の地点で地震観測を行い、微動・微小地震動特性と住家建物被害分布の関係を概観する。さらに、地震観測点においてボーリング調査および微動を含む表面波アレイ探査を行い、調査結果に基づく表層地盤モデルの地震応答解析から、表層地盤の非線形性状および増幅特性が本震時の地震動特性および住宅建物被害に与えた影響を検討する。

4.2 建物被害分布と微動特性の関係

4.2.1 小千谷市における建物被害率の分布

小千谷市では罹災証明書発行のため建物被害の悉皆調査が行われている。この調査は建築の専門家でない行政職員が主体となり実施されたものであるが、調査員は事前に堀江ら（2005）が開発した被害認定調査・訓練システムにより判定訓練を受けており、判定基準の統一が図られている。堀江ら（2005, 2006）は、地理情報システム（GIS）を用いてその結果を分析し、新潟県中越地震での同市の非住家を含む建物被害分布について検討している。調査された住家の建物の構造種別の割合は、木造 92%、S 造 5%、RC 造 2%、その他 1%であり、住家構造は木造が多い。

この調査結果に基づく小千谷市中心部付近における建物の全壊率分布を、メッシュを用いて、(1) 非住家を含む建物、(2) 住家のみ、(3) 住家のみでメッシュ内に住家が 10 軒以上あるものについてそれぞれ図 4.2.1-1, 2, 3 に示す。集計単位として 1/4 基準地域メッシュ（緯度方向 7.5 秒、経度方向 11.25 秒の約 250m 間隔）が用いられており、メッシュが表示されていない箇所は、調査対象建物が少ないか、あるいは無いため被害率が算定されていない。小千谷市内では、建物の全壊被害が広範囲にわたって発生したが、K-NET や JMA の強震観測点がある同市中心部よりも、西および西南側の山際に沿った時水・吉谷地区（西地区）において、全壊率が大きくなる傾向がいずれの図においても見られる。厚生労働省の調査結果（2004）によると、西地区は軟弱な地盤上にあるが、建物等に被害を及ぼしたとみられる大きな地盤変状は報告されていないことから、この地区の建物被害は地盤震動によるものと推察される。以上から、小千谷市内の建物被害分布には、それぞれの地区の地盤および地震動特性が影響している可能性が示唆される。

なお、堀江ら（2006）は住家の建築年代と被害率について分析し、建築年が古くなるほど被害率が高くなる傾向を確認し、木造住家を対象に 1971 年以前の建設割合の分布を示している。それによれば小千谷市中心部の一部の地域だけでなく西地区においてもその割合が大きくなっている。したがって、このことが建物被害率に影響した可能性も推察される。

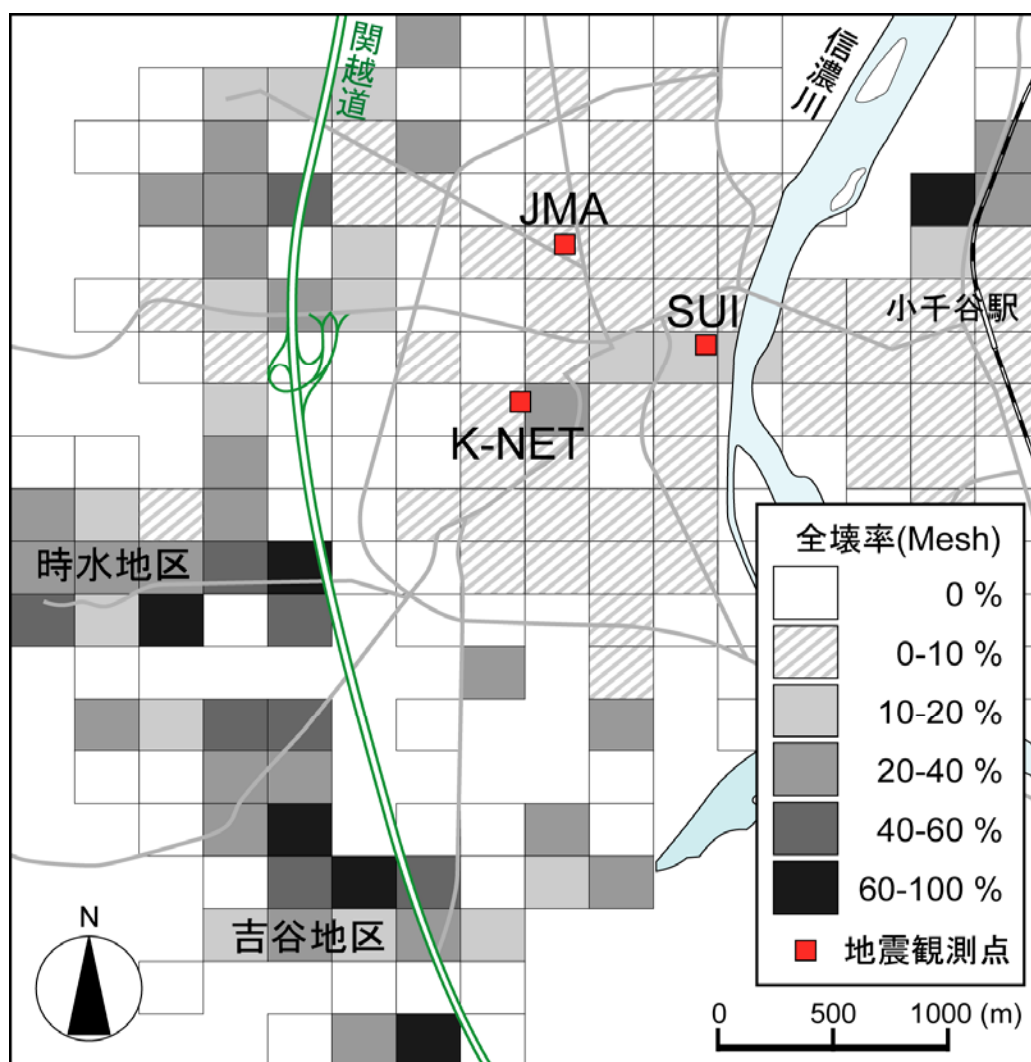


図 4.2.1-1 小千谷市の非住家を含む建物の全壊率分布 (堀江ら, 2005)

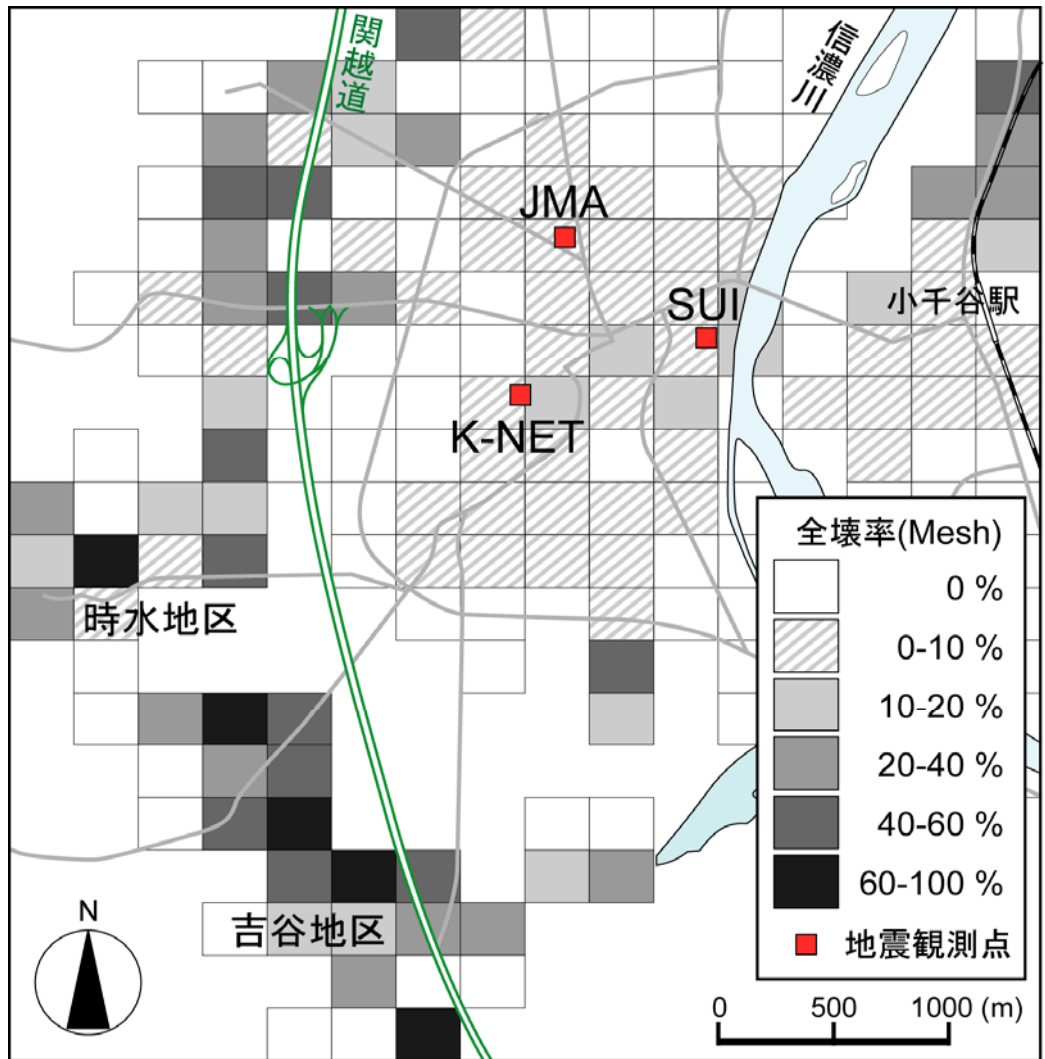


図 4. 2. 1-2 小千谷市の住家建物の全壊率分布（堀江ら，2006）

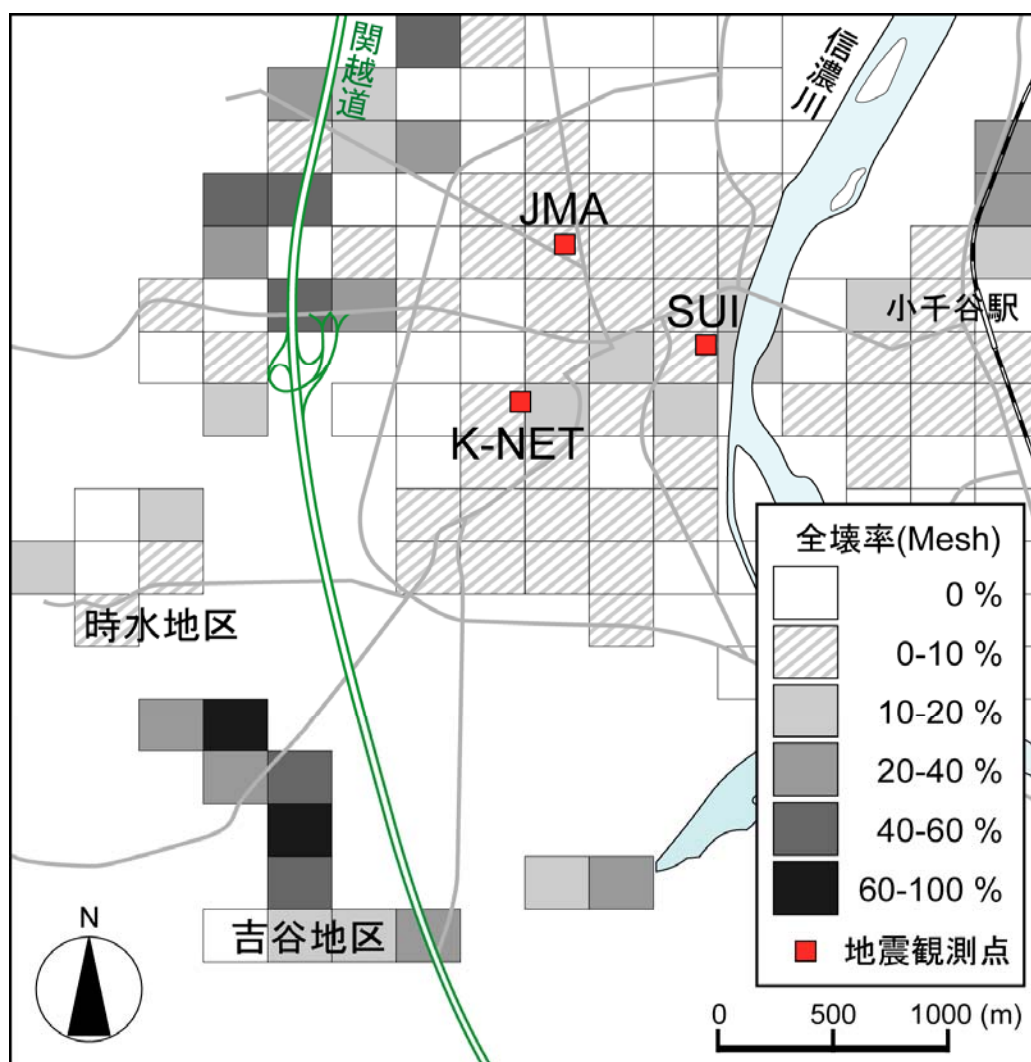


図 4.2.1-3 小千谷市の住家建物の全壊率分布
 (メッシュ内の住家数が10棟以上、堀江ら, 2006)

4.2.2 各地点の微動特性

小千谷市中心部および西地区のサイト特性を検討するため、これらの地区を北北東-南南西に縦断する図 4.2.2 に○印で示す A-A' ライン上の 24 地点および西地区の 2 地点において、微動の 1 点 3 成分観測を行った。観測では固有周期 2 秒の 3 成分速度計を用いた。サンプリング周波数は 100Hz または 200Hz、ローパスフィルタのカットオフ周波数は 12.5Hz または 50Hz とした。

図 4.2.3-1, 2 に、Nos. 1-6 地点 (図 4.2.2)、K-NET および JMA で得られた微動の H/V スペクトル (時松・新井, 1998、Arai and Tokimatsu, 2004) を西南側の地点から順に示す。地点ごとに、H/V のスペクトル形状やピーク周期は大きく異なっている。図 4.2.4 (a) に、A-A' ラインの H/V スペクトルの位置的变化を濃淡で示す。No. 5 地点周辺の西地区、関越道周辺、および No. 2 地点付近では、周期 0.4-0.5s 程度に H/V スペクトルのピークが認められる。そのほかの地点では、K-NET、No. 1 地点、JMA のように周期 0.3s 程度以下にピークが認められるか、または No. 3 地点付近のように H/V スペクトルに顕著なピークが認められない。

図 4.2.4 (b) に、A-A' ライン上の微動観測点周辺における住家のみの建物被害率 (堀江ら, 2006) を被害区分 (全壊、大規模半壊、半壊、一部損壊) ごとの割合で示す。住家建物被害率 (堀江ら, 2006) は図 4.2.2 に示すメッシュごとに算定されているため、本論文では、観測点が含まれるメッシュの被害率をその観測点での値としている。図上部の両括弧付数字は、各メッシュに含まれる住家棟数 (被害率算定における母数) である。なお、対象とした地域において無被害の区分に該当する住家はなかった。また、関越道周辺 (図中 1-1.5km 付近) では、建物がほとんど無いため、被害率は算定されていない。図から、No. 5 地点周辺の西地区では全半壊率が高いのに対し、関越道よりも北北東側の中心部では一部損壊率が高くなっている。また、No. 2 地点付近では、他の中心部の地点に比べて半壊率が高くなっている。以上のことから、周期 0.4-0.5s 程度に H/V のピークが見られた西地区および No. 2 地点付近での住家建物被害率が相対的に高く、周期 0.3s 以下にピークが見られるかまたは顕著なピークが認められない Nos. 1, 3 地点、K-NET、JMA では建物被害率が低くなる傾向が認められる。

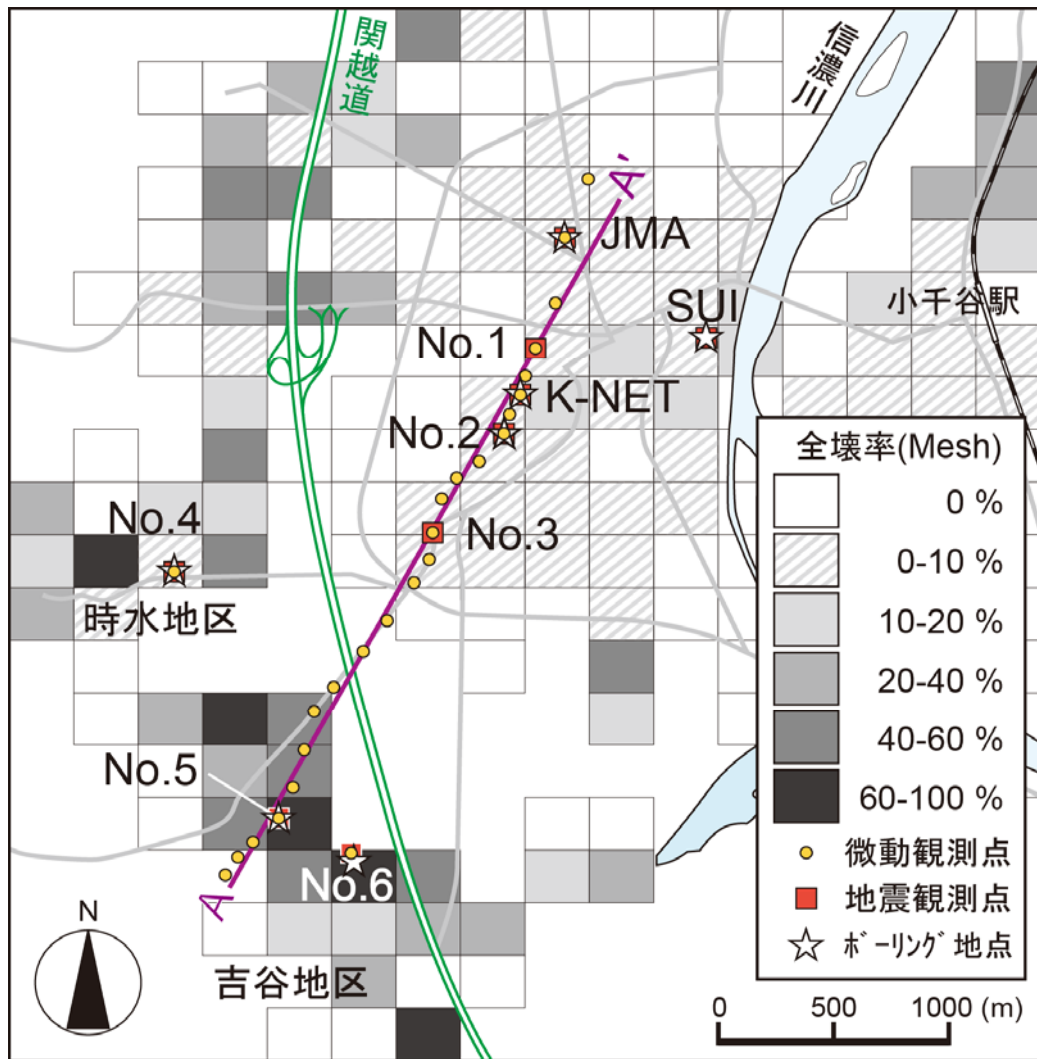


図 4.2.2 小千谷市の住家建物の全壊率分布と微動・地震動観測点およびボーリング調査地点

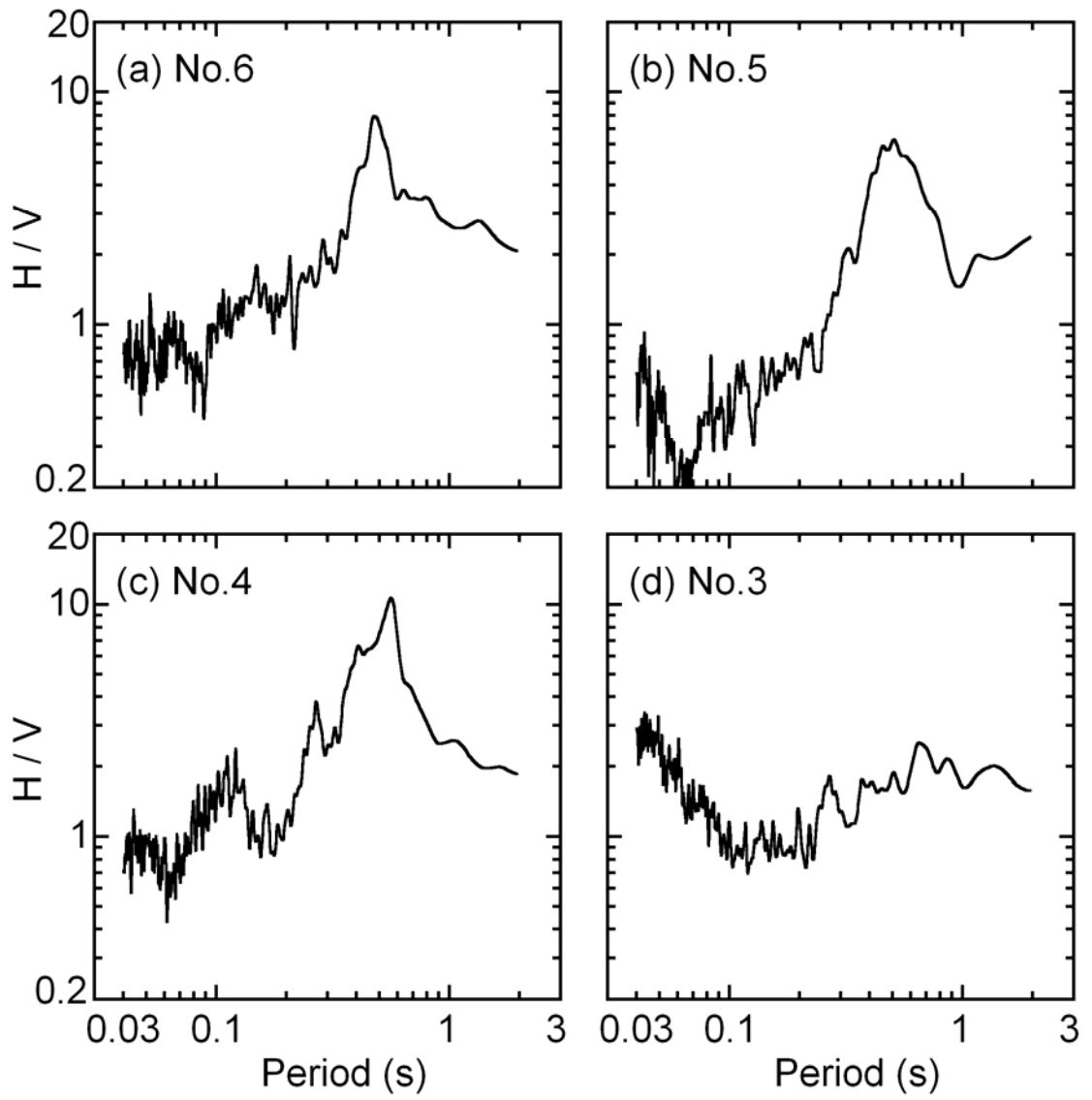


図 4. 2. 3-1 微動の H/V スペクトル

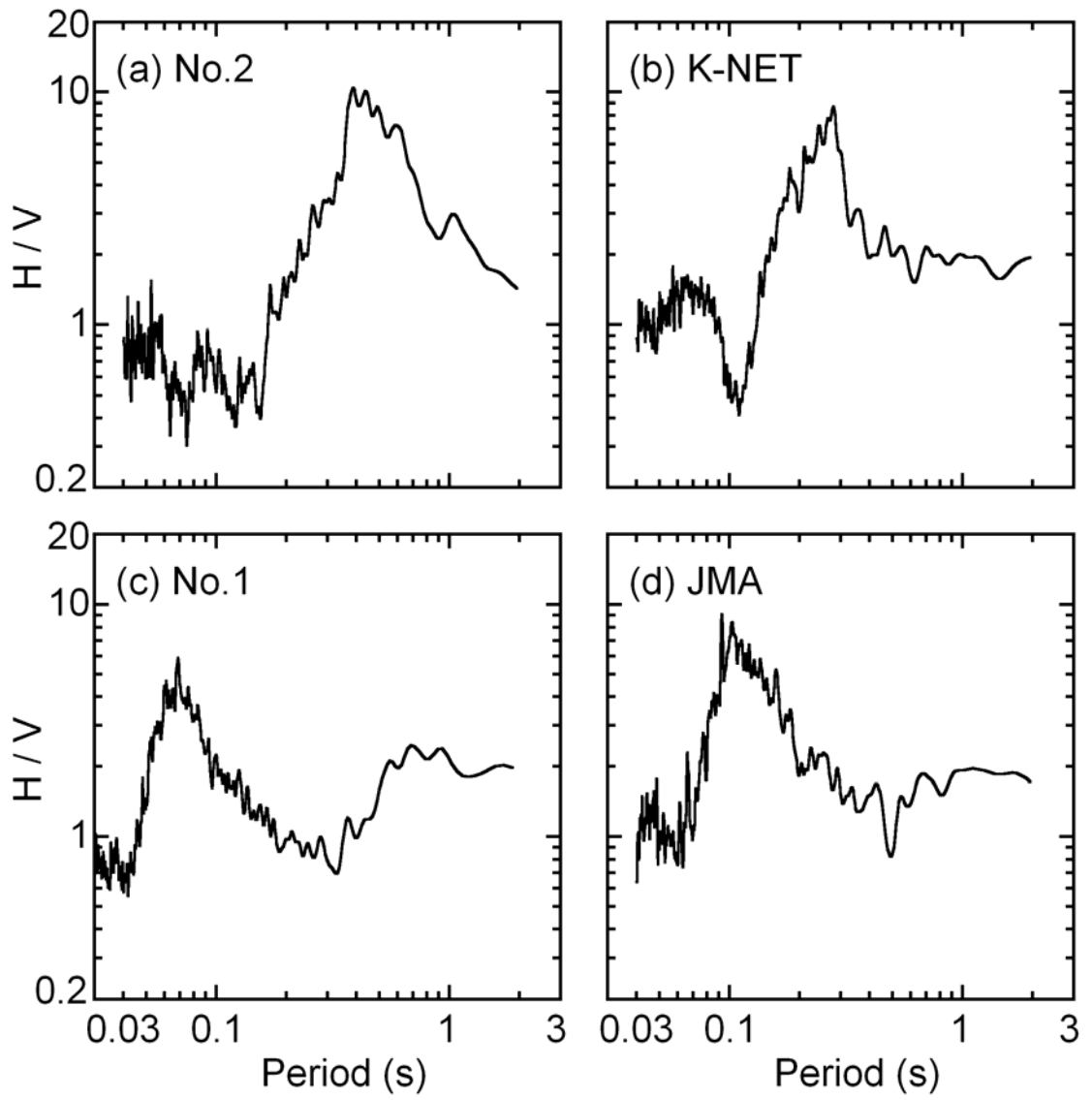


図 4. 2. 3-2 微動の H/V スペクトル

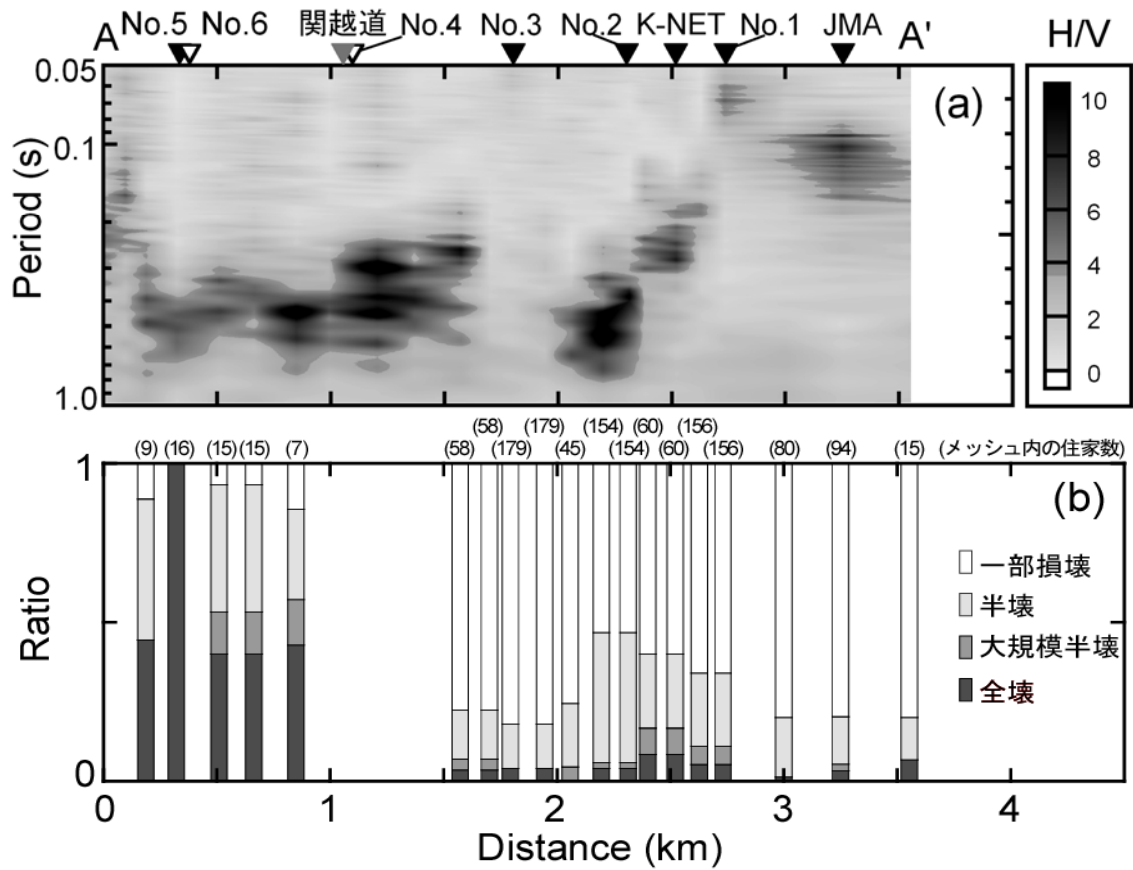


図 4.2.4 微動 H/V スペクトルの位置的变化と建物被害率分布

4.3 地震観測による被害程度の異なる地点での地震動特性の把握

4.3.1 建物被害程度の異なる6地点での地震観測

住家建物被害率が異なる複数地点の地震動特性を把握するため、図4.2.2に□印で示すNos.1-6の地点で、2005年11月から地震観測を行った。

地震計は広帯域サーボ型速度計を組み込んだデジタル強震計（株東京測振製 CV910）であり、低感度速度（フルスケール 2m/s）、高感度速度（0.05m/s）、加速度（20m/s²）それぞれ3成分の波形を記録している。図4.3.1に地震計の周期特性、写真4.3.1に地震計とGPSアンテナを示す。GPSにより時刻が毎秒取得され誤差は1/500s以内である。写真4.3.2に地盤上に設置したときの状況と、設置した地震計にかぶせて保護するためのプラスチック製のコンテナ（写真左）を示す。

地震計の設置箇所については、一般の民家（Nos.1-4地点）と保育園（No.5地点）および小学校（No.6地点）に依頼した。冬の時期に雪に埋もれてしまわないよう、住宅に付属する車庫や倉庫または建物の庇の下に地震計を設置した（写真4.3.3-1~6）。車庫や倉庫などで設置する場所の床がコンクリートの地点（Nos.1, 2, 3地点）では、直接床に、または厚さ40mmのコンクリート盤を床にモルタルで固定しその上に、地震計を設置した。倉庫内や庇下の地盤上に設置する地点（Nos.4, 5, 6地点）では、長さ400mm程度の鉄製の簡易な杭を底に固定した厚さ100mmのコンクリート基礎を写真4.3.2のように60mm程度根入れし、その上に地震計を設置した。参考として、表4.3.1に地震計設置箇所の緯度と経度を示す。

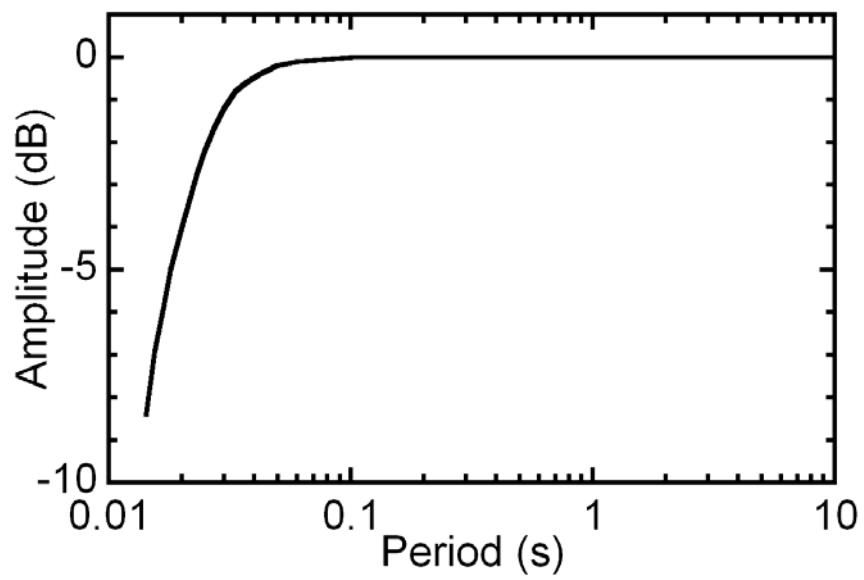


図 4.3.1 地震計の周期特性



写真 4. 3. 1 地震計と GPS アンテナ

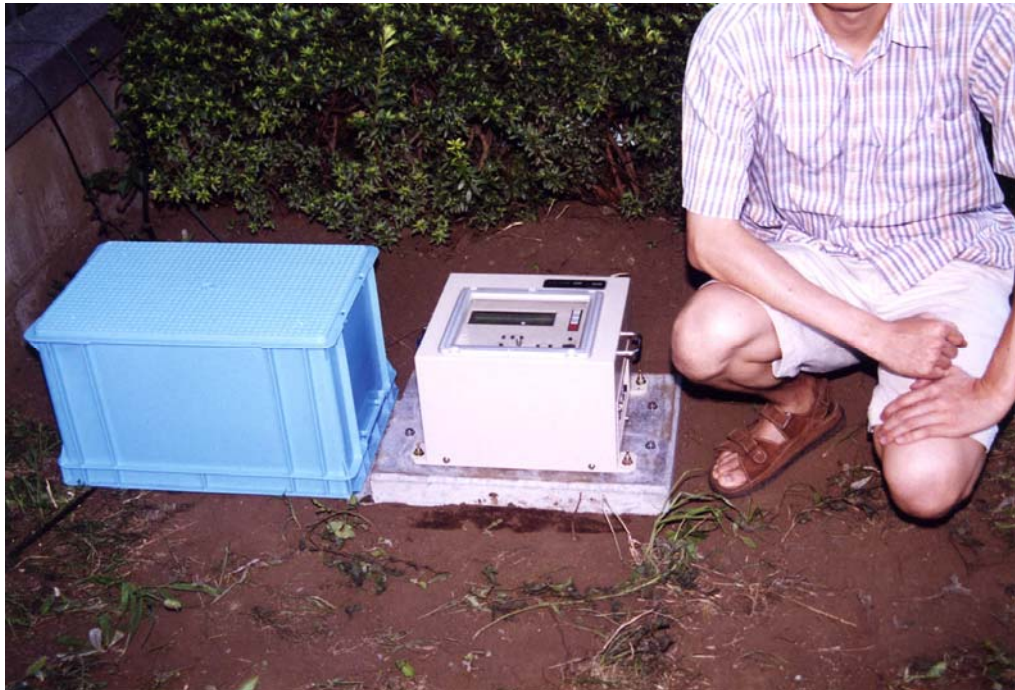


写真 4. 3. 2 地盤上への地震計の設置状況



写真 4. 3. 3-1 地震計設置地点 (No. 6 地点、吉谷小学校)



写真 4. 3. 3-2 地震計設置地点 (No. 5 地点、吉谷保育園)



写真 4. 3. 3-3 地震計設置地点 (No. 4 地点、時水)



写真 4. 3. 3-4 地震計設置地点 (No. 3 地点、上ノ山)



写真 4. 3. 3-5 地震計設置地点 (No. 2 地点、弥生団地)



写真 4. 3. 3-6 地震計設置地点 (No. 1 地点、土川 1 丁目)

表 4.3.1 地震計設置地点の緯度・経度（世界測地系）

	Latitude	Longitude
No.6	37°17' 17.29"	138°46' 55.78"
No.5	37°17' 22.56"	138°46' 42.82"
No.4	37°17' 57.81"	138°46' 24.72"
No.3	37°18' 03.53"	138°47' 10.47"
No.2	37°18' 17.46"	138°47' 22.46"
No.1	37°18' 29.98"	138°47' 28.37"

4.3.2 観測記録に見られる地震動特性

2005年11月から2006年10月までに、33個の地震の際に少なくとも2つ以上の観測点で同時に記録が得られている。このうち8個の地震の際にNos. 1-6地点およびK-NETの7地点すべてで同時に記録が得られており、それらの記録を以後の検討対象とする。表4.3.2、4.3.3に8個の地震の緒元と各地点の観測記録の最大地動加速度および最大地動速度(PGA, PGV:いずれも水平2成分合成)を示す。なおJMAについては震度3以上の2つの記録しか公開されていない。表から気象庁マグニチュードは $M_j = 2.8-4.8$ の範囲であり、いずれの地震も震央は新潟県内で震央距離は比較的短く(31km以下)、震源深さは8km以上であり、震源距離は42km以下である。よって、遠方地震で震源距離が長い場合に卓越する表面波が観測記録に与える影響は小さいと考えられる。また、これらの記録のPGVは最大で1cm/s程度であるため、観測された地震動については、各地点の表層地盤の非線形化の程度は小さいと推察される。

図4.3.2にPGA、PGVの分布を住家建物被害率分布(図4.2.4(b))と比較して示す。各地点におけるPGA、PGVはともに、本震での被害率の高い西地区(Nos. 4-6地点)で値が相対的に大きくなる傾向があるものの、被害率の低いK-NET、JMAでさらに値が大きくなり、PGA、PGVと被害率との相関はあまり良くない。

図4.3.3-1,2に、2005年11月4日新潟沖で発生した地震の際に各地点で観測された記録の速度応答スペクトル(水平2成分合成、減衰定数5%)を示す。本震での被害率の高い西地区(Nos. 4-6地点)およびNo.2地点では、周期0.4-0.5s付近にスペクトルのピークが見られ、その周期帯での応答が他の地点よりも大きくなっている。一方、被害率は低いが地震記録のPGA、PGVが大きいK-NETおよびJMA地点では、周期0.4sより短周期側にピークが見られ、また同様に被害率の低いNos. 1, 3地点では、応答の卓越する周期帯が認められない。

この傾向が検討対象としたすべての地震記録について見られるかを確認するため、各地点の加速度記録から、No.3地点に対するフーリエスペクトル振幅比(バンド幅0.3HzのParzenウィンドウで平滑化)を求めた。図4.3.4-1,2にNo.3地点に対する各地点のフーリエスペクトル振幅比を検討対象としたすべての地震記録(水平動EW、NS成分、Nos. 1-6地点とK-NETで16記録、JMAで4記録)について重ねて示す。速度応答スペクトルの結果から類推されるように、西地区のNos. 4-6地点およびNo.2地点では周期0.4-0.5s付近、K-NETでは周期0.3s付近、JMAでは周期0.1s付近にスペクトル比のピークが見られ、No.1

地点では 0.1s 以上の周期帯でピークは見られない。Nos. 4, 6 地点については周期 0.2s 付近にもスペクトル比のピークが見られる。これらのスペクトル比は異なる震源、規模の地震の際に観測された記録から求めたものであるにもかかわらず、どの地点も周期 0.1s 以上ではばらつきが少なく比較的安定している。よって本節で検討対象としたような震源が比較的近い微小地震については、各地点の地震動特性の違いに、震源特性や伝播経路特性よりも各地点のサイト特性が大きく影響していると考えられる。

以上のことから、微動 H/V スペクトルと同様、各地点の微小地震の地震動特性についても、建物被害率が相対的に高い西地区および No. 2 地点付近で周期 0.4-0.5s 程度に応答スペクトルのピークが見られ、建物被害率が低い Nos. 1, 3 地点、K-NET、JMA では周期 0.3s 以下にピークが見られるかまたは卓越する周期帯が見られない傾向が認められ、この微小地震における各地点の地震動特性の違いに、各地点のサイト特性が大きく影響していると考えられる。

表 4.3.2 地震の諸元と各観測点の最大地動加速度

Date Time	Epicentral Region name	M _J	Focal Depth (km)	Epicentral Distance (K-NET) (km)	PGA (cm/s ²)							
					No.6	No.5	No.4	No.3	No.2	K-NET	No.1	JMA
2005/11/04 01:02	Off Niigata Pref.	4.8	28	31	24.6	16.4	20.0	26.9	10.8	27.7	15.0	38.7
06/03/07 12:46	Mid Niigata Pref.	3.8	8	19	16.1	6.4	15.0	9.8	4.7	6.6	4.1	-
2006/04/25 08:18	Mid Niigata Pref.	3.6	12	10	28.3	12.2	23.0	35.9	23.1	26.9	31.1	42.6
2006/05/02 03:40	Mid Niigata Pref.	3.4	10	13	20.7	7.4	9.6	6.6	5.0	7.9	6.9	-
2006/07/17 17:34	Mid Niigata Pref.	3.2	8	15	7.0	4.0	7.1	4.8	3.3	7.5	5.0	-
2006/08/28 07:49	Mid Niigata Pref.	3.5	8	14	6.7	2.9	4.8	6.7	4.3	8.4	7.2	-
2006/09/26 13:18	Mid Niigata Pref.	2.8	10	10	20.8	11.3	8.0	38.2	14.3	18.4	28.0	-
2006/10/03 18:43	Mid Niigata Pref.	3.5	8	19	41.2	11.5	13.5	53.3	11.4	22.0	17.6	-

表 4.3.3 地震の諸元と各観測点の最大地動速度

Date Time	Epicentral Region name	M _J	Focal Depth (km)	Epicentral Distance (K-NET) (km)	PGV (cm/s)							
					No.6	No.5	No.4	No.3	No.2	K-NET	No.1	JMA
2005/11/04 01:02	Off Niigata Pref.	4.8	28	31	0.77	0.72	0.72	0.50	0.68	1.11	0.36	0.80
06/03/07 12:46	Mid Niigata Pref.	3.8	8	19	0.54	0.29	0.43	0.27	0.28	0.28	0.17	-
2006/04/25 08:18	Mid Niigata Pref.	3.6	12	10	0.89	0.59	0.64	1.20	1.08	1.08	0.70	1.13
2006/05/02 03:40	Mid Niigata Pref.	3.4	10	13	0.46	0.24	0.23	0.14	0.21	0.28	0.16	-
2006/07/17 17:34	Mid Niigata Pref.	3.2	8	15	0.21	0.20	0.28	0.16	0.16	0.25	0.08	-
2006/08/28 07:49	Mid Niigata Pref.	3.5	8	14	0.18	0.18	0.15	0.16	0.14	0.32	0.10	-
2006/09/26 13:18	Mid Niigata Pref.	2.8	10	10	0.53	0.37	0.36	0.74	0.34	0.58	0.45	-
2006/10/03 18:43	Mid Niigata Pref.	3.5	8	19	1.27	0.41	0.59	1.17	0.51	0.90	0.33	-

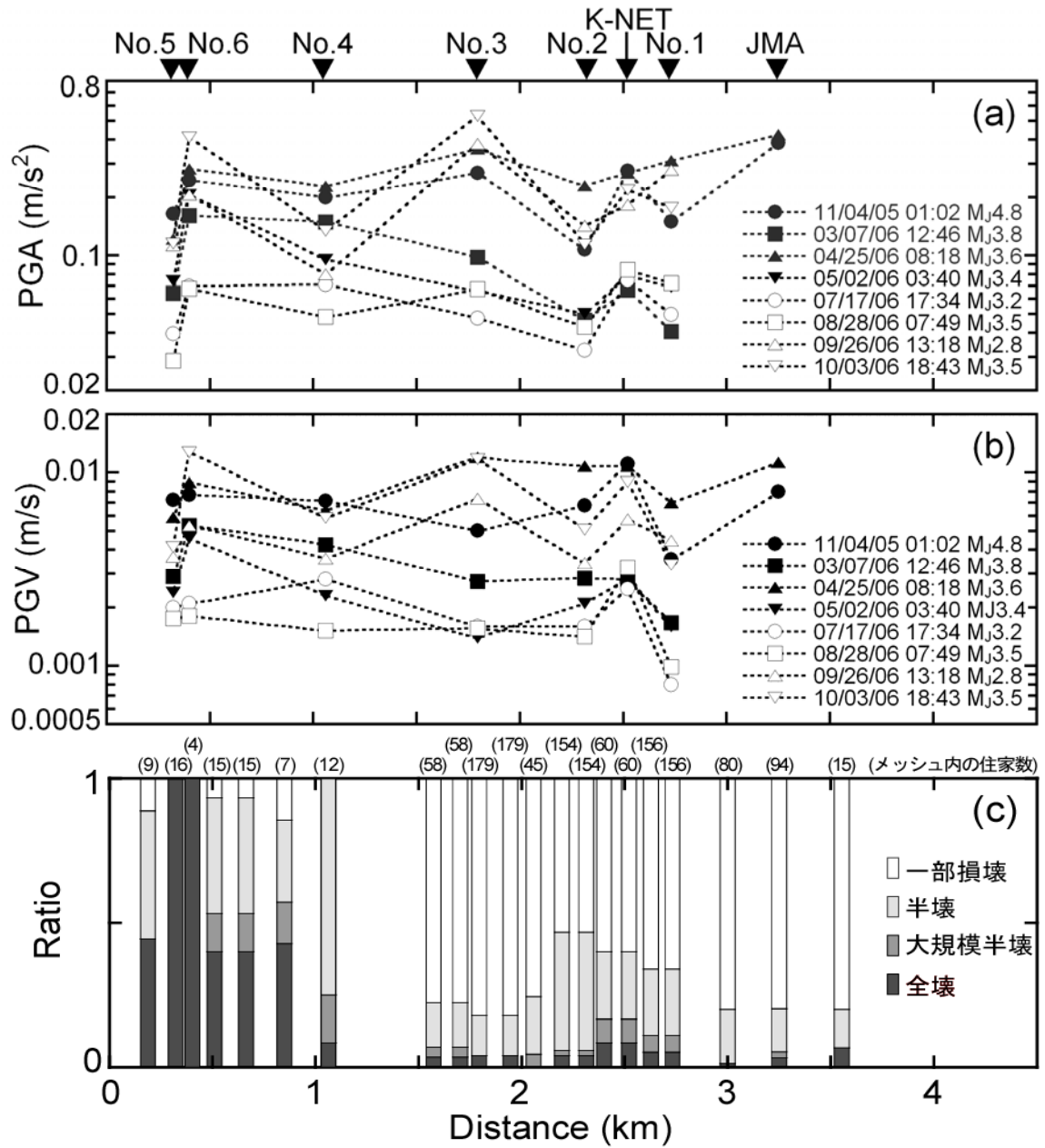


図 4.3.2 地震記録の最大地動加速度、最大地動加速度および建物被害率の分布

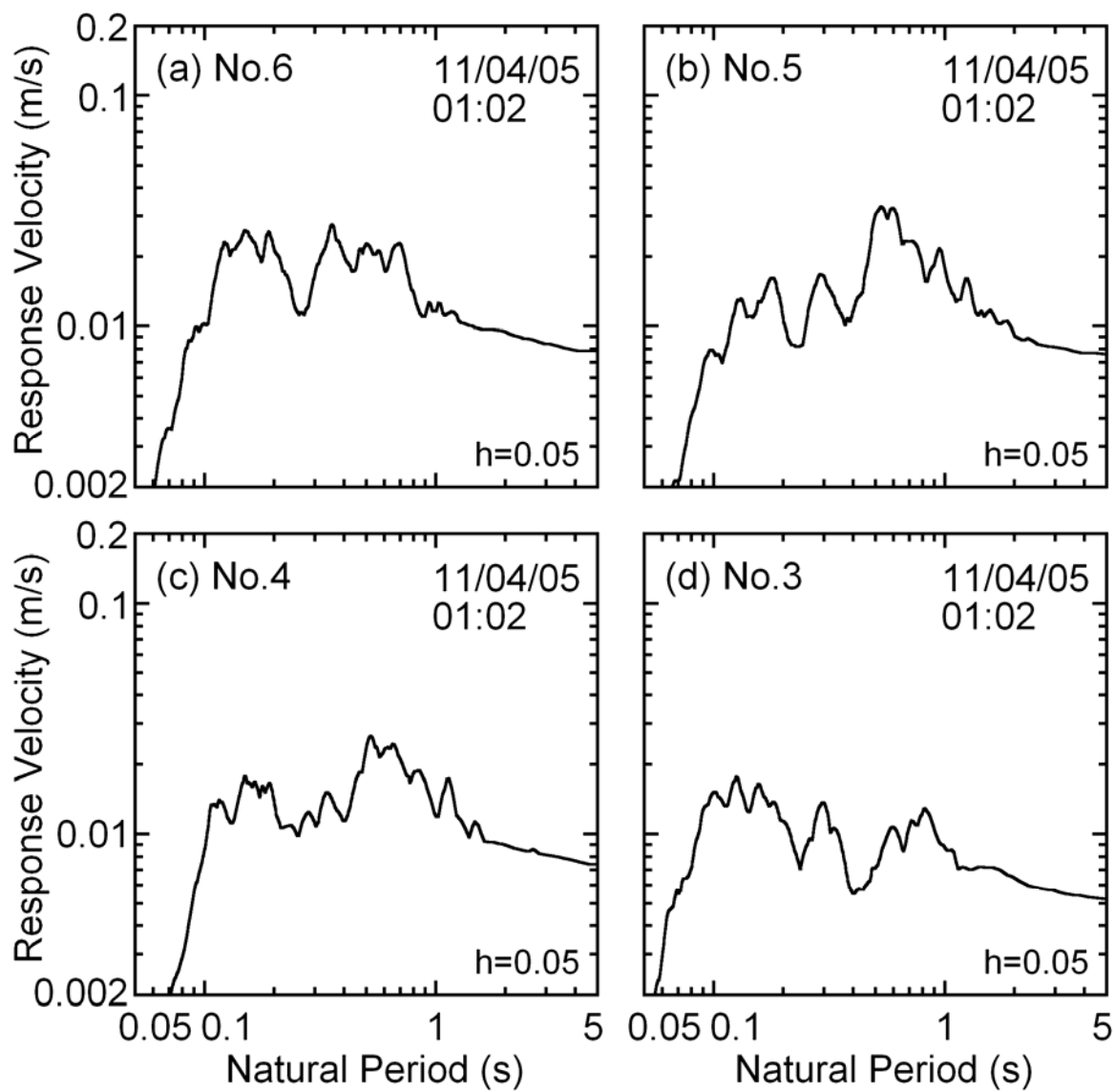


図 4.3.3-1 2005 年 11 月 4 日に観測された地震記録の速度応答スペクトル (2 方向合成)

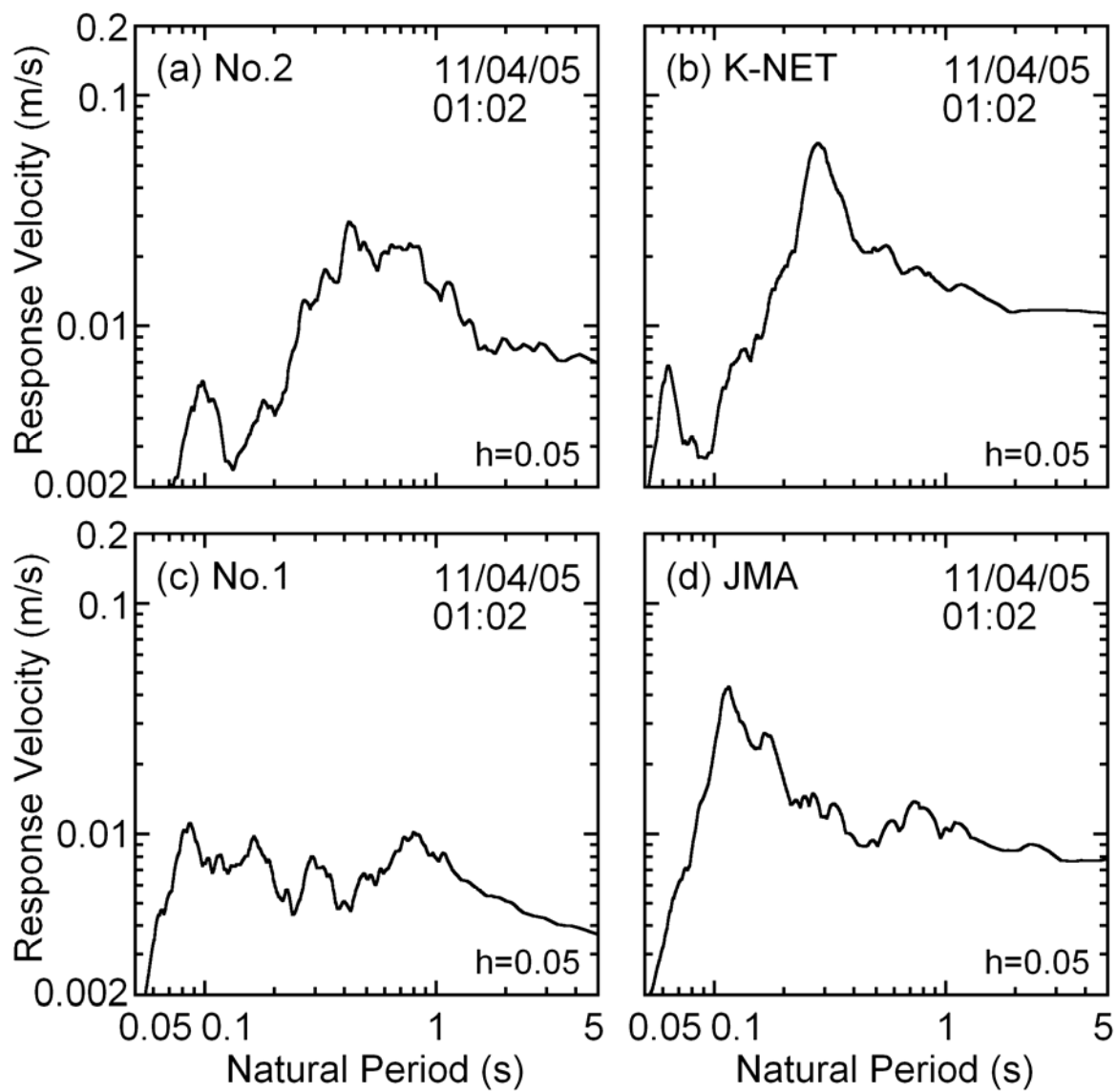


図 4.3.3-2 2005 年 11 月 4 日に観測された地震記録の速度応答スペクトル (2 方向合成)

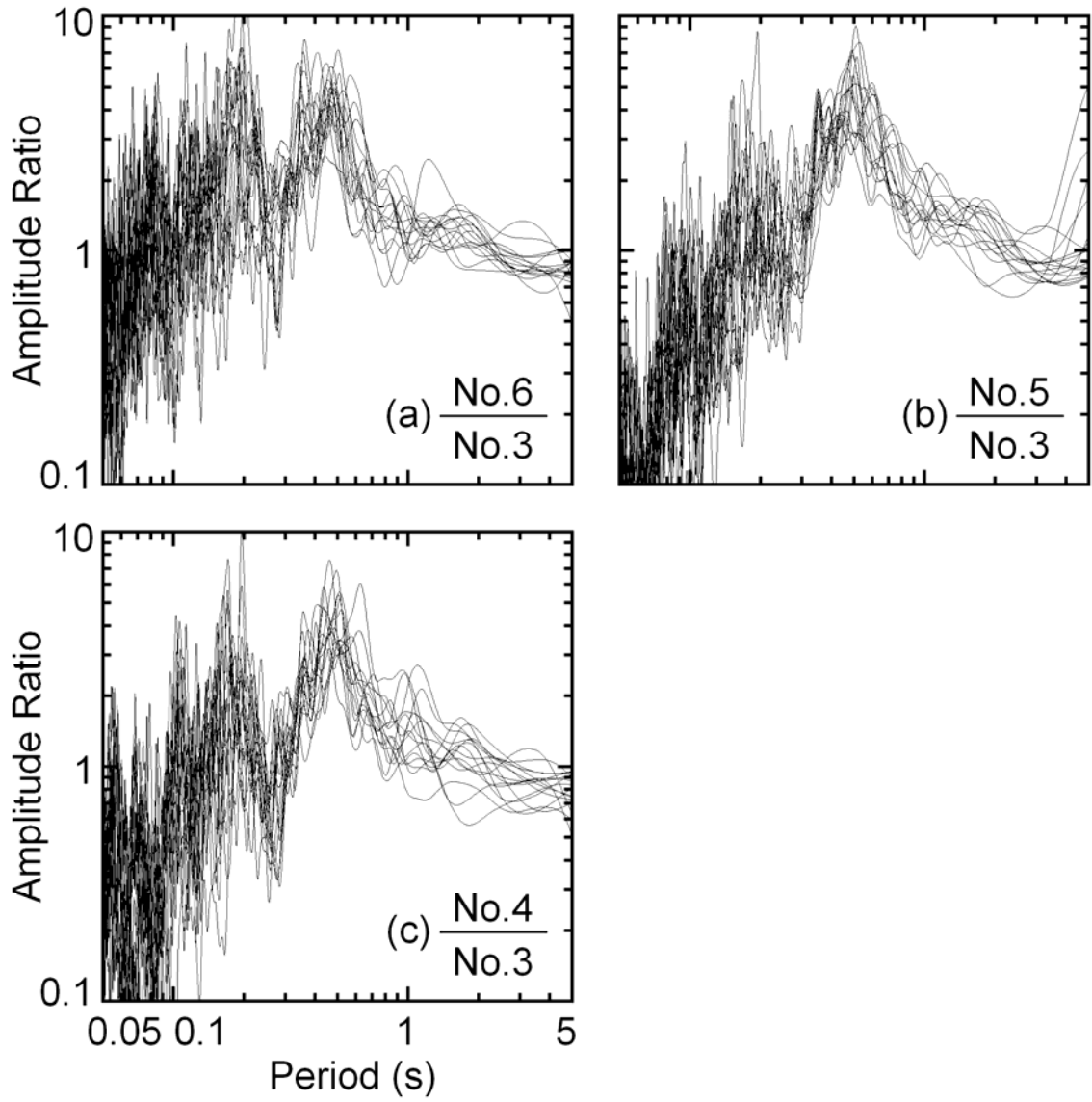


図 4.3.4-1 観測された微小地震の水平動の2地点間スペクトル振幅比の比較

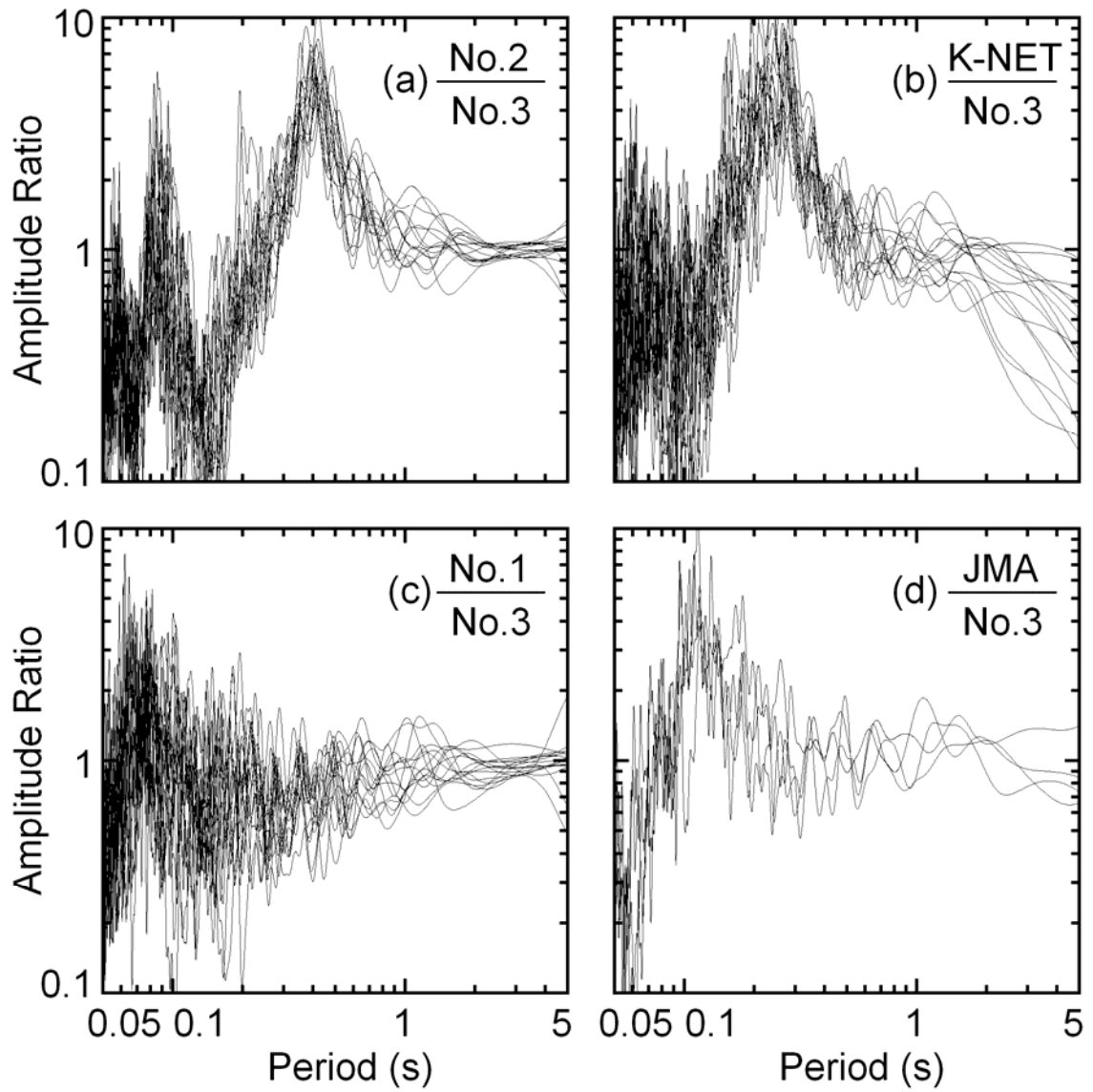


図 4.3.4-2 観測された微小地震の水平動の2地点間スペクトル振幅比の比較

4.4 地震観測点における地盤構造の調査

前節までの検討から、小千谷市の中心部および西地区における微動・地震動特性には各地点のサイト特性が大きく影響していると考えられる。また、西地区 (Nos. 4-6 地点) と No. 2 地点は同様の微動・微小地震動特性を示したにもかかわらず、西地区と No. 2 地点付近の住家建物被害率は大きく異なる。しかし、サイト特性が地表での地震動および建物被害に与えた影響を検討するために必要な表層地盤の S 波速度構造や非線形性状に関する情報が被害率の高い西地区ではほとんどない。そこで本節では本震時の建物被害程度が異なる Nos. 1-6 の地震観測点の表層地盤構造を把握するため、Nos. 2, 4, 5 地点でボーリング調査、Nos. 1-6 地点で微動を含む表面波のアレイ観測を行った。

4.4.1 ボーリング調査

市中心部にある No. 2 地点と西地区の Nos. 4, 5 地点の表層地盤の土質および地盤構造 (N 値および工学的基盤深度) を把握するため、両地点でボーリング調査を実施した。ボーリングに伴い深度 1m ごとに自動落下装置により標準貫入試験を行い、採取された土試料に対して、後に粒度試験を行った。ボーリングの深度は N 値 60 以上の工学的基盤と考えられる層に達した後数 m までとし、No. 2 地点では 7m、No. 4 地点では 22m、No. 5 地点では 20m である。

図 4.4.1 (b), (c), (d) にボーリング調査から得られた Nos. 5, 4, 2 地点の N 値および土質柱状図を、(a) No. 6 地点の既往の調査により求められた深度 20.45m までの結果と第 2 章で行われた (e) K-NET、(f) JMA での結果とあわせて示す。なお図 4.2.2 には本研究で参考としたボーリング調査地点を☆印で示してある。No. 2 地点では K-NET 地点と同様に N 値 10 未満の高有機質土を含む軟弱な層が 5m 程度、西地区の Nos. 4-6 地点では N 値 10-20 程度のシルト質粘土・シルト・砂からなる層が 15-20m 程度以上、硬質な砂礫層 (N 値 50 以上) の上に堆積しており、No. 2 地点と西地区の表層地盤構造は土質、基盤深度ともに大きく異なっている。

図 4.4.2-1, 2, 3、図 4.4.3 に Nos. 5, 2 で採取した土試料 (図 4.4.1 (b) の P1-P24, (c) の P1-P6) の粒径加積曲線を示す。なお、No. 2 地点の P3, P4 の試料は繊維質のため測定不能であった。図から No. 5 地点の表層 (P1-P21) は主にシルトまたは砂が卓越していることが分かる。

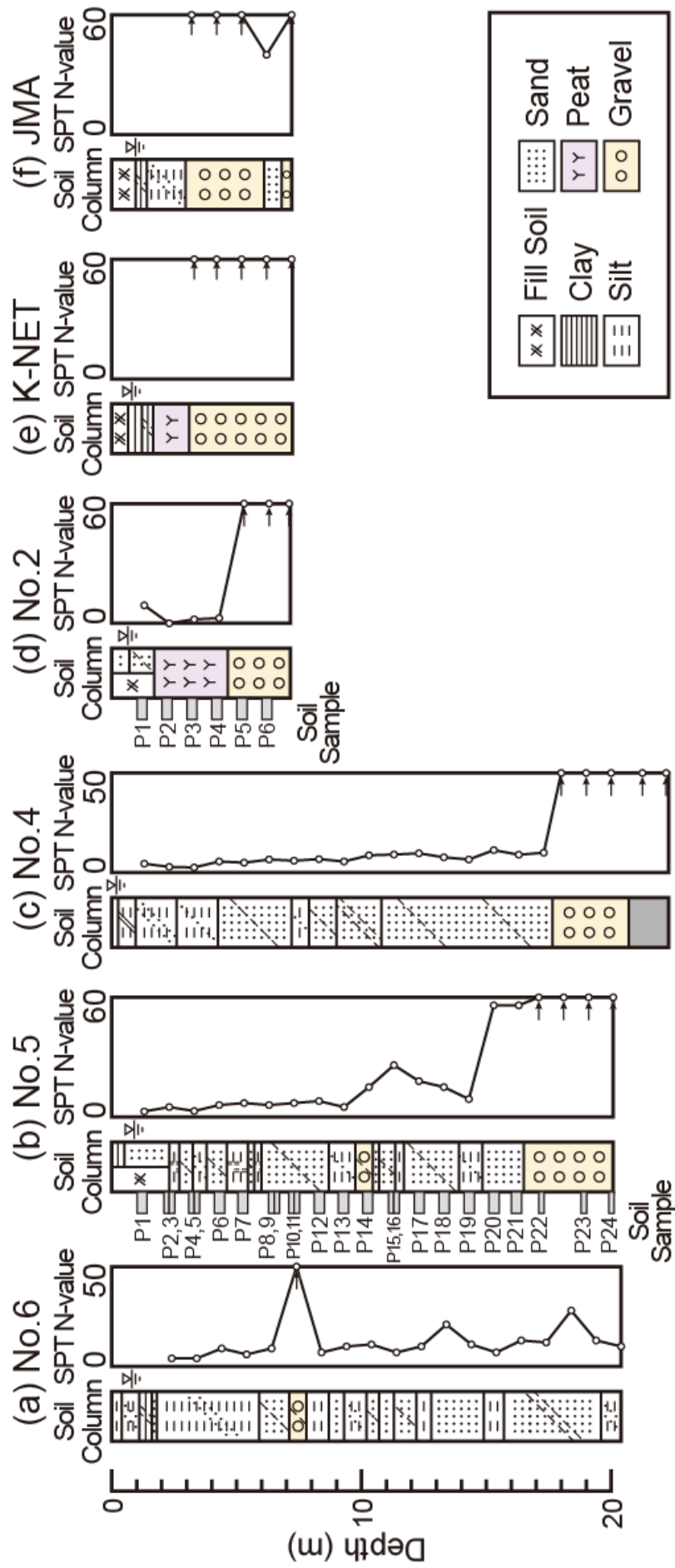


図 4.4.1 Nos. 6, 5, 4, 2, K-NET, JMA のボーリング調査結果

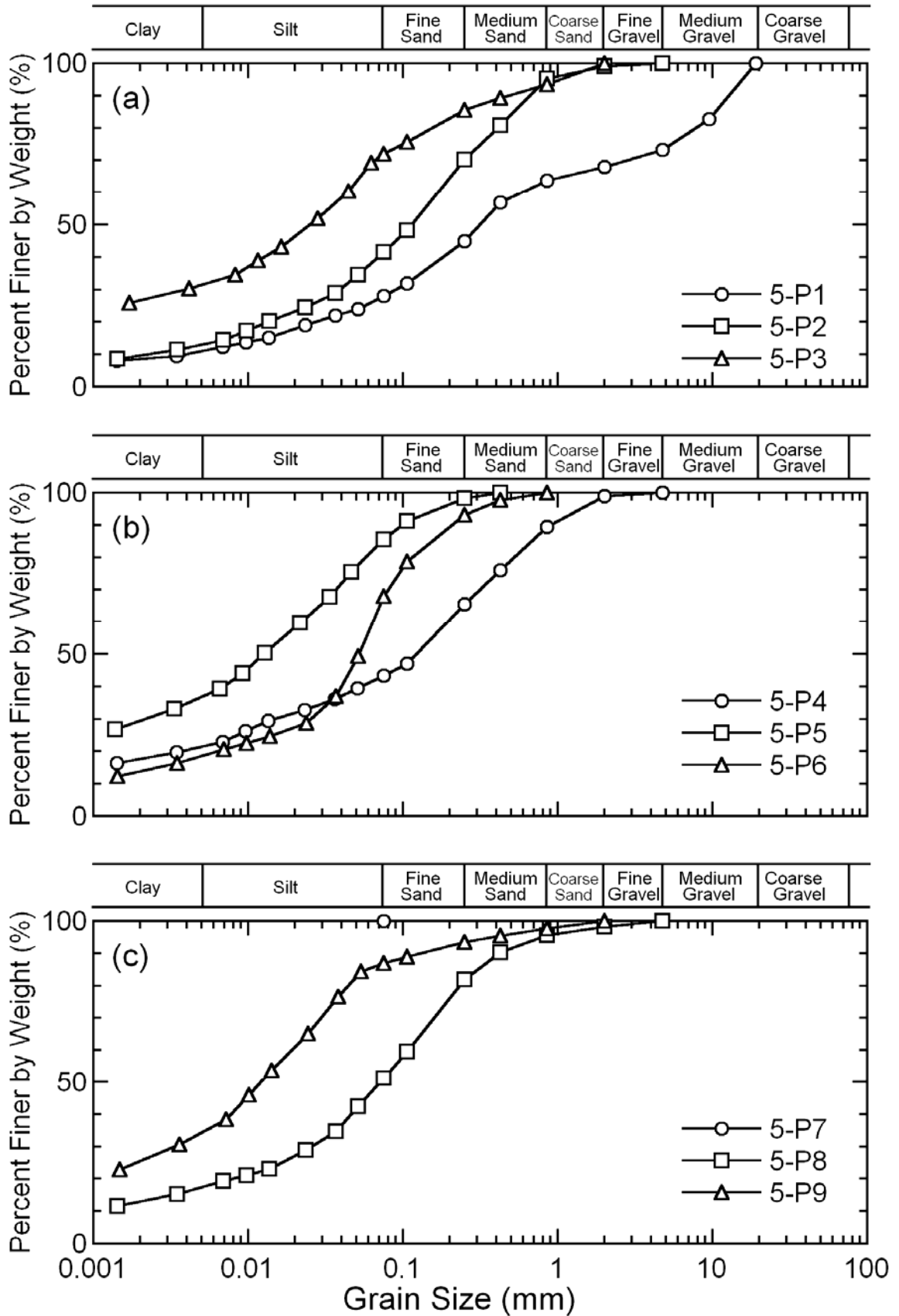


図 4.4.2-1 No. 5 地点で採取した土試料の粒径加積曲線

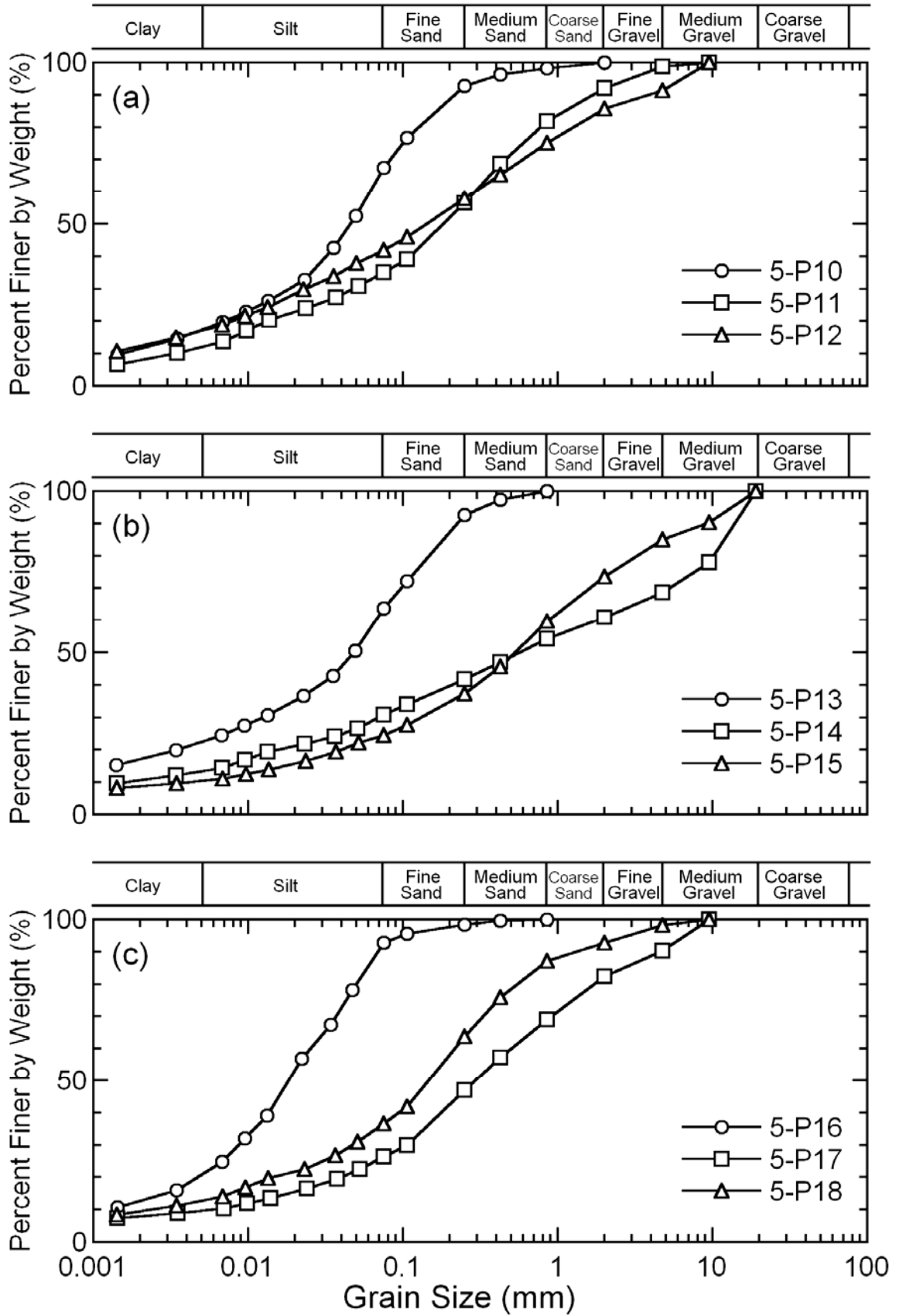


図 4.4.2-2 No. 5 地点で採取した土試料の粒径加積曲線

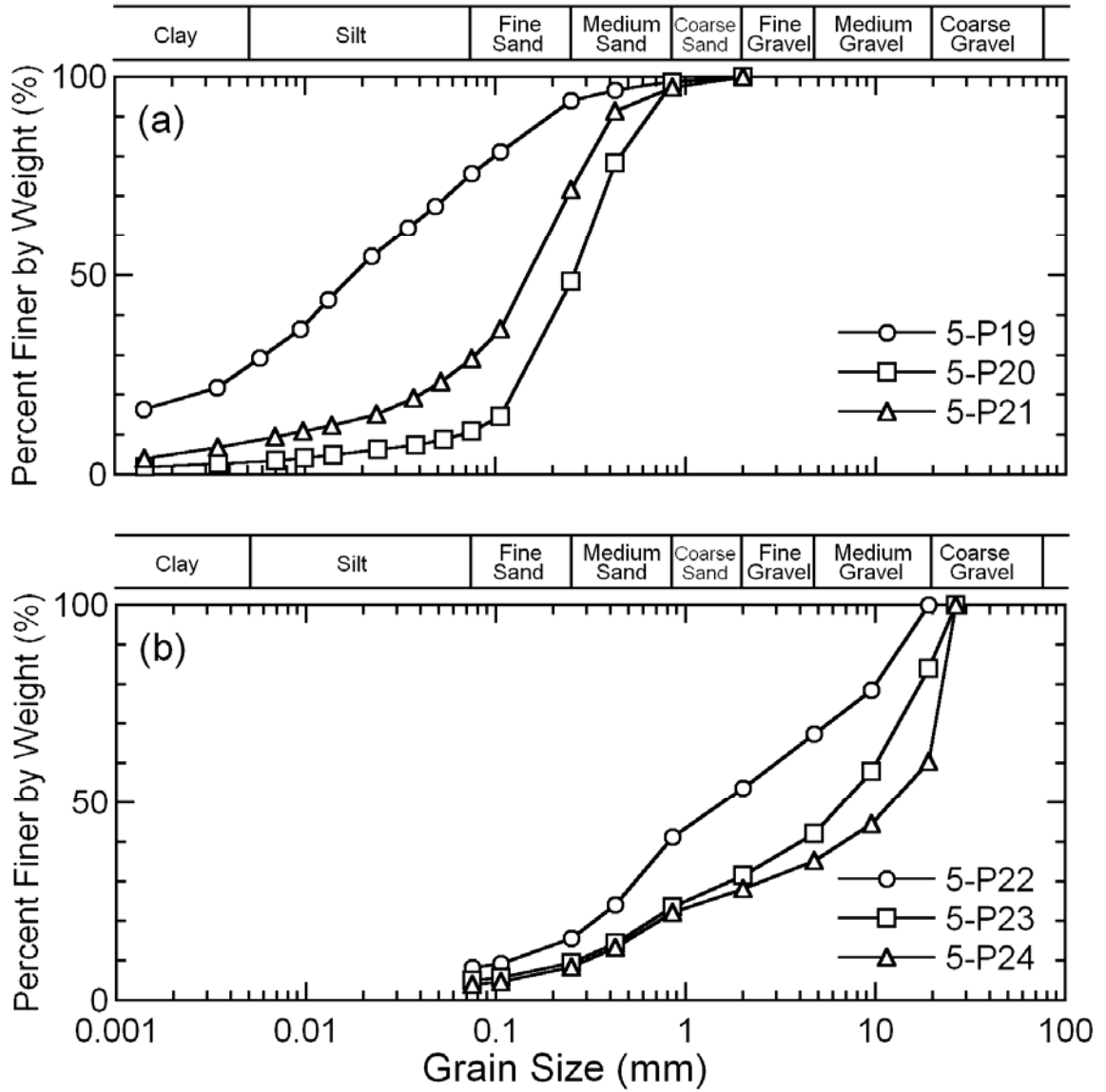


図 4.4.2-3 No. 5 地点で採取した土試料の粒径加積曲線

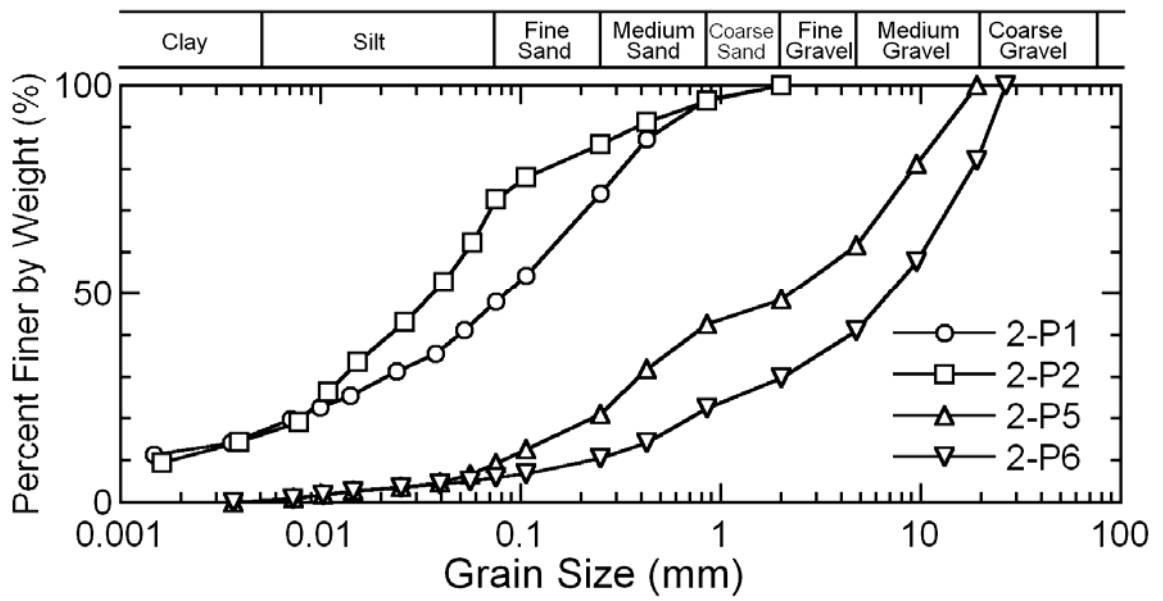


図 4.4.3 No. 2 地点で採取した土試料の粒径加積曲線

4.4.2 微動を含む表面波のアレイ観測

Nos. 1-6 地点の表層地盤のS波速度構造を推定するため、各地点で微動を含む表面波のアレイ観測を2006年5月19-21日の3日間で行った。観測は、前章3.2.1においてK-NET、JMAで行ったものと同じ手法、機材を用いた。アレイ半径は観測から得られる位相速度が500m/s以上になるよう、Nos. 4-6 地点で40m程度、Nos. 1-3 地点で20m程度までとした。

アレイ観測されたレイリー波の鉛直成分に対し、前章3.2.2と同様にF-kスペクトル解析を行い、Nos. 1-6 地点におけるレイリー波の分散曲線を求めた。図4.4.4に各地点で求められた分散曲線をセンサ間距離およびアレイ半径ごとに印で示す。両地点ともに観測位相速度はほぼ連続しており表面波特有の分散性を示している。Nos. 2, 4, 5, 6 地点では、周期0.1s程度まで位相速度が100m/s程度またはそれ以下で、それより長周期側で急激に位相速度が上昇しており、特にNo. 2 地点では周期0.1s付近で位相速度が80m/s程度とK-NETと同様極端に小さい。それに対し、No. 3 地点では周期の増加とともに位相速度は徐々に上昇し、No. 1 地点では0.03s付近の短周期で位相速度が急激に上昇するもののそれより長周期側では徐々に位相速度が上昇している。

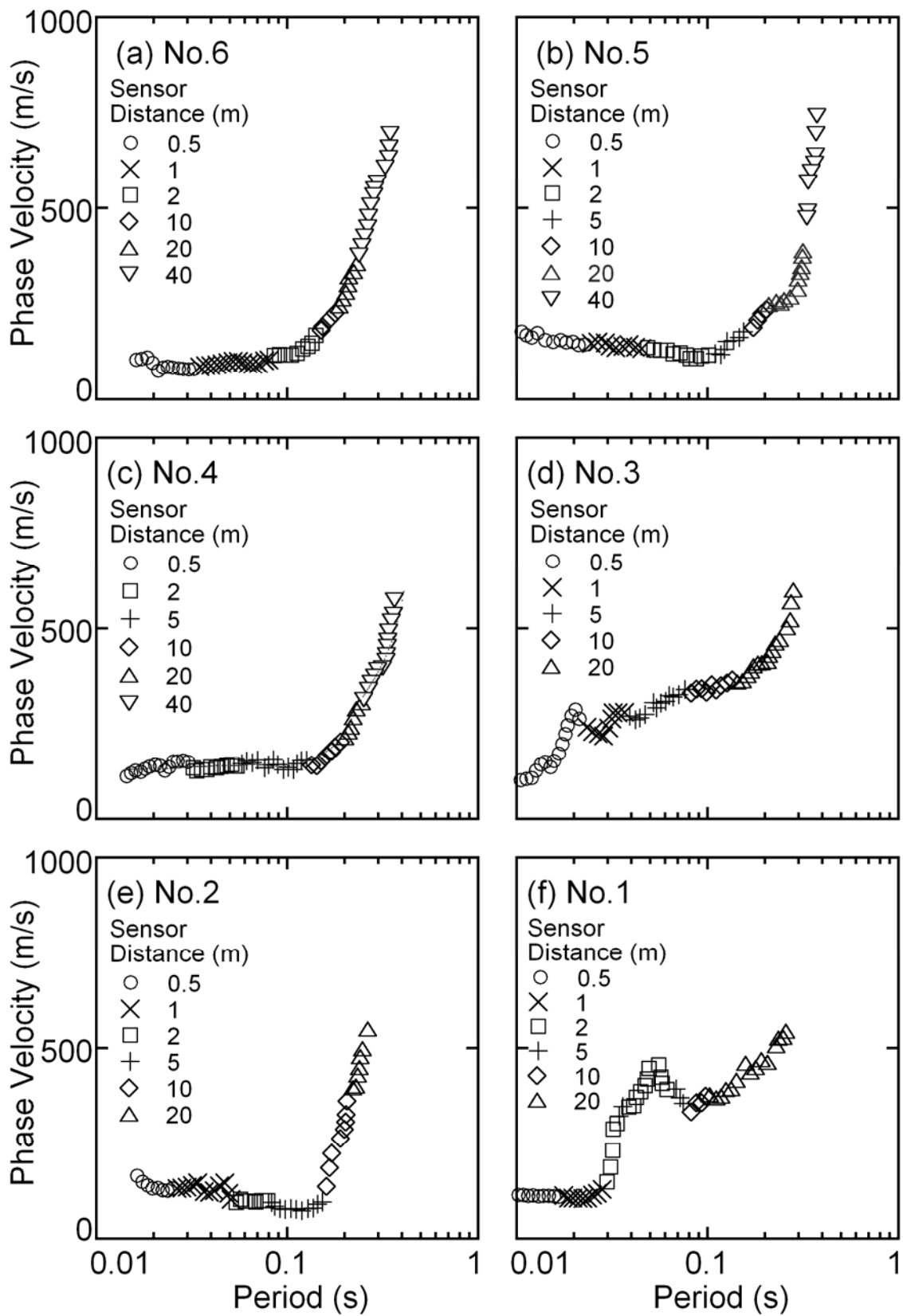


図 4.4.4 微動を含むレイリー波の分散曲線

4.4.3 表層地盤のS波速度構造の推定

Nos. 1-6 地点での観測記録から得られた微動を含むレイリー波の分散曲線と微動 H/V スペクトルを用いて逆解析を行い、前章 3.2.3 と同様に各地点の表層地盤の S 波速度構造を推定した。なお、ボーリング調査を行った Nos. 2, 4, 5 地点については層厚を調査結果で固定した。図 4.4.5-1, 2, 3 に各地点の推定地盤構造に対する理論レイリー波分散曲線、表面波の H/V スペクトルを観測から得られたレイリー波の分散曲線と微動 H/V スペクトルと比較して示す。これらは観測値と概ね適合しているが、Nos. 2, 5, 6 地点の観測分散曲線の位相速度 500m/s 付近の急激な上昇を説明できていない。そのため各地点の探査深度は、S 波速度が 400m/s 程度の層が現れる 25m までとした。

図 4.4.6 に Nos. 1-6 地点の推定された S 波速度構造を、3 章で推定された K-NET、JMA の結果とあわせて示す。推定された S 波速度構造は、西地区の Nos. 4, 5, 6 地点では S 波速度が 100-200m/s 程度の層が 15-22m 程度 S 波速度 400m/s 程度の硬質な層の上に堆積しているのに対し、No. 2 地点では K-NET と同様に S 波速度 50m/s 程度の高有機質土と考えられる非常に軟弱な層が深度 5m 程度に現れる S 波速度 400m/s 程度の硬質な層の上に堆積している。これら Nos. 2, 4, 5, 6 地点では S 波速度 400m/s 程度の層とその上に堆積している層とのインピーダンスのコントラストが高い。Nos. 1, 3 地点ではともに S 波速度 250m/s 以上の層が深度 2m 程度以浅に現れる。

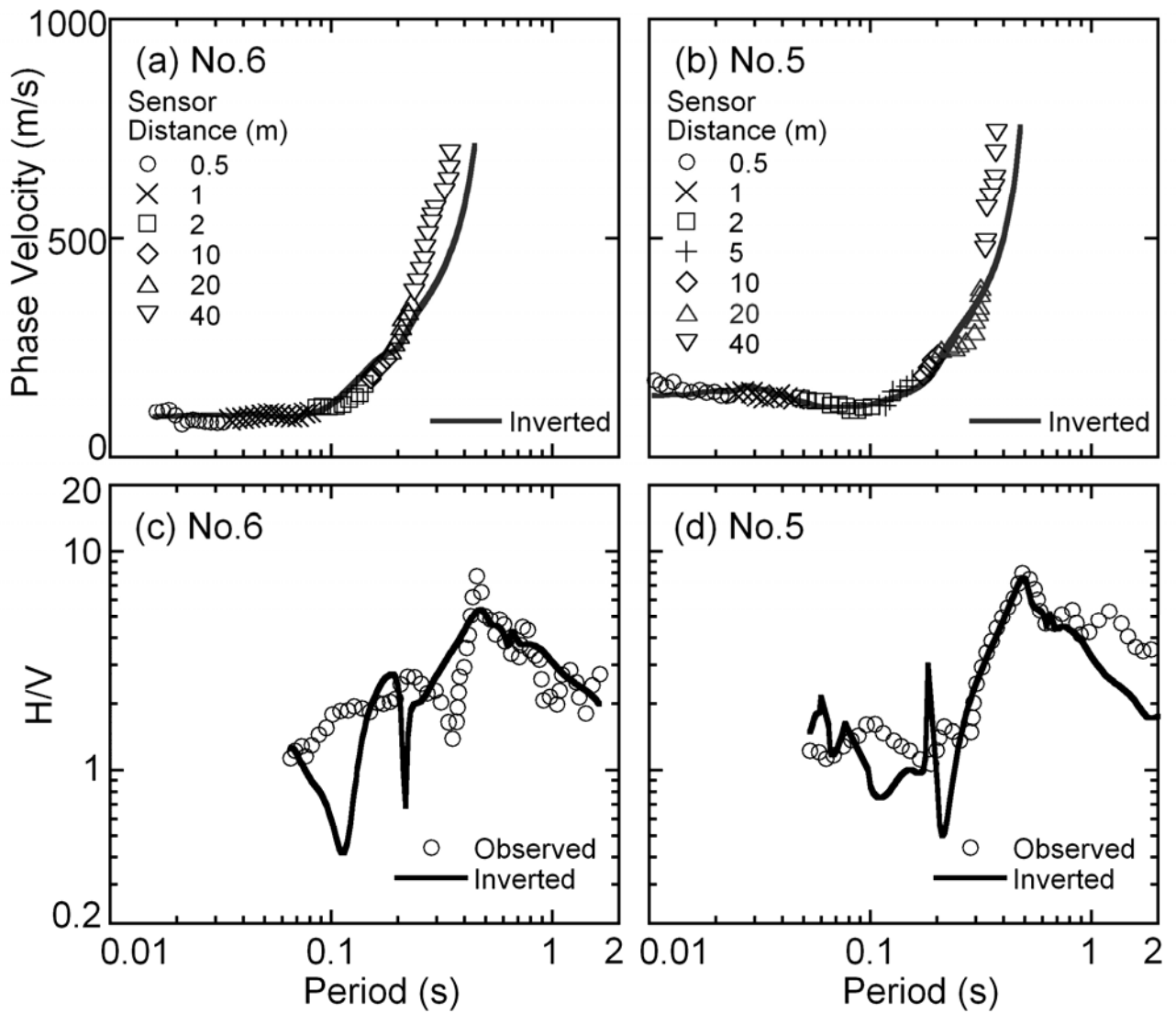


図 4.4.5-1 分散曲線と H/V スペクトルの逆解析結果

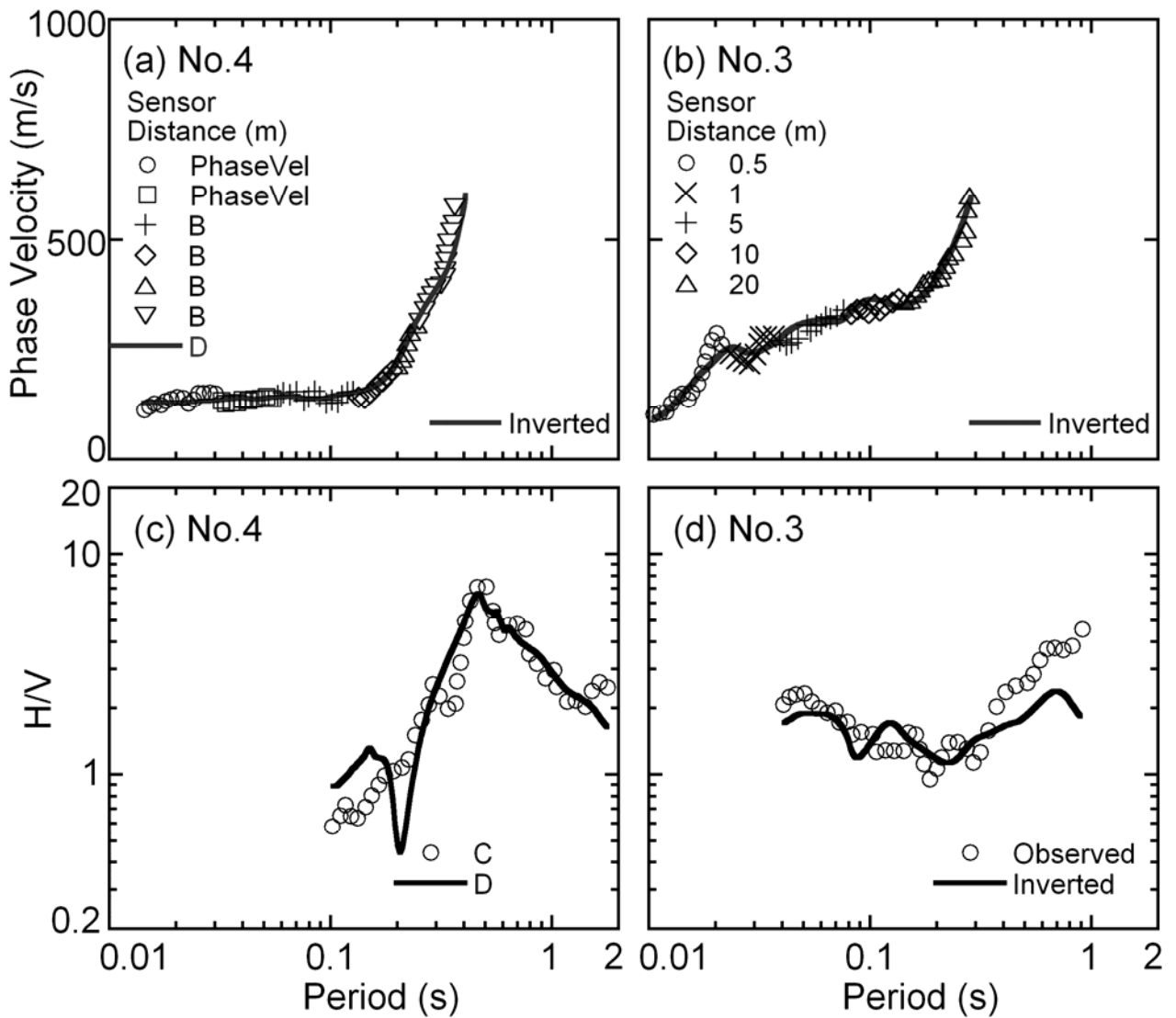


図 4. 4. 5-2 分散曲線と H/V スペクトルの逆解析結果

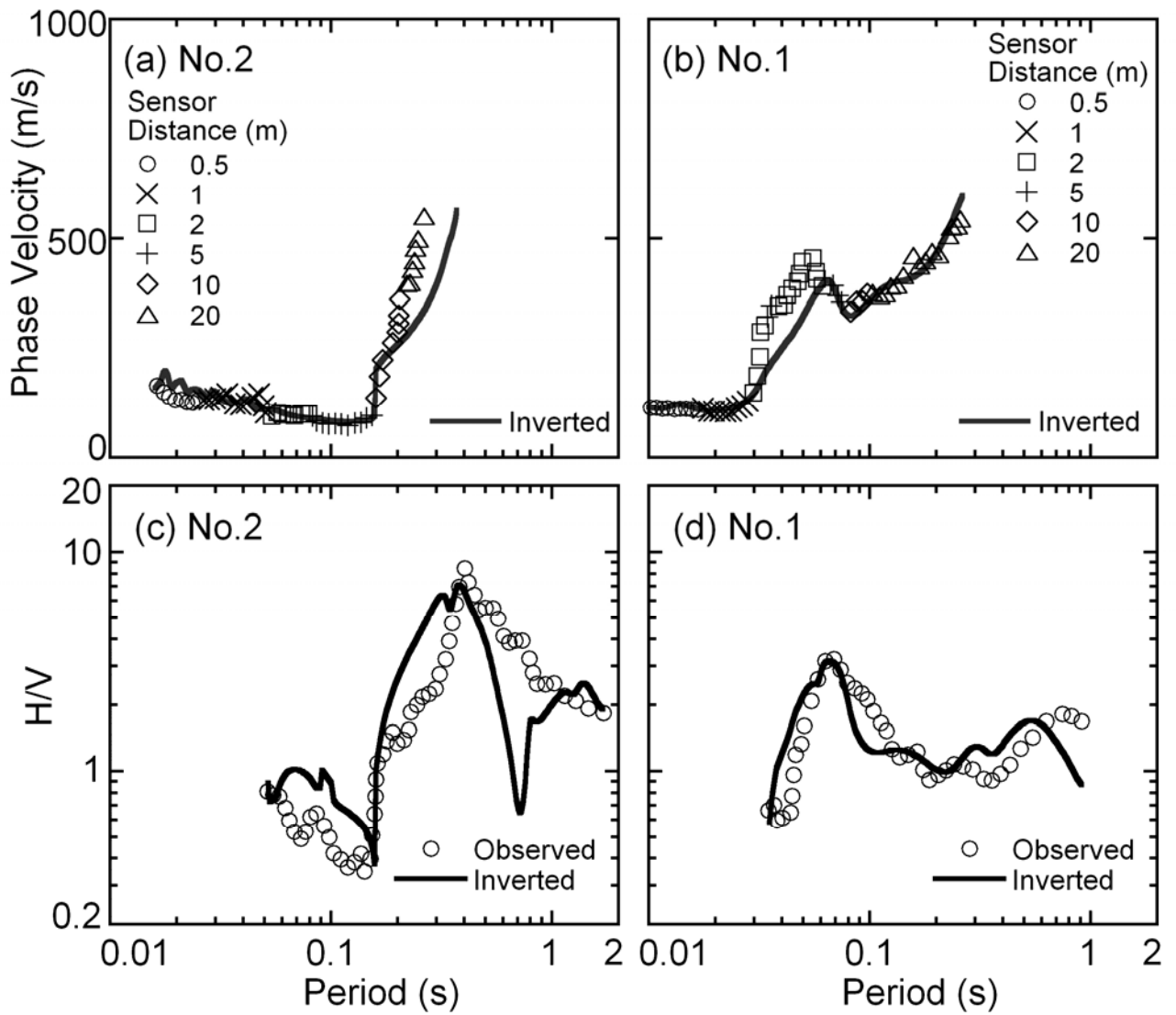


図 4.4.5-3 分散曲線と H/V スペクトルの逆解析結果

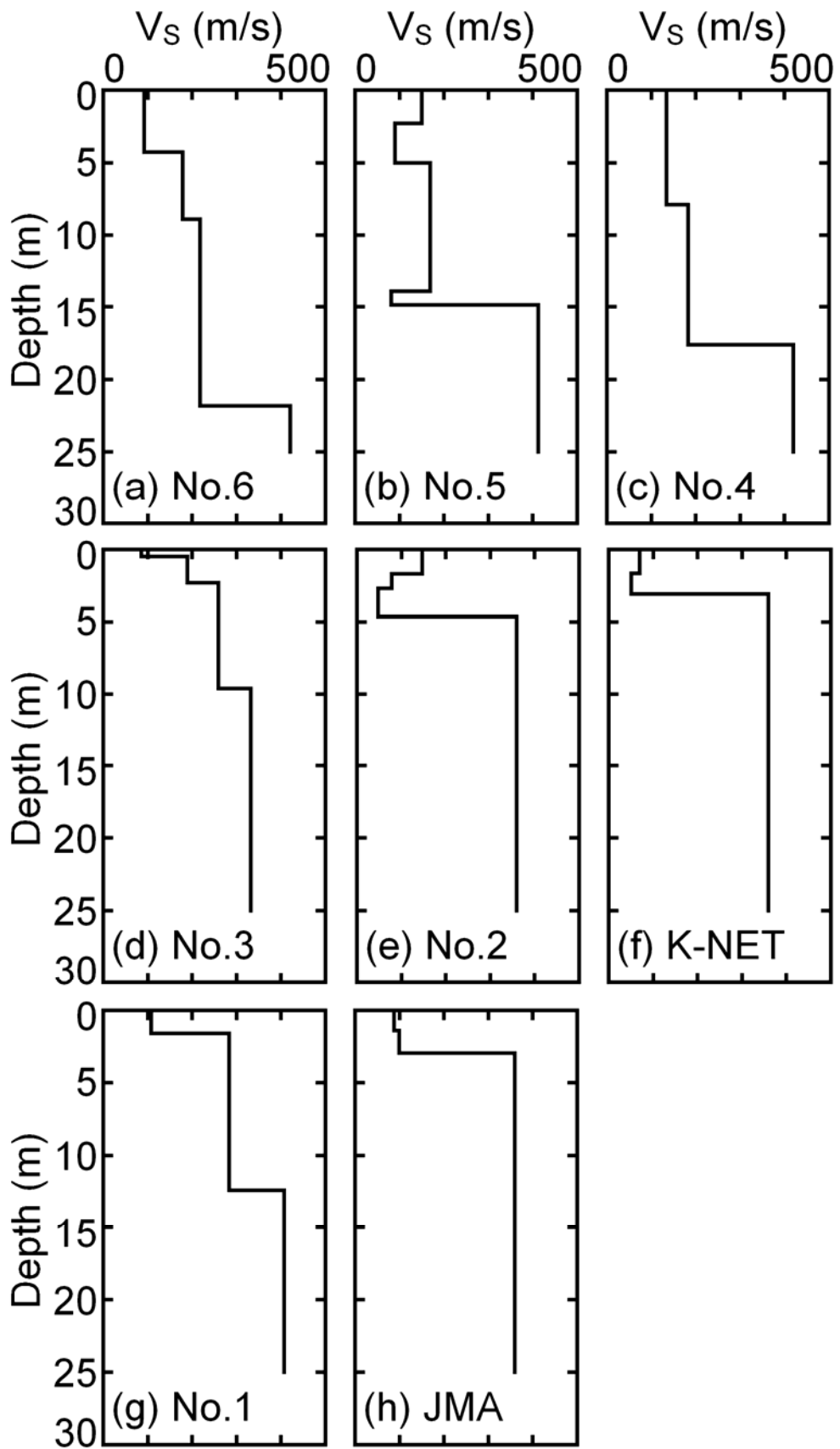


图 4.4.6 推定 S 波速度構造

4.5 地震応答解析による各地点の本震時地震動の推定

前節までの検討から、西地区 (Nos. 4-6 地点) と No. 2 地点は同様の微動・微小地震動特性を示したにもかかわらず、西地区と No. 2 地点付近の住家建物被害率は大きく異なり、地盤構造も土質、S波速度構造ともに両方で大きく異なる。このため、両者の表層地盤の非線形性状の違いにより本震時の地震動特性は異なっていた可能性がある。よって、このことにより住家建物被害率に大きな差異が生じた可能性が推察される。そこで本節では、前節で推定された表層地盤構造を用いて地震応答解析を行い、表層地盤特性（土の非線形性状およびS波速度構造）が本震時の地震動特性および住家建物被害に与えた影響を検討する。

4.5.1 解析条件

前節 4.4.3 で推定された Nos. 1-6 地点の工学的基盤上面と考えられる深度以浅の地盤（図 4.4.4）を対象に、前章 3.3.1 と同様に SSI の本震記録（水平動 EW, NS 成分）を推定された地盤構造の最下層への入力地震動として、1次元有効応力解析を行った。解析条件等は 3.4 節と同様に設定し、土のせん断応力-ひずみ関係には修正 Ramberg-Osgood モデル、せん断ひずみから間隙水圧を算定するためのダイレイタンスモデルとしておわんモデルを用いた。

表 4.5.1-1~2 に解析に用いた各地点のパラメータと仮定した土質を示す。Nos. 2, 5, 6 地点の地盤の土質は図 4.4.1 のボーリング調査結果に基づいて設定し、ボーリング資料の無い Nos. 1, 3, 4 地点では、対象地盤の土質は近く of 他地点のボーリング資料を参考に仮定した。規準ひずみ $\gamma_{0.5}$ 、最大減衰定数 h_{max} の値は、砂質土、シルト、粘性土および砂礫層では文献(福武, 1997)を、高有機質土層では K-NET の土試料の室内動的試験結果(図 2.4.1)を参考に、有効拘束圧を考慮して設定した。おわんモデルのパラメータは、シルト層は JMA と同じものを用い、砂礫層は文献(福武, 1997)の値を用いた。砂質土層については、文献(Tokimatsu et al., 1991)を参考に S 波速度から液状化強度曲線を算定したところ、各層の拘束圧により規準化された S 波速度が適用範囲(210m/s 程度)を超えてしまうため、おわんモデルのパラメータは規準化された S 波速度が 210m/s のときの液状化強度（応力比 1.0 で 10 回載荷したとき両振幅軸ひずみが 5%）と同等となるよう設定した。

表 4.5.1-1 解析モデルのパラメータ (No.6, 5, 4 地点)

	Thickness (m)	Density (Mg/m ³)	V _s (m/s)	Modified R-O Model		Bowl Model						Soil Type	
				γ _{0.5i}	h _{max}	A	B	C	D	C _s /(1+e ₀)	X _i		
No.6	0.80	1.60	92.0	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	3.45	1.60	92.0	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	4.65	1.70	178.4	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.028	0.16	0.16	Sand
	12.94	1.70	217.2	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.038	0.16	0.16	Sand
	-	2.00	421.2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.5	0.90	1.60	150.3	5.0E-04	0.24	-	-	-	-	-	-	-	Sand
	1.41	1.60	150.3	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.017	0.16	0.16	Sand
	2.71	1.70	89.7	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	8.91	1.70	168.8	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.051	0.16	0.16	Sand
	0.95	1.70	81.3	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	-	2.00	412.5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.4	0.18	1.70	134.3	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	4.07	1.70	134.3	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	3.65	1.70	134.3	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.078	0.16	0.16	Sand
	9.75	1.80	182.7	5.0E-04	0.24	-4.0	1.6	5	30	0.039	0.16	0.16	Sand
	-	2.00	420.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注) γ_{0.5i}は単位拘束圧(98kPa)での基準ひずみγ_{0.5}を示す。

表 4.5.1-2 解析モデルのパラメータ (No.3, 2, 1 地点)

	Thickness (m)	Density (Mg/m ³)	V _s (m/s)	Modified R-O Model		Bowl Model						Soil Type	
				$\gamma_{0.5i}$	h_{max}	A	B	C	D	C _s /(1+e ₀)	X _i		
No.3	0.50	1.60	83.5	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	0.30	1.70	198.9	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	1.99	1.70	198.9	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	7.04	1.80	277.3	4.0E-04	0.22	-10.0	1.6	20	60	0.005	0.60	0.60	Gravel
	-	2.00	330.6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.2	0.65	1.65	146.7	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	1.05	1.65	146.7	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	1.00	1.20	78.4	1.0E-02	0.18	-1.5	1.6	24	44	0.060	0.11	0.11	Peat
	1.95	1.20	47.6	1.0E-02	0.18	-0.5	1.6	22	203	0.060	0.11	0.11	Peat
	-	2.00	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
No.1	0.80	1.65	107.3	8.0E-04	0.22	-	-	-	-	-	-	-	Silt
	0.79	1.65	107.3	8.0E-04	0.22	-2.0	1.6	24	324	0.010	0.16	0.16	Silt
	10.83	2.00	283.5	4.0E-04	0.22	-10.0	1.6	20	60	0.005	0.60	0.60	Gravel
	-	2.00	360.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

注) $\gamma_{0.5i}$ は単位拘束圧(98kPa)での基準ひずみ $\gamma_{0.5}$ を示す。

4.5.2 推定地盤構造の理論伝達関数と地震観測記録のスペクトル比との比較

解析に用いた地盤のS波速度構造の妥当性を検討するため、推定S波速度構造から1次元重複反射理論により No.3 地点に対する各地点の線形時のS波の理論スペクトル比（地盤の減衰定数2%）を求めた。図4.5.1-1,2に得られた結果を、前節4.3.2で求めた各地点の微小地震記録のフーリエスペクトル振幅比（図4.3.3-1,2）と比較して示す。図では、観測データのS/N比が10以上となる周期帯（0.07-2秒）を示している。理論スペクトル比（黒太線）は、いずれの場合も、観測スペクトル比の平均的な周期特性と良く対応している。また、理論スペクトル比の絶対値は、観測値のばらつきの範囲内に概ね収まっている。このことから、解析に用いた各地点の推定S波速度構造は、ある程度妥当なものと判断される。

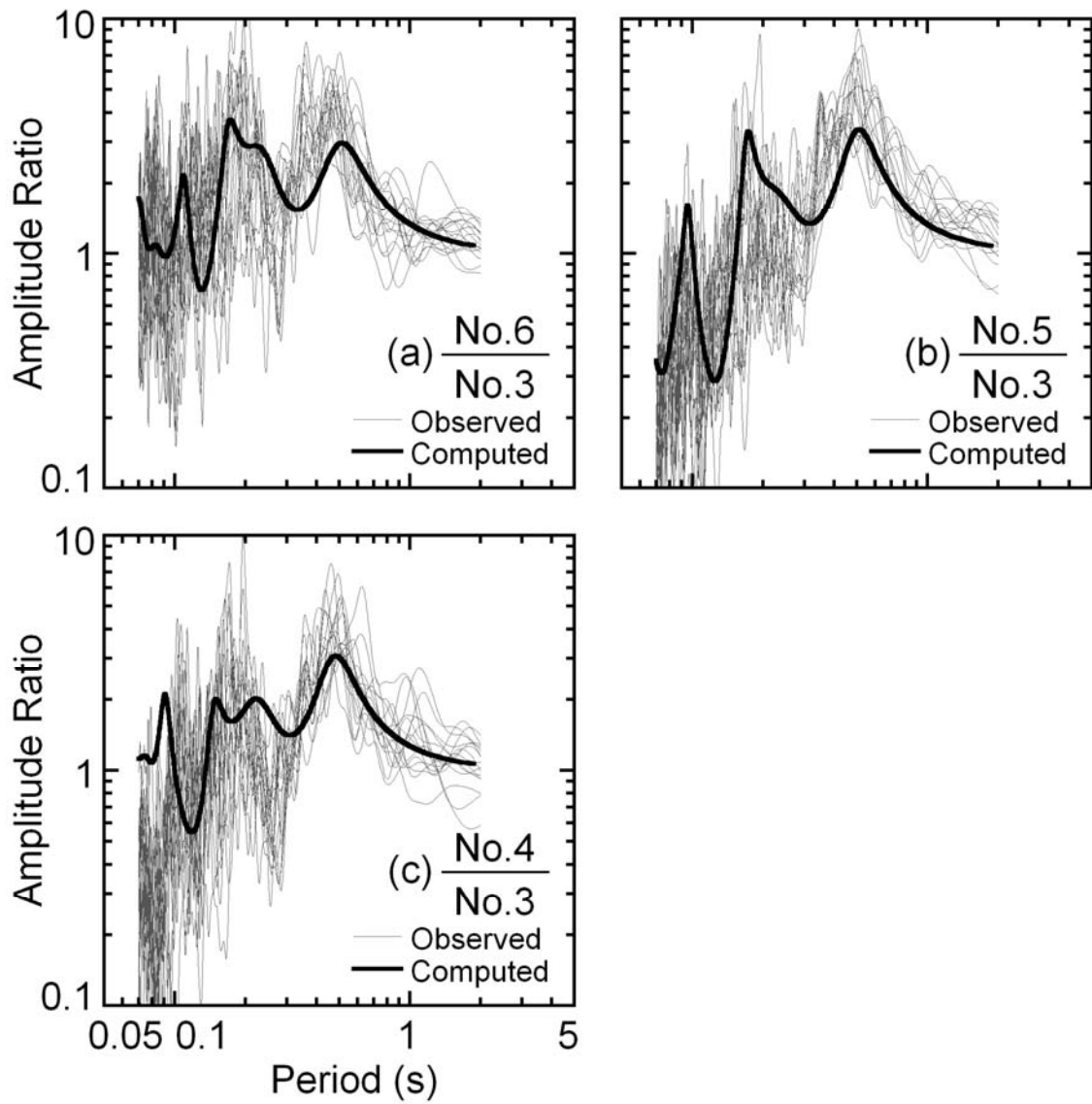


図 4.5.1-1 微小地震の水平動（観測）および S 波（理論）の
 2 地点間スペクトル振幅比の比較

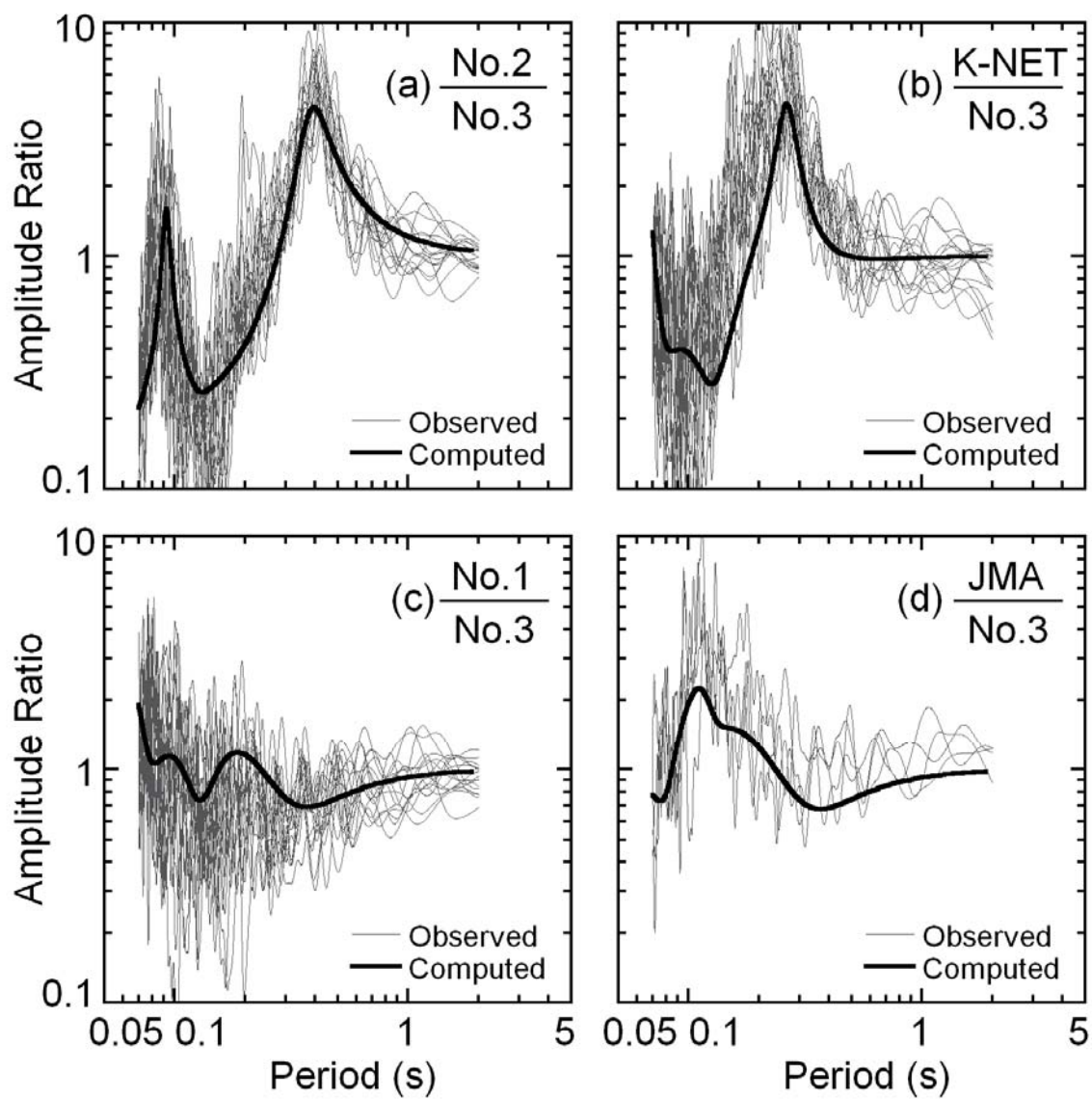


図 4.5.1-2 微小地震の水平動（観測）および S 波（理論）の
2 地点間スペクトル振幅比の比較

4.5.3 推定された本震時の地震動

図 4.5.2 に、解析から得られた Nos. 1-6 地点における本震時の推定地表地震動の速度応答スペクトル（減衰定数 5%）を EW, NS 成分について示す。西地区の Nos. 4, 5, 6 地点では周期 1-2s 付近の応答が、No. 2 地点では周期 0.9s 付近の応答が大きくなっている。Nos. 1, 3 地点については、卓越する周期が見られない。いずれの地点においても応答は、EW 成分によるものが NS 成分によるものよりも大きくなる傾向が見られる。

各地点の表層地盤の増幅特性を検討するため、Nos. 1-6 地点の解析から得られた本震地表地震動と入力地震動の伝達関数（フーリエスペクトル振幅比、バンド幅 0.3Hz）を求め、図 4.5.3 に EW, NS 成分について示す。ここで参考のため、線形時の S 波の理論伝達関数を破線であわせて示している。Nos. 2, 4, 5, 6 地点ともに線形時の固有周期は 0.4-0.5 秒程度であったが、推定された本震地震動において伝達関数のピーク周期は、No. 2 地点では K-NET 地点とほぼ同様に 0.8s 程度、Nos. 4, 5, 6 地点ではさらに長周期化して 1-2s 程度となっている。よって、西地区の Nos. 4, 5, 6 地点では、No. 2 地点と比べより長周期の成分が増幅されている。Nos. 1, 3 地点については伝達関数にピークは見られず、大きな増幅はなかったものと考えられる。

図 4.5.4 に、解析から得られた各地点の表層地盤（堆積層）の等価せん断剛性比 G_e/G_0 （最大せん断ひずみの 0.65 倍の値に対応するせん断剛性比）の深さ方向分布を示す。いずれの地点でも、解析対象とした堆積層全体にわたって、せん断剛性が大きく低下している。特に Nos. 4, 5, 6 地点では G_e/G_0 が 0.1 以下まで低下している層が見られ、これらはいずれも表 4.5.1-1 で設定した非線形性の強い砂質土層である。それに対し、No. 2 地点の深度 2-5m 付近に存在する高有機質土層は S 波速度が 50m/s 程度と非常に小さいにもかかわらず、その弱い非線形性により、 G_e/G_0 は 0.3 程度までしか低下していない。よって、西地区の地点（Nos. 4, 5, 6 地点）と No. 2 地点の表層地盤の非線形性の違いにより、両者の伝達関数のピーク周期の伸びに差異が生じ（図 4.5.3）、推定された本震地表地震動の応答スペクトルにおいて卓越する周期が異なった（図 4.5.2）と考えられる。

以上のことから、地震応答解析により Nos. 1-6 地点について卓越する周期特性が異なる本震地表地震動が推定されたが、それらの特性の違いには、各地点の表層地盤構造、特に非線形性状の違いが大きく影響していると考えられる。

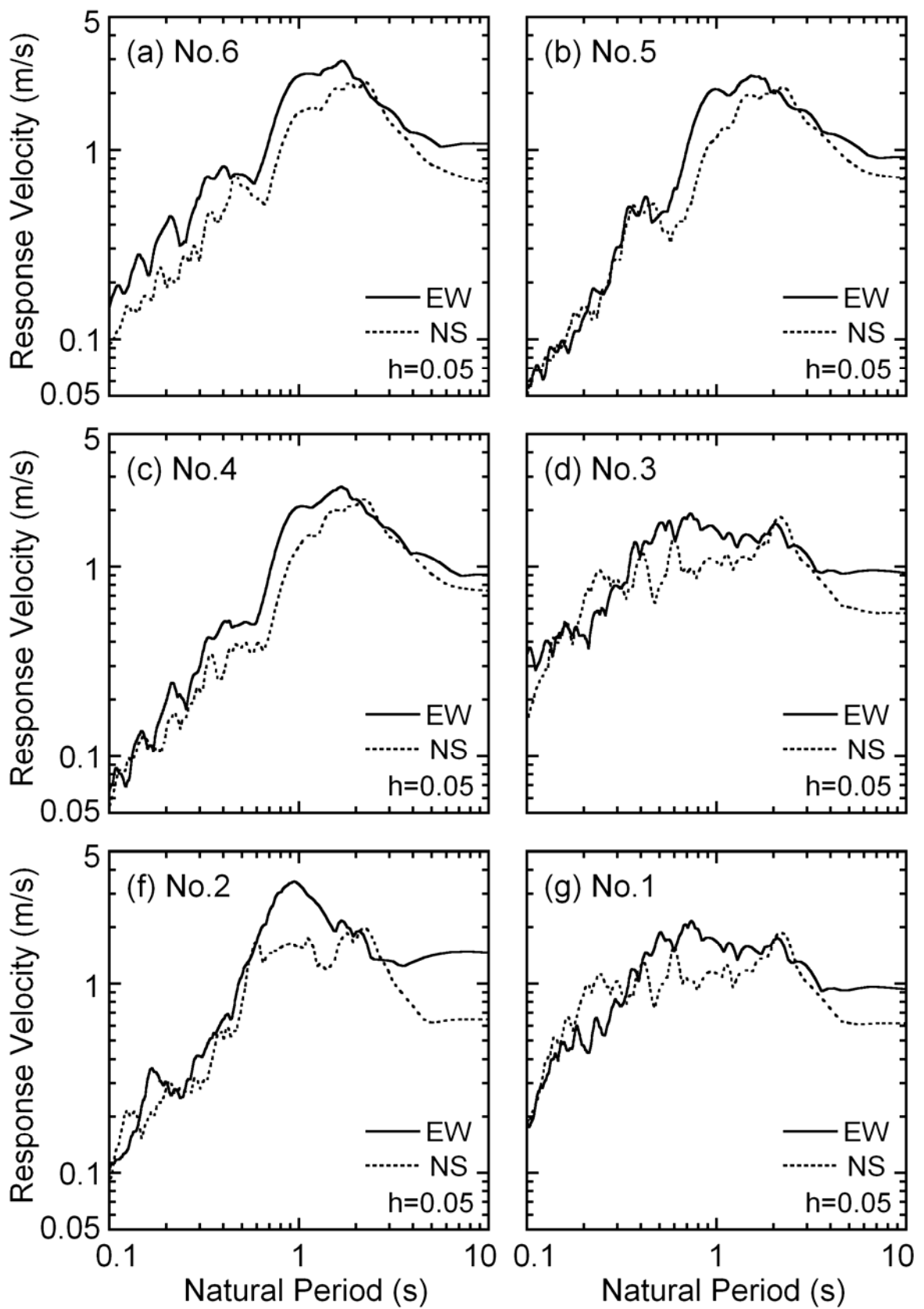


図 4.5.2 推定された本震時の地表地震動の速度応答スペクトル

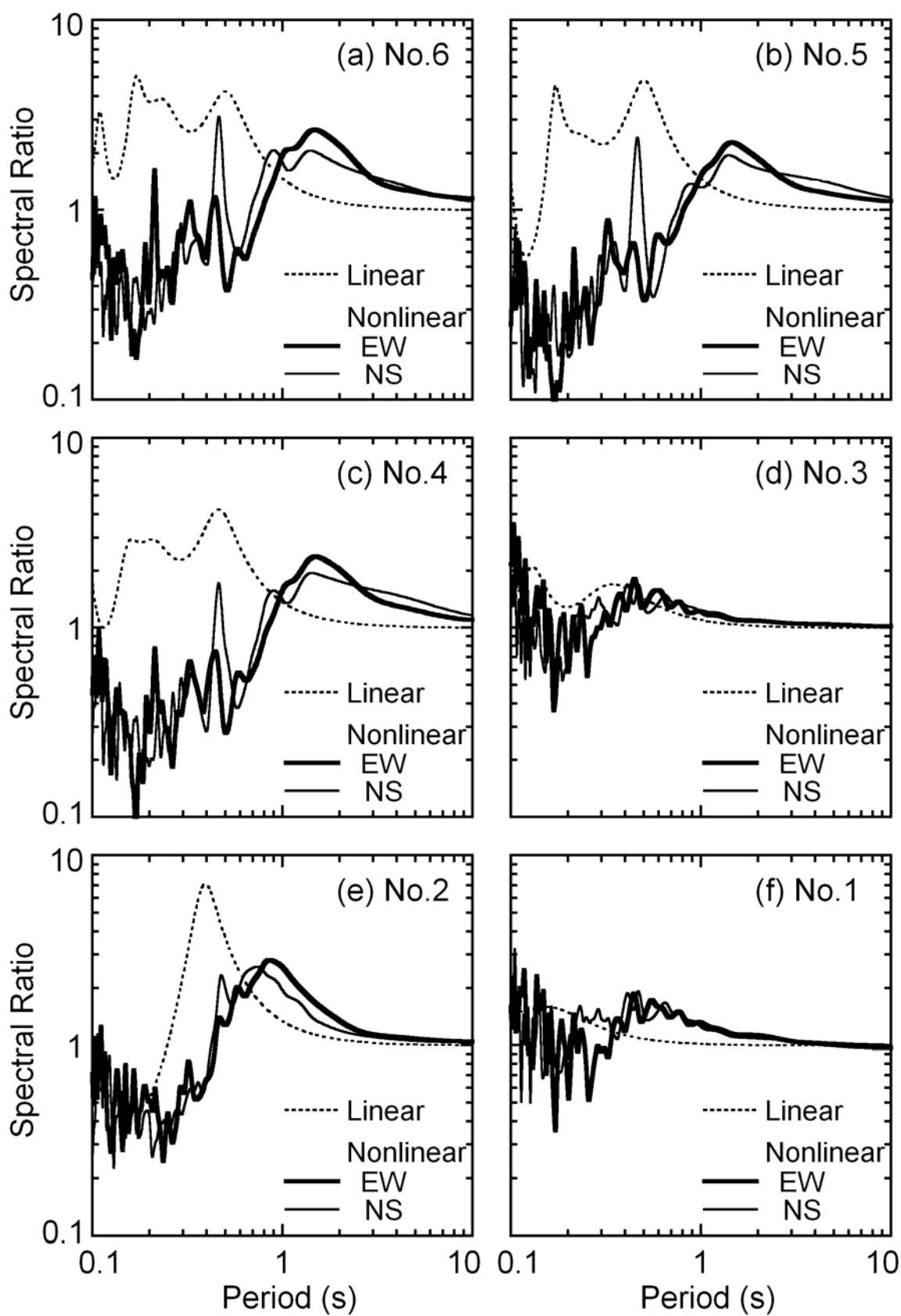


図 4.5.3 推定された表層地盤の伝達関数

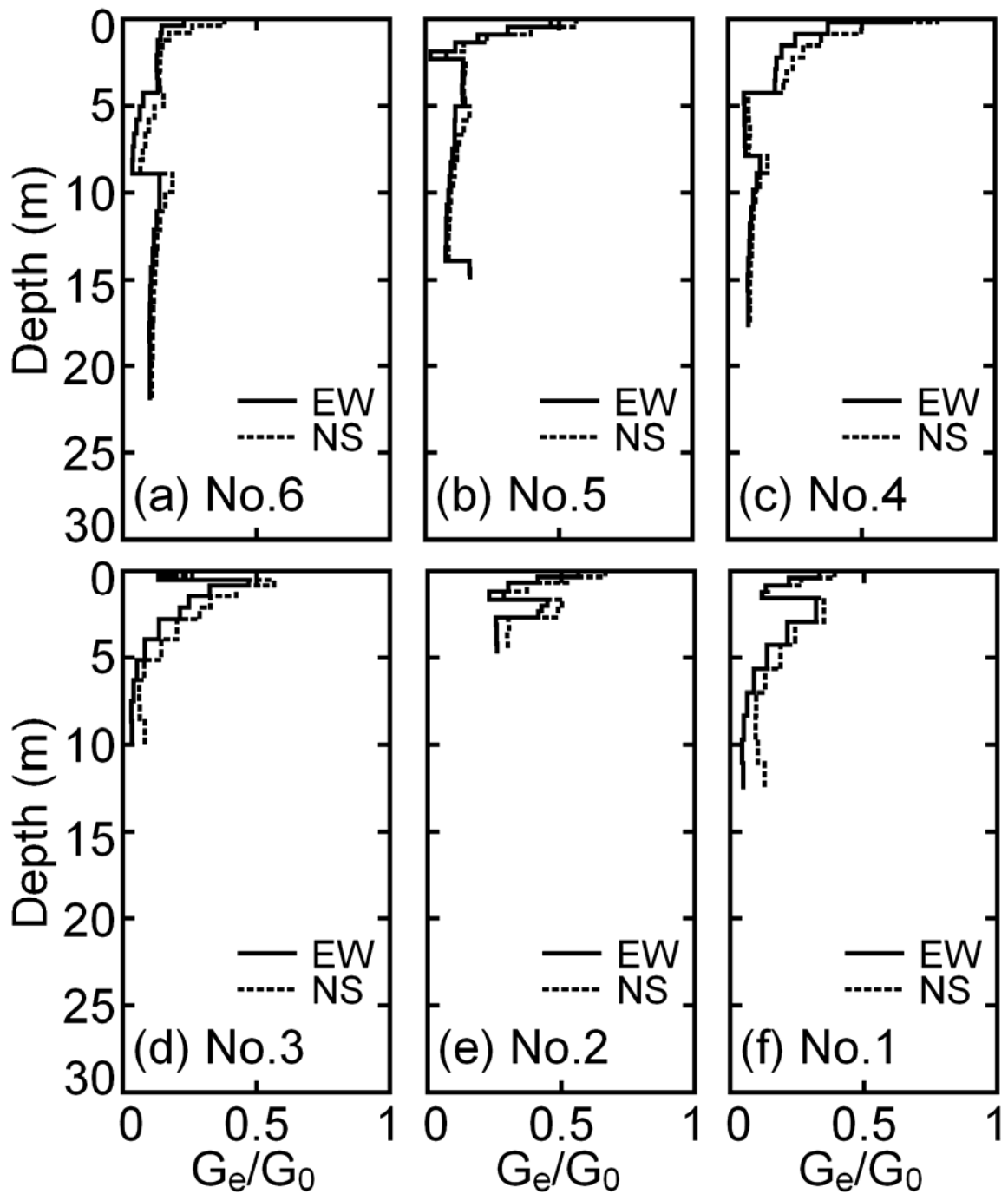


図 4.5.4 推定された本震時の表層地盤の等価せん断剛性低下率

4.6 本震時の建物応答の推定

4.6.1 性能等価応答スペクトル

地震動に対する建物の応答を推定する方法の一つとして、林（2002）の提案する性能等価地震荷重の概念に基づく性能等価応答スペクトルを利用する方法がある。これは、2000年6月に施行された改正建築基準法における限界耐力計算法の「建物の性能を明確に規定する」という主旨に沿ったもので、「建物の性能を等価な地震荷重に換算する」方法である。この方法により、ある変形性能や耐力の建物が耐え得る地震荷重が明確になる。また逆に、ある地震荷重に対して建物に必要な変形性能や耐力を把握する事ができる。小千谷市内の住家は多くが木造建物であるため、ここではある変形性能と耐力を持つ2階建て木造建物の性能等価地震荷重（性能等価加速度応答スペクトル）を求める。

林（2002）の提案する性能等価加速度応答スペクトルは、上記の限界耐力計算法における地震動に対する検証法を用いて求められる。その際、地盤との相互作用を含む多くの振動自由度を持つ上部構造物（建物）を、安全限界の状態です常振動する等価な周期、減衰特性を有する1つの自由度の振動系に縮約できると仮定している。そこで、木造2階建て建物を図4.6.1のように等価高さ $H_e (=4.5\text{m})$ 、等価（代表）質量 M_e の等価1質点系にモデル化し、その復元力特性の骨格曲線を図4.6.2 (a)のように降伏荷重 Q_y 、降伏変形角 R_y のBilinear型のスケルトンに近似する。ここで木造建物の降伏変形角 R_y を1/100と仮定している。このモデルの応答は、横軸に変位応答 S_d 、縦軸に加速度応答 S_a とした S_a - S_d 図上で、図4.6.2 (b)のBilinear型スケルトンカーブのように表される。このモデルが R_y を超えて最大応答変形角 R まで変形したとすると、応答は図4.6.2 (b)上の「真の応答」となる。このとき等価建物固有周期 T_e は、等価剛性 K_e が、 $K_e = S_a \cdot M_e / S_d$ であることから、図4.6.2 (b)上で応答の点と原点を結んだ直線の傾きから求められる。

ここで求まる応答（以下、「真の応答」）はある減衰定数 h をもつ等価1質点系モデルのものであるため、地震記録から得られる減衰定数5%の加速度応答スペクトルと比較できない。そこで「真の応答」から減衰定数5%と等価の応答を以下の方法により求める。

最大応答変形角 R の時の塑性の程度を表す係数（塑性率） D_f は、次式で表される。

$$D_f = \frac{R}{R_y} \quad (4.6.1)$$

この D_f を用いて、減衰定数 h と加速度低減率 F_h が以下の式により求まる。

$$h = \gamma \left(1 - \frac{1}{\sqrt{D_f}} \right) + 0.05 \quad (4.6.2)$$

$$F_h = \frac{1.5}{1 + 10h} \quad (4.6.3)$$

ここで、 γ とは復元力特性に応じて決まる係数であり、限界耐力計算法によれば木造建物の場合 0.2 である。 F_h とは限界耐力計算法において、減衰定数 5% での地震動の加速度応答スペクトルから、減衰定数 h での応答を求めるための加速度低減率である。よって、逆に上式から得られた加速度低減率 F_h で「真の応答」の加速度を除すことにより減衰定数 5% と等価の加速度応答 (S_{ae}) が推定できる。以上より最大応答変形角 R に対する等価建物固有周期 T_e と等価性能加速度応答スペクトル S_{ae} は次式で表される。

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M_e H_e R}{Q_y}} = 2\pi \sqrt{\mu \frac{H_e R}{C_y g}} \quad (4.6.4)$$

$$S_{ae} = \frac{Q_y}{M_e F_h} = \frac{C_y g}{\mu F_h} \quad (4.6.5)$$

ここで、 μ は有効質量比、 C_y は降伏せん断力係数（ベースシア係数）、 g は重力加速度であり、

$$\mu = \frac{M_e}{M} \quad (4.6.6)$$

$$C_y = \frac{Q_y}{Mg} \quad (4.6.7)$$

である。ここでは文献（林，2002）と同様に μ を 0.75 とした。

以上より、木造 2 階建て建物の降伏せん断力係数 C_y および最大応答変形角 R を仮定すれば、等価建物固有周期 T_e と等価性能加速度応答スペクトル S_{ae} が求まる。よって、性能等価加速度応答スペクトルは、地震記録の減衰定数 5% の加速度応答スペクトルの応答－周期平面上に、降伏せん断力係数 C_y ごとに、 R の変化に対応する曲線で表現される。これと任意の地震動の加速度応答スペクトルとの交点から、その地震動に対する建物の最大応答変形角 R_{max} が推定できる。

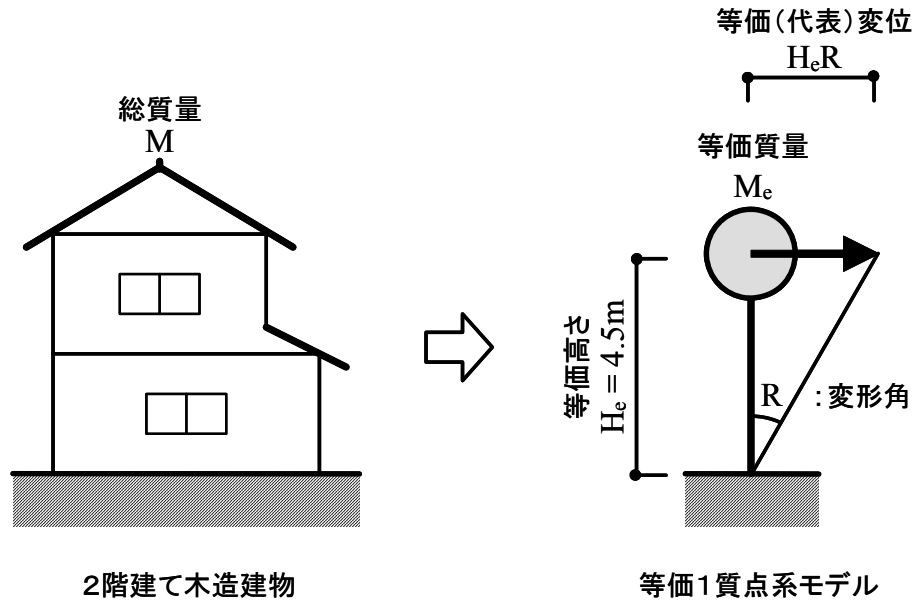


図 4.6.1 解析モデル

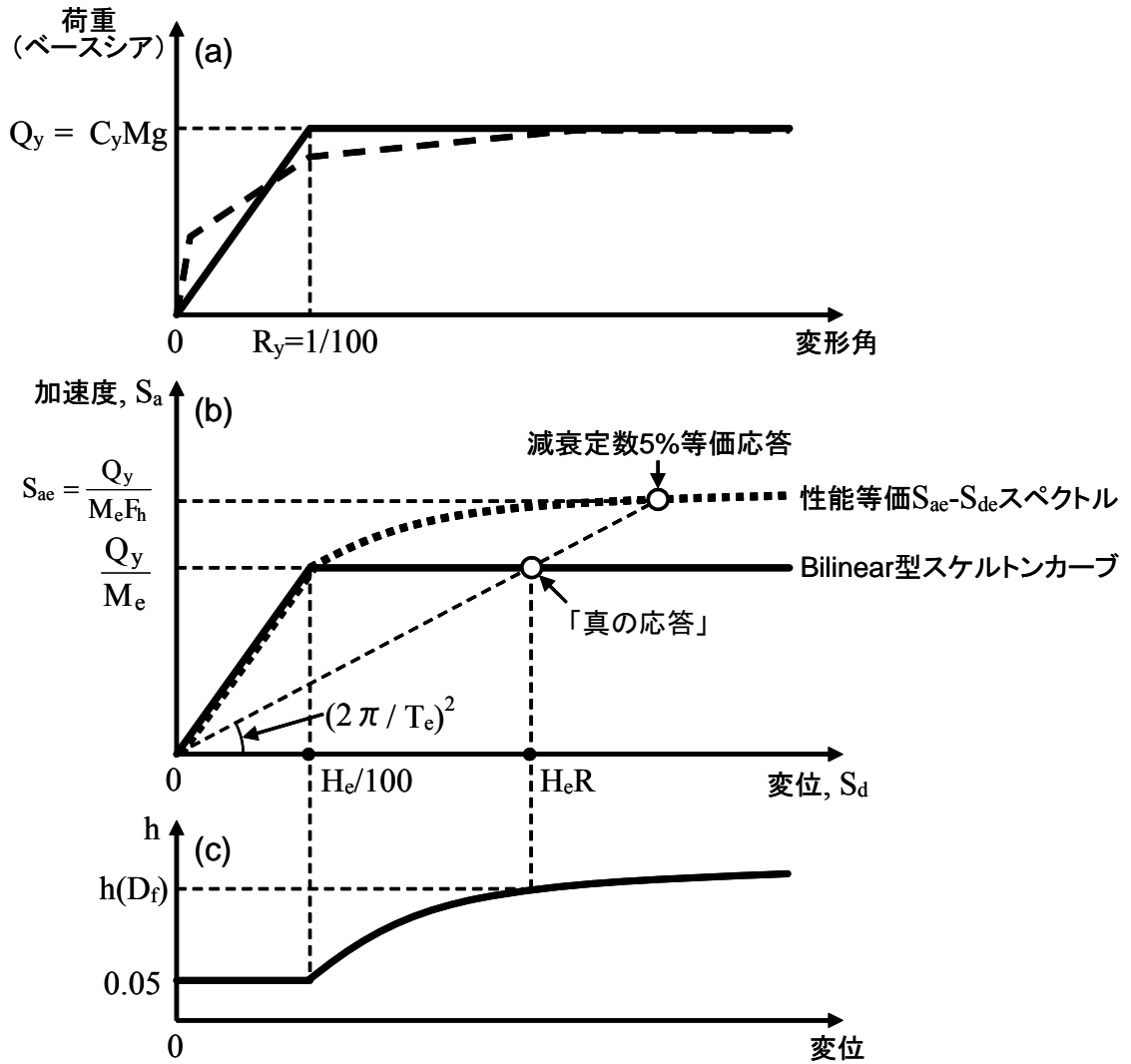


図 4.6.2 木造建物の簡略化された骨格曲線と性能等価応答スペクトル (林, 2002)

4.6.2 推定応答結果

前節で推定された Nos. 1-6 地点の本震時の地震動に対して、小千谷市における住家の多くを占める 2 階建て木造建物の応答（最大応答変形角 R_{max} ）を求める。この地域の木造建物の耐力（降伏せん断力係数 C_y ）は不明であるが、文献（森井ら、2005）などから、多くの場合、木造建物の耐力は 0.6 程度以下に分布していると推察される。そこで、降伏せん断力係数 $C_y = 0.2, 0.4, 0.6$ の場合について性能等価加速度応答スペクトルを求めた。

図 4.6.3-1, 2 に Nos. 1-6 地点で推定された本震地震動および K-NET、JMA の本震記録の加速度応答スペクトル（EW 成分）と標準的な 2 階建て木造建物を想定した性能等価加速度応答スペクトルを比較して示す。いずれの地点においても、地震動の加速度応答スペクトルと性能等価応答スペクトルの交点は周期 1-3s 程度の範囲にある。これは想定した建物モデルにおいて、各地点の推定された本震地震動による最大変形時の等価建物固有周期 T_e が 1-3s 程度であると考えられる。よって想定した 2 階建て木造建物の最大応答変形角 R_{max} には、地震動の周期 1-3s 程度の成分が大きく影響したものと推察される。

図 4.6.4 に、各地点における木造建物の最大応答変形角 R_{max} を、図 4.6.3-1, 2 の応答スペクトルの交点から建物耐力 C_y ごとに求め、その分布を建物被害調査結果と比較して示す。推定された最大応答変形角 R_{max} は耐力の大きい $C_y = 0.6$ の場合 Nos. 4, 5 地点で No. 2 地点よりも小さくなる傾向が見られるものの、耐力の小さい $C_y = 0.2, 0.4$ の場合、大きな建物被害が殆ど無い Nos. 1, 3 地点で小さくなり、No. 2 地点および K-NET よりも西地区（Nos. 4-6 地点）において大きくなっている。最大応答変形角 R_{max} が大きいほど、建物に大きな損傷が生じる確率は高くなると考えられることから、解析結果は、本震時の住家建物被害率の分布を定性的には良く説明していると言える。

図 4.6.3 から西地区の Nos. 4-6 地点の想定建物の最大応答が他の地点のそれよりも大きくなった原因は、Nos. 4-6 地点での推定本震地震動の周期 1-3s 程度の成分が他の地点でのそれよりも大きかったためである。この Nos. 4-6 地点における周期 1-3s 程度の地震動の増大は、4.5 節の考察から、これらの地点の地盤固有周期の伸び（本震時の等価固有周期）と直接関係しており、したがって、表層地盤構造とその非線形性に起因している。

以上のことから、小千谷市の住家建物全壊率が市中心部に比べて西地区で大きかった原因として、各地点の表層地盤構造とその非線形性状の違いが大きく影響した可能性がある。

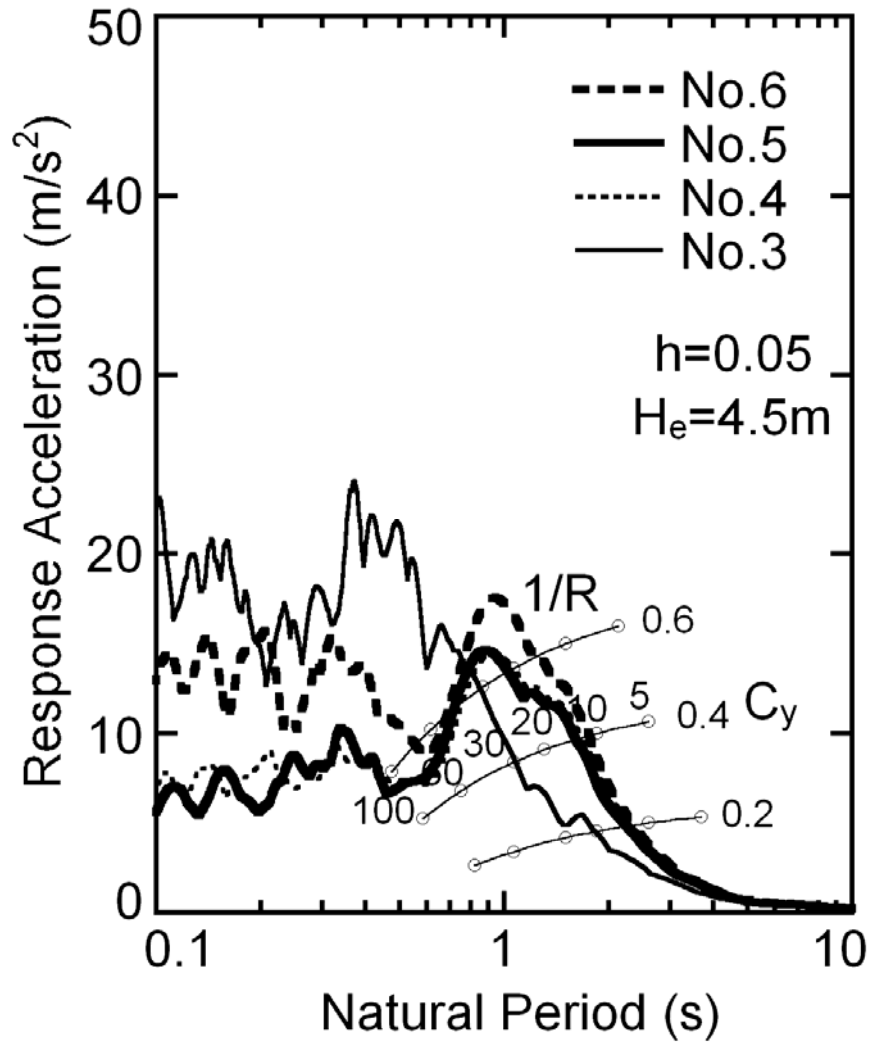


図 4. 6. 3-1 Nos. 3-6 地点で推定された本震地震動の加速度応答スペクトル (EW 成分) と標準的な 2 階建て木造建物を想定した性能等価加速度応答スペクトルの比較

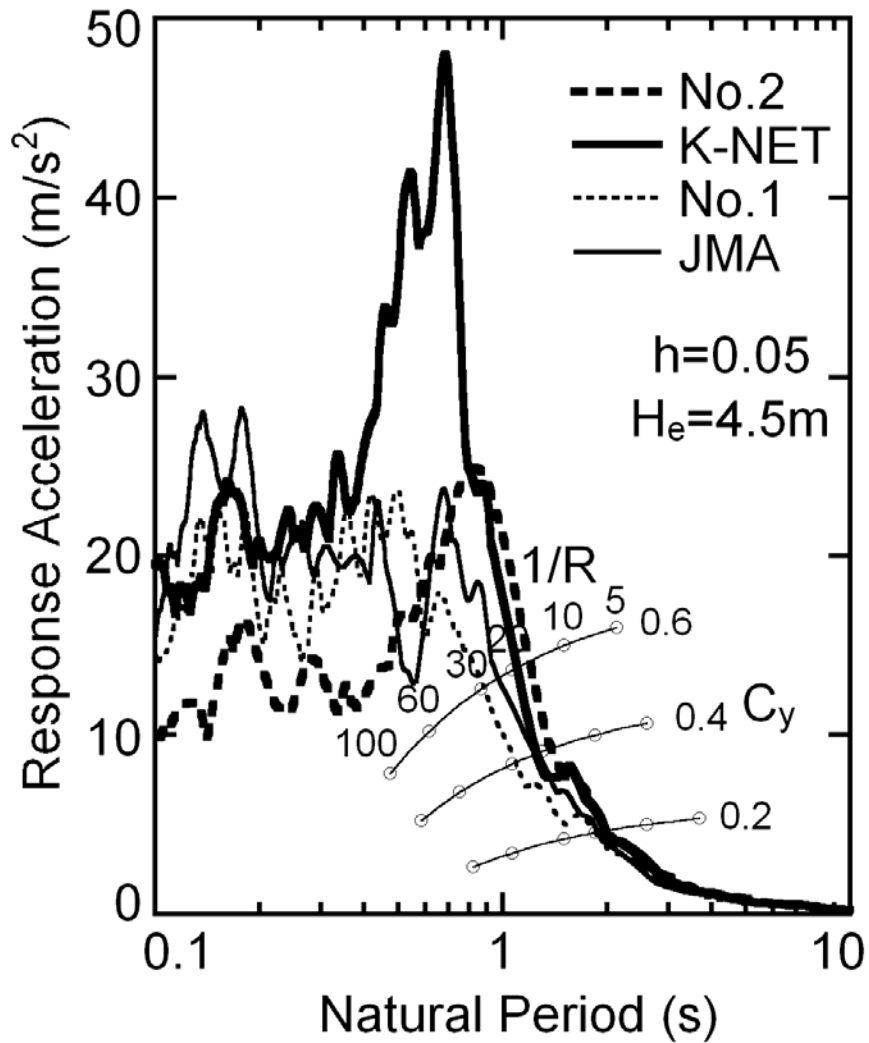


図 4. 6. 3-2 Nos. 1, 2 地点で推定された本震地震動および K-NET, JMA の本震記録の加速度
 度応答スペクトル (EW 成分) と標準的な 2 階建て木造建物を想定した性能等
 価加速度応答スペクトルの比較

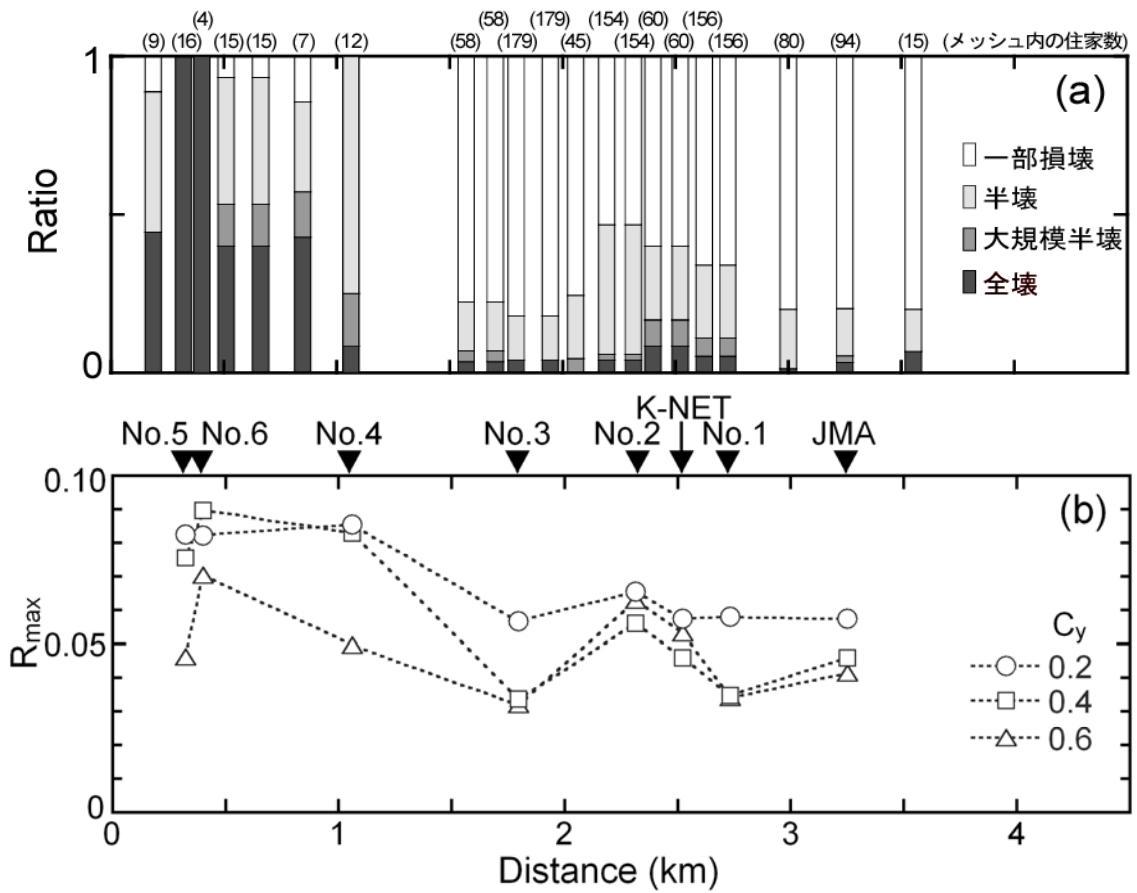


図 4.6.4 Nos. 1-6 および K-NET, JMA における想定木造建物の本震時の
推定最大応答変形角と実際の建物被害率の比較

4.7 まとめ

新潟県中越地震において住家建物に多大な被害が生じた小千谷市の中心部および時水・吉谷地区（西地区）を対象として、これらの地域を縦断する測線上での微動の移動観測および被害程度の異なる複数の地点で地震観測を行い、微動・微小地震動特性と住家建物被害分布の関係を概観した。さらに、地震観測点においてボーリング調査および微動を含む表面波アレイ探査を行い、調査結果に基づく表層地盤モデルの地震応答解析から、表層地盤の非線形性状および増幅特性が本震時の地震動特性および住家建物被害に与えた影響を検討し、以下の結論を得た。

1. 住家建物全壊率に大きな違いが見られる西地区と No.2 地点は同様の微動・微小地震動特性が観測されたが、ボーリング調査、微動観測等の地盤調査から、両者の表層地盤は土質、S波速度構造ともに大きく異なる。
2. 西地区と No.2 地点とでは、非線形性が大きく異なる地盤構造、特に No.2 に堆積する非線形性の弱い高有機質土層により、本震時の地震動特性（地盤せん断振動の1次固有周期の伸び）が大きく異なっていたこと、また、この固有周期の伸びの違いに起因する地表地震動の周期1-3秒程度の成分の違いが、住家建物の最大応答変形角に大きく影響したことが示唆された。
3. 被害程度の異なる複数の地点における、推定された本震時の地表地震動および2階建て木造建物の最大応答変形角は、新潟県中越地震における住家建物被害率と調和的な結果となった。
4. 小千谷市の住家建物全壊率が市中心部に比べて西地区で大きかった原因として、各地点の表層地盤構造とその非線形性状の違いが大きく影響した可能性がある。

第 5 章

結論

本論文では、表層地盤の非線形性状が、地表での地震動特性および建物被害に与える影響を定量的に評価することを目的とし、新潟県中越地震の際に多くの建物被害が生じた小千谷市を対象とした検討を行った。2章では、同市内の2つの観測点 K-NET、JMA で得られた強震記録に見られる土の非線形性状を推定し、同地点で採取された土試料の室内動的試験結果と比較した。3章では2つの観測点の地盤構造を調査し地震応答解析を行い、両地点の表層地盤の非線形性状が強震時の地表地震動特性に与えた影響を評価した。4章では、同市内の建物被災程度の異なる複数の地点での微動・地震観測に基づく地盤・地震動特性の評価および本震時の地震動・建物応答の推定を行い、表層地盤の非線形性状が地震による建物被害に与えた影響の可能性について検討した。以下にその結果得られた結論を示す。

1. 1G レベルの強震記録が得られた小千谷市内の2観測点 (K-NET、JMA) では、本震記録だけでなく余震記録にも顕著な卓越周期が認められ、その周期は最大地動加速度の増加とともに伸びる傾向があり、その傾向は JMA でより顕著である。また最大地動加速度は、加速度レベルが小さいと JMA の記録が K-NET の記録よりも大きい、加速度レベルが大きくなると JMA の記録が K-NET の記録と同程度かそれ以下になる傾向がある。
2. 2 強震観測点で行ったボーリング調査、微動観測等の地盤調査より、K-NET では $V_s=50\text{m/s}$ 程度のきわめて軟弱なシルト質粘土または高有機質土が、JMA では $V_s=100\text{m/s}$ 程度の砂質シルトが、ともに $V_s=400\text{m/s}$ 程度の硬質な礫層の上に 3m 程度堆積しており、両地点とも表層と礫層とのインピーダンスのコントラストの比較的高いサイトである。
3. 2 強震観測点で採取した土試料の室内動的変形試験から、せん断剛性比が 0.5、減衰定数が 10%程度となるせん断ひずみは、K-NET の高有機質土では 1%程度であり、他の試料の 0.1%程度に比べ約 10 倍大きい結果となり、K-NET 表層の高有機質土は、直上のシルト質粘土および JMA の表層に比べ、極めて弱い非線形性を示した。
4. 地表での強震記録の逆解析および工学的露頭基盤と表層で得られた強震記録の伝達関数の逆解析から推定された両地点の表層地盤のせん断剛性比および減衰定数のひ

ずみ依存性は、室内動的変形試験結果と良い対応を示した。

5. 等価線形解析および有効応力解析から、本震時には K-NET、JMA の表層地盤のせん断ひずみはいずれも 3-5%程度まで達しているが、せん断剛性比は K-NET で 0.4 程度、JMA で 0.05 程度と大きく異なり、両地点における本震時の地表での地震動特性（卓越周期の伸び）の違いに、表層 3m 程度までの S 波速度構造およびその非線形性状、特に K-NET の高有機質土の弱い非線形性が、大きく影響したと考えられる。また表層 3m 以深の砂礫層も非線形化したと考えられるが、地表地震動に与えた影響は小さかったと考えられる。
6. 同様の微動・微小地震動特性を持つ地点であっても、本震時の住家建物全壊率が大きく異なる場合があり、その原因として、表層地盤の非線形性状の違いにより本震時の地震動特性（地盤せん断振動の 1 次固有周期の伸び）が大きく異なった可能性がある。また、この固有周期の伸びの違いに起因する地表地震動の周期 1-3 秒程度の成分の違いが、住家建物の最大応答変形角に大きく影響したことが示唆される。
7. 推定された本震時の地表地震動および 2 階建て木造建物の最大応答変形角は、新潟県中越地震における住家建物被害率と調和的な結果となった。小千谷市の住家建物全壊率が、軟弱な高有機質土層が堆積する市中心部の K-NET 付近では比較的 low、西地区で高くなった原因として、各地点の表層地盤構造とその非線形性状の違いが大きく影響した可能性がある。

参考文献

本研究に関連した論文

参考文献

Abdel-Ghaffar, A.M., and Scott, R.F.: Shear moduli and damping factors of earth dams, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 105(12), pp. 1405-1426, 1979.

Arai, H. and Tokimatsu, K.: S-Wave Velocity Profiling by Inversion of Microtremor H/V Spectrum, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 94, No. 1, pp. 53-63, 2004.

Arai, H. and Tokimatsu, K.: S-Wave Velocity Profiling by Joint Inversion of Microtremor Dispersion Curve and Horizontal-to- Vertical (H/V) Spectrum, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 95, No. 5, pp. 1766-1778, 2005.

防災科学技術研究所：強震観測網 K-NET ホームページ, <http://www.k-net.bosai.go.jp>

Capon, J.: High-Resolution Frequency-Wave Number Spectrum Analysis, *Geophysics*, Vol. 34, No. 1, pp. 21-38, 1969.

藤川智, 先名重樹, 藤原広行, 大井昌弘：2004 年新潟県中越地震の強震観測点における表層地盤の地震動増幅, *日本地震工学会論文集*, 第 6 巻, 第 3 号, pp. 27-42, 2006.

福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究, *名古屋工業大学博士論文*, 1997.

福武毅芳, 松岡元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンスの統一的解釈, *土木学会論文集*, 第 412 号, III-12, pp. 143-151, 1989.

Haskell, N. A.: The dispersion of surface waves on multi-layered media, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol. 43, No. 1, pp. 17-34, 1953.

林康裕：性能等価応答スペクトルに基づく建築物の地震荷重評価, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp. 651-656, 2002.

林康裕, 北原昭男, 平山貴之, 鈴木祥之：2000 年鳥取県西部地震の地震動強さの評価, *日本建築学会構造系論文集*, No. 548, pp. 35-41, 2001.

林康裕, 鈴木祥之, 後藤正美, 小嶋伸仁：2001 年芸予地震における木造家屋被害の分析, *日本建築学会構造系論文集*, No. 556, pp. 35-42, 2002.

堀江啓, 林春男, 牧紀男, 吉富望, 重川希志依, 田中聡, 沖村孝, 鳥居宣之：新潟県中越地震による小千谷市の建物被害分布に関する一考察, 第 24 回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp. 7-8, 2005.

堀江啓, 林春男, 吉富望, 田中聡:新潟県中越地震における住家の被害認定過程に関する一考察 —罹災調査結果を用いた被害分析—, 第 25 回日本自然災害学会学術講演会講演概要集, pp. 39-40, 2006.

Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K.: Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-oki earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 1, pp. 115-131, 1995.

今津雅紀, 福武毅芳:砂礫材料の動的変形特性, 第 21 回土質工学研究発表会, Vol. 1, pp. 509-512, 1986.

Kamiyama, M.: Non-linear soil amplification identification empirically from strong earthquake ground motions, *J. Phy. Earth*, Vol. 40, pp. 151-173, 1992.

鹿島建設:1985年9月19日メキシコ地震の被害原因を探る, 1987.

Kawase, H.: Borehole observation for site effect studies, *Proceedings of Third International Symposium on the Effects of Surface Geology on Seismic Motion*, 2006.

川瀬博, 林康裕:兵庫県南部地震時の神戸市中央区での基盤波の逆算とそれに基づく強震動シミュレーション, *日本建築学会構造系論文集*, No. 480, pp. 67-76, 1996.

川瀬博, 松尾秀典:K-NET, KiK-net, JMA 震度計観測網による強震記録から分離したサイト増幅特性と S 波速度構造との対応, *日本地震工学会論文集*, 第 4 巻, 第 4 号, pp. 126-145, 2004.

川瀬博, 佐藤智美, 福武毅芳, 入倉孝次郎:兵庫県南部地震による神戸市ポートアイランドでのボアホール観測記録とそのシミュレーション, *日本建築学会構造系論文集*, No. 475, pp. 83-92, 1995.

風間基樹, 柳沢栄司, 稲富隆昌, 菅野高弘, 稲垣紘史:アレー観測記録から推定した神戸ポートアイランドの地盤の応力-ひずみ関係, *土木学会論文集*, No. 547, pp. 171-182, 1996.

北川良和, 大川出, 鹿嶋俊英, 小山信:釧路地方気象台地盤・建物及びその周辺地域での地震動特性, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 823-828, 1998.

國生剛治, 佐藤清隆, 松本正毅:1995年兵庫県南部地震での地盤の非線形震動特性, *土と基礎*, Vol. 43, No. 9, pp. 39-43, 1995.

国土交通省建築研究所編著:改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景, *ぎょうせい*, 2001.

古山田耕司, 宮本裕司, 福田孝晴:2003年十勝沖地震における杭の実被害調査とその解析的検討, *日本建築学会構造系論文集*, No. 589, pp. 97-104, 2005.

Midorikawa, S.: Site effects on strong-motion records of the 1985 Chile earthquake and their nonlinear behavior, Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 2, pp. 1031-1036, 1992.

翠川三郎:強震時にみられる地盤特性の非線形性, 地震 第2輯, 第46巻, pp. 207-216, 1993.

翠川三郎, 三浦弘之, 秋場俊一: 2004年新潟県中越地震の地震動について, 地震工学研究レポート, No. 92, pp. 1-10, 2004.

森井雄史, 林康裕, 更谷安紀子: 耐震性能評価と地震被害経験に基づいた木造住宅の地震時損傷度予測手法, 地域安全学会論文集, No. 7, pp. 281-289, 2005.

中村豊, 上野真: 地表面震動の上下成分と水平成分を利用した表層地盤特性推定の試み, 第7回日本地震工学シンポジウム, pp. 265-270, 1986.

新潟県中越地震水道現地調査団(厚生労働省健康水道課): 新潟県中越地震水道被害調査報告書, 2004.

日本建築学会: 入門・建物と地盤との動的相互作用, pp. 240-245, 1996.

日本建築学会: 地盤震動—現象と理論—, 2005.

日本建築学会: 2004年10月23日新潟県中越地震災害調査報告書, 238pp, 2006.

岡田成幸, 太田裕: 1982年3月21日浦河沖地震の高密度震度調査—札幌市の詳細震度分布—, 1982年3月21日浦河沖地震報告, 文部省科学研究費成果報告(自然災害特別研究), pp. 161-178, 1983.

大崎順彦, 渡部丹: メキシコの震害を推理する, 建築技術, No. 412, pp. 59-73, 1985.

太田裕: 地震工学への最適化法の適用 1. 八戸港湾 SMAC 設置点の地下構造推定, 日本建築学会論文報告集, 229, pp. 35-41, 1975.

佐藤智美, 佐藤俊明, 川瀬博: 堆積盆地におけるS波伝播の識別と土の非線形性の同定 足柄平野久野地区の鉛直アレーで観測された弱振動と強振動の分析, 日本建築学会構造系論文報告集, 449, pp. 55-68, 1993.

澤崎郁, 佐藤春夫, 中原恒, 西村太志: コーダ波を用いた強震時の地盤の剛性率低下と回復過程の検出—2000年鳥取県西部地震—, 地球惑星科学関連学会2006年合同大会, paper No. S26-P010, 2006.

Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B.: SHAKE – A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC Report, No. 72-12, 1972.

Seed, H. B. and I. M. Idriss: Influence of soil conditions on ground motions during earthquakes, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering*, No.91, SM1, pp. 99-137, 1969.

杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫, 悦永賢司: 周波数特性を考慮した等価線形化手法に関する一考察, 第 28 回土質工学研究発表会, pp. 1129-1132, 1993.

武村雅之: 関東大震災 大東京の揺れを知る, 鹿島出版会, 2003.

溜正俊, 鴫田隆: 免震建物の地震観測記録と振動解析結果, 平成 16 年新潟県中越地震被害調査報告会梗概集, pp. 111-116, 2004.

田蔵隆, 清水勝美, 佐藤正義, 広瀬利光, 小山和夫: 非線形振動に伴う地盤の卓越周期と減衰定数の時間的変化の同定, 第 19 回地震工学研究発表会, pp. 93-96, 1987.

Tokimatsu, K.: Geotechnical site characterization using surface waves, *Proc. IS-Tokyo'95 / 1st Intl. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering*, Tokyo, Vol. 3, pp. 1333-1368, 1997.

時松孝次, 新井洋: レイリー波とラブ波の振幅比が微動の水平鉛直スペクトル比に与える影響, 日本建築学会構造系論文集, No. 511, pp. 69-75, 1998.

時松孝次, 新井洋, 浅香美治: 微動観測から推定した神戸市住吉地区の深部 S 波速度構造と地震動特性, 日本建築学会構造系論文集, No. 491, pp. 37-45, 1997.

Tokimatsu, K. and Hosaka, Y.: Effects of sample disturbance on dynamic properties of sand, *Soils and Foundations*, Vol. 26, No. 1, pp. 53-64, 1986.

時松孝次, 古山田耕司, 岩崎友洋: 鉛直アレー強震記録から推定した地盤の動的特性 (その 1) 地盤の動的特性のひずみ依存性, 第 28 回地盤工学研究発表会, Vol. 1, pp. 1139-1140, 1993.

時松孝次, 翠川三郎: 地表で観測された強震記録から推定した表層地盤の非線形性状, 日本建築学会構造系論文集, 388, pp. 131-137, 1988.

Tokimatsu, K., Midorikawa, S. and Yoshimi, Y.: Dynamic Soil Properties Obtained from Strong Motion Records, *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 2015-2018, 1989.

時松孝次, 宮寺泰生: 短周期微動に含まれるレイリー波の特性と地盤構造の関係, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 439, pp. 81-87, 1992.

時松孝次, 仲條有二, 田村修次: 短周期微動の水平鉛直振幅比と地盤特性の関係, 日本建築学会構造系論文集, 457, pp. 11-18, 1994.

Tokimatsu, K., Tamura, S. and Kuwayama, S.: Liquefaction Potential Evaluation Based on Rayleigh Wave Investigation and Its Comparison with Field Behavior, *Proc. Second International*

Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, pp. 357-364, 1991.

若松加寿江, 松岡昌志, 板倉弘晃 : 新潟地域 250m メッシュ地形・地盤分類データベース Ver.2 について (PDF) , <http://www.kedm.bosai.go.jp/>

Wehling, T. M., Boulanger, R. W., Arulnathan, R., Harder, L. F. Jr. and Driller, M. W.: Nonlinear Dynamic Properties of a Fibrous Organic Soil, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 129, No. 10, pp. 929-939, 2003.

Yamanaka, H., Motoki, K., Fukumoto, S., Takahashi, T., Yamada, N., and Asano, K.: Estimation of Local Site Effects in Ojiya City Using Aftershock Records of the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake and Microtremors, *Earth Planets and Space*, Vol. 57, No. 6, pp. 539-544, 2005.

山高円 : 1G レベルの強震動を受けた表層地盤の非線形増幅特性の評価, 東京工業大学修士論文, 2006.

安田進, 山口勇 : 種々の不攪乱土における動的変形特性, 第 20 回土質工学研究発表会, Vol. 1, pp. 539-542, 1985.

吉田望 : 1995 年兵庫県南部地震におけるポートアイランドの地震応答解析, *土と基礎*, Vol. 43, No. 10, pp. 49-54, 1995.

1/50,000 土地分類基本調査 (地形分類図) 「小千谷」新潟県, 1977.

本研究に関連した論文

<審査論文>

Kohji Tokimatsu and Toru Sekiguchi: Effects of nonlinear properties of surface soils on strong ground motions recorded in Ojiya during 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Soils and Foundations*, Vol. 46, No. 6, pp.765- 775, 2006.

時松孝次, 関口徹: K-NET・JMA 小千谷の強震記録に見られる土の非線形性状と室内試験から求めた動的変形特性との関係, *日本建築学会構造系論文集*, No.603, pp.63-68, 2006.

時松孝次, 関口徹, 三浦弘之, 翠川三郎: 強震記録から推定した K-NET・JMA 小千谷における表層地盤の非線形性状, *日本建築学会構造系論文集*, No.600, pp.43-49, 2006.

<シンポジウム審査論文>

関口徹, 新井洋, 時松孝次: 小千谷市における建物被災地域の微動・地震動特性評価, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1422-1425, 2006.

<国際会議>

Kohji Tokimatsu and Toru Sekiguchi: Effects of Dynamic Properties of Peat on Strong Ground Motions During 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Fourth International Conference on Geotechnical Engineering*, Greece, 2007.

Kohji Tokimatsu, Toru Sekiguchi and Hiroshi Arai: Effects of Nonlinear Dynamic Properties of Surface Soils on Seismic Ground Motion and Building Damage in Ojiya During 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Fourth International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Japan, pp. 849-854, 2007.

Kohji Tokimatsu and Toru Sekiguchi: Effects of nonlinear dynamic soil properties on strong motions at Ojiya K-NET and JMA stations during 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Proc., Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, CD-ROM, Paper No. 1241, 10pp., 2006.

Kohji Tokimatsu, Toru Sekiguchi and Madoka Yamataka: Evaluation of nonlinear soil amplification at Ojiya K-NET and JMA stations during the 2004 Mid Niigata Prefecture Earthquake, *Third International Conference on Urban Earthquake Engineering*, Japan, pp. 675-680, 2006.

<国内学会，シンポジウム等口頭発表>

関口徹，新井洋，時松孝次：微動・地震観測により推定される小千谷市の地震動特性と建物被害分布の関係，日本建築学会大会学術講演会，横浜，構造Ⅱ，pp. 71-72, 2006.

関口徹，新井洋，時松孝次：小千谷市における微動・地震動特性と建物被害分布の関係，第41回地盤工学研究発表会，鹿児島，pp. 2121-2122, 2006.

時松孝次，山高円，関口徹，濱本聖：平成16年新潟県中越地震において小千谷市で観測された激震動に与えた表層地盤の非線形性状の影響，第41回地盤工学研究発表会，鹿児島，pp. 2125-2126, 2006.

関口徹，時松孝次：新潟県中越地震において観測された激震動に見られる表層地盤の非線形性状，首都圏大震災軽減のための実践的都市地震工学研究の展開 平成17年度成果報告シンポジウム，pp. 7-12, 2006.

関口徹，時松孝次，三浦弘之，翠川三郎：強震記録に基づく K-NET・JMA 小千谷の表層地盤非線形性状の評価，日本建築学会大会学術講演会，大阪，構造Ⅱ，pp. 229-230, 2005.

山高円，時松孝次，関口徹：小千谷市強震観測点の非線形表層地盤増幅特性の評価，日本建築学会大会学術講演会，大阪，構造Ⅱ，pp. 231-232, 2005.

時松孝次，翠川三郎，関口徹，三浦弘之：K-NET・JMA 小千谷の強震記録から推定される表層地盤の非線形性状，第40回地盤工学研究発表会，函館，pp. 2111-2112, 2005.

時松孝次，関口徹：室内試験から求めた K-NET・JMA 小千谷の動的変形特性と強震記録に見られる非線形性状との関係，第40回地盤工学研究発表会，函館，pp. 2113-2114, 2005.

時松孝次，山高円，関口徹：微動観測から推定した小千谷市強震観測点の表層地盤増幅特性，第40回地盤工学研究発表会，函館，pp. 2347-2348, 2005.

時松孝次，鈴木比呂子，関口徹，山高円：2004年新潟県中越地震被害調査報告—地盤地震動災害—，東京工業大学都市地震工学センター地震工学研究レポート，No.92，pp. 33-41, 2004.

その他の投稿論文

時松孝次，関口徹：微動観測から推定した台湾集集地震強震観測点の表層S波速度構造とその建物被害への影響，日本建築学会構造系論文集，No.550，pp.65-70, 2001.

Anil C. Wijeyewickrema, Shusaku Inoue, Priyantha Gunaratna, Manoj Madurapperuma, Hiroyuki Matsumoto, Hiroyuki Miura and Toru Sekiguchi: Field survey of the Tsunami caused by the Sumatra-Andaman earthquake of December 26, 2004 and the restoration of impacted inland water bodies in Sri Lanka, Journal of Disaster Research, Vol. 1, No. 1, pp. 123-130, 2006.

新井洋, 関口徹, 時松孝次: 2004 年新潟県中越地震の K-NET・JMA 小千谷市における表層 S 波速度の回復過程, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 1414-1417, 2006.

Anil C. Wijeyewickrema, Shusaku Inoue and Toru Sekiguchi: Tsunami Damage in Sri Lanka Due to the Sumatra Earthquake of December 26, 2004-preliminary Reconnaissance, Second International Conference on Urban Earthquake Engineering, Japan, pp. 181-191, 2005.

Kohji Tokimatsu and Toru Sekiguchi: Site Effects Estimated From Microtremor Measurements at Selected Strong Motion Stations in Taiwan, Proc., 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, San Diego, CD-ROM, 8pp., 2001.

Kohji Tokimatsu and Toru Sekiguchi: Shallow Vs Profiles and Site Effects Estimated From Microtremor Measurements at Selected Strong Motion Stations in Taiwan, International Workshop on Annual Commemoration of Chi-Chi Earthquake, Vol. 3, pp. 263-272. Taiwan, 2000.

Kohji Tokimatsu, Toru Sekiguchi and Akio Abe: Effects of Hidden Valley on Ground Response and Damage Distribution in the 1993 Kushiro-oki Earthquake, 12th World Conference on Earthquake Engineering., New Zealand, CD-ROM, 8pp., 2000.

井上修作, Anil C. Wijeyewickrema, 関口徹: 2004 年スマトラ沖地震津波のスリランカ南西部における現地調査, 東京工業大学都市地震工学センター地震工学研究レポート, No.93, pp. 1-11, 2005.

中島俊介, 関口徹, 時松孝次: 台湾集集地震における建物被害に与えた表層地盤増幅特性の影響, 日本建築学会大会学術講演会, 東京, 構造 II, pp. 773-774, 2001.

時松孝次, 関口徹, 中島俊介: 微動観測から推定した台湾集集地震強震観測点の表層地盤増幅特性, 第 36 回地盤工学研究発表会, 徳島, pp. 2327-2328, 2001.

中島俊介, 時松孝次, 関口徹: 微動 H/V スペクトルに基づく地震動の空間的变化の評価, 日本建築学会大会学術講演会, 郡山, 構造 II, pp. 235-236, 2000.

時松孝次, 関口徹: 微動のアレイ観測から推定した台湾集集地震強震観測点の表層 S 波速度構造, 第 35 回地盤工学研究発表会, 岐阜, Vol.2, pp. 2365-2366, 2000.

時松孝次, 中島俊介, 関口徹: 微動 1 点観測を用いた不整形地盤の地震動特性評価, 第 35 回地盤工学研究発表会, 岐阜, Vol.2, pp. 2353-2354, 2000.

時松孝次, 関口徹: 釧路沖地震で浮上したマンホール被害分布と不整形地盤構造の関係, 日本建築学会大会学術講演会, 広島, 構造 II, pp. 293-294, 1999.

時松孝次, 関口徹: 1993 年釧路沖地震のマンホール被害分布に与えた不整形地盤構造の影響, 第 34 回地盤工学研究発表会, 東京, Vol.2, pp. 1923-1924, 1999.