令和４年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業
（高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究）

報　告　書

令和５年３月

高圧ガス保安協会

まえがき

1995 年兵庫県南部地震以後、大規模地震が頻発し、地震活動が活発化しています。大都市直下で発生した 1995 年兵庫県南部地震や日本海溝沿いで発生した 2011 年東北地方太平洋沖地震では、未曾有の激甚災害が発生したことは言うまでもありません。また、近い将来、南海トラフ巨大地震や首都直下地震の発生確率が高いとの見解が示されており、特に大規模地震に対する国土強靭化が我が国の喫緊の課題となっています。

国土強靭化において、我が国のエネルギー基盤の根幹を支えている高圧ガス関連設備の耐震性確保は極めて重要であり、安全、安心なエネルギー供給のために大規模地震に対する耐震性向上の意識が高まっています。

こうした情勢を踏まえ、当高圧ガス保安協会では、経済産業省からの委託事業として平成 25 年度より高圧ガス設備等耐震設計基準（耐震告示）の見直しについて調査研究を実施してまいりましたが、これまでの成果を踏まえ、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（新耐震告示）が制定されました（平成 30 年 11 月 14 日公布、令和元年 9 月 1 日施行）。新耐震告示は性能規定化されて、高圧ガス設備をサイトスペシフィック地震動（設置地点で予想される地震動）を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識されました。

この改正を踏まえ、経済産業省からの委託事業として平成 30 年度には高圧ガス設備のサイトスペシフィックの耐震設計方法の明確化、令和元年度にはサイトスペシフィックな耐震設計に係る耐震設計手法の標準化・高度化に関する調査研究を実施しました。また、高圧ガス設備の耐震性向上のためには、多くの課題が残されていることが指摘され、令和 2 年度、令和 3 年度には高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を実施いたしました。

今年度は引き続き高圧ガス設備の耐震設計手法のさらなる高度化を図るため、昨年度に続く調査研究を実施いたしました。今年度の調査研究成果を取りまとめた本報告書が、高圧ガス設備にサイトスペシフィックな耐震設計が適用され、より合理的な耐震設計に資することができれば幸いです。さらに、高圧ガス設備の大規模地震に対する保安向上に供することができれば幸いです。

なお、本調査では有識者による委員会ならびにワーキンググループ設置し、指導、助言を得て調査を進めてまいりました。本委員会ならびにワーキンググループ活動に当たっては、ご多忙のところ、熱心に取り組んでいただいた委員長、主査及び委員の方々、ならびに関係機関および業界からの献身的なご協力をいただき、心からお礼申し上げる次第であります。

令和 5 年 3 月

高圧ガス保安協会

高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会
委員名簿

［委員長］

安田　　進	東京電機大学　名誉教授

［委　員］

小林　英男	東京工業大学　名誉教授
小林　信之	青山学院大学　名誉教授
久田　嘉章	工学院大学　建築学部　まちづくり学科　教授
古関　潤一	東京大学大学院　工学系研究科　社会基盤学専攻　教授
渡邉　鉄也	埼玉大学大学院　理工学研究科　人間支援・生産科学部門　教授
盛川　　仁	東京工業大学　環境・社会理工学院　教授
古屋　　治	東京電機大学　理工学部　機械工学系　教授
岡田沙絵子	神奈川県　くらし安全防災局　防災部　消防保安課　主査
森村　高幸	三重県　防災対策部　消防・保安課　予防・保安班　主幹
池田　雅俊	元 株式会社プラント耐震設計システムズ

注）敬称略、順不同

［オブザーバー］

経済産業省産業保安グループ高圧ガス保安室、総務省消防庁危険物保安室

石油連盟、石油化学工業協会、一般社団法人日本化学工業協会、日本 LP ガス協会、

一般社団法人日本産業・医療ガス協会、一般社団法人日本鉄鋼連盟、一般社団法人日本ガス協会

液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ
委員名簿

［主　査］
盛川　仁　　東京工業大学　環境・社会理工学院　教授
［委　員］
糸井　達哉　　東京大学大学院　工学系研究科 建築学専攻　准教授
後藤　浩之　　京都大学　防災研究所　地震防災研究部門　耐震基礎研究分野　准教授
渡邉　健治　　東京大学大学院　工学系研究科　社会基盤学専攻　准教授
大友　敬三　　一般財団法人電力中央研究所　研究アドバイザー
上野　高志　　東洋エンジニアリング株式会社　エンジニアリング・技術統括本部
土木・建築エンジニアリング部
坂井　公俊　　公益財団法人鉄道総合技術研究所　鉄道地震工学研究センター
地震応答制御研究室　研究室長
藤田　豊　　清水建設株式会社　原子力・火力本部　上席エンジニア
樋口　俊一　　株式会社大林組　技術本部　技術研究所　構造技術研究部　部長
吉見　雅行　　国立研究開発法人産業技術総合研究所　活断層・火山研究部門
地震災害予測研究グループ　主任研究員

注）敬称略、順不同

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループ
委員名簿

［主　査］
古屋　治　　東京電機大学　理工学部　機械工学系　教授
［委　員］
小林　信之　　青山学院大学　名誉教授
因幡　和晃　　東京工業大学　環境・社会理工学院　准教授
稲葉　忠　　有限会社プラント地震防災アソシエイツ　取締役
池田　雅俊　　元 株式会社プラント耐震設計システムズ
安藤　文雄　　E&S コンサルタント 安藤　代表
堀野　聡　　川崎重工業株式会社　エネルギーソリューション&マリンカンパニー
プラントディビジョン　産業プラント総括部　低温貯槽プラント部
低温貯槽技術課　担当課長
田附　英幸　　株式会社ＩＨＩプラント　ライフサイクルビジネスセンター
機器設計部　主幹
吉岡　樹男　　ENEOS 株式会社　技術計画部　プロジェクト技術グループ　主査
市川　雄策　　千代田化工建設株式会社　地球環境プロジェクト事業本部
ChAS プロジェクト部　耐震・防災セクション　配管グループ
グループリーダー

注）敬称略、順不同

目　次

ページ

第Ⅰ章　調査概要 …… Ⅰ-1

1.　調査目的 …… Ⅰ-2

2.　調査内容 …… Ⅰ-3

2.1　液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価 …… Ⅰ-3

2.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 …… Ⅰ-3

2.3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 …… Ⅰ-3

2.4　その他の検討 …… Ⅰ-3

3.　調査期間 …… Ⅰ-4

4.　調査方法 …… Ⅰ-4

第Ⅱ章　液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価 …… Ⅱ-1

Ⅱ-1　既往研究の文献調査 …… Ⅱ-1-1

1.　検討概要 …… Ⅱ-1-2

2.　応答変位法の概要と課題 …… Ⅱ-1-2

2.1　概要 …… Ⅱ-1-2

2.2　課題 …… Ⅱ-1-3

3.　文献調査 …… Ⅱ-1-5

3.1　相互作用地盤ばねに関する既往研究 …… Ⅱ-1-5

3.2　外力の設定方法に関する既往研究 …… Ⅱ-1-9

3.3　応答変位法の適用性に関する既往研究 …… Ⅱ-1-13

4.　まとめ …… Ⅱ-1-16

参考文献 …… Ⅱ-1-17

Ⅱ-2　簡易解析手法・モデルの構築に関する検討 …… Ⅱ-2-1

1.　検討概要 …… Ⅱ-2-2

2.　地震応答解析 …… Ⅱ-2-3

2.1　1 次元地盤応答解析 …… Ⅱ-2-3

2.2　3 次元 FEM 地震応答解析 …… Ⅱ-2-13

3.　梁ばねモデル解析 …… Ⅱ-2-32

3.1　耐震設計基準 …… Ⅱ-2-32

3.2　解析モデル …… Ⅱ-2-33

3.3　解析ケース …… Ⅱ-2-35

3.4　解析結果 …… Ⅱ-2-36

4. まとめ …… Ⅱ-2-47

第Ⅲ章　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 …… Ⅲ-1
1. 検討概要 …… Ⅲ-2
2. 検討条件 …… Ⅲ-3
2.1 対象コンビナート地区 …… Ⅲ-3
2.2 検討方針 …… Ⅲ-7
2.3 標準波の位置付け・扱い …… Ⅲ-9
3. 京浜コンビナート地区の標準波の検討 …… Ⅲ-10
3.1 代表地点の検討 …… Ⅲ-10
3.2 地震学的・地質学的情報等の整理 …… Ⅲ-13
3.3 対象地震の選定 …… Ⅲ-20
3.4 強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 …… Ⅲ-24
3.4.1 対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-24
3.4.2 中小地震の観測記録 …… Ⅲ-31
3.4.3 標準波 …… Ⅲ-37
4. 四日市コンビナート地区の標準波の検討 …… Ⅲ-47
4.1 代表地点の検討 …… Ⅲ-47
4.2 地震学的・地質学的情報等の整理 …… Ⅲ-50
4.3 対象地震の選定 …… Ⅲ-55
4.4 強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 …… Ⅲ-58
4.4.1 対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-58
4.4.2 中小地震の観測記録 …… Ⅲ-64
4.4.3 標準波 …… Ⅲ-69
5. 堺・高石コンビナート地区の標準波の検討 …… Ⅲ-75
5.1 代表地点の検討 …… Ⅲ-75
5.2 地震学的・地質学的情報等の整理 …… Ⅲ-78
5.3 対象地震の選定 …… Ⅲ-83
5.4 強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定 …… Ⅲ-86
5.4.1 対象地震の断層モデルの設定 …… Ⅲ-86
5.4.2 中小地震の観測記録 …… Ⅲ-92
5.4.3 標準波 …… Ⅲ-97
6. まとめ …… Ⅲ-103
参考文献 …… Ⅲ-105

付録１：5 事業所の地震観測記録
付録２：サイト増幅特性を考慮した地震観測記録の補正
（四日市コンビナート地区の事業所 D）

第Ⅳ章　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討……Ⅳ-1
1.　検討概要 ……Ⅳ-2
2.　検討内容 ……Ⅳ-3
2.1　応力解析 ……Ⅳ-3
2.2　ノズル部評価 ……Ⅳ-4
2.3　接合部評価 ……Ⅳ-4
2.4　許容塑性率評価 ……Ⅳ-4
2.5　平底円筒形貯槽 ……Ⅳ-4
3.　検討結果 ……Ⅳ-6
3.1　応力解析 ……Ⅳ-6
3.1.1　応力解析規定（令和３年度案）概要 ……Ⅳ-6
3.1.2　応力解析規定（令和３年度案）の適用例 ……Ⅳ-7
3.1.3　課題と今後の方針 ……Ⅳ-28
3.2　ノズル部評価 ……Ⅳ-29
3.2.1　現状の課題 ……Ⅳ-29
3.2.2　ノズル部評価の取扱い方針 ……Ⅳ-30
3.2.3　KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)見直し案 ……Ⅳ-30
3.3　接合部評価 ……Ⅳ-33
3.4　許容塑性率評価 ……Ⅳ-33
3.4.1　球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法のプログラム化 ‥Ⅳ-33
3.4.2　妥当性の検証 ……Ⅳ-36
3.4.3　今後の方針 ……Ⅳ-37
3.5　平底円筒形貯槽 ……Ⅳ-38
3.5.1　検討概要 ……Ⅳ-38
3.5.2　平底円筒形貯槽 FEM 解析結果 ……Ⅳ-39
3.5.3　動液圧の算定方法の見直し方針 ……Ⅳ-62
付録：球形貯槽（鋼管ブレース）プッシュオーバー解析プログラム

第Ⅴ章　その他の検討 …… Ⅴ-1
Ⅴ-1　液状化対策方法に関する検討 …… Ⅴ-1-1
1.　検討概要 …… Ⅴ-1-2
2.　地下水低下工法の概要 …… Ⅴ-1-3
2.1　特徴 …… Ⅴ-1-3
2.2　工法の種類 …… Ⅴ-1-4
2.3　適用に当たっての検討項目 …… Ⅴ-1-5
3.　地下水低下工法の石油コンビナート地区での適用事例 …… Ⅴ-1-6
3.1　概要 …… Ⅴ-1-6
3.2　地盤概要と石油タンク建設の歴史 …… Ⅴ-1-6
3.3　液状化対策工事実施と地下水低下工法選定の経緯 …… Ⅴ-1-7
3.4　地下水低下工事 …… Ⅴ-1-8
3.5　揚水運転・管理状況 …… Ⅴ-1-10
4.　地下水低下工法の住宅地での適用事例 …… Ⅴ-1-11
4.1　概要 …… Ⅴ-1-11
4.2　実証実験 …… Ⅴ-1-11
4.3　数値解析による検証 …… Ⅴ-1-13
4.4　得られた知見と課題 …… Ⅴ-1-14
5.　高圧ガス設備への適用性 …… Ⅴ-1-15
参考文献 …… Ⅴ-1-16
Ⅴ-2　基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討 …… Ⅴ-2-1
1.　検討概要 …… Ⅴ-2-2
2.　他分野の設計基準の調査 …… Ⅴ-2-3
2.1　道路橋示方書 …… Ⅴ-2-3
2.2　鉄道構造物等設計標準 …… Ⅴ-2-4
2.3　港湾の施設の技術上の基準 …… Ⅴ-2-6
2.4　建築基礎構造設計指針 …… Ⅴ-2-7
3.　高圧ガス保安法規の調査 …… Ⅴ-2-8
3.1　高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）・KHKS0862（2018） Ⅴ-2-8
3.2　一般高圧ガス保安規則・液化石油ガス保安規則・コンビナート等保安規則 … Ⅴ-2-9
3.3　その他 …… Ⅴ-2-10
4.　まとめ …… Ⅴ-2-11
参考文献 …… Ⅴ-2-13

Ⅴ-3　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向けた検討 ……Ⅴ-3-1
1.　検討概要 ……Ⅴ-3-2
2.　令和２年度調査研究 ……Ⅴ-3-2
2.1　耐震設計の全体フロー ……Ⅴ-3-3
2.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー ……Ⅴ-3-5
3.　地震作用の設定方法の見直し ……Ⅴ-3-11
3.1　地震作用② ……Ⅴ-3-11
3.2　地震作用③ ……Ⅴ-3-12
4.　まとめ ……Ⅴ-3-14
Ⅴ-4　免震・制振技術に関する検討 ……Ⅴ-4-1
1.　概要 ……Ⅴ-4-2
1.1　目的 ……Ⅴ-4-2
1.2　令和３年度実施内容 ……Ⅴ-4-2
1.3　実施内容 ……Ⅴ-4-2
1.4　調査項目 ……Ⅴ-4-2
2.　調査内容 ……Ⅴ-4-3
2.1　高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討 ……Ⅴ-4-3
2.1.1　国内制振装置の現状 ……Ⅴ-4-3
2.1.2　制振装置の検討 ……Ⅴ-4-4
2.2　高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定 ……Ⅴ-4-25
2.2.1　制振装置基本仕様の検討 ……Ⅴ-4-25
2.2.2　制振装置の選定（オイルダンパー） ……Ⅴ-4-27
2.2.3　制振装置の選定（弾塑性ダンパー） ……Ⅴ-4-28
2.3　基本的な制振効果の検討 ……Ⅴ-4-29
2.3.1　集中質量系解析モデルによる制振効果の検討：オイルダンパー ……Ⅴ-4-29
2.3.2　集中質量系解析モデルによる制振効果の検討：弾塑性ダンパー ……Ⅴ-4-37
2.3.3　有限要素解析モデルによる制振効果の検討 ……Ⅴ-4-44
2.4　適用条件等の整理 ……Ⅴ-4-60
3.　まとめ ……Ⅴ-4-60
3.1　基本的な制振効果の検討結果のまとめ ……Ⅴ-4-60
3.2　今後の課題 ……Ⅴ-4-61

第Ⅵ章　まとめ ……Ⅵ-1
1. 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価・その他の検討 ……Ⅵ-2
2. サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 ……Ⅵ-8
3. 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 ……Ⅵ-9
4. その他の検討 ……Ⅵ-10
5. 今後の課題 ……Ⅵ-11
5.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価・その他の検討 ·Ⅵ-11
5.2 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討 ……Ⅵ-14
5.3. 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討 ……Ⅵ-15
5.4. その他の検討等 ……Ⅵ-18

第Ⅰ章　調査概要

1. 調査目的

切迫している南海トラフ地震や首都直下地震等、大規模自然災害の発生に備え、平成２５年に防災・減災等に資する国土強靱化基本法が制定された。同基本法に基づき、平成２６年には国土強靱化基本計画が閣議決定され、平成３０年に見直しされている。

こうした情勢を踏まえ、平成２５年度より高圧ガス設備等耐震設計基準の見直しについて調査研究を実施してきた。一連の調査研究を通じて、高圧ガス設備を設置する各地点において予想される地震動（サイトスペシフィック地震動）を用いてサイトスペシフィックに耐震設計することが合理的であることが認識され、仕様規定の高圧ガス設備等耐震設計基準を廃止して性能規定化し、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示を制定した（平成３０年１１月１４日公布、令和元年９月１日施行)。

この制定を踏まえ、平成３０年度、令和元年度には、高圧ガス設備のサイトスペシフィックな耐震設計手法の明確化・標準化・高度化に関する調査研究を行ってきた。また、高圧ガス設備の耐震性向上のためには、多くの課題が残されていることが指摘され、令和２年度、令和３年度には、高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を行ったところである。

本事業においては、引き続き高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究を推進する。

2.　調査内容

2.1　液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

令和3年度調査研究に続き、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の簡易解析手法・モデルの構築に関する検討を行う。簡易解析モデルとして、梁ばねモデルの高圧ガス設備への適用性（限界や範囲）について、さらに検討を進める。

2.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討する。検討に当たっては適宜、令和元年度調査研究を参考にする。

2.3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法について、令和 3 年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行う。

2.4　その他の検討

その他、令和3年度調査研究で指摘された今後の課題（液状化対策方法、レベル1地震動の見直し、免震・制震技術、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル2耐震性能(気密性の保持)に及ぼす影響、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系）のうち、優先度の高い課題を抽出し、課題解決に向けた検討を行う。

3. 調査期間

令和 4 年 6 月 27 日（委託契約締結日）～令和 5 年 3 月 31 日

4. 調査方法

本調査では、以下に示すと通り有識者による委員会及びワーキンググループを設置し、指導、助言を得て調査を行った。同委員会及び同ワーキンググループの委員名簿は既掲の通りである。同委員会及び同ワーキンググループの開催実績を表4-1～表4-3に示す。

高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会
- 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループ
- 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループ

表 4-1　高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究委員会の開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 4 年 7 月 15 日(金)	オンライン
第 2 回	令和 4 年 12 月 26 日(月)	オンライン
第 3 回	令和 5 年 3 月 2 日(木)	オンライン

表 4-2　液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価等検討ワーキンググループの開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 4 年 7 月 15 日(金)	オンライン
第 2 回	令和 4 年 10 月 19 日(水)	オンライン
第 3 回	令和 4 年 12 月 1 日(木)	オンライン
第 4 回	令和 5 年 2 月 21 日(火)	オンライン

表 4-3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討ワーキンググループの開催実績

回	開催日	開催場所等
第 1 回	令和 4 年 7 月 15 日(金)	オンライン
第 2 回	令和 4 年 10 月 21 日(金)	オンライン
第 3 回	令和 4 年 12 月 6 日(火)	オンライン
第 4 回	令和 5 年 2 月 24 日(金)	オンライン

第Ⅱ章　液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価

Ⅱ-1　既往研究の文献調査

1. 検討概要

令和 3 年度調査研究では、土木・建築分野の耐震設計基準について、地盤の液状化に係わる規定を調査、整理した。液状化判定や側方流動に関する規定を調査、整理するとともに、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動評価や簡易解析手法・モデルの構築に必要な情報（地盤ばねの設定等）を把握した。

簡易解析手法・モデルの構築に関する検討（次節Ⅱ-2）に先立ち、今年度は既往研究の文献調査を行った。本文献調査では、次節Ⅱ-2 で適用した液状化地盤での静的解析を基本とした梁ばねモデル（応答変位法）に係わる既往研究について調査を行うこととし、動的解析を基本とした梁ばねモデル（Penzien 系モデル）に係わる既往研究は対象外とした。最初に応答変位法の概要と課題について整理し、文献調査結果を示して、研究現況を把握した。

2. 応答変位法の概要と課題

2.1 概要

静的解析を基本とした梁ばねモデル（応答変位法）の例を文献 1)、図 9.33[1)]に示す。杭頭に上部構造からの慣性力を作用させ、地盤変位を地盤ばねを介して作用させるモデルである。

杭や基礎梁を梁要素でモデル化し、地盤と杭との相互作用は例えば Winkler 型の地盤ばねでモデル化する。このモデルに上部構造の慣性力を杭頭に、地盤変位を地盤ばねの端部に作用させて、杭の応力解析を行う方法である。本来連続体である地盤を独立した Winkler 型のばねでモデル化することや、強制変形として自由地盤の変位を与える等、実際の相互作用現象を大胆にモデル化した近似モデルである。従って、この方法で適切な杭応力を求めるには、多くの工学的判断や近似が必要であり、適用にあたっては更なる検討を要する [例えば文献 2)]。

2.2 課題

(1) モデルの構築

①杭頭固定度

杭頭固定度を完全固定にすると、液状化地盤で杭が地盤からの強制変形を受けた時は、杭頭に応力が集中するという解析結果となる。しかし、地震被害調査等から、この完全固定の条件は安全側すぎるという指摘がある[3)]。

②杭の要素分割長さ

杭材は曲げ剛性の非線形性を考慮することが多いが、分割された要素内では一定の剛性と仮定する解析プログラムが多い。従って、せん断応力が大きく、モーメント勾配の生じる箇所では、要素分割を十分細かくする必要がある。

③地盤ばねの取り付け間隔

地盤と杭との応力伝達は連続的に行われているはずであるが、解析では地盤ばねの取り付け位置だけで行われる。そのため、ばねとばねの間では杭のせん断力は一定となる。ばね間隔を大きくすると、ばね位置での力の伝達が大きくなって、杭に応力集中が生じる可能性がある。特に地盤剛性が急変する付近（液状化層と非液状化層の境界等）では、ばね間隔を細かくする必要がある。

④基礎部に地盤ばねを付与するか否か

基礎部に地盤ばねを付与することは、上部構造の慣性力を基礎部周りの地盤の受働抵抗で低減して杭に作用させることになる。しかし、基礎部における地盤との応力伝達については明確にされておらず、地盤ばねの設定に問題が残る。

(2) 杭の非線形性のモデル化と解析結果の評価

①杭の変動軸力の考慮

杭の曲げ剛性の非線形性を考慮してモデル化するのが一般的である。しかし、杭の非線形特性は軸力の影響を強く受けるので、軸力変動を考慮して非線形特性を設定する必要がある。

②終局限界状態の設定

杭の応力解析結果をどのように評価するのか、特にレベル 2 耐震性能評価で崩壊防止を目標とする場合、応力やひずみがどのような状態を終局限界状態とするのかを設定する必要がある。

(3) 地盤ばねの設定

①地盤変形係数・地盤反力係数の設定

室内試験や現位置の試験結果に基づく地盤変形係数の設定方法が数多く提案されている。また、地盤変形係数から地盤反力係数を求める方法についても数々の提案がある。一方、より根

本的問題として、地盤ばねを波動論等により解析的に設定する方法と、杭頭の水平載荷試験等の実験的に設定する方法があり、両者の整合を図る必要がある。

②地盤ばねの変形依存性・最大反力の考慮

地盤ばねは、一般には変形依存性を考慮し、最大反力を設定している。液状化地盤についても同様な設定が必要であるとか､また解析では地盤ばねの荷重-変形関係をバイリニア曲線等で近似して用いるが、初期勾配の設定が解析結果に影響するという指摘もある。

③液状化による地盤ばねの低減

各種実験により液状化による地盤ばねの低減に係わる検討が行われている。また、地震被害事例の解析から適切な低減の程度や、低減の程度が杭の応力にどの程度敏感に影響するか等が検討されている。地盤ばねの低減方法には以下のものがあり、適用する方法は設計ケースにより様々なようである[4)]。

・N_a値より β で低減
・相対変位により $y^{-1/2}$で低減
・N_a値より β で低減し、かつ相対変位により $y^{-1/2}$で低減
・ゼロとする

(4) 外力の設定

①上部構造の慣性力

上部構造からの慣性力は、地震応答解析を行えば比較的正確に求まると考えられる。一方、地震応答解析を行わず簡便に求める方法についての課題がある。また、基礎部での受働抵抗による低減を考慮すべきか等といった課題がある。

②地盤変形

地盤変形は、地盤の地震応答解析（剛性低下させた等価線形解析、有効応力解析）を行えば求めることができる。一方で、応答解析を行わず簡便に求める方法とその適用性についての課題がある。

③外力（慣性力と地盤変形）の組み合わせ

特に液状化地盤では地盤変形による杭の応力が大きいが、慣性力と地盤変形をどのように組み合わせるかといった課題がある。

3. 文献調査

3.1 相互作用地盤ばねに関する既往研究

(1) 動的な地盤ばねと静的な地盤ばね

応答変位法と同様に地盤と杭の相互作用を Winkler ばねでモデル化して連成系の動的地震応答解析を行う方法に、Penzien 型モデル（例えば文献[5)]）がある。この解析で用いる地盤ばねは PS 検層等から求まる地盤の弾性剛性を元に、波動論で設定されるのが一般的である。地盤震動に等価線形等による非線形性を考慮して、いわゆる Site Nonlinearity を考慮し、剛性低下率に応じて地盤ばねを低減することが一般的に行われている。この場合、剛性低下を考慮しても、地盤のヤング係数は弾性時の数分の一程度である。一方、従来の杭の応力解析に用いられてきた地盤ばねは杭頭の水平載荷試験等をベースにした実験式が基本となっており、この式に適用される地盤のヤング係数は、弾性時の数十分の一程度である。この違いの主要因は、実験的に求められる値は､杭と地盤の接触面での地盤の非線形化､すなわち Local Nonlinearity が含まれていることと、変位が 1cm といったかなり大きい状態での値を用いているためである。

今後、上部構造と基礎構造の一貫した設計を目指すなら、これら２つの方法の考え方の整合性を図る必要がある。両者の地盤ばねを使った場合、杭の応力評価にどの位影響するのかを解析的に検討した例[6)]がある。また、杭基礎と地盤の振動台実験により、従来の杭頭水平載荷試験では考慮できなかった Local Nonlinearity も含めて地盤ばねを評価しようとした研究[7)]もある。

(2) 地盤変形係数・最大反力

応答変位法で用いられる地盤ばねは、杭頭の水平載荷試験等に基づいた実験式を用いるのが一般的であり、例えば次式で求められることが多い。

$$k_{h0} = \alpha E_0 B^{-3/4} \qquad (3.1\text{-}1)$$

この式では既往の試験結果を地盤変形係数 E_0と杭径 Bで整理し、これら２つのパラメータから地盤反力係数 k_{h0}が規定されている。 αは係数である。地盤変形係数 E_0の設定方法として、

- N値から推定する方法
- ボーリング孔内水平載荷試験 LLT の結果を用いる方法
- 一軸圧縮試験結果の q_uから決める方法

等が提案[9)]されている。

矢島ら[10)]は過去に実施された杭頭水平載荷試験結果を用いて逆解析から地盤反力を求め､各種の方法による地盤変形係数 E_0から式(3.1-1)（α=1）を用いて求めた値との比較を行っている。結果として、砂質土、粘性土とも N値を用いた結果との対応がよく、ボーリング孔内水平載荷試験 LLT の結果を用いた場合には過少評価、一軸圧縮試験結果を用いた場合には過大評価となることが指摘されている。また、最大反力の設定が必要であり、Broms の提案による最

大地盤反力 [11]を 1.0～2.0 程度の倍率で調整して用いると、杭頭水平載荷試験結果をよく説明できることを指摘している。

(3) 液状化時の地盤ばねの低減（遠心載荷試験）

液状化地盤における地盤ばねの低減の程度を調べるための遠心載荷試験 [12]が行われている。文献 12)、図 1 に遠心載荷試験模型を示す。せん断土槽内に相対密度 D_r=60%の飽和砂地盤を作成し、杭径 9.5mm の真鍮製の模型杭を設置している。正弦波加振で地盤全体を液状化させ、過剰間隙水圧の消散過程でゆっくりと加力し、反力を求めている。文献 12)、図 5 には杭頭変位、反力、過剰間隙水圧の関係を示す。水圧の消散に伴って反力が増大している。この結果を用いて地盤反力係数を逆算している。文献 12)、図 7 に計算した地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係を示す。両者の関係はほぼ線形であり、通常言われているような地盤剛性が有効応力のルートに比例するというより、有効応力に正比例するという結果になっている。

(4) 液状化時の地盤ばねの低減（大型振動台実験）

大型振動台実験によって、液状化時の地盤ばねの低減について研究 [13), 14)]が行われている。高さ 5.8m のせん断土槽内に飽和砂地盤を作成し、補強モルタル製の杭模型と鉄板製の構造物模型を設置して、液状化地盤中での杭の破壊プロセスを詳細に検討している。文献 13)、図 1 に大型振動台実験装置と試験体を示す。この実験シリーズでは破壊実験に先立って、液状化時の地盤ばねを検討する目的で杭頭の水平加力実験、杭頭の加振実験、振動台の正弦波加振実験を行っている。これらの地盤ばねに関する実験では、土槽底部から水をボイリングさせて人工的に液状化を発生させ、過剰間隙水圧の消散過程で各実験を行うことにより、液状化の程度と地盤ばねの関係を検討している。

杭頭加力実験では、杭頭を水平に 1～2mm 載荷している。文献 14)、図 3 にボイリング後の経過時間と杭頭ばねの関係を示す。ボイリング直後にはばねが 1/2 程度に低下し、時間の経過とともに少しずつ回復している。この実験結果から地盤反力係数を算定している。弾性床上の梁の曲げ理論によれば、杭の弾性方程式は次式で表される。

$$EI\frac{d^4y}{dx^4}+k_HDy=0 \qquad (3.1\text{-}2)$$

ここに、EI：杭の曲げ剛性、x：地表面からの深度、y：深度 x における杭の水平変位、k_H：地盤反力係数、D：杭径である。

まず測定された杭の鉄筋のひずみから曲率を求め、深さ方向の曲率分布を 7 次関数で近似する。この近似された曲率の 2 階積分から杭の変位が求まり、2 階微分から地盤反力が求まる。文献 14)、図 6、図 7 にボイリング前後における地盤反力係数の計算結果を示す。ボイリング後には地盤ばねがほぼゼロにまで低減している。

従来地盤反力係数として使われてきた値は杭頭載荷をベースにしたものであり、構造物の慣

性力に対する計算には適しているが、地盤変形による杭応力を算定するのに必要な深い位置での地盤ばねは異なるという指摘[15]もある。

また、時松ら[16), 17)]は、大型振動台実験に基づいて液状化過程における杭の水平地盤反力、杭と地盤の相対変位の時刻歴を求め、地盤反力-変位関係に影響を与える要因について検討している。各要因の影響を定量的に評価するとともに、杭の水平地盤反力-変位関係のモデル化を行っている。文献17)、図1に大型振動台実験装置と試験体を示す。杭は直径16.52cm、板厚0.37cmの鋼管杭4本であり、杭の先端はピン支持され、杭頭部は基礎部に剛結されている。杭の水平地盤反力は杭の実測曲げひずみを曲げモーメントに変換した後、深度方向に微分して推定し、地盤と杭の相対変位は、両者の実測加速度記録を時間で2回積分し差分をとることで推定している。

文献17)、図2に深度2.5mにおける実験結果の時刻歴を示す。地盤反力係数は過剰間隙水圧比の上昇とともに大きく低減している。文献17)、図4に無次元化した地盤反力係数と過剰間隙水圧比の関係を示す。無次元化した地盤反力係数は、有効応力比$(1-U)^{\alpha}$に比例（α=0.5～1.0）し、文献12)、図7と類似した結果となっている。文献17)、図6に地盤反力係数の実験値を有効応力比$(1-U)$で除した正規化した値と相対変位の関係を示す。図より有効応力比で正規化した地盤反力係数が、過剰間隙水圧比の値にかかわらず相対変位の増加に伴って低下する傾向が認められ、両者の関係が一義的に評価できることがわかる。文献17)、図7は、地盤密度の異なる3ケースの実験の深度2.5mの地盤反力係数と相対変位の関係を示している。地盤密度が低いほど、同じ相対変位に対する地盤反力係数が小さくなっていることがわかる。そこで各実験結果から、相対密度と過剰間隙水圧比が同程度の時の地盤反力係数と各実験前に測定されたコーン貫入抵抗値の関係を求め、文献17)、図8に示す。地盤反力係数は、相対密度と過剰間隙水圧比が同じであれば、コーン貫入抵抗値にほぼ比例して増加する傾向を示すことがわかる。

(5) FEM解析

1995年兵庫県南部地震における液状化で杭が損傷した2階建てRC構造物を対象として、2次元FEM有効応力解析を実施し、地盤ばねを算定した研究[18)]がある。さらにこの結果に基づいて応答変位法による杭の応力解析を行い、応答変位法の適用性と適切な地盤ばねの設定方法が検討されている。

文献18)、図1に地盤および構造物の概要を示す。地盤は地表面から、まさ土による埋立て土層（液状化層）、粘性土層、沖積砂層という構成で、地盤改良は行われていない。構造物はRC造2階建て、基礎はAC杭φ450を用いた支持杭である。1995年兵庫県南部地震の後、北西から南東に向けて下がる約1/30の不同沈下が生じていた。最も沈下した南東隅フーチングの2本の杭に対する掘削調査とボアホール調査から、杭頭付近と埋立て土層下端位置での破断および埋立て土層部分全体に渡る曲げひび割れが認められた[19)]。

2次元FEM有効応力解析では、文献18)、図1に示す通り地盤および杭はGL-32mまでモ

デル化し、ポートアイランドにおける観測記録を入力として地震応答解析を行っている。応答変位法で想定する Winkler 型のばねとの対応を見るため、杭位置と杭から 60m 離れた自由地盤と見なせる位置の水平変位を求め、それぞれの差を地盤ばねの変形としている。次に杭上の各節点において、上下の杭要素のせん断力の差を杭が地盤から受ける外力、すなわち地盤ばねからの力であるとして、この地盤ばね反力を求めた。2 次元 FEM 有効応力解析において杭のモーメントが最大となる 6.52 秒の時間断面について、文献 18)、図 2 にこれらの結果を示す。地盤ばね変形は地表面付近で約 5cm であった。地盤ばね反力は埋立て土層下端から粘性土層上部で大きく、杭が液状化層の下で地盤から拘束されていることがわかる。地盤ばねは液状化した埋立て土層では粘性土層よりも大幅に小さくなっている。

次に 2 次元 FEM 有効応力解析から求めた地盤ばね反力を、応答変位法で用いる地盤反力係数と比較した。地盤反力係数は式(3.1-1)（α=0.8）を用いて求めた。地盤変形係数 E_0は埋立て土層および砂層では $7N$、粘性土層では一軸圧縮試験結果の E_{50}を用いた。比較結果をばね変形とばね反力の関係として文献 18)、図 3 に示す。地盤反力係数が異なる地盤の各層での比較を容易にするため、ばね反力は地盤反力係数を用いてばね変形が 1cm のときの反力で規準化した。液状化した埋立て土層ではばね定数は地盤反力係数の 0.01～0.1 倍で、変形にあまり依存していない。粘性土層ではばね変形が小さくばね定数は地盤反力係数よりもかなり大きい。

応答変位法では杭 1 本と基礎梁を梁要素でモデル化し、地盤ばねは 2 次元 FEM 有効応力解析における節点位置と同じ位置に付与した。杭は曲げ剛性の非線形性を考慮している。地盤ばねは線形とし、埋立て土層（液状化層）では 2 次元 FEM 有効応力解析における平均的な結果として地盤反力係数の 0.05 倍を用い、粘性土層および砂層では地盤反力係数をそのまま用いた。入力として、地盤変位は 2 次元 FEM 有効応力解析の 6.52 秒における自由地盤の変位を用い、構造物の慣性力は同時刻の建物 1 階の加速度に建物の質量を乗じて求めた。文献 18)、図 4 に応答変位法による解析結果のばね変形、せん断力、モーメントの分布を、2 次元 FEM 有効応力解析結果と比較して示す。応答変位法によるモーメントは、杭頭で終局モーメントに達し、埋立て土層下端部でもほぼ降伏モーメントに至っており、被害状況と対応する結果となっている。2 次元 FEM 有効応力解析とも分布形状はよく対応しているが、埋立て土層（液状化層）と粘性土層（非液状化層）の境界部では、せん断力とモーメントが応答変位法の方が小さくなっており、2 次元 FEM 有効応力解析に比べ応答変位法の方がやや危険側の結果となっている。

地盤ばねの評価が応答変位法による解析結果にどの程度影響するかについてのパラメータスタディを行った。解析条件は前述と同様とし、埋立て土層の地盤ばねのみを地盤反力係数の 0.01, 0.05. 0.30 倍に変化させた。解析結果のせん断力およびモーメント分布を文献 18)、図 5 に示す。地盤ばねの評価によって杭のせん断力には大きな違いが生じ、その結果モーメントの分布にも差が生じている。しかし本解析に関する限りいずれのケースでも、杭頭と、埋立て土層と粘性土層の境界で降伏応力に達するという結果には変わりない。すなわち、液状化層の地盤ばねの低減の程度による解析結果への影響は、液状化層と非液状化層境界部ではそれほど顕著ではない結果となっている。

3.2　外力の設定方法に関する既往研究

(1)　液状化地盤の地盤変形

応答変位法における液状化地盤の地盤変形の求め方には、以下の３つ方法がある。

①有効応力解析による方法

②等価線形解析による方法

③簡易計算による方法

方法①は最も厳密な方法である。ただし、土の構成式特有のパラメータを決める必要があり、そのためには構成式の深い理解と詳細な要素試験データ（液状化試験等）が必要である。設計で用いられる有効応力解析プログラム（構成式）には以下のものがある。

・YUSAYUSA（応力経路モデル）[20)]

・ShakePRO（社本モデル、おわんモデル）[21)]

・FLIP（せん断仕事モデル、カクテルグラスモデル）[22)]

・LIQCA（岡モデル）[23)]

・GEOASIA（SYS-CamClay モデル）[24)]

・SoilPlus（おわんモデル）[25)]

・TDAPIII（Stress-Density モデル）[26)]

・DIANA-J（Stress-Density モデル）[27)]

それぞれの詳しい内容は参考文献に譲ることとする。以下では方法②と方法③について述べる。

1)　等価線形解析による方法

等価線形解析では、振動に伴って間隙水圧が上昇し、それによって剛性の低下と変位の増大が生じるという液状化現象そのものは表現できない。しかし設計においては、敢えて従来よく利用されている等価線形解析に、液状化による地盤の剛性低下を簡易的に取り入れて、液状化地盤における杭の挙動を評価する方法[28)]が採用されることがある。

文献 28)、図 22 に解析モデルを示す。構造物の対称性から 1/2 モデルとし、側面は伝達境界で自由地盤と接続している。等価線形化法に用いられるせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性は、Hardin-Drnevich モデル（次式）である。

$$\tau = G_0 \gamma /(1+ G_0 \gamma / \tau_{max}) \qquad (3.2\text{-}1)$$

$$h= h_{max} (1 - G/G_0) \qquad (3.2\text{-}2)$$

ここに、G_0は初期せん断剛性で、せん断波速度 V_sから設定した。τ_{max}は砂質土では$\tau_{max}=\sigma'_v \tan\phi$、$\phi$=15N+15 とし、粘性土では$\tau_{max}=c+\sigma'_v \tan\phi$として、隣接地盤の試験結果より c=29.4kN/m^2, ϕ=2.5 とした。h_{max}は砂質土では 0.25、粘性土では 0.15 とした。

液状化の程度として、過剰間隙水圧比 u/p'=0.0, 0.50, 0.75, 0.99 の 4 ケースを想定し、液状化程度に応じて G_0を有効応力比（=1- u/p'）の 0.5 乗に、τ_{max}を有効応力比の 1.0 乗に比例して修正した。

$$G_0' = G_0 \ (1 - u/p')^{0.5} \qquad (3.2\text{-}3)$$

$$\tau_{max}' = \tau_{max} (1 - u/p') \qquad (3.2\text{-}4)$$

せん断剛性 G と減衰定数 h のひずみ依存性を文献 28)、図 23 に示す。GL から GL-14m までの埋立て土層全体で液状化程度が一様であるとして、G および h を修正している。

文献 28)、図 24 に u/p'=0.0, 0.75, 0.99 の 3 ケースについての最大加速度、最大変位、杭の最大モーメントの分布を示す。最大加速度は液状化を考えない u/p'≒0.0 ではほぼ一様な分布なのに対して、液状化を考慮した u/p'≒0.75, 0.99 では、粘性土では大きく埋立て土層では急激に減少している。これは液状化を想定した剛性の大幅な低減による埋立て土層の加速度低下と、埋立て土層の応答が低下したことで粘性土層の塑性化の程度が小さくなったためで、液状化による挙動を定性的に表現できている。

最大変位も u/p'=0.0 ではほぼ一様な分布なのに対して、u/p'=0.75, 0.99 では埋立て土層の部分で大きな変位（ひずみ）が生じている。ただし u/p'=0.99 では埋立て土層の剛性が非常に小さいため、せん断応力が上部に伝達されず、最大変位は u/p'=0.75 よりもかえって小さくなっている。

杭の最大モーメントは u/p'=0.0 と比べて、u/p'=0.75, 0.99 では埋立て土層内で大きく、特に埋立て土（液状化層）と粘性土層（非液状化層）の境界部で大きくなっている。すなわち液状化層および液状化層と非液状化層の境界部で大きくなるという定性的傾向は等価線形解析でも表現できている。有効応力解析の結果には u/p'=0.75 の結果が最も近く、この解析事例に限れば u/p'≒0.75 と想定するのは適当と言える。

u/p'≒0.75 のケースについて地盤の最大せん断ひずみと剛性低下率の分布を文献 28)、図 25、図 26 に示す。埋立て土層については地盤モデルの有効応力解析結果の最大せん断ひずみを併記している。埋立て土層下部でひずみが増大する傾向は有効応力解析結果と対応しているが、隣接する層間のひずみに極端に大きい差があり、不自然な部分も一部見られる。ひずみの最も増大した埋立て土層下部では、最大せん断ひずみは 5～9%程度に至っており、それに伴って剛性低下率は初期剛性の 1/1000 程度に低下した結果となっている。

このように、等価線形解析でも液状化の程度に応じて剛性 G や減衰 h のひずみ依存関係を調整することで、液状化地盤の変位や地表面加速度等、応答変位法の入力として必要な地盤の応答を求められる可能性がある。ただし、様々な地盤条件や地震動について剛性 G や減衰 h をどのように調整すれば妥当な応答結果が得られるかについては、さらなる検討が必要であろう。またせん断ひずみは数%生じており、等価線形解析結果の適用限界を超えており信頼性には疑問が残る。

2)　簡易計算による方法

液状化による地盤のひずみを簡易的に予測する方法が時松 [11), 29)]により提案されている。文献 11)、図 3.2.6 には補正 N 値 N_a、繰返しせん断ひずみ γ_{cy}、繰返しせん断応力比 τ_d/σ_z' の関係を示す。この図からまず N_a と τ_d/σ_z' より各層の γ_{cy} を求める。次に各層のせん断ひずみ γ_{cy} が同一方向に発生するとして、鉛直方向に積分して、震動中の最大変位を近似的に求めることができる。金子ら [30)]はこの簡易法を用いて地盤変形を計算し、有効応力解析と比較している。文献 30)、表 1 に解析ケースを示す。文献 30)、図 2 にこの簡易法を適用した解析結果

（CASE-3, 4）と有効応力解析結果（CASE-1)、等価線形解析において剛性を液状化を考慮してさらに低減した全応力解析結果（CASE-2）を比較して示す。簡易法による解析結果は有効応力解析結果と概ね整合した結果となっている。

以上のように、液状化した地盤の変形については様々な評価の方法が提案されているが、その妥当性について十分な検証がなされているとは言えず、適用条件や適用範囲等の検討が必要と考えられる。

(2) 慣性力

上部構造の慣性力については、①連成モデルで解析する方法、②地表面地震動を用いて上部構造物の応答解析による方法があり、設計的に考える場合には上部構造の保有耐力に相当する慣性力を用いることによって、基礎を先に崩壊させないという考え方もある。

基礎部の慣性力については、例えば建築物の従来の 1 次設計では、上部構造の半分である 0.1 が用いられてきた。これは地表面加速度 100Gal を想定し、基礎構造にはそのまま加速度を考え、上部構造では応答倍率に応じて割増すという考え方によっている。レベル 2 地震動等様々な地震動を考える上で、基本的にはこの考え方に沿って、地表面あるいは基礎部底面位置で想定する最大加速度を用いて基礎部の慣性力を設定するのは妥当と考えられる。

ここで問題となるのは、上部構造や基礎部の慣性力をどの程度杭に作用させて杭を設計するのが妥当かという点である。基礎部にも地盤ばねを付与して解析上で受働抵抗を考慮し、杭に作用する慣性力を決めるのがプロセスとしては妥当であるが、基礎部の地盤ばねをどのように設定すればよいかの研究例[31]は少ない。この受働抵抗の評価は設計荷重への影響が大きく、根入れの深い地下外壁ある場合には特に顕著である。1995 年兵庫県南部地震における杭の被害調査と原因の分析において、基礎部の受働抵抗を考慮して杭に作用する慣性力を 40%程度低減しないと実被害が説明できないという研究例[32]もある。また地下壁と周辺地盤との摩擦に関する研究[33]もある。

(3) 外力の組合せ

液状化が主要動の到来と同時における 1995 年兵庫県南部地震のような場合もあれば、地震動の繰返しによって地震動継続時間の後半に液状化が起こる場合も考えられる。後者の場合、構造物の地震荷重や杭頭慣性力は地震の前半の主要動部分で大きく、地盤変形による杭の応力は後半の液状化発生後に大きい。1995 年兵庫県南部地震において、杭頭にせん断破壊が生じた被害が多数発生したが、ある事例ではせん断破壊が地盤の液状化発生前に起こったものと考えられている。従って詳細な解析による場合を除いて、構造物への地震力を液状化を考慮して一律に低減するのは危険である。

これより、杭の設計では液状化する場合としない場合に分けて、外力や解析条件を一貫させて考えるべきである。すなわち、液状化する場合は地盤の変形が大きく、地盤ばねは低減するが、慣性力は液状化しない場合よりも小さいはずである。液状化しない場合は最大限の慣性力を考慮する必要があるが、地盤ばねの低下は無く、地盤の変形も小さいはずである。文献 2)、

図に建築物の実施設計における解析結果の一例[2]を示す。この例では地震発生後 15 秒位で地盤が液状化しているが、加速度の主要動は 10 秒付近であり、構造物の慣性力もこの付近で大きくなる。一方、地盤の変位は液状化発生以降に大きくなる。この例では慣性力の卓越する主要動付近の時刻と、液状化発生後の地盤変位の卓越する時刻について杭の応力を検討し、検討には両時刻における外力と地盤ばねの妥当な組合せを用いるべきであるとしている。慣性力が最大となる時刻で杭頭が破壊するかを検討し、もし破壊するのであれば、液状化時（地盤変形最大時）の解析では杭頭をピンとして検討すべきであるとしている。

慣性力と地盤変位によるモーメントの足し合わせ方法として、以下の方法がある。

・慣性力と地盤変位を同時に作用させる。

・個別に作用させて単調和をとる。

・個別に作用させて地盤と建物の変形モードを考慮して足し合わせる。

・個別に作用させて二乗和平方とする

どのように足し合わせるかは、設計者の判断になるが、建築基礎構造設計指針[11]では、地盤の周期 T_gと構造物の周期 T_bの大きさの大小関係から、文献 11)、図 6.6.7 に示すように載荷の組合せを規定している。同指針によれば、液状化地盤では地盤の周期が長周期となり $T_b/T_g<1$ となるので、慣性力と地盤変位は低減させないで同じ方向に載荷することになる。ただし、慣性力は液状化時の値を採用すべきであり、応答解析によるか、液状化地盤の慣性力を仮定することになる（設計のグレードにより判断する）。

3.3　応答変位法の適用性に関する既往研究

液状化地盤での応答変位法の適用性に関し、1995 年兵庫県南部地震において液状化によって被害を受けた杭を対象として、応答変位法による杭の応力解析を実施し、解析法の検証や、杭の破壊メカニズムの解明が行われている[28), 32), 34)]。また、液状化被害が顕著であった 2011 年東北地方太平洋沖地震についても同様の検討が行われている[36)]。ここでは、液状化地盤での応答変位法の適用性に関する 3 つの事例研究について示す。

(1)　深江浜Ｍビル[35)]

藤井らは、1995 年兵庫県南部地震において深江浜 M ビルの杭基礎構造物（PC 杭）の被災に対し、応答変位法を適用した解析を実施している。文献 35)、図 2.1 に地盤条件を示す。表層の 9m が液状化層である。応答変位法による杭の応力解析に先行して、地盤変位は有効応力解析（DIANA-J）により求め、上部構造物の応答解析を行い、慣性力（杭頭せん断力）および変動軸力を求めた。

応答変位法に用いる各パラメータの影響を明確にするためのスタディーを行った。パラメータは液状化にいる地盤ばねの剛性低下、杭頭固定条件、基礎の根入れ効果である。外力としては、慣性力、地盤変形ともに大きくなる 9.5 秒の値を用い、変動軸力は引抜き側で検討した。解析ケース一覧を文献 35)、表 4.1 に示す。

以下では地盤ばねの剛性低下の影響について述べる。地盤ばねの設定に当たって、地盤変形係数 E_0は、砂質土は N 値から $7N$ とし、粘性土は一軸圧縮試験の E_{50}を用いた（図 3.3-1）。地盤ばねの初期値 k_{h0}は、E_0および杭径 Bから式(3.1-1)（α=0.8）を用いて設定し、地盤と杭の相対変形 yに対する剛性低下（$k_h=k_{h0}\cdot y^{-1/2}$）を考慮した値を用いた。

埋立て土層については、地下水位以浅の不飽和層を除いて、液状化による剛性低下の影響を検討するため、剛性低下をパラメータとするスタディーを行った。解析ケースは、地盤剛性を有効応力比に比例させた場合、0.5 乗に比例させた場合、有効応力比に関係なく初期値の 5%とした場合、の 3 ケースである。その結果、文献 35)、図 4.2 に示す通り、液状化に伴う地盤剛性の低下が杭の応力に及ぼす影響は比較的小さく、剛性低下率を 0.05～0.45 に変動させても、液状化層で 30%程度の応力の差が生じるにすぎない。一方、杭と地盤の相対変位量は 5 倍近い差が生じている。また被害状況と比較すると、剛性低下率を有効応力の 0.5 乗に比例させた結果と整合している。

(2)　深江浜Ｓビル[30)]

伊勢本らは、1995 年兵庫県南部地震において深江浜 S ビルの杭基礎構造物（SC 杭、PHC 杭、ST 杭）の被災に対し、応答変位法を適用した解析を実施している。文献 30)、図 1 に地盤条件を示す。表層の 10m が液状化層である。

応答変位法に用いる地盤変形等を求めるために有効応力解析（YUSAYUSA）による地盤の地震応答解析を実施している。いくつかの時刻における地盤の変位分布を文献 30)、図 3 に示す。液状化が進行した 9.8 秒以降は、液状化層と粘性土層の境界部に変位分布の折れ点が見ら

れる。また、応答変位法に先行して杭頭慣性力および変動軸力の時刻歴を求めるために、構造物の応答解析を実施している。

応答変位法に用いる地盤ばね k_hは、文献 30)、図 1 に示した地盤変形係数 E_0より式(3.1-1)（α=0.8）で求め、初動から液状化過程においては全ての層で杭と地盤の相対変位が 1cm を超える場合に相対変位の 0.5 乗に反比例、完全液状化後は非液状化層のみが相対変位の 0.5 乗に反比例すると仮定して、ばね変形に対する非線形性を考慮した。ただし液状化層（杭頭-0.5～-9.0m）については地盤の有効応力解析結果から得られた過剰間隙水圧比より、有効応力比に応じた低減を行った。

杭材の剛性低下の影響は、各時刻断面の変動軸力に応じた曲げモーメント M-曲率 ϕ関係により非線形性を考慮した。応答変位法による杭の応力解析では、いくつかのパラメータの影響を検討している。文献 30)、表 1 に解析ケースを示す。

文献 30)、図 4 に CASE-2, CASE-3 の解析結果を示す。地盤変位の最大値が 2 倍以上異なるにもかかわらず、曲げモーメントは似た分布形状を示しており、杭頭部および GL-10m 付近の液状化層端部で降伏モーメントを超える結果となった。GL-10m 付近における PHC 杭のクラック及び PC 鋼線の降伏は、実際の調査結果と整合している。

(3) 浦安市運動公園に建つ杭基礎（写真判定棟、スタンド棟、照明塔）[36)]

時松らは、2011 年東北地方太平洋沖地震の際に浦安市運動公園に建つ杭基礎に対し、応答変位法を適用した解析を実施している。対象としたのは、液状化した地盤に位置する写真判定棟、スタンド棟、照明塔であり、いずれも上部構造物はまだ建設されていない（建設途中）。写真判定棟、照明塔では残留水平変位があり明らかに被災していたが、スタンド棟では無被害であった。被災した杭は上部構造物が無いことから、地盤の変形を強く受けているものと推察される。

文献 36)、図 3 に各基礎の土質柱状図、N 値、FL 値、杭種（SC 杭、PHC 杭、いずれも杭径φ600）を示す。図 3.3-7(a)に解析モデルを示す。杭頭は、写真判定棟、スタンド棟では基礎梁に剛接合、照明塔ではピン接合とし、杭先端はいずれもピン接合としている。杭は 50cm 毎の要素で各節点において水平地盤ばねを介して地盤変位が与えられる。鉛直ばねは考慮せず、上部構造物が無いことから杭の変動軸力は考慮していない。液状化層は GL-1.4m～11m である。入力地震波は K-NET 浦安の観測記録を SHAKE を用いて工学的基盤に引き戻している。地盤変位は有効応力解析（社本モデル）によって付与している。

文献 36)、図 15 にそれぞれの施設の杭基礎のモデル化を示す。有効応力解析から得られた地表相対変位が最大となる時刻の相対変位の深度分布を地盤ばねを介して杭とフーチングを含む根入れ部に与え、さらにフーチングの慣性力を同時に同方向に与えている。地盤ばね（地盤反力係数）は、筆者らの大型振動台実験による研究成果 [16),17)]に基づいて設定し、非線形性を考慮している。また、有効応力解析より過剰間隙水圧比が 1.0 に達していたことを考慮し、液

状化層の地盤反力係数と極限地盤反力は、建築基礎構造設計指針（2001）[11]に準じて 0.1 に低減させている。杭材には非線形性を考慮し、曲げモーメント M-曲率 ϕ 関係を文献 36)、図 4 のように設定している。

文献 36)、図 16 に曲げモーメントの深度分布を示す。写真判定棟と照明塔は GL-10m 付近（液状化層下端付近）で破壊モーメント Mu に達している。この結果は、孔内傾斜計やカメラ調査結果の被災状況と対応している。一方、スタンド棟の杭応力は全長において降伏モーメント M_y以下となっており、無被害を示す調査結果と矛盾がない結果となっている。

当該事例は梁ばねモデルによって液状化地盤中の杭の挙動をよく説明できている希有な例であると言える。しかし、広く一般に用いられている方法で梁ばねモデルを構築しているとは必ずしも言えず、パラメータ設定の自由度など未知の要素も少なからず残されている。どのような状況のもとであっても、常に梁ばねモデルによって液状化地盤中の杭の挙動を適切に評価可能かどうかも不明であり、現時点で十分な知見の蓄積に至っていないと考えざるを得ない。そのため、当該事例において適用されているモデル化手法を一般に安全に対して保守的とならざるを得ない設計の枠組みのなかに直ちに採り入れることは困難である。

4. まとめ

簡易解析手法・モデルの構築に関する検討（次節Ⅱ-2）で適用した液状化地盤での静的解析を基本とした梁ばねモデル（応答変位法）に係わる既往研究について、文献調査を行った。文献調査結果をまとめると、以下のようになる。

①梁ばねモデルのモデル化において、以下に示すような様々な課題があり、種々の実験的ならびに解析的研究が行われてきている。

- 地盤ばねの評価とその低減方法（等価線形、非線形、過剰間隙水圧比の影響)、最大反力の設定方法
- 地盤変形の算定方法（変位量と深度分布形状）
- 上部構造からの慣性力の評価
- 地盤変形と慣性力の組み合わせ方
- 杭頭固定度の影響　等
- 軸力変動の考慮　等

② 梁ばねモデルによる静的解析結果を地震被害、振動実験結果、精緻な FEM 有効応力解析結果と比較し、その適用性を検討した研究は少ない。

本文献調査では、1995 年兵庫県南部地震で地盤の液状化により損傷した杭基礎を対象とした梁ばねモデルの適用事例研究をいくつか示したが、梁ばねモデルによる静的解析結果は地震被害状況と概ね対応したとしているものの、いずれもパラメータスタディに留まっている。

また、2011 年東北地方太平洋沖地震での同様の適用事例研究を示し、同様に梁ばねモデルによる静的解析結果は地震被害状況と概ね対応したとしているが、上部構造物は建設途中で杭基礎のみに対する適用事例研究である。なお、本事例での上部構造物の無い杭基礎のみでの地震被害は、耐震設計において地盤震動（変位）を考慮する必要があることを示す貴重な事例である。

他の適用事例研究では、梁ばねモデルによる静的解析結果は 2 次元 FEM 有効応力解析結果に対して設計上危険側の評価を与えていた（杭応力を過小評価していた)。

③以上の研究現況を踏まえると、液状化地盤での静的解析を基本とした梁ばねモデル（応答変位法）は、地盤ばねや外力等、設定する条件によっては適用の可能性もあると考えられるが、現状では一般的な問題に適用するには十分な知見が蓄積されておらず、応答変位法を高圧ガス設備の耐震性評価へ適用することは現時点では困難である。

参考文献

1) 吉見吉昭・福武毅芳：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版, 2005.

2) 藤井俊二：応答変位法、その適用事例とノウハウ，シンポジウム-基礎の耐震設計について-，日本建築学会近畿支部，pp.20-28, 1998.

3) 日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会：液状化地盤における基礎設計の考え方、建築基礎の設計施工に関する研究資料 4，1998.

4) 田村修次・内田明彦・石崎定幸・大島快仁・藤森健史：液状化地盤での応答変位法の活用状況に関するアンケート調査, 日本建築学会技術報告集, 第 17 巻, 第 36 号, pp.91-94, 2011.

5) 山本昌徳・伊吹竜一・山内泰知・井澤淳：液状化地盤中の杭基礎構造物の地盤—構造物一体型モデルによる動的解析手法に関する検討，第 23 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集，pp. 31-36，2021.

6) 許斐信三・松尾雅夫・三直志：応答変位法による杭の耐震設計の研究，第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.225-230, 1998

7) 長縄卓夫・室野剛隆・王海波・西村昭彦・箕輪親宏：基礎と地中埋設構造物の大型振動実験（その 10）砂地盤における鋼管杭基礎の振動実験，第 33 回地震工学研究発表会，pp.1059-160, 1998.

8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅳ下部構造編，2017.

9) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，1984.

10) 矢島淳二ほか：杭の終局耐力評価における地盤定数の評価（その 4 地盤定数の評価法の提案）建築学会大会，pp.743-744, 1998

11) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001，2019.

12) L. Liu, R. Dobry:Effect of Liquefaction on Lateral Response of Piles by Centrifuge Model Test, NCEER, Bulletin, 1995.

13) 田村修次ほか：大型せん断土槽を用いた液状化地盤における RC 杭基礎の実験（その 1 実験概要），第 33 回地盤工学研究発表会，pp.819-820, 1998.

14) 杉本三千雄ほか：大型せん断土槽を用いた液状化地盤における RC 杭基礎の実験（その 4 杭頭載荷実験），建築学会大会，pp.543-544, 1998.

15) 小林勝巳・森伸一郎：基礎構造の耐震設計と相互作用を考慮した地震荷重，第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.107-120, 1998.

16) 時松孝次・鈴木比呂子・鈴木康嗣・藤井俊二：大型振動台実験に基づく液状化過程における杭の水平地盤反力の評価，日本建築学会構造系論文集，第 553 号, pp.57-64, 2002.

17) 時松孝次・鈴木比呂子・佐伯英一郎：大型振動台実験に基づく液状化過程での杭の水平地盤反力変位関係のモデル化，日本建築学会構造系論文集，第 559 号, pp.135-141, 2002.

18) 山口順子ほか:兵庫県南部地震における官庁施設の杭基礎の被害(その 4), 建築学会大会，pp.607-608, 1996.

19) 林理ほか：兵庫県南部地震における官庁施設の杭基礎の被害（その 2），建築学会大会，pp.603-604, 1996.

20) Ishihara, K. and Towhata, I.:One-dimensional Soil Response Analysis during Earthquake Based on Effective Stress Method, Journal of the Faculty of Engineering, Vol.XXXV, No.4, The University of Tokyo, pp.656-700, 1980.
21) https://www.unions.co.jp/service/oscillation/shakep/index.html?ipros（参照：2022-11-07）
22) 一井康二・上田恭平・溜幸生・中原知洋：FLIP を用いた地盤地震応答解析の最前線，地盤工学会誌，Vol.63, N.10, pp.8-11, 2015.
23) 岡二三生・渦岡良介・木元小百合・立石章・加藤亮輔・足立有史：液状化プログラム LIQCA を用いた地盤耐震応答解析，地盤工学会誌，Vol.63, N.10, pp.12-15, 2015.
24) 野田利弘・中野正樹・山田正太郎・中井健太郎・高稲敏浩・浅岡顕：地盤解析コード GEOASIA を用いた地盤・構造物の地震応答解析，地盤工学会誌，Vol.63, N.10, pp.16-19, 2015.
25) 福武毅芳：三次元有効応力解析プログラム HiPER（おわんモデル）と液状化シミュレーション，清水建設研究報告, Vol. 96, pp.5-18, 2018.
26) 船原英樹・柴田景太・長尾俊昌・真島正人・七井慎一：汎用構造解析プログラム TDAPⅢによる液状化解析，大成建設技術センター報，第 39 号, pp.08-1-08-4, 2006.
27) Cubrinovski, M.:応力に依存する密度定数を用いた砂質土の構成モデル，東京大学学位論文，1993.
28) 藤井俊二・チュブリノフスキーミシュコ：液状化で損傷した杭基礎構造の応答解析，第 2 回多次元入力地震動と構造物多次元挙動に関するシンポジウム，日本建築学会，pp.53-62, 1996.
29) 時松孝次：耐震設計と N 値，基礎工，pp.61-66, 1997.
30) 伊勢本昇昭ほか：兵庫県南部地震において液状化で被災した杭の応答変位法による解析（その 1～3），建築学会大会，pp.525-530, 1998.
31) 岸田英明ほか：基礎の根入れを考慮した杭の水平抵抗，建築技術，No.329, 1979.
32) 伊勢本昇昭ほか：兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎構造物の調査と解析（その 1～4）第 32 回地盤工学研究発表会，1997.
33) 渡辺徹ほか：地盤と地下壁の摩擦挙動に関する基礎的研究, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.1637-1640, 1997.
34) 兵庫県南部地震における液状化・側方流動に関する研究報告（平成 8 年度版、平成 9 年度版），建築基礎における液状化・側方流動対策検討委員会（BTL 委員会）
35) 藤井俊二ほか：兵庫県南部地震における液状化で被災した杭基礎構造物の解析，第 5 回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.181-186, 1998.
36) 時松孝次・坪井友宏・鈴木比呂子・阿部秋男：2011 年東北地方太平洋沖地震による浦安市運動公園での杭基礎被害とその要因分析，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 693 号, pp.1887-1894, 2013.

Ⅱ-2　簡易解析手法・モデルの構築に関する検討

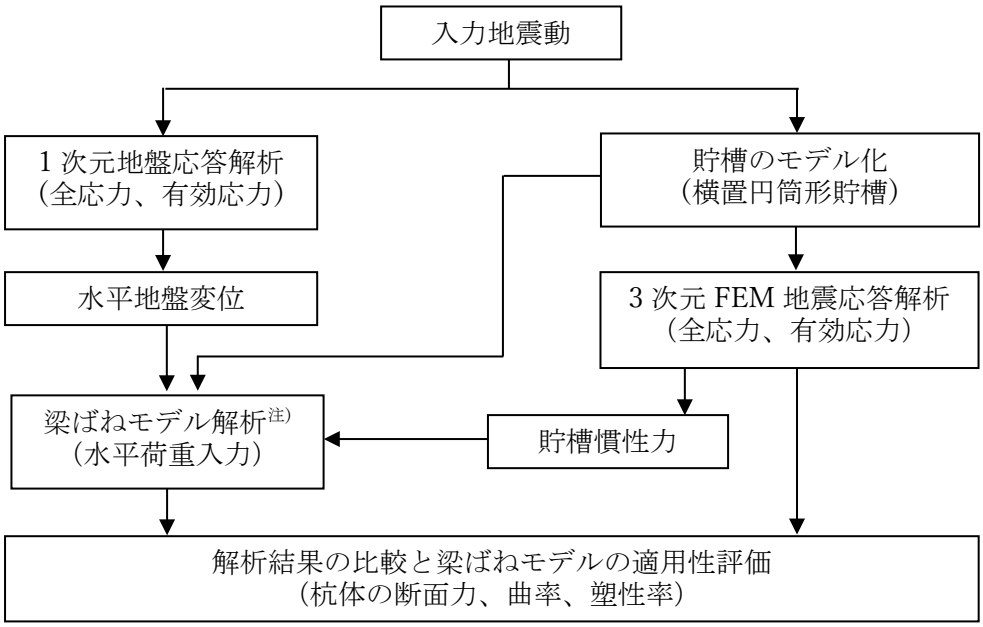
1. 検討概要

液状化地盤での静的解析を基本とした梁ばねモデルに係わる既往研究の文献調査（前節Ⅱ-1）では、様々な課題があること等を示し、地盤ばねや外力等、設定する条件によっては適用の可能性があるものの、現状では一般的な問題に適用するには十分な知見が蓄積されておらず、応答変位法を高圧ガス設備の耐震性評価へ適用することは困難であると考えられた。

ところで、令和 3 年度調査研究では、液状化地盤に 49 本の鋼管杭で支持された球形貯槽を対象に 3 次元 FEM 有効応力解析を実施し、梁ばねモデルによる静的非線形解析（以下、梁ばねモデル解析という）を実施し、両者における杭の断面力、曲率及び塑性率について比較した。その結果、梁ばねモデル解析では、3 次元 FEM 有効応力解析から得られる液状化地盤での杭の曲率及び塑性率を表現することは困難であった。この原因は、貯槽を支持する杭の本数が 49 本と密に配置されており、杭間地盤の動的相互作用や群杭効果を梁ばねモデルでは十分表現できないことによるものであった。

今年度の検討では、対象とする高圧ガス設備を杭本数の少ない横置円筒形貯槽として、杭間地盤の動的相互作用や群杭効果の影響を極力小さくした 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）ならびに梁ばねモデル解析を実施し、地盤の液状化の有無を含めた高圧ガス設備への梁ばねモデルの適用性について、さらに検討を行った。梁ばねモデル構築に当たっては、既往研究の文献調査から様々な課題等があるが、本検討では令和 3 年度調査研究と同様、土木・建築分野の代表的な設計基準である道路橋示方書・同解説（2017）ならびに建築基礎構造設計指針（2019）に準拠してモデルを構築した。

今年度の梁ばねモデルの検討フローを図 1-1 に示す。



注）令和 3 年度調査研究と同様、道路橋示方書・同解説（2017）及び建築基礎構造設計指針（2019）による梁ばねモデルとする。

図 1-1　梁ばねモデルの検討フロー

2. 地震応答解析

2.1 1次元地盤応答解析

(1) 検討概要

梁ばねモデルに入力する水平地盤変位を求めるため、令和3年度調査研究と同様の緩い地盤を対象に、1次元地盤応答解析（全応力解析、有効応力解析）を実施した。

(2) 地盤条件

検討に用いる地盤定数を表 2.1-1 に示す。この地盤は令和3年度調査研究で想定した緩い地盤を基本としているが、地盤モデルを単純化するために地下水位は地表面に修正する。各地層のせん断ひずみに伴うせん断剛性及び減衰定数の非線形性は、安田・山口の提案式をベースに修正 R-O モデルで表現したものを採用しており、その非線形性を図 2.1-1 に示す。また、ダイレイタンシー特性にはおわんモデルを用いる。ここでは液状化試験結果の代用として、龍岡等の提案式を用いて有効応力解析に用いる液状化パラメータを表 2.1-2 のように設定している。龍岡等の提案式と液状化パラメータから評価される要素シミュレーション結果を比較したものを図 2.1-2 に示す。

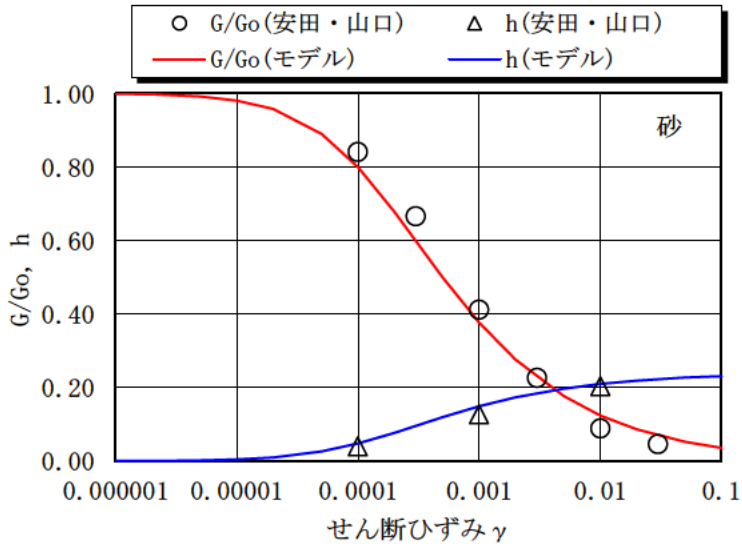
表 2.1-1　検討に用いる地盤定数（緩い地盤）

標高 注1) ▽GL±0.0m	層厚 (m)	地層名	N 値	単位体積重量 注2) γ (kN/m³)	粘着力 C(kN/m²)
▽ -10.0	10.0	砂 注3)	7	19.6（9.8）	－
-15.0	5.0	シルト	2	16.7（6.9）	24.5
-25.0	10.0	砂礫（支持層）	45	20.6（10.8）	－
工学的基盤			50	20.6（10.8）	－

注 1）地下水位は地表とする。

注 2）（ ）内は水中単位体積重量を示す。

注 3）砂層はすべて液状化層とする。



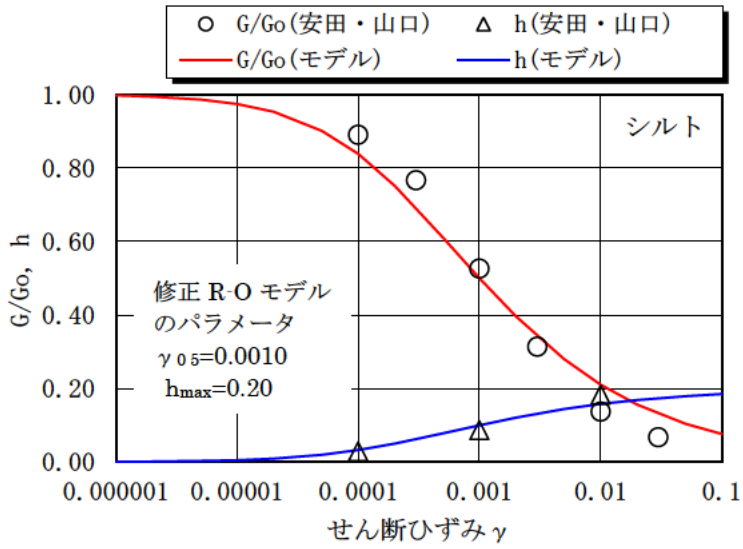


図 2.1-1　砂及びシルトのせん断剛性及び減衰定数のひずみ依存性

表 2.1-2　液状化パラメータ

GL (m)	地層名	A	B	C	D	$\frac{Cs}{(1+e0)}$	$\frac{Cc}{(1+e0)}$	Xl
0								
-10	砂	-0.3	1.4	4.7	40	0.006	0.0062	0.150
-15	シルト	－	－	－	－	－	－	－
-25	砂礫							

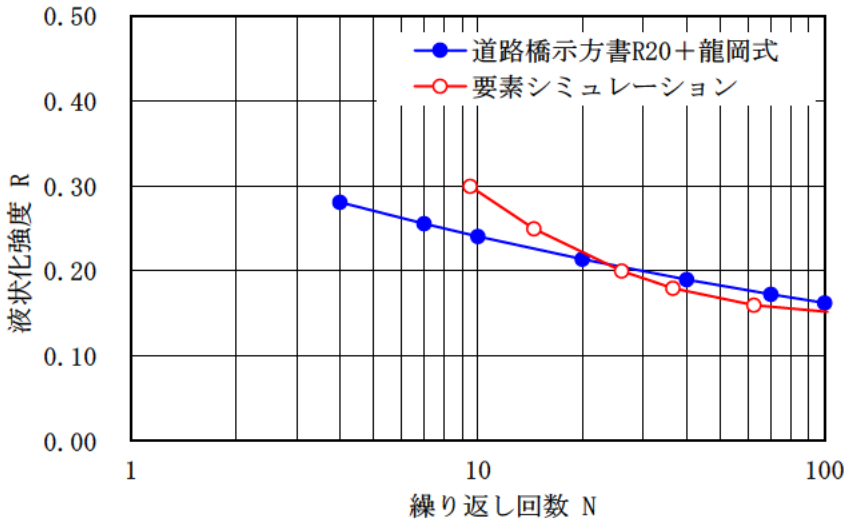
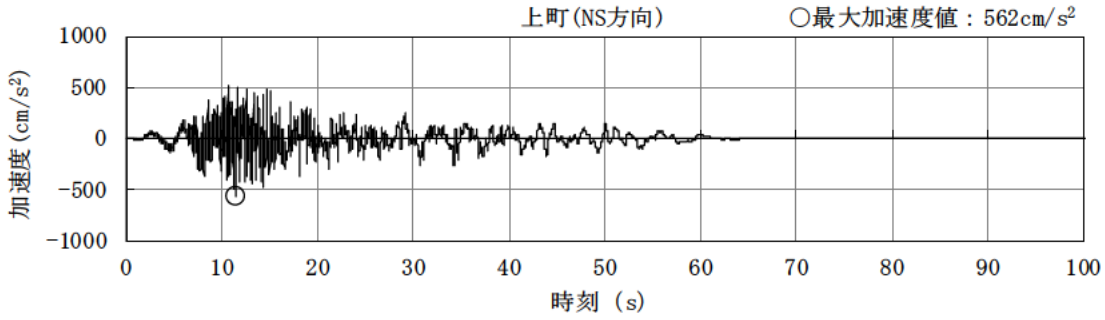


図 2.1-2　砂層の液状化試験結果と要素シミュレーション結果の比較

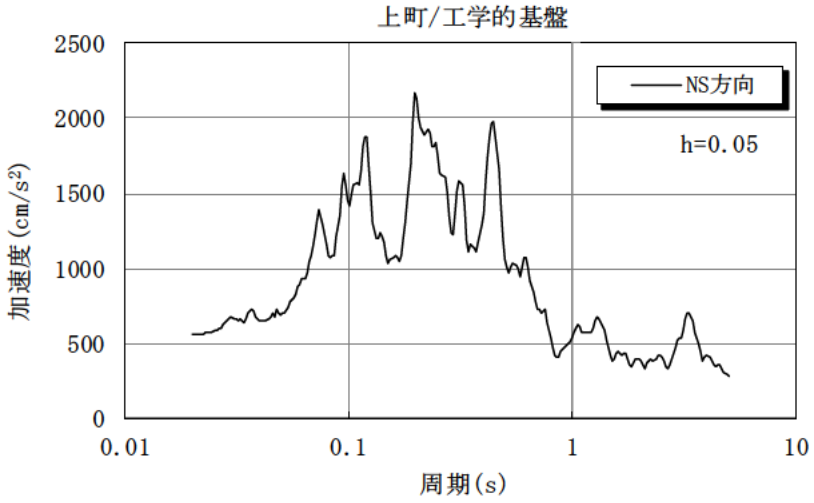
(3)　入力地震動

工学的基盤における入力地震動を図2.1-3に示す。入力地震動は令和3年度調査研究と同様、堺・高石コンビナート地区において上町断層帯に発生する地震の経験的グリーン関数法による半経験的手法から得られた地震動を適用する。この地震波は、3成分（NS方向、EW方向、Z方向）を有するが、このうちNS方向成分のみを解析に用いるものとする。

なお、入力地震動の策定については、令和元年度調査研究を参照されたい。



(a) 加速度波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 2.1-3　入力地震動における加速度波形と加速度応答スペクトル

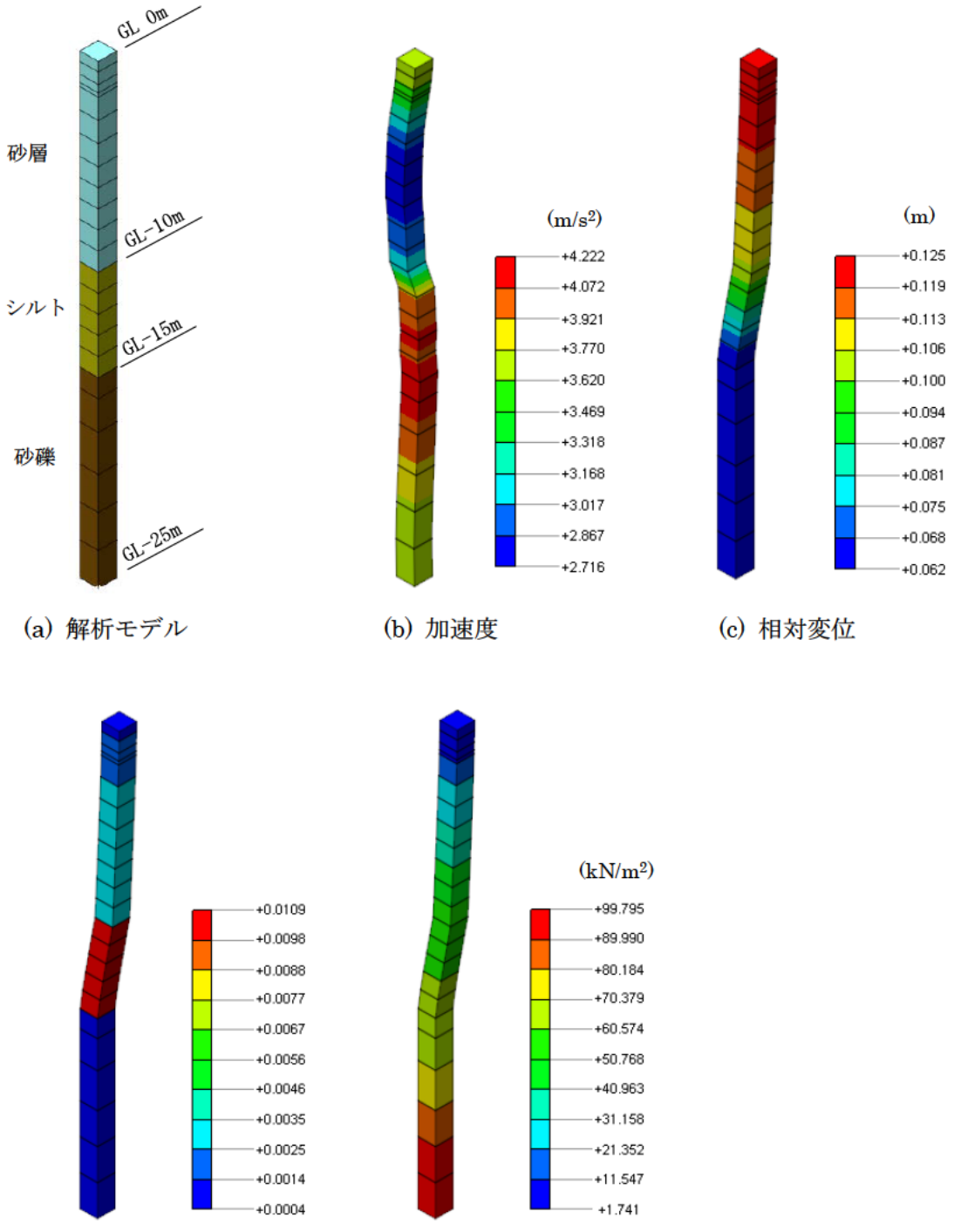
(4) 解析結果

土柱モデルによる全応力解析と有効応力解析を実施した結果のうち、最大応答分布、地表面の応答加速度波形及び応答相対変位波形、過剰間隙水圧比波形（有効応力解析のみ）、せん断応力－せん断ひずみ関係を図 2.1-4～図 2.1-10 に示す。

全応力解析結果及び有効応力解析結果とも、最大応答加速度分布は砂層で低減する傾向が見られ、相対変位波形では砂層で増幅する傾向が見られる。この傾向は、全応力解析結果に比べて有効応力解析結果が顕著である。ここで、砂層の最大せん断ひずみは全応力解析結果で 1%程度であるが、有効応力解析結果では 10%程度と大きく、最大過剰間隙水圧比は 1.0 近傍に達しており、砂層で液状化を生じている。また、有効応力解析結果のうち時刻歴の過剰間隙水圧比波形によれば、比較的早い時刻（13 秒あたり）で 1.0 に達するとともに、せん断応力－せん断ひずみ関係では、その時刻あたりから砂のせん断ひずみが急激に大きくなっており、砂層で状化現象を示していることがわかる。

(5) 梁ばねモデルに入力する地盤水平変位

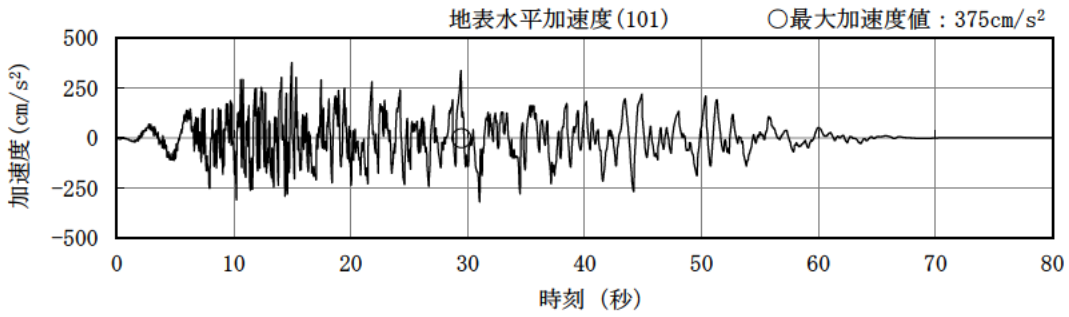
梁ばねモデル地盤水平変位を図 2.1-11 に示す。地盤水平変位については、杭先端位置の水平変位に対する地表面水平相対変位が最大となる時刻の水平変位分布（地表面最大相対変位という）を与える場合と杭先端水平変位に対する各地中レベルにおける水平相対変位の最大値分布（各レベル最大相対変位という）を与える場合が考えられる。このうち、梁ばねモデルに入力する地盤水平変位は地表面最大相対変位を採用する。



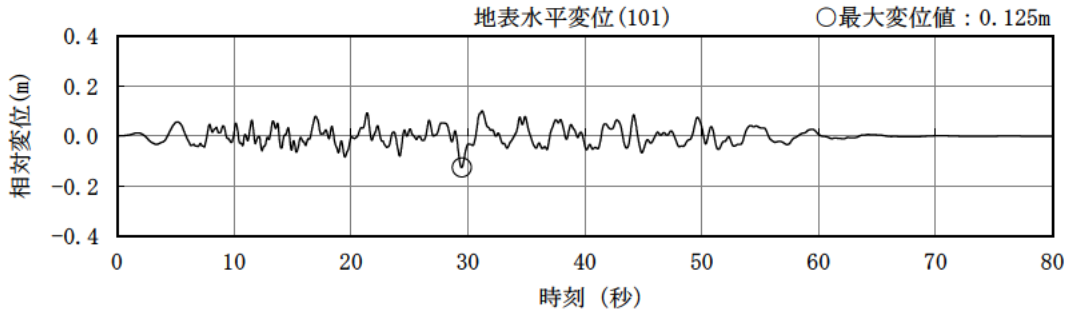
(a) 解析モデル　(b) 加速度　(c) 相対変位

(d) せん断ひずみ　(e) せん断応力

図 2.1-4　土柱モデルによる最大応答分布（全応力解析、NS 方向）



(a) 加速度



(b) 相対変位

図 2.1-5　地表面の応答波形（全応力解析、NS 方向）

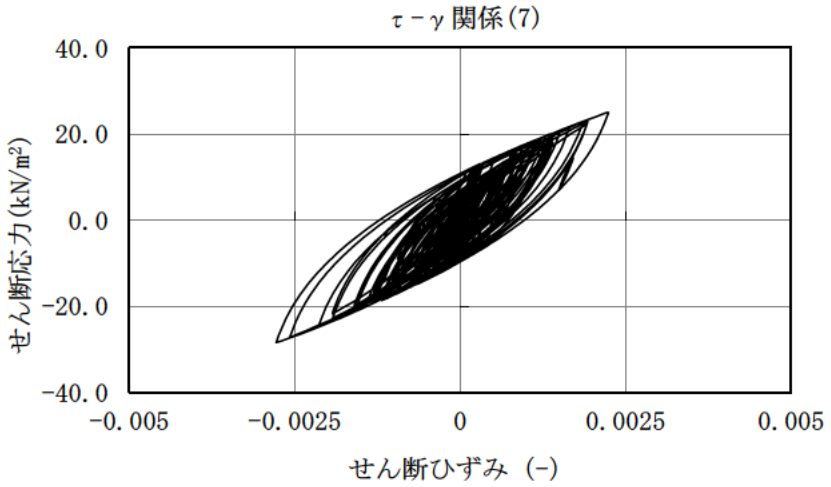


図 2.1-6　せん断応力－せん断ひずみ関係（全応力解析、NS 方向）

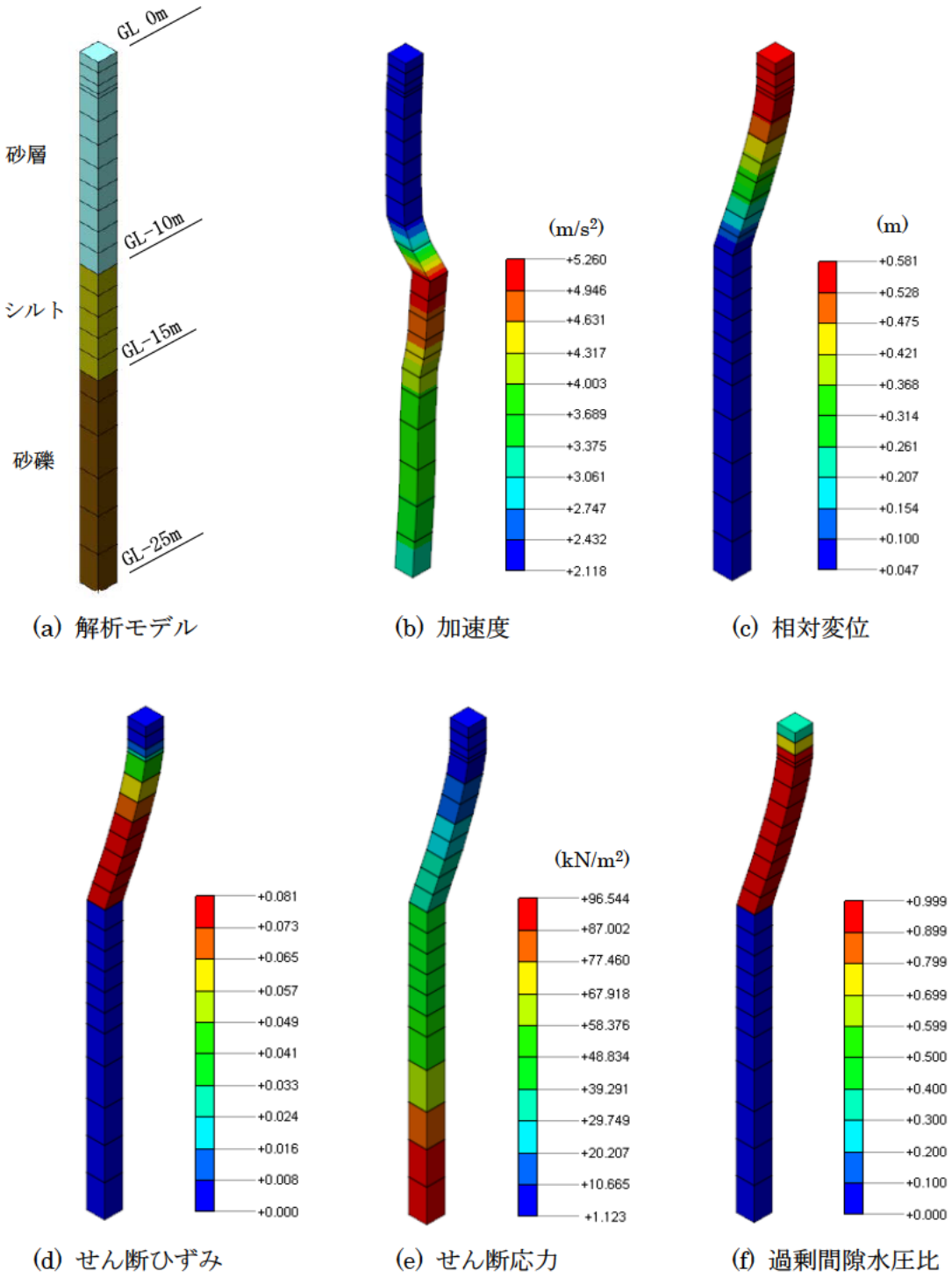


図 2.1-7　土柱モデルによる最大応答分布（有効力解析、NS 方向）

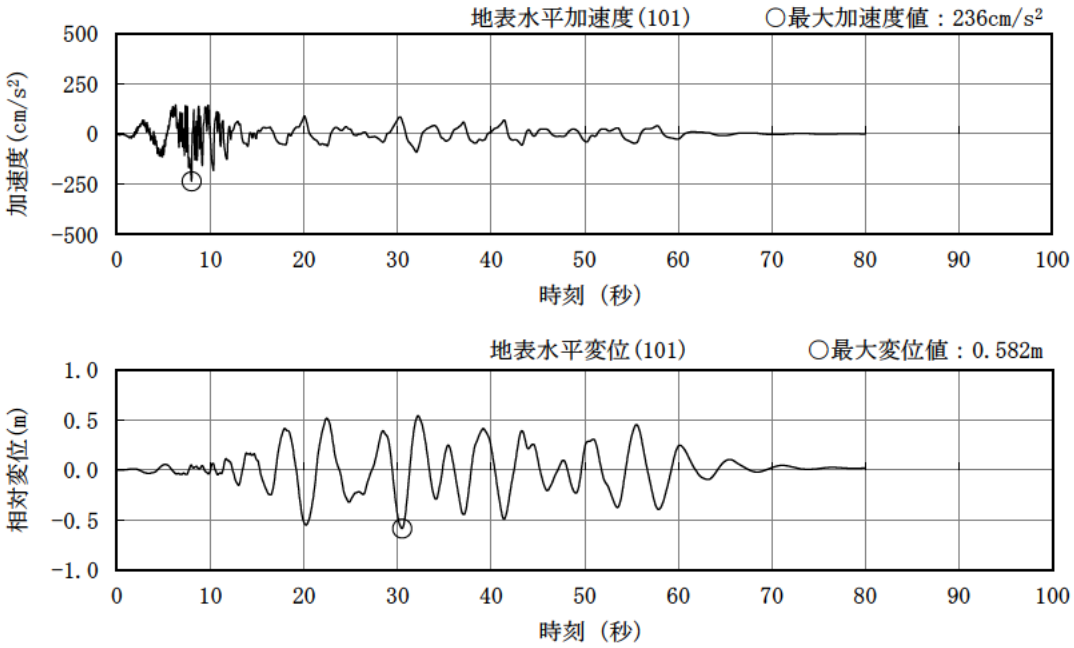


図 2.1-8　地表面の応答波形（有効力解析、NS 方向）

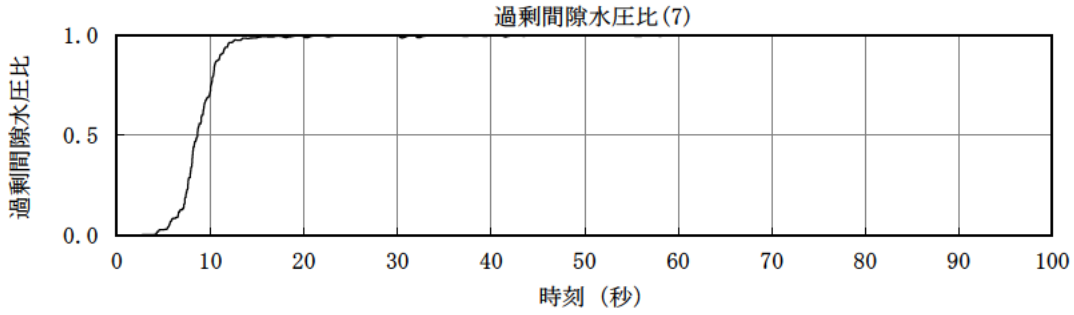


図 2.1-9　過剰隙水圧比波形（有効力解析、NS 方向）

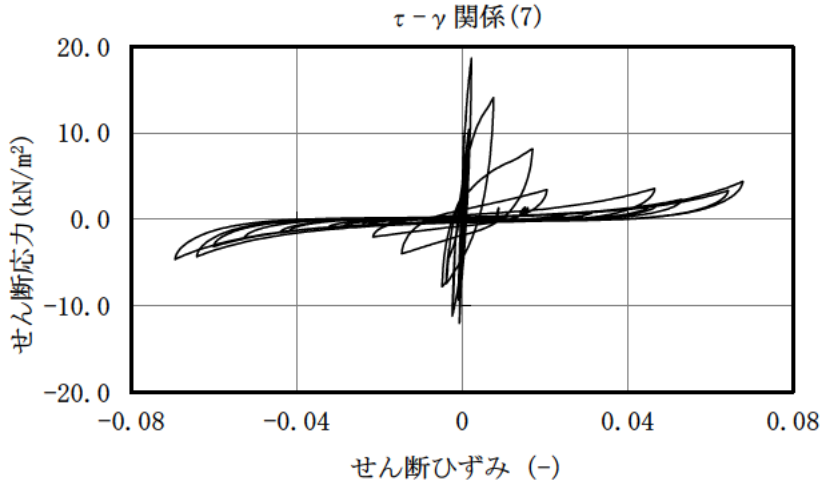
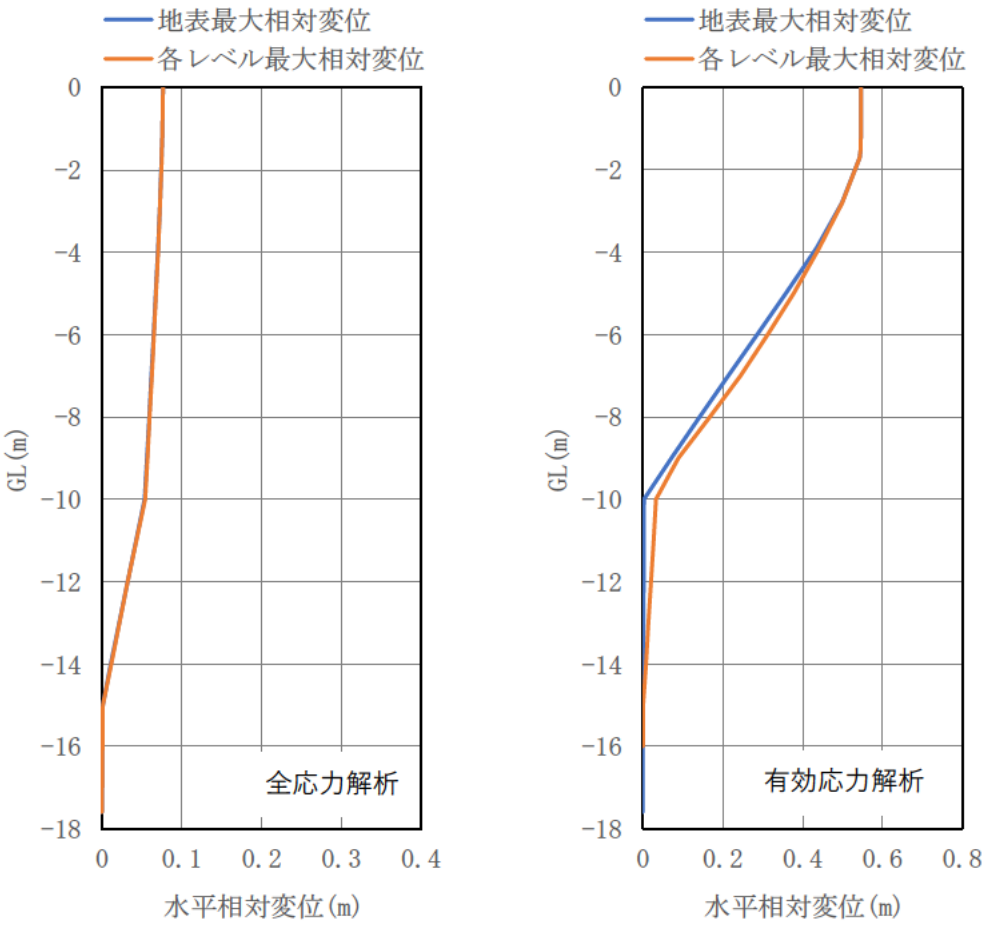


図 2.1-10　せん断応力－せん断ひずみ関係（有効力解析、NS 方向）



(a) 全応力解析　　(b) 有効応力解析

図 2.1-11　地盤水平変位（自由地盤）

2.2　3 次元 FEM 地震応答解析

(1)　検討概要

杭本数が少なく杭間隔が比較的確保されている横置円筒形貯槽を対象に、横置円筒形貯槽－杭基礎－地盤連成系モデルによる 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析及び有効応力解析）を実施した。横置円筒形貯槽は設備高が低く、基礎への曲げ反力が小さい高圧ガス設備でもある。本解析結果と梁ばねモデル解析による杭断面力及び杭の塑性率を比較することで、梁ばねモデルの適用性を検討した。

(2)　解析モデル

参考とした横置円筒形貯槽を図 2.2-1 に示す（「高圧ガス保安協会 : 高圧ガス設備等耐震設計指針（2012）レベル 1 耐震性能評価（耐震設計設備・基礎）編　改定新版」より引用）。同図を元に設定した横置円筒形貯槽－杭基礎－地盤連成系の解析モデルを図 2.2-2 に示す。解析モデルは、以下を考慮して設定した。

①貯槽部は質点と梁要素でモデル化し、梁の剛性は固有周期T=0.25sに合わせて設定する。
②杭は梁要素でモデル化し、杭本数8本を減らした4本（2列×2例）の解析モデルとする。また、杭間隔を5mとして、杭間地盤と杭との動的相互作用（群杭効果）が現れにくいモデルとする。
③基礎フーチングと地中梁は一体の基礎スラブとして、シェル要素でモデル化する。
④地盤はソリッド要素でモデル化し、令和3年度調査研究と同様の既掲表2.1-1に示した緩い地盤とする。杭径φ600とし、予備解析を実施して次節(4)に示すD1～D3の各解析ケースに対応するよう肉厚等の仕様を設定する。

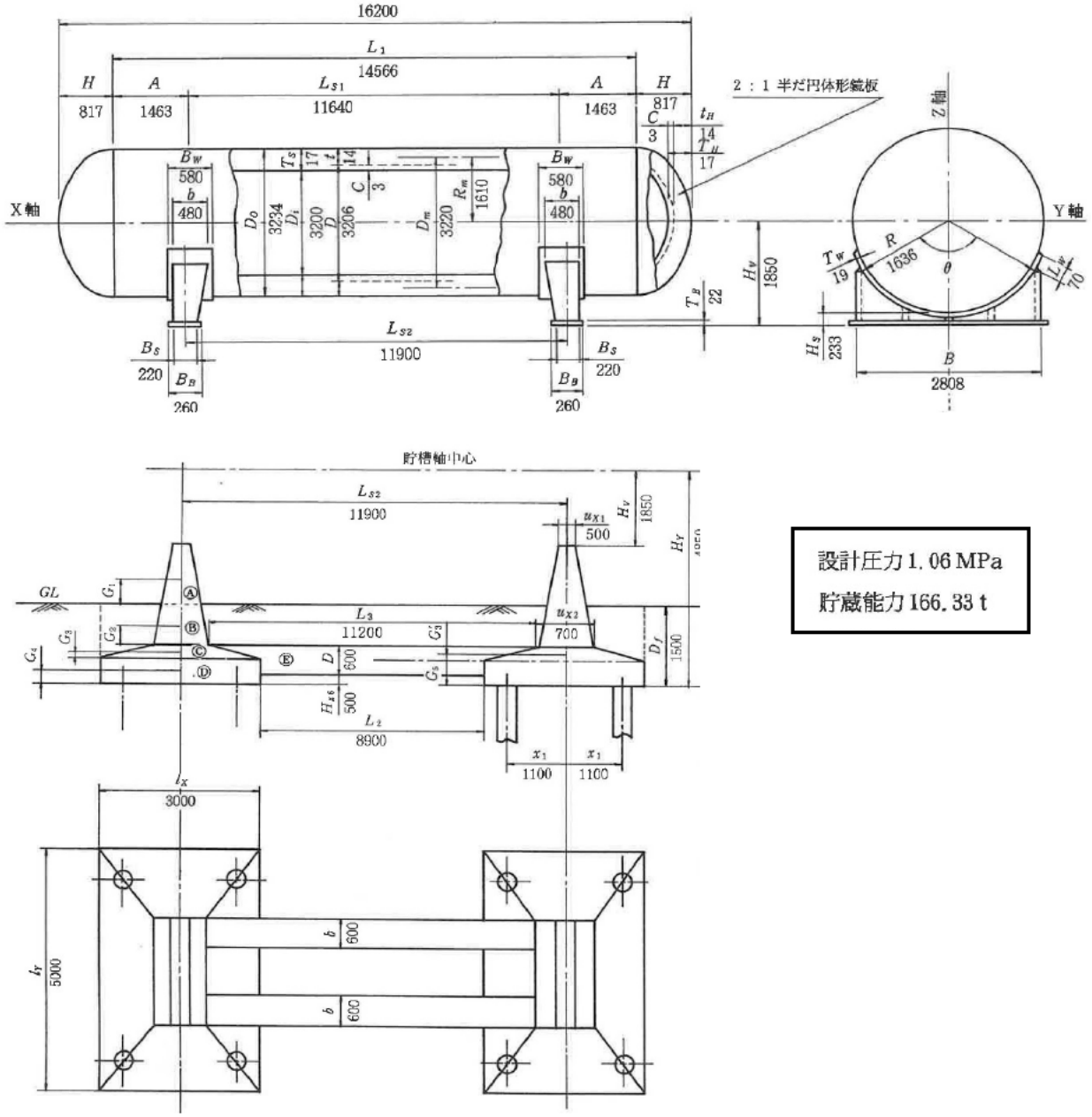
解析に用いる材料定数及び断面性能を表 2.2-1 及び表 2.2-2 に、貯槽質点・基礎スラブの重量を表 2.2-3 に示す。杭は鋼管杭とし、材種 SKK490、SKK400、杭径φ600、肉厚 t=16mm、t=12mm を予備解析から設定した。鋼管杭の曲げモーメント－曲率関係を図 2.2-3 に示す。

(3)　入力地震動

入力地震動は 1 次元地盤応答解析と同様、既掲の図 2.1-3 に示した上町断層帯に発生する地震の地震動を適用する。

(4)　解析ケース

3 次元 FEM 地震応答解析ケースを表 2.2-4 に示す。鋼管杭の材種、肉厚の違いと砂層の液状化の有無を考慮した 3 ケースについて地震応答解析を実施する。



設計圧力 1.06 MPa

貯蔵能力 166.33 t

貯蔵物	$W_1 = 1631.14 \times 10^3$ N
本体重量	$W_2 = 225.43 \times 10^3$ N
附属品	$W_3 = 11.77 \times 10^3$ N
サドル	$W_4 = 14.17 \times 10^3$ N
ペデスタル地上部	$W_5 = 130.81 \times 10^3$ N

$$T_X = 2\pi\sqrt{\frac{W_{OX}}{K_{Xg}}} = 2\pi\sqrt{\frac{2013.32\times10^3}{116730\times9800}} = 0.263\,\mathrm{s}$$

$$T_Y = 2\pi\sqrt{\frac{W_{OY}}{K_{Yg}}} = 2\pi\sqrt{\frac{2307.3\times10^3}{135700\times9800}} = 0.262\,\mathrm{s}$$

注）「高圧ガス保安協会：高圧ガス設備等耐震設計指針（2012）レベル 1 耐震性能評価（耐震設計設備・基礎）編　改定新版」より引用。

図 2.2-1　横置円筒形貯槽

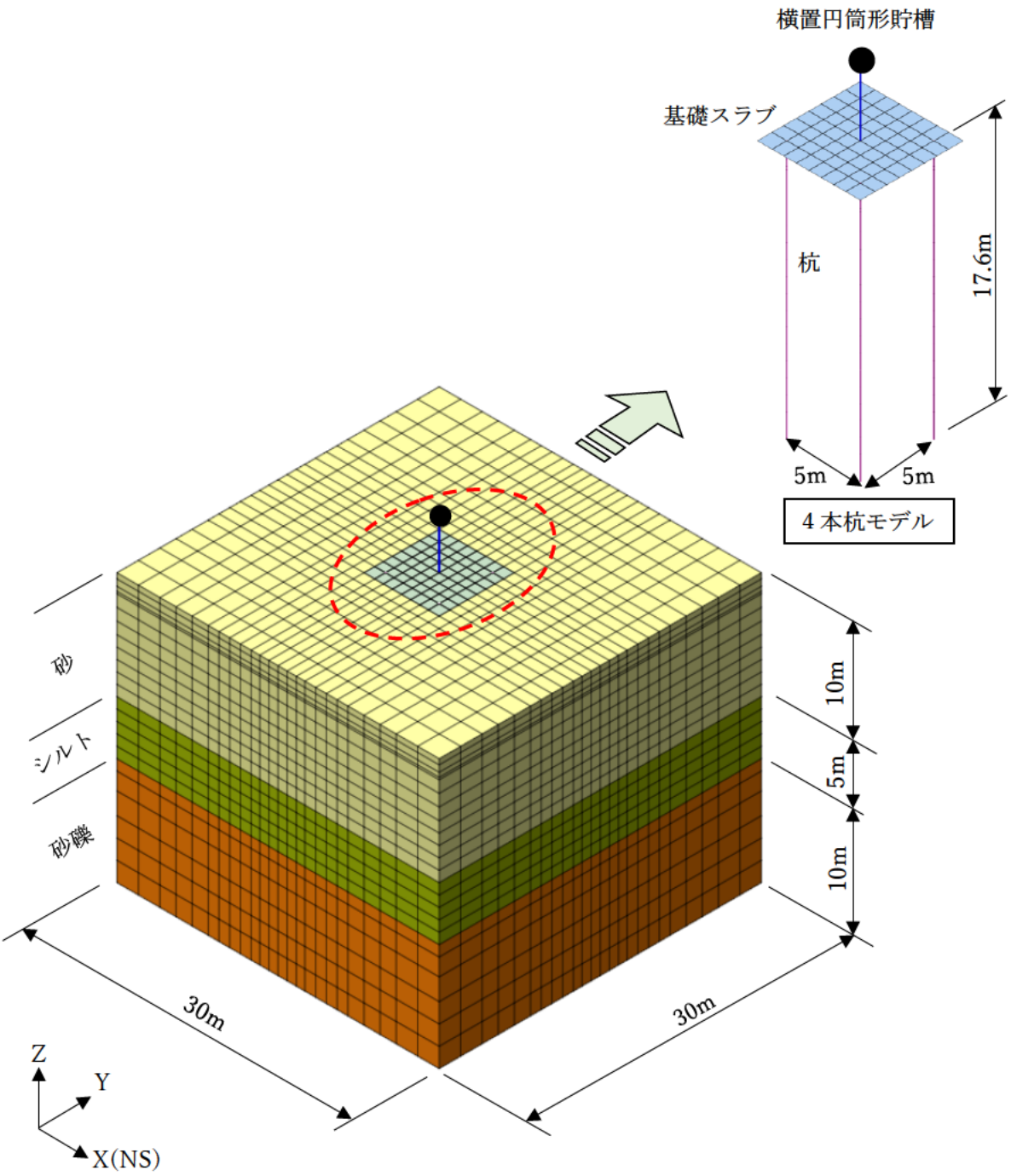


図 2.2-2　横置円筒形貯槽－杭基礎－地盤連成系モデル

表 2.2-1　材料定数

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
貯槽部	SS400、SPV355	2.00×10^5	0.3
鋼管杭	SKK400、 SKK490	2.00×10^5	0.3
基礎スラブ（普通ｺﾝｸﾘｰﾄ）	Fc=24N/mm2	2.27×10^4	0.2

表 2.2-2　断面性能

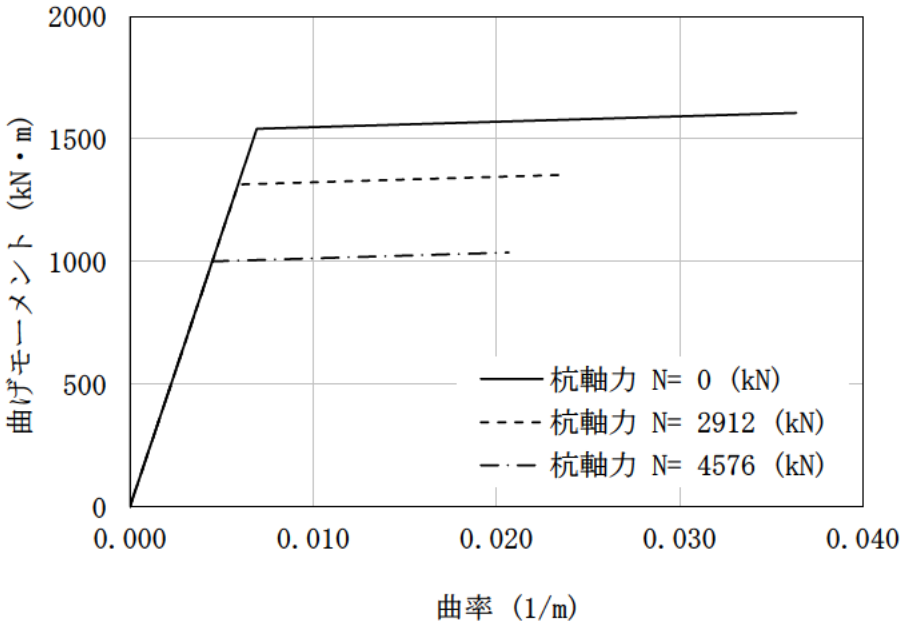
部位	軸断面積 A (m²)	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ I (m⁴)	せん断断面積 As (m²)
貯槽部 注 1)	0.01185	－	0.008373
鋼管杭（t=16mm）注 2)	0.02560	0.001084	0.01280
鋼管杭（t=12mm）注 2)	0.01814	0.000790	0.00907

注 1）貯槽部の軸断面はサドル部の軸断面積とし、断面二次モーメントは等価せん断剛性とするために大きな値とする。

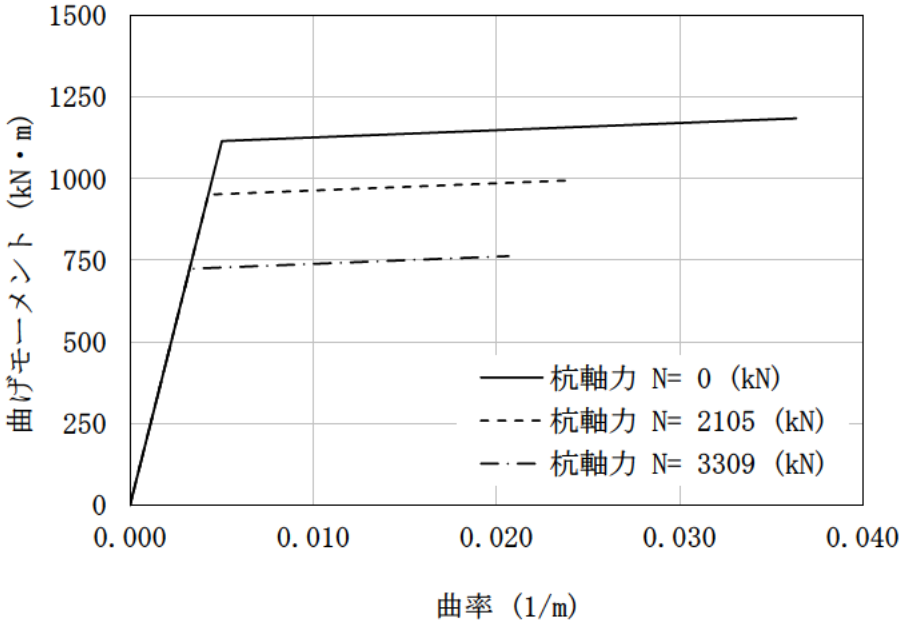
注 2）鋼管杭は腐食代 2mm を減じた断面性能とする。

表 2.2-3　貯槽質点・基礎スラブの重量

部位	重量(kN)	備考
貯槽質点	2000	
基礎スラブ	2000	貯槽重量と同様にする

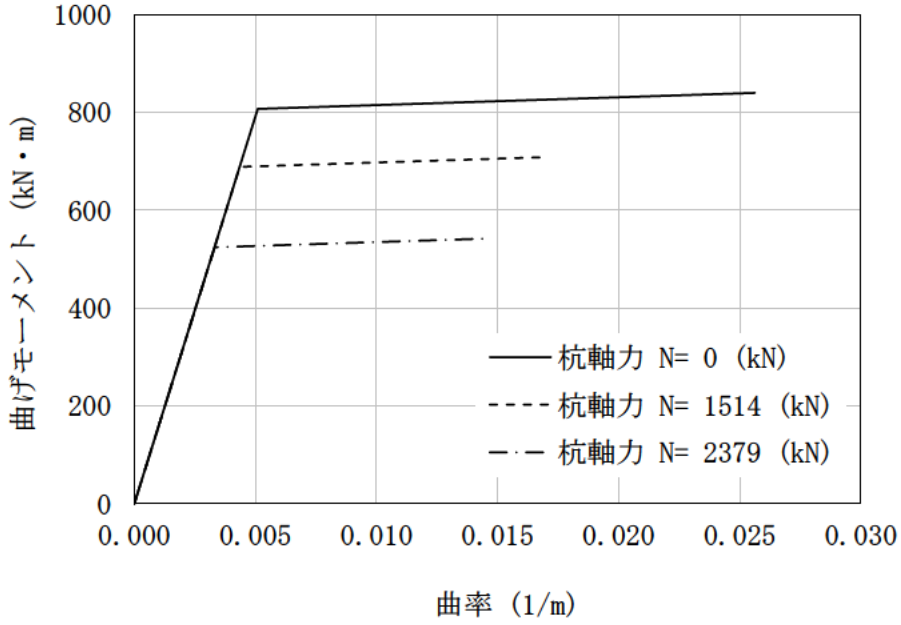


(a) φ600，t=16mm（SKK490）



(b) φ600，t=16mm（SKK400）

図 2.2-3(1)　鋼管杭の曲げモーメント－曲率関係



(c) φ600，t=12mm（SKK400）

図 2.2-3(2)　鋼管杭の曲げモーメントー曲率関係

表 2.2-4　3 次元 FEM 地震応答解析ケース

ケース	解析手法	材種	杭径・肉厚	予想される非線形性 (杭の塑性状態、液状化の有無)
D1	全応力解析	SKK400	φ600mm(t=16mm)	杭：概ね線形、地盤：非液状化
D2	全応力解析	SKK400	φ600mm(t=12mm)	杭：非線形、　地盤：非液状化
D3	有効応力解析	SKK490	φ600mm(t=16mm)	杭：非線形、　地盤：液状化

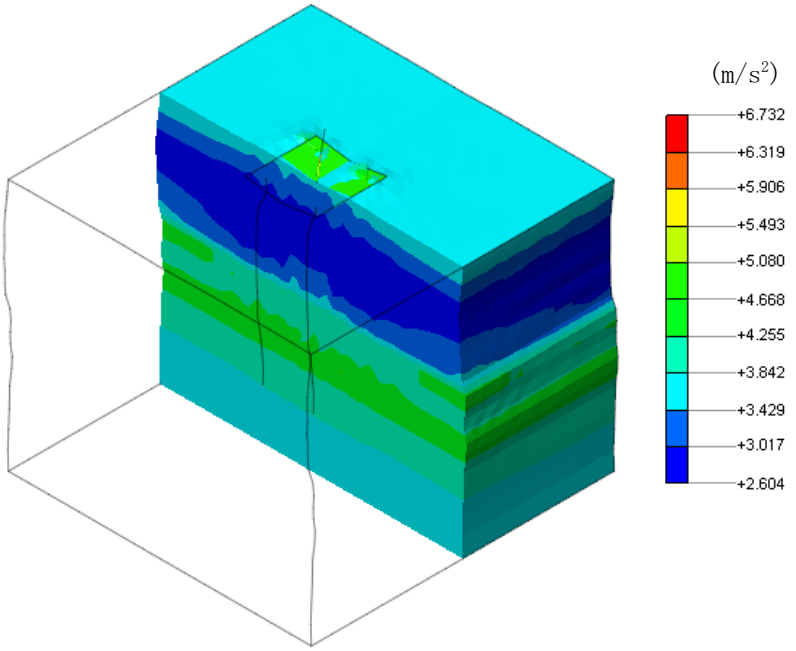
(5) 解析結果

ケース D1～ケース D3 の解析結果のうち、最大応答加速度分布、最大応答水平相対変位分布及び最大応答せん断ひずみ分布、基礎スラブの応答水平加速度及び応答水平相対変位の時刻歴波形、杭の曲げモーメント-曲率関係（M-φ 関係）を図 2.2-4～図 2.2-16 に示す。ただし、ケース D3 については地盤の液状化を考慮した有効応力解析であることから、最大過剰間隙水圧比分布や過剰間隙水圧比波形も示す。

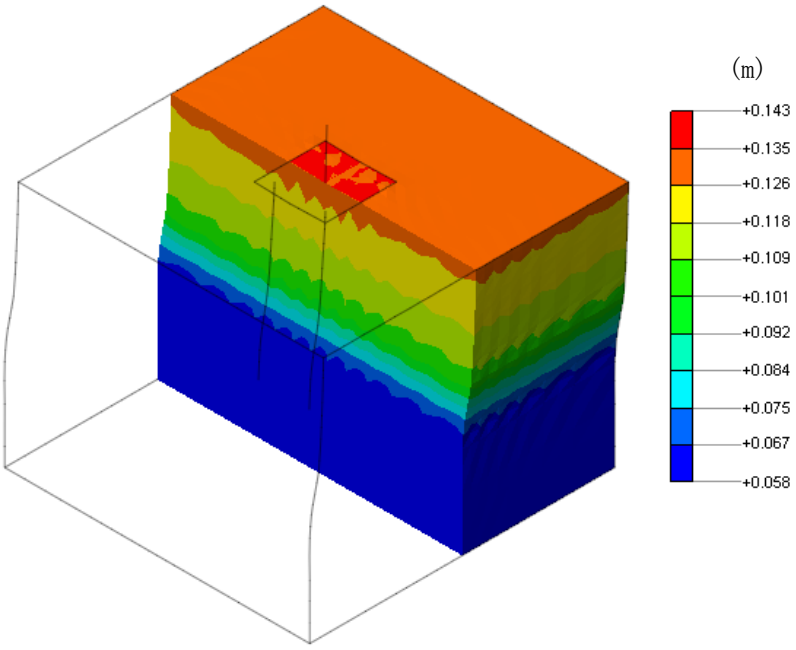
ケース D1 及びケース D2 は砂層の液状化を考慮せず、全応力解析である。最大応答加速度は、貯槽重心で 672cm/s²（ケース D1）及び 626cm/s²（ケース D2）、基礎スラブで 486cm/s²（ケース D1）及び 418cm/s²（ケース D2）、最大応答水平相対変位は貯槽重心で 14.3cm（ケース D1）及び 14.7cm（ケース D2）、基礎スラブで 13.6cm（ケース D1）及び 14.1cm（ケース D2）であり、ケース D1 及びケース D2 とも類似の結果になっている。また、地盤の最大応答せん断ひずみはケース D1 及びケース D2 とも 1.0%程度と小さくなっている。また、杭の塑性状態については、ケース D1 で杭頭が降伏点あたりで、概ね弾性限界近傍であるのに対し、ケース D2 は杭の肉厚が薄いことから、杭頭の塑性率は 2.0 程度となっている。杭の支持層境界では、両ケースとも弾性範囲内になっている。

一方、ケース D3 は砂層の液状化を考慮した有効力解析である。過剰間隙水圧比は砂層全体にわたり 1.0 近傍に達して液状化が生じており、このため最大応答加速度は貯槽重心で 327cm/s²、基礎スラブで 251cm/s²と、ケース D1 及びケース D2 に比べて最大応答加速度が半分程度になっている。逆に最大応答水平相対変位は、貯槽重心で 48.0cm、基礎スラブで 47.2cm であり、ケース D1 及びケース D2 の 3 倍以上となっている。また、地盤の最大応答せん断ひずみは砂層で 10%程度と大きく、杭頭及び杭の支持層境界の塑性率は 2.0～3.0 となっている。なお、杭間地盤のせん断ひずみは若干小さくなっており、杭の拘束効果による影響が多少現れている。

梁ばねモデルに入力する貯槽・基礎スラブの慣性力は、各ケースとも最大応答加速度を用いて設定することとし、表 2.2-5 に慣性力を示す。

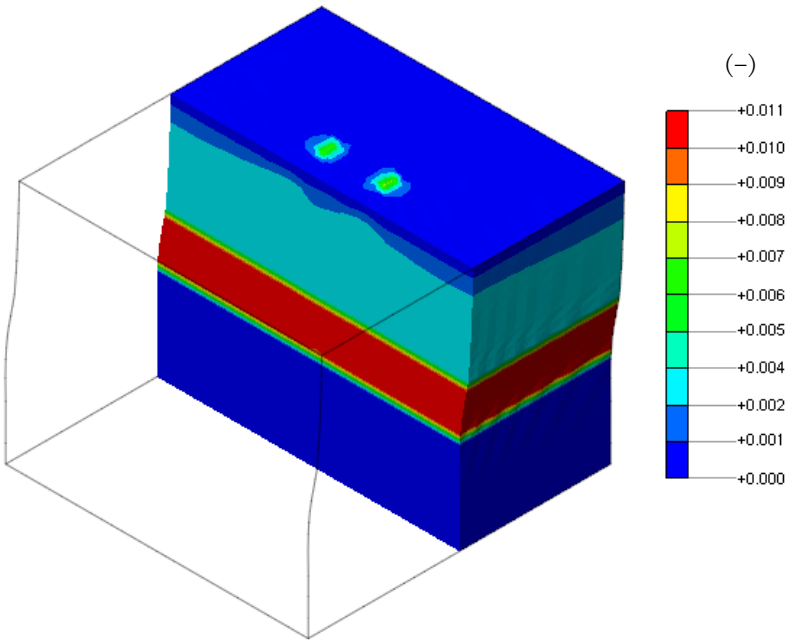


(a) 加速度



(b) 相対変位

図 2.2-4(1)　最大応答値分布（ケース D1）



(c) せん断ひずみ（γxz）

図 2.2-4(2)　最大応答値分布（ケース D1）

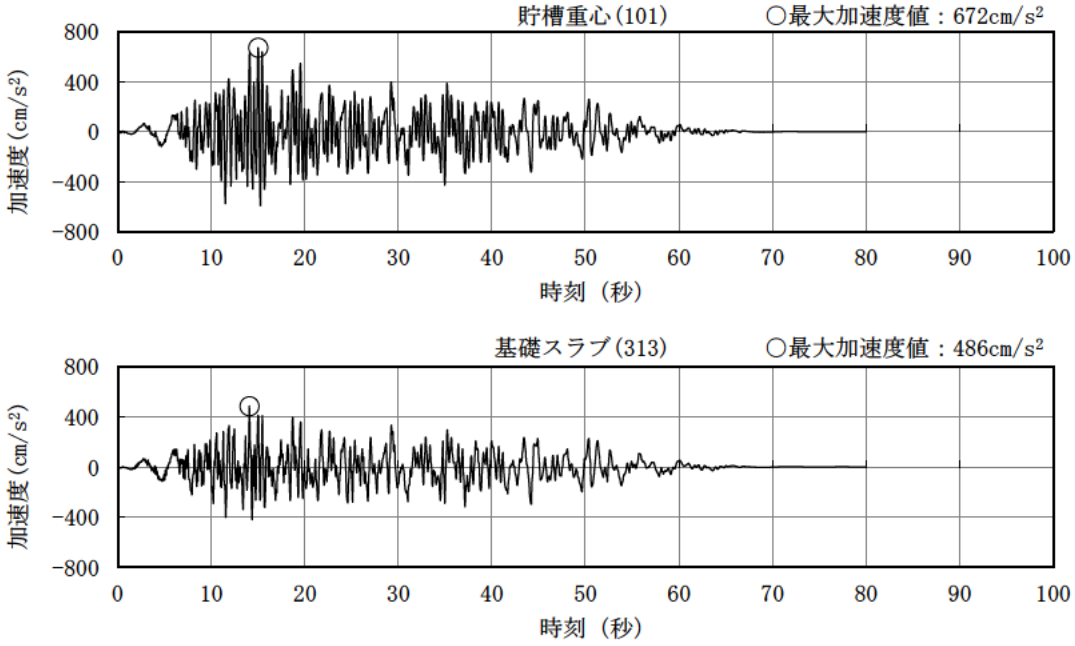


図 2.2-5　貯槽・基礎スラブの応答水平加速度波形（ケース D1）

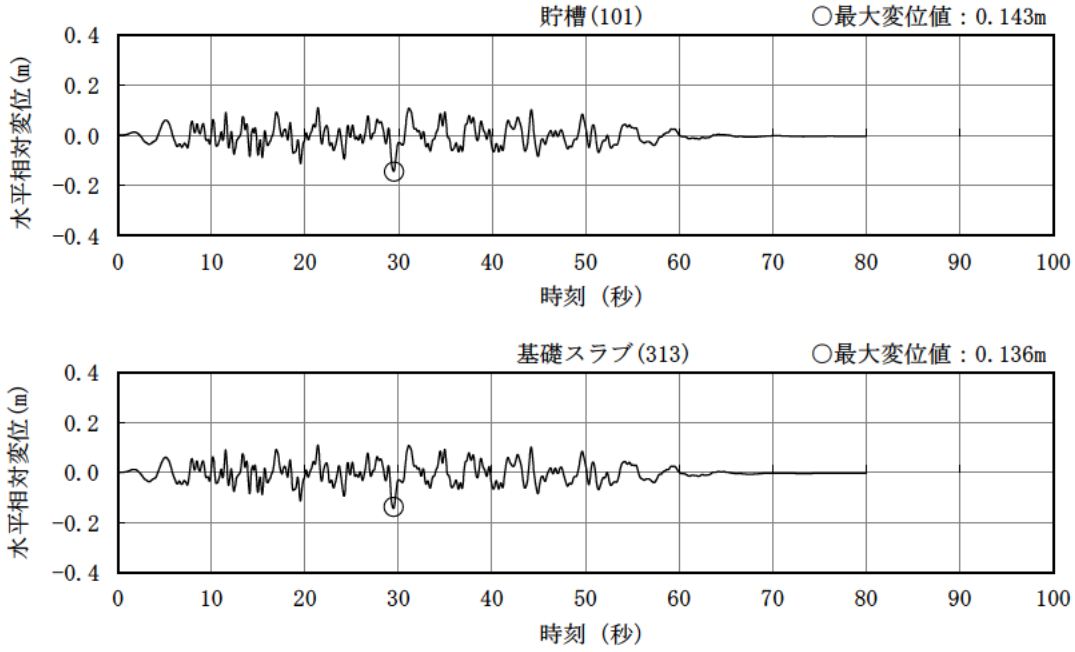


図 2.2-6　貯槽・基礎スラブの応答水平相対変位波形（ケース D1）

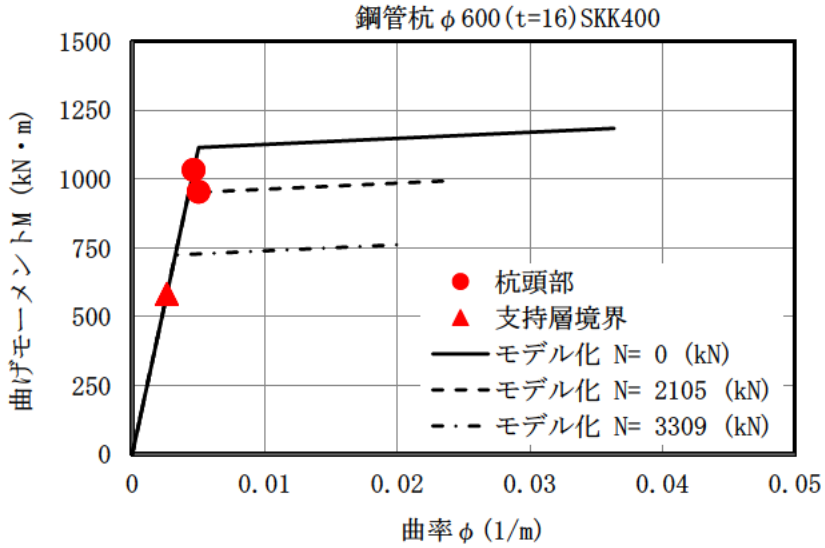
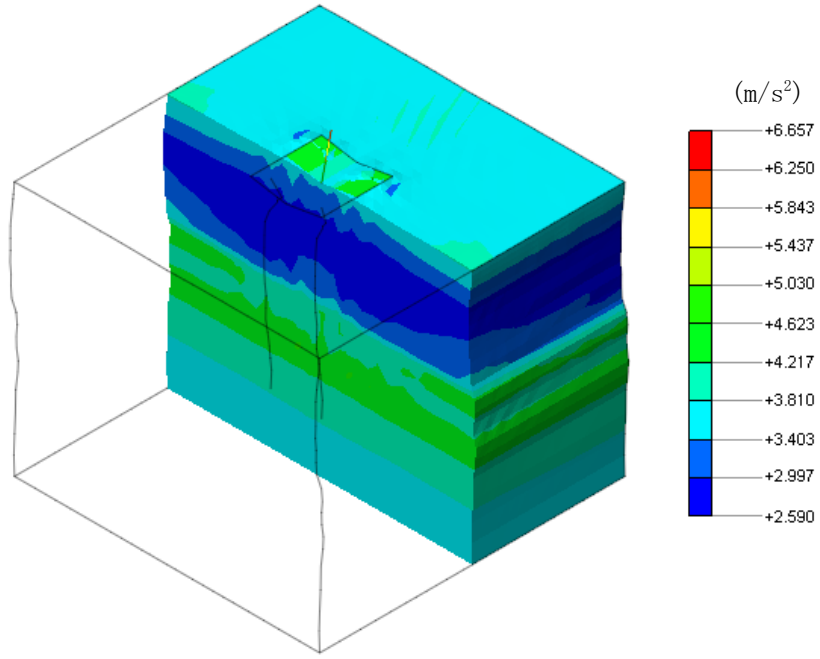
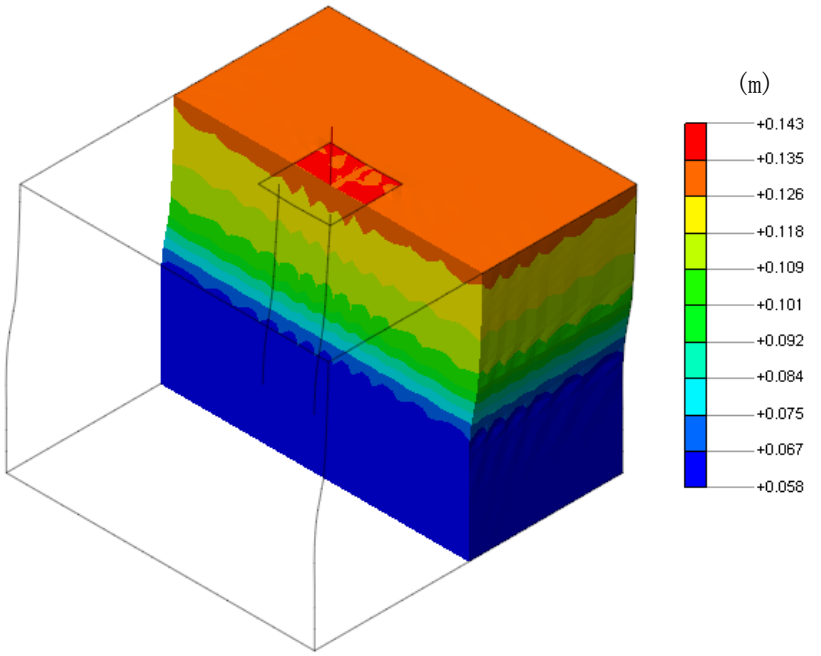


図 2.2-7　杭の曲げモーメントー曲率関係（ケース D1）

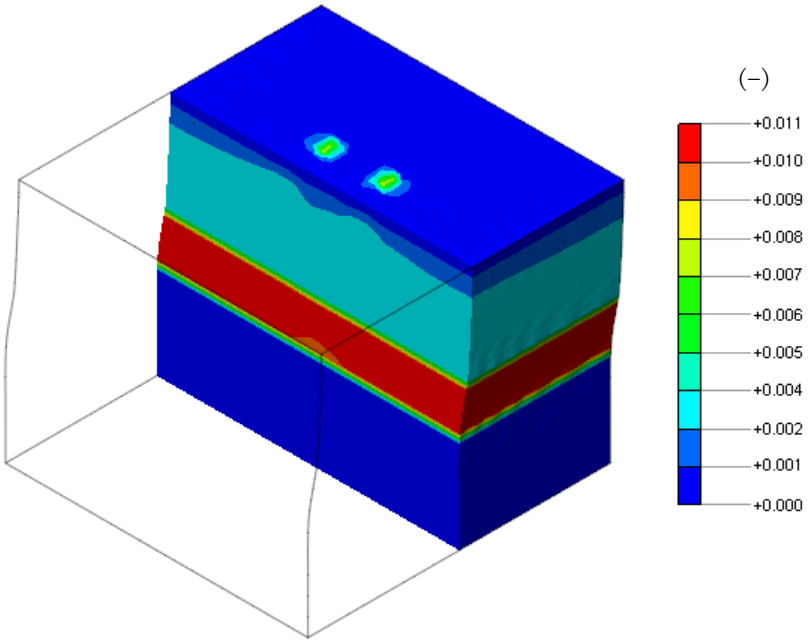


(a) 加速度



(b) 相対変位

図 2.2-8(1)　最大応答値分布（ケース D2）



(c) せん断ひずみ（γxz）

図 2.2-8(2)　最大応答値分布（ケース D2）

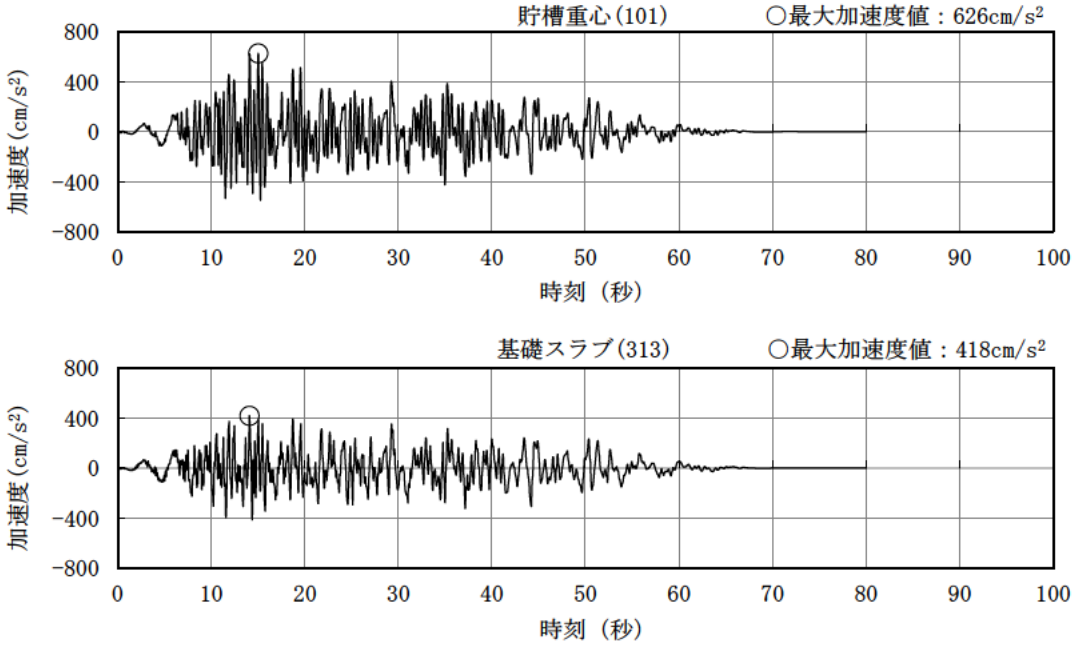


図 2.2-9　貯槽・基礎スラブの応答加速度波形（ケース D2）

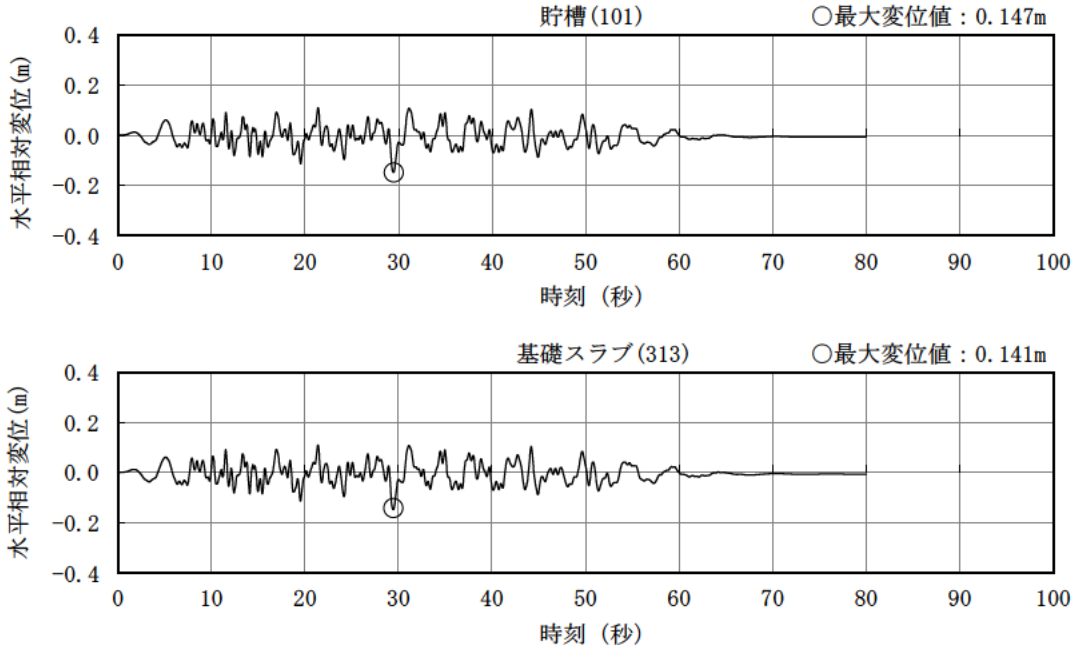


図 2.2-10　貯槽・基礎スラブの応答相対水平変位波形（ケース D2）

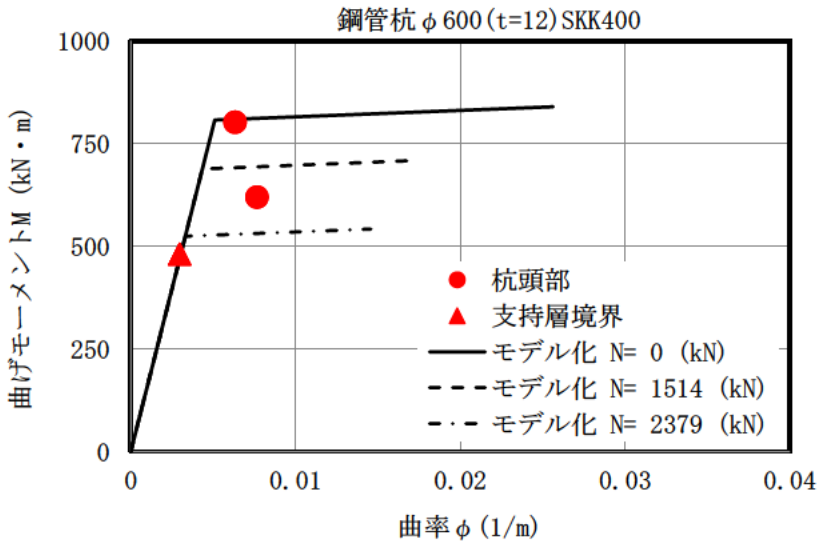
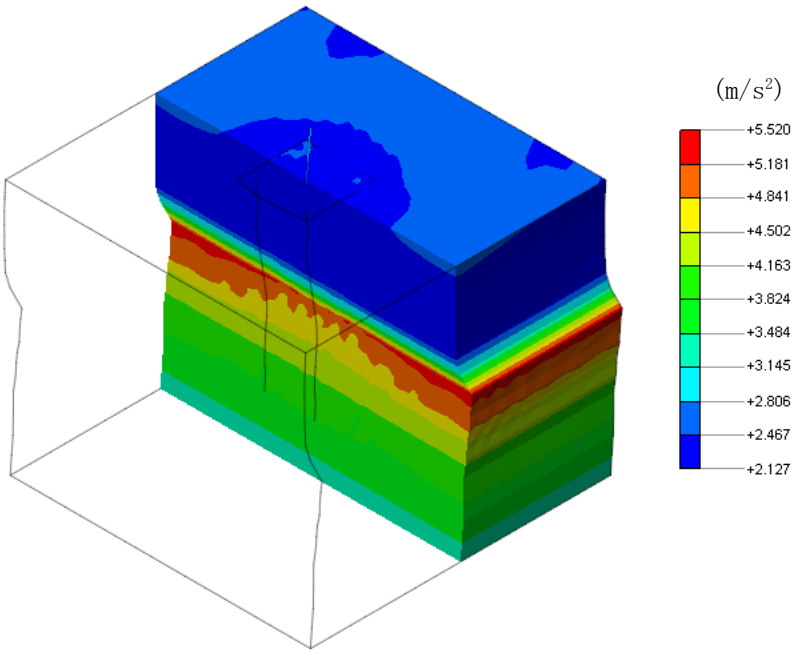
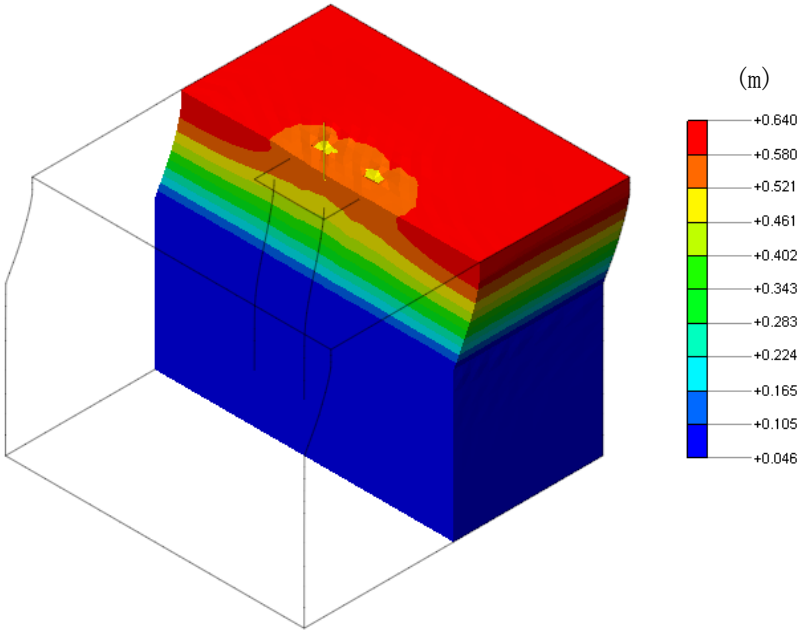


図 2.2-11　杭の曲げモーメントー曲率関係（ケース D2）

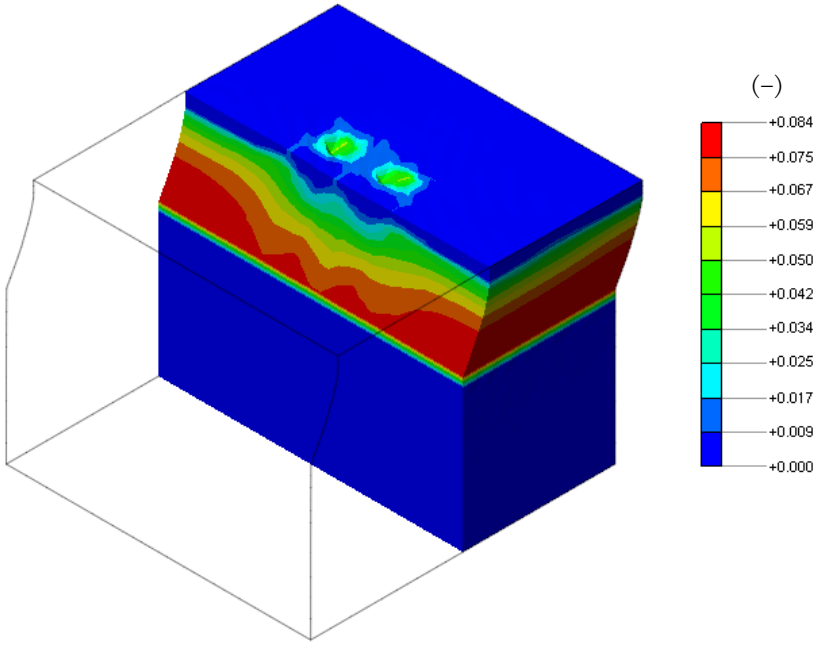


(a) 加速度

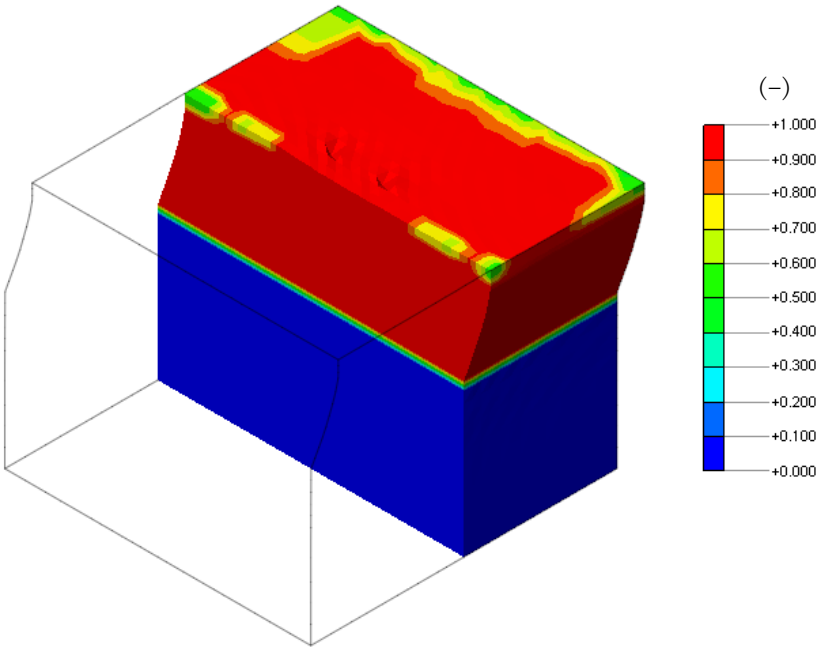


(b) 相対変位

図 2.2-12(1)　最大応答値分布（ケース D3）



(c) せん断ひずみ（γxz）



(d) 過剰間隙水圧比

図 2.2-12(2)　最大応答値分布（ケース D3）

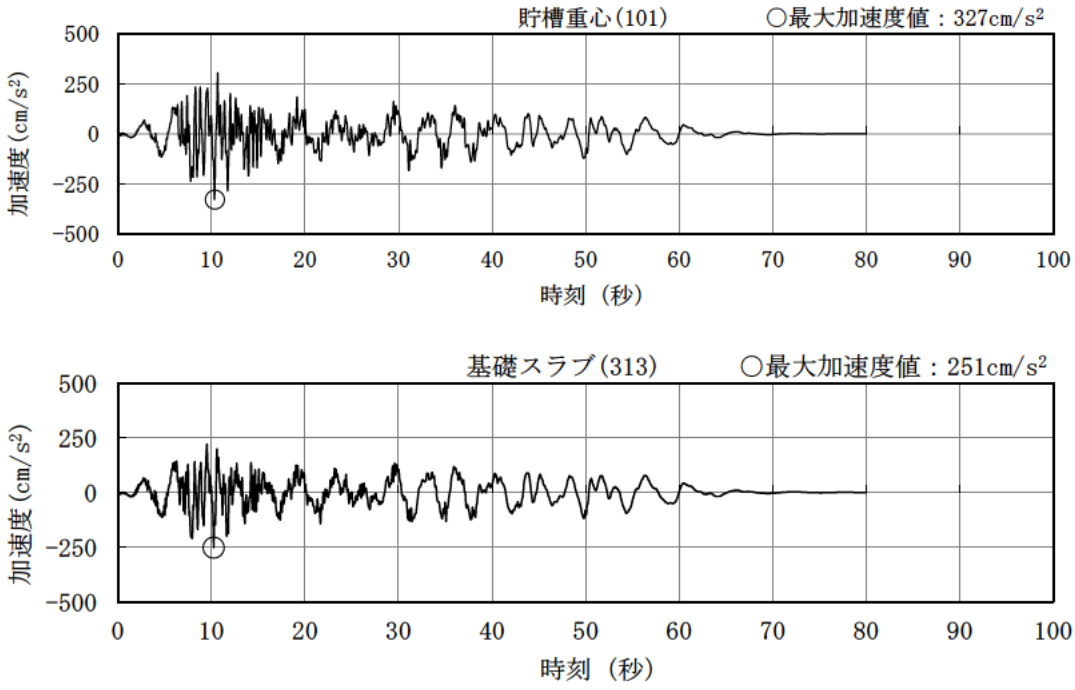


図 2.2-13　貯槽・基礎スラブの応答水平加速度波形（ケース D3）

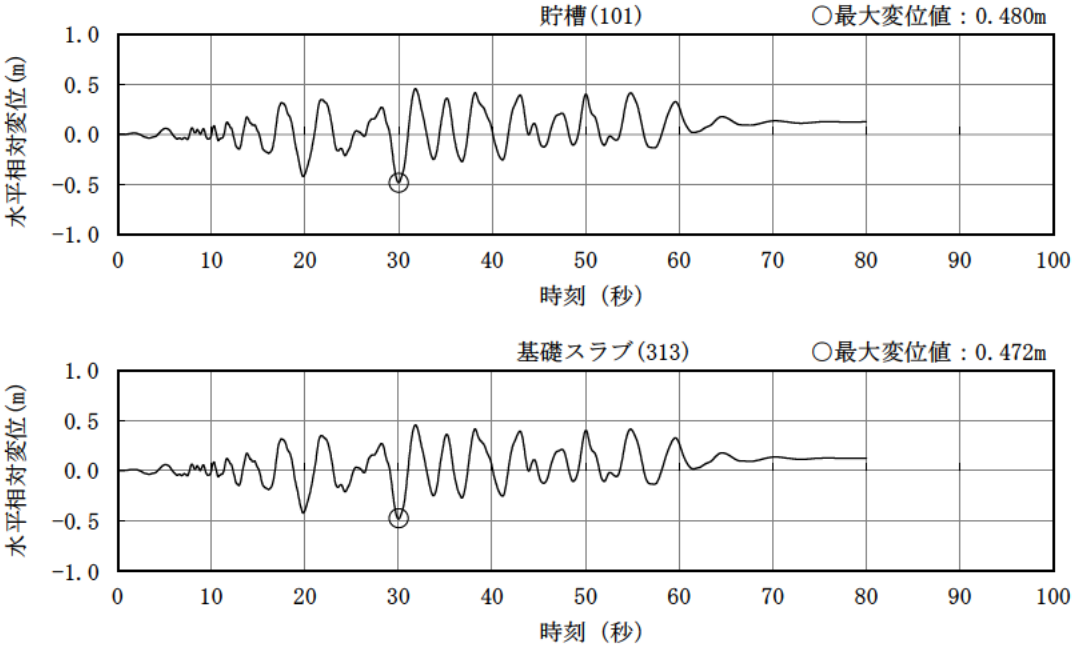


図 2.2-14　貯槽・基礎スラブの応答水平相対変位波形（ケース D3）

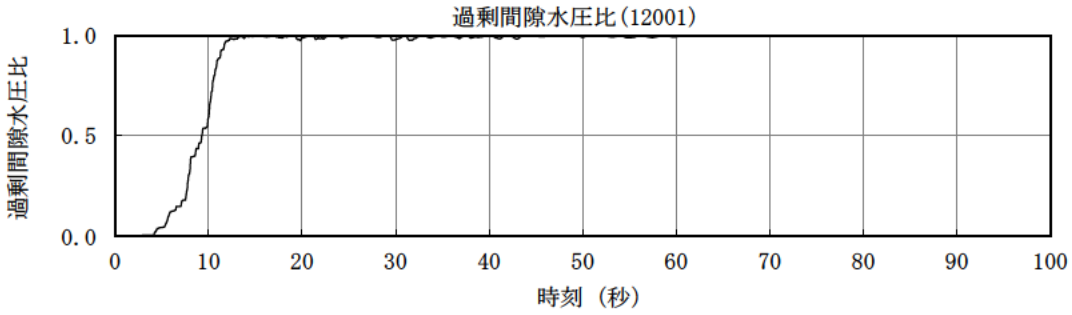


図 2.2-15　砂層の過剰間隙水圧比波形（ケース D3）

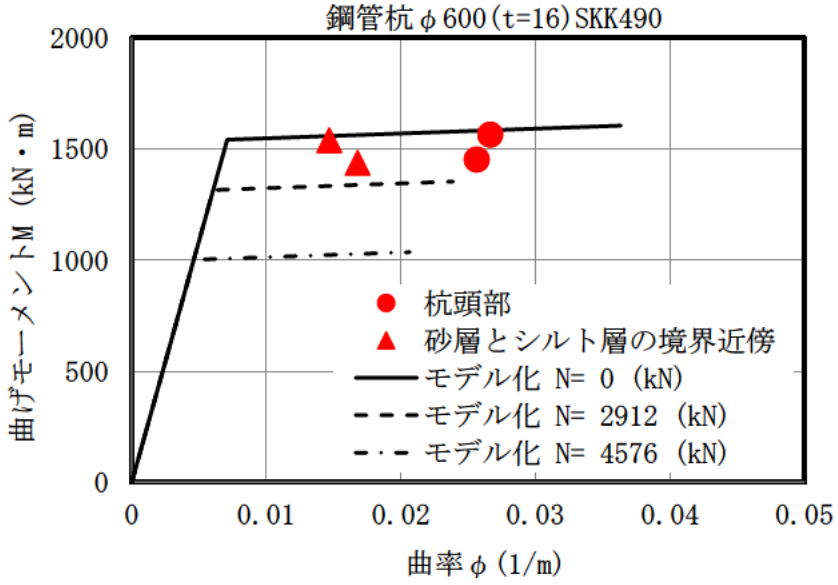


図 2.2-16　杭の曲げモーメント－曲率関係（ケース D3）

表 2.2-5　貯槽・基礎スラブの慣性力

ケース	部位	重量 (kN)	最大応答加速度 (cm/s²)	慣性力 (kN)
D1	貯槽	2000	672.3	1372.0
	基礎スラブ	2000	485.7	991.2
D2	貯槽	2000	625.6	1276.8
	基礎スラブ	2000	418.1	853.3
D3	貯槽	2000	327.1	667.6
	基礎スラブ	2000	250.7	511.7

3. 梁ばねモデル解析

3.1 耐震設計基準

梁ばねモデルは、令和 3 年度調査研究と同様、下記の耐震設計基準に準拠して構築した。

①(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編、
平成 29 年 3 月.（以下、道路橋示方書という）
②(社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019 年 11 月.（以下、建築基礎指針という）

(1) 道路橋示方書

道路橋示方書における梁ばねモデルの関連規定は、以下に示されている。

・Ⅳ下部構造編：257～259、264～265、295 ページ
・Ⅴ耐震設計編：169～170 ページ

(2) 建築基礎指針

建築基礎指針における梁ばねモデルの関連規定は、58 ページ、267～275 ページに示されている。

3.2　解析モデル

(1)　梁ばねモデルの作成

解析モデルは、図 3.2-1 に示すように正方配置された 4 本の杭の 1 列分（杭 2 本分に相当）を抽出した 2 次元フレームモデル（梁ばねモデル）とし、道路橋示方書及び建築基礎指針に基づき算定した地盤ばねを杭に付与する。梁ばねモデルを図 3.2-2 に示す。貯槽、杭の材料定数及び断面性能は、表 3.2-1 及び表 3.2-2 に示す通りである。

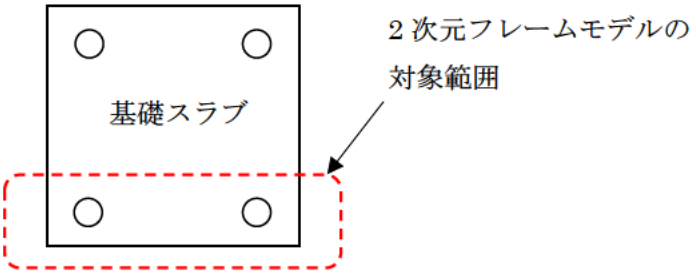


図 3.2-1　梁ばねモデルの対象範囲

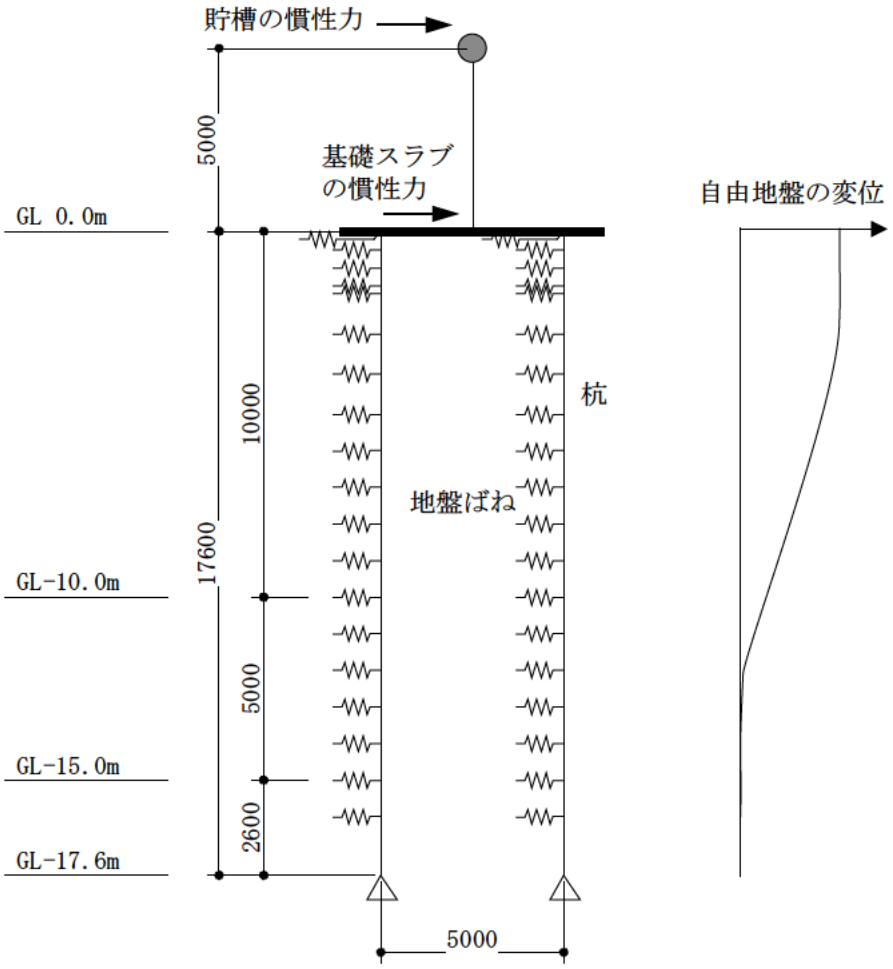


図 3.2-2　梁ばねモデル

表 3.2-1　材料定数

部位	材種	ヤング係数 E (N/mm²)	ポアソン比
貯槽部	SS400、SPV355	2.00×10^5	0.3
鋼管杭	SKK400、SKK490	2.00×10^5	0.3

表 3.2-2　断面性能

部位	軸断面積 A (m²)	断面二次ﾓｰﾒﾝﾄ I (m⁴)	せん断断面積 As (m²)
鋼管杭（t=16mm）	0.02560	0.001084	0.01280
鋼管杭（t=12mm）	0.01841	0.000790	0.00920

注）鋼管杭は腐食代 2mm を減じた断面性能とする。

(2)　荷重

梁ばねモデルに付与する荷重は、3 次元 FEM 地震応答解析から得られた貯槽・基礎スラブの慣性力と 1 次元地盤応答解析から得られた地盤の地表面最大相対変位（杭先端位置の水平変位に対する地表面水平相対変位が最大となる時刻の水平変位分布）とする。貯槽・基礎スラブの慣性力を表 3.2-3 に示す。地盤の地表面最大相対変位は、既掲の図 2.1-11 に示した通りである。

表 3.2-3　梁ばねモデルに付与する貯槽・基礎スラブの慣性力（杭 2 本分）

解析ケース	部位	重量 (kN)	最大応答加速度 (cm/s²)	慣性力 (kN)
D1	貯槽	1000	672.3	686.0
	基礎スラブ	1000	485.7	495.6
D2	貯槽	1000	625.6	638.4
	基礎スラブ	1000	418.1	426.6
D3	貯槽	1000	327.1	333.8
	基礎スラブ	1000	250.7	255.9

3.3　解析ケース

梁ばねモデルの解析ケースを表 3.3-1 に示す。3 次元 FEM 地震応答解析のケース D1～D3 と比較するため、解析ケース D1～D3 に対応した慣性力や地盤の地表面最大相対変位を付与し、道路橋示方書及び建築基礎指針に基づき作成したそれぞれ 3 種類の梁ばねモデルの解析ケース 1～3 である。

また、参考にケース 3'として、液状化する砂層の地盤ばねを削除したモデルについても解析を行うこととした。本解析ケースは道路橋示方書ケース 3 の梁ばねモデルを鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）の考え方を準用し、液状化する砂層の地盤ばねを削除したケースであり、解析で考慮する荷重は慣性力のみである。

表 3.3-1　梁ばねモデルの解析ケース

解析ケース		初期地盤 変形係数 E_0 (kN/m^2)	液状化 低減係数	群杭による水平 地盤反力係数の 補正係数	比較する 地震応答解析 ケース
道路橋 示方書	1	E_0=2800N (N：N 値)	－	1.0 (μ)	D1
	2	同上	－	1.0 (μ)	D2
	3	同上	1/3 (D_E)	1.0 (μ)	D3
建築基礎 指針	1	E_0=700N (N：N 値)	－	1.0 (ξ)	D1
	2	同上	－	1.0 (ξ)	D2
	3	同上	0.079～0.134 (評価式)	1.0 (ξ)	D3
液状化層 ばね削除 注)	3' (参考)	E_0=2800N (N：N 値)	－	1.0 (μ)	D3

注）道路橋示方書ケース 3 の砂層の地盤ばねを削除した解析ケース（参考）。

3.4　解析結果

(1)　解析ケース 1～3

梁ばねモデルの解析ケース 1～3 の解析結果として、水平変位、曲げモーメント及びせん断力を図 3.4-1～図 3.4-6 に示す。また、杭の深さ方向曲率分布及び曲げモーメント-曲率関係（M-φ 関係）を 3 次元 FEM 地震応答解析結果（解析ケース D1～D3）と比較して、図 3.4-7 及び図 3.4-8 に示す。各解析ケースの結果から、以下のことがわかる。

①解析ケース 1

道路橋示方書ケース 1 及び建築基礎指針ケース 1 で地盤ばね剛性に若干の違いがあるが、杭の断面力分布や深さ方向曲率分布は類似の結果を与え、杭の M-φ 関係において杭が概ね弾性範囲に収まっている。また、杭の深さ方向曲率分布や M-φ 関係は、杭頭及び杭の支持層境界では 3 次元 FEM 地震応答解析結果（解析ケース D1、全応力解析）と類似の結果を与えている。

これより、非液状化地盤で、杭が線形に近い範囲であれば、梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析結果を概ね模擬できることが確認される。

②解析ケース 2

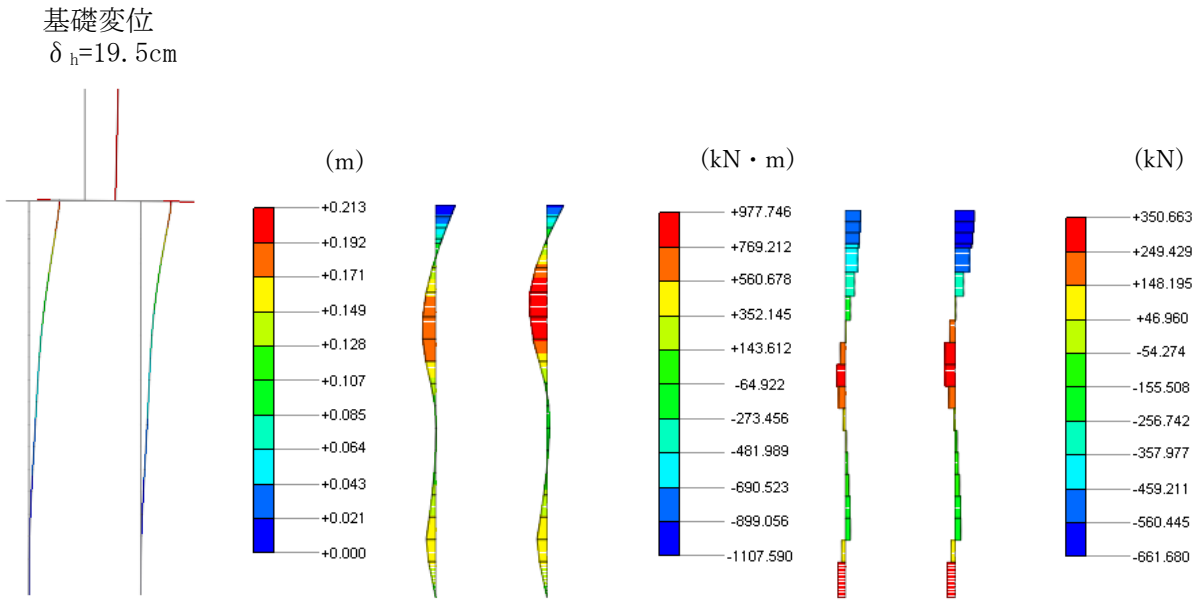
道路橋示方書ケース 2 及び建築基礎指針ケース 2 で地盤ばね剛性に若干の違いがあるが、水平変位、曲げモーメント、せん断力及び杭の深さ方向曲率分布は類似の結果を与え、杭の M-φ 関係において杭頭で若干塑性領域に入っている。また、杭の深さ方向曲率分布や M-φ 関係は、杭頭及び杭の支持層境界では 3 次元 FEM 地震応答解析結果（解析ケース D2、全応力解析）と類似の結果を与えている。

これより、非液状化地盤で、杭が若干の塑性範囲（塑性率 2 程度）であれば、梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析結果を概ね模擬できることが確認される。

③解析ケース 3

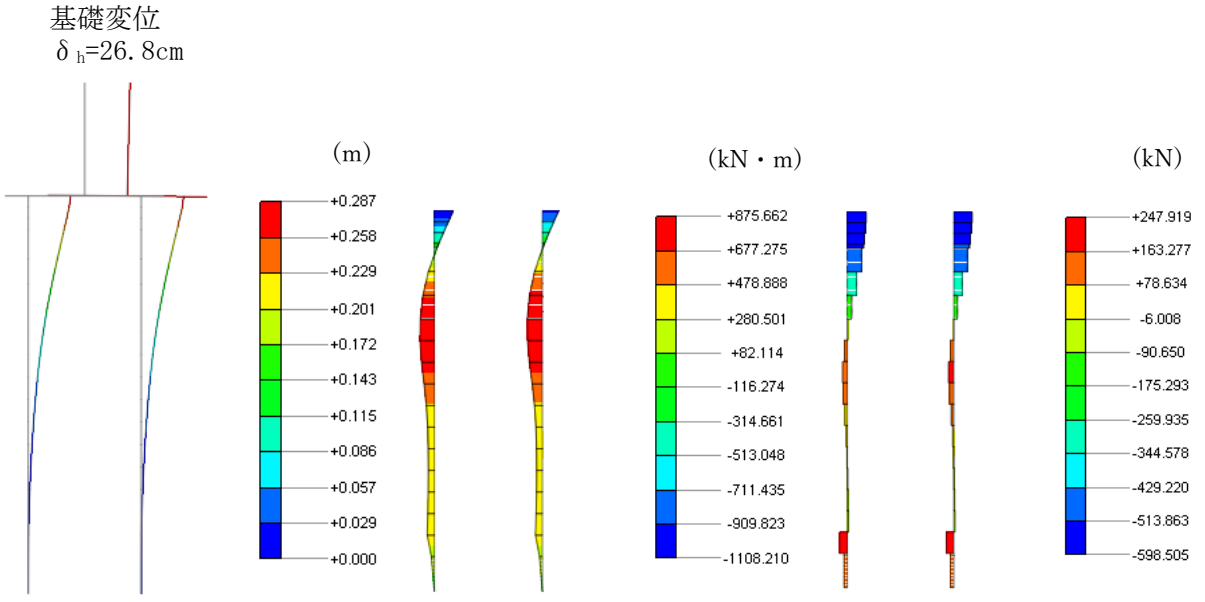
道路橋示方書ケース 3 及び建築基礎指針ケース 3 は、水平変位、曲げモーメント及び杭の深さ方向曲率分布は類似の結果を与え、杭の M-φ 関係において杭頭で僅かに塑性領域に入っている。これに対し、3 次元 FEM 地震応答解析結果（解析ケース D3、有効応力解析）は、杭の深さ方向曲率分布や M-φ 関係より、杭頭や砂層とシルト層の境界近傍では大きく梁ばねモデル解析結果を上回っている（杭頭の塑性率 4 程度、砂層とシルト層の境界近傍の塑性率 2 程度）。砂層の液状化で地盤剛性が極端に低下し、杭頭や砂層とシルト層の境界近傍ではインピーダンス比（$\rho_1 Vs_1/\rho_2 Vs_2$：ρ_iは i 層の密度、Vs_iは i 層のせん断波速度）が急激に変化し、液状化の急激な進行とともに杭に曲げひずみ（曲率）が集中したものと考えられる。

これより、液状化地盤では梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析結果を模擬できず、設計上危険側の評価を与えることが確認される。



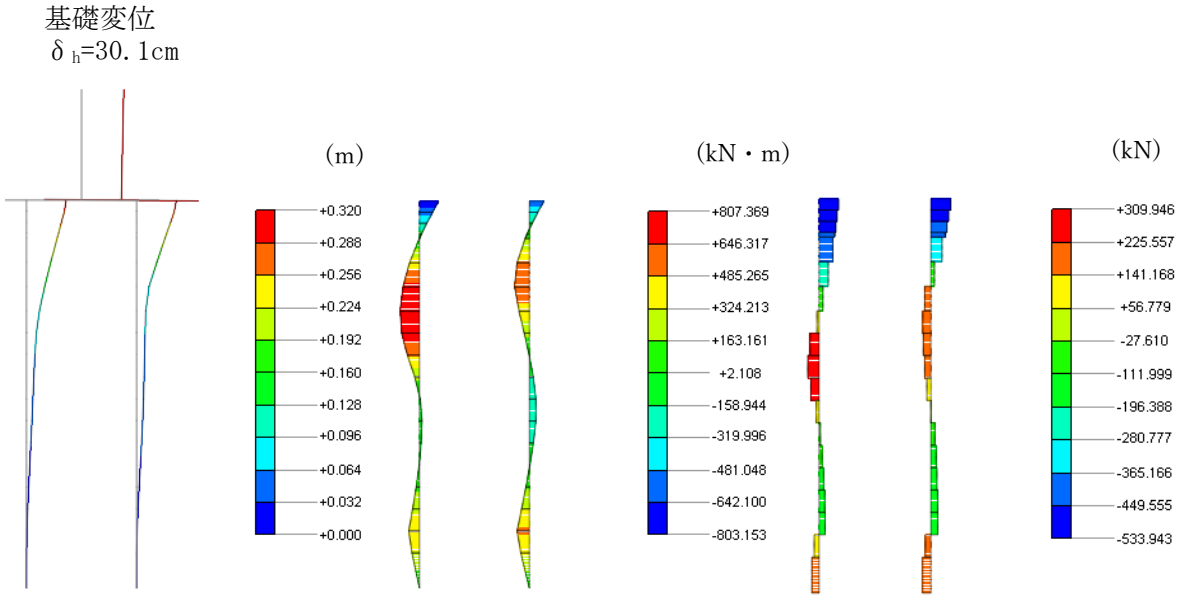
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-1　梁ばねモデル解析結果（道路橋示方書ケース 1）



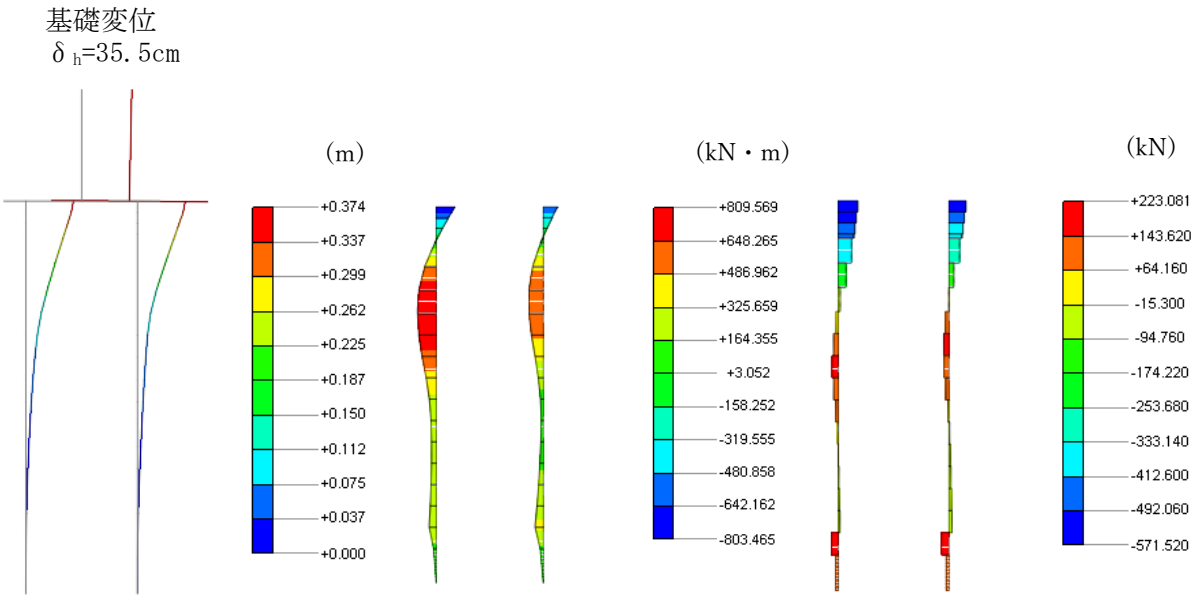
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-2　梁ばねモデル解析結果（建築基礎指針ケース 1）



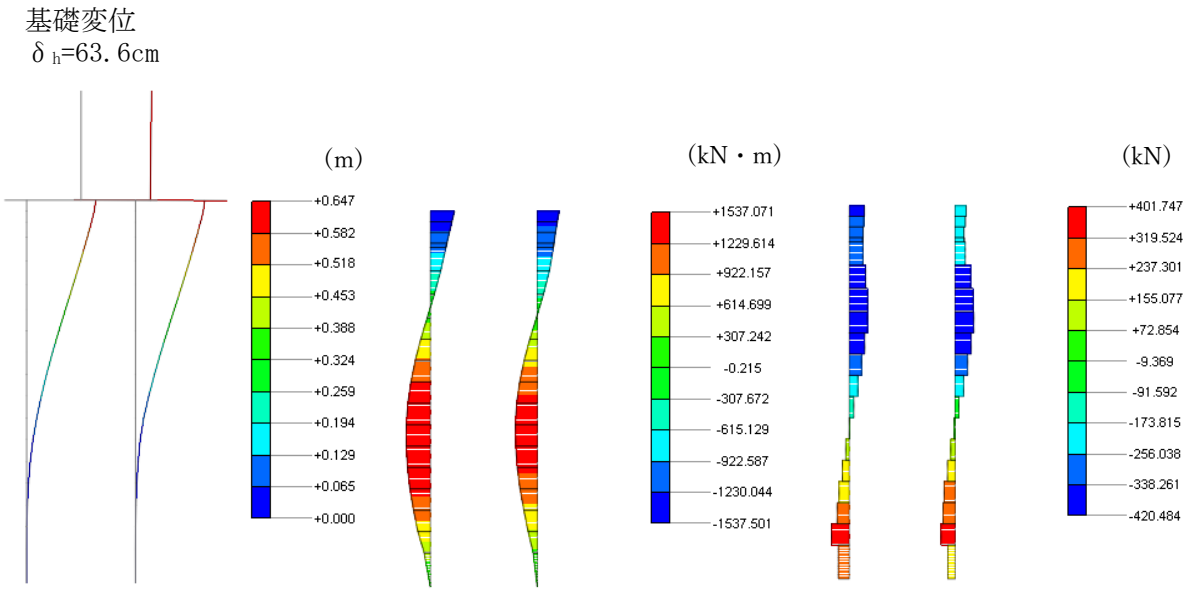
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-3　梁ばねモデル解析結果（道路橋示方書ケース 2）



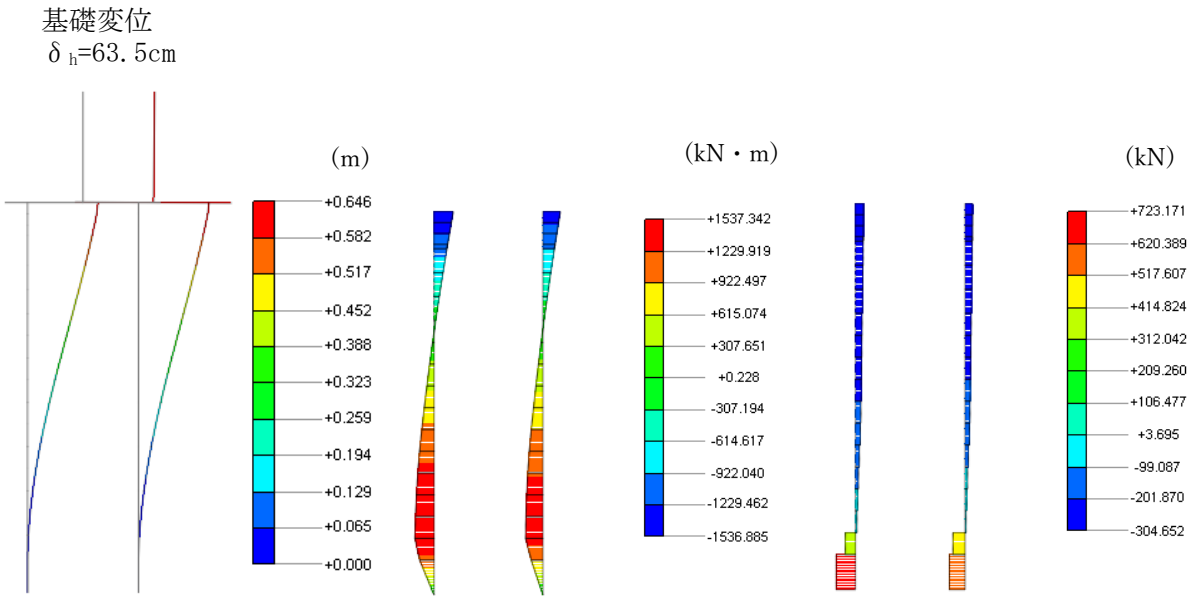
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-4　梁ばねモデル解析結果（建築基礎指針ケース 2）



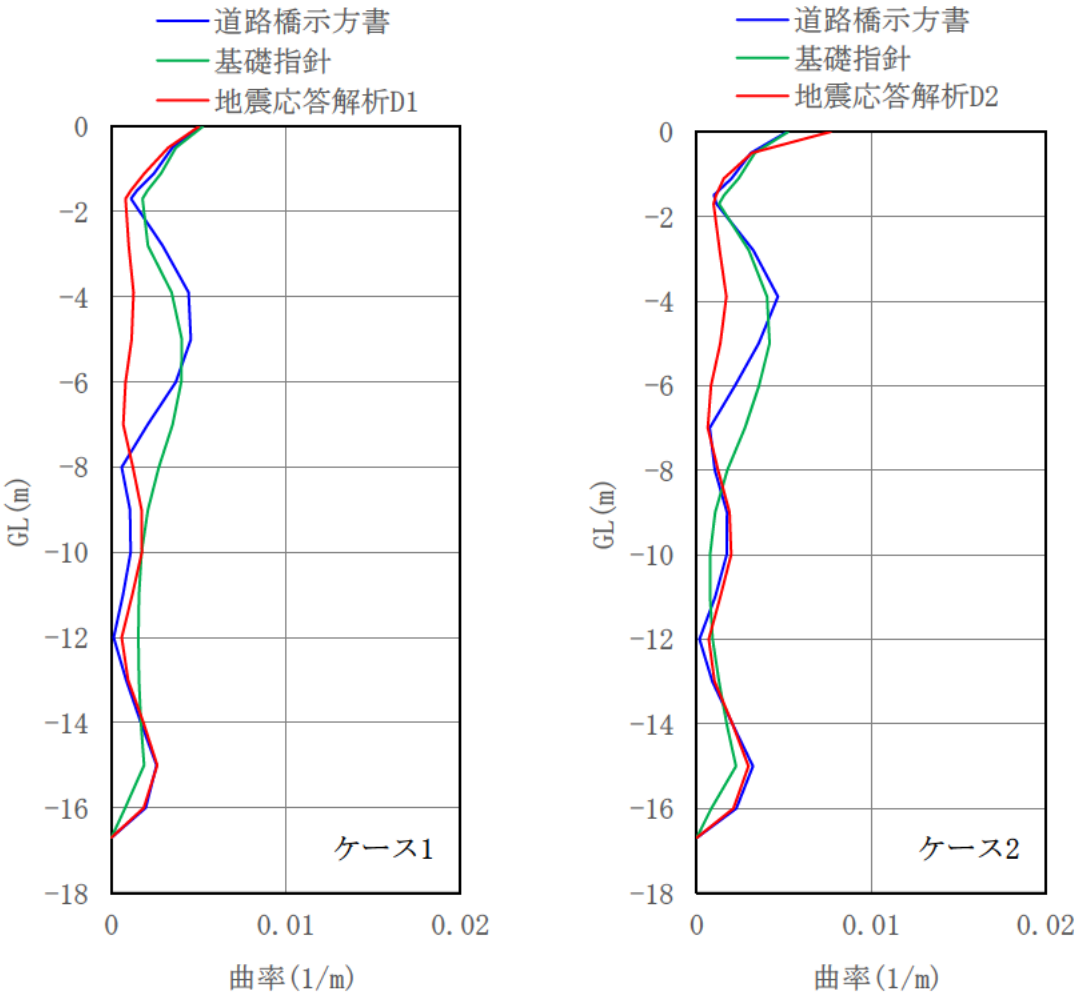
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-5　梁ばねモデル解析結果（道路橋示方書ケース 3）



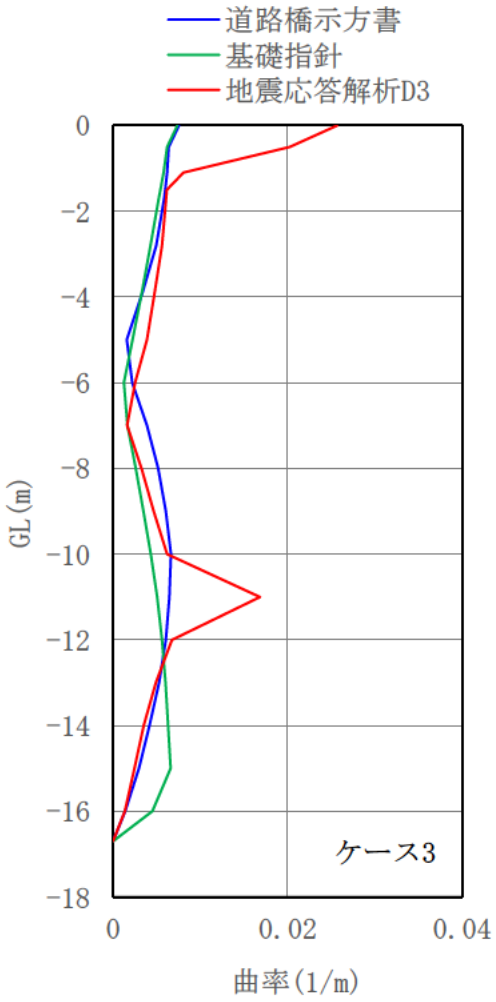
(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-6　梁ばねモデル解析結果（建築基礎指針ケース 3）



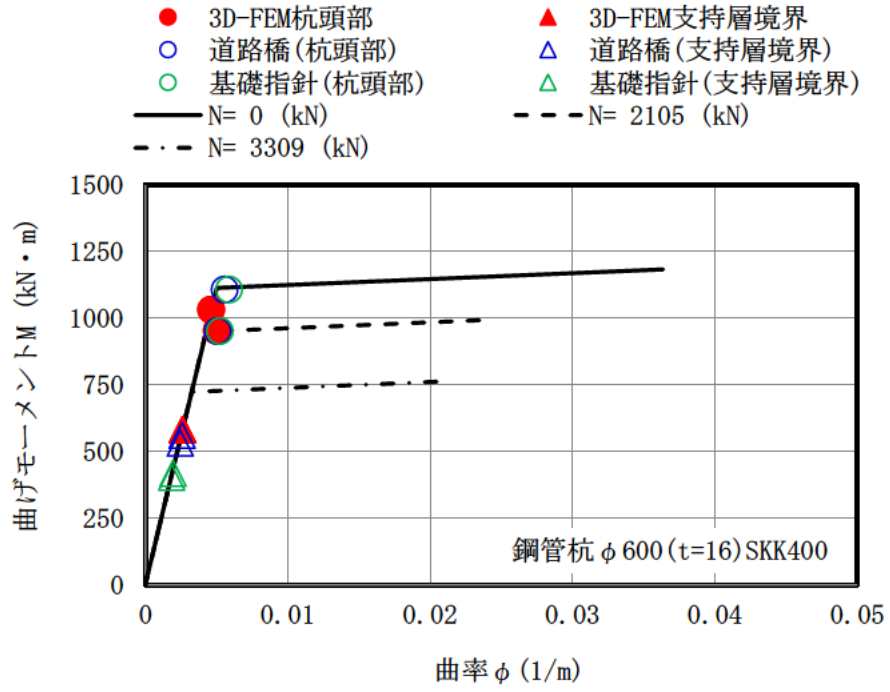
(a) 解析ケース 1　　(b) 解析ケース 2

図 3.4-7(1)　梁ばねモデル解析結果：杭の深さ方向曲率分布

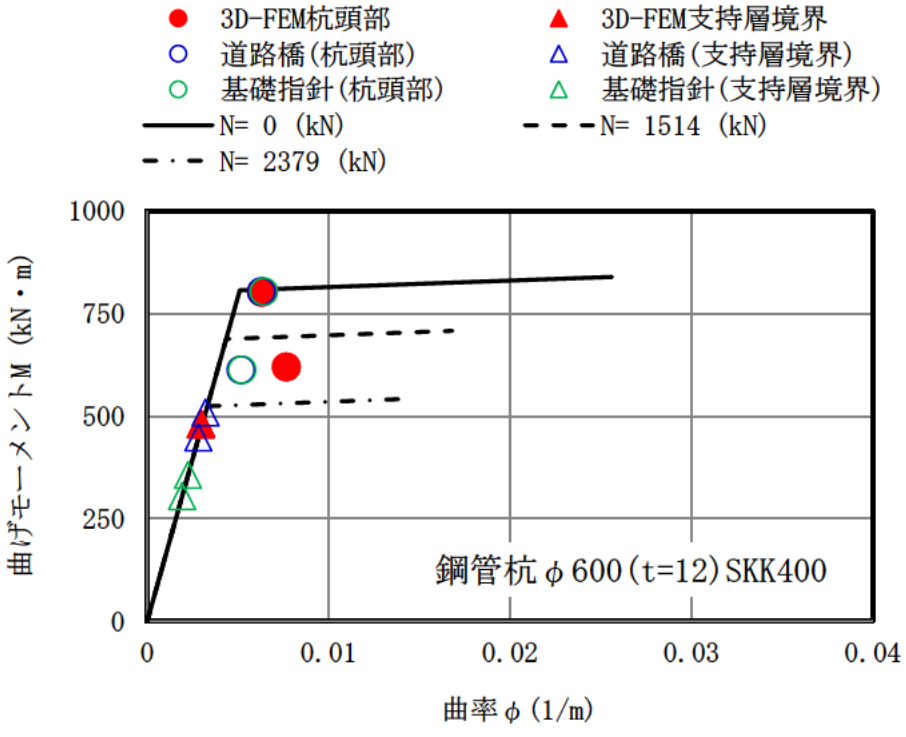


(c) 解析ケース 3

図 3.4-7(2)　梁ばねモデル解析結果：杭の深さ方向曲率分布

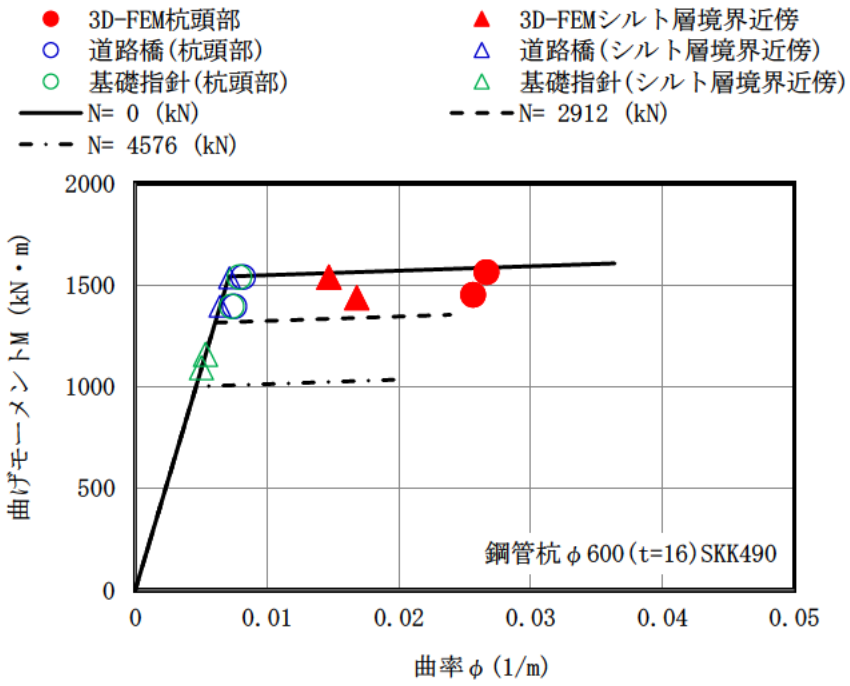


(a) 解析ケース 1



(b) 解析ケース 2

図 3.4-8(1)　梁ばねモデル解析結果：杭の曲げモーメント－曲率関係



(c) 解析ケース 3

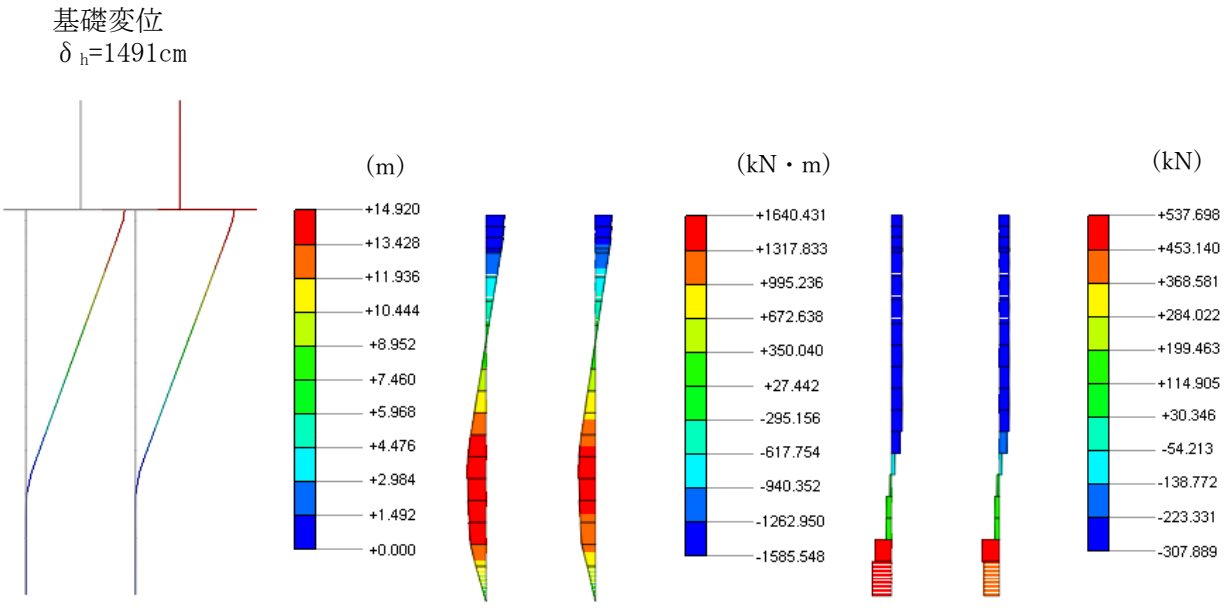
図 3.4-8(2)　梁ばねモデル解析結果：杭の曲げモーメントー曲率関係

(2)　解析ケース 3’（参考）

梁ばねモデルの解析ケース 3’（砂層の地盤ばねを削除）の解析結果として、水平変位、曲げモーメント及びせん断力を図 3.4-9 に示す。また、杭の深さ方向曲率分布及び曲げモーメント-曲率関係（M-φ 関係）を 3 次元 FEM 地震応答解析結果（解析ケース D3、有効応力解析）と比較して、図 3.4-10 及び図 3.4-11 に示す。

同図より、解析ケース 3’では、杭断面力、杭の深さ方向曲率分布や M-φ 関係は有効応力解析結果と類似になっている。これは、有効応力解析において砂層の液状化に伴い地盤剛性が極端に低下したために、主に慣性力による杭頭モーメントが解析ケース 3’と類似（杭頭から第 1 反曲点まで距離が類似）の結果になったものと考えられる。

一方、砂層とシルト層境界近傍の杭断面力の発生要因は、図 3.4-12 に示すように有効応力解析と解析ケース 3’で異なっている。有効応力解析では、砂層とシルト層境界で地盤変位に伴う杭断面力が主体的に生じているが、ケース 3’では砂層の液状化に伴い地盤ばねを削除しているために、シルト層境界の杭せん断力は慣性力と同様な荷重が作用している。慣性力が支持層境界の杭の曲率（回転角）を大きくすることで、基礎の水平変位が 15m 程度と有効応力解析結果に比べて極端に大きくなり、非現実的な値となっている。また、有効応力解析結果で示されるように、砂層とシルト層境界近傍での杭断面力は、砂層の液状化度合いに応じた地盤変位に支配されるものであり、砂層の地盤ばねを一律削除した解析ケース 3’では評価し難しいものと考えられる。さらに、解析ケース 3’では砂層の地盤ばねを削除していることから、砂層とシルト層境界近傍の杭最大断面力の発生深さは有効応力解析結果より若干深くなっている。



(a) 水平変位　　(b) 曲げモーメント　　(c) せん断力

図 3.4-9　梁ばねモデル解析結果（解析ケース 3’）

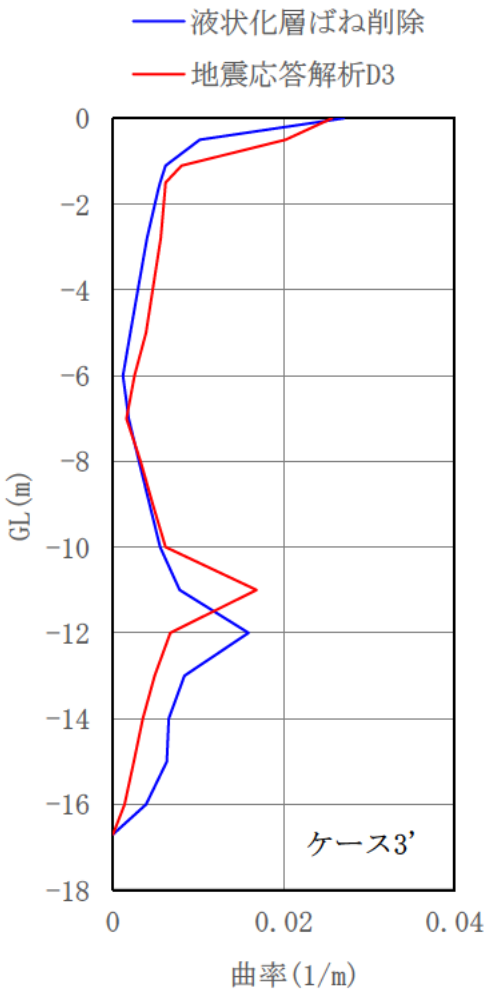


図 3.4-10　梁ばねモデル解析結果：杭の深さ方向曲率分布（解析ケース 3'）

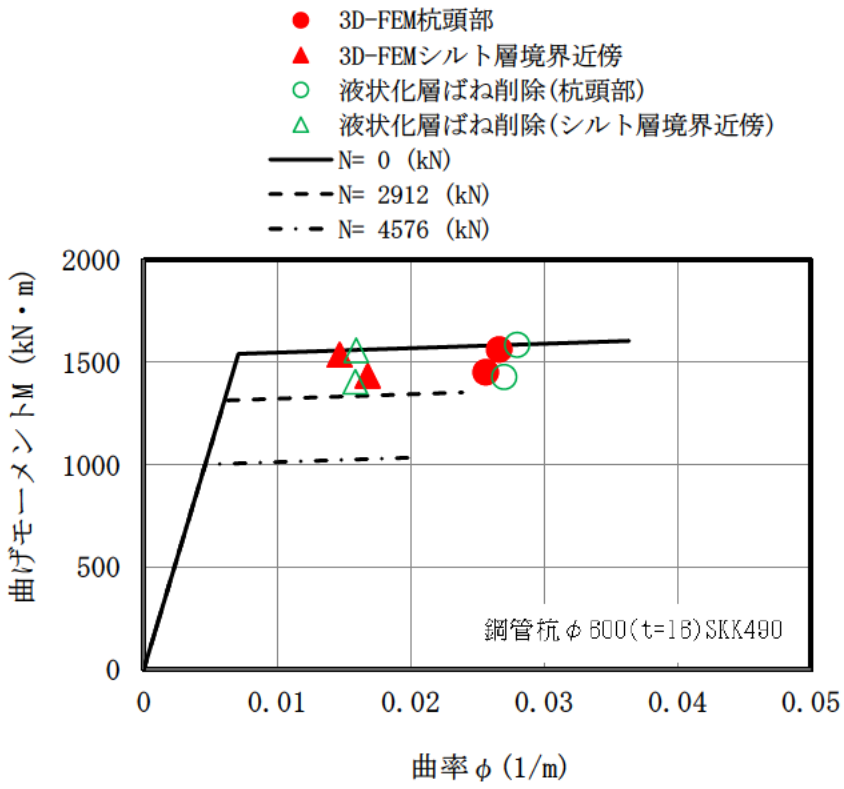
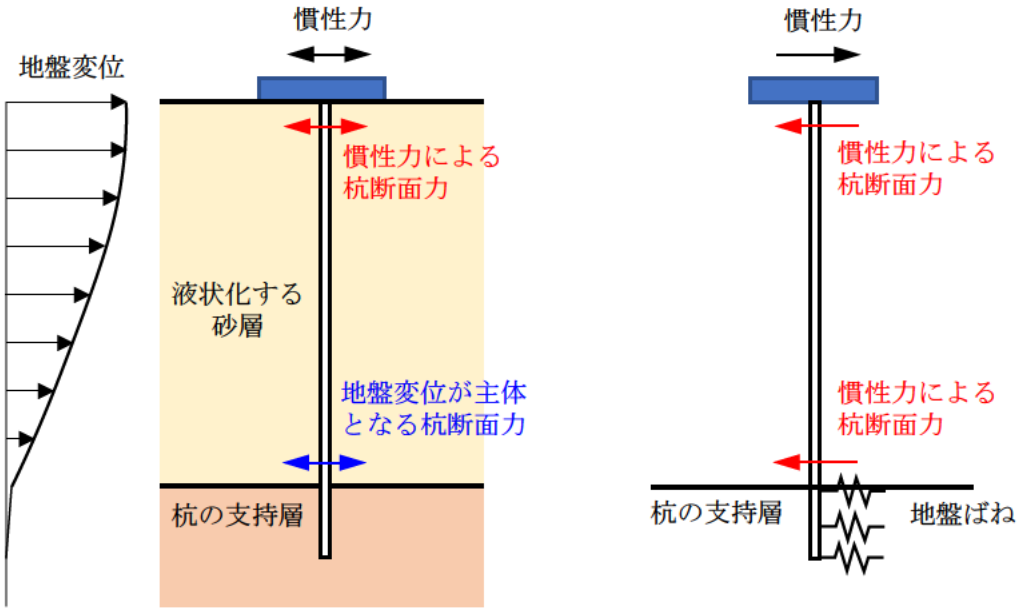


図 3.4-11　梁ばねモデル解析結果：杭の曲げモーメントー曲率関係（解析ケース 3’）



(a) 3 次元 FEM 地震応答解析モデル：有効応力解析　　(b) 梁ばねモデル：解析ケース 3’

図 3.4-12　杭断面力の発生要因

4. まとめ

令和 3 年度調査研究では、液状化地盤に 49 本の鋼管杭で支持された球形貯槽を対象に 3 次元 FEM 有効応力解析を実施したが、梁ばねモデルによる静的非線形解析（梁ばねモデル解析）では、3 次元 FEM 有効応力解析から得られる液状化地盤での杭の曲率及び塑性率を表現することは困難であった。今年度の検討では、対象とする高圧ガス設備を杭本数が少ない 4 本の横置円筒形貯槽として、杭間地盤の動的相互作用や群杭効果の影響を極力小さくした 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）ならびに梁ばねモデル解析を実施し、地盤の液状化の有無を含めた高圧ガス設備への梁ばねモデルの適用性について、さらに検討を行った。梁ばねモデルは、令和 3 年度調査研究と同様、道路橋示方書ならびに建築基礎指針に準拠して構築し、入力地震動には、堺・高石コンビナート地区のサイトスペシフィック地震動を適用した。

梁ばねモデルの高圧ガス設備の耐震性能評価への適用性の観点から、検討結果をまとめると以下のようになる。

①非液状化地盤で、杭本数が少なく、杭が弾性あるいは塑性率 2 程度の塑性範囲の杭基礎であれば、梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析）結果を概ね模擬でき、梁ばねモデルの適用可能性が高いことが確認された。

②液状化地盤では、杭本数が少ない基礎でも梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析（有効応力解析）結果を模擬できず、令和 3 年度調査研究と同様、梁ばねモデルの適用は困難であることが確認された。3 次元 FEM 有効応力解析結果の杭の塑性率は、梁ばねモデル解析結果を大幅に上回り、令和 3 年度調査研究と同様、梁ばねモデル解析結果は設計上危険側の評価を与えることが確認された。このことは、既往研究の文献調査（前節Ⅱ-1）でも示した通りである。同文献調査から、梁ばねモデルには様々な課題等があり、梁ばねモデルを高圧ガス設備の耐震性評価へ適用することは困難で、現状、液状化地盤の杭基礎では 3 次元 FEM 有効応力解析を適用することが適切であると考えられる。

梁ばねモデル解析や 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）に係わる今後の課題や留意すべき事項を列挙すると、以下のようになる。

①解析のレベルとして、以下の 3 段階が考えられる。今年度の検討は、第 1 段階の適用性検討であり、第 2 段階のレベルでは例えば間隙水圧上昇や F_L 値による剛性低下を考慮した地盤ばねの設定等、無限に適用可能性があると考えられ（研究段階にある）、実用的な解析手法が提案された時点で例示基準に採り入れる等、適宜再検討を要する。適切な簡易解析手法が開発されるまでは、第 3 段階の 3 次元 FEM 有効応力解析を適用することとする。なお、令和 3 年度調査研究の文献調査でも示したように、鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）では適用する解析手法を限定せず、第 1～第 3 段階の解析手法が例示されている。

また、解析コストとしては、第 1 段階の解析を 1 とすれば第 2 段階の解析は数倍、第 3 段階の解析は 10 倍以上（後述する高精度な地盤調査・試験の実施を併せればそれ以上）と考えられる。

・第 1 段階：最も簡易な梁ばねモデルによる静的解析
・第 2 段階：簡易な梁ばねモデルによる動的解析（第 1 段階と第 3 段階の中間）
・第 3 段階：最も繁雑な 3 次元 FEM 有効応力解析

②梁ばねモデル解析全般について、

・液状化地盤を対象とした梁ばねモデル解析では、地盤ばねの設定法が重要である。既往研究の文献調査（前節Ⅱ-1）でも示したように、実験等による様々な地盤ばねの設定法があり、液状化時の地盤ばねの低減についても FL 値等による様々な方法がある。地盤ばねの設定法や低減方法については、作用させる地盤変位とも関係し、今後の研究や知見の蓄積が望まれる。また、地盤ばねの設定に当たっては、地盤定数のばらつきも考慮する必要がある。
・本検討では最大の貯槽慣性力と最大の地盤変位を与えたが、時間断面を考慮した貯槽慣性力と地盤変位の与え方（組合せ）によって、解析結果が変わる可能性がある。このことは、既往研究の文献調査（前節Ⅱ-1）でも示した通りである。
・梁ばねモデルは 2 次元モデルで、サイトスペシフィック地震動を適用する場合には、2 方向入力の問題が生じる。鉄道や建築分野での耐震設計事例等も参考に、最も大きな（厳しい）方向の地震動入力に対する地盤の非線形応答解析を行い、得られる地盤変位を適用することが考えられる。
・不完全液状化地盤への梁ばねモデルの適用性について、既往事例も踏まえ検討の余地がある。

③3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）の適用に当たっては、

・地盤定数の設定によって解析結果は大きく左右され、高精度な地盤調査・試験を実施して地盤定数を設定する必要がある。例えば鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）では、「例えば、N 値しかデータが得られていないのに地点依存の動的解析法により地盤挙動を評価することは必ずしも精度の高い評価とはならないことに注意が必要である。高度な解析法を用いるためには、それだけ多くのパラメータを必要とし、入念な土質調査が必要となる。」等と解説されている。従って、高圧ガス設備の耐震設計においても高精度な地盤調査・試験の実施が不可欠である。しかし、例えば鉄道構造物のような長手構造物を対象にした場合には、延長にわたって高精度な地盤調査・試験が実施できず、実務上 3 次元的評価が困難で梁ばねモデルによる静的解析を適用することもあり得ると考えられるが、適用に当たっては、地盤定数のばらつきを考慮した上で相応の安全裕度を見込む等、慎重を期する必要がある。ただし、そのため構造物の建設コストが大幅に増大する可能性もあり、設計段階で 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解

析）を適用することが合理的である。

・通常実施される標準貫入試験、密度試験、粒度試験等の地盤調査・試験に加え、高精度な地盤調査・試験として、PS 検層、動的変形試験、液状化強度試験等を実施する。

・しかしながら、高精度な地盤調査・試験を実施したとしても、地盤定数の空間的な変動を網羅できず、特に高圧ガス設備が多数設置されている臨海部は埋立地であることが多く、不均質地盤であり、パラメータの不確定性を考慮して解析結果を適用する必要がある。

第Ⅲ章　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

1. 検討概要

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。

令和元年度調査研究では、日本全国の 10 のコンビナート地区のうち、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動に関する地震動予測の例示を行った。本検討では、令和元年度調査研究の地震動予測の例示を参考に、3 つのコンビナート地区のサイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。令和元年度調査研究の詳細は、下記報告書（経済産業省ホームページで公開）を参照されたい。なお、本検討に当たり、対象コンビナート地区の 5 事業所より地震観測記録の提供を受けた（付録 1 参照）。

令和元年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業
（高圧ガス設備耐震設計手法の標準化・高度化及び防災・減災対策）
https://www.meti.go.jp/meti_lib/report/2019FY/000250.pdf（参照：2022-07-01）

2.　検討条件

2.1　対象コンビナート地区

図 2.1-1 に示す日本全国の 10 のコンビナート地区（コンビナート等保安規則）のうち、③京浜地区、④四日市地区、⑤堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区を対象地区とする。具体的な位置を図 2.1-2～図 2.1-4 に示す。

No.	コンビナート地区
①	鹿島地区
②	京葉地区
③	京浜地区
④	四日市地区
⑤	堺・高石地区
⑥	水島地区
⑦	岩国・大竹地区
⑧	周南地区
⑨	新居浜地区
⑩	大分地区



図 2.1-1　コンビナート地区（コンビナート等保安規則）







図 2.1-2　京浜コンビナート地区

（https://www.pref.kanagawa.jp/documents/32912/1116siryou.pdf，参照 2022-10-07）



（１）四日市臨海地区



（２）尾鷲地区

図 2-1　特定事業所等位置図

出典：三重県石油コンビナート等防災計画（平成 24 年修正版）

図 2.1-3　四日市コンビナート地区

（https://www.pref.mie.lg.jp/common/content/000281811.pdf, 参照 2022-10-07）

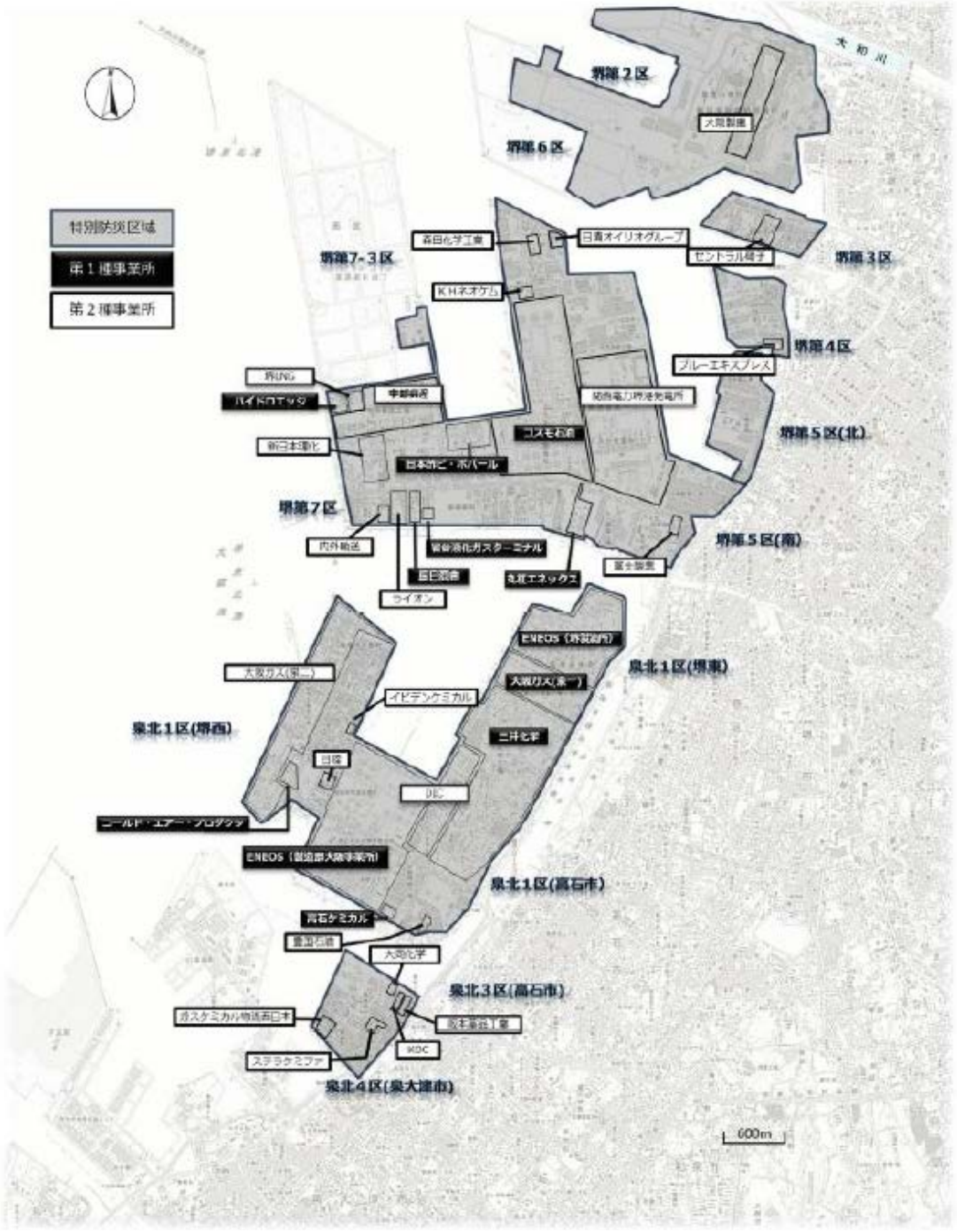


図 2.1-4　堺・高石コンビナート地区

（https://www.pref.osaka.lg.jp/attach/41502/00402553/3chap1.pdf, 参照 2022-10-07）

2.2　検討方針

図 2.2-1 に示す令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動の設定フローに従い、サイトスペシフィック地震動の標準波を作成する。標準波の検討方針は以下の通りとする。

①対象コンビナート地区の代表地点における工学的基盤位置で地震動を作成する。
- ・対象コンビナート地区で地盤特性が異なる場合等は、複数の代表地点を設定する。

②標準波として複数の地震動を選択できるように、代表地点に対して複数の地震動を作成する。
- ・地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）の組合せを考慮する。
- ・一つの断層モデルに対して 20～30 の地震動を作成することが望ましい。業務上、全ての断層モデルに対して 30 程度の地震動をすることもあり得るが、その場合は、地震タイプごとに地震動の数のバランスととることとする。

③サイトスペシフィック地震動の作成手法には半経験的手法のうち統計的グリーン関数法を用いることがあるが、本検討では標準波を作成することから、より厳密で広帯域の地震動を作成する必要があり、中小地震の観測記録を用いる半経験的手法のうち経験的グリーン関数法を用いることを基本とする。地震観測記録の有無による扱いは以下の通りとする。
- ・代表地点の地震観測記録を用いる。
- ・地震観測記録がない場合（適切な観測記録がない場合を含む）、以下に示す「港湾の施設の技術上の基準・同解説（2018）」におけるサイト増幅特性の補正方法を参考に、敷地周辺の地震観測記録を適切に補正する。

1)周辺の地震観測点と代表地点において常時微動観測をそれぞれ行い、それを基に算出される双方の常時微動 H/V スペクトルの特性が近似している場合、代表地点において改めてサイト増幅特性の評価を行うことなく、周辺の地震観測点のサイト増幅特性を代表地点のサイト増幅特性として準用する方法。

2)代表地点において臨時の地震観測を行い、周辺の地震観測点と代表地点の同時地震観測記録に基づきサイト増幅特性を評価する方法。

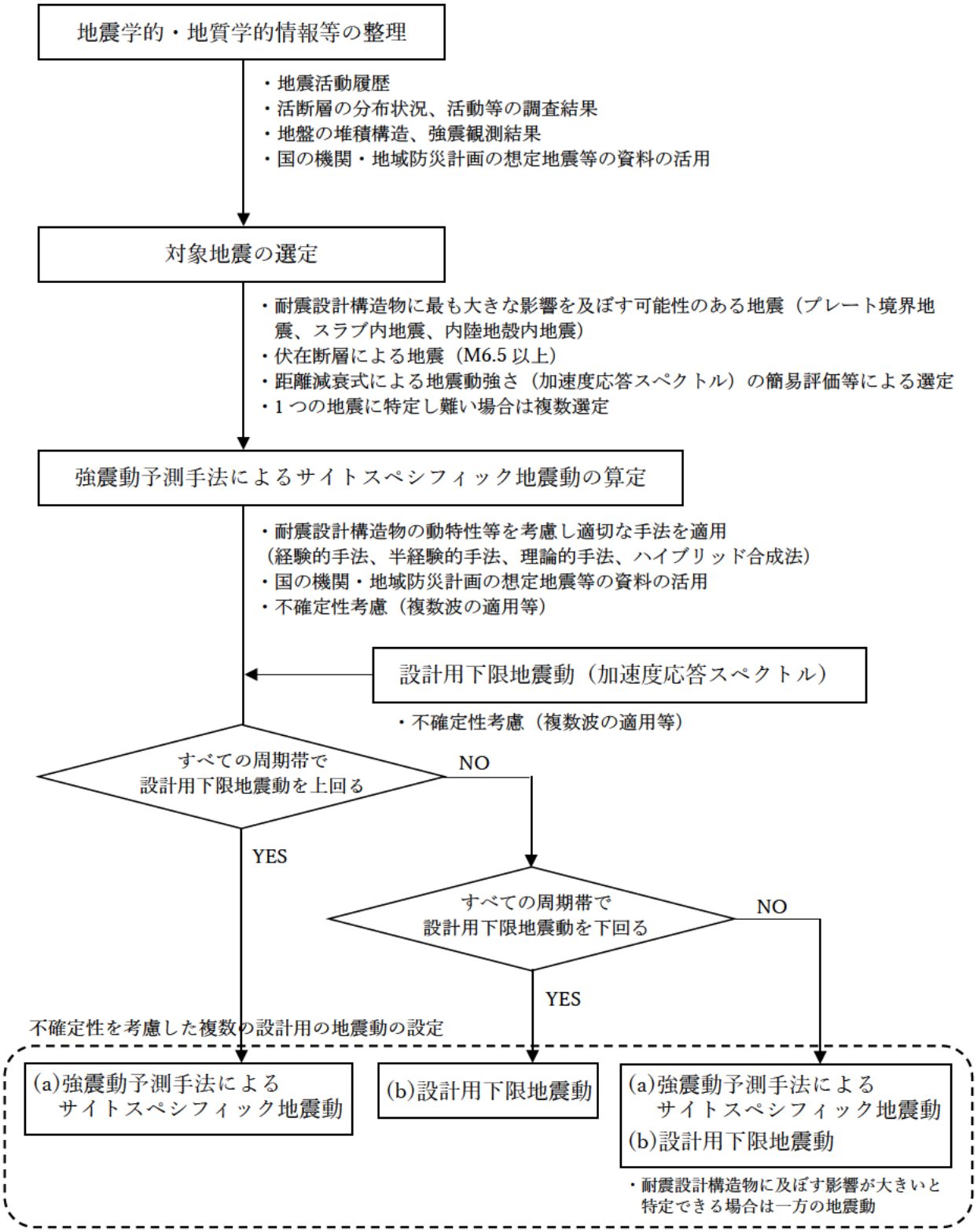


図 2.2-1　設計用の地震動の設定フロー（令和元年度調査研究）

2.3　標準波の位置付け・扱い

本検討で提示したサイトスペシフィック地震動の標準波の位置付けや扱いは、以下の通りである。

①標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。

②標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、平均的な地震動レベルより大きめの評価とする等の配慮を行っている。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。

③標準波の作成において、適用した地震観測記録は必ずしも十分ではない。対象地点において地震観測記録が得られている場合には、サイトスペシフィック地震動予測の信頼性が飛躍的に向上することが知られており、今後も地震観測記録の収集を図り、標準波の見直しが必要である。各コンビナート事業者においては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。

④表層の地盤応答は地点による違いが大きいため（敷地周辺の地震観測記録を用いる場合は敷地内の代表地点との違い、敷地内の地震観測記録を用いる場合は敷地内の他の地点との違い）、標準波を実際に使用する場合には、対象地点の地盤条件などに応じてサイト特性などを適切に補正して利用する必要がある。

⑤標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル2地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う[注1),注2)]。

注1）免責事項の詳細については、標準波公開時に別途検討し、記載することとする。

注2）高圧ガス保安協会内の詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）において、標準波の扱いについて規定する必要がある。

3.　京浜コンビナート地区の標準波の検討

3.1　代表地点の検討

対象コンビナート地区の位置を図 3.1-1 に示す。同図には対象コンビナート地区周辺の地震観測点である K-NET 川崎（KNG001）、K-NET 横浜（KNG002）を併せて示す。また、地震調査研究推進本部による関東地方の浅部・深部統合地盤構造モデル（2021 年版）に基づいて、対象コンビナート地区での地震基盤の深さを図 3.1-2 に、地震基盤以浅の地盤構造から計算される地震基盤から工学的基盤の 1 次固有周期を図 3.1-3 に示す。図より、対象コンビナート地区において地盤特性に大きな違いがないことから、代表地点として、北側の中央位置に 1 地点（東経 139.7109 度、北緯 35.4948 度）、南側の中央位置に 1 地点（東経 139.6422 度、北緯 35.4135 度）の合計 2 地点を設定する。代表地点を図 3.1-4 に示す。同図には K-NET 横浜（KNG002）を併せて示す。

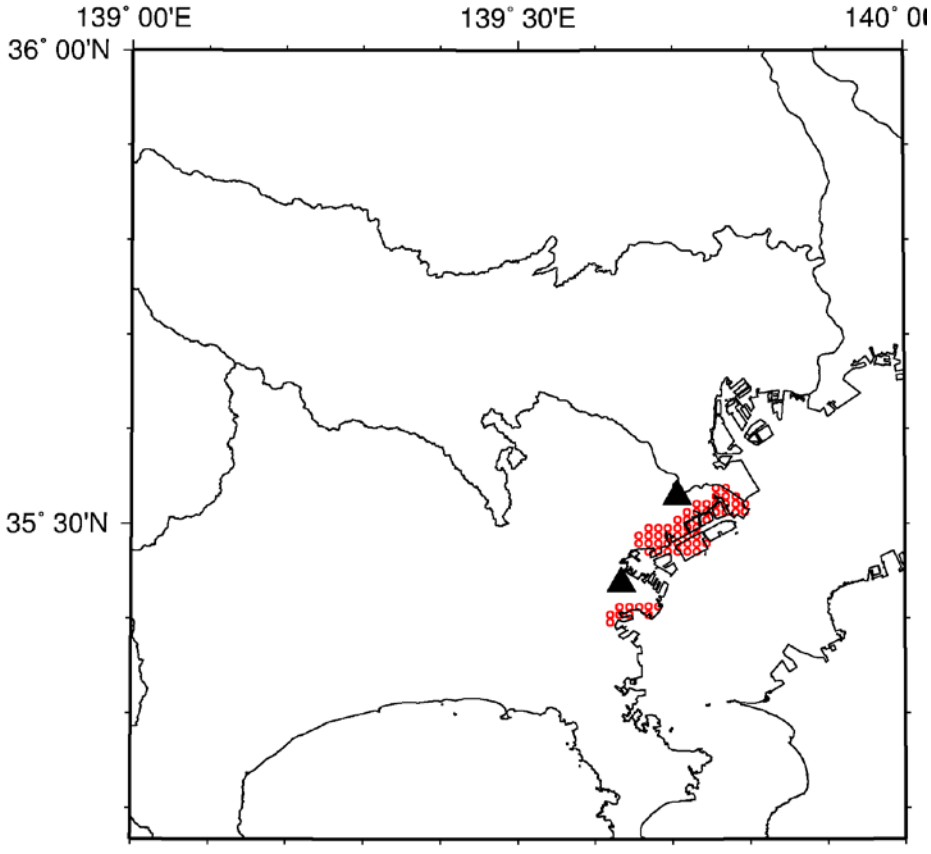


図 3.1-1　対象コンビナート地区の位置（○）と
周辺の地震観測点（▲：KNG001、KNG002）

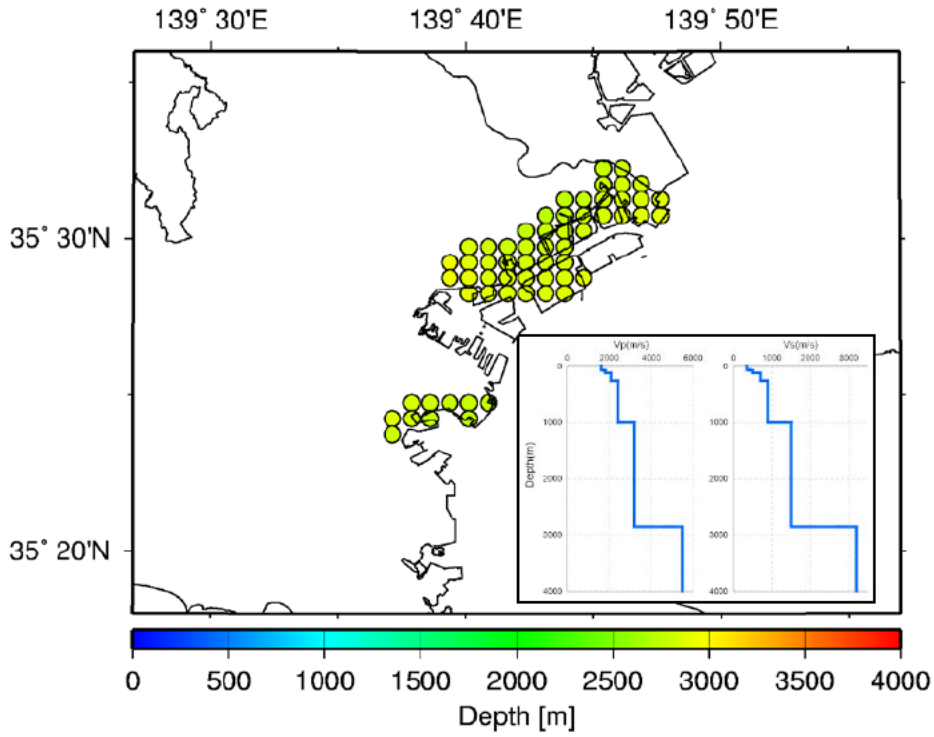


図 3.1-2　地震基盤の深さ分布

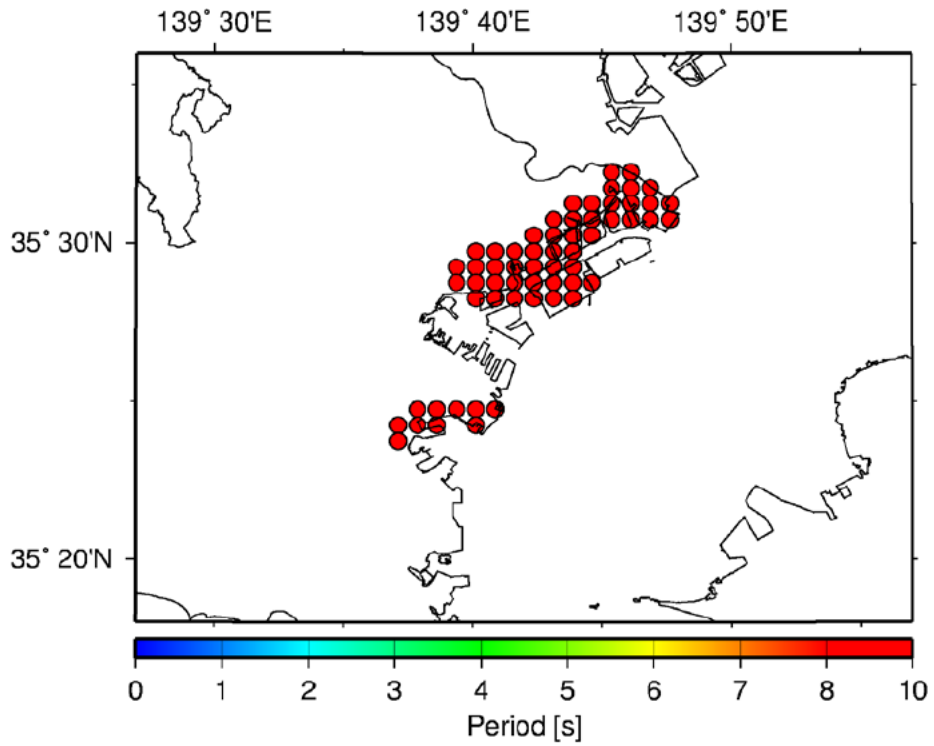


図 3.1-3　地震基盤から工学的基盤の１次固有周期の分布

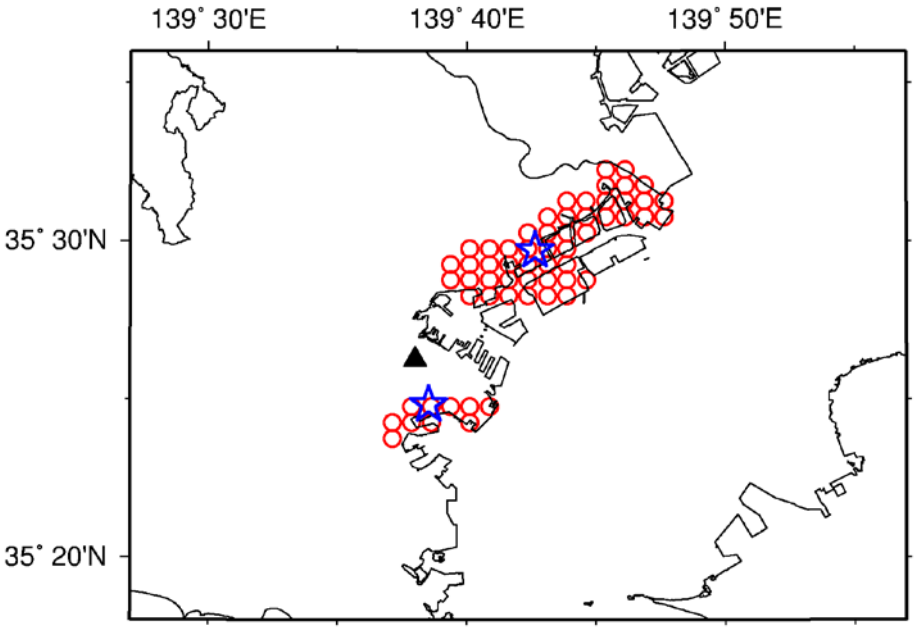


図 3.1-4　対象コンビナート地区（○）と代表地点（☆）
（▲：周辺の地震観測点 KNG002）

3.2　地震学的・地質学的情報等の整理

(1)　被害地震

対象コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 3.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 3.2-1 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、対象コンビナート地区周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の相模トラフ沿いのプレート境界で発生する M8 クラス地震、プレート境界地震かスラブ内地震か明確ではないが南関東直下で発生する M7 クラスの地震が発生している。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、878 年の相模・武蔵の地震（M7.4）がある。相模トラフ沿いのプレート境界地震の例としては、1703 年元禄関東地震（M7.9～8.2）、1923 年大正関東地震（M7.9）があり、大きな被害を生じた。南関東直下で発生する M7 クラスの地震の例としては、1855 年の安政江戸地震（M7.0～7.1）、1894 年の明治東京地震（M7.0）がある。

ここで、相模トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 3.2-2 に示す。これより、相模トラフ沿いの M8 クラスの地震の今後 30 年の地震発生確率はほぼ 0%～6%であるが、プレートの沈み込みに伴う M7 程度の地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%で高い値となっている。

過去の被害地震ではないが、将来被害が想定される地震の一つに、南海トラフ沿いの巨大地震がある。内閣府(2015)では、南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動の評価を行っている。それによれば、関東平野では長周期地震動が卓越し、長周期構造物への影響について注意が必要である。参考として、想定した南海トラフ沿いの巨大地震のうち、宝永地震、安政東海地震、最大クラスの地震に対する、周期 6 秒の減衰定数 5%擬似速度応答スペクトルの分布図を図 3.2-2 に示す。

表 3.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

表5-7　神奈川県に被害を及ぼした主な地震

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
818. .（弘仁9）	関東諸国	7 .5以上	（相模、武蔵、下総、常陸、上野、下野などで被害。圧死者多数。）
878.11.1（元慶2）	関東諸国	7.4	（相模、武蔵を中心に被害。圧死者多数。）
1257.10.9（正嘉1）	関東南部	7.0 ～ 7.5	鎌倉で山崩れ、社寺・家屋倒壊などの被害。
1293.5.27（永仁1）	鎌倉	7.0	鎌倉で社寺・家屋倒壊、焼失などの被害。死者数、数千から23,000人余の諸説あり。
1498.9.20（明応7）	東海道全般	8.2 ～ 8.4	鎌倉で津波により、溺死者200人。
1633.3.1（寛永10）	相模・駿河・伊豆	7.0	小田原で最も被害が大きく、小田原市内で死者150人、家屋全壊多数。箱根でも死者あり。
1648.6.13（慶安1）	相模・江戸	7.0	小田原領内で家屋全壊多数。箱根で死者１人。
1649.9.1（慶安2）	川崎・江戸	6.4	川崎で民家140 ～ 150軒などが倒壊。付近の村でも家屋倒壊あり。死傷者多数。
1697.11.25（元禄10）	相模・武蔵	6.5	鎌倉で家屋全壊あり。
1703.12.31（元禄16）	（元禄地震）	7.9 ～ 8.2	沿岸部を中心に甚大な被害。小田原領内で、死者2,291人、家屋全壊8,007棟。津波による被害もあり。
1782.8.23（天明2）	相模・武蔵・甲斐	7.0	箱根、小田原で被害が大きく、住家約800棟破損。
1812.12.7（文化9）	武蔵・相模	6 1/4	横浜で家屋全壊22棟。付近でも死者、家屋全壊あり。
1853.3.11（嘉永6）	小田原付近	6.7	小田原を中心に被害。死者24人、負傷者13人、家屋全壊1,088棟。
1855.11.11（安政2）	((安政)江戸地震)	7.0 ～ 7.1	県東部を中心に被害。死者37人、負傷者75人、家屋全壊64棟。
1894.6.20（明治27）	東京湾北部((明治）東京地震とも呼ばれる。）	7.0	横浜市、橘樹郡を中心に被害。死者7人、負傷者40人、建物全半壊40棟。
1923.9.1（大正12）	（関東地震）	7.9	死者・行方不明者33,067人、住家全壊62,887棟、住家焼失68,569棟、住家流出埋没136棟。
1924.1.15（大正13）	丹沢山塊(丹沢地震とも呼ばれる。）	7.3	関東地震の余震。死者13人、負傷者466人、住家全壊561棟。
1930.11.26（昭和5）	(北伊豆地震)	7.3	死者13人、負傷者6人、住家全壊88棟。
2005.2.16（平成16）	茨城県南部	5.3	負傷者1人。
2005.7.23（平成17）	千葉県北西部	6.0	負傷者9人。

表 3.2-2　相模トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率

（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
M8 クラスの地震	8 クラス（7.9～8.6）	ほぼ 0%～6%	ほぼ 0%～10%	180～590 年
				98.3 年前
プレートの沈み込みに伴う M7 程度の地震	7 程度（6.7～7.3）	70%程度	80%程度	27.5 年
				—

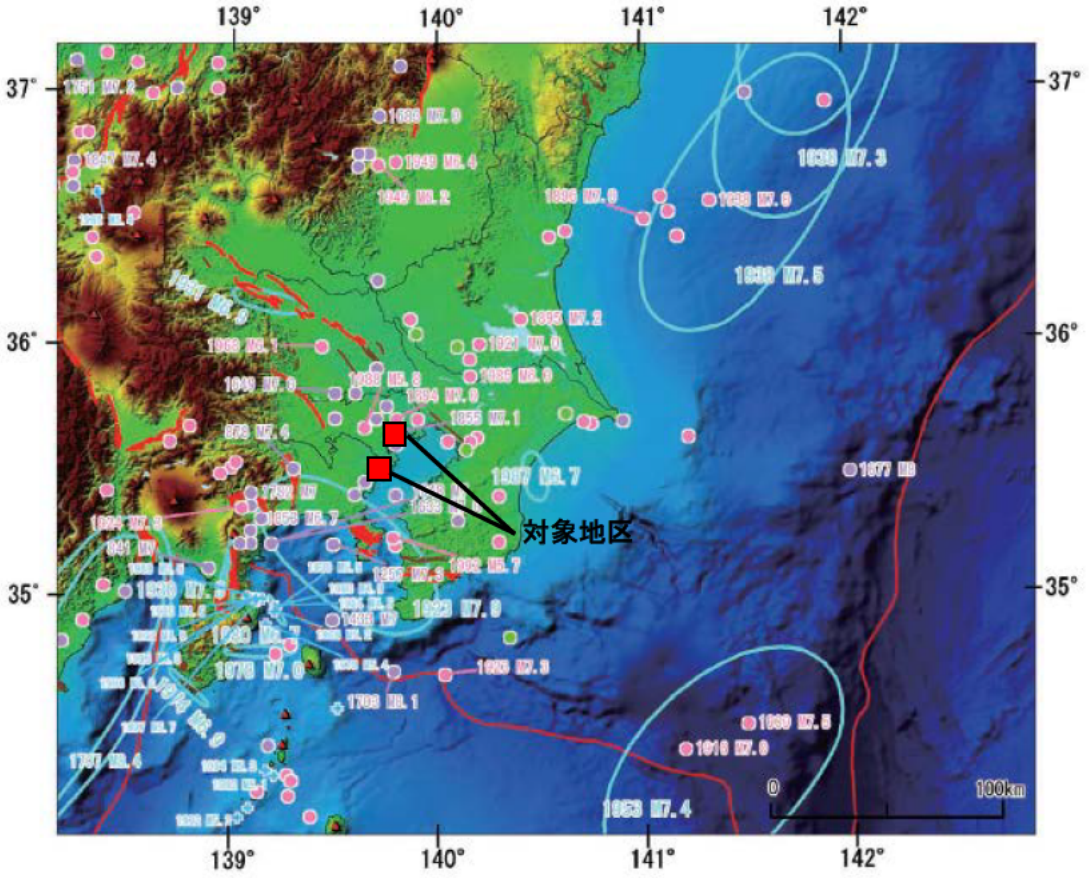
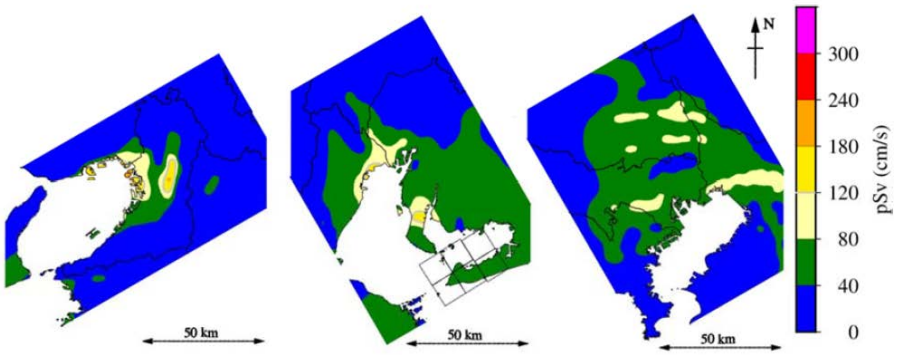


図5-1　関東地方とその周辺で発生した主な被害地震（～2007年）　　［出典は巻末の共通出典一覧参照］
※「長期評価」については第2章を参照。

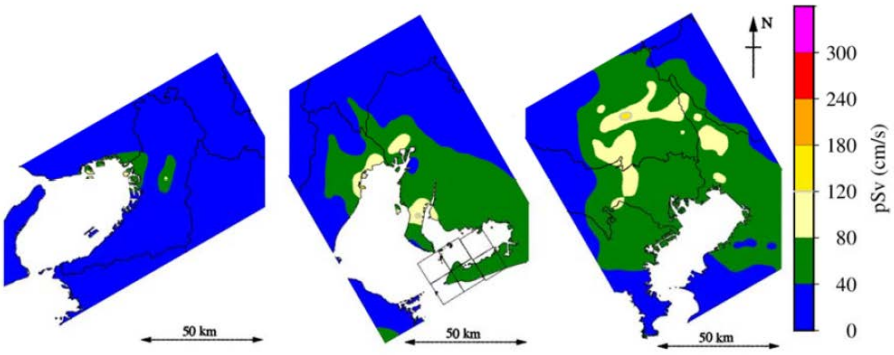


図 3.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震の震央分布
（地震調査研究推進本部(2009)に加筆）



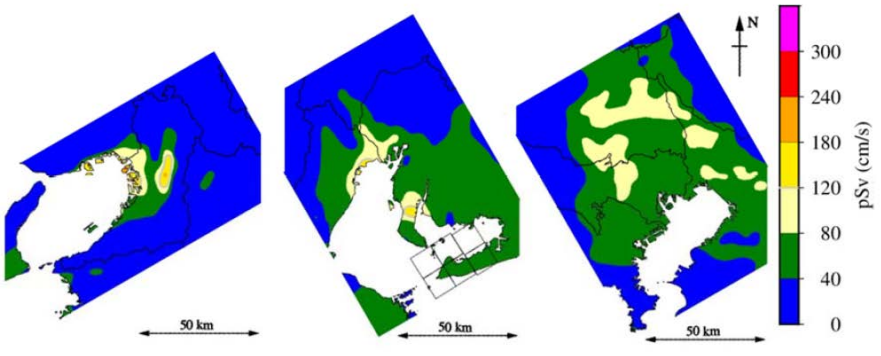
周期 6 秒

(a)　宝永地震



周期 6 秒

(b)　安政東海地震



周期 6 秒

(c)　最大クラスの地震

図 3.2-2　内閣府(2015)による南海トラフ沿いの巨大地震に対する
減衰定数 5%擬似速度応答スペクトルの分布図

(2) 活断層

対象コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 3.2-3 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、対象地点のごく近傍には活断層はないが、周辺には、北西部には立川断層帯、北部には深谷断層帯および綾瀬川断層帯、南部には三浦半島断層帯群、西部には伊勢原断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 3. 2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは三浦半島断層群（武山断層帯）で、ついで三浦半島断層群（衣笠・北武断層帯)、立川断層帯であることがわかる。

表 3.2-3　対象コンビナート地区周辺の活断層の地震規模と地震発生確率

（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
立川断層帯	7.4 程度	0.5～2%	0.8～4%	10,000 年～15,000 年程度
				約 20,000 年前～13,000 年前
深谷断層帯	7.9 程度	ほぼ 0%～0.1%	ほぼ 0%～0.2%	10,000 年～25,000 年程度
				約 6,200 年前～約 5,800 年前
綾瀬川断層帯（鴻巣－伊那）	7.0 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	45,000 年～71,000 年程度
				約 15,000 年前～約 9,000 年前
綾瀬川断層帯（伊那－川口）	7.0 程度	不明	不明	不明
				不明
三浦半島断層 断層群主部（衣笠・北武）	6.7 程度 もしくは それ以上	ほぼ 0%～3%	ほぼ 0%～5%	1,900 年～4,900 年程度
				6～7 世紀
三浦半島断層 断層群主部（武山）	6.6 程度 もしくは それ以上	6%～11%	10%～20%	1,600 年～1,900 年程度
				約 2,300 年前～1,900 年前
伊勢原断層	7.0 程度	ほぼ 0%～0.003%	ほぼ 0%～0.005%	4,000 年～6,000 年程度
				5 世紀～18 世紀初頭

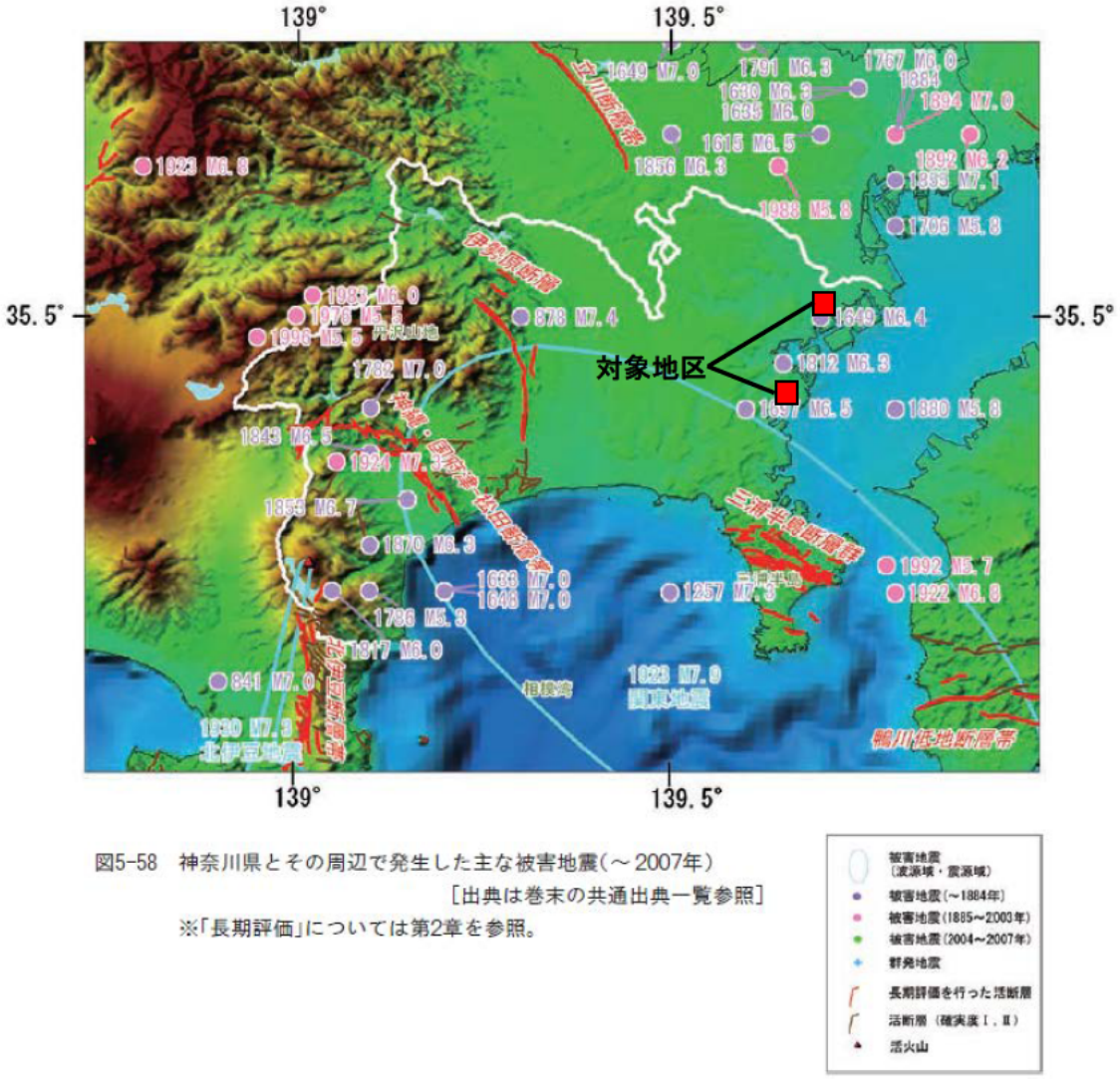


図5-58　神奈川県とその周辺で発生した主な被害地震（～2007年）
［出典は巻末の共通出典一覧参照］
※「長期評価」については第2章を参照。

図 3.2-3　対象コンビナート地区周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

3.3　対象地震の選定

3.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、対象コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、対象コンビナート地区に影響の大きい南関東のフィリピン海プレートのプレート境界で発生する相模トラフの地震（相模トラフの地震とよぶ）とする。なお、本検討では対象地震とはしないが、将来の発生が懸念される南海トラフ沿いの巨大地震について、内閣府(2015)によって長周期地震動の評価が行われている。それによれば、関東平野では長周期地震動が卓越することが示されており、長周期構造物への影響については別途検討が必要である。

スラブ内地震の対象地震は、対象コンビナート地区に影響の大きい南関東のフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、対象コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)式を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは司・翠川(1999)式から算定される最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い立川断層帯、三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯と武山断層帯、深谷断層帯、綾瀬川断層帯の伊奈－川口区間と鴻巣－伊奈区間、伊勢原断層の 7 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 3.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 3.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯である。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、走向は 315 度、傾斜角は 45 度（右横ずれ断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)式を用いて代表地点の地震動の最大値を算定し、表 3.3-1 に併せて示す。表より、岩盤の最大加速度と工学

的基盤の最大速度は、直下に想定した伏在断層による地震の方が、三浦半島断層群主部の衣笠・北武断層帯による地震より大きな値となっている。これより、内陸地殻内地震は伏在断層による地震とする。

ここで、伏在断層による地震と、先に対象地震とした相模トラフの地震、フィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動を Morikawa and Fujiwara(2013)による距離減衰式で算定した。計算条件は、伏在断層による地震に対して Mw6.5 および断層最短距離 X=7.1km（令和元年度調査研究報告書参照）、相模トラフの地震に対して Mw7.9 および断層最短距離 X=18.1km（代表地点 1）、X=15.1km（代表地点 2）、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対して Mw7.3 および断層最短距離 X=22.5km（代表地点 1）、X=19.2km（代表地点 2）、とする。なお、計算条件の詳細は、3.4 節を参照されたい。3 つの地震の地震動を比較して図 3.3-2 に示す。図より、伏在断層による地震の地震動は相模トラフの地震の地震動に全周期帯域で包絡される。また、フィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動は、短周期帯域で相模トラフの地震の地震動をやや上回る。これより、対象地震は、相模トラフの地震とフィリピン海プレートのスラブ内地震の 2 つとし、伏在断層による地震は対象地震とはしないこととする。

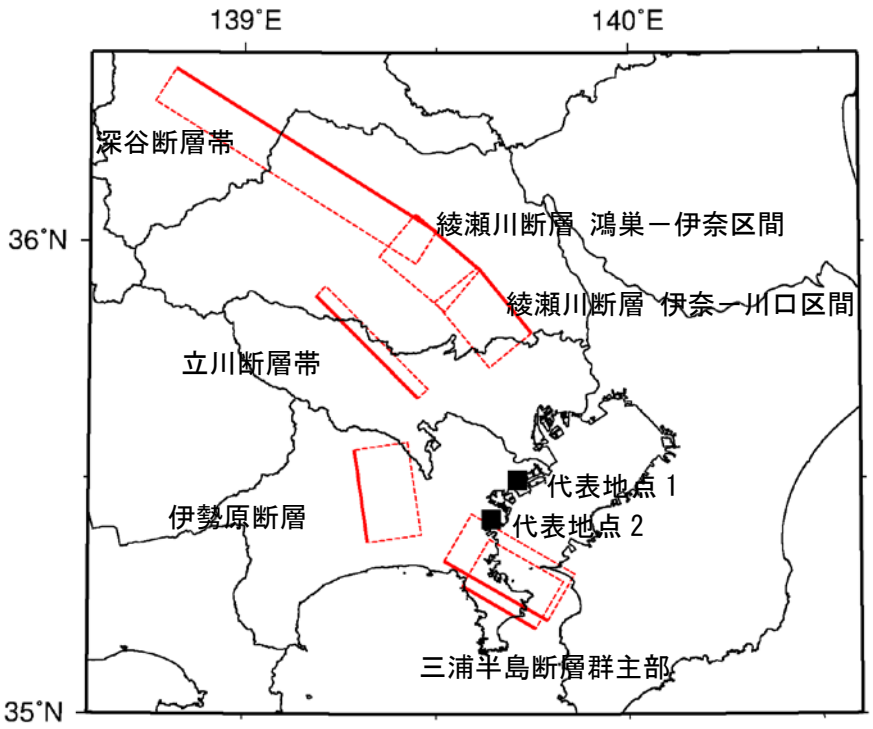


図 3.3-1　代表地点（■）と周辺の活断層の位置

表 3.3-1　代表地点で算定した活断層による地震動の最大値の一覧

(a)　代表地点 1

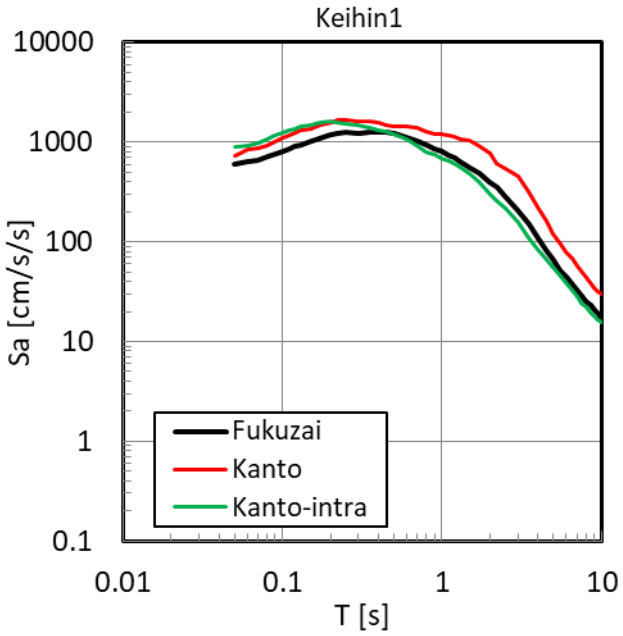
断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
三浦半島断層群主部 衣笠・北武断層帯	—	6.7	19.8	3	9.4	194.2	15.0
立川断層帯	7.4	6.9	30.4	2	10.9	161.3	12.9
三浦半島断層群主部 武山断層帯	—	6.5	22.0	3	9.4	153.5	11.0
綾瀬川断層 伊奈－川口区間	7.0	6.5	33.0	5	12.7	109.2	7.6
深谷断層帯	7.9	7.2	59.8	5	12.8	106.5	9.2
伊勢原断層	6.6	6.2	28.4	2	8.4	92.6	6.0
綾瀬川断層 鴻巣－伊奈区間	7.0	6.5	47.8	5	12.7	73.2	5.1
伏在断層(直下)	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.6	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$(武村, 1990)とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

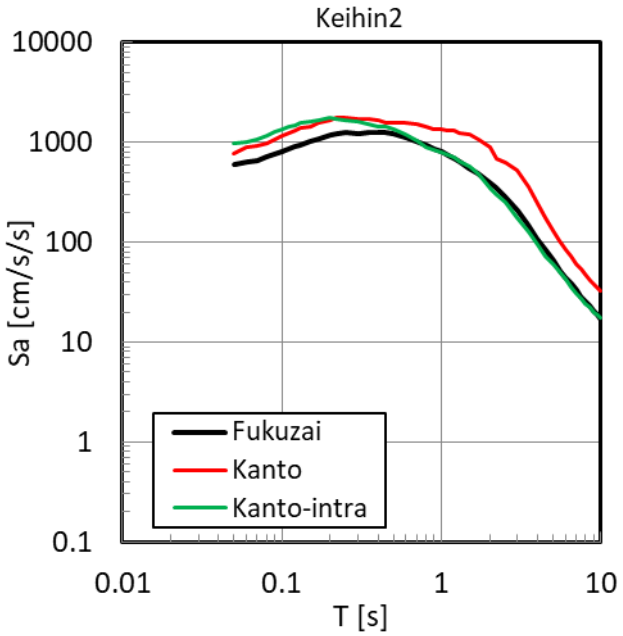
(b)　代表地点 2

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
三浦半島断層群主部 衣笠・北武断層帯	—	6.7	12.1	3	9.4	269.4	22.1
三浦半島断層群主部 武山断層帯	—	6.5	14.3	3	9.4	213.7	15.9
立川断層帯	7.4	6.9	33.2	2	10.9	149.1	11.8
伊勢原断層	6.6	6.2	22.3	2	8.4	116.8	7.6
深谷断層帯	7.9	7.2	65.7	5	12.8	95.4	8.3
綾瀬川断層 伊奈－川口区間	7.0	6.5	40.9	5	12.7	87.3	6.1
綾瀬川断層 鴻巣－伊奈区間	7.0	6.5	54.0	5	12.7	63.4	4.5
伏在断層(直下)	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.6	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$(武村, 1990)とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。



(a)　代表地点 1



(b)　代表地点 2

図 3.3-2　相模トラフの地震、フィリピン海プレートのスラブ内地震、
伏在断層による地震の地震動の比較

3.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

3.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　相模トラフの地震

地震調査研究推進本部(2014)による相模トラフ沿いの地震の長期評価では、それまで、1707年の元禄型関東地震と 1923 年の大正型関東地震が繰返し発生するとしていたものを、2 つのタイプに類型化するのが困難であるとして、2 つのタイプの地震を含む M7.9～M8.6 までの多様なパターンの地震が発生するように改訂された。また、改訂された相模トラフ沿いの地震の長期評価に基づいて、地震調査研究推進本部(2016)により長周期地震動予測地図が公表された。そこでは、大正型関東地震と元禄型関東地震の 2 つのタイプの地震に対する結果が示された。一方、内閣府(2013)では、防災対策のための被害想定のために、相模トラフ沿いのプレート境界地震の地震動を評価している。そこでも、大正型関東地震と元禄型関東地震の 2 つのタイプの地震を対象としている。ここで、大正型関東地震の震源域は対象コンビナート地区の直下に位置し、その震源域は元禄型関東地震とも共通であること、1923 年関東地震は少ないながらも地震観測記録が残されており、その震源特性がある程度把握されていること、対象構造物の周期帯域が比較的短周期であることから、本検討では、大正型関東地震を相模トラフの地震として想定し、その断層モデルを設定する。

大正型関東地震を対象とした断層モデルは数多く提案されているが、最新の知見が反映されていると考えられ、半経験的手法を用いて特性化震源モデルを提案している佐藤(2016a)による断層モデルを用いることとする。佐藤(2016a)による断層モデルを文献 15)、Fig.4 に、断層パラメータを文献 15)、Table1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスの検討に関する既往研究として、地震調査研究推進本部(2016)および宮腰・小穴(2021)がある。地震調査研究推進本部(2016)では、相模トラフ地震の長周期地震動予測地図の検討のために、1 つの断層モデルに対して、アスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定している（図 3.4-1)。宮腰・小穴(2021)では、建物の耐震性能評価に用いる大振幅地震動の算定のために、相模トラフ地震に対してアスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定している（文献 12)、図 7)。本検討では、これらの既往研究を参考に、アスペリティ位置と破壊開始点を変更した複数ケースの破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスの設定を図 3.4-2 に示す。

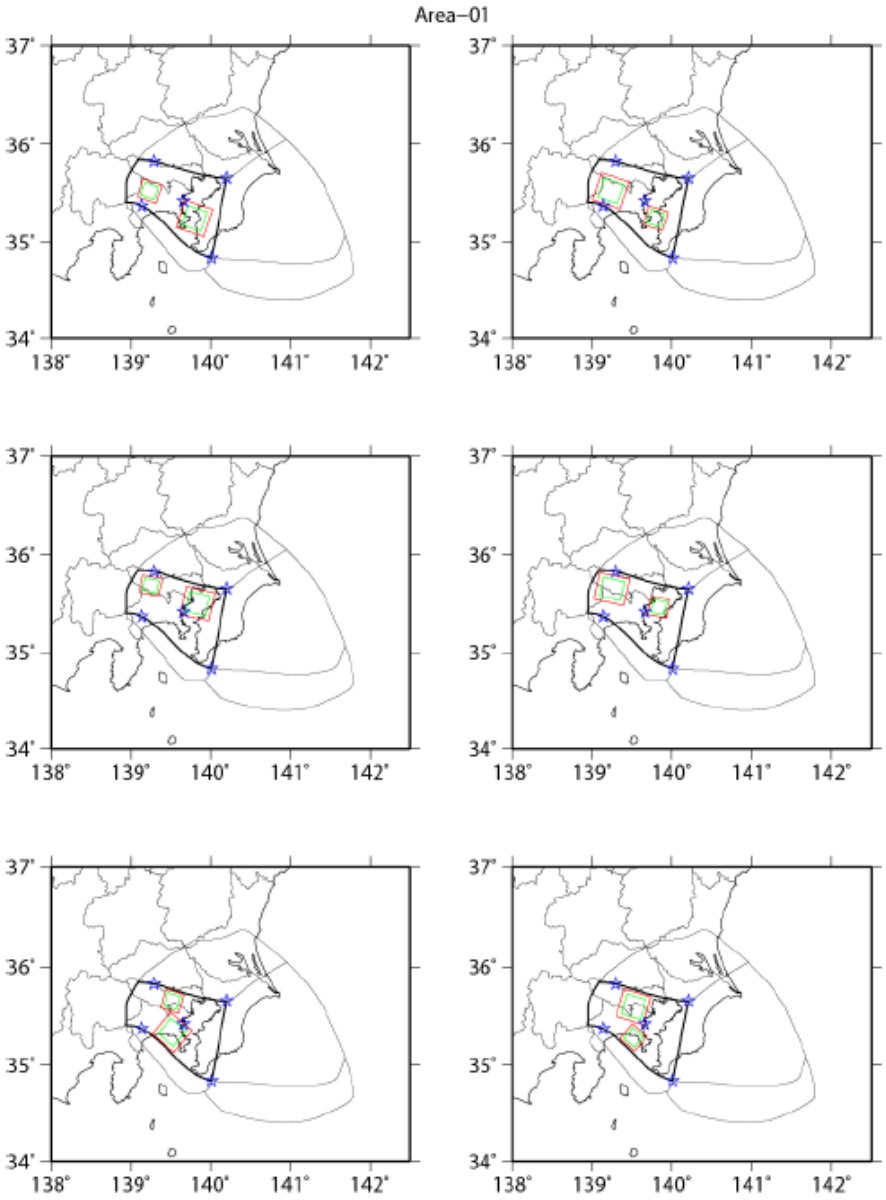


図 3.1　T1 タイプ（黒太線）における基本ケースのアスペリティ（赤および緑）と破壊開始点（青の星印）。

図 3.4-1　地震調査研究推進本部(2016)による相模トラフの地震の断層モデルに対する破壊プロセス

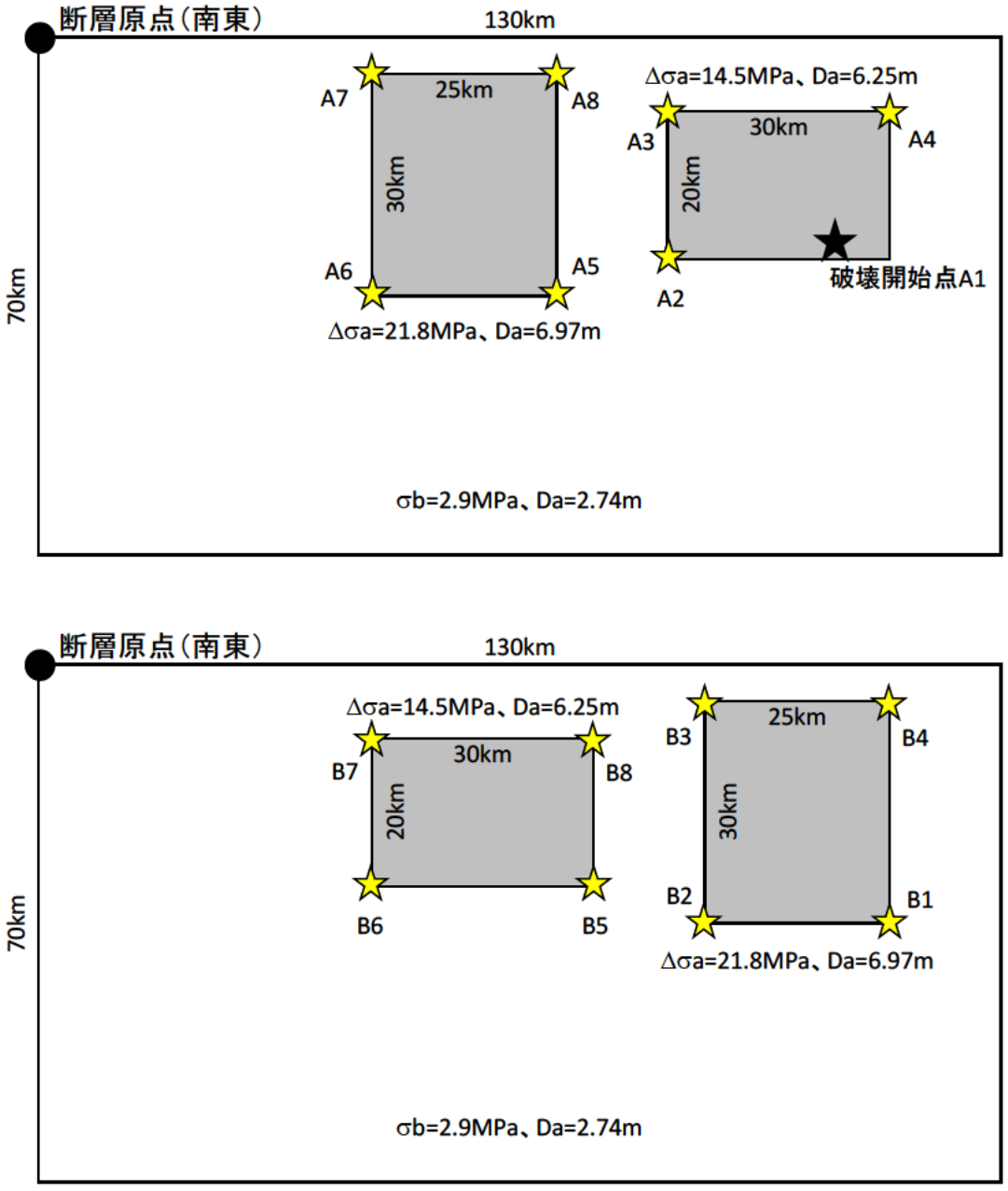


図 3.4-2　相模トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

(2) フィリピン海プレートのスラブ内地震

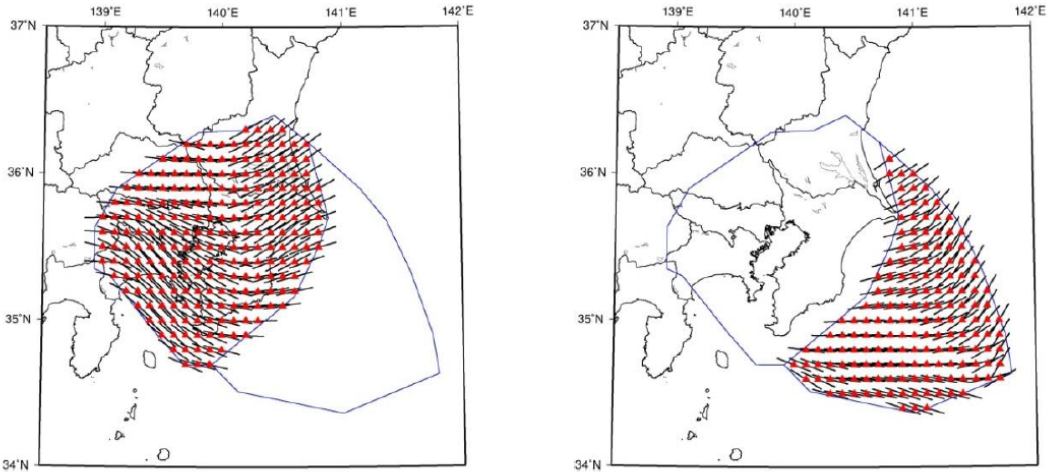
フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルのパラメータは、新井・他(2015)に基づいて設定する。新井・他(2015)に基づくプレート内地震の特性化震源モデルの設定手順を文献1)、図 16 に示す。図より、地震モーメント（または地震規模）およびアスペリティの位置を設定することで、断層モデルのパラメータを設定することができる。

地震規模は、地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2020 年版に基づいて、対象地点に近い南関東の領域におけるフィリピン海プレートのスラブ内地震の最大規模と同じ気象庁マグニチュード Mj7.3 とした。本検討では、気象庁マグニチュードとモーメントマグニチュードが等しいとし、モーメントマグニチュード Mw7.3 を与条件として、図 3.4-3 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき、震源域における S 波速度を 4.0km/s、密度を 3.0g/cm^{3}とした。なお、Mw7.3 は、内閣府(2013)による首都直下の M7 クラスの地震として想定したフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震規模と同じ値である。設定した断層パラメータを表 3.4-2 に示す。なお、表より巨視的断層面は 37km 四方となるが、4km 四方の要素断層でモデル化するため、実際の計算に用いる断層モデルは断層長さ 40km、断層幅 40km とした。巨視的断層面の位置は、確率論的地震動予測地図 2020 年版において想定している気象庁マグニチュード Mj7.1～7.3 の地震の断層面（断層長さ 28km、断層幅 32km、図 3.4-3）を参考に、対象コンビナート地区に近い位置に配置した。アスペリティは、個数を 2 つとし、断層長さ方向は均等に、断層幅方向は中央に配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.88km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。複数の破壊プロセスは、相模トラフの地震の設定を参考に、破壊開始点を変更したケースに加えて、断層面の位置を複数設定した。複数の破壊プロセスの設定を図 3.4-4 に示す。

表 3.4-2　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	－	－	地震調査研究推進本部を参考に設定	E139.513° N35.596°
走向	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	122
傾斜角	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	90
断層上端深さ	－	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	23.0
断層長さ	L	km	$L=S^{0.5}$	37
断層幅	W	km	W=L	37
断層面積	S	km^2	$S=(7\pi^2\beta^2M0)/(4A(Sa/S)^{0.5})$	1363
密度	ρ	g/cm^3	設定	3.00
S波速度	β	km/s	設定	4.00
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	4.80E+10
気象庁マグニチュード	M_J	－	設定	7.3
モーメントマグニチュード	M_W	－	$M_W=M_J$	7.3
地震モーメント	M_0	Nm	$M0=10^{(1.5*Mw+9.1)}$	1.12E+20
短周期レベル（面積比計算用）	A*	Nm/s^2	$A*=9.48*10^{10}*(M0*10^7)^{1/3}$（笹谷・他, 2006）	1.02E+20
アスペリティ面積（面積比計算用）	Sa*	km^2	$Sa*=1.25*10^{-16}*(M0*10^7)^{2/3}$（笹谷・他, 2006）	135
短周期レベル（フィリピン海プレート）	A	Nm/s^2	A=0.5*A*	5.11E+19
平均すべり量	D	m	$D=M0/(\mu S)$	1.72
応力降下量	Δσ	MPa	$\Delta\sigma=(7/16)M0/(S/\pi)^{1.5}$	5.43
アスペリティ面積比	Sa/S	－	$Sa/S=16*(9.84*1.25*10^7)^2/(49\pi^4\beta^4)$	0.20
破壊伝播速度	Vr	km/s	$Vr=0.72\beta$ (Geller,1976)	2.88
Q値	Q	－	佐藤(2016b)	$107f^{0.51}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	270
地震モーメント	M0a	Nm	$M0a=\mu SaDa$	4.45E+19
応力降下量	Δσa	MPa	Δσa=(Sa/S)*S	27.43
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	3.43
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/2	135
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/2	2.22E+19
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	27.4
平均すべり量	Dai	m	$Dai=M0ai/(\mu Sai)$	3.43
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	1093
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	6.77E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	3.3
平均すべり量	Db	m	$Db=M0b/(\mu Sb)$	1.29



(a) プレート内地震　M_J.1～M_J.3（西側）　(b) プレート内地震　M_J.1～M_J.3（東側）

図 5.2.3-10　南関東の M≧7.1 のプレート内地震の断層面（▲：断層中心）
（断層上端がプレート上面に沿うように配置）

図 3.4-3　南関東の Mj7.1～7.3 のフィリピン海プレートのスラブ内地震の断層面
（地震調査研究推進本部, 2014）

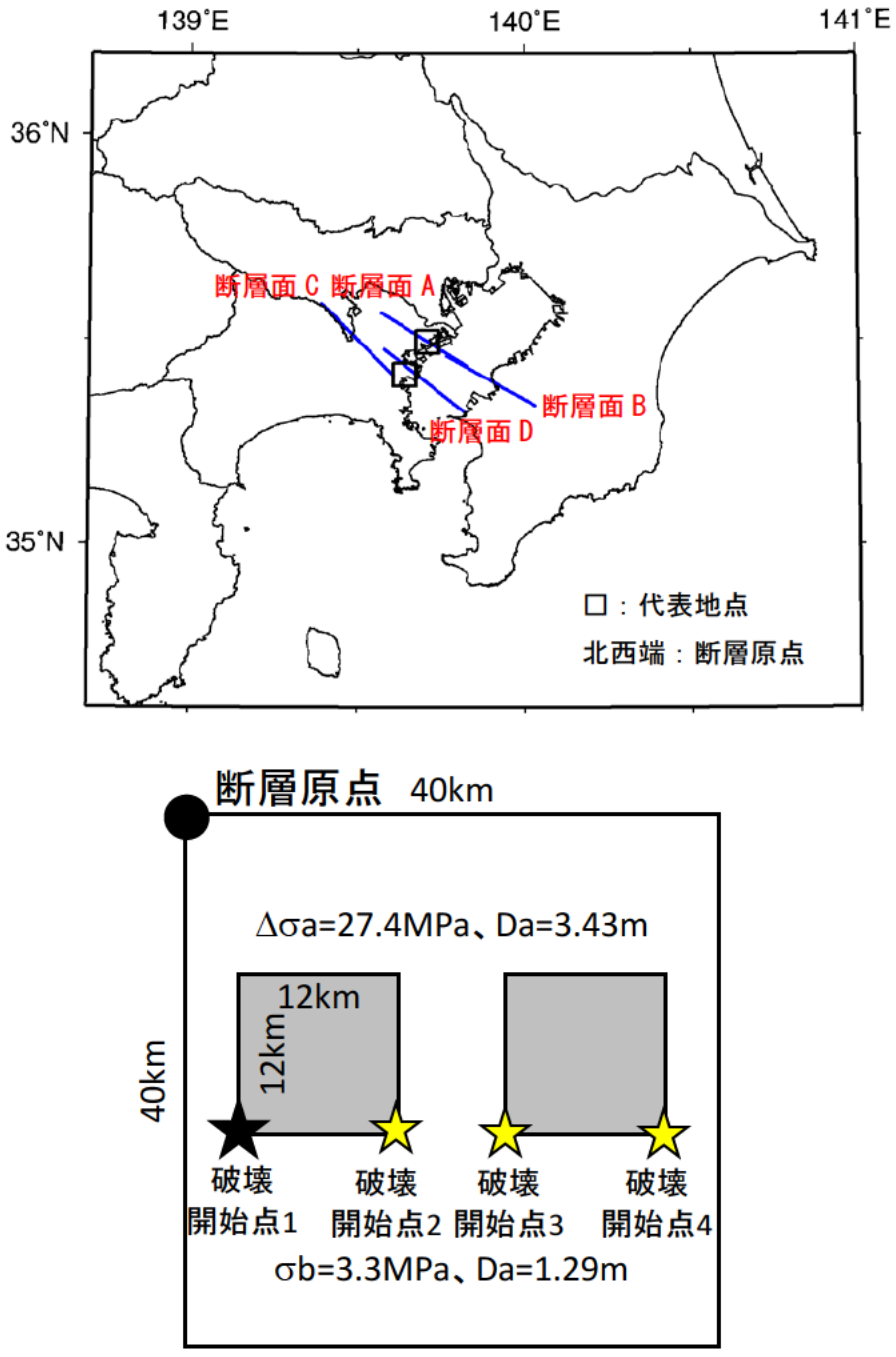


図 3.4-4　フィリピン海プレートのスラブ内地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

3.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、相模トラフの地震に対しては 2007 年 10 月 1 日の地震（Mj4.9）、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては 2005 年 7 月 23 日の地震（Mj6.0）とした。前者の地震の断層パラメータは佐藤(2014)による値とし、後者の地震の断層パラメータは佐藤(2016b)による値とした。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 3.4-5 に、断層パラメータを表 3.4-3 に示す。

対象コンビナート地区の事業所より提供を受けた地震観測記録（付録 1 参照）には、経験的グリーン関数法に用いる中小地震の記録は観測されていなかった。そのため、対象コンビナート地区の周辺の地震観測点（KNG002：K-NET 横浜）の記録を用いて、サイトスペシフィック地震動を算定することとした。上記中小地震に対する KNG002 の地表の観測記録を、図 3.4-6 および図 3.4-7 に示す。

ところで、対象コンビナート地区でない周辺の地震観測点の記録を用いる場合、サイト増幅特性の違いを適切に補正する必要がある。そこで、対象コンビナート地区の事業所 A より提供を受けた地表の地震観測記録と KNG002 の地表の地震観測記録とを比較した。具体的には、同じ地震における観測記録のフーリエスペクトルの比率を複数の地震に対して算出して重ね描いたものを図 3.4-8 に示す。この比率は、KNG002 に対する対象コンビナート地区の事業所 A のサイト増幅特性の違いを示している。

図より、両地点のサイト増幅特性には明確な違いがあることがわかる。すなわち、周期 0.2 秒付近では事業所 A の地震動は数倍程度大きく、逆に周期 0.03 秒付近では事業所 A の地震動は半分程度であることがわかる。このことより、周辺の地震観測点の記録を用いる場合であっても、対象地点におけるサイト増幅特性には適切な補正が不可欠であるといえる。また、図中の線の違いは地震ごとの違いを表しているが、地震ごとに事業所 A の地震動と KNG002 の地震動の比は一定ではなく、地震の震源位置（地震波の入射方向）の違いなどにより見かけのサイト増幅特性は大きくばらつくことがわかる。したがって、地震観測記録を用いてサイト増幅特性を同定し、適切な補正をするためには、多くの地震観測記録に基づいて詳細に分析する必要がある。

また、対象コンビナート地区における工学的基盤波を算出するために必要な工学的基盤以浅の地盤モデルについて、PS 検層などの詳細な情報が十分得られなかった。そのため、本検討では、両地点のサイト増幅特性にばらつきがあることを認識したうえで、KNG002 での工学的基盤波を算定して、代表地点の工学的基盤波と同等とみなすこととした。KNG002 における工学的基盤以浅の地盤モデルは、防災科学技術研究所から公表されている KNG002 の表層 20m の地盤モデルに基づいて、GL-19m の層（Vs=445m/s）の上面を工学的基盤とした。なお、減衰定数は一律 2%とした。設定した工学的基盤以浅の地盤モデルを表 3.4-4 に示す。

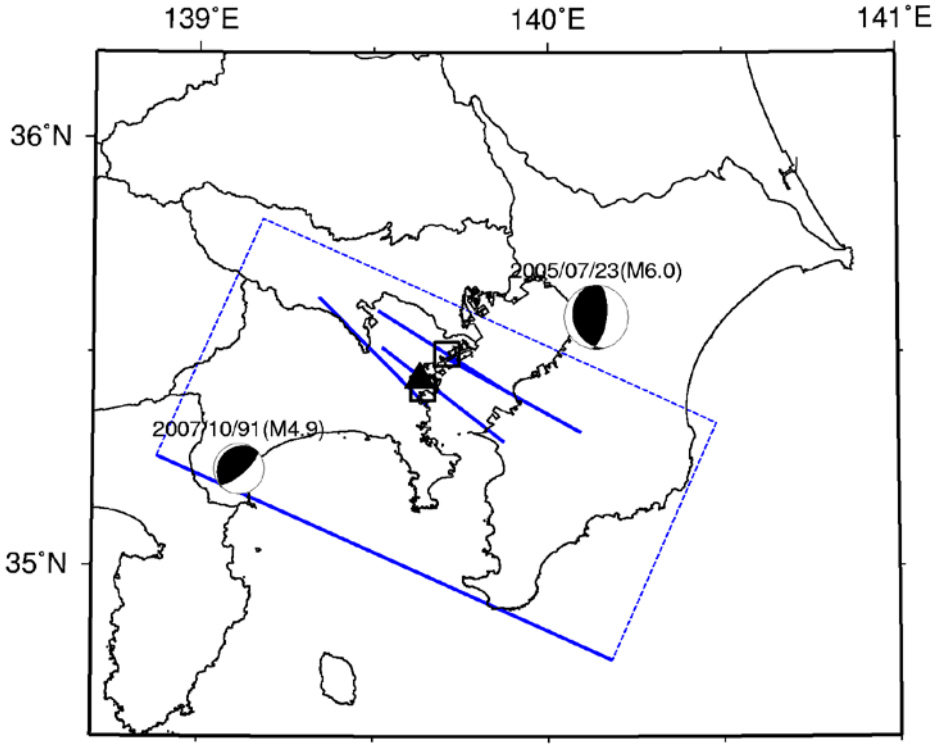


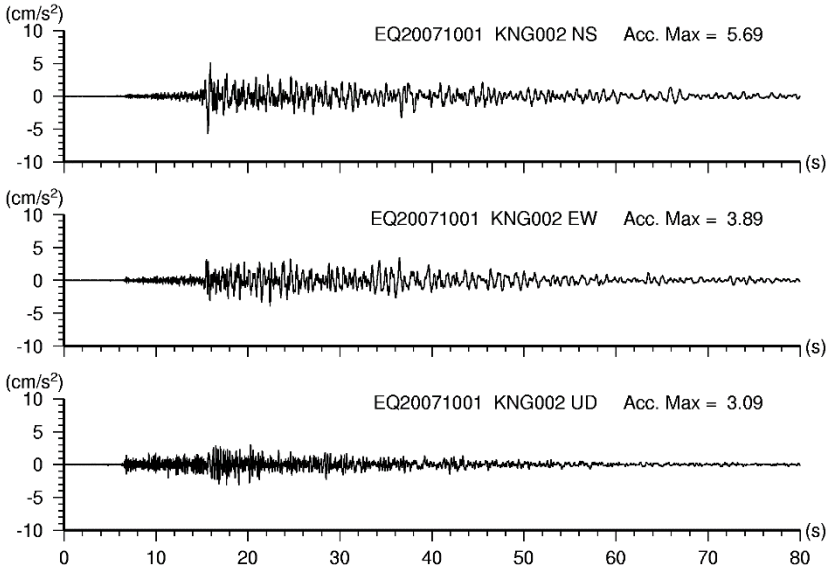
図 3.4-5　中小地震の震源位置と地震観測点（▲）および代表地点（□）

表 3.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2007年10月1日	139.1185	35.2255	12.9	4.9	4.7	1.37×10^{16}	3.5
2005年7月23日	140.1385	35.5817	73.1	6.0	5.9	9.11×10^{17}	25.1

※プレート間地震の媒質は$\mu=3.31\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.5$km/sとした。

※スラブ内地震の媒質は$\mu=4.80\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.0$km/sとした。



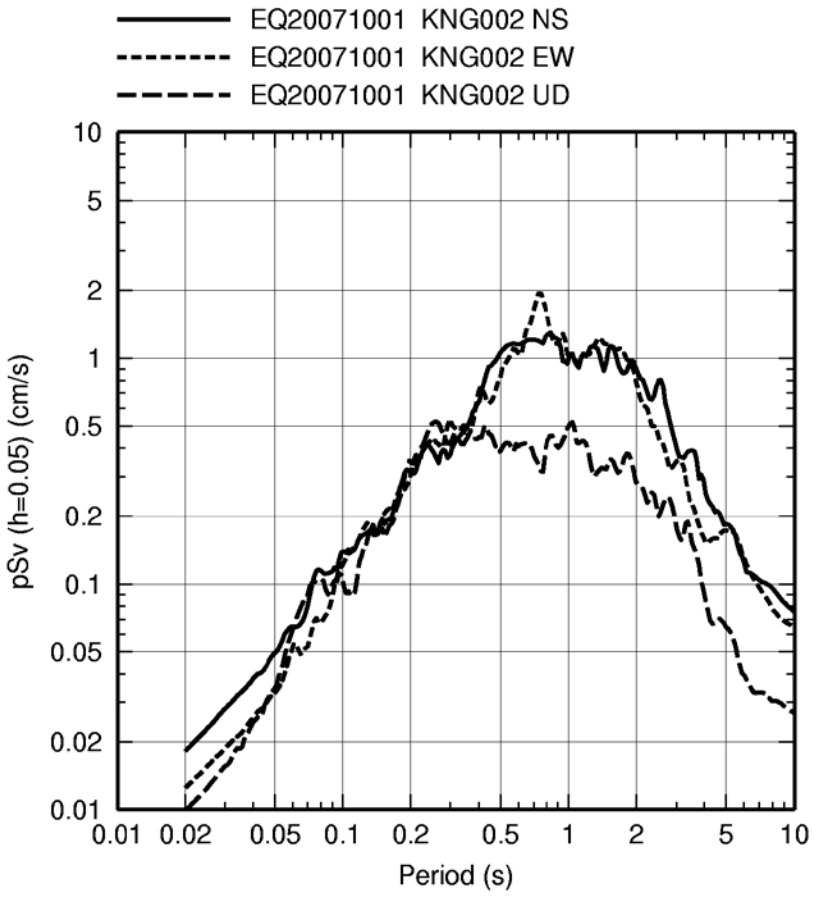
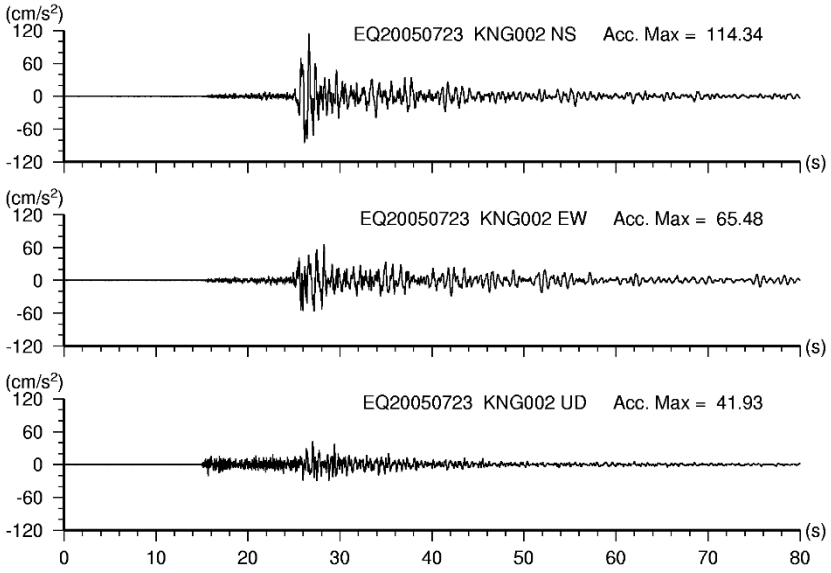


図 3.4-6　2007 年 10 月 1 日の地震の地震観測記録（KNG002、地表）



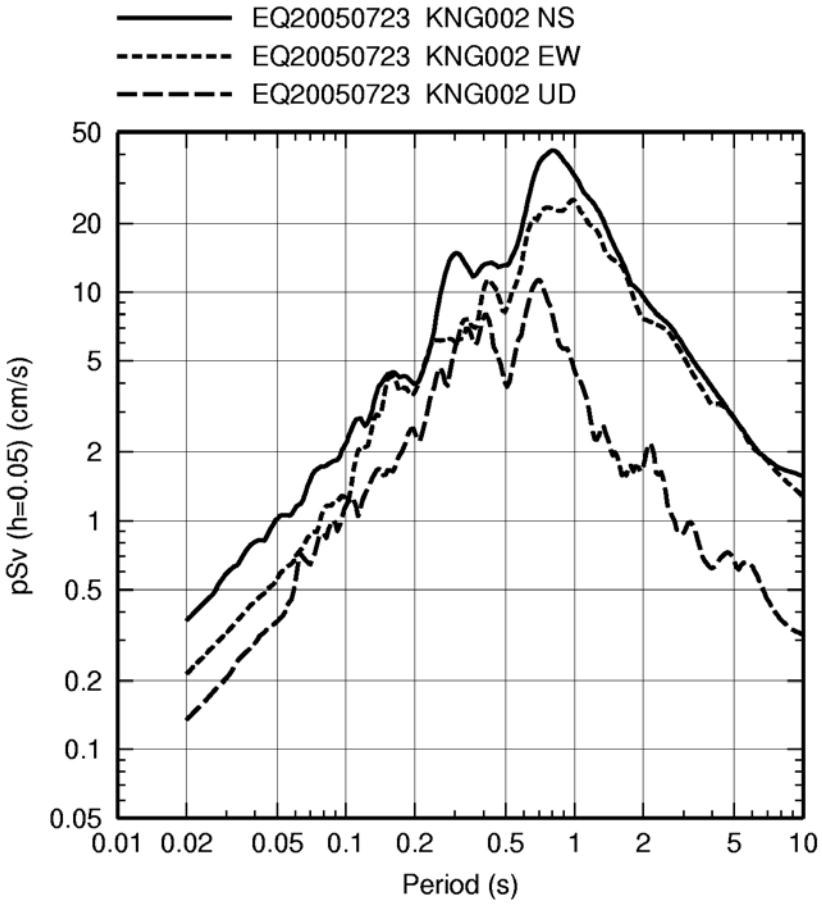
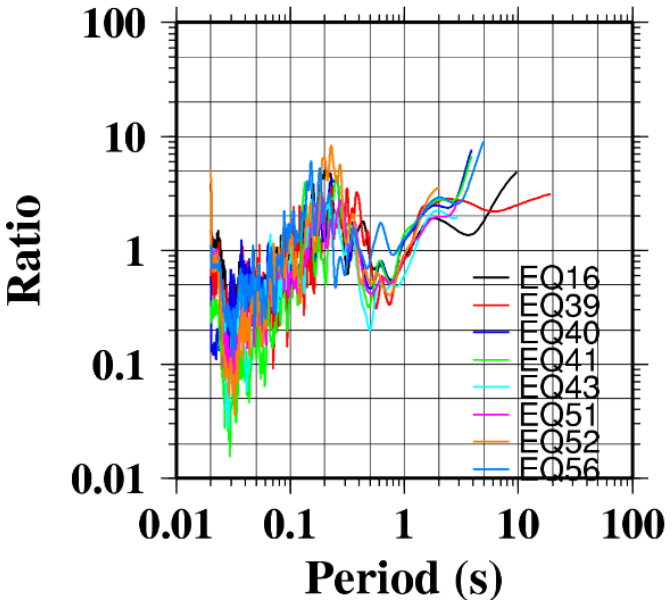
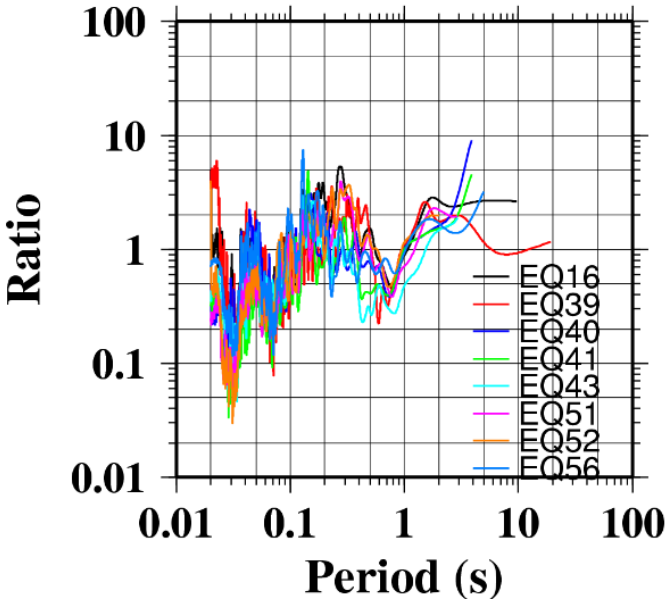


図 3.4-7　2005 年 7 月 23 日の地震の地震観測記録（KNG002、地表）



(a)　NS 成分（事業所 A/KNG002）



(b)　EW 成分（事業所 A/KNG002）

図 3.4-8　対象敷地内の地表と周辺の地震観測点(KNG002)の地表のサイト増幅特性の違い
（地震番号は付録 1 の表 1-1 および図 1-1 を参照）

表 3.4-4　地震観測点（KNG002）で設定した地盤モデル

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	密度 [g/cm^3]	減衰定数	備考
1	0	1.0	135	385	2.14	0.02	観測点位置
2	1	1.0	135	385	2.16	0.02	
3	2	1.0	135	385	1.78	0.02	
4	3	1.0	85	975	1.69	0.02	
5	4	1.0	85	975	1.57	0.02	
6	5	1.0	85	975	1.58	0.02	
7	6	1.0	85	975	1.65	0.02	
8	7	1.0	85	975	1.70	0.02	
9	8	1.0	85	975	1.68	0.02	
10	9	1.0	85	975	1.68	0.02	
11	10	1.0	85	975	1.65	0.02	
12	11	1.0	85	975	1.63	0.02	
13	12	1.0	85	975	1.64	0.02	
14	13	1.0	85	975	1.64	0.02	
15	14	1.0	85	975	1.67	0.02	
16	15	1.0	110	975	1.69	0.02	
17	16	1.0	110	975	1.81	0.02	
18	17	1.0	110	975	1.97	0.02	
19	18	1.0	445	1830	1.94		工学的基盤
20	19	―	445	1830	2.01		

3.4.3 標準波

相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1 に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-9 に、加速度波形の一例（破壊開始点 A1(★)）を図 3.4-10 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-11 に示す。また、代表地点 2 に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-12 に、加速度波形の一例（破壊開始点 A1(★)）を図 3.4-13 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-14 に示す。

同様に、フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動として、代表地点 1 に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-15 に、加速度波形の一例（断層面ケース A、破壊開始点 1(★)）を図 3.4-16 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-17 に示す。このとき、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式は 4 つの断層モデルに対する断層最短距離のうち、最短となる 22.5km の場合と、最長となる 23.1km の場合の 2 つの場合について示す。また、代表地点 2 に対する全 16 ケースの加速度応答スペクトルを図 3.4-18 に、加速度波形の一例（断層面ケース A、破壊開始点 1(★)）を図 3.4-19 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 3.4-20 に示す。このとき、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式は 4 つの断層モデルに対する断層最短距離のうち、最短となる 19.2km の場合と、最長となる 25.5km の場合の 2 つの場合について示す。

相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 32 波（NS 成分と EW 成分の合計）およびフィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動 32 波（NS 成分と EW 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して、代表地点 1 に対して図 3.4-21 に、代表地点 2 に対して図 3.4-25 に示す。

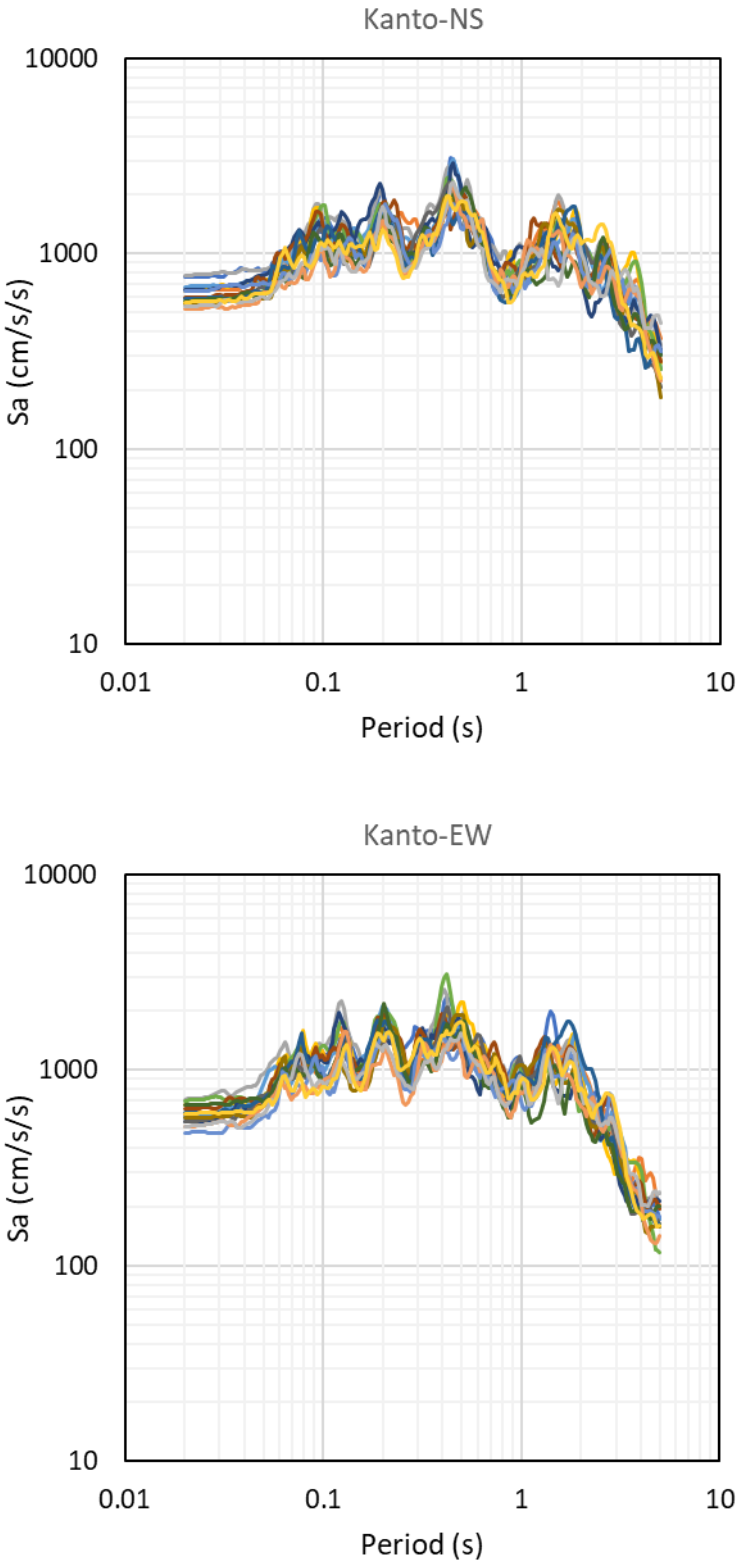


図 3.4-9　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動
（代表地点 1、全 16 ケース）

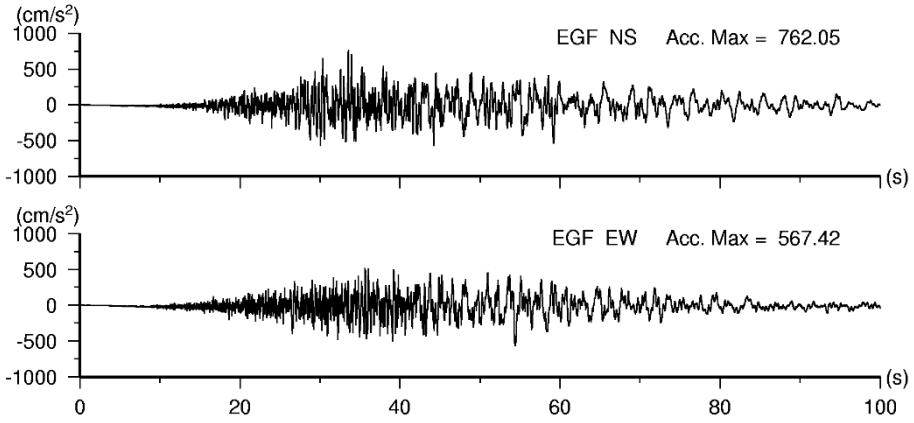


図 3.4-10　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例
（代表地点 1、破壊開始点 A1(★)）

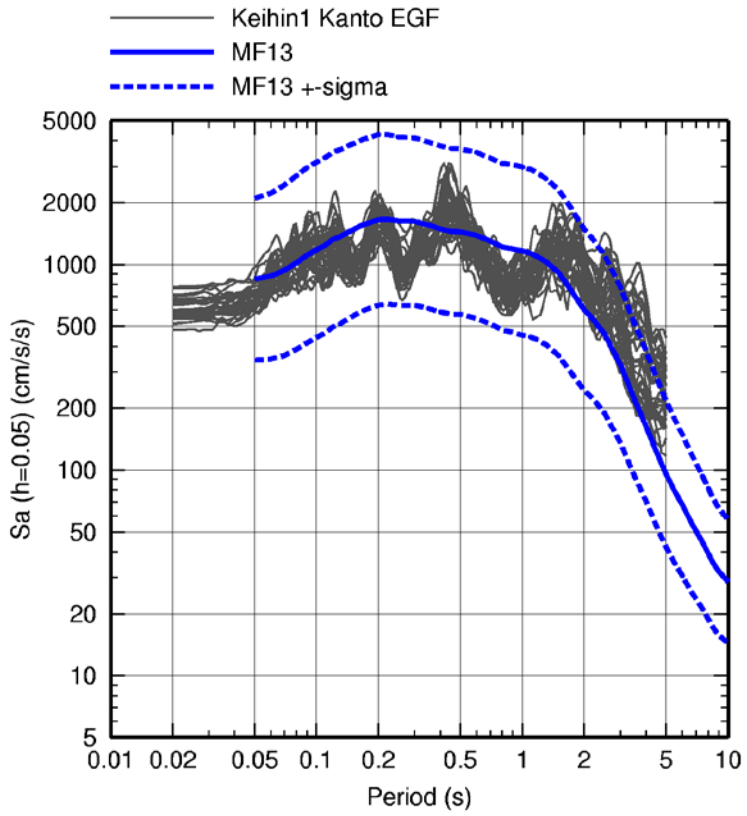
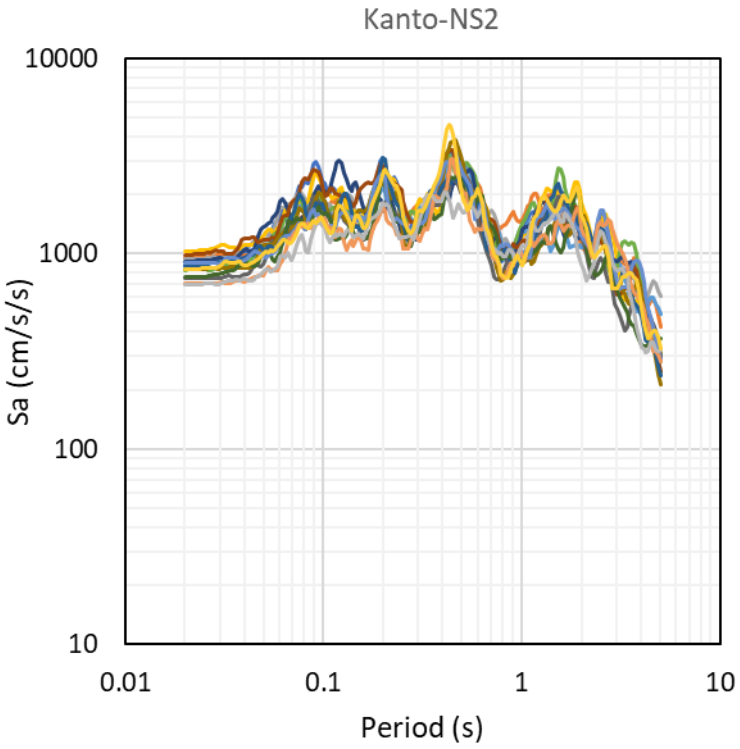


図 3.4-11　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較（代表地点 1）



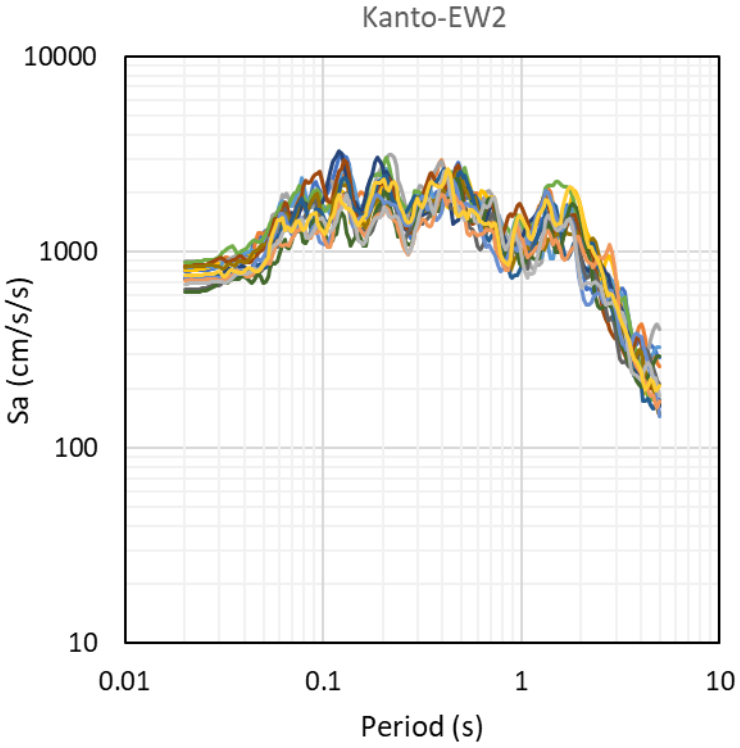


図 3.4-12　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動
（代表地点 2、全 16 ケース）

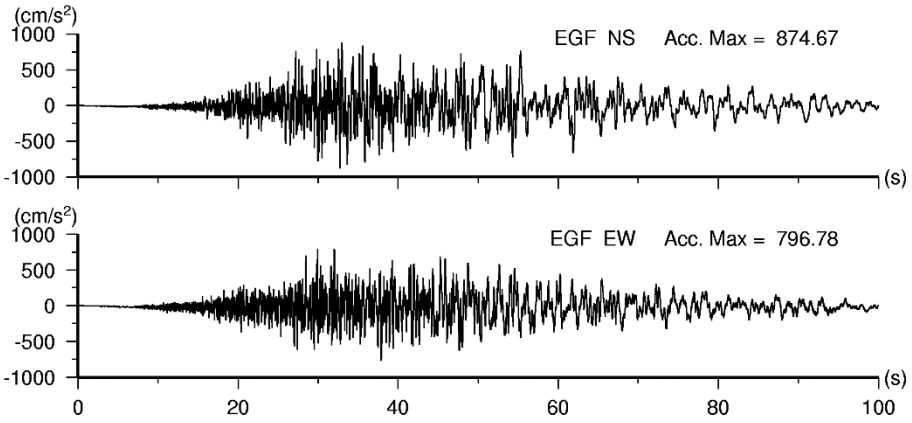


図 3.4-13　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例
（代表地点 2、破壊開始点 A1(★)）

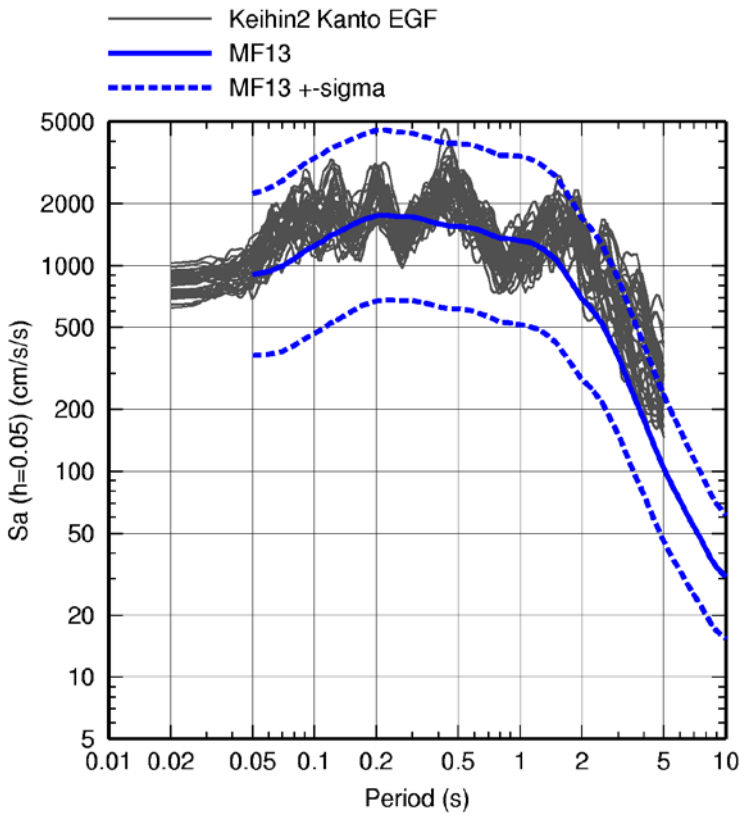


図 3.4-14　相模トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較（代表地点 2）

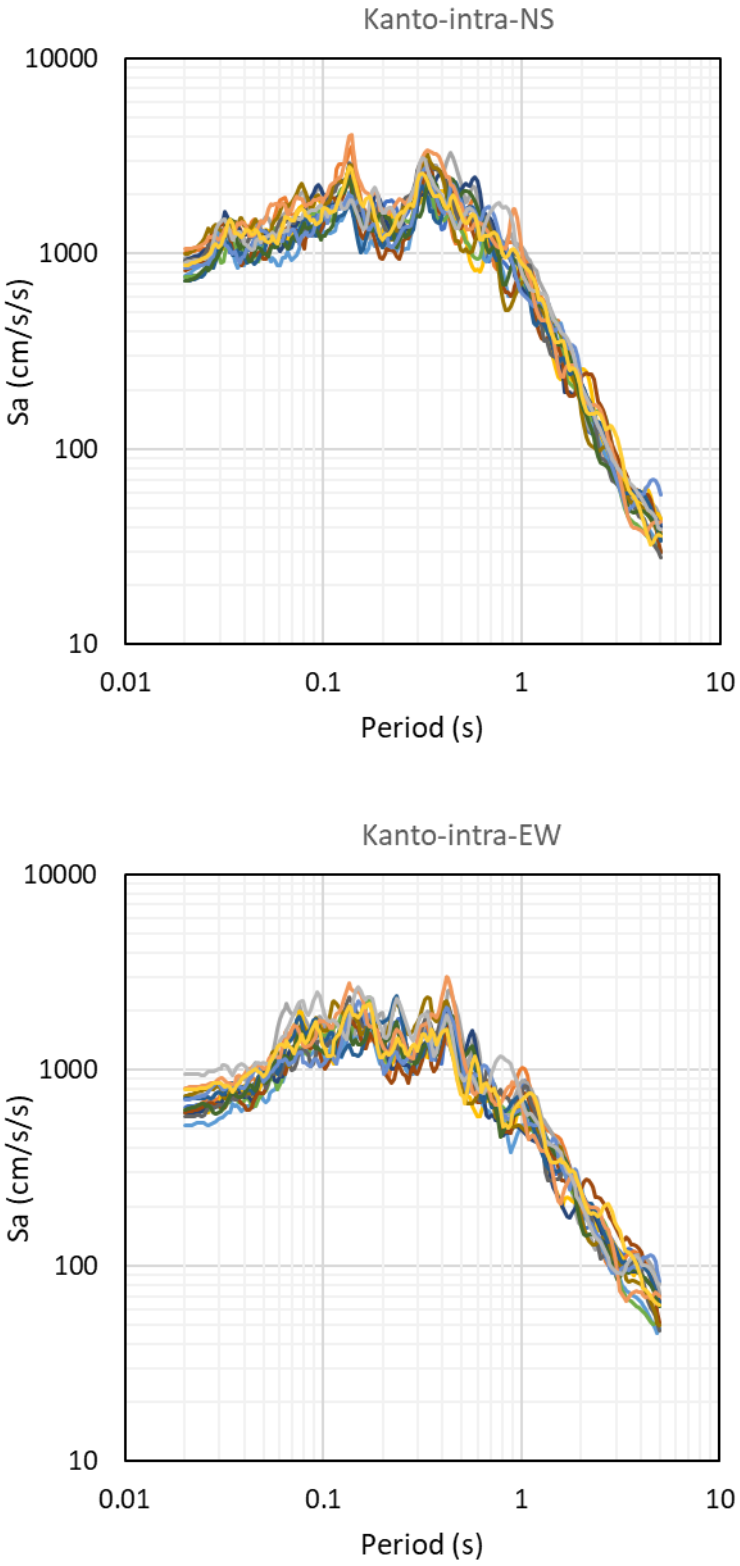


図 3.4-15　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動
（代表地点 1、全 16 ケース）

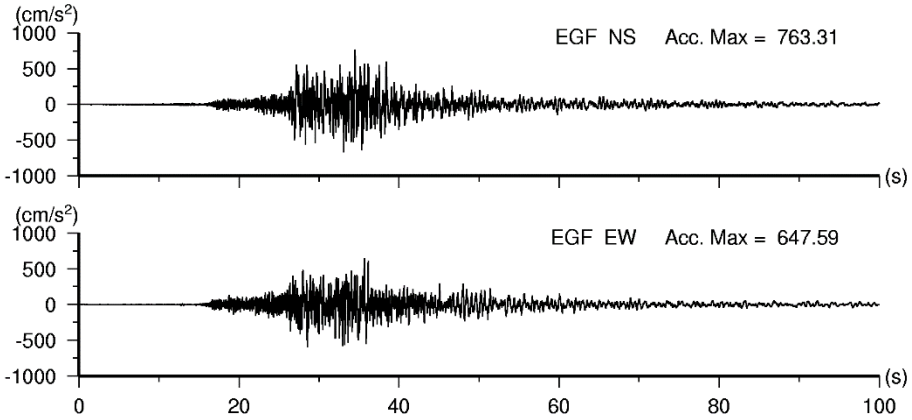


図 3.4-16 フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例
（代表地点 1、断層面 A、破壊開始点 1(★)）

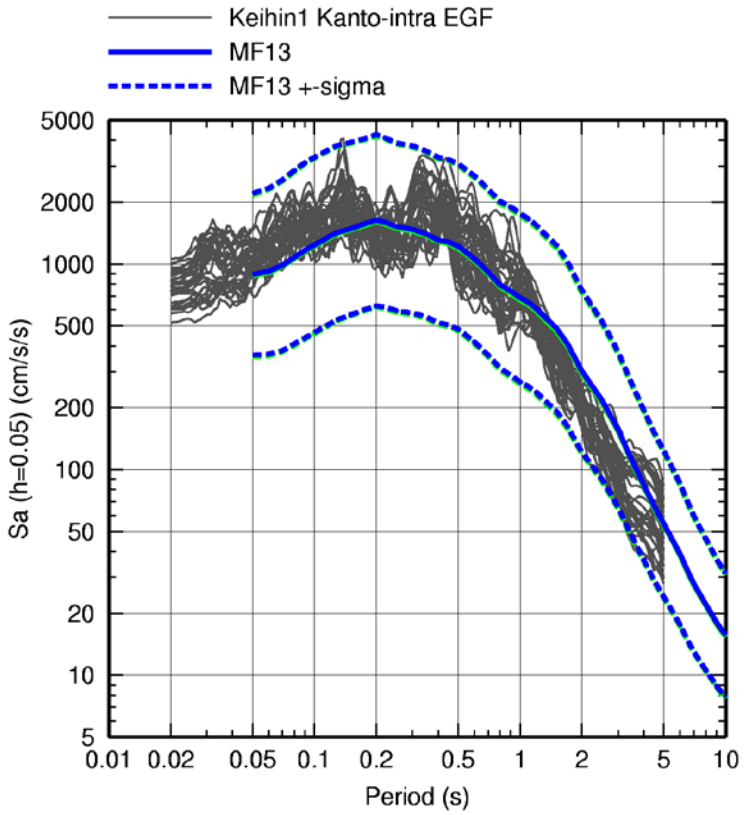


図 3.4-17　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較（代表地点 1）
（青線：断層最短距離の最短の場合、緑線：断層最短距離が最長の場合）

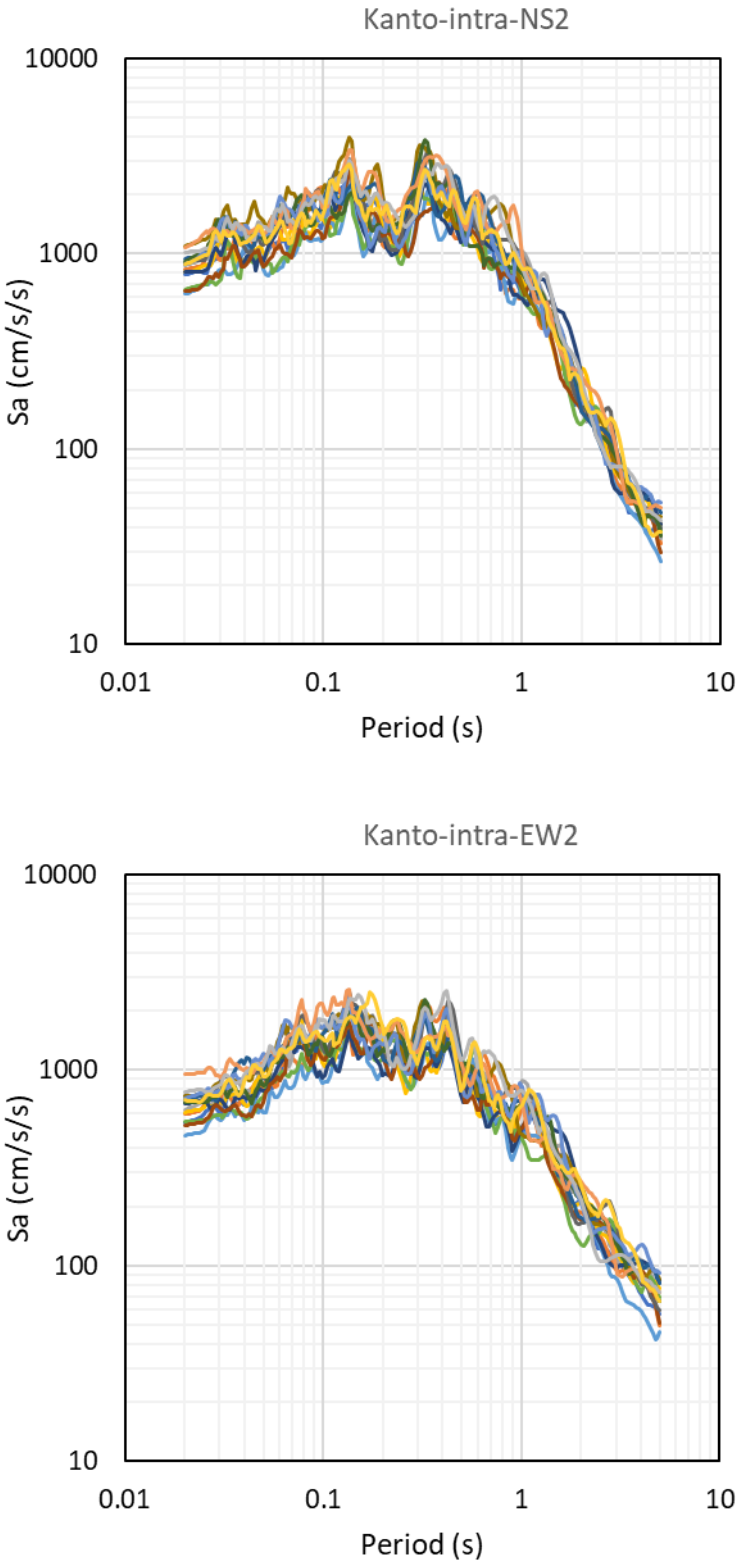


図 3.4-18　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動
（代表地点 2、全 16 ケース）

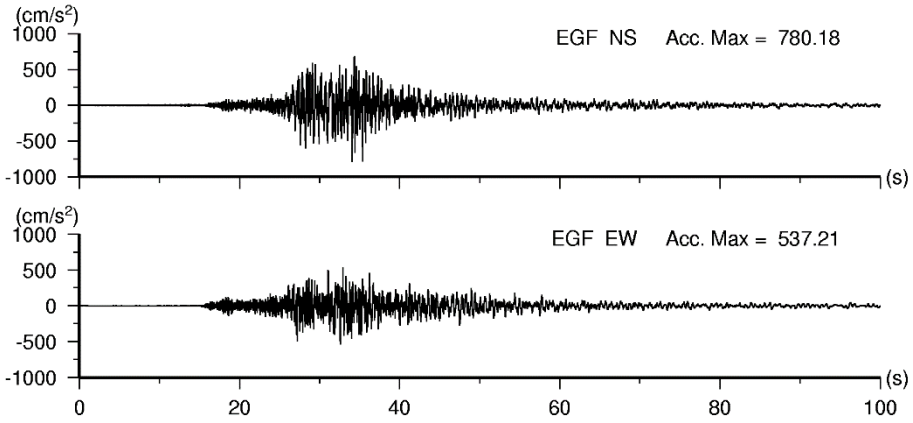


図 3.4-19 フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例
（代表地点 2、断層面 A、破壊開始点 1(★)）

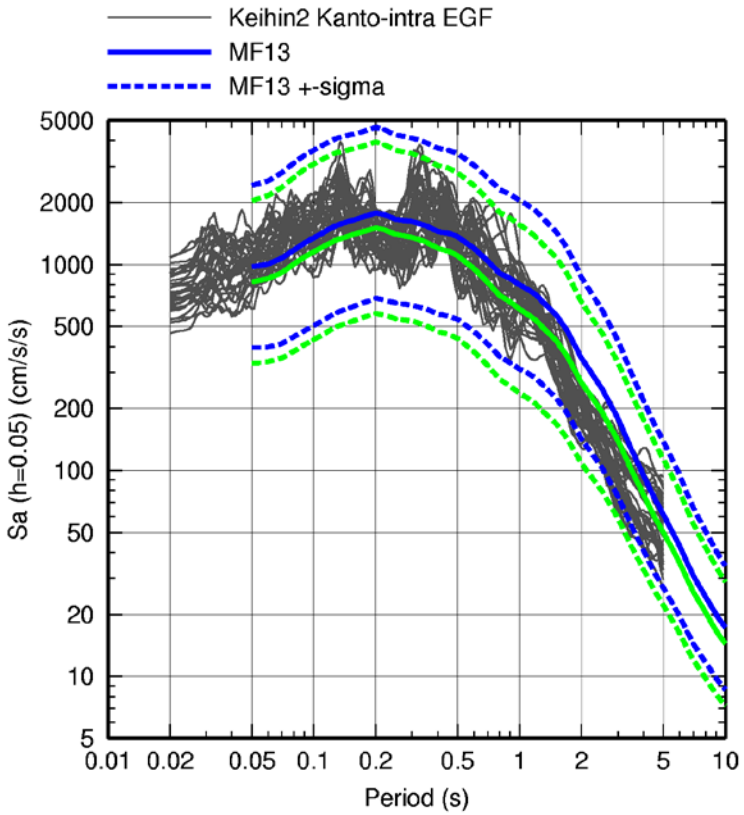
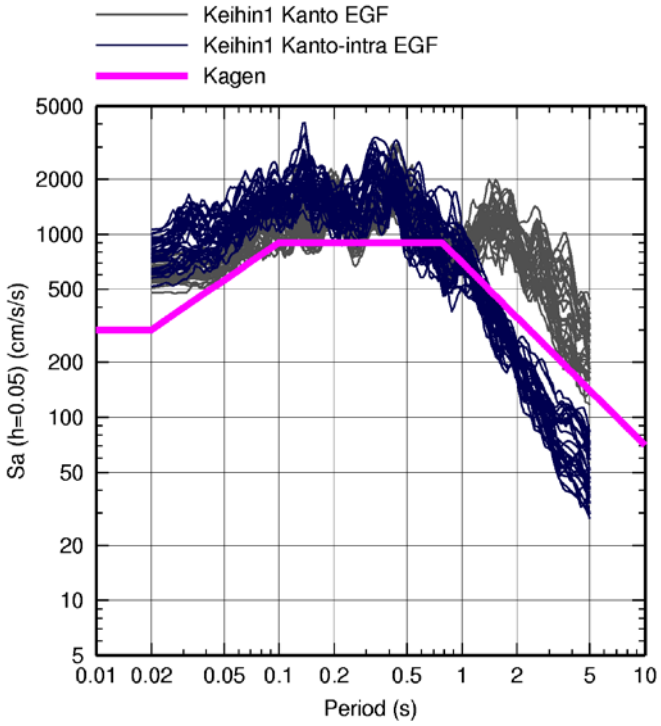
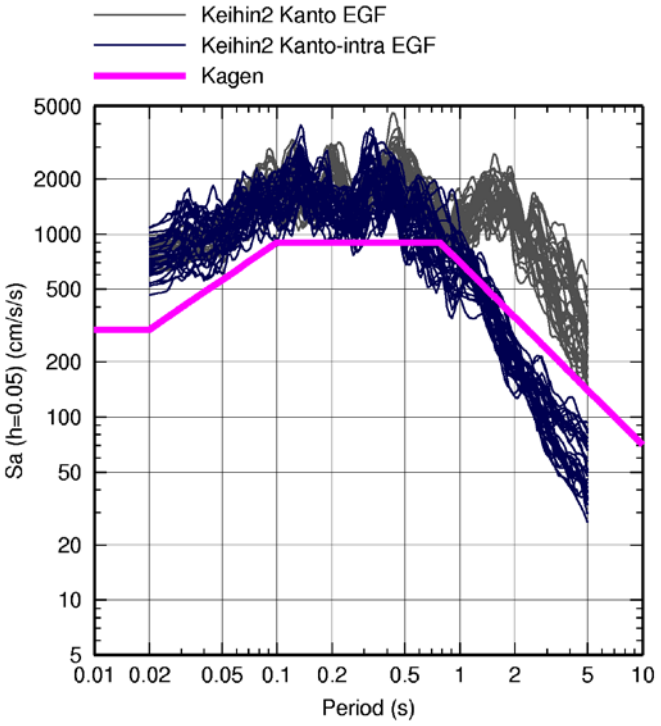


図 3.4-20　フィリピン海プレートのスラブ内地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較（代表地点 2）
（青線：断層最短距離の最短の場合、緑線：断層最短距離が最長の場合）



(a)　代表地点 1



(b)　代表地点 2

図 3.4-21　京浜コンビナート地区の標準波と設計用下限地震動との比較

4.　四日市コンビナート地区の標準波の検討

4.1　代表地点の検討

対象コンビナート地区の位置を図 4.1-1 に示す。同図には対象コンビナート地区周辺の地震観測点である K-NET 四日市（MIE003）を併せて示す。また、地震調査研究推進本部による J-SHIS 深部地盤構造モデルに基づいて、対象コンビナート地区での地震基盤の深さを図 4.1-2 に、地震基盤以浅の地盤構造から計算される地震基盤から工学的基盤の 1 次固有周期を図 4.1-3 に示す。図より、対象コンビナート地区において地盤特性に大きな違いがないことから、代表地点として、中央位置（東経 136.6297 度、北緯 34.9448 度）に設定する。代表地点を図 4.1-4 に示す。同図には K-NET 四日市（MIE003）を併せて示す。

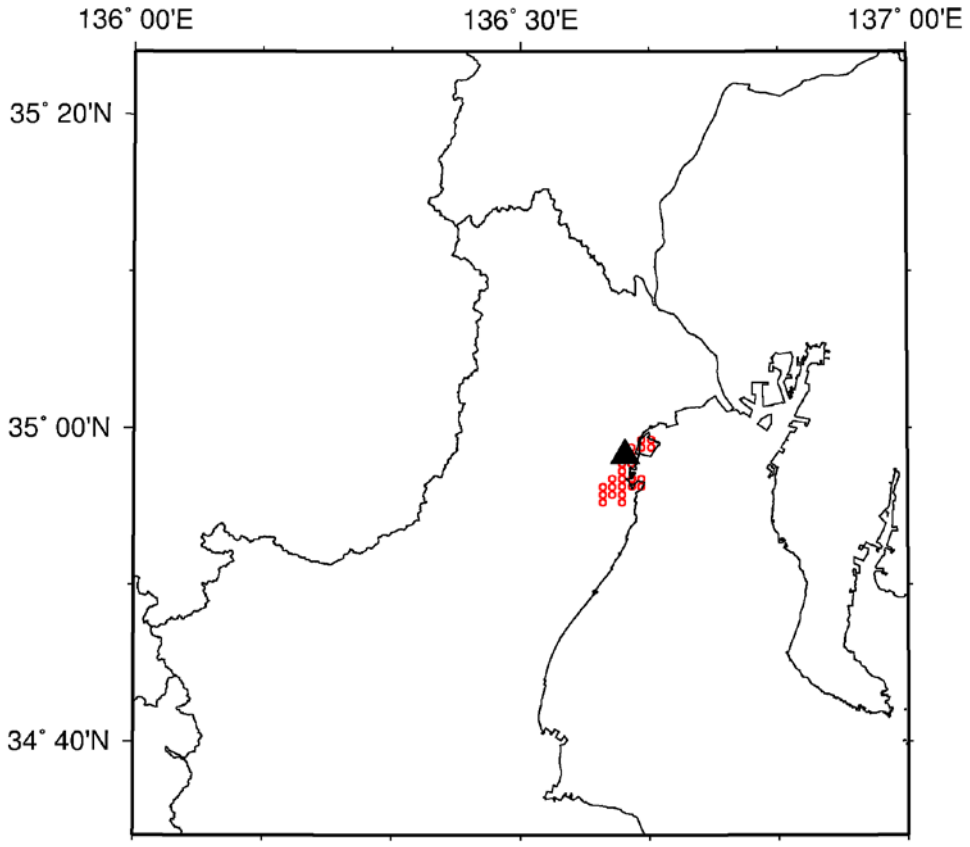


図 4.1-1　対象コンビナート地区の位置（○）と周辺の地震観測点（▲：MIE003）

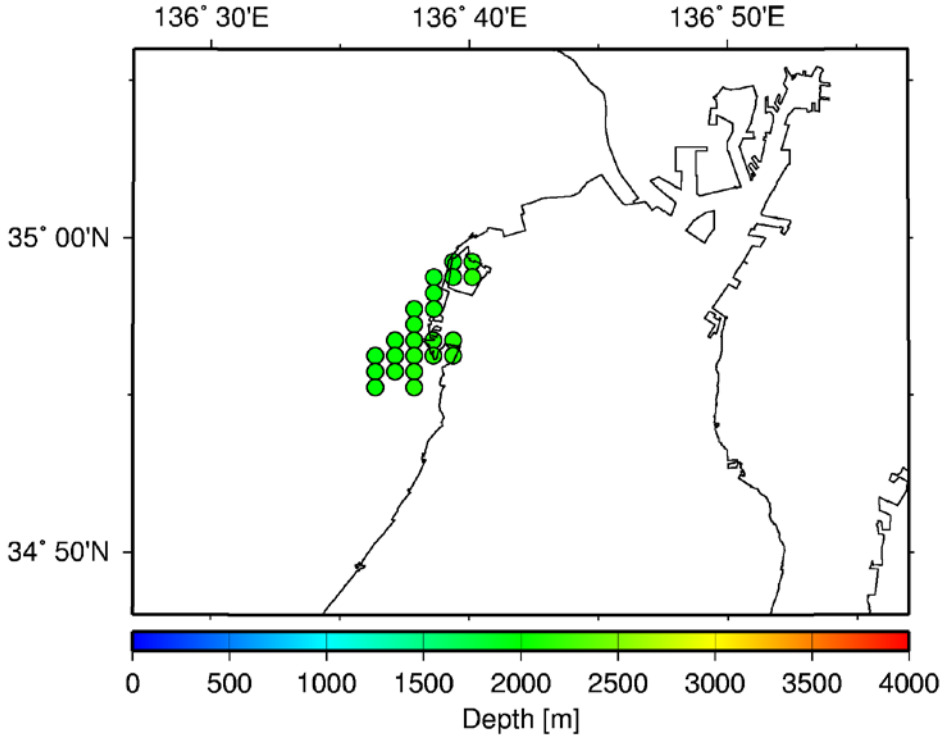


図 4.1-2　地震基盤の深さ分布

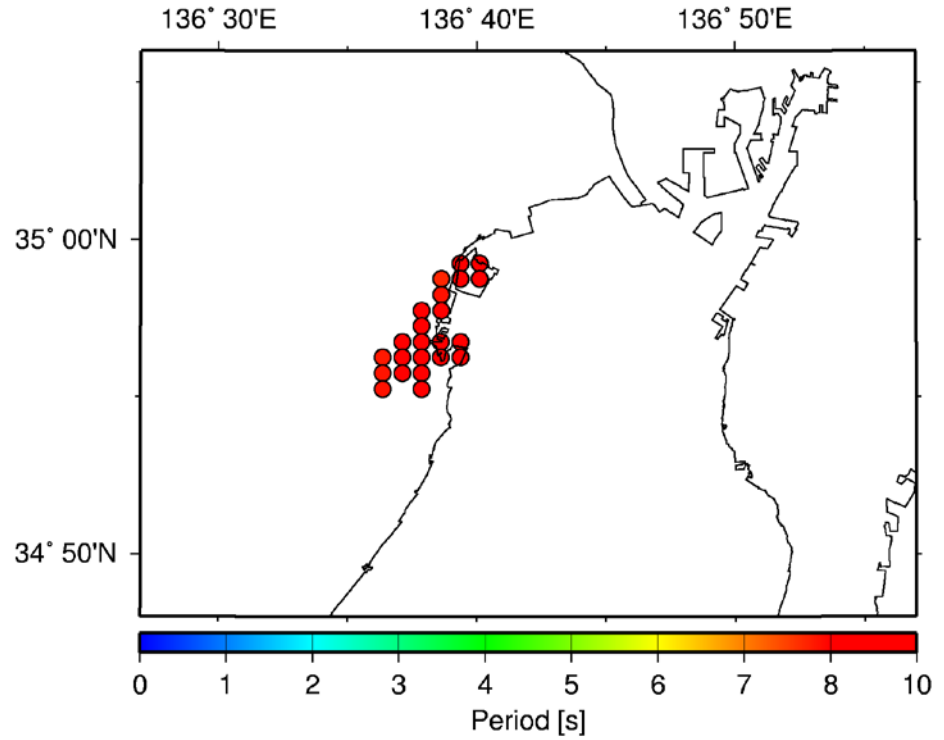


図 4.1-3　地震基盤から工学的基盤の 1 次固有周期の分布

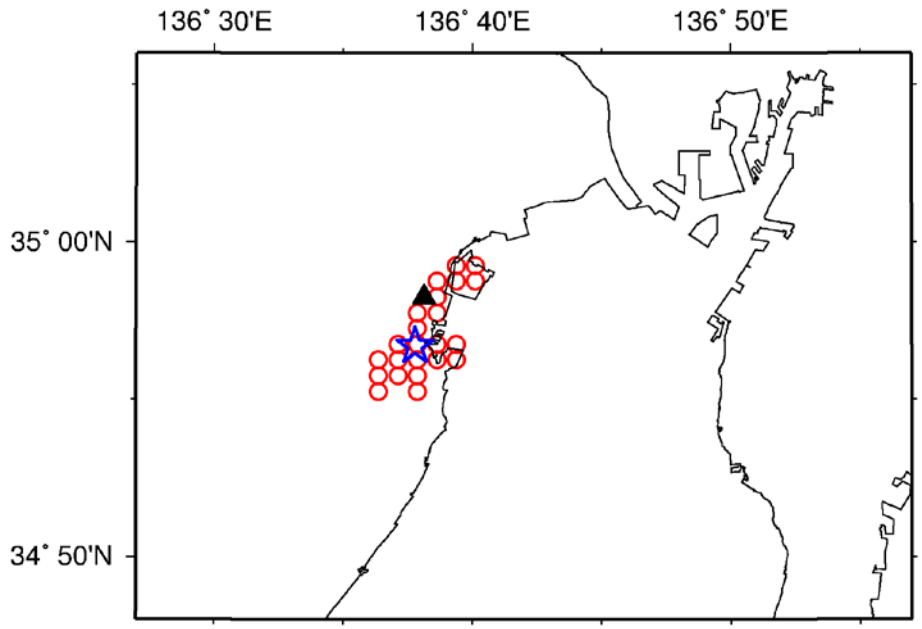


図 4.1-4　対象コンビナート地区（○）と代表地点（☆）
（▲：周辺の地震観測点 MIE003）

4.2 地震学的・地質学的情報等の整理

(1) 被害地震

対象コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 4.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 4.2-1 に示す。地震調査研究推進本部 (2009)によれば、対象コンビナート地区周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の南海トラフ沿いのプレート境界で発生する地震、沈み込んだフィリピン海プレート内部で発生する地震（スラブ内地震）が発生している。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、1854 年の伊賀上野付近の地震（M7 1/4）がある。この地震は木津川断層帯で発生したと考えられている。南海トラフ沿いのプレート境界で発生した地震としては、1707 年宝永地震（M8.6)、1854 年安政東海地震（M8.4)、1944 年東南海地震（M7.9)、1946 年南海地震（M8.0）があり、これらの地震で大きな被害を生じた。フィリピン海プレート内部で発生した地震としては、1899 年の紀伊大和地震（M7.0、深さ 40～50km）や 2004 年の紀伊半島沖の地震（M7.4）がある。

ここで、南海トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 4.2-2 に示す。これより、南海トラフ沿いの巨大地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%～80%で、非常に高い値となっている。

表 4.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

表7-1　三重県に被害を及ぼした主な地震

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
684.11.29 (天武13)	土佐その他南海・東海・西海地方	8 1/4	(南海トラフ沿いの巨大地震。諸国で家屋の倒壊、津波あり、死傷者多数。)
887. 8.26 (仁和 3)	五畿・七道	8.0～8.5	(南海トラフ沿いの巨大地震。京都で家屋倒壊多く、圧死者多数。沿岸部で津波による溺死者多数。)
1096.12.17 (永長 1)	畿内・東海道	8.0～8.5	東海沖の巨大地震と考えられる。伊勢で津波被害あり。
1099. 2.22 (康和 1)	南海道・畿内	8.0～8.3	(南海沖の巨大地震と考えられる。興福寺、摂津天王寺などで被害。)
1361. 8. 3 (正平16)	畿内・土佐・阿波	8 1/4～8.5	(南海トラフ沿いの巨大地震。各地で、強い揺れ、津波により、死者多数。)
1498. 9.20 (明応 7)	東海道全般	8.2～8.4	南海トラフ沿いの巨大地震。沿岸部で津波被害。伊勢大湊で溺死者5,000人など。
1605. 2. 3 (慶長 9)	(慶長地震)	7.9	南海トラフ沿いの巨大地震。沿岸部に津波来襲。
1707.10.28 (宝永4)	(宝永地震)	8.6	南海トラフ沿いの巨大地震。尾鷲付近で、死者1,070人以上、家屋流失1,510棟。その他県内で、死者57人、負傷者73人、家屋全壊2,333棟、同流失601棟。
1854. 7. 9 (安政 1)	伊賀・伊勢・大和および隣国(伊賀上野地震とも呼ばれる。)	7 1/4	伊賀上野付近で死者約600人、家屋全壊2,000棟余、周辺でも被害あり。
1854.12.23 (安政1)	(安政東海地震)	8.4	(東海沖の巨大地震。強い揺れ及び津波により、関東から近畿にかけて被害。住家全壊・焼失約30,000棟、死者2,000～3,000 人。)
1891.10.28 (明治24)	(濃尾地震)	8.0	北部を中心に被害。死者1人、負傷者17人、家屋全壊625棟。
1899. 3. 7 (明治32)	紀伊半島南東部(紀伊大和地震とも呼ばれる。)	7.0	南部を中心に被害。木ノ本・尾鷲で死者7人、負傷者62人、家屋全壊35棟。
1944.12. 7 (昭和19)	(東南海地震)	7.9	強い揺れ及び津波により被害。死者・行方不明者406人、負傷者607人、住家全壊1,826棟、同流失2,238棟。
1946.12.21 (昭和21)	(南海地震)	8.0	強い揺れ及び津波により被害。死者11人、負傷者35人、住家全壊65棟、同流失23棟。
1952. 7.18 (昭和27)	(吉野地震)	6.7	(死者9人、負傷者136人、住家全壊20棟。)
1960. 5.23 (昭和35)	(チリ地震津波)	9.5 注)	津波により被害。住家全壊2棟、同流失1棟。
2004. 9. 5 (平成16)	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者8人。

注)「チリ地震津波」のマグニチュードはKanamori(1977)によるモーメントマグニチュード(Mw)で、他の地震のマグニチュードと異なります。

表 4.2-2　南海トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
南海トラフ	8～9 クラス	70～80%	90%程度もしくはそれ以上	88.2 年 次回までの標準的な値
				73.0 年前

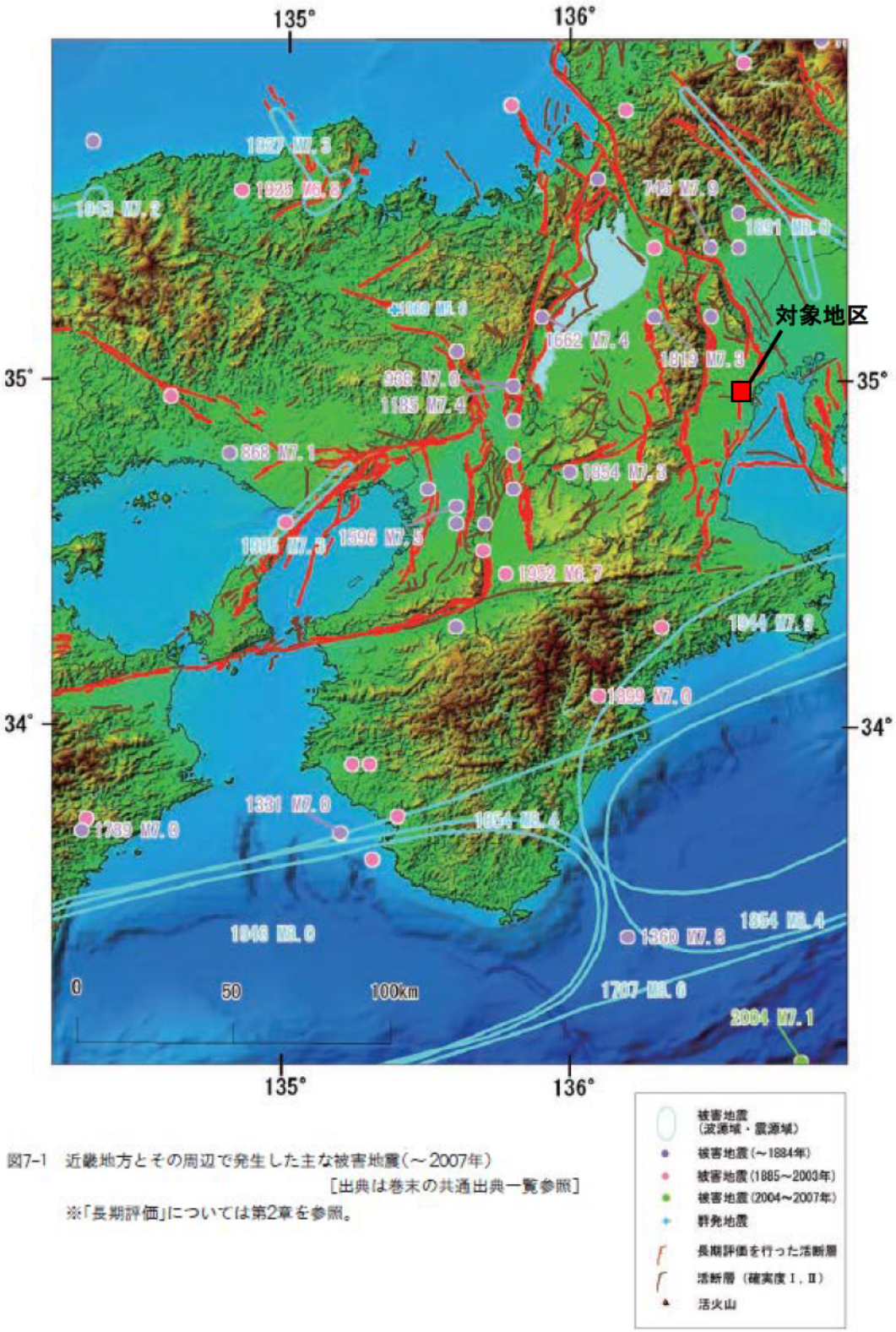


図7-1　近畿地方とその周辺で発生した主な被害地震(~2007年)
[出典は巻末の共通出典一覧参照]
※「長期評価」については第2章を参照。

図 4.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震の震央分布
(地震調査研究推進本部(2009)に加筆)

(2) 活断層

対象コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 4.2-2 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、対象地点のごく近傍には、養老－桑名－四日市断層帯があり、その周辺には、西部には鈴鹿東縁断層帯、南部には布引山地東縁断層帯、東部および南部には伊勢湾断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 4.2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは布引山地東縁断層帯（西部）で、ついで伊勢湾断層帯（白子－野間断層）、養老－桑名－四日市断層帯であることがわかる。

表 4.2-3　対象コンビナート地区周辺の活断層の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
養老－桑名－四日市断層帯	8 程度	ほぼ 0～0.7%	ほぼ 0～1%	1,400 年～1,900 年
				13～16 世紀
鈴鹿東縁断層帯	7.5 程度	ほぼ 0%～0.07%	ほぼ 0%～0.1%	約 6,500 年～12,000 年
				約 3,500 年前～2,8s00 年前
布引山地東縁断層帯（東部）	7.6 程度	0.001%	0.002%	25,000 年程度
				11,000 年前頃
布引山地東縁断層帯（西部）	7.4 程度	ほぼ 0%～1%	ほぼ 0%～2%	17,000 年程度
				約 28,000 年前～400 年前
伊勢湾断層帯（主部/北部）	7.2 程度	ほぼ 0%	ほぼ 0%	10,000 年～15,000 年程度
				概ね 1,000 年前～500 年前
伊勢湾断層帯（白子－野間）	7.0 程度	0.2～0.8%	0.3～1%	8,000 年程度
				概ね 6,500 年前～5,000 年前

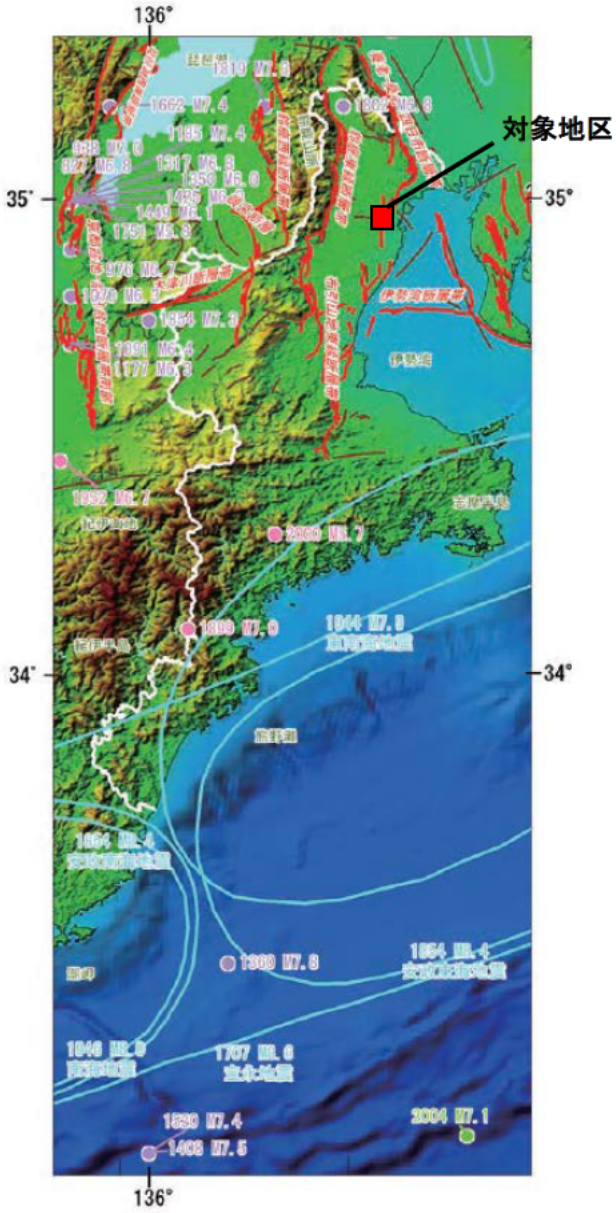


図7-28　三重県とその周辺で発生した主な被害地震（～2007年）

［出典は巻末の共通出典一覧参照］

※「長期評価」については第2章を参照。

図 4.2-2　対象コンビナート地区周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

4.3　対象地震の選定

4.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、対象コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、対象コンビナート地区に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート境界で発生する南海トラフの地震（南海トラフの地震とよぶ）とする。

スラブ内地震の対象地震は、対象コンビナート地区に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、対象コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)式を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い養老－桑名－四日市断層帯、伊勢湾断層帯主部北部、白子－野間断層、鈴鹿東縁断層帯、布引山地東縁断層帯東部、布引山地東縁断層帯西部の 6 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 4.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 4.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は養老－桑名－四日市断層帯であり、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震を内陸地殻内地震の想定地震（養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震とよぶ）とする。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルを参考に、走向は 180 度、傾斜角は 45 度（西側隆起の逆断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が対象地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)式を用いて代表地点の地震動の最大値を算定し、表 4.3-1 に併せて示す。表より、岩盤の最大加速度と工学的基盤の最大速度は、直下に想定した伏在断層に比べて、養老－桑名－四日市断層帯の方が大きな値となっている。これより、内陸地殻内地震は養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震とする。

ここで、南海トラフの地震およびフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動を Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式で算定した。計算条件は、南海トラフの地震に対して、内閣府による南海トラフ巨大地震の断層モデルに基づいて Mw9.0 および断層最短距離 X=33.2km とした。フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては、図 4.3-2 に示す地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2017 年版による複数の断層モデルのうち、代表地点に最も近い位置の断層モデルを設定し、気象庁マグニチュード Mj8.0 および断層最短距離 X=53.7km とした。このとき、モーメントマグニチュードは気象庁マグニチュードと同じ Mw8.0 とした。2 つの地震の地震動を比較して図 4.3-3 に示す。図より、フィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動は南海トラフの地震の地震動に全周期帯域で包絡される。これより、対象地震は、南海トラフの地震と養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の 2 つとする。

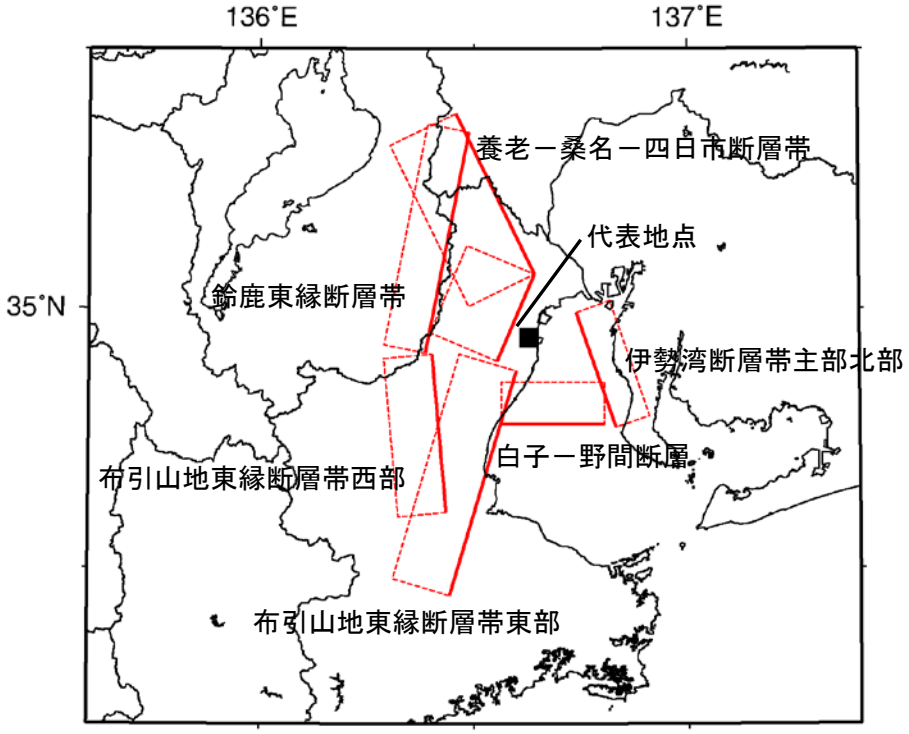


図 4.3-1　代表地点と周辺の活断層の位置

表 4.3-1　代表地点で算定した活断層による地震動の最大値の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
養老－桑名－四日市断層帯	7.8	7.2	0.5	2	6.5	549.7	69.7
伊勢湾断層帯主部北部	7.2	6.7	8.5	3	11.2	330.3	28.4
布引山地東縁断層帯東部	7.6	7	11.6	2	8.4	318.4	29.4
鈴鹿東縁断層帯	7.6	7	20.0	2	9.8	236.2	20.3
布引山地東縁断層帯西部	7.4	6.9	20.9	2	9.4	214.0	17.6
白子－野間断層	7.0	6.5	22.6	2	9.8	150.6	10.8
伏在断層（直下）	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.1	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

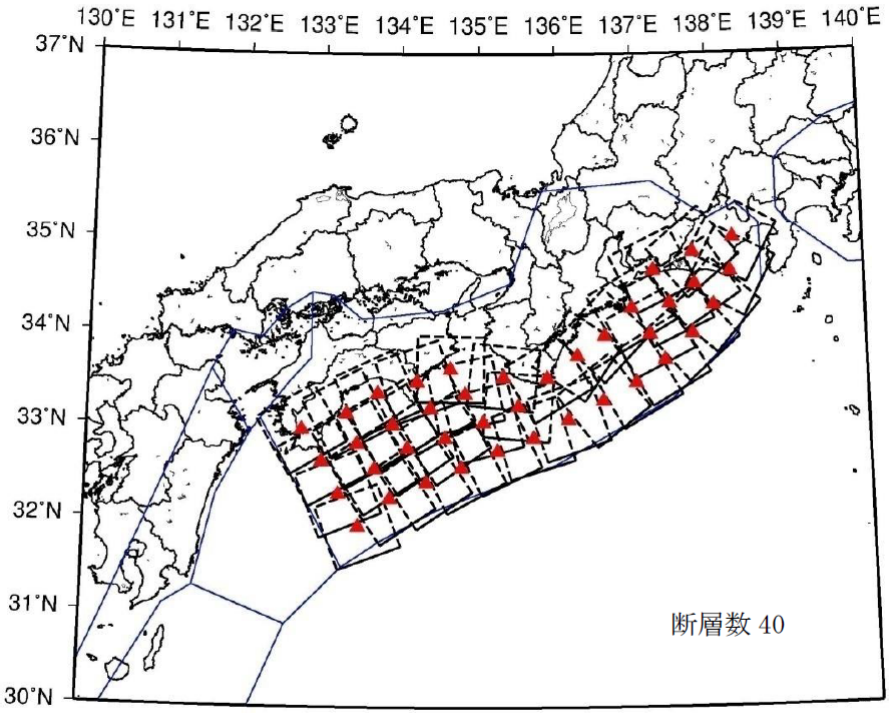


図 5.2.3-11　南海トラフ沿いの M≧7.6 の地震の断層面（▲：断層中心）
（プレート間地震の断層面はプレート上面に沿うように、プレート内地震の
断層面はそれよりも 10km 深いところに配置）

図 4.3-2　地震調査研究推進本部(2014)による M7.6 以上の南海トラフの地震の断層面

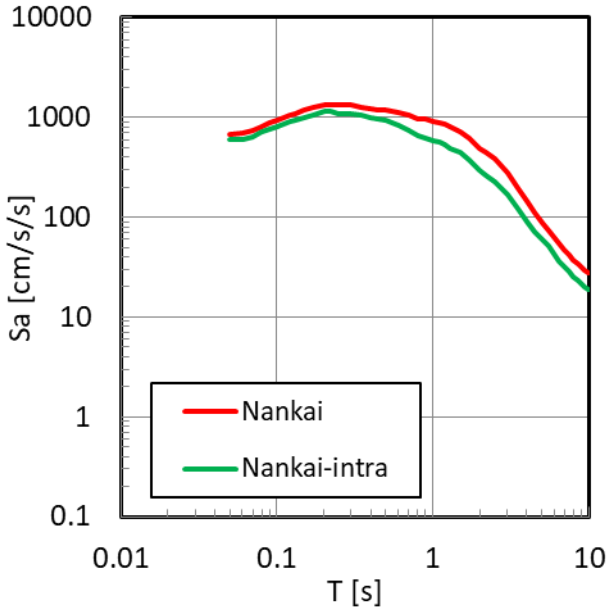


図 4.3-3　南海トラフの地震とフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動の比較

4.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

4.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　南海トラフの地震

南海トラフの地震の断層モデルは、内閣府(2012)による南海トラフ沿いの巨大地震のうち基本ケースの断層モデルとする。南海トラフの地震の断層モデルを図 4.4-1 に、断層パラメータを表 4.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、3.4.1 項に示した相模トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。複数の破壊プロセスの設定を図 4.4-2 に示す。

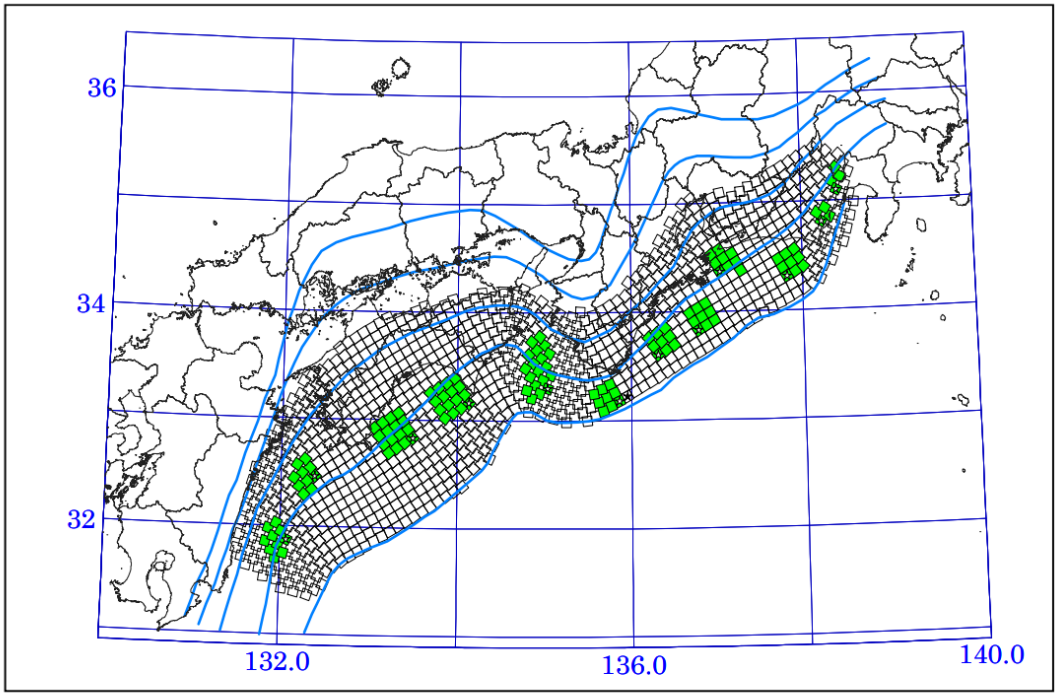


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

図 4.4-1　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 4.4-1　南海トラフの地震の断層パラメータ（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa）	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa）	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa）		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa）		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa）	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

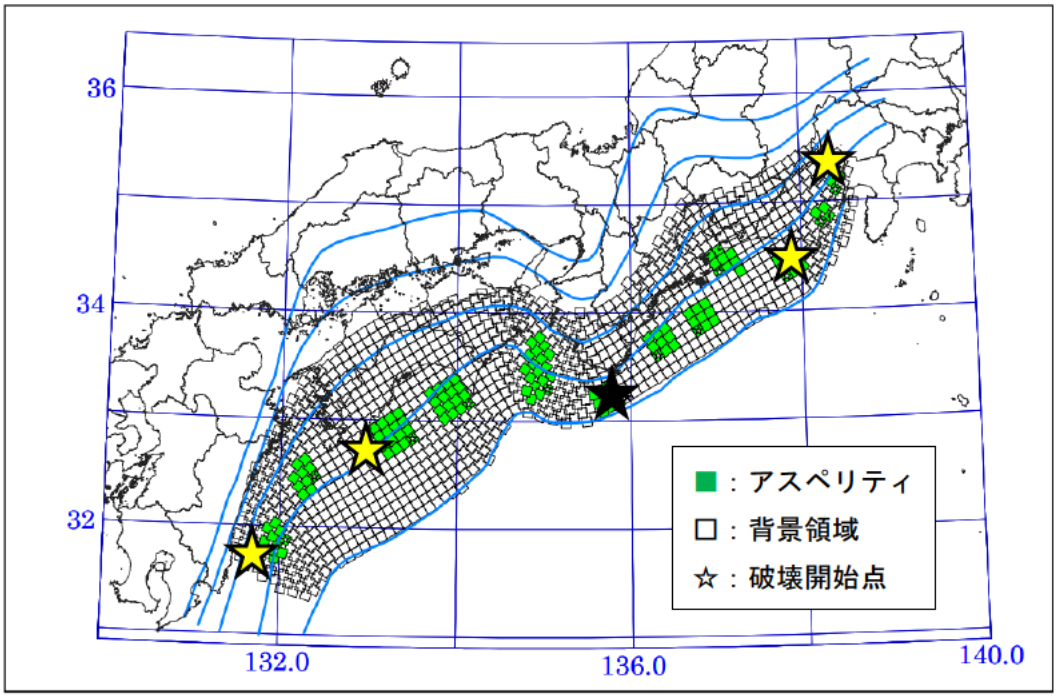


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

図 4.4-2　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

(2) 養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震

養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルのパラメータは、壇・他(2015)に基づいて設定する。壇・他(2015)は、長大な逆断層の内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法を提案しているものであり、長大な活断層だけでなく、活断層長さが 50km 程度でも適用可能であるため、本検討で用いることとした。壇・他(2015)による断層パラメータの設定手順を文献 2)、図 5 に示す。図より、与条件は、活断層長さ、傾斜角、地震発生層深さである。

養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルに関する既往文献として、養老－桑名－四日市断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2001）に基づく断層モデル（地震調査研究推進本部, 2009）と中央防災会議(2006)による断層モデルがある。中央防災会議(2006)の断層モデルは、養老－桑名－四日市断層帯の長期評価の情報に独自の判断を加えて設定されているため、基本的な情報は、地震調査研究推進本部(2009)と異ならないと考えられる。そこで、本検討では、地震調査研究推進本部(2009)の断層モデルを参考に巨視的断層面を設定する。まず、活断層長さは、北側の断層（北断層）40km、南側の断層（南断層）20km の合計 60km とし、傾斜角は 30 度とする。地表の活断層の位置および震源断層の位置は地震調査研究推進本部(2009)の断層モデルを参考に設定する。地震発生層の上端深さを 2km、震源断層幅を 18km とした。これらを与条件として、文献 2)、図 5 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき、震源域における媒質は、S 波速度を 3.46km/s、密度を 2.7g/cm^{3}とした。設定した断層パラメータを表 4.4-2 に示す。アスペリティは 3 個とし、同じ面積のアスペリティを北断層に 2 つ、南断層に 1 つ配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.5km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。設定した断層モデルと複数の破壊プロセスの設定を図 4.4-4 に示す。

表 4.4-2　養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	－	－	地震調査研究推進本部を参考に設定	E136.641° N35.066°
走向（北断層）	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	334.0
走向（南断層）	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	203.0
傾斜角	－	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	30
断層上端深さ	－	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	2.00
活断層長さ	Lact	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	60
震源断層長さ	L	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	60
断層幅	W	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	19
震源断層幅	Wseis	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	18
震源断層面積	Sseis	km^2	Sseis=L*Wseis	1080
密度	ρ	g/cm^3	設定	2.70
S波速度	β	km/s	設定	3.46
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.23E+10
モーメントマグニチュード	M_W	－	Mw=(logM0−9.1)/1.5	7.3
地震モーメント	M_0	Nm	M0=Δσ#*Sseis*Wseis/c	9.82E+19
形状係数	c	－	c=0.45+0.7*EXP[−L/Wseis]	0.47
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=4*\pi*\beta^2*(Sa/\pi)^{0.5}*\Delta\sigma a\#$	1.87E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	2.81
応力降下量	Δσ#	MPa	壇・他(2015)	2.40
アスペリティ面積比	Sa/S	－	Sa/S=Δσ/Δσa	0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.5
Q値	Q	－	川瀬・松尾(2004)	$204f^{0.65}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	139
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.52E+19
応力降下量	Δσa	MPa	壇・他(2015)	18.70
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	5.63
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/3	46
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/3	8.40E+18
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	18.70
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	5.63
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	941
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	7.30E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	2.9
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.40

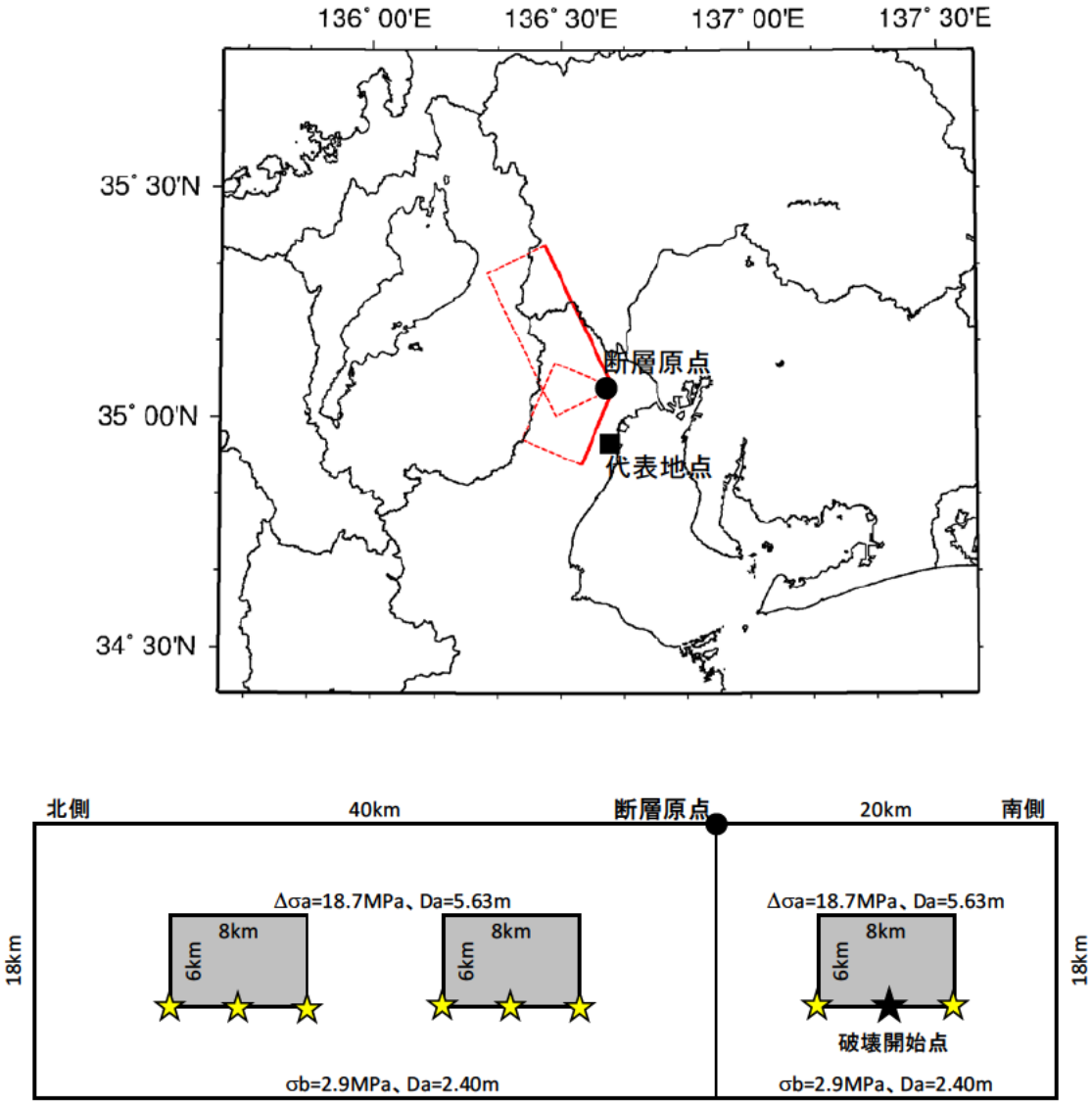


図 4.4-4　養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の断層モデルと
複数の破壊プロセスの設定（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

4.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、主に既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、南海トラフの地震に対しては宮腰・他(2018)で用いている地震のうち、2000 年 10 月 31 日の地震（Mj5.7）の地震とし、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に用いる中小地震は、養老－桑名－四日市断層帯の周辺で発生した陸域浅部の地震のうち 1998 年 4 月 22 日の地震（Mj5.5）とした。中小地震の断層パラメータは、南海トラフの地震の計算に用いる中小地震は宮腰・他(2018)による値とし、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震の計算に用いる中小地震は地震モーメントを F-net の値（6.74×10^{16} Nm）とし、応力降下量は地震観測記録を説明できるように 12.0MPa とした。なお、2000 年 10 月 31 日の地震の地震は、フィリピン海プレート内地震であるため、媒質補正（S 波速度 4.41km/s、密度 3.2g/cm^3 ⇒ S 波速度 3.82km/s、密度 2.8g/cm^3）を行ったうえで、地震動を計算する。経験的グリーン関数法に用いる中小地震の震源位置を図 4.4-5 に、断層パラメータを表 4.4-3 に示す。

対象コンビナート地区の事業所より提供を受けた地震観測記録（付録 1 参照）には、経験的グリーン関数法に用いる中小地震の記録は観測されていなかった。そのため、対象コンビナート地区の周辺の地震観測点（MIE003 : K-NET 四日市）の記録を用いて、サイトスペシフィック地震動を算定することとした。上記中小地震に対する MIE003 の地表の観測記録を、図 4.4-6 および図 4.4-7 に示す。

ところで、対象コンビナート地区でない周辺の地震観測点の記録を用いる場合、サイト増幅特性の違いを適切に補正する必要がある。京浜コンビナート地区と同様に、両地点のサイト増幅特性は大きく異なっており、また、地震によって、その特性はばらつきを有している（付録 2 参照）。したがって、地震観測記録を用いてサイト増幅特性を同定し、適切な補正をするためには、多くの地震観測記録に基づいて詳細に分析する必要がある。

また、対象コンビナート地区内における工学的基盤波を算出するために必要な工学的基盤以浅の地盤モデルについて、PS 検層などの詳細な情報が十分得られなかった。そのため、本検討では、両地点のサイト増幅特性にばらつきがあることを認識したうえで、MIE003 での工学的基盤波を算定して、代表地点の工学的基盤波と同等とみなすこととした。MIE003 における工学的基盤以浅の地盤モデルは、事業者より提供を受けた対象コンビナート地区のボーリング柱状図などを参考に、GL-30m の層の上面を工学的基盤とし、防災科学技術研究所から公表されている MIE003 の表層 20m の地盤モデルの最下層が 30m まで続いているものとして設定した。なお、減衰定数は一律 2%とした。設定した工学的基盤以浅の地盤モデルを表 4.4-4 に示す。

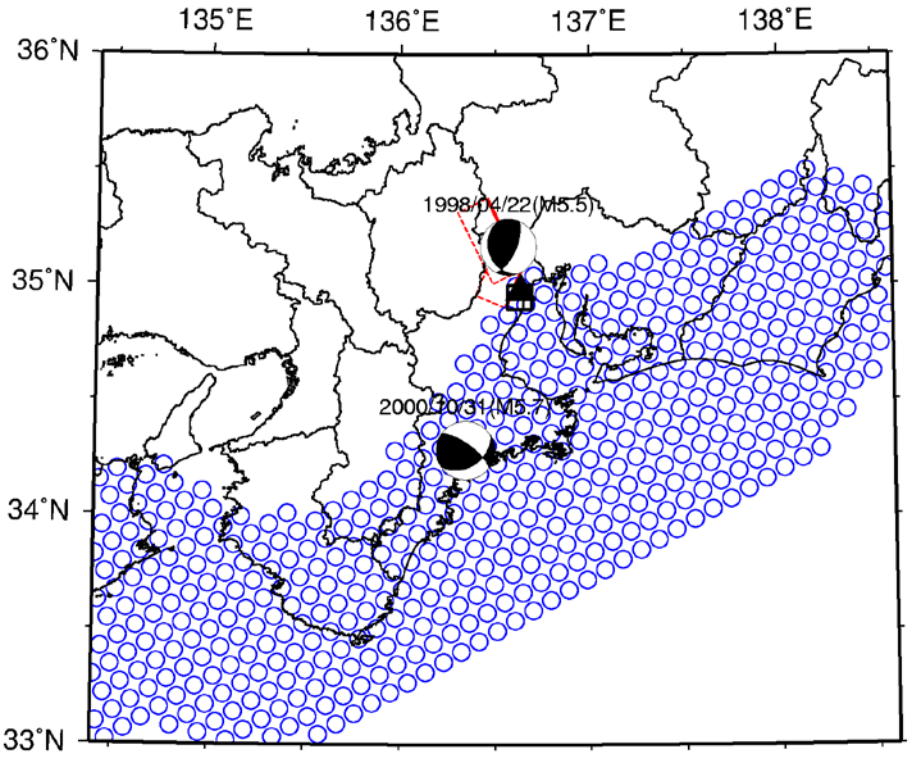


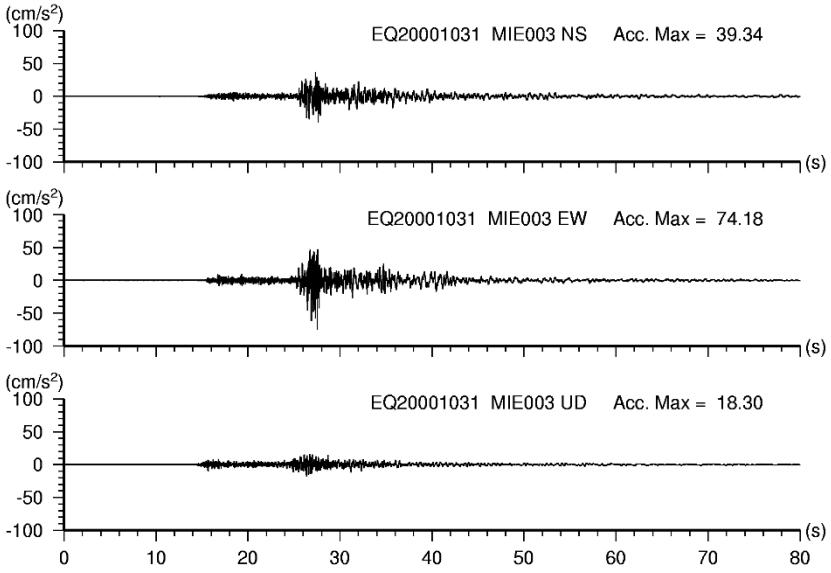
図 4.4-5　中小地震の震源位置と地震観測点（▲）および代表地点（□）

表 4.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
1998年4月22日	136.6	35.2	5	5.5	5.2	6.74×10^{16}	12.0
2000年10月31日	136.4	34.2	38	5.7	5.4	1.70×10^{17}	41.3

※1998年4月22日の地震の媒質は$\mu=3.23\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.46$km/sとした。

※2000年の地震の媒質は$\mu=6.22\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.41$km/sとした。



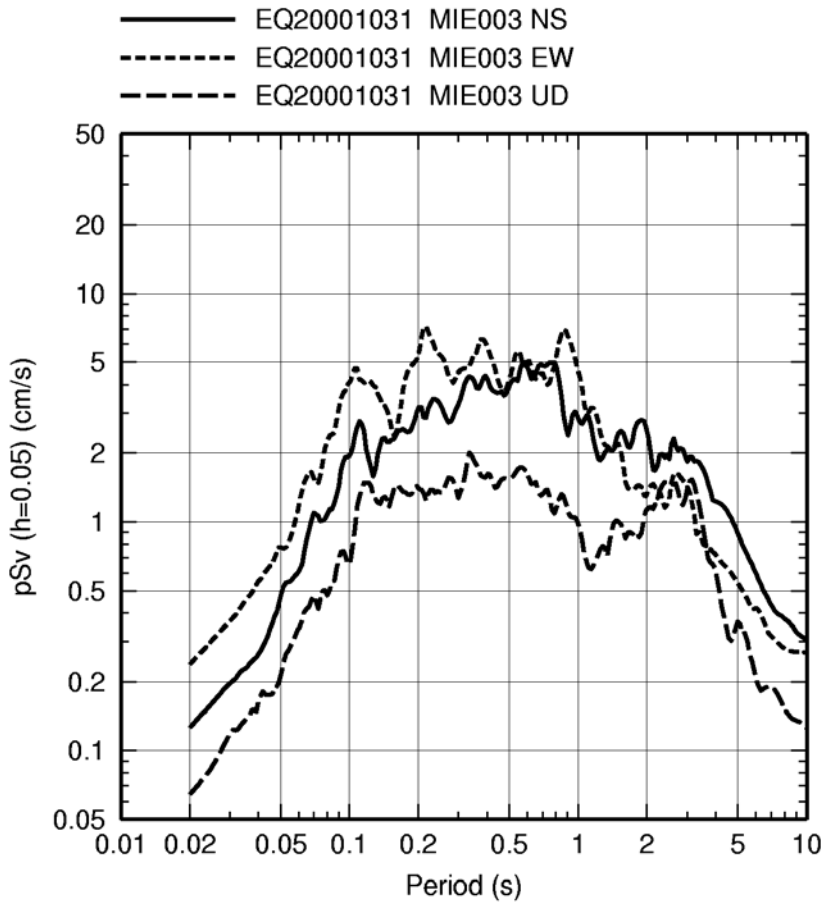
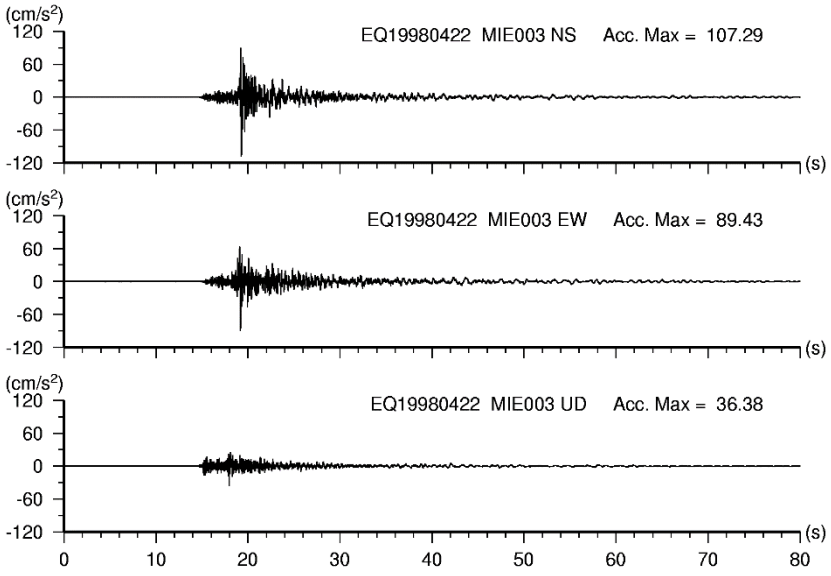


図 4.4-6　2000 年 10 月 31 日の地震の地震観測記録（MIE003、地表）



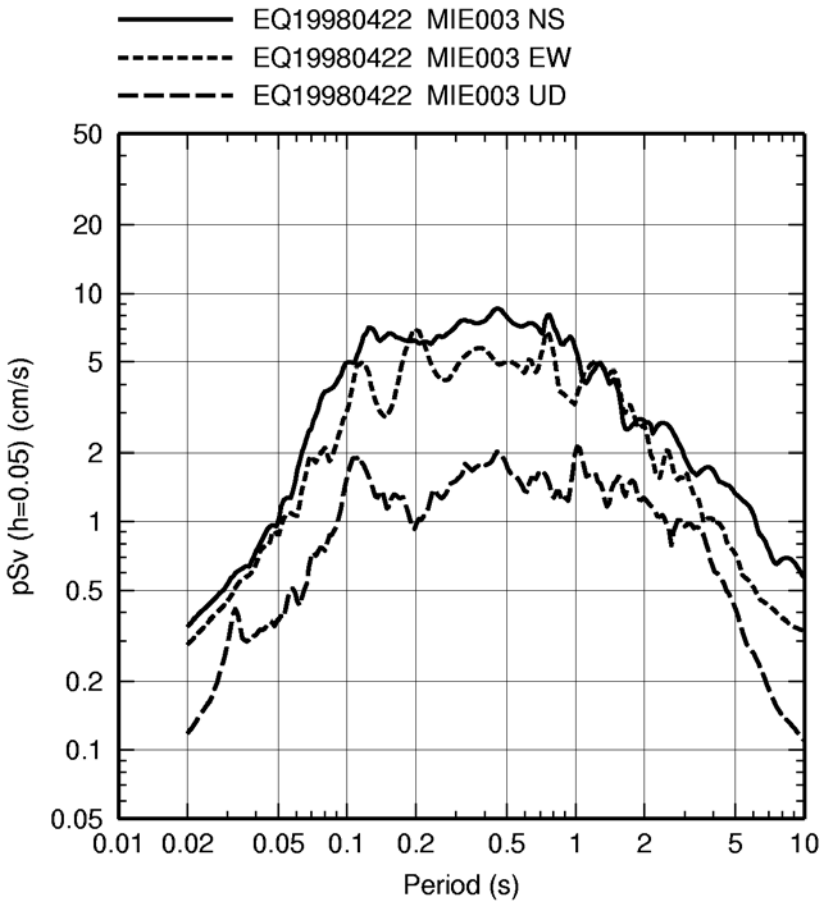


図 4.4-7　1998 年 4 月 22 日の地震の地震観測記録（MIE003、地表）

表 4.4-4　地震観測点（MIE003）設定した表層地盤モデル

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	密度 [g/cm^3]	減衰定数	備考
1	0	1.0	130	480	1.62	0.02	観測点位置
2	1	1.0	130	480	1.88	0.02	
3	2	1.0	130	480	2.08	0.02	
4	3	1.0	190	1570	2.17	0.02	
5	4	1.0	190	1570	2.10	0.02	
6	5	1.0	190	1570	2.00	0.02	
7	6	1.0	190	1570	1.93	0.02	
8	7	1.0	190	1570	1.76	0.02	
9	8	1.0	190	1570	1.80	0.02	
10	9	1.0	190	1570	2.16	0.02	
11	10	1.0	190	1570	2.05	0.02	
12	11	1.0	190	1570	1.81	0.02	
13	12	1.0	190	1570	1.77	0.02	
14	13	1.0	270	1570	1.97	0.02	
15	14	1.0	270	1570	2.05	0.02	
16	15	1.0	270	1570	2.09	0.02	
17	16	1.0	270	1570	2.09	0.02	
18	17	1.0	270	1570	2.01	0.02	
19	18	1.0	270	1570	1.86	0.02	
20	19	11.0	270	1570	1.75	0.02	
21	30	ー	400	1570	2.00		工学的基盤

4.4.3　標準波

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-8 に、加速度波形の一例（破壊開始点★）を図 4.4-9 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-10 に示す。

同様に、養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 9 ケースの加速度応答スペクトルを図 4.4-11 に、加速度波形の一例（破壊開始点★）を図 4.4-12 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 4.4-13 に示す。このとき、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式は断層最短距離を用いた場合のほかに、アスペリティからの最短距離とした場合も参考に示している。

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 10 波（NS 成分と EW 成分の合計）および養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動 18 波（NS 成分と EW 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 4.4-14 に示す。

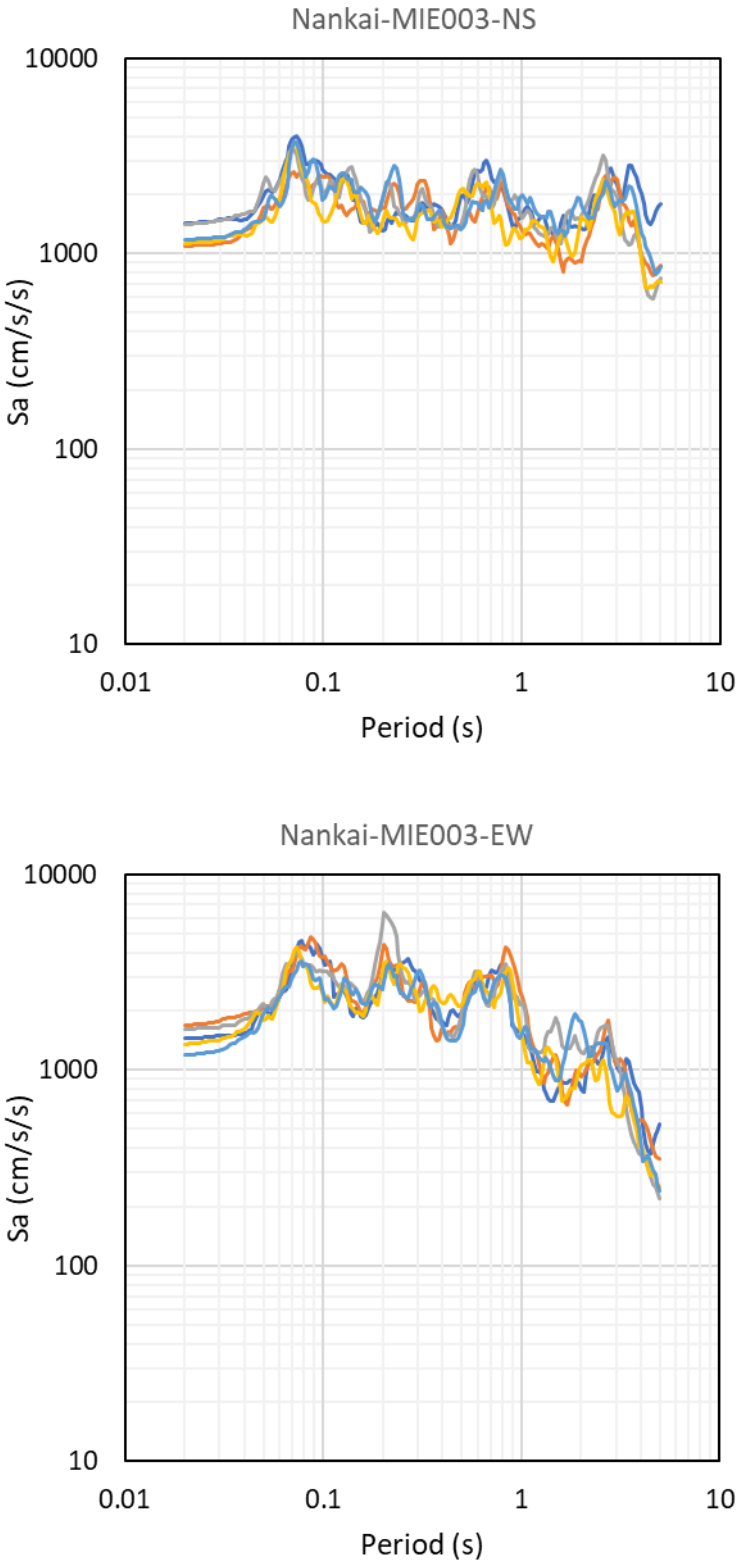


図 4.4-8　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動（全 5 ケース）

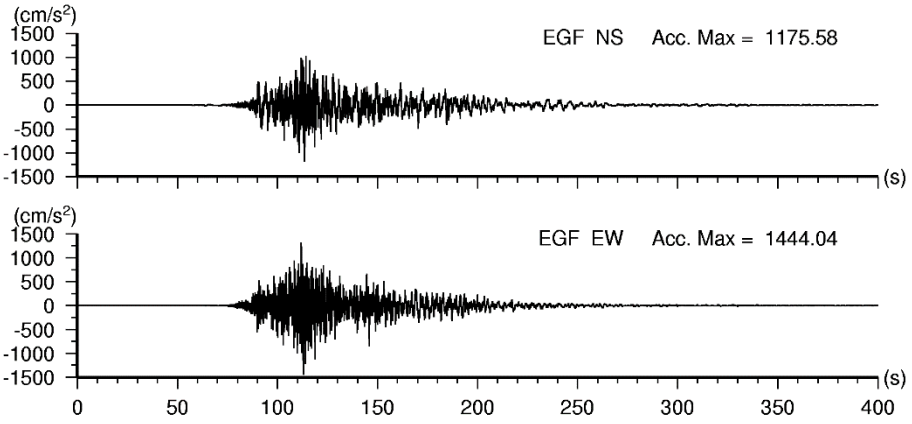


図 4.4-9　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例（破壊開始点★）

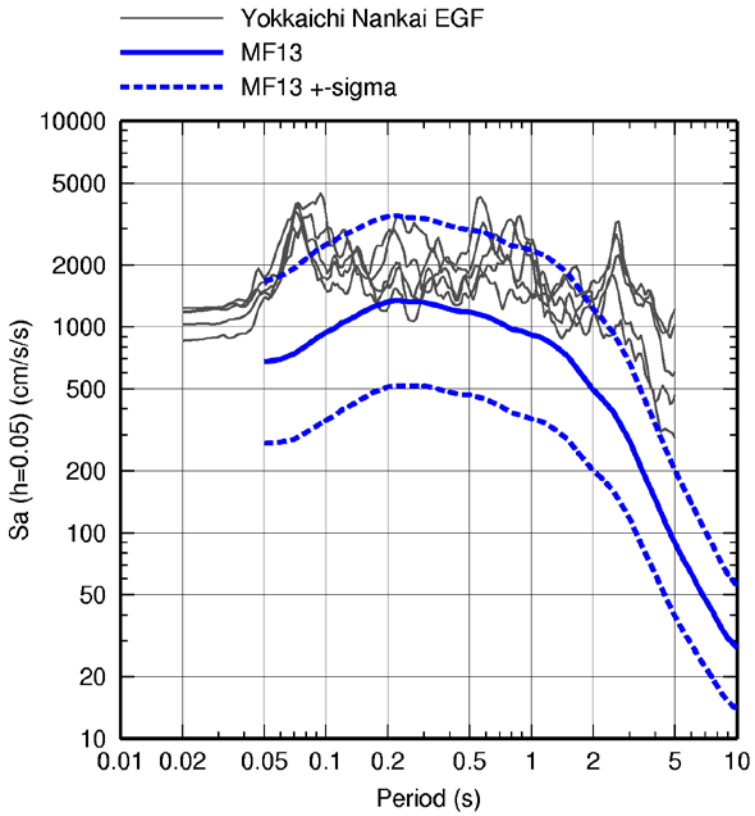


図 4.4-10　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較

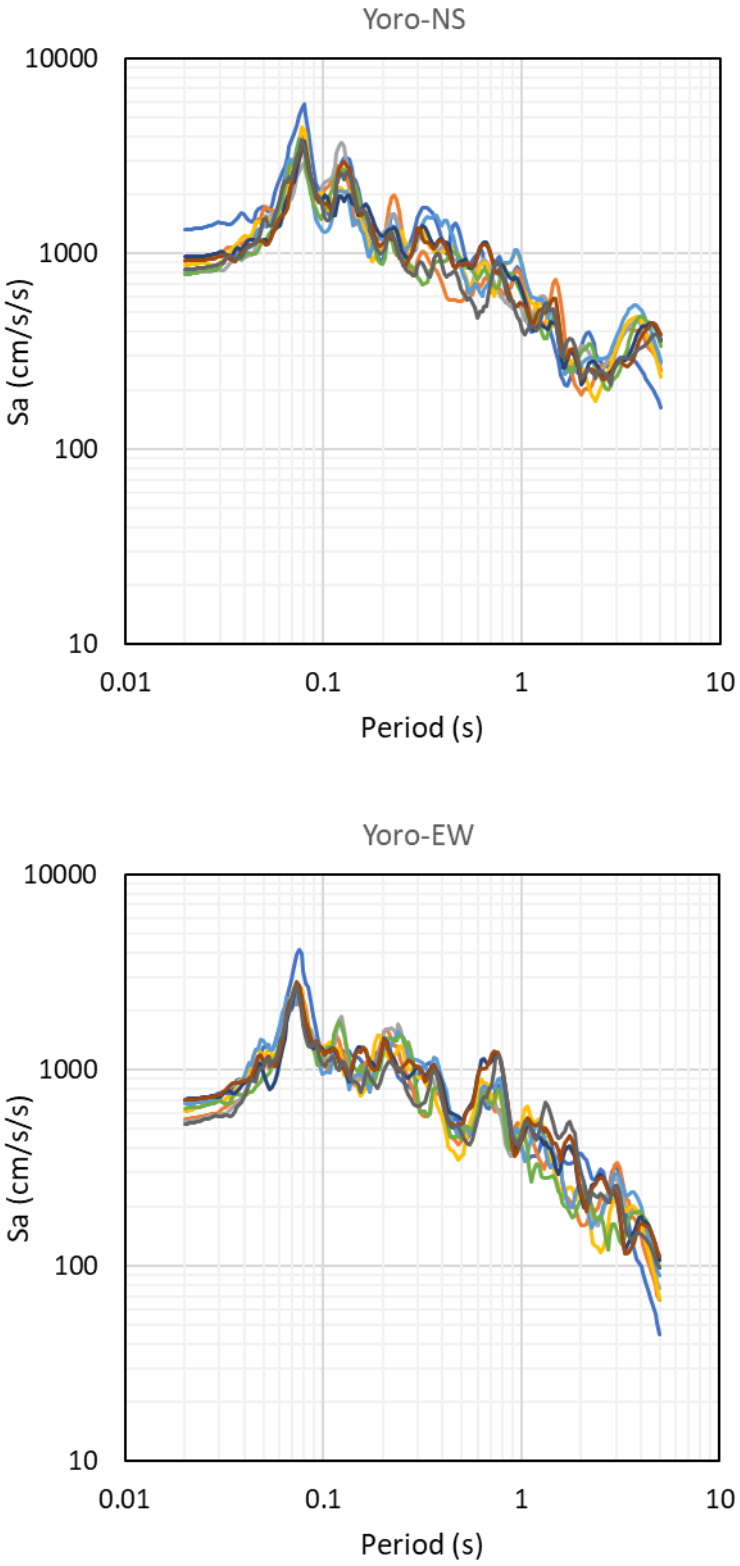


図 4.4-11　養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動（全 9 ケース）

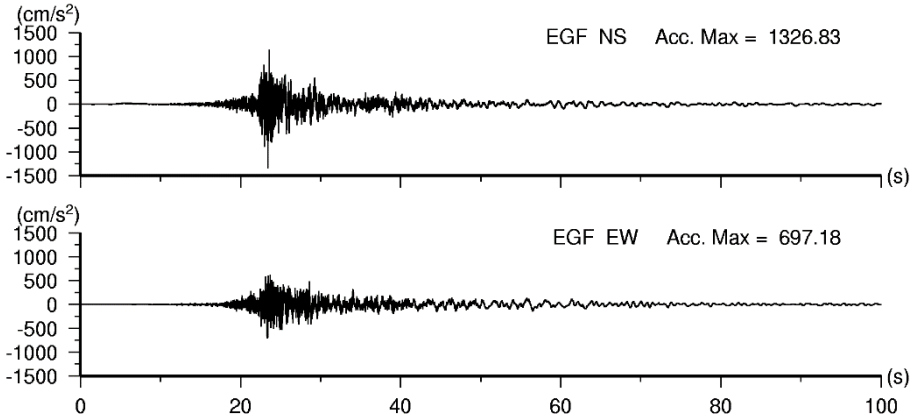


図 4.4-12　養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対する
サイトスペシフィック地震動の一例（破壊開始点★）

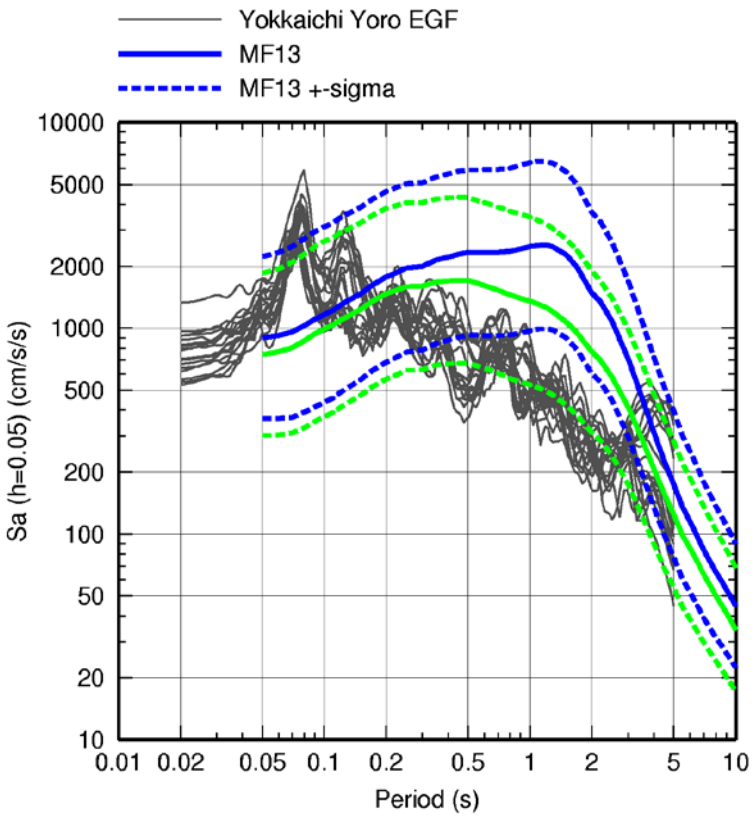


図 4.4-13　養老－桑名－四日市断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較
（青線：断層最短距離の場合、緑線：アスペリティからの最短距離の場合）

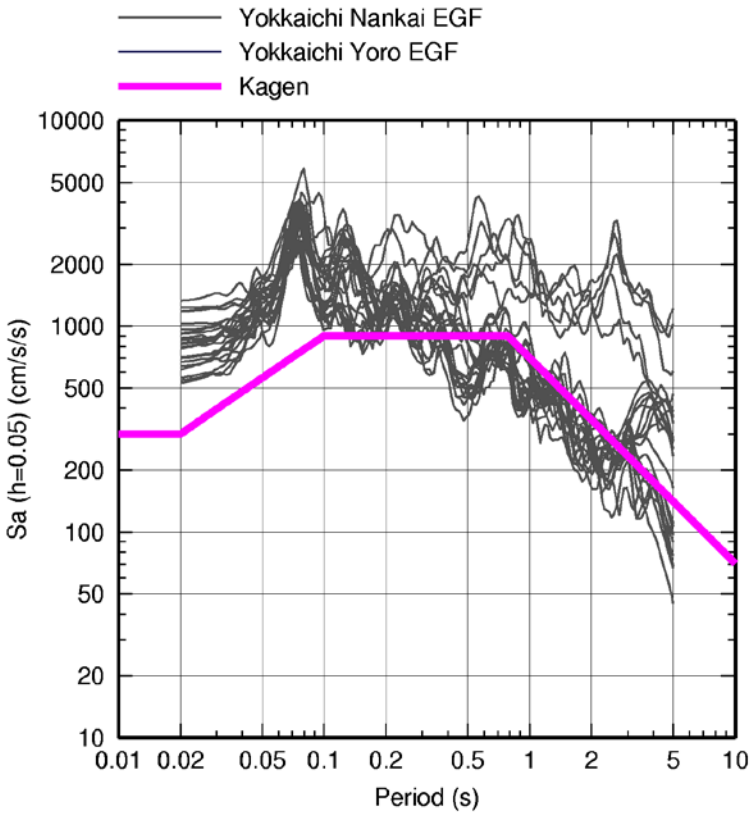


図 4.4-14　四日市コンビナート地区の標準波と設計用下限地震動との比較

5.　堺・高石コンビナート地区の標準波の検討

5.1　代表地点の検討

対象コンビナート地区の位置を図 5.1-1 に示す。同図には対象コンビナート地区周辺の地震観測点である K-NET 堺（OSK006）を併せて示す。また、地震調査研究推進本部による J-SHIS 深部地盤構造モデルに基づいて、対象コンビナート地区内での地震基盤の深さを図 5.1-2 に、地震基盤以浅の地盤構造から計算される地震基盤から工学的基盤の 1 次固有周期を図 5.1-3 に示す。図より、対象コンビナート地区において地盤特性が異なるが、対象コンビナート地区の平均的な地盤特性を有する地点を代表地点として選定した。具体的には、代表地点として、対象コンビナート地区の中央位置（東経 135.4328 度、北緯 34.5656 度）に設定する。代表地点を図 5.1-4 に示す。同図には K-NET 堺（OSK006）を併せて示す。

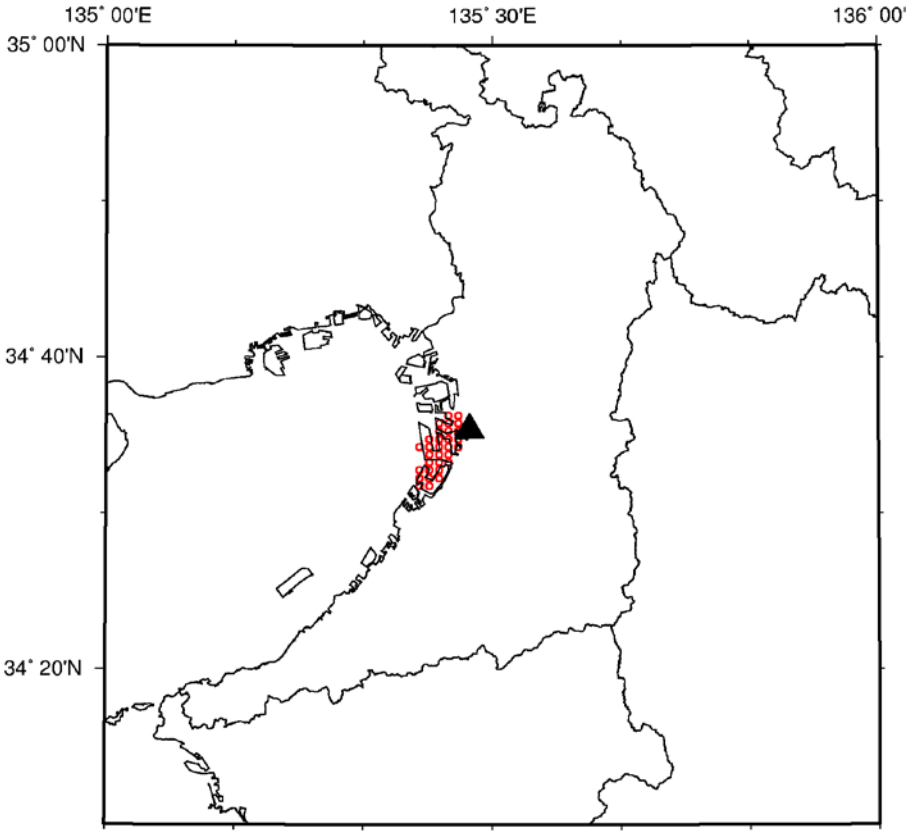


図 5.1-1　対象コンビナート地区の位置（○）と周辺の地震観測点（▲：OSK006）

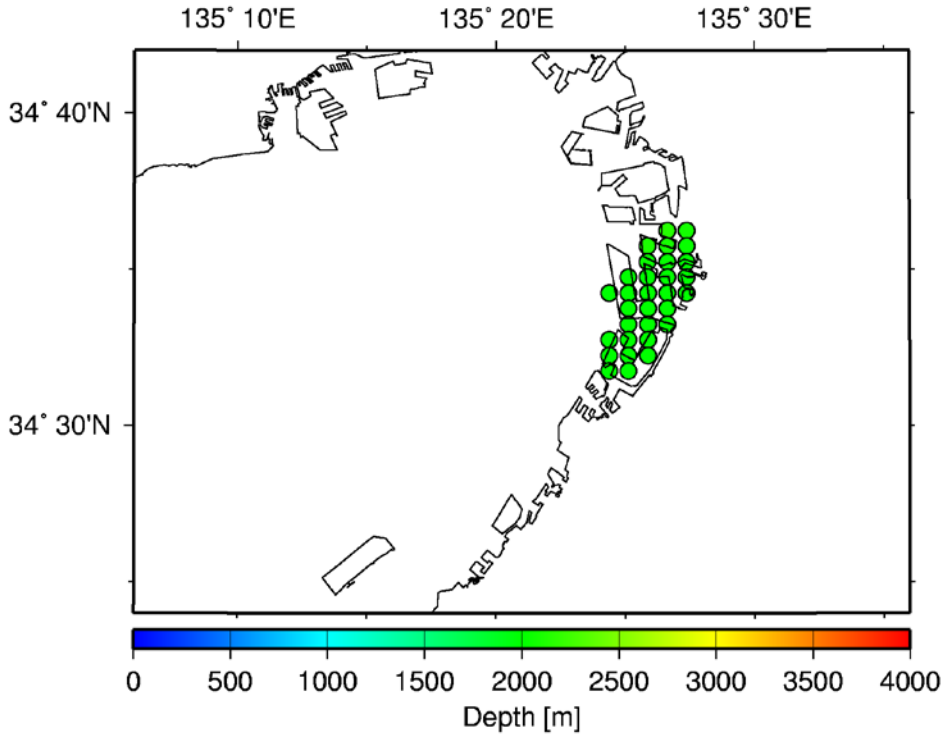


図 5.1-2　地震基盤の深さ分布

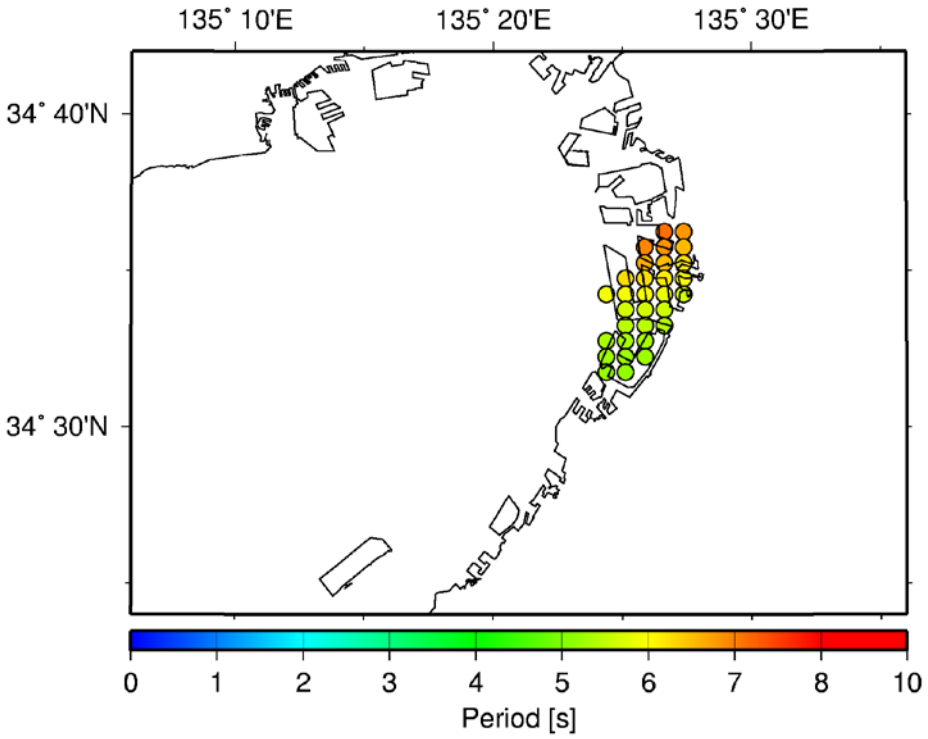


図 5.1-3　地震基盤から工学的基盤の 1 次固有周期の分布

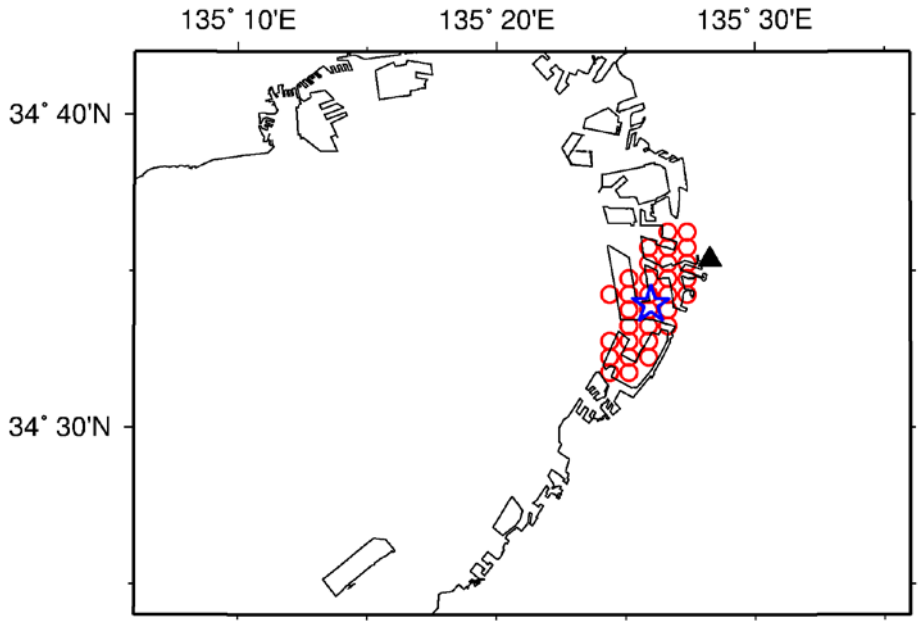


図 5.1-4　対象コンビナート地区（○）と代表地点（☆）
（▲：周辺の地震観測点 OSK006）

5.2 地震学的・地質学的情報等の整理

(1) 被害地震

対象コンビナート地区の周辺で発生した被害地震の一覧を表 5.2-1 に、それらの地震の震央位置を図 5.2-1 に示す。地震調査研究推進本部 (2009)によれば、対象地点周辺では、陸域の浅い場所（深さ約 20km 以浅）で発生する地震と、太平洋側沖合の南海トラフ沿いのプレート境界で発生する地震、沈み込んだフィリピン海プレート内部で発生する地震（スラブ内地震）が発生している。陸域の浅い場所で発生した主な被害地震は、1596 年の慶長伏見地震（M7 1/2）、1936 の河内大和地震（M6.4）があり、大阪府周辺では、1927 年北丹後地震（M7.3）、1995 年兵庫県南部地震（M7.3）などがある。南海トラフ沿いの巨大地震の例としては、1854 年安政南海地震（M8.4）、1944 年東南海地震（M7.9）、1946 年南海地震（M8.0）で大きな被害を生じた。フィリピン海プレート内部で発生する地震の例としては、1952 年吉野地震（M6.7、深さ約 60km）や 2004 年の紀伊半島沖の地震（M7.4）がある。

ここで、南海トラフ沿いの地震に対する、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 5.2-2 に示す。これより、南海トラフ沿いの巨大地震の今後 30 年の地震発生確率は 70%～80%で、非常に高い値となっている。

表 5.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震（地震調査研究推進本部, 2009）

表7-4　大阪府に被害を及ぼした主な地震

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
887. 8.26（仁和 3）	五畿・七道	8.0～8.5	津波による死者多数。(南海トラフ沿いの巨大地震)
1361. 8. 3（正平16）	畿内・土佐・阿波	8 1/4～8.5	四天王寺倒壊により、圧死者5人。津波による被害あり。(南海トラフ沿いの巨大地震)
1510. 9.21（永正 7）	摂津・河内	6.5～7.0	寺社倒壊。死者あり。
1596. 9. 5（慶長 1）	畿内(慶長伏見地震とも呼ばれる。)	7 1/2	堺で死者600人余。
1662. 6.16（寛文2）	山城・大和・河内・和泉・摂津・丹後・若狭・近江・美濃・伊勢・駿河・三河・信濃	7 1/4～7.6	大阪城、高槻城、岸和田城破損、大阪で若干の死者あり。
1707.10.28（宝永 4）	(宝永地震)	8.6	大阪で、死者約750人、家屋全壊1, 000棟余、他に津波による死者多数。
1854.12.23（安政1）	(安政東海地震)	8.4	(東海沖の巨大地震。強い揺れ及び津波により、関東から近畿にかけて被害。住家全壊・焼失約30,000棟、死者2,000～3,000 人。)
1854.12.24（安政 1）	(安政南海地震)	8.4	(南海沖の巨大地震。安政東海地震の被害と区別するのが難しい。)
1891.10.28（明治24）	(濃尾地震)	8.0	死者24人、負傷者94人、家屋全壊1,011棟。
1927. 3. 7（昭和 2）	(北丹後地震)	7.3	死者21人、負傷者126人、住家・非住家全壊127棟。
1936. 2.21（昭和11）	(河内大和地震)	6.4	死者8人、負傷者52人、住家全壊4 棟。
1944.12. 7（昭和19）	(東南海地震)	7.9	死者14人、負傷者135人、住家全壊199棟。
1946.12.21（昭和21）	(南海地震)	8.0	死者32人、負傷者46人、住家全壊234棟。
1952. 7.18（昭和27）	(吉野地震)	6.7	死者2人、負傷者75人、住家全壊9棟。
1995. 1.17（平成 7）	(平成7年(1995年)兵庫県南部地震)	7.3	(死者6,434人、行方不明3人、負傷者43,792人、住家全壊104,906棟。)
2000.10. 6（平成12）	(平成12年(2000年)鳥取県西部地震)	7.3	負傷者4人。
2004. 9. 5（平成16）	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者10人。

表 5.2-2　南海トラフ沿いの地震の地震規模と地震発生確率

（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

領域または地震名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
南海トラフ	8～9 クラス	70～80%	90%程度もしくはそれ以上	88.2 年 次回までの標準的な値
				73.0 年前

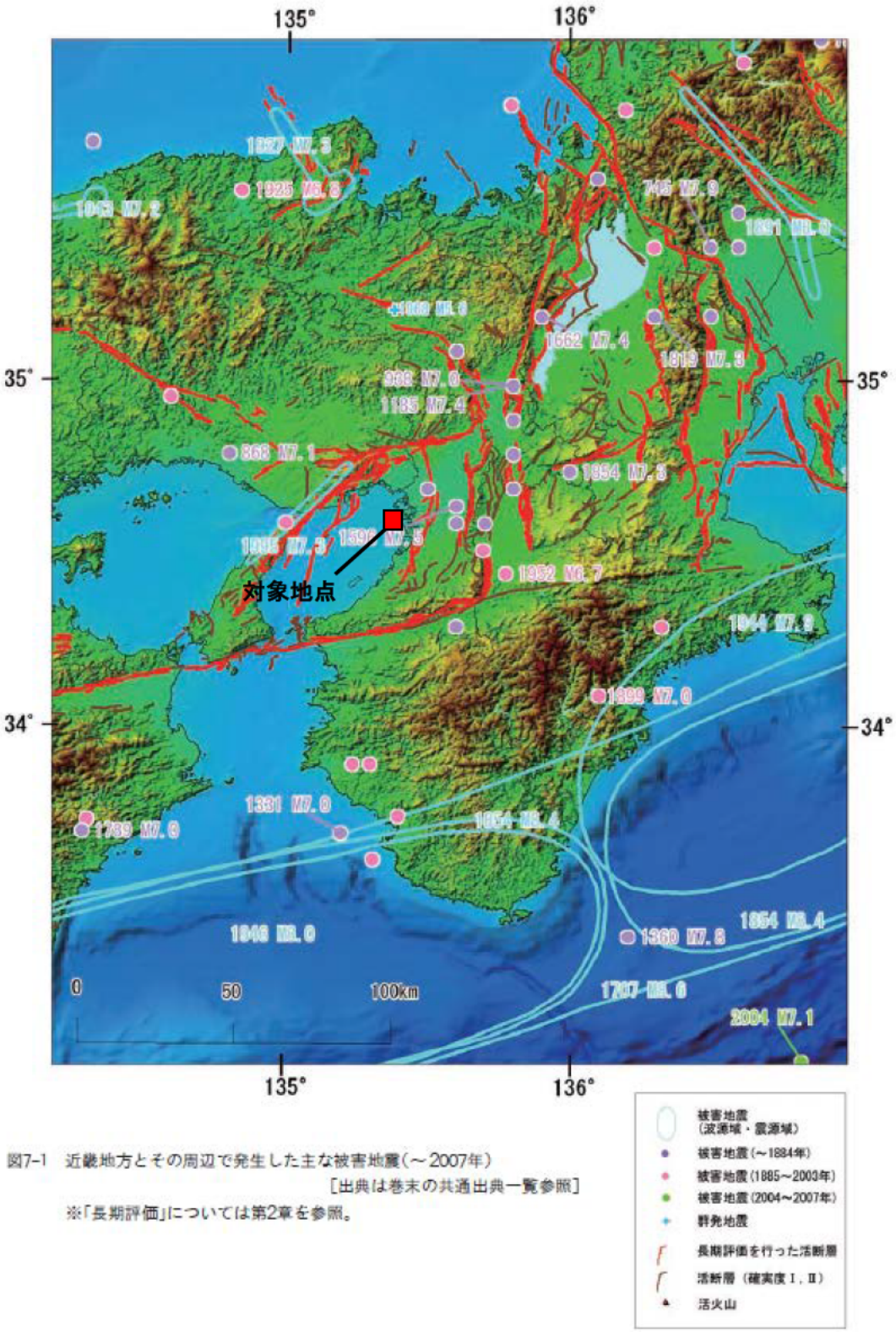


図7-1　近畿地方とその周辺で発生した主な被害地震(~2007年)
[出典は巻末の共通出典一覧参照]
※「長期評価」については第2章を参照。

図 5.2-1　対象コンビナート地区周辺で発生した被害地震の震央分布
(地震調査研究推進本部(2009)に加筆)

(2) 活断層

対象コンビナート地区の周辺の活断層の分布を図 5.2-2 に示す。地震調査研究推進本部(2009)によれば、対象地点のごく近傍には、上町断層帯があり、その周辺には、北部には有馬－高槻断層帯や六甲・淡路断層帯、東部には大阪湾断層帯、南部には中央構造線断層帯がある。これらの活断層に対して、地震調査研究推進本部(2022)による将来発生する地震の地震規模および 2022 年 1 月 1 日起点の地震発生確率を表 5.2-3 に示す。表より、今後の地震発生確率が最も高いのは上町断層帯であることがわかる。

表 5.2-3　対象コンビナート地区周辺の活断層の地震規模と地震発生確率
（地震調査研究推進本部(2022)より作成）

断層帯名	地震規模(M)	地震発生確率		平均活動間隔
		30 年以内	50 年以内	最新活動時期
上町断層帯	7.5 程度	2～3%	3～5%	8,000 年程度 約 28,000 年前～9,000 年前
有馬－高槻断層帯	7.5 程度	ほぼ 0%～0.03%	ほぼ 0%～0.08%	1,000 年～2,000 年程度 1596 年慶長伏見地震
六甲・淡路断層帯主部（六甲山地南縁－淡路島東岸）	7.9 程度	ほぼ 0%～1%	ほぼ 0%～2%	900 年～2,800 年程度 16 世紀
大阪湾断層帯	7.5 程度	0.004%以下	0.008%以下	約 3,000 年～7,000 年 9 世紀以後
中央構造線断層帯（五条谷）	7.3 程度	不明	不明	不明 約 2,200 年前以後～7 世紀以前
中央構造線断層帯（根来）	7.2 程度	0.007%～0.3%	0.01%～0.5%	約 2,500 年～2,900 年 7 世紀以後～8 世紀以前

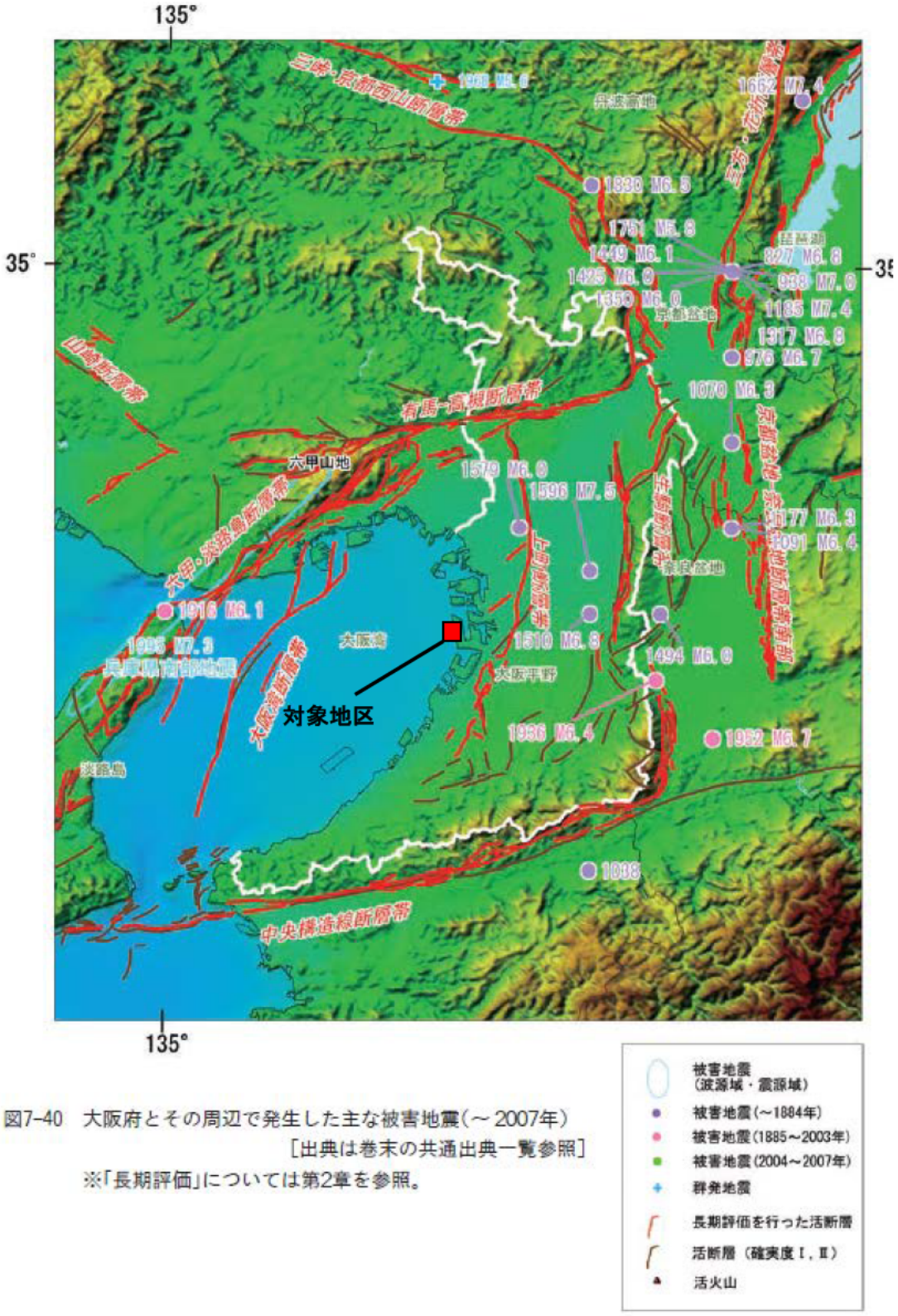


図7-40　大阪府とその周辺で発生した主な被害地震(～2007年)
[出典は巻末の共通出典一覧参照]
※「長期評価」については第2章を参照。

図 5.2-2　対象コンビナート地区周辺の活断層の分布（地震調査研究推進本部, 2009）

5.3　対象地震の選定

5.2 節の地震学的・地質学的情報等の整理より、対象コンビナート地区の周辺では、プレート境界地震、スラブ内地震、内陸地殻内地震のそれぞれのタイプの地震によって被害を受けてきた。そのため、耐震設計構造物に最も大きな影響を及ぼす可能性のある地震として、それぞれのタイプ別に対象地震を選定する。

プレート境界地震の対象地震は、対象コンビナート地区に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート境界で発生する南海トラフの地震（南海トラフの地震とよぶ）とする。

スラブ内地震の対象地震は、対象地点に影響の大きいフィリピン海プレートのプレート内で発生する地震（フィリピン海プレートのスラブ内地震とよぶ）とする。

内陸地殻内地震の対象地震は、対象コンビナート地区の周辺の活断層のうち、最も影響の大きい地震を選定する。まず、地表の活断層の位置と地震規模（気象庁マグニチュード）を、地震調査研究推進本部による活断層の長期評価に基づいてモデル化した。このとき、モーメントマグニチュード Mw は、武村(1990)に基づいて気象庁マグニチュード Mj より算定した（Mw=0.78Mj+1.08）。つぎに、既往の地震動予測式として、司・翠川(1999)式を用いて代表地点の地震動の最大値を算定する。司・翠川(1999)式は、地表の最大加速度および工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度が算定されるが、ここでは最大加速度を 1/1.4 倍した岩盤相当の最大加速度（1.4 は司・翠川(1999)による岩盤から地表までの平均的なサイト増幅特性）と、工学的基盤（Vs=600m/s）の最大速度を地震動の最大値とした。検討対象としたのは、代表地点に近い上町断層帯、六甲・淡路断層帯主部、大阪湾断層帯、有馬－高槻断層帯の 4 つの活断層とした。代表地点と周辺の活断層の位置を図 5.3-1 に示す。また、代表地点で算定した地震動の最大値を表 5.3-1 に示す。表より、代表地点に最も影響の大きい活断層は上町断層帯であり、上町断層帯に発生する地震を内陸地殻内地震の想定地震（上町断層帯に発生する地震とよぶ）とする。

伏在断層による地震については、代表地点直下に Mw6.5 の地震を想定する。以下に示す Somerville et al.(1999)による Mw と断層面積 S との関係式を用いて、Mw から断層面積を算定し、断層長さ L と断層幅 W が等しいとすると、L＝W＝20km となる。

$$S[km^2] = 2.23\times10^{-15}\times M_0\ [dyne\text{-}cm]^{2/3}$$

断層モデルの走向と傾斜角は、代表地点周辺の地震環境を考慮して、上町断層帯に発生する地震の断層モデルを参考に、走向は 0 度、傾斜角は 45 度（東側隆起の逆断層）とした。断層上端深さは 3km とし、断層の中心が代表地点直下になる場合を想定した。この断層モデルから断層最短距離を計算し、司・翠川(1999)式を用いて対象地点の地震動の最大値を算定し、表 5.3-1 に併せて示す。表より、岩盤の最大加速度と工学的基盤の最大速度は、直下に想定した伏在断層による地震に比べて、上町断層帯に発生する地震の方が大きな値となっている。これより、内陸地殻内地震は上町断層帯に発生する地震とする。

ここで、南海トラフの地震およびフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動を

Morikawa and Fujiwara(2013)による地震動予測式で算定した。計算条件は、南海トラフの地震に対して、内閣府による南海トラフ巨大地震の断層モデルに基づいて Mw9.0 および断層最短距離 X=67.9km とした。フィリピン海プレートのスラブ内地震に対しては、図 5.3-2 に示す地震調査研究推進本部の確率論的地震動予測地図 2017 年版による複数の断層モデルのうち、代表地点に最も近い位置の断層モデルを設定し、気象庁マグニチュード Mj8.0 および断層最短距離 X=87.6km とした。このとき、モーメントマグニチュードは気象庁マグニチュードと同じ Mw8.0 とした。2 つの地震の地震動を比較して図 5.3-3 に示す。図より、フィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動は南海トラフの地震の地震動に全周期帯域で包絡される。これより、対象地震は、南海トラフの地震と上町断層帯に発生する地震の 2 つとする。

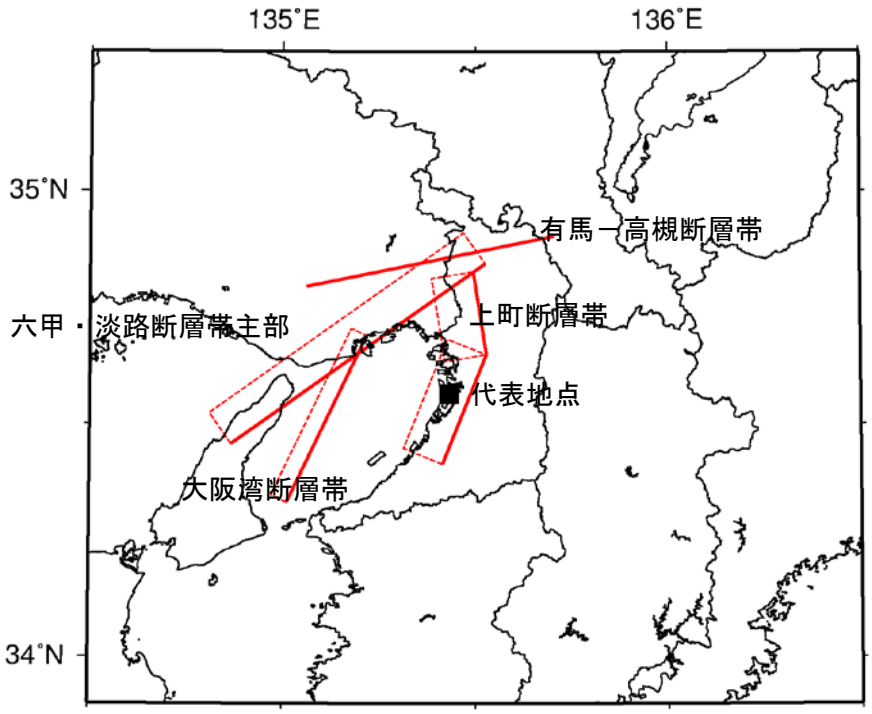


図 5.3-1　代表地点（■）と周辺の活断層の位置

表 5.3-1　代表地点で算定した活断層による地震動の最大値の一覧

断層	M_J	Mw	最短距離 (km)	上端深さ (km)	中心深さ (km)	岩盤 最大加速度 (cm/s/s)	工学的基盤 最大速度 (cm/s)
上町断層帯	7.5	6.9	1.4	2	10.7	533.9	60.4
六甲・淡路断層帯	7.9	7.2	19.6	1	8.8	266.0	24.7
大阪湾断層帯	7.5	6.9	24.2	4	9.6	192.2	15.6
有馬－高槻断層帯	7.7	7.1	39.6	1	9	145.2	12.2
伏在断層（直下）	6.9	6.5	7.1	3	10.1	322.1	26.4

※$Mw=0.78M_J+1.08$（武村, 1990）とした。岩盤最大加速度は司・翠川(1999)式より算定される値の1/1.4倍した。

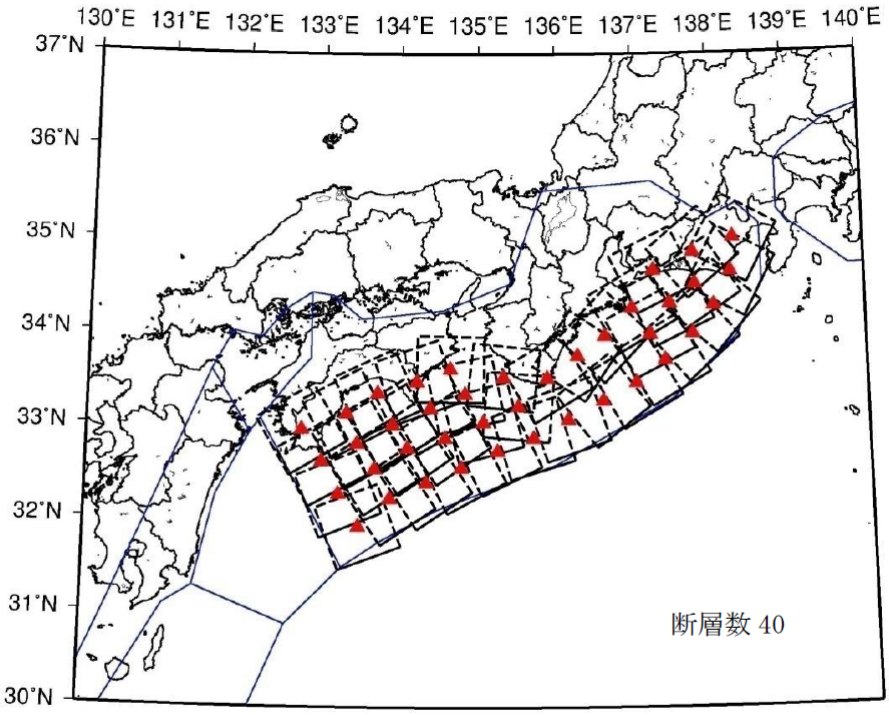


図 5.2.3-11　南海トラフ沿いの M≧7.6 の地震の断層面（▲：断層中心）
（プレート間地震の断層面はプレート上面に沿うように、プレート内地震の
断層面はそれよりも 10km 深いところに配置）

図 5.3-2　地震調査研究推進本部(2014)による M7.6 以上の南海トラフの地震の断層面

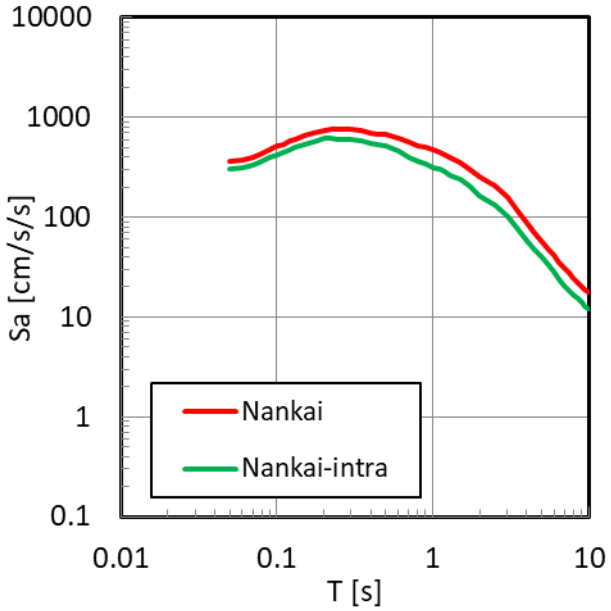


図 5.3-3　南海トラフの地震とフィリピン海プレートのスラブ内地震の地震動の比較

5.4　強震動予測手法によるサイトスペシフィック地震動の算定

5.4.1　対象地震の断層モデルの設定

(1)　南海トラフの地震

南海トラフの地震の断層モデルは、内閣府(2012)による南海トラフ沿いの巨大地震のうち基本ケースの断層モデルとする。南海トラフの地震の断層モデルを図 5.4-1 に、断層パラメータを表 5.4-1 に示す。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、4.4.1 項に示した南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスと同様に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。複数の破壊プロセスの設定を図 5.4-2 に示す。

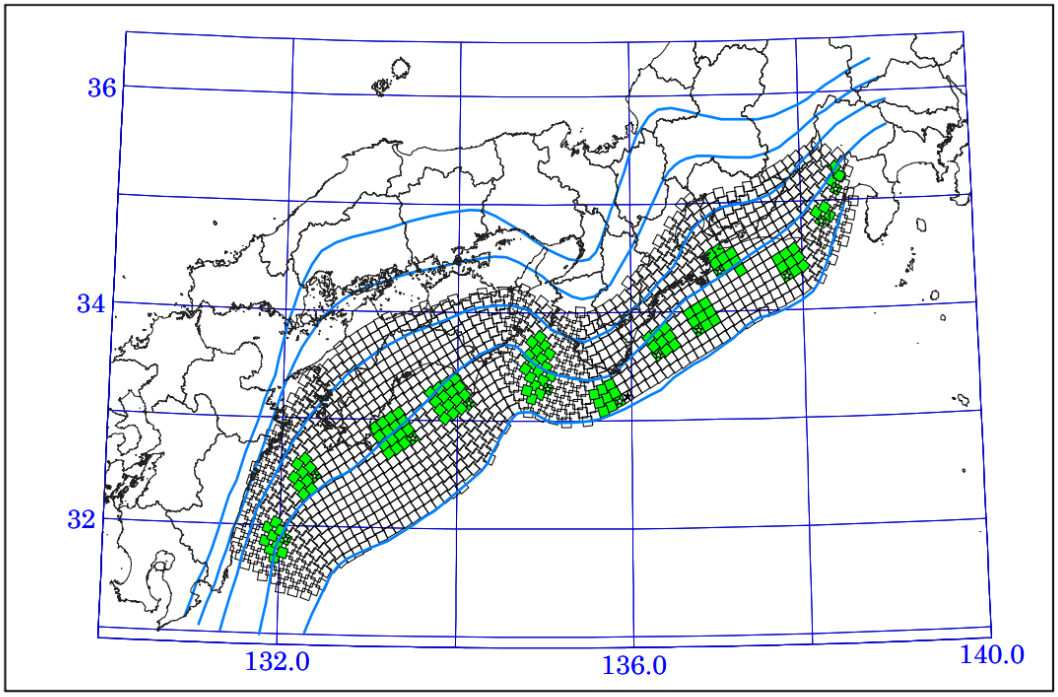


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

図 5.4-1　南海トラフの地震の断層モデル（内閣府, 2012）

表 5.4-1　南海トラフの地震の断層パラメータ（内閣府, 2012）

全体	面積(km^2)	110,150			
	応力パラメータ（MPa）	2.3			
	平均すべり量(m)	7.6			
	地震モーメント(Nm)	3.4E+22			
	Mw	9.0			
各セグメント	セグメント名	日向灘域	南海域	東海域	駿河湾域
	面積(km^2)	19,053	53,790	29,419	7,888
	平均応力降下量(MPa)	4	4	4	4
	平均すべり量(m)	5.5	9.3	6.9	3.6
	地震モーメント(Nm)	4.3E+21	2.0E+22	8.3E+21	1.2E+21
	Mw	8.4	8.8	8.5	8.0
強震動生成域SMGA	面積(km^2)	2,047	6,109	3,661	853
	面積比	11%	11%	12%	11%
	平均すべり量(m)	11.1	18.6	13.7	7.1
	地震モーメント(Nm)	9.3E+20	4.7E+21	2.1E+21	2.5E+20
	Mw	7.9	8.4	8.1	7.5
強震動生成域SMGA①	面積(km^2)	1,018	1,953	910	438
	応力パラメータ（MPa）	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.0	20.5	13.7	7.2
	地震モーメント(Nm)	4.6E+20	1.6E+21	5.1E+20	1.3E+20
	Mw	7.7	8.1	7.7	7.3
強震動生成域SMGA②	面積(km^2)	1,029	1,615	914	415
	応力パラメータ(MPa)	34.5	46.4	45.4	34.4
	平均すべり量(m)	11.1	18.7	13.7	7.0
	地震モーメント(Nm)	4.7E+20	1.2E+21	5.1E+20	1.2E+20
	Mw	7.7	8.0	7.7	7.3
強震動生成域SMGA③	面積(km^2)		1,612	913	
	応力パラメータ（MPa）		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		18.7	13.7	
	地震モーメント(Nm)		1.2E+21	5.1E+20	
	Mw		8.0	7.7	
強震動生成域SMGA④	面積(km^2)		929	924	
	応力パラメータ（MPa）		46.4	45.4	
	平均すべり量(m)		14.2	13.8	
	地震モーメント(Nm)		5.4E+20	5.2E+20	
	Mw		7.8	7.7	
背景領域	面積(km^2)	17,006	47,681	25,758	7,035
	応力パラメータ（MPa）	3.7	3.7	3.7	3.7
	平均すべり量(m)	4.9	8.1	5.9	3.1
	地震モーメント(Nm)	3.4E+21	1.6E+22	6.2E+21	9.0E+20
	Mw	8.3	8.7	8.5	7.9
そのほか	破壊伝播速度(km/s)	2.7	2.7	2.7	2.7
	fmax(Hz)	6Hz	6Hz	6Hz	6Hz
	剛性率(Nm^2)	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10	4.1E+10

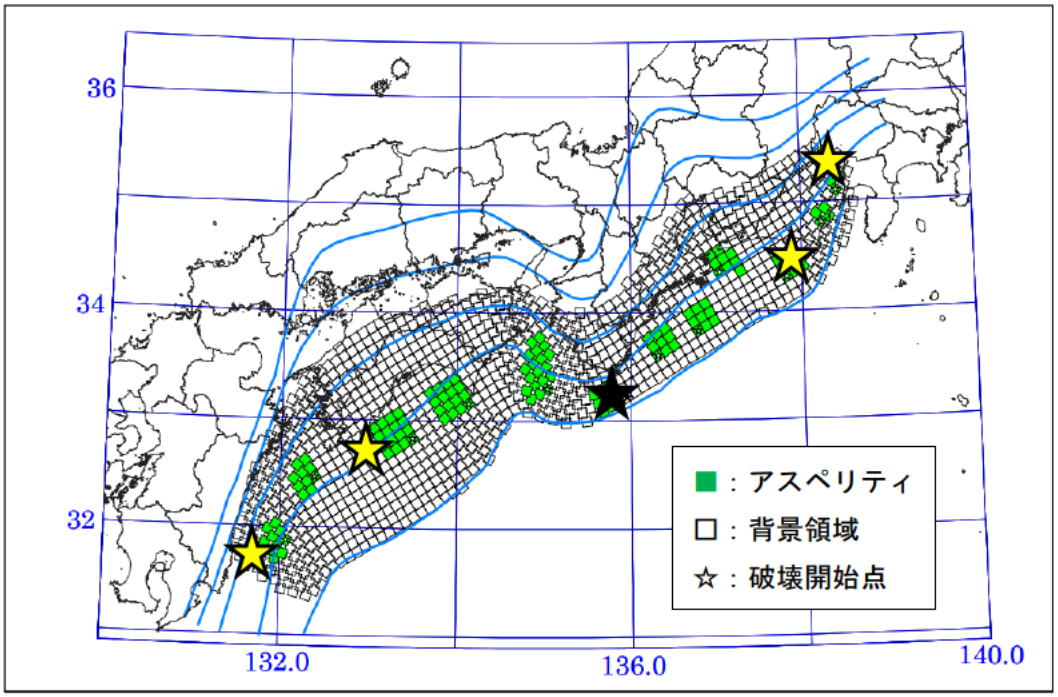


図3.3　強震動生成域の設定の検討ケース（基本ケース）

図 5.4-2　南海トラフの地震の断層モデルにおける複数の破壊プロセスの設定
（内閣府(2012)に加筆）

(2) 上町断層帯に発生する地震

上町断層帯に発生する地震の断層モデルのパラメータは、壇・他(2015)に基づいて設定する。壇・他(2015)は、長大な逆断層の内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法を提案しているものであり、長大な活断層だけでなく、活断層長さが 50km 程度でも適用可能であるため、本検討で用いることとした。壇・他(2015)による断層パラメータの設定手順を文献 2)、図 5 に示す。図より、与条件は、活断層長さ、傾斜角、地震発生層深さである。

上町断層帯の断層モデルに関する既往文献として、上町断層帯の長期評価（地震調査研究推進本部, 2004）に基づく断層モデル（地震調査研究推進本部, 2009b）と文部科学省・京都大学防災研究所(2013)による断層モデルがある。本検討では、基本的には、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)の断層モデルを参考に設定するが、断層モデルが曲面となっていることなどから、必要に応じて地震調査研究推進本部(2009b)も参考にして設定することとした。まず、活断層長さおよび傾斜角は、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)の断層モデルの断層長さと同じ 48km および傾斜角 60 度とした。地表の活断層の位置については、詳細な位置は異なるが、全体としての位置はそれほど異ならないことから、地震調査研究推進本部(2009b)による屈曲ありの断層モデルを参考に設定する。具体的には、北側と南側の 2 つの矩形断層でモデル化することとして、地表の屈曲点と北側と南側の走行は地震調査研究推進本部(2009b)と同じとした。活断層長さは、北側を 20km、南側を 28km とした。地震発生層の上端深さを 2km、震源断層幅を 20km とした。これらを与条件として、文献 2)、図 5 に示す設定手順に従って断層パラメータを設定した。このとき、震源域のおける媒質は、文部科学省・京都大学防災研究所(2013)と同じ、S 波速度を 3.46km/s、密度を 2.7g/cm^{3}とした。設定した断層パラメータを表 5.4-2 に示す。アスペリティは 2 個とし、同じ面積のアスペリティを北側と南側の断層面の中央に 1 つずつ配置した。破壊伝播速度は S 波速度の 0.72 倍（Geller, 1976）の 2.5km/s とした。

標準波を算定するにあたって、断層モデルに対して複数の破壊プロセスを設定する。ここでは、南海トラフの地震における複数ケースの破壊プロセスを参考に、アスペリティ位置は 1 ケースとし、破壊開始点を複数ケース設定することとした。設定した断層モデルと複数の破壊プロセスの設定を図 5.4-3 に示す。

表 5.4-2　上町断層帯に発生する地震の断層パラメータ

断層パラメータ	記号	単位	設定方法	設定値
断層位置（断層原点）	−	−	地震調査研究推進本部を参考に設定	E135.529° N34.649°
走向（北断層）	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	350.8
走向（南断層）	−	deg	地震調査研究推進本部を参考に設定	201.8
傾斜角	−	deg	文科省・京大防災研を参考に設定	60
断層上端深さ	−	km	地震調査研究推進本部を参考に設定	2.00
活断層長さ	Lact	km	文科省・京大防災研を参考に設定	48
震源断層長さ	L	km	文科省・京大防災研を参考に設定	48
断層幅	W	km	文科省・京大防災研を参考に設定	22
震源断層幅	Wseis	km	文科省・京大防災研を参考に設定	20
震源断層面積	Sseis	km^2	Sseis=L*Wseis	960
密度	ρ	g/cm^3	文科省・京大防災研を参考に設定	2.70
S波速度	β	km/s	文科省・京大防災研を参考に設定	3.46
剛性率	μ	N/m^2	$\mu=\rho\beta^2$	3.23E+10
モーメントマグニチュード	M_W	−	Mw=(logM0−9.1)/1.5	7.2
地震モーメント	M_0	Nm	M0=Δσ#*Sseis*Wseis/c	8.97E+19
形状係数	c	−	c=0.45+0.7*EXP[−L/Wseis]	0.51
短周期レベル	A	Nm/s^2	$A=4*\pi*\beta^2*(Sa/\pi)^{0.5}*\Delta\sigma a\#$	1.76E+19
平均すべり量	D	m	D=M0/(μS)	2.89
応力降下量	Δσ#	MPa	壇・他(2015)	2.40
アスペリティ面積比	Sa/S	−	Sa/S=Δσ/Δσa	0.13
破壊伝播速度	Vr	km/s	Vr=0.72β (Geller,1976)	2.5
Q値	Q	−	川瀬・松尾(2004)	$204f^{0.65}$
アスペリティ全体				
面積	Sa	km^2	Sa=(Sa/S)*S	123
地震モーメント	M0a	Nm	M0a=μSaDa	2.30E+19
応力降下量	Δσa	MPa	壇・他(2015)	18.70
平均すべり量	Da	m	$Da=\gamma_D D$ (γ_D=2.0)	5.78
アスペリティ1つあたり				
面積	Sai	km^2	Sai=Sa/2	62
地震モーメント	M0ai	Nm	M0ai=M0a/2	1.15E+19
応力降下量	Δσai	MPa	Δσai=Δσa	18.70
平均すべり量	Dai	m	Dai=M0ai/(μSai)	5.78
背景領域				
面積	Sb	km^2	Sb=S−Sa	837
地震モーメント	M0b	Nm	M0b=M0−M0a	6.67E+19
実効応力	σβ	MPa	$\sigma b=(Db/Wb)(\pi^{0.5}/Da)*r*\Sigma(ri/r)^3\Delta\sigma a$, $r=(Sa/\pi)^{0.5}$	5.8
平均すべり量	Db	m	Db=M0b/(μSb)	2.47

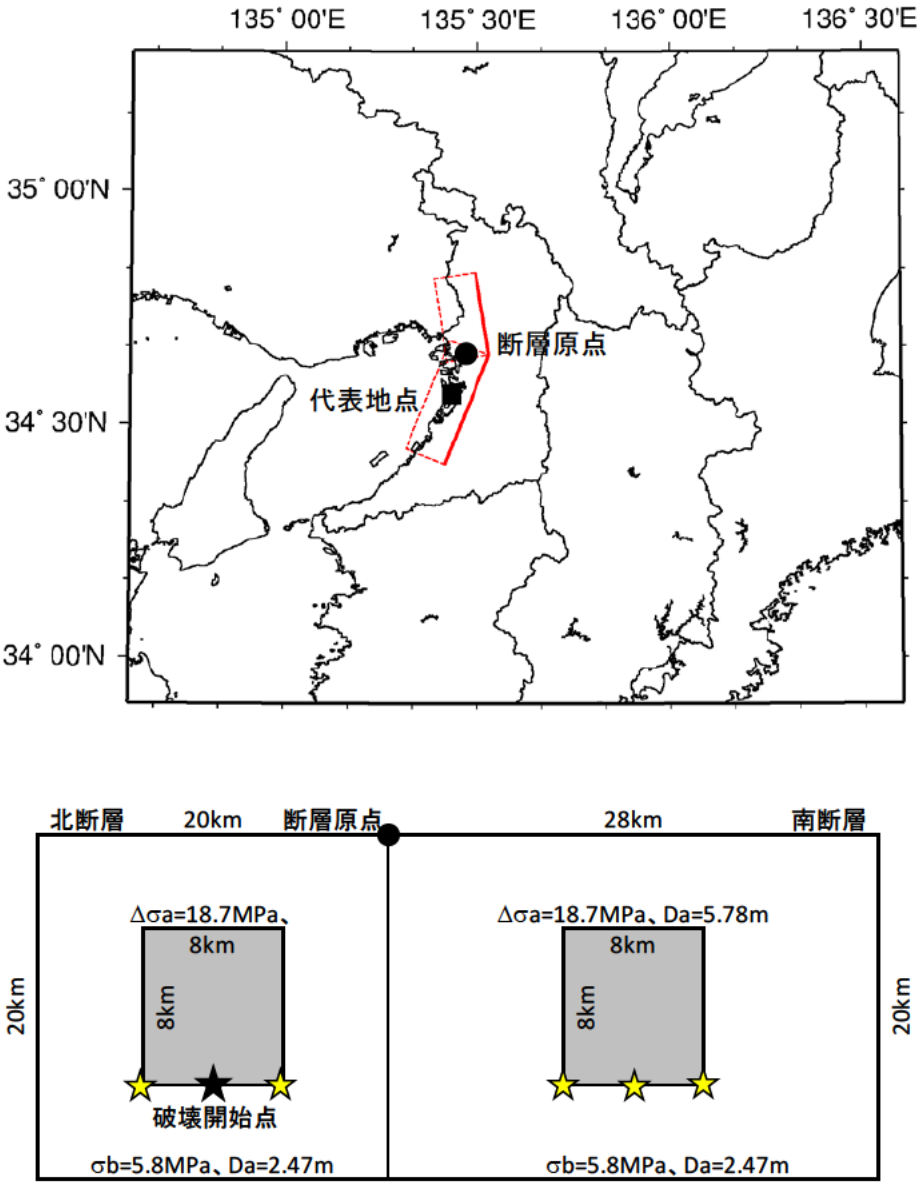


図 5.4-3　上町断層帯に発生する地震の断層モデルと複数の破壊プロセスの設定
（灰色：アスペリティ、☆：破壊開始点）

5.4.2　中小地震の観測記録

経験的グリーン関数法に用いる中小地震は、主に既往文献などで断層パラメータが明らかになっている地震のうち、想定地震の震源域に近い地震とした。具体的には、南海トラフの地震に対しては宮腰・他(2018)で用いている地震のうち、2000 年 10 月 31 日の地震（Mj5.7）の地震とし、上町断層帯に発生する地震に用いる中小地震は、上町断層帯の周辺で発生した陸域浅部の地震のうち 2013 年 12 月 15 日の地震（Mj3.8）とした。中小地震の断層パラメータは、南海トラフの地震の計算に用いる中小地震は宮腰・他(2018)による値とし、上町断層帯に発生する地震の計算に用いる中小地震は地震モーメントを F-net の値（3.35×10^{14} Nm）とし、応力降下量は観測記録を説明できるように 15.0MPa とした。なお、2000 年 10 月 31 日の地震は、フィリピン海プレートのスラブ内地震であるため､媒質補正（S 波速度 4.41km/s､密度 3.2g/cm^3 ⇒S 波速度 3.82km/s、密度 2.8g/cm^3）を行ったうえで、地震動を計算する。選定した中小地震の震源位置を図 5.4-4 に、断層パラメータを表 5.4-3 に示す。

対象コンビナート地区の事業者より提供を受けた地震観測記録（付録 1 参照）には、経験的グリーン関数法に用いる中小地震の記録は観測されていなかった。そのため、対象コンビナート地区の周辺の地震観測点（OSK006 : K-NET 堺）の記録を用いて、サイトスペシフィック地震動を算定することとする。上記中小地震に対する OSK006 の地表の観測記録を、図 5.4-5 および図 5.4-6 に示す。なお、対象コンビナート地区でない周辺の地震観測点の記録を用いる場合、サイト増幅特性の違いを適切に補正する必要があることは、既述の通りである。

また、対象コンビナート地区内における工学的基盤波を算出するために必要な工学的基盤以浅の地盤モデルについて、PS 検層などの詳細な情報が十分得られなかった。そのため、本検討では、両地点のサイト増幅特性にばらつきがあることを認識したうえで、OSK006 での工学的基盤波を算定して、代表地点の工学的基盤波と同等とみなすこととした。OSK006 における工学的基盤以浅の地盤モデルは、次のように設定した。まず、吉田・他(2006)による大阪堆積盆地の浅層地盤構造モデルの下面にあたる Ma12 層の下面を工学的基盤とした。具体的には、文献 21)、図 8、図 9 に示す吉田・他(2006)による Ma12 層の上面深さと Ma12 層の層厚から、OSK006 の位置の工学的基盤の深さを GL-25m とし、その深さを工学的基盤の上面とした。次に、工学的基盤以浅の地盤モデルは、防災科学技術研究所から公表されている OSK006 の表層 20m の地盤モデルの最下層が 25m まで続いているものとして設定した。なお、減衰定数は一律 2%とした。設定した工学的基盤以浅の地盤モデルを表 5.4-4 に示す。

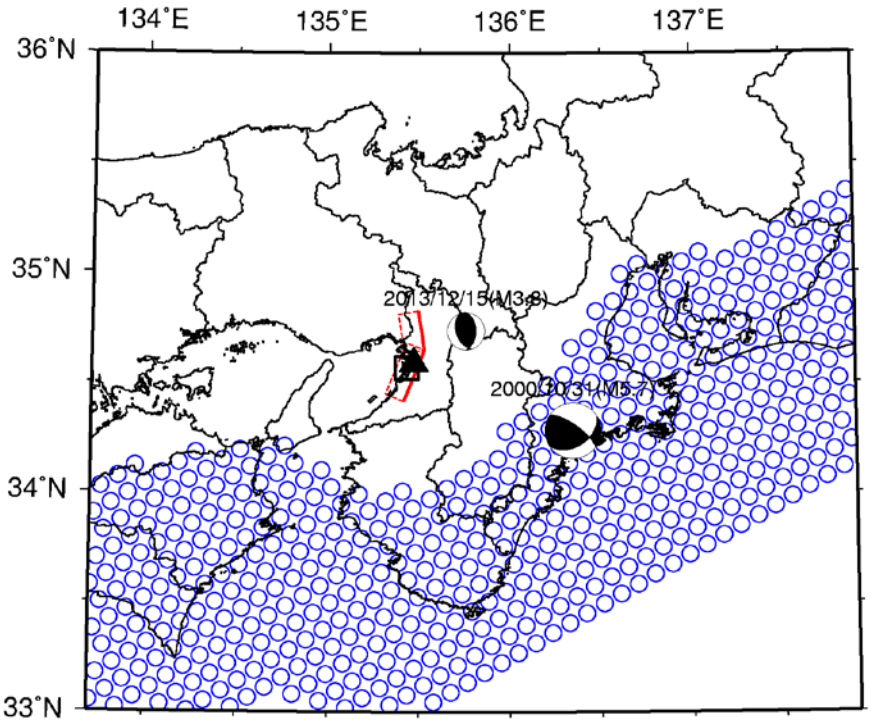


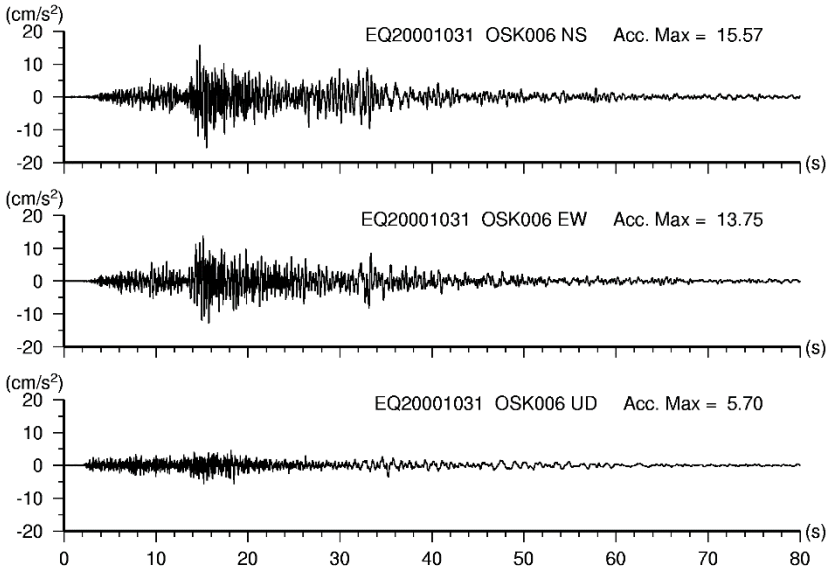
図 5.4-4 計算に用いる中小地震の震源位置と地震観測点（▲）および代表地点（□）

表 5.4-3　中小地震の断層パラメータ

発震時	東経	北緯	深さ	気象庁マグニチュード	モーメントマグニチュード	地震モーメント	応力降下量
	[°]	[°]	[km]			[Nm]	[MPa]
2000年10月31日	136.4	34.2	38	5.7	5.4	1.70×10^{17}	41.3
2013年12月15日	135.758	34.739	13.9	3.8	3.6	3.35×10^{14}	15.0

※2000年10月31日の地震の媒質は$\mu=6.22\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=4.41$km/sとした。

※2013年12月15日の地震の媒質は$\mu=3.23\times10^{10}$ N/m^2、$\beta=3.46$km/sとした。



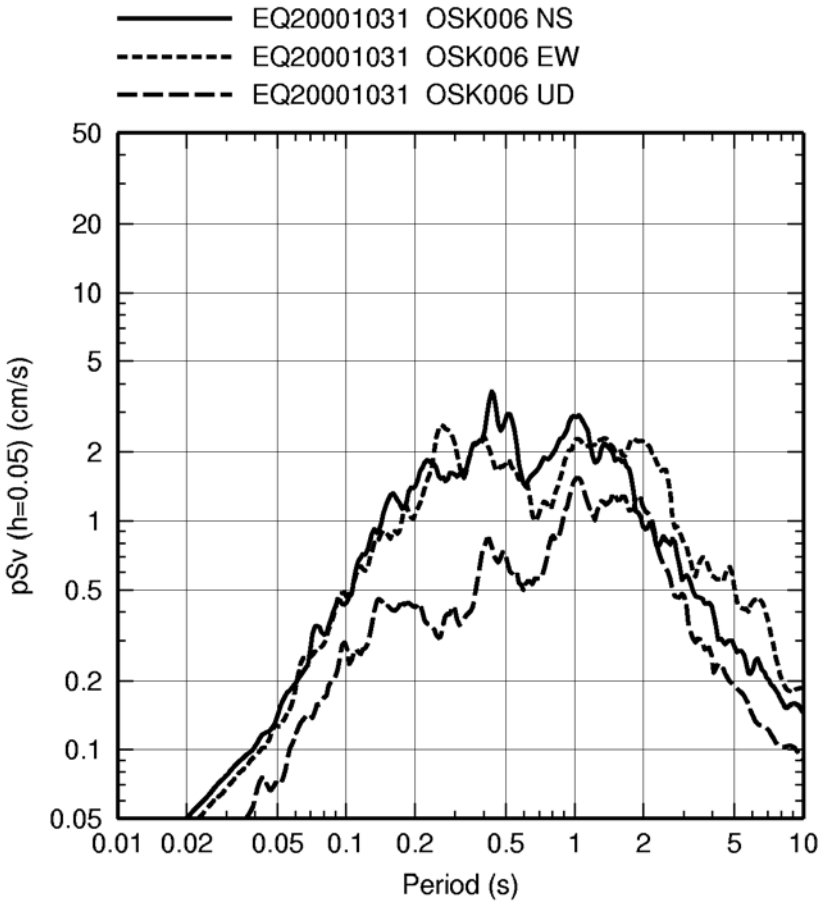
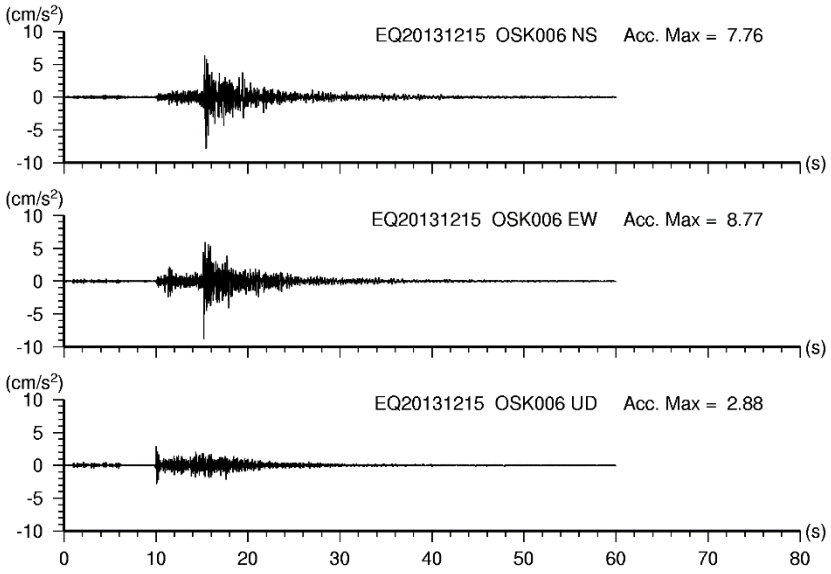


図 5.4-5　2000 年 10 月 31 日の地震の地震観測記録（OSK006、地表）



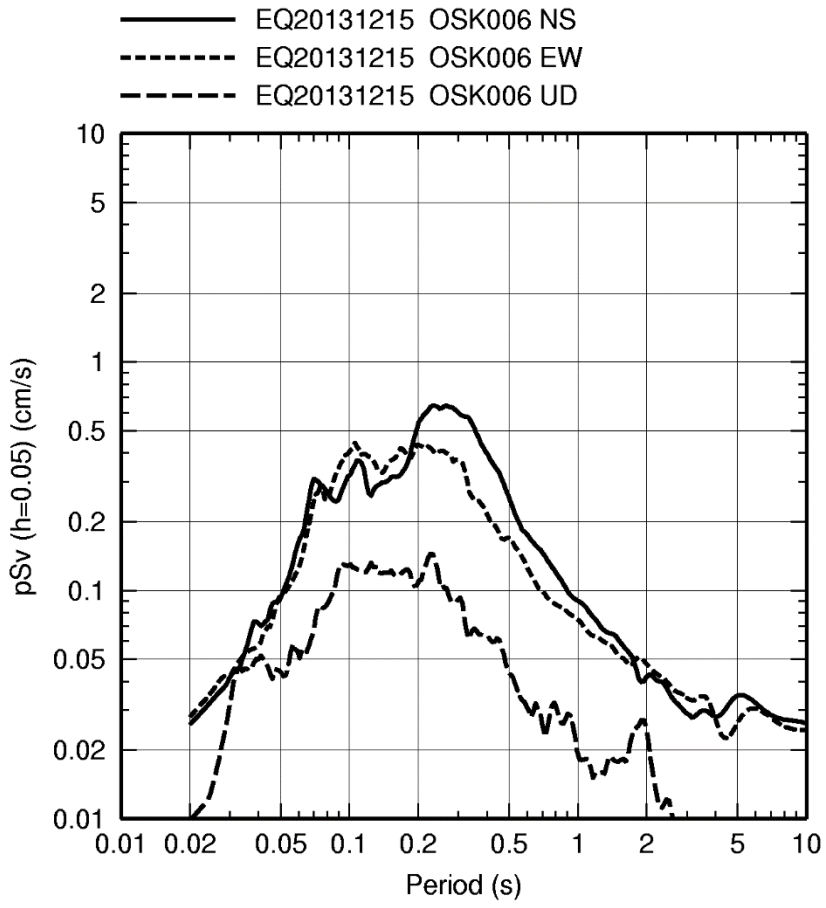


図 5.4-6　2013 年 12 月 15 日の地震の地震観測記録（OSK006、地表）

表 5.4-4　地震観測点（OSK006）で設定した地盤モデル

番号	上面深さ [m]	層厚 [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	密度 [g/cm^3]	減衰定数	備考
1	0	1.0	110	230	1.33	0.02	観測点位置
2	1	1.0	110	920	1.69	0.02	
3	2	1.0	110	920	1.67	0.02	
4	3	1.0	110	920	1.67	0.02	
5	4	1.0	110	920	1.64	0.02	
6	5	1.0	110	920	1.66	0.02	
7	6	1.0	190	1600	1.76	0.02	
8	7	1.0	190	1600	1.74	0.02	
9	8	1.0	190	1600	1.63	0.02	
10	9	1.0	190	1600	1.51	0.02	
11	10	1.0	190	1600	1.58	0.02	
12	11	1.0	190	1600	1.71	0.02	
13	12	1.0	290	1600	1.81	0.02	
14	13	1.0	290	1600	1.79	0.02	
15	14	1.0	290	1600	1.81	0.02	
16	15	1.0	290	1600	1.81	0.02	
17	16	1.0	290	1600	1.82	0.02	
18	17	1.0	290	1600	2.09	0.02	
19	18	1.0	290	1600	2.05	0.02	
20	19	6.0	290	1600	1.99	0.02	
21	25	ー	400	1600	2.00		工学的基盤

5.4.3 標準波

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 5 ケースの加速度応答スペクトルを図 5.4-7 に、加速度波形の一例（破壊開始点★）を図 5.4-8 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 5.4-9 に示す。

同様に、上町断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動として、全 6 ケースの加速度応答スペクトルを図 5.4-10 に、加速度波形の一例（破壊開始点★）を図 5.4-11 に示す。また、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式と比較して図 5.4-12 に示す。このとき、Morikawa and Fujiwara(2013)の地震動予測式は断層最短距離を用いた場合のほかに、アスペリティからの最短距離とした場合も参考に示している。

南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動 10 波（NS 成分と EW 成分の合計）および上町断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動 12 波（NS 成分と EW 成分の合計）を標準波とし、設計用下限地震動と比較して図 5.4-13 に示す。

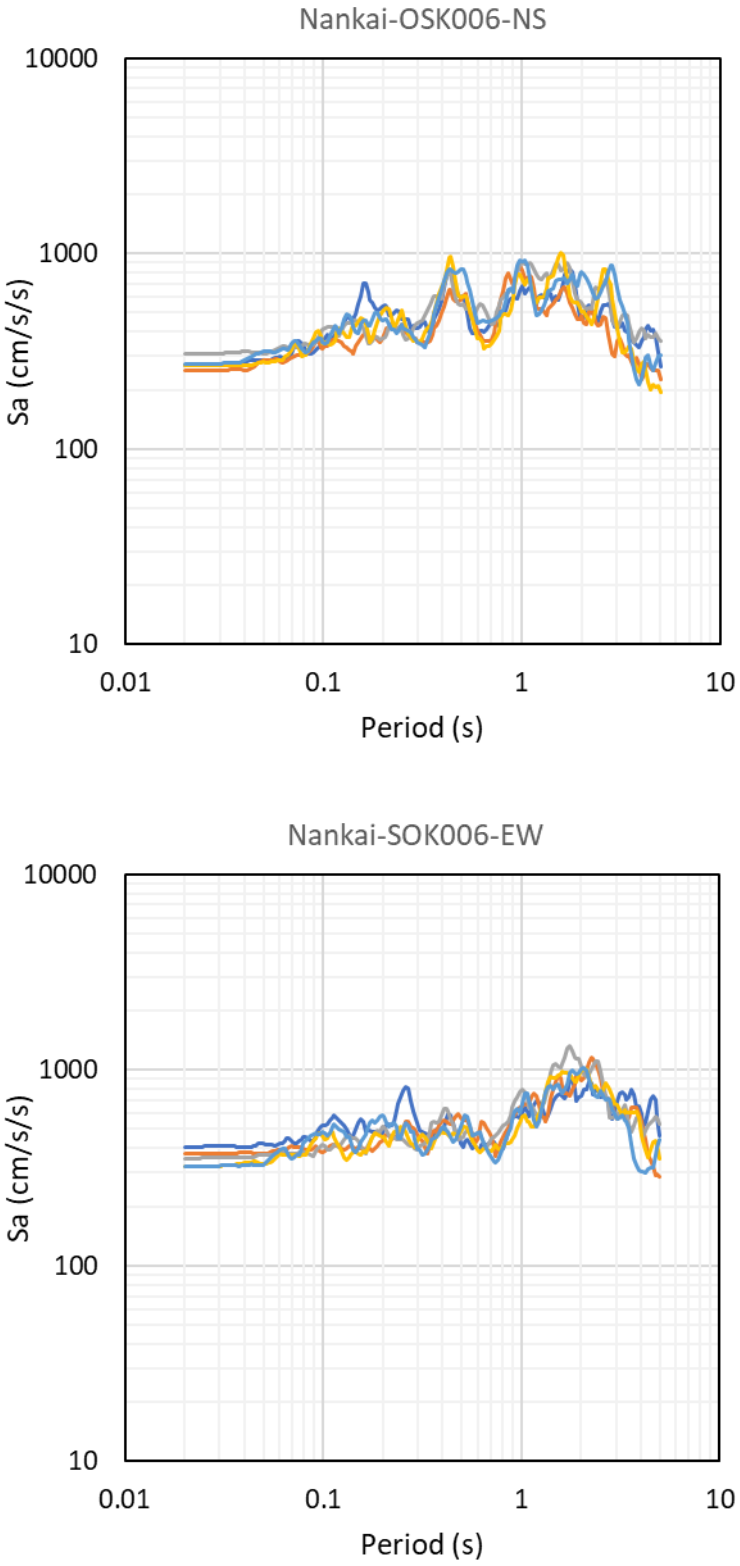


図 5.4-7　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動（全 5 ケース）

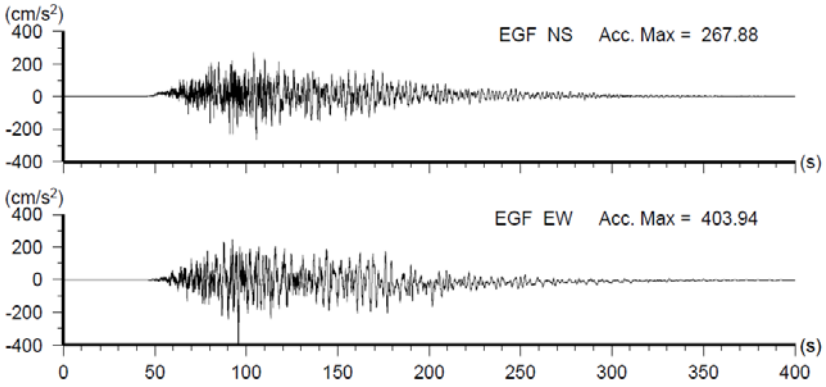


図 5.4-8　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例（破壊開始点★）

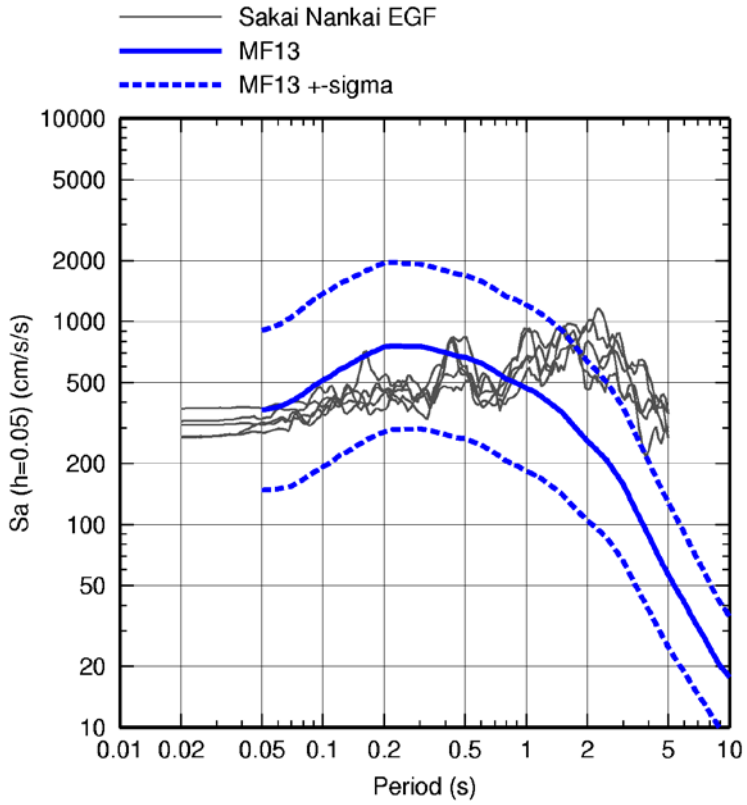


図 5.4-9　南海トラフの地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較

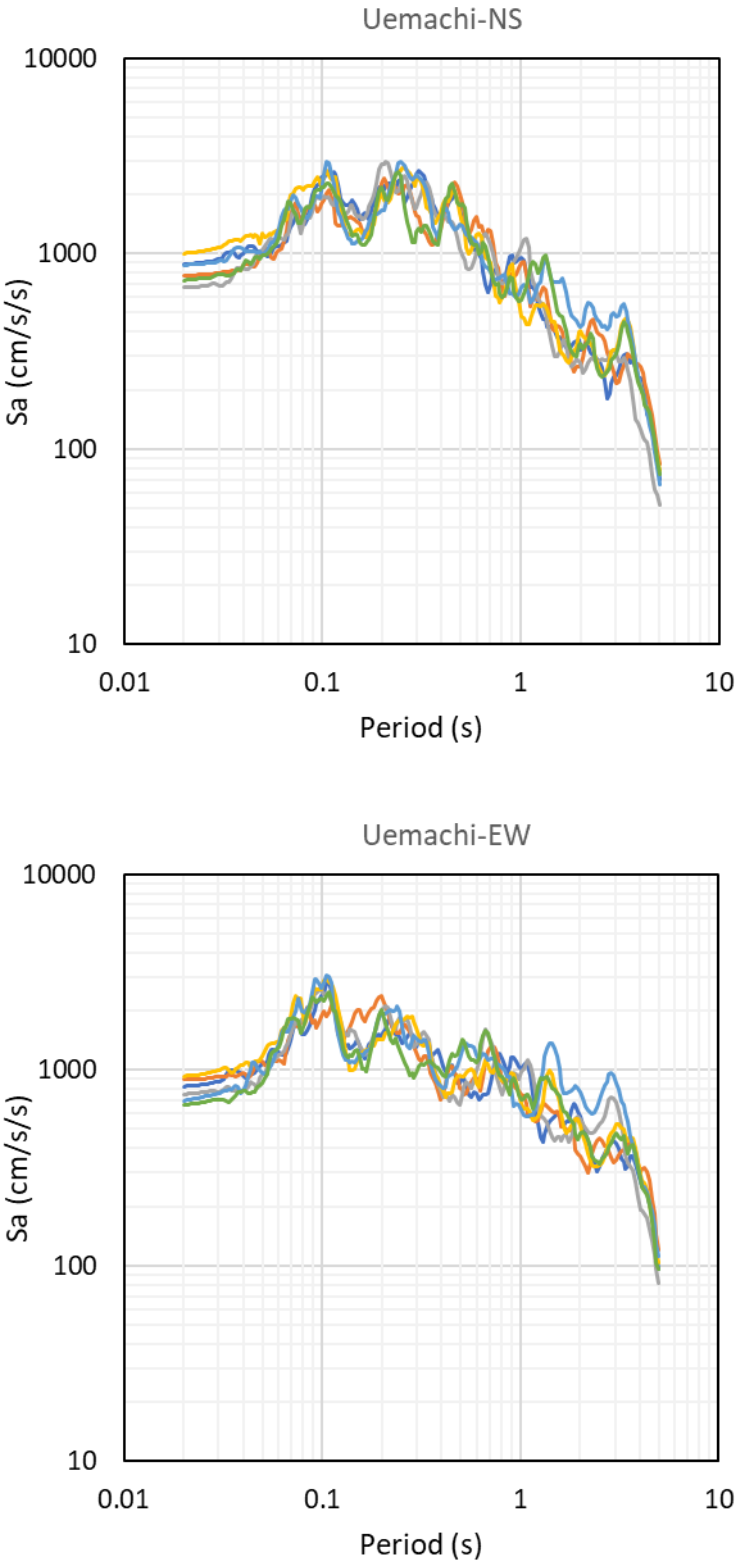


図 5.4-10　上町断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動
（全 6 ケース）

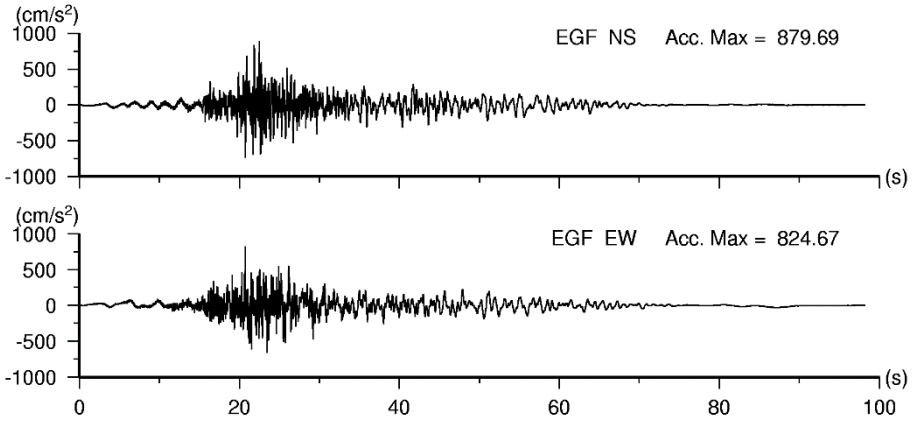


図 5.4-11　上町断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動の一例
（破壊開始点★）

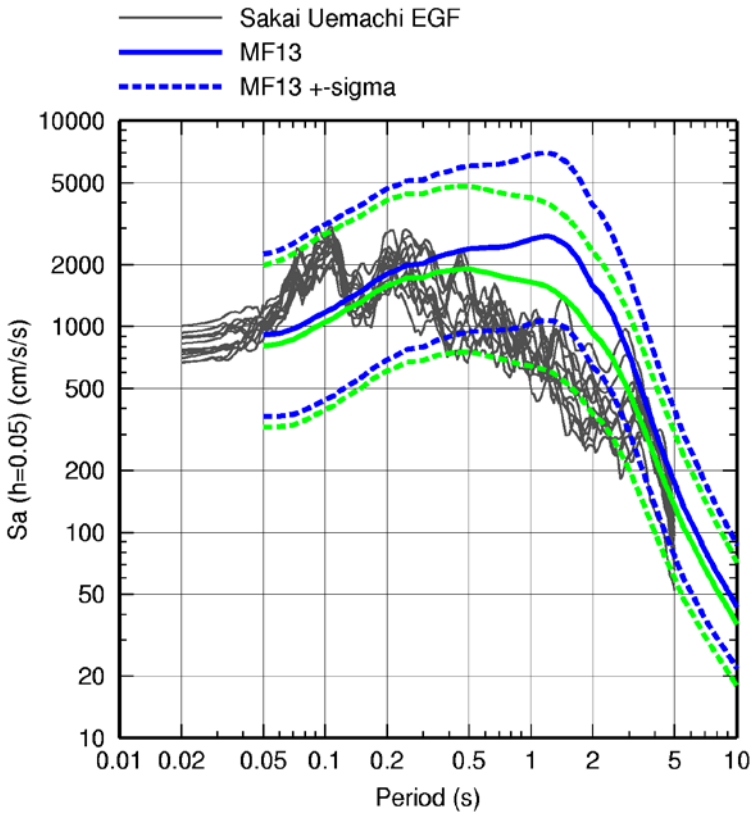


図 5.4-12　上町断層帯に発生する地震に対するサイトスペシフィック地震動と地震動予測式（Morikawa and Fujiwara, 2013）との比較
（青線：断層最短距離の場合、緑線：アスペリティからの最短距離の場合）

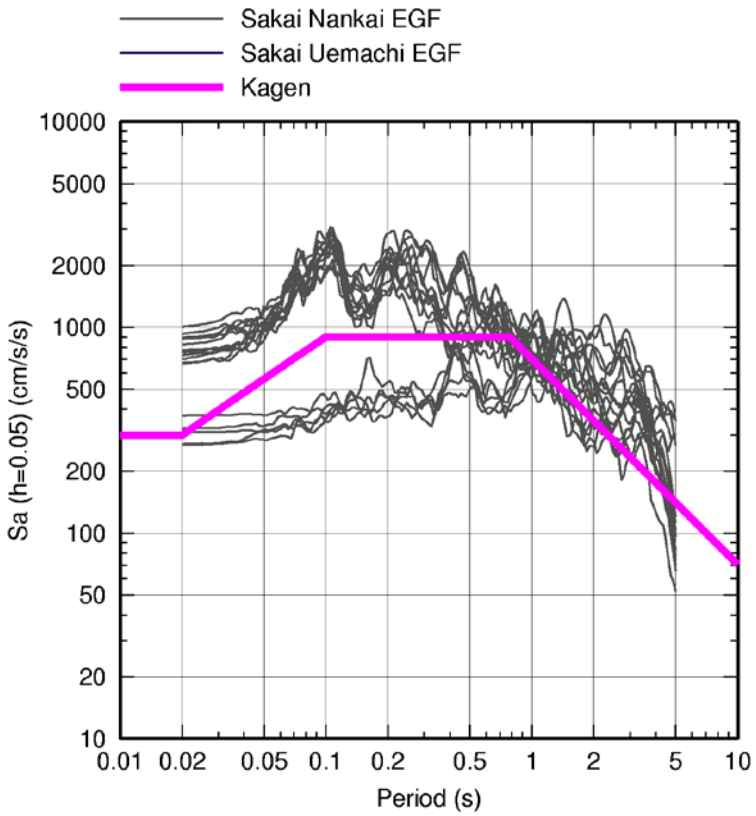


図 5.4-13　堺・高石コンビナート地区の標準波と設計用下限地震動との比較

6. まとめ

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。標準波の位置付けや扱いについて検討し、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の3つのコンビナート地区を対象に、令和元年度調査研究で実施した地震動予測の例示を参考にして標準波を作成した。

標準波は、令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動（サイトスペシフィック地震動）の設定フローに従って作成し、強震動予測手法として経験的グリーン関数法を基本に、各コンビナート地区周辺のK-NET地点の中小地震観測記録を用いて作成した。地震観測記録については、対象コンビナート地区の5事業所から提供を受け、適宜、分析、活用した。

標準波は、各コンビナート地区で代表地点を設定し、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）等の組合せで、複数波作成した。各コンビナート地区で作成した標準波の数を、以下に示す。

①京浜地区：代表地点2地点、標準波64波（NS成分とEW成分の合計）
②四日市地区：代表地点1地点、標準波28波（NS成分とEW成分の合計）
③堺・高石地区：代表地点1地点、標準波22波（NS成分とEW成分の合計）

また、検討した標準波の位置付けや扱いは、以下の通りである。

①標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。
②標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、平均的な地震動レベルより大きめの評価とする等の配慮を行っている。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。
③標準波の作成において、適用した地震観測記録は必ずしも十分でない。対象地点において地震観測記録が得られている場合には、サイトスペシフィック地震動予測の信頼性が飛躍的に向上することが知られており、今後も地震観測記録の収集を図り、標準波の見直しが必要である。各コンビナート事業者におかれては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。
④表層の地盤応答は地点による違いが大きいため（敷地周辺の地震観測記録を用いる場合は敷地内の代表地点との違い、敷地内の地震観測記録を用いる場合は敷地内の他の地点との違い）、標準波を実際に使用する場合には、対象地点の地盤条件などに応じてサイト特性などを適切に補正して利用する必要がある。
⑤標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル2地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能

（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う。

今後の課題は、以下の通りである。

①京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討したが、全国に 10 のコンビナート地区があり、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、他のコンビナート地区についても同様の検討が必要である。

②標準波の作成において、3 コンビナート地区周辺の K-NET 地点の地震観測記録を用い、3 コンビナート地区の 5 事業所の地震観測記録を分析、活用した。対象地点の地震観測記録を適用することにより、サイトスペシフィック地震動予測の信頼性が向上し、今後も 3 コンビナート地区における地震観測記録の収集、適用を図り、適宜標準波の見直しが必要である。他のコンビナート地区で標準波について検討を行う場合も同様である。

③平底円筒形貯槽の液面揺動等に対する耐震性能評価の観点から、対象地点に対して遠方で発生する巨大地震による長周期地震動についても必要に応じて検討する。具体的には、京浜地区を含む関東平野の地点における南海トラフ巨大地震の地震動などが挙げられる。

④将来的に標準波を公開する場合、高圧ガス設備の耐震設計に適用されることを念頭に、免責事項等の詳細について検討する必要がある。また、現状、サイトスペシフィック地震動については、高圧ガス保安協会での詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）に依ることとなっているが、公開時には標準波の扱いについて規程類を見直しする必要がある。

参考文献

1) 新井健介・壇　一男・石井　透・花村正樹・藤原広行・森川信之（2015）：強震動予測のためのスラブ内地震の断層パラメータ設定方法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 716 号，pp.1537-1547.
2) 壇　一男・入江紀嘉・具典淑・島津奈緒未・鳥田晴彦（2015）：長大な逆断層による内陸地震の断層モデルのパラメータの設定方法の提案，日本建築学会構造系論文集，第 80 巻，第 707 号，pp.47-57.
3) Geller, R.J.（1976）：Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bulletin of the Seismological Society of America, 66, 1501-1523.
4) 地震調査研究推進本部（2009）：日本の地震活動－被害地震から見た地域別の特徴－第 2 版，平成 21 年 3 月.
5) 地震調査研究推進本部（2014）：全国地震動予測地図 2014 年版～全国の地震動ハザードを概観して～，平成 26 年 12 月 19 日.
6) 地震調査研究推進本部（2016）：長周期地震動評価 2016 年試作版－相模トラフ巨大地震の検討－，平成 28 年 10 月 12 日.
7) 地震調査研究推進本部（2021）：全国地震動予測地図 2020 年版，令和 3 年 3 月 26 日.
8) 地震調査研究推進本部（2022）：今までに公表した活断層及び海溝型地震の長期評価結果一覧，令和 4 年 1 月 13 日現在.
9) 内閣府（2012）：南海トラフの巨大地震モデル検討会（第二次報告），強震断層モデル編－強震断層モデルと震度分布について－，平成 24 年 8 月 29 日.
10) 内閣府（2015a）：南海トラフ沿いの巨大地震による長周期地震動に関する報告，南海トラフの巨大地震モデル検討会・首都直下地震モデル検討会，平成 27 年 12 月.
11) 内閣府（2015b）：首都直下の M7 クラスの地震及び相模トラフ沿いの M8 クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書，首都直下地震モデル検討会，平成 27 年 12 月.
12) 宮腰淳一・小穴温子（2021）：断層モデルによる南海トラフ地震・相模トラフ地震の地震動評価，シンポジウム「大振幅地震動に対する耐震性能評価」，日本建築学会，pp.5-16.
13) Morikawa, N. and H. Fujiwara (2013) : A New Ground Motion Prediction Equation for Japan Applicable up to M9 Mega-Earthquake, Journal of Disaster Research, Vol.8, No.5, pp.878-888.
14) 森川信之・藤原広行（2015）：海溝型プレート内地震のための地震動予測式の補正項に関する検討，日本地球惑星科学連合 2015 年大会，SSS25-14.
15) 佐藤智美（2016a）：改良統計的グリーン関数法に基づく 1923 年関東地震の強震動生成域と強震動の推定，日本建築学会構造系論文集，第 719 号，pp.39-49.
16) 佐藤智美（2016b）：経験的グリーン関数法に基づく 1855 年安政江戸地震の広帯域震源モデルと首都圏及び広域での強震動の推定，日本建築学会構造系論文集，第 727 号，pp.1423-1433.

17) Somerville, P.G., K. Irikura, R. Graves, S. Sawada, D. Wald, N. Abrahamson, Y. Iwasaki, T. Kagawa, N. Smith, and A. Kowada (1999)：Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seismological Research Letters, 70, pp.59-80.
18) 笹谷　努・森川信之・前田宜浩（2006)：スラブ内地震の震源特性, 北海道大学地球物理学研究報告, 69, pp.123-134.
19) 司　宏俊・翠川三郎（1999)：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, 第 523 号, pp.63-70.
20) 武村雅之（1990)：日本列島およびその周辺地域に起こる浅発地震のマグニチュードと地震モーメントの関係, 地震, 第 2 輯, 第 43 巻, pp.257-265.
21) 吉田邦一・山本浩司・関口春子（2006)：強震動予測のための大阪堆積分地の浅層地盤構造モデル, 活断層・古地震研究報告, No.6, pp.123-141.

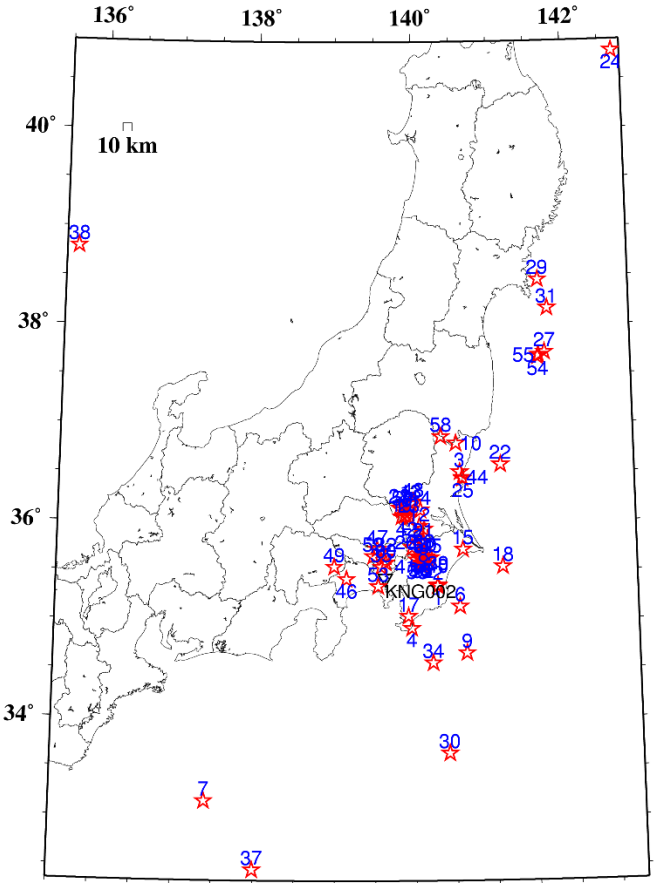
付録 1：5 事業所の地震観測記録

京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区の 5 事業所（A～E）から提供を受けた地震観測記録において、各事業所の周辺の K-NET 観測点と共通の地震記録に対して、観測地震リスト、観測地震の震央位置、加速度波形、フーリエスペクトル、加速度応答スペクトルを以下に示す。加速度応答スペクトルには、周辺の K-NET 観測点の地震記録の加速度応答スペクトルを赤線で重ねて示す。

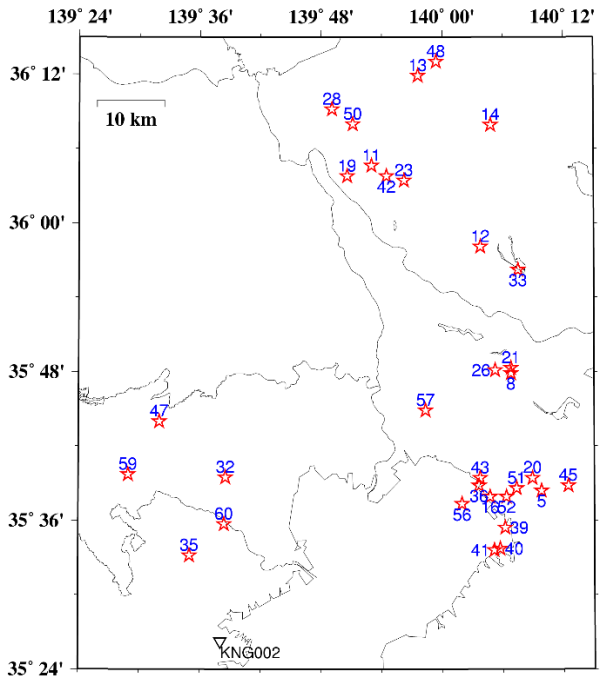
1. 京浜コンビナート地区

表 1-1　京浜コンビナート地区の観測地震リスト

番号	発震日					緯度	経度	深さ	M	地点
	年	月	日	時	分					A
1	2019	5	25	15	20	35.36	140.29	38	5.1	○
2	2019	6	1	07	58	35.37	140.29	35	4.7	○
3	2019	6	17	08	00	36.52	140.58	77	5.1	○
4	2019	6	24	09	11	34.93	139.96	61	5.2	○
5	2019	7	23	15	28	35.64	140.16	67	3.9	○
6	2019	7	25	07	14	35.15	140.57	58	5.1	○
7	2019	7	28	03	31	33.16	137.40	393	6.6	○
8	2019	10	9	04	58	35.80	140.11	62	4.2	○
9	2019	10	12	18	22	34.67	140.65	75	5.4	○
10	2019	12	4	10	38	36.81	140.54	9	4.9	○
11	2020	1	14	04	53	36.08	139.88	46	4.8	○
12	2020	2	1	02	07	35.97	140.06	63	5.3	○
13	2020	4	12	00	44	36.20	139.96	53	5.0	○
14	2020	4	26	09	49	36.13	140.08	66	4.8	○
15	2020	5	4	22	07	35.73	140.61	48	5.6	○
16	2020	5	6	01	57	35.63	140.08	68	5.0	○
17	2020	6	16	08	27	35.05	139.92	54	4.1	○
18	2020	6	25	04	47	35.55	141.11	36	6.1	○
19	2020	7	9	06	05	36.06	139.84	45	4.7	○
20	2020	8	9	21	54	35.66	140.15	63	4.0	○
21	2020	10	28	15	58	35.81	140.11	69	4.4	○
22	2020	11	22	19	06	36.59	141.10	45	5.7	○
23	2020	12	17	16	42	36.06	139.94	45	4.6	○
24	2020	12	21	02	23	40.78	142.69	43	6.5	○
25	2020	12	30	09	35	36.45	140.62	56	5.2	○
26	2021	2	6	14	10	35.80	140.09	70	4.3	○
27	2021	2	13	23	08	37.73	141.70	55	7.3	○
28	2021	3	16	04	56	36.15	139.82	54	4.9	○
29	2021	3	20	18	09	38.47	141.63	59	6.9	○
30	2021	3	28	09	27	33.65	140.42	55	5.6	○
31	2021	5	1	10	27	38.17	141.74	51	6.8	○
32	2021	5	14	18	37	35.66	139.64	72	4.1	○
33	2021	5	24	04	09	35.94	140.13	62	4.3	○
34	2021	6	7	03	11	34.57	140.23	93	5.1	○
35	2021	6	9	17	27	35.55	139.58	132	4.4	○
36	2021	8	21	05	54	35.65	140.06	70	3.5	○
37	2021	9	14	07	46	32.46	138.00	385	6.0	○
38	2021	9	29	17	37	38.80	135.65	394	6.1	○
39	2021	10	7	22	41	35.59	140.10	75	5.9	○
40	2021	10	8	05	11	35.56	140.10	71	3.5	○
41	2021	10	9	11	16	35.56	140.09	71	3.4	○
42	2021	10	28	09	55	36.06	139.91	45	4.5	○
43	2021	10	29	08	59	35.66	140.06	60	4.2	○
44	2021	11	1	06	14	36.46	140.61	57	5.3	○
45	2021	11	12	11	13	35.65	140.21	68	3.7	○
46	2021	11	17	02	54	35.43	139.15	23	4.4	○
47	2021	11	20	08	57	35.73	139.53	99	4.6	○
48	2021	12	2	01	58	36.22	139.99	65	5.1	○
49	2021	12	3	06	37	35.55	138.99	19	4.8	○
50	2021	12	12	12	31	36.13	139.85	50	5.0	○
51	2021	12	30	09	41	35.64	140.12	71	4.2	○
52	2022	1	31	18	00	35.63	140.11	69	3.8	○
53	2022	2	1	04	34	35.36	139.55	100	3.9	○
54	2022	3	16	23	34	37.68	141.61	57	6.1	○
55	2022	3	16	23	36	37.70	141.62	57	7.4	○
56	2022	3	31	20	52	35.62	140.03	73	4.7	○
57	2022	4	4	22	30	35.75	139.97	62	4.6	○
58	2022	4	19	08	16	36.88	140.35	93	5.4	○
59	2022	5	3	19	40	35.66	139.48	130	4.6	○
60	2022	7	9	19	10	35.60	139.64	33	3.6	○

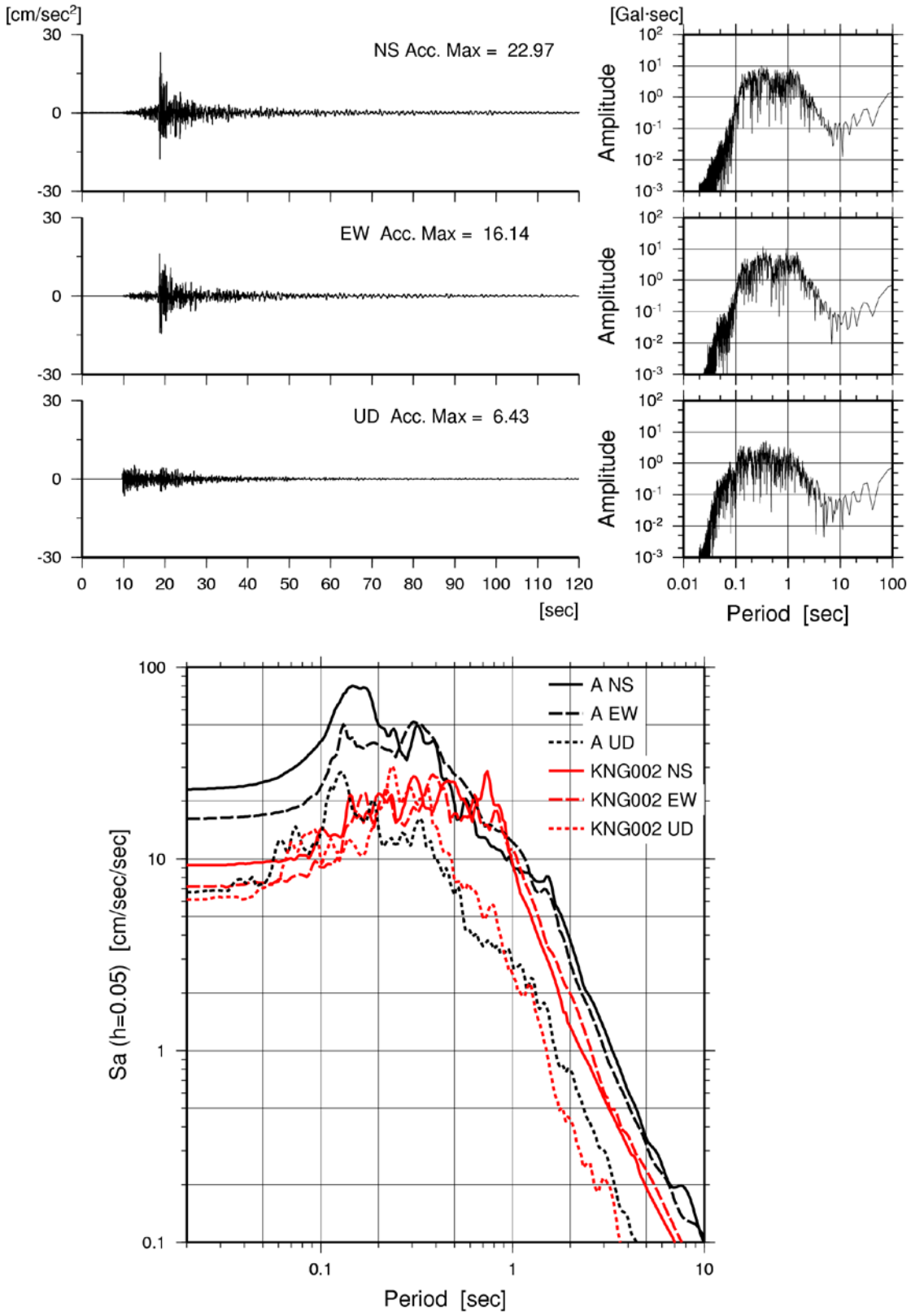


(a)　全体図



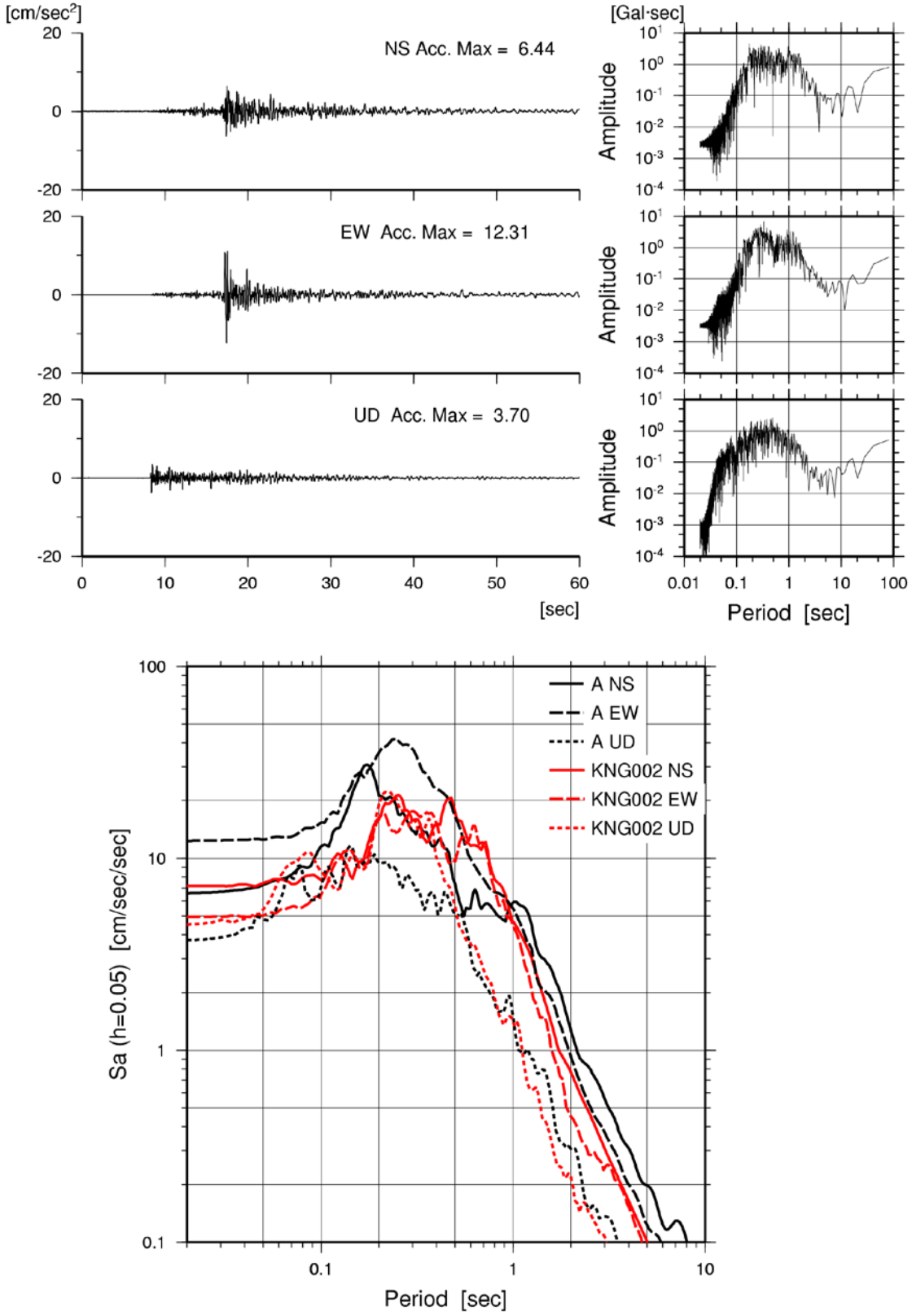
(b)　拡大図

図 1- 1　京浜コンビナート地区の観測地震の震央位置



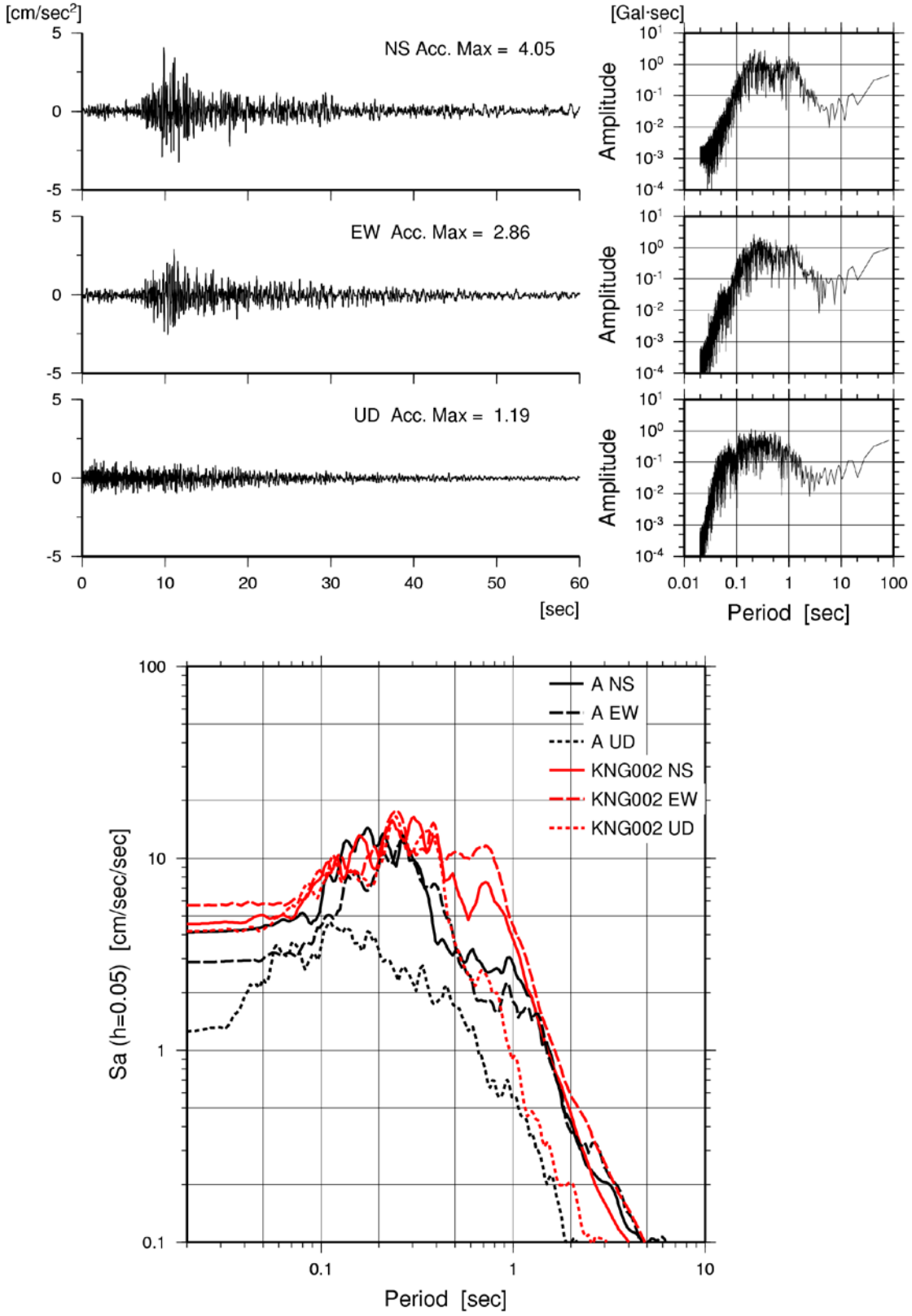
A-1905251520

図 1- 2　地震観測記録(事業所 A、地震番号:1)



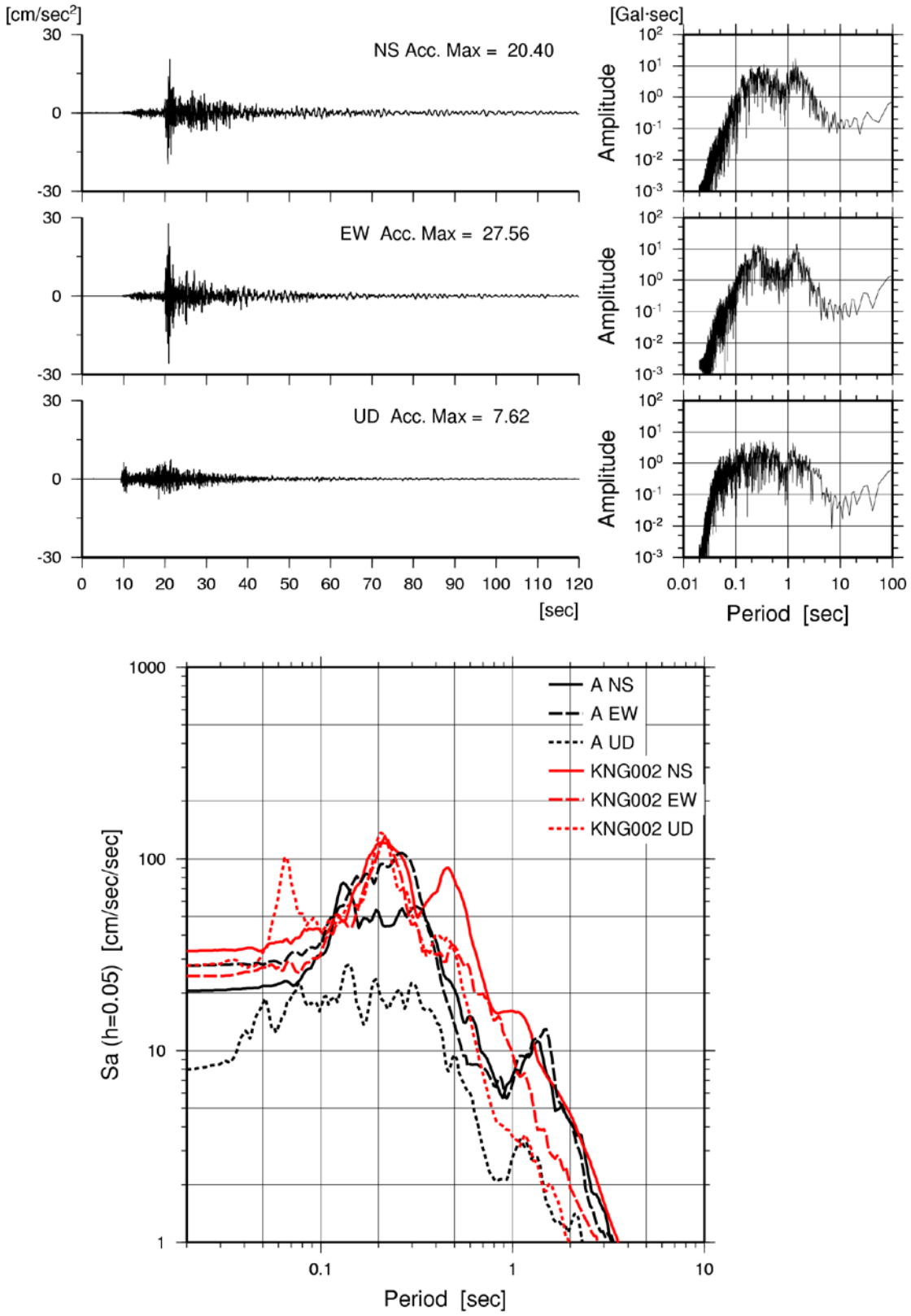
A-1906010758

図 1- 3　地震観測記録(事業所 A、地震番号:2)



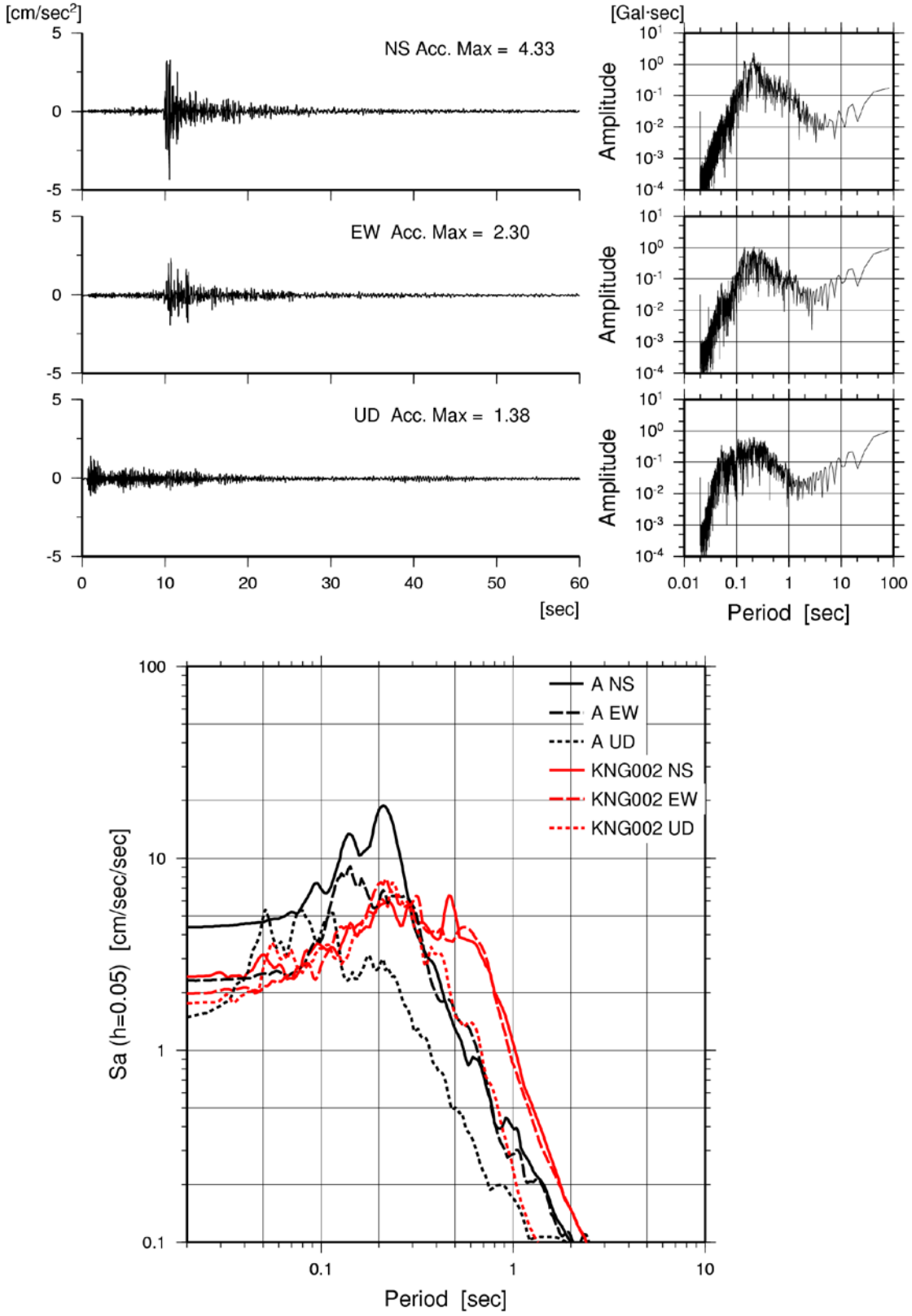
A-1906170800

図 1- 4　地震観測記録(事業所 A、地震番号:3)



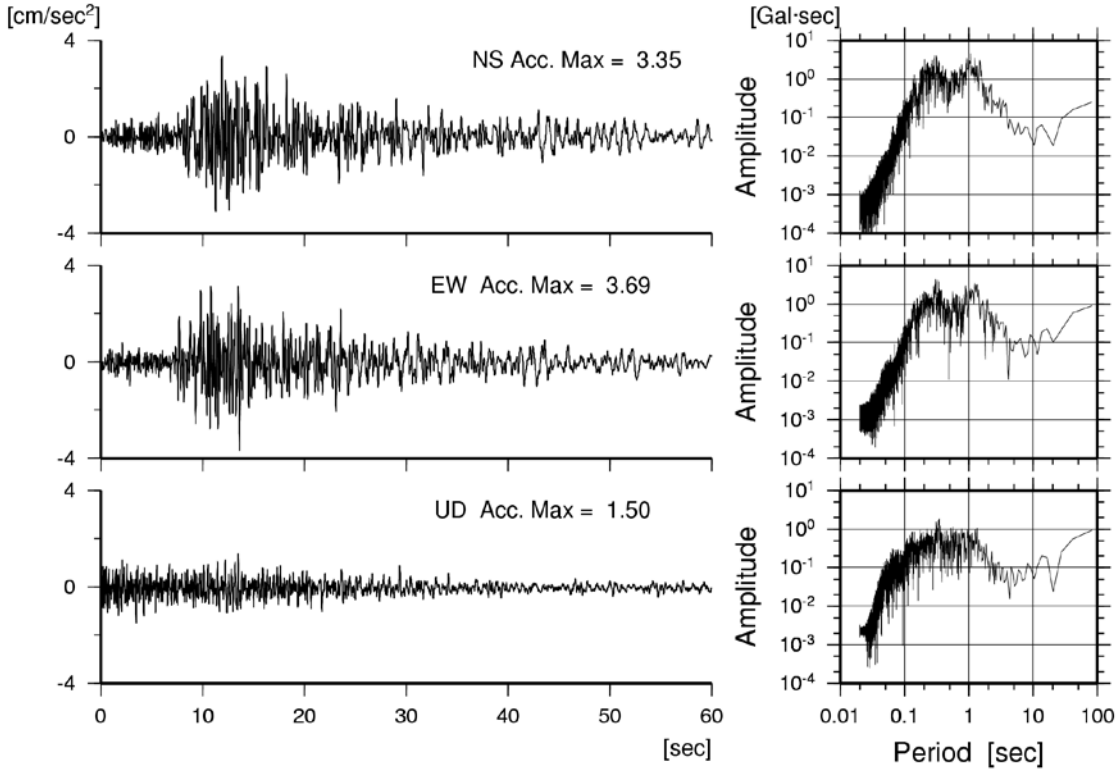
A-1906240911

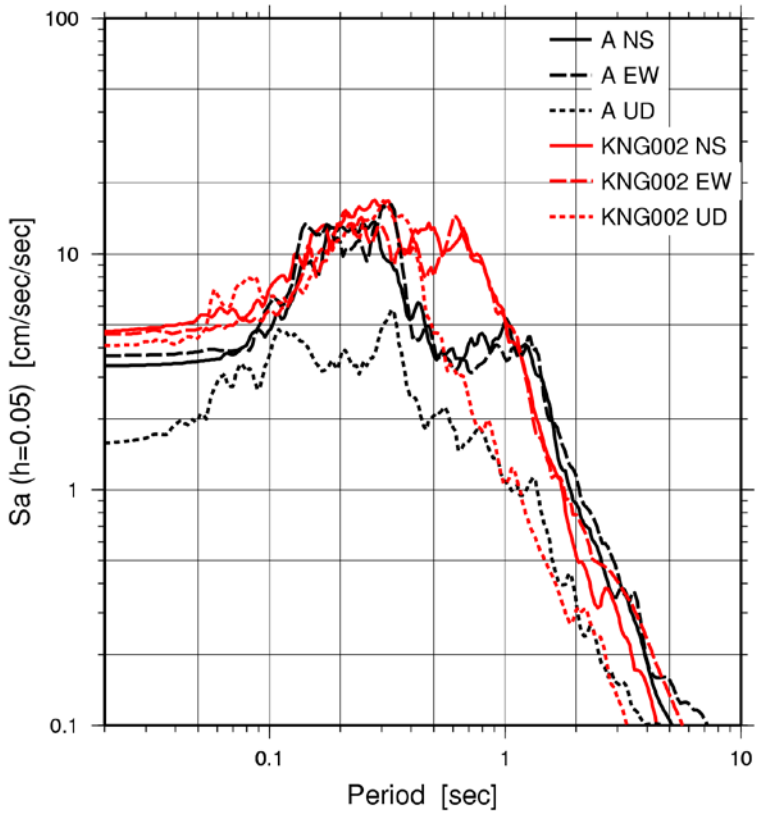
図 1- 5　地震観測記録(事業所 A、地震番号:4)



A-1907231528

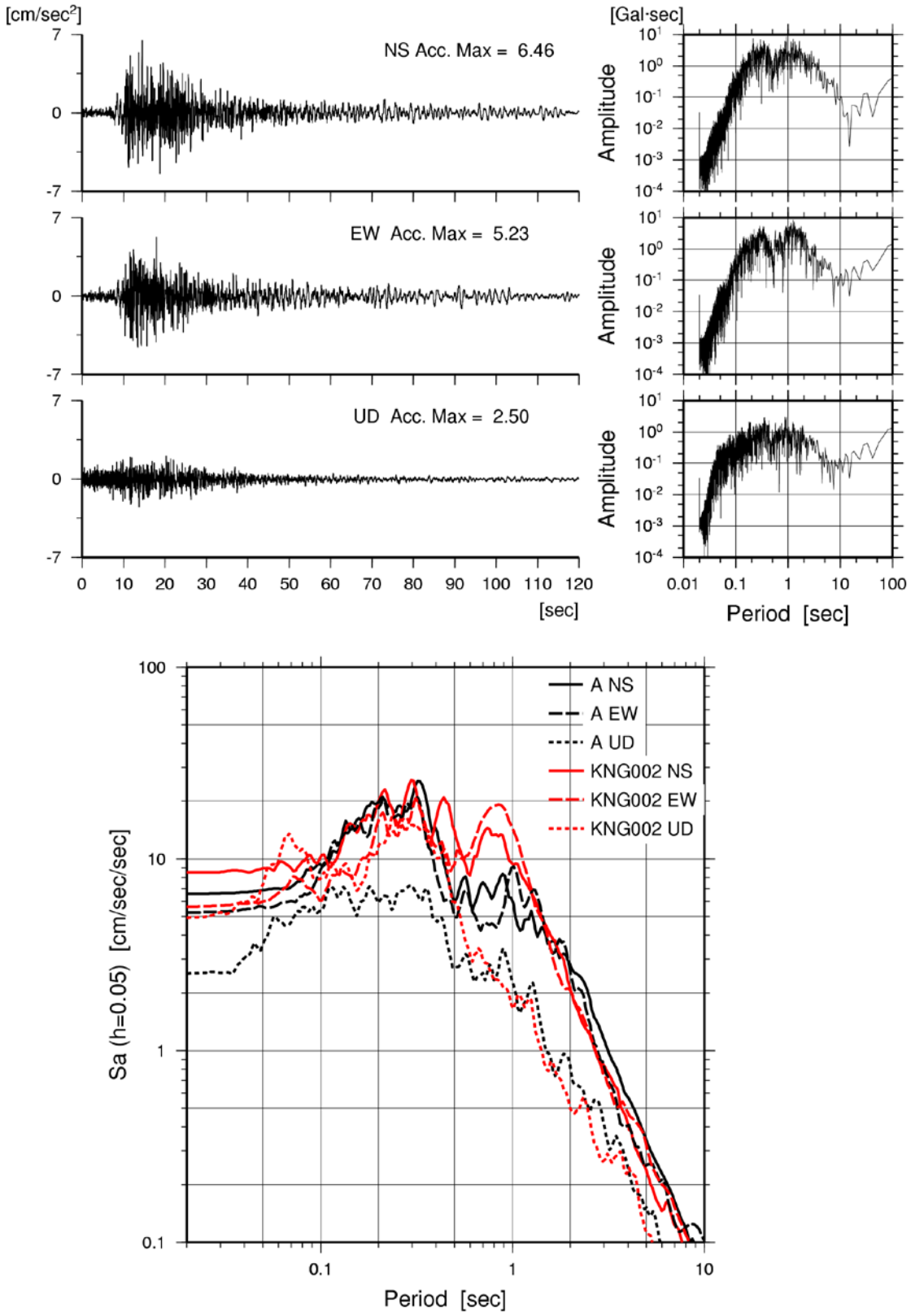
図 1- 6　地震観測記録(事業所 A、地震番号:5)





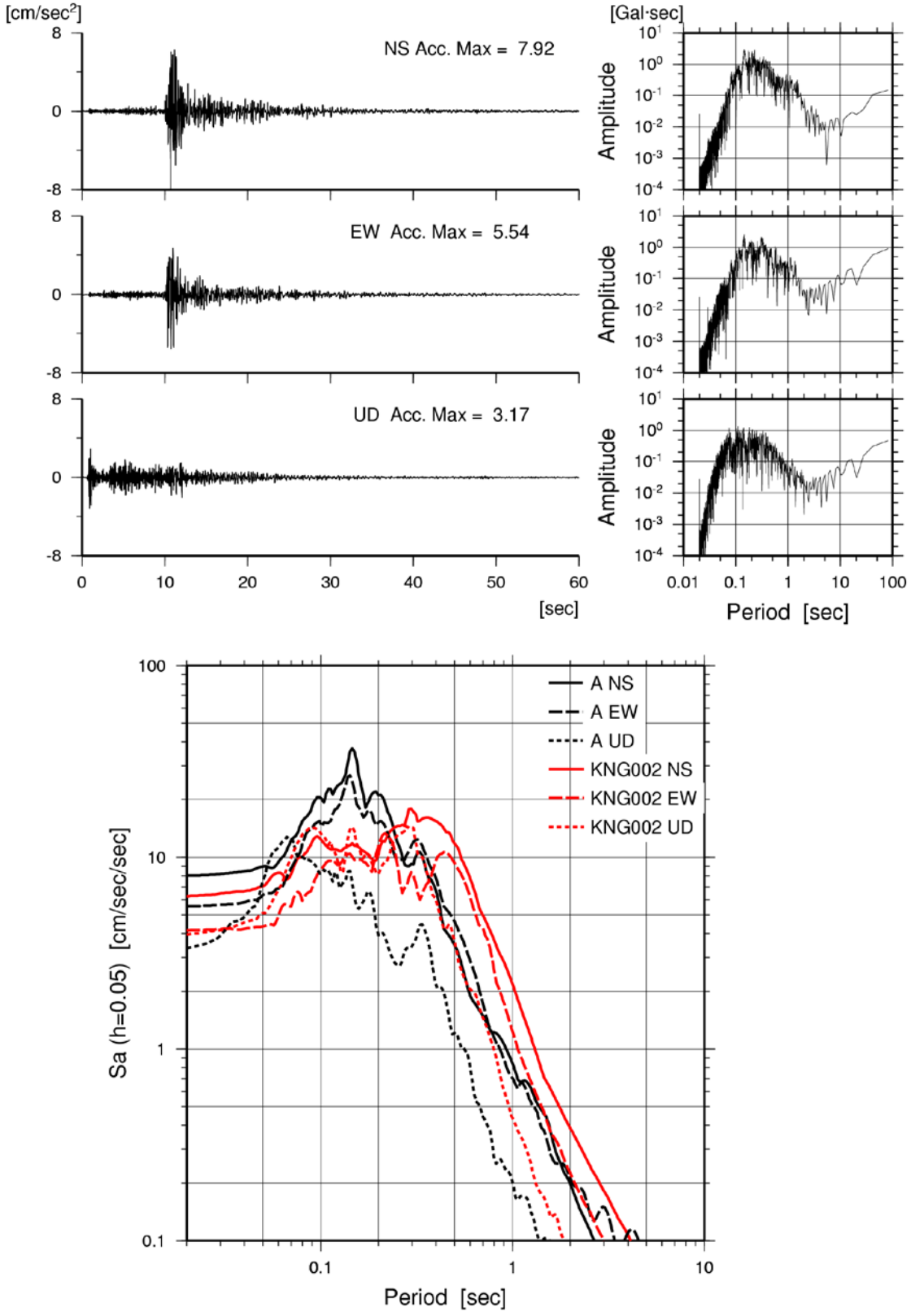
A-1907250714

図 1- 7　地震観測記録(事業所 A、地震番号:6)



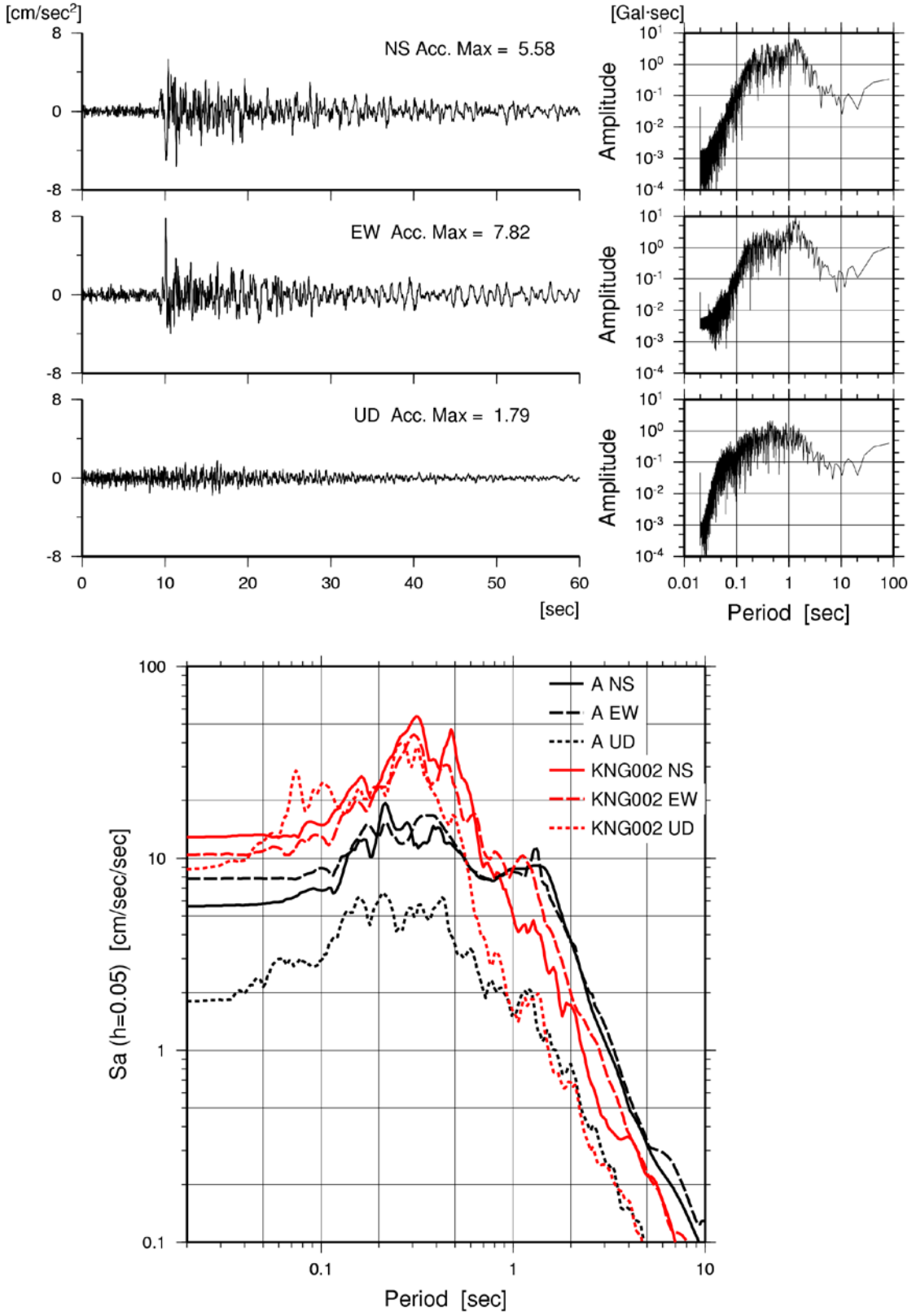
A-1907280331

図 1- 8　地震観測記録(事業所 A、地震番号:7)



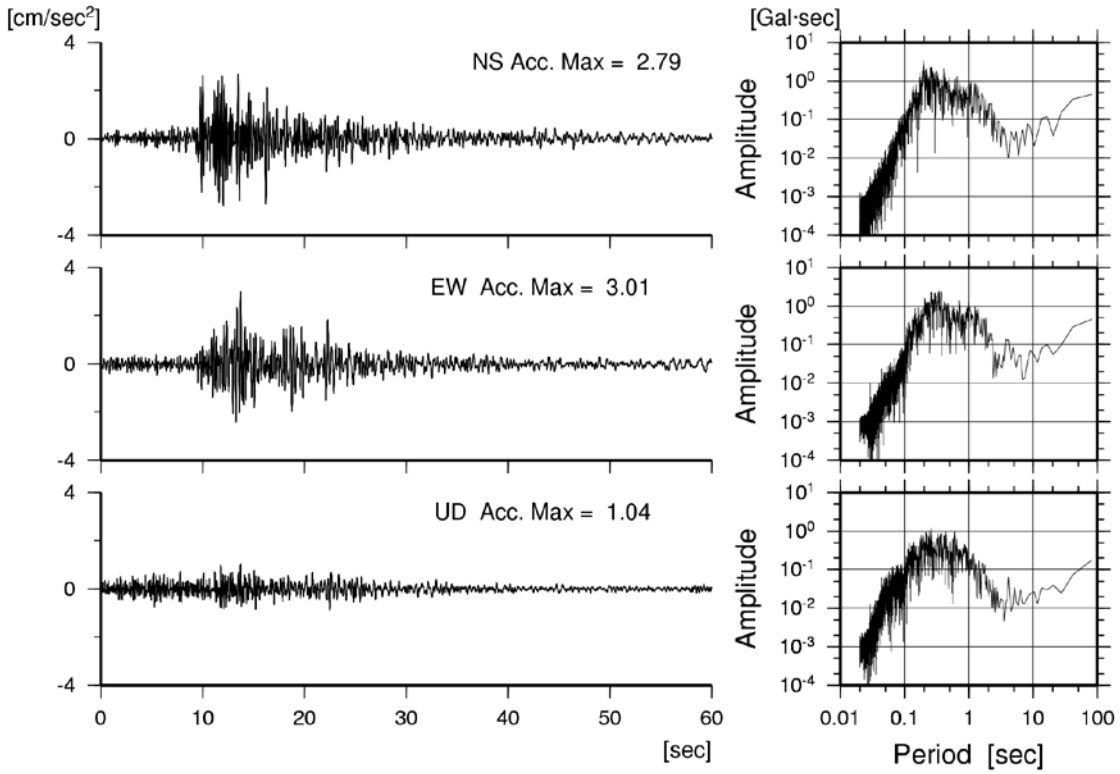
A-1910090458

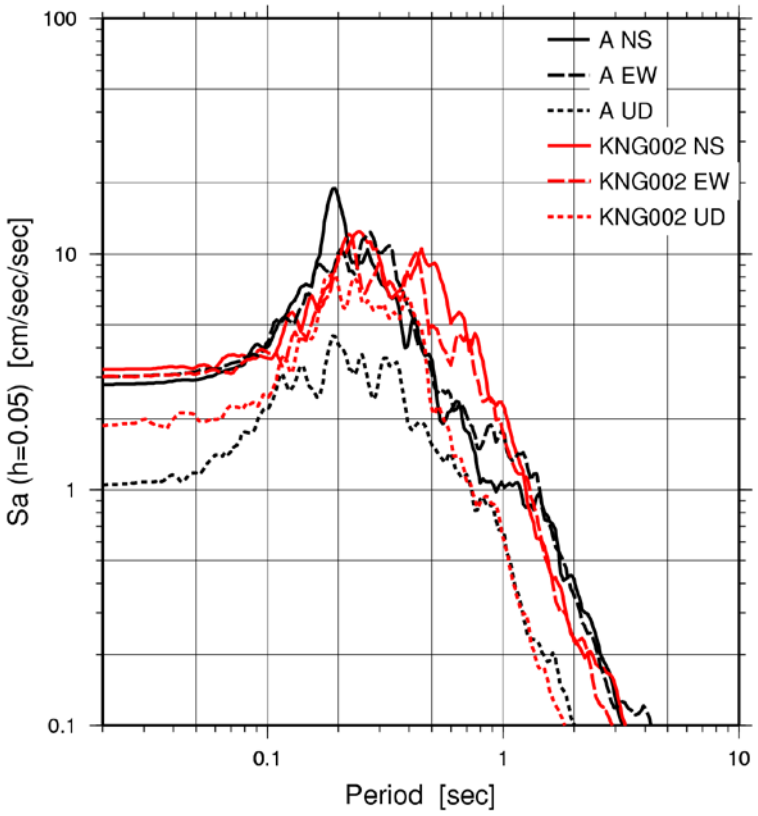
図 1- 9　地震観測記録(事業所 A、地震番号:8)



A-1910121822

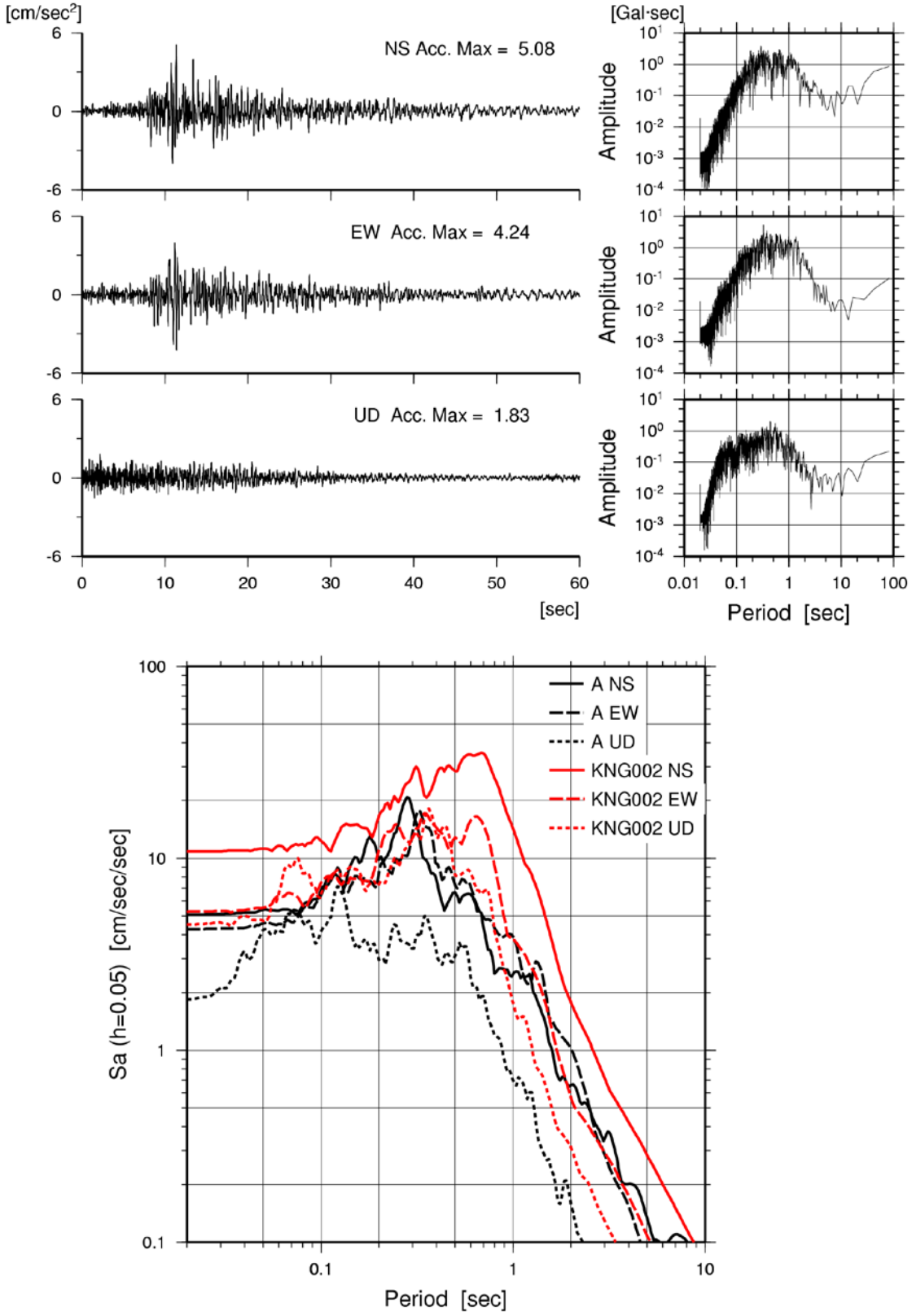
図 1- 10　地震観測記録(事業所 A、地震番号:9)





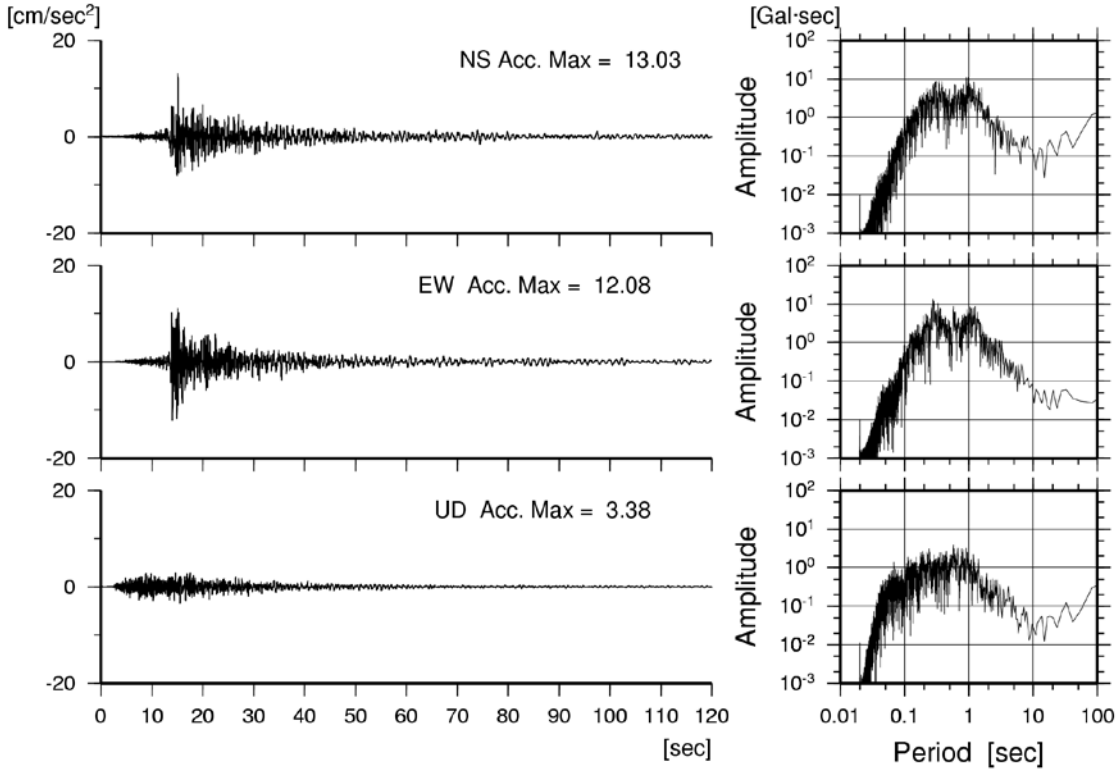
A-1912041038

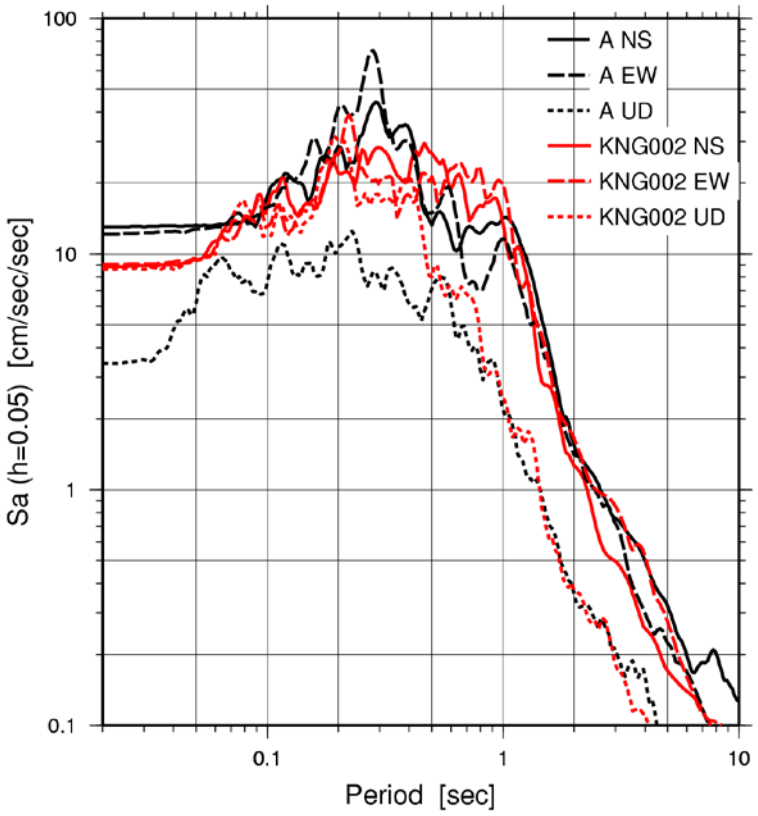
図 1- 11　地震観測記録(事業所 A、地震番号:10)



A-2001140453

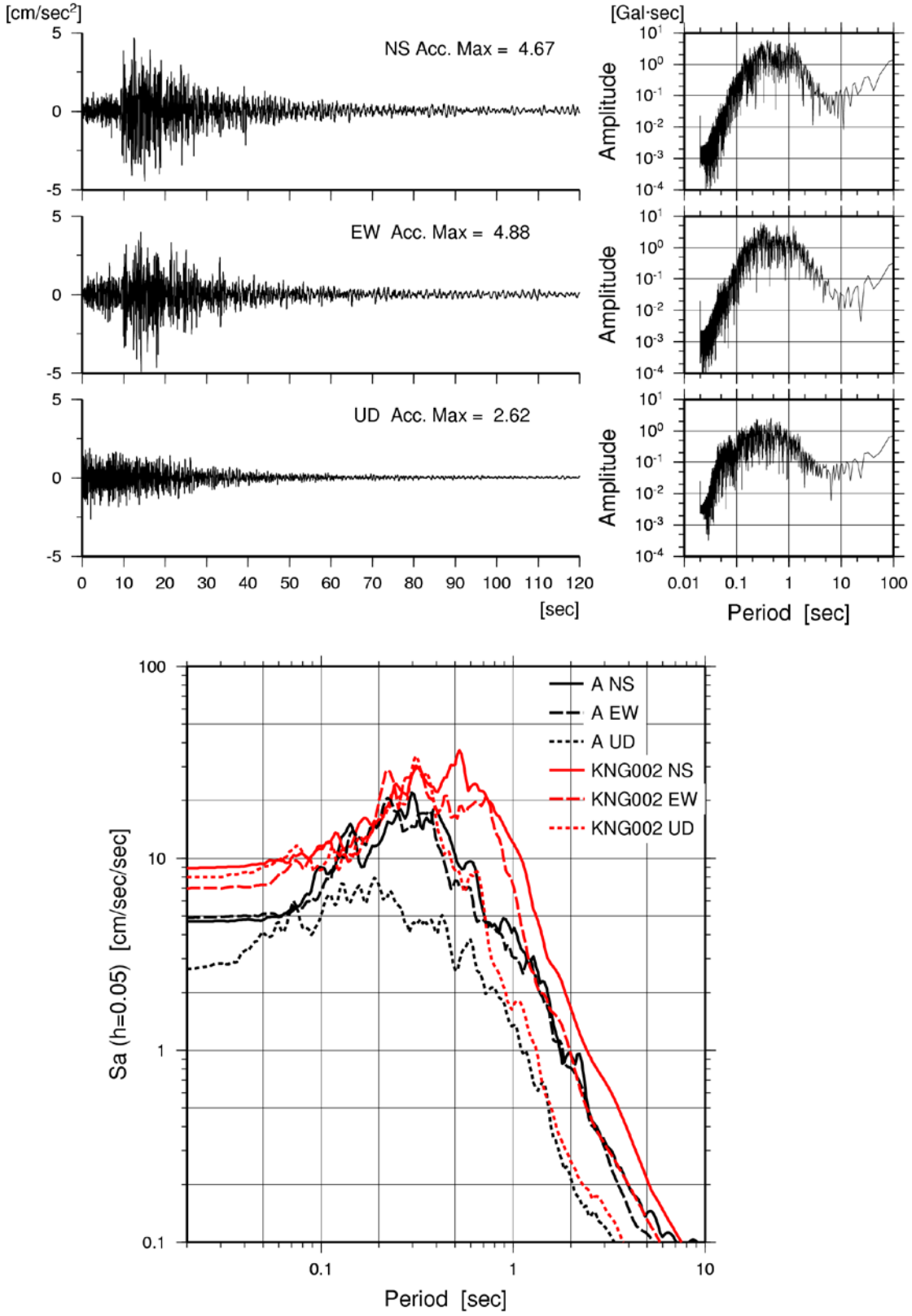
図 1- 12　地震観測記録(事業所 A、地震番号:11)





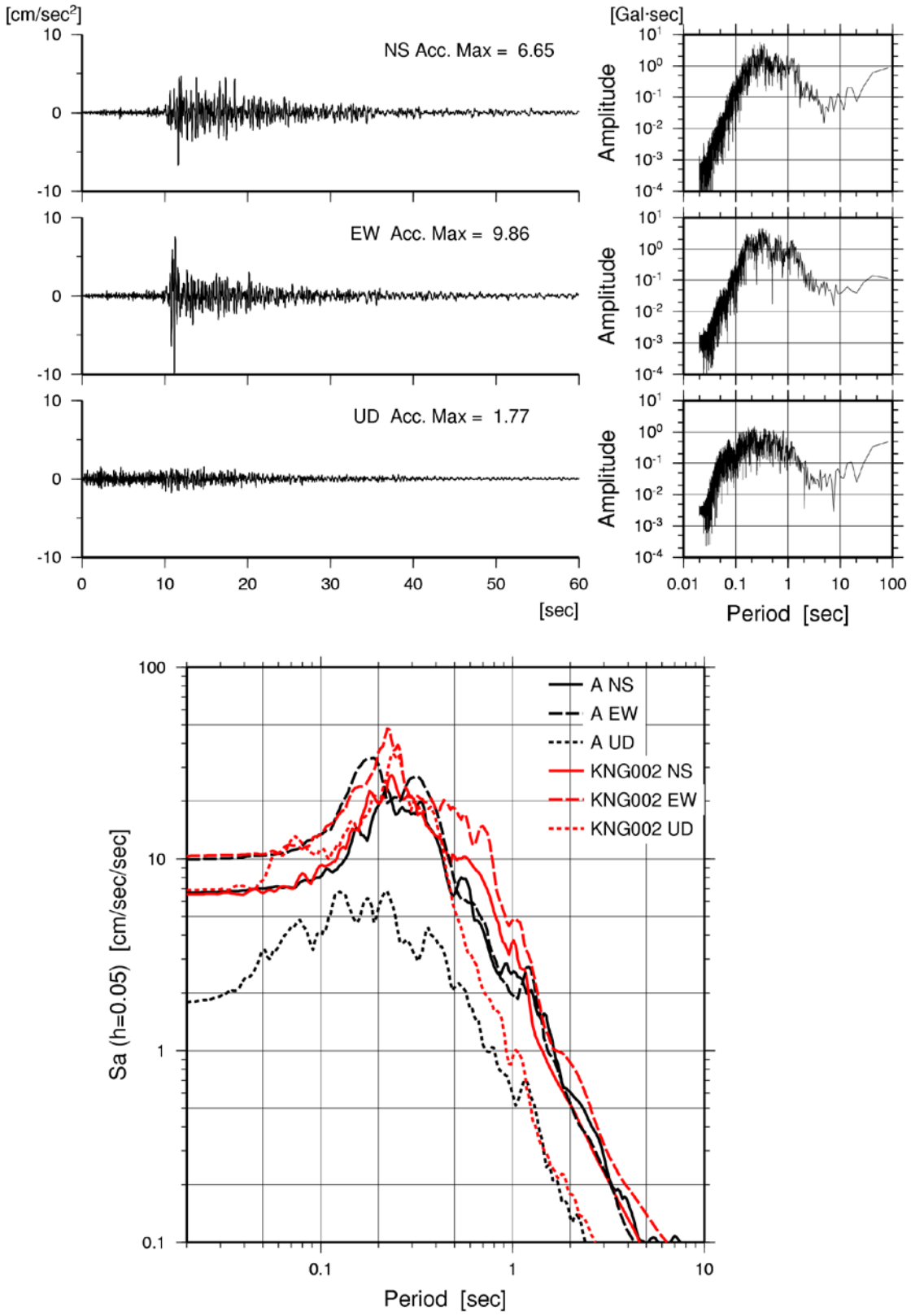
A-2002010207

図 1- 13　地震観測記録(事業所 A、地震番号:12)



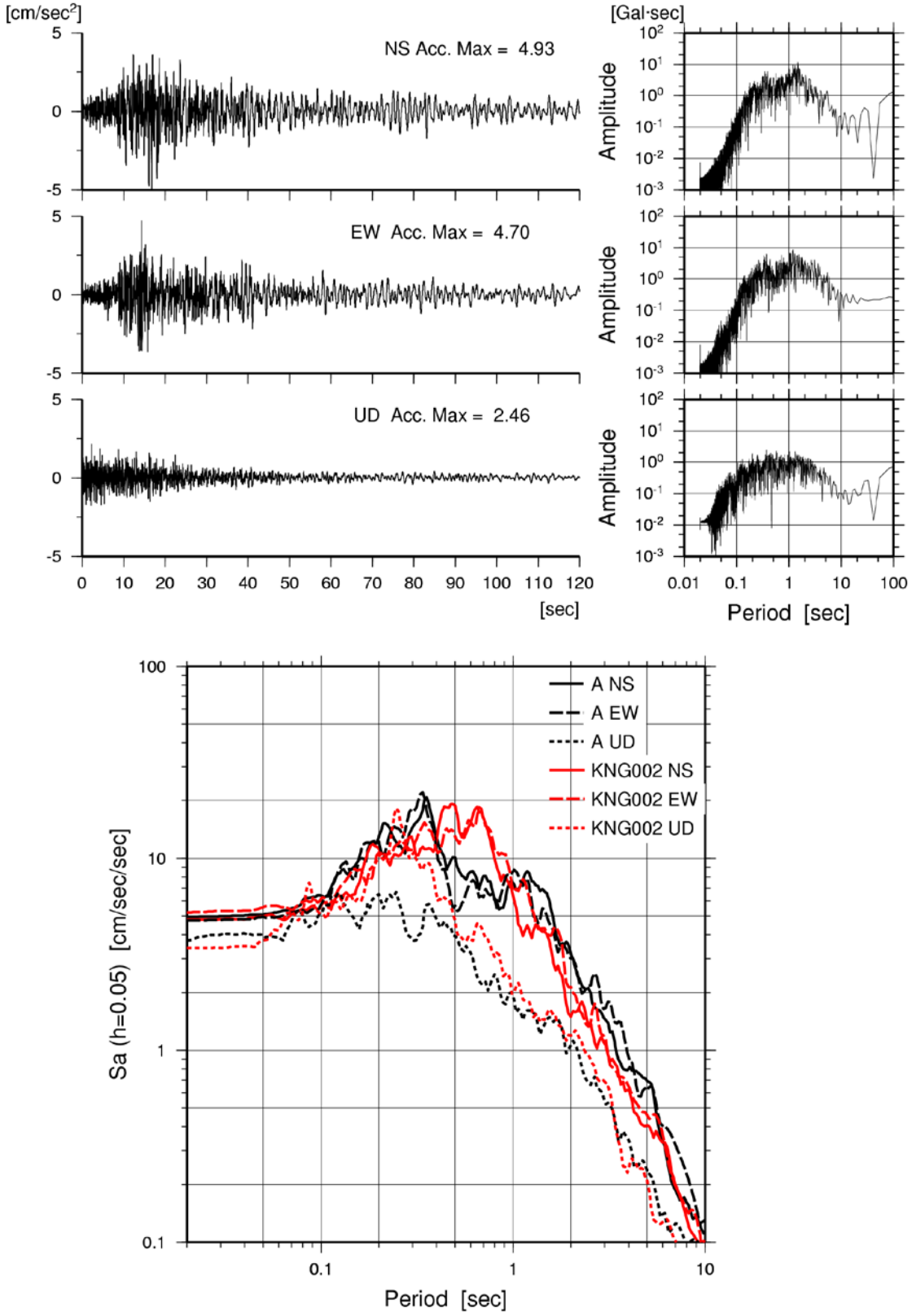
A-2004120044

図 1- 14　地震観測記録(事業所 A、地震番号:13)



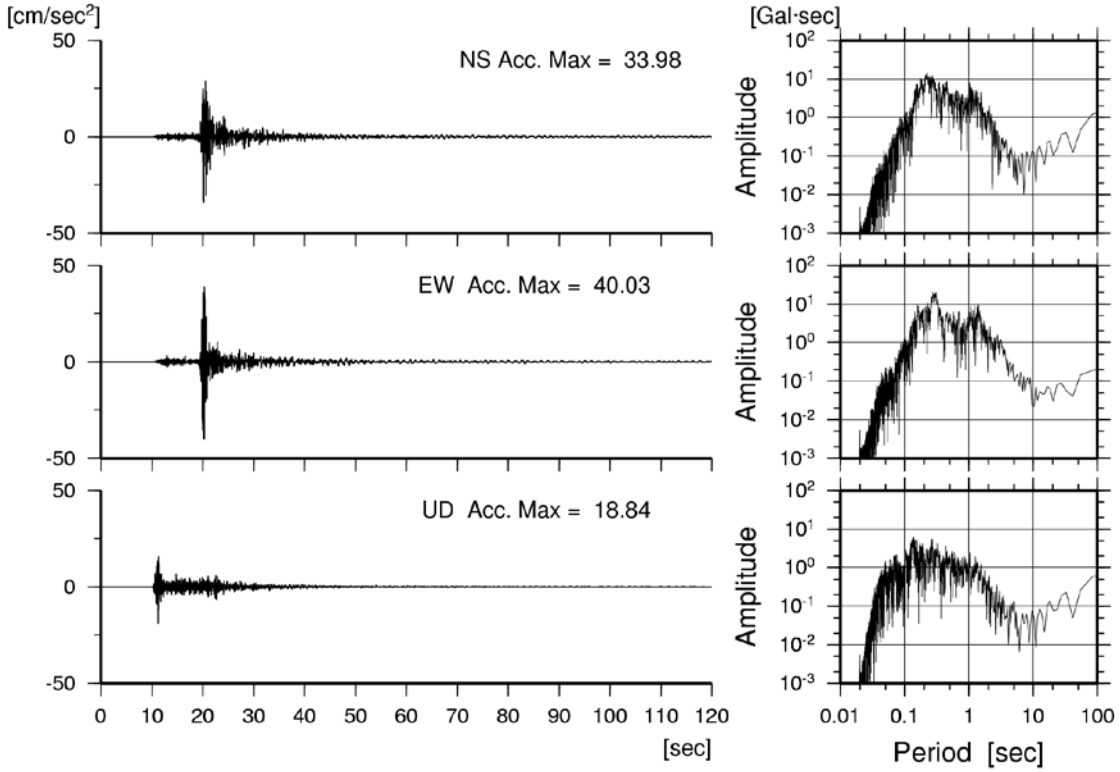
A-2004260949

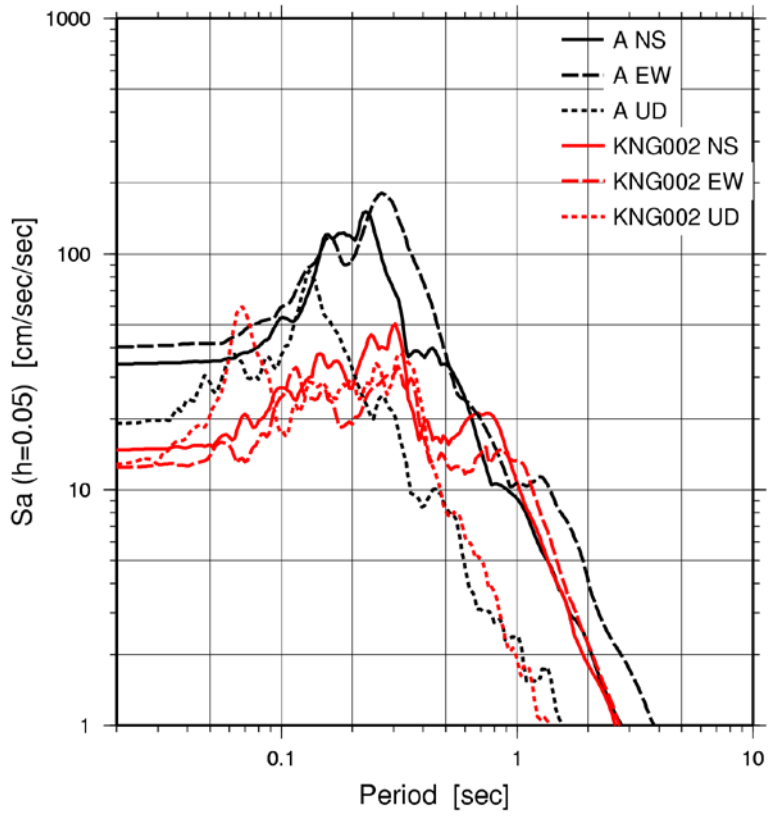
図 1- 15　地震観測記録(事業所 A、地震番号:14)



A-2005042207

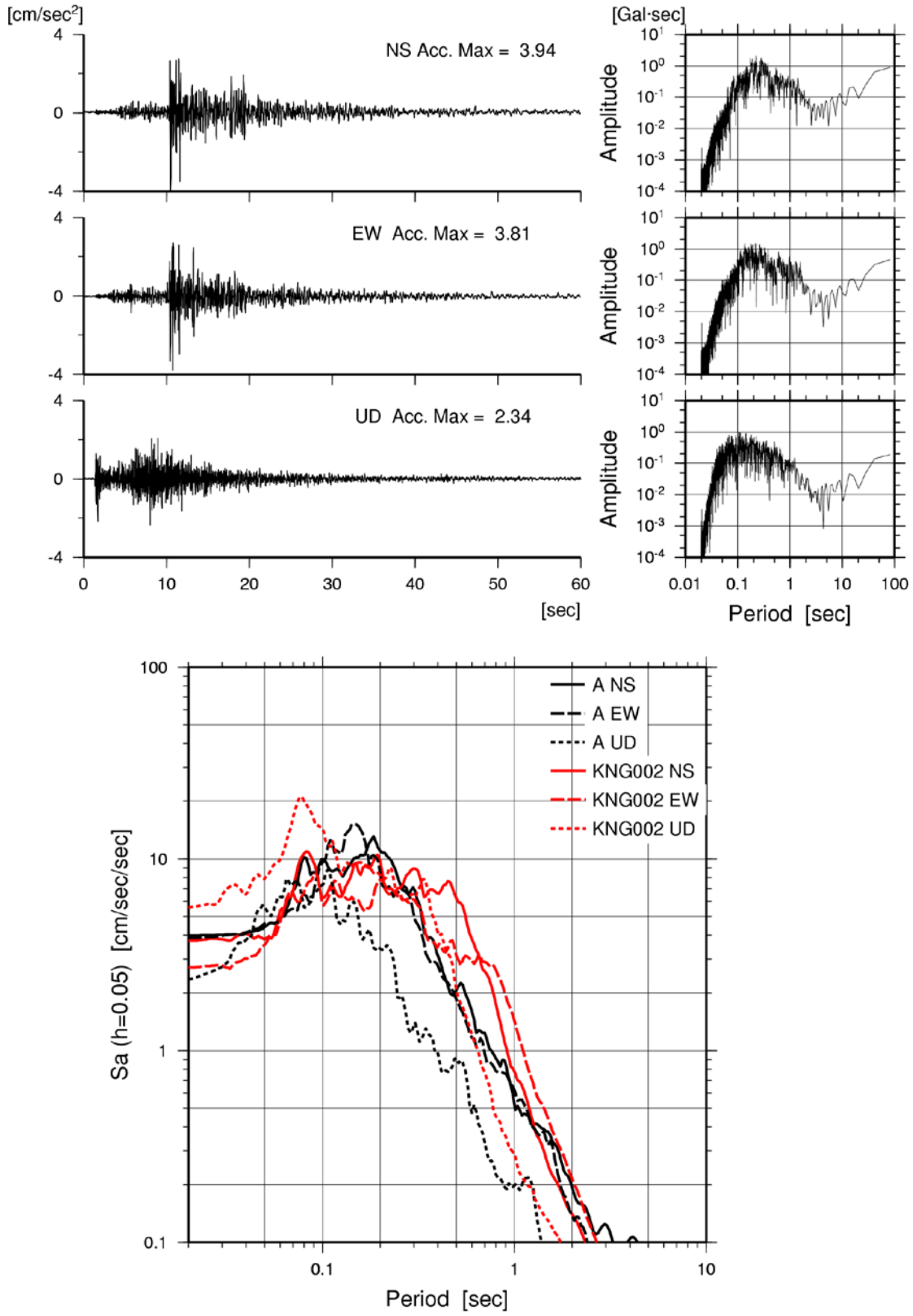
図 1- 16　地震観測記録(事業所 A、地震番号:15)





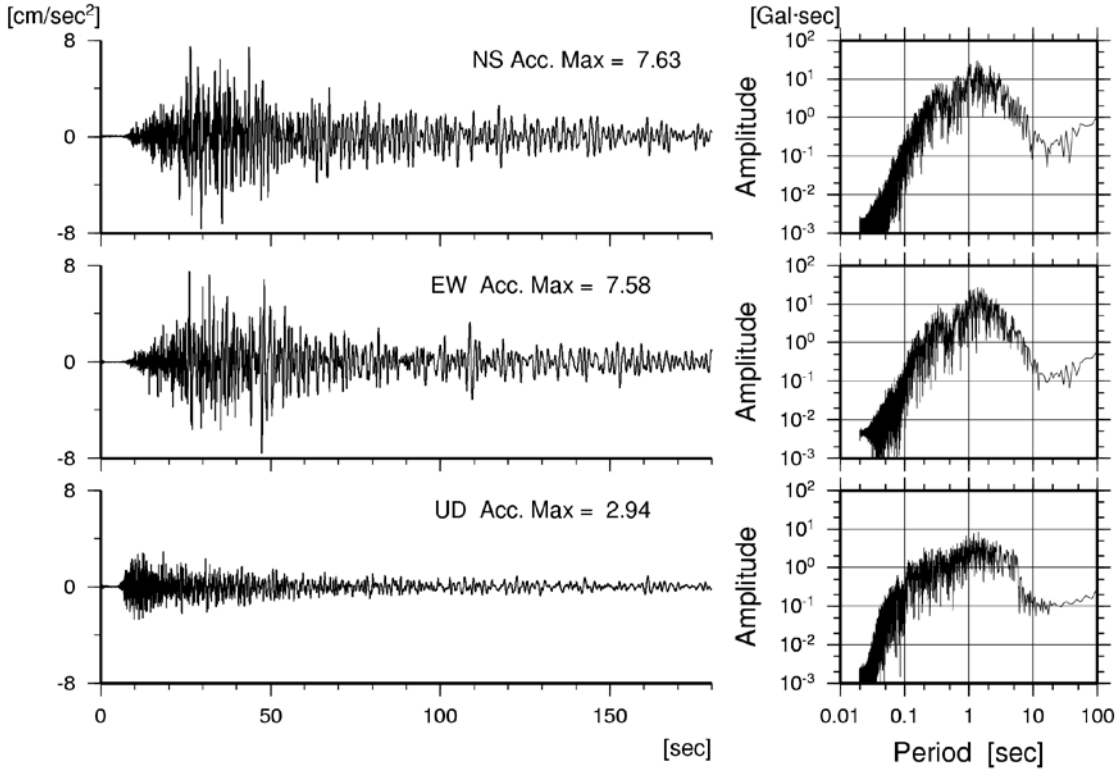
A-2005060157

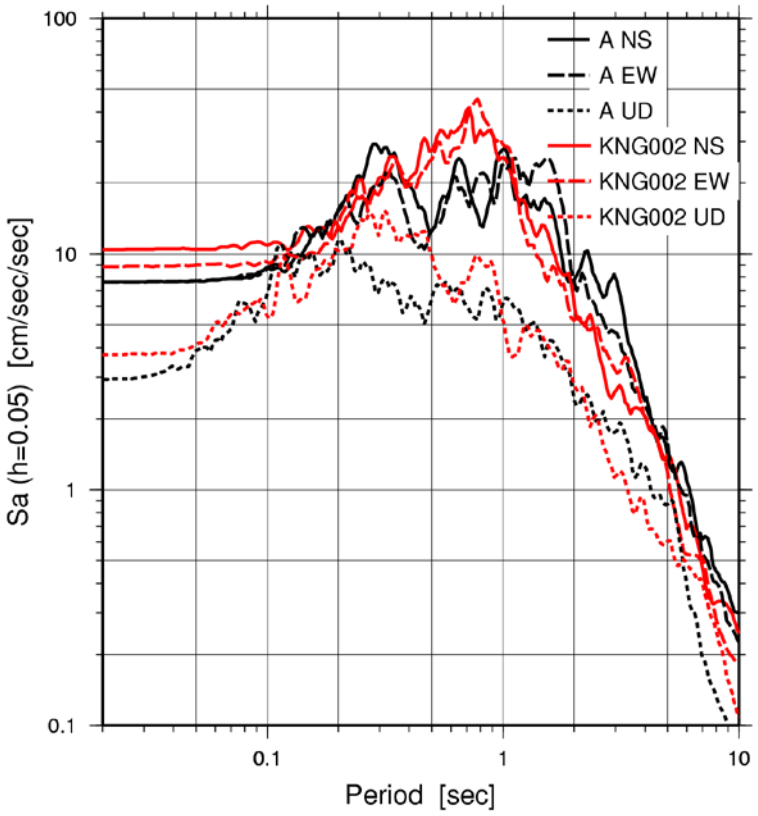
図 1- 17　地震観測記録(事業所 A、地震番号:16)



A-2006160827

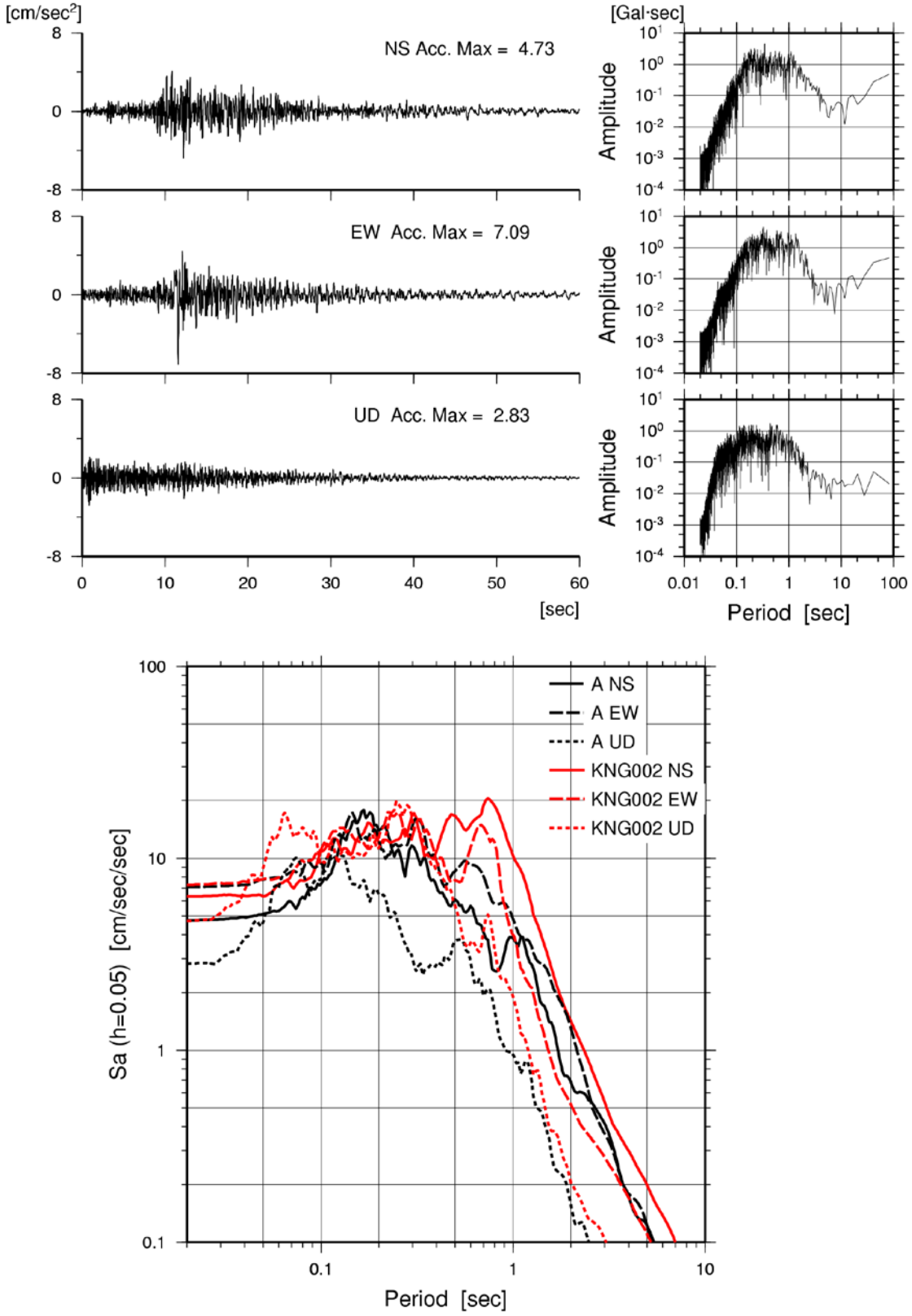
図 1- 18　地震観測記録(事業所 A、地震番号:17)





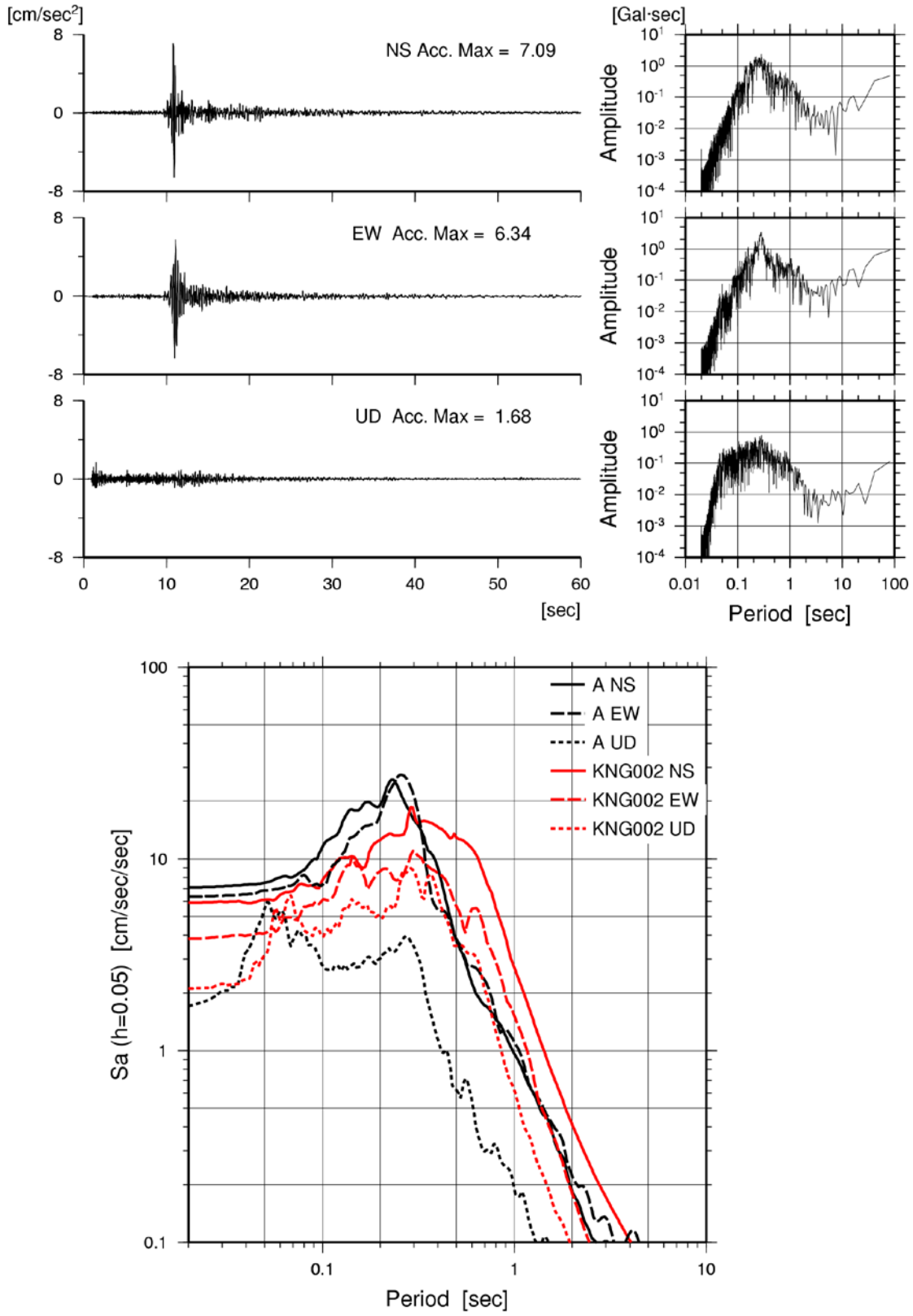
A-2006250447

図 1- 19　地震観測記録(事業所 A、地震番号:18)



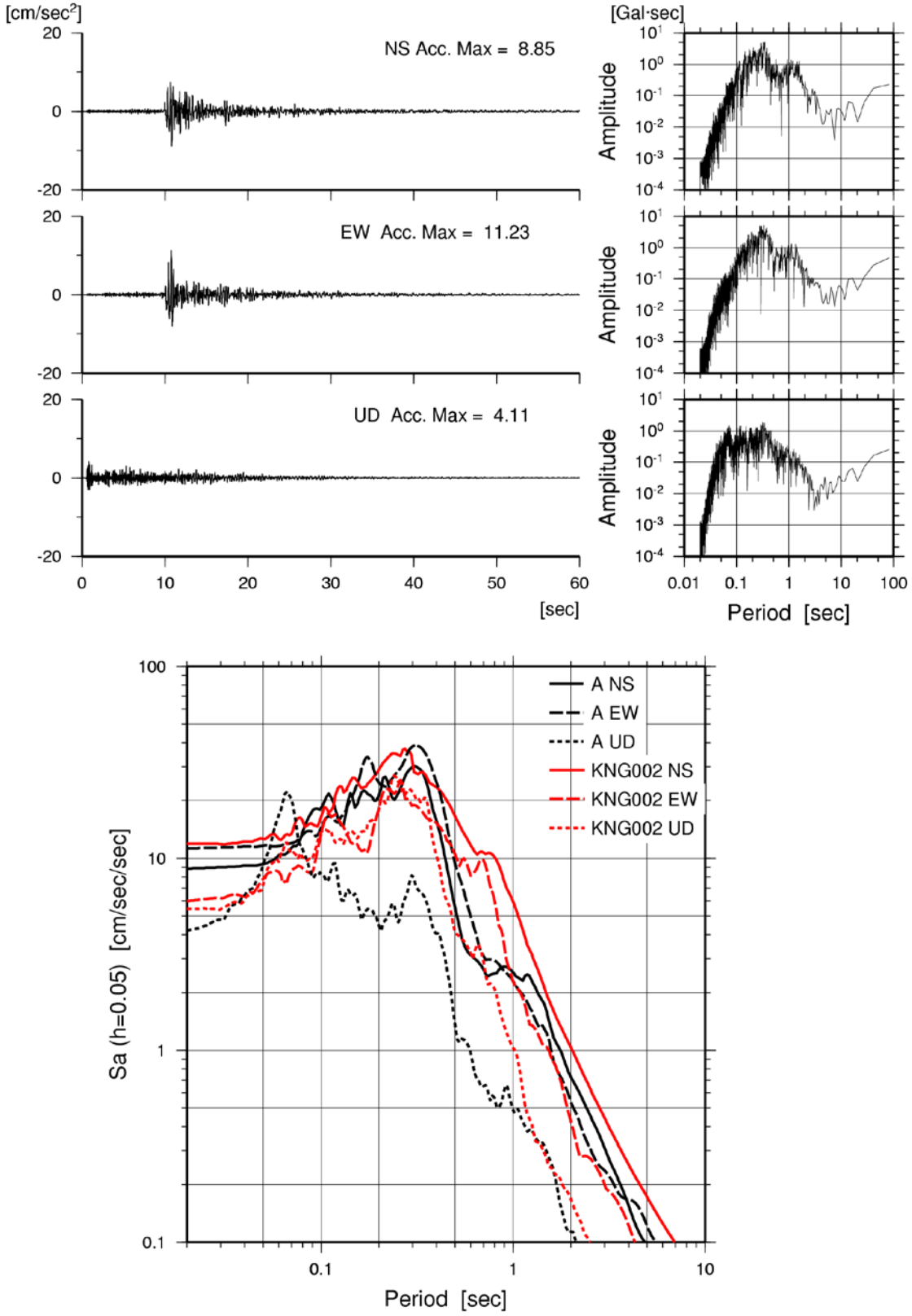
A-2007090605

図 1- 20　地震観測記録(事業所 A、地震番号:19)



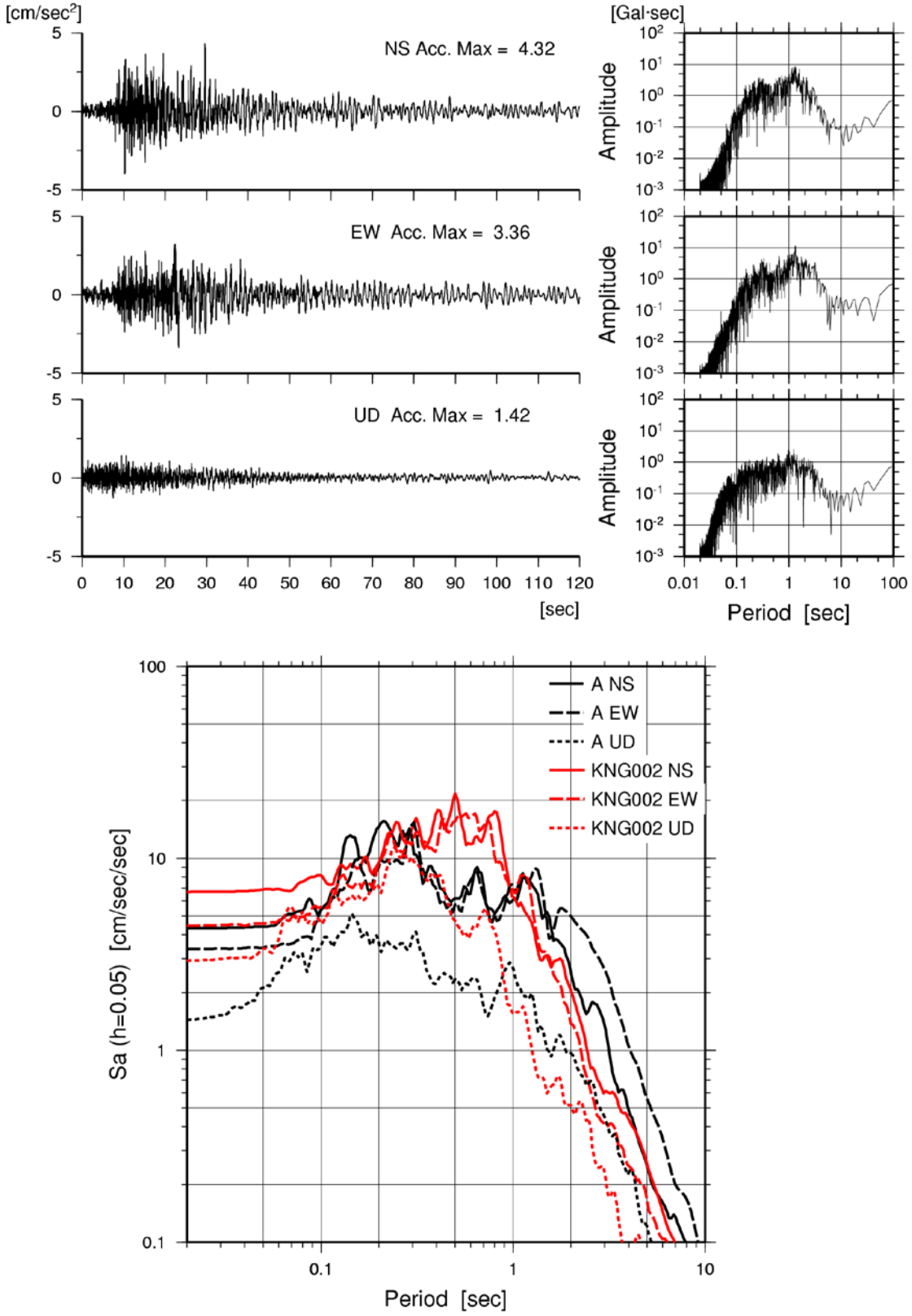
A-2008092154

図 1- 21　地震観測記録(事業所 A、地震番号:20)



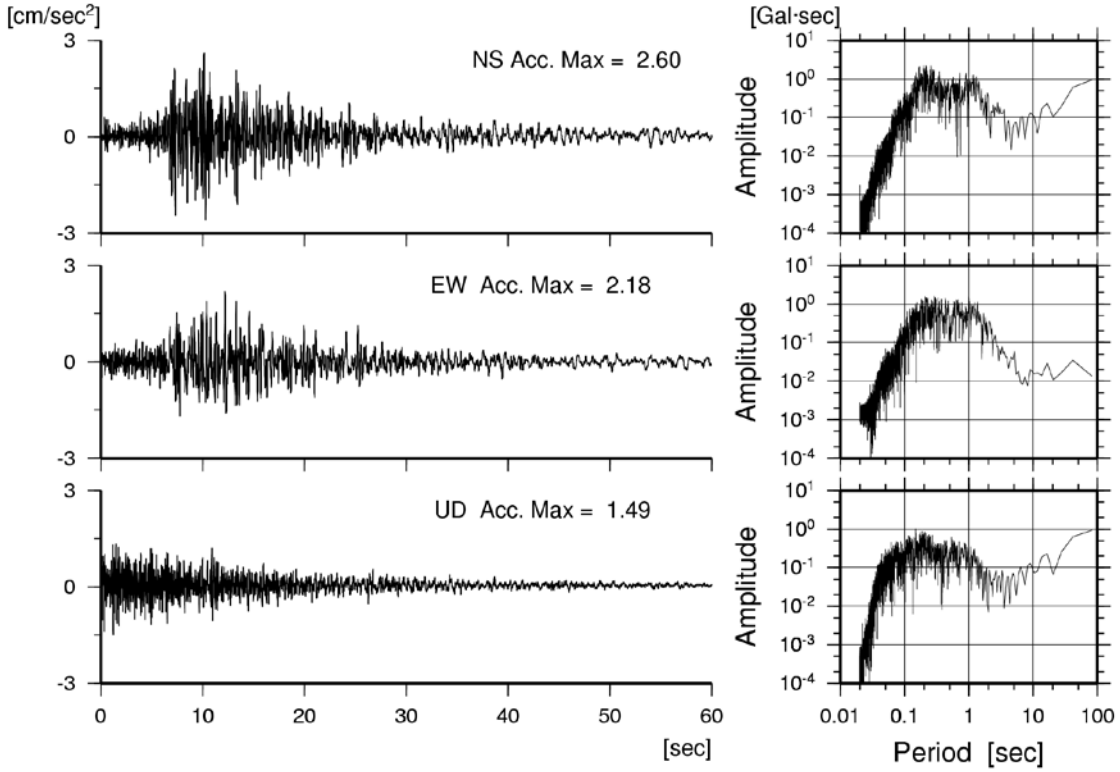
A-2010281558

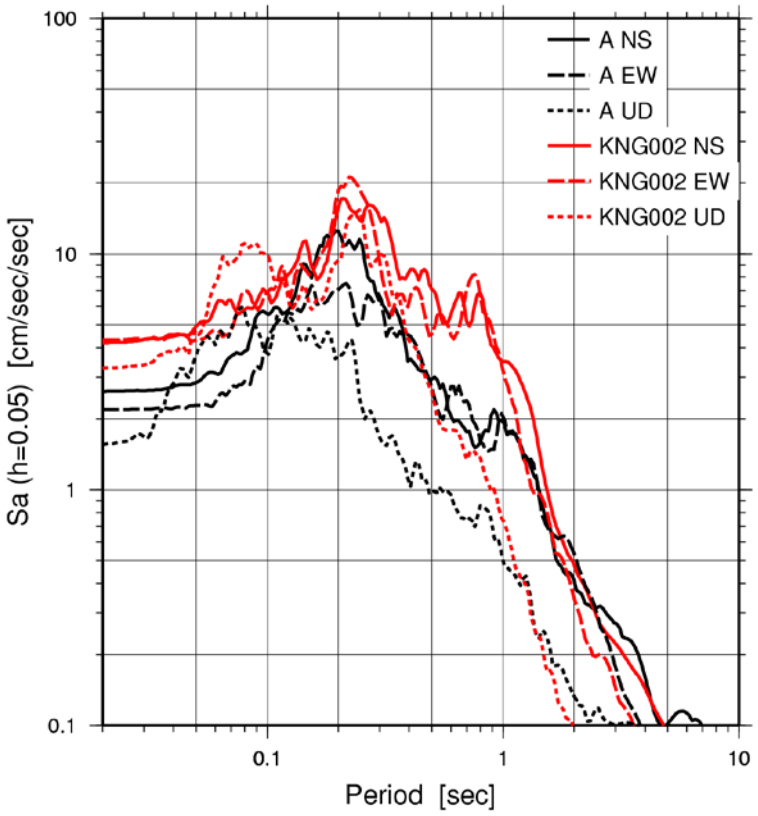
図 1- 22　地震観測記録(事業所 A、地震番号:21)



A-2011221906

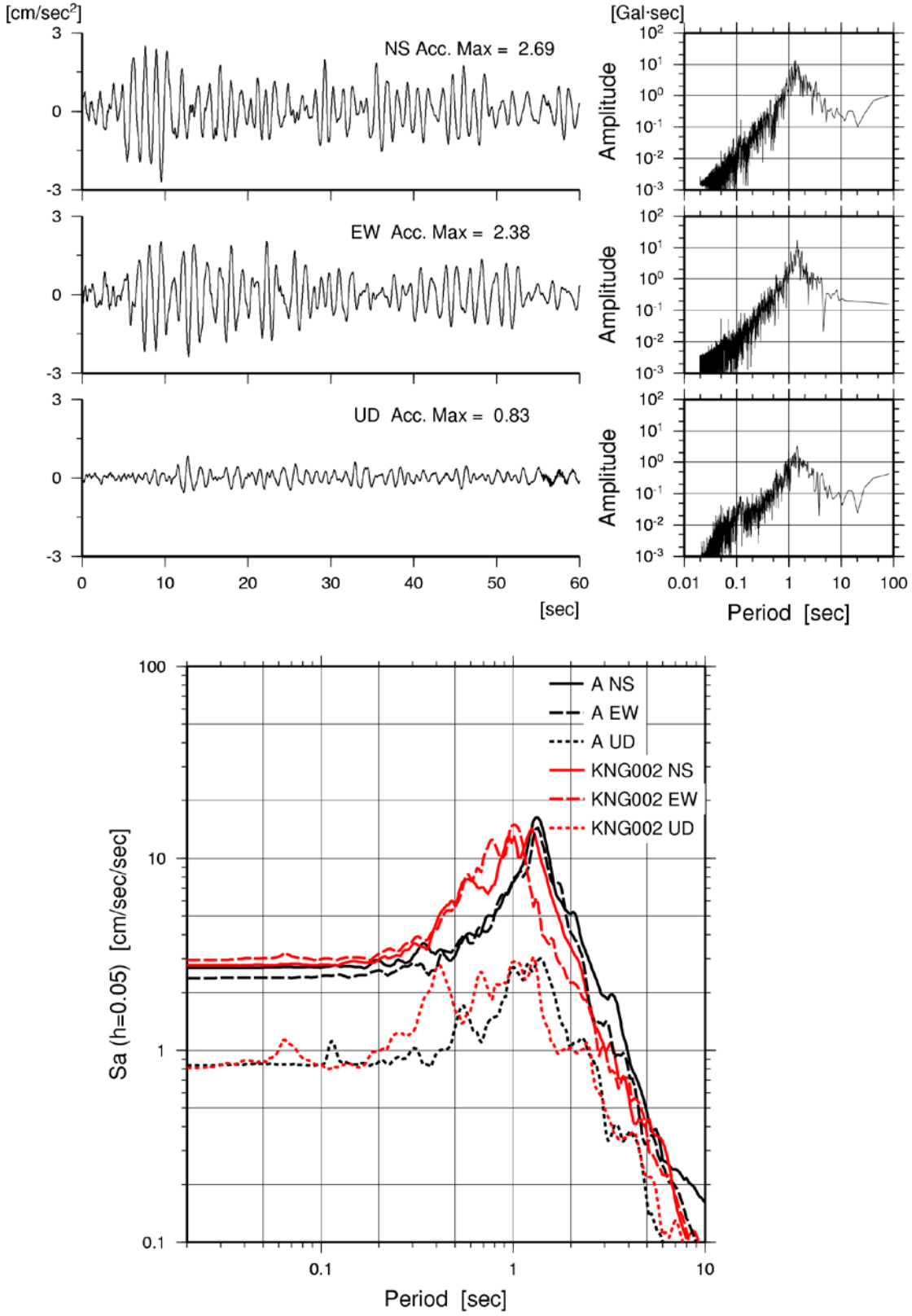
図 1- 23　地震観測記録(事業所 A、地震番号:22)





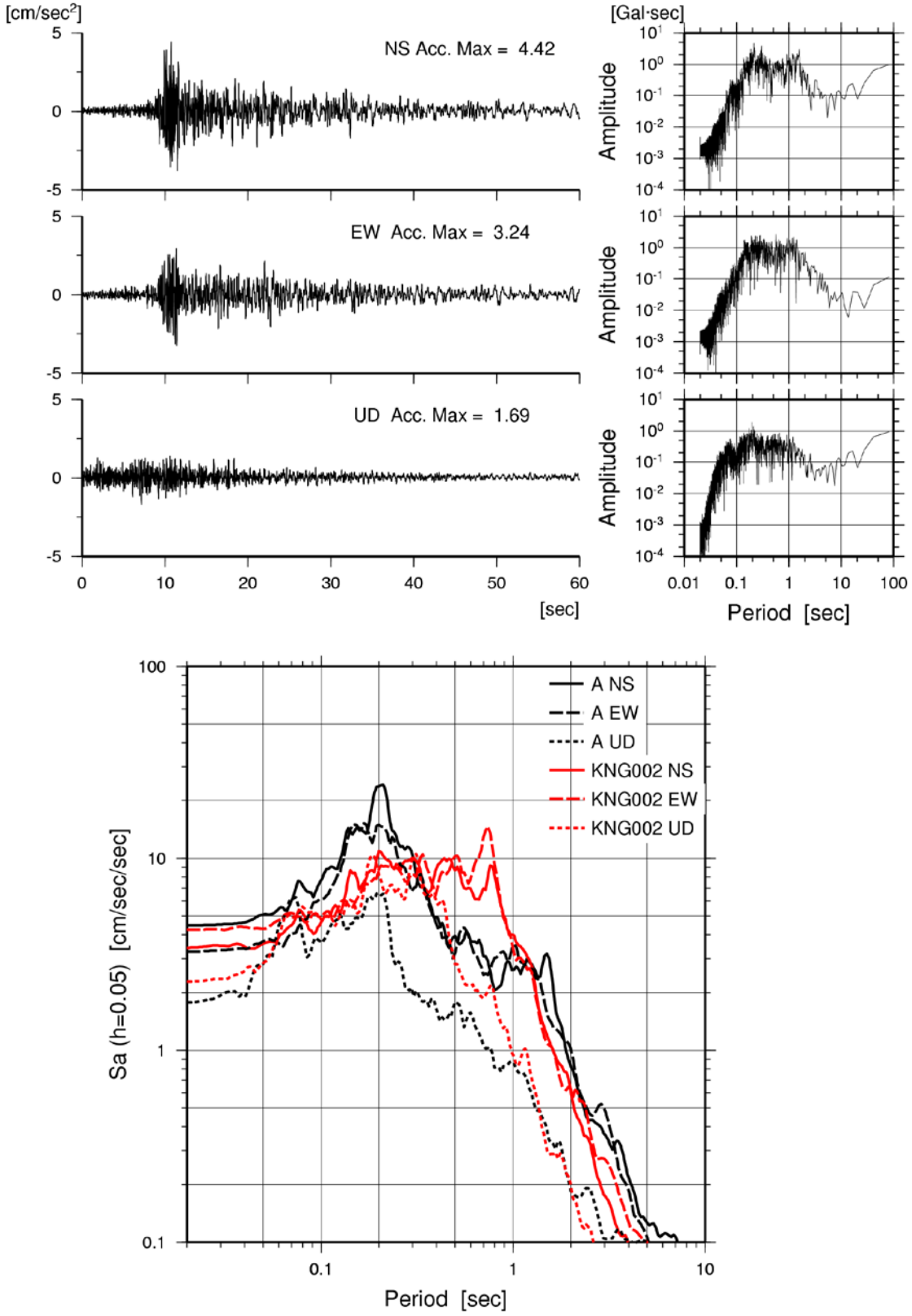
A-2012171642

図 1- 24　地震観測記録(事業所 A、地震番号:23)



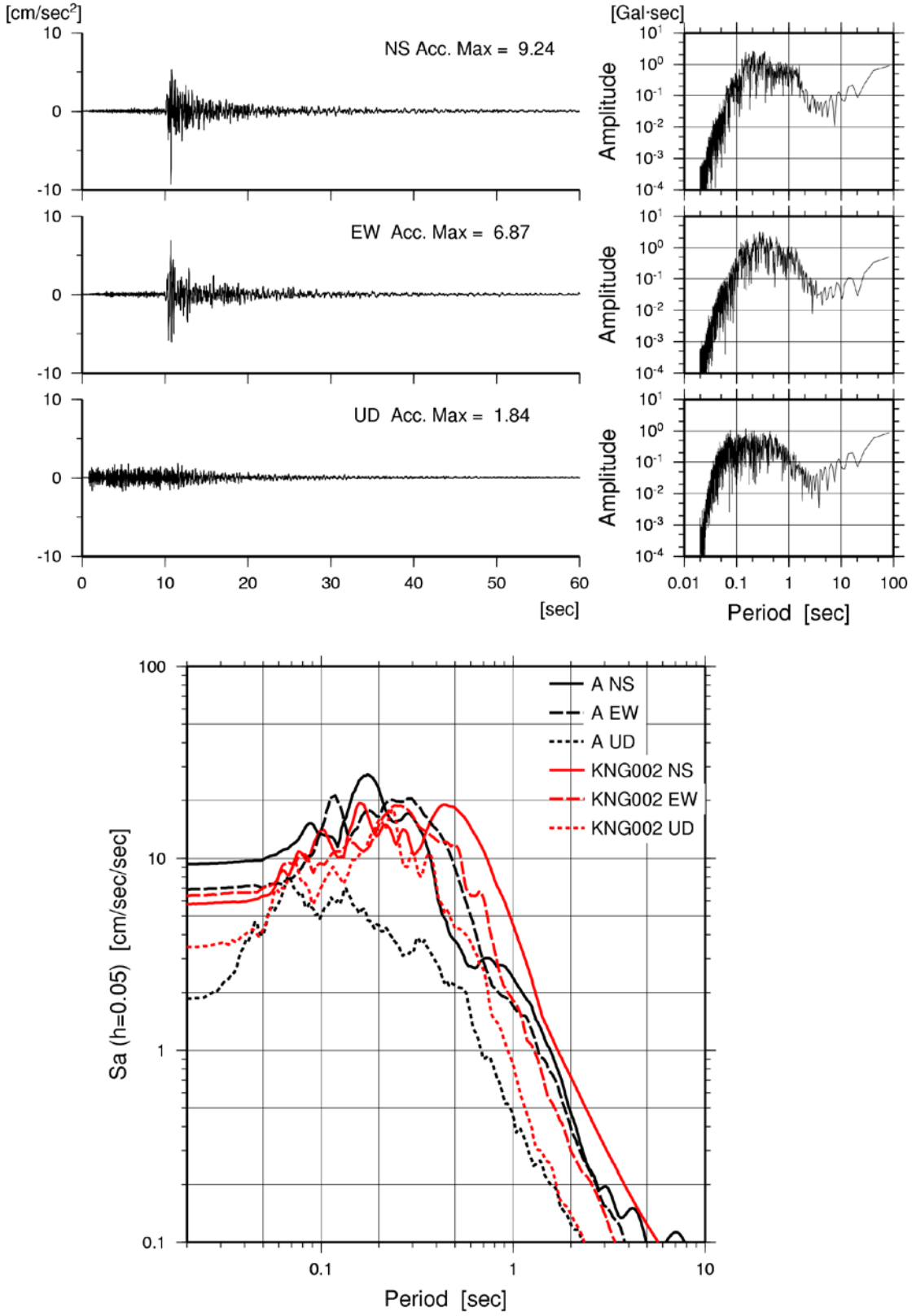
A-2012210223

図 1- 25　地震観測記録(事業所 A、地震番号:24)



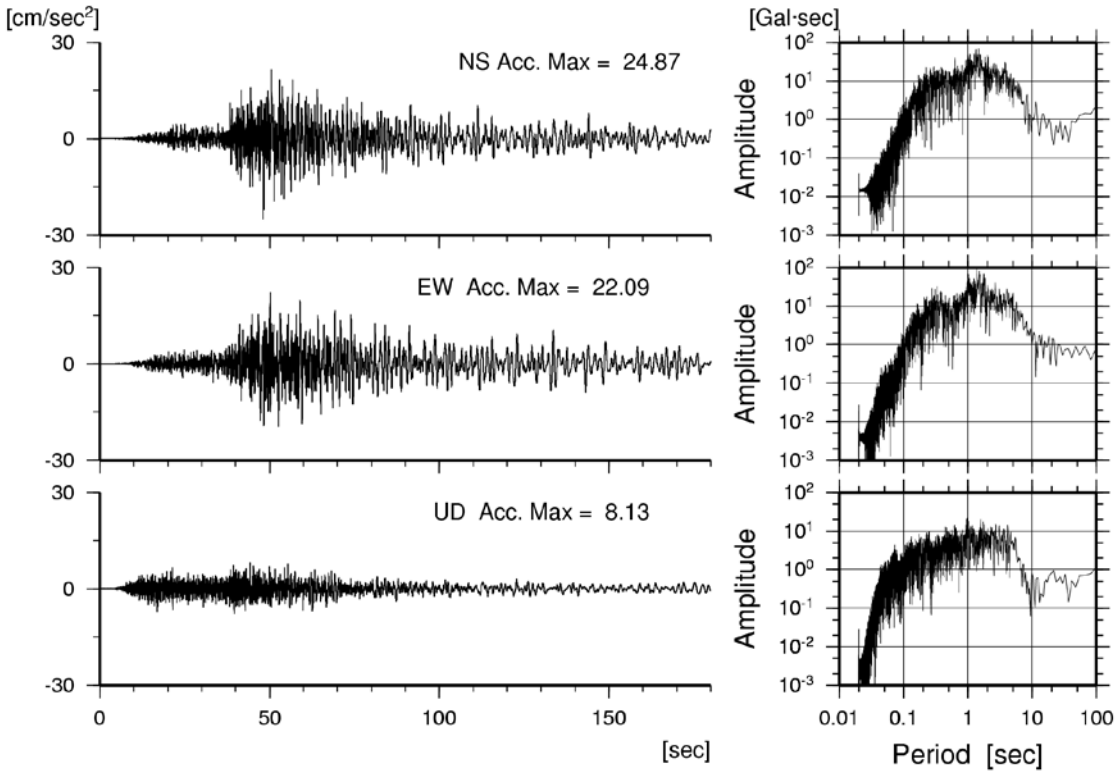
A-2012300935

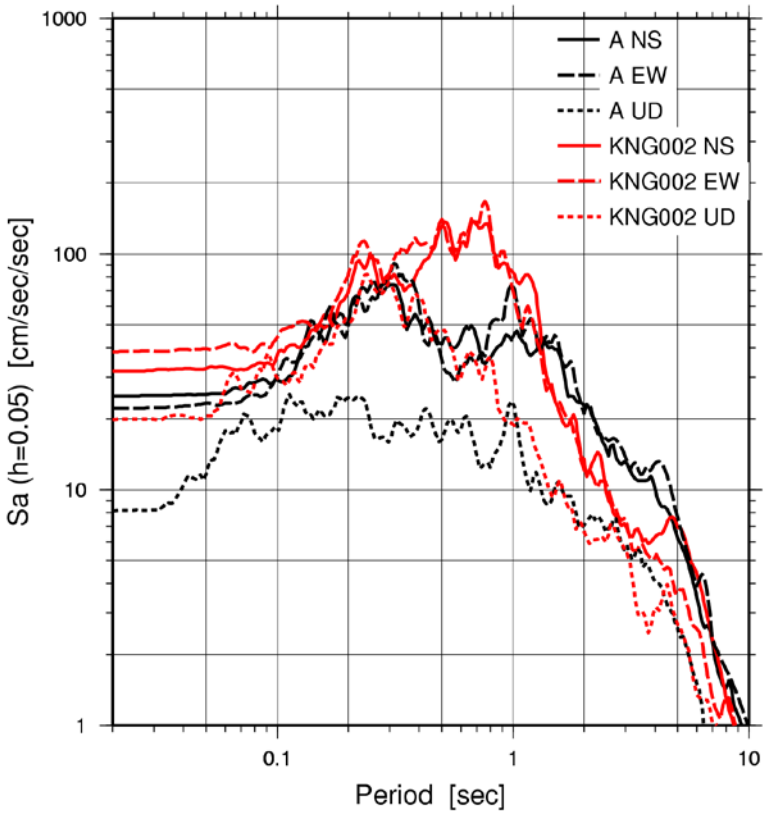
図 1- 26　地震観測記録(事業所 A、地震番号:25)



A-2102061410

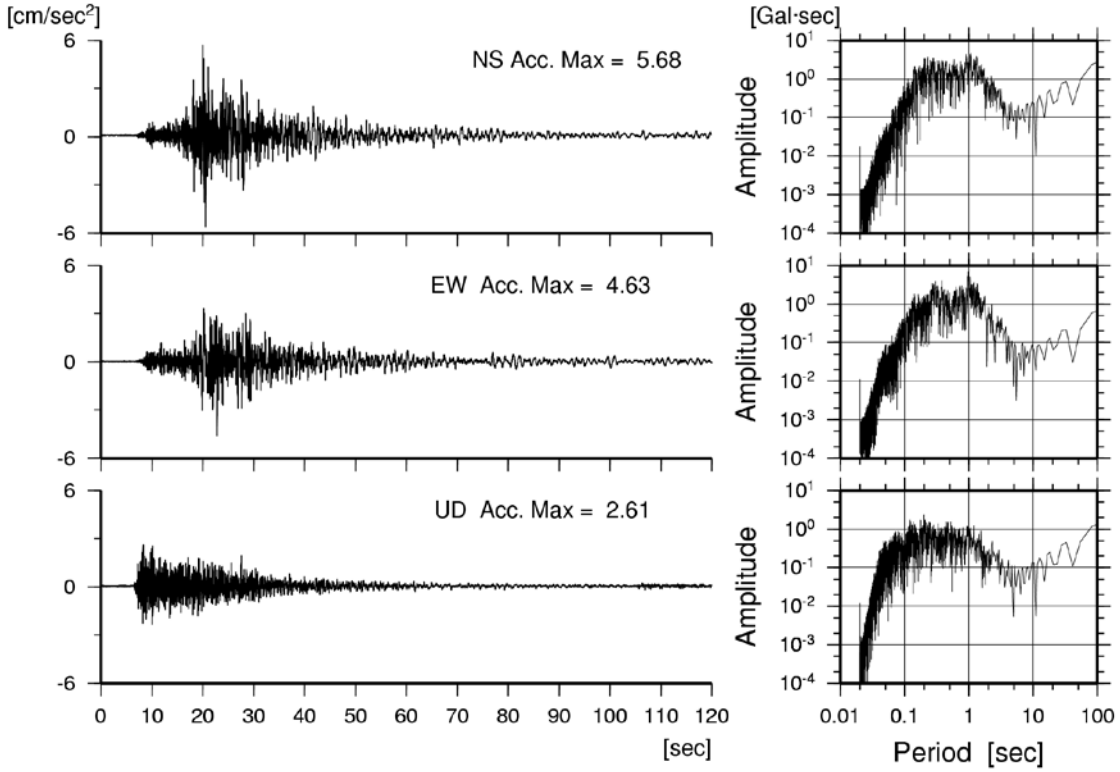
図 1- 27　地震観測記録(事業所 A、地震番号:26)

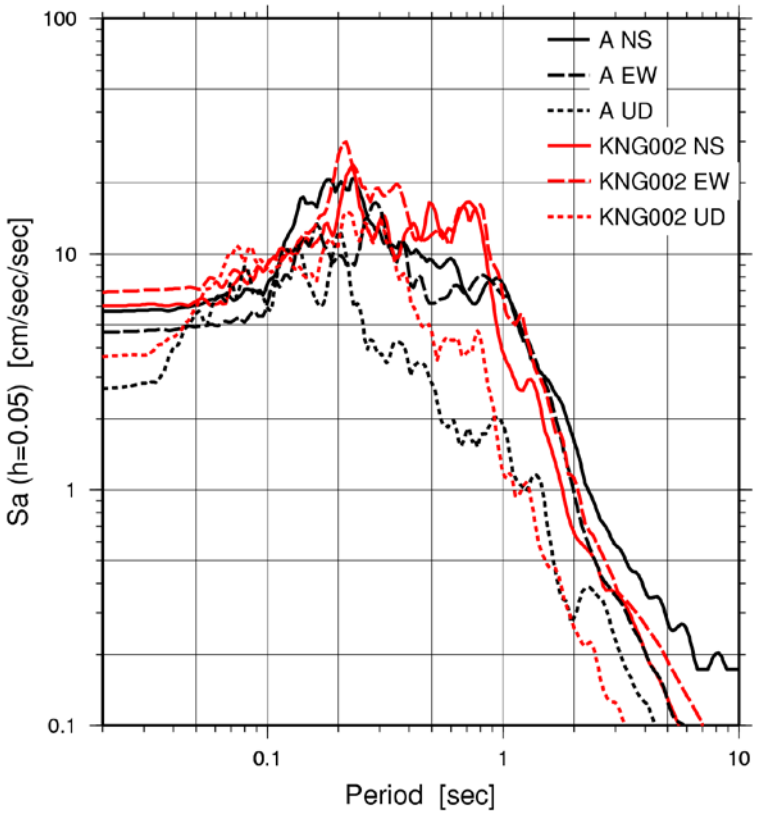




A-2102132308

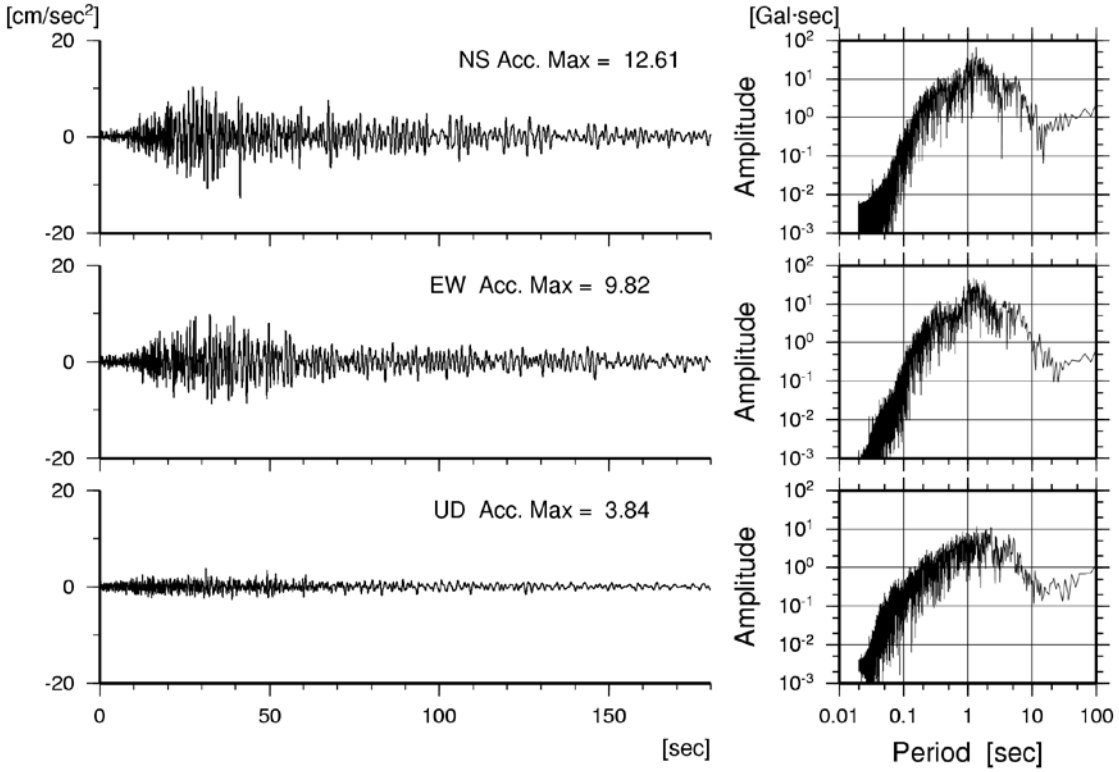
図 1- 28　地震観測記録(事業所 A、地震番号:27)

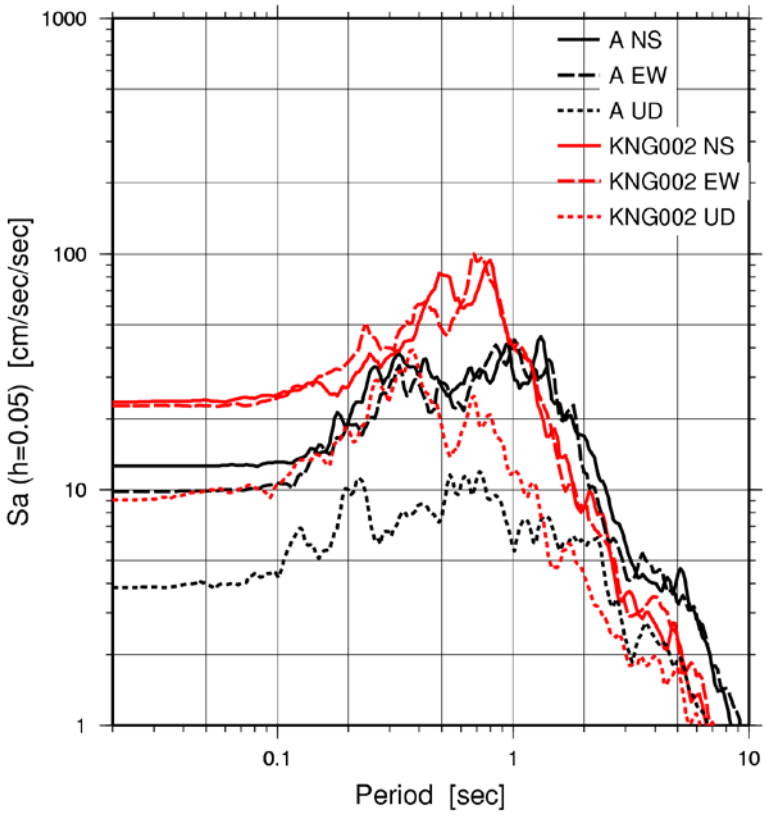




A-2103160456

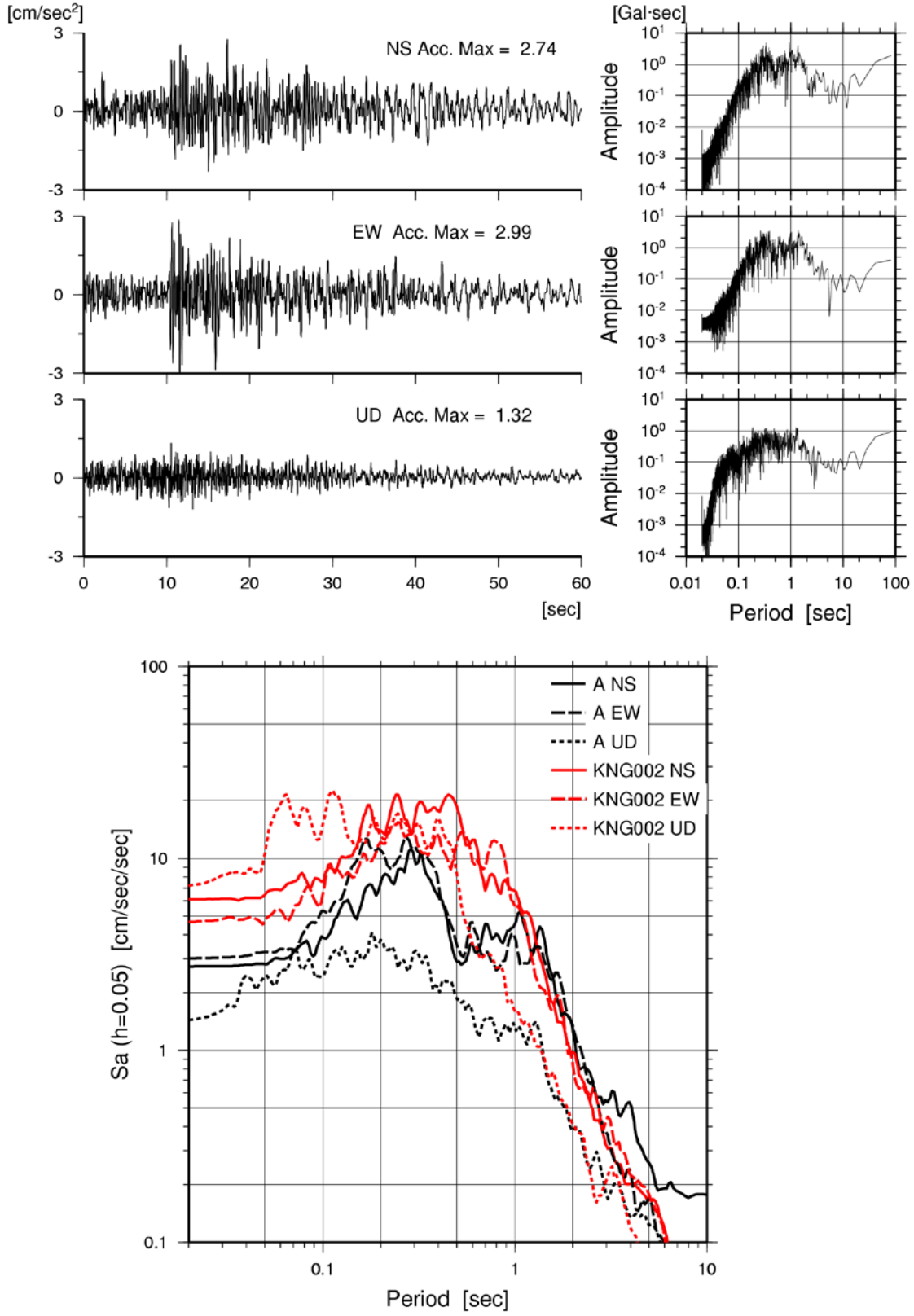
図 1- 29　地震観測記録(事業所 A、地震番号:28)





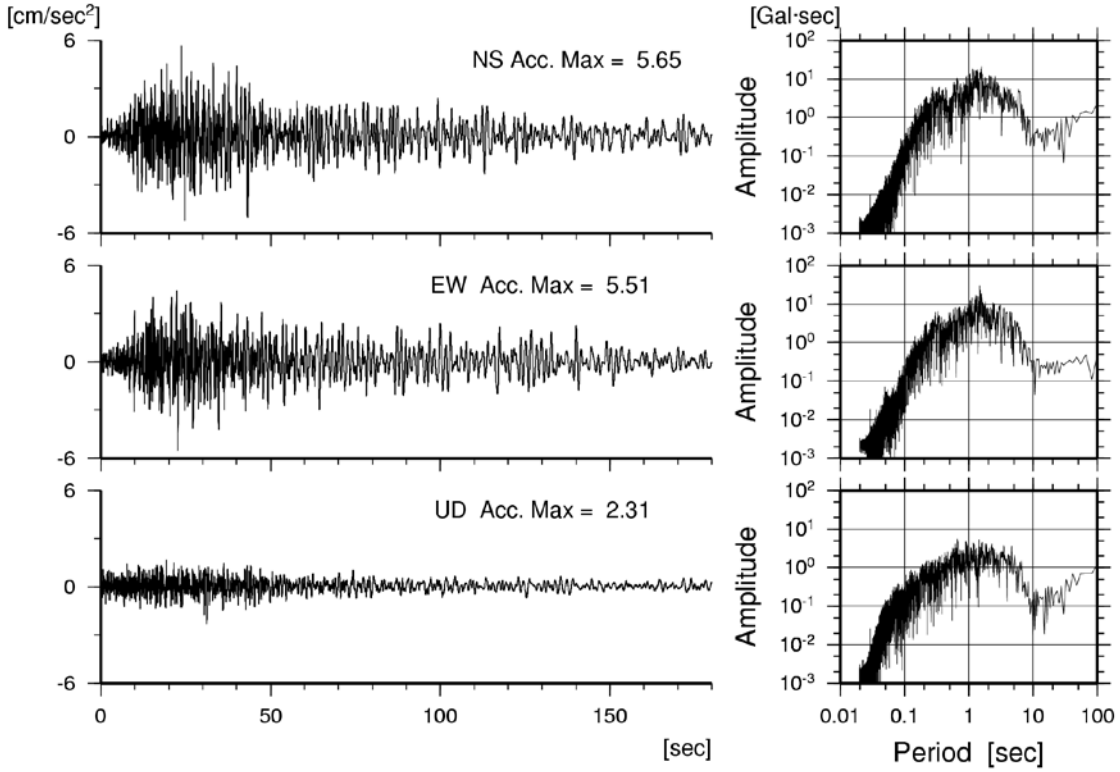
A-2103201809

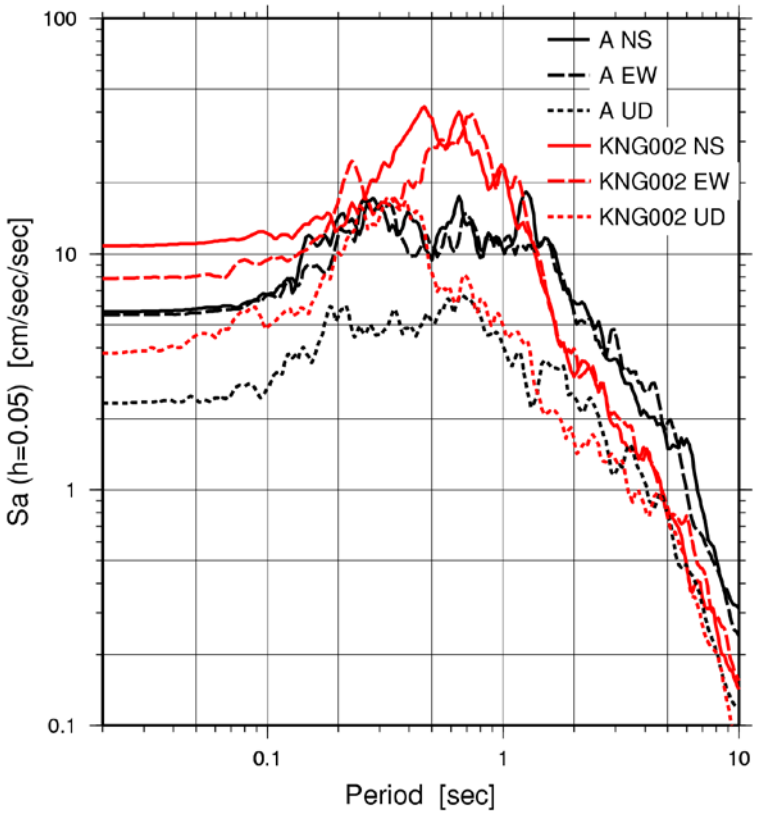
図 1- 30　地震観測記録(事業所 A、地震番号:29)



A-2103280927

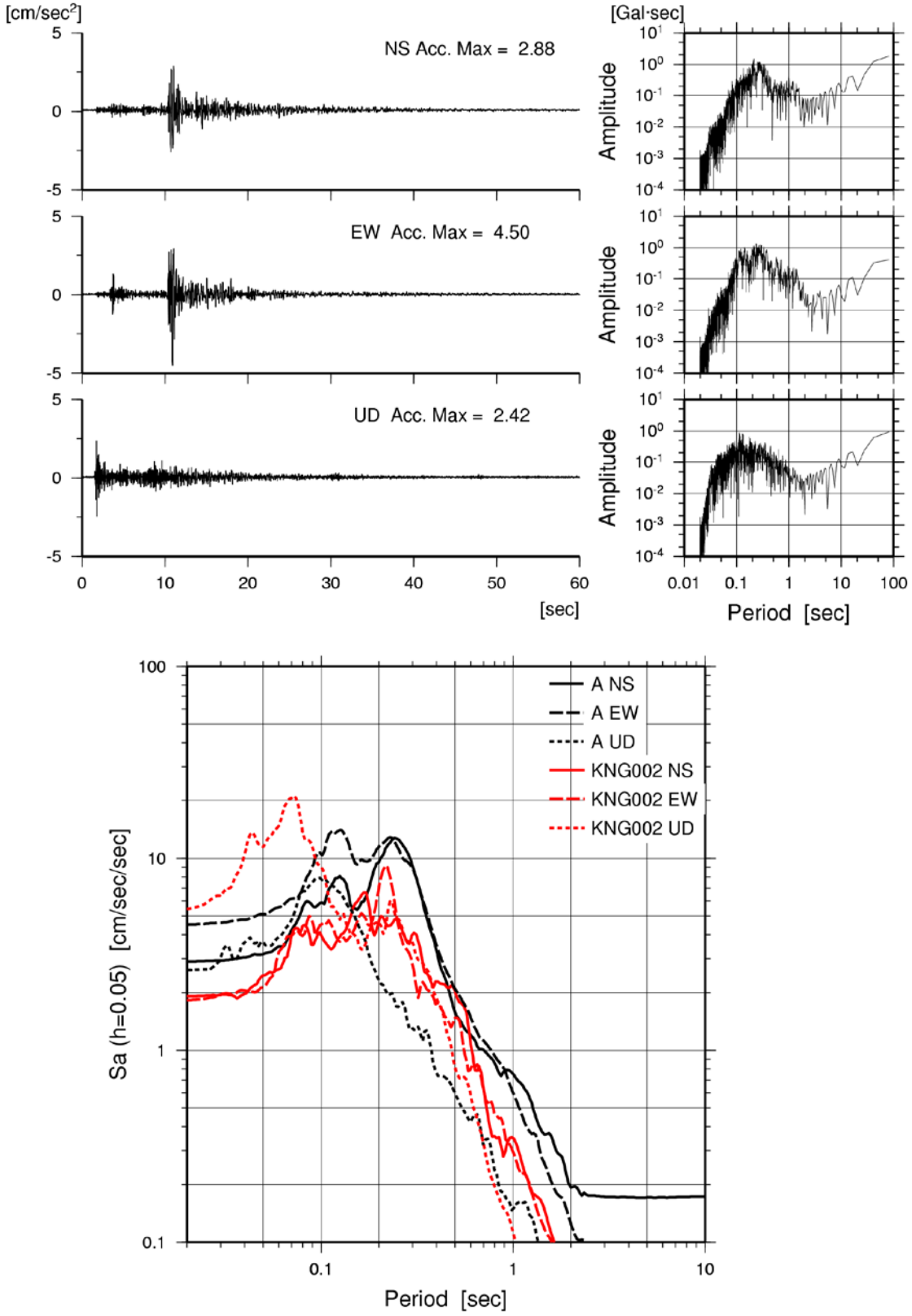
図 1- 31　地震観測記録(事業所 A、地震番号:30)





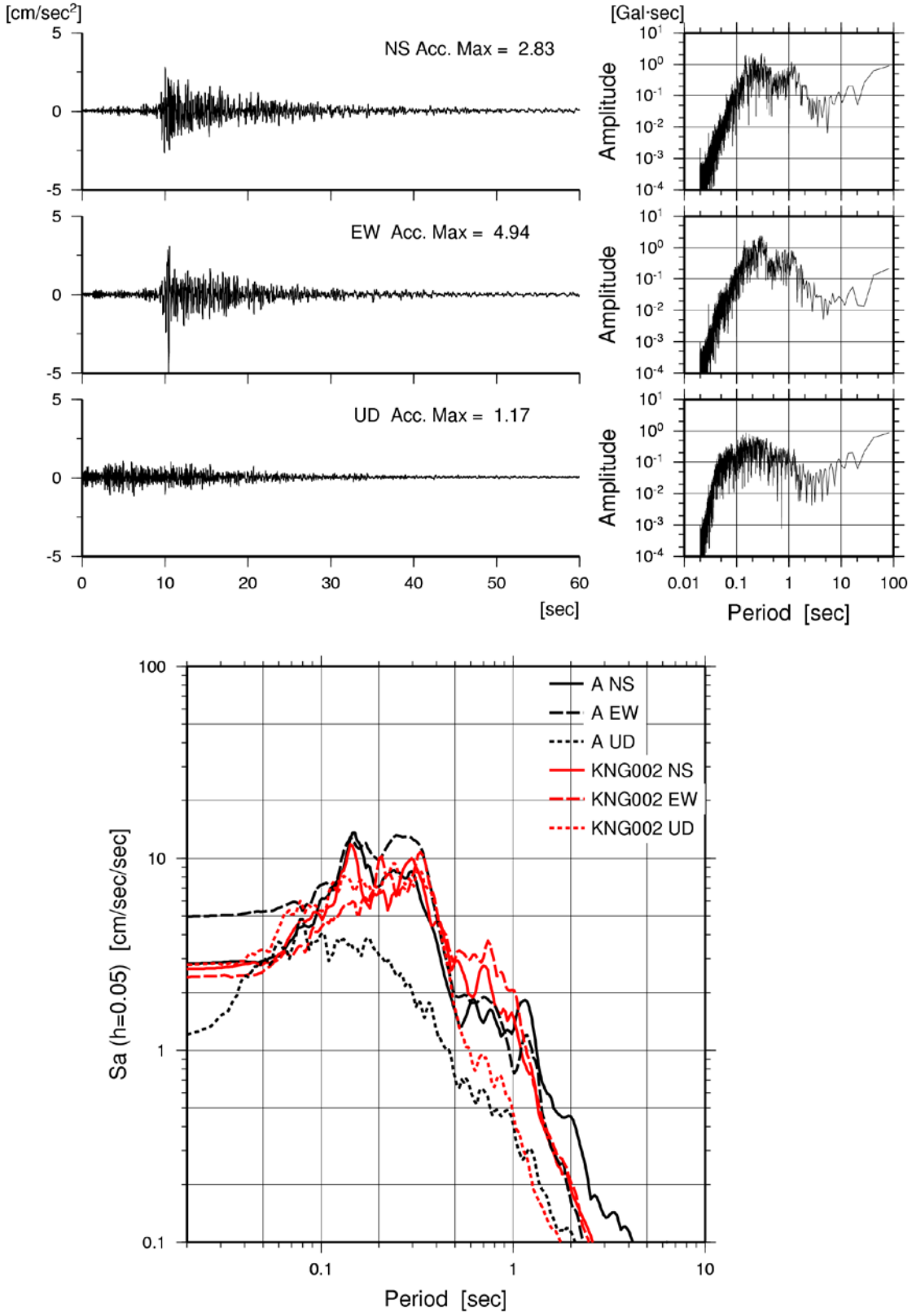
A-2105011027

図 1- 32　地震観測記録(事業所 A、地震番号:31)



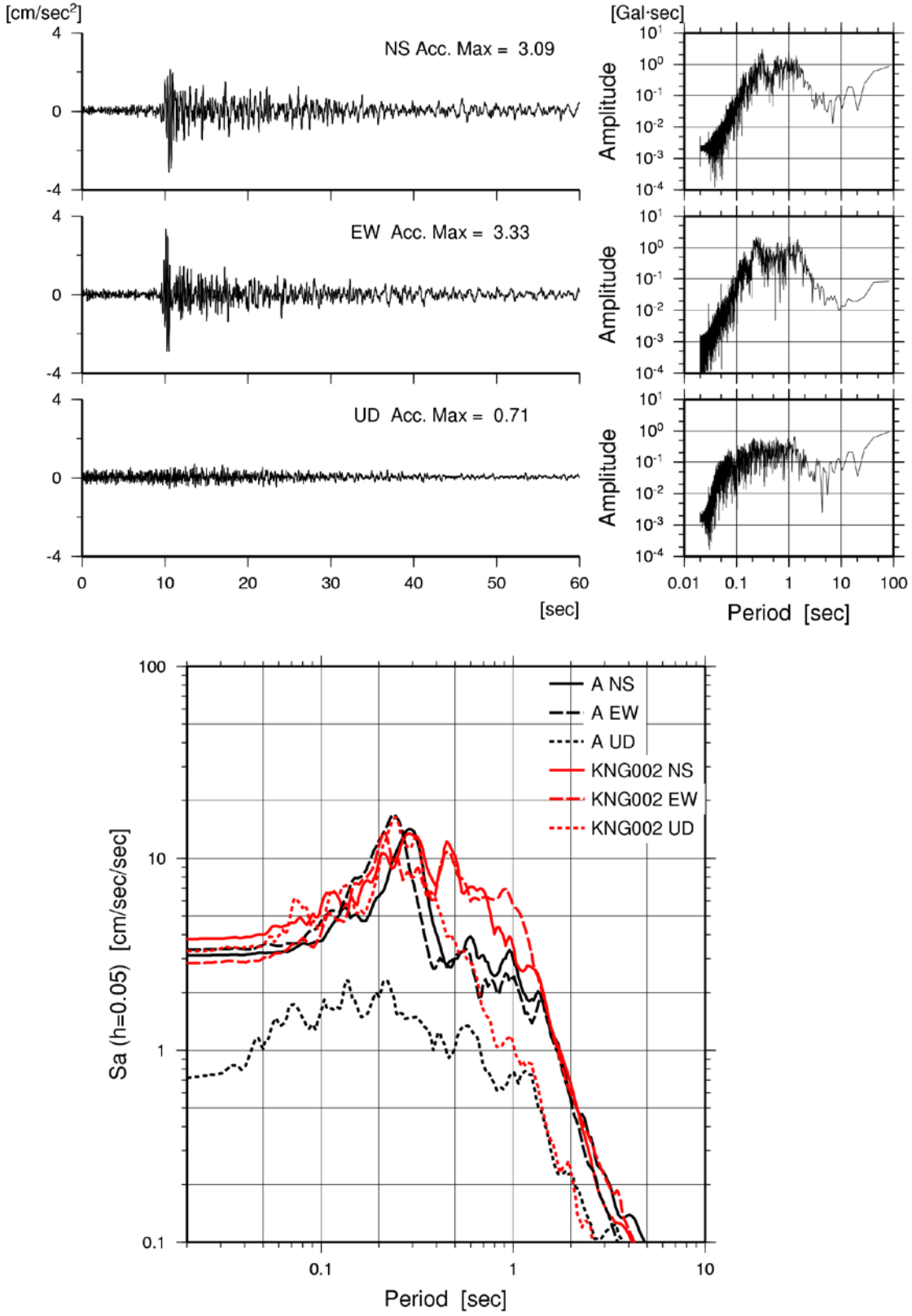
A-2105141837

図 1- 33　地震観測記録(事業所 A、地震番号:32)



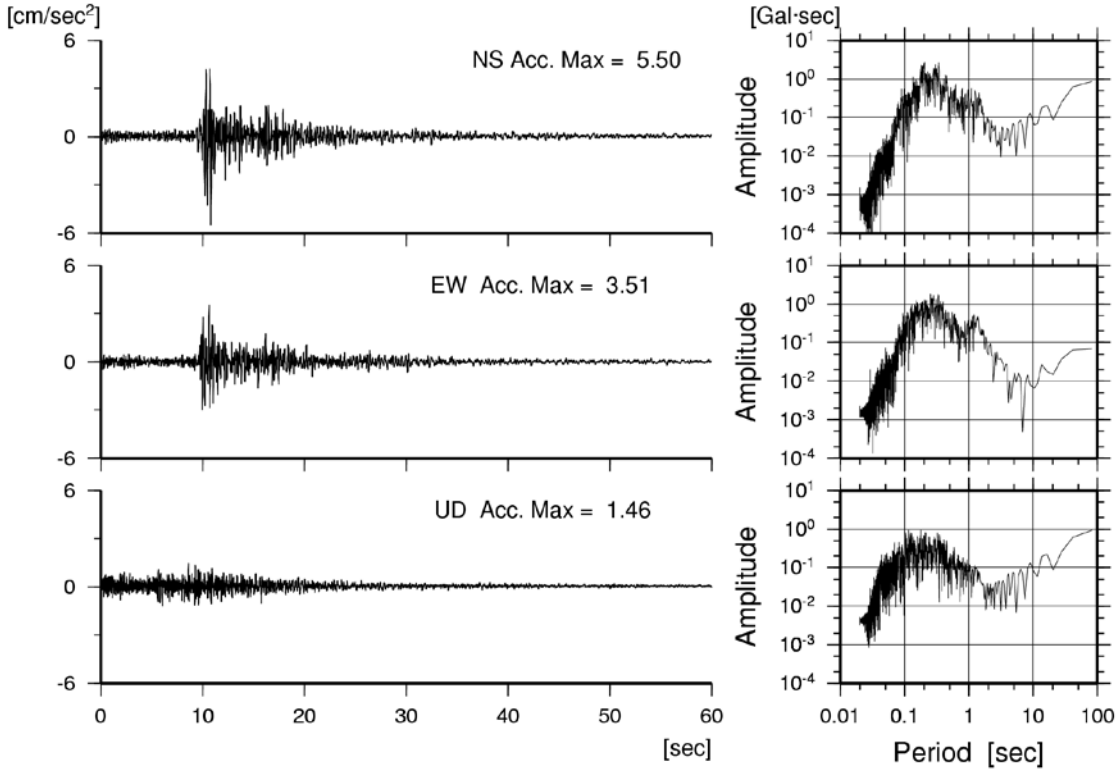
A-2105240409

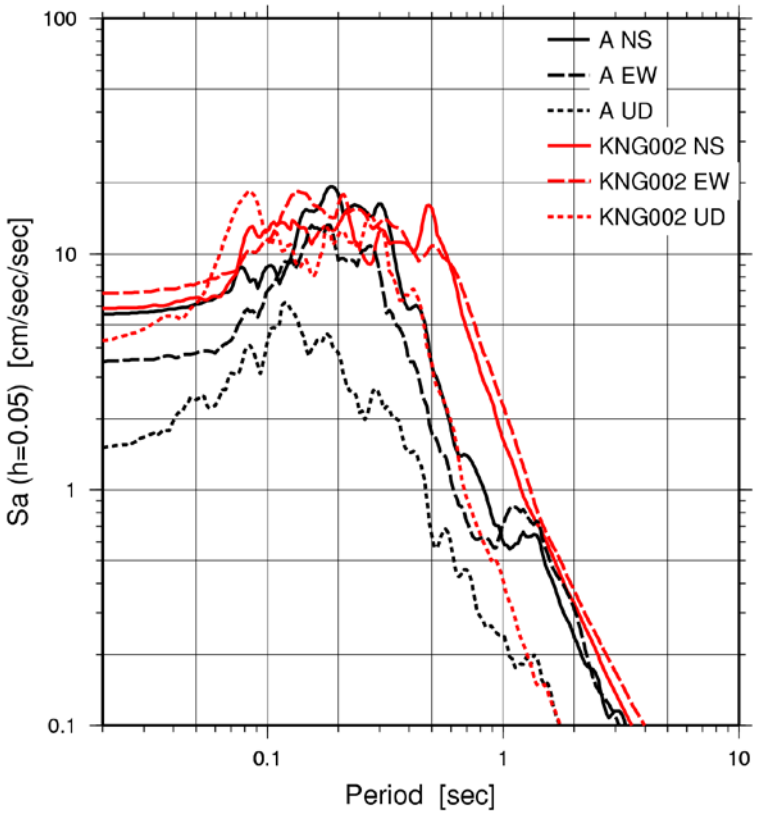
図 1- 34　地震観測記録(事業所 A、地震番号:33)



A-2106070311

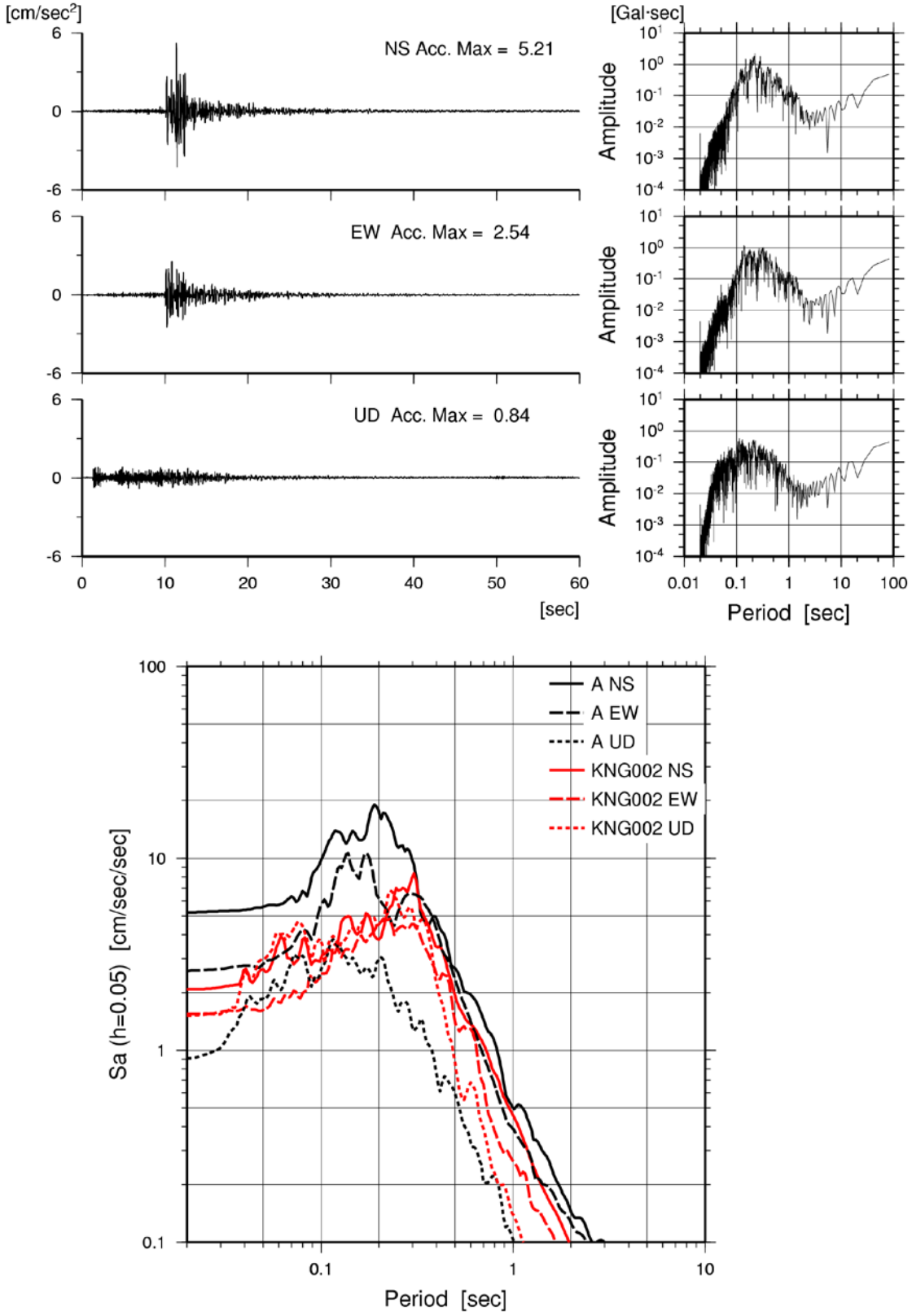
図 1- 35　地震観測記録(事業所 A、地震番号:34)





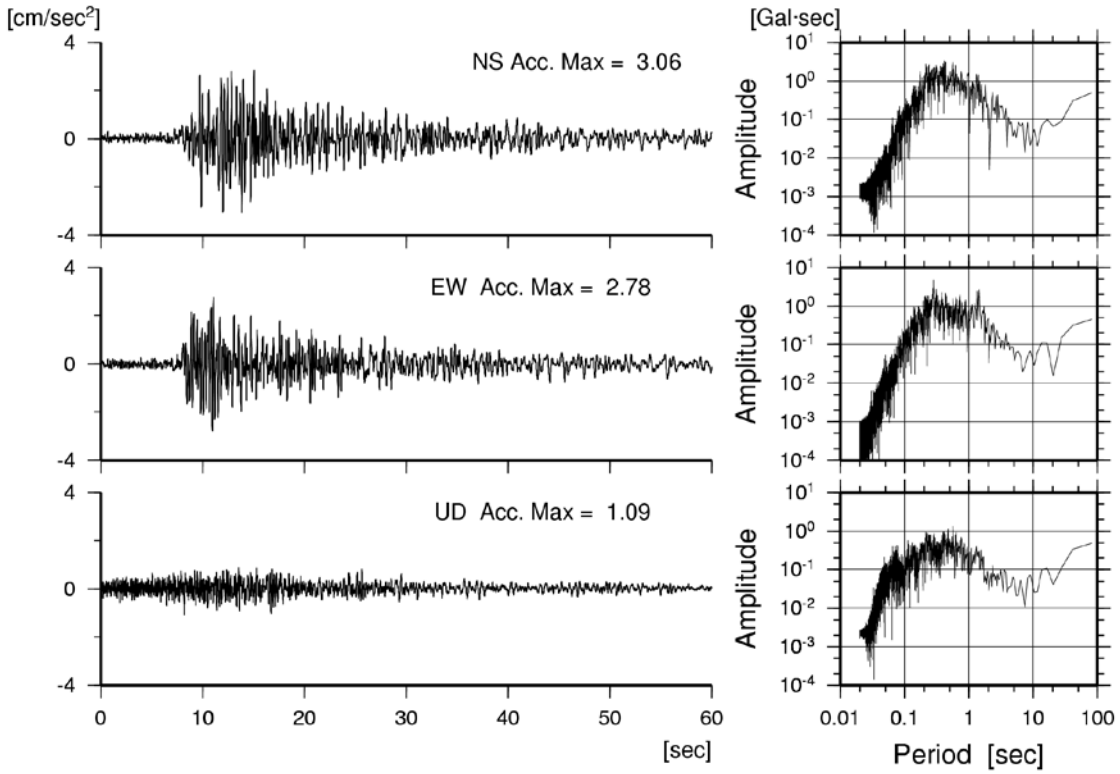
A-2106091727

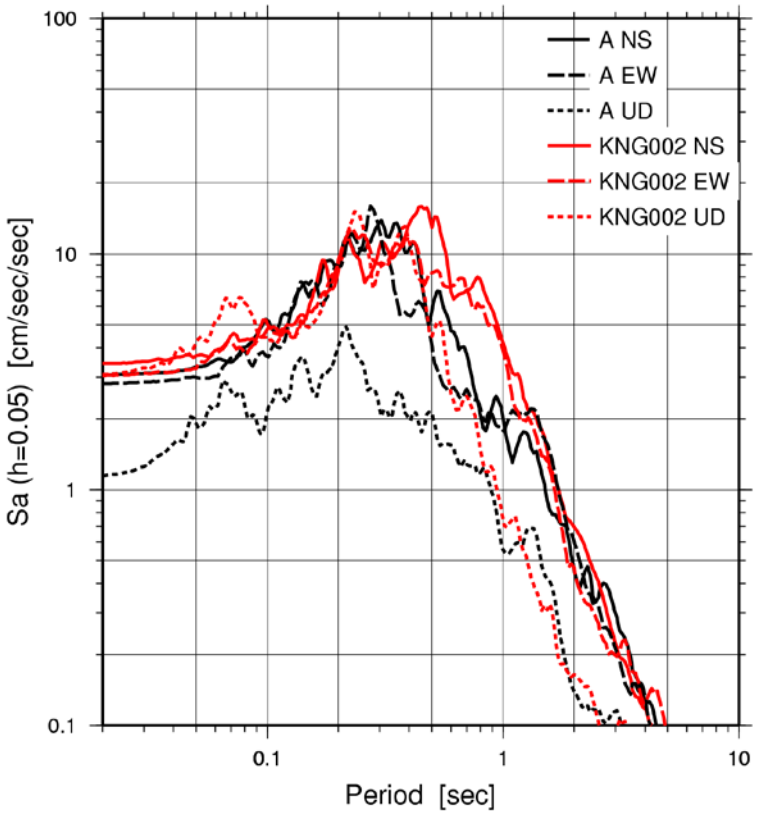
図 1- 36　地震観測記録(事業所 A、地震番号:35)



A-2108210554

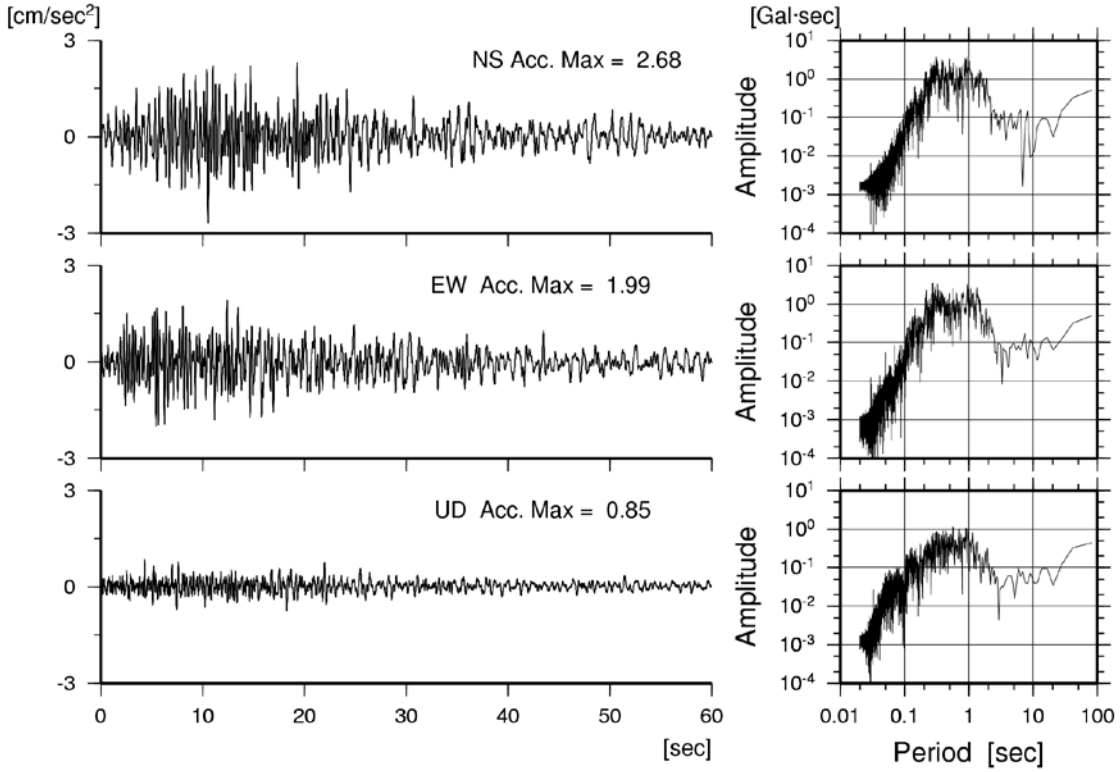
図 1- 37　地震観測記録(事業所 A、地震番号:36)

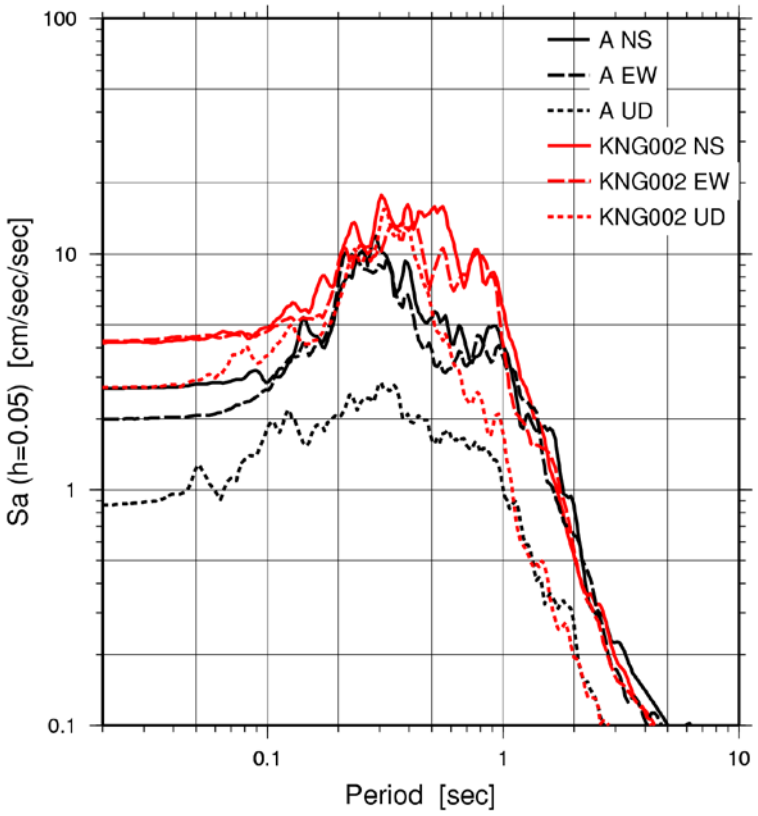




A-2109140746

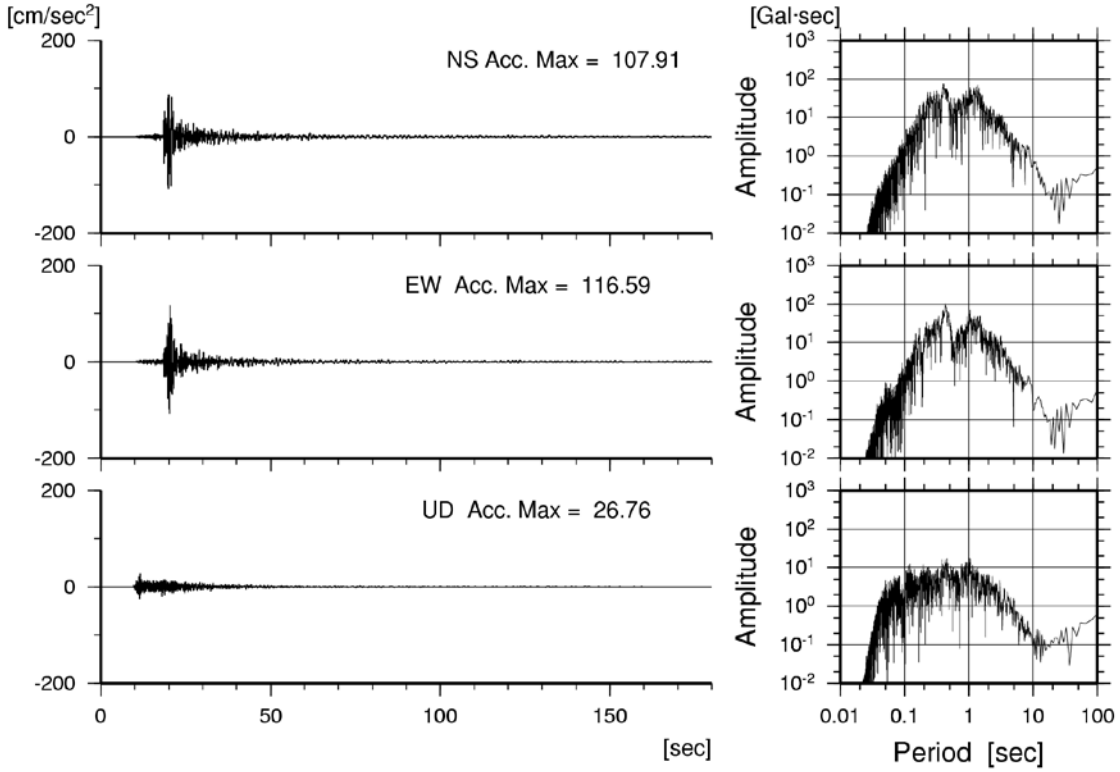
図 1- 38　地震観測記録(事業所 A、地震番号:37)

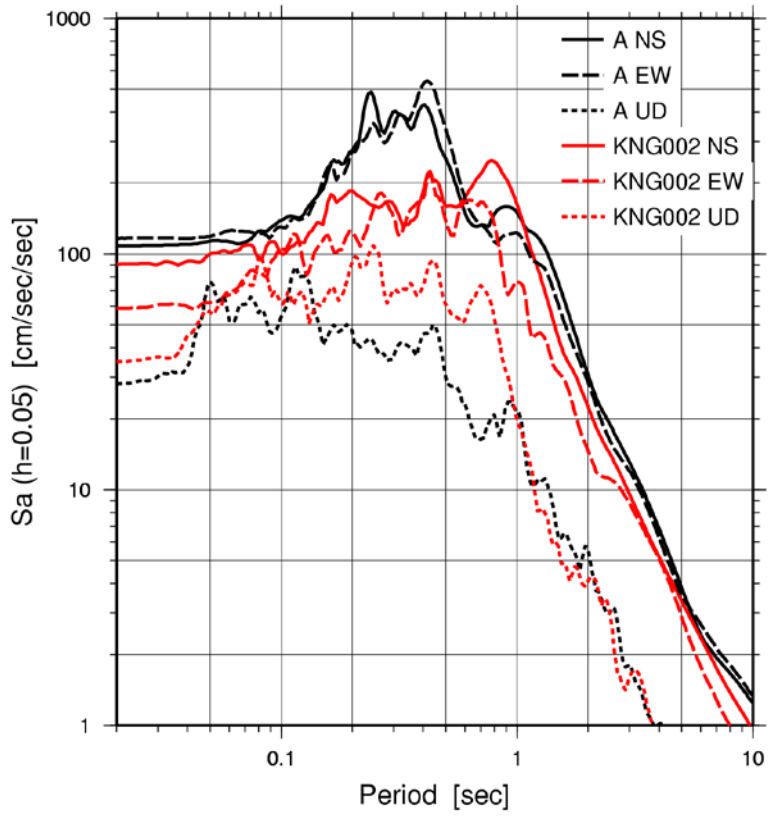




A-2109291737

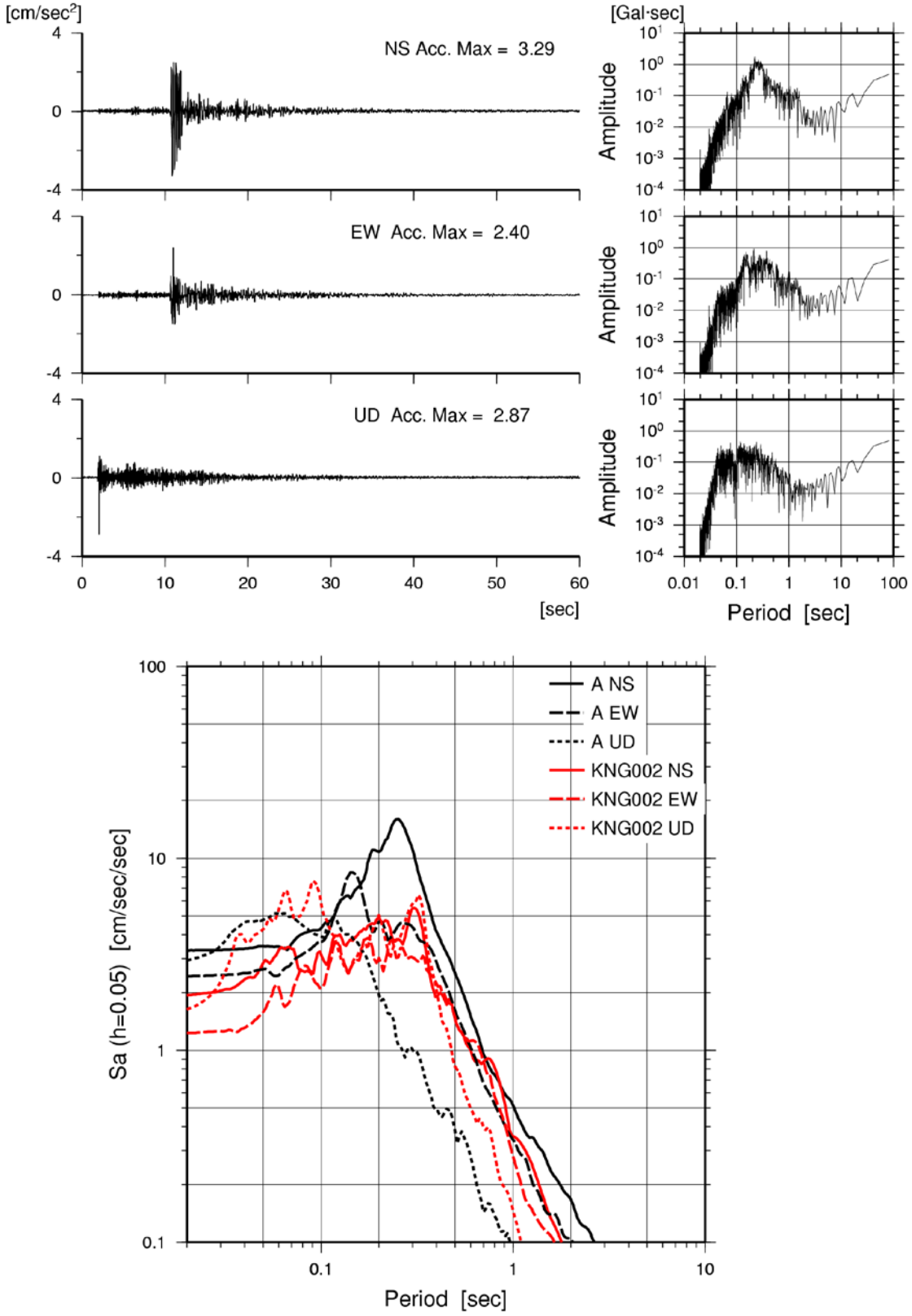
図 1- 39　地震観測記録(事業所 A、地震番号:38)





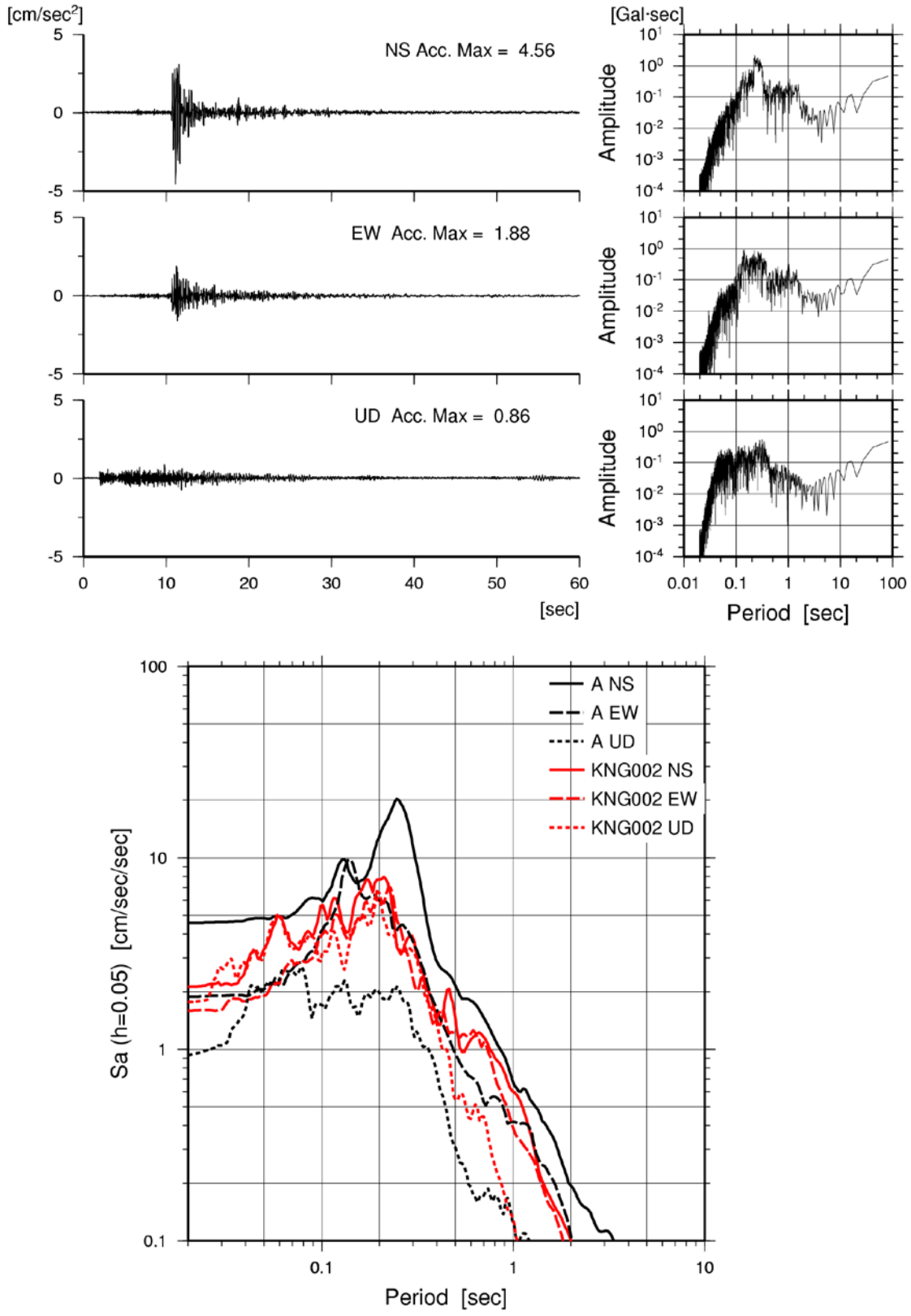
A-2110072241

図 1- 40　地震観測記録(事業所 A、地震番号:39)



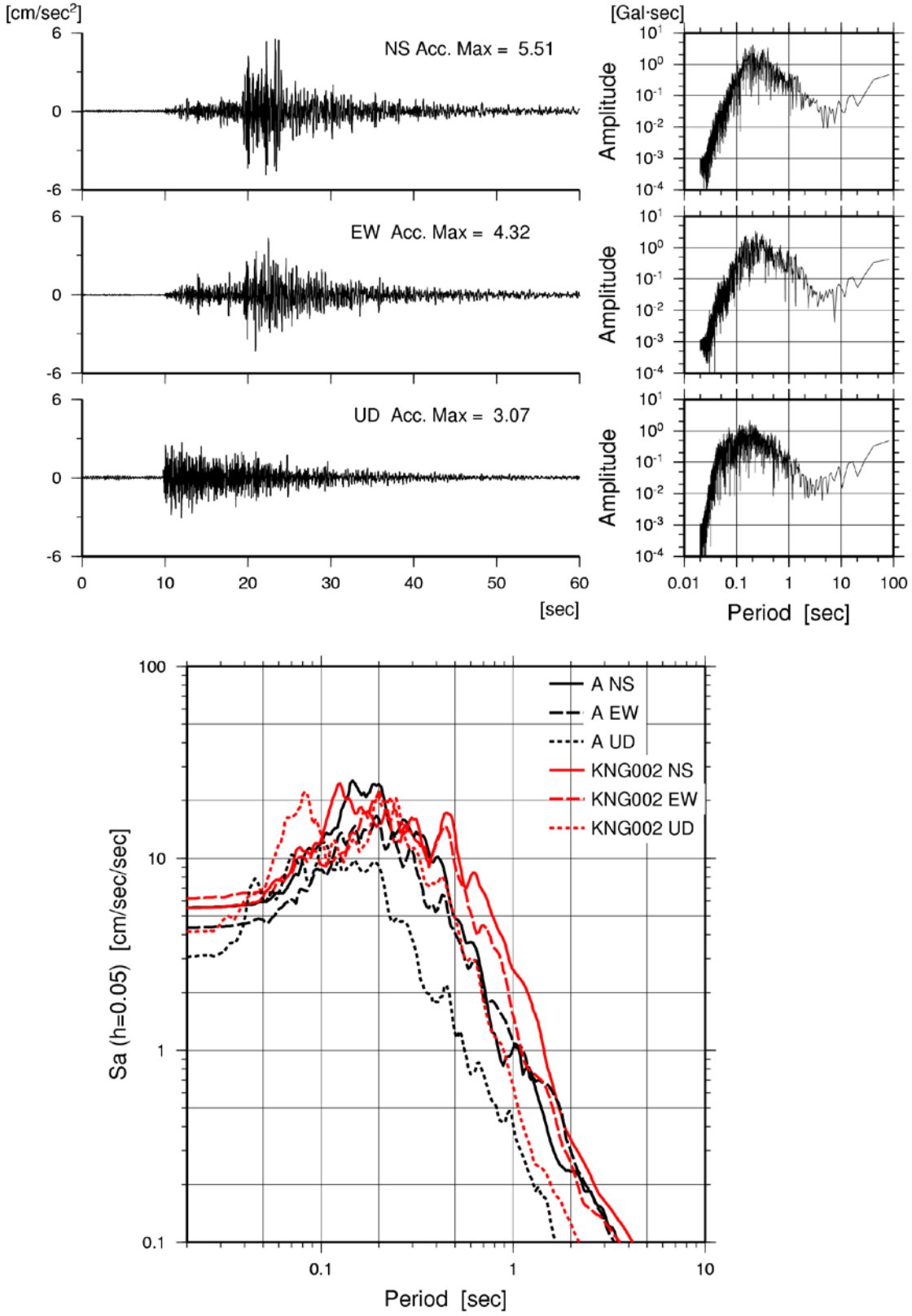
A-2110080511

図 1- 41　地震観測記録(事業所 A、地震番号:40)



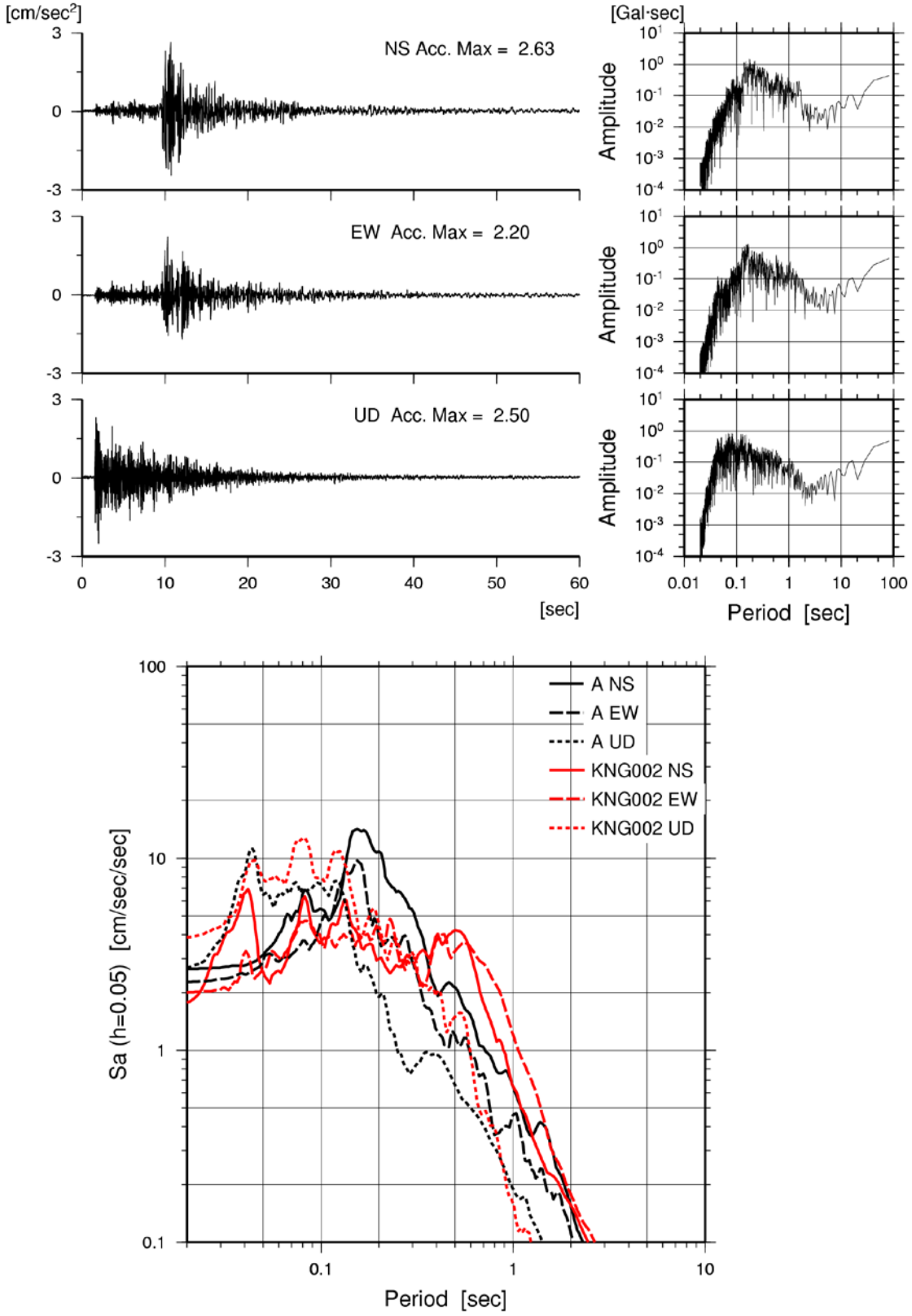
A-2110091116

図 1- 42　地震観測記録(事業所 A、地震番号:41)



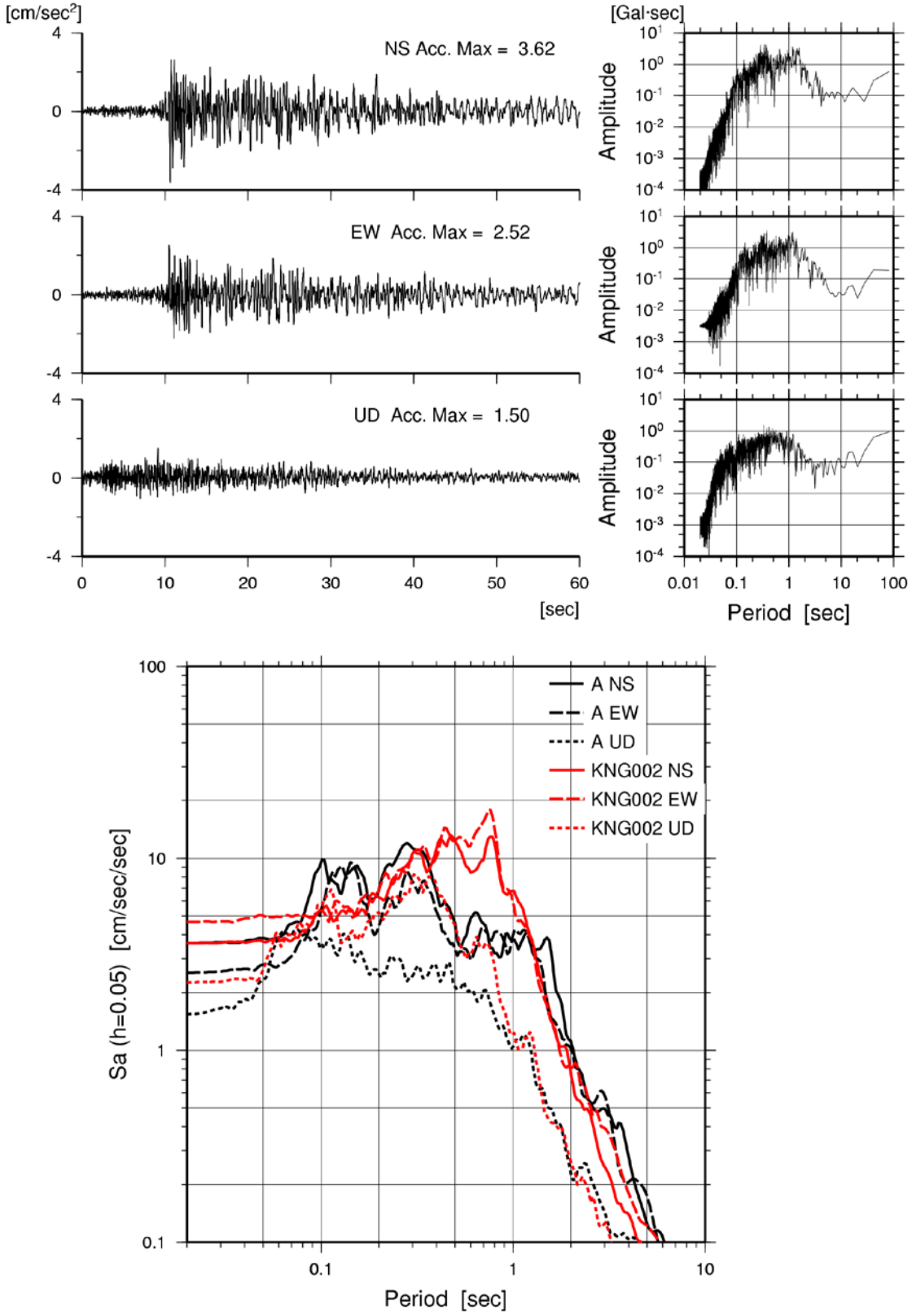
A-2110280955

図 1- 43　地震観測記録(事業所 A、地震番号:42)



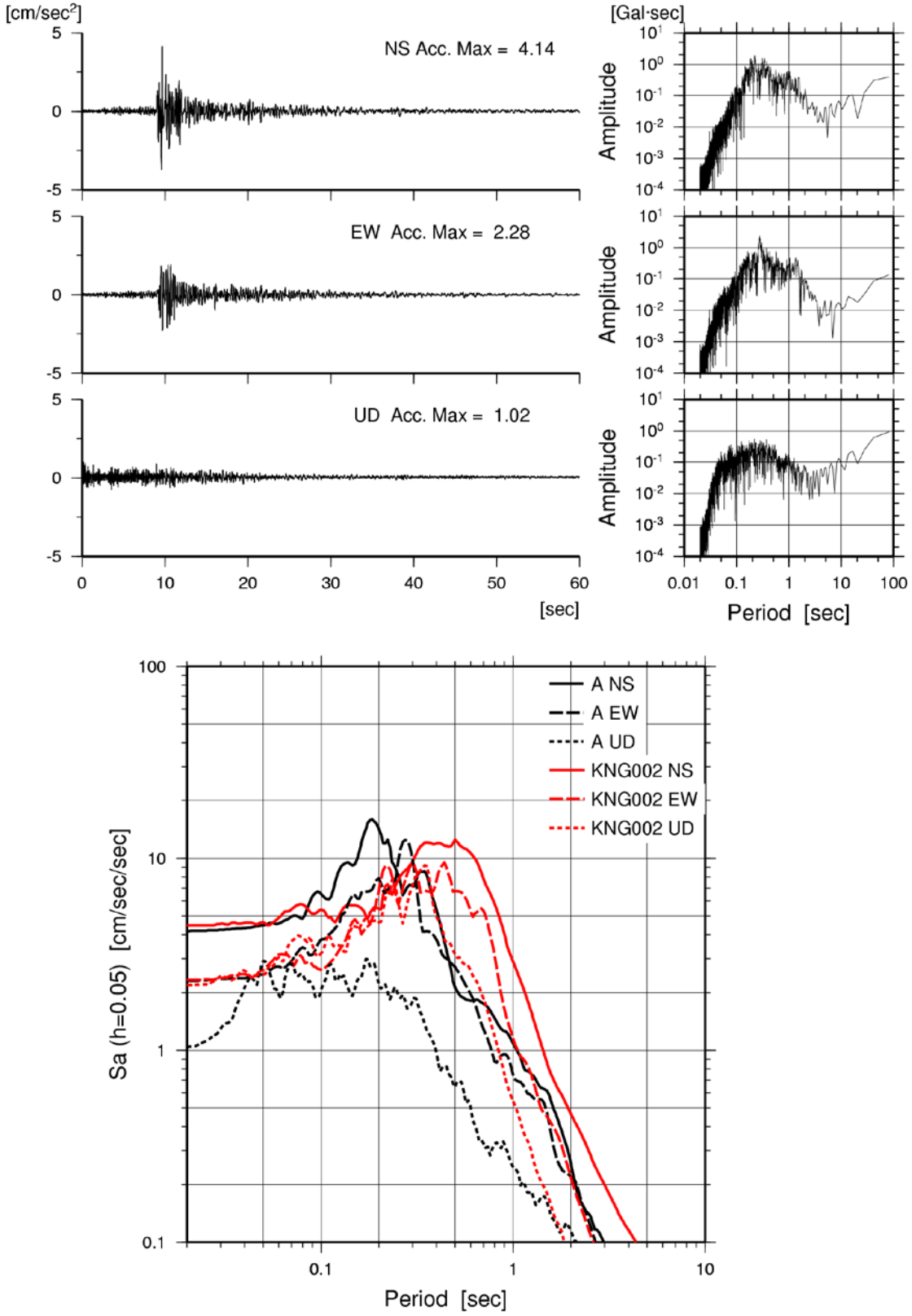
A-2110290859

図 1- 44　地震観測記録(事業所 A、地震番号:43)



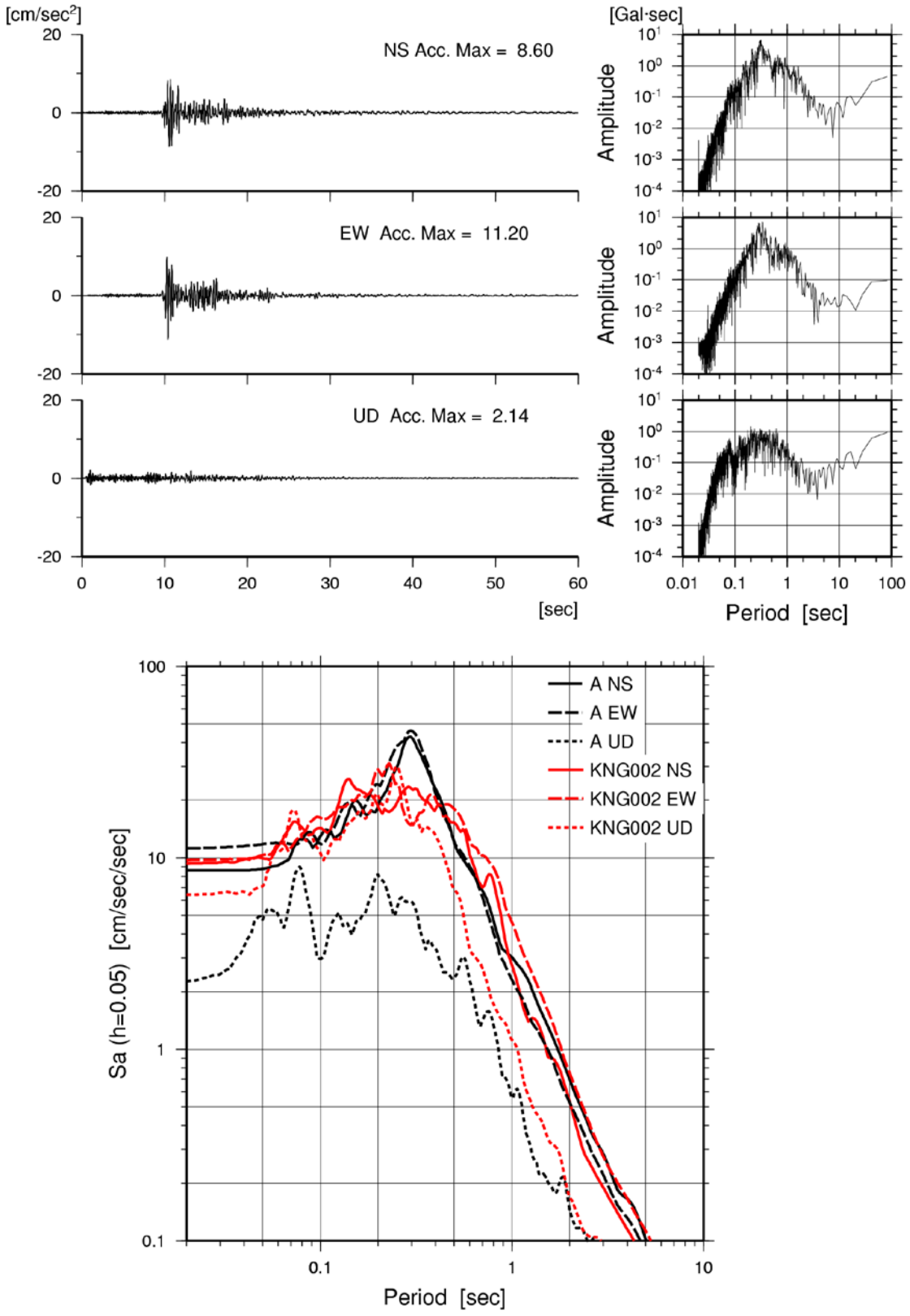
A-2111010614

図 1- 45　地震観測記録(事業所 A、地震番号:44)



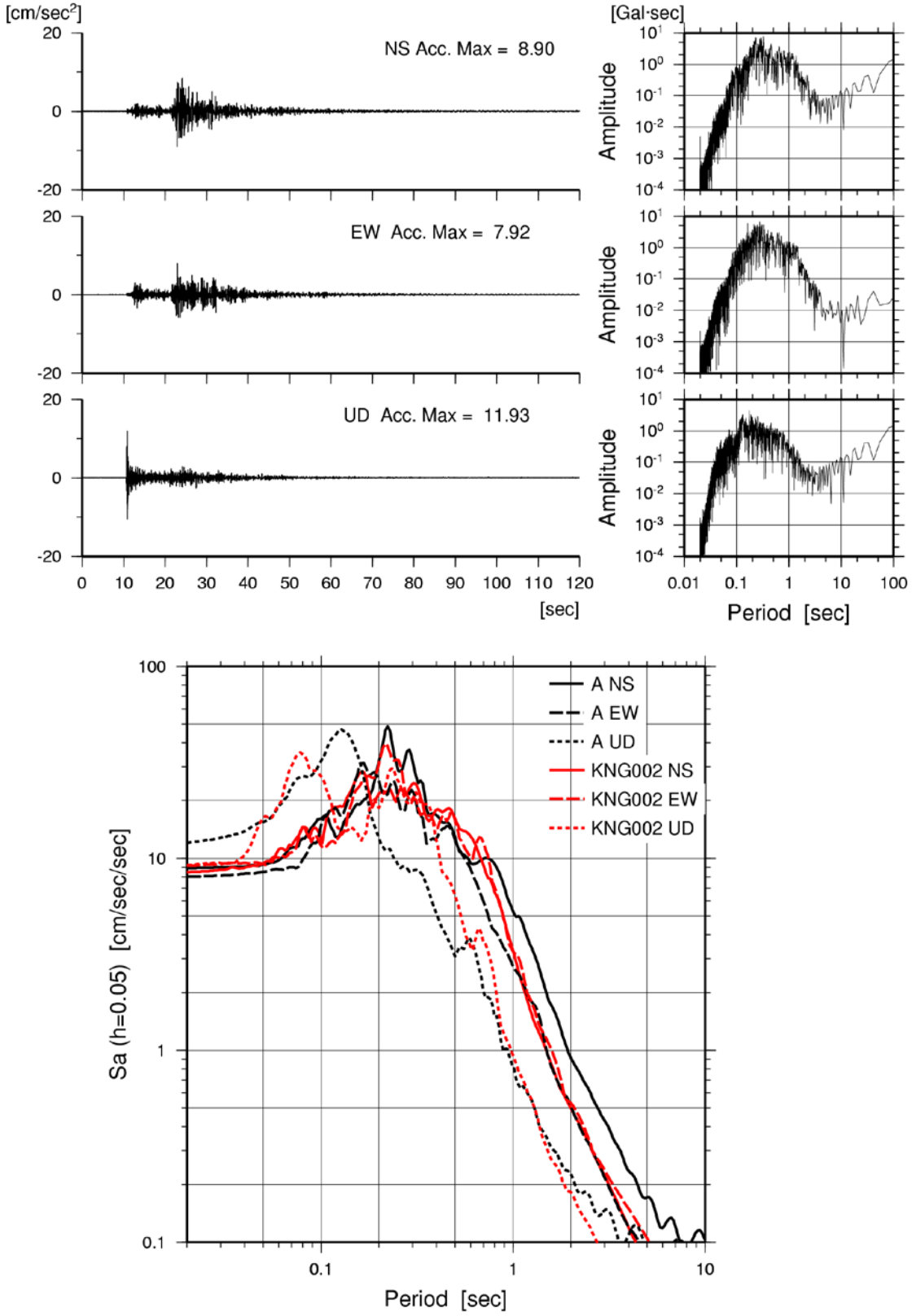
A-2111121113

図 1- 46　地震観測記録(事業所 A、地震番号:45)



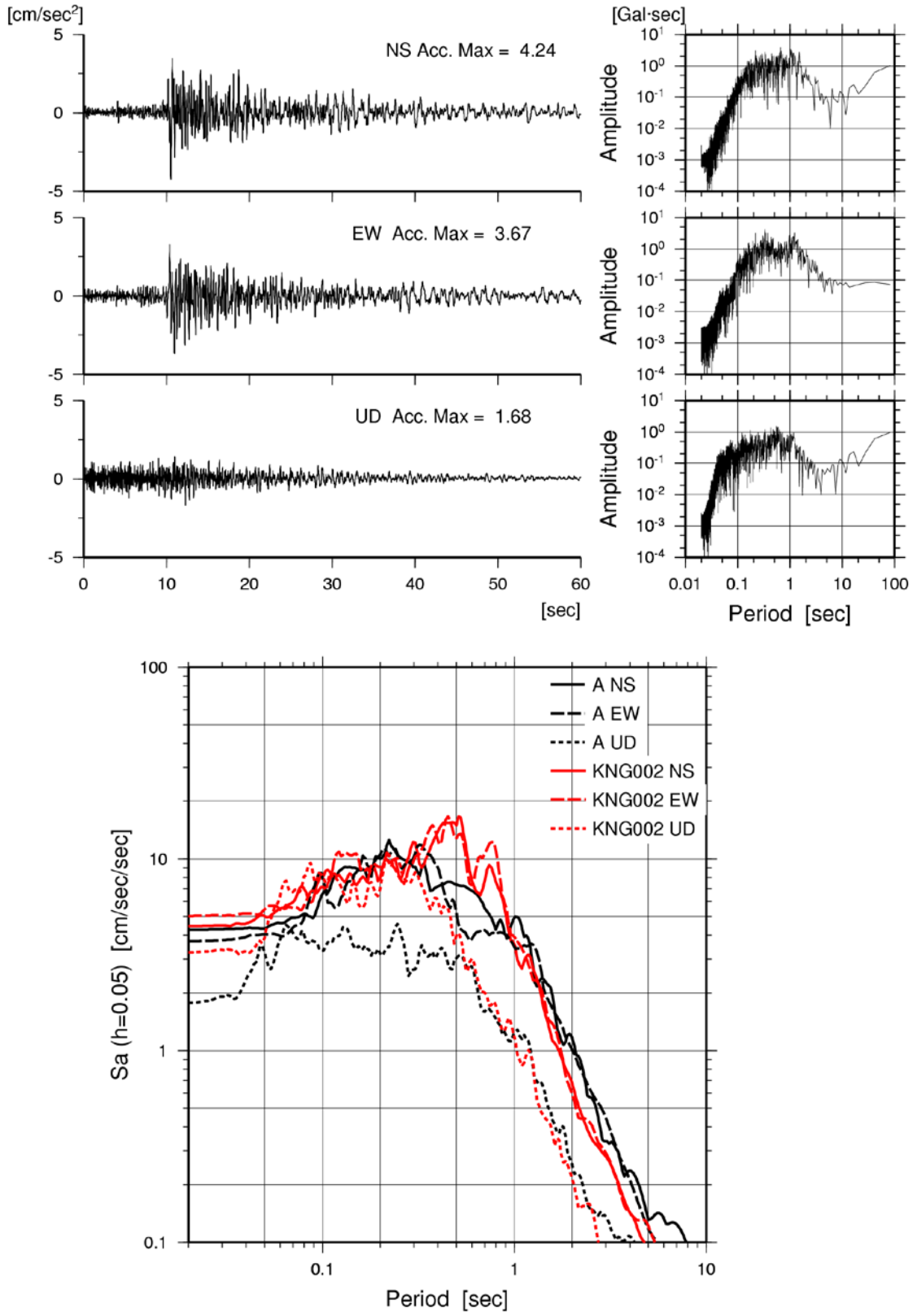
A-2111170254

図 1- 47　地震観測記録(事業所 A、地震番号:46)



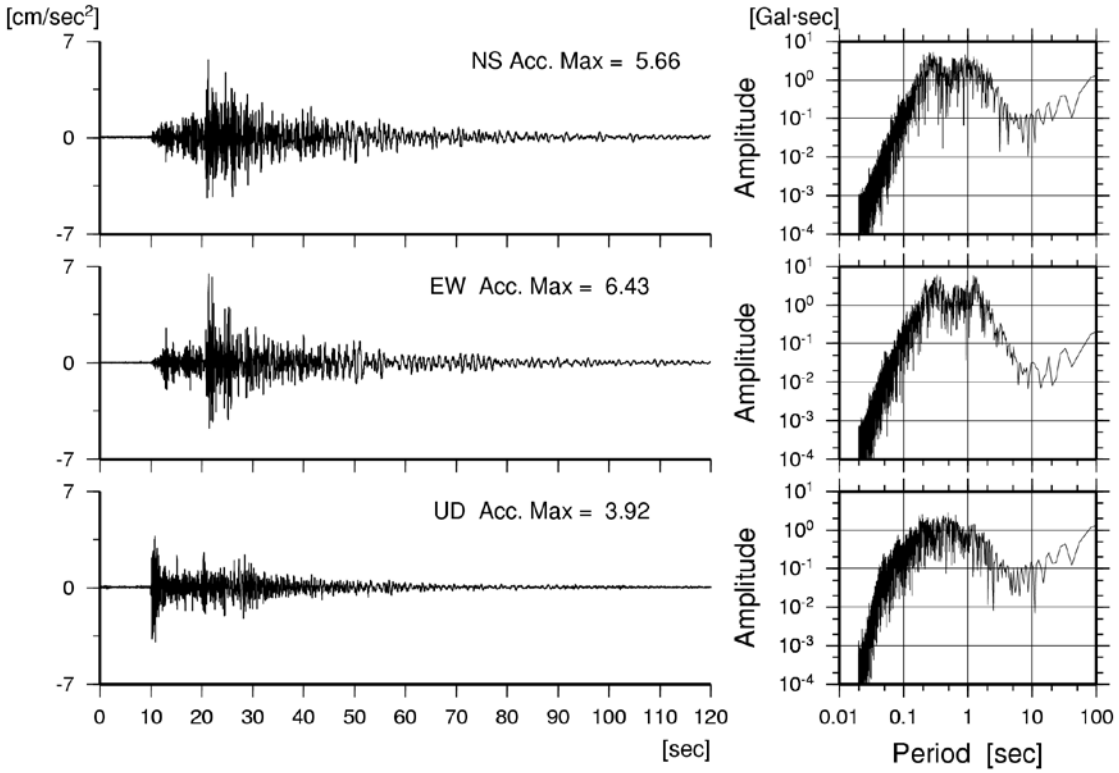
A-2111200857

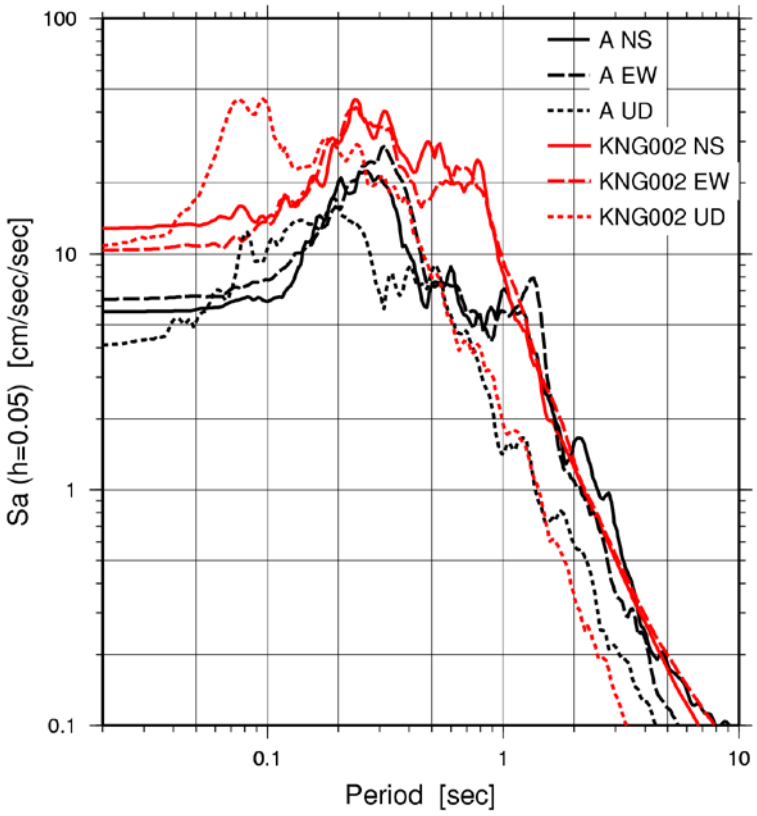
図 1- 48　地震観測記録(事業所 A、地震番号:47)



A-2112020158

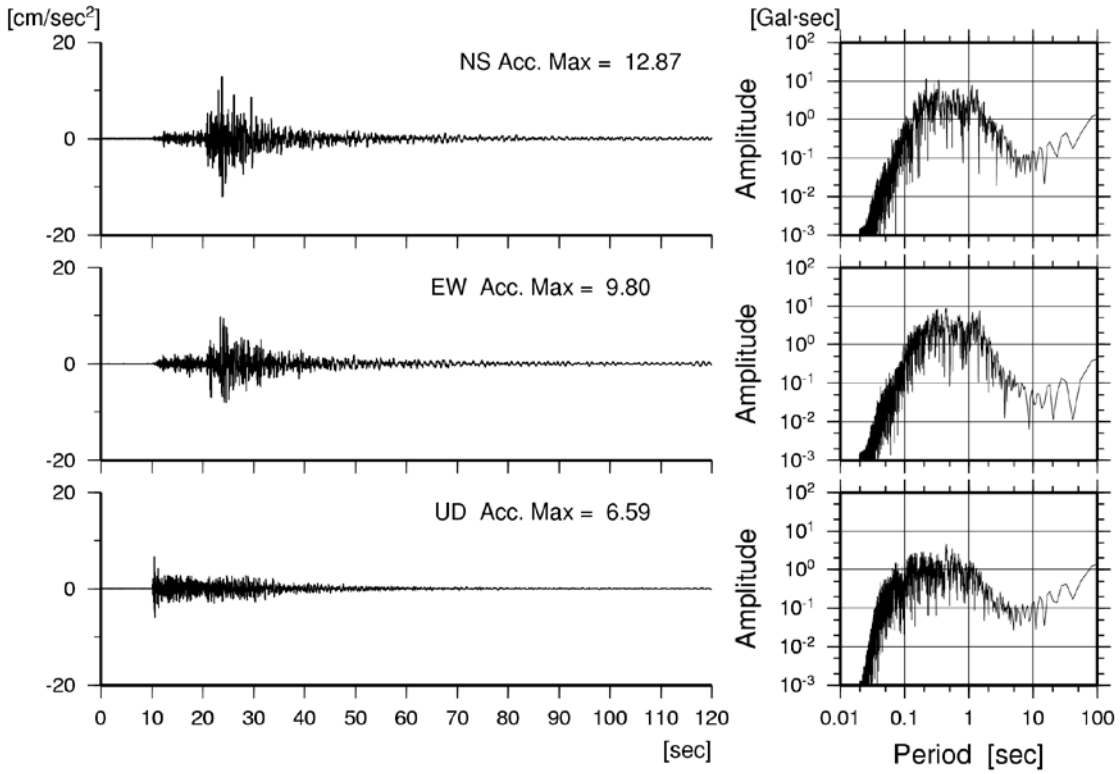
図 1- 49　地震観測記録(事業所 A、地震番号:48)

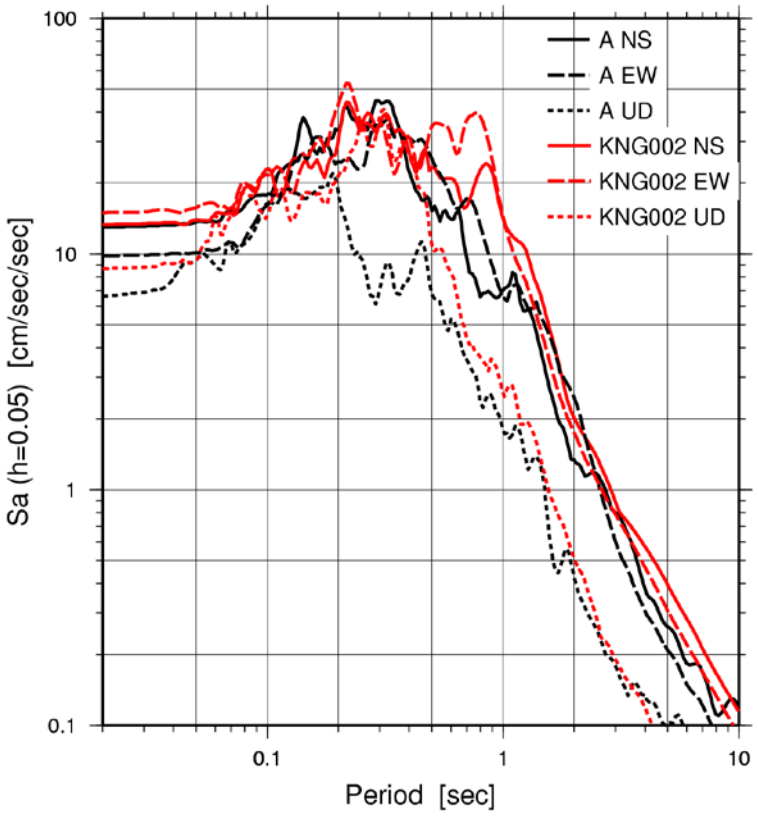




A-2112030637

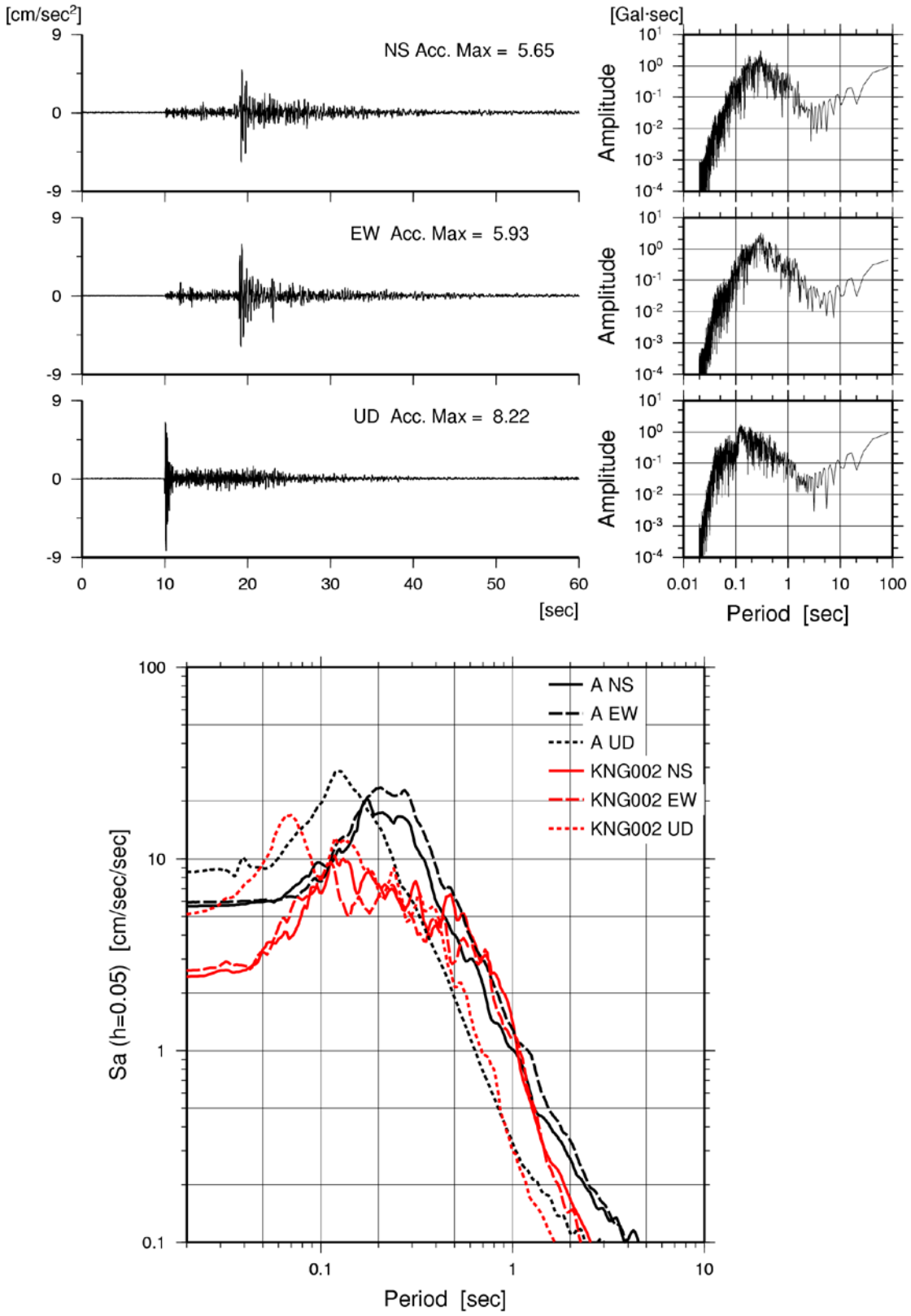
図 1- 50　地震観測記録(事業所 A、地震番号:49)





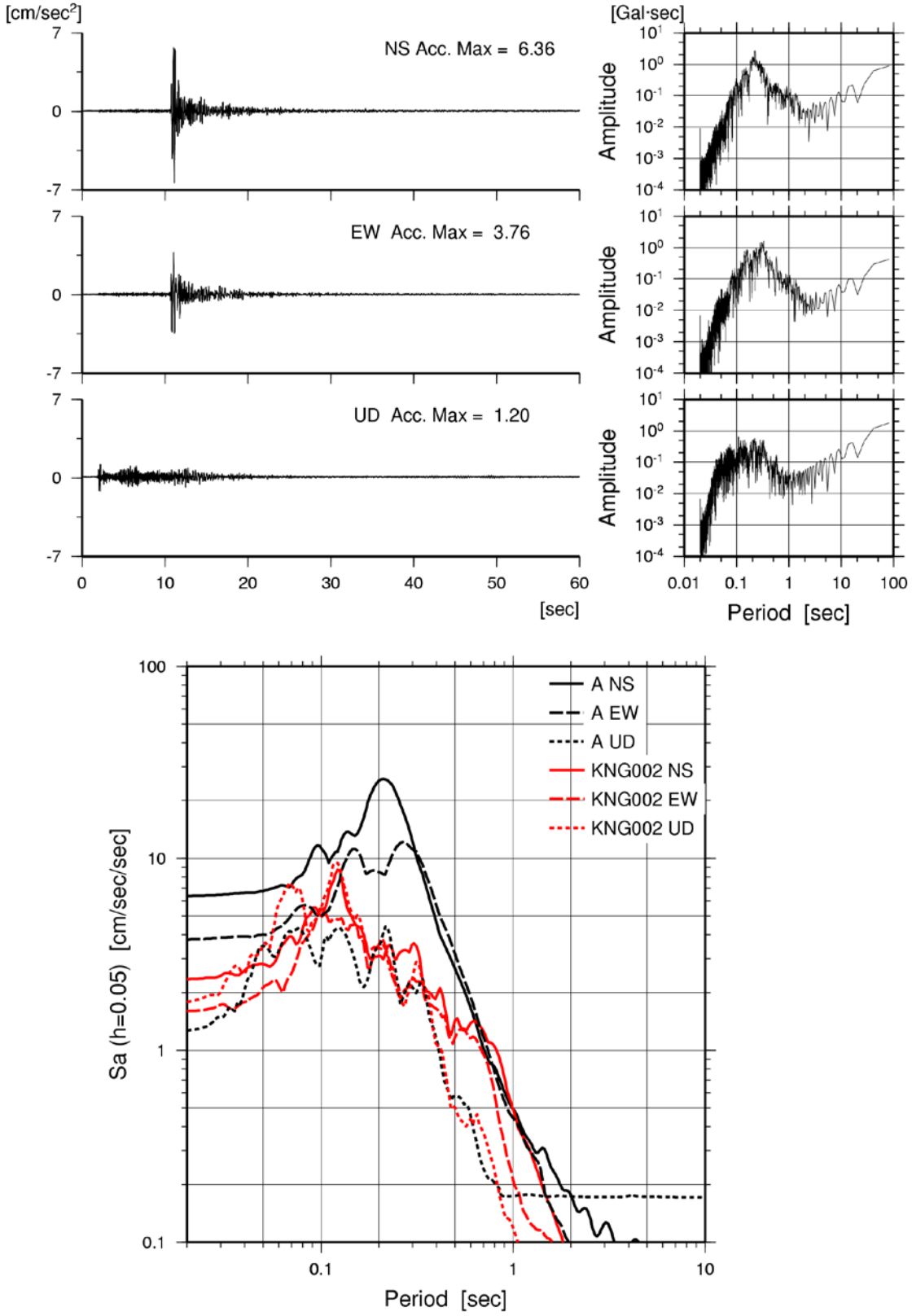
A-2112121231

図 1- 51　地震観測記録(事業所 A、地震番号:50)



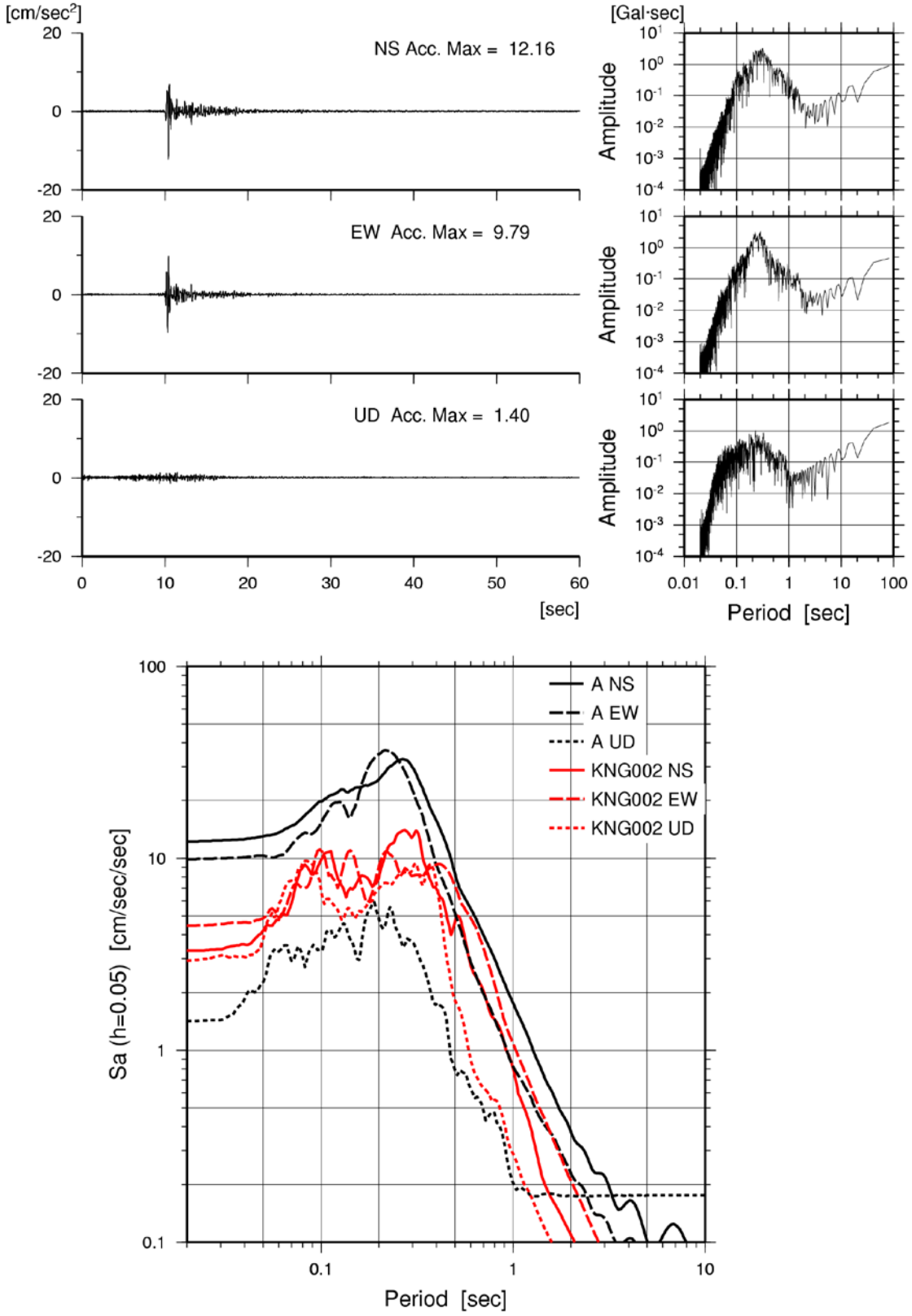
A-2112300941

図 1- 52　地震観測記録(事業所 A、地震番号:51)



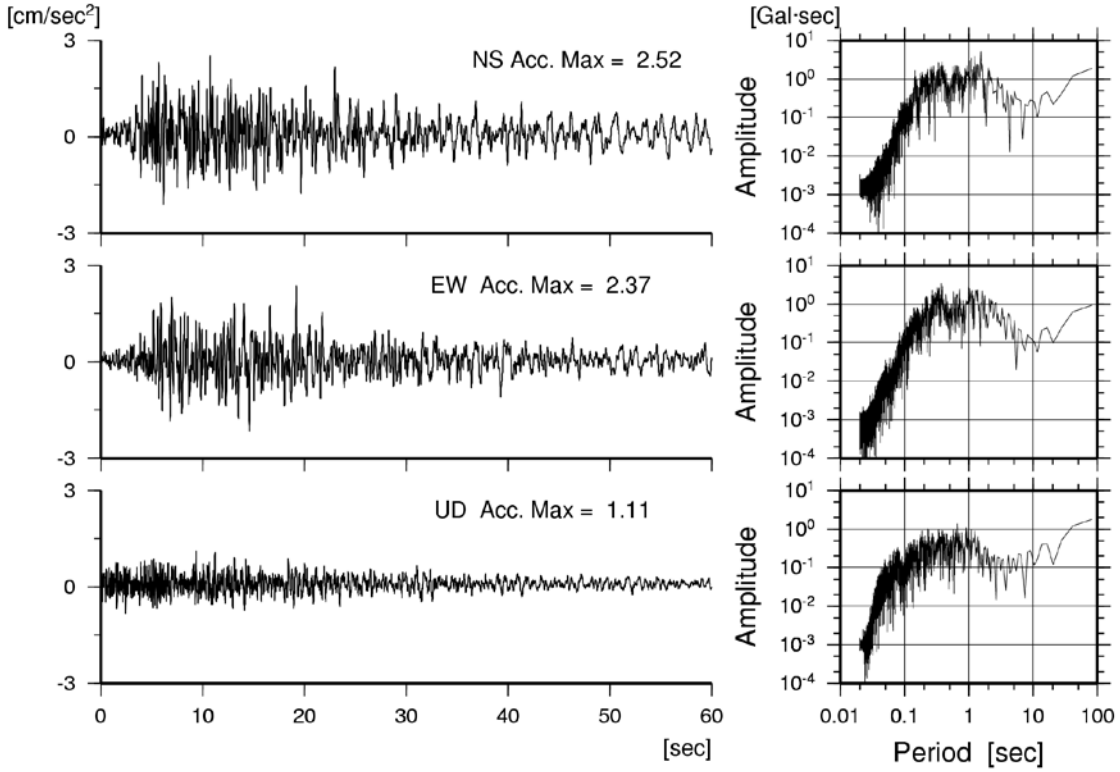
A-2201311800

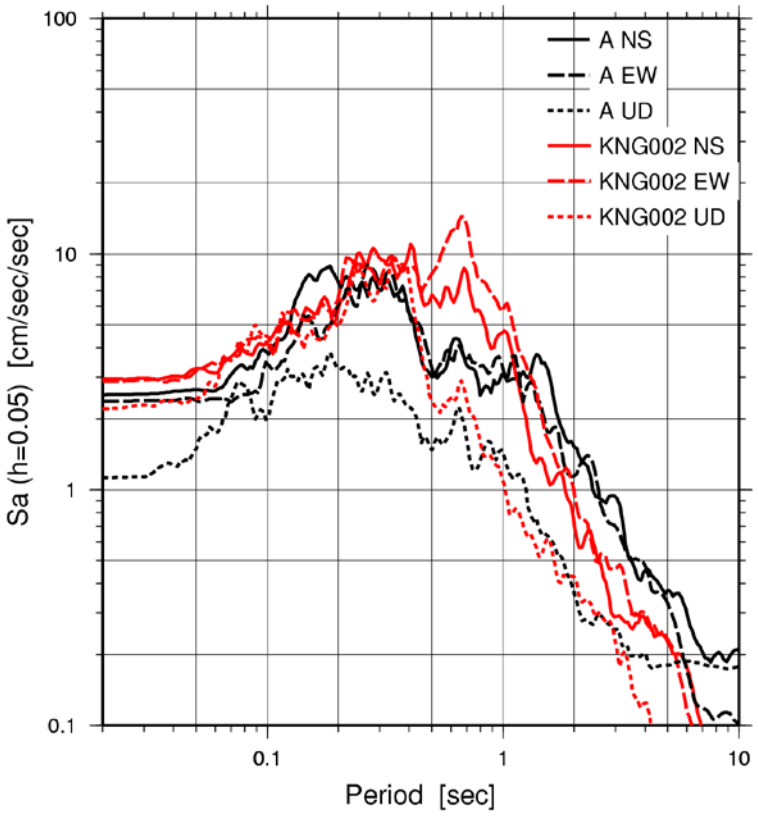
図 1- 53　地震観測記録(事業所 A、地震番号:52)



A-2202010434

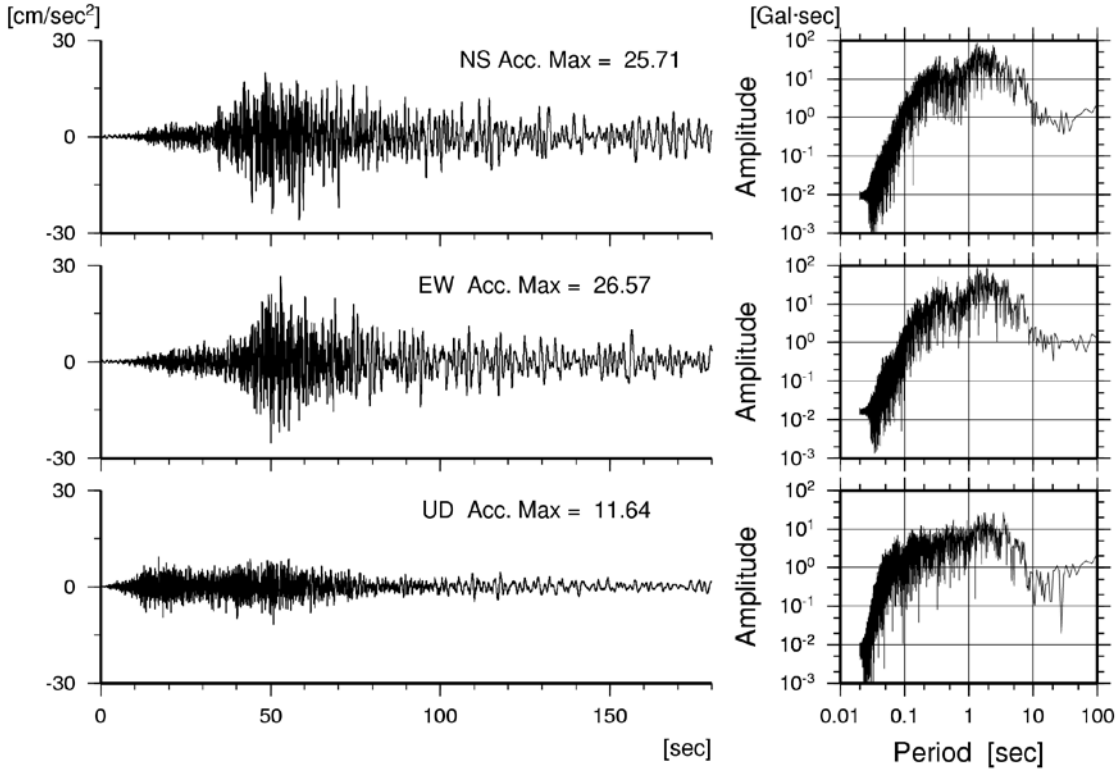
図 1- 54　地震観測記録(事業所 A、地震番号:53)

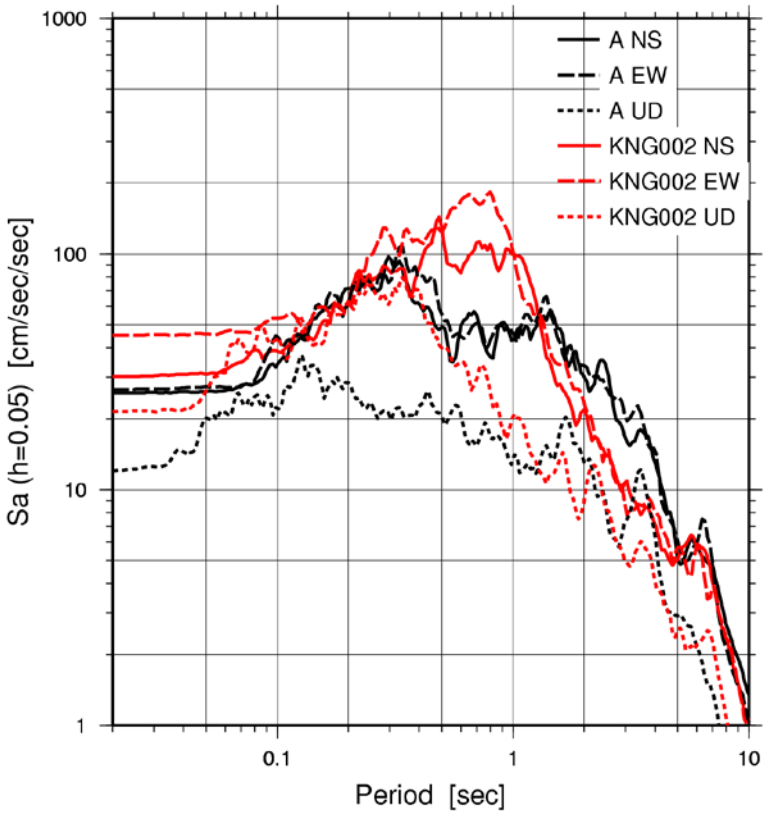




A-2203162334

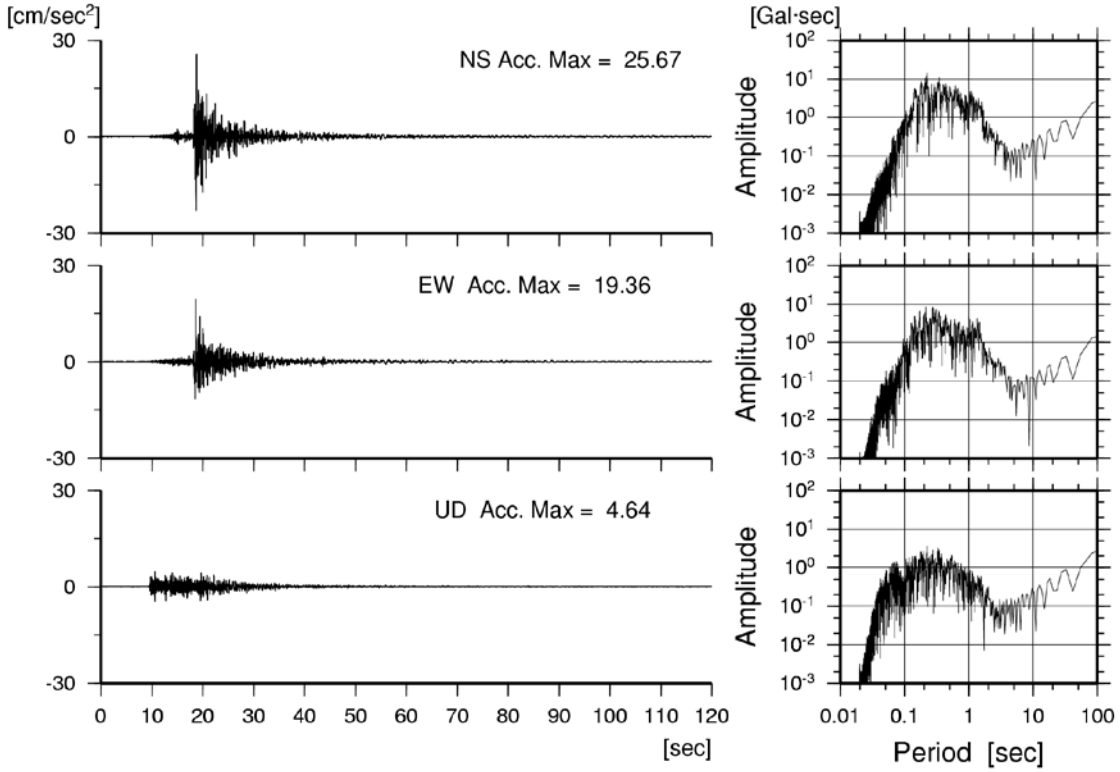
図 1- 55　地震観測記録(事業所 A、地震番号:54)

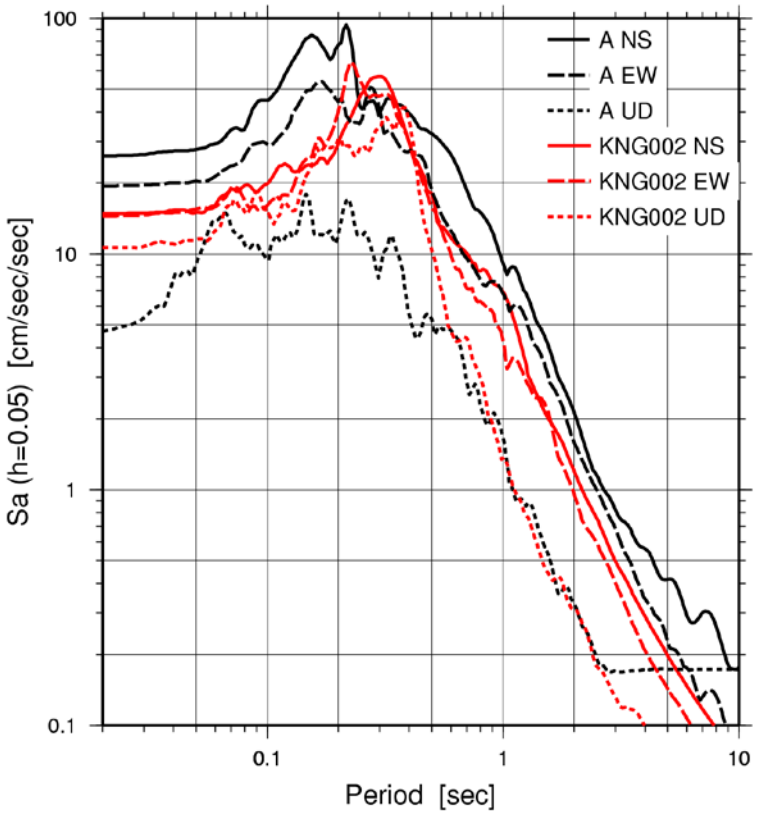




A-2203162336

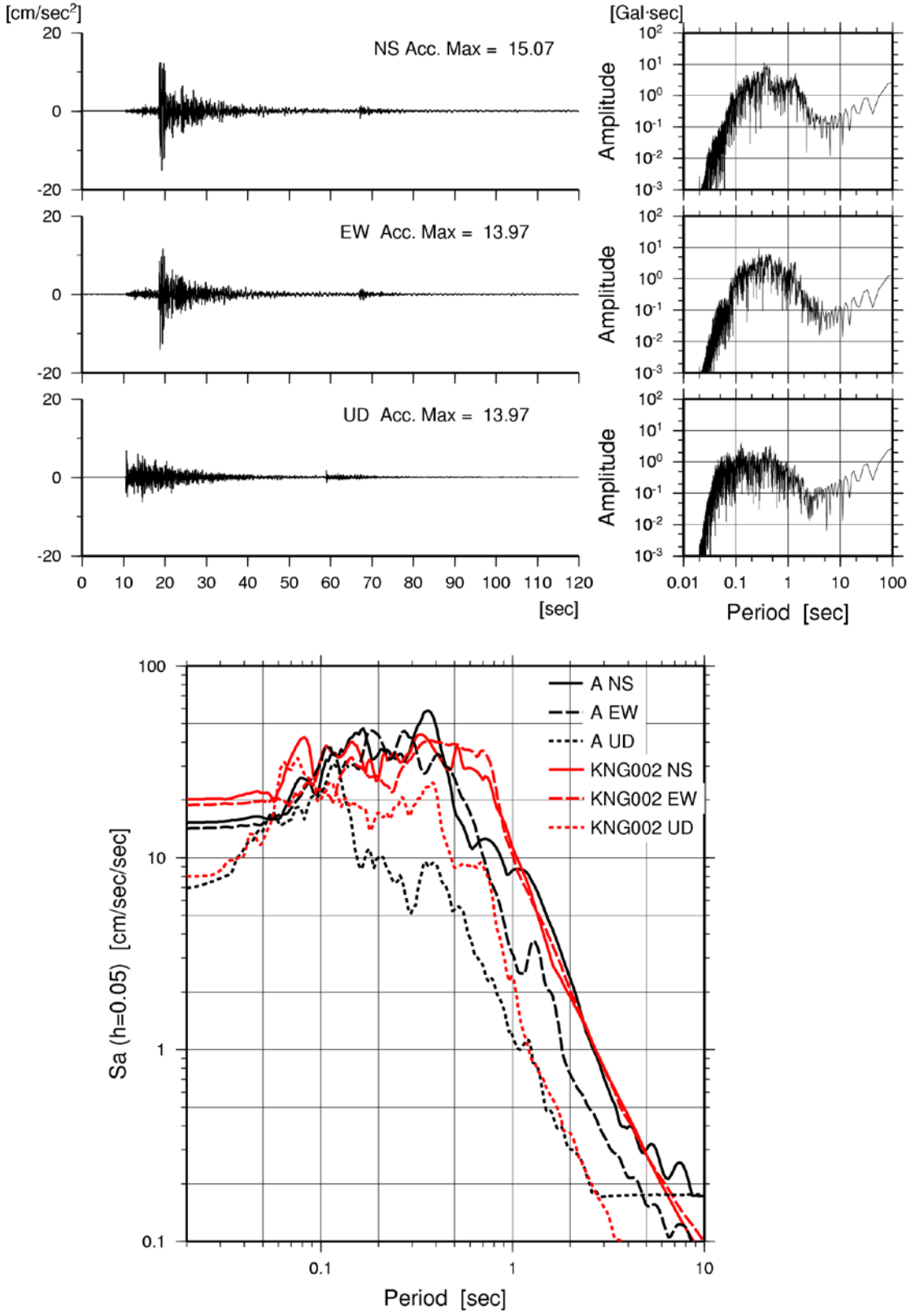
図 1- 56　地震観測記録(事業所 A、地震番号:55)





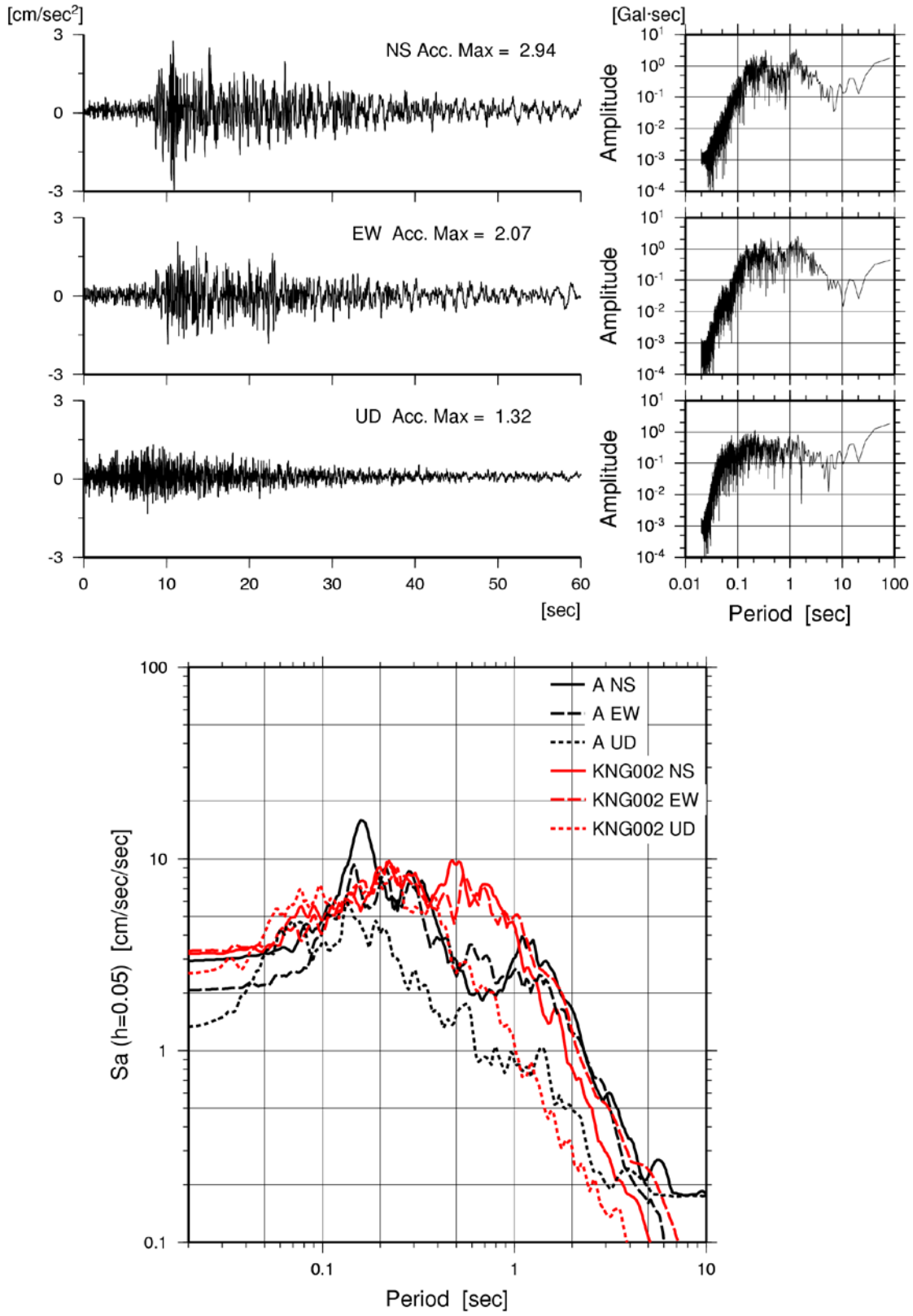
A-2203312052

図 1- 57　地震観測記録(事業所 A、地震番号:56)



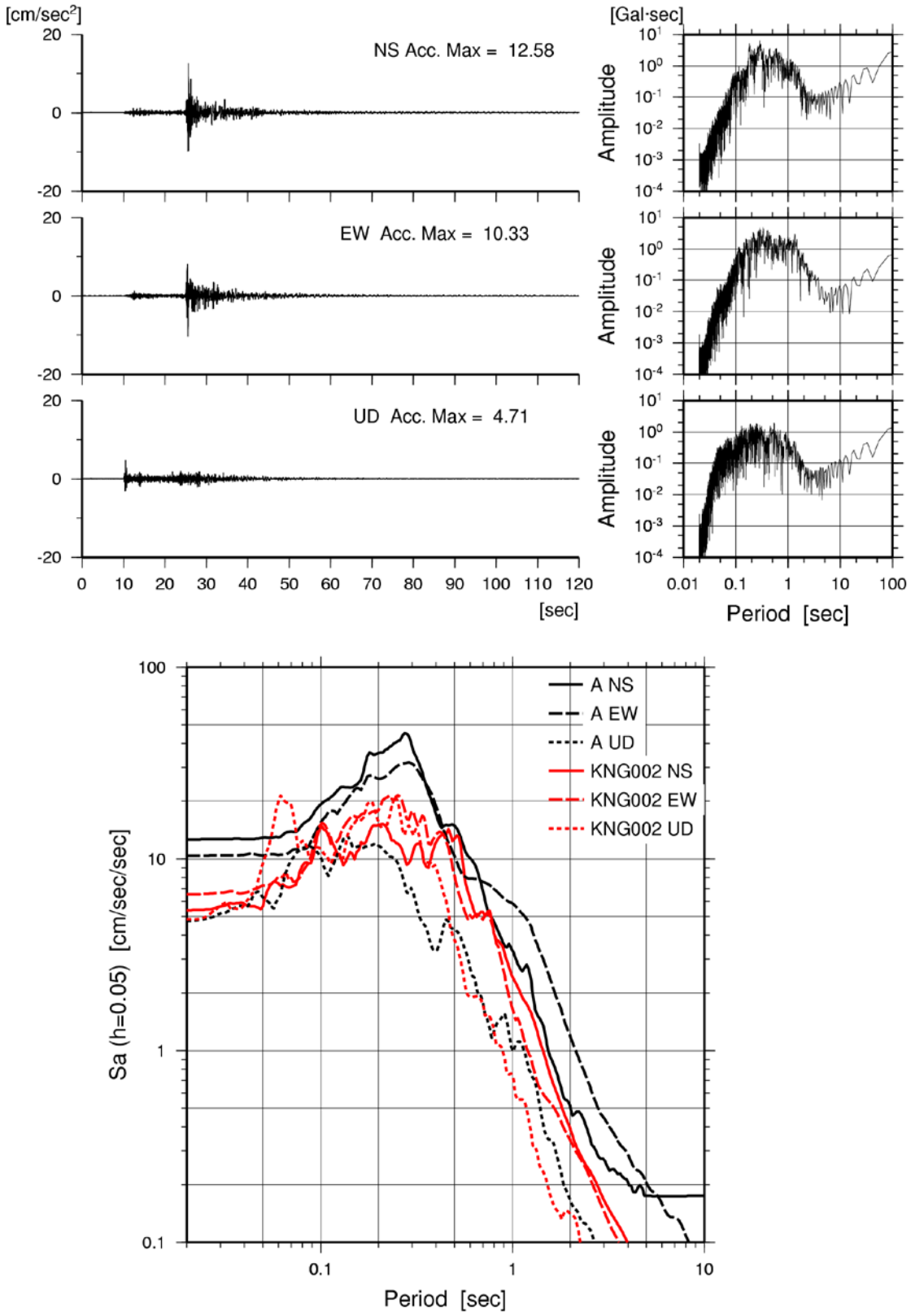
A-2204042230

図 1- 58　地震観測記録(事業所 A、地震番号:57)



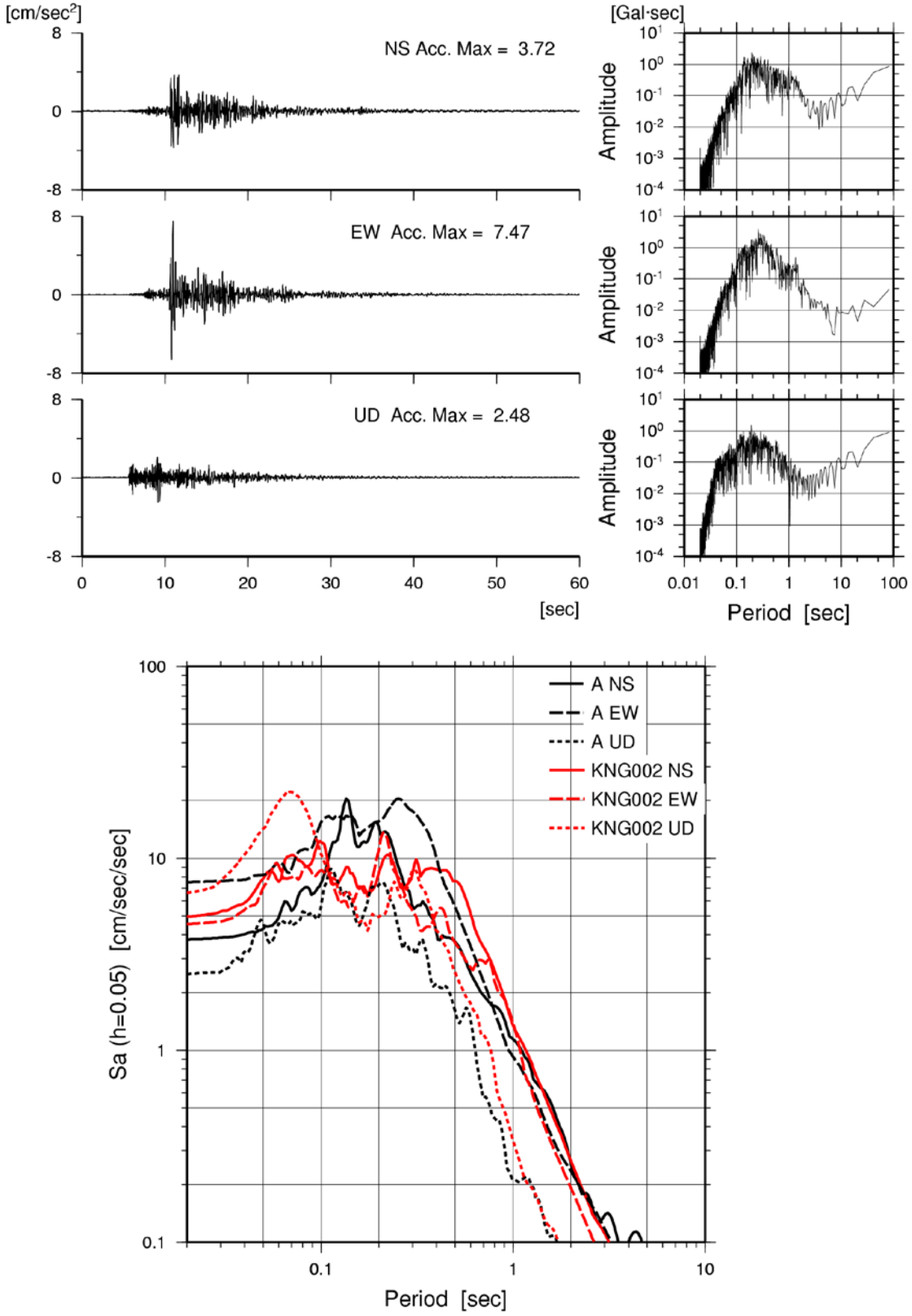
A-2204190816

図 1- 59　地震観測記録(事業所 A、地震番号:58)



A-2205031940

図 1- 60　地震観測記録(事業所 A、地震番号:59)



A-2207091910

図 1- 61　地震観測記録(事業所 A、地震番号:60)

2. 四日市コンビナート地区

表 2-1　四日市コンビナート地区の観測地震リスト

番号	発震日					緯度	経度	深さ	M	地点		
	年	月	日	時	分					B	C	D
1	2007	4	15	12	19	34.79	136.41	16	5.4		○	
2	2007	7	16	17	24	34.26	135.95	49	4.7		○	
3	2009	2	18	06	47	35.66	136.31	9	5.2		○	
4	2009	8	11	05	07	34.79	138.50	23	6.5		○	
5	2010	7	21	06	19	34.21	135.69	58	5.1		○	
6	2011	8	1	23	58	34.71	138.55	23	6.2		○	
7	2011	11	18	03	58	35.93	136.34	7	4.8		○	
8	2011	12	14	13	01	35.36	137.24	49	5.1		○	
9	2013	8	3	09	56	34.64	137.53	34	4.9		○	
10	2016	4	1	11	39	33.32	136.38	29	6.5		○	
11	2016	11	19	11	48	33.84	135.46	51	5.4		○	
12	2017	6	25	07	02	35.87	137.59	7	5.6		○	
13	2018	6	18	07	58	34.84	135.62	13	6.1		○	
14	2018	10	7	10	14	35.04	137.57	42	5.0		○	
15	2020	9	27	13	13	35.08	137.79	45	5.1		○	○
16	2020	10	19	03	28	35.21	136.63	42	4.1	○	○	○
17	2021	2	13	23	08	37.73	141.70	55	7.3		○	○
18	2021	8	16	05	03	35.45	136.33	13	4.6		○	○
19	2021	8	16	08	17	35.46	136.33	13	4.4		○	○
20	2022	1	22	01	08	33.80	135.15	45	6.6		○	
21	2022	4	7	09	30	34.90	137.50	11	4.7		○	

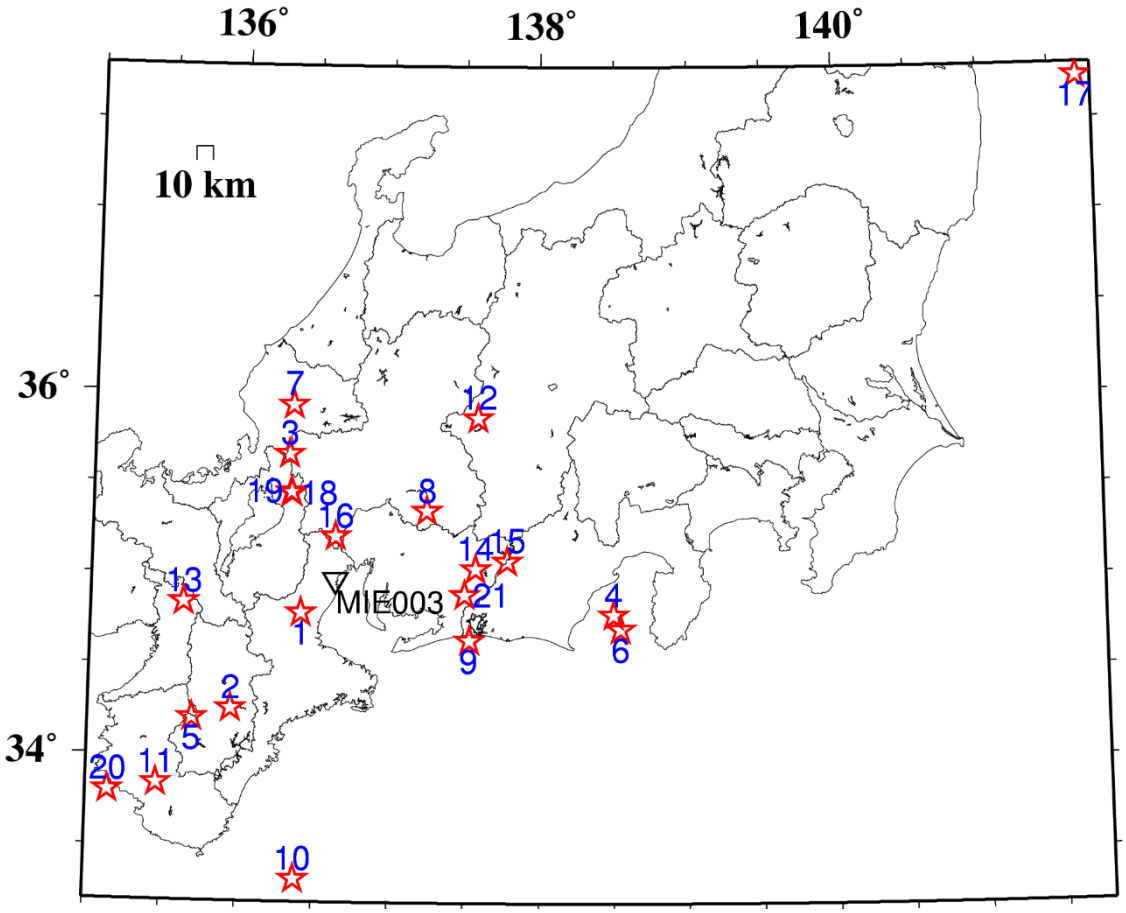
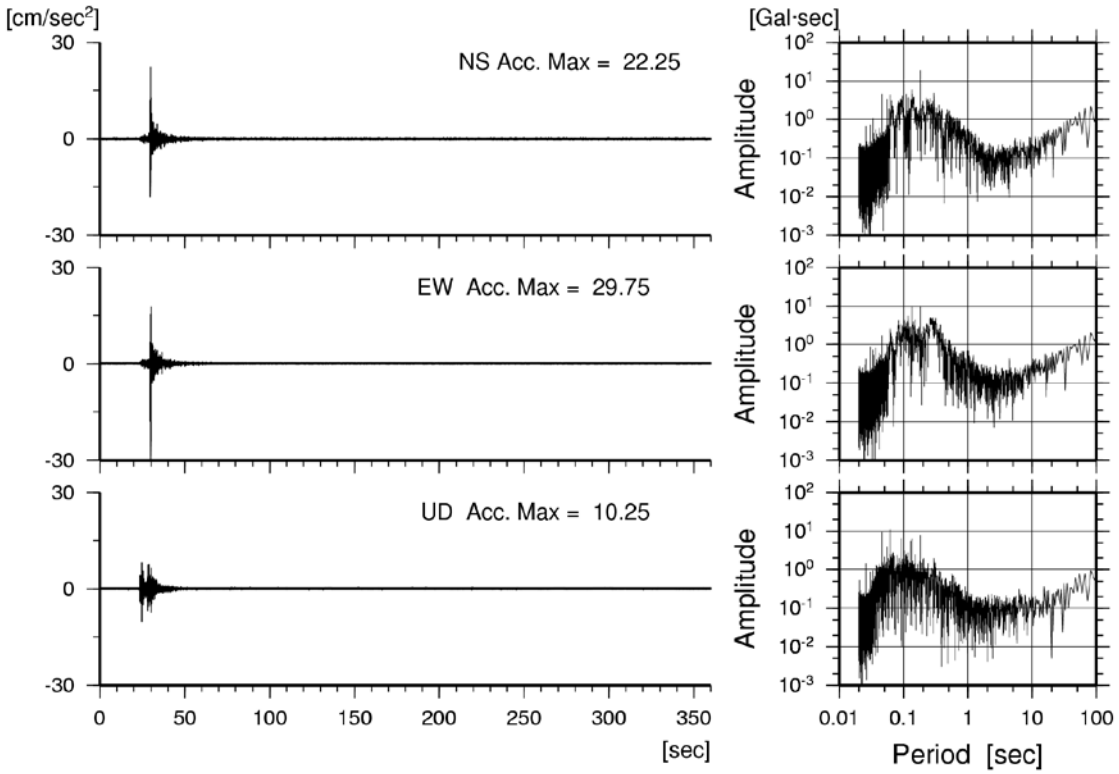
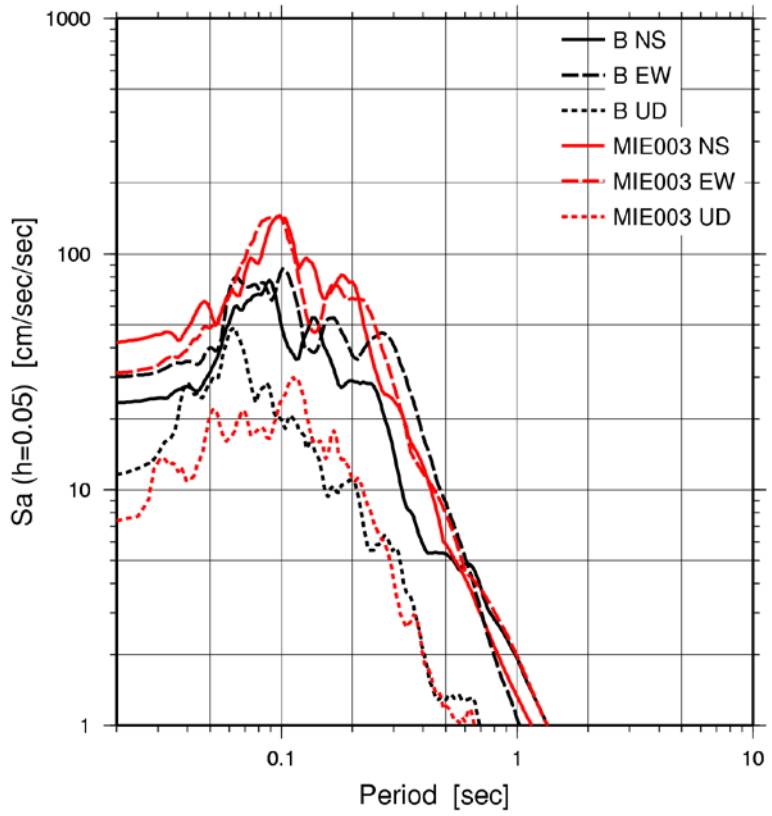


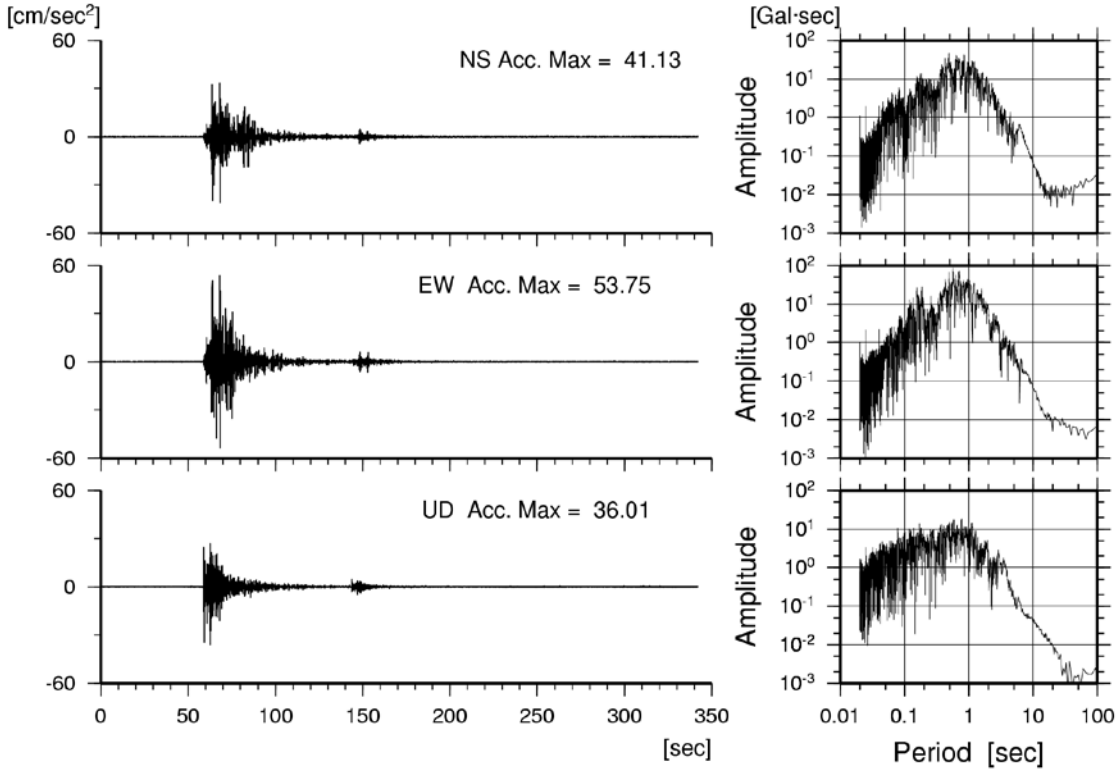
図 2-1　四日市コンビナート地区の観測地震の震央位置

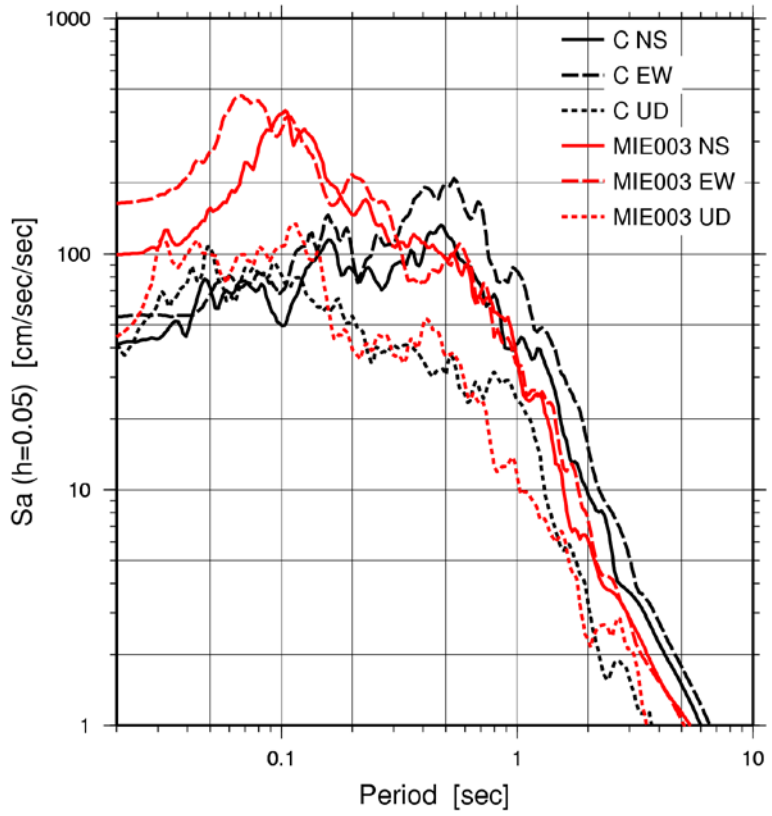




B-2010190328

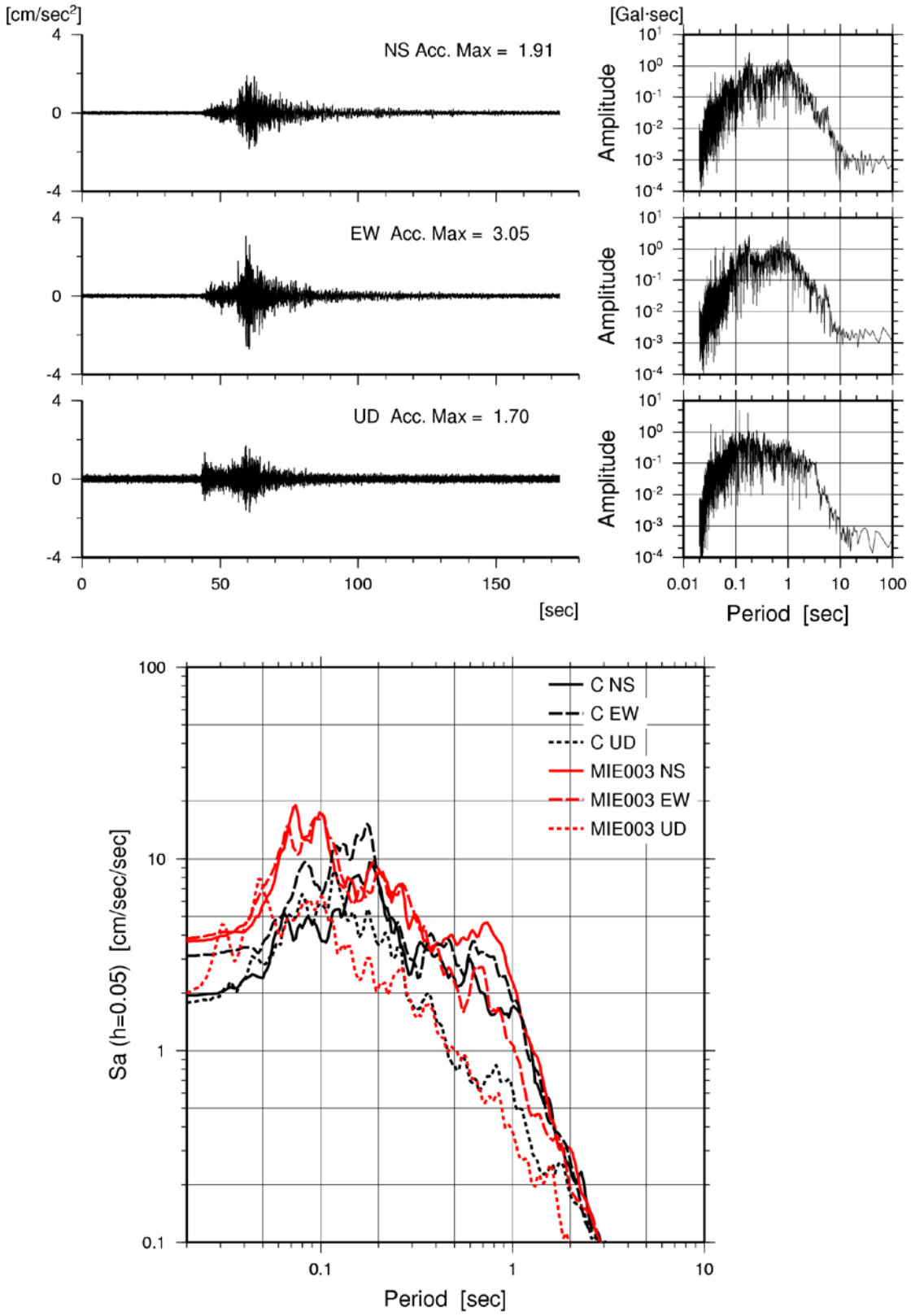
図 2- 1 地震観測記録(事業所 B、地震番号: 16)





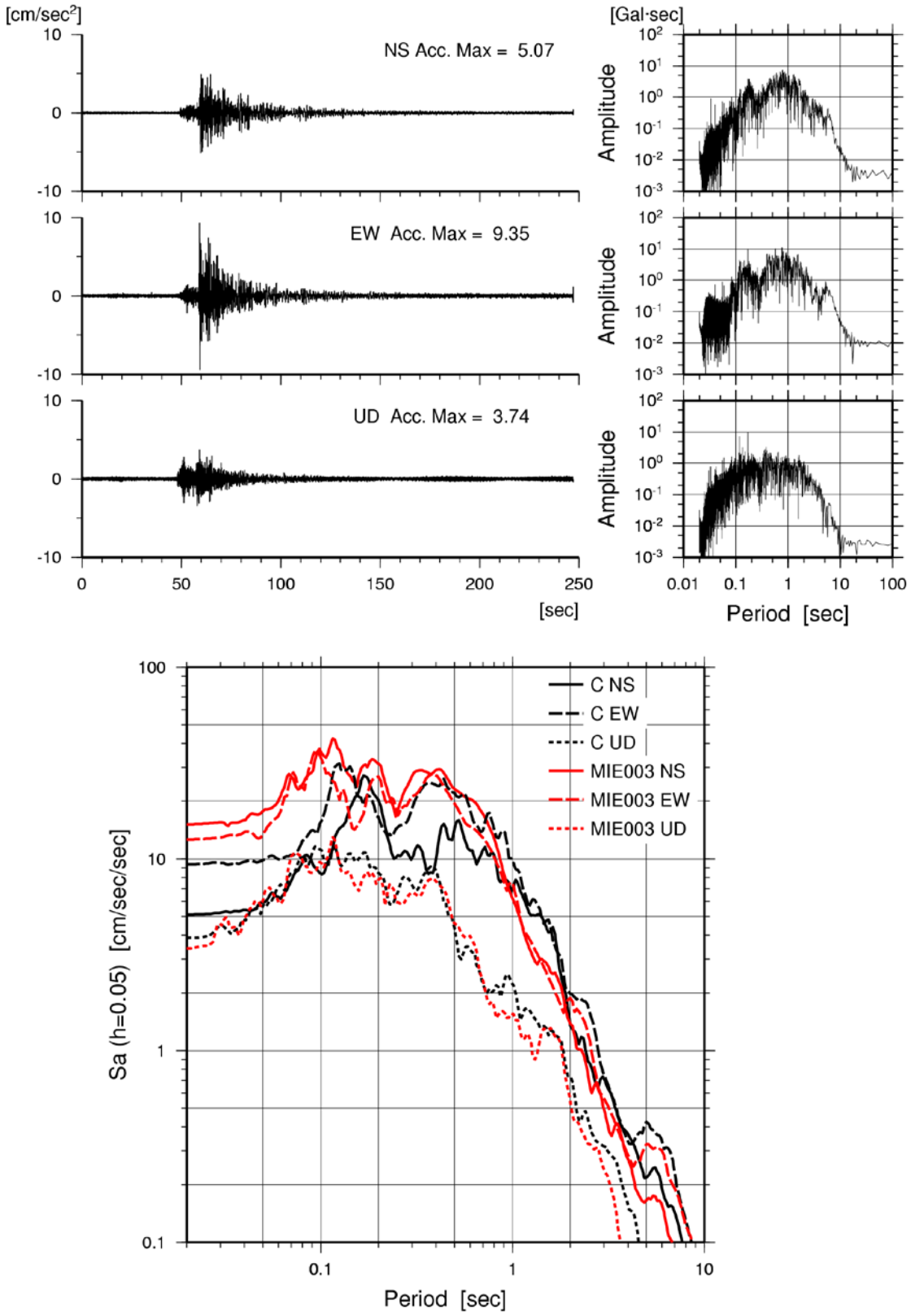
C-200704151219

図 2- 2 地震観測記録(事業所 C、地震番号:1)



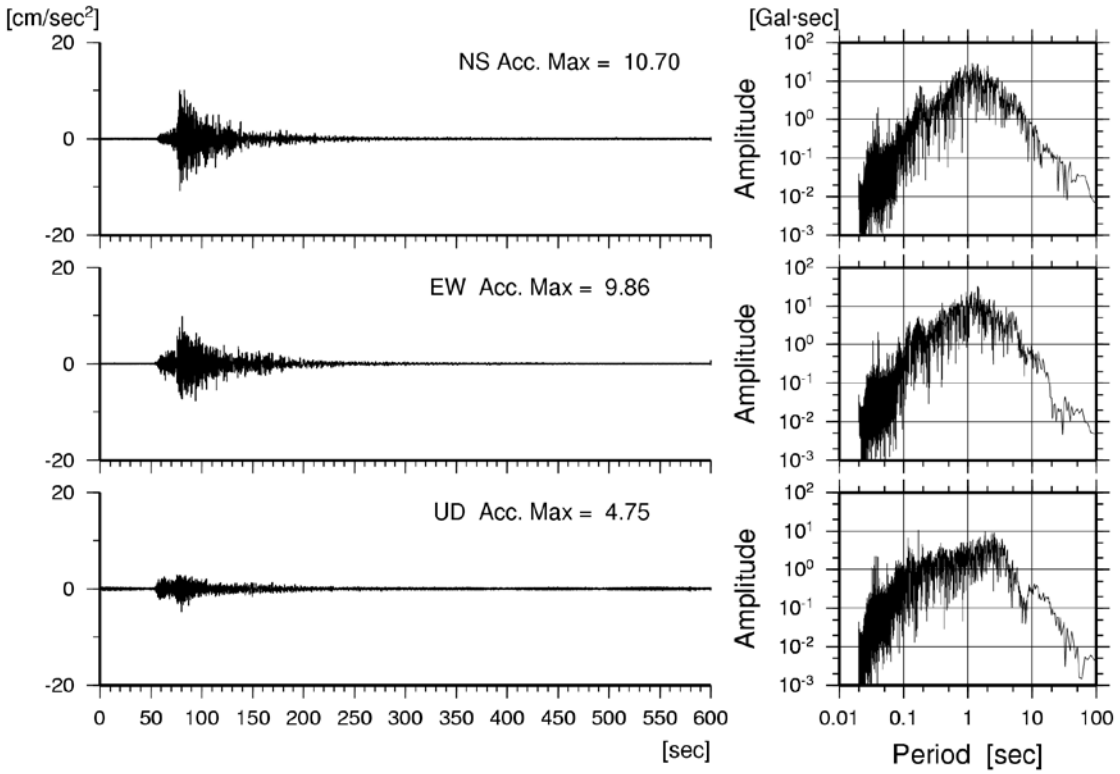
C-200707161724

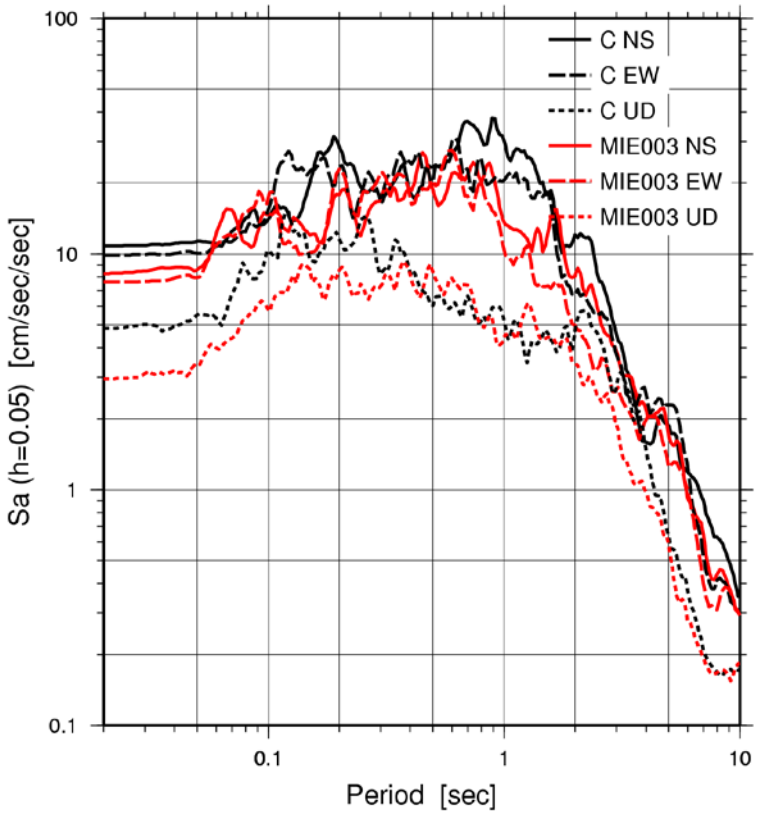
図 2- 3 地震観測記録(事業所 C、地震番号:2)



C-200902180647

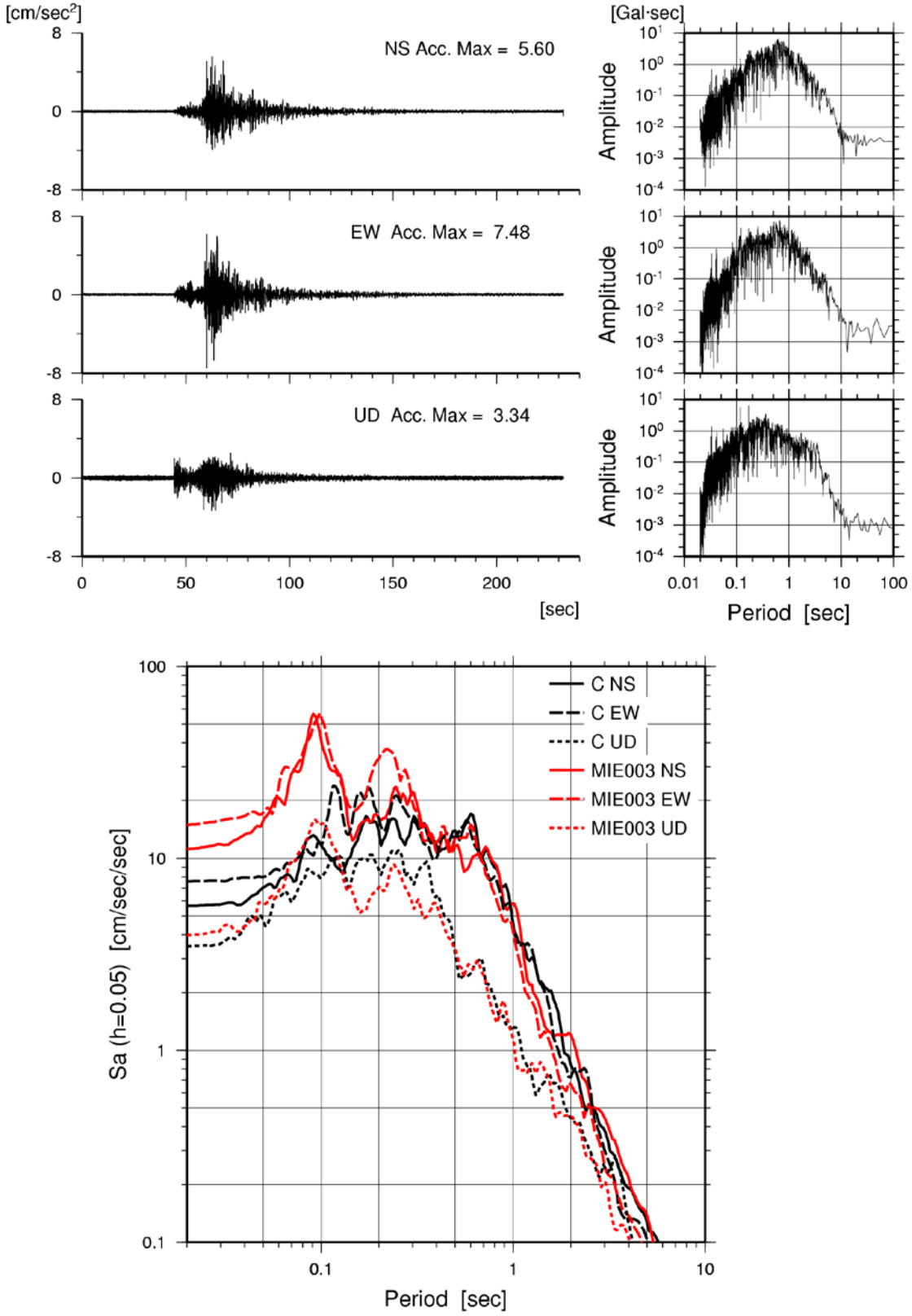
図 2- 4 地震観測記録(事業所 C、地震番号:3)





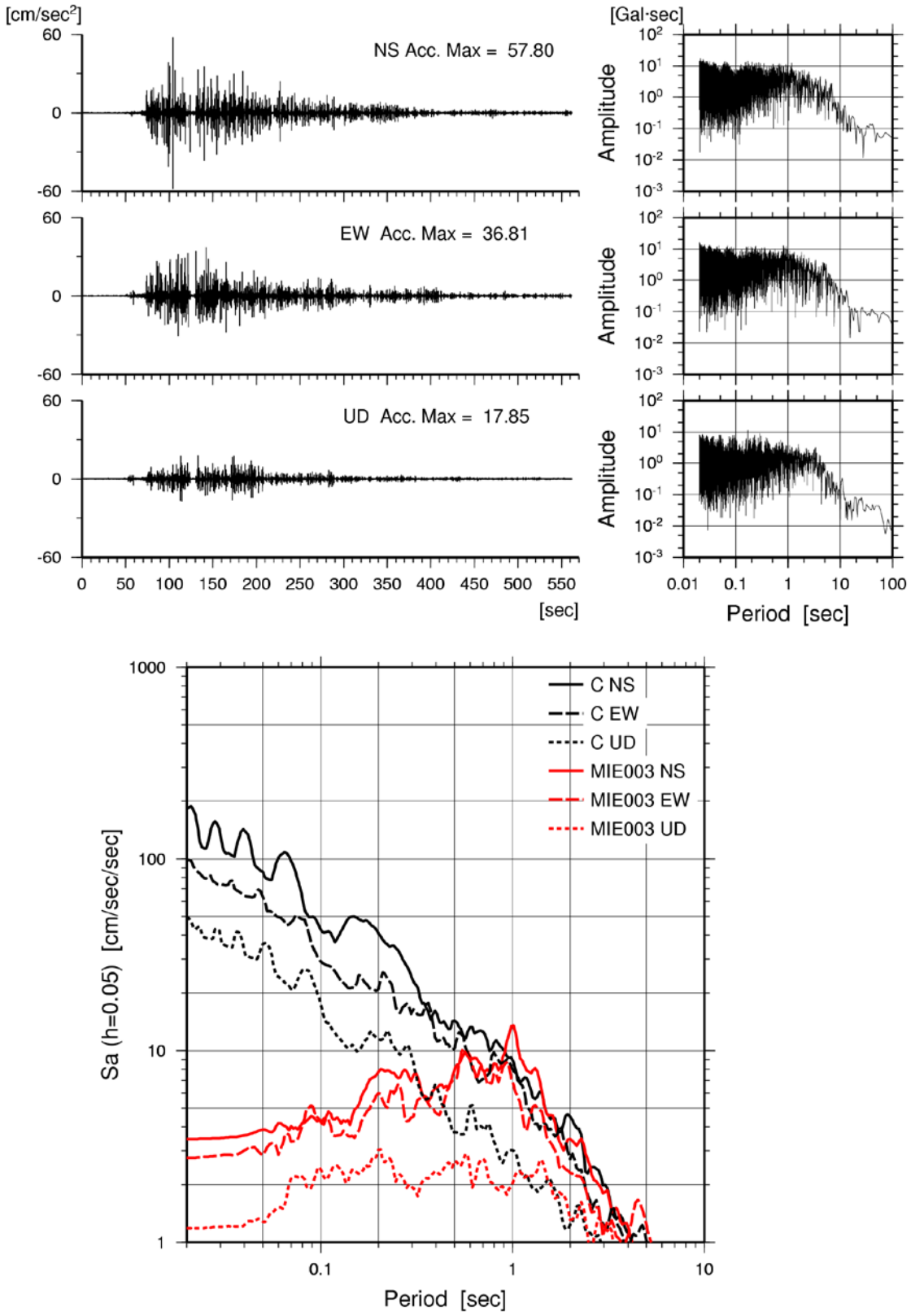
C-200908110507

図 2- 5 地震観測記録(事業所 C、地震番号:4)



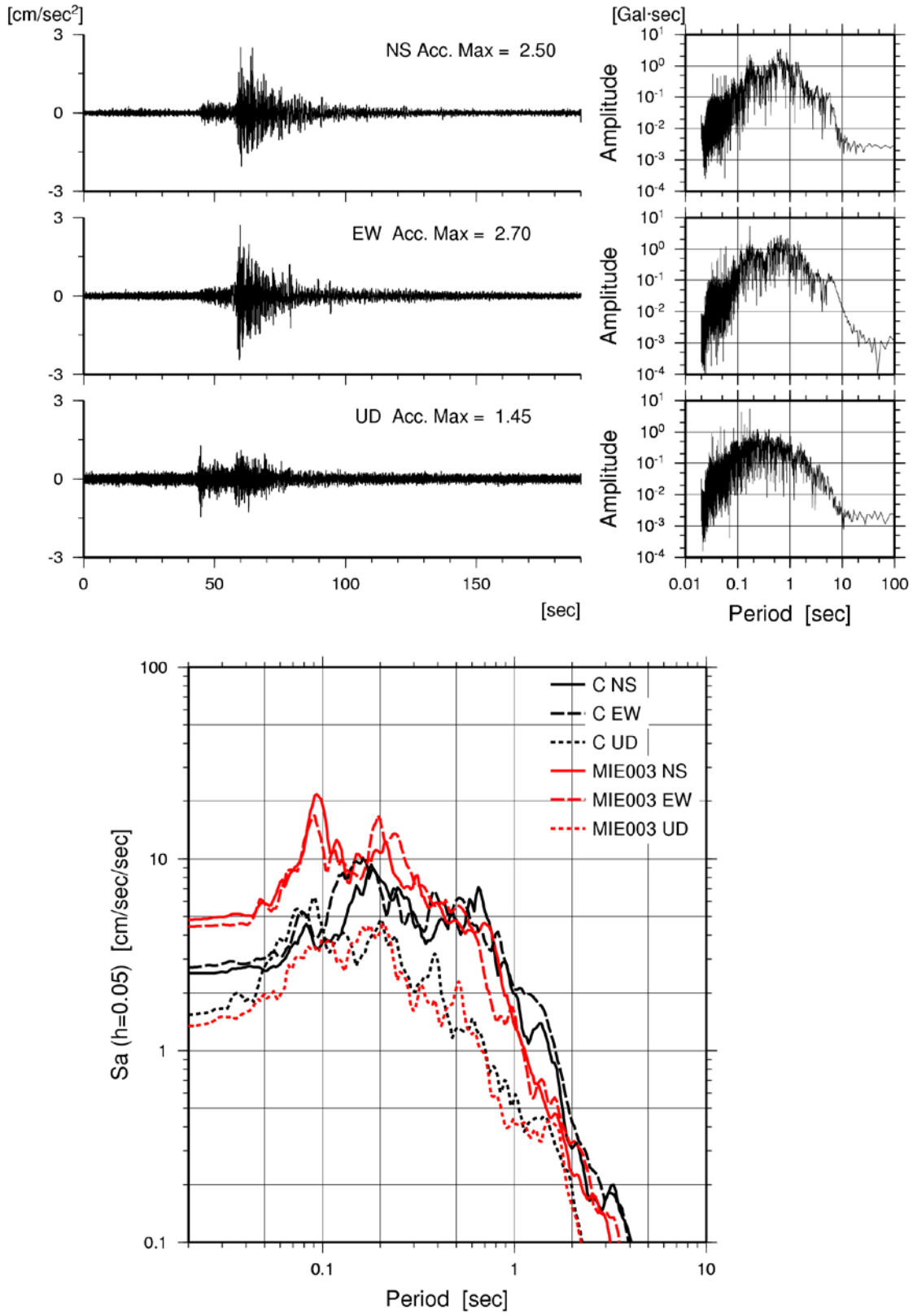
C-201007210619

図 2- 6 地震観測記録(事業所 C、地震番号:5)



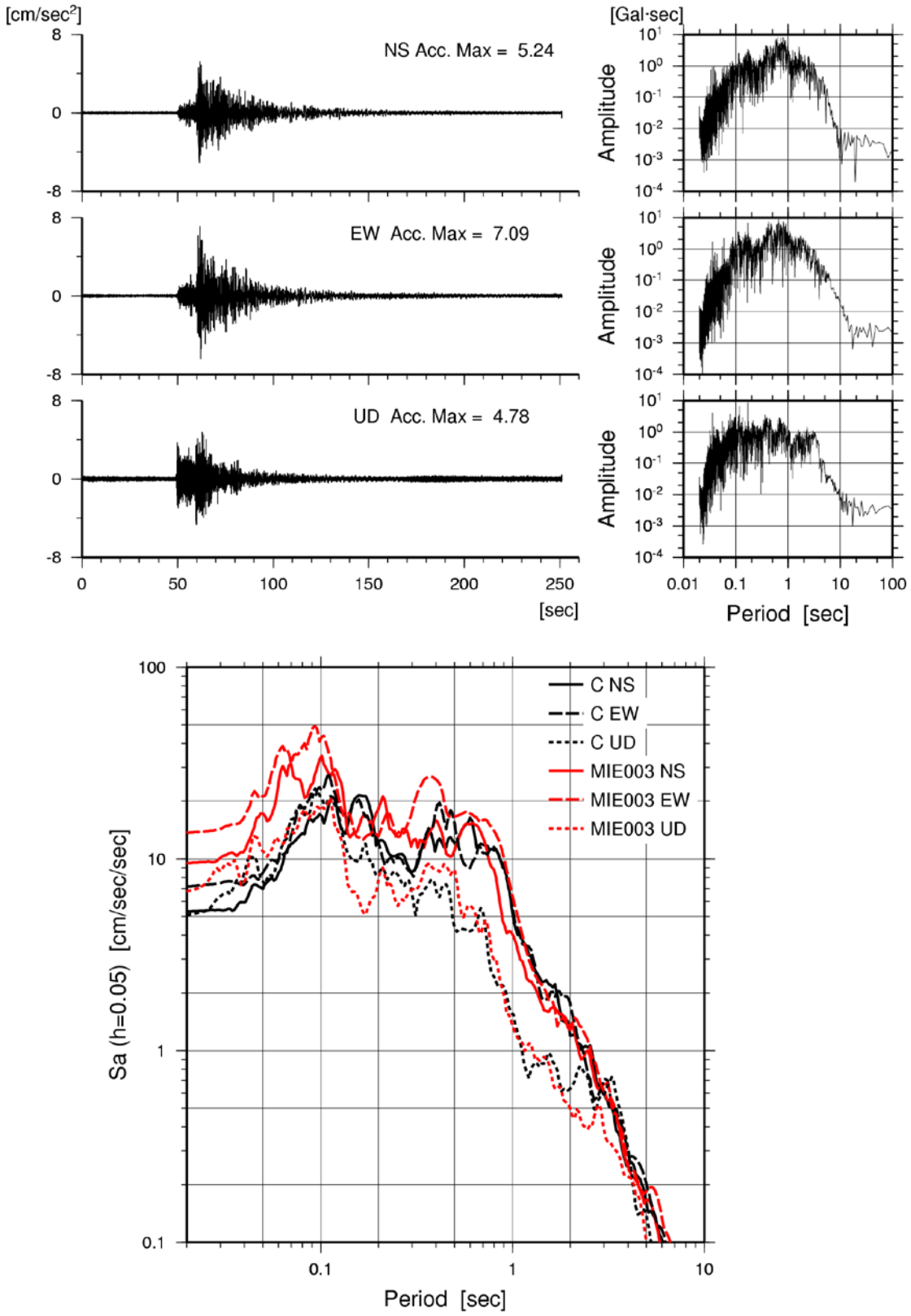
C-201108012358

図 2- 7 地震観測記録(事業所 C、地震番号:6)



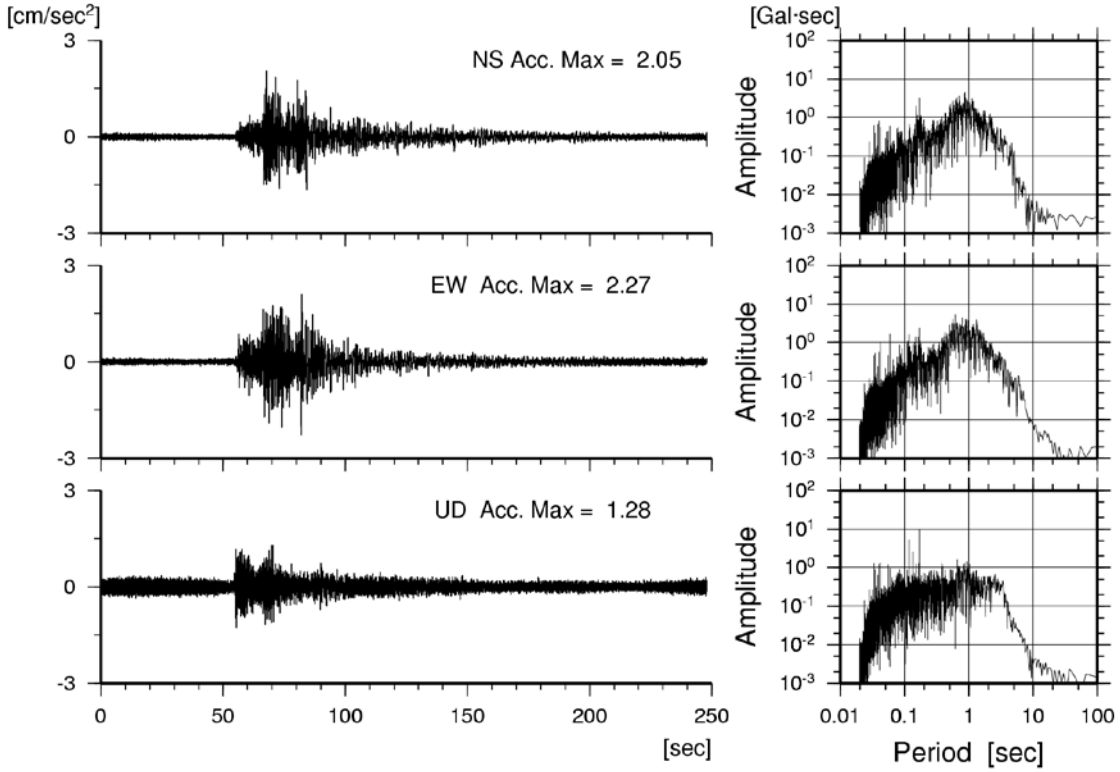
C-201111180358

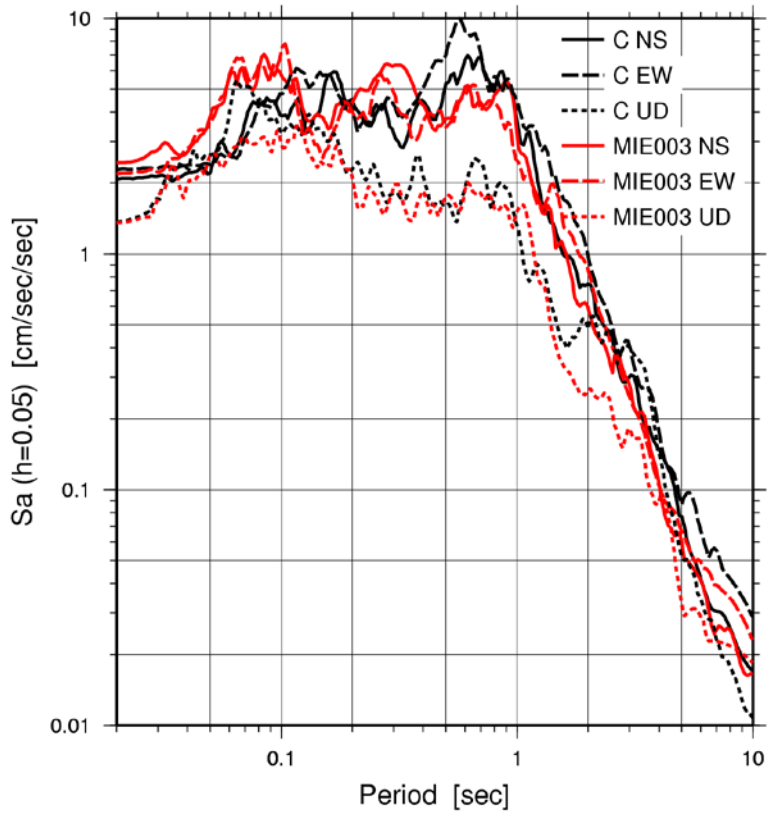
図 2- 8 地震観測記録(事業所 C、地震番号:7)



C-201112141301

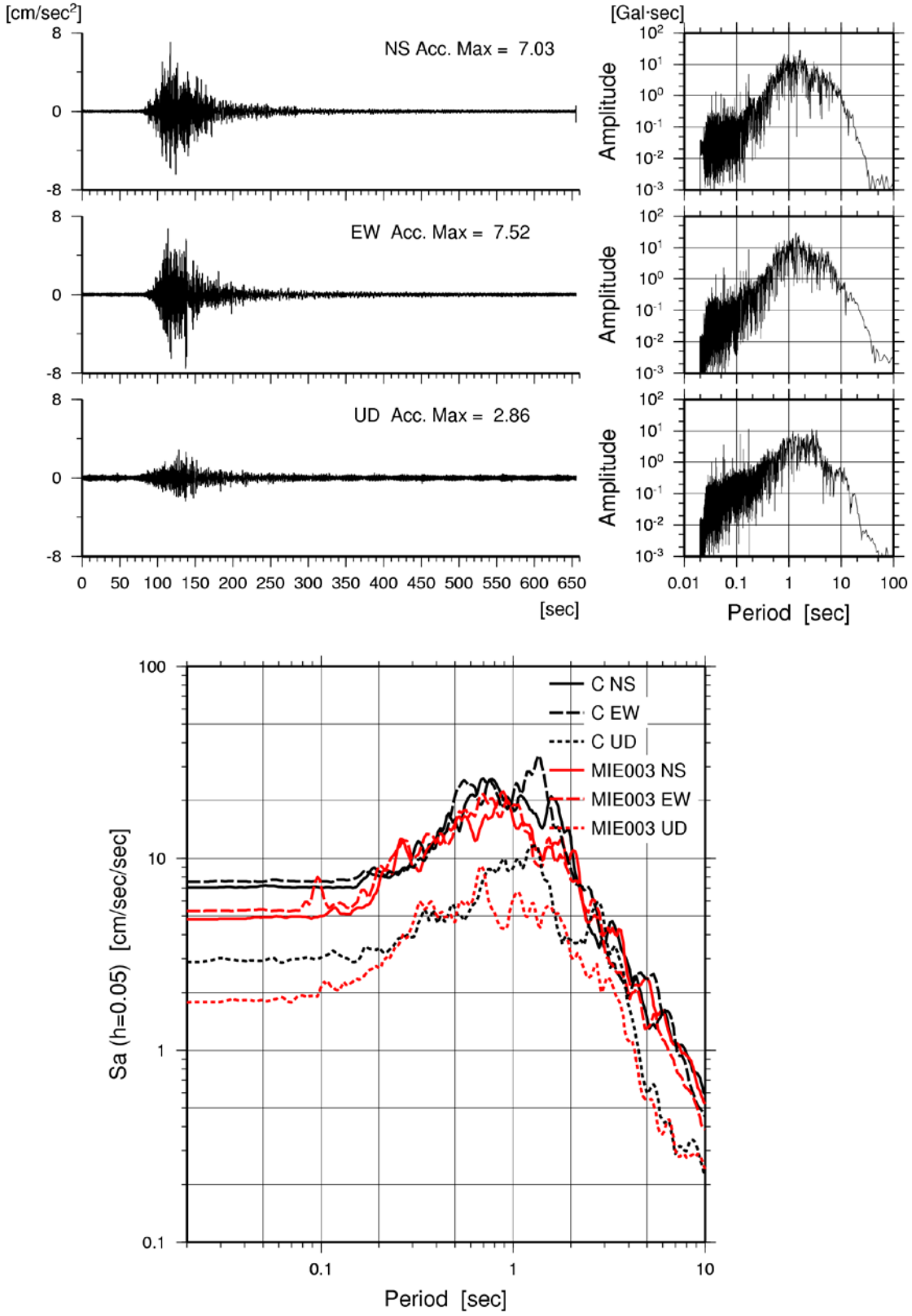
図 2- 9 地震観測記録(事業所 C、地震番号:8)





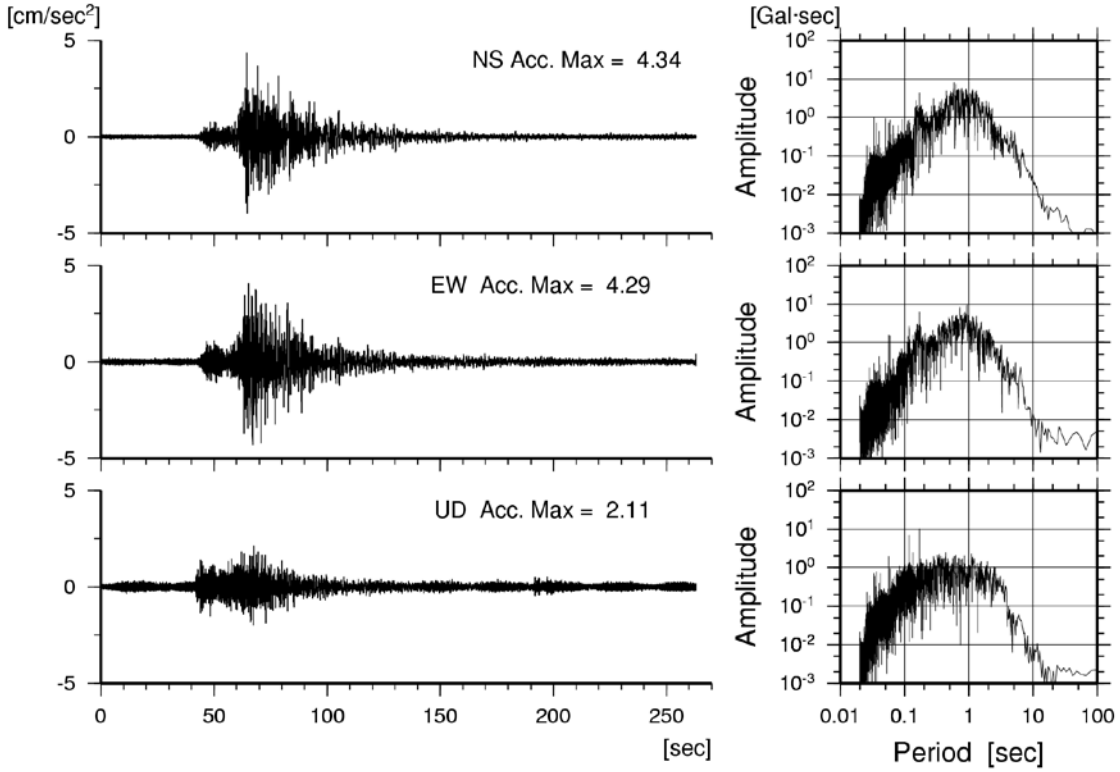
C-201308030956

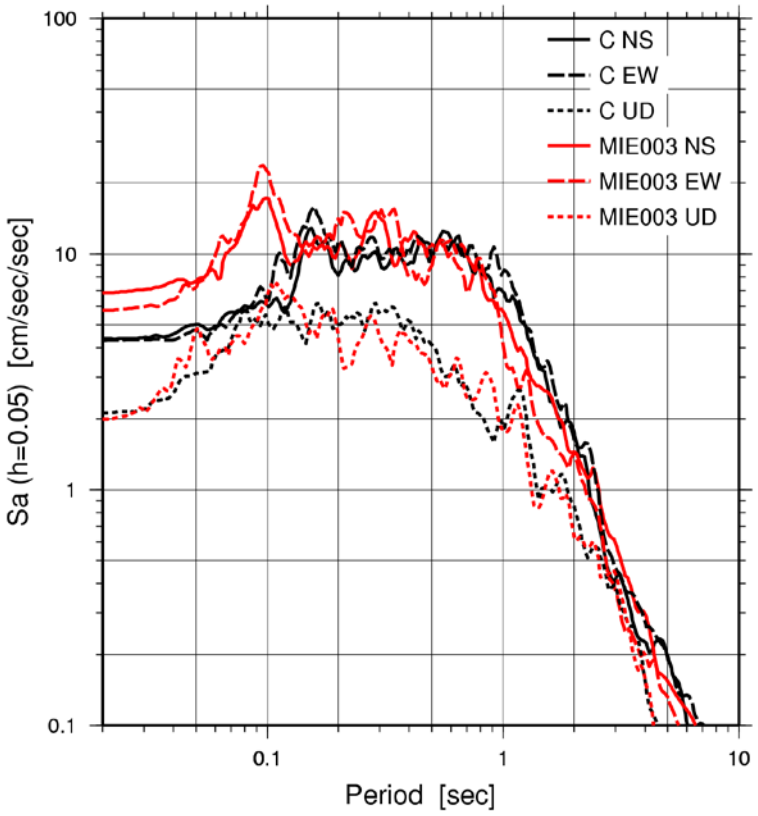
図 2- 10 地震観測記録(事業所 C、地震番号:9)



C-201604011139

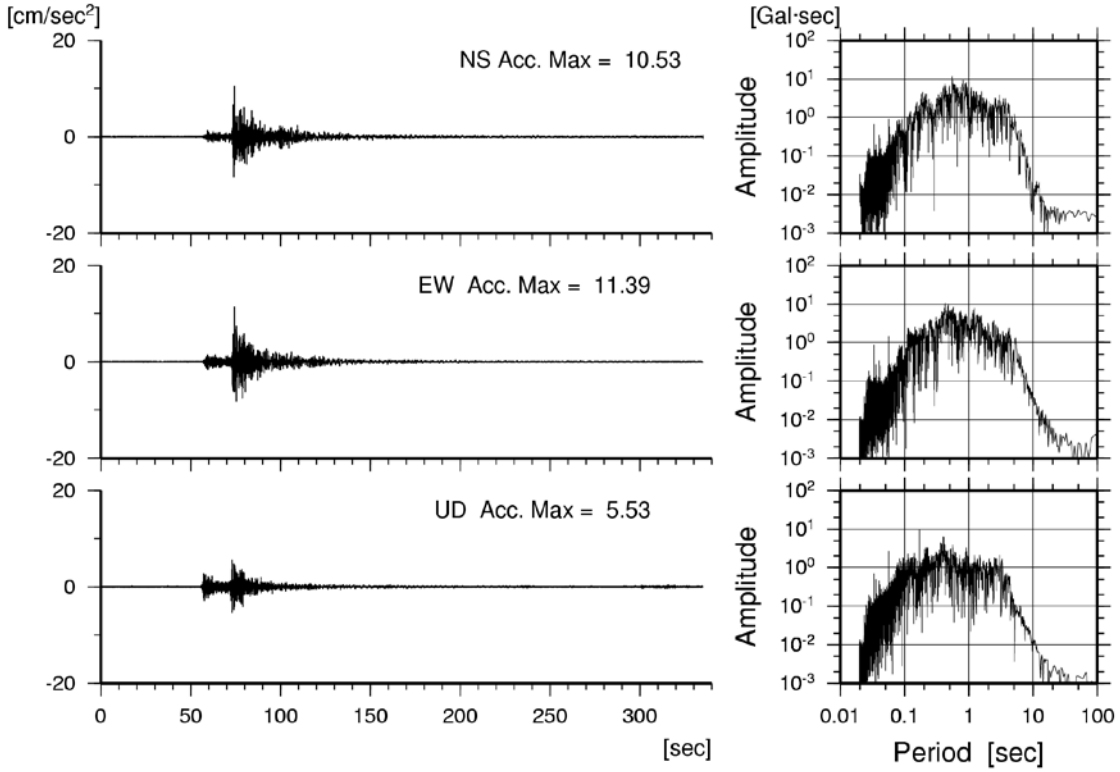
図 2- 11 地震観測記録(事業所 C、地震番号:10)

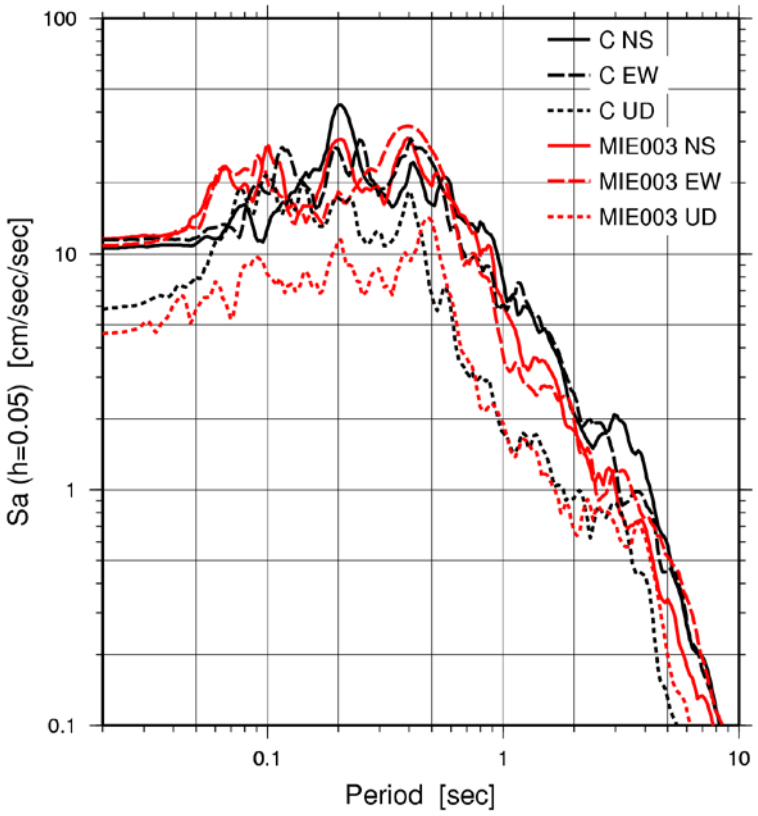




C-201611191148

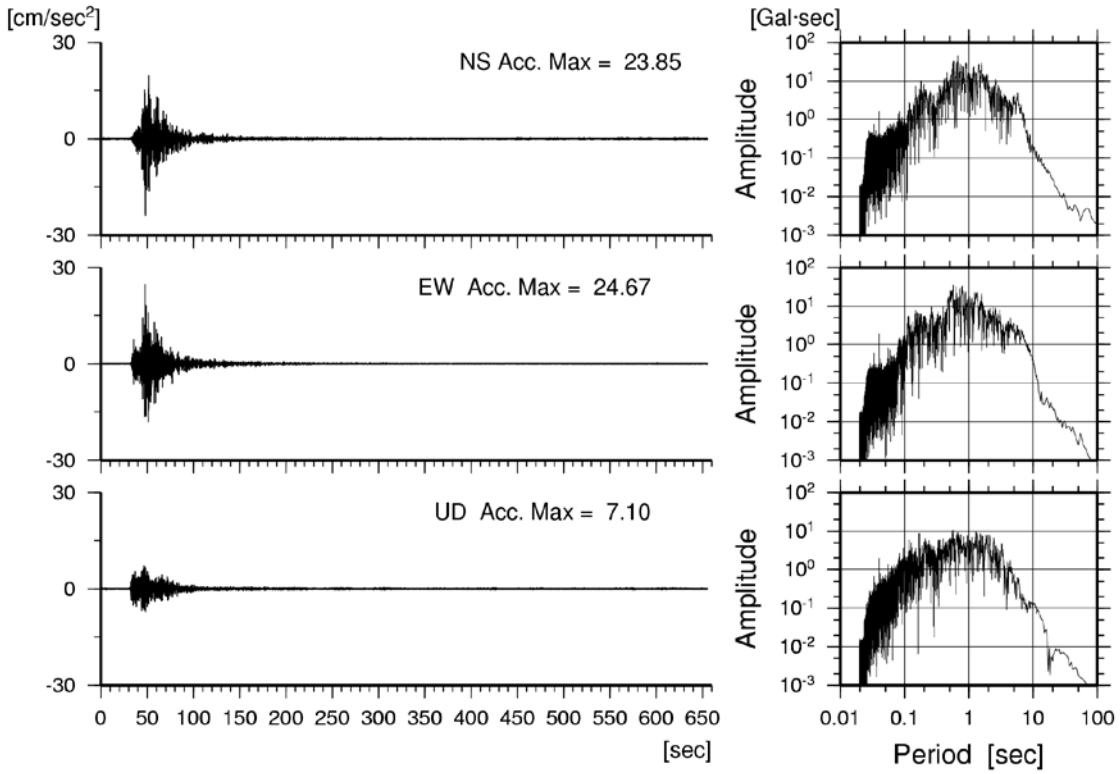
図 2- 12 地震観測記録(事業所 C、地震番号:11)

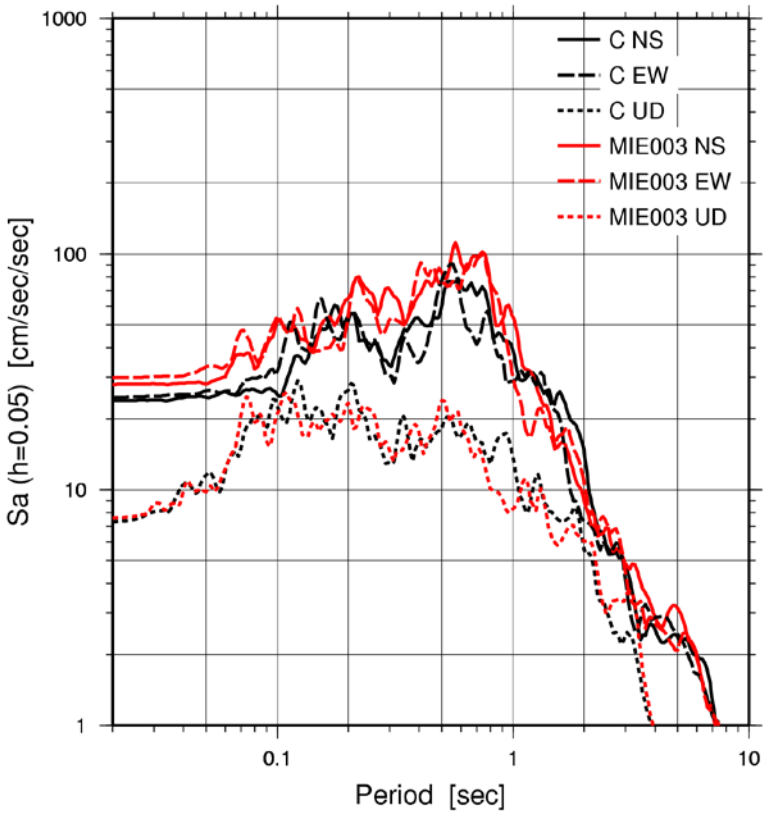




C-201706250702

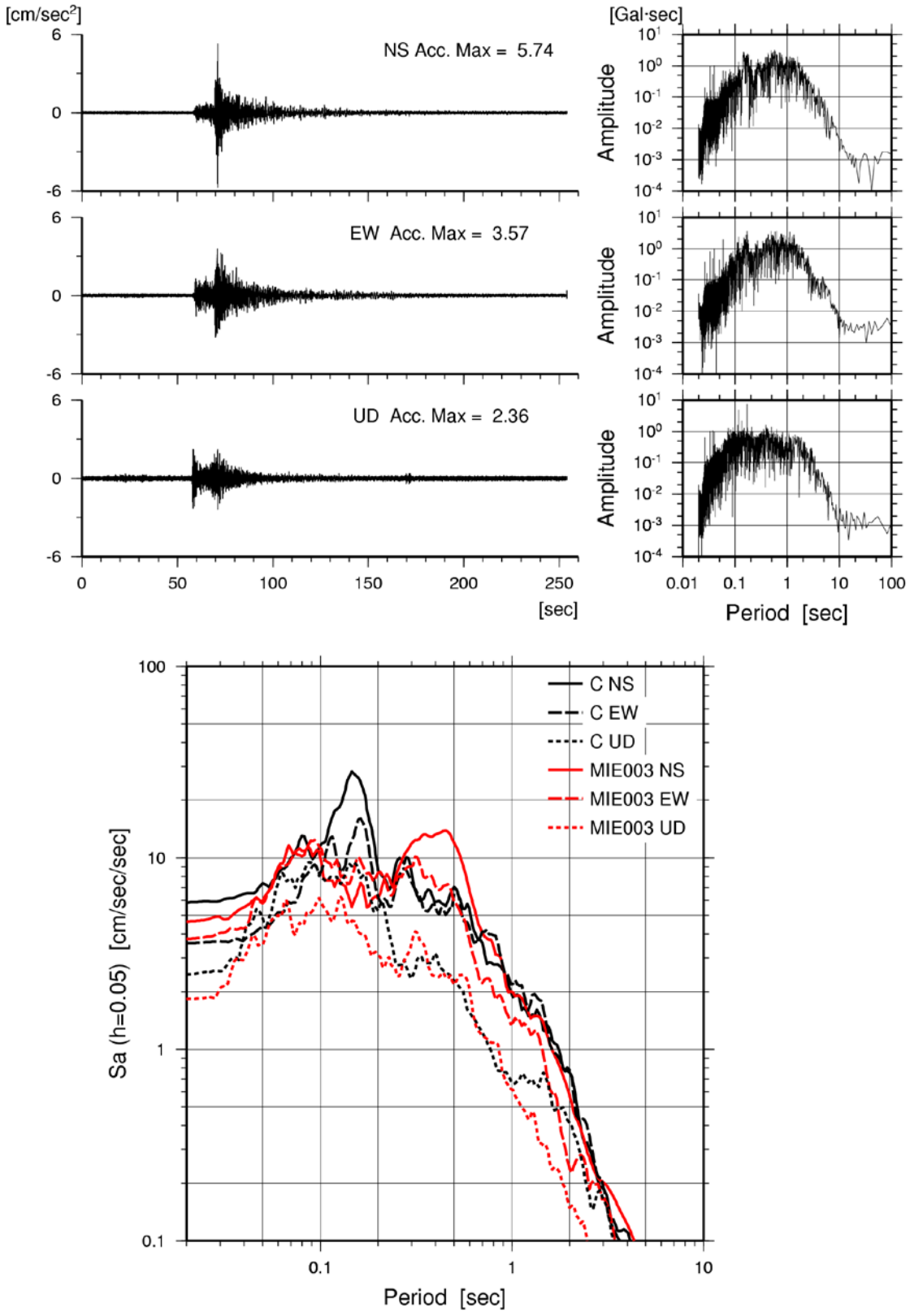
図 2- 13 地震観測記録(事業所 C、地震番号:12)





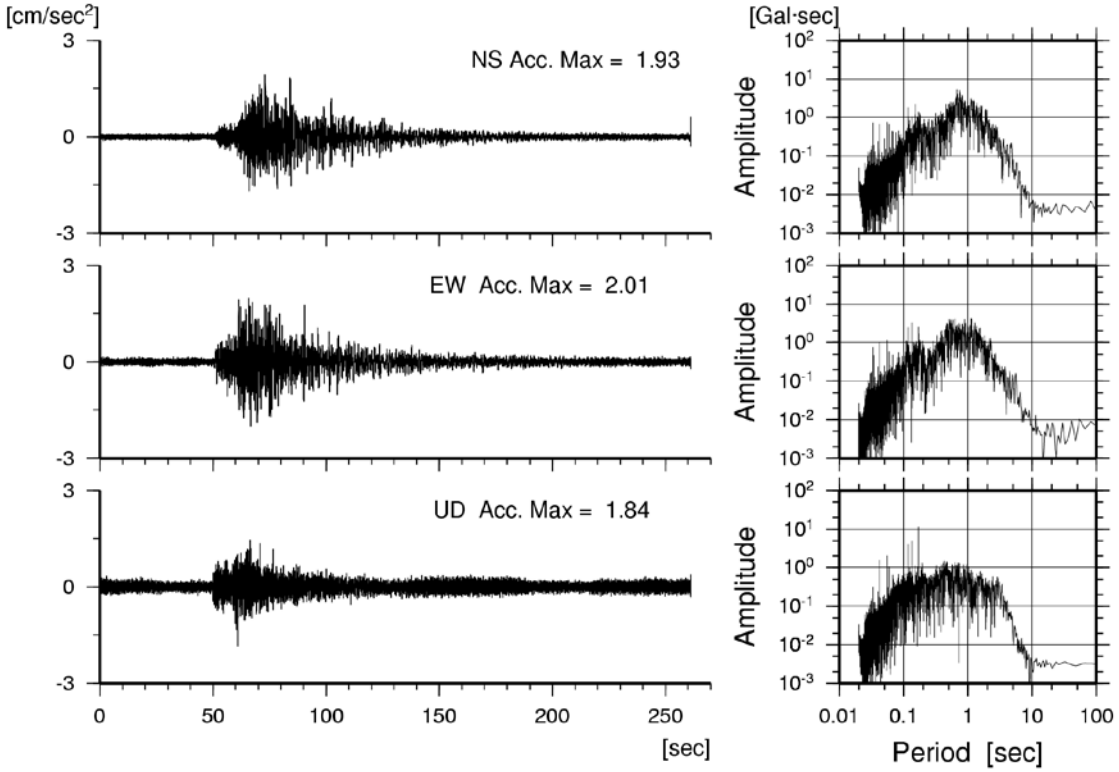
C-201806180758

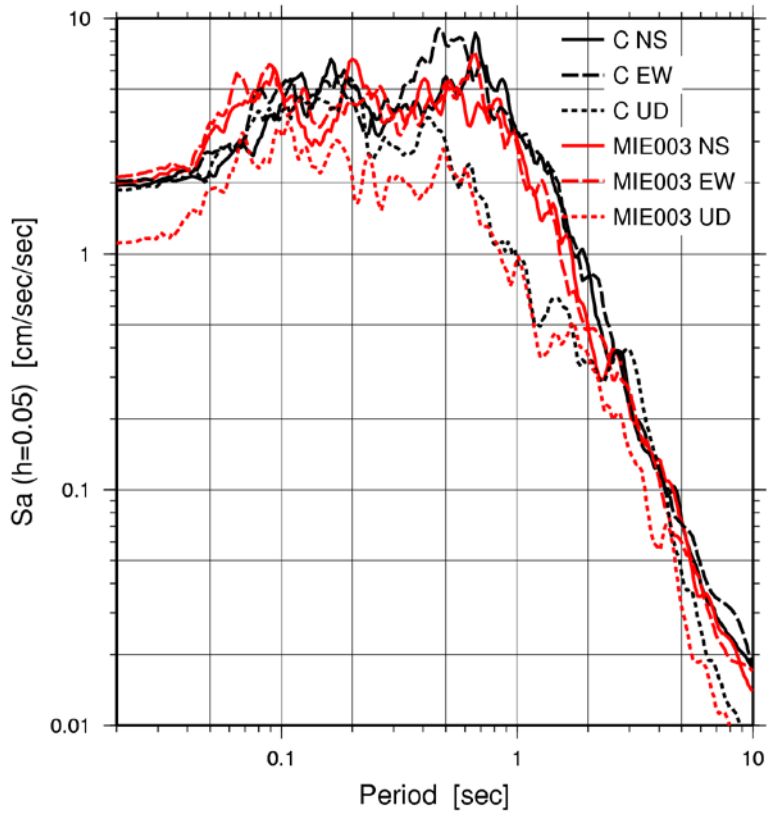
図 2- 14 地震観測記録(事業所 C、地震番号:13)



C-201810071014

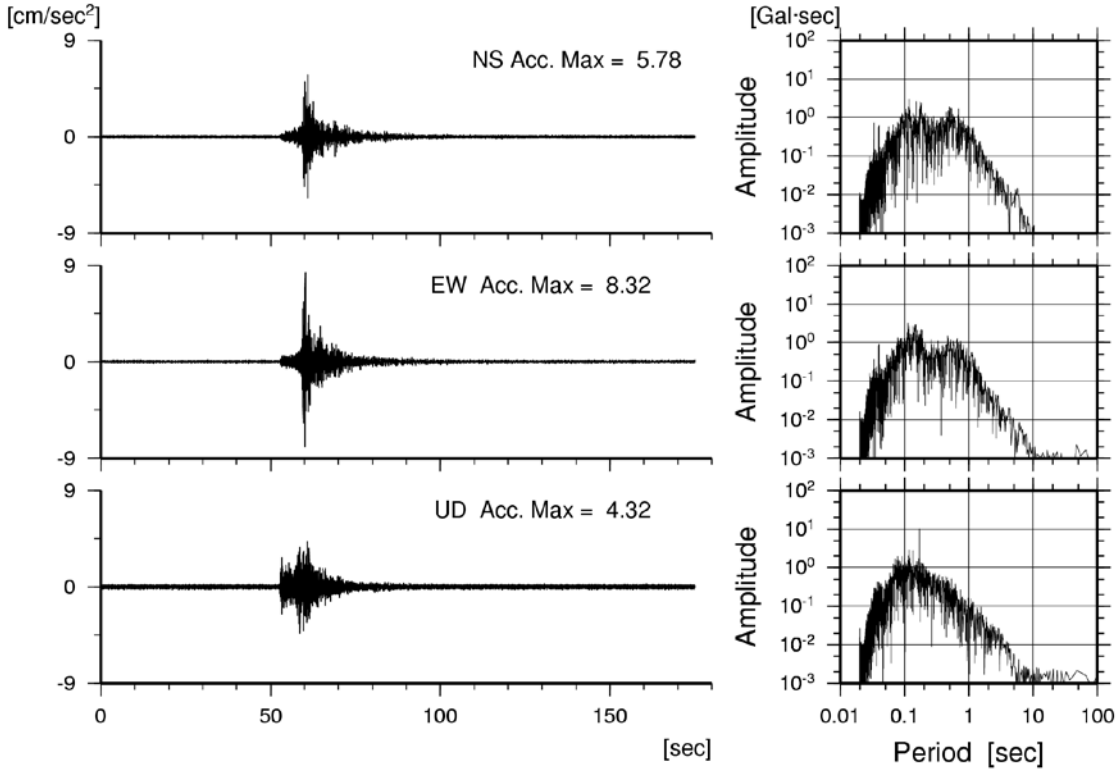
図 2- 15 地震観測記録(事業所 C、地震番号:14)

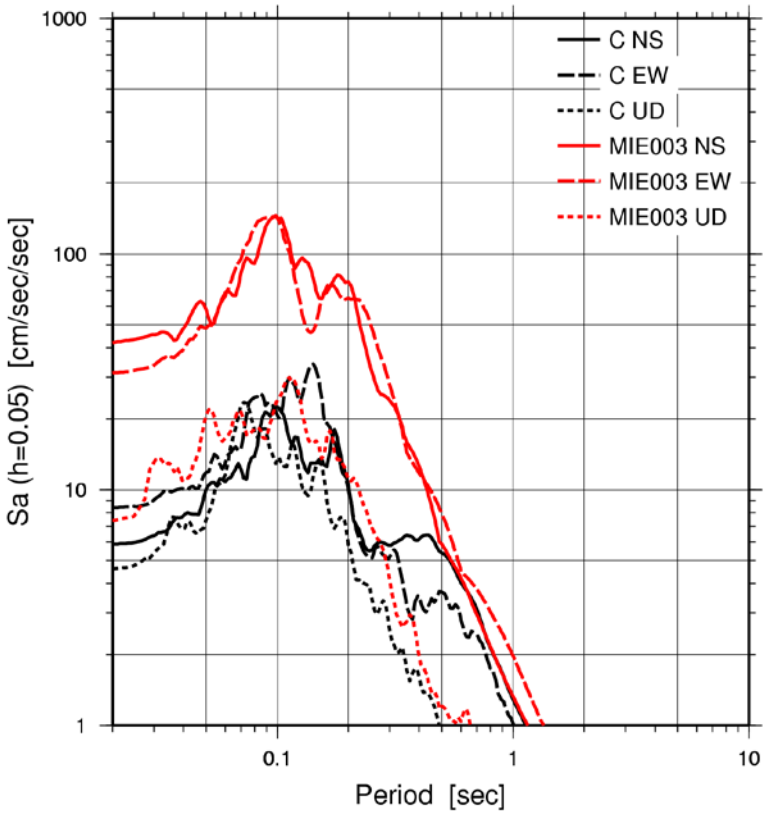




C-202009271313

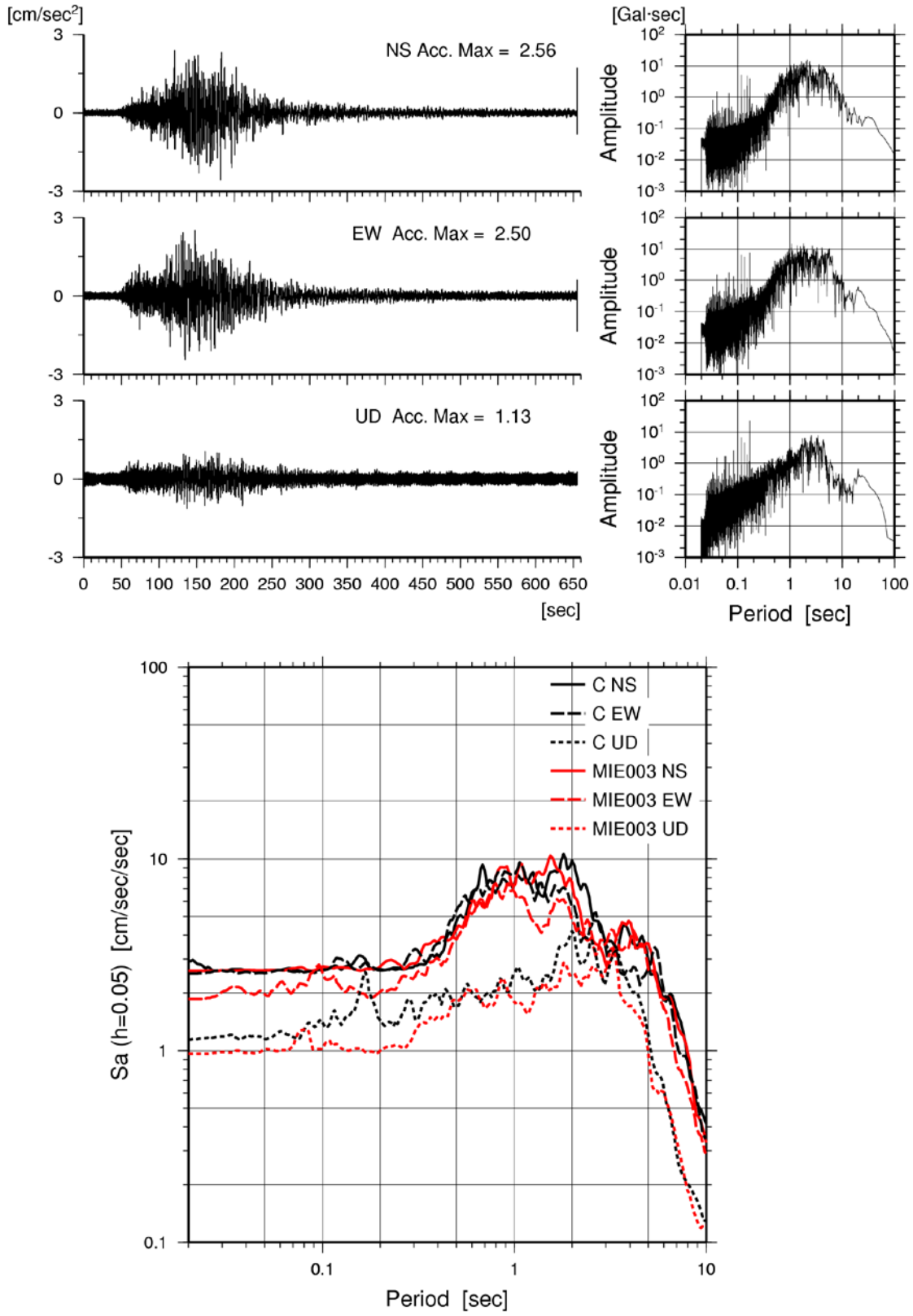
図 2- 16 地震観測記録(事業所 C、地震番号:15)





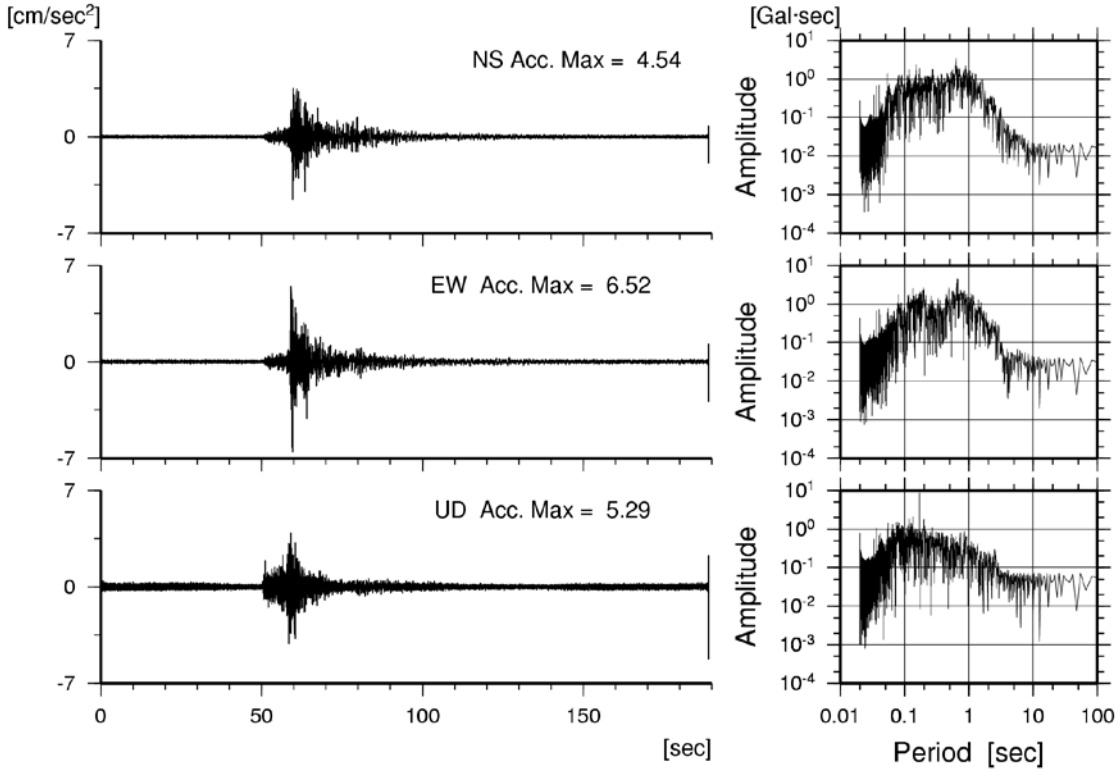
C-202010190328

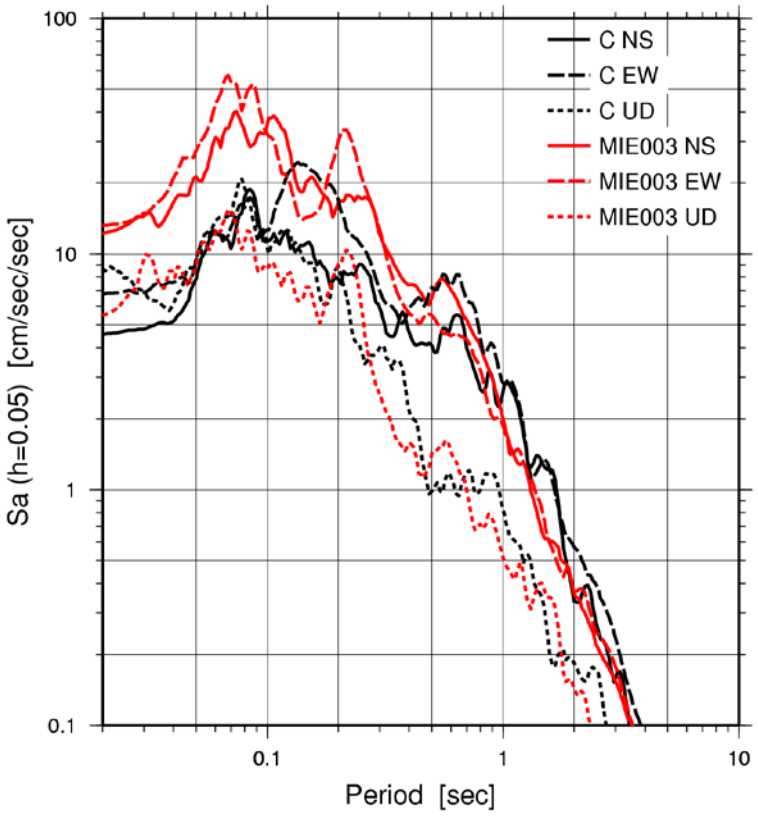
図 2- 17 地震観測記録(事業所 C、地震番号:16)



C-202102132308

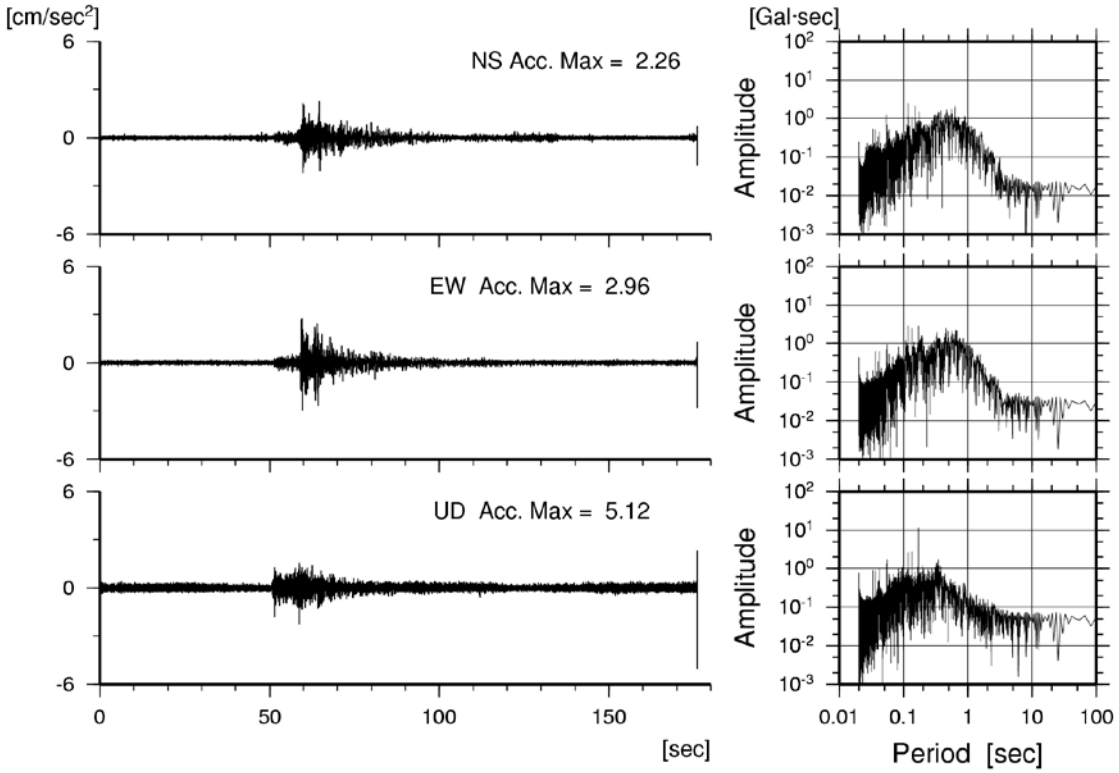
図 2- 18 地震観測記録(事業所 C、地震番号:17)

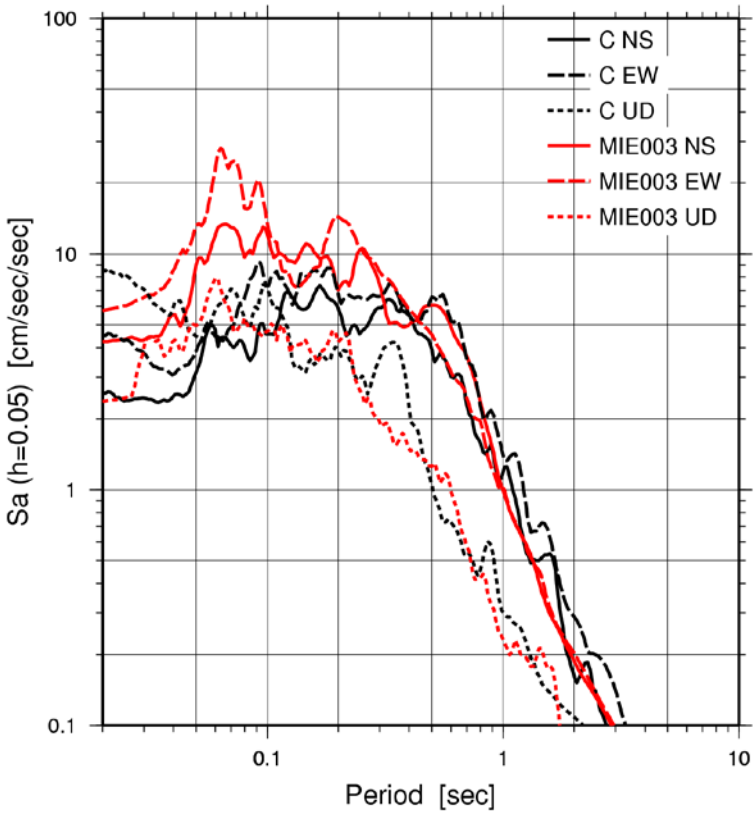




C-202108160503

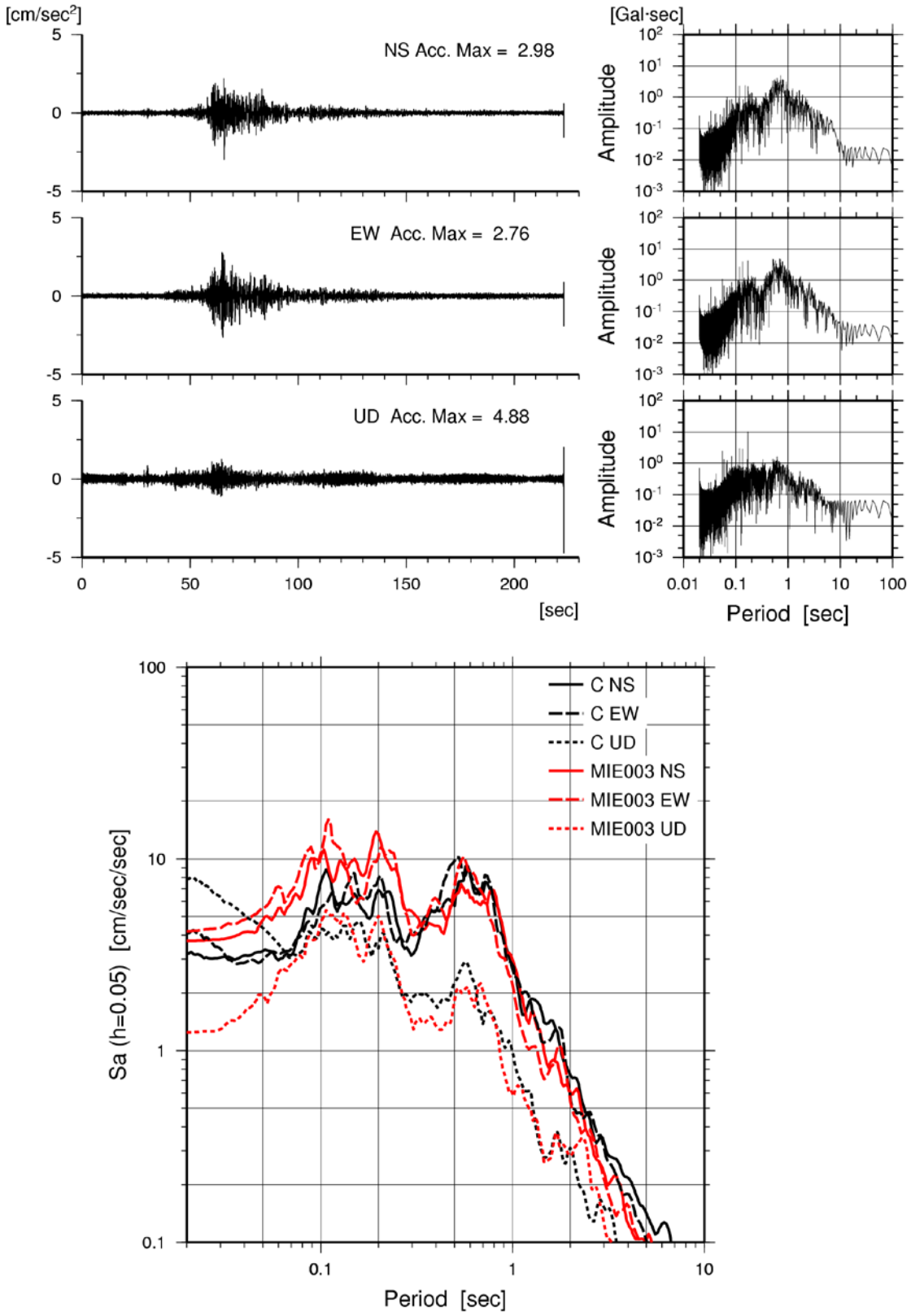
図 2- 19 地震観測記録(事業所 C、地震番号:18)





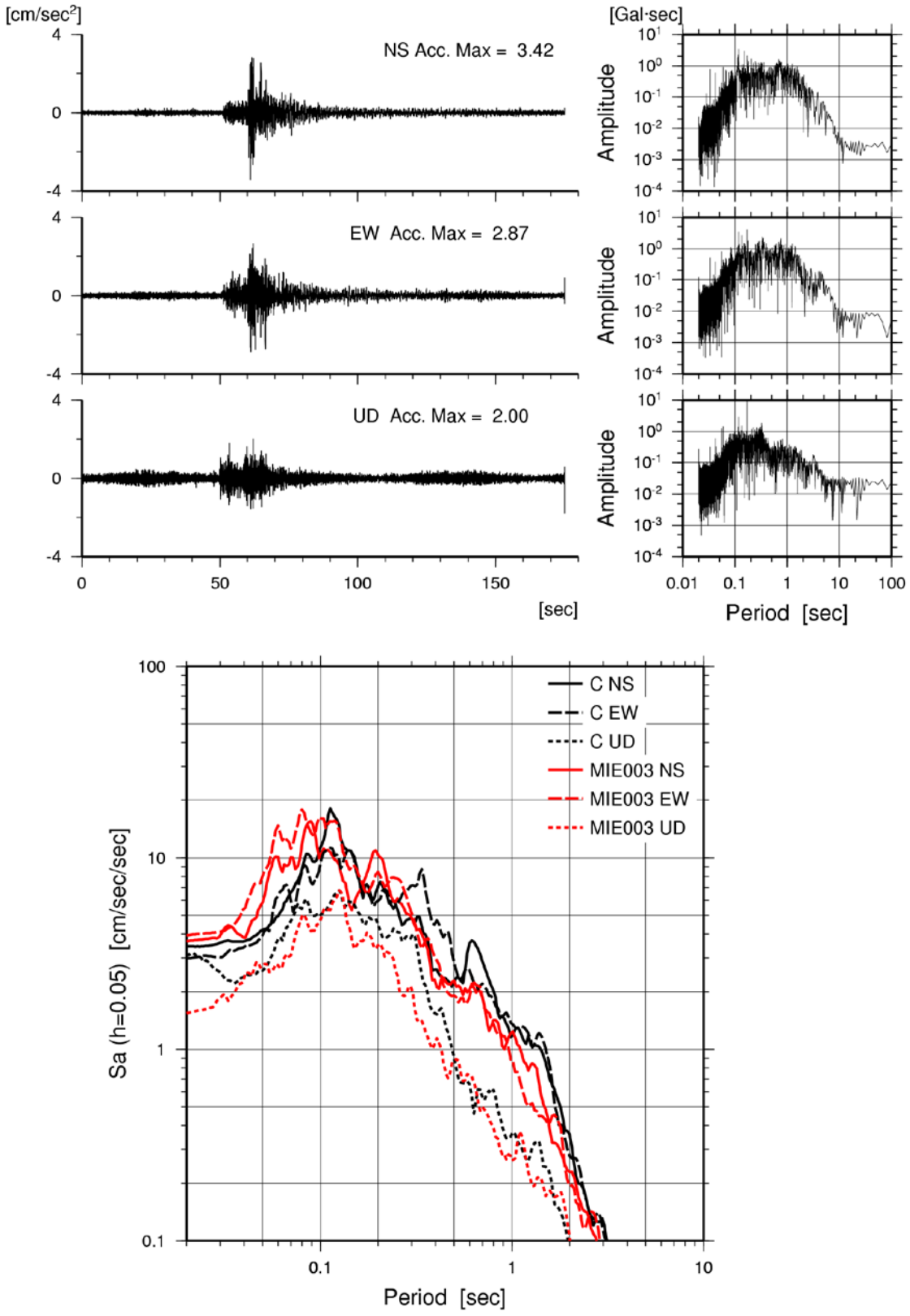
C-202108160817

図 2- 20 地震観測記録(事業所 C、地震番号:19)



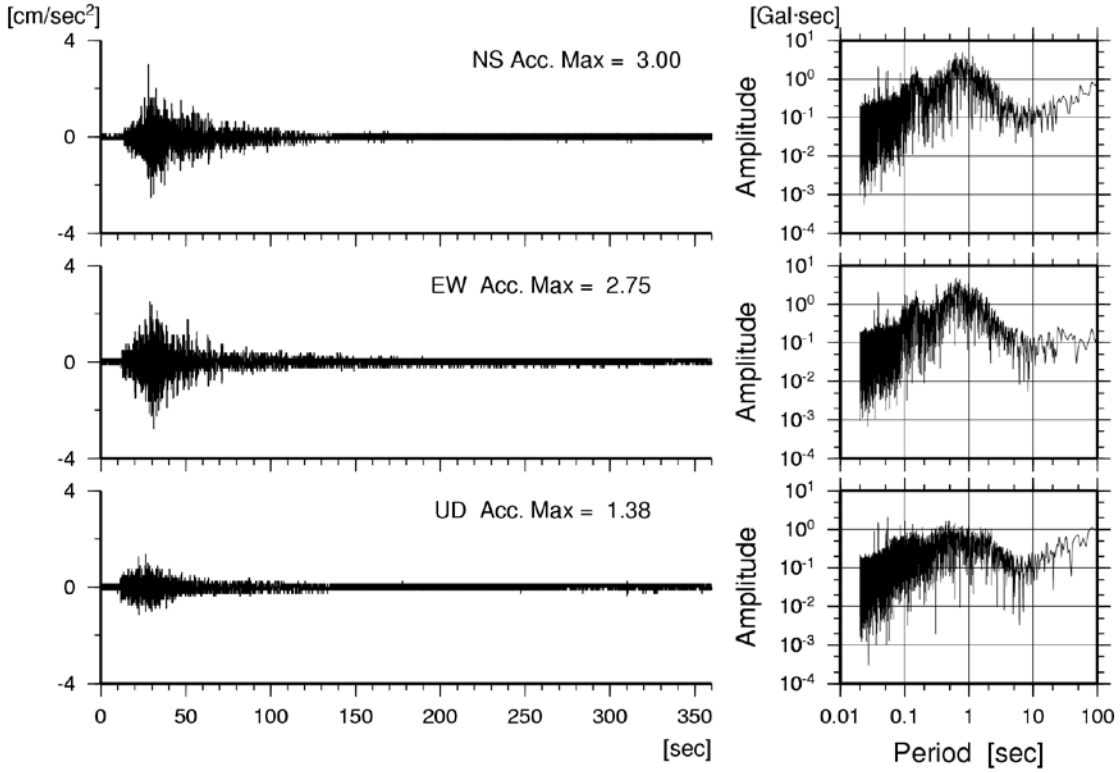
C-202112030928

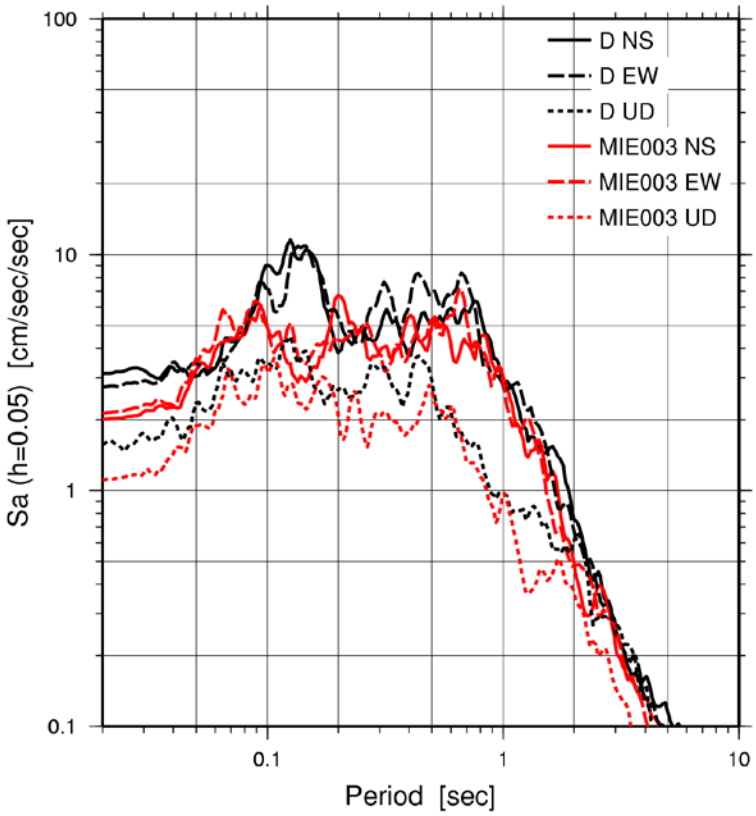
図 2- 21 地震観測記録(事業所 C、地震番号:20)



C-202204070930

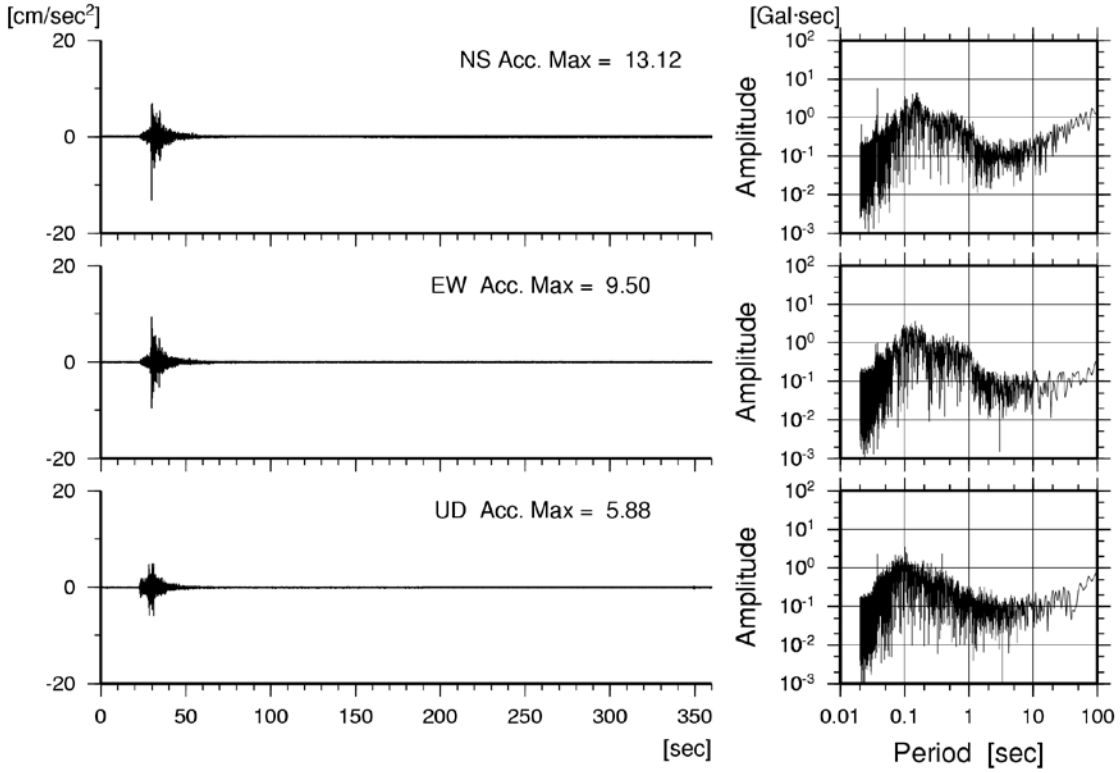
図 2- 22 地震観測記録(事業所 C、地震番号:21)

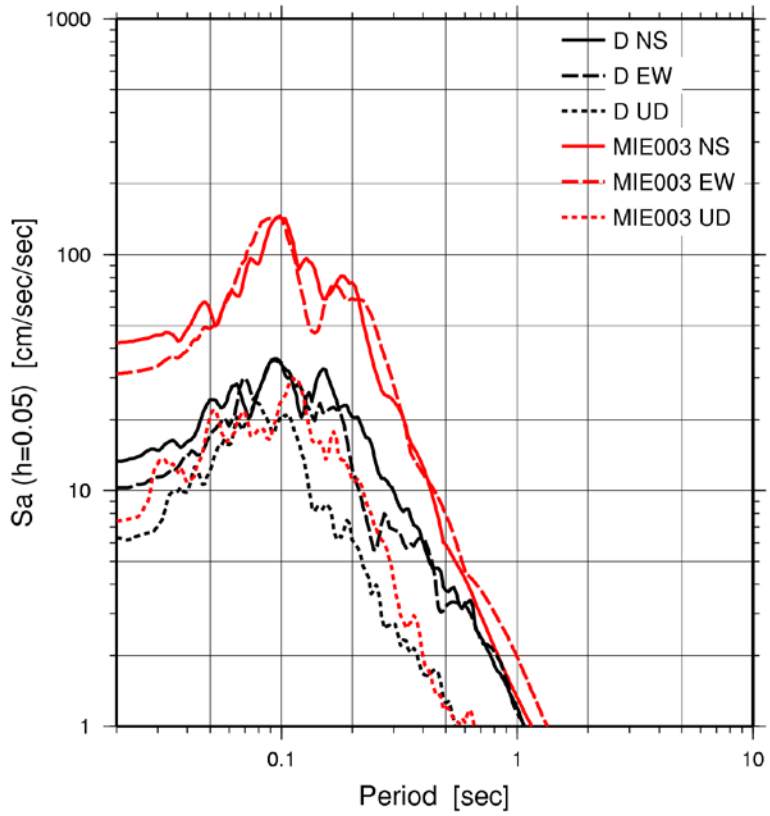




D-2009271313

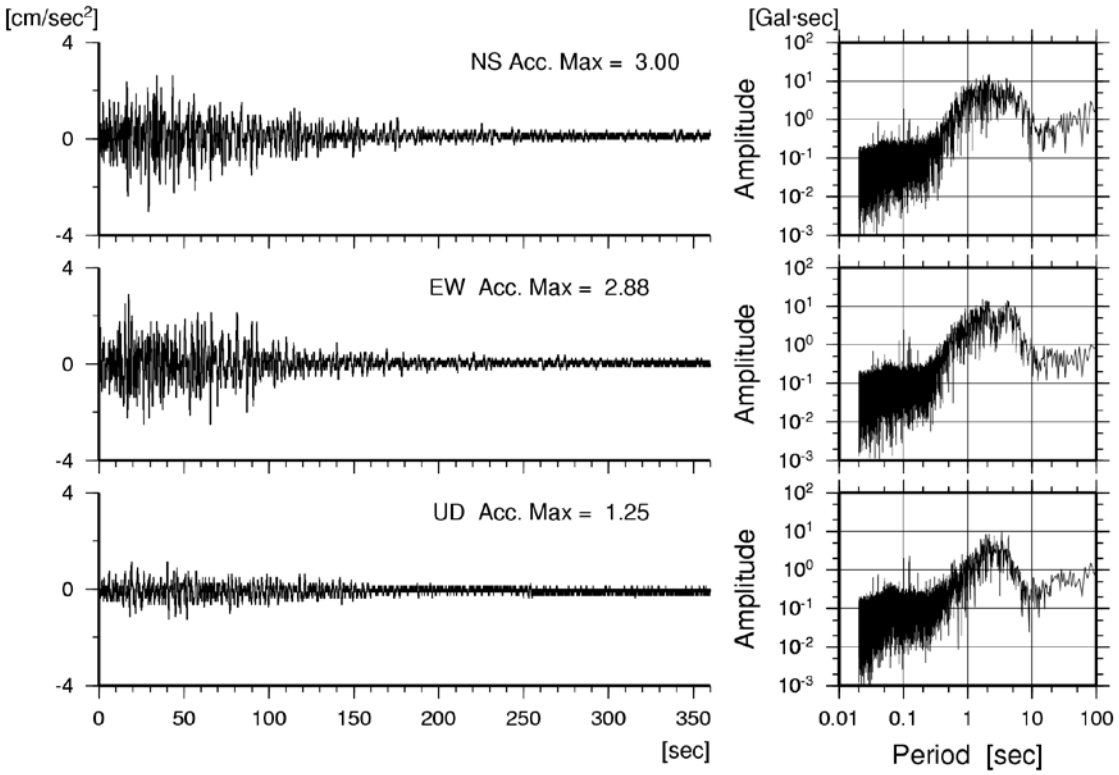
図 2- 23 地震観測記録(事業所 D、地震番号:15)

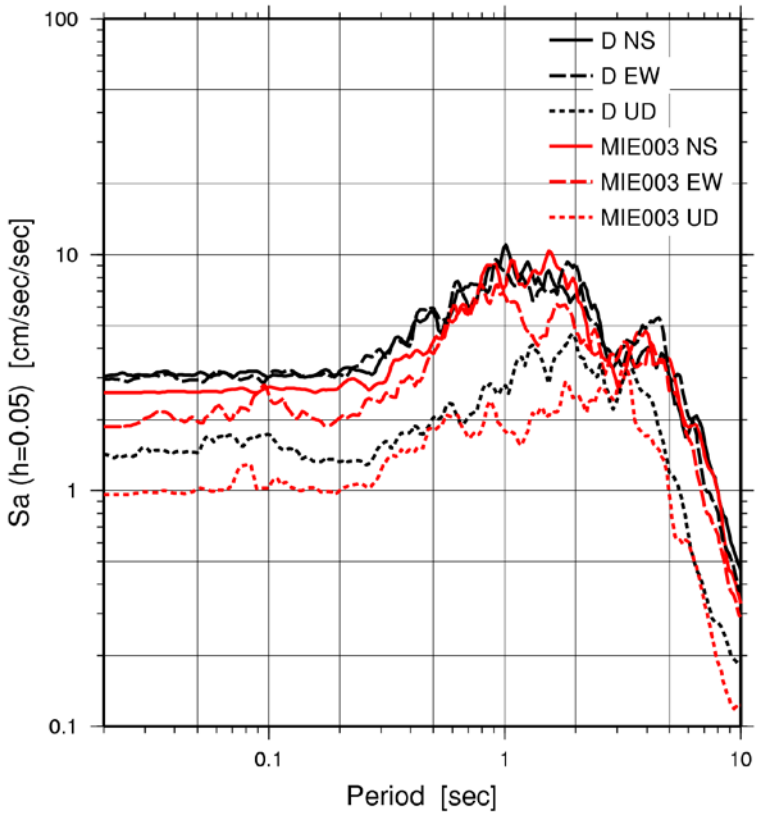




D-2010190328

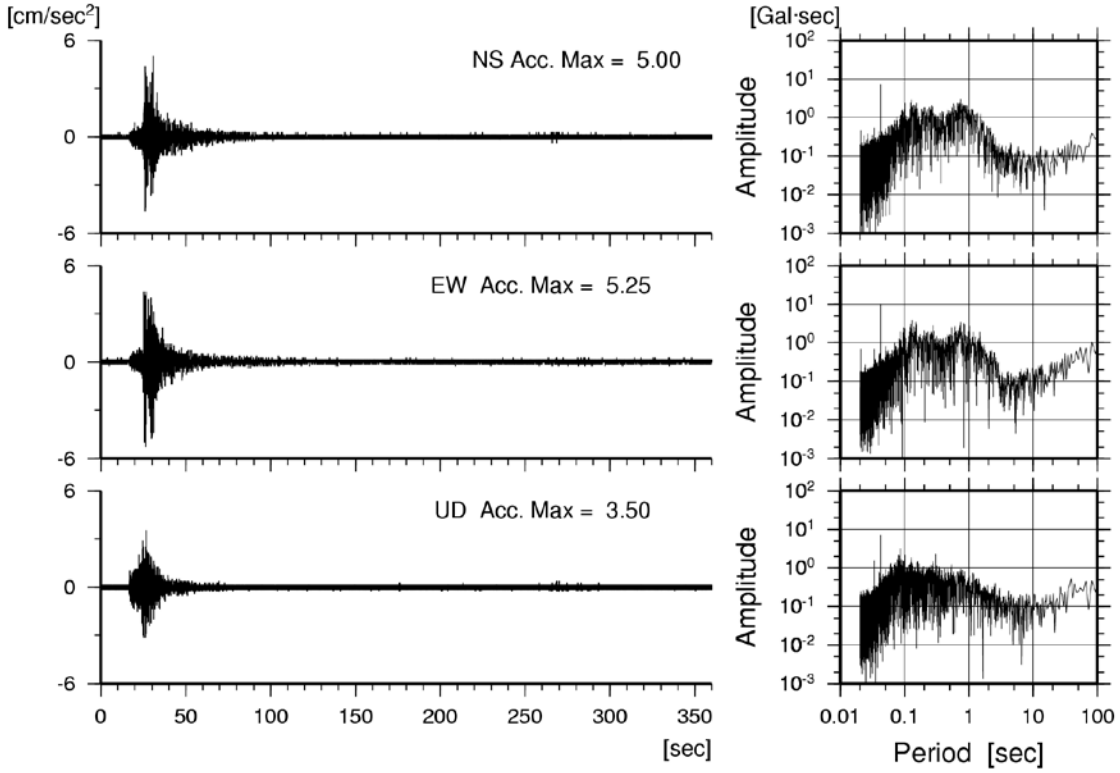
図 2- 24 地震観測記録(事業所 D、地震番号:16)

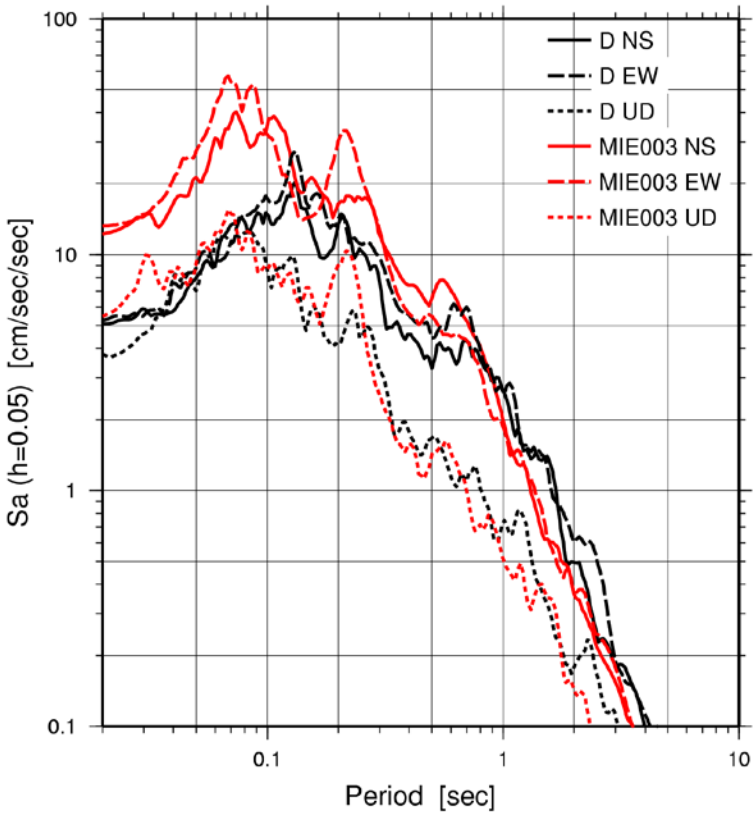




D-2102132308

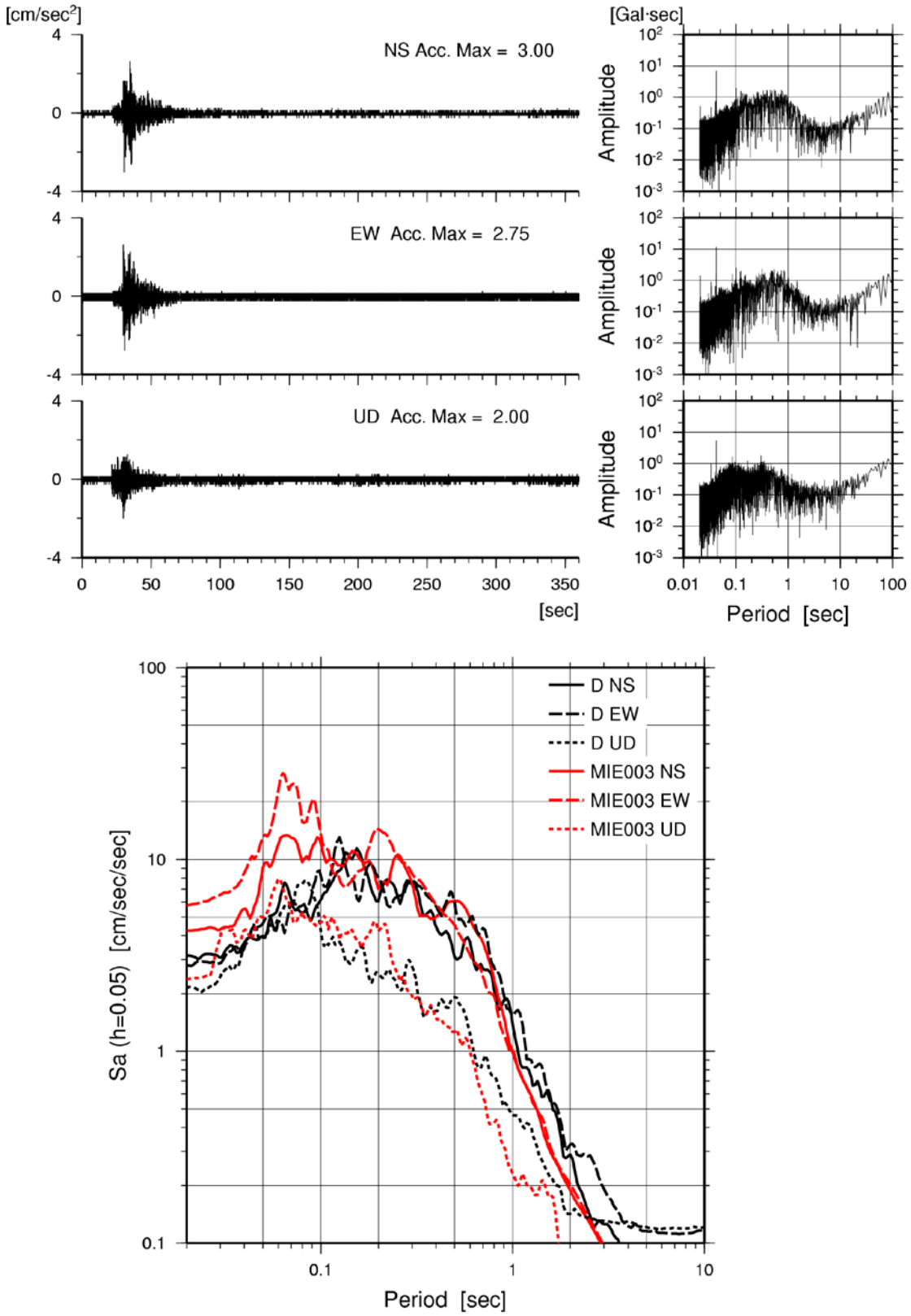
図 2- 25 地震観測記録(事業所 D、地震番号:17)





D-2108160503

図 2- 26 地震観測記録(事業所 D、地震番号:18)



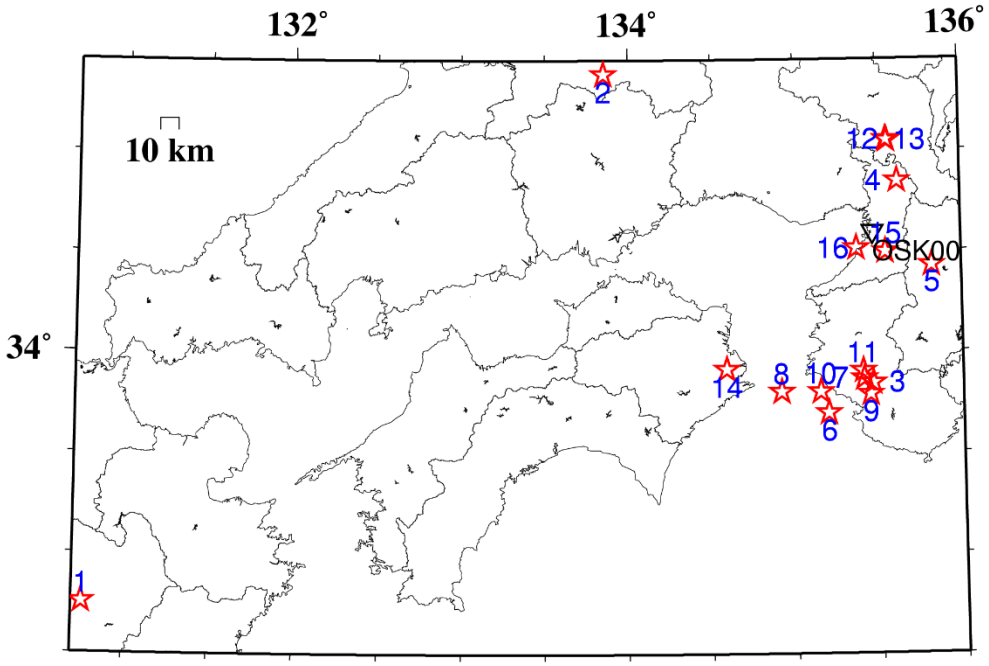
D-2108160817

図 2- 27 地震観測記録(事業所 D、地震番号:19)

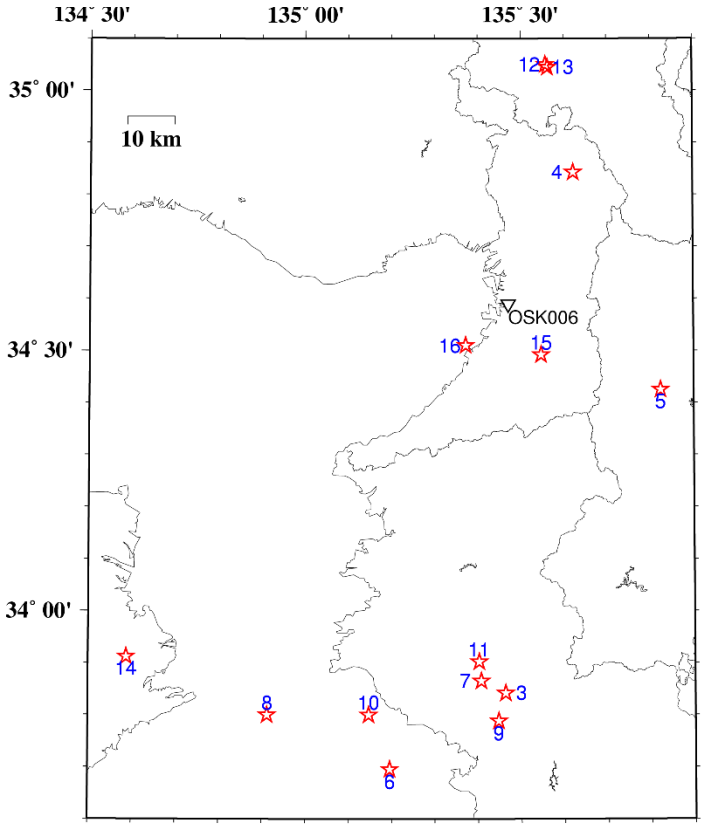
3. 堺・高石コンビナート地区

表 3-1　堺・高石コンビナート地区の観測地震リスト

番号	発震日					緯度	経度	深さ	M	地点
	年	月	日	時	分					E
1	2016	4	16	01	25	32.75	130.76	12	7.3	○
2	2016	10	21	14	07	35.38	133.86	11	6.6	○
3	2016	11	19	11	48	33.84	135.46	51	5.4	○
4	2018	6	18	07	58	34.84	135.62	13	6.1	○
5	2018	10	27	20	51	34.43	135.82	62	4.2	○
6	2018	11	2	16	54	33.70	135.20	44	5.4	○
7	2018	12	3	17	08	33.87	135.41	48	4.0	○
8	2019	3	13	13	48	33.80	134.91	43	5.3	○
9	2020	8	1	12	15	33.79	135.45	46	4.2	○
10	2021	12	3	09	28	33.80	135.15	18	5.4	○
11	2022	1	7	01	59	33.90	135.40	52	3.8	○
12	2022	3	31	23	34	35.05	135.56	13	4.4	○
13	2022	4	30	18	06	35.05	135.56	12	4.3	○
14	2022	6	17	00	51	33.91	134.59	45	4.9	○
15	2022	7	8	08	00	34.49	135.55	14	3.3	○
16	2022	7	17	07	51	34.51	135.37	14	3.2	○

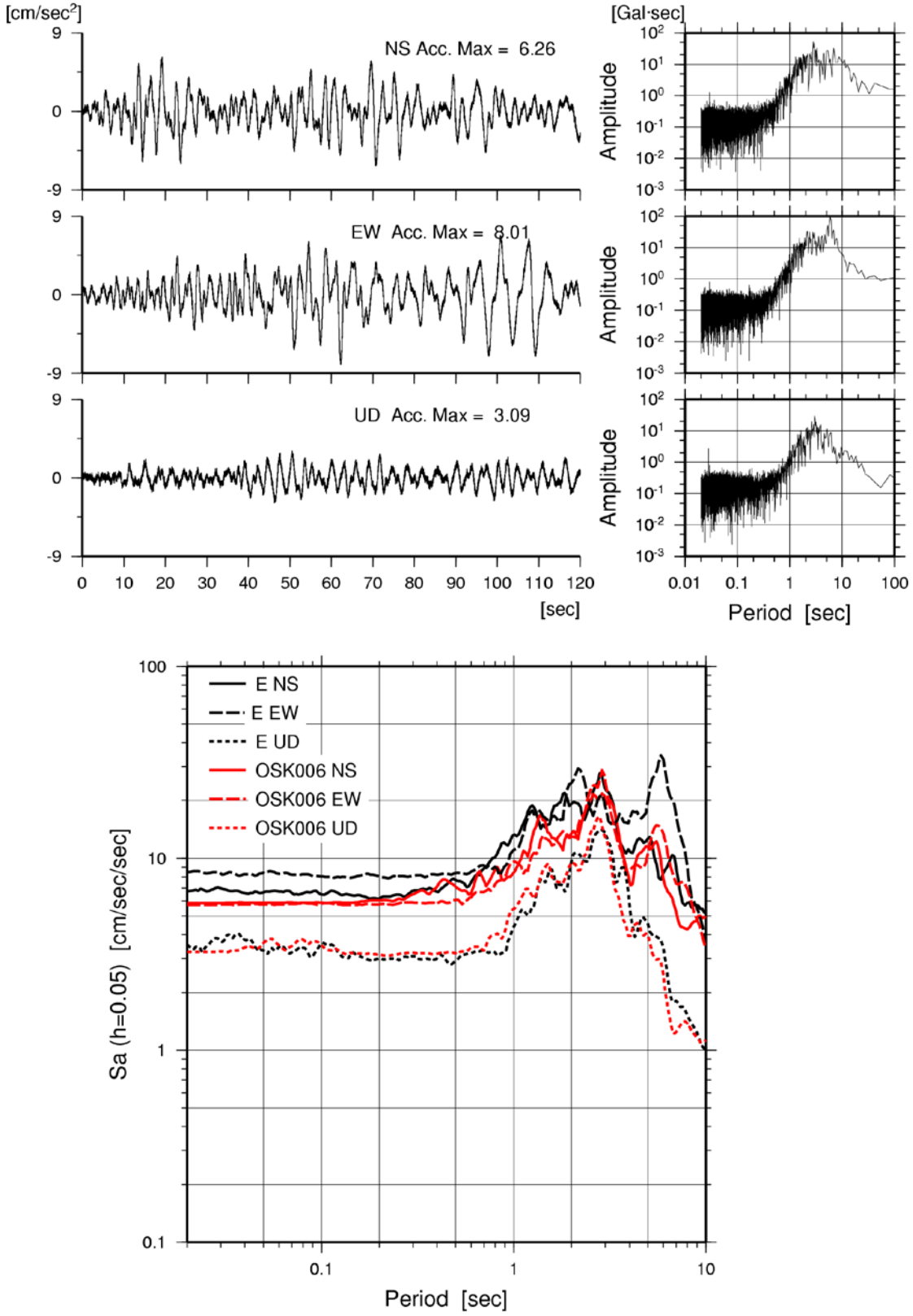


(a)　全体図



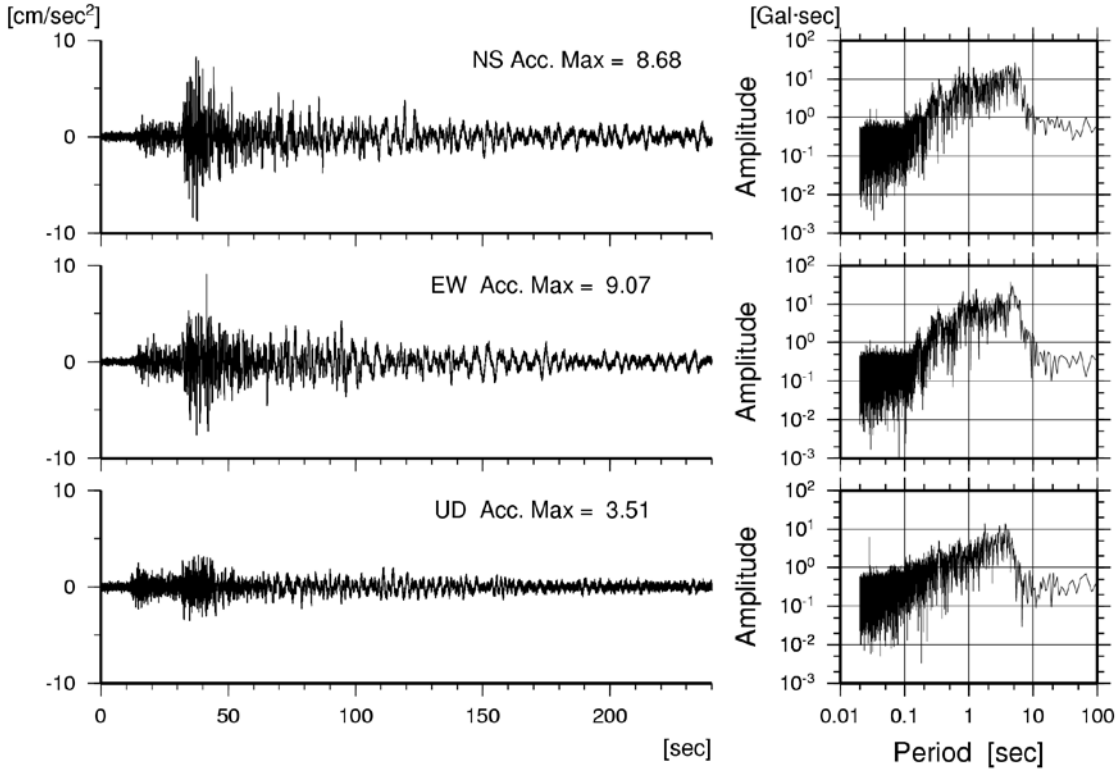
(a)　拡大図

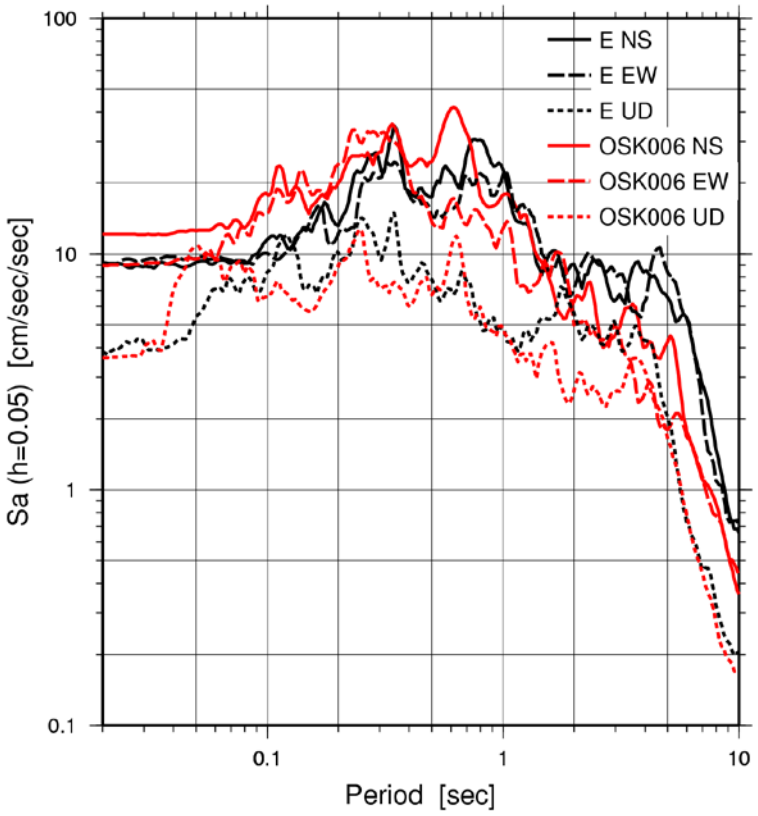
図 3- 1　堺・高石コンビナート地区の観測地震の震央位置



E-201604160125

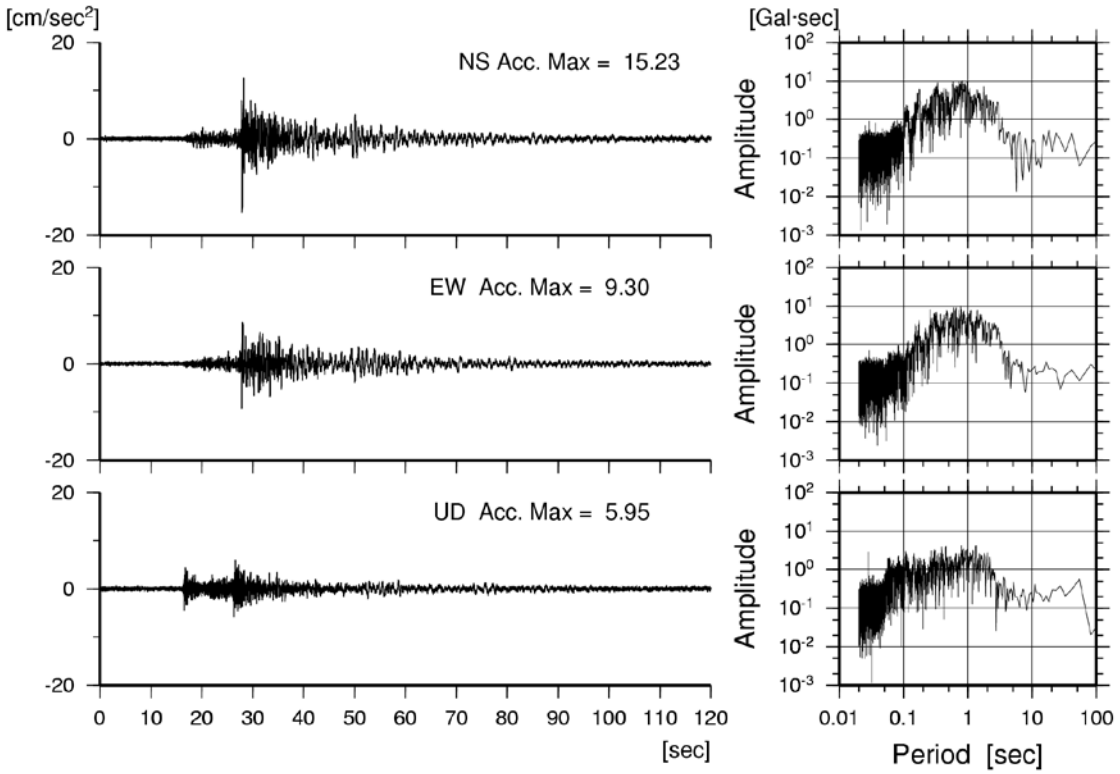
図 3- 2 地震観測記録(事業所 E、地震番号:1)

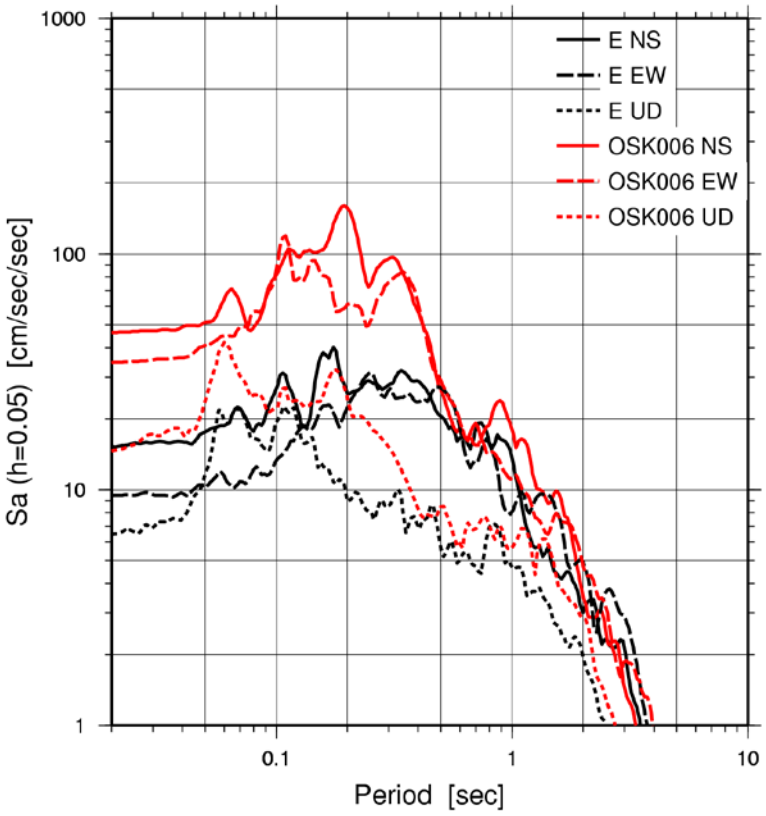




E-201610211407

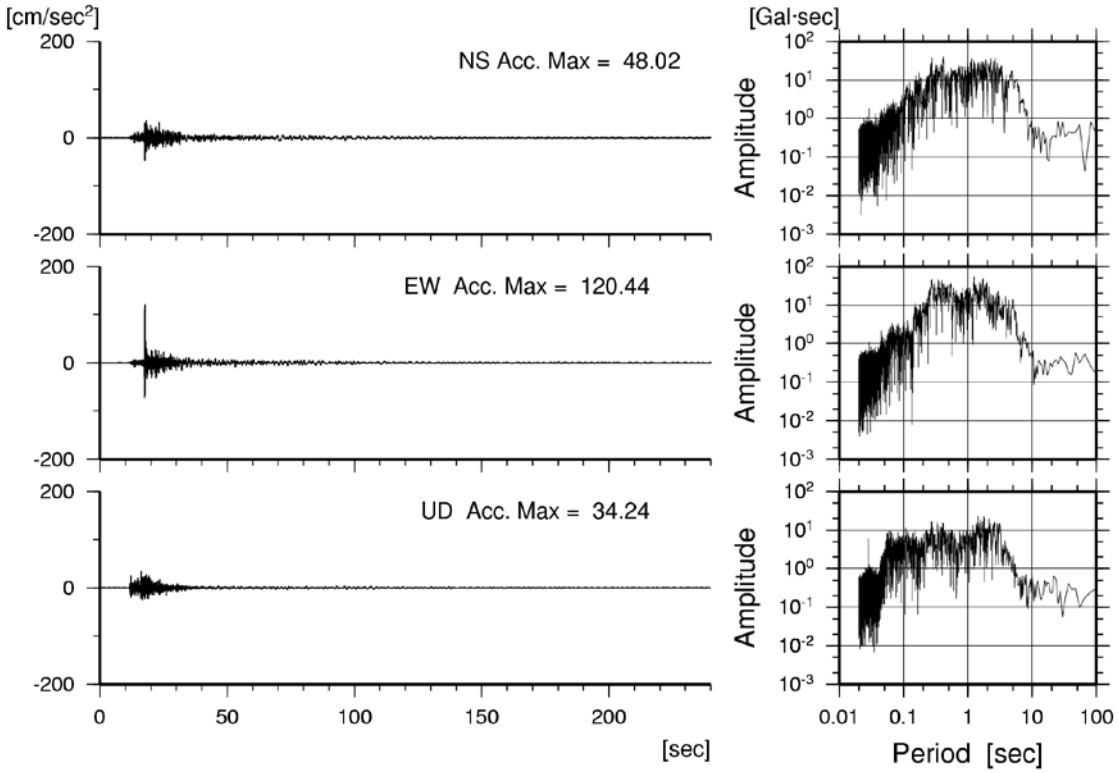
図 3- 3 地震観測記録(事業所 E、地震番号:2)

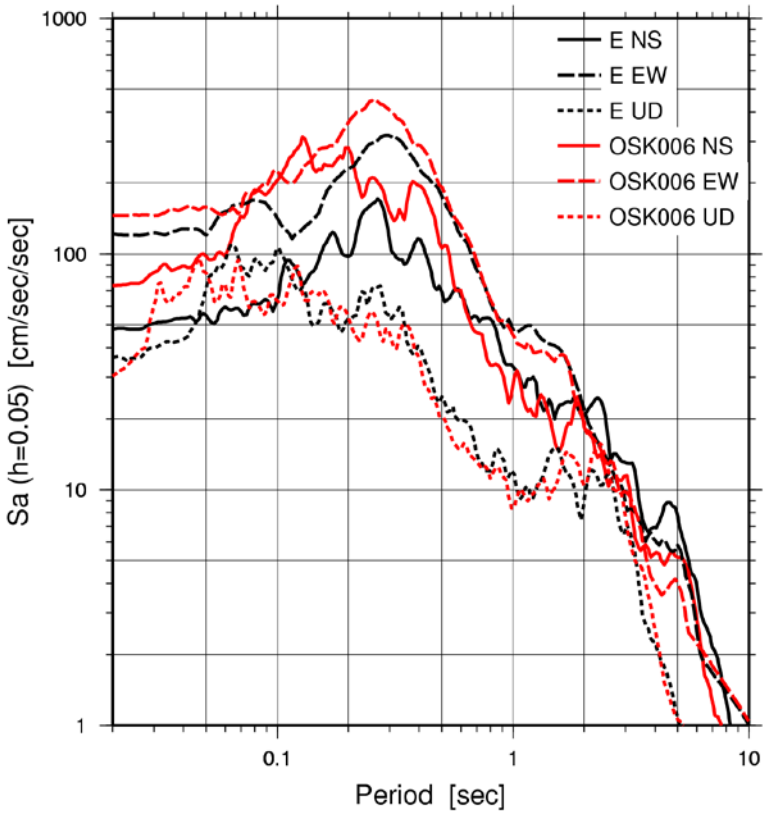




E-201611191148

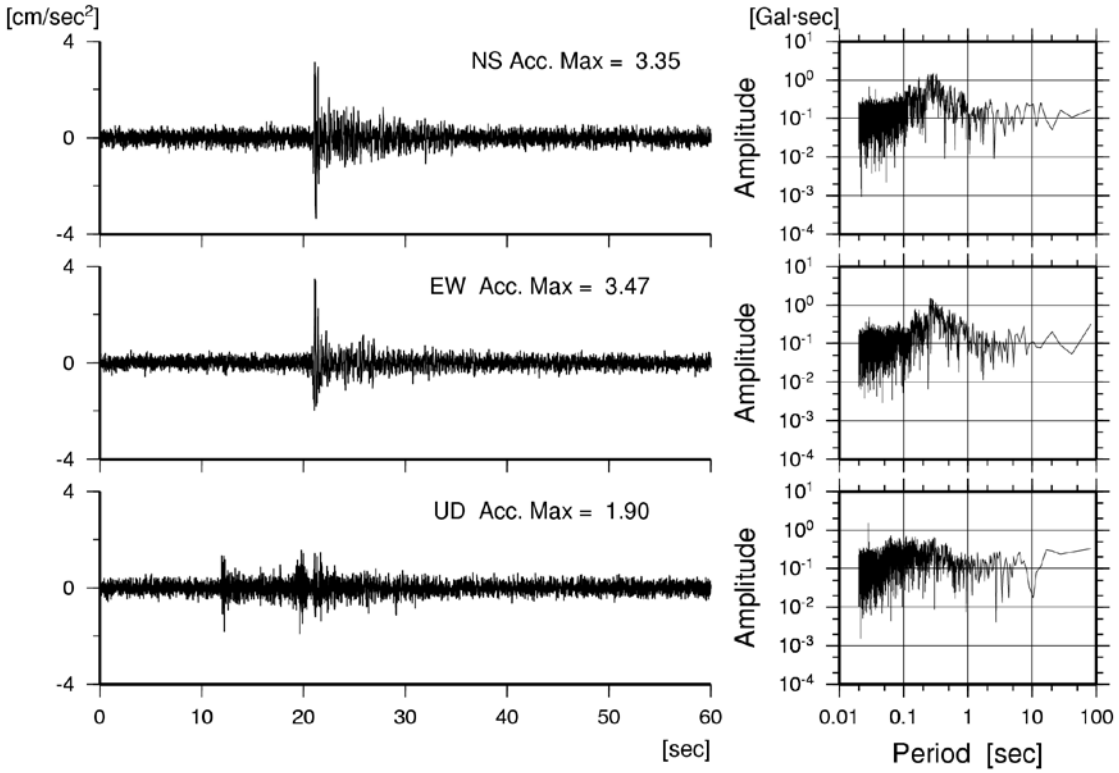
図 3- 4 地震観測記録(事業所 E、地震番号:3)

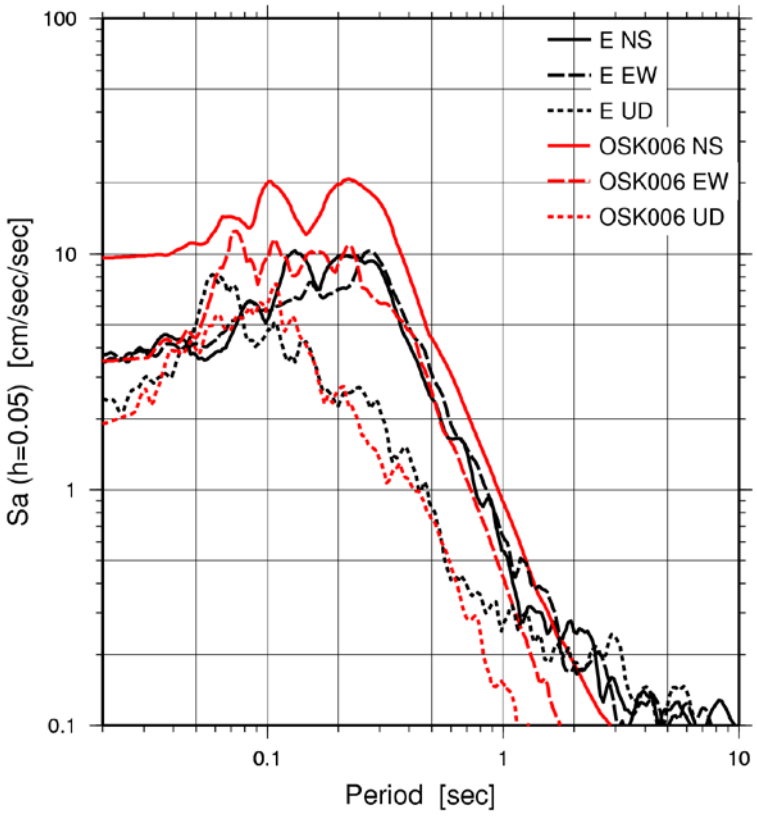




E-201806180758

図 3- 5 地震観測記録(事業所 E、地震番号:4)

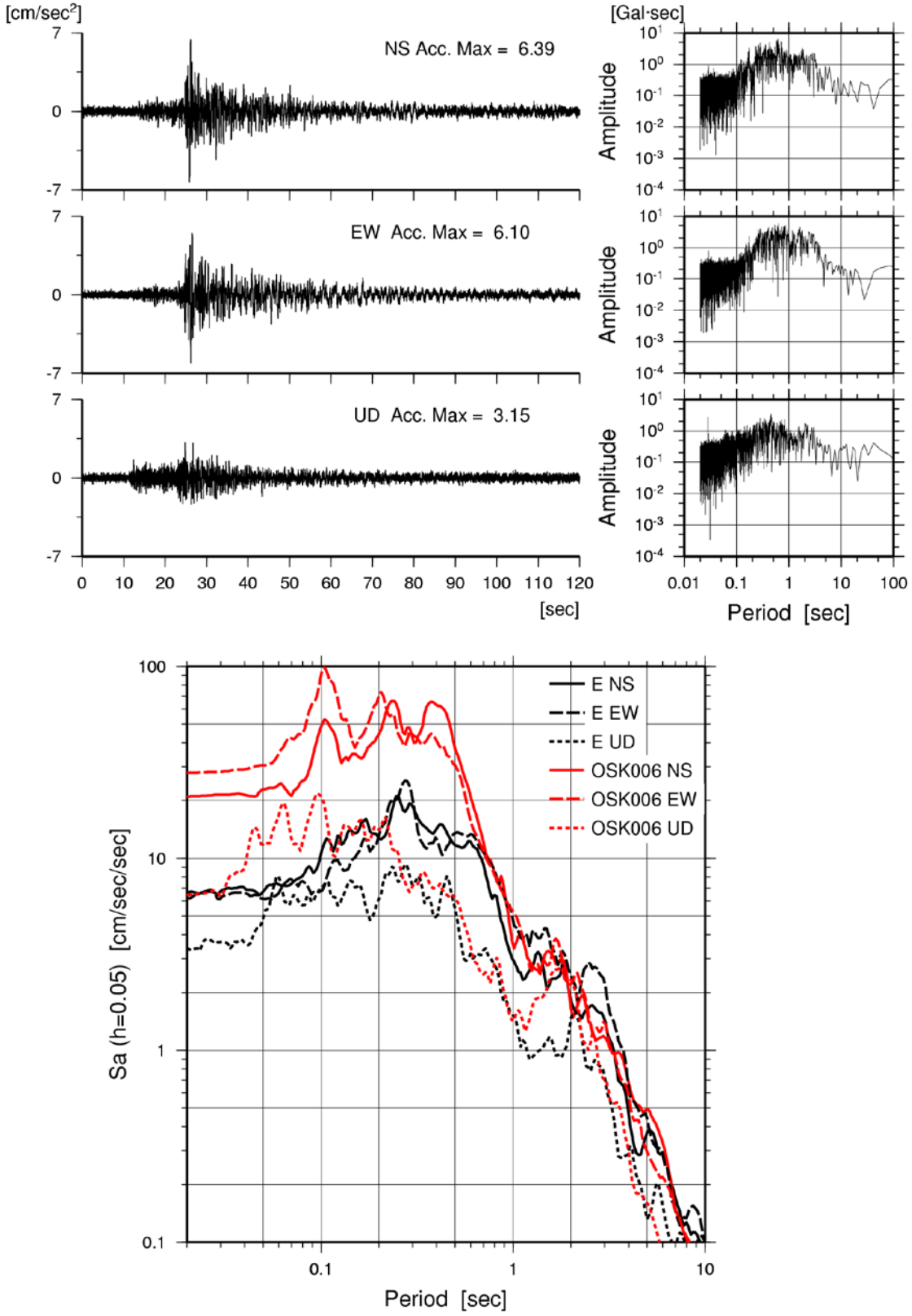




E-201810272051

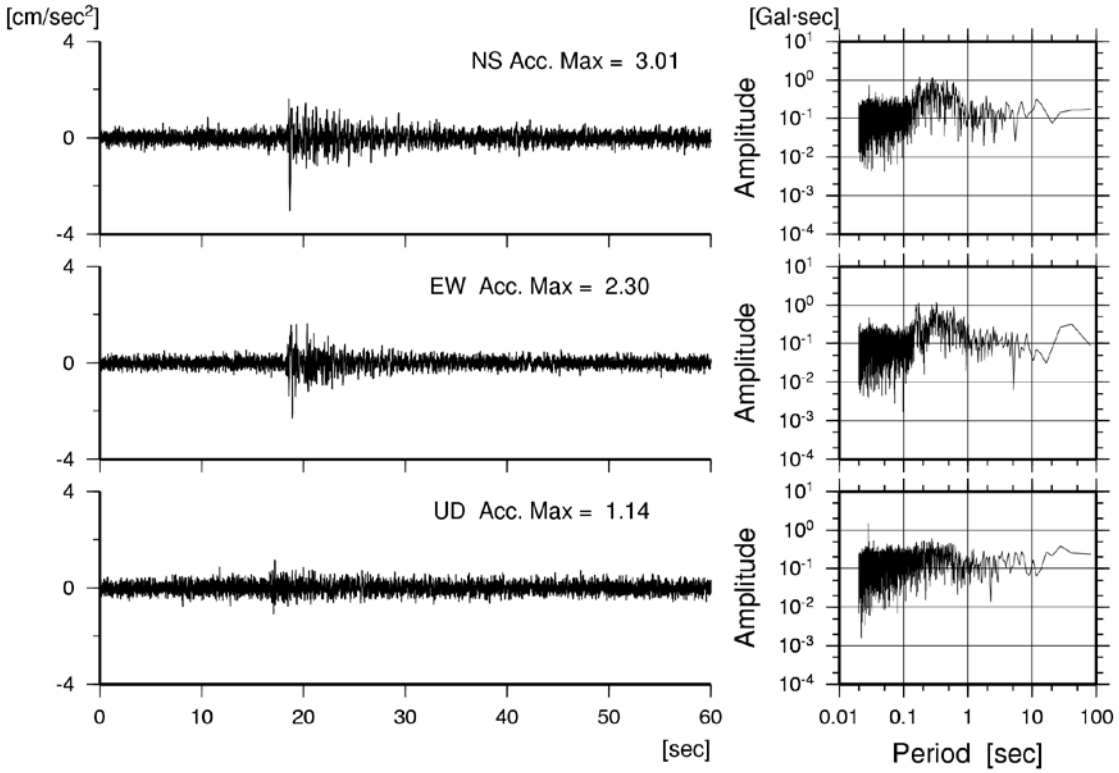
図

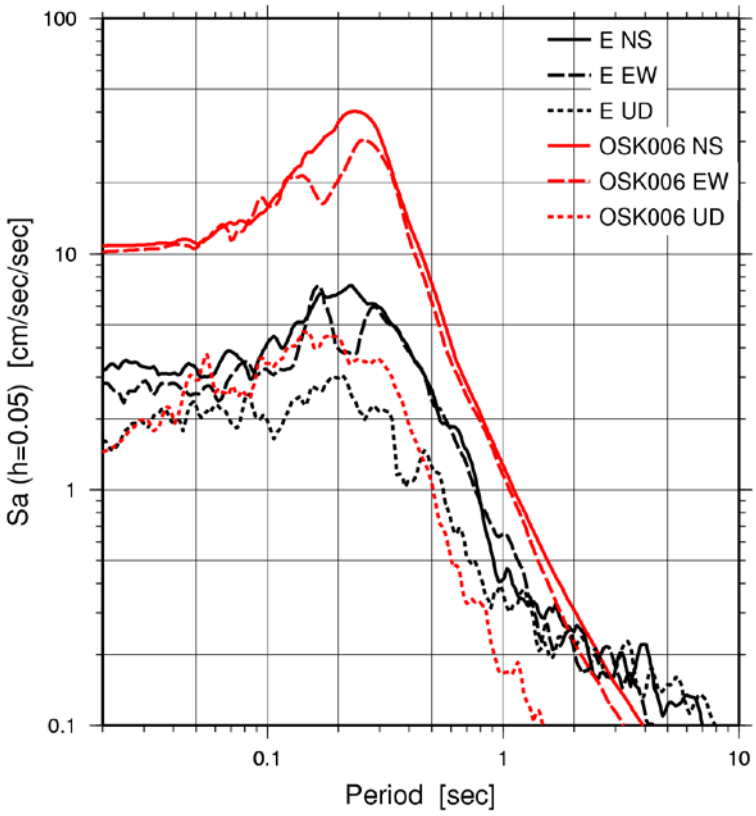
3- 6 地震観測記録(事業所 E、地震番号:5)



E-201811021654

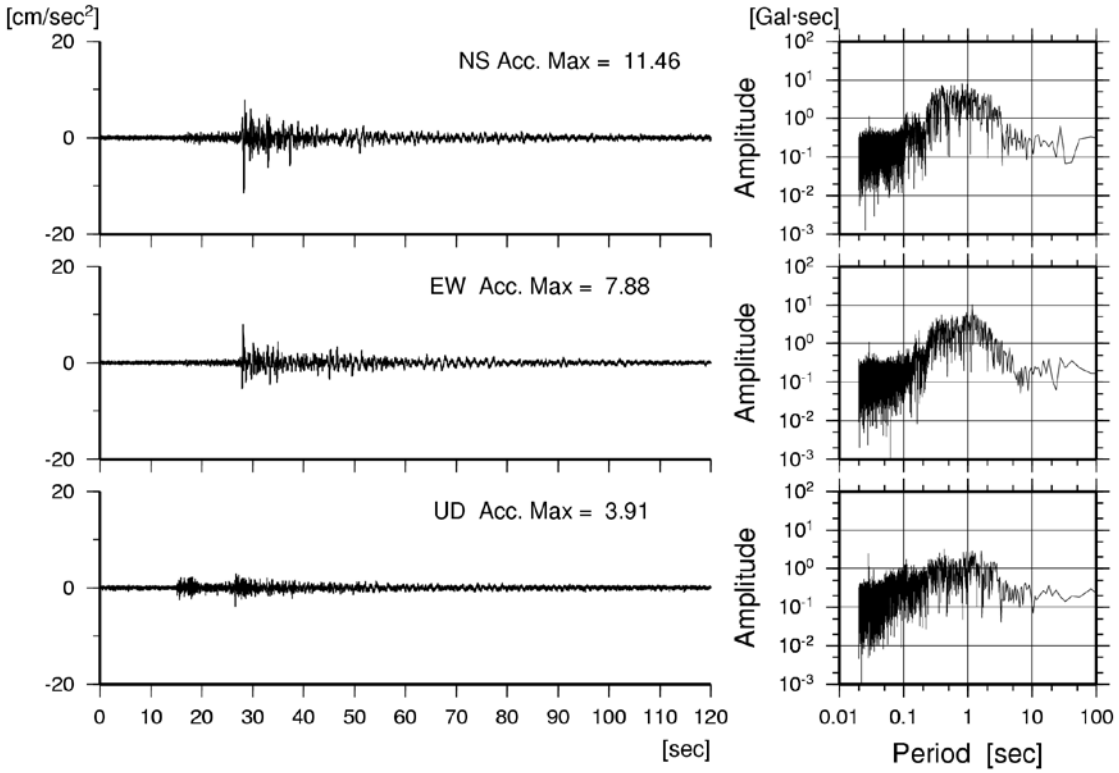
図 3- 7 地震観測記録(事業所 E、地震番号:6)

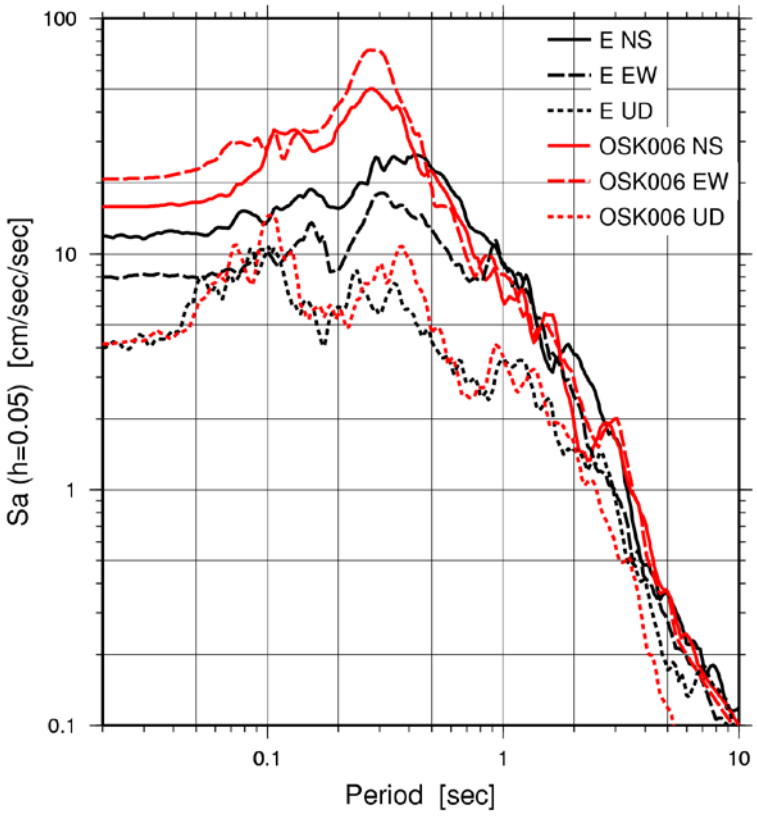




E-201812031708

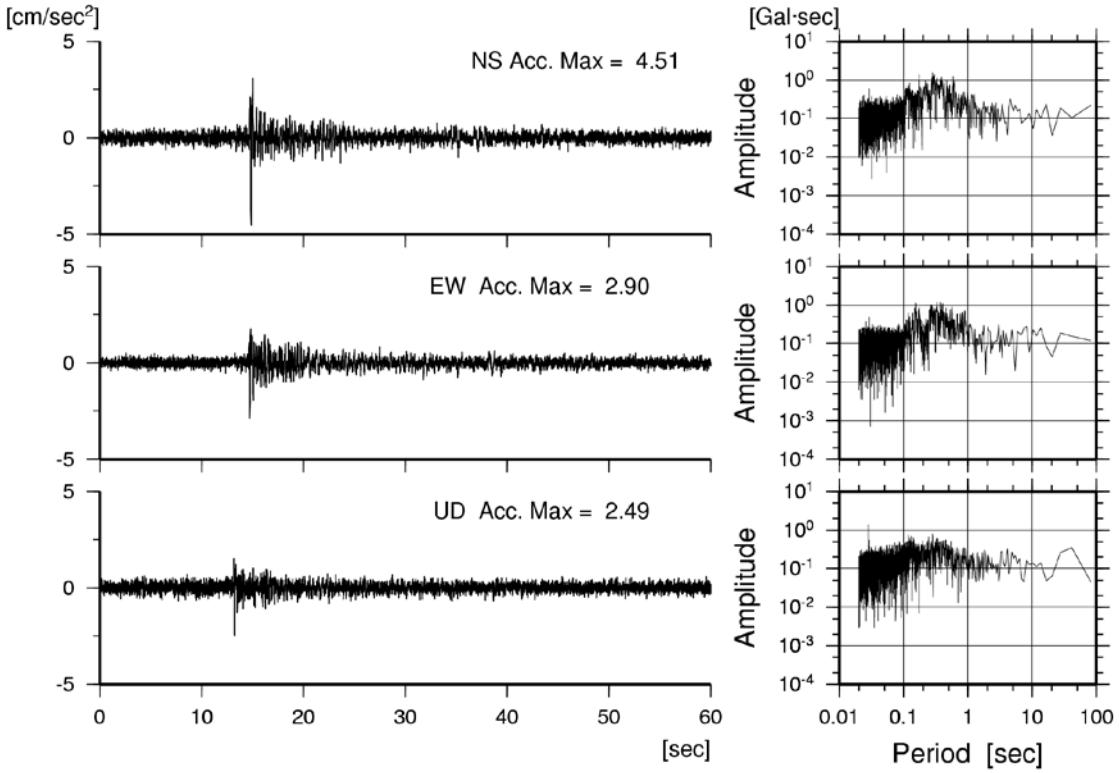
図 3- 8 地震観測記録(事業所 E、地震番号:7)

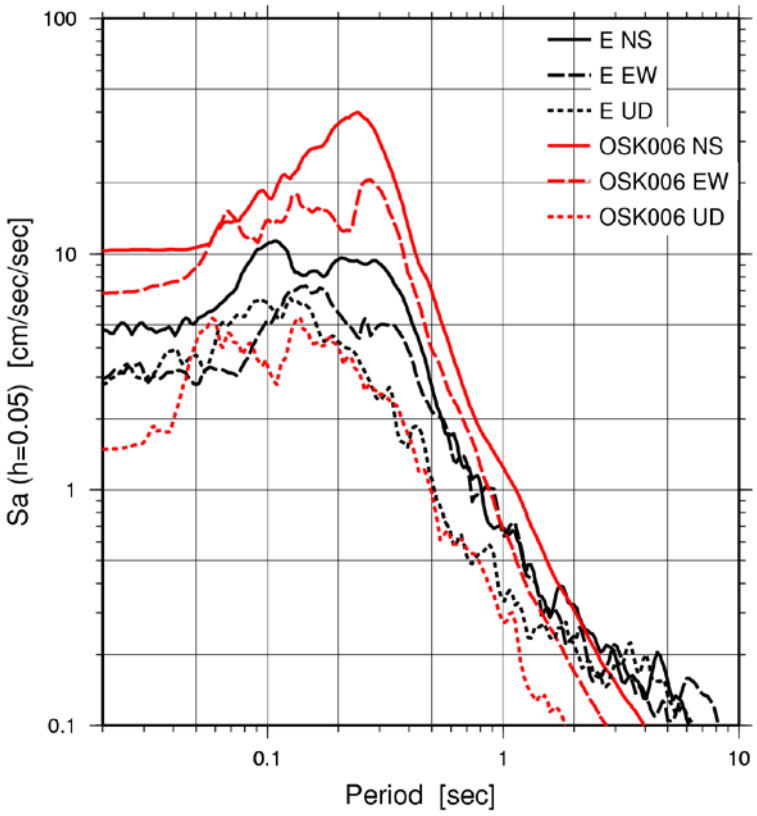




E-201903131348

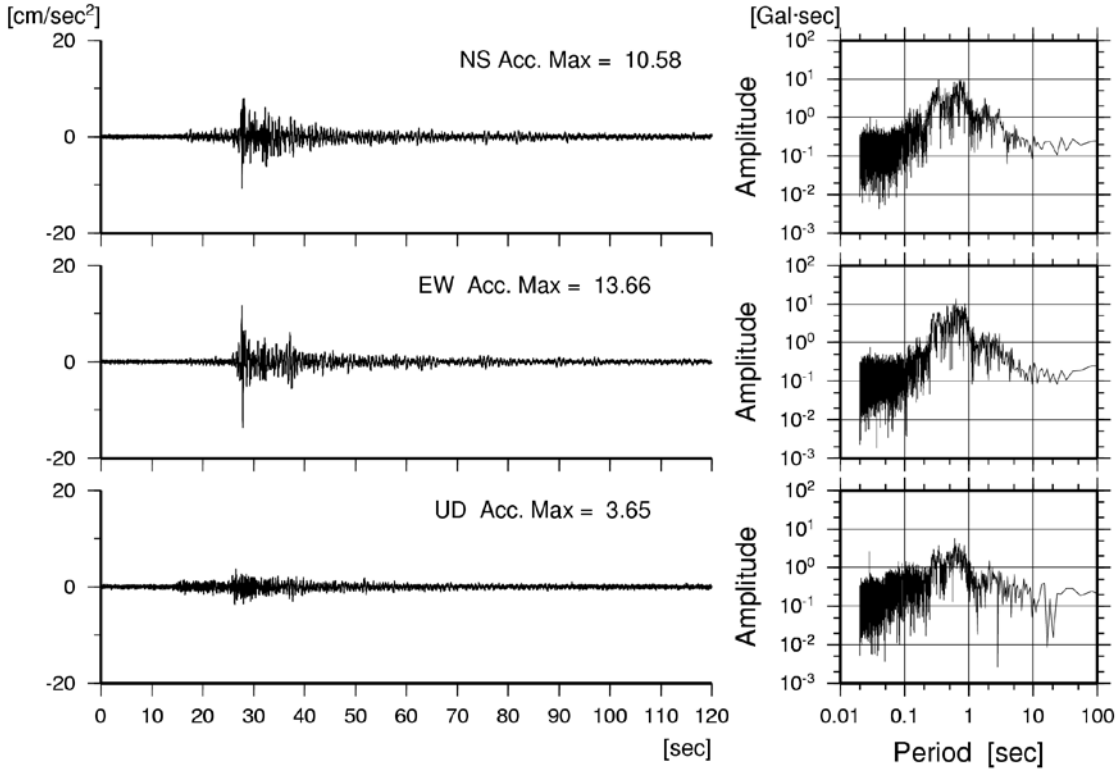
図 3- 9 地震観測記録(事業所 E、地震番号:8)

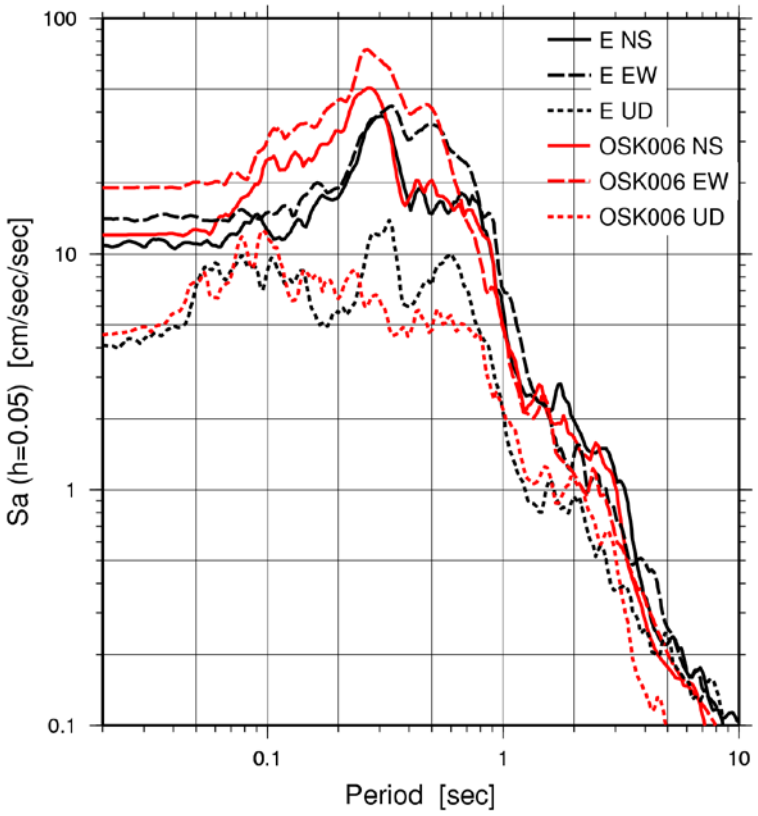




E-202008011215

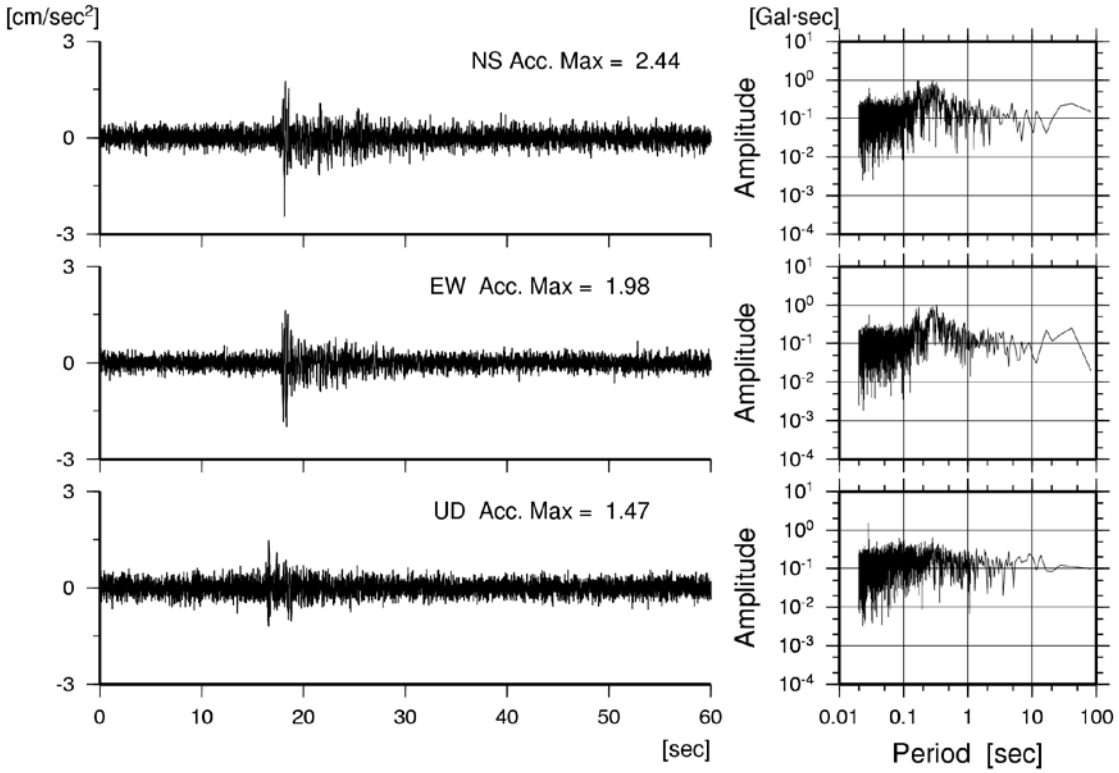
図 3- 10 地震観測記録(事業所 E、地震番号:9)

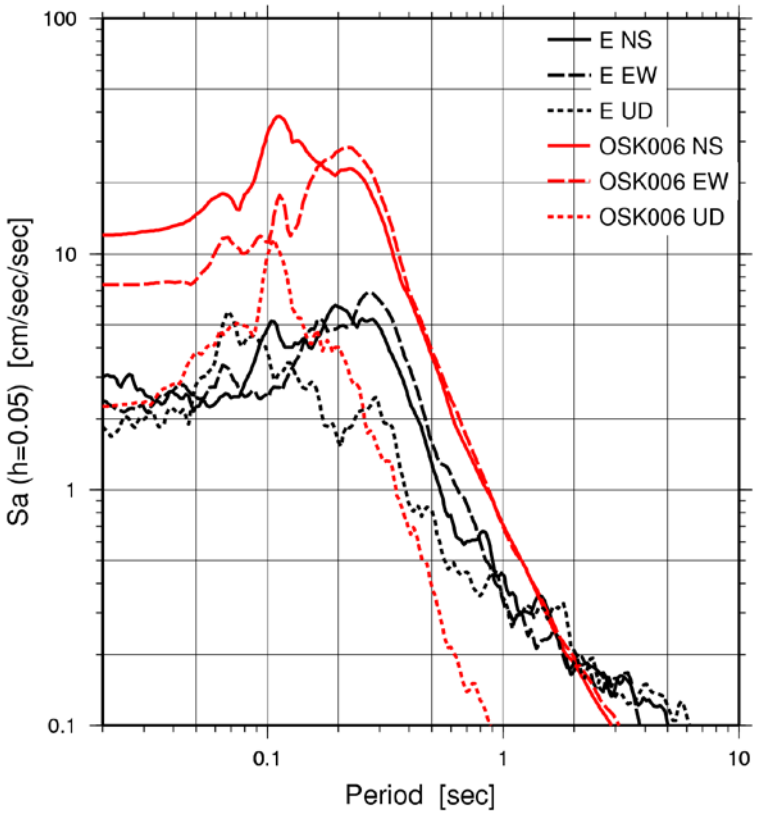




E-202112030928

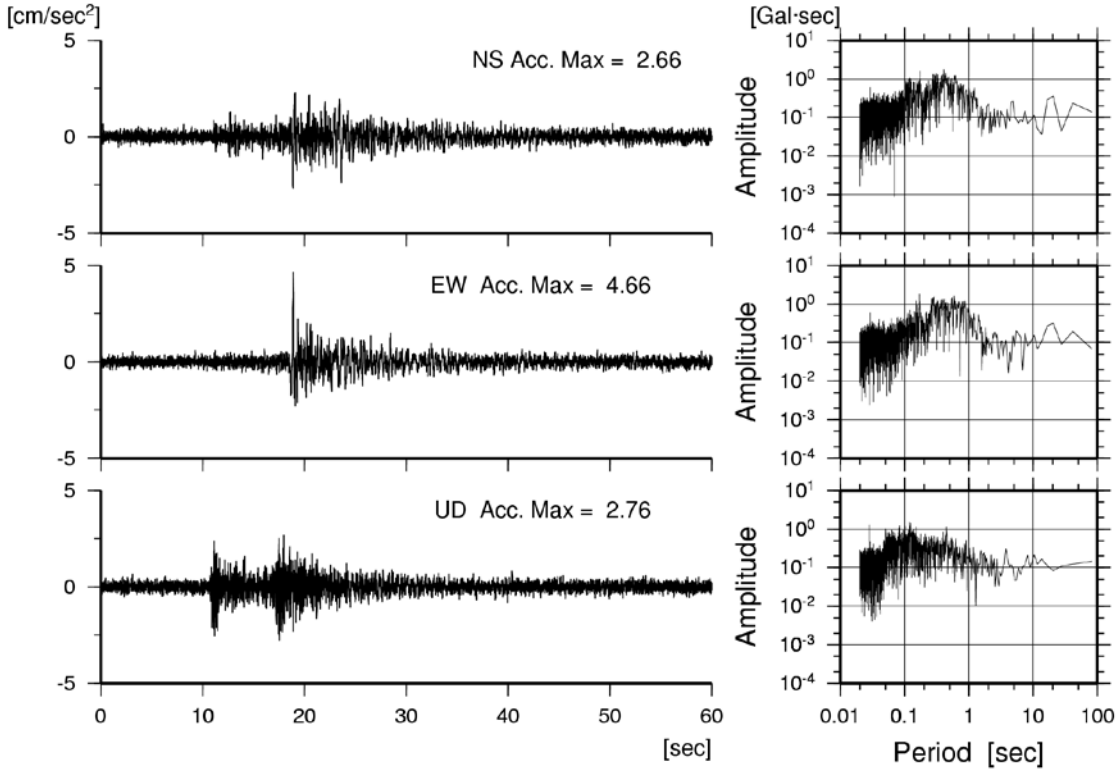
図 3- 11 地震観測記録(事業所 E、地震番号:10)

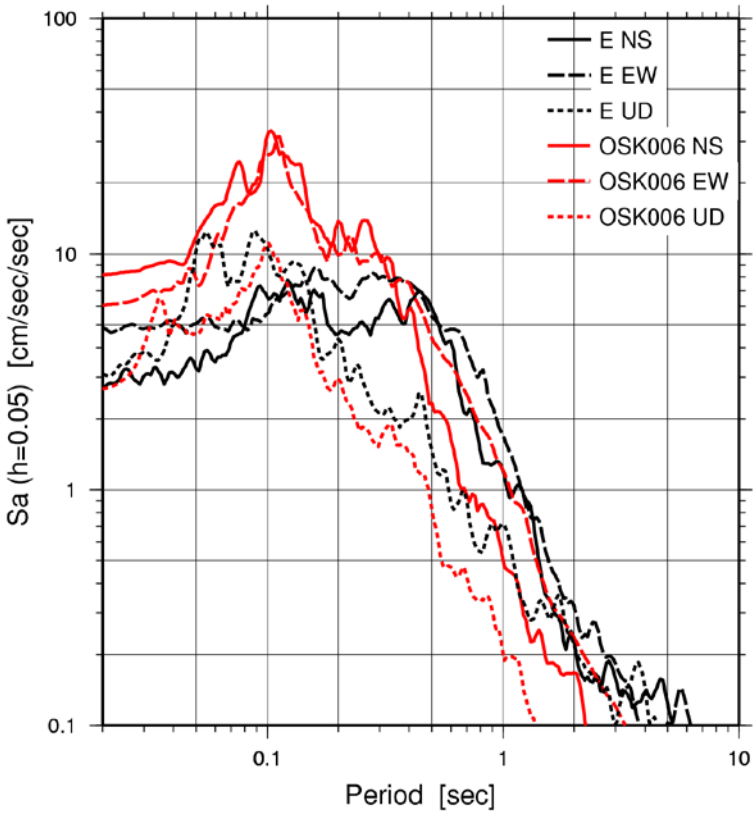




E-202201070159

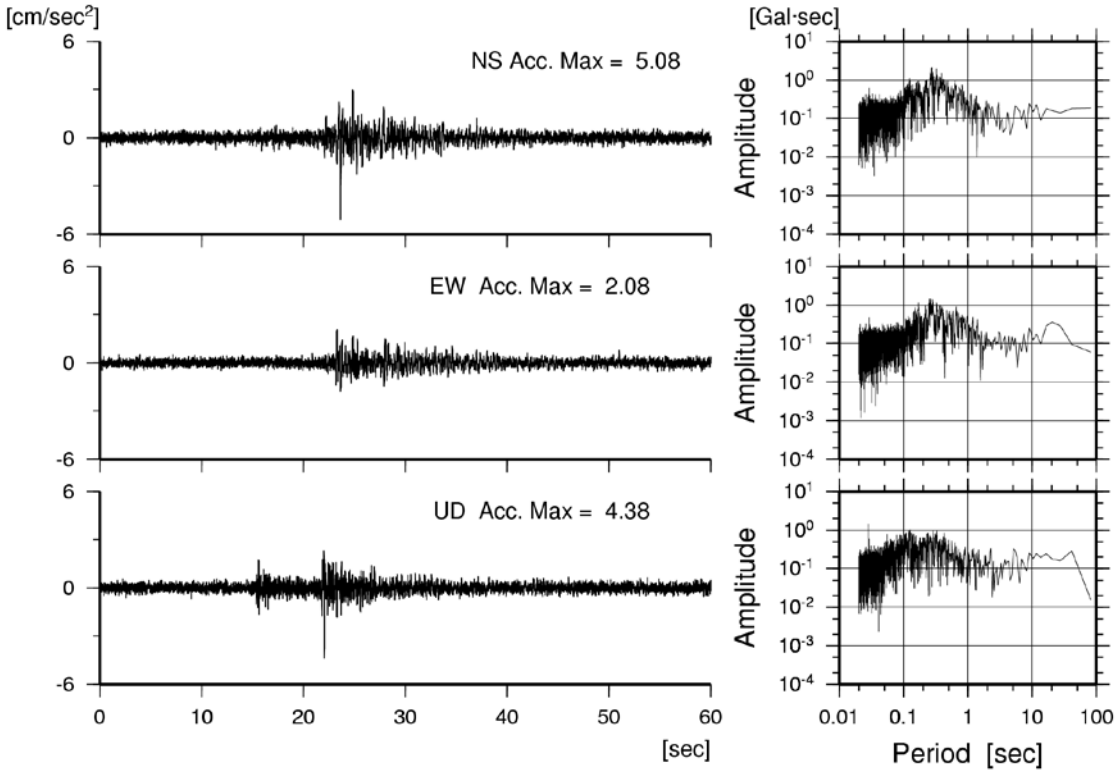
図 3- 12 地震観測記録(事業所 E、地震番号:11)

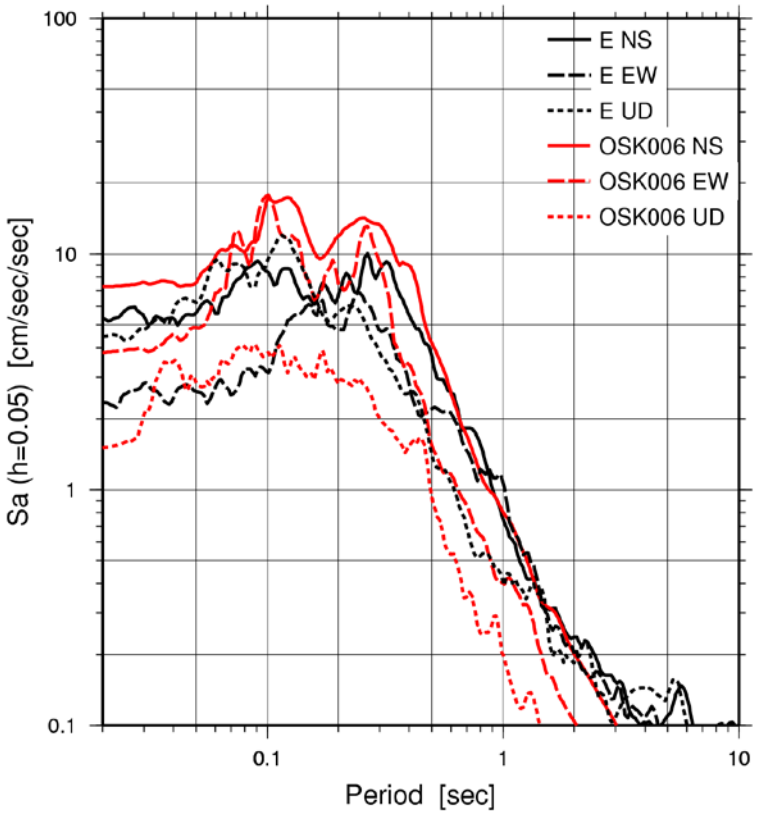




E-202203312334

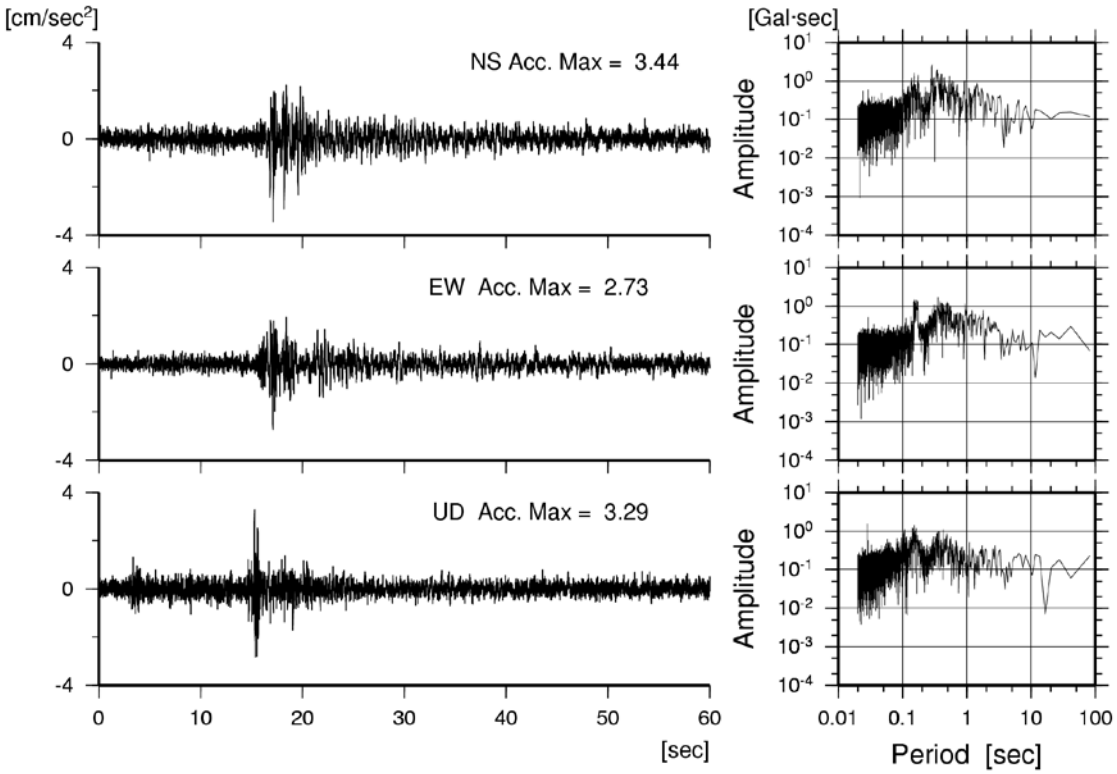
図 3- 13 地震観測記録(事業所 E、地震番号:12)

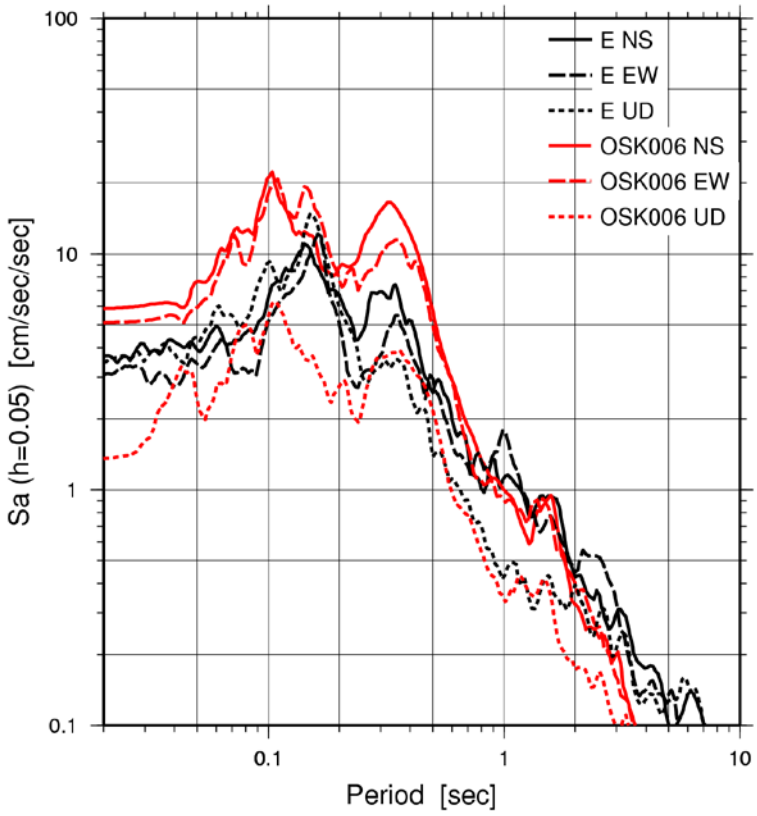




E-202204301806

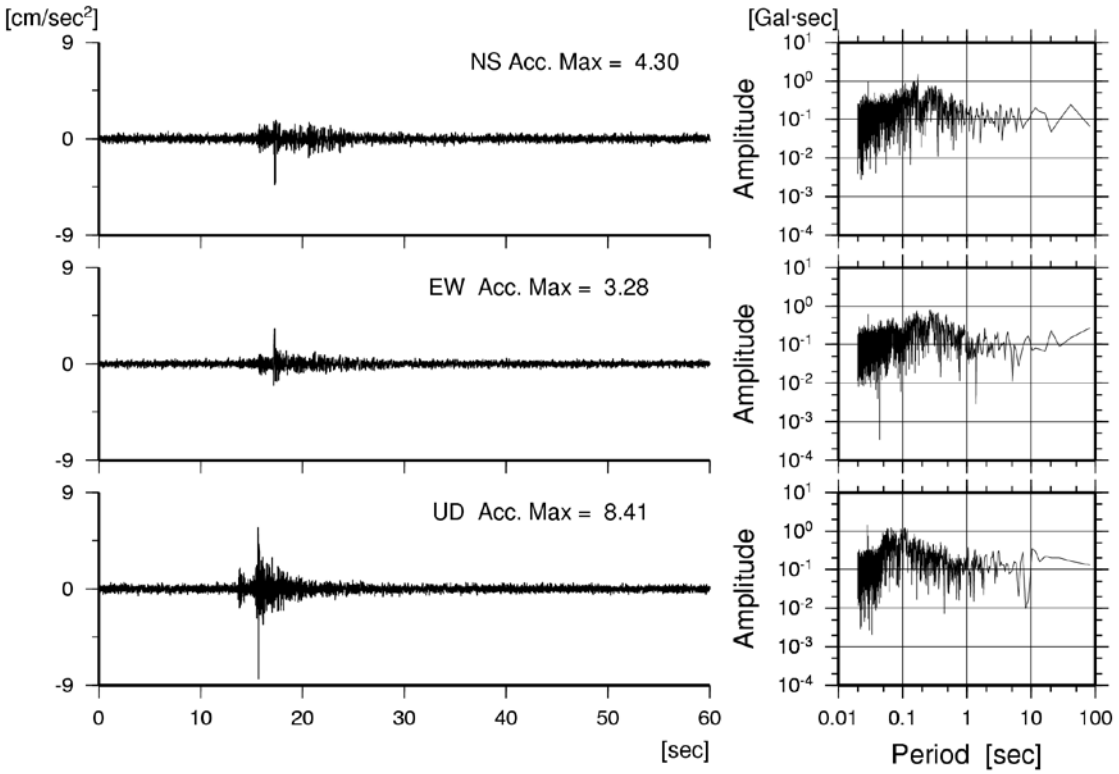
図 3- 14 地震観測記録(事業所 E、地震番号:13)

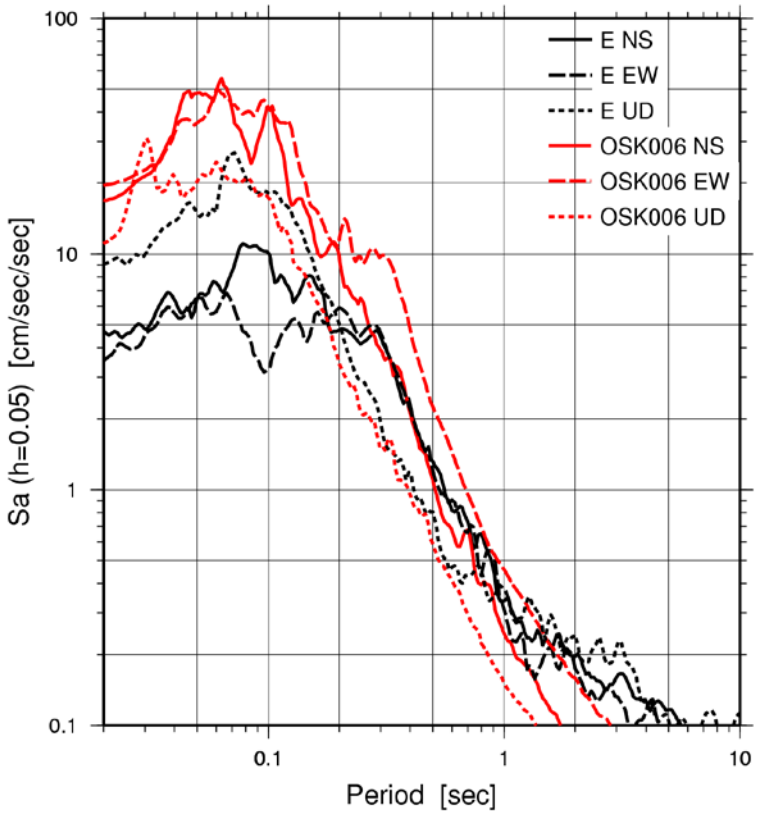




E-202206170051

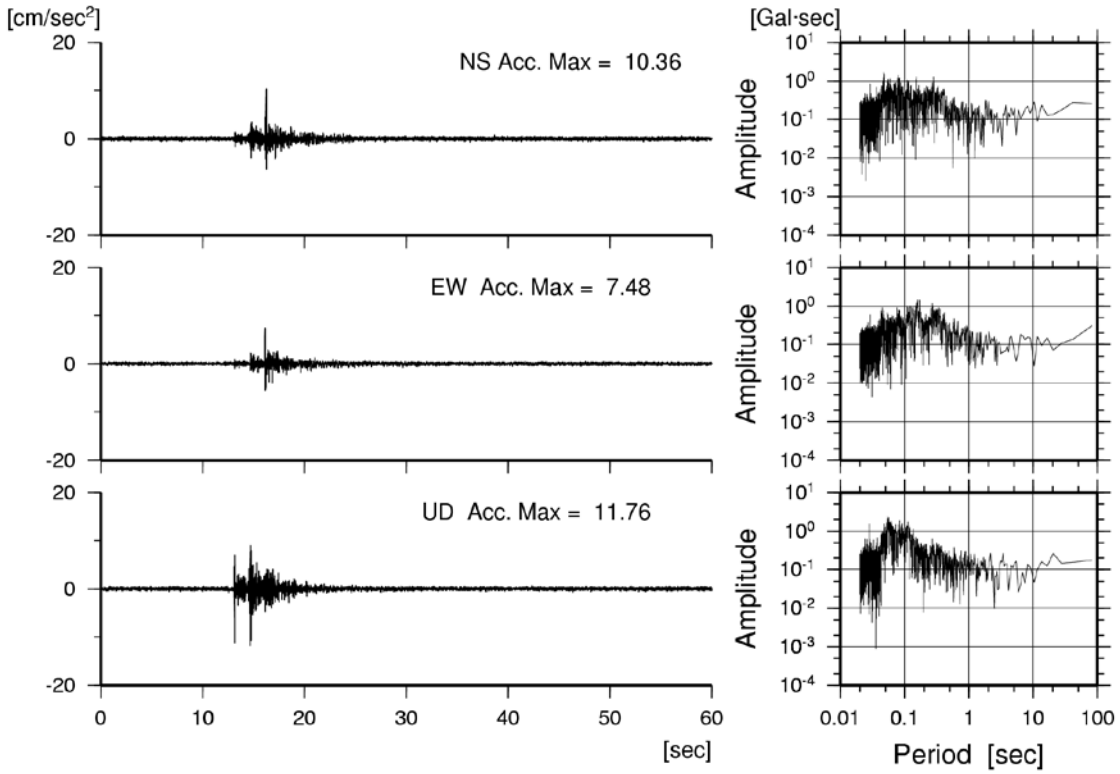
図 3- 15 地震観測記録(事業所 E、地震番号:14)

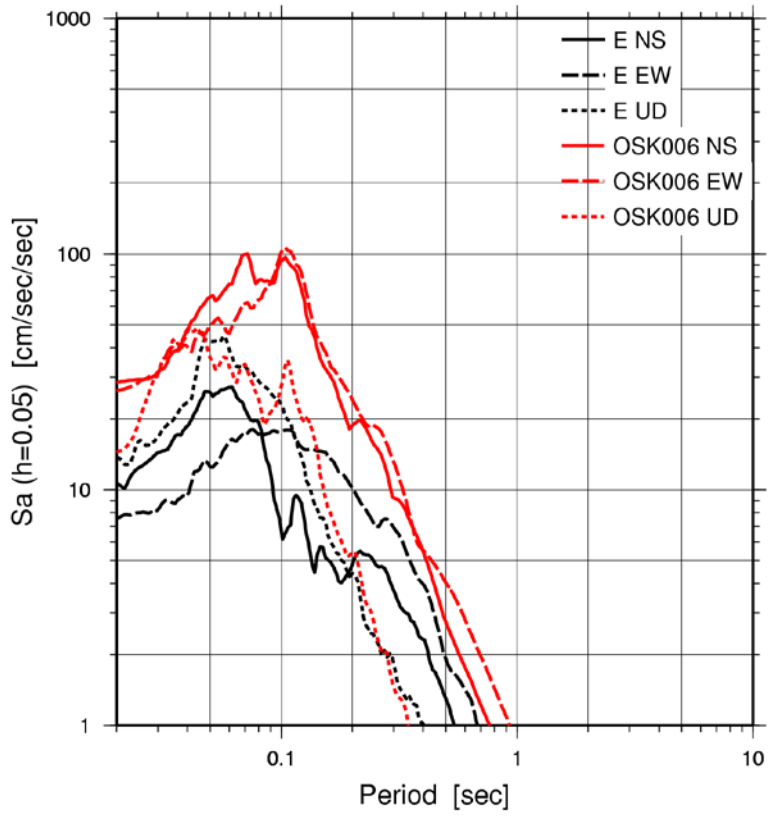




E-202207080800

図 3- 16 地震観測記録(事業所 E、地震番号:15)





E-202207170751

図 3- 17 地震観測記録(事業所 E、地震番号:16)

付録 2：サイト増幅特性を考慮した地震観測記録の補正（四日市地区の事業所 D）

経験的グリーン関数法により対象地点のサイトスペシフィック地震動を算定する場合、対象地点の地震観測記録を用いることが望ましい。しかし、対象地点で適切な中小地震の観測記録がない場合、対象地点周辺の地震観測点の記録を用いることがある。この場合、両地点のサイト増幅特性を考慮し、周辺の地震観測点の記録を適切に補正して用いる必要がある。ここでは、四日市コンビナート地区の事業所 D を対象地点とし、周辺の地震観測点が K-NET 四日市（MIE003）の場合の検討例を示す。

図 1 にサイト増幅特性を考慮した地震観測記録の補正フローを示す。

最初に MIE003 と事業所 D で共通する地震観測記録（地表面）を抽出する。事業所 D から提供を受けた地震観測記録のうち、MIE003 の地震観測記録と共通するのは、2020 年 9 月 27 日（M5.1）と 2021 年 2 月 13 日（M7.3）の 2 地震の観測記録であり、図 2～図 5 に加速度波形とフーリエスペクトルおよび加速度応答スペクトルを示す。

次に地震観測記録のフーリエスペクトル比（事業所 D/ MIE003）を算定し、これをサイト補正係数とする。サイト補正係数は、共通する 2 つの地震観測記録のフーリエスペクトル比の平均とする。図 6～図 8 に NS 成分、EW 成分、UD 成分毎にサイト補正係数を示す。

算定したサイト補正係数を MIE003 の地震観測記録（フーリエスペクトル）に乗じることにより、事業所 D の地震動として補正することができる。四日市コンビナート地区の標準波の検討で適用した MIE003 の 1998 年 4 月 22 日と 2000 年 10 月 31 日の中小地震の観測記録(4.4.2 節参照）に対し、補正した地震動を図 9、図 10 に示す。なお、加速度波形はフーリエ逆変換により求められるが、位相特性は MIE003 の地震動と同一位相とした。

補正した地震動は地表面波であり、工学的基盤波は、事業所 D の表層地盤モデルから引き戻し計算により算定される。

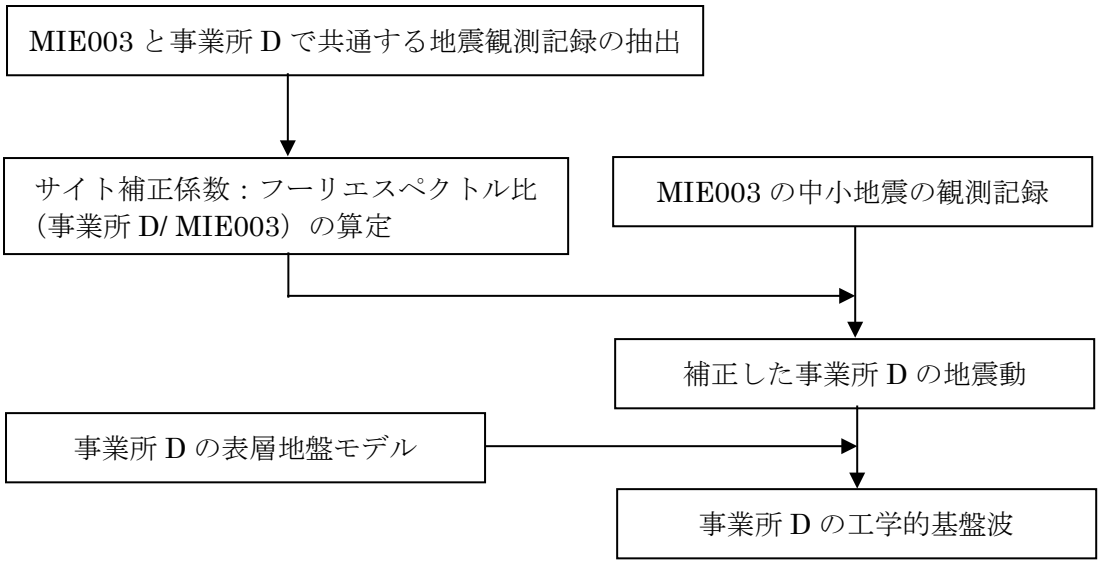


図 1　サイト増幅特性を考慮した地震観測記録の補正フロー

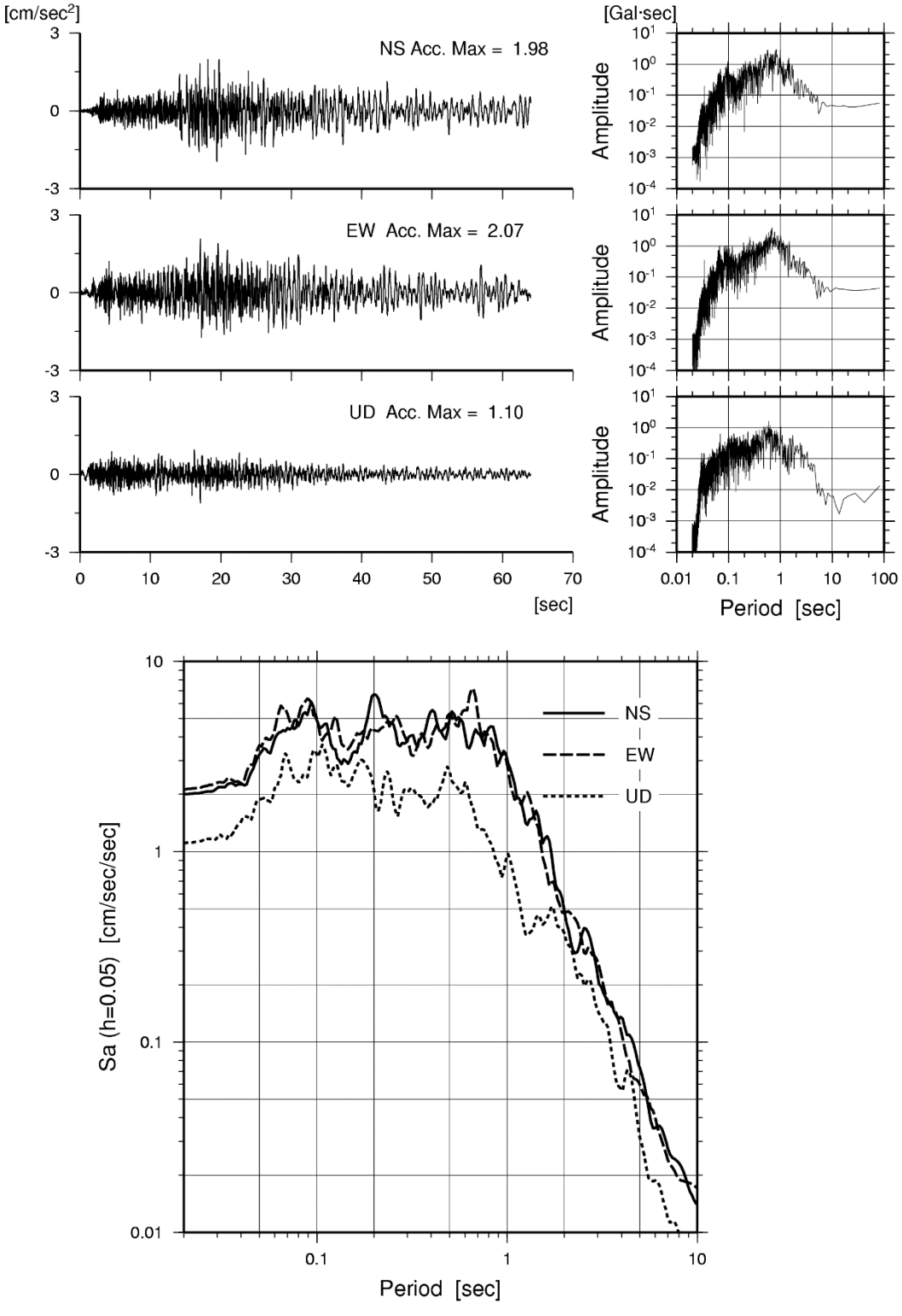


図 2　MIE003 の地震観測記録(2020 年 9 月 27 日)

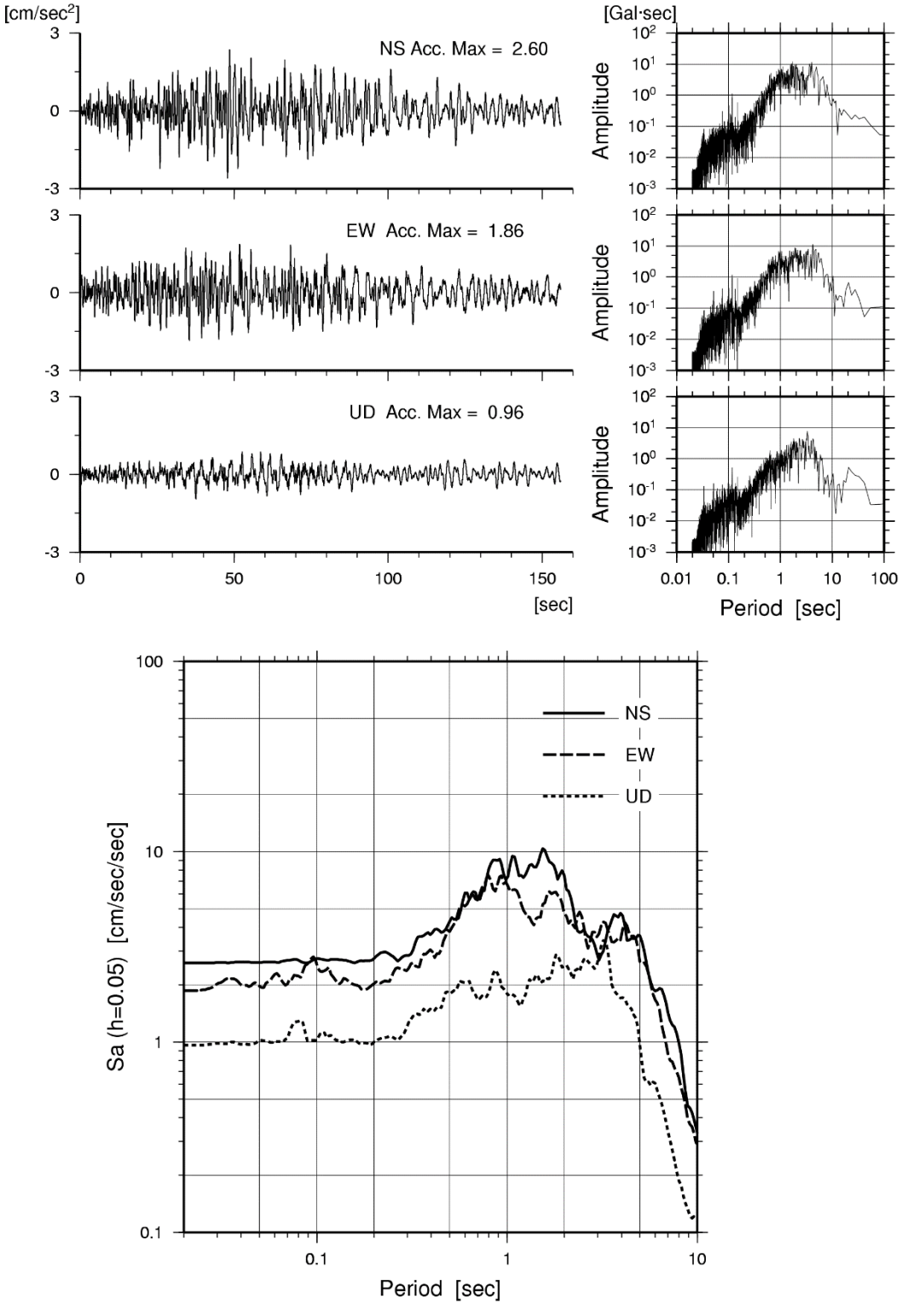
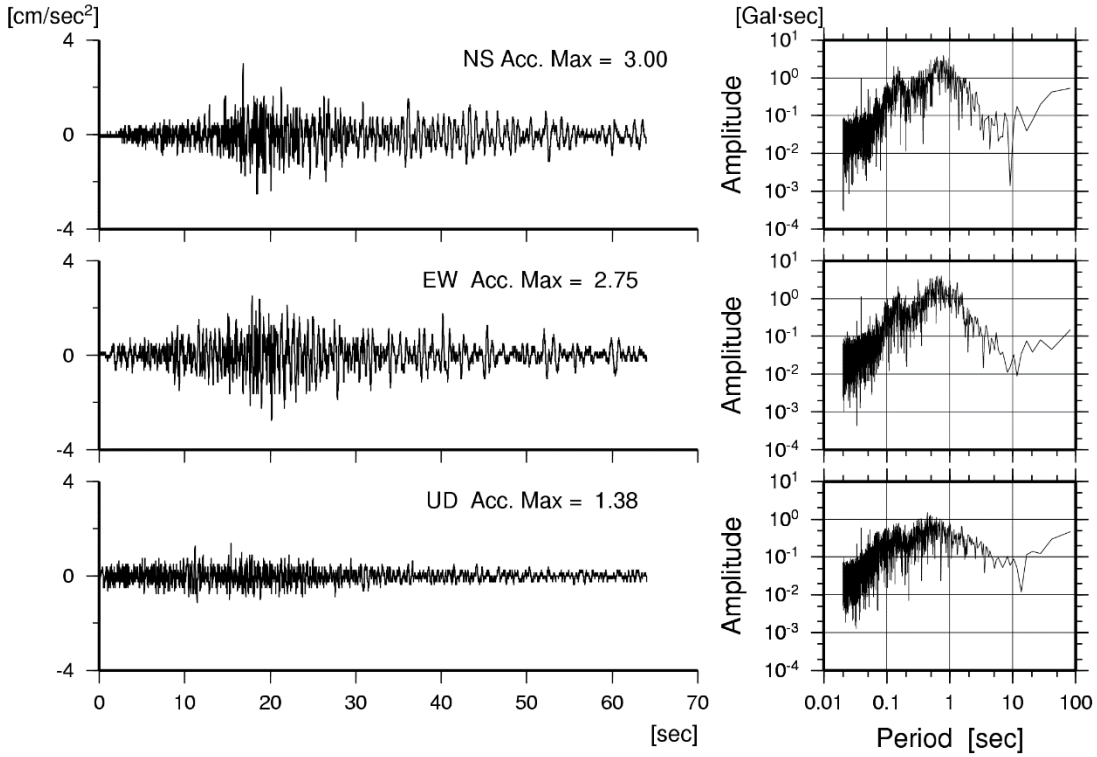


図 3　MIE003 の地震観測記録(2021 年 2 月 13 日)



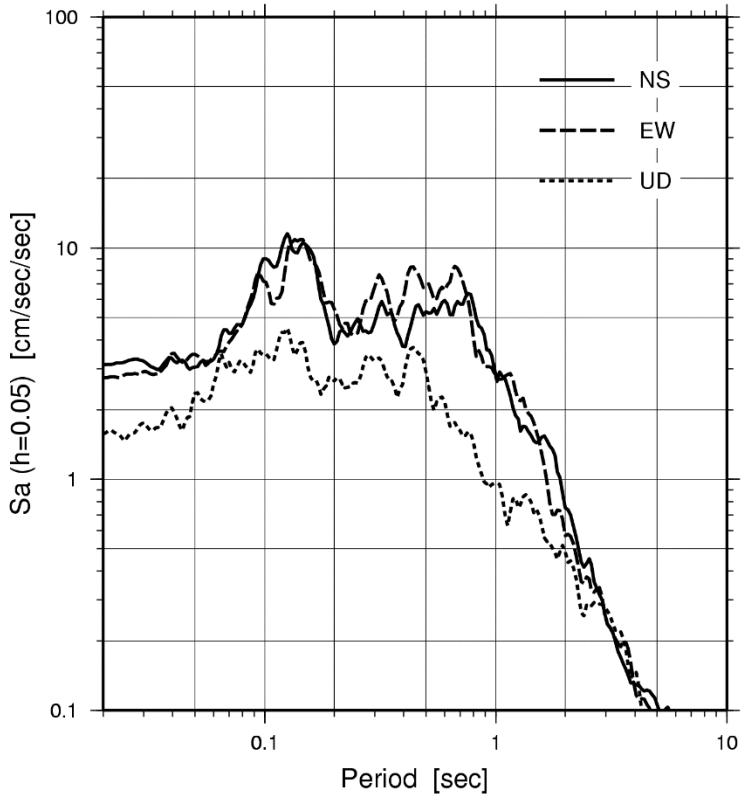


図 4　事業所 D の地震観測記録(2020 年 9 月 27 日)
(MIE003 の地震観測記録の継続時間で切り出し)

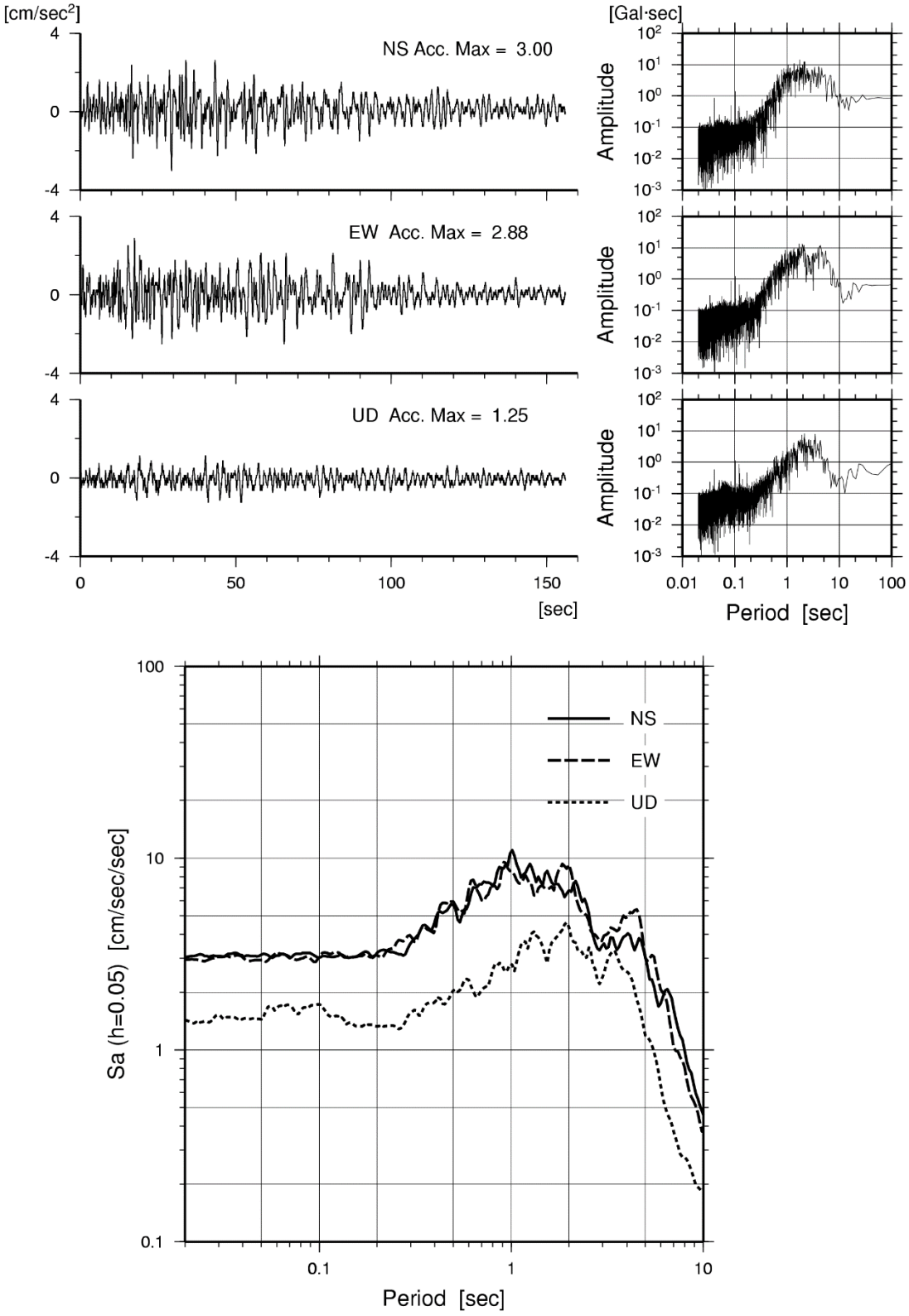
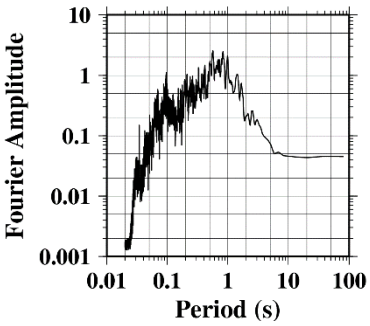
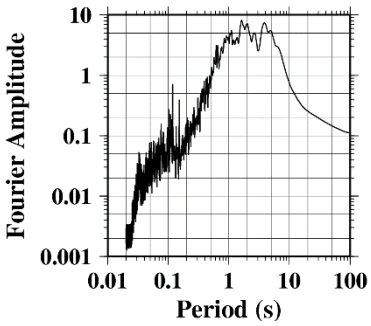


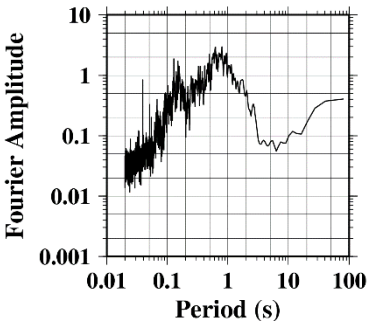
図 5　事業所 D の地震観測記録(2021 年 2 月 13 日)
(MIE003 の地震観測記録の継続時間で切り出し)



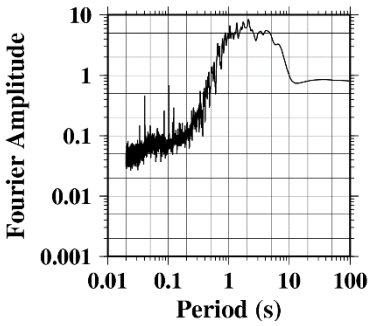
(a)　MIE003(2020 年 9 月 27 日)



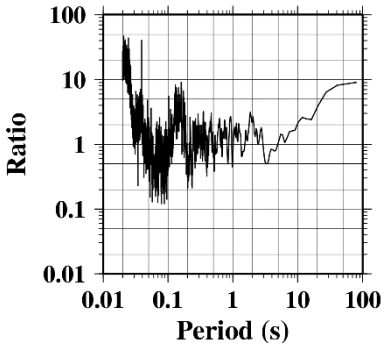
(b)　MIE003(2021 年 2 月 13 日)



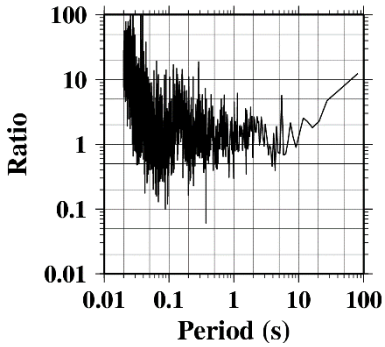
(c)　事業所 D(2020 年 9 月 27 日)



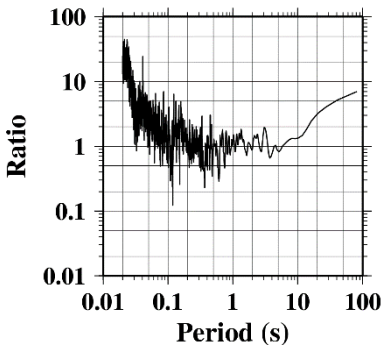
(b)　事業所 D(2021 年 2 月 13 日)



(e)　フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2020 年 9 月 27 日)

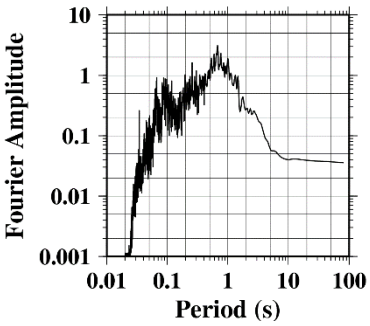


(f)　フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2021 年 2 月 13 日)

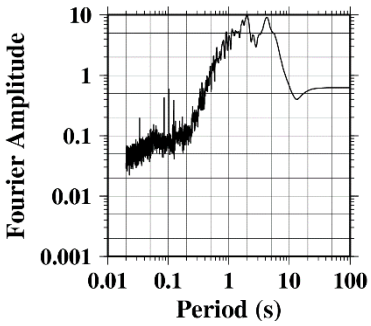


(g) サイト補正係数：フーリエスペクトル比(事業所 D/MIE003)の平均

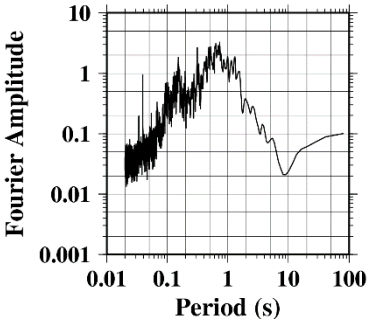
図 6　サイト補正係数（NS 成分）



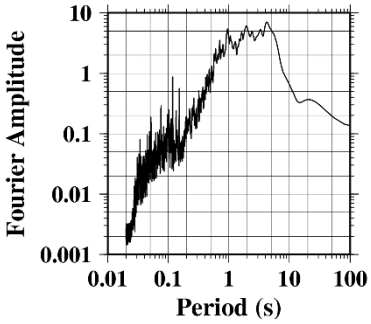
(a) MIE003(2020 年 9 月 27 日)



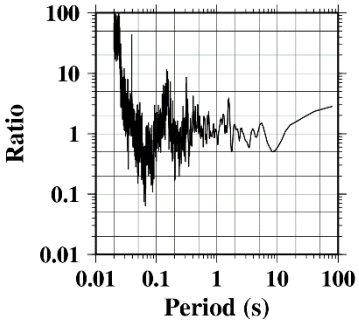
(b) MIE003(2021 年 2 月 13 日)



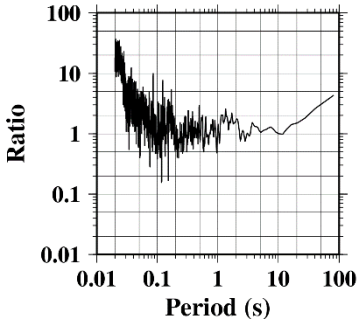
(c) 事業所 D(2020 年 9 月 27 日)



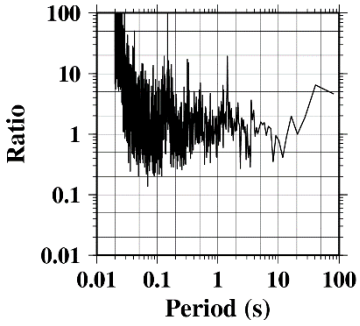
(b) 事業所 D(2021 年 2 月 13 日)



(e) フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2020 年 9 月 27 日)

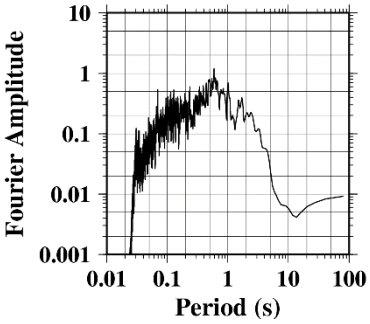


(f) フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2021 年 2 月 13 日)

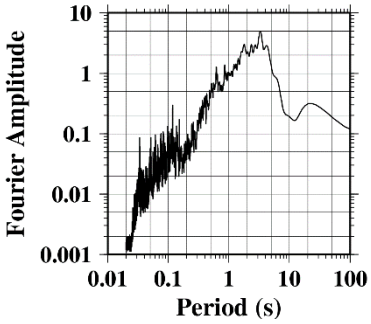


(g) サイト補正係数：フーリエスペクトル比(事業所 D/MIE003)の平均

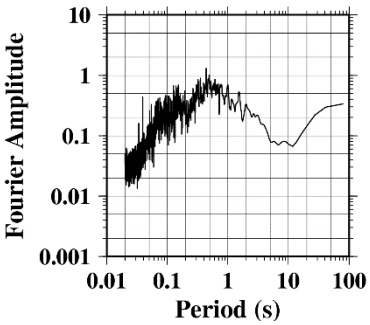
図 7　サイト補正係数（EW 成分）



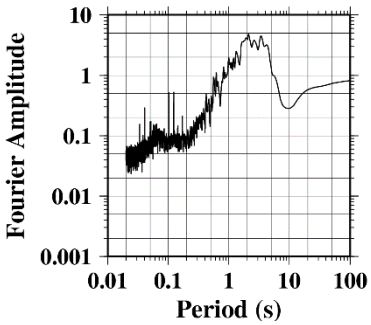
(a) MIE003(2020 年 9 月 27 日)



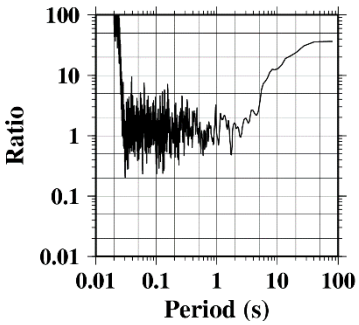
(b) MIE003(2021 年 2 月 13 日)



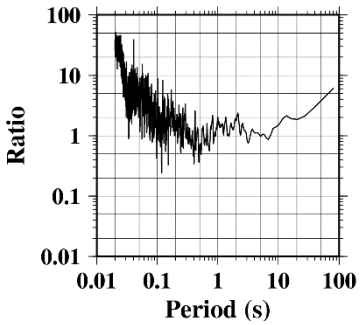
(c) 事業所 D(2020 年 9 月 27 日)



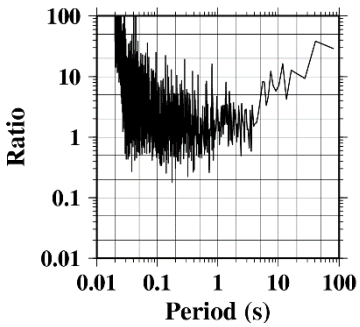
(d) 事業所 D(2021 年 2 月 13 日)



(e) フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2020 年 9 月 27 日)



(f) フーリエスペクトル比
(事業所 D/MIE003) (2021 年 2 月 13 日)



(g) サイト補正係数：フーリエスペクトル比(事業所 D/MIE003)の平均

図 8　サイト補正係数（UD 成分）

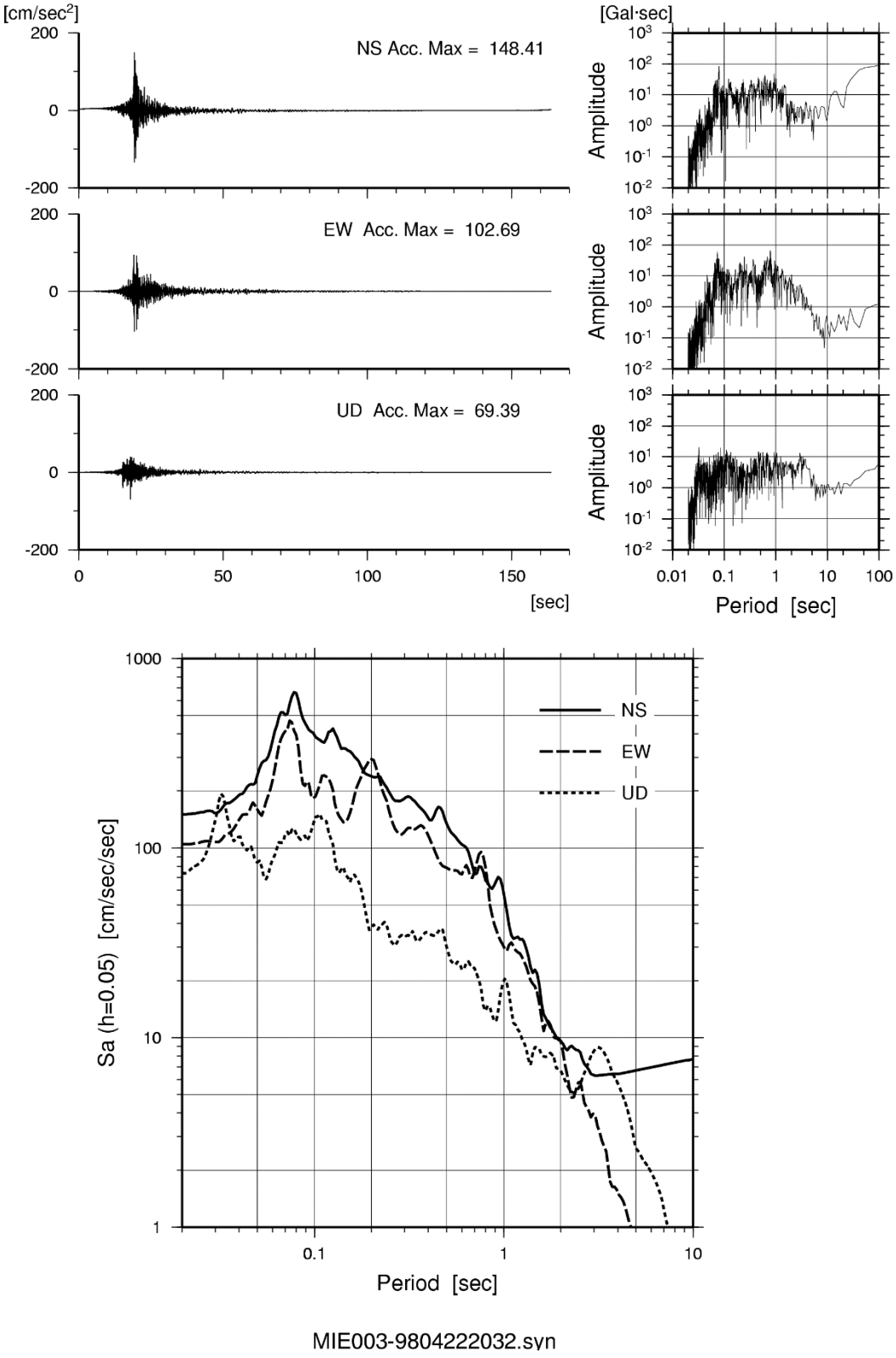


図 9　MIE003 の地震観測記録を補正した事業所 D における地震動
(1998 年 4 月 22 日の地震)

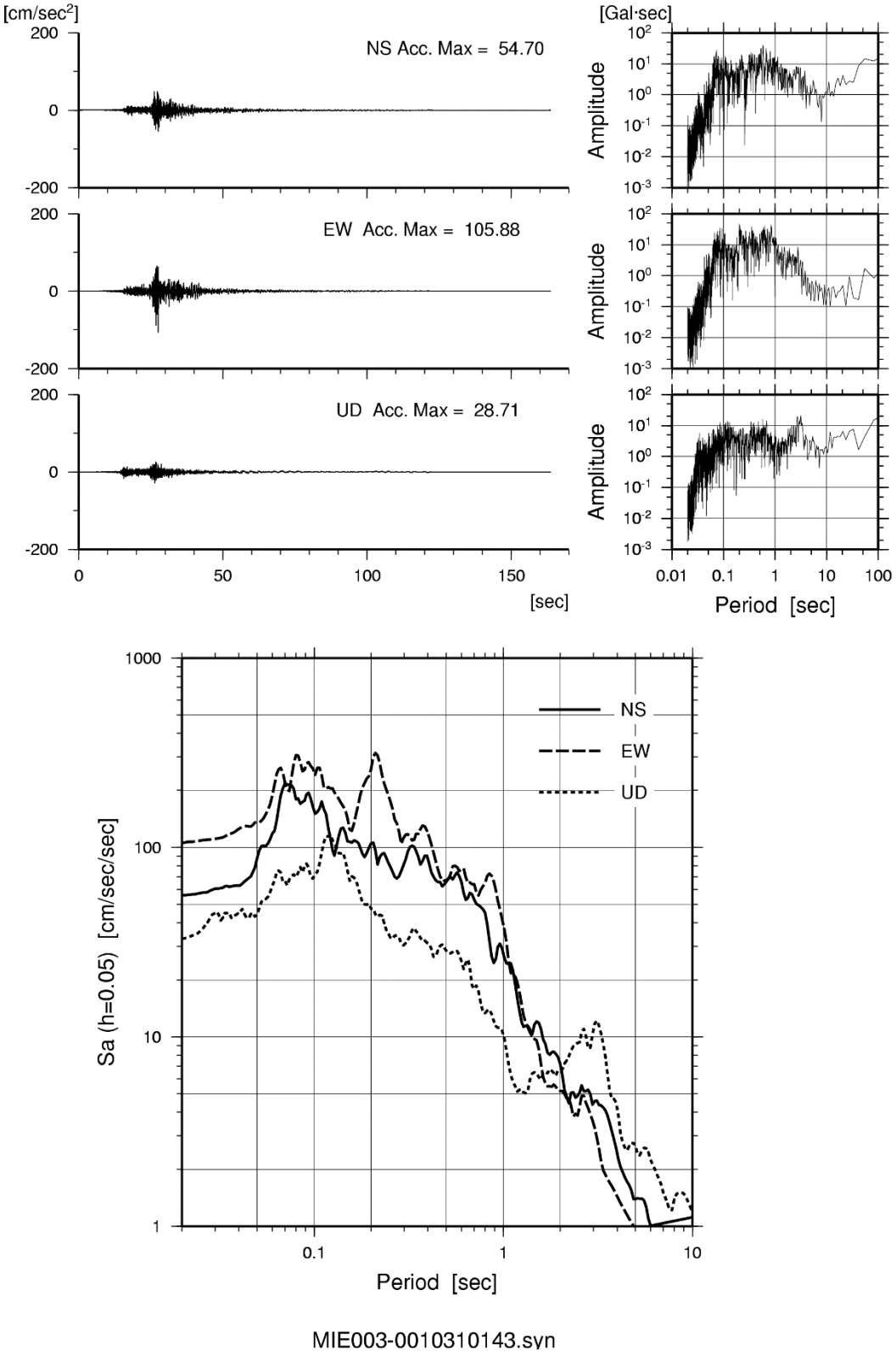


図 10　MIE003 の地震観測記録を補正した事業所 D における地震動
(2000 年 10 月 31 日の地震)

第Ⅳ章　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

1. 検討概要

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法について、令和 3 年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行う。

【参考】

令和3年度調査研究報告書　第Ⅴ章　4.今後の課題より抜粋

①応力解析

今後、具体例についてFEM解析等を実施検証した上、適用条件、モデル化、境界条件、接合部・構造不連続部の取扱い等の細部について検討が必要である。

②ノズル部評価

配管とノズルの仕様は様々であり、一義的に許容荷重を設定することは困難であることから、ノズル許容荷重の算定式を示した。このことから、圧力容器の設計においてノズル部評価が必要となるが、現状の検査体制に変更が必要となる可能性があることから、今後、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて検討が必要である。

③接合部評価

耐震上問題となり今後耐震設計の対象とする必要がある接合部について調査を実施した結果、スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部は、今後補強方法と評価方法の検討が望まれ、そのためにはFEM解析等による検証が必要である。

④許容塑性率評価

構築した球形貯槽のプッシュオーバー解析手法についてはFEM解析結果等の比較による妥当性の検証が必要である。また、球形貯槽以外の設備についてもプッシュオーバー解析手法を構築する必要がある。

⑤平底円筒形貯槽

今年度（（注）令和3年度）は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内槽のみのモデルを用いて、時刻歴応答解析を実施した。解析結果より得られた知見をもとに今後、更に検討を実施する必要がある。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討したが、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要がある。

- ■　内外槽間の底部保冷材の評価
- ■　ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- ■　応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべりが生じるかの検討。
- ■　タンク内部配管の評価。特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管。
- ■　スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

⑥その他

議論した結果をもとに、今後、具体的な見直しの検討が必要である。

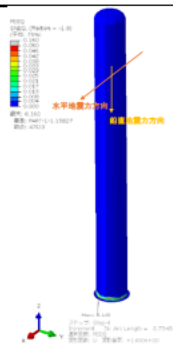
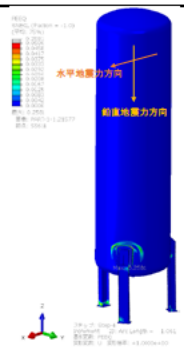
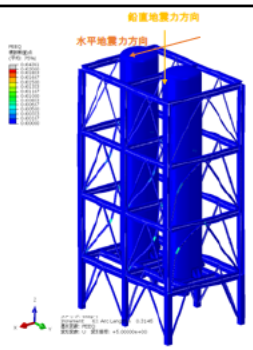
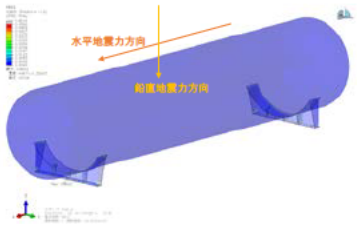
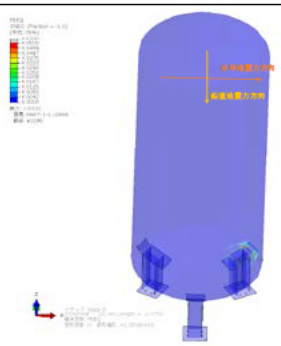
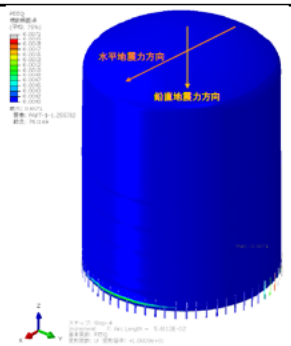
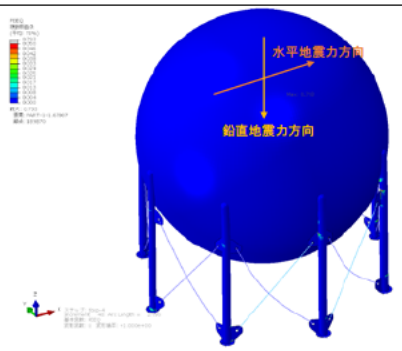
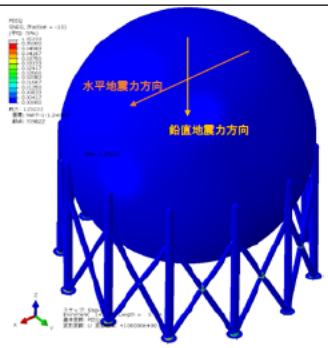
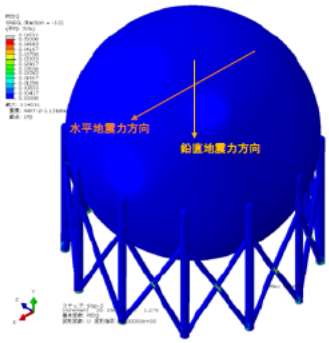
2. 検討内容

令和 3 年度事業の今後の課題を踏まえ、①応力解析、②ノズル部評価、③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形貯槽について、以下の検討を実施する。

2.1 応力解析

昨年度は応力解析の規定案たたき台を作成し、今後の課題として実例での検証と細部（適用条件、モデル化、境界条件、接合部・構造不連続部の取扱い等）の検討が必要とした。
今年度は、検証の前段階として、平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)において実施した 9 種類の設備の FEM 解析結果を具体例として応力解析を適用した場合の問題点等の有無を確認と細部について可能な範囲で検討する。また、必要に応じて今後の FEM 解析等の実施の要否について検討を行う。

（参考）平成27年度FEM解析実施例（9設備）

<table>
<tr>
<td> 
塔類（スカート支持）</td>
<td> 
塔類（レグ支持</td>
<td> 
塔類（ラグ支持）</td>
</tr>
<tr>
<td> 
たて置円筒形貯槽</td>
<td> 
横置円筒形貯槽</td>
<td> 
平底円筒形貯槽</td>
</tr>
<tr>
<td> 
球形貯槽
（タイロッドブレース）</td>
<td> 
球形貯槽
(鋼管ブレース、補強あり)</td>
<td> 
球形貯槽
(鋼管ブレース、補強なし)</td>
</tr>
</table>

2.2　ノズル部評価

昨年度実施したパラメータスタディ等から、パラメータスタディを追加しても一義的に許容荷重を設定することは困難であるとし、ノズル許容荷重の算定方法を示した。昨年度示したノズル許容荷重の算定式により、比較的簡易に評価可能であると考えられる。

圧力容器の設計においてノズル部評価を実施するためには現状の検査体制に変更が必要となるため、その課題を議論して取りまとめ、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて方向性を取りまとめる。

2.3　接合部評価

スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論し、検証に必要な FEM 解析等の条件を検討し取りまとめる。

2.4　許容塑性率評価

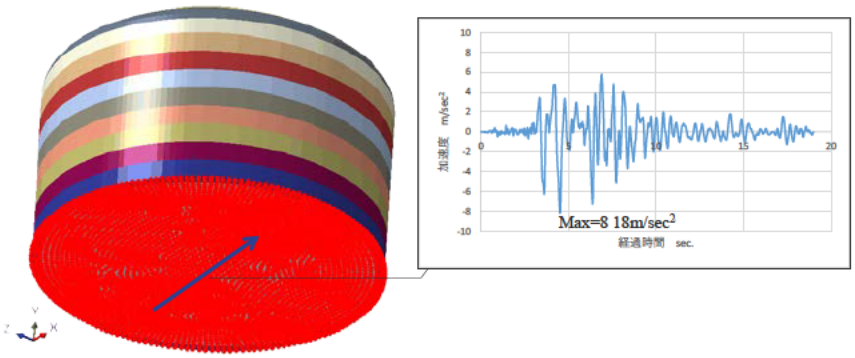
昨年度構築した球形貯槽のプッシュオーバー解析手法については FEM 解析結果等の比較による妥当性の検証を実施する。なお、昨年度構築した解析手法については、計算を実施するにあたり、プログラム化が必要であることから、外注にてプログラム化を行う。

2.5　平底円筒形貯槽

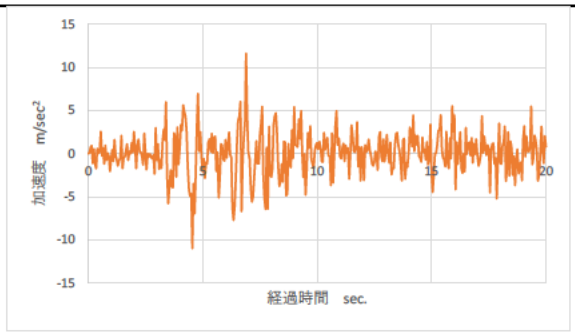
レベル 2 耐震性能評価の見直しにあたり、平底円筒形貯槽の耐震性能評価方法の見直しに関して、昨年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討するため、内槽のみのモデルを用いて、1 ケースの時刻歴応答解析を実施した。動液圧の算定方法の見直しにあたっては昨年度の解析結果より得られた知見をもとに更に検討を実施する必要がある。

今年度は引き続き、追加ケースの時刻歴応答解析を実施し動液圧の算定方法の見直しを検討する。時刻歴応答解析においては、作業に時間を要する解析モデル作成、計算実施、解析結果のデータ整理を外注することで事業を効率的に実施する。

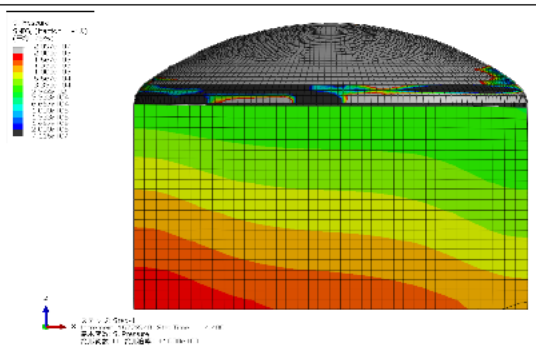
（参考）令和３年度FEM解析結果



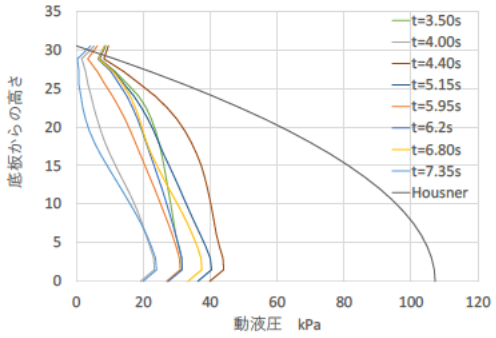
解析モデル及び入力波形（JMA神戸NS波）



頂部応答加速度波形



動液圧分布（4.4秒）



側板動液圧分布



波高（時刻歴）

（追加）
簡易計算（速度ポテンシャル理論）による計算結果では最大波高45 cm程度

3. 検討結果

応力解析、ノズル部評価、ノズル部評価、許容塑性率評価、平底円筒形貯槽について検討した結果を以下の各項に示す。

3.1 応力解析

3.1.1 応力解析規定（令和３年度案）概要

応力解析の規定案は以下の図に示すように、レベル２耐震性能評価を例示基準以外の FEM 解析等を用いて行う場合に参考となる一定の水準を示すものである。

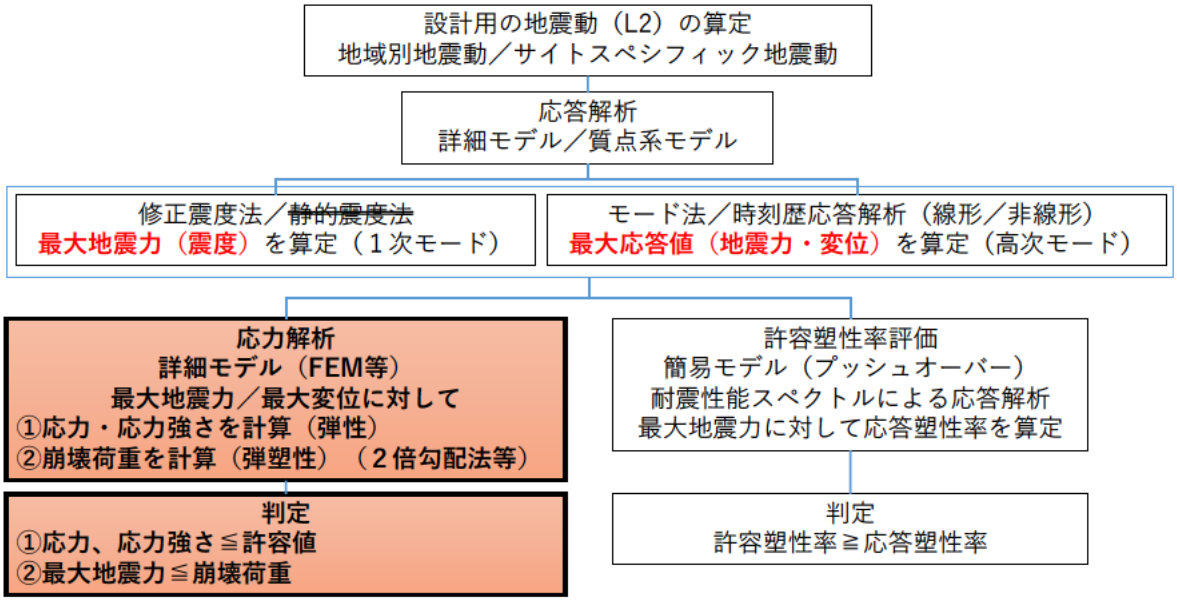


図　応力解析の位置づけ

令和３年度事業において検討した「応力解析　規定案たたき台」、令和２年度事業において検討した「許容値のイメージ」は以下の通り。

応力解析　規定案たたき台

①モデル化：圧力容器及び支持構造物をモデル化する。（設備の種類に応じて適切にモデル化（使用要素、要素分割、境界条件等）すること。）

②応答解析

- 適切に設備の応答を表現できるモデルを用いる。
- レベル1：線形応答解析とする。
- レベル2：線形応答解析または非線形応答解析とする。

③強度評価・許容基準：

- レベル1：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は**割り増し係数1.35**とする。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

・ レベル2：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数1.35とし、2.5 c)中の「**崩壊荷重の2/3を超えない場合には**」を「**崩壊荷重未満の場合には**」と読み替えるものとする。

ただし、

- **圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施**するものとする。
- **座屈を生じる場合には、適切な評価を実施**するものとする。
- 崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）

・ 材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒ σ_y）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

・ 接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

許容値のイメージ

①耐圧部材の許容値

応力強さの分類	KHKS0861(2018)	JIS B8266　附属書8	応力解析(草案)
P_m	S S:（概略） 0.6×引張強さ 0.9×降伏点	kS_m S_m:（概略） 引張強さの1/3~1/4 降伏点の1/1.5 k:割増係数。地震荷重に対しては関連法規	S k：割増係数 降伏点ベースで1.35 引張強さベースで1.8～2.4
P_L	—	$1.5kS_m$	1.5S
P_L+P_b	1.5S	$1.5kS_m$	1.5S
P_L+P_b+Q	$2S_y$	$3S_m$	$3S_m$
P_L+P_b+Q+F	—	疲労解析法を用いて評価	—

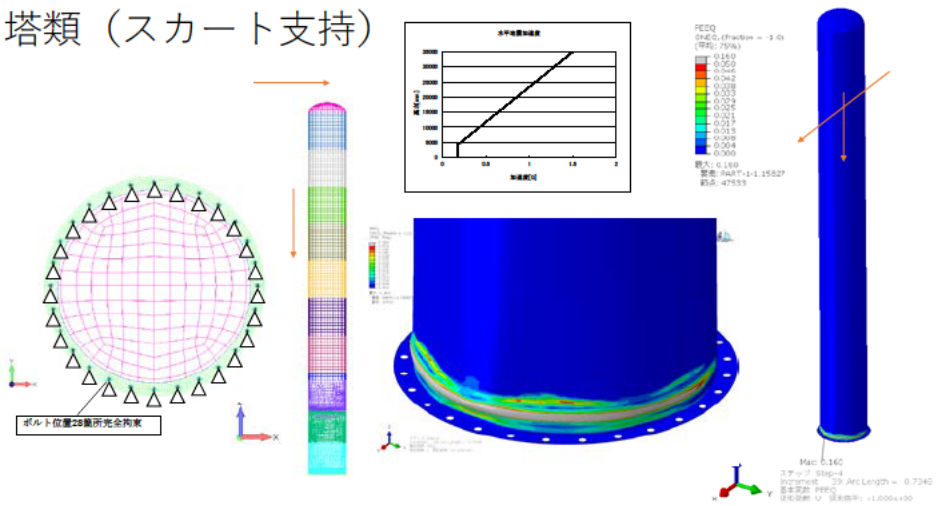
②支持構造材の許容値

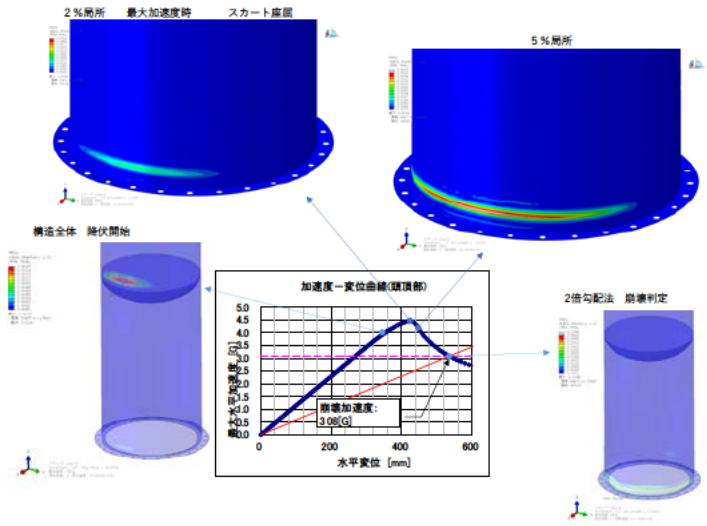
許容応力の種類	KHKS0861(2018)	JIS B8266 附属書8	応力解析 (草案)
引張応力	F:（概略） 0.7×引張強さ、降伏点	耐圧部材と区別なし	耐圧部材と同様
曲げ応力	F		
圧縮応力	F（座屈低減あり）		
せん断応力	$F/\sqrt{3}$		
組み合せ応力 引張、圧縮、曲げ 引張、圧縮、曲げとせん断	 発生応力/許容応力の和が1以下 ミーゼス応力がF以下		

3.1.2　応力解析規定（令和３年度案）の適用例

平成 27 年度事業において実施した 9 種類の設備の FEM 解析の結果を具体例として応力解析を適用した結果を以下に示す。なお、平成 27 年度に実施した解析は、高圧ガス設備の地震に対する実耐力を検討することを目的として実施したものであり、材料パラメータは実力ベースの値を入力して静的弾塑性解析（設計修正地震力を静的に負荷）を実施しており、設計を目的としたものではない。

①塔類（スカート支持）





応力解析適用例　塔類（スカート支持）（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H=0.240、K_V=0.120
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=2.832、β_6=1.5
- K_{MH}=0.68、K_{MV}=0.18

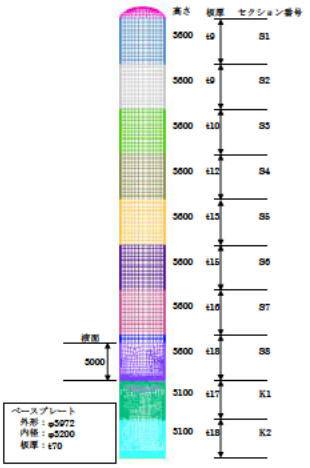
- レベル２地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.480、K_V=0.240
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.832、β_6=1.5
- K_{MH}=1.36、K_{MV}=0.36

材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

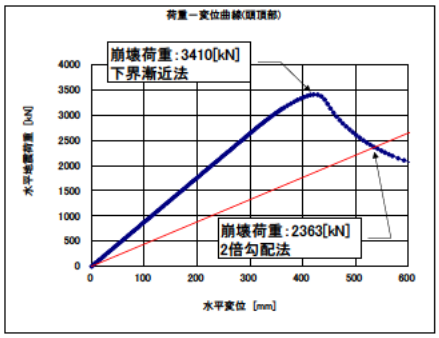
(注) H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　塔類（スカート支持）（H27FY）

セクション番号	鉛直地震力 F_{MV}[N]	水平地震力 F_{MH}[N]		水平荷重(解析) F_{MH}[N]		内圧 P[MPa]
	$F_{MV}=0.36W_V$	$F_{MH}=1.36*\mu W_H$ $\mu=1.5H/H_0$(H>4.12m) $\mu=1/\beta_3\beta_4$(H≦4.12m)		$F_{MH}=\alpha\cdot\mu\cdot W_V$ $\mu=1.5H/H_0$(H>4.12m) $\mu=1/\beta_3\beta_4$(H≦4.12m)		
		セクション		α	F_{MH}(セクション)	
0(鏡板)				0.834		0.300
S1	56218	195434	195434	0.834	195434	0.300
S2	99677	220938	416372	1.360	220938	0.300
S3	146561	208480	624852	1.344	208480	0.300
S4	193376	179065	803917	1.328	179065	0.300
S5	243543	165555	969472	1.346	165555	0.300
S6	293673	134871	1104343	1.329	134871	0.300
S7	347192	114924	1219266	1.346	114924	0.300
S8	400641 486077	150820	1370086	2.419	150820	0.326
K1(スカート)	527423	101269	1471355	1.082	101269	0.326
K2(スカート)	542924	11775	1483130	1.549	11775	0.000
B(ベースプレート)	576463	27539	1510669	1.674	27539	0.000



応力解析適用例　塔類（スカート支持）（H27FY）



レベル２評価：崩壊荷重3410kN

崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）

崩壊荷重3410kN ＞設計地震力1511kN　OK

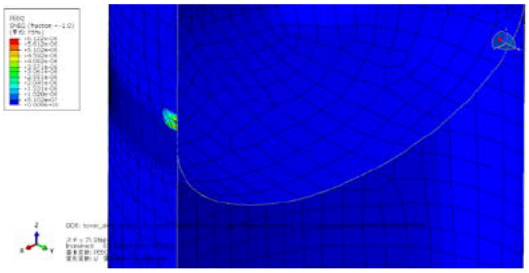
レベル2　JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数1.35とし、2.5 c)中の「**崩壊荷重の2/3を超えない場合には**」を「**崩壊荷重未満の場合には**」と読み替えるものとする。

座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。

最終的な損傷モードとして胴・スカートに座屈が発生。
（H27FY解析では初期不整はなし。）

応力解析適用例　塔類（スカート支持）（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：2541kN



圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

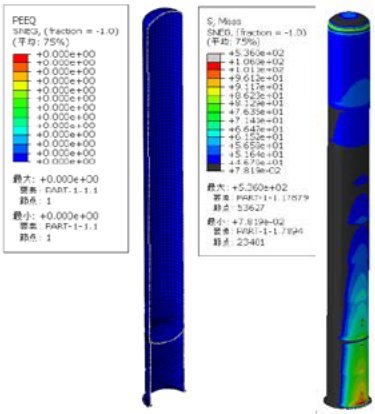
塑性変形発生荷重2541kN
＞設計地震力1511kN
（適切な評価は不要）

接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

塑性ひずみ発生荷重2541kN
＞設計地震力1511kN
（塑性ひずみ集中の評価は不要）

応力解析適用例　塔類（スカート支持）（H27FY）

レベル１評価：設計地震力756kN



レベル1：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は**割り増し係数1.35**とする。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

756kN時において塑性ひずみの発生無し

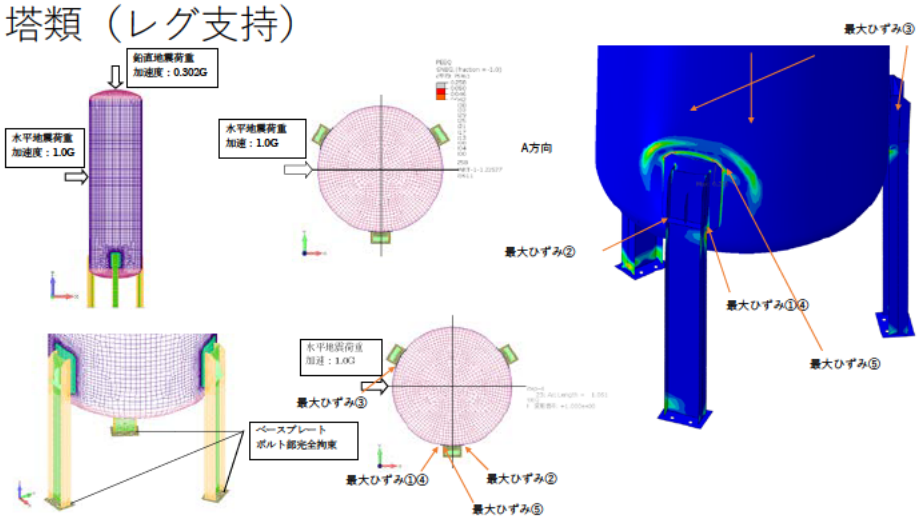
座屈を考慮した許容応力（46.7～106N/mm²）を一部超える

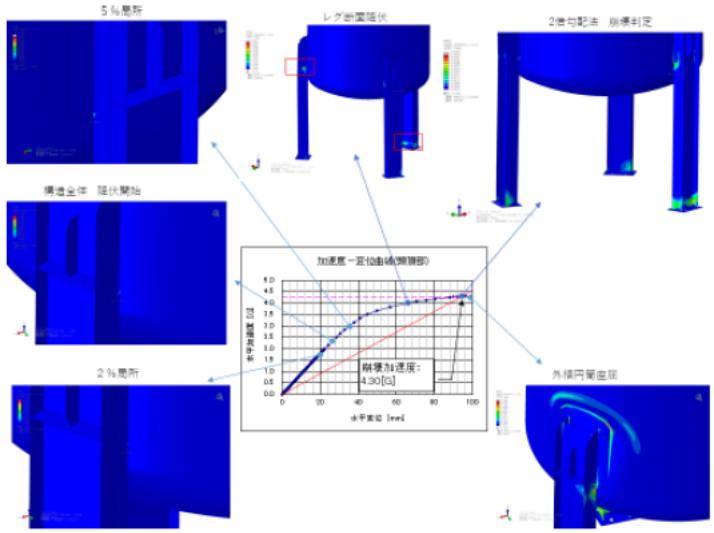
損傷モードとして座屈なのは明らかだが、レベル１評価の範囲では、FEM解析結果において座屈は明確にみられない。

別途、弾性座屈に関する検討が必要（H27FY規定案を要修正）

②塔類（レグ支持）

塔類（レグ支持）





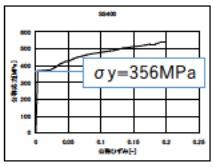
応力解析適用例　塔類（レグ支持）（H27FY）

- レベル１
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- K_{MH}=0.338、K_{MV}=0.144
- F_{MH}=60kN、F_{MV}=26kN

2重殻貯槽であり、外槽は耐圧容器ではない。

（注）K_{MH}とK_{HV}の比率がレベル１とレベル２で異なり、別々に解析が必要。
Ｈ２７FYはレベル２の比率で計算を実施。

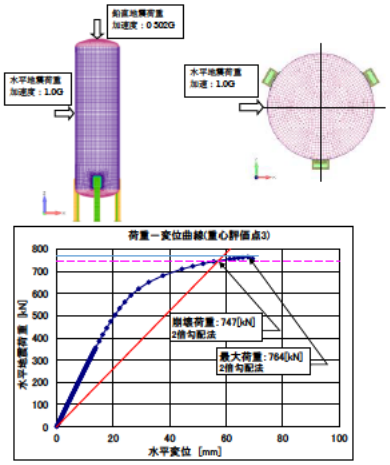
- レベル２
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- K_{MH}=1.087、K_{MV}=0.336
- F_{MH}=198kN、F_{MV}=60kN



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

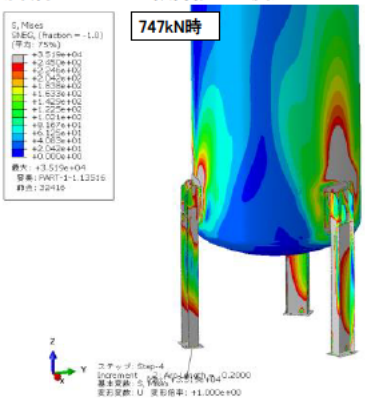
（注）H27FYは材料物性は実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　塔類（レグ支持）（H27FY）



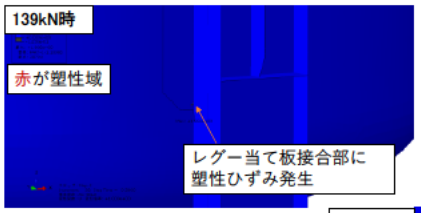
レベル２評価：崩壊荷重

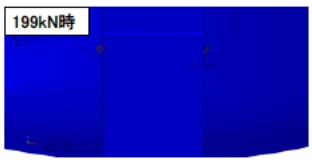
崩壊荷重747kN＞設計修正地震力198kN　OK

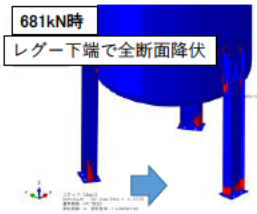


応力解析適用例　塔類（レグ支持）（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：139kN







圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

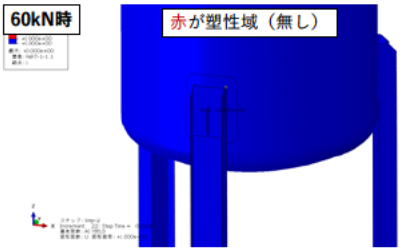
2重殻の縦置き円筒形貯槽ではそもそも圧力容器本体をモデル化していない。（2重殻の外槽については将来的に議論が必要）

接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

設計地震力198kNにおいて
レグ接合部に局部的に塑性ひずみ発生
（塑性ヒンジまではいかない程度）
塑性ひずみ集中の評価は不要

応力解析適用例　塔類（レグ支持）　（H27FY）

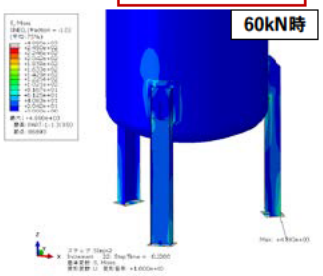
レベル1評価：設計修正地震力F_{MH}=60kN



設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

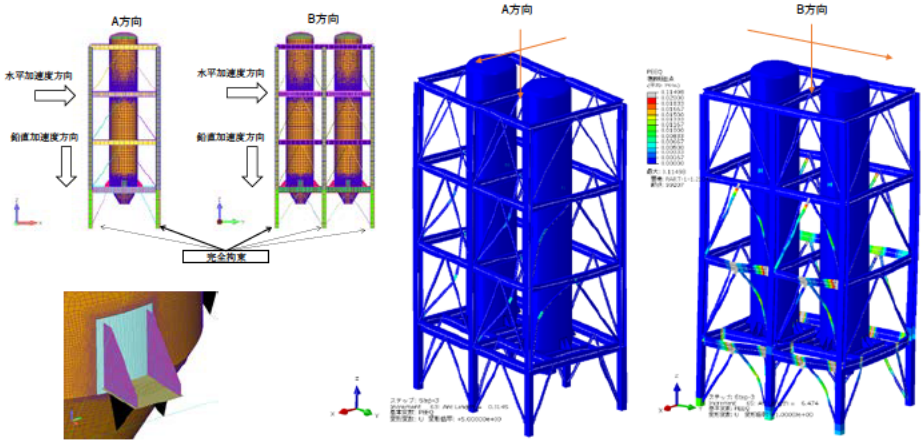
60kN時（＝レベル１設計修正地震力）において塑性ひずみなし

レベル１評価　OK

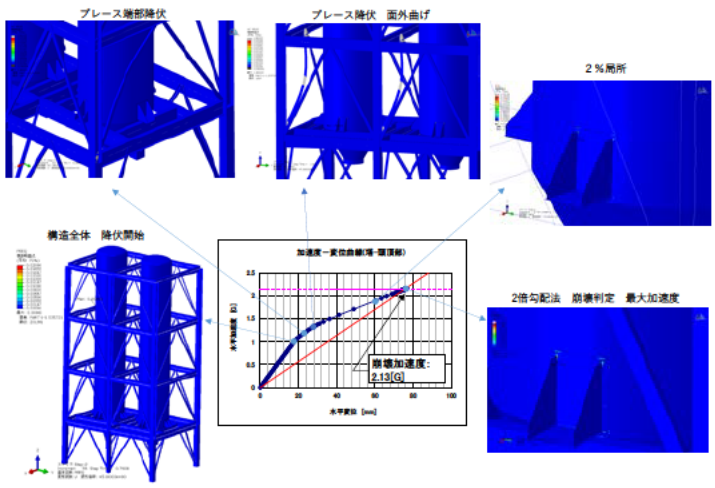


③塔類（ラグ支持）

塔類（ラグ支持）

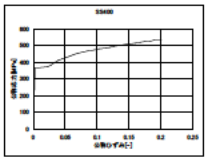


A方向

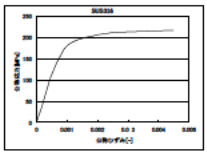


応力解析適用例　塔類（ラグ支持）（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H=0.240、K_V=0.120
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- $\beta_7 \mu K_{MH}$=0.679、K_{MV}=0.24



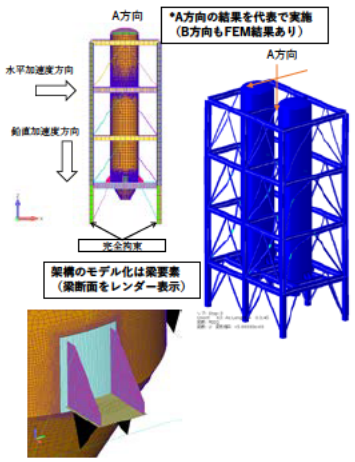
- レベル２地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.48、 K_V=0.240
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.4、 β_6=2.0
- $\beta_7 \mu K_{MH}$=1.358、K_{MV}=0.48

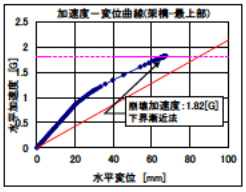


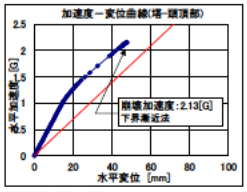
材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　塔類（ラグ支持）（H27FY）

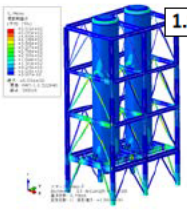






レベル２評価：崩壊荷重

崩壊加速度1.82 G＞設計修正震度1.358　　OK

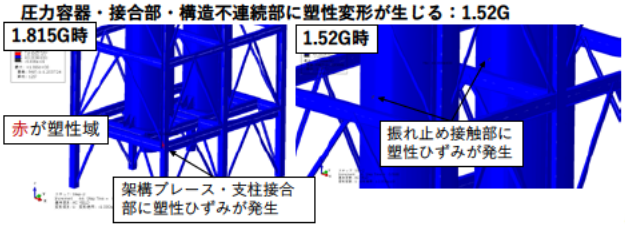


座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。

最終的な損傷モードとして架構ブレースに座屈が発生。
H27FY解析では初期不整はな
別途、弾性座屈に関する検討が必要
（H27FY規定案を要修正）

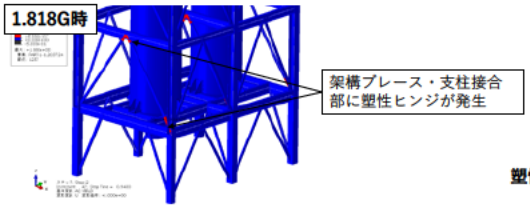
応力解析適用例　塔類（ラグ支持）（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：1.52G



圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

設計震度1.358において
圧力容器本体に塑性変形を生じない
OK

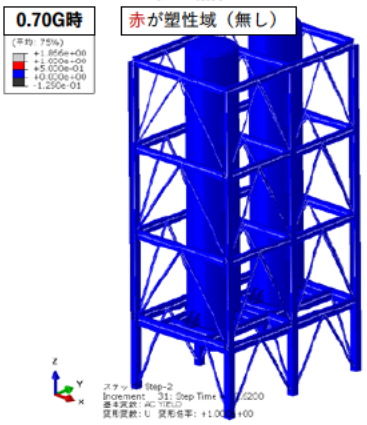


接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

塑性ヒンジ発生荷重1.82G ＞設計修正震度1.358
（塑性ひずみ集中の評価は不要）

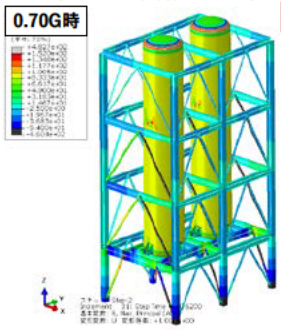
応力解析適用例　塔類（ラグ支持）（H27FY）

レベル1評価：$\beta_7 \mu K_{MH}=0.679$



設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

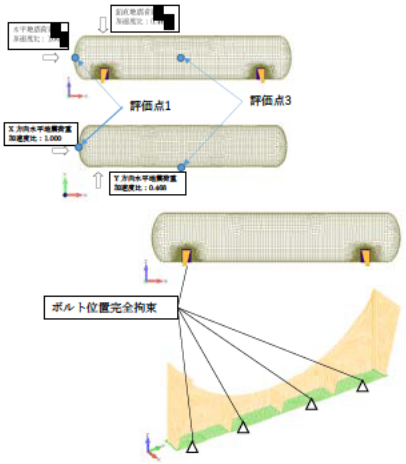
0.70G時（≒レベル１設計修正地震力）において塑性ひずみなし

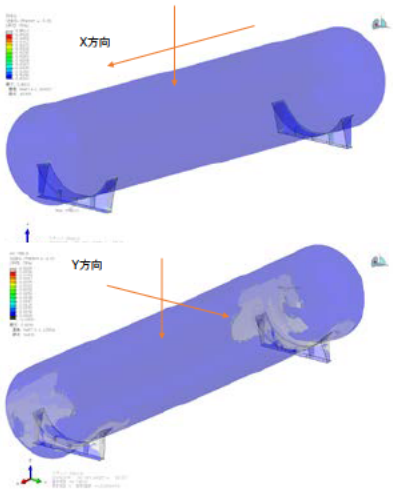


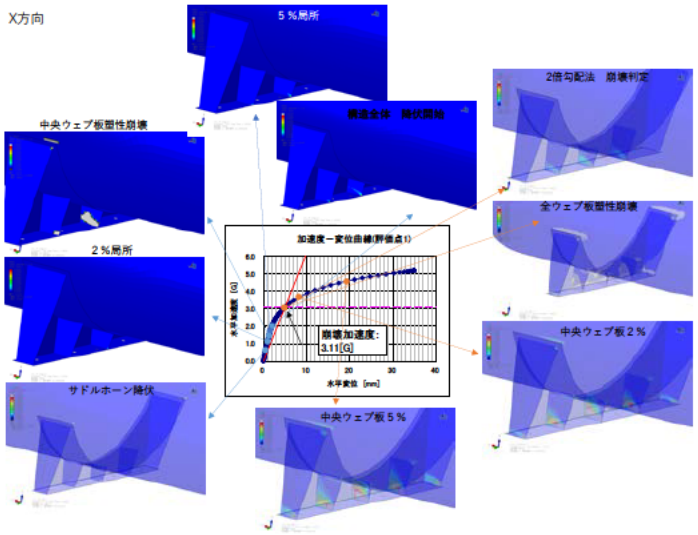
レベル１評価　OK

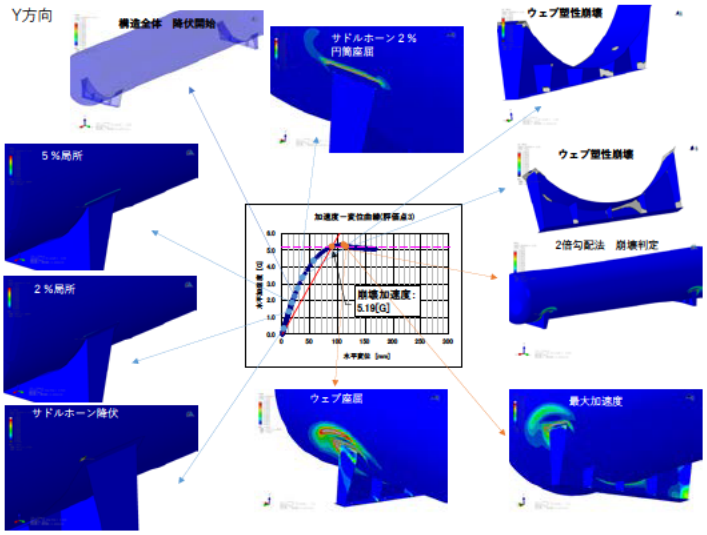
④横置円筒形貯槽

横置円筒形貯槽







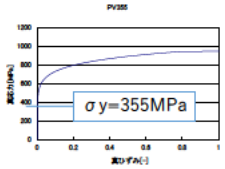


応力解析適用例　横置円筒形貯槽（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰａ、 B地区、第4種地盤）
- K_H=0.210、K_V=1.05
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_{5X}=1.674、β_6=2.0
- K_{MH}=0.352、K_{MV}=0.210

（注）K_{MH}とK_{HV}の比率が
レベル１とレベル２で異なり、
別々に解析が必要。
H２７FYはレベル２の比率で
計算を実施。

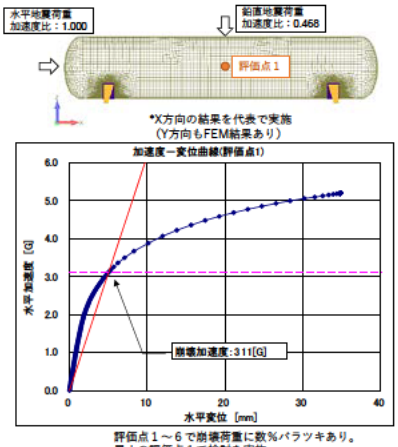
- レベル２地震動（重要度Ⅰａ、B地区、第4種地盤）
- K_H＝0.420、K_V=0.210
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_{5X}=2.136、β_6=2.0
- K_{MH}=0.897、K_{MV}=0.420



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。（ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。）

（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

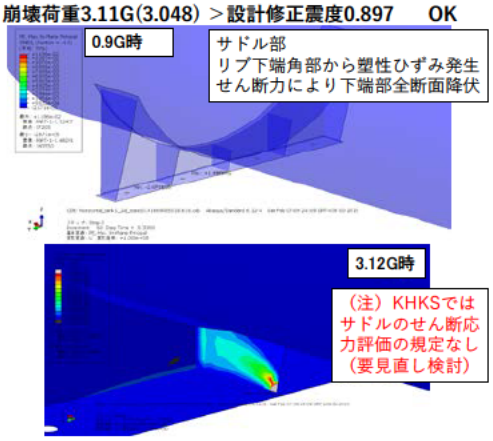
応力解析適用例　横置円筒形貯槽（H27FY）



評価点１～６で崩壊荷重に数％バラツキあり。
最小の評価点１で検討を実施。

レベル２評価：崩壊加速度

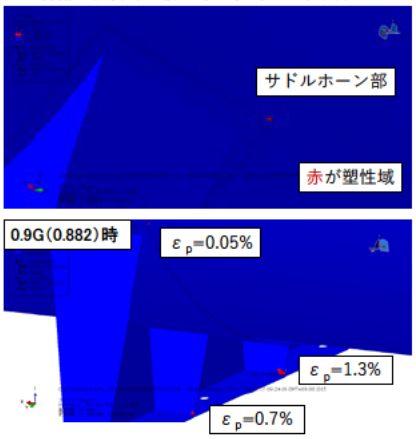
崩壊荷重3.11G(3.048)＞設計修正震度0.897　OK



応力解析適用例　横置円筒形貯槽（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：0.78G

原則、圧力容器本体は塑性変形を許容しないが、平底タンクは現実的に難しい。



圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

塑性変形発生0.78G(0.765)
＜設計修正震度0.897
適切な評価が必要（サドルホーン部を例外としない）

【要見直し検討】
KHK指針L1の計算式：サドルホーン部内面の応力強さ

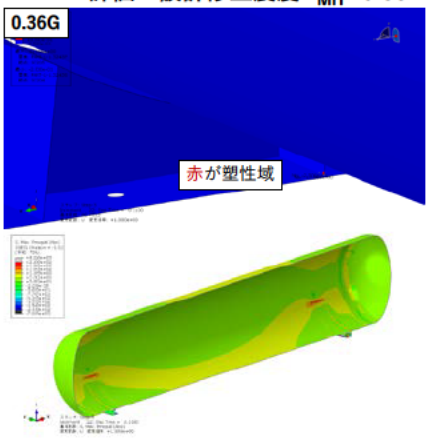
$$S_{4i}=\{\sigma_\theta+\sigma_L+\sqrt{(\sigma_\theta-\sigma_L)^2+4\tau^2}\}/2+P_O<2S_y$$

接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

0.9G(0.882)≒設計修正震度0.897において
（塑性ヒンジまではいかない程度）
（塑性ひずみ集中の評価は不要）

応力解析適用例　横置円筒形貯槽（H27FY）

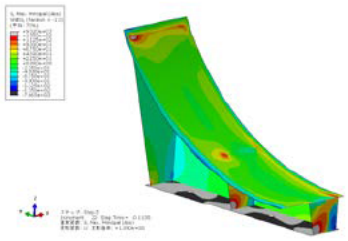
レベル1評価：設計修正震度K_{MH}=0.352



設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

0.36G(0.352)時（≒レベル１設計修正震度）においてサドルで塑性ひずみ発生

JISB8266附属書8に従い評価（割り増し係数1.35 ）が必要
例示基準より許容値が厳しい⇒H27FY規定案を見直し



応力解析適用例　横置円筒形貯槽（H27FY）

①耐圧部材の許容値

応力強さの分類	KHKS0861(2018)	JIS B8266　附属書8	応力解析(草案)
P_m	S **312MPa** S:（概略） 0.6×引張強さ 312MPa 0.9×降伏点　320MPa	kS_m S_m:（概略） 引張強さの1/3~1/4 降伏点の1/1.5 k:割増係数。地震荷重に対しては関連法規	S=kSm=**1.35×173=233MPa** Su=520MPa　Sy=355MPa Sm=173MPa(25℃) k：割増係数 降伏点ベースで1.35 引張強さベースで1.8~2.4
P_L	—	$1.5kS_m$	1.5S =**1.5×233=349MPa**
P_L+P_b	1.5S	$1.5kS_m$	1.5S =**1.5×233=349MPa**
P_L+P_b+Q	$2S_y$	$3S_m$	$3S_m$ =**3×233=699MPa**
P_L+P_b+Q+F	—	疲労解析法を用いて評価	—
純せん断		0.6S	0.6S =**0.6×233=139MPa**

②支持構造材の許容値

許容応力の種類	KHKS0861(2018)	JIS B8266附属書8	応力解析(草案)
引張応力	F:（概略）**235MPa** 0.7×引張強さ、降伏点	**耐圧部材と区別なし** **（附属書8は圧力容器が対象であり、支持構造物は附属書11）**	耐圧部材と同様 Su=400MPa Sy=235MPa S=kSm=**1.35×100=135MPa**
曲げ応力	F **235MPa**		
圧縮応力	F（座屈低減あり）　**160MPa**		
組み合せ応力 引張、圧縮、曲げ 引張、圧縮、曲げとせん断	発生応力/許容応力の和が1以下 ミーゼス応力がF以下		
せん断応力	$F/\sqrt{3}$　**135MPa**	0.6S	**0.6×135=81MPa**

（参考）サドルホーン部内面の応力強さ

(f) サドルホーン部内面の応力強さ S_H

次に計算の手順を示す。

① $\theta = 115.68°$ (4, 5, 2)

② $\beta = \pi - \theta/2 \times (\pi/180) = 2.1320$

③ $\alpha = 0.95\beta = 2.0255$

④ $\Delta = \pi/180 \times (5\theta/12 + 30) = 1.3648$

⑤ $G = \dfrac{\Delta + \sin\Delta \cdot \cos\Delta - 2\times\sin^2\Delta/\Delta}{\sin\Delta/\Delta - \cos\Delta} = 0.31390$

⑥ $M_{LT} = Q\left(\dfrac{L-2A-H}{L+H}\right) = 15.283\times10^3\times\left(\dfrac{14566-2\times1463-817}{14566+817}\right) = 10.75\times10^3\ \mathrm{N\cdot mm}$

⑦ $K_1 = \dfrac{\sin\alpha}{\pi-\alpha+\sin\alpha\cdot\cos\alpha} = \dfrac{\sin 2.055}{\pi-2.055+\sin 2.055\cdot\cos 2.055} = 1.2451$

⑧ $K_2 = \dfrac{\sin\alpha}{\pi}\left(\dfrac{\alpha-\sin\alpha\cdot\cos\alpha}{\pi-\alpha+\sin\alpha\cdot\cos\alpha}\right) = 0.50914$

⑨ $K_{FLH} = \dfrac{-1}{\pi}\left\{\cos\beta + \dfrac{\beta}{2}\sin\beta - \dfrac{3}{2}\times\dfrac{\sin\beta}{\beta} - \dfrac{\cos\beta}{2} - \dfrac{1}{4}\left(\cos\beta - \dfrac{\sin\beta}{\beta}\right)\right.$

$\left.\left\{5 - \dfrac{4-6\left(\dfrac{\sin\beta}{\beta}\right)^2 + 2\cos^2\beta}{\dfrac{\sin\beta\cdot\cos\beta}{\beta} + 1 - 2\left(\dfrac{\sin\beta}{\beta}\right)^2}\right\}\right]$

$= 0.056369$

⑩ $Y = (R_m + t/2)/(R_m - t/2) = (1510 + 14/2)/(1610 - 14/2) = 1.0087336$ *1

⑪ $le = \left[\begin{matrix}4Rm = 4\times1610 = 6440 \\ L_1/2 = 14566/2 = 7283\end{matrix}\right]$ → 6440mm

⑫ $A/R_m = 1463/1610 = 0.9089$ $\quad 1.0 > A/R_m > 0.5$

⑬ $1.0 > A/R_m > 0.5$ のとき *2

$K_3 = (1.5\,A/R_m - 0.5)\times K_{F(2)} = 0.048822$

⑭ $S_1 = \dfrac{M_L s}{\pi R_m t} = \dfrac{27.059\times10^7}{0.31390\times1610^2\times14} = 23.754\ \mathrm{N/mm^2}$

⑮ $\tau = \dfrac{F_0\cdot M_{LT}}{R_m t} = \dfrac{1.3451\times10.7\times10^3}{1610\times14} = 59.397\ \mathrm{N/mm^2}$

⑯ $\sigma_L = S_1 + P_0/(Y^2-1) = 23.754 + 0.68/(1.0087336^2-1) = 62.51\ \mathrm{N/mm^2}$

⑰ $\sigma_\theta = \dfrac{6K_1QR_m}{l_e t^2} + \dfrac{K_2\times(Y_2+1)}{Y^2-1} - \dfrac{Q}{4t(b+1.56\sqrt{R_m t})}$

$= \dfrac{6\times0.048822\times15.283\times10^3\times1610}{6440\times14^2} + \dfrac{0.68\times(1.0087336^2+1)}{1.0087336^2-1}$

$- \dfrac{15.283\times10^3}{4\times14\times(480+1.56\sqrt{1610\times14})}$

$= 618.0\ \mathrm{N/mm^2}$

⑱ $S_H = \left\{\sigma_\theta + \sigma_L + \sqrt{(\sigma_\theta-\sigma_L)^2 + 4\tau^2}\right\}/2 + P_0$

$= \left\{618.0 + 62.51 + \sqrt{(618.0-62.51)^2 + 4\times59.397^2}\right\}/2 + 0.68$

$= 625.0\ \mathrm{N/mm^2} < 2S_y = 2\times355 = 710\ \mathrm{N/mm^2}$ 合格

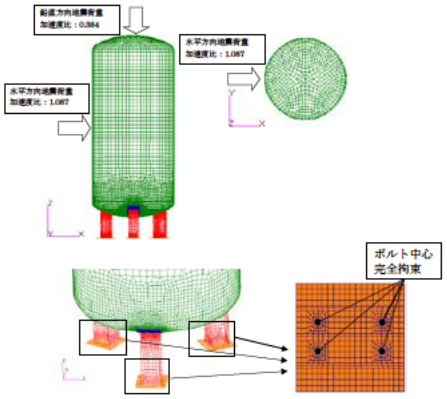
注 *1：(Y^2-1) の値を有効桁数5桁とするため小数点以下7桁まで求めてある。

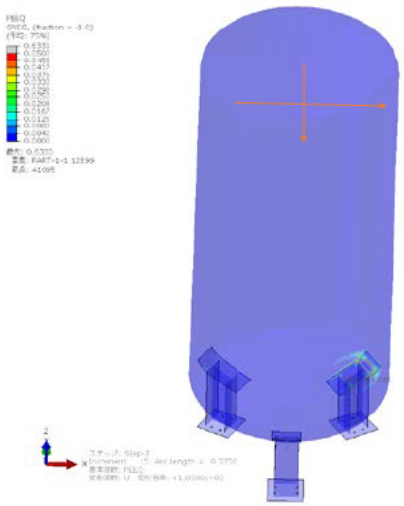
*2：A/R_m の値が1以上のとき及び0.5以下のときは K_3 を求める算式は異なった算式となる。

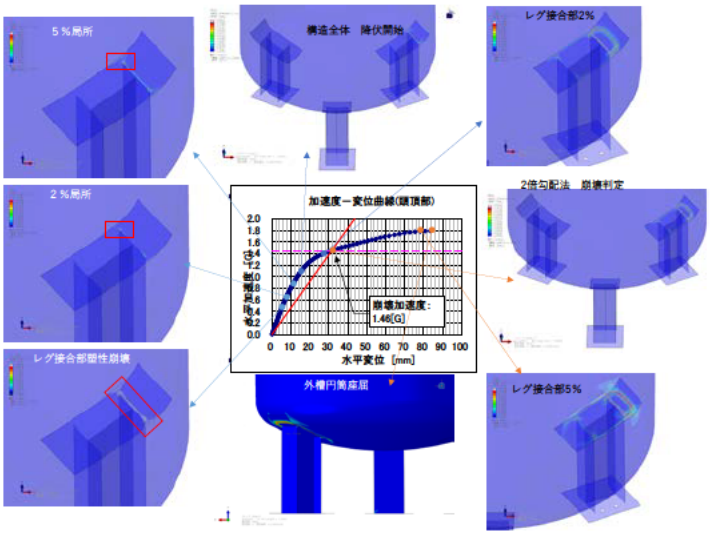
SEISMIT-HV 取扱説明書 参照

⑤縦置円筒形貯槽

縦置円筒形貯槽







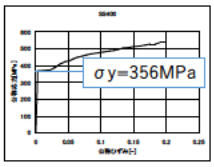
応力解析適用例　縦置円筒形貯槽（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、A地区、第4種地盤）
- K_H=0.192、K_V=0.086
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=1.77、 β_6=2.0
- K_{MH}=0.340、K_{MV}=0.192
- F_{MH}=53.782kN、F_{MV}=30.371kN

2重殻貯槽であり、
外槽は耐圧容器ではない
（将来的に議論が必要）

（注）K_{MH}とK_{HV}の比率が
レベル１とレベル２で異なり、
別々に解析が必要。
H２７FYはレベル２の比率で
計算を実施。

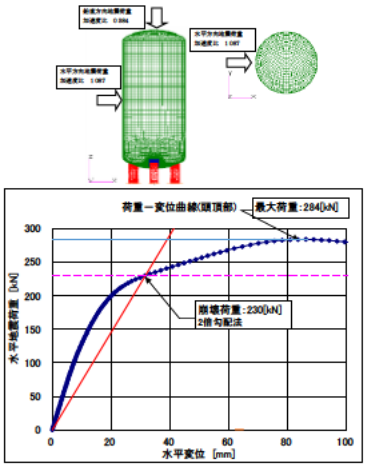
- レベル２地震動（重要度Ⅰ、A地区、第4種地盤）
- K_H=0.384、K_V=0.192
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=2.832、 β_6=2.0
- K_{MH}=1.087、K_{MV}=0.384
- F_{MH}=172.019kN、F_{MV}=60.741kN



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。（ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。）

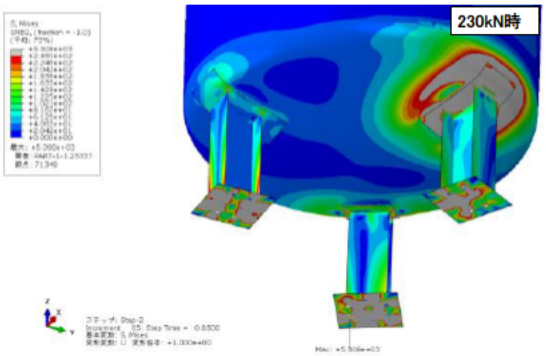
（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　縦置円筒形貯槽（H27FY）



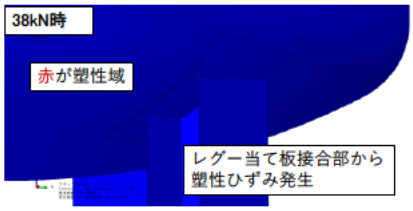
レベル２評価：崩壊荷重

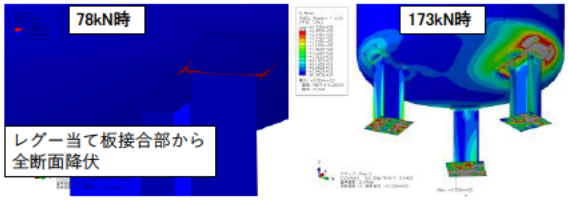
崩壊荷重230kN＞設計修正地震力172kN　OK



応力解析適用例　縦置円筒形貯槽（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：38kN





圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

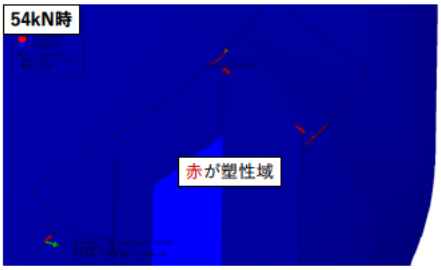
2重殻の縦置き円筒形貯槽ではそもそも圧力容器本体をモデル化していない。（将来的に議論が必要）

接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

設計地震力173kNにおいて
レグ接合部の外側に全域塑性変形
（レグ接合部全周では塑性ヒンジまではいかない程度）
（塑性ひずみ集中の評価は不要）

応力解析適用例　縦置円筒形貯槽（H27FY）

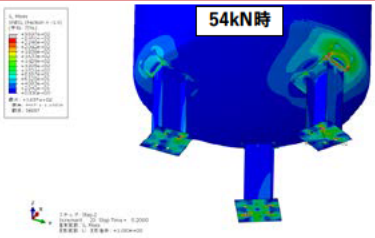
レベル1評価：設計修正地震力F_{MH}=53.782kN



設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

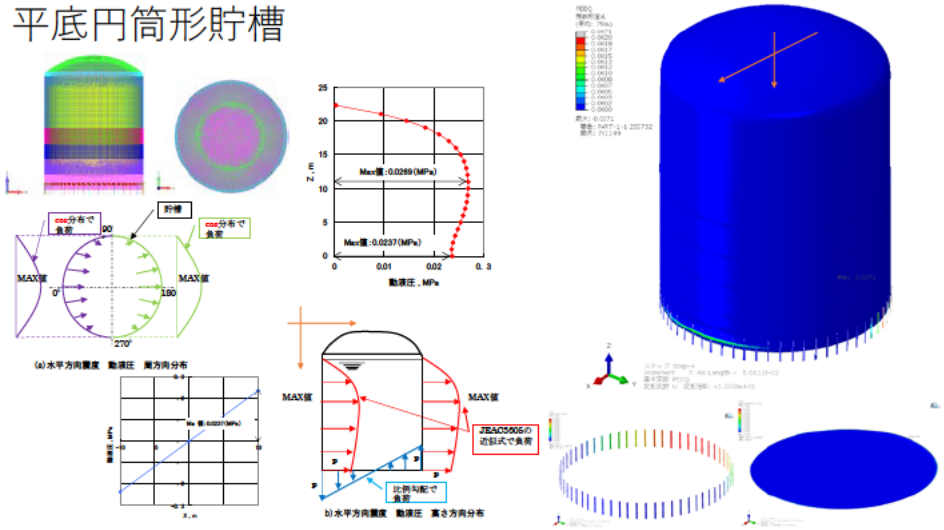
54kN時（≒レベル１設計修正地震力）においてレグ接合部で塑性ひずみ発生

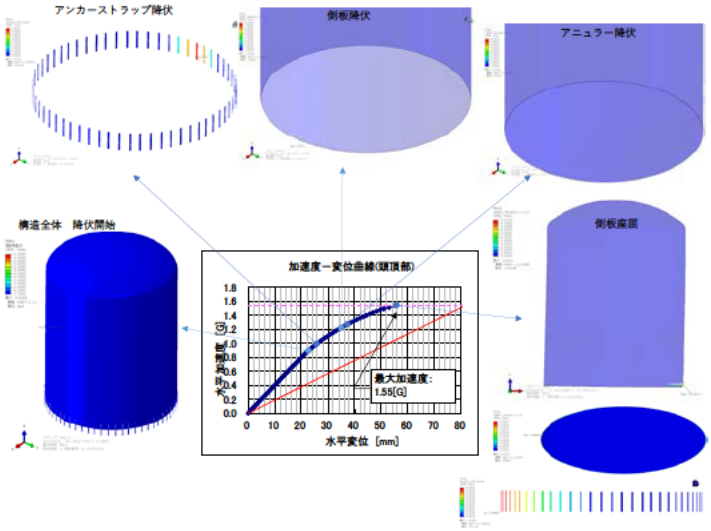
JISB8266附属書8に従い評価（割り増し係数1.35）が必要



⑥平底円筒形貯槽

平底円筒形貯槽



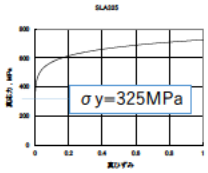


応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰa、特A地区、第4種地盤）
- K_H=0.300、K_V=0.150
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=1.78、β_6=2.0
- K_{MH}=0.534、K_{MV}=0.300

（注）K_{MH}とK_{HV}の比率が
レベル１とレベル２で異なり、
別々に解析が必要。
H２７FYはレベル２の比率で
計算を実施。

- レベル２地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.600、K_V=0.300
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.4、β_6=2.0
- K_{MH}=1.440、K_{MV}=0.600



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。（ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。）

（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

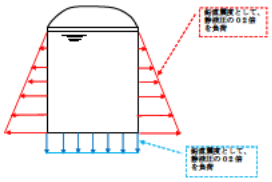
タンク内の動液圧による水平方向地震力

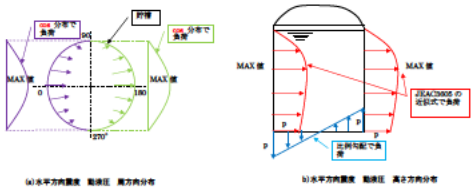
水平方向地震動による側板部に作用する動液圧P_hは、
$P_h = P_{h0} + P_{h1}$

$$Ph_0 = \frac{9\ 80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{0i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\frac{K_{MH}}{\beta_5} \quad (\mathrm{MPa})$$

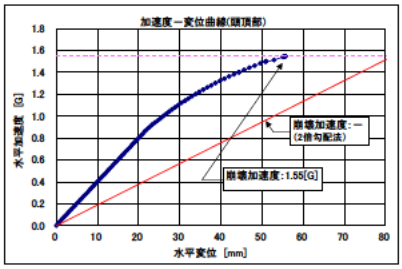
$$Ph_1 = \frac{9\ 80665\rho H}{1000}\left\{\sum_{i=0}^{5} C_{1i}\left(\frac{Z}{H}\right)^i\right\}\left(1-\frac{1}{\beta_5}\right)K_{MH} \quad (\mathrm{MPa})$$

*出典：JEAC3605-2009（火力発電所の耐震設計規定）





応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

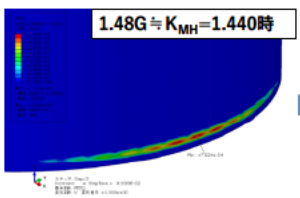


崩壊加速度：1.55G　→　崩壊震度：1.519
（下界漸近法）
崩壊震度：1.519 ＞K_{MH}=1.440　OK

レベル２評価

崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）

レベル2　JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数1.35とし、2.5 c)中の「**崩壊荷重の2/3を超えない場合には**」を「**崩壊荷重未満の場合には**」と読み替えるものとする。

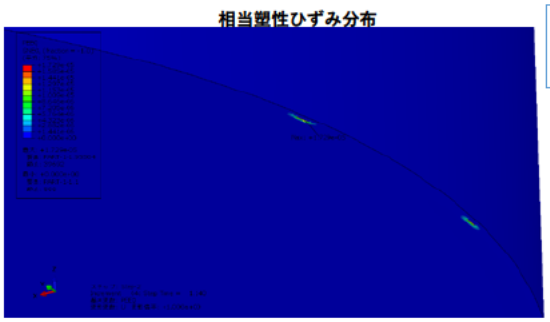


EFBが発生。（圧力容器本体が塑性座屈）
OK/NGのクライテリアをどうするか
議論が必要。

応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部に塑性変形が生じる：1.14G（隅角部アニュラー）

相当塑性ひずみ分布

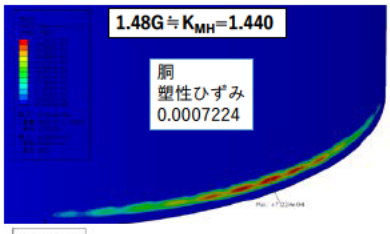


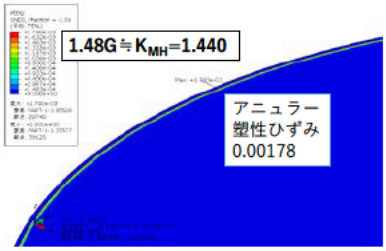
原則は圧力容器本体は塑性変形を許容しない。（平底タンクは例外）

圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

塑性変形震度1,117
＞設計震度1.440
（適切な評価が必要）

応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

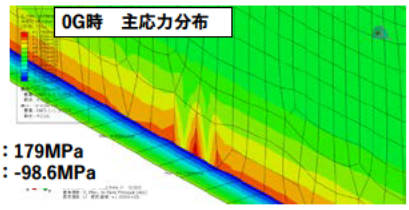




接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

疲労挙動に及ぼす影響の評価は困難
・H27FY規定案を修正
・別途、塑性ひずみのクライテリアを要検討

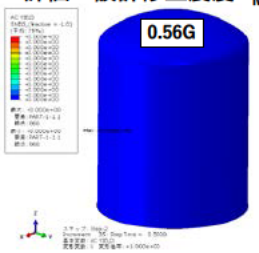
平底円筒形貯槽の隅角部は非常に応力状態が厳しい



最大主応力：179MPa
最小主応力：-98.6MPa

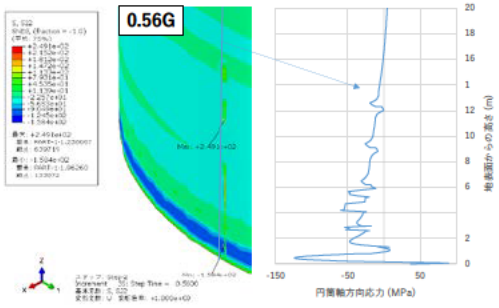
応力解析適用例　平底円筒形貯槽（H27FY）

レベル1評価：設計修正震度K_{MH}=0.534

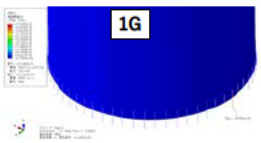


設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

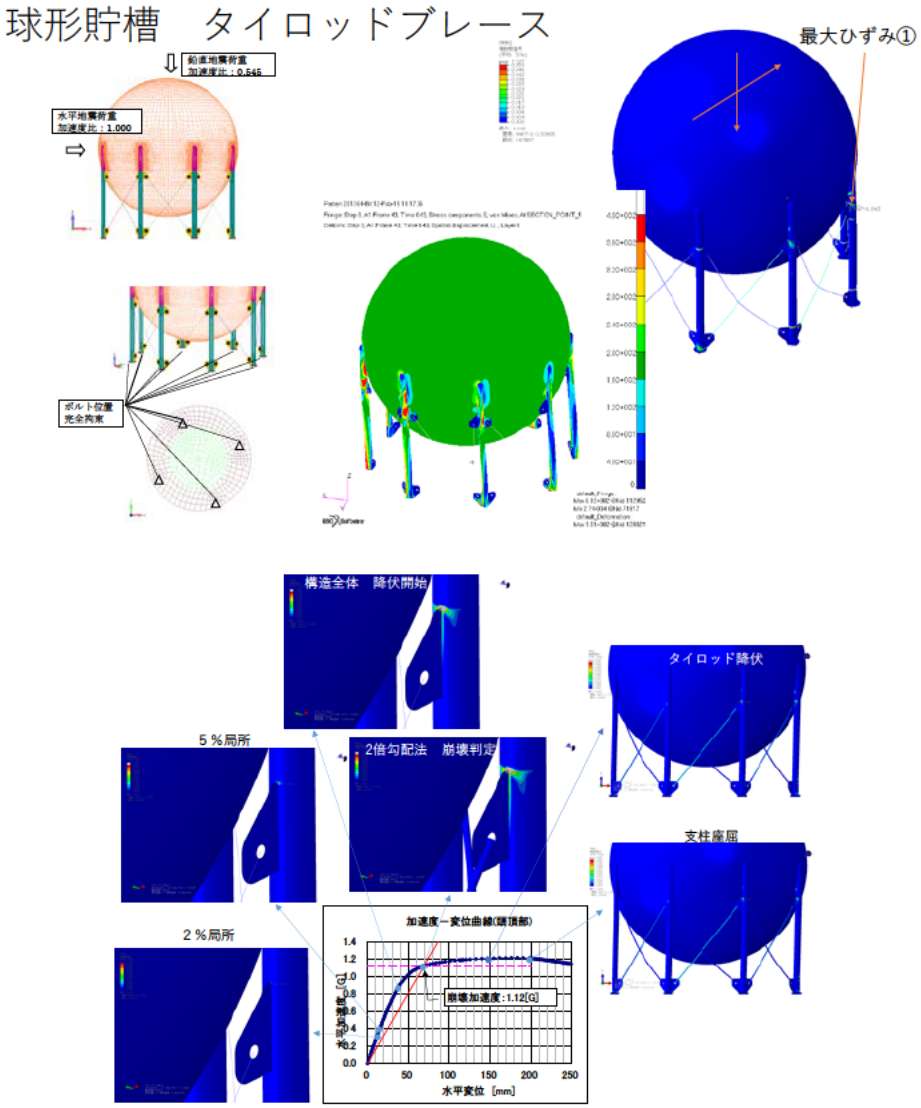
0.56G時において設備全体で塑性ひずみの発生無し
座屈を考慮した許容応力（S'=Et/3D=27.4~54.9N/mm²）を超える
別途、弾性座屈の評価が必要（H27FY規定案を修正）



（参考）塑性変形が生じる：1G
（アンカーストラップ）　震度0.98



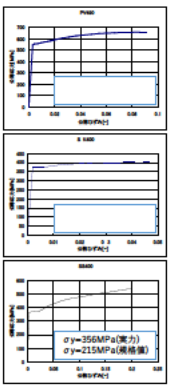
⑦球形貯槽（タイロッドブレース）



応力解析適用例　球形貯槽（タイロッドブレース）（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、A地区、第4種地盤）
- K_H=0.192、K_V=0.096
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=2.26、β_6=2.0、K_{MH}=0.434、K_{MV}=0.192
- F_{MH}=1,920kN、F_{MV}=1,112kN

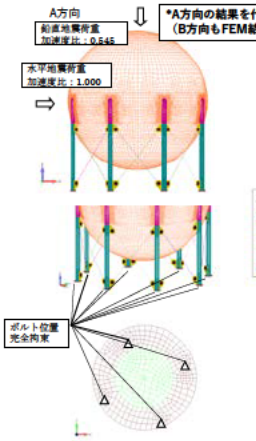
- レベル２地震動（重要度Ⅰ、A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.384、 K_V=0.192
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.4、 β_6=2.0 、K_{MH}=0.922、K_{MV}=0.384
- F_{MH}=4,077kN、F_{MV}=2,223kN



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　球形貯槽（タイロッドブレース）（H27FY）



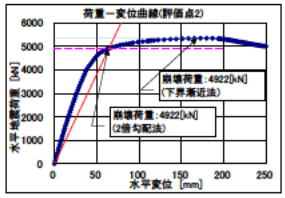
*A方向の結果を代表で実施
（B方向もFEM結果あり）

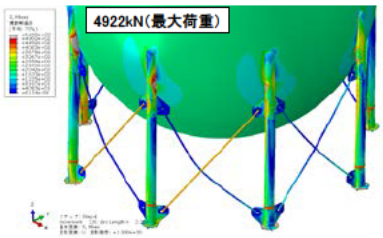
レベル２評価：崩壊荷重

崩壊荷重4922kN（２倍勾配法）
＞設計修正地震力4477kN

OK

（ただし、H27FY解析は実耐力ベース）





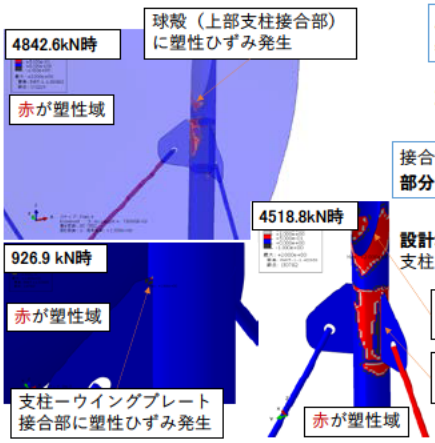
座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。

最終的な損傷モードは、下部支柱に曲げ崩壊に伴う局部座屈が発生。

座屈の評価不要（レベル2）

応力解析適用例　球形貯槽（タイロッドブレース）（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部の塑性変形



球殻（上部支柱接合部）に塑性ひずみ発生

圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

塑性変形発生4842.6kN＜設計修正地震力4477kN
適切な評価不要

接合部・構造不連続部：塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する。

設計地震力4477kN（≒4518.8kN時）において
支柱ーウイングプレート接合部に塑性ひずみ発生（全断面降伏）

支柱ー球殻接合部で1/3程度断面降伏

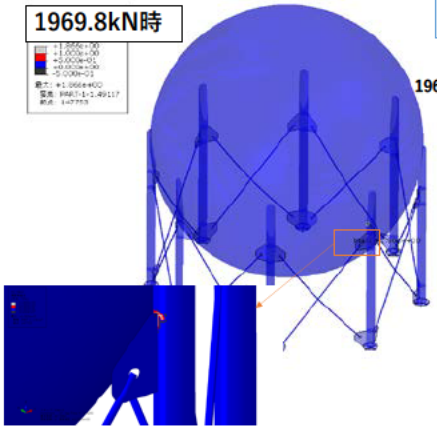
支柱ーウイングプレート接合部で全断面降伏

塑性ヒンジ形成

疲労評価が必要だが、疲労挙動に及ぼす影響の評価は困難
（H27FY規定案を修正）

応力解析適用例　球形貯槽（タイロッドブレース）（H27FY）

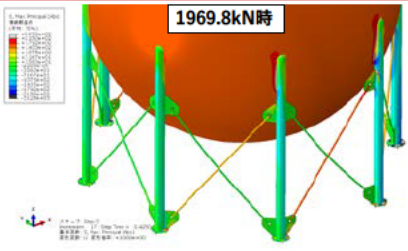
レベル1評価：設計修正地震力F_{MH}=1,920kN



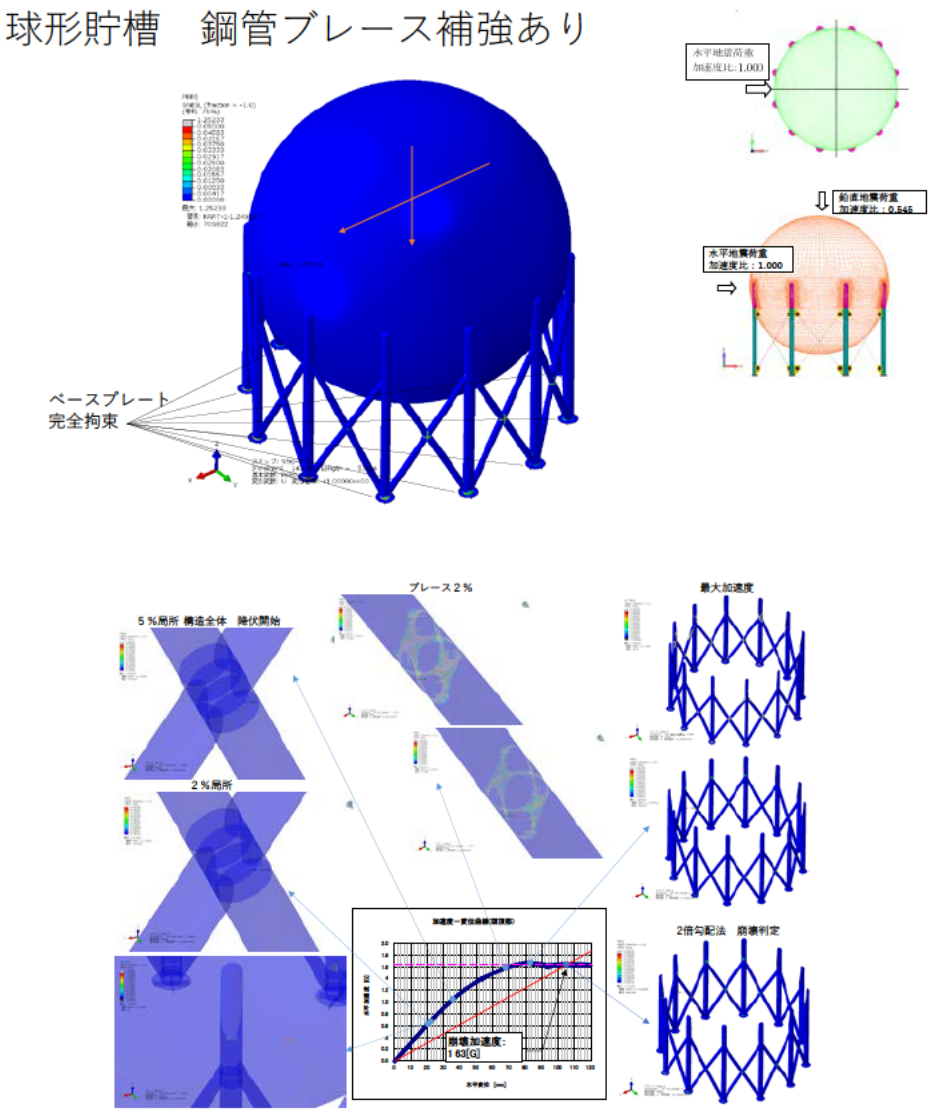
設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

1969.8kN時においてウイングプレート・支柱接合部で塑性ひずみが発生

JISB8266附属書8に従い評価（割り増し係数1.35）が必要



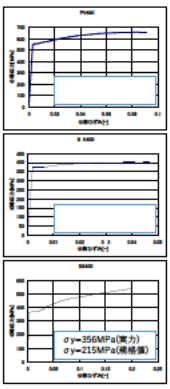
⑧球形貯槽（鋼管ブレース補強有り）



応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強有り）（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H=0.240、K_V=0.120
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=2.529、β_6=2.0、K_{MH}=0.607、K_{MV}=0.240
- F_{MH}=8,115kN、F_{MV}=4,452kN

- レベル２地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.480、 K_V=0.240
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.83、β_6=2.0 、K_{MH}=1.359、K_{MV}=0.480
- F_{MH}=18,172kN、F_{MV}=8,904kN

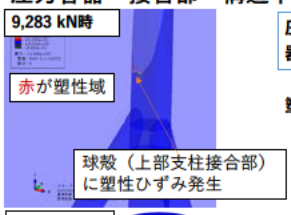


材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強有り）（H27FY）

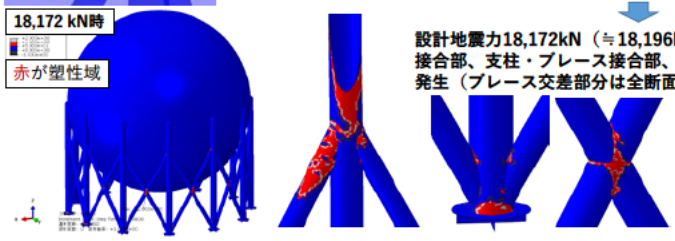
圧力容器・接合部・構造不連続部の塑性変形



圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

塑性変形発生9,283 kN＜設計修正地震18,172kN
適切な評価が必要

接合部・構造不連続部：塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する。

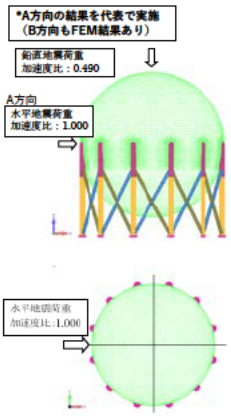


設計地震力18,172kN（≒18,196kN時）において、球殻・支柱接合部、支柱・ブレース接合部、ブレース交差部分に塑性ひずみ発生（ブレース交差部分は全断面降伏）

塑性ヒンジ形成

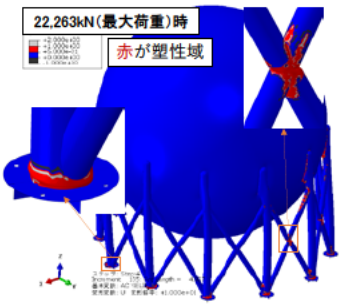
疲労評価が必要だが、疲労挙動に及ぼす影響の評価は困難（H27FY規定案を修正）

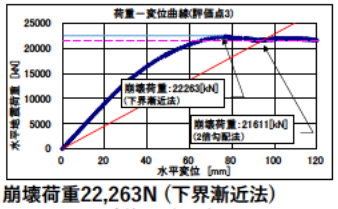
応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強有り）（H27FY）



レベル２評価：崩壊荷重

崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）





崩壊荷重22,263N（下界漸近法）
＞設計修正地震力18,172kN

OK

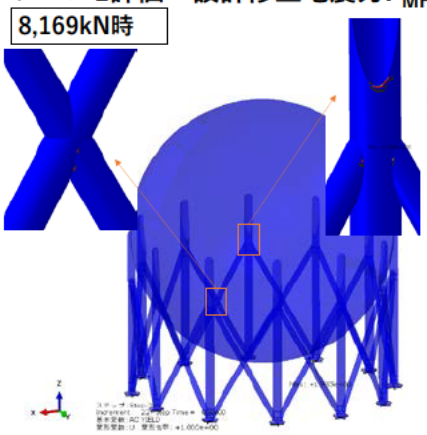
座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。

最終的な損傷モードは、ブレース交差部分、下部支柱下端の塑性崩壊。

座屈の評価不要（レベル2）

応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強有り）（H27FY）

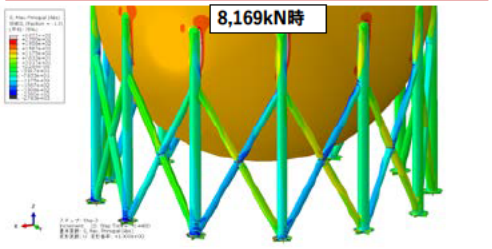
レベル1評価：設計修正地震力F_{MH}=8,115kN



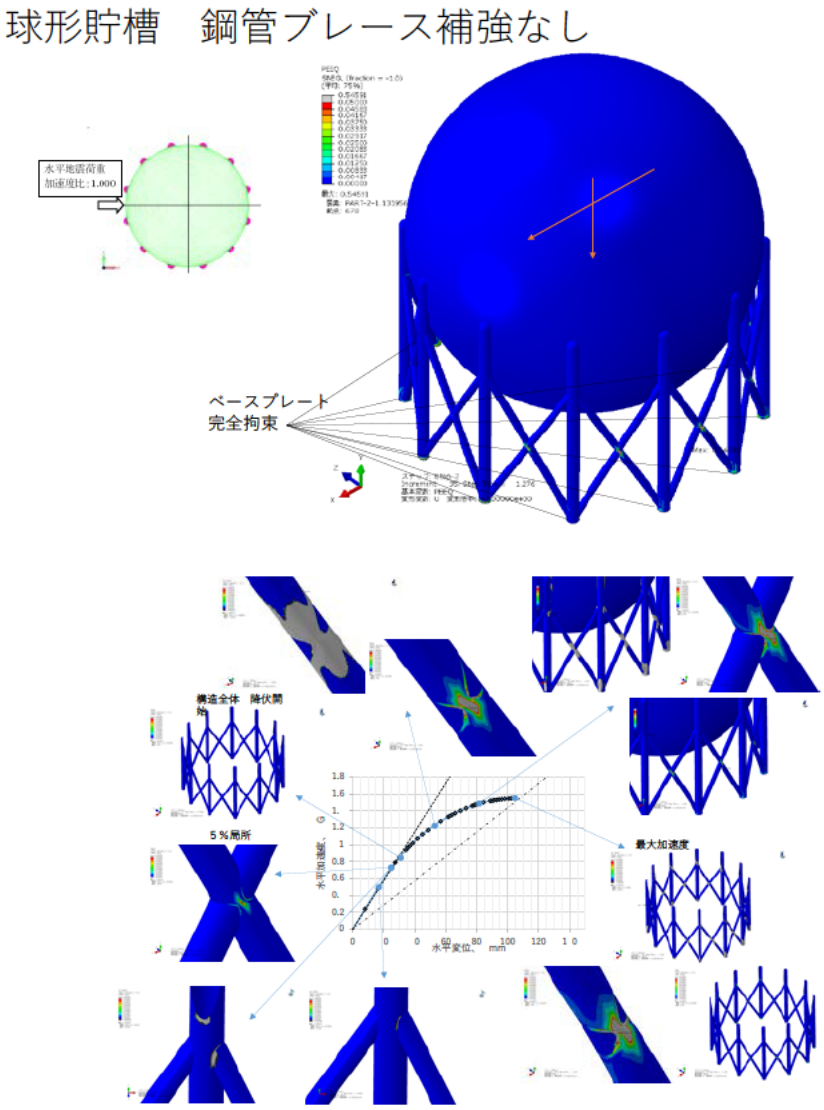
設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

8,169kN時において球殻・支柱、支柱・ブレース接合部、ブレース交差部分で塑性ひずみが発生

JISB8266附属書8に従い評価（割り増し係数1.35）が必要



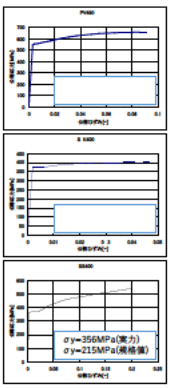
⑨球形貯槽（鋼管ブレース補強無し）



応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強無し）（H27FY）

- レベル１地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H=0.240、K_V=0.120
- 応答解析：修正震度法(KHKS0861)
- β_5=2.529、β_6=2.0、K_{MH}=0.607、K_{MV}=0.240
- F_{MH}=8,115kN、F_{MV}=4,452kN

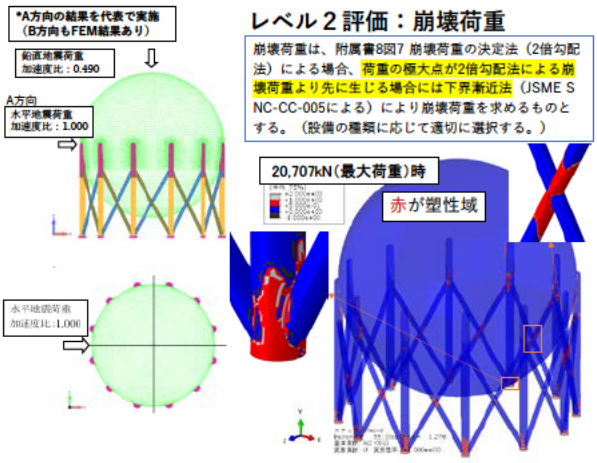
- レベル２地震動（重要度Ⅰ、特A地区、第4種地盤）
- K_H＝0.480、 K_V=0.240
- 応答解析：修正震度法(KHKS0862)
- β_5=2.83、β_6=2.0 、K_{MH}=1.359、K_{MV}=0.480
- F_{MH}=18,172kN、F_{MV}=8,904kN



材料モデル：降伏点を1.5Sm（≒σy）とした弾完全塑性体とする。(ただし、設計温度の降伏応力を上限とする。なお、2次勾配は1/1000としてもよい。)

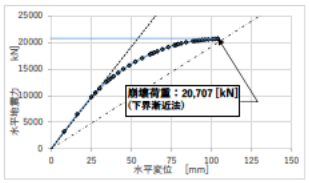
（注）H27FYは
材料物性は
実力ベースの弾塑性体

応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強無し）（H27FY）



レベル２評価：崩壊荷重

崩壊荷重は、附属書8図7 崩壊荷重の決定法（2倍勾配法）による場合、荷重の極大点が2倍勾配法による崩壊荷重より先に生じる場合には下界漸近法（JSME S NC-CC-005による）により崩壊荷重を求めるものとする。（設備の種類に応じて適切に選択する。）



崩壊荷重20,707kN（下界漸近法）＞設計修正地震力18,172kN

↓

OK

座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。

↓

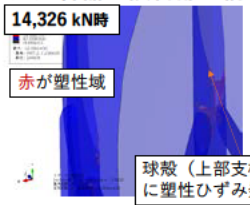
最終的な損傷モードは、ブレース交差部分、下部支柱下端の塑性崩壊。

↓

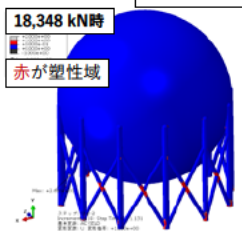
座屈の評価不要（レベル2）

応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強無し）（H27FY）

圧力容器・接合部・構造不連続部の塑性変形



球殻（上部支柱接合部）に塑性ひずみ発生



圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施するものとする。

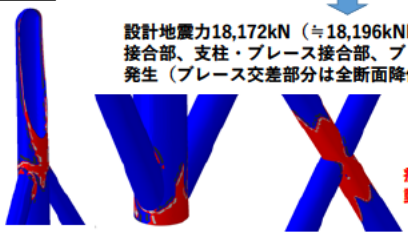
↓

塑性変形発生14,326 kN＜設計修正地震18,172kN
適切な評価が必要

接合部・構造不連続部：**塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮**する。

↓

設計地震力18,172kN（≒18,196kN時）において、球殻・支柱接合部、支柱・ブレース接合部、ブレース交差部分に塑性ひずみ発生（ブレース交差部分は全断面降伏）



↓

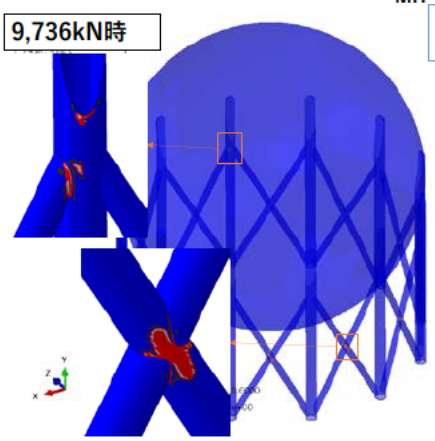
塑性ヒンジ形成

↓

疲労評価が必要だが、疲労挙動に及ぼす影響の評価は困難（H27FY規定案を修正）

応力解析適用例　球形貯槽（鋼管ブレース補強無し）（H27FY）

レベル1評価：設計修正地震力F_{MH}=8,115kN



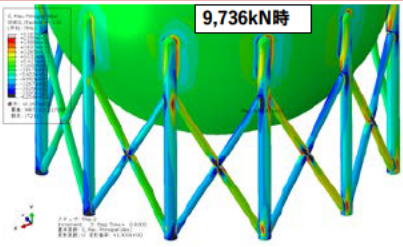
設備全体が弾性変形内であればOK
圧力容器本体に塑性変形を生じる場合適切な評価を実施

↓

9,736kN時において球殻・支柱、支柱・ブレース接合部、ブレース交差部分で塑性ひずみが発生

↓

JISB8266附属書8に従い評価（割り増し係数1.35）が必要



3.1.3　課題と今後の方針

令和 3 年度調査研究で作成した応力解析規定案を平成 27 年度調査研究で実施した FEM 解析の結果に適用し、規定案の精査をおこなった。得られた課題と今後の方針は以下の通り。

- 「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。」の規定については、FEM 解析により弾性座屈を判定することは困難であることから、別途弾性座屈を評価するよう以下の通り修正し、具体案を示す。

> 応力解析規定（案）修正案
> レベル 1：JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数 **を原則** 1.35 と ~~する~~ **し、KHKS0861(2018)に準じて設定してよい**。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。
>
> 「座屈を生じる場合には、適切な評価」の具体案
> ①　FEM 解析で得られた軸圧縮応力が許容座屈応力以下であることを確認する。
> ②　座屈固有値解析を行い、構造物全体の挙動に影響を及ぼす座屈モードを用いて、座屈を考慮した FEM 解析を実施する。この場合、初期不整を適切に考慮する。（例えば、ASME Sec.Ⅷ Div.2 の 5.4 PROTECTION AGAINST COLLAPSE FROM BUCKLING）

- 令和3年度案において割り増し係数を1.35としたが、KHS0861（2018）と比較すると許容応力、許容応力強さが小さく保守的な値となる。以下の通り修正する。

> 応力解析規定（案）修正案
> レベル1：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数**を原則**1.35と~~する~~**し、KHKS0861(2018)に準じて設定してよい**。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

- 令和3年度案の「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施する」、「塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する」の規定については、設計震度において塑性変形、塑性ヒンジが生じていなければ不要とする。また、レベル2地震動による交番負荷の繰り返しに対して、疲労影響の検討は困難であることから、適切な評価を実施するものとし、詳細については今後検討が必要である。

> 応力解析規定（案）修正案
> 接合部・構造不連続部：**塑性ひずみが集中するまたは**塑性ヒンジが形成~~**されるする**~~ような局部的な部分~~**で**~~は、~~**塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する適切な評価を実施するものとする**~~。

- 接合部・構造不連続部分は、応力が高く分布が複雑であり、FEM解析の場合、全域が弾性範囲内となることはほぼなく、応力分布が複雑なため応力強さを分類することが難しく評価が容易ではない。JSME NC-CC005のKe法の採用など今後検討することが望ましい。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽の解析結果において、崩壊荷重≧設計地震力であるが、設計地震力において、EFB（塑性座屈）が生じているため、ただし書きの「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする」が必要となる。塑性座屈の判定基準についての方針は以下とし、詳細については今後検討が必要である。

（平底円筒形貯槽の EFB 評価の方針）
・倒壊判定はプッシュオーバー解析により行う。

- 平成27年度調査研究の横置き円筒形貯槽の解析結果において、サドルホーン部に塑性変形が生じているが、サドルホーン部については例外とせず、原則どおり「レベル2評価においても耐圧部は原則弾性変形にとどめる」こととする。なお、KHK指針において許容値を2Sy未満としていることについては、危険側の設定と思われることから今後修正を検討する。また、平底円筒形貯槽、配管等で同様に2Sy未満を採用しているところについては、3S未満とすることを検討する。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽はH/D>1.0の小型であることから、H/D≦0.5の大型の平底円筒形貯槽についても、今後解析を行い適用性の検討を実施する必要がある。

3.2　ノズル部評価

3.2.1　現状の課題

現在の耐震設計構造物の検査は下図の通り。圧力容器の設計においてノズル部評価を実施するためには現状の検査体制に変更が必要となることも考えられる。

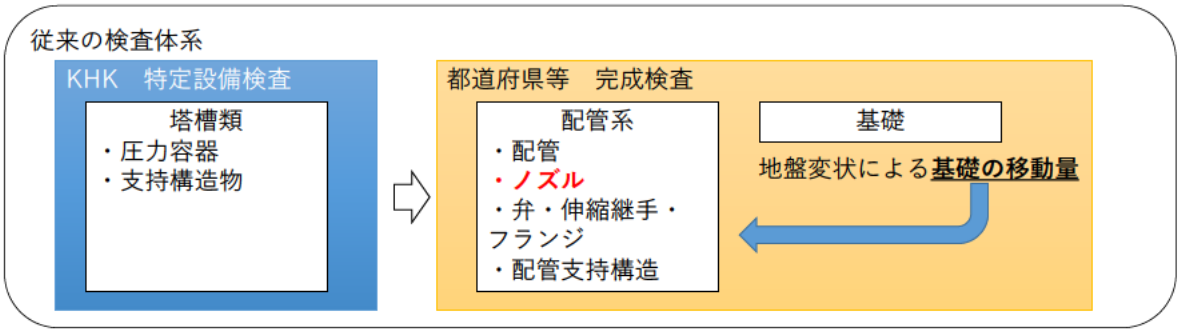


図　耐震設計構造物の検査の流れ（現在）

塔槽類としてノズル部評価を行う場合の検査上の課題について議論を行った。課題は以下の通り。

■　設計の要求事項について

- 圧力容器側：ノズル許容荷重の算定のみとするか、判定までとするか。

- 配管系側　：算定したノズル許容荷重に対してノズル荷重の計算をどう規定するか。(現行のバイラード法でよいか。)

■ 検査の所掌変更（追加含む）について
- ノズル許容荷重の算定結果の特定設備検査上の取り扱いをどうするか。
- 所掌を変更／追加する場合、KHK検査部門、都道府県等との調整が必要となる。
- 圧力容器側：ノズル許容荷重の算定値を特定設備検査で確認→KHK検査部門と要調整
- 配管側　　：ノズル評価項目が減る場合→都道府県等と調整が必要

■ その他
- 配管が耐震評価の対象でないノズルの評価をどうするか。

3.2.2 ノズル部評価の取扱い方針

● ノズル部の評価は、塔槽類で行うこととし、特定設備検査の対象とはせず、配管設計が済んだ後、完成検査にて強度計算書を確認することとする

● 対象とするノズル部は重要度Ⅰa及びⅠの配管系に接続されるものに限る。(重要度Ⅱ、Ⅲに関しては、許容スパン法の場合、荷重算定が行われないため評価できないため。ただし、重要度Ⅱ、Ⅲであってもノズルの損傷により大規模流出につながるおそれがあるもの、重要度Ia、Iでも大規模流出のおそれが低いものも考えられることから、今後、配管系の耐震対象の見直し検討が必要と考えられる。)

3.2.3 KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)見直し案

KHKS0861(2018)見直し案
(赤字修正箇所)

5 耐震性能の評価

5.1 耐震設計設備に係るレベル 1 耐震性能の評価

耐震設計設備に係るレベル 1 耐震性能の評価は、次に定めるところによる。

a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を行い、耐震上重要な部材に生じる応力等（以下「算定応力等」という。）が部材に応じて定められた許容応力等（以下「耐震設計用許容応力等」という。）を超えないことを確認する。

b) の規定において、設計用の地震動の計算方法にあっては 6 の規定、応答解析の方法にあっては 7 から 11 までの規定、算定応力等の計算方法にあっては 13 から 19 までの規定、耐震設計用許容応力等の計算方法にあっては 20 の規定による。

5.2 配管系に係るレベル 1 耐震性能の評価

配管系に係るレベル 1 耐震性能の評価は、次の各号に定めるところによる。

a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を行い、算定応力等が耐震設計用許容応力等を超えないことを確認する。

b)　の規定において、設計用の地震動の計算方法にあっては 6 の規定、応答解析の方法にあっては 7 から 12 までの規定、算定応力等の計算方法にあっては 18 の規定、耐震設計用許容応力等の計算方法にあっては 20 の規定による。

x.x　塔槽類のノズル部（重要度Ⅰa及びⅠの配管系に接続されるものに限る。）

塔槽類のノズル部（重要度Ⅰa及びⅠの配管系に接続されるものに限る。）の算定応力等の計算方法は、 次の x.x.1 または x.x.2 に定めるものとする。

x.x.1　許容荷重判定

ノズルに作用する荷重に対し、以下の判定式を満足すること。

a)円筒胴ノズルの場合　$\dfrac{3.0r_0F_X+1.5M_{MC}+1.15\sqrt{\dfrac{R_n}{T}}}{\pi K}\leq 1.0$

b)球形胴ノズルの場合　$\dfrac{r_0F_X+2M_{MC}}{3.6K}\leq 1.0$

ここで、

K: $\left(r_0T\right)^2S/\sqrt{RT}$ 、R:胴の平均半径、T:胴の厚さ、r_o:ノズル外半径、t:ノズルの厚さ F_X:ノズル軸方向荷重、M_L:長手方向モーメント、M_C:円周方向モーメント M_M:子午線方向モーメント、S:許容応力(設計地震動に応じた耐震性能評価での許容応力)、適用制限: $10\leq R/T\leq 100$ 、$r_o/R\leq 0.8$ 、 $t/T\geq 0.4$

x.x.2　許容応力強さ判定

ノズルに作用する荷重に対し、次の a)から c)までに定める種類の応力強さを算定する。

a)　1 次一般膜応力強さ

b)　1 次局部膜応力強さ及び 1 次曲げ応力強さの和

c)　設計用の地震動により生じる 1 次局部膜応力強さ、1 次曲げ応力強さ及び 2 次応強さの和のサイクルにおける最大値と最小値との差

18 配管系の算定応力等

18.5　塔槽類のノズル部（重要度Ⅰa及びⅠの配管系に接続されるものに限る。）

配管に作用する設計水平地震力及び設計鉛直地震力並びに配管支持点の移動量に係る荷重 ~~に基づき、次の a)から c)までに定める種類の応力強さ~~ を算定する。

~~a)　1 次一般膜応力強さ~~

~~b)　1 次局部膜応力強さ及び 1 次曲げ応力強さの和~~

~~c)　設計用の地震動により生じる 1 次局部膜応力強さ、1 次曲げ応力強さ及び 2 次応強さの和のサイクルにおける最大値と最小値との差~~

20.2 耐震設計設備に係る耐圧部材の耐震設計用許容応力等

耐震設計設備に係る耐圧部材の耐震設計用許容応力強さは、次の表の左欄に揚げる応力強さの種類に応じ、同表の右欄に揚げる値。ただし、同表の③にあっては、設計用の地震動による応力について疲労評価を行い、疲労累積係数が 1.0 以下であることを確認した場合はこの限りでない。

表 20.2

応力強さの種類		耐震設計用許容応力強さ
①	1 次一般膜応力	S

②	1 次局部膜応力強さ及び 1 次曲げ応力強さの和	1.5*S*
③	設計用の地震動により生じる 1 次局部膜応力強さ、1 次曲げ応力強さ及び 2 次応力強さの和のサイクルにおける最大値と最小値との差	2*Sy*

20.3 配管系に係る耐震設計用許容応力等

~~e) 塔槽類のノズル部の耐震設計用許容応力強さ~~

~~次の表の左欄に掲げる応力の種類に応じ、同表の右欄に掲げる値~~

~~表(e)~~

~~応力強さの種類~~		~~耐震設計用許容応力強さ~~
~~イ~~	~~1 次一般膜応力~~	~~*S*~~
~~ロ~~	~~1 次局部膜応力強さ及び 1 次曲げ応力強さの和~~	~~1.5*S*~~
~~ハ~~	~~設計用の地震動により生じる 1 次局部膜応力強さ、1 次曲げ応力強さ及び 2 次応力強さの和のサイクルにおける最大値と最小値との差~~	~~2*Sy*~~

KHKS0862(2018)見直し案

（赤字修正箇所）

4.1 耐震設計設備に係るレベル 2 耐震性能の評価

耐震設計設備に係るレベル 2 耐震性能の評価は、次に定めるところによる。

a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を適切な計算方法[1)]により行い、耐震上重要な部材に関して当該部材の応答塑性変位[2)]を降伏変位[3)]で除した値（以下「応答塑性率」をいう。）が、当該部材の許容できる最大の塑性変位を降伏変位で除した値（以下「許容塑性率[4)]」という。）を超えないことを確認する[5)]。

注 5)応答塑性率が許容塑性率を超えないことを確認する方法の例として、附属書 C を参考に示す。

4.2 配管系に係るレベル 2 耐震性能の評価

配管系に係るレベル 2 耐震性能の評価は、次に定めるところによる。

a) 通常の運転状態における設計用の地震動に関する応答解析を適切な計算方法により行い、耐震上重要な部材に関して応答塑性率が当該部材の許容塑性率を超えないことを確認する。[1)]

注 1)応答塑性率が許容塑性率を超えないことを確認する方法の例として、附属書 D を参考に示す。

附属書 C（参考）耐震設計設備の耐震性能評価法

x .x 塔槽類のノズル部

塔槽類のノズル部（重要度Ia 及びIの配管系に接続されるものに限る。）の算定応力等の計算方法は、次の x.x.1 または x x.2 に定めるものとする。

x.x.1 許容荷重判定

a)円筒胴ノズルの場合 $\dfrac{3.0r_0F_X+1.5M_{MC}+1.15\sqrt{\dfrac{R_n}{T}}}{\pi K}\leq 1.0$

b)球形胴ノズルの場合 $\dfrac{r_0F_X+2M_{MC}}{3.6K}\leq 1.0$

ここで、

K: $\left(r_0 T\right)^2 S / \sqrt{RT}$ 、R:胴の平均半径、T:胴の厚さ、r_o:ノズル外半径、t:ノズルの厚さ、F_X:ノズル軸方向荷重、M_L:長手方向モーメント、M_C:円周方向モーメント、M_M:子午線方向モーメント、S:許容応力(設計地震動に応じた耐震性能評価での許容応力)、

適用制限: $10 \leq R/T \leq 100$ 、 $r_o/R \leq 0.8$ 、 $t/T \geq 0.4$

x.x.2　許容応力強さ判定

ノズルに作用する荷重に対し、次の a)から c)までに定める種類の応力強さを算定する。

a)　1 次一般膜応力強さ

b)　1 次局部膜応力強さ及び 1 次曲げ応力強さの和

c)　設計用の地震動により生じる 1 次局部膜応力強さ、1 次曲げ応力強さ及び 2 次応強さの和のサイクルにおける最大値と最小値との差

附属書 D（参考）　配管系の 耐震性能評価法

[D.2] 慣性力及び応答変位に係る配管系の耐震性能評価

[D.2.4.4]　塔槽類のノズル部

ノズルに作用する曲げモーメント、ねじりモーメント及び軸力 ~~はノズルに許容される値以下であること~~を算定する。

[D.3] 地盤変状に係る配管系の耐震性能評価法

[D.3.5.4]　塔槽類のノズル部

応答計算で算出されたノズルに作用する曲げモーメント、ねじりモーメント及び軸力 ~~はノズルに許容される値以下であること~~を算定する。

3.3　接合部評価

- スカートとペデスタル
- 基礎とアンカーボルトの締結部
- フランジ（ボルト接合）
- ノズル
- フランジ接合
- 配管サポート接合部等

の接合部について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論した結果、基礎とアンカーボルトの接合部の規定（現状、付着力評価のみ。コンクリートのコーン破壊等の規定化等を追加）について詳細検討が必要と考えられる。その他の部分については一般的な要求事項のみ示す形を基本とし、補強例等がある場合には適宜参考例の位置づけで追加する方針とする。

3.4　許容塑性率評価

3.4.1　球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法のプログラム化

令和 3 年度事業において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法についてプログラム化し、以下の仕様の球形貯槽のプッシュオーバー曲線（荷重－変位曲線）を計算した。（詳細は付録を参照）

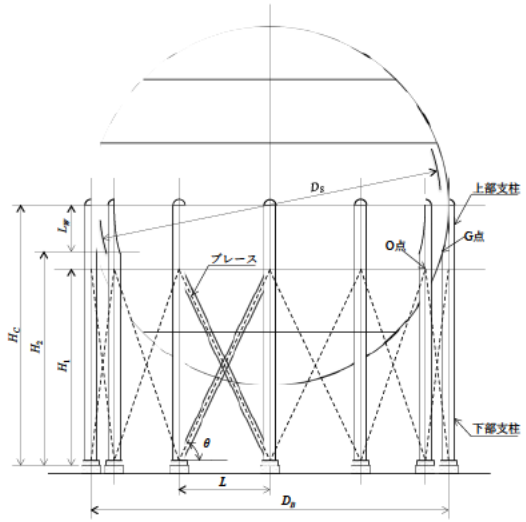


図　鋼管ブレース球形貯槽

耐震設計仕様

重要度	重要度	β_1= 0.80
地域区分	特 A 地	β_2 = 1.00
地盤種別	第 4 種地盤	β_3 = 2.00

主要部材寸法

球内径	D_S = 17,900 mm
支柱本数	n = 12 本
支柱の中心からなる円の直径	D_B = 17,900 mm
ベースプレートから球殻の中心までの高さ	H_C=11,150 mm
支柱の有効長さ	H_1 = 9,982 mm
ベースプレートからブレース取付位置までの高さ	H_2 = 8,250 mm

耐震設計仕様

重要度	重要度 I	β_1= 0.80
地域区分	特 A 地区	β_2 = 1.00
地盤種別	第 4 種地盤	β_3 = 2.00

主要部材寸法

球内径	D_S = 17,900 mm
支柱本数	n = 12 本
支柱の中心からなる円の直径	D_B = 17,900 mm
ベースプレートから球殻の中心までの高さ	H_C=11,150 mm
支柱の有効長さ	H_1 = 9,982 mm
ベースプレートからブレース取付位置までの高さ	H_2 = 8,250 mm

主要部材の寸法及び材質

(1) 球殻	材質	SPV490Q
	球殻外径	D_S= 17,900 mm
(2) 上部支柱	外径	D_{cu}= 610.20 mm
	板厚	t_{cu}= 13.00 mm
	材質	SPV490Q
	降伏点又は 0.2%耐力(設計温度)	S_{ycu}=490 N/mm^2
	降伏点又は 0.2%耐力(常温)	S_{ycu0}=490 N/mm^2
	縦弾性係数	E_{cu}=201,000 N/mm^2
(3) 下部支柱	外径	D_c= 609.60 mm
	板厚	t_c= 12.70 mm
	材質	STK400
	降伏点又は 0.2%耐力	F_C= 235 N/mm^2
	縦弾性係数	E_C=205,000 N/mm^2
(4) ブレース		鋼管

外径	D_P= 406.40 mm
板厚	t_P= 9.50 mm
材質	STK400
降伏点又は 0.2%耐力	F_P= 235 N/mm^2
縦弾性係数	E_P=205,000 N/mm^2

重量

(1)	内容液	W_g=	15,890,000 N
(2)	球殻部	W_s=	1,670,000 N
(3)	付属品	W_a=	160,000 N
(4)	支持構造部	W_c=	530,000 N
(5)	支柱の耐火被覆	W_f=	300,000 N
	総重量	W_v=	18,550,000 N
	運転重量	W_H=	1.3368×10^7 N/mm

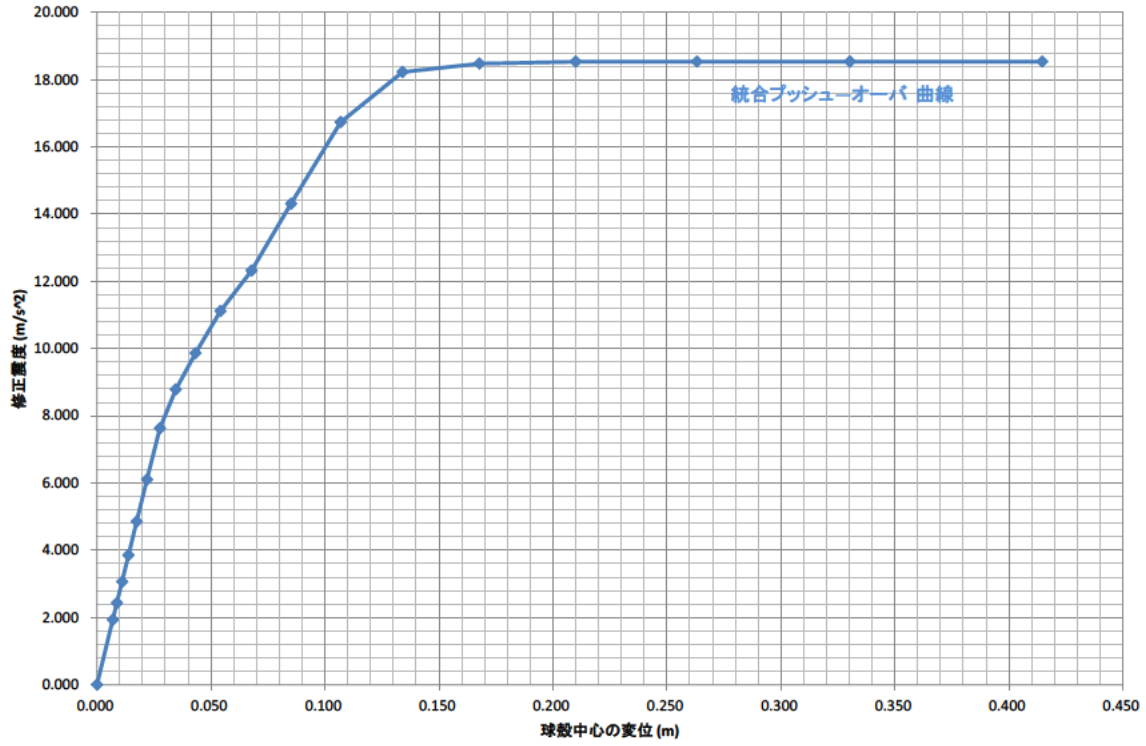
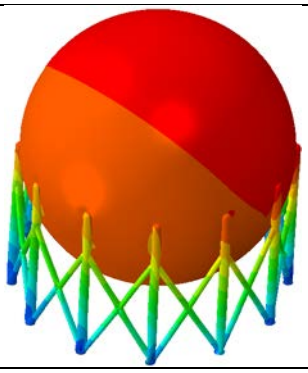
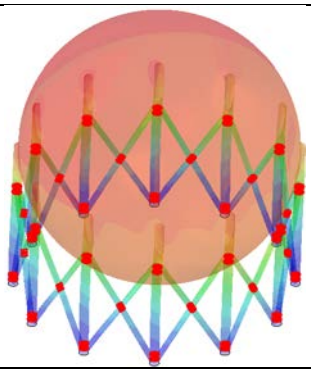
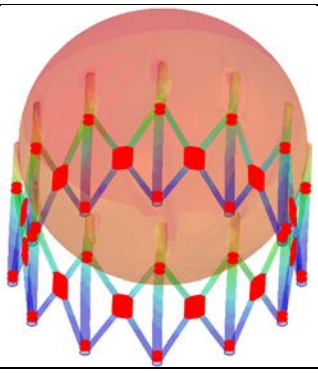
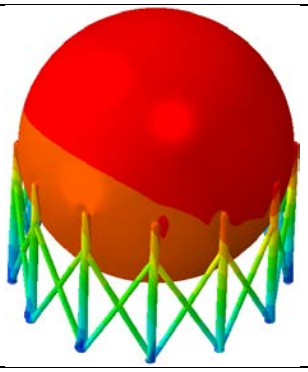
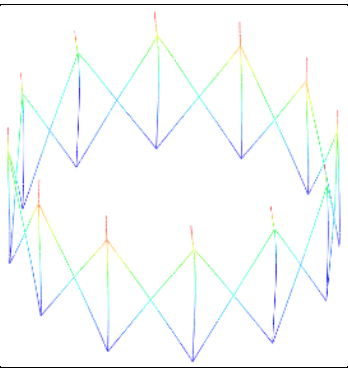
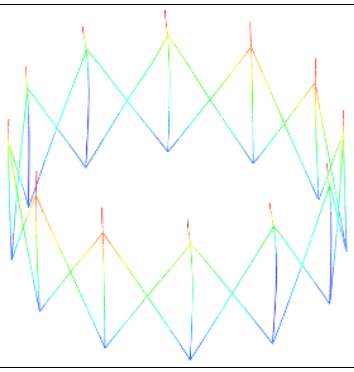


図　プッシュオーバー曲線（令和３年度事業において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法に基づくプログラムによる計算）

3.4.2　妥当性の検証

プログラムで計算した球形貯槽（鋼管ブレース）と同一寸法の球形貯槽について、3次元シェル要素及び梁要素でモデル化し、FEM解析を実施した。ただし、鋼管ブレース交差部分に補強がない場合は、ブレースの肉厚が9.5mmのケースでは、KHKS0861(2018)による評価で不合格となることからブレースの肉厚を12.0mmとしたケースも解析を行った。

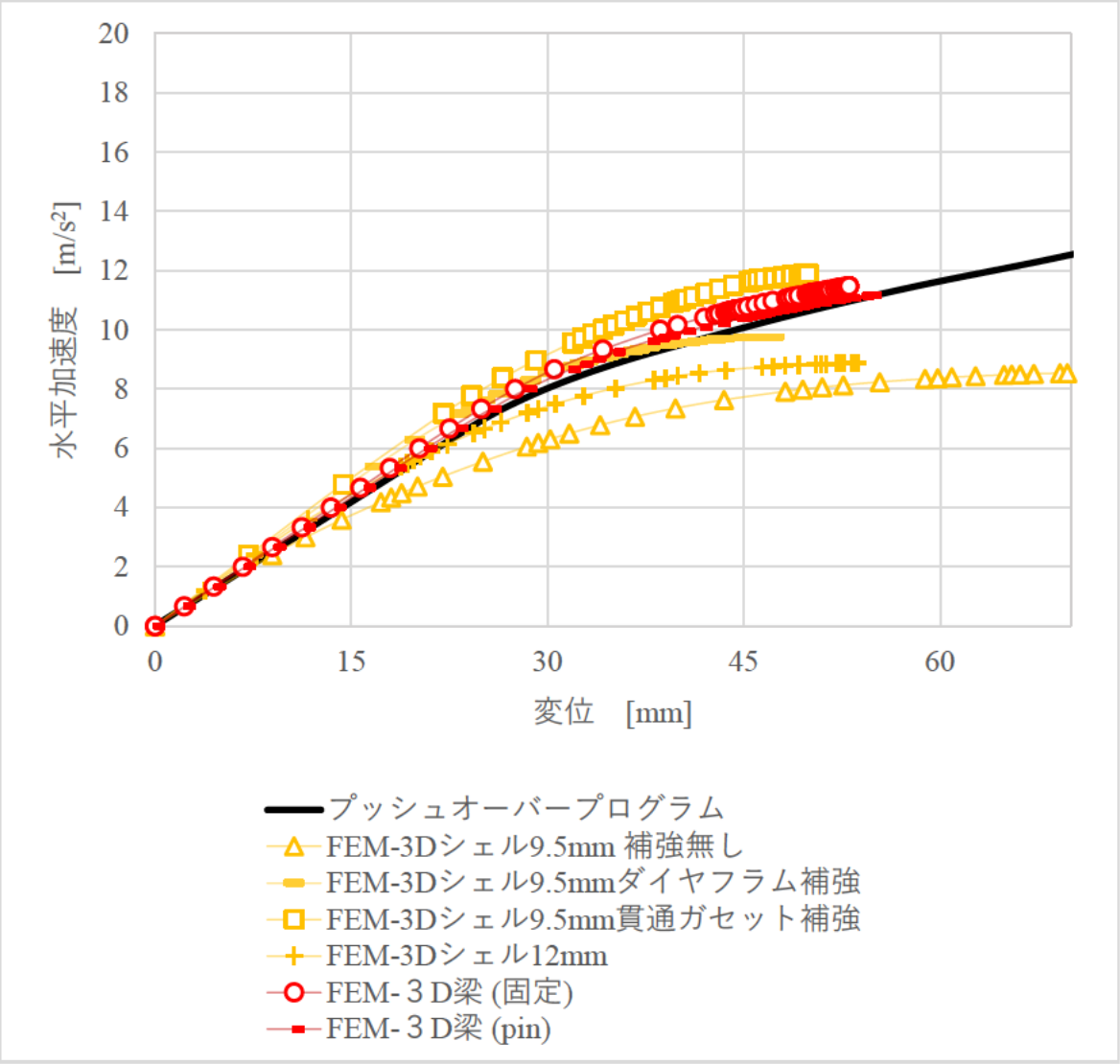
3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 補強無し	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm ダイヤフラム補強	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 貫通ガセット補強
		
3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=12.0mm 補強無し	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端完全固定	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端ピン固定
		

プッシュオーバー解析プログラムで計算した荷重－変位曲線とFEM解析で得られた荷重―変位曲線を次図に示す。

プッシュオーバー解析プログラム、梁モデルの結果を比較すると両者はほぼ一致している。3次元シェルモデルはダイヤフラム補強または貫通ガセット補強モデルについては、プッシュオーバー解析プログラム及び梁モデルとほぼ一致しており、プッシュオーバー解析プログラムの計算結果は概ね安全側の結果を与えている。一方、補強無しモデルについては、ブレース肉厚9.5mmの場合は低剛性及び低強度であり、ブレース肉厚12.0mmの場合は低強度の結果となっており、プッシュオーバー解析プログラムの計算結果は危険側の結果となる。ブレース交差部分に補強がない場合、ブレース交差部分の局所的に大きな変形が全体の変形に

影響を及ぼしていると考えられ、プッシュオーバー解析プログラム及び梁モデルではこれを考慮できないためと考えられる。

以上より、プッシュオーバー解析プログラムによる計算結果は梁モデル、3次元シェルモデルのFEM解析と同等であり、令和３年度調査研究において検討したプッシュオーバー解析方法は妥当な計算方法であるといえる。ただし、ブレース交差部分に補強がないものについては適用ができないことに注意が必要である。



3.4.3　今後の方針

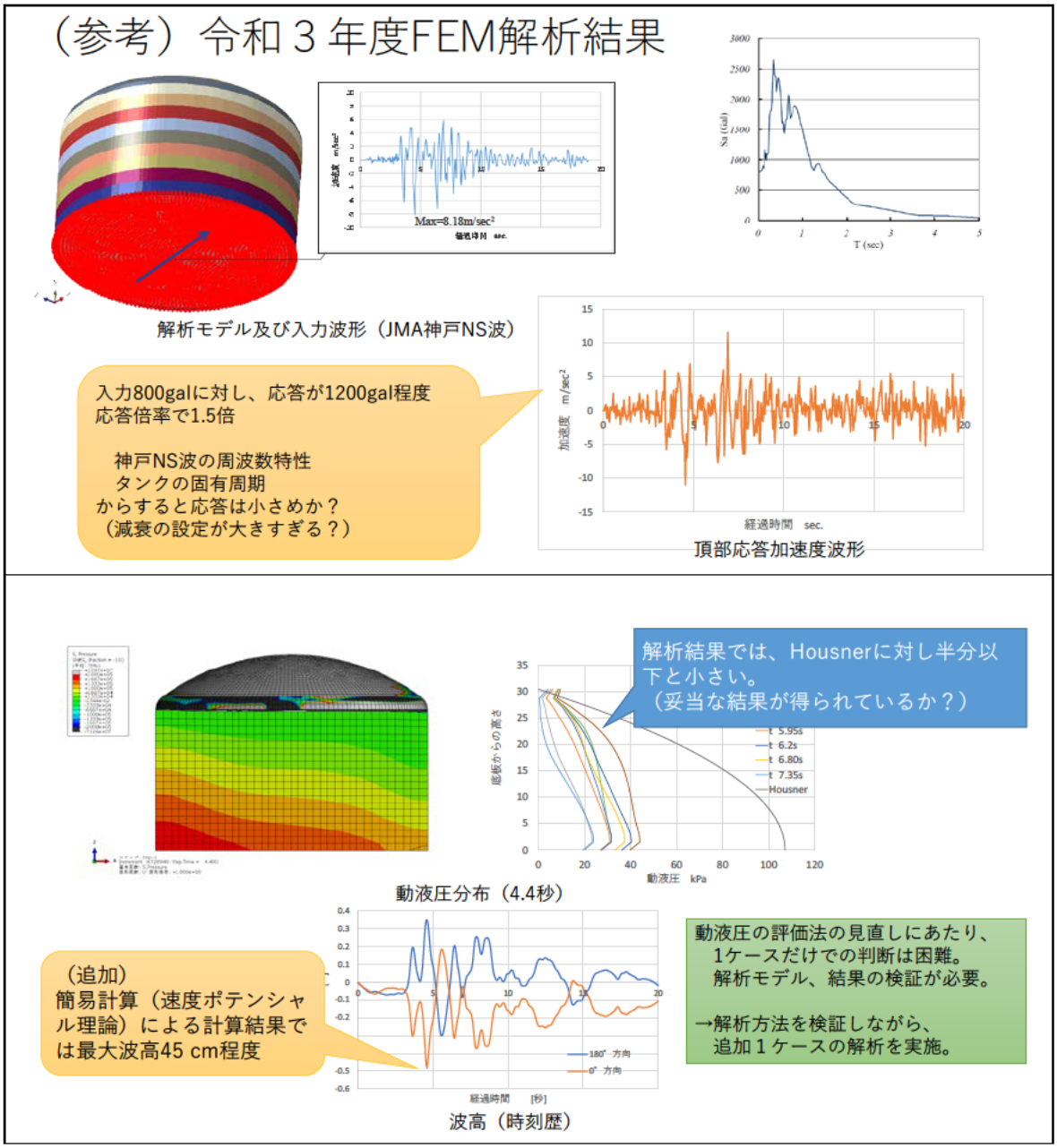
令和2年度事業において検討した許容塑性率法の見直し案（耐震性能スペクトル法を用いた許容塑性率評価法）を例示基準として運用するためには、球形貯槽（鋼管ブレース）以外のその他設備についても同様に解析手法の構築とプログラム化が必要となる。

3.5　平底円筒形貯槽

3.5.1　検討概要

動液圧の算定方法の見直しにあたっては令和３年度調査研究の解析結果より得られた知見をもとに更に検討を実施する必要がある。引き続き、追加ケースの時刻歴応答解析を実施し動液圧の算定方法の見直しを検討する。

参考　令和3年度調査研究検討内容



今年度の入力地震波の選定にあたり、まずは動液圧の評価法の見直しを検討することとし、入力地震波を選定する。

動液圧の評価法の見直しにあたり、剛体移動による動液圧と弾性変形による動液圧の重ね合わせの影響の評価を実施する。貯槽の固有振動数、貯槽の振動モード形、振動モードに対応した動液圧モード形を把握して評価することが重要である。

令和２年度比較的広い周波集領域で大きな応答が得られるJMA神戸にて計算を実施していることから、本年度はタンク固有周期（0.3秒）で卓越した応答が得られる「平成5年1月釧路沖地震　釧路地方気象台観測波」を選定した。

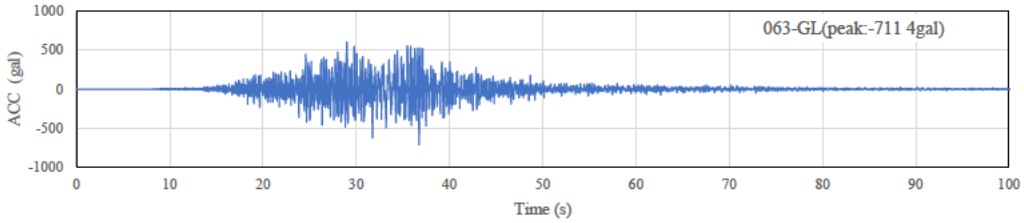


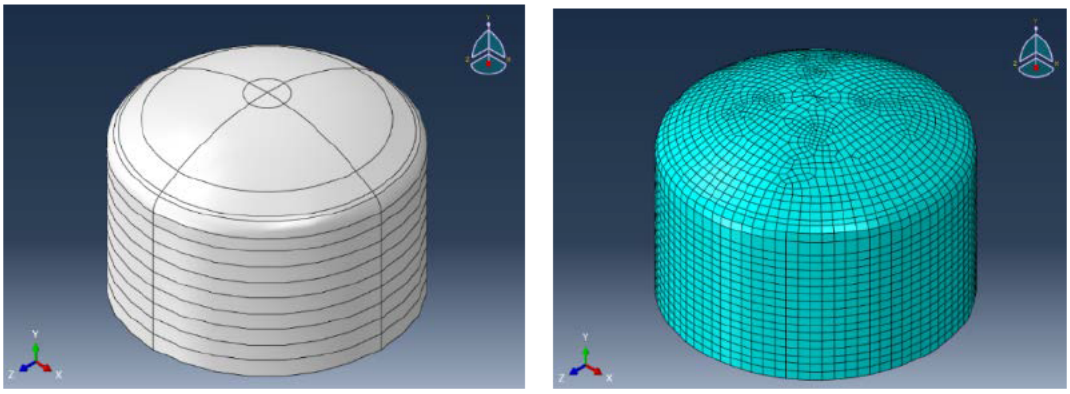
図　平成5年1月釧路沖地震　釧路地方気象台観測波

3.5.2　平底円筒形貯槽 FEM 解析結果

平底円筒形貯槽の３次元 FEM 解析モデル（非線形時刻歴、３次元シェル、流体要素との連成解析）を構築し、以下の解析結果と Housner 理論の動液圧と比較し妥当性を考察した。

１）自重作用時の固有値解析モデル結果(Lagrange_弾性要素)

Fig.1-1, Fig.1-2 に解析モデル、及び、作成した FEM メッシュ図を示す。タンクはシェル要素でモデル化し、各層に異なる板厚を定義した。LPG 領域はソリッド要素でモデル化した。



Fgi.1-1 平底円筒形タンクモデル図、及び、FEM メッシュ（シェル要素）図

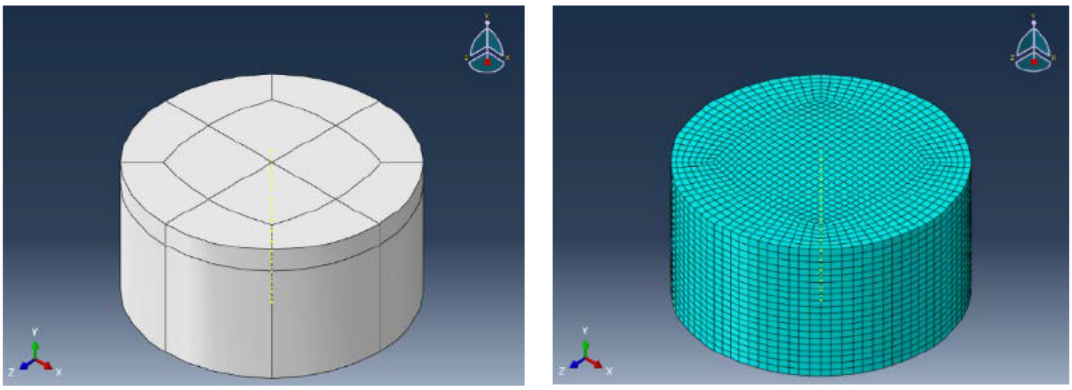


Fig.1-2 LPG 領域モデル図、及び、FEM メッシュ（ソリッド要素）図

本解析では、タンクシェルモデルに弾性体 LPG 要素を付加マスとして結合し、自重作用時の固有値解析を実施した。弾性体 LPG 要素とタンクシェル要素は接触としているが、タンク側面では結合としている。タンク側面も分離しているとすると、タンク側面の局所ローカル振動モードが出てしまうため、側面方向はタンクと LPG は一体として動くとした。

タンクシェル要素には、以下の SLA325A 材物性値を使用した。

・ヤング率 E=2.06×10^{11} Pa、ポアソン比 γ =0.3、密度 7800 kg/m^3

また、LPG ソリッド要素は、以下の物性値とした。

・体積弾性率：K = $\rho \cdot V^2$ = 0.3225 GPa (LPG 相当：密度 530 kg/m^3、音速 780 m/s)

・K = E / (3×(1-2 γ))　E：ヤング率、γ ：ポアソン比の関係より、

ヤング率 E=0.3284 GPa、ポアソン比 γ =0.33、密度 530 kg/m^3

（LPG のポアソン比は、圧縮性流体解析をポアソン比 0.33 として実施し、実験と比較している論文[1]を参照し、ポアソン比 0.33 としてヤング率を決定した。）

Fig.1-3~ Fig.1-5 に、固有振動数と振動モード図を示す。

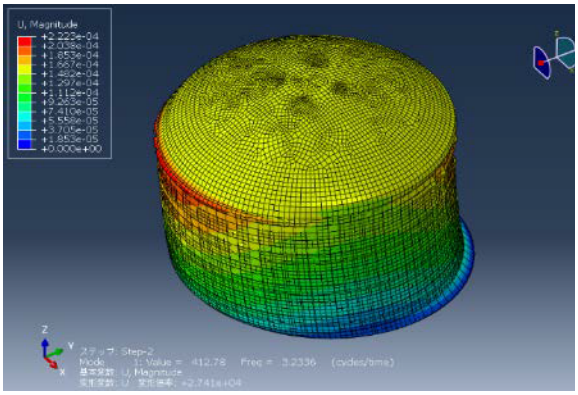


Fig.1-3 タンクの 1 次振動モード
3.23Hz(0.309 秒）

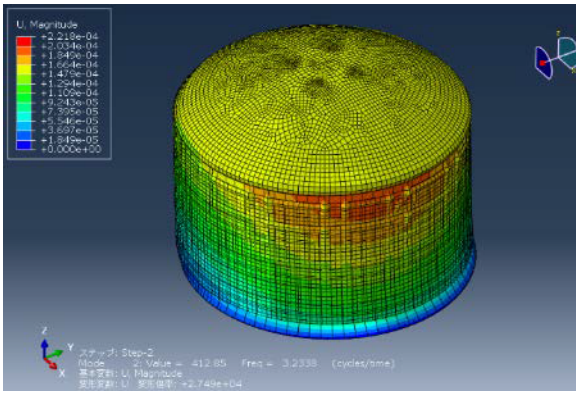


Fig.1-4 タンクの 2 次振動モード
3.23Hz(0.309 秒）

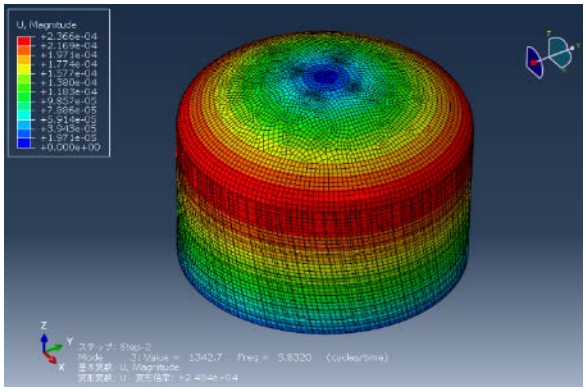


Fig.1-5 タンクの 3 次振動モード　5.83Hz(0.172 秒）

２）最大加速度荷重による静解析モデル結果(Lagrange_弾性要素)

加速度荷重による静解析（X 方向に 7 m/s^2（釧路沖地震の最大加速度）を作用）を実施し、タンクの変形、応力、LPG の液圧を出力し、Housner の動液圧と比較した。

弾性体 LPG 要素とタンクシェル要素はすべて接触定義をしたが、滑りを許すが分離はなしとした。固有値解析モデルと同様に、側面方向はタンクと LPG は一体として動くとした。

Fig.2-1 にタンク壁面での液圧分布グラフを示す。「静圧（自重）のみ」の液圧分布（黄色)、「静圧＋水平 7m/s^{2}荷重」の液圧分布（赤色)、「静圧+Housner 動液圧」の液圧分布（青色）となっている。

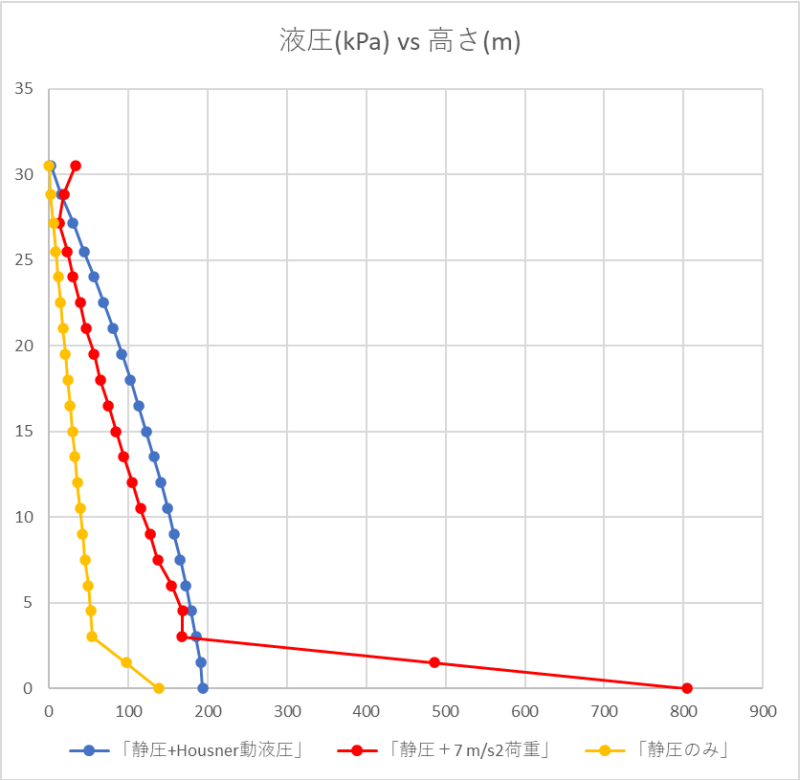


Fig.2-1 弾性体タンクの液圧分布グラフ
（縦軸：タンク底面からの高さ(m)、横軸：液圧(kPa)）

Fig.2-2~Fig.2-4 に、静圧（自重）のみのタンクの変形、応力、LPG の 液圧分布を示します。

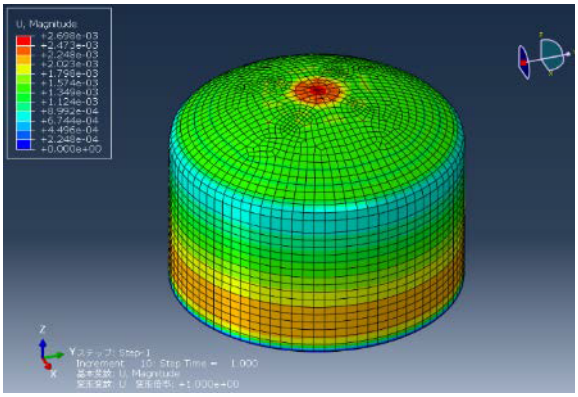


Fig.2-2 自重によるタンクの変形
2.698×10^{-3} m(2.698 mm)

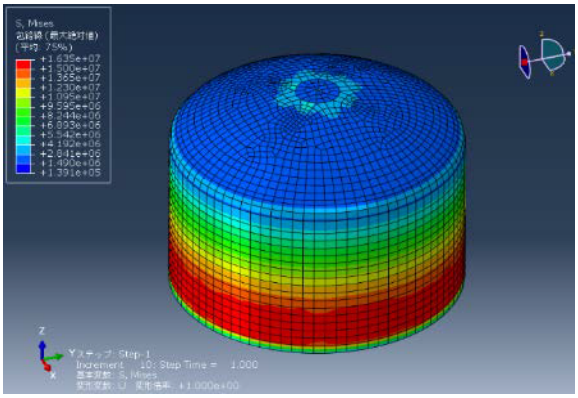
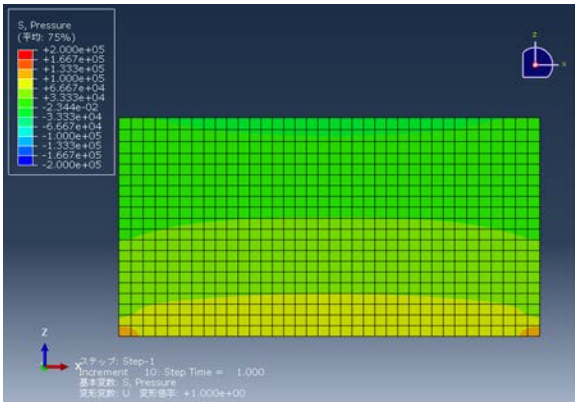


Fig.2-3 自重によるタンクの応力
1.635×10^{7} Pa (16.35 MPa)



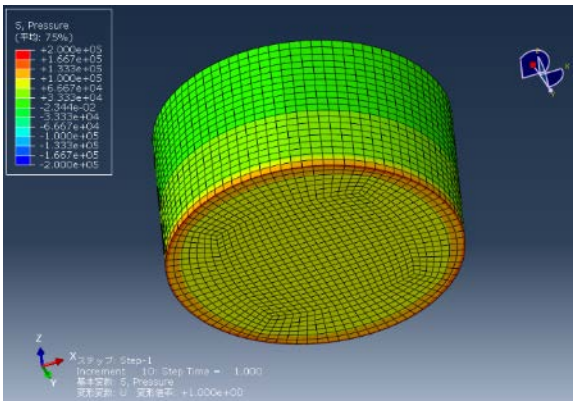


Fig.2-4 自重による LPG の液圧分布（静圧）

Fig.2-5~Fig.2-7 に、「静圧（自重）＋水平 7 m/s^{2}荷重時」のタンクの変形、応力、LPG の液圧分布を示す。

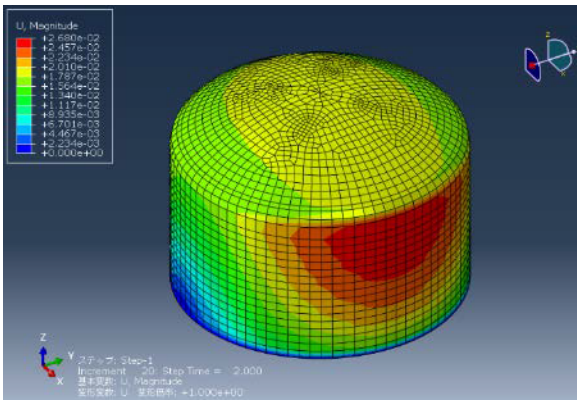


Fig.2-5 自重＋水平荷重によるタンクの変形
2.680×10^{-2} m(26.80 mm)

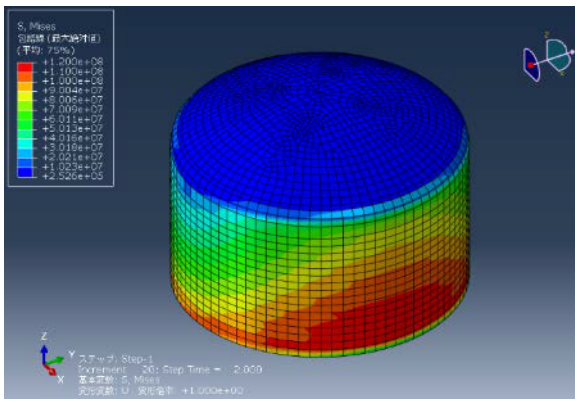


Fig.2-6 自重＋水平荷重によるタンクの応力
1.200×10^{8} Pa (120.0 MPa)

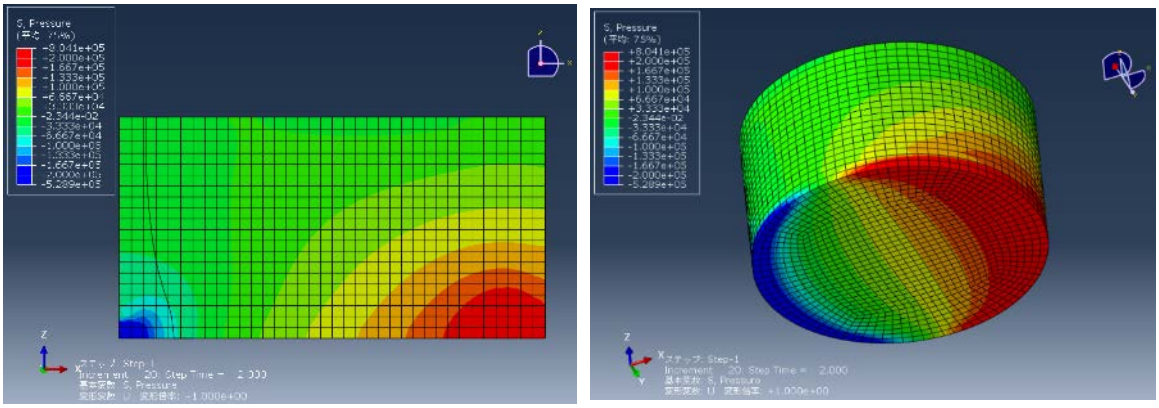


Fig.2-7 自重＋水平荷重による LPG の液圧分布（静圧＋動圧）

（参考）

Fig.2-8 にタンクを剛壁とした場合の液圧分布グラフを示す。「静圧（自重）のみ」の液圧分布（黄色）、「静圧＋水平 7 m/s^{2}荷重」の液圧分布（赤色）、「静圧+Housner 動液圧」の液圧分布（青色）となっている。また、Fig.2-9 に LPG 液圧分布図を示す。

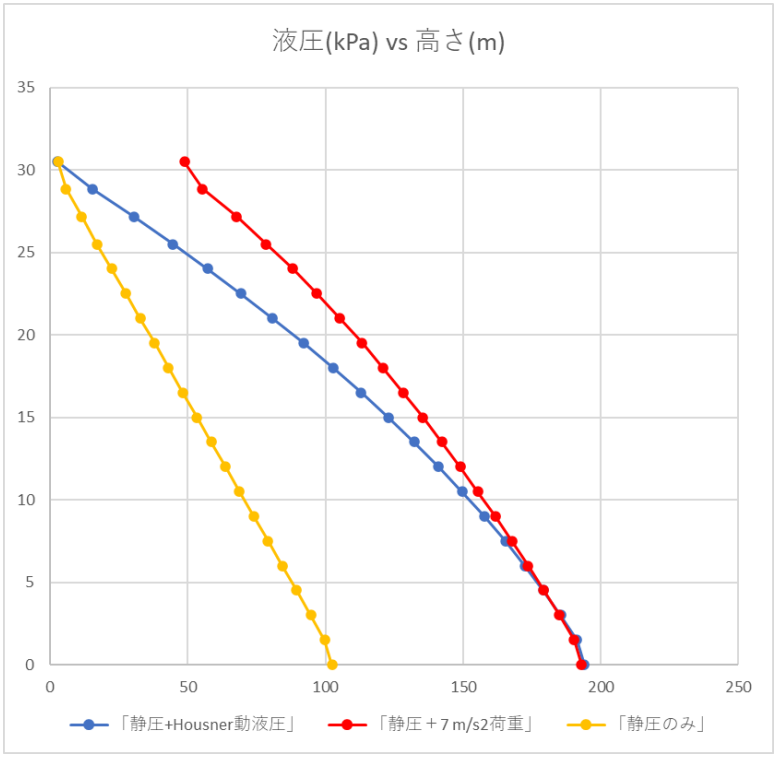


Fig.2-8 剛体タンクの液圧分布グラフ

（縦軸：タンク底面からの高さ(m)、横軸：液圧(kPa)）

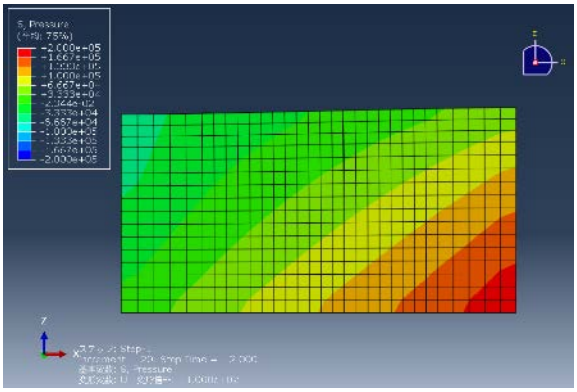


Fig.2-9 剛壁タンクの液圧分布「静圧＋水平 7 m/s^{2}荷重」（中央断面図）

タンクを剛壁とすると、剛壁を仮定した Housne 理論の液圧分布と近くなっている。なお、解析結果は 3 次元の相当圧力値を出力しているため、液表面でも 0 にはなっていない（鉛直方向成分の圧力値は液表面で 0 となる）。

LPG を弾性体付加マスとしたタンクモデルでは、タンク下端部にバルジング現象が起きていると思われる。

３）釧路沖地震波時刻歴応答解析モデル結果(Lagrange_弾性要素、陰解法)

タンク底面に、釧路沖地震波 063-GL の加速度を強制加速度入力として X 方向に設定した。また、地震波は主要振動部 15 s~45 s の 30 s 間の時刻歴応答解析を実施した。

物性値は、２）の静解析モデルと同じ値を使用した。ただし、タンクの SLA325A 材物性には、弾塑性材料（降伏応力 325 MPa）を指定した。

また、動解析においては、各材料には以下の減衰を指定した。減衰はレイリー減衰を仮定し、タンク＋LPG の固有振動数 f1=3.234 Hz、f3=5.832 Hz の 2 つの固有振動数に対して、LPG 部の減衰比 0.005(0.5 %)、タンク部の減衰比 0.10(10.0 %)とし α、β を算出した。

LPG 部：α =0.1307(1/s)、β =0.0001756(s)

タンク部：α =2.6143(1/s)、β =0.003511(s)

LPG の減衰比については、論文[2]を参考に 0.5 %とした。また、タンクの減衰比は、土台、地盤の減衰も考慮し 10 %とした。

静解析と同様に、弾性体 LPG 要素とタンクシェル要素は接触としたが、滑りを許すが分離はなしとし、側面方向はタンクと LPG は一体として動くとした。

Fig.3-1 にタンク底面に入力した釧路沖地震波 063-GL の加速度波形を示す。

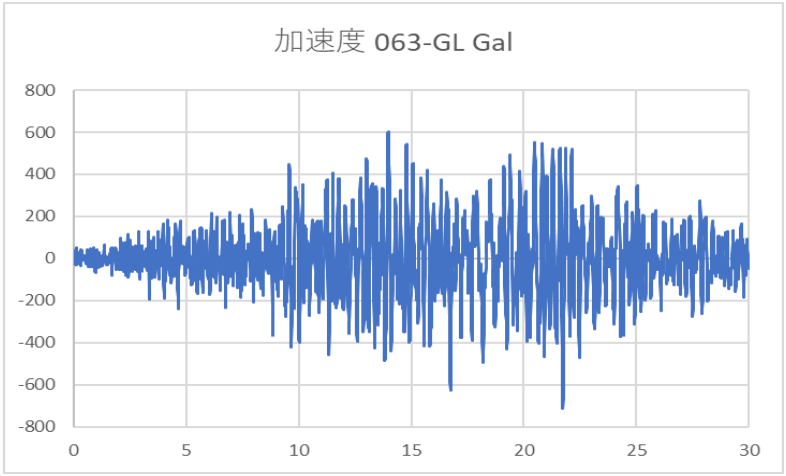


Fig.3-1 加速度入力波形 （入力データは m/s^2）
（縦軸：加速度(Gal)、横軸：時間(s)）

Fig.3-2 に LPG の液圧分布グラフを示す。「16.6 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（灰色）、「20.1 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（赤色）、「26.0 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（橙色）、「静圧+Housner 動液圧」の液圧分布（青色）となっている。なお、20.1 s 時は、タンク底面の最大液圧発生時刻である。

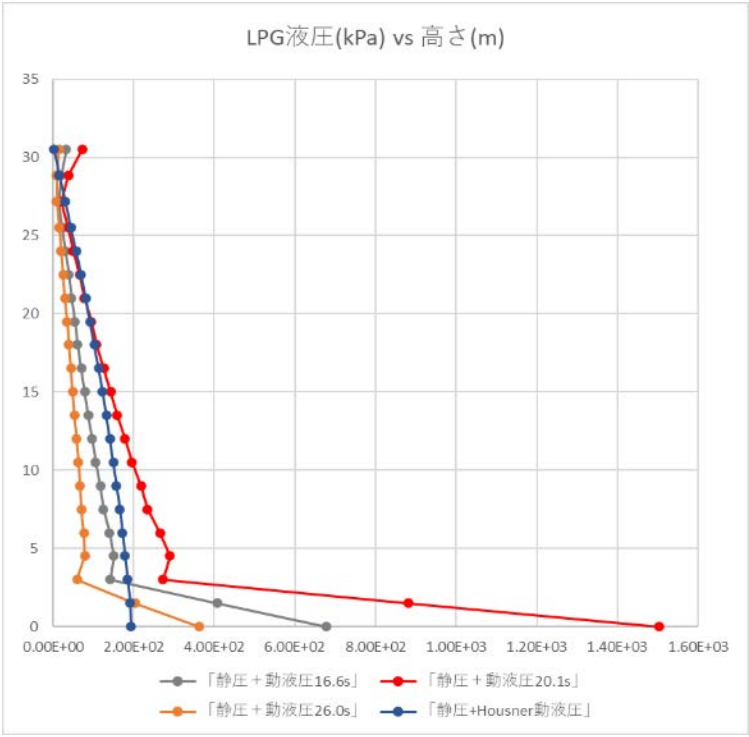


Fig.3-2 LPG の液圧分布グラフ（静圧＋動圧）
（縦軸：タンク底面からの高さ(m)、横軸：液圧(kPa)）

Fig.3-3~Fig.3-11 に、3 時刻の液圧分布、及び、タンクの変位、応力、LPG の液圧分布を示す。

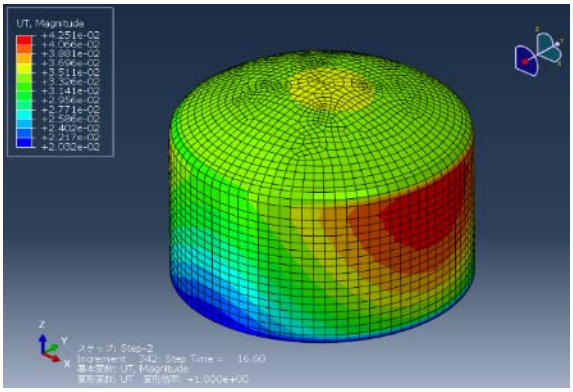


Fig.3-3 タンクの変形（16.6 秒）

4.251×10^{-2} m(42.51 mm）

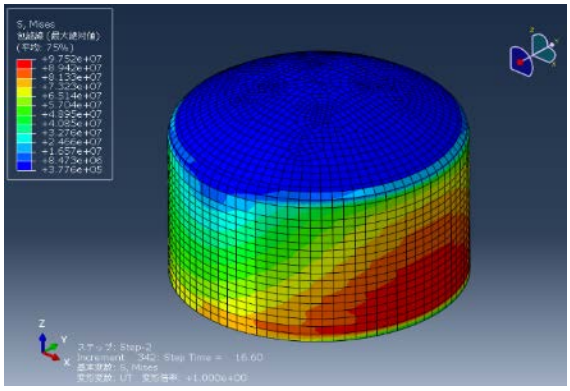


Fig.3-4 タンクの発生応力（16.6 秒）

9.752×10^{7} Pa (97.52 MPa）

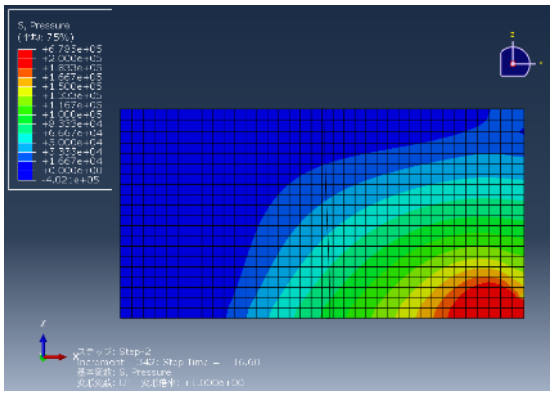


Fig.3-5 LPG の液圧分布（16.6 秒）

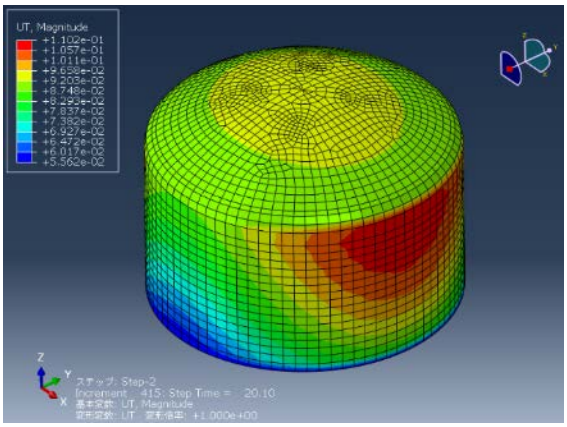


Fig.3-6 タンクの変形（20.1 秒）

1.102×10^{-1} m(110.2 mm）

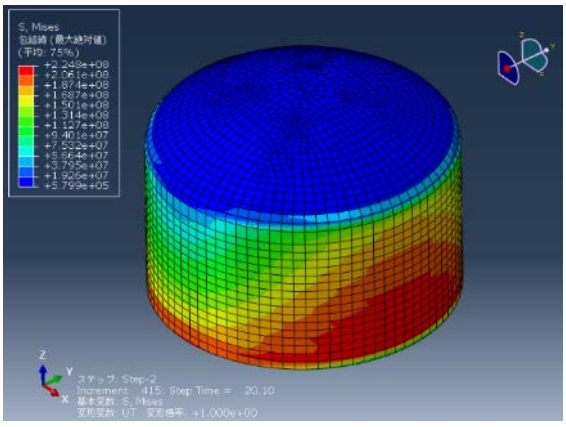


Fig.3-7 タンクの発生応力（20.1 秒）

2.248×10^{8} Pa (224.8 MPa）

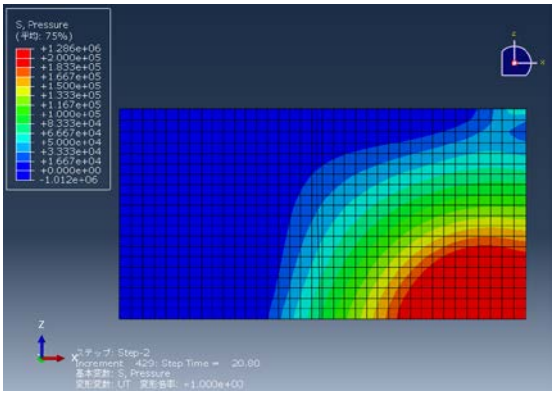


Fig.3-8 LPG の液圧分布（20.8 秒）

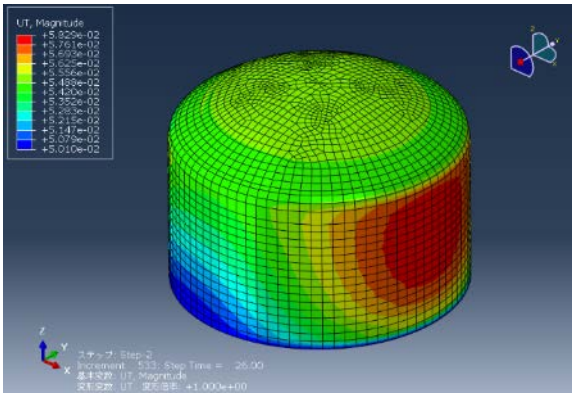


Fig.3-9 タンクの変形（26.0 秒）

5.829×10^{-2} m(58.29 mm）

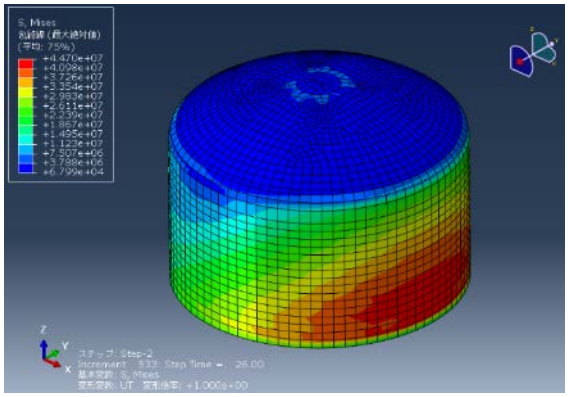


Fig.3-10 タンクの発生応力（26.0 秒）

4.470×10^{7} Pa (44.70 MPa）

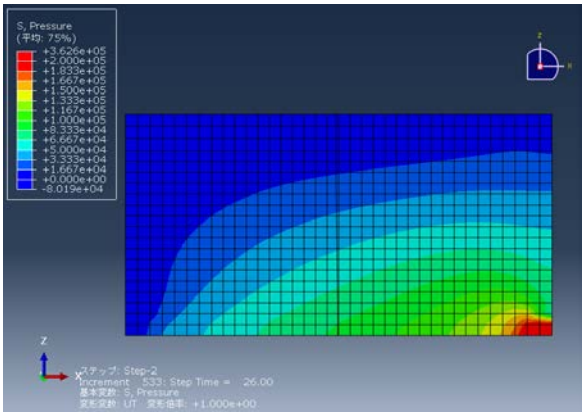


Fig.3-11 LPG の液圧分布（26.0s 秒）

Fig.3-12~Fig.3-14 に、タンク側壁部の液圧の時刻歴グラフを示す。

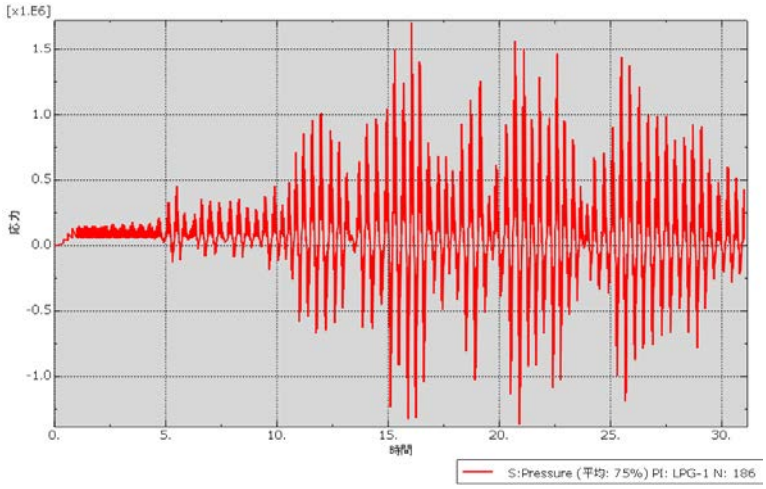


Fig.3-12 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 29 m（下から 1.5 m））

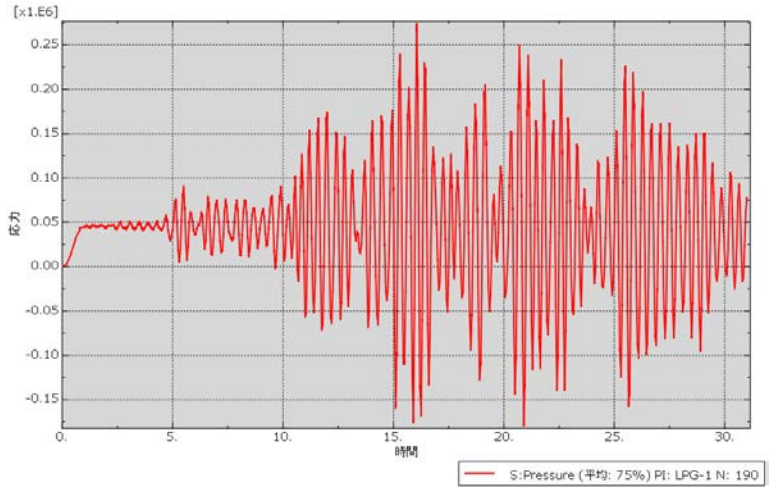


Fig.3-13 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 23 m（下から 7.5 m））

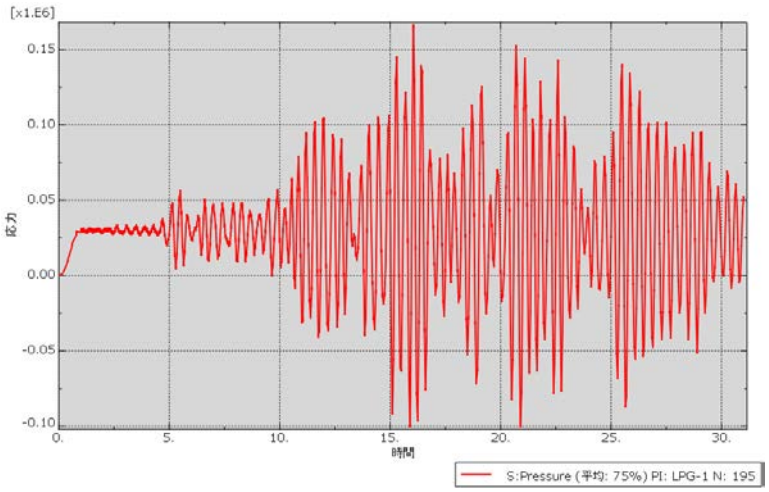


Fig.3-14 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 15.5 m（下から 15 m））

Fig.3-15, Fig.3-16 にタンク頂点部と底面部の X 方向変位時刻歴グラフを示す。タンク底面も解析上加振方向に変位が生じるため、Fig.3-16 では、タンク頂点とタンク底面の相対変位量を出力している。

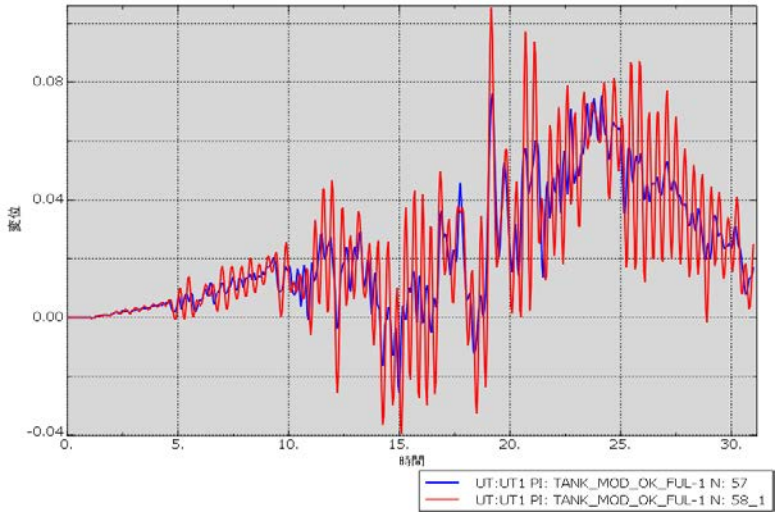


Fig.3-15 タンク頂点部とタンク底面部の X 方向変位時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

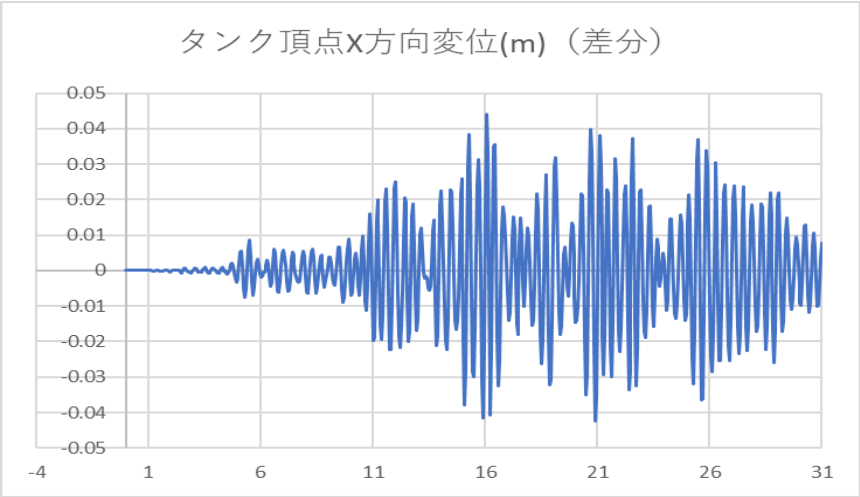


Fig.3-16 タンク頂点部の X 方向変位時刻歴グラフ
（タンク底面との相対変位 Max44.1 mm）

Fig.3-17、Fig.3-18 にタンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフを示します。

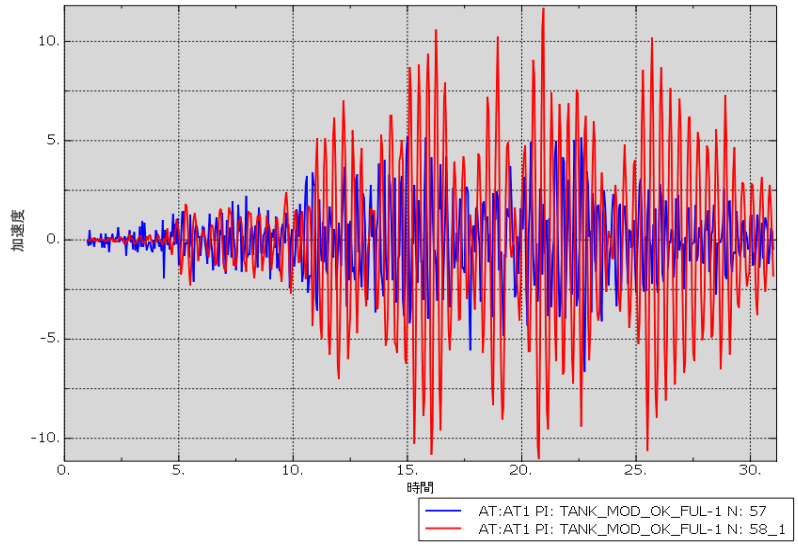


Fig.3-17 タンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

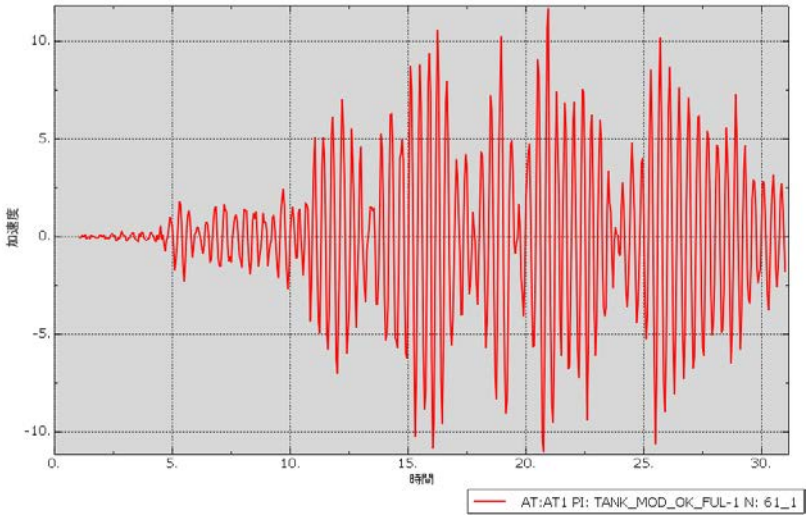


Fig.3-18 タンク頂点部の X 方向加速度時刻歴グラフ（Max 11.7 m/s^2）

４）釧路沖地震波時刻歴応答解析モデル結果(Euler_流体要素、陽解法)

LPG を Euler 要素でモデル化し、3)モデルと同様にタンク底面に加速度加振入力を定義した。

タンクの SLA325A 材物性には、３）モデルの陰解法時刻歴解析と同様に弾塑性材料（降伏応力 325MPa）を指定した。また、減衰も同様のレイリー減衰値を使用した。

LPG の Euler 要素の物性値については、理想流体モデル（密度 530 kg/m^3、音速 78 m/s、粘性係数 0.1272×10^{-3} Pa・s) を指定した。流体要素については、レイリー減衰 α、β は指定していない（たとえ指定しても、β 値は無視される）。

LPG の音速は約 780 m/s であるが、液体要素の発散現象が抑えられず 1/10 の値とした。また、タンクと LPG は接触条件（液体要素とタンクとの摩擦はなし）とした。

Fig.4-1, Fig.4-2 に陽解法モデルで使用したメッシュ図を示します。

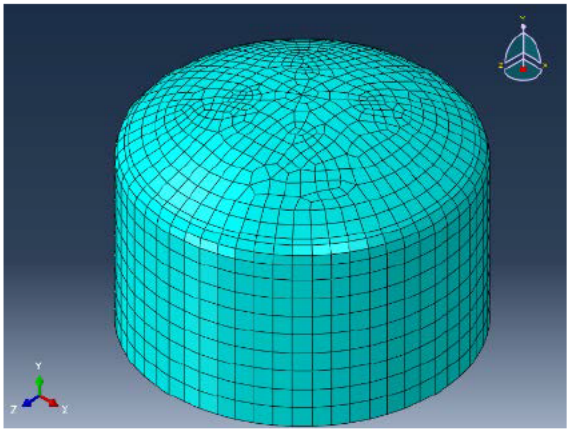


Fig.4-1　タンク部メッシュ図
(メッシュサイズ 2.9 m)

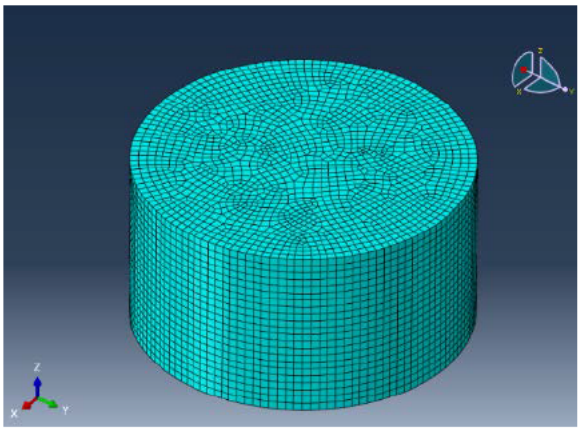


Fig.4-2　Euler 領域メッシュ図
(メッシュサイズ 1.5 m)

Fig.4-3 に LPG の液圧分布グラフを示す。「6.55 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（灰色）、「18.20 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（赤色）、「19.35 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（橙色）、「静圧+Housner 動液圧」の液圧分布（青色）となっている。

出力時刻は、下から 4 カ所の高さにおける液圧の最大値を示した時刻としている。
（Fig.4-3 の Max 値(水色)が Max 値を示す。上部の Max は瞬間的に 1 点に飛び出た数値も出ているため、下部 4 カ所の Max 時の時刻を出力した。）

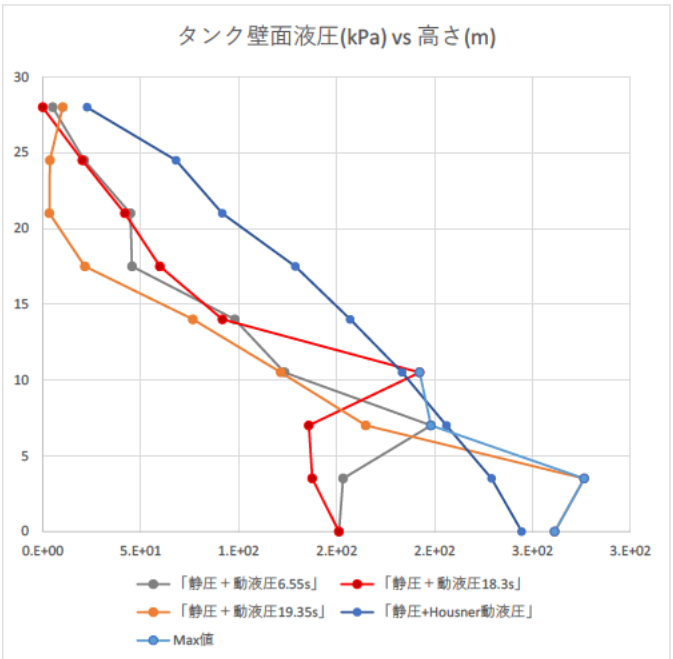


Fig.4-3 LPG の液圧分布グラフ（静圧＋動圧）
（縦軸：タンク底面からの高さ(m)、横軸：液圧(kPa)）

Fig.4-4~Fig.4-9 に、抽出した 3 時刻のタンクの変位と応力コンター図を示す。

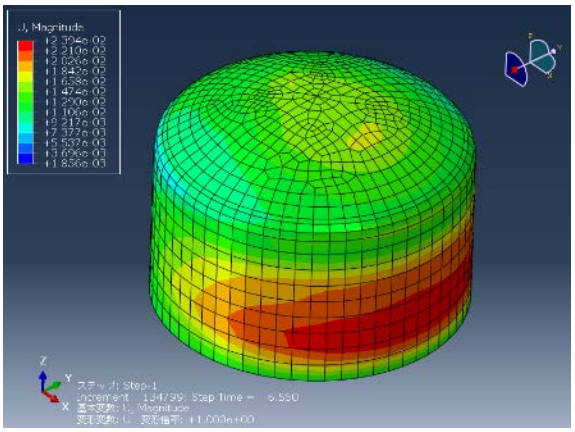


Fig.4-4 タンクの変形（6.55 秒）

2.394×10^{-2} m(23.94 mm）

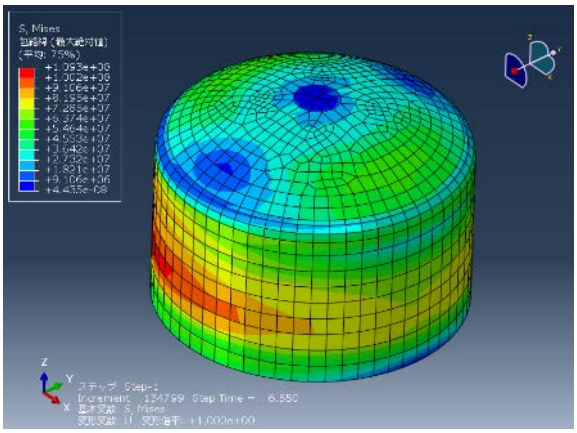


Fig.4-5 タンクの発生応力（6.55 秒）

1.093×10^{8} Pa (109.3 MPa）

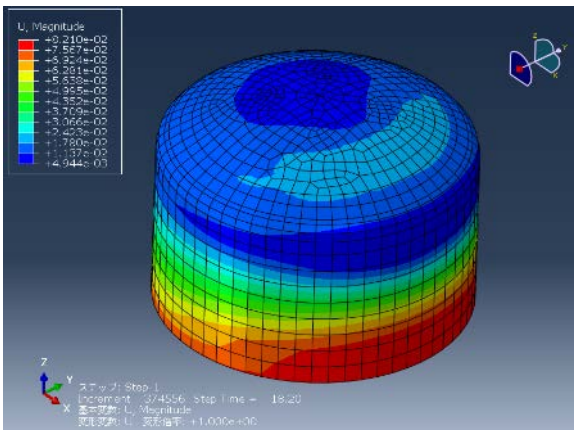


Fig.4-6 タンクの変形（18.20 秒）

8.210×10^{-2} m(82.10 mm）

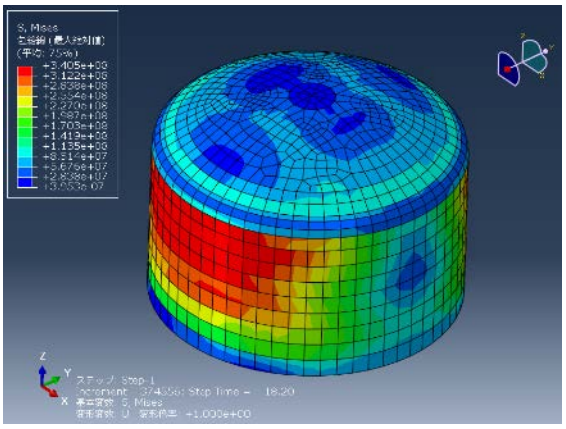


Fig.4-7 タンクの発生応力（18.20 秒）

3.405×10^{8} Pa (340.5 MPa）

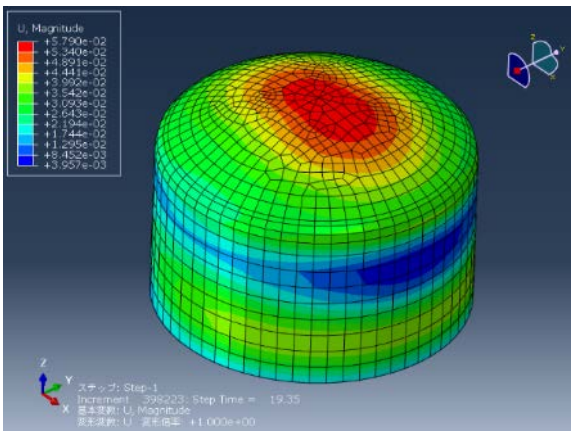


Fig.4-8 タンクの変形（19.35 秒）

5.790×10^{-2} m(57.90 mm）

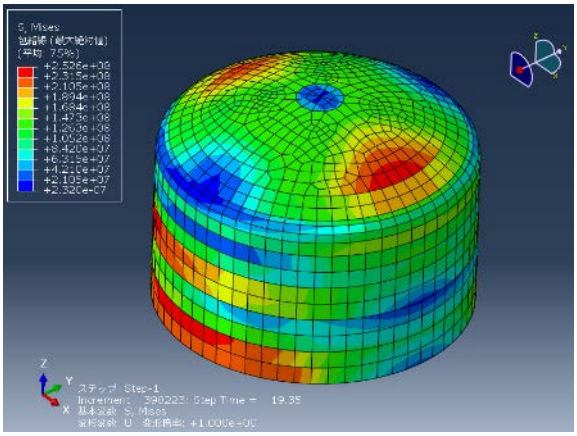


Fig.4-9 タンクの発生応力（19.35 秒）

2.526×10^{8} Pa (252.6 MPa）

Fig.4-10、Fig.4-11 にタンク側壁部の液圧の時刻歴グラフを示す。

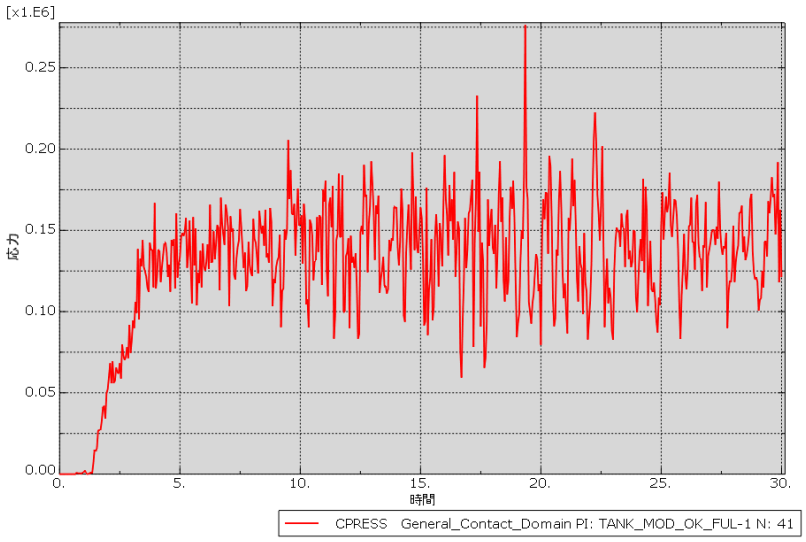


Fig.4-10 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 27 m（下から 3.5 m））

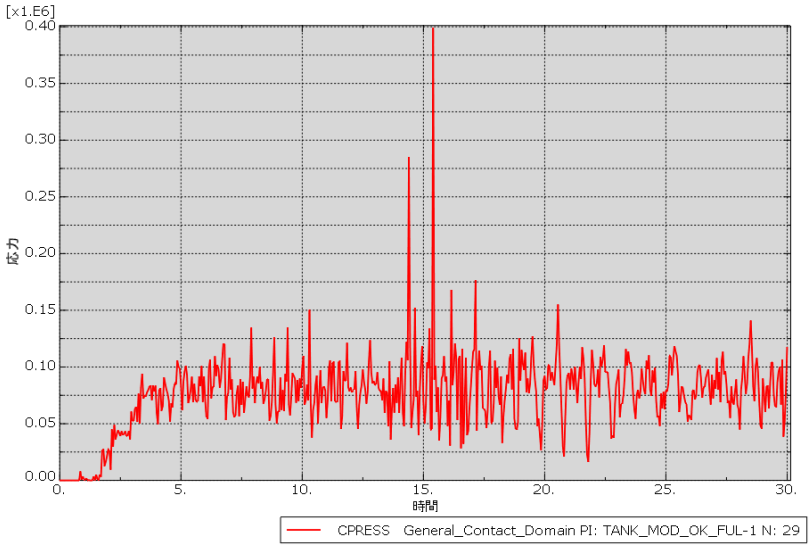


Fig.4-11 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 16.5 m（下から 14.0 m））

Fig.4-12、Fig.4-13 にタンク頂点部と底面部の X 方向変位時刻歴グラフを示す。タンク底面も解析上加振方向に変位が生じるため、Fig.4-13 では、タンク頂点とタンク底面の相対変位量を出力している。

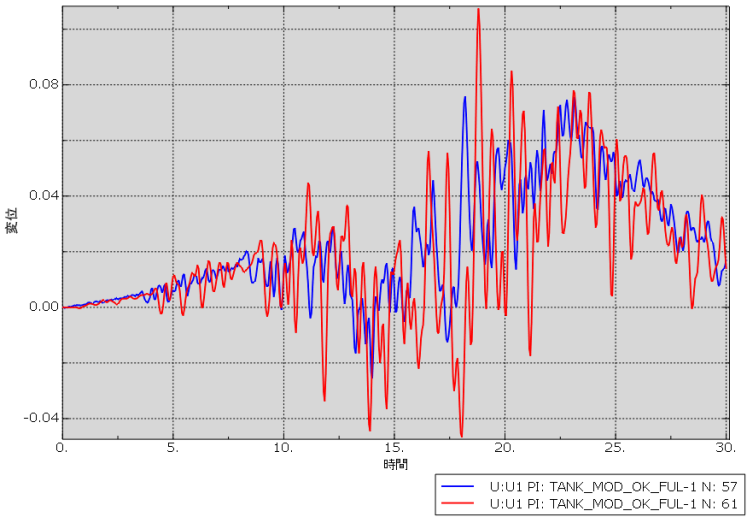


Fig.4-12 タンク頂点部とタンク底面部の X 方向変位時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

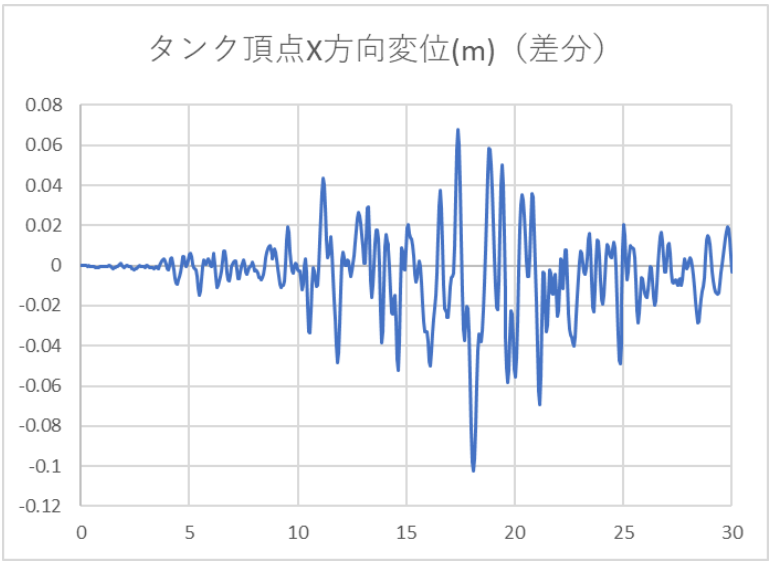


Fig.4-13 タンク頂点部の X 方向変位時刻歴グラフ
（タンク底面との相対変位　Max 102 mm）

Fig.4-14, Fig.4-15 にタンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフを示す。

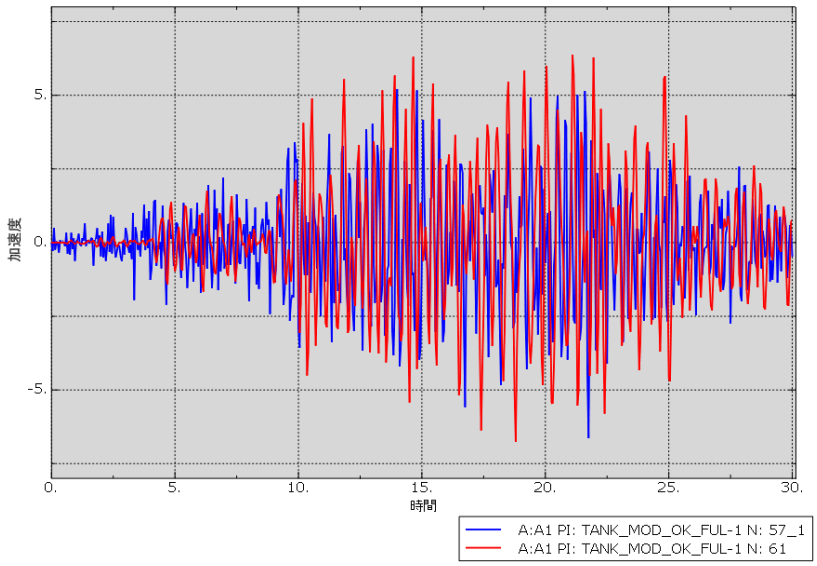


Fig.4-14 タンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

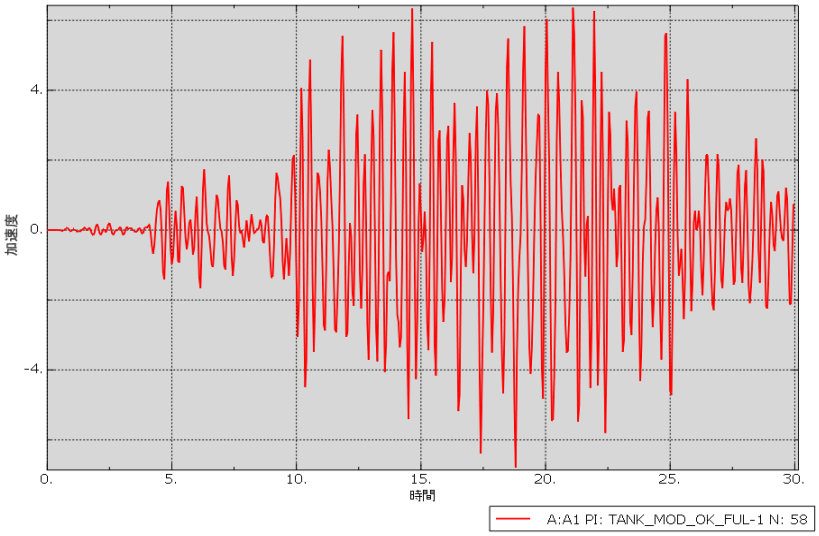


Fig.4-15 タンク頂点部の X 方向加速度時刻歴グラフ（Max 6.76 m/s^2）

5）釧路沖地震波時刻歴応答解析モデル結果(Lagrange_流体要素、陽解法)

LPG を Lagrange 要素でモデル化し、4)モデルと同様にタンク底面に加速度加振入力を定義した。使用した物性値も、4）モデルと同様である。但し、ここでは LPG の音速は 780 m/s のままとして計算した。また、タンクと LPG は接触条件（摩擦なし）とした。

Fig.5-1 に LPG の液圧分布グラフを示す。「18.9 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（灰色)、「22.40 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（赤色)、「24.45 s 時の静圧＋動圧」の液圧分布（橙色)、「静圧+Housner 動液圧」の液圧分布（青色）となっている。

出力時刻は、下から 4 カ所の高さにおける液圧の最大値を示した時刻としている。
（Fig.5-1 の Max 値(水色)が Max 値を示す。上部の Max は瞬間的に 1 点に飛び出た数値も出ているため、下部 4 カ所の Max 時の時刻を出力した。）

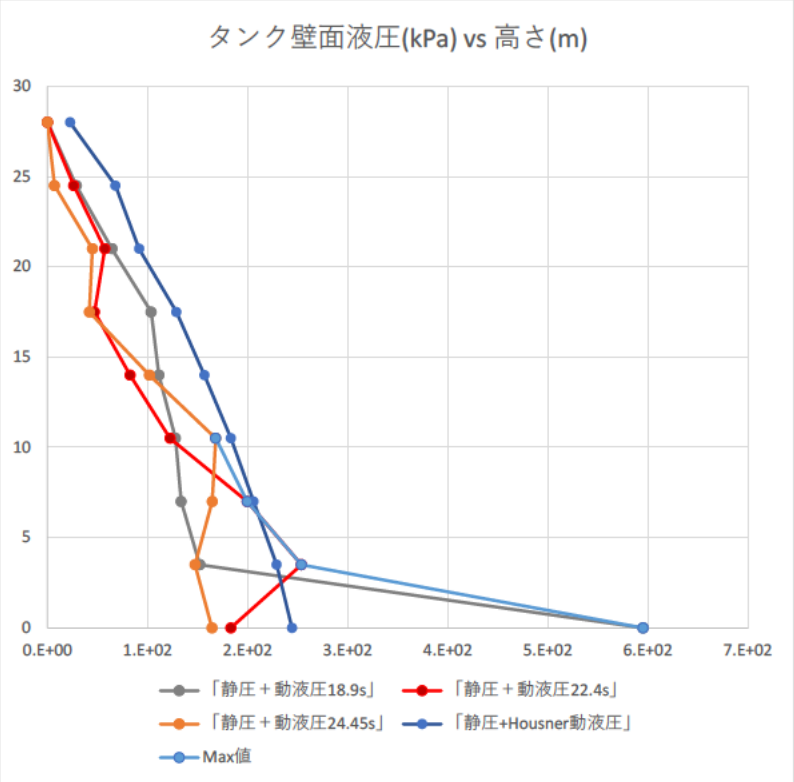


Fig.5-1 LPG の液圧分布グラフ（静圧＋動圧）
（縦軸：タンク底面からの高さ(m)、横軸：液圧(kPa)）

Fig.5-2~Fig.5-7 に、抽出した 3 時刻のタンクの変位と応力コンター図を示す。

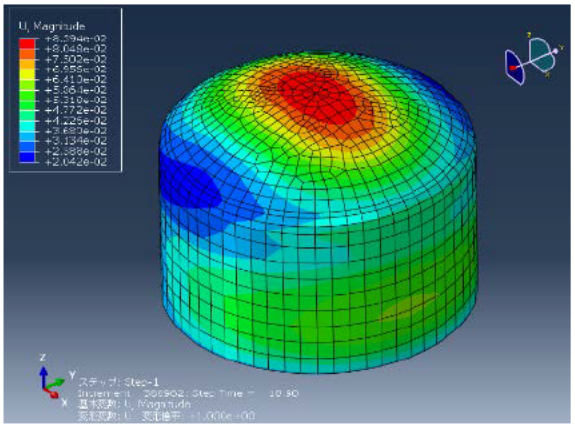


Fig.5-2 タンクの変形（18.90 秒）
8.594×10^{-2} m(85.94 mm)

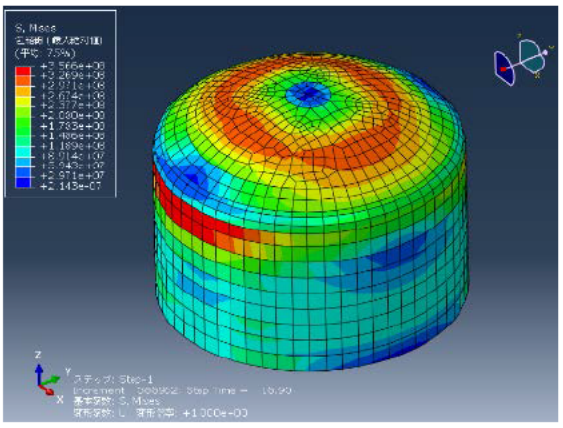


Fig.5-3 タンクの発生応力（18.90 秒）
3.566×10^{8} Pa (356.6 MPa)

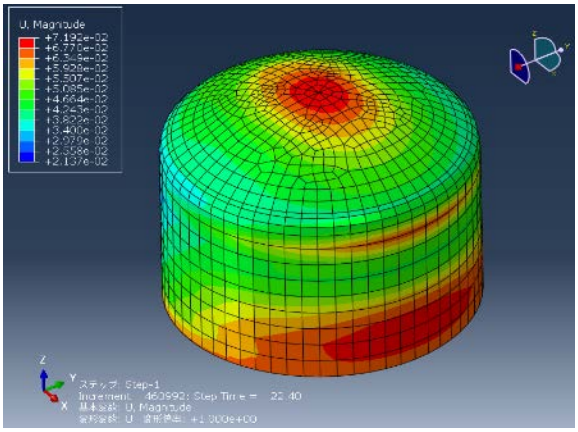


Fig.5-4 タンクの変形（22.40 秒）

7.192×10^{-2} m(71.92 mm）

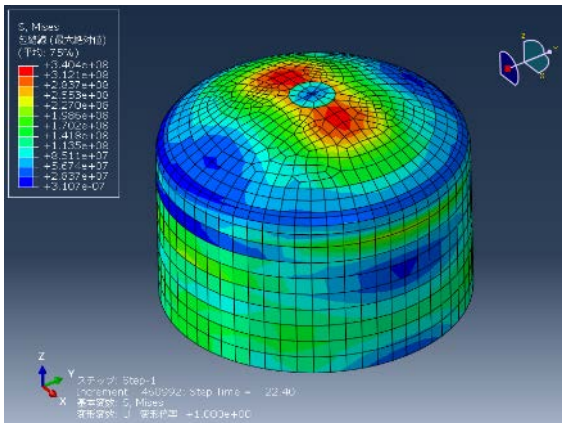


Fig.5-5 タンクの発生応力（22.40 秒）

3.404×10^{8}Pa (340.4 MPa）

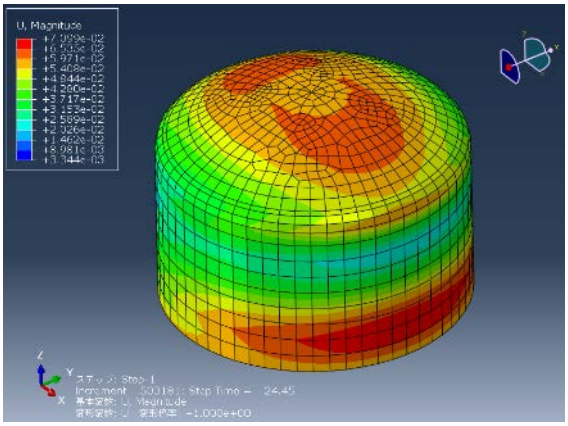


Fig.5-6 タンクの変形（24.45 秒）

7.099×10^{-2} m(70.99 mm）

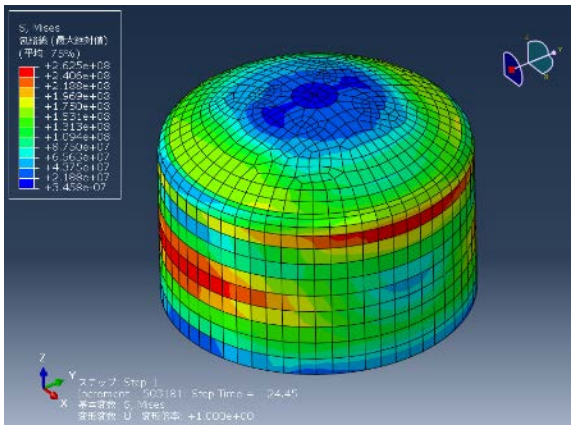


Fig.5-7 タンクの発生応力（24.45 秒）

2.625×10^{8} Pa (262.5 MPa）

Fig.5-8, Fig.5-9 にタンク側壁部の液圧の時刻歴グラフを示す。

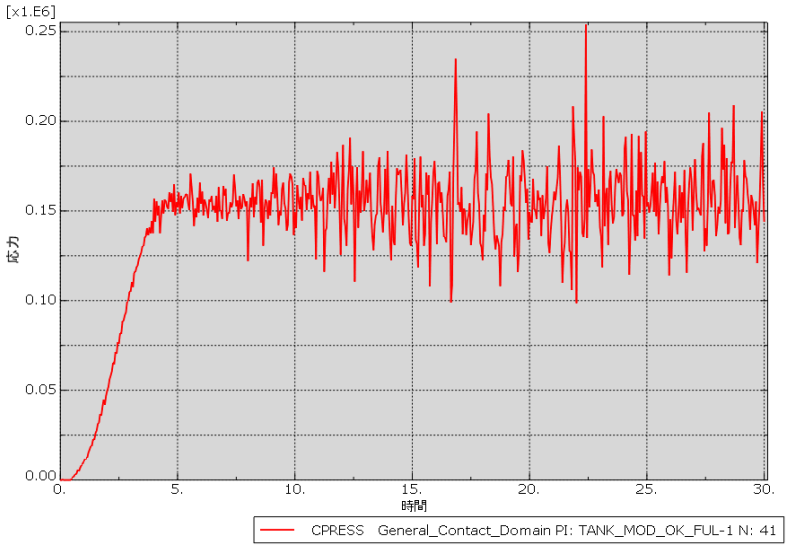


Fig.5-8 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 27 m（下から 3.5 m）位置）

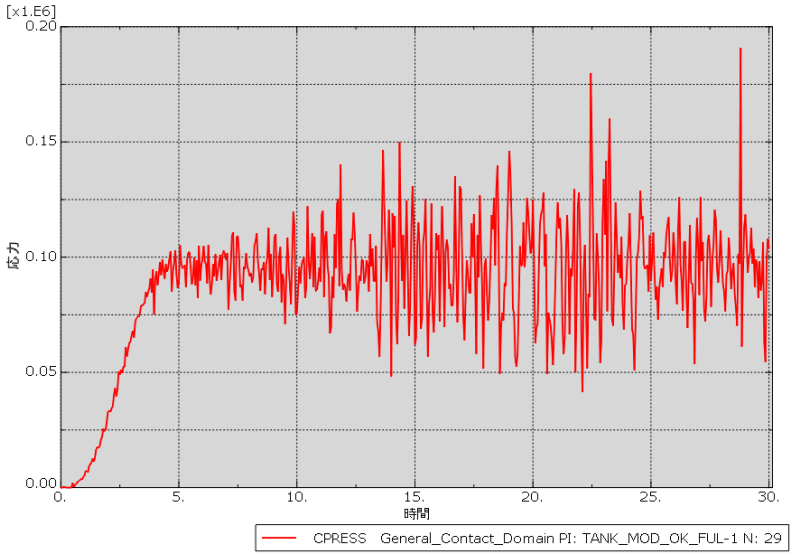


Fig.5-9 LPG 液圧時刻歴グラフ（深さ 16.5 m（下から 14.0 m）位置）

Fig.5-10、Fig.5-11 にタンク頂点部と底面部の X 方向変位時刻歴グラフを示す。タンク底面も解析上加振方向に変位が生じるため、Fig.5-11 では、タンク頂点とタンク底面の相対変位量を出力している。

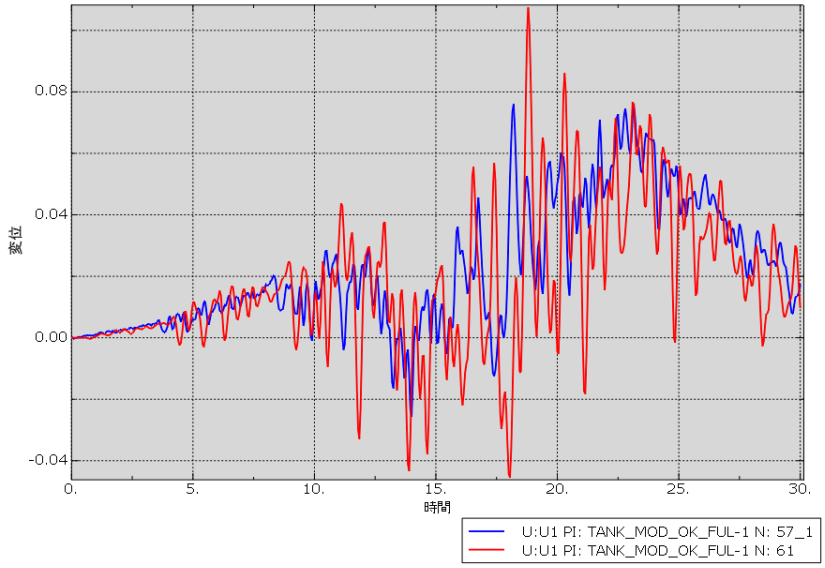


Fig.5-10 タンク頂点部とタンク底面部の X 方向変位時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

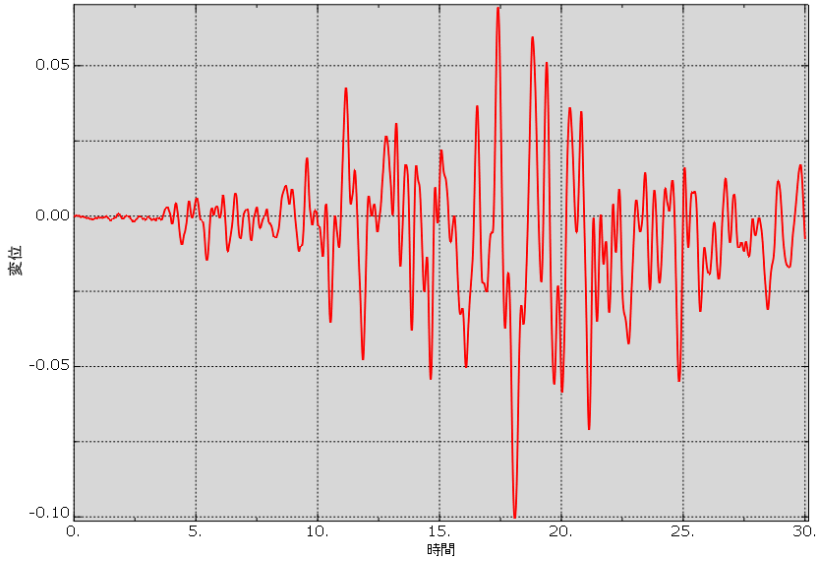


Fig.5-11 タンク頂点部の X 方向相対変位時刻歴グラフ
（タンク底面との相対変位　Max 100 mm）

Fig.5-12, Fig.5-13 にタンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフを示す。

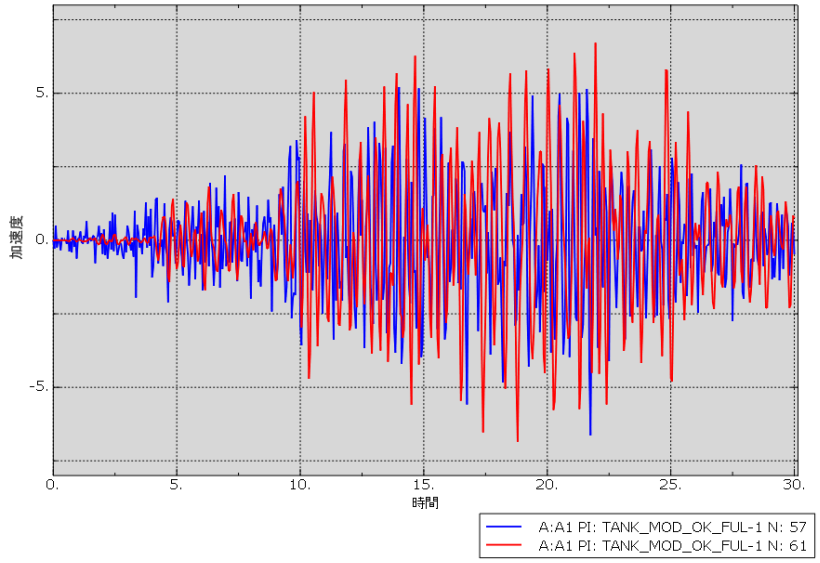


Fig.5-12 タンク頂点部と底面部の X 方向加速度時刻歴グラフ
（赤色がタンク頂点、青色がタンク底面）

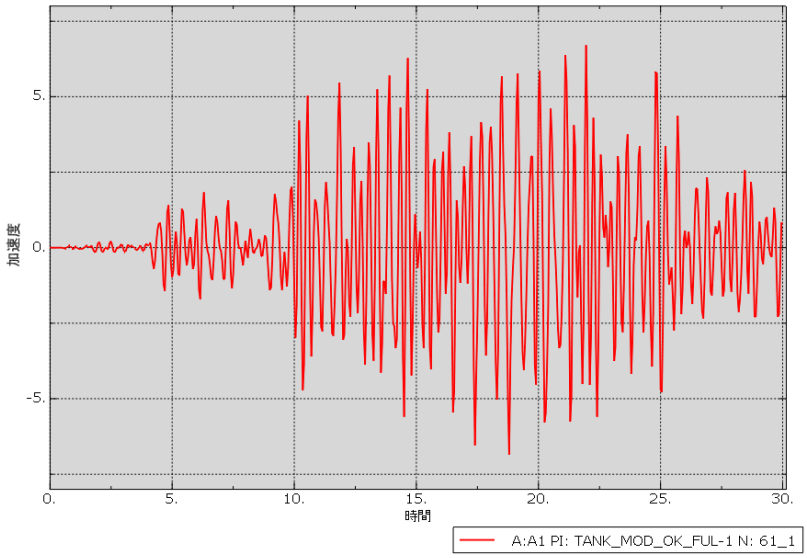


Fig.5-13 タンク頂点部の X 方向加速度時刻歴グラフ（Max 6.87 m/s^2）

6）考察

LPG を弾性体の付加マスでモデル化した場合は、LPG が一体的に動きタンク底部に集中する挙動が強調され、タンクの変形が下端部に集中するバルジング現象が見られる。しかし、LPG を液体要素でモデル化した場合は、LPG 自体の液圧分布が変動しタンク底部に集中するような挙動は分散されている。瞬間的に下端部に集中することはあるが、定常的にバルジング現象が出るものではないと思われる。

液体要素を用いた場合は陽解法の動解析となる。Euler 要素を用いた解析では、液体の発散が抑えられず LPG の音速を 1/10 にしている。圧縮性に依存しない現象の場合、計算上体積弾性率が小さく計算されるが、精度に大きく影響はしないと思われる。実際、液体要素で Lagrange 要素を用いた解析では、音速を 780m/s とした場合でも計算でき、音速を 1/10 にした結果とほとんど同様の結果となっている。Euler 要素モデルで、音速を上げると収束しなくなる現象は、シェル要素(Lagrange 要素)との接触計算部分に起因すると思われる。

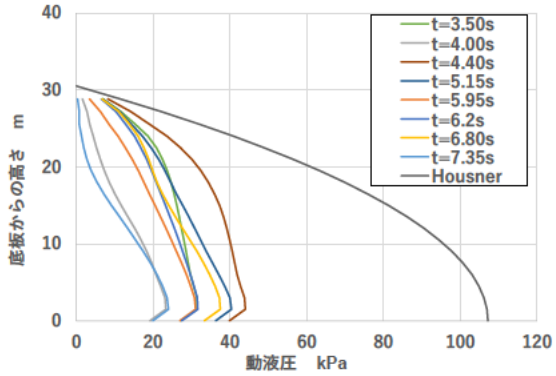
陽解法の場合、クーラン条件を満たすように時間刻みが決定される。今回のモデルではタンクシェル要素のクーラン条件が厳しくなり、そのまま計算すると時間刻みが小さくなり現実的な計算時間では計算できない結果となっている。タンク要素においては、マススケーリング機能を使って、最小シェル要素サイズ(1m)の音速通過時間の 1/4 の時間刻みに調整して計算を実施した。これにより、現実的な計算時間で実行でき、シェル要素の高周波振動成分を抑えるフィルタリング効果がある。タンクにおける最大加速度値は、この高周波成分をどこまでカットするかで影響を受けると思われる。また、タンクの変位応答波形も最大加速度のカットレベルの影響を多少受けていると思われる。

今回、検討したスロッシング解析モデルにおいては、LPG を流体材料モデルで表現し、Euler 要素でモデル化するケースが、一番適していると思われる。但し、タンクの最大加速度値については、フィルタリングの影響を受ける。

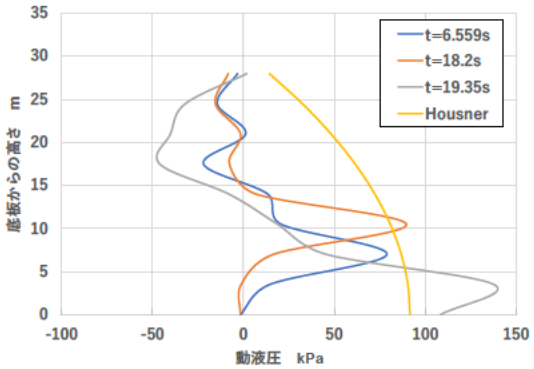
[1] 東京工業大学　青木「弱圧縮性計算手法による非圧縮性の混相流シミュレーション」
日本流体力学会 ながれ 40 (2021)
[2] 防衛大学校　林「水中における円柱に作用する流体減衰力について」
海洋開発論文集 2 巻(1986)

3.5.3　動液圧の算定方法の見直し方針

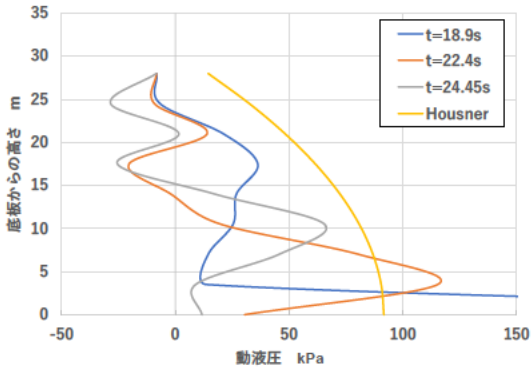
令和 3 年度調査研究で実施した入力が 1995 年兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波（Kobe NS 波）の解析結果と本年度実施した 1993 年釧路沖地震釧路地方気象台観測波（KSR EW 波）の解析結果における動液圧分布を下図に示す。



（Kobe NS 波）



（KSR EW 波）Euler 流体要素



（KSR EW 波）Lagrange 流体要素

図　動液圧分布

KHKSS0861(2018)がベースとしている Housner 理論値と解析結果の動液圧を比較すると、解析結果は概ね小さい値となっているが、KSR EW 波の結果では一部 Housner の理論値を超えるタイミングもみられる。

KSR 波の場合、本解析に用いている平底タンクの固有周期と卓越周期が近く、短周期型の地震動であることから、バルジング振動が生じ、一時的に大きな動液圧が発生することによるものと考えられる。

現在、KHKSS0861(2018)がベースとしている Housner 理論では、

・動液圧は衝撃圧とスロッシングの 1 次モードの振動圧の和

・側板を剛体として仮定した場合の動液圧（側板変形による変形圧を考慮できない）

・スロッシングに 2 次モード以上を無視

としており、概ね保守的に動液圧を一方で、バルジング振動による大きな動液圧を評価できない。今後、他基準を参考に動液圧の評価方法の見直すことが望ましい。

付録　球形貯槽（鋼管ブレース）の
プッシュオーバー解析プログラム

ご利用にあたり注意事項

戻る

(1)　本システムの起動は、SpPovMain.xlsmより行うこと。すべてのBooksがロードされる。単独にて起動しないこと。

(2)　本システムの停止は、SpPovMain.xlsm内のSheets(InputDD)に配置されているCommand "Close"によること

(3)　(4)項のBook filesは同一ホルダーに保存して実行すること。

(4)　Book 及び Sheetの構成は次の通り。

(4).1　Books("SpPovMain")

(4).2　Books("SpPovTov")
- Sheets(InputDD)
- Sheets(PushoverCurve)
- Sheets(CalcPushOver)

(4).3　Books("SpPovShear")
- Sheets(DataIn)
- Sheets(TotalPov)
- Sheets(Manage)
- Sheets(LocalPov)

(4).4　Books("SpPovPlus")
- Sheets(設計)
- Sheets(Pov)
- Sheets(解析データ)
- Sheets(解析図)

(4).5　Books("SpPovManual")

(5)　その他の注意事項

1. 球形貯槽のプッシュオーバ解析システム

Close

ご利用にあたって

1.1. Booksの構成

入力は1.1.1による。入力後1.1.2及び1.1.3により計算実行、1.1.4にて耐震性能解析を行う。

(1) Books(SpPovMain) :データの入力および修正はすべてこのBookにおいて行う。 Goto Main

(2) Books(SpPovTov) :転倒変位モードによるプッシュオーバ曲線(PovTov)を算出する。 Goto Tov

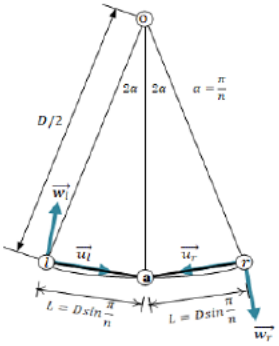
(3) Books(SpPovShear) :せん断変位モードによるプッシュオーバ曲線(PovShear)を算出する。 Goto Shear

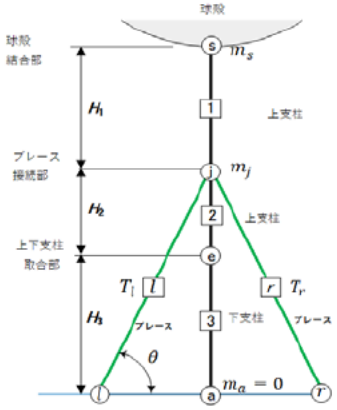
(4) Books(SpPovPlus) :転倒及びせん断変形モードのプッシュオーバ曲線を統合し、球形貯槽の耐震性能解析を行う。 Goto Plus

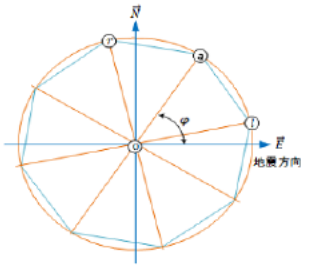
(5) Books(SpPovManual) :本解析システムの概要、用語の定義、計算理論及び評価方法、参考資料等を示す。 Goto Manual

1.2. InputData

			InputData ID	a6	呼出	保存	削除	Id List	
1.2.1. 耐震条件	重要度		IpCode	Ia	(-)	表示用のみ（参考）			
	地域区分		ArCode	特A地区	(-)	表示用のみ（参考）			
	地表最大加速度		acch	6.00	(m/s^2)				
	基本応答スペクトル		Sa	A4	(m/s^2)	$S_0(T)$ = KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)			
	限界ねばり		Mue	2.00	(-)	*Mue* = 2	(2倍勾配法相当)		
	γ値		Gam	0.25	(-)	*Gam* = 0.250	座屈が支配的な場合 0.2		
	減衰定数 h_1		damp	0.030	(-)	*damp* = 0.030	KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)		
1.2.2. 本体	貯槽内径		sDD	17.900	(m)				
	肉厚		sTh	0.0200	(m)	表示用のみ（参考）			
	降伏点		sYield	4.9000.E+08	(-)	表示用のみ（参考）			
	気相圧力		sP	6.600.E+05	Pa	表示用のみ（参考）			
	液比重		sRho	6.000.E+02	(kg/m^3)	表示用のみ（参考）			
	全質量		sMass	1.3641.E+06	(kg)	設備質量+有効液質量			
	重心高		Hg	11.150	(m)	重心高さは球殻中心高さと見なす。			
1.2.3. 支持構造体	本数		nn	12	(-)				
(1) 支柱高	ブレース接続部		Hb	8.250	(m)				
	上下支柱取合点		Hc	7.000	(m)				
	基礎部取合		Ha	0.000	(m)				
(2) 上部支柱	外径		uD	0.610	(m)				
	肉厚		uTh	0.013	(m)				
	降伏点		uSigy	4.900.E+08	(N/m^2)				
	縦弾性係数		uYng	2.060.E+11	(N/m^2)				
(3) 下部支柱	外径		lD	0.610	(m)				
	肉厚		lTh	0.013	(m)				
	降伏点		lSigy	2.350.E+08	(N/m^2)				
	縦弾性係数		lYng	2.050.E+11	(N/m^2)				
(4) ブレース	外径		bD	0.406	(m)				
	肉厚		bTh	0.010	(m)				
	降伏点		bSigy	2.350.E+08	(N/m^2)				
	縦弾性係数		bYng	2.050.E+11	(N/m^2)				







2. 球形貯槽の転倒計算によるプシュオーバ曲線

Exec Make Pushover　Return to Books List

Goto InputDD
Goto DrawPov
Goto CalcPov

2.1. Sheets 構成および説明

InputDD　：計算条件を表示している。条件の変更は Books(Main)にて行う。
PushoverCurve：転倒モード・プッシュオーバカーブを作成・図示する。
CalcPushOver ：保有耐震性能スペクトルデータの計算の詳細を表示する。

2.2. 計算条件データ

(1)	m	Total mass	1.3641.E+06	kg
(2)	Hg	height of weigth Center	1.1150.E+01	m
(3)	rs	rdius of pitch circle	8.9500.E+00	m
(4)	Hc	Effective Height of column	9.9815.E+00	–
(5)	Ac	area single column	2.3815.E-02	m^2
(6)	nc	number of column	1.2000.E+01	–
(7)	ndiv	devided number	1.0000.E+01	(—)
(8)	σ_y	sigYield	2.3500.E+08	N/m^2
(9)	σ_B	sigBuckling	2.3500.E+08	N/m^2
(10)	σ_t	sigTensileHold	2.3500.E+08	N/m^2
(11)	σ_C	sigCompresiveHold	2.3500.E+08	N/m^2
(12)	E	Youg's coeficient	2.0500.E+11	N/m^2
(13)	⊿h	=Hc/ndiv	9.9815.E-01	m
(14)	As	= nc・Ac	2.8578.E-01	m^2
(15)	Is	= As*r^2/2	1.1446.E+01	m^4
(16)	Zs	= As*r/2	1.2789.E+00	m^3
(17)	Gg	Weight acc	9.8067.E+00	m/s^2

2.3. 共有関数　：cell 内で使用できる関数(「プッシュオーバ曲線作成」後、使用可能です。)

荷重特性
Ln = fLn(αv)
Lm = fLm(αh,h)
変形特性
Dn = fDn(Ln,Lm)
Dm = fDm(Ln,Lm)
プッシュオーバ曲線
δ(Top)= fPushover(αh, αv)
α(Colaps) =fColaps(αv)
α(Yield) = fYield(αv)

2.4. 解説

av：球殻中心における鉛直設計加速度(自重のみの計算の時 av=0.0)　(m/s^2)
ah：球殻中心における水平設計加速度　(m/s^2)

Dn：鉛直変形係数　$\frac{dz}{dh} = D_N \frac{\sigma_y}{E}$

Dm：水平at height = h　$\frac{rd\varphi}{dh} = D_M \frac{\sigma_y}{E}$

Ln：鉛直 at height = h　$L_N = N/A\sigma_y$

Lm：水平at height = h　$L_M = M/Z\sigma_y$

Displacement(Top)：設計加速度に対する球殻中心における水平変位量
α(Colaps)　：崩壊時設計加速度
α(Yield)　：降伏時設計加速度

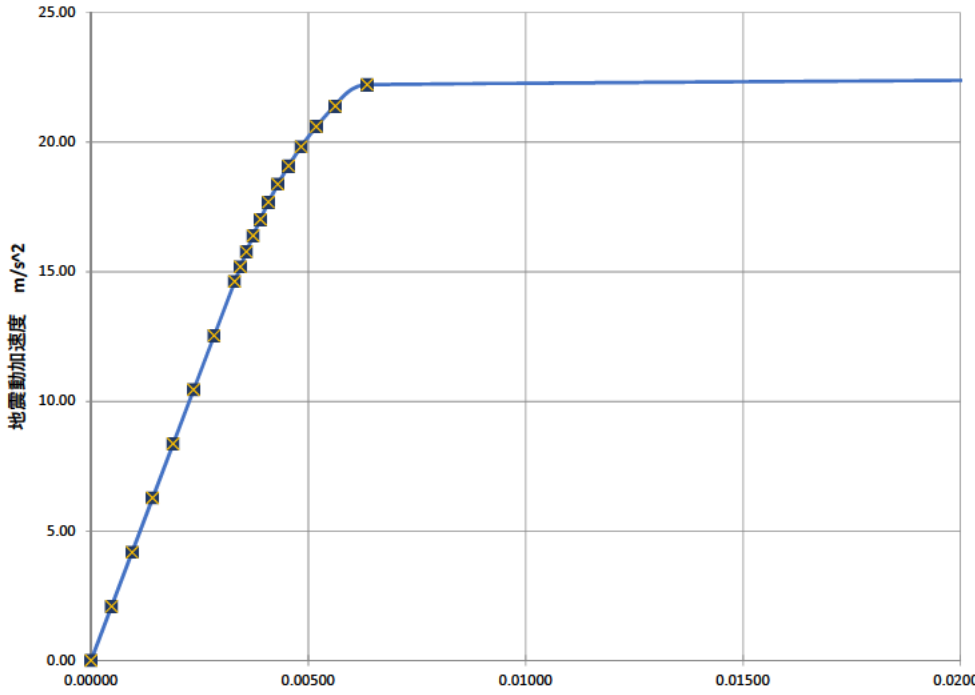
2.5 参考

Err=Ln – fRn(Dn,Dm)　：axial load calc Error for Dn, Dm

Err = Lm – fRm(Dn,Dm)：horizontal load Calc Error for Dn, Dm

2.5. 球形貯槽の転倒モーメントに関するプッシュオーバ曲線

Goto CalcPov　Return Sheets Lis



2.6. 耐震性能スペクトルを算出

(Pushover Curve)

	α_v	3.00	(m/s^2)
	α_h (m/s^2)	δ top (m)	
1	0.00	0.00000	
2	2.09	0.00047	
3	4.18	0.00094	
4	6.27	0.00142	
5	8.35	0.00189	
6	10.44	0.00236	
7	12.53	0.00283	
8	14.62	0.00331	(Yield)
9	15.19	0.00344	
10	15.78	0.00358	
11	16.39	0.00373	
12	17.03	0.00390	
13	17.69	0.00408	
14	18.37	0.00430	
15	19.09	0.00454	
16	19.83	0.00483	
17	20.60	0.00518	
18	21.40	0.00562	
19	22.23	0.00635	
20	23.09	0.11243	(Colaps)

2.7. 設計震度ごとの応答変位の計算内訳

Return Sheets List | Return to DrawPov

	αv	αh
加速度 m/s^2	3.0	21.40

Layer	h	Ln	Lm	Dn	Dm	z	φ	δ
10	9.9815	0.260	0.113	0.260	0.113	3.41E-03	0.000851	0.00562
9	8.9834	0.260	0.210	0.260	0.210	3.12E-03	8.31E-04	0.004782
8	7.9852	0.260	0.307	0.260	0.307	2.82E-03	7.98E-04	0.003970
7	6.9871	0.260	0.404	0.260	0.404	2.52E-03	7.52E-04	0.003196
6	5.9889	0.260	0.501	0.260	0.501	2.22E-03	6.94E-04	0.002475
5	4.9908	0.260	0.598	0.260	0.598	1.93E-03	6.24E-04	0.001817
4	3.9926	0.260	0.695	0.260	0.695	1.63E-03	5.41E-04	0.001235
3	2.9945	0.260	0.792	0.266	0.804	1.33E-03	4.45E-04	0.000743
2	1.9963	0.260	0.889	0.306	0.976	9.99E-04	3.32E-04	0.000355
1	0.9982	0.260	0.986	0.405	1.244	5.92E-04	1.90E-04	0.000095
0	0.0000	0.260	1.083	0.630	1.725	0.00E+00	0.00E+00	0.000000

注記　青色着色Layerは、弾性域を超えていることを示す。

表の各数値は下式（1～10式）による。

1 Ln = m(g+αv)/Ac/σy = fLn(αv)

2 Lm=mαH*(H-h)/Zc/σ = fLm(αh, h)

3 Dn = fDn(Ln, Lm)

4 Dm = fDm(Ln, Lm)

5 $z(h+\Delta h,\alpha_H) = z(h,\alpha_H) + \frac{\bar{D}_N(h+\Delta h,\alpha_H)+\bar{D}_N(h,\alpha_H)}{2}\frac{\sigma_y}{E}\Delta h$　$\frac{\sigma_y}{E}\Delta h =$ 1.14E-03

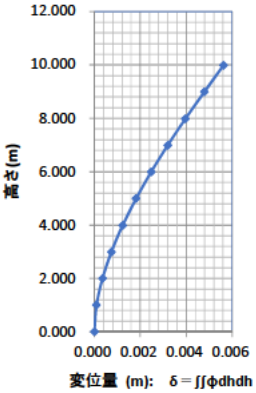
6 $\varphi(h+\Delta h,\alpha_H) = \varphi(h,\alpha_H) + \frac{\bar{D}_M(h+\Delta h,\alpha_H)+\bar{D}_M(h,\alpha_H)}{2}\frac{\sigma_y}{E}\Delta h/r$　$\frac{\sigma_y}{E}\Delta h/r =$ 1.28E-04

7 $\delta(h+\Delta h,\alpha_H) = \delta(h,\alpha_H) + \frac{\varphi(h+\Delta h,\alpha_H)\varphi(h,\alpha_H)+\varphi(h,\alpha_H)}{2}\Delta h$　Δh = 9.98.E-01

8 δtop = fPushOver(αh, αv)

9 α(Colaps) = fColaps(αv)

10 α(Yield) = fYield(αv)



3. 球形貯槽のせん断変位プシュオーバ曲線

Exec Make Pushover | Return to Books List

Goto DataIn | Goto TotalPov | Goto LocalPov | Goto Manage

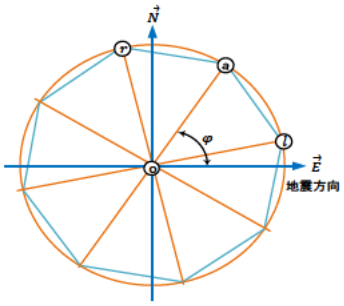
3.1. Sheets 構成

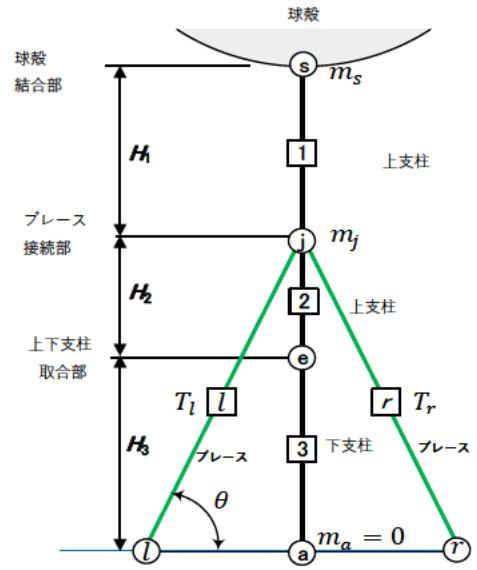
DataIn	：計算条件を表示している。データの変更はBooks(SpMain)にて行う。 ここでは、変更しないこと。
TotalPov	：計算結果の横変位モード・プシュオーバ曲線を図示する。
Manage	：横変位モード・プシュオーバ曲線の計算過程を支柱iColumn及び構造状態iSTP毎に表示する。
LocalPov	：支柱(iColumn)毎のプシュオーバ曲線を表示

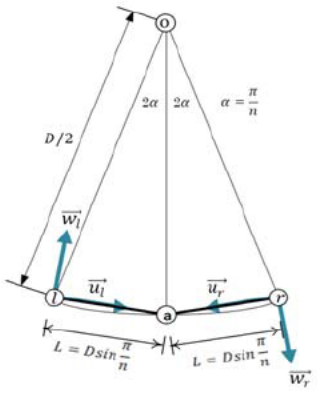
3.2. 計算条件表示

3.2.1. 本体	貯槽内径	*sDi*	1.790.E+01	(m)
	肉厚	*sTh*	2.000.E-02	(m)
	降伏点	*sYield*	4.900.E+08	(-)
	気相圧力	*sP*	6.600.E+05	Pa
	液比重	*sRho*	6.000.E+02	(kg/m^3)
	全質量	*sMass*	1.364.E+06	(kg)
	重心高	*Hg*	1.115.E+01	(m)
3.2.2. 耐震条件	重要度	*IpCode*	Ia	(-)
	地域区分	*ArCode*	特A地区	(-)
	地表最大加速度	*acch*	6.000.E+00	(m/s^2)
3.2.3. 支柱	本数	*nn*	1.200.E+01	(-)
	支柱配置円径	*Dpc*	1.790.E+01	(m)
・支柱高	球殻結合部	*Hs*	9.982.E+00	(m)
	ブレース接続部	*Hb*	8.250.E+00	(m)
	上下支柱取合点	*Hc*	7.000.E+00	(m)
	基礎部取合	*Ha*	0.000.E+00	(m)
・上部支柱	外径	*uD*	6.102.E-01	(m)
	肉厚	*uTh*	1.300.E-02	(m)
	降伏点	*uSigy*	4.900.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*uYng*	2.060.E+11	(N/m2)
・下部支柱	外径	*lD*	6.096.E-01	(m)
	肉厚	*lTh*	1.270.E-02	(m)
	降伏点	*lSigy*	2.350.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*lYng*	2.050.E+11	(N/m2)
・ブレース	外径	*bD*	4.064.E-01	(m)
	肉厚	*bTh*	9.500.E-03	(m)
	降伏点	*bSigy*	2.350.E+08	(N/m2)
	縦弾性係数	*bYng*	2.050.E+11	(N/m2)

3.2.4. その他	重力加速度	*gw*	9.80665	(m/s^2)	
	円周率	*pi*	3.14159	(-)	
	支柱１長	*H_1*	1.732.E+00	(m)	
	支柱２長	*H_2*	1.250.E+00	(m)	
	支柱３長	*H_3*	7.000.E+00	(m)	
	支柱１剪断係数	*btr_1*	5.157.E-02	(-)	$btr = \kappa \frac{E}{G} \cdot \frac{I}{A} \frac{1}{L^2}$
	支柱２剪断係数	*btr_2*	9.896.E-02	(-)	
	支柱３剪断係数	*btr_3*	3.152.E-03	(-)	
	支柱１曲げ係数	*spgC_1*	4.317.E+07	(N/m)	$spgC = \frac{EI}{H^3}$
	支柱２曲げ係数	*spgC_2*	1.147.E+08	(N/m)	
	支柱３曲げ係数	*spgC_3*	6.342.E+05	(N/m)	$spgBb = \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L}$
	ブレース有効剛性	*spgBb*	6.183.E+07	(N/m)	
	支柱軸有効剛性	*spgBc*	5.943.E+08	(N/m)	$spgBc = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2}A_{OC2}} + \frac{H_3}{E_{C3}A_{C3}}}$
	支柱間角度	*alp*	0.261799388	(radian)	
	ブレース角	*tht*	1.059122056	(radian)	
	支柱間長さ	*L*	4.633.E+00	(m)	
	終局曲げ強度	*uM*	2.2722.E+06	(N・m)	$uM = uSigY \cdot Zp$
	終局軸力	*uT*	2.7837.E+06	(N)	$uT = bSigY \cdot A$
	軸座屈応力	*uB*	3.3693.E+06	(N)	

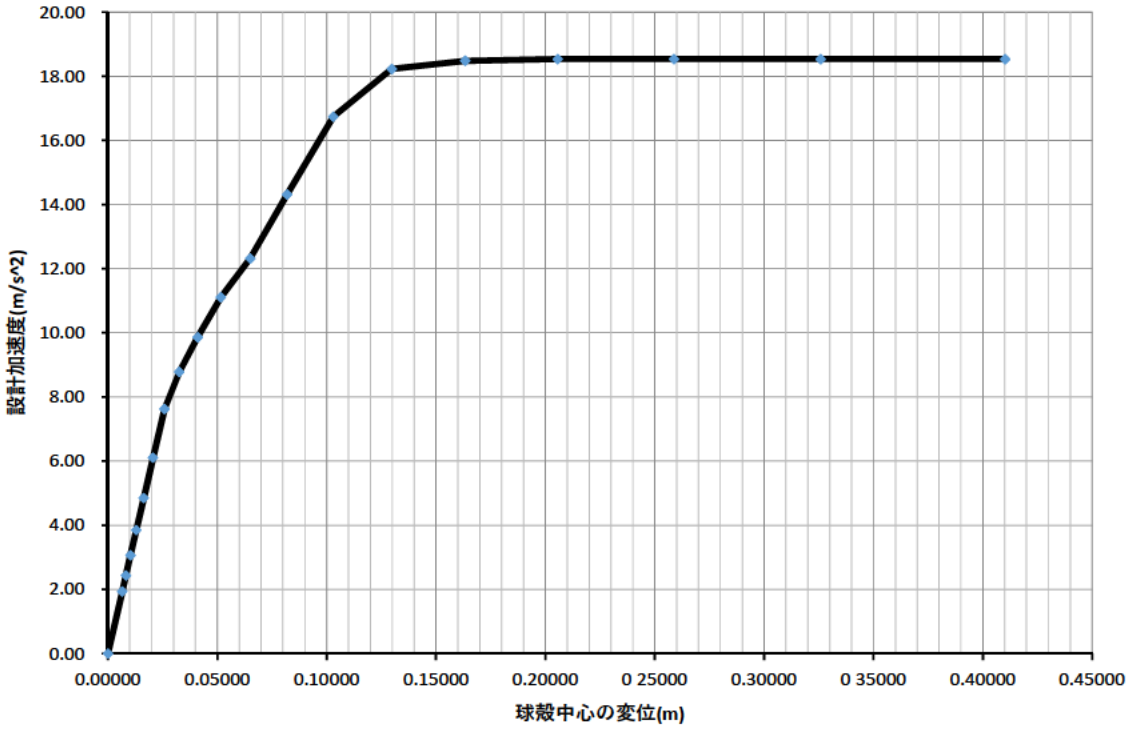






3.3. 球形貯槽のせん断変位モード・プッシュオーバ曲線

Return to Manage　Return Sheets List



3.4. 支柱(iCol) に関する構造状態(iSTP)の表示

Return Sheets List

istp ：構造状態の進展順
istp ＝0 ：自重計算
istp ≧ 1 ：強制変位計算
column ：計算対象支柱番号
acc (m/s^2) ：計算震度＝Fs/sMass ：x-方向 , y-方向
def (m) ：球殻中心の変位 ：x-方向 , y-方向
ms (N・m) ：支柱上端の曲げモーメント
mj (N・m) ：ブレース接合部における支柱曲げモーメント
tl (N) ：ブレース張り軸力
tr (N) ：ブレース圧縮軸力
a(m/s^2) ：地震方向の設計震度
d(m) ：地震方向の応答変位
TRUE ：当該モーメント・軸力が健全
FALSE ：当該モーメント・軸力が損傷
損傷モード ：goto 損傷モードとは

構造状態			損傷モード	
istp	6			
column	12			collapse
acc (m/s2)	1.6707.E+00	-8.6594.E-01	a(m/s^2)	1.5853
def (m)	1.0610.E+00	-1.8377.E+00	d(m)	2.1221
ms (N・m)	4.5742.E+05	2.2257.E+06	ms	FALSE
mj (N・m)	1.4843.E+06	1.7204.E+06	mj	FALSE
tl (N)	2.7837.E+06		Tl	FALSE
tr (N)	-1.0313.E+06		Tr	TRUE

goto 計算詳細

次 構造状態			損傷モード	
istp	7			
column	12			collapse
acc (m/s2)	1.671.E+00	-8.659.E-01	a(m/s^2)	1.5853
def (m)	1.561.E+00	-2.704.E+00	d(m)	3.1221
ms (N・m)	4.574.E+05	2.226.E+06	ms	FALSE
mj (N・m)	1.484.E+06	1.720.E+06	mj	FALSE
tl (N)	2.784.E+06		Tl	FALSE
tr (N)	-1.031.E+06		Tr	TRUE

calc Total POV | calc Local POV | Change Column | move to Prev STP | move to Next STP

Total POV ：支柱ごとのPOVの直列和を計算するコマンド
Local POV ：支柱ごとのPOVを計算するコマンド
Change Column ：表示支柱を指定するコマンド
Next STP ：次の構造状態へ進めるコマンド
Prev STP ：前の構造状態へ戻るコマンド
Detail Calc 計算詳細 ：構造状態の計算詳細を表示するコマンド

3.5. 支柱(iCol) に関する構造状態(iSTP)の計算の詳細

本シートはロックされていませんので、セルの式等の変更は慎重に行ってください

return 支柱:構造状態選択画面

3.5.1 梁要素剛性マトリックス E(i,j,ie,ix)
3.5.2 支柱系剛性マトリックス G(17,17)
3.5.3 ブレース系剛性マトリックス B(3,3)
3.5.4 ブレース・支柱合成系 Q=iQfG(G+B)
3.5.5 損傷評価
3.5.5.1. 支柱部評価
3.5.5.2. ブレース張力評価
3.5.6 応答増分
3.5.6.1. Tab. 変位入力増分評価
3.5.6.2. Tab. 球殻部地震力負荷（地震力・地震変位）
3.5.6.3. 部材地震力
3.5.6.4. Next State Vector

3.5.1 梁要素剛性マトリックス E(i,j,ie,ix)

Formula3.6.1-1 計算公式

$$[R(i,j)]=\frac{EI}{\psi H^3}\begin{bmatrix} (1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & -(1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_i\right)L \\ \left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_j\right)L^2 & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & \left(\frac{1}{6}-\beta\right)L^2 \\ -(1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right)L & (1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right)L \\ \left(\frac{1}{2}+r_i\right)L & \left(\frac{1}{6}-\beta\right)L^2 & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right)L & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right)L^2 \end{bmatrix}$$

ただし、

$$\psi=\left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_i+r_j)+r_ir_j-\frac{1}{4}$$

ix=1 ⇀ L= H
ix=2 ⇀ L= - H

Tab-3.5.1-2 計算条件

IE=1	ψ	1E+16	ri=	100000000
	H =	1.731529846	rj=	100000000
	spgC =	4.317.E+07	beta=	0.051571228
	spgC/ψ =	4.317.E-09		
IE=2	ψ	0.182290537	ri=	0
	H =	1.25	rj=	0
	spgC =	1.147.E+08	beta=	0.098957204
	spgC/ψ =	6.294.E+08		
IE=3	ψ	0.08648562	ri=	0
	H =	7	rj=	0
	spgC =	6.342.E+05	beta=	0.003152287
	spgC/ψ =	7.333.E+06		

E(i,j,ie,ix) ie=要素番号、ix=変位・回転方向 fE(ir,ie,ix)=Σ jE(ir,ic,ie,ix)*dE(ic,ie,ix) ;dE(ic,ie,ix)=dG(iGfE(ic,ie,ix))

Tab-3.5.1-3 ix=1（x方向変位：y方向回転）

端末力		fE(ir,ie,ix)	ic=1	ic=2	ic=3	ic=4	dE(ic,ie,ix)	変位	ic	ie	ix	iGonE(ic,ie,ix)	iQonG(i)
E(ir,ic,1,1)	Fx1	4.317.E-01	0.863327647	7.474.E-01	-8.633.E-01	7.474.E-01	5.000.E-01	x1	1	1	1	1	12
	My1	3.737.E-01	7.474.E-01	1.294.E+00	-7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00	ty1	2	1	1	2	13
	Fx2	-4.317.E-01	-8.633.E-01	-7.474.E-01	8.633.E-01	-7.474.E-01	-7.413.E-10	x2	3	1	1	3	1
	My2	3.737.E-01	7.474.E-01	1.490.E-09	-7.474.E-01	1.294.E+00	-4.613.E-09	ty2	4	1	1	4	2
E(ir,ic,2,1)	Fx2	-4.530.E-02	6.294.E+08	3.934.E+08	-6.294.E+08	3.934.E+08	-7.413.E-10	x2	1	2	1	3	1
	My2	-3.737.E-01	3.934.E+08	4.251.E+08	-3.934.E+08	6.659.E+07	-4.613.E-09	ty2	2	2	1	4	2
	Fx3	4.530.E-02	-6.294.E+08	-3.934.E+08	6.294.E+08	-3.934.E+08	-5.231.E-09	x3	3	2	1	5	3
	My3	3.171.E-01	3.934.E+08	6.659.E+07	-3.934.E+08	4.251.E+08	-2.686.E-09	ty3	4	2	1	6	4
E(ir,ic,3,1)	Fx3	-4.530.E-02	7.333.E+06	2.567.E+07	-7.333.E+06	2.567.E+07	-5.231.E-09	x3	1	3	1	5	3
	My3	-3.171.E-01	2.567.E+07	1.209.E+08	-2.567.E+07	5.875.E+07	-2.686.E-09	ty3	2	3	1	6	4
	Fx4	4.530.E-02	-7.333.E+06	-2.567.E+07	7.333.E+06	-2.567.E+07	0.000.E+00	x4	3	3	1	7	14
	My4	0.000.E+00	2.567.E+07	5.875.E+07	-2.567.E+07	1.209.E+08	2.416.E-09	ty4	4	3	1	8	5

Tab-3.5.1-4 ix=2(y方向変位：x方向回転)

端末力		fE(ir,ie,ix)	ic=1	ic=2	ic=3	ic=4	dE(ic,ie,ix)	変位	ic	ie	ix	iGonE(ic,ie,ix)	iQonG(i)
E(ic,ir,1,2)	Fy1	-7.477.E-01	8.633.E-01	-7.474.E-01	-8.633.E-01	-7.474.E-01	-8.660.E-01	y1	1	1	2	9	15
	Mx1	6.473.E-01	-7.474.E-01	1.294.E+00	7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00	θ x1	2	1	2	10	16
	Fy2	7.477.E-01	-8.633.E-01	7.474.E-01	8.633.E-01	7.474.E-01	4.561.E-10	y2	3	1	2	11	6
	Mx2	6.473.E-01	-7.474.E-01	1.490.E-09	7.474.E-01	1.294.E+00	-8.090.E-09	θ x2	4	1	2	12	7
E(ic,ir,2,2)	Fy2	7.846.E-02	6.294.E+08	-3.934.E+08	-6.294.E+08	-3.934.E+08	4.561.E-10	y2	1	2	2	11	6
	Mx2	-6.473.E-01	-3.934.E+08	4.251.E+08	3.934.E+08	6.659.E+07	-8.090.E-09	θ x2	2	2	2	12	7
	Fy3	-7.846.E-02	-6.294.E+08	3.934.E+08	6.294.E+08	3.934.E+08	8.358.E-09	y3	3	2	2	13	8
	Mx3	5.492.E-01	-3.934.E+08	6.659.E+07	3.934.E+08	4.251.E+08	-4.753.E-09	θ x3	4	2	2	14	9
E(ic,ir,3,2)	Fy3	7.846.E-02	7.333.E+06	-2.567.E+07	-7.333.E+06	-2.567.E+07	8.358.E-09	y3	1	3	2	13	8
	Mx3	-5.492.E-01	-2.567.E+07	1.209.E+08	2.567.E+07	5.875.E+07	-4.753.E-09	θ x3	2	3	2	14	9
	Fy4	-7.846.E-02	-7.333.E+06	2.567.E+07	7.333.E+06	2.567.E+07	0.000.E+00	y4	3	3	2	15	17
	Mx4	0.000.E+00	-2.567.E+07	5.875.E+07	2.567.E+07	1.209.E+08	4.084.E-09	θ x4	4	3	2	16	10

3.5.2 支柱系剛性マトリックス G(17,17)

makeG

Formula3.5.2-1

$G(iG,jG) = \sum_{ir,ic,ie,ix} E(ir,ic,ie,ix)$

ただし $iG = iGonE(ir,ie,ix)$

$jG = iGonE(ic,ie,ix)$

Tab-3.5.2-2 G(iG,jG) x軸方向地震力: 1≦iG≦8 1≦jG≦8 ←Formula3.5.2-1

端末力			jx1: jG=1	θy1: jG=2	x2: jG=3	θy2: jG=4	x3: jG=5	θy3: jG=6	x4: jG=7	θy4: jG=8	変位		iG	iQonG(iG)
Fsx	Fx1	4.317.E-01	8.633.E-01	7.474.E-01	-8.633.E-01	7.474.E-01					0.500000	x1	1	12
Msy	My1	3.737.E-01	7.474.E-01	1.294.E+00	-7.474.E-01	1.490.E-09					0.000000	ty1	2	13
Fjx	Fx2	-4.770.E-01	-8.633.E-01	-7.474.E-01	6.294.E+08	3.934.E+08	-6.294.E+08	3.934.E+08			(0.000000)	x2	3	1
0.00	My2	4.996.E-16	7.474.E-01	1.490.E-09	3.934.E+08	4.251.E+08	-3.934.E+08	6.659.E+07			(0.000000)	ty2	4	2
0.00	Fx3	-3.192.E-16			-6.294.E+08	-3.934.E+08	6.368.E+08	-3.677.E+08	-7.333.E+06	2.567.E+07	(0.000000)	x3	5	3
0.00	My3	0.000.E+00			3.934.E+08	6.659.E+07	-3.677.E+08	5.460.E+08	-2.567.E+07	5.875.E+07	(0.000000)	ty3	6	4
Fax	Fx4	4.530.E-02					-7.333.E+06	-2.567.E+07	7.333.E+06	-2.567.E+07	0.000000	x4	7	14
0.00	My4	0.000.E+00					2.567.E+07	5.875.E+07	-2.567.E+07	1.209.E+08	0.000000	ty4	8	5

Tab-3.5.2-3 G(iG,jG) y軸方向地震力 9≦iG≦16 9≦jG≦16 ←Formula3.5.2-1

端末力			jy1: jG=9	θx1: jG=10	y2: jG=11	θx2: jG=12	y3: jG=13	θx3: jG=14	y4: jG=15	θx4: jG=16	変位		iG	iQonG(iG)
Fsy	Fy1	-7.477.E-01	8.633.E-01	-7.474.E-01	-8.633.E-01	-7.474.E-01					-0.866025	y1	9	15
Msx	Mx1	6.473.E-01	-7.474.E-01	1.294.E+00	7.474.E-01	1.490.E-09					0.000000	tx1	10	16
Fjy	Fy2	8.261.E-01	-8.633.E-01	7.474.E-01	6.294.E+08	-3.934.E+08	-6.294.E+08	-3.934.E+08			0.000000	y2	11	6
0	Mx2	-2.776.E-16	-7.474.E-01	1.490.E-09	-3.934.E+08	4.251.E+08	3.934.E+08	6.659.E+07			0.000000	tx2	12	7
0	Fy3	-8.604.E-16			-6.294.E+08	3.934.E+08	6.368.E+08	3.677.E+08	-7.333.E+06	-2.567.E+07	0.000000	y3	13	8
0	Mx3	0.000.E+00			-3.934.E+08	6.659.E+07	3.677.E+08	5.460.E+08	2.567.E+07	5.875.E+07	0.000000	tx3	14	9
Fay	Fy4	-7.846.E-02					-7.333.E+06	2.567.E+07	7.333.E+06	2.567.E+07	0.000000	y4	15	17
0	Mx4	0.000.E+00					-2.567.E+07	5.875.E+07	2.567.E+07	1.209.E+08	0.000000	tx4	16	10

3.5.3 プレース系剛性マトリックス B(3,3)

makeB B(I,J) = *B(i,j)* ←Formula-3.5.3-2 計算公式

Tab-3.5.3-1 計算条件

spgBb =	6.1830.E+07	θ =	1.0591
spgBc =	5.9432.E+08	α =	0.2618
ηl =	0	cos α =	0.9659
ηr =	1	sin α =	0.2588
ηp=ηl+ηr=	1	tan θ =	1.7808
ηm=ηl-ηr=	-1	cos θ =	0.4896

Tab-3.5.3-4 *fB(i)= ΣjB(i,j)*dG(iGonB(j))*

i	端末力		fB(i)	j=1	j=2	j=3	dG(iGonB(j))	変位	Dlab(iGonB(j))	j
1	FBx	Fx2	4.77.E-01	5.7688.E+07	1.1202.E+09	-1.0635.E+08	-7.413.E-10	δx	x2	1
2	FBy	Fy2	-8.26.E-01	1.1202.E+09	4.1418.E+06	-2.8497.E+07	4.561.E-10	δy	y2	2
3	FBz	Fz2	2.22.E-16	-1.0635.E+08	-2.8497.E+07	7.9039.E+08	-8.330.E-11	δz	z2	3

Formula-3.5.3-2 計算公式 プレース系剛性 B(I,J)

$$\{B(I,J)\} = spgB_b \begin{Bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sinacosa & \eta_m cosatan\theta \\ -\eta_m sinacosa & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sinatan\theta \\ \eta_m cosatan\theta & -\eta_p sinatan\theta & \eta_p tan^2\theta + \frac{spgB_c}{spgB_b} \end{Bmatrix}$$

3.5.4　　プレース・支柱合成系　Q=iQfG(G+B)

Tab-3.5.4-1 計算条件

球形貯槽全質量	1.3641.E+06	(kg)
球殻の地震変位	1.0000.E+00	(m)
鉛直力（自重）	0.000.E+00	(N)
解析対象支柱n=	12	(-)
$\phi=2\pi*(i-1)/n$	5.7596.E+00	(radian)
x1 =	0.5000	(N)
y1 =	-0.8660	(N)

初期（自重:istp=0）計算では、変位入力はない、istp≧ 1 では、単位変位(1.0 m)入力
初期（自重:istp=0）計算では、-1 G 計算、istp≧ 1 では、鉛直荷重なし計算

3.5.4-2 境界条件　　*SetBoundary*

Tab-3.5.4-2 境界条件 (1) 変位拘束

	Flab(iG)		fG(iG)	Dlab(iG)		dG(iG)	iG	iQ
球殻部 変位拘束	Fsx	Fx1	4.3166.E-01	xs	x1	5.000.E-01	1	12
	Msy	My1	3.7372.E-01	fix	ty1	0.000.E+00	2	13
	Fsy	Fy1	-7.4766.E-01	ys	y1	-8.660.E-01	9	15
	Msx	Mx1	6.4730.E-01	fix	tx1	0.000.E+00	10	16
基礎部 変位拘束	Fax	Fx4	4.5299.E-02	xa	x4	0.000.E+00	7	14
	Fay	Fy4	-7.8461.E-02	ya	y4	0.000.E+00	15	17

Tab-3.5.4-2 境界条件 (2) 外荷重負荷

	Flab(iG)		fG(iG)	Dlab(iG)	0	dG(iG)	iG	iQ
プレース接続部	Ws	Fz2	0.0000.E+00	δz	z2	-8.330.E-11	17	11
基礎部	May	M4y	0.0000.E+00	θay	θ4y	2.416.E-09	8	5
	Max	M4x	0.0000.E+00	θax	θ4x	4.084.E-09	16	10

Tab-3.5.4-3　変位方程式 及 び 解　　*makeQ*　　$Q(i,j)=G(iGonQ(i),iGonQ(j))$　　$fQ(i)=\Sigma_{j}Q(i,j)*dQ(j)$　　$fQ(i)=fG(iGonQ(i))-\Sigma_{j=nu+1}^{nQ}G(iGon(i),iGonQ(j))*dG(iGonQ(j))=\Sigma_{j=1}^{nu}Q(I,j)*dQ(j)$

				x2	θy2	x3	θy3	θy4	y2	θx2	y3	θx3	θx4	z2	x1	ty1	x4	y1	tx1	y4	変位		外力	
iQ	iGonQ(i)			3	4	5	6	8	11	12	13	14	16	17	1	2	7	9	10	15				
		Iab(iGonQ(i))	fG(iGonQ(i))	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	dQ(j)	Dlab(iGonQ(j))	fQ(j)	Flab(iGonQ(j))
1	3	Fx2	0.000.E+00	6.871.E+08	3.934.E+08	-6.294.E+08	3.934.E+08	0.000.E+00	1.120.E+09					-1.064.E+08	-8.633.E-01	-7.474.E-01	0.000.E+00				-7.413.E-10	x2	4.317.E-01	Fx2
2	4	My2	0.000.E+00	3.934.E+08	4.251.E+08	-3.934.E+08	6.659.E+07	0.000.E+00							7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00				-4.613.E-09	ty2	-3.737.E-01	My2
3	5	Fx3	0.000.E+00	-6.294.E+08	-3.934.E+08	6.368.E+08	-3.677.E+08	2.567.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	-7.333.E+06				-5.231.E-09	x3	0.000.E+00	Fx3
4	6	My3	0.000.E+00	3.934.E+08	6.659.E+07	-3.677.E+08	5.460.E+08	5.875.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	-2.567.E+07				-2.686.E-09	ty3	0.000.E+00	My3
5	8	My4	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00	2.567.E+07	5.875.E+07	1.209.E+08							0.000.E+00	0.000.E+00	-2.567.E+07				2.416.E-09	ty4	0.000.E+00	My4
6	11	Fy2	0.000.E+00	1.120.E+09					6.336.E+08	-3.934.E+08	-6.294.E+08	-3.934.E+08	0.000.E+00	-2.850.E+07				-8.633.E-01	7.474.E-01	0.000.E+00	4.561.E-10	y2	-7.477.E-01	Fy2
7	12	Mx2	0.000.E+00						-3.934.E+08	4.251.E+08	3.934.E+08	6.659.E+07	0.000.E+00					-7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00	-8.090.E-09	tx2	-6.473.E-01	Mx2
8	13	Fy3	0.000.E+00						-6.294.E+08	3.934.E+08	6.368.E+08	3.677.E+08	-2.567.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	-7.333.E+06	8.358.E-09	y3	0.000.E+00	Fy3
9	14	Mx3	0.000.E+00						-3.934.E+08	6.659.E+07	3.677.E+08	5.460.E+08	5.875.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	2.567.E+07	-4.753.E-09	tx3	0.000.E+00	Mx3
10	16	Mx4	0.000.E+00						0.000.E+00	0.000.E+00	-2.567.E+07	5.875.E+07	1.209.E+08					0.000.E+00	0.000.E+00	2.567.E+07	4.084.E-09	tx4	0.000.E+00	Mx4
11	17	Fz2	0.000.E+00	-1.064.E+08					-2.850.E+07					7.904.E+08							-8.330.E-11	z2	0.000.E+00	Fz2
12	1	Fx1	4.317.E-01	-8.633.E-01	7.474.E-01	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00							8.633.E-01	7.474.E-01	0.000.E+00				5.000.E-01	x1	-2.808.E-09	Fx1
13	2	My1	3.737.E-01	-7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00							7.474.E-01	1.294.E+00	0.000.E+00				0.000.E+00	ty1	5.541.E-10	My1
14	7	Fx4	4.530.E-02	0.000.E+00	0.000.E+00	-7.333.E+06	-2.567.E+07	-2.567.E+07							0.000.E+00	0.000.E+00	7.333.E+06				0.000.E+00	x4	4.530.E-02	Fx4
15	9	Fy1	-7.477.E-01						-8.633.E-01	-7.474.E-01	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00					8.633.E-01	-7.474.E-01	0.000.E+00	-8.660.E-01	y1	5.653.E-09	Fy1
16	10	Mx1	6.473.E-01						7.474.E-01	1.490.E-09	0.000.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00					-7.474.E-01	1.294.E+00	0.000.E+00	0.000.E+00	tx1	3.409.E-10	Mx1
17	15	Fy4	-7.846.E-02						0.000.E+00	0.000.E+00	-7.333.E+06	2.567.E+07	2.567.E+07					0.000.E+00	0.000.E+00	7.333.E+06	0.000.E+00	y4	-7.846.E-02	Fy4

3.5.5 損傷評価

3.5.5.1. 支柱部評価 *CalcM* :fE(i,ie,ix)=Σ_j E(i,j,ie,ix)*dG(iGfE(j,ie,ix))

Tab-3.6.5.1.1 発生モーメント荷重

My1	ms1.y	fE(2,1,1)	3.737.E-01
My2	mj1.y	fE(4,1,1)	3.737.E-01
Mx1	ms1.x	fE(2,1,2)	6.473.E-01
Mx2	mj1.x	fE(4,1,2)	6.473.E-01

3.5.5.2. ブレース張力評価 *CalcT* :Tl = Σ_j T(1,j)*dG(iGfT(j)) Tr = Σ_j T(2,j)*dG(iGfT(j))

Formula-3.5.5.2.1 計算公式 （ブレース張力）

$$(T(i\ j)) = spgBb\begin{pmatrix} \eta_l\frac{cos\alpha}{cos\theta} & -\eta_l\frac{sin\alpha}{cos\theta} & \eta_l\frac{tan\theta}{cos\theta} \\ -\eta_r\frac{cos\alpha}{cos\theta} & -\eta_r\frac{sin\alpha}{cos\theta} & \eta_r\frac{tan\theta}{cos\theta} \end{pmatrix}$$

Tab-3.6.5.2.1 ブレース張力

i	ブレース張力		T(i,j) x2	T(i,j) y2	T(i,j) z2	変位 dG(iGfT(j))	変位 Dlab(iGfT(j))	j
1	*Tl1*	0	0.000.E+00	0.0000.E+00	0.0000.E+00	-7.413.E-10	x2	1
2	*Tr1*	5.678.E-02	-1.220.E+08	-3.2683.E+07	2.2487.E+08	4.561.E-10	y2	2
						-8.330.E-11	z2	3

3.5.6 応答増分

3.5.6.1. Tab. 変位入力増分評価 *IncrLoad(xa, ia)*

	目 標 式	Δδ	損傷ﾓｰﾄﾞ	failure Joint	Collapse
ms1	(ms.x+Δδ・ms1.x) 2+(ms.y+Δδ・ms1.y) 2 = uM 2	1.00.E+07	FALSE	0	TRUE
mj1	(mj.x+Δδ・mj1.x) 2+(mj.y+Δδ・mj1.y) 2 = uM 2	1.00.E+06	FALSE	0	FALSE
Tl1	Tl+Δδ*Tl1 = IF(Tl1>=0,uT,-uB)	1.00.E+06	FALSE	0	FALSE
Tr1	Tr+Δδ・Tr1 = IF(Tr1>=0,uT,-uB)	6.72.E+07	TRUE	0	TRUE

変位入力増分 xa = 1.0.E+00

ia = 0

3.5.6.2. Tab. 球殻部地震力負荷（地震力・地震変位） nxtAcc(xa, ia)

	節点		isp-地震負荷	地震負荷の増分	(isp 1)-地震負荷
球殻部 地震力負荷	xs	x1	1	1	2
	ys	y1	-1.838.E+00	-8.660.E-01	-2.704.E+00
	Fsx/sMass	Fx1/sMss	1.671.E+00	3.165.E-07	1.671.E+00
	Fsy/sMass	Fy1/sMass	-8.659.E-01	-5.481.E-07	-8.659.E-01

地震方向変位加速度	isp	istp+1
δE	2.1221.E+00	3.1221.E+00
αE	1.8337.E+00	1.5853.E+00

3.5.6.3. 部材地震力

	節点		isp-地震負荷	地震負荷の増分	(isp 1)-地震負荷
支柱端部 降伏	Mx1	ms1.x	4.57.E+05	6.47.E-01	4.57.E+05
	My1	ms1.y	2.23.E+06	3.74.E-01	2.23.E+06
	Mx2	mj1.x	1.48.E+06	6.47.E-01	1.48.E+06
	My2	mj1.y	1.72.E+06	3.74.E-01	1.72.E+06
ブレース部材 降伏・座屈	*Tl1*		2.78.E+06	0.00.E+00	2.78.E+06
	Tr1		-1.03.E+06	5.68.E-02	-1.03.E+06

3.5.6.4. Next State Vector （自動生成される） *NxtStp*

7				istp
12			collapse	ic
1.6707	-0.8659	a(m/s 2)	1.5853.E+00	acc
1.5610	-2.7038	d(m)	3.1221.E+00	def
457421	2225689	ms	FALSE	ms
1484311	1720392	mj	FALSE	mb
2783700		Tl	FALSE	tl
-1031278		Tr	TRUE	tr

0			
12			
0.0000	0.0000	a(m/s 2)	0
0.0000	0.0000	d(m)	0
0.0000	0.0000	ms	TRUE
0.0000	0.0000	mj	TRUE
0.0000		Tl	TRUE
0.0000		Tr	TRUE

1			
12			
0	0	a(m/s 2)	0
0	0	d(m)	0
-81561.9	0	ms	TRUE
-22004.6	0	mj	TRUE
-246511		Tl	TRUE
-246511		Tr	TRUE

2			
12			
1.120924	-0.15879	a(m/s 2)	0.69798
0.024508	-0.04245	d(m)	0.049015
457419.3	2225688	ms	FALSE
-185926	421875.5	mj	TRUE
2200241		Tl	TRUE
-1140821		Tr	TRUE

3			
12			
1.278057	-0.20629	a(m/s 2)	0.817684
0.037225	-0.06448	d(m)	0.07445
457419.4	2225688	ms	FALSE
-73731.9	793015.5	mj	TRUE
2783700		Tl	FALSE
-1105679		Tr	TRUE

4			
12			collapse
1.670688	-0.86594	a(m/s 2)	1.585266
0.061025	-0.1057	d(m)	0.12205
457419.4	2225688	ms	FALSE
1484309	1720391	mj	FALSE
2783700		Tl	FALSE
-1031278		Tr	TRUE

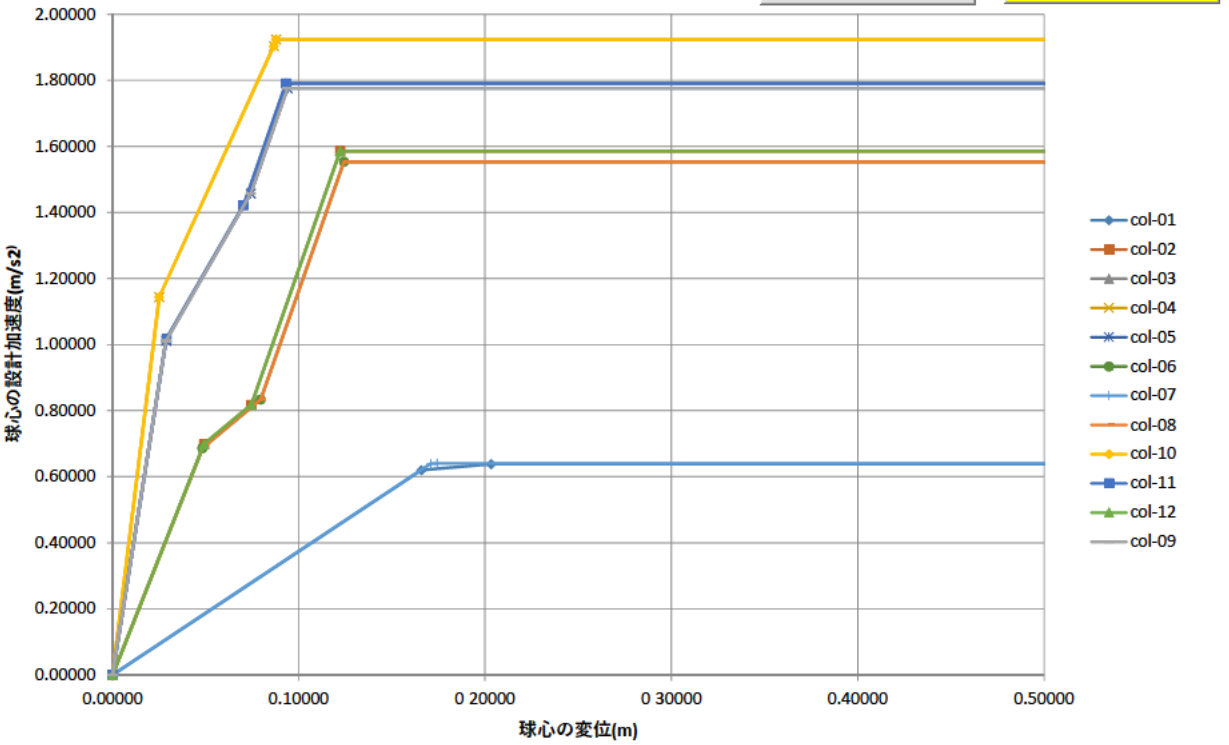
5			
12			collapse
1.670689	-0.86594	a(m/s 2)	1.585267
0.561025	-0.97172	d(m)	1.12205
457420	2225688	ms	FALSE
1484309	1720392	mj	FALSE
2783700		Tl	FALSE
-1031278		Tr	TRUE

6			
12			collapse
1.670689	-0.86594	a(m/s 2)	1.585268
1.061025	-1.83775	d(m)	2.12205
457420.7	2225688	ms	FALSE
1484310	1720392	mj	FALSE
2783700		Tl	FALSE
-1031278		Tr	TRUE

0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.930329	0.006502	0.619895	0.165711	0.69798	0.049015	1.017036	0.028862	1.143614	0.025004	1.011175	0.028695	0.686278	0.048194	0.638835	0.170774	0.686278	0.048194	1.011175	0.028695	1.143614	0.025004	1.017036	0.028862	0.69798	0.049015		
2.43014	0.008186	0.638234	0.203275	0.817684	0.07445	1.422622	0.070223	1.903527	0.086506	1.456427	0.074101	0.833392	0.079452	0.640472	0.174126	0.833392	0.079452	1.456427	0.074101	1.903527	0.086506	1.422622	0.070223	0.817684	0.07445		
3.059365	0.010305	0.638234	1.203275	1.585266	0.12205	1.790731	0.093061	1.92335	0.087766	1.775816	0.093917	1.553429	0.124104	0.640472	1.174126	1.553429	0.124104	1.775816	0.093917	1.92335	0.087766	1.790731	0.093061	1.585266	0.12205		
3.851512	0.012974	0.638234	2.203275	1.585267	1.12205	1.790732	1.093061	1.923351	1.087766	1.775817	1.093917	1.553429	1.124104	0.640472	2.174126	1.553429	1.124104	1.775817	1.093917	1.923351	1.087766	1.790732	1.093061	1.585267	1.12205		
4.848766	0.016333	0.638234	3.203275	1.585268	2.12205	1.790732	2.093061	1.923351	2.087766	1.775817	2.093917	1.55343	2.124104	0.640472	3.174126	1.55343	2.124104	1.775817	2.093917	1.923351	2.087766	1.790732	2.093061	1.585268	2.12205		
6.104235	0.020562	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12														
7.625881	0.025886																										
8.780584	0.032588																										
9.86383	0.041026																										
11.11144	0.051649																										
12.31828	0.065023																										
14.30657	0.081859																										
16.73665	0.103054																										
18.22783	0.129737																										
18.47916	0.163329																										
18.53589	0.205619																										
18.53589	0.25886																										
18.53589	0.325885																										
18.53589	0.410265																										

3.6. 支柱毎のせん断変位モード・プッシュオーバ曲線

Return manage　Return Sheets List



4. 統合プッシュオーバ曲線及びその解析

4.1 Sheets 構成および説明

Exec 計算 & 解析　Return to Books List

Goto 設計　Goto Pov　Goto 解析データ　Goto 解析図

設計　：計算条件及び解析結果を示している。

Pov　：統合プッシュオーバ曲線を図示す。

解析データ　：統合プッシュオーバ曲線の解析データ

解析図　：統合プッシュオーバ曲線の解析図

4.2 設計条件

地震データ	入力震度 α_g	6.0
	$S_0(T)$	A4
構造データ	固有周期 T_y (s)	0.38
	δ_y(m)	0.022
	α_y (m/s^2)	6.1
応答特性	限界ねばり$\bar{\mu}$	2.00
	γ 値　$\bar{\mu}$	0.25
	減衰定数 $h_{\bar{\mu}}$	0.03
	減衰定数 $h_{\bar{\mu}}$	0.046

$S_0(T)$ = KHKS 0861(2018) 9.11 図9.1.1(a),(b)

$\bar{\mu}$ = 2　　(2 倍勾配法相当)

γ = 0.25　　ラーメン鋼構造:0.25, トラス鋼構造:0.2

hy = KHKS 0861(2018) 9.11 表(a)

$$h_\mu = \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)$$

4.3 解析結果

		設計 D	安全限界 S
1	応答変位 δ_μ(m)	0.065	0.129
2	修正震度 α_μ(m/s^2)	12.11	17.96
3	応答ねばり μ	1.50	2.00
4	弾性震度 α (m/s^2)	15.26	24.69
5	代替震度 α_{alt}(m/s^2)	3.77	6.10
6	入力地表震度 α_g(m/s^2)	6.00	9.71

評価基準

評価1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

評価2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

評価3： $\mu \le \bar{\mu}$　　(塑性率法)

ただし、 $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$;　$\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

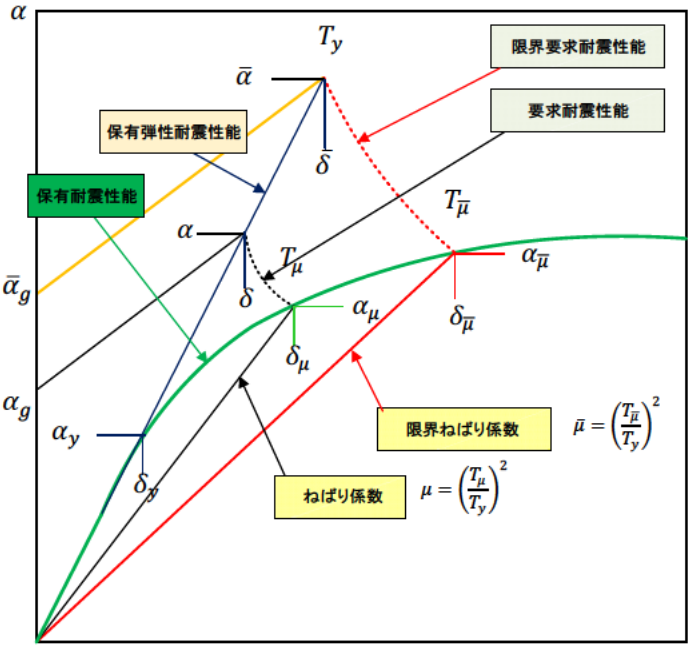
評価4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

評価5： $D_s\alpha \le \alpha_y$　　(代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$

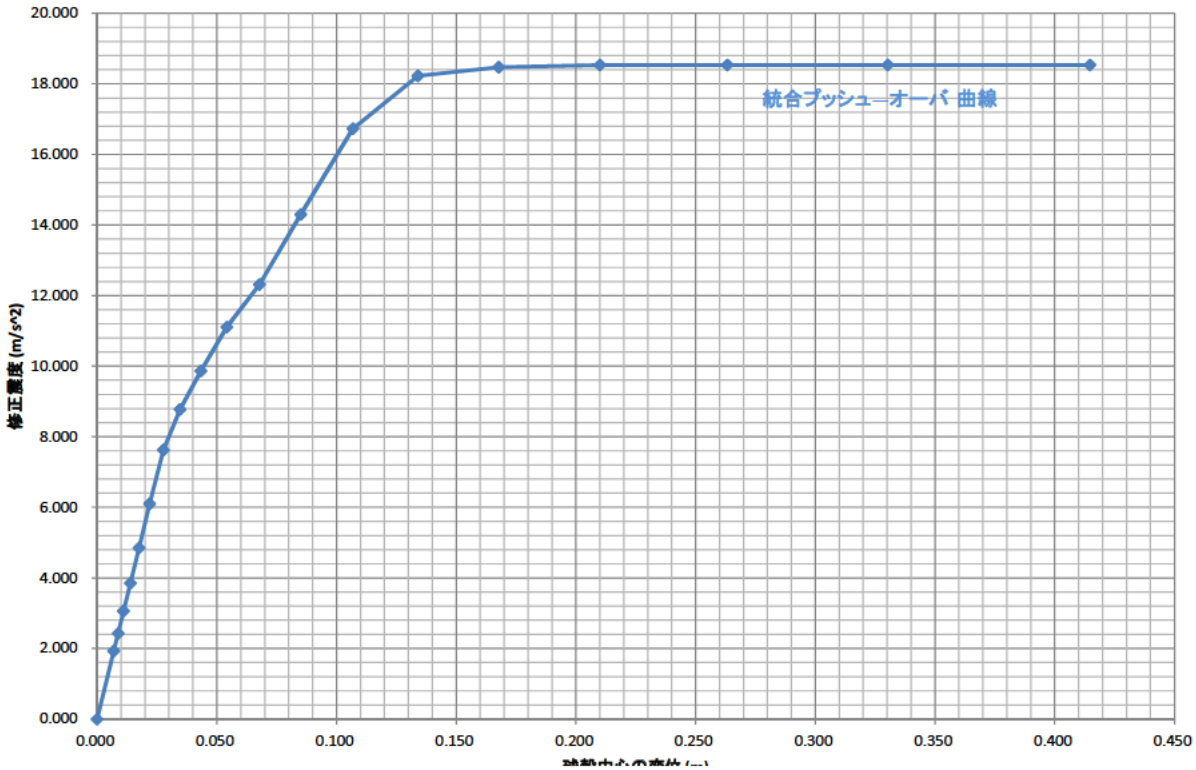
ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

評価6: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$



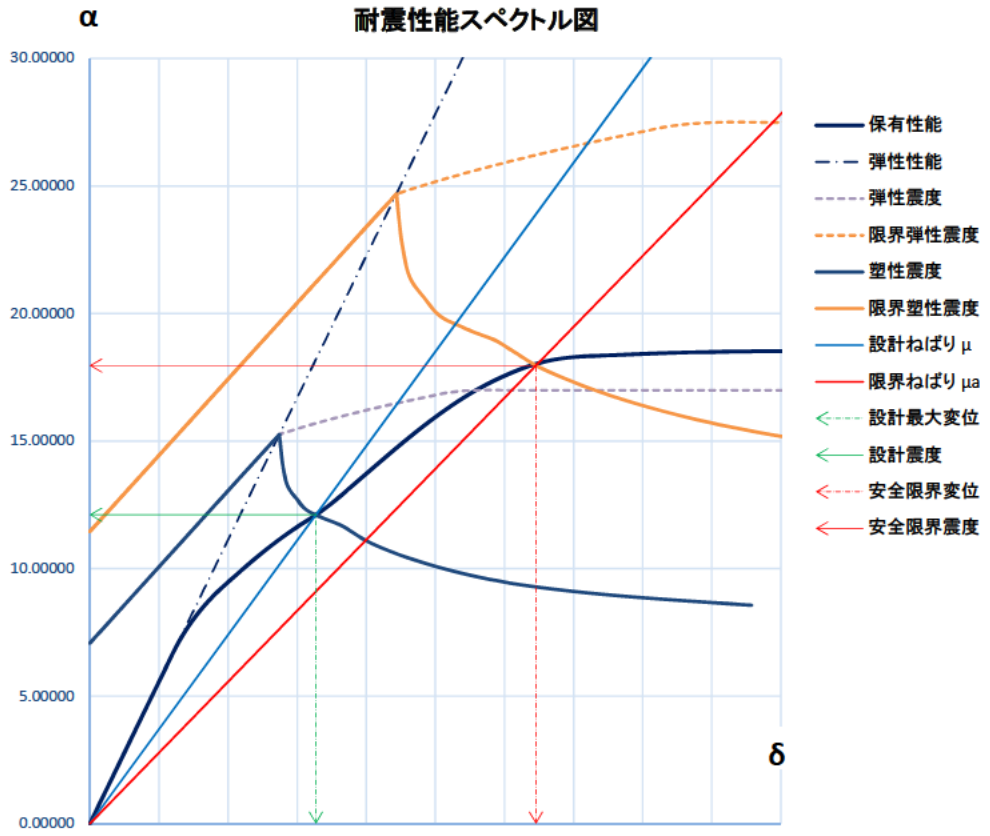
4.4　統合プッシュオーバ曲線

Return Sheets List



4.5.　球形貯槽の統合プッシュオーバ解析

数値データ　Return Sheets List



4.6. 球形貯槽の統合プッシュオーバ解析データ

解析図 | Return Sheets List

CapaSpectrum		Pov	弾性	μa線	μ線
dspstp	δ	α	αe	αmua	αmu
1	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.02194	6.10424	6.10424	3.05212	4.06044
3	0.02583	7.14899	7.18689	3.59344	4.78060
4	0.03042	8.09109	8.46156	4.23078	5.62849
5	0.03581	8.93484	9.96231	4.98116	6.62676
6	0.04216	9.72720	11.72924	5.86462	7.80209
7	0.04964	10.59406	13.80955	6.90477	9.18588
8	0.05844	11.49012	16.25882	8.12941	10.81510
9	0.06881	12.43344	19.14250	9.57125	12.73327
10	0.08101	13.83721	22.53763	11.26882	14.99166
11	0.09538	15.45445	26.53493	13.26746	17.65059
12	0.11230	17.03499	31.24119	15.62059	20.78112
13	0.13221	18.13030	36.78216	18.39108	24.46688
14	0.15566	18.38961	43.30587	21.65294	28.80634
15	0.18327	18.50009	50.98665	25.49332	33.91546
16	0.21578	18.53589	60.02969	30.01484	39.93074
17	0.25405	18.53589	70.67661	35.33830	47.01290
18	0.29911	18.53589	83.21188	41.60594	55.35115
19	0.35216	18.53589	97.97042	48.98521	65.16828
20	0.41462	18.53589	115.34654	57.67327	76.72659

	設計耐震性能		限界耐震性能	
	δ	α	δ	α
変位	0.065	0	0.129	0
	0.065	12.11	0.129	17.96
加速度	0	12.11	0	17.96
	0.065	12.11	0.129	17.96

Demand Spectrum(設計)

	period	線形応答		塑性応答	
		Sa	Sd	Sa	Sd
1	0.00000	7.08000	0.00000	7.08000	
2	0.37671	15.25949	0.05485	15.25949	0.05485
3	0.37770	15.27483	0.05520	15.19164	0.05490
4	0.38523	15.38992	0.05785	14.70097	0.05526
5	0.39778	15.57854	0.06244	13.96146	0.05596
6	0.41366	15.81218	0.06854	13.21919	0.05730
7	0.43009	16.04811	0.07519	12.75341	0.05976
8	0.44811	16.30048	0.08291	12.30616	0.06259
9	0.46742	16.56404	0.09167	12.03389	0.06660
10	0.48076	16.74228	0.09802	11.86787	0.06948
11	0.49361	16.91098	0.10437	11.72170	0.07234
12	0.51015	16.99200	0.11201	11.46186	0.07556
13	0.53656	16.99200	0.12391	11.04996	0.08058
14	0.57808	16.99200	0.14383	10.55349	0.08933
15	0.62538	16.99200	0.16833	10.08984	0.09996
16	0.67792	16.99200	0.19781	9.66944	0.11256
17	0.73558	16.99200	0.23289	9.30518	0.12754
18	0.79816	16.99200	0.27419	9.03092	0.14573
19	0.86605	16.99200	0.32283	8.78533	0.16691
20	0.93972	16.99200	0.38008	8.56490	0.19158

Demand Spectrum(限界)

period	線形応答		塑性応答	
	Sa	Sd	Sa	Sd
0.00000	11.45466	0.00000	11.45466	0.00000
0.37671	24.68817	0.08874	24.68817	0.08874
0.37770	24.71299	0.08930	24.57839	0.08882
0.38523	24.89918	0.09360	23.78455	0.08941
0.39778	25.20435	0.10102	22.58810	0.09053
0.41366	25.58236	0.11088	21.38718	0.09270
0.43009	25.96406	0.12166	20.63361	0.09668
0.44811	26.37237	0.13414	19.91001	0.10127
0.46742	26.79878	0.14831	19.46951	0.10775
0.48076	27.08715	0.15859	19.20090	0.11242
0.49361	27.36009	0.16886	18.96441	0.11704
0.51015	27.49118	0.18123	18.54401	0.12225
0.53656	27.49118	0.20048	17.87761	0.13037
0.57808	27.49118	0.23271	17.07437	0.14453
0.62538	27.49118	0.27234	16.32424	0.16172
0.67792	27.49118	0.32003	15.64408	0.18212
0.73558	27.49118	0.37679	15.05474	0.20634
0.79816	27.49118	0.44362	14.61103	0.23577
0.86605	27.49118	0.52230	14.21368	0.27004
0.93972	27.49118	0.61493	13.85707	0.30996

5. 球形貯槽のプッシュオーバ解析プログラム（解説編）

高圧ガス耐震設計設備球形貯槽のプッシュオーバ解析法プログラムは
非線形応答計算及びその評価を簡易的に行うものである。
耐震性能評価を適切におこなう助けとなるよう参考となる事柄を示す。

Return to Books List

下記の内容をそれぞれのSheetsにて解説している。

5.1.	用語の定義	球形貯槽のプシュオーバ解析システムで使用する用語の定義	goto 定義
5.2.	目標とする耐震性能	耐震設計構造物の目標とする耐震性能及び、プッシュオーバ解析の内容ををを規定している。	goto 目標
5.3.	球形貯槽の変形様式	球形貯槽の変形モードには、転倒変位モード（Tov）とせん断変位モード(Shear)がある。	goto 変形モード
5.4.	変形モード合成	TovとShearの合成は直列列結合による	goto 変形モード合成
5.5.	プログラム構成	プログラムは、Main, Str, Tov, Shea及びPlusから構成される。	goto プログラム構成
5.6.	転倒変位モード処理フロー	球形貯槽の転倒変位モード処理フローを示す	goto TovFlow
5.7.	せん断変位モード処理フロー	球形貯槽の水平方向せん断変形モード処理フローを示す	goto ShearFlow
5.8.	耐震性能スペクトル	球形貯槽の耐震能力を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 耐震性能スペクトル
5.9.	要求耐震性能スペクトル	球形貯槽に要求される耐震性能を示すスペクトルの作成法を示す。	goto 要求スペクトル
5.10.	耐震性能解析	球形貯槽の耐震性能解析評価法を解説	Goto 性能解析
5.11.	転倒変形計算モデル	球形貯槽の転倒変形系の解析式の導入方法を解説	goto TovModel
5.12.	せん断変形計算モデル	球形貯槽の水平方向せん断変形系の解析式の導入方法を解説	goto ShearModel
5.13.	支柱系剛性マトリックス	支柱(梁材)の剛性マトリックスの導入方法を示す。	Goto 梁要素
5.14.	ブレース系剛性モデル	ブレースの剛性マトリックスの導入方法を示す。	goto ブレース
5.15.	座標系	個別の算定式で使用する異なる座標系を地震方向を示す座標系に統一する方法を示す。	Goto 座標
5.16.	損傷モード	地震力の増大に応じた損傷拡大(崩壊メカニズム)を追跡する方法を示	goto 損傷モード
5.17.	終局強度	支柱は接合部の全断面降伏、ブレースは引張・圧縮降伏を終局強度としている。	goto 終局強度
5.18.	等価減衰定数	復元力曲線によるエネルギー吸収を1質点系の等価な減衰定数に置き換える方法を示す。	goto 等価減衰定数
5.19.	妥当性検証	3次元シェル要素および梁要素でモデル化したFEM計算結果と比較し、本計算プログラムの妥当性を検証した	goto 妥当性検証

5.1. 用語の定義および適用

Return to Sheets List

	用　語	定　義	備考
5.1.1	プシュオーバ曲線	耐震設計構造物を1質点系に置き換えて、 質点に静的外力Fを付加させた時の質点の静的変位量をδとする時、 横軸に変位δ、縦軸に外力Fとする曲線をいう。 修正震度法による耐震設計のための基本構造データである。	
5.1.2	震度	質点に作用する静的設計地震力Fを当該質点の質量Mで除した値を 震度(又は設計加速度)という。単位はm/s^2	
5.1.3	耐震性能図	耐震設計構造物を1質点系に置き換えた系に関して、 縦軸に横軸に変位δ、震度αとする座標図をいう。 座標図上の各点(δ、α)は、耐震設計構造物の地震時の状態を表している。 (ねばり係数μ値参照)	
5.1.4	保有耐震性能スペクトル	プシュオーバ曲線において、 外力Fを地震力とし、震度に換算した値をαとして、 縦軸をα、横軸は変位δとする耐震性能図上の曲線をいう。 耐震設計構造物は地震時に当該スペクトル上のポイント(耐震設計性能)にある。	
5.1.5	要求耐震性能スペクトル	固有振動数 f(又は固有周期T＝1/f, 固有回転振動数ω=2πf)、及び 粘性減衰定数hを有する 1質点振動系に地震波 a_gが入力するときの 応答変位の最大値を応答変位S_Dとし、応答加速度 $S_A = \omega^2 \cdot SD$とする。 横軸を変位 S_D、縦軸を S_Aとする耐震性能図上の曲線をいう。 地震波 a_gを耐震設計構造物の設置地点において発生すると想定される 地震動のうち最大規模の地震動であるとすると、耐震設計構造物は 要求耐震性能スペクトルを超える耐震性能は要求しない。(限界耐震性能)	
5.1.6	ねばり係数	耐震性能図上の点(δ, α)に関して、$\mu = (T/T_y)^2$ ただし、$T^2 = 4\pi^2 \cdot (\delta/\alpha)$, T_yは降伏点に関するTの値	
5.1.7	耐震性能解析	耐震性能図上に保有耐震性能スペクトル及び要求耐震性能スペクトルを 会わせて表示する。両者を比較して耐震性を評価する。 耐震性能とは'ねばり係数μ'で代表させる。	
5.1.8	転倒変形系	水平地震力にい生じる転倒モーメントにより水平方向に変位構造系	
5.1.9	せん断変形系	水平地震力により水平方向に変位する構造系	
5.1.10	単独支柱・ブレース系		
5.1.11	直列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ外力による変位を足し合わせ外力一変位の関係を算出する。 転倒変形モードとせん断変形モードは直列結合による合成を行い、 統合系δ－α保有性能スペクトルを得る。	
5.1.12	並列結合による合成	異なるモードの変形が生じる場合、同じ変位による外力を足し合わせ外力一変位の関係を算出する。 単独支柱・ブレース系の同じ変位に対する外力の総和合成を行い、 せん断系δ－α保有性能スペクトルを得る。	
5.1.13	座標系	部材変形、部分系変形及び全体系変形は適切な座標系が採用して、 相互の座標系の変換公式を示している。 球形貯槽の解析に関しては、地震動の方向、支柱の方向、ブレースの構面などを考慮して4種類の座標系を必要に応じて変換して利用している。	
5.1.14	損傷又は終局強度	梁部材の場合、曲げモーメントに関して接合部の全断面降伏、軸応力に関して引張降伏又は座屈が生じる場合を損傷(または、終局強度)と定義する。	
5.1.15	崩壊	構造物が地震動をうけたとき、復元力特性を維持できなくなる状態をいう。	
5.1.16	損傷モード	構造系全体で見る時、部材の損傷の組合せを損傷モードという。 損傷モードに応じて、崩壊となる場合と崩壊とならない場合がある。 地震荷重の増加とともに損傷部材が増加し、損傷に至る。(損傷のメカニズム)	
5.1.17	等価減衰定数	減衰係数 hをパラメターとする粘性減衰系は、その応答特性がよく知られている。耐震設計では減衰係数 h値に応じてさだめられる応答スペクトルを利用している。 塑性変形がある系について、定常的な変位特性によるエネルギー吸収量(面積)	

Return to Sheets List

5.2. 目標とする耐震性能

5.2.1. 耐震設計構造物の目標とする耐震性能

(1) 耐震構造物は,設計地震力に対して適切な強度及びエネルギー吸収力を確保すること。
(1) 耐震設計構造物は十分な延性をもつこと。
(2) 構造要素は延性の低下挙動がないこと。
（座屈、接合部破断、せん断力による損傷及び脆性破壊）
(3) 繰り返し荷重による復元力特性の劣化がないこと。

(2) 耐震設計構造物全体挙動を考慮すること。
(1) 部材の損傷モード
(2) 耐震構造物全体の崩壊メカニズム
(3) 上限地動における基礎部の挙動

(3) 耐震設計構造物全体挙動の検討では部材の余剰耐震性能を 考慮すること。
部材の余剰耐震性能とは、解析時の設定性能より高い部材性能（強度・延性）

5.2.2. プッシュオーバ解析

(1) 非線形静的解析により、地震動により引き起こされる設計水平地震力を構造物が崩壊するまで徐々に増加させてえられる耐震設計構造物の性能評価をプッシュオーバ解析という。
なお、崩壊とは、構造物が不安定状態あるいは全体の構造変形が所定の値になる状態をいう。

(2) 設計水平地震力の分布は耐震構造物ごとに定められる設計地震力分布や基本モードによる分布とする。

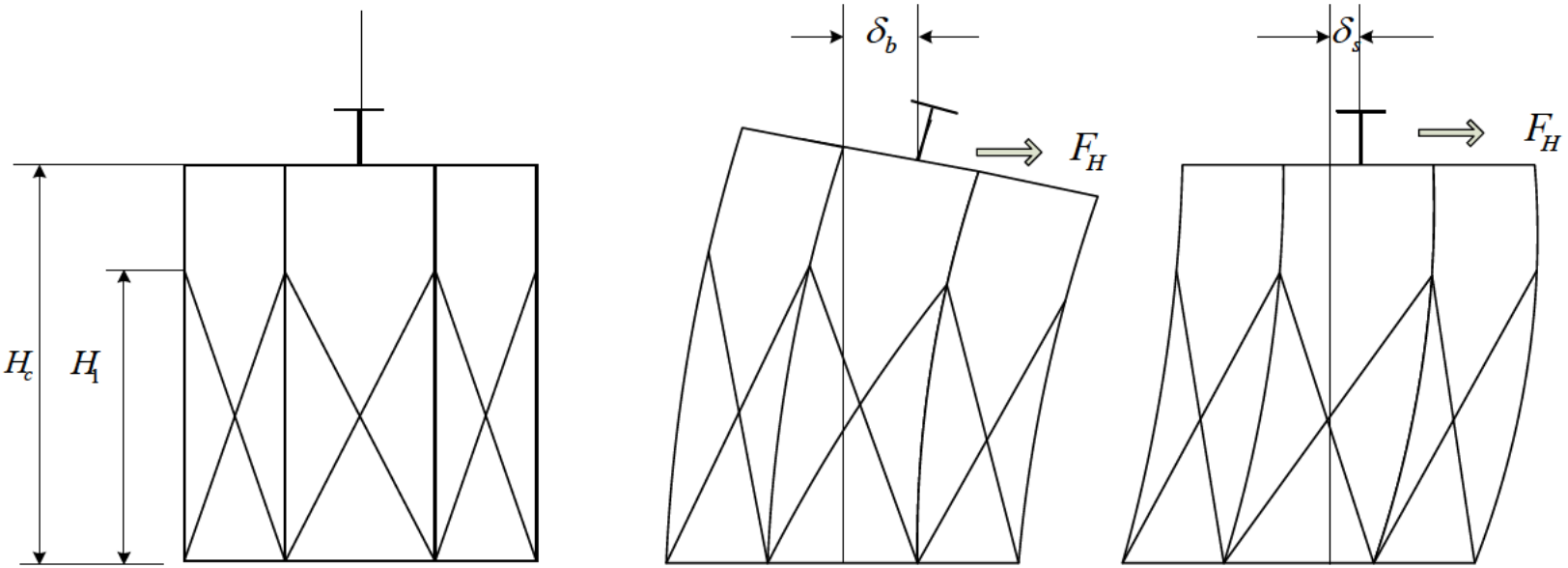
(3) 設計水平地震力に応じて、構造要素や継手部において生じる非線形状態及び物性を考慮することとする。

(4) プッシュオーバ解析により、設計水平地震力ごとの耐震設計構造物の非線形耐震性能を検討することとする。
非線形耐震性能とは、
(1) 非線形変位量
(2) ねばり係数
(3) 非線形ヒンジの生成
(4) 降伏状態の生成
(5) 崩壊のメカニズム（崩壊に至るヒンジ・降伏部材の分布）

(5) 保有耐震性能スペクトルと要求耐震性能スペクトルを比較することにより、耐震設計構造物の耐震性能評価をおこなう。
保有耐震性能スペクトルとは、プッシュオーバ解析の結果から得られる力・変形分布をSDOF系の曲線（震度・変位曲線）に変換 した曲線をいう。
要求耐震性能スペクトルとは、SDOF系の応答スペクトルいう。この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。

5.3. Deformation Modes of Spherocal Tank

Return to Sheets List

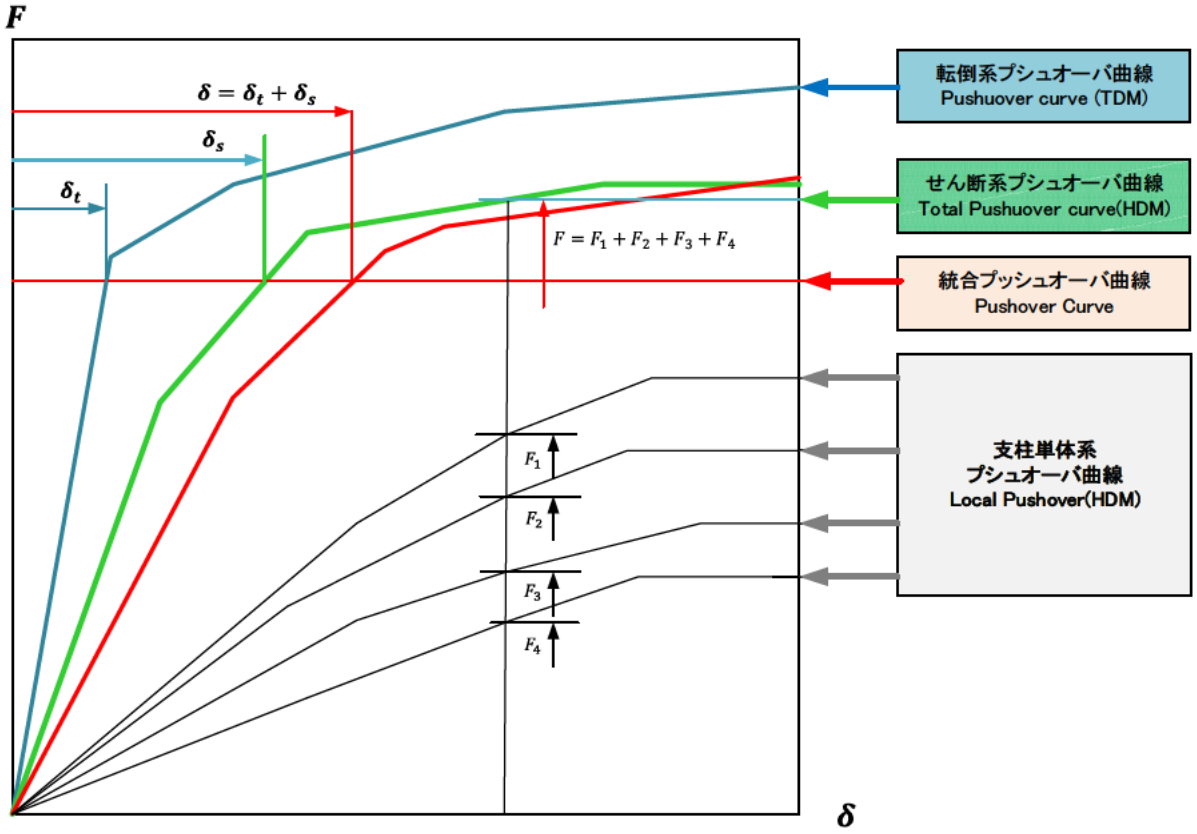


a) 変形前　　b) 転倒変形モード (TDM)　　c) せん断変形モード (HDM)

地震力 F_H による全変形: $\delta = \delta_b + \delta_s$

5.4. Total Deformation of Modes

Return to Sheets List

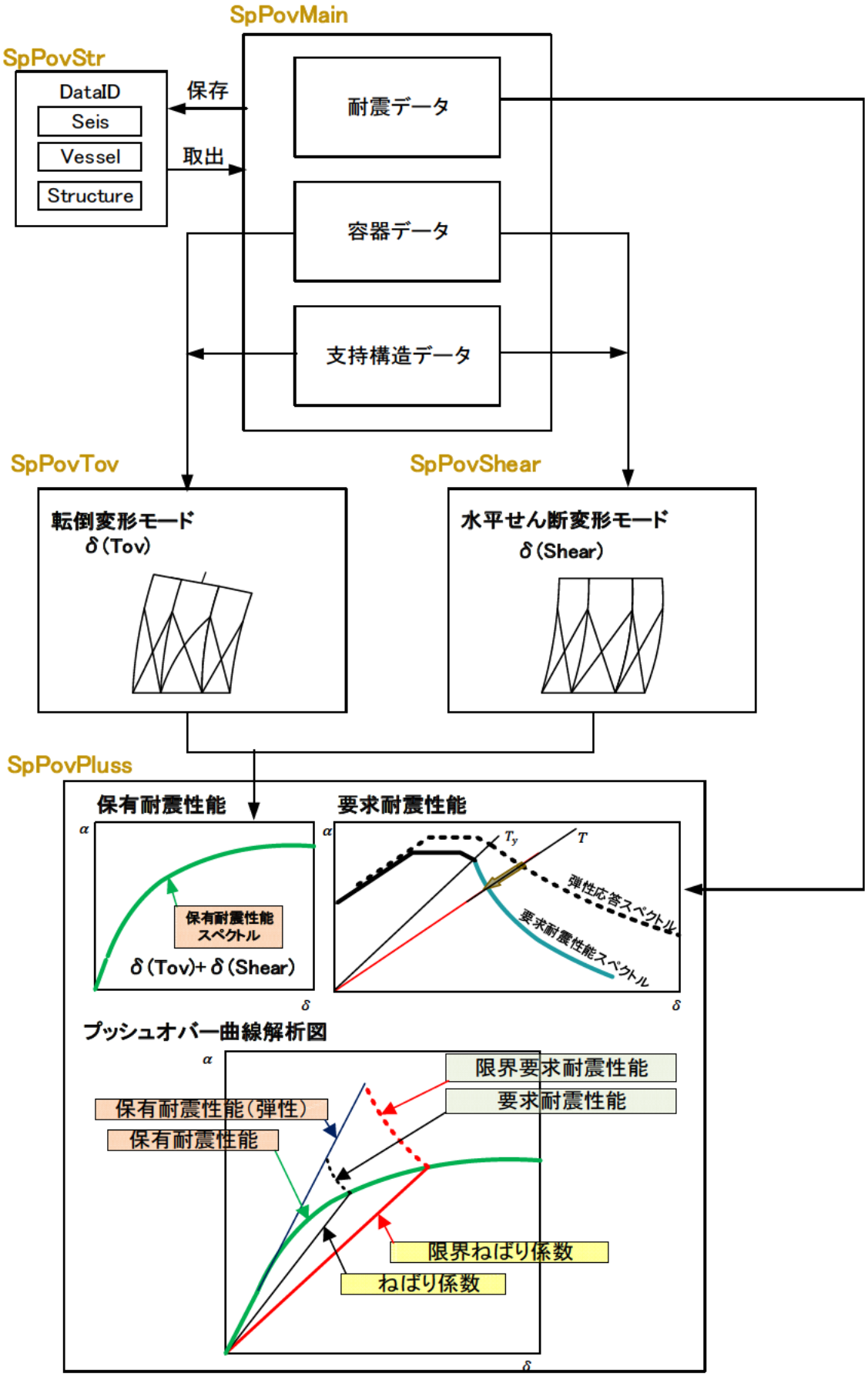


球形貯槽のプッシュオーバ曲線

1) 横軸を変位量δ、縦軸を作用力Fとする曲線をプッシュオーバ曲線という。
2) せん断系の作用力は、変位量一定のもとに、支柱単体系の作用力の総和
この結合方式を並列結合系という。
3) 統合系の変形は、作用力一定のもとに、せん断系と転倒系の変形量の総和
この結合系を直列結合系という。

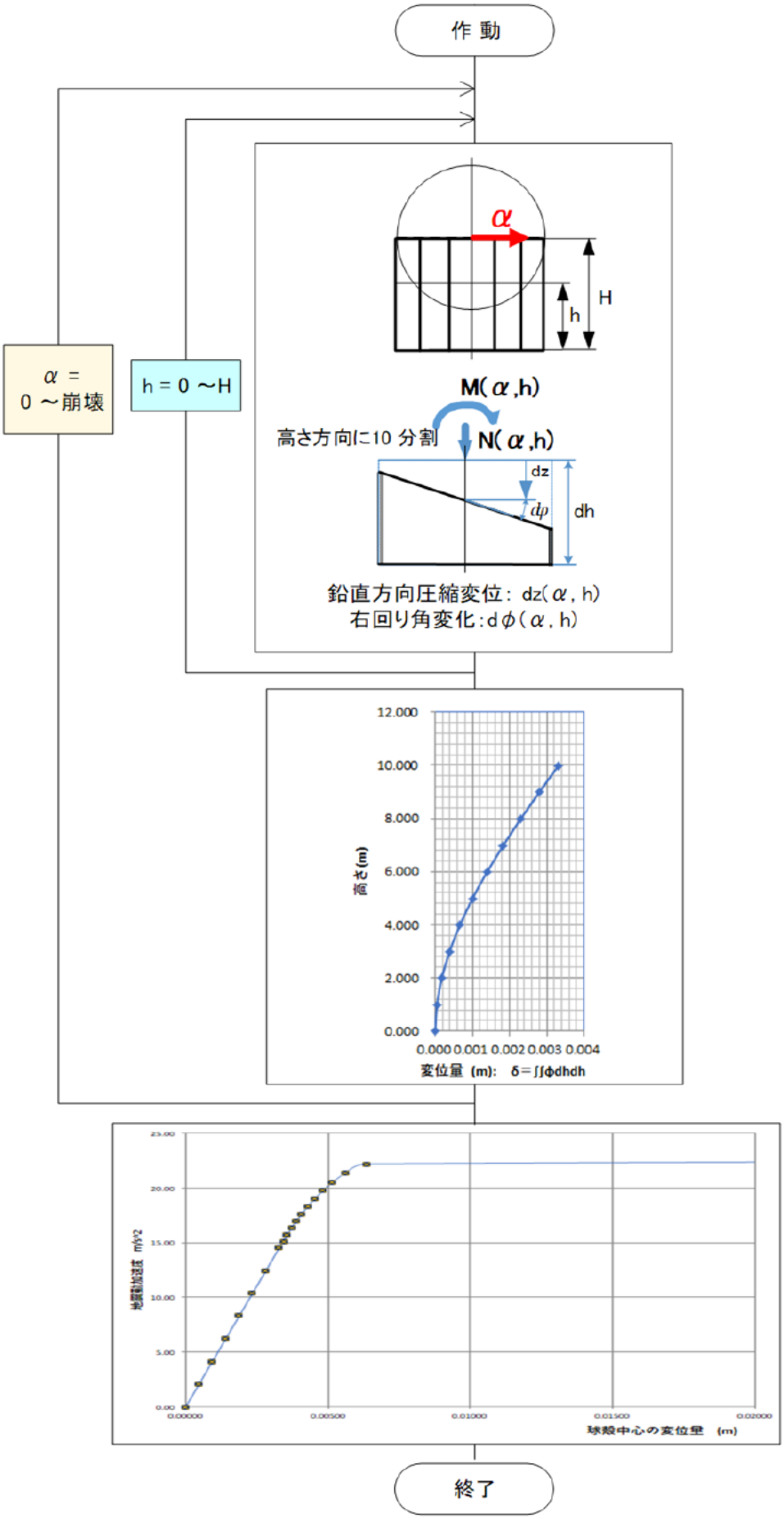
5.5. Program System & Books

Return to Sheets List



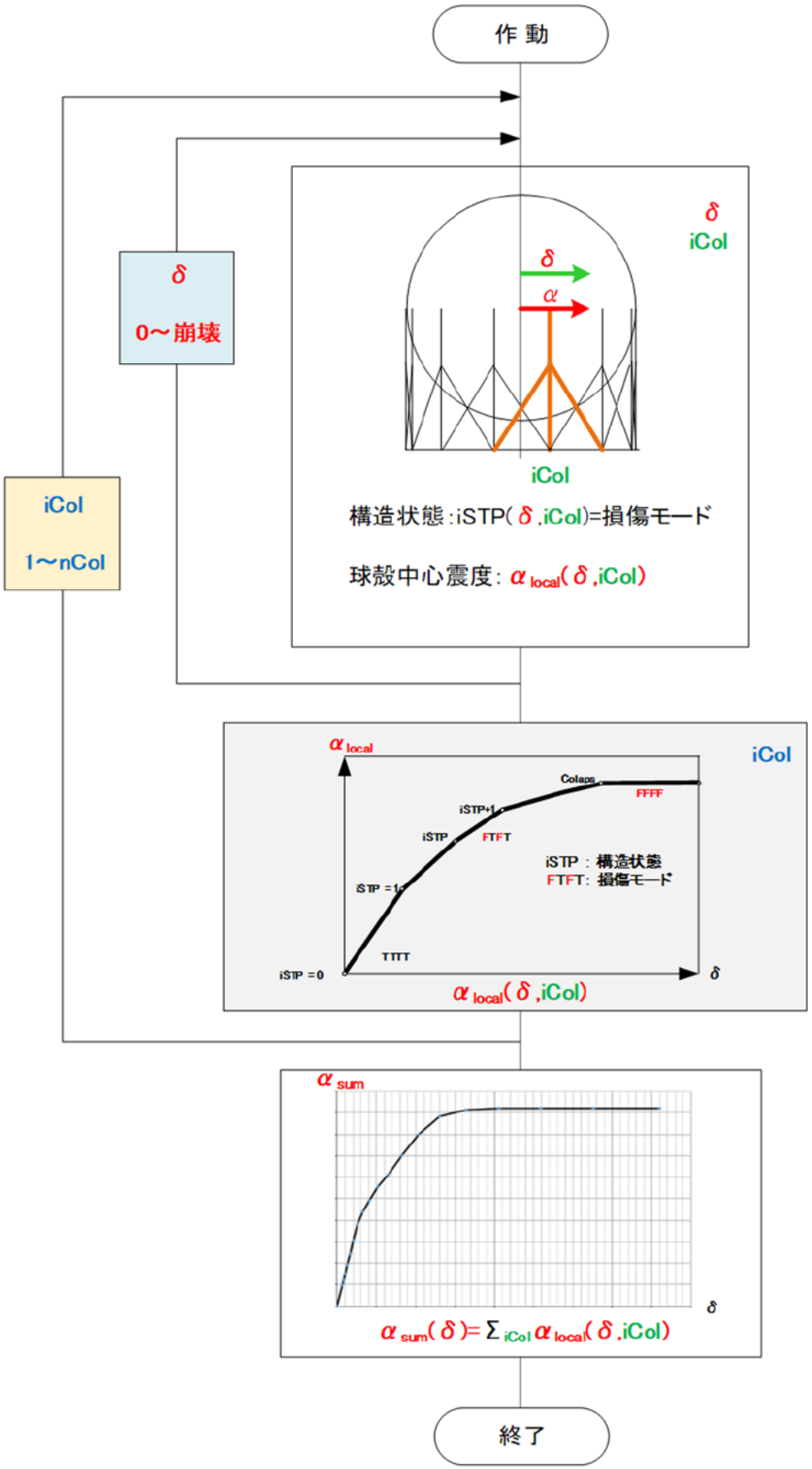
5.6. Program Flow Chart – SpPovTo

Return to Sheets Lis



5.7. Program Flow Chart – SpPovShear

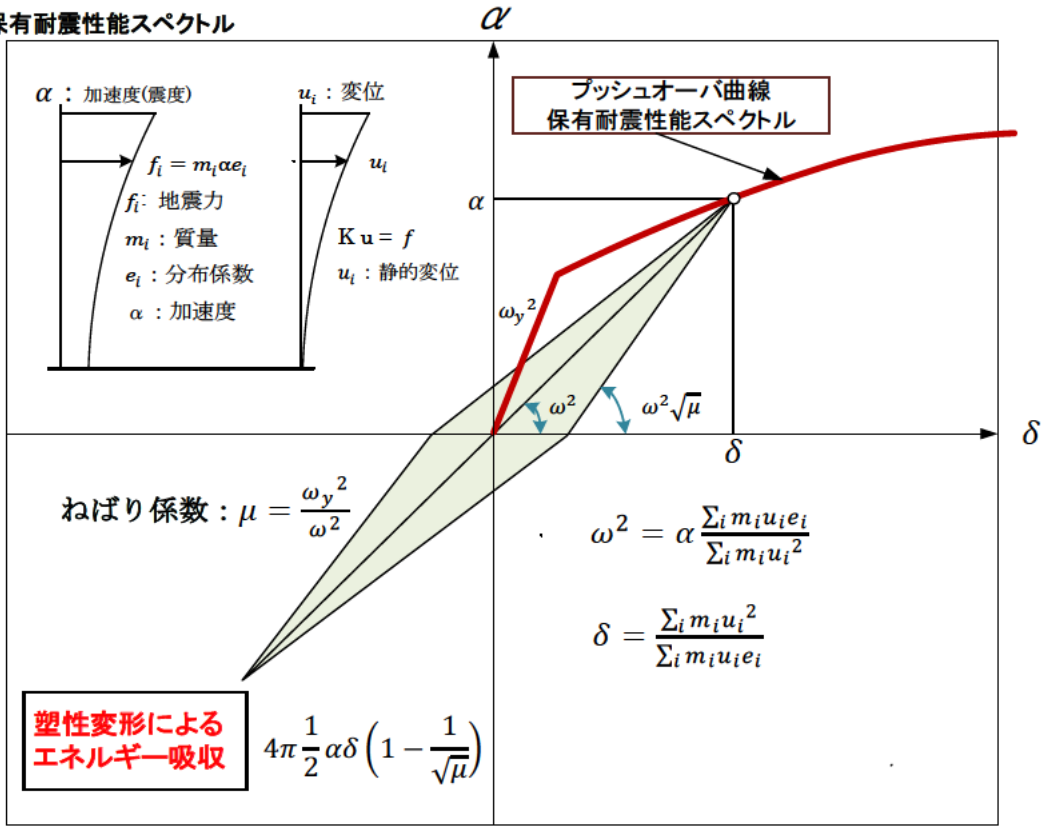
Return to Sheets List



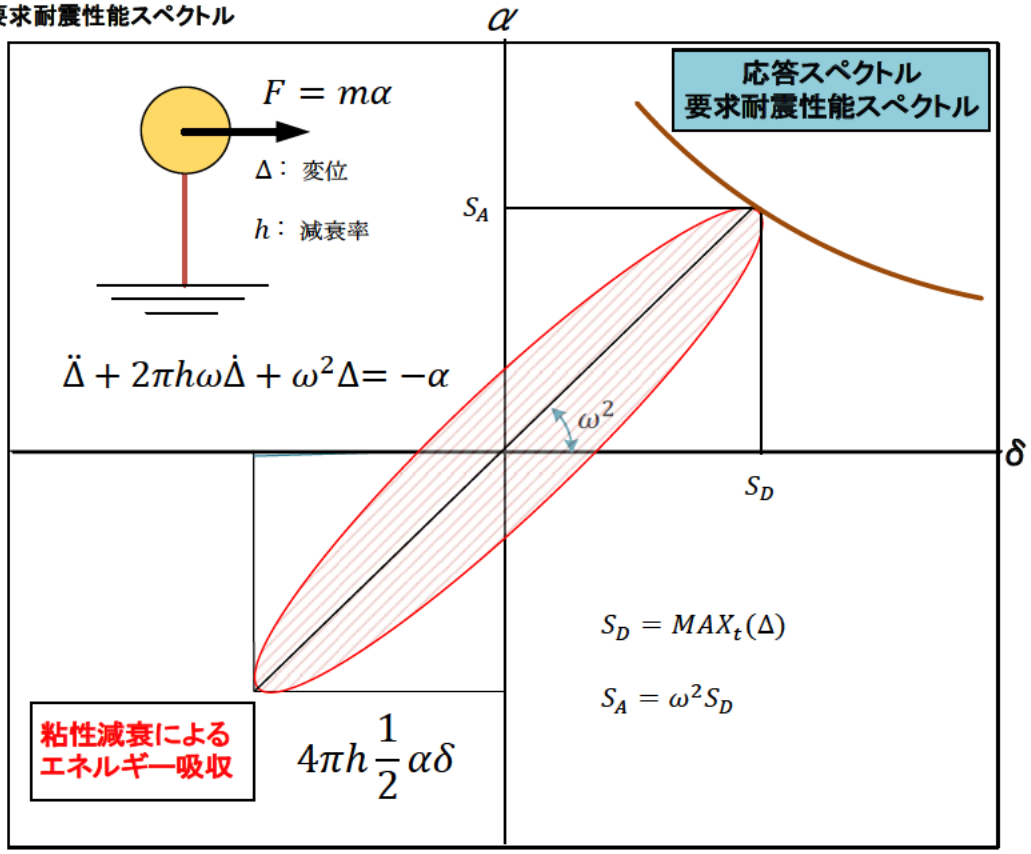
5.8. 耐震性能スペクトル

Retuen to Sheets List

5.8.1. 保有耐震性能スペクトル

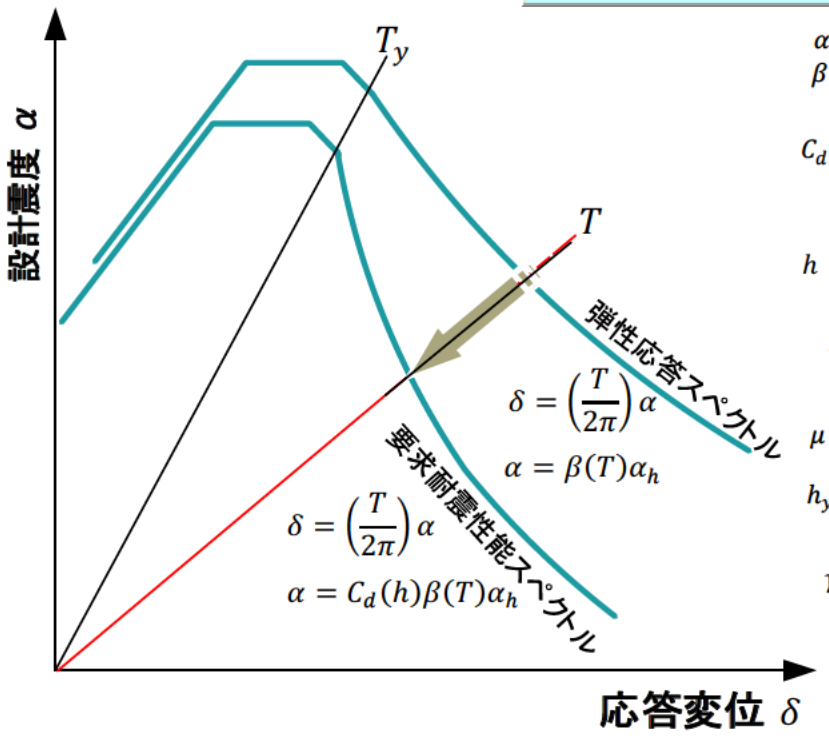


5.8.2. 要求耐震性能スペクトル



5.9. 要求耐震性能スペクトル

goto等価減衰定数 | Return To Sheets List



α_h：地表最大加速度

$\beta(T)$：基準応答倍率

KHKS 0861(2018)9.11 図$(a),(b)$

$C_d(h)$：基準応答倍率補正係数

KHKS 0861(2018)9.11 図(c)

h：等価減衰定数

$$h = \begin{cases} \gamma\left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}}\right) + h_y & \mu > 1 \\ h_y & \mu \leq 1 \end{cases}$$

$\mu = \left(\frac{T}{T_y}\right)^2$ ：ねばり係数

h_y：耐震設計構造物の減衰定数

KHKS 0861(2018)9.11 表$(a),(b)$

γ：減衰特性値で、

$\gamma = 0.25$

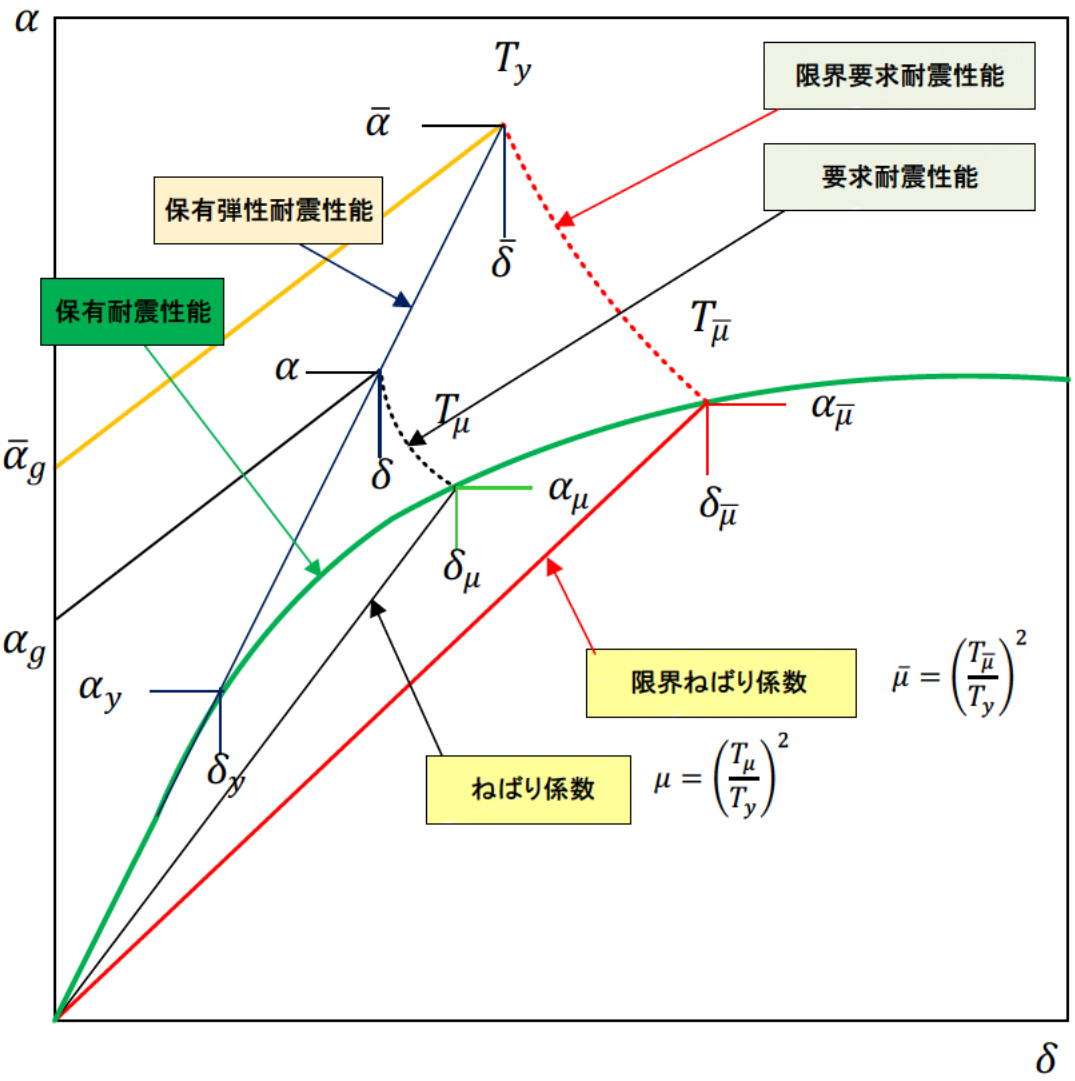
ただし、耐震性能上,座屈が支配的な場合は、$\gamma = 0.20$

要求耐震性能スペクトルは、SDOF(1質点ばね)系の応答スペクトルいう。
この場合の減衰定数は耐震設計構造物の復元力特性を考慮して適切に定めるものとする。
ここで示した等価減衰定数 ***h*** の算定式は平成12年建設省告示第1475号に規定されている式を準用した。
等価減衰定数の導入に関して参考となる資料をSheets(″等価減衰定数″)示す。

5.10. 耐震性能解析

Retuen to Sheets List

5.10. 1. 耐震性能スペクトル



5.10. 2. 評価基準

評価（耐震性の確認）は次の5種類が考えられる。いずれも等価である。

1.) 評価－1： $\delta_\mu \le \delta_{\bar{\mu}}$

2.) 評価－2： $\alpha_\mu \le \alpha_{\bar{\mu}}$

3) 評価－3： $\mu \le \bar{\mu}$ (ねばり係数, 塑性率, Ductility factor)

ただし, $\mu = \left(\frac{T_\mu}{T_y}\right)^2$; $\bar{\mu} = \left(\frac{T_{\bar{\mu}}}{T_y}\right)^2$

4.) 評価－4： $\alpha \le \bar{\alpha}$

5) 評価－5： $D_s\alpha \le \alpha_y$ (代替法)

又は $\sigma(D_s\alpha) \le \sigma_a$ ただし、$D_S = \frac{\alpha_y}{\bar{\alpha}}$

6) 評価－6: $\alpha_g \le \bar{\alpha}_g$

5.11. 球形貯槽の転倒変形モード解析式

Retuen to Sheets List

5.11.1. 定義及び計算仮定

A	支柱の断面積/本		
E	支柱の縦弾性係数(引張圧縮共)		
σ_y	支柱の降伏応力	σ_b	支柱の座屈応力
σ_t	支柱の下降伏応力	σ_c	支柱の座屈下耐力
n	支柱の本数		
H	重心高さ、地震荷重の作用高さ		
h	検討高さ		
dh	高さhにおける微小長さ		
r	支柱配置円半径		
φ	高さhにおける平断面傾き角度	(時計周りを正)	(平面保持の仮定)
z	高さhにおける平断面降下量	(圧縮方向を正)	(圧縮力を正)
N	高さhにおける鉛直力 $N = mg(1+{}^{\alpha_v}/_{g})$	貯槽本体の自重、鉛直地震力 支柱・ブレース全重量をも含む (下向きを正方向)	
M	高さhにおける転倒モーメント $M = m\alpha_H(H-h)$	(時計周りを正)	
$d\zeta_i$	高 h における i 点 の伸縮量	$d\zeta_i = dz + r\mu_i \cdot d\varphi$	
$d\zeta_y$	降伏限界 における伸縮量	$d\zeta_y = -\frac{\sigma_y}{E}dh$	
$d\zeta_b$	座屈限界 における伸縮量	$d\zeta_b = \frac{\sigma_b}{E}dh$	
μ_i	i 点 の曲げモーメント・アーム係数	$[\leftarrow d\zeta_i = dz + r\mu_i \cdot d\varphi]$	
dF	i 点 の応力	{座屈変形範囲} $dF = \sigma_c \cdot trd\theta$	
		{弾性変形範囲} $dF = E\,{}^{d\zeta_i}/_{dh} \cdot trd\theta$	
		{降伏変形範囲} $dF = -\sigma_t \cdot trd\theta$	

座屈限界係数 $\mu_b = \left(\varepsilon_b - \frac{dz}{dh}\right)\Big/\frac{rd\varphi}{dh}$ 座屈限界角度 $\theta_b = cos^{-1}\mu_b \quad if\ \mu_b{}^2 < 1$

降伏限界係数 $\mu_y = -\left(\varepsilon_y + \frac{dz}{dh}\right)\Big/\frac{rd\varphi}{dh}$ 降伏限界角度 $\theta_y = cos^{-1}\mu_y \quad if\ \mu_y{}^2 < 1$

	$if\ \mu_b > \mu_y\ (\equiv; \frac{rd\varphi}{dh} > 0)$	$if\ \mu_b < \mu_y\ (\equiv; \frac{rd\varphi}{dh} < 0)$
{座屈変形範囲}	$0 \le \theta \le \theta_b$	$\theta_b \le \theta \le \pi$
{降伏変形範囲}	$\theta_y \le \theta \le \pi$	$0 \le \theta \le \theta_y$

$$F_e = 2trE\left|\frac{dz}{dh}\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| = 2\pi rtE\frac{dz}{dh} \qquad M_e = 2tr^2E\left|\frac{dz}{dh}\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right| = \pi r^2 tE\frac{rd\varphi}{dh}$$

$$F_b = -2trE\left|\left(-\frac{\sigma_c}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| \qquad M_b = -2tr^2E\left|\left(-\frac{\sigma_c}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right|$$

$$F_y = -2trE\left|\left(\frac{\sigma_t}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos\theta d\theta\right| \qquad M_y = -2tr^2E\left|\left(\frac{\sigma_t}{E} + \frac{dz}{dh}\right)\int cos\theta d\theta + \frac{rd\varphi}{dh}\int cos^2\theta d\theta\right|$$

5.11.2 断面特性に関する基礎式

5.11.2.1 基礎式

(式5.11.2.1) $\bar{l}_N = \bar{D}_N - \frac{1}{\pi}\left[\bar{D}_M s\theta + \left(\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c\right)a\theta\right]_{l\theta_b}^{u\theta_b} - \frac{1}{\pi}\left[\bar{D}_M s\theta + \left(\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t\right)a\theta\right]_{l\theta_y}^{u\theta_y}$

(式5.11.2.2) $\bar{l}_M = \bar{D}_M - \frac{2}{\pi}\left[\bar{D}_M q\theta + \left(\bar{D}_N - \bar{\sigma}_c\right)s\theta\right]_{l\theta_b}^{u\theta_b} - \frac{2}{\pi}\left[\bar{D}_M q\theta + \left(\bar{D}_N + \bar{\sigma}_t\right)s\theta\right]_{l\theta_y}^{u\theta_y}$

(式5.11.2.3) $\mu_b = (\bar{\sigma}_b - \bar{D}_N)/\bar{D}_M \qquad \mu_y = (-\bar{\sigma}_y - \bar{D}_N)/\bar{D}_M$

$if\ \mu_b > \mu_y$	$if\ \mu_b{}^2 < 1$	${}_l\theta_b{=}0\ ;\ {}_l\theta_b = cos^{-1}\mu_b$	$;\ if\ \mu_b{}^2 > 1$ ${}_l\theta_b{=}0\ ;\ {}_l\theta_b = 0$
	$if\ \mu_y{}^2 < 1$	${}_l\theta_y{=}cos^{-1}\mu_y\ ;\ {}_l\theta_y = \pi$	$;\ if\ \mu_y{}^2 > 1$ ${}_l\theta_y{=}\pi\ ;\ {}_l\theta_y = \pi$
$if\ \mu_b < \mu_y$	$if\ \mu_b{}^2 < 1$	${}_l\theta_b{=}cos^{-1}\mu_b\ ;\ {}_l\theta_b = \pi$	$;\ if\ \mu_b{}^2 > 1$ ${}_l\theta_b{=}\pi\ ;\ {}_l\theta_b = \pi$
	$if\ \mu_y{}^2 < 1$	${}_l\theta_y{=}0\ ;\ {}_l\theta_y = cos^{-1}\mu_y$	$;\ if\ \mu_y{}^2 > 1$ ${}_l\theta_y{=}0\ ;\ {}_l\theta_y = 0$

5.11.2.2 定義

圧縮力(無次元)	$\bar{l}_N = \frac{N/A}{\sigma_y}$	$A = \pi 2rt$
曲げモーメント(無次元)	$\bar{l}_M = \frac{M/Z}{\sigma_y}$	$Z = \pi r^2 t$
変位(無次元)	$\bar{D}_N = \frac{E}{\sigma_y}\frac{dz}{dh}$	
曲げ角(無次元)	$\bar{D}_M = \frac{E}{\sigma_y}\frac{rd\varphi}{dh}$	
材料(無次元)	$\bar{\sigma}_b = {}^{\sigma_b}/_{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_y = {}^{\sigma_y}/_{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_c = {}^{\sigma_c}/_{\sigma_y}$ $\bar{\sigma}_t = {}^{\sigma_t}/_{\sigma_y}$	
変位特性関数	$a\theta = \int d\theta = \theta\Big|_{l\theta}^{u\theta}$ $s\theta = \int cos\theta d\theta = sin\theta\Big|_{l\theta}^{u\theta}$ $q\theta = \int cos^2\theta d\theta = \frac{\theta + sin\theta cos\theta}{2}\Big|_{l\theta}^{u\theta}$	

5.11.3 支柱の変形特性の計算

(式5.11.2.1) 満たす $\bar{D}_N(h)$ 及 $\bar{D}_M(h)$ から、(式3.3.1)により変形特性値: $\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh}$ 及 $\frac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh}$ を算定する。

(式5.11.3.1) $$\frac{dz(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\bar{D}_N(h,\alpha_H)$$

(式5.11.3.2) $$\frac{d\varphi(h,\alpha_H)}{dh} = \frac{\sigma_y}{E}\frac{\bar{D}_M(h,\alpha_H)}{r}$$

5.11.4. Pushuover Curve

(式5.11.4.1) $$\delta(\alpha_H) = \frac{1}{r}\frac{\sigma_y}{E}\int_0^H\int_0^h \bar{D}_M(h,\alpha_H)dh\,dh$$

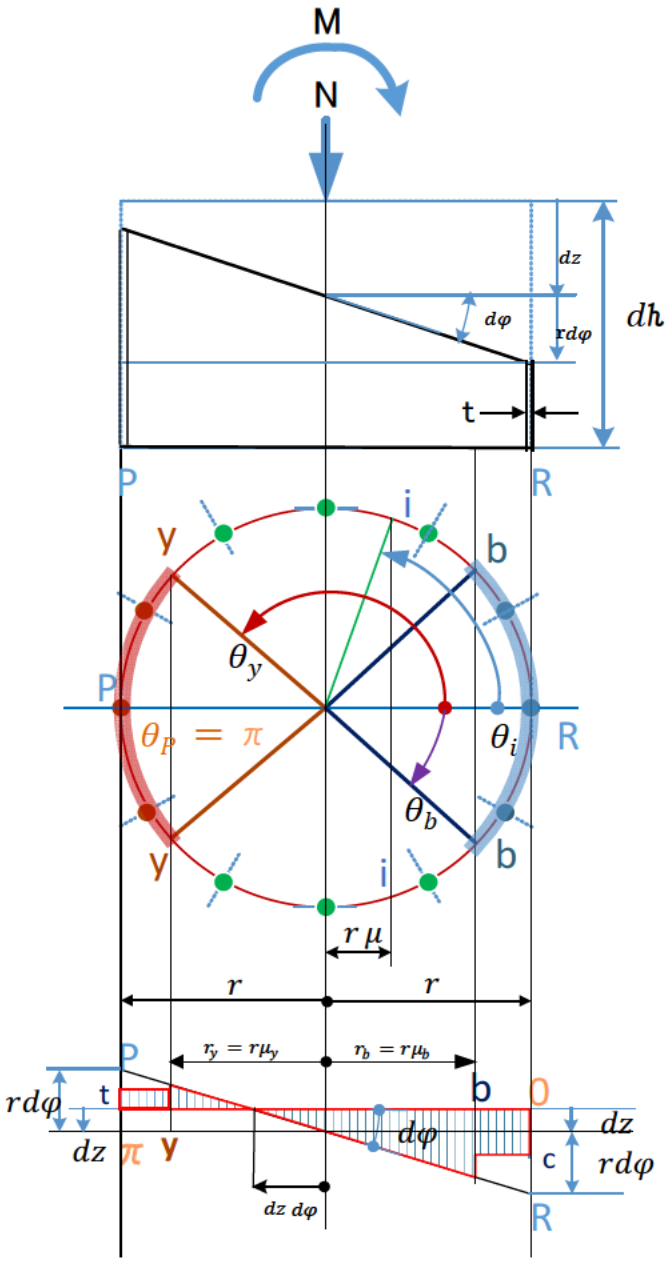
pushover curve : $\bar{D}_M(h,\alpha_H)$ から得られる $\alpha_H - \delta$ 曲線

なお、 $h = 0$ で線形条件を満たす($\alpha_H \le \alpha_y$)とき、支柱全長にわたりに弾性状態となるので、積分すると、

$$\frac{dz}{dh} = \frac{mg}{EA_c}\left(1 + \frac{\alpha_v}{g}\right) \quad \rightarrow z(h) = \frac{mg}{EA_c}\left(1\right. \quad \rightarrow z(H) = \frac{H}{EA_c}mg\left(1 + \frac{\alpha_v}{g}\right)$$

$$\frac{d\varphi}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}(H-h) \quad \rightarrow \varphi(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh - \frac{1}{2}h^2\right) \quad \rightarrow \varphi(H) = \frac{1}{2}\frac{H^2}{EI_c}m\alpha_H$$

$$\frac{d\delta}{dh} = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(Hh - \frac{1}{2}h^2\right) \quad \rightarrow \delta(h) = \frac{m\alpha_H}{EI_c}\left(\frac{1}{2}Hh^2 - \frac{1}{6}h^3\right) \rightarrow \delta(H) = \frac{1}{3}\frac{H^3}{EI_c}m\alpha_H$$


M
N
dz
dφ
rdφ
dℏ
t
P
R
i
y
b
θ_y
θ_P = π
θ_i
θ_b
r μ
r
r
r_y = rμ_y
r_b = rμ_b
rdφ
t
dz
π
y
dφ
b
0
dz
c
rdφ
dz dφ
R

5.12. 球形貯槽の水平せん断変形モード解析式

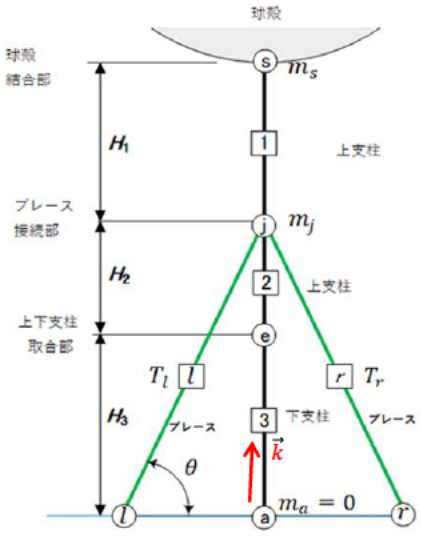
Return to Sheets List

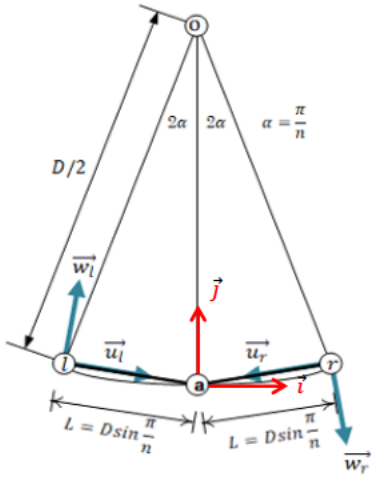
5.12.1. 構造要素

部材 1，2，3　　回転ばね付梁要素

部材 l、r　　軸要素

5.12.2. 構造系





5.12.3. 回転ばね付梁要素の剛性マトリックス

回転ばね付梁要素の導入

$$\begin{bmatrix} \vec{F_l}\cdot\vec{i} \\ \vec{M_l}\cdot\vec{j} \\ \vec{F_r}\cdot\vec{i} \\ \vec{M_r}\cdot\vec{j} \end{bmatrix} = EI\frac{1}{\psi}\frac{\langle L\rangle}{L^3}\begin{bmatrix} (1+r_l+r_r) & \left(\frac{1}{2}+r_r\right) & -(1+r_l+r_r) & \left(\frac{1}{2}++r_l\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_r\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_r\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_r\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) \\ -(1+r_l+r_r) & -\left(\frac{1}{2}+r_r\right) & (1+r_l+r_r) & -\left(\frac{1}{2}+r_l\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_l\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_l\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_l\right) \end{bmatrix}$$

ただし、 $\psi = \left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_l+r_r)+r_lr_r-\frac{1}{4}$　　$\langle L\rangle = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L \end{bmatrix}$

せん断変形係数

$$\beta = \kappa\frac{E}{G}\cdot\frac{I}{A}\frac{1}{L^2} \qquad \kappa = 4/3$$

回転ばね係数 r　　構造状態(下記)に応じてr値を設定して、構造解析をおこなう。

F: ピン接・全断面降伏　$r = \infty$　(1.e+6)

T: 剛接・弾性　　$r = 0$

5.12.4. ブレース系剛性マトリックス

ブレース系剛性マトリックスの

$$\begin{Bmatrix} \vec{F_B}\cdot\vec{i} \\ \vec{F_B}\cdot\vec{j} \\ \vec{F_B}\cdot\vec{k} \end{Bmatrix} = spgB_b\begin{Bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sinacos\alpha & \eta_m cosatan\theta \\ -\eta_m sinacos\alpha & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sinatan\theta \\ \eta_m cosatan\theta & -\eta_p sinatan\theta & \eta_p tan^2\theta+\frac{spgB_c}{spgB_b} \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \delta\cdot\vec{i} \\ \delta\cdot\vec{j} \\ \delta\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} T_{Bl} \\ T_{Br} \end{Bmatrix} = spgBb\frac{cos\alpha}{cos\theta}\begin{Bmatrix} \eta_l & -\eta_l tan\alpha & \eta_l\frac{tan\theta}{cos\alpha} \\ -\eta_r & -\eta_r tan\alpha & \eta_r\frac{tan\theta}{cos\alpha} \end{Bmatrix}\begin{Bmatrix} \delta\cdot\vec{i} \\ \delta\cdot\vec{j} \\ \delta\cdot\vec{k} \end{Bmatrix}$$

ただし、

$\eta_l = 1$　(l 弾性)、0　(l 降伏)

$\eta_r = 1$　(r 弾性)、0　(r 降伏)

$\eta_p = \eta_l + \eta_r$

$\eta_m = \eta_l - \eta_r$

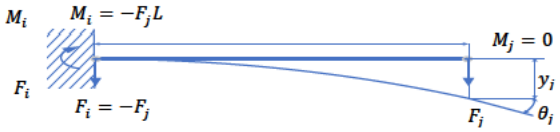
$$spgB_b = \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L}$$

$$spgB_C = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2}A_{C2}}+\frac{H_3}{E_{C3}A_{C3}}}$$

5.13. 梁要素の曲げ剛性マトリックスの導入

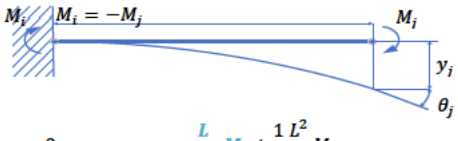
Return to ShearModel　Return to Sheets List

5.13.1. 単純梁



$y_j = 0$　$y_j = \left(\frac{1}{3}\frac{L^3}{EI} + \frac{\kappa L}{GA} + \frac{L^2}{K_{iR}}\right)F_j$

$\theta_i = 0$　$\theta_j = \left(\frac{1}{2}\frac{L^2}{EI} + \frac{L}{K_{iR}}\right)F_j$



$y_j = 0$　$y_j = \frac{L}{K_{iR}}M_j + \frac{1}{2}\frac{L^2}{EI}M_j$

$\theta_i = 0$　$\theta_j = \frac{L}{EI}M_j + \frac{M_j}{K_{iR}} + \frac{M_j}{K_{iR}}$

$$y_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right)F_j + \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2}+r_i\right){M_j}/{L_j}$$

$$L\theta_j = \frac{L^3}{EI}\left(\frac{1}{2}+r_i\right)F_j + \frac{L^3}{EI}(1+r_i+r_j){M_j}/{L}$$

$$\begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix} = \frac{L^3}{EI}\begin{bmatrix} \frac{1}{3}+\beta+r_i & \frac{1}{2}+r_i \\ \frac{1}{2}+r_i & 1+r_i+r_j \end{bmatrix}\begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} \Rightarrow \begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} (1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) \\ -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right) \end{bmatrix}\begin{bmatrix} y_j \\ L\theta_j \end{bmatrix}$$

ただし、$\psi = \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right)(1+r_i+r_j) - \left(\frac{1}{2}+r_i\right)^2 = \left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_i+r_j) + \left(r_i r_j - \frac{1}{4}\right)$

5.13.2. 回転ばねとせん断変形ばねの定義

両端の回転ばね

$\frac{\theta}{M} = \frac{1}{K_R} = r\frac{L}{EI}$

回転ばね係数　ピン接(F): $r = \infty$ (1.e+6)　（接合部変形大）

剛接(T): $r = 0$　（接合部変形なし）

梁のせん断変形ばね

$\frac{y}{F} = \frac{\kappa}{GA}L = \beta\frac{L^3}{EI}$

せん断変形形状係数 $\beta = \kappa\frac{E}{G}\cdot\frac{I}{A}\frac{1}{L^2}$

$\kappa = 6/5$	=	1.2	矩形
$\kappa = 3/2$	=	1.5	形鋼
$\kappa = 8/3$	=	2.66666667	I 形鋼
$\kappa = 4/3$	=	1.33333333	円筒

左端部に変位 0→ yi、角度 0 →θ iがあり、平行移動・全体回転があるとすると、

$$\begin{bmatrix} F_j \\ {M_j}/{L} \end{bmatrix} = \frac{EI}{L^3}\frac{1}{\psi}\begin{bmatrix} (1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) \\ -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right) \end{bmatrix}\begin{bmatrix} y_j - (y_i + L\theta_i) \\ L(\theta_j - \theta_i) \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} F_i \\ {M_i}/{L} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -F_j \\ -{M_j}/{L} - F_j L \end{bmatrix}$$

5.13.3. 梁要素曲げ剛性マトリックス

書き換えて

$$\begin{bmatrix} F_i \\ M_i \\ F_j \\ M_j \end{bmatrix} = EI\frac{1}{\psi}\frac{\langle L\rangle}{L^3}\begin{bmatrix} (1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_j\right) & -(1+r_i+r_j) & \left(\frac{1}{2}+r_i\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_j\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_j\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) \\ -(1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_j\right) & (1+r_i+r_j) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) \\ \left(\frac{1}{2}+r_i\right) & \left(\frac{1}{6}-\beta\right) & -\left(\frac{1}{2}+r_i\right) & \left(\frac{1}{3}+\beta+r_i\right) \end{bmatrix}\langle L\rangle\begin{bmatrix} y_i \\ \theta_i \\ y_j \\ \theta_j \end{bmatrix}$$

ただし、$\psi = \left(\frac{1}{3}+\beta\right)(1+r_i+r_j) + r_i r_j - \frac{1}{4}$　$\langle L\rangle = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & L & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & L \end{bmatrix}$

5.14. ブレース系の剛性マトリックス

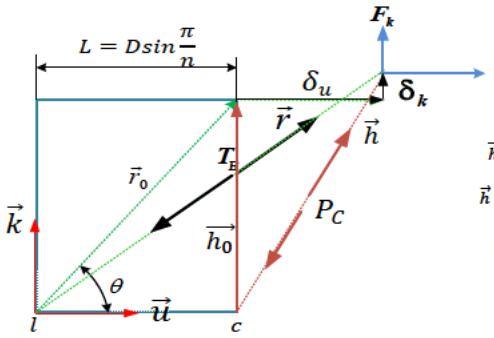
Return to ShearModel　Return to Sheets List

5.14.1. ブレースの荷重・変位特性

$$\vec{r_0} = L\vec{u} + Ltan\theta \cdot \vec{k}$$

$$\vec{r} = \vec{r_0} + \delta_u \cdot \vec{u} + \delta_w \vec{w} + \delta_k \cdot \vec{k}$$

$$= \{\vec{u} \quad \vec{w} \quad \vec{k}\} \begin{Bmatrix} L + \delta_u \\ \delta_w \\ L \cdot tan\theta + \delta_k \end{Bmatrix}$$



$$\vec{h_0} = Ltan\theta \cdot \vec{k}$$

$$\vec{h} = \vec{h_0} + \delta_u \cdot \vec{u} + \delta_w \vec{w} + \delta_k \cdot \vec{k}$$

$$= \{\vec{u} \quad \vec{w} \quad \vec{k}\} \begin{Bmatrix} \delta_u \\ \delta_w \\ L \cdot tan\theta + \delta_k \end{Bmatrix}$$

5.14.2 ブレースの伸縮変形と軸力

$$\|\vec{r}\| = \sqrt{(L+\delta_u)^2 + (L \cdot tan\theta + \delta_k)^2 + \delta_k{}^2}$$

$$= \frac{L}{cos\theta}\sqrt{1 + 2\frac{\delta_u + tan\theta \ \ \delta_k}{L/cos^2\theta} + \frac{\delta_u{}^2 + \delta_w{}^2 + \delta_k{}^2}{(L/cos\theta)^2}}$$

$$\cong \frac{L}{cos\theta}\left[1 + \frac{cos^2\theta}{L}(\delta_u + tan\theta \ \ \delta_k)\right]$$

$$\|\vec{r_0}\| = \frac{L}{cos\theta}$$

$$T_B = E_B A_B \frac{\|\vec{r}\| - \|\vec{r_0}\|}{\|\vec{r_0}\|} = \frac{E_B A_B}{L} cos^2\theta(\delta_u + \delta_k tan\theta)$$

$$\vec{F} = T_B \cdot \frac{\vec{r}}{\|\vec{r}\|}$$

$$F_u = T_B \cdot \frac{L + \delta_u}{\|\vec{r}\|} \quad \cong \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L}(\delta_u + tan\theta \cdot \delta_k)$$

$$F \ \ = T_B \cdot \frac{\delta_w}{\|\vec{r}\|} \quad \cong 0$$

$$F_k = T_B \ \frac{L \cdot tan\theta + \delta_k}{\|\vec{r}\|} \cong \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} tan\theta \cdot (\delta_u + tan\theta \cdot \delta_k)$$

5.14.3. 支柱の伸縮変形と軸力

$$\|\vec{h}\| = \sqrt{\delta_u{}^2 + (L \cdot tan\theta + \delta_k)^2 + \delta_w{}^2}$$

$$= Ltan\theta\sqrt{1 + \frac{2Ltan\theta \cdot \delta_k}{(Ltan\theta)^2} + \frac{\delta_u{}^2 + \delta_w{}^2 + \delta_k{}^2}{(Ltan\theta)^2}}$$

$$\cong Ltan\theta\left[1 + \frac{\delta_k}{Ltan\theta}\right]$$

$$\|\vec{h_0}\| = Ltan\theta$$

$$T_C = E_C A_C \frac{\|\vec{h}\| - \|\vec{h_0}\|}{\|\vec{h_0}\|} = \frac{E_C A_C}{\lambda H}\delta_k$$

$$\vec{P} = T_C \ \frac{\vec{h}}{\|\vec{h}\|}$$

$$P_u = T_C \cdot \frac{\delta_u}{\|\vec{h}\|} \quad \cong 0$$

$$P_w = T_C \cdot \frac{\delta_w}{\|\vec{h}\|} \quad \cong 0$$

$$P_k = T_C \ \frac{L \cdot tan\theta + \delta_k}{\|\vec{h}\|} \quad \cong \frac{E_C A_C}{\lambda H}\delta_k$$

5.14.4. ブレース系剛性マトリックス（節点力と変位の関係）

$$\begin{Bmatrix} \vec{F_B} \cdot \vec{i} \\ \vec{F_B} \cdot \vec{j} \\ \vec{F_B} \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = spgB_b \begin{Bmatrix} \eta_p cos^2\alpha & -\eta_m sinacosa & \eta_m cosatan\theta \\ -\eta_m sinacosa & \eta_p sin^2\alpha & -\eta_p sinatan\theta \\ \eta_m cosatan\theta & -\eta_p sinatan\theta & \eta_p tan^2\theta + \frac{spgB_c}{spgB_b} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} T_{Bl} \\ T_{Br} \end{Bmatrix} = spgBb\frac{cosa}{cos\theta} \begin{Bmatrix} \eta_l & -\eta_l tana & \eta_l \frac{tan\theta}{cosa} \\ -\eta_r & -\eta_r tana & \eta_r \frac{tan\theta}{cosa} \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

ただし、 $\eta_l = 1$ （弾性）、0 （降伏）

$\eta_r = 1$ （弾性）、0 （降伏）

$\eta_p = \eta_l + \eta_r$

$\eta_m = \eta_l - \eta_r$

ただし、 $spgB_b = \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L}$

$$spgB_C = \frac{1}{\frac{H_2}{E_{C2}A_{C2}} + \frac{H_3}{E_{C3}A_{C3}}}$$

参考）

$$\begin{Bmatrix} F_l \cdot \vec{u_l} \\ F_l \cdot \vec{w_l} \\ F_l \cdot \vec{k_l} \end{Bmatrix} = \eta_l \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} \begin{pmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{u_l} \\ \delta \cdot \vec{w_l} \\ \delta \cdot \vec{k_l} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} F_r \cdot \vec{u_r} \\ F_r \cdot \vec{w_r} \\ F_r \cdot \vec{k_r} \end{Bmatrix} = \eta_r \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} \begin{pmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{u_r} \\ \delta \cdot \vec{w_r} \\ \delta \cdot \vec{k_r} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} F_l \cdot \vec{i} \\ F_l \cdot \vec{j} \\ F_l \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_l \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} T(\alpha) \begin{pmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{pmatrix} T(-\alpha) \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

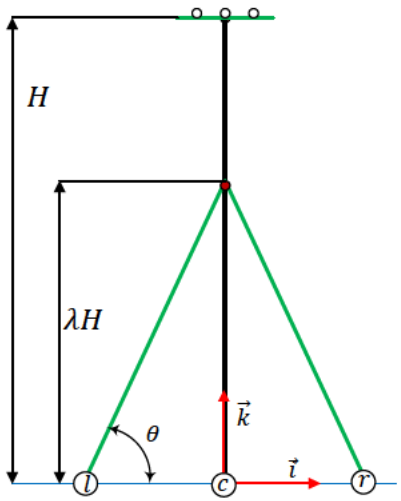
$$\begin{Bmatrix} F_r \cdot \vec{i} \\ F_r \cdot \vec{j} \\ F_r \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_r \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} T(-\alpha) \begin{pmatrix} 1 & 0 & tan\theta \\ 0 & 0 & 0 \\ tan\theta & 0 & tan^2\theta \end{pmatrix} T(\alpha) \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} F_l \cdot \vec{i} \\ F_l \cdot \vec{j} \\ F_l \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_l \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} \begin{pmatrix} cos^2\alpha & -sinacosa & cosatan\theta \\ -sinacosa & sin^2\alpha & -sinatan\theta \\ cosatan\theta & -sinatan\theta & tan^2\theta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

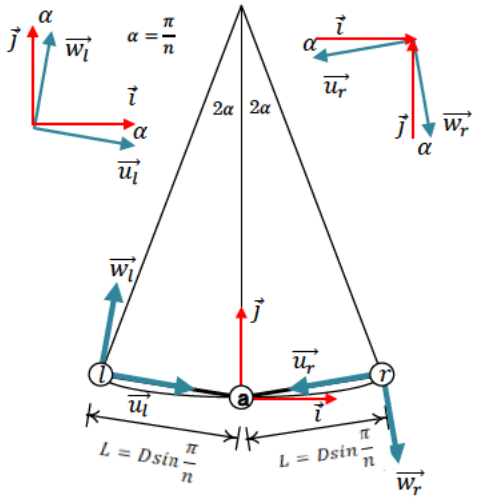
$$\begin{Bmatrix} F_r \cdot \vec{i} \\ F_r \cdot \vec{j} \\ F_r \cdot \vec{k} \end{Bmatrix} = \eta_r \frac{E_B A_B cos^3\theta}{L} \begin{pmatrix} cos^2\alpha & sinacosa & -cosatan\theta \\ sinacosa & sin^2\alpha & -sinatan\theta \\ -cosatan\theta & -sinatan\theta & tan^2\theta \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} \delta \cdot \vec{i} \\ \delta \cdot \vec{j} \\ \delta \cdot \vec{k} \end{Bmatrix}$$

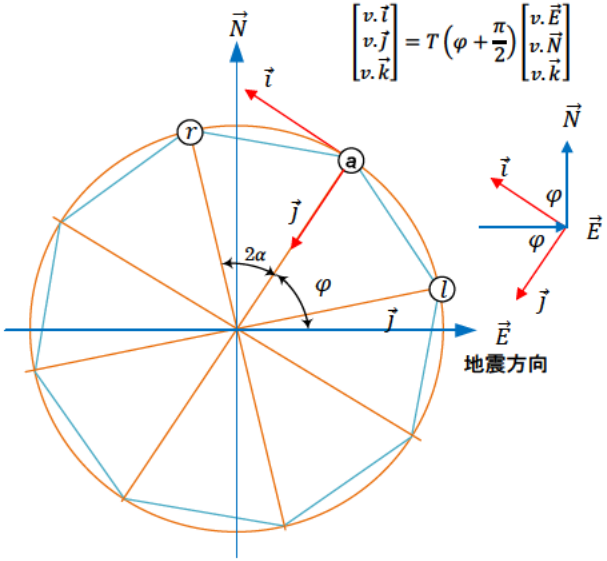
5.15. 座標系

Return to Sheets List



$$\begin{bmatrix} v.\overrightarrow{u_l} \\ v.\overrightarrow{w_l} \\ v.\overrightarrow{k_l} \end{bmatrix} = T(-\alpha) \begin{bmatrix} v.\vec{i} \\ v.\vec{j} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix} \qquad \begin{bmatrix} v.\overrightarrow{u_r} \\ v.\overrightarrow{w_r} \\ v.\overrightarrow{k_r} \end{bmatrix} = -T(\alpha) \begin{bmatrix} v.\vec{i} \\ v.\vec{j} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix}$$





$$\begin{bmatrix} v.\vec{i} \\ v.\vec{j} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix} = T\left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right) \begin{bmatrix} v.\vec{E} \\ v.\vec{N} \\ v.\vec{k} \end{bmatrix}$$

座標変換公式

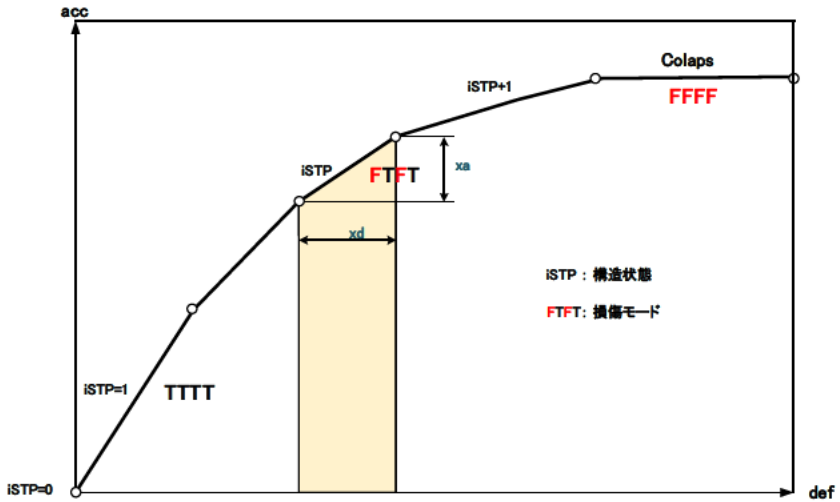
$$T(\vartheta) = \begin{bmatrix} \cos\vartheta & \sin\vartheta & 0 \\ -\sin\vartheta & \cos\vartheta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \qquad T(\vartheta_1 + \vartheta_2) = T(\vartheta_1) \cdot T(\vartheta_2) \qquad T^{-1}(\vartheta) = T(-\vartheta)$$

5.16.1. 損傷モード

ブレースの軸伸び降伏	支柱の曲げ降伏 *pff*	*pfp*	*ppf*	*ppp*
LR	TTTT	FTTT	TFTT	FFTT
LO	TTTF	FTTF	TFTF	FFTF
RO	TTFT	FTFT	TFFT	FFFT
OO	TTFF	FTFF	TFFF	FFFF

5.16.2. 構造状態と損傷モード

Return to Manage　Return to Sheets List



構造状態と損傷モード

（1）設計震度αを漸増させると、支柱で曲げ降伏、ブレースで軸引張又は圧縮降伏を生じ、
（2）次の状態まで1回計算すれば、次の屈曲点（震度の増分）を計算できる。
（3）屈交点の荷重状態から損傷モードが設定できる。iSTP+1を決めることができる。
（4）最小の計算α増分で正しい結果を得ることができる

5.17. 終局強度

Return to Sheets List

5.17.1. Brace 座屈応力

5.17.1.1. 座屈式

$\lambda \le \Lambda$ $\quad {}_bf_c = \dfrac{1-0.4\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}{\frac{3}{2}+\frac{2}{3}\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}F$

$\lambda > \Lambda$ $\quad {}_bf_c = \dfrac{0.277}{\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2}F$

5.17.1.2. 細長比

$$\lambda = \frac{l_k}{\sqrt{I/A}}$$

$$\Lambda = \sqrt{\frac{\pi^2 E}{0.6F}}$$

5.17.1.3. 限界細長比(ブレース)

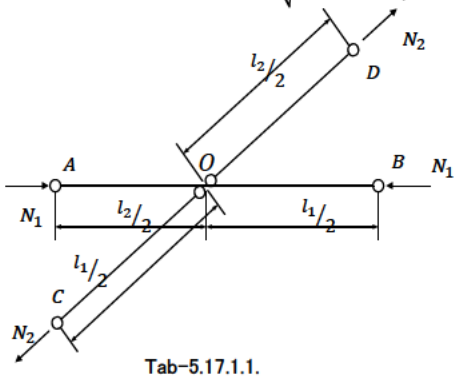
(建築学会:鋼構造設計基準 11.4.4式 DIN 4144:Blatt 2,Ri 6・4)

(1.) 交点 O でピン支持されている場合 (Tab-5.17.1.1.)

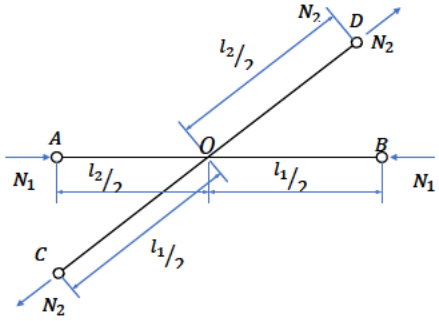
$$l_k = l_1\sqrt{1-0.75\frac{N_2}{N_1}\cdot\frac{l_1}{l_2}} \ge 0.5\,l_1$$

(2.) 交点 O で剛接支持されている場合 (Tab-5.17.1.2.)

$$l_k = l_1\sqrt{1-\frac{N_2}{N_1}\cdot\frac{l_1}{l_2}\left(0.75+\frac{\pi^2 E I_2}{{l_2}^2 N_2}\right)} \ge 0.5\,l_1$$



Tab-5.17.1.1.



Tab-5.17.1.2.

5.17.1.4. 限界細長比(H型断面)

移動に対する条件	拘束			自由	
回転に対する条件	両端自由	両端拘束	1端自由 他端拘束	両端拘束	1単自由 他端拘束
l_k	l	$0.5l$	$0.7l$	l	$2l$

5.17.2. 全塑性モーメントM_PC

5.17.2.1. H 型断面

$$M_P = \left\{A_f(d-t_f)+\frac{1}{4}A_w(d-2t_f)\right\}\sigma_Y$$

$N_Y = A\,\sigma_Y$

$N_{wY} = A_w\sigma_Y$

軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメントM_{PC}は、

(1) 曲げモーメントがH 型断面の強軸回 りに作用するとき

a) $\frac{N}{N_Y} \le \frac{A_w}{2A}$ のとき $\quad M_{PC} = M_P$

b) $\frac{N}{N_Y} \ge \frac{A_w}{2A}$ のとき $\quad M_{PC} = 1.14\left(1-\frac{N}{N_Y}\right)M_P$

(2) 曲げモーメントがH 型断面の弱軸回 りに作用するとき

a) $\frac{N}{N_Y} \le \frac{A_w}{2A}$ のとき $\quad M_{PC} = M_P$

b) $\frac{N}{N_Y} \ge \frac{A_w}{2A}$ のとき $\quad M_{PC} = \left\{1-\left(\frac{N-N_{wY}}{N_Y-N_{wY}}\right)^2\right\}M_P$

5.17.2.2. 円形の中空断面

$M_P = Z_p\sigma_Y$

$N_Y = A\,\sigma_Y$

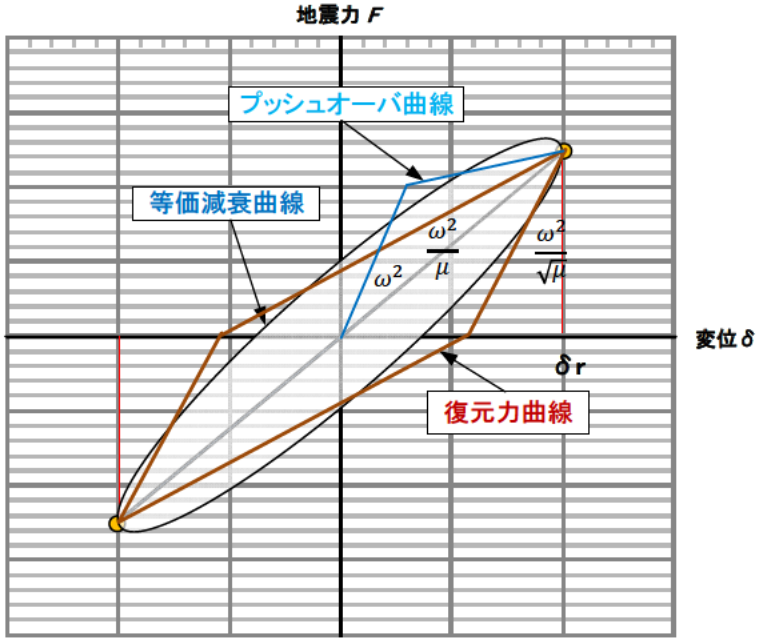
軸力と曲げモーメントが同時に作用する場合、全塑性モーメントM_{PC}は、

a) $\frac{N}{N_Y} \le 0.2$ のとき $\quad M_{PC} = M_P$

b) $\frac{N}{N_Y} \ge 0.2$ のとき $\quad M_{PC} = 1.25\left(1-\frac{N}{N_Y}\right)M_P$

5.18. 等価減衰定数

Return to Demand Spectrun　Return to Sheets List



(1) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_\mu \frac{1}{2} \mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(2) 復元力曲線のループの面積: $4\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)\frac{1}{2}\mathrm{F_r} \cdot \delta_r$

(3) 等価減衰曲線のループの面積: $4\pi h_y \frac{1}{2} \mathrm{F}_y \cdot \delta_y$

---

(1)＝(2)+(3) として、等価減衰定数h_μを算出すると、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+h_y & :\mu > 1 \\ h & :\mu < 1 \end{cases}$$

ここで、h_y：弾性応答ペクトルの減衰定数

剛性低下型復元力を持つ弾塑性系の応答波形に対して左図の結果が得られている。

等価減衰定数h_μは、

$$h_\mu = \begin{cases} \gamma\left(1-\frac{1}{\sqrt{\mu}}\right)+h_y & :\mu > 1 \\ h & :\mu < 1 \end{cases}$$

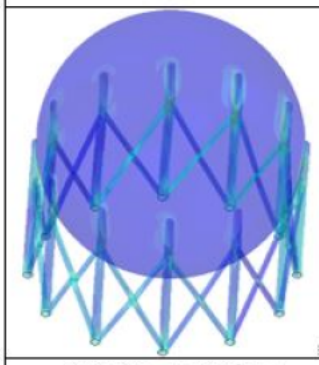
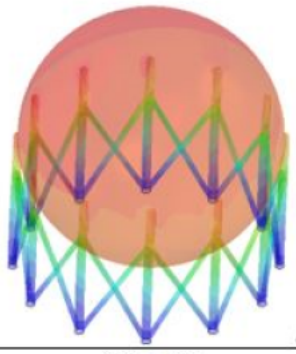
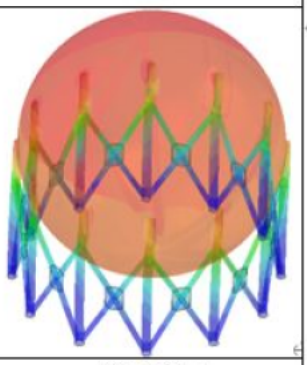
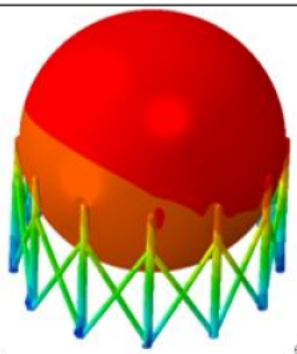
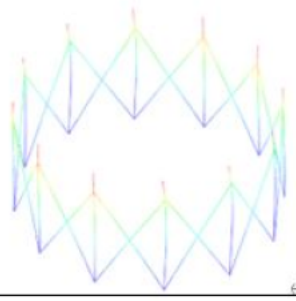
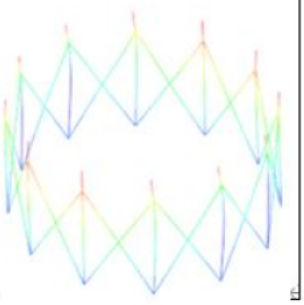
ねばり係数 鉄骨構造　$\gamma = 0.25$

座屈が支配的　$\gamma = 0.2$

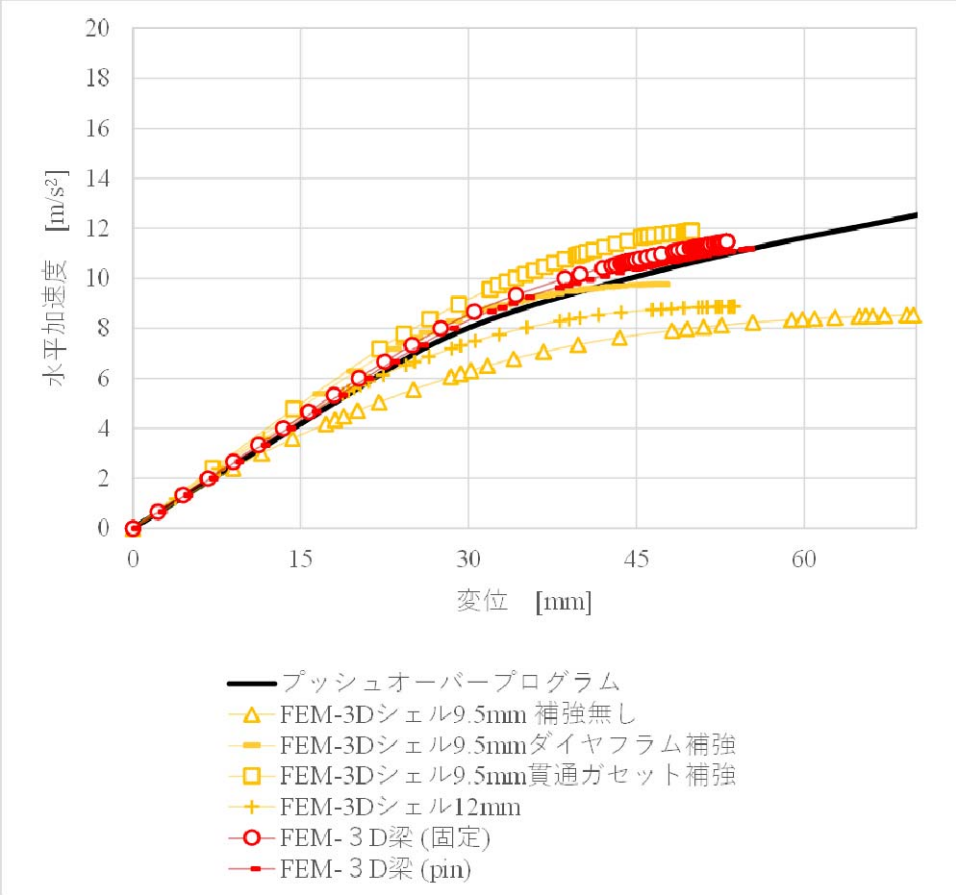
Return to Sheets List

5.19. 妥当性検証

5.19.1. プログラムで計算した球形貯槽と同一寸法の球形貯槽について、3次元シェル要素及び梁要素でモデル化し、FEM解析を実施した。ただし、鋼管ブレース交差部分に補強がない場合は、ブレースの肉厚が9.5mmのケースでは、KHKS0861(2018) による評価で不合格となること から、ブレースの肉厚を12.0mmとしたケース（交差部補強なし）も解析を行った。

3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 補強無し	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm ダイヤフラム補強	3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=9.5mm 貫通ガセット補強
		
3次元シェルモデル 鋼管ブレースt=12.0mm 補強無し	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端完全固定	梁モデル 鋼管ブレースt=9.5mm 下部支柱下端ピン固定
		

5.19.2. プッシュオーバー解析プログラムで計算した荷重-変位曲線とFEM解析で得られた荷重ー 変位曲線
次図に示す。



5.19.3. プッシュオーバー解析プログラム、梁モデルの結果を比較する
両者はほぼ一致してい る。
3次元シェルモデルは、ダイヤフラム補強または貫通ガセット補強モデルについては、プッシュオーバー解析プログラム及び梁モデルとほぼ一致しており、プッシュオーバー解析プログラムの計算結果は概ね安全側の結果を与えている。
一方、補強無しモデルについては、
ブレー肉厚 9.5mmの場合は低剛性及び低強度であり、
ブレース肉厚 12.0mmの場合は低強度の結果となっており、Pushオーバー解析プログラムの計算結果は危険側の結果となる。
ブレース交差部分に補強がない場合、ブレース交差部分の局所的に大きな変形が全体の変形に影響を及ぼしていると考えられ、プッシュオーバー解析プログラム及び梁モデルではこれを考慮できないためと

5.19.4. 結論:
ブッシュオ ーバー解析プログラムによる計算結果は
梁モデル、3次元シェルモデルのFEM解析と同等であり、令和3年度調査研究において検討した
ブッシュオーバー解析方法は妥当な計算方法であるといえる。
ブレース交差部分に補強がないものについては適用ができない。
接合部の全強設計規定を明確にすべきである。
その設計法や規定を策定する必要がある。

第Ⅴ章　その他の検討

Ⅴ-1　液状化対策方法に関する検討

1. 検討概要

令和3年度調査研究では、地盤の液状化を防止するための液状化対策方法を分類、整理し、高圧ガス設備への適用性について検討を行った。本検討では2011年東北地方太平洋沖地震以降、地区全体の液状化対策工法として注目されている地下水位低下工法を取り上げ、事例収集等を行って高圧ガス設備への適用性についてより詳細な検討を行った。

地区全体の地下水位を低下させる工法は、2011年東北地方太平洋沖地震以前にも既に川崎市の石油コンビナート地区で適用され[1)]、1995年兵庫県南部地震後の尼崎市の築地地区[2),3)]、2007年新潟県中越沖地震後の柏崎市の山本団地地区[4)]で、復旧・復興事業として適用されている。2011年東北地方太平洋沖地震後には、大規模かつ広範囲にわたる液状化被害を受け、同年11月に国土交通省において都市防災推進事業（市街地液状化対策事業）が創設された。同事業の一環として被災事例の分析、実証実験、解析が行われ、地下水位低下工法が6 つの市街地で戸建て住宅に適用され[5)-9)]、得られた知見を取りまとめた市街地液状化対策推進ガイダンス[10)]が公表されている。

本検討では、最初に地下水位低下工法の概要について紹介する。続いて、川崎市の石油コンビナート地区での同工法の適用事例について紹介する。また、市街地液状化対策事業の市街地での戸建て住宅への同工法の適用事例のうち、千葉市美浜区磯辺地区の住宅地での適用事例（実証実験）について紹介するとともに、同事業の適用事例全体から得られた知見と課題を整理した。これらの適用事例より、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性について検討を行った。

2.　地下水位低下工法の概要 [10)-12)]

2.1　特徴

地下水位低下工法は、液状化の可能性のある地盤の地下水位を強制的に低下させることにより、液状化が発生する可能性を軽減する対策工法の一つである。本工法の特徴は、以下の通りである。

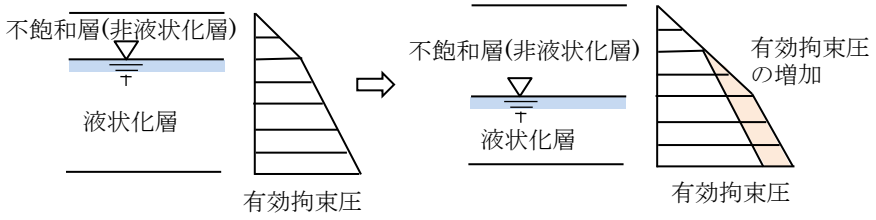
①液状化対策効果は、以下の通り（図 2.1-1 参照）。
- ・液状化層の一部が地下水位より上部に位置して不飽和層となることで、液状化しなくなる。
- ・対象層の有効応力が増加し、発生せん断応力比が低下し、液状化が発生する可能性が低くなる。また、仮に液状化が生じたとしても発生するひずみは小さく抑えられる。
- ・表層部の非液状化層厚が増加し、液状化層の表層への影響が低減する。

②広域の液状化対策に馴染みやすい工法である。

③既設構造物直下の液状化対策が可能である（直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる）。一方、地下水位低下に伴う対象構造物自体や周辺構造物に沈下（粘性土の圧密沈下等）等の影響が生じる。

④以下の地盤条件に適した液状化対策工法である。
- ・液状化層（地下水位）が比較的浅い所にある地盤
- ・下層部に軟弱な粘性土層が厚く堆積していない地盤
- ・液状化対象層の透水係数が高い地盤

⑤地下水位を維持するための揚水管理、沈下計測等、施工後も維持管理が必要で、排水ポンプの長期運転等、維持管理コストがかかる。



(a) 現状　　(b) 地下水位低下後

図 2.1-1　地下水位低下工法の改良効果

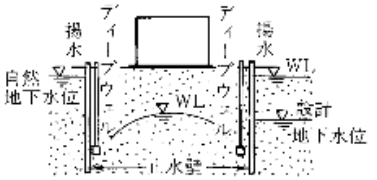
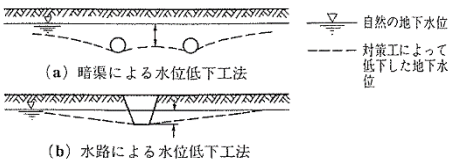
2.2　工法の種類

表 2.2-1 に地下水位低下工法の種類を示す。同表には個別の工法概要と特徴を示す。地下水位低下工法全般に共通する特徴については、2.1 節に示した通りである。地下水位低下工法は、揚水工法と排水溝工法に大別される。

揚水工法は、地下水の集水方法の違いにより、重力排水工法と強制排水工法に区分される。重力排水工法は、重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法で、ディープウェル工法に代表される。重力排水工法を適用する場合には、一般に止水壁が必要となる。これに対して強制排水工法は、バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法で、ウェルポイント工法、バキュームウェル工法がある。揚水工法のメリットは、地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能である。また、局所的に採用が可能である。デメリットは、ポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生すること等である。

一方、排水溝工法は暗渠（推進工法）や水路（開削工法）により地下水を集水し、水位を低下させる工法である。基本的には現地下水位以深に排水溝を敷設する必要があり、自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用する必要がある。また、透水性の大きい地層では排水溝工法のみで地下水位低下を恒常的に維持することは難しく、止水壁等により地下水の流入をある程度抑制する必要がある。地下水位を大幅に低下させる場合やポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。

表 2.2-1　地下水位低下工法の種類

工法名	工法の概要	工法の特徴
【揚水工法】		
重力排水工法 (ディープウェル)	重力の作用で自然浸透する地下水を集水しポンプで排水して地下水位を低下させる工法。 	・地下水位の低下幅を任意に設定することができ、比較的大きな低下幅にも対応可能。 ・局所的に採用が可能。 ・ポンプ稼働の電力や器具の維持管理コストが継続的に発生する。 ・重力排水工法には止水壁が必要。
強制排水工法 (ウェルポイント) (バキュームウェル)	バキュームによる吸引力を利用して強制的に地下水を揚水し水位低下させる工法。	
【排水溝工法】	暗渠(推進工法)や水路(開削工法)により地下水を集水し、水位を低下させる工法。 	・基本的に現地下水位以深に排水溝を敷設。 ・自然流下排水方式が採用できない場合は最終流末でポンプアップ排水方式を採用。 ・透水性の大きい地層では止水壁等により地下水の流入を抑制。 ・地下水位を大幅に低下させる場合、ポンプアップ排水方式を採用する場合は、工事費や維持管理コストがかかる。

2.3　適用に当たっての検討項目

地下水位低下工法の適用に当たっては、対象地盤において以下に示すような検討が必要である。②～④に係わる具体的な調査、試験内容を表 2.3-1 に示す（①については通常の液状化予測のための調査・試験)。本工法の大きな特徴の一つは既設構造物直下の液状化対策が可能である（直下の液状化対策が困難な場合にも適用できる）ことであるが、地下水位低下がもたらす対象構造物自体や周辺構造物の沈下等の影響評価④は特に重要な検討項目である。また、対象地盤の基本特性は現地調査、試験から求められるものの、地下水位の低下量やそれに伴う沈下量や液状化低減効果は解析的に予測、評価することとなり、施工中、施工後の地下水位や沈下測定等の計測が不可欠となる。

①原地盤における液状化の可能性の評価

②適切な地下水位低下範囲・低下量の決定と液状化軽減効果の予測

③地下水位低下工法の選定（低下方法、施工性、コスト、止水壁・井戸・排水管の仕様、維持管理方法等)

④地下水位低下による影響（沈下等）の評価

表 2.3-1　地下水位低下工法に関する調査・試験内容

分　類	調査項目	方　法
地下水の現状	水位・水流方向・被圧区分・水位変動・異常気象時の状況	現地地盤調査、水位観測・降雨記録等
地盤の水理特性	透水係数・帯水層厚	揚水試験、調査ﾎﾞｰﾘﾝｸﾞ、粒度試験
地盤の物理・力学特性	物理・強度特性	現地地盤試験、室内試験
地下水位低下の予測	降雨・周囲地下水の浸透を考慮した地盤モデルで、揚水井戸・止水壁による水位低下量・揚水量を予測	浸透解析等の数値解析
地下水位低下による影響予測	地下水位低下後の地盤の鉛直・水平変位を予測し、地上・地中構造物の傾斜・沈下等の影響を評価	圧密計算等の数値解析
揚水・止水等設備設計	止水壁の深さ(不透水層への根入れ)範囲・材料・能力(揚水)等	・浸透解析等の数値解析 ・現地地盤試験、室内試験
液状化対策効果	・揚水後の地下水位分布 ・強度特性	・複数の水位観測井戸 ・数値解析

3. 地下水位低下工法の石油コンビナート地区での適用事例[1),10),11)]

3.1 概要

川崎市の石油コンビナート地区のタンクヤードの液状化対策として、重力排水工法であるディープウェル工法による地下水位低下工事が実施され、現在も継続運転が継続されている。当時、石油タンクヤードの運転を継続しながらの地盤強化対策工事の実施は、世界でも例のないものであった。

施工場所（文献 1)、図-1、図-2 参照）および工期は、以下の通りである。なお、2011 年東北地方太平洋沖地震においても、当該タンクヤードに液状化による被害はなかったとのことである。

①施工場所：神奈川県川崎市川崎区浮島町
東亜燃料工業(株)（現 ENEOS(株)），東燃 400 号地、東燃 200 号地
②工　　期：1984 年 12 月～1986 年 4 月（東燃 400 号地）

3.2 地盤概要と石油タンク建設の歴史

当該地区は、1960年前後に多摩川河口のデルタ地帯を周辺の海底土砂を浚渫・埋立てして造成された土地で、比較的歴史の浅い軟弱地盤である。文献1)、図-3に示すように地表から5～10mの埋立土層、5～10mの旧海底砂層、その下に約30mにも及ぶ厚さの軟弱な沖積粘土層が分布し、さらに地表面下約150mの泥岩層まで密実な洪積粘土層及び砂層が続いている。

この地区において、1960～1970年代に大小130基、総容量150万klの石油タンク（最大5万kl）が建設された。石油タンク建設に際して、後年地下水位低下工事（液状化対策）が実施された東燃400号地では埋立土層中のシルト層および粘性土層の圧密沈下対策と支持力確保を目的としてプレローディング工法による地盤改良が行われた。しかしながら、液状化対策としての改良は行われていなかった。石油タンク建設後約18年が経過した1988年頃の時点で、5万klの大型石油タンクで2.5m程度の圧密沈下が生じ、それ以後さらに0.6mの沈下が予想されていた。なお、山側の東燃200号地の石油タンク建設に際しても同様に、バイブロフローテーション工法による地盤改良が行われ、後年、東燃400号地に続いて地下水位低下工事（液状化対策）が実施された。

3.3　液状化対策工事実施と地下水位低下工法選定の経緯

既述のように、当該石油タンクは1960～1970年代に建設され、液状化対策を目的とした地盤改良は行われていなかった。その後の1980年頃、表層の埋立地盤について、当時の最新設計基準（消防法、道路橋示方書、神奈川県高圧ガス施設等耐震設計基準等）に基づき、液状化判定（地表面加速度240gal程度）が行われたが、いずれの設計基準においても「液状化の可能性は低い地盤」と判定された。

しかしながら、予想される大規模地震（地表面加速度300gal以上）に対し、地震リスクアナリシス（地震規模・再現期間、タンク破損、油流出量、損害額、対策投資金額等の分析）が実施され、当該石油タンクヤードは石油精製装置等、種々の構造物の統計的災害リスクに比べ、高いリスクが潜在していることが判明した。このため、企業の社会的使命、経営基盤の確立等の経営判断により、災害リスクを1/10程度まで下げることを目標に、地盤をさらに強化し、液状化対策工事が実施されることとなった。

液状化対策工法として地下水位低下工法が選定されたが、文献1)、図-4に示すように既設タンクの液状化対策工法の比較が行われ、以下の理由により地下水位低下工法が選定された。

①全体コストが最も安い。
②既存タンクを運転しながら施工できる。
③全体工期が短い。
④コストの安い可撓性止水壁（ベントナイト泥土壁）が開発され、最近米国等で多く使用されている。
⑤地下水汲上げによる新たな石油タンク基礎の沈下量が、今後20年間で17cm程度と残留圧密沈下量（約60cm）に比べ小さく問題ない。等

3.4　地下水位低下工事

(1)　概要

ここでは、東燃400号地の石油タンクヤードにおいて実施されたディープウェルによる地下水位低下工事について紹介する。文献11)、図-3.5に本工事の止水壁とディープウェルの全体配置を示す。工事概要は、以下の通りである。

①対象ヤード：東燃400号地（石油タンク約70基、総容量約100万kl）

②対象面積：約26万m^2

③止水壁：ベントナイト泥土壁，延長約2,400m

④揚水井戸：エアーポンプ式ディープウェル，17本，　9本（追加）

⑤目標地下水位低下量：5m

(2)　止水壁

文献1)、図-8に止水壁の標準断面を示す。当該石油タンクヤード外周約2400mを止水壁で囲み、GL-12～17m付近から厚く堆積する粘土層に1m根入れされた。

止水壁には地下水位低下時に周辺からの地下水浸透を防止し、周辺地域の地下水位低下による地盤沈下を抑制するため、難透水性のベントナイト泥土壁が採用された。採用理由は、以下の通りである。

①高い止水性を有し、壁厚80cmで透水係数$k=1\times10^{-7}$cm/sが確保できる（鋼矢板は$k=1\times10^{-5}$cm/s程度）。

②継目のない止水性が得られる。

③化学薬品、海水等の浸食を受けない。

④可撓性が高く、周辺地盤と同じ挙動となるため耐震性がある。

⑤コストが鋼矢板（Ⅱ型）に比べ50%程度である。

⑥長大バックホーにより、深さ15m程度までのトレンチが掘削でき、施工速度が速い。

ベントナイト泥土壁築造に当たっては、臨海部の海水雰囲気においても透水係数$k=1\times10^{-7}$cm/s、20年以上の止水耐久性確保や、収縮抑制のための配合試験、最大加速度300galでの止水性保持や大変形追随性確認のための加振実験等、事前に様々な試験や実験が行われた。

施工は長大バックホーで連続地盤掘削したトレンチに、掘削土とベントナイトを混合したスラリー泥土で埋戻しする工法を基本にベントナイト泥土壁が築造された。地上や地中に障害物がある箇所では、多軸オーガー機でセメントと現地発生土を攪拌、混合して止水壁を造成する原位置混合柱列杭壁等が併用された。施工中、石油タンク等の既存設備に影響を及ぼさないよう事前にトレンチ掘削による地盤の安定について土質試験結果による解析、現場載荷試験が行われ、トレンチの安定安全率と地盤変位の管理基準値を設定して施工管理がなされた。

(3) ディープウェル

文献1)、図-11にディープウェルの構造を示す。ディープウェル及び揚水ポンプは長期運転を考慮し、主要部分は腐食・摩耗を考慮した構造とされ、揚水ポンプは火気厳禁の石油タンクヤード内であることを考慮し、圧縮空気駆動のステンレス製エアーリフトポンプとし、雨水の浸透量の変化に対応できるよう可変容量型とされた。

ディープウェルの本数については、止水壁で囲まれた敷地エリア約26万m^2内に当初設計では17本設置し、GL-1mの地下水位を5m低下することとされた。当初設計では削孔径1m（ケーシングパイプ直径0.6m）の井戸での現場揚水試験、土質試験ならびにその結果を用いた浸透流解析に基づきディープウェルの本数が設定されたが、揚水運転開始後に各ディープウェル設置地点で地下水位低下量にばらつきや集水能力に10倍程度の差が現れる等、逆解析を実施し9本のディープウェルが追加設置された。

3.5　揚水運転・管理状況

1986年1月からの揚水運転開始後、揚水井戸内の設定水位を1～2週間毎に約1mずつ段階的に低下させ、揚水管理や維持管理は、以下のように行われた（行われている）。

①観測井（止水壁内31本、止水壁外9本）で揚水量や地下水位を定期観測

②沈下測定点（約600点）で地盤沈下量を定期観測

③定期観測結果から当初想定を超える不等沈下や間隙水圧が発生した場合、揚水の中止や設定レベルの変更により、有害な不等沈下を生じさせないようにコントロール

④ポンプ等整備

1988年8月現在（揚水運転開始後約2.5年間）、地下水位は文献1)、図-7に示すように敷地全体で平均約4m低下し、目標地下水位低下量5mのほぼ80%程度に達した。目標達成のため地下水位低下度の低いエリアについて、2～3本の揚水井戸の追加が計画された。また、揚水運転開始後約2.5年間の地盤沈下量は平均約90mmで、平面的にほぼ一様であり、既設構造物に与えた影響は皆無であった。

また、観測結果とその後の追加調査から、以下のことが明らかにされた。

①地下水頭

深さ方向に地下水頭が変化している。深度10mに設置した間隙水圧計と全層にわたってストレーナーを入れた観測井戸では2～5mの水頭差が出ることがわかった。その後、鉛直方向の間隙水圧分布を現場測定した結果、地表浅い所では地下水頭が高く、深い位置では低くなり、地下水圧が静水圧分布になっていないことが明らかになった。砂・シルトの互層が地下水を水平層状に何層にも分離し、それぞれを被圧状態にしているためと考えられる。

②透水性

対象地盤の透水係数に異方性がある。ボーリング調査による土質分類では、砂質シルト、シルト質砂と分類された地盤でも、室内試験から鉛直方向の透水性は水平方向の1/5～1/10程度と小さいことがわかった。これは、砂・シルトの微細な互層構造が存在することを裏付けている。

③降雨の影響

降雨の影響は数週間～3カ月間をかけて現れる。止水壁により周辺からの地下水浸透の影響は小さいものの、降雨後は長期間にわたって地下水位が変動している。揚水運転開始後2年間の地下水位、揚水量と降雨量の関係（文献10）(資料編)、図-6(p.119)参照）より、地下水位は降雨の影響を受けて変動し、地下水位の変動で揚水量も変化するが、降雨の影響は対象地盤では最大14週間も続いている。水位低下に伴う地盤表層の飽和度低下が降雨の浸透を妨げる結果（不飽和浸透状態）、井戸への到達にそれだけの時間がかかっていると解釈できる。

4. 地下水位低下工法の住宅地での適用事例 [5)-10)]

4.1 概要

2011年東北地方太平洋沖地震後、千葉県千葉市美浜区磯辺地区の住宅地の液状化対策として、地下水位低下工法の実施に向けてのデータ取得のため、2013年に実証実験が行われた（本実証実験の位置図、フローは、文献5)、文献10)(資料編)参照）。

4.2 実証実験

(1) 実験概要

本実証実験では、排水管方式による地下水位低下工法が採用された。文献5)、文献10)に示すように2宅地分を想定し、22m×43.2mの実験エリアを止水矢板で囲み、内側にそれぞれ2本の立坑とドレーンパイプ（φ200，l=20m，i=1%，半有孔管）が推進工法により敷設され、中央には模擬建屋が設置された。当該実験エリアの地盤（地層縦断図）は、文献5)、文献10)(資料編)に示す通りである。

本実証実験の目的は、地下水位を低下させた時の、粘土の圧密沈下等による地盤沈下量の測定や、実測値と解析値の検証を行い、地下水位低下工法の実施に向けてのデータの取得である。計測工の配置は文献5)、文献10)(資料編)に示す通りであり、計測工と目的は文献5)、文献10)(資料編)に示す通りである。実験（地下水位下）は2013年10月15日から開始され、計測が行われた。

(2) 地下水位計

実験は2013年10月15日から開始され、12月14日時点では、矢板外側の地下水位は深度1.3m～1.7m、矢板内側は中央で深度2.85m、ドレーン脇では3.0m程度である。地下水位低下工法で必要とされる水位深度は3.0mであるため、あと0.2m程度の水位低下が必要となった（文献5)、文献10)(資料編)参照）。

(3) 間隙水圧計

計測開始は2013年10月10日で、実験開始の10月15日からFc2(U3、U7)の水頭が低下していることが確認された。これは、Fc2は粘性土であるが砂分を含み、この砂粘性土中に薄層状に分布することで上位層のFscと水理的につながりを持ったことから、上位のFscの水頭の影響を受けていることが想定されている。As1、Acsには極端な違いはみられず、最下位層のAs2の水頭が最も高い（文献5)、文献10)(資料編)参照）。

(4) 層別沈下計

2013年10月15日から実験を開始し、12月14日まで沈下は継続していると判断された。12月14日時点での沈下量は、C1で地表面沈下が1.2cm、C2で0.9cmである。その沈下は、FscとFc2で生じていた（文献5)、文献10)(資料編)参照）。

(5) 地表面沈下計

模擬建屋の沈下は、実験開始2013年10月15日から10月24日までは1cm以下ではあるが沈下傾向が見られ、偏載の影響は0.1/1,000～0.2/1,000程度であるが認められた。また、隣接した住宅方向へ傾きが出る傾向が認められた（文献5)、文献10)(資料編)参照）。

(6) 排水量

以下のデータより、実験エリアに降った総雨量の約4割（305.6/696.6＝0.44）が暗渠により排水したものと算出された（文献5)、文献10)(資料編)参照）。

①2013年9月7日（止水矢板打設終了日）～12月14日までの累積雨量：733mm

②上記期間に実験区域（A=43.2m×22m）に降った総雨量：696.6m^3

③2013年10月15日～12月14日までの排水量：167.2(No.1)＋138.4(No.2)＝305.6m^3

4.3　数値解析による検証

(1)　沈下計算

地下水位の低下に伴う地盤の沈下量について、圧密沈下計算により実測値と計算値の比較が行われた。実測値は、層別沈下計のある2地点とし、層別沈下計埋設時に採取した土質試料から圧密計算に用いる定数が設定された（文献5)、文献10)(資料編)参照）。計算条件は以下の通りである。

①地下水位：10月15日から60日で深度1.0m(TP3.5m)から深度3.0m(TP0.5m)までに低下

②地盤定数：文献5)、文献10)(資料編)参照

③建物荷重：1F・2Fの偏載は7.5kN/m^2，2F建ては10kN/m^2

計算結果と実測値の比較は文献5)、文献10)(資料編)に示す。これより、

①Fsc層では、計算値に対しC1で7割、C2で4割程度の沈下量を示す。

②Fc2層では、計算値に対しC1、C2ともに2割程度の沈下量を示す。

③Acs層の沈下量は計測では確認されていない。

ただし、計算による全層の最終沈下量に対し、12月14日時点は9割程度以上の沈下量に相当する。圧密度が100%近くとなるのは、C1で半年、C2で3ヶ月程度である。

このように、実測した沈下量の大半はFsc層のものである。Fc2層とAcs層の粘性土の沈下量は計算値に対し、実測値が小さい。

(2)　連成解析

地下水位の低下に伴う地盤の沈下量について、連成解析による実測値と計算値の比較を行った。解析手法は、飽和域の圧密解析から不飽和域までを含めた応力～ 変形と浸透との連成解析である。地盤の鉛直2次元断面モデルにおいて飽和～不飽和領域での応力～変形と浸透流との一般的な連成問題を取り扱う有限要素法プログラムが適用された。解析モデルは、文献5)、文献10)(資料編)に示す通りである。

解析結果は文献5)、文献10)(資料編)に示す通りで、排水開始後水位は急激に低下し、2日程度でほぼ一定となる。沈下量は60日で実験エリア中央部においてその沈下量は1.2cmで、10年経過後もほとんど変化はない。

(3)　地下水位低下工法の可否

実証実験による沈下量の実測値は、圧密解析よりも連成解析によることが、その値を再現できていると判断された。連成解析による実験エリア中央部の沈下量の予測値は1.2cmで実測値とほぼ等しい。家屋の傾斜で問題となる目安の3/1,000以内に収まると考えられるため、地下水位低下工法は採用可能と判断された。

4.4　得られた知見と課題 [5)-10)]

既述のように2011年東北地方太平洋沖地震後、国土交通省の市街地液状化対策事業において、各都市で被災事例の分析、実証実験、解析が行われ、地下水位低下工法が6 つの市街地で戸建て住宅に適用されてきた。千葉市美浜区磯辺地区の住宅地での適用事例（実証実験）については、前節までで紹介した通りである。その結果、以下のような知見が得られている。

①地下水位は地表から3m程度の深さに下げておくと、その下部の層が液状化したとしても戸建住宅が大きくめり込み沈下して傾くような被害は発生し難いので、この程度の深さまで下げることが有効である（被災・無被災住宅の地下水位の比較からの結論、文献7)、図-2参照）。

②地下水位は、(a)開削工法や推進工法で3m程度の深さに排水管を設置し、これを1カ所に集めて川や海に放水する、(b)浅井戸を3m程度の深さに設置して地下水を汲み上げ側溝等に流す、といった方法で下げる工法が有効である（文献7)、図-3参照）。

③排水管を道路下に40m程度の間隔で設置するだけで、その間の宅地の地下水位も十分に下がるので、特に宅地内に枝管の排水管を設置しなくてよい（文献7)、図-4、図-5参照）。

④東京湾岸の埋立地等では地表面の標高が+3～+4mと高く、地下水位を地表面から3m程度の深さに下げても海水面より高くなる。従って、汲み上げる地下水は雨水が地盤内に浸透してきたものだけで、汲み上げるべき地下水の量は多くない。例えば降水量の半分程度と想定しておくだけでよい。

⑤液状化対象層の下部に軟弱な粘土層が厚く堆積していても、地表面から3m程度の深さまで地下水位を下げるだけでは有害な地盤沈下は生じない。理由としては、(a)表層の地下水位を下げた場合に、下がる間隙水圧は深さ方向に一定値ではなく、深くなると変化しない（文献7)、図-6参照）、(b)軟弱粘性土であっても、浅い所では少し過圧密になっていることが多い、といったことが挙げられる。

また、課題として、以下が挙げられている。

①今回は下水道の復旧と別個に排水管の設置が行われたが、両者の時期を合わせて掘削すると合理的になる。

②簡易な地下水位低下方法を開発する必要がある。例えば、埋立地では配水管を護岸まで導き先端に弁を付け、干潮時に海に自然放流できるようにすると簡単になる。

③中層の建物からなる団地にも適用されるとライフラインや道路の被害が防げる。

④広く適用されるためには、集排水管の安価な施工方法や簡易な浅井戸による地下水位低下工法の開発が必要と考えられる。

5. 高圧ガス設備への適用性

3.節、4.節に示した適用事例より、高圧ガス設備が設置されることが多い臨海部のコンビナート地区を念頭に、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性は、以下のようにまとめられる。

①川崎市の石油コンビナート地区での適用実績があり、地下水位低下工法は高圧ガス設備へ適用できる。

②今後新設される高圧ガス設備は少ないと予想され、主に既設設備が液状化対策の対象となる。高圧ガス設備は配管等の設備が錯綜し、狭隘な空間となっている既設設備の液状化対策に、施工上障害のない地下水位低下工法は有効である。

③コスト等を含めた事業者判断によるが、個々の高圧ガス設備でなく広域に液状化対策できる地下水位低下工法は有効である。地下水位低下工法は貯槽のみならず接続配管、架台等々を含め、広域に設備をまとめて液状化対策できる。

④地下水位低下工法は液状化対策工法であるが、高圧ガス設備は臨海部に設置されることが多く、液状化対策によって液状化に伴う地盤の側方流動を抑制でき、地盤の流動化対策にも有効である。

⑤以下の知見から、地下水位低下工法の適用性が拡がった。今後、集排水管の安価な施工方法や簡易な浅井戸による地下水位低下工法が開発されれば、さらに適用性が拡大する。

・地下水位を地表から3m程度の浅いレベルに低下させるだけで、また、排水管設置は40mといった長い間隔で液状化対策効果が得られる。

・東京湾岸の埋立地等では地表面の標高が+3～+4mと高く、地下水位を地表面から3m程度の深さに下げても海水面より高くなる。従って、汲み上げる地下水は雨水が地盤内に浸透してきたものだけで、汲み上げるべき地下水の量は多くない。

・臨海部の埋立地では配水管を護岸まで導き先端に弁を付け、地下水を干潮時に海に自然放流できるようにする（自然流下排水方式）とコストが低くなる。

⑥課題は以下の通りである。

・地盤条件によっては、地下水位低下工法が適用できない場合がある（2.1 節、④参照）。下部に液状化層が残存するような液状化層が深い地盤、液状化層の下部に軟弱な粘性土層が厚く堆積している地盤（過圧密地盤等を除く）等では地下水の低下量や低下方法によっては、大きな地盤沈下が生じる恐れがある[13)]。また、液状化層の透水係数が低い地盤、止水層となる粘性土層が深い地盤や下部に砂層がある地盤等では、コスト面でも適用が困難である場合がある。

・地下水位低下が地表から 3m といった浅いレベルで液状化対策効果が得られるという知見は、直接基礎において得られた知見であり、杭基礎の場合にはより深いレベルの地下水位低下が必要になることも考えられる。ただし、杭基礎では浅層の地盤反力係数の低減を抑える効果がある。また、大型の高圧ガス設備にあっては基礎形式とし

て、液状化の恐れのある地盤では直接基礎が採用されることは少なく、相対的に建設コストが高い杭基礎が採用される。地下水位を地表から 3m 程度の浅いレベルに低下させるだけで液状化対策効果得られるという知見は、単純でより低コストな基礎形式である直接基礎の採用拡大に繋がる効果が期待される。

参考文献

1) 大森弘一：軟弱地盤における設計・施工例－タンク基礎（間隙水圧低下による地盤強化対策），基礎工，Vol.18，No.12，pp.122-129，1988.
2) 諏訪靖二，福田光治，濱田晃之，本郷隆夫，執行 晃：液状化対策のための地下水位低下工法による実施例，日本材料学会，第10 回地盤改良シンポジウム，pp.213-220，2012.
3) 諏訪靖二：液状化対策のための地下水位低下法による実施例，総合土木研究所，基礎工，Vol.40，No.10，pp.81-84，2012.
4) 地盤工学会：新潟県中越地震災害調査委員会報告書，pp.3-7-1-3-7-12，2009.
5) 千葉市：千葉市液状化対策推進委員会資料. https://www.city.chiba.jp/toshi/toshi/anzen/ekijoukaiinnkai.html（参照：2022-07-01）
6) 安田進：東日本大震災における住宅地の液状化対策工法の開発，地盤工学会誌, Vol.62, No.6, pp.1-5, 2014.
7) 安田進：各論　東日本大震災で被災した宅地の復旧・復興方法の特徴，基礎工，Vol.44, No2，pp.22-27, 2016.
8) 安田進：東日本大震災における市街地の液状化被害と復興，地盤工学会誌, Vol.69，No.3, pp.26-30, 2021.
9) 安田進：総説　液状化対策技術の現状と課題と展望，基礎工，Vol.49，No5，pp.2-5, 2021.
10)国土交通省都市局都市安全課：市街地液状化対策推進ガイダンス，本編，資料編，2019, 2016.　https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_fr_000005.html（参照：2022-07-01）
11)地盤工学会：液状化対策工法，第 3 章 地下水位低下工法，pp.350-353，2004.
12)諏訪靖二：液状化対策のための地下水位低下工法について，地盤工学会誌, Vol.70，No.9, pp.27-31, 2022.
13)安田進，橋本隆雄：地下水位低下による液状化被害からの復興に関して現場実験等で得られてきている知見，GeoKanto 2014，地盤工学会関東支部，pp.474-475，2014.

Ⅴ-2　基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討

1. 検討概要

令和 3 年度調査研究では、実機モデルとして想定した球形貯槽に対し、サイトスペシフィック地震動を適用して地盤の液状化を考慮した 3 次元 FEM 有効応力解析を実施した。詳細は令和 3 年度調査研究報告書を参照されたいが、その結果、例示基準 KHKS0862（2018）の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様では、地盤の液状化による大きな地盤震動（変位）の影響により、杭が局部座屈して基礎が崩壊に至る結果となった（図 1-1 参照）。

これを踏まえ、本検討では他分野の下記①～④の設計基準ならびに高圧ガス保安法規を調査し、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響について検討した。下記①～④の設計基準はいずれも性能規定化され、限界状態設計法が採用されている。なお、本検討は、基礎が崩壊した場合に貯槽の気密性を保持するための対策について検討したものではない。

①(公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編、平成 29 年 11 月.（以下、道路橋示方書という）

②(公財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説、基礎構造物、耐震設計、平成 24 年 1 月、9 月 .（以下、鉄道構造物等設計標準 という）

③(公社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、平成 30 年 5 月.（以下、港湾の施設の技術上の基準という）

④(社)日本建築学会：建築基礎構造設計指針、2019 年 11 月.（以下、建築基礎構造設計指針という）

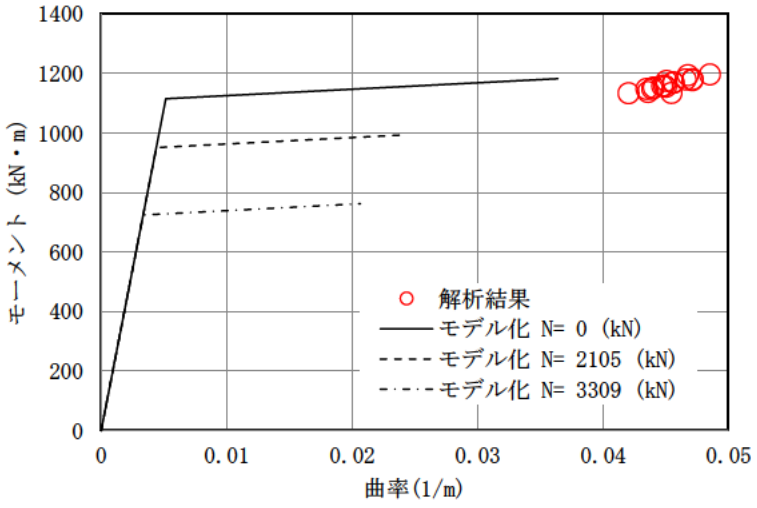


図 1-1　球形貯槽の上町断層帯地震波入力による 3 次元 FEM 有効応力解析結果
：鋼管杭杭頭のモーメント M～曲率 φ 関係（令和 3 年度調査研究）

2. 他分野の設計基準の調査

2.1 道路橋示方書

道路橋示方書では、表 2.1-1 に示すように、上部構造、下部構造及び上下部接続部について、1～3 の限界状態が規定されている。

同表において、下部構造の限界状態 3 は、下部構造に損傷が生じているものの、それが原因で落橋等の致命的な状態には至ることがない限界状態とされている。杭基礎の場合、レベル 2 地震動を考慮する設計状況における設計において、下記①または②を満足する場合には、限界状態 3 を超えないとみなしてよいこととされている（限界状態 1 又は限界状態 2 の照査で担保）。

①杭基礎の応答変位がレベル 2 地震動を考慮する設計状況における杭基礎の降伏変位の制限値を超えない（限界状態 1 を超えない）。
②杭基礎の応答塑性率及び応答変位が、塑性率の制限値及び変位の制限値を超えない（限界状態 2 を超えない）。

上記②について、橋脚の杭基礎の場合、塑性率の制限値として一般に 4 程度が目安とされている。また、変位の制限値はフーチング底面位置の回転角で示されており、0.02rad 程度が目安とされている。

令和 3 年度調査研究の 3 次元 FEM 有効応力解析結果は、すべての杭が降伏変位や塑性率 4 を超え、さらに局部座屈に至っている。本解析結果に対し、仮に道路橋示方書の規定を適用すると、上記①、②を満足せずに限界状態 1、2 を超え、限界状態 3 を超える可能性がある。すなわち、落橋等の致命的な状態に至る可能性がある。

また、同示方書では、上部構造、下部構造及び上下部接続部の限界状態を部材等の限界状態で代表させることもできるとされており、下部構造を構成する部材等の限界状態 3 は、部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態とされている。この限界の状態とは、一般的に荷重変位曲線における最大荷重点で代表してよいとされている。本解析結果では杭が局部座屈に至っており、耐荷力が最大荷重点を下回るものと予想され、仮に道路橋示方書の規定を適用すると、限界状態 3 を超えて落橋等の致命的な状態に至るものと考えられる。

表 2.1-1　上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態

上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 1	部分的にも荷重を支持する能力の低下が生じておらず、耐荷力の観点からは特別の注意無く使用できる限界の状態。
上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 2	部分的に荷重を支持する能力の低下が生じているものの限定的であり、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にあり、かつ特別な注意のもとで使用できる限界の状態。
上部構造、下部構造、上下部接続部の限界状態 3	これを超えると部材等としての荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態。

2.2　鉄道構造物等設計標準

鉄道構造物等設計標準では、表 2.2-1 に示すように、地震時の構造物の要求性能と基礎の性能項目、想定する限界状態の設定例が示されている。

同表において、構造物の要求性能として安全性が本検討の参考となる。基礎の安定（安定レベル 3）が性能項目で、過大な残留変位が生じるものの、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至らない状態が限界状態として想定されている。

杭基礎については、表 2.2-2 に示すように、地震時の性能項目に対する照査指標の例が示されている。安定レベル 3 の基礎の安定に係わる性能項目は、地盤の破壊、水平安定、回転安定、基礎部材等の破壊である。各性能項目に対する照査指標は同表に示す通りであるが、このうち杭体は、設計応答値として設計曲率が、設計限界値として損傷レベル 3 に止めることとされている。RC 部材の例ではあるが、鉄道構造物等設計標準（基礎構造物）、解説 図 15.3.2.5-1 に示す通り、曲げモーメントと曲率の関係において各損傷レベルと設計限界値が示されている。また、群杭基礎の場合の安定レベルと限界状態の考え方が、表 2.2-3 に示されている。

令和 3 年度調査研究の 3 次元 FEM 有効応力解析結果は、群杭のすべての鋼管杭が局部座屈に至っている。本解析結果に対し、仮に 鉄道構造物等設計標準 の規定を適用すると、安定レベル 3 において設計曲率が損傷レベル 3 の設計限界値 ϕ_{nd} を超えて安定レベル 4 の状態となり、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至る状態になる。

表 2.2-1　地震時の構造物の要求性能と基礎の性能項目、想定する限界状態の設定例

構造物の要求性能		性能項目	安定レベル	想定する限界状態
復旧性	性能レベル 1	基礎の残留変位	1	基礎の変位は生じるが、残留変位は些少で、構造物の補修は行わずに機能を保持できる状態。
	性能レベル 2		2	基礎の変位が残留し、場合によっては補修が必要となるが、早期に機能が回復できる状態。
安全性		基礎の安定	3	過大な残留変位が生じるものの、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至らない状態。
－		－	4	構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至る状態。

表 2.2-2　地震時の杭基礎の性能項目に対する照査指標の例

構造物の要求性能		杭基礎の性能項目		照査指標			対応する安定レベル
				着目位置	設計応答値 I_{Rd}	設計限界値 I_{Ld}	
復旧性	性能レベル1	基礎の残留変位	残留鉛直変位	杭頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力 *1	安定レベル1
			残留水平変位	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答水平変位	2%L_A≦100mm	
			残留傾斜	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答回転角	10/1000rad	
			基礎部材等の損傷	杭体・結合部	設計曲率･設計部材角	損傷レベル 1	
				フーチング	設計断面力	損傷レベル 1	
	性能レベル2		残留鉛直変位	杭頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力 *2	安定レベル2
			残留水平変位	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答水平変位	8%L_A≦400mm	
			残留傾斜	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答回転角	20/1000rad	
			基礎部材等の損傷	杭体・結合部	設計曲率･設計部材角	損傷レベル 2	
				フーチング	設計断面力	損傷レベル 1～2	
安全性		基礎の安定	地盤の破壊	杭頭部	設計鉛直力	設計鉛直支持力 *3	安定レベル3
			水平安定	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答水平変位	10%L_A	
			回転安定	ﾌｰﾁﾝｸﾞ等の天端	最大応答回転角	30/1000rad	
			基礎部材等の破壊	杭体・結合部	設計曲率･設計部材角	損傷レベル 3	
				フーチング	設計断面力	損傷レベル 1～2	

L_A：杭基礎の換算抵抗幅（m）、$L_A=\sqrt{N}D$　N：杭本数　D：杭の設計径
*1：杭先端沈下量が杭径の 5%時（杭径 1m 以上では 50mm 時）の設計鉛直支持力（超過確率 20%）
*2：杭先端沈下量が杭径の 10%時の設計鉛直支持力（超過確率 30%）、引抜き側は照査不用。
*3：杭先端沈下量が杭径の 10%時の設計鉛直支持力（超過確率 50%）、引抜き側は照査不用。

表 2.2-3　群杭基礎の安定レベルと限界状態の考え方

群杭基礎の安定レベル	限界状態
安定レベル 1	どれか 1 本の杭が安定レベル 1 の限界値に達した状態。
安定レベル 2	全杭数のうち、片側 1/6 の杭が安定レベル 2 の限界値に達した状態。
安定レベル 3	全杭数のうち、片側 1/4 の杭が安定レベル 3 の限界値に達した状態。

2.3　港湾の施設の技術上の基準

港湾の施設の技術上の基準では、以下 3 つの要求性能が規定されている。

①使用性：使用上の不都合を生じずに使用できる性能のことであり、想定される作用に対して損傷が生じないか、又は損傷の程度がわずかな修復により速やかに所要の機能が発揮できる範囲に留まること。

②修復性：技術的に可能で経済的に妥当な範囲の修繕で継続的に使用できる性能のことであり、想定される作用に対して損傷の程度が、軽微な修復により短期間のうちに所要の機能が発揮できる範囲に留まること。

③安全性：人命の安全等を確保できる性能のことであり、想定される作用に対してある程度の損傷が発生するものの、損傷の程度が施設として致命的とならず、人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲に留まること。

同基準では、本検討に関係する上記③安全性に対する照査項目や限界値を定める標準的な指標は、具体的な規定はなされていない。例えば外郭施設である防波堤（津波防波堤を除く）では、レベル 2 地震動に対し、照査項目は「損傷」とされており、「限界値を定める指標は適切に設定すること」とされている。

また、杭式構造が採用される（または採用されることの多い）係留施設の岸壁や桟橋では、レベル 2 地震動に対する照査は基本的に耐震強化施設が対象となっており、この場合の要求性能は上記①使用性、②修復性で、③安全性は規定されていない。例えば耐震強化施設の桟橋について、表 2.3-1 に示すような偶発状態に対する性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標が示されている。同表の杭の損傷に関する性能照査は、特定耐震強化施設では杭 1 本につき 2 箇所以上で限界曲率に達している杭が当該桟橋の断面内に存在しないことを照査する、標準耐震強化施設では杭 1 本につき限界曲率に達した箇所が 2 箇所未満である杭が当該桟橋を構成する杭に少なくとも 1 本存在していることを照査する（当該桟橋の断面内に存在する全ての杭が杭 1 本につき 2 箇所以上限界曲率に達している状態ではないことを照査する）規定となっている。

令和 3 年度調査研究の 3 次元 FEM 有効応力解析結果では、群杭のすべての杭が限界曲率を超えているものの、杭 1 本につき杭頭 1 箇所のみである。この結果に対し、上記の耐震強化施設の桟橋に関する規定を準用すれば、使用性や修復性が確保されることから安全性も確保され、損傷の程度が施設として致命的とならず、人命の安全確保に重大な影響が生じない範囲に留まることになる。ただし、杭頭のみならず杭先端の 2 箇所で限界曲率を超えるケースも想定され、必ずしも使用性や修復性が確保されるとは限らず、安全性も確保されるとは限らない可能性がある。

表 2.3-1　耐震強化施設である桟橋の偶発状態に対する性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	標準的な限界値の指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
29	2	2	55	1	―	修使復用性性	偶発状態	レベル 2 地震動	自重 載荷重	法線の変形	残留変形量の限界値
										上部工の断面破壊	設計断面耐力
										杭の損傷	限界曲率
										杭に作用する軸方向力	杭の支持力

2.4　建築基礎構造設計指針

建築基礎構造設計指針では、想定する荷重に対して、上部構造の性能を満足するように基礎構造の要求性能が表 2.4-1 のように規定されている。

同表において、性能グレード C の要求性能のレベル（限界状態）が本検討の参考となる。同指針において、性能グレード C では、レベル 2 荷重に対して基礎構造の損傷や破壊が原因となり、上部構造が崩壊し人命保護を危うくする安全限界状態を超えないことを要求性能とすることとされている。ただし、現時点では性能グレード C の具体的な性能確認方法が確立されていないため、性能グレード C は定義のみの提示にとどめ、具体的な設計法に関する記述はしないこととされている。また、本グレードはより高度な限界状態を目指すために必要であり、今後の研究や知見の蓄積が望まれるとされている。

表 2.4-1　想定荷重に対する要求性能

想定荷重	性能グレード	要求性能のレベル（限界状態）	要求性能		
			上部構造に対する影響	基礎部材	地盤
常時荷重	―	使用限界状態	使用性・耐久性に支障が生じない。	耐久性に支障が生じない。有害なひび割れが生じない。	使用上有害な沈下・変形が生じない。
レベル 1 荷重	―	損傷限界状態	過大な傾斜あるいは構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	構造上の補修・補強を必要とするような損傷が生じない。	過大な沈下・残留変形が生じない。
レベル 2 荷重	S				
	A	終局限界状態	転倒・崩壊しない。	脆性的な破壊を生じない。また、変形性能の限界に達して、耐力低下を生じない。	地盤(改良地盤)が鉛直支持力を喪失しない。
	C	上部構造の安全限界状態	転倒・崩壊しない。	部分的な損傷を許容する。	地盤(改良地盤)が鉛直支持力を喪失しない。

3. 高圧ガス保安法規の調査

3.1 高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）・KHKS0862（2018）

高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2）・KHKS0862（2018）では、地震防災遮断弁を超えて直近に設ける当該配管系に係る支持構造物は、基本的に当該耐震設計構造物と同一の基礎等に施す、あるいは当該配管系が十分な可とう性を有していることを確認することが規定されている。以下に、KHKS0862（2018）の該当規定の抜粋を示す。

令和 3 年度調査研究の 3 次元 FEM 有効応力解析結果は、すべての杭が局部座屈し基礎が崩壊に至っているが、KHKS0862（2018）に依れば地震防災遮断弁が機能し、ガスの漏洩を防止できる、すなわち、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保されるものと期待される。ただし、地震防災遮断弁が機能するかは、杭のみならず配管支持構造物を直接支持する基礎底板の損傷の程度にもよるため、現時点の知見のみでは基礎全体の崩壊の程度によっては地震防災遮断弁が適切に機能しない可能性を完全に排除することは困難であると考えざるを得ない。なお、配管支持構造物を当該耐震設計構造物と同一の基礎に施す場合、基礎底版から張出し梁を設けて配管支持構造物を設置することが行われている。液状化地盤では数 10cm にも及ぶ地盤沈下が生じるが、張出し梁の設計では通常、この液状化による地盤沈下の影響を考慮しておらず、注意が必要である。ちなみに、既設の張出し梁については、点検が必要である。

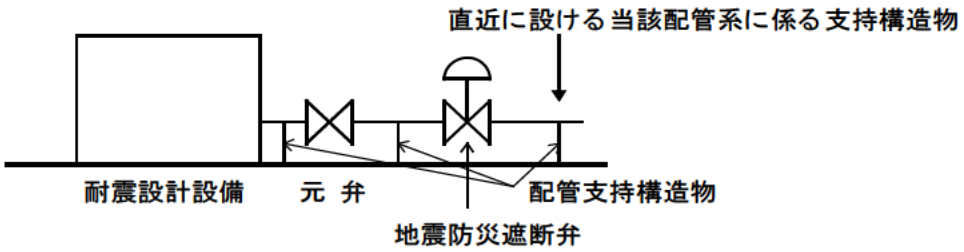
KHKS0862（2018）の抜粋

4.2 配管系に係るレベル 2 耐震性能の評価

配管系に係るレベル 2 耐震性能の評価は、次に定めるところによる。

d) 耐震設計設備に接続される配管系のうち、地震防災遮断弁を超えて当該耐震設計設備の直近に設ける当該配管系に係る支持構造物 [2)]（配管を溶接等により固定するものに限る。）については、当該耐震設計構造物と同一の基礎等に施すこと。ただし、当該配管系が十分な可とう性を有していること [3)]を確認した場合は、この限りでない。

注 [2)]直近に設ける当該配管系に係る支持構造物とは、下図の通り。



注 [3)]十分な可とう性を有していることとは、耐震設計構造物と当該耐震設計構造物に係る配管系の支持構造物の間に地盤変状に伴う相対変位が生じた場合に、当該相対変位量に対して当該配管系が十分な変位吸収能力を保有している設計を講じていることをいう。

3.2　一般高圧ガス保安規則・液化石油ガス保安規則・コンビナート等保安規則

一般高圧ガス保安規則（第 6 条第 1 項第 16 号)、液化石油ガス保安規則（第 6 条第 1 項第 16 号）及びコンビナート等保安規則（第 5 条第 1 項第 64 号）において、「貯槽は、その沈下状況を測定するための措置を講じ、経済産業大臣が定めるところにより沈下状況を測定すること。この測定の結果、沈下していたものにあっては、その沈下の程度に応じ適切な措置を講ずること。」とされている。この条文に対し、一般高圧ガス保安規則、液化石油ガス保安規則及びコンビナート等保安規則の機能性基準の運用について（20190606 保局第 3 号～第 5 号、令和元年 6 月 14 日、以下、一般則・液石則・コンビ則関係例示基準という）が通達されており、具体的な貯槽の沈下状況の測定等において、沈下の程度とそれに対する措置が規定されている。以下に、一般則・液石則・コンビ則例示基準の該当規定の抜粋を示す。

令和 3 年度調査研究の 3 次元 FEM 有効応力解析結果は、すべての杭が局部座屈し基礎が崩壊に至っている。杭が局部座屈した場合に、一般則・液石則・コンビ則例示基準の規定に示されている沈下の程度 h/l が 1%を超える可能性があり、貯槽の使用を中止し、適切な処置を講ずることが必要となる可能性がある。この h/l が 1%を超えて貯槽の使用を中止とする規定は、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）確保に影響する貯槽の倒壊防止を念頭においた上での規定であるかどうかは明らかでない。また、本規定に示されている「適切な処置」（イ.、ロ.、ハ.）とは、直接基礎を念頭としたものではないかと推察され、杭基礎の場合は補修困難であり実際上、造り替えとなるものと考えられる。

なお、実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）で行われた地盤-基礎実験では、1995 年兵庫県南部地震時の観測波（JR 鷹取観測波）入力により非液状化地盤においても杭基礎が崩壊し、基礎の沈下の程度 h/l が 1%を大幅に超え上部構造物に大きな傾きが生じていた [1)]。

一般則・液石則・コンビ則関係例示基準の抜粋

1.4 測定の結果に基づき 当該貯槽の基礎面又は底板の沈下による傾斜の勾配が最大となる基礎面又は底板上に点を定めそのレベル差（単位 mm、記号 h）及びその 2 点間の水平距離（単位 mm、記号 l）を測定する。

2. 沈下の程度とそれに対する措置

2.2 沈下の程度 h/l が 1%を超えたとき。

(1) 貯槽の使用を中止し、次に揚げる措置のうち貯槽の形状、構造、容量、製造後の経過年数等に応じ 適切な措置を講ずること。

イ. アンカーボルトの結合を切り離した上、貯槽に無理な荷重がかからない方法で支持しながら貯槽を基礎から持ち上げ、当該基礎の傾斜又は沈下の程度に応じ必要な厚さのライナーを挿入し、又は無収縮コンクリートを充填する。

ロ. 貯槽を持ち上げ、沈下していない側の下の土砂を基礎が水平になるまで取り除く。

ハ. 貯槽を持ち上げ、底板を取り外して、基礎面を水平にした後底板を取り付ける。

3.3　その他

高圧ガス保安法では第 26 条において、第一種製造者は経済産業省令で定める事項について記載した危害予防規程を定め、経済産業省令で定めるところにより都道県知事又は指定都市の長に届け出なければならず、第一種製造者及びその従業者は、危害予防規程を守らなければならないとされている。危害予防規程は、高圧ガス製造事業所におけるガスの漏洩等といった高圧ガスによる事故災害の予防に関し、事業所が自ら制定する規程で、いわゆる危機耐性（狭義の設計段階で想定していなかった事象においても、構造物が単体またはシステムとして、破壊的な状況に陥らないような性質）[2)]確保のための方策である。

経済産業省令で定められている危害予防規程に揚げるべき事項の一つとして、例えば「大規模な地震に係る防災及び減災対策に関すること」が挙げられる。同事項の具体的内容として、大規模地震予測・発生時には設備停止が基本で強い地震動を受けた場合の設備の停止手順を明確にしておく、強い地震動等により製造施設において漏えい等の被害が発生した場合の作業手順及び被害拡大の防護策をあらかじめ定めておく、発災時に適切な対応が取れるよう訓練も含め平時から体制を整えておくこと等が求められている（詳細は「第一種製造者 一般事業所用 危害予防規程の指針・KHKS1800-2(2020)」参照）。具体例については平成 30 年度調査研究で検討が行われている（詳細は報告書参照）。

危害予防規程の内容は、保安管理が保安確保の重点であるとの観点から、保安管理体制、保安管理の方法、責任と権限等、主にソフト面の事後対策が主体となっている。これに対し、大規模地震に対する危機耐性確保のためにはハード面の事前対策も重要である。一般高圧ガス保安規則、液化石油ガス保安規則、コンビナート等保安規則の経済産業省令や例示基準等において、ハード面の事前対策として位置付けられる既述の地震防災遮断弁、緊急遮断弁、保安距離・保安区画、防液堤の設置や仕様等が定められている。ハード面の対策については、平成 30 年度調査研究で、耐震設計構造物の耐震性能や危機耐性の向上に係わる検討が行われている（詳細は報告書参照）。

4. まとめ

令和 3 年度調査研究では、実機モデルとして想定した球形貯槽に対し、サイトスペシフィック地震動を適用して地盤の液状化を考慮した 3 次元 FEM 有効応力解析を実施した。その結果、例示基準 KHKS0862（2018）の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様では、地盤の液状化による大きな地盤震動（変位）の影響により、杭が局部座屈して基礎が崩壊に至る結果となった。これを踏まえ、本検討では他分野の設計基準ならびに高圧ガス保安法規を調査し、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響について検討した。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①道路橋示方書や 鉄道構造物等設計標準 を適用した場合、基礎の崩壊により落橋等の致命的な状態に至る、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至る状態になると評価される。

②港湾の施設の技術上の基準では、損傷の程度が施設として致命的とならない等といった安全性に対する基礎の具体的な照査項目や限界値の指標は規定されていない。なお、杭式構造が採用される（または採用されることの多い）係留施設の岸壁や桟橋では、レベル 2 地震動に対する照査は基本的に耐震強化施設が対象となっており、この場合の要求性能は使用性と修復性で、耐震強化施設の種類によって杭 1 本につき 2 箇所以上で限界曲率に達している杭が当該桟橋の断面内に存在しない、当該桟橋の断面内に存在する全ての杭が杭 1 本につき 2 箇所以上限界曲率に達している状態ではないことを照査するといった規定となっている。令和 3 年度調査研究では杭頭のみが限界曲率を超えたが、杭頭のみならず杭先端の 2 箇所で限界曲率を超えるケースも想定され、同基準を適用した場合、必ずしも使用性や修復性が確保されるとは限らず、安全性も確保されるとは限らない可能性がある。

③建築基礎構造設計指針では、上部構造が転倒・崩壊しないといった上部構造の安全限界状態に対する基礎の具体的な設計法に関する記述はしないとされ、今後の研究や知見の蓄積が望まれるとされている。

④KHKS0862（2018）では、地震防災遮断弁を超えて直近に設ける当該配管系に係る支持構造物は、基本的に当該耐震設計構造物と同一の基礎等に施す、あるいは当該配管系が十分な可とう性を有していることを確認することが規定されており、これに依れば地震防災遮断弁が機能し、ガスの漏洩を防止できる、すなわち、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保されるものと期待される。ただし、地震防災遮断弁が機能するかは、杭のみならず配管支持構造物を直接支持する基礎底版の損傷の程度にもよるため、現時点の知見のみでは基礎全体の崩壊の程度によっては地震防災遮断弁が適切に機能しない可能性を完全に排除することは困難であると考えざるを得ない。なお、配管支持構造物を当該耐震設計構造物と同一の基礎に施す場合、基礎底版から張出し梁を設けて配管支持構造物を設置することが行われている。液状化地盤では数 10cm にも及ぶ地盤沈下が生じるが、張出し梁の設計では通常、この液状化による地盤沈下の影響を

考慮しておらず、注意が必要である。ちなみに、既設の張出し梁については、点検が必要である。

⑤一般則・液石則・コンビ則関係例示基準では、沈下の程度 h/l（当該貯槽の基礎面又は底板の沈下による傾斜の勾配が最大となる基礎面又は底板上に点を定めそのレベル差 h 及びその 2 点間の水平距離 l）が 1%を超えるとき、貯槽の使用を中止し、適切な処置を講ずることとされている。杭が局部座屈し基礎が崩壊に至った場合、h/l が 1%を超える可能性があるが、h/l が 1%を超えて貯槽の使用を中止とする規定は、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）確保に影響する貯槽の倒壊防止を念頭においた上での規定であるかどうかは明らかでない。また、本規定に示されている「適切な処置」とは、直接基礎を念頭としたものではないかと推察され、杭基礎の場合は補修困難であり実際上、造り替えとなるものと考えられる。なお、実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）で行われた地盤-基礎実験では、1995 年兵庫県南部地震時の観測波（JR 鷹取観測波）入力により非液状化地盤においても杭基礎が崩壊し、基礎の沈下の程度 h/l が 1%を大幅に超え上部構造物に大きな傾きが生じていた。

⑥高圧ガス保安法ではガスの漏洩等といった高圧ガスによる事故災害の予防に関し、危機耐性確保のための方策である危害予防規程（主にソフト面の事後対策）を事業者が制定することが定められている。また、経済産業省令や例示基準等において、地震防災遮断弁、緊急遮断弁、保安距離・保安区画、防液堤の設置や仕様等（ハード面の事前対策）が定められている。平成 30 年度調査研究では、耐震設計構造物の耐震性能や危機耐性の向上に係わる検討が行われている。

以上の検討結果から、基礎が崩壊した場合、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保されない可能性を完全に排除することは、現時点では困難と考えざるを得ない。しかしながら、過去の地震被害において、基礎の崩壊による上部構造物の倒壊等の事例や、ガスの漏洩事故等は見当たらず（地盤の側方流動による被害を除く）、また、令和 2 年度調査研究で実施した地盤のない杭基礎単体モデルでの静的加力実験では、杭の局部座屈後も靭性が確保され、杭基礎の倒壊は確認できなった。これらのこと等を勘案すると、基礎が崩壊した場合、ガスの漏洩といった気密性が保持されない致命的な状態に至る可能性は低いのではないかとも考えられる。

既述のように建築基礎構造設計指針では、上部構造が転倒・崩壊しないといった上部構造の安全限界状態に対する基礎の具体的な設計法については、今後の研究や知見の蓄積が望まれるとされており、不明な点が多いのが現状である。高圧ガス分野でも、今後の研究や知見の蓄積が望まれるところである。

いずれにしても、高圧ガス設備の杭基礎の耐震設計では、基本的に貯槽の反力（上部工の慣性力）により設計が行われており、動的相互作用のうち地盤震動（変位）の影響が考慮されていない。このことを含め、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）を確保

し、基礎の継続使用（沈下の程度 h/l が 1%を超えた場合、杭基礎は造り替えとなる）、危機耐性向上のために今後、以下の対応が必要であると考えられる。

①今後新設される杭基礎の耐震設計では、地盤震動（変位）の影響を考慮する。特に地震時に大きな地盤変位が生じる液状化地盤では、地盤震動の影響を考慮することが必要である。

②既設の杭基礎では、耐震設計構造物の重要度等を勘案し、必要に応じて地盤改良による液状化対策等、基礎の耐震補強を行うことが望ましい。

③大規模地震後、基礎の被害の有無を入念に調査する。杭基礎では例えば、静的・動的加力試験、地盤を掘削して杭頭を目視する、杭体にボアホールカメラを挿入して調査する等、必要に応じて入念に調査する。

④平成 30 年度調査研究では、耐震設計構造物の耐震性能や危機耐性の向上に係わる検討が行われたが、ハード面の対策について、さらに検討を進める必要がある。例えば、下記の検討が挙げられる。

・基礎を含めた耐震設計構造物の全体構造の内、どの部位を優先的に壊すのか、また基礎が損傷した場合、特に杭基礎では補修困難であることを考慮し、高圧ガス設備の継続使用も念頭に基礎の耐力を上部貯槽より大きくする等、合理的な構造上の耐力バランスについて検討する。

・基礎が崩壊して貯槽が倒壊に至るとした場合、貯槽の倒壊を防止するための補助的な対策工について検討する。

参考文献

1) 防災科学技術研究所ホームページ：【4】地盤－杭基礎 －乾燥砂－（2006 年 2 月）https://www.bosai.go.jp/hyogo/research/movie/movie-detail.html#5（参照：2022-07-01）

2) 本田利器，秋山充良，片岡正次郎，髙橋良和，野津厚，室野剛隆：「危機耐性」を考慮した耐震設計体系－試案構築にむけての考察－，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.72，No.4(地震工学論文集第 35 巻)，pp. I_459-I_472，2016.

Ⅴ-3　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向けた検討

1. 検討概要

例示基準である KHKS0862（2018）では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計法について明確な規定はない。

サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の高圧ガス設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が望ましいと考えられる。一方、これまでの設計基準体系を踏襲してサイトスペシフィック地震動を適用した高圧ガス設備の耐震設計を行う際に、工学的基盤にサイトスペシフィック地震動を入力した表層地盤の地震応答解析から地表面の加速度波形を求め、その加速度応答スペクトルから、設計修正水平震度を算出し、修正震度法により高圧ガス設備の耐震設計を行うといった手法が採用されることも考えられる。この場合、地震動や地盤構造の不確定性が十分反映されず、高圧ガス設備と基礎が別個に扱われるだけでなく、静的解析法と動的解析法が混在することとなり、一貫性のある設計とはならないことが危惧される。

令和 2 年度調査研究では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローに関する検討を実施した。本検討では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向けてさらに検討を進め、令和 2 年度調査研究で示したフローのうち、地震作用の設定フローで扱った地震作用の合理的な設定方法について検討した。上記の通り問題が残るものの、高圧ガス設備と基礎を別個に扱う場合の地震作用の設定方法について見直しした。

2. 令和 2 年度調査研究

令和 2 年度調査研究では、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを作成した。最初に耐震設計の全体フローについて示し、応答解析法の選定フロー、地震作用の設定フロー、耐震性能評価法のフローに分けて、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローを示した。

以下に、令和 2 年度調査研究成果（報告書の抜粋、節や図表番号等を一部改変して転載）を示す。

2.1　耐震設計の全体フロー

耐震設計の全体フローを図 2.1-1 に示す。全体フローは、「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」（以下、耐震告示と称する）に基づいて設定した。全体フローの詳細は、以下に示す通りである。

① 最初に当該耐震設計構造物の設計条件を整理する。

② 次にレベル 1 地震動に対し、耐震設計構造物の耐震性能を評価する（レベル 1 耐震性能評価）。

③ 耐震設計構造物の損傷又は機能の損失がないと評価された場合、すなわち、高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示（耐震告示）の第 2 条第 1 号に適合する場合、次のステップに移る。

耐震告示に適合しない場合は、設計条件を再整理（見直し）し、レベル 1 耐震性能評価を繰り返し行う。

④ 耐震設計構造物が重要度Ⅰ$_a$及びⅠでない場合、すなわち重要度Ⅱ又はⅢの場合、終了となる。

重要度Ⅰ$_a$,又はⅠの場合、引き続いてレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対し、耐震設計構造物の耐震性能を評価する（レベル 2 耐震性能評価）。

⑤ 耐震設計構造物の気密性が保持されると評価された場合、すなわち耐震告示の第 2 条第 2 号に適合する場合、終了となる。

耐震告示に適合しない場合は、最初のステップである設計条件の再整理（見直し）に戻り、以上のステップを繰り返し行う。

⑥ レベル 1 耐震性能評価及びレベル 2 耐震性能評価は、耐震告示の第 3 条で定められている通り、耐震設計構造物の重要度分類に応じた適切な方法により行う。

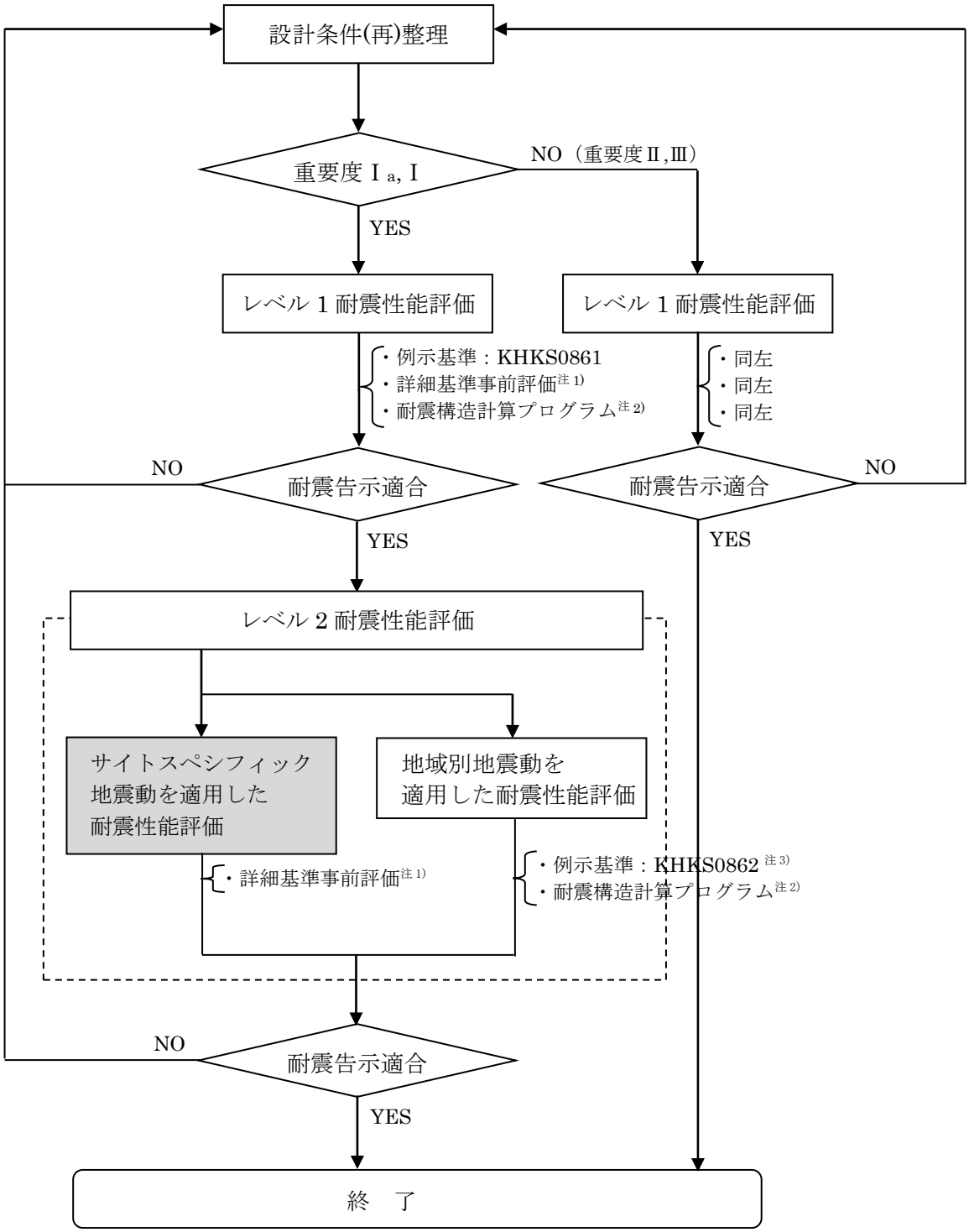
ただし、下記の例示基準による場合、ならびに高圧ガス保安協会が認証する耐震構造計算プログラムによる場合は、それぞれ第 2 条第 1 号、第 2 号と併せ、第 3 条で定められている機能性基準に適合するものとされる。一方、サイトスペシフィック地震動の適用等、例示基準や耐震構造計算プログラムによらない場合は、高圧ガス保安協会の詳細基準事前評価を受けることが必要となる。

・高圧ガス保安協会規格 KHKS0861（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 1)」

・高圧ガス保安協会規格 KHKS0862（2018）「高圧ガス設備等の耐震設計に関する基準（レベル 2)」（ただし、5.1 サイトスペシフィック地震動を除く。）

⑦ KHKS0862（2018）では、レベル 2 耐震性能評価において、レベル 2 地震動に係る設計用の地震動はサイトスペシフィック地震動によるものとされており、当面の間は地域別地震動によってもよいとされている。地域別地震動による場合は、レベル 2 耐震性能評価は KHKS0862（2018）や耐震構造計算プログラムによることになる。

これより、レベル 2 耐震性能評価において、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価を主として扱い、地域別地震動を適用した耐震性能評価を従としたフローとした。



注 1) 例示基準や耐震構造計算プログラムによらない場合は
高圧ガス保安協会による詳細基準事前評価を受ける。
注 2) 高圧ガス保安協会が認証する耐震構造計算プログラム。
注 3) 5.1 サイトスペシフィック地震動を除く。

図 2.1-1　耐震設計の全体フロー

2.2 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー

(1) 応答解析法の選定フロー

応答解析法の選定フローを図 2.2-1 に示す。また、表 2.2-1 に応答解析法のまとめを示すが、動的相互作用、入力位置、動的・静的、液状化の観点から応答解析法を種分けし、解析概要と出力項目を整理した。

応答解析法の選定フローの詳細は、以下に示す通りである。同図では、各応答解析に必要な地震作用（図 2.2-2 参照）を付記している。また、応答解析では各パラメータの感度解析を行い、応答解析結果の確認を行う必要があり、注記している。

① 最初に動的相互作用を考慮するか否かで、設備-基礎-地盤連成系モデルか設備単体モデルとするかを選択する。

設備-基礎-地盤連成系モデルを選択した場合には、基本的に設備と基礎の耐震性能を同時に評価できるが、設備単体モデル選択した場合は、設備と基礎の耐震性能を別個に評価することになる。

② 設備-基礎-地盤連成系モデルを選択した場合、動的解析を行わない場合は、梁ばねモデル静的非線形解析を選定する。

動的解析を行う場合、地盤の液状化が発生する場合には、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 有効応力解析または梁ばねモデル動的非線形解析を選定する。

一方、地盤の液状化が発生しない場合、分離モデルとしない場合は、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 動的非線形解析または梁ばねモデル動的非線形解析を選定する。分離モデルとする場合は、SR モデル動的非線形解析を選定する。ただし、SR モデル動的非線形解析では、基礎の耐震性能は別途評価する必要があり、設備の耐震性能を評価して、基礎の梁ばねモデル静的非線形解析を行う必要がある。

③ 一方、設備単体モデル選択した場合は、SR モデル動的非線形解析と同様、基礎の耐震性能は別途評価する必要がある。

動的解析を行う場合は、解析の精緻さに応じて 3(2)次元 FEM 動的非線形解析または多自由度系質点モデル動的非線形解析を選定する。

動的解析を行わない場合は、修正震度法やモード解析法といった簡便法を選択する。

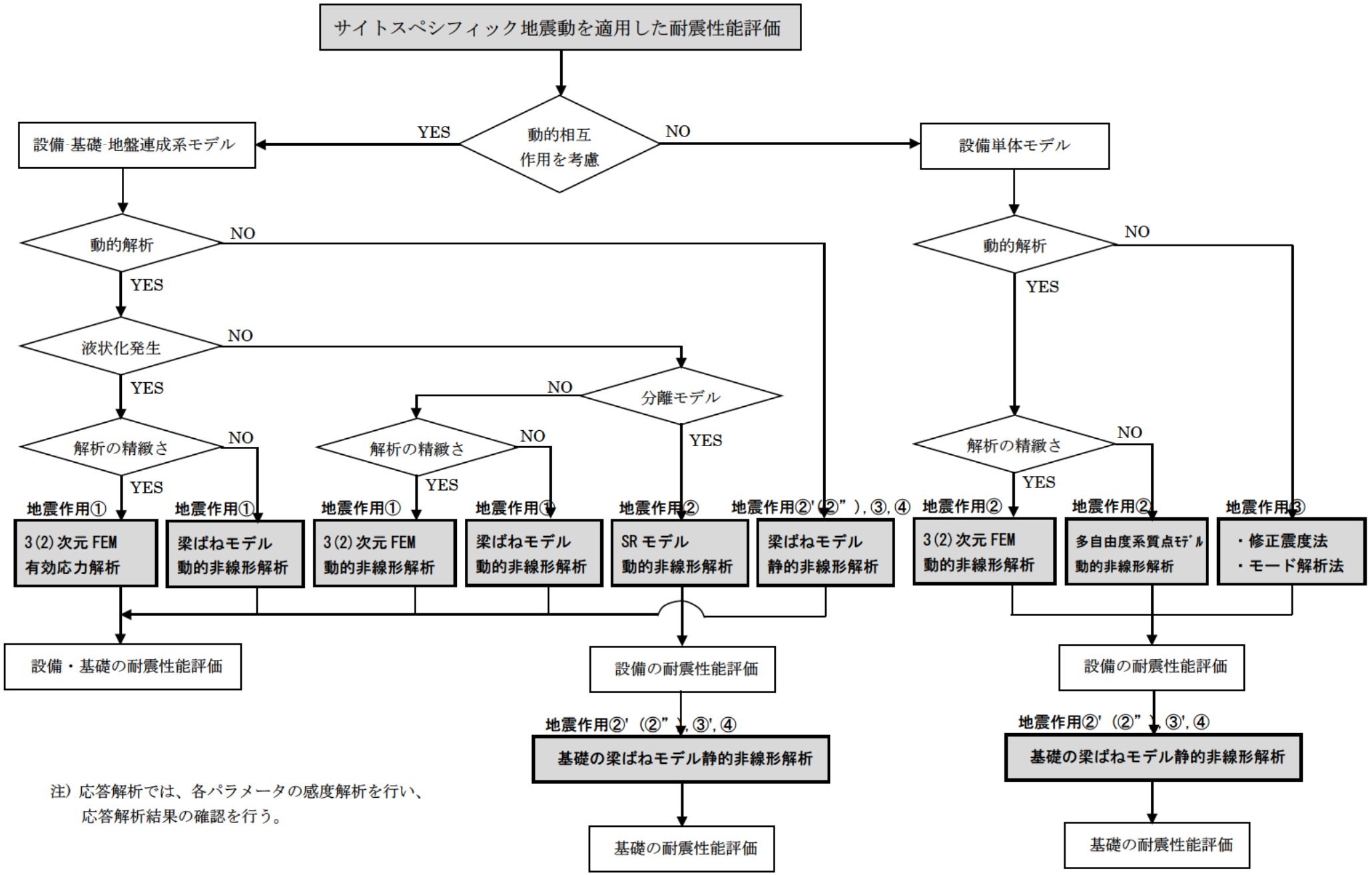
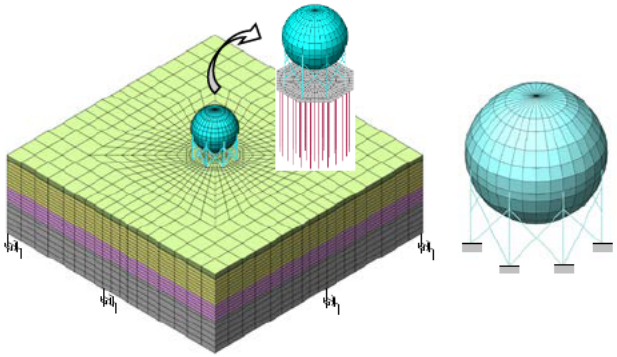


図 2.2-1　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー（その 1：応答解析法の選定フロー）

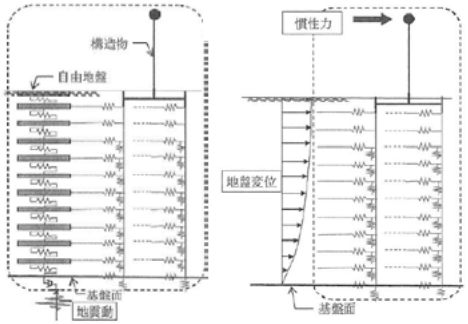
表 2.2-1　応答解析法のまとめ

動的相互作用	入力位置	動的・静的	液状化	応答解析法	解析概要	出力項目
設備-基礎-地盤連成系モデル	工学的基盤面	動的	有	3(2)次元 FEM 有効応力解析	設備・基礎・地盤を忠実にモデル化する最も精緻な応答解析法。大規模解析、地盤の二相系の解析となり、高度な解析。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引抜力 ・地盤:せん断応力、過剰間隙水圧比
			無	3(2)次元 FEM 動的非線形解析	設備・基礎・地盤を忠実にモデル化する最も精緻な応答解析法。大規模解析。	同上(過剰間隙水圧比を除く)
			無	梁ばねモデル動的非線形解析	設備を多質点・梁、基礎・地盤を梁・ばねの設備-基礎-地盤連成系の簡易モデルによる応答解析法。地盤が液状化する場合は精度に留意。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引抜力
	地表面		無	SR モデル動的非線形解析	基礎-地盤系をｽｳｪｲ・ﾛｯｷﾝｸﾞばね、設備を多質点・梁の簡易モデルによる応答解析法。ﾌﾟｯｼｭｵｰﾊﾞｰ解析等により、事前に設備の非線形特性の設定が必要。連成系モデルであるが別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・設備反力
	設備・基礎版・杭	静的	有・無	梁ばねモデル静的非線形解析	設備を多質点・梁、基礎・地盤を梁・ばねの設備-基礎-地盤連成系の簡易モデルによる静的解析法で、作用荷重は設備、基礎に静的地震力を、杭には静的変位を与える。地盤が液状化する場合は精度に留意。	・変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・基礎:同上、押込力、引抜力
設備単体モデル	地表面	動的	—	3(2)次元 FEM 動的非線形解析	基礎固定とし、設備を忠実にモデル化する応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・加速度、変位 ・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・設備反力
			—	多自由度系質点モデル動的非線形解析	基礎固定とし、設備を多質点・梁の簡易モデルによる応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	同上
	設備	静的	—	修正震度法・モード解析法	KHKS0862 に準拠した応答解析法。別途、基礎の耐震性能評価が必要。	・設備:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 ・設備反力
基礎単体モデル	基礎版・杭	静的	有・無	梁ばねモデル静的非線形解析	基礎・地盤を梁・ばねの簡易モデルによる応答解析法(KHKS0862 に準拠した応答解析法)。	・基礎:軸力、せん断力、曲げﾓｰﾒﾝﾄ、塑性率 押込力、引抜力

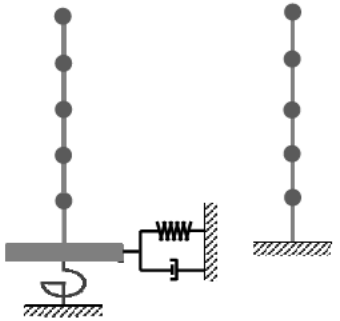
注) 基礎形式は杭基礎を想定。



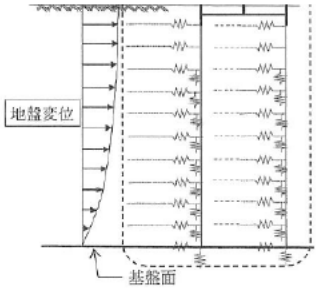
(a) 3(2)次元 FEM 有効応力・動的非線形解析モデルのイメージ



(b) 梁ばねモデル動的・静的非線形解析モデル(連成系)のイメージ



(c) SR モデル・多自由度系質点モデル動的非線形解析モデルのイメージ



(d) 梁ばねモデル静的非線形解析モデル(基礎単体)のイメージ

(2) 地震作用の設定フロー

地震作用の設定フローを図 2.2-2 に示す。地震作用の設定フローの詳細は、以下に示す通りである。

① サイトスペシフィック地震動は強震動予測手法により算定されるが、半経験的手法、理論的手法、ハイブリッド合成法による場合には、工学的基盤において時刻歴波形として算定される。一方、経験的手法による場合は、応答スペクトルとして算定されるが、スペクトル適合波として時刻歴波形を作成できる。

工学的基盤の時刻歴波形（地震作用①）は、設備-基礎-地盤連成系モデルによる 3(2)次元 FEM 有効応力解析、3(2)次元 FEM 動的非線形解析、梁ばねモデル動的非線形解析では、入力地震動としてそのまま用いることができる。

② 設備単体モデルによる解析等では、入力地震動として地表面の時刻歴波形や応答スペクトルが必要で、基礎の耐震性能評価のために地盤変位が必要となる。

工学的基盤の時刻歴波形を用い、液状化の有無を考慮して地盤の有効応力解析または動的非線形解析を実施し、地表面の時刻歴波形（地震作用②）や地盤変位（地震作用②’）を算出する。地表面の時刻歴波形（地震作用②）は、SR モデル動的非線形解析、設備単体モデルによる 3(2)次元 FEM 動的非線形解析および多自由度系質点モデル動的非線形解析の入力地震動として用いる。

なお、地盤に液状化が発生する場合、地表面の時刻歴波形すなわち設備に入力される地震動（加速度）は極端に小さくなる可能性があり、液状化が発生する場合でも液状化を考慮せず、全応力解析として地表面の時刻歴波形を算出することが考えられる。

③ 工学的基盤の応答スペクトルから地表面の応答スペクトルや地盤変位（地震作用②”）を、簡易式から算出することができる。地表面の応答スペクトルは、地表面の時刻歴波形（地震作用②）からも算出でき、地盤変位（地震作用②”）は、地盤変位（地震作用②’）とすることもできる。これらの場合も上述の通り、地盤の液状化を考慮しないことが考えられる。

地表面の応答スペクトルから、設備の固有周期に応じて設計修正震度（地震作用③）を設定し、設備-基礎-地盤連成系モデルによる梁ばねモデル静的非線形解析、設備単体モデルによる修正震度法やモード解析法に適用する。

④ SR モデル動的非線形解析や設備単体モデルによる応答解析では、基礎の耐震性能を別途評価する必要があり、設備の応答解析を行って設備反力（地震作用③’）を算出する。

基礎の耐震性能評価を行うための梁ばねモデル静的非線形解析では、上述の地盤変位（地震作用②’または②”）、設備反力（地震作用③’）、基礎版の地震慣性力（地震作用④）を適用する。また、設備-基礎-地盤連成系モデルによる梁ばねモデル静的非線形解析にも、同様に適用する。

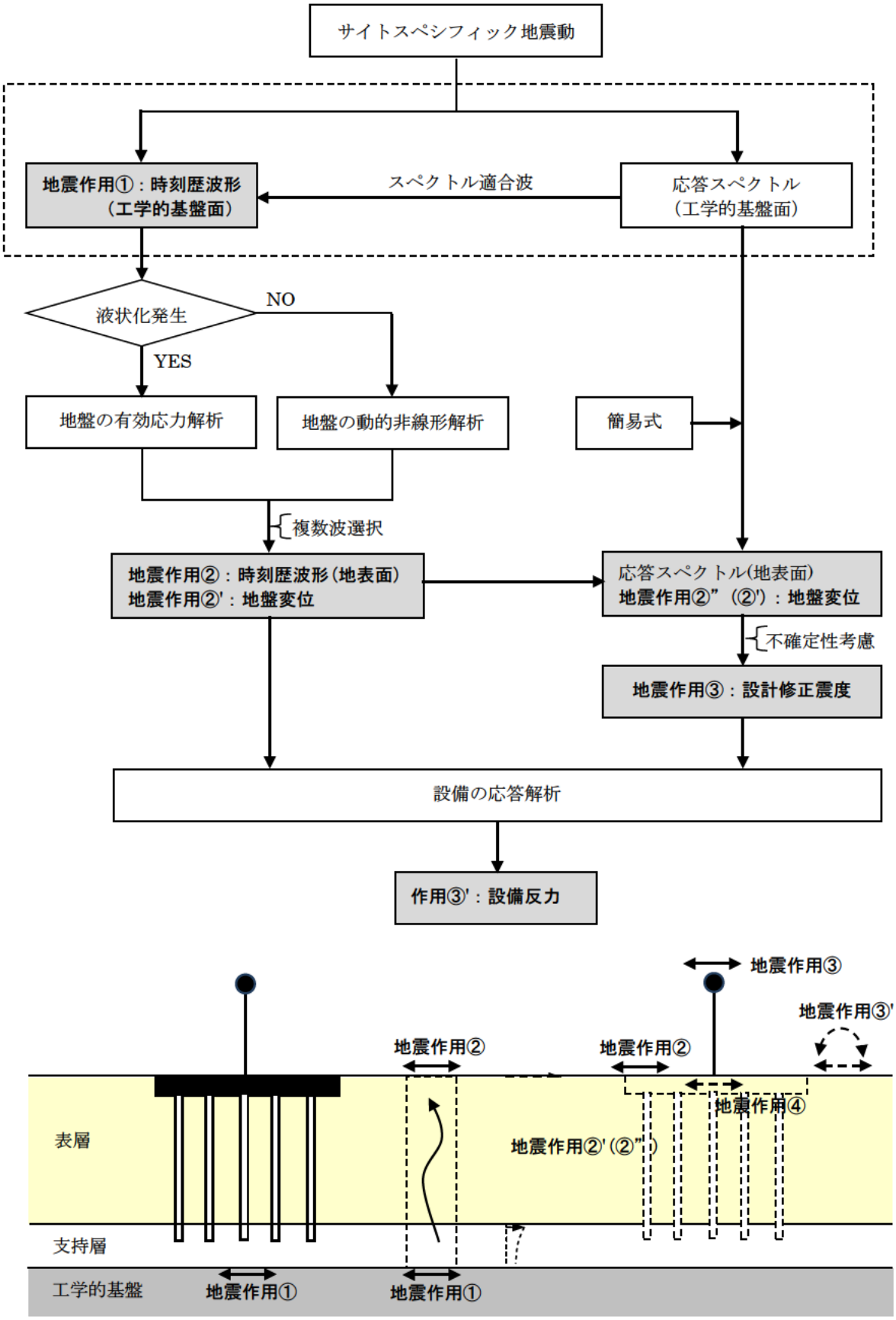


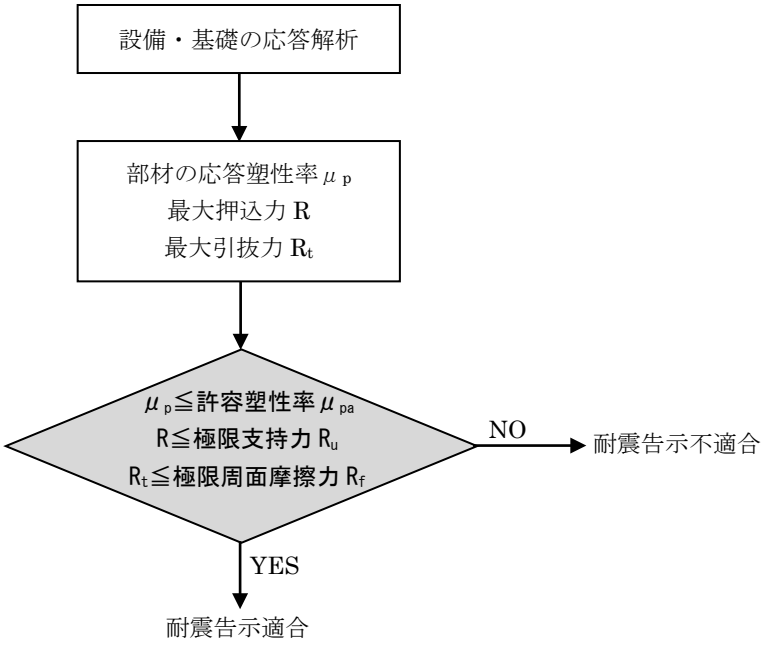
図 2.2-2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー
（その 2：地震作用の設定フロー）

(3) 耐震性能評価法のフロー

耐震性能評価法のフローを図 2.2-3 に示す。耐震性能評価法のフローの詳細は、以下に示す通りである。

① 設備・基礎の応答解析を実施し、部材の応答塑性率 μ_p を算出する。杭基礎の場合には、杭の最大押込力 R、最大引抜力 R_t を算出する。

② μ_p が許容塑性率 μ_{pa} 以下、R が極限支持力 R_u 以下、R_t が極限周面摩擦力 R_f 以下であれば、耐震告示に適合し、上回れば耐震告示に不適合と評価する。



注）基礎形式は杭基礎を想定。

図 2.2-3 サイトスペシフィック地震動を適用した耐震性能評価フロー
（その 3：耐震性能評価法のフロー）

3. 地震作用の設定方法の見直し

前節 2.で示した動的相互作用を考慮せず、高圧ガス設備と基礎を別個に扱う設備単体モデルにおいて、適用する地震作用の合理的な設定方法について検討した。

工学的基盤で設定されるサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が望ましいと考えられ、設備単体モデルによる特に修正震度法を適用することは推奨されないが、設備単体モデルにおける入力地震動である地震作用②と、修正震度法・モード解析法を適用する場合の地震作用③の設定方法について見直しした。

3.1 地震作用②

設備単体モデルにおける 3(2)次元 FEM 動的非線形解析、多自由度系質点モデル動的非線形解析、修正震度法・モード解析法での入力地震動（基礎入力動）である地震作用②は、工学的基盤の時刻歴波形（地震作用①）を用い、液状化の有無を考慮して地盤の有効応力解析または動的非線形解析を実施し、地表面の時刻歴波形として設定される。

ところで、基礎入力動は概して自由地盤地表面応答を下回る、いわゆる入力損失効果が認められ、特に地盤に液状化が生じる場合には顕著である。ただし、自由地盤の応答性状や基礎構造の条件によっては短周期領域で逆に基礎入力動が自由地盤地表面応答を上回る場合があることが知られている。これは、地盤の非線形化による減衰効果により短周期の地震動増幅が抑制されるのに対し、例えば杭基礎では支持地盤から直接杭体を伝わり上部設備に入力される地震動成分があること等によるものとされている。

これより、特に液状化地盤では有効応力解析のみならず液状化を考慮しない動的非線形解析（全応力解析）も併せて実施し、両解析から得られる地表面の 2 つの時刻歴波形を地震作用②として設定することとする。

3.2　地震作用③

修正震度法・モード解析法を適用する場合の地震作用③は、基礎入力動である地震作用②の加速度応答スペクトルから、設備の固有周期に対応する加速度応答を設計修正水平震度に換算して設定される。この場合、設備の塑性化により固有周期が長周期化することが予想される。

今、設備の許容塑性率μ_aに着目し、設備が最も長周期化した状態を許容塑性率状態とする。μ_aに対応する変位が生じた時の剛性を等価剛性 K_{eq}とし（図 3.2-1 参照)、その場合の固有周期を等価固有周期 T_{eq}とすると、以下のように T_{eq}は初期固有周期 T の$\sqrt{\mu_a}$倍となる。

・初期剛性：$K=P_y/\delta_y$

・等価剛性：$K_{eq}=P_y/(\mu_a\delta_y)=1/\mu_a K$

・初期固有周期：$T=2\pi\sqrt{(M/K)}$

・等価固有周期：$T_{eq}=2\pi\sqrt{(M/K_{eq})}=2\pi\sqrt{(\mu_a M/K)}=\sqrt{\mu_a}T$

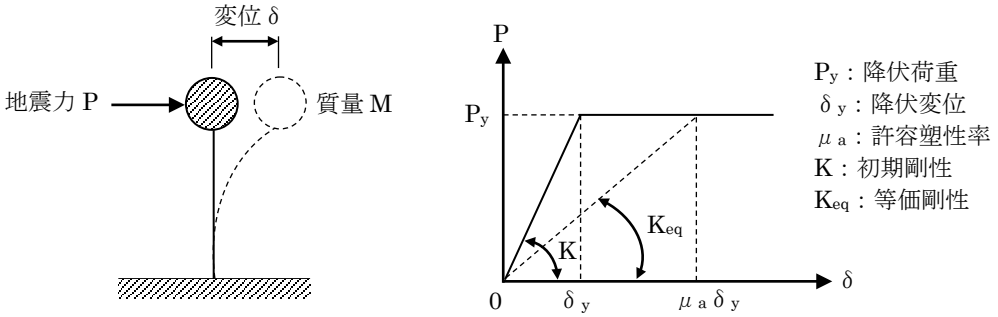


図 3.2-1　等価剛性の概念図

「高圧ガス保安協会 : 高圧ガス設備等耐震設計指針(2012)、レベル 2 耐震性能評価、解説編、改訂新版（以下、高圧ガス設備等耐震設計指針(2012)という)」では、表 3.2-1 に示す通り、高圧ガス設備の許容塑性率μ_{pa}が規定されている。μ_{pa}として同表中最大値μ_{pa}=1.8（μ_a=2.8）を採用すると、等価固有周期 T_{eq}の最大値である最大等価固有周期 $T_{eq,max}$は、初期固有周期 T の 1.67 倍となる。

表 3.2-1　高圧ガス設備の許容塑性率（高圧ガス設備等耐震設計指針(2012)）

塔槽類	部位	損傷モード	L1	L2	
			σa	C	μpa
球形貯槽	上部支柱	曲げ降伏	F	2	1.00
		座屈	min(F,F')	2	1.00
		せん断降伏	F/3^0.5	2	1.00
		組み合わせ	F	2	1.00
	下部支柱	曲げ降伏	F	2	1.00
		座屈	min(F,F')	2	1.00
	タイロッドブレース	引張降伏	F	1	1.80
	鋼管ブレース	引張降伏	F	2	1.00
		座屈(鋼管タイプの場合)	min(F,F')	2	0.35
	基礎ボルト	引張降伏	F	1	1.80
		せん断降伏	F/3^0.5	2	0.35
		組合せ降伏	F	1	1.80
	シアープレート	曲げ降伏	F	2	0.35
		せん断降伏	F/3^0.5	2	0.35
		組み合わせ	F	2	0.35
	ベースプレート	支圧力による曲げ降伏	F	2	0.35
		ボルト引き抜きによる曲げ降伏	F	2	0.35

塔槽類	部位	損傷モード	L1	L2	
			σa	C	μpa
横置円筒形貯槽	胴（サドル部）	引張降伏	ηS	2	0.35
		座屈	min(S,S')	2	0.35
	胴（中央部）	引張降伏	ηS	2	0.35
		座屈	min(S,S')	2	0.35
	鏡	引張降伏	ηS	2	1.00
	サドル	座屈	F	2	1.00
	基礎ボルト	引張降伏	F	1	1.80
		せん断降伏	F/3^0.5	2	0.35
		組み合わせ	F	1	1.80
	シアープレート	曲げ降伏	F	2	0.35
		せん断降伏	F/3^0.5	2	0.35

塔槽類	部位	損傷モード	L1	L2	
			σa	C	μpa
平底円筒形貯槽	側板	ダイアモド座屈 σ0/cσα>0.2	min(S,S")	2	0.13
		σ0/cσα≦0.2		2	0.35
	EFB	σ0/cσα>0.2	–	2	0.13
		σ0/cσα≦0.2			0.35
	アンカーストラップ	引張降伏	F	–	–
		引張降伏	—	1	cal (0.75~2.5)

塔槽類	部位	損傷モード	L1	L2	
			σa	C	μpa
スカート塔	胴	引張降伏	ηS	2	1.00
		座屈	min(S,S')	2	0.35
	スカート	スカートの座屈	min(S',F)	2	0.35
	基礎ボルト	伸び降伏	F	1	1.80
	ベースプレート	曲げ降伏	F	2	0.35

塔槽類	部位	損傷モード	L1	L2	
			σa	C	μpa
レグ塔	胴	引張降伏	ηS	2	1.00
		座屈	min(S,S')	2	0.35
	レグ	引張降伏	F	2	1.00
		座屈	min(F,F')	2	0.35
		曲げ降伏	F	2	1.00
		せん断降伏	F/3^0.5	2	1.00
		圧縮＋曲げ	F	2	1.00
		引張+曲げ	F	2	1.00
		引張+曲げ＋せん断	F	2	1.00
	基礎ボルト	引張降伏	F	1	1.80
		せん断降伏	F/3^0.5	2	1.00
		組み合わせ	F	1	1.80
	レグ取付部	曲げ降伏	–	2	1.00

注）ここでの許容塑性率μ_{pa}の定義は、
塑性変位δ_pを降伏変位δ_yで除した値。

これより、地震作用②の加速度応答スペクトルから、設備の固有周期に対応する絶対加速度応答を設計修正水平震度 K_{MH} に換算して地震作用③を設定する場合、図 3.2-2 に示す通り、初期固有周期 T～最大等価固有周期 $T_{eq.max}$（=1.67T）区間の絶対加速度応答の最大値を適用して、K_{MH} を設定することとする。

なお、初期固有周期 T については、運転状態を踏まえ、貯槽の内容物の増減を考慮した重量を用い、設計条件を適切に設定して算定する必要がある。例えば、内容物が 0%と 100%の運転状態を想定し、それぞれの初期固有周期をそれぞれ算出して $T_{0\%}$, $T_{100\%}$ とし、内容物が 0%および 100%の場合の $T_{eq.max}$ をそれぞれ $T_{eq.maxq\text{-}0\%}=1.67T_{0\%}$, $T_{eq\ maxq\text{-}100\%}=1.67T_{100\%}$ として求めたうえで、$T_{0\%}$ から $T_{eq.maxq\text{-}100\%}$ の区間の絶対加速度応答の最大値を K_{MH} として設定すれば、安全側の設計となることが期待される。

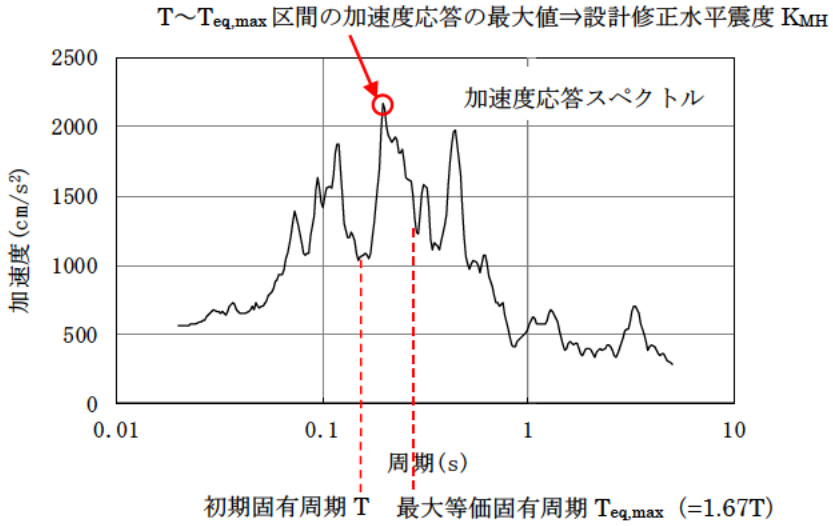


図 3.2-2　設計修正水平震度の設定概念図

4. まとめ

令和2年度調査研究で検討したサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローについて、設備単体モデルにおける地震作用の見直しを行った。検討結果をまとめると、以下のようになる。

①工学的基盤で設定されるサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が望ましいと考えられ、設備単体モデルによる特に修正震度法を適用することは推奨されない。

②設備単体モデルへの入力地震動（基礎入力動）は、工学的基盤にサイトスペシフィック地震動を入力して、液状化地盤でも有効応力解析のみならず液状化を考慮しない動的非線形解析（全応力解析）を併せて実施し、両解析から得られる地表面の 2 つの時刻歴波形を基礎入力動として設定する。一般に、入力損失効果によって基礎入力動は自由地盤地表面応答を下回り、特に液状化地盤では顕著であるが、自由地盤の応答性状や基礎構造の条件によっては短周期領域で逆に基礎入力動が自由地盤地表面応答を上回る場合があるためである。

③設備の耐震設計に修正震度法･モード解析法を適用する場合の設計修正水平震度 K_{MH} は、基礎入力動の加速度応答スペクトルから、設備の初期固有周期 T～等価固有周期 T_{eq}（=1.67T）区間の絶対加速度応答の最大値を適用して設定する。レベル 2 地震動が作用した場合、設備が塑性変形等により長周期化することになり、最も長周期化した状態を許容塑性率状態（許容塑性率 μ_{pa}=塑性変位 δ_p/降伏変位 δ_y=1.8，許容塑性率 μ_a=変位 δ_p/降伏変位 δ_y=2.8）と想定した。なお、初期固有周期 T については、運転状態を踏まえ、貯槽の内容物の増減を考慮した重量を用い、設計条件を適切に設定して算定する必要がある。例えば、内容物が 0%と 100%の運転状態を想定し、それぞれの初期固有周期をそれぞれ算出して $T_{0\%}$, $T_{100\%}$ とし、内容物が 0%および 100%の場合の $T_{eq.max}$ をそれぞれ $T_{eq.maxq\text{-}0\%}$，$T_{eq.maxq\text{-}100\%}$ として求めたうえで、$T_{0\%}$ から $T_{eq.maxq\text{-}100\%}$ の区間の絶対加速度応答の最大値を K_{MH} として設定すれば、安全側の設計となることが期待される。

サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向け、今後の課題として以下が挙げられる。

①例示基準である KHKS0862（2018）では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計法について明確な規定はない。令和 2 年度調査研究や本検討成果を踏まえ、基準化が必要である。

②耐震設計法の基準化に当たって、特に修正震度法の適用に当たっては、条件を明確にする必要がある。例えば、構造物の重要度や規模によって適用の可否を判断する、将来的に取り止めることを念頭に”当面の間”とか、大規模事業者である”コンビナート事業者には推奨しない”等といった適用条件を付記することが必要であると考えられる。

Ⅴ-4　免震・制振技術に関する検討

1.　概要

1.1　目的

その他、令和 3 年度調査研究で指摘された今後の課題（液状化対策方法、レベル 1 地震動の見直し、免震・制震技術、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能(気密性の保持)に及ぼす影響、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系）のうち、優先度の高い課題を抽出し、課題解決に向けた検討を行った。

1.2　令和 3 年度調査研究

作成した基準案については、日本電気協会原子力規格委員会原子力発電所耐震設計技術規定（JEAC 4601-2015）において制振技術の適用規定なども参考に更なる高度化が望ましい。大規模地震に対する減災・防災対策、耐震設計において、免震制振技術の活用は有効な対策であることが見込まれることから基準案（現行基準への追加規定案）を作成した一方、免震制振技術の適用を推進するためには具体的な例と解説が必要であり、詳細な検討を実施する必要がある。

1.3　実施内容

防災・減災対策として、他分野では地震動を減衰、制御する免震・制震構造の導入が進んでいる。高圧ガス設備については、これまで導入実績はほとんどないため、令和２年度の事業において他分野の動向を調査、事業者へのヒアリング等を実施し、高圧ガス設備への導入の可否や課題などをもとに検討の方向性を示したところ。

既存の高圧ガス設備への導入するための課題の解決に向けて、導入可能な高圧ガス設備の調査及び具体的な導入の例示の検討等を行った。

1.4　調査項目

ここでは、次の３つの項目について検討した。

１）高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討

高圧ガス設備・構造に適した制振装置（粘性、粘弾性、弾塑性、摩擦など）の仕様を検討し、ダンパーメーカーにヒアリングしたうえで制振ダンパー仕様を検討した。

２）高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定

代表的な対象構造物を設定し、当該構造物にダンパーメーカーにヒアリングの上制振装置の仕様をもとに適用方法を検討した。

３）基本的な制振効果の検討

代表的な対象構造物にいくつかの制振装置を適用した際の基本的な制振効果を検討した（有限要素法もしくは集中質量振動系による非線形時刻歴応答解析）。

2. 調査内容

2.1 高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討

2.1.1 国内制振装置の現状

現在、様々な種類の制振装置が開発され、主に建築・土木構造物に適用されている。制振装置は、「変位依存型」と「速度依存型」に大別される。

変位依存型制振装置は、金属材料が有する弾塑性特性によりエネルギー吸収するものと摩擦によりエネルギー吸収する装置がある。前者は、安価でメンテナンスフリーであり単位体積当たりのエネルギー吸収量が大きいことが特徴である。一方、交番荷重による繰返し変形での耐久性や微小変形領域でのエネギー吸収性能が低いことなどは留意事項になる。後者は、メンテナンスフリーで摩擦面への力のかけ具合で減衰特性を調整可能になる。一方で、前者と同様に交番荷重による繰返し変形での耐久性や微小変形領域でのエネギー吸収性能が低いことなどは留意事項になる。

速度依存型制振装置は、粘性のある流体中の流体抵抗によりエネルギー吸収する装置であり、微小な変形でのエネルギー吸収能力が期待できることと、減衰力特性の線形性などの特徴がある。一方で、高価、可燃性、減衰力特性の温度依存性などが留意事項になる。また、粘弾性材料では、安価、簡易な構造、メンテナンスフリーなどの特徴がある。一方で、減衰力特性の温度依存性、複雑性、変形量に制限があることなどが留意事項になる。

以上の内容を表 2.1 にまとめる。本調査を実施するための予備的解析では、代表的な対象構造物の設定、及び、制振装置仕様については、集中質量振動系解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析による応答評価と制振装置メーカーへのヒアリングを実施することで検討を進めた。

表 2-1-1-1 制振装置の分類と特徴

エネルギー吸収機構	制振材料	特徴	留意事項
変位	弾塑性	安価、メンテナンスフリー、単位体積当たりのエネルギー吸収量	繰返し耐久性、微小な変形でのエネルギー吸収能力
	摩擦	メンテナンスフリー、摩擦面への荷重のかけ具合で減衰特性が調整可能	繰返し耐久性、微小な変形でのエネルギー吸収能力
速度	粘性	微小な変形でのエネルギー吸収能力	高価、可燃性、減衰力特性の温度依存性、メンテナンス
	オイル	微小な変形でのエネルギー吸収能力、減衰力特性の線形性	高価、可燃性、減衰力特性の温度依存性、メンテナンス
変位＋速度	粘弾性	安価、簡易な構造、メンテナンスフリー	減衰力特性の温度依存性、複雑性、変形量に制限
	回転慣性	コンパクトで微小変形から大きな減衰力	高価

2.1.2 制振装置の検討

ここでは、対象構造物を集中質量系解析モデルで置き換え、任意に選定された入力地震動を用いた非線形時刻歴応答解析から制振構造化の詳細検討に資する制振装置の仕様を検討した。

1）解析モデルの検討

解析対象構造物は、図 2-1-2-1 に示す一般的なブレース構面の 2 次元解析モデルとした。ここでは、当該構造面モデルを集中質量系に置き換える。ブレース構面の各層間剛性をバイリニア型復元力特性とし、当該構面解析モデルに粘性型・弾塑性型の制振装置を適用することを想定した。

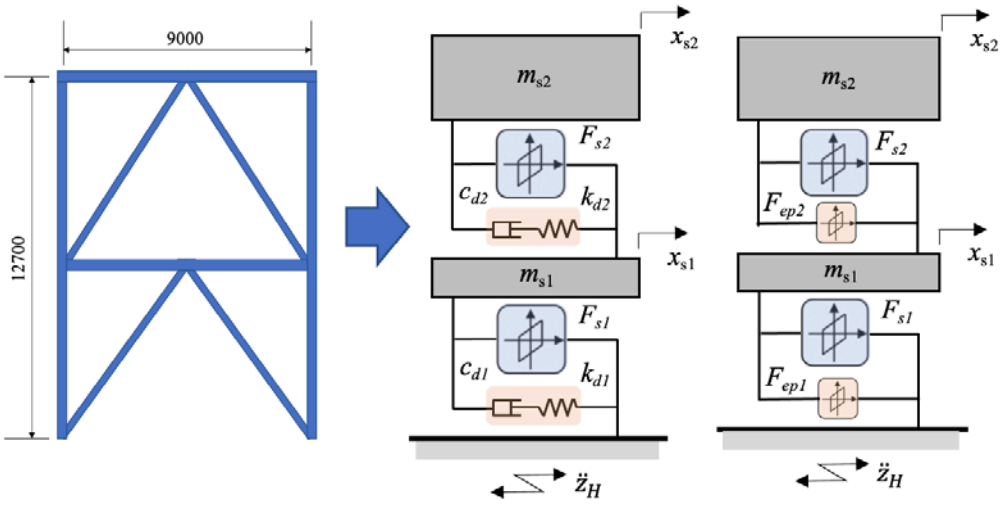


図 2-1-2-1 対象構造物と制振構造化の解析モデル

図 2-1-2-2 に示す集中質量系モデル（ブレースなし）の解析仕様を次表にまとめる。また、想定する各層の荷重－変位関係を図 2-1-2-3 のようにバイリニア型復元力特性でモデル化した。

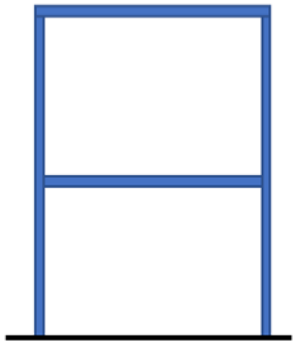


図 2-1-2-2　集中質量系モデル（ブレースなし）のモデル図

表 2-1-2-1　集中質量系モデル（ブレースなし）の解析仕様

1 層質量	80.4 ton
2 層質量	87.3 ton
1 層 1 次剛性	0.38 MN/m
2 層 1 次剛性	0.58 MN/m
1 次モード周期	5.06 s
2 次モード周期	1.20 s

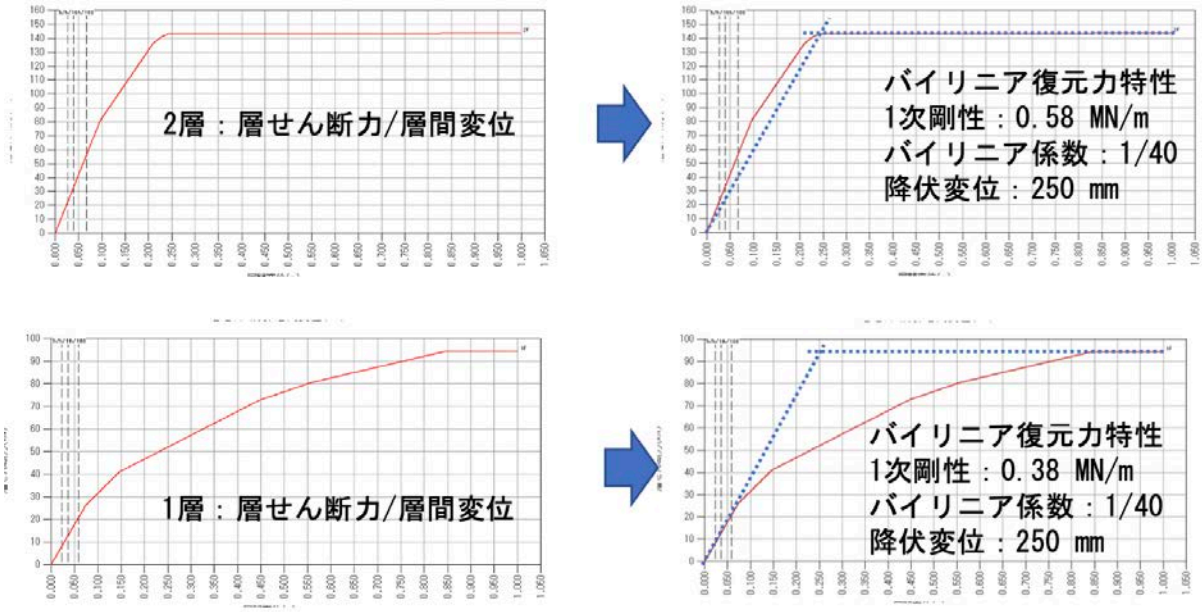


図 2-1-2-3 想定する各層（ブレースなし）の荷重―変位関係のバイリニア型復元力特性でのモデル化

図 2-1-2-4 に示す集中質量系モデル（ブレースあり）の解析仕様を次表にまとめる。また、想定する各層の荷重―変位関係を図 2-1-2-5 のようにバイリニア型復元力特性でモデル化した。

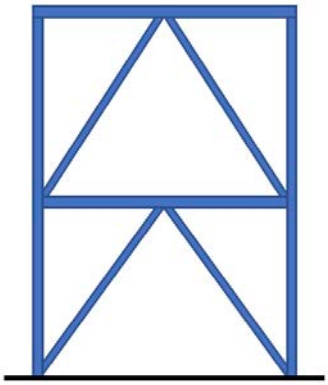


図 2-1-2-4　集中質量系モデル（ブレースあり）のモデル図

表 2-1-2-2　集中質量系モデル（ブレースあり）の解析仕様

1 層質量	80.4 ton
2 層質量	87.3 ton
1 層 1 次剛性	75.0 MN/m
2 層 1 次剛性	55.0 MN/m
1 次モード周期	0.361 s
2 次モード周期	0.142 s

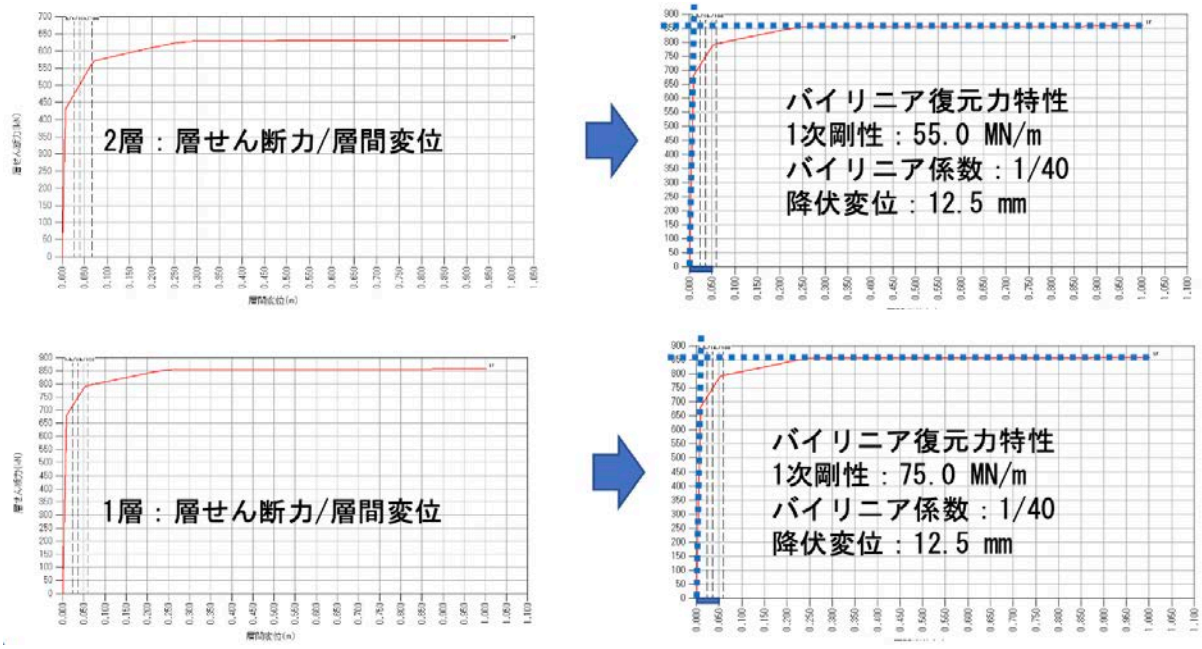


図 2-1-2-5 想定する各層（ブレースあり）の荷重―変位関係のバイリニア型復元力特性でのモデル化

対象構造物の荷重－変位関係をバイリニア型復元力特性でモデル化した集中質量系解析モデルに耐震設計で従来から用いられている代表的な 4 種類の観測地震波を最大速度 50kine 相当に基準化して入力波として用いた。観測地震波は、一般社団法人日本建築センターで公開されている El Centro NS、Taft NS、Tohoku NS、Hachinohe NS とした。各地震波の最大加速度最大速度、最大変位を表 2-1-2-3 に示す。

応答解析では、まず、対象構造物に適した減衰性能を評価するため、対象構造物の 1 次モード減衰比を解析パラメータとし、1 次モード減衰比が 0.01、0.05、0.1、0.15、0.2、0.25、0.3 の際の各層の応答加速度、応答変位（２層については１層との相対変位）を求め減衰性能と応答性状の関係を検討した。次に、対象構造物の構造剛性、1 次モード減衰比を解析パラメータとして各層の最大応答値を評価した。以上の検討から、対象構造物に適した減衰性能についてまとめた。

表 2-1-2-3 代表的な観測地震波の最大加速度・最大速度・最大変位

		加速度 gal	速度 kine	変位 cm
		最大値	最大値	最大値
El Centro 1940 (1)発生日時:1940 年 5 月 18 日 20 時 37 分 (2)マグニチュード:6.4 (3)位置:32.7N、115.5W(Imperial Valley 地震) (4)地震計:USGS スタンダード型	NS	341.2	33.5	10.9
	EW	210.1	36.9	19.8
	UD	206.3	10.8	5.6
Taft 1952 (1)発生日時:1952 年 7 月 21 日 4 時 52 分(夏時間) (2) マグニチュード:7.7 (3)位置:35.0N、119.0W(Kern County 地震) (4)地震計:USGS スタンダード型	NS	152.7	15.7	6.7
	EW	175.9	17.7	9.2
	UD	102.9	6.7	5.0
Tohoku 1978 (1)発生日時:1978 年 6 月 12 日午後 5 時 14 分ごろ (2)マグニチュード:7.4(深さ 40km) (3)位置:N38°09’、E142°10’(宮城県沖地震) (4)地震計:SMAC-M 型(建設省建築研究所所管、TH030-1)	NS	258.2	36.2	14.5
	EW	202.6	27.6	9.1
	UD	153.0	11.9	3.2
Hachinohe 1968 (1)発生日時:1968 年 5 月 16 日 9 時 47 分 55 秒頃 (2) マグニチュード:7.8(深さ 20km) (3)位置:N40°42’、E143°42’(十勝沖地震) (4)地震計:SMAC-B2 型(運輸省港湾技術研究所所管、TH029)	NS	231.0	33.1	10.8
	EW	181.2	37.1	13.4
	UD	113.8	10.5	9.1

4 種類の観測地震波を入力した際の 1 次モード減衰比を解析パラメータとした時刻歴応答解析結果を図 2-1-2-6 から図 2-1-2-33 に次のようにまとめる。

図 2-1-2-6～図 2-1-2-12：El Centro NS 510gal

図 2-1-2-13～図 2-1-2-19：Taft NS 497gal

図 2-1-2-20～図 2-1-2-26：Tohoku NS 356gal

図 2-1-2-27～図 2-1-2-33：Hachinohe NS 334gal

各図では、左列上から「入力地震動」「１層加速度」「１層変位」「１層荷重―変位関係」、右列上から「２層加速度」「２層変位」「２層荷重―変位関係」である。El Centro NS 510gal 入力で代表して応答性状について定性的・定量的傾向を検討した。１次モード減衰比 0.2 程度まで１層もしくは２層の応答変位は、降伏変位を超えて弾塑性応答を生じるが、１次モード減衰比 0.25 以降では、対象構造物の応答が弾性範囲に収まる。応答加速度についても、１次モード減衰比 0.01 では２層で 1.6 倍程度の応答倍率になるものの、１次モード減衰比 0.25 以降では、２層で 1.2 倍程度の応答倍率に減少する。これらの制振効果については、他の入力地震動でも同様の傾向であり、結果として、１次モード減衰比としては、0.25 もしくは 0.3 以上の減衰性能を構造物に与えることが有効であると考えられる。

次に、図 2-1-2-34 から図 2-1-2-37 に 4 種類の入力に対して、構造剛性と減衰比を解析パラメータとした際の最大応答との関係をまとめる。図 2-1-2-34 は、 El Centro NS 510gal（50kine 相当）入力、図 2-1-2-35 は、Taft NS 497gal（50kine 相当）入力、図 2-1-2-36 は、Tohoku NS 356gal（50kine 相当）入力、図 2-1-2-37 は、Hachinohe NS 334gal（50kine 相当）入力の結果である。先の結果でも示されたように、制振効果は、層によって異なり応答加速度は２層、応答変位は１層で顕著に現れる。また、その制振効果は、１次モード減衰比 0.3 程度から概ね一定になる傾向がある。1 次剛性を減少させて固有振動数を低下させた際の制振効果に対する 1 次モード減衰比の寄与は入力地震波により若干異なるものの、応答加速度、応答変位ともに概ね同様の傾向にあることを確認できる。

以上より、先に述べたように、今回のブレース付き２層フレーム構造モデルでは、１次モード減衰比 0.25 もしくは 0.3 以上の減衰性能を構造物に与えることが良好な応答低減効果が期待できるものと考えられる。

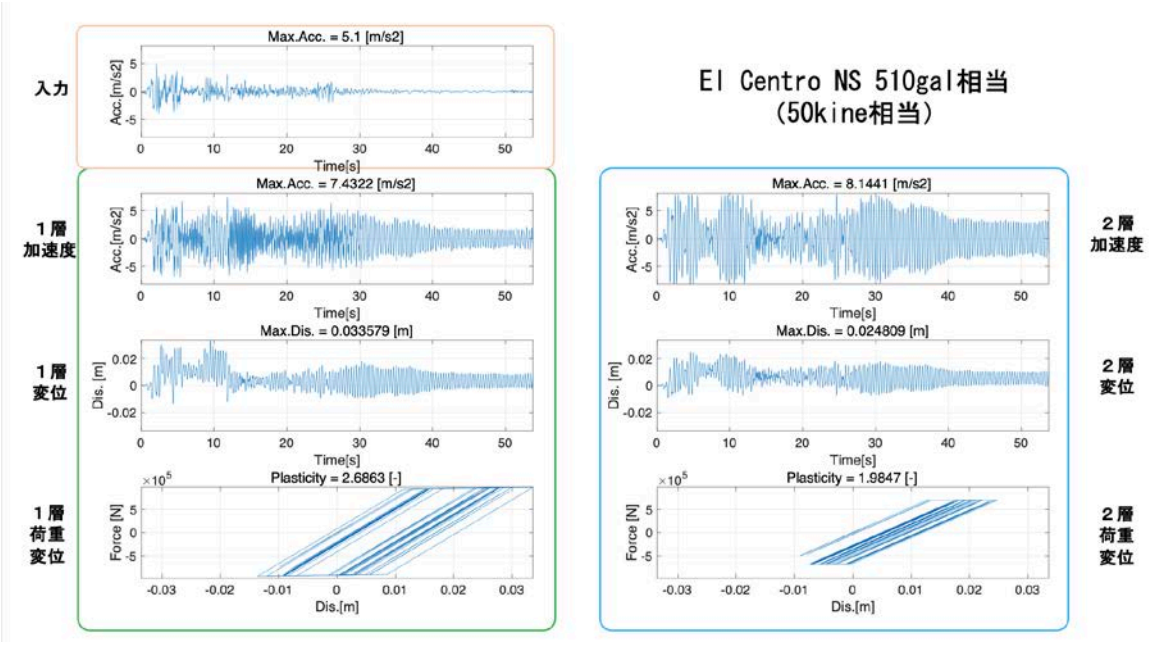


図 2-1-2-6 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.01）：El Cnentro NS 510gal

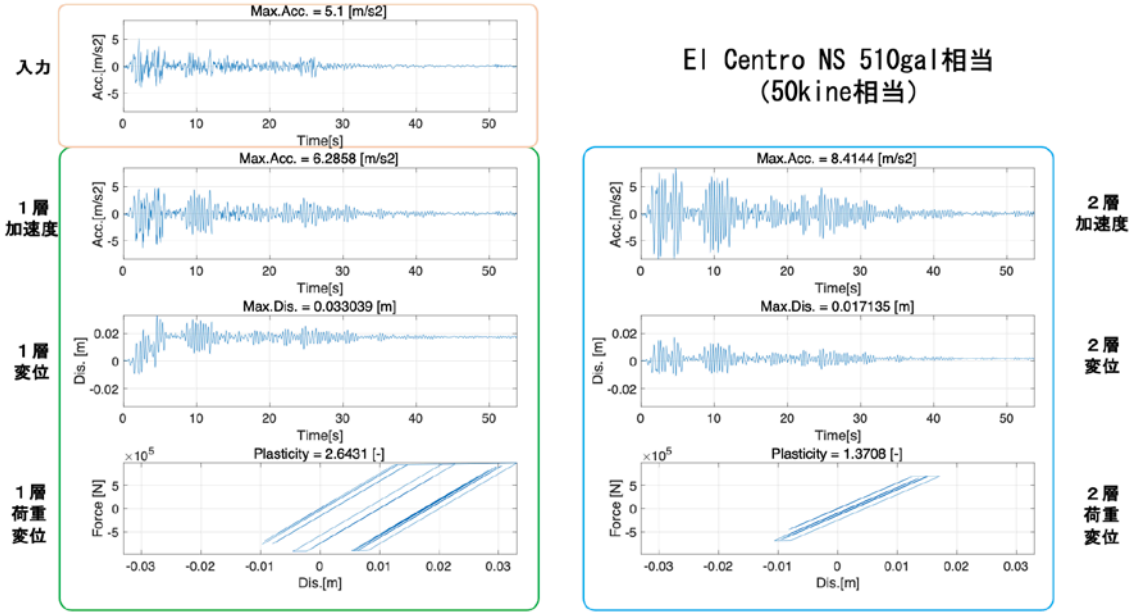


図 2-1-2-7 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.05）：El Cnentro NS 510gal

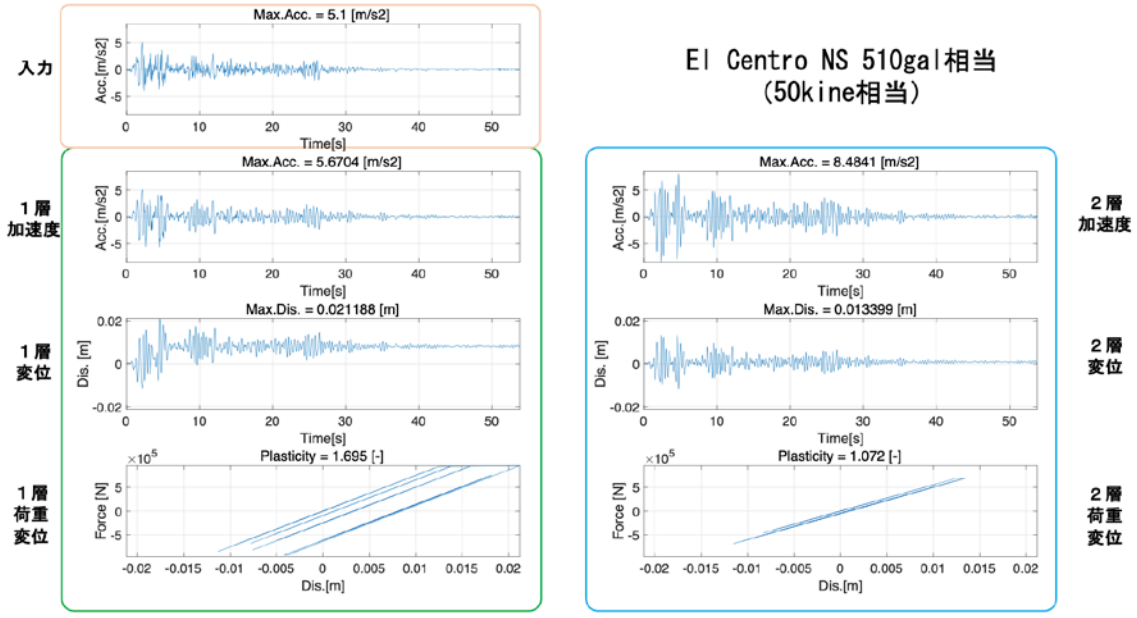


図 2-1-2-8 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.1）：El Cnentro NS 510gal

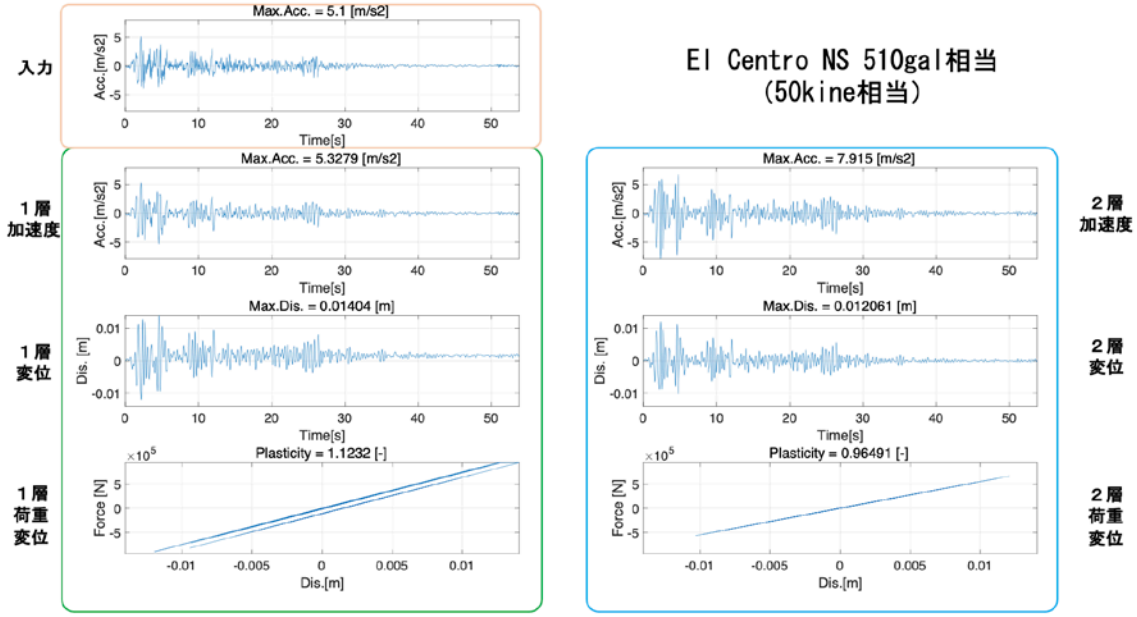


図 2-1-2-9 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.15）：El Cnentro NS 510gal

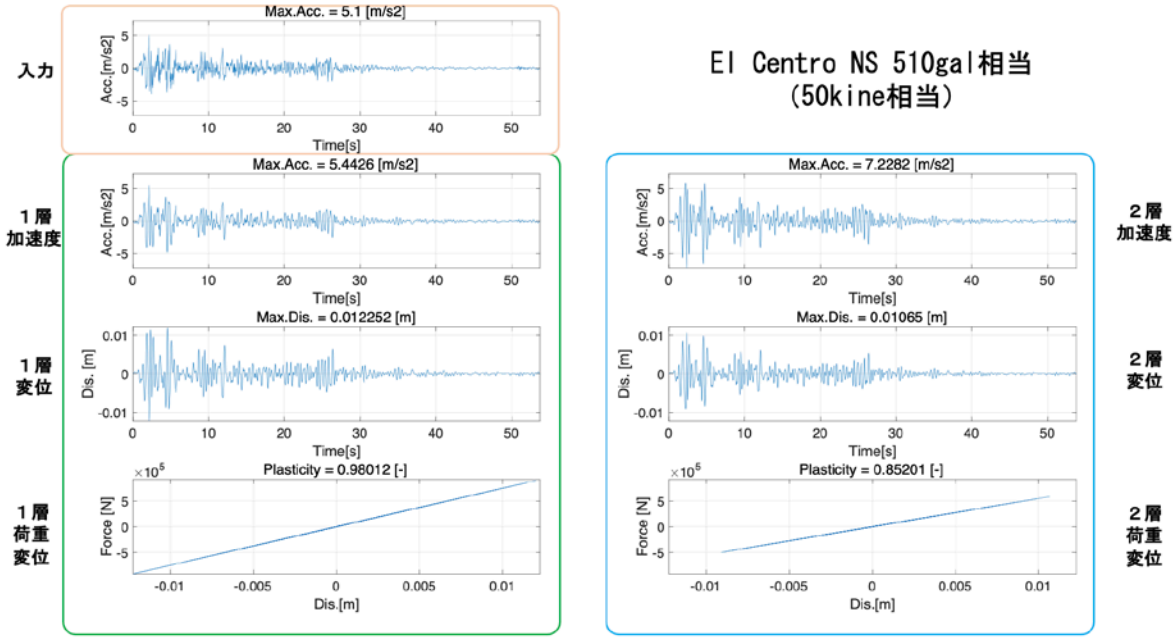


図 2-1-2-10 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.2）：El Cnentro NS 510gal

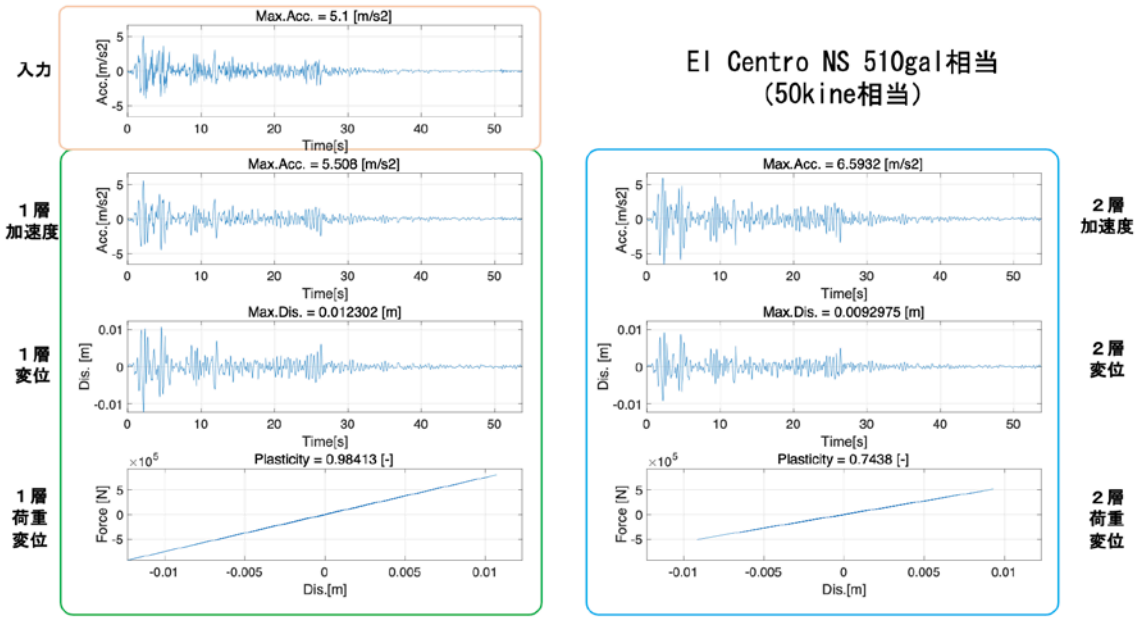


図 2-1-2-11 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.25）：El Cnentro NS 510gal

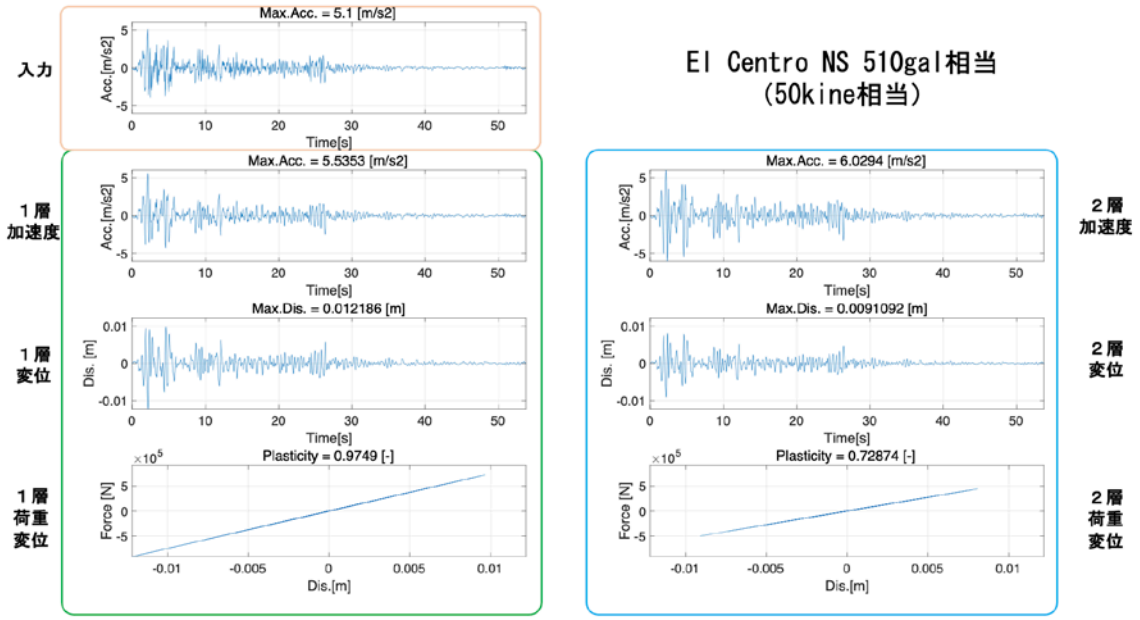


図 2-1-2-12 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.3）：El Cnentro NS 510gal

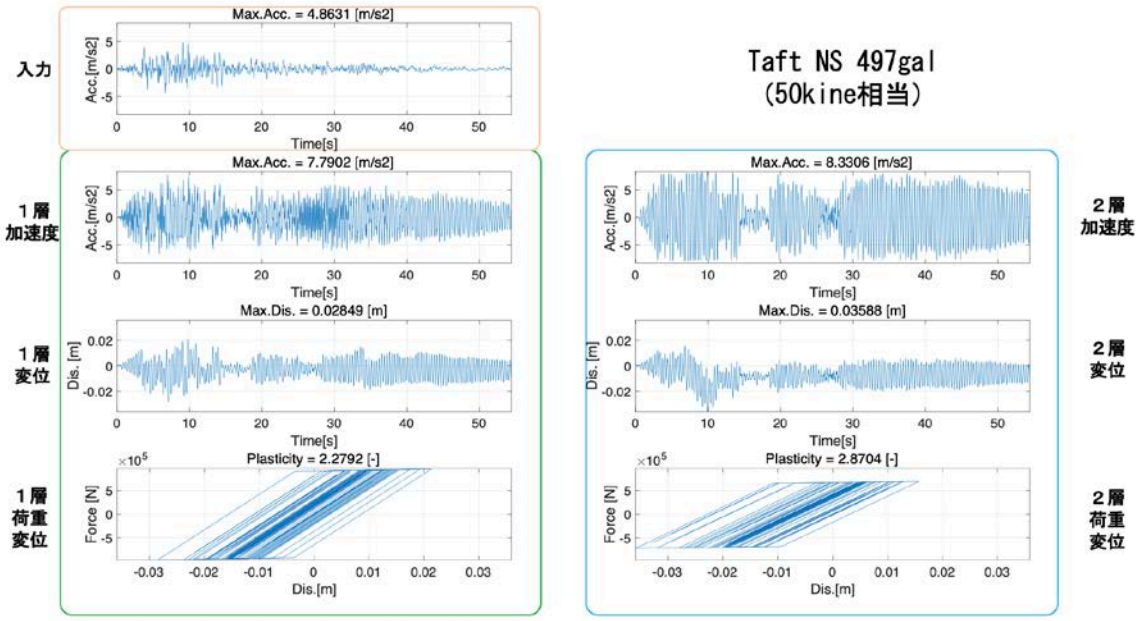


図 2-1-2-13 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.01）：Taft NS 497gal

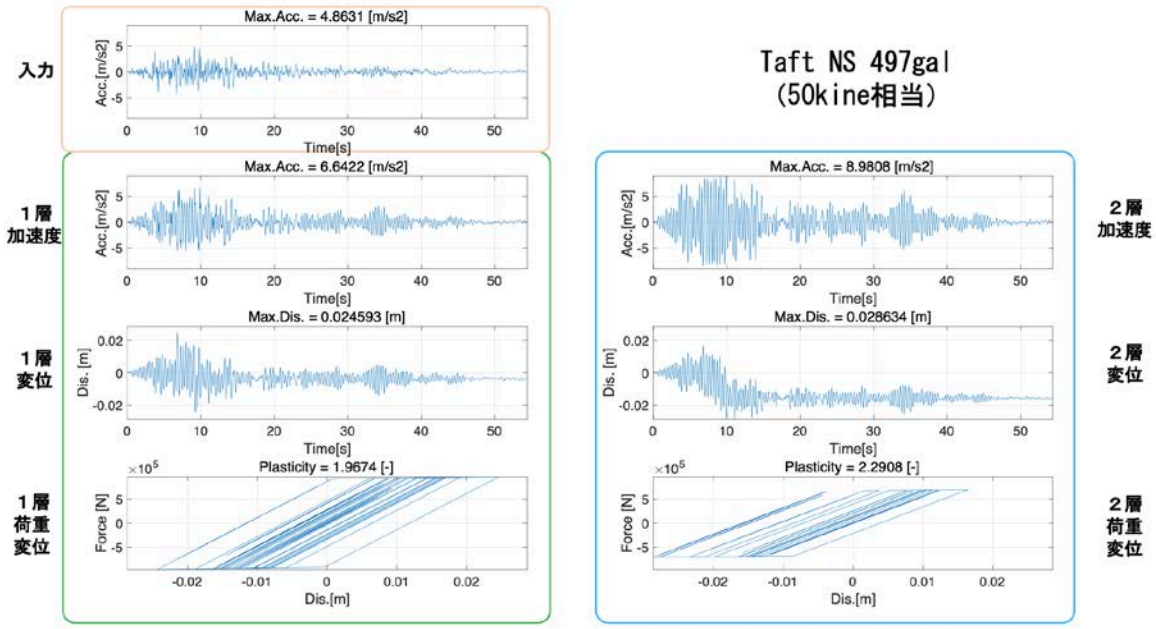


図 2-1-2-14 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.05）：Taft NS 497gal

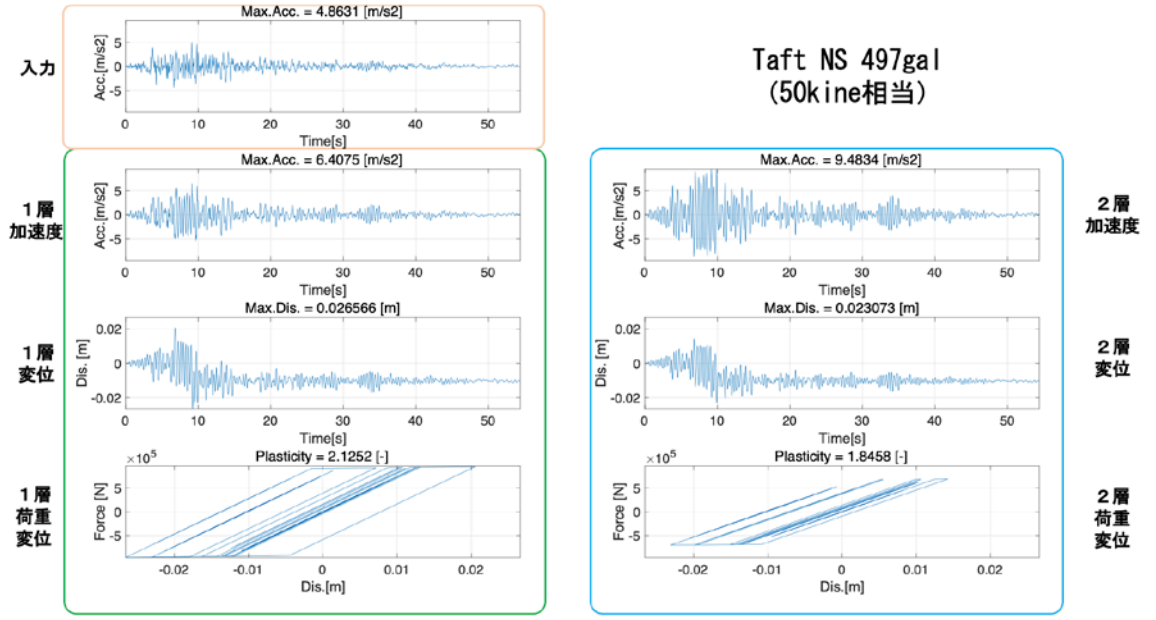


図 2-1-2-15 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.1）：Taft NS 497gal

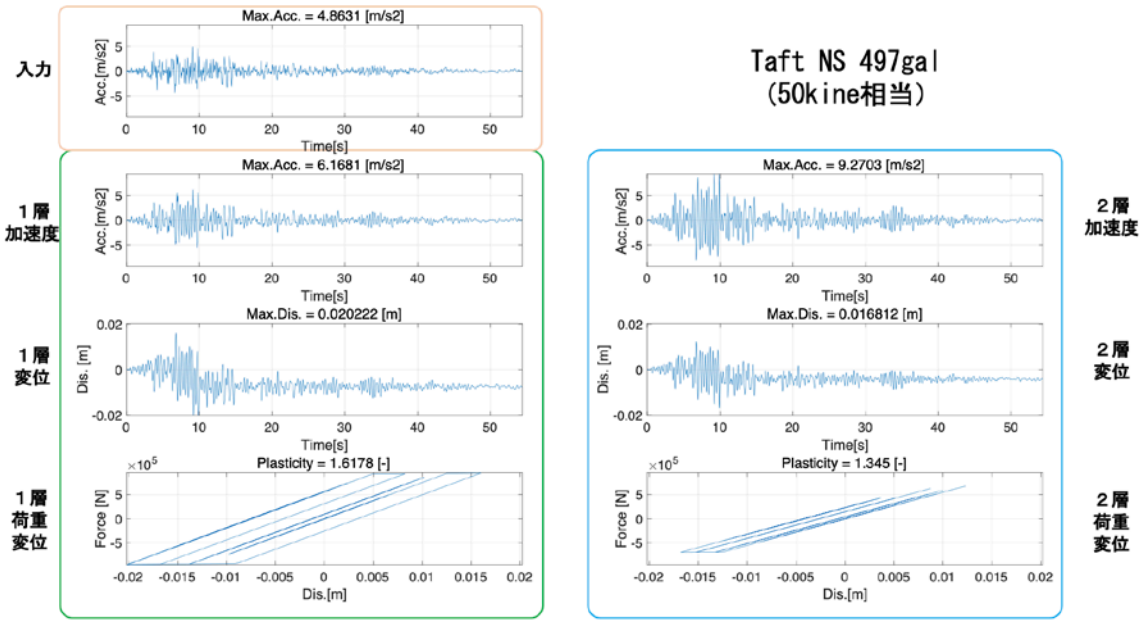


図 2-1-2-16 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.15）：Taft NS 497gal

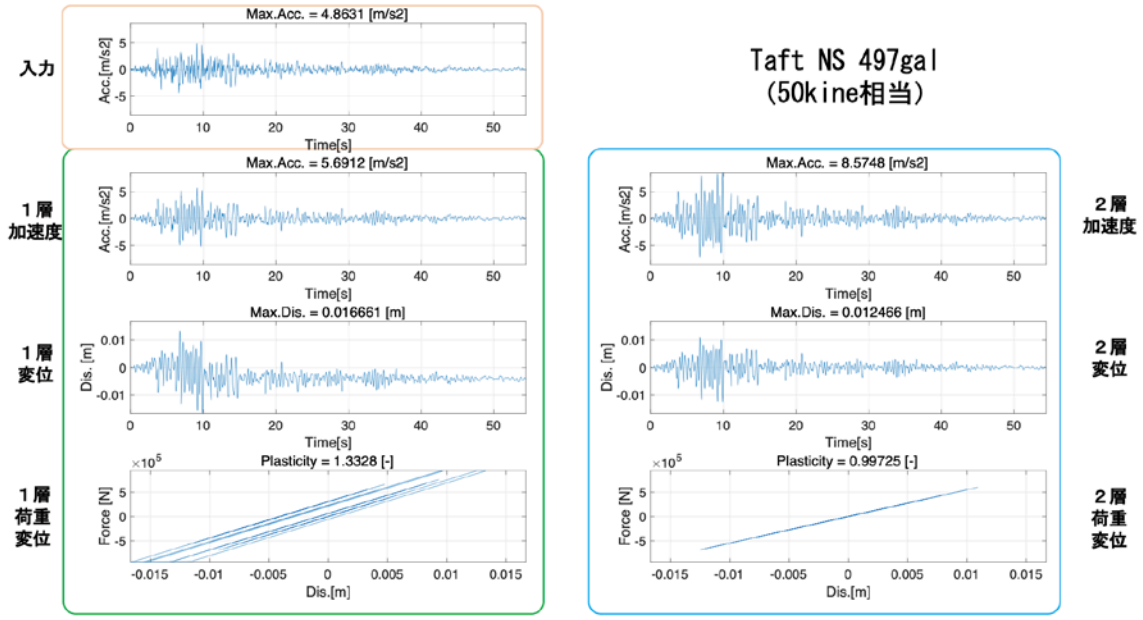


図 2-1-2-17 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.2）：Taft NS 497gal

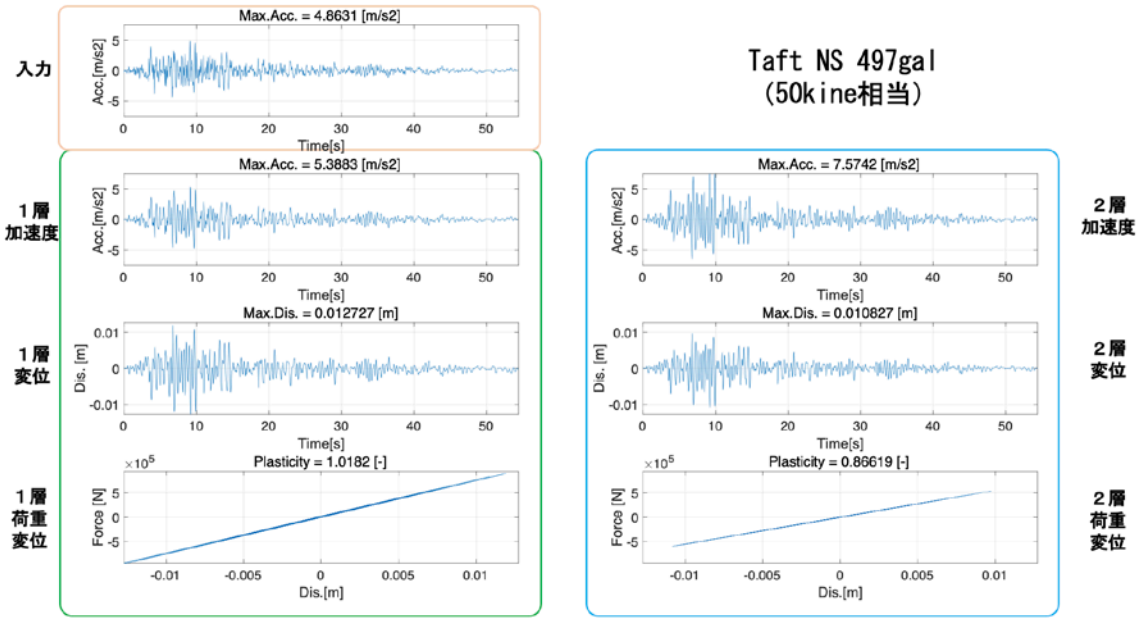


図 2-1-2-18 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.25）：Taft NS 497gal

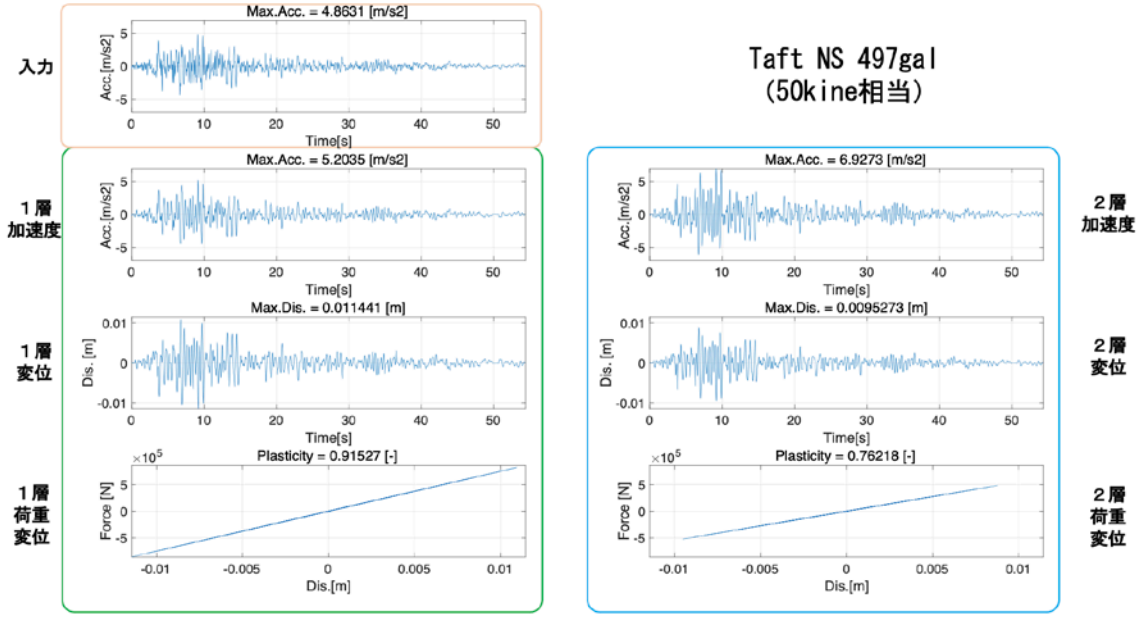


図 2-1-2-19 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.3）：Taft NS 497gal

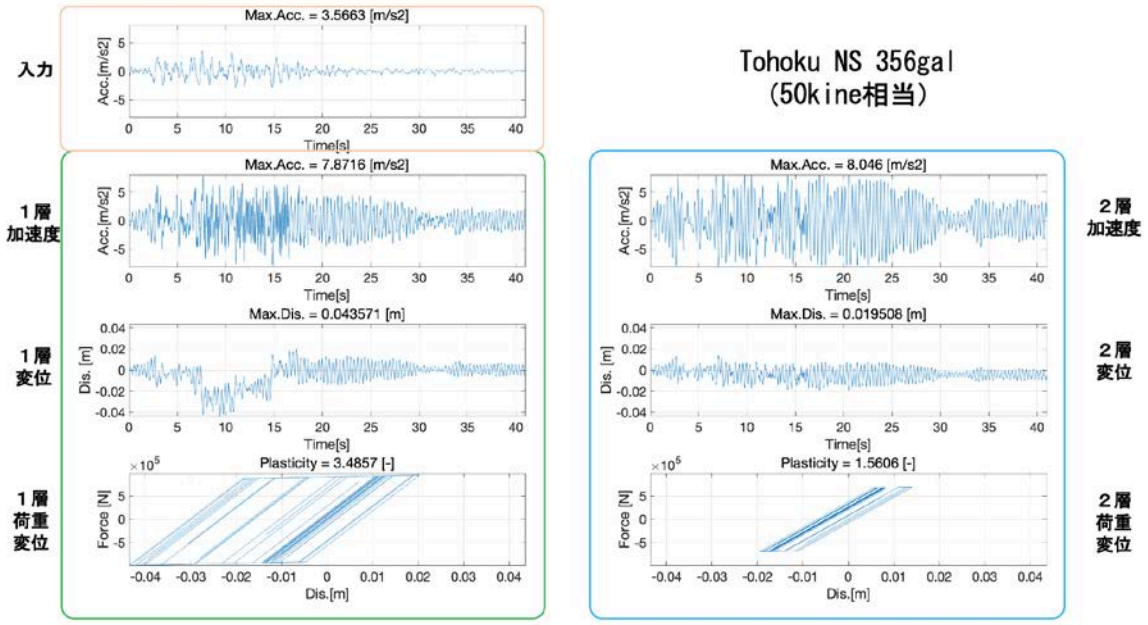


図 2-1-2-20 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.01）：Tohoku NS 356gal

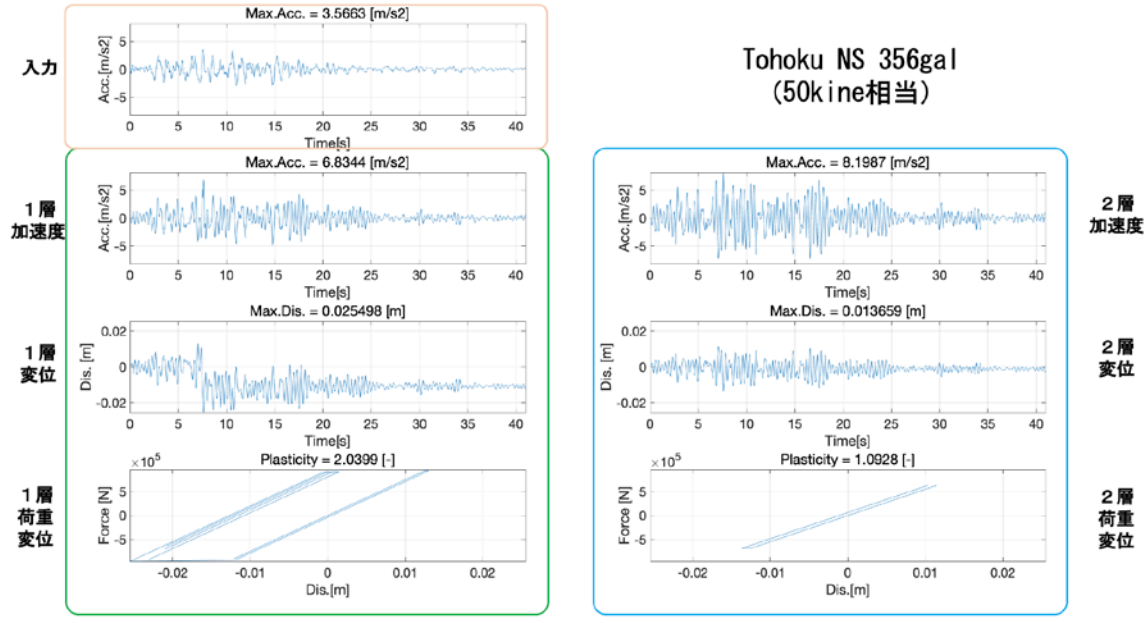


図 2-1-2-21 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.05）：Tohoku NS 356gal

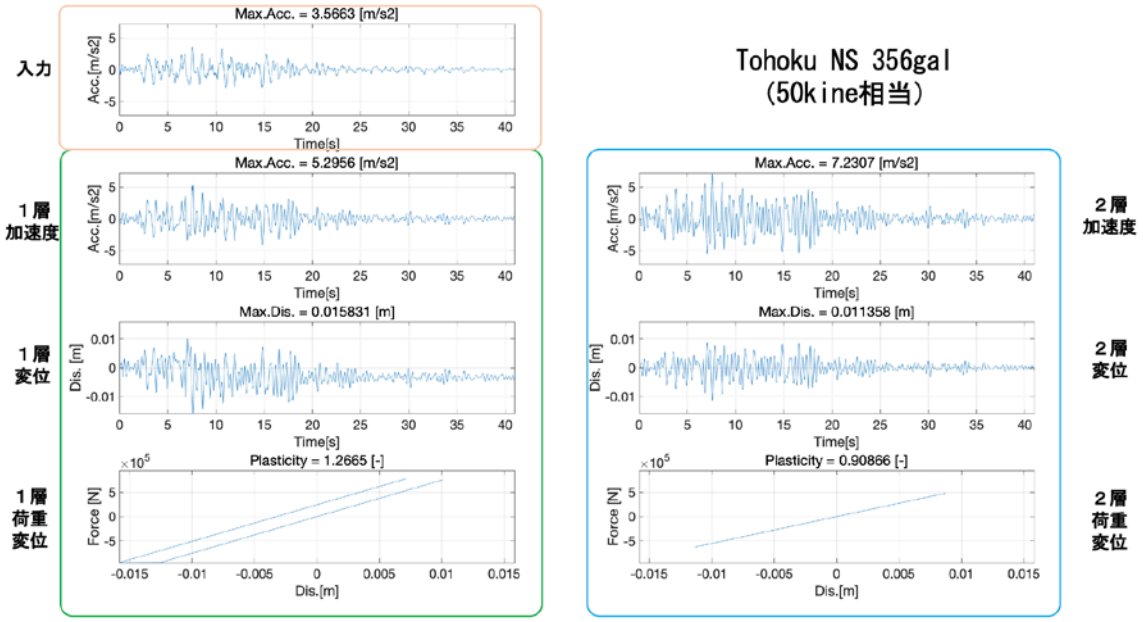


図 2-1-2-22 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.1）：Tohoku NS 356gal

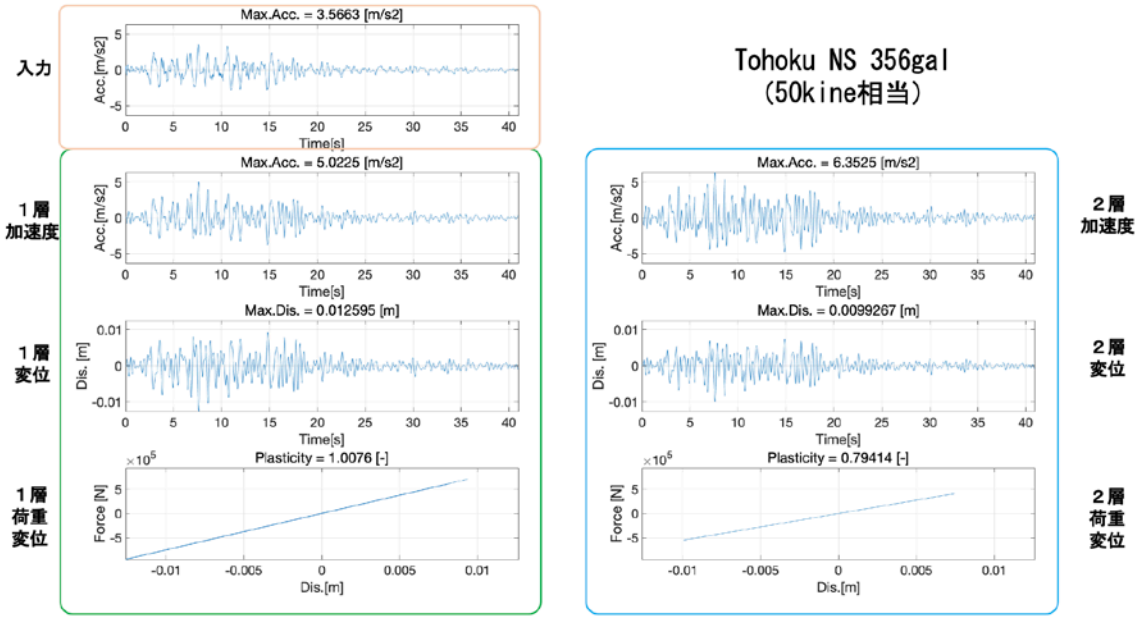


図 2-1-2-23 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.15）：Tohoku NS 356gal

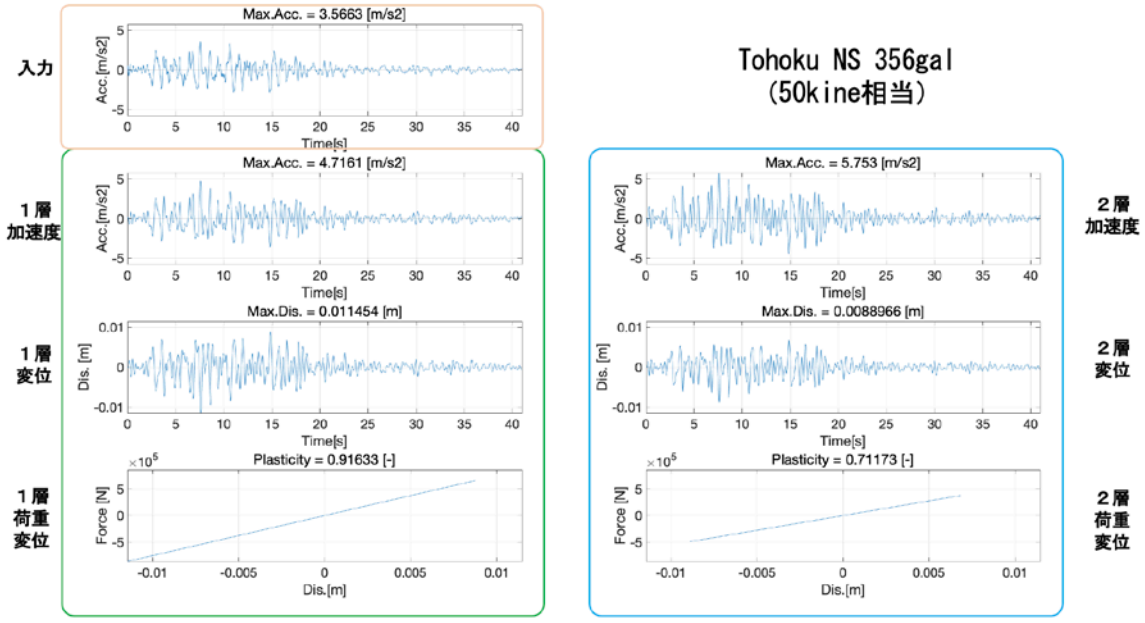


図 2-1-2-24 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.2）：Tohoku NS 356gal

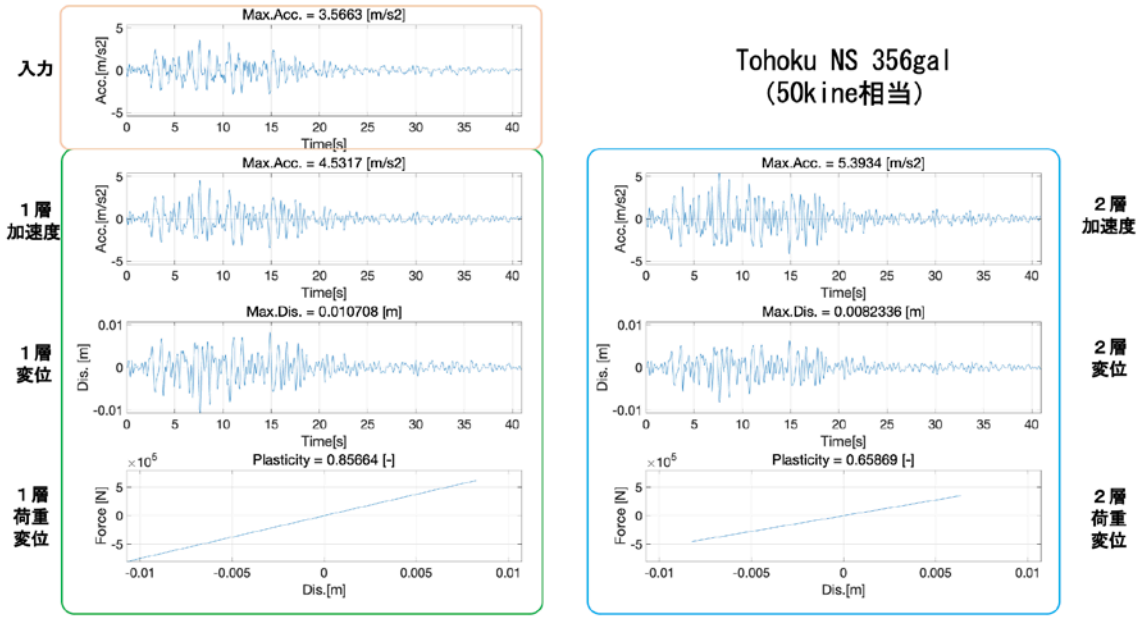


図 2-1-2-25 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.25）：Tohoku NS 356gal

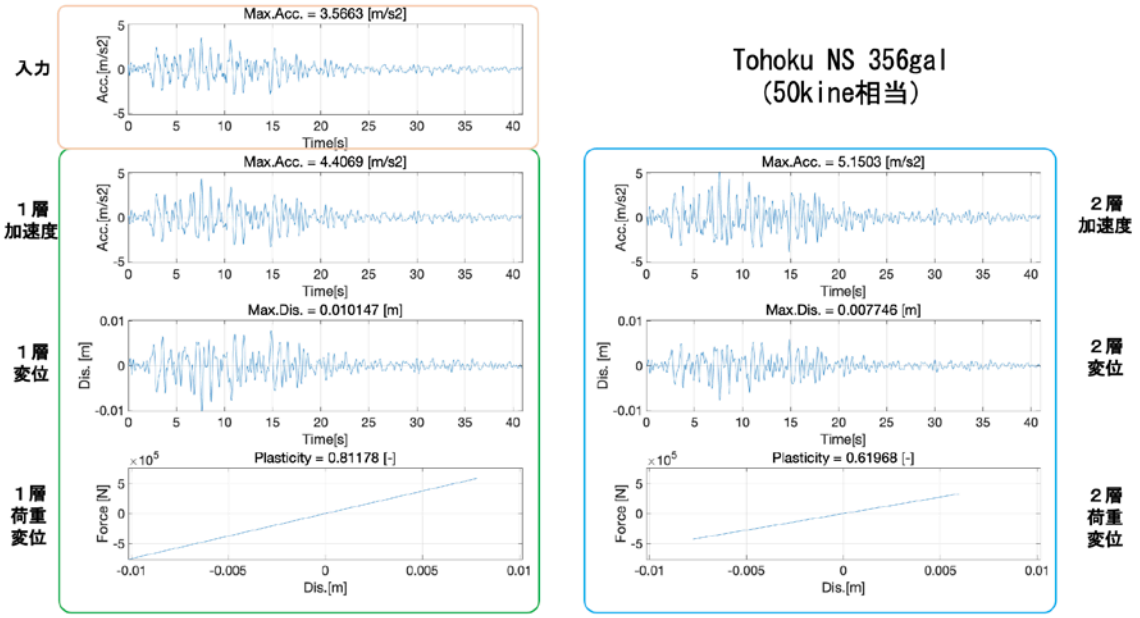


図 2-1-2-26 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.3）：Tohoku NS 356gal

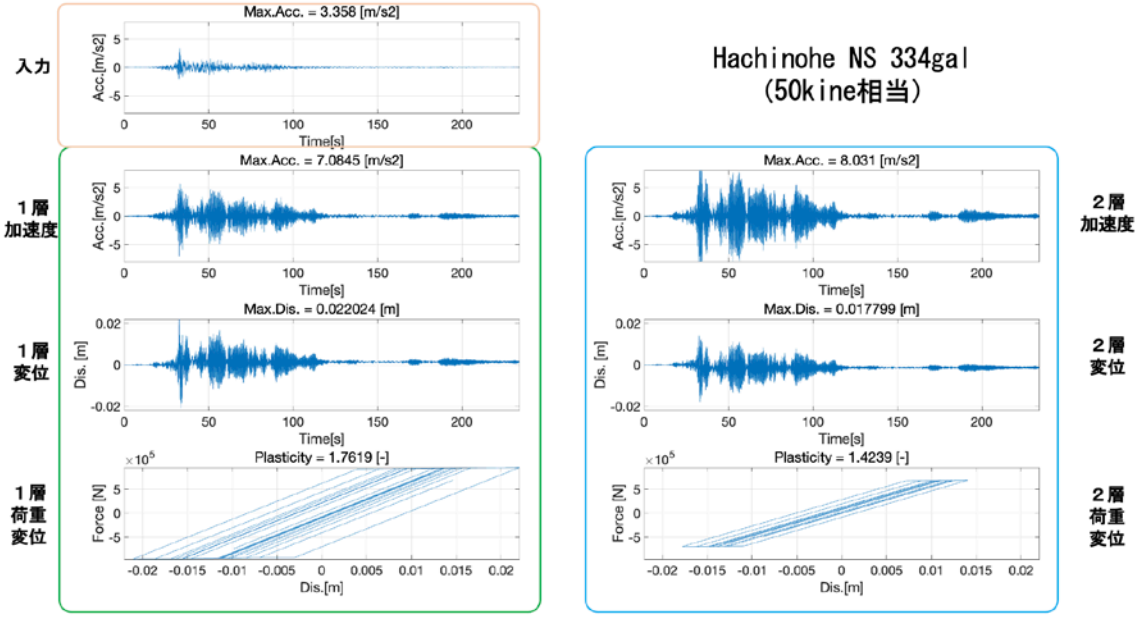


図 2-1-2-27 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.01）：Hachinohe NS 334gal

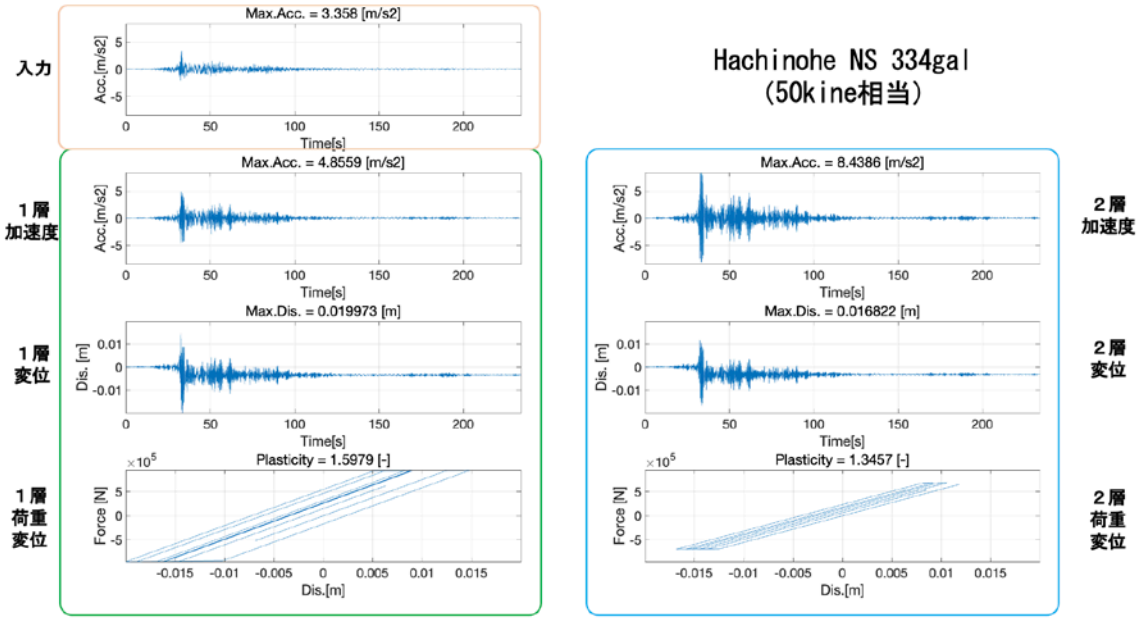


図 2-1-2-28 減衰比と応答、ブレースあり（１次モード減衰比：0.05）：Hachinohe NS 334gal

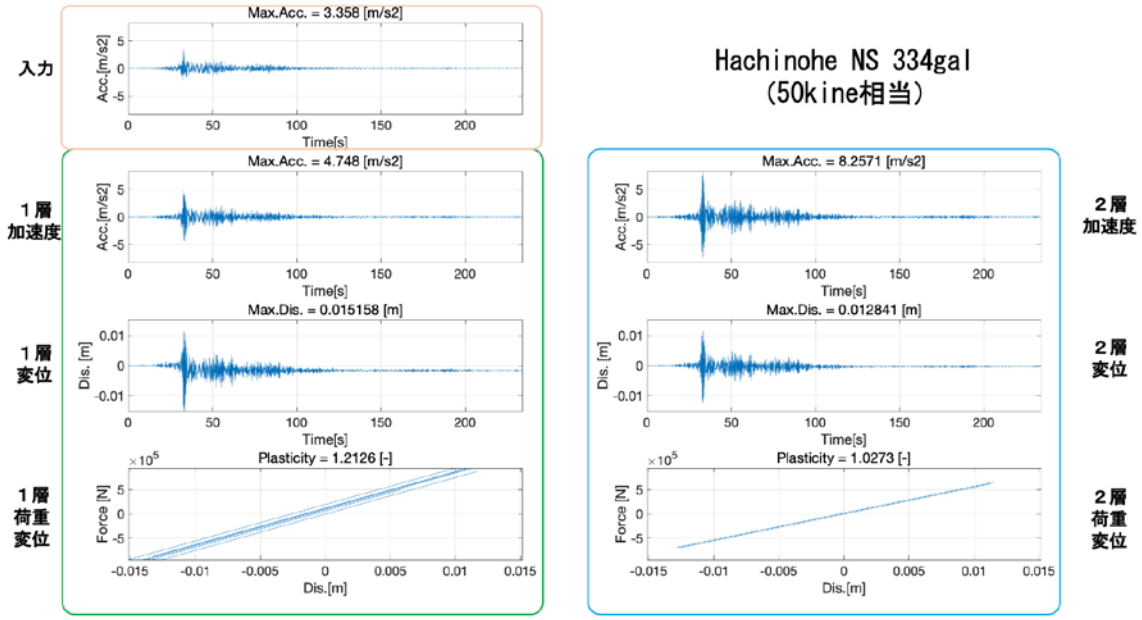


図 2-1-2-29 減衰比と応答、ブレースあり（１次モード減衰比：0.1）：Hachinohe NS 334gal

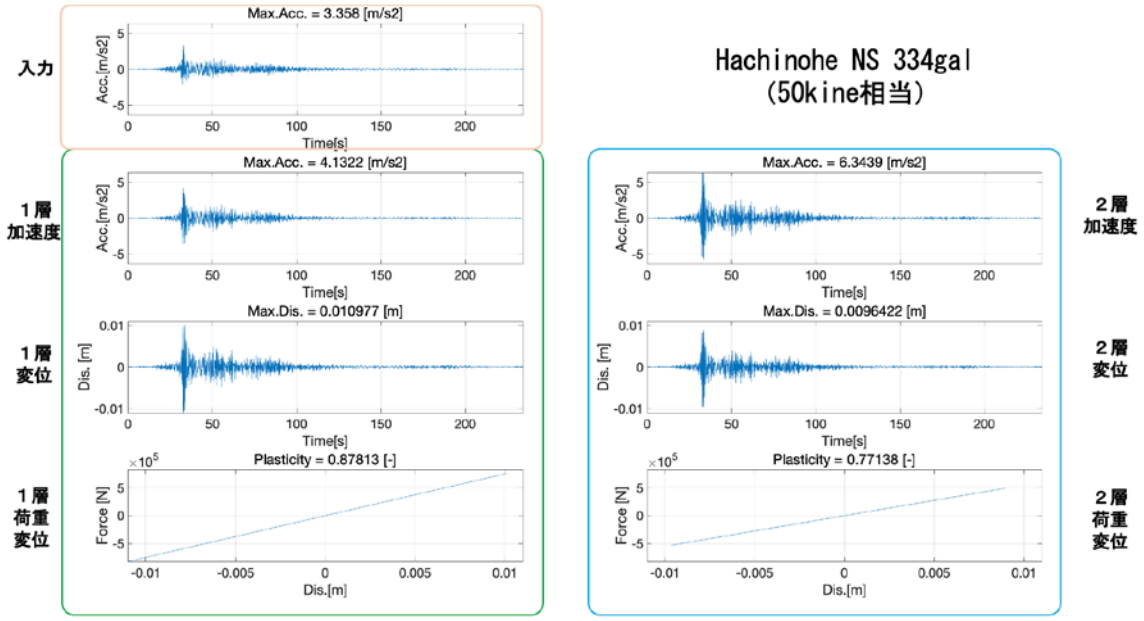


図 2-1-2-30 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.15）：Hachinohe NS 334gal

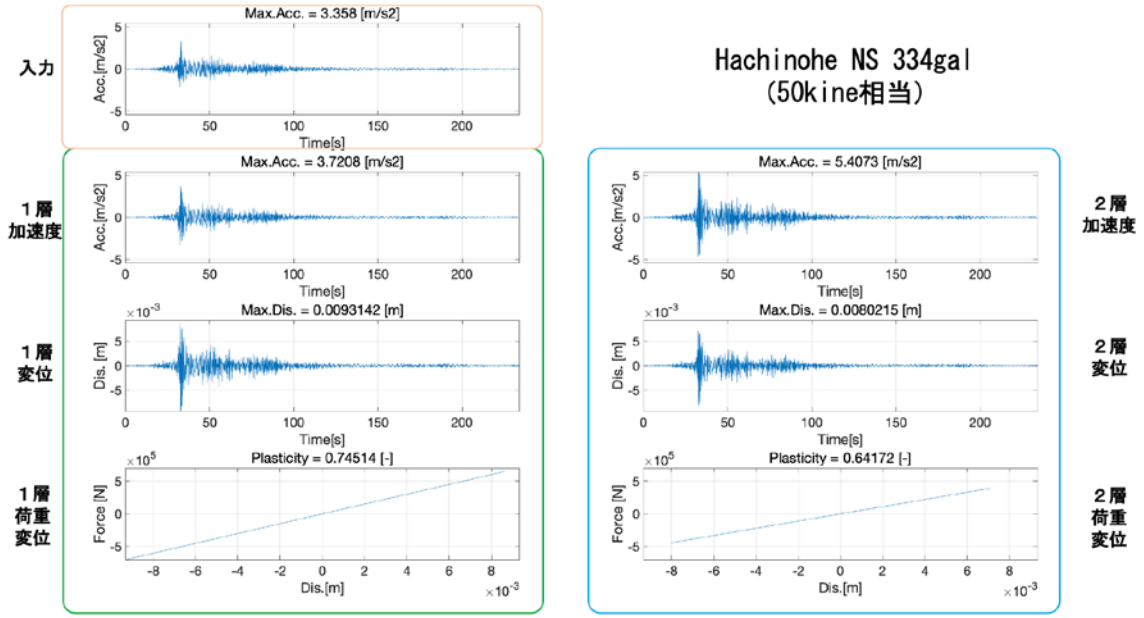


図 2-1-2-31 減衰比と応答、ブレースあり（1 次モード減衰比：0.2）：Hachinohe NS 334gal

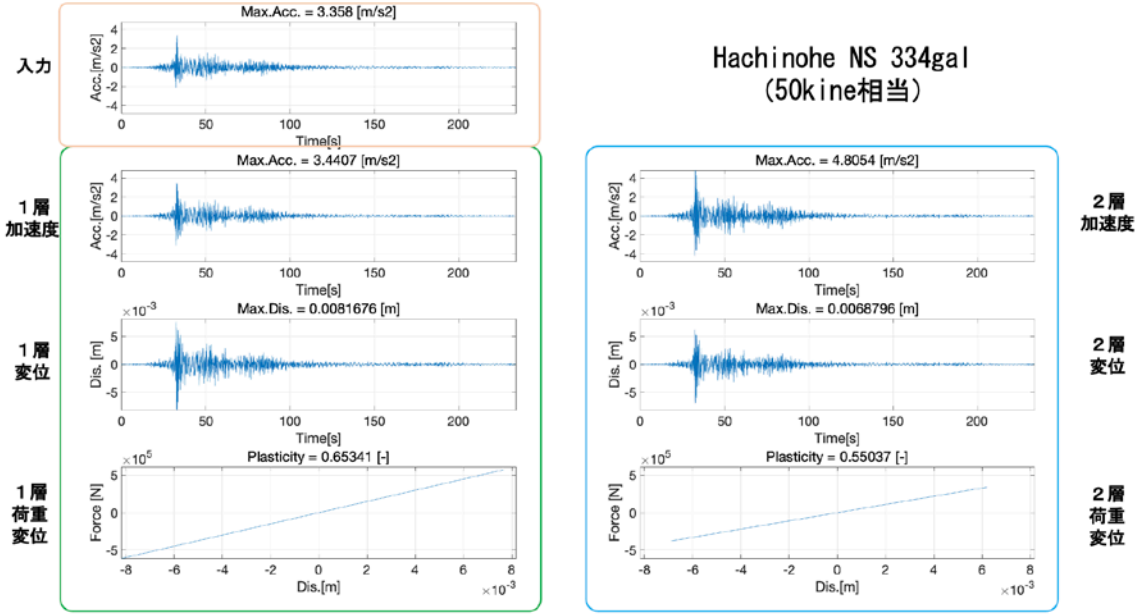


図 2-1-2-32 減衰比と応答、ブレースあり（１次モード減衰比：0.25）：Hachinohe NS 334gal

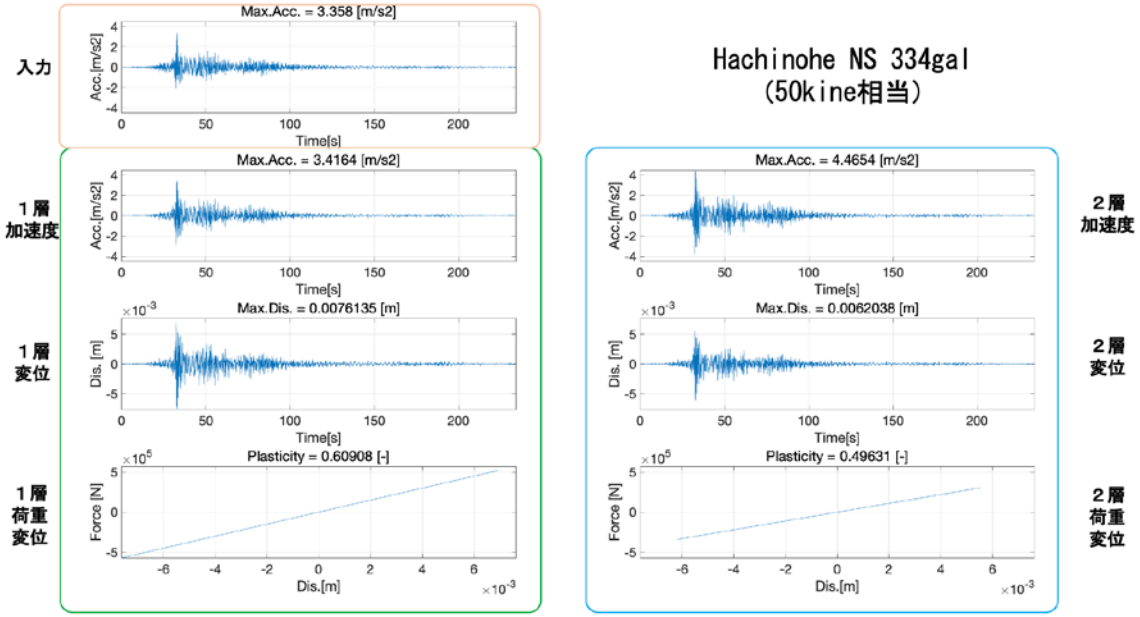


図 2-1-2-33 減衰比と応答、ブレースあり（１次モード減衰比：0.3）：Hachinohe NS 334gal

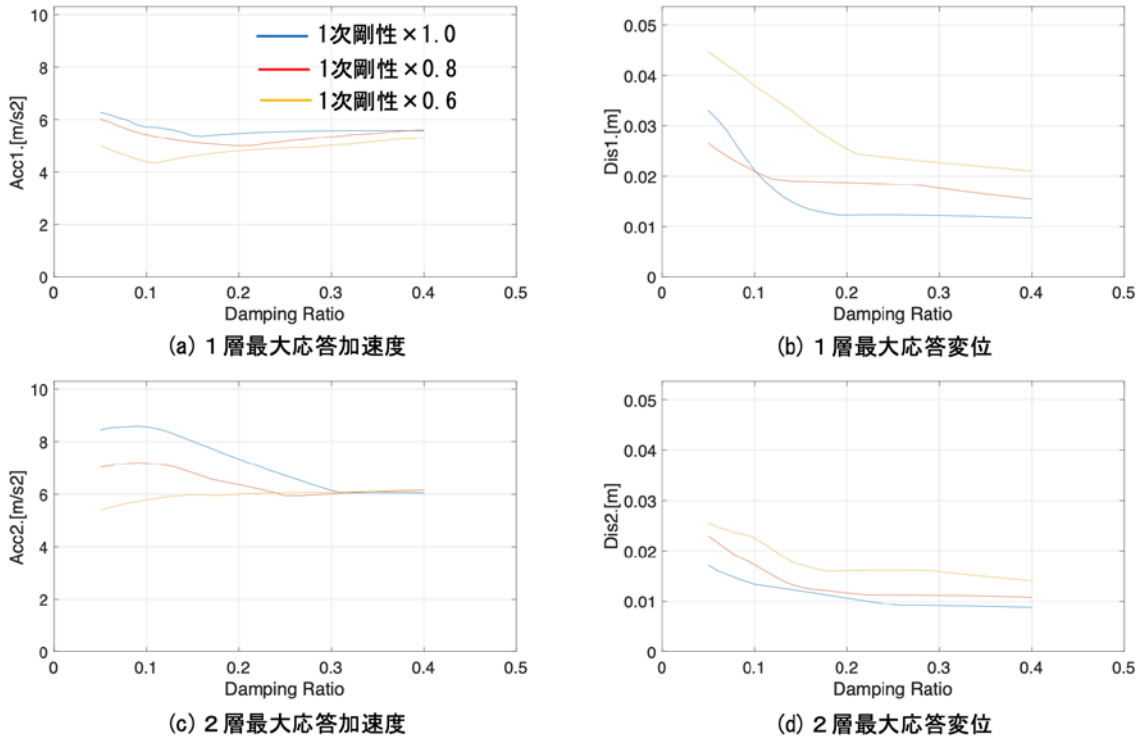


図 2-1-2-34　減衰比／1 次剛性と最大応答の関係

（El Centro NS 510gal（50kine 相当）入力：ブレースあり）

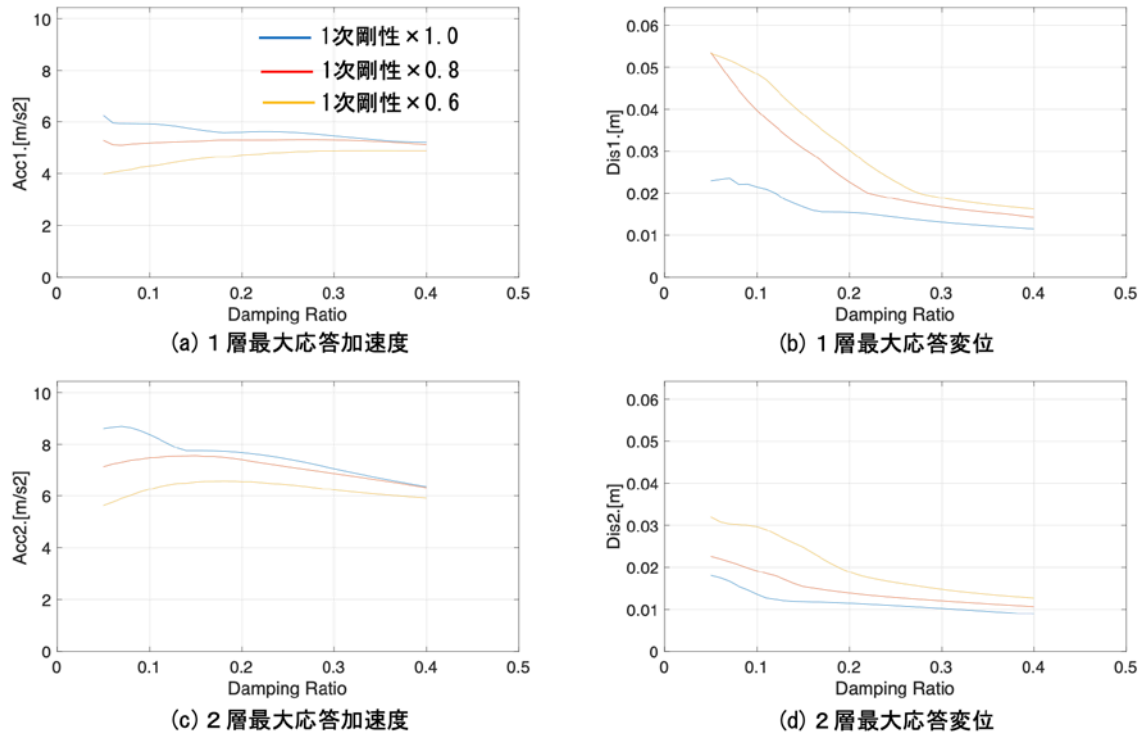


図 2-1-2-35　減衰比／1 次剛性と最大応答の関係

（Taft NS 497gal（50kine 相当）入力：ブレースあり）

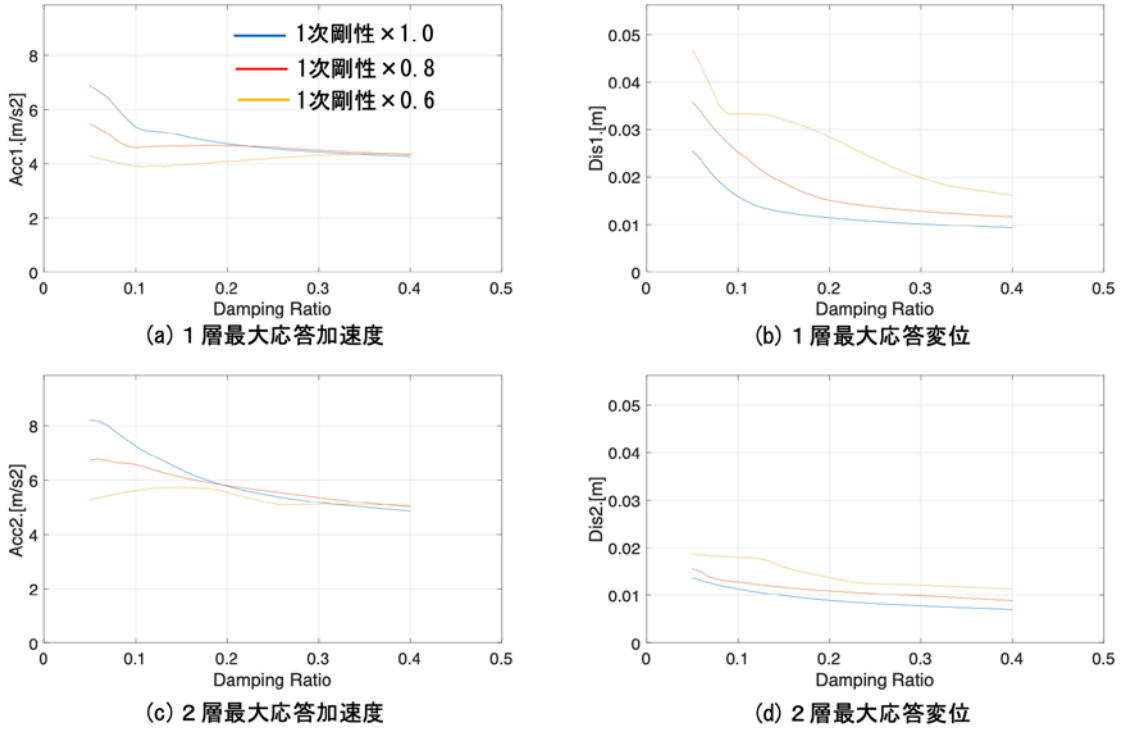


図 2-1-2-36　減衰比／1 次剛性と最大応答の関係

（Tohoku NS 356gal（50kine 相当）入力：ブレースあり）

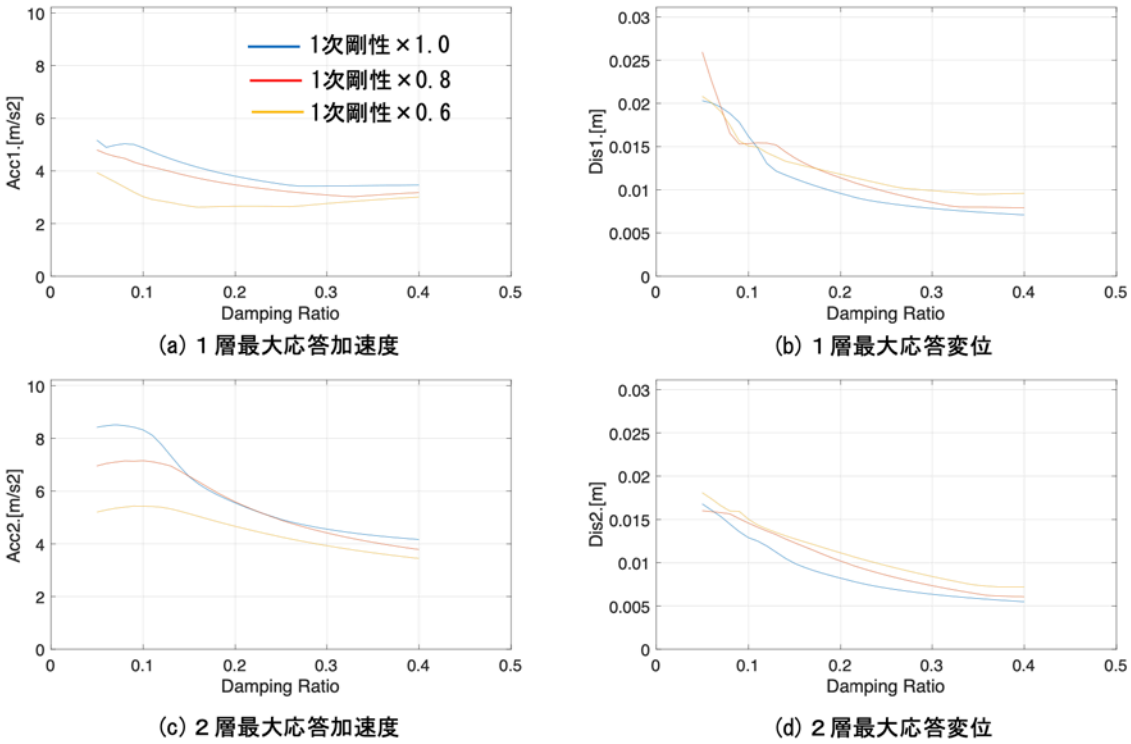


図 2-1-2-37　減衰比／1 次剛性と最大応答の関係

（Hachinohe NS 334gal（50kine 相当）入力：ブレースあり）

2.2　高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定

2.2.1　制振装置基本仕様の検討

先の検討結果より、設定した対象構造物に対しては、1 次モード減衰比 0.25 もしくは 0.3 以上の減衰性能を構造物に与えることが良好な応答低減効果が期待できるものと考えられる。当該結果より、1 次モード減衰比 0.2、0.3、0.4 に相当する各層の等価粘性減衰係数を求めた結果を表 2-2-1-1 に示す。制振装置は、対象構造物へブレース状に設置することを想定した。この場合、図 2-2-1-1 に示すように、水平方向成分とダンパー軸方向成分の幾何学的関係は、図のようになる。

図の幾何学的条件より、

$$dL = \frac{b}{L}dx \tag{2.2.1.1}$$

となるため、必要になる軸方向減衰係数 c_Dは、水平方向減衰係数 c_Hに対して、次のようになる。

$$c_D = \frac{b^2 + h^2}{b^2} c_H \tag{2.2.1.2}$$

結果として、図 2-2-1-2 の形状寸法を考慮し、1 構面に 2 体の制振装置を設置することを想定した場合、各層で必要な減衰係数は 1/2 になることから、制振装置の等価粘性減衰係数及び 1 次剛性は、表 2-2-1-2 と表 2-2-1-3 のように求められる。得られた等価粘性減衰係数と 1 次剛性での各入力地震動での最大応答値を表 2-2-1-4、表 2-2-1-5、表 2-2-1-6 にまとめる。

表 2-2-1-1　1 次モード減衰比と相当減衰係数

1 次モード減衰比	1 層	2 層
20%	1.73 MNs/m	1.27 MNs/m
30%	2.59 MNs/m	1.90 MNs/m
40%	3.54 MNs/m	2.53 MNs/m

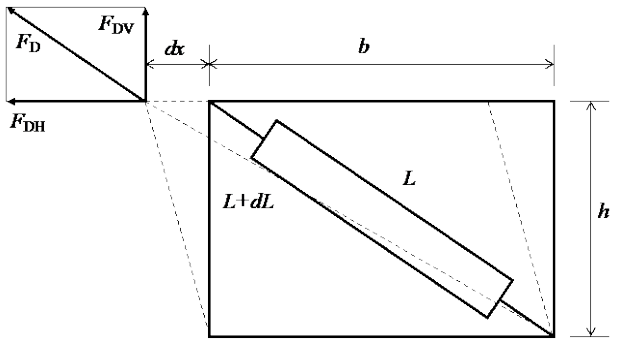


図 2-2-1-1 制振装置のブレース状設置による水平方向成分とダンパー軸方向成分の幾何学的関係

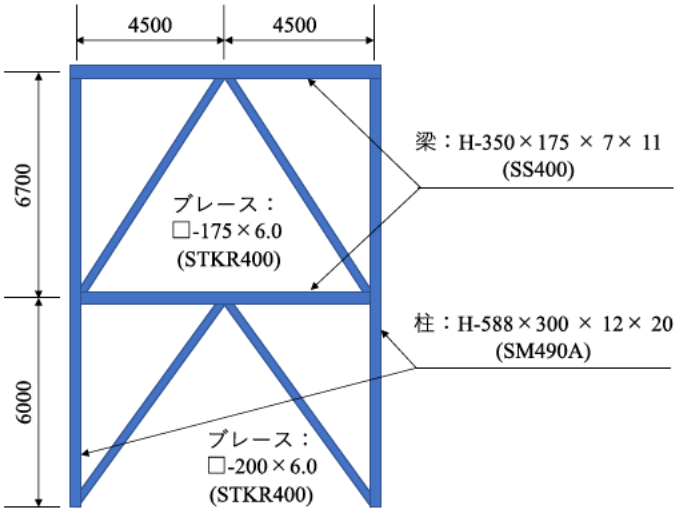


図 2-2-1-2 対象構造物の形状寸法

表 2-2-1-2 幾何学的条件を考慮した場合の制振装置の等価粘性減衰係数

1 次モード減衰比	1 層	2 層
20%	27.9 kNs/cm	17.7 kNs/cm
30%	41.7 kNs/cm	26.4 kNs/cm
40%	57.0 kNs/cm	35.2 kNs/cm

表 2-2-1-3 幾何学的条件を考慮した場合の 1 次剛性

	1 層	2 層
1 次剛性	1200 kN/cm	753 kN/cm

表 2-2-1-4 入力地震動での制振装置の最大速度と最大変位（減衰比 0.2）

入力波	1 層		2 層	
	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]
El Centro NS 510gal	0.683	12.6	0.639	12.4
Taft NS 497gal	0.856	11.3	0.687	11.2
Tohoku NS 356gal	0.639	7.18	0.534	6.41
Hachinohe NS 334gal	0.534	8.63	0.493	8.24

表 2-2-1-5 入力地震動での制振装置の最大速度と最大変位（減衰比 0.3）

入力波	1層		2層	
	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]
El Centro NS 510gal	0.680	11.4	0.547	10.5
Taft NS 497gal	0.729	9.39	0.613	8.72
Tohoku NS 356gal	0.566	5.86	0.465	5.13
Hachinohe NS 334gal	0.437	6.24	0.381	5.61

表 2-2-1-6 入力地震動での制振装置の最大速度と最大変位（減衰比 0.4）

入力波	1層		2層	
	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]	最大変位 [cm]	最大速度 [cm/s]
El Centro NS 510gal	0.651	10.1	0.524	8.96
Taft NS 497gal	0.640	7.95	0.531	7.02
Tohoku NS 356gal	0.517	4.95	0.420	4.25
Hachinohe NS 334gal	0.396	5.35	0.330	4.44

2.2.2 制振装置の選定（オイルダンパー）

先に得られた最大応答値を目安として、制振装置を選定する。ここでは、まず、代表的な制振装置であるオイルダンパーについて検討した。オイルダンパーは、シアリンク型、ブレース型、間柱型など様々な設置形式が採用可能であり、現在、建築・土木構造物の制振構造に多く採用されている実績がある。

今回、表 2-2-2-1 に示すブレース形式のダンパーを選定した。また、取り付け長さからのブレース剛性を次式から求めた。

$$K_b = \frac{2060A}{L - L'} \tag{2.2.2.1}$$

表 2-2-2-2 選定したオイルダンパー仕様

	オイルダンパーA	オイルダンパーB
最大減衰力	500 kN	500 kN
減衰係数	31.3 kN·s/cm	93.8 kN·s/cm
リリーフ荷重	400 kN	400 kN
減衰係数低下率	0.185	0.0416
ダンパ剛性	1400 kN/cm	
合成ばね（1 層）	830 kN/cm	
合成ばね（2 層）	859 kN/cm	

今回の解析対象のブレース長さは、形状寸法より、１層で 8.07m、２層で 7.50m となる。よって、ブレース剛性は、次のようになる。

表 2-2-2-2　オイルダンパーのブレース剛性

ブレース剛性（1 層）	2037 kN/cm
ブレース剛性（2 層）	2225 kN/cm

以上の検討結果より、制振効果の検討について次の 2 種類のオイルダンパー仕様を用いて非線形時刻歴応答解析から検討する。なお、応答解析では、図 2-2-2-1 に示すように装置剛性とブレース部剛性の直列ばねと粘性減衰係数から構成される Maxwell モデルによりモデル化する。また、オイルダンパーは、任意の速度でリリーフバルブが開く形式とする。

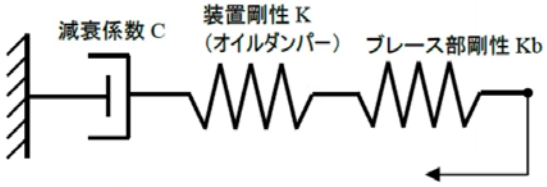


図 2-2-2-1　オイルダンパーの解析モデルの考え方

2.2.3　制振装置の選定（弾塑性ダンパー）

先に得られた最大応答値を目安として、制振装置を選定する。ここでは、代表的な制振装置である弾塑性ダンパーについて検討した。弾塑性ダンパーは、ブレース設置を基本とする形式である。現在、数多くの建築構造物の制振構造として採用されている実績がある。特徴としては、圧縮・引張側での剛性差が少なく安定した履歴復元力特性を有しており、また、座屈しないため、圧縮・引張側で同等のエネルギー吸収性能が確保できる。

１）骨格曲線（スケルトンカーブ）

- 骨格曲線は、各加振振幅時における最大変位点（X_m, F_m）を結ぶ曲線とする。

２）復元力特性

- 最大変位点（X_m, F_m）を通る。
- 荷重切片（$0, F_u$）を通る。
- 減衰エネルギを等しくする（等価減衰比を等しくする）。

評価式を次に示す。

$$\dot{F} = k_1 \dot{X} \left\{ 1 - \sin\left(\dot{X}\right) \left(F / F_y - S \right)^n \right\} \tag{2.2.3.1}$$

$$S = \frac{k_2}{F_y / X_y - k_2} \left(\frac{x}{X_y} - \frac{F}{F_y} \right) \tag{2.2.3.2}$$

$$F_y = k_1 X_y \tag{2.2.3.3}$$

$$k_2 = \gamma k_1 \tag{2.2.3.4}$$

ここで、

k_1：１次剛性
k_2：２次剛性
γ：バイリニア係数
X：変位
F_y：降伏荷重
n：形状に関する乗数

とする。

選定した弾塑性ダンパー仕様を表 2-2-3-1 に示す。

表 2-2-3-1 選定した弾塑性ダンパー仕様

中心鋼材	SN400B
降伏軸力	540 kN
鋼管材質	STK400
座屈拘束鋼管	φ216.3×4.5

2.3　基本的な制振効果の検討

以上より得られた制振装置の仕様をもとに基本的な制振効果について検討した。ここでは、集中質量系解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析と有限要素解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析の２種類の解析方法から基本的な制振効果について検討した。また、集中質量系解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析については、汎用解析コードである構造計画研究所 RESP と MATLAB を用いた応答解析を実施した。

2.3.1　集中質量系解析モデルによる制振効果の検討：オイルダンパー

１）汎用解析コードである構造計画研究所 RESP による応答解析結果

表 2-3-1-1 に基本的な制振効果を検討するうえ参考となる非制振時の最大応答値を示す。また、表 2-3-1-2 にオイルダンパーA、表 2-3-1-3 にオイルダンパーB を設置した場合の最大応答値を示す。それぞれの最大応答値をグラフ化した結果を図 2-3-1-1 に最大応答加速度、図 2-3-1-2 に最大応答変位としてまとめる。

表 2-3-1-1　基本的な制振効果：非制振（RESP による評価）

	1 層			2 層		
	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]
EL Centro NS	35.46	344.5	9.028	25.79	199.8	8.133
Taft NS	44.52	333.6	7.674	26.96	251.9	8.121
Hachinohe NS	23.32	299.2	7.659	17.06	262.8	7.948

表 2-3-1-2　基本的な制振効果：オイルダンパーA＋ブレースあり（RESP による評価）

	1 層			2 層		
	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]
EL Centro NS	12.36	239.8	6.174	9.690	227.8	9.175
Taft NS	16.75	240.2	6.698	10.90	181.9	9.293
Hachinohe NS	11.83	182.3	5.234	9.370	143.6	7.782

表 2-3-1-3　基本的な制振効果：オイルダンパーB＋ブレースあり（RESP による評価）

	1 層			2 層		
	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]
EL Centro NS	12.74	292.7	7.340	9.330	207.7	10.95
Taft NS	13.45	241.0	7.464	9.300	199.0	10.22
Hachinohe NS	10.97	181.6	5.932	8.080	144.9	8.334

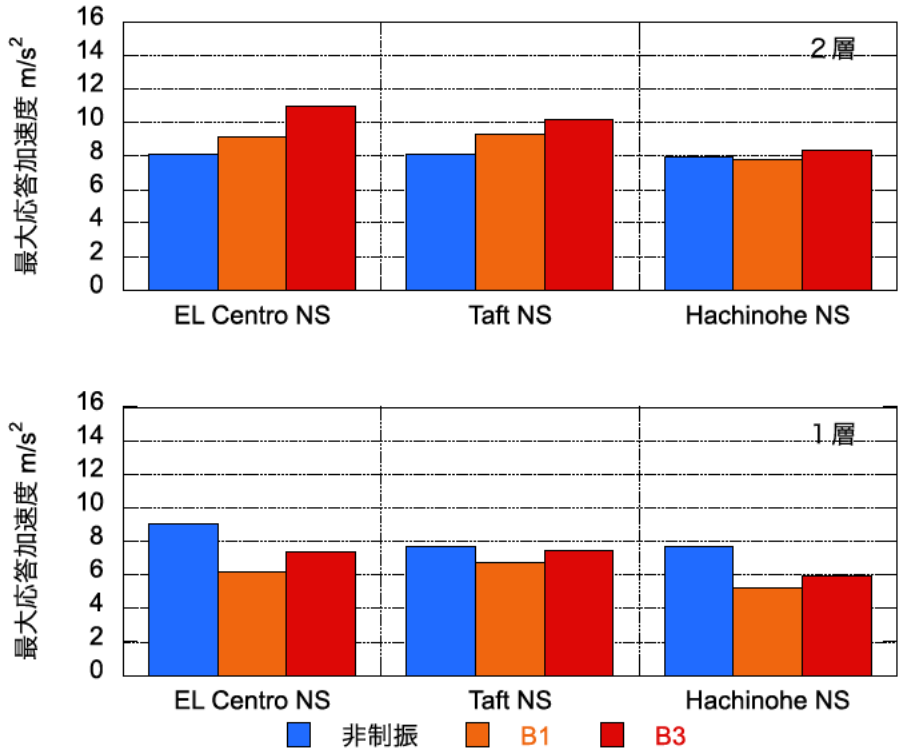


図 2-3-1-1 基本的な制振効果のまとめ：最大応答加速度（RESP）

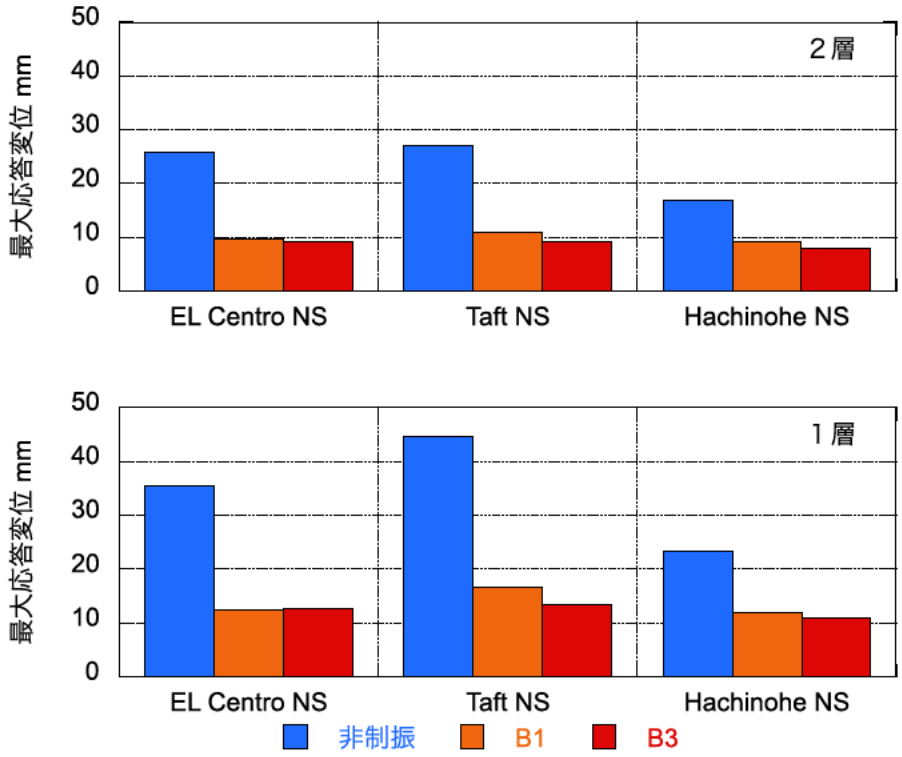


図 2-3-1-2 基本的な制振効果のまとめ：最大応答変位（RESP）

２）MATLAB による応答解析結果

MATLAB を用いた集中質量系解析モデルでの基本的な制振効果について、図 2-3-1-3 から図 2-3-1-6 にオイルダンパーA を適用した場合、図 2-3-1-7 から図 2-3-1-10 にオイルダンパーB を適用した場合の時刻歴応答波形を示す。また、それぞれの最大応答値をグラフ化した結果を図 2-3-1-11 に最大応答加速度、図 2-3-1-12 に最大応答変位としてまとめる。

以上が示すように、代表的な制振装置であるオイルダンパーを対象フレーム構造物にブレースを設置した状態で設置した場合での応答を RESP と MATLAB を用いて解析モデルにて実施した。結果として、RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも十分に制振効果が期待できる結果が示され、応答解析で用いた入力レベルに対して概ね弾性範囲内に収めることが可能となることを確認した。今回の解析では、１層と２層に同じ型式の制振装置を設置したため、２層の応答低減効果は、１層の応答低減効果よりも小さくなる傾向にあるが、これは、建築構造物での数多くの実績例においても同様の傾向であり、今後は、適正な配置方法などについても鋭意検討し、設計方法を確立していく必要がある。

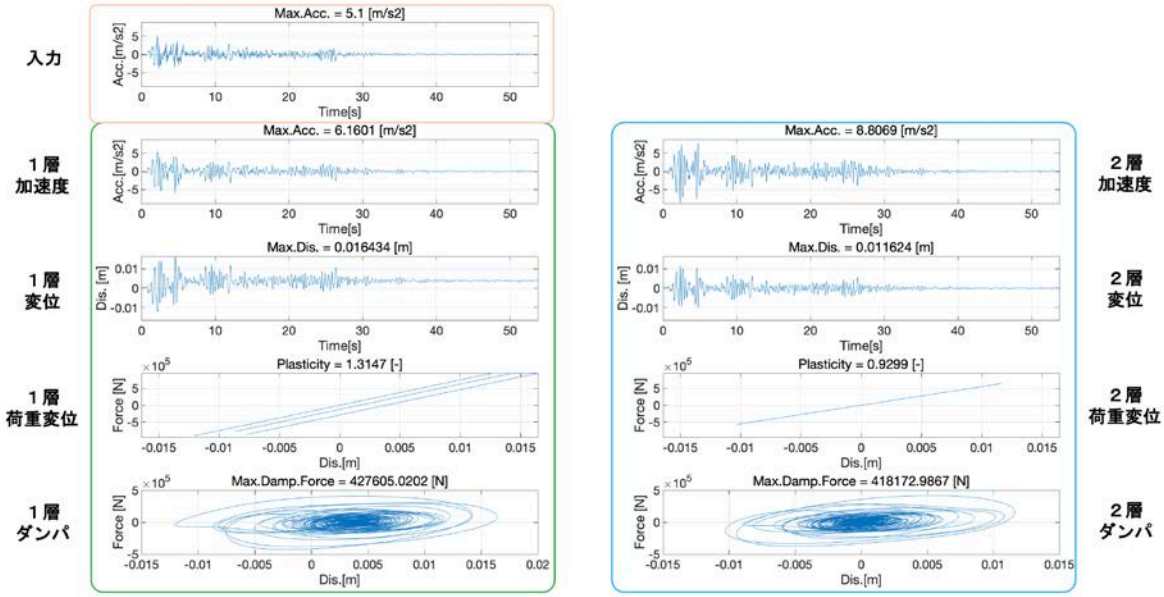


図 2-3-1-3 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーA＋ブレースあり、El Centro NS 510gal（50kine 相当）

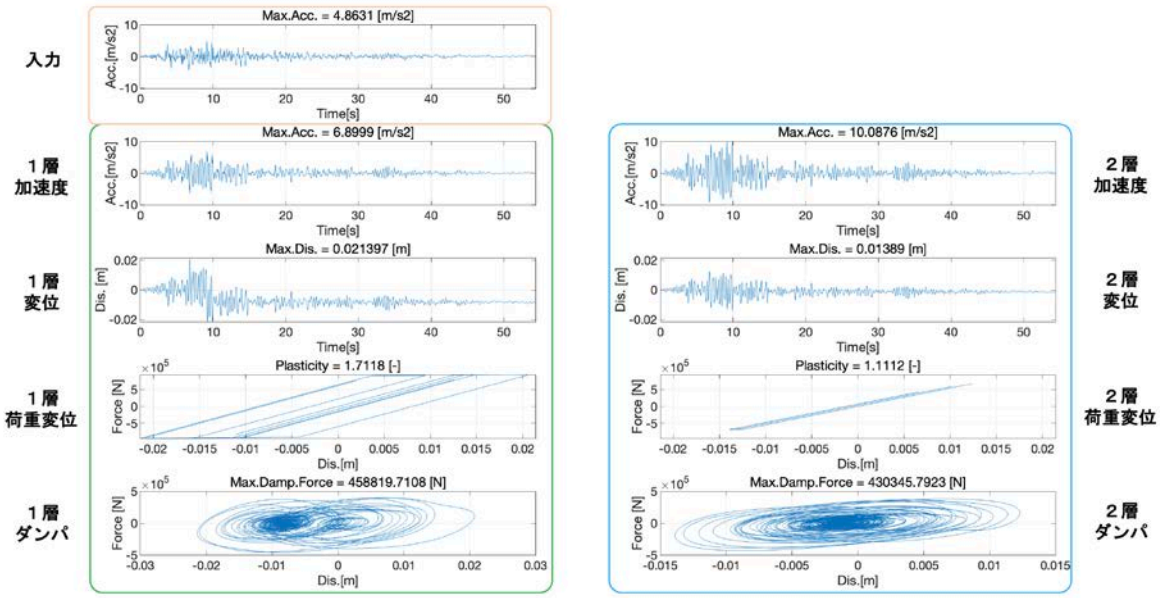


図 2-3-1-4 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーA＋ブレースあり、Taft NS 497gal（50kine 相当）

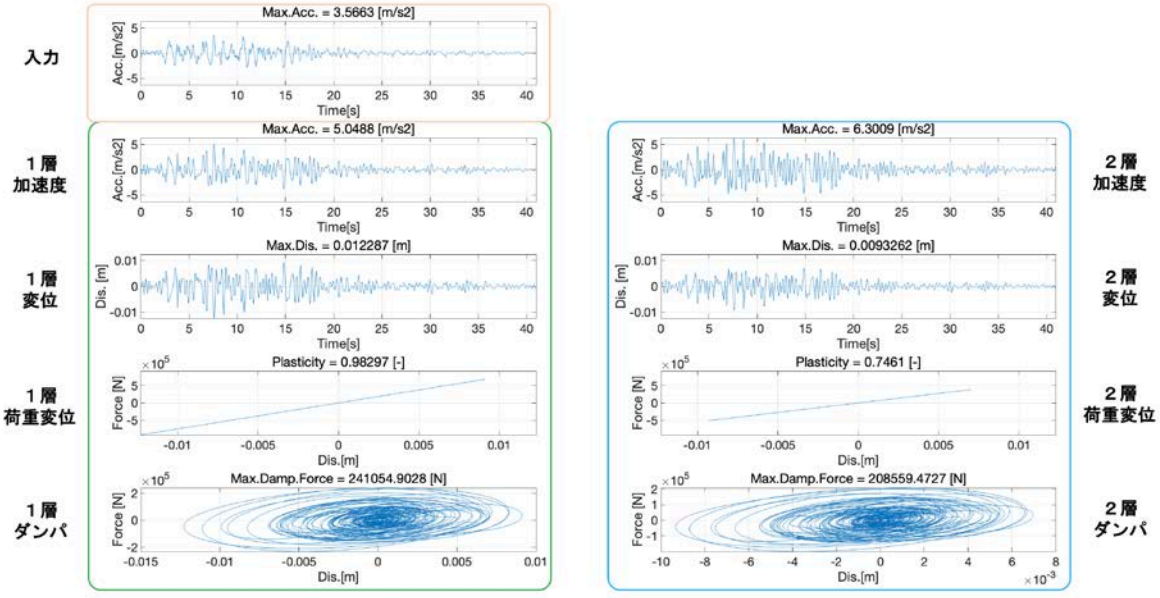


図 2-3-1-5 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーA＋ブレースあり、Tohoku NS 356gal（50kine 相当）

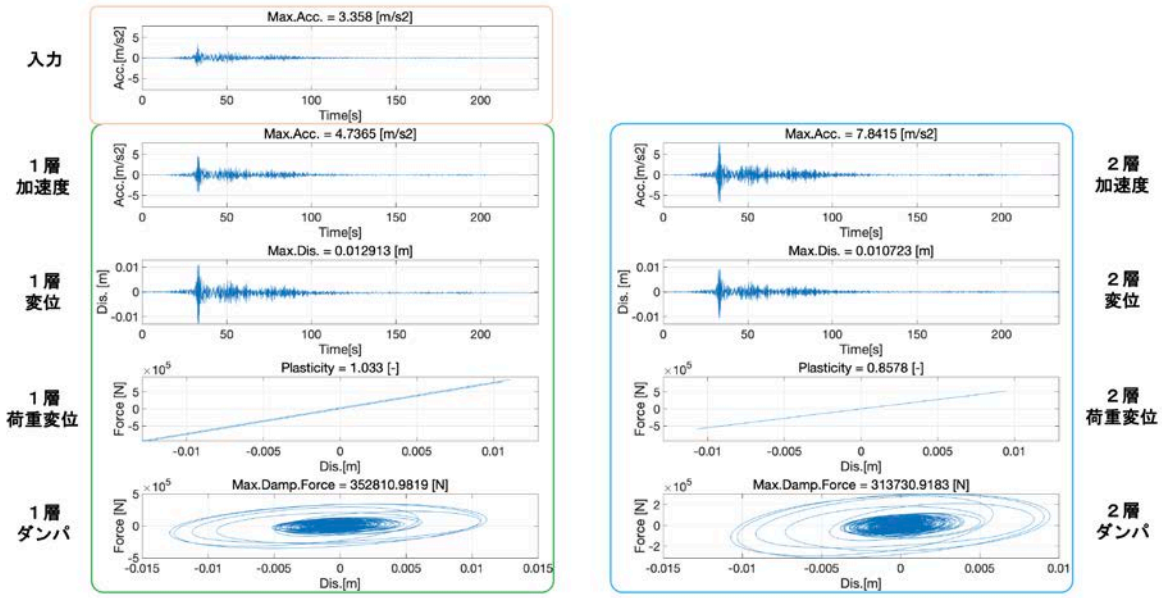


図 2-3-1-6 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーA＋ブレースあり、Hachinohe NS 334gal（50kine 相当）

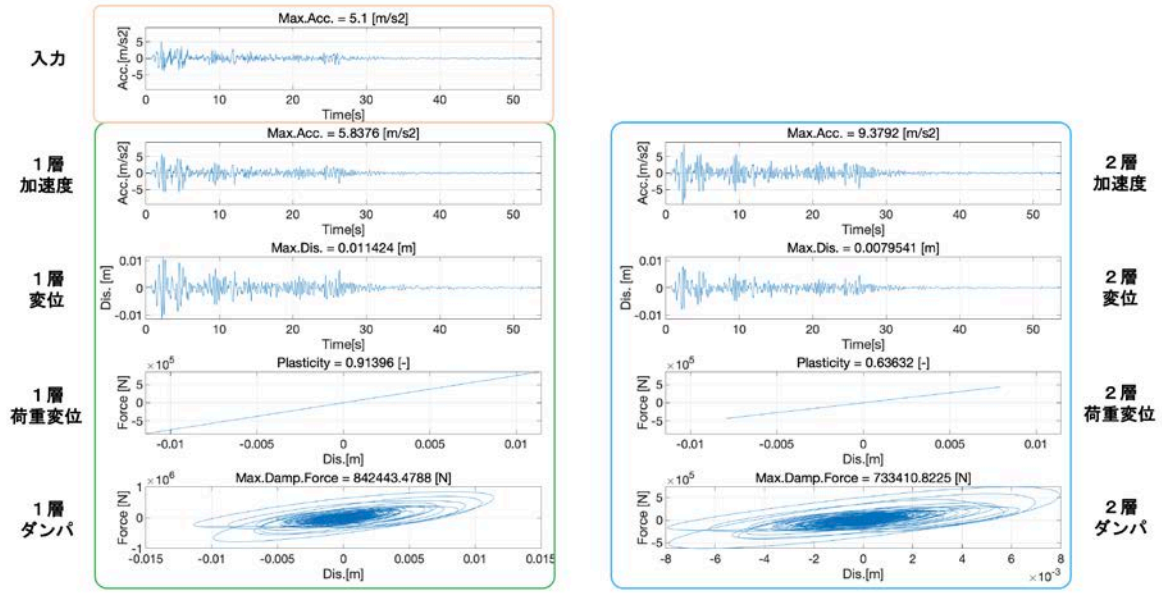


図 2-3-1-7 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーB＋ブレースあり、El Centro NS 510gal（50kine 相当）

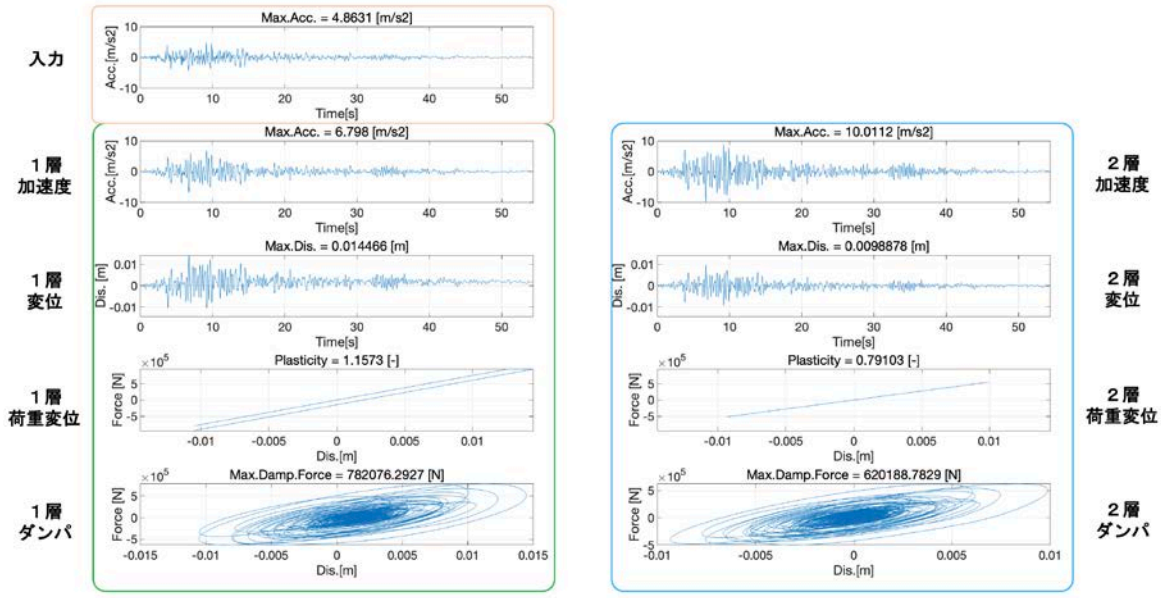


図 2-3-1-8 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーB＋ブレースあり、Taft NS 497gal（50kine 相当）

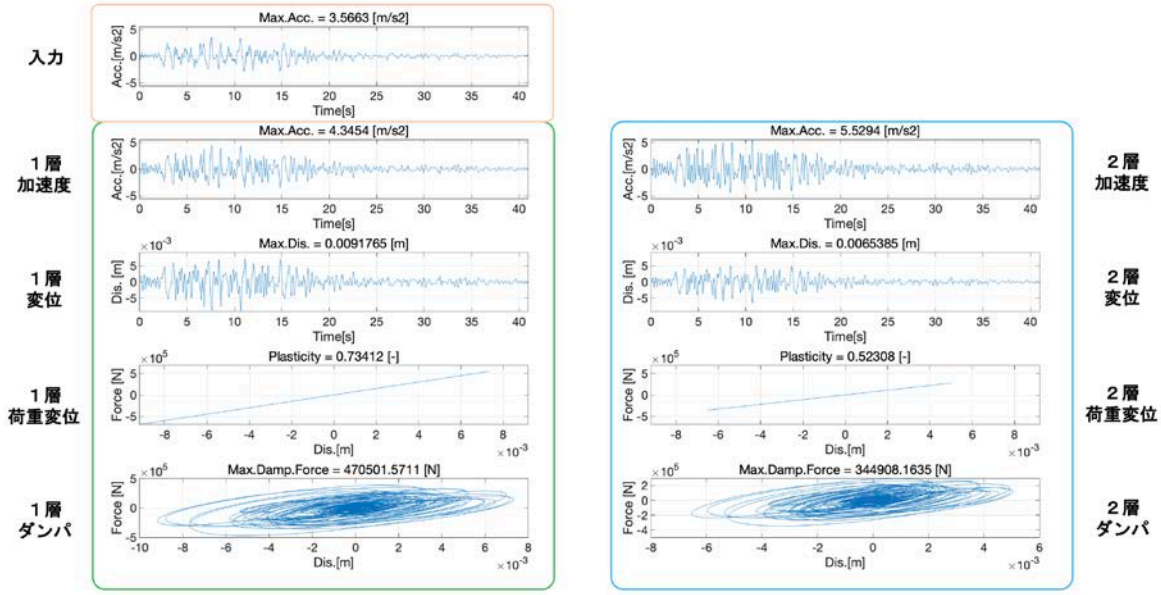


図 2-3-1-9 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーB＋ブレースあり、Tohoku NS 356gal（50kine 相当）

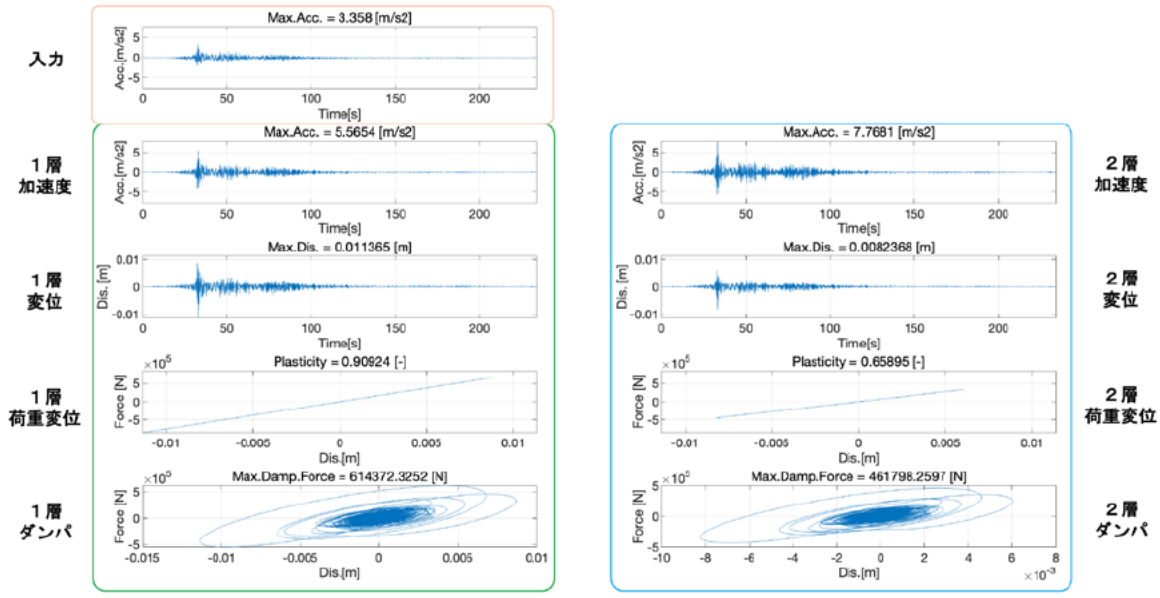


図 2-3-1-10 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

オイルダンパーB＋ブレースあり、Hachinohe NS 334gal（50kine 相当）

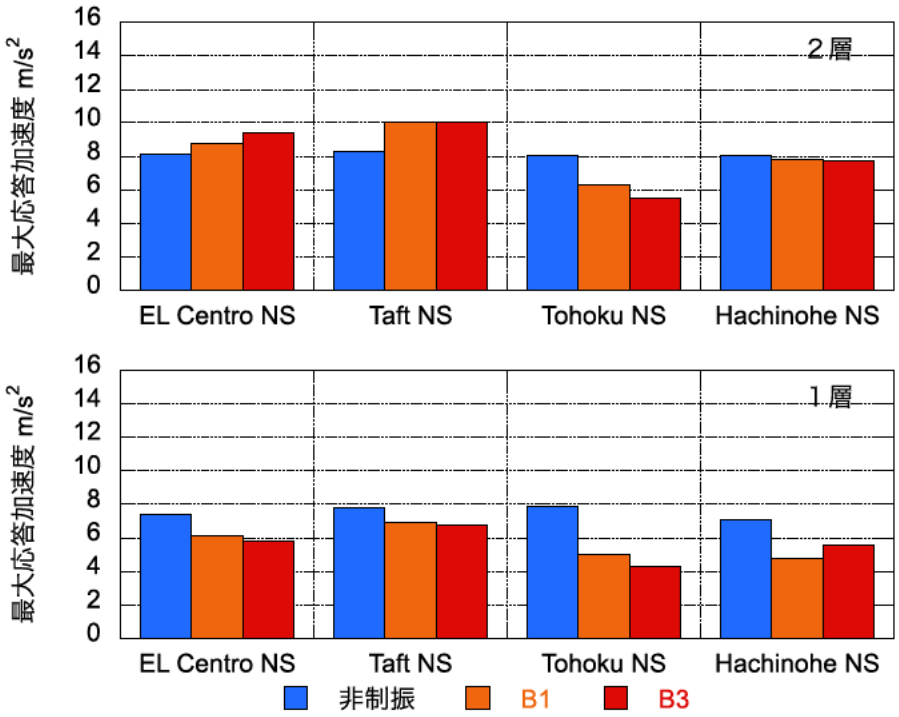


図 2-3-1-11 基本的な制振効果のまとめ：最大応答加速度（MATLAB）

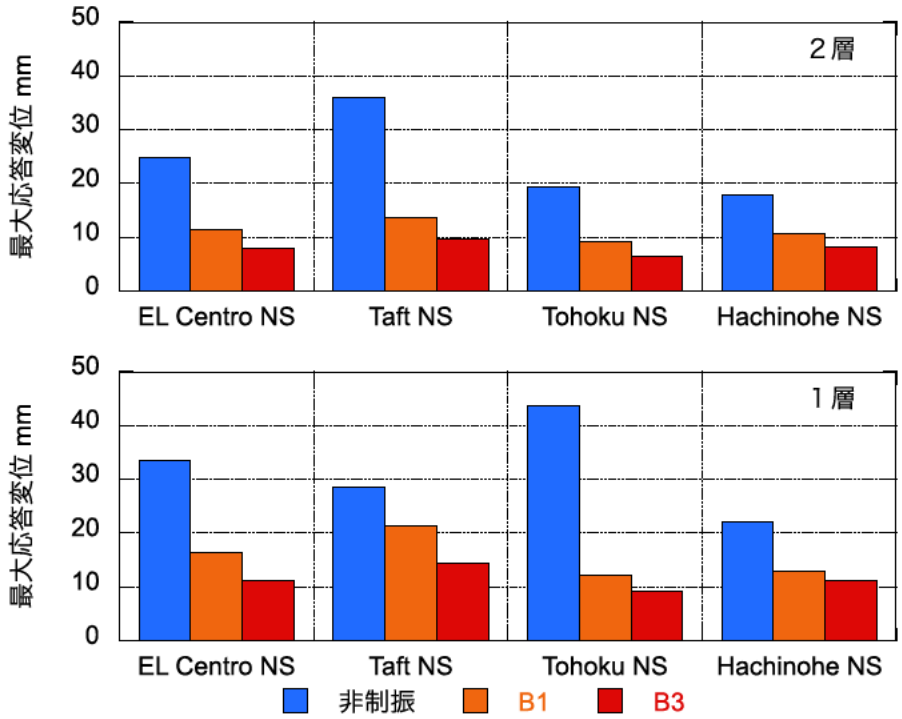


図 2-3-1-12 基本的な制振効果のまとめ：最大応答変位（MATLAB）

2.3.2 集中質量系解析モデルによる制振効果の検討：弾塑性ダンパー

1）汎用解析コードである構造計画研究所 RESP による応答解析結果

表 2-3-2-1 に代表的な弾塑性ダンパーを設置した場合の最大応答値を示す。また、最大応答値をグラフ化した結果を図 2-3-2-1 に最大応答加速度、図 2-3-2-2 に最大応答変位としてまとめる。

表 2-3-2-1 基本的な制振効果：弾塑性ダンパー（RESP による評価）

	1層				2層			
	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]	ダンパー塑性率	最大層間変位 [mm]	最大層間速度 [mm/s]	最大加速度 [m/s^2]	ダンパー塑性率
EL Centro NS	31.6	476.8	12.5	1.96	17.6	576.3	12.5	1.12
Taft NS	41.7	506.0	13.3	2.60	19.3	656.9	12.5	1.23
Hachinohe NS	34.5	488.9	9.80	2.15	15.8	605.5	12.6	1.00

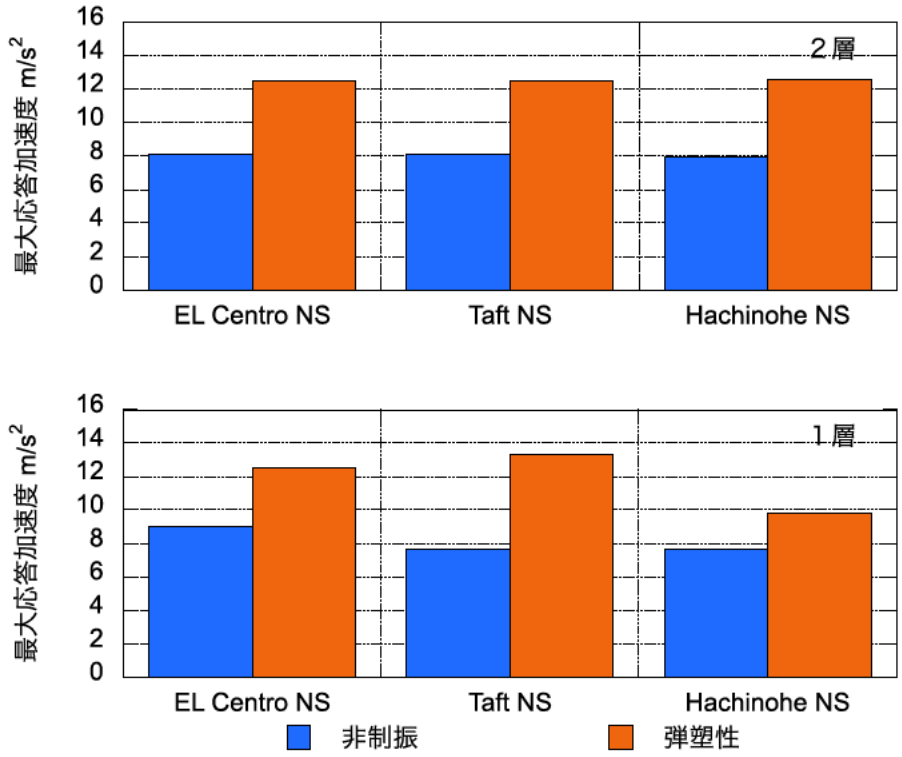


図 2-3-2-1 基本的な制振効果のまとめ：最大応答加速度（RESP）

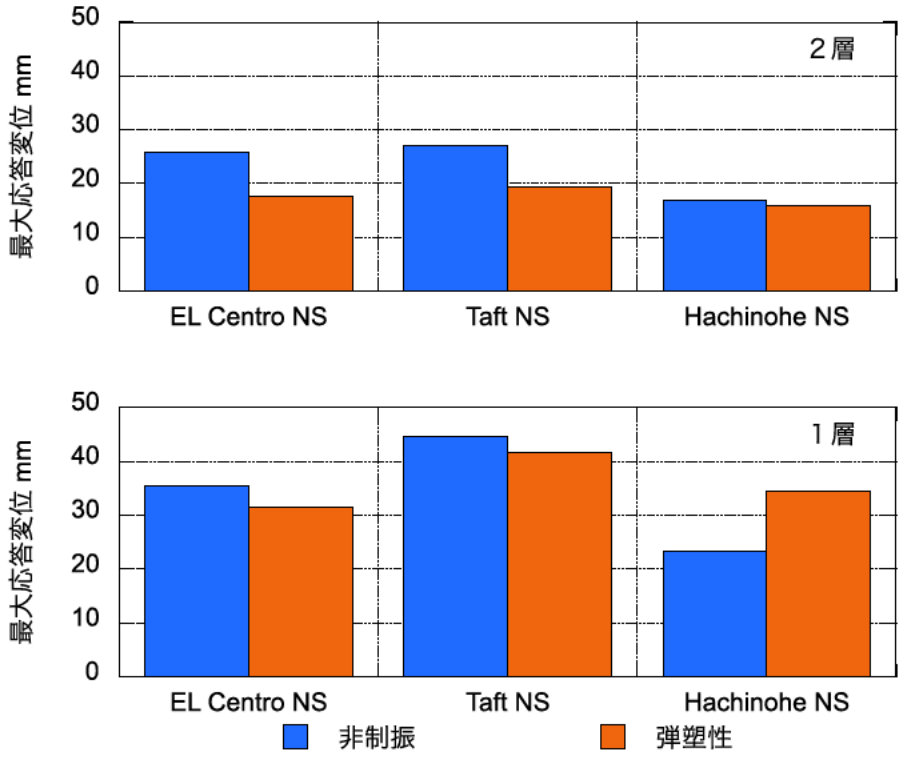


図 2-3-2-2 基本的な制振効果のまとめ：最大応答変位（RESP）

２）MATLAB による応答解析結果

MATLAB を用いた集中質量系解析モデルでの基本的な制振効果について、図 2-3-2-3 から図 2-3-2-6 に弾塑性ダンパーを適用した場合の時刻歴応答波形を示す。また、それぞれの最大応答値をグラフ化した結果を図 2-3-2-7 に最大応答加速度、図 2-3-2-8 に最大応答変位としてまとめる。さらに、図 2-3-2-8 から図 2-3-2-12 に入力地震毎の軸力と最大応答値の関係を示す。

以上が示すように、代表的な制振装置である弾塑性ダンパーを対象フレーム構造物にブレース部材の代替品として設置した状態で各層の応答を RESP と MATLAB を用いて評価した。結果として、RESP および MATLAB での応答解析では、定性的・定量的にやや異なる傾向が示されたが、これは、制振装置の荷重変位関係のモデル化の差異に起因するものと考えられる。また、解析条件によっては、最大応答が非制振時よりも増大する場合が生じることを確認した。このため、弾塑性ダンパーの適用にあたっては、降伏軸力と最大応答との関係から適切な弾塑性型制振装置の性能仕様の選定が必要である。図 2-3-2-9 から図 2-3-2-12 に各入力地震動における弾塑性ダンパー適用時の降伏軸力と最大応答値の関係を示す。結果が示すように、降伏軸力を適切に選定することで応答加速度、応答変位ともに十分な制振効果が期待できるものと考えられる。

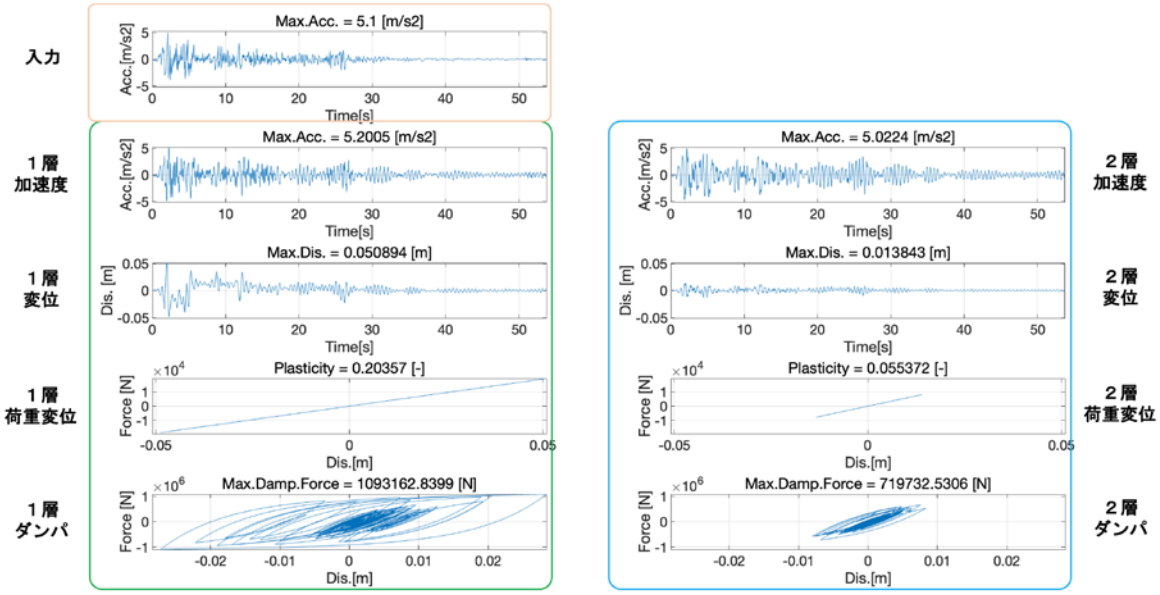


図 2-3-2-3 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）
弾塑性ダンパー、El Centro NS 510gal（50kine 相当）

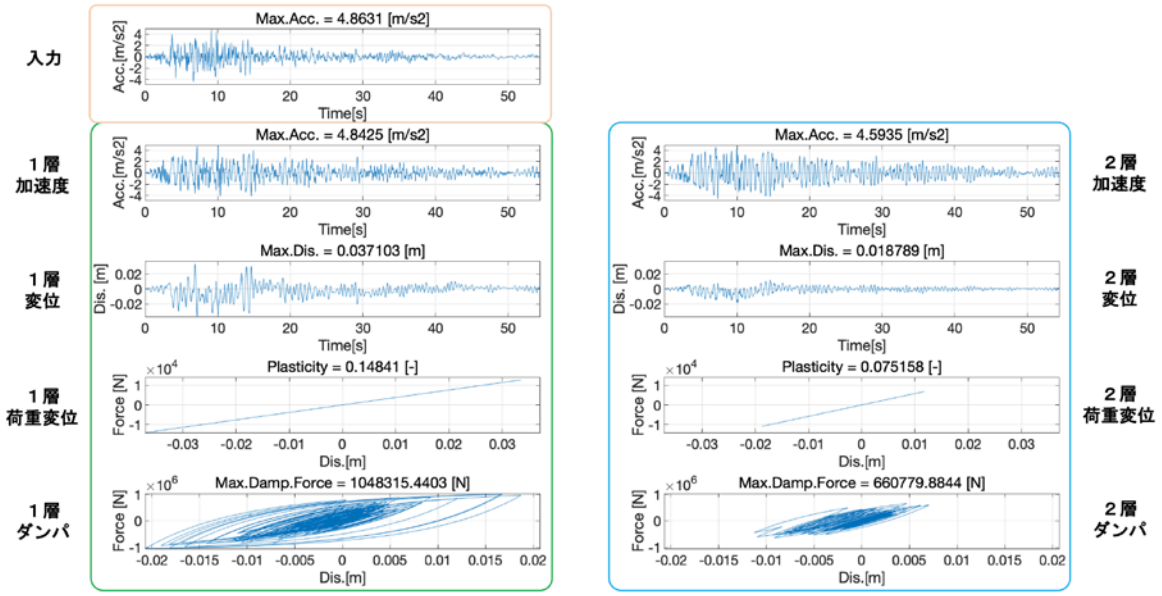


図 2-3-2-4 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

弾塑性ダンパー、Taft NS 497gal（50kine 相当）

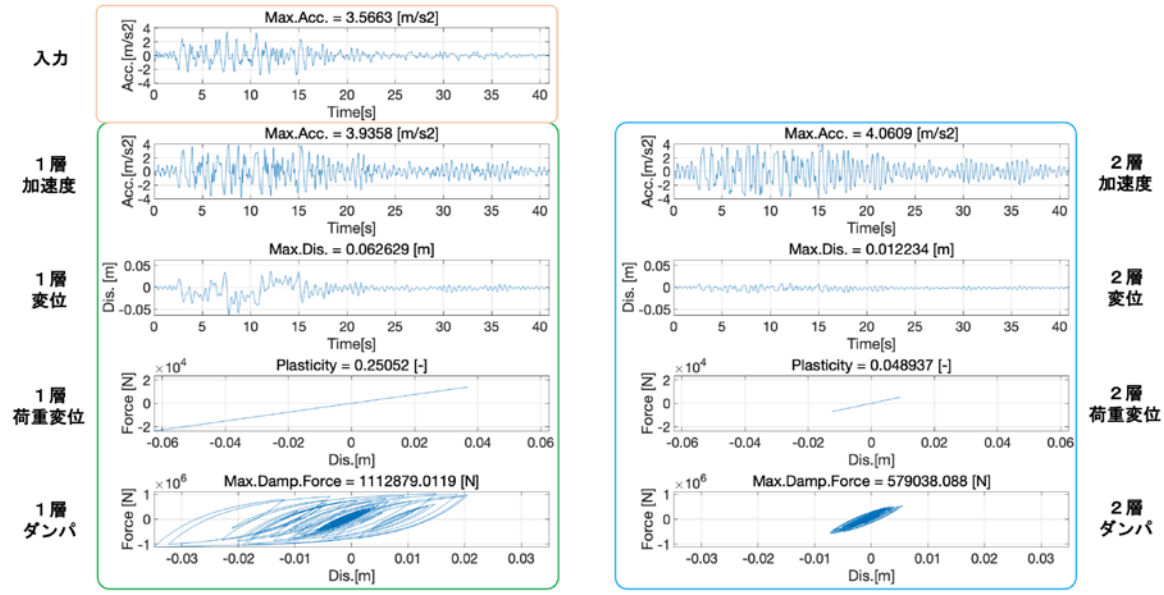


図 2-3-2-5 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）

弾塑性ダンパー、Tohoku NS 356gal（50kine 相当）

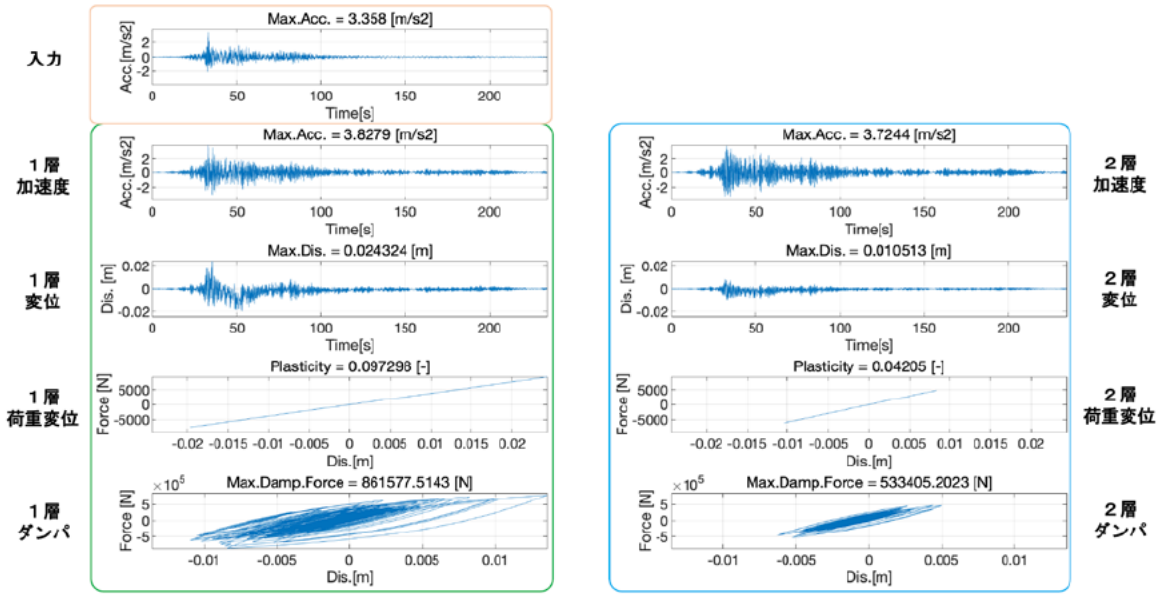


図 2-3-2-6 基本的な制振効果（MATLAB 集中質量系）
弾塑性ダンパー、Hachinohe NS 334gal（50kine 相当）

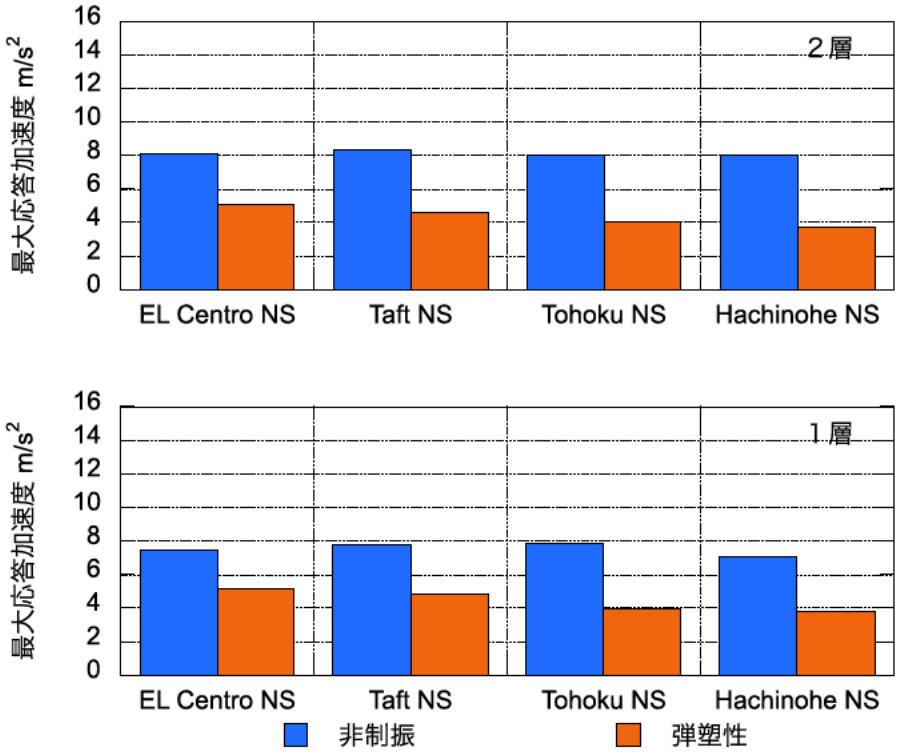


図 2-3-2-7 基本的な制振効果のまとめ：最大応答加速度（MATLAB）

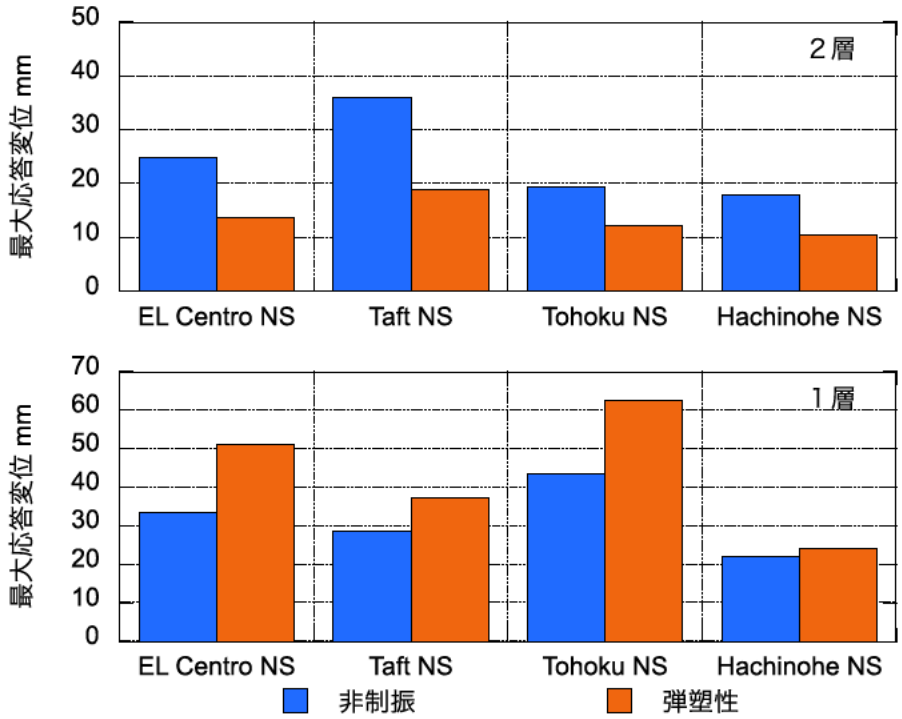


図 2-3-2-8 基本的な制振効果のまとめ：最大応答変位（MATLAB）

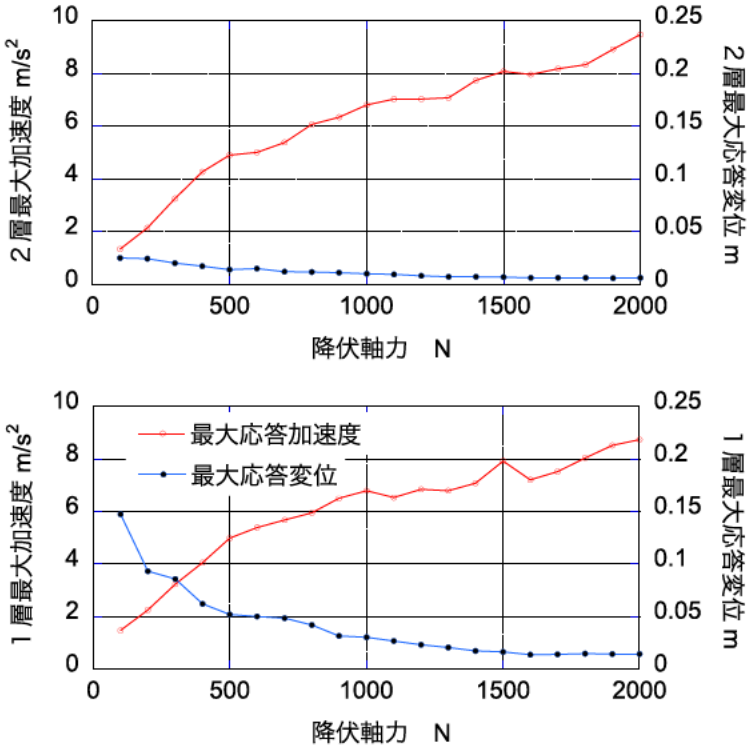


図 2-3-2-9 弾塑性ダンパーを適用する場合での降伏軸力の検討（El Centro NS 510gal）

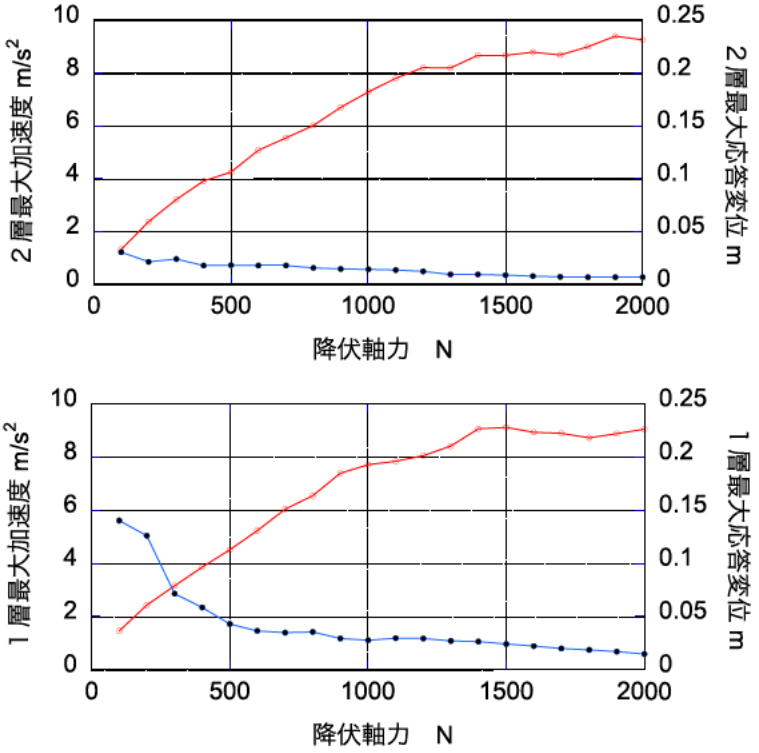


図 2-3-2-10 弾塑性ダンパーを適用する場合での降伏軸力の検討（Taft NS 497gal）

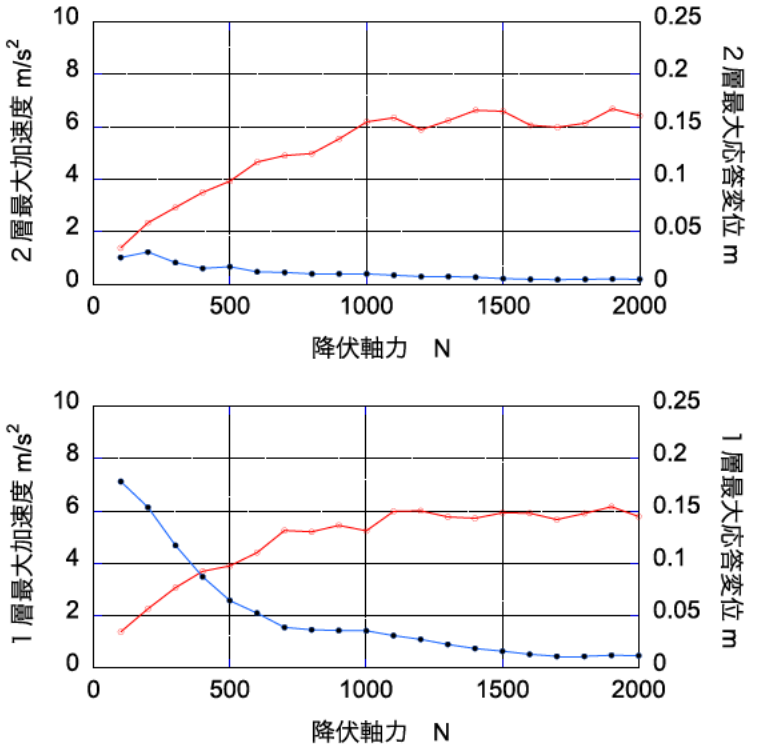


図 2-3-2-11 弾塑性ダンパーを適用する場合での降伏軸力の検討（Tohoku NS 356gal）

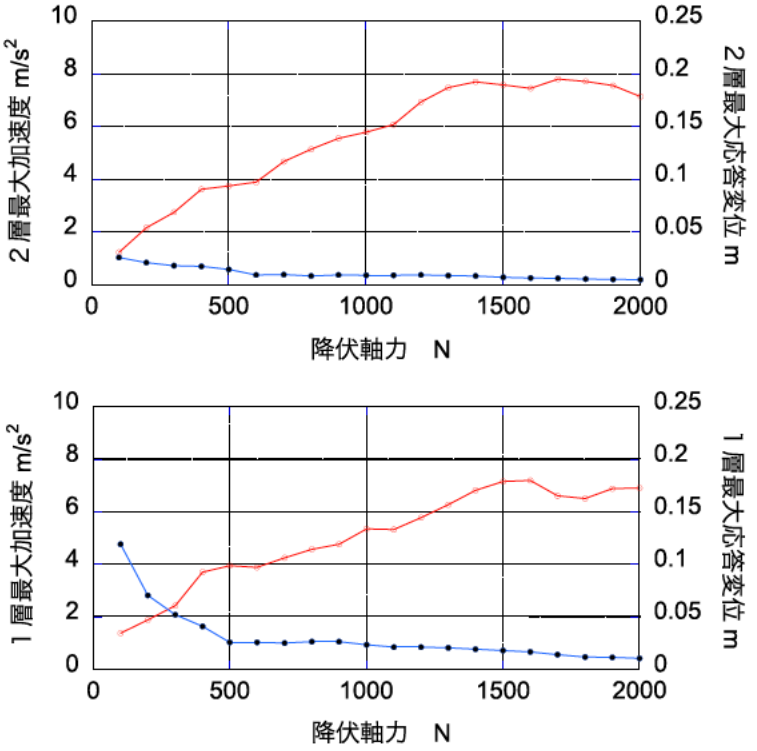


図 2-3-2-12 弾塑性ダンパーを適用する場合での降伏軸力の検討（Hachinohe NS 334gal）

2.3.3　有限要素解析モデルによる制振効果の検討

１）解析モデル

柱脚位置をピン支点、柱および梁材を線材置換した２次元フレームモデルとした。床やフレーム重量、機器荷重、積載荷重を考慮し、各ブレース及び各ダンパーの重量は考慮しない。層質量を表に示す。柱梁の非線形特性はバイリニアモデルとし、軸力と曲げの相関は考慮しない。また、粘性減衰は剛性比例型 h=0.01 とした。

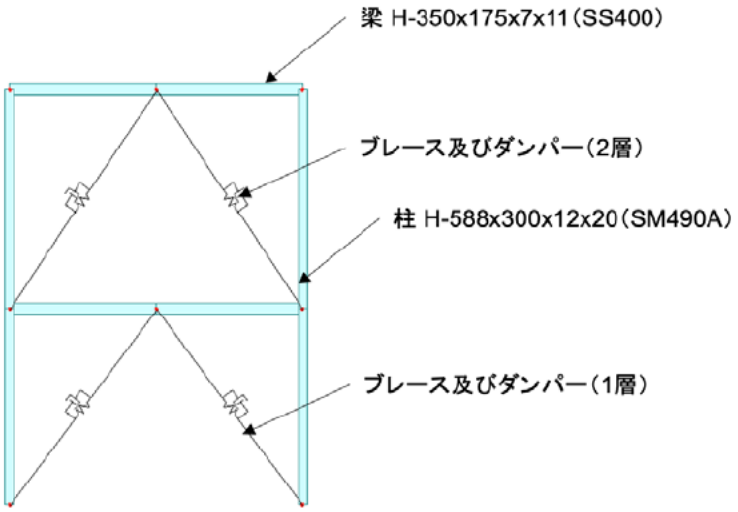


表１　解析モデルの層質量

	質量[ton]	
	ブレース有り	ブレース無し
RF	87.3	87.3
2F	80.4	80.4

図 2-3-3-1 有限要素法を用いた応答解析のための解析モデル

2）ブレース及びダンパーの仕様

ブレースはバイリニアモデルの非線形バネ、オイルダンパーはマクスウェルモデルのバネ+ダッシュポットとする。各モデルのブレース及びダンパーの仕様を表に示す。

表 2-3-3-1　各モデルのブレース及びダンパーの仕様

呼び名	model	入力要素	1層				2層				固有周期
			軸剛性 K1 [kN/m]	圧縮耐力 p1c [kN]	引張耐力 p1t [kN]	減衰 C [kN*s/cm]	軸剛性 K2 [kN/m]	圧縮耐力 p2c [kN]	引張耐力 p2t [kN]	減衰 C [kN*s/cm]	T [sec]
非制振	bP0	鋼管ブレース非線形	124722	653	1072	-	108330	442	931	-	0.355
B1	dB1	鋼管ブレース非線形（半分）	62361	327	536	-	54165	221	466	-	0.327
		オイルダンパーB1	83000	-	-	31.3	85900	-	-	31.3	
B3	dB3	鋼管ブレース非線形（半分）	62361	327	536	-	54165	221	466	-	0.327
		オイルダンパーB3	83000	-	-	93.8	85900	-	-	93.8	

・非制振時の解析モデル

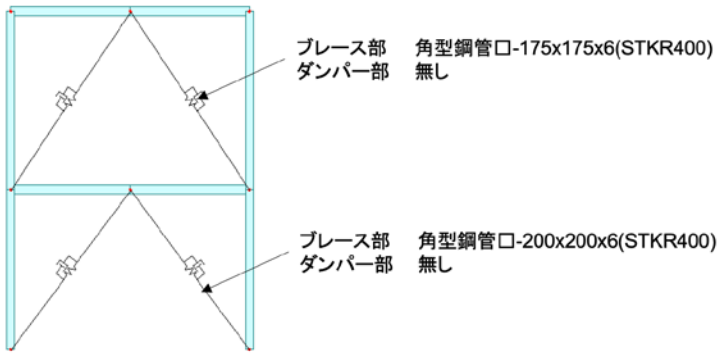


図 2-3-3-2 非制振時の解析モデル

・オイルダンパー設置時の解析モデル（B1 モデル）

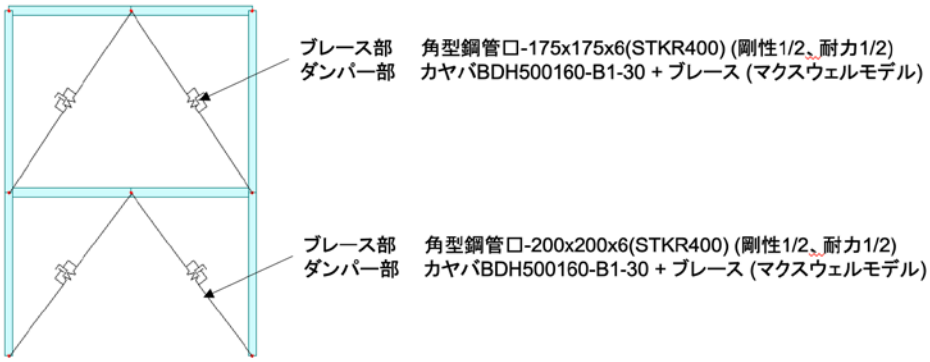


図 2-3-3-3 制振時の解析モデル（B1 モデル）

・オイルダンパー設置時の解析モデル（B3 モデル）

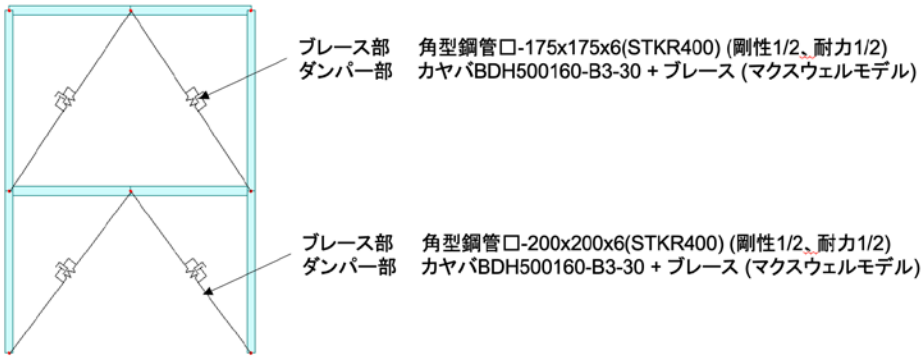


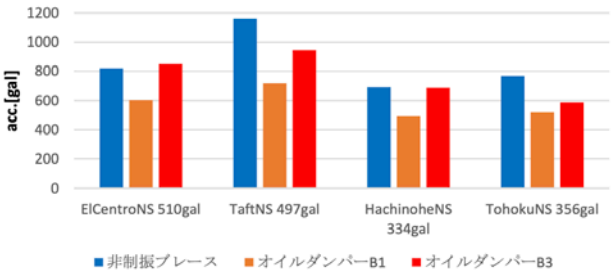
図 2-3-3-4 制振時の解析モデル（B3 モデル）

３）解析結果

以上の解析条件から、ここでは、より現実的な観点での応答評価を目的として、オイルダンパー設置時の制振効果について有限要素解析モデルを用いた非線形時刻歴応答解析を実施した。図 2-3-3-5 に各層の最大応答加速度、図 2-3-3-6 に各層の最大応答変位を示す。また、図 2-3-3-7 から図 2-3-3-18 に基本的な制振効果の検討として、時刻歴応答波形（上段：解析全時刻歴波形、下段：主要動部分拡大した時刻歴波形）、および、荷重―変位関係を示す。

結果として、 最大加速度は、オイルダンパーB1 で３割減、B3 で１割減となることを確認し、設置による制振効果が期待できることが改めて示された。

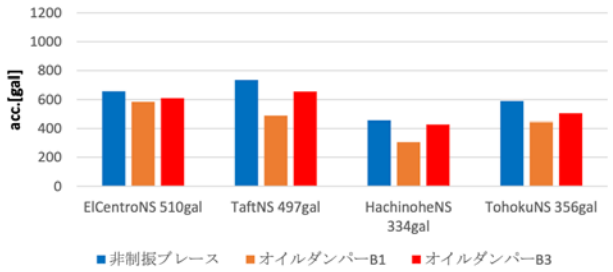
しかしながら、設置方法を含めた適切な制振装置の在り方については、今後、多構面の対象構造物モデルを用いた評価により検証する必要がある。また、最大応答加速度と最大応答変位の目標応答低減効果およびトレードオフの関係にある両応答の低減比など適切な指標を求めていく必要がある。さらに、対象構造物だけでなく、接合配管の許容変形量や杭頭への伝達力などを含めた構造システム全体の評価や、制振装置と構造物のフラジリティを考慮した機能維持性能の検討などに展開することも重要視される。



[gal]

	非制振ブレース	オイルダンパーB1	オイルダンパーB3
ElCentroNS 510gal	821	603	850
TaftNS 497gal	1160	720	944
HachinoheNS 334gal	692	493	688
TohokuNS 356gal	767	521	587

(a) 2 層の最大応答加速度

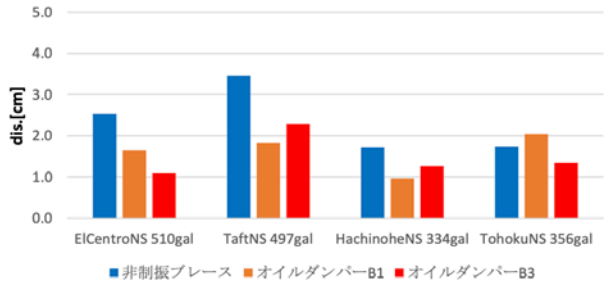


[gal]

	非制振ブレース	オイルダンパーB1	オイルダンパーB3
ElCentroNS 510gal	655	583	610
TaftNS 497gal	737	489	654
HachinoheNS 334gal	455	305	429
TohokuNS 356gal	590	444	506

(b) 1 層の最大応答加速度

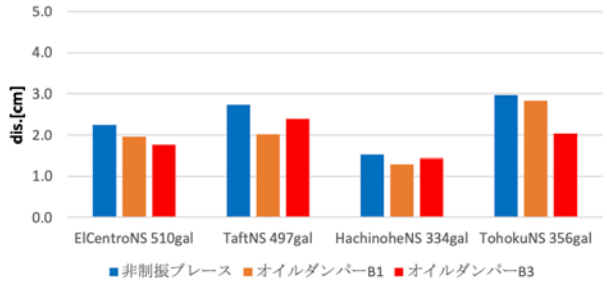
図 2-3-3-5 基本的な制振効果の検討（最大応答加速度）



[cm]

	非制振ブレース	オイルダンパーB1	オイルダンパーB3
ElCentroNS 510gal	2.5	1.6	1.1
TaftNS 497gal	3.5	1.8	2.3
HachinoheNS 334gal	1.7	1.0	1.3
TohokuNS 356gal	1.7	2.0	1.3

(a) 2 層の最大応答変位

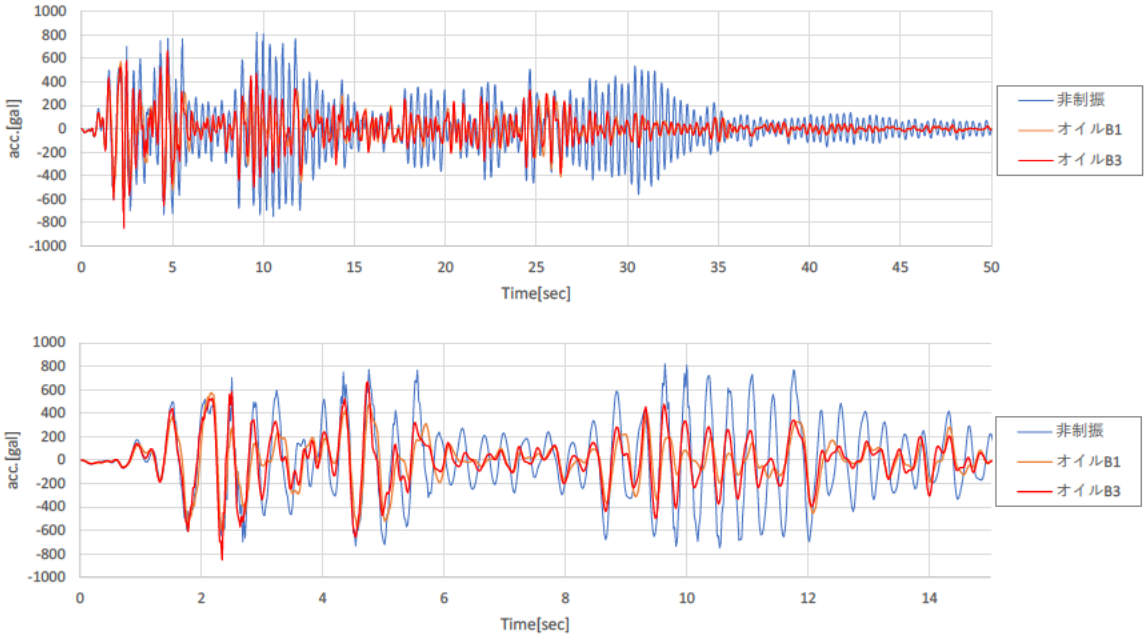


[cm]

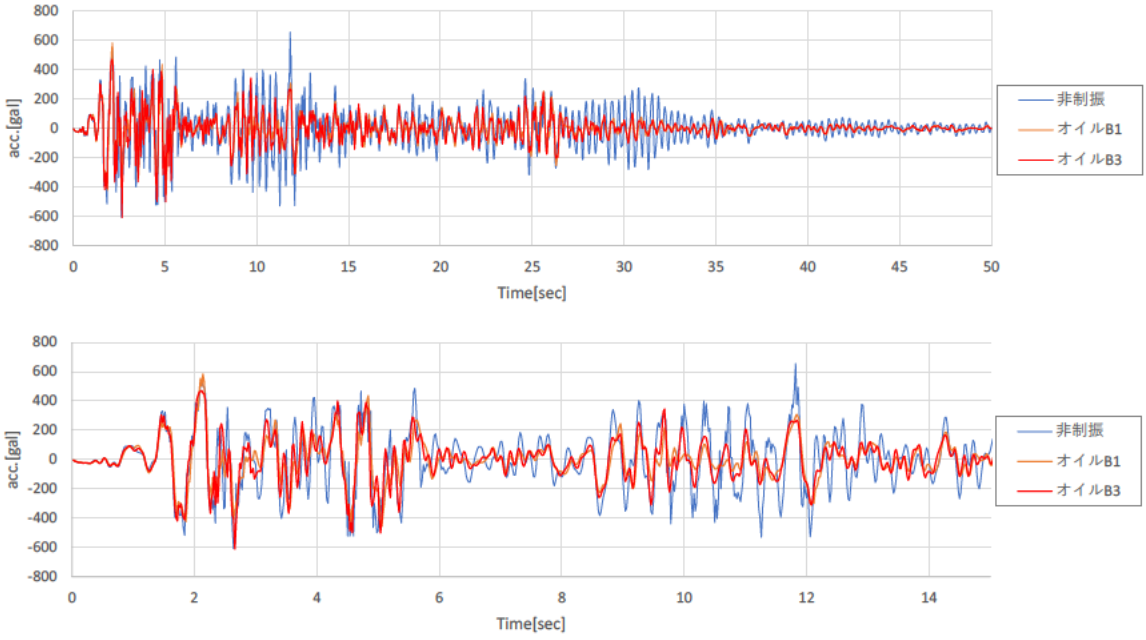
	非制振ブレース	オイルダンパーB1	オイルダンパーB3
ElCentroNS 510gal	2.2	2.0	1.8
TaftNS 497gal	2.7	2.0	2.4
HachinoheNS 334gal	1.5	1.3	1.4
TohokuNS 356gal	3.0	2.8	2.0

(b) 1 層の最大応答変位

図 2-3-3-6 基本的な制振効果の検討（最大応答変位）

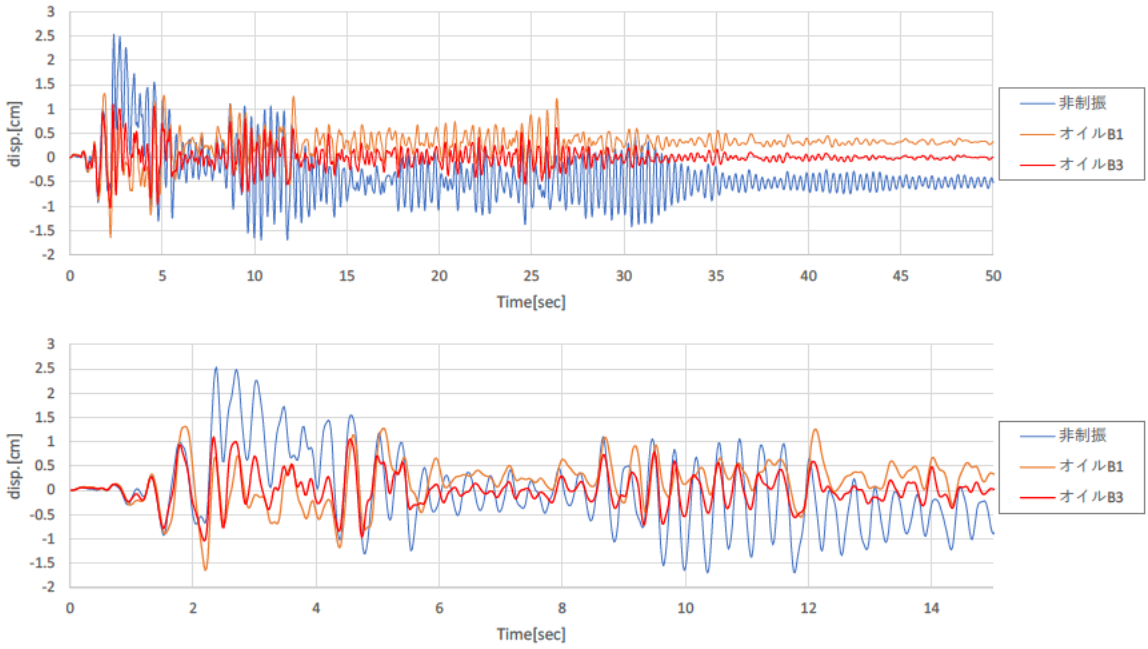


(a) 2 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

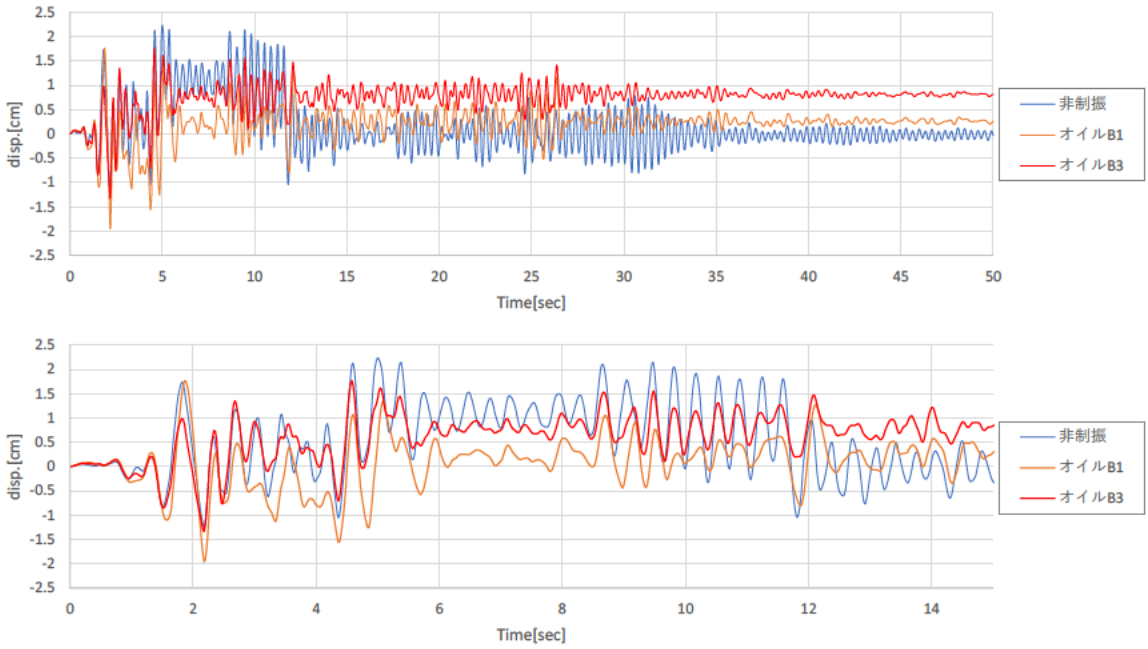


(b) 1 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-7 基本的な制振効果の検討：応答加速度（El Centro NS 510gal）

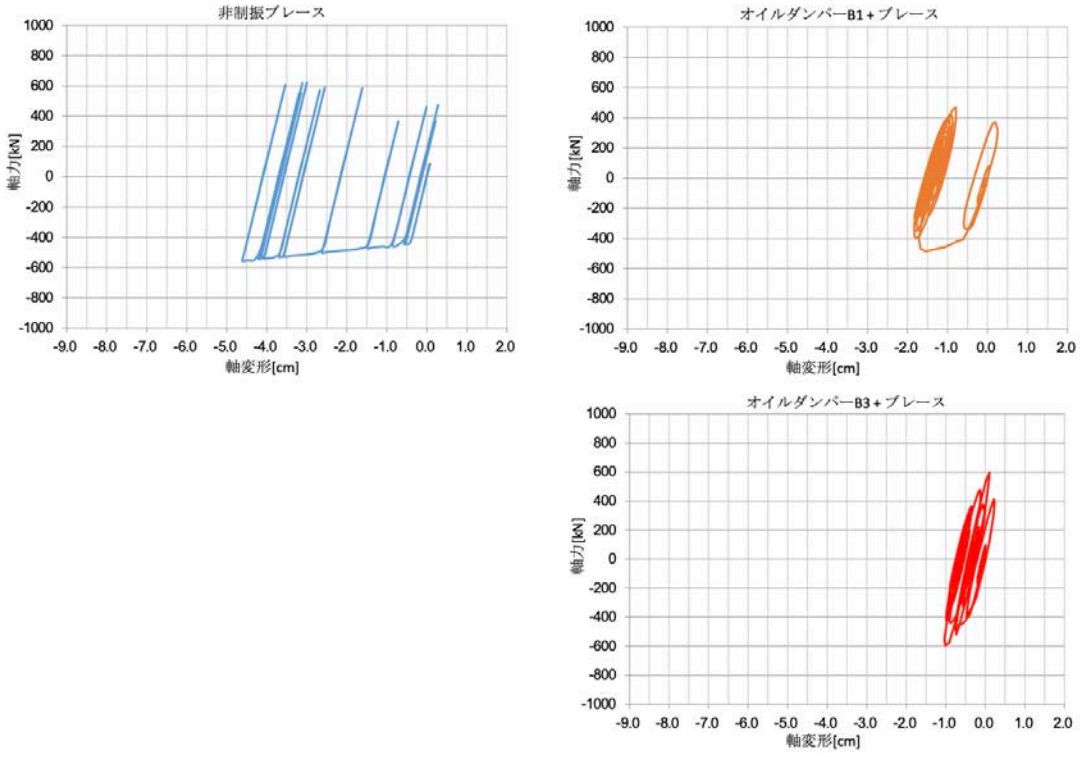


(a) 2 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

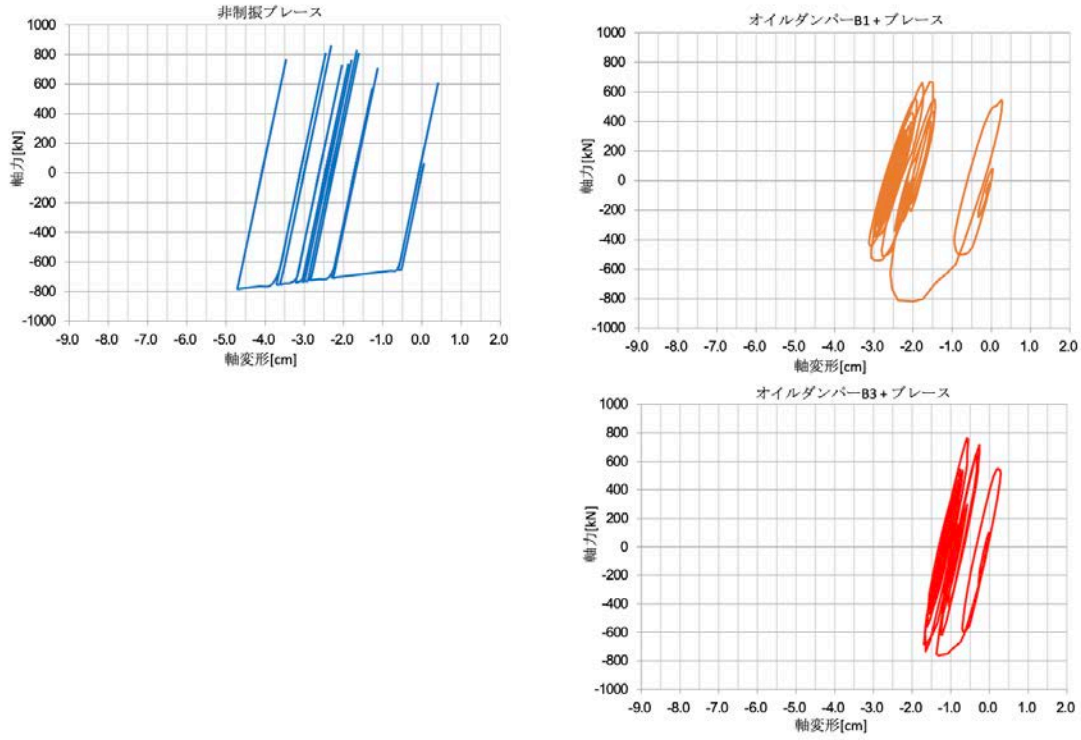


(b) 1 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-8 基本的な制振効果の検討：応答変位（El Centro NS 510gal）

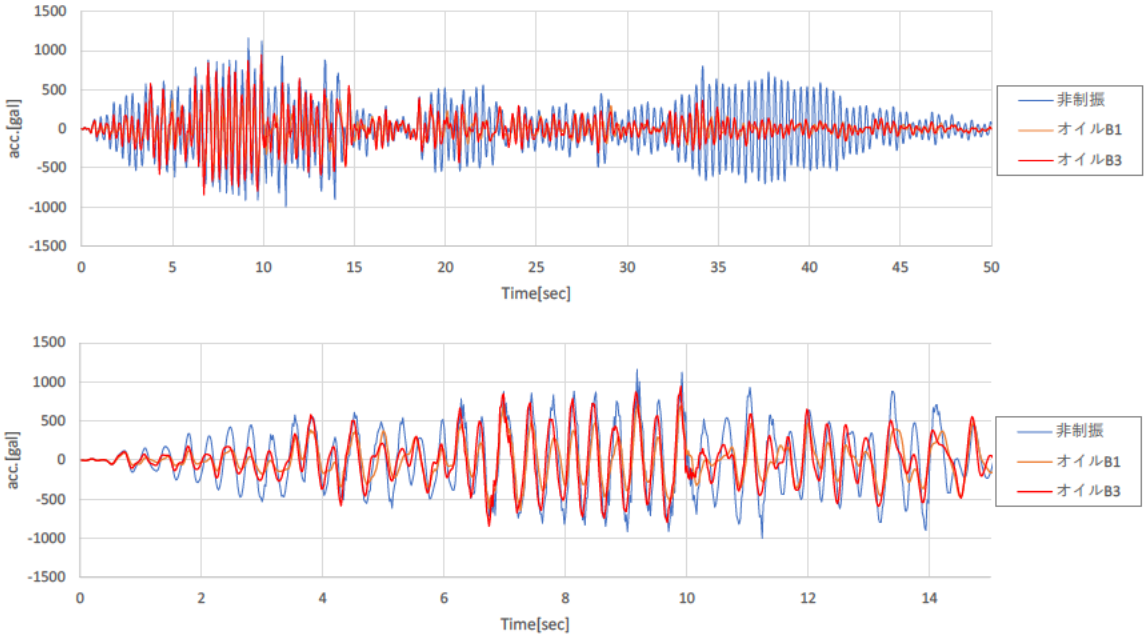


(a) ２層の荷重―変位関係

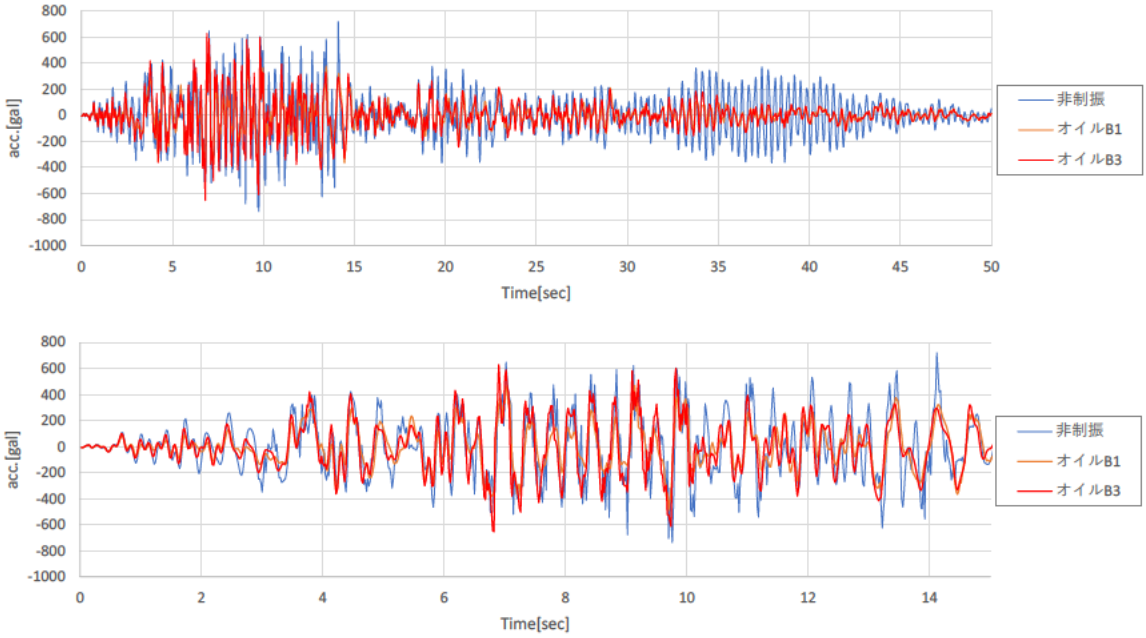


(b) １層の荷重―変位関係

図 2-3-3-9 基本的な制振効果の検討：荷重―変位関係（El Centro NS 510gal）

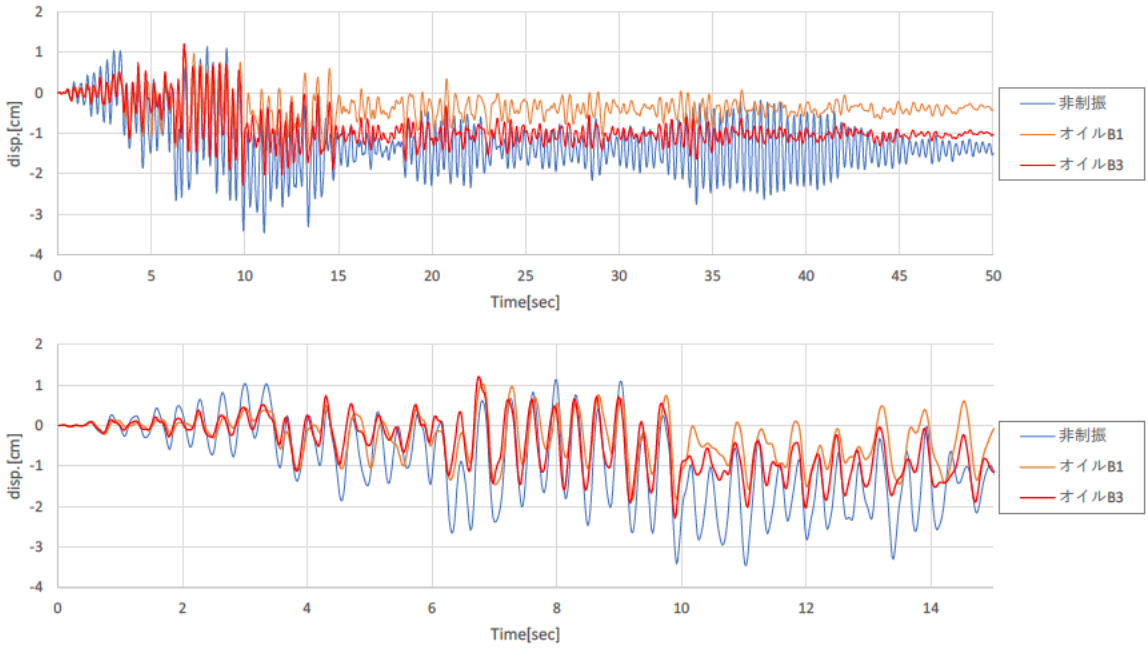


(a) 2 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

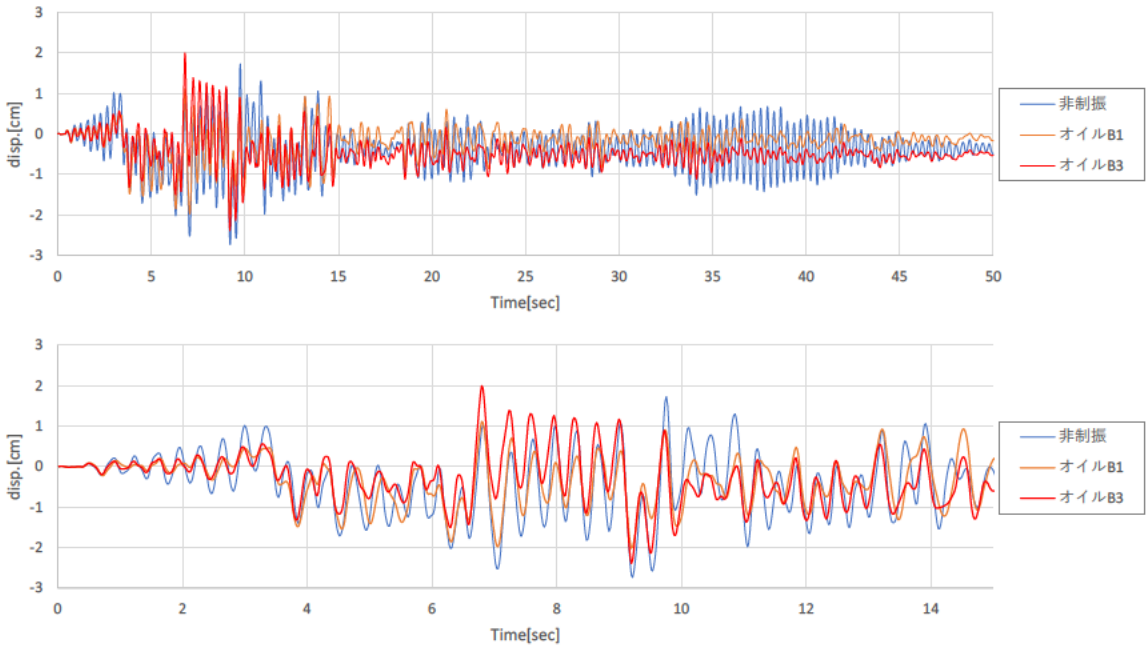


(b) 1 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-10 基本的な制振効果の検討：応答加速度（Taft NS 497gal）

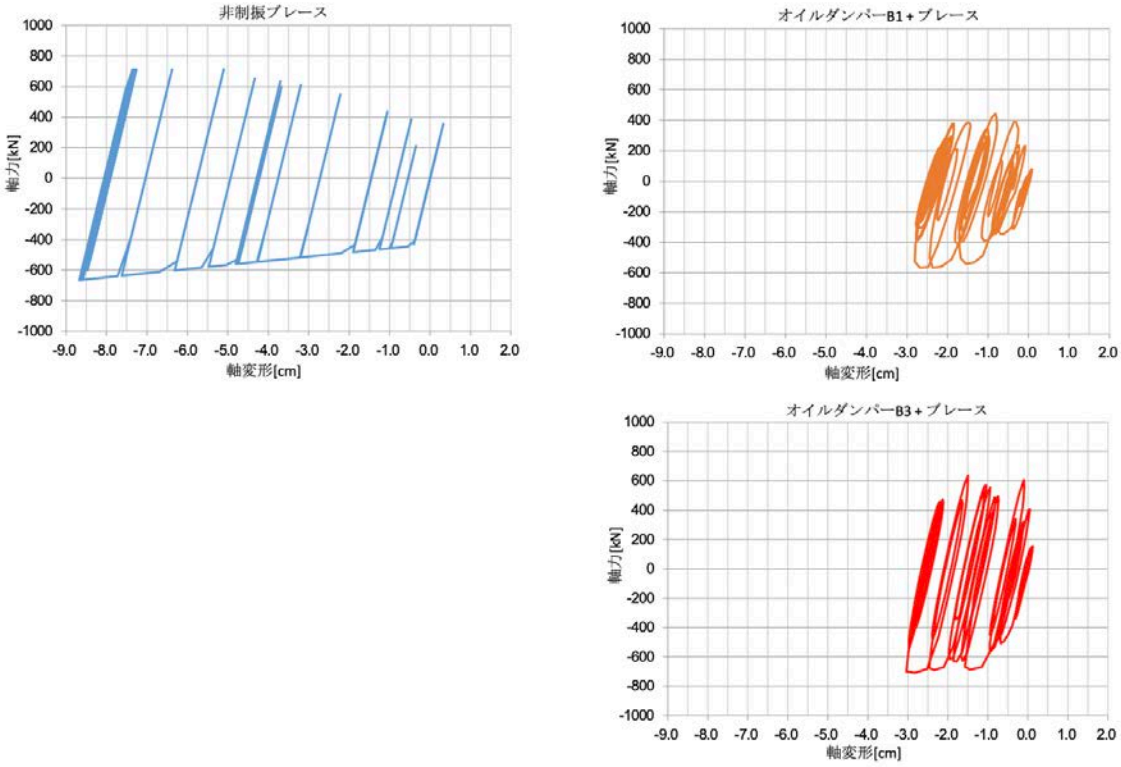


(a) 2 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

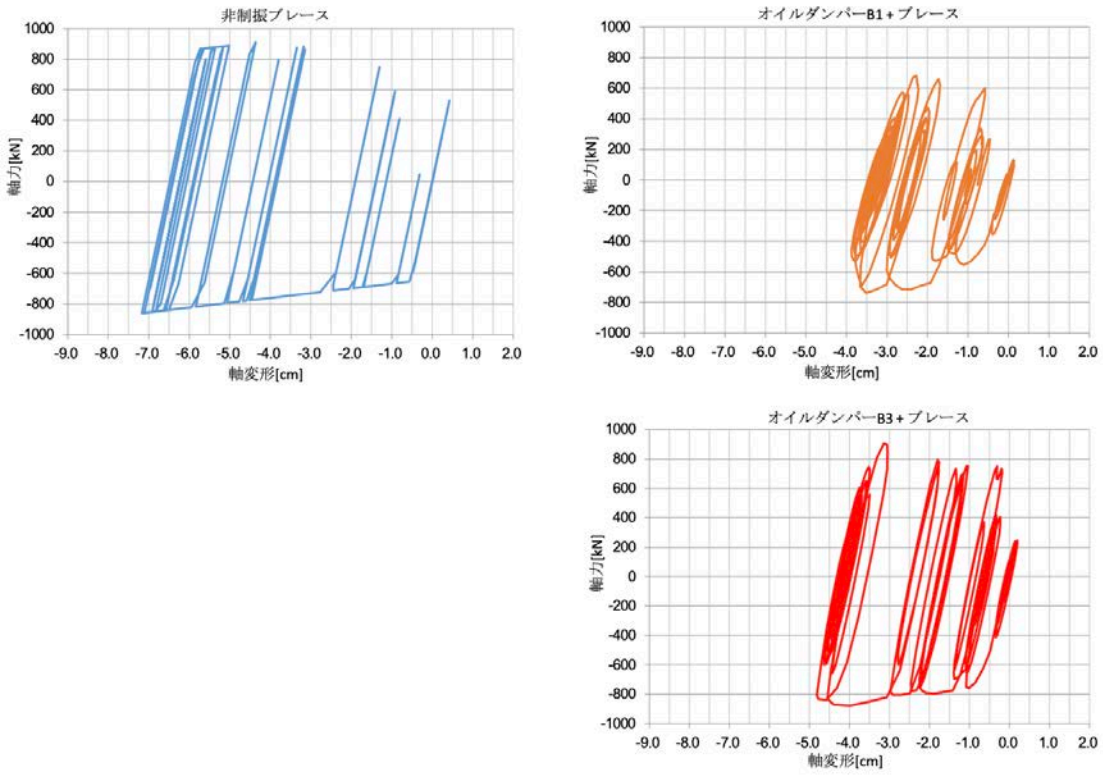


(b) 1 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-11 基本的な制振効果の検討：応答変位（Taft NS 497gal）

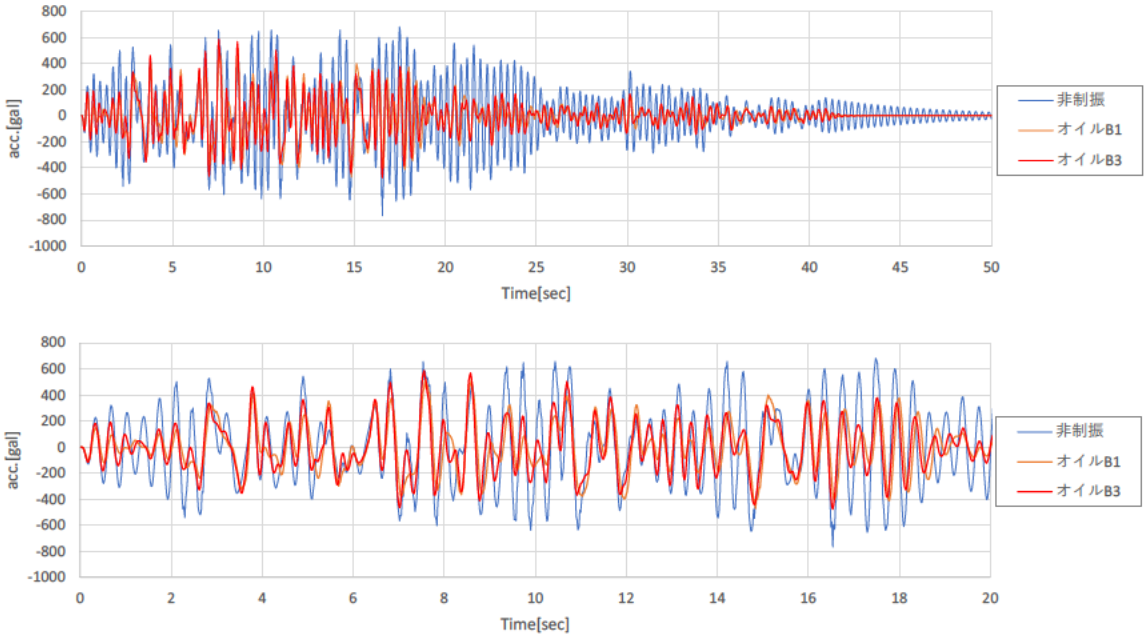


(a) ２層の荷重―変位関係

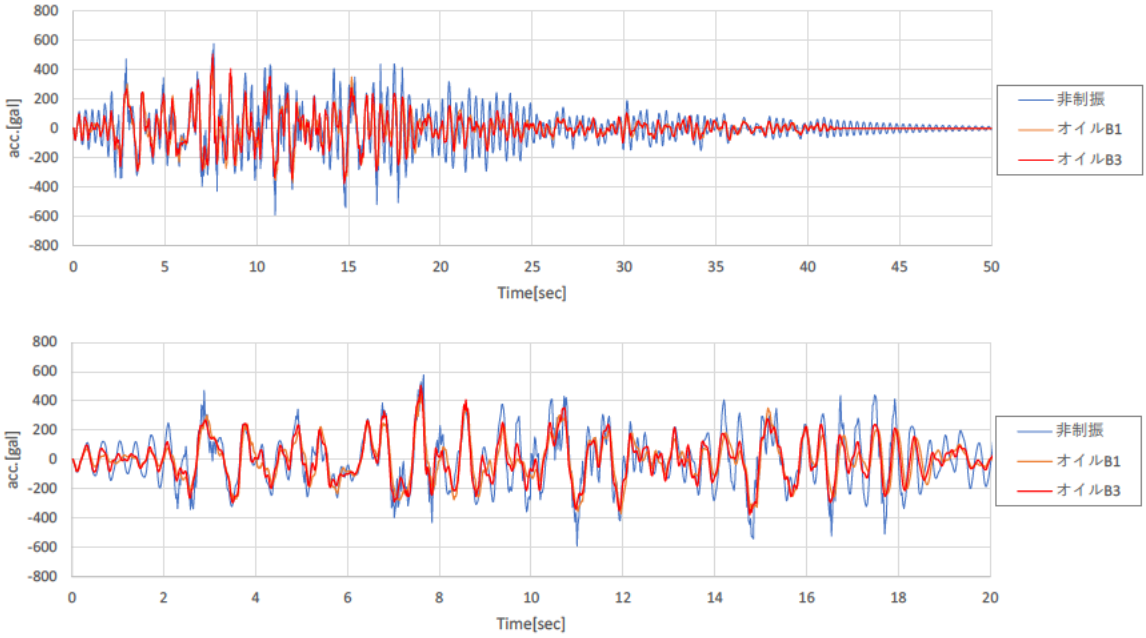


(b) １層の荷重―変位関係

図 2-3-3-12 基本的な制振効果の検討：荷重―変位関係（Taft NS 497gal）

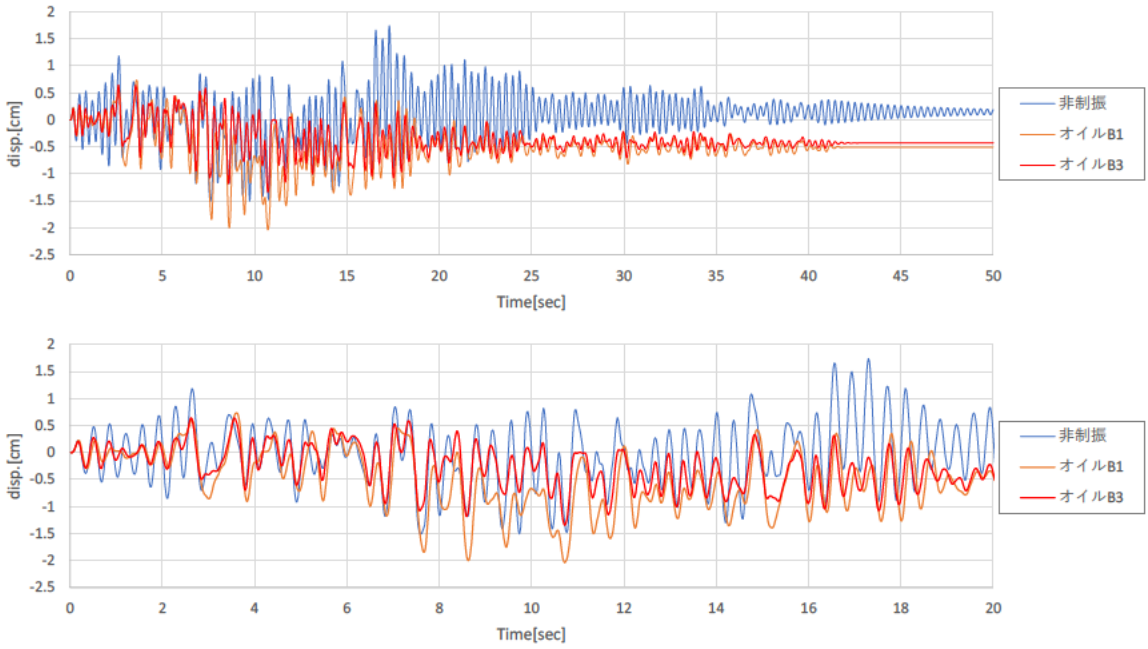


(a) 2 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

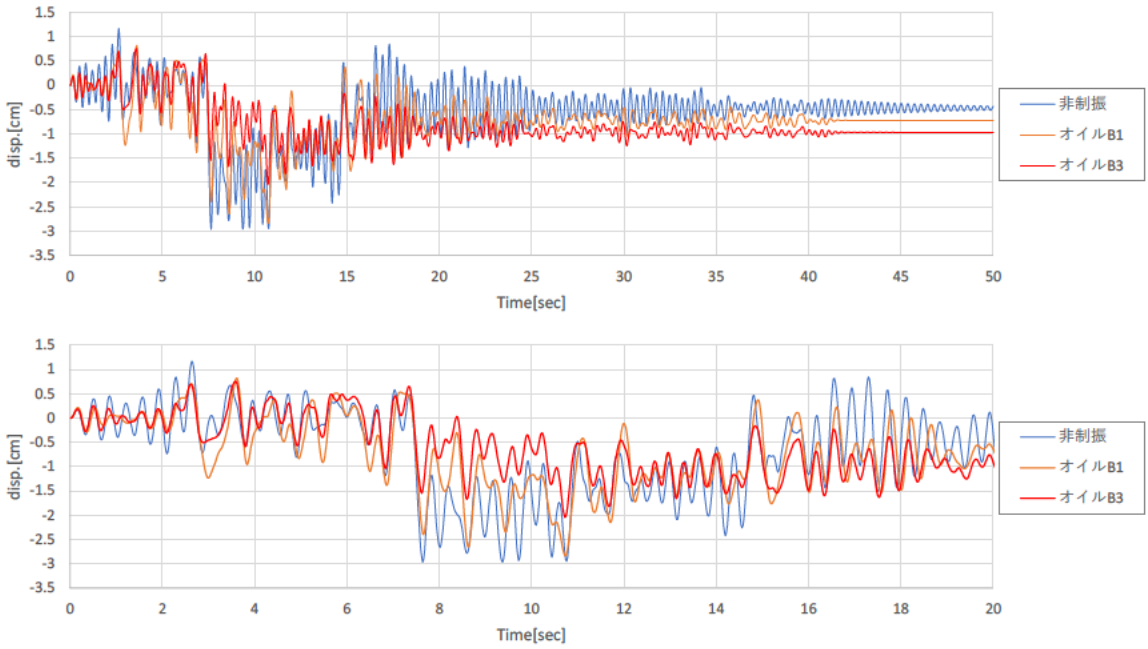


(b) 1 層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-13 基本的な制振効果の検討：応答加速度（Tohoku NS 356gal）

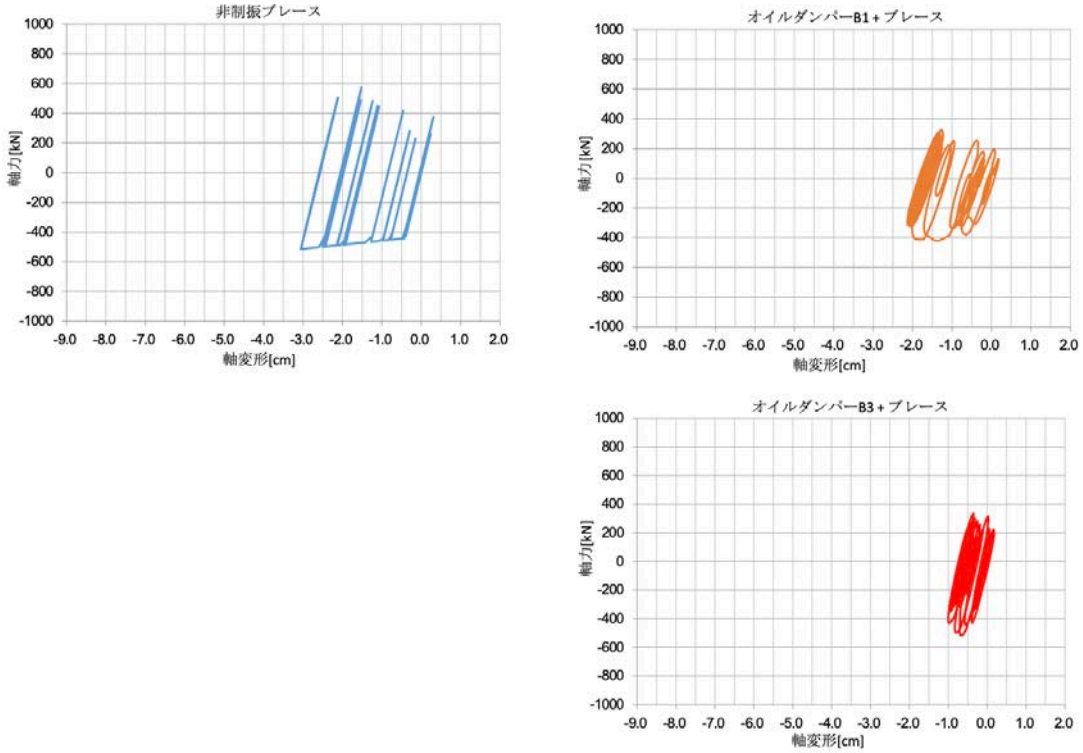


(a) 2 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

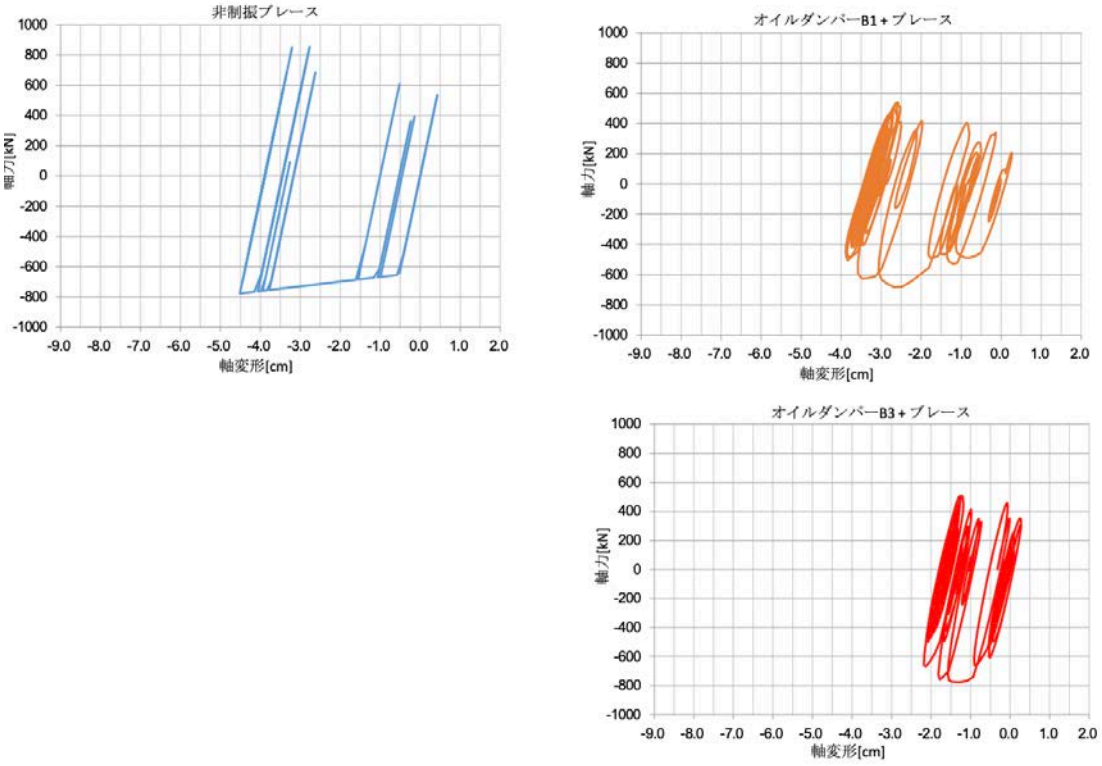


(b) 1 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-14 基本的な制振効果の検討：応答変位（Tohoku NS 356gal）

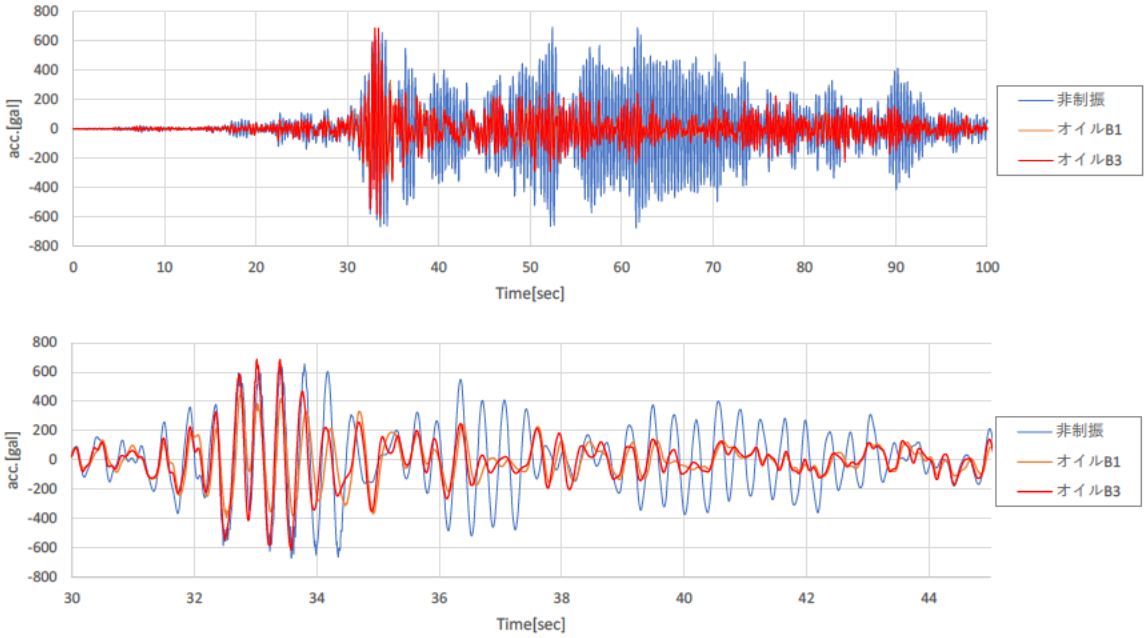


(a) ２層の荷重―変位関係

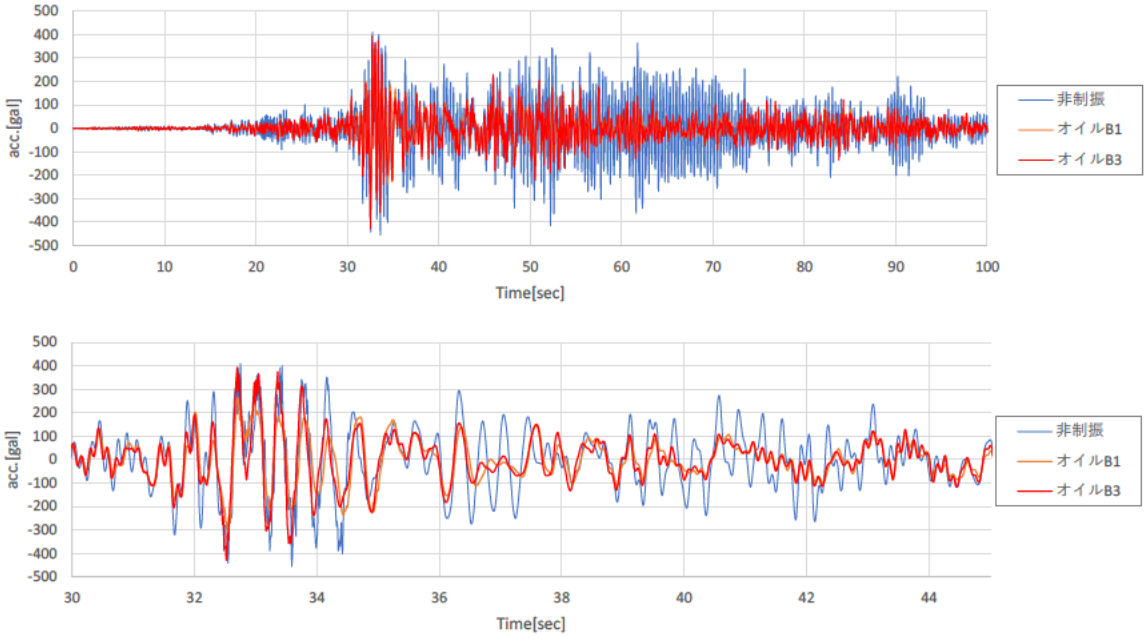


(b) １層の荷重―変位関係

図 2-3-3-15 基本的な制振効果の検討：荷重―変位関係（Tohoku NS 356gal）

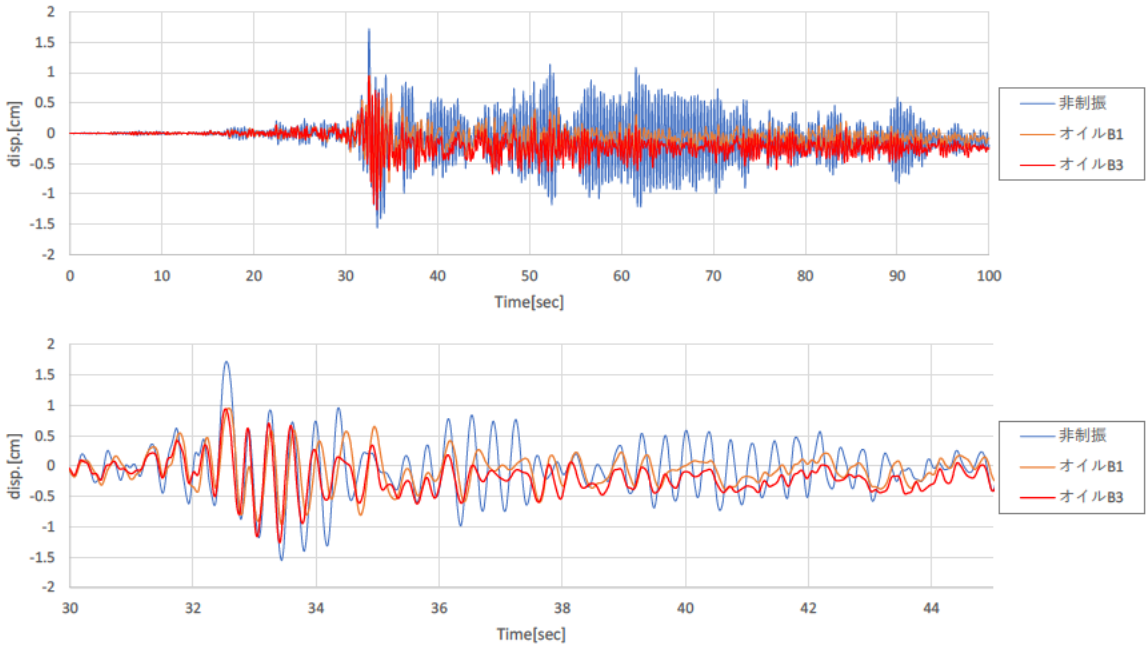


(a) 2層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

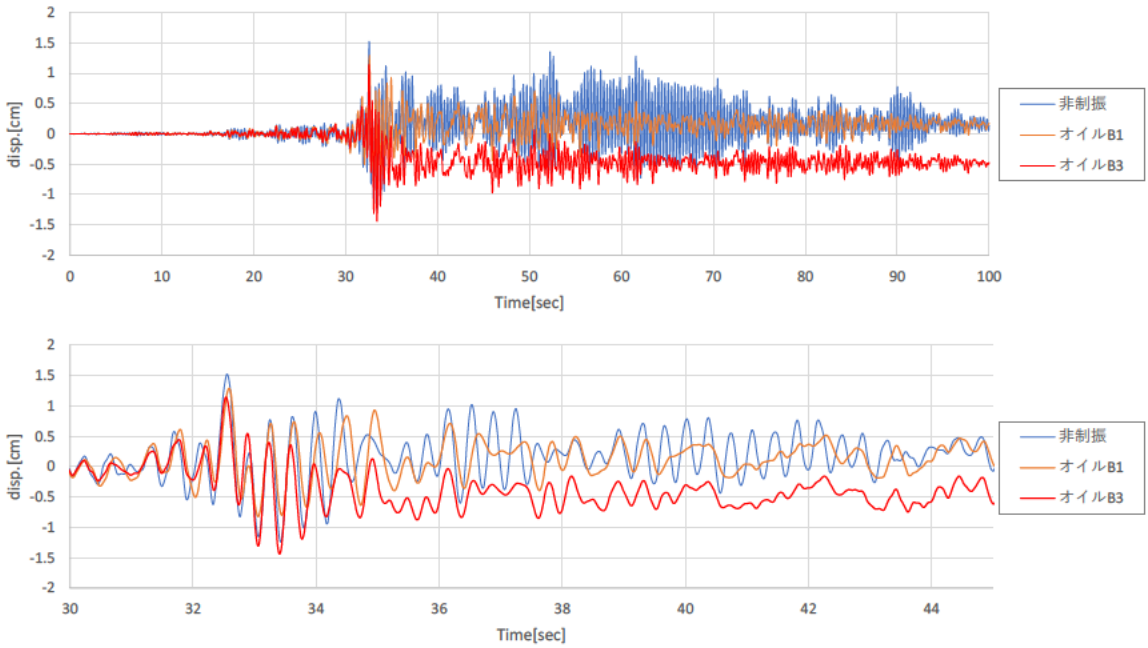


(b) 1層の時刻歴応答加速度波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-16 基本的な制振効果の検討：応答加速度（Hachinohe NS 334gal）

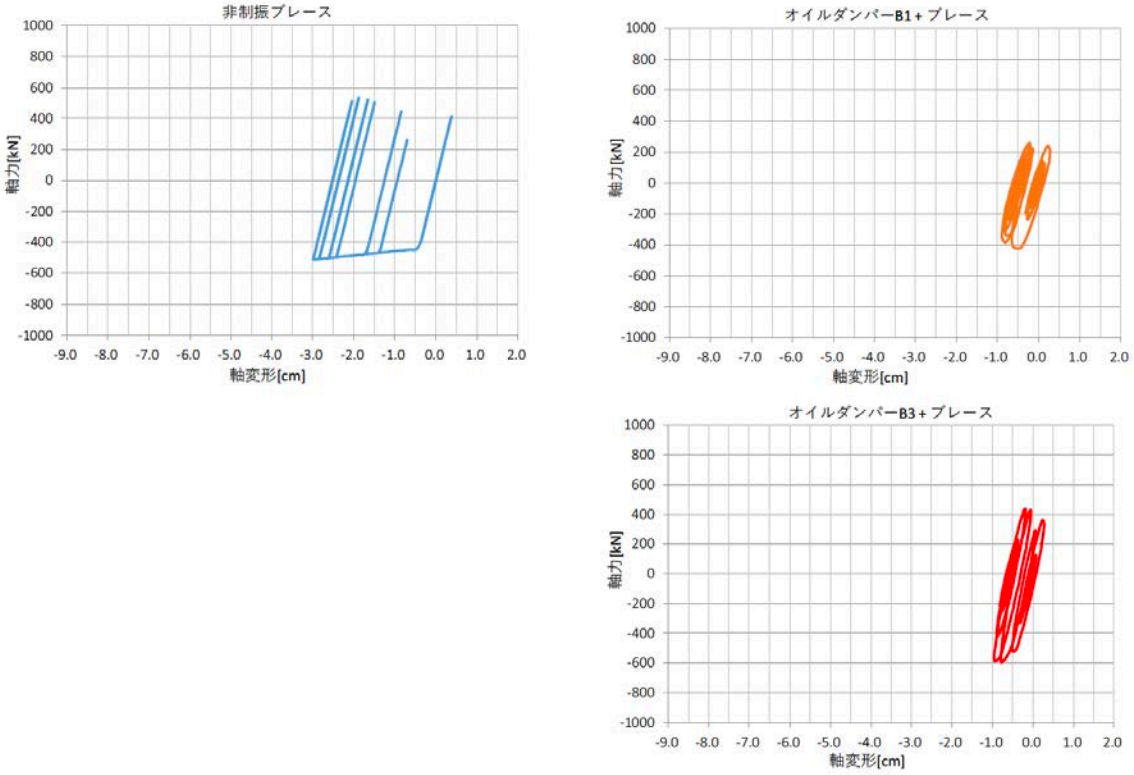


(a) 2 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

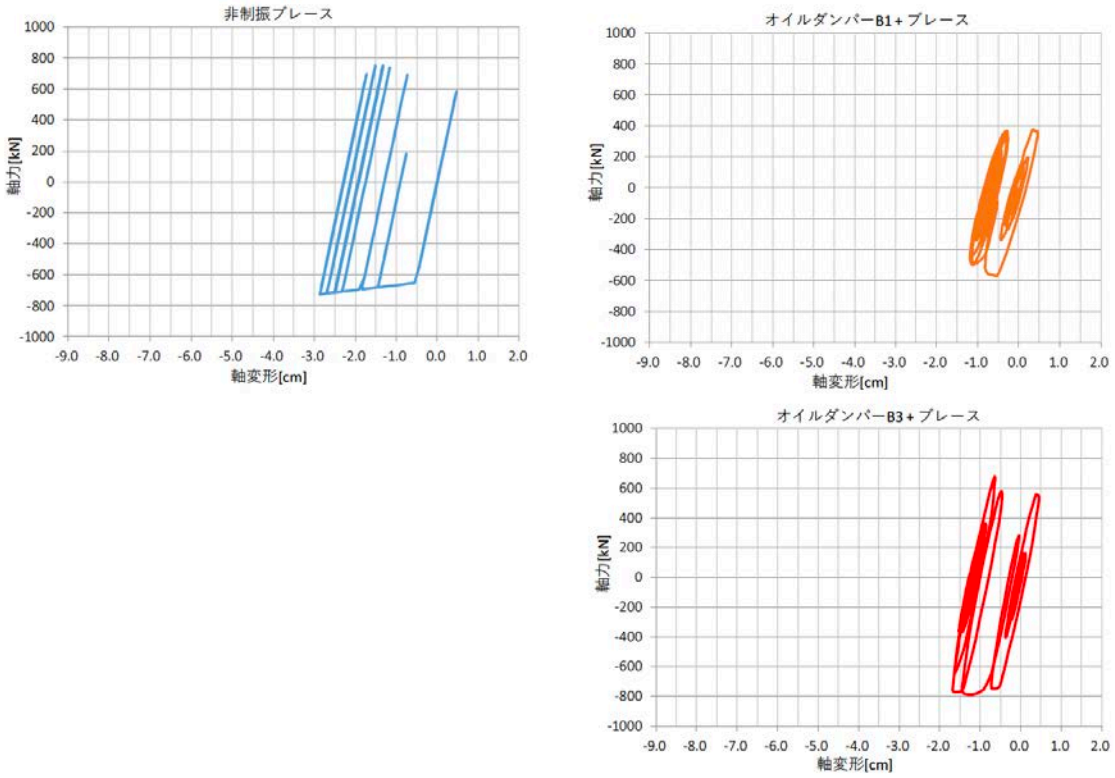


(b) 1 層の時刻歴応答変位波形（上段：前時間、下段：主要動）

図 2-3-3-17 基本的な制振効果の検討：応答変位（Hachinohe NS 334gal）



(a) ２層の荷重―変位関係



(b) １層の荷重―変位関係

図 2-3-3-18 基本的な制振効果の検討：荷重―変位関係（Hachinohe NS 334gal）

2.4　適用条件等の整理

制振装置の適用に際して必要になる設計条件（装置仕様、接続方法など）については、今回解析モデルで用いた一般的なブレース構面の 2 次元解析モデルでは、評価が困難であることから、今後、多構面モデルにより実施する必要がある。

3.　まとめ

3.1　基本的な制振効果の検討結果のまとめ

建築・土木構造物で適用実績のある代表的な制振装置を高圧ガス設備に適用するための基本的な考え方について集中質量モデル及び有限要素モデルを用いた非線形時刻歴応答解析から検討した。ここでは、速度依存型制振装置としてオイルダンパー、変位依存型制振装置として弾塑性ダンパーを用いて検討した。 また、検討においては次の項目について検討した。

1）高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討

2）高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定

3）基本的な制振効果の検討

今後、多構面モデルによる解析を実施し、適用条件等の整理を行う必要がある。

【オイルダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ】

- 対象フレーム構造物にブレースを設置した状態でオイルダンパー２種類を設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも制振効果が期待できる結果を確認した。
- １層と２層に同じ型式の制振装置を設置したが、２層の応答低減効果は、１層の応答低減効果よりも小さくなる傾向にある。
- 応答解析で用いた入力レベルに対して、制振対象構造物の応答を概ね弾性範囲内に収めることが可能となることを確認した。

【弾塑性ダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ】

- 対象フレーム構造物のブレース部材を除いた状態に弾塑性ダンパーを設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも非制振時から応答を増大する場合が生じる結果を確認した。
- 弾塑性ダンパーの適用にあたっては、降伏軸力と最大応答との関係から適切な弾塑性型制振装置の性能仕様の選定が必要である。

3.2　今後の課題

令和４年度での検討結果が示すように、高圧ガス設備への制振装置の適用については、制振効果を確保するための適切な剛性の与え方と制振装置仕様のバランスや多構面構造物での適正な配置方法を踏まえたさらなる現実的観点での検討が必要である。また、高圧ガス設備を含む構造物の応答低減効果と構造物を支持する杭への影響など構造システムとしての評価を実施する必要がある。さらに、制振装置を高圧ガス設備に適用するための設計手法・留意事項、制振効果の評価手法、及び、規格基準類の整備についても実施することが重要となる。

第Ⅵ章　まとめ

令和3年度調査研究に続き、高圧ガス設備の耐震設計手法の高度化を図るため、大規模地震を念頭に液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討、高圧ガス設備のレベル2耐震性能評価法の見直しに関する検討及びその他の検討を行った。

以下に、検討結果をまとめ、今後の課題を示した。

1. 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価・その他の検討

令和 2 年度からの一連の調査研究ならびに、その他の検討（地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討、液状化対策方法に関する検討、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討）を含め、総括的に地盤の液状化に係わる検討結果をまとめた。なお、過去の令和 2 年度、令和 3 年度の検討結果は概説に止め、詳細は調査研究報告書（下記の経済産業省ホームページで公開）を参照されたい。

①令和 2 年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業（高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究）

https://www.meti.go.jp/meti_lib/report/2020FY/000351.pdf（参照：2022-07-01）

②令和 3 年度石油・ガス供給等に係る保安対策調査等事業（高圧ガス設備耐震設計手法のさらなる高度化に向けた調査研究）報告書

https://www.meti.go.jp/meti_lib/report/2021FY/000131.pdf（参照：2022-07-01）

(1) 3 次元 FEM 有効応力解析手法・モデルの妥当性検証（令和 2～3 年度調査研究）

既往研究の文献調査、球形貯槽を模擬した遠心模型振動実験ならびに静的加力実験を実施した。同実験ならびに既往の大型振動台実験の 3 次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解析を実施し、解析結果は実験結果を概ね模擬でき、液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動評価のための解析手法・モデルとして、妥当性が概ね確認された。

(2) 3次元FEM有効応力解析による実機モデルのシミュレーション解析（令和3年度調査研究）

球形貯槽と平底円筒形貯槽の 2 種類の実機モデルを想定し、妥当性が確認された 3 次元 FEM 有効応力解析によるシミュレーション解析を実施した。設置サイトとして、それぞれ堺・高石コンビナート地区及び四日市コンビナート地区を想定し、サイトスペシフィック地震動を入力地震動として適用した。

その結果、球形貯槽は、例示基準 KHKS0862（2018）の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様では、地盤の液状化による大きな地盤震動（変位）の影響により基礎が崩壊に至り、基礎の耐震性を確保するためには増杭が必要となった。一方、平底円筒形貯槽については基礎の耐震性が確保される結果となった。過去の調査研究でも指摘した通り KHKS0862（2018）に準拠して設計された杭基礎が崩壊する可能性があり、その原因が基礎の耐震設計において地盤震動（変位）の影響が考慮されていないことを指摘するとともに、サイトスペシフィック地

震動を適用することでサイトの地震環境を考慮したより適切な耐震設計が実施できることを示した。

(3) 簡易解析手法・モデルの構築に関する検討（令和 3～4 年度調査研究）

設計実務への配慮から、3 次元 FEM 有効応力解析といった詳細解析手法・モデルの代替となる簡易な解析手法・モデルの構築に関する検討を行った。

他分野の設計基準や既往研究の文献調査、実機モデルの 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）ならびに、簡易な梁ばねモデルによる静的非線形解析（梁ばねモデル解析）を実施し、梁ばねモデルの地盤の液状化の有無を含めた高圧ガス設備への適用性について検討を行った。実機モデルとして、令和 3 年度調査研究では杭本数が 49 本と多く密な配置の球形貯槽（上記(2)と同様）を対象とし、今年度の調査研究では杭本数が 4 本と少なく杭間地盤の動的相互作用や群杭効果の影響が小さい横置円筒形貯槽を対象とした。梁ばねモデルは、道路橋示方書（2017）ならびに建築基礎構造設計指針（2019）に準拠して構築し、入力地震動には、堺・高石コンビナート地区のサイトスペシフィック地震動（上記(2)と同様）を適用した。

簡易な梁ばねモデルの高圧ガス設備の耐震性評価への適用性について、得られた知見は以下の通りである。

今年度実施した既往研究の文献調査結果より、

①梁ばねモデルのモデル化において、以下に示すような様々な課題があり、種々の実験的ならびに解析的研究が行われてきている。

- 地盤ばねの評価とその低減方法（等価線形、非線形、過剰間隙水圧比の影響)、最大反力の設定方法
- 地盤変形の算定方法（変位量と深度分布形状）
- 上部構造からの慣性力の評価
- 地盤変形と慣性力の組み合わせ方
- 杭頭固定度の影響
- 軸力変動の考慮　等

② 梁ばねモデルによる静的解析結果を地震被害、振動実験結果、精緻な FEM 有効応力解析結果と比較し、その適用性を検討した研究は少ない。

本文献調査では、1995 年兵庫県南部地震で地盤の液状化により損傷した杭基礎を対象とした梁ばねモデルの適用事例研究をいくつか示したが、梁ばねモデルによる静的解析結果は地震被害状況と概ね対応したとしているものの、いずれもパラメータスタディに留まっている。

また、2011 年東北地方太平洋沖地震での同様の適用事例研究を示し、同様に梁ばねモデルによる静的解析結果は地震被害状況と概ね対応したとしているが、上部構造物は建設途中で杭基礎のみに対する適用事例研究である。なお、本事例での上部構造物の無い杭基

礎のみでの地震被害は、耐震設計において地盤震動（変位）を考慮する必要があることを示す貴重な事例である。

他の適用事例研究では、梁ばねモデルによる静的解析結果は 2 次元 FEM 有効応力解析結果に対して設計上危険側の評価を与えていた（杭応力を過小評価していた）。

③以上の研究現況を踏まえると、液状化地盤での静的解析を基本とした梁ばねモデル（応答変位法）は、地盤ばねや外力等、設定する条件によっては適用の可能性もあると考えられるが、現状では一般的な問題に適用するには十分な知見が蓄積されておらず、応答変位法を高圧ガス設備の耐震性評価へ適用することは現時点では困難である。

また、梁ばねモデル解析結果より、

①非液状化地盤で、杭本数が少なく、杭が弾性あるいは塑性率 2 程度の塑性範囲の杭基礎であれば、梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析）結果を概ね模擬でき、梁ばねモデルの適用可能性が高いことが確認された。

②液状化地盤では、杭本数が多い基礎のみならず杭本数が少ない基礎でも梁ばねモデル解析結果は 3 次元 FEM 地震応答解析（有効応力解析）結果を模擬できず、梁ばねモデルの適用は困難であることが確認された。3 次元 FEM 有効応力解析結果の杭の塑性率は、梁ばねモデル解析結果を大幅に上回り、梁ばねモデル解析結果は設計上危険側の評価を与えることが確認された。このことは、一部の既往研究でも指摘されている。既往研究の文献調査から、梁ばねモデルには様々な課題等があり、梁ばねモデルを高圧ガス設備の耐震性評価へ適用することは困難で、現状、液状化地盤の杭基礎では 3 次元 FEM 有効応力解析を適用することが適切であると考えられる。

(4) 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討（令和 2～3 年度調査研究）

これまでの調査研究成果等を踏まえ、例示基準 KHKS0861・KHKS0862（2018）の地盤の液状化・流動化に係わる関連規定の見直しの方向性や課題について検討し、以下に示す関連規定の見直し案を作成した。

①地盤の液状化・流動化規定は、旧道路橋示方書（1996）に準じており、最新の道路橋示方書（2017）に準じる規定案を作成。

②液状化判定に適用する F_L値の計算において、地盤の地震時におけるせん断応力比 L をサイトスペシフィック地震動を用いて算定できる規定案を作成。

③少なくともレベル 1 地震動に対して液状化が生じる場合には、対策を推奨する規定案を作成。

④高圧ガス設備の基礎の耐震設計では、特に液状化地盤において大きな地盤震動（変位）の影響が考慮されていない課題を踏まえ、地盤震動（変位）の影響を考慮する規定案を作成。

(5)　液状化対策方法に関する検討（令和 3～4 年度調査研究）

令和 3 年度調査研究では、地盤の液状化を防止するための種々の液状化対策方法を分類、整理し、高圧ガス設備への適用性について検討を行った。また、地盤液状化のリアルタイム発生予測及び対応について、既存の予測システムについて資料収集を行った。

今年度の調査研究では、2011年東北地方太平洋沖地震以降、地区全体の液状化対策工法として注目されている地下水位低下工法を取り上げ、事例収集等を行って高圧ガス設備への適用性についてより詳細な検討を行った。地下水位低下工法の川崎市の石油コンビナート地区での適用事例、ならびに千葉市美浜区磯辺地区の住宅地での適用事例（実証実験）より、高圧ガス設備が設置されることが多い臨海部のコンビナート地区を念頭に、地下水位低下工法の高圧ガス設備への適用性について、得られた知見は以下の通りである。

①川崎市の石油コンビナート地区での適用実績があり、地下水位低下工法は高圧ガス設備へ適用できる。

②今後新設される高圧ガス設備は少ないと予想され、主に既設設備が液状化対策の対象となる。高圧ガス設備は配管等の設備が錯綜し、狭隘な空間となっている既設設備の液状化対策に、施工上障害のない地下水位低下工法は有効である。

③コスト等を含めた事業者判断によるが、個々の高圧ガス設備でなく広域に液状化対策できる地下水位低下工法は有効である。地下水位低下工法は貯槽のみならず接続配管、架台等々を含め、広域に設備をまとめて液状化対策できる。

④地下水位低下工法は液状化対策工法であるが、高圧ガス設備は臨海部に設置されることが多く、液状化対策によって液状化に伴う地盤の側方流動を抑制でき、地盤の流動化対策にも有効である。

⑤以下の知見から、地下水位低下工法の適用性が拡がった。今後、集排水管の安価な施工方法や簡易な浅井戸による地下水位低下工法が開発されれば、さらに適用性が拡大する。

・地下水位を地表から3m程度の浅いレベルに低下させるだけで、また、排水管設置は40mといった長い間隔で液状化対策効果が得られる。

・東京湾岸の埋立地等では地表面の標高が+3～+4mと高く、地下水位を地表面から3m程度の深さに下げても海水面より高くなる。従って、汲み上げる地下水は雨水が地盤内に浸透してきたものだけで、汲み上げるべき地下水の量は多くない。

・臨海部の埋立地では配水管を護岸まで導き先端に弁を付け、地下水を干潮時に海に自然放流できるようにする（自然流下排水方式）とコストが低くなる。

⑥課題は以下の通りである。

・地盤条件によっては、地下水位低下工法が適用できない場合がある。下部に液状化層が残存するような液状化層が深い地盤、液状化層の下部に軟弱な粘性土層が厚く堆積している地盤（過圧密地盤等を除く）等では地下水の低下量や低下方法によっては、大きな地盤沈下が生じる恐れがある。また、液状化層の透水係数が低い地盤、止水層となる粘性土層が深い地盤や下部に砂層がある地盤等では、コスト面でも適用が困難である場合

がある。

・地下水位低下が地表から 3m といった浅いレベルで液状化対策効果が得られるという知見は、直接基礎において得られた知見であり、杭基礎の場合にはより深いレベルの地下水位低下が必要になることも考えられる。ただし、杭基礎では浅層の地盤反力係数の低減を抑える効果がある。また、大型の高圧ガス設備にあっては基礎形式として、液状化の恐れのある地盤では直接基礎が採用されることは少なく、相対的に建設コストが高い杭基礎が採用される。地下水位を地表から 3m 程度の浅いレベルに低下させるだけで液状化対策効果得られるという知見は、単純でより低コストな基礎形式である直接基礎の採用拡大に繋がる効果が期待される。

(6) 基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討（令和 4 年度調査研究）

令和 3 年度調査研究では、実機モデルとして想定した球形貯槽に対し、サイトスペシフィック地震動を適用して地盤の液状化を考慮した 3 次元 FEM 有効応力解析を実施した。その結果、例示基準 KHKS0862（2018）の地域別地震動に準拠して設計された杭仕様では、地盤の液状化による大きな地盤震動（変位）の影響により、杭が局部座屈して基礎が崩壊に至る結果となった。これを踏まえ、本検討では他分野の設計基準ならびに高圧ガス保安法規を調査し、基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響について検討した。検討結果は、以下の通りである。

①道路橋示方書や 鉄道構造物等設計標準 を適用した場合、基礎の崩壊により落橋等の致命的な状態に至る、構造物全体の転倒、崩壊、落橋に至る状態になると評価される。

②港湾の施設の技術上の基準では、損傷の程度が施設として致命的とならない等といった安全性に対する基礎の具体的な照査項目や限界値の指標は規定されていない。なお、杭式構造が採用される（または採用されることの多い）係留施設の岸壁や桟橋では、レベル 2 地震動に対する照査は基本的に耐震強化施設が対象となっており、この場合の要求性能は使用性と修復性で、耐震強化施設の種類によって杭 1 本につき 2 箇所以上で限界曲率に達している杭が当該桟橋の断面内に存在しない、当該桟橋の断面内に存在する全ての杭が杭 1 本につき 2 箇所以上限界曲率に達している状態ではないことを照査するといった規定となっている。令和 3 年度調査研究では杭頭のみが限界曲率を超えたが、杭頭のみならず杭先端の 2 箇所で限界曲率を超えるケースも想定され、同基準を適用した場合、必ずしも使用性や修復性が確保されるとは限らず、安全性も確保されるとは限らない可能性がある。

③建築基礎構造設計指針では、上部構造が転倒・崩壊しないといった上部構造の安全限界状態に対する基礎の具体的な設計法に関する記述はしないとされ、今後の研究や知見の蓄積が望まれるとされている。

④KHKS0862（2018）では、地震防災遮断弁を超えて直近に設ける当該配管系に係る支持構造物は、基本的に当該耐震設計構造物と同一の基礎等に施す、あるいは当該配管系が十

分な可とう性を有していることを確認することが規定されており、これに依れば地震防災遮断弁が機能し、ガスの漏洩を防止できる、すなわち、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保されるものと期待される。ただし、地震防災遮断弁が機能するかは、杭のみならず配管支持構造物を直接支持する基礎底版の損傷の程度にもよるため、現時点の知見のみでは基礎全体の崩壊の程度によっては地震防災遮断弁が適切に機能しない可能性を完全に排除することは困難であると考えざるを得ない。なお、配管支持構造物を当該耐震設計構造物と同一の基礎に施す場合、基礎底版から張出し梁を設けて配管支持構造物を設置することが行われている。液状化地盤では数 10cm にも及ぶ地盤沈下が生じるが、張出し梁の設計では通常、この液状化による地盤沈下の影響を考慮しておらず、注意が必要である。ちなみに、既設の張出し梁については、点検が必要である。

⑤一般則・液石則・コンビ則関係例示基準では、沈下の程度 h/l（当該貯槽の基礎面又は底板の沈下による傾斜の勾配が最大となる基礎面又は底板上に点を定めそのレベル差 h 及びその 2 点間の水平距離 l）が 1%を超えるとき、貯槽の使用を中止し、適切な処置を講ずることとされている。杭が局部座屈し基礎が崩壊に至った場合、h/l が 1%を超える可能性があるが、h/l が 1%を超えて貯槽の使用を中止とする規定は、レベル 2 耐震性能（気密性の保持）確保に影響する貯槽の倒壊防止を念頭においた上での規定であるかどうかは明らかでない。また、本規定に示されている「適切な処置」とは、直接基礎を念頭としたものではないかと推察され、杭基礎の場合は補修困難であり実際上、造り替えとなるものと考えられる。なお、実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）で行われた地盤-基礎実験では、1995 年兵庫県南部地震時の観測波（JR 鷹取観測波）入力により非液状化地盤においても杭基礎が崩壊し、基礎の沈下の程度 h/l が 1%を大幅に超え上部構造物に大きな傾きが生じていた。

⑥高圧ガス保安法ではガスの漏洩等といった高圧ガスによる事故災害の予防に関し、危機耐性確保のための方策である危害予防規程（主にソフト面の事後対策）を事業者が制定することが定められている。また、経済産業省令や例示基準等において、地震防災遮断弁、緊急遮断弁、保安距離・保安区画、防液堤の設置や仕様等（ハード面の事前対策）が定められている。平成 30 年度調査研究では、耐震設計構造物の耐震性能や危機耐性の向上に係わる検討が行われている。

以上の検討結果から、基礎が崩壊した場合、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）が確保されない可能性を完全に排除することは、現時点では困難と考えざるを得ない。しかしながら、過去の地震被害において、基礎の崩壊による上部構造物の倒壊等の事例や、ガスの漏洩事故等は見当たらず（地盤の側方流動による被害を除く）、また、令和 2 年度調査研究で実施した地盤のない杭基礎単体モデルでの静的加力実験では、杭の局部座屈後も靭性が確保され、杭基礎の倒壊は確認できなった。これらのこと等を勘案すると、基礎が崩壊した場合、ガスの漏洩といった気密性が保持されない致命的な状態に至る可能性は低いのではないかとも考えられる。

既述のように建築基礎構造設計指針では、上部構造が転倒・崩壊しないといった上部構造の安全限界状態に対する基礎の具体的な設計法については、今後の研究や知見の蓄積が望まれるとされており、不明な点が多いのが現状である。高圧ガス分野でも、今後の研究や知見の蓄積が望まれるところである。

2. サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

高圧ガス設備の耐震設計において、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、高圧ガス設備が設置されることが多いコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討した。標準波の位置付けや扱いについて検討し、京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の3つのコンビナート地区を対象に、令和元年度調査研究で実施した地震動予測の例示を参考にして標準波を作成した。

標準波は、令和元年度調査研究で検討した設計用の地震動（サイトスペシフィック地震動）の設定フローに従って作成し、強震動予測手法として経験的グリーン関数法を基本に、各コンビナート地区周辺のK-NET地点の中小地震観測記録を用いて作成した。地震観測記録については、対象コンビナート地区の5事業所から提供を受け、適宜、分析、活用した。付録1に5事業所の地震観測記録を示した。また、付録2に四日市地区のD事業所の地震観測記録を用い、当該事業所でのサイトスペシフィック地震動の算定を試みた結果を示した。

標準波は、各コンビナート地区で代表地点を設定し、地震タイプと断層モデル（破壊プロセス）等の組合せで、複数波作成した。各コンビナート地区で作成した標準波の数を、以下に示す。

①京浜地区：代表地点2地点、標準波64波（NS成分とEW成分の合計）
②四日市地区：代表地点1地点、標準波28波（NS成分とEW成分の合計）
③堺・高石地区：代表地点1地点、標準波22波（NS成分とEW成分の合計）

また、検討した標準波の位置付けや扱いは、以下の通りである。

①標準波はサイトスペシフィック地震動としての選択肢の一つであり、あくまでも参考波である。一般論として自然現象には未解明な点も多く、絶対的な正解ではない。
②標準波の作成において、震源像のすべてを網羅したわけではではない（網羅できない）が、平均的な地震動レベルより大きめの評価とする等の配慮を行っている。ただし、断層のずれによる永久変位等は考慮していない。
③標準波の作成において、適用した地震観測記録は必ずしも十分でない。対象地点において地震観測記録が得られている場合には、サイトスペシフィック地震動予測の信頼性が飛躍的に向上することが知られており、今後も地震観測記録の収集を図り、標準波の見直しが必要である。各コンビナート事業者においては、地震観測を実施し、記録データの収集、保存を継続的に行っておくことが重要である。
④表層の地盤応答は地点による違いが大きいため（敷地周辺の地震観測記録を用いる場合は敷地内の代表地点との違い、敷地内の地震観測記録を用いる場合は敷地内の他の地点との

違い）、標準波を実際に使用する場合には、対象地点の地盤条件などに応じてサイト特性などを適切に補正して利用する必要がある。

⑤標準波の利用に当たっては、当該利用者が標準波の中から耐震設計構造物の特性等を踏まえ、高圧ガス設備の耐震設計に適用するサイトスペシフィック地震動として工学的に適切に選択するものとする。選択したサイトスペシフィック地震動に対し、耐震設計構造物の技術基準への適合（「高圧ガス設備等の耐震性能を定める告示」に規定されているレベル 2 地震動並びに当該地震動に係る地盤の液状化及び流動化に対して、保有すべき耐震性能（気密性の保持）が確保されること）が前提であり、標準波の利用及び選択責任は利用者が負う。

3. 高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法について、令和 3 年度調査研究で検討した方向性や課題を踏まえ、優先度の高い課題を抽出し、見直しに向けた検討を行った。

令和 3 年度事業の今後の課題を踏まえ、①応力解析、②ノズル部評価、③接合部評価、④許容塑性率評価、⑤平底円筒形貯槽について、以下の検討を実施した。

① 応力解析

令和 3 年度調査研究で作成した応力解析の規定案たたき台について、今年度は、検証の前段階として、平成 27 年度石油精製業保安対策事業(高圧ガス設備等耐震設計基準の想定地震対応に係る調査研究)において実施した 9 種類の設備の FEM 解析結果を具体例として応力解析を適用し、問題点等の有無を確認した。また細部について可能な範囲で適用性の確認と課題の抽出を行い、今後の FEM 解析等の実施の必要性について検討を行った。

② ノズル部評価

令和 3 年度調査研究で示したノズル許容荷重の算定式により、比較的簡易に評価可能であると考えられる一方、圧力容器の設計においてノズル部評価を実施するためには現状の検査体制に変更が必要となるため、今年度は、その課題を議論して取りまとめ、ノズル部評価の設計検査における取扱いについて方向性を取りまとめた。

③ 接合部評価

スカート・ペデスタル接合部、フランジ、ノズル・フランジ接合部、配管・サポート接合部等の接合部について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論した。

④ 許容塑性率評価

令和 3 年度調査研究において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法について計算プログラムを作成し、FEM 解析結果との比較による妥当性の検証を実施した。

⑤ 平底円筒形貯槽

平底円筒形貯槽のレベル 2 耐震性能評価法の見直しの第 1 段階として、令和 3 年度調査研究に引き続き動液圧の見直しに関する検討を行った。令和 3 年度調査研究では兵庫県南部地震神戸海洋気象台観測波を用いた時刻歴応答解析を実施したが、本年度は更に釧路沖地震釧路地方

気象台観測波を用いた時刻歴応答解析を実施し、動液圧の評価方法の見直しの検討を更に進め、動液圧の評価法の見直しの方向性を示した。

4. その他の検討

(1) 液状化対策方法に関する検討

上記 1.、(5)参照。

(2) 基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討

上記 1.、(6)参照。

(3) サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向けた検討

令和2年度調査研究で検討したサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計構造物の耐震性能評価フローについて、設備単体モデルにおける地震作用の見直しを行った。検討結果は、以下の通りである。

①工学的基盤で設定されるサイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計では本来、上部の設備と下部の基礎・地盤を一体化した連成モデルでの動的解析の適用が望ましいと考えられ、設備単体モデルによる特に修正震度法を適用することは推奨されない。

②設備単体モデルへの入力地震動（基礎入力動）は、工学的基盤にサイトスペシフィック地震動を入力して、液状化地盤でも有効応力解析のみならず液状化を考慮しない動的非線形解析（全応力解析）を併せて実施し、両解析から得られる地表面の 2 つの時刻歴波形を基礎入力動として設定する。一般に、入力損失効果によって基礎入力動は自由地盤地表面応答を下回り、特に液状化地盤では顕著であるが、自由地盤の応答性状や基礎構造の条件によっては短周期領域で逆に基礎入力動が自由地盤地表面応答を上回る場合があるためである。

③設備の耐震設計に修正震度法･モード解析法を適用する場合の設計修正水平震度 K_{MH} は、基礎入力動の加速度応答スペクトルから、設備の初期固有周期 T～等価固有周期 T_{eq}（=1.67T）区間の絶対加速度応答の最大値を適用して設定する。レベル 2 地震動が作用した場合、設備が塑性変形等により長周期化することになり、最も長周期化した状態を許容塑性率状態（許容塑性率 μ_{pa}=塑性変位 δ_p/降伏変位 δ_y=1.8，許容塑性率 μ_a=変位 δ_p/降伏変位 δ_y=2.8）と想定した。なお、初期固有周期 T については、運転状態を踏まえ、貯槽の内容物の増減を考慮した重量を用い、設計条件を適切に設定して算定する必要がある。例えば、内容物が 0%と 100%の運転状態を想定し、それぞれの初期固有周期をそれぞれ算出して $T_{0\%}$, $T_{100\%}$ とし、内容物が 0%および 100%の場合の $T_{eq.max}$ をそれぞれ $T_{eq.maxq\text{-}0\%}$, $T_{eq.maxq\text{-}100\%}$ として求めたうえで、$T_{0\%}$ から $T_{eq\ maxq\text{-}100\%}$ の区間の絶対加速度応答の最大値を K_{MH} として設定すれば、安全側の設計となることが期待される。

(4) 免震・制振技術に関する検討

①基本的な制振効果の検討結果のまとめ

建築・土木構造物で適用実績のある代表的な制振装置を高圧ガス設備に適用するための基本的な考え方について集中質量モデル及び有限要素モデルを用いた非線形時刻歴応答解析から検討した。ここでは、速度依存型制振装置としてオイルダンパー、変位依存型制振装置として弾塑性ダンパーを用いて検討した。また、検討においては次の項目について検討した。

1）高圧ガス設備・構造物に適した制振装置の検討

2）高圧ガス設備・構造に適した制振装置仕様の選定

3）基本的な制振効果の検討

今後、多構面モデルによる解析を実施し、適用条件等の整理を行う必要がある。

②オイルダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ

- 対象フレーム構造物にブレースを設置した状態でオイルダンパー２種類を設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では、定量的にやや異なるものの応答変位，応答加速度とも制振効果が期待できる結果を確認した。
- １層と２層に同じ型式の制振装置を設置したが、２層の応答低減効果は，１層の応答低減効果よりも小さくなる傾向にある。
- 応答解析で用いた入力レベルに対して、制振対象構造物の応答を概ね弾性範囲内に収めることが可能となることを確認した。

③弾塑性ダンパーを用いた非線形時刻歴応答解析のまとめ

- 対象フレーム構造物のブレース部材を除いた状態に弾塑性ダンパーを設置する場合での応答評価を構造計画研究所の RESP および MATLAB の集中質量系モデルの２つの解析モデルにて実施した。
- RESP および MATLAB での応答解析では，定量的にやや異なるものの応答変位、応答加速度とも非制振時から応答を増大する場合が生じる結果を確認した。
- 弾塑性ダンパーの適用にあたっては、降伏軸力と最大応答との関係から適切な弾塑性型制振装置の性能仕様の選定が必要である。

5. 今後の課題

5.1 液状化地盤中の杭基礎及び耐震設計設備の地震時挙動の評価・その他の検討

(1) 簡易解析手法・モデルの構築に関する検討

液状化地盤を対象とした梁ばねモデル解析や 3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）に係わる今後の課題や留意すべき事項は、以下の通りである。

①解析のレベルとして、以下の 3 段階が考えられる。今年度の検討は、第 1 段階の適用性検討であり、第 2 段階のレベルでは例えば間隙水圧上昇や F_L 値による剛性低下を考慮した地盤ばねの設定等、無限に適用可能性があると考えられ（研究段階にある）、実用的な解析手法が提案された時点で例示基準に採り入れる等、適宜再検討を要する。適切な簡易解析手法が開発されるまでは、第 3 段階の 3 次元 FEM 有効応力解析を適用することとする。なお、令和 3 年度調査研究の文献調査でも示したように、鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）では適用する解析手法を限定せず、第 1～第 3 段階の解析手法が例示されている。また、解析コストとしては、第 1 段階の解析を 1 とすれば第 2 段階の解析は数倍、第 3 段階の解析は 10 倍以上（後述する高精度な地盤調査・試験の実施を併せればそれ以上）と考えられる。

・第 1 段階：最も簡易な梁ばねモデルによる静的解析
・第 2 段階：簡易な梁ばねモデルによる動的解析（第 1 段階と第 3 段階の中間）
・第 3 段階：最も繁雑な 3 次元 FEM 有効応力解析

②梁ばねモデル解析全般について、

・液状化地盤を対象とした梁ばねモデル解析では、既往研究の文献調査でも示したように、実験等による様々な地盤ばねの設定法があり、液状化時の地盤ばねの低減についても FL 値等による様々な方法がある。地盤ばねの設定法や低減方法については、作用させる地盤変位とも関係し、今後の研究や知見の蓄積が望まれる。また、地盤ばねの設定に当たっては、地盤定数のばらつきも考慮する必要がある。
・本検討では最大の貯槽慣性力と最大の地盤変位を与えたが、時間断面を考慮した貯槽慣性力と地盤変位の与え方（組合せ）によって、解析結果が変わる可能性がある。このことは、既往研究の文献調査でも示した通りである。
・梁ばねモデルは 2 次元モデルで、サイトスペシフィック地震動を適用する場合には、2 方向入力の問題が生じる。鉄道や建築分野での耐震設計事例等も参考に、最も大きな（厳しい）方向の地震動入力に対する地盤の非線形応答解析を行い、得られる地盤変位を適用することが考えられる。
・不完全液状化地盤への梁ばねモデルの適用性について、既往事例も踏まえ検討の余地がある。

③3 次元 FEM 地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）の適用に当たっては、

・地盤定数の設定によって解析結果は大きく左右され、高精度な地盤調査・試験を実施して地盤定数を設定する必要がある。例えば鉄道構造物等設計標準・同解説（2012）では、「例えば、N 値しかデータが得られていないのに地点依存の動的解析法により地盤挙動を評価することは必ずしも精度の高い評価とはならないことに注意が必要である。高度な解析法を用いるためには、それだけ多くのパラメータを必要とし、入念な土質調査が必要となる。」等と解説されている。従って、高圧ガス設備の耐震設計においても高精度な地盤調査・試験の実施が不可欠である。しかし、例えば鉄道構造物のような長手構造物を対象にした場合には、延長にわたって高精度な地盤調査・試験が実施できず、実

務上3次元的評価が困難で梁ばねモデルによる静的解析を適用することもあり得ると考えられるが、適用に当たっては、地盤定数のばらつきを考慮した上で相応の安全裕度を見込む等、慎重を期する必要がある。ただし、そのため構造物の建設コストが大幅に増大する可能性もあり、設計段階で3次元FEM地震応答解析（全応力解析、有効応力解析）を適用することが合理的である。

・通常実施される標準貫入試験、密度試験、粒度試験等の地盤調査・試験に加え、高精度な地盤調査・試験として、PS検層、動的変形試験、液状化強度試験等を実施する。

・しかしながら、高精度な地盤調査・試験を実施したとしても、地盤定数の空間的な変動を網羅できず、特に高圧ガス設備が多数設置されている臨海部は埋立地であることが多く、不均質地盤であり、パラメータの不確定性を考慮して解析結果を適用する必要がある。

(2) 地盤の液状化・流動化規定の見直しに関する検討

地盤の液状化・流動化に係わる例示基準KHKS0861・KHKS0862（2018）の関連規定について、作成した以下の見直し案を元に、例示基準を改正する。

①地盤の液状化・流動化規定は、旧道路橋示方書（1996）に準じており、最新の道路橋示方書（2017）に準じる規定案を作成。

②液状化判定に適用するF_L値の計算において、地盤の地震時におけるせん断応力比Lをサイトスペシフィック地震動を用いて算定できる規定案を作成。

③少なくともレベル1地震動に対して液状化が生じる場合には、対策を推奨する規定案を作成。

④高圧ガス設備の基礎の耐震設計では、特に液状化地盤において大きな地盤震動（変位）の影響が考慮されていない課題を踏まえ、地盤震動（変位）の影響を考慮する規定案を作成。

(3) 液状化対策方法に関する検討

本検討で得られた下記成果を、関係事業者等へ周知・展開する。

①地盤の液状化を防止するための種々の液状化対策方法を分類、整理し、高圧ガス設備への適用性について検討。

②地盤液状化のリアルタイム発生予測及び対応について、既存の予測システムについて資料収集。

③2011年東北地方太平洋沖地震以降、地区全体の液状化対策工法として注目されている地下水位低下工法を取り上げ、事例収集等を行って高圧ガス設備への適用性についてより詳細に検討。

(4)　基礎の崩壊が耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）に及ぼす影響検討

高圧ガス設備の杭基礎の耐震設計では、基本的に貯槽の反力（上部工の慣性力）により設計が行われており、動的相互作用のうち地盤震動（変位）の影響が考慮されていない。このことを含め、耐震設計構造物のレベル 2 耐震性能（気密性の保持）を確保し、基礎の継続使用（沈下の程度 h/l が 1%を超えた場合、杭基礎は造り替えとなる）、危機耐性向上のために今後、以下の対応が必要であると考えられる。

①今後新設される杭基礎の耐震設計では、地盤震動（変位）の影響を考慮する。特に地震時に大きな地盤変位が生じる液状化地盤では、地盤震動の影響を考慮することが必要である。例示基準 KHKS0861・KHKS0862（2018）の改正も必要である（上記(2)、④参照）。

②既設の杭基礎では、耐震設計構造物の重要度等を勘案し、必要に応じて地盤改良による液状化対策等、基礎の耐震補強を行うことが望ましい。この場合、液状化対策方法に関する検討成果が参考となる（上記(3)参照）。

③大規模地震後、基礎の被害の有無を入念に調査する。杭基礎では例えば、静的・動的加力試験、地盤を掘削して杭頭を目視する、杭体にボアホールカメラを挿入して調査する等、必要に応じて入念に調査する。

④平成 30 年度調査研究では、耐震設計構造物の耐震性能や危機耐性の向上に係わる検討が行われたが、ハード面の対策について、さらに検討を進める必要がある。例えば、下記の検討が挙げられる。

・基礎を含めた耐震設計構造物の全体構造の内、どの部位を優先的に壊すのか、また基礎が損傷した場合、特に杭基礎では補修困難であることを考慮し、高圧ガス設備の継続使用も念頭に基礎の耐力を上部貯槽より大きくする等、合理的な構造上の耐力バランスについて検討する。

・基礎が崩壊して貯槽が倒壊に至るとした場合、貯槽の倒壊を防止するための補助的な対策工について検討する。

5.2　サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計に関する検討

①京浜地区、四日市地区、堺・高石地区の 3 つのコンビナート地区を対象に、サイトスペシフィック地震動の標準波について検討したが、全国に 10 のコンビナート地区があり、サイトスペシフィック地震動の適用拡大を図るため、他のコンビナート地区についても同様の検討が必要である。

②標準波の作成において、3 コンビナート地区周辺の K-NET 地点の地震観測記録を用い、3 コンビナート地区の 5 事業所の地震観測記録を分析、活用した。対象地点の地震観測記録を適用することにより、サイトスペシフィック地震動予測の信頼性が向上し、今後も 3 コンビナート地区における地震観測記録の収集、適用を図り、適宜標準波の見直しが必要である。他のコンビナート地区で標準波について検討を行う場合も同様である。

③平底円筒形貯槽の液面揺動等に対する耐震性能評価の観点から、対象地点に対して遠方で発生する巨大地震による長周期地震動についても必要に応じて検討する。具体的には、京浜地区を含む関東平野の地点における南海トラフ巨大地震の地震動等が挙げられる。

④将来的に標準波を公開する場合、高圧ガス設備の耐震設計に適用されることを念頭に、免責事項等の詳細について検討する必要がある。また、現状、サイトスペシフィック地震動については、高圧ガス保安協会での詳細基準事前評価（地震動の評価に係るものに限る）に依ることとなっているが、公開時には標準波の扱いについて規程類を見直す必要がある。

5.3　高圧ガス設備のレベル 2 耐震性能評価法の見直しに関する検討

①応力解析

令和 3 年度調査研究で作成した応力解析規定案を平成 27 年度調査研究で実施した FEM 解析の結果に適用し、規定案の精査をおこなった。得られた課題と今後の方針は以下の通り。

- 「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする。」の規定については、FEM解析により弾性座屈を判定することは困難であることから、別途弾性座屈を評価するよう以下の通り修正し、具体案を示す。

> 応力解析規定（案）修正案
> レベル 1：JISB8266 附属書 8 に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数 1.35 とする。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい~~。~~が、圧縮応力が生じる構造では、限界座屈応力を計算し、座屈に対して安全であることは示さなければならない。
>
> 「座屈を生じる場合には、適切な評価」の具体案
> ① FEM 解析で得られた軸圧縮応力が許容座屈応力以下であることを確認する。
> ② 座屈解析を行い、構造物全体の挙動に影響を及ぼす座屈モードを用いて、座屈を考慮した FEM 解析を実施する。この場合、初期不整を適切に考慮する。
> (例えば、ASME Sec.VIII Div.2 の 5.4 PROTECTION AGAINST COLLAPSE FROM BUCKLING)

- 令和3年度案において割り増し係数を1.35としたが、KHS0861（2018）と比較すると許容応力、許容応力強さが小さく保守的な値となる。以下の通り修正する。

> 応力解析規定（案）修正案
> レベル1：JISB8266附属書8に従い評価する。ここで、応力強さの許容限界は割り増し係数を原則1.35と~~する~~し、KHKS0861(2018)に準じて設定してよい。ただし、設備全体が弾性変形内であることを確認できる場合にあっては省略してよい。

- 令和3年度案の「圧力容器本体に塑性変形を生じる場合にあっては、圧力容器本体に対して適切な評価を実施する」、「塑性ヒンジが形成されるような局部的な部分では、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する」の規定については、設計震度において塑性変形、塑性ヒンジが生じていなければ不要とする。また、レベル2地震動による交番負荷の

繰り返しに対して、大きなひずみが発生する場合には疲労の検討は困難であることから、適切な評価を実施するものとし、詳細については今後検討が必要である。

応力解析規定（案）修正案
接合部・構造不連続部：塑性ひずみが集中する~~塑性ヒンジが形成される~~ような局部的な部分~~で~~は、塑性ひずみ集中が疲労挙動に及ぼす影響を考慮する適切な評価を実施するものとする。

- 接合部・構造不連続部分は、応力が高く分布が複雑であり、FEM解析の場合、全域が弾性範囲内となることはほぼなく、応力分布が複雑なため応力強さを分類することが難しく評価が容易ではない。JSME NC-CC005のKe法の採用など今後検討することが望ましい。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽の解析結果において、崩壊荷重≧設計地震力であるが、設計地震力において、EFB（塑性座屈）が生じているため、ただし書きの「座屈を生じる場合には、適切な評価を実施するものとする」が必要となる。塑性座屈の判定基準についての方針は以下とし、詳細については今後検討が必要である。

(平底円筒形貯槽の EFB 評価の方針)
・倒壊判定はプッシュオーバー解析により行う。

- 平成27年度調査研究の横置き円筒形貯槽の解析結果において、サドルホーン部に塑性変形が生じているが、サドルホーン部については例外とせず、原則どおり「レベル2評価においても耐圧部は原則弾性変形にとどめる」こととする。なお、KHK指針において許容値を2Sy未満としていることについては、危険側の設定と思われることから今後修正を検討する。また、平底円筒形貯槽、配管等で同様に2Sy未満を採用しているところについては、3S未満とすることを検討する。
- 平成27年度調査研究の平底円筒形貯槽はH/D>1.0の小型であることから、H/D≦0.5の大型の平底円筒形貯槽についても、今後解析を行い適用性の検討を実施する必要がある。

②ノズル部評価

塔槽類としてノズル部評価を行う場合の検査上の課題について議論を行った。ノズル部評価の取り扱い方針は以下の通りとし、KHKS0861(2018)及び KHKS0862(2018)の見直し案を作成した。

- ノズル部の評価は、塔槽類で行うこととし、特定設備検査の対象とはせず、配管設計が済んだ後、完成検査にて強度計算書を確認することとする
- 対象とするノズル部は重要度Ia及びIの配管系に接続されるものに限る。（重要度II、IIIに関しては、許容スパン法の場合、荷重算定が行われないため評価できないため。ただし、重要度Ⅱ、Ⅲであってもノズルの損傷により大規模流出につながるおそれがあるもの、重要度Ia、Iでも大規模流出のおそれが低いものも考えられることから、今後、配管系の耐震対象の見直し検討が必要と考えられる。）

③接合部評価

スカートとペデスタル、基礎とアンカーボルトの締結部、フランジ（ボルト接合)、ノズル、フランジ接合、配管サポート接合部等について、既存の補強方法と評価方法を調査したうえ、今後耐震設計対象とすべきかについて議論した。その結果、基礎とアンカーボルトの接合部の規定（現状、付着力評価のみ。コンクリートのコーン破壊等の規定化等を追加）について詳細検討が必要と考えられる。その他の部分については一般的な要求事項のみ示す形を基本とし、補強例等がある場合には適宜参考例の位置づけで追加する方針とする。

④許容塑性率評価

令和３年度事業において構築した球形貯槽（鋼管ブレース）のプッシュオーバー解析手法について、プログラム化を行い、プッシュオーバー曲線（荷重－変位曲線）を計算した。また、梁モデル、3 次元シェルモデルの FEM 解析を実施し、両者の結果と比較し妥当性を検証した。

プッシュオーバー解析プログラムによる計算結果は梁モデル、3次元シェルモデルのFEM解析と同等であり、令和３年度調査研究において検討したプッシュオーバー解析方法は妥当な計算方法であることを確認した。

今後、令和2年度事業において検討した許容塑性率法の見直し案（耐震性能スペクトル法を用いた許容塑性率評価法）を例示基準として運用するためには、球形貯槽（鋼管ブレース）と同様にその他設備についても解析手法の構築とプログラム化が必要となる。

⑤平底円筒形貯槽

動液圧の算定方法の見直しにあたり、令和３年度調査研究において実施した兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波（Kobe NS波）を入力とした時刻歴応答解析より得られた知見をもとに、釧路沖地震の釧路地方気象台観測波（KSR EW波）を入力とした時刻歴応答解析を実施し動液圧の算定方法の見直しについて検討を行った。

KHKS0861(2018)がベースとしている Housner 理論値と本年度及び令和３年度調査研究の時刻歴応答解析結果の動液圧を比較すると、解析結果は概ね小さい値となっているが、KSR 波の結果では一部 Housner の理論値を超えるタイミングもみられた。これより、バルジング振動による大きな動液圧が一時的に発生することが考えられ、今後、他基準を参考に動液圧の評価方法を見直すことが望ましいと考えられる。

また、今年度は基本的な検討の位置づけとして、主に動液圧の算定法について検討したが、平底円筒形貯槽の耐震性能評価については今後以下についても検討を実施する必要がある。

- 内外槽間の底部保冷材の評価
- ダイヤフラムにより縁切りされていない内外槽間の保冷剤の影響
- 応答水平加速度が大きくなった場合の、底板のすべり発生の有無
- タンク内部配管の評価（特にドーム屋根から懸垂されている受入・払出配管）
- スロッシング流体力によるドーム屋根の評価

5.4　その他の検討等

(1)　将来の設計体系の方向性検討

KHKS0861（2018）のレベル 1 地震動については、修正震度法に適用する設計地震動が他分野の設計基準に比べて大きく、また、液面揺動の設計地震動が KHKS0861（2018）と KHKS0862（2018）（地域別地震動）で同一規定となっており、レベル 1 地震動とレベル 2 地震動が同一地震動となっている。これより、令和 2 年度調査研究から他分野の設計基準との比較、耐震性能マトリックスを作成し位置付けや課題を明確化する等、見直しに向けた検討を実施してきている。今年度の調査研究では、KHKS0861（2018）のレベル 1 地震動の規定について、具体的な見直し素案の作成を試みた。

このレベル 1 地震動の見直しに関する検討を含め、これまでの委託調査研究では個別課題の解決を主として取り組んできているが、高圧ガス設備の設計体系を将来どのような方向性とするのか、大枠の議論が不可欠であると考えられる。方向性が定まれば個別課題の解決も容易になり、高圧ガス設備の設計体系について検討する必要がある。

ところで、世界貿易機関 WTO（World Trade Organization）が貿易における技術的障害をなくすことを目的に、1996 年に TBT（Technical Barriers to Trade）協定を発効した。この TBT 協定ならびに構造物の信頼性に関する一般原則を定めた ISO2394（General principles on reliability for structures，第 3 版，1998）より、設計基準のような技術的な規格を制定する場合に、以下の要件が定められた。

①仕様ではなく、性能を規定する（性能規定化）。

②要求性能を限界状態に置き換えて照査する、すなわち限界状態設計法を採用する。

③構造物の安全性を定量的に評価するため、性能照査方法として信頼性設計法を採用する。

このような国際動向を踏まえ、我が国の設計基準も高圧ガス分野の耐震告示を含め、従来の仕様規定から性能規定化され、土木・建築分野の設計基準では既に限界状態設計法やその性能照査方法として信頼性設計法が導入されてきている。これより、高圧ガス分野の設計体系も、例えば信頼性設計法を基本とした体系へ移行することが考えられる。

信頼性設計法を基本とした体系下において、レベル 1 地震動の見直しに関しては、その定義（当該耐震設計構造物の設置地点において発生するものと想定される地震動のうち、当該構造物の供用期間中に発生する可能性の高いもの）に依れば、確率で評価する（レベル 3 信頼性設計法）ことが考えられ、またコスト評価も可能となる。レベル 2 地震動については現状、地震が発生したという条件のもとでの条件付き確率で評価することとすれば、現在のレベル 2 地震動の延長線上でレベル 1 地震動とともに信頼性という一つの指標で地震動レベルを規定することができるものと期待される。ただし、信頼性設計法の導入に当たっては、高圧ガス分野の特質を踏まえて検討することが重要である。例えば、圧力容器では材料強度や圧力は頻度分布として扱わず、プロセス上一定値として変動しないものとし、規格で確定値として決められている。一方で地震荷重については、不確定性を考慮するといったこと等が挙げられる。

(2) サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計体系の確立に向けた検討

①例示基準である KHKS0862（2018）では、現状、サイトスペシフィック地震動を適用した耐震設計法について明確な規定はない。令和 2 年度調査研究や本検討成果を踏まえ、基準化が必要である。

②耐震設計法の基準化に当たって、特に修正震度法の適用に当たっては、条件を明確にする必要がある。例えば、構造物の重要度や規模によって適用の可否を判断する、将来的に取り止めることを念頭に”当面の間”とか、大規模事業者である”コンビナート事業者には推奨しない”等といった適用条件を付記することが必要であると考えられる。

(3) 免震・制振技術に関する検討

今年度の検討結果が示すように、高圧ガス設備への制振装置の適用については、制振効果を確保するための適切な剛性の与え方と制振装置仕様のバランスや多構面構造物での適正な配置方法を踏まえたさらなる現実的観点での検討が必要である。また、高圧ガス設備を含む構造物の応答低減効果と構造物を支持する杭への影響など構造システムとしての評価を実施する必要がある。さらに、制振装置を高圧ガス設備に適用するための設計手法・留意事項、制振効果の評価手法及び規格基準類の整備についても実施することが重要となる。