

「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ」の作成について

ご存じのように、平成 23 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震では、広範囲で多くの被害が発生いたしました。地震による被害を防止するために、地震工学・地盤工学の研究者・技術者の責務は大きく、耐震工学の一層の進展が必要とされていることが実感されます。

遡ると、平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震においても、神戸港の岸壁などで、地震による大被害を我々は経験しております。この時も、生じた被害や観測された地震動の大きさに地震工学・地盤工学の研究者・技術者は驚きました。そして、壊れる・壊れない、の 2 分法ではなく、地震時の構造物の挙動や被害の程度（耐震性）を評価していく設計法が導入されてきました。このような、耐震性能評価に基づく耐震設計法の流れは、現在までに調査・分析されている範囲での議論にはなりますが、今回の東北地方太平洋沖地震の経験を踏まえても否定されることなく、今後加速されていくことと思います。

性能に基づく耐震設計において重要なことの一つは、地震時の構造物の挙動や変形を予測するツールとしての解析手法の整備・普及です。兵庫県南部地震の経験により、解析ツールの整備・普及が必要なことが実感され、平成 9 年より、FLIP 研究会の活動が実施されました。FLIP 研究会では、プログラムの改良や高度な解析技術の検討が 4 期 14 年にわたり、実施されました。

今回、FLIP 研究会から一般社団法人 FLIP コンソーシアムへと、プログラムの改良や高度な解析技術の検討の場が移行する機会に、これまでに実施された技術検討の成果のとりまとめを行うこととし、理論編及び事例編の二部構成で、本報告書が作成されました。また、せっかくの機会でもあり、研究会以外の場における検討成果についても、会員各位に有用なもので、掲載の許可が得られたものは、報告書で取り上げることといたしました。

しかしながら、限られた期間でのとりまとめでもあり、必ずしも完全な形でのとりまとめには至っておりません。具体的には、FLIP の改良を踏まえ、本来であれば、現行のプログラムでの再検討が望ましい事項についても、旧版の結果を引用するにとどまりました。また、図面については現状のデータを利用しているため、一部見にくいものも存在しています。さらに、研究会以外の場における検討成果については、必ずしも研究会の場で合意が得られているものではなく、賛否両論ある内容も含んでおります。

以上をご理解の上、本報告書を活用いただけますようお願い申し上げます。

FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ WG

FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ WG メンバー

(五十音順、敬称略、所属名は略称)

井合進（京都大学、FLIP 研究会特別委員）
池野勝哉（五洋建設）
一井康二（広島大学、FLIP 研究会特別委員）：WG 主査
上田恭平（港湾空港技術研究所）
大矢陽介（港湾空港技術研究所）
小堤治（明窓社）
小野寺隆柔（沿岸技術研究センター）
川崎栄久（沿岸技術研究センター）
北出圭介（中電技術コンサルタント）
木下洋樹（不動テトラ）
曲伝軍（応用解析）
国生隼人（八千代エンジニアリング）
塩崎禎郎（JFE スチール）
関谷千尋（沿岸技術研究センター）
田代聰一（東亜建設工業）
溜幸生（東電設計）
富安良一（八千代エンジニアリング）
中原知洋（五洋建設）
野津厚（港湾空港技術研究所）
秦吉弥（日本工営）
兵頭順一（東電設計）
藤井紀之（応用地質）
三上武子（応用地質）
村上巧一（ニュージェック）
吉澤大造（応用地質）

<WG 開催履歴>

第 1 回 WG : 平成 23 年 4 月 26 日 PM1:00～3:00, 於 : 沿岸技術センターア会議室

とりまとめ方針の議論、担当案の検討、等

第 2 回 WG : 平成 23 年 5 月 24 日 PM1:30～4:30, 於 : 沿岸技術センターア会議室

各担当の概略の確認、原稿分量の確認、等

第 3 回 WG : 平成 23 年 6 月 13 日 PM1:30～3:30, 於 : 沿岸技術センターア会議室

原稿確認、校閲スケジュール、等

<執筆担当については下記の通り>

・理論編

章番号	項目	執筆担当（敬称略）
1	FLIP 開発の経緯と研究会の歴史*注 ¹⁾	一井
2	FLIP の理論	-
2-1	支配方程式	上田
2-2	構成則	小堤
補遺	補遺*	溜（一部、小堤）注 ²⁾
2-3	構成側の改良	小堤
2-4	解析アルゴリズム	-
2-4-1	改良型非線形反復計算法	小堤
2-4-2	簡易大変形解析	小堤
2-4-3	SRI 法	一井
2-4-4	時間積分法の感度解析について	一井
2-4-5	収束判定の影響の感度解析について	一井
3	解析条件設定	-
3-1	レーレー減衰	一井
3-2	境界条件	大矢
4	種々の要素	-
4-1~ 4-10	種々の要素	田代
4-11	杭地盤相互作用ばね	小堤
5	プログラム改良と解析精度*	一井 三上
6	FLIP による 3 次元解析	-
6-1	3 次元の構成則	上田
6-2	3 次元 FLIP のプログラムの概要	溜
6-3	3 次元モデルの作成について（杭基礎を対象として）	溜
6-4	FLIP3D が示す液状化特性について	溜

注 1) *については、FLIP 研究会以外の検討内容を含む

注 2) 補遺の担当は下記の通り

溜（補遺 2-1,2-2,2-4,2-5,2-7,2-8），小堤（補遺 2-3,2-6,2-7 の計算手順）

・事例編

章番号	項目	執筆担当（敬称略）
1	FLIP 解析と耐震性能設計*	一井
2	解析手順とパラメータ設定	-
2-1	土質調査と土層分割*	一井 三上
2-2	要素シミュレーション*	一井 三上
2-3	Steady State	-
2-3-1	Steady State の重要性	中原
2-3-2	アレー観測記録による検討例	一井
2-4	簡易設定法	池野
2-5	各種材料のモデル化	-
2-5-1	基礎捨石、裏込め石	一井
2-5-2	グラベルドレーン	一井
2-5-3	SCP 改良地盤の検討(粘性土地盤への改良)*	木下
2-5-4	SCP 改良地盤の検討(砂質地盤への改良)	木下
3	各種解析事例	-
3-1	重力式岸壁	一井
3-2	防波堤	吉澤
3-3	矢板式岸壁	-
3-3-1	控え直杭式	北出
3-3-2	控え斜杭式*	村上
3-3-3	自立式	一井
3-3-4	二重矢板式	一井
3-4	直杭式横桟橋*	塩崎
3-5	杭基礎のモデル化方法の検討	-
3-5-1～ 3-5-3	杭基礎のモデル化方法の検討	兵頭
3-5-4	剥離の検討事例*	井合
3-5-5～ 3-5-7	杭基礎のモデル化方法の検討	兵頭
3-6	盛土	中原
3-7	高盛土（非液状化地盤）*	秦
3-8	地下構造物および地下埋設物	-
3-8-1	地下構造物*	溜
3-8-2	埋設管の浮き上がり	一井

3-8-3	飽和砂地盤に埋設された剛基盤上の地下構造物*	井合
3-9	コンテナクレーンの検討*	富安 国生
3-10	三次元解析	-
3-10-1	杭の三次元解析	藤井
3-10-2	空港盛土*	秦
4	よくある問題点と解決策	一井 田代 小堤

注 1) *については、FLIP 研究会以外の検討内容を含む

目 次（事例編）

1.FLIP 解析と耐震性能設計*	1-1
1-1 耐震性能設計の枠組みと FLIP 解析の役割.....	1-1
1-2 動的解析の流れと実務上の課題.....	1-2
1-3 FLIP を用いた変形照査の事例	1-4
< 1 章の参考文献 >	1-4
2. 解析手順とパラメータ設定.....	2-1-1
2-1 土質調査と土層分割	2-1-1
2-1-1FLIP に必要な土質調査*	2-1-1
2-1-2 地盤調査と室内試験結果の解釈*	2-1-8
2-1-3 土層分割の留意点	2-1-13
<2-1> の参考文献	2-1-13
2-2 要素シミュレーション	2-2-1
2-2-1 条件設定	2-2-1
2-2-2 分割数や拘束圧の影響	2-2-3
2-2-3 ひずみの伸び方の評価*	2-2-5
<2-2> の参考文献	2-2-10
2-3 Steady State	2-3-1
2-3-1 Steady State の重要性	2-3-1
2-3-2 アレー観測記録による検討例	2-3-12
2-4 簡易設定法	2-4-1
2-4-1 簡易設定法の種類と特性	2-4-2
2-4-2 再訂版におけるパラメータの設定手順.....	2-4-3
2-4-3 Sus 値の設定方法	2-4-10
2-4-4 構造形式による各簡易設定法の適用性.....	2-4-11
2-4-5 使用上の留意点	2-4-13
<2-4> の参考文献	2-4-14
2-5 各種地盤材料のモデル化	2-5-1
2-5-1 基礎捨石, 裏込め石	2-5-2
2-5-2 グラベルドレーン	2-5-5
2-5-3 SCP 改良地盤の検討(粘性土地盤への改良)*	2-5-12
2-5-4 SCP 改良地盤の検討(砂質地盤への改良).....	2-5-33

3. 各種解析事例	3-1-1
3-1 重力式岸壁	3-1-1
3-1-1 重力式岸壁の被災事例	3-1-1
3-1-2 重力式岸壁の無被災事例	3-1-19
<3-1>の参考文献	3-1-27
3-2 防波堤	3-2-1
3-2-1 概要	3-2-1
3-2-2 解析断面	3-2-1
3-2-3 解析条件	3-2-2
3-2-4 解析結果	3-2-5
<3-2>の参考文献	3-2-8
3-3 矢板式岸壁	3-3-1
3-3-1 控え直杭式	3-3-1
3-3-2 控え斜杭式*	3-3-26
3-3-3 自立式	3-3-40
3-3-4 二重矢板	3-3-41
3-4 直杭式横桟橋*	3-4-1
3-4-1 検討対象桟橋の概要	3-4-1
3-4-2 tmp 法と非線形反復計算法の違いによる影響検討	3-4-2
3-4-3 鋼管杭の座屈を合わせるための追加検討	3-4-12
3-4-4 まとめ	3-4-20
<3-4>の参考文献	3-4-21
3-5 杭基礎のモデル化方法の検討	3-5-1
3-5-1 はじめに	3-5-1
3-5-2 簡易 3 次元解析による検討（その 1、地表付近の相互作用ばねの検討） ..	3-5-3
3-5-3 地表面の影響	3-5-32
<3-5-2 と 3-5-3>の参考文献	3-5-36
3-5-4 簡易 3 次元解析による検討（その 2、現地載荷試験を対象とした解析） ..	3-5-37
3-5-5 地盤－杭の剥離の解析*	3-5-56
3-5-6 FLIP を用いた地盤－杭基礎系の解析方法の提案	3-5-60
3-5-7 まとめ	3-5-70

3-6 盛土	3-6-1
3-6-1 せん断変形ロック問題の定義	3-6-2
3-6-2 定常状態(Steady State)	3-6-4
3-6-3 Steady State を再現する解析機能整備(S_{us} 法)	3-6-5
3-6-4 簡易設定法(再訂版)の構築.....	3-6-5
3-6-5 S_{us} 値の設定方法.....	3-6-6
3-6-6 S_{us} 法の適用性確認.....	3-6-7
3-6-7 解析方法.....	3-6-7
3-6-8 盛土の解析事例(淀川堤防)	3-6-9
3-6-9 盛土解析の留意事項	3-6-20
<3-6>の参考文献	3-6-21
3-7 高盛土(非状化地盤) *	3-7-1
3-7-1 動的遠心実験の再現解析	3-7-1
3-7-2 降雨の影響を考慮した解析	3-7-13
3-7-3 常時微動を模擬した動的解析	3-7-24
<3-6>の参考文献	3-7-31
3-8 地下構造物および地下埋設物	3-8-1
3-8-1 地下構造物*	3-8-1
3-8-2 埋設管の浮き上がり	3-8-23
3-8-3 飽和砂地盤に埋設された剛基盤上の地下構造物*	3-8-32
3-9 コンテナクレーンの検討*	3-9-1
3-9-1 クレーンの耐震設計手法の変遷	3-9-2
3-9-2 耐震照査項目	3-9-5
3-9-3 解析モデル	3-9-6
3-9-4 浮き上がり限界加速度の調査事例	3-9-7
3-9-5 栈橋式岸壁耐震改良 (コンテナクレーン載荷) (試設計) 事例	3-9-8
3-9-6 3 次元有限要素法を用いた免震コンテナクレーンの 耐震性能照査事例【参考】	3-9-13
<3-9>の参考文献	3-9-22
3-10 三次元解析	3-10-1
3-10-1 杣の三次元解析	3-10-1
3-10-2 空港高盛土*	3-10-15

4. よくある問題点と解決策*	4-1
4-1 解析上のトラブル	4-1
4-2 解析結果の信頼性評価	4-3
付録：解析事例サンプルデータの内容	付-1

注) *は、FLIP 研究会以外の検討内容を含むものである。

1. FLIP 解析と耐震性能設計*

1-1 耐震性能設計の枠組みと FLIP 解析の役割

ISO23469「構造物の設計の基本－地盤基礎構造物の設計に用いる地震作用」においては、地盤基礎構造物の耐震性能評価に最も適した解析法種別を以下の観点に基づいて決定しなければならないとされている¹⁾.

- ・入手可能なデータ
- ・重要度と性能目標
- ・性能照査パラメータ
- ・複雑さと非線形性の程度

また、ISO23469では、解析法種別を動的応答を直接的に計算するかどうかによって、(1)等価静的、(2)動的の2種類、さらに、地盤－構造物系の相互作用をモデルの中に含めて取り扱うかどうかにより、(A)簡易、(B)詳細の2段階に分類している¹⁾。この結果、全ての解析手法は、(1-A)簡易等価静的解析、(1-B)詳細等価静的解析、(2-A)簡易動的解析、(2-B)詳細動的解析の4種類に分類することができる。

一方、耐震性能設計の枠組みでは、構造物の目的に応じて、性能目標(Performance objective)が演繹的に定まる。そして、照査可能な工学的指標にブレークダウンしたものとして、性能規定(Performance criteria)が定められる。耐震性能評価は、照査用地震動(Reference earthquake motion)によって生じる構造物の応答が、性能規定の範囲内に収まるかどうかで判断される。

実務的には、FLIPは、この耐震性能評価において、構造物の応答を評価する際の解析法である。逐次的に、時系列で構造物の挙動を把握する手法であり、動的解析に分類される。また、有限要素法(FEM)による解析手法であるから、地盤－構造物系の相互作用は自然にモデルの中に含まれ、詳細法に分類される。すなわち、(2-B)詳細動的解析である。

「等価静的」解析は、動的解析と「等価」な結果が得られるように工夫された「静的」な解析であり、動的解析の簡易版であると考えてよい。また、地盤－構造物系の相互作用をモデルの中で考慮しない解析法は、そのまま「簡易」法である。つまり、FLIPは、分類されている手法の中では、最も高度な解析法であるといってよい。

つまり、耐震性能設計の枠組みにおいては、FLIPは最も高度な手法の一つとして位置づけられており、動的応答も相互作用も適切に考慮できるという意味で汎用的な手法である。そして、「入手可能なデータ」「重要度と性能目標」「性能照査パラメータ」「複雑さと非線形性の程度」といった観点で、グレードを下げた方法の適用性が担保される場合には、簡単な方法を用いることができる、と解釈することが、冒頭のISO23469の規定の解釈としては妥当である。

ここで、「入手可能なデータ」「重要度と性能目標」「性能照査パラメータ」「複雑さと非線形性の程度」といった観点次第では、グレードを下げた方法を適用することが有効であ

るかどうかについては、議論の余地がある。一般には、簡易な方法を用いる方が、時間も節約でき、コストも安くなる。しかし、解析の技術の効率性には慣れや経験の要素もあり、FLIP 研究会の活動等により、多くの方の技術力が向上すれば、FLIP を実務に使う際の時間やコストは実際には低減されていく。むしろ、FLIP が汎用的な方法であって、グレードを下げた方法が構造形式等に依存した特殊な方法となりがちであることを考慮すると、特殊な条件の際に、特殊な方法であるグレードを下げた方法を用いることがコスト増につながる可能性も高い。

以上から、FLIP は、耐震性能設計の枠組みにおいて、もっとも高度で汎用性の高い方法の一つというだけでなく、むしろスタンダードとなりえる可能性がありえる手法の一つであるといえる。なお、言わずもがなではあるが、詳細動的解析に分類される解析手法として、FLIP 以外にも解析プログラムは存在する。構成則に限らず、使い勝手やメンテナンス、検討事例の蓄積も含め、それぞれのプログラムには長所・短所がある。それぞれの良いところを認識し、プログラム改良等の機会に向上していくことが、耐震設計全体の質を高め、社会の安全性に寄与するものと考えられる。

1-2 動的解析の流れと実務上の課題

耐震設計における変形照査には、動的解析のほか、振動実験による方法もあり、全般的な流れは図 1-2-1 に示すとおりである。すなわち、最初に変形照査手法の選定と地震外力条件の設定を行う。

前述のとおり、一般には、変形照査は動的解析による手法が採用されることが多いが、解析手法の適用性が確認されていない場合には、1G 場の振動台実験あるいは遠心場での振動実験を行い、対象となる構造物の振動特性・変形特性を調べ、変形照査を行うことになる。FLIP については、数多くの構造形式を対象に、被災・無被災事例や振動実験による適用性の検討が実施されているが、それでも、新工法等で、適用性が確認されていない構造形式は存在する。その場合、まず、適用性の確認を行うための振動実験等を実施することが望ましい。

FLIP の適用性が確認されており、照査手法として、FLIP を選択する場合には、解析条件の設定を行った後、入力する地盤条件の設定を行う。解析条件としては、解析領域の設定や境界条件の設定、時間積分法の選択などがある。

解析条件の設定後、動的解析を行い、変形量を評価する。そして、構造物の性能規定に照らし、変形量が許容できる範囲であれば設計は終了するが、許容できない場合には断面変更等の対策が必要となる。構造物の設計断面自体を変更する場合は、変更事項を考慮して解析条件や実験条件の設定から再検討が必要である。なお、一般に港湾構造物の場合には地盤の液状化が変形の主要因である場合が多く、液状化対策の実施や対策範囲の変更により変形量を許容範囲に抑制することが合理的である場合が多い。この場合、地盤条件の

設定のみを見直して解析あるいは実験を繰り返せばよい。

しかし、計算結果の数値の細かいところまでの予測精度は担保されていないため、断面形状や地盤改良範囲、部材強度を細かく変更しながら何度も繰り返し計算を行い、許容値ぎりぎりに変形量がおさまるような経済的断面を求めるることは、工学的に意味のあることではない。つまり、レベル2地震動に対する変形照査の位置づけとしては、変形量の許容値にも幅があり、計算による予測値にも幅があるとした上で、高度な工学的判断により設計の妥当性を検討する手続きであると考えたほうがよい。

FLIP を用いた動的解析の実務における課題には、次のようなものが挙げられる。

- a) 土質調査や室内試験の計画・実施
- b) 入力地震動の設定
- c) 各土層の物性値の設定、特に液状化対象層のパラメータ設定
- d) 各種の特殊な構造形式、地盤材料のパラメータ設定
- e) 地震作用前の状態の再現（自重解析）、および再現性の担保
- f) 動的解析時の数値計算上の安定性の確保・評価
- g) 解析結果の信頼性の評価

本報告は、FLIP 研究会の14年間の活動のまとめのうち、「事例編」であるので、上記の課題について、参考となる情報が取りまとめられている。しかし、個々のケースにおいて状況が異なるため、必ずしも正解と呼べる選択がない場合もある。あるいは、プログラムの改良等により、正解が異なってくる場合もある。学会や FLIP 研究会の WG のような場を通じて、継続的に情報交換・意見交換をしていくことが、重要であると思われる。

なお、a.は本報告書の 2-1, c.は 2-2 および 2-4, d.は 2-5, e.は理論編 2-1, f. と g.は 4 章に関連した事項がまとめられているので、必要に応じて参照されたい。また、b は目的に応じて適切な設定を行う必要があり、対象とする構造物に関連した設計基準等を参照されたい。

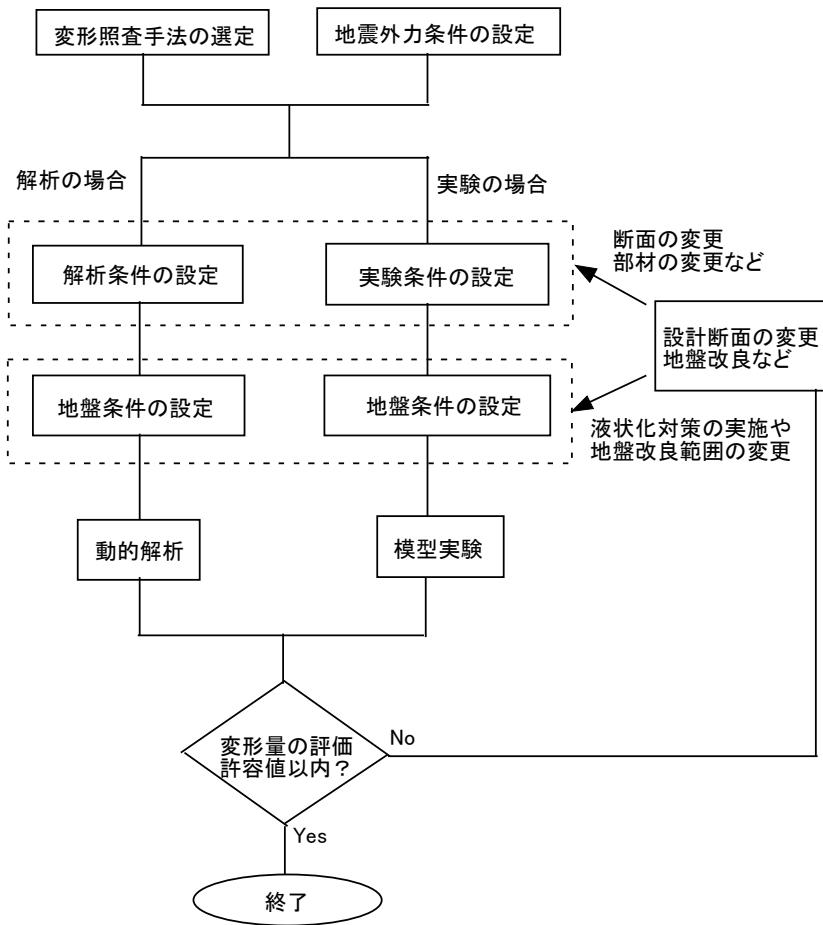


図 1-2-1 耐震設計における変形照査の手順

1-3 FLIP を用いた変形照査の事例

FLIP を用いた変形照査の事例については、性能規定の設定例も含め、参考文献 2),3)などに示されている。それぞれ、当時のバージョンの FLIP を用いているが、解析の方針やモデル化では、古い資料であっても参考となる点が多いと思われる。また、本報告は「事例編」であるので、FLIP 研究会の活動に限らず、種々の事例を収集した。個々のケースにおいては、モデル化の良否について賛否両論ある可能性もあるが、継続的にいろいろな事例を比較し、議論していくことが重要であると思われる。

< 1 章の参考文献 >

- 1) ISO23469: 「構造物の設計の基本—地盤基礎構造物の設計に用いる地震作用」, 2005.
- 2) 財団法人沿岸開発技術研究センター編：港湾構造物設計事例集, 1999.
- 3) 財団法人沿岸技術研究センター：港湾構造物設計事例集（平成 19 年改訂版）, 2007.

*本稿の内容は FLIP 研究会の公式見解ではなく、この機会に執筆した一つの見解である。

人により、意見の異なる場合もあるので注意されたい。

2. 解析手順とパラメータ設定

2-1 土質調査と土層分割

FLIP は FEM 解析であるから、解析領域をメッシュに分割して解析を実行する。このとき、①どのように解析領域を設定し（基盤面の設定と側方境界の設定）、②どのように解析領域を分割し（土層分割）、③どのように各土層の材料定数を設定するか（パラメータ設定）は、解析の結果を左右する重要な問題である。

これらの設定は、対象とする施設の条件に応じて設定する。すなわち、土質調査等で対象地点の情報を得たうえで設定するものである。

ここでは、まず、FLIP の解析の実施に際し必要な土質調査と、土質調査結果の利用について解説する。

2-1-1 FLIP に必要な土質調査*

まず、①の解析領域の設定においては、基盤面を設定する必要が生じる。

ここで、解析上の基盤面については、工学的基盤を設定することが一般的である。港湾の基準¹⁾では以下の 3 条件を満足する土層が基盤層となる。

- ・せん断波速度が 300m/s 以上。
- ・それ以深に軟らかな層がない。
- ・平面的にも十分に広く分布する。

実際には、土質柱状図をもとに基盤面を設定することが多い。このとき、せん断波速度が得られていない場合は、以下の土層を基盤層と見なしてもよいとされている。

- ・岩盤、または N 値 50 以上の砂質土層
- ・一軸圧縮強度が 650 kN/m² 以上の粘性土層

これらの基盤層の上面を解析領域の下端とし、粘性境界（Joyner 境界）²⁾を設定することが実務では一般的である。粘性境界については、「理論編」の 3-2 を参照されたい。

したがって、基盤面を確認できるようなボーリング、標準貫入試験の実施は必須である。また、基盤面の物性は地震動の設定において重要であり、地震動の精度確保のために、基盤層の岩盤コアを 1 m 以上採取し、上層との剛性の違いを確認しておくことが望ましい。

なお、側方の境界は、構造物から十分に離して設置することを基本としており、側方境界の設定のための土質調査は特に必要とされない。

次に、②の土層分割においては、土質調査により得られた土質分布に応じて、解析領域を分割する。詳細は、2-1-3 で述べる。

土層分割が済むと、各土層に解析パラメータを設定する。本報告ではカクテルグラスモデルを検討対象に含めていないため、一般的な土層に用いられるマルチスプリング要素の解析パラメータは表 2-1-1-1 と表 2-1-1-2 の通りである。ただし、表 2-1-1-2 は、一般に液状化パラメータと呼ばれ、ダイレイタンシーの効果を考慮する場合のみに設定される、すなわち、粘土層などにおいては設定しない。また、表 2-1-1-2 のうち、Sus は、FLIPver7.1.6 以降において、Sus 法を適用する場合に設定するパラメータである。したがって、FLIPver6.0.6 では、設定対象とはならない。なお、多くの事例では、Sus の値が大きく、このときには解析結果にはあまり影響が表れない。ただし、どういった場合に、問題となるほど Sus が小さい地盤が存在するのかはいまだ必ずしも明らかではなく、注意が必要である。なお、Sus の詳細については、本報告の 2-3 を参照されたい。

表 2-1-1-1 マルチスプリング要素に必要な解析パラメータ（液状化パラメータ以外）

分類	パラメータ	
物理試験結果	ρ_t n	湿潤密度 間隙率
動的変形特性	σ_{ma}' G_{ma} K_{ma} m_G m_K ϕ_f' C h_{max}	G_{ma}, K_{ma} に対応する平均有効応力(基準拘束圧) 初期せん断剛性($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値) 体積弾性係数 ($\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値) 初期せん断剛性 G_0 の有効応力依存性 体積弾性係数 K_0 の有効応力依存性 せん断抵抗角 粘着力 履歴減衰の上限値

表 2-1-1-2 マルチスプリング要素に必要な解析パラメータ（液状化パラメータ）

分類	パラメータ	
液状化特性	ϕ_p' w_1 p_1 p_2 c_1 S_1 Sus	変相角 液状化特性全体を規定するパラメータ 液状化特性の前半を規定するパラメータ 液状化特性の後半を規定するパラメータ 液状化発生の下限値を規定するパラメータ 液状化の終局状態を規定するパラメータ <u>Steady state (定常状態) に達したときの応力レベル</u>

これらのパラメータは、たとえば表 2-1-1-3 に示すように、各種の地盤調査による得ることができる。

以下、よく議論となる点について下記に述べる。

- ・各層の調査結果の平均値を用いて物性を算定することが多いが、拘束圧に依存する物性（N値、せん断剛性、正規圧密粘土の q_u 値等）については、拘束圧の影響を除去してから平均を取るのがよいと思われる。
- ・信頼性設計の導入により、データの個数などを考慮して特性値を算出することが多い。しかし、液状化強度試験結果などは、統計的分析を行えるほどの個数のデータが得られないため、データ個数を考慮した補正等は行わず、そのまま平均値を用いて検討することが多いと思われる。しかし、データの信頼性の評価については今後の課題である。
- ・湿潤密度 ρ_t は、地下水以下では一般に飽和密度を用いる。PS 検層を実施したボーリング坑で、密度検層を実施しておけば問題がないと思われるが、密度検層にはあまり精度がないという意見もある。その意味で、サンプリング試料があれば、サンプリング試料から求めた値を使うことも一般的である。ただし、地下水位以下の試料の場合、運搬時に水が抜けていることもあるため、そのまま試料の値を用いることは適切ではない。間隙比と土粒子密度から飽和密度を算定するなどの工夫が必要となる。
- ・FLIP で入力するポアソン比は、土粒子骨格のポアソン比であり、一般に 0.33 を用いる。また、ポアソン比は解析上、面外方向の σ_z を算定するために用いられるが、解析の結果にはあまり影響を及ぼさない。なお、P 波と S 波の速度から算定されるポアソン比は、土粒子骨格ではなく、土と間隙水が一体となった非排水状態での値であり、意味が異なる。また、土粒子骨格のポアソン比として 0.33 を用いる理由は、このときに静止土圧係数 K_0 が一般に良く想定される値である 0.5 になるためである。逆に言えば、過圧密等の特段の理由がないのに K_0 が 0.5 と異なる値になっている土層に対しては、ポアソン比の設定に注意が必要となる。
- ・基準拘束圧 σ_{ma} は、解析パラメータとして与える初期せん断弾性係数 G_{ma} および体積弾性係数 K_{ma} に対応した値である。一般には、初期せん断弾性係数 G_{ma} および体積弾性係数 K_{ma} を PS 検層の S 波から算定して原位置の値として与えることが多いので、原位置の有効拘束圧 σ'_v から算定する。ただし、平均有効拘束圧なので、 $K_0=0.5$ を仮定して、 $\sigma_{ma}=3/4 \cdot \sigma'_v$ とすることが多い。
- ・拘束圧依存性のパラメータ m_G , m_K については、0.5 することが一般的である。初期せん断剛性 G_0 と拘束圧の関係に関する既往の提案式では、平均拘束圧の 0.5 乗に比例とした式が多い。なお、粘土の場合には、過圧密比の影響も大きく受けるが、やはり平均拘束圧に関しては 0.5 乗に比例するとした式をみつけることもできる³⁾。実際には、土層の中央部に対して設定した値が土層の上端と下端でどのように変化するかを評価

する係数であるので、細粒分含有率等に応じて、土層分割が細かければあまり問題とならない。なお、 m_G 、 m_K は同じ値を用いることが無難である。

- ・せん断抵抗角 ϕ' と粘着力 c' は、粘土の場合には CUB (\overline{CU}) 試験を行い、砂の場合には CD 試験もしくは CUB 試験を行う。CD 試験の場合は、 $\phi_d = \phi'$ 、 $c_d = c'$ とみなして解析を行う。なお、変相角 ϕ_p や S_{us} の情報を得ることを考えると、砂の場合でも CUB 試験の方がよいのではないかと思われる。
- ・SHAKE や FLUSH による動的解析において必要となる動的変形試験については、ひずみ依存性 ($G-\gamma$ 曲線、 $h-\gamma$ 曲線) が FLIP では双曲線モデルにより規定されてしまうため、減衰定数の最大値しか利用できるデータがない。
- ・Steady State 時のせん断応力の値 (S_{us} 値) は、非常に緩い砂層や細粒分を含む砂層での大変形の可能性を評価するうえで重要な値である。サンプリング試料に対し、非排水条件で大ひずみ領域（少なくとも 15% 程度以上）の単調載荷を行い、その時の応力レベルを計測する。中空ねじり試験による試験事例を図 2-1-1-1 に示す。また、極めて緩くて S_{us} 値が問題となる層に関しては試料採取時にサンプラーからの抜け落ち等が生じ、当該土層の試料が得られない場合もある。事前にオールコアのボーリングを一本行い、極めて緩い砂層（特に細粒分の多い層）がどのあたりに分布するかを把握した上で、問題となる層の試料が得られていることを確認するとよい。
- ・変相角 ϕ_p については、液状化試験の応力経路より読み取ることができるが、読み取り誤差（というか、技術者の主観）の影響も大きく、現実的には難しい。液状化試験結果をうまく再現できるのであれば、一定値 ($\phi_p=28$ 度) でほぼ問題がないものと思われる。
- ・液状化パラメータは、液状化試験結果に要素シミュレーション結果をフィッティングさせること（2-2 に詳述）により算定される。
- ・簡易法として、N 値（正確には上載圧補正した等価 N 値）と細粒分含有率からパラメータを設定する方法（簡易設定法：2-4 参照）が提案されている。ただし、簡易設定法で決めた液状化パラメータはそのままで、例えば、 G_{ma} 等を原位置の条件に合わせると、簡易パラメータ設定時の前提が崩れるので、適切な液状化強度を表現できない。つまり、簡易パラメータは、液状化パラメータだけではなく、他のパラメータの含めたセットでの簡易法であり、原位置の条件に合わせたパラメータを設定する場合、現地の液状化強度（あるいは簡易設定法で N 値を細粒分含有率から目標に設定した液状化強度）を再現できるように、パラメータフィッティングを行う必要がある。

表 2-1-1-3 各パラメータの算定のための地盤調査と設定プロセス

パラメータの種類	パラメータ	地盤調査とパラメータ設定プロセス
物理特性	湿潤密度 (地下水面以下は飽和密度) : ρ_t	密度検層 (あるいはサンプリング試料から算定した値や、それぞれの土質に応じた値).
	間隙率 : n	サンプリング試料から決めることができるが、これまでには、ほとんど一定値が採用されている。今後の検討課題.
動的変形特性	基準拘束圧 : σ_{ma}	湿潤密度 (地下水面以下は飽和密度) から計算.
	初期せん断剛性 : G_{ma}	P S 検層から求める.
	体積弾性係数 : K_{ma}	S 波からボアソン比を仮定(0.33)して計算.
	拘束圧依存性のパラメータ : m_G, m_K	0.5 が標準的である.
	せん断抵抗角 : ϕ'	CD 試験、あるいは CUB (CU) 試験. まれに液状化試験の応力経路から算定.
	粘着力 : c'	砂では考えない. 粘土の場合は、一軸圧縮試験などから算定 正規圧密粘土は、 $c=0, \phi=30^\circ$ で設定することが多い.
液状化特性	減衰定数の最大値 : h_{max}	動的変形試験.
	Steady State 時のせん断応力 : S_{us}	大ひずみ領域までの非排水せん断試験. 極めてゆるい砂や細粒分が多い層では問題となる.
液状化特性	変相角 : ϕ_p	ほぼ一定値を用いることが多い。なお、液状化試験の応力経路から算定できる.
	液状化パラメータ : w_1, p_1, p_2, c_1, S_1	液状化試験の結果に対してフィッティングさせることにより算定する.

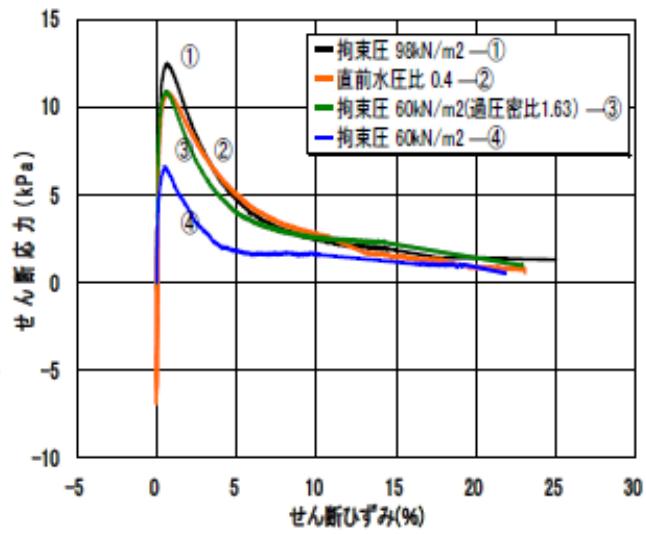


図 2-1-1-1 S_{us} 値の室内試験による算定事例（中空ねじり試験）

逆に、地盤調査項目毎に FLIP のどのパラメータを設定するかをとりまとめると、表 2-1-1-4 になる。また、本稿の執筆担当者の主観による各調査の重要度も記述した。ただし、この重要度は議論のたたき台としての提案であり、FLIP 研究会としての意見ではない。

*本稿の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、この機会に作成した検討内容である。

表 2-1-1-4 地盤調査手法と FLIP パラメータの設定プロセス

地盤調査項目(重要度)	設定できるパラメータ	設定プロセス
標準貫入試験 (※)	基盤面の設定, 土層分割	
ふるい分け試験 (※)	簡易的なパラメータ全般	
密度検層 (○)	湿潤密度 基準拘束圧	層厚にもとづき, 原位置での基準拘束圧を算定
P S 検層 (◎)	せん断弾性係数 体積弾性係数	ボアソン比 0.33 を仮定して体積弾性係数を求める。(大体 2.6 倍)
CD 試験 (△) ★	せん断抵抗角	破壊時のモール円より求める。 粘着力の設定に注意。
CUB 試験 (○) ★	せん断抵抗角 S_{us} 値	せん断抵抗角に加えて, S_{us} 値が求まる。
一軸圧縮試験 (○) ★	粘土の粘着力	過圧密になる粘土は $C=q_u/2$ で設定する場合もある。正規圧密領域なら, $\phi=30^\circ$ で設定してしまうことが多い。
液状化試験 (◎) ★ (繰り返し三軸試験)	液状化パラメータ全般 (h_{max} は除く) たまにせん断抵抗角	試行錯誤によるパラメータのフィッティング
液状化試験 (△) ★ (中空ねじり試験)	K_0 条件下などの現実に近い応力状態での液状化パラメータ (h_{max} は除く)	試行錯誤によるパラメータのフィッティング
動的変形試験 (○) ★	h_{max} および試料の品質	h_{max} は試験結果から直接算定。 試料の品質は PS 検層 G_0 と採取試料の G_0 を比較することで検討可能。

ここで、重要度の基準は下記の通り

※ : FLIP にどうしても必要なわけではないが、一般的に実施され、精度の参考となる。

◎ : FLIP の実施において重要なパラメータを算定する。

○ : FLIP の入力パラメータの算定に必要であるが、一般的な値でも問題はない。

△ : 他の試験方法により、一般的な条件下であれば代替が可能

また、★で示したものは、乱さない試料のサンプリングが必要となるので注意が必要である。

2-1-2 地盤調査と室内試験結果の解釈*

2-1-1で述べたように、地盤調査やサンプリング試料に対する室内試験結果をもとにFLIP解析を実施することになるが、この場合においても、技術者の工学的判断が必要となる。以下、結果の解釈において、留意すべき点を挙げる。ただし、本稿は、FLIP研究会による検討成果ではなく、この機会に新規の提案として執筆した内容である。必ずしも、全員の同意を得ている内容ではないことに留意されたい。

(a) 標準貫入試験により得られた土質柱状図

掘進中の土質の判定は、一般にはガイドパイプ頭部より流出するスライムによって行うことが多い。しかし、スライムによる判定の精度は、当然ながらオペレータの技量にも依存する。そこで、標準貫入試験により得られたサンプルによる確認も重要である。

N値の分布は、(あまり液状化検討の対象となるような砂層では少ないかもしれないが、たまに岩塊が古い埋立地盤の土砂には混入していることもあるので) 碓あたり等による異常値を除外し、拘束圧による補正を加えた上で(等価N値に換算したうえで)、検討することが望ましいと考えられる。実際には、各深さの粒度分布と、等価N値により判断されるしまり具合から、土層を分割していくことになる。

ここで、N値の解釈には、技術者の工学的判断が影響することが多い。FLIPのような動的解析ではないが、盛土の耐震診断のための物性値を土質柱状図から算定するというプロセスで、技術者の判断によるばらつきを調査した例がある⁴⁾。

(b) 室内試験のためのサンプリング試料

一般には、トリプルチューブサンプラーを用いることが多い。また、採取深度は、ボーリング状況を見ながら決定されるが、非常にゆるい砂層等では、サンプルの抜け落ち等が生じて必要な試料が得ることが難しい場合もある。土質柱状図や標準貫入試験のサンプルと対比させ、採取深度を確認することが重要である。

また、サンプリング試料は水抜き後に凍結させ、静穏に試験室に運搬される。ただし、このとき、細粒分が多く水抜きが困難な場合には拘束圧を加える方法などが採用される。したがって、サンプリング試料の物性から土層の物性値を設定する場合(たとえば湿潤密度など)には、採取時の乱れの影響に加えて、運搬時の処理の影響も考慮しておく必要がある。

なお、液状化強度はサンプリング時の乱れの影響を大きく受けることがあるといわれている。このため、サンプリングによる乱れの影響が大きいと予測される地点においては、凍結サンプリング等といった高価だが高度な手法を用いた方が、その後の設計・施工費まで考えると合理的な場合もある。また、乱れの影響を避けるために、サンプリング試料は図2-1-2-1のように切り分けられることが多い。

具体的には、下記のように切り分けられる。

- ・端部 5~10 cm は乱れの影響が大きく、力学試験には使用しない。
- ・拘束圧をかけない試験である一軸圧縮試験には乱れの影響が大きく出るので、中心部の乱れの少ない部分を用いる。圧密降伏応力にも乱れの影響が大きく出る。
- ・動的変形試験や、液状化試験は土被り圧相当の拘束圧を載荷するので、乱れの影響を改善できるため、少し端部に近いところでも良い。また、どちらかといえば動的変形試験の方が微小ひずみ時のせん断剛性を把握するため、中央部付近の乱れの少ない試料を用いるべきである。
- ・三軸圧縮試験では、土被り圧より大きな拘束圧を載荷する場合もあり、より乱れの大きな端部近くでもよい。

ここで、同じ土層のサンプルといつても、試験体の深さが実際には異なることには注意が必要である。特に、自然地盤において実際に 1m の砂層が堆積する時間を考えると、たとえ 1m の深さであっても、必ずしも均質な地盤になるわけではない。本質的にばらついている地盤を、大まかに平均化した物性で評価しようとしていることに留意し、平均化には不適切な土層（連続して存在する薄い粘性土層など）が現地盤には存在しえる可能性等を頭の片隅に入れておいた方がよい。

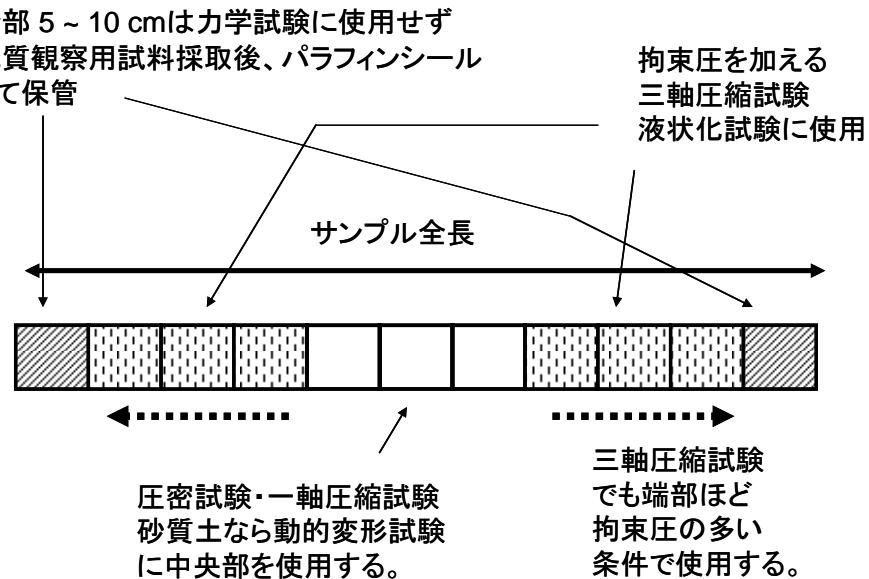


図 2-1-2-1 サンプリング試料の切り分け

(c) 液状化試験結果の解釈について

FLIP の液状化パラメータは、液状化試験結果に対してパラメータフィッティングすることにより設定される。このとき、液状化試験結果としては、液状化強度曲線のみを対象として議論されることが多いが、本来は、過剰間隙水圧の上昇プロセスや、ひずみの発生・

増加プロセス（ひずみの発達）のデータにも着目して、試験結果を解釈し、パラメータを設定する必要がある。このため、試験時に得られる間隙水圧やひずみのデジタルデータが出力され、試験結果に添付されていることが望ましい。

たとえば、液状化強度曲線は、試験結果に基づいて試験者が引いた線が記される。このとき、試験対象とした供試体の特性に応じて、液状化強度曲線が引かれていると考えてよい。すなわち、液状化強度曲線の根拠となる3点以上のせん断応力比での液状化試験について、実際の試験状況は個々に異なっている。密度、含水比、解凍時の体積変化、圧密時の体積変化、試験時の飽和度（B値）、混入物の有無が微妙には異なっており、対象土層の平均値ではない。これらの情報は、一部は試験結果の情報として読み取れるものもあるが、試験者でないと把握できない（さらに試験結果の報告書には記述しにくい）ものもある。したがって、試験者が引いた液状化強度曲線には、そういう情報が反映されているが、それを適切に読み解くことは非常に難しい。

さらに、話をややこしくするのは、液状化強度曲線を引く場合に、実際にはたとえば下記のようないくつかの方針があり得るということである。

- ・供試体間にばらつきがない場合は平均的に引く
- ・供試体間にばらつきがある場合で特異点がある場合は、特異点を除いて平均的に引く
- ・供試体間にばらつきがある場合で特異点がない場合、平均的に引く
- ・供試体間にばらつきがある場合で特異点がない場合、安全側（下限）に引く

試験結果の利用法に依存してこれらは判断されるべきであり、正解はない（はず）。現在のスキームでは、試験結果の利用法が試験者に伝わらない（あるいは試験時点では必ずしも定まっていない）ため、どのような判断で引いたかの特記事項がなければ判断は難しい。

なお、一般論として、液状化強度曲線の形状は、試料の相対密度と細粒分含有率の影響を受ける。たとえば、図2-1-2-2に示すように、相対密度が小さいほど、あるいは細粒分含有率が小さいほど、曲線がフラットに近い形状を示す。このような観点は、試験結果を解釈するうえで有用である。ただし、着目している繰り返し回数（せん断応力比）にも依存するので、なかなか難しい。

液状化試験結果だけではなく、水圧の上昇やひずみの発生・増加（ひずみの発達）のデータがあると、試験結果の解釈が容易となる。たとえば、2-2に詳細に述べるように、ひずみの発達は相対密度、細粒分含有率、せん断応力比（液状化に至る繰り返し回数）の影響を受ける。また、間隙水圧の波形記録では、液状化するまでは山が一つ（ただし、ねじり試験では山はない）であり、液状化し始めると細粒分が多いと山が二つになる（ダイレイタンシー効果）。なお、細粒分が多いと山は一つのままである。

また、試料によっては、ひずみの増加により液状化と判断されても（DA=5%に到達しても）、過剰間隙水圧比は1にならない場合がある。たとえば、細粒分を多く含む砂試料であり、細粒分を含まない砂試料でも密な砂などである。このようなときは、液状化ではな

くせん断破壊している可能性があるので、供試体の観察記録を確認する。ちなみに、せん断破壊した場合は、ひずみも急増するのでひずみの波形記録も参考になる。これらのせん断破壊は、一般の液状化とは異なるので、この供試体を除外して液状化強度曲線が評価される。

試料の乱れであるが、乱れの要因はサンプリングに伴う振動やせん断、応力解放、運搬中の振動、成形時に試料に加わる応力履歴などである。この時の乱れの過程は、まず、微視構造が乱され、さらに乱れが進んだ場合に密度が変化すると考えられている。すなわち、密度に変化が生じていなくても乱れている可能性があり、密度を指標に乱れの有無を判断することは危険である。つまり、密度が同じでも微視構造が異なれば液状化強度は異なるという点が、難しい点であり、液状化強度は単純な密度の関数にはなり得ない。ここでカギとなる微視構造は、地盤の堆積条件や応力・ひずみ履歴などによって左右されるもので、単純に定量化することは困難である。その意味から、N値から計算した相対密度を用いて液状化強度を推定するのではなく、サンプリング試料を用いて当該地点の液状化強度を把握することが望ましいと考えられるが、乱れの影響は無視できない課題であり、悩ましいところである。

最後に、あまり注目されることがないが、試験機の載荷能力の影響について注記しておく。簡単に言えば、試験機の載荷能力によって液状化強度が異なる場合がある。これは、液状化して剛性がなくなると試料は無限に変形しようとする（応力ゼロクロス時）のに対し、この試料の変形に試験機が追随できない（ピストンの出し入れが追いつかない）場合に生じる。すなわち、試験機の能力に起因して試料は有限の変形しか生じないので、載荷能力の低い試験機では、液状化強度を過大評価（危険側の評価）する。このときに、試験機に求められる載荷能力（ひずみ速度）は数百%にも及ぶため、周波数を遅くするなどの対応では改善にはならない。具体的な現象としては、波形記録が正弦波でなくなる、振幅が足りないなど、応力の波形記録で確認できる。これは、応力制御で正弦波を載荷する試験法の宿命であり、問題があることを波形記録で確認できても対処は難しい。このため、ひずみ制御での液状化試験を提案する研究者もいる。したがって、この現象が問題になる場合には、FLIPでひずみ制御の要素シミュレーションをおこなってパラメータを設定するといった手順も考えられないことはない。

*本稿の検討内容はFLIP研究会の活動内容ではなく、この機会に作成した検討内容である。

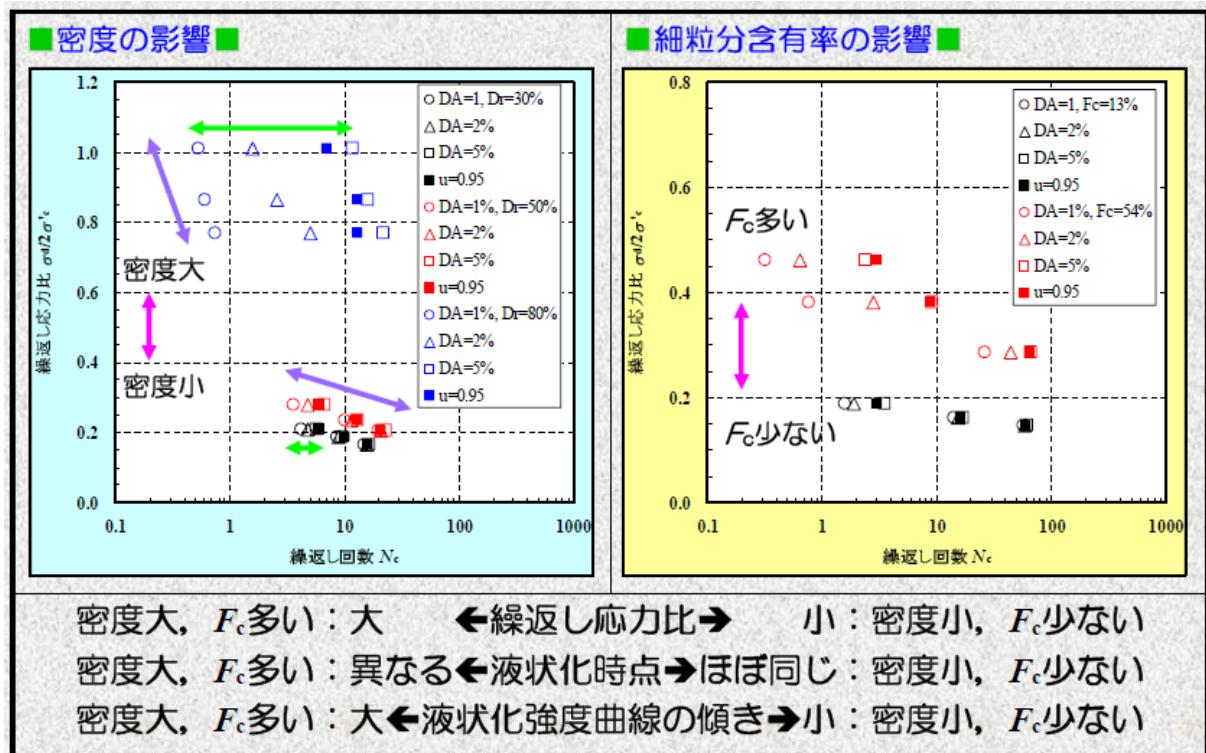


図 2-1-2-2 液状化強度曲線の形状

2-1-3 土層分割の留意点

土層分割においては、土質調査により得られた土質分布に応じて、解析領域を分割する。もし、面的な土層の分布が把握できているなら、それを考慮した土層分割が望ましい。このためには、高密度のボーリングやサウンディングが必要となる。また、表面波探査等により面的に土層分布を把握することも有効かもしれない。しかし、一般には限られた本数の土質柱状図から土層構成を推定し、土層分割を行う。

この土層分割を適切に行うために必要な土質柱状図の数を定量的に示すことは困難である。各地点の特性（地形・地質）により、土層分布の平坦性は異なるためである。プロジェクトの重要度（および重要度に対応した予算）と、地形・地質の平坦性から、必要と思われる本数の土質柱状図を確保するようにする。

なお、地下水位面は、かならず土層を分割する。このため、地下水位面を把握しておく必要がある。また、細粒分含有率の違いは、液状化特性に大きく影響する。特に、Steady State に達した時の応力レベル (S_{us} 値) は細粒分含有率に敏感に左右される可能性が指摘されており、細粒分含有率の違いに応じた土層分割をきめ細かく実施していく必要がある。そして、このためには細粒分含有率の変化がわかるような土質調査（オールコアのボーリングなど）を実施しておくことが望ましい。

<2-1 の参考文献>

- 1) 国土交通省港湾局監修、日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説、2007.
- 2) Joyner,W.B., Chen,A.T.F.: Calculation of nonlinear ground response in earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.5, pp.1315-1336, 1975.
- 3) たとえば、Ikuo Towhata: Geotechnical earthquake engineering, Springer, Eq.(10.2) in p.193, Springer, 2008.
- 4) 一井康二、秦吉弥：耐震性検討のための地盤調査と調査結果の解釈についての課題、土木学会論文集 C, Vol.65, No.2, pp.456-466, 2009.

2-2 要素シミュレーション

FLIP における液状化パラメータは、基本的に液状化試験結果を再現できるように、パラメータフィッティングによって決定される。具体的な手順は下記の通りである。

① 液状化パラメータ以外の解析地盤定数の設定。

PS 検層により算定した G_{ma} など、液状化パラメータ以外の物理特性、動的変形特性のパラメータを設定する。また、液状化特性に関連したパラメータのうち、変相角 ϕ_p についても設定する。

② 目標とする液状化特性の設定。

フィッティングの対象とする液状化特性を整理する。具体的には次のようなものがある。

- ・液状化抵抗曲線
- ・せん断歪増大曲線
- ・過剰間隙水圧比上昇曲線
- ・有効応力経路

これらは、非排水繰返し三軸試験などの試験結果に基づき設定する。しかし、液状化試験が実施されていない場合などは、簡易設定法と同様に、建築基礎構造設計指針¹⁾などを参照して、N 値と細粒分含有率に基づき設定する。

③ パラメータフィッティング

FLIP で、1 要素を対象とした要素シミュレーションを実施し、対象とする液状化特性をよく再現するような液状化パラメータ (s_1, w_1, p_1, p_2, c_1) を試行錯誤により決定する。

なお、N 値と細粒分含有率に基づきパラメータを設定する簡易設定法も提案されているが、現地の条件に合わせて基準初期せん断剛性 G_{ma} 等を決めなおした場合は、液状化パラメータのみをそのまま転用することは不適切であるので、簡易設定法と同様の手順で対象とする液状化特性（液状化強度曲線）を設定し、液状化パラメータを要素シミュレーションにより再設定する必要がある。（この際に、作業を支援するツールとして、FLIPSIM および FLIPver606 ユーザー向けの FLIPESIM が用意されている）

2-2-1 条件設定

FLIPSIM および FLIPver606 ユーザー向けの FLIPESIM を使用する場合にはあまり気にしなくてもよいが、要素シミュレーションの条件設定は概ね下記の通りである。

- ① 1 要素による繰返し単純せん断試験の模擬を行うモデルである。非排水繰返し三軸試験と異なり、単純せん断試験であるので、軸ひずみ両振幅 5%に相当するひずみは、単純せん断では 7.5%である。
- ② 最初に、完全排水条件下で、等方に圧密する。なお、液状化特性を得た試料の採取位置での拘束圧で圧密する。
- ③ 次に、非排水条件下で、繰返し単純せん断を行う。

圧密時と、繰り返しせん断時の拘束条件を図 2-2-1-1 に示す。なお、変形後の状態が点線になるように、各節点に MPC 拘束条件を加えることに注意する。

液状化の判定は、非排水繰返し三軸試験を模擬する場合は、単純せん断歪両振幅で 7.5% (=軸歪両振幅 5.0%)とすることが多い。実際には、単純せん断であれば左右対称でもあり、片振幅 3.75%が判定基準としてよく用いられる。一方、簡易設定法と同様の液状化強度曲線をターゲットとして設定する場合は、建築基礎構造設計指針¹⁾の液状化強度比を使用するので単純せん断歪片振幅で 5.0%である。

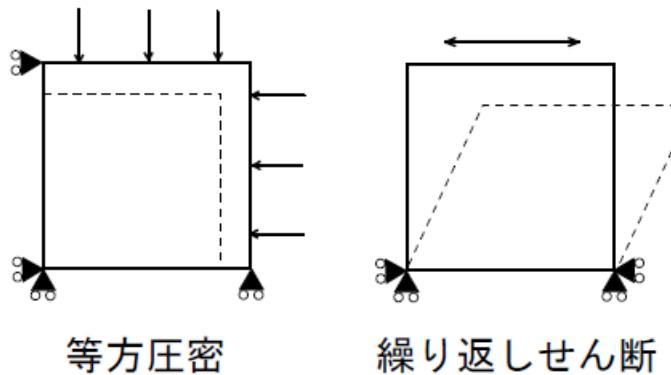


図 2-2-1-1 要素シミュレーションにおける境界条件および拘束条件

2-2-2 分割数や拘束圧の影響

初期有効拘束圧は試験時と同じとする。また、載荷 1 サイクル当たりの荷重分割数は 200 以上とすることが推奨されている。ただし、簡易設定法（初版）²⁾作成時は分割数が 100 であったことに注意されたい。

また、FLIP の解析条件設定にはいくつかのオプションがあり得るが、本番計算と同じ非線形反復計算法や構成則（tmp7 モードなど）を用いる必要がある。たとえば、簡易設定法（初版）作成時は従来法を使用しており、このパラメータをそのまま改良型非線形反復法や tmp7 法に適用することは適切ではない。

分割数と拘束圧の影響については、平成 9 年度の FLIP 研究会において、釧路港の 1 次元解析を例にパラメトリックスタディが実施されている。以下、簡単のその内容を紹介する。

a) 荷重分割数の影響

釧路港の 1 次元解析モデルのうち、Layer 2 と 3 の 2 層の液状化パラメータを対象に、等方圧密後に非排水条件下で繰り返しせん断を行う要素シミュレーションを実施した。ここで、繰り返しせん断は、せん断応力を正弦波的に増減させることにより行うが、その 1 サイクルの荷重ステップ数（分割数）を 20, 50, 100, 200, 500 に変えて、その影響を見た。なお、せん断応力比は、Layer 2 が 0.41, Layer 3 が 0.95 である。

解析結果として、以下のようない結果が得られた。

- ① Layer 2 では 1 サイクルのステップ数が 20 回で、Layer 3 では 20 回と 50 回で計算が発散した。なお、Layer 2 では第 2 サイクルで、Layer 3 では第 1 サイクルで発散した。
- ② 1 サイクルのステップ数が少ないほど歪が大きくなりやすい。繰り返し回数 15 回における歪の大きさは、1 サイクルのステップ数が Layer 2 では 100 回で、Layer 3 では 200 回で下限値に近づき、それ以上分割数を増やしても、歪の大きさはあまり変わらない。
- ③ 液状化抵抗曲線も分割数が少ないほど左寄りになる（液状化強度が小さい）。しかし、Layer 2 で分割数が 100 以上、Layer 3 で 200 以上で、液状化抵抗曲線も概ね同じ位置に収束する。

結果については、たとえば、つぎのような考察がなされている。Layer 3 の液状化パラメータに対して、分割数が 20 と 50 の場合に第 1 サイクルで発散した理由としては、Layer 3 は液状化強度が大きく、従って、大きなせん断応力比（0.95）を与えたことが考えられる。要素シミュレーションは応力制御で行っているので、荷重増分が大きすぎて、せん断強度以上のせん断応力を加えようとすると計算が不能になるし、せん断強度以下でも、いきなりせん断強度の近傍に近づくと大歪が生じる。

そして、結論として、1 サイクル当たりの分割数が少ない（粗い）と、変相線を超えて破壊線に近づく過程での 1 ステップ当たりのせん断応力増分が大きくなり、そのために計

算が不安定になったり、大きな歪を生じたりすることが指摘されている。従って、計算が安定し、歪の大きさが収束するよう、十分細かい分割数で要素シミュレーションを行う必要があり、この検討結果が、分割数 200 以上を推奨している理由である。

b) 拘束圧の影響

釧路港の 1 次元解析モデルのうち、Layer2 と Layer3 の土層について、有効拘束圧を 4 通りに変化させて要素シミュレーションが実施された。ただし、液状化パラメータは基本モデルのものを使用している。

解析結果として、繰り返し回数 20 回におけるせん断歪は拘束圧の順に大きくなり、従って、拘束圧が大きくなると液状化強度が低下する傾向が見られた。また、過剰間隙水圧比上昇曲線は拘束圧によらずまったく一致した。なお、繰り返し回数 15 回におけるせん断歪振幅は、有効拘束圧の平方根に比例する結果である。これは、実際の室内試験で見られる結果とは整合しない。

また、各ケースで過剰間隙水圧比が同じなので、状態変数 S も同じになっているはずである。従って、せん断剛性 G_m も各ケースで同じである。この状態では、載荷するせん断力の大きい方が歪も大きくなると思われる。しかし、せん断応力比一定の条件で検討をしているので、拘束圧の大きい方がせん断応力も大きい。その違いにより歪に差が出ていると思われる。

このように、室内試験とは異なる結果となったが、FLIP の構成則はこのような特徴を持つものと割り切り、その上でいかにうまくフィッティングさせるのかを考える必要があると結論付けられた。具体的には、同じ液状化パラメータを用いても有効拘束圧により液状化強度が異なるため、要素シミュレーションを行って液状化パラメータを決める際には、目標となる液状化強度比が得られたところの土質試験において実際に試料に与えられた有効拘束圧で圧密することが推奨されている。

なお、建築基礎構造設計指針（1988 改訂）¹⁾を用いて液状化強度比を設定する場合には、その液状化強度比は有効上載圧 98kN/m^2 相当の N 値（換算 N 値）について整理されたものであるので、FLIP の要素シミュレーションでは $\sigma_m' = 65\text{kN/m}^2$ で等方圧密をするのが適当であるという意見がある。しかし、実際には検討対象地点での対象土層における拘束圧での液状化強度が問題となるので、そちらの拘束圧を用いる方が妥当という見方もある。

また、液状化強度比は有効上載圧で正規化されているので、これを平均有効応力で正規化された値に変換することには留意されたい。

2-2-3 ひずみの伸び方の評価*

一般に、図 2-2-3-1 に示すように、相対密度が小さく、細粒分含有率が少なく、繰返し回数が多いほど、ひずみと繰返し回数の関係 ($DA \sim N_c$ 関係) には明瞭な変曲点が存在し、指數関数的にひずみが発達する。このような特徴を持つ $DA \sim N_c$ 関係は、たとえばバイリニアモデルで近似することができる。モデルの概要を図 2-2-3-2 に示す。

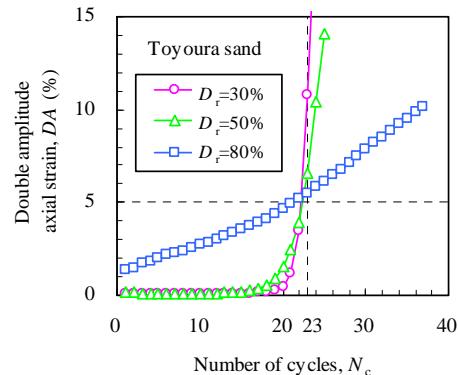
このモデルでは、 $DA \sim N_c$ 関係の前半の直線部分の勾配 A と後半の直線部分の勾配 B、そして両者の交点に対応する両振幅軸ひずみ DA_{is} (以下、交点ひずみ) と繰返し回数 N_{is} (以下、交点回数) の 4 つのパラメータを用いてひずみの発達が表現される。ここで、A は液状化に至るまでのひずみの発達速度の指標、B は液状化した後のひずみの発達速度の指標を表している。交点ひずみ DA_{is} は A から B に移行するひずみであるが、これは、粒子のかみ合わせがはずれることによる間隙水圧の上昇が、更なる粒子のかみ合わせのはずれを生じ、ひずみが急激に増加し始めるひずみに相当すると考えられる。また、交点回数 N_{is} は、ひずみの発達の前半と後半を分ける繰返し回数である。図 2-2-3-3～図 2-2-3-6 に、豊浦砂および不搅乱試料の試験データにおける $DA \sim N_c$ 関係から 4 つのパラメータを求めた結果を示す。これらのパラメータを各試験における両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ のときの繰返し回数 $N_{DA5\%}$ との関係に整理し、ひずみの発達に及ぼす相対密度および細粒分含有率の影響について検討した。このとき、液状化に至るまでの繰返し回数が少なすぎるケースでは、実験の精度が十分に確保できていない可能性もあると考えられるため、ここでは $N_{DA5\%}=5$ 以上のデータを検討対象とした。また、不搅乱試料の相対密度 D_r (%) は、表土被り圧 σ'_v (kN/m²) および N 値から式(2-2-3-1)を用いて算出した。

$$D_r = 21 \sqrt{\frac{N}{(\sigma'_v / 98) + 0.7}} \quad (2-2-3-1)$$

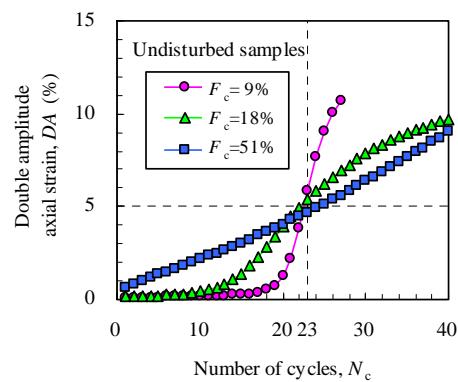
このようなひずみの発達のモデルは、FLIP の解析パラメータを設定する際に参考になる。たとえば、液状化試験が実施されている場合には、数値解析の入力パラメータ（解析定数）は、液状化試験結果を再現できるように設定される。このとき、液状化試験結果をどの程度まで解析（要素シミュレーション）で再現できるかが、解析定数の精度の指標となる。液状化強度曲線と波形記録の情報が入手できる場合には、ひずみの波形記録と解析（要素シミュレーション）のそれぞれから提案モデルのパラメータ A, B を求めて比較し、解析定数設定の精度の指標とすることができます。

すなわち、多くの場合の解析定数は液状化強度曲線のみを再現できるように設定されるが、これに比べ、パラメータ A, B を比較することで、幅広いひずみ領域全般にわたる試験結果の再現性の向上が期待できる。また、試験結果と解析におけるパラメータ A, B の比をとることで、設定した解析定数の妥当性を評価することが可能となる。実際に、2-4

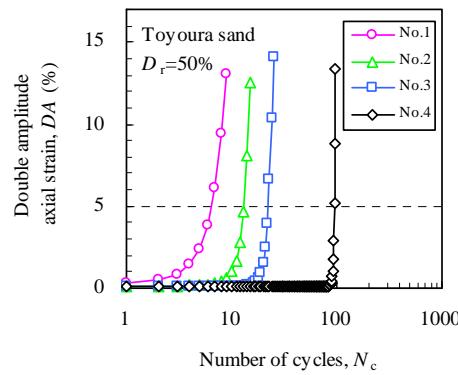
に解説されている簡易パラメータの再訂版では、このひずみの発達モデルを考慮して、パラメータが提案されている。



(a) 相対密度の影響



(b) 細粒分含有率の影響



(c) 繰り返し回数（せん断応力比）の影響

図 2-2-3-1 液状化試験におけるひずみの発達の違い

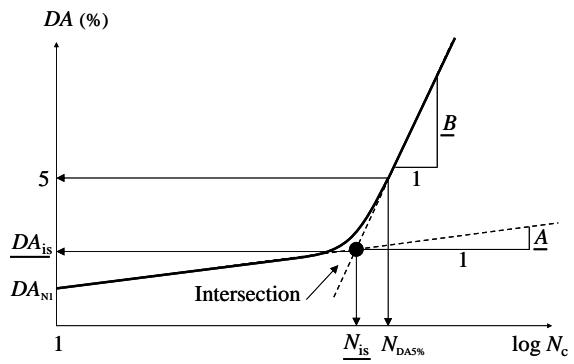


図 2-2-3-2 ひずみの発達モデル

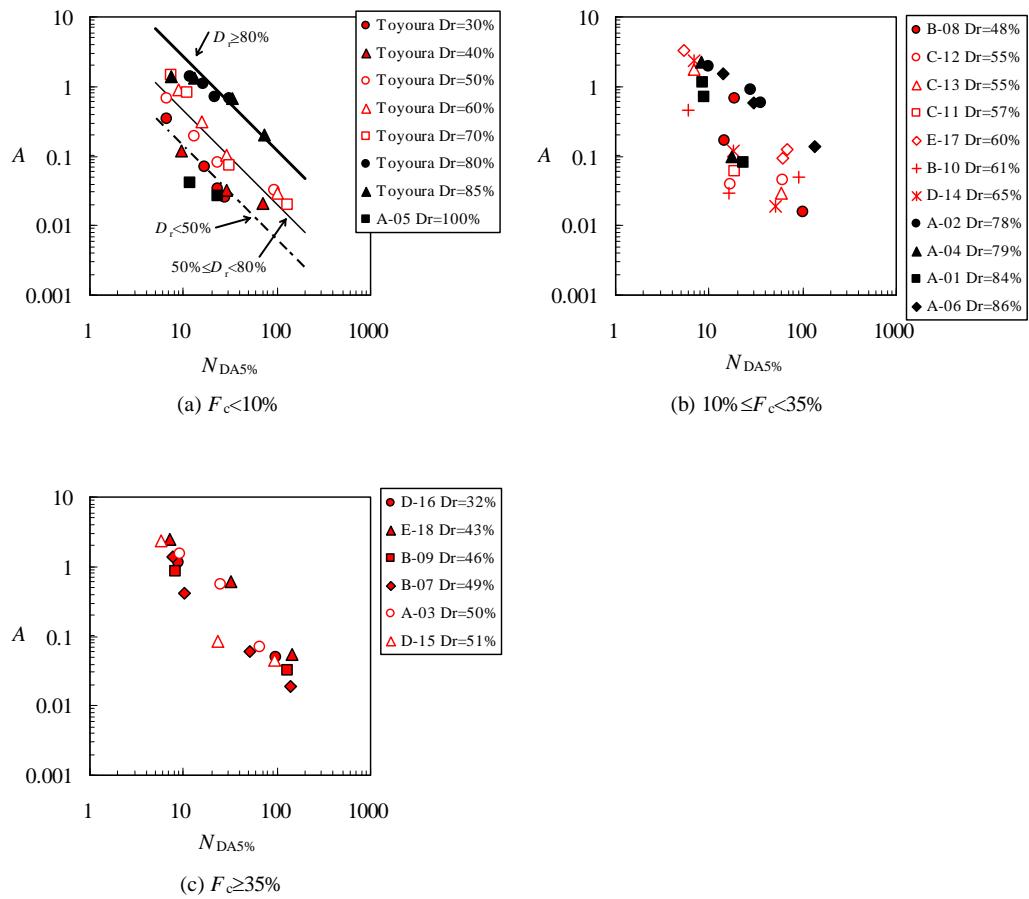
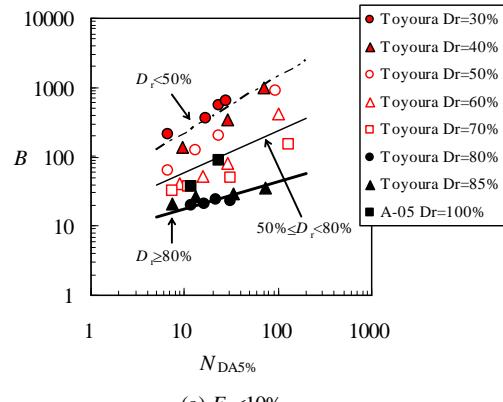
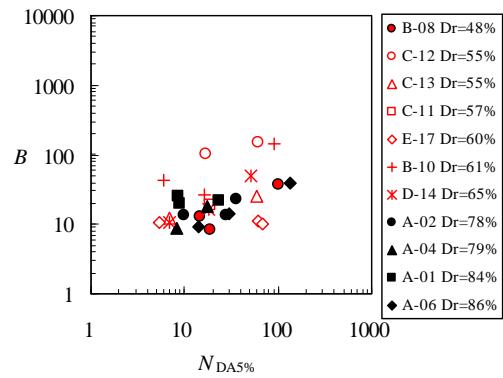


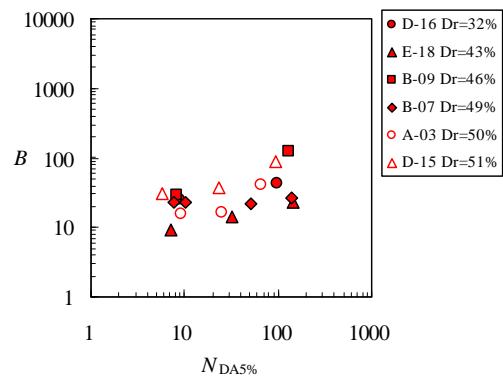
図 2-2-3-3 A と $N_{DA5\%}$ の関係



(a) $F_c < 10\%$

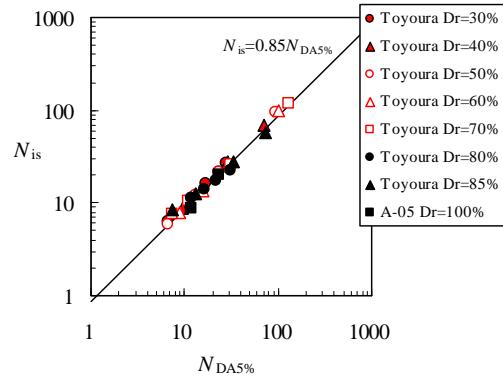


(b) $10\% \leq F_c < 35\%$

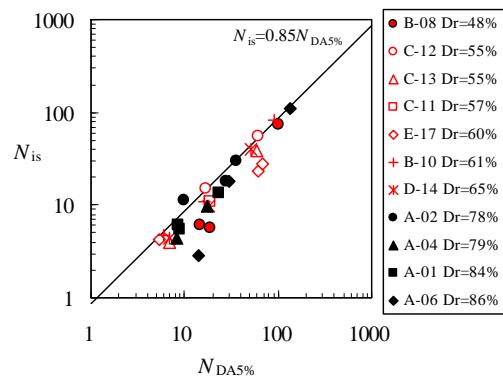


(c) $F_c \geq 35\%$

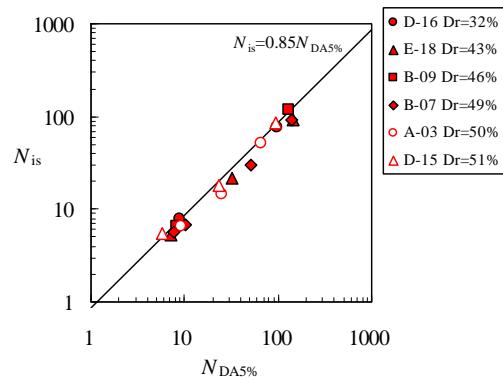
図 2-2-3-4 B と $N_{DA5\%}$ の関係



(a) $F_c < 10\%$

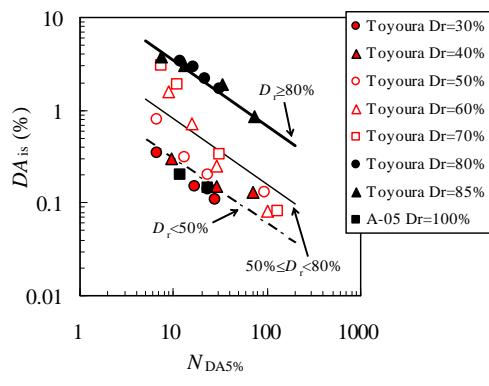


(b) $10\% \leq F_c < 35\%$

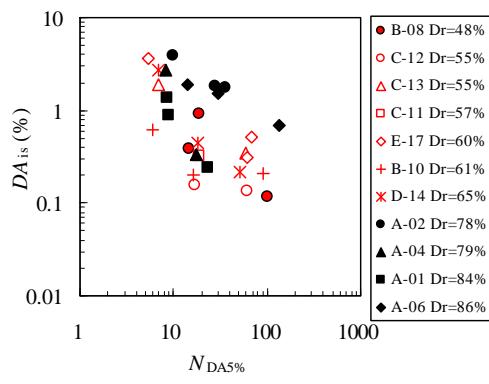


(c) $F_c \geq 35\%$

図 2-2-3-5 N_{is} と $N_{DA5\%}$ の関係



(a) $F_c < 10\%$



(b) $10\% \leq F_c < 35\%$

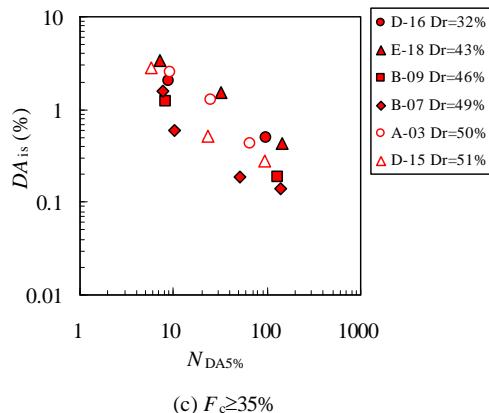


図 2-2-3-6 DA_{is} と $N_{DA5\%}$ の関係

<2-2 の参考文献>

- 1) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 1988.
- 2) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメタ簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.

*本稿の検討内容はFLIP研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討内容である。

2-3 Steady State

2-3-1 Steady State の重要性

実際の砂質土は、応力状態一定でいくらでもひずみが生じる定常状態（以下、Steady State¹⁾）が存在する。地震前に地盤に作用するせん断応力が、Steady State におけるせん断強度よりも大きければ、地盤変位が急増する流動破壊が生じるために、盛土構造物などに大きな被災を引き起こす要因となる²⁾。

このため、二次元有効応力解析プログラム FLIP³⁾を使用した解析においても Steady State の影響を考慮した解析および評価を行うことが重要となる。例えば、盛土構造物を対象として Steady State を考慮せずに解析を行った場合には、堤体沈下量を過小評価する場合がある（詳細は例えば、3-6 節参照）。FLIP は非排水条件で解析を行っているために、盛土直下の液状化強度が小さい砂層で有効応力の低下にともなうせん断剛性の低下が適切に再現されない現象が生じて、盛土天端の沈下量が過小に評価される”せん断変形ロック問題^{4) 5)}”が生じる場合があることが確認されている。盛土の耐震性を過大に評価することとなり、設計実務では避けなければならない問題である。

この問題を改善するために第Ⅲ期 FLIP 研究会において、Steady State を考慮できるようなプログラムの改良が行われて Sus 法^{5) 6)}が提案された。Sus 法を使用して Steady State を考慮した解析を行うことで、盛土沈下の過小評価が改善されて被災変形量を再現できることが確認された^{7) 8) 9) 10)}。また、ケーソン式岸壁など従来の方法で被災を再現した構造形式に対しても、対象とする地盤が細粒分を多く含んでいる場合には、Steady State を考慮することで解析精度がさらに高まることも確認されている⁶⁾。

このように、実際の砂の挙動である Steady State を FLIP で考慮することにより解析手法は格段に高度化する。設計実務において、Steady State の特性を把握したうえで、Sus 法を使用して、構造形式と地盤条件に応じた S_{us} 値を含む適切なパラメータを指定することで、解析精度が向上した解析を活用することが今後の耐震設計では重要ななる。

【留意事項】

※1；定常状態（Steady state）で発揮する最大せん断応力を S_{us} 値 ($=q_{us}/2$) と定義する。

※2；FLIP のマルチスプリング要素では、せん断応力の増大に伴う正のダイレイタンシーの発現は、設定されている応力経路を辿ることにより表現される³⁾。この応力経路は、ある条件下では、せん断応力が大きくなると破壊線に平行になり、そのため、同要素はせん断応力の増大に伴い際限なく有効応力が回復し、そのため大きなせん断剛性が発揮され、また大きなせん断応力を負担してしまう場合がある。その結果、盛土直下の土などでは、せん断変形がほとんど生じなくなること

がある。このような現象を本報告書では「せん断変形ロック」と称している。これは、せん断剛性に比べて体積剛性が非常に大きくなつた場合にアワグラスモードの変形が抑制される、いわゆる「Shear Locking」とは異なる。

(1) Steady State とその特性

図 2-3-1-1 に定常状態に至る応力～ひずみの概念図を示す。地盤条件に応じて定常状態に至るまでに大まかに分類して 3 種類のタイプの経路を示す¹¹⁾。C (収縮性), D (膨張性), C-D (収縮性-膨張性) のいずれの応力経路をたどってもせん断応力はある一定値に収斂する。

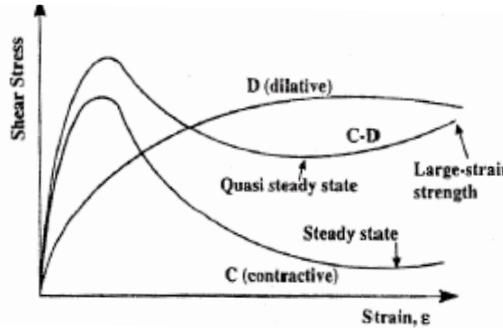
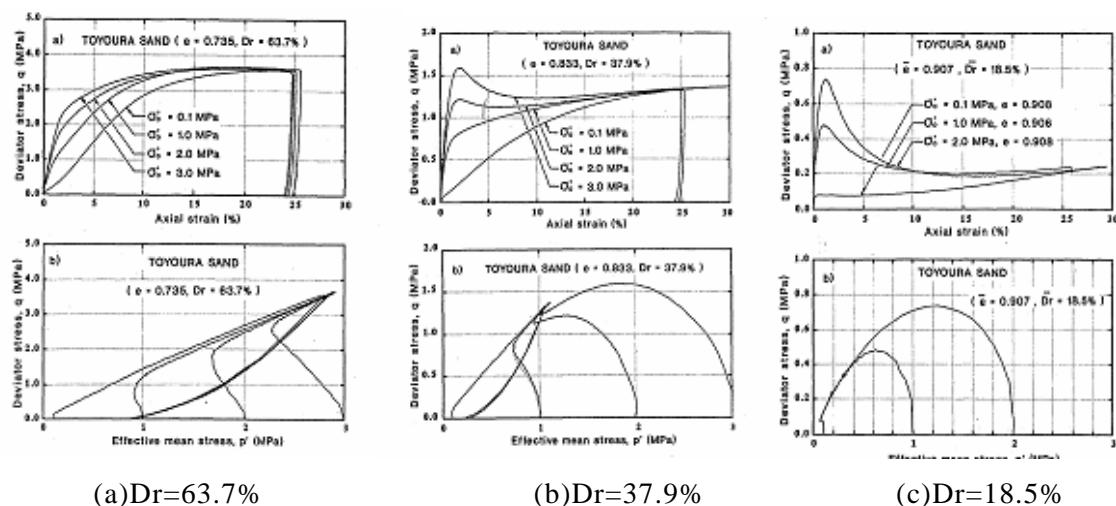


図 2-3-1-1 定常状態 (Steady State) に至る応力経路¹¹⁾

図 2-3-1-2 に豊浦標準砂を用いた非排水静的三軸圧縮試験結果¹¹⁾の有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係を示す。試験は相対密度 D_r が 63.7%, 37.9%, 18.5% と異なる 3 つの供試体に対して初期平均有効拘束圧 p' を 4 段階に変化させて実施された。有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係から、定常状態における最大主応力差 q の値は、相対密度 D_r と細粒分含有率 F_c に依存するが、初期有効拘束圧 p'_0 に依存しない特徴を有する。



(a) $D_r = 63.7\%$

(b) $D_r = 37.9\%$

(c) $D_r = 18.5\%$

図 2-3-1-2 有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係¹¹⁾

(2) Steady State を再現する解析機能整備 (S_{us} 法)

1) プログラム改良

せん断変形ロック問題の解消を主な目的として、第3期 FLIP 研究会にせん断変形ロック問題 *WG* が設置され、せん断変形ロック問題の解決のために、FLIP の過剰間隙水圧モデルが改良された。実際の砂質土の挙動である定常状態(Steady State)を再現するように、応力経路を定常状態におけるせん断応力 S_{us} 値にて破壊線と交差するよう変更して、それ以上のせん断応力を負担しないよう改められた。この Steady State を再現する解析機能を Sus 法^{5),6)} と定義された。

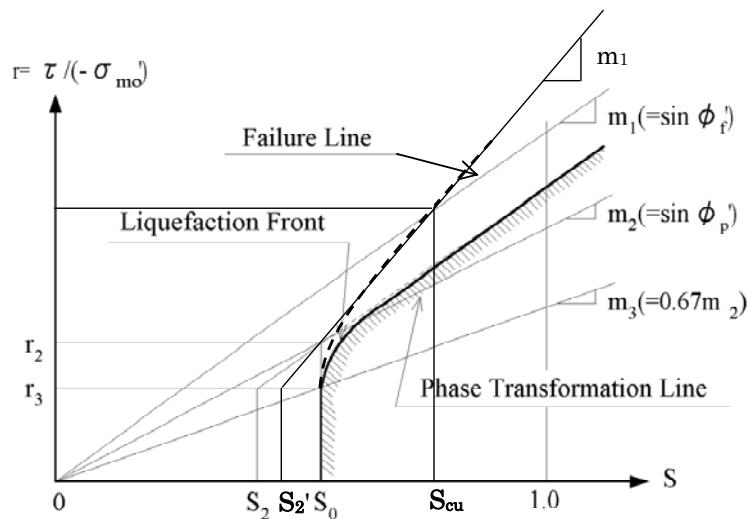


図 2-3-1-3 過剰間隙水圧モデルの概念図と変更後の応力経路^{5),6)}

2) パラメータの設定方法

設計に先立ち現地試料採取を行い、 S_{us} 値および液状化抵抗を実測し、液状化試験結果を通常の要素シミュレーションで再現するパラメータとともに S_{us} 値を入力すれば精度の高い変形量予測が可能であろうとする報告が行われている^{6),12)}。 S_{us} 値が実測可能な場合に上記の方法が最も信頼性が高いパラメータの設定方法といえる。

その一方で、 S_{us} 値が実測できる場合はそれほど多くはないために、この場合には簡易設定法によりパラメータを設定することとなる。Sus 法では細粒分の多い砂の挙動の再現が求められるものの、 S_{us} 値という新たなパラメータが追加されたことにより、従来の簡易設定法では対応出来ない。そこで、細粒分の多い砂について、 N 値、 N 値に対する有効上載圧 σ_v' および細粒分含有率 F_c に基づいて、 S_{us} 値や S_{us} 値を考慮したうえでの細粒分の多い砂の液状化特性を表現できるような液状化パラメータ等を簡易的に設定可能な簡易設定法（再訂版）が開発された^{6),13)}。

第4期FLIP研究会でせん断変形ロック問題作業部会において、細粒分含有率 F_c を考慮した砂質土の液状化時のひずみの伸び方のモデル化（三上式¹²⁾¹⁴⁾が構築されるとともに、 N 値、 N 値を与える有効上載圧 σ_v' および細粒分含有率 F_c から簡易設定法構築のために必要な諸量の算定手順が構築された。

簡易設定法は構成則と数値解析方法の組み合わせにより、3つの方法が構築されたことになり、それぞれ、①簡易設定法（初版¹⁵⁾；第1期版）、②簡易設定法（改訂版⁵⁾；第2期版）、③簡易設定法（再訂版；第4期版）と定義される。

この新しい簡易設定法（再訂版）は、これまでの簡易設定法は細粒分を含まない砂を主な対象としていたのに対して、細粒分をある程度含む砂にも対象範囲を拡げ、細粒分を考慮した液状化パラメータや動的変形特性を規定するパラメータを設定可能な点に意味がある。さらに、 S_{us} 値の参考値設定機能として、豊浦砂とDLクレーを混ぜて細粒分含有率を調整した試料に対する試験結果に基づいてキャリブレーションした推定式（井合式¹⁶⁾）が整備されている。なお、液状化抵抗は時松・吉見の方法¹⁷⁾を準用して設定するため、各版ともに共通である。

再訂版の適用性について、 S_{us} 値を読み取ることができる吉嶺による要素試験¹⁸⁾に対する要素シミュレーション、被災事例解析、被災事例解析等による S_{us} 値の下限値設定について検討し確認されている。

各種簡易設定法および S_{us} 値設定の詳細については、2-4節に説明されている。

表 2-3-1-1 簡易設定法の種類とその特性

バージョン	構成則	非線形反復計算法	S_{us} 値推定式
簡易設定法 (初版；第1期版)	従来法	従来法	含まない
簡易設定法 (改訂版；第2期版)	tmp7法	改良型	含まない
簡易設定法 (再訂版；第4期版)	tmp7法	改良型	井合式 (参考値)

(3) Sus 法の適用性確認

Sus 法の適用性については、まず、室内試験を対象として、 S_{us} 値を読み取ることができる吉嶺による要素試験¹⁸⁾ のシミュレーション解析を行い、定常状態の応力状態や定常状態に至る応力経路を解析結果が試験結果を再現すること等が確認されている。

さらに、各種構造物に対する事例解析を行い Sus 法の適用性を検討した結果、Sus 法による解析は概ね対象事例を再現することが確認された⁹⁾。例えば、河川堤防の解析では、Steady State を考慮しない方法で解析を行うとせん断変形ロックが生じて、実被災量 2.7m に対して、盛土天端の沈下量が 0.6m に留まるものが、Steady State を考慮可能な Sus 法を使用して、かつ、 S_{us} 値を現地地盤条件の細粒分含有率 $F_c = 30\%$ と相対密度 D_r に基づき図 2-3-1-4 に示す S_{us} 値～ D_r 関係図より S_{us} 値を読み取り設定 (As2-1 = 70kPa, As2-2 = 30kPa) した解析を行うと盛土天端の沈下量は 2.6m と概ね実被災量を再現する。

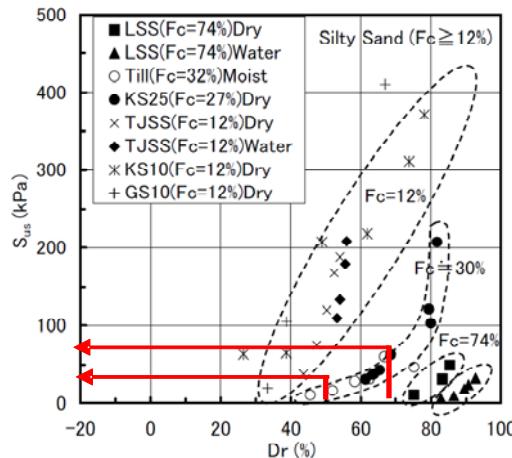


図 2-3-1-4 S_{us} 値～ D_r 関係図 ($F_c \geq 10\%$ 程度)

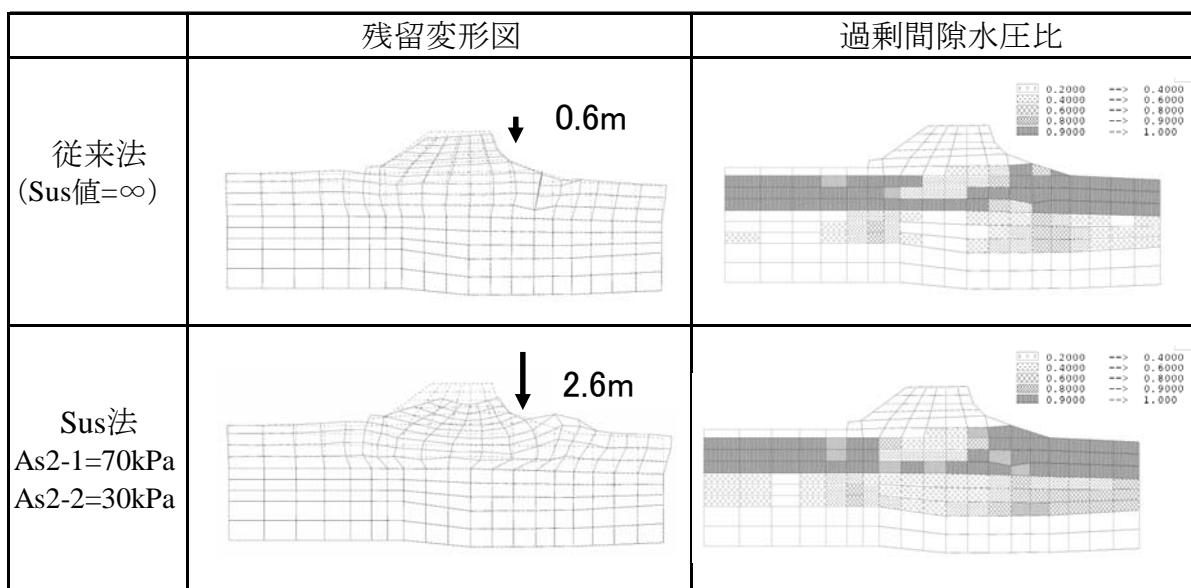


図 2-3-1-5 残留変形図および過剰間隙水圧比分布

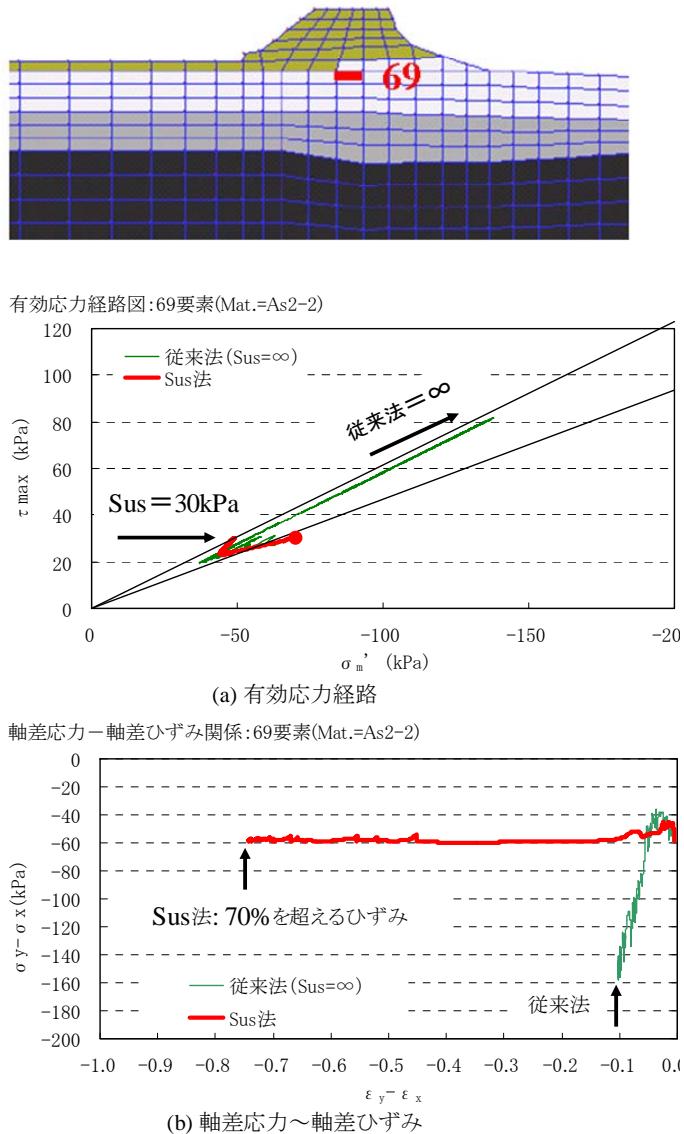


図 2-3-1-6 有効応力経路および軸差ひずみ

さらに、盛土直下の液状化層の有効応力経路は、Steady State を考慮しない方法で解析を行うと破壊線に平行に応力経路が推移してせん断変形ロックが生じているのに対して、Steady State を考慮可能な Sus 法を使用すると、要素に生じる最大せん断応力 τ_{\max} は設定した S_{us} 値=30kPa で破壊線と交わった後一定値を保ちつつ、軸差ひずみは 70% を越える大きなひずみを生じている。Sus 法を使用してさらに適切な S_{us} 値を設定すれば、応力一定でいくらでも歪みが生じる Steady state (定常状態) を解析で再現できることが確認された。

その他の構造物を対象に同様に Sus 法を使用した解析を行ったところ、河川堤防やケーソン式防波堤の沈下量の過小評価の改善^{7), 9), 10), 19)}、無被災事例の沈下量の再現⁸⁾、

アレー観測結果への有効性などの成果²⁰⁾が得られ、Sus 法の実現象に対する適用性が確認することができた。さらに、設計実務で必須となる地盤条件に応じた S_{us} 値の設定方法が提案された²¹⁾。 S_{us} 値実測値と詳細な被災調査がセットになった事例として 1995 年兵庫県南部地震時のケーソン式岸壁(RF3)、ケーソン式防波堤（第 7 防波堤）に適用した結果、 S_{us} 値の実測値を適用すれば被災事例を再現することが確認された。 S_{us} 値の実測値としては、神戸港特有のまさ土の S_{us} 値が記載された文献²²⁾による値が用いられた (S_{us} 値=100kPa)。

以上より S_{us} 値を反映した要素シミュレーション（吉嶺の要素試験に対する実験解析）と S_{us} 値を考慮した被災事例解析により、「簡易設定法（再訂版）」の適用性が確認された。また、 S_{us} 値は実測値を用い、井合式による S_{us} 値は被災事例を再現もしくは安全側の結果を与えるが細砂分含有率 F_c の値に敏感であり条件によっては大きな変位量を与えることもあるため参考値に留めることなど、設計での留意点が確認された。

(4) 解析方法と留意点

FLIP による解析方法として、3 つの簡易設定法に加えて、液状化パラメータなどを試験値で設定することが可能かどうか、 S_{us} 値を実測値で与えることが可能かどうか、に応じて解析条件の組み合わせは図 2-3-1-7 に示すとおり 7 つの組み合わせから選択することになる。設計者は、解析対象の地盤および構造条件に応じて適切な解析方法を選択しなければならない。

特に、盛土など Steady State を考慮することが重要な解析では、解析方法によっては盛土変形が極端に過小評価されるせん断変形ロックを生じさせないことが重要となる。そのためには、細粒分を多く含む砂の実際挙動である Steady State を適切に表現するために、解析機能として Sus 法を用い、定常状態で発揮する最大せん断応力 Sus 値や細粒分を考慮した液状化パラメータを試験値に基づき設定するのが最も信頼性の高い方法といえる。この場合であっても、解析結果は Sus 値に過度に敏感であり、実際の挙動を予測するのは容易ではなく、盛土解析に関する既往の知見を踏まえて、解析方法、地盤物性値、解析結果の妥当性を含めた総合的な評価を設計者が適切に判断する必要がある。

さらに、 S_{us} 値や液状化試験等の実測値が不足する場合には、簡易設定法を用いることとなるが、盛土解析においては、最新版である簡易設定法（再訂版）を用いることが基本となる。再訂版では S_{us} 値の推定式（井合）式が装備されているが、過度に安全側（沈下量を过大評価）の結果を与えることがあるため、結果の解釈については、変形図や応力経路等をみながら適切に判断する必要がある。このため、簡易設定法（初

版) を用いて S_{us} 値を考慮しない方法が安定した結果を与える場合もある。簡易設定法(改訂版)ではせん断変形ロックを生じる可能性が高く、一般的には盛土解析には適しない。

盛土以外の構造物で Steady State を考慮しなくとも、従来の方法で被災を再現した構造形式に対しても、対象とする地盤が細粒分を多く含んでいる場合には、Steady State を考慮することで解析精度がさらに高まるため、設計での留意点を十分に認識したうえで、実務で活用することが求められる。

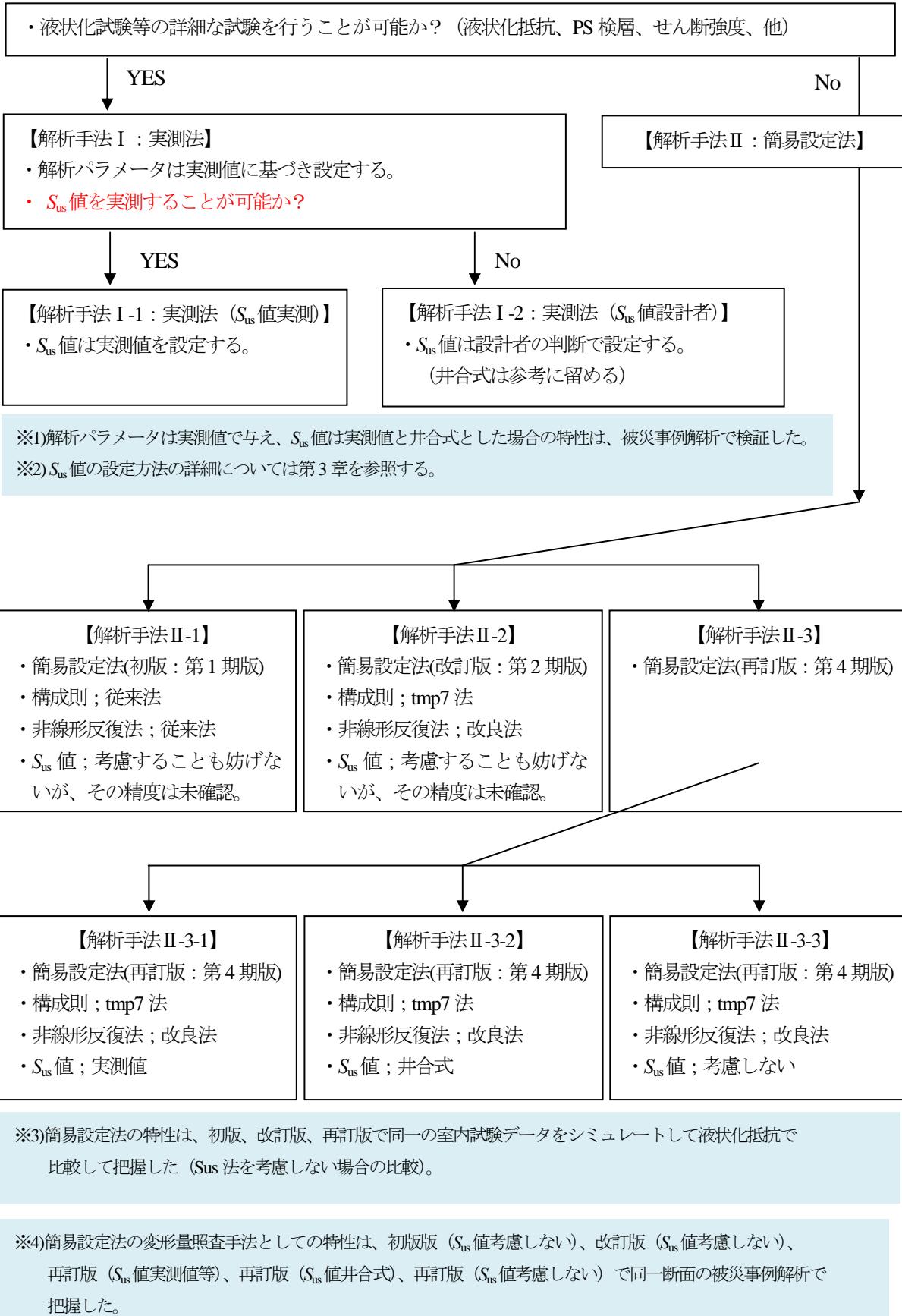


図 2-3-1-7 解析条件の組み合わせ

<2-3-1 の参考文献>

- 1)Ramon VERDUGO and Kenji ISHIHARA.(1996):"THE STEADY STATE OF SANDY SOILS," Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol.36, No.2, pp81-91.
- 2)K.ISHIHARA: Liquefaction and flow failure during earthquakes, Geotechnique 43, No.3, 351-415, 1993
- 3)Iai,S. , Matsunaga,Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992
- 4)中原知洋, 井合進, 一井康二, 横山伸幸, 小堤治: 砂質土の定常状態を考慮した有効応力解析法について, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 5)第 2 期 FLIP 研究会高度利用技術の研究: FLIP の解析における解析精度向上に関する検討, 成果報告書(非公開), 平成 16 年 6 月 7 日.
- 5)小堤治, 井合進, 一井康二, 納見昭広: 砂質土の定常状態を考慮するために行つた過剰間隙水圧モデルにおける応力経路の修正, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 6)第 3 期 FLIP 研究会 高度利用技術の研究: せん断変形ロック問題に関する検討 総合報告書(非公開), 平成 19 年 7 月 27 日.
- 7)芋野智成, 井合進, 納見昭広, 小堤治: 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の被災事例解析 (その 1), 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 8)川中政美, 井合進, 小堤治, 横山伸幸: 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の無被災事例解析, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 9)中原知洋, 井合進, 小堤治, 納見昭広: 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の被災事例解析 (その 2), 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 10)兵頭順一, 井合進, 横山伸幸, 小堤治, 吉川茂樹: 砂質土の定常状態を考慮した遠心模型実験の有効応力解析, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 11)S.Thevanayagam,K.Ravishankar and S.Mohan.: "Effects of Fines on Monotonic Undrained Shear Strength of Sandy Soils," American Society for Testing and Materials, 1997, pp394-406.
- 12)第 4 期 FLIP 研究会 せん断変形ロック問題作業部会: せん断変形ロック問題 WG 成果報告書(非公開), 平成 20 年 7 月 31 日.
- 13)中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋: 解析プログラム FLIP における砂の砂粒分を考慮した解析定数簡易設定法, 第 45 回地盤工学研究発表会, 平成 22 年.
- 14)Mikami,T., Ichii,K., Iai,S., Ozutsumi,O., Nakahara,T. and Yokoyama,N. : "Modeling of strain increase of liquefied soils in cyclic shear loading considering material characteristics, Proc., Performance-based design in earthquake geotechnical engineering, pp.1395-1402, 2009.
- 15)森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予

測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.

- 16)一井康二, 仁科晴貴, 井合進, 中原知洋, 小堤治, 小野寺隆柔: 解析プログラム FLIP における Steady State 時のせん断応力レベルの設定法の検討, 第 46 回地盤工学研究発表会, 平成 23 年 (投稿中).
- 17)吉見吉明: 第二版 砂地盤の液状化, 技報堂出版(株), 1991.
- 18)吉嶺充俊: 単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究, 東京大学工学部土木工学科土質／地盤研究室, 1996 年.
- 19)藤井紀之, 井合進, 納見昭広, 小堤治, 澤田俊一: 砂質土の定常状態を考慮したケーソン式防波堤の被災事例解析, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 20)奈良俊介, 竹信正寛, 井合進, 納見昭広: 砂質土の定常状態を考慮した鉛直アレー観測結果の再現計算, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 21)本島一宏, 井合進, 横山伸幸, 澤田俊一: 砂質土の定常状態に対する細粒分含有率や間隙比などの影響について, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 22)豊田浩史: 長岡技術大学講義ノート、土の力学特性 －砂と粘土の比較から－

2-3-2 アレー観測記録による検討例

S_{us} 法の導入により、鉛直アレー観測記録の再現精度の向上が見られるかどうか、また、鉛直アレー観測記録を適切に再現するためには、どのような S_{us} 値を用いればよいかについて検討を行った事例が、平成 18 年度のせん断変形ロック WG において報告されており、以下に紹介する。

なお、当時の検討では、以下の点も検討の狙いとして挙げられている。つまり、 S_{us} 値の設定については、室内試験に基づく検討も行われているが、主に再構成された試料に基づく試験結果であるという限界もある。そこで、鉛直アレー観測記録の解析を行えば、原位置での乱さない土の S_{us} 値を直接評価することができるので、 S_{us} 値の簡易設定法の構築にも寄与できると考えて、検討が実施された。

まず、ポートアイランドの鉛直アレー観測地点におけるボーリングデータ¹⁾を参考に地盤モデルを決定した。また、兵庫県南部地震の際に得られた GL-32m における観測波(NS 成分)を入力波形として用いた。解析時間は 60 秒間である。

地盤モデルの概要を図 2-3-2-1 に、解析に用いた地盤の物性値を表 2-3-2-1 に、また図 2-3-2-2 に入力波形をそれぞれ示す。なお、液状化パラメーターの決定に当っては、図 2-3-2-3 に示すように、ポートアイランドにおける既往の凍結サンプリングから得られた液状化強度曲線²⁾を基に、FLIPSIM を用いて決定した。また、非線形反復法は改良型を、構成則は tmp7 法を用いて計算した。

図 2-3-2-4 および図 2-3-2-5 に S_{us} 値を設定しない場合の地盤モデル地表面 (GL-0m) における加速度波形・速度波形をそれぞれ示す。解析により得られた速度波形と観測波形は概ねよい一致を示している。一方で、解析による加速度波形にはスパイク状のピークが見られ、最大加速度は大幅な過大評価となっている。

そこで、以下においては S_{us} の導入により解析波形の整合性の改善がみられるか否かについて検討を行った。なお、解析の際、 S_{us} 値は試行錯誤的に決定した。

図 2-3-2-6 以降に S_{us} の設定なし、 $S_{us}=75\text{kPa}$ 、 $S_{us}=150\text{kPa}$ とした場合の加速度波形・速度波形の比較を行ったものを示す。これらの図より、本ケースにおいては $S_{us}=75\text{kPa}$ と設定した場合、加速度波形に見られていた過大なピークが抑制されており、観測波形との整合性も高くなっている。この時、速度波形の著しい変化は見られず、加速度波形・速度波形共に、概ね鉛直アレー観測結果を良好に再現できるという結果が得られた。

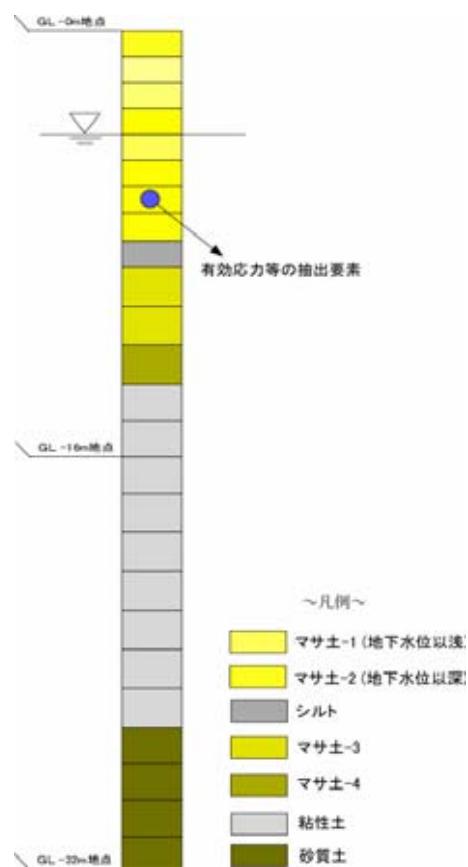


図 2-3-2-1 地盤モデル

表 2-3-2-1 地盤物性一覧

地盤材料	層厚 (m)	密度 (t/m ³)	初期せん断剛性 (kPa)	有効基準拘束圧 (kPa)	内部摩擦角 (°)	液状化 パラメーター
まさ土-1	4.0	1.75	52020	22.9	36	×
まさ土-2	4.1	1.80	79380	56.4	36	○
シルト	1.0	1.70	79380	69.5	30	×
まさ土-3	3.0	1.80	79380	79.6	36	○
まさ土-4	1.5	1.80	79380	91.3	36	×
粘性土	13.2	1.55	55080	119.0	30	×
砂質土	5.5	1.80	108050	157.1	36	×

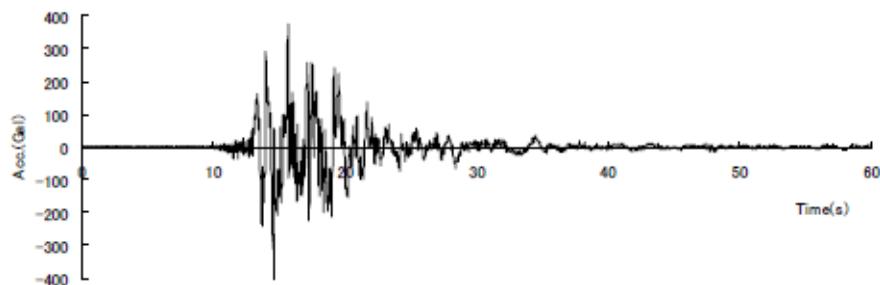


図 2-3-2-2 入力波形

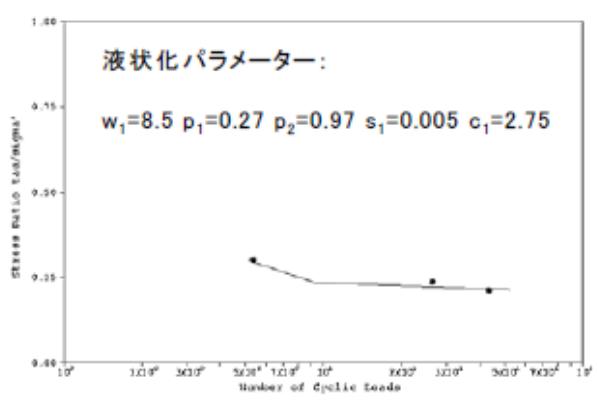


図 2-3-2-3 液状化パラメータと液状化強度曲線²⁾

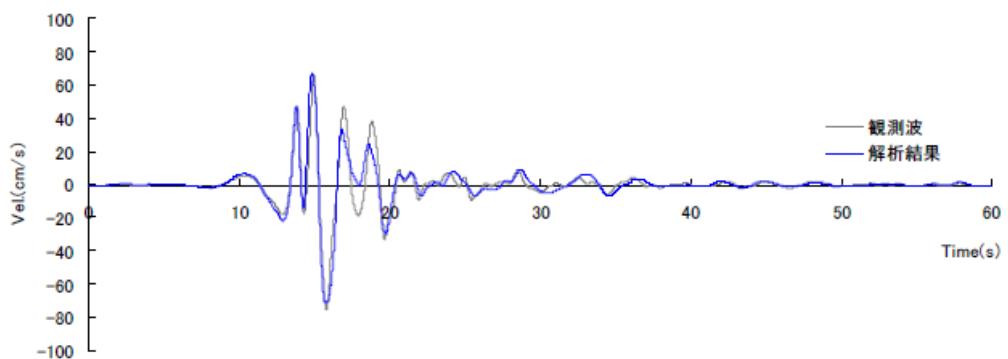


図 2-3-2-4 GL-0m における速度波形の比較

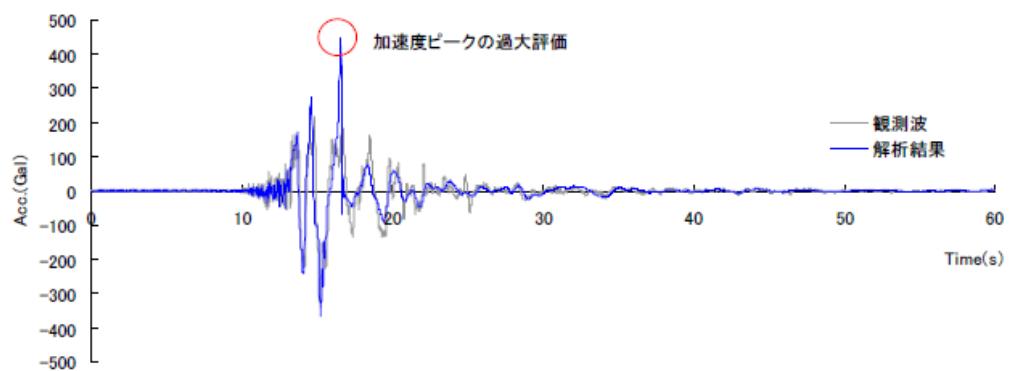


図 2-3-2-5 GL-0m における加速度波形の比較

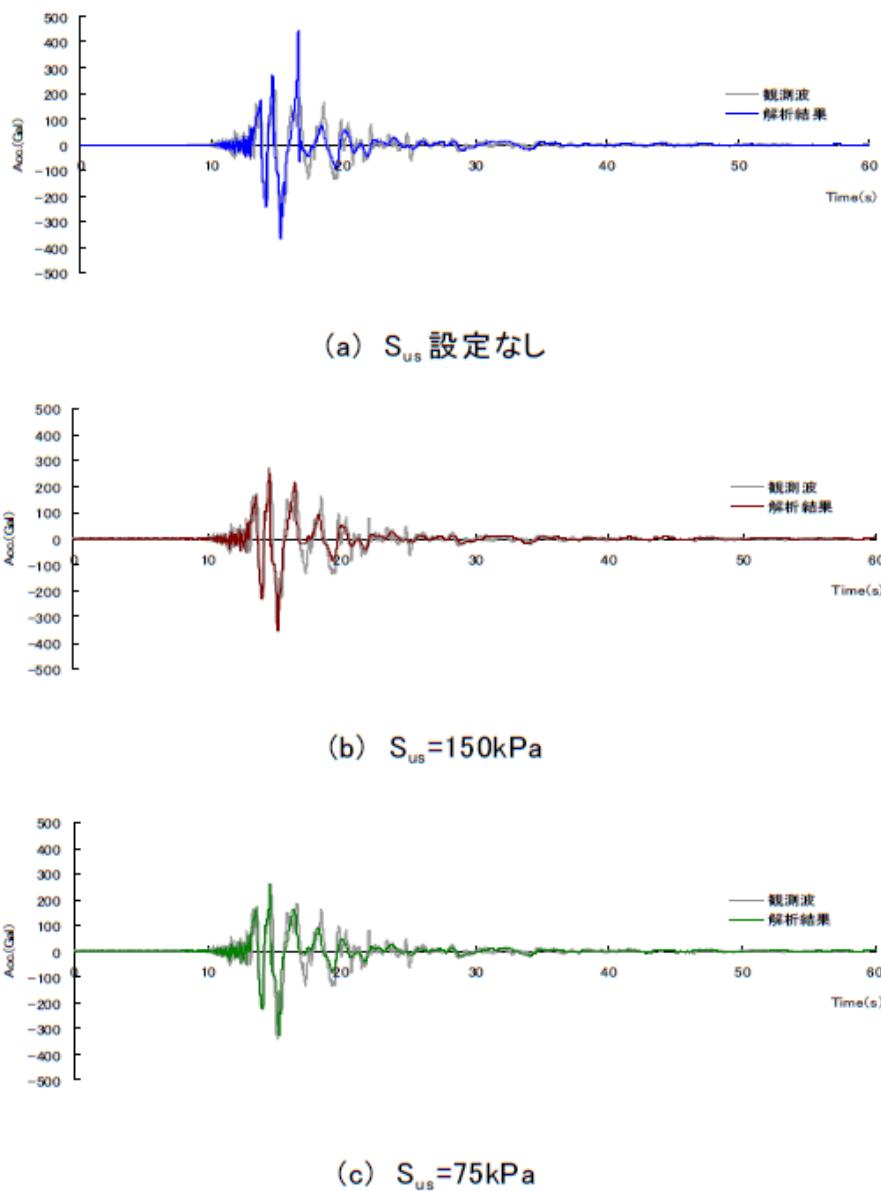
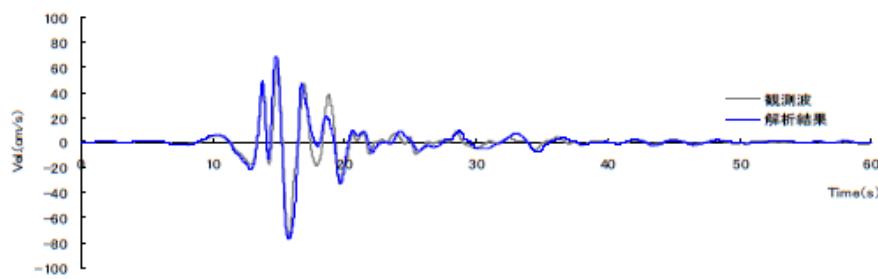
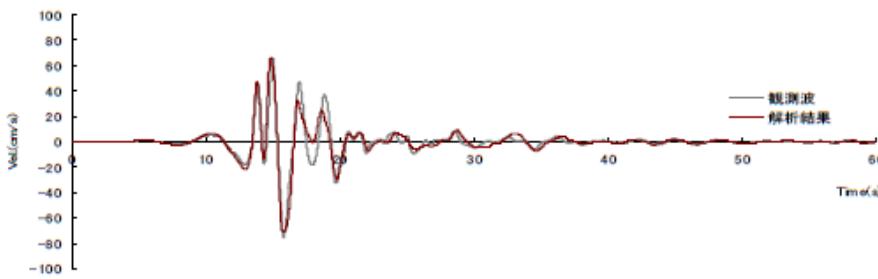


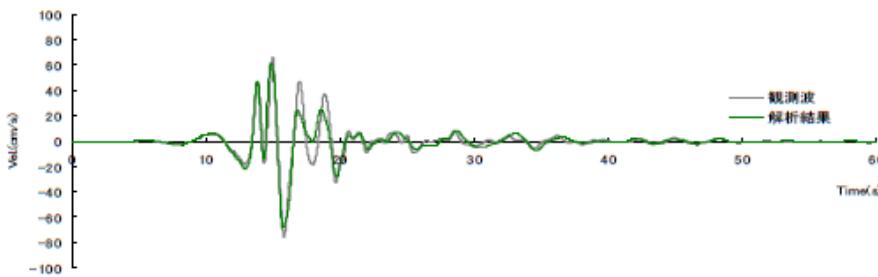
図 2-3-2-6 S_{us} の設定と加速度波形の変化



(a) S_{us} 設定なし



(b) $S_{us} = 150\text{ kPa}$



(c) $S_{us} = 75\text{ kPa}$

図 2-3-2-7 S_{us} の設定と速度波形の変化

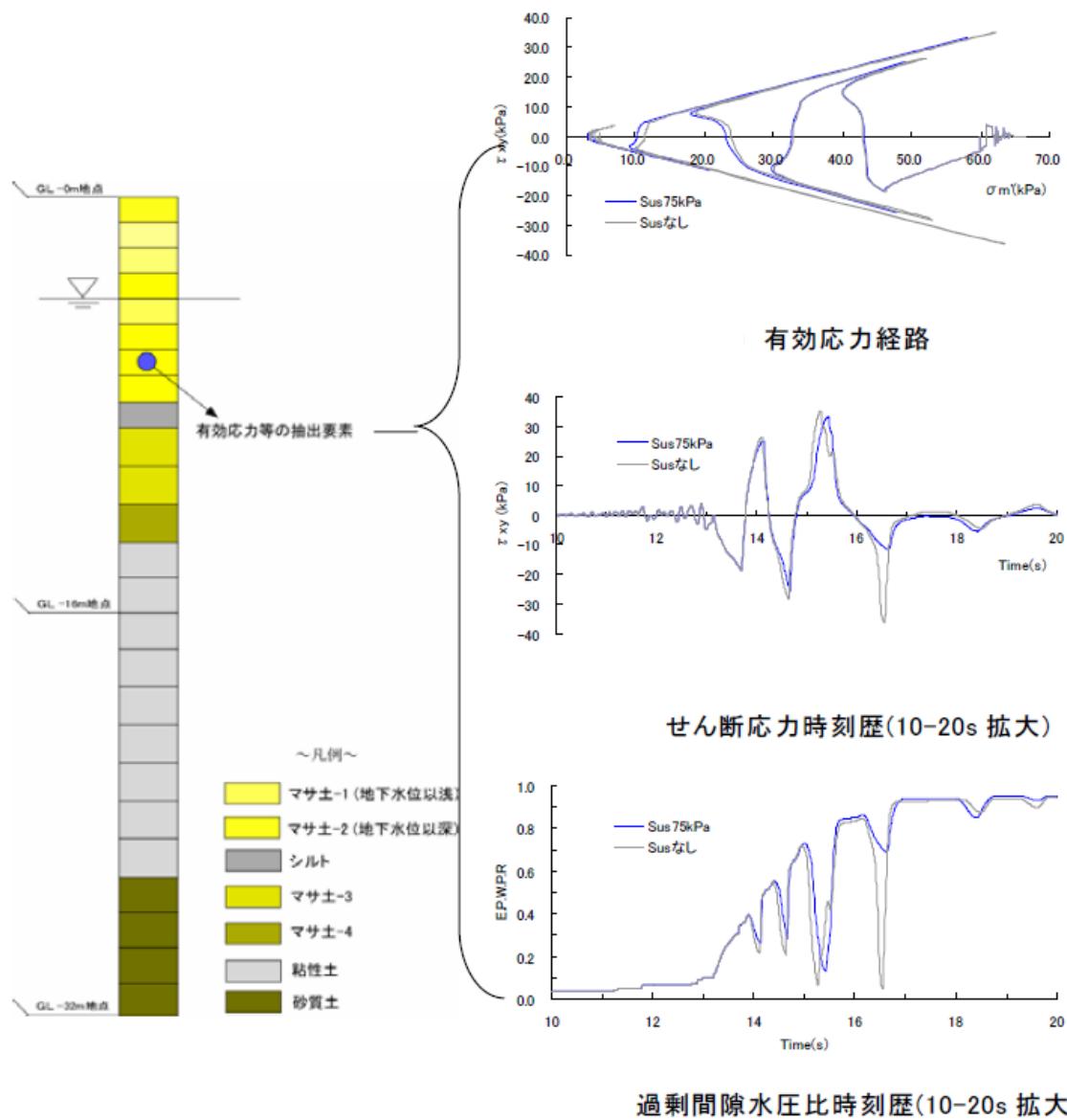


図 2-3-2-8 ある要素における有効応力経路, せん断応力時刻歴, 過剰間隙水圧比時刻歴

ある要素における有効応力経路, せん断応力時刻歴, 過剰間隙水圧比時刻歴を図 2-3-2-8 に示す。なお, 過剰間隙水圧比・せん断応力の各時刻歴は 10-20s の部分を拡大したものを掲載している。有効応力経路より, S_{us} 値を設定することで破壊線の近傍でせん断応力の負担が低減されていることがわかる。また, S_{us} を導入したものについては, せん断応力の発生量が抑えられ, また有効応力の回復量が S_{us} 値の設定をしないものよりも小さくなる傾向を示した。加速度波形における過大なピークが押さえられた要因としては, これらの理由が挙げられると考えられる。

同様の検討が、1993 年釧路沖地震における強震記録の加速度波形・速度波形再現性について実施された。ここで、地盤モデルおよび地盤の各種物性値については、既往の文献^{3),4)}を参考に決定した。

入力波形は GL-77m 地点で得られた NS 成分観測波とした。また、数値解析手法は前掲のポートアイランドの事例同様、非線形反復法は改良型、構成則は tmp7 法を採用した。

図 2-3-2-9 に解析で得られた速度波形を、図 2-3-2-10 に加速度波形を観測波と比較して示す。このように、釧路港における強震記録の波形再現計算結果は、速度波形・加速度波形共に観測波と概ねよい一致を示していることがわかる。前掲のポートアイランド・鉛直アレー観測記録における検討結果とは異なり、加速度を過大に評価する地点は見受けられず、またスパイク状の加速度観測記録をよく再現している。

のことから本ケースにおいては、強震記録の再現計算を実施するに当たり、Sus 値を設定して計算を行う必要はないものと判断される。

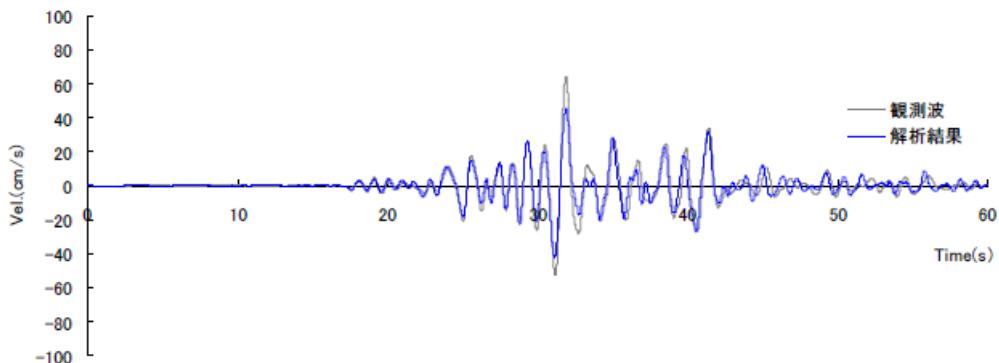


図 2-3-2-9 GL-0m における速度波形の比較

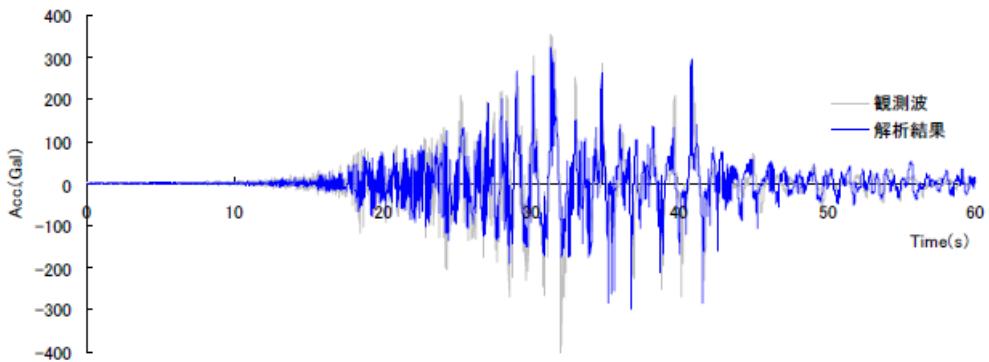


図 2-3-2-10 GL-0m における加速度波形の比較

上記のように、FLIP を用いた一次元応答解析を実施し、加速度波形・速度波形の鉛直アレー観測における観測波の再現性について検討した結果、ポートアイランドにおけるアレー観測記録を再現する際には S_{us} 値の設定が必要である一方で、釧路港における観測記録の再現においては、 S_{us} 値の設定は不要であることが示された。

S_{us} 値設定の要・不要と現地の土質条件との関係を明らかにするため、図 2-3-2-11 に両アレー観測記録地点近傍における地盤の粒径加積曲線を示した^{2),3)}。なお、これらの図は液状化パラメーターを設定した層に対応する地盤深度におけるデータである。

図から判断されるように粒径 $75 \mu m$ 以下の細粒分は、ポートアイランドにおける対象層では平均で 15%程度含まれているのに対し、釧路港においてはその含有率が 5%程度である。 S_{us} の値は細粒分含有率により大きく左右されることが指摘されているが、実際の地震記録を FLIP で再現する上で、 S_{us} 値の設定をするか否かについては、液状化パラメーターを設定する層の細粒分含有率が大きく影響を与えるものと考えられる。

今回、ポートアイランドにおける鉛直アレー観測記録から同定された S_{us} と、 S_{us} に関する既存の簡易設定法との関係がどのようにあるか考察するため、地震計の設置時に実施された現地のボーリングデータを参考に、 D_r-S_{us} 関係図⁵⁾上に今回得られた S_{us} 値をプロットしたものを図 2-3-2-12 に示す。

上記の図より判断すると、 $F_c=12\%$ のグループより若干右側にプロットされており、極端なずれは見られない。このことは、図 2-3-2-12 に示す D_r-S_{us} 関係が適切であることの一つの傍証にもなると考えられる。ここで注意すべきことは、図 2-3-2-12 に示す細粒分含有率が、30mm 以上の礫を排除した試料から得られているという点である。この結果は、大きな礫を含む土の場合、大きな礫を排除した状態で算定される細粒分含有率から S_{us} を決定すべきことを示唆している可能性がある。マサ土のように大きな礫を含む土の場合、大きな礫を含んだ状態で算定される細粒分含有率よりも、大きな礫を排除した状態で算定される細粒分含有率の方が、地震時の挙動に関してより適切な指標となる可能性がある。

(なお、図 2-3-2-12 に示す D_r-S_{us} 関係は、その後再整理された。2-4-3 項参照。)

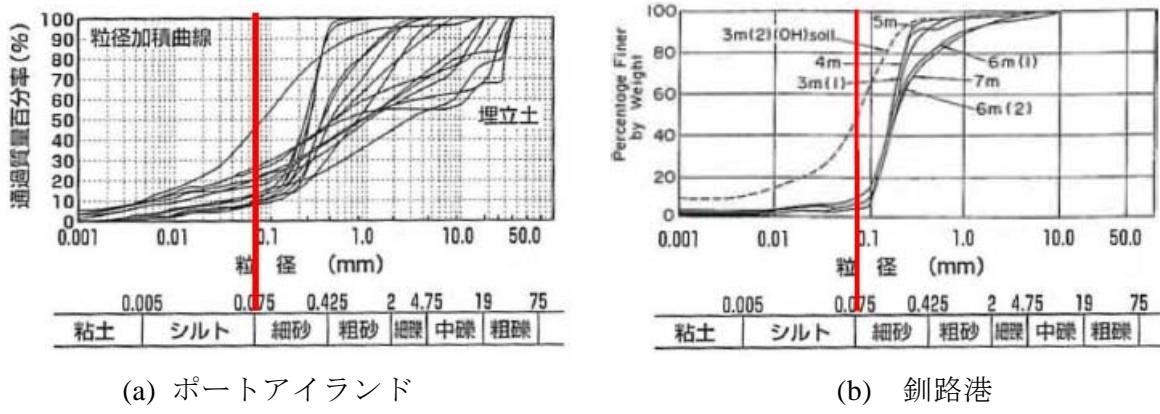


図 2-3-2-11 アレー観測地点における粒径加積曲線

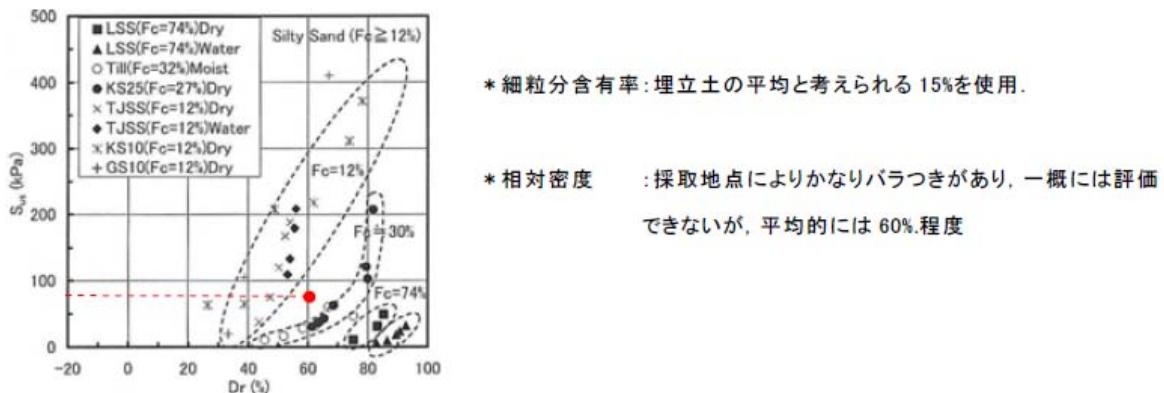


図 2-3-2-12 D_r - S_u 関係と本検討で得られた S_{us} の値

<2-3-2 の参考文献>

- 1) 神戸市開発局：ポートアイランド地震計設置に伴うボーリング及び深層沈下板設置工事報告書,昭和 45 年.
- 2) 運輸省港湾技術研究所：1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料, No.857, 1995.
- 3) S. IAI et al. : RESPONSE OF A DENSE SAND DEPOSIT DURING KUSHIRO-OKI EARTHQUAKE, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.35, No.1, 1995.
- 4) 野津 厚：非線形パラメタと有効応力解析を併用した強震動評価手法 土木学会地震工学論文集, 2007.
- 5) 第 3 期 FLIP 研究会せん断変形ロック問題作業部会：せん断変形ロック問題に関する検討 平成 17 年度 成果報告書, 2006.

2-4 簡易設定法

二次元有効応力解析プログラム FLIP は、開発当初から現在に至るまで継続的な機能拡張が行われ、港湾・空港をはじめとする土木構造物の耐震性能照査に多くの利用されている。解析パラメータは、要素試験結果を再現する様に設定するのが最も望ましいと考えられるが、実務ではこのような試験結果を得られない場合も多い。また、試験結果がある場合においても、これを再現する解析パラメータの目安があれば、実務での使用性が向上すると考えられる。

このような背景から、 N 値、 N 値に対応する土被り圧 σ_v' および細粒分含有率 F_c に基づいて、パラメータを簡易に設定する簡易設定法（初版¹⁾）が提案された。簡易設定法は、比較的入手し易い土質条件（ N 値、 σ_v' 、 F_c ）より解析パラメータを容易に設定できると同時に、解析結果に一定の信頼性を確保することができることから、実務上、非常に有用性の高いものであった。その後、FLIP が矢板式岸壁の変位を過大に評価する問題が顕在化し、これに対応する新たな構成則（tmp7 法）と数値計算手法（改良型非線形反復計算法）の改良²⁾に伴い、簡易設定法の改訂版³⁾が提案された。さらに、tmp7 法と改良型非線形反復計算法を適用すると盛土の沈下が過小評価されることから、これに対応するため、細粒分を含む砂質土の定常状態（Steady State）を再現する機能が整備され、 S_{us} 法として新たなパラメータ S_{us} 値⁴⁾を導入した簡易設定法（再訂版⁵⁾）が提案された。この S_{us} 値は、定常状態において発揮される最大せん断応力 $q_u/2$ で定義され、現地試料を用いた室内試験から求める方法と、井合式⁶⁾から推定する方法がある。

以上のように、FLIP は解析精度の向上に資するため、プログラムの改良が継続的に行われており、改良に対応して初版¹⁾、改訂版³⁾および再訂版⁵⁾といった 3 つの簡易設定法が提案されている。しかし、例えば盛土の問題では「初版¹⁾」が安定した結果を与える、細粒分を含まないケースには「改訂版³⁾」、細粒分を含むケースには「再訂版⁵⁾」が安定した結果を与える場合があるなど、3 つの簡易設定法には対象とする問題に応じた適用性が存在する。したがって、実務においては、対象構造物や地盤物性および既往の知見を踏まえて、実務者自身が設定法を適切に選択することが重要である¹⁰⁾。

本章では、現在までに提案された各簡易設定法の種類と特性について概説した後、具体的なパラメータの設定手順および構造形式（盛土、重力式、矢板式、桟橋式）による各設定法の適用性について述べる。また、ここで取り上げた被災事例の再現解析から、推奨する簡易設定法について示す。なお、本節についての詳しい内容を知りたい場合には、文献 7) を参照されたい。

なお、改訂版の簡易設定法は、外部発表されておらず、解析精度向上 WG の報告書³⁾にのみ紹介されている。

2-4-1 簡易設定法の種類と特性

既に述べたように、FLIP の解析パラメータ簡易設定法には初版¹⁾、改訂版³⁾および再訂版⁵⁾といった 3 つの方法が提案されている。ここでは、これら 3 つの簡易設定法について相違点を述べる。

表 2-4-1 は、3 つの簡易設定法の概要について、想定する構成則や数値計算法、細粒分の有無、液状化特性、動的変形特性および S_{us} 法の考慮について整理したものである。表より、各簡易設定法は構成則と数値計算法の組み合わせと、液状化と動的変形特性に F_c の影響を直接的に考慮しているか否かで分類することができる。なお、液状化特性の目標は共通して時松・吉見が示した関係¹¹⁾によるものであり、再訂版⁵⁾においては液状化前後のひずみの伸び方を三上法¹²⁾で考慮している。具体的な設定方法については後述するとし、表 2-4-1 に各設定法による具体的なパラメータの数値例を示す。

表 2-4-1 各簡易設定法の概要

設定法	構成則 数値計算法	細粒分 F_c	液状化特性	動的変形特性	S_{us} 法
初版 ¹⁾	従来法 従来法	細粒分を含まない	時松・吉見の方法 ¹¹⁾	F_c と無関係な N 値との相関式や試験値 D_f : Meyerhof 式 ϕ_f : 試験値(秋田港砂) G : $14100N^{0.68}$	—
改訂版 ³⁾	tmp7 法 改良型	※補正 N 値(N_a) で細粒分の影響を考慮			—
再訂版 ⁵⁾	tmp7 法 改良型	細粒分を含む	時松・吉見の方法 ¹¹⁾ +三上法 ¹²⁾	F_c と関係する N 値との相関式 D_f : Misko 式 ϕ_f : Caquot 式 G : F_c 関係式	井合式 ⁶⁾ (参考値)

表 2-4-1 各簡易設定法によるパラメータの比較 ($N=7$, $\sigma'_v=65\text{kN/m}^2$, $F_c=35\%$ の場合)

設定法	n	ϕ'_f 度	ρ_t g/cm^3	G_{ma} kN/m^2	K_{ma} kN/m^2	σ'_{ma} kN/m^2	液状化パラメータ					
							ϕ_p'	w_1	p_1	p_2	c_1	S_1
初版	0.45	39	2.0	67988	177302	98.0	28	12.3	0.5	0.92	1.3	0.005
改訂版							28	6.7	0.5	0.92	3.1	0.005
再訂版	0.581	36	1.96	52518	137000	48.8	28	2.7	0.5	0.50	2.9	0.005

2-4-2 再訂版におけるパラメータの設定手順

S_{us} 法を考慮した FLIP の解析パラメータは、物理特性を規定する 2 つのパラメータ (ρ_t, n) に加え、動的変形特性を規定する 8 つのパラメータ ($\sigma_{ma}', G_{ma}, K_{ma}, m_G, m_K, \phi_f', c, h_{max}$) と液状化特性を規定するための 6 つのパラメータ ($\phi_p', w_1, c_1, p_1, p_2, S_1$) および S_{us} 値の計 17 種類である。これらのうち、 h_{max} , ϕ_p' , p_1 および S_1 には標準値が設定されているため、残りの 13 種類のパラメータについて、土質材料の特性に応じた適切な設定を行う必要がある。再訂版⁵⁾では、 N 値、 σ_v' および F_c から、これら 13 種類のパラメータを図 2-4-1 に示すフローチャートによって設定することができる。なお、このフローチャートは、定常状態を考慮しない従来のパラメータ設定にも適用可能である。

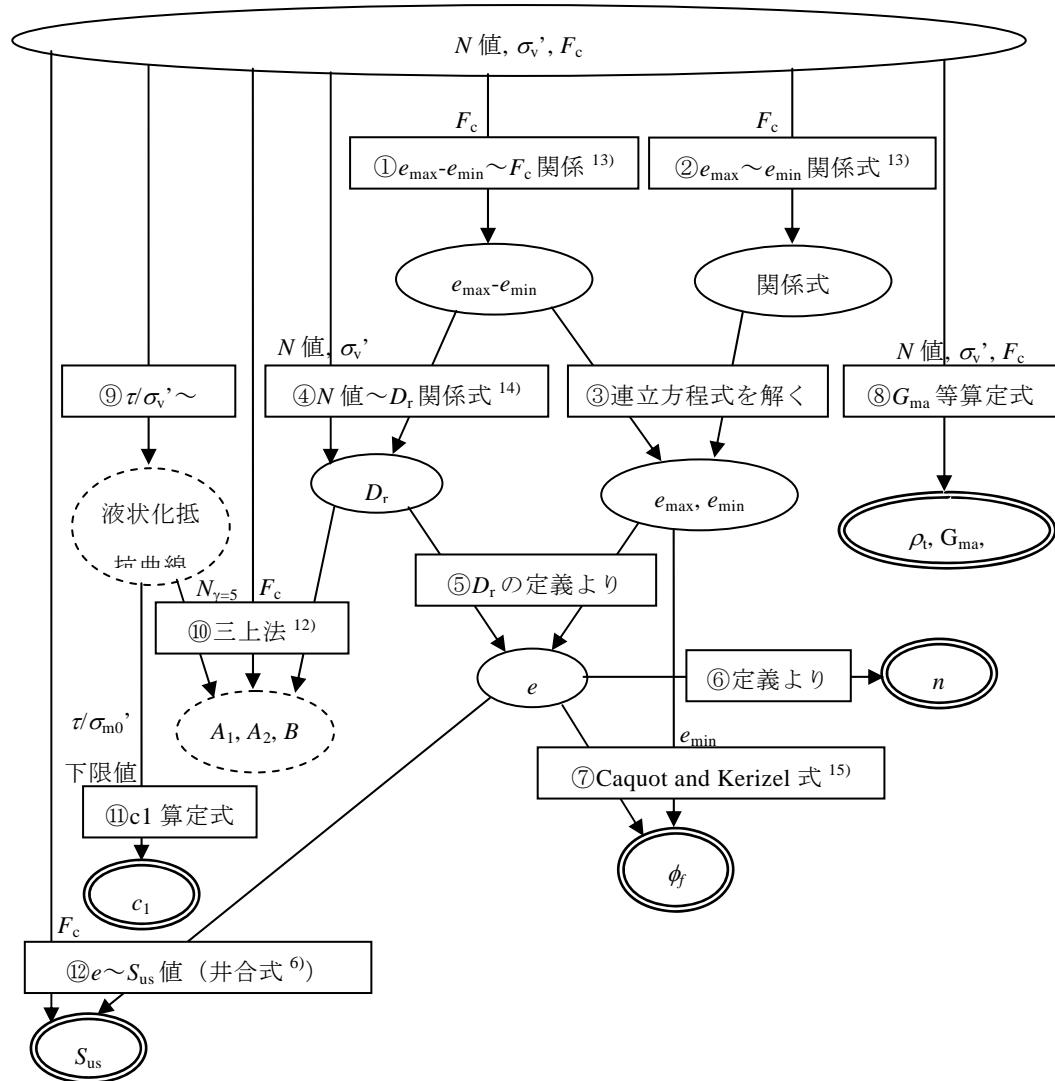


図 2-4-1 簡易設定法（再訂版⁵⁾）のフローチャート

(破線の楕円内は要素シミュレーションのターゲットとなる)

手順①～⑥

細粒分含有率 F_c から図 2-4-2 および図 2-4-3 に示す Cubrinovski and Ishihara¹³⁾の提案式(2-4- 1) 式～(2-4- 4)式を用いて、間隙比のレンジ $e_{\max}-e_{\min}$ 、最大間隙比 e_{\max} および最小間隙比 e_{\min} を求める (①,②,③)。この $e_{\max}-e_{\min}$ と N 値と σ_v' から(2-4- 5)式¹⁴⁾を用いて相対密度 D_r を算出する (④)。得られた D_r と先に求めた e_{\max} 、 e_{\min} から、 D_r の定義にしたがい間隙比 e (⑤) および間隙率 n (⑥) を求める。初版¹⁾および改訂版³⁾では、 D_r の算定に Meyerhof 式を用いていたため細粒分の影響を考慮できなかったが、再訂版⁵⁾では細粒分の影響が考慮できるようになった。

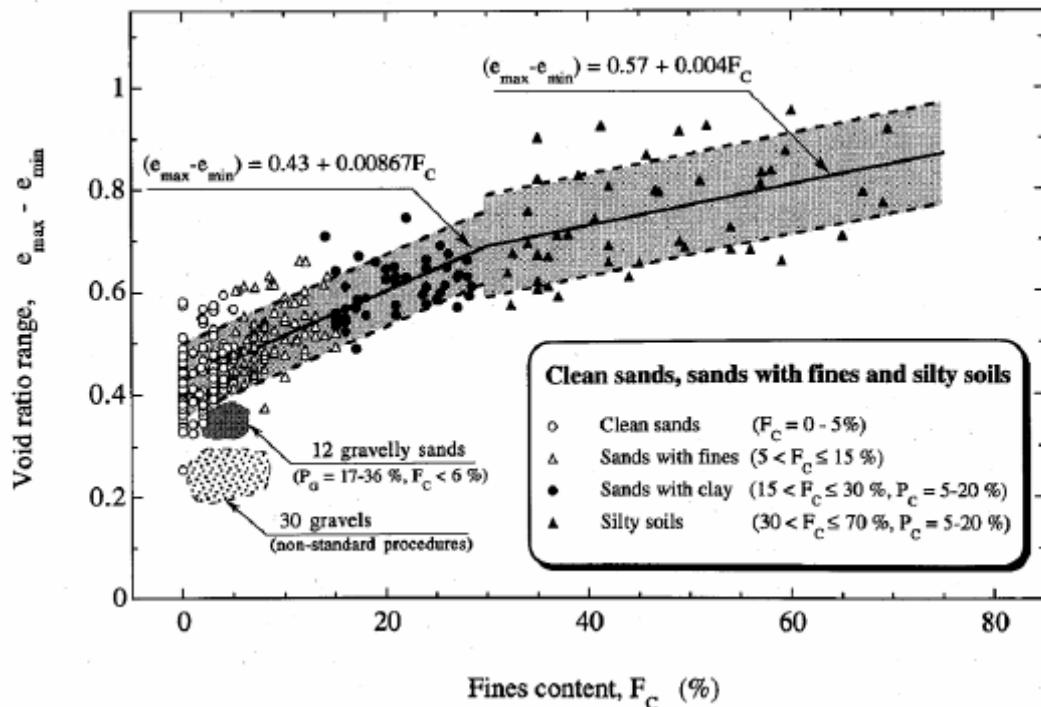


図 2-4-2 間隙比のレンジと細粒分含有率の関係¹³⁾

$$e_{\max} = 0.072 + 1.53e_{\min} \quad (F_c = 0 - 5\% : \text{Clean sands}) \quad (2-4- 1)$$

$$e_{\max} = 0.25 + 1.37e_{\min} \quad (F_c = 5 - 15\% : \text{Sands with fines}) \quad (2-4- 2)$$

$$e_{\max} = 0.44 + 1.21e_{\min} \quad (F_c = 15 - 30\% : \text{Sands with clay}) \quad (2-4- 3)$$

$$e_{\max} = 0.44 + 1.32e_{\min} \quad (F_c = 30 - 70\% : \text{Silty soil}) \quad (2-4- 4)$$

$$D_r = \left\{ \frac{N(e_{\max} - e_{\min})^{1.7}}{9} \left(\frac{98}{\sigma_v'} \right)^{1/2} \right\}^{1/2} \quad (2-4- 5)$$

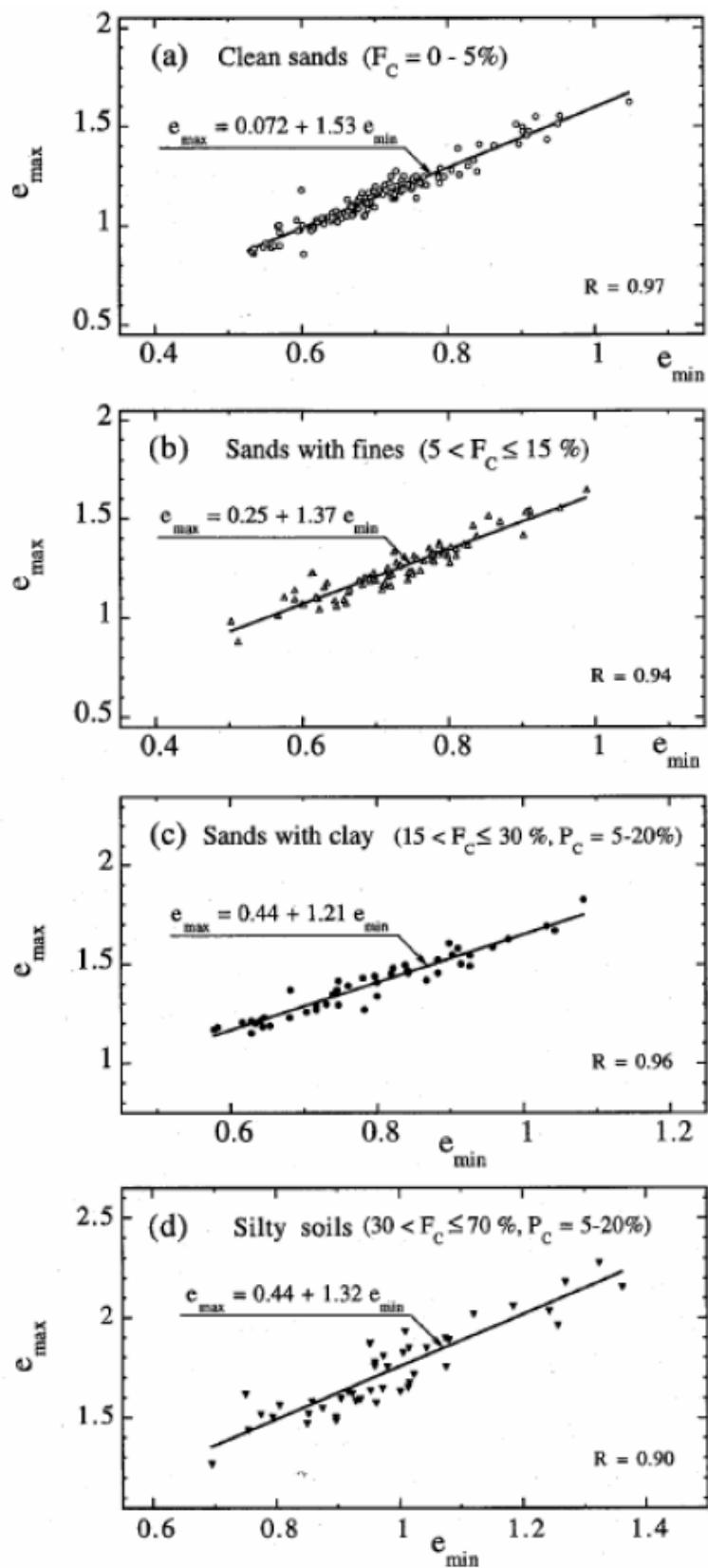


図 2-4-3 最大間隙比と最小間隙比の関係¹³⁾

手順⑦

内部摩擦角 ϕ'_f は、Caquot and Kerisel¹⁵⁾によって提案された(2-4- 6)式から求める。初版¹⁾および改訂版³⁾では、細粒分を含まない秋田外港砂（図 2-4-4）¹⁶⁾の実験式を採用していたため、やや大きめの値を与える傾向にあったが、ここで用いる e および e_{\min} は前述の通り N 値と F_c から求めているため、細粒分の影響を考慮した内部摩擦角 ϕ'_f を評価している。

$$\tan \phi'_f = \frac{0.7095e_{\min} + 0.163}{e} \quad (2-4- 6)$$

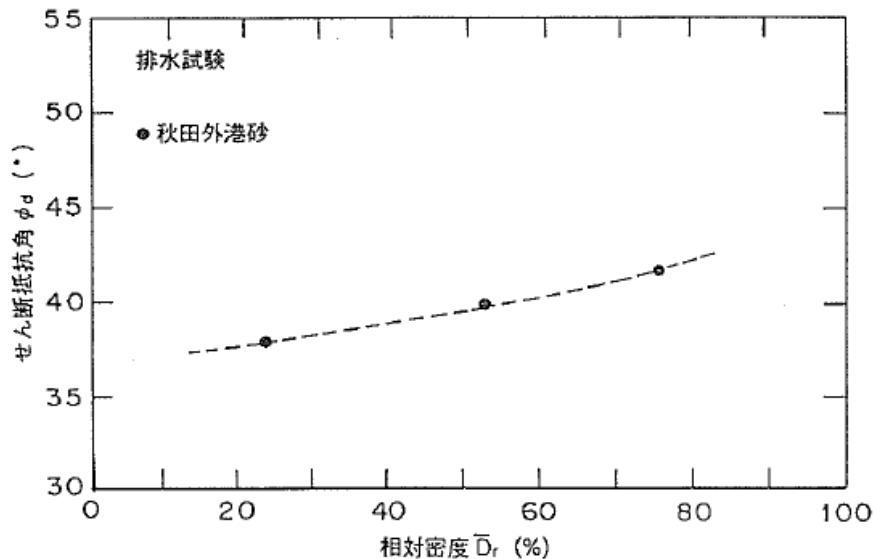


図 2-4-4 砂の内部摩擦角の試験結果例¹⁶⁾

手順⑧

N 値、 σ'_v および F_c から、(2-4- 7)式～(2-4- 10)式を用いて、湿潤密度 ρ_t および基準拘束圧 σ_{ma} 、これに対応するせん断剛性係数 G_{ma} を求める。

$$V_s = (0.35F_c + 75)N^{1/3} \quad (2-4- 7)$$

$$\rho_t = (20.5 - 0.042F_c)/g \quad (2-4- 8)$$

$$\sigma'_{ma} = \frac{3}{4}\sigma'_v \quad (2-4- 9)$$

$$G_{ma} = \rho_t V_s^2 \quad (2-4- 10)$$

手順⑨～⑪

要素シミュレーションのターゲットとなる液状化抵抗曲線は、時松・吉見により示された補正 N 値 N_a と液状化抵抗 τ/σ_v' の関係¹¹⁾から求める（図 2-4-5）。ここで、補正 N 値 N_a は N 値、 σ_v' および F_c から建築基礎構造設計指針で採用されている方法で算出する。また、ここで得られる液状化抵抗 τ/σ_v' は、繰返し回数 15 回のときのものであるため、地震マグニチュード M と液状化抵抗補正係数の関係¹¹⁾を用いて（図 2-4-6），所定の繰返し回数における液状化抵抗 τ/σ_v' を推定して液状化抵抗曲線とする（⑨）。

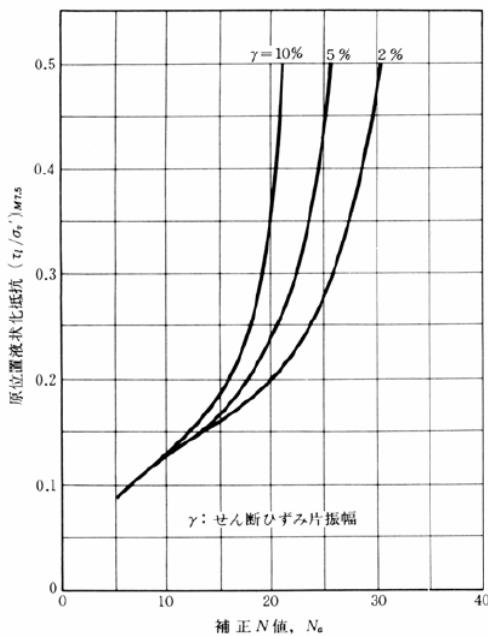


図 2-4-5 M7.5 地震に対する液状化抵抗と補正 N 値の関係¹¹⁾

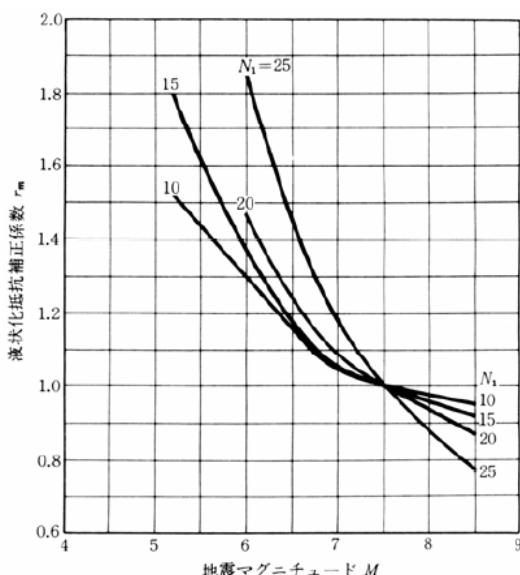


図 2-4-6 地震 M と換算 N 値による液状化抵抗の補正係数（基準 $M=7.5$ ）¹¹⁾

このような液状化抵抗曲線の推定は、初版¹⁾および改訂版³⁾でも同様であるが、再訂版⁵⁾では細粒分含有率 F_c の多寡による液状化特性の違いを次のように反映させている。図 2-4-7 は、せん断ひずみ $\gamma=5\%$ のときの繰返し回数 $N_{\gamma=5\%}$ が同じでも、その前後のひずみの発生傾向が F_c によって異なる例を示したものである¹⁷⁾。Mikami *et al.*¹²⁾はこのようなひずみの伸び方を図 2-4-8 に示すバイリニアでモデル化し、3 つのパラメータで定式化した。これにより、図中のパラメータ (A_1, A_2, B) をターゲットとした要素シミュレーションを行い、 F_c によるひずみの伸び方の違いを考慮できるようになった(⑩)。

液状化発生の下限値を規定する c_1 は、初版では小さな値となるように注意が払われていたが、改訂版では液状化抵抗曲線の適合性を重視し、繰返し回数 100 回の τ/σ_v' に対応するパラメータが設定できるようになり、再訂版でもこれを維持している(⑪)。

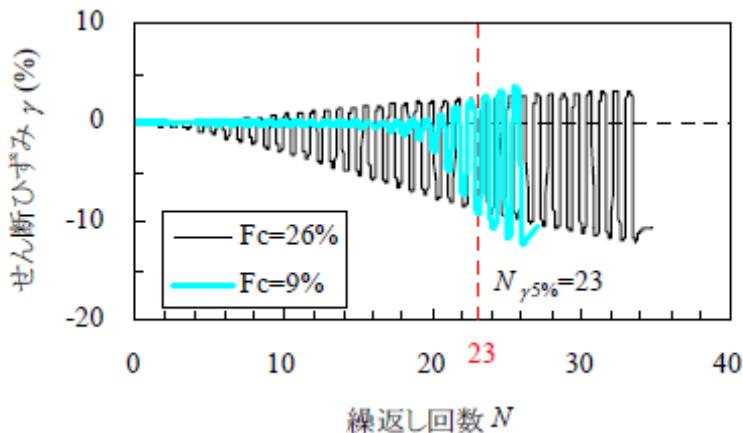


図 2-4-7 ひずみの伸び方に影響を及ぼす細粒分含有率の影響¹⁷⁾

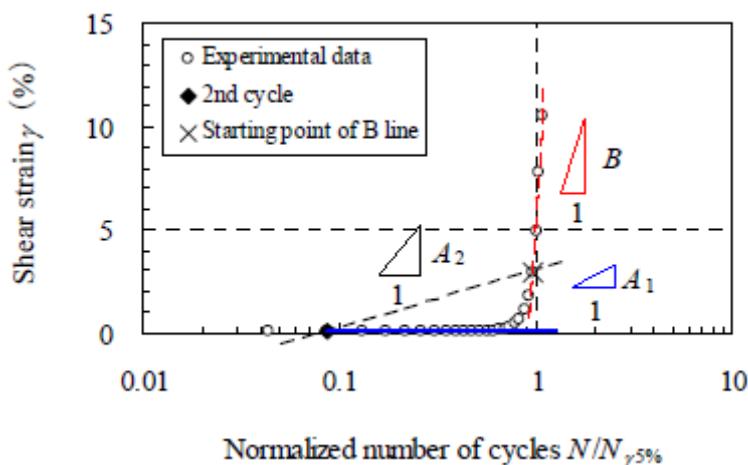


図 2-4-8 ひずみの伸び方に関するバイリニアモデル¹²⁾

手順⑫

S_{us} 値は、図 2-4-9 に示す間隙比 e と S_{us} 値の関係図から求める。この図は、豊浦砂と DL クレーを混合して細粒分含有率 F_c と相対密度を調整した供試体の非排水三軸圧縮試験の結果をまとめたものである。図中の直線は井合⁶⁾による推定式(2-4- 11)を示し、既往の試験結果や被災事例解析で被災状況を説明する最低の S_{us} 値(2-4- 13)式を破線で示している。
 (2-4- 14)式は、井合式(2-4- 11)と下限値式(2-4- 13)の交点を表す式であり、井合式(2-4- 11)で推定した値が下限値式(2-4- 13)よりも小さい場合には、(2-4- 14)式による値を採用する。

$$\ln\left(\frac{p_{us}}{p_a}\right) = -\left(\frac{e - e_a}{1 + e_a}\right) / \varepsilon_{mus}, \quad p_{us} = S_{us} / \sin \phi_f \quad (2-4- 11)$$

ここで、

$$p_a = 20\text{kPa} \quad (2-4- 12)$$

$$e_a = 0.000174 F_c^2 - 0.01992 F_c + 1.015 \quad (F_c \text{は\%}) \quad (2-4- 12)$$

$$\varepsilon_{mus} = 0.015$$

$$\ln(p_{su}) = \frac{e - 0.3312}{0.1426} \quad (2-4- 13)$$

$$\ln(p_{su})_{\min} = \frac{\varepsilon_{mus}(1 + e_a)\ln(p_a) - 0.3312 + e_a}{\varepsilon_{mus}(1 + e_a) + 0.1426} \quad (2-4- 14)$$

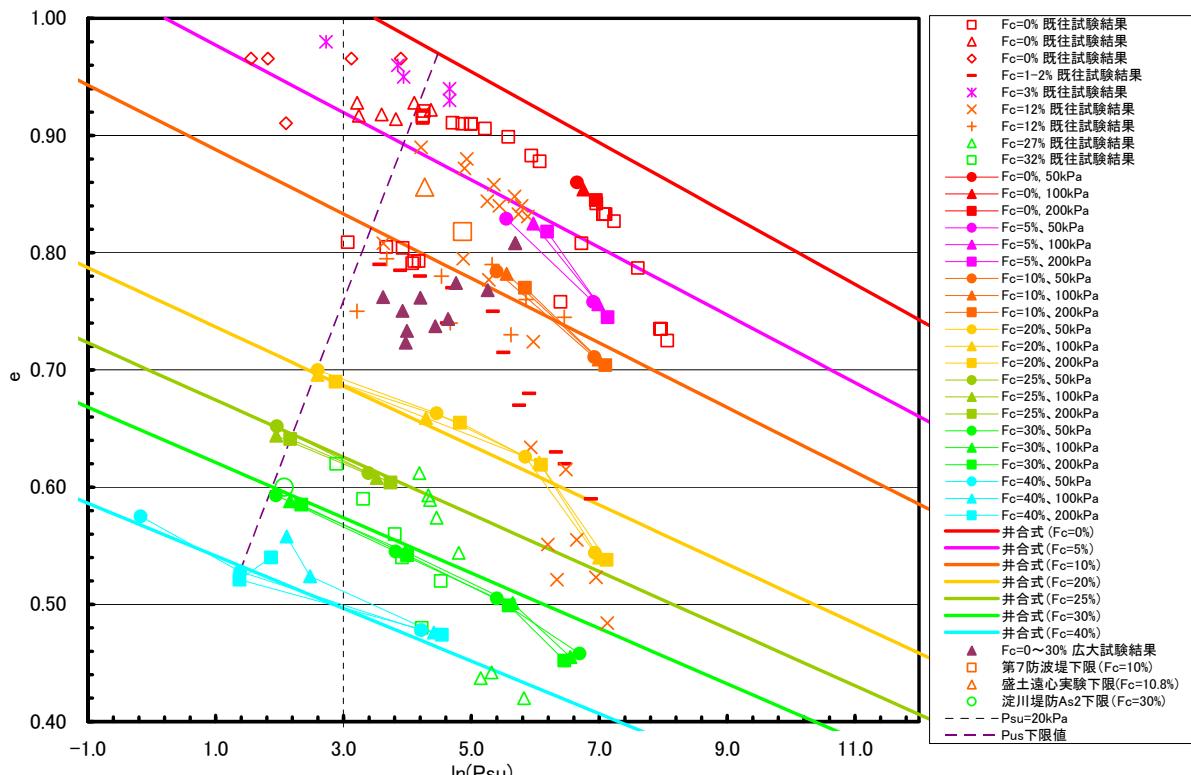


図 2-4-9 S_{us} 値と間隙比 e の関係

2-4-3 S_{us} 値の設定方法

2-4-2 では簡易設定法（再訂版）におけるパラメータの設定手順について述べたが、この中で、 S_{us} 値は図 2-4-9 に示す間隙比 e と S_{us} 値の関係図から求めている。しかしながら、この再訂版で設定される S_{us} 値はかなり安全側の値になる傾向がある。解析結果は S_{us} 値に非常に敏感であるため、 S_{us} 値は実測値による入力が最も望ましいが、実測値が得られない場合には再訂版で推定する。なお、精度よく S_{us} 値を推定するのは難しいことから、再訂版では推定された S_{us} 値を基に別の諸量を推定することを避けている。

すなわち、現段階で S_{us} 値を設定する方法は、①現地試料採取で室内試験を行う、②安全側の値を与える井合式(2-4- 11)で推定する、の 2 通りと言える。②の方法については既に述べているので、①について留意点を列挙する。

- S_{us} 値を求める試験方法は、非排水の三軸試験あるいは中空ねじり試験で実施し、極めて大きなひずみ（少なくとも単純せん断ひずみ片振幅で 15%程度）まで試験を行う必要がある
- S_{us} 値は細粒分含有率の微小な変化にも敏感であるため、数少ないサンプリングから S_{us} 値を設定するのは避けるべきである
- S_{us} 値は図 2-4-10 に示すように、拘束圧の依存性が低く（圧密降伏応力には依存する可能性あり）、液状化後の乱れた試料を用いても同じ S_{us} 値が得られるとする報告がある⁸⁾ので、液状化試験後に大ひずみ領域まで単調載荷する方法が考えられる。なお、再構成試料を用いても不攪乱試料と同様の S_{us} 値が計測できる可能性もある⁹⁾。

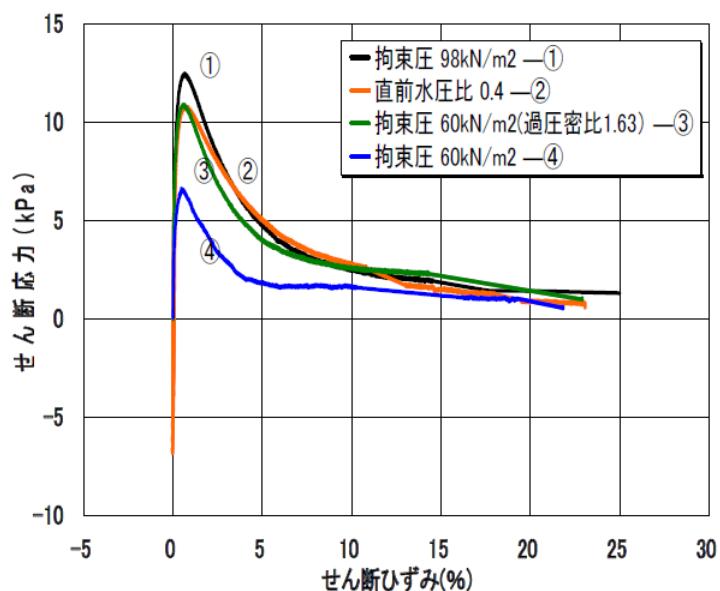


図 2-4-10 非排水単調載荷試験の結果⁸⁾

2-4-4 構造形式による各簡易設定法の適用性¹⁰⁾

2-4-1 で述べたように、簡易設定法は初版¹⁾、改訂版³⁾および再訂版⁵⁾といった3つの方法が提案されており、それぞれ定常状態を考慮しない(S_{us} 法を適用しない)場合や、再訂版⁵⁾について S_{us} 値を試験値で与える場合および井合式で推定する場合がある。さらに、簡易設定法を利用せずに、 S_{us} 値や液状化パラメータを試験値により決定する場合を加えると、計7通りの組み合わせが存在する。ここでは、複数の被災事例を対象に、これら計7通りの組み合わせによる事例解析から変形量による適用性の検討を行った。具体的には、表2-4-2に示すように、10種類の被災、無被災であった事例を各設定法から決定されたパラメータで再現解析し、被災事例については変形量が0.5~2倍以内であれば○印、それ以外であれば×印を、無被災事例については変形量が0.3m以内であれば○印、それ以外であれば×印により整理した。また、実測値と各簡易設定法の算定結果比較を図2-4-11に示す。

表2-4-2および図2-4-11を概して評価すると、解析パラメータを試験値により設定できる場合は、いずれの構造形式に対しても被災・無被災を定量的に再現できることが分かる。本検討条件下ではあるが、各構造形式における各簡易設定法の適用性について以下に示す。

(1) 盛土および防波堤(3-6節、3-2節参照)

事例a)~e)

初版による解析パラメータが良好な結果を与える一方、改訂版では盛土の沈下量を過小評価する傾向がある。これは、盛土下の土要素について、有効応力経路が破壊線に沿ってとめどなくせん断応力を負担する(せん断変形ロック)ためである。これを解消したプログラム用の再訂版では、 S_{us} 値を適切に設定することで良い結果を与えるようになる。井合式では S_{us} 値を試験値より小さく推定し、沈下量が大きく評価される(安全側)場合があるなど、入力した S_{us} 値によって変形がダイレクトに影響を受けるので注意が必要である。

○推奨設定法→初版、再訂版+ S_{us} 値(試験値)

(2) 重力式岸壁(3-1節参照)

事例f)~g)

再訂版+ S_{us} (井合式)を除いて良好な結果が得られる。事例f)では、試験による S_{us} 値が100kN/m²であるのに対して、井合式では18kN/m²と安全側に推定され、岸壁水平変位が過大に評価される。

○推奨設定法→初版、改訂版、再訂版+ S_{us} 値(試験値)

(3) 矢板式岸壁(3-3節参照)

事例h)~i)

変形量を過大評価する初版および再訂版+ S_{us} (井合式)を除いて、良好な結果が得られる。

○推奨設定法→改訂版, 再訂版+ S_{us} (なし)

(4) 桟橋式岸壁 (3-4 節参照)

事例 j)

いずれの手法でも概ね良好な結果が得られる。ただし、一部の液状化層において、 $F_c=0\%$ で S_{us} 値= ∞ となつたため、 S_{us} 法の効果は反映されていない(定常状態が考慮されていない)。

○推奨設定法→特になし (全て)

表 2-4-2 各簡易設定法の適用性と評価

解析事例	試験値	簡易設定法				
		初版	改訂版	再訂版 + S_{us} (試験値)	再訂版 + S_{us} (井合式)	再訂版 + S_{us} (なし)
a)後志利別川堤防 No.1 →被災(沈下 2.67m)	×	○ 0.22m	× 2.15m	× 0.07m	×	○ 2.76m 0.18m
b)後志利別川堤防 No.2 →無被災	○ 0.028m	○ 0.114m	○ 0.055m	○ 0.037m	○ 0.06m	○ 0.084m
c)淀川堤防 →被災(沈下 2.7m)	○ 2.6m	○ 2.53m	× 0.47m	○ 2.78m	○ 3.15m	×
d)盛土遠心実験 →被災(沈下 2.04m)	○ 2.46m ^{*1}	○ 3.88m	○ 3.26m	—	×	×
e)神戸港第 7 防波堤 →被災(沈下 1.77~2.03m)	○ 1.29m	○ 1.6m	○ 0.89m	○ 1.48m	○ 2.26m	×
f)神戸 RF3 岸壁 →被災(水平 3.7m ^{*2})	○ 6.11m	○ 5.25m	○ 3.09m	○ 4.39m	×	○ 2.89m
g)釧路港第 2 埠頭東側岸壁 →無被災	—	○ 0.14m	○ 0.24m	—	○ 0.28m	○ 0.28m
h)秋田港大浜 1 号岸壁 →無被災	○ 0.22m ^{*1}	× 8.69m	○ 0.14m	—	—	○ 0.25m
i)秋田港大浜 2 号岸壁 →被災(水平 1.5m)	○ 1.8m ^{*1}	× 4.03m	○ 0.86m	—	×	○ 1.34m
j)神戸港 T 桟橋 →被災(水平 1.4~1.5m)	—	○ 1.64m	○ 2.01m	—	○ 1.22m	○ 1.03m

*1) S_{us} 値の実測値がないため、 $S_{us}=0(\infty)$ とした

*2)平均、最大は 4.64m

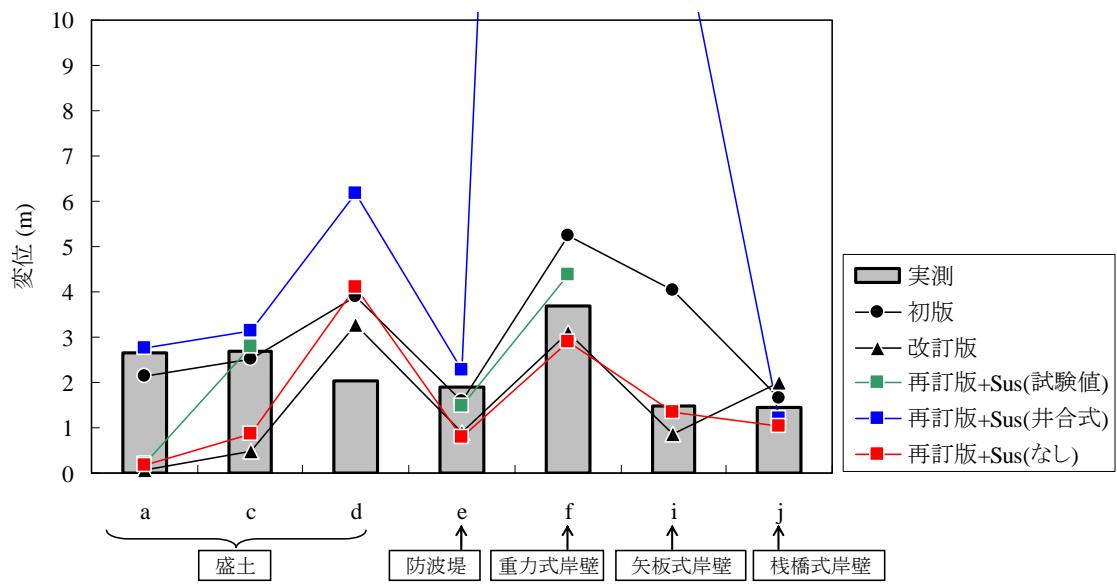


図 2-4-11 実測値と各簡易設定法の算定結果比較

(無被災事例は省き、実測値は平均値とした)

2-4-5 使用上の留意点

- 構成則や数値計算法に改良が施された新しい簡易設定法は、全ての構造形式に対して一様に精度が向上するものではないので注意が必要である。
- 再訂版は、補正 N 値 $N_a < 25$ の範囲で細粒分 F_c を多く含む土質にも適用可能である。
- S_{us} 値を地盤調査の制約などから適切に設定できない場合には、井合式を用いることができるが、条件によっては S_{us} 値を小さく推定し、変形量を大きく評価するなど経済的に不合理な場合がある。

<2-4 節の参考文献>

- 1) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 2) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 第 29 回海洋開発シンポジウム論文集, pp.443-448, 2004.
- 3) 第 2 期 FLIP 研究会解析精度向上作業部会, FLIP の解析における解析精度向上に関する諸検討成果報告書 (非公開), 平成 16 年.
- 4) 小堤治, 井合進, 一井康二, 納見昭広: 砂質土の定常状態を考慮するために行った過剰間隙水圧モデルにおける応力経路の修正, 第 43 回地盤工学研究発表会, pp.1797-1798, 2008.
- 5) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋: 解析プログラム FLIP における砂の細粒分を考慮した解析定数簡易設定法, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.1519-1520, 2010.
- 6) 一井康二, 仁科晴貴, 井合進, 中原知洋, 小堤治, 小野寺隆柔: 解析プログラム FLIP における Steady State 時のせん断応力レベルの設定法の検討, 第 46 回地盤工学研究発表会, (投稿中), 2011.
- 7) 第 4 期 FLIP 研究会せん断変形ロック問題作業部会, せん断変形ロック問題 WG 平成 20 年度報告書 (非公開), 平成 21 年.
- 8) 仁科晴貴, 一井康二, 植村一瑛, 三上武子, 木村寛: 細粒分を含んだ砂地盤における Steady State に関する実験的研究, 地盤と建設, 地盤工学会中国支部論文報告集, Vol.27, No.1, pp.57-64, 2009.
- 9) 吉嶺充俊: 単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究, 東京大学博士学位論文, 1996.
- 10) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋: 解析プログラム FLIP における砂の解析定数簡易設定法の種類とその特性, 第 46 回地盤工学研究発表会, (投稿中), 2011.
- 11) 吉見吉昭: 第二版 砂地盤の液状化, 技報堂出版株式会社, pp.82-87, 1991.
- 12) Mikami, T., Ichii, K., Iai, S., Ozutsumi, O., Nakahara, T. and Yokoyama, N. : Modeling of strain increase of liquefied soils in cyclic shear loading considering material characteristics, Proc., Performance-based design in earthquake geotechnical engineering, pp.1395-1402, 2009.
- 13) Cubrinovski, M. and Ishihara, K. : Maximum and Minimum void ratio characteristics of sands, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.6, pp.65-78, 2002.
- 14) Cubrinovski, M. and Ishihara, K. : Empirical correlation between SPT N-value and relative density for sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.5, pp.61-71, 1999.
- 15) 諸戸靖史: 砂や礫の内部摩擦角: 土と基礎, Vol.31, No.8, pp.5-10, 1983.
- 16) 善功企, 山崎浩之, 佐藤泰: 事前混合処理工法による処理土の強度・変形特性, 港研報告, 第 29 卷, 第 2 号, pp.85-118, 1990.
- 17) 三上武子, 小堤治, 中原知洋, 井合進, 一井康二, 川崎栄久: 液状化解析プログラム FLIP のパラメータの簡易設定法 (再訂版) の構築, 第 46 回地盤工学研究発表会, (投稿中), 2011.

2-5 各種地盤材料のモデル化

FLIP では、液状化の検討対象となる通常の砂地盤、あるいは自然に存在する粘土地盤だけではなく、構造物に応じて種々の材料や地盤改良された地盤を適切にモデル化する必要がある。FLIP 研究会では、平成 10 年度には SCP 改良地盤、平成 11 年度と平成 12 年度には港湾構造物によく用いられる捨石地盤、平成 13 年度にグラベルドレーンにより改良された地盤のモデル化の検討を実施している。以下に、検討の概要と結論を示す。なお、それぞれの検討は当時の FLIP のバージョンを用いていることには留意されたい。

2-5-1 基礎捨石、裏込め石

以下に検討の概略を述べる。実際の検討では、検討プロセスにおける手戻りを防ぐために、簡易モデル等による検討が実施されたりしているが、本報告では詳細は割愛する。

まず、表 2-5-1-1 に示すような資料収集、整理が行われ、表 2-5-1-2 に示すような知見を得た。これをもとに、表 2-5-1-3 に示す物性が提案された。

そこで、兵庫県南部地震に RF3 岸壁によるパラメトリックスタディが実施された。検討内容を表 2-5-1-4 に示す。ただし、水の体積弾性係数 K_f の影響については、断面形状を簡素化した簡易モデルによる検討が実施されている。この、水の体積弾性係数 K_f の影響は、捨石の透水性が高いことを考慮するために検討されたものである。

表 2-5-1-5 にパラメトリックスタディーの結果を総括して示す。これにより、捨石マウンド、裏込石については $c = 20$ (kPa), $\phi = 35^\circ$ 同時指定とし、 $K_f = 0$ または非常に小さい値を設定する方法で、ほぼ従来どおりの観測結果と比較的適合性の高い結果が得られることが明らかとなった。

なお、 K_f を低下させることでパルスがのる現象が発生するが、全体の応答に与える影響は小さいと考えられる。ただし、無視できない場合も考えられるので、この場合には、表層部分の要素を剛性の十分小さな弾性要素にするなどの対処が考えられる、と報告されている。

以上の検討結果から推奨された物性は表 2-5-1-6 に示す。要点は、①せん断強度定数は、既往の試験結果を尊重し、 c , ϕ 同時指定機能を用いるものとする。②高透水性に配慮し、負圧に抵抗しない条件の $IGKSW = 1$ とする。③減衰定数は影響が小さいため 0.2~0.3 の値を設定する。④初期せん断波速度は従来通り $V_s = 300, 225$ (m/sec)を用いる。⑤水の体積弾性係数 K_f は、比較的挙動が同等となる 1%以下の小さい値を設定する。⑥対象範囲は同様の材料を用い、高透水性を有していると考えられる範囲であり、基礎捨石および裏込石を対象とする。

また、提案された物性は、兵庫県南部地震における RF3 岸壁の被災事例のほか、神戸港第 7 防波堤、釧路沖地震における釧路港北埠頭の被災事例により検証されている。ただし、いずれも重力式岸壁あるいはケーソン式防波堤であり、他の構造形式への適用性については議論されていないことに留意されたい。

表 2-5-1-1 収集資料一覧

資料	<ul style="list-style-type: none"> ・港湾の施設の技術上の基準（平成 11 年） ・埋立地の液状化対策ハンドブック（ ・小林, 寺師, 高橋, 中島, 捨石マウンドの支持力の新しい計算法, 港湾技術研究所報告 Vol.26, No.2, 1987 年 ・莊司, 大型三軸試験による捨石材のせん断特性に関する考察, 港湾技術研究所報告 Vol.22, No.4, 1988 年 ・水上, 小林, マウンド用石材の大型三軸試験による強度特性, 港湾技術研究所資料, Vol.699, 1991 年 ・上部, 土田, 倉田, 大型混成式防波堤の強震記録に基づく水・構造物連成系の地震応答解析, 港湾技術研究所報告 Vol.22, No.2, 1983 年 ・工藤, 西, 田中, 国生, 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その 1）－捨石マウンド材料の物理的特性ならびに静力学的特性, 電力中央研究所報告 384030, 1985 年 ・工藤, 西, 田中, 国生, 護岸基礎捨石マウンドの沈下予測（その 2）－捨石マウンド材料の繰り返しせん断特性, 電力中央研究所報告 384031, 1985 年 ・運輸省港湾技術研究所資料 No.857, 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告
----	--

表 2-5-1-2 得られた知見の整理

せん断強度定数	・母岩の一軸圧縮強度が $30(\text{MN}/\text{m}^2)$ 以上で $\phi = 35^\circ$, $c = 20(\text{kN}/\text{m}^2)$ ・母岩の一軸圧縮強度が $30(\text{MN}/\text{m}^2)$ 以下で $\phi = 30^\circ$, $c = 20(\text{kN}/\text{m}^2)$
最大減衰定数	・0.2 程度の値であるがデータ数が少ない。
初期せん断剛性	・PS 検層の結果を平均すると捨石は $V_s = 278(\text{m}/\text{s})$, 裏込石は $V_s = 245(\text{m}/\text{s})$ であり、従来通り各々 $300(\text{m}/\text{s}), 225(\text{m}/\text{s})$ としてよい

表 2-5-1-3 提案された基礎捨石の物性値

パラメータ	設定方法
せん断強度定数	$c = 20 (\text{kN}/\text{m}^2)$, $\phi = 35^\circ$
最大減衰定数	$h_{\max} = 0.2 \sim 0.3$
初期せん断剛性	マウンド $V_s = 300 (\text{m}/\text{s})$, 裏込石 $V_s = 225 (\text{m}/\text{s})$

表 2-5-1-4 RF3 岸壁における検討内容一覧

着目パラメータ	内容	備考
水の K_f 値	$0\%, 1\%, 5\%, 10\%, 50\%, 100\%$	適切な値の評価は「簡易モデルによる検討」で実施する。
c , ϕ および基礎条件	$c = 0$, $\phi = 40$ $c = 0.2$, $\phi = 35$	既往検討と同じ
K_f の低下する範囲	なし, 捨石部 $1/3 \cdot 2/3 \cdot 3/3$, 捨石と裏込部	RF3 岸壁における既往検討と同じ
減衰定数 h_{\max}	h_{\max} を 0.1 , 0.2 , 0.3 に変化	減衰特性の影響を把握
ジョイント要素の β の影響	ジョイント要素指定の β を $0.0002(10\%), 0.00002(1\%)$, $0.00002(0.1\%)$ として変化	ジョイント要素がダミーの大きな剛性を持つため、 β の影響が大きい。これによって捨石材の挙動が変化する。
ジョイント要素の ϕ の影響	ジョイント要素の ϕ を 36° , 31° , 15° に変化	ジョイント要素のせん断強度特性の影響をあらためて確認する必要がある。

表 2-5-1-5 検討結果一覧

着目項目	内容
水の K_f 値	1 % 程度以下に低下することによりほぼゼロとした応答に漸近していく。ただし、マウンドの加速度応答にパルスがある。
せん断強度定数 c , ϕ	c を考慮することにより置換砂の方にひずみが集中する結果となつた。
K_f の低下する範囲	範囲を変化させても大きな差異は発生しない。
減衰定数 h_{max}	h_{max} を変化させても結果に大きな差異はない。
ジョイント要素の β の影響	既往検討結果と同様、ジョイント要素の β の影響は大きい。
ジョイント要素の ϕ の影響	既往検討結果と同様、ジョイント要素の ϕ の影響は小さい。

表 2-5-1-6 捨石のモデル化における推奨方法

モデル化の項目	モデル化の方法
せん断強度定数	$c = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \phi = 35 \text{ (°)}$
最大減衰定数	$h_{max} = 0.2 \sim 0.3$
初期せん断剛性	マウンド $V_s = 300 \text{ (m/s)}$, 裏込石 $V_s = 225 \text{ (m/s)}$
水の体積弾性係数	$K_f = 2.2 \times 10^{-4} \text{ (kPa)}$ 以下の小さな値
対象範囲	捨石マウンドおよび裏込石

2-5-2 グラベルドレーン

ドレーン工法にはいくつかの種類があるが、液状化対策として地盤に透水性のよい碎石や礫で柱状のドレーンを作る場合が FLIP 研究会では検討されている。この柱状のドレーンは、地盤各部の排水距離を短縮することにより、上昇した間隙水圧を速やかに消散させて液状化の程度を軽減する。

一方、FLIP は非排水条件下で解析を行う。従って、解析では一旦上昇した過剰間隙水圧が消散することはない。しかし、グラベルドレーンによる改良地盤の挙動は、その原理からして、排水条件下で解析しないと把握することが出来ない。そこで、FLIP のような非排水解析プログラムにおいて、グラベルドレーンによる液状化対策効果を、近似的に表現する試みがなされた。

なお、グラベルドレーンによる地盤改良効果としては、以下の点を挙げることが出来る。

- ① 発生する過剰間隙水圧の最大値を低減させ、液状化を防止する。
- ② 地震動が大きく、水圧上昇が速くて排水が間に合わず、液状化状態に達するにしても、対策をしない場合に比べて、水圧の上昇は遅れる場合がある。
- ③ 一旦上昇した過剰間隙水圧を、対策をしない場合に比べて、速やかに低下させる。
- ④ 排水により、地表面に沈下が生じることは避けられない。特に、グラベルドレーン部と一般部では、沈下量が異なる場合がある。

このうち、FLIP により表現可能と思われる効果は、上記①と②である。グラベルドレーンの設計の際に想定した地震より大きな地震に見舞われた場合には、②と③の組み合わせにより、一旦は液状化するかも知れないが、過剰間隙水圧は速やかに消散して、地盤剛性は速やかに回復し、土構造物の変形が小さくて済む可能性もあるかも知れない。しかし、FLIP では③の効果を表現出来ないと思われる所以、このメカニズムによる変形抑制効果は考慮出来ない。また、④の地盤沈下も、原則として、表現することは出来ない。

以下の手順で検討を進められた。

- ① 既往の実験結果および被災事例等の収集・分析
- ② グラベルドレーン設計法講習会の実施
- ③ 上記の FLIP の解析におけるグラベルドレーンモデル化手法の提示
- ④ 上記モデル化手法の検討とその他のモデル化の可能性の検討
- ⑤ 候補のモデル化手法を用いた実験解析の実施
- ⑥ モデル化手法の評価と研究会への報告（担当：会員+事務局）

なお、上記⑤で実施した実験解析は、均質地盤を対象としたものであり、構造物を含む系を対象とするものでは無い。本来は、構造物を含む系や実被害事例を対象に、構造物の変位が再現できるか検討することが必要があるが、調査した範囲では適当な実験や被災事例

が無く、実施できなかった。

上記項目のうちの①については、以下に示す資料が収集された。

- 1) Iai, S.: Large Scale Model Tests and Analyses of Gravel Drains, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988, pp.25-160
- 2) 井合進, 松永康男, 森田年一, 桜井博孝: 1993 年釧路沖地震での岸壁の液状化対策の効果について, 第 9 回日本地震工学シンポジウム, 1994
- 3) 山本陽一, 戸村豪治, 上原精治, 高橋直樹, 兵動正幸: 部分排水強度によるグラベルドレーンの液状化抑止効果の評価 その 1 部分排水強度の定量化, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.805-806, 2000
- 4) 上原精治, 高橋直樹, 山本陽一, 戸村豪治, 兵動正幸: 部分排水強度によるグラベルドレーンの液状化抑止効果の評価 その 2 部分排水強度に基づく設計法の適用性, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.807-808, 2000
- 5) 曽田暁, 森尾敏, 森田修二, 柳原純夫, 三木英通: 過剰間隙水圧消散一応力変形解析, 第 56 回土木学会年次学術講演会, III-A107, 地盤の動的性質
- 6) 曽田暁, 森尾敏, 柳原純夫, 森田修二, 三木英通: 非排水条件下の地震応答解析結果を用いた過剰間隙水圧消散一応力変形連成解析, 奥村組技術研究年報, 第 27 号, pp.37-42, 2001

実際の検討では、文献 1)に示されている模型実験を対象に解析を実施された。この場合は、深さ方向に 2m しかないモデルなので、地表面までの排水距離が短く、注意を要する。なお、グラベルドレーンが施工されているサイトでの被災事例として、上記文献 2)に記載の釧路港矢板式岸壁の例があるものの、ちょうど主働破壊領域にグラベルドレーンが設置されているが、FLIP 研究会矢板式護岸 WG の検討において、その部分の過剰間隙水圧の評価が問題になっており、適当な事例ではないと見送られた経緯がある。また、実験解析等の結果を、上記文献 5), 6)に示す排水機能を持つプログラムとの応答値と比較することも考えられたが、実施されていない。

本報告を執筆している現在では、矢板式岸壁の解析についてもある程度解析法が確立しており、釧路港矢板式岸壁の例を取り上げた検討を実施しても問題がないものと思われる。また、カクテルグラスモデル要素を用いて、排水性を考慮した解析も可能である。その意味では、非排水条件のマルチスプリング要素を用いたドレーン工法の検討は、実務的には時代遅れとなった感もあるが、制約条件の中で近似的に実現象を評価し、モデル化しようとした試みは重要であり、今後に向けて参考となる知見も多く含んでいるため、概略を下記に示す。

ドレーンのモデル化の考え方は次のようなアイデアである。

まず、グラベルドレーンの設計時の想定地震動を対象に、グラベルドレーンのモデル化の方法を示す。非排水繰り返せん断試験により求めた過剰間隙水圧比上昇曲線の例を図2-5-2-1 の破線で示す。同図の縦軸は過剰間隙水圧比 (u/σ'_0)、横軸は (N/N_1)である。ここに N は繰返し回数、 N_1 は液状化に要する繰返し回数である。なお、横軸(N/N_1)は累積損傷度に対応する。また、 σ'_0 は、3 軸試験条件においては初期平均有効応力を、単純せん断条件下では、初期有効上載圧を表す。

同図の実線は、相対密度 60% の砂質土に対して SEED らが求めた曲線であり、次式において、材料に応じたパラメータ α を 0.7 とおいたものである。この曲線に基づいて、グラベルドレーン設計用チャート^{*)}が作成されている。

$$(u/\sigma'_0) = (2/\pi) \cdot \arcsin \left\{ (N/N_1)^{1/2\alpha} \right\} \quad (2-5-2-1)$$

グラベルドレーンの設計では、想定地震動に対して許容する過剰間隙水圧比 ($(u/\sigma'_0)_{max}$)を設定する。「埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）」¹⁾によれば、この標準値は 0.25 である。

図 2-5-2-1 の試験結果を表す破線について読み取った ($(u/\sigma'_0)_{max} = 0.25$) に対する (N/N_1)を (N_u/N_1)とする。また、想定地震に対する改良対象土層の累積損傷度の最大値 ($(N/N_1)_{max}$)を別に算定する。想定地震動に対してグラベルドレーンを設置しない場合の累積損傷度が ($(N/N_1)_{max}$)である地盤にドレーンを設置することにより、同じ地震で累積損傷度が (N_u/N_1)になる。改良前と同じせん断応力比で載荷されながら、累積損傷度 ($(N/N_1)_{max}$)を (N_u/N_1)になることを表現する一つの方法として、液状化に要する繰返し回数 N_1 を δ 倍にすることが考えられる (δ は次式による)。

$$\delta = (N/N_1)_{max} / (N_u/N_1) \quad (2-5-2-2)$$

すなわち、液状化抵抗曲線を繰返し回数が δ 倍になるように右方へずらすことで、ドレーンの効果が表現出来る。なお、このことが成り立つのは、次式の累積損傷度の算定式に基づく。

$$N/N_1 = 0.5 \times \sum_k (1/(N_1)_k) \quad (2-5-2-3)$$

ここに, $(N_l)_k$ は, せん断応力時刻歴の第 k 波目 (半波として) のせん断応力に対する液状化に要する繰り返し回数であり, これが一律に δ 倍されるので, 累積損傷度は, $1/\delta$ に低減される.

累積損傷度を低減させる方法は, この他にもあって, 例えば, 文献²⁾により示唆されるように, あるせん断応力比以上では, ドレーン無しの場合の液状化抵抗曲線と同じで, それ以下では, 何回繰り返し載荷をしても, 破壊が進行しないような, せん断応力比の境界値を設ける方法も検討する価値があると思われる. (なお, 文献²⁾での強度の定義は, 歪振幅に基づくものではないので注意が必要).

次に, グラベルドレーン設計時の想定地震ではなく, 既存のグラベルドレーンに対して, 任意の地震動を入力する場合の, グラベルドレーンのモデル化の方法を考える.

考え方は, 上記の設計時の想定地震を作用させる場合と同様である. ただ, グラベルドレーンがある場合の, 累積損傷度, あるいは, 過剰間隙水圧比の最大値が不明である.

このため, 一つの方法として, 本来, 過剰間隙水圧比の上限値 (=0.25) を指定してドレーンの杭径比を求めるために参考するグラベルドレーン設計用チャート¹⁾を利用し, 杭径比を指定して, 過剰間隙水圧比の上限値を算定することも考えられる. しかし, チャートは, (2-5-3-1)式において $\alpha=0.7$ と置いた特別の場合に対してのみ作成されているので, 変換が面倒である.

そこで, 半径方向のみの排水を考慮した, グラベルドレーン改良地盤の過剰間隙水圧の時刻歴算定機能を有するプログラム LARF³⁾を用いて, グラベルドレーンがある場合の過剰間隙水圧比の最大値を算定することが検討された. なお, このプログラムは, 1 次元解析プログラムであり, 水平面内での軸対称の圧密方程式を有限要素法により解く. オリジナル版プログラムでは, α は 0.7 に固定されていたが, 検討では, 任意の α を指定できるように変更した改良版プログラム⁴⁾が使用された. すなわち, 実験結果である過剰間隙水圧比の上昇傾向を再現するような α を見出して, これを改良版プログラムに適用し, 過剰間隙水圧比の最大値が算定された.

なお, LARF の他にも, グラベルドレーンの挙動をより忠実にシミュレーション可能な GADFLEA 等のプログラムもある. これらを利用して, グラベルドレーン改良地盤の過剰間隙水圧を評価することも考えられる. また, ドレーンがない場合の累積損傷度の計算には, プログラム ADAMAGE⁵⁾が用いられている.

グラベルドレーンがある場合の過剰間隙水圧比の最大値が算定されれば, それを過剰間隙水圧比上昇曲線 (例えば図 2-5-2-1 の破線) に適用して累積損傷度を読みとり, 前述の通り, グラベルドレーンが無い場合の累積損傷度の最大値との比を求め, それに基づき液状化抵抗曲線を移動させて, グラベルドレーンの効果を表現することが可能となる.

なお, この方法の問題点は, グラベルドレーンがある場合にも拘わらず, 過剰間隙水圧比が 0.5 を超えるような場合に, 体積圧縮係数 m_v をどのように設定するかと言うことで

ある。体積圧縮係数は、過剰間隙水圧比が 0.5 を超えると、大きく変化して、0.5 以下の場合に比べて 5~10 倍以上の値になると言われている⁶⁾。

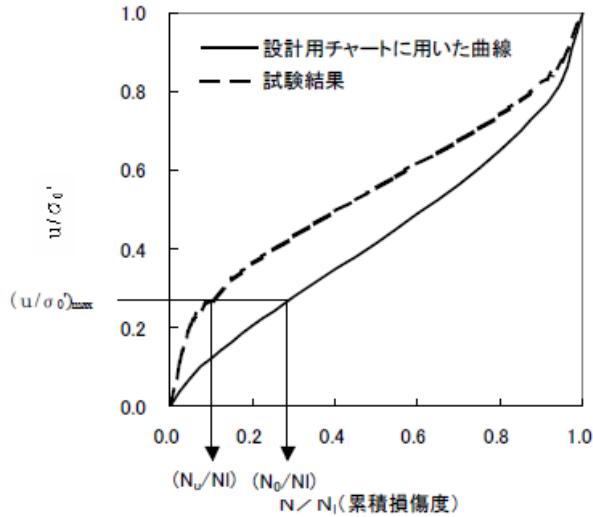


図 2-5-2-1 過剰間隙水圧比上昇曲線

検討結果としては、次の結論が得られている。

- (1) FLIP によるグラベルドレーンの評価方法として、累積損傷度理論に基づく方法を提案した。大型振動台模型実験の検証解析によれば、本手法により得られた過剰間隙水圧は実験で計測された過剰間隙水圧を若干上回る値となったが、加速度振幅、変位振幅については概ね実験と整合的であった。本手法によれば、グラベルドレーンの効果を設計上安全側に評価できるものと考えられる。
- (2) 各種振動数、振幅を持った入力地震動に対する提案手法の適用性を LARF との比較により検証した。その結果、本手法により LARF で算定される過剰間隙水圧の応答を概ね再現できることが確認できた。なお、振動数が極端に高くなるような特殊な場合（検証事例では 3Hz 以上）は、過剰間隙水圧の発生を小さめに評価する可能性があることに留意する必要がある。
- (3) 提案手法に加え、グラベルドレーンの剛性の効果を考慮する方法として一次元の貼り合わせモデルを考え、その適用性を検証した。その結果、グラベルの排水効果が十分に発揮される程度の入力地震動では提案手法との差はみられなかつたが、排水効果がほとんど発揮できなくなるような大きな入力地震動に対しては、提案手法よりも実験結果に整合的な結果を得た。貼り合わせモデルを用いる場合は、グラベルの剛性（物性）の評価が重要である。
- (4) 二次元サンドイッチモデルによりグラベルの剛性を考慮する方法を検証し、一次元貼り合わせモデルと整合する解析結果を得た。すなわち、グラベルの剛性を考慮する

方法として一次元貼り合わせモデルの妥当性を確認することができた。

(5) 部分排水強度に基づくグラベルドレーンの液状化対策効果の検証を行った。本手法により概ね提案手法と整合する解析結果が得られたが、過剰間隙水圧等の応答が入力地震動（振幅）に敏感なことがわかった。本手法を FLIP の解析に適用する場合、パラメータ設定方法等に留意する必要がある。

そして、FLIP を用いたグラベルドレーンの評価方法として表 2-5-2-1 が提案された。本検討では、グラベルの排水効果のみでなく、グラベルそのものの剛性を変形に対する抵抗として簡易に考慮する方法を検証し、その適用性を示すことができた。これによって FLIP を用いた構造物の性能評価がより適切に行えるものと考えられている。

表 2-5-2-1 FLIP によるグラベルドレーンの評価方法案

評価項目	評価方法
①. 液状化砂層の地盤定数	累積損傷度理論に基づき液状化抵抗曲線を右側にずらすことにより、グラベルドレーンの排水効果を加味した砂層の液状化特性を評価する。FLIP に用いる地盤定数は、図-1 のフローにより設定する。
②. グラベルドレーンの剛性	グラベルドレーンの剛性が適切に評価できる場合は、それを一次元貼り合わせモデルで考慮することが望ましい。本検討では、7号砕石について表-2 に示す定数を採用した。

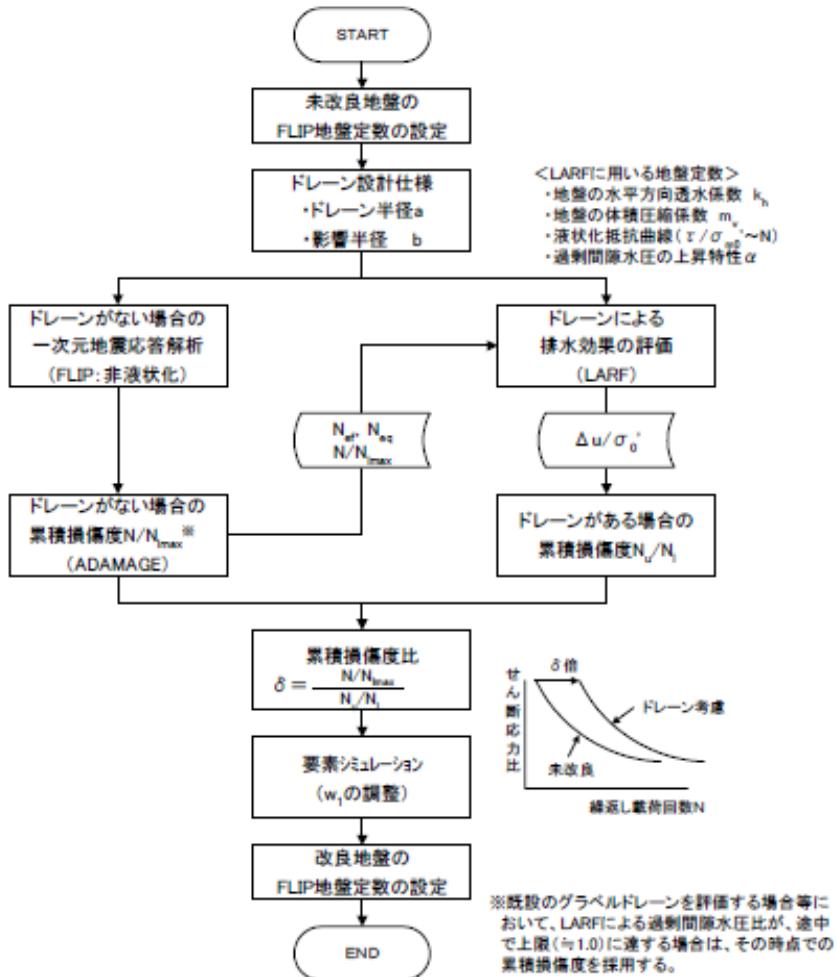


図 2-5-2-2 グラベルドレンの排水効果を考慮した液状化砂層の地盤定数設定方法

<2-5-2 の参考文献>

- 1) 運輸省港湾局監修: 埋立地の液状化対策ハンドブック, (財) 沿岸開発技術研究センター発行, pp.170-192, 1997.
- 2) 山本陽一, 兵動正幸, 上原精治, 高橋直樹: 飽和砂の部分排水繰返し三軸試験に基づくグラベルドレン液状化抑制効果の評価, 土木学会論文集, No.687/III-56, pp.77-94, 2001.
- 3) Seed H. B. and Booker J. R.: Stabilization of potentially liquefiable sand deposits using gravel drain systems, Report No. EERC 76-10, 1976
- 4) 半径方向の排水を考慮したグラベルドレン改良地盤の過剰間隙水圧算定プログラム LARF(Liquefaction Analysis for Radial Flow) 取扱説明書
- 5) 累積損傷度時刻歴算定用プログラム ADAMAGE (accumulative damage) 取扱説明書 (1.1 版)
- 6) Iai, S.: Large Scale Model Tests and Analyses of Gravel Drains, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.27, No.3, 1988, pp.25-160

2-5-3 SCP 改良地盤の検討(粘性土地盤への改良)

(1) 高置換改良のモデルの検討

サンドコンパクションパイル (SCP) 工法による軟弱地盤対策は、粘性土地盤および砂質土地盤に対し多く適用されている。粘性土地盤に対する適用としては護岸や防波堤などの港湾構造物直下の安定・沈下対策としての実績が多い。

本節では、粘性土地盤へ高置換改良 ($as=70\%$) を施した地盤に対するモデル化の方法について、ポートアイランド 2 期地区の高置換率 SCP 改良地盤上の重力式岸壁に対して検討した結果を示す¹⁾²⁾³⁾。

(a) 検討対象

検討対象は図 2-5-3-1 に示すポートアイランド PC14, 15 バースであり、ケーソン下の軟弱地盤対策として改良率 70% の SCP 改良が施されている。

また、1995 年兵庫県南部地震におけるケーソン天端の被災変形量としては、水平変位 2.0~2.5m 程度、鉛直変位 0.5m 程度と報告されている⁴⁾。

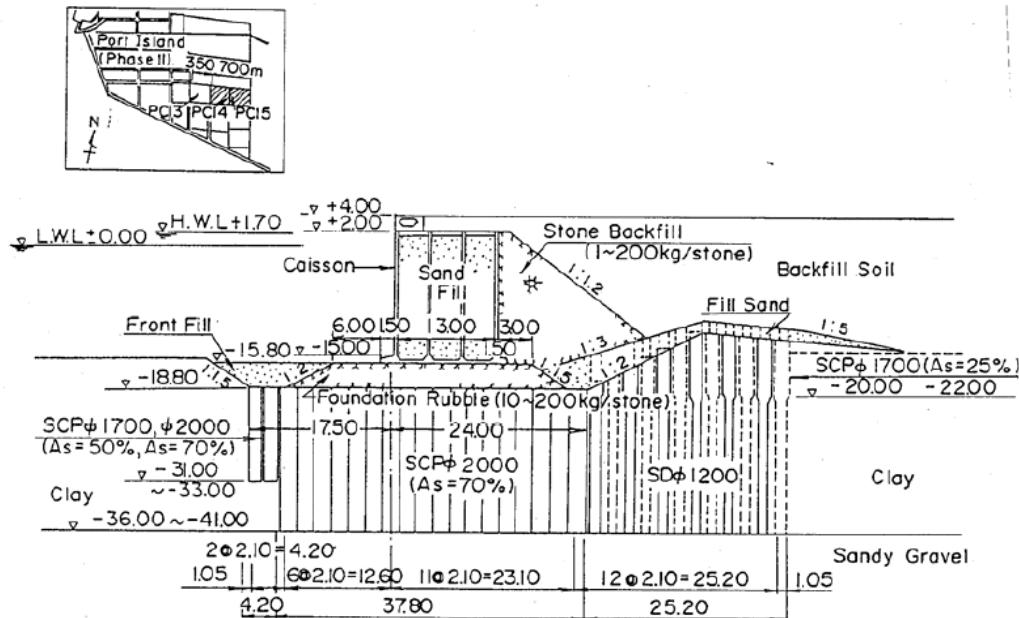


図 2-5-3-1 検討対象 (ポートアイランド(2 期)PC14, 15 バース(北)断面)⁴⁾

(b) 解析モデル

解析モデル断面を図 2-5-3-2 に示す。

側方境界条件は粘性境界とし、その設定位置としては、海側は護岸法線から 80m、陸側は護岸法線から 170m とした。基盤面は、PC13～15 バースにおける洪積砂層上端の平均的な標高として CDL-38m としている。

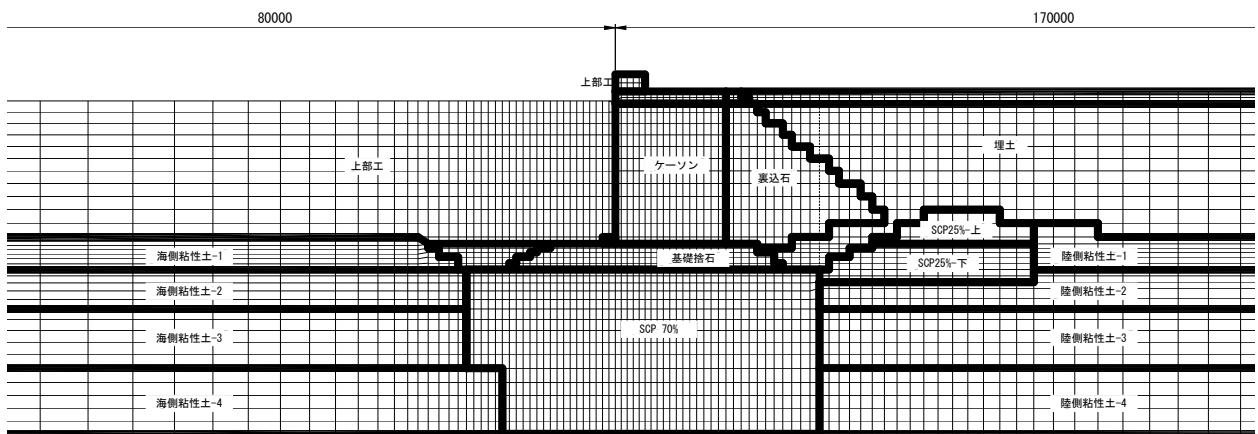


図 2-5-3-2 解析メッシュ図

(c) SCP 改良部のモデル化

高置換改良による SCP は、改良率として 70% 以上となるので、複合地盤として一様の扱いを行うのが適切である。そのモデル化に際して、SCP 改良地盤をすべて砂杭の物性値と考える場合(100% 砂質土として扱う)と、改良率を適切に反映する場合が考えられる。さらに、過剰間隙水圧の発生(ダイレイタンシー特性)を考慮する場合と無視する場合が考えられる。

本検討では、改良率を考慮する場合、改良率が 70% であることから、通常奥行き幅を単位幅とするのに対し、SCP 部改良部の奥行き幅を 0.7 とし、その部分の剛性・せん断強度には砂杭のものを与えた。これは、改良率が大きいため、改良部の剛性・せん断強度に対して、杭間の粘性土の寄与は小さいとの仮定による。砂杭のせん断剛性は、その等価 N 値を $N_{65}=20^5$ ⁵⁾ とし、 $G=1440 \times 9.8N^{0.68}$ より決定した。ただし改良部の密度のみを図 2-5-3-3 に示すように砂杭部に組み入れることで杭間粘性土に起因する慣性力を考慮させる。また、液状化パラメータは、等価 N 値より簡易法⁶⁾により液状化抵抗曲線を定め、その曲線を良く再現できるパラメータを設定した。なお、この際には砂杭の細流分含有率は 5% 以下と仮定した。

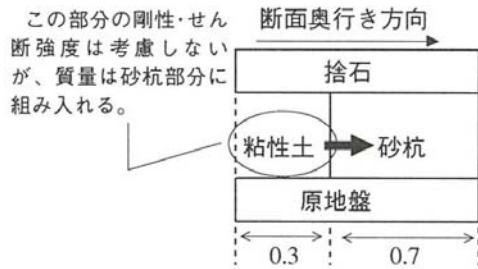


図 2-5-3-3 SCP 改良部のモデル化概念図²⁾

(d) 解析パラメータ

解析に用いるパラメータの一覧を下表にまとめる。

表 2-5-3-1 解析パラメータ

土層名	区分	材料番号	湿潤単位 体積重量 w_t (tf/m ³)	動的変形特性								変相角 ϕ_p' (度)	液状化パラメータ						
				基準有効 拘束圧 σ_{m_a}' (tf/m ²)	基準初期 せん断剛性 G_{m_a} (tf/m ²)	基準初期 体積剛性 K_{m_a} (tf/m ²)	G_0, K_0 の 有効拘束圧 依存特性 m_G, m_K	ボアソン 比 v	粘着力 C (tf/m ²)	内部 摩擦角 ϕ_i' (度)	間隙率 n	最大 減衰率 h_{max}	$s1$	$w1$	$p1$	$p2$	$c1$		
埋立土・敷砂	地下水面上	1	2.25	10.00	12233	31902	0.5	0.33	0.0	38	0.45	0.240	—	—	—	—			
	地下水面上下	2												33	0.005	5.0	0.80	0.63	2.20
前置土	—	7,103																	
裏込石	地下水面上	3	2.00	10.00	18000	46941	0.5	0.33	0.0	40	0.45	0.240	—	—					
	地下水面上下	4																	
基礎捨石	全層	5,6,102																	
粘性土	海側-1	10	1.60	0.86	55	145	0.5	0.33	0.0	30	0.45	0.200	—	—					
	海側-2	11		2.75	178	465													
	海側-3	12		5.35	347	905													
	海側-4	13		8.63	560	1460													
	陸側-1	60		19.07	1238	3228													
	陸側-2	51,61		20.97	1361	3548													
	陸側-3	52,62		23.56	1529	3988													
	陸側-4	53,63		26.84	1742	4543													
S C P (As=70%) (注1)	全層	20,22,23 30,31,32 40,41,42	2.000 2.686	10.00	13400	34945	0.5	0.33	0.0	40	0.45	0.240	28.0	0.005	37.0	1.00	1.00	1.00	
S C P (As=25%)	上層	50	1.700	14.85	6216	16209	0.5	0.33	0.0	35	0.45	0.210	—	—					
	下層	101		17.27	6645	17329				35									

(注1)砂杭の物理値。ただしcase-B2では奥行き幅を0.7mとして解析する。wt観下段はcase-B2で用いる値で砂杭と粘性土の改良率平均を0.7で除した値

(注2)任意の有効拘束圧 σ_m' に対する初期せん断剛性 G_0 より初期体積剛性 K_0 は次式で表される。

$$G_0 = G_{m_a} (\sigma_m' / \sigma_{m_a}')^{m_G}, \quad K_0 = K_{m_a} (\sigma_m' / \sigma_{m_a}')^{m_K}$$

材料名	区分	材料番号	単位体積 重量 w_t (tf/m ³)	ボアソン 比 v	ヤング率 E (tf/m ²)
上部工(注)	—	70	0.00	0.17	3.00E+06
ケーソン	地下水面上	71	2.10	0.17	2.28E+06
	地下水下面	72			
フーチング	—	73	2.45	0.17	3.00E+06

(注)上部工は被災時には存在しなかったので、重量を0とした。

材料名	区分	材料番号	内部 摩擦角 ϕ_i' (度)	粘着力 C (tf/m ²)	法線方向 剛性 K_n (tf/m ²)	接線方向 剛性 K_s (tf/m ²)
ジョイント	ケーン底面	9800, 9801	31.0	0.0	1.0E+05	1.0E+04
	ケーン背面(注)	9802, 9803				

(注)初期自重解析時にはケーン背面の K_s を0とした。

(e) 入力地震動

入力地震動は、ポートアイランド鉛直アレー観測網 GL-32m で観測された加速度記録(NS 成分 : E+F 波)を使用し、継続時間は 20 秒とする。

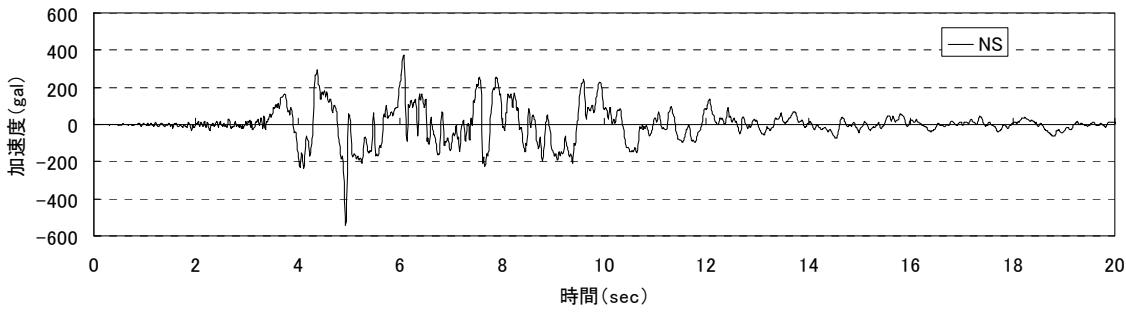


図 2-5-3-4 ポートアイランド (PI) 観測波

また、八戸観測波 ($2E=250\text{gal}$) によるケースも実施した。

(f) 検討ケース

検討ケースの一覧を下表にまとめる

表 2-5-3-2 検討ケース一覧

入力地震動	検討ケース	改良体モデル化	過剰間隙水圧 (ダイレイタンシー特性)
ポートアイランド(PI)観測波	70-u-p	70%砂質土	考慮
	70-d-p		無視
	100-u-p	100%砂質土	考慮
	100-d-p		無視
八戸港観測波	70-u-h	70%砂質土	考慮
	70-d-h		無視
	100-u-h	100%砂質土	考慮
	100-d-h		無視

(g) 結果の考察とまとめ

ケーソン天端の残留変位、最大加速度、ケーソン残留変形角の結果を、表 2-5-3-3に示す。残留変形の絶対量は大きな差は無いが、傾斜角に差異が生じていることがわかる。また、図 2-5-3-5、図 2-5-3-6に地震後の過剰間隙水圧比の分布を示す。図 2-5-3-7～図 2-5-3-10に SCP 改良地盤天端深度ならびにケーソン法線位置における残留変位分布を示す。残留変形量として本解析結果がほぼ現象を再現しているものと考えられる。ただし、残留変位分布図より、ポートアイランド観測波による場合、護岸の変位モードは過剰間隙水圧の有無に依存して変化することが明らかである。これは、SCP 上部の拘束圧の小さい領域において、部分的に過剰間隙水圧が上昇することにより、見かけのせん断剛性が低下し、せん断変形が進むものと考えられる。一方、過剰間隙水圧を無視した場合には、見かけのせん断剛性が大きくなり、上部の岸壁にせん断力が伝達することにより岸壁の加速度応答が大きくなり、また背後地盤との挙動が異なってくるので背後からの土水圧の作用を多く受けることとなる。これらの点より、結果的にはほぼ同等の残留変形量になったものと推察

される。

得られた結果より、下記のとおりまとめられる。

- ①改良地盤を一様材料としてモデル化することにより、兵庫県南部地震における被災事例をほぼ再現できることが明らかとなった。
- ②改良地盤は砂杭の物性をそのまま設定しても、改良率を考慮して設定しても、結果への影響は小さかった。
- ③箇条間隙水圧を考慮した場合と無視した場合では、地盤の変形モードが変化するため注意が必要である。
- ④八戸波 (S252, 2E=250gal) に対しては上記③の差異が小さかった。

表 2-5-3-3 ケーソン天端の残留変位、最大加速度、ケーソン残留変形角 (PI 波)

応答値	方向	検討ケース			
		70% 考慮	70% 無視	100% 考慮	100% 無視
残留変位(cm)	水平	-187 (1.00)	-149 (0.797)	-191 (1.02)	-155 (0.829)
	鉛直	-77 (1.00)	-59 (0.767)	-83 (1.08)	-60 (0.779)
最大加速度(Gal)	水平	353 (1.00)	378 (1.07)	348 (0.986)	413 (1.17)
	鉛直	248 (1.00)	247 (0.996)	245 (0.988)	245 (0.988)
残留傾斜角(度)	-	1.2 (1.0)	1.8 (1.5)	1.0 (0.83)	1.2 (1.0)

※水平変位：陸側向きを+ 鉛直変位：上向きを+ 残留傾斜角：海側に傾く場合を+

※()内の数値は、70%モデル・液状化考慮を基本ケースとした比率

表 2-5-3-4 ケーソン天端の残留変位、最大加速度、ケーソン残留変形角 (八戸波)

応答値	方向	検討ケース			
		70% 考慮	70% 無視	100% 考慮	100% 無視
残留変位(cm)	水平	-59 (1.00)	-63 (1.07)	-65 (1.10)	-68 (1.15)
	鉛直	-17 (1.00)	-20 (1.18)	-19 (1.12)	-21 (1.24)
最大加速度(Gal)	水平	256 (1.00)	299 (1.17)	255 (0.996)	302 (1.18)
	鉛直	108 (1.00)	153 (1.42)	107 (0.991)	158 (1.46)
残留傾斜角(度)	-	0.39 (1.0)	0.76 (1.9)	0.5 (1.3)	1.0 (2.56)

※水平変位：陸側向きを+ 鉛直変位：上向きを+ 残留傾斜角：海側に傾く場合を+

※()内の数値は、70%モデル・液状化考慮を基本ケースとした比率

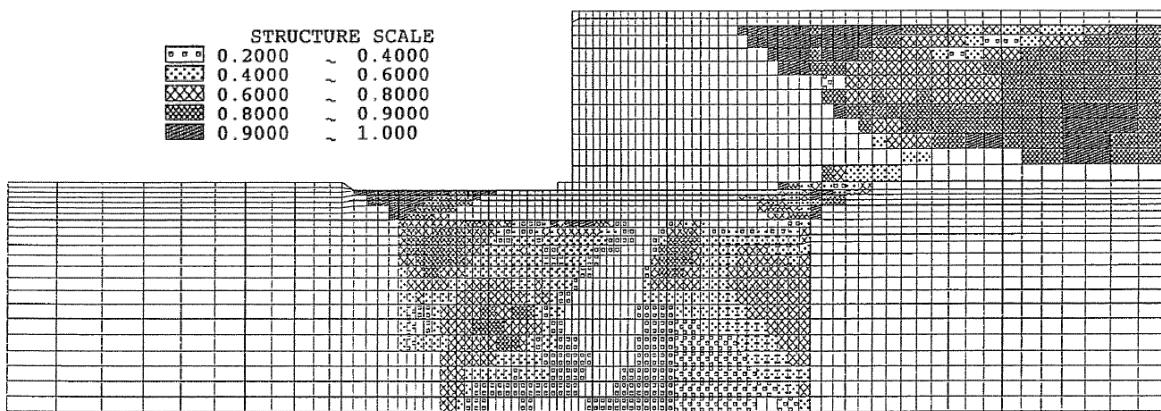


図 2-5-3-5 過剰間隙水圧分布（地震後 70-u-p）

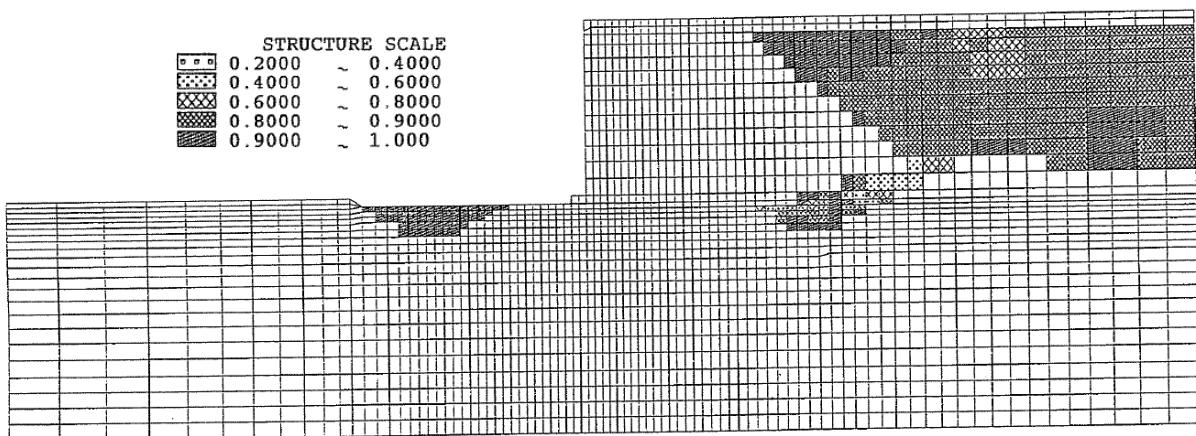


図 2-5-3-6 過剰間隙水圧分布（地震後 70-d-p）

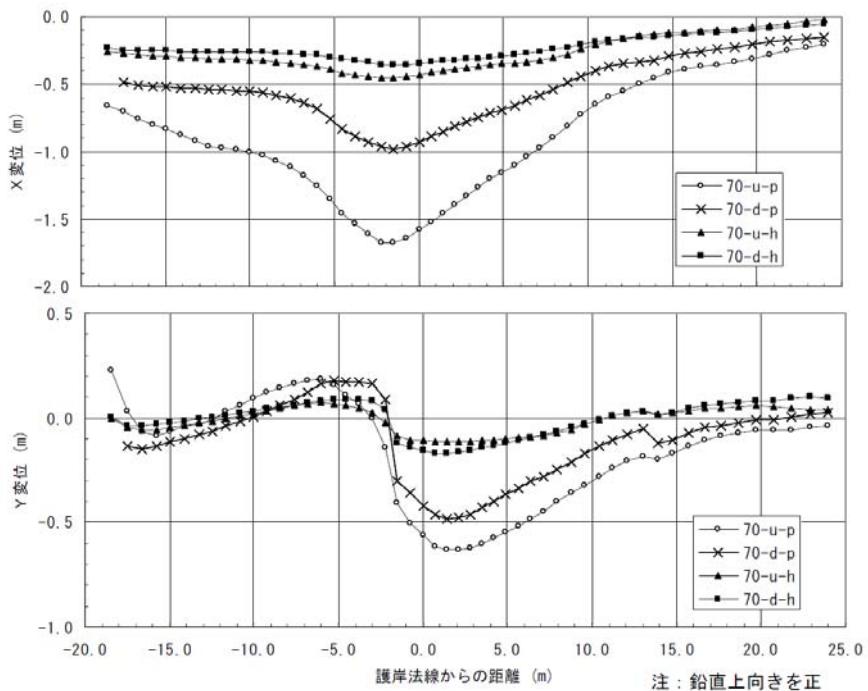


図 2-5-3-7 SCP 改良天端位置における変位分布 (70%モデル)

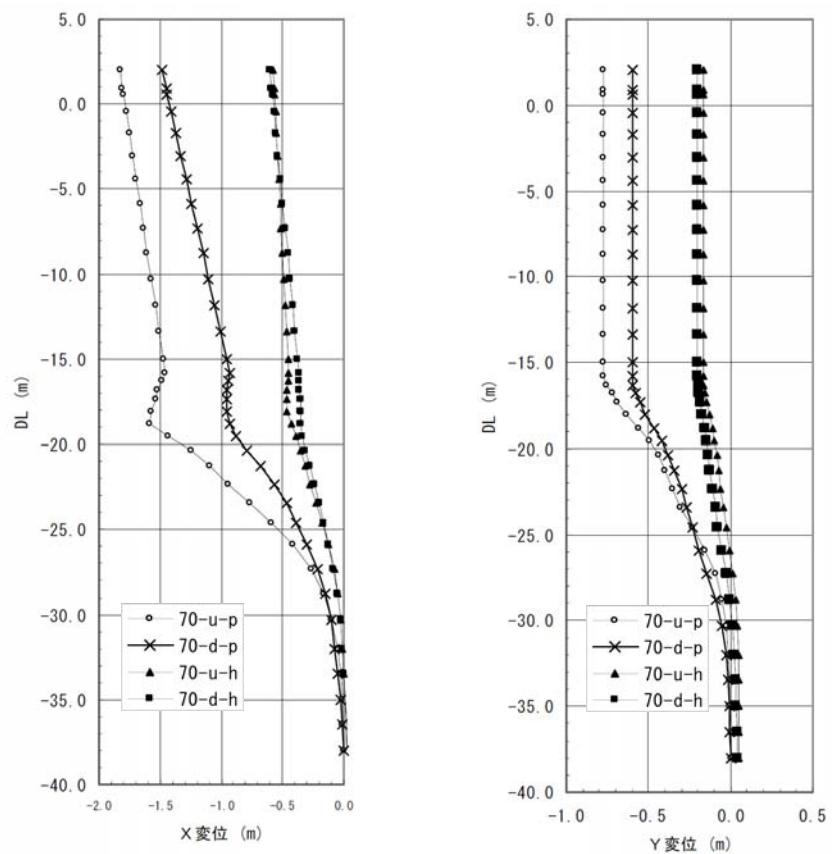


図 2-5-3-8 護岸法線位置における変位分布 (70%モデル)

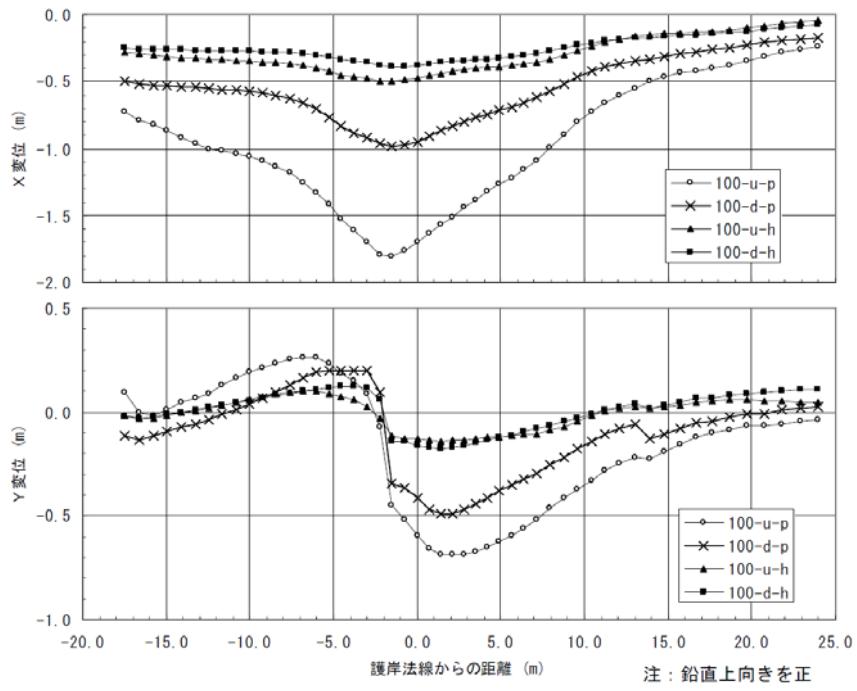


図 2-5-3-9 SCP 改良天端位置における変位分布 (100% モデル)

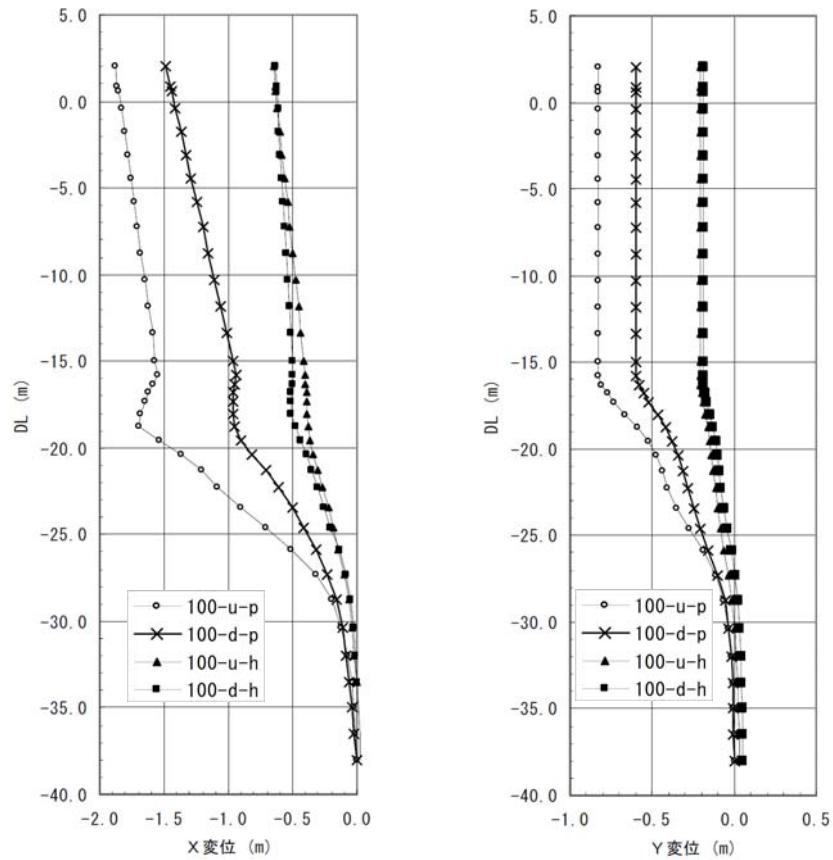


図 2-5-3-10 護岸法線位置における変位分布 (100% モデル)

(2) 簡易設定法（再訂版）を用いた検証*

FLIPにおいては、開発当初より構成則と数値計算手法の改良が行われている。具体的には構成則においては tmp7 法⁷⁾、数値計算手法においては改良型非線形反復計算法⁷⁾が構築されている。これに伴い、N 値と Fc からパラメータを推定できる従来の簡易設定法⁶⁾は改訂版⁸⁾、再訂版⁹⁾が提案されている。

ここでは前述のポートアイランド PC14、15 パース断面に対し、tmp7 法、改良型非線形反復計算法を用いた解析を実施する。

(a) パラメータの変更

SCP 改良部のパラメータとしては、等価 N 値を $N_{65}=20$ に対し、簡易設定法（再訂版）を用いて設定する。SCP 改良部のパラメータを表 2-5-3-5 に示す。なお、SCP 改良地盤の改良率を考慮することとし、SCP 改良部の奥行き幅を 0.7 とする手法を用いる。

表 2-5-3-5 SCP 改良部のパラメータ

土層名	動的変形特性									
	湿潤単位 体積重量 w_t (tf/m ³)	基準有効 拘束圧 σ_{m_a} (tf/m ²)	基準初期 せん断剛性 G_{m_a} (tf/m ²)	基準初期 体積剛性 K_{m_a} (tf/m ²)	G_0, K_0 の 有効拘束圧 依存特性 m_G, m_K	ボアソン 比 ν	粘着力 C (tf/m ²)	内部 摩擦角 ϕ_f (度)	間隙率 n	最大 減衰率 h_{max}
SCP (As=70%) (注1)	2.070 2.756	10.00	13000	33902	0.5	0.33	0.0	40	0.43	0.240

土層名	液状化特性					
	変相角 ϕ_p (度)	液状化パラメータ				
		s1	w1	p1	p2	c1
SCP (As=70%)	28.0	0.005	6.2	0.50	0.59	4.81

(注1)wt 覧下段は砂杭と粘性土の改良率平均を 0.7 で除した値

次にジョイント要素の定数として表 2-5-3-6 に示すパラメータを用い、また、レーレー減衰がジョイント要素の滑り挙動等を抑制しないように、ジョイント要素にかかる剛性比例係数 β を 0 とする方法を用いた。

表 2-5-3-6 ジョイント要素のパラメータ

材料名	区分	内部 摩擦角 ϕ_f (度)	粘着力 C (tf/m ²)	法線方向 剛性 K_n (tf/m ²)	接線方向 剛性 K_s (tf/m ²)
ジョイント	ケーツ底面	31.0	0.0	1.0E+05	1.0E+05
	ケーツ背面(注)	15.0	0.0	1.0E+05	1.0E+05

(注) 初期自重解析時にはケーン背面の K_s を 0 とした。

(b) 検討結果

検討結果として、表 2-5-3-7にケーソン天端の残留変位量、最大加速度、ケーソン残留変形角を示す。また、図 2-5-3-11 に地震後の過剰間隙水圧の分布図を、図 2-5-3-12、図 2-5-3-13 に SCP 改良地盤天端深度ならびにケーソン法線位置における残留変位分布を示す。

ケーソン天端の残留変位量の結果より、tmp7 法、改良型非線形反復計算法を用いた場合においても、ジョイント要素の見直し等により従来の解析結果とほぼ同等の値を得ることが出来た。

しかしながら、図 2-5-3-12、図 2-5-3-13に示されている変形量分布と、従来の結果である図 2-5-3-7、図 2-5-3-8とを比較したところ、SCP 改良部における変形量は小さくなる傾向となった。次に、図 2-5-3-11に示す過剰間隙水圧分布を見ると、SCP 改良部で従来よりも小さくなる傾向となっている。以上の点より、改良された構成則および数値計算手法により、SCP 改良地盤のダイレイタンシー特性の現れ方の影響が結果に現れていると考えられる。

表 2-5-3-7 ケーソン天端の残留変位量、最大加速度、ケーソン残留変形角

	方向	結果
残留変位(cm)	水平	-172
	鉛直	-43
最大加速度(Gal)	水平	369
	鉛直	224
残留傾斜角(度)	-	1.9



図 2-5-3-11 過剰間隙水圧分布（地震後）

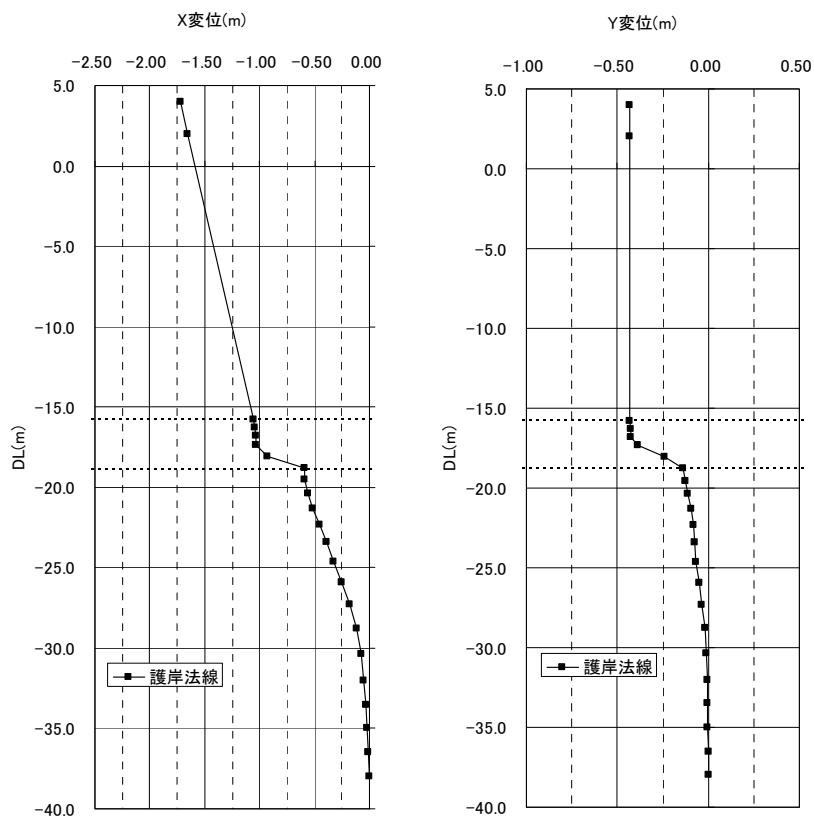


図 2-5-3-12 SCP 改良天端位置における変位分布

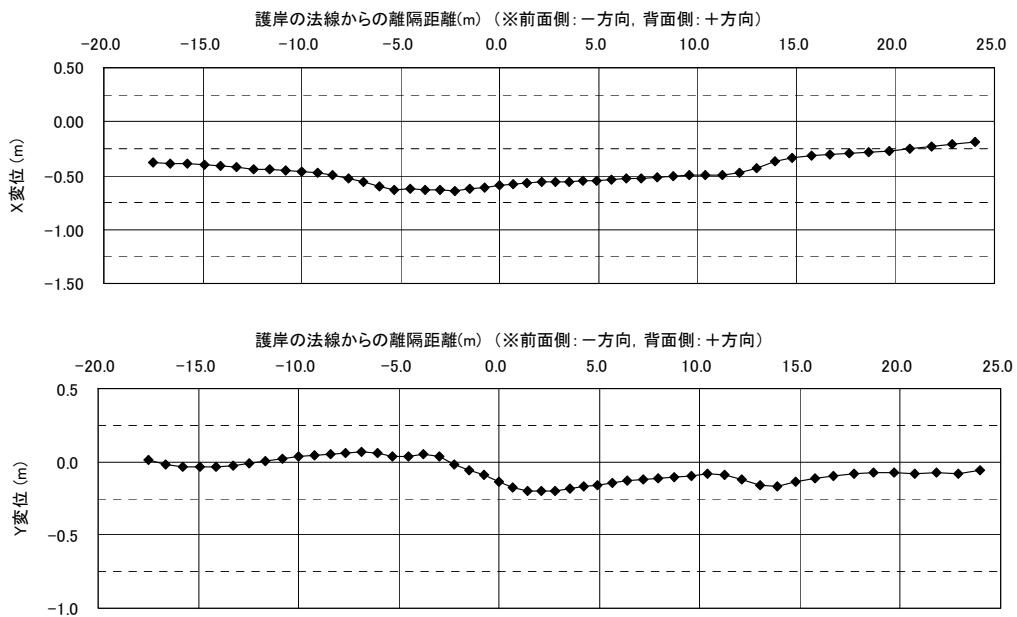


図 2-5-3-13 護岸法線位置における変位分布

(3) 鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の検討事例*

SCP 工法に用いる材料は一般的に良質な天然砂を用いる場合が多いが、近年、天然砂の枯渇、環境保全の点から代替材の適用が検討されており、この代替材の一つとして鉄鋼スラグが挙げられている¹⁰⁾。

ここでは、基礎地盤を固結特性を有する鉄鋼スラグによる改良地盤とする重力式ケーソンを模擬した断面に対する遠心場での模型振動実験結果に対し、その再現解析を実施した事例について示す。

なお本検討事例は、広島大学、港湾空港技術研究所、新日本製鐵、不動テトラとの共同研究（研究課題：鉄鋼スラグを用いたサンドコンパクションパイルによる地盤改良設計に関する共同研究）による成果の一部である。以下、文献 11)を参照し検討内容について取りまとめた。

(a) 遠心場での模型振動実験結果

1) 模型概要

遠心模型実験は、鉄鋼スラグによる改良地盤上にケーソンおよび埋立土を完成した模型を作製し、遠心場（50G）で地震波形を入力したものである。支持層および埋立層には相馬珪砂、粘土層にはカオリン粘土を用いた。SCP 改良部は改良杭が断面方向に密に配置されている状態を模擬する形として壁状としている。

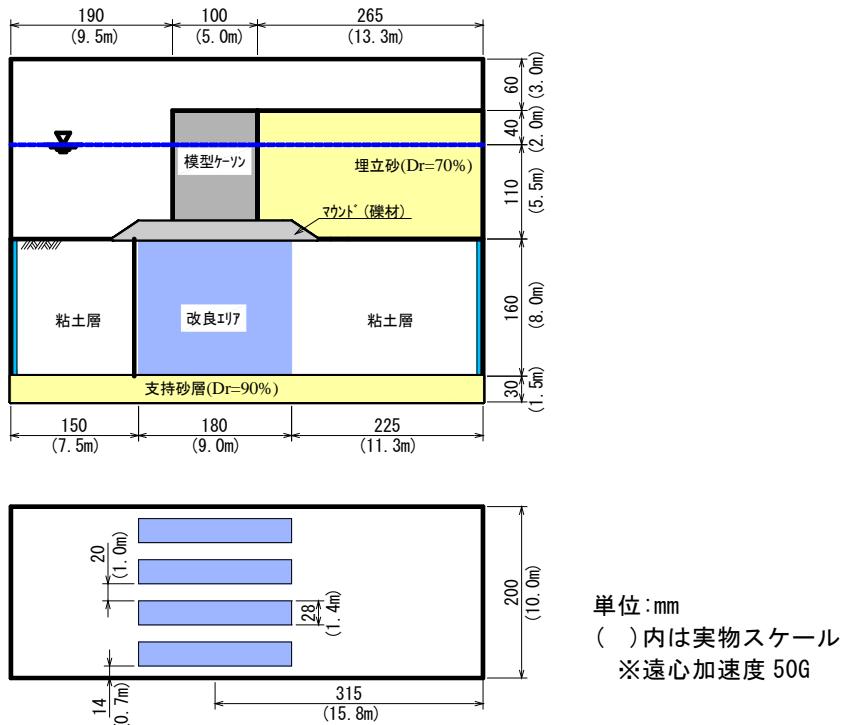


図 2-5-3-14 遠心模型実験の模型概略図

2) 入力地震動および実験結果

遠心場において、図 2-5-3-15 に示す入力地震動（シナリオ波）による実験を行った。変位ベクトル図を図 2-5-3-16 に示す。

改良エリアの変形モードとしては、全体的に海側への水平変位が卓越しており、海側にせん断変形している。また改良エリアの海側上部に向けて徐々に変位が大きくなっているモードが確認できる。

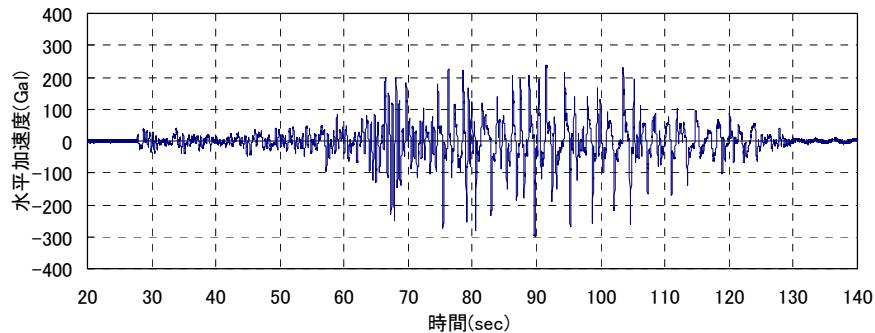


図 2-5-3-15 入力加速度時刻歴

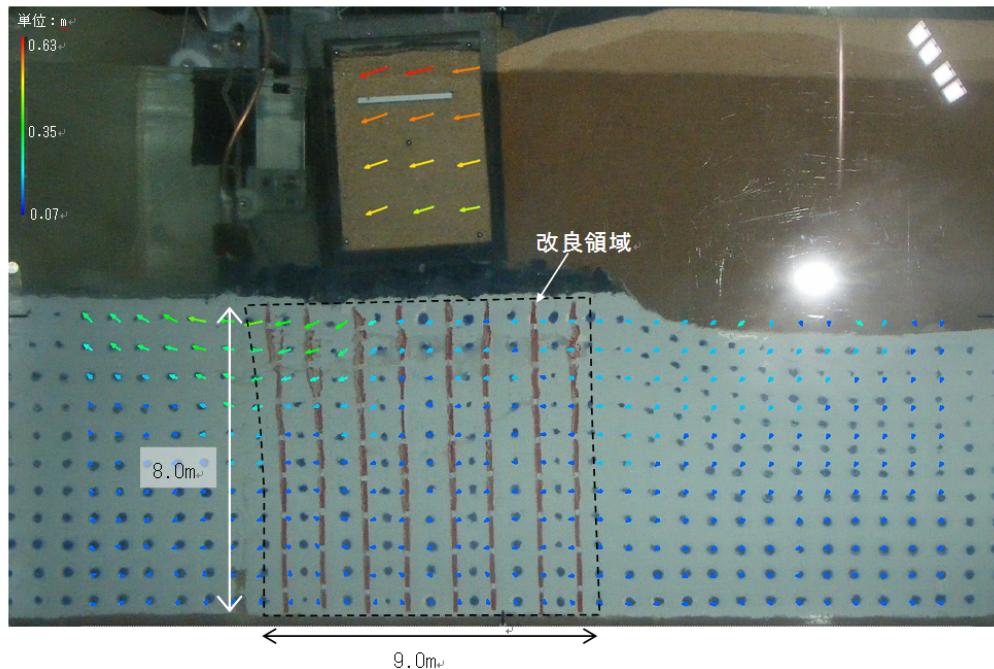


図 2-5-3-16 遠心模型実験における変形ベクトル図（実物スケール）

(b) 鉄鋼スラグ SCP 改良部の液状化パラメータの設定

1) 検討方針

鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の繰返し載荷時の挙動を調べることを目的として、図 2-5-3-17 に示すような鉄鋼スラグと粘土部からなる中空供試体に、繰返し載荷を行った実験が実施されている。実験は、74kPa で複合供試体を等方圧密した後に繰返しせん断応力比 0.3 で繰り返しねじり載荷を実施している。

実験により得られた繰返し回数 N_c 一せん断ひずみ γ の関係を図 2-5-3-18 に示す。

また、実験においては、鉄鋼スラグ部のみで過剰間隙水圧の計測を実施しており、その挙動として、過剰間隙水圧の上昇と下降（有効応力の回復）が繰返し現れるサイクリックモビリティが確認されている。そこで検討方針としてダイレイタンシー特性を評価することとする。

検討方法としては、実験により得られた繰返し回数一せん断ひずみの関係にフィッティングするように液状化パラメータを設定する。

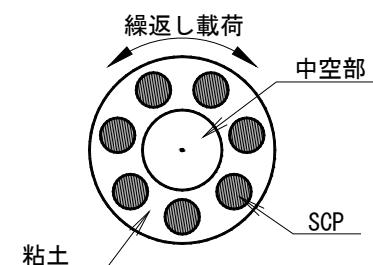


図 2-5-3-17 中空ねじり試験機を用いた鉄鋼スラグ複合地盤の載荷実験概要図

(外径 70mm, 内径 40mm, 高さ 80mm の粘土供試体に $\phi 13\text{mm}$ の鉄鋼スラグ杭を挿入)

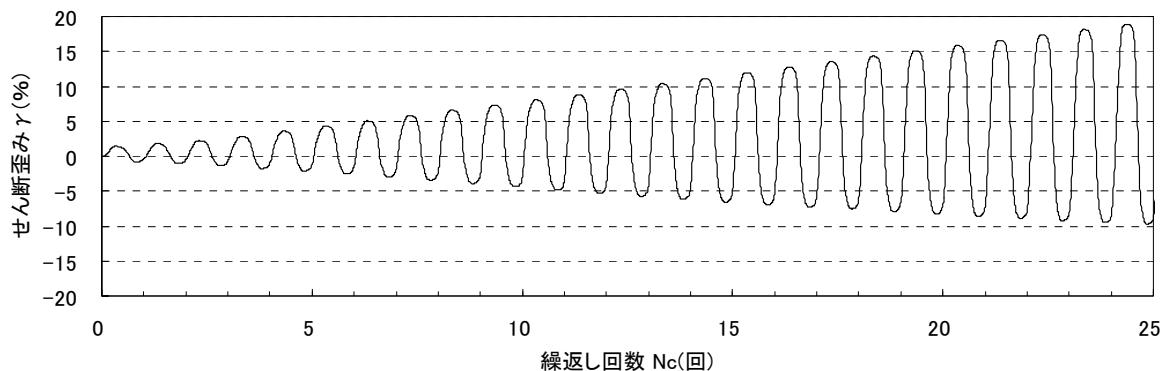


図 2-5-3-18 鉄鋼スラグ複合地盤の繰返し載荷実験におけるせん断ひずみ一加振回数

2) ダイレイタンシー特性を表すパラメータの設定

前述の繰返し載荷試験における複合地盤モデルに対し、7分の1の部分を粘土-SCP-粘土で2次元にてモデル化する。繰返し載荷は、下端部を固定、上端部の節点すべてに対してx方向y方向で多点拘束(MPC拘束)，モデルで対称となる左端・右端の節点を循環境界となるように多点拘束(MPC拘束)の条件で実施した。

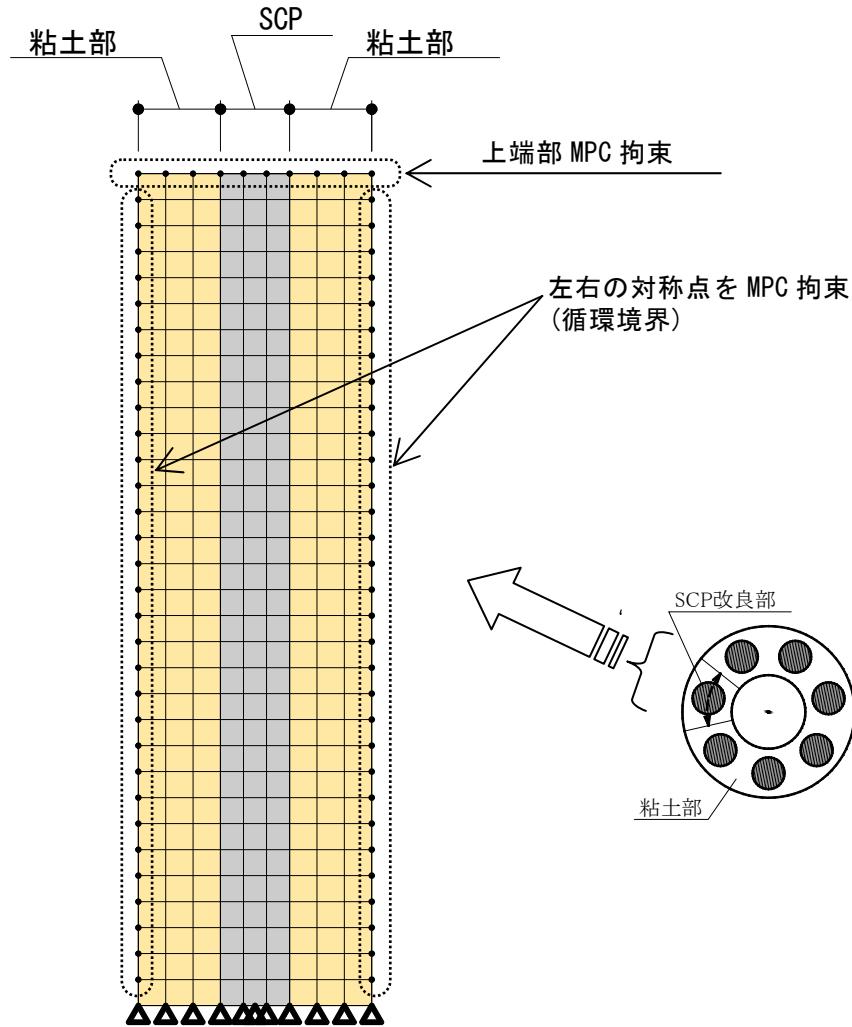


図 2-5-3-19 繰返し載荷実験の解析モデル図

図 2-5-3-19 のモデルを用いて、液状化パラメータ w_1, p_1, p_2, c_1, s_1 を文献 12)を参考に設定する。

p_1, s_1 は文献 12)を参考にそれぞれ、 $p_1=0.5, s_1=0.005$ とする。また変相角 ϕ_p は FLIP における実績の多い $\phi_p=28^\circ$ とした。

次に、 p_2 については液状化試験におけるひずみの進展に対し、後半部分のひずみの伸び方の違いを考慮した上で設定する手法が示されている¹³⁾。具体的には図 2-5-3-20 に示すようにひずみの伸び方に対する勾配 B が定義され(三上式), 勾配 B と p_2 の関係が図 2-5-3-21～2-5-3-22 のように得られていることから、これを用いる。

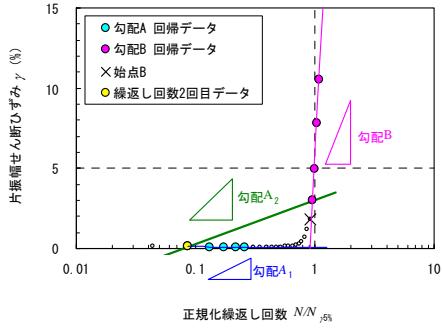


図 2-5-3-20 ひずみの伸び方に対する定義¹²⁾¹³⁾

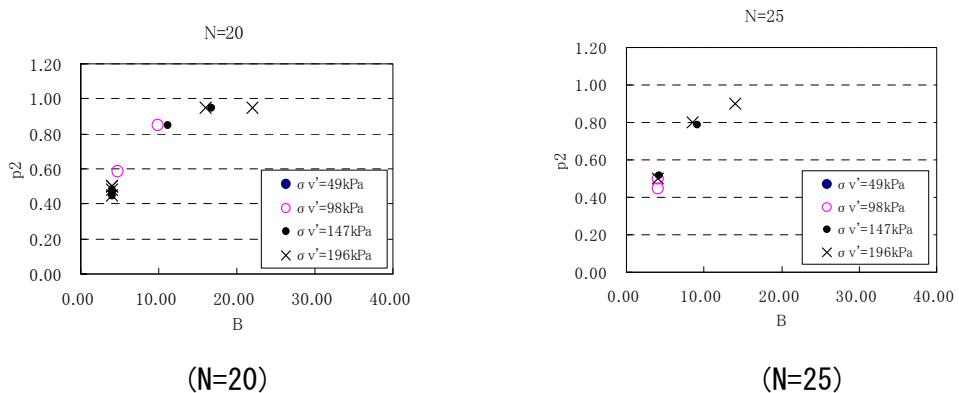


図 2-5-3-21 勾配 B と p_2 の関係¹²⁾

鉄鋼スラグ SCP 複合地盤の繰返し載荷実験の結果は図 2-5-3-1に示すとおり緩やかに増加している。鉄鋼スラグ単体では無く複合地盤全体のひずみであるが、図 2-5-3-20に示す定義にならい勾配 B を算定したところ、図 2-5-3-22を得た。これは $B=4.7$ に相当し、図 2-5-3-21より $p_2=0.5$ に相当する。以上より $p_2=0.5$ として良いと判断する。

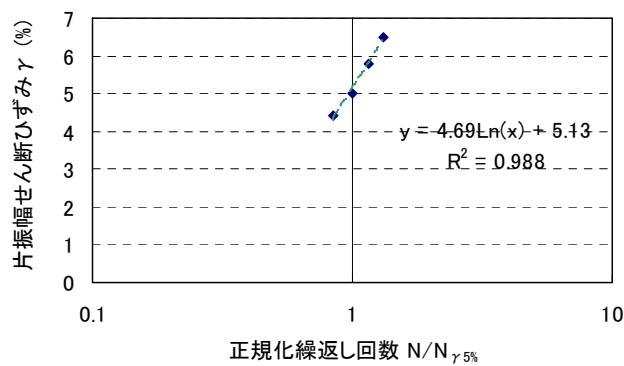


図 2-5-3-22 鉄鋼スラグ複合地盤の繰返し載荷実験結果に対する勾配 B の算定結果

c1 は、鉄鋼スラグに対して実施した繰返し非排水三軸試験結果から得られている液状化強度曲線から、繰返し回数が最大となる R_{max} に対するせん断応力比を推定しこれを用いて設定する。

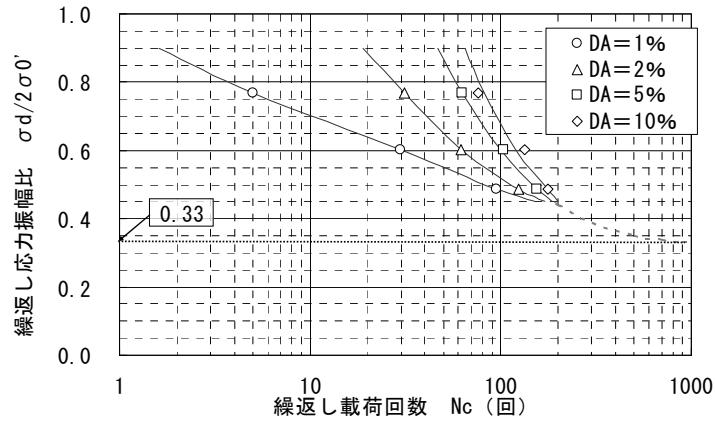


図 2-5-3-23 繰返し非排水三軸試験による繰返し載荷回数－繰返し応力振幅比の関係

文献 12)においては、塑性せん断仕事が累積しない状態として下式が成立することが示されている。

$$c1 \geq \frac{1}{(1 - (\tau / \sigma_m') / \sin \phi_f)^2} \quad (2-5-3-1)$$

τ / σ_m' に対し、図 2-5-3-23によって得られる R_{max} に対するせん断応力比 0.33 を用いて、 $c1=3.69$ と設定する。

以上の $p1$, $p2$, $c1$, $s1$ に対し、 $w1$ を変動させて検討する。

3) 液状化パラメータの設定結果

$w1$ を変動させて計算を行った結果、 $w1=30.0$ で概ね整合する結果が得られた。

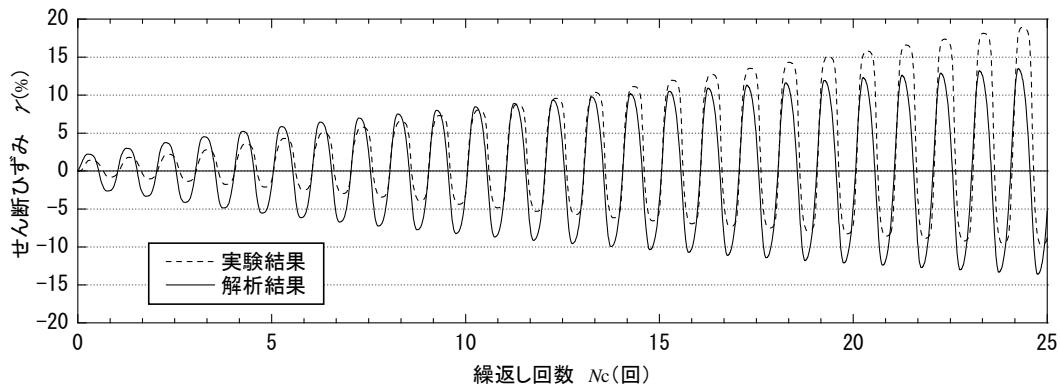


図 2-5-3-24 繰返し載荷実験に対する解析検討結果

$$(w1=30.0, s1=0.005, p1=0.5, p2=0.5, c1=3.69)$$

(c) 再現解析

1) モデル化手法

再現解析におけるモデル化として、改良部に貼り合わせモデルを採用している。図2-5-3-25に示すように改良率に応じた奥行き幅を与えた。

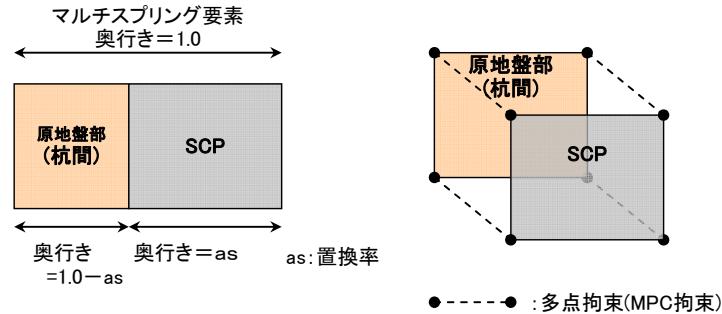


図 2-5-3-25 貼り合わせモデルの概念図

また、SCP 改良地盤部と粘土地盤部とを全て連動させた状態にて、初期応力状態を整えるための自重解析を行った場合、粘土地盤部の変形が剛性の大きい SCP 改良部が変形しないことにより抑制され、粘土地盤部が上下に引っ張られた形となって応力状態を十分再現できない。そのため、2 段階自重解析を行うことで粘土地盤部の初期応力状態を表現することとした。すなわち、第 1 段階で粘土地盤と鉄鋼スラグ改良部とをそれぞれで自重解析した後に、貼合せ部分の節点変位を拘束し、第 2 段階にて上部工を含めた自重解析を実施する。

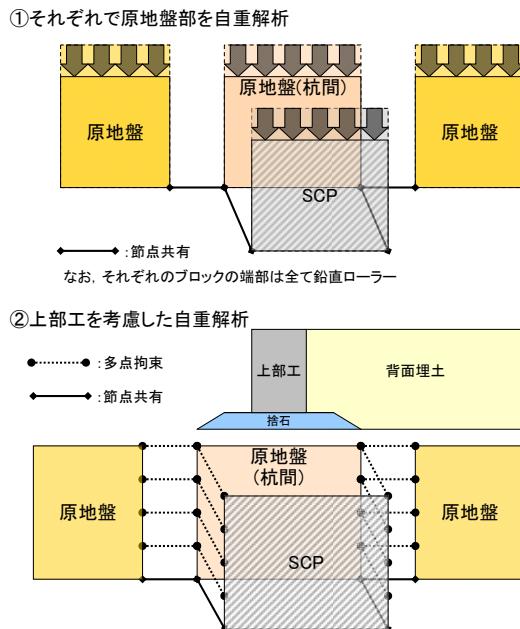


図 2-5-3-26 貼り合わせモデルを用いた 2 段階自重解析の考え方

2) 設定パラメータ

前述の液状化パラメータに加え、主要なパラメータ（変形特性、強度定数）としては種々の室内試験結果より設定する。改良部のパラメータを図 2-5-3-8に示す。

表 2-5-3-8 改良部の設定パラメーター一覧

SCP材料	湿潤単位 体積重量 W_t (kN/m^3)	基準有効 拘束圧 σ_{m_a} (kN/m^2)	基準初期 せん断剛性 G_{m_a} (kN/m^2)	基準初期 体積剛性 K_{m_a} (kN/m^2)	G_0, K_0 の 有効拘束圧 依存特性 mG, mK	ボアソン 比 ν	粘着力 C (kN/m^2)	せん断 抵抗角 ϕ_f (度)	間隙率 n	最大 減衰率 h_{max}
鉄鋼スラグ	23.4	98.0	1.72E+05	4.48E+05	0.5	0.33	0.0	43.5	0.45	0.129

変相角 ϕ_p (度)	ダイレイタンシー特性					
	液状化パラメータ					
s1	w1	p1	p2	c1		
鉄鋼スラグ	28.0	0.005	30.00	0.50	0.50	3.69

※せん断抵抗角 ϕ_f は残留強度相当を用いた。

3) 解析結果

FLIP による再現解析のメッシュ変形図を図 2-5-3-27に示す。

変形モードとしては、改良エリアが全体的に海側にせん断変形する状況となっており、改良領域の海側上部に向けて徐々に変形量が大きくなる変形モードとなっている。これらの傾向は模型振動実験のモードと同様である。

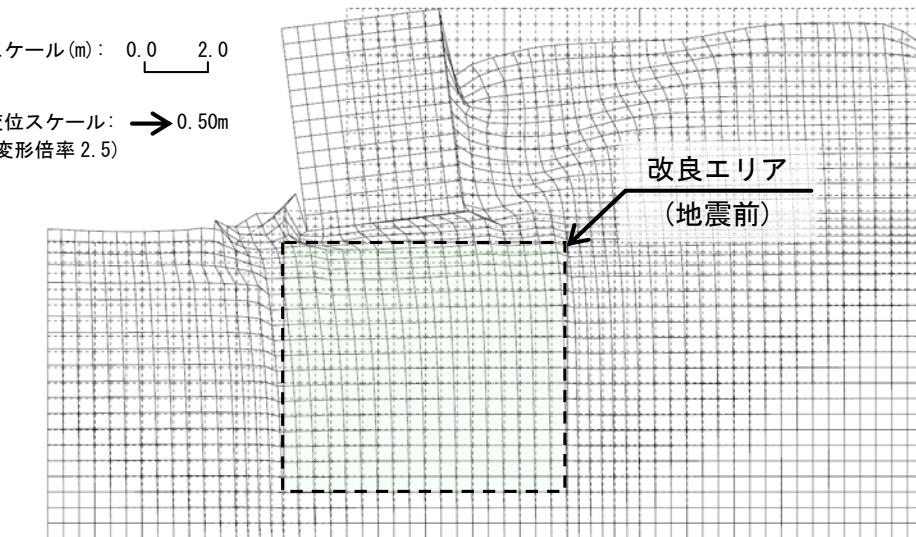


図 2-5-3-27 FLIP による再現解析のメッシュ残留変形図

また、着目ラインにおいて実験および解析の変形量を比較した結果は、図 2-5-3-28に示すとおりとなり、変形量としてもほぼ実験結果を再現できる結果が得られた。

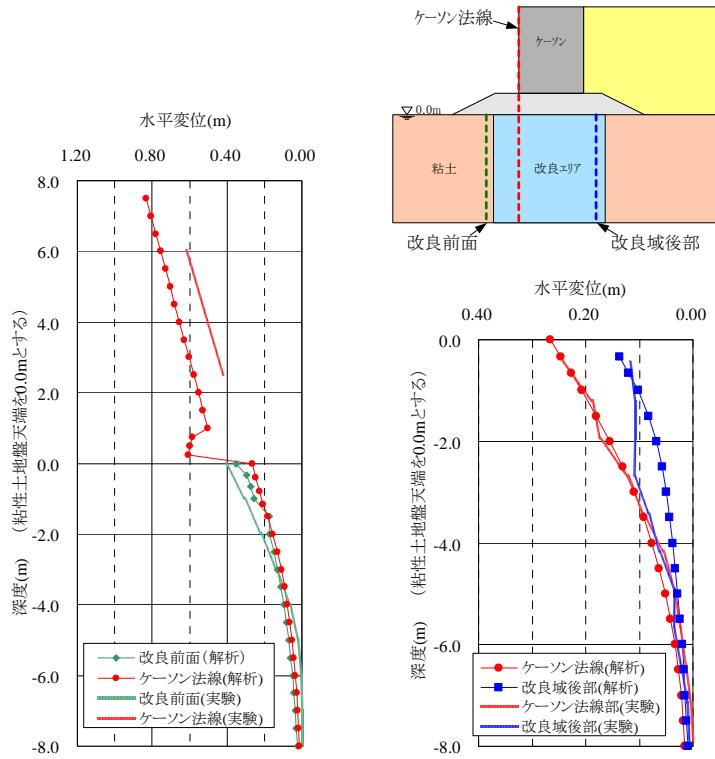


図 2-5-3-28 変形量比較図

*本稿 2-5-3(2) および 2-5-3(3) の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討内容である。

<2-5-3 の参考文献>

- 1) 第1期 FLIP 研究会企画委員会 SCP 作業部会 : FLIP 研究会(平成 10 年度)高度利用技術の研究, SCP 改良地盤のモデル化に関する検討報告書, 1999.7 (非公開資料)
- 2) 杉山弥, 井合進, 小堤治, 森浩章, 野津光夫 : SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析 (その 1 : 高置換 SCP 改良地盤のモデル化), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2055-2056, 2000
- 3) 佐藤成, 吉田晃, 飯田典生, 丹下英雄, 井合進, 森浩章 : SCP で改良された粘性土地盤上の重力式岸壁の地震時有効応力解析 (その 2 : ケーススタディ), 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.2057-2058, 2000
- 4) 稲富, 善, 外山, 上部, 井合他 : 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾技研資料 No.857, Mar.1997, 運輸省港湾技術研究所
- 5) 例えは, 篠原淑朗 : 置換締固め砂杭による軟弱地盤の改良に関する研究, 大阪大学学位論文, 1991.6, など
- 6) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博 : 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997
- 7) 小堤治, 塩崎禎朗, 一井康二, 井合進, 森玄 : 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 第 29 回海洋開発シンポジウム論文集, 2004
- 8) 第2期 FLIP 研究会解析精度向上作業部会, FLIP の解析精度向上に関する諸検討成果報告書, 2004.6 (非公開資料)
- 9) 中原知洋, 井合進, 一井康二, 小堤治, 関谷千尋 : 解析プログラム FLIP における砂の細流分を考慮した解析定数簡易設定法, 第 45 回地盤工学研究発表会, pp.1519-1520, 2010.
- 10) 港湾・空港等リサイクル推進協議会 : 港湾・空港整備におけるリサイクル技術指針, pp.3/99-3/102, 2004
- 11) 木下洋樹, 一井康二, 土田孝, 森川嘉之, 高橋英紀, 篠崎晴彦, 丸山憲治, 高橋裕徳, 固結特性を有する鉄鋼スラグを用いた SCP 改良地盤の地震時変形挙動の評価, 広島大学大学院工学研究科研究報告, Vol. 59, No.1, 2010
- 12) 第4期 FLIP 研究会せん断変形ロック問題作業部会 : FLIP 研究会 せん断変形ロック問題 WG 平成 19 年度 成果報告書, 2010.7 (非公開資料)
- 13) Mikami,T., Ichii,K., Iai,S., Ozutsumi,O., Nakahara,T. and Yokoyama,N. : Modeling of strain increase of liquefied soils in cyclic shear loading considering material characteristics, Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – Kokusho,Tsukamoto & Yoshimine (eds), pp.1395-1401, 2009

2-5-4 SCP 改良地盤の検討(砂質地盤への改良)

本節では、第1期FLIP研究会のSCP作業部会において、液状化対策としてサンドコンパクションパイル(SCP)工法で改良された地盤に対するモデル化手法についてSCP改良による種々の改良効果を考慮して検討した結果について示す。

(1) モデル化の検討方針

SCP工法で改良された砂質地盤は密度が増大する。このSCP改良による効果として、改良後の杭間N値により評価する手法が挙げられている。一方で、SCPによる地盤改良の効果として、吉見が①密度増加に加えて、②水平方向の有効応力の増加(K_0 の増加)、③微視的構造の安定化という3つの要因に整理している¹⁾。②の効果としてSCP改良地盤においては K_0 値の増加が計測されている。砂杭打設に伴う地盤内水平方向の応力増加(静止土圧係数 $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$)の計測例として、図2-5-4-1のように改良率と施工後に孔内水平載荷試験によって計測された K_0 値との関係が示されており²⁾³⁾、これによると改良率と K_0 値の間には正の相関が認められる。

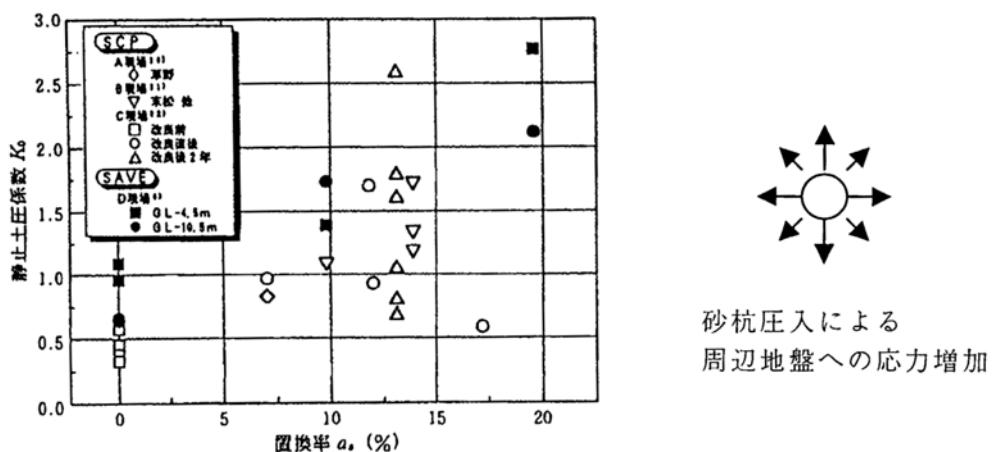


図 2-5-4-1 SCP で改良された砂質地盤における置換率～静止土圧係数²⁾³⁾

また、地盤の2次元的な広がりを考えた場合、改良地盤は砂杭部と杭間地盤との複合地盤となる。締固められた砂杭部は、杭間部よりも高い液状化強度が期待でき、複合地盤としての液状化抵抗が考えられる。

このような観点から、モデル化に当たっては、以下の点を考慮している。

- ①杭間地盤の密度の増加に加えて、水平方向の応力増加の効果を評価
- ②杭間地盤だけでなく砂杭部の強度を考慮したモデルの検証

(2) モデル化上の課題

砂地盤を対象とするSCP改良部のモデル化の方法について考える。改良後の地盤のPS検層や液状化試験等の詳細な調査が実施されることはまれで、改良効果の確認のために得られた杭間のN値程度だけの場合が多い。この場合、N値から様々な物性値を推定するこ

となる。N値は改良効果の指標として用いられることが多いが、N値は密度の増加だけでなく、拘束圧の増加、すなわち K_0 値の増加によっても増加するものと考えられる。そのため、改良効果の評価にどの程度の影響度があるのか十分な検討が必要である。単純和で表すことは必ずしも適用でないが簡単のため、図 2-5-4-2に示すように N 値の増加には、密度の増加と拘束圧の増加が寄与すると考える。すなわち密度の増加で N 値が N_1 値となり、応力の増加で N_2 となると考える。また、図 2-5-4-3に N 値、 K_0 および初期平均有効拘束圧 σ_m' の変遷を模式的に示す。地盤改良後の調査から得られる N 値は N_2 であり、この N 値から求めたせん断波速度や液状化強度には応力の増加に伴う N 値の増加分も考慮されているため、さらに K_0 の増加を考慮することは過大評価につながる可能性がある（本来 N_1 に対応したせん断波速度 V_{s1} や液状化強度 R_{L1} が求まり、さらに拘束圧の増加で、それぞれ V_{s1}' 、 R_{L1}' となるところを、 N_2 を基に評価すると V_{s2} 、 R_{L2} となる。これにさらに K_0 の増加を見込むのは過大評価となる。）。また、すべてを含んだ N 値(N_2)を基にせん断波速度や液状化強度を評価した場合には、既往の N 値とせん断波速度、N 値と液状化強度の関係の経験式が保たれるとは限らず、その評価が同等とは限らない。これらのことから、密度の増加と拘束圧の増加を分離して検討し、

- ①まず N_2 と K_0 から N_1 を評価し、
- ② N_1 をもとに既往の経験式からせん断剛性や液状化強度といった物性値を求め
- ③さらに拘束圧の影響を考える

という手順を踏めば、これらの問題は回避できると考えられる。この中で②については既往の経験式であらわすことができる。③についてはせん断剛性も液状化強度も平均応力の関数として評価できることから、 K_0 値の変化から②の状態をもとに推定できる。ただし、①については、N 値がある程度大きい状態での K_0 値の増加と N 値の増加といった分野の研究は少なく、実験的研究、調査などのデータの蓄積が必要である。

以上の点を踏まえ、本検討においては次に述べるように解析を行っている。密度～N 値～ K_0 値の関係については現地点では十分に明らかにされていないことから、 N_2 に基づいて K_0 値を考慮した検討を実施する。したがって改良地盤における液状化強度を幾分大きく評価している点に留意が必要である。また、N 値からせん断剛性等を求めるための経験則 $G_{ma}=144N^{0.68}$ を用いるが、前述のとおり、自然地盤に比して K_0 が増加している SCP 改良部にもそのまま適用できるかについては保証されていない。本検討では、改良地盤に適用できると仮定して用いる。

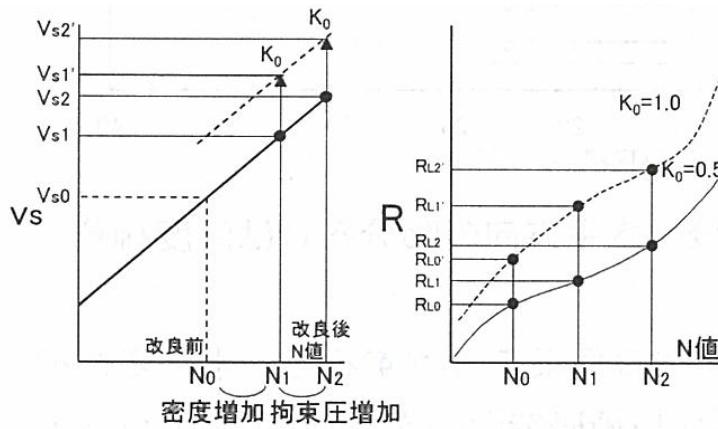


図 2-5-4-2 N 値に含まれる効果の模式図⁴⁾

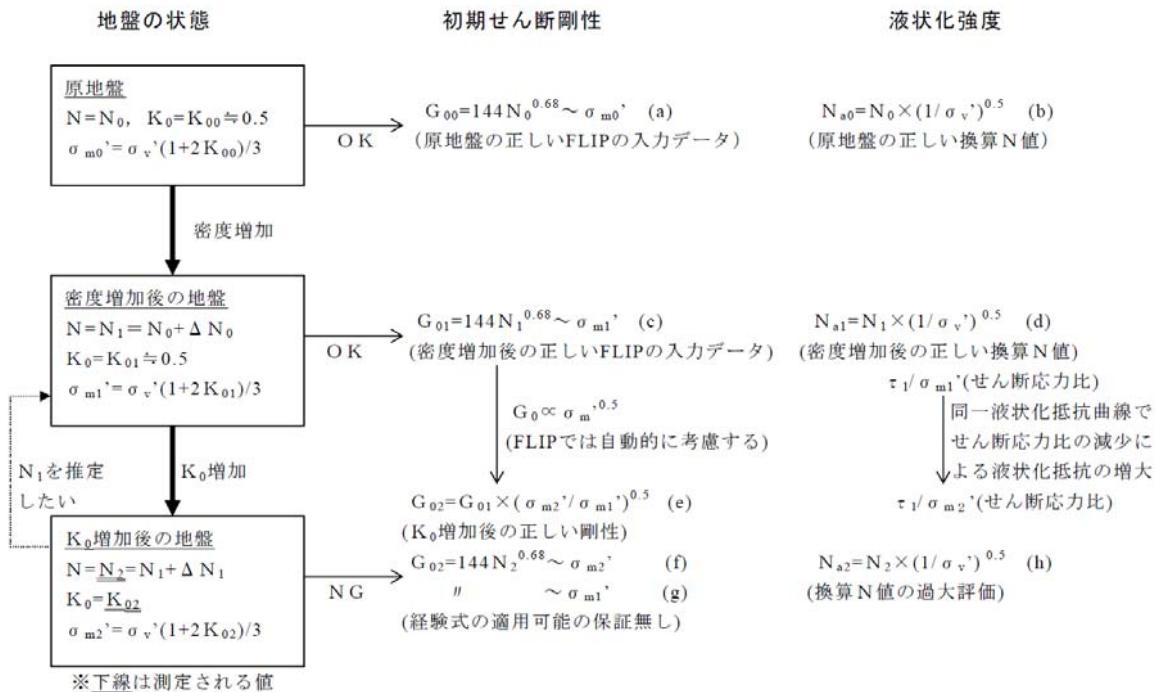


図 2-5-4-3 砂地盤を対象とする SCP 改良部のモデル化の考え方

(3) 改良地盤のモデル化

(a) 均一モデル（均一地盤としてモデル化する場合）

改良地盤を均一地盤としてモデル化する場合の解析メッシュは、FLIP を用いて通常の地盤をモデル化するときの解析メッシュである。地下水位以浅はマルチスプリング要素、地下水位以深はマルチスプリング要素と間隙水要素を同様の位置に設定する。この際、マルチスプリング要素の奥行きは単位長さである。概念図を図 2-5-4-4 に示す。

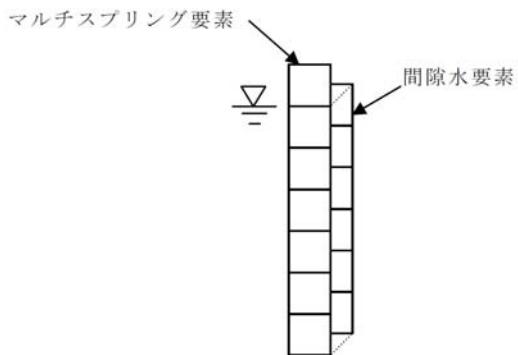


図 2-5-4-4 均一モデルの概念図

(b) 貼り合わせモデル（複合地盤としてモデル化する場合）

FLIPにおいては、マルチスプリング要素の奥行き長さを任意に設定すること、および、物性が異なるマルチスプリング要素を貼り合わせて計算することができる。この機能を利用し、改良地盤を複合地盤としてモデル化する。その場合、杭間地盤と砂杭のそれぞれの節点座標、マルチスプリング要素、間隙水要素を定義し、動的解析時に対応する節点自由度を等しく（多点拘束）して計算する。概念図を図 2-5-4-5 に示す。

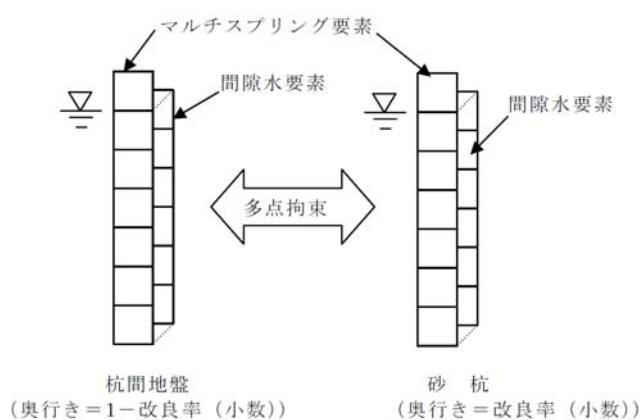


図 2-5-4-5 貼り合わせモデルの概念図

(c) K_0 増加の考慮方法

FLIP を用いて 1 次元の柱状モデルで地震応答解析を実施する場合、自重解析後の横方向載荷により K_0 を変化させることが可能である。

1) 均一モデル

FLIP では、動的解析の前に自重解析を実施する。通常の自重解析後の K_0 は、水平成層の場合 0.5 程度の値となる。自重解析の後、横方向から載荷を行い任意の K_0 状態を再現する。概念図を図 2-5-4-6 に示す。

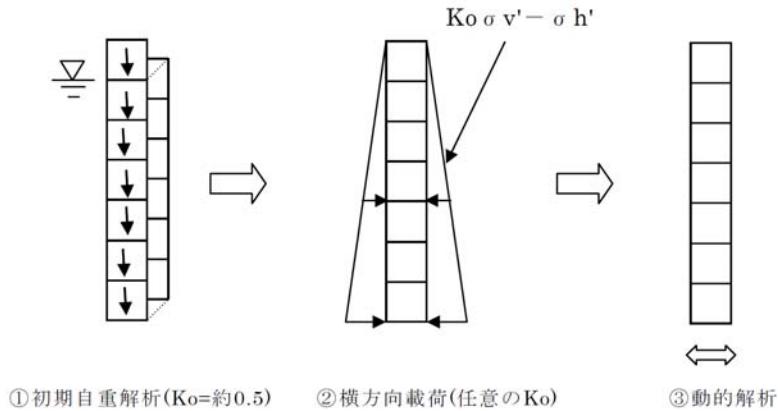


図 2-5-4-6 均一モデルの K_0 増加再現方法の概念図

2) 貼り合わせモデル

要領は、均一モデルと同様である。ただし、砂杭と杭間地盤の両方のマルチスプリング要素が存在するため、それぞれについて横方向載荷を行う。

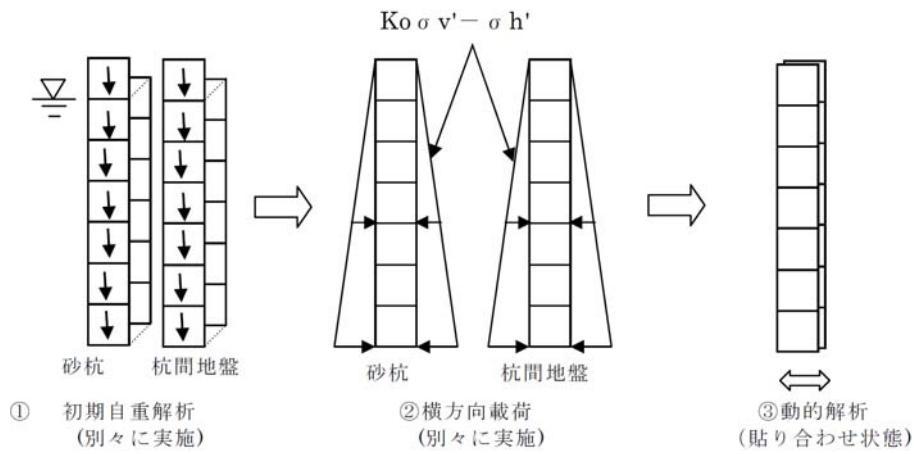


図 2-5-4-7 貼り合わせモデルの K_0 增加

(4) K_0 の影響の FLIP における表現

前述のとおり、FLIPにおいては、横方向載荷の載荷により K_0 値の増加を再現可能である。ここでは、 K_0 の影響に対する液状化強度の評価が FLIPにおいてどのように表現されるかについて、参考文献 4)の報告より示す。

K_0 の影響については実験的には、石原らが相対密度一定の砂に対して K_0 の増加で液状化強度が増加すること⁵⁾を示している。吉見はこの関係を平均有効応力で基準化し、軸差応力の影響がないことを示している⁶⁾、一方 FLIP で液状化強度の関係がどのように表現されるかを見る。FLIPの中では、密度の増大による液状化強度の増加は、もし密度増大による N 値がわかれば液状化強度曲線の設定時に評価できる。 K_0 の増加による液状化強度の増加は、前述のとおり横方向の載荷により考慮することが可能である。また、その要因としては初期平均有効応力の増大と、軸差応力の変化が考えられる。これらの概念図を図 2-5-4-8に示す。平均有効応力の増加により有効応力経路の出発点が原点や破壊線から遠くへ移動すること、また、 K_0 の変化で初期の軸差応力状態が変わり、 K_0 が大きい場合、破壊線からおおむね遠ざかるととらえることができる。

ここでは、FLIP の要素シミュレーションにより有効上載圧を一定として K_0 を変化させた検討(平均有効応力は変化)、平均有効応力を一定にして K_0 を変化させた場合の検討を行い、実験で得られた上記の関係を確認した。 $K_0=0.5, 1.0, 1.5$ の 3 ケースについて、同一の鉛直応力下(密度 2.0t/m³、地下水位-1.0m、深度 7.5m 位置)の土を対象に、高さ 1m×幅 1m の要素の各節点の水平方向変位を拘束し、その上部に有効上載圧相当の分布荷重を与え、 $K_0=0.5$ の状態を再現した。 $K_0=1.0, 1.5$ の場合はさらに横方向載荷を行い、それぞれの水平方向応力状態とした。次に、非排水条件のもとで、同一のせん断応力振幅で繰り返し回数 20 回で繰り返しせん断を行った。なお、各ケースで初期せん断剛性が同一になるよう、基準有効応力を設定した。各ケースの有効応力経路を図 2-5-4-9に示す。 $K_0=0.5$ の方が $K_0=1.0$ より液状化しやすい。 $K_0=1.5$ の場合は $K_0=1.0$ より初期平均有効応力が大きく、初期状態で軸差応力が生じているが、さらに液状化しにくくなっている。強度の違いはかなり大きい。次に、初期平均有効応力は等しいが K_0 が異なる 3 通りの初期状態($K_0=0.5, 1.0, 1.5$)を作り、繰り返しせん断を行った。この場合は、初期平均有効応力が全て等しいので、初期せん断剛性を一致させるためにいずれも同一の材料定数を用いた。結果を図 2-5-4-10に示す、初期の軸差応力の違いによらず、液状化の程度は等しいことが分かる。以上から、 K_0 の状態によらず液状化強度は平均有効応力の上昇で大きくなり、平均有効応力が一定ならば K_0 の状態の違い(つまり破壊線までの距離)によらず液状化強度は等しいことが再現できることが分かった。

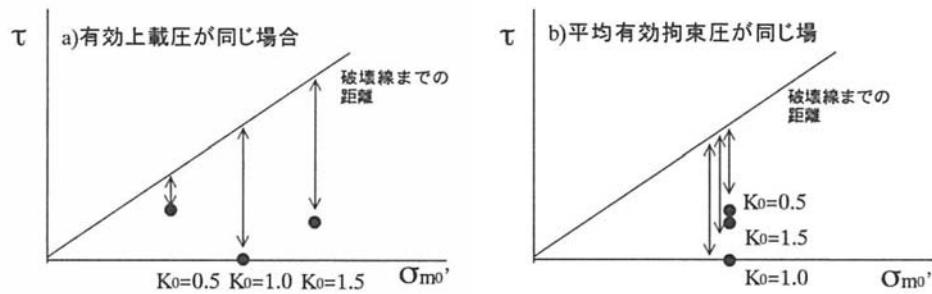


図 2-5-4-8 K_0 増加による液状化強度の模式図

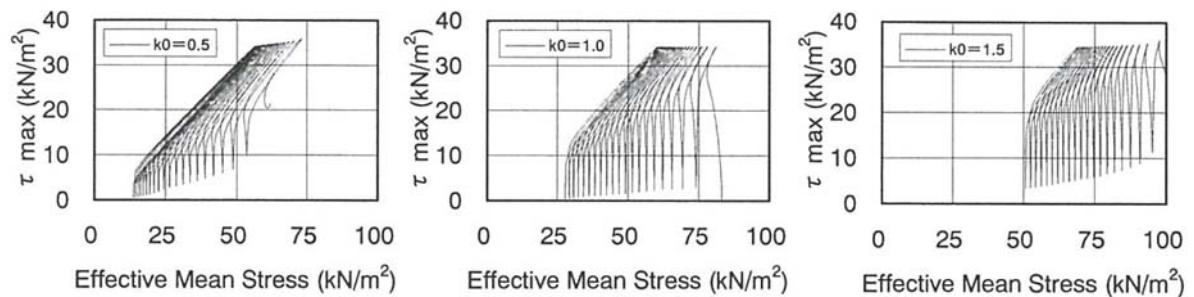


図 2-5-4-9 初期有効上載圧が等しく、 K_0 が異なる場合の有効応力経路

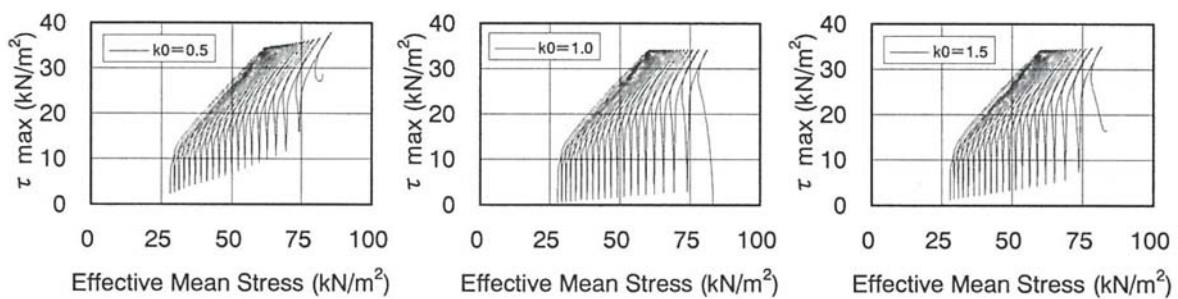


図 2-5-4-10 初期平均有効応力が等しく、 K_0 が異なる場合の有効応力経路

(5) モデル地盤に対する検討

(a) 解析モデル

理想化した埋立地盤モデルを用いて検証した結果を述べる。解析対象地盤および解析モデルを図 2-5-4-11に示す。

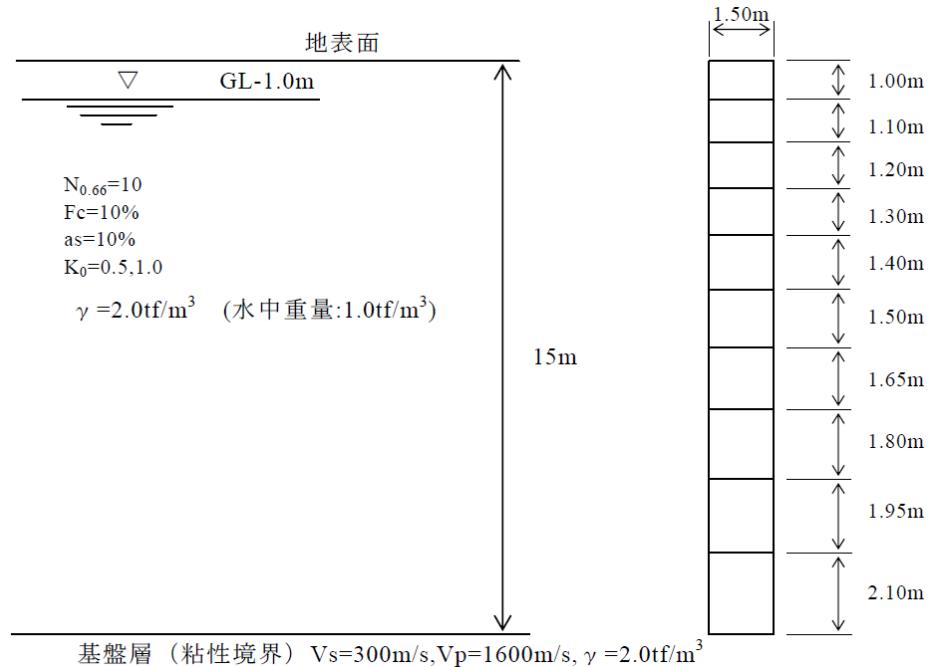


図 2-5-4-11 想定解析地盤モデルと解析モデル

入力地震動は、ポートアイランド GL-85m 観測記録の開放基盤修正波（最大加速度、2E, 817Gal）を用いた。入力地震動を図 2-5-4-12に示す。

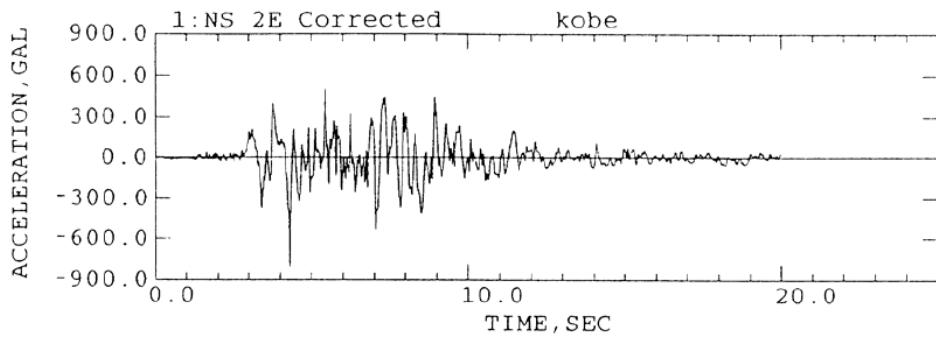


図 2-5-4-12 入力地震動

(b) 解析ケース

解析ケースとしては、前述の①均一モデル、②貼り合わせモデル、に対して、物性設定時の N 値増加を考慮し、 K_0 増加を考慮（自由解析後の横方向載荷）する場合、しない場合、の組み合わせを考えると $2 \times 2 = 4$ 通りとなる。さらにここでは、原地盤、および、原地盤に K_0 增加を考慮したケースの 2 ケースを加えるものとした。基本的な解析ケースを表 2-5-4-1 に示す。表 2-5-4-1 に示す基本的な解析ケースは、Case1 の原地盤から少しづつ改良効果を見込んだ順に並べている。

表 2-5-4-1 基本的な解析ケース

Case	モデルの種類	改良地盤のN値増加考慮（物性設定）	改良地盤のK ₀ 増加考慮（横方向載荷）	改良効果の考慮
1	均一	なし	なし	なし、原地盤モデル
2			あり	K_0 増加
3		あり	なし	N値増加
4			あり	N値増加 + K_0 増加
5	貼り合わせ	あり	なし	N値増加
6			あり	N値増加 + K_0 増加

上記の考え方を基本として本検討における解析ケースは表 2-5-4-2 とする。また設定した解析パラメータを表 2-5-4-3 に示す。解析ケースの内、改良地盤を想定している CASE3 ~6においては、無改良地盤の N 値に対して改良による増加 N 値、 $\Delta N=10$ としている。

表 2-5-4-2 解析ケース

CASE	モデル	横方向載荷	$\sigma ma'(\text{kgf/cm}^2)$	等価 N 値($N_{0.66}$)
1	均一	なし	1.0 ($K_0=0.5$)	5、10
2	〃	$K_0=1.0$	1.0 ($K_0=0.5$)	5、10
3	〃	なし	1.0 ($K_0=0.5$)	15、20
4-1	〃	$K_0=1.0$	1.0 ($K_0=0.5$)	15、20
4-2	〃	$K_0=1.0$	1.33($K_0=1.0$)	15、20
5	貼り合せ	なし	1.0 ($K_0=0.5$)	砂杭 25、地盤 20
6	〃	$K_0=1.0$	1.33($K_0=1.0$)	砂杭 25、地盤 20

表 2-5-4-3 解析パラメータ

CASE	等価 N 値	$\sigma ma'$ (tf/m^2)	Gma (tf/m^2)	Kma (tf/m^3)	ϕ (°)	液状化パラメータ					
						S1	W1	P1	P2	C1	
1	5	10.0	5710	14880	38.7	0.005	6.47	0.5	1.013	1.6	
	10	10.0	8630	22500	40.0	0.005	11.55	0.5	0.911	1.3	
2	5	10.0	5710	14880	38.7	0.005	6.47	0.5	1.013	1.6	
	10	10.0	8630	22500	40.0	0.005	11.55	0.5	0.911	1.3	
3	5	10.0	11140	29050	41.0	0.005	20.62	0.5	0.809	1.0	
	10	10.0	13410	34960	41.9	0.005	36.84	0.5	0.707	1.0	
4-1	5	10.0	11140	29050	41.0	0.005	20.62	0.5	0.809	1.0	
	10	10.0	13410	34960	41.9	0.005	36.84	0.5	0.707	1.0	
4-2	5	13.34	11140	29050	41.0	0.005	20.62	0.5	0.809	1.0	
	10	13.34	13410	34960	41.9	0.005	36.84	0.5	0.707	1.0	
5	杭芯	25	10.0	15510	40450	42.7	0.005	56.08	0.5	0.704	1.0
	杭間	10	10.0	13410	34970	41.9	0.005	36.84	0.5	0.707	1.0
6	杭芯	25	10.0	15510	40450	42.7	0.005	56.08	0.5	0.704	1.0
	杭間	10	10.0	13410	34970	41.9	0.005	36.84	0.5	0.707	1.0

各パラメータは、基本的に FLIP の簡易パラメータ設定法に従い設定している。

また、自重 + 横方向載荷後における各要素のせん断剛性 G_m は、 N 値から求まる基準せん断剛性 $G_{ma}(=144N^{0.68})$ と、基準平均有効応力 $\sigma ma' = (1+K_0)/2 \times \sigma v'$ から、 $G_m = G_{ma} \times (\sigma m' / \sigma ma')^{0.5}$ より求まる。表 2-5-4-3 に示す CASE4-1 では基準となる $\sigma ma'$ を求める際の $K_0=0.5$ としている。これに対し、CASE4-2 では $K_0=1.0$ として基準となる $\sigma ma'$ を求めることにより、初期せん断剛性に関してのみ、厳密では無いが K_0 の増加（横方向載荷）による N 値の増加を考慮して、ダブルカウントを解消しようと試みたモデルである。せん断剛性は平均有効拘束圧の $1/2$ 乗に比例するとしているので、ここでは拘束圧の違い(1.33倍)の $1/2$ 乗、つまり約 15% の違いが生じることとなる。

(c) 計算結果

各ケースの最大応答加速度と最大変位を表 2-5-4-4 に示す。

表 2-5-4-4 計算結果

CASE	地表面最大加速度 (Gal)		地表面最大変位(cm)	
	(N) _{0.66} =5	(N) _{0.66} =10	(N) _{0.66} =5	(N) _{0.66} =10
1	405	683	50.1	35.1
2	620	768	48.2	31.0
3	820	788	44.0	17.2
4 - 1	693	884	30.1	10.6
4 - 2	702	936	31.7	11.3
5	-	829	-	31.0
6	-	780	-	19.4

(d) まとめ

1) 設定したモデルについて

本来、解析に用いる地盤物性値は、 K_0 の状態に関わらず、地盤調査結果を反映したものでなければならない。ある一つの改良地盤を対象とした場合、解析で認識している改良地盤の物性は同じである必要がある。 K_0 の状態に関わらず、改良後の V_{s0} や G_0 は同じであり、比較検討するモデルの初期状態は（固有周期）は同じであるはずである。 K_0 を考慮したことで、本来想定している（地盤改良の結果、そうなったと想定しているモデル）よりも大きなせん断剛性のモデルを設定しているとすれば、振動性状そのものが異なり、また、剛性を大きく評価することで、想定以上に改良効果を見込んでしまう可能性がある。このような観点から、改良地盤のモデル化としては Case3, Case4-2 が初期せん断剛性が標準的な設定モデル、Case2 はせん断剛性を小さめに見積もったモデル、Case4-1 はせん断剛性を大きめに見積もったモデルと考えてよいであろう。Case5, Case6（奥行き方向の縞モデル）については剛性の高い砂杭との複合モデルであるため、初期状態の等価なせん断剛性はそれぞれ Case4-1, Case4-2 より少し大きくなっていると予想される。（詳細には、実際に設定したモデルが、この条件を満たしているのかを検証する必要がある。微振動入力、ある

いは、線形解析により伝達関数をとり、その振動特性を把握することが考えられる。) ただし、ここで示した改良地盤モデルの設定方法には、問題点が残されている。それは、 N 値とせん断剛性の関係式の改良地盤への適用の妥当性である。

この式は経験式であり、必ずしも改良地盤での関係式ではないが、本検討では改良地盤に適用できると仮定して使用している。そのためサンドコンパクションパイルによる改良地盤にあてはまるかは、現場のデータ等に基づく検証が必要である。 N 値と V_{s0} あるいは G_0 との関係は、地盤調査結果などに基づいて一般的な関係が与えられており、必ずしも改良地盤での関係式ではない。(もし、地盤改良効果で違った関係が見いだされるならば、(前提条件) にしたがった場合、改良効果が隠れてしまう可能性がある。)

2) 変位応答値の比較

地表面最大変位は、表 2-5-4-4 に示されているとおり動的解析直前のせん断剛性が同じとなる CASE3 と CASE4-2 で違いが見られる。また、横方向載荷のケースはいずれも水平変位抑制効果が見られる。つまり、横方向載荷による K_0 の考慮により振動中の液状化の程度が変化し、地震応答解析結果として変位応答は小さくなることがわかった。

一方で、初期せん断剛性が異なるケース 4-1 とケース 4-2 (前者が後者の約 1.15 倍) では、ケース 3 とケース 4-2 ほど大きな違いが見られない。

これらのことより、FLIP で SCP 改良地盤野挙動を検討する際には、つぎのようなことがわかる。

- ① FLIP 解析では、横方向載荷による K_0 の考慮により振動中の液状化程度が変化する。地震応答解析結果として変位応答は小さくなる。
- ② FLIP の解析においては、横方向載荷による K_0 の増加効果による変位の抑制効果は、せん断剛性 G の増加による変位の抑制効果よりも大きく算定される。
- ③ FLIP 解析では、 K_0 の影響を含めた液状化特性が同じであれば、初期剛性の 15% 程度の違いは変位応答にそれほど影響しない。

(6) 2次元モデルへの K_0 効果の適用方法

(a) 目的

FLIP を用いた検討業務では、2 次元の計算を行うことが多い。そこで 2 次元断面で横向載荷を行う方法を試みる。

(b) 検討モデル

検討モデルおよびメッシュ分割図を図 2-5-4-13 に示す。

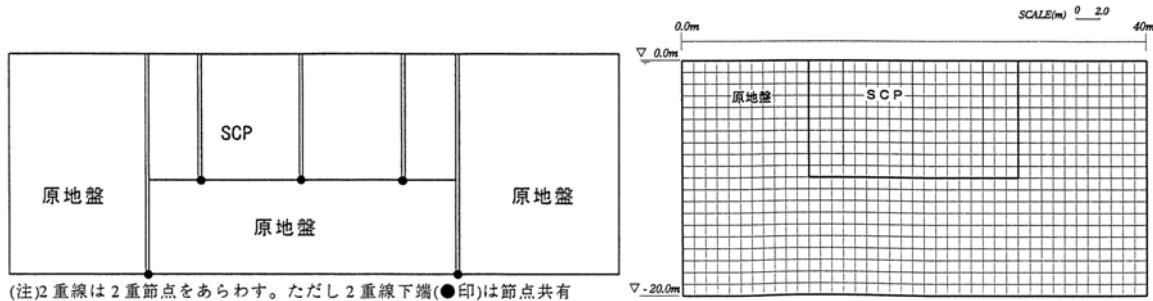


図 2-5-4-13 検討モデルおよびメッシュ分割図

(c) 載荷手法

載荷は 2 段階で実施する。①まず初期自重解析（図 2-5-4-14）を実施した後に、②図 2-5-4-15 に示すように二重節点から土圧差相当の分布加荷重を水平方向に載荷する。

①一段階目：初期自重解析

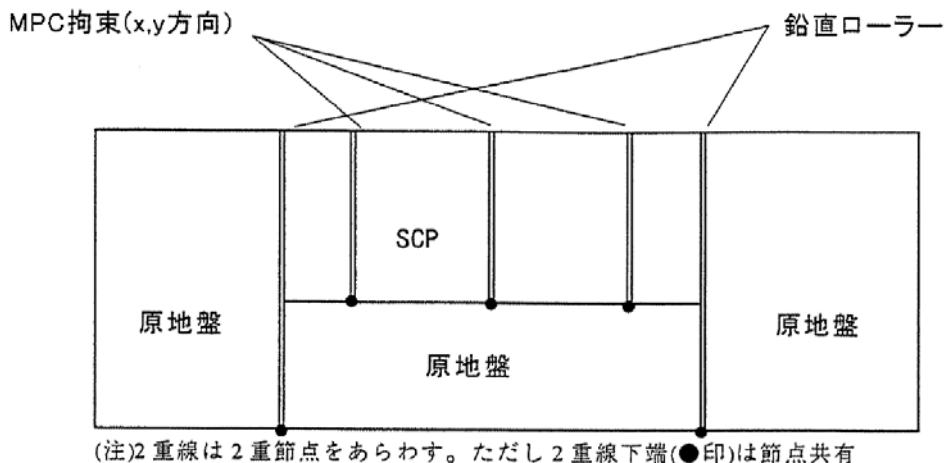


図 2-5-4-14 初期自重解析

②横方向載荷

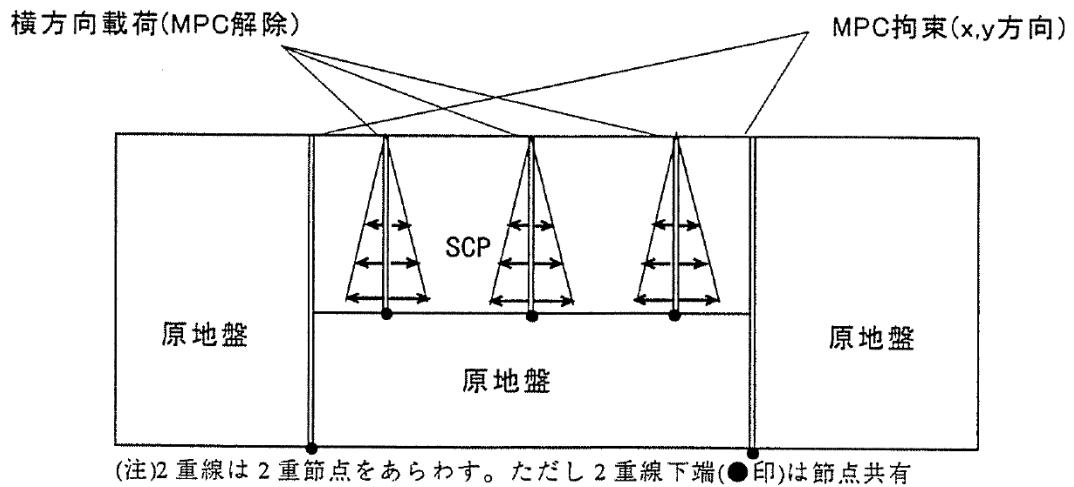


図 2-5-4-15 横方向載荷

(d) 結果

結果は図 2-5-4-16に示すとおりである。図には、深度 $Y=-1.5m, -5.5m, -8.5m$ における K_0 値を示しており、擬似的に K_0 値が増加している状態が再現可能となっている。

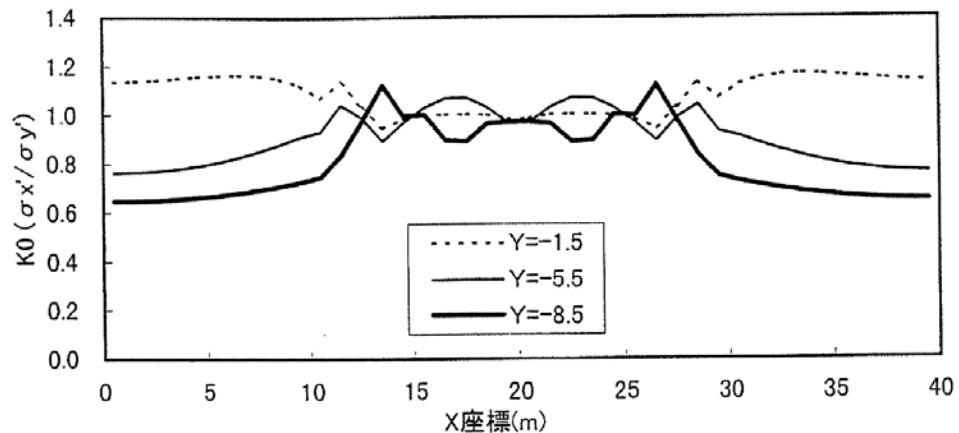


図 2-5-4-16 横方向載荷後の水平方向の K_0 分布(Y は深度(m))

(7) 実例によるモデル化の検討

(a) 検討目的

1995 年兵庫県南部地震における SCP 改良地盤の事例をもとに、いくつかの地盤モデルの解析を実施し、実挙動と比較することで、モデル化の妥当性について述べる。

検討対象は、改良率の異なる西宮浜、六甲アイランド南部の 2 地点であり、第 1 期 FLIP 研究会の SCP 作業部会の検討を経て、参考文献 7)8)において下記の内容のとおり報告されている。

(b) 西宮浜における SCP 改良地盤の検討

1) 地盤条件とモデル化

検討対象地点は、神戸から大阪にかけての臨海埋立地の一つである西宮浜西部で、埋立土の強度増加を目的に改良率 5% という比較的小さな改良率で SCP により地盤改良がなされていた⁹⁾。兵庫県南部地震では当地区の見改良地盤において液状化が生じ、また、改良地盤でも部分的に噴砂が生じるなど程度の違いはある液状化が発生したことが報告されている⁹⁾¹⁰⁾。本検討では、詳細な地盤条件が不明であるため、文献 10)11)12)等から周辺地盤のデータを参考に地盤モデルを設定した。また、液状化強度は N 値から時松・吉見の方法¹³⁾に基づいて設定した。SCP 改良部については、SCP による密度増加を考えた場合、および水平方向拘束圧の増加を考えた場合等を組み合わせ、実現象と比較し適切なモデル化について検討した。密度増加は N 値の増加として液状化強度に反映し、未改良地盤の N=5 から改良により N=10 となると考えた。また水平方向拘束圧の増加は、改良により土圧係数 K₀ が増加すると考え、考慮しない場合の K₀=0.5 のケースと、考慮した場合として原田らの改良率と水平方向拘束圧の関係²⁾を参考に K₀=0.7 のケースを考えた。また改良効果の評価は、安全側の評価として砂杭間の地盤で評価されることが多いが、より実際に近い評価のケースを考慮して、以下の 3 ケースを検討する。

①砂杭間の地盤部分のみを評価した場合

②砂杭部分の強度を加味して杭間地盤との重み付け平均により評価した場合

③杭間地盤と砂杭部分の要素を別々に評価して改良率に見合った負担幅で貼り合わせた場合

なお、入力地震動は東神戸大橋の G.L.-34m の記録¹⁴⁾用いた。

地盤条件を図 2-5-4-17 に示す。また、検討ケースを表 2-5-4-5 に示す。

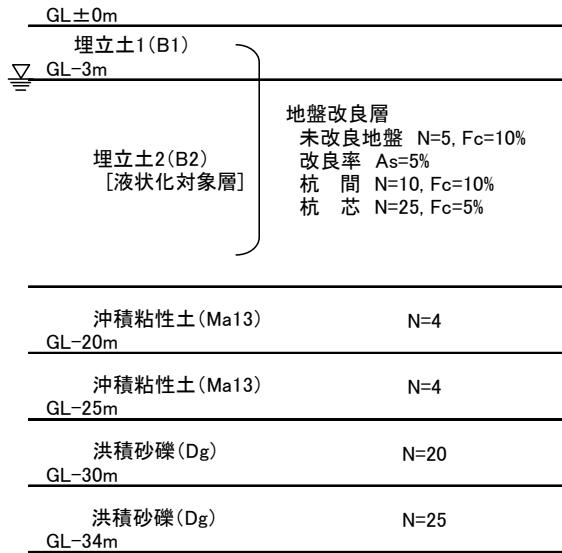


図 2-5-4-17 地盤条件（西宮浜）

表 2-5-4-5 検討ケース（西宮浜）

	地盤評価				
	未改良地盤	SCP 改良地盤			
		杭間地盤	改良平均地盤	杭間地盤 杭心地盤	
		均一モデル		貼合せモデル	
$K_0=0.5$	CASE-1	CASE-3	CASE-3'	CASE-5	
$K_0=0.7$	CASE-2	CASE-4	CASE-4'	CASE-6	

2) 応答解析結果

解析結果を表 2-5-4-6, 図 2-5-4-18に示す。図 2-5-4-18の改良効果の要因による比較より、未改良地盤(CASE-1)では埋立層で間隙水圧比がほぼ 1.0 まで上昇し、液状化が発生したことが再現されている。改良地盤では水平方向の拘束圧の増加を考慮しない $K_0=0.5$ の場合(CASE-3')には、未改良の場合と同様に過剰間隙水圧が上昇し、せん断ひずみも同程度となり、改良による挙動の違いを表現できていない。一方、水平方向の拘束圧の増加を考慮した $K_0=0.7$ の場合(CASE-4')には、過剰間隙水圧はかなり上昇するものの、せん断ひずみがかなり低減し、実挙動の違いから想定される地盤改良効果が表現できていると考えられる。図 2-5-4-18の改良地盤のモデル化による比較より、間隙水圧の上昇に関してはいずれもほぼ同様な傾向が得られたが、砂杭部分を評価した場合(CASE-4', 6)には、考慮しない場合(CASE-4)に比べひずみレベルが 2/3 から半分程度に小さくなることなどから、より実際に近い評価ができる可能性が高いことがわかった。表 2-5-4-6の沈下量は、石原・吉嶺の示した液状化した砂地盤に関するせん断ひずみと体積ひずみの関係¹⁵⁾から計算したものである。相対密度は文献 16)等を参考に未改良地盤で 65%, 改良地盤で 75% と設定した。

未改良地盤(CASE-1)では30cm程度の沈下が生じるが、改良地盤でも拘束圧の増加を考慮しない場合(CASE-3', 5)には同程度の沈下が生じるのに対し、考慮した場合(CASE-4', 6)には6~8cm程度に減少している。西宮浜では、沈下量に関してのデータが不十分であるが、周辺の埋め立て地などで見られた未改良地盤の沈下量、改良地盤での沈下量の減少¹¹⁾¹⁷⁾などから、沈下量や改良効果などが概ね再現できたと考えられる。

表 2-5-4-6 解析結果

	地表面最大 水平加速度(gal)	液状化層 沈下量(cm)
CASE-1	588	29
CASE-2	414	22
CASE-3	634	23
CASE-4	544	12
CASE-3'	742	23
CASE-4'	374	6
CASE-5	748	23
CASE-6	452	8

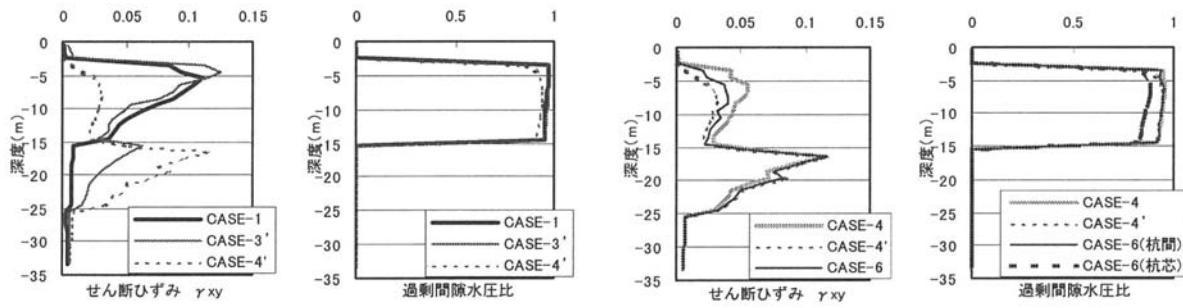


図 2-5-4-18 検討結果の比較

(c) 六甲アイランドにおけるSCP改良地盤の検討

1) 地盤条件とモデル化

検討対象地点は、神戸市の六甲アイランド南部に位置し、支持力増加と液状化対策を目的に改良率約10%でSCPにより地盤改良がなされていた¹⁸⁾。兵庫県南部地震では六甲アイランド北部は噴砂が多く、沈下も30cm程度であり液状化が生じたと考えられるが、南部では全般的に噴砂が少なく、沈下量も多くは10cm程度以下であり¹⁹⁾²⁰⁾液状化が生じたとしても軽微であったことと推定される。地盤モデルは、文献16)18)19)20)21)等を参考に設定した。また、液状化強度はN値から時松・吉見の方法¹³⁾に基づいて設定した。検討地点の埋立材料はまさ土ではなく、神戸層群の材料を用いていることから、まさ土、及び神戸層群の材料を想定し検討した。神戸層群の材料は、まさ土に比べ0.02~0.07程度大きな液状化強度をもつことから²⁰⁾¹⁶⁾、液状化強度を大きく評価した。モデル化は西宮浜の検討と同様に、SCP

による密度増加を考えた場合、水平方向拘束圧の増加を考えた場合等を組み合わせ、実現象と比較し適切なモデル化について検討した。密度増加はN値の増加として液状化強度に反映した。また水平方向拘束圧の増加は、改良により土圧係数 K_0 が増加すると考え、考慮しない場合($K_0=0.5$)と、考慮した場合として原田らの改良率と水平方向拘束圧の関係²⁾を参考に $K_0=1.0$ のケースを考えた。また、改良部のモデル化も西宮浜の検討と同様、①砂杭間の地盤部分を考えた場合、②砂杭部分の強度を加味して杭間地盤との重み付け平均として評価した物性値を設定した場合、③杭間地盤と砂杭部分の要素を別々に評価して改良率に見合った負担幅で貼り合わせた場合、の3ケースを検討した。

なお、入力地震動にはポートアイランドの G.L.-33m の記録 6)を用いた。検討に用いた地盤条件を図 2-5-4-19に示す。また、検討ケースを表 2-5-4-7に示す。



図 2-5-4-19 地盤条件（六甲アイランド）

表 2-5-4-7 検討ケース（六甲アイランド）

	地盤評価			
	未改良地盤	SCP 改良地盤		
		杭間地盤	改良平均地盤	杭間地盤 杭心地盤
		均一モデル		貼合せモデル
$K_0=0.5$	CASE-1	CASE-3	CASE-3'	CASE-5
$K_0=1.0$	CASE-2	CASE-4	CASE-4'	CASE-6

2) 応答解析結果

図 2-5-4-20に改良効果の要因毎の影響度を比較した場合のせん断ひずみ、過剰間隙水圧の応答値分布を示す。未改良部(Case1の埋立土層2,3, Case3',4'の埋立土層3)においては埋立層で間隙水圧比が90%程度まで上昇するものの、ひずみレベルは西宮浜の検討に比べ小さ

く、仮に部分的に液状化しても限定的であったと考えられる。また、表層は地下水位以上の層(埋立土層1)の層厚が大きいことや細粒分が多いことから噴砂も少なかったと考えられる。地盤改良部(Case3',4'の埋立土層2)は、まさ土の場合も神戸層群の場合も液状化せず、改良効果により液状化が防げたことを示している。水平方向拘束圧の違いの影響は大きくなきものの、考慮することで間隙水圧の上昇量が半分程度に低減されている。また、せん断ひずみもさらに抑制されている。未改良部(Case3',4'の埋立土層3)は間隙水圧が上昇するものの、上部に厚い非液状化層(Case3',4'の埋立土層1,2)があるため、影響がさらに小さかったと考えられる。改良の実施された検討地点周辺部では、六甲アイランド南部でも特に沈下が少なかったこととも整合すると考えられる。

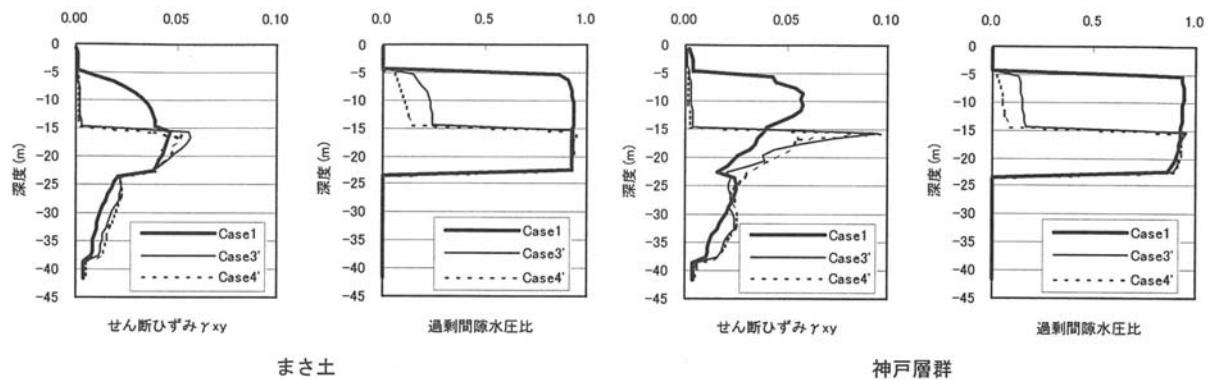


図 2-5-4-20 改良効果の要因毎の影響度による比較

図 2-5-4-21に地盤改良部のモデル化の違いによるせん断ひずみ、過剰間隙水圧の応答値分布の比較を示す。地盤改良部(埋立土層2)のモデル化の違いでは、いずれも同様な結果が得られた。杭間地盤のみの評価で間隙水圧の上昇が十分抑えられ、杭芯部分の差が明瞭に表れなかつたと考えられる。

次に、石原・吉嶺の示した液状化した砂地盤に関するせん断ひずみと体積ひずみの関係¹⁵⁾から沈下量を計算した。相対密度は文献 16)等を参考に未改良部で 75~80%、地盤改良部で 90% と設定した。図 2-5-4-22に沈下量を比較して示す。Case1 の未改良地盤では、沈下量は最大 15cm 程度であり、調査結果¹⁹⁾²⁰⁾で未改良地盤が 0 から 20cm 程度(平均 10cm)となっているのと比べ、最大値での評価のためやや大きめに評価されているものの、ほぼ整合する結果となった。Case4,4'の改良地盤では、地盤改良部(埋立土層2)では液状化は発生しないが深い未改良部(埋立土層3)で生じ、沈下量はまさ土の場合で最大 8cm 程度、神戸層群の場合で最大 7cm 程度となる。Case1 の未改良地盤に比べれば約半分となる。検討地点での沈下量はさらに小さい(0 から 5cm 程度)ものの、周辺の埋立地などで見られた未改良地盤の沈下量、地盤改良部における沈下量の減少の傾向¹⁹⁾²⁰⁾などから、沈下量や改良効果などが概ね再現できたと考えられる。

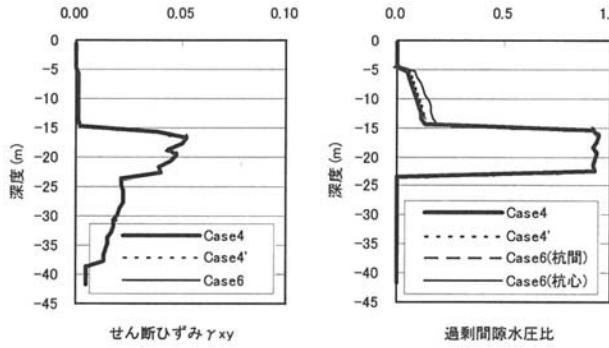


図 2-5-4-21 改良部のモデル化の違いによる比較（まさ土）

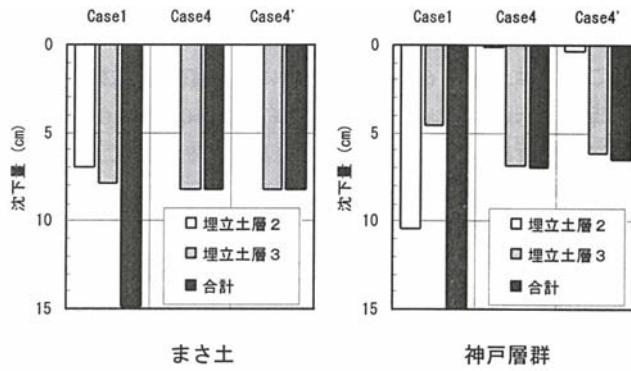


図 2-5-4-22 沈下量の比較

(8) 砂質地盤の SCP 改良のまとめ

(a) K_0 の効果について

これまでに示した検討では、地盤改良後のN値に基づいて物性値を設定し、さらに K_0 の増加を考慮した。そのため SCP の効果を幾分過大に評価している可能性があるものの、 K_0 の効果を見込まない場合には実地盤（西宮浜、六甲アイランド）の地震後の沈下などの被害を大きく見積もる傾向が見られ、見込んだ方が被害状況を良く説明できることから、 K_0 を考慮した検討の方が実現象に近い結果を得られたと判断できる。

N値は改良効果の指標として用いられることが多いが、N値の増加は、密度の増加だけでなく、拘束圧の増加すなわち K_0 の増大によってもたらされるものと考えられる。いいかえると、N値から求めたせん断波速度や液状化強度には、拘束圧の増大に伴うN値増加分も含まれている。そのため、解析において、 K_0 の増加まで考慮すると、過大評価につながる可能性（ダブルカウント問題）があり、効果の評価においては十分な検討が必要である。（この場合、もしN値増加 ΔN を密度増加による ΔN_1 と拘束圧増大による ΔN_2 に分離することが可能であれば、①まず ΔN_1 をもとに既往の経験式からせん断剛性や液状化強度といった物性値を求め、②さらに拘束圧の影響を考える、という手順を踏むことで上記の問題は解決できると考えられる。）

また、 K_0 の効果を十分正確には評価していない可能性はあるものの、 K_0 を考慮した場合

としていない場合の比較検討は重要であり, 解析的には K_0 を考慮することで液状化強度が増加し, 応答にかなりの差があることがわかった.

しかし, 今回の検討では, 実地盤の地盤物性値が不確定であったことから, 改良地盤のモデル化については今後さらなる実験的, 解析的検討を続けていく必要がある.

(b) 杭間と杭芯の評価について

地盤改良部は, ①杭間, ②杭間と杭芯の重み付け平均, ③杭間と杭芯の貼り合せ, の 3 つのモデルで評価した. ②, ③はほぼ同じ挙動を示し, ①はやや過剰間隙水圧が上昇しやすい結果となったものの, 総じてモデル化の違いで結果に大きな差はなかった. したがって, 設計的には従来の杭間地盤(杭間中央位置)の評価でもほぼ妥当な結果が導かれると考えられる. しかし,これまでよりも大きな地震動に関しては, 以下のような考え方も可能であろう. すなわち, 杭芯の積極的な評価, および杭間地盤では砂杭芯周辺と中央部で徐々に地盤の締まり方が変化していることの評価によって, 合理的な設計につながる可能性がある.

(c) 推奨される SCP のモデル化について

以上の点より, 砂質地盤に対する SCP 改良地盤の推奨されるモデル化として以下が考えられる.

- ①杭間地盤物性を考慮した均一物性モデルで, 横方向載荷を行ったもの. ただし, K_0 増加の評価にあたっては, 改良率との関係, 密度増加とのダブルカウントに留意する.
- ②大地震を想定した場合は, 杭間と杭芯の重み付け平均物性を考慮した均一物性モデル, および杭間と杭芯の貼り合せモデルも, 使用可能と考えられる.

(d) 今後の課題

今回の検討を通じて, SCP 改良地盤のモデル化では拘束圧の上昇を何らかの形で評価した方が良いことがわかったが, 以下のような様々な課題が残されている.

- ①N 値からパラメータを評価する場合の, 密度増加の影響と拘束圧上昇の影響の程度に関する研究
- ②改良率と拘束圧上昇の関係のデータ蓄積
- ③様々な実地盤や模型地盤での K_0 増加効果についての検討
- ④今回の検討では, K_0 を上昇させるのに横方向の載荷を行っている. 今後 FLIP だけに限らず, 設計手法への展開を考えた場合に, より簡易な評価法が必要と考えられる.

<2-5-4 の参考文献>

- 1)吉見吉昭：「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準，土と基礎，pp.33-38，1990.6
- 2)山本実：液状化対策工法の動向と課題—土質試験・調査の新しい視点から—，地質と調査，pp.9-16，1997.3
- 3)山本実，野津光夫，山田隆，小飼善弘：静的締固め砂杭工法の改良効果—佐原試験工事一，第32回地盤工学研究発表会，pp.2317-2318，1997.7
- 4)三輪滋，小堤治，安田進，森浩章：SCP 改良地盤の地震時挙動の評価におけるモデル化に関する問題点の整理，第35回地盤工学研究発表会，pp.2419-2420，2000.6
- 5)Ishihara,K.,Iwamoto,S.,Yasuda,S.,Takatsu,H. : Liquefaction of Anisotropically Consolidated sand, Proc.9th, ICSMFE, Vol.2, pp.261-264, 1997
- 6)吉見吉昭：第二版砂地盤の液状化，p.33，技報堂出版，1991
- 7)原幸司，足立雅樹，三輪滋，野津光夫，八嶋厚，森浩章：有効応力解析によるSCP改良地盤の事例にもとづくモデル化の検討(その1：西宮浜におけるSCP改良地盤の検討)，第35回地盤工学研究発表会，pp.2397-2398，2000.6
- 8)石倉克真，佐藤靖彦，大塚夏彦，大竹省吾，池田隆明，井合進，森浩章：有効応力解析によるSCP改良地盤の事例にもとづくモデル化の検討(その2:六甲アイランドにおけるSCP改良地盤の検討)，第35回地盤工学研究発表会，pp.2399-22400，2000.6
- 9)諏訪靖二，福田光治，濱田晃之：兵庫県南部地震による埋疏地の液状化と地盤条件，第2回地盤改良シンポジウム，pp.119-123，1997
- 10)井上隆夫，大濱雅信，濱田晃之，諏訪靖二，福川光治：兵庫県南部地震における南芦屋浜と西宮浜の液状化特性(その2)，第31回地盤工学研究発表会，pp.561-562，1996
- 11)神戸市開発局：兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド，六甲アイランド)報告書，p.119，1995.8
- 12)関西地盤情報活用協議会地盤研究委員会：新関西地盤—神戸および阪神間一，1998
- 13)Tokimatsu, K. and Y.Yoshimi : Empirical Correlation of Soil Liquefaction based on SPT N-value and Fines Content, Soils & Foundations, Vol.23, No.4, pp.56-74, 1983
- 14)建設省土木研究所：土木構造物における加速度強震記録(No21)，土木研究所彙報，第64号，1995
- 15)Ishihara, K. and Yoshimine, M. : Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction During Earthquakes, Soils and Foundations, Vo1.32, No.1, pp.173-188, 1992.3
- 16)田中泰雄：臨海埋立地の盛土材料の液状化強度と影響因子，土と基礎，Vol.47, No.6, pp.33-36, 1999.6
- 17)Yasuda, S., K.Ishihara, K.Harada, and N.Shinkawa : Effect of Soil Improvement on Ground Subsidence due to Liquefaction, Soils and Foundations, Special Issue on Geotechnical Aspects of

the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.99-107, 1996

18)中島信, 福井實, 谷本喜一:新交通車両基地の基礎工, 基礎工, Vol.20, No.5, pp.73-79, 1992

19)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会:阪神・淡路大震災調査報告, 土木構造物の被害原因の分析第6章, 地盤・土構造物, 1998

20)神戸市開発局:兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド)報告書, p.119, 1995.8

21)太田秀樹, 萩野芳章, 後藤政昭:六甲アイランド並びにポートアイランドにおける埋土層の地盤状況と動的強度の比較, 第32回地盤工学研究発表会, pp.701~702, 1997

3. 各種解析事例

3-1 重力式岸壁

3-1-1 重力式岸壁の被災事例

重力式岸壁の被災事例を対象とした FLIP の解析については、これまでにも多くの事例が公表されている。したがって、本報告では、プログラムの動作確認によく用いられ、平成 15 年度の解析精度向上 WG においても検討対象となった、神戸港六甲アイランドの RF3 岸壁を紹介する。

RF3 岸壁は、1995 年兵庫県南部地震の際に被災した神戸港六甲アイランドのケーソン式岸壁である。水深-8.5m、設計震度 0.15 で、床堀置換改良されている。この岸壁の位置を図 3-1-1-1 に、岸壁の標準断面図を図 3-1-1-2 に、岸壁の諸元を表 3-1-1-1 に示す。また、被災状況平面図を図 3-1-1-3 に、同図に示す A-A 断面の被災状況を図 3-1-1-4 に示す。被災状況平面図に示したケーソン No.21～No.7 の間の上部工天端の前出し量、沈下量およびケーソン傾斜角の分布を図 3-1-1-5 に、これらの被災状況のまとめを表 3-1-1-1 に示す。

表 3-1-1-1 ケーソン式護岸の諸元（被災時）と被災状況（稻富ら（1997）¹⁾に基づき作成）

水深 (m)	設計 震度	ケーソン 幅 (m)	ケーソン 高 (m)	置換砂 の層厚 (m)	はらみ 出し量 (cm)	天 端 沈下量 (cm)	ケーソン 傾斜角 (度)	被 災 変形率 (%)	法線 方向
-8.5	0.15	8.0	11.5	13.4	464 ／370	198 ／158	6.4 ／3.1	34	東西 方向

※1 被災変形率：最大はらみ出し量／（ケーソン高さ + 2m）×100%

※2 各変形量や傾斜角は、図 3-1-1-4 に示す No.7～No.21 ケーソンでの最大と平均を示す。

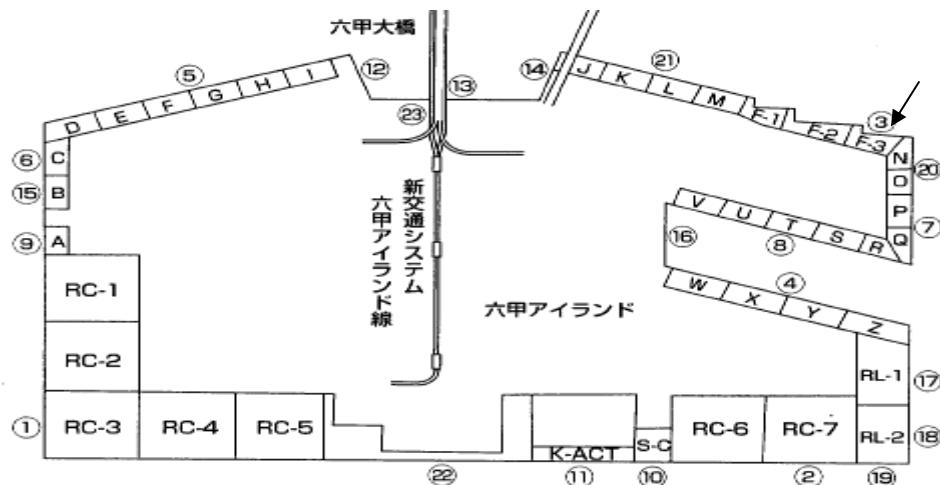


図 3-1-1-1 神戸港六甲アイランド RF3 岸壁の位置（稻富ら（1997）¹⁾に加筆）

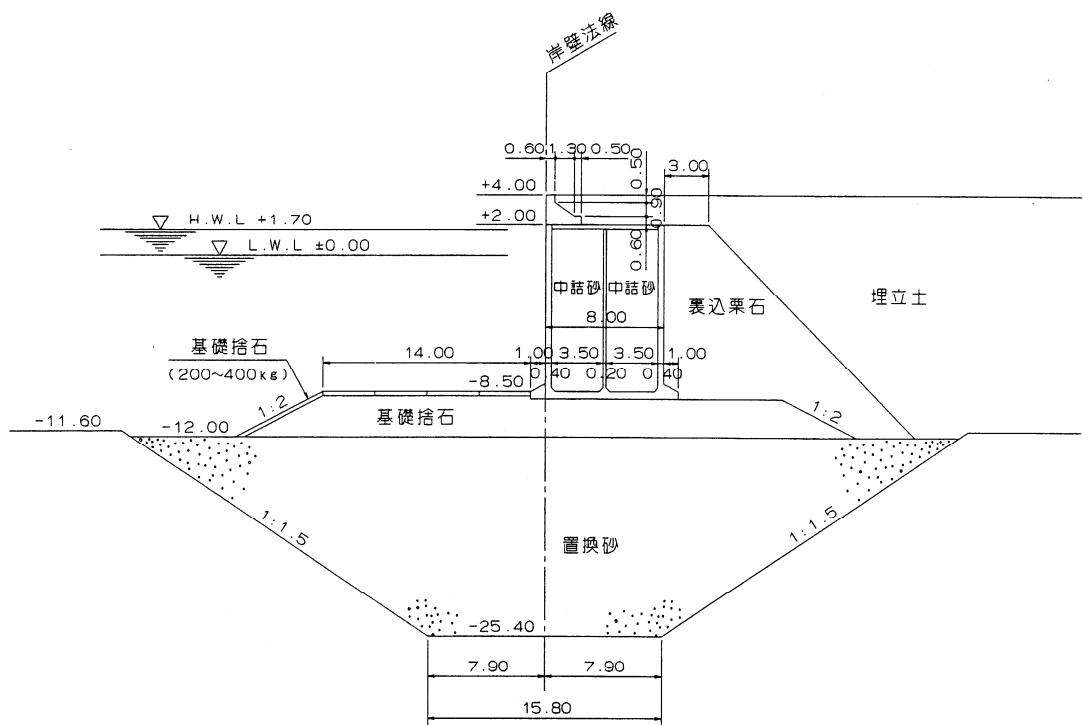


図 3-1-1-2 神戸港 RF3 岸壁 標準断面図 (稻富ら, 1997)¹⁾

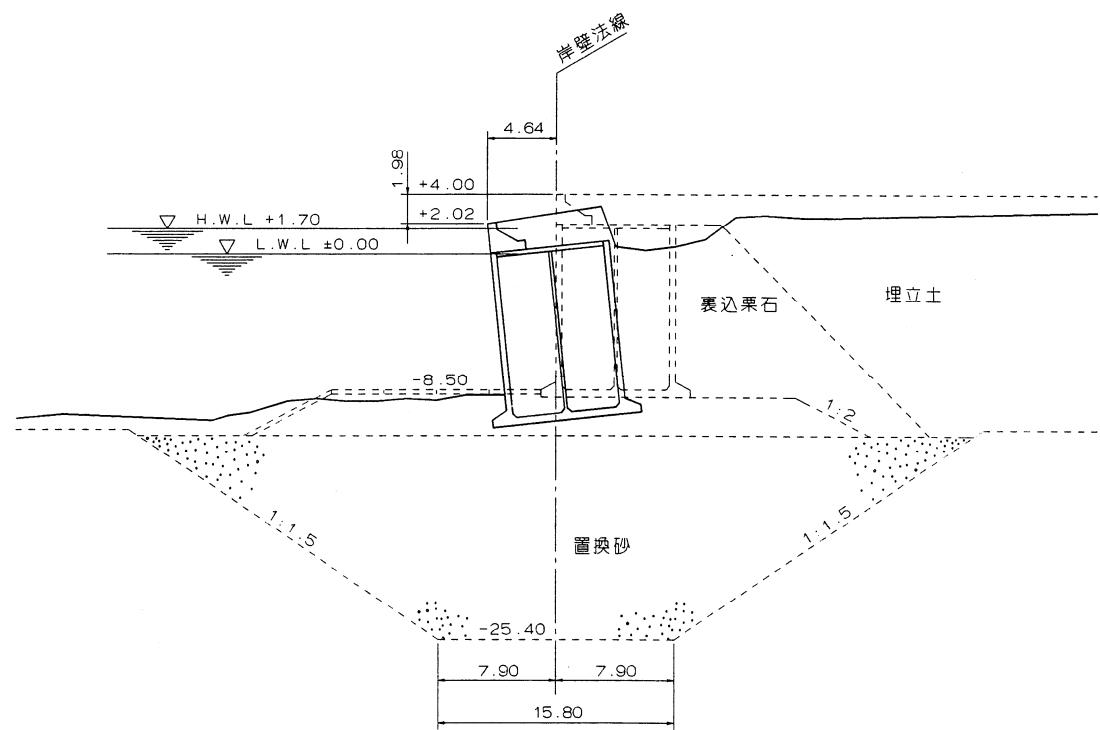


図 3-1-1-3 神戸港 RF3 岸壁 被災状況断面図 (稻富ら, 1997)¹⁾

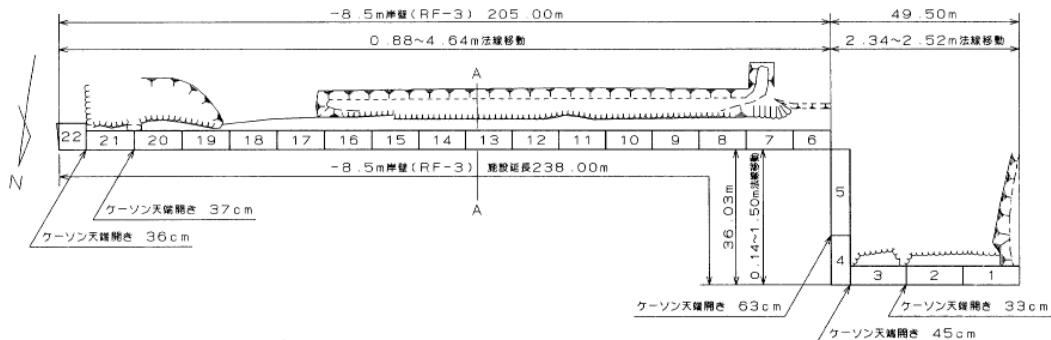
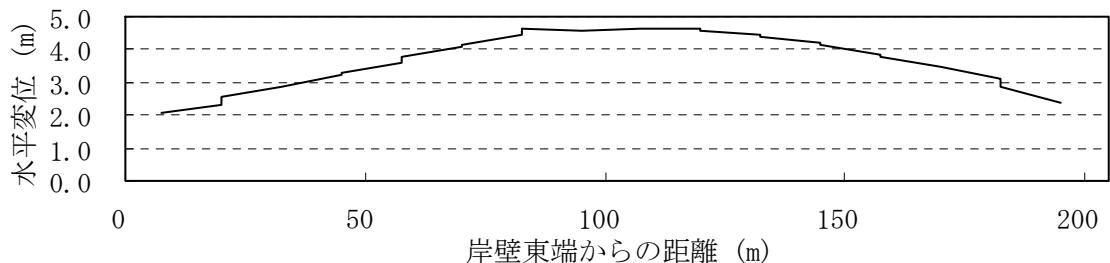
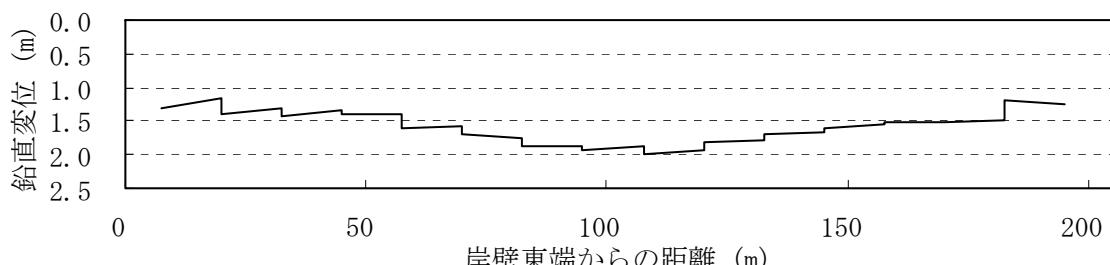


図 3-1-1-4 神戸港 RF3 岸壁 被災状況平面図 (稻富ら (1997)¹⁾

上部工前出し量：平均3.7m



上部工沈下量：平均1.6m



ケーソン残留傾斜角：平均3.1度

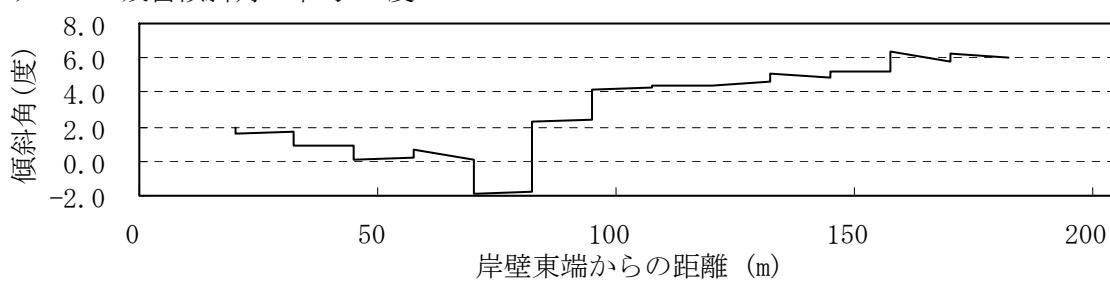


図 3-1-1-5 神戸港 RF3 岸壁: 図 4-1-4 に示すケーソン No. 21~No. 7 を対象とする、上から順に上部工前出し量、上部工沈下量（原設計天端からの沈下量）、ケーソン残留傾斜角（海側へ傾く場合を正）の各分布（稻富ら (1997)¹⁾に基づき作成）

入力地震動としては、神戸市開発局が設置した神戸港ポートアイランドの鉛直アレー地震観測網による 1995 兵庫県南部地震の際の観測記録を用いて検討されている。

この鉛直アレー地震観測網では、 $GL \pm 0m$, $-16m$, $-32m$ および $-83m$ の各深度に三成分の加速度計が設置されている。本検討では、1995 兵庫県南部地震の際に $GL-32m$ に設置の地震計が記録した NS 成分と UD 成分の加速度波形を用いた。実際には、対象とした岸壁の向きを考慮して、NS 成分の加速度記録の符号を反転させたもの（ $-NS$ 成分）と UD 成分を用いた。

$GL-32m$ の地震計は第 1 洪積砂礫層（天満砂礫相当層）の上部に設置されている。この土層の上部 ($GL-27m \sim 33m$) の V_s は $245m/s$, 平均 N 値は 13.5 (min.4.2~max.38) である。検討対象岸壁では $GL-26.4m$ で N 値が $10 \sim 30$ の砂質土層が現れるが、この土層と上記第 1 洪積砂礫層が対応すると考え、解析モデル底面をこの深度にとって固定境界条件を課し、そこに上記観測記録を入力地震動として与えた。

$GL-32m$ における観測記録の加速度波形 (20 秒間) を図 3-1-1-6 に示す。解析時間区間はこの図に示す 20 秒間とした。

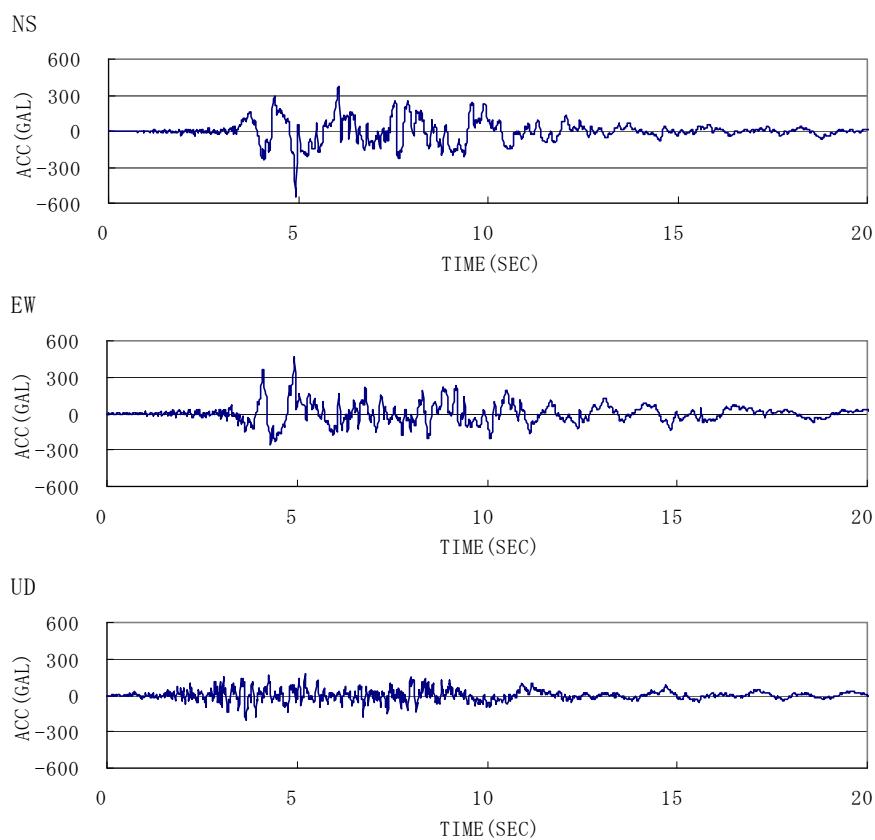


図 3-1-1-6 ポートアイランド鉛直アレー地震観測網の $GL-32m$ に設置の加速度計による
1995 年兵庫県南部地震の際の観測記録

対象断面の土層区分を図 3-1-1-7 に、主要部の有限要素分割を図 3-1-1-8 に示す。また、表 3-1-1-2 と表 3-1-1-3 には各土層の解析地盤定数を示す。なお、埋立土、置土および置換砂に対しては、多重せん断機構モデル（多重せん断ばねモデル+過剰間隙水圧モデル）をそのまま適用したが、埋立土（地下水面上）、粘性土、基礎捨石および裏込石に対しては、過剰間隙水圧モデルは適用せず、多重せん断ばねモデルのみを適用してモデル化を行った。

神戸港六甲アイランドでは、被災後に凍結サンプリングや PS 検層などの各種調査が実施された（稻富ら, 1997）。各土層の物性値は、これらの試験結果などから、以下に示す手順により算定した。

- ・質量密度

埋立土および置換砂の質量密度は、神戸港六甲アイランドで実施された密度検層の結果より、 1.8t/m^3 とした。

- ・初期せん断剛性

埋立土、置換土および粘性土の初期せん断剛性は、PS 検層の結果より算定した。砂質土の剛性は平均有効拘束圧の 0.5 乗に比例するものとしたが、粘性土についても同様に取り扱った。

- ・埋立土および置換砂のせん断強度

埋立土および置換砂の内部摩擦角は、N 値よりマイヤホフの提案式（Meyerhof, 1957）を用いて相対密度を求め、これをまさ土の相対密度—せん断抵抗角の関係（善ら, 1990）に適用して推定した。また、粘着力 c は 0 とした。

- ・粘性土のせん断強度

粘性土のせん断強度は、正規圧密粘土の塑性指数—内部摩擦角（排水条件）の関係（土田, 1990）を参照して、 $c=0\text{kPa}$, $\phi_f=30$ 度とした。

神戸港六甲アイランド-10m 岸壁（図 3-1-1-1 に示す⑥の位置）で採取された置換砂と埋立土の凍結サンプリングを用いた非排水繰返しせん断試験が実施された（運輸省第三港湾建設局他, 1997）。試験結果に基づく液状化抵抗曲線を図 3-1-1-9 に示す（図中の●印）。この曲線などに基づき、表 3-1-1-2 に示す液状化パラメータを設定した。設定の際の要素シミュレーションでは、最初に試験と同じ有効拘束圧で等方圧密した後に非排水繰り返しせん断を行った。繰り返しせん断では、1 サイクルを 200 の荷重ステップに分割した。また、改良型非線形反復計算法を用い、第 2 変相角は変相角と破壊角のちょうど中間に設定した。この条件に基づき、表 3-1-1-2 の液状化パラメータを用いて要素シミュレーションを行った結果得られた液状化抵抗曲線を図 3-1-1-9 の太い実線（ケース B, C）で示す。これと同一のパラメータに基づく従来型非線形反復計算法を用いかつ第 2 変相角を破壊角

とした（従来モデル）場合の要素シミュレーション結果を図 3-1-1-9 の破線（ケース A）で示す。液状化試験は低いせん断応力比について実施されたので、その範囲では、要素シミュレーションを行う際の条件の差異による液状化抵抗曲線への影響は見られなかった。

ケーソンのフーチングの存在はモデル化の際に考慮した。ケーソン前面のフーチングについては、その幅は実際の幅に等しくとり、厚さは前方の流体要素の厚さに合わせた。また、その質量は 0 とした。ケーソン背後のフーチングの存在は、フーチングの上に載る裏込石の剛性をケーソンの剛性に等しくとることにより表現した。すなわち、ケーソン背面を水平に 1.0mだけ港内側に拡張した構造を考えた。ただし、この拡張部分の密度は裏込石の密度とした。

ケーソン底面（フーチング底面を含む）と基礎捨石の間の接触面では、滑りおよび剥離が生じうるものとして、これをジョイント要素を用いて表現した。ケーソン背面（拡張後の背面）と裏込石との間の接触面も同様にモデル化した。なお、ケーソン底面と基礎捨石の間のすべり摩擦角は 31 度、ケーソン背面と裏込石の間は 15 度とした。

表 3-1-1-4 にはケーソン各部の解析定数を、表 3-1-1-5 にはジョイント要素の解析定数を示す。

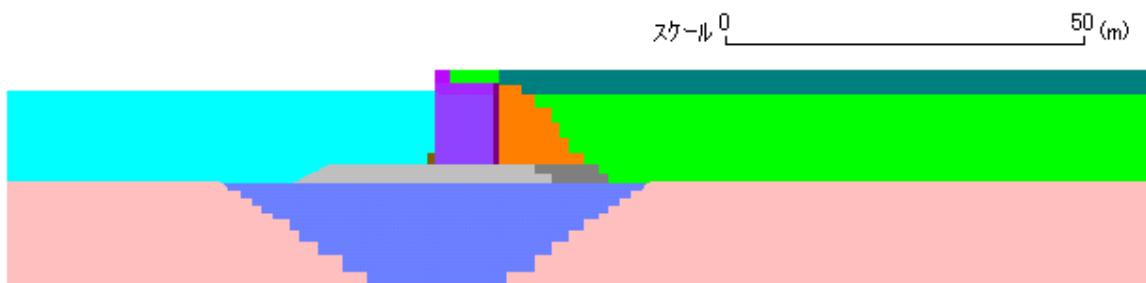


図 3-1-1-7 神戸港 RF3 岸壁：土層分割

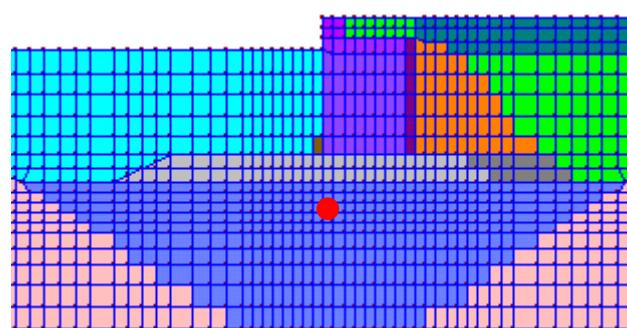


図 3-1-1-8 主要部の有限要素分割 ●印は置換砂内の出力対象要素

表 3-1-1-2 RF3 岸壁：多重せん断ばねモデルなどのパラメータ

土層名	湿潤密度 (t/m ³)	間隙率 <i>n</i>	変形特性							
			初期せん断剛性 <i>G_{ma}</i> (kPa)	体積弾性係数 <i>K_{ma}</i> (kPa)	基準化拘束圧 <i>σ_{ma}'</i> (kPa)	ボアソン比 <i>ν</i>	拘束圧依存係数 <i>m</i>	内部摩擦角 <i>φ_f</i> (°)	粘着力 <i>c</i> (kPa)	履歴減衰上限値 <i>h_{max}</i>
埋立土 (地下水面上)	1.8	0.45	79380	207000	63	0.33	0.5	36	0	0.30
埋立土・置土	1.8	0.45	79380	207000	63	0.33	0.5	36	0	0.30
置換砂	1.8	0.45	58320	152000	44	0.33	0.5	37	0	0.30
粘性土	1.7	0.45	74970	195500	143	0.33	0.5	30	0	0.30
基礎捨石・裏込石 (捨石旧定数)	2.0	0.45	180000	469000	98	0.33	0.5	40	0	0.30
基礎捨石・裏込石 (捨石新定数)	2.0	0.45	180000	469000	98	0.33	0.5	35	20	0.30

※1 $m_G=m_K=m$ とする。

※2 基礎捨石・裏込石の定数としては、捨石旧定数および捨石新定数を試した。

※3 間隙率、ボアソン比、拘束圧依存係数および履歴減衰上限値は想定した値。

※4 体積弾性係数は、静止土圧係数 K_0 が概ね 0.5 になるように設定した。

表 3-1-1-3 RF3 岸壁：過剰間隙水圧モデルのパラメータ（全ケース共通）

土層名	液状化特性					
	変相角 ϕ_p (°)	液状化パラメータ				
		w_I	p_I	p_2	c_I	S_I
埋立土・置土	31.0	7.5	0.45	0.85	2.2	0.005
置換砂	30.0	9.0	0.6	0.9	1.8	0.005

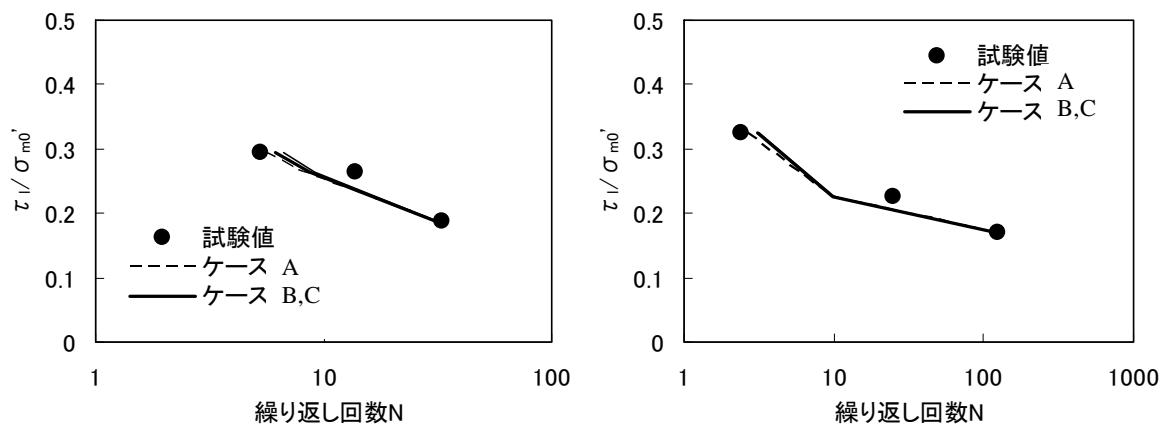


図 3-1-1-9 神戸港 RF3 岸壁：液状化抵抗曲線 試験値と要素シミュレーションの比較
(液状化判定は軸ひずみ両振幅 5%)

※1 試験値は凍結サンプリング試料による液状化試験の結果（第三港湾建設局他, 1997）。

※2 要素シミュレーションのケースAは、第2変相角=破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復計算法、ケースB, Cは、第2変相角=破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復計算法で実施した。

表 3-1-1-4 神戸港 RF3 岸壁：構造物の解析定数（線形平面要素使用）

構 造 物	ヤング率E (kPa)	ボアソン比 ν	密度 ρ (t/m ³)
ケーソン	2.23×10^7	0.17	2.1
上部コンクリート	2.94×10^7	0.17	2.3
フーチング	2.94×10^7	0.17	0.0
ケーソン拡張部	2.23×10^7	0.17	2.0

表 3-1-1-5 神戸港 RF3 岸壁：ケーソン周囲のジョイント要素の解析定数

ジョイント位置	法線方向剛性 $K_n(\text{kPa}/\text{m})$	接線方向剛性 $K_s(\text{kPa}/\text{m})$	粘着力 $c_J(\text{kPa})$	摩擦角 $\phi_J(\text{度})$
ケーソン底面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	31
ケーソン背面	1.0×10^6	1.0×10^6	0	15

解析では、まず初期自重解析を行い、その結果を引き継いで地震応答解析を行った。両解析フェーズで同じ構成則を用い、与えた解析地盤定数も同じである。

初期自重解析では完全排水条件を仮定し、荷重として自重（地下水面上は水中重量）を与えた。また、地震応答解析では非排水条件下で上述の地震動を入力した。地震応答解析での時間積分法は Wilson の θ 法とし、時間積分間隔 Δt は、ジョイント要素のレーレー減衰剛性比例係数 β を 0 とするケースでは、非線形反復計算の収束状況を改善するために小さめの 0.001 秒とした。そうでないケースでは 0.01 秒とした。

計算安定のために初期剛性比例型のレーレー減衰行列を用いた。過剰隙水圧の上昇を考慮しない条件下で何通りかに剛性比例係数 β を変えて自由地盤部の地震応答解析を行うと、それ以上 β を小さくしても、もはや最大水平変位分布が変化しなくなるような臨界の β が存在する（図 3-1-1-10 参照）。図 3-1-1-10 によれば、このような β は、陸側自由地盤部では $\beta = 0.002$ であり、海側自由地盤部では $\beta = 0.001$ である。ここでは $\beta = 0.002$ の結果を示す。

解析ケースとして、従来法によるケース A と tmp7 法および改良型非線形反復法（現在の推奨法）を用いたケース B、さらに、ケース Bにおいて基礎捨石と裏込石の解析定数を捨石新定数としたケース C の合計 3 ケースの結果を紹介する。

各ケース共通の解析条件を表 3-1-1-6 に、ケースにより異なる解析条件を表 3-1-1-7 に示す。ケース A では、従来の砂の力学モデル（第 2 変相角＝破壊角）と従来型非線形反復計算法を用いた。ケース B とケース C では、砂の力学モデルの修正モデルと改良型非線形反復計算法を用いた。

また、ケース A では、ジョイント要素に対しても初期剛性比例型のレーレー減衰を考慮した。すなわち、レーレー減衰行列組立の際に、ジョイント要素の初期剛性に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んだ。一方、ケース B とケース C では、ジョイント要素の滑り挙動がレーレー減衰により抑制されることのないように、レーレー減衰行列組立の際にはジョイント要素の初期剛性に乘ずる係数は 0 とした。これによりジョイント要素の挙動が不安定になることがあるので、その対策として時間積分間隔 Δt をよく用いられる 0.01 秒の 1/10、すなわち 0.001 秒とした。

ケース A の従来法は最初にケーソン式岸壁の被害推定に対する適用性が確認されている

解析条件設定である。これに対し、ケースBおよびケースCはその後に提案された改良モデルを適用したケースである。

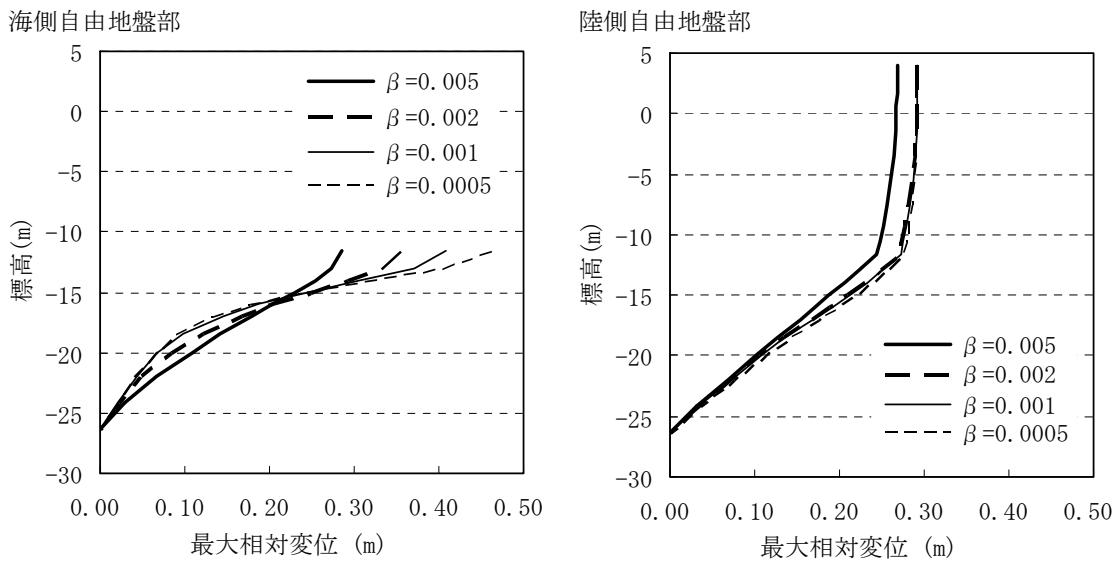


図 3-1-1-10 レーレー減衰行列剛性比例係数 β を小さくして行った場合の
自由地盤部最大相対変位の深度分布の収斂の様子（非液状化解析）

表 3-1-1-6 神戸港 RF3 岸壁：各ケース共通の解析条件

分類	解析結果に大きく影響する諸要因	本節での解析条件
①砂の力学モデル	a. 変相線を超えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法	ケースによる
②二相系の運動方程式とその数値解析法	b. 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法	ケースによる
	d. 減衰の与え方 (初期剛性比例型レーレー減衰の剛性比例係数 β 設定法)	変位応答収斂時の剛性比例係数 β (ここでは 0.002)
	e. ジョイント要素の滑り挙動の減衰支配の解消	ケースによる
	h. 大変形効果の考慮	考慮せず
③境界条件・接触条件・杭-地盤系相互作用の各モデル	f. 杭-地盤系の相互作用における3次元効果の考慮	杭が存在しない
④初期状態の設定法	c. 初期応力状態の評価法	一段階の初期自重解析
⑤砂以外の土や材料あるいは各種部材に関する力学モデル	g. 捨石の力学モデル	ケースによる

表 3-1-1-7 神戸港 RF3 岸壁：ケース別の解析条件

項目	ケースA	ケースB	ケースC
a. 第2変相角の値 (変相線を超えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法)	破壊角： 従来モデル	破壊角と変相角の中間： 修正モデル (tmp7法)	破壊角と変相角の中間： 修正モデル (tmp7法)
b. 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法	従来型	改良型	改良型
e. ジョイント要素レーレー減衰剛性比例係数 β 値(ジョイント要素の滑り挙動の減衰支配の解消)	全体系の β と同じ	0 (改良モデル)	0 (改良モデル)
g. 捨石の力学モデル	捨石旧定数	捨石旧定数	捨石新定数
備考	従来法	改良モデル	改良モデル + 捨石新定数

※1 液状化パラメータは、表 3-1-1-3 に示したパラメータを用いる（各ケース共通）。

各ケースのケーソン上部工天端における残留の水平と鉛直変位、ケーソン底部の前出し量、ケーソンの回転角およびケーソン背面上部地表面に形成される段差の一覧を表 3-1-1-8 に示す。これらの実測値の最大値と平均値も同表に示した。図 3-1-1-12 には、ケース A～C の残留変形図を示す。図 3-1-1-13 にはケース A～C の過剰間隙水圧比 ($=1 - \sigma'_m / \sigma'_{m0}$) の時間最大値分布を示す。また、ケース A～C のケーソン上部工天端における水平変位時刻歴を図 3-1-1-14 に、水平加速度時刻歴を図 3-1-1-15 に、置換砂内の出力対象要素（図 3-1-1-8 に●印で示した要素）のせん断応力-せん断ひずみ関係と軸差応力-軸差ひずみ関係を図 3-1-1-16 に示す。

ケース A（従来モデル）で $\beta=0.002$ とした場合は、ケーソン天端の前出し量および沈下量は実測値をよく説明している。しかし、ケーソンの傾斜角は小さく、ケーソン背後には段差が見られない。これは、ケーソン背後のジョイント要素がレーレー減衰の影響で滑り難くなつたために、ケーソン背面の地表に段差が現れず、また、ケーソンの回転も抑制された結果である。さらに、残留変形図（図 3-1-1-12）を見ると、ケーソン下の置換砂のせん断変形が他のケースより激しく、逆に基盤捨石の変形が小さい。ケーソン下の置換砂層内の出力対象要素のせん断ひずみ (γ_{xy} と γ_d) を見ても（図 3-1-1-16），ケース A のひずみはケース B や C より大きい。従って、ケース A のケーソン天端の前出し量は主に置換砂のせん断変形に、沈下量は主に軸差せん断変形によるものである。置換砂で大きなひずみが生じやすいために、変形は置換砂に集中して、基礎捨石自体はあまり変形しなかつたが、これはケーソン底部前出し量が大きく、またケーソン傾斜角が小さいことの一因である。

ケース B（改良モデル）では、ケース A に比べて、ケーソン天端の前出し量と沈下量が

小さい。前出し量は実測値の平均値の 70%であるが、沈下量は実測値の平均値の 36%である。ただ、ケーソン底部前出し量が小さくなり、ケーソンの傾斜角は大きくなつて実測値と整合するようになり、また、ケーソン背後の地表面に段差も見られるようになった。これは、ケーソン背後のジョイント要素の挙動がレーレー減衰により抑制されることがなくなり、滑動したのが一因である（図 3-1-1-12）。置換砂の変形は、ケース A に比べてかなり抑えられ、代わりに基礎捨石のせん断変形が目立つ（図 3-1-1-12）。ケーソン下の置換砂層内の出力対象要素のせん断ひずみ (γ_{xy} と γ_d) を見ても（図 3-1-1-16），ケース A に比べてせん断ひずみが抑制されている。置換砂の変形が抑制された結果、基礎捨石に変形が集中した。ケーソン天端の前出し量は、主に基礎捨石のせん断変形とケーソンの回転によるものである。

ケース C（改良モデル+捨石新定数）は、ケース B に対して、基礎捨石および裏込石の定数を見直したものである。表 3-1-1-8 と図 3-1-1-12 を見ると分かる通り、ケーソン天端における残留水平変位はケース B より大きく、実測値の平均値の 80%程度である。ケーソン底部前出し量およびケーソン残留傾斜角も実測値と整合的である。ケーソン天端の沈下量はケース B に比べて増加したもの、実測値の平均値の 40%程度に止まっている。

沈下量の実測値は原設計天端高を基準としたものなので、地震前の圧密沈下による分も含まれているが、その程度は不明である。従って、沈下量をのぞく他の実測値について議論すると、提案された各改良モデルを適用し、さらに基礎捨石および裏込石の定数を FLIP 研究会の検討で提案している新しい定数に置き換えることにより、ケーソン式岸壁である神戸港 RF3 岸壁の 1995 兵庫県南部地震による被害程度を概ね説明することができる。

ケース C の置換砂層内の出力対象要素のせん断ひずみ (γ_{xy} と γ_d) は（図 3-1-1-16），ケース B と比べると大きい。これが前出し量と沈下量の増加の原因である。捨石新定数は、旧定数と比べて低拘束圧状態におけるせん断強度を増加させる効果があり、捨石が固くなつたことにより、置換砂の変形が大きくなつたと言える。

以上のように、ケーソン式岸壁の被災事例は、FLIP により良好に再現できている。また、本稿に示した解析精度向上 WG による検討当時のデータそのままではなく、その後のバージョンに対応するように（あるいはデータの見直しを行つた上での）修正が加えられているが、RF3 岸壁の解析データを本報告では参考データとして添付している。

表 3-1-1-8 神戸港 RF3 岸壁：ケーソンの残留変位および残留回転角など

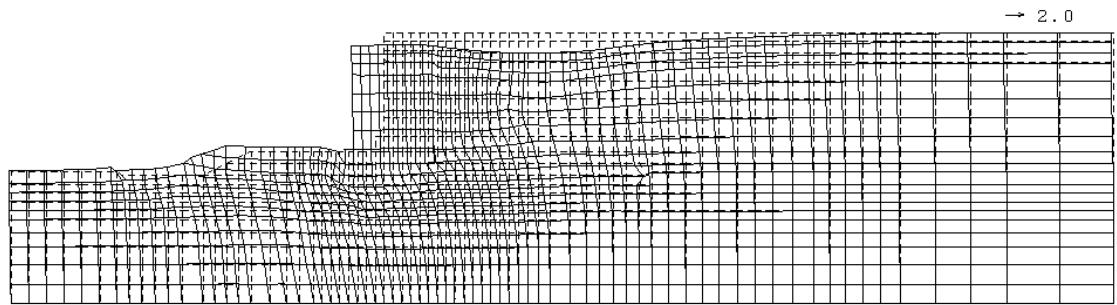
	ケーソン 上部工 前出し量	ケーソン 上部工 沈下量	ケーソン 底部 前出し量	ケーソン 残留回転角	ケーソン 背面上部 地表面段差
	(cm)	(cm)	(cm)	(度)	(cm)
ケースA	371／541	149／251	343／462	1.22／3.39	0／0
ケースB	240／264	55／58	160／174	3.46／3.84	86／63
ケースC	285／308	63／71	192／212	3.99／4.12	107／69
実測値(最大値)	464	198	238	6.4	200
実測値(平均値)	370	158	—	3.1	—

※1 一つのセルの二つの値は、左側が $\beta = 0.002$ 、右側が $\beta = 0.001$ に対応する。

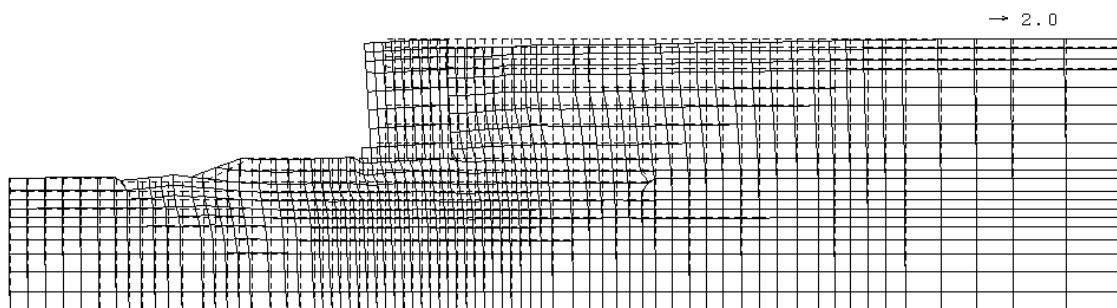
※2 回転角は、ケーソン頭部が海側に傾くのを正とする。

※3 実測値は、図 3-1-1-4 に示す No.7～No.21 ケーソンでの最大値と平均値。

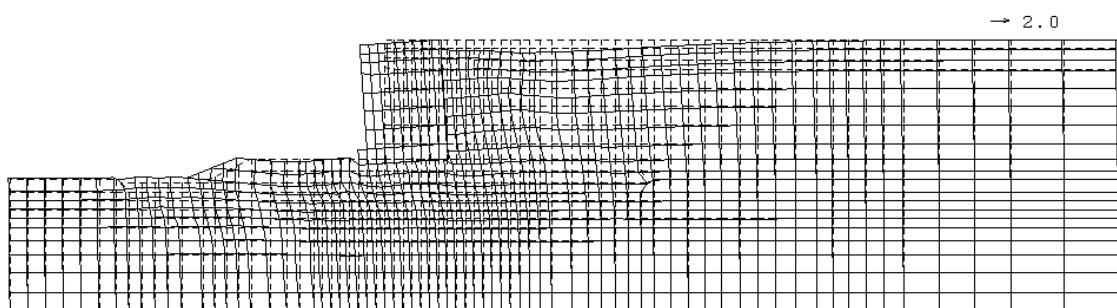
※4 ケーソン背面上部地表面段差の実測値は図 3-1-1-3 から読みとった値。



(a) ケース A (従来法)

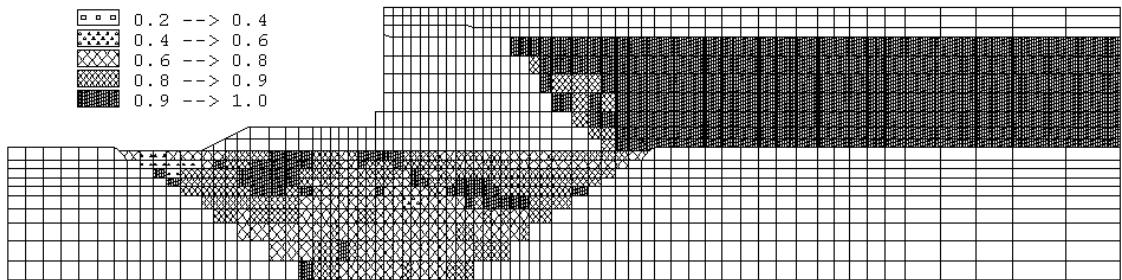


(b) ケース B (改良モデル)

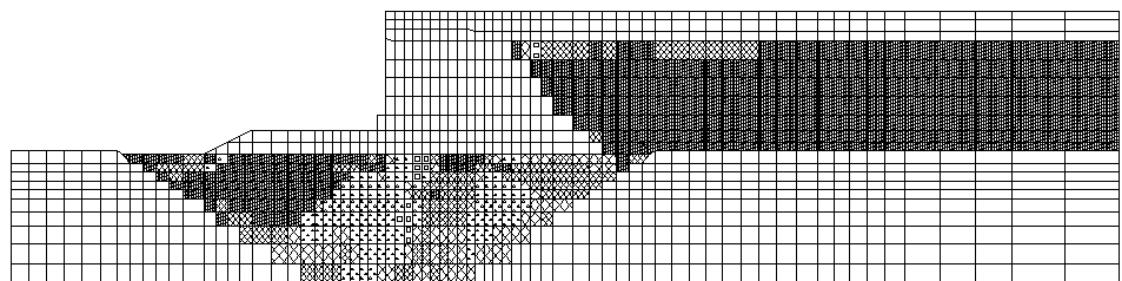


(c) ケース C (改良モデル+捨石新定数)

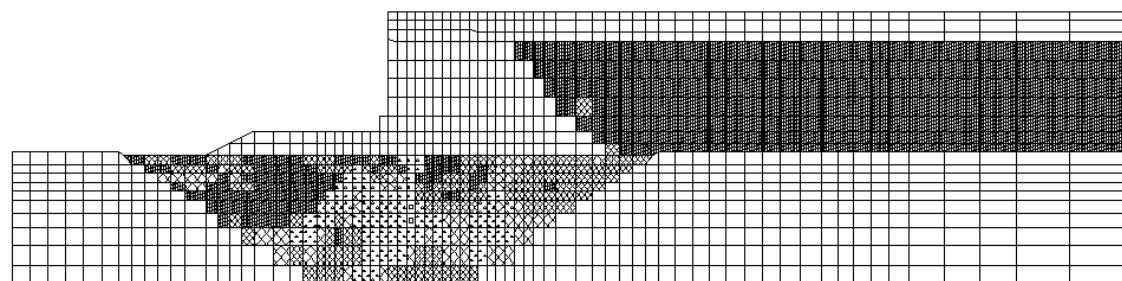
図 3-1-1-12 神戸港 RF3 岸壁：残留変形図



(a) ケース A (従来法)

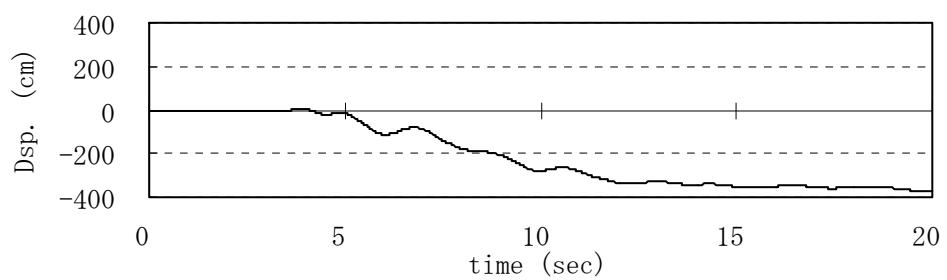


(b) ケース B (改良モデル)

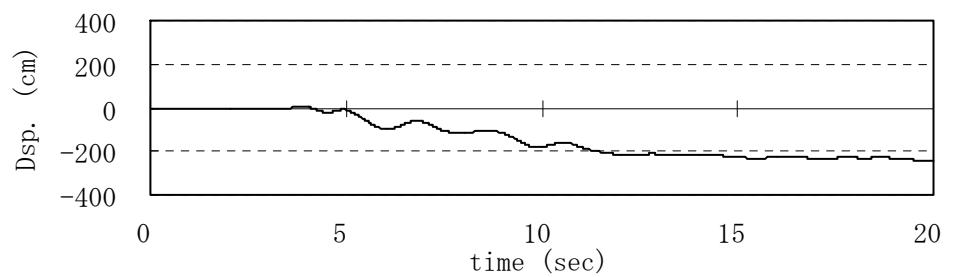


(c) ケース C (改良モデル+捨石新定数)

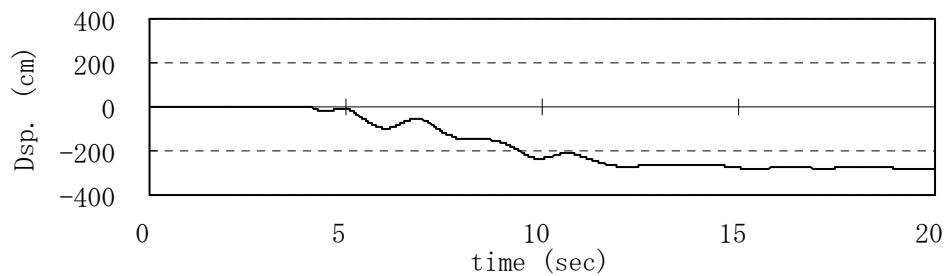
図 3-1-1-13 神戸港 RF3 岸壁：過剰間隙水圧比 ($= 1 - \sigma_m' / \sigma_{m0}'$) の時間最大値の分布



(a) ケース A



(b) ケース B



(c) ケース C

図 3-1-1-14 神戸港 RF3 岸壁：ケーン上部工天端における水平方向変位時刻歴

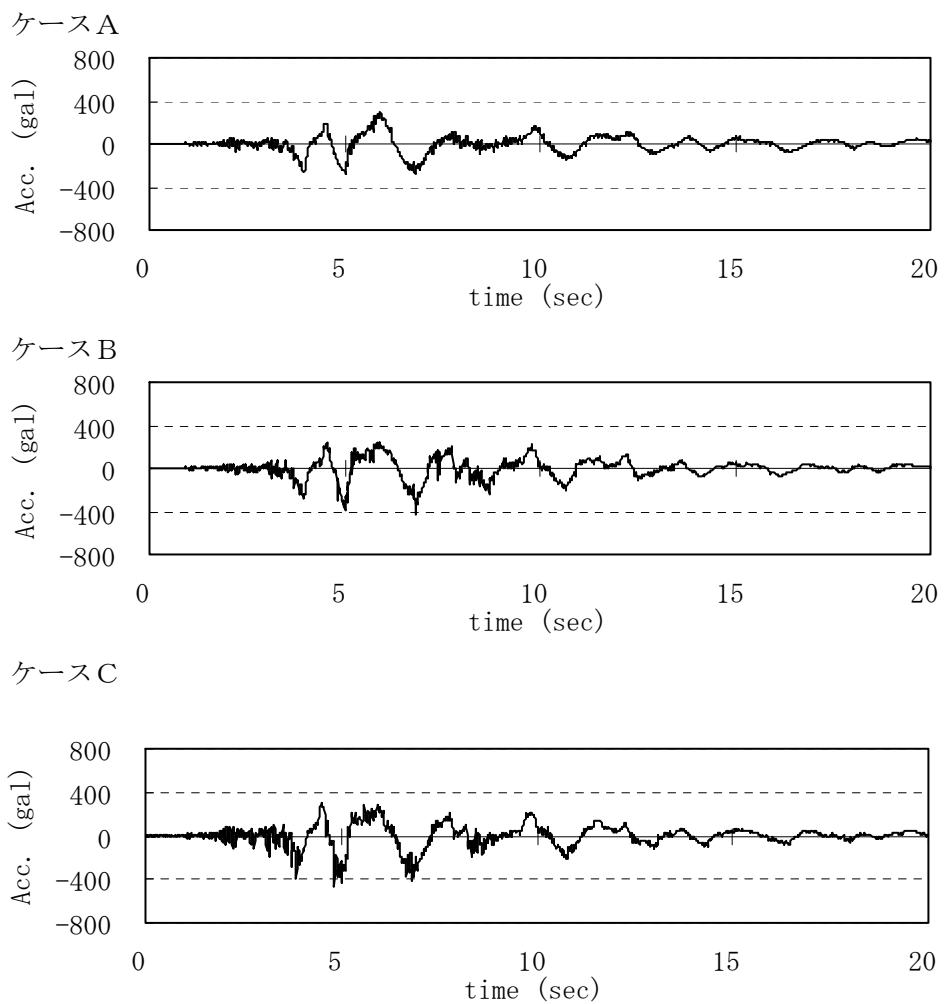


図 3-1-1-15 神戸港 RF3 岸壁：ケーン上部工天端における水平方向加速度時刻歴

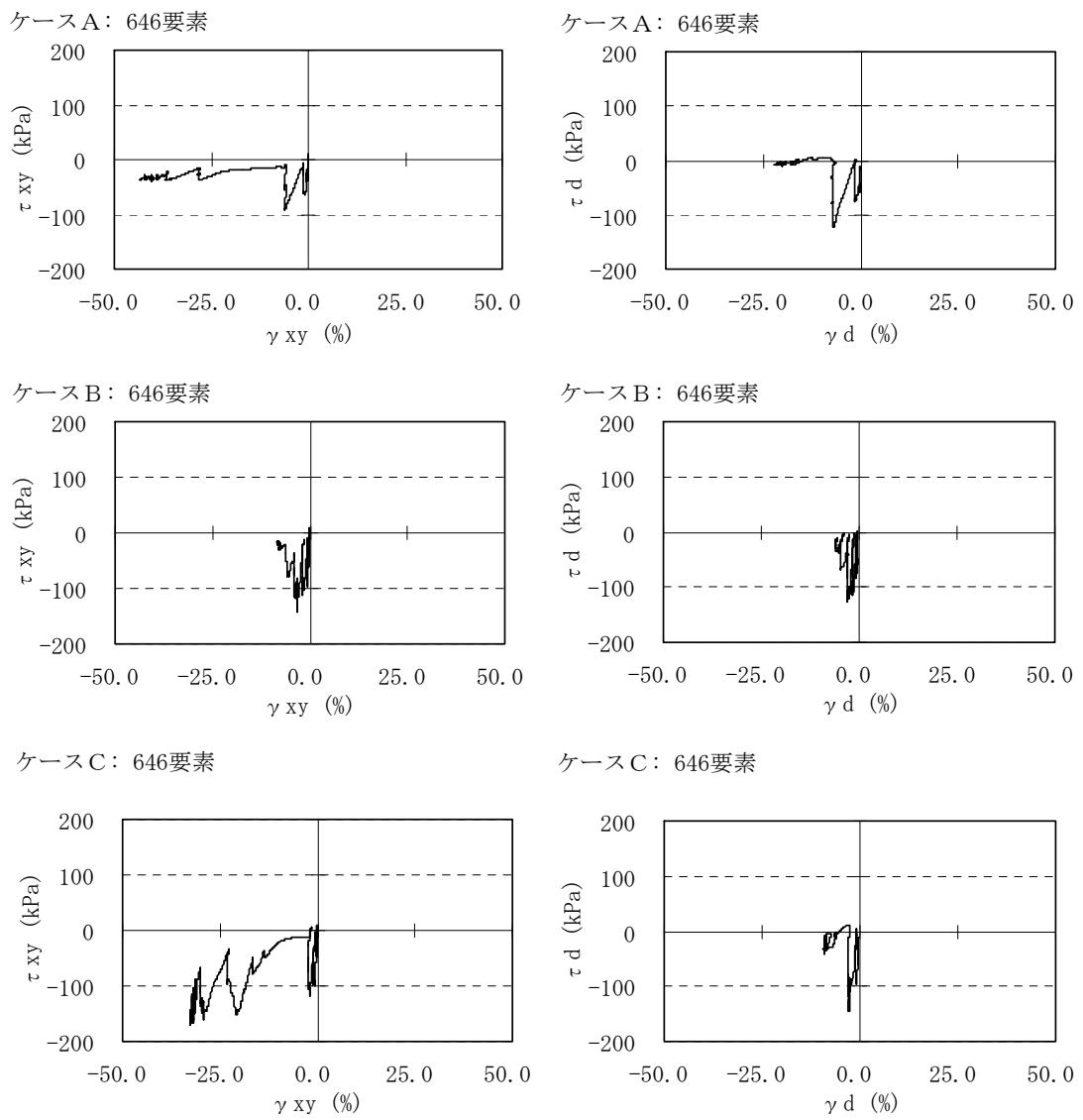


図 3-1-1-16 神戸港 RF3 岸壁：置換砂内の出力対象要素（図 3-1-1-8 の●印の要素）の
 $\tau_{xy} - \gamma_{xy}$ 関係（左列）と τ_d ($\equiv (\sigma_y - \sigma_x)/2$) - γ_d ($\equiv \varepsilon_y - \varepsilon_x$) 関係

3-1-2 重力式岸壁の無被災事例

無被災事例の検討としては、1993年釧路沖地震を経験した釧路港西港のケーソン式岸壁である第2埠頭東側岸壁（水深-10.0m, 設計震度 0.20）の例が、平成15年度の解析精度向上WGにおいて実施されている。この岸壁の位置を図3-1-2-1に、岸壁の標準断面図・被災変形図を図3-1-2-2に、岸壁の諸元を表3-1-2-1に示す。また、被災状況平面図を図3-1-2-3に、縦断面図を図3-1-2-4に示す。これらの被災状況のまとめを表3-1-2-1に示す。若干の水平変位（5cm程度）と25～30cm程度の上部工の沈下が生じ、ケーソン背面位置で0～3cm程度の亀裂が施設全長にわたって発生、沈下による段差が0～10cm生じたとの報告がある。したがって、全くの無被災岸壁とはいえないが、岸壁部での被害程度は比較的軽微であり、荷役作業に大きな支障は発生していない。

表3-1-2-1 ケーソン式護岸の諸元（被災時）と被災状況（上田ら（1993）²⁾に基づき作成）

水深 (m)	設計 震度	ケーソン 幅 (m)	ケーソン 高 (m)	置換砂 の層厚 (m)	はらみ 出し量 (cm)	天端 沈下量 (cm)	ケーソン 傾斜角 (度)	被災 変形率 (%)	法線 方向
-10.0	0.20	14.5	11.6	0.0	5.0 ／3.5	32.0 ／31.3	不明	2.44	南北 方向

※1 被災変形率：最大はらみ出し量／（ケーソン高さ+1.5m）×100%

※2 各変形量は図3-1-2-3に示すNo.1～No.14ケーソンでの最大と平均を示す。

※3 傾斜角は微少のため、不明。

被災程度	被災の状況
0	無被災
I	本体に異常はないが、付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起ったもの。
III	形はとどめているが、構造物体に破壊が起ったものと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

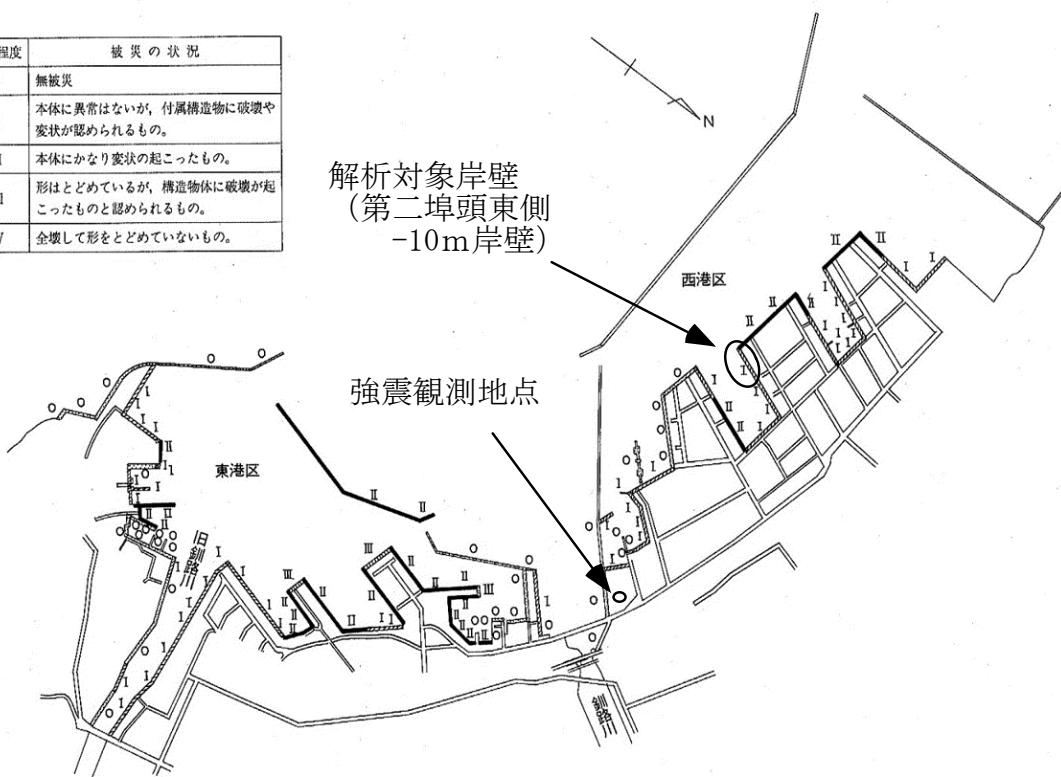


図 3-1-2-1 釧路港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の位置 (上田ら (1993)²⁾ に加筆)

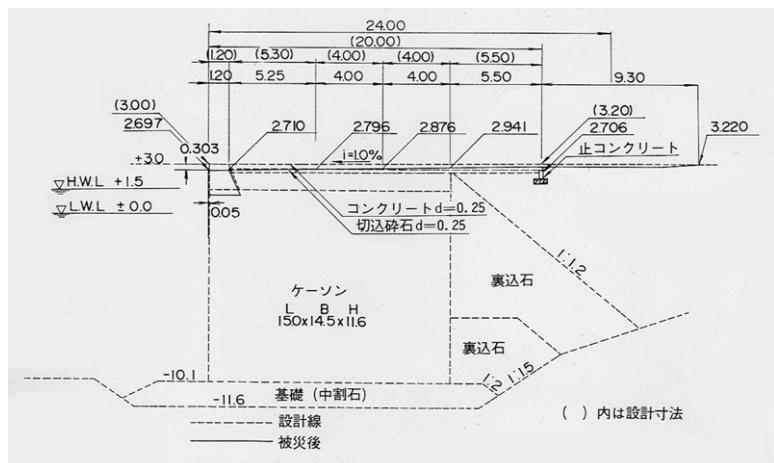


図 3-1-2-2 釧路港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の
標準断面図・被災断面図 (上田ら, 1993)²⁾

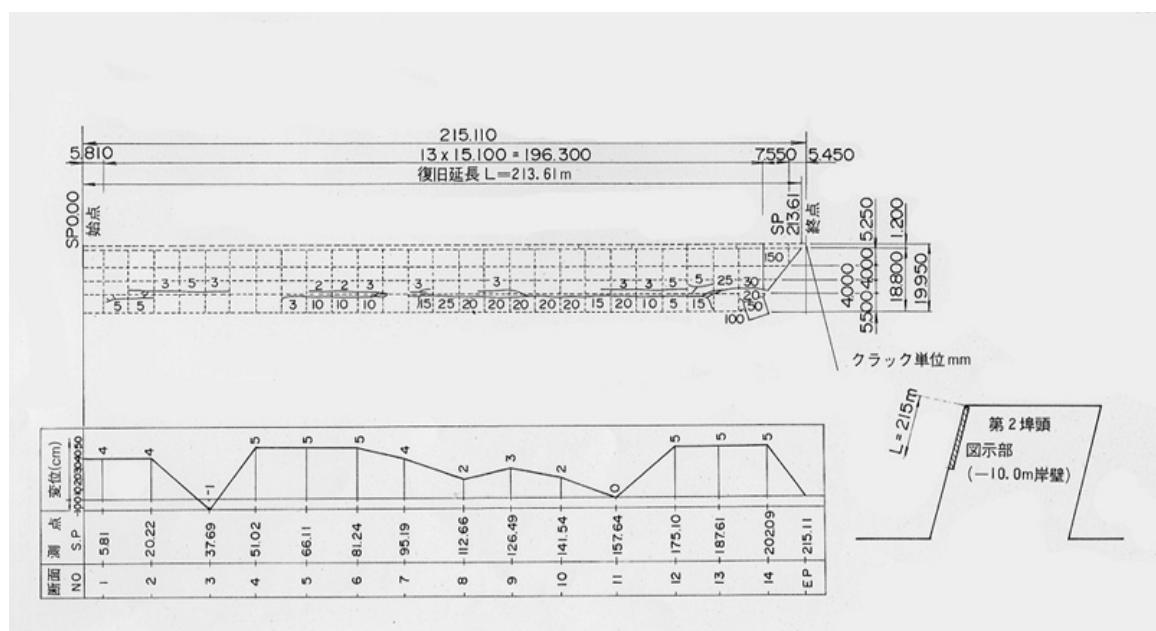


図 3-1-2-3 釧路港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の被災状況平面図 (上田ら, 1993)²⁾

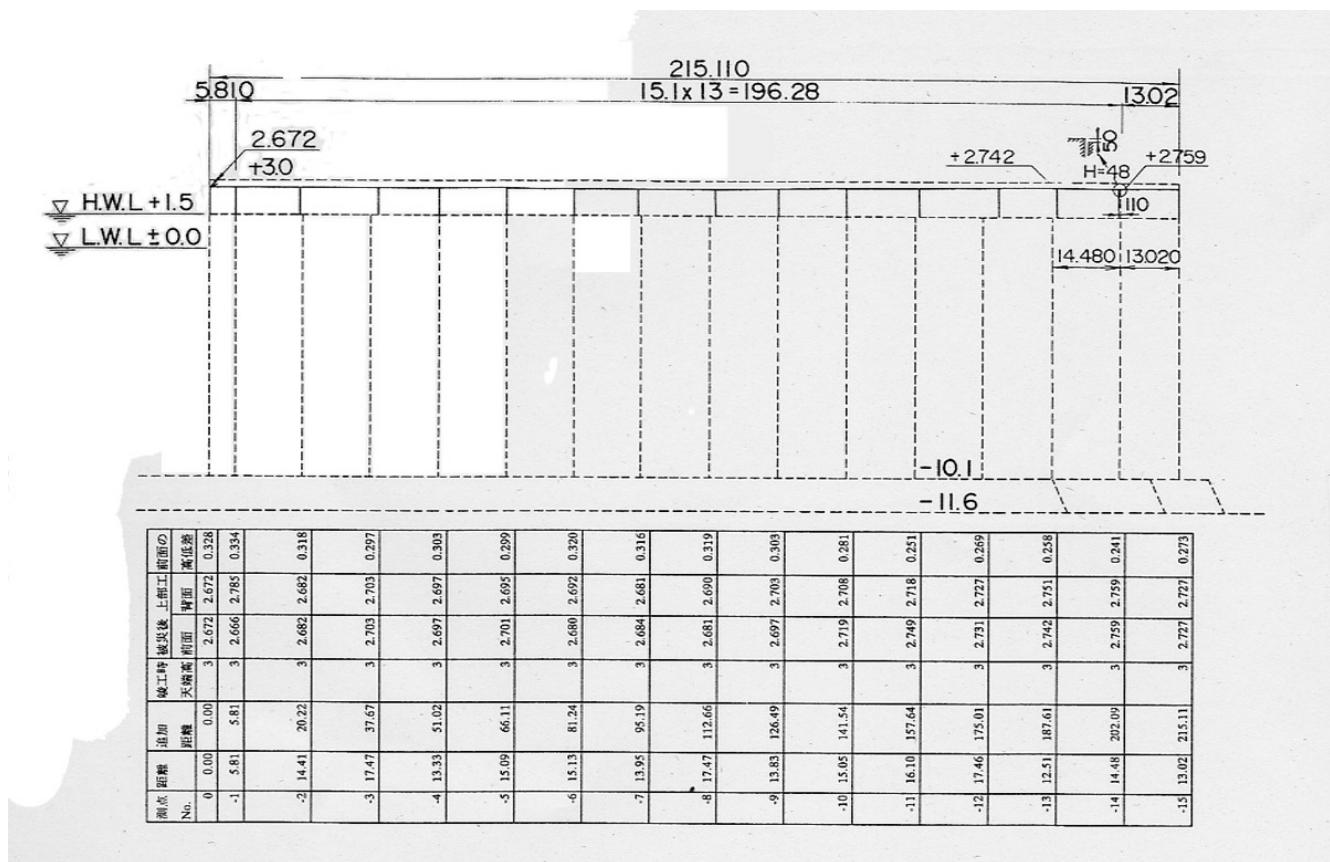


図 3-1-2-4 釧路港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の被災状況縦断面図 (上田ら, 1993)²⁾

釧路港中央部の地震観測施設では、港湾地域強震観測の一環として二層観測（地表及び地中 GL-77m）が実施されている。そこで、1993 年釧路沖地震の地中地震計観測記録のうち水平 2 成分を参照し、解析対象岸壁の法線直交方向成分を、固定境界とした解析モデル底面に入力した。なお、解析対象とした西港第二埠頭地区東側岸壁の法線方向は概ね南北方向であるので、観測記録の東西方向成分を入力することとし、主要動部分 17.5 秒～46 秒の 28.5 秒間を入力地震動とした。入力した部分の地震動を図 3-1-2-5 に示す。

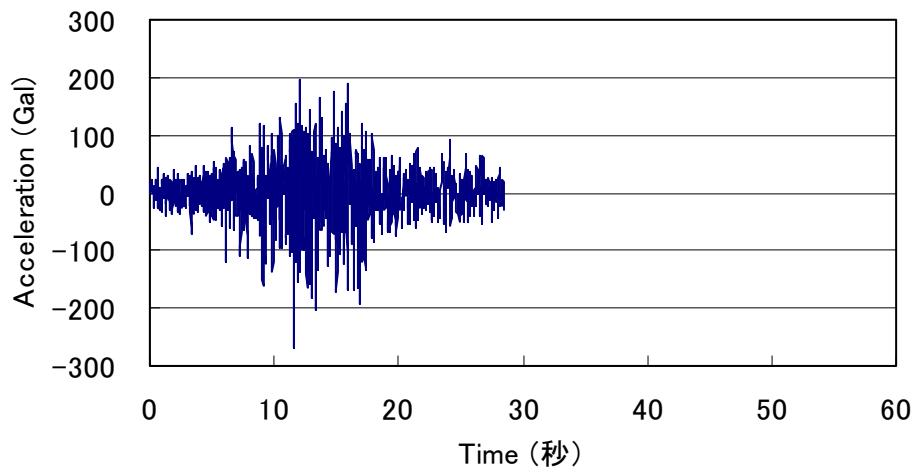


図 3-1-2-5 入力地震動 (Kushiro-GB, -77m, EW 成分)

対象断面の直背後のボーリングデータを元に、図 3-1-2-6 に示す土層区分を設定した。ボーリングデータのない GL-30m 以深については、地震観測地点のボーリングデータを元に図 3-1-2-7 に示す土層区分を設定した。最終的な土層区分を図 3-1-2-8 に、有限要素分割を図 3-1-2-9 に示す。また、土層の解析地盤定数については GL-22m まで (Bs-1 から As-2 層) は等価 N 値に基づく簡易法に従い、以深の Ac-1 層から Dg 層までは文献 1)に基づいて設定した。なお、GL-22m 以深の層については液状化パラメータが設定されていないため、改良モデルを適用しても物性に変化は生じない。

表 3-1-2-2 に解析地盤定数の設定根拠一覧、表 3-1-2-3 に解析地盤定数の一覧を示す。等価 N 値に基づく簡易法では、tmp7 法を対象としたパラメータにより設定した。なお、Ac-1 層から Dg 層のほか、埋立土（地下水面上）や基礎捨石および裏込石に対しては、過剰間隙水圧モデルは適用せず、多重せん断ばねモデルのみを適用してモデル化を行った。

ボーリングデータに基づく上記の土層区分では、捨石直下に As-1 層の薄層が存在してしまうが、実際には捨石投入時に置換されていると考えられるため、捨石直下の As-1 層は捨石に置き換えて解析を実施した。

本断面にはケーソンのフーチングは存在していない。ケーソン底面（フーチング底面を含む）と基礎捨石の間の接触面では、滑りおよび剥離が生じるものとして、これをジョイント要素を用いて表現した。ケーソン背面（拡張後の背面）と裏込石との間の接触面も同様にモデル化した。なお、ケーソン底面と基礎捨石の間のすべり摩擦角は 31 度、ケーソン背面と裏込石の間は 15 度とした。

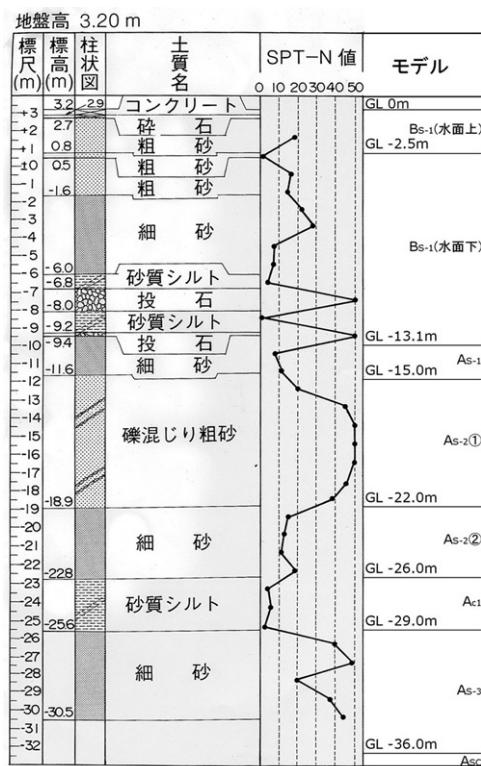


図 3-1-2-6 岸壁背後の土質柱状図と土層モデル図（上田ら（1993）²⁾に加筆）

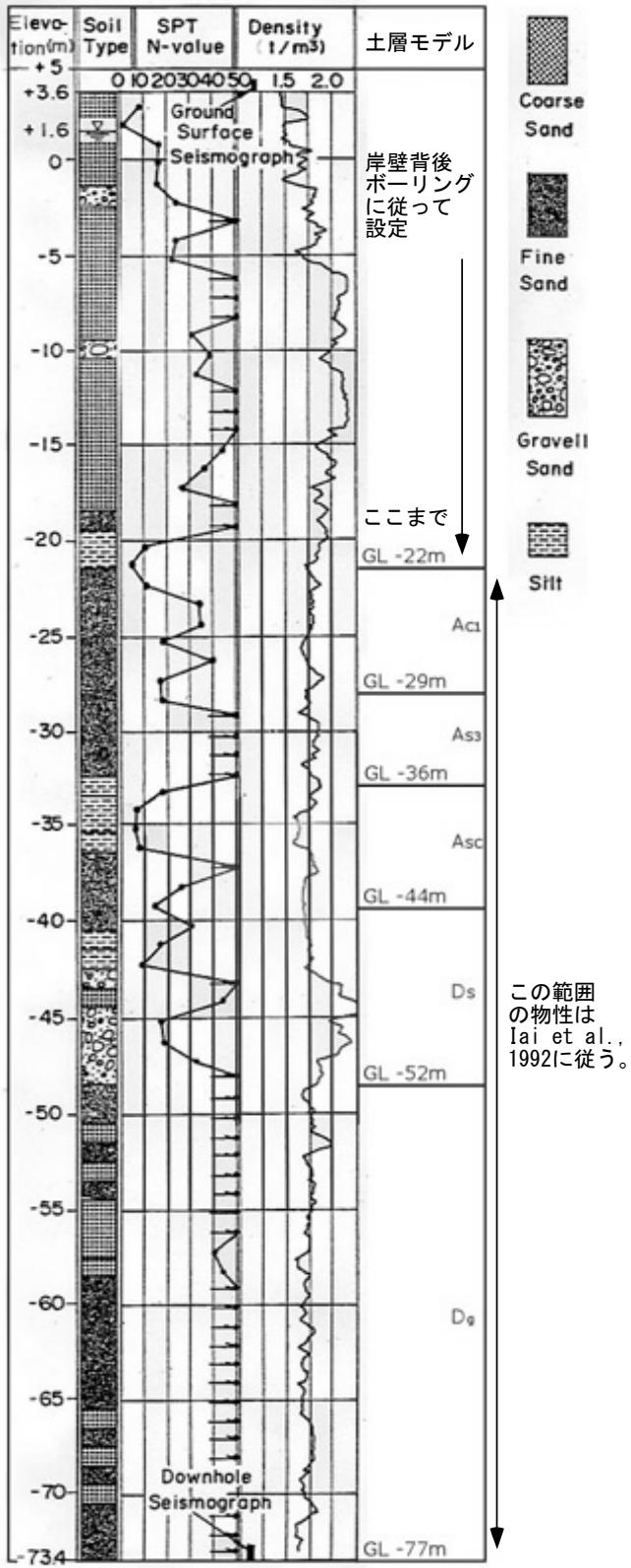


図 3-1-2-7 強震観測地点の土質柱状図と土層モデル図 (Iai et al. (1992)³⁾ に加筆)

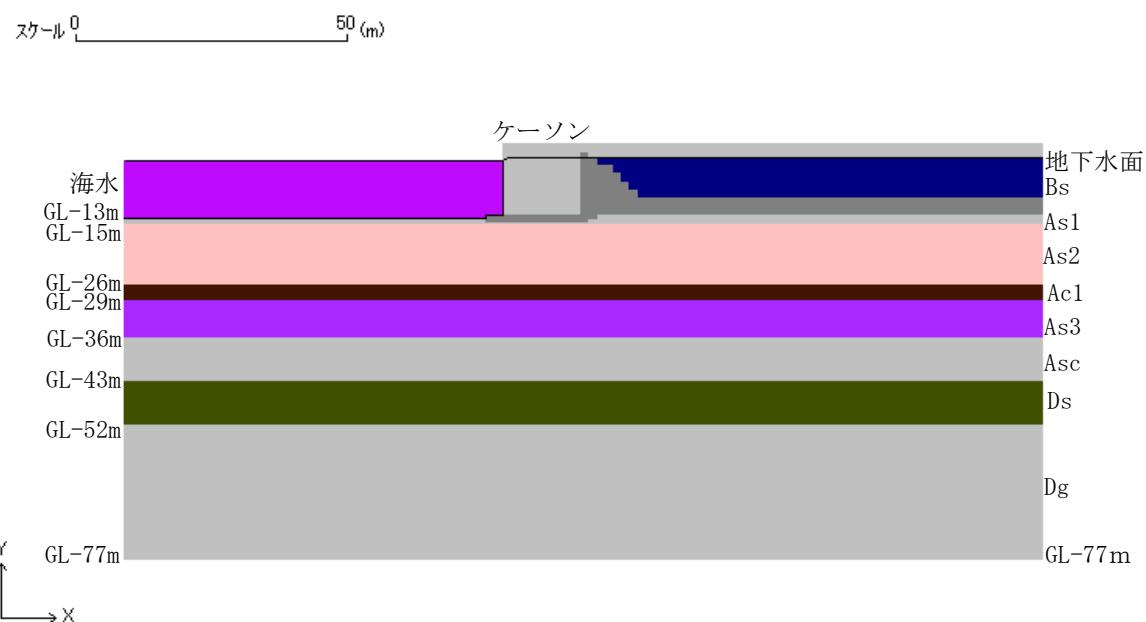


図 3-1-2-8 鈴鹿港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の土層分割

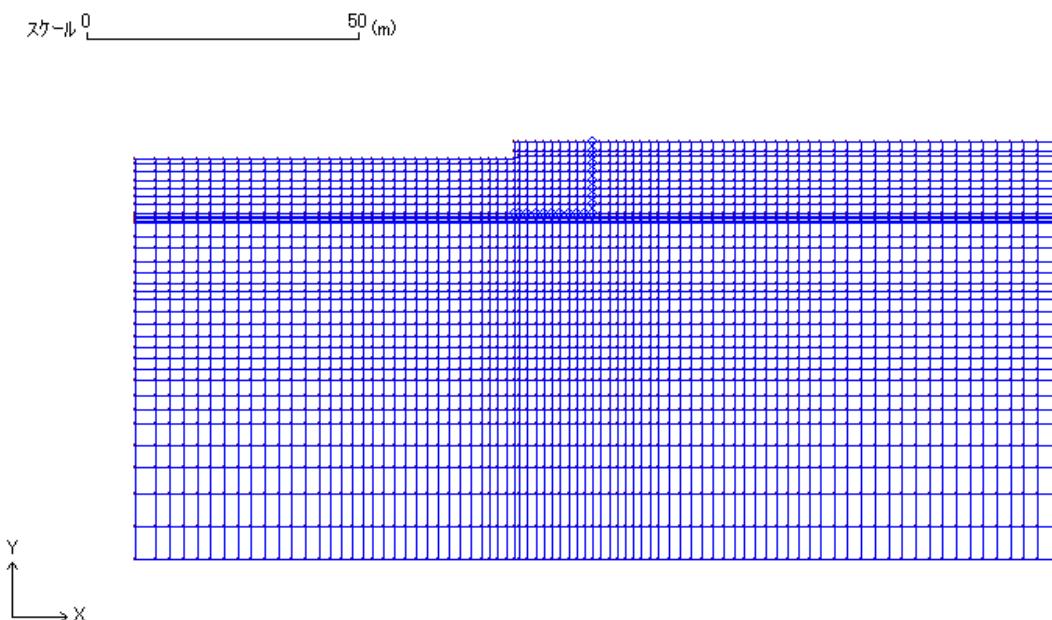


図 3-1-2-9 鈴鹿港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の有限要素分割

表 3-1-2-2 解析地盤定数の設定根拠一覧

	設定根拠	層厚	層中央深	地盤上載圧(kP)	原地盤N値	等価N値	細粒分
Bs-1(上)	簡易法	2.50	1.25	22.05	10.00	13.13	5%未満
Bs-1(下)	簡易法	10.60	7.80	96.04	14.00	11.90	5%未満
As1	簡易法	1.90	14.05	157.29	10.00	5.98	5%未満
As2-1	簡易法	7.00	18.50	200.90	43.00	25.96	0.10
As2-2	簡易法	4.00	24.00	254.80	14.00	5.85	0.40
Ac1	Iai. et al., 1995	3.00	27.50	285.13	-	-	-
As3	Iai. et al., 1995	7.00	32.50	321.93	-	-	-
Asc	Iai. et al., 1995	8.00	40.00	375.44	-	-	-
Ds	Iai. et al., 1995	8.00	48.00	442.08	-	-	-
Dg	Iai. et al., 1995	25.00	64.50	570.70	-	-	-

表 3-1-2-3 解析地盤定数の一覧

	ρ	VS	$\sigma_{ma'}$	Gma	ν	Kma	ϕ_f	hmax	ϕ_p	s1	w1	p1	p2	c1	n
Bs-1(上)	1.80	146	98	99361	0.33	259118	40.62	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45
Bs-1(下)	2.00	198	98	96681	0.33	252129	40.51	0.24	28	0.005	4.414	0.5	0.969	2.6	0.45
As1	2.00	179	98	61745	0.33	161021	39.20	0.24	28	0.005	1.69	0.5	1.1	1.706	0.45
As2-1	2.00	305	98	158635	0.33	413695	43.19	0.24	28	0.005	16.176	0.5	0.601	9.603	0.45
As2-2	2.00	200	98	60996	0.33	159068	39.29	0.24	28	0.005	6.94	0.5	0.933	2.906	0.45
Ac1	1.73	265	164	121500	0.33	316853	37.00	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45
As3	1.76	341	195	204655	0.33	533707	44.00	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45
Asc	1.70	286	224	139053	0.33	362629	44.00	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45
Ds	2.00	302	269	182408	0.33	475691	45.00	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45
Dg	1.73	354	354	216797	0.33	565372	44.00	0.24	-	-	-	-	-	-	0.45

被災事例に対する解析と同様に、解析では、まず初期自重解析を行い、その結果を引き継いで地震応答解析を行った。両解析フェーズで同じ構成則を用い、与えた解析地盤定数も同じである。その他、基本的な条件は被災事例に対する解析と同様である。

レーレー減衰パラメータの設定のため、過剰間隙水圧の上昇を考慮しない条件下で何通りかに剛性比例係数 β を変えて自由地盤部の地震応答解析を行った。解析結果を図 3-1-2-10 に示すが、最大水平変位分布が変化しなくなるような臨界の β は、海側自由地盤部では $\beta=0.002$ であり、陸側自由地盤部では判断が難しい。

従来法によるケースAと tmp7 法と改良型時間積分法を用いたケースBの結果を下記に紹介する。なお、ケースBでは、被災事例の解析と同様に、解析時間間隔を短くして、ジョイント要素のレーレー減衰を0にしている。

各ケースの解析条件と解析結果を表 3-1-2-4 に示す。どのケースにも大きな違いはなく、水平変位量が観測値より若干大きく、沈下量がほとんどない。しかし、沈下量には岸壁完成後の圧密沈下量が含まれていることと、水平変位量には基準点の移動等による誤差が含まれている可能性があることから、解析結果と実測値は概ね整合している。

各ケースのケーソン周辺の残留変形図を図 3-1-2-11 に、最大過剰間隙水圧比の分布を図 3-1-2-12 に示す。変形の発生はケーソン直下のジョイント要素のすべりに起因しているが、従来法と改良法で解析結果に大きな違いは見受けられない。

しかし、ジョイント要素のレーレー減衰パラメータ β をゼロにしないケース（ケース A）では、極めて若干ではあるが、ケーソンが前につんのめる形で傾斜角が増加している。このことから、基礎地盤が良好なケースでは、ジョイント要素の挙動の影響が大きく重要なことがあることが示唆される。すなわち、ジョイントが滑らずケーソンが前につんのめる形になることは、変形量を過小評価する可能性があり（傾斜により変形量が増加する可能性もないことはない）、基礎地盤が良好なケースでは、ジョイント要素の設定法やパラメータに注意して解析を行うことが必要である。

<3-1 の参考文献>

- 1) 稲富隆昌, 善巧企, 外山進一, 上部達生, 井合進, 菅野高弘, 寺内潔, 横田弘, 藤本健幸, 田中祐人, 山崎浩之, 小泉哲也ほか: 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.857, 1997.
- 2) 上田茂, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 風間基樹, 松永康男, 藤本健幸, 菊池喜昭, 宮井真一郎, 関口信一郎, 藤本義則: 1993 年兵庫県南部地震港湾施設被害報告, 港湾空港技術研究所資料, No.766, 1993.
- 3) Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y. and Abiko, K. : Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-oki earthquake, Soils and Foundations, Vol.35, No.1, 1995.

表 3-1-2-4 鋸路港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) の解析ケースと解析結果

Case	時間 反復法	塑性 せん断 仕事	捨石 物性	Joint	時間 間隔	β	水平 変位 (m)	沈下量 (m)	傾斜角 (度)
ケース A	従来	従来	従来	全体	0.01	0.002	0.14	0.033	0.13
ケース B	改良	tmp7	改良	$\beta = 0$	0.001	0.002	0.13	0.018	0.06
観測値	-	-	-	-	-	-	-0.01～ 0.05	0.24～ 0.32	微少

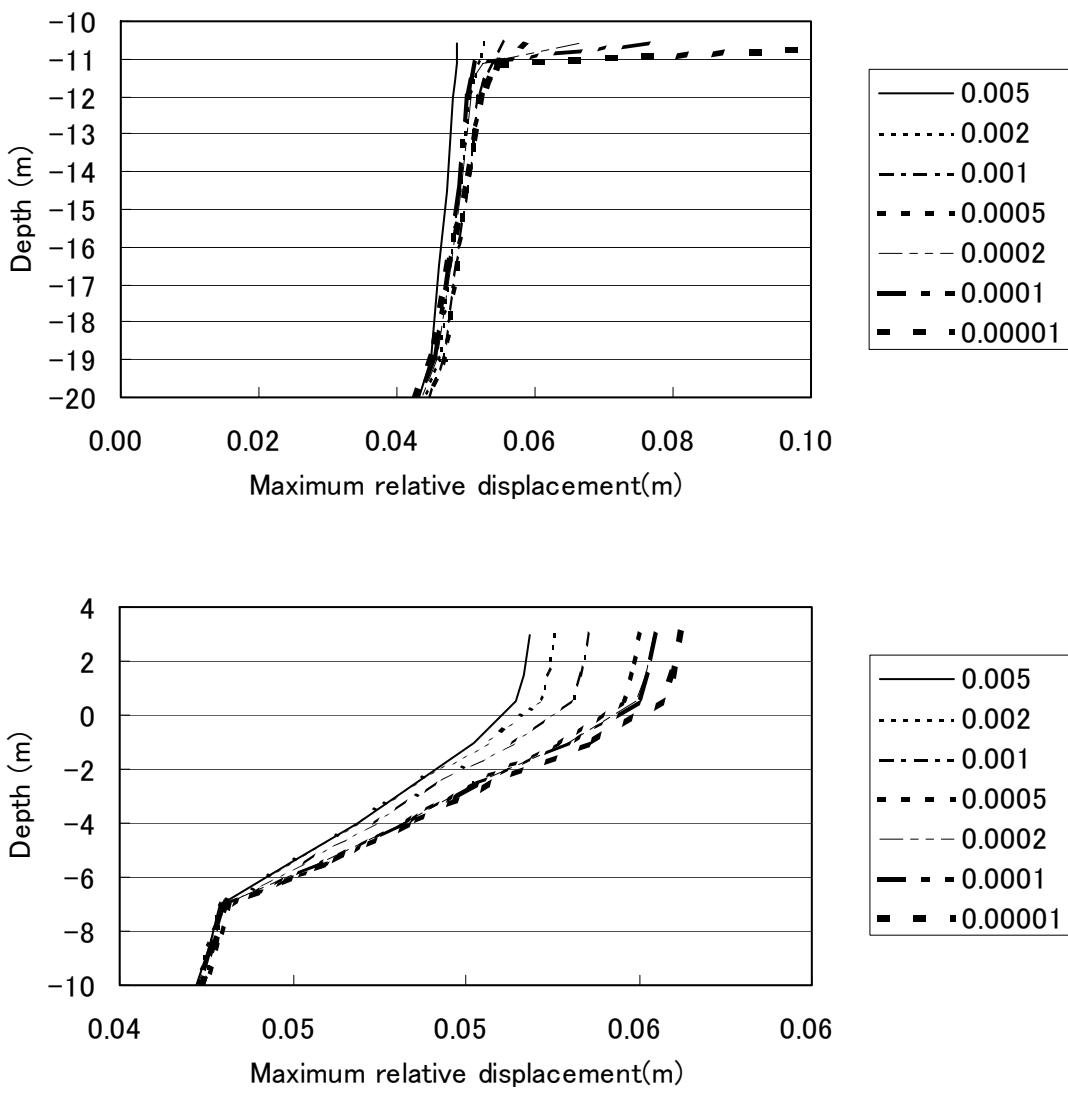
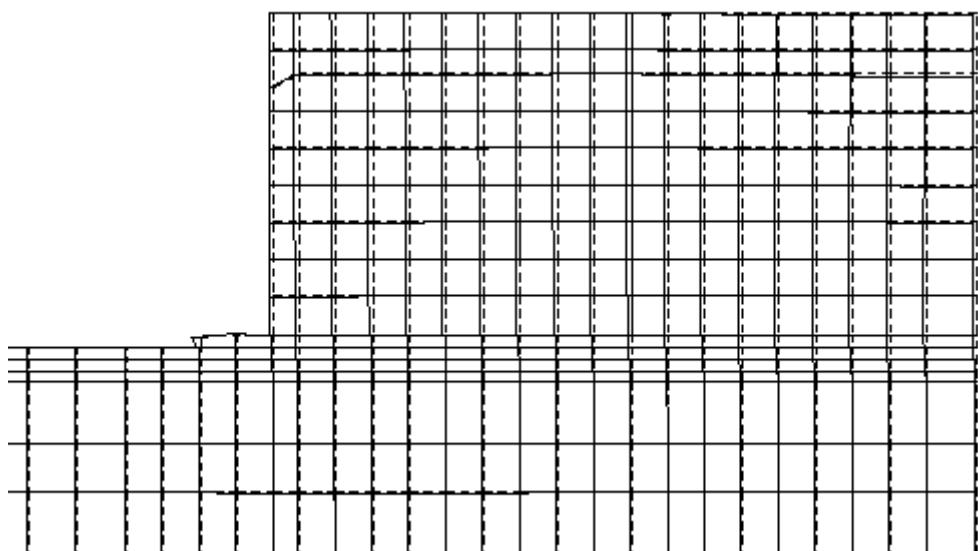
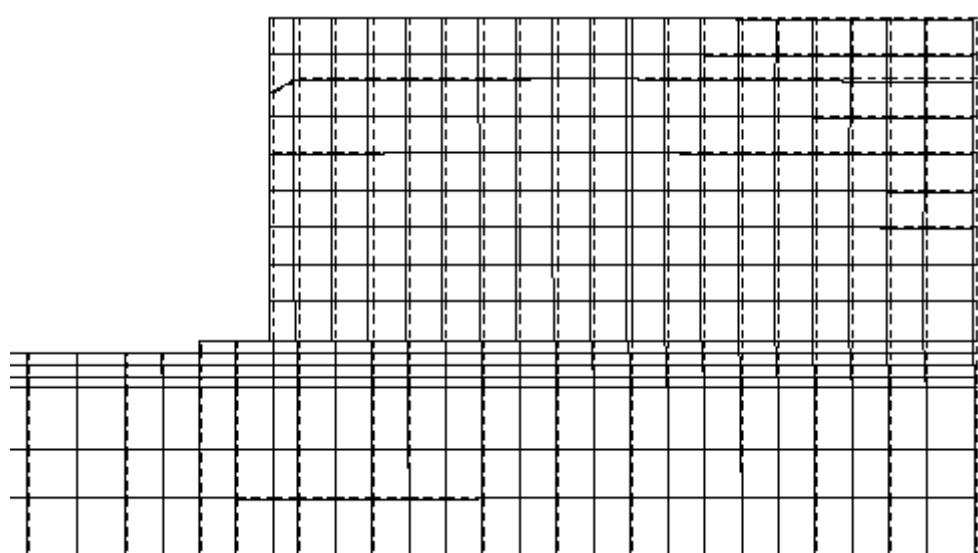


図 3-1-2-10 レーレー減衰行列剛性比例係数 β を小さくして行った場合の自由地盤部最大相対変位の深度分布の収斂の様子（非液状化解析）



(a) ケース A の残留変形



(b) ケース B の残留変形

図 3-1-2-11 鈴鹿港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m) : 残留変形図 (スケール等倍)

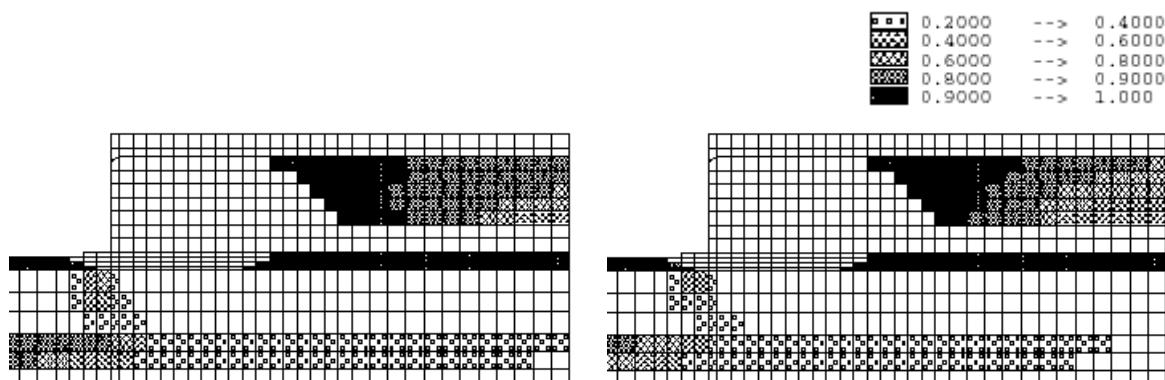


図 3-1-2-12 鈴鹿港西港第二埠頭東側岸壁 (-10m)：最大過剰間隙水圧比の分布

3-2 防波堤

3-2-1 概要

本節では、1995年兵庫県南部地震の際に被災した神戸港第7防波堤の断面を対象に簡易設定法（再訂版）を適用した事例を示す。

3-2-2 解析断面

神戸港第7防波堤の土質および被災状況断面図を図3-2-1に示す。1995年兵庫県南部地震による防波堤の被災程度は、次の通りである。

- ケーソン No.64～No.77¹⁾
- ・法線の出入り : -0.22～0.09m (平均-0.15m)
 - ・天端沈下量 : 1.77～2.03m (平均 1.87m)

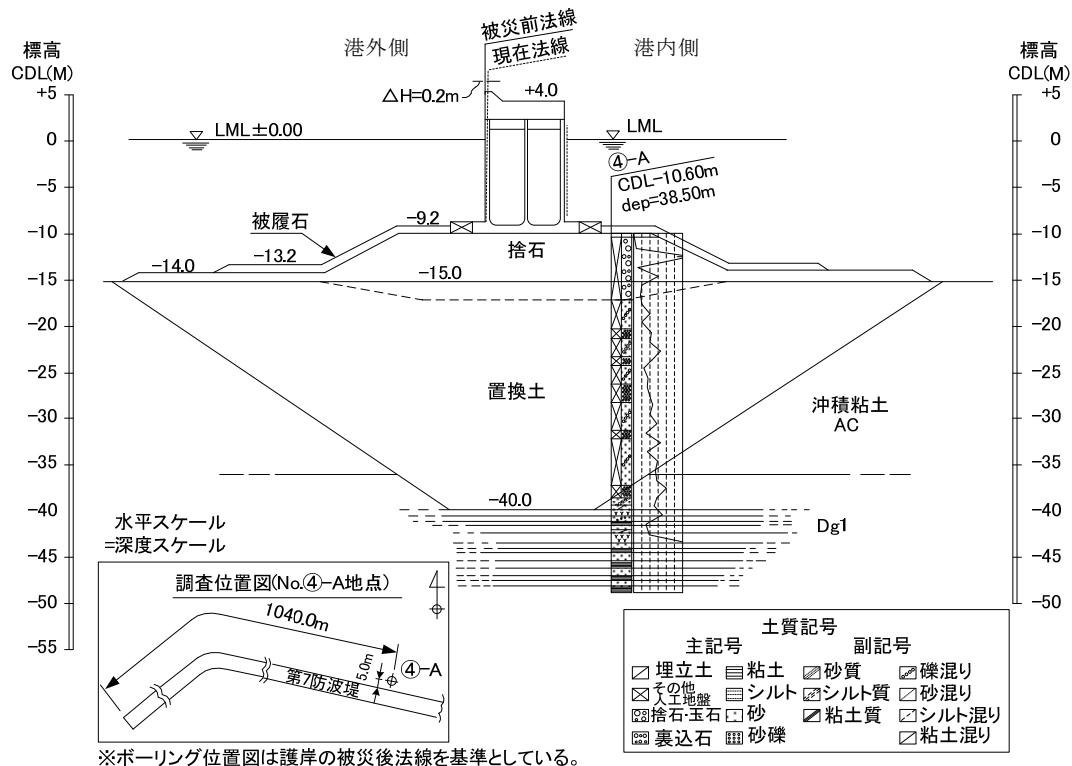


図3-2-1 神戸港第7防波堤土質および被災状況断面図¹⁾

3-2-2 解析条件

(1) 入力地震動

入力地震動は、神戸市開発局が設置した鉛直アレー地震観測網による 1995 兵庫県南部地震の際の観測記録を用いた。この鉛直アレー地震観測網では、GL±0m, -16m, -32m および-83m の各深度に三成分の加速度計が設置されている。ここでは、GL-32m に設置の地震計が記録した NS 成分の加速度波形を用いた。

GL-32m の地震計は第 1 洪積砂礫層（天満砂礫相当層）の上部に設置されている。検討断面では標高 CDL-40m 付近で洪積層が現れるが、この土層と上記第 1 洪積層が対応すると考え、解析モデルの底面をこの深度にとって固定境界を課し、そこに上記観測記録を入力地震動として与えることとした。

GL-32m における観測記録の加速度波形を図 3-2-2 に示す。解析時間はこの図に示す 20 秒間とした。

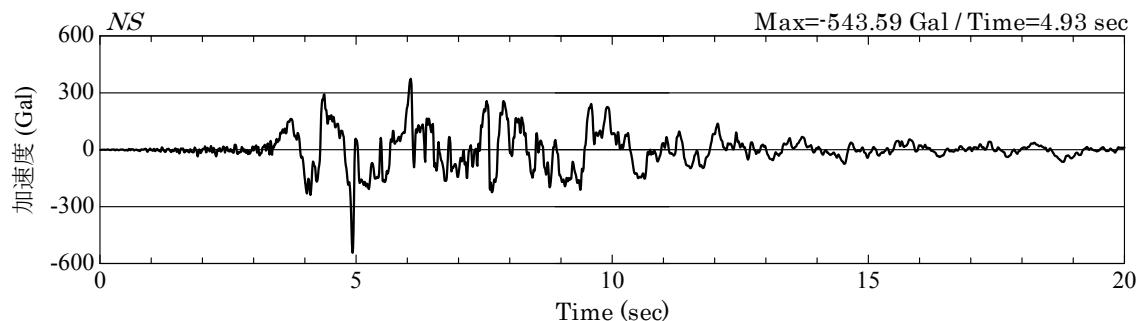


図 3-2-2 ポートアイランド鉛直アレー地震観測網の GL-32m に設置の
加速度計による 1995 兵庫県南部地震の際の観測記録 (NS 成分)

解析メッシュおよび土層区分を図 3-2-3 に示す。標高 CDL-40m 以浅に分布する沖積粘性土、置換砂、基礎捨石およびケーソンをモデル化した。なお、液状化層は置換砂である。

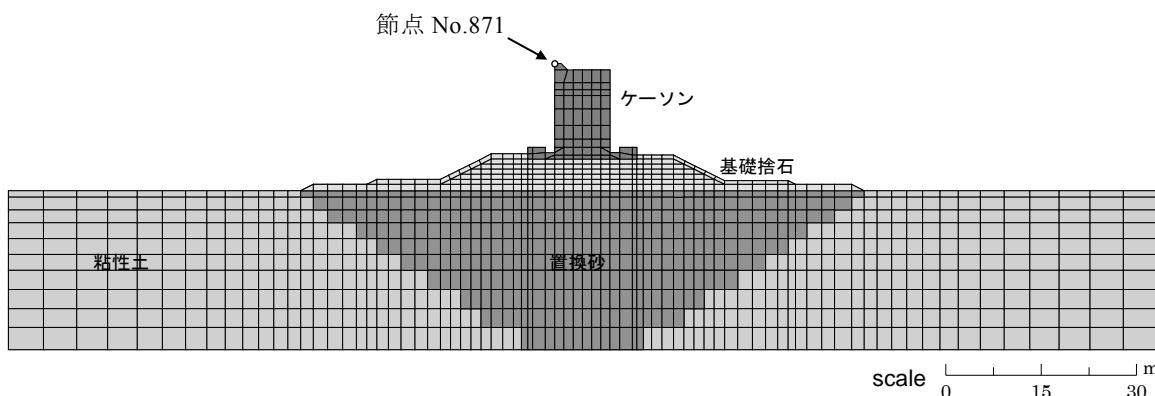


図 3-2-3 神戸港第 7 防波堤 メッシュ図

(2) 地盤条件

各土層の解析地盤定数を表 3-2-1 と表 3-2-2 に示す。

1) 置換砂のパラメータ

液状化層である置換砂のパラメータは、 N 値 ($N=15$) と有効上載圧 ($\sigma_v' = 98 \text{ kPa}$) および細粒分含有率 ($F_c = 10\%$) を用いて簡易設定法（再訂版）により算出した。なお、湿潤密度、間隙率、履歴減衰比の上限値、ポアソン比は以下の方法で設定した。

S_{us} 値については、本検討断面ではせん断試験による実測値がない。そこで、六甲アイランドの置換砂と同種の土（ポートアイランドの置換砂）を用いて実施された三軸圧縮試験（CU）結果²⁾による推定値（100kPa）、井合式による推定値（19kPa）、 S_{us} 値を考慮しない場合の 3 ケースを設定した。

2) 湿潤密度

各土質区分の湿潤密度は、神戸港六甲アイランドで実施された密度検層の結果より設定した。

3) 粘性土の初期せん断剛性とせん断強度

粘性土のせん断剛性は、PS 検層結果より算定した。各層の剛性は平均有効拘束圧の 0.5 乗に比例するものとしている。粘性土のせん断強度は、正規圧密粘土として $c=0 \text{ kPa}$ 、 $\phi_f=30^\circ$ 度を用いた。

4) 間隙率、ポアソン比、履歴減衰比の上限値

間隙率、ポアソン比、履歴減衰比の上限値は、土質に応じた標準的な値を用いた。

表 3-2-1 多重せん断バネモデルなどのパラメータ

土層区分	湿潤密度	間隙率	変形特性								
			基準初期せん断男性係数	基準初期体積弾性係数	基準となる平均有効拘束圧	G_0, K_0 の有効拘束圧依存係数	m_G	m_K	ν	ϕ_f'	せん断抵抗角
			ρ_t (t/m ³)	n	G_{ma} (kPa)	K_{ma} (kPa)	σ_{ma}' (kPa)				
粘性土	1.70	0.450	74970	195500	143.0	0.5	0.5	0.33	30.00	0.0	0.21
基礎捨石	2.00	0.450	180000	469000	98.0	0.5	0.5	0.33	35.00	19.6	0.30
置換砂	1.80	0.473	66181	172589	73.5	0.5	0.5	0.33	36.93	0.0	0.24

※捨石については、捨石新定数を用いた。

表 3-2-2 過剰間隙水圧モデルのパラメータ

土層区分	液状化特性					
	変相角 $\phi_p'(^{\circ})$	液状化パラメータ				
		s_1	w_1	p_1	p_2	c_1
置換砂	28	0.005	2.298	0.500	0.505	2.936

5) ケーソンのパラメータ

ケーソンのパラメータを表 3-2-3 示す。なお、本解析は簡易大変形解析を用いることからケーソン底面と捨石間にジョイントは設けないこととした。

表 3-2-3 ケーソンのパラメータ

構造物	ヤング率E (kPa)	ポアソン比ν	密度ρ (t/m ³)
ケーソン	22300000	0.17	2.10

※線形平面要素を使用

(3) 解析条件

時間積分法は Wilson の θ 法 ($\theta = 1.4$) とし、時間積分間隔 Δt は 0.01 秒とした。計算安定のためのレーレー減衰は、質量比例項は無視し ($\alpha=0$)、剛性比例型 ($\beta=0.003$) とした。

応力-ひずみ関係の非線形反復法は改良型非線形反復法を、構成則については第 2 変相角を破壊角と変相角の中間とする tmp7 を用いた。解析プログラムは改訂版 Flip7.1.9-6-4 を用い、簡易大変形解析を実施した。

表 3-2-4 に解析ケースを示す。

表 3-2-4 解析ケース

ケース	置換砂のパラメータ		構成則	非線形反復法
	簡易設定法	S_{us} 値		
Case1	再訂版	100 (試験値)	Tmp7	改良型
Case2	再訂版	19 (井合式)	Tmp7	改良型
Case3	再訂版	—	Tmp7	改良型

3-2-3 解析結果

簡易設定法（再訂版）により設定したパラメータを用いて神戸港第7防波堤被災断面の解析を行った。解析結果として、ケーソン天端の平均沈下量を図3-2-4に示す。

S_{us} 値に試験値を用いた場合（Case1）の沈下量は148cmとなり、実測値（平均187cm）より39cm小さくなつた。ただし、この沈下量には過剰間隙水圧消散による沈下量が含まれていない。過剰間隙水圧の消散による沈下量を液状化層厚の3%と仮定した場合、置換砂の層厚は10m～20m程度であるので沈下量は30cm～60cmとなる。このことを踏まえると、本検討結果は比較的よく被害状況を再現出来ていると判断される。

S_{us} 値に井合式を用いた場合（Case2）の沈下量は226cmとなり、実測値（平均187cm）より39cm大きくなり、安全側の評価を与える結果となつた。一方、 S_{us} 値を考慮しない場合（Case3）の沈下量は78cmとなり、ケーソン天端の沈下量を過小評価する結果となつた。

以上のように、神戸港第7防波堤被災断面について簡易設定法（再訂版）を適用した結果、 S_{us} 値を適正に評価することで被災状況を再現することが出来た。なお、実施にあたつては簡易大変形解析で行う必要がある。

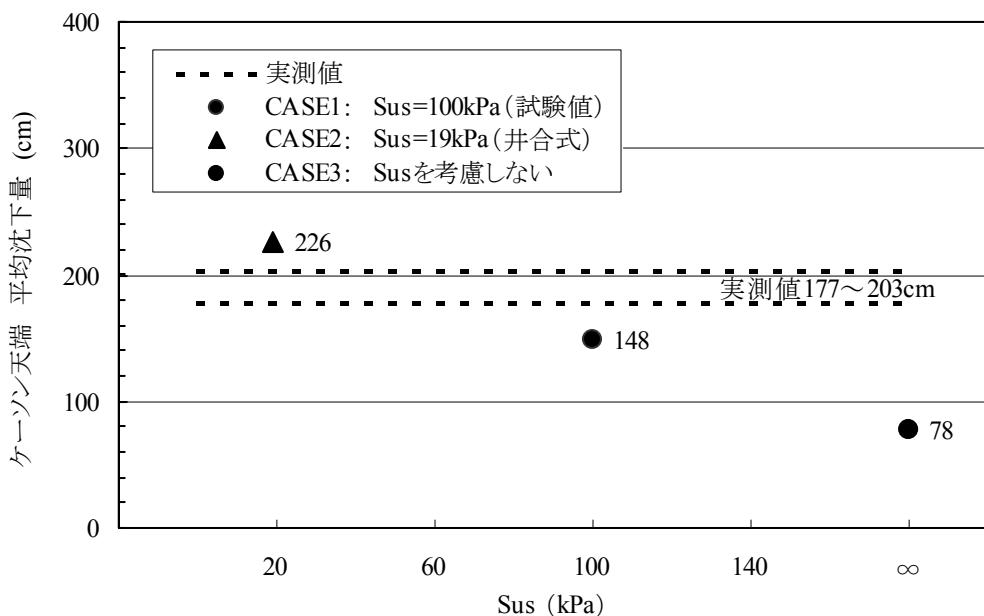
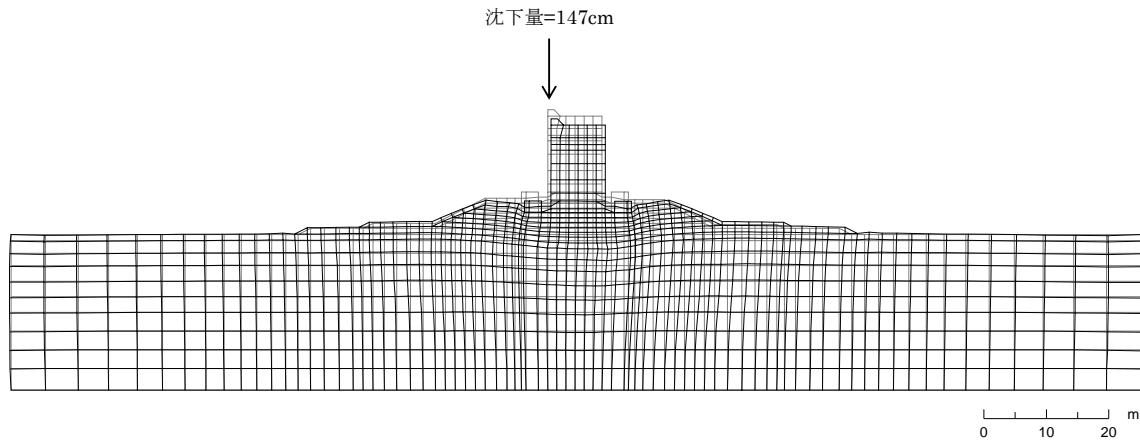
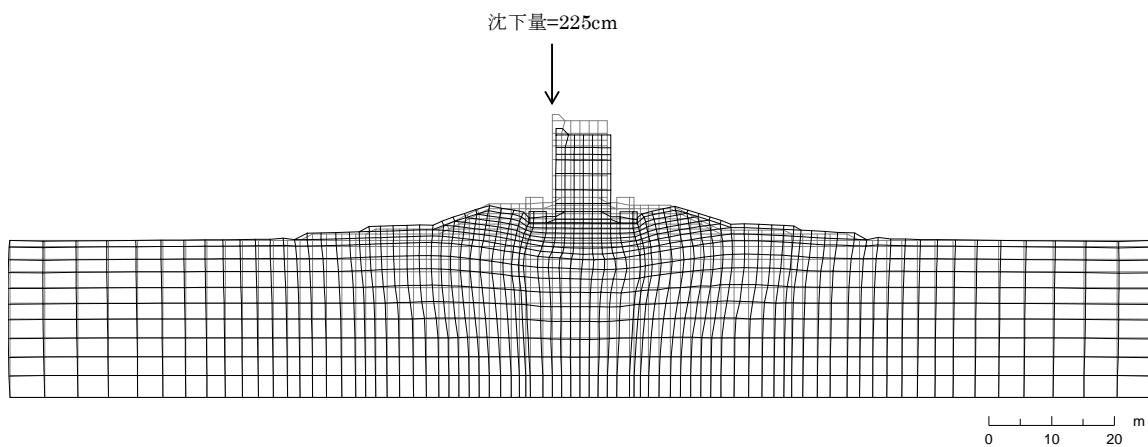


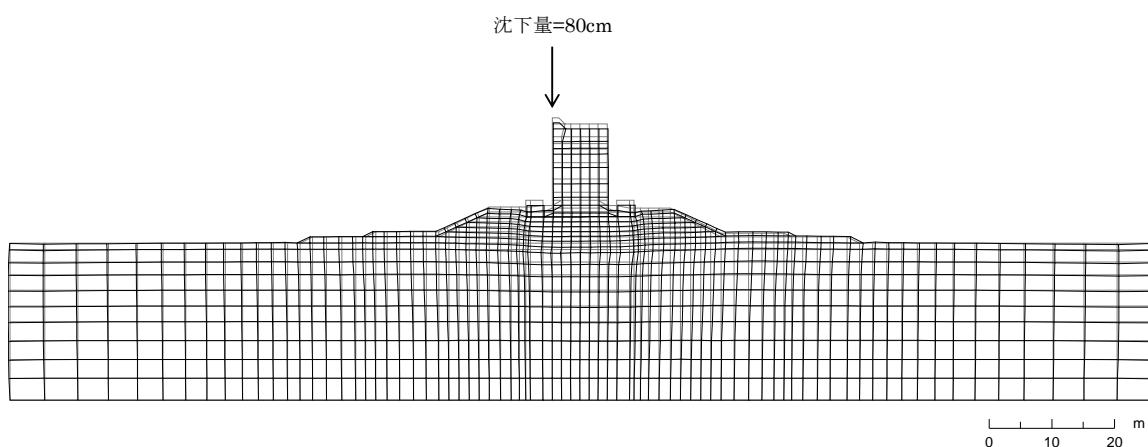
図3-2-4 堤防天端平均沈下量



(1) CASE1 $S_{us}=100\text{kpa}$ (試験値)

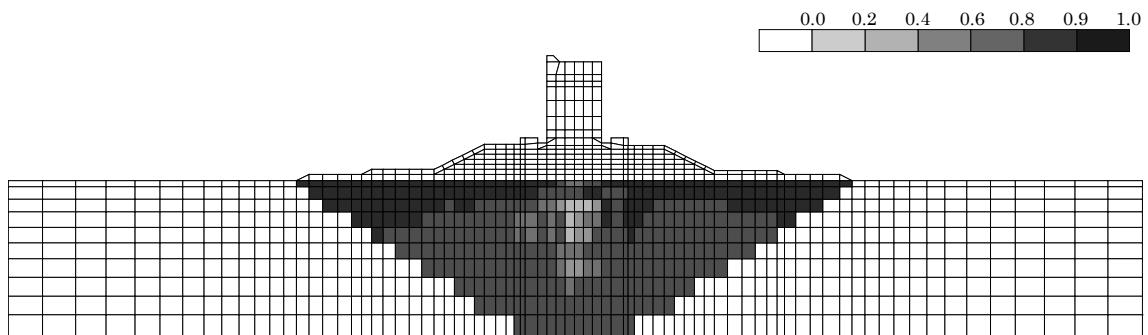


(3) CASE1 $S_{us}=19\text{kpa}$ (井合式)

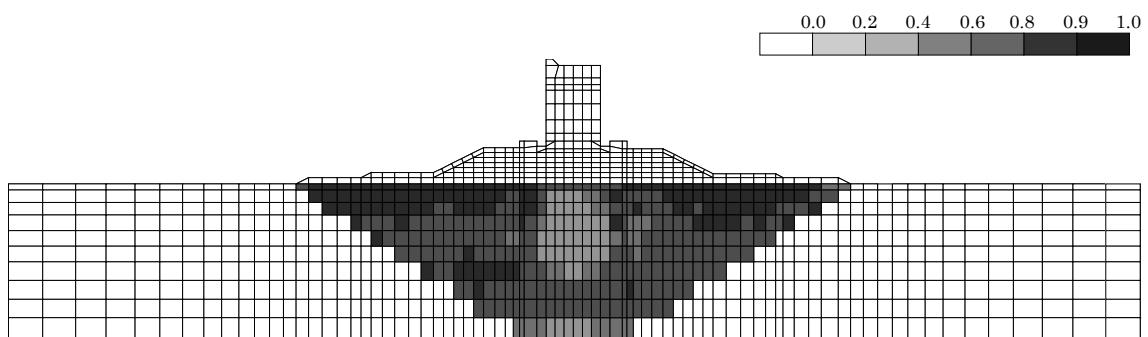


(3) CASE3 S_{us} を考慮しない

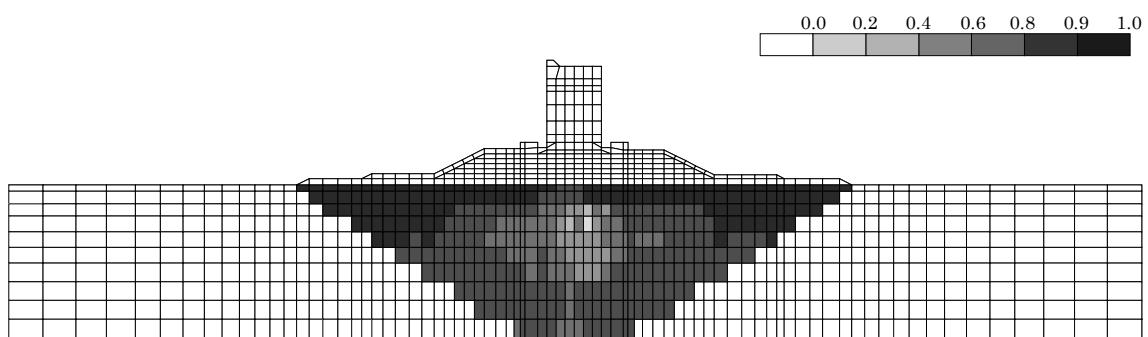
図 3-2-5 残留変形図



(1) CASE1 $S_{us}=100\text{kpa}$ (試験値)

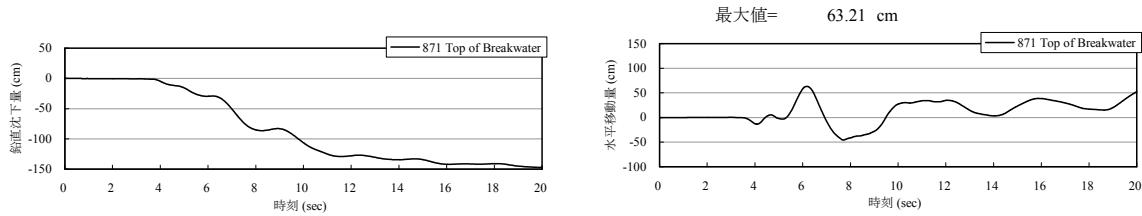


(3) CASE1 $S_{us}=19\text{kpa}$ (井合式)



(3) CASE3 S_{us} を考慮しない

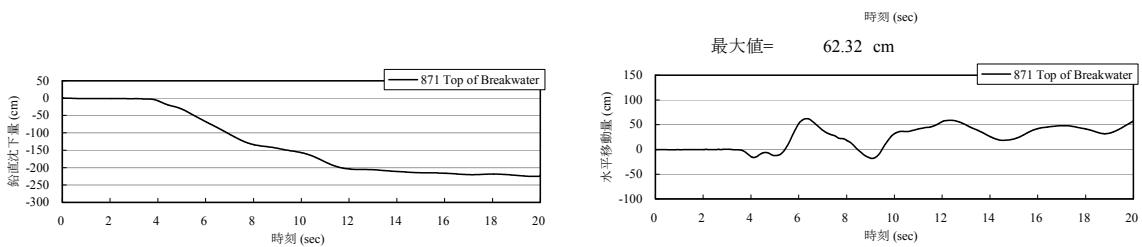
図 3-2-6 過剰間隙水圧比の時間最大値の分布



a)鉛直変位

b)鉛直変位

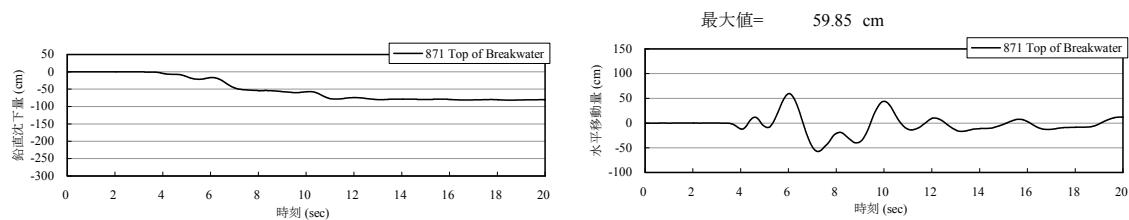
(1) CASE1 $S_{us}=100\text{kpa}$ (試験値)



a)鉛直変位

b)鉛直変位

(2) CASE1 $S_{us}=19\text{kpa}$ (井合式)



a)鉛直変位

b)鉛直変位

(3) CASE3 S_{us} を考慮しない

図 3-2-7 ケーソン天端の変位時刻歴 (図 3-2-3 の節点 No. 871)

<3-2 節の参考文献>

- 1) 運輸省港湾技術研究所：港湾技研資料 No.857, 1995 年兵庫県南部地震による港湾施設等被害報告, 1997
- 2) 豊田浩史：土の力学特性 -砂と粘土の比較から-, 長岡技術科学大学講義ノート

3-3. 矢板式岸壁

3-3-1 控え直杭式

(1) 1983年日本海中部地震における被災（無被災）状況

1983年日本海中部地震において、秋田港の大浜2号岸壁（図3-3-1に位置を示す）は背後地盤の液状化によって大きな被害がもたらされたが、隣接する大浜1号岸壁は無被災であった。大浜1号・2号岸壁の断面図を図3-3-2に示す。前面の矢板は、鋼矢板IV_L、控え工は1号岸壁が鋼管杭の直杭式、大浜2号岸壁は2列の鋼管杭直杭の頭部をコンクリートで剛結した構造である。この地震で大浜2号岸壁では噴砂が観察され、鋼矢板が海側に大きく湾曲し、水面下6m付近で広範囲にわたりクラックあるいは折損が発生した¹⁾。図3-3-3には、大浜2号岸壁の矢板頭部法線変位、矢板天端高、控上部工法線変位および控上部工傾斜角を示す。この図によれば、取り付け部とその近傍を除いた範囲で、鋼矢板頭部の水平変位は、海側に1.0m～1.8m、控え杭頭部の水平変位も同程度であった。一方、大浜1号岸壁では噴砂は確認されず、岸壁の被害もなかった²⁾。

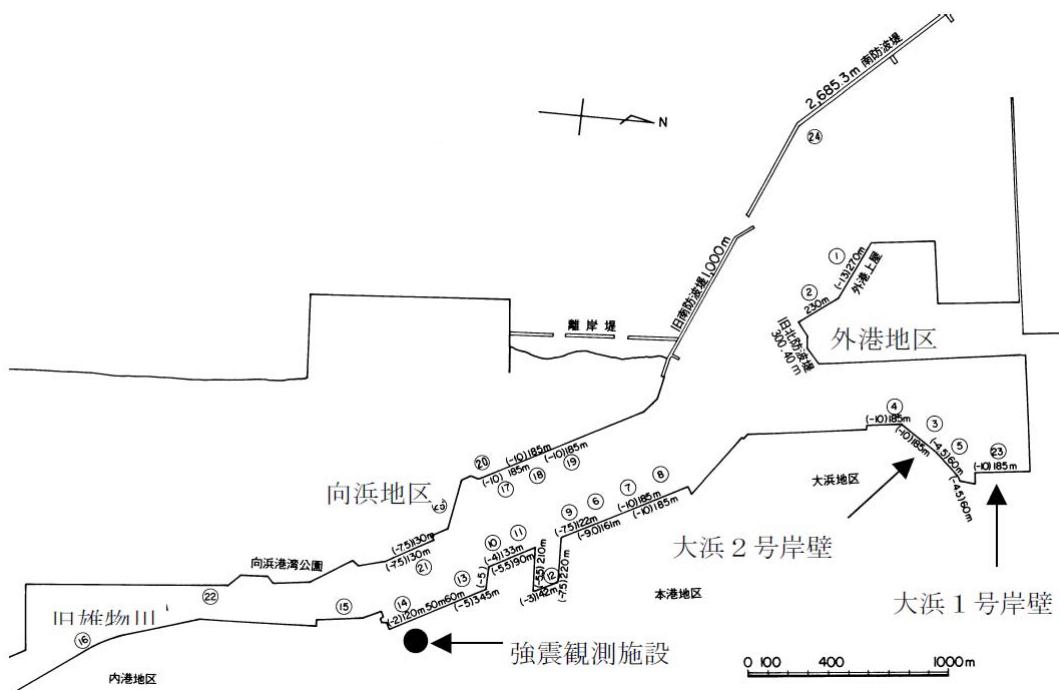


図3-3-1 大浜1号、大浜2号岸壁と強震観測施設の位置（文献1に加筆）

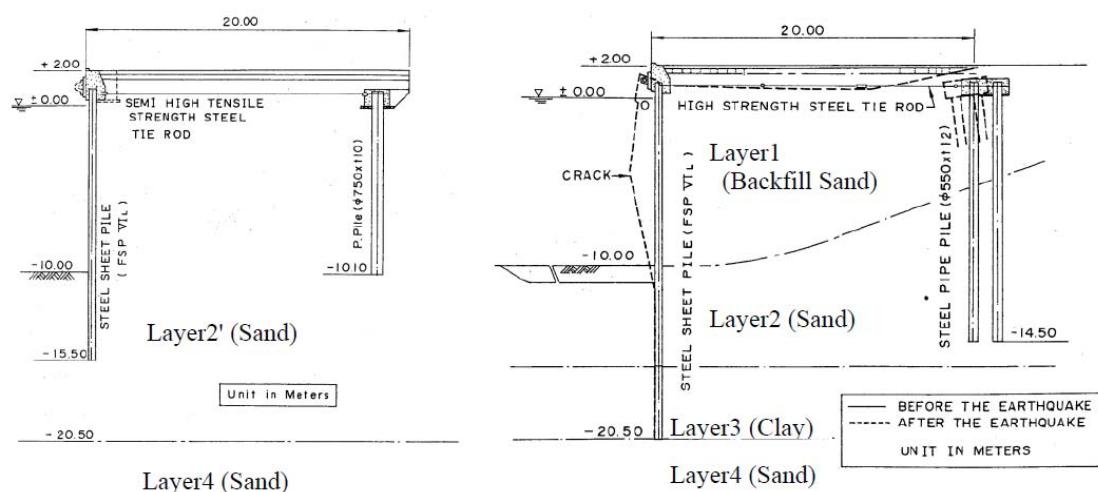


図 3-3-2 大浜 1 号, 大浜 2 号岸壁断面図²⁾

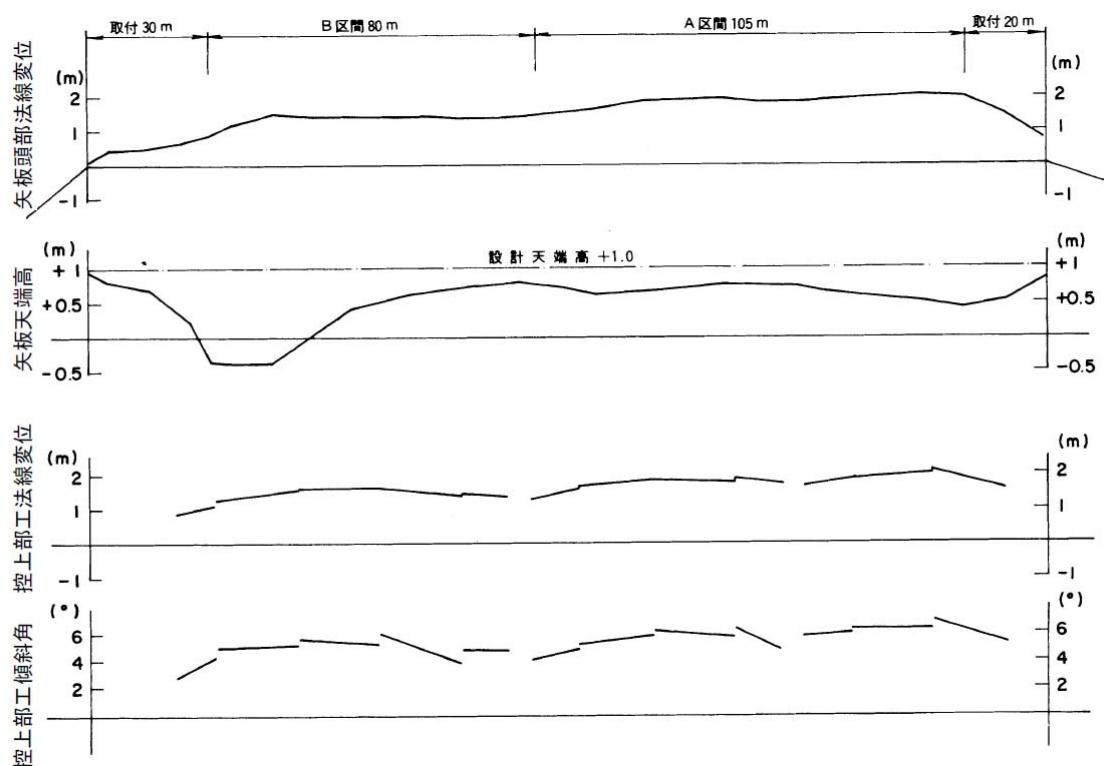


図 3-3-3 秋田港大浜 2 号岸壁の被災状況¹⁾

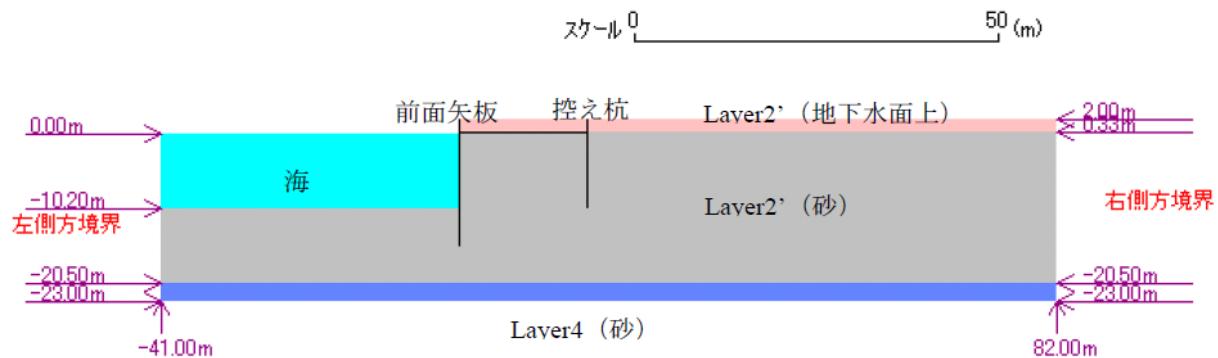
(上から矢板頭部法線変位, 矢板天端高, 控上部工法線変位, 控上部工傾斜角)

(2) 解析モデル

(a) 土層分割、要素分割及び材料定数

両岸壁とも、解析モデル底面は-23.0m のレベルにとり、そこに底面粘性境界を設けた。解析対象範囲の土層分割を図 3-3-4 に示す。

大浜 1 号岸壁



大浜 2 号岸壁

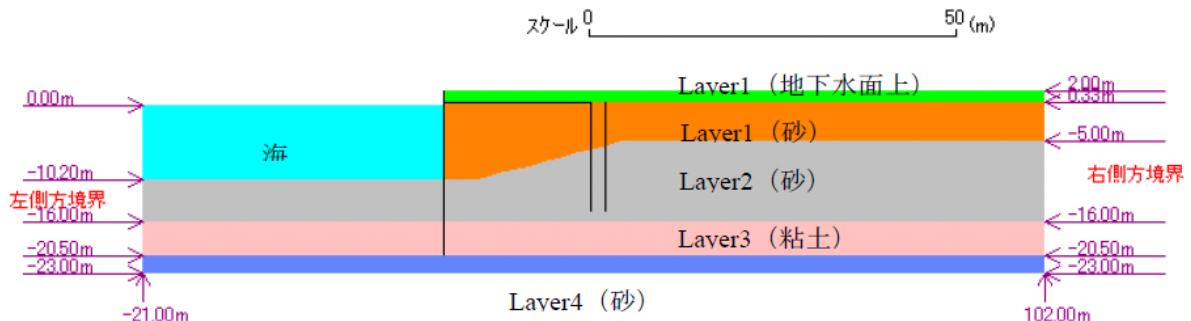


図 3-3-4 秋田港大浜 1 号・2 号岸壁 土層区分図（文献 2 に基づく）

大浜 1 号・2 号岸壁の土質柱状図を図 3-3-5 に示す。それぞれ、岸壁中央部の前面矢板背後のボーリング孔に対応するものである。大浜 1 号岸壁は矢板前面を掘削して築造されたのに対して、大浜 2 号岸壁は海砂の陸上まき出しによって造成された。このため、標高 ±0m～-10m の範囲では、大浜 1 号岸壁では N 値 10～40 の原地盤である中砂が現れるが、大浜 2 号岸壁では N 値が 10 以下の細砂である。大浜 1 号岸壁の背後地盤 (Layer2') と、大浜 2 号岸壁の背後地盤 (Layer1) の液状化強度に大きな差があったことが確認されている²⁾。図 3-3-6 には、これらの土層を含む砂質土層の液状化抵抗曲線を示す。

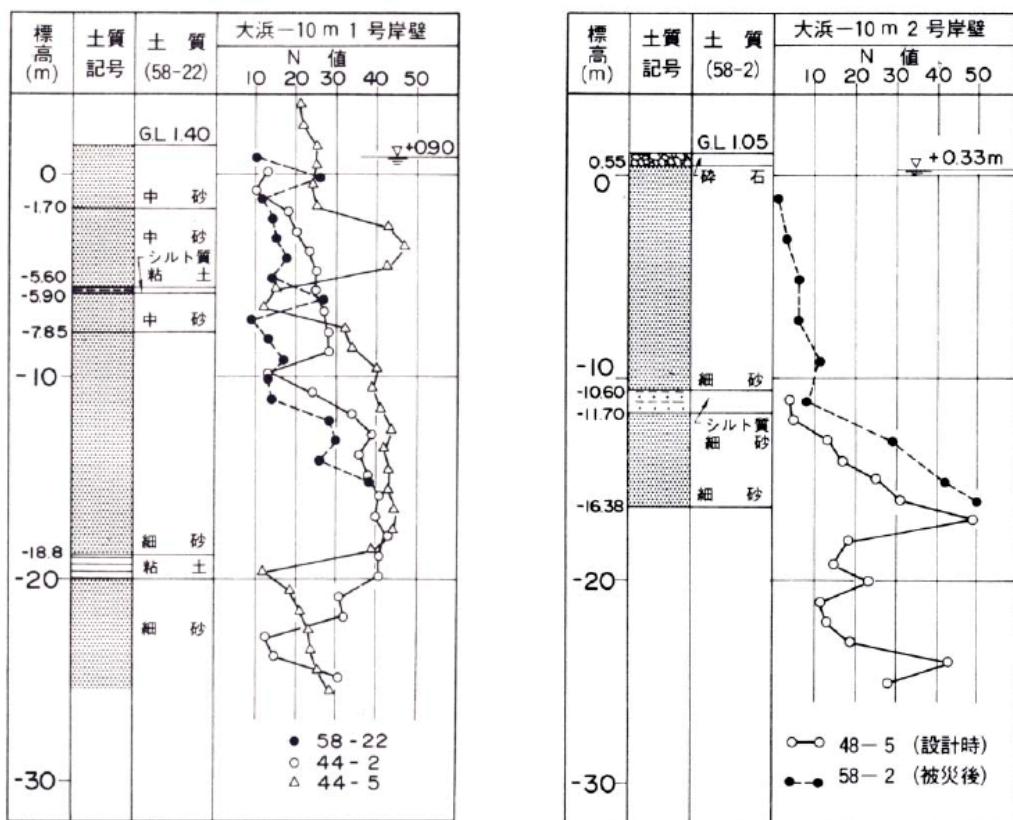


図 3-3-5 秋田港大浜 1号岸壁（左側）と大浜 2号岸壁の土質柱状図¹⁾

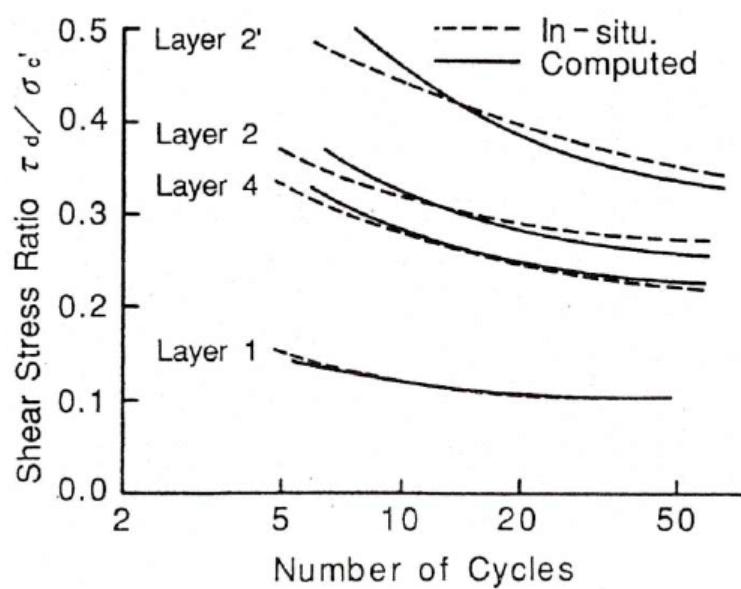


図 3-3-6 各砂質土層の液状化抵抗曲線²⁾

これら各土層に対する解析地盤定数を表 3-3-1 および表 3-3-2 に示す。

表 3-3-1 秋田港大浜 1 号・2 号岸壁：多重せん断ばねモデルなどのパラメータ

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性							
			初期せん断剛性	体積弾性係数	基準化拘束圧	ボアソン比	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
			ρ_t (t/m ³)	n	G_{ma} (kPa)	K_{ma} (kPa)	σ_{ma}' (kPa)	ν	m	ϕ_f (°)
Layer1 (砂)	2.0	0.5	33800	89930	50	0.33	0.5	37	0	0.30
Layer2 (砂)	2.0	0.5	72200	192100	110	0.33	0.5	41	0	0.30
Layer2' (砂)	2.0	0.5	72200	192100	69	0.33	0.5	43	0	0.30
Layer3 (粘土)	1.5	0.5	74970	199470	140	0.33	0.5	39	0	0.30
Layer4 (砂)	2.0	0.5	168200	447530	157	0.33	0.5	44	0	0.30

※1 文献 2 を参照して作成した。

※2 $mG=mK=m$ とする。

表 3-3-2 秋田港大浜 1 号・2 号岸壁：過剰間隙水圧モデルのパラメータ

土層名	ケース	液状化特性					
		変相角	液状化パラメータ				
			ϕ_p (°)	w_1	p_1	p_2	c_1
Layer1 (砂)	CASE-A	30.0	1.00	0.50	0.80	1.50	0.005
	CASE-B						
	CASE-C						
	CASE-D						
Layer2 (砂)	CASE-A	31.0	7.00	0.50	0.80	3.30	0.005
	CASE-B		6.00				
	CASE-C		5.50				
	CASE-D		6.60				
Layer2' (砂)	CASE-A	31.0	10.70	0.50	1.00	4.70	0.005
	CASE-B		8.50				
	CASE-C		7.00				
	CASE-D		10.00				
Layer4 (砂)	CASE-A	30.0	3.35	0.50	0.84	2.40	0.005
	CASE-B		3.00				
	CASE-C		2.60				
	CASE-D		3.35				

※ CASE-A, B, C, D のパラメータは、それぞれ以下に示す条件下で要素シミュレーションを行って決定した。CASE-A は、第 2 変相角=破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復法、CASE-B は、第 2 変相角=破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復法、CASE-C は、第 2 変相角=変相角かつ改良型非線形反復法。CASE-D は、第 2 変相角=破壊角（従来モデル）かつ改良型非線形反復法。

表 3-3-3 秋田港大浜 1 号・2 号岸壁：鋼材の諸定数（奥行き方向 1m 当たり）

		降伏応力	断面積	断面係数	断面 2 次モーメント	$M \sim \phi$ 関係初期勾配	降伏モーメント	全塑性モーメント	M_p に応じた曲率
		σ_y	A	Z	I	EI	M_y	M_p	ρ_p
		(kPa)	(m ²)	(m ³)	(m ⁴)	(kN·m ²)	(kN·m)	(kN·m)	(1/m)
大浜 1号	鋼矢板	295000	0.0306	0.00382	0.000860	177160	1127	1326	0.00636
	控え鋼管杭	235000	0.0116	0.00212	0.000796	163935	499	643	0.00393
	タイロッド	500000	0.00106	—	—	—	—	—	—
大浜 2号	鋼矢板	295000	0.0306	0.00382	0.000860	177160	1127	1326	0.00636
	控え鋼管杭	235000	0.0101	0.00133	0.000367	75621	314	408	0.00540
	タイロッド	500000	0.00119	—	—	—	—	—	—

※1 鋼材のヤング率は 2.06×10^8 kPa, 質量密度は $7.85t/m^3$ とした.

※2 鋼矢板の全塑性モーメントは鋼矢板の断面形状を詳細にモデル化した FEM によって求めた値. (塑性断面係数が既知もしくは算定する場合は、矢板材料の降伏応力と塑性断面係数から求める)

※3 鋼矢板と控え鋼管杭の $M \sim \phi$ 関係はバイリニア型とし、全塑性モーメントまでは表に示す初期勾配を与えた.

※4 タイロッドは線形はり要素としてモデル化した.

<控え杭と周辺地盤のモデル化について>

本解析事例では、控え杭の物性値を単位 mあたりの非線形はり要素とし矢板と同等な扱いでモデル化している。また、はり要素と前面側の土要素（受働側）の間にジョイント要素を設け、はり要素と背面側の土要素（主働側）は水平方向の MPC を設けている。

控え杭と周辺地盤のモデル化の方法として、杭間の土のすり抜け現象など杭と周辺地盤の 3 次元的な現象を模擬する杭-地盤相互作用ばね要素を設ける方法もあり、本解析事例と同じように被災事例の再現が可能である。

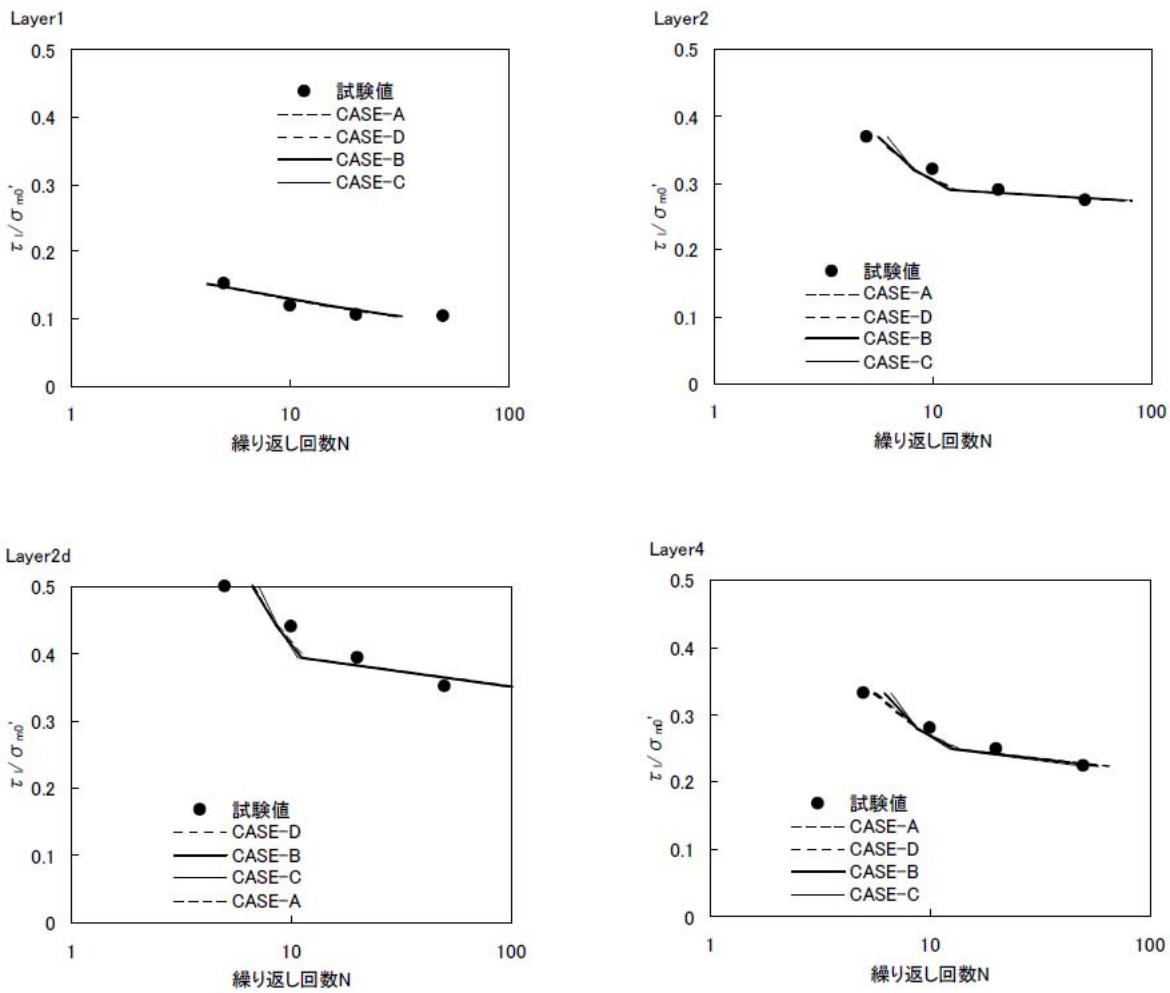


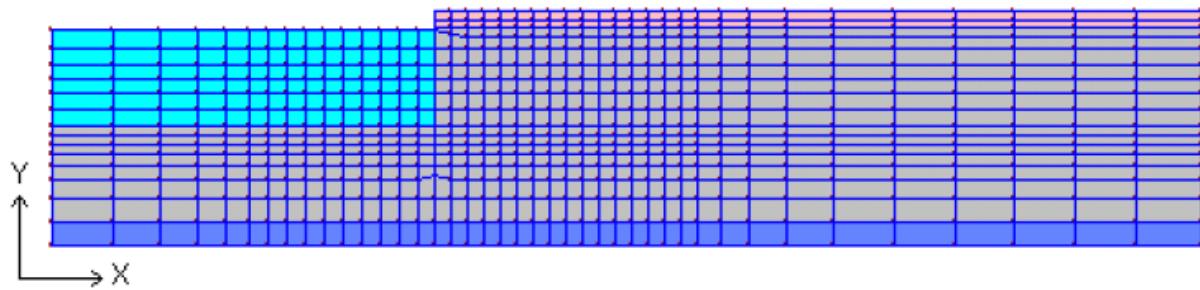
図 3-3-7 液状化抵抗曲線：試験値と要素シミュレーション結果の比較

※1 試験値は文献 2 による。

※2 CASE-A, B, C, D のパラメータは、それぞれ以下に示す条件下で要素シミュレーションを行って決定した。CASE-A は、第 2 変相角 = 破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復法、CASE-B は、第 2 変相角 = 破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復法、CASE-C は、第 2 変相角 = 変相角かつ改良型非線形反復法。CASE-D は、第 2 変相角 = 破壊角（従来モデル）かつ改良型非線形反復法。

※3 液状化判定基準は、ともに軸ひずみ両振幅 5% 相当。

大浜 1 号岸壁



大浜 2 号岸壁

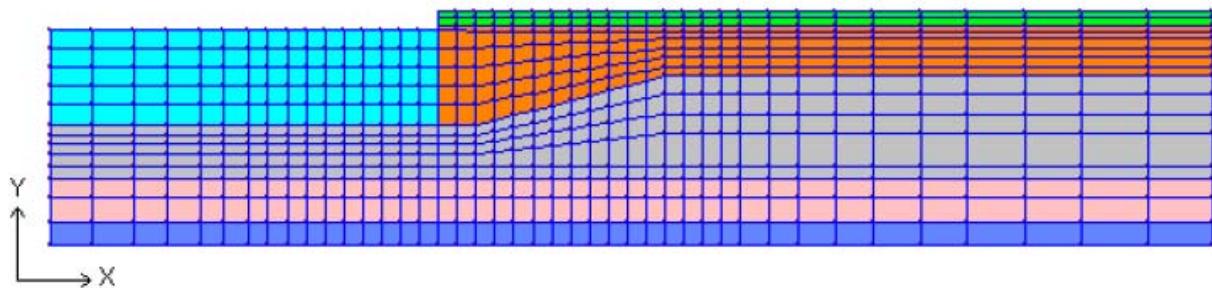


図 3-3-8 秋田港大浜 1 号 2 号岸壁の有限要素分割図

(3) 初期自重解析の方法

埋立式で築造された秋田港大浜 2 号岸壁に対しては、井合ら³⁾の方法、掘削式で築造された秋田港大浜 1 号岸壁には三輪ら⁴⁾の方法に従って行った。以下に、初期自重解析の手順を示す。

埋立式の場合の初期応力状態評価手順の概要を図 3-3-9 の左側に示す。手順は、①埋め立て前の原地盤に矢板を打設して埋め立て前の原地盤の応力状態を再現し、②矢板のタイロッド取り付け点の水平方向自由度を拘束した状態で矢板背後を埋め立てて、埋土を一旦静止土圧係数 $K_0 \approx 0.5$ の状態になるよう圧密し、③控え工を設置して矢板を固定したために生じた反力を解消する方向に力を作用させる（矢板を海側に引っ張る）と言う 3 段階から成り立つ。特に、第 2 段階以降では、前面矢板受働側の矢板と土の接触面で滑り摩擦を考慮することにより矢板の前出しに伴う受働側地盤の拘束圧を増加させ、それにより受働抵抗の増大を図る。また、第 3 段階では、反力解消の際に、控え工より後ろの地盤は分離して第 2 段階で設定した K_0 状態を保つようにする（水平方向に引っ張られるのを防ぐ）。こ

これは、実際の施工では、控え工周辺に土盛りして控え工の安定を確保しつつ前面矢板への裏埋めを行い、最後に控え工背後地盤を埋め立てると言う工程による応力状態を簡易的に表現しようとしたものである。

掘削式の場合の初期応力状態評価手順の概要を図 3-3-9 の右側に示す。手順は、①掘削された土の自重相当の有効上載圧を海底面に作用させ、矢板の水平方向変位は拘束した状態で自重解析を行い、建設前の地盤の応力状態を再現し、②控え工を設置して、第1段階で海底面に作用させた有効上載圧と矢板を固定したために生じた水平方向反力が解消する方向に力を作用させる。特に、第2段階では、埋立式の場合と同様、前面矢板受働側の矢板と土の接触面で滑り摩擦を考慮することにより矢板の前出しに伴う受働側地盤の拘束圧を増加させ、それにより受働抵抗の増大を図る。

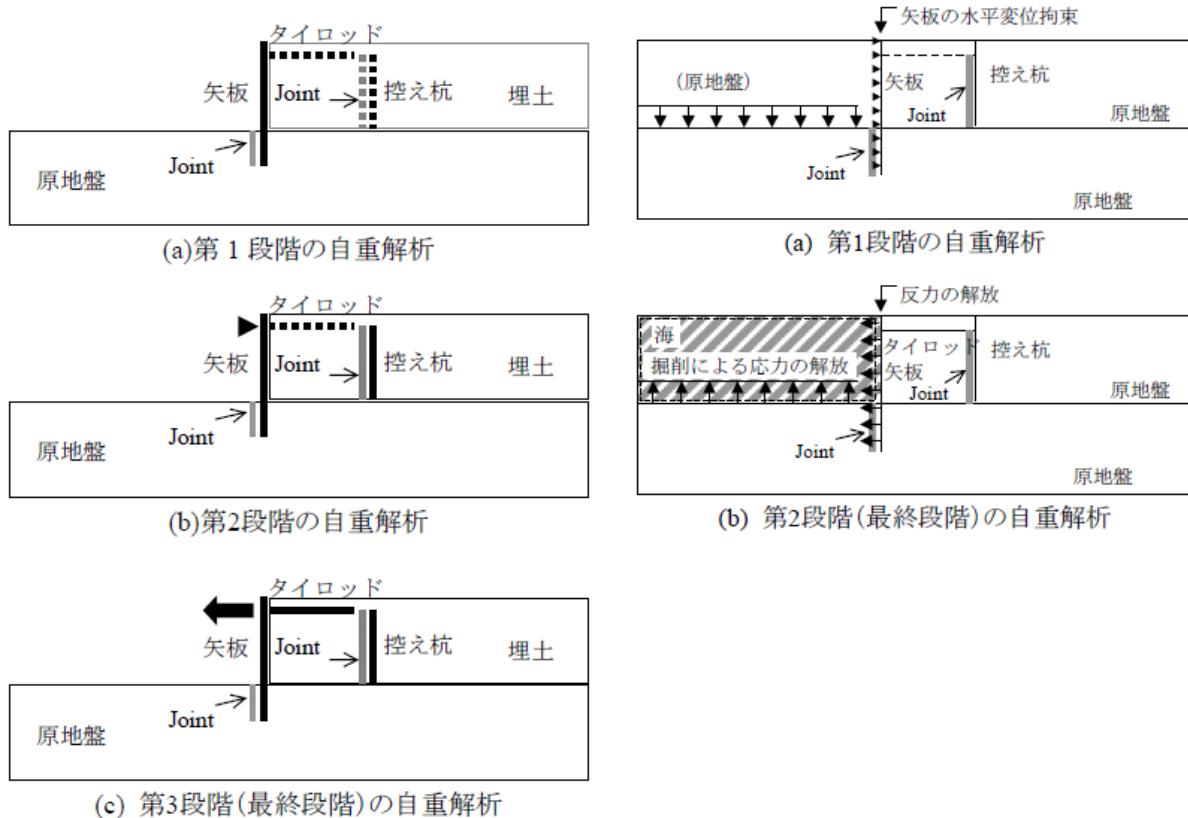


図 3-3-9 多段階初期自重解析法における矢板式岸壁の初期応力状態評価手順の概要：
左列が背面埋立式の場合の3段階の手順³⁾で、右列が前面掘削式の場合の2段階の手順⁴⁾

(4) 入力地震動

港湾地域強震観測の一環として 2.5km 離れた地点の地表に設置された強震計の記録波形を、観測地点の GL-6m から現れる工学的基盤における 2E 波に引き戻し、それを大浜 1 号、2 号岸壁のそれぞれの法線直角方向に方位変換し、粘性境界とした解析モデルの底面 (-23.0m) に入力した。入力地震動を図 3-3-10 に示す。なお解析対象時間は、同図に示す 0 秒から 80 秒までとした。また、上下動は与えていない。

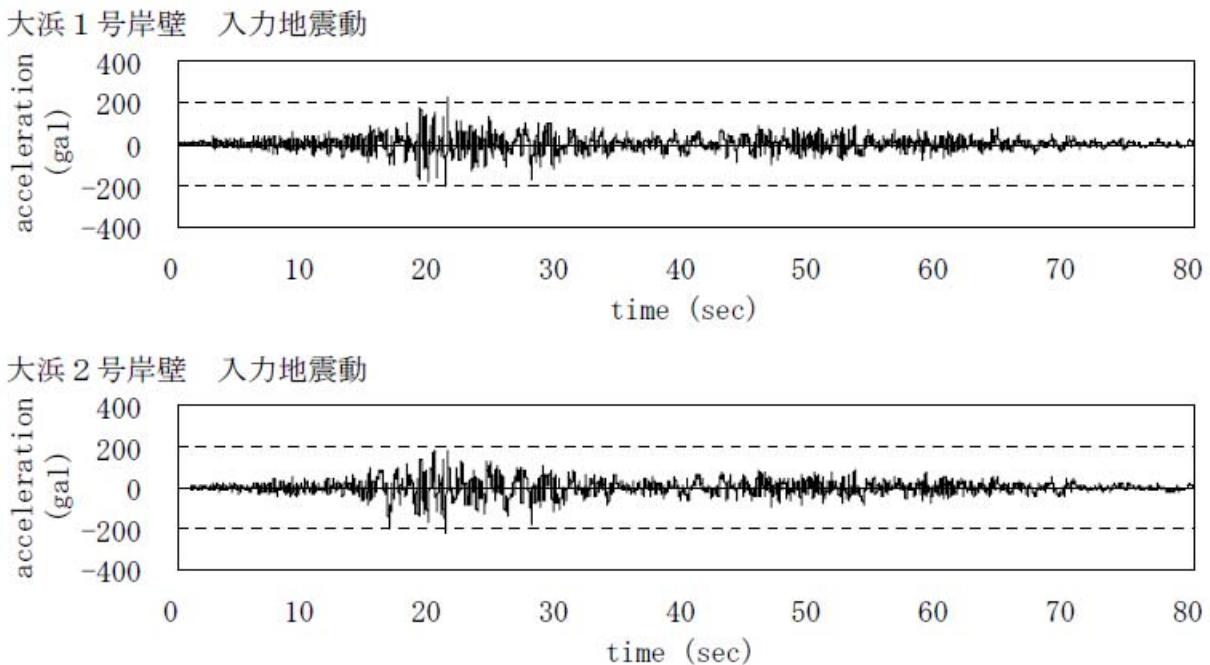
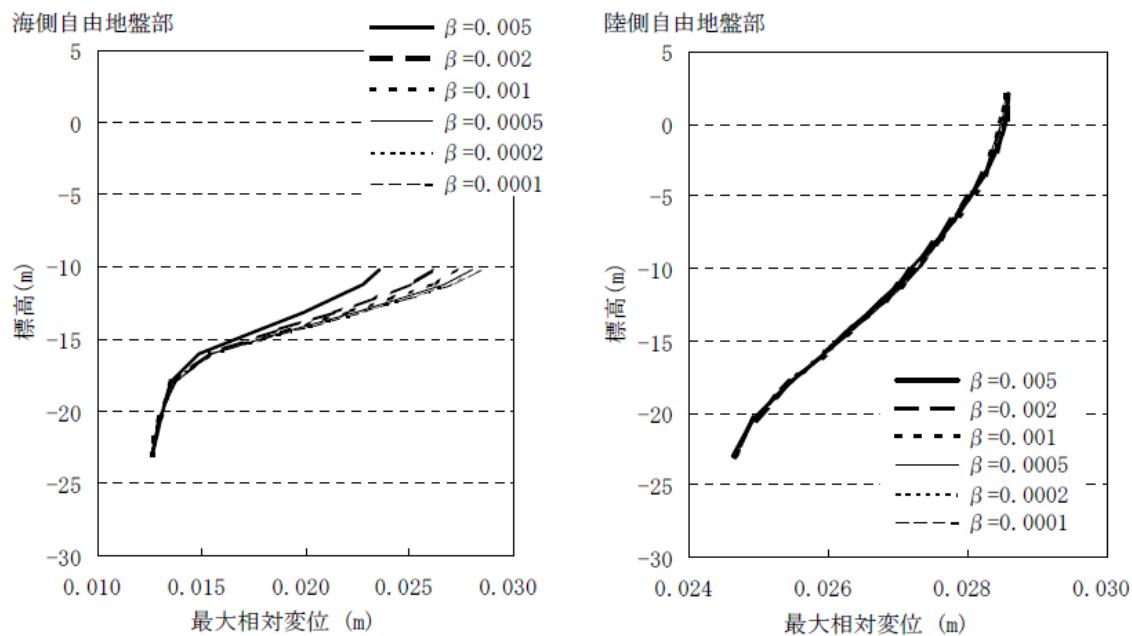


図 3-3-10 秋田港大浜 1 号、2 号岸壁で用いた入力地震動

(5) レーレー減衰の設定

計算安定のために初期剛性比例型のレーレー減衰行列を用いた。過剰間隙水圧の上昇を考慮しない条件下で何通りかに剛性比例係数 β を変えて自由地盤部の地震応答解析を行うと、それ以上 β を小さくしても、もはや最大水平変位分布が変化しなくなるような臨界の β がある（図 3-3-11 参照）。図 3-3-11 によれば、このような β は、大浜 1 号岸壁の陸側自由地盤を除き 0.001~0.0005 であるので、ここでの解析では β を 0.0005 とした。

大浜 1 号岸壁



大浜 2 号岸壁

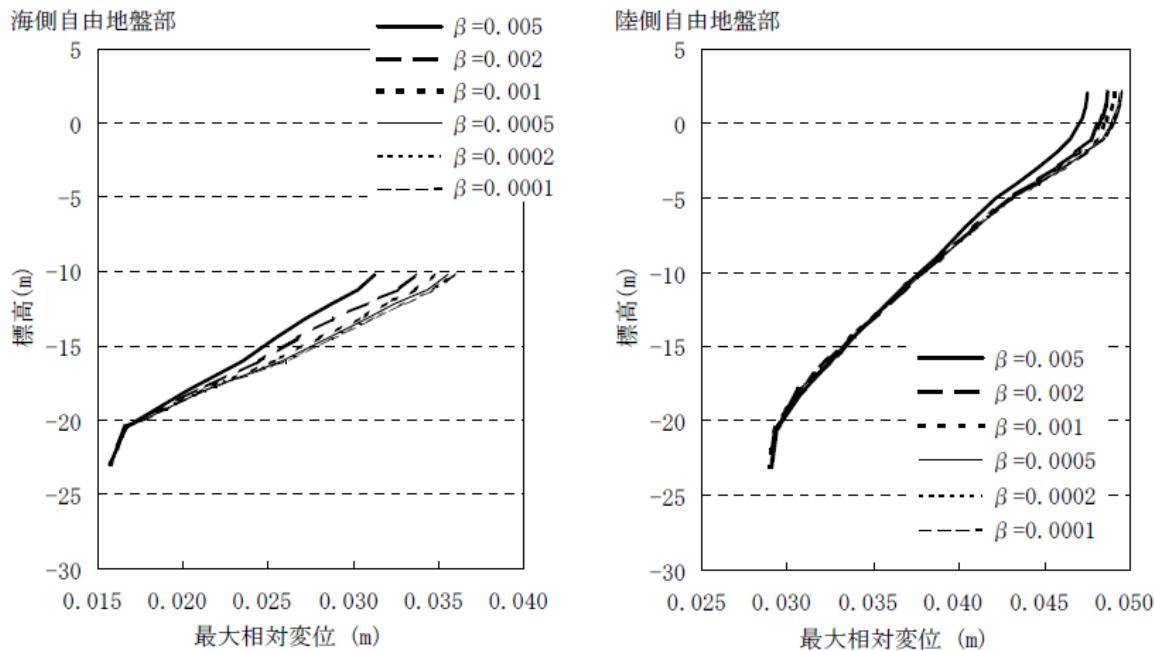


図 3-3-11 レーレー減衰行列剛性比例係数 β を小さくして行った場合の
自由地盤部最大相対変位の深度分布の収斂の様子（非液状化解析）

(6) 解析条件と解析ケース

解析ケースは、種々の解析条件の組合せにより、表 3-3-4 の通り設定した。

表 3-3-4 解析ケース一覧

ケース名	a 構成則	b 反復法	c 初期自重	d レーレー 減衰	e ジョイント	f 相互作用 ばね	g 捨石 物性	i 鋼材物性
CASE-A	従来	従来	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-A'	従来	従来	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形
CASE-B	tmp7	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-B'	tmp7	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形
CASE-C	tmp3	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-C'	tmp3	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形
CASE-D	従来	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-D'	従来	改良	多段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形
CASE-E	tmp7	改良	1段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-E'	tmp7	改良	1段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形
CASE-F	tmp3	改良	1段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	線形
CASE-F'	tmp3	改良	1段階	0.0005	全体系と同じ	考慮せず	-	非線形

(7) 解析結果

各部材に発生した断面力および発生応力の残留値と時間最大値を表 3-3-5, 表 3-3-6 に示す。また、矢板天端の水平変位の残留値と時間最大値も同表に示す。

表 3-3-5 大浜 1 号岸壁の地震応答解析結果

		前面鋼矢板		控え杭		タイロッド応力		矢板天端
		曲げモーメント kN·m/m	発生応力 N/mm ²	曲げモーメント kN·m/m	発生応力 N/mm ²	張力 kN/m	発生応力 N/mm ²	水平変位 cm
CASE-A	残留値	1908	499	619	287	430	405	-1958.0
	時間最大値	2802	734	1833	849	806	361	-1958.0
CASE-A'	残留値	1256	329	534	247	386	363	-1730.0
	時間最大値	1326	347	643	298	555	361	-1730.0
CASE-B	残留値	714	187	505	234	274	258	-17.0
	時間最大値	798	209	561	260	398	361	-18.8
CASE-B'	残留値	714	187	505	234	274	258	-17.0
	時間最大値	798	209	561	260	398	361	-18.8
CASE-C	残留値	711	186	442	205	275	259	-13.4
	時間最大値	761	199	474	219	396	361	-15.0
CASE-C'	残留値	711	186	441	204	275	259	-13.4
	時間最大値	761	199	472	219	396	361	-14.9
CASE-D	残留値	493	129	895	414	236	222	-36.1
	時間最大値	735	192	1240	574	383	361	-40.3
CASE-D'	残留値	525	138	455	211	162	152	-52.0
	時間最大値	736	193	643	298	383	361	-55.9
CASE-E	残留値	896	235	1256	581	231	217	-55.3
	時間最大値	906	237	1714	794	316	361	-61.8
CASE-E'	残留値	849	222	472	218	117	110	-69.2
	時間最大値	852	223	643	298	316	361	-73.6
CASE-F	残留値	628	165	1195	553	223	210	-42.8
	時間最大値	695	182	1487	688	301	361	-47.9
CASE-F'	残留値	483	126	527	244	147	139	-44.3
	時間最大値	695	182	643	298	300	361	-47.9

※ 1 水平変位は、海側に変位する向きを負とする。

※ 2 矢板の降伏応力は 294N/mm²、全塑性モーメントに対応する応力は 347N/mm²。

※ 3 控え杭の降伏応力は 235N/mm²、全塑性モーメントに対応する応力は 298N/mm²。

表 3-3-6 大浜 2 号岸壁の地震応答解析結果

		前面鋼矢板		控え杭(海側)		控え杭(陸側)		タイロッド応力		矢板天端 水平変位 cm
		曲げモーメント kN·m/m	発生応力 N/mm ²	曲げモーメント kN·m/m	発生応力 N/mm ²	曲げモーメント kN·m/m	発生応力 N/mm ²	張力 kN/m	発生応力 N/mm ²	
CASE-A	残留値	2971	778	629	473	1174	883	591	497	-905.3
	時間最大値	3021	791	1285	966	1863	1401	727	612	-905.4
CASE-A'	残留値	1326	347	397	299	408	307	434	365	-721.3
	時間最大値	1326	347	408	307	408	307	538	453	-721.5
CASE-B	残留値	1414	370	610	459	711	535	351	296	-75.8
	時間最大値	1597	418	829	623	1027	772	482	406	-81.9
CASE-B'	残留値	1265	331	347	261	324	244	256	215	-157.9
	時間最大値	1326	347	408	307	408	307	391	329	-162.7
CASE-C	残留値	1276	334	545	410	642	483	333	280	-58.3
	時間最大値	1332	349	737	554	942	708	448	377	-62.1
CASE-C'	残留値	1295	339	307	231	297	224	229	193	-83.0
	時間最大値	1299	340	408	307	408	307	326	274	-86.2
CASE-D	残留値	2005	525	782	588	964	725	340	286	-127.9
	時間最大値	2032	532	867	652	1038	780	496	418	-132.3
CASE-D'	残留値	1312	343	365	274	334	251	281	237	-187.1
	時間最大値	1326	347	408	307	408	307	399	336	-191.7
CASE-E	残留値	1483	388	932	701	1327	998	359	302	-101.5
	時間最大値	1825	478	1160	872	1589	1195	409	344	-107.1
CASE-E'	残留値	1106	290	357	268	360	271	153	129	-320.8
	時間最大値	1127	295	408	307	408	307	280	236	-324.8
CASE-F	残留値	1615	423	898	675	1141	858	327	275	-86.8
	時間最大値	1672	438	1104	830	1327	998	381	321	-91.0
CASE-F'	残留値	1127	295	327	246	336	253	115	97	-131.8
	時間最大値	1127	295	408	307	408	307	199	168	-136.3

※ 1 水平変位は、海側に変位する向きを負とする。

※ 2 矢板の降伏応力は 294N/mm²、全塑性モーメントに対応する応力は 347N/mm²。

※ 3 控え杭の降伏応力は 235N/mm²、全塑性モーメントに対応する応力は 307N/mm²。

鋼材のモデル化について

表 3-3-5 と表 3-3-6 により、鋼材のモデル化に際して、線形ハリ要素を用いた CASE-* と、非線形ハリ要素 ($M-\phi$ 関係をバイリニアモデルでモデル化、2次勾配はゼロとする) を用いた CASE-*' を比較すると、鋼材が非線形領域に入らない大浜 1 号岸壁の CASE-B (B') と CASE-C (C') では、断面力、変位とも全く同じ値であるが、それ以外のケースでは、非線形領域に入るため、断面力は頭打ちになり、変位が大きくなっていることがわかる。したがって、精度の高い結果を求める場合には、鋼材が明らかに線形領域で挙動することがわかっている時以外は、非線形はり要素を用いる方が良い。

非線形反復法について

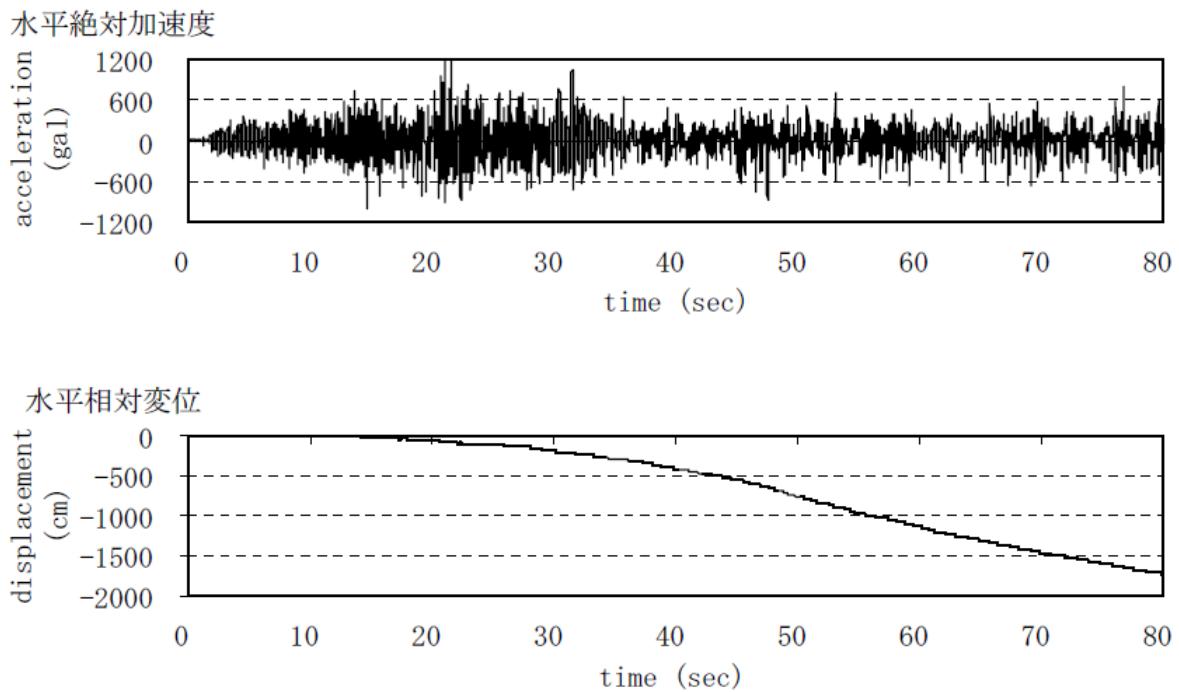
従来型の非線形反復法で解析を行った CASE-A' と、改良型非線形反復法で解析を行った CASE-D' の矢板天端の水平加速度および水平変位の時刻歴波形を図 3-3-12、図 3-3-13 に示す。CASE-A' では、大浜 1 号、大浜 2 号岸壁の両方とも、振動数の高い振幅の大きな加速度が継続して、その間、変位も増加し続けるので、このように大きな断面力や変位が生じた。一方、CASE-D' の場合は、変位が増加するのは、概ね主要動部分に限られている。したがって、改良型非線形反復計算法の適用が、解析の安定性を実現したと言える。

構成則について

構成則を tmp7 法とした CASE-B' と、tmp3 法とした CASE-C' の矢板天端の水平加速度および水平変位の時刻歴波形を図 3-3-14、図 3-3-15 に示す。また、CASE-B'、CASE-C'、CASE-D' の残留変形図を図 3-3-16、図 3-3-17 に、過剰間隙水圧比分布図 ($= 1 - \sigma_m / \sigma_0$) を図 3-3-18、図 3-3-19 に、矢板および控え杭のモーメント図を図 3-3-20、図 3-3-21 に示す。表 3-3-5、表 3-3-6 に示した CASE-B' の矢板天端の残留水平変位は、大浜 1 号岸壁が 17cm、大浜 2 号岸壁が 158cm で、概ね、両者の被災程度を説明している。前面鋼矢板に発生する曲げモーメントは、大浜 1 号岸壁では降伏モーメント以下であり、大浜 2 号岸壁では降伏モーメントに到達していることから、これも被災状況を説明している。控え杭の曲げモーメントは、大浜 1 号岸壁では降伏モーメントは超えるが全塑性モーメント以下であるのに対して、大浜 2 号岸壁では全塑性モーメントを到達しているので、これも、被災状況と整合的である。CASE-C' の場合も、CASE-B' と概ね同様の傾向であるが、CASE-B' と比べて矢板天端の水平変位や各部材の断面力が小さい。特に、大浜 2 号岸壁の矢板天端の残留水平変位は 83cm で、実測値 (1m~1.8m) に比べてやや小さい。大浜 2 号岸壁に関しては、CASE-B' でも若干変位が小さめであるが、これは矢板や控え杭の $M \sim \phi$ 関係の第 2 勾配の設定法を見直すことにより改善が期待される（電気防食用のアルミニウム陽極の水中溶接によって鋼矢板が脆化し、降伏点を超えると急激に破断する可能性があったことが、後の調査研究でわかっている⁵⁾）。過剰間隙水圧比分布図 3-3-19 を見ると、大浜 2 号岸壁の埋土部分 (Layer1) の全域で 90% を超えて液状化し、噴砂が確認された事実と整合する。矢板モーメント図の図 3-3-21 を見ると大浜 2 号岸壁では、標高-6m と -12.2m (海底面の直ぐ下) で曲げモーメントが極大となり、時間最大値は全塑性モーメントに到達した。CASE-C' についても、CASE-B' と同様ではあるが、CASE-B' と比べて曲げモーメントが小さく、実際よりはやや小さめの評価である。

以上のことから、ケース (CASE-B') で、矢板式岸壁である秋田港大浜地区の 1 号岸壁と 2 号岸壁の 1983 日本海中部地震による被害程度を説明する解析結果が得られた。修正モデルにて第 2 変相角を変相角としたケース (CASE-C') でも、矢板天端の残留水平変位が実際より若干小さく、前面矢板の曲げモーメントも若干小さめであるが、CASE-B' と同様に、被害程度と整合する解析結果が得られた。

大浜 1 号 (CASE-A')



大浜 2 号 (CASE-A')

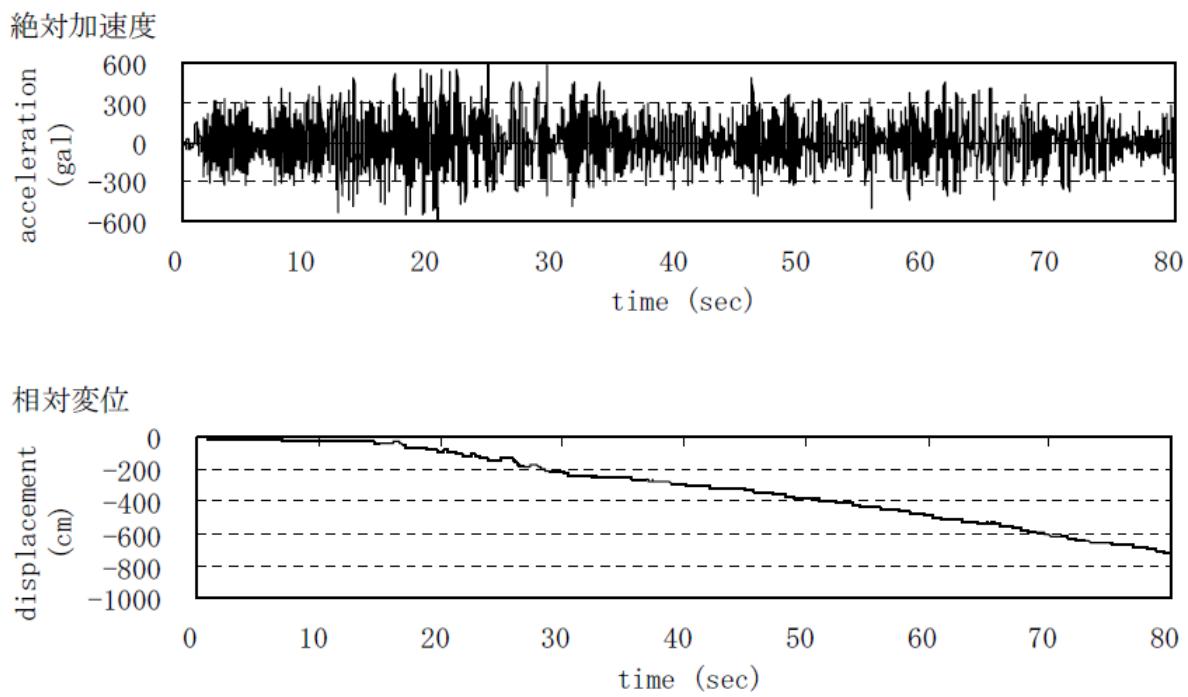
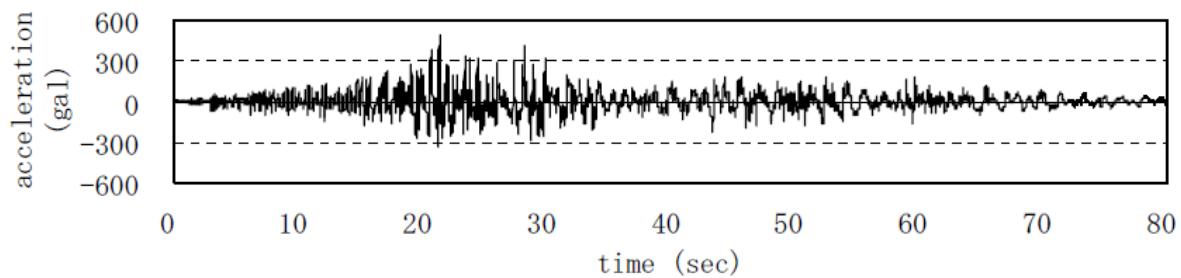


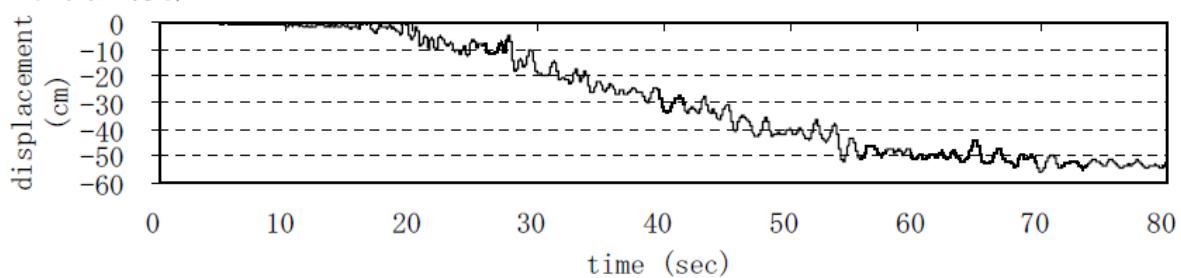
図 3-3-12 秋田港大浜 1 号, 大浜 2 号岸壁の矢板天端での水平加速度および
水平変位の時刻歴 (CASE-A')

大浜 1 号 (CASE-D')

水平絶対加速度

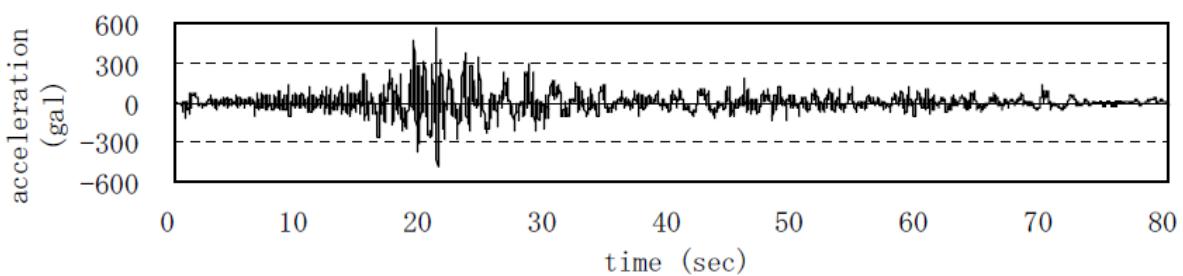


水平相対変位



大浜 2 号 (CASE-D')

絶対加速度



相対変位

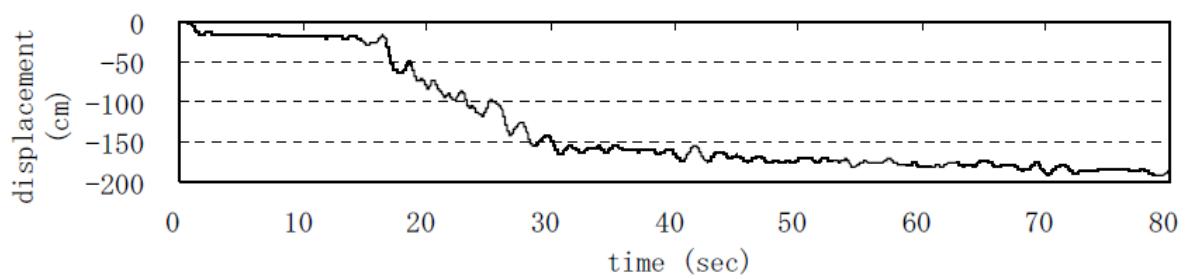
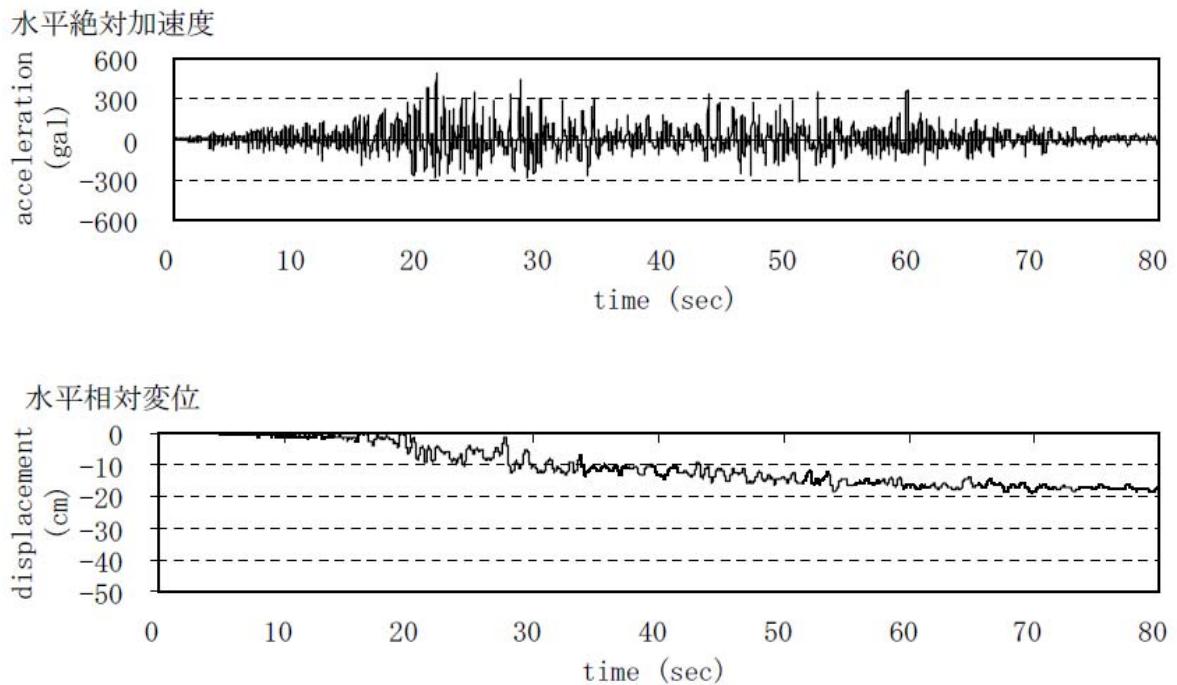


図 3-3-13 秋田港大浜 1 号, 大浜 2 号岸壁の矢板天端での水平加速度および
水平変位の時刻歴 (CASE-D')

大浜 1 号 (CASE-B')



大浜 2 号 (CASE-B')

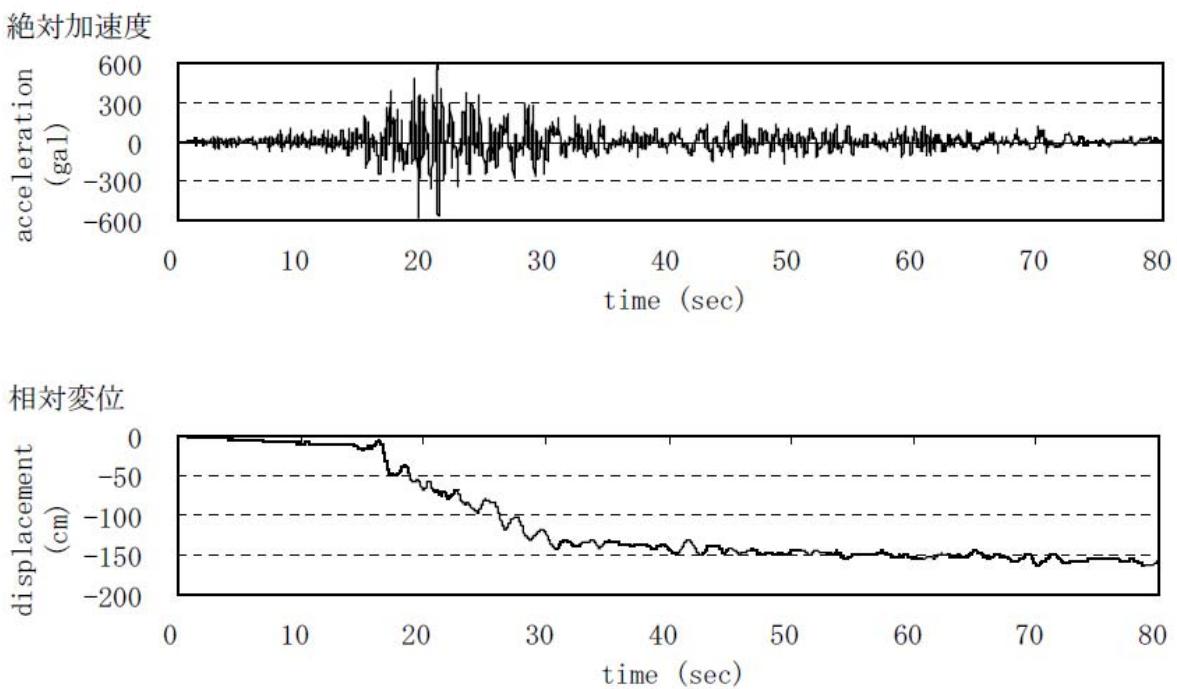
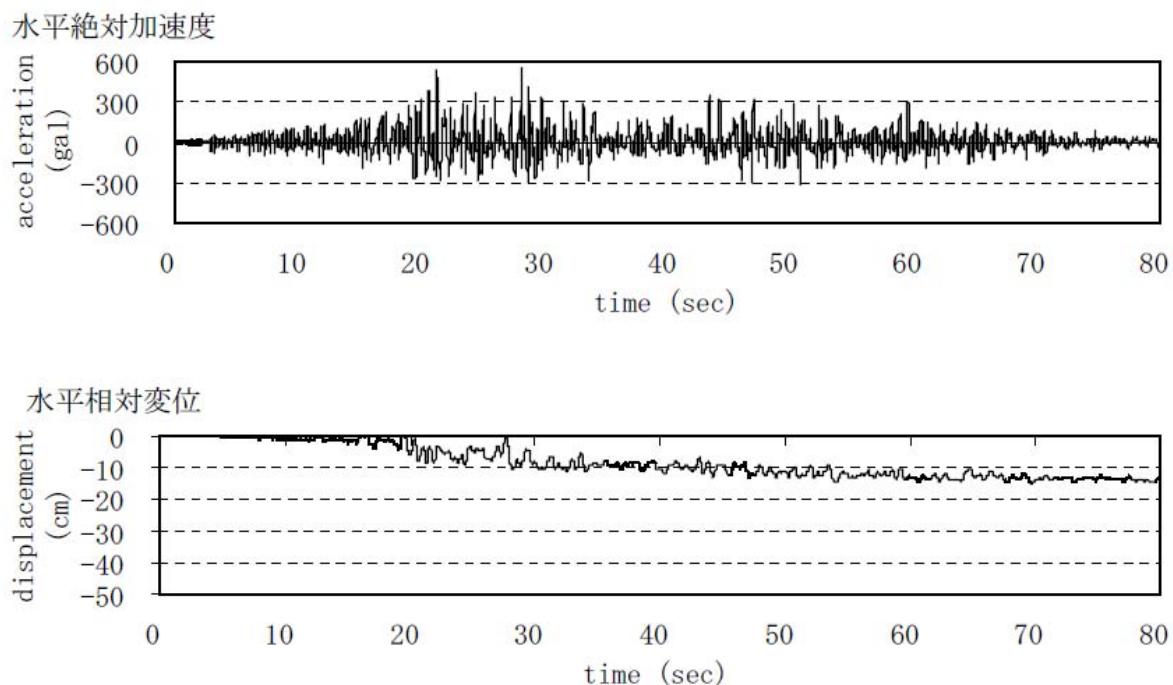


図 3-3-14 秋田港大浜 1 号, 大浜 2 号岸壁の矢板天端での水平加速度および
水平変位の時刻歴 (CASE-B')

大浜 1 号 (CASE-C')



大浜 2 号 (CASE-C')

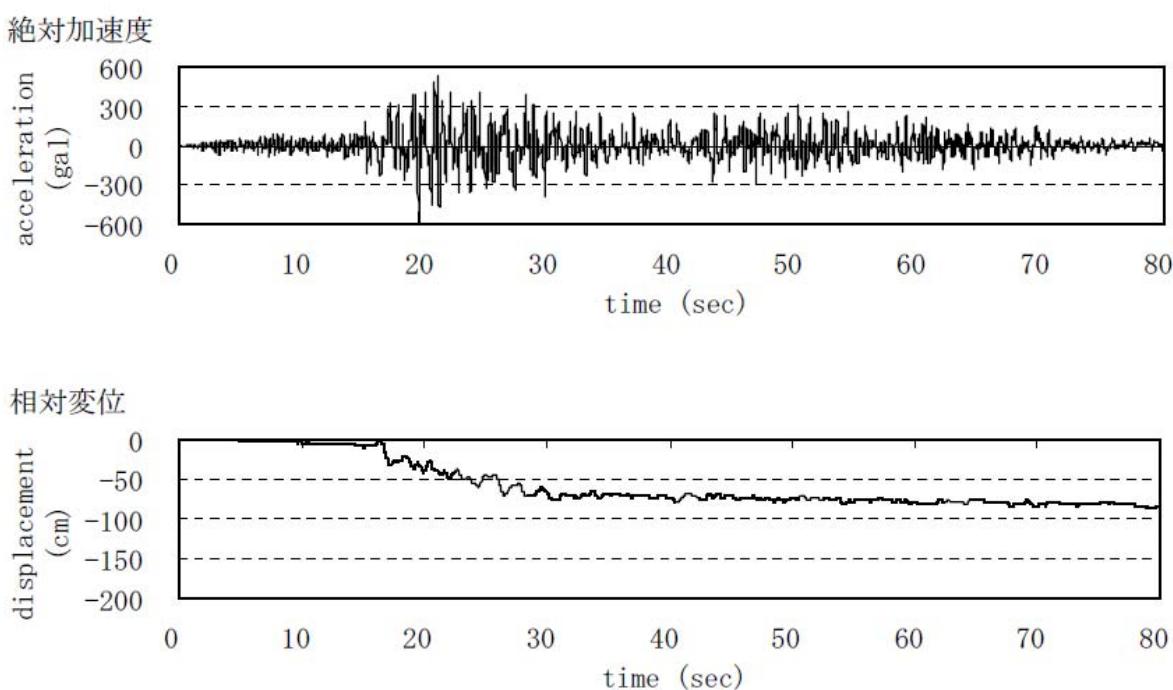
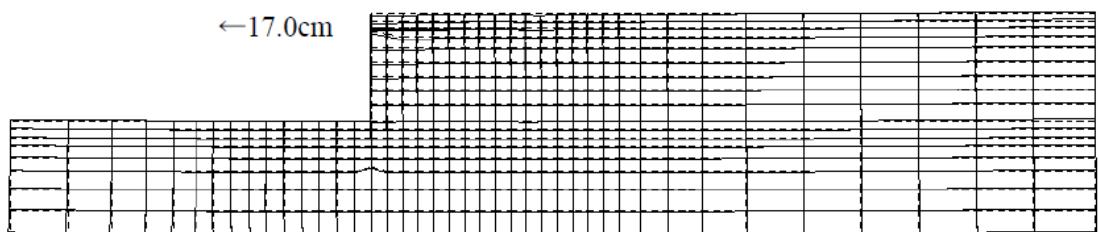
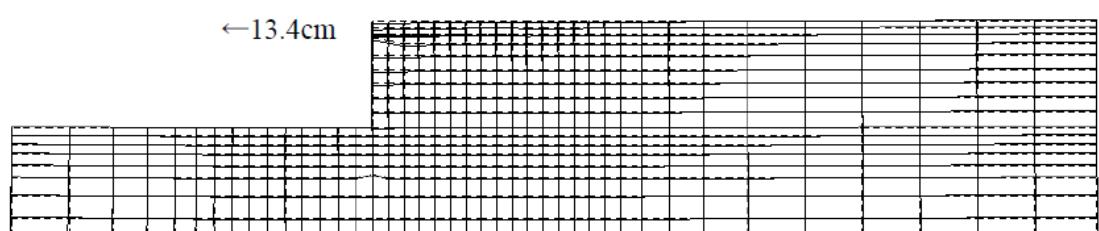


図 3-3-15 秋田港大浜 1 号, 大浜 2 号岸壁の矢板天端での水平加速度および
水平変位の時刻歴 (CASE-C')

大浜 1 号 (CASE-B')



大浜 1 号 (CASE-C')



大浜 1 号 (CASE-D')

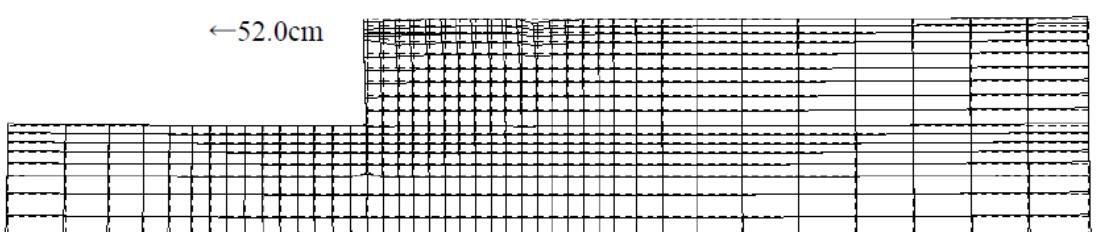
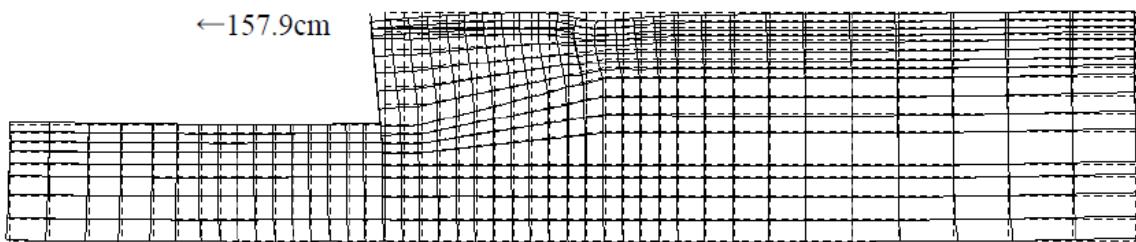
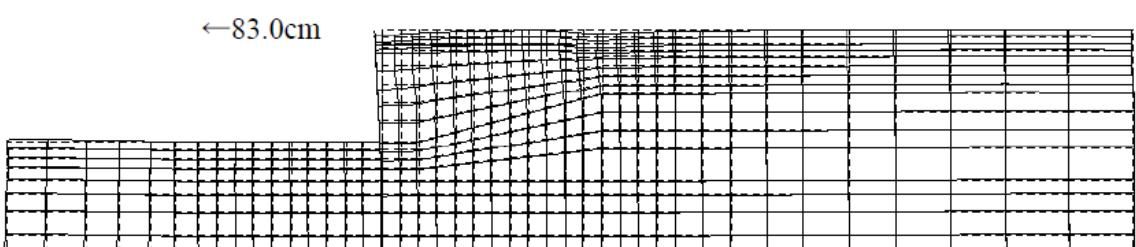


図 3-3-16 秋田港大浜 1 号岸壁の残留変形図（変位は構造スケールの等倍で描画）

大浜 2 号 (CASE-B')



大浜 2 号 (CASE-C')



大浜 2 号 (CASE-D')

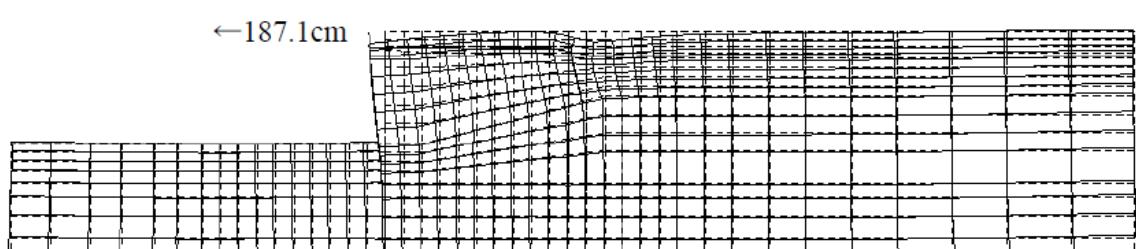
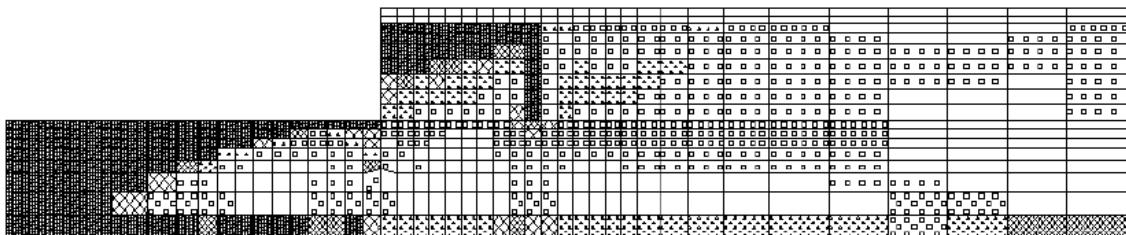


図 3-3-17 秋田港大浜 2 号岸壁の残留変形図（変位は構造スケールの等倍で描画）

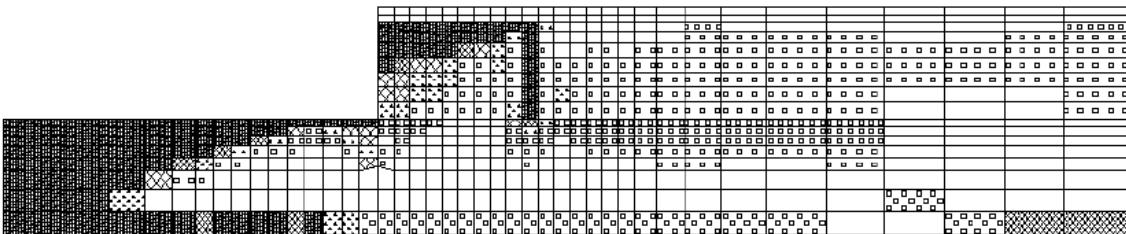
過剰間隙水圧比

□□□	0.2000	-->	0.4000
□□□	0.4000	-->	0.6000
□□□	0.6000	-->	0.8000
□□□	0.8000	-->	0.9000
□□□	0.9000	-->	1.000

大浜 1 号 (CASE-B')



大浜 1 号 (CASE-C')



大浜 1 号 (CASE-D')

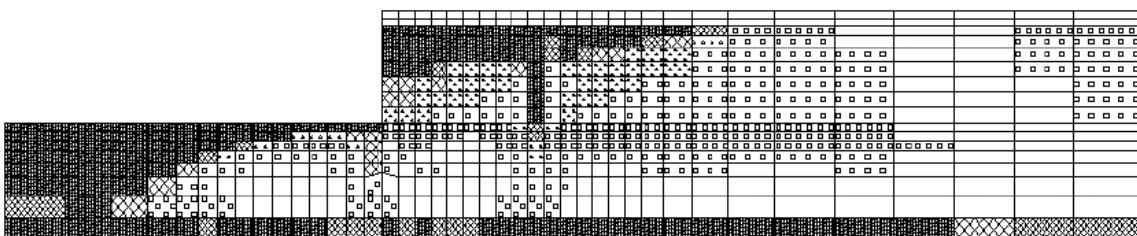
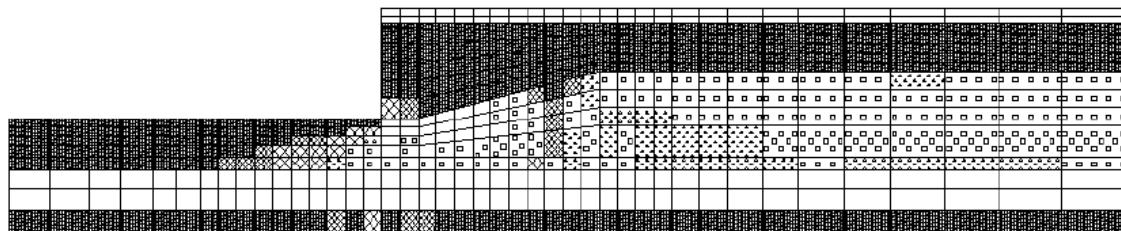


図 3-3-18 秋田港大浜 1 号岸壁の過剰間隙水圧比 ($= 1 - \sigma_m' / \sigma_{m0}'$) 時間最大値の分布

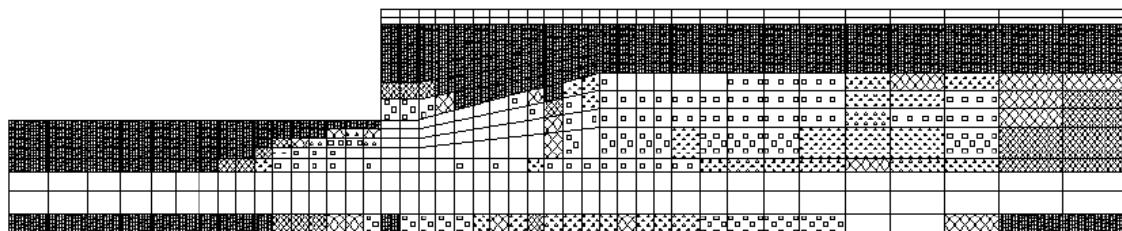
大浜 2 号 (CASE-B')

過剰間隙水圧比

□□	0.2000	-->	0.4000
●●	0.4000	-->	0.6000
△△	0.6000	-->	0.8000
◆◆	0.8000	-->	0.9000
■■	0.9000	-->	1.000



大浜 2 号 (CASE-C')



大浜 2 号 (CASE-D')

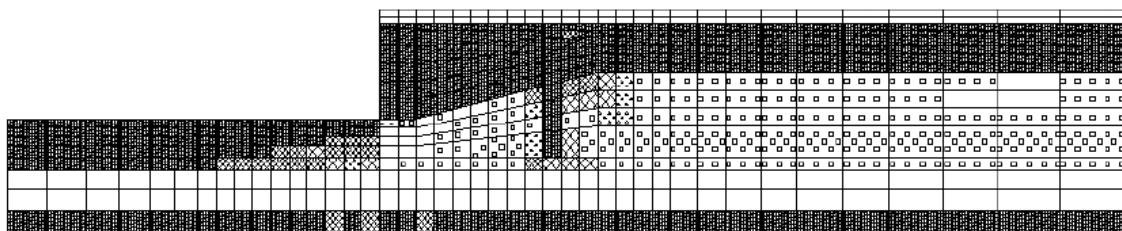
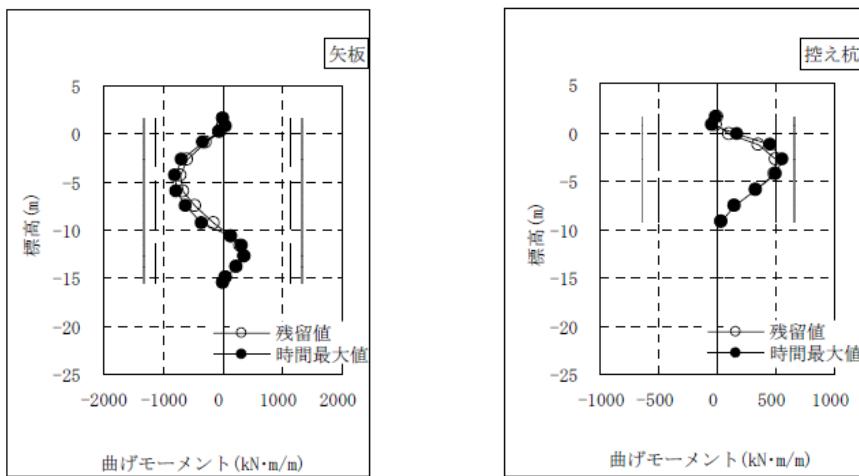
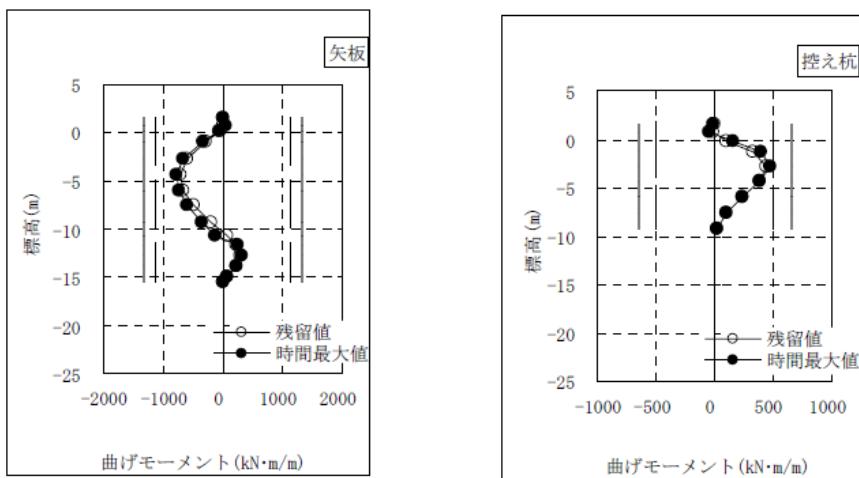


図 3-3-19 秋田港大浜 2 号岸壁の過剰間隙水圧比 ($= 1 - \sigma_m' / \sigma_{m0}'$) 時間最大値の分布

大浜 1 号 (CASE-B')



大浜 1 号 (CASE-C')



大浜 1 号 (CASE-D')

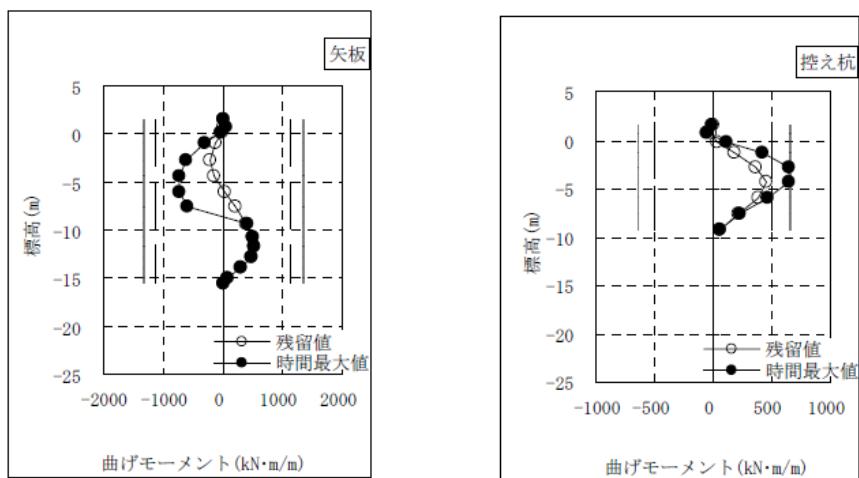
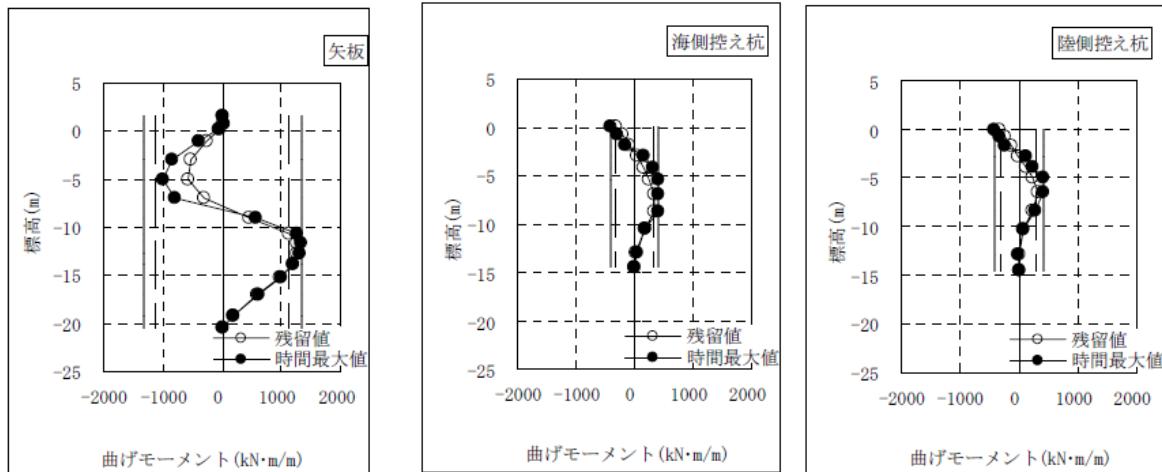


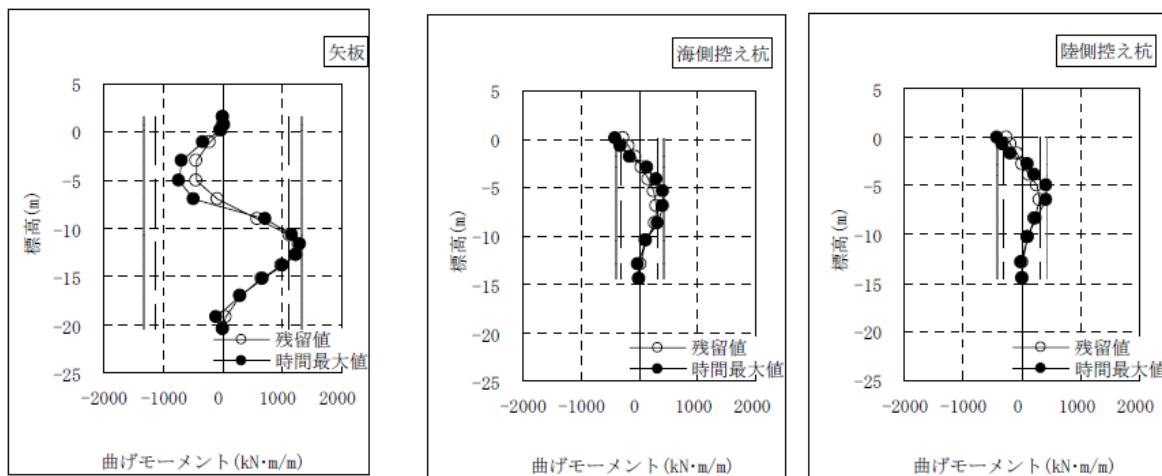
図 3-3-20 秋田港大浜 1 号岸壁の矢板、控え矢板の曲げモーメント分布

※ 図中の太線は全塑性モーメントを、細線は降伏モーメントを表す。

大浜 2 号 (CASE-B')



大浜 2 号 (CASE-C')



大浜 2 号 (CASE-D')

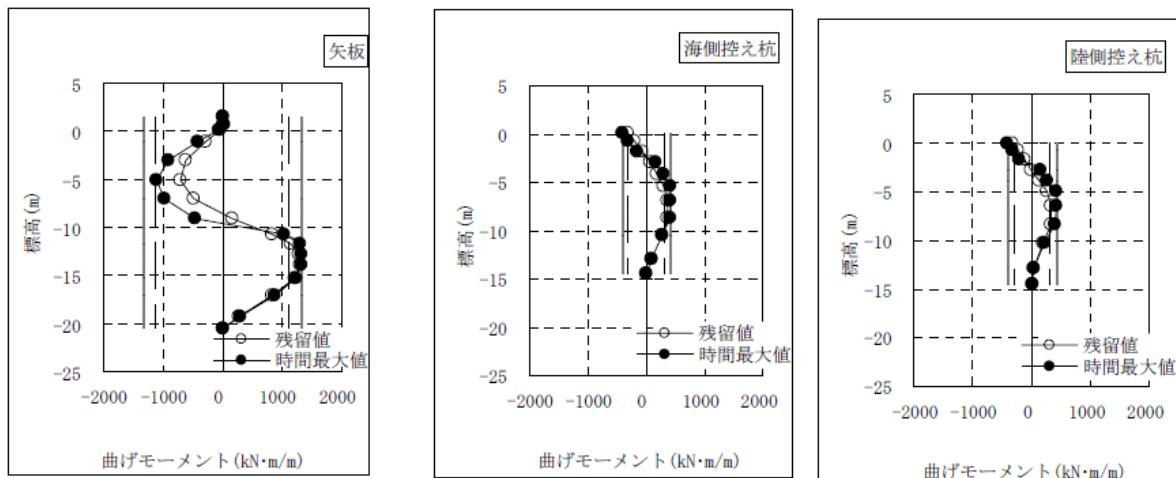


図 3-3-21 秋田港大浜 2 号岸壁の矢板、控え矢板の曲げモーメント分布

※ 図中の太線は全塑性モーメントを、細線は降伏モーメントを表す。

(8) まとめ

控え直杭式岸壁の解析では以下の点に留意して解析を実施すると被災事例を再現性が向上することがわかった。

- ・構成則は tmp7 法、改良型非線形反復計算法を用いる。
- ・初期自重解析は多段階法（築堤解析）とする。
- ・レーレー減衰剛性比例係数 β は自由地盤部の非線形・非液状化解析で β を小さくして行くと応答変位分布が収斂してくるが、そのときの β を用いる。
- ・前面矢板主働側のジョイント要素の β は全体系の β として差し支えない。但し、前面矢板主働側にはジョイント要素を用いず、MPC 指定により滑り摩擦 0 とする場合に限る。また、前面矢板の主働側の摩擦の考慮に関しては、ジョイント要素を配置して摩擦を考慮すると変位や断面力が若干低減することがわかった。ただし、耐震性能照査などで、安全側の評価を得たい場合には、摩擦を無視して計算することも考えられる。なお、本検討のように控え直杭を矢板としてモデル化する場合も上記と同様のことと言える。
- ・杭－地盤系の相互作用ばねを用いた場合、控え杭を等価な剛性を持つ矢板とした場合でも、被災、無被災事例を再現することができる。
- ・捨石の材料定数は従来の定数、新捨石定数のどちらでも解析結果にはほとんど影響を与えない。
- ・鋼材のモデル化：鋼材が非線形領域に入る可能性がある場合には非線形はり要素を用いる。

<3-3-1 節の参考文献>

- 1) 土田肇, 野田節男, 稲富隆昌, 上部達生, 井合進, 大根田秀明, 外山進一 : 1983 年日本海中部地震港湾被害報告, 港湾技研資料, No.511, 1985.
- 2) Iai,S. and Kameoka,T.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.71-91, 1993.
- 3) 井合進, 龍田昌毅, 小堤治, 溜幸生, 山本裕司, 森浩章 : 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 土木学会第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp. 809-812, 2001.
- 4) 三輪滋, 小堤治, 池田隆明, 岡由剛, 井合進: 初期応力状態を考慮したモデルを用いた有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価, 構造工学論文集 Vol.49A, 2003.
- 5) 福手勤, 阿部正美, 長谷川博行, 松田史朗 : 水中溶接された鋼矢板構造物の破断メカニズムと破断モードの改善に関する材料学的研究, 港湾技術研究所報告, Vol.36, No.4, 1997.

3-3-2 控え斜杭式*

(1) 概要

FLIP で控え組杭式矢板構造のモデル化を行う場合、図 3-3-2-1に示すように控え工の横抵抗を杭-地盤間相互作用ばねでモデル化し、杭下端節点と対応する地盤節点を水平・鉛直方向変位自由度で拘束したものが一般的(以降、控え杭下端固定モデル)である。これは、控え工の周面摩擦力を無視し、杭先端部が地震時作用力以上の極限耐力(支持力、引抜き抵抗力)を有することを前提としている。従って、控え工周辺地盤の周面摩擦力が大きかったり、地震時作用力が施設の持つ押込み耐力・引抜き耐力を上回る場合には、控え杭下端固定モデルでは、控え組杭式矢板構造の地震時挙動を詳細に表現することは難しいと考えられる。

本検討では、控え工周辺地盤の周面摩擦力と杭先端の押込み耐力、引抜き耐力を適切に考慮した新しいモデル化手法(以降、控え摩擦杭モデル)について提案を行う。

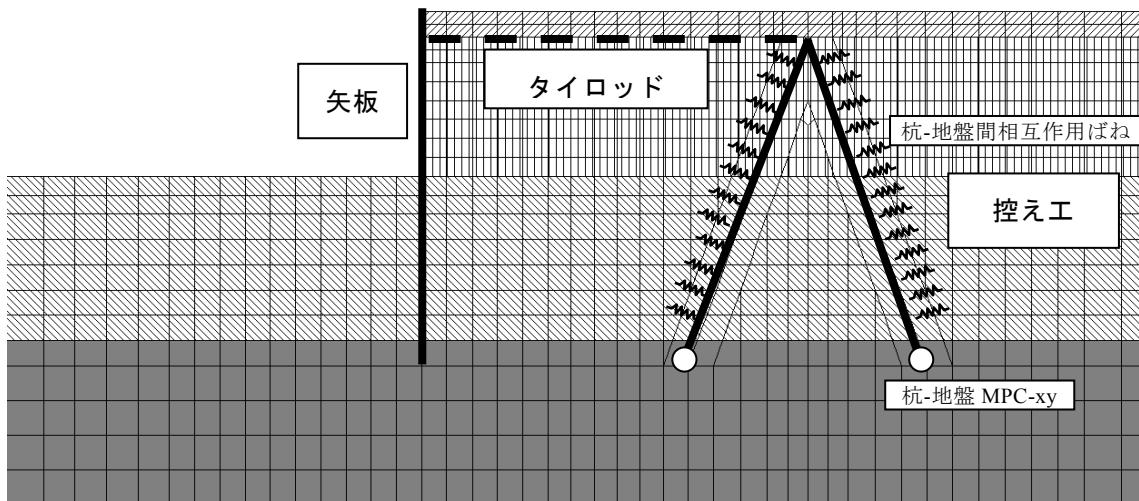


図 3-3-2-1 一般的な控え組杭式矢板構造のモデル化(控え杭下端固定モデル)

*本稿の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、神戸港湾空港技術調査事務所様委託による「平成 22 年度 港湾における簡易耐震診断手法に関する検討調査報告書」の成果の一部を許可を得て紹介するものである。

(2) 控え摩擦杭モデルの考え方

図 3-3-2-2に示すように控え組杭式矢板構造は、矢板根入れ部の横抵抗、タイ材で結ばれた控え工の横抵抗、周面摩擦力、杭先端支持力により矢板壁に作用する外力を支持する構造である。

図 3-3-2-3 に示す控え摩擦杭モデルでは①控え杭の杭軸直角方向に作用する抵抗力は杭-地盤間相互作用ばね、②杭軸方向の摩擦力はジョイント要素（図 3-3-2-4）、③杭先端支持力は、非線形バネ要素によって表す。

図 3-3-2-5 に、①と②のイメージ図を示す。

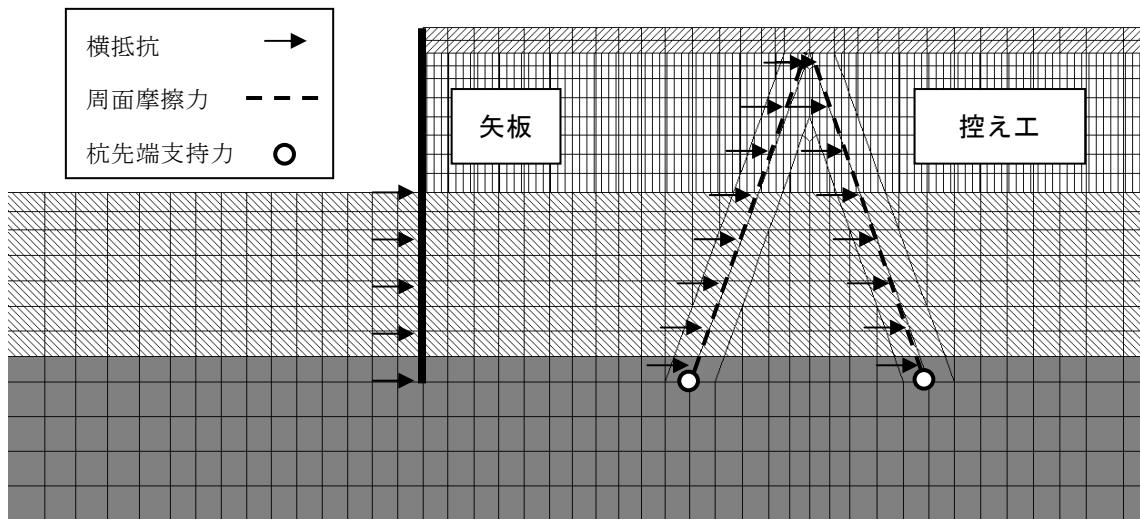


図 3-3-2-2 控え組杭式矢板構造の外力に対する抵抗モデル

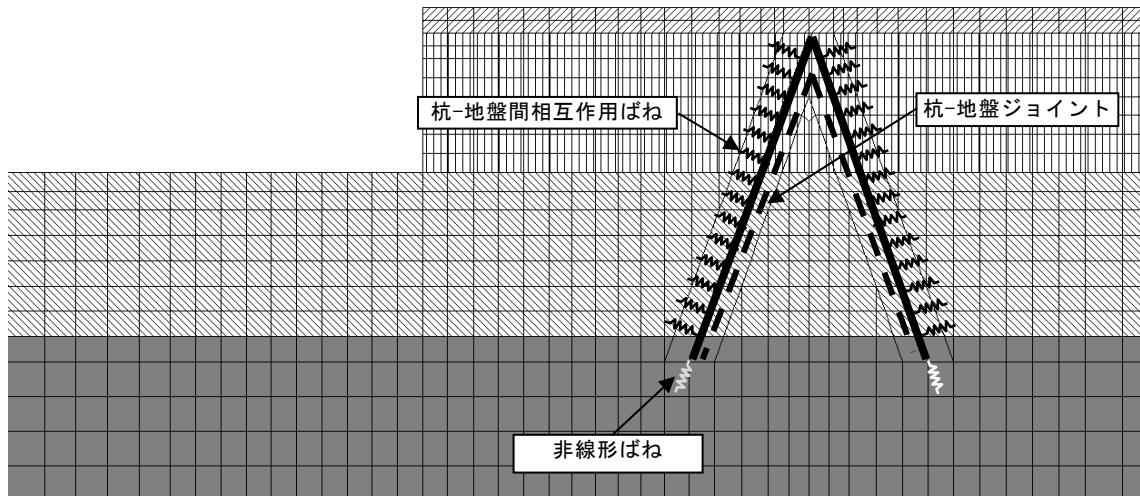


図 3-3-2-3 控え摩擦杭モデル

(a)杭軸直角方向の杭-地盤間相互作用ばね

通常の方法で設定した。

(b)杭軸方向ジョイントの物性値

杭軸方向ジョイントの物性値を以下に示す。杭軸直角方向の杭-地盤間の相互作用は、杭地盤間相互作用ばねで考慮するため、ジョイント要素の垂直方向(軸直角方向)の剛性はゼロとした。また、杭-地盤間の摩擦力は杭の周長に依存するため、ジョイント要素の奥行き方向幅は、単位奥行き当たりの杭の周長とする。なお、せん断強度は隣接する土要素の垂直応力から算定されるため、液状化による杭摩擦力の低減を考慮することが可能である。

■垂直方向(杭軸直角方向)初期剛性 $K_n : 0$

■せん断方向(杭軸方向)初期剛性 $K_s : 1.0E+06 \text{ kN/m}^2$

■摩擦角 : 15°

■奥行き方向幅 : 単位幅奥行きの杭の周長

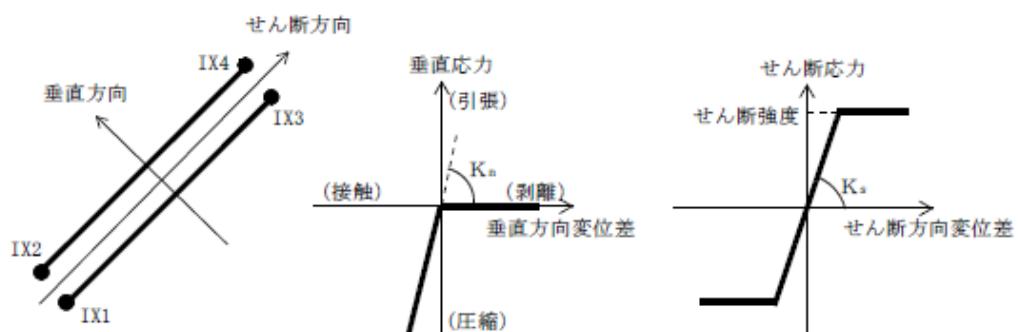


図 3-3-2-4 ジョイント要素

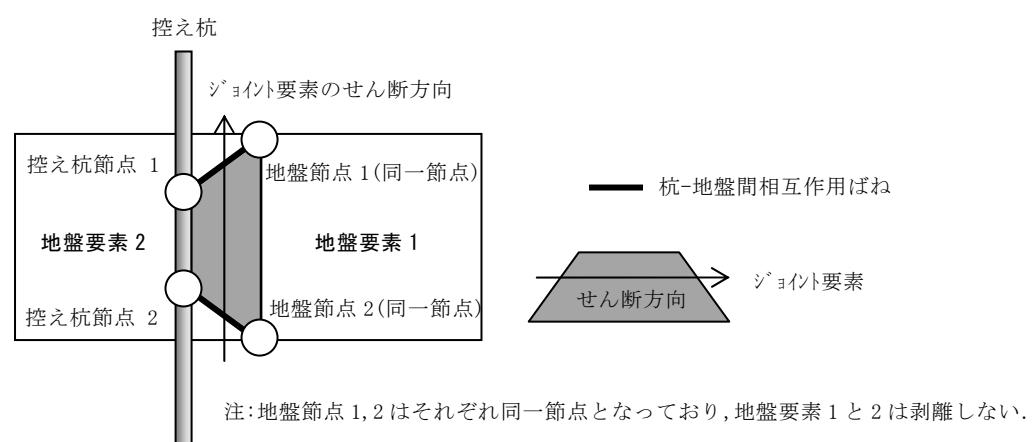


図 3-3-2-5 控え杭モデル化のイメージ図

(c) 控え組杭下端の拘束条件について

押込み挙動、および引抜き挙動については組杭下端に極限支持力(引抜き力)を変曲点とする非線形ばねを導入する。この非線形ばねは、押込み力が極限支持力までは地盤-杭間の変位差は発生せず、極限支持力となると支持力を保持した形で変位差が増大するモデルとなっている。また、引抜き力には抵抗しないモデルとなっている。

イメージは図 3-3-2-6 に、特徴を表 3-3-2-1 に示す。

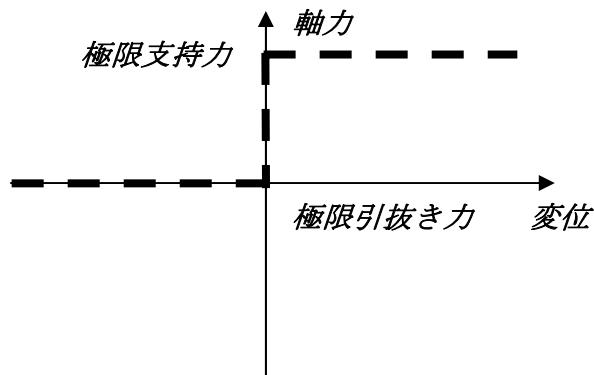


図 3-3-2-6 控え組杭下端の非線形ばねのイメージ図

表 3-3-2-1 各モデルの特徴

	控え杭下端固定モデル	控え摩擦杭モデル
杭軸直角方向-地盤間拘束	杭-地盤間相互作用ばね	杭-地盤間相互作用ばね
杭軸方向-地盤間拘束	拘束なし	ジョイント要素
杭先端-地盤間拘束	水平・鉛直方向 MPC	非線形ばね (押込み力のみ抵抗)
押し込み抵抗力の考慮方法	杭下端の MPC 拘束 押込み抵抗力は無限大	杭先端支持力+ ジョイント要素の摩擦力
引き抜き抵抗力の考慮方法	杭下端の MPC 拘束 押込み抵抗力は無限大	ジョイント要素の摩擦力

(3) 感度解析

感度解析の検討ケースを以下に示す。控え摩擦杭モデルについては押込み抵抗力の考え方、および摩擦に関するパラメータを変更して3ケース実施した。(表3-3-2-2)

表3-3-2-2 感度解析ケース

ケース	CASE1	CASE2	CASE3
モデル	控え杭下端固定モデル	控え摩擦杭モデル	控え摩擦杭モデル
摩擦ジョイント (AA, BB)	-	(0.0001, 0)	(1e-10, 0)
摩擦ジョイント レーレー減衰 β	-	全体系	ゼロ
杭先端の拘束	MPCxy	非線形ばね	非線形ばね

*1) ジョイント要素の AA, BB について

せん断強度の下限値を定めるパラメータである。与えられた AA, BB および要素の下限値より、 $\sigma_{min} = AA + BBy$ が算定されせん断強度の下限値が決定され、解析安定のために使用される。FLIPは、(AA,BB)=(0,0)かつ剥離状態となると、せん断方向の剛性がゼロと評価される。したがって、case3ではこのような状況を回避するため AA に非常に小さな値を入れた。

*2) レーレー減衰 β について

ジョイント要素をレーレー減衰組立行列に組み込むとジョイント要素の滑り挙動が抑制される。

(a) 解析モデル

解析モデルを図 3-3-2-7 に示す。液状化層は等価 N 値 5、控え組杭の支持層は等価 N 値 25 とし、資料⁴⁾に従い地盤のパラメータを設定した。また、埋立岸壁と仮定し、施工過程を考慮した多段階法による自重解析を行った。

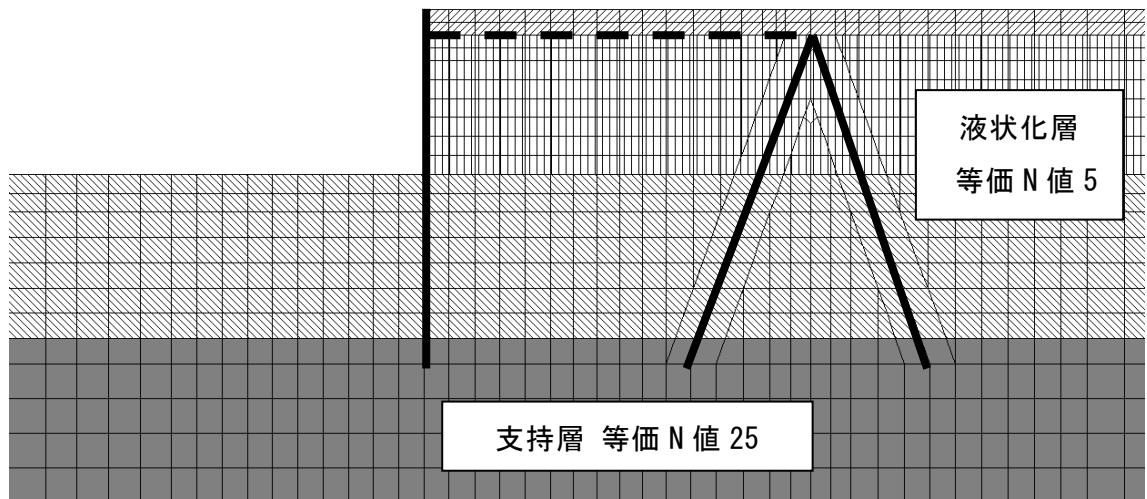


図 3-3-2-7 解析モデル

(b) 入力地震動

入力地震動は、サイト增幅特性を考慮した東南海・南海地震の予測地震動を用いた。

(図 3-3-2-8)

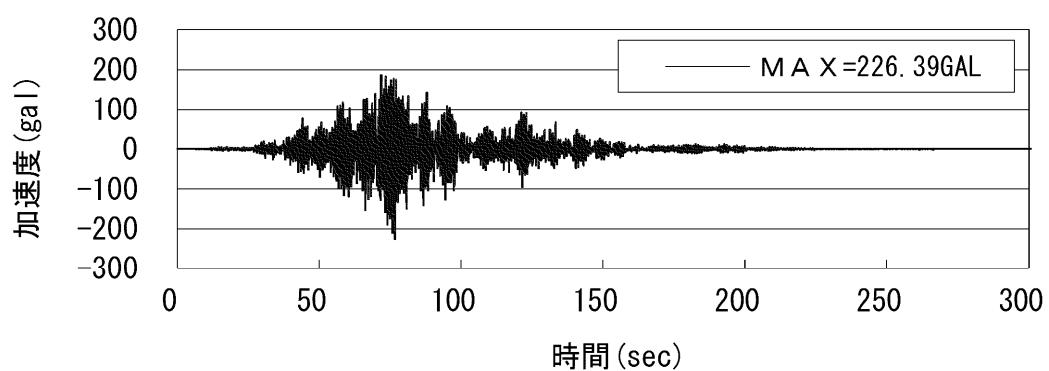


図 3-3-2-8 入力地震動

(4) モデル化の確認

case3 におけるジョイント要素に隣接する土要素の有効拘束圧と、そこから $\tau = \sigma c \cdot \tan \phi_j$ により算定されるせん断強度、およびジョイント要素のせん断応力の時刻歴を図 3-3-2-9 に示す。これをみると、40sec 辺りまではジョイント要素のせん断応力は大きくなるが液状化の発生とともに隣接する土要素の有効拘束圧が小さくなり、せん断強度も小さくなっている。また、ジョイントにはせん断強度を超えるせん断応力は発生していない。これより、液状化の進行を考慮した周面摩擦は定性的に表現されていると考えられる。

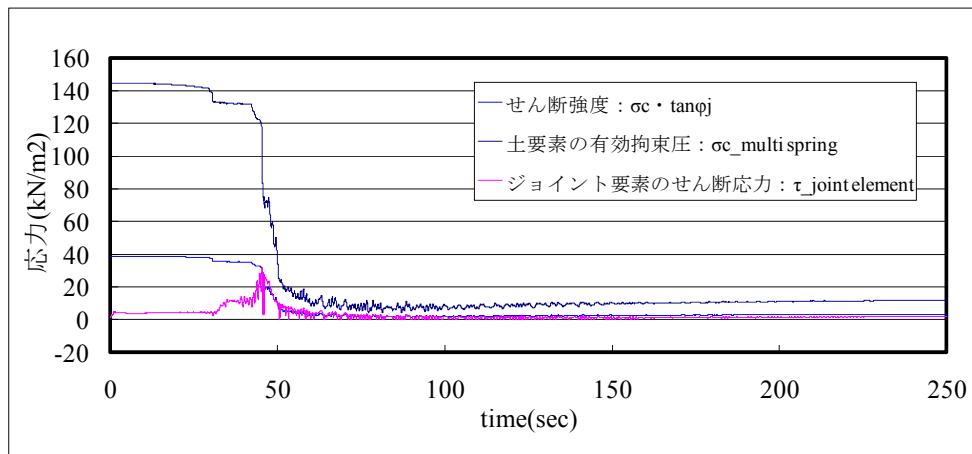


図 3-3-2-9 ジョイント要素のせん断応力とマルチスプリング要素の有効拘束圧の時刻歴

次に、図 3-3-2-10 に、押込み杭、引抜き杭先端における非線形ばねの変位-力関係を示す。これをみると引張り力に対しては抵抗せず、押込み力については極限支持力まで抵抗するような想定した挙動となっている。

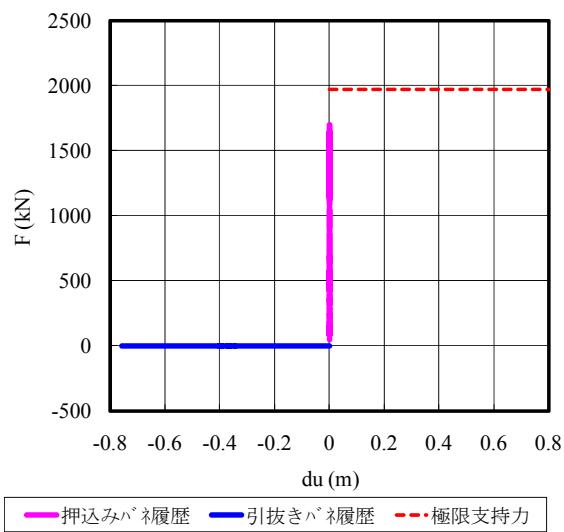


図 3-3-2-10 押込み、引抜き先端ばねの変位-力の履歴

(5) 解析結果および考察

(a) 矢板の残留変位量

case1～3 の矢板の残留水平変位を図 3-3-2-11 に示す。控え杭下端固定モデルである case1 については控え工が固定されているため、タイロッド取り付け点での変位は小さく、矢板中間部が大きくはらみだす結果となった。それに対し、控え摩擦杭モデルである case2 と case3 はタイロッド取り付け点での変位が発生しており、case1 と比べ矢板中間部のはらみ出し量は減少している。また、case2 と case3 を比較すると case3 のほうがタイロッド取付け位置における変位が大きくなっている。また、case2 と case3 を比較すると case3 のほうがタイロッド取付け位置における変位が大きくなっている。よって、case2 は解析上の安定性のためジョイント要素のレーレー減衰 β を 0 としなかったため、摩擦抵抗を case3 より過大に評価していると考えられる。

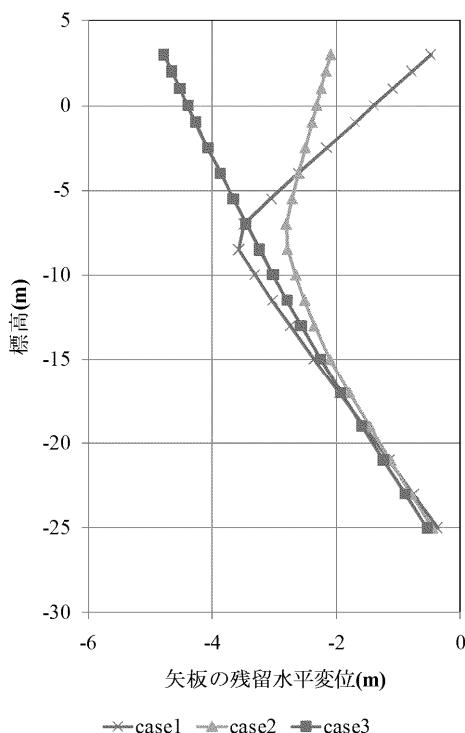


図 3-3-2-11 矢板の残留水平変位の比較

(b)矢板の最大曲率

矢板の最大曲率を図 3-3-2-12に示す。図 3-3-2-12により，case1 に対し，case2, case3 の矢板の曲率は小さく，矢板全体が倒れこむ変形モードが発生していることが分かる。これは，矢板全体が前側に変位することで矢板に大きな応力が発生しないため，曲率が小さくなつたと考えらえる。

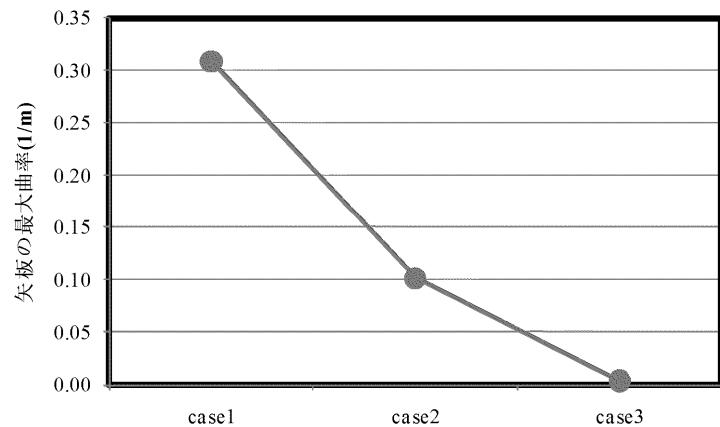


図 3-3-2-12 矢板の最大曲率の比較

(6) 被災状況との比較

茨城港日立港区第5埠頭D岸壁は図3-3-2-13に示すような控え組杭式矢板構造であり、2011年東北地方太平洋沖地震によってエプロン部が液状化による被害を受けた。図3-3-2-14～図3-3-2-17に被災状況を示す。

茨城港日立港区の被災事例と図3-3-2-18～図3-3-2-20に示す感度解析ケースの残留変形モードとの定性的な比較を行なう。

潜水士の調査によると各係船柱前面は3/1000～53/1000程度傾斜していたが、ケーソン式のB岸壁で発生していたはらみだしは、控え組杭式矢板構造のD岸壁では確認できなかった。また、図3-3-2-17のようにエプロン部は押込み杭と引き抜き杭が交差する位置を境に山形に沈下する変形モードとなっていた。

この被災状況は、先に検討した感度解析ケースの摩擦杭モデルで解析上の安定性のため使用するジョイント要素のレーレー減衰 β を0とした場合であるcase3とほぼ同じ変形モードであった。以上より、液状化する地盤内での控え組杭のモデル化の手法としては、case3が適切と考えられる。

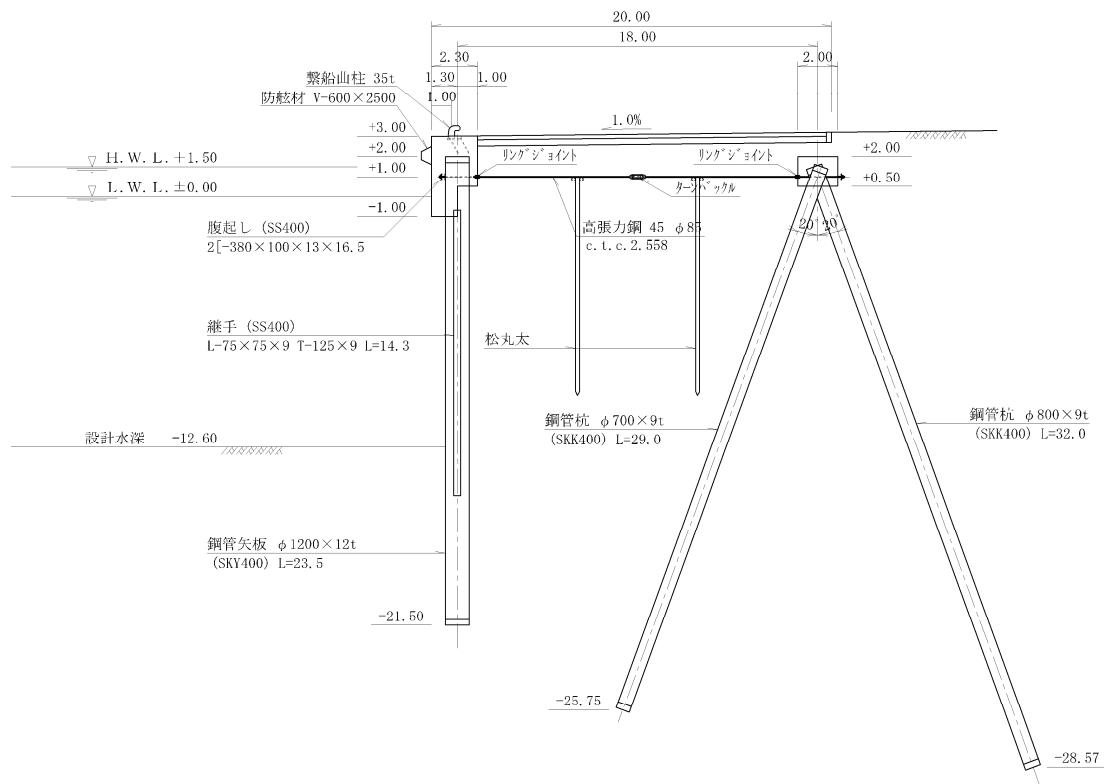


図3-3-2-13 D岸壁標準断面図



図 3-3-2-14 D 岸壁被災状況

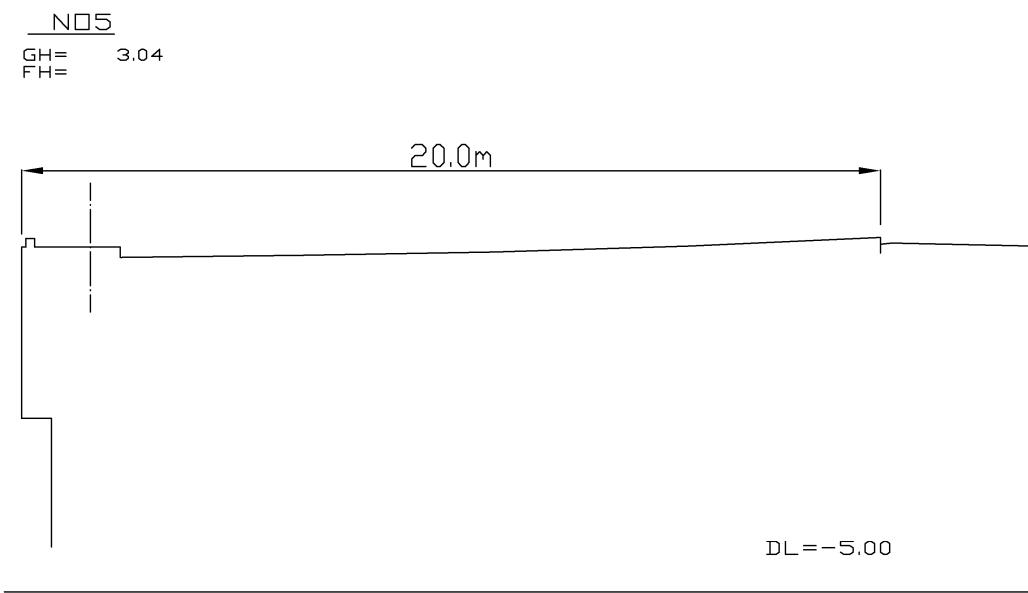


図 3-3-2-15 被災断面図



図 3-3-2-16 矢板本体の被災状況
(法線直角方向海側に向かって撮影)



図 3-3-2-17 控え組杭位置の沈下状況
(法線方向に向かって撮影)

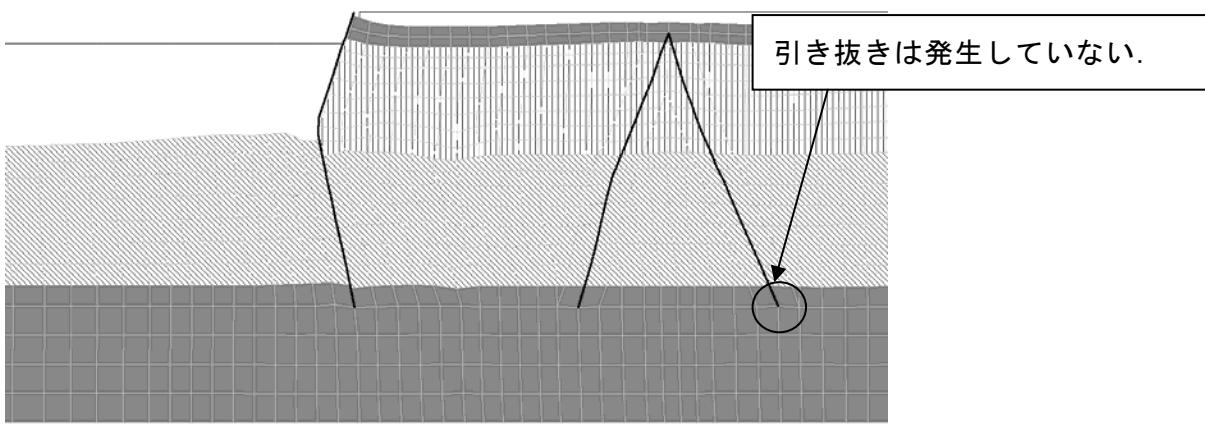


図 3-3-2-18 case1 (控え杭下端固定モデル)

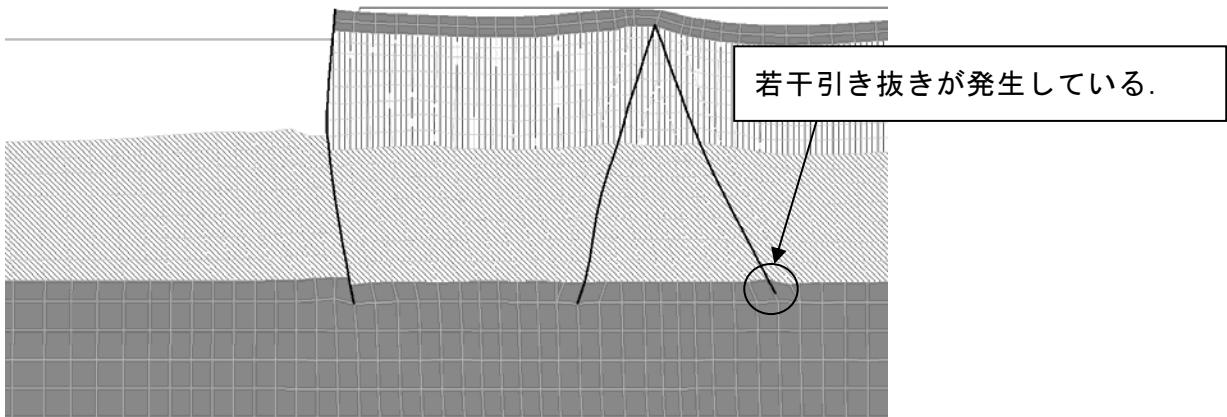


図 3-3-2-19 case2 (控え摩擦杭モデル, レーレー減衰 β = 全体系)

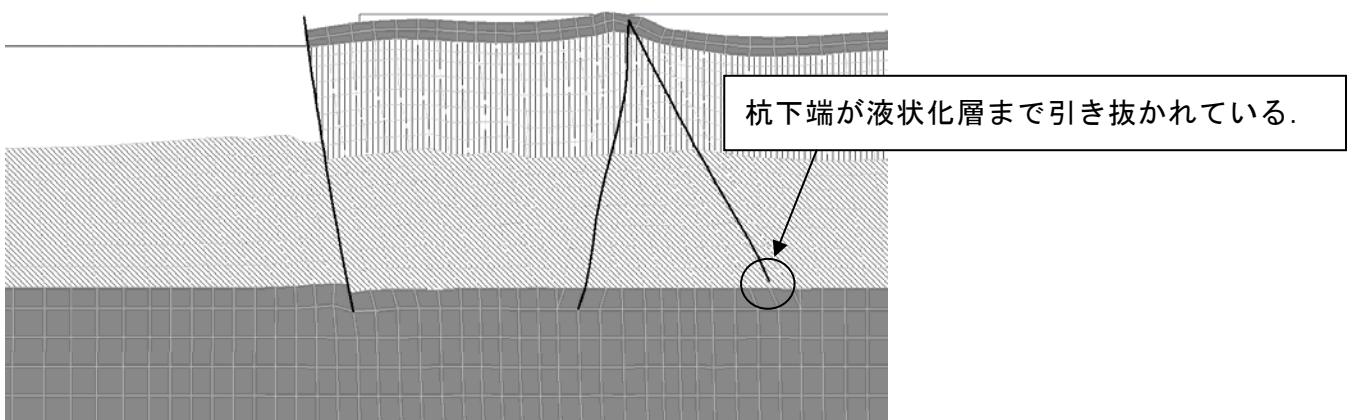


図 3-3-2-20 case3(控え摩擦杭モデル, レーレー減衰 $\beta = 0$)

(7) 検討結果

検討結果を以下にまとめる。

- ・控え杭下端固定モデルでは、過度の引抜き抵抗力が発揮され、矢板に大きな負担がかかっていることが考えられる。また、押し込み杭については引抜き杭が応力を負担するため危険側の評価となっている可能性が高い。
- ・控え杭下端固定モデルでは、引き抜き挙動が発生しないため、矢板天端の変形量が小さく評価される可能性がある。
- ・控え摩擦杭モデルでは、控え杭-地盤間のジョイント要素のレーレー減衰 β 、およびせん断力の下限値を与えるパラメータ AA,BB を考慮する場合と、考慮しない場合では、矢板の変形モードが大きく異なった。
- ・case1～case3 による定性的な比較ではあるが、今回提案した控え摩擦杭モデルである case3(控え杭-地盤間のジョイント要素レーレー減衰 β を 0 の場合)の変形モードが、茨城港日立港区第 5 埠頭 D 岸壁の被災事例を最も良く再現することができた。

(8) 今後の課題

今回提案した控え摩擦杭モデルでは、控え杭の押込み挙動を組杭下端における極限支持力を変曲点とした非線形ばねによって表現した。この非線形ばねは、押込み力が極限支持力までは地盤-杭間の変位差は発生せず、極限支持力となると支持力を保持した形で変位差が増大するモデルとなっている。しかし、押込み杭を支持しているマルチスプリング要素でも押込み杭からの荷重によって変形が生じていると考えられ、その場合杭の押込み変形量をダブルカウントすることになると考えられる。今後、非線形ばねに入力する押込み極限値を実際の極限支持力値より 10 倍～100 倍程度大きな値(非線形ばねによる変形を生じさせない値)とした検討を行い、極限支持力発生後の押込み杭先端における変形がマルチスプリング要素によって適切に評価することができるかどうか確認する必要があると考えられる。

(9) 謝辞

本検討内容は、国土交通省 近畿地方整備局 神戸港湾空港技術調査事務所様からの委託業務である「平成 22 年度 港湾における簡易耐震診断手法に関する検討調査」を(財)沿岸技術研究センター様と(株)ニュージェックが共同で行った検討結果の一部であり、成果の使用を心良く承認していただきました神戸港湾空港技術調査事務所様に深謝致します。また、茨城港日立港区の被災調査結果は、茨城県様、横浜港湾空港技術調査事務所様より資料の提供をして頂きました。ここに、深く感謝致します。

参考文献

- 1)Susumu.Iai,Yasuo Matsunaga,Tomohiro Kameoka : Space Plasticity Model for Cyclic Mobility,Report of Harbour Research Institute,Vol.27,NO.4,pp.27-56,1990
- 2)第 2 期 FLIP 研究会杭基礎作業部会：杭基礎のモデル化方法の検討(平成 14 年度成果報告書)
- 3)第 2 期 FLIP 研究会解析精度向上作業部会：FLIP 解析の解析精度向上に関する諸検討(平成 15 年度成果報告書)
- 4)森田年一他：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法,港研資料 No.869
- 5)神戸港湾空港技術調査事務所：「平成 22 年度 港湾における簡易耐震診断手法に関する検討調査報告書」
- 6)茨城県：茨城港日立港区震災第 5 埠頭岸壁調査結果

3-3-3 自立式

自立式の矢板については、簡単な例題が、鋼材の強制変位機能のチェック用例題として、FLIPver7.13 以降のマニュアルに掲載されているので、そちらを参照されたい。なお、その簡単な例題で扱っている自立式矢板の主要部のメッシュを図 3-3-3-1 に示す。

主な留意点は次の通りである。地中部では、矢板節点は地盤節点とは別に設け、地盤節点も主働側節点と受働側節点に分離する。地表部では、矢板節点と主働側地盤節点は別に設ける。また、矢板－主働側地盤間および矢板－受働側地盤間は、X 方向自由度どうしを MPC で結ぶ。Y 方向自由度どうしは、矢板最下端節点を除き自由とする（摩擦無し）。そして、矢板最下端節点と地盤間は Y 方向自由度も MPC で結ぶ。

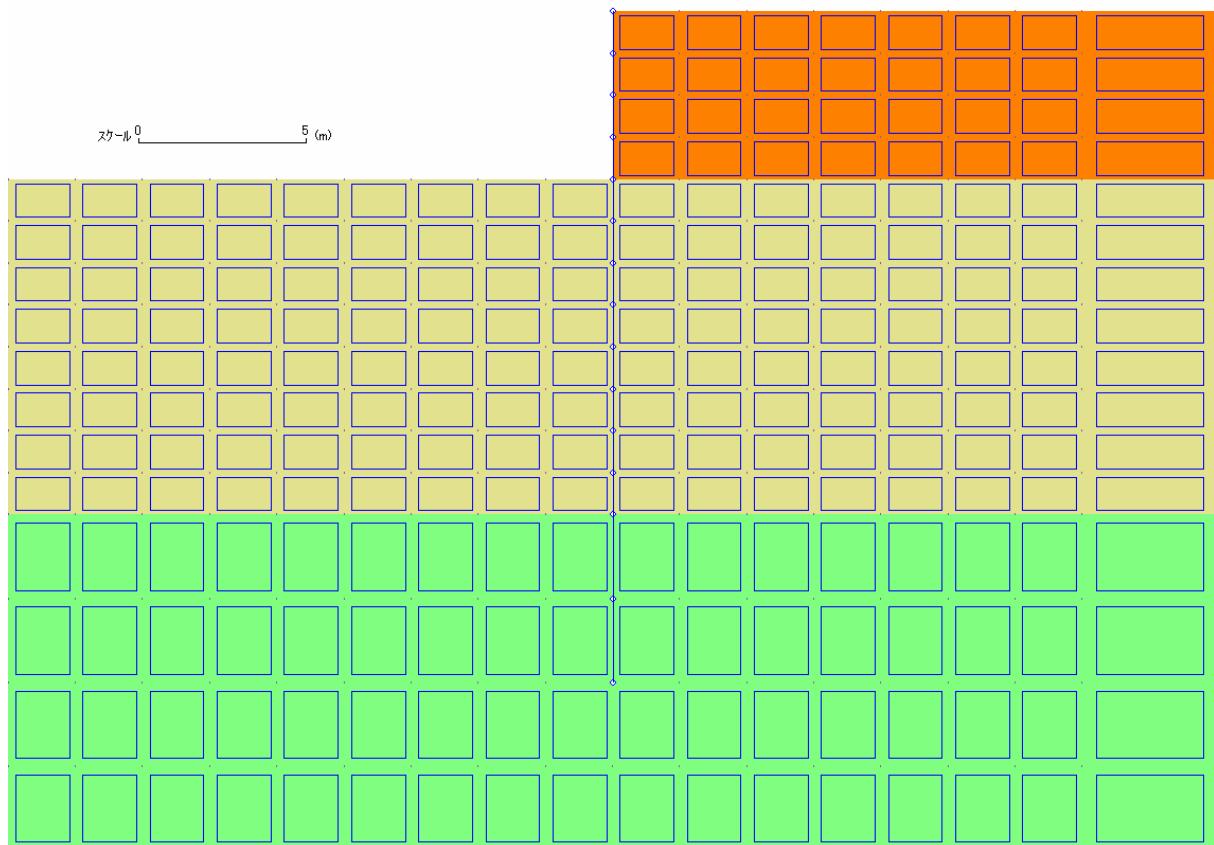


図 3-3-3-1 自立式矢板の簡単な例題の主要部のメッシュ

3-3-4 二重矢板

二重矢板については、二重鋼管矢板の簡単な例題が、鋼材の強制変位機能のチェック用例題として、FLIPver7.13 以降のマニュアルに掲載されているので、そちらを参照されたい。なお、その簡単な例題で扱っている二重鋼管矢板の主要部のメッシュを図 3-3-4-1 に示す。

主な留意点は次の通りである。鋼管杭節点は地盤節点とは別に設ける。すなわち、主働側（右側）鋼管杭と主働側地盤の節点は分離して、対応する節点間の X 方向自由度どうしを MPC で結ぶ。同様に、受働側（左側）鋼管杭と受働側地盤の節点は分離して、対応する節点間の X 方向自由度どうしを MPC で結ぶ。鋼管杭下端の節点に関しては、Y 方向自由度も対応する土節点と結ぶ。また、同一レベルにある左右の鋼管杭の節点どうしは、図にあるように、互いに、剛はりの腕を伸ばして、両者の中間点にある非線形ばねを介して互いに力を伝える。

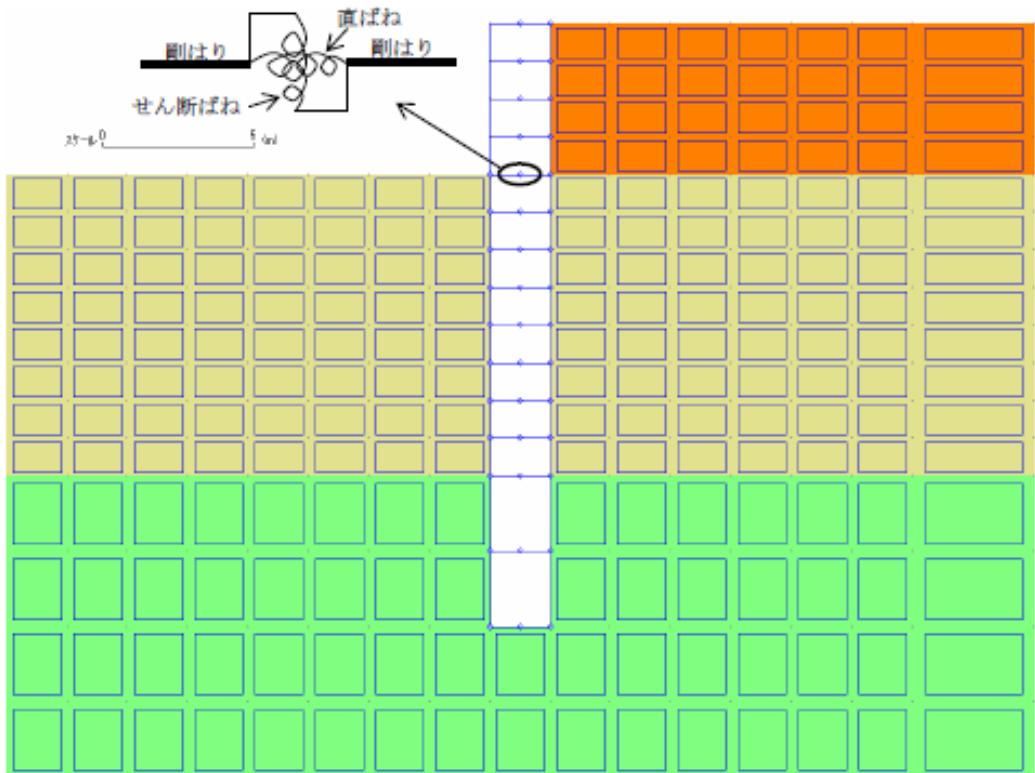


図 3-3-4-1 二重鋼管矢板の簡単な例題の主要部のメッシュ

3-4 直杭式横桟橋*

3-4-1 検討対象桟橋の概要

神戸港のT桟橋は、水深-7.5m、設計震度0.15の直杭式横桟橋で1988年に建設された。1995年兵庫県南部地震時には、桟橋が最大1.6m程度海側に変位する被災を受けた。被災時の断面図を図3-4-1に示す。また、本桟橋では被災後に鋼管杭の引き抜き調査が行われ、杭頭および地盤内で座屈が生じていたことが確認されている。被災原因としては、埋立土と沖積砂層（As1層）の液状化によって、土留め護岸が大きく海側に変位して渡版を介して桟橋上部工に力が作用したことと、地盤の海側への移動による力が鋼管杭に作用したためと推定されている^{1~3)}。

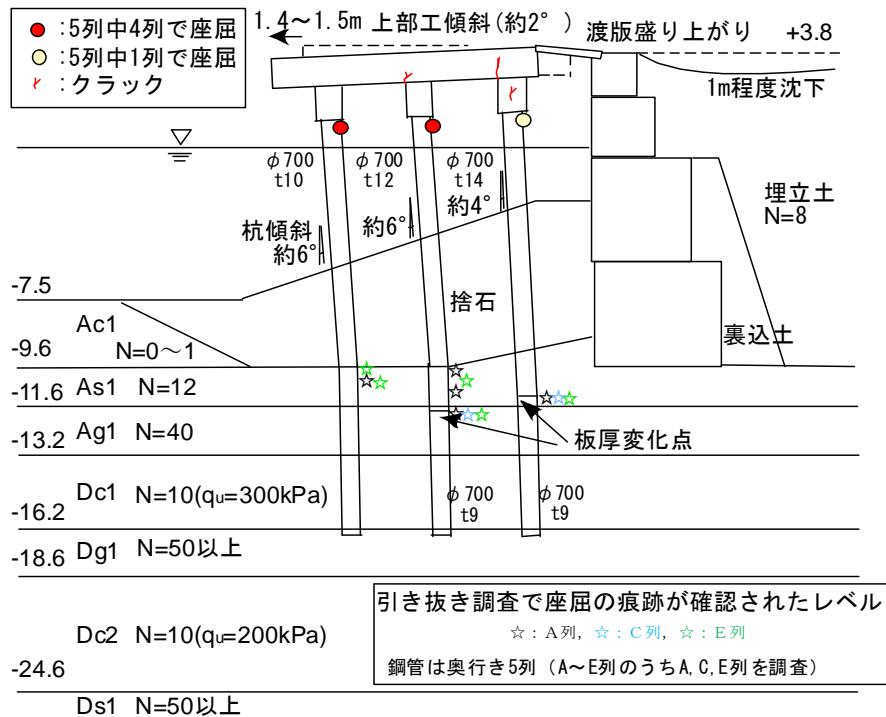


図3-4-1 T桟橋の断面図および被災状況⁴⁾

3-4-2 tmp 法と非線形反復計算法の違いによる影響検討⁵⁾

(1) 解析条件

1) 解析モデル

本検討では、被災直後に実施された既往の被災事例解析¹⁾のモデルを参照して設定した。対象断面の土層区分を図3-4-2に、主要部の有限要素分割を図3-4-3に示す。基盤層は標高-24.60mから現れるDs1層とし、同層上面を解析モデルの底面として、そこに粘性境界を設定した。地盤モデルの奥行き方向幅は、杭-地盤間の相互作用を杭-地盤相互作用ばね要素でモデル化する関係で杭間隔に等しくなるよう5mとした。杭の断面性能としては杭1本当たりの値を与える。

各土層はマルチスプリング要素を用いて表現する各土層のパラメータを表3-4-1に示す。液状化を考慮する土層は、埋立土およびAs1層とした。これら土層の液状化抵抗曲線は、N値、N値に対応する有効上載圧および細粒分含有率に基づき、建築基礎構造設計指針（日本建築学会、1988）などを参照して設定した（図3-4-4の●印）。その際、As1層の細粒分含有率は不明であるので0%と仮定した。この目標とする液状化抵抗曲線を再現するよう液状化パラメータを設定した。液状化パラメータは、全体系の解析を行う際に適用する砂の力学モデルなどに関する条件と同じ条件で要素シミュレーションを行うことにより決定した。すなわち、要素シミュレーションは、全体系の解析ケースに対応して、ケースAでは、第2変相角=破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復計算法、ケースBでは、第2変相角=破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復計算法、ケースCでは、第2変相角=変相角かつ改良型非線形反復計算法の各条件を与えて実施した。このようにして定めた過剰間隙水圧モデルのパラメータを表3-4-2に示す。同表のパラメータを用いて、それぞれ対応する条件にて要素シミュレーションを行った結果得られた液状化抵抗曲線を図3-4-4の破線（ケースA）、太い実線（ケースB）および実線（ケースC）で示す。

鋼管杭はM～ ϕ 関係をバイリニア型とする非線形はり要素でモデル化した。杭頭部と床版の梁はM～ ϕ 関係をトリリニア型とする非線形はり要素でモデル化した。鋼管杭の解析定数を表3-4-3に、杭頭部と床版の梁のM～ ϕ 関係を表3-4-4に示す。渡版は、水平方向の圧縮に対してはコンクリートの剛性で抵抗し、引張りに対しては抵抗しないような特性を持たせた非線形ばね要素でモデル化した。護岸を構成するケーソンおよびコンクリートブロックは、コンクリートの剛性を持つ線形平面要素でモデル化した。ケーソンおよびコンクリートブロックとその周囲の捨石や裏込土の間には、滑りを模擬するためにジョイント要素を置いた。

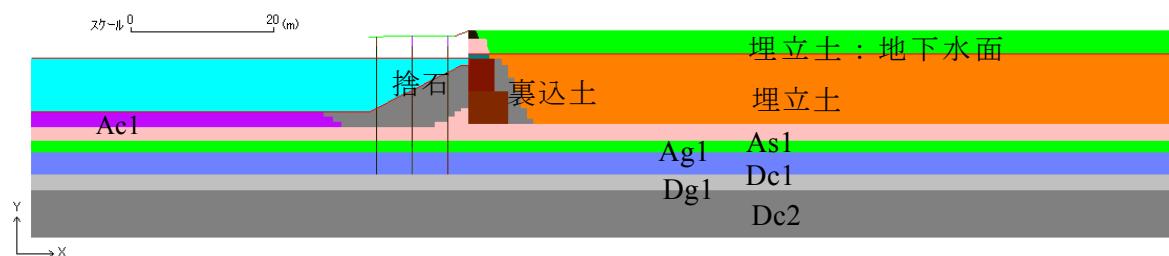


図3-4-2 土層区分図 (T桟橋)

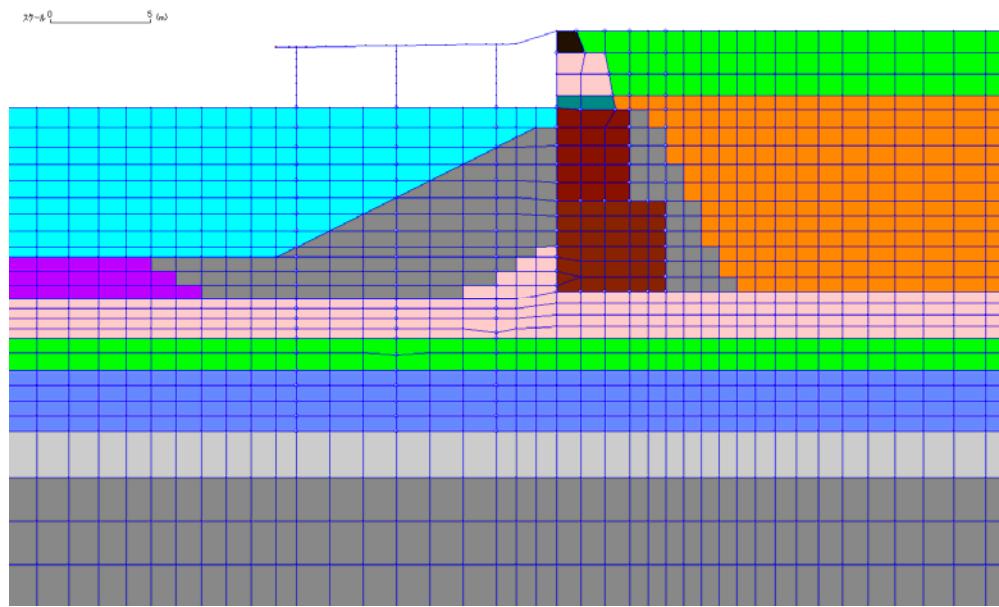


図3-4-3 T桟橋の主要部の有限要素分割

表 3-4-1 T桟橋のマルチスプリング要素のパラメータ

土層名	湿潤密度	間隙率	変形特性							
			初期せん断剛性	体積弾性係数	基準化拘束圧	ボアソン比	拘束圧依存係数	内部摩擦角	粘着力	履歴減衰上限値
	ρ_t (t/m ³)	n	G_{ma} (kPa)	K_{ma} (kPa)	σ'_{ma} (kPa)	ν	m	ϕ_f (°)	c (kPa)	h_{max}
As1	1.8	0.45	111900	291700	98.0	0.33	0.5	40.7	0	0.24
Ag1	2.0	0.45	226500	590600	98.0	0.33	0.5	44.4	0	0.24
Dc1	1.9	0.44	51000	133000	43.4	0.33	0.0	0.0	150	0.20
埋立土：地下水面上	1.8	0.45	65840	171700	98.0	0.33	0.5	38.9	0	0.24
埋立土	1.8	0.45	65840	171700	98.0	0.33	0.5	38.9	0	0.24
捨石	2.0	0.45	180000	469400	98.0	0.33	0.5	35.0	20	0.24
裏込土	2.0	0.45	180000	469400	98.0	0.33	0.5	35.0	20	0.24
Ac1	1.5	0.67	3750	9780	5.0	0.33	0.5	25.0	0	0.20
Dc2	1.7	0.55	34000	88670	86.4	0.33	0.0	0.0	100	0.20
Dg1	2.0	0.45	228200	595200	98.0	0.33	0.5	44.5	0	0.24

※1 $m_G=m_K=m$ とする。

※2 基礎捨石・裏込土の定数は、捨石新定数（5.2節参照）。

※3 As1、Ag1、Dg1（砂質土）の各変形特性パラメータは、簡易設定法⁶⁾により定めた。

※4 Dc1、Dc2（粘性土）の各変形特性パラメータは、以下の算定式により、 q_u 値に基づいて設定した。 $G_{ma}=170q_u$ （沿岸開発技術研究センター、1997）、 $C=q_u/2$

※5 Ac1（粘性土）の初期せん断剛性は Vs=50m/s を仮定して設定した。内部摩擦角は仮定した値。

表 3-4-2 T 桟橋の過剰間隙水圧モデルのパラメータ

土層名	ケース	液状化特性					
		変相角 ϕ_p (°)	液状化パラメータ				
			W_I	p_I	p_2	c_I	S_I
As1	ケースA	28.0	30.0	0.50	0.764	1.00	0.005
	ケースB		20.0				
	ケースC		16.0				
埋立土	ケースA	28.0	6.5	0.50	0.98	1.80	0.005
	ケースB		6.0				
	ケースC		5.5				

※ 1 ケース A、B、C のパラメータは、それぞれ以下に示す条件下で要素シミュレーションを行って決定した。ケース A は、第 2 変相角 = 破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復計算法、ケース B は、第 2 変相角 = 破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復計算法、ケース C は、第 2 変相角 = 変相角かつ改良型非線形反復計算法。

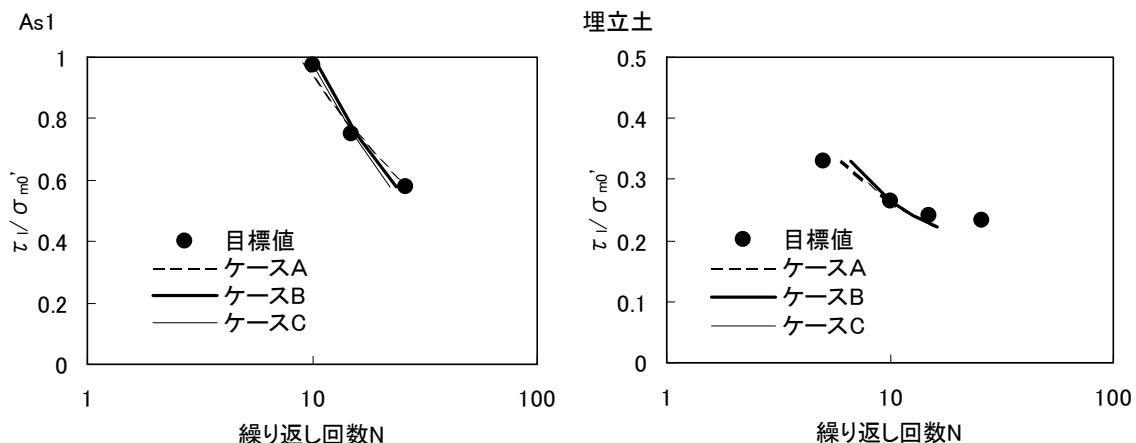


図 3-4-4 液状化抵抗曲線：目標値と要素シミュレーション結果の比較

- ※1 目標値は建築基礎構造設計指針（日本建築学会、1988）などを参考して N 値、N 値に対応する有効上載圧および細粒分含有率に基づいて設定した。その際、As1 層の細粒分含有率は不明であるので 0% と仮定した。
- ※2 要素シミュレーションは、ケース A は、第 2 変相角 = 破壊角（従来モデル）かつ従来型非線形反復計算法、ケース B は、第 2 変相角 = 破壊角と変相角のちょうど中間かつ改良型非線形反復計算法、ケース C は、第 2 変相角 = 変相角かつ改良型非線形反復計算法の各条件下で実施した。
- ※3 液状化判定基準は、ともにせん断ひずみ片振幅 5%。

表 3-4-3 T 桟橋の鋼管杭の諸元（杭 1 本当たり）

		外径	板厚	断面積	塑性 断面係数	初期 曲げ剛性	全塑性 モーメント
		ϕ	t	A	Z_p	EI	M_p
		(mm)	(mm)	(m^2)	(m^3)	($kN \cdot m^2$)	($kN \cdot m$)
海側 杭	鋼管杭	700	10	0.02168	0.004761	265806	1119
中央 杭	上部鋼管杭	700	12	0.02594	0.005681	316232	1335
	下部鋼管杭	700	9	0.01954	0.004298	240258	1010
陸側 杭	上部鋼管杭	700	14	0.03017	0.006589	365770	1548
	下部鋼管杭	700	9	0.01954	0.004298	240258	1010

※ $M - \phi$ 関係は bi-linear でモデル化した。全塑性モーメント到達以降の第二勾配は不明なので、初期勾配の 1/10 の勾配を仮定した。

表 3-4-4 杭頭部と床版の $M - \phi$ 関係（杭・梁 1 本当たり）

	断面積	曲げモーメント			曲率		
		A	M_c	M_y	M_u	ϕ_c	ϕ_y
			(m^2)	($kN \cdot m$)	($kN \cdot m$)	(1/m)	(1/m)
海側杭頭	1.21	568	1627	3077	0.000180	0.002192	0.002965
中央杭頭	1.21	578	1833	3469	0.000180	0.002245	0.002818
陸側杭頭	1.21	588	2048	3871	0.000180	0.002294	0.002703
床版梁	0.84	500	735	882	0.000180	0.001662	0.005898

※1 $M - \phi$ 関係は文献 1) による。

※2 $M - \phi$ 関係は tri-linear でモデル化する。

2) 入力地震動

入力地震波はポートアイランドで観測された基盤波形を岸壁法線直角方向に方位変換した水平方向の地震波（E20S）と鉛直方向の地震波の2方向入力とした（図3-4-5参照）

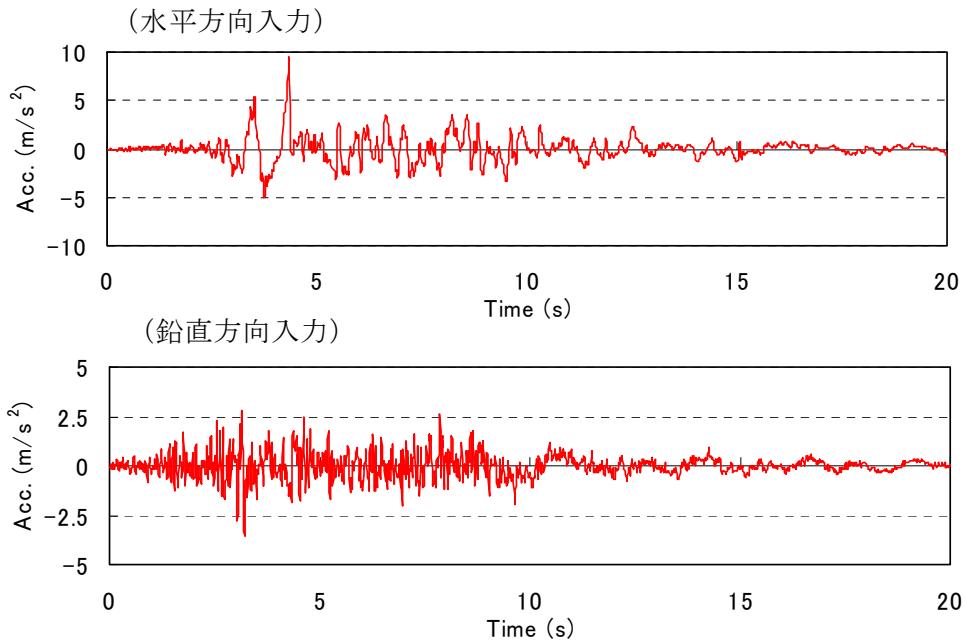


図3-4-5 入力地震動

3) 解析ケース

解析ケースは、従来法によるケースAと、改善提案するケースBおよびケースCの3ケースとした。各ケース共通の解析条件を表3-4-5に、ケースにより異なる解析条件を表3-4-6に示す。ケースAでは、ジョイント要素に対しても初期剛性比例型のレーレー減衰を考慮した。すなわち、レーレー減衰行列組立の際に、ジョイント要素の初期剛性に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んだ。一方、ケースBとケースCでは、ジョイント要素の滑り挙動がレーレー減衰により抑制されることのないように、レーレー減衰行列組立の際にはジョイント要素の初期剛性に乘ずる係数は0とした。これによりジョイント要素の挙動が不安定になることがあるので、その対策として時間積分間隔 Δt をよく用いられる0.01秒の1/10、すなわち0.001秒とした。また、ケースAでは、杭と地盤との相互作用は、対応する杭節点と土節点の水平方向自由度に、両者の変位が等しくなるよう多点拘束条件を与えることによりモデル化したが、ケースBとCでは、杭-地盤相互作用ばねにより表現した。

表 3-4-5 各ケース共通の解析条件

分類	解析結果に大きく影響する諸要因	本節での解析条件
①砂の力学モデル	a. 変相線を超えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法	ケースによる
	b. 間隙水移動の効果の考慮	考慮せず（非排水条件）
②二相系の運動方程式とその数値解析法	c. 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法	ケースによる
	d. Shear Locking 現象の回避	SRI.法を適用
	e. 減衰の与え方（初期剛性比例型レーー減衰の剛性比例係数 β 設定法）	変位応答収斂時の剛性比例係数 β ($=0.0005$) 使用
	f. ジョイント要素の滑り挙動の減衰支配の解消	ケースによる
	g. 大変形効果の考慮	考慮せず
③境界条件・接触条件・杭-地盤系相互作用の各モデル	h. 杭-地盤系の相互作用における3次元効果の考慮	ケースによる
④初期状態の設定法	i. 初期応力状態の評価法	単純1段階初期自重解析
⑤砂以外の土や材料あるいは各種部材に関する力学モデル	j. 粘性土の力学モデル	多重せん断ばねモデルを準用
	k. 捨石の力学モデル	捨石新定数

表 3-4-6 ケース別の解析条件

項目	ケースA	ケースB	ケースC
a. 第2変相角の値（変相線を超えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法）	破壊角 (従来モデル)	破壊角と変相角の中間 (修正モデル)	変相角 (修正モデル)
c. 応力-ひずみ関係の非線形反復計算法	従来型	改良型	改良型
f. ジョイント要素レーー減衰剛性比例係数 β 値（ジョイント要素の滑り挙動の減衰支配の解消）	全体系の β と同じ	0 (提案法)	0 (提案法)
h. 杭-地盤系の相互作用における3次元効果の考慮	杭-地盤間 水平方向自由度 多点拘束	杭-地盤相互作用ばね	杭-地盤相互作用ばね

※1 液状化パラメータは、表に示した同じケース名のパラメータを用いる。

(2) 解析結果

各ケースの桟橋法線水平変位（桟橋床版の水平変位）と対応する実測値を表3-4-7に示す。各ケースの残留変形図を図3-4-6に、過剰間隙水圧比（= $1 - \sigma_m' / \sigma_{m0}'$ ）の時間最大値の分布を図3-4-7に示す。また、鋼管杭の曲げモーメント分布、曲率分布を図3-4-8～図3-4-13に示す。

表3-4-7によれば、ケースBとCの前出し量は被災変形量を概ね説明するが、ケースAはかなり大きめである。

各ケースの鋼管杭の曲げモーメント分布と曲率分布は、絶対値の大小の違いはあるが、その傾向はほぼ同様である。各ケースとも、海側杭、中間杭、陸側杭の杭頭はいずれも塑性化している。ただ、陸側杭の杭頭の曲げモーメントおよび曲率が最も小さく、これは、海側の杭で座屈の発生が多く見られ、陸側の杭では少なかったと言う被災状況を定性的に説明するものである。また、標高-13m付近でどの杭も塑性化していて、このことは地中部ではどの杭も座屈を生じたと言う被災状況と整合する。ただ、解析結果では、どのケースも、礫層（Ag1）とその下の粘性土層（Dc1）の境界付近（-13.2m）で塑性化しているが、図3-4-1では砂層内（As1）および礫層内（Ag1）で座屈が生じている。したがって、正確に座屈位置を表現するまでには至っていない。

表3-4-7 桟橋法線残留水平変位

	桟橋法線 残留水平 変位 (cm)
ケースA	236
ケースB	162
ケースC	145
実測値	140～150

※1 実測値は文献1)による。

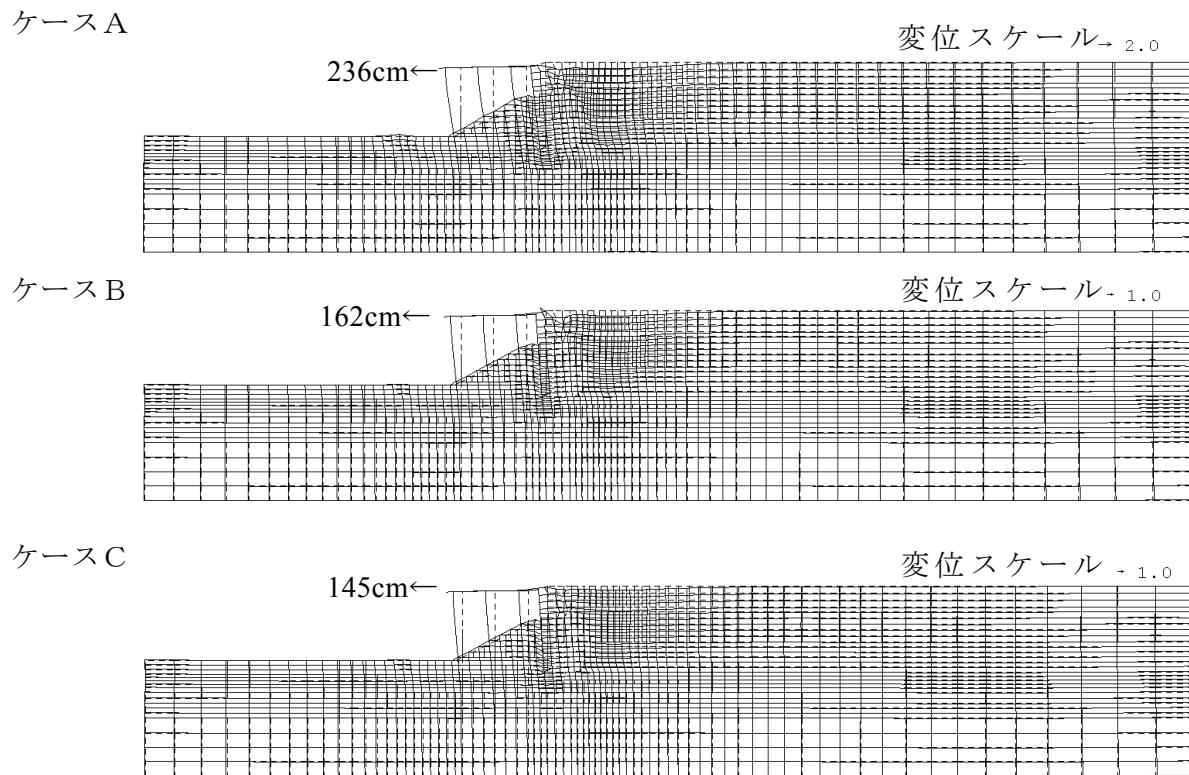


図 3-4-6 残留変形図（ともに等倍スケール）

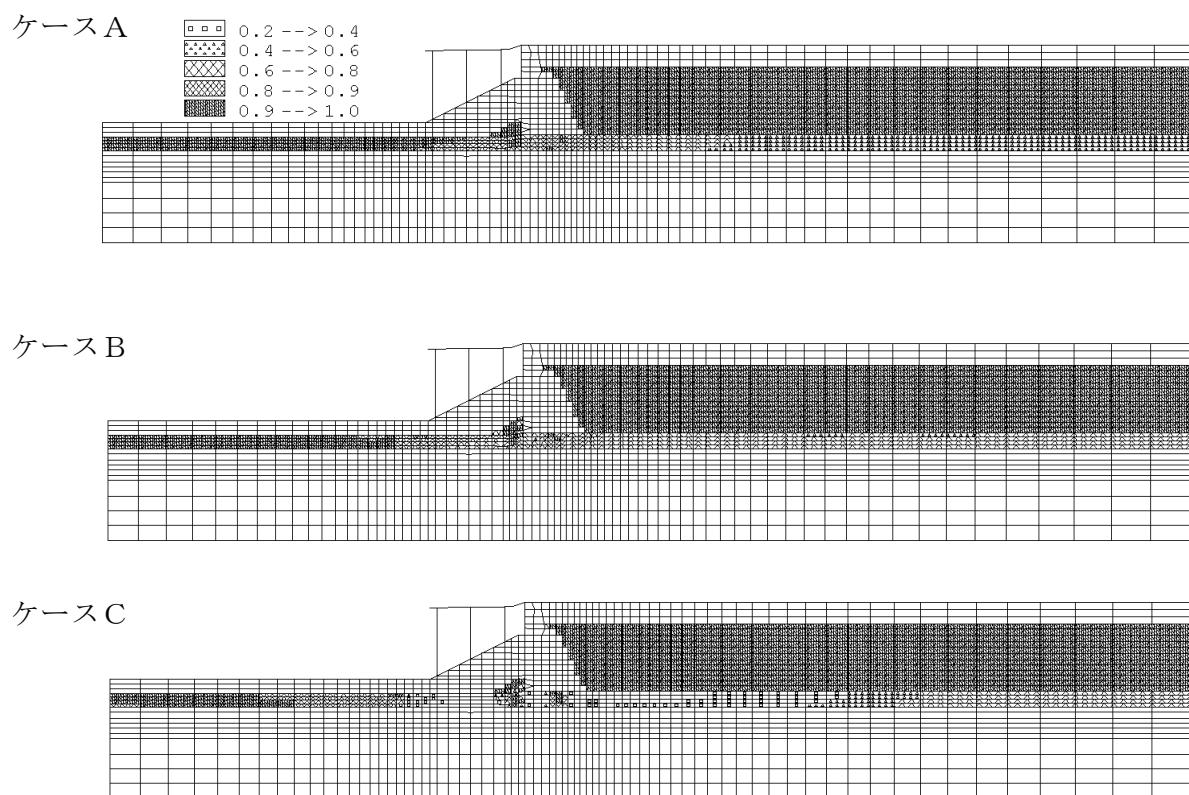


図 3-4-7 過剰間隙水圧比 ($= 1 - \sigma'_m / \sigma_{m0}'$) の時間最大値の分布

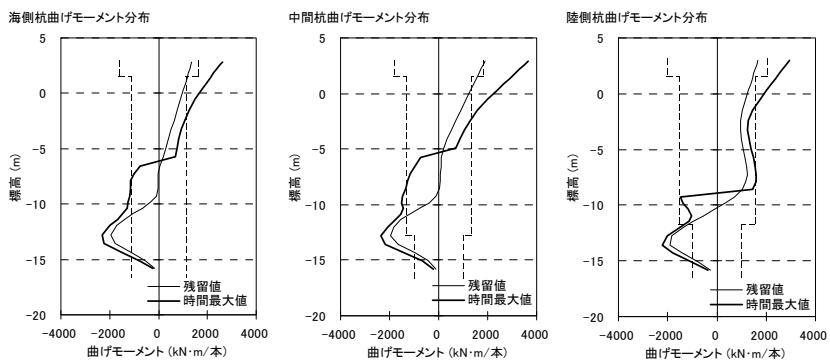


図 3-4-8 鋼管杭の曲げモーメント分布（ケース A）※点線は全塑性モーメント

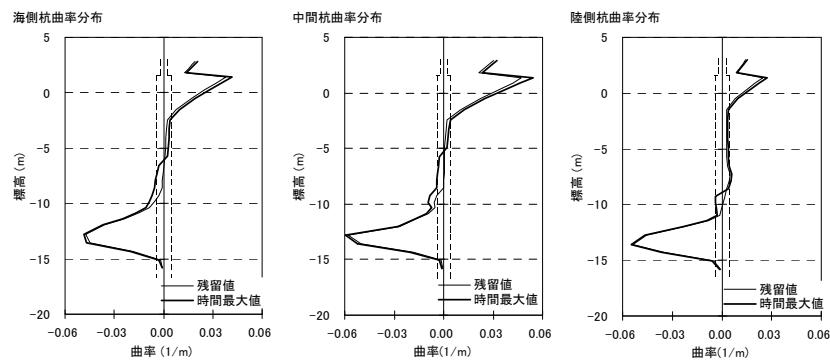


図 3-4-9 鋼管杭の曲率分布（ケース A）※点線は全塑性モーメント時の曲率

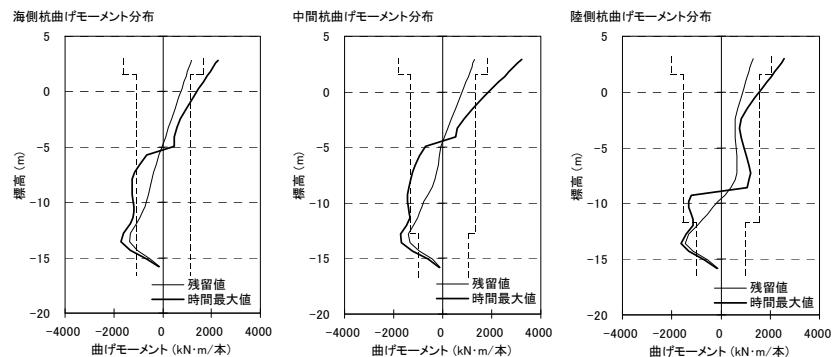


図 3-4-10 鋼管杭の曲げモーメント分布（ケース B）※点線は全塑性モーメント

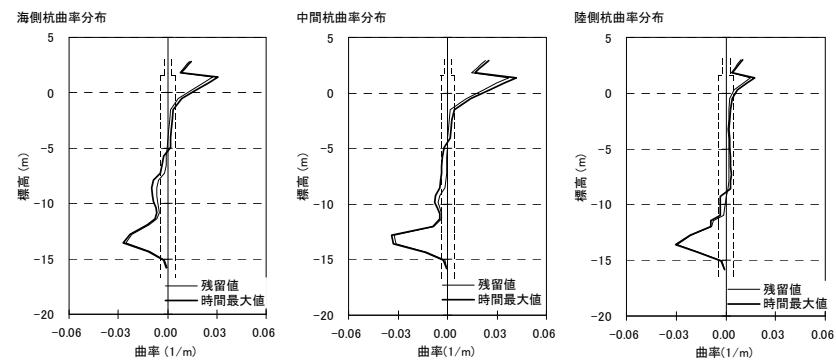


図 3-4-11 鋼管杭の曲率分布（ケース B）※点線は全塑性モーメント時の曲率

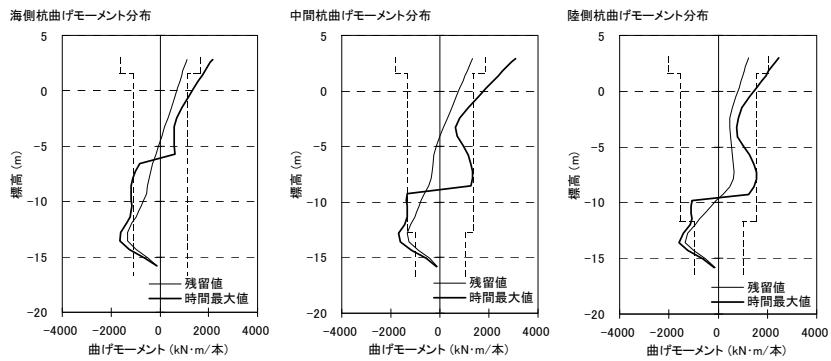


図 3-4-12 鋼管杭の曲げモーメント分布（ケース C）※点線は全塑性モーメント

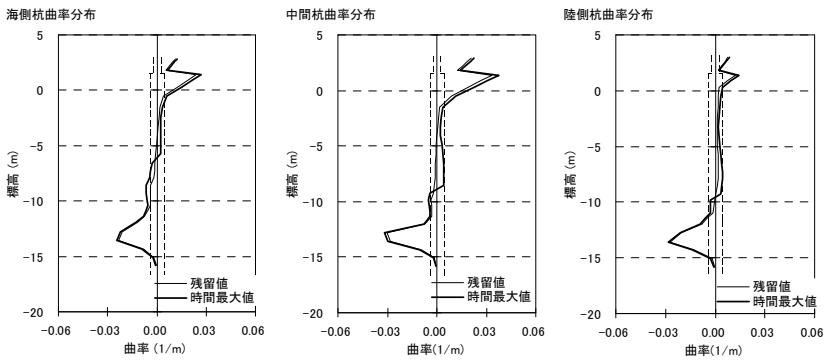


図 3-4-13 鋼管杭の曲率分布（ケース C）※点線は全塑性モーメント時の曲率

3-4-3 鋼管杭の座屈位置を合わせるための追加検討⁴⁾

(1) 検討概要

3-4-2 の検討では、鋼管杭の座屈位置が実際の被災状況と合わない課題が残されていた。そこで、以降に示す1)～5)の条件を変更した解析を行った。

1) 「杭－地盤相互作用ばね」の定数見直し

FLIPでは、杭間を地盤がすり抜ける現象を再現するために、杭－地盤相互作用ばね要素が用いられる。ただし、この要素は2次元水平断面における杭の水平載荷解析から算定されたもので、地中の比較的深い位置における相互作用を想定している。そのため、地表面付近の杭前面で楔状のすべり土塊が押し上げられる受働破壊が生じるような場合には、ばね力を低減させることで、上記破壊モードを表現することにした⁷⁾。

ばね力を低減させる範囲については、以下に示す方法を用いた。砂質土の場合、岸田らによると⁸⁾、地表面付近で、杭前面の楔状のすべり土塊が押し上げられるような受働破壊により決まる極限地盤反力 P_{y1} は(3-4-1)式を用いて算定する。

$$P_{y1} = \gamma' z \left\{ \frac{K_o \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot \frac{z}{B} + K_o \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) \frac{z}{\beta} - K_A \right. \\ \left. + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(1 + \frac{z}{B} \tan \phi \tan \beta \right) \right\} \quad (3-4-1)$$

ここに、 z ：地表面からの深さ γ' ：土の単位体積重量

K_o ：静止土圧係数 K_A ：Rankine の主働土圧係数

ϕ ：砂の内部摩擦角 B ：杭径

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \quad \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

一方、地盤深部における支持力破壊については、帯基礎に対して用いられる Terzaghi の極限支持力式を水平方向に置き換えて用いる。すなわち、土被りの項について q_h を水平方向土圧とみなし、ここでは静止土圧を用いている。自重項については、杭径を基礎幅とみなしている。これらの条件のもと、極限地盤反力 P_{y2} を(3-4-2)式により算定する。

$$P_{y2} = c_u N_c + q_h N_q + 0.5 \gamma' B N_\gamma \quad (3-4-2)$$

ここに、 N_c, N_q, N_γ ：支持力係数

$$q_h : \text{静止土圧} \quad q_h = \gamma' z K_o$$

極限地盤反力は P_{y1} と P_{y2} の小さい方の値であり、 P_{y1} の方が小さい領域ではばね力を調整する比例係数（PFACT）を低減せることにする。

さて、T桟橋に対する検討では、捨石層に対して $B = 0.7\text{m}$ 、 $\gamma' = 9.8\text{kN/m}^3$ 、 $\phi = 40\text{度}$ の値を用いて、(3-4-1)式、(3-4-2)式により P_{y1} と P_{y2} を算定した（図3-4-14参照）。同図によれば、深度5.2mより浅いところでは、PFACTを1.0未満として、ばね力を低減させる必要がある。ばね力の低減率は(3-4-3)式を用いた。

$$\text{PFACT} = \frac{P_{y1}}{P_{y2}} \quad (3-4-3)$$

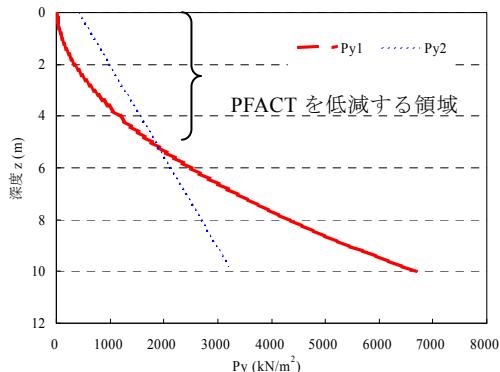


図3-4-14 PFACTの低減の算定結果（T桟橋）

2) 地盤定数の見直し

a) 砂礫地盤（Ag1層、Dg1層）のせん断強度の見直し

FLIPにおける地盤定数の設定で、従来は、N値の大きな層は液状化しないものとして、液状化パラメータを設定しない事例が多かった。ただし、その場合せん断強度 τ は、 $\tau = \sigma_m' \sin \phi_f$ で評価されるため、N値が大きく、それに対応する内部摩擦角 ϕ_f を大きくとっても、有効拘束圧 σ_m' が小さい場合にはせん断強度が小さくなってしまう。ところが、密な地盤では、せん断により正のダイレイタンシーが発揮されて、かなり大きなせん断強度を発揮することが知られている。奥山らは、砂礫地盤の杭の周面摩擦に対する検討の中で、砂礫地盤のせん断変形により正のダイレイタンシーが生じ、有効拘束圧が増加することで周面摩擦が増大すると報告している⁹⁾。また、畠中らは、締固めたマサ土の非排水三軸圧縮試験でも、正のダイレイタンシーにより破壊線に沿って軸差応力が増大していくと報告している¹⁰⁾。そこで、FLIPでも正のダイレイタンシーを表現するため、N値の大きな砂礫地盤に対しても液状化パラメータを設定することにした。ここでは、FLIPの改良に伴い、従来の簡易設定法⁶⁾に代わる「tmp7法や改良型非線形反復計算法を考慮したFLIPのマルチスプリング要素の諸定数の簡易設定法」で液状化パラメータを設定した（表3-4-8参照）。

Ag1層では、浅くてN値が大きいため、液状化の全体の挙動を規定するパラメータW1が21.18になり、これらの液状化パラメータを設定すれば、正のダイレイタンシーが発揮されるものと考えられる。また、杭の支持層となっているDg1層に関してもN=50と仮定して液状化パラメータを設定した。なお、密な砂礫地盤のせん断強度の上限値については

表 3-4-8 砂礫層の液状化パラメータの設定

土層名	液状化特性					
	変相角 ϕ_p (°)	液状化パラメータ				
		W_I	P_I	p_2	c_I	S_I
Ag1	28.0	21.18	0.50	0.281	14.67	0.005
Dg1	28.0	21.4	0.50	0.27	14.87	0.005

知見が少ないため特に設定しないことにした。

b) As1層のせん断変形ロック現象への対処

砂質土のせん断変形ロック現象に対しては、Steady State状態を表現するモデルをFLIPの構成則に組み込むことにより対応することが検討されている。すなわち、従来のFLIPの応力経路は、せん断応力が大きくなるにつれて破壊線に平行になるよう設定されていたものを、Steady State状態におけるせん断応力 S_{us} （最大せん断応力）にて破壊線と交差するように変更して、そこに至った場合には、せん断応力一定のまま、せん断ひずみがいくらでも生じるように構成則を修正した。 S_{us} の設定に関しては、土質試験データなどから検討が進められ、N値、有効上載圧、細粒含有率Fcから算定する方法が提案されている¹¹⁾

As1層のボーリングデータでは、As1層のAc1層に近い上層部のサンプリングからFc=22%であることがわかっているが、下層部分までこの値とは断定できない。As1層のボーリング調査時のN値=12と有効上載圧 $\sigma_{v0} = 21.1\text{kPa}$ から、Fcをパラメータとして変化させて S_{us} を求めたところFcが16%では S_{us} が1870kPa、19%では S_{us} が9.6kPaと大きく変化することがわかった。そこで、3-4-2の検討のケースBに相当する解析ケースで土留め直下の最大せん断応力分布を見ると、護岸直下で200kPa以上の部分が際だっていた。そこで、 S_{us} は200kPaを用いることにした。

3) 鋼材降伏強度の見直し

鋼材の降伏応力は SKK400 材の JIS 規格下限値の 235N/mm^2 を用いていたが、実際には下限値を下回らないように製造するため、降伏応力の平均値は大幅に上回ることが知られている。被災調査で鋼材降伏強度が求められていなかったため、今回は、建築基礎関係の調査結果¹²⁾を参考にして、降伏応力は SS400 材の 401 サンプルの平均値 + 0.5 σ (σ : 標準偏差) である 327N/mm^2 を用いることにした。

4) 初期自重解析の見直し

初期自重解析後の有効応力分布図を確認したところ、捨石と護岸ブロックに挟まれたAs1層の領域で有効応力が小さい部分が生じていることがわかった。護岸ブロック前面のAs1層上部の捨石の自重は、当該As1層前面の剛性の高い捨石の部分を通じて地中に伝達されるために、As1層の初期拘束圧が小さくなったものと考えられた。そこで、陸側杭と護

岸の間の捨石部分のメッシュに縦方向のズレを許す設定で初期自重解析したところ改善が見られたため、この方法を採用した。

5) レーレー減衰の見直し

レーレー減衰は、自由地盤部の非液状化・非線形解析を実施し、最大応答変位分布が収斂する $\beta = 0.0005$ を用いていたが、 β が小さいため加速度応答でスパイク状のピークが散見された。そこで、自由地盤の1次固有周期に0.5～1.0%程度の減衰を与える $\beta = 0.001 \sim 0.002$ も検討対象とした。

(2) 解析結果

上記 1)～5)の見直しをおこない、表 3-4-9 に示すケースの解析を実施した。表 3-4-9 には、解析結果として桟橋の残留水平変位を示している。桟橋の残留水平変位の観点からは、Case-2 が被災事例を再現しているといえる。

鋼管杭の曲率の時間最大値の分布図を図 3-4-15 に示す。図中の破線は全塑性モーメントに対応する曲率（軸力がゼロに対する値）で、一点鎖線は(3-4-4)式の鋼管杭に局部座屈が発生するひずみ ε に対応する曲率である。各ケースとも、地中部において局部座屈に対応する曲率を大幅に越える位置が As1 になり、実際の被災を再現できている。Case-2 では、陸側杭の-7.5m 付近で全塑性モーメントに対応する曲率を越えている領域があるが、局部座屈の曲率以下であり、鋼管杭の引き抜き調査の計測図¹⁾から若干の変形が確認できることと整合している。

$$\varepsilon = 0.44t/D \quad (3-4-4)$$

ここに、 t ：板厚、 D ：杭の直径

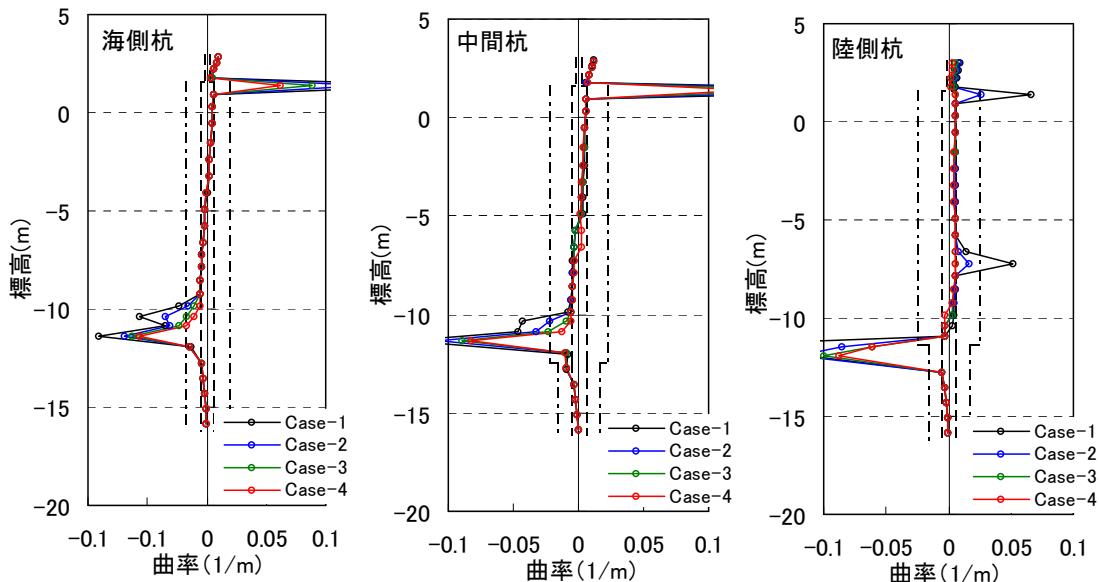
桟橋の変形が実際よりも大きい Case-1 では、陸側杭の-7.5m 付近で局部座屈に対応する曲率を越えており、実際の被災と異なる。図 3-4-16 に残留変形図の主要部を示す。As1 層と Ag1 層の境界付近で杭が大きく変形している様子が確認できる。また、杭の傾斜角を図中に記載しているが、図 3-4-1 に示した実際の被災と良好に一致していることがわかる。

Case-2 の過剰間隙水圧比の時間最大値分布図を図 3-4-17 に示す。液状化パラメータを設定した Ag1 層、Dg1 層でも有効応力の減少する時間があることがわかる。ただし、図 3-4-18 の最大せん断ひずみ分布からわかるように Ag1 層、Dg1 層では大きなせん断ひずみは生じていない。

桟橋近傍の要素の有効応力経路図を図 3-4-19 に示す。Ag1 層の要素 b では正のダイレイターシーにより最大せん断応力が増加していく様子が確認できる。また、せん断変形ロック現象が生じていた要素 f では S_{us} を設定した効果で最大せん断応力が抑制されていることがわかる。

表 3-4-9 解析ケースおよび解析結果（桟橋残留水平変位）

ケース名	レーレー減衰 β	桟橋残留水平変位 (m)
Case-1	0.0005	1.83
Case-2	0.0010	1.50
Case-3	0.0015	1.28
Case-4	0.0020	1.16



図中の破線は全塑性モーメントに対応する曲率、一点鎖線は局部座屈に対応する曲率

図3-4-15 鋼管杭の曲率の時間最大値の分布図（Case1～4）

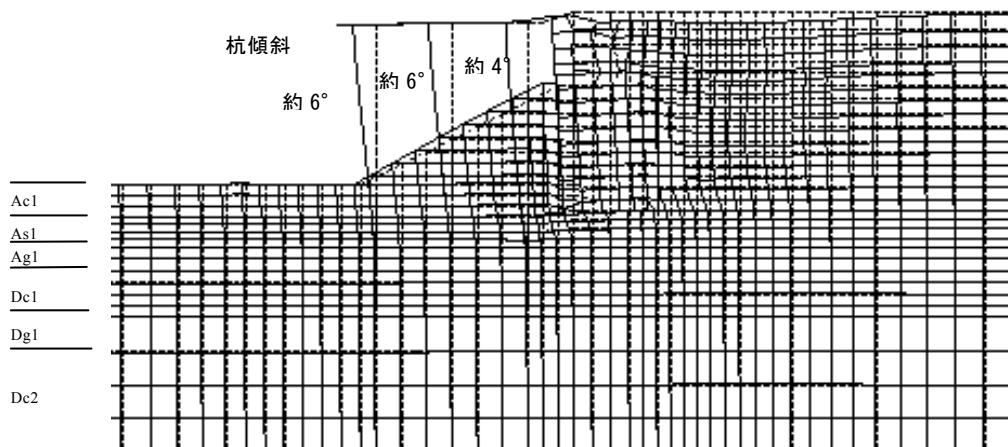


図3-4-16 残留変形図（Case-2）

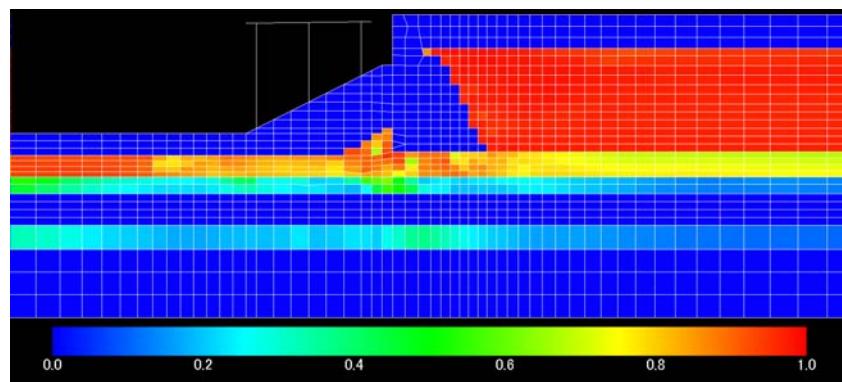


図3-4-17 過剰間隙水圧比の時間最大値分布図 (Case-2)

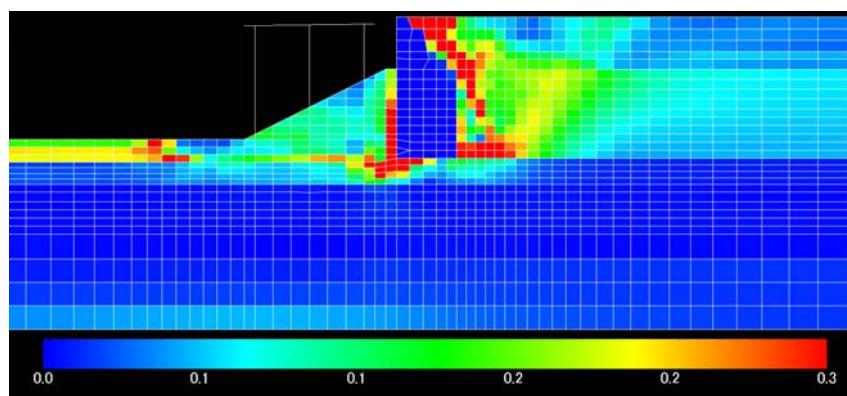


図3-4-18 最大せん断ひずみの時間最大値分布図 (Case-2)

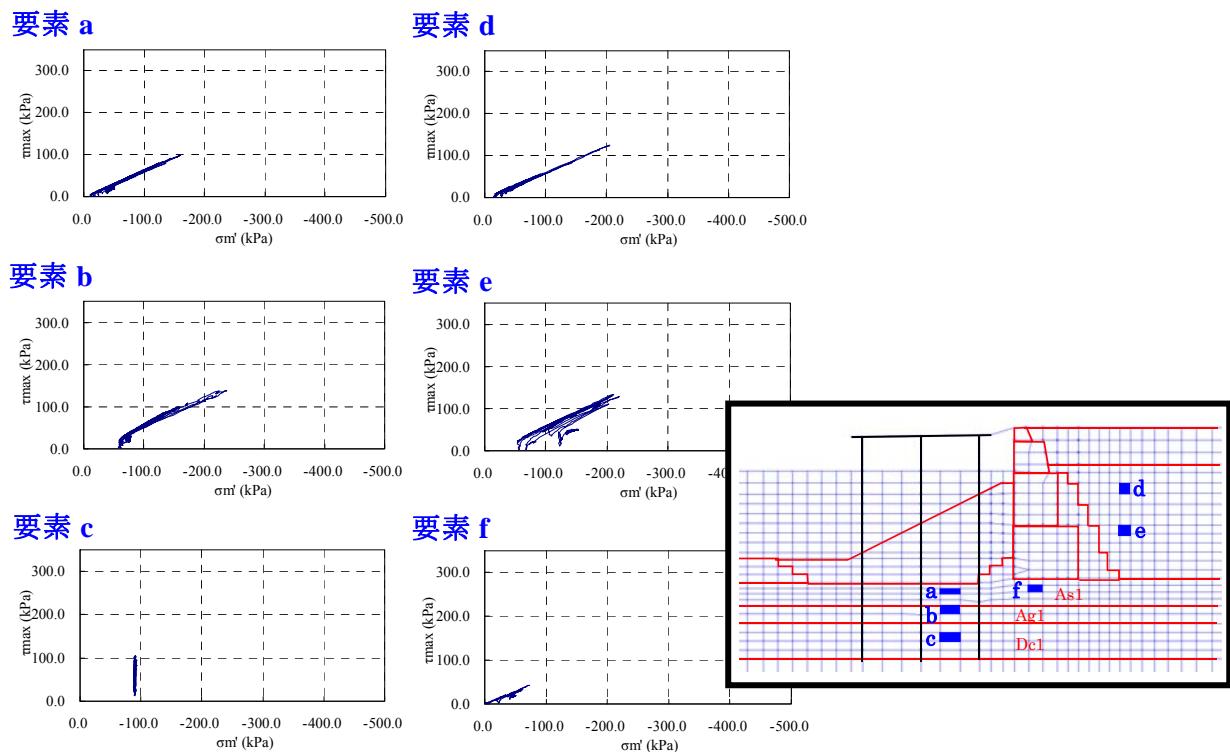


図3-4-19 桟橋近傍の有効応力経路図 (Case-2)

(3) 被災メカニズムの考察

鋼管杭の座屈位置を再現できたCase-2を対象として、被災メカニズムを考察する。

図3-4-20に過剰間隙水圧比分布図の変動の様子を示す。埋立土の過剰間隙水圧比は、4.8秒後には0.6程度、5.8秒後には0.8程度、7.4秒後には、ほぼ1.0まで上昇していることがわかる。As1層に関しては、5.8秒後に広範囲で0.6程度まで上昇している。

図3-4-21に桟橋上部工の水平方向の加速度・変位時刻歴と、渡版に作用する圧縮力の時刻歴を示す。変位時刻歴から、桟橋は5秒付近と9秒付近で水平変位が大きく残留していることがわかる。渡版に関しては、4.8秒くらいまでは圧縮力がほとんど作用していないが、それ以降の時刻で圧縮力が作用する時間帯が増えてくる。

図3-4-21の変位時刻歴に矢印で記した時刻に関して、作用する力を整理して図3-4-22に示す。桟橋上部工の慣性力は加速度に質量（奥行き5mあたり74.15t）を掛けて算出した。また、捨石層およびAs1層上部では護岸側から地盤が杭を押す力が作用しているため、地盤反力度に杭の断面積を掛けて合力を算出した。

4.81秒は、初めて鋼管杭に塑性化が生じる時刻で、陸側杭のAs1層とAg1層の境界付近で全塑性モーメントに対応する曲率を越えている。この時刻では、桟橋上部工の慣性力が219kN、地盤が杭を押す力は合計908kNで、渡版からの力はゼロである。

5.18秒では、すべての杭でAs1層とAg1層の境界付近で全塑性モーメントに達し、中央杭の杭頭でも全塑性モーメントを大きく越える曲率が生じている。この時刻では、渡版が桟橋を押す力が卓越している。

8.60秒では、さらに全塑性モーメントを越えた部分の曲率が増大している様子がわかる。この時刻では、地盤が杭を押す力が卓越し、合計1954kNに達している。これは、埋立土が完全に液状化し、護岸直下のAs1層の過剰間隙水圧比も上昇して護岸が海側に押し出されるように変形しているためである。

9.03秒は、桟橋の残留変位に近い値が初めて生じる時刻で、曲率分布図も残留値に近い値になっている。8.60秒に比べて地盤が押す力は減少し、慣性力が大きくなっている。

以上をまとめると、「桟橋上部工の慣性力と護岸が海側に変形して地盤が杭を押す力で、最初に陸側杭の地中部で全塑性モーメントを越える。その後、埋立土の液状化とAs1層の過剰間隙水圧比の上昇により、地盤が杭を押す力が増大し、渡版からの力も作用するようになって、全塑性モーメントを越える地点が増加して、曲率も大きくなっていく」ことが明らかになった。

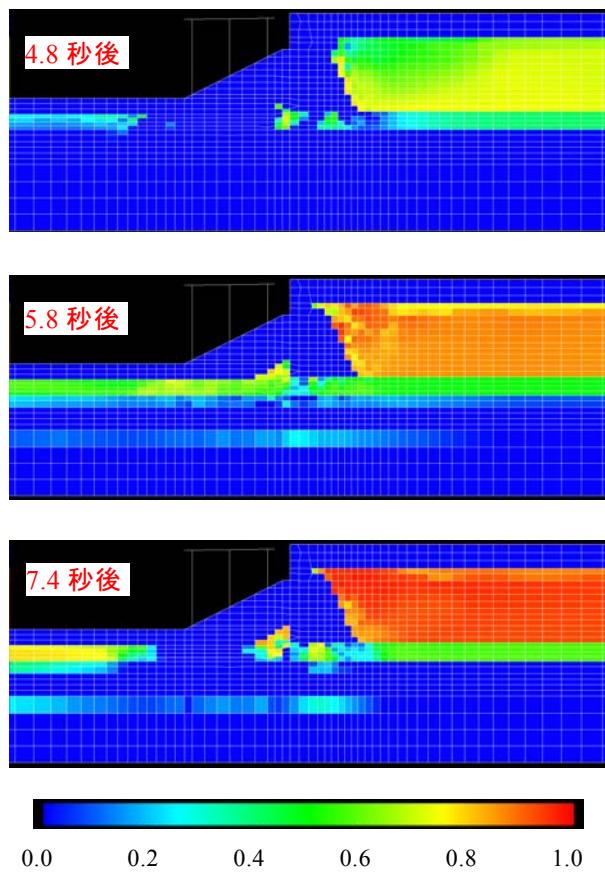


図3-4-20 過剰間隙水圧比の各時刻の分布図 (Case-2)

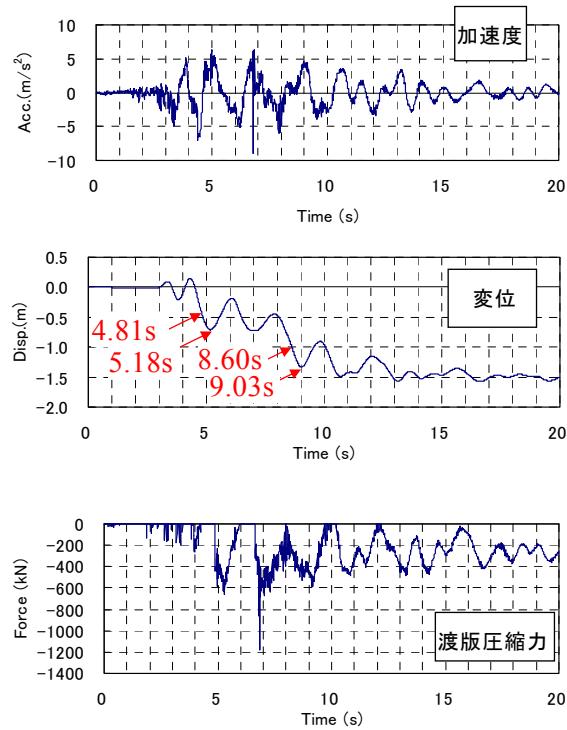


図 3-4-21 桟橋上部工の加速度・変位時刻歴と渡版の圧縮力の時刻歴 (Case-2)

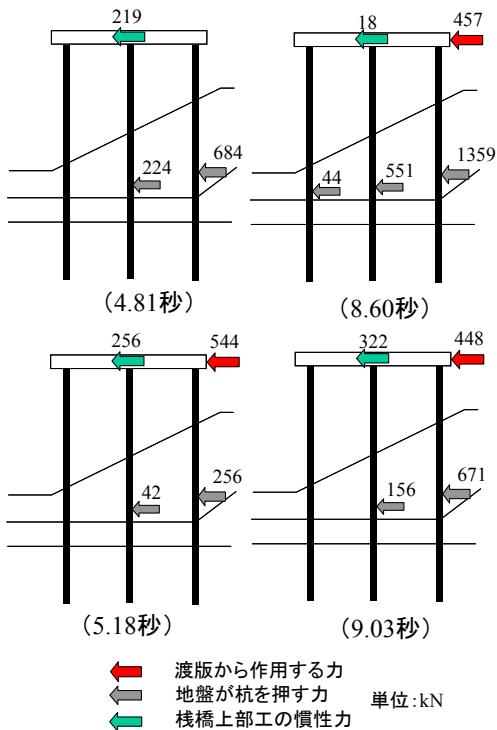


図 3-4-22 桟橋に作用する力

3-4-4 まとめ

兵庫県南部地震時に被災した直杭式横桟橋（T 桟橋）を対象として、再現解析を実施した。被災状況を合わせるためのモデル化の要点について以下に記す。

- ① 液状化に関する構成則 tmp7 法と、改良型非線形反復計算法の組み合わせで桟橋の残留変形量を概ね合わせることができる。
- ② 杭間の地盤のすり抜け効果に関しては、「杭－地盤相互作用ばね」を用いてモデル化する。さらに、斜面の効果を表現するためには、「杭－地盤相互作用ばね」のばね力を調整する係数を用いることが有効である。
- ③ 鋼管杭の座屈状況を合わせるために、1)杭が横切る地盤のせん断強度を適切にモデル化する、2)鋼材の降伏に関するモデル化においては JIS 規格値ではなく実強度を用いる必要がある。

本検討では、T 桟橋に対するモデル化検討であったが、被災事例だけでなく、無被災事例を含めた複数のモデルを、同じモデル化で説明できるような組み合わせ設定すべく検討を進めることが望まれる。

<3-4 の参考文献>

- 1) 運輸省港湾局、港湾技術研究所、運輸省第3港湾建設局：1995年兵庫県南部地震による港湾施設等の被害報告書、1997.
- 2) 南 兼一郎、高橋邦夫、横田 弘、園山哲夫、川端規之、関口宏二：神戸港T桟橋の地震被害状況と静的および動的解析、基礎工、Vol. 25、No. 9、pp. 112-119、1997.
- 3) 南 兼一郎、高橋邦夫、園山哲夫、横田 弘、川端規之、関口宏二、辰見タ一：神戸港における横桟橋の被害調査と動的相互作用解析、第24回地震工学研究発表会、pp. 693-696、1997
- 4) 塩崎禎郎、長尾 豊、小堤 治、宮下健一郎：二次元有効応力解析による直杭式横桟橋の被災事例の再現計算、土木学会論文集 A1（構造・地震工学）、Vol. 65、No. 1 pp. 881-891、2009
- 5) 小堤 治：液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究、京都大学学位論文、2003.
- 6) 森田年一、井合 進、Hanlong Liu、一井康二、佐藤幸博：液状化による構造物被害予測プログラム FLIPにおいて必要な各種パラメタ簡易設定法、港湾技研資料、No. 869、1997.
- 7) 小竹 望、溜 幸生、小堤 治、井合 進、田河祥一：土の構成則に関連する相互作用ばねを用いた单杭の水平載荷実験の2次元有限要素解析－その3 地表面の影響－、第58回土木学会年次学術講演会、2003.
- 8) 岸田英明、中井正一：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗、日本建築学会論文集、第281号、pp.41-53、1979. 7
- 9) 奥山一夫、川田和生、金坂聖千：砂礫地盤における場所打ち杭の周面摩擦力についての一考察、土木学会第43回年次学術講演会、III-119、pp. 283-283、1988.
- 10) 畑中宗憲、岡 二三生、半澤秀郎、高橋秀樹：締固められたマサ土埋立地盤の特性（その2）室内単調載荷試験結果、土木学会第53回年次学術講演会、III-A64、pp. 126-127、1998.
- 11) 小堤 治、井合 進、一井康二、納見昭広：砂質土の定常状態を考慮するために行った過剰間隙水圧モデルにおける応力経路の修正、第43回地盤工学研究発表会、2008.
- 12) 建設省総合技術開発プロジェクト「新建築構造体系の開発」性能評価分科会基礎 WG 最終報告書.

3-5 杭基礎のモデル化方法の検討

3-5-1 はじめに

(1) 検討の概要

2次元動的有効応力解析による一体解析では、特に、護岸近傍で液状化による残留変位が発生するようなところでは、杭と地盤で節点を共有すると、杭は壁状にモデル化され、適当でないと思われる。一方、杭と地盤の間を非線形ばねで結ぶ方法では、時松ら^{1),2)}の結果を見る限り有効であると思われるが、ばね特性をどのように設定したらよいかと言う問題が残る。なお、非線形ばねとして、分離解析で一般に使用される地盤ばねを使用することは出来ない。なぜなら、分離解析で使用される地盤ばねは、杭にとっての周辺地盤および無限遠の地盤を含めた地盤全体の効果を表すもので、一体解析においては、これらの地盤の効果は、地盤を表す要素により織り込み済みであり、一体解析でこの地盤ばねを使用することは、地盤の効果をダブルカウントすることになるからである。

そこで、2次元一体解析を行うことを前提に、杭と地盤を結ぶ非線形ばね（以下、杭－地盤相互作用ばね）に必要な特性を検討する。直杭式桟橋のように、加振直交方向に杭が繰り返し現れるような構造を考える。このような構造において、一体解析における2次元地盤モデルは、杭間地盤の、例えば、中間地点の地盤の動きを表すものと仮定する。すると、必要なばね特性は、杭の杭間地盤に対する相対変位とこれを生じさせるために杭に加えた力との間に他ならない。このような、相対変位～荷重関係を、各種条件下において、数値解析により算定し、それらを総合して、杭－地盤相互作用ばねに必要とされる特性とする。そして、得られたばね特性を再現するような非線形ばね要素（以下、杭－地盤相互作用ばね要素（「<理論編>4-11 杭地盤相互作用ばね要素」を参照）を FLIP に導入し、各種実験結果との比較・検討を行った。

(2) 検討内容

- ① FLIP に組み込んだ杭－地盤相互作用ばね要素を用いて実験解析を実施し、解析結果の整理・検討を行った。
 - a.砂質土地盤および粘性土地盤における実物大単杭の静的載荷実験の解析⁵⁾
 - b.大型振動台による液状化地盤に設置された群杭模型の動的載荷実験の解析⁶⁾⁷⁾
 - c.粘性土地盤における実物大群杭の静的および動的（スタナミック）載荷実験の解析⁸⁾⁹⁾
 - d.地盤－杭の剥離の解析¹⁰⁾
- ②検討の過程で得られた知見を基に、FLIP を用いた地盤－杭基礎系の解析方法を提案する。

(3) 備考

本編で記載している内容は、主に「第2期 FLIP 研究会高度利用技術の研究 杭基礎のモデル化の検討 平成14年度成果報告書」の内容である。その他に平成15年度成果報告書では、以下の課題について検討が行われていた。

- ① 地盤－杭基礎系の動的相互作用における有効質量の評価と相互作用ばね要素への考慮
(杭基礎共振時を対象とした挙動解析の精度向上)
- ② 斜杭形式の杭基礎構造物を対象とした相互作用ばね要素の適用性の検討
- ③ 振動台実験等の解析に基づく3次元解析機能の検証

<3-5-1 の参考文献>

- 1) 時松孝次・宮崎政信・石崎定幸：液状化地盤において異なる被害を受けた3例の杭基礎建物の有効応力解析、第34回地盤工学研究会、1999.
- 2) 時松孝次・宮崎政信・石崎定幸：液状化地盤において被害形態を異にした杭基礎建物の有効応力解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、1999.
- 3) 小堤治・溜幸生・岡由剛・一井康二・井合進・梅木康之：2次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作用のモデル化、第38回地盤工学研究発表会、2003.
- 4) 小堤治・溜幸生・岡由剛・井合進・梅木康之：2次元有効応力解析における杭と液状化地盤の動的相互作用のモデル化、第58回土木学会年次学術講演会、2003.
- 5) 佐藤博・大矢孝・高橋秀明・松島学：水平力を受ける杭の前面地盤挙動、土と基礎、Vol.50、No.8(No.535)、pp.27-28、2002.8.
- 6) 安田進・田村修次・高木正榮・森本巖：液状化地盤中の杭の動的相互作用に関する実大振動実験、第34回地盤工学研究発表会、1999.7.
- 7) 溜幸生・小堤治・井合進・芥川博昭：液状化地盤と杭の相互作用を考慮した大型振動台実験の2次元有効応力解析、第42回地盤工学緩急発表会、2007
- 8) Weaver, T.J.・ROLLINS, K.M.・Peterson, K.T.: Lateral Statnamic Load Testing and Analysis of a Pile Group, Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Geot. Special Pub. No. 75, ASCE Geo-Institute, Vol. 2, 1319-1330, 1998.
- 9) Rollins, K. M.・Peterson, K. T.・Weaver, T., J.: Lateral load behavior of full-scale pile group in clay, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng., ASCE, pp.468-478, 1988.
- 10) Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. & Rollins, K.M. (2010). "Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral load," Canadian Geotechnical Journal, 47(11), 1234-1246.

3-5-2 簡易3次元解析による検討（その1、地表付近の相互作用ばねの検討）

(1) 検討目的

本検討は、FLIPにおける杭－地盤相互作用ばね要素を用いて、既往の単杭の実物大載荷試験を対象に静的解析を行い、杭の相互作用ばね要素の実問題への適用性（主に地表面付近の相互作用ばねの検討のため）に関する基礎的知見を得ることを目的として実施した。

(2) 検討方法

(a) 検討の着目点

地盤に設置された杭が水平力を受けると、杭周囲の土は図3-5-1に示すように、地表面付近では、上載圧が小さいこともあって地盤は杭の前方および上方に向かう動きを示すが、ある程度深いところでは土の上載効果のために水平方向のみに動くと考えられている^{たとえば¹⁾}。また、この挙動を考慮して、梁ばねモデルにおけるばねの地盤反力の上限値を設定して解析することにより、実際の杭の曲げモーメントや変位を良く再現することが報告されている⁹⁾。

一方、FLIPにおける杭－地盤相互作用ばね要素は水平面内での杭と地盤の相互作用（図3-5-1で言えばII-Zone）を考慮したものであり、地表面付近において地盤が上方に動くような3次元的な影響が考慮されていない。

そこで本検討では、地表面付近（I-Zone）において提案された相互作用ばね要素が適切に機能するかに着目して検討を行った。具体的には、地表面付近（I-Zone）における相互作用ばねの地盤反力を低減係数により変化させた解析を行い、載荷試験による実際の杭の挙動と比較・検討した。

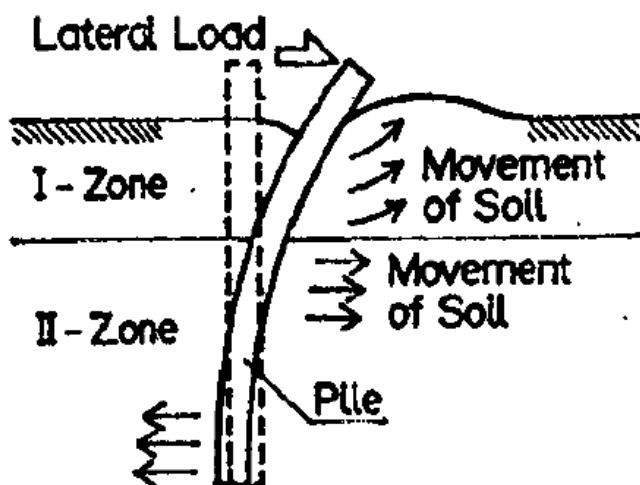


図3-5-1 杭周辺の土の動き（岸田ら¹⁾）

(b) 実物大単杭載荷試験の概要

実物大単杭載荷試験は、砂地盤、粘性地盤のそれぞれを対象に行っている。検討の対象とする実物大水平載荷実験の概要を図3-5-2～図3-5-3、表3-5-1に示す。

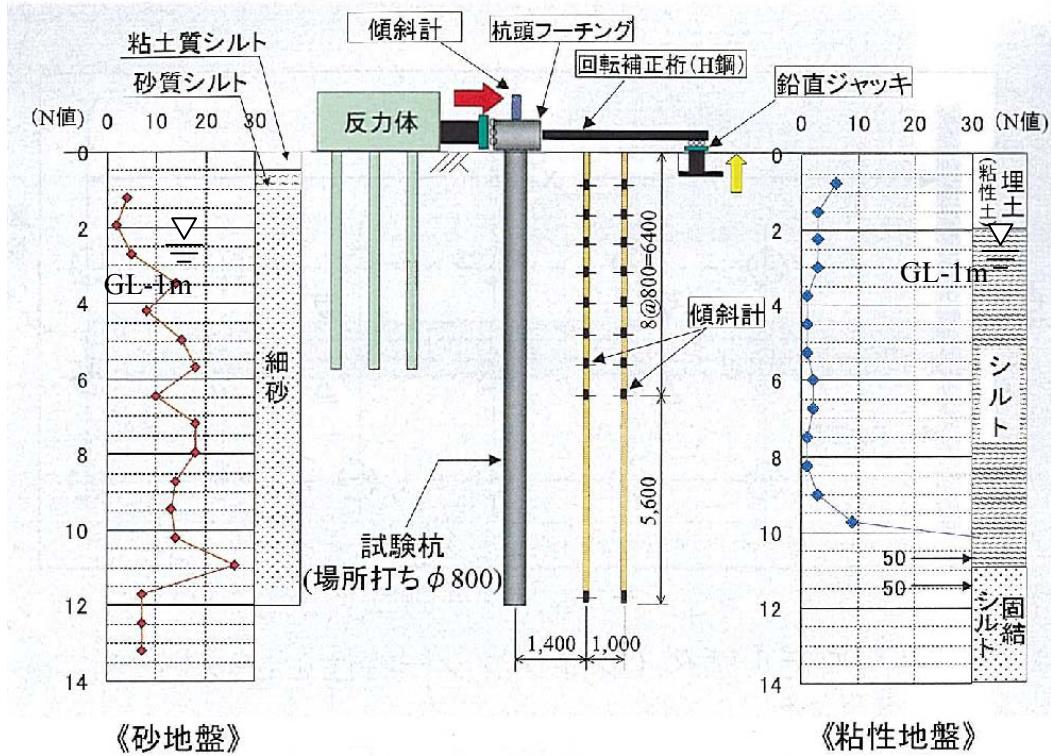


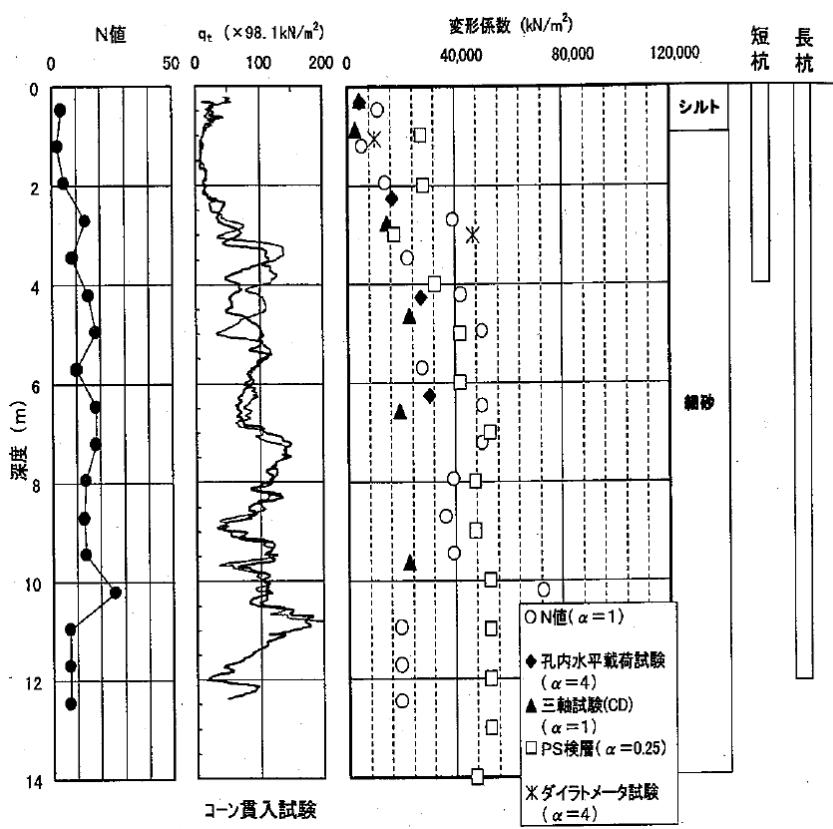
図3-5-2 実物大水平載荷実験の概要²⁾に地下水位を加筆

表3-5-1 地盤の物性値³⁾

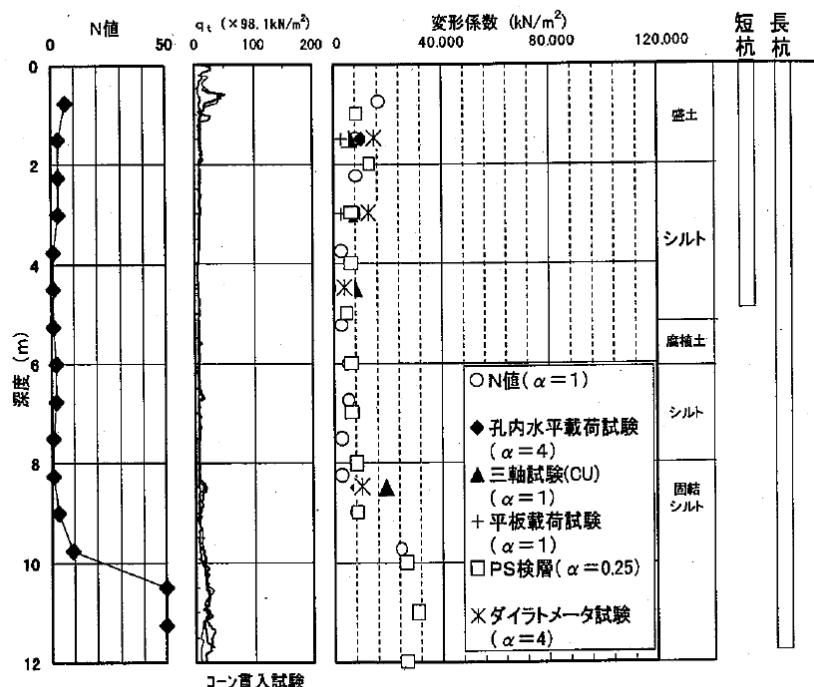
表2 地盤の物性値

地盤	区分	項目	単位	物性値
砂質土地盤	表層シルト	単位体積重量	kN/m ³	18.8
		N値	-	4
	細砂	粘着力	kN/m ²	60
		内部摩擦角	度	0
粘性土地盤	盛土	単位体積重量	kN/m ³	19.3
		N値	-	4~26
	シルト	粘着力	kN/m ²	2~26
		内部摩擦角	度	38~41
	シルト	単位体積重量	kN/m ³	17.8
		N値	-	3~6
	固結シルト	粘着力	kN/m ²	30
		内部摩擦角	度	21
	固結シルト	単位体積重量	kN/m ³	17.3
		N値	-	3~9
		粘着力	kN/m ²	14~28
		内部摩擦角	度	15~27
		単位体積重量	kN/m ³	18.5
		N値	-	50 以上
		粘着力	kN/m ²	160
		内部摩擦角	度	34

注) 三軸試験の条件：砂質土地盤の表層シルト；UU,
細砂；CD 粘性土地盤；CU(何れも同じ)
側圧；150~400 kN/m²(何れも同じ)



(a) 砂質土地盤



(b) 粘性土地盤

図3-5-3 地盤の各種調査結果³⁾

RC 場所打杭(Φ800)の諸元は、表3-5-2に示すとおりである。試験時の載荷サイクルを図3-5-4に示す。載荷は処女荷重時の荷重保持時間を、地表面の3次元変位計測の都合により20分と長くとっている。

表3-5-2 杭の諸元³⁾

地盤	名称	杭頭条件	杭種	杭径D(mm)	杭長L(m)	βL		
砂質土 地盤	短杭	固定	RC 場所打ち杭 鉄筋比1% かぶり15cm	800	4.0	1.07		
	長杭				12.0	3.02		
粘性土 地盤	短杭	自由			5.0	1.05		
	短杭				5.0	1.05		
	長杭	固定			12.0	2.53		

(杭の諸元の補足)⁴⁾

名称	杭種	杭径 D(mm)	杭長 L(m)	$\beta 1$	材料特性
短杭	RC 場所打ち	800	4.0	1.07	$F_c = 23.5 \text{ N/mm}^2$ SD345 (D22×16本, かぶり 15cm)
長杭			12.0	3.02	
反力杭	H鋼	H-400	6.0	—	SS400

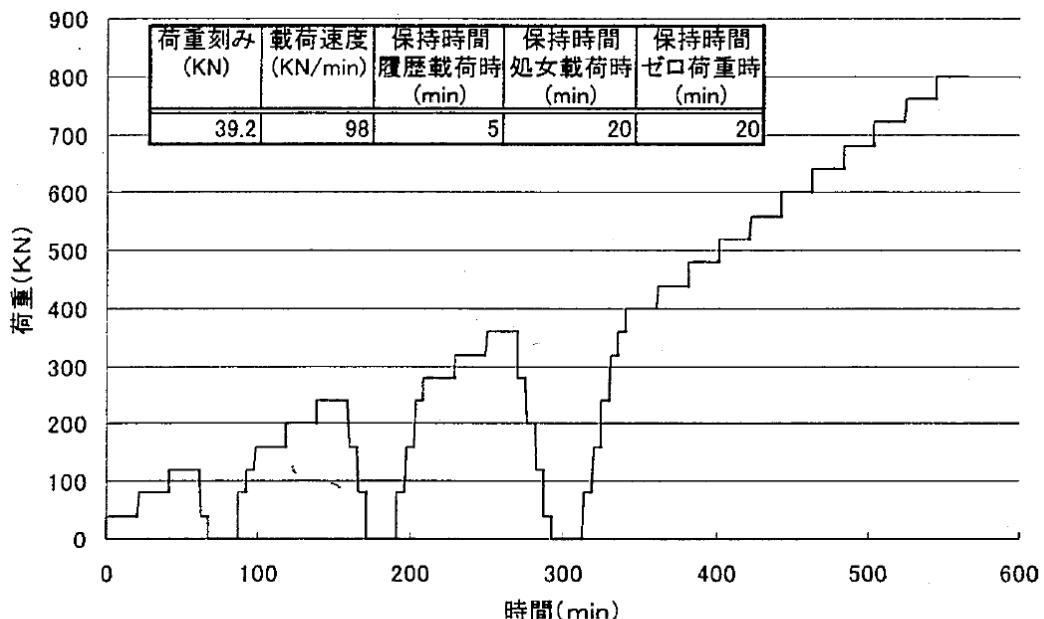


図-1 計画載荷サイクル (4 m, 12m杭)

図3-5-4 計画載荷サイクル⁸⁾

(c) 解析モデル

解析モデルを図 3-5-5に示す。解析領域は、杭の長さに比べて十分広い領域を取るものとした。境界条件は、側方および底面とも水平・鉛直固定とした。実験結果では杭頭変位が35mm発生したときの杭前面4mの地表面において水平変位は2mm程度であることが報告されている²⁾。杭前面の領域37mは十分な長さであると考えられる。砂質地盤、粘性土地盤のそれぞれの解析メッシュを図 3-5-6に示す。

地盤はマルチスプリング要素でモデル化した。地下水位以深の地盤にはマルチスプリング要素とともに間隙水要素を定義した。杭は、地中部分を非線形はり要素でモデル化した。地中部分の杭と地盤は相互作用バネ要素で連結した。地表から突出している部分は、図3-5-2に示すようにフーチングとなっている。この部分の曲げ剛性は地中部分の杭の曲げ剛性に比べて極めて高いと考えられたため、剛域とした。具体的には図 3-5-6(c)に示すように突出部分の長さを載荷高さまでの 0.3m とし、数値計算の安定性を考慮してせん断弾性係数が杭のせん断弾性係数の 100 倍である線形はり要素でモデル化した。

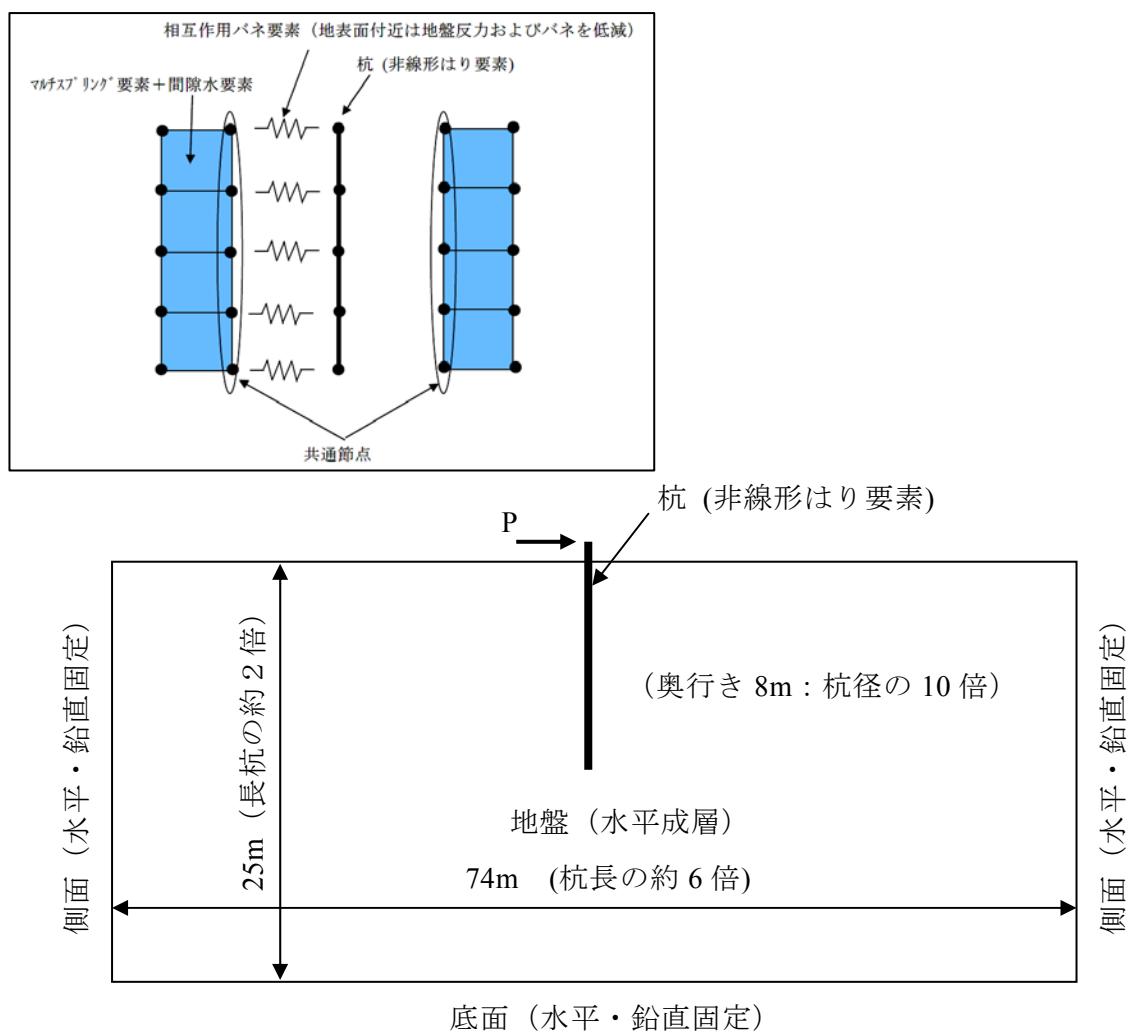


図3-5-5 解析モデル（全領域）

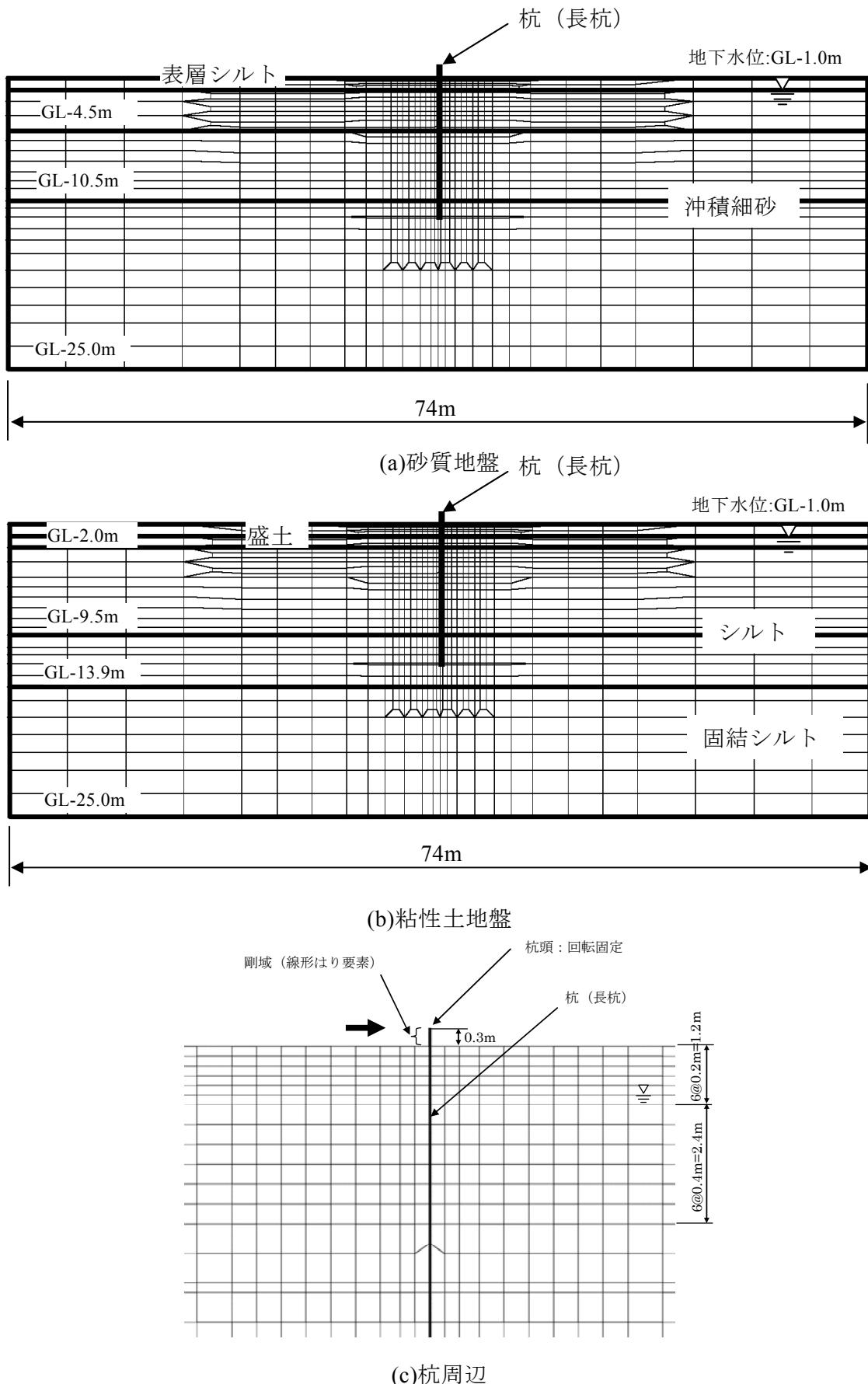


図3-5-6 解析メッシュ

(d) 解析条件の設定

1) 地盤

本検討における解析は静的解析で行う。杭の載荷試験はある程度長い保持時間(20分)をとって実施されていることから、砂質地盤については排水条件となっていることが考えられる。粘性土地盤については、載荷により発生した間隙水圧が完全には消散していない状態で次の載荷が行われた可能性があるが、試験において間隙水圧の情報が得られていないことから、排水条件を仮定する。有効応力解析プログラム FLIPにおいては、間隙水要素を考慮しないで、動的変形パラメータのみを設定して解析を行う。

解析に用いる動的変形パラメータは、原位置試験結果、室内土質試験結果に基づいて設定した。砂質地盤及び粘性土地盤における地盤物性値の設定結果を表3-5-3、表3-5-4に示す。

表3-5-3 砂質地盤の解析地盤定数

区分	下限深度(m)	N値 ^{*1}	単位体積質量 ^{*2} (t/m ³)	動的変形特性							液状化特性						
				V _s (m/sec)	G _{max} (kPa)	K _{max} ^{*3} (kPa)	基準化拘束圧 ^{*4} (kPa)	拘束圧依存係数 ^{*5} m	内部摩擦角(deg.)	粘着力(kPa)	履歴減衰上限値 ^{*6} h _{max}	変相角φ _p (deg.)	w1	p1	p2	c1	S1
表層シルト	1.0	4	1.918	130	20400 ^{*7}	53210	7.05	0.5	0.0 ^{*1}	60.0 ^{*1}	0.240	—	—	—	—	—	—
細砂	4.5	4~26	1.969	130	33280	86790 ^{*3}	26.6	0.5	39.5 ^{*8}	0.0 ^{*7}	0.240	—	—	—	—	—	
				180	63800	166380 ^{*3}	60.4										
	10.5			190	71080	185370 ^{*3}	133.4										
	(25.0)																

*1: 参考文献3) の値を引用。

*2: 表層シルト : C=60kPa より q_u=120kPa として G=170q_u より算定。

*3: ポアソン比を 0.33 と仮定して、K_{max}=G_{max}×2/3×(1+v)/(1-2v) として算定。

*4: 層中央深度の有効上載圧 σ_{vo} より、K_o=0.5 として、σ_{mo}=(1+K_o)/2×σ_{vo} として算定。

*5: FLIP 解析の簡易パラメータの設定における推奨値。

*6: 参考文献3) の値 (3° ~ 4°) の中央値とした。

*7: 参考文献3) によれば粘着力が 2~26kPa (中央値 14kPa) であるが、ここでは、粘着力を 0kPa として内部摩擦角のみを考慮して解析を実施するものとした。

表3-5-4 粘性地盤の解析地盤定数

区分	下限深度(m)	N値	単位体積質量 ^{*1} (t/m ³)	動的変形特性							液状化特性						
				V _s (m/sec)	G _{max} ^{*2} (kPa)	K _{max} ^{*3} (kPa)	基準化拘束圧 ^{*4} (kPa)	拘束圧依存係数 ^{*5} m	内部摩擦角(deg.)	粘着力(kPa)	履歴減衰上限値 ^{*6} h _{max}	変相角φ _p (deg.)	w1	p1	p2	c1	S1
盛土	1.0	3~6	1.816	90	14700	38340	6.67	0.5	21.0 ^{*1}	30.0 ^{*1}	0.240	—	—	—	—	—	—
シルト	2.0	3~9	1.765				16.4	0.5	21.0 ^{*8}	21.0 ^{*7}	0.240	—	—	—	—	—	
	9.5			90	14300	37290	40.4										
	13.9			170	51000	133000	73.9										
固結シルト	50以上 (25.0)	1.888	290	158780	414100	122.5	0.5	34.0 ^{*1}	160 ^{*1}	0.240	—	—	—	—	—	—	—

*1: 参考文献3) の値を引用。

*2: G_{max}=ρV_s² で算定。

*3: ポアソン比を 0.33 と仮定して、K_{max}=G_{max}×2/3×(1+v)/(1-2v) として算定。

*4: 層中央深度の有効上載圧 σ_{vo} より、K_o=0.5 として、σ_{mo}=(1+K_o)/2×σ_{vo} として算定。

*5: FLIP 解析の簡易パラメータの設定における推奨値。

*6: 参考文献3) の値 (15° ~ 27°) の中央値とした。

*7: 参考文献3) の値 (14~28kPa) の中央値とした。

2) 杣

杭の材料特性、断面特性、非線形特性の設定結果を表3-5-5～表3-5-7にそれぞれ示す。非線形特性は、図3-5-7に示すようにトリリニアの曲げモーメントー曲率関係として解析に考慮する。杭下端は、水平、鉛直、回転とも土要素の節点に拘束する。

表3-5-5 RC杭の材料特性

	設定値	備考
単位体積質量(t/m^3)	2.45	コンクリート標準示方書
ポアソン比	0.2	コンクリート標準示方書
ヤング係数(kN/mm^2)	25	〃、 $f_{ck}=24N/mm^2$ を想定
せん断弾性係数(kN/mm^2)	10.4	剛域においては左記値の100倍とした。

表3-5-6 RC杭の断面特性

	設定値	備考
直径 (m^3)	0.8	
断面積(m^2)	0.5027	
断面二次モーメント(m^4)	0.0201	
初期曲げ剛性(kNm^2)	5.03×10^5	

表3-5-7 RC杭の非線形特性*1

状態	曲率(1/m)	曲げモーメント(kNm)	勾配(kNm^2)
ひび割れ	2.8×10^{-4} *2	140	5.03×10^5
降伏	5.5×10^{-3}	530	7.47×10^4
終局	2.3×10^{-2}	690	9.14×10^3

*1: 参考文献9)より設定。

*2: ひび割れ曲げモーメントを初期勾配で除すことにより算定。

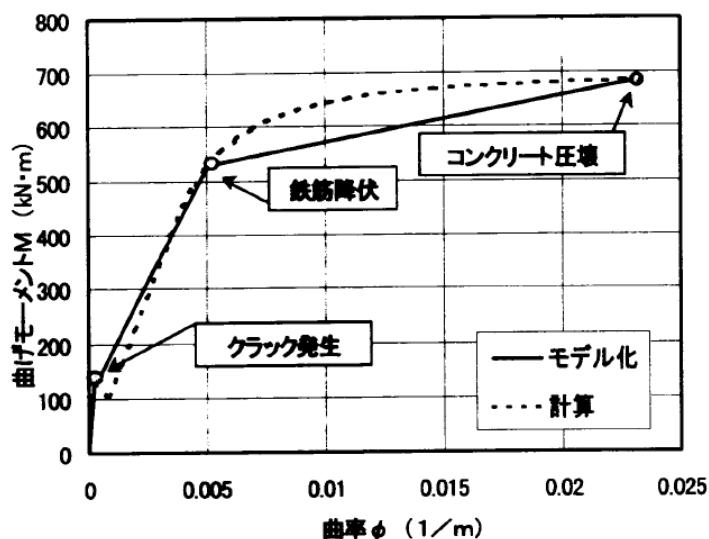


図3-5-7 解析に用いた杭の曲げモーメントー曲率関係（図中の“モデル化”を参照）

3) 限界深さの算定

既往の研究にて提案されている杭の極限地盤反力算定モデルを用いて、地表面の影響を考慮する範囲を検討した。

a) 算定方法

水平力を受ける杭に作用する極限地盤反力を評価する方法として、i) 地表面付近では杭前面の楔状のすべり土塊が押し上げられる受働破壊を、ii) 地盤深部では杭に直交する面内における水平方向の支持力破壊を仮定することが既往の研究（例えば、岸田ら¹⁾）で提案されている（図3-5-8）。上記の仮定による深度 z における極限地盤反力度をそれぞれ $P_{y1}(z)$ 、 $P_{y2}(z)$ とすると、極限地盤反力度は下式で与えられる。

$$P_y(z) = \min[P_{y1}(z), P_{y2}(z)] \quad \text{----- (3-5-1)}$$

ここで、 $P_{y1}(z)=P_{y2}(z)$ となる深さを限界深さ z_r と称す。図3-5-9に示すI-Zone、II-Zoneは、土塊のすべり破壊、支持力破壊により極限地盤反力が決定される領域をそれぞれ示しており、その境界深さが限界深さ z_r である。したがって、I-Zoneにおいて地表面の影響を考慮する必要がある。

既往の研究¹⁾を参考にすると、土塊のすべり破壊による杭の極限地盤反力は、砂質土地盤、粘性土地盤についてそれぞれ下式から求められる。

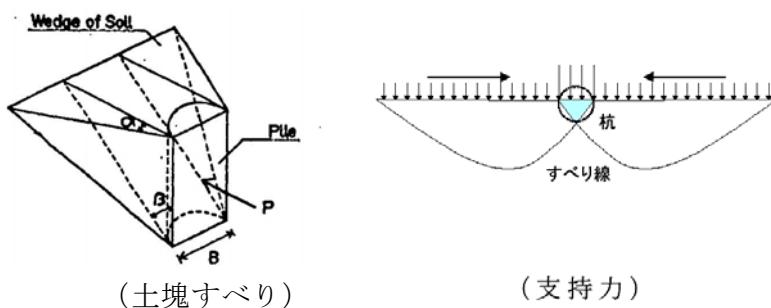


図3-5-8 極限地盤反力算定モデル：土塊すべり破壊と支持力破壊

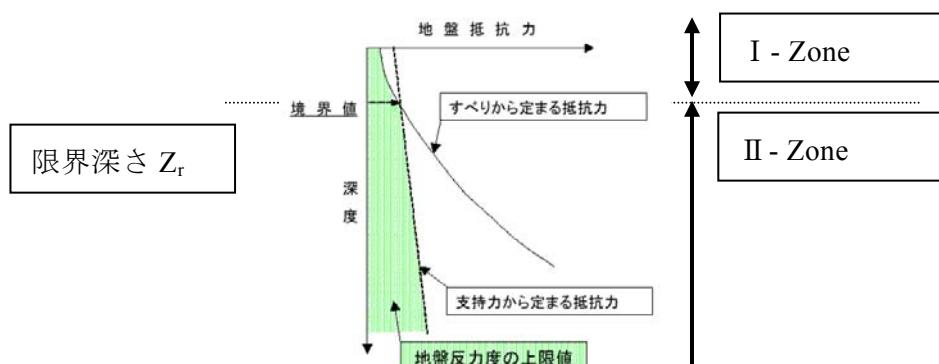


図3-5-9 地表面の影響を考慮する範囲

砂質土地盤

$$P_y = \gamma z \left\{ \frac{K_o \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot \frac{z}{B} + K_o \tan \beta (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) \frac{z}{\beta} - K_A + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \left(1 + \frac{z}{B} \tan \alpha \cdot \tan \beta \right) \right\} \quad (3-5-2-1)$$

$$\alpha = \frac{\phi}{2}, \quad \beta = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \quad (3-5-2-2)$$

粘性土地盤

$$P_y = \gamma z + 2c_u + 2\sqrt{2} \frac{z}{B} c_u \quad (3-5-2-3)$$

ここで、 z ：地表面からの深さ

γ ：土の単位体積重量

c_u ：粘性土の非排水せん断強度

K_o ：静止土圧係数

K_A ：Rankine の主働土圧係数

ϕ ：砂の内部摩擦角

α, β ：クサビの角度（図 3-5-8）

なお、砂質土地盤における土塊のすべり破壊については、実物大単杭の水平載荷実験（本検討の解析対象）において、地中変位計にて測定した杭前面地盤のせん断ひずみ分布が得られている¹⁾。ひずみの局所化の傾向から、杭前面の受働土塊が地表面に向けて押し上げられるすべり線が発生することが認められている。一方、粘性土地盤に関する式は、参考文献 1 の式(8)に対して、 $\alpha=0, \beta=\pi/4$ （図 3-5-8）参照として得られるものである。

粘性土地盤における実物大単杭の水平載荷実験（本検討の解析対象）において、すべり線が明瞭でないものの $\alpha=10 \sim 20^\circ$ 程度と実測されている¹⁾。実地盤は、土質試験結果によると完全な c 材ではなく ϕ 成分も有するが、ここでは簡単のため式(3-5-2-3)を用いる。

地表付近の影響を受けない地盤深部の支持力破壊については、帯基礎に対して用いられる Terzaghi の極限支持力式を水平方向へ置換えて用いる。すなわち、土被り圧の項について q_h を水平方向土圧とみなし、ここでは静止土圧を用いている。また、自重項については、杭径を基礎幅とみなしている。

$$q = c_u N_c + q_h N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (3-5-3)$$

ここで、 N_c, N_q, N_γ ：支持力係数

q_h ：静止土圧 $q_h = \gamma' z K_s$

B：杭径

b) 地盤条件

砂質土地盤、粘性土地盤について表 3-5-3、表 3-5-4にそれぞれ示される解析地盤定数に基づき以下の様に地盤条件を設定した。

i) 地盤モデル

・砂質地盤

地表付近のシルト層を無視して、全体を均一な細砂層と見なした。

・粘性地盤

地表付近の盛土（粘性土層）を無視して、全体を均一なシルト層と見なした。

・地下水位は、両地盤とも GL-1m と実測されているが、計算上は地表面とした。

ii) 地盤の物性値

地盤の物性値は以下の通り設定した。

① 砂質土地盤

単位体積重量 : $\gamma' = 9.69 \text{ kN/m}^3$ (水中単位体積重量)

内部摩擦角 : $\phi = 20^\circ, 30^\circ, 40^\circ$

粘着力 : $c = 0 \text{ kN/m}^2$

静止土圧係数 : $K_o = 1 - \sin \phi$ (Jaky 式)

主働土圧係数 : $K_A = \frac{(1 - \sin \phi)}{(1 + \sin \phi)}$ (Rankin 土圧)

② 粘性土地盤

単位体積重量 : $\gamma' = 7.65 \text{ kN/m}^3$ (水中単位体積重量)

内部摩擦角 : $\phi = 0^\circ$

粘着力 : $c = 20, 30, 60 \text{ kN/m}^2$

静止土圧係数 : $K_o = 0.70$

c) 算定ケースと算定結果

限界深さの算定ケースと算定結果を表 3-5-8に示す。また、極限地盤反力の深度分布を図 3-5-10 に示す。限界深さ z_r は、砂質土地盤では内部摩擦角の大きさによって大きく影響されるが、粘性土地盤では粘着力の大きさによる影響がほとんどないことが認められる。実物大単杭の FLIP 解析においては、砂質土地盤では $\phi = 40^\circ$ に対して得られた $z_r = 5.8 \text{ m}$ 、粘性土地盤では $z_r = 1.0 \text{ m}$ を基本とした。

ただし上述の通り、限界深さの算定では地盤を均一な土層と見なしている。実地盤は均一ではなく、また FLIP 解析に用いる地盤モデルも実地盤の表層付近の土層構成を考慮している。

表3-5-8 検討ケースと検討結果

ケース	地盤種別	土質定数		境界深さ z_r (m)
		c (kN/m ²)	ϕ (°)	
Case-s1	砂質地盤	0	40	5.8
Case-s2	〃	0	30	4.0
Case-s3	〃	0	20	3.5
Case-c1	粘性地盤	60	0	1.0
Case-c2	〃	30	0	1.0
Case-c3	〃	20	0	1.0

d) 相互作用ばねの上限値

杭—地盤相互作用ばねに働く力 F(kN)は下式から得られる。

$$F = L \times D \times \alpha \times \tau \quad \dots \quad (3-5-4)$$

ここで、

L : ばねの支配長(m)

D : 杭径(m)

α : 応力—荷重変換係数であり、単位面積当たりの杭間隔(2.5D~10D)と正規化した破綻荷重 (kN/m²) から決まる 11.5~12.6 の範囲の定数

τ : せん断応力 (kN/m²)

相互作用ばねの上限値〈破綻荷重。以降、ばね上限値と称す〉 F_{max} (kN) は下式から得られる。

$$F_{max} = L \times D \times \alpha \times \tau_{mo} \quad \dots \quad (3-5-5)$$

ここで、

τ_{mo} : 土の初期せん断強度 (kN/m²)

砂質土の場合、 $\tau_{mo} = \sigma_m \cdot \sin \phi$ (kN/m²)

粘性土の場合、 $\tau_{mo} = c$ (kN/m²)

粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の両者を有する場合¹²⁾、

$$\tau_{mo} = c \cdot \cos \phi + \sigma_m \cdot \sin \phi \quad (\text{kN/m}^2)$$

σ_m : 平均主応力 (kN/m²)

ϕ : 土の内部摩擦角 (°)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

相互作用ばねの上限値を用いた場合の極限地盤反力度 q_{max} (kN/m²) は下式で表わされる。

$$q_{max} = F_{max} / (L \cdot D) = \alpha \cdot \tau_{mo} \quad \dots \quad (3-5-6)$$

図3-5-10に各深度で算定した相互作用ばねの極限地盤反力度 q_{\max} (kN/m^2) を示す。算定に当たっては、 $\alpha = 12.6$ 、 $\sigma_m = (\sigma_v + \sigma_h)/2 = \sigma_v(1+K_0)/2$ 、 $K_0 = 0.5$ とした。ここで、 α は2次元水平断面内の杭一地盤系の解析から得られるため、 q_{\max} は地盤深部の P_{y2} に対応している。しかし、土塊すべり破壊あるいは支持力破壊による極限地盤反力度 $P_y = \min[P_{y1}, P_{y2}]$ に比して、砂質土地盤の q_{\max} は小さく、粘性土地盤の q_{\max} は大きい値になる傾向がある。

FLIP 解析を実施する砂質土地盤、粘性土地盤の地盤条件に関して、相互作用ばねの極限地盤反力度 q_{\max} を図3-5-11にそれぞれ示す。ここで、 $\alpha = 12.6$ 、 $\sigma_m = (\sigma_v + \sigma_h)/2$ とし、初期応力解析で得られた応力を用いた。同図には、一様な砂質土地盤($c=0$ 、 $\phi=40^\circ$)と粘性土地盤($c=20\text{kPa}$ 、 $\phi=0$)に対する土塊すべり破壊および支持力破壊による極限地盤反力度 P_y をそれぞれ示している。杭の主要な変位が生じる GL-5.0m 程度までの範囲に関して、砂質土地盤の q_{\max} は P_{y2} の $1/5 \sim 1/6$ であり、 P_{y1} よりも小さい。粘性土地盤の q_{\max} は、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ の両者を有するせん断強度を定義しているため、 P_{y2} の 3 倍程度大きい値になる。

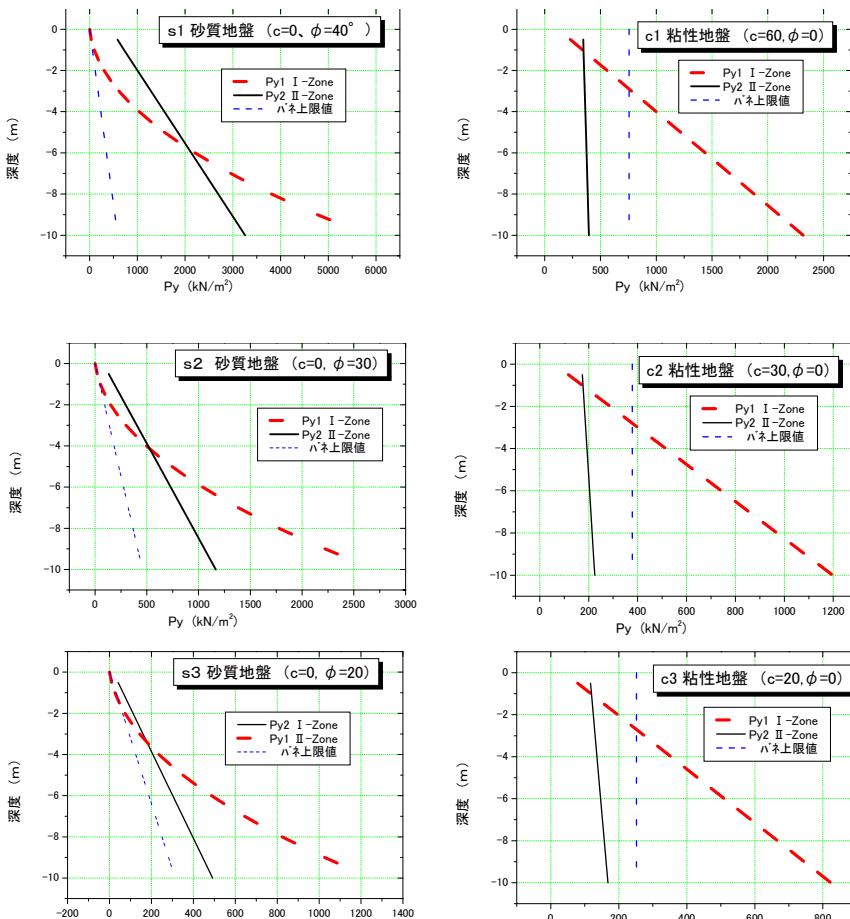


図3-5-10 極限地盤反力の深度分布

(砂質土地盤 : Case-s1~s3、粘性土地盤 : Case-c1~c3)

(e) 相互作用バネ

杭と地盤は、相互作用バネで連結する。ただし、地表付近で後述する限界深さより浅い範囲においては、相互作用バネ反力を一定の割合で低減させて解析を行うものとした。

(f) 解析ケース

解析ケースを表 3-5-9 に示す。

表3-5-9 解析ケース

		長杭	短杭	
		杭頭固定	杭頭固定	杭頭自由
砂質地盤	地表の影響考慮なし	○	○	—
	地表の影響考慮あり (限界深さ : 5.8m)	○	○	—
粘性土地盤	地表の影響考慮なし	○	○	○
	地表の影響考慮あり (限界深さ : 1m)	○	○	○

注) 地表の影響考慮ありのケースにおいては、低減係数をいくつか変化させて解析を行う。

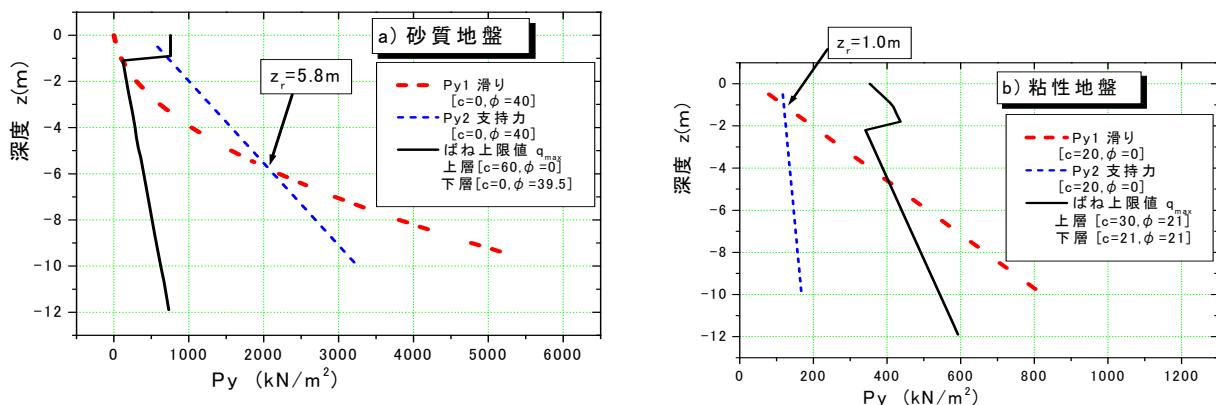


図3-5-11 FLIP 解析の極限地盤反力の深度分布

(砂質土地盤、粘性土地盤)

(3) 解析結果

(a) 解析条件

解析条件を以下に示す。

使用プログラム Ver : 5.11

変位増分 : DT=0.0001m

収束判定 : 0.1%

LOOP 回数 : 10 回 (初期解析)、20 回 (静的解析)

(b) 砂質地盤、長杭

解析は地表面の影響を考慮する場合、および考慮しない場合について行った。

地表面の影響を考慮する場合、限界深さは $Zr=5.8m$ である。今回の解析モデルにおいては、地表面から 5.6m の深度まで相互作用バネについては低減係数 PFACT を変化させ、それより以深の相互作用バネについては低減係数 PFACT を変化させないで計算を行った。

1) 杭頭の荷重－変位関係

解析は地表面の影響を考慮しない場合 (低減係数 PFACT=1.0)、および考慮する場合 (低減係数 PFACT=0.9、0.7) について行った。

図 3-5-12 に「杭頭の荷重－変位関係」を示す。

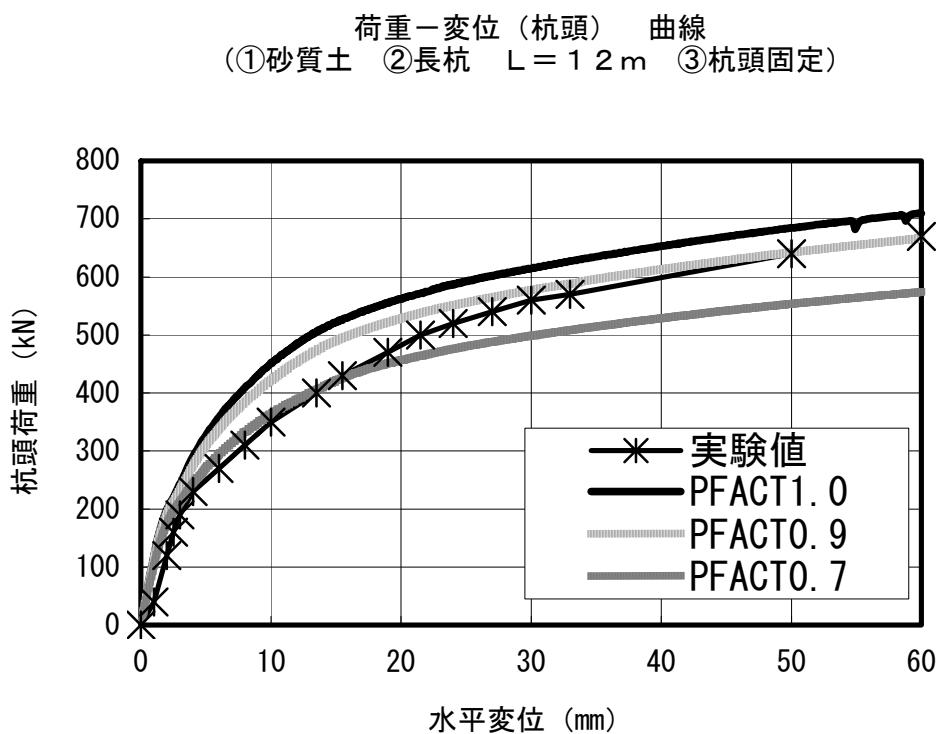


図3-5-12 杭頭の荷重－変位関係 (実験結果との重ね書き)

2) 杭の曲げモーメント分布

解析は地表面の影響を考慮しない場合（低減係数 PFACT=1.0）、および考慮する場合（低減係数 PFACT=0.9、0.7）について行った。

図3-5-13に「杭の曲げモーメント分布図」を示す。

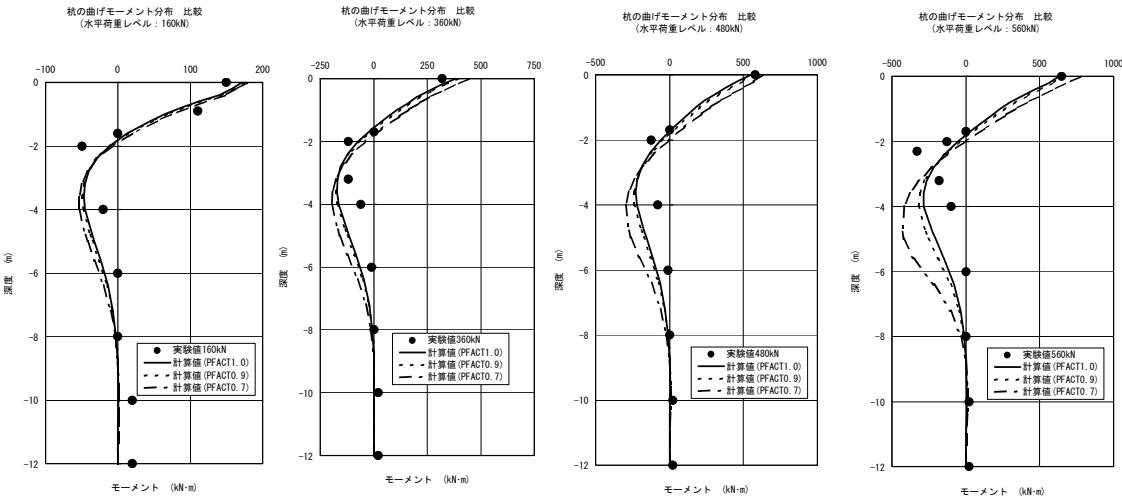


図3-5-13 杭の曲げモーメント分布図（実験結果との重ね書き）

3) 杭の変位分布

解析は地表面の影響を考慮しない場合（低減係数 PFACT=1.0）、および考慮する場合（低減係数 PFACT=0.9、0.7）について行った。

図3-5-14に「杭の変位分布図」を示す。

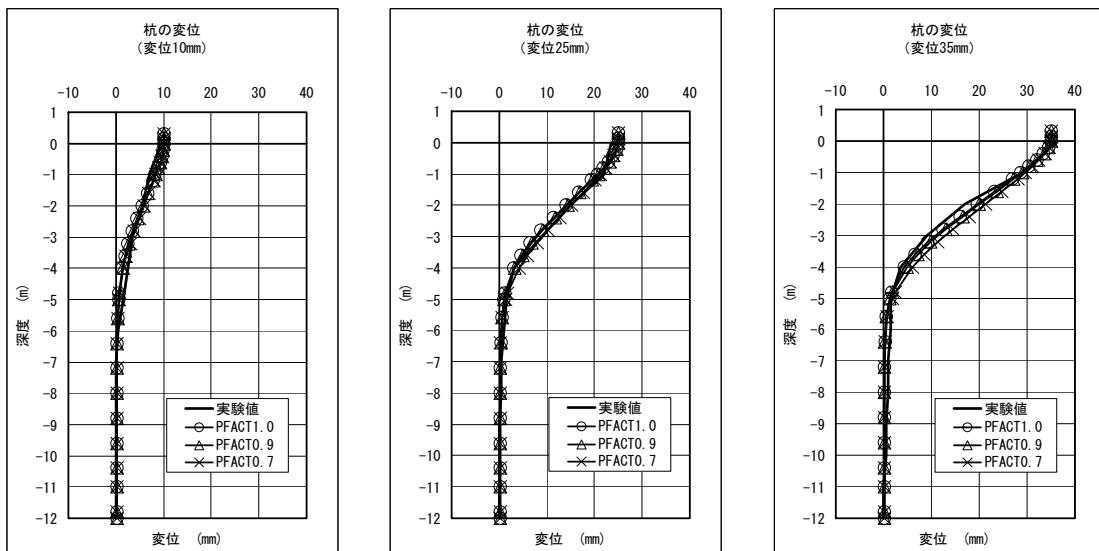


図3-5-14 杭の変位分布図（実験結果との重ね書き）

4) 地盤反力分布

解析は地表面の影響を考慮しない場合（低減係数 PFACT=1.0）、および考慮する場合（低減係数 PFACT=0.9、0.7）について行った。

図3-5-15に「杭の地盤反力分布図」を示す。

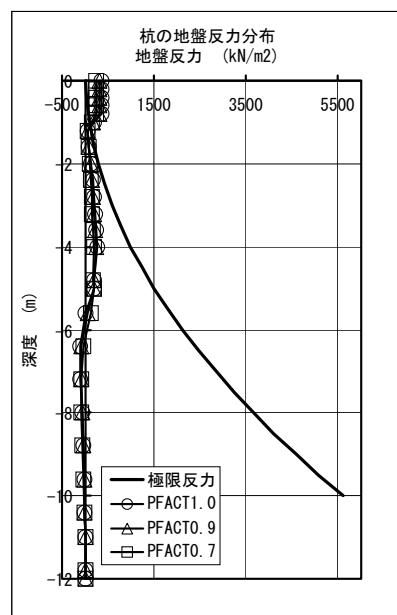


図3-5-15 杭の地盤反力分布図

5) 計算結果に関するコメント

- ① 解析結果と試験結果について、地表面の影響を考慮しない場合（低減係数 1.0）の場合でも「荷重－変位」、「モーメント分布」、「変位分布」ともに良く合っている。
- ② 今回の解析結果から、地表面の影響を考慮する場合において、試験結果を最も良く再現する低減係数は前項の結果より 0.9 であると考えられる。
- ③ 今回の解析結果から、限界深さと低減率（PFACT）の設定方法についても重要であることが理解できたが、基本的には土質パラメータ、杭のモデル化（線形ハリ、非線型ハリ）等であると考えられる。

(c) 砂質地盤、短杭

地表面の影響を考慮する場合の砂地盤における限界深さは、 $Z_r=5.8\text{m}$ である。解析対象杭は短杭 ($L=4.0\text{m}$) であるため、限界深さより上方に位置する。従って地表面の影響を考慮する場合の地盤相互バネの PFACT は、杭全長にわたり作用させた。

1) 杭頭の荷重－変位関係

解析は、地表面の影響を考慮しない場合（低減係数：PFACT=1.0）と、考慮する場合（低減係数：PFACT=0.9、0.7）を行った。図 3-5-16 に「杭頭の荷重－変位関係図」を示す。

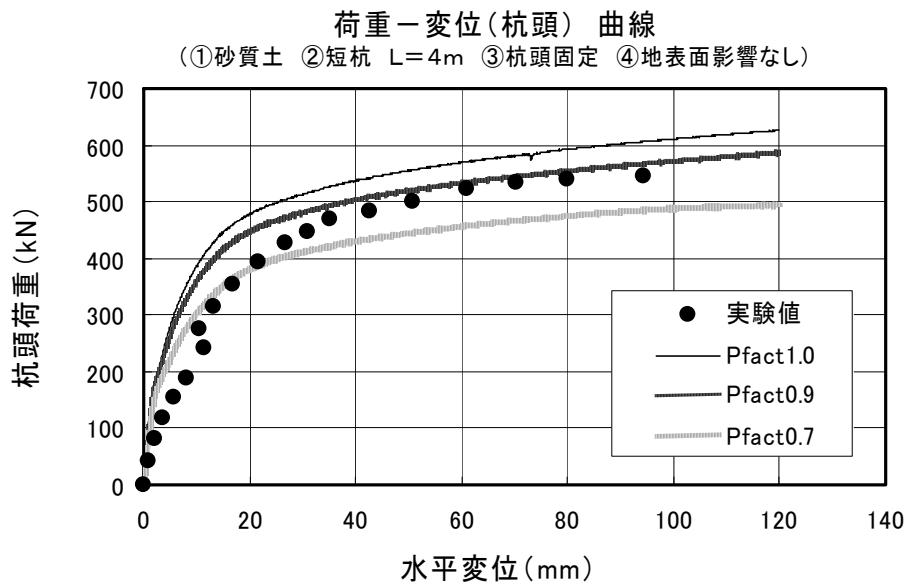


図3-5-16 杭頭の荷重－変位関係図

2) 杭の曲げモーメント分布

解析は、地表面の影響を考慮しない場合（低減係数：PFACT=1.0）と、考慮する場合（低減係数：PFACT=0.9、0.7）を行った。図 3-5-17 に「杭の曲げモーメント分布図」を示す。

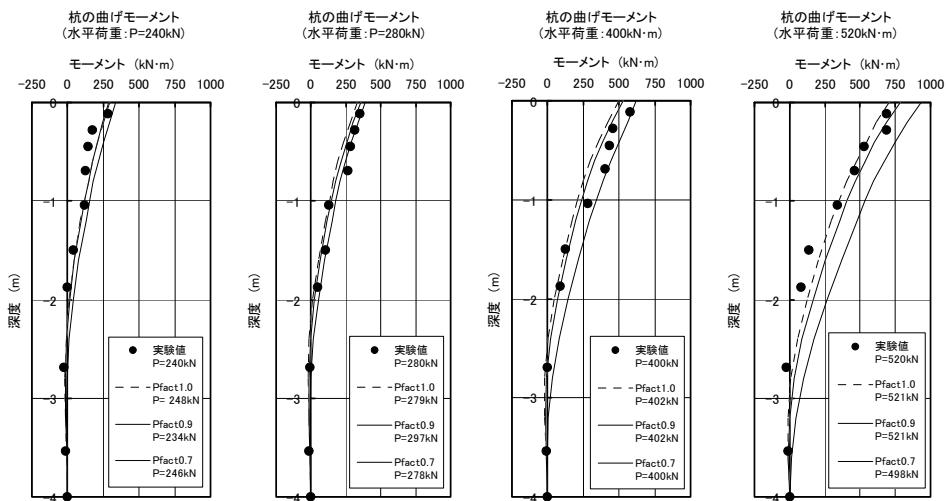


図3-5-17 杭の曲げモーメント分布図（水平荷重 240kN、280kN、400kN、520kN）

3) 杭の変位分布

解析は、地表面の影響を考慮しない場合（低減係数：PFACT=1.0）と、考慮する場合（低減係数：PFACT=0.9、0.7）を行った。図3-5-18に「杭の曲げモーメント分布図」を示す。

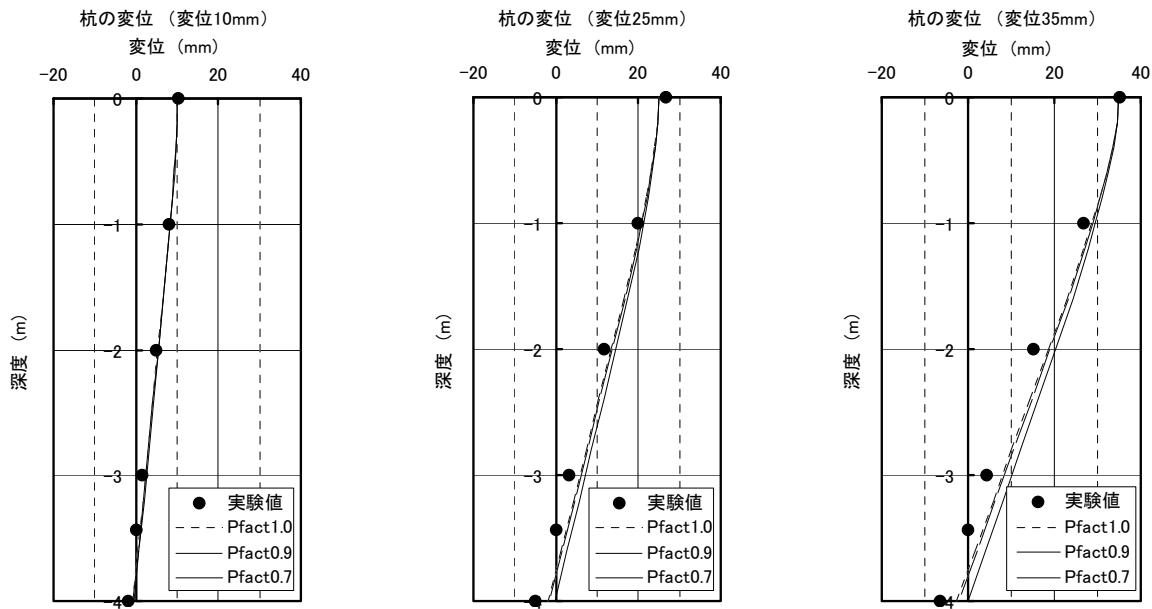


図3-5-18 杭の変位分布図（杭頭変位 10mm、15mm、25mm）

4) 地盤反力分布

解析は、地表面の影響を考慮しない場合（低減係数：PFACT=1.0）と、考慮する場合（低減係数：PFACT=0.9、0.7）を行った。杭の地盤反力は、相互作用バネ要素の出力値とする。図3-5-19に「地盤反力分布」を示す。

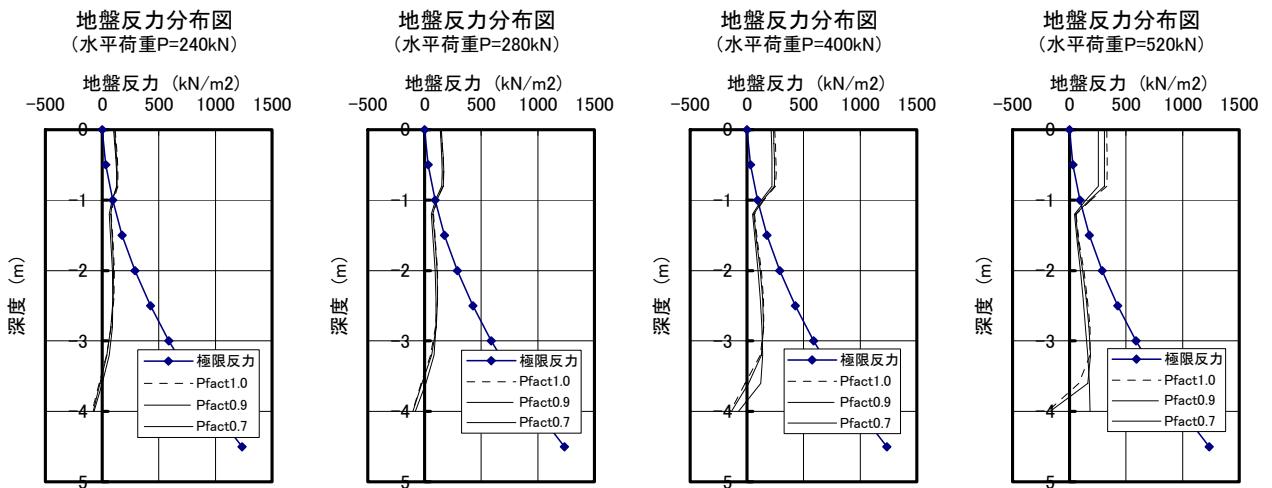


図3-5-19 杭の地盤反力分布図（水平荷重 240kN、280kN、400kN、520kN）

5) 計算結果に関するコメント

- ① 解析結果と試験結果は、地表面の影響を考慮しない場合 ($P_{fact}=1.0$) でも十分に良く合っている。
- ② 今回において、試験結果を最も良好に再現する低減率は、 $P_{fact}=0.9$ であった。この時の杭頭部における荷重－水平変位関係のグラフ形状がもっとも実験値と良くあつた。
- ③ 地盤相互バネは、地盤の有効応力を参照するため、深さ方向の水平地盤反力もその影響を受ける。従って特に地表面の影響を考慮しなくても、地盤反力を概ね良好に表現できているようである。
- ④ 地表面の影響を考慮することよりもむしろ、基本的な地盤定数の設定がいかに現地盤を的確に表現できるかが、ポイントとなる。

(d) 粘性土地盤、長杭

ここでは、粘性土地盤における杭頭固定、長杭に対し地表面の影響について解析検討した結果を述べる。既述のごとく、解析対象である粘性地盤の塑性領域 I と II の境界である限界深さは、GL-1.0m であり、この地表面以下-1.0m までの塑性領域 I を対象に、今回導入した地盤ばねの低減係数である PFACT の値を変えて比較解析を行うことで、当該粘性土地盤における地表面塑性化の影響を検討する。

1) 杭頭の荷重一変位関係

杭体の変位、曲げモーメント、地盤反力等の深度方向への分布に対する感度を見るため、低減係数 PFACT の値について地表面の影響を考慮しない PFACT=1.0 のケース、地盤ばねを 30% 低減した PFACT=0.7 の 2 ケースを対象に計算した。

杭頭水平荷重-変位の関係は、図 3-5-20 に示したように同じ変位量に対しては PFACT=0.7 とした方がやや荷重が小さくなるものの、PFACT=1.0 及び 0.7 いずれのケースについても全般的に試験杭の結果とよく合っており、PFACT による差異は小さいといえる。

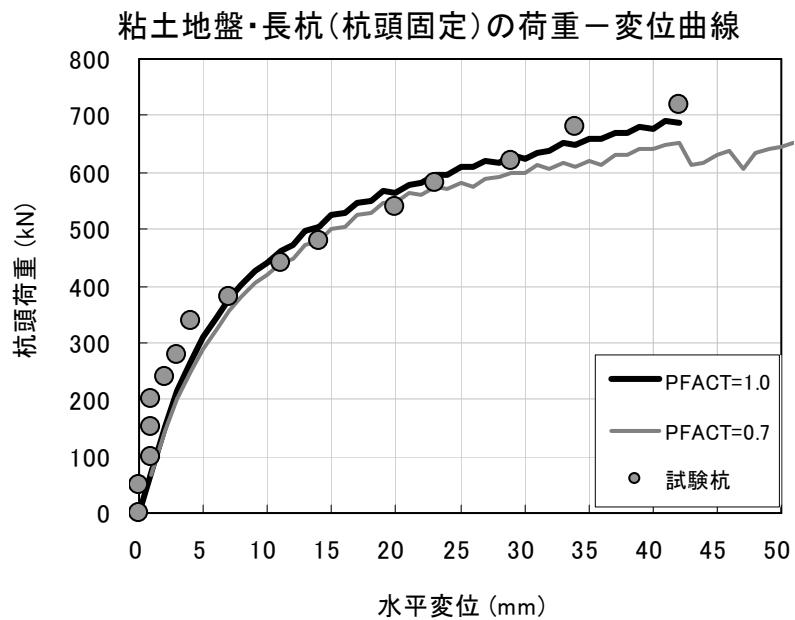


図3-5-20 長杭の荷重変位曲線

2) 杭の曲げモーメント分布

実験杭と同じ杭頭変位どうしで曲げモーメントの深度分布を比較する。図3-5-21に示すように、PFACTの値1.0と0.7での比較では、PFACTを変えても曲げモーメント分布の差異は極めて小さく、それぞれの分布曲線はほとんど重なった。これらの計算されたモーメント分布は、実験結果に良く合っている。

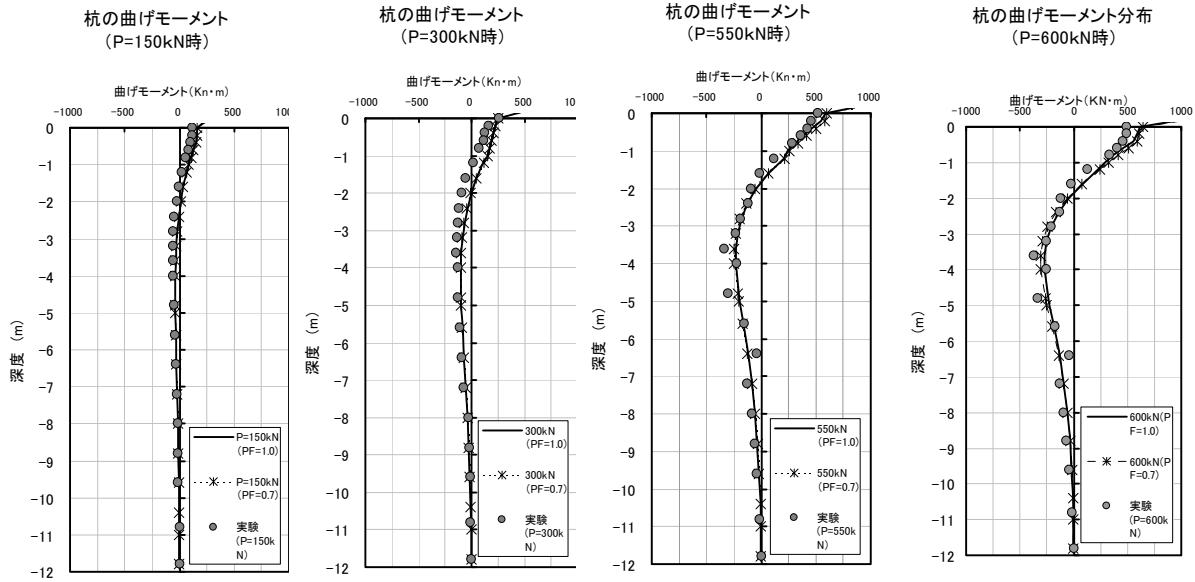


図3-5-21 曲げモーメントの深度分布比較

3) 杭の変位分布

次に解析で得られた杭体変位の深度方向分布を、実験の結果に示されている杭頭水平変位10、25、35mmについて実験結果と比較する。図3-5-22に示すように杭体の計算変位は、いずれもGL-5mより深い位置で変位を生じはじめており（杭の特性長、 $1/\beta = 4.1\text{m}$ ）、その変位量の深度分布は実験値に良く合っている。

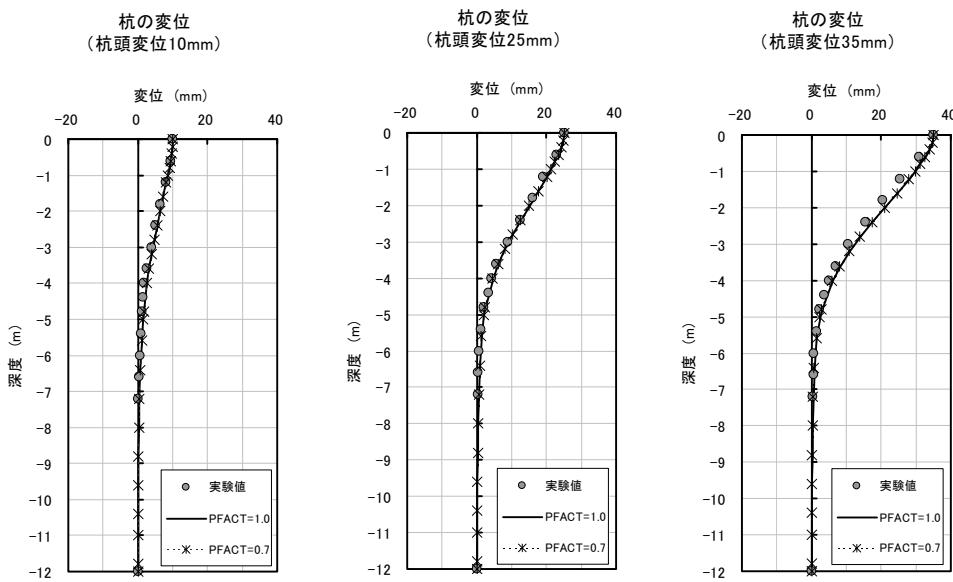


図3-5-22 杭の変位分布の比較

4) 計算地盤反力

解析計算で得られた杭の地盤反力度の分布（相互作用ばねの反力）を図 3-5-23 に示す。図示したのは、曲げモーメントの分布を比較した水平荷重の載荷時 150、300、550、600kN であり、各グラフに地表面塑性化の影響を考慮した場合の極限地盤反力の算定値を合わせて示している。

再現解析の最大値に近い杭頭荷重 550kN や 600kN 時について見ると、PFACT=1.0 に較べて PFACT=0.7 の計算地盤反力は、地表面の塑性化を考慮した GL-1.0m 以浅の範囲において一律に計算値が低減されており、今回プログラムに導入した PFACT の効果が確認される。

次に、GL-1.0m 以深に目を向ける。PFACT を用いて GL-1.0m までの地盤ばねを低減すると、GL-1.0~2.0m の範囲の計算反力は、地表面の反力低減分を補完する形で PFACT=1.0 の場合よりも大きな値を示す。このため、GL-1.0m の上下で地盤反力が急変する分布を示す。

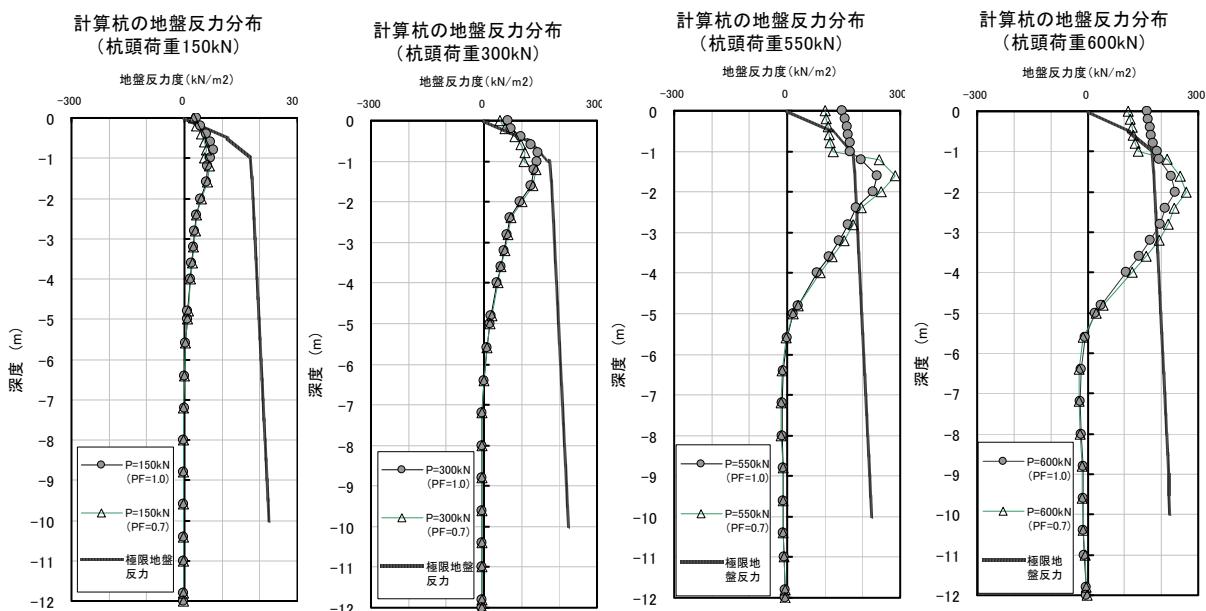


図3-5-23 地盤反力分布の比較

このように PFACT=1.0 と 0.7 の値によりそれぞれの計算反力の分布形状に差異が生じているにもかかわらず、前述のごとく杭体の変位や曲げモーメントの計算結果においては、PFACT による差をほとんど生じていない。この原因として、この粘性土地盤の地盤ばねの低減対象である塑性領域 I の範囲が杭長のうちの 1m と短い範囲にとどまっていることが大きいと考えられ、砂質地盤のように塑性化の範囲が遠方まで直線的に及ぶ全般破壊と異なり、基礎周辺の地盤破壊が卓越する粘性土の破壊形態が局所せん断破壊と区別して称される所以でもある。ここに見られるような短い範囲で生じ

ている地盤反力分布の急変は、杭の状態をマクロ的に見ると、その平均的な分布力が作用する場合とほぼ等価と見なすことができ、前述した杭体の変位や断面力の分布形状において大きな差を生じさせなかつたものと考えられる。今回、解析計算で検証したのはここに示した1例のみであるが、以上の考察を踏まえれば、通常の粘性土地盤の場合、つまり塑性化の影響が狭い範囲にとどまるような場合については、地表面塑性化の影響を無視してもよいと考えられる。

5) 考察

以上に述べた解析結果と再現対象とした実験杭との比較検討により、次のことが言える。

- ① 地盤ばねを低下させて検討した今回の粘性土地盤における長杭・杭頭固定条件での杭の解析結果から見ると、局所せん断破壊が破壊モードとなる粘性地盤では塑性化による地表面付近の低下の影響は小さく解析上あまり大きな影響因子にならないといえ、地表面塑性化の影響はあまり考えなくてよいといえる。
- ② 今回の1例による検証であるため、今後、さらに検討を加える必要はあるが、粘性土地盤中の杭体に生ずる地盤反力の極限値は、これらが局所的なせん断破壊作用が支配的であることを考慮すると、杭幅を基礎と見なした浅い基礎の支持力公式により算出される塑性領域IIの地盤反力度を用いて近似値的に推定できるといえる。
なお、砂質系地盤の場合は、周辺の拘束圧によりせん断破壊の発生が抑制されるため、粘性土地盤の性状が砂質系に近くなるほど拘束圧の影響により、この浅い支持力公式を基にした塑性領域IIの地盤反力度の算定値は合わなくなると推察される。
- ③ 今回、再現解析の対象とした粘性土地盤では、粘性土を非排水条件、かつ負圧粘着力を考慮しない条件での再現性がよい。
- ④ FLIP プログラム (ver.5.1.1) を用い、静的解析における粘性土地盤中の杭頭固定の長杭の応力変位状態（杭体の変位量、曲げモーメント分布、地盤反力）を、調和的によく再現することができる。

(e) 粘性土地盤、短杭

杭頭固定と杭頭自由の2ケースの解析を行う。

解析結果は、地表面の影響を考慮しない場合と、考慮する場合の両方を示す。地表面の影響を考慮する場合には、CASE-C2($\phi=0$ 、 $c=30\text{kN/m}^2$)粘性土地盤では、深度 0.5m でのI-zone(土塊すべり)と II-zone(支持力破壊)の極限支持力の比が約 0.7 となることを考慮し、低減係数(PFACT の値)は 0.5 と 0.7 に設定する。また、限界深さは 1.0m とする。

1) 杭頭固定の場合

a) 杭頭の荷重－変位関係

図 3-5-24に杭頭の荷重－変位曲線(実験結果との重ね書き)を示す。

b) 杭の曲げモーメント分布

図 3-5-26に杭の曲げモーメント分布(実験結果との重ね書き)を示す。

c) 杭の変位分布

図 3-5-27に杭の変位分布(実験結果との重ね書き)を示す。

d) 地盤反力分布

図 3-5-25に杭の地盤反力分布(C2 粘性土地盤の極限地盤反力との重ね書き)を示す。杭の地盤反力は、相互作用バネ要素の出力値(反力度)とする。

条件
 ①粘性土
 ②短杭 $L=5\text{m}$
 ③杭頭固定
 ④地表面影響ありの場合：限界深さ1.0m 低減係数PFACT=0.5, 0.7
 ⑤杭の極限地盤反力：C2粘性土地盤($c=30$, $\phi=0^\circ$)のPY(I)とPY(II)を使用

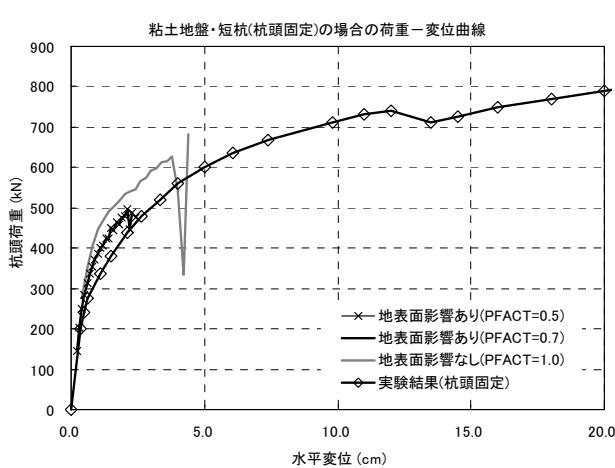


図3-5-24 杭頭の荷重－変位曲線

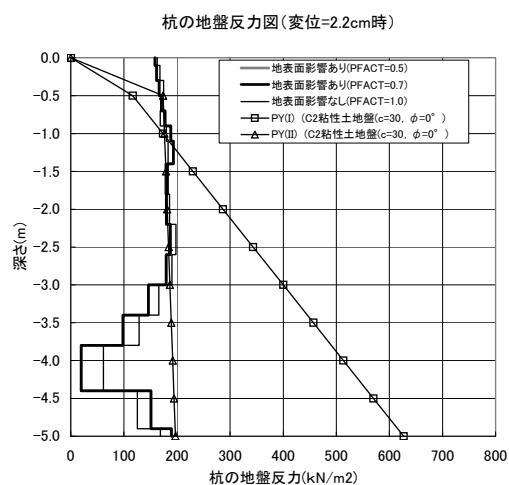
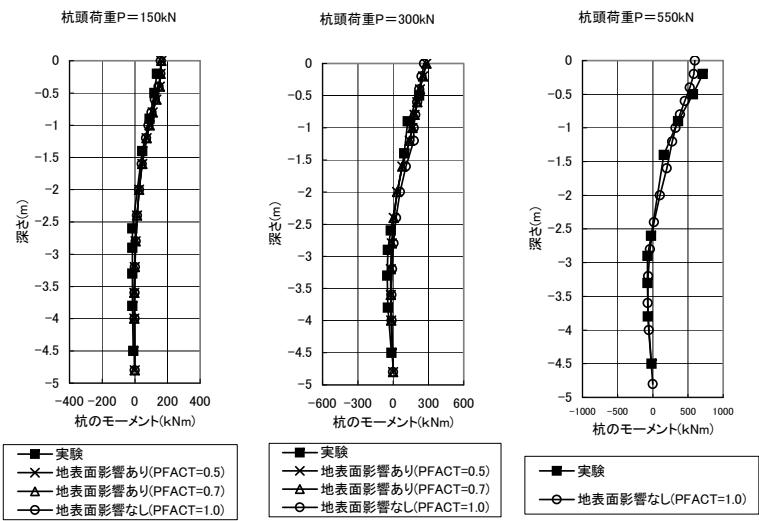
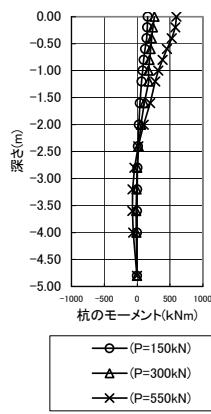


図3-5-25 杭の地盤反力分布



計算値(地表面影響なしの場合)



実験値

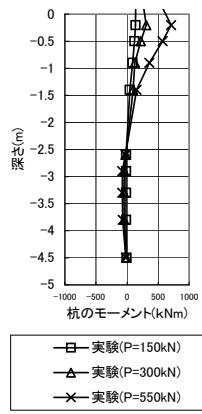
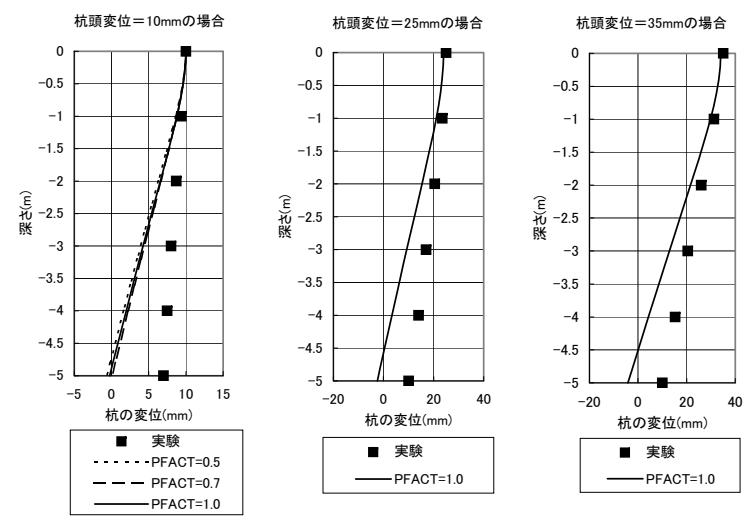
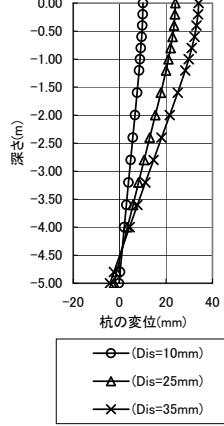


図3-5-26 杭の曲げモーメント分布



計算値(PFACT=1.0の場合)



実験値

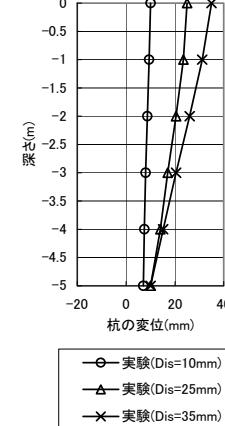


図3-5-27 杭の変位分布

2) 杭頭自由の場合

a) 杭頭の荷重－変位関係

図 3-5-28に杭頭の荷重－変位曲線(実験結果との重ね書き)を示す。

b) 杭の曲げモーメント分布

図 3-5-30に杭の曲げモーメント分布(実験結果との重ね書き)を示す。

c) 杭の変位分布

図 3-5-31に杭の変位分布(実験結果との重ね書き)を示す。

d) 地盤反力分布

図 3-5-29に杭の地盤反力分布(C2 粘性土地盤の極限地盤反力との重ね書き)を示す。

PFACT=0.5、0.7 のケースでは、杭頭変位は 4.0cm より大きくなると、解析は発散したので、参考のため、杭頭変位が 4.0cm の時の杭の地盤反力を示す。

杭の地盤反力は、相互作用バネ要素の出力値(反力度)とする。

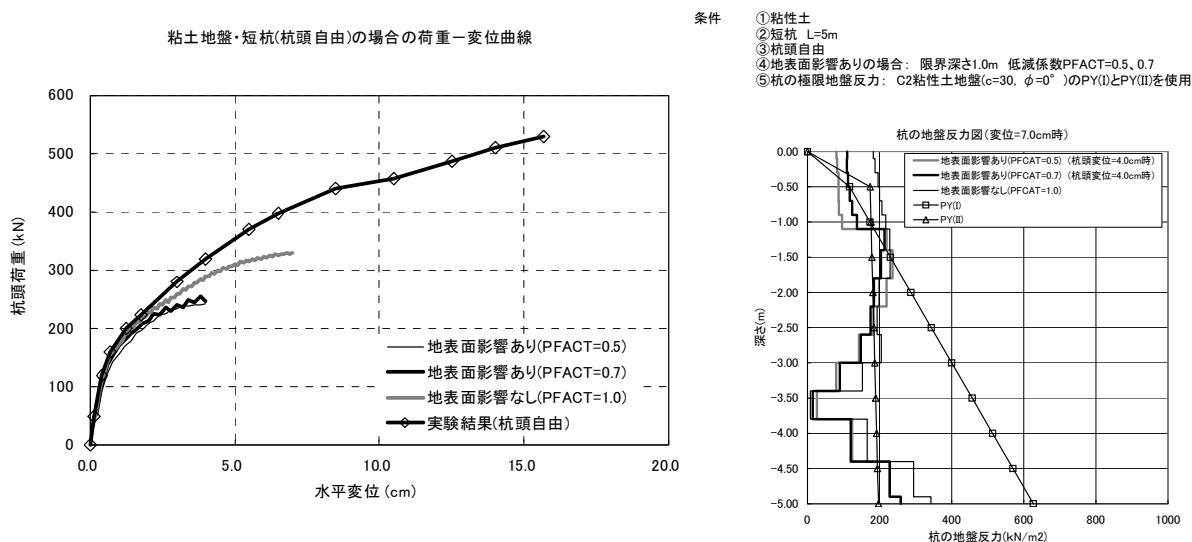


図3-5-28 杭頭の荷重－変位曲線

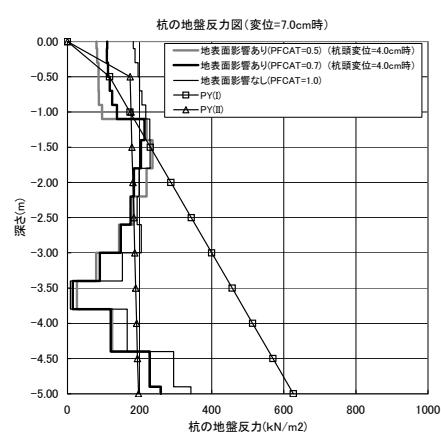


図3-5-29 杭の地盤反力分布

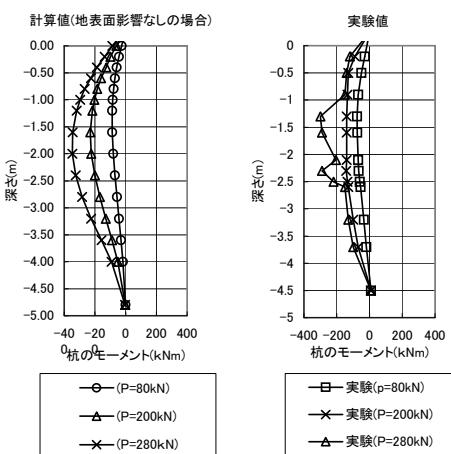
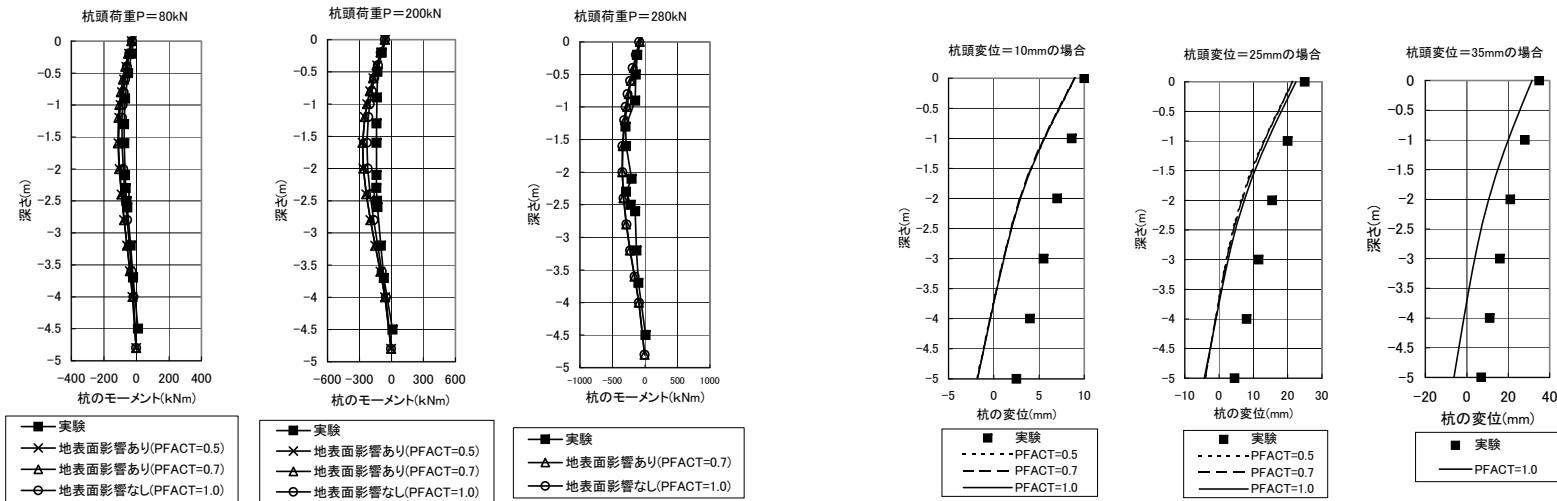


図3-5-30 桧の曲げモーメント分布

図3-5-31 桧の変位分布

3) 計算結果に関するコメント

a) 杭頭固定の場合 :

①杭頭の荷重-変位関係は実験結果とよく一致している。杭の曲げモーメントの分布は実験結果とほぼ一致している。杭の変位分布は地表面付近で実験結果と一致しているが、深度方向の差異は大きくなる。すなわち、実験結果では杭先端において載荷方向に大きな変位を生じているが、計算では、杭先端は最初はほとんど変位せず、荷重が大きくなると、荷重と逆方向の変位が生じている。

②地表面の影響を考慮して、限界深さは 1.0m、低減係数 PFACT=0.5、0.7 とした 2 ケースの結果と地表面の影響を考慮しない場合の結果を比較すると、杭頭の荷重が大きくなると、杭頭の荷重-変位の差が出るが、杭の曲げモーメントと変位分布はほとんど差がない。

b) 杭頭自由の場合 :

①杭頭の荷重-変位関係は実験結果と一致している。杭の曲げモーメントの分布はほぼ一致している。杭の変位分布は実験結果と異なっている。実験結果では杭先端で載荷方向に変位しているが、計算では、杭先端は荷重と逆方向の変位が発生している。

②地表面の影響を考慮して、限界深さは 1.0m、低減係数 PFACT=0.5、0.7 とした 2 ケースの結果と地表面の影響を考慮しない場合の結果と比較すると、低減係数 PFACT によって杭頭の荷重-変位曲線と杭の曲げモーメントの分布に差が出ているが、杭の変位分布はほとんど変わらない。

杭頭の荷重-変位曲線を見ると、杭頭荷重は、杭頭自由の場合で 200kN、杭頭固定の場合で 300kN まで、実験と計算値はよく一致している。これは、地盤を正しく評価していることを意味する。杭頭固定の場合、杭頭荷重は 300kN を越える、計算値は実験より大きくなっている。これは、計算上の固定条件を実験で再現するのは難しいと考えられる。

3-5-3 地表面の影響

本節では地表面の影響に関して、相互作用ばね要素の数値解析における挙動や地盤挙動との関連する解析結果を示し、低減係数の効果に関するパラメータスタディ結果を示す。

(1) 地盤反力度～相対変位関係

砂質地盤での長杭に対する水平載荷試験のFEM解析結果のうち地表面の影響を考慮しないケース(PFACT=1.0)について、杭頭変位 $u=10, 25, 35, 60\text{mm}$ の各段階における地盤反力度 q の深度分布を図3-5-32に示す。載荷が進むに従って、地表面付近から地盤深部へ地盤反力度が上限に達していく状況が判る。

図3-5-33に地盤反力度 q と相対変位 u_{ij} の関係を代表的な深度について示す。表層の粘性土層(GL-0.8m)は、 $u_{ij}>40\text{mm}$ でほぼピーク状態となる。GL-1.0m以深の砂質土層では、 $u_{ij}=2\sim4\text{mm}$ で地盤反力 q がピークを示す。その後、GL-1.6mでは残留状態となるが、GL-2.4mではピーク値を維持している。杭変位の小さいGL-5.0mでは、初期の弾性域にある。

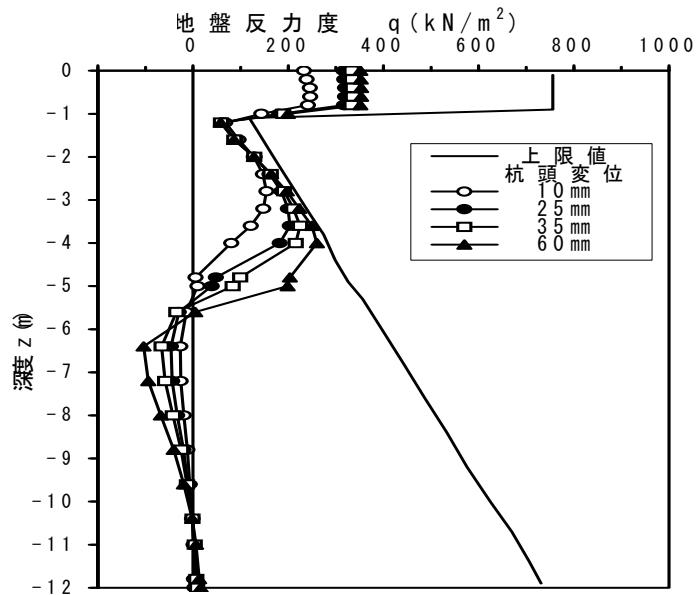


図3-5-32 杭に作用する地盤反力分布
(砂質土地盤、長杭)

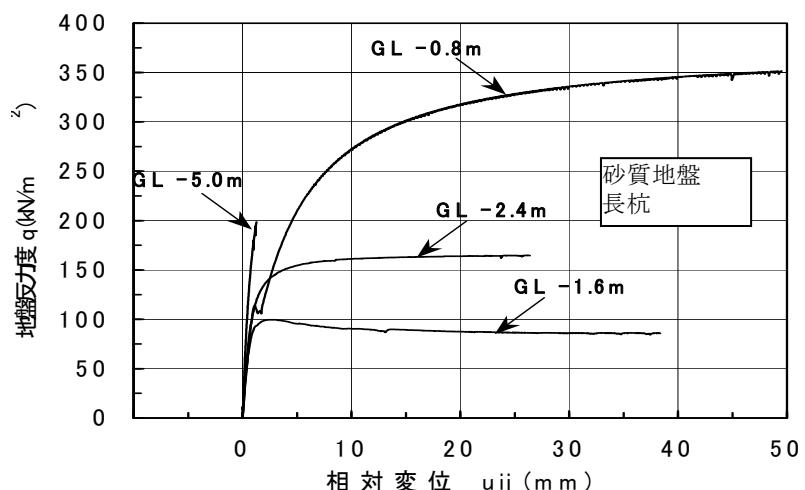


図3-5-33 地盤反力度～相対変位関係
(砂質土地盤、長杭)

(2) 地盤挙動との関連

図3-5-34に杭頭変位 $u=60\text{mm}$ における杭と地盤の変形図を示す。杭前面地盤では上向きの鉛直変位がGL-4.0以浅で生じており、杭背面地盤では引張域が生じている。また、図3-5-35

に示す様に、 τ_{mo} を用いて算定した q_{max} に対し、表層付近では解析で発揮される q_{max} が小さくなっている。これは、杭背面地盤の引張破壊による q_{max} の減少と考えられる。ただし、本解析では杭間隔 10D の杭一地盤モデルを設定しており、この変形図は杭中心から 5D 離れた断面での地盤変形に対応しているため、杭を含む断面の実測値とは直接比較できない。上記の通り、地盤モデルの変形・ひずみは杭を含む断面と定性的傾向が類似しており、前報で再現された単杭の挙動が実験結果と良好に一致することから、本解析で用いた相互作用ばねが杭近傍の土の応力～ひずみ関係とうまく連動してばね力 F を評価していると考えられる。

(3) 低減係数の効果

地表面の影響を考慮するため導入した地盤反力の低減係数(PFACT)の効果を検討した。

1) 一様な砂質地盤

載荷実験が実施された砂質地盤の表層部の粘性土層 ($c=60\text{ kPa}$ 、 $\phi=0$ 、 厚 1m) を、その下層の砂質土層 ($c=0$ 、 $\phi=39.5^\circ$) と同様な物性に置換え、仮想の一様な砂質地盤に対してパラメータースタディを行った。限界深さ $z_r=3.2$ 、 4.0 、 5.6 m 、 低減係数=0.7、 0.9、 1.0 に対して、長杭の載荷実験の有限要素解析で得られた杭頭の荷重～変位関係を図 3-5-35 に示す。上記の低減係数の範

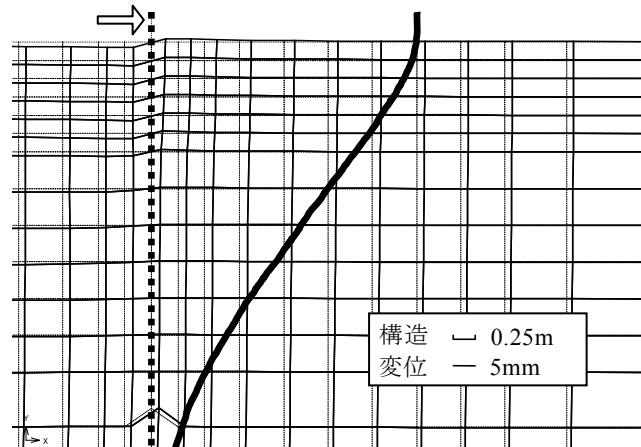


図3-5-34 杭と地盤の変形図（砂質地盤・長杭）

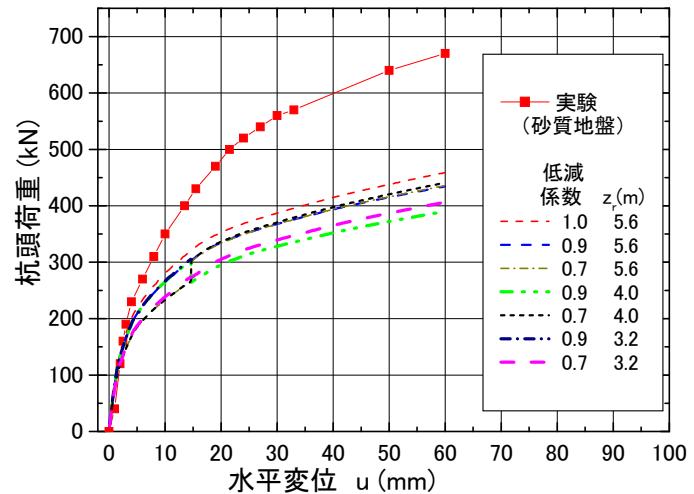


図3-5-35 低減係数の効果（一様な砂質地盤・長杭）

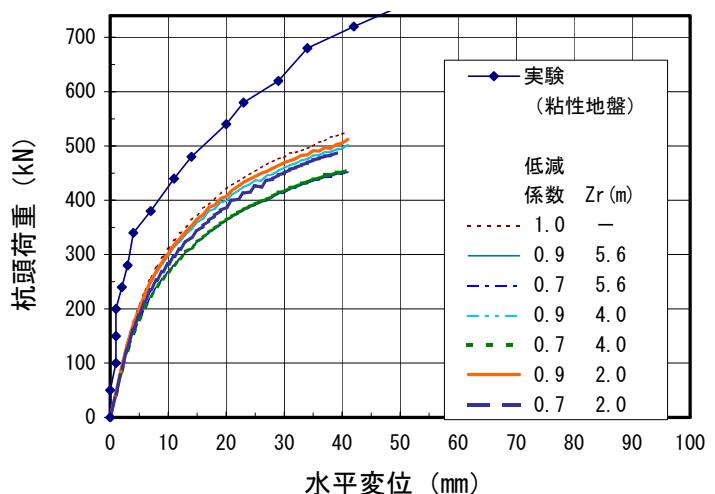


図3-5-36 低減係数の効果（一様な粘性地盤・長杭）

囲に対して、初期剛性への影響は小さく、降伏後の杭頭荷重の差も 20%以下の比較的小さい範囲になった。また、実験結果と比較すると、表層の粘性土層が杭の水平抵抗力に寄与する割合が大きいことが認められる。

2) 一様な粘性土地盤

載荷実験が実施された粘性土地盤の表層部の盛土層（シルト： $c=30\text{kPa}$ 、 $\phi=21.0^\circ$ 、厚2m）を、その下層のシルト層（ $c=21.0\text{kPa}$ 、 $\phi=21.0^\circ$ ）と同様な物性に置換え、仮想の一様な砂質地盤に対してパラメータースタディを行った。限界深さ $z_r=2.0$ 、 4.0 、 5.6 m 、低減係数=0.7、0.9、1.0に対して、長杭の載荷実験の有限要素解析で得られた杭頭の荷重～変位関係を図 3-5-36に示す。一様な砂質土地盤の場合と同様に、上記の低減係数の範囲に対して初期剛性への影響は小さく、降伏後の杭頭荷重の差も 20%以下の比較的小さい範囲になった。また、実験結果と比較すると、表層のシルト層の粘着力成分が杭の水平抵抗力に寄与する割合が大きいことが認められる。

(4) まとめ

砂質土地盤と粘性土地盤においてそれぞれ実施された実物大単杭（長杭・短杭）の水平載荷試験結果を対象として、杭一地盤相互作用ばね要素を用いた FLIP 解析を実施した。前節に示した FLIP 解析結果から、杭一地盤相互作用ばね要素の適用性、地表面の影響を考慮する低減係数（PFACT）の効果の 2 点に着目して、以下の点が確認された。

(a) 載荷実験の FLIP 解析結果

FLIP 解析により、杭頭の荷重一変位関係、杭の曲げモーメント分布、杭の変位分布について、実用的に十分な精度で実験結果が再現できることが確認された。粘性土地盤における短杭の載荷実験については、杭の変位分布に関して解析結果が実験結果に一致しなかった。この点については、粘性土のモデル化についても検討を要すると思われる。

(b) 杭一地盤相互作用ばね要素

相互作用ばね要素を用いて杭の挙動が良好に再現できたこと、地盤反力分布の傾向、相互作用素ばねの相対変位～地盤反力度の関係などから、相互作用ばね要素が良好に機能していると判断された。ただし、杭背面側地盤における引張領域の発生に伴って地盤が引張破壊を生じるため、相互作用ばねの上限値が地盤の初期せん断強度に基づくばね上限値よりも小さくなる点については、さらに検討を要す。

(c) 限界深さと低減係数

本検討では、土塊すべり破壊または水平断面の支持力破壊を想定した極限地盤反力度から限界深さを設定し、FLIP 解析に用いた。砂質土地盤の限界深さは内部摩擦角の大きさに大きく影響を受けるが、粘性土地盤では粘着力の大きさの影響を受けにくい傾向をもつ。粘性土地盤では限界深さが比較的小さいため、低減係数による効果が現れ難かつたと思われる。

以上のことから、表層の土の物性値に関する適切な評価を行い、相互ばね要素を用いることにより、杭頭の荷重一変位関係、杭の曲げモーメント分布、杭の変位分布について、実用的に十分な精度で実験結果が再現できるといえる。さらに、地表面の影響を考慮する深度 Z_r を設定し、その深度以浅において低減係数を用いて相互作用ばねの反力を低減させることにより、より実際（水平載荷試験）に近い挙動を FLIP 解析によって再現させることが可能であると思われる。

粘性土の短杭を用いる場合のモデル化、杭背面側地盤における引張領域の発生に伴う相互ばね要素の上限値の低下に関する実現象との整合性、限界深さと低減係数の合理的な設定法等、については今後の検討課題である。

<3-5-2 と 3-5-3 の参考文献>

- 1) 岸田・中井：地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗、日本建築学会論文集、第 281 号、pp.41-53、 1979.7.
- 2) 佐藤・大矢・高橋・松島：水平力を受ける杭の前面地盤挙動、土と基礎、Vol.50、No.8(No.535)、 pp.27-28、 2002.8.
- 3) 佐藤・大矢・松島：実物大単杭の水平載荷実験における杭と砂質土地盤および粘性土地盤の挙動、土木学会論文集、No.715/III-60、 pp.357-367、 2002.9.
- 4) 大矢・佐藤ら：杭頭固定条件における単杭の水平載荷試験とその解析的検討、土木学会第 55 回年次学術講演会、III-B3、 2000.9.
- 5) 大矢・佐藤ら：杭頭固定条件における単杭の水平載荷試験（その 3 杭体変形）、第 35 回地盤工学研究発表会、pp.1747-1748、 2000.6.
- 6) 大矢・佐藤ら：粘性土地盤における単杭の実大水平載荷試験（その 1 試験結果）、第 36 回地盤工学研究発表会、pp.1667-1668、 2001.6.
- 7) 藤嶋・山下ら：粘性土地盤における単杭の実大水平載荷試験（その 2 分析および考察）、第 36 回地盤工学研究発表会、pp.1669-1670、 2001.6.
- 8) 佐藤・松島ら：杭頭固定条件における単杭の水平載荷試験（その 1 試験装置）、第 35 回地盤工学研究発表会、pp.1743-1744、 2000.6.
- 9) 佐藤・大矢・松島：杭頭回転固定条件による実物大短杭の大変形水平載荷実験、土木学会論文集、No.714/VI-56、 pp.95-109、 2002.9.
- 10) 小堤・溜・岡・一井・井合・梅木：2 次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作用のモデル化、第 38 回地盤工学研究発表会、2003.
- 11) 川中・安藤・溜・井合・田河：土の構成則に関する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—砂質地盤—、第 58 回土木学会年次学術講演会、2003.
- 12) 吉川・曲・溜・井合・梅木：土の構成則に関する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—粘性地盤—、第 58 回土木学会年次学術講演会、2003.
- 13) 小竹・溜・小堤・井合・田河：土の構成則に関する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—地表面の影響—、第 58 回土木学会年次学術講演会、2003.

3-5-4 簡易3次元解析による検討（その2、現地載荷試験を対象とした解析）

(1) 検討目的

本検討は、既往の杭基礎の現地載荷試験を対象に解析を行い、杭一地盤相互作用バネにおいて群杭効果を評価する手法を提案することを目的とする。

(2) 検討方法

(a) 現地載荷試験の概要

検討の対象とする現地載荷実験は単杭の載荷実験、群杭の載荷実験及びスタナミック試験からなる一連の実験であり、ソルトレイク空港で行われた^{1, 2, 3)}。に代表的な例としてスタナミック載荷実験の平面図及び断面図を示す。単杭及び群杭の載荷試験は静的な載荷試験であるのに対し、スタナミック試験はジェット燃料噴射による急速載荷試験である。

実験に用いた杭は公称直径 0.305m、厚さ 9.5mm の先端閉塞鋼管杭であり、9.1m の深さまで根入れされている。鋼材の弾性定数は 200GPa である、最低降伏強度は 331MPa。

単杭の載荷試験においては、載荷試験の 2 週間前に杭に傾斜計のためのチューブとひずみゲージが設置された。そして、豆砂利（2.5～10mm 程度）のコンクリート 6 袋で中詰された（filled with 6 bag, pea-gravel concrete infill）。試験時の圧縮強度は 18.6MPa で平均的な弾性係数は 17.2GPa であり、ACI の式による推定値より 16% 小さい。

群杭の載荷試験における杭も同様に作成されたが、実験時のコンクリートの圧縮強度は 20.7MPa であり、初期弾性係数は 17.5GPa であった。

表3-5-10 ソルトレイクで用いた各材料特性

	単位	値
鋼材の弾性係数 Es	MN/m ²	200000
鋼材の降伏応力 σ_{ys}	MN/m ²	331
鋼管板厚 t	Cm	0.95
コンクリートの弾性係数	MN/m ²	17200
コンクリートの圧縮強度	MN/m ²	18.6

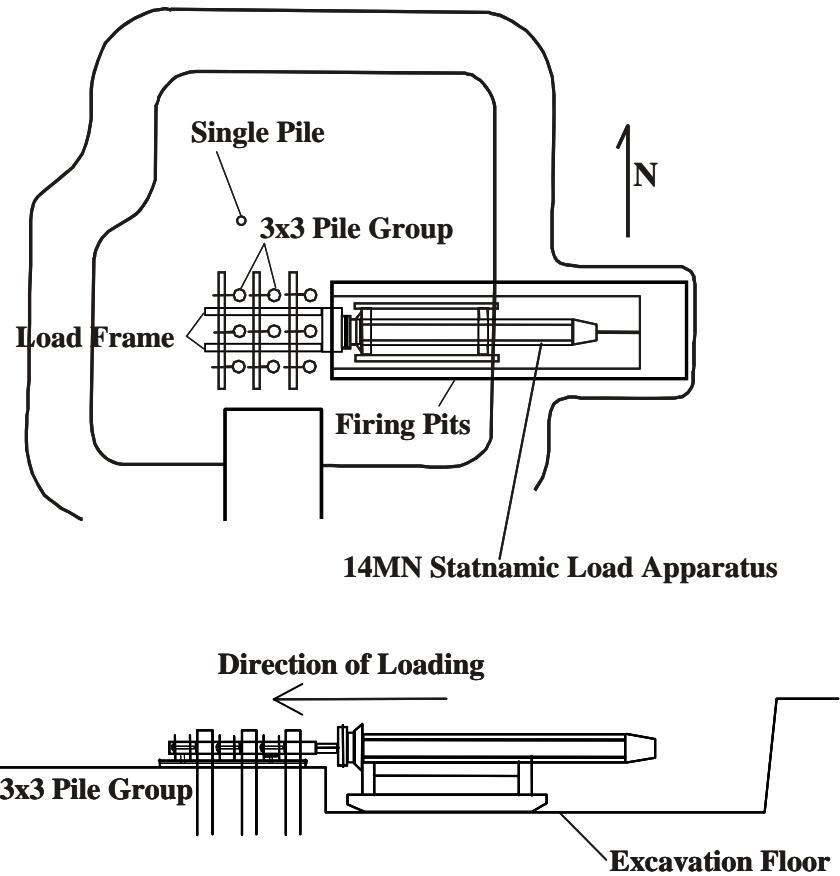


図3-5-37 スタナミック載荷試験の平面図・断面図（文献1による）

(b) 解析モデル

幅を杭長の6倍、深さを杭長の2倍、奥行き幅を杭径の10倍として、図3-5-38に示すメッシュを作成した。メッシュサイズは杭のひずみゲージ位置および地層境界を元に設定している。

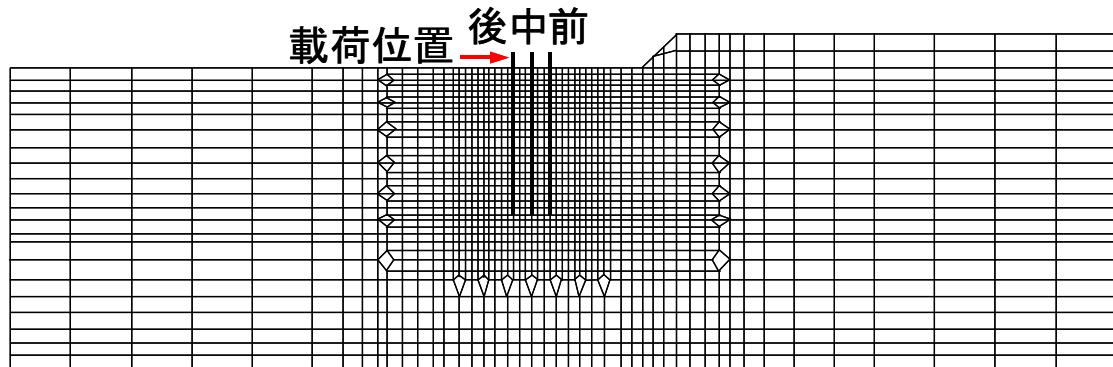


図3-5-38 解析メッシュ

(c) 解析条件の設定

1) 地盤

地盤物性は、参考文献に示された地盤調査結果を元に設定する。

表 3-5-11に解析で用いた地盤各層のマルチスプリング要素入力データの一覧と、設定において基本としたデータの一覧を示す。ただし、表 3-5-11のデータは単杭のシミュレーションによりチューニングしたものであり、設定時の基本データからは若干のずれがあるなお、圧密試験結果によれば当該地盤は過圧密比 OCR1.7~3.8 程度の過圧密状態にあるため、体積剛性 K_{ma} の設定に際してこの影響を考慮した。具体的には、過圧密状態で想定される静止土圧係数 K_0 が再現できるように、 K_{ma} を式(1)~式(4)に示す理論式により算定した。

<砂質土>

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi_f + \left(\frac{1}{Q}\right)}{1 + \sin \phi_f + \left(\frac{1}{Q}\right)} \quad Q = \frac{G_{ma}}{(1 - m_{GK})K_{ma} \sin \phi_f} \quad (1)$$

<粘性土>

$$\frac{\sigma'_v}{2} K_0^2 + \left(C + \frac{1}{R}\right) K_0 + \left(C - \frac{1}{R} - \frac{\sigma'_v}{2}\right) = 0 \quad R = \frac{G_{ma}}{(1 - m_{GK})K_{ma} C} \quad (2)$$

ここで、水平成層状態での静止土圧係数 K_0 は、OCR をもとに次式で推定した。

$$K_{0OCR} = K_{0NC} \cdot OCR^n \quad (\text{Alpan}(1967)^7)) \quad (3)$$

K_{0NC} : 正規圧密状態の K_0

$$K_{0NC} = 1 - \sin \phi' \quad (\text{Jaky}(1948)^8)) \quad (4)$$

ϕ' : 有効応力の内部摩擦角で砂質土は設定値を、粘性土は 30° と仮定した。

n : 粘性土は、低塑性材料を仮定し 0.42(Wroth and Housby(1985)⁹)を採用した。

砂質土は図 3-5-39 (Alpan(1967)⁷)をもとに設定した。

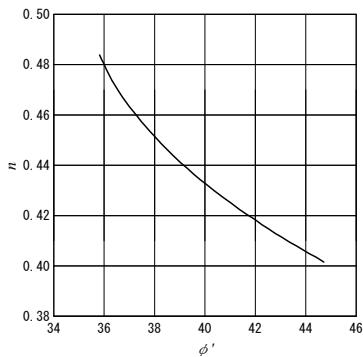


図3-5-39 ϕ' と n の関係

表3-5-11 地盤各層のマルチスプリング要素のデータ

地下水位		GL-	1.6	(m)	case																
重力加速度			9.8	(m/s ²)																	
基底深度 (m)	土層名	n	ρ (t/m ³)	$(N_{1/60})_{60}$ (USA)	N	V_s (m/s)	G_{ma} (kPa)	K_{ma} (kPa)	ν	m_{GK}	層厚 (m)	中間深度 (m)	全上載圧 (kPa)	有効上載圧 (kPa)	Pc	OCR	K_0	Q (sand)	R (clay)	σ'_{ms} (kPa)	
0.60	▽ 1.60 GrF(Exc.)	0.47	2.36	40	19	214	1.08E+05	6.58E+05	0.42	0.5	1.60	0.80	18.50	18.50	—	3.8	0.64	0.51	—	15.19	
	= 2.20 ML1	0.55	1.70	—	—	111	2.11E+04	6.21E+05	0.48	0.5	0.60	1.90	42.00	39.06	150.0	3.8	0.88	—	0.002	36.72	
	3.90 CL1	0.60	1.60	—	—	111	1.99E+04	3.61E+05	0.47	0.5	1.70	3.05	60.33	46.12	150.0	3.3	0.82	—	0.003	41.98	
	4.70 ML2	0.60	1.60	—	—	111	1.99E+04	2.60E+05	0.46	0.5	0.80	4.30	79.93	53.47	150.0	2.8	0.77	—	0.004	47.35	
	6.40 SP	0.44	2.00	30	21	221	9.81E+04	6.07E+05	0.42	0.5	1.70	5.55	102.86	64.15	150.0	2.3	0.65	0.52	—	52.93	
	7.15 CH(CL2)	0.55	1.70	—	—	125	2.65E+04	2.07E+05	0.44	0.5	0.75	6.78	125.77	75.05	150.0	2.0	0.67	—	0.005	62.62	
	8.60 ML3	0.55	1.70	—	—	125	2.65E+04	1.78E+05	0.43	0.5	1.45	7.88	144.09	82.60	150.0	1.8	0.64	—	0.005	67.83	
	9.90 SM	0.44	2.00	30	24	232	1.08E+05	6.61E+05	0.42	0.5	1.30	9.25	168.91	93.94	—	1.7	0.65	0.55	—	77.67	
	9.70 11.30 ML4	0.55	1.70	—	—	140	3.32E+04	2.13E+05	0.43	0.5	1.40	10.60	193.31	105.11	180.0	1.7	0.63	—	0.004	85.50	

1)土層構成は、DH-W孔を参照して設定した。

— 砂質土層:GrF, SP, SM 粘性土層:ML, CL, CH

2)湿潤密度は、試験結果(文献1:巻末DMT結果リスト)に基づき設定した。

3)N値は、文献4に基づき拘束圧、エネルギーに関する補正を行って、日本で用いられるN値相当に換算した。

4)砂質土層のせん断波速度は、道路橋の式により推定した。

5)粘性土層のせん断波速度は、非排水強度をもとに推定した(文献5)。

6)初期せん断剛性は、せん断波速度より $G = \rho \cdot V_s^2$ の式を用いて算定した。

7)剛性の拘束圧依存は0.5乗則に従うものと仮定した。

8)体積弾性係数は、せん断剛性よりボアソン比0.33を仮定して算定した。

9)粘性土はC材、砂質土はφ材として、強度特性を設定した。

10)C, φは、文献2に示されている FIG.13(a)Detailed Soil Profileをもとに設定した。GrF層については、材料に応じた一般値を設定した。

11)履歴減衰の最大値は、文献6をもとに、土質に応じた一般的な値を設定した。

2) 杭

ソルトレイクで実施された載荷試験に用いた杭 ($\phi = 305\text{mm}$, $t = 9.5\text{mm}$) は内部にコンクリートを充填した杭で、材料特性を表 3-5-12 に示す。

以上 の方法で計算により求めた非線形はり要素の材料特性値をまとめて表 3-5-12 および表 3-5-13 に示す。各特性値の算出前提の詳細については、表を参照されたい。

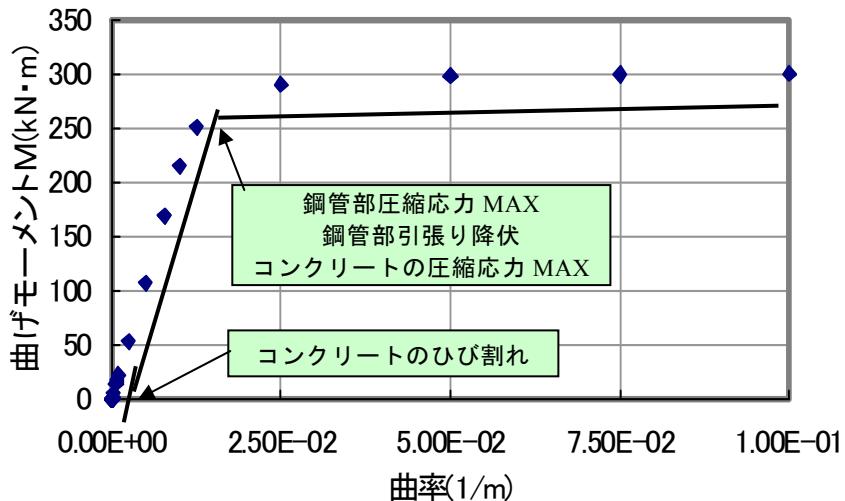


図3-5-40 合成鋼管杭のM- ϕ 関係とトリリニアモデル化

表3-5-12 コンクリート充填钢管杭の材料・断面特性

パラメータ	記号	設定値	備考
単位体積重量 ($\text{k N}/\text{m}^3$)		31.6	コンクリートの単位体積重量(コンクリート標準示方書)と鋼の単位体積重量7.85を面積比で平均
ポアソン比 ν	POI	0.212	鋼: 0.3、コンクリート: 0.2 とし、面積比で平均
断面 2 次モーメント(m^4)	I	0.00425	
初期曲げ剛性($\text{k N}/\text{mm}^2$)	EI0	24921	初期 $M - \phi$ ($\phi = 2.5 \times 10^{-6}/\text{m}$) の接線勾配
(初期)ヤング率($\text{k N}/\text{mm}^2$)	E	58.7	EI_0/I
せん断弾性係数($\text{k N}/\text{mm}^2$)	GS	24.2	$Gs = E/(1+2\nu)$
断面積(m^2)	AREA	0.07036	

表3-5-13 コンクリート充填钢管杭の非線形性

	状態	状態変化が生じた曲率 (1/m)	解析上の変曲点 (1/m)	勾配
1	ひび割れ	6.175×10^{-4}	0	$EI_0 = 24921$
2	コンクリート最大圧縮応力	7.875×10^{-3}	$RM_1 = 9.37E-04$	$EI_1 = 20580$
3	鋼管引張り最大応力	1.000×10^{-2}		
4	鋼管圧縮最大応力	1.250×10^{-2}	$RM_2 = 1.39E-02$	$EI_2 = 128$

3) 相互作用バネ

杭と地盤は相互作用バネで連結する。群杭効果は、このバネの係数として評価される。単杭の解析における杭間隔は 10 D とした。

4) 単杭の載荷試験結果によるパラメータのキャリブレーション

解析結果の抜粋を以下に示す。パラメータのチューニングにより、全体として良好な再現が可能であった。

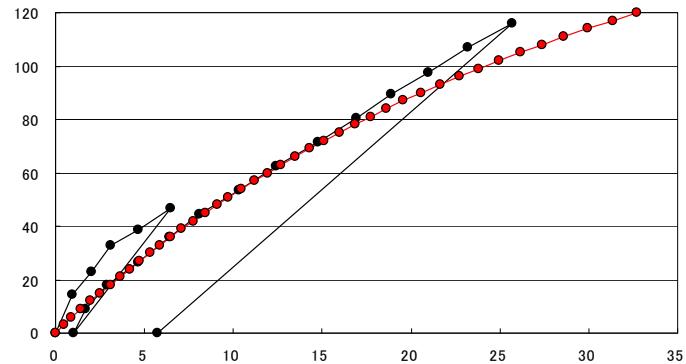


図3-5-41 単杭の載荷試験結果（荷重-変位曲線）

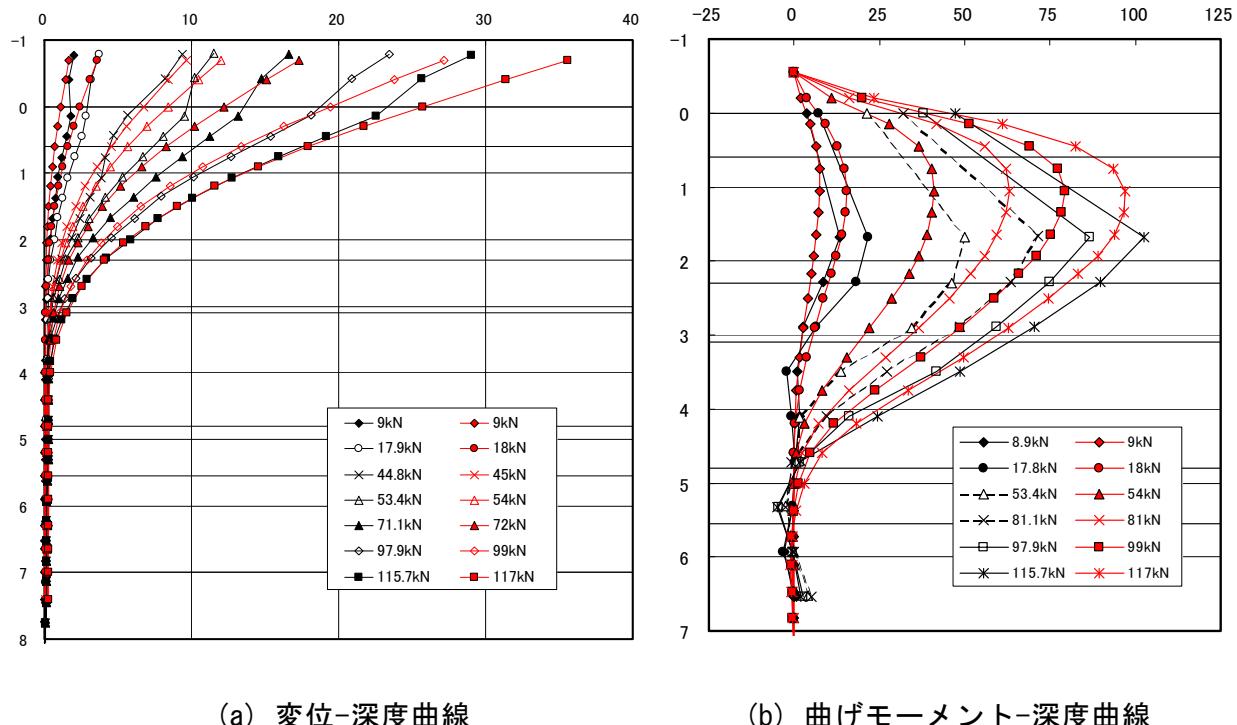


図3-5-42 単杭載荷試験の結果（変位-深度曲線）

(3) 静的載荷試験の解析

1) 群杭の載荷試験結果のシミュレーション

上記のパラメータを用いて、群杭の静的載荷実験の解析を行った。ただし、群杭効果を考慮するための係数などは導入せず、そのまま2次元で群杭を解析したものである。図3-5-43に全体の荷重-変位関係を示す。やや実験結果より変位が出ている傾向にあるが、全体としての挙動は良好に再現されている。特に、単杭に比べ剛性が変位とともに小さくなる傾向などの再現性が高い点が興味深い。ただし、除荷過程については、計算が不安定になり、解析が実行できなかった。

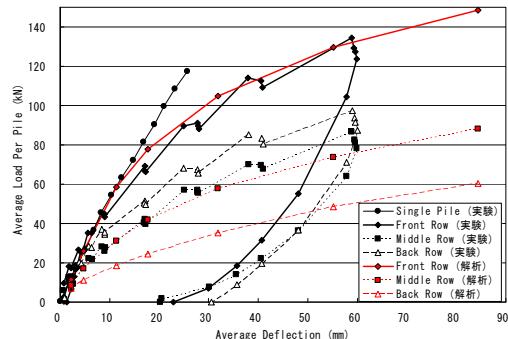
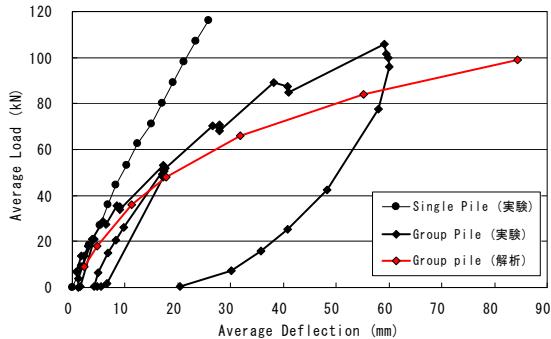


図3-5-43 群杭の載荷試験結果（荷重-変位関係） 図3-5-44 各杭の荷重-変位関係

図3-5-44に各杭の荷重-変位関係を示す。前列杭および中列杭に関してはきわめて再現性が高いが、後列杭に関しては荷重をあまり負担せず変形が大きく進展している点が実験結果と異なる。この結果、図3-5-45および図3-5-46に示すように、荷重分担率が後列杭に関して大きく実験結果と異なった。

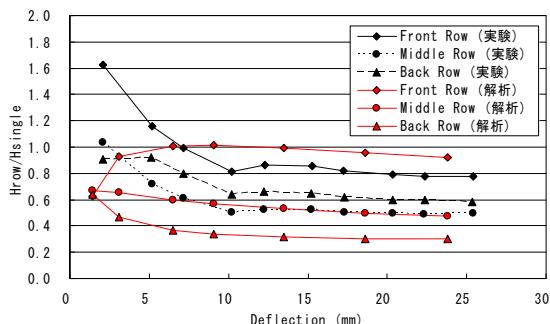


図3-5-45 各杭の平均荷重と同変位における単杭の荷重の比

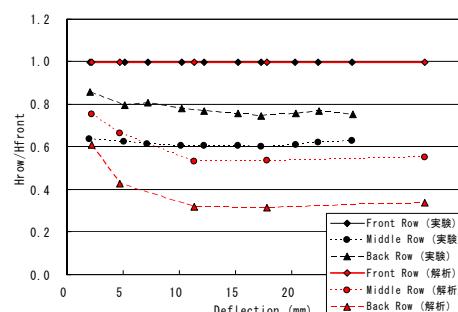


図3-5-46 各列の平均荷重と先頭列の平均荷重の比

図3-5-48に各杭の変位-深度曲線を、図3-5-49に曲げモーメント-深度曲線を示す。こちらも、後列杭を除き、再現性は高い。特に、曲げモーメントのピークの深度が前列杭では浅く中列杭では深くなっている点などが、解析結果でも良好に再現されている。なお、その流れからすれば、後列杭の曲げモーメントのピークの深度が中列杭より深くなるのが自然であるが、実験結果では中列杭より浅くなっている。この点のメカニズムは必ずしも明確ではない。

図 3-5-47に杭周辺の変形図を示す。変形が進むにつれ、後列杭では杭の引き抜き挙動が卓越していることが観察される。すなわち、上記の後列杭の挙動の不自然さ、および数値解析結果と実験結果との乖離は、2次元解析では考慮できないような群杭効果のほか、杭の引き抜き挙動に起因するものである可能性がある。

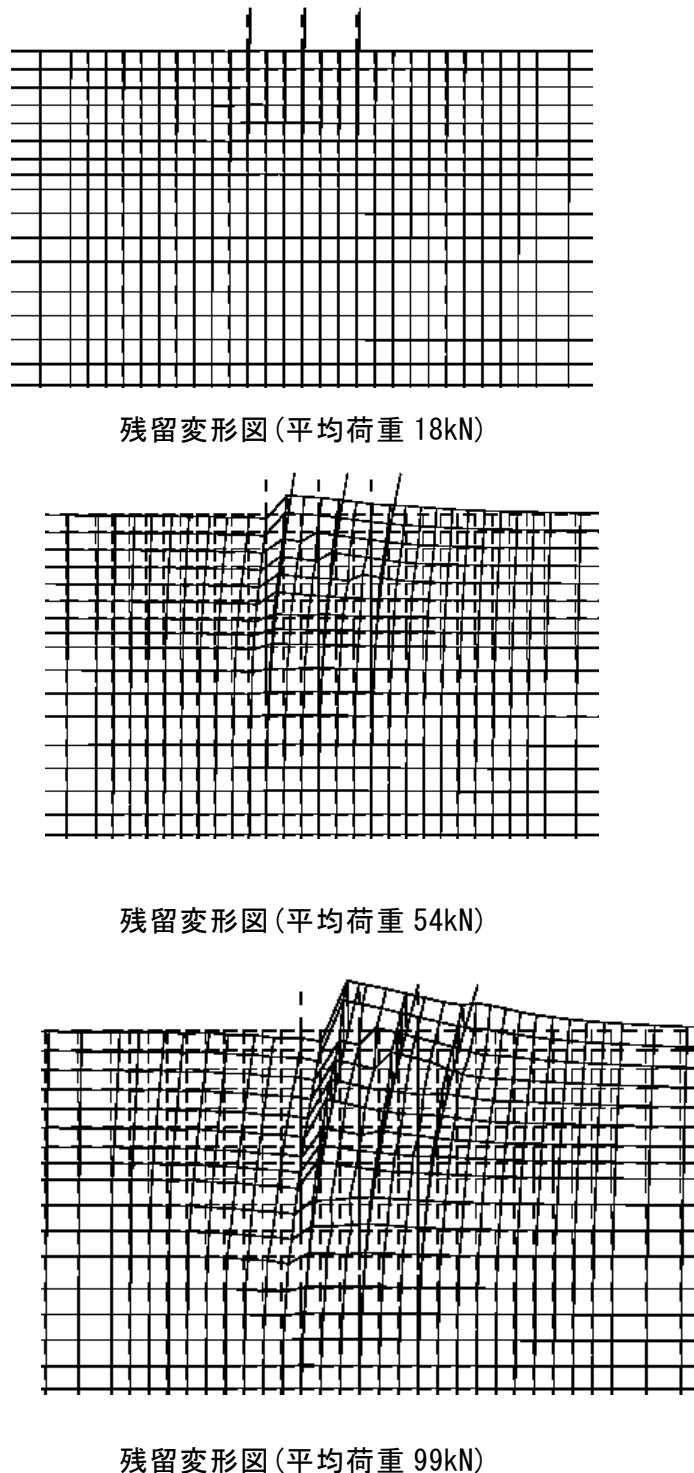
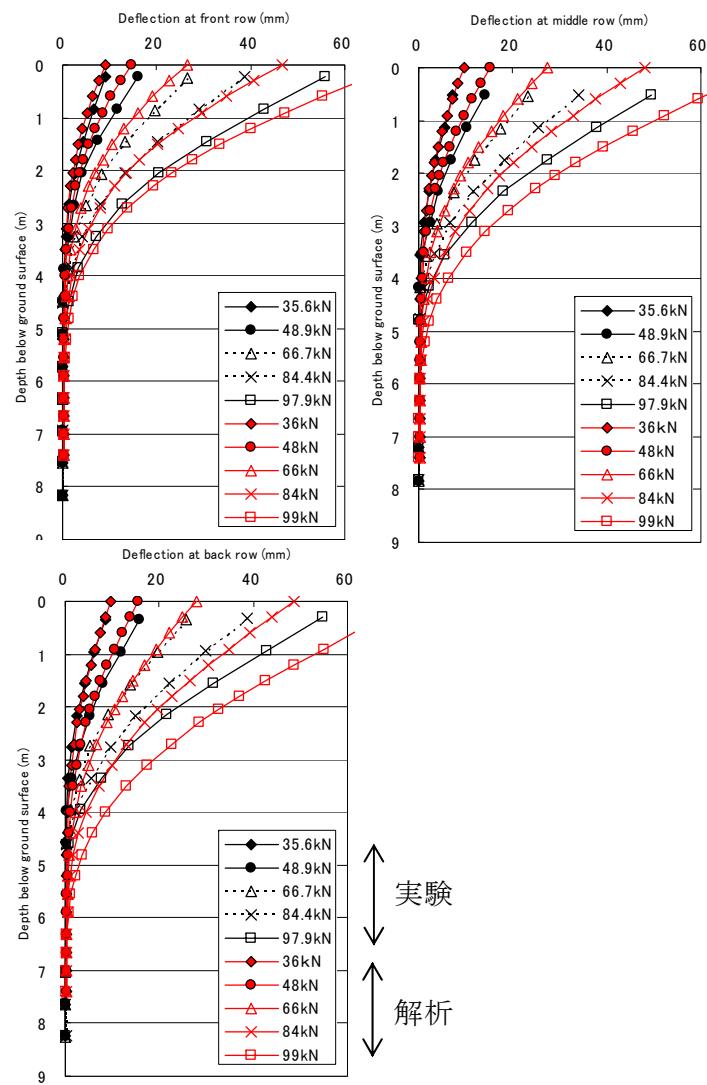


図3-5-47 変形図



実験
↔
解析

図3-5-48 各杭における変位-深度曲線

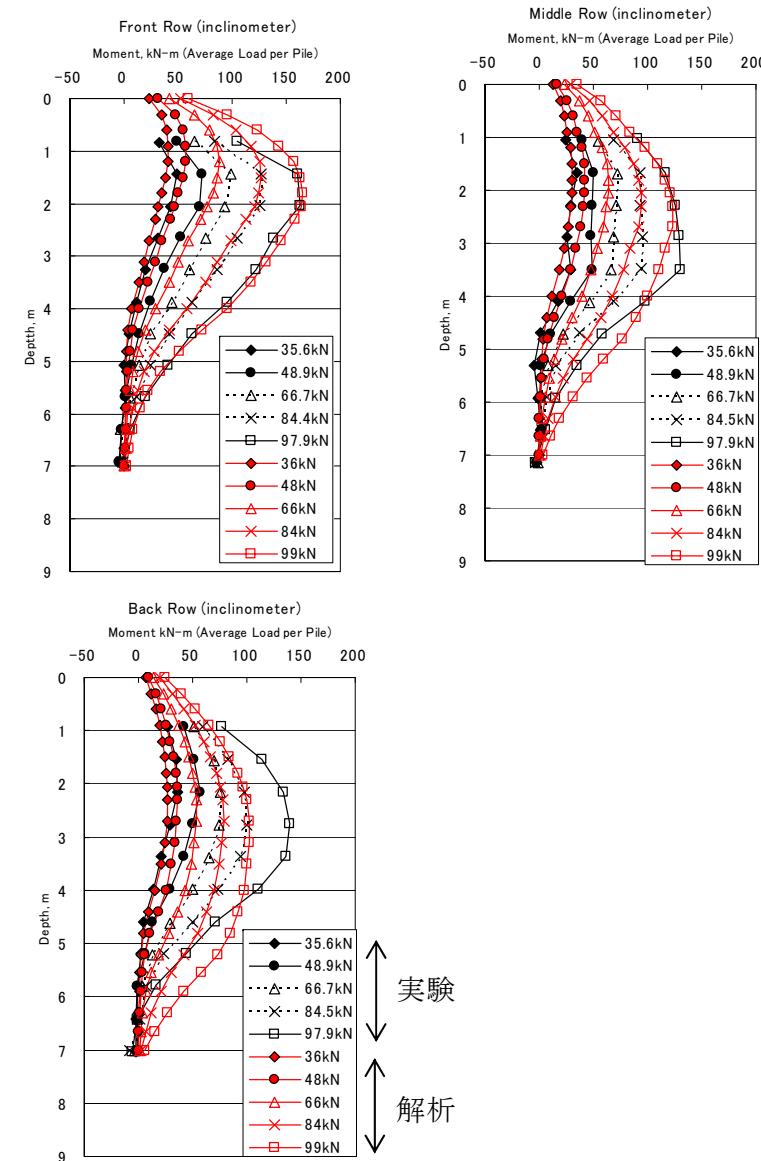


図3-5-49 曲げモーメント-深度曲線

(b) 群杭係数の導入による荷重分担特性の検討

上記の解析では、各杭列での荷重一変位関係において、後列より中列のほうが多くの荷重を負担しており、実験結果とは異なっている。この原因として、2次元解析では考慮できない群杭の効果ではないかと考えた。そこで、群杭の効果を考慮する手法として群杭係数により相互作用バネの強度を増減させることを想定し、杭ー地盤相互作用バネ要素のパラメータを補正(PFACT値により調整)することにより再現性の向上を試みたものである。解析ケースは表3-5-14に示す。

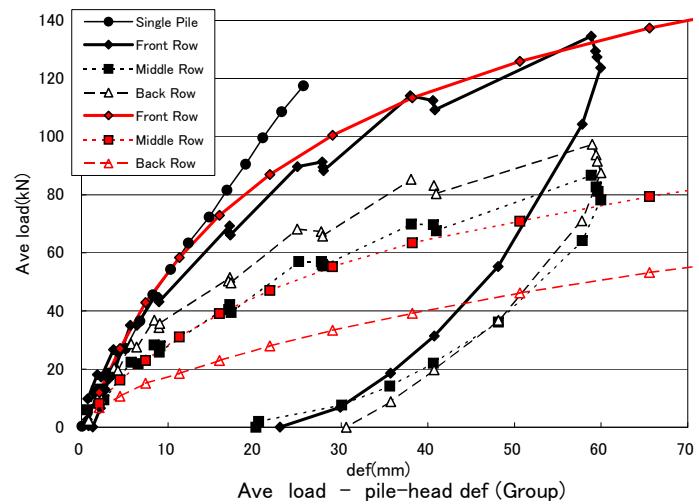
表3-5-14 群杭係数の解析ケース

解析ケース :	【case-1】補正なし PFACT = 1.0
	【case-2】後杭補正 PFACT = 2.0(補正1)
	【case-3】後杭補正 PFACT = 3.0(補正2)
	【case-4】後杭補正 PFACT = 10.0(補正3)
	【case-5】中杭補正 PFACT = 0.1(補正1)

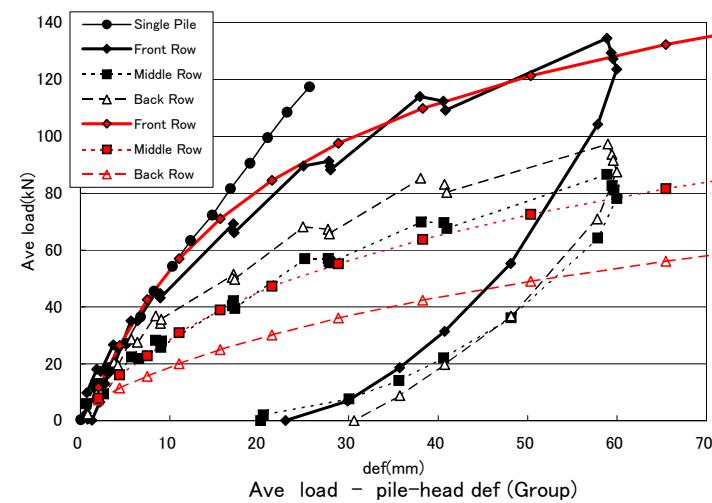
結論から言えば、群杭係数により相互作用を変動させる手法では、あまり傾向の改善が見られなかった。解析結果のうち、case-1、2、4、5を図3-5-50に示す。まず、後杭の杭ー地盤相互作用バネを硬くなる様に補正した case-1、2、4 では顕著な分担特性の変化は見られなかった。次に、中杭の杭ー地盤相互作用バネを軟らかくなるように補正した case-5 では、中杭の分担率が著しく減少したものの、後杭の分担率には顕著な変化は見られなかった。ただし、中杭の分担が減少した分前杭の分担率が増加し、全杭において実験結果に対する再現性は悪くなつた。

後列杭の相互作用バネの剛性を係数により増加させても挙動に大きな変化が見られないのは、図3-5-47に示す様に、既に大きく変形した地盤に対する相対変位に対するバネとして、相互作用バネの反力が評価されるためである。ただし、現在の相互作用バネは水平面内の変位に対するバネであるが、既に述べたように中列および後列杭で鉛直方向に大きな変位差が発生しているため、この点についての検討を行っておく必要がある。

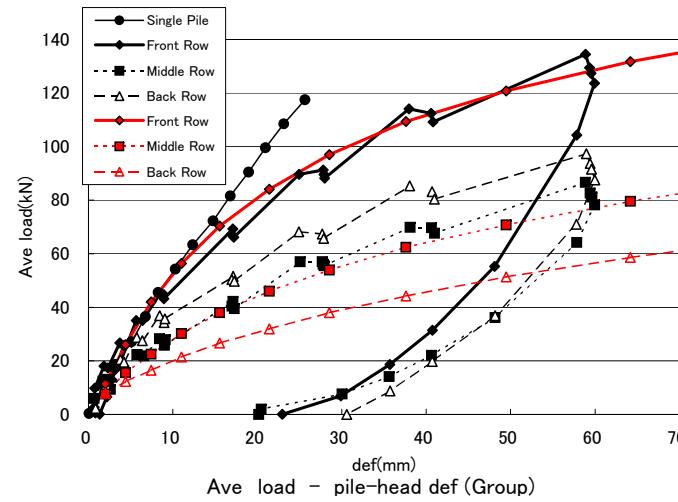
【Case-1 : All pile PFACT= 1.0 】 : 地盤一杭の相互作用パネ 1.0 倍



【Case-2 : Back pile PFACT= 2.0 】 : 地盤一杭の相互作用パネ 2.0 倍



【Case-4 Back pile PFACT= 10.0 】 : 地盤一杭の相互作用パネ 10.0 倍



【Case-5 : Middle pile PFACT= 0.1 】 : 地盤一杭の相互作用パネ 0.1 倍

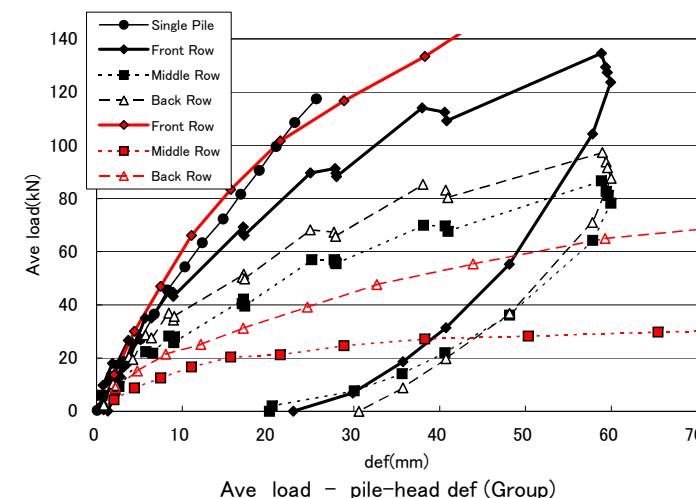


図3-5-50 各杭の荷重負担特性

(c) 杭周辺摩擦の導入による荷重分担特性の変化

杭の分担特性を左右する要因の一つとして、杭一地盤間の鉛直方向相対変位の影響を考慮するため、杭周辺摩擦の影響を検討する。

1) 面摩擦ばねのモデル化

杭と地盤の付着ばねについては Randolph の研究¹²⁾をもとに以下のように定式化できる。

杭周面から地盤に伝わる力は以下次式となる。

$$Ps = 2 \pi r_0 \Delta l \tau_0 \quad (1)$$

ここで、 r_0 =杭半径、 Δl =微小長さである。 Ps は杭から r の距離にある円筒面に働くせん断力(τ)の合力に等しいので、 τ は

$$\tau = \frac{\tau_0 r_0}{r} \quad (2)$$

となる。従って、杭周辺地盤の鉛直面に働くせん断応力は杭中心からの距離に反比例する。

従って、地盤のせん断ひずみは次式となる。

$$\gamma = \frac{\tau}{G} = \frac{\tau_0 r_0}{Gr} \quad (3)$$

ここで G は地盤のせん断定数である。杭周面のせん断応力による杭の沈下量を求めるには、このせん断ひずみを $r=r_0$ から無限遠まで積分すればよい。ただし、無限遠まで積分すると沈下量も無限大になるので、実用的には地盤の沈下が無視できるほど小さくなる半径 rm まで積分する。すなわち、杭の沈下は

$$w_s = \int_{r_0}^{rm} \gamma dr = \int_{r_0}^{rm} \frac{\tau_0 r}{Gr} dr \quad (4)$$

せん断弾性係数 G が半径方向に一定とすれば、

$$w_s = \frac{\tau_0 r_0}{G} \int_{r_0}^{rm} \frac{1}{r} dr = \frac{\tau_0 r_0}{G} \ln \frac{r_m}{r_0} \quad (5)$$

となる。上式中の $\ln(rm/r_0)$ は FEM や他の数値解析結果から推定すると 3~5 といわれている¹³⁾。すなわち rm は杭半径の 20~150 倍に相当する。

以上より(1)、(5)式より微小杭長さ Δl における周面摩擦によるばね定数は、

$$k = \frac{P_s}{w_s} = 2 \pi G \Delta l \ln \frac{r_0}{r_m} \quad (3)$$

となる。上式中の Δl は微小要素の鉛直長さである。

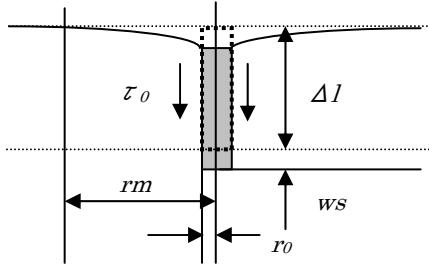


図3-5-51 杭周面摩擦の模式図

杭と地盤の付着ばねについては Randolph の研究¹²⁾をもとに(6)式をもとにソルトレイクにおけるにおける杭周面の鉛直方向の地盤ばね定数は事前に設定したせん断剛性を基に表3-5-15に示した。なお、表中の周面摩擦ばねは(6)式中の $\ln(r_m/r_0)=4$ とした杭軸単位長さあたりのばね定数であり実際の解析では、要素鉛直長さを乗じて用いる必要があることに留意されたい。

表3-5-15 算定した周面摩擦ばね係数

基底深度 (m)	土層名	湿潤密度 (t/m ³)	G _{ma} (kPa)	周面摩擦 ばね (kPa/m)	K _{ma} (kPa)
1.7	礫(撤去)	2.36	—	—	—
4.0	シルト粘土	1.89	2.52E+04	3.96E+04	6.58E+04
6.5	砂	1.89	9.58E+04	1.50E+05	2.50E+05
8.0	シルト、粘土	1.89	2.94E+04	4.61E+04	7.66E+04
10.0	砂	1.89	1.05E+05	1.66E+05	2.75E+05
16.0	シルト、粘土	1.89	3-52E+04	5.84E+04	9.70E+04

2) 試解析結果

ここでは、群杭の静的載荷実験を解析対象として、周面摩擦ばねを導入した試解析を実施した。はじめに、表 3-5-15に示した周面摩擦ばね定数を用いた解析を行った。また、ばね定数を表 3-5-15で示される値の 10 倍および 0.1 倍に設定し、解析結果に及ぼす影響を検討した。なお、鋼管杭・群杭、地盤に関する各パラメータや入力荷重、載荷位置等の解析条件については、前項で紹介した静的載荷実験とまったく同じである。

図 3-5-53に各ばね定数における荷重ー水平変位関係（載荷位置）を示す。同図より、周面摩擦ばねが強く（周辺摩擦が大きく）なるほど、発生する水平変位量が小さくなることがわかる。これは、周辺摩擦によって杭の引き抜きが抑えられ、その結果として水平変位

も発生しにくくなっていることに起因している。

また、各杭列における荷重分担比（前列杭における荷重を 1.0 とした）を図 3-5-53(a)～(b)に示す。同図より、以下のことが判明した。

- 杭頭の水平変位が 2～3mm 程度までの小変形領域では、周辺摩擦力の大きさに関わらず、各杭列の分担比はほぼ同等の値を示す。これは、杭頭の水平変位が小さいうちは、杭の引き抜きによる影響が小さいからである。
- 杭頭の水平変位が大きくなると、周辺摩擦が大きいほど中列、後列の荷重分担比が大きくなる。これは、周辺摩擦が大きくなり杭の引き抜きが生じにくくなるほど、作用する水平荷重に対して群杭全体で抵抗するようになることを示している。
- ばね定数が 1.0 倍の解析結果については若干安定性に欠くものの、杭頭の水平変位が 10mm を超えると、周辺摩擦の大きさによらず、各杭列における荷重分担比はほぼ一定の値を示すようになる。この傾向は、群杭におけるスタナミック載荷試験の結果と同じである。
- 周辺摩擦の大きさを変えても、中列と後列の分担比は逆転しなかった。

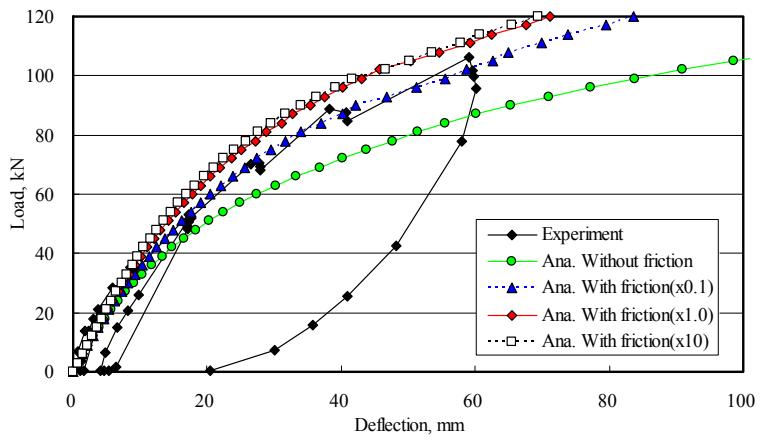
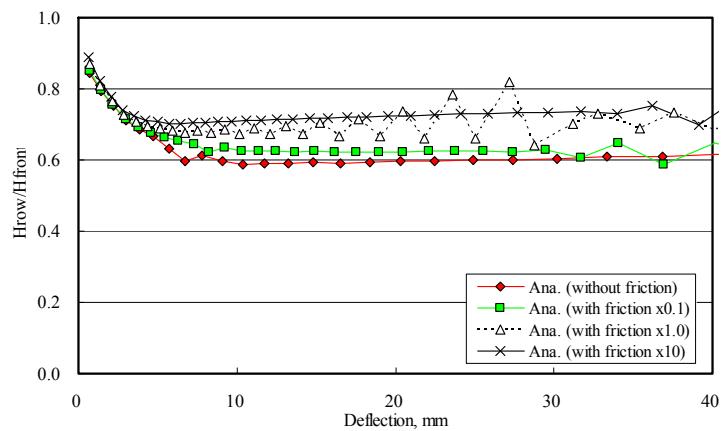
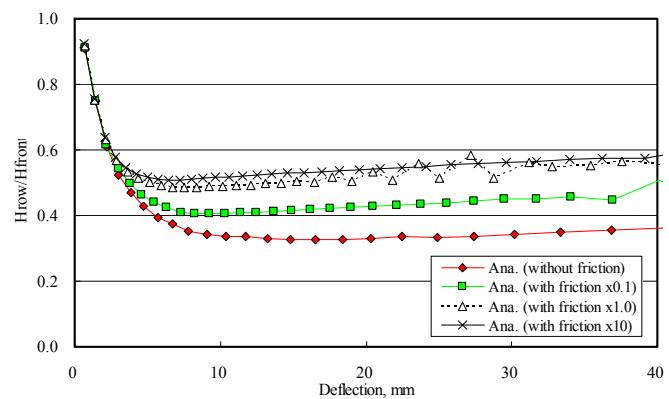


図3-5-52 載荷位置における荷重－水平変位関係



(a) 中列



(b) 後列

図3-5-53 各杭列の荷重分担比（前列の荷重で正規化）

(4) スタナミック載荷試験の解析

(a) スタナミック載荷試験結果のシミュレーション

この項における検討対象は、ソルトレイク空港で実施された群杭（杭頭自由）のスタナミック水平載荷試験結果である。前述のように、スタナミック水平載荷試験とは、載荷装置のシリンダー内にセットしたジェット燃料の噴射により、急速水平荷重（載荷時間にして 120~150msec）を杭頭に作用させるものである（参照）。載荷実験は、最大荷重を変えて全部で 3 回実施されているが、1 回目の試験に関しては作用した水平最大荷重が小さく、鋼管杭に生じたひずみや曲げモーメントが小さいため、ここでは 2 回目と 3 回目の実験についての再現解析を実施した。

1) 解析条件

地盤定数は、前項の静的解析で使用したものと同じ値を用いた。同様に、コンクリート充填鋼管杭の材料・断面特性についても、静的解析と同じとした。スタナミック載荷装置により杭頭に作用する荷重として、実験時に計測された荷重を単純化したものを用いた（図 3-5-54）。レーレー減衰の値は、原地盤の固有振動数（約 3Hz）に対して、減衰が 1%となるように設定した ($\alpha = 0$ 、 $\beta = 0.001$)。また、載荷装置の性質を考慮して、群杭各列の荷重作用点における水平変位を拘束した。

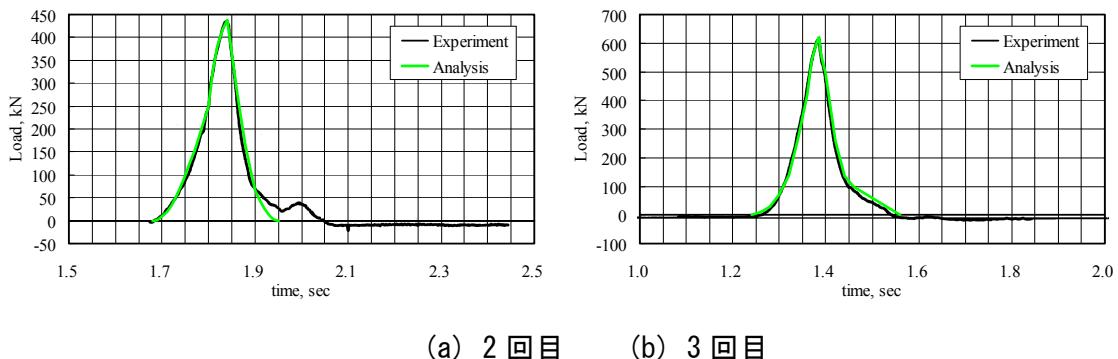


図3-5-54 入力荷重時刻歴

2) 解析結果

杭頭における荷重-変位関係について、実験値と解析値を比較したものを図 3-5-56 に示す。同図より、載荷 2 回目、3 回目とも精度よく再現できていることがわかる。載荷過程だけでなく、除荷過程における荷重-変位関係の再現性が高いことは注目に値する。したがって、提案された手法により地震荷重作用後の残留変位を推定できる可能性を示せた。

各杭列の荷重を前列の荷重で正規化したものを図 3-5-55 に示す。同図より、解析における中・後列の荷重分担比は、実験値に比べて全体的に小さく、荷重のほとんどを前列が受け持っていることがわかる。また、中列と後列の分担比が、実験値と解析値で逆転している。これらのことを改善して、各杭列における再現解析精度を上げるためには、前述したように杭周面摩擦の影響を考慮するなどの改良が必要であると考えられる。

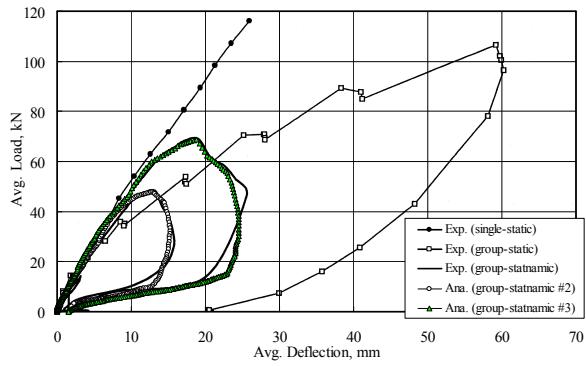


図3-5-56 荷重一変位関係

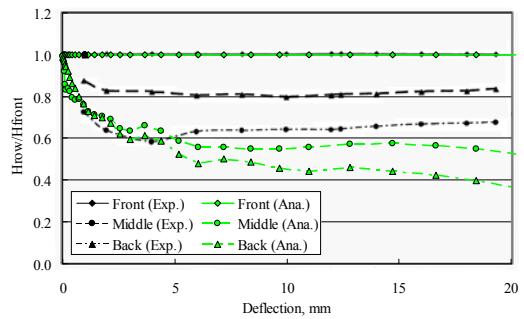


図3-5-55 各杭列の荷重分担比（前列の荷重で正規化）

図3-5-57に各杭列の最大曲げモーメント図を示す。同図より、前列および中列杭における曲げモーメントは、比較的よい精度で再現できていることがわかる。しかしながら、後列杭における曲げモーメントの解析結果は、実験結果と大きく異なるものであった。この傾向は、前項で紹介した静的載荷を対象とした解析と同じものであり、更なる検討を行う必要がある。

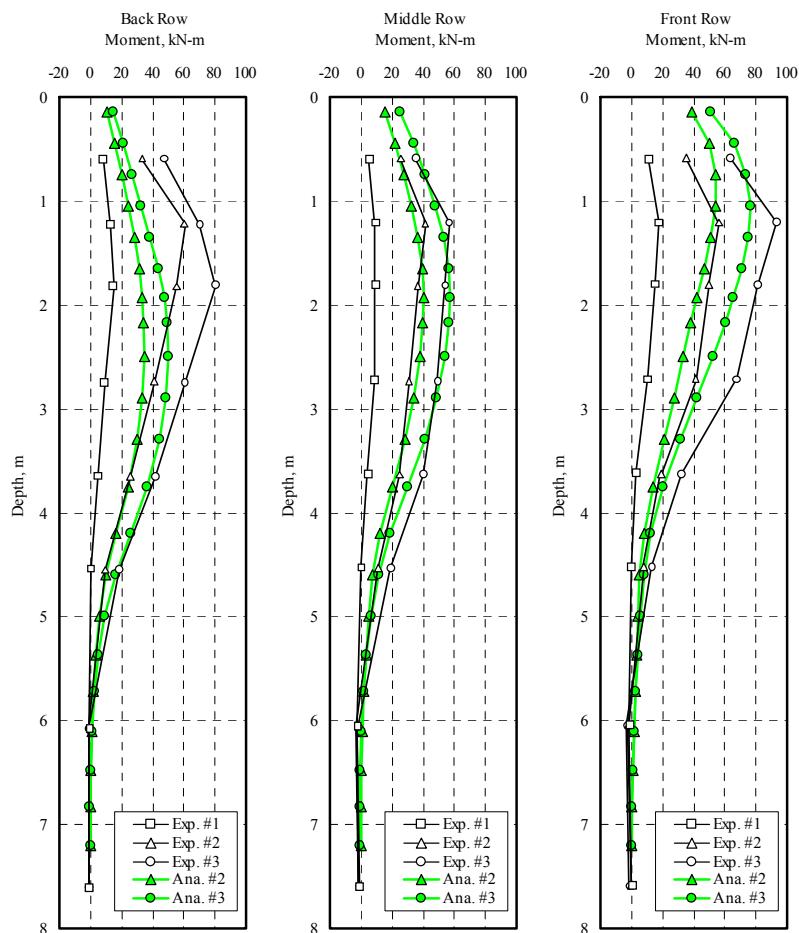


図3-5-57 曲げモーメント図

(5) まとめ

本検討では、ソルトレイクで行われた実物大の杭への水平載荷試験を対象に、杭一地盤相互作用ばねの適用性を検証した。ただし、地盤定数の設定の是非の議論を避けるため、まず地盤定数を地盤調査結果から求めた後、単杭の載荷試験結果によりキャリブレーションを行い、その結果が群杭への静的載荷試験およびスタナミック急速載荷試験の結果を説明できるかどうかについて焦点を絞って検討した。得られた主な成果は下記のとおりである。

- 1) 単杭の載荷試験結果は、地盤定数のキャリブレーションもあり、良好に再現できた。
- 2) 群杭の静的載荷試験結果についても、中列杭と後列杭で荷重分担比が逆転したほかは、良好に再現できた。
- 3) 群杭効果を考慮するための係数を導入するため、相互作用ばねを硬化させた時の影響を検討したが、あまり変化は見られなかった。一方、中列杭の相互作用ばねを軟化させると、他の杭の荷重分担比が大きくなるだけでなく、全体の再現性も悪化した。
- 4) 鉛直方向の引抜などの影響を考慮するため、周面摩擦ばねを導入したところ、分担比の傾向は全般的に改善した。
- 5) スタナミック載荷試験結果についても、中列杭と後列杭で荷重分担比が逆転したほかは、良好に再現できた。
- 6) 数値解析において、スタナミック載荷試験の載荷速度を遅くすると、履歴の膨らみが小さくなり、荷重のピーク値における杭変移量は増大する。ただし、杭の残留変位が小さくなつた。
- 7) 以上のことから、本検討で用いた相互作用ばねは群杭の構造物の静的および動的挙動に対しても一定の適用性があることが確認された。また、適用する際に、群杭係数などをパラメータとして与える必要はなく、杭の応力分担比の違いなどは自動的に考慮される。しかし、引抜などの影響を考慮するために、鉛直方向の周面摩擦ばねを導入しておくことが望ましい。

なお、本解析で対象としたスタナミック試験の載荷条件は、地盤の慣性力を考慮しないため地震時の条件とは必ずしも一致しないが、船舶接岸時の杭式横桟橋等へのインパクトといった荷重条件とは類似している。したがって、本解析手法は船舶接岸時の接岸力に対する設計などへの適用が期待できる。

<3-5-4 の参考文献>

- 1) Peterson、 K. T. and Rollins、 K. M.: Static and dynamic lateral load testing of a full-scale pile group in clay、 Civil engineering department research report #CEG.96-02、 Brigham Young University、 p.223、 1996.
- 2) Rollins、 K. M.、 Peterson、 K. T.、 and Weaver、 T.、 J.: Lateral load behavior of full-scale pile group in clay、 Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Eng.、 ASCE、 pp.468-478、 1988.
- 3) Weaver、 T. J.、 Rollins、 K. M. and Peterson、 K. T.: Lateral statnamic load testing and analysis of a pile group.
- 4) Bowles、 J. E.: Foundation Analysis and Design (Fifth edition)、 McGRAW-HILL International Editions
- 5) 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計、 H13-5
- 6) 運輸省港湾局監修：埋立地の液状化対策ハンドブック（改訂版）、 沿岸開発技術センター、 421p、 1997
- 7) Alpan I.: “The Empirical Evaluation of the Coefficient K0 and K0、 OCR”、 *Soils and Foundations*、 Tokyo、 vol.7、 No.1、 Jan. pp.31-40、 1967
- 8) Jaky J.: “Pressure in Soils”、 2nd ICSMFE、 Vol.1、 pp.103-107、 1948
- 9) Wroth C.P. and G.T. Houlsby: “Soil Mechanics – Property Characterization and Analysis”、 11th ICSMFE、 Vol.1、 pp.1-56、 1985
- 10) 土木学会 鋼構造設計指針 P A R T -B 合成構造物
- 11) 土木学会コンクリート標準示方書（平成 8 年制定）
- 12) Randolph M.F. and Wroth C.P.: “Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles”、 *J. Geot. Divns.*、 ASCE、 104、 No.GT12、 pp.1465-1488、 1978
- 13) Baguelin F. and Frank R.: “Theoretical Studies of Piles Using the Finite Element Methods”、 *Int. Conf. on Numerical Methods in Offshore Piling*、 ICE、 London、 pp.83-91、 1980
- 14) Poulos H.G. and Davis E.H.: Pile Foundation Analysis and Design、 John Wiley、 1980

3-5-5 地盤-杭の剥離の解析

地震動が著しく強い場合などで杭基礎の変位が著しく大きくなると、地盤-杭の剥離が発生する現象がでてくる（図 3-5-56）。このような剥離の影響を検討するため、図 3-5-59 に示すような通常用いる杭-地盤相互作用バネに加えて、図 3-5-60 に示すようなジョイント要素を用いて、解析を行った(Hussien et al., 2010)



図3-5-58 地盤-杭の剥離の発生状況（ブリガムヤング大学による実物大現地実験より）
(上の写真において、杭が右方向に押され、杭の左側に空隙が発生している)

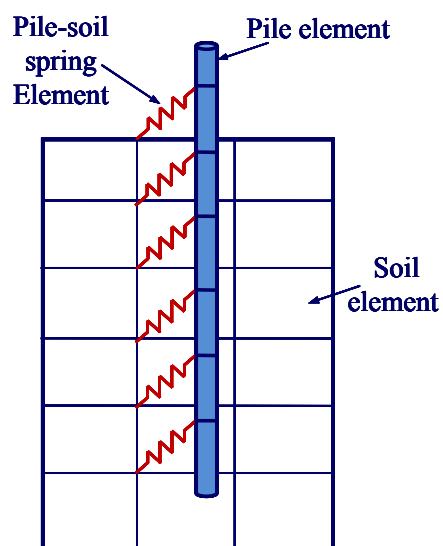


図3-5-59 杭-地盤相互作用バネの概念図

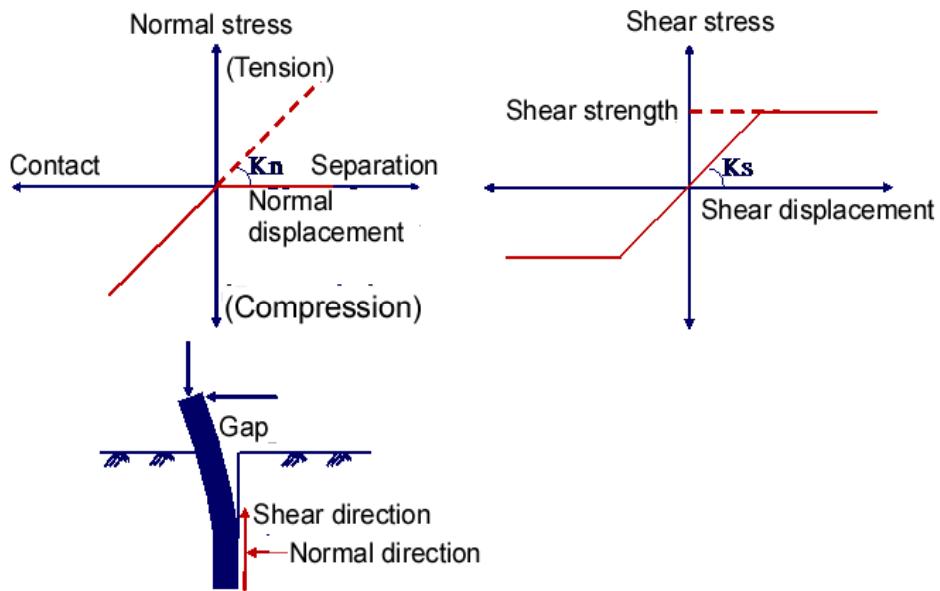


図3-5-60 地盤－杭の剥離を解析するために用いたジョイント要素の概念図

図3-5-61に示すようなメッシュを用い、単杭と群杭の挙動の解析を、剥離を考慮した場合としなかった場合の両者について、さきに述べたブリガムヤング大学で実施した実物大模型実験を対象として、解析した（単杭の場合には、図3-5-61のうちの中央の杭のみモデル化して解析している）。単杭の場合、図3-5-60に示すように、剥離を考慮すると、実際の実験結果をよく表現している。剥離を考慮した場合としない場合とでは、実験での最大変位90mm時点での杭の横抵抗に43%ほどの差がでてくる。

群杭については、図3-5-63に示すとおり、剥離を考慮の有無により、特に、最後尾の杭の横抵抗で著しい差がでてくる（最大変位84mm時点での73%の差）。最後尾以外の杭では、杭間の地盤が後続の杭に押されて変形するため、剥離の影響が小さいようである。しかし、最後尾の杭の横抵抗で著しい差があるので、群杭全体の横抵抗の値は、剥離を考慮することにより、低下する。

スタナミック試験についても、同様の解析を実施し、剥離の影響について同様の解析結果が得られた。

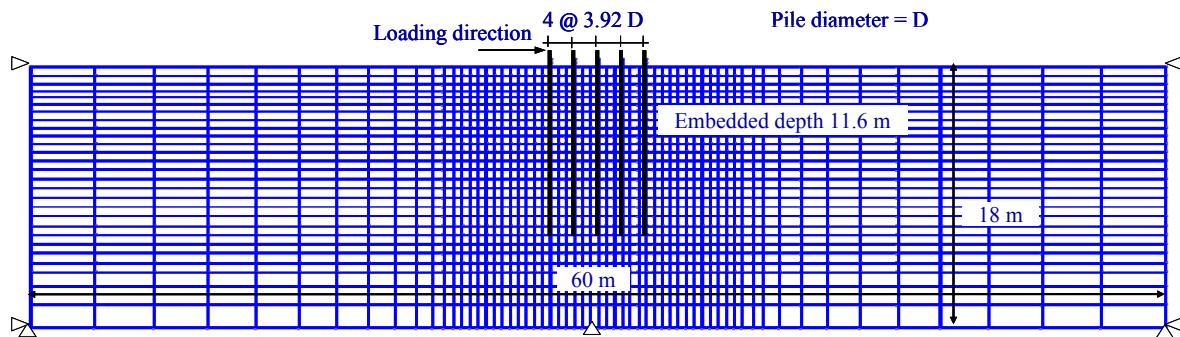


図3-5-61 有限要素解析メッシュ

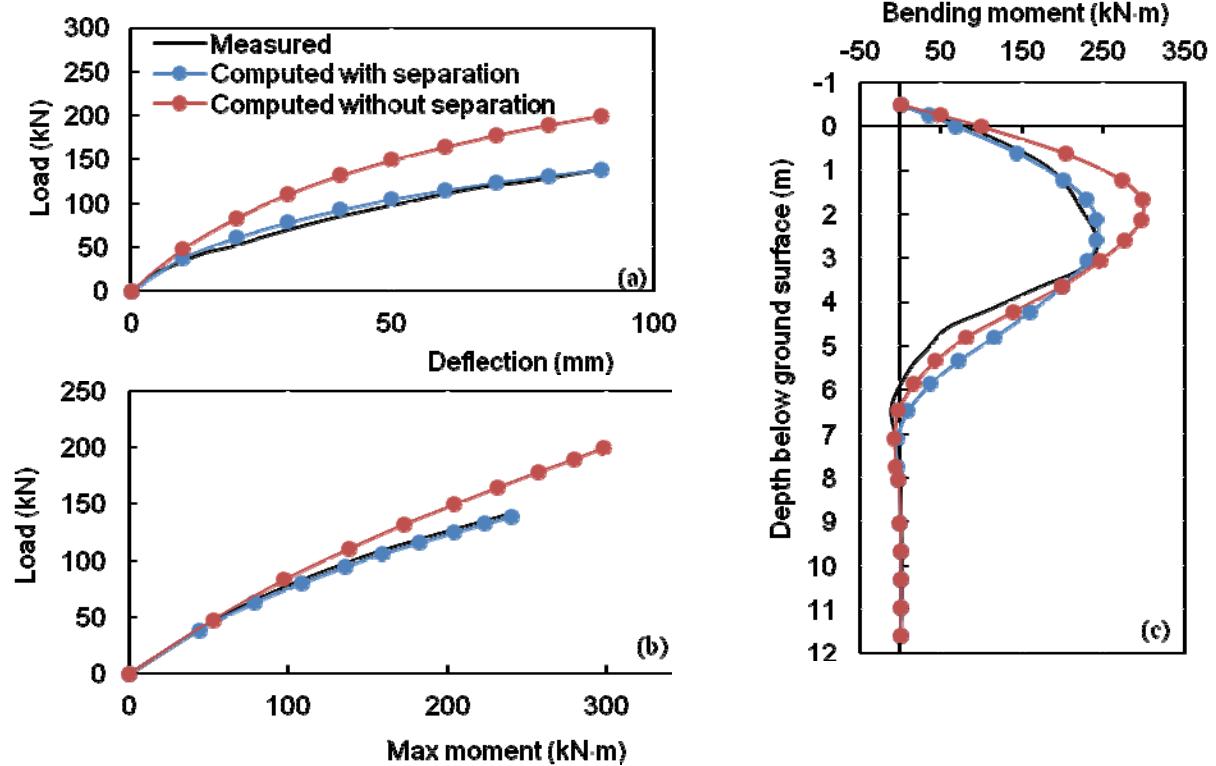


図3-5-62 単杭の解析結果（黒線：実験結果、青線：剥離を考慮した場合の解析 b 結果、赤線：剥離を考慮しない場合の解析結果）

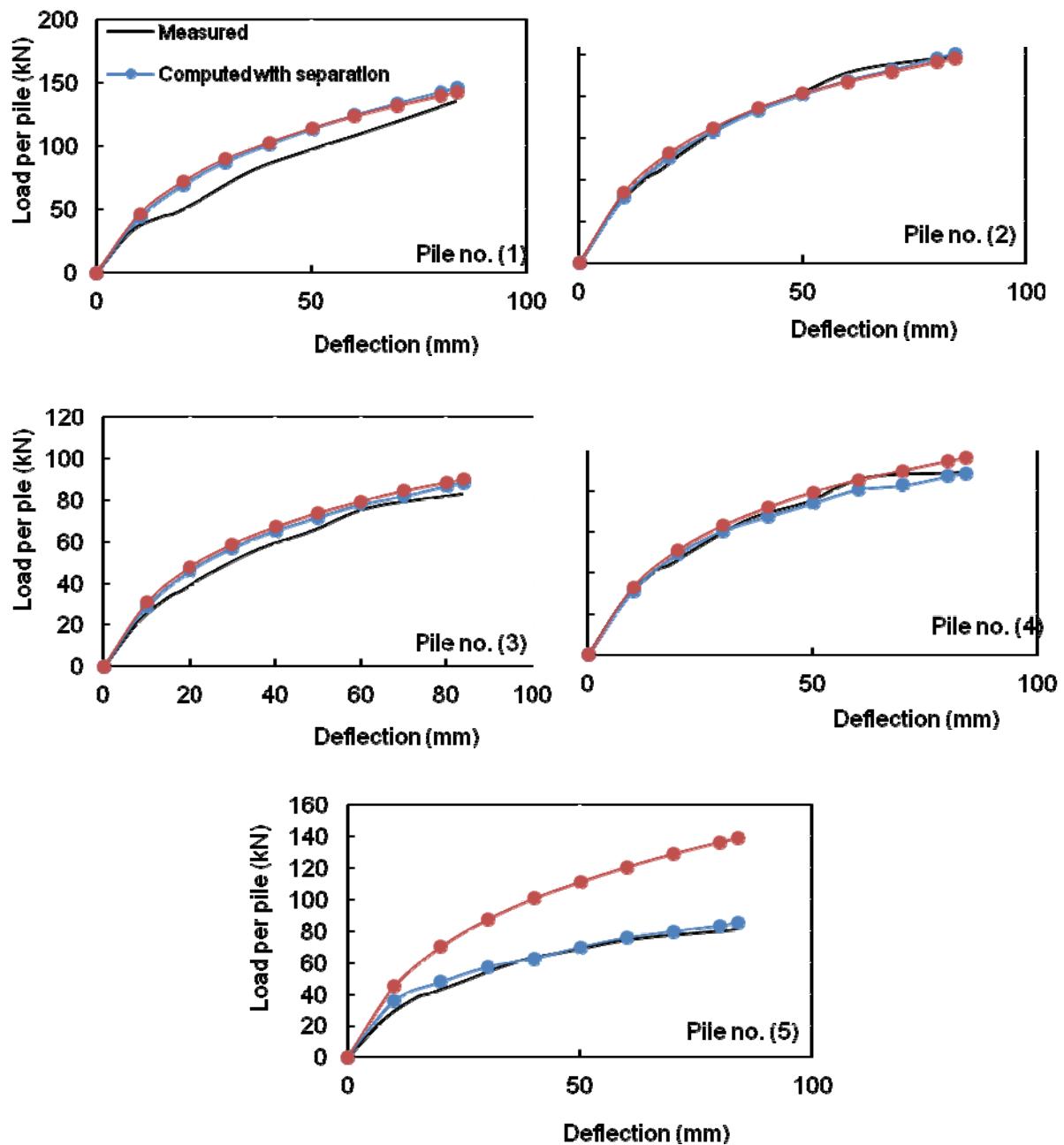


図3-5-63 群杭の解析結果（杭の載荷方向に向かっての先頭杭を Pile(1)、最後尾の杭を Pile(5)としている）

<3-5-5 の参考文献>

- 1) Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. & Rollins, K.M. (2010). "Soil-pile separation effect on the performance of a pile group under static and dynamic lateral load," *Canadian Geotechnical Journal*, 47(11), 1234-1246.

3-5-6 FLIP を用いた地盤－杭基礎系の解析方法の提案

(1) 検討目的

有効応力解析(FLIP)における地盤と杭基礎の相互作用を考慮した杭基礎構造物の解析方法を提案することを目的とする。

(2) 検討方法

本検討で対象としているのは、有効応力解析（FLIP）における地盤と杭基礎の相互作用を考慮した杭基礎構造物の解析方法の検討である。

ここでは、これまでに実施した、実物大単杭載荷試験の解析結果、実物大群杭載荷試験の解析結果、大型振動台実験の解析結果を勘案して、地盤と杭基礎の相互作用を考慮して杭基礎構造物を解析する一方法を構築し提案する。

(3) 地盤－杭基礎系の解析法

(a) 適用範囲

この解析法は、砂質地盤、粘性土地盤における円形断面を有する直杭の杭基礎構造物に適用する。砂質地盤については、地盤が液状化した場合を含める。

[補足説明]

本検討で対象としたのは直杭の軸直角方向の地盤との相互作用（水平面内の杭と地盤の相互作用）であり、直杭式桟橋のように加振直交方向（2次元平面ひずみの奥行き方向）に一定の間隔で杭が繰り返し現れるような構造で、かつ、加振方向には単杭と見なせる場合を理想的な状態として、相互作用を考慮した杭の解析法について検討を進めている。現段階では斜杭への適用や杭の軸方向の地盤との相互作用、あるいは、群杭（杭の間隔が杭直径の2.5倍未満）の影響については、解析結果の妥当性は明らかになっていない。したがって、斜杭や群杭に適用する場合や杭の軸力を厳密に評価する場合等については、後述する解析モデル（相互作用ばね要素）に対しての詳細な設定や軸方向の影響について十分に検討し、杭と地盤間の相互作用の影響を適切に反映したモデル化を行う必要があると考える。

(b) 解析方法

1) 解析方法の基本方針

杭と地盤の相互作用は、解析プログラム FLIP が有する土の構成則に関連する相互作用ばね要素^{1)) 2))}を用いることにより考慮する。解析モデルにおける地盤の節点と杭の節点をこの相互作用ばね要素で連結することにより、解析モデルを構築する。相互作用ばね要素の特性は、連結している土の要素の状態（過剰間隙水圧の上昇など）と自動的に連動する

ので、相互作用ばね要素には特別な物性を与える必要はなく、この相互作用ばね要素を考慮した解析モデルに対して通常の静的あるいは動的解析と同様に解析を行う。

[補足説明]

相互作用ばね要素の物性は、相互作用ばね要素が状態を参照する土要素において初期圧密が完了していることを前提として自動的に連動する。したがって、初期自重解析において、杭が地盤と軸直角方向の相互作用を行うことを表すために相互作用ばね要素を使用することはできない。初期自重解析においては、相互作用ばね要素存在しないものとして取り扱う（FLIP の要素の KILL 機能を用いる）。

初期自重解析に続く地震応答解析等の載荷解析フェーズ（最終解析フェーズ）においては、杭－地盤間の相互作用を考慮する（相互作用ばね要素の KILL 指定を解除）。

FLIP 研究会矢板式護岸 WG が提案した、矢板式護岸の築造過程を模擬するような手順にて行う多段階（3 段階）の自重解析³⁾に関して、相互作用ばね要素の特性を解析フェーズ間で引き渡すという使用法は想定していない。このような解析における相互作用ばね要素の使用法については今後の課題である。

(c) 解析モデル

1) 解析領域の設定

解析モデルは有限要素解析モデルである。杭基礎を構成する部分と地盤を構成する部分のそれぞれについて有限要素でモデル化する。モデルの作成にあたり、解析領域は、通常の FLIP 解析と同様に行い、構造物の幅に比べて十分広い領域を取るものとする。

[補足説明]

図 3-5-64 に示すような幅 L の杭基礎構造物であれば、解析領域の幅は 10L とすることができる。深度方向は杭の支持地盤を地震波の入力面の深度までモデル化する。解析領域の設定例を図 3-5-65 に示す。

2) メッシュの作成

解析メッシュの作成方法は FLIP 解析における通常の方法と同様であるが、杭周辺の地盤の要素については、杭径程度の幅および高さとする。要素の大きさを細かくする範囲は、水平方向は、受働崩壊が発生しうる範囲まで、深度方向は、楔破壊が発生しうる深度までとすることを目安とできる。群杭に近い杭基礎の場合は、杭基礎が杭とその間の土と一体となって挙動することがあることから、杭下端までメッシュを細かくするのがよい。

相互作用ばね要素は図 3-5-66 に示すように地盤と杭の節点間において定義するため、メッシュデータの作成に当たり、地盤や杭を構成する部分の節点は別々に設ける。両者の座

標は原則として同じ座標とする。

[補足説明]

図 3-5-64 に示すような杭基礎構造物を対象とした解析メッシュの一例を（全体）および図 3-5-68（構造物周辺）に示す。

3) 境界条件の設定

境界条件は、通常の FLIP 解析と同様に設定する。

[補足説明]

初期自重解析においては、側方は水平固定、底面は水平・鉛直固定とする。動的解析では、側方および底面について粘性境界とすることができる。一例を図 3-5-65 に示す。

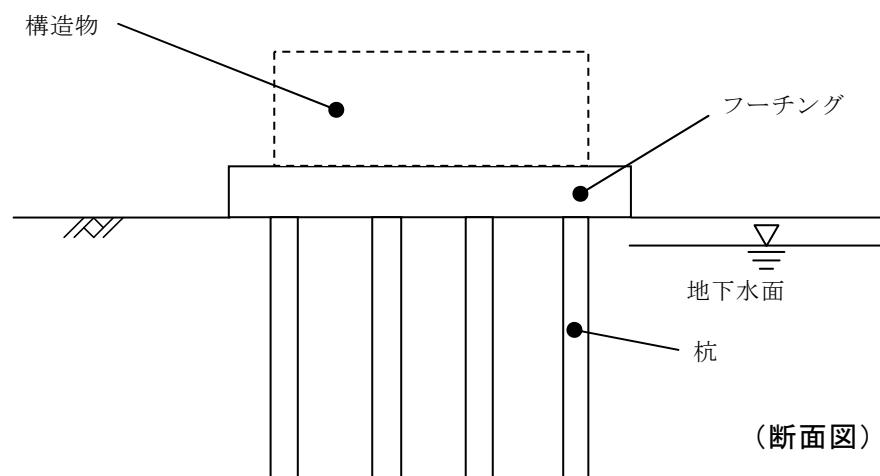
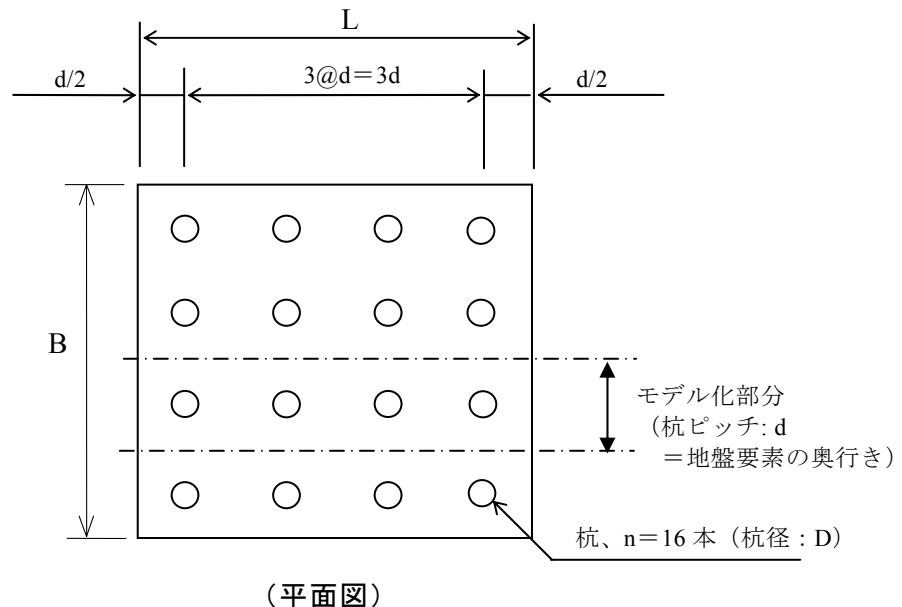


図3-5-64 杭配置の想定

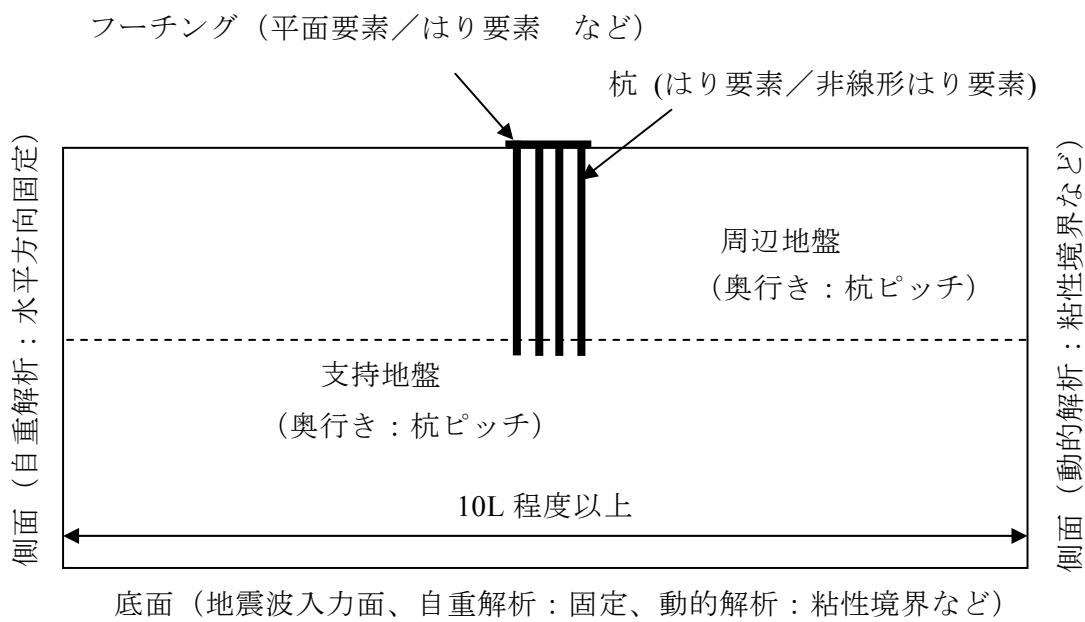


図3-5-65 解析領域

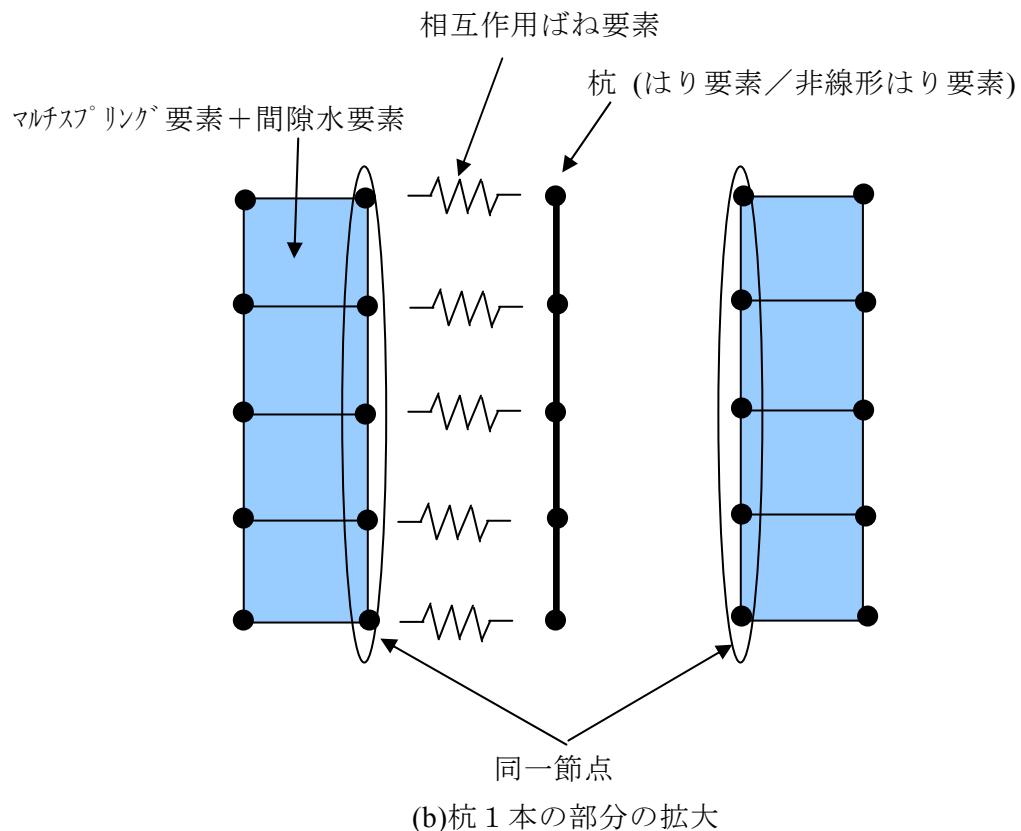


図3-5-66 地盤と杭の節点と相互作用ばね要素

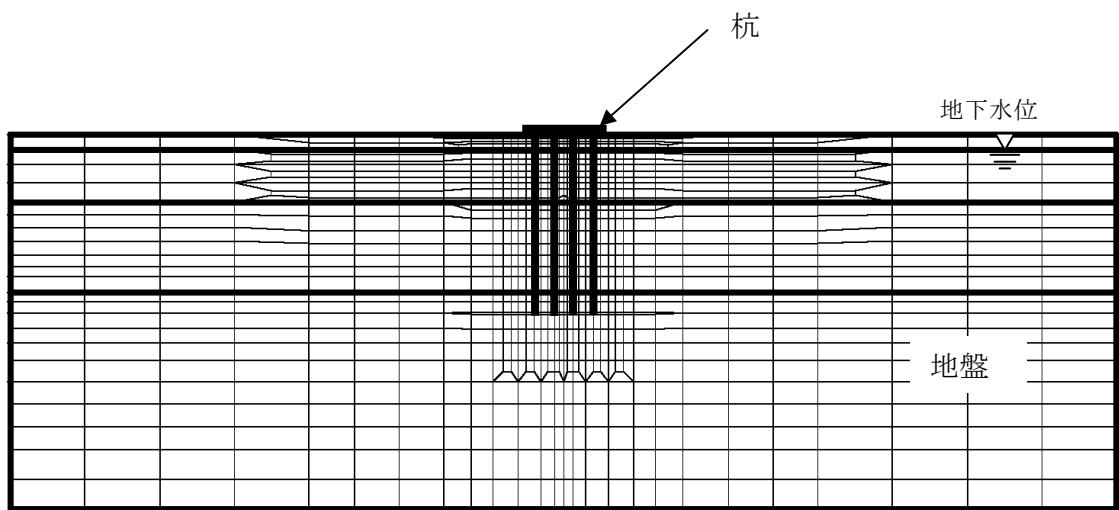


図3-5-67 解析メッシュの例（解析領域全体）

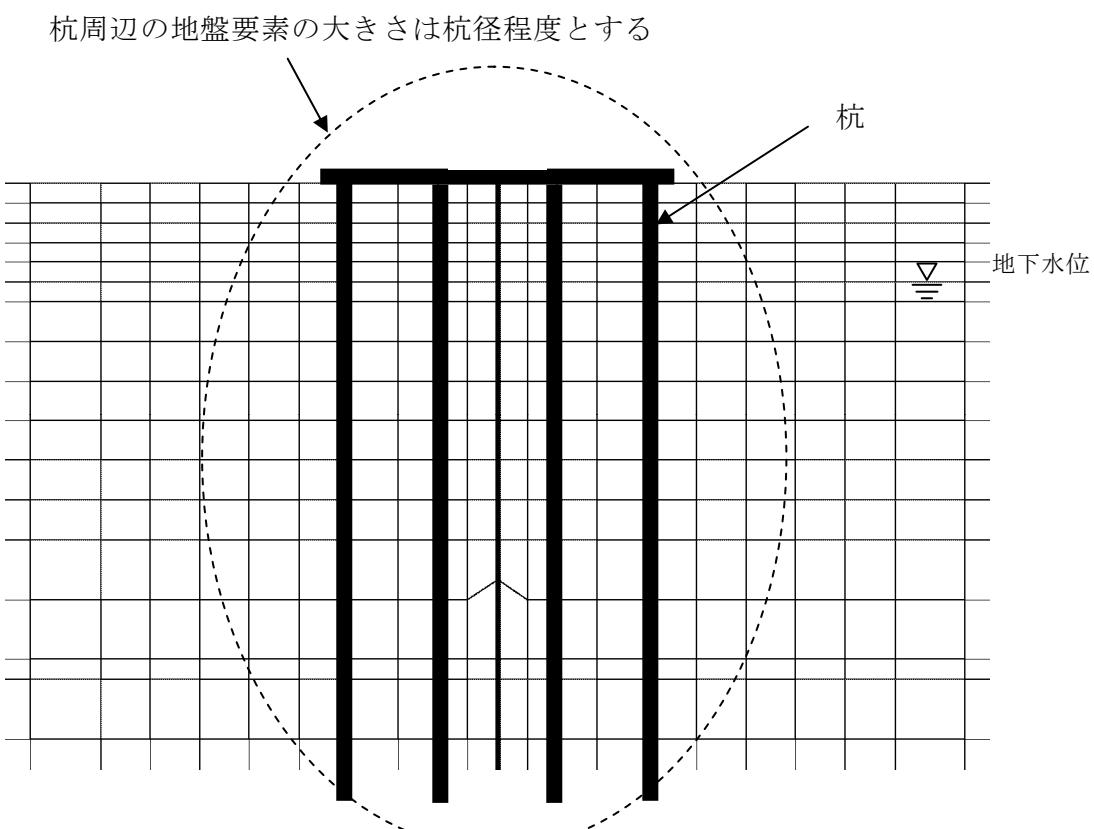


図3-5-68 解析メッシュの例（杭基礎周辺）

(d) 要素の定義

1) 地盤

地盤の要素の定義は、通常の FLIP 解析と同様に行う。ただし、定義された要素（マルチスプリング要素や間隙水要素）の奥行き幅を杭間隔とする。

[補足説明]

相互作用ばね要素に定義する杭間隔比は、厳密には、奥行き方向に一定の杭間隔で杭が無限に存在する場合の杭間隔比である。しかし、実際には、図 3-5-64 に示した杭基礎構造物のように、杭の列は奥行き方向に有限である場合が多い。これまでに実施した 3×3 本の杭配列基礎の検討（杭間隔は杭径の 3 倍）では、杭間隔をそのまま考慮することで実際と対応する解析結果が得られている⁷⁾⁸⁾。杭の列が奥行き方向に有限の場合は、地盤要素の奥行き幅を杭間隔とすることでのよい。

杭の列が奥行き方向に 1 列の場合は、地盤要素の奥行き幅は無限大と考えることもできる。しかし、これまでの実物大単杭の載荷試験を対象とした検討の結果、杭直径の 10 倍として実際と良い対応を示すことがわかっている⁴⁾⁵⁾⁶⁾。杭の列が奥行き方向に 1 列の場合は、地盤要素の奥行き幅を杭直径の 10 倍とすることでのよい。

間隙水要素は、動的解析においては地下水表面以深で非排水条件を仮定できる部分に考慮するが、解析の安定性にも大きく影響する。間隙水要素を考慮すると解析の安定性が高まることがある。

2) 杭

杭の要素の定義は、通常の FLIP 解析と同様に、線形はり要素または非線形はり要素で行う。

3) 相互作用ばね

相互作用ばね要素の定義は、地盤の節点と対応する杭の節点において行う。考慮する杭の直径、および、杭間隔比（＝杭間隔／杭径）を定義する。杭間隔は、地盤要素において定義した奥行き幅と等しくする。

[補足説明]

相互作用ばね要素は、杭の軸方向には影響しない。杭の軸力が問題となる計算を行うときは、軸方向のばね要素などを別途定義する必要がある。

また、相互作用ばね要素は杭端部の回転に影響しない。杭先端の回転が問題となる場合には、回転ばね要素などを杭端部に別途定義する必要がある。

(e) 物性の設定

1) 地盤

地盤の物性は通常の FLIP 解析と同様に設定する。設定された地盤の物性は、地盤要素の節点と杭の要素の節点間に定義された相互作用ばね要素に基本的な特性を与える。

[補足説明]

地表面付近の地盤物性の設定は、杭の挙動に大きく影響することがこれまでの検討で示されている⁶⁾。地表付近における地盤要素の物性の設定は、地盤調査結果や載荷試験結果などに基づき可能な限り実際を反映するように設定するのがよい。

2) 杭

杭の物性は、杭 1 本当たりの断面特性を考慮して設定する。非線形はり要素を用いる場合の杭の曲げモーメント-曲率関係等は、杭 1 本当たりに設定されたものを用いる。プログラムの都合上、杭の奥行き方向幅を 1.0（または 0.0）とする。

[補足説明]

剛域は線形はり要素でモデル化し、その物性は、数値計算の安定性を考慮して、せん断弾性係数が杭のせん断弾性係数の 100 倍とする。

3) 相互作用ばね

相互作用ばね要素の定義を行えば物性は特に設定する必要はない。地盤の物性を設定することで相互作用ばね要素の物性は自動的に設定される。ただし、杭間隔比等、杭基礎の形状に関する条件を指定するために、プログラムのインプットデータにおける材料特性定義データ（MATE カード）が必要となる。

[補足説明]

<地盤反力の微調整>

相互作用ばね要素の地盤反力は、係数を乗ずることにより調整することができる。これまでの検討の結果、地盤反力を低減する深度と低減係数を設定することにより、実際の載荷試験結果にフィッティング⁴⁾できることが示されている。しかし、このような調整を行わなくても、解析結果は実際の載荷試験結果と実務上十分と考えられる精度で一致することが示されているので、特別な場合をのぞき、この調整は行わなくてもよい。

<有効質量>

地盤と杭の相互作用においては、杭の変位に伴い杭周辺の土が回り込む現象が見られており、これによって相互作用の現象に質量の作用が生ずるものと考えられている。本報告

書において示している相互作用ばね要素においては質量の作用を考慮していないので、動的解析においては杭頭における共振時の加速度応答を実際より小さく評価している可能性がある⁹⁾。必要に応じて有効質量を考慮することが望ましいが、詳細な手順については現段階で確立されていないので、今後の課題である。

(f) 計算条件

1) 初期自重解析

初期自重解析では、相互作用ばね要素は存在しないものとして取扱う。その他の解析条件は、通常の初期自重解析の場合と同様である。

[補足説明]

相互作用ばね要素を KILL 指定するには、相互作用ばね要素の材料特性データで KILL=1 とする。2段階の築堤解析（多段階解析）として解析を実施するには、各解析フェーズの FEAP 命令で NHP=2 とする。

通常の初期自重解析と同様、重力加速度を無重力状態から-9.8m/s²まで徐々に高めて行く。荷重段階は 10～100 に分割し、各荷重段階では 10～20 回の非線形反復計算を行う。地下水面以下の土等に対しては、静水圧による浮力を考慮するために水中重量に対応した「水中密度」を与える。また、液状化パラメータは指定せず、完全排水状態を表現するために間隙水要素は無効にする (UDRN 命令を指定しない)。初期自重解析の安定性を確保するためのパラメータ AA・BB の値は自動決定とする。

2) 動的解析

動的解析では、相互作用ばね要素を用いて杭と地盤の軸直角方向の相互作用を考慮する。また、相互作用ばね要素の基準変位は、要素力の算定に初期自重解析結果である変位を参照しないようにする。

相互作用ばね要素に係るレーレー減衰行列の各比例係数 α 、 β としては、MTRX 命令で指定の α 、 β を使用することとし、原則として材料別の指定はしない。

他の解析条件は、通常の動的解析の場合と同様である。

[補足説明]

相互作用ばね要素の KILL 指定を解除するには、相互作用ばね要素の材料特性データで KILL=0 とする。また、要素力は、通常、動的解析の現変位 + 初期自重解析の変位（基準変位 UST(1)）から算定されるが、相互作用ばね要素は、初期自重解析では KILL 指定されていたので、要素力の算定に初期自重解析の変位を加算するのは適当でない。相互作用ばね要素の基準変位として初期自重解析結果である変位を参照しないようにするために、基

準変位を UST(2)（基準変位設定の約束により 0 が入っている：INIT 命令参照）に変更する必要がある。相互作用ばね要素が参照する基準変位を UST(2)とするには、相互作用ばね要素の材料特性データで IUST=2 とする。

相互作用ばね要素に係るレーレー減衰行列の各比例係数として、MTRX 命令で指定の α 、 β を適用するには、相互作用ばね要素の材料特性データで IRYL=0 とする。

通常の動的解析と同様、時間積分法は、Wilson θ 法 ($\theta = 1.4$) 等を用い、時間積分間隔は、計算安定上の理由から、原則として 0.01 秒とする。なお、FLIP5.0 版以降で改善された非線形反復法を用いる場合には 0.01 秒より小さくしても計算安定上の問題は生じない。土の密度としては湿潤密度を与え、液状化パラメータを指定し、非排水条件を模擬するために間隙水要素を有効にする (UDRN 命令を指定する)。また、初期自重解析の安定性を確保するためのパラメータ AA・BB の値として、AA には小さな値を (例えば 0.001kPa)、BB には 0 を指定する。

(4) まとめ

これまでに実施した実物大単杭載荷試験の解析結果、実物大群杭載荷試験の解析結果、大型振動台実験の解析結果を勘案して、地盤と杭基礎の相互作用を考慮して杭基礎構造物を解析する一方法を構築した。

この解析法の案では、杭と地盤の両方の要素に物性を与え、両者の間に相互作用ばね要素を定義するだけで、逐次変化する地盤の物性を相互作用に考慮した解析を行うことができる。従来の非線形ばね要素のように、ばねそのものの物性を設定する必要がなく、一貫して液状化状態に至るまでの相互作用の解析が可能であるので、従来の 2 次元解析の延長で、準 3 次元的に地盤の液状化や杭の変形の評価が可能であるというメリットがある。

この方法を用いることにより、杭基礎構造物を対象とした高度な有効応力解析が比較的容易に行うことが可能になるものと思われる。

なお、斜杭への適用性、有効質量や杭軸方向の相互作用の考慮、多段階初期自重解析における相互作用ばね要素の取り扱いについては、現段階においては十分な検討がなされていない。これについては今後の課題である。

<3-5-6 の参考文献>

- 1) 小堤治、溜幸生、岡由剛、一井康二、井合進、梅木康之：2 次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作用のモデル化、第 38 回地盤工学研究発表会、2003. (投稿中)
- 2) 小堤治、溜幸生、岡由剛、井合進、梅木康之：2 次元有効応力解析における杭と液状化地盤の動的相互作用のモデル化、第 58 回土木学会年次学術講演会、2003. (投稿中)
- 3) 井合進、龍田昌毅、小堤治、溜幸生、山本裕司：地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討、第 26 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.809-812、2001.
- 4) 川中政美、安藤崇男、溜幸生、井合進、田河祥一：土の構成則に関連する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—その 1、砂質地盤—、第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.619-620、2003.
- 5) 吉川茂樹、曲傳軍、溜幸生、井合進、梅木康之：土の構成則に関連する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—その 2、粘性地盤—、第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.621-622、2003.
- 6) 小竹望、溜幸生、小堤治、井合進、田河祥一：土の構成則に関連する相互作用ばねを用いた単杭の水平載荷実験の 2 次元有限要素解析、—地表面の影響—、第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.623-624、2003.
- 7) 寿楽和也、一井康二、篠崎晴彦、井合進、田河祥一：2 次元解析における杭－地盤相互作用ばねを用いた群杭効果の評価手法の検討、第 58 回土木学会年次学術講演会講演概要集第 3 部、pp.615-616、2003.
- 8) 河又洋介、一井康二、竹島康人、井合進、梅木康之：杭－地盤相互作用ばねを組み込んだ 2 次元解析によるスタナミック水平載荷実験のシミュレーション、第 58 回土木学会年次学術講演概要集第 3 部、pp.581-582、2003.
- 9) 岡由剛、佐藤靖彦、河辺知之、塩崎禎郎、井合進：杭近傍地盤の応力－歪関係に依存する相互作用ばねを用いた杭基礎の 2 次元有効応力解析、第 58 回土木学会年次学術講演概要集第 3 部、pp.561-562、2003.

3-5-7 まとめ

杭と地盤の相互作用に関する基礎的な特性を把握するため、FLIP を用いて実験や想定地盤を対象に、杭の円形断面と周辺の土を考慮した 2 次元平面ひずみ解析を行った。その結果、実験を対象とした解析から方法の妥当性を確認するとともに、様々な地盤条件や土の状態、ならびに、杭間隔のもとでの杭と地盤間の荷重と相対変位の関係を得た。解析で得られた荷重と相対変位の関係は、土の要素の応力とひずみの関係に相似であることに着目して、土要素の応力－ひずみ関係に連動する相互作用ばね要素を開発した。この相互作用ばね要素は、従来の非線形ばね要素のように、ばねそのものの物性を設定する必要がなく、土が液状化状態に至るまでの時々刻々と変化する土の特性を考慮した相互作用の解析が可能であるというメリットがある。

次に、開発した相互作用ばね要素を用いて、実物大単杭載荷試験を対象とした静的解析、実物大群杭載荷試験を対象とした静的および動的解析、大型振動台実験を対象とした動的解析を行い、相互作用ばね要素を用いた FLIP 解析の妥当性の検討を行った。その結果、相互作用ばね要素は地表面付近の杭と土の相互作用を概ね良好に表現すること、群杭における杭の荷重分担や衝撃的な載荷時の挙動を再現しうること、液状化地盤における杭基礎の地震応答に関して従来の杭基礎のモデル化に比べて精度向上が図られたことが示された。

さらに、上記の検討結果を勘案して、地盤と杭基礎の相互作用を考慮して杭基礎構造物を解析する一方法を構築し、FLIP 簡易 3 次元解析プログラムの完成とそれを用いた解析方法の提案を行った。

3-6 盛土

有効応力解析プログラム FLIP¹⁾による盛土の解析方法ならびに留意点について説明する。盛土解析では、砂の定常状態（Steady State）や細粒分を多く含む砂の液状化特性等、その他構造物に対する FLIP の解析精度向上に不可欠な要素が多く含まれる。

特に、FLIP を用いて河川盛土の被災事例解析を行うと、条件によっては、堤体沈下量を過小評価する場合がある。FLIP の構成則は、非排水条件で単調にせん断すると、砂の応力経路は破壊線と平行に推移するためにせん断強度を際限なく発揮することとなり、せん断変形が極端に抑制される現象がその主な原因と考えられる。この現象を“せん断変形ロック問題²⁾”と定義される。

この問題を解消するために、第 3 期 FLIP 研究会においてせん断変形ロック問題作業部会が設立され種々の検討が試みられた。実際の砂の挙動である、せん断変形を大きくしていくと応力一定でいくらでも歪が大きくなる“Steady State 現象³⁾”を表現できるように FLIP の構成則とプログラムの改良が行われ、新たに“Sus 法⁴⁾”が開発された。種々の構造物に対する事例解析を通じて、Sus 法はせん断変形ロック問題の解決ならびに細粒分を多く含んだ砂地盤の解析精度の向上に有効な方法であることが確認された⁴⁾。Sus 法を設計実務に適用する際には、定常状態で発揮する最大せん断応力 S_{us} 値の設定や、細粒分の多い砂の液状化特性を表現できる簡易設定法の構築などの重要な検討課題に対して、第 4 期 FLIP 研究においてもせん断変形ロック問題作業部会が設立され検討が行われた。

本節では、FLIP 研究会で取り組んだ、盛土構造物の解析精度向上に拘わる、「せん断変形ロック問題の顕在化（第 2 期）」から、「Sus 法の開発・適用性の確認（第 3 期）」を経て、設計実務における課題である「簡易設定法の構築（第 4 期）」に至る検討成果に基づき、盛土の解析方法と留意点を説明する。

【留意事項】

※1；定常状態（Steady state）で発揮する最大せん断応力を S_{us} 値 ($=q_{us}/2$) と定義する。

※2；FLIP のマルチスプリング要素では、せん断応力の増大に伴う正のダイレイタンシーの発現は、設定されている応力経路を辿ることにより表現される¹⁾。この応力経路は、ある条件下では、せん断応力が大きくなると破壊線に平行になり、同要素はせん断応力の増大に伴い際限なく有効応力が回復し、大きなせん断剛性が発揮され、大きなせん断応力を負担してしまう場合がある。その結果、盛土直下の土などでは、せん断変形がほとんど生じなくなることがある。このような現象を本報告書では「せん断変形ロック」と称している。これは、せん断剛性に比べて体積剛性が非常に大きくなった場合にアワグラスマードの変形が抑制される、いわゆる「Shear Locking」とは異なる。

3-6-1 せん断変形ロック問題の定義

第1期 FLIP 研究会において、FLIP を種々の構造物に適用したところ地震時応答が過大になる場合があることが判明した（特に、矢板式岸壁）⁵⁾。この問題の解決方法として、“tmp7 法（構成則）”と“改良型非線形反復計算法（数値計算方法）”が提案された⁶⁾。

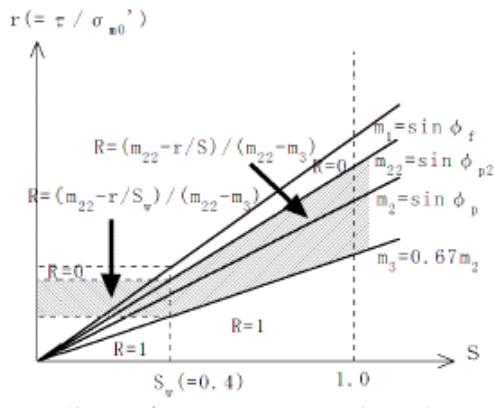


図 3-6-1 tmp7 法の寄与係数 R の算定法⁶⁾

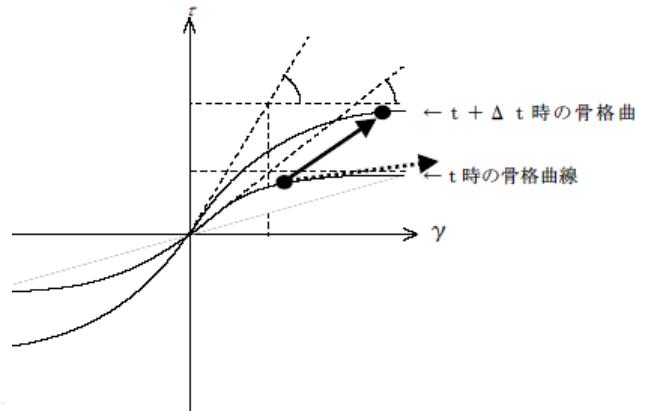


図 3-6-2 非線形反復計算⁶⁾

- (a) tmp7 法：変相線を超えた応力空間におけるせん断仕事の負のダイレタンシーへの寄与評価法に関する手法
- (b) 改良型非線形反復計算法：応力－ひずみ関係の非線形反復計算法に関する手法

(a)は過剰間隙水圧モデルに関するものである。変相線と破壊線の間に第2変相線を設けて、それを超えた応力空間における塑性せん断仕事は、負のダイレタンシーの発現に寄与しないと言う修正モデルが提案され、特に第2変相角を変相角と破壊角の中間に取った方法を tmp7 法という。

(b)は数値計算手法に関するものである。各時間ステップ内で応力－ひずみ関係の変動を追跡しながら非線形反復計算を行う改良型非線形反復計算法が提案された。

第2期 FLIP 研究会の解析精度向上ワーキンググループで、tmp7 法+改良型非線形反復計算法の組合せを、種々の構造物に適用して、精度の高い解が得られるかどうか検討が試みられた。矢板式岸壁、重力式岸壁および桟橋式岸壁に対しては、tmp7 法と改良型非線形反復計算法を解析に同時に適用した場合に、被災事例における被害状況をよく説明することが確認された⁷⁾。その一方で、河川堤防の被災事例解析では、従来法では精度のよい解が得られていたにも拘わらず、tmp7 法と改良型非線形反復計算法を適用すると、場合によっては堤体天端の沈下量をかなりの程度過小評価することが判明した。数値計算の精度が高まったことにより、構成則等が抱えていた問題がストレートに表面化したものと考えられた。

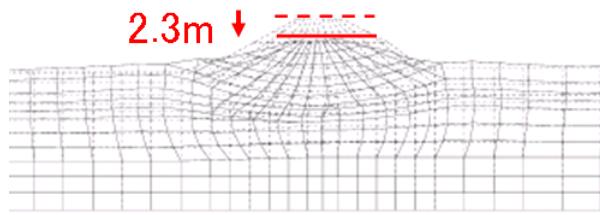


図 3-6-3 従来法による河川堤防の解析結果

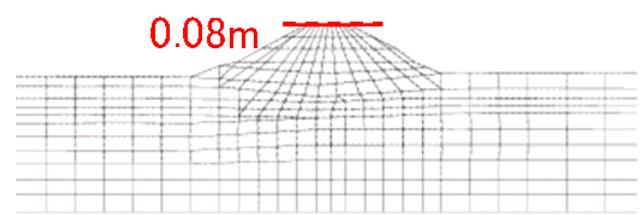


図 3-6-4 tmp7 法と改良型非線形反復
計算法による河川堤防の解析結果

FLIP の構成則では単調にせん断すると応力状態は破壊線に平行に引かれた応力経路に沿って推移し、有効拘束圧やせん断剛性・せん断強度は際限なく大きく成りうる。このため条件によっては盛土直下の液状化要素のせん断変形が極端に抑制される現象が発生し、河川堤防の沈下量が過小評価される理由であると考えられた（図 3-6-5）。

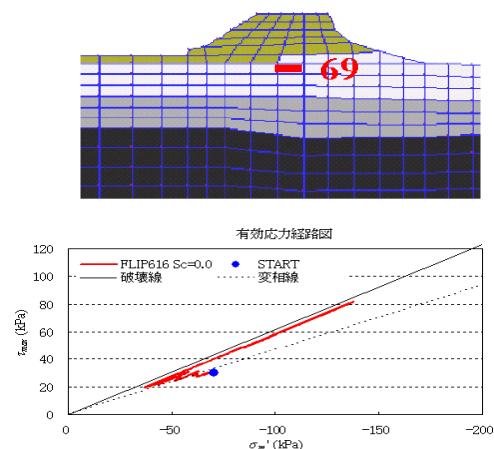


図 3-6-5 有効応力経路

3-6-2 定常状態 (Steady State)

実際の砂質土は、応力状態一定でいくらでもひずみが生じる定常状態 (Steady State) が存在する。図 3-6-6 に定常状態に至る応力～ひずみの概念図を示す。地盤条件に応じて定常状態に至るまでに大まかに分類して 3 種類のタイプの経路を示す⁸⁾。C (収縮性)、D (膨張性)、C-D (収縮性-膨張性)、のいずれの応力経路をたどってもせん断応力はある一定値に収斂する。

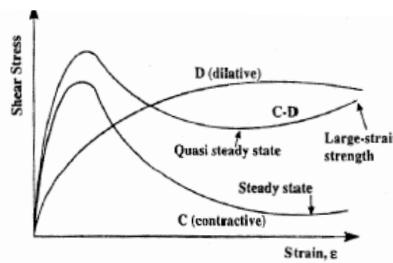


図 3-6-6 定常状態 (Steady State) に至る応力経路⁸⁾

図 3-6-7 に豊浦標準砂を用いた非排水静的三軸圧縮試験結果³⁾の有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係を示す。試験は相対密度 D_r が 63.7%、37.9%、18.5% と異なる 3 つの供試体に対して初期平均有効拘束圧 p' を 4 段階に変化させて実施された。有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係から、定常状態における最大主応力差 q の値は、相対密度 D_r と細粒分含有率 F_c に依存するが、初期有効拘束圧 p'_0 に依存しない特徴を有する。

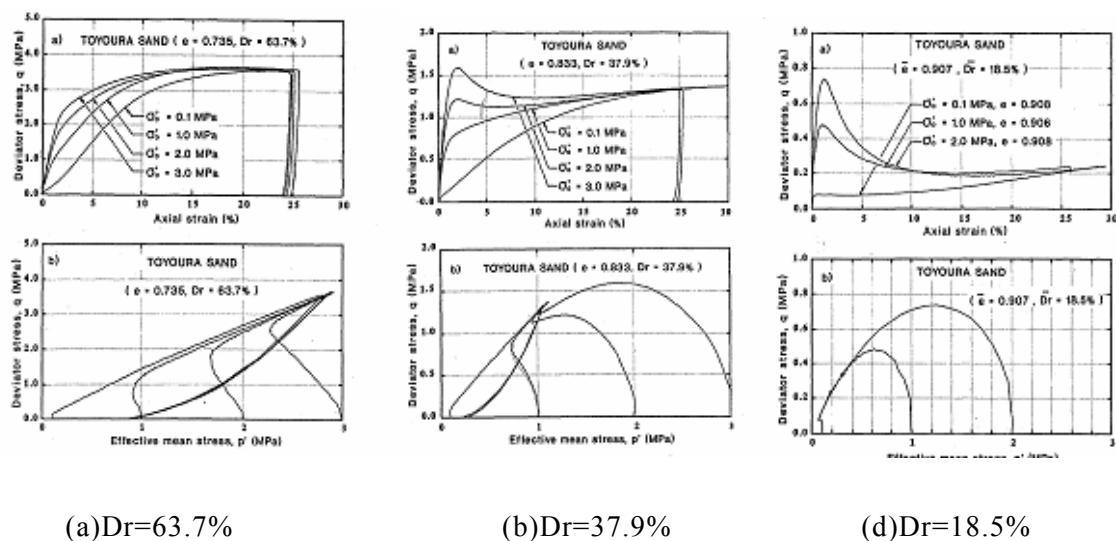


図 3-6-7 有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみの関係³⁾

3-6-3 Steady State を再現する解析機能整備 (S_{us} 法)

第3期 FLIP 研究会にせん断変形ロック問題 *WG* が設置され、せん断変形ロック問題の解決のために、FLIP の過剰間隙水圧モデルが改良された^{9),10)}。

実際の砂質土の挙動である定常状態(Steady State)を再現するように、応力経路を定常状態におけるせん断応力 S_{us} 値にて破壊線と交差するように変更して、それ以上のせん断応力を負担しないよう改められた。この Steady State を再現する解析機能を Sus 法と定義された。

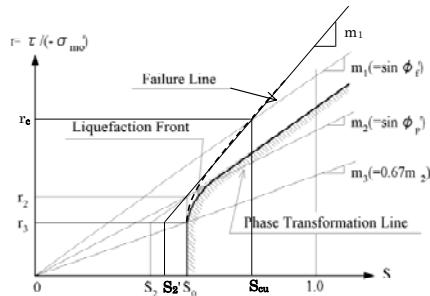


図 3-6-8 過剰間隙水圧モデルの概念図と変更後の応力経路

各種構造物に対する事例解析を行い Sus 法の適用性を検討した結果、Sus 法による解析は概ね対象事例を再現することが確認された⁹⁾。河川堤防やケーソン式防波堤の沈下量の過小評価の改善^{11),13),14),15)}、無被災事例の沈下量の再現¹²⁾、アレー観測結果への有効性などの成果¹⁶⁾が得られ、Sus 法の実現象に対する適用性が確認することができた。さらに、設計実務で必須となる地盤条件に応じた S_{us} 値の設定方法が提案された^{9),17)}。

3-6-4 簡易設定法（再訂版）の構築

Sus 法では細粒分の多い砂の挙動の再現が求められるものの、 S_{us} 値という新たなパラメータが追加されたことにより、従来の簡易設定法では対応出来ない。そこで、細粒分の多い砂について、 N 値、 N' 値に対する有効上載圧 σ_v' および細粒分含有率 F_c に基づいて、 S_{us} 値や S_{us}' 値を考慮したうえでの細粒分の多い砂の液状化特性を表現できるような液状化パラメータ等を簡易的に設定可能な簡易設定法（再訂版）が開発された⁹⁾。

第4期 FLIP 研究会でせん断変形ロック問題作業部会において、細粒分含有率 F_c を考慮した砂質土の液状化時のひずみの伸び方のモデル化（三上式¹⁸⁾）が構築されるとともに、 N 値、 N' 値を与える有効上載圧 σ_v' および細粒分含有率 F_c から簡易設定法構築のために必要な諸量の算定手順が構築された¹⁸⁾。

簡易設定法は構成則と数値解析方法の組み合わせにより、3 つの方法が構築された

ことになり、それぞれ、①簡易設定法（初版；第1期版）、②簡易設定法（改訂版；第2期版）、③簡易設定法（再訂版；第4期版）と定義される。

この新しい簡易設定法（再訂版）は、これまでの簡易設定法は細粒分を含まない砂を主な対象としていたのに対して、細粒分をある程度含む砂にも対象範囲を拡げ、細粒分を考慮した液状化パラメータや動的変形特性を規定するパラメータを設定可能な点に意味がある。さらに、 S_{us} 値の参考値設定機能として、豊浦砂と DL クレーを混ぜて細粒分含有率を調整した試料に対する試験結果に基づいてキャリブレーションした推定式（井合式）が整備されている。なお、液状化抵抗は時松・吉見の方法¹⁹⁾を準用して設定するため、各版ともに共通である。

再訂版の適用性について、 S_{us} 値を読み取ることができる吉嶺による要素試験²⁰⁾に対する要素シミュレーション、被災事例解析、被災事例解析等による S_{us} 値の下限値設定について検討し確認されている。

各種簡易設定法の詳細については、2-3 に説明されている。

表 3-6-1 簡易設定法の種類とその特性

バージョン	構成則	非線形反復計算法	S_{us} 値推定式
簡易設定法 (初版；第1期版)	従来法	従来法	含まない
簡易設定法 (改訂版；第2期版)	tmp7 法	改良型	含まない
簡易設定法 (再訂版；第4期版)	tmp7 法	改良型	井合式 (参考値)

3-6-5 S_{us} 値の設定方法

設計実務にあたっては、設計に先立ち現地試料採取を行い、 S_{us} 値および液状化抵抗を実測し、液状化試験結果を通常の要素シミュレーションで再現するパラメータとともに S_{us} 値を入力すれば精度の高い変形量予測が可能であろうとする報告が行われている^{9), 18)}。 S_{us} 値が実測可能な場合に設計者は必ず上記の方法を採用することとなる。しながら、実際には S_{us} 値が実測される事業は限定される場合が多く、 S_{us} 値算定チャート法や S_{us} 値の推定式（井合式）より設定することが可能である。 S_{us} 値設定の詳細については、2-3 に説明されている。

3-6-6 Sus 法の適用性確認

Sus 法を設計実務で活用するための適用性が確認されている。

まず、室内試験を対象として、 S_{us} 値を読み取ることができる吉嶺による要素試験²⁰⁾ のシミュレーション解析を行い、定常状態の応力状態や定常状態に至る応力経路を解析結果が試験結果を再現すること等が確認されている。

つぎに、被災事例を対象として、液状化パラメータと S_{us} 値の組合せを、試験結果からの解析定数、簡易設定法（再訂版）、簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（井合式）、簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（実測値）を 4 通り与えて解析が行われた。その結果、 S_{us} 値の実測値を与えた場合に概ね被災事例を再現し、 S_{us} 値を井合式より与えた場合に被災事例を再現もしくは安全側の結果を与えることが確認された。

例えば、 S_{us} 値実測値と詳細な被災調査がセットになった事例として 1995 年兵庫県南部地震時のケーソン式岸壁(RF3)、ケーソン式防波堤(第 7 防波堤)に適用した結果、 S_{us} 値の実測値を適用すれば被災事例を再現することが確認された。 S_{us} 値の実測値としては、神戸港特有のまさ土の S_{us} 値が記載された文献²¹⁾による値が用いられた (S_{us} 値=100kPa)。

以上より S_{us} 値を反映した要素シミュレーション（吉嶺の要素試験に対する実験解析）と S_{us} 値を考慮した被災事例解析により、「簡易設定法（再訂版）」の適用性が確認された。また、 S_{us} 値は実測値を用い、井合式による S_{us} 値は被災事例を再現もしくは安全側の結果を与えるが細砂分含有率 F_c の値に敏感であり条件によっては大きな変位量を与えることもあるため参考値に留めることなど、設計での留意点が確認された。

3-6-7 解析方法

FLIP による解析方法として、3 つの簡易設定法に加えて、液状化パラメータなどを試験値で設定することが可能かどうか、 S_{us} 値を実測値で与えることが可能かどうか、に応じて解析条件の組み合わせは図 3-6-9 に示すとおり 7 つの組み合わせから選択することになる。

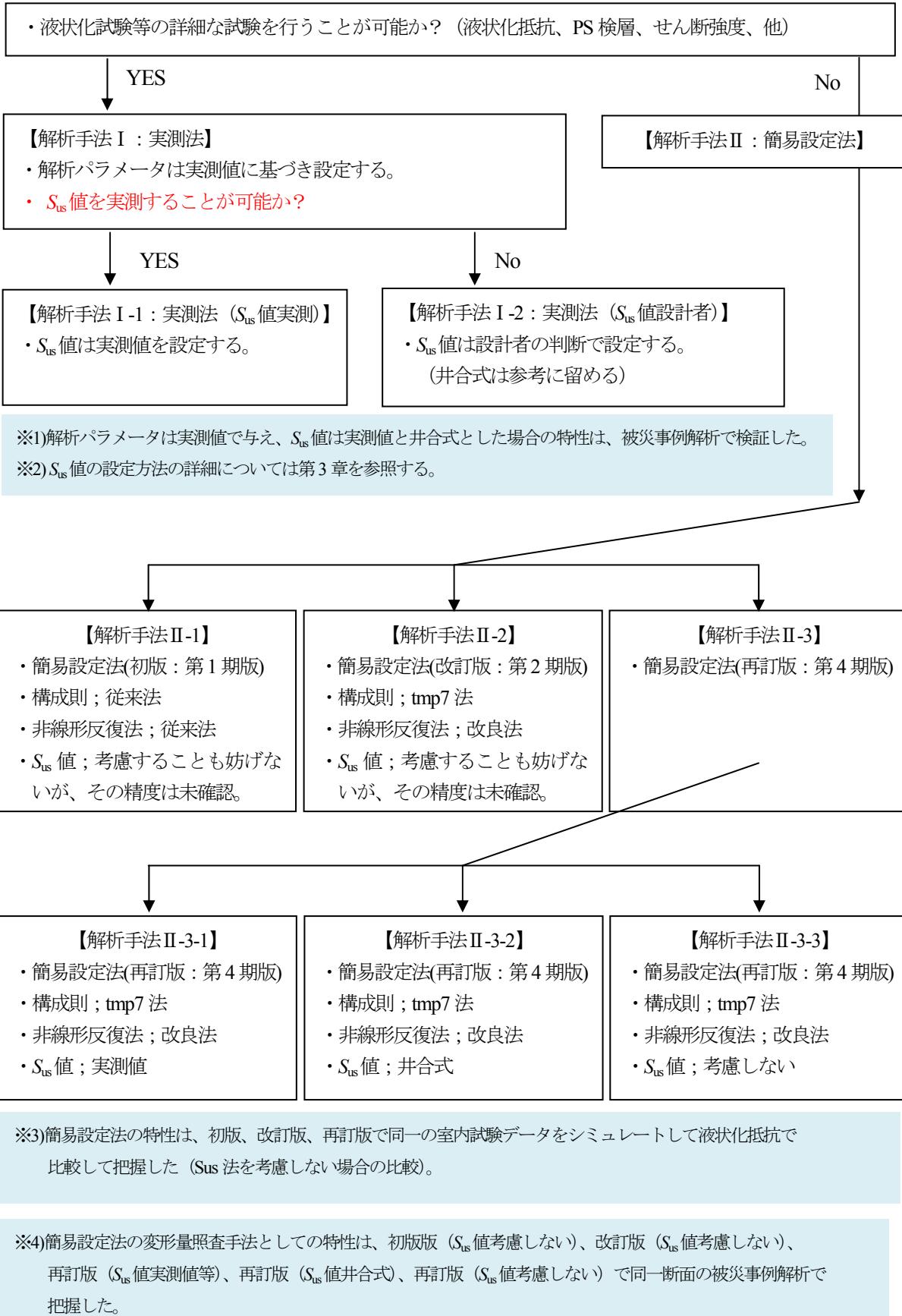


図 3-6-9 解析条件の組み合わせ

3-6-8 盛土の解析事例(淀川堤防)

1) 事例解析の目的

淀川堤防（被災）の被災事例解析を以下に示す。解析は3-6-7で示した7つの方法のうち、地盤解析定数を実測値に基づき設計する方法(Case4)に加えて、簡易設定法(再訂版)の適用性を確認するため解析(Case1,2,3)、さらに簡易大変形解析の適用性を確認するための解析(Case5)を併せて実施した。

表 3-6-8-1 簡易設定法の種類とその適用性、解析結果一覧

ケース	解析地盤定数		構成則	非線形反復法	簡易大変形解析	備考
	S_{us} 値以外	S_{us} 値				
Case1	簡易設定法 (再訂版)	井合式 As2-2=4kPa As2-1=4kPa	tmp7	改良型	安定化後	「解析法 I -2」に相当
Case2		Misko式 As2-2=30kPa As2-1=70kPa	tmp7	改良型	安定化後	「解析法 I -1」に相当
Case3	試験値に基づいて設定	井合式 As2-2=4kPa As2-1=4kPa	tmp7	改良型	安定化後	「解析法 II -3-2」に相当
Case4		Misko式 As2-2=30kPa As2-1=70kPa	tmp7	改良型	安定化後	「解析法 II -3-1」に相当
Case5	簡易設定法 (再訂版)	Misko式 As2-2=30kPa As2-1=70kPa	tmp7	改良型	安定化前	Case4と比較で簡易大変形解析の検討

表 3-6-8-1 に検討ケースおよび解析条件を示す。 S_{us} 値以外の解析パラメータは、Case1・Case2 は簡易設定法(再訂版)で、Case3・Case4 は試験値に基づき設定した。また、 S_{us} 値は Case1・Case3 の場合は簡易設定法(再訂版)で参考値として組み込まれる推定式(井合式)で与えた。Case2・Case4 の S_{us} 値は試験値に基づき設定すべきところ、 S_{us} 値は実測されていないため、 N 値や細粒分含有率 F_c 等の実測値から S_{us} 値を算定した^{23),2)}。

S_{us} 値以外を試験値で S_{us} 値を試験値に相当する方法で設定した Case4 の沈下量は 2.6m と被災量 2.7m をほぼ再現した^{23),2)}。Case2 と Case4 の比較により簡易設定法(再訂版)の適用性が、Case3 と Case4 の比較により S_{us} 値の参考値(井合式)の適用性が確認できる。

さらに、簡易大変形解析を、変形に応じて節点座標を更新し、それに基づいて自重解析を行い、荷重を再評価する解析手法と定義する。検討過程で、安定性を高めた「簡易大変形解析(FLIP719-6-4)」を開発した。 S_{us} 値を考慮した解析においては、細粒分

含有率 F_c が多くなるにしたがい、簡易設定法（再訂版）などで算出される S_{us} 値が、下限値と同じになるケースが増加する。 S_{us} 値が小さくなると、数値計算の安定性が低下するために、計算途中で発散したり、現実的には起こり得ないような変形結果を示すなどの不具合が生じる。これを改善するために、簡易大変形解析は有効な手法である。Case4 と Case5 の比較により、安定化を高めた簡易大変形解析手法の適用性を確認できる。

2) 解析対象断面

対象断面は 1995 年兵庫県南部地震の際に被災した淀川堤防とし、河口から 1.4km に位置する被災天端量が 2.7m の断面 No.6 を対象とした。図 3-6-8-1 に淀川堤防位置図、表 3-6-8-2 に位置および天端沈下量を示す。

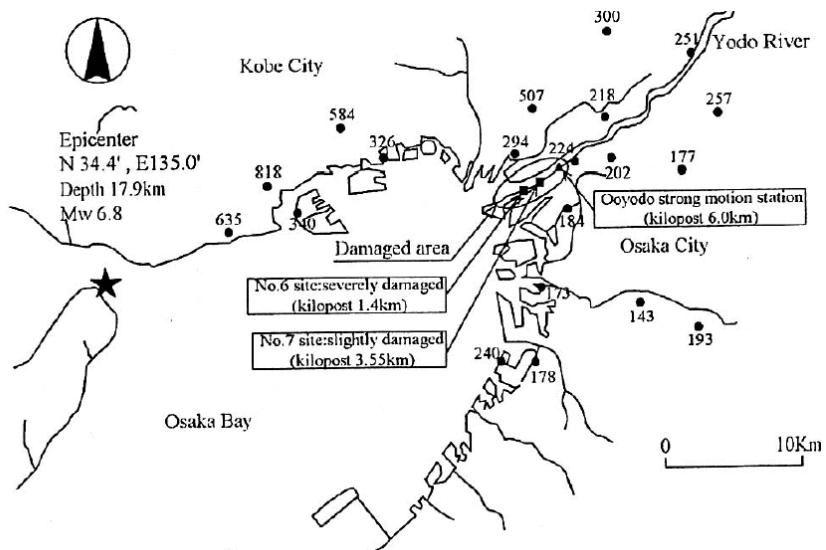


図 3-6-8-1 淀川堤防位置図²²⁾

表 3-6-8-2 位置および天端沈下量²²⁾

断面番号	河口からの距離(km)	天端沈下量(cm)
6 (西島) No1	1.4 (左岸側)	270cm
7 (高見) No2	3.35 (左岸側)	30cm

(i) 解析モデル

図 3-6-8-2 に解析モデルを示す。液状化層は As2-2 と As2-1 の 2 層である。

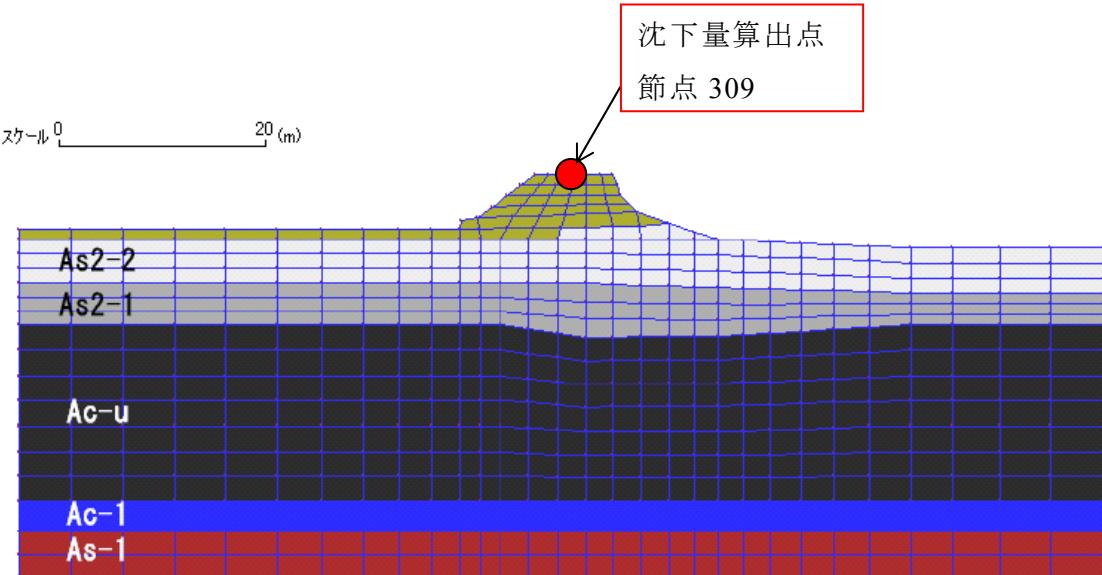


図 3-6-8-2 解析モデル (N0.6 沈下 2.7m)

(ii) 入力地震動

図 3-6-8-3 に入力地震動を示す。兵庫県南部地震の際に淀川左岸 6.0km に位置する大淀観測点の地表面観測記録を引き戻したものである。解析では底面固定条件で E+F 波形として入力した。継続時間約 40 秒、最大加速度は約 147Gal である。

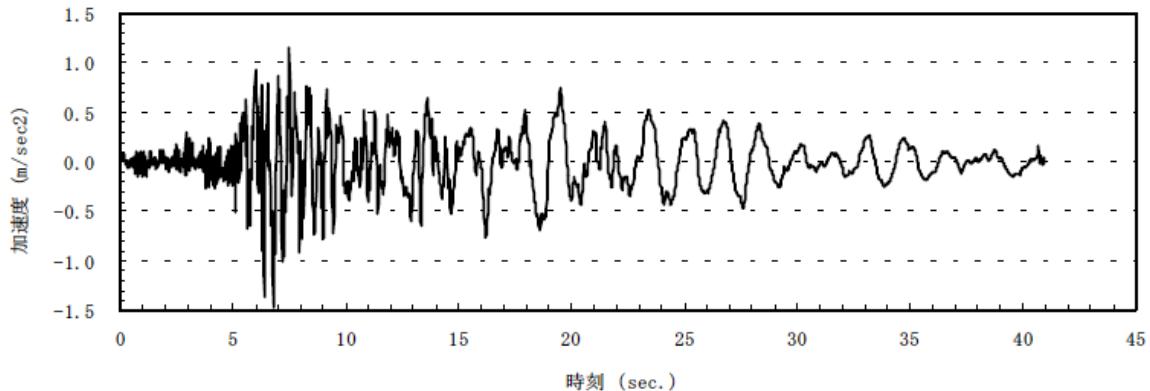


図 3-6-8-3 入力地震動

(iii) その他

構成則は Tmp7 法、非線形反復計算方法は改良型を使用した。

3) 現地土質条件の推定値

b)で説明したように、淀川堤防 1.4km 左岸堤防は、1995 兵庫県南部地震の際に堤体天端が 2.7m 沈下した。この地点の砂質土層の等価 N 値および細粒分含有率 F_c は資料^{22), 23)}に基づき推定値を与えた（図 3-6-8-4 及び表 3-6-8-3 参照）。

表 3-6-8-3 地盤物性

土層	等価 N 値 N_{65}	細粒分含有率 F_c (%)	相対密度 Dr (%)
As2-2	4	30	40
As2-1	7	30	45

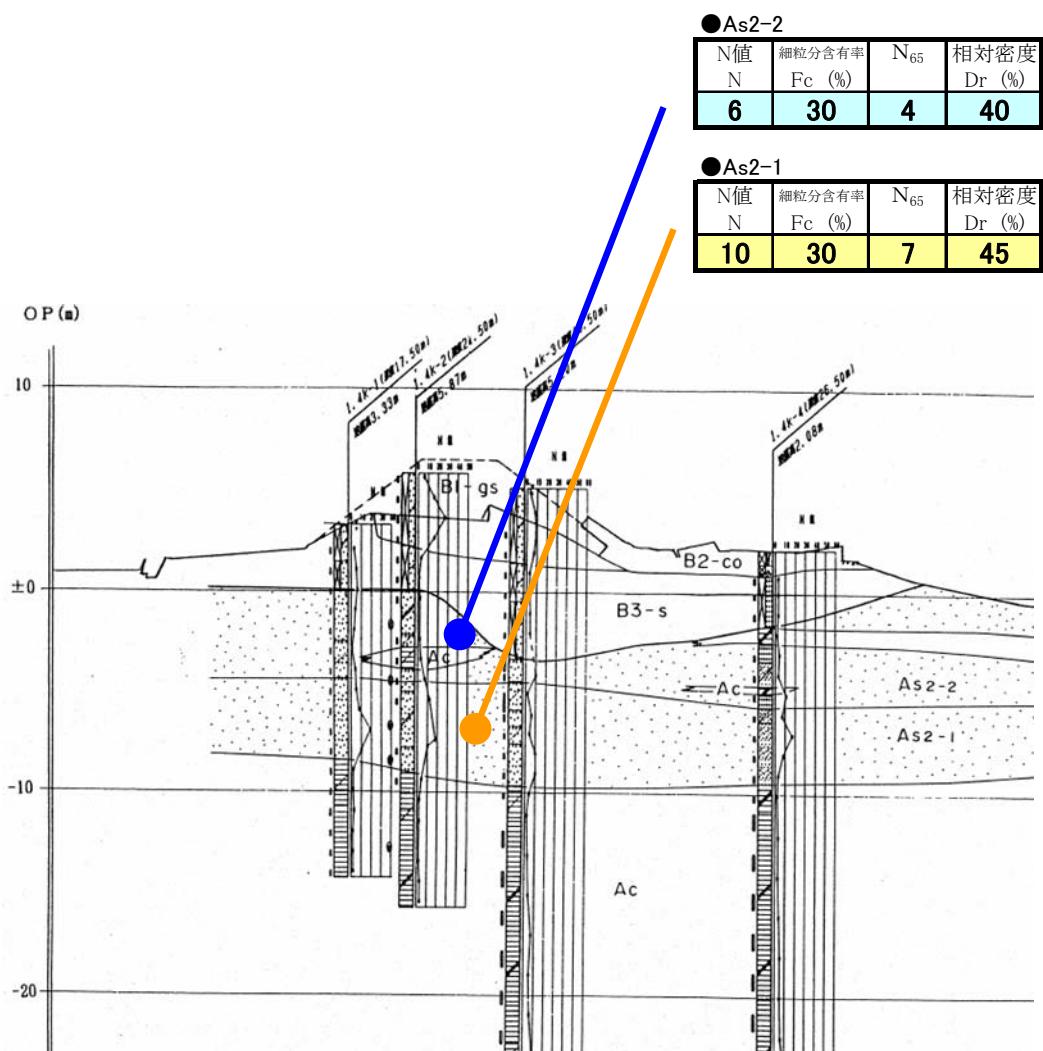


図 3-6-8-4 解析対象断面の地盤条件の推定値

4) S_{us} 値以外の FLIP 解析パラメータの設定

表 3-6-8-4 に Case3 と Case4 の S_{us} 値以外の解析パラメータを示す。パラメータは第 2 期 FLIP 研究会解析精度向上に関する一連の検討で実施された淀川堤防の解析パラメータ²⁾を基本に設定した。

表 3-6-8-4 Case3 と Case4 の S_{us} 値以外の解析パラメータ

土層名	变形特性												液状化特性						計算方法	
	潤滑密度 ρ_t (t/m ³)	基準 拘束圧 σ_{ma} (kPa)	初期せん 断剛性 G_{ma} (kPa)	拘束圧 依存係数 mG	体積 弾性係数 K_{ma} (kPa)	拘束圧 ボアン 比 mK	空隙率 v	開隙水の 体積弾性係数 n	履歴減衰 上限値 K_w (kPa)	粘着力 f_{max}	内部 摩擦角 C	液状化パラメータ				水圧 モデル	非線形 計算法			
												W1	P1	P2	C1	ITMP3	ITERMD			
B	1.85	58	59,940	0.5	159,500	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	0	38.0								
As2-2	1.80	105	32,810	0.5	87,280	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	0	38.0	28	0.005	2.20	0.70	1.00	1.35	2	2
As2-1	1.85	122	50,370	0.5	134,100	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	0	40.0	28	0.005	7.50	0.70	1.00	1.45	2	2
Ac-u	1.65	156	34,690	0.5	92,300	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.21	0	34.1								
Ds	1.85	227	93,660	0.5	249,200	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	0	39.0								
Dc	1.75	223	63,180	0.5	168,100	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.21	0	39.8								
As1	1.75	209	63,180	0.5	168,100	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	0	38.0								
Ac-1	1.75	191	56,700	0.5	150,900	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.21	0	39.8								
B-u (堤体)	1.85	58	59,940	0.5	159,500	0.5	0.33	0.45	2,200,000	0.24	20	25.0						-	-	-

表 3-6-8-5 に Case1・Case2 の液状化層である As2-2 と As2-1 の S_{us} 値以外の解析パラメータを示す。5-4-3 に記載した、 N 値、 N 値を与える有効上載圧 σ'_v 、細粒分含有率 F_c より、簡易設定法（再訂版）で設定した。As2-2 と As2-1 以外の層は Case3・Case4 と同じ値を設定した。

表 3-6-8-5 Case1・Case2 の S_{us} 値以外の解析パラメータ

（液状化層 As2-2 と As2-1 を簡易設定法（再訂版）により設定）

pa= 20.00 kPa		$\epsilon_{max}=0.015$		今回算定手順による諸量												建築基礎構造設計指針						液状化抵抗曲線						回帰式						液状化パラメータ					
N値 上載圧 含有率	σ_v' F_c	$\epsilon_{max}\cdot\epsilon_{min}$		Dr	e	n	ϕ_f	Sus	V_s	ρ_t	G_{ma}	σ_{ma}	N1	ΔNF	Na	τ/σ_v'	τ/σ_m'	による						$N_{s_n}=10$ の場合						液状化パラメータ									
		kPa	%						度	kPa	m/s	m/s	kPa	kPa	M→	7.5	7.5	6.0	6.8	7.5	8.5	R100	A1	A2	B	度	φp	wl	p1	p2	c1	s1							
7.00	65.00	30.0	0.690	71.3	1.389	0.581	36.0	4	164	1.96	52518	48.8	8.60	9.00	17.60	0.200	0.299	0.422	0.336	0.299	0.269	0.245	1.000	1.91	3.98	28.0	2.66	0.50	0.50	2.94	0.005								
4.00	65.00	30.0	0.690	53.9	1.509	0.601	33.7	4	136	1.96	36165	48.8	4.91	9.00	13.91	0.157	0.236	0.322	0.258	0.236	0.218	0.203	1.000	1.91	3.98	28.0	5.10	0.50	0.45	2.48	0.005								

5) S_{us} 値の設定

Case2・Case4 の S_{us} 値は試験値に基づき設定すべきところ、 S_{us} 値は実測されていないため、 N 値や細粒分含有率 F_c 等の実測値から S_{us} 値を算定した^{1),13)}。砂粒分がある場合にも適用可能な相対密度算定式である Misko 式^{25),7)}で相対密度 D_r を算定して(表 3-6-8-6)、それに基づいて図 3-6-8-5 の S_{us} 値～ D_r 関係図の $F_c=30\%$ の分布曲線より D_r に応じた S_{us} 値を読み取り設定した。

Case1・Case3 では S_{us} 値は簡易設定法(再訂版)の参考値と組み込まれる井合式で設定した。

表 3-6-8-6 S_{us} 値の設定

土層	地盤条件		Case2・Case4			Case1・Case3
	等価 N 値	含有率	Misko 式			井合式
			N_{65}	$F_c(\%)$	$e_{max}-e_{min}$	
As2-2	4	30	0.69	54	30	4
As2-1	7	30	0.69	71	70	4

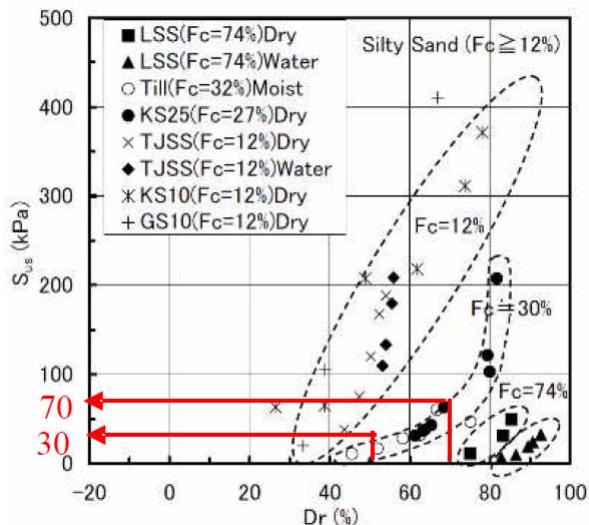
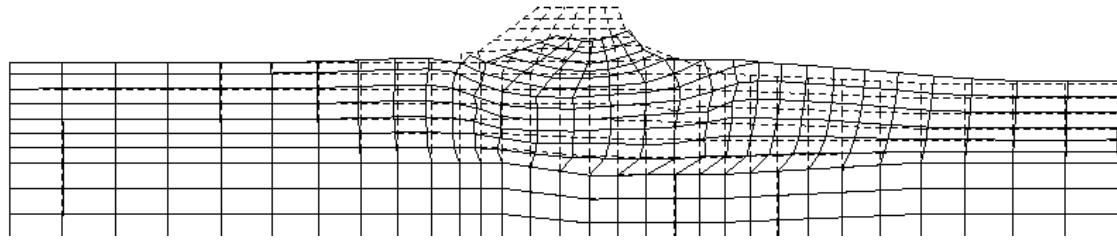


図 3-6-8-5 S_{us} 値～ D_r 関係図 ($F_c \geqq 10\%$ 程度)

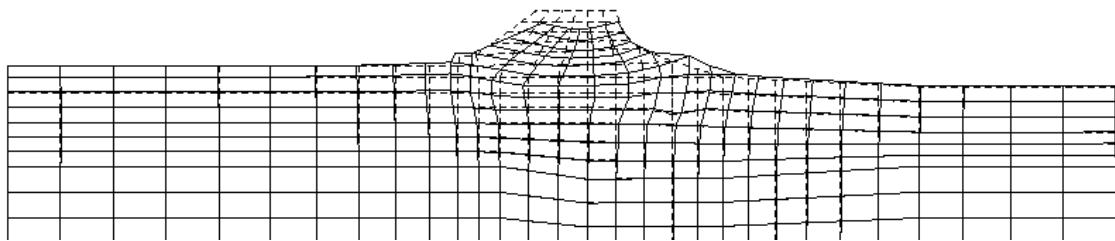
6) 解析結果

表 3-6-8-7 解析結果一覧

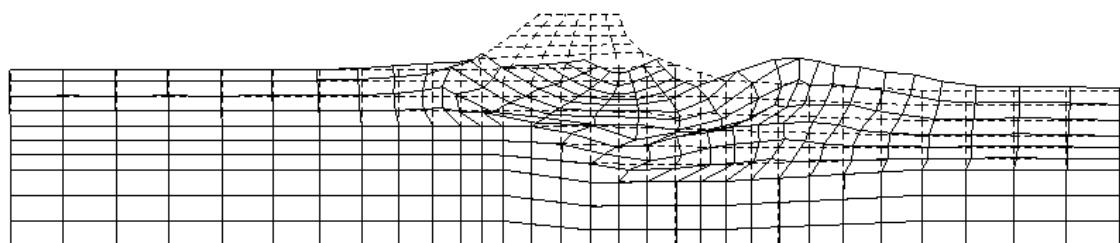
ケース	解析地盤定数		構成則	非線形反復法	簡易大変形解析	盛土天端の沈下量
	S_{us} 値以外	S_{us} 値				
Case1 「解析法 I -2」に相当	簡易設定法 (再訂版)	井合式 $As2-2=4kPa$ $As2-1=4kPa$	tmp7	改良型	安定化後	3.2
Case2 「解析法 I -1」に相当		Misko 式 $As2-2=30kPa$ $As2-1=70kPa$				
Case3 「解析法 II -3-2」に相当	試験値に基づいて設定	井合式 $As2-2=4kPa$ $As2-1=4kPa$	tmp7	改良型	安定化後	5.5
Case4 「解析法 II -3-1」に相当		Misko 式 $As2-2=30kPa$ $As2-1=70kPa$				
Case5	簡易設定法 (再訂版)	Misko 式 $As2-2=30kPa$ $As2-1=70kPa$	tmp7	改良型	安定化前	2.6



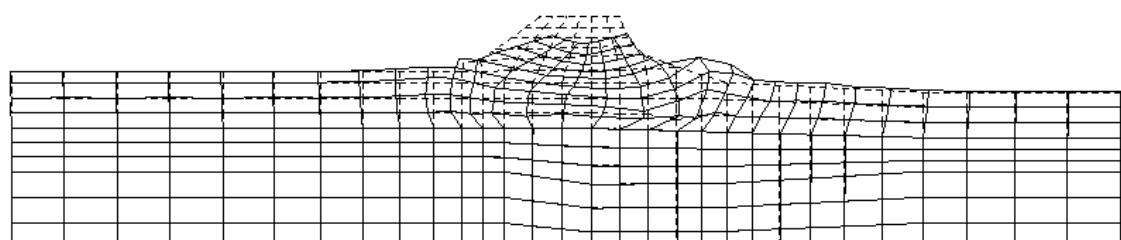
(a) Case1; 簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（井合式; As2-1=4kPa, As2-2=4kPa）
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=3.2m



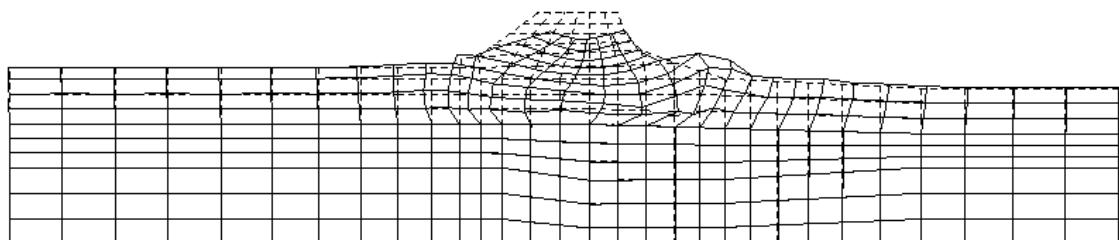
(b) Case2; 簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（試験値相当; As2-1=70kPa, As2-2=30kPa）
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=1.8m



(c) Case3; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 値（井合式; As2-1=4kPa, As2-2=4kPa）
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=5.5m

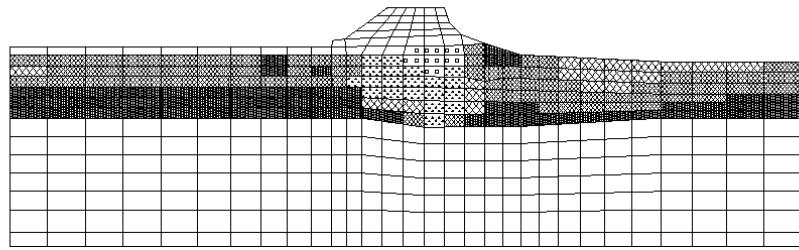


(d) Case4; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 試験値相当; As2-1=70kPa, As2-2=30kPa
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=2.6m

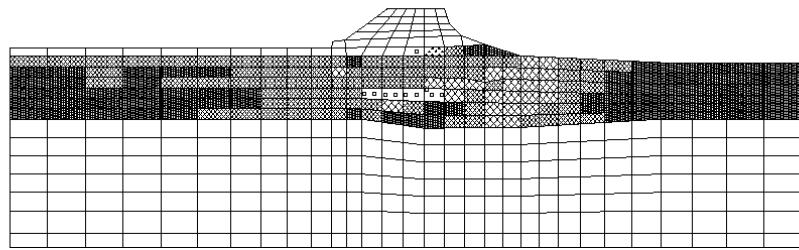


(e) Case5; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 試験値相当; As2-1=70kPa, As2-2=30kPa
+ 安定化前簡易大変形解析 沈下=2.6m

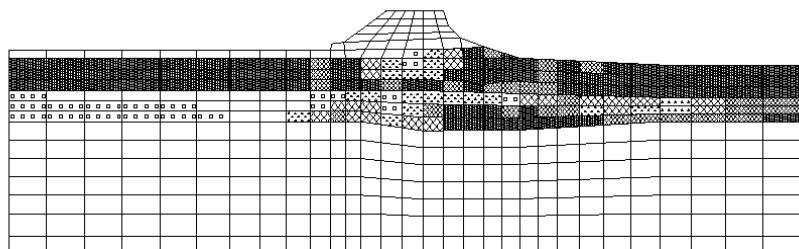
図 3-6-8-6 各種簡易設定法の変形特性の比較



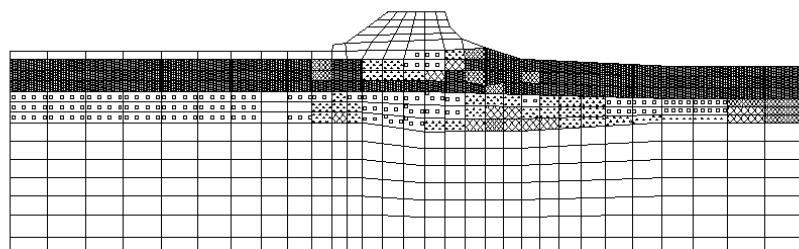
(a) Case1;簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（井合式;As2-1=4kPa,As2-2=4kPa）
+安定化後簡易大変形解析 沈下=3.2m



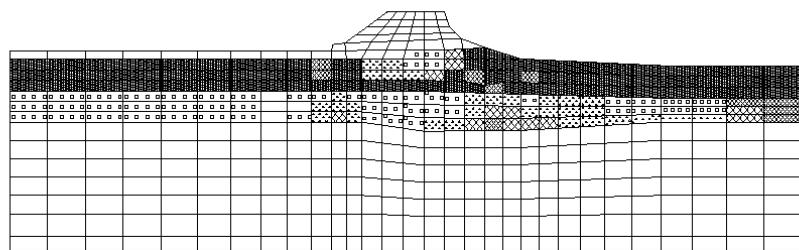
(b) Case2;簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa）
+安定化後簡易大変形解析 沈下=1.8m



(c) Case3; 試験値（ S_{us} 値以外試験値）+ S_{us} 値（井合式;As2-1=4kPa,As2-2=4kPa）
+安定化後簡易大変形解析 沈下=5.5m

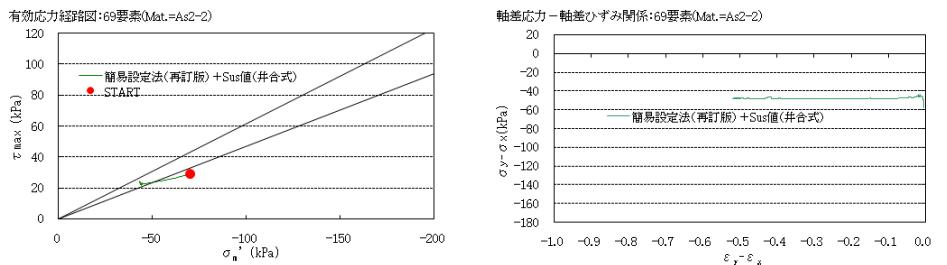


(d) Case4; 試験値（ S_{us} 値以外試験値）+ S_{us} 試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa
+安定化後簡易大変形解析 沈下=2.6m

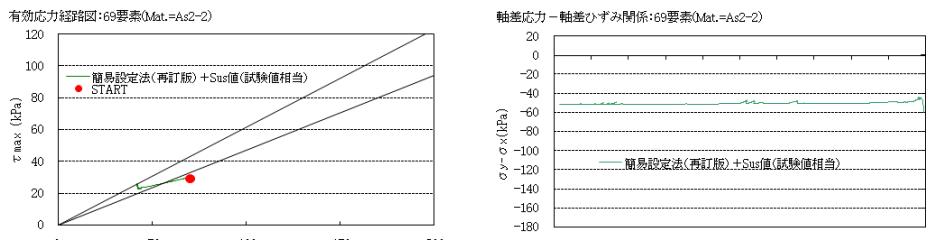


(e) Case5; 試験値（ S_{us} 値以外試験値）+ S_{us} 試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa
+安定化前簡易大変形解析 沈下=2.6m

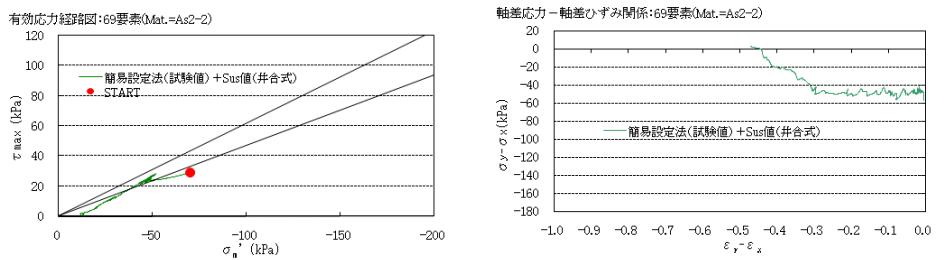
図 3-6-8-7 各種簡易設定法の過剰間隙水圧比の比較



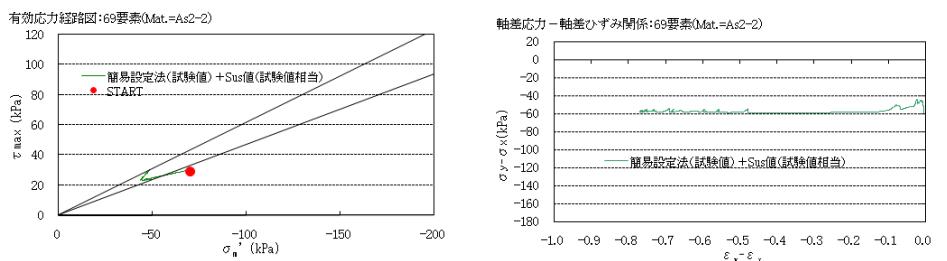
(a) Case1; 簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（井合式;As2-1=4kPa,As2-2=4kPa)
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=3.2m



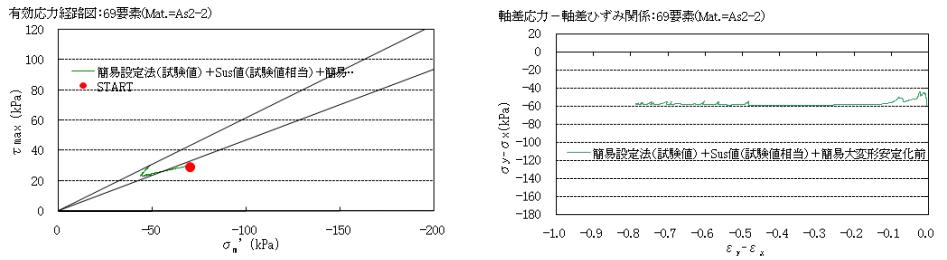
(b) Case2; 簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa)
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=1.8m



(c) Case3; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 値（井合式;As2-1=4kPa,As2-2=4kPa)
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=5.5m



(d) Case4; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa)
+ 安定化後簡易大変形解析 沈下=2.6m



(e) Case5; 試験値 (S_{us} 値以外試験値) + S_{us} 試験値相当;As2-1=70kPa,As2-2=30kPa)
+ 安定化前簡易大変形解析 沈下=2.6m

図 3-6-8-8 有効応力経路および軸差応力～軸差ひずみ関係の比較

7) まとめ

淀川堤防（被災）の被災事例解析により以下のことが確認できた。

(1) 盛土解析への適用性

S_{us} 値以外の地盤パラメータおよび S_{us} 値をいずれも試験値相当（Misko 式）で与えた Case4 の沈下量は 2.6m であり、被災沈下量 2.7m を良好に再現する。砂質土の定常状態（Steady State）考慮可能な構成則（Sus 法）を用いて、さらに適切な Sus 値を与えることで、沈下量が過小に評価されるせん断変形ロック問題等を発生することなく、盛土解析を精度良く行えることが確認された。

(2) 簡易設定法（再訂版）の適用性確認

S_{us} 値はいずれも試験値相当（Misko 式）で与えた Case2 と Case4 の比較により簡易設定法（再訂版）の適用性について検討する。液状化パラメータ等を簡易設定法（再訂版）で与えた Case2 の沈下量は 1.8m、試験値で与えた Case4 の沈下量は 2.6m であり、簡易設定法（再訂版）では 70%程度の沈下に留まった。被災沈下量が 2.7m であったことから、本事例解析から判断すると、液状化特性等を簡易設定法（再訂版）で与えた場合、概ね被災沈下量を再現するが、若干変形量を抑制する傾向を示す。

ただし、液状化特性単独ではなく、 S_{us} 値との組み合わせで評価する必要がある。液状化特性等を Case2 と同様に簡易設定法（再訂版）で与え、 S_{us} 値は推定式である井合式で与えた Case1 の沈下量は 3.15m となり Case2 の沈下量 1.8m より増加する。また、Case1 の沈下量 3.15m は被災量を概ね再現するとともに若干安全側の値を与える。

以上のことから判断して、簡易設定法（再訂版）+ S_{us} 値（井合式）+簡易大変形解析の組み合わせが、被災事例を概ね再現するがやや安全側の結果を与えるため、設計で十分に適用できる解析手法であることが確認できた。また、盛土構造物の沈下予測には条件に応じて、簡易大変形解析を併用すると精度の高い解析結果が得られることが確認できた。

(3) 安定性を高めた簡易大変形解析の適用性確認

Sus 法で解析した場合に砂粒分含有率 F_c が増加するほど S_{us} 値は下限値で設定さるケースが増加する。 S_{us} 値が小さくなると、数値計算の安定性が低下するために、計算途中で発散したり、現実的には起こり得ないような変形結果を示すなどの不具合が生じる。これを改善するために、変形に応じて節点座標を更新し、それに基づいて自重解析を行い、荷重を再評価する「簡易大変形解析（FLIP719-6-4）」を併用することが有効な場合がある。安定性を高める前の簡易大変形解析を併用した Case5 と安定性を高めた後の簡易大変形解析（FLIP719-6-4）を併用した Case4 の盛土天端沈下量や応力経路も等しい。このことから本事例解析においては、安定性

を高めた簡易大変形解析（FLIP719-6-4）は適用性を有すると判断される。

2-11-10 盛土解析の留意事項

盛土構造物の設計実務においては、解析方法によっては盛土変形が極端に過小評価されるせん断変形ロックを生じさせないことが重要となる。そのためには、細粒分を多く含む砂の実際挙動である Steady State を適切に表現するために、解析機能として Sus 法を用い、定常状態で発揮する最大せん断応力 Sus 値や細粒分を考慮した液状化パラメータを試験値に基づき設定するのが最も信頼性の高い方法といえる。この場合であっても、解析結果は Sus 値に過度に敏感であり、実際の挙動を予測するのは容易ではなく、盛土解析に関する既往の知見を踏まえて、解析方法、地盤物性値、解析結果の妥当性を含めた総合的な評価を設計者が適切に判断する必要がある。

さらに、Sus 値や液状化強度試験等の実測値が不足する場合には、簡易設定法を用いることとなるが、盛土解析においては、最新版である簡易設定法（再訂版）を用いることが基本となる。再訂版では Sus 値の推定式（井合）式が装備されているが、過度に安全側（沈下量を过大評価）の結果を与えることがあるため、結果の解釈については、変形図や応力経路等をみながら適切に判断する必要がある。このため、簡易設定法（初版）を用いて Sus 値を考慮しない方法が安定した結果を与える場合もある。簡易設定法（改訂版）ではせん断変形ロックを生じる可能性が高く、一般的には盛土解析には適しない。

<3-6 の参考文献>

- 1)Iai,S. , Matsunaga,Y. and Kameoka, T. : Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15,1992
- 2)第 2 期 FLIP 研究会高度利用技術の研究: FLIP の解析における解析精度向上に関する検討, 成果報告書, 平成 16 年 6 月 7 日.
- 22)Ramon VERDUGO and Kenji ISHIHARA.(1996):"THE STEADY STATE OF SANDY SOILS," Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, Vol.36, No.2, pp81-91.
- 4)第 3 期 FLIP 研究会 高度利用技術の研究: せん断変形ロック問題に関する検討 総合報告書, 平成 19 年 7 月 27 日.
- 5)第 1 期 FLIP 研究会,企画委員,矢板式護岸作業部会: 矢板式護岸のモデル化に関する検討 報告書, 平成 13 年 5 月 11 日 .
- 6)小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄: 二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討, 第 29 回海洋開発シンポジウム論文集, 2004.7.
- 7)第 3 期 FLIP 研究会 ,せん断変形ロック問題作業部会: せん断変形ロック問題に関する検討 平成 17 年度 成果報告書, 平成 18 年 8 月 3 日 .
- 8)S.Thevanayagam,K.Ravishankar and S.Mohan.:”Effects of Fines on Monotonic Undrained Shear Strength of Sandy Soils,” American Society for Testing and Materials, 1997, pp394-406.
- 9)第 3 期 FLIP 研究会 高度利用技術の研究: せん断変形ロック問題に関する検討 総合報告書, 平成 19 年 7 月 27 日 .
- 10)小堤治, 井合進, 一井康二, 納見昭広 : 砂質土の定常状態を考慮するために行った過剰間隙水圧モデルにおける応力経路の修正, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 11)芋野智成, 井合進, 納見昭広, 小堤治 : 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の被災事例解析 (その 1), 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 12)川中政美, 井合進, 小堤治, 横山伸幸 : 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の無被災事例解析, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 13)中原知洋, 井合進, 小堤治, 納見昭広 : 砂質土の定常状態を考慮した河川堤防の被災事例解析 (その 2), 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 14)兵頭順一, 井合進, 横山伸幸, 小堤治, 吉川茂樹 : 砂質土の定常状態を考慮した遠心模型実験の有効応力解析, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 15)藤井紀之, 井合進, 納見昭広, 小堤治, 澤田俊一 : 砂質土の定常状態を考慮したケーソン式防波堤の被災事例解析, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.

- 16)奈良俊介, 竹信正寛, 井合進, 納見昭広:砂質土の定常状態を考慮した鉛直アレー観測結果の再現計算, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 17)本島一宏, 井合進, 横山伸幸, 澤田俊一:砂質土の定常状態に対する細粒分含有率や間隙比などの影響について, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年.
- 18)第 4 期 FLIP 研究会 せん断変形ロック問題作業部会: せん断変形ロック問題 WG 成果報告書, 平成 20 年 7 月 31 日.
- 19)吉見吉明: 第二版 砂地盤の液状化, 技報堂出版(株), 1991.
- 20)吉嶺充俊: 単調載荷による飽和砂の非排水流動変形に関する研究, 東京大学工学部土木工学科土質／地盤研究室, 1996 年.
- 21)豊田浩史: 長岡技術大学講義ノート、土の力学特性－砂と粘土の比較から－
- 22)O.Ozutsumi, S.Sawada, S.Iai, Y.Takeshima, W.Sugiyama, T.Shimazu : "Effective stress analyses of liquefaction-induced deformation in river dikes, Soil Dynamic and Earthquake Engineering ", 22(2002), pp.1075-1082.
- 23)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会 (地盤工学会、土木学会、日本機械学会、日本建築学会、日本地震学会) : 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 港湾・海岸構造物 河川・砂防関係施設 1995 年兵庫県南部地震で被災した河川堤防の解析検証事例, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, 2001 年 8 月.
- 24)本島一宏, 井合進, 横山伸幸:砂質土の定常状態に対する細粒分含有率や間隙比などの影響について, 平成 20 年, 第 43 回地盤工学研究発表会, 平成 20 年
- 25)Cubrinovski M., Ishihara K.: Maximum and minimum void ratio characteristics of sand, Soils and foundations, Vol.42, No.6, 2002.10.

3-7 高盛土（非液状化地盤）*

3-7-1 動的遠心実験の再現解析

(1) 水平基盤を有する盛土

(a) 動的遠心模型実験の概要

図 3-7-1 に実験模型と計測機器配置の概略図を示す。実験模型は 2 次元平面ひずみ条件とし、斜面高さ 10m および 20m を持つ斜面を対象実物として、縮尺 1/25 および 1/50 でそれぞれモデル化を行った。なお、法勾配は 1:1.8 で固定とした。表 3-7-1 に斜面土質材料の物性値一覧を示す。図 3-7-2 は三軸 CD 試験から得られた模型材料の応力-ひずみ関係である。模型材料は砂質土を対象とし、実験模型は、内寸法で幅 1060mm×高さ 400mm×奥行 295mm のアルミ合金製の剛土槽（ただし前面側はガラス貼り）に、縦方向に一層当たりの仕上がり層厚が 4cm になるように密度管理による締固め（締固め度 $D_c=90\%$ を基準）で作成した。模型材料は、材料物性の再現性を考慮して、豊浦硅砂とカオリン粘土の乾燥重量比が 9:1 となるよう混合したものを最適含水比で加水調整したものを用いた。模型右側と模型土槽の境界面では、剛土槽壁面の影響を極力抑えるため緩衝材としてシリコンゴムを挿入し、土槽底面にはサンドペーパーを貼付した。

実験方法としては、まず、斜面模型を 25G または 50G の遠心力場に置くことで自重による応力状態を再現した後に、模型斜面の固有周波数を推定することを目的としたホワイトノイズ波による水平方向の微小振幅加振を行った。土槽の中心で模型斜面内の平均的な拘束圧が作用すると考えられる図 3-7-1 の ACC8 の位置における加速度波形のフーリエスペクトルから模型斜面の固有周波数を推定した。算定された模型斜面の固有周波数は、斜面高さ 10m のケースで 4.8Hz、20m のケースで 2.4Hz であった。

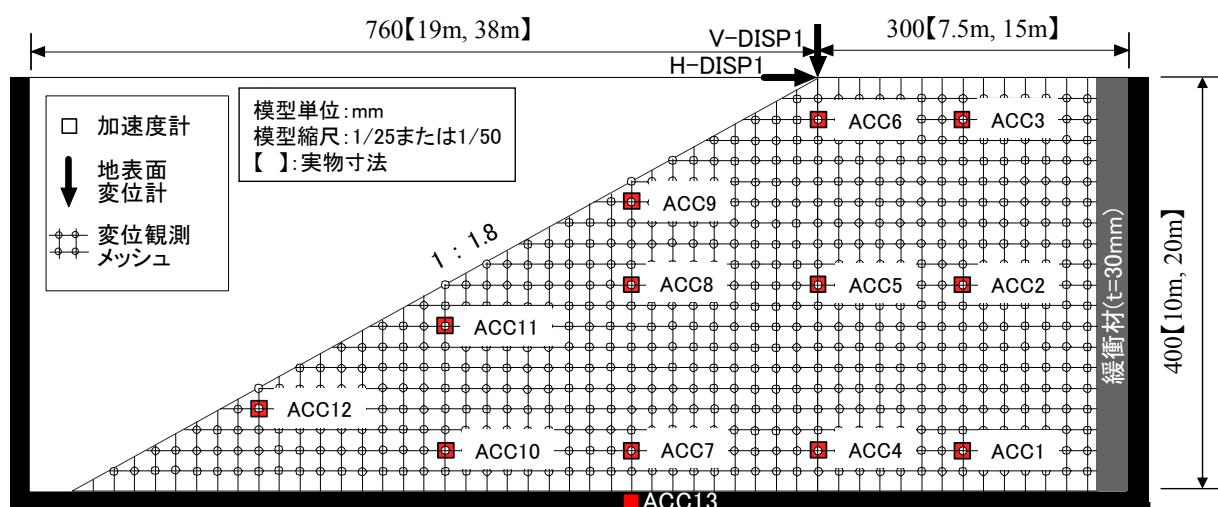


図 3-7-1 実験模型と計器配置（水平基盤）

表 3-7-1 斜面土質材料の物性値

土粒子密度 ρ_s	t/m^3	2.647
粒度特性	砂分	% 90
	シルト分	% 4
	粘土分	% 6
	最大粒径	mm 0.425
締固め特性	$\rho_{d\max}$	t/m^3 1.73
	w_{opt}	% 11.8
Dc=90%時の強度特性と変形特性	ρ_t	t/m^3 1.741
	c_d	kPa 1.39
	ϕ_d	deg. 33.8

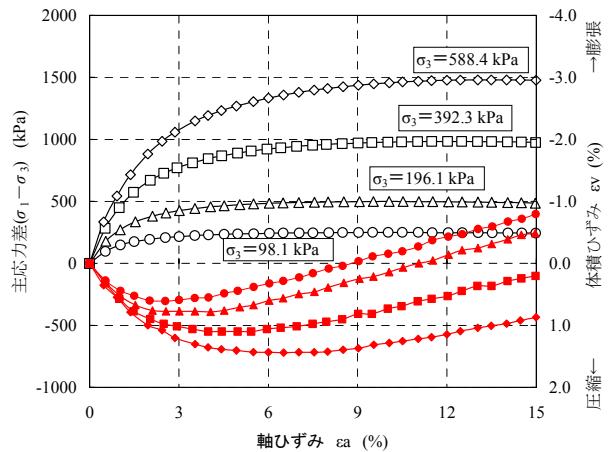


図 3-7-2 模型材料の応力-ひずみ関係

次に、入力地震動による水平方向加振を行った。加振に用いた入力波形は、1995 年兵庫県南部地震の神戸海洋気象台観測波の NS 成分（最大加速度 818gal）であり、本実験における加振装置の能力に合わせて最大加速度を 460gal に振幅調整して入力した。最後に、計測は図 3-7-1 に示すとおり、斜面内における水平方向の応答加速度を加速度計により、法肩における水平および鉛直方向の変位をレーザー変位計によりそれぞれ計測した。またメッシュ上の標点による斜面の残留変位量の計測を加振終了後に、遠心装置を停止させた 1G 重力場において行った。

(b) 解析条件の設定

本検討では、二次元 FEM 逐次非線形解析手法として、解析コード FLIP¹⁾を用いた。この解析手法は、運動方程式の復元力項に非線形履歴モデルを適用し、直接積分法による時刻歴応答解析により非線形解析を行うものである。FLIP は、土のせん断応力-せん断ひずみモデルとして、多数の仮想的な双曲線型ばねで構成されているマルチスプリング・モデル²⁾を履歴減衰の大きさを任意に調節可能なように拡張している。これにより、せん断面の双曲線型非線形のモデル化が可能となる。解析パラメータについては、斜面土質材料の物理試験、三軸圧縮試験などの結果より設定した。表 3-7-2 に使用した解析パラメータの一覧を示す。緩衝材はシリコンゴムの物性値を採用した。なお、模型材料のせん断弾性係数 G_m については、動的変形試験結果を踏まえ拘束圧 σ_m に応じて次式のように設定した。

$$G_m (\text{kPa}) = 53.94 \cdot 1000 \cdot \sqrt{\frac{\sigma_m}{114}} \quad (3-7-1)$$

図 3-7-3 に解析モデル（斜面高さ 20m のケースの例）を示す。高さ 10m および 20m のケースともに水平方向は約 1.8m 毎、鉛直方向は約 1.0m 每のメッシュ構成を基本とした。境界条件としては動的遠心模型実験の状態を模擬することで、基盤底面は剛基盤として水平ならびに鉛直方向ともに固定、側方については、鉛直ローラーとした。

表 3-7-2 解析パラメーター一覧

斜面土質材料	湿潤密度	ρ_{tE}	t/m ³	1.741
	ボアソン比	ν_{dE}	(-)	0.3
	初期間隙比	e_{0E}	(-)	0.413
	内部摩擦角	ϕ_{dE}	deg.	33.8
	粘着力	c_{dE}	kPa	1.39
緩衝材	密度	ρ_{tS}	t/m ³	1.545
	ボアソン比	ν_{dS}	(-)	0.49
	ヤング係数	E_S	kPa	2235

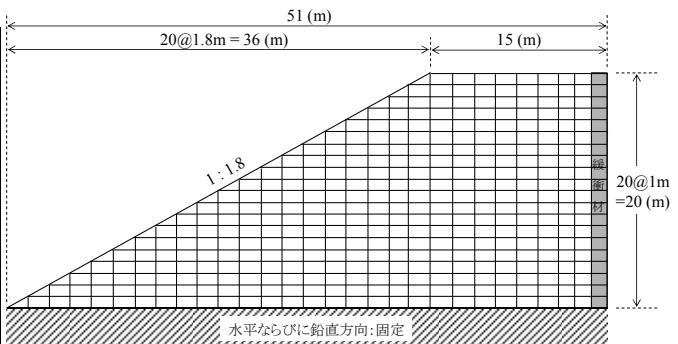


図 3-7-3 FEM モデル(斜面高さ 20m ケースの例)

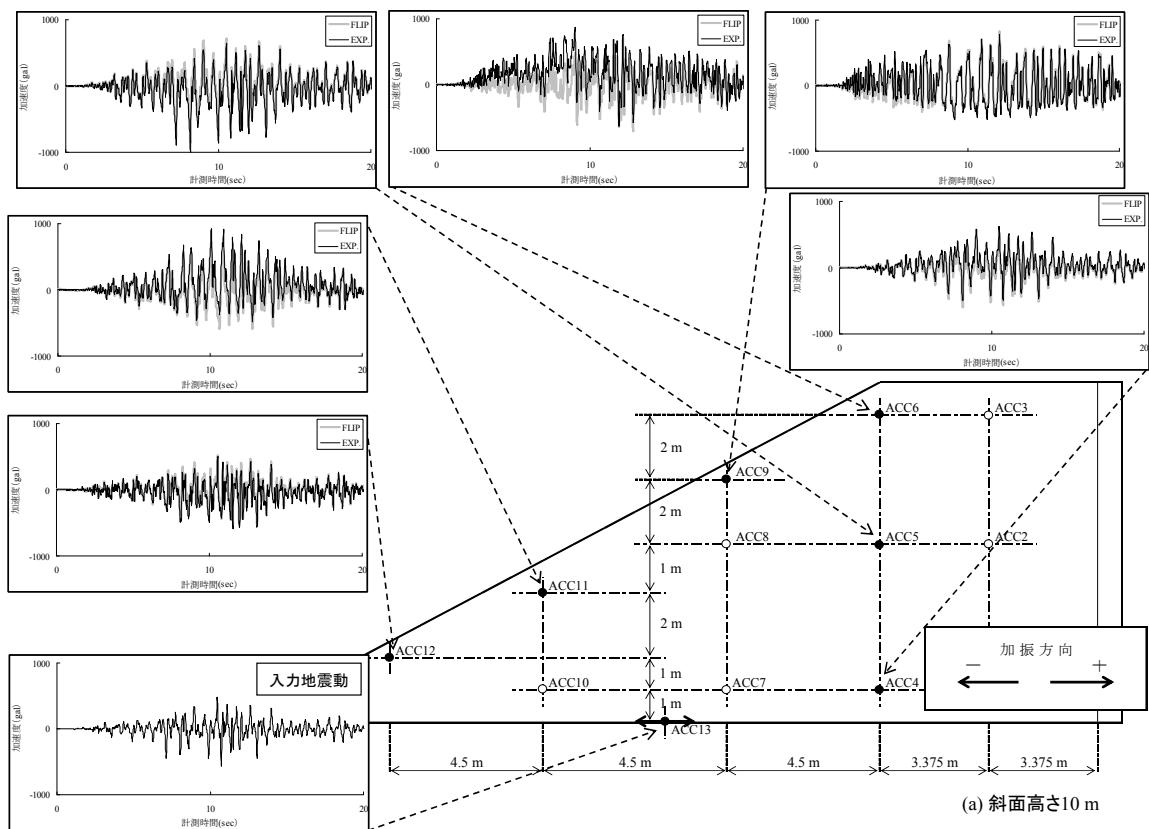
(c) 実験結果と解析結果の比較

解析における入力地震動については図 3-7-4 に示す剛土槽の底面（図 3-7-1 における ACC13 の位置）において計測された加速度波形を用いた。解析に先立ち、斜面解析モデルの固有周波数の算定を行い、斜面高さ 10m のモデルで 4.6Hz、20m のモデルで 2.5Hz と動的遠心模型実験により得られた固有周波数とほぼ一致することを確認した。

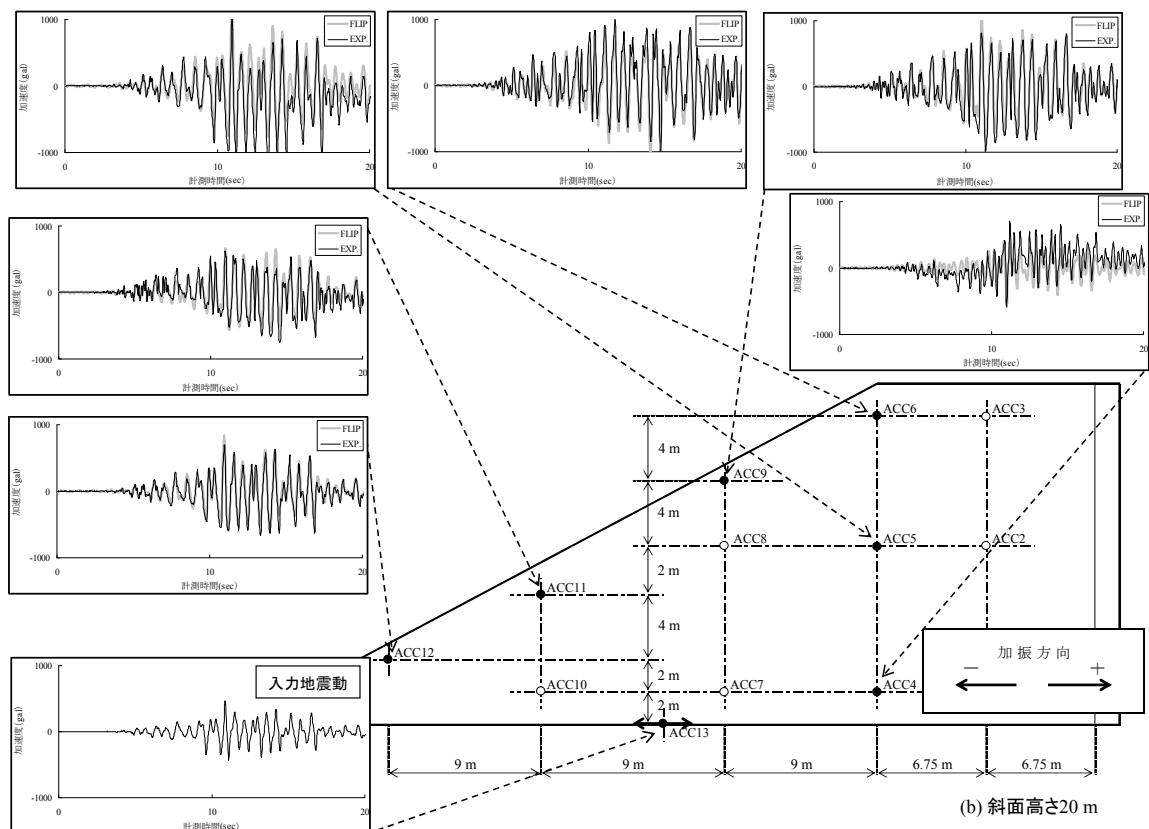
図 3-7-4 は主要計測点において観測された加速度時刻歴と FLIP による解析結果を斜面高さ 10m および 20m のケースについてそれぞれ比較したものである。この図より、本実験では、一部の観測点において加速度時刻歴が一方向にドリフトしている現象がみられるが、波形形状等については全体的に実験結果と解析結果が一致する傾向にあり、比較的良好に再現できているといえる。

写真 3-7-1 に遠心模型実験による加振終了後の滑動変形図を示す。さらに図 3-7-5 には、天端における水平および上下方向の変位の分布を本実験と FLIP による解析で比較したものを斜面高さ 10m および 20m のケースについてそれぞれ示す。これより水平方向に関しては、両ケースともに実験と解析が比較的よく一致しており、法肩における滑動変位量においても両者に有意な差異は確認できない。これに対して上下方向に関しては、全体的に FLIP による解析では、沈下量を過小評価する傾向にあり、法肩から離れるほど、斜面高さが高いほどその傾向は顕著である。この原因の 1 つとして FLIP による解析では考慮できない搖すり込み沈下の影響が考えられる。

図 3-7-6 には法肩における水平ならびに上下方向の変位時刻歴を本実験と FLIP による解析で比較したものを見せる。これより水平方向に関しては、実験と解析がよく一致しており、再現性が非常に高いことが読み取れる。上述した結果によれば、FLIP による動的解析を用いれば、地震時の応答を考慮して滑動変位量を比較的精度良くできる可能性が高いことを示しており、FLIP の適用性について確認することができた³⁾。

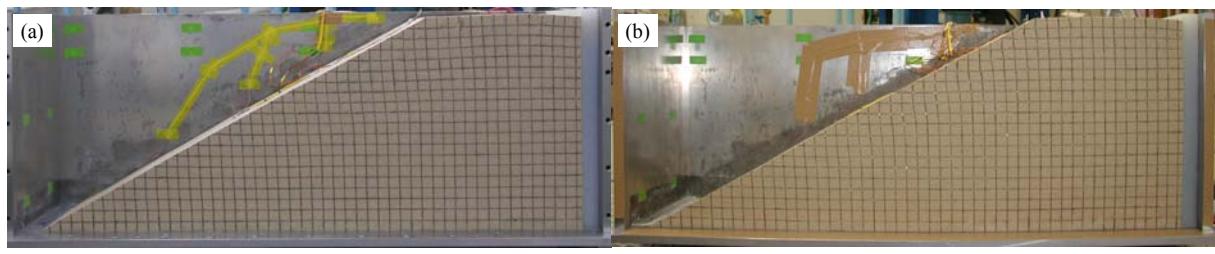


(a) 斜面高さ 10 m



(b) 斜面高さ 20 m

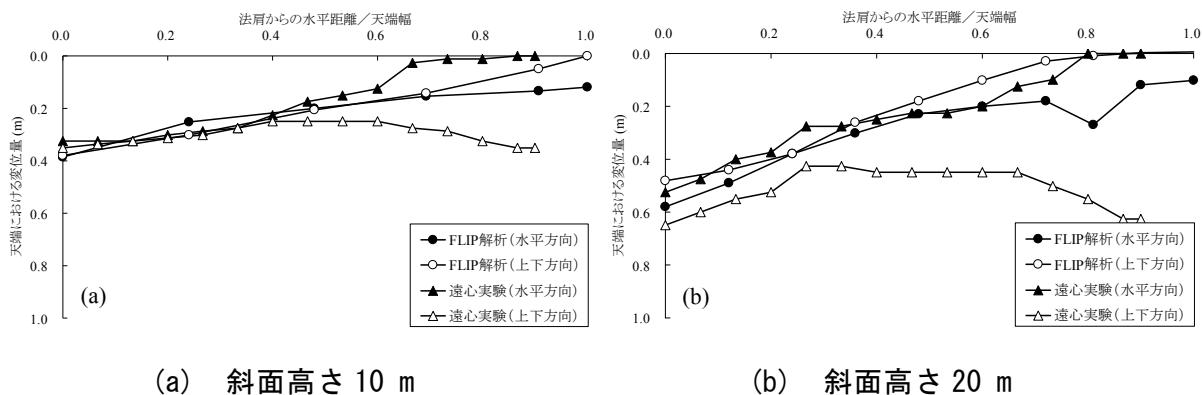
図 3-7-4 主要計測点における加速度時刻歴の比較



(a) 斜面高さ 10 m

(b) 斜面高さ 20 m

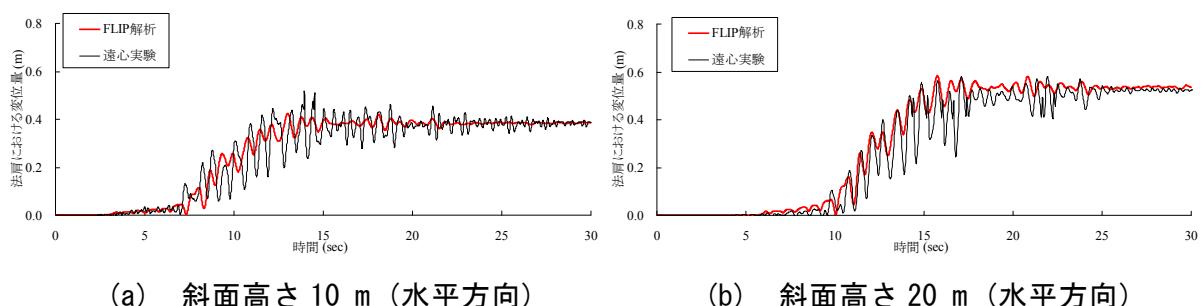
写真 3-7-1 加振終了後の滑動変形状況



(a) 斜面高さ 10 m

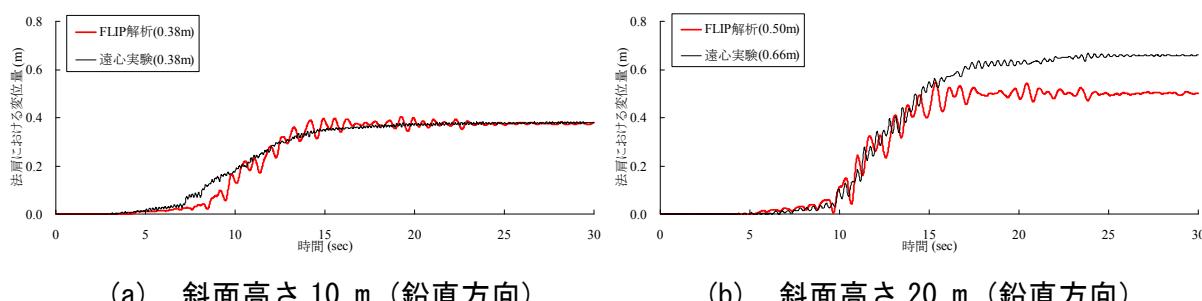
(b) 斜面高さ 20 m

図 3-7-5 天端における残留変位量の分布



(a) 斜面高さ 10 m (水平方向)

(b) 斜面高さ 20 m (水平方向)



(a) 斜面高さ 10 m (鉛直方向)

(b) 斜面高さ 20 m (鉛直方向)

図 3-7-6 法肩における変位の時刻歴

(2) 傾斜基盤を有する盛土

(a) 動的遠心模型実験の概要

実験模型は、高さ 20m、標準法勾配 1:1.8 を持つ盛土断面を検討対象とし、半断面に対して縮尺 1/50 でモデル化した。傾斜基盤の傾斜角は、 10° および 20° の 2 ケースとした（図 3-7-7 参照）。盛土材料は、砂質土とし、模型盛土の密度は、締め固め度 90% として設定した。入力地震動としては、1995 年兵庫県南部地震で神戸海洋気象台において計測された地震波形の NS 成分を採用した。そして最大加速度振幅を遠心模型実験の加振装置の能力に合わせて 460gal に調整した（図 3-7-8 参照）。

模型は、内寸法：幅 1060mm × 高さ 400mm × 奥行 295mm のアルミ合金製の剛土層（ただし片側の側面はガラス張り）に、縦方向の仕上がり層厚が 4cm 毎に密度管理しながら、締め固めて作成した。模型の基盤面は、それぞれの傾斜角度に合わせて剛なアルミ製板を模型土層底面に固定し、表面にはサンドペーパーを貼付することで粗な基盤面条件とした。盛土中央側の土槽との境界面では、剛土槽壁面の影響を抑えるため、緩衝材として厚さ 30mm のシリコンゴムを挿入した。

模型盛土材料は、材料物性の再現性を考慮して、豊浦砂とカオリン粘土の混合物を最適含水比で加水調整したもの（乾燥重量比 9 : 1）を用いた。表 3-7-3 に、模型盛土材料の基本物性値を示す。なお、模型盛土材料は、いずれの拘束圧においても明確なピーク強度を示さない材料であることを確認済みである（図 3-7-2 参照）。

実験方法として、まず、模型を 50G の遠心場に置き、自重圧密させ、その後に加振を行った。盛土の応答加速度（計 13 観測点）と盛土の法肩における水平および鉛直方向の変位を計測した。また、メッシュ上の標点により盛土の残留変形の計測を加振終了後に、遠心装置を停止させた 1G 重力場において行った。

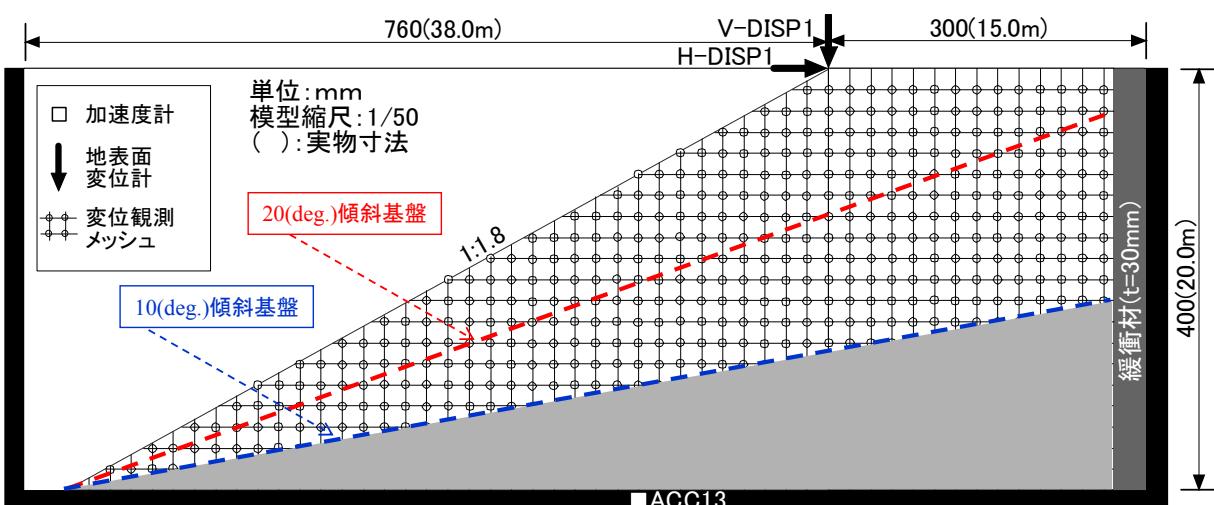


図 3-7-7 実験模型と計器配置（傾斜基盤）

表 3-7-3 模型盛土材料の物性値

	土粒子密度 ρ_s	g/cm^3	2.647
粒度特性	砂分	%	90
	シルト分	%	4
	粘土分	%	6
	最大粒径	mm	0.425
締固め特性	$\rho_{d\max}$	g/cm^3	1.73
	w_{opt}	%	11.8
	ρ_t	g/cm^3	1.741
	c_d	kN/m^2	1.39
Dc=90%時の強度特性と変形特性	ϕ_d	°	33.8
	$G_0=16695+327.63\sigma_c'$	(kN/m^2)	
	$h=31.75+0.0202\sigma_c'$	(%)	

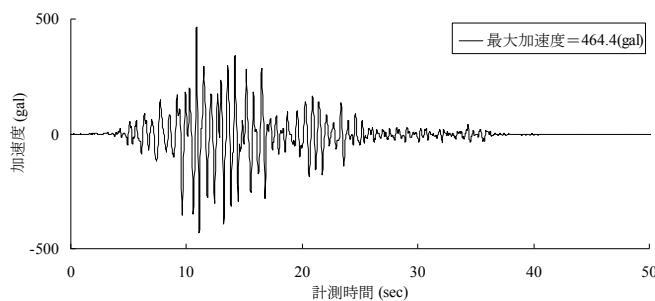


図 3-7-8 入力地震動（剛土槽底面計測波形）

次に、入力地震動（図 3-7-8）による水平方向加振を行った。計測は斜面内における水平方向の応答加速度を加速度計により、法肩における水平および鉛直方向の変位をレーザー変位計によりそれぞれ計測した。またメッシュ上の標点による斜面の残留変位量の計測を加振終了後に、遠心装置を停止させた 1G 重力場において行った。

(b) 解析条件の設定

ここでの検討でも、(1) 水平基盤を有する盛土と同様に、二次元 FEM 逐次非線形解析手法として、解析コード FLIP¹⁾を用いた。

盛土材料の物理試験、三軸圧縮試験、中空ねじりせん断試験結果より、解析パラメターを設定した。表 3-7-4 に使用した解析パラメターの一覧を示す。基盤面は剛土層の物性値を採用しており、動的解析に影響を及ぼさない十分に剛な物性値となっている。また、緩衝材はシリコンゴムの物性値を採用した。なお、表 3-7-4(d)に示す盛土材料のせん断弾性係数については、動的変形試験結果を踏まえ拘束圧 σ_m に応じて(3-7-1)式のように設定した。

入力地震動としては、剛土槽底面で観測された加速度波形（神戸海洋気象台の NS 成分（最大加速度 818gal）の振幅を調整した波形（図 3-7-8 参照））を用いた。

図 3-7-9 に解析モデルを基盤角度 10 度および 20 度のケースについて示す。水平方向は約 1.8m 毎のメッシュ構成、鉛直方向は約 1.0m 每のメッシュ構成となっており、動的遠心模型実験の状態を模擬することで、傾斜基盤底面は剛基盤として水平ならびに鉛直方向とともに固定、側方については、水平方向は固定および鉛直方向は自由とした。

表 3-7-4 解析パラメターリスト

(a) 盛土材料

湿潤密度	ρ_t	t/m ³	1.741
ボアソン比	v_d	(-)	0.3
初期間隙比	e_0	(-)	0.413
内部摩擦角	ϕ_d	deg.	34.0
粘着力	c_d	kPa	2.26

(b) 緩衝材

湿潤密度	ρ_t	t/m ³	1.545
ボアソン比	v_d	(-)	0.49
弾性係数	E	kPa	2235

(c) 傾斜基盤

湿潤密度	ρ_t	t/m ³	2.7
ボアソン比	v_d	(-)	0.34
弾性係数	E	kPa	68300000

(d) 盛土材料の材料区分別(拘束圧別)の解析パラメタ

材料区分	初期せん断弾性係数G ₀ (kPa)	初期体積弾性係数K ₀ (kPa)	初期有効拘束圧σ _{m0} (kPa)	最大減衰定数h _{max}
σ ₃ ≤ 50kPa	25300	67200	25.0	
50kPa < σ ₃ ≤ 100kPa	43800	116400	75.0	
100kPa < σ ₃ ≤ 150kPa	56500	150300	125.0	
150kPa < σ ₃ ≤ 200kPa	66800	177800	175.0	
200kPa < σ ₃ ≤ 300kPa	79900	212500	250.0	
300kPa < σ ₃ ≤ 400kPa	94500	251500	350.0	0.301

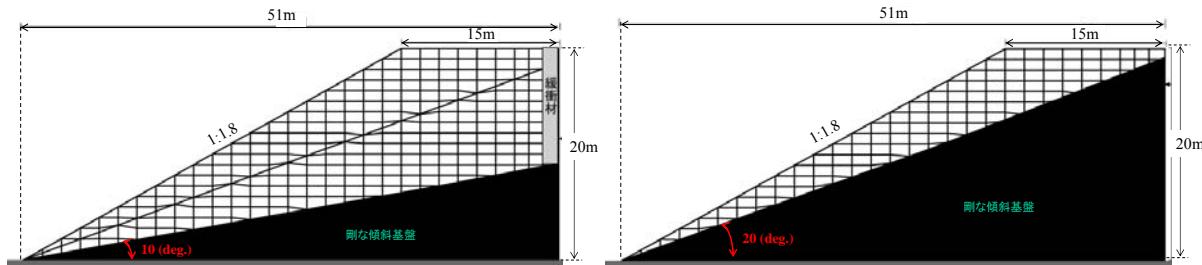


図 3-7-9 解析モデル図(傾斜基盤のケース)

(c) 実験結果と解析結果の比較

図 3-7-10 に FLIP を用いた解析による残留変形図(実変形の 2 倍のスケール)を、図 3-7-11 に遠心模型実験による残留変形図を示す。これらの図より、基盤の角度に関わらず、天端付近では両者の残留変形モードが比較的よく似ている。図 3-7-12 には、天端における水平・上下方向の残留変位の分布を実験と解析で比較したものを見せる。これより基盤角度 20 度のケースでは、実験と解析が比較的よく一致しており、法肩における残留変位量においても両者に有意な差は確認できない。これに対して基盤角度 10 度のケースでは、法肩からの水平距離が 5m 以遠では、両者の残留変形量は一致する傾向にあるが、法肩からの水平距離が 5m 以内では、FLIP を用いた解析では、残留変形量が急激に大きくなっている。実験値との間に開きが見られ、法肩位置において両者の差は最大となる。図 3-7-10 と図 3-7-11 を比較すると FLIP のほうが変形の生じる範囲が広く、その合計として天端の変形も過大評価している。

価となったと思われる。

図 3-7-13 には、法肩における変位の時刻歴を実験と解析で比較したものを見せる。この図によれば、基盤角度 20 度のケースにおいては、実験と解析で変位の時刻歴が一致しているにも関わらず、基盤角度 10 度のケースでは、両者の時刻歴の形状は比較的似ているものの、上述したように残留変位量では解析のほうが大きくなっている、水平方向のほうが両者の差は大きい。図 3-7-14 は、法肩直下の位置における実験と解析の水平・上下方向の加速度時刻歴を比較したもので、基盤の角度に関わらず両者はよく一致している。また、水平一方向加振であるにも関わらず、上下方向の応答加速度が発生しているがこれも良好に再現できている。

図 3-7-15 は主要観測点における水平方向と上下方向の応答加速度に対するパーティクルモーションを実験と解析で比較したものである。この図によれば、水平方向のみの加振であるため、ACC13 では上下方向の振動ではなく、全体では ACC4 のように上下方向の応答は小さい。しかしながら、ACC10 や ACC11 のように上下方向の応答特性（水平方向の応答との位相差）に一定の傾向が見られるのは興味深い。また、基盤角度に関わらず、実験と解析で傾向は一致しており、一部の観測点を除けば両者のパーティクルモーションの形状も一致している。これらの結果を踏まえれば、局所的に見れば、基盤角度 10 度のケースにおいて、法肩において両者の変形量に比較的大きな差が生じたなどの違いはあるが、両者のモデル全体の地震時応答や変形の傾向は非常によく似ている。すなわち、FLIP を用いた解析を行うことで、傾斜した基盤上の盛土の地震時応答や変形を一定の精度でシミュレートできるものと考えられる^{4),5)}。

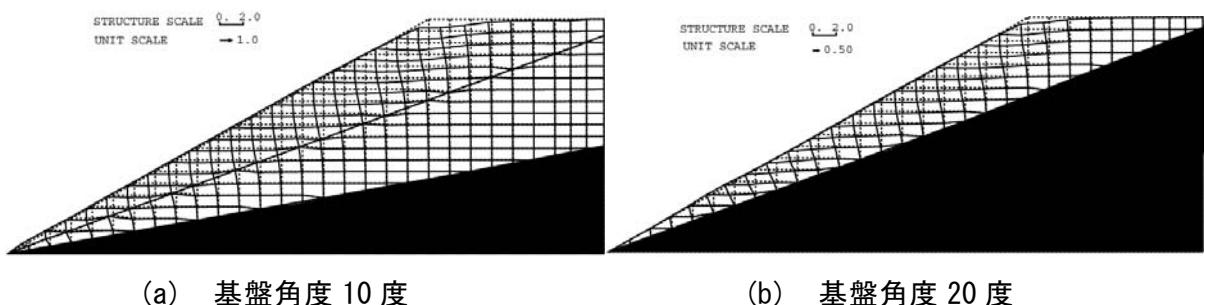


図 3-7-10 残留変形図 (FLIP 解析)

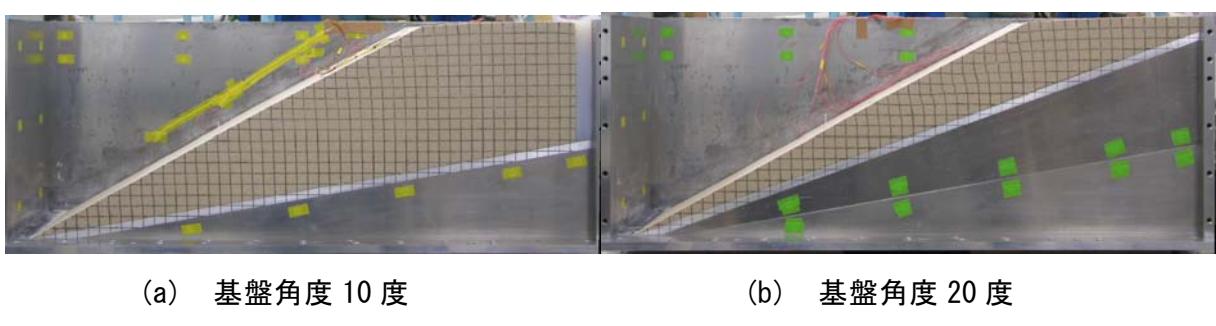
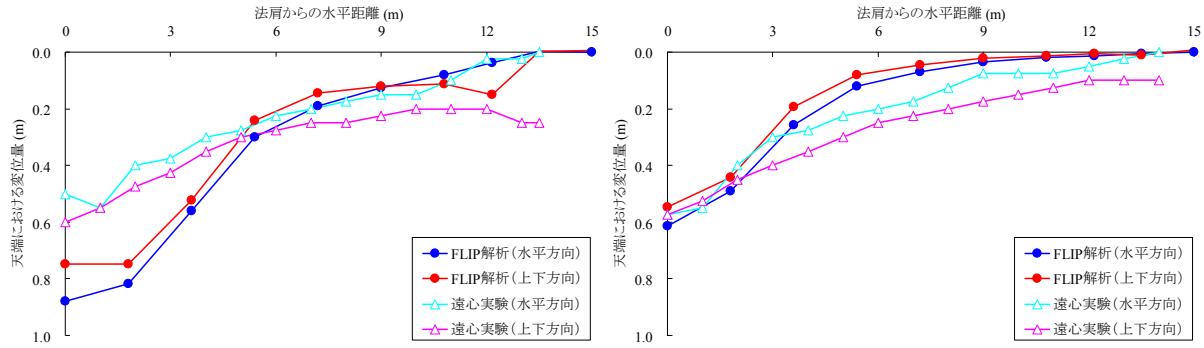


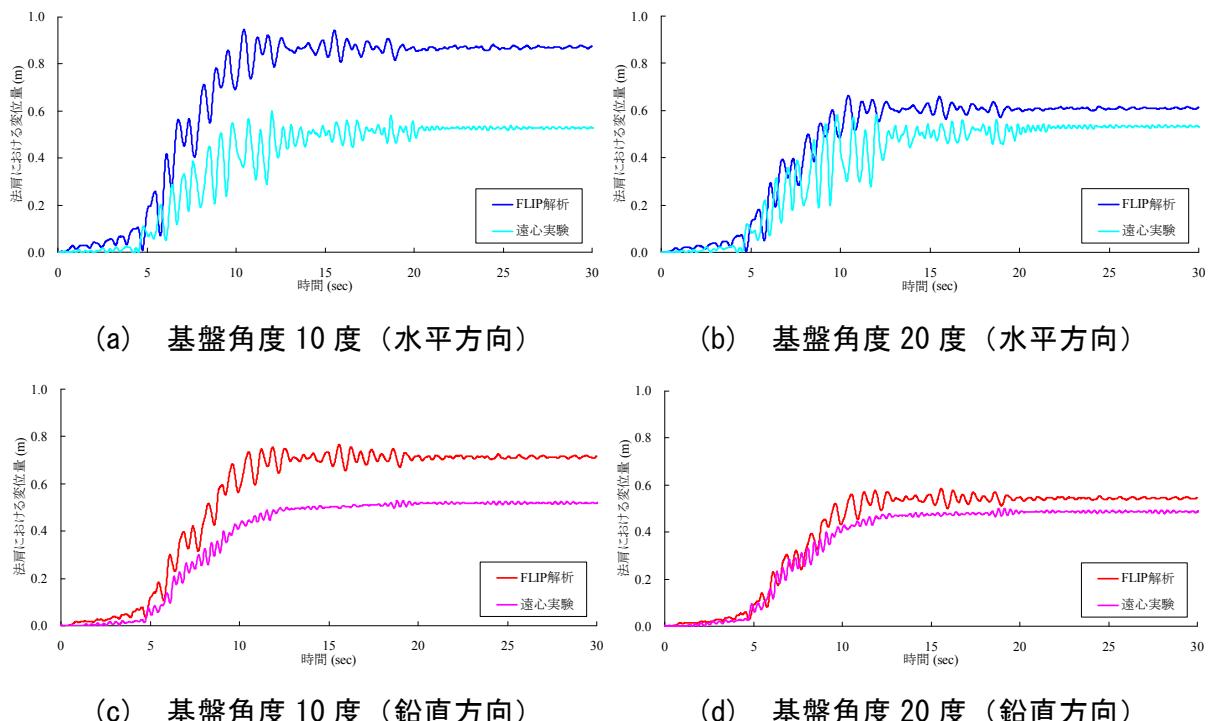
図 3-7-11 残留変形図 (遠心実験)



(a) 基盤角度 10 度

(b) 基盤角度 20 度

図 3-7-12 天端における残留変位量の分布



(a) 基盤角度 10 度 (水平方向)

(b) 基盤角度 20 度 (水平方向)

(c) 基盤角度 10 度 (鉛直方向)

(d) 基盤角度 20 度 (鉛直方向)

図 3-7-13 法肩における変位の時刻歴

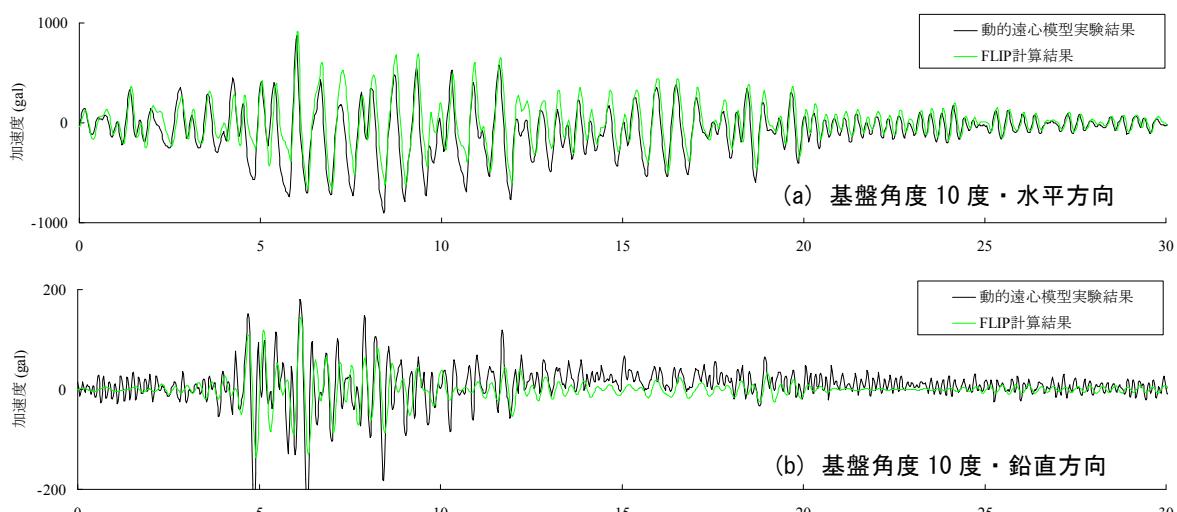


図 3-7-14 実験結果と FLIP を用いた解析結果による加速度時刻歴の比較

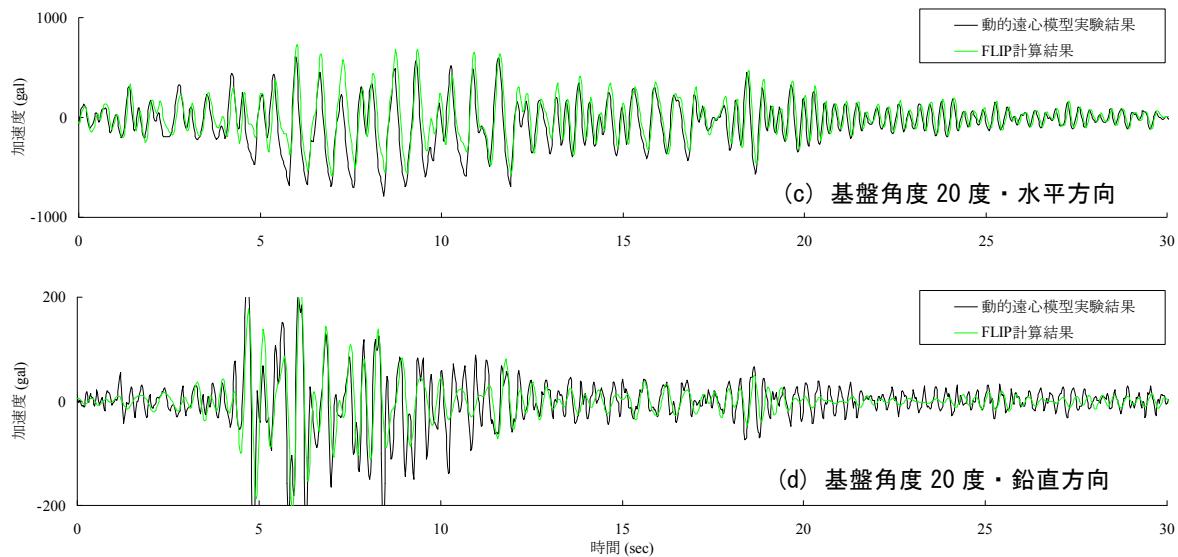


図 3-7-14 実験結果と FLIP を用いた解析結果による加速度時刻歴の比較

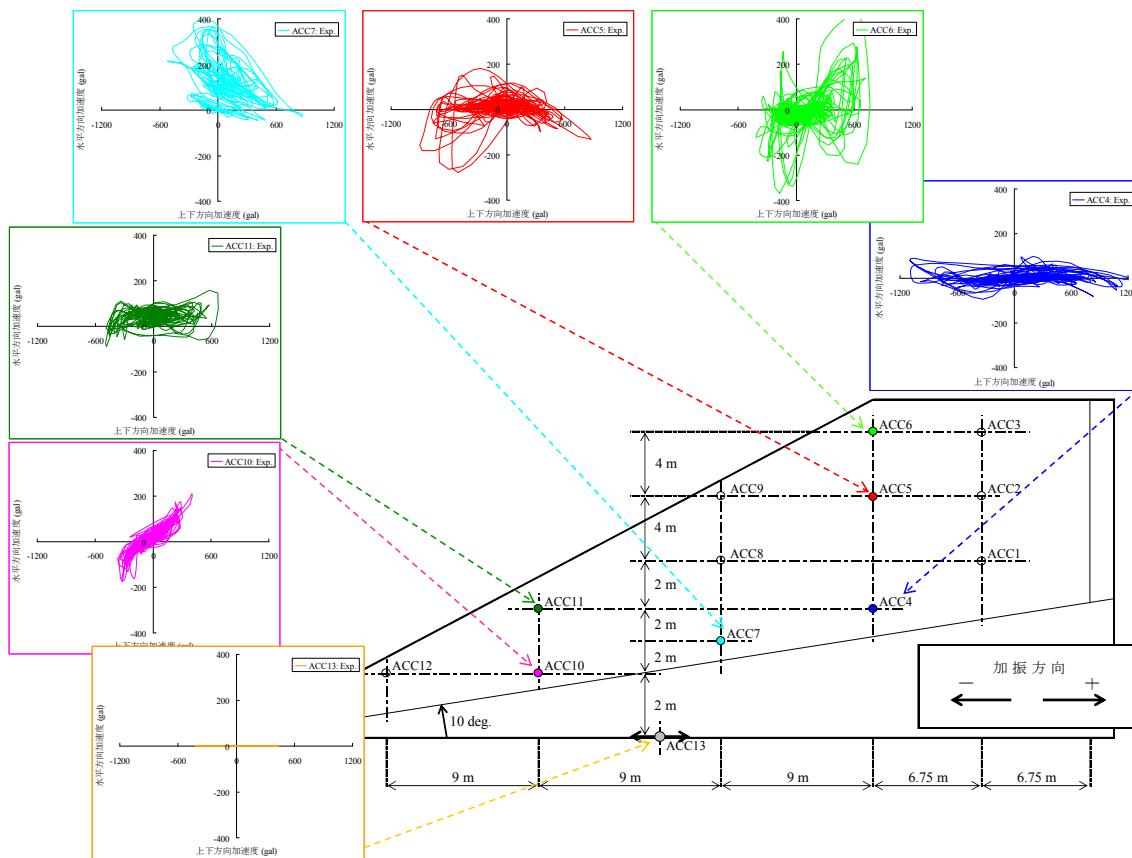


図 3-7-15 主要位置におけるパーティクルモーションの比較

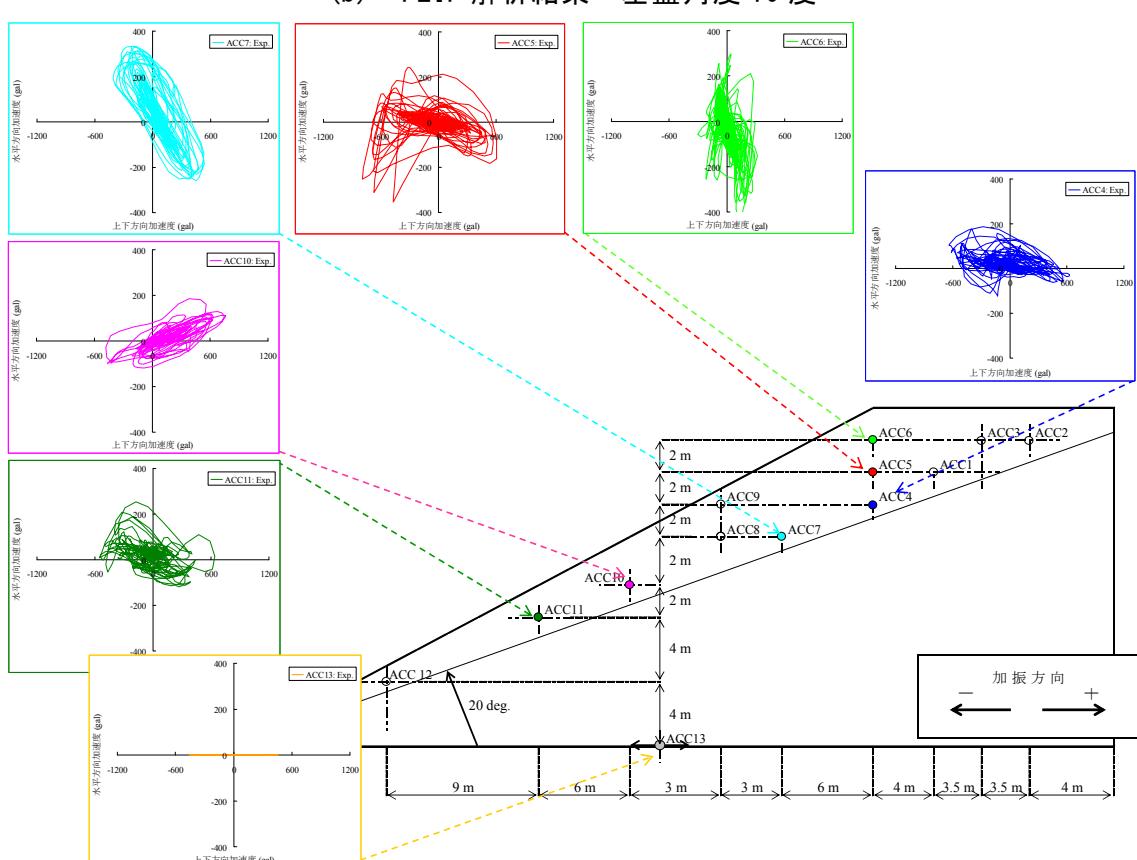
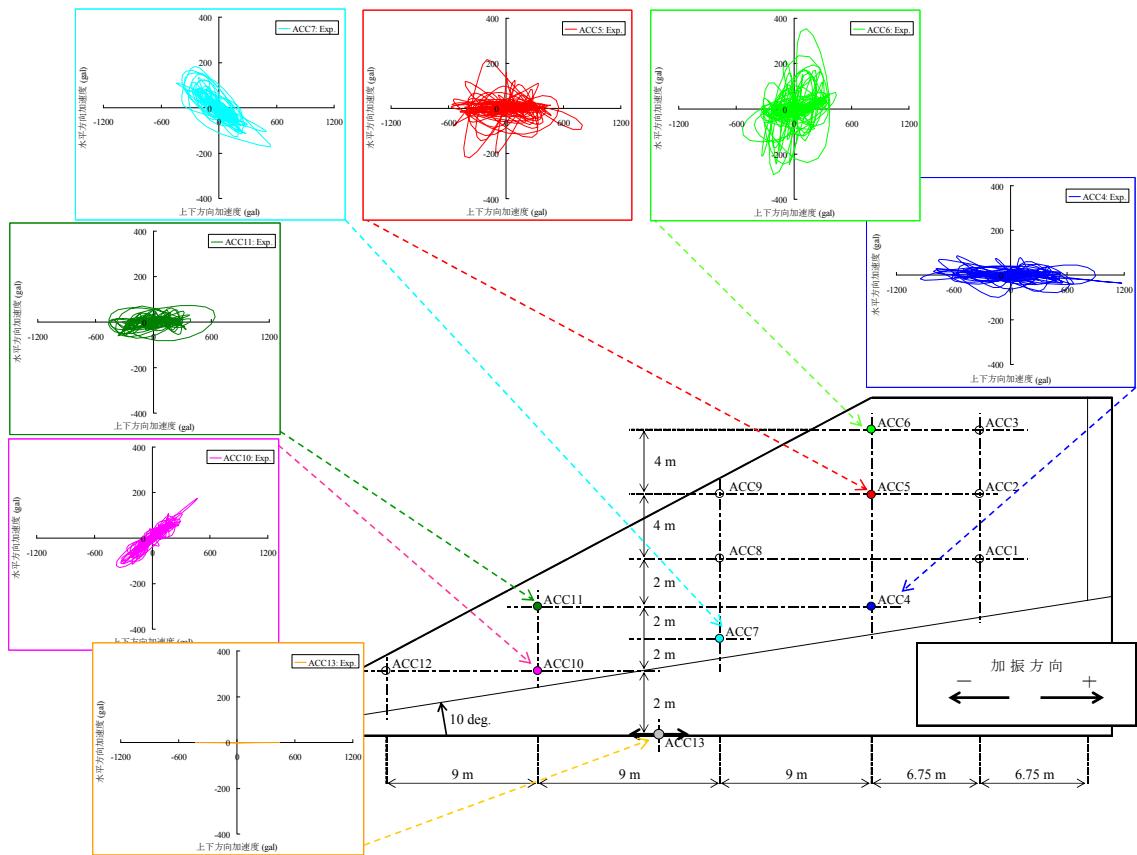
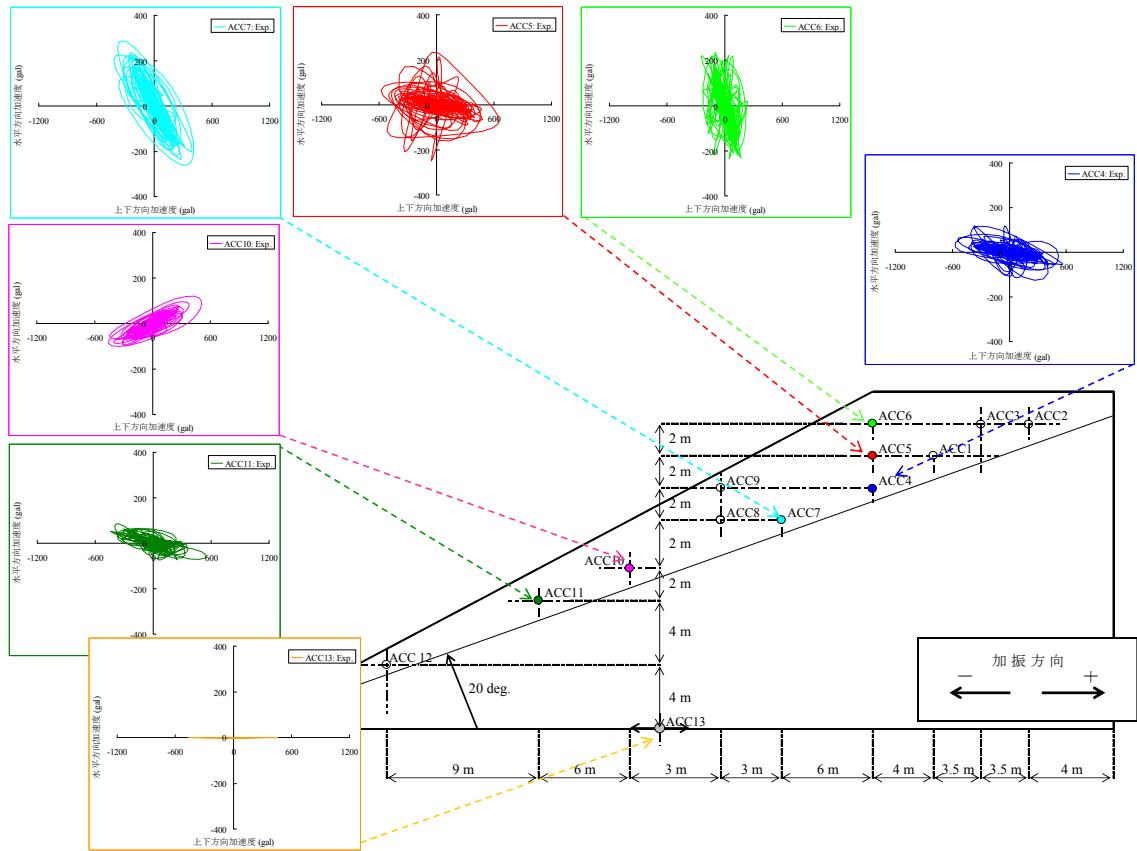


図 3-7-15 主要位置におけるパーティクルモーションの比較



(d) FLIP 解析結果・基盤角度 20 度

図 3-7-15 主要位置におけるパーティクルモーションの比較

3-7-2 降雨の影響を考慮した解析

(1) 人工降雨を伴う盛土の振動台実験の再現解析

(a) 人工降雨を伴う盛土の振動台実験

ここでは、一井の研究⁶⁾に関してその一部を転載することで、再現解析の対象とした振動台実験の概要を説明する。実験は 1G 場の振動台実験であり、盛土断面とその計測状況は図 3-7-16 に示すとおりである。盛土高さは 1.2m であるが、施工上の都合により基盤面を嵩上げしており、傾斜基盤を有する盛土となっている。盛土材料としてはまさ土を使用し、密度管理のもとで作成している。盛土材料の単位体積重量 γ は 16.17kN/m³ および含水比 w は 9% (飽和度 S_r は 32%) である。その他の土質特性については後述する。盛土の変形計測については、法肩における水平および鉛直方向にレーザー変位計を配置している。

降雨の有無による耐震性能を比較検討するため、写真 3-7-2 に示すように同一形状の盛土を 2 体同時に作成し、同写真奥側の盛土のみに写真 3-7-3 に示す降雨装置により人工降雨を与えた後、同時加振を実施している。

降雨強度は 95mm/h 程度であり、断続的な計 20 分間の降雨である。図 3-7-17 は、加振実験終了後の盛土内における含水比の分布であり、降雨の影響により天端部、斜面部表面、法尻部では 15%以上の含水比 (飽和度 S_r で約 53%以上) まで上昇している。入力振動波

形は、1・2回目は1999年台湾集集地震における観測波を時間軸で1/5および1/3にしたもの、3回目は5Hzの正弦波20波である。波形時刻歴については後で示す。

図3-7-18は天端における累積変形量の分布である。降雨によって盛土の耐震性が低下することは明瞭であり、残留変形量にしてワンオーダー程度の差異があることを確認している。ただし、降雨による盛土の耐震性低下のメカニズムとしてサクション等の変化などによる地盤強度の低下によるものと、単位体積重量の増加に伴う慣性力の増加によるものが考えられるが、どちらが主要因であるのか、本実験結果からは判断できないとしている⁶⁾。

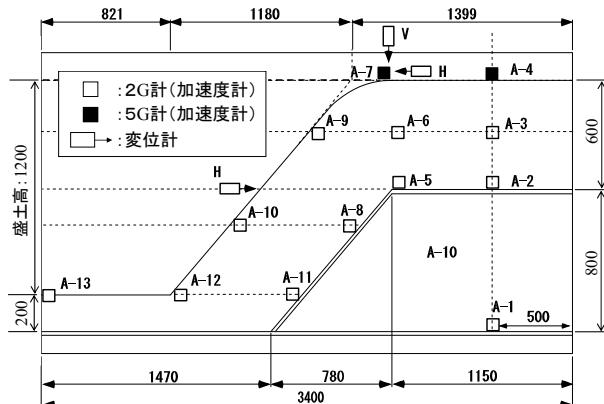


図3-7-16 模型盛土の概要(単位:mm)

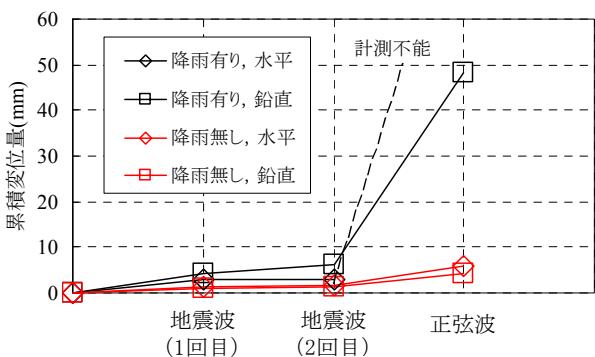


図3-7-18 盛土天端の累積変形量

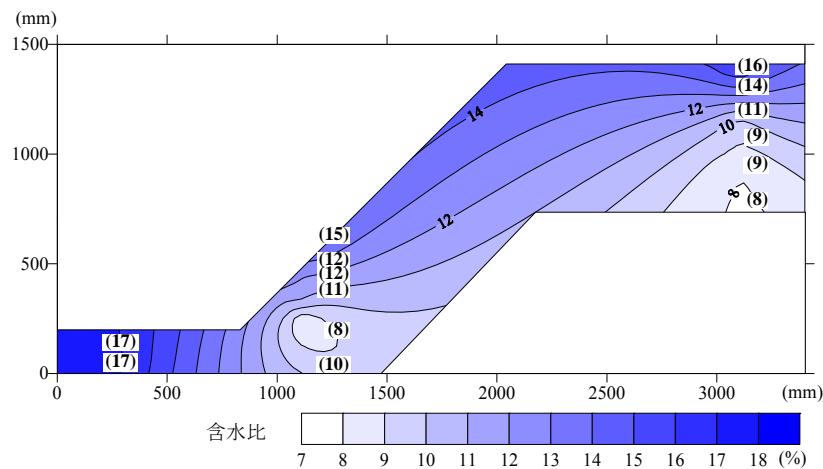


図3-7-17 振動実験後の含水比の分布



写真3-7-2 模型盛土全景(製作過程)



写真3-7-3 降雨装置

(b) 解析条件の設定

ここで検討でも、3-7-1節と同様に、二次元FEM逐次非線形解析手法として、解析コードFLIP¹⁾を用いた。動的解析では、盛土の残留変位が十分に落ち着くのを確認してから、盛土内の最終的な応力変形状態を保持して次ステップの動的計算に移行した。

表3-7-5に設定した解析パラメーターの一覧表を示す。基盤については、剛な弾性体とした。盛土材料については、同じ種類のまさ土による既往の土質試験結果⁷⁾を参考に解析パラメーターを設定した。まさ土の内部摩擦角 ϕ は飽和度 S_r にあまり依存しないが、粘着力 c' は飽和度 S_r の増加に伴い減少することが報告⁸⁾されており、本検討ではその関係を考慮した。具体的には、間隙比 $e=0.75$ 時における飽和度 S_r と粘着力 c' の関係を図3-7-19に示すが、ここで示されている直線の傾き（飽和度上昇による粘着力低下の程度）に着目した。表3-7-6は降雨有のケースにおける含水比 w 、飽和度 S_r 、単位体積重量 γ_t 、粘着力 c' に関する一覧表である。粘着力 c' は降雨なしの時の値である8kPaに対して、図3-7-19に基づき飽和度1%の増加により粘着力 c' が0.18kPa低下するとして粘着力を計算した。なお、内部摩擦角 ϕ については、降雨有ならびに降雨無のケースともに31deg.で一定値とした。

入力地震動としては、振動台で観測された再現波形を採用した。図3-7-20に示すとおり加振波は3波形であり、降雨有のケースと降雨無のケースでは同じである。

- ・ 加振1回目：1999年台湾集集地震の観測波（時間軸：1/5縮小波）
- ・ 加振2回目：1999年台湾集集地震の観測波（時間軸：1/3縮小波）
- ・ 加振3回目：固有周波数5Hzの正弦波（波数：20）

図3-7-21に有限要素解析モデル（節点数1906、要素数1825）を降雨無のケースおよび降雨有のケースについて示す。降雨の影響の有無によるメッシュ構成に差異はない。初期応力解析は、側方が鉛直ローラー、底面固定の境界条件とし、施工過程に従った多段階解析などは実施していない。なお、後述するパラメトリックスタディにおいても自重解析の手順や条件は同様である。また、降雨有のケースでは、含水比に応じて単位体積重量および粘着力を変化させている。

動的解析についても同様に、傾斜基盤底面は剛基盤として水平・鉛直方向ともに固定、側方は水平方向は固定、鉛直方向は自由とした。動的解析における微小計算時間増分は、実験時のサンプリング周期に合わせて0.0009766秒とした。レーレー減衰は初期剛性比例型を採用し、対象盛土の一次固有振動数(25Hz)に対して1%の減衰とした。なお、後述するパラメトリックスタディにおいても同条件で解析を実施した。降雨有のケースでは、図3-7-17で示した実験終了後の盛土内の含水比分布を参考にゾーニングを行い、各エリアの含水比 w に対応する単位体積重量 γ_t および粘着力 c' をそれぞれ割り付けた（表3-7-5参照）。盛土内の含水比分布については、実験後しか測定が行われていないが、人工降雨終了から試料採取までの時間は約3時間程度と短時間であるため、盛土内の含水比分布形状に及ぼす影響は比較的小さいものと考え、実験終了後における含水比分布を採用した。

表 3-7-5 降雨無の解析パラメータ

まさ土	せん断弾性係数 G (kPa)	23500	福政ら(2001)
	体積弾性係数 K (kPa)	76300	福政ら(2001)
	ボアソン比 ν (-)	0.37	福政ら(2001)
	湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	1.6	福政ら(2001)
	粘着力 c' (kPa)	8.0	福政ら(2001)
	内部摩擦角 ϕ' (deg.)	31.0	福政ら(2001)
	間隙率 n (-)	0.429	$n=e/(1+e)$
解析前提条件	含水比 w (%)	9.0	一井(2005)
	飽和度 S_r (%)	32.0	一井(2005)
	乾燥密度 ρ_d (t/m ³)	1.468	$\rho_d=\rho_t/(1+w/100)$
	比重 G_s (-)	2.666	$G_s=S_r \times e/w$
	間隙比 e (-)	0.75	一井(2005)
傾斜基盤	ヤング率 E (kPa)	1.0×10^{10}	剛な弾性体
	ボアソン比 ν (-)	0.33	一般値
	密度 ρ (t/m ³)	2.0	剛な弾性体

表 3-7-6 降雨有のケースの解析パラメター

	含水比 w (%)	飽和度 S_r (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	粘着力 ^{注)} c' (kPa)
9	32.0	15.7	8.0	
11	39.1	16.0	6.7	
12	42.7	16.1	6.1	
13	46.2	16.3	5.4	
14	49.8	16.4	4.8	
15	53.3	16.5	4.1	
16	56.9	16.7	3.5	
17	60.4	16.8	2.9	

注) 基準粘着力 $c'=8\text{kPa}$ に対し、飽和度 $S_r=1\%$ の増加により粘着力 c' が 0.18kPa 低下するとして計算

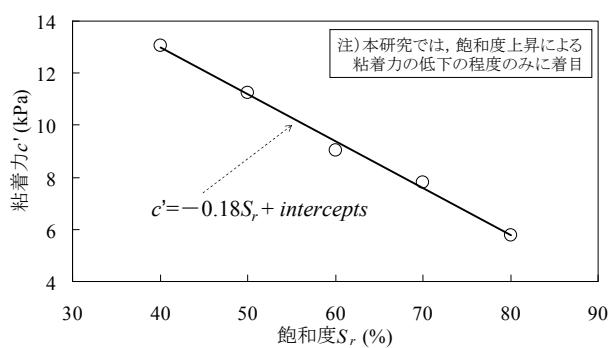


図 3-7-19 飽和度と粘着力の関係の例

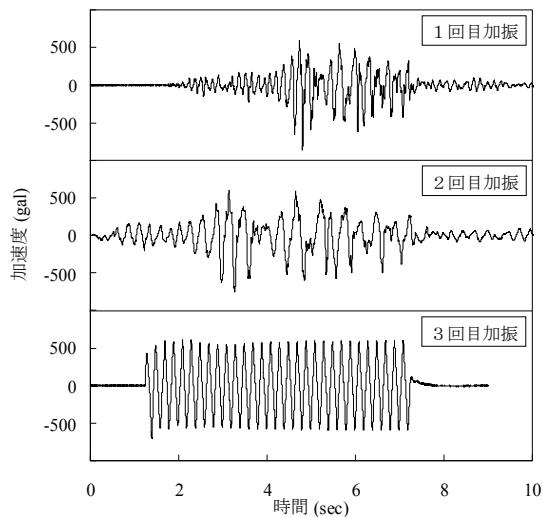


図 3-7-20 入力地震動の加速度時刻歴

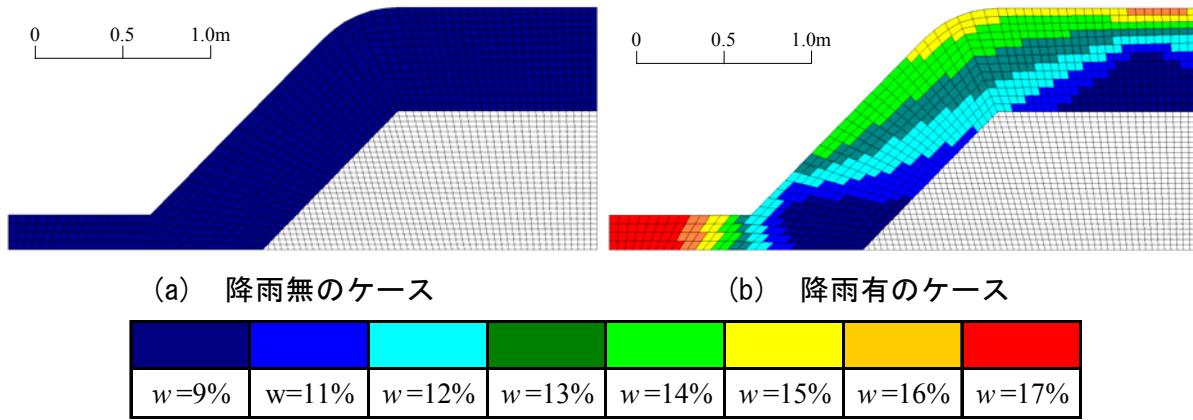


図 3-7-21 有限要素解析モデル

(c) 実験結果と解析結果の比較

本検討では、実験において法肩部にクラックが発生している⁶⁾こと、被災事例においても法肩の崩壊事例が多いこと、解析においても法肩付近でのひずみが大きくなっていること（つまり実験と被災事例と解析で変形モードが少なくとも表面上は一致していること）から、法肩の変位（時刻歴および残留値）を評価指標とした。

図 3-7-22, 図 3-7-23, 図 3-7-24 は、加振 1, 2, 3 回目における法肩における応答変位の時刻歴について振動台実験結果と FLIP による計算結果を比較したものである。まず、実験結果の概要を述べると、加振 1 回目（卓越振動数 15Hz）では、降雨の影響により残留変位量が若干大きくなっている。加振 2 回目（卓越振動数 9Hz）では、降雨が残留変位量に及ぼす影響が加振 1 回目と比較して顕著に表れていないが、盛土の固有振動数(25Hz)に比べて加振周波数が大きく外れており、変形がさらに増加するほど大きな入力ではなかったためであると思われる。加振 3 回目（固有振動数 5Hz）においては、降雨の有無による差違が非常に顕著に表われており、残留変位量にしてワンオーダー程度の差異があることを確認できる。なお、図 3-7-24 における降雨有と降雨無のケースでは、縦軸にあたる変位のオーダーが異なっていることに留意されたい。

上記の実験結果に対し、解析結果では加振 1 回目（図 3-7-22）および加振 2 回目（図 3-7-23）において、降雨有のケースの水平方向の再現性が上下方向に比べ若干劣っている。この理由としては、変位計のターゲットが過剰に弾性応答した可能性がある。しかしながら、この点を除けば、実験結果と解析結果は、応答変位波形のピークのタイミングや幅、残留変位量などは比較的よく一致している。加振 3 回目（図 3-7-24）では、計測不良であった水平方向の降雨有のケース（図 3-7-24(c)）を除いて実験結果と解析結果がほぼ一致している。

これらの結果を踏まえれば、局所的には実験結果と計算結果による差異があるが、全体的には両者の地震応答変位の傾向がよく一致している。よって、地下水位が形成されるほどの降雨でなくとも、降雨が盛土の耐震性を低下させることを示した人工降雨による振動台実験の結果を FLIP による動的解析により説明することができた⁹⁾。

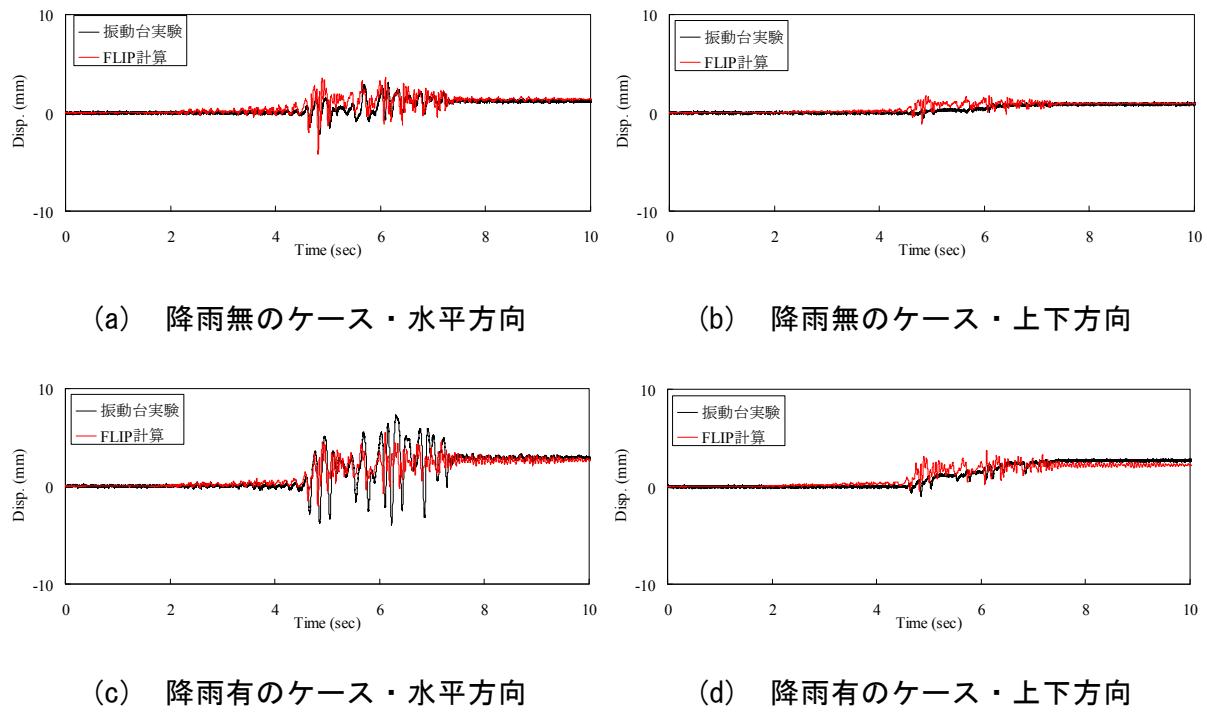


図 3-7-22 法肩における変位応答時刻歴の比較【加振 1 回目】

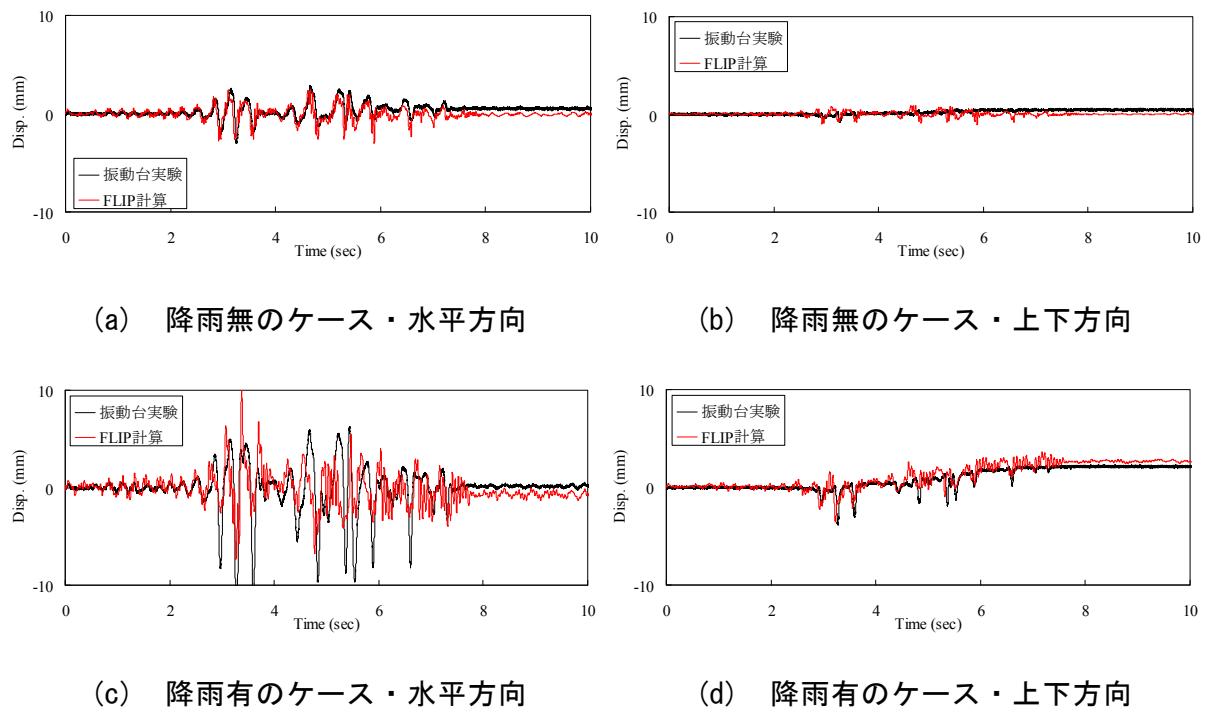


図 3-7-23 法肩における変位応答時刻歴の比較【加振 2 回目】

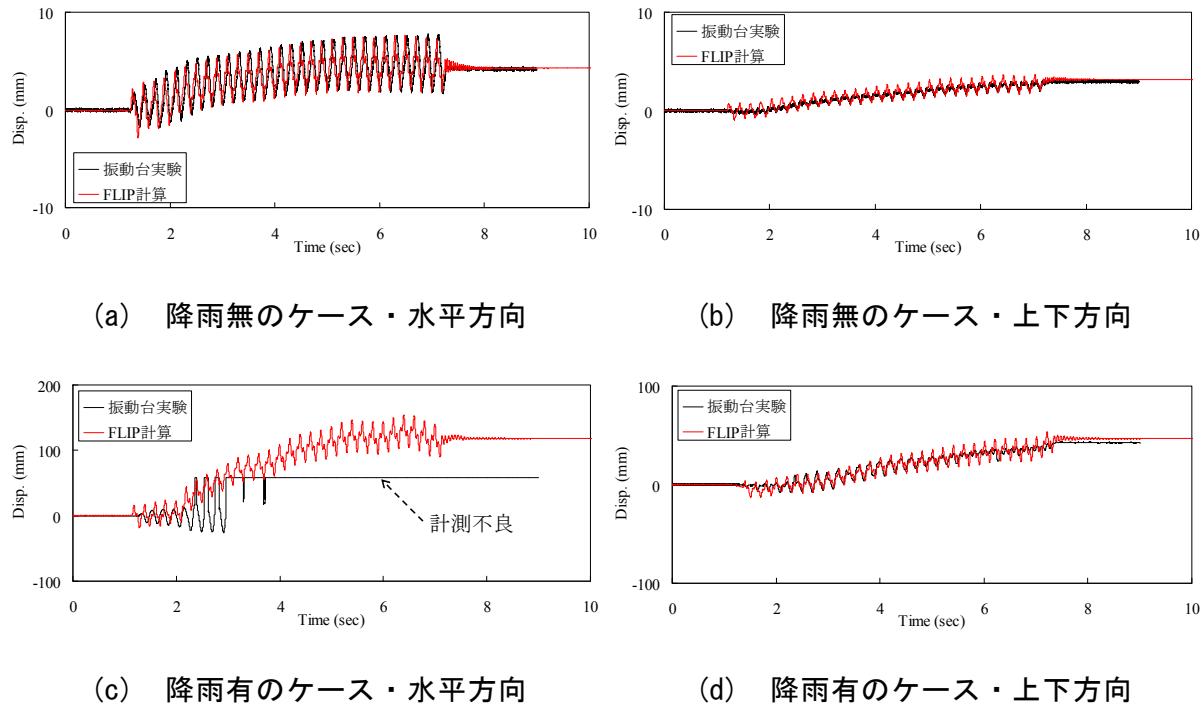


図 3-7-24 法肩における変位応答時刻歴の比較【加振 3 回目】

(d) 降雨実験における耐震性低下の主要因

ここでは、降雨による盛土の耐震性低下の主要因に明らかにするため、再現性が高いことを確認した FLIP を用いて新たな計算を 2 ケース追加実施した。すなわち降雨有のケースにおいて、単位体積重量 γ を一定値($=16.2\text{kN/m}^3$)としたケースおよび粘着力 c を一定値($=8.0\text{kPa}$)としたケースの計 2 ケースである。図 3-7-25 は降雨有のケースにおける法肩の応答変位時刻歴の計算結果に対して、追加実施した 2 ケースの計算結果を重ね合せたものである。この図に示すように粘着力の低下ならびに単位体積重量の増加を考慮したケースと粘着力の低下のみを考慮したケースの計算結果が概ね一致する。一方で、単位体積重量のみの増加を考慮したケースは、若干小さめの応答変位や残留変位を示す傾向にある。これらの傾向は加振ステップや方向成分にはあまり依存していない。図 3-7-26 は、粘着力の低下による変形量の増加に関してモール・クーロンの破壊基準と応力-ひずみ関係から考察を加えたものである。例えば、斜面内の平均的な土被り圧 4.8kPa (土被り 0.3m 相当) 作用時を想定すれば、降雨により飽和度 S_r が基準値の 32.0% から 46.2% に低下 (含水比 w が 9% から 13% に増加) した場合、約 24% のせん断強度の低下につながる。双曲線型モデルに基づけば、静止土圧状態においても、約 38% のせん断ひずみの増加が発生することがわかる。また、このひずみの増加程度はせん断応力が増加すると拡大する。よって発生ひずみの累積積分である変形量についても増加することが予想される。これらの結果を踏まえれば、実験結果において降雨を考慮した盛土の変形量が増加したことの主要因は、雨水によるサクション等の変化などに伴う粘着力の低下である可能性が高いと考えられる¹⁰⁾。

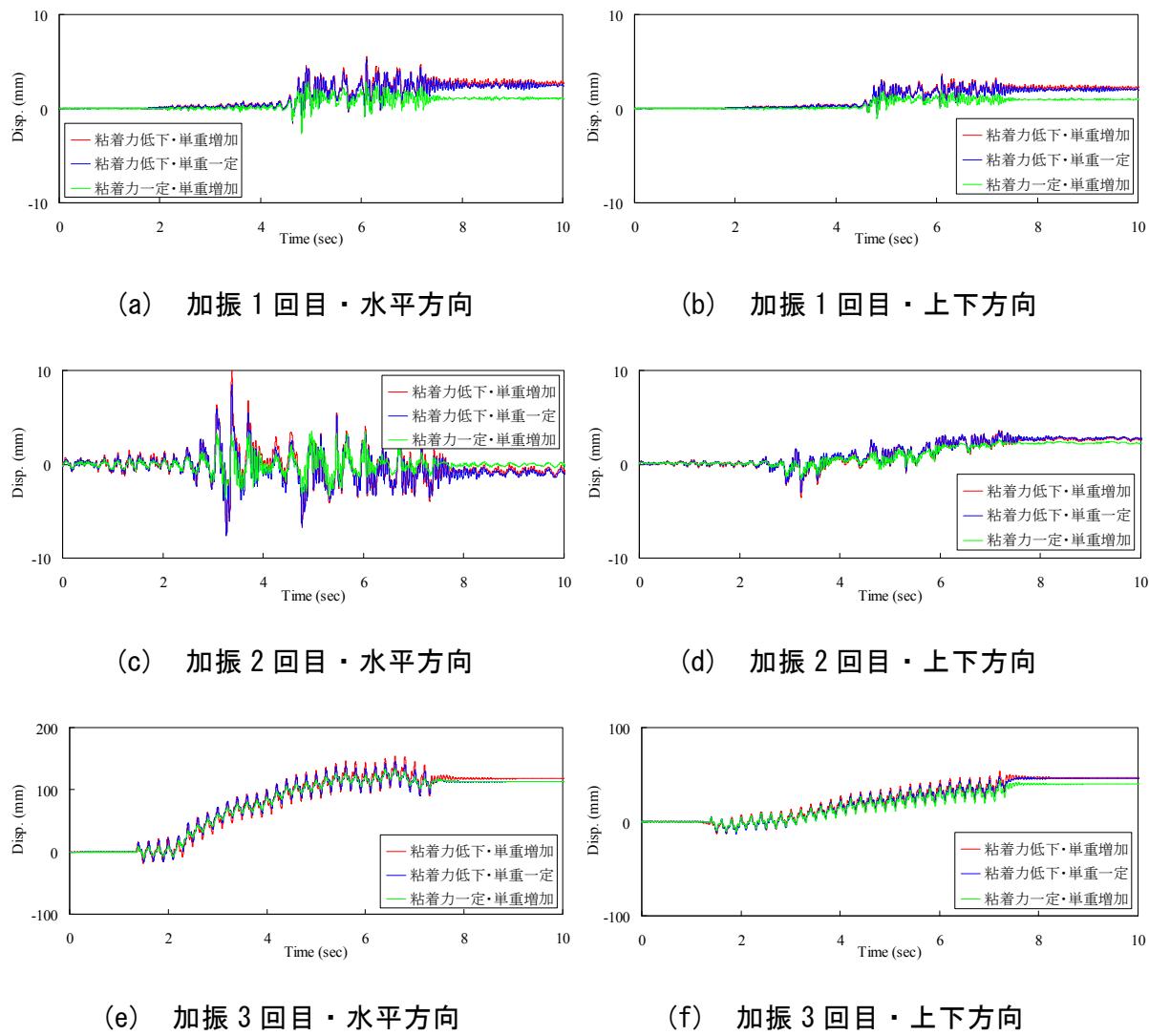


図 3-7-25 降雨による耐震性低下の要因分析（応答変位）

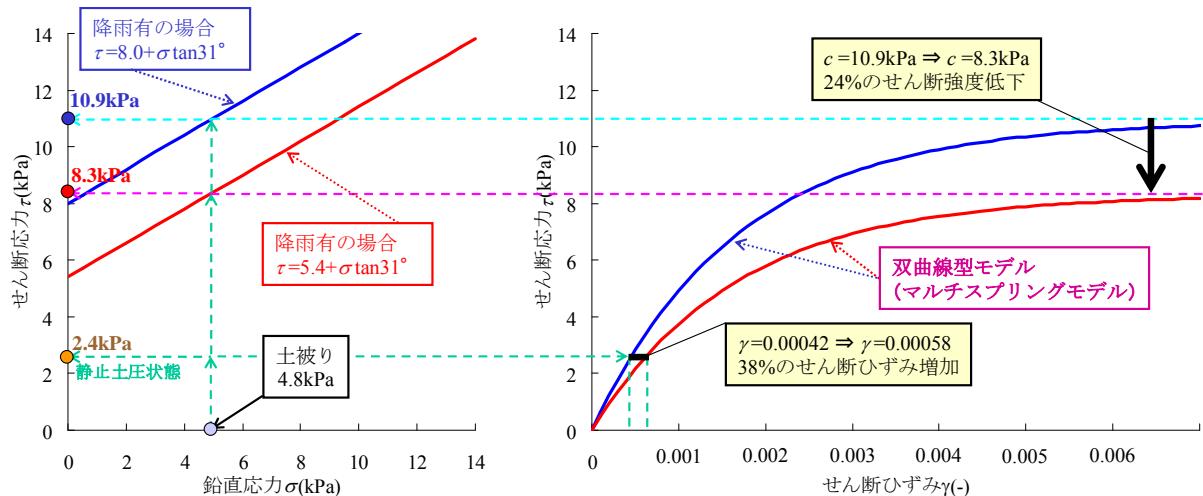


図 3-7-26 降雨による耐震性低下の要因分析（破壊基準と応力-ひずみ関係）

(2) 降雨と地震による被災盛土の再現解析

(a) 検討対象盛土

検討対象盛土は、図 3-7-27 および写真 3-7-4 に示すとおり青森県八戸市簀子渡にある JR 東北本線八戸貨物駅～陸奥市川駅間の 648K300m 地点の鉄道盛土である。表 3-7-7 に示すように当盛土は、総雨量 160mm の豪雨後の 1968 年十勝沖地震により、斜面崩壊が発生した。一方で、1994 年三陸はるか沖地震では、地震加速度が大きいものの、地震前の降雨はなく、斜面崩壊も確認されていないため、地震前の先行降雨の影響が指摘されている。

(b) 浸透流解析と動的解析

図 3-7-28 に検討対象斜面の FEM 解析モデルを示す。検討対象地点では、図 3-7-29 に示すように三陸はるか沖地震の後、300 日間の地下水位観測(P-1, P-2, P-3)が行われている。そこで、八戸気象台における雨量データを入力とした飽和・不飽和浸透流解析¹¹⁾により、地下水位観測結果の再現解析を行った。ここでは、試行錯誤により、図 3-7-29 に示すように観測結果が良好に再現できる透水特性を算定した。さらに、算定した透水特性を用いて、1968 年十勝沖地震前、1994 年三陸はるか沖地震前の降雨データを入力した解析を実施した。図 3-7-30 に地震前の盛土内の飽和度分布の算定結果を示す。

図 3-7-31 に FEM 解析モデルを示す。メッシュ構成は、図 3-7-28 で示した浸透流解析と同じである。動的解析は、FLIP^{1),2)}による全応力解析とした。基盤は弾性体モデル、それ

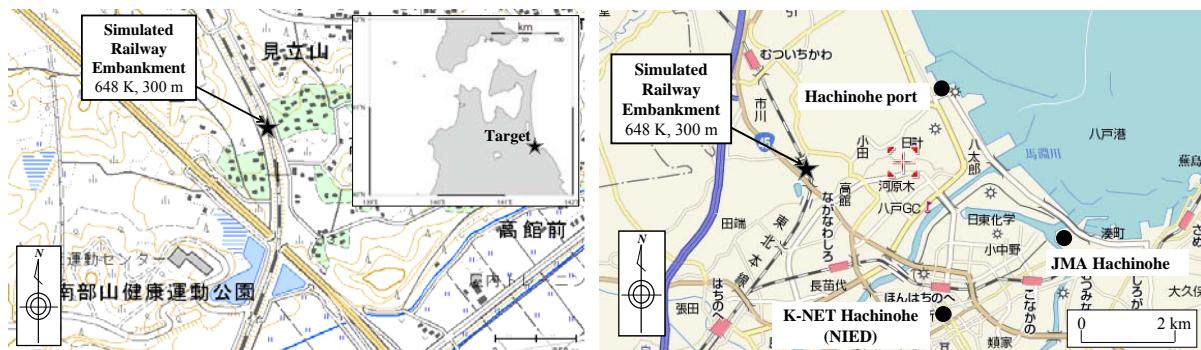


図 3-7-27 検討対象盛土

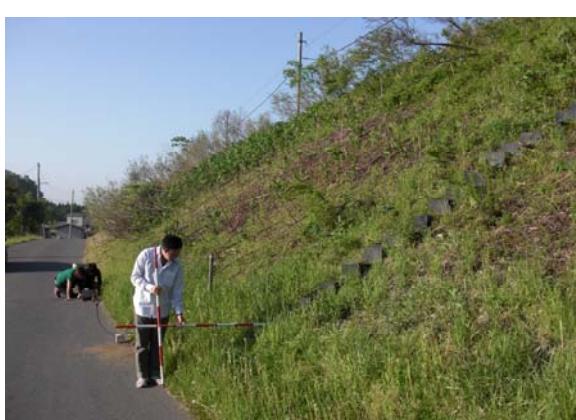


写真 3-7-4 検討対象盛土

表 3-7-7 既往の地震による

検討対象斜面の被害の概要

Earthquake	PGA (gal)	Rainfall before earthquake	Slope failure
Tokachi-oki 1968	183 gal at Hachinohe port	160 mm for 3 days	Collapsed
Sanriku Haruka-oki 1994	523 gal at Hachinohe port	None	None

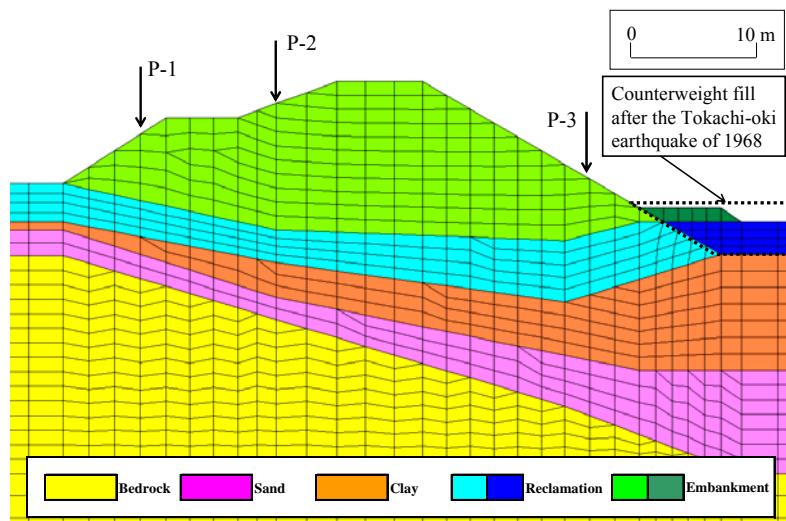


図 3-7-28 浸透流解析における FEM 解析モデル

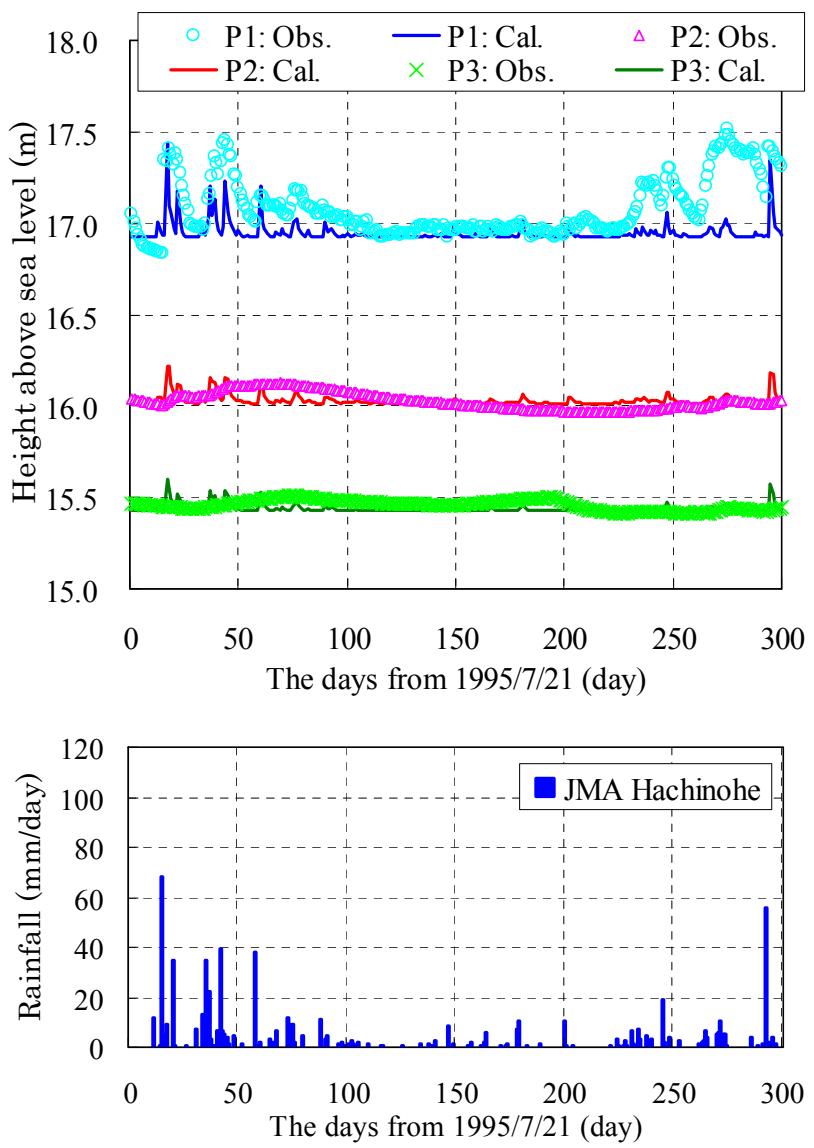


図 3-7-29 降雨による地下水位変動の再現解析結果と降水量分布

以外の土層は全てマルチスプリングモデルでモデル化した。地盤入力パラメターについては、既往の検討結果や土質試験結果などを参考に設定した。ただし、埋土・盛土層については、浸透流解析による飽和度の分布（図 3-7-30 参照）に基づいて、図 3-7-31 に示すように飽和度 10%ごとにゾーニングを行い、ゾーン毎に湿潤密度を設定した。さらに、一面せん断試験の結果（図 3-7-32 参照）に基づき、飽和度 10%の増加に対し、粘着力が 1.9kPa 低下するとして、ゾーン毎に降雨の影響を考慮した。ただし、内部摩擦角は一定($\phi=34$ deg.)である。入力地震動は、当該地点における推定地震動の基盤相当 2E 波¹²⁾を用いた。図 3-7-33 に等倍スケールによる残留変形図を示す。この図より、1968 年十勝沖地震のケースでは、非常に大きな変形が生じているのに対し、1994 年三陸はるか沖地震のケースでは、残留変形がほとんど発生しておらず、定性的には実現象を再現できている¹³⁾。

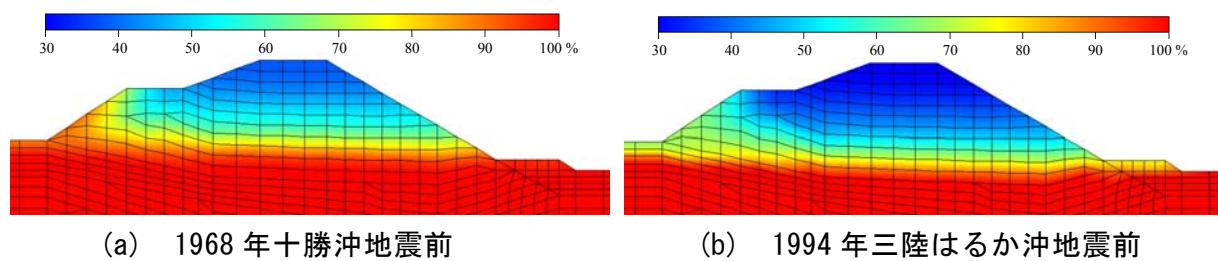


図 3-7-30 地震前の盛土斜面内の飽和度の分布

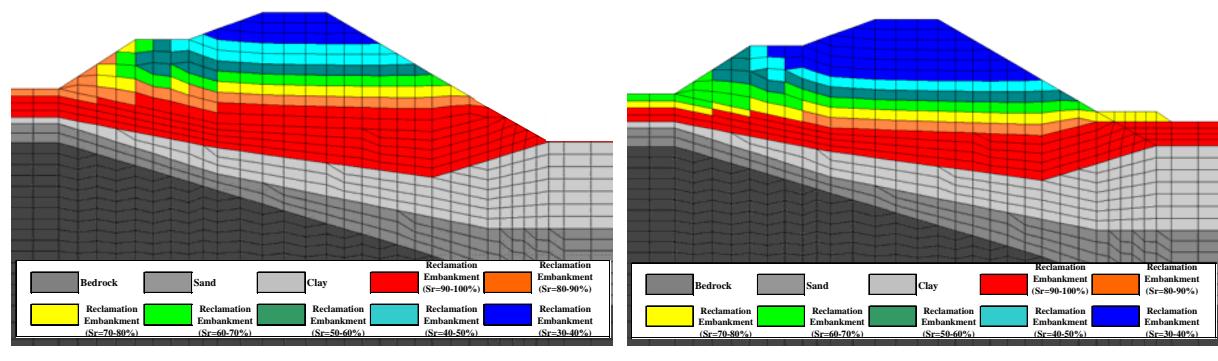


図 3-7-31 動的解析における物性値の分布

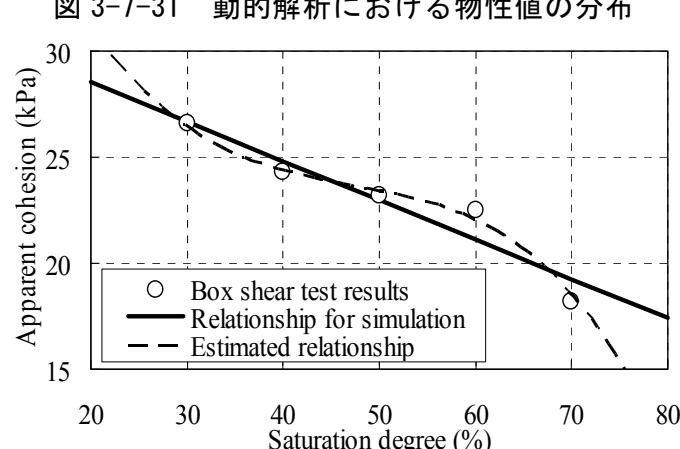
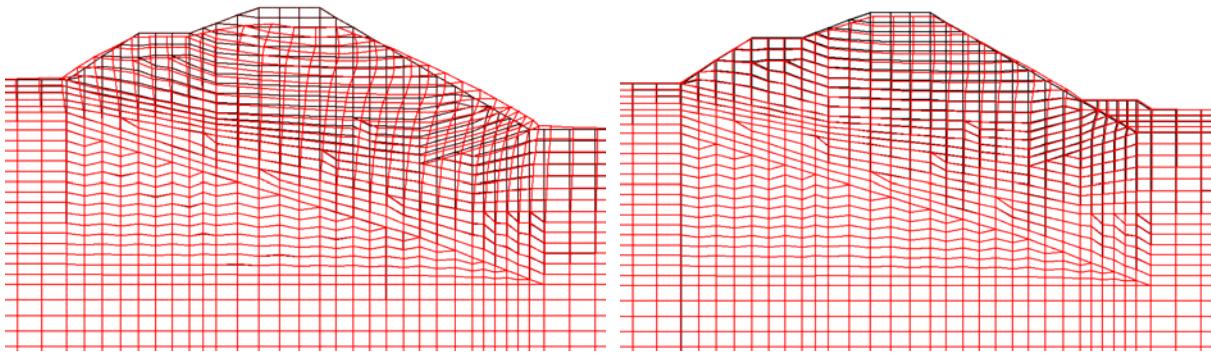


図 3-7-32 飽和度と見かけの粘着力の関係



(a) 1968年十勝沖地震前

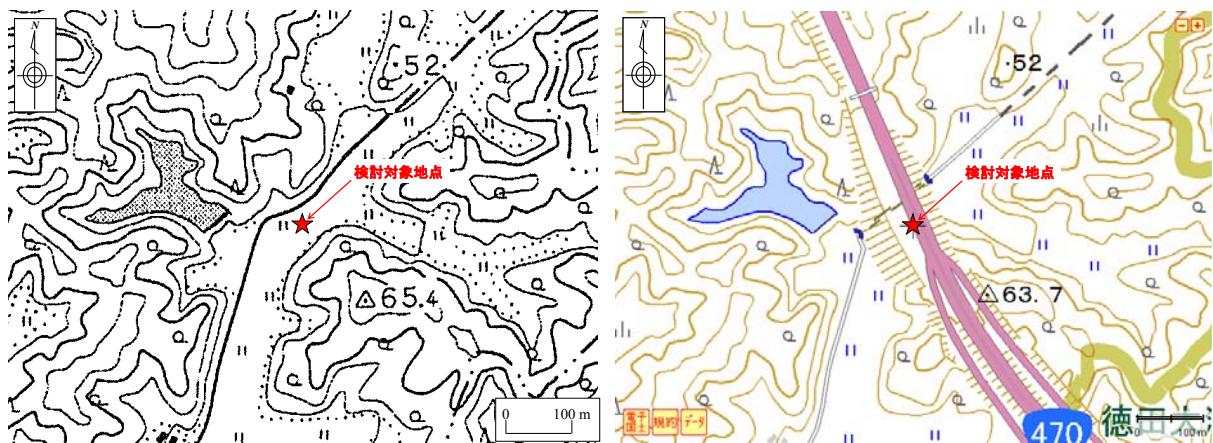
(b) 1994年三陸はるか沖地震前

図 3-7-33 被災盛土の再現解析結果【等倍の残留変形状況】

3-7-3 常時微動を模擬した動的解析

(1) 検討対象盛土

検討対象盛土は、石川県七尾市の徳田大津インターチェンジ近傍に位置する能登有料道路(縦-01)の高盛土である。図 3-7-34 は、検討対象地点における新旧地形図を比較したものである。この図より、検討対象盛土は、水田上に築造された高盛土であることが読み取れる。この盛土の土質材料は、検討対象地点の北側および南側における山部において能登有料道路の造成に伴う切土掘削によって搬出された砂礫土である。写真 3-7-5 および図 3-7-35 には、西側法面の全景写真および断面図を示す。盛土断面諸元は、盛土高さ 31.9m、天端幅 33.6m、法勾配 1:1.5 もしくは 1:1.8 のほぼ左右対称の台形形状の高盛土であり、法面に幅 1m の小段を 4 つ有している。2007 年能登半島地震では、天端に縦断亀裂が発生したものので、比較的軽微な被害であったことが報告されており、検討対象盛土は縦-01 と名付けられている。



(a) 1965年5月

(b) 2008年8月

図 3-7-34 検討対象地点での新旧地形図の比較

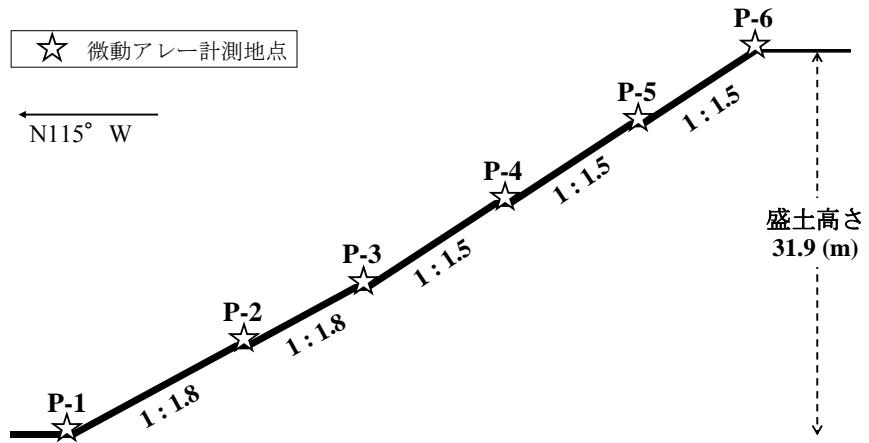


図 3-7-35 西側法面の形状

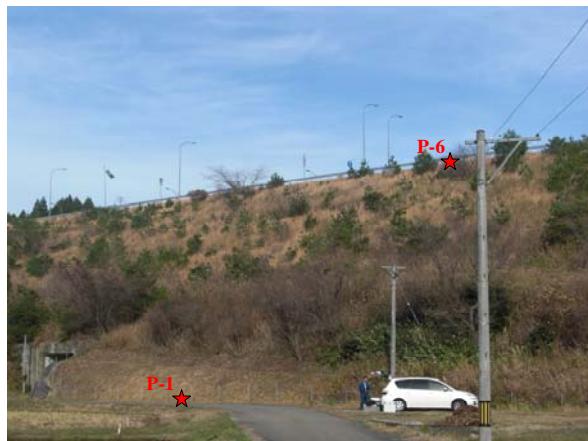


写真 3-7-5 西側法面の全景



写真 3-7-6 常時微動計測状況 (P-5 地点)

(2) 常時微動計測

(a) 計測条件

計測に用いた微動計は、(株)東京測振製のサーボ型速度計 VSE-15D-1 である。計測日時は 2010 年 12 月 5 日の 15~17 時(昼間部)および 2010 年 12 月 6 日の 2~4 時(夜間部)であり、サンプリング周波数は 100Hz とした。昼間部と夜間部においてそれぞれ微動計測を行ったのは、昼間部と夜間部における微動レベルの差異などを確認するためである。計測地点は、図 3-7-35 に示すとおり西側法面の P-1(法尻)、P-2~P-5(小段)、P-6(法肩)の計 6 計測点であり、P-1~P-6 における同時連続計測による常時微動アレー計測を実施した。写真 3-7-6 には、P-5(小段)での常時微動計測状況を示す。計測方向は、盛土断面方向 (N115° W ~ N65° E) の 1 成分であり、P-1~P-6 でともに共通である。各微動計 (P-1~P-6) は、長さが 100m, 50m, 10m のいずれかの専用ケーブルで収録器(法尻周辺に設置)につながれており、プリアンプを通した後に AD 変換される計測システムとした。また、P-1~P-6 の各計測地点の周辺にデジタルビデオカメラをそれぞれ 1 台ずつ設置し、計測時間帯における車両通行、歩行者、風の様子などを記録した。なお、計測開始に先立ち、常時微動アレー計測時

と全く同じ微動計とケーブルを用いて、微動計に付属する計測方向スイッチを水平方向から強制的に上下方向に切り替えることによって、微動計測システムの回路の電気ノイズと見なした事前計測を行い、各計測点でのディップ振動数が 0.2~0.3Hz 付近にあることを予め確認した。

(b) 解析条件

微動データの解析は、夜間部の常時微動アレー計測データを対象とし、デジタルビデオカメラによる撮影映像などを参考にして車両通行、歩行者、風の影響などを受けていないと考えられる 163.84 秒の区間の微動データを 20 区間抽出した。抽出区間(時間帯)は、P-1 ~ P-6 の各計測点において同時刻とした。夜間部の計測データの採用理由は、微動レベルは夜間部と昼間部でそれほど大きな差異はないものの、車両通行による雑振動の影響が夜間部のほうが小さいためである。抽出した 20 区間の微動データに対してそれぞれフーリエスペクトルの計算を行い、バンド幅 0.05Hz のパーセンウィンドウで平滑化を施すことで、スペクトル形状を大きく変えずに卓越振動数を読み取りやすくした。図 3-7-36 は、P-1 ~ P-6 の各計測点における盛土断面方向のフーリエスペクトルで 20 区間の平均をとったものである。この図より、P-1 (法尻) から P-6 (法肩) に近づくにつれ 2Hz 付近のスペクトルが徐々に卓越しているため、対象盛土全体の固有振動数は 2Hz 程度であると推察できる。なお、P-1(法尻)を基準とした伝達関数の算定結果については、後述する。一方で、P-1 ~ P-6 の全計測点において 0.5Hz 付近に明瞭なピークが見受けられるが、これは、同周波数を多く励起する震源の影響や基礎地盤の深部地下構造に起因したサイト增幅特性の影響などが考えられる。

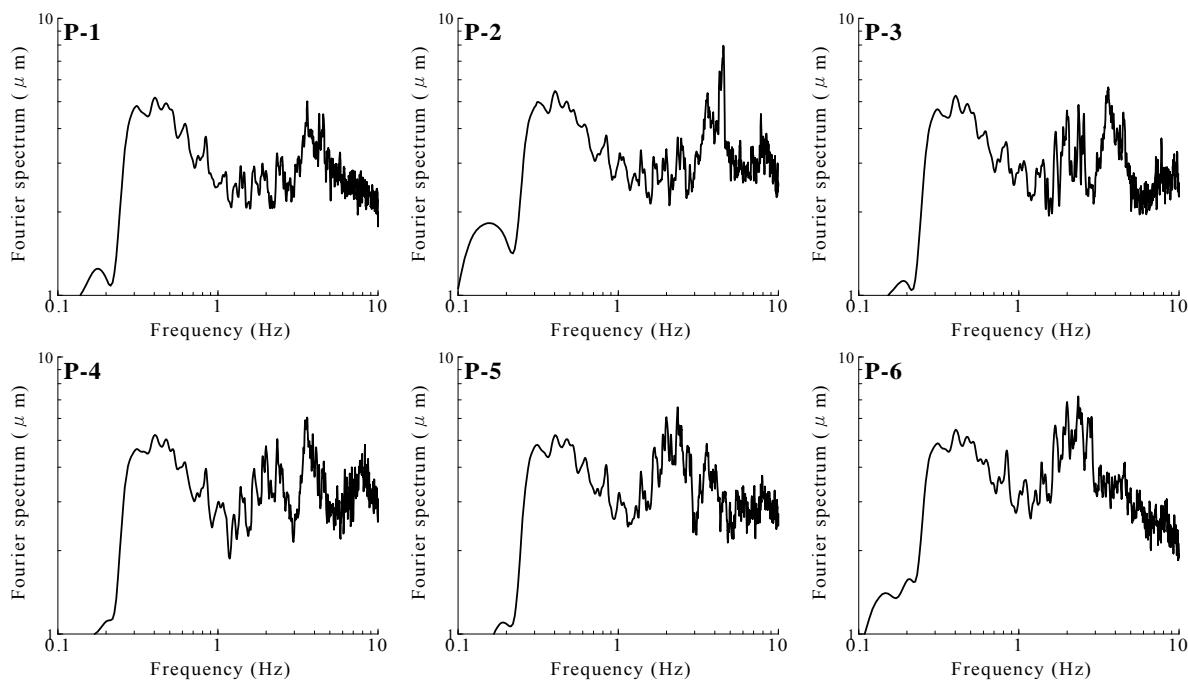


図 3-7-36 盛土断面方向におけるフーリエスペクトルの平均値

(3) 微動を模擬した動的FEM解析

図3-7-37に高盛土のFEMモデルを示す。モデル幅は2,000m、総節点数は25,535、総要素数は24,699である。側方および底面とともに粘性境界とした。検討対象盛土から東側800mの遠方地点（基礎地盤地表部）をホワイトノイズによる鉛直方向加振(327.68秒間)を行うことで、常時微動を模擬した¹⁴⁾。基礎地盤は、高盛土法尻の東部および西部で行われたボーリング（PS検層）の結果により地表から砂質土層(As1,As2)、シルト層(Dc)、砂礫層(Ds)の順に地層構成を設定した。一方で、高盛土は、微動計を設置した小段において土層境界を設けることで、5つの土層(E1～E5)により構成されるモデルとした。数値解析条件として、計算時間増分は0.001秒、動的解析時間は327.68秒間とした。

表3-7-8に地盤パラメーターの一覧を示す。高盛土および基礎地盤はすべて弾性体でモデル化した。基礎地盤は、密度試験結果（湿潤密度）とPS検層結果（せん断波速度）に基づいて初期せん断剛性を計算し、ポアソン比(=0.333)を仮定してヤング係数を算定した。一方で、高盛土では、湿潤密度は密度試験結果に基づいて評価し、ポアソン比は一定値(=0.333)とした。そして、以下に示す2種類の方法に基づいて高盛土断面におけるせん断波速度およびヤング係数を評価した。1つ目の方法は、後述するように常時微動アレー計測と動的線形FEM解析による伝達関数が概ね整合するように、高盛土の各土層でのせん断波速度を試行錯誤により設定し、湿潤密度とポアソン比を用いてヤング係数を算定した（以後、微動計測再現ケースとよぶ）。具体的には、当該盛土内におけるボーリングデータが存在しないことなどを勘案し、P-1～P-6の各計測点間を境界とした水平成層構造を仮定した。2つ目の方法は、高盛土の各土層(E1～E5)におけるサンプリング試料を対象に、三軸試験装置を用いて非排水状態(CU条件)で単調載荷試験を実施し、ヤング係数を算定した（以後、単調載荷試験ケースとよぶ）。表3-7-8に示す通り、常時微動アレー計測結果に基づく初期せん断剛性は、単調載荷試験結果に基づく初期せん断剛性よりも比較的大きく算定されている。これは、単調載荷試験で求まるヤング係数が、常時微動レベルに対して比較的大きなひずみレベルに相当する値であること、及びサンプリング時の乱れの影響であると思われる。

図3-7-38に常時微動アレー計測と動的線形FEM解析による伝達関数を比較したものを示す。伝達関数は、法肩(P-6)および小段(P-5～P-2)におけるフーリエスペクトルを法尻(P-1)でのフーリエスペクトルで除することによって算定した。具体的には、常時微動アレー計測のケースでは、図3-7-36で示した各計測点におけるフーリエスペクトル(20区間の平均)を用いて各計測点(P-2～P-6)における伝達関数を計算した。一方で、動的線形FEM解析のケースでは、計測点(P-1～P-6)の位置相当で得られた1区間の速度応答波形(163.84秒間)に対してそれぞれフーリエスペクトルの計算を行い、バンド幅0.05Hzのパーセンウインドウで平滑化を施した。そして、平滑化を施したフーリエスペクトル(1区間分)を用いて各計測点(P-2～P-6)における伝達関数を計算した。図3-7-38より、有効な下限振動数(ディップ振動数:0.2～0.3Hz)より高い振動数領域に着目すれば、伝達関数のピーク振動数やス

ペクトル形状が常時微動アレー計測と動的線形 FEM 解析(微動計測再現ケース)で概ね一致しており調和的であることが読み取れる^{15),16)}。一方で、常時微動アレー計測と動的線形 FEM 解析(単調載荷試験ケース)では、常時微動計測結果に比べ FEM の伝達関数のピーク振動数が低周波側にシフトしているような結果となっている。

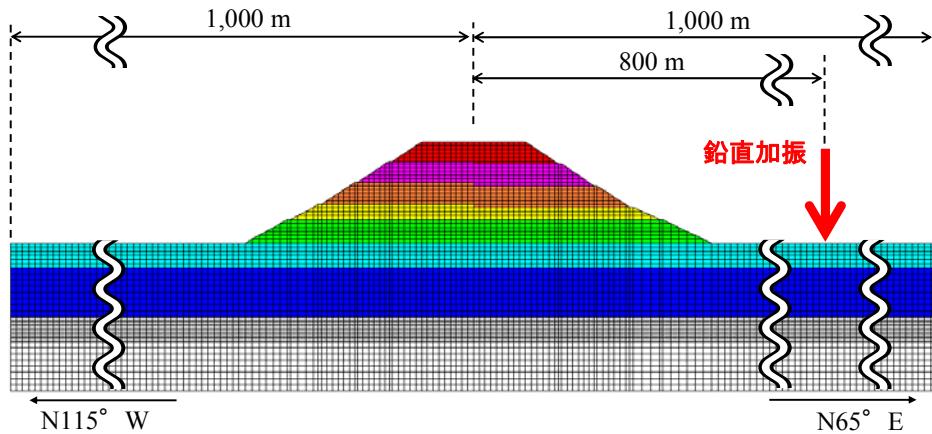


図 3-7-37 有限要素解析モデル（解析モデル全体）

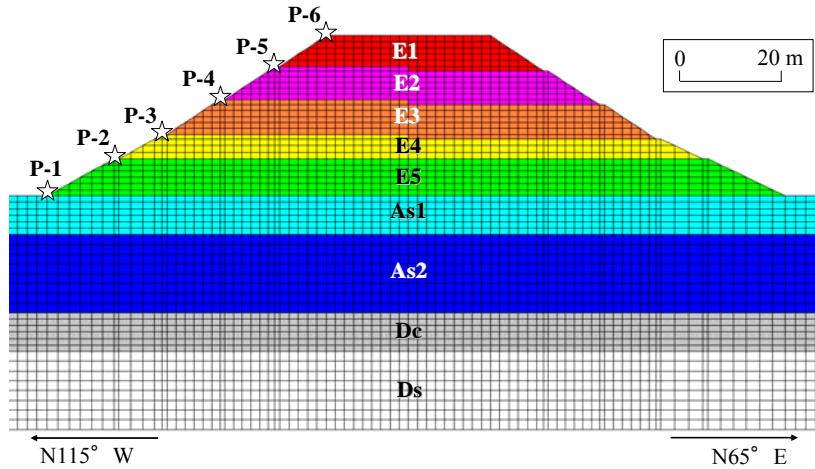


図 3-7-37 有限要素解析モデル（盛土部）

表 3-7-8 弹性 FEM 解析のためのパラメーター一覧

入力パラメーター		盛土					基礎地盤			
		E1	E2	E3	E4	E5	As1	As2	Dc	Ds
共通	湿潤密度 ρ (t/m ³)	1.892	1.884	1.862	1.908	1.898	1.914	1.934	1.828	2.010
	ボアソン比 ν (-)	0.333					0.333			
常時微動計測	せん断波速度 V_s (m/s)	220	230	260	270	280	160	250	190	290
	初期せん断剛性 G_0 (kPa)	91,600	99,700	125,900	139,100	148,800	49,000	120,900	66,000	169,000
	ヤング係数 E (kPa)	244,100	265,700	335,600	370,800	396,700	130,600	322,300	175,900	450,700
単調載荷試験	せん断波速度 V_s (m/s)	180	190	210	220	230	160	250	190	290
	初期せん断剛性 G_0 (kPa)	61,500	67,900	82,100	92,300	100,500	49,000	120,900	66,000	169,000
	ヤング係数 E (kPa)	164,000	181,000	219,000	246,000	268,000	130,600	322,300	175,900	450,700

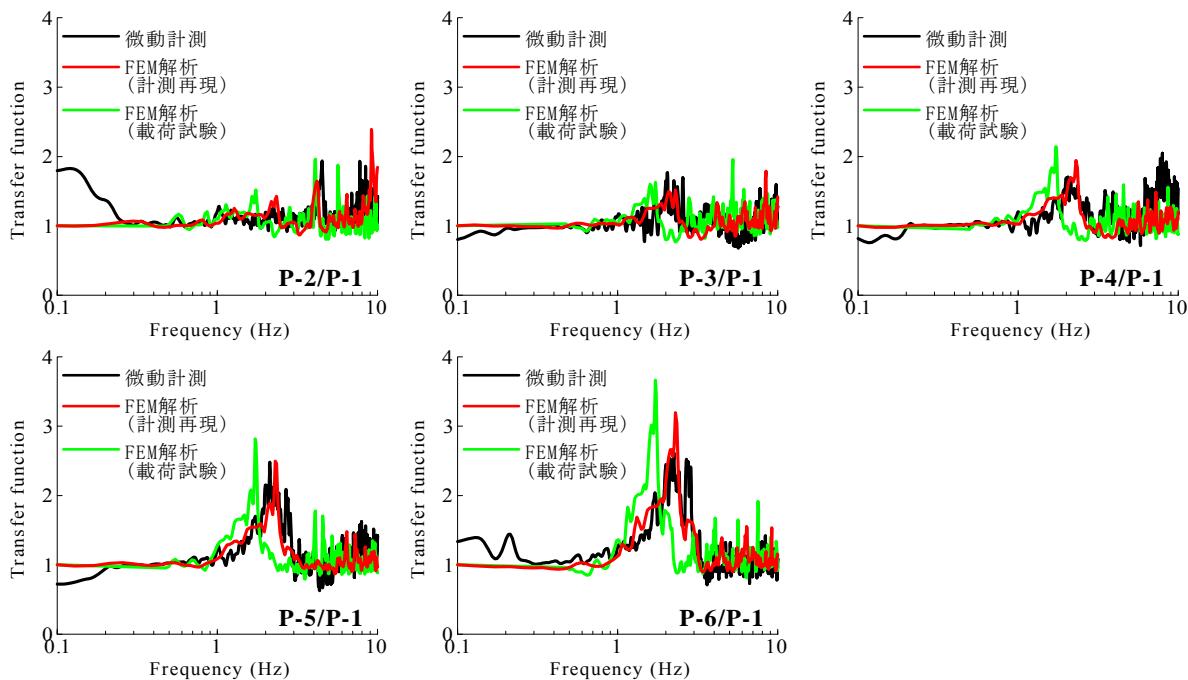


図 3-7-38 高盛土での伝達関数の比較

(4) 2007 年能登半島地震による動的 FEM 解析

2007 年能登半島地震による地震動を入力した動的非線形 FEM 解析を実施し、解析結果と被災実績を比較検討することで、上記で設定した高盛土内部のせん断波速度分布（表 3-7-7 参照）の適用性について検討を行った。FEM モデルおよび境界条件については、上述したもの（図 3-7-37 参照）と同様である。図 3-7-39 は入力地震動の加速度時刻歴であり、対象高盛土(縦-01)での推定地震動¹⁷⁾を FEM モデル底面に引戻したものである。数値解析条件として、計算時間増分は 0.001 秒、動的解析時間は 81.92 秒間とした。

表 3-7-7 および表 3-7-8 は、設定した解析パラメターの一覧である。表 3-7-9 に示すとおり、基礎地盤および高盛土は、すべてマルチスプリングモデル^{1),2)}でモデル化し、全応力解析を行った。拘束圧パラメターは、ともに一般値 (=0.5) とした。間隙率は、物理試験の結果から設定した。最大減衰定数は、動的変形試験の結果に基づいて評価した。せん断強度定数(c' , ϕ')は、三軸試験(CU(bar)試験)の結果より設定した。すなわち、微動計測再現ケースと単調載荷試験ケースでのパラメターの差異は、初期せん断剛性の違いのみ（表 3-7-7 参照）であり、その他の解析パラメターについては同値である。

図 3-7-40 に動的非線形 FEM 解析による等倍スケールでの残留変形状況を示す。この図より、微動計測再現ケース（図 3-7-40(a)）では、残留変形が天端付近に若干発生しているものの、変形量はごく僅かであり、西側斜面法肩における残留沈下量は 8cm となっている。この解析結果は、写真 3-7-7 に示すように、天端において縦断亀裂が発生したものの、段差が数センチ程度であった被災実績と矛盾していない。よって、本研究での提案手法である常時微動アレー計測を利用した盛土断面内におけるせん断波速度の評価方法の妥当性を

確認することができる。一方で、単調載荷試験ケース（図3-7-40(b)）では、天端付近において比較的大きな残留変形が発生しており、西側斜面法肩における残留沈下量は82cmとなっている。この解析結果は、上述した被災実績と大きく矛盾している。すなわち、室内試験結果から得られた初期せん断剛性を入力パラメーターとして用いると、変形量を過大評価する危険性があるといえる。



写真3-7-7 縦-01での路面クラック発生状況

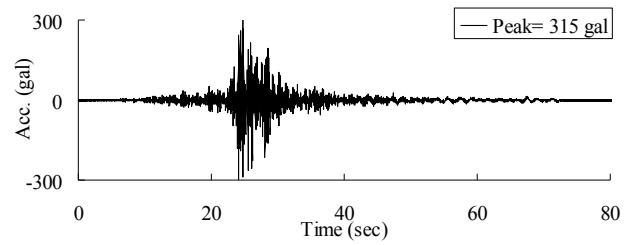
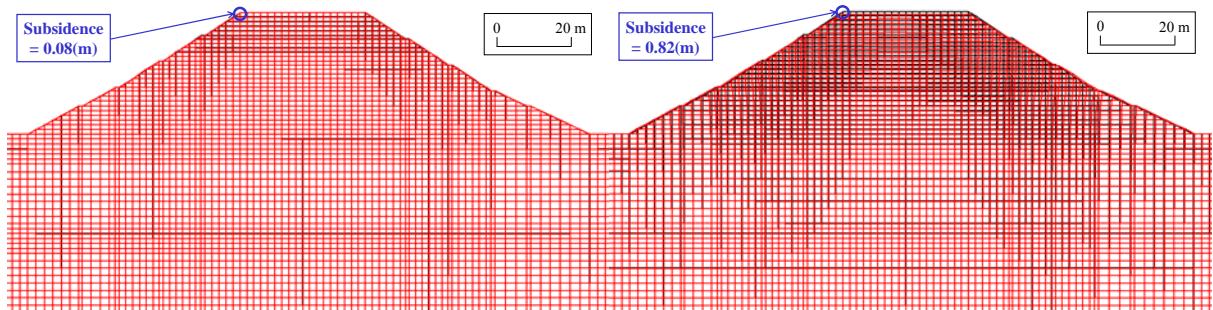


図3-7-39 入力地震動



(a) 常時微動計測結果に基づいた結果 (b) 単調載荷試験結果に基づいた結果

図3-7-40 等倍による残留変形状況

表3-7-9 地震応答解析のためのパラメター一覧

入力パラメーター		盛土					基礎地盤			
		E1	E2	E3	E4	E5	As1	As2	Dc	Ds
■	平均拘束圧 σ_m (kPa)	38.9	119.7	205.4	280.3	358.6	455.8	606.9	755.7	908.5
	拘束圧パラメータ m_G (-)			0.5					0.5	
	拘束圧パラメータ m_K (-)			0.5					0.5	
	間隙率 n (-)	0.41	0.43	0.39	0.39	0.38	0.43	0.45	0.39	0.47
	最大減衰定数 H_{max} (-)	0.24	0.23	0.26	0.29	0.31	0.23	0.27	0.17	0.29
	粘着力 c' (kPa)	11	13	14	18	21	9	12	83	15
	内部摩擦角 ϕ' (deg.)	32	32	35	36	36	33	36	14	37

<3-7 節の参考文献>

- 1) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 2) Towhata, I. and Ishihara K.: Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. of 5th International conference on numerical method in geomechanics*, Nagoya, pp.523-530, 1985.
- 3) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 李黎明, 加納誠二, 山下典彦: 地震時の斜面の変形量評価における解析手法および入力地震動の選定, 日本地すべり学会誌, Vol.45, No.1, pp.64-71, 2008.
- 4) 秦吉弥, 一井康二, 李黎明, 土田孝, 加納誠二: 傾斜基盤を有する盛土の地震応答特性に関する動的遠心模型実験, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.295-304, 2007.
- 5) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 李黎明, 加納誠二: 上下動が傾斜基盤を有する盛土の地震時応答に及ぼす影響, 土木学会地震工学論文集, Vol.29, pp.305-313, 2007.
- 6) 一井康二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集(CD-ROM), Vol.28, No.188, 2005.
- 7) 福政俊浩, 村上晴茂, 西原玲二, 木村裕之, ラザビ・ソヘイル: 自然斜面の耐震工法に関する実験と解析(その2), 第36回地盤工学研究発表会講演概要集, No.1173, pp.2315-2316, 2001.
- 8) Athappaththu, A. M. R. G., Tsuchida, T., Suga, K., Kano, S.: A lightweight dynamic cone penetrometer for evaluation of shear strength of natural masado slopes, *Jour. of JSCE C*, Vol.63, No.2, pp.403-416, 2007.
- 9) 秦吉弥, 一井康二, 土田孝, 加納誠二: 降雨による盛土の耐震性低下に関する一考察, 土木学会論文集C, Vol.65, No.2, pp.401-411, 2009.
- 10) 秦吉弥, 一井康二: 降雨の影響を考慮した盛土の材料物性の評価と耐震性評価, 地盤工学会誌, Vol.58, No.2, Ser.No.625, pp.26-29, 2010.
- 11) 秦吉弥, 一井康二, 柴尾享, 牧野孝久: 1968年十勝沖地震および1994年三陸はるか沖地震による被災盛土の再現解析, 降雨と地震に対する斜面崩壊機構と安定性評価に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.333-336, 2009.
- 12) 秦吉弥, 一井康二, 野津厚: 経験的サイト增幅・位相特性を考慮した八戸市簀子渡における強震動の推定, 地盤と建設, 地盤工学会, Vol.27, No.1, pp.23-31, 2010.
- 13) 秦吉弥, 一井康二: 降雨の影響を考慮可能な盛土斜面の動的解析, 日本地すべり学会誌, Vol.48, No.4, 2011.7.
- 14) Lachet, C. and Bard, P. Y.: Numerical and theoretical investigation on the possibilities and limitation of the "Nakamura's" technique, *Journal of Physics of the Earth*, Vol.42, pp.377-397,

1994.

- 15) 秦吉弥, 一井康二, 村田晶, 野津厚, 宮島昌克, 常田賢一: 常時微動計測を利用した道路盛土のせん断波速度の評価-2007年能登半島地震で被災した能登有料道路を例として-, 日本地すべり学会誌, Vol.48, No.6, 2011.11. (投稿中)
- 16) 秦吉弥, 一井康二, 村田晶, 野津厚, 宮島昌克, 常田賢一: 常時微動計測を用いた道路盛土におけるせん断波速度構造の評価, 第 46 回地盤工学研究発表会講演論文集, No.892, pp.1783-1784, 2011.
- 17) 秦吉弥, 一井康二, 村田晶, 野津厚, 宮島昌克: 経験的サイト增幅・位相特性を考慮した線状構造物における地震動の推定とその応用-2007 年能登半島地震での道路被災を例に-, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.799-815, 2010.

*本稿の検討内容はFLIP研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討事例である。

3-8 地下構造物および地下埋設物

3-8-1 地下構造物の検討事例*

(1) はじめに

開削トンネル、ボックスカルバート等の鉄筋コンクリート製の地下構造物の耐震設計においては、地盤や構造物の動的相互作用を考慮して断面方向の地震時挙動を評価し、その性能を照査する場合がある¹⁾。特にレベル2地震動を考慮する場合には、周辺地盤に液状化が発生し、構造物が非線形挙動する場合が想定されるため、これらの影響を考慮して構造物の地震時挙動を評価することが必要となる。そのような状態の地震時挙動を評価する方法としては、部材非線形性を考慮した有効応力法に基づく解析が有力な方法として考えられる。

本節では、地中ボックスカルバートのような地下構造物に対して、周辺地盤が液状化しつつ、部材が塑性化した地盤・構造物系の振動台実験²⁾³⁾を対象に、部材非線形性を考慮した有効応力法(FLIP)の妥当性の検証例⁴⁾について、既往の文献⁸⁾(溜ら、2001)を参照して示す。併せて、鉄筋コンクリート製地下構造物を対象に、鉄筋コンクリート部材の復元力特性を考慮して地震時挙動解析を行った例を示す。

(2) 振動台実験および結果の概要²⁾³⁾

地中ボックスカルバートを模擬した振動台実験²⁾³⁾は、図3-8-1-1に示すように、長さ1.2m、高さ1.0m、奥行き0.8mのせん断土槽内に、ボックスカルバートを想定した地盤・構造物系モデルを作成して行った。模型の断面特性を表3-8-1-1に示す。模型は異なる材質の側壁部材を用いることにより、加振により側壁部材の塑性化を期待しないもの(模型-1)、および、期待するもの(模型-2)の2種類を製作した。頂版と基部はいずれの構造物模型もアルミニウム合金とし、側壁は塑性化を期待しない模型ではアルミニウム合金(降伏強度 $\sigma_y=146\text{MPa}$)、期待する模型ではアルミニウム($\sigma_y=86\text{MPa}$)とした。模型には止水処理を施して、内部は中空とした。

実験では、側壁周辺地盤と地下構造物の動的相互作用に着目するため、頂版上部に地盤を作成せず、地表面高さは構造物頂版高さと一致させている。地盤は豊浦砂で水中落下法により作成し、相対密度は30%～40%とした。加振振動数は3Hzまたは5Hz、最大加速度振幅は50gal～500galの範囲で変化させた。入力波形は正弦波とし、定常振幅部分10波、その前後に5波の立ち上がりおよび終息の波形を考慮した。

尚、実験方法の詳細、結果の分析については参考文献9)10)に詳述されている。

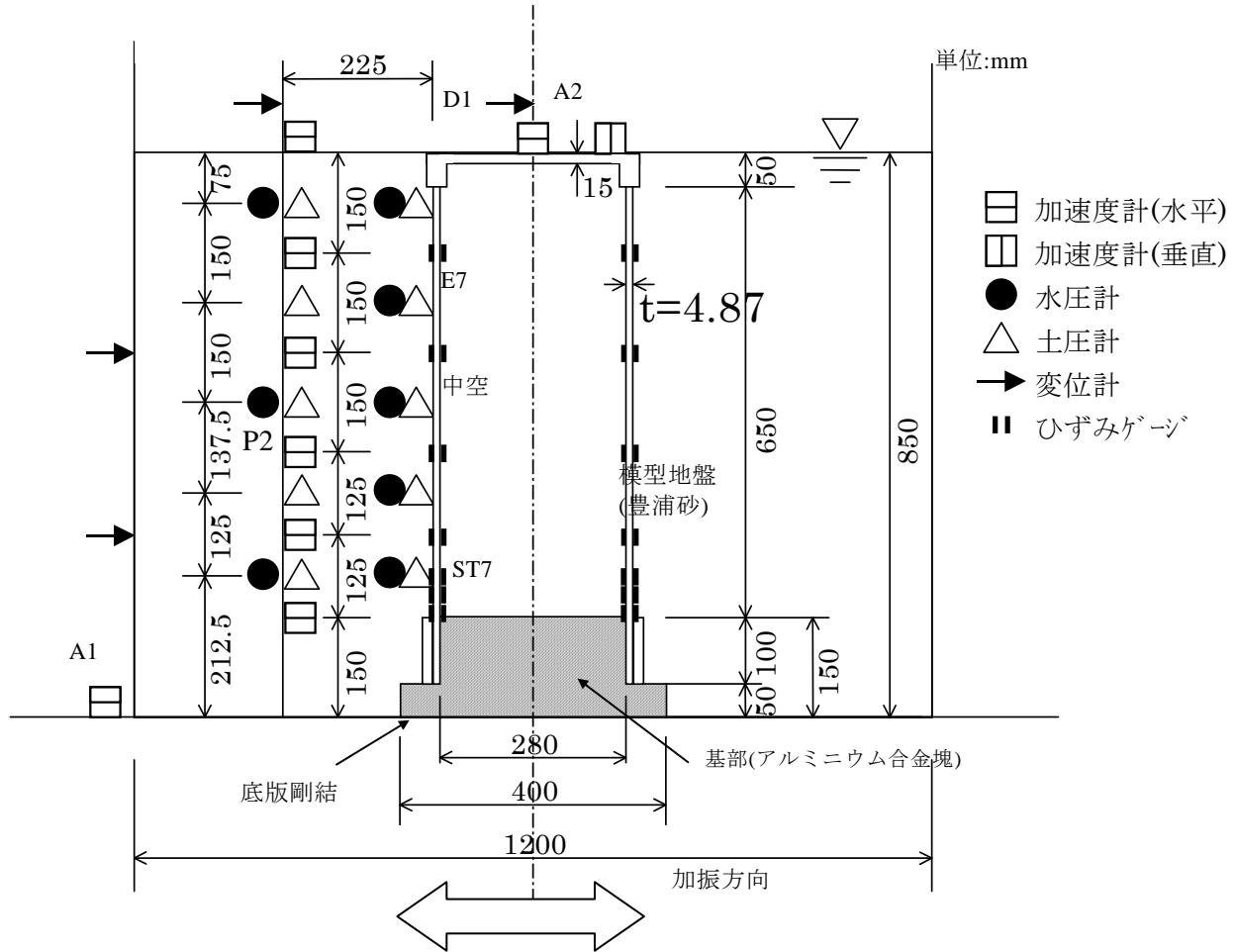


図 3-8-1-1 実験モデル

表 3-8-1-1 模型の断面特性

		材質	板厚 t (mm)	断面積 A(m ² /m)	断面二次モーメント I(m ⁴ /m)	曲げ剛性 EI(Nm ² /m)	全塑性モーメント Mp (Nm/m)
側壁	模型-1	アルミニウム合金 (A5083P)	4.97	0.00497	1.02×10^{-8}	765	901
	模型-2	アルミニウム (A1070P)	4.87	0.00487	9.63×10^{-9}	664	511
頂版		アルミニウム合金 (A5083P)	15.0	0.015	2.81×10^{-7}	20960	8213

注) ヤング係数、A1070P : E=69GPa、A5083P : E=75GPa、降伏応力度、A1070P : $\sigma_y = 86\text{MPa}$ 、A5083P : $\sigma_y = 146\text{MPa}$
 M_p :全塑性モーメント($=\sigma_y Z_p$)、 Z_p :塑性断面係数($=1.5Z$)、 Z :断面係数($=bt^2/6$)、 b :部材幅(ここでは単位幅)、 t :部材厚

模型-1 の実験結果を図 3-8-1-2 に、模型-2 の実験結果を図 3-8-1-3 に示す。全塑性モーメント M_p を曲げ剛性 EI で除した曲率を降伏曲率 ϕ_p とし、部材の曲率がこれを超えた場合を塑性化と定義した。両者を比較すると加振条件は同様であるため、地盤の過剰間隙水圧の時刻歴はほとんど変わらない。しかしながら、側壁部材の降伏強度が両者で大きく異なるため、模型-1 では全時刻通して降伏曲率 ϕ_p を超えないのに対し、模型-2 では 3.355 秒の時点では塑性化している。また、図 3-8-1-3(b)に示す模型-2 の初期塑性化時および最大曲率発生時点の曲率を見ると、側壁下部における曲率の増大が顕著であることがわかる。

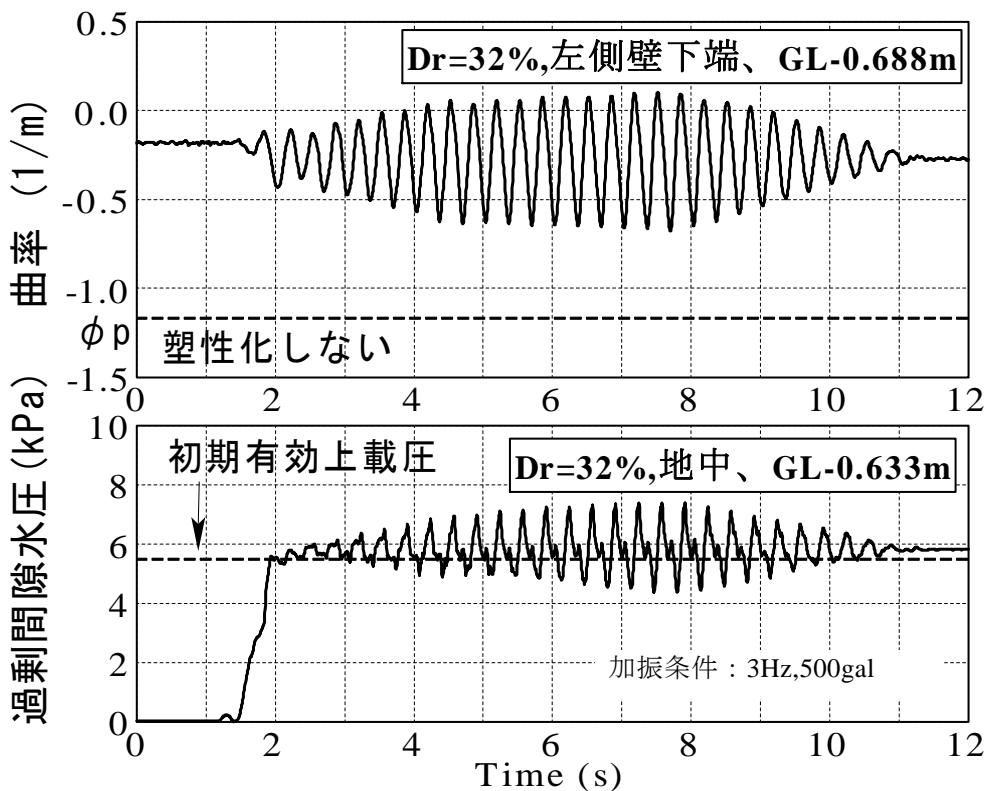
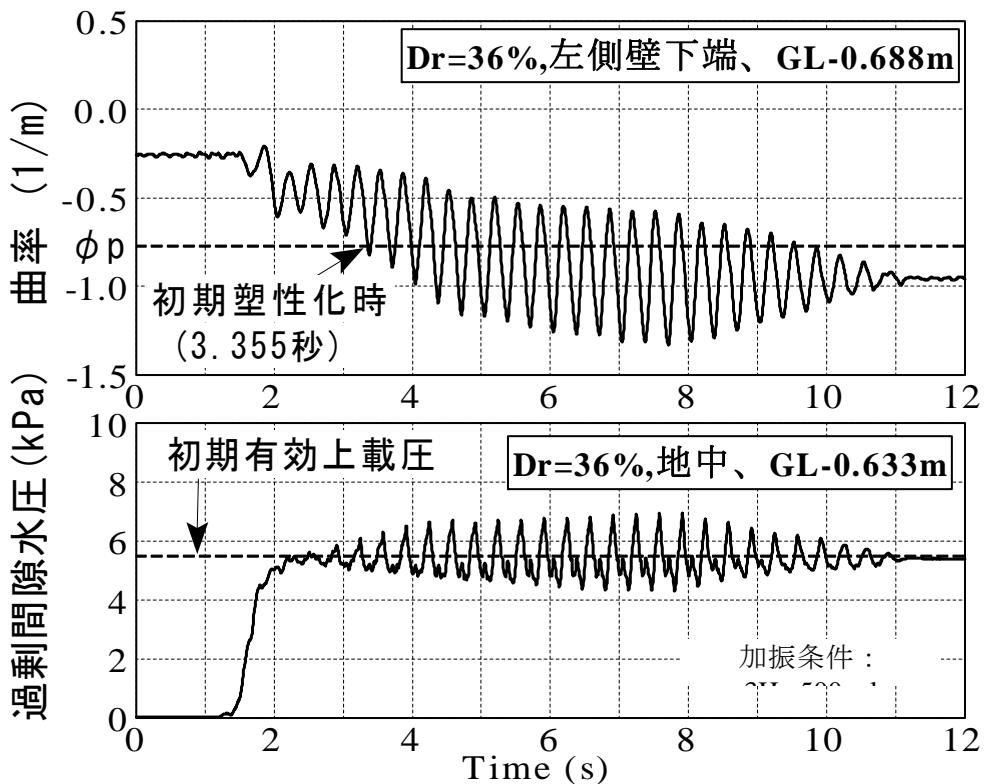
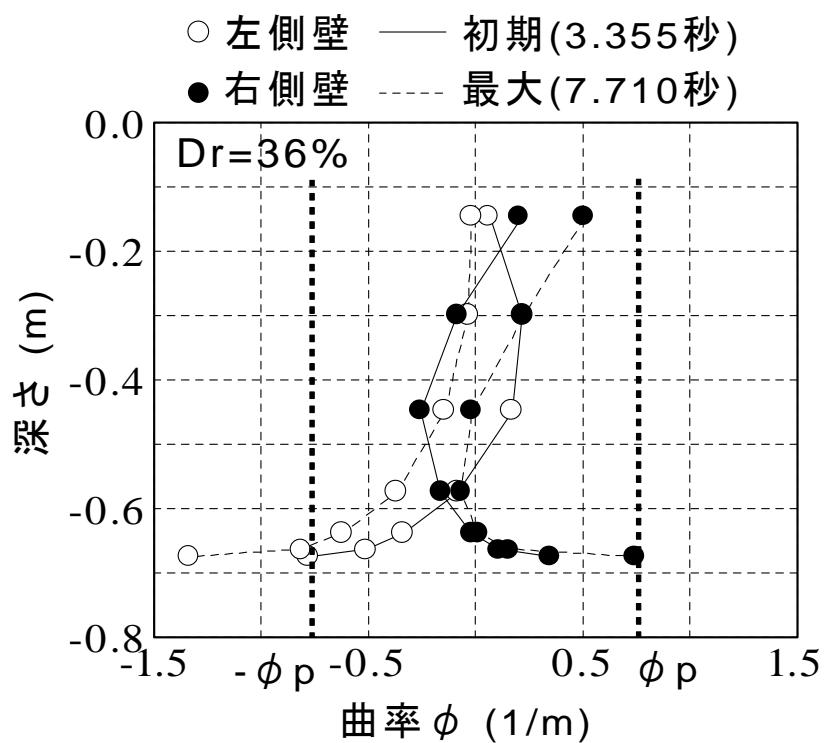


図 3-8-1-2 模型-1 の実験結果(塑性化なし)



(a) 側壁下端曲率および過剰間隙水圧



(b) 塑性化時の曲率分布

図 3-8-1-3 模型-2 の実験結果(塑性化あり)

(3) 振動台実験を対象とした部材非線形性を考慮した有効応力解析

本検討における解析では、地震時の液状化による構造物被害予測プログラム FLIP⁴⁾(Ver.4) を用いた。図 3-8-1-4 に 2 次元有限要素解析モデルを示す。構造物模型の頂版および側壁をはり要素、土および模型基部を平面ひずみ要素とした。境界条件は、底部は固定とし、側方は用いたせん断土槽の土槽枠が鉛直方向拘束で水平方向のみ変位できる構造であったことから水平ローラーとし、右端と左端の水平変位を等しくする周期境界とした。側方の節点には土槽枠の質量を集中質量要素として考慮した。側壁のはり要素には、図 3-8-1-5 に示すように部材の曲げ試験結果に基づいた非線形の曲げモーメントと曲率の関係をトリニアの関係で考慮した。復元力特性については、図 3-8-1-6 に示す復元力特性を用いた。これを用いて構造物模型の頂部に荷重を与えた場合の、荷重と頂部水平変位の関係を解析で求めたところ、図 3-8-1-7 に示すように試験結果とほとんど一致する結果となり、選定した復元力特性が妥当であることが確認された。表 3-8-1-2 に示す土のパラメータは、要素試験結果、同様のせん断土槽を用いて構造物を入れず地盤のみとしたモデルの微振動試験結果および同加振実験結果をもとに設定した。解析は、表 3-8-1-3 に示す実験ケースを対象に実施した。ケース毎に地盤の相対密度は微妙に異なるが、全て Dr=30%～40% の緩詰地盤であることから、土の物性はほとんど同様とみなして全ケース共通のパラメータを用いて解析を行った。

注) せん断土層のモデル化では、側方境界の鉛直方向の拘束を自由とする場合もある。

理論編 3-2 参照。

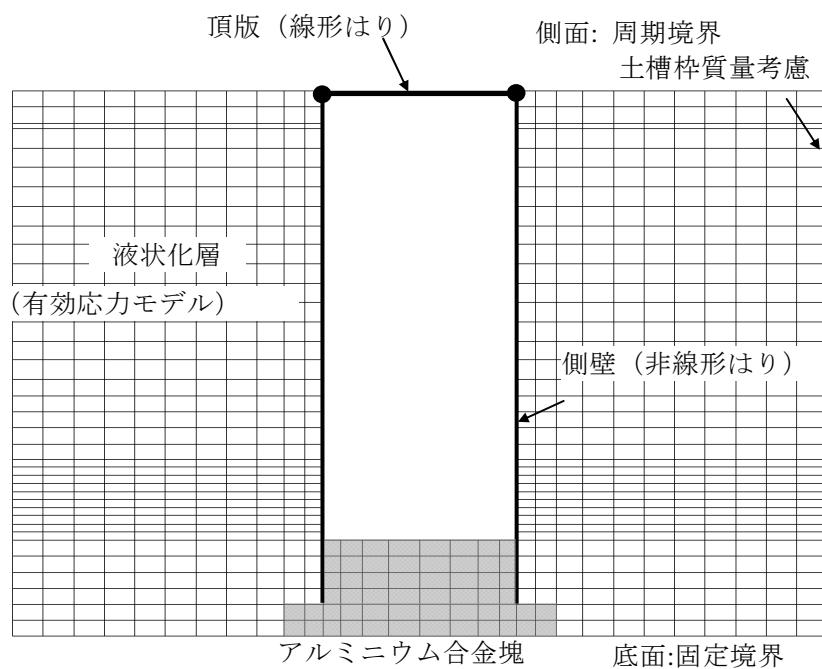


図 3-8-1-4 2 次元有限要素解析モデル

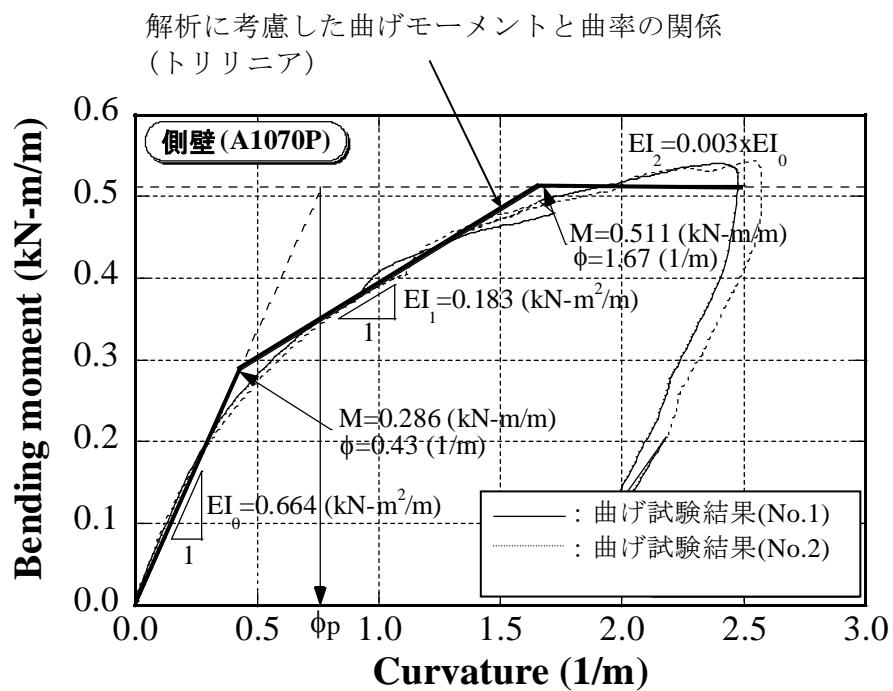


図 3-8-1-5 側壁の非線形特性

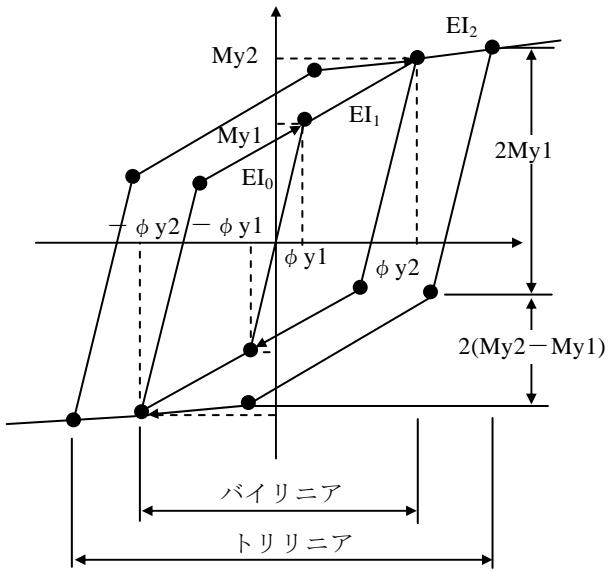


図 3-8-1-6 復元力特性

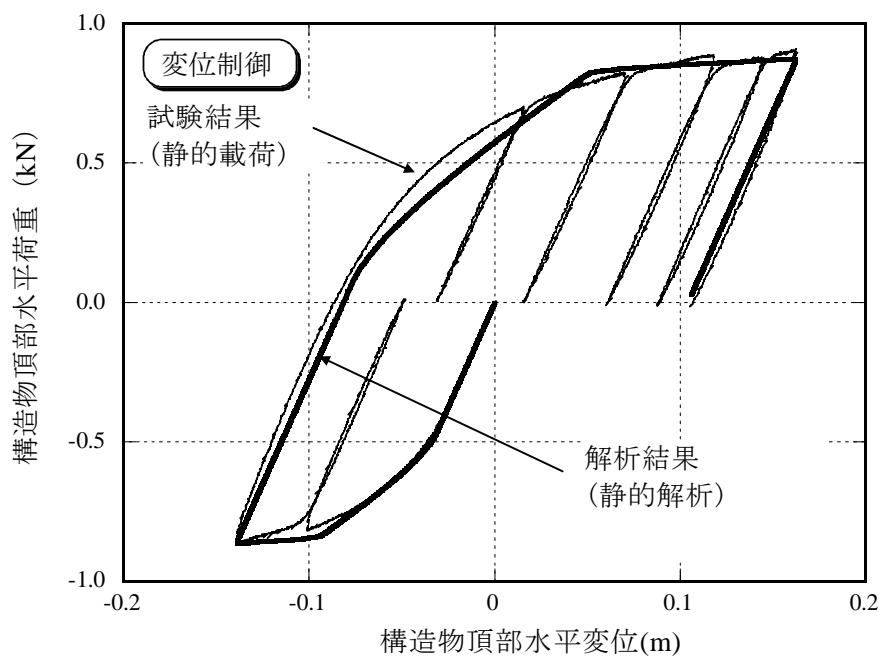


図 3-8-1-7 模型頂部の荷重と変位の関係

表 3-8-1-2 解析で用いた土のパラメータ

(a)動的変形パラメータ

(b)液状化パラメータ

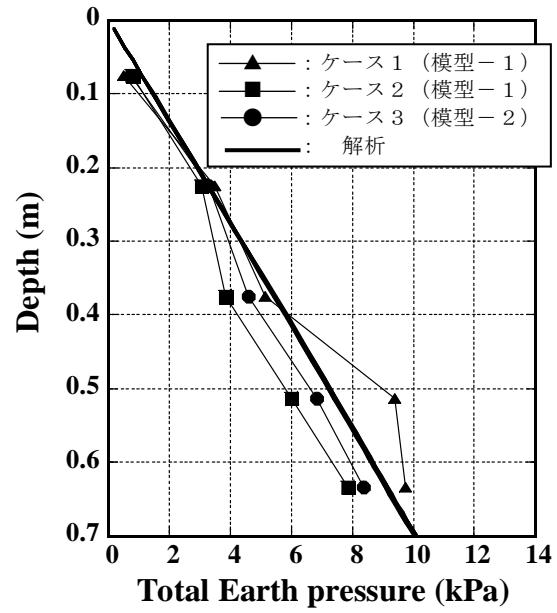
質量密度 ρ_t (t/m ³)	1.894	変相角 ϕ_p (度)	28
間隙率 n	0.46	S_1	0.0005
平均有効拘束圧 σ_{m0}' (kPa)	2.82	w_1	1.5
初期せん断剛性 G_{m0} (kPa)	10000	p_1	1.0
m_G, m_K	0.328	p_2	1.3
体積弾性係数 K_{m0} (kPa)	26078	c_1	1.5
ボアソン比 ν	0.33		
最大減衰 h_{max}	0.36		
内部摩擦角 ϕ_f' (度)	40		

表 3-8-1-3 解析対象実験ケース

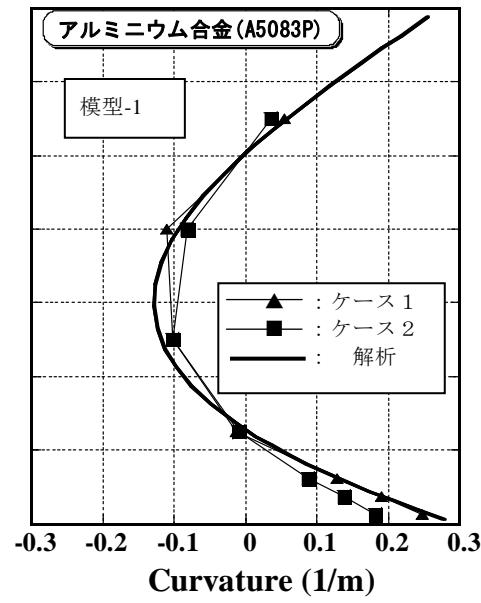
	構造物模型	地盤密度	入力加速度	入力波振動数
ケース 1	模型-1	Dr=39%	50gal	5Hz
ケース 2	模型-1	Dr=32%	500gal	3Hz
ケース 3	模型-2 (塑性化)	Dr=36%	500gal	3Hz

動的解析の初期値は、2段階の自重解析により算定した。すなわち、まず側部地盤と構造物側壁の接触部分を2重節点にすることで切り離し、地盤端部を鉛直ローラーとして自重を作らせ、次に、反力として求まった水平方向有効土圧と静水圧を構造物のみに作用させた。解析による初期値を実験計測結果とあわせて図 3-8-1-8 に示す。全土圧、模型側壁曲率とともに解析結果は実験結果と概ね一致しており、初期値の算定方法が妥当であるといえる。

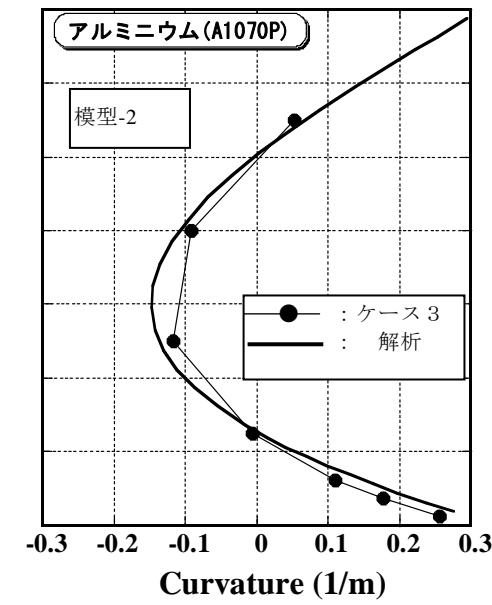
動的解析は、それぞれ振動台上(図 3-8-1-1、A1)で計測された加速度をモデル底面に固定入力して行った。土と構造物の接触部分には、ジョイント要素等は考慮せず、完全密着として解析した。解析結果の一例として、構造物の側壁下端が塑性化したケース 3 の過剰間隙水圧(P2)、構造物頂部変位(D1)、側壁下端曲率(ST7)および全土圧(E7)の時刻歴を図 3-8-1-9 に示す。過剰間隙水圧は、実験では2秒付近で上昇しきっているが、解析は実験の水圧上昇過程の様子をよく再現している。解析の構造物頂部変位は、全時間を通して実験を同位相でよく追隨している。側壁下端の曲率を比較すると、実験では加振とともに徐々に増大し、3秒付近で降伏曲率に達しているのに対し、解析では、やや早く降伏曲率に達しているが、加振とともに曲率が増大する様子をよく再現している。土圧に関しては、若干の位相の違いは見られるが、1秒～2秒に見られる過剰間隙水圧の上昇に伴う土圧増加の様子や、それ以降の動的振幅について、解析は実験をよく再現している。



(a) 土圧



(b) 側壁の曲率(模型-1)



(c) 側壁の曲率(模型-2)

図 3-8-1-8 解析で求めた初期状態と実験結果の比較

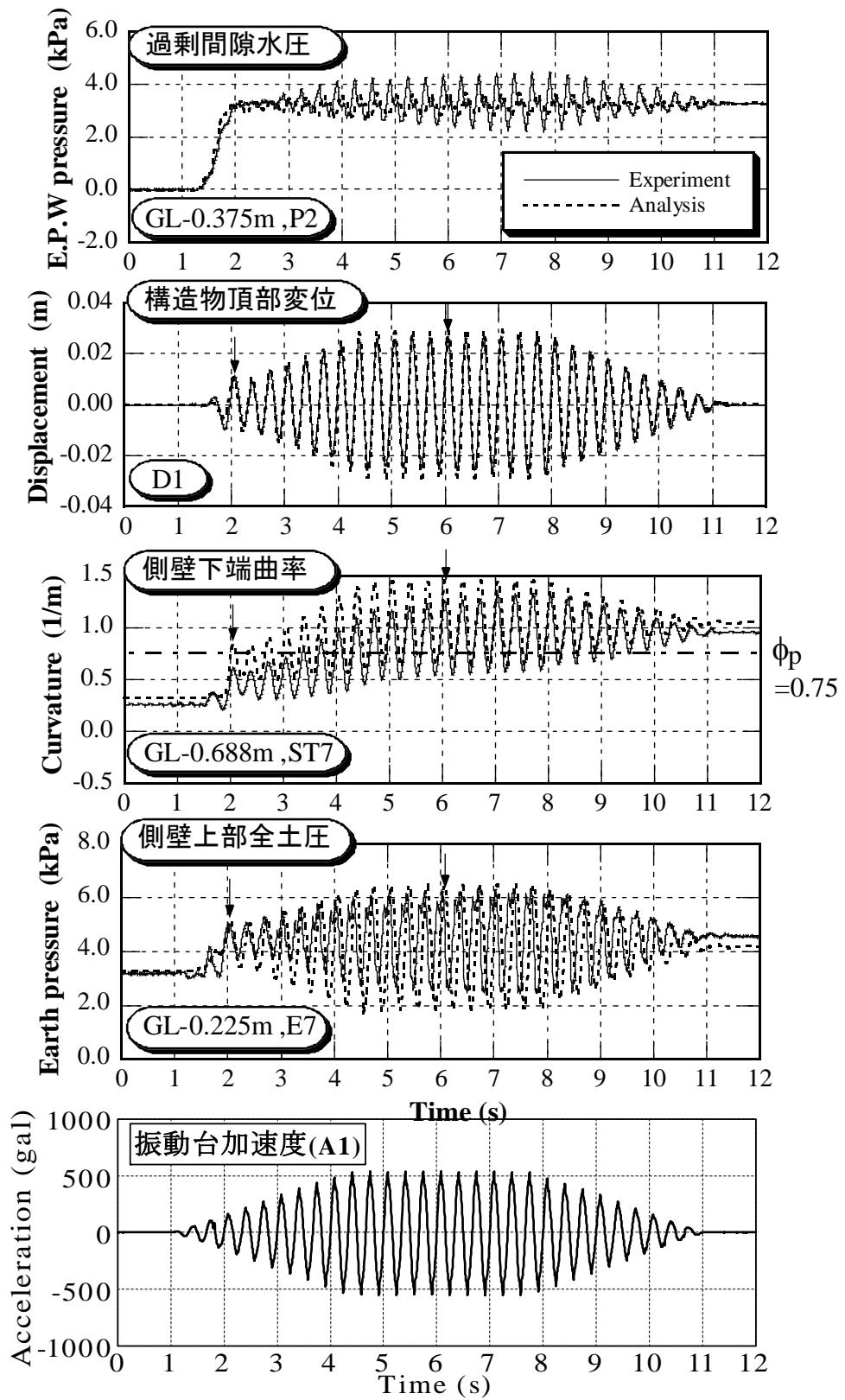


図 3-8-1-9 時刻歴（ケース 3、模型 2）

図3-8-1-10に、3ケースの過剰間隙水圧比が1.0に至る繰返し回数、頂部変位(D1)、側壁下端曲率(ST7)および全土圧(E7)について、解析と実験結果を比較して示す。解析結果は実験結果を若干大きく評価する傾向が見られるが、入力加速度の大小(50gal, 500gal)、過剰間隙水圧比、側壁の塑性化の有無にかかわらず、ピークの値は概ね2割程度の誤差の範囲で一致している。

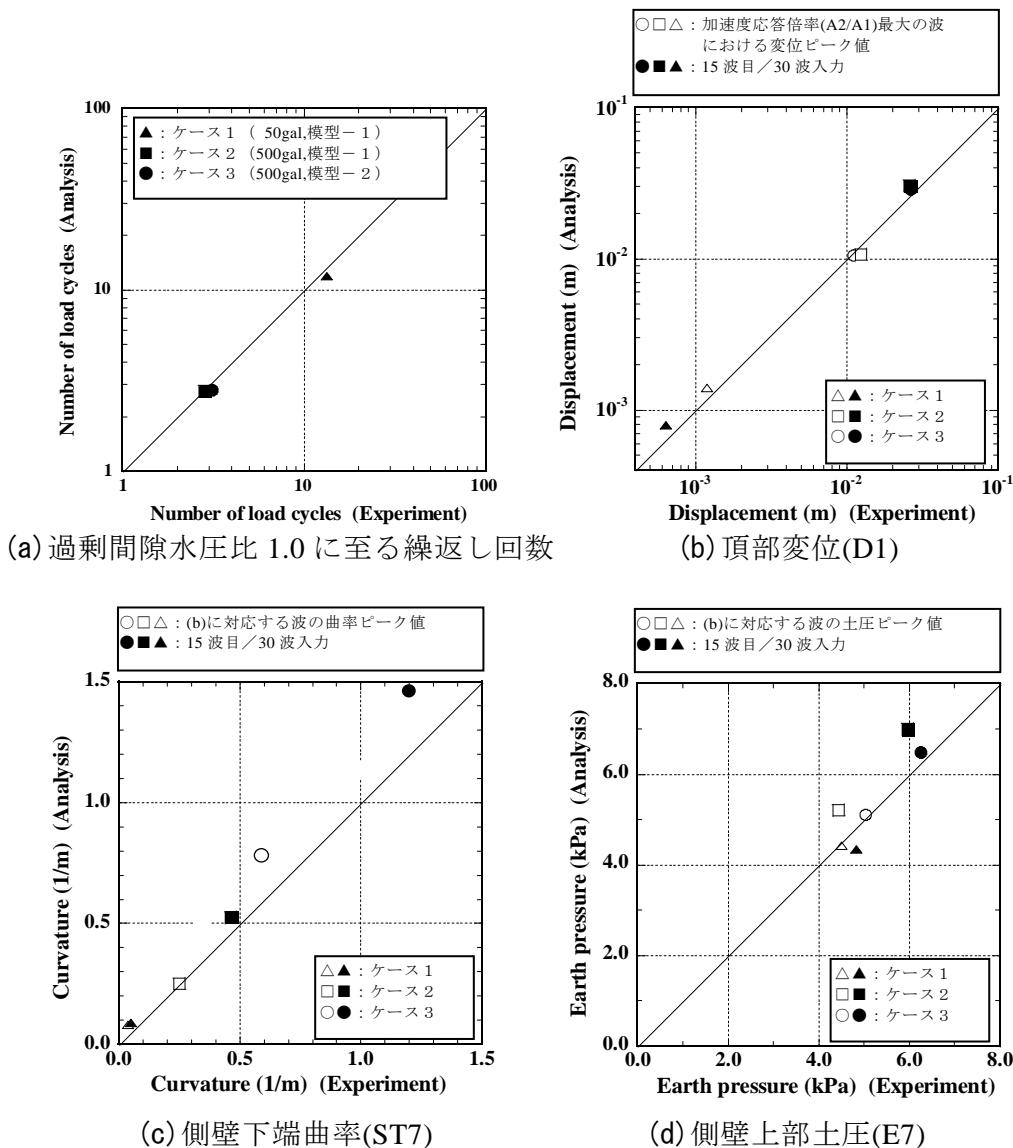


図3-8-1-10 解析結果と実験結果の比較

これらの振動台実験の解析結果から部材非線形性を考慮した有効応力法は妥当であると考えられ、取り扱う構造部材の非線形特性と復元力特性を忠実にモデル化し、土のパラメータを適切に設定して解析を行うことで、周辺地盤が液状化する際のボックスカルバート形式地下構造物の変形、土圧が定量的に評価可能であると考えられる。

(4) 地下構造物の有効応力法に基づく挙動解析

部材非線形性を考慮した有効応力法による解析の妥当性が、振動台実験を対象とした解析により示されたことから、実規模の鉄筋コンクリート製地下構造物として、コンクリート標準示方書(耐震設計編)⁵⁾の例示設計に示されている二連ボックスカルバート形状の水路を対象に、地震時挙動解析を行った。解析は、鉄筋コンクリート部材の復元力特性を考慮するため、振動台実験の解析で用いたプログラム（FLIP）に、武田モデル⁶⁾を導入して行った。

構造物の標準断面図を図3-8-1-11に、周辺地盤物性値を表3-8-1-4に、それぞれ設計例より引用して示す。地震動はレベル2地震動を想定し、図3-8-1-12に示す時刻歴波形を用いた。構造物の鉄筋コンクリート部材(以下、RC部材)は、非線形はり要素でモデル化した。

RC部材の曲げモーメントと曲率関係の骨格曲線はトリリニアとし、骨格曲線の折れ点は、図3-8-1-13に示すコンクリートおよび鉄筋の応力ひずみ関係⁷⁾を用いて、平面保持の仮定に基づき算定した。その際の軸力は、周辺地盤液状化時の軸力を用いた。骨格曲線の算定結果の一例を図3-8-1-14に示す。正側と負側で非対称になっているのは、引張側と圧縮側の鉄筋量が異なるためである。RC部材の復元力特性としては武田モデルを適用したが、その部材降伏後における履歴の模式図を図3-8-1-15に示す。ここで、除荷剛性低下指數 γ は、既往の検討結果⁶⁾を参照して0.4とした。なお、構造物の隅角部には剛域を設けた。周辺地盤の土の動的変形パラメータは、表3-8-1-4の物性値をもとに設定した。埋戻し土と沖積砂層には、所定の液状化強度となるような液状化パラメータを設定した。

2次元有限要素解析モデルを図3-8-1-16に示す。構造物の内水は流体要素、周辺地盤は有効応力モデル⁴⁾による平面ひずみ要素としている。水平方向の領域は構造物幅の約15倍とし、深さ方向については、標高-43.6mの入力基盤面までを解析領域とした。境界条件は、底面、側方とも粘性境界とした。

表3-8-1-4 地盤物性値⁵⁾

標高 AP (m)	層厚 (m)	層区分	せん 波 速 V_s (m/s)	湿潤単位 体積重量 γ'_t (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (°)	透水係数 k (m/s)	液状化強度 Rl_{20}
+4.3～-5.7	10.0	埋戻し土 F	200	19	30	7.97×10^{-5}	0.312
-5.7～-8.1	2.4	沖積砂層 As ₁	240	18	33	3.46×10^{-5}	0.302
-8.1～-9.1	1.0	洪積砂層 Ds ₁	305	18.5	38	4.60×10^{-6}	—
-9.1～-45.6	36.5		360	18.5	45	4.60×10^{-6}	—
-45.6～	—	耐震設計上の基盤 ($V_s \geq 400$ m/s)					

注) 層区分：Aは沖積層、Dは洪積層、添字sは砂層

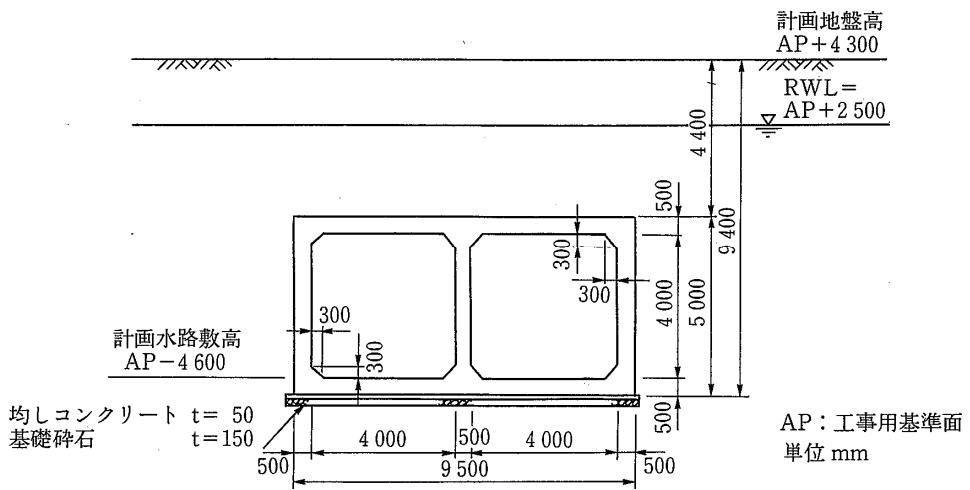
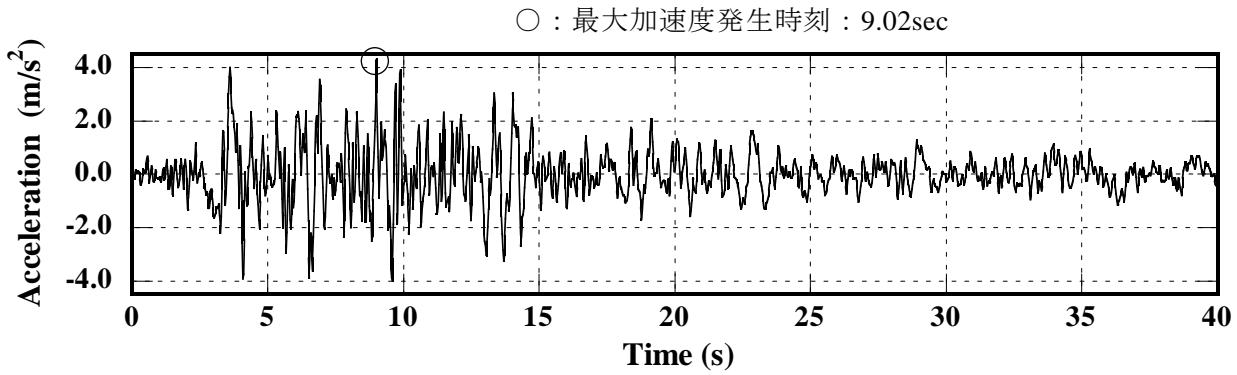


図 3-8-1-11 標準断面図⁵⁾



—レベル2地震動（カーン・カウンティ地震・タフト波）—

図 3-8-1-12 標入力地震動（最大加速度：430gal）⁵⁾

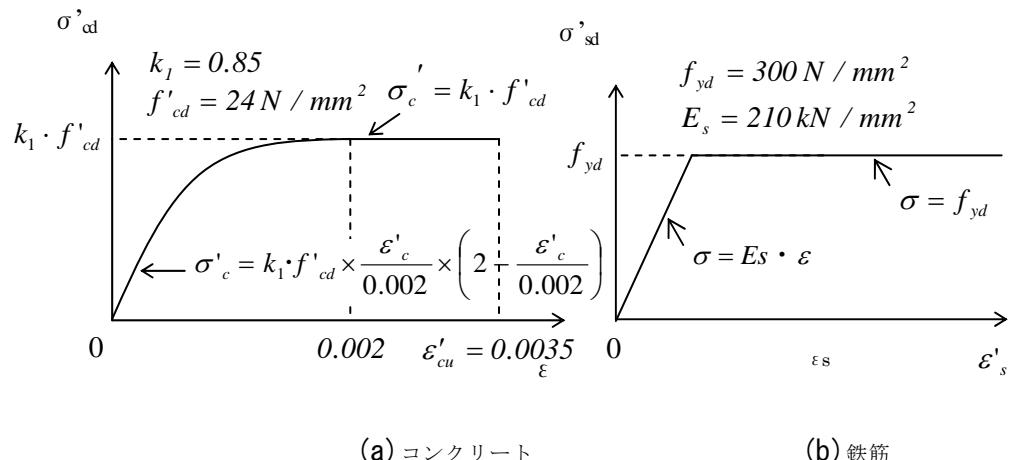


図 3-8-1-13 RC部材の骨格曲線設定に用いた応力ひずみ関係⁷⁾

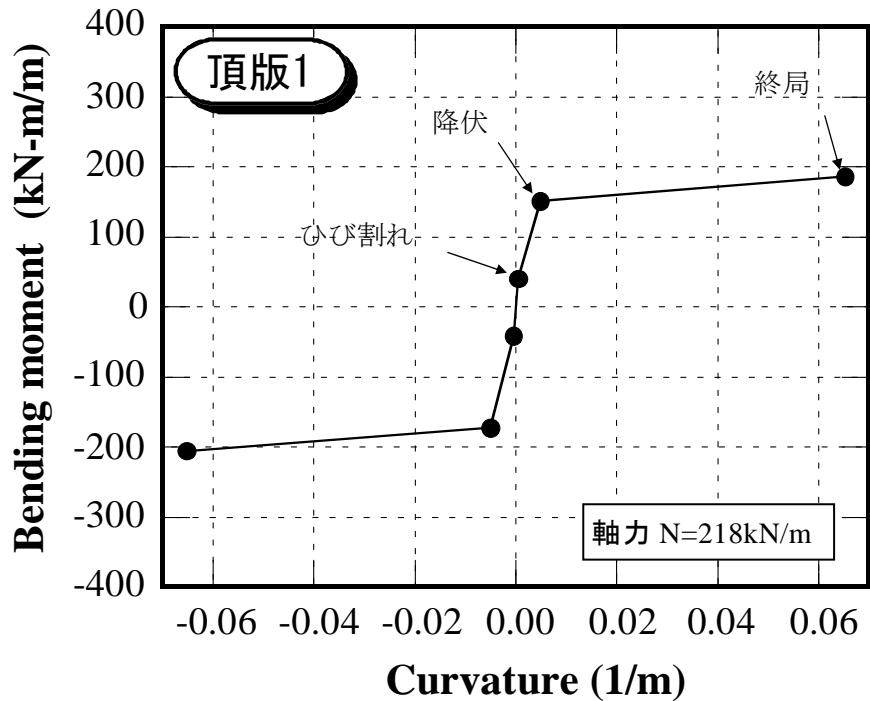


図 3-8-1-14 部材の骨格曲線の例（頂版）

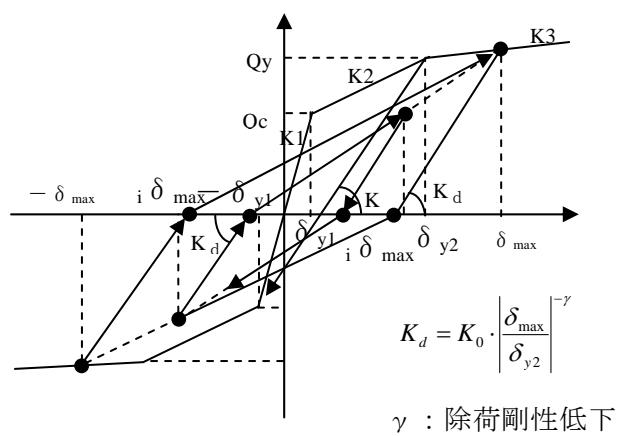


図 3-8-1-15 武田型復元力特性⁶⁾

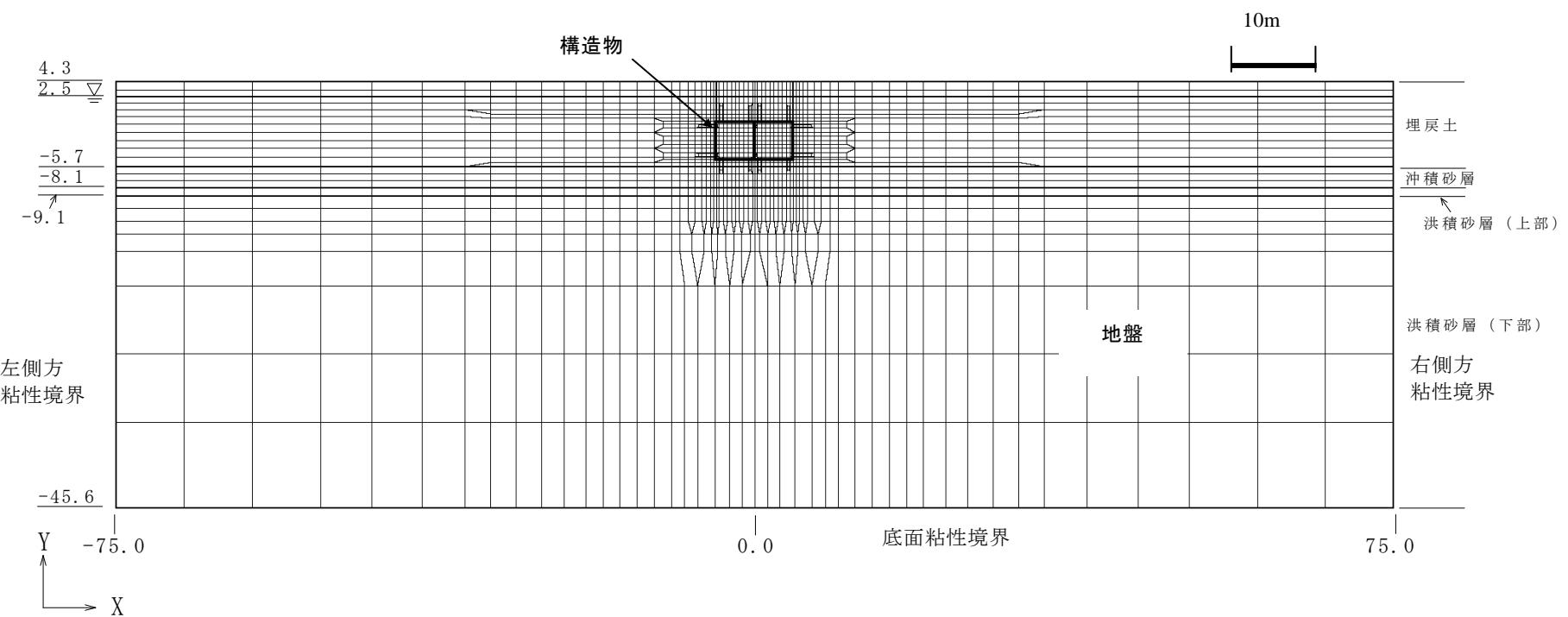


図 3-8-1-16 2 次元有限要素解析モデル

解析では、まず自重解析を行った。その際、解析上、構造物側部の土が構造物上部の土を引張ることにより不自然な初期状態とならないように、構造物側壁下端から地表面までの節点を2重節点として、側部地盤の土と、構造物およびその上部の土を鉛直変位に対し切り離して解析した。自重解析の後、動的解析を行った。この際、地盤と構造物の接触部分は、振動台実験の解析と同様、ジョイント要素等は考慮せず完全密着とした。

解析結果として、側壁に隣接する土要素の過剰間隙水圧および構造物層間変位時刻歴を図3-8-1-17に、最大過剰間隙水圧比分布を図3-8-1-18に示す。図3-8-1-17(a)に示すように側壁隣接の土要素は、入力地震動で加速度が最大となる9秒付近で過剰間隙水圧比になると0.8程度であり、その後10秒付近で過剰間隙水圧比は0.8~0.9程度に上昇しており、構造物周辺でほぼ完全液状化の状態になっていることがわかる。また、図3-8-1-18より構造物周辺の加振終了時までの最大過剰間隙水圧比は、0.9以上、部分的に0.8~0.9となることがわかる。図3-8-1-17(b)より構造物の層間変位は、過剰間隙水圧上昇過程の6.76秒で最大となっているが、その時刻付近における過剰間隙水圧は一旦低下している現象が見られる。これは構造物の変形により、その近傍土のせん断変形が大きくなり、ダイレタンシーが発生したためと考えられる。また、入力加速度最大時の層間変位は0.012mであり、最大層間変位の0.041mの1/3以下に小さくなっている。この理由として、入力波の最大加速度のピークは短周期の鋭いピークであり、比較的固有周期の長い液状化地盤には影響しなかったことが考えられる。

図3-8-1-19に最大層間変位発生時における変形図と断面力図を示す。この時点では、ほとんどの隅角部で骨格曲線の第2折れ点を超え、鉄筋が降伏する状態となっていることがわかる。図3-8-1-20に構造物各部の曲げモーメントと曲率の履歴を、対応する部材の骨格曲線とあわせて示す。側壁の履歴は片側に振動しているが、これは初期状態から初期土圧による曲げモーメントが発生しているためである。隔壁については、初期状態は原点に位置することから、概ね左右対象の履歴となっている。骨格曲線の端点は終局状態と定義(圧縮縁のコンクリートひずみ:0.35%)した点であるが、いずれの部分も終局状態には至らなかつた。

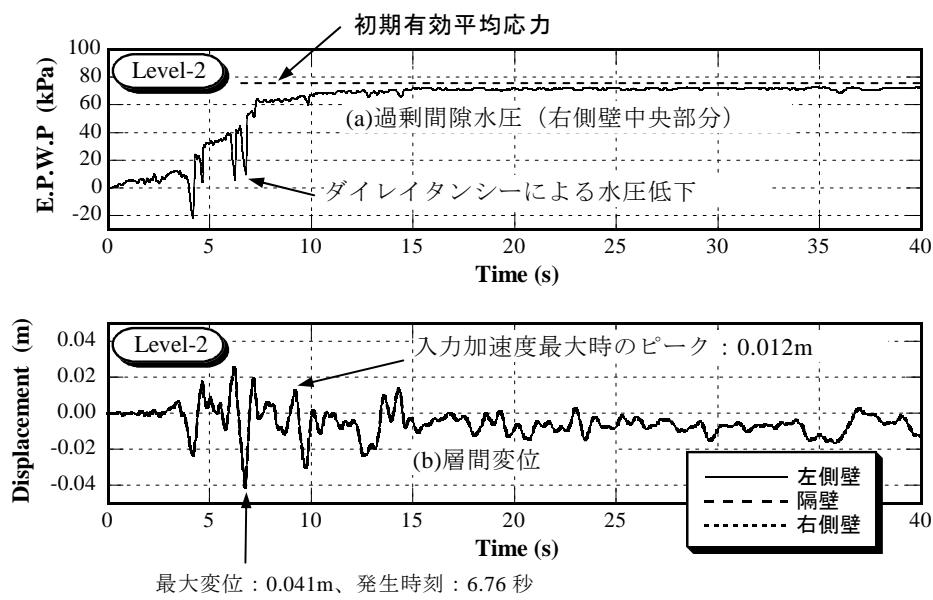


図 3-8-1-17 過剰間隙水圧および層間変位時刻歴

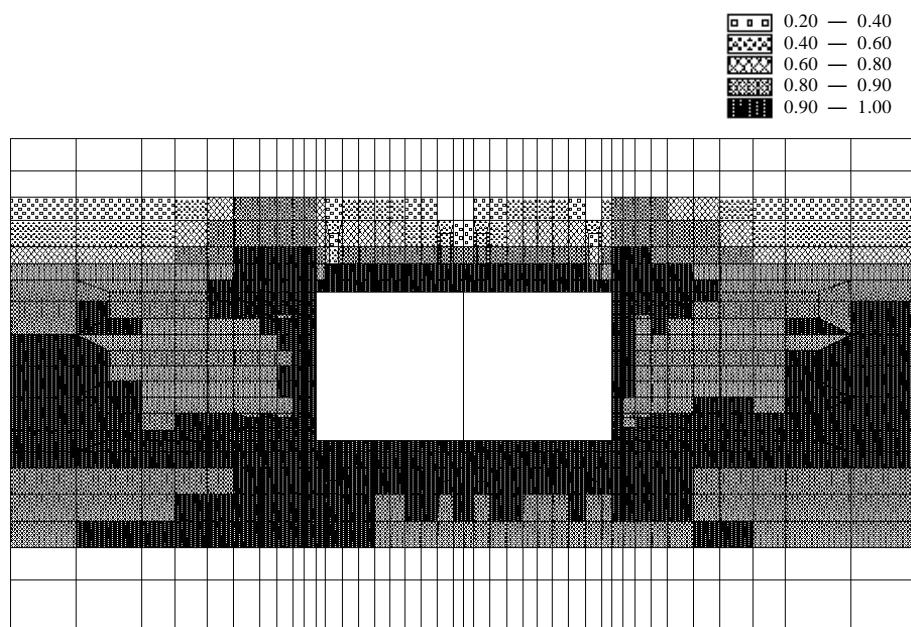


図 3-8-1-18 最大過剰間隙水圧比分布 (0~40 秒)

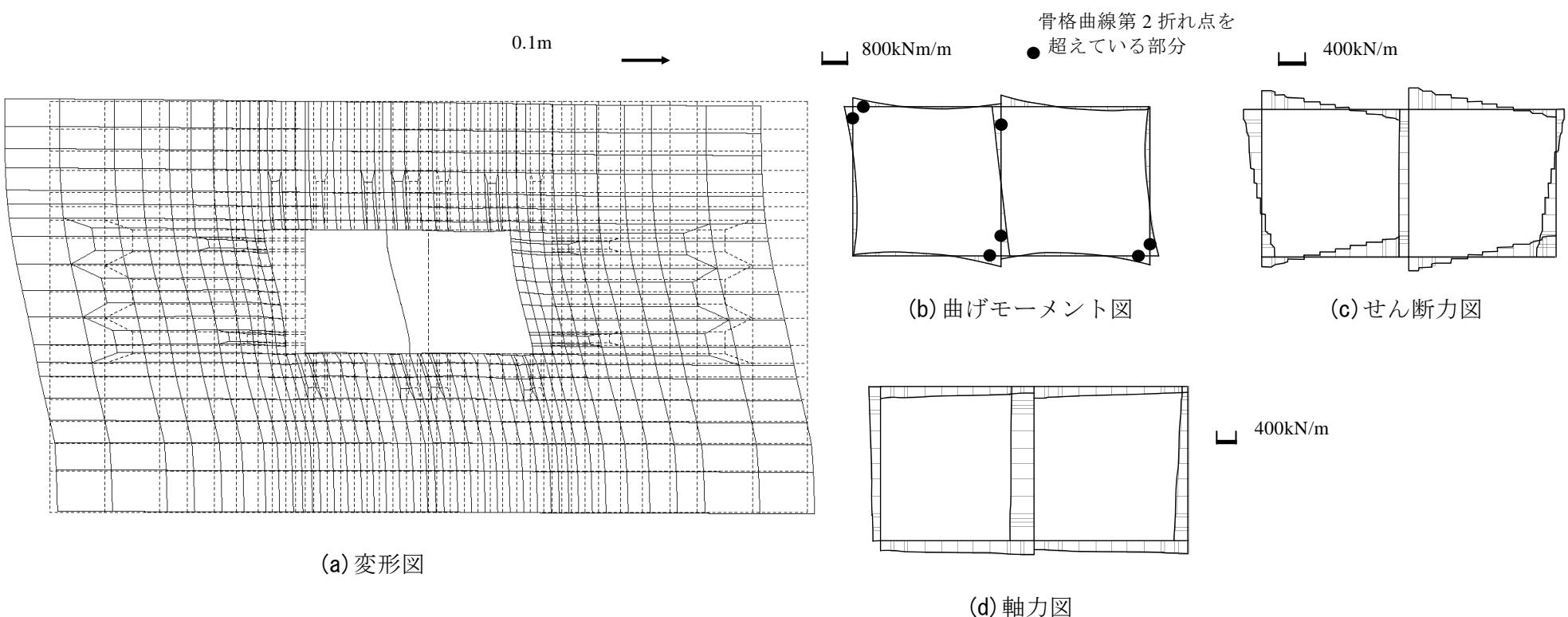


図 3-8-1-19 最大層間変位発生時（6.76 秒）の変形および断面力図

○-----○ : 骨格曲線
——— : 履歴(0~40秒)

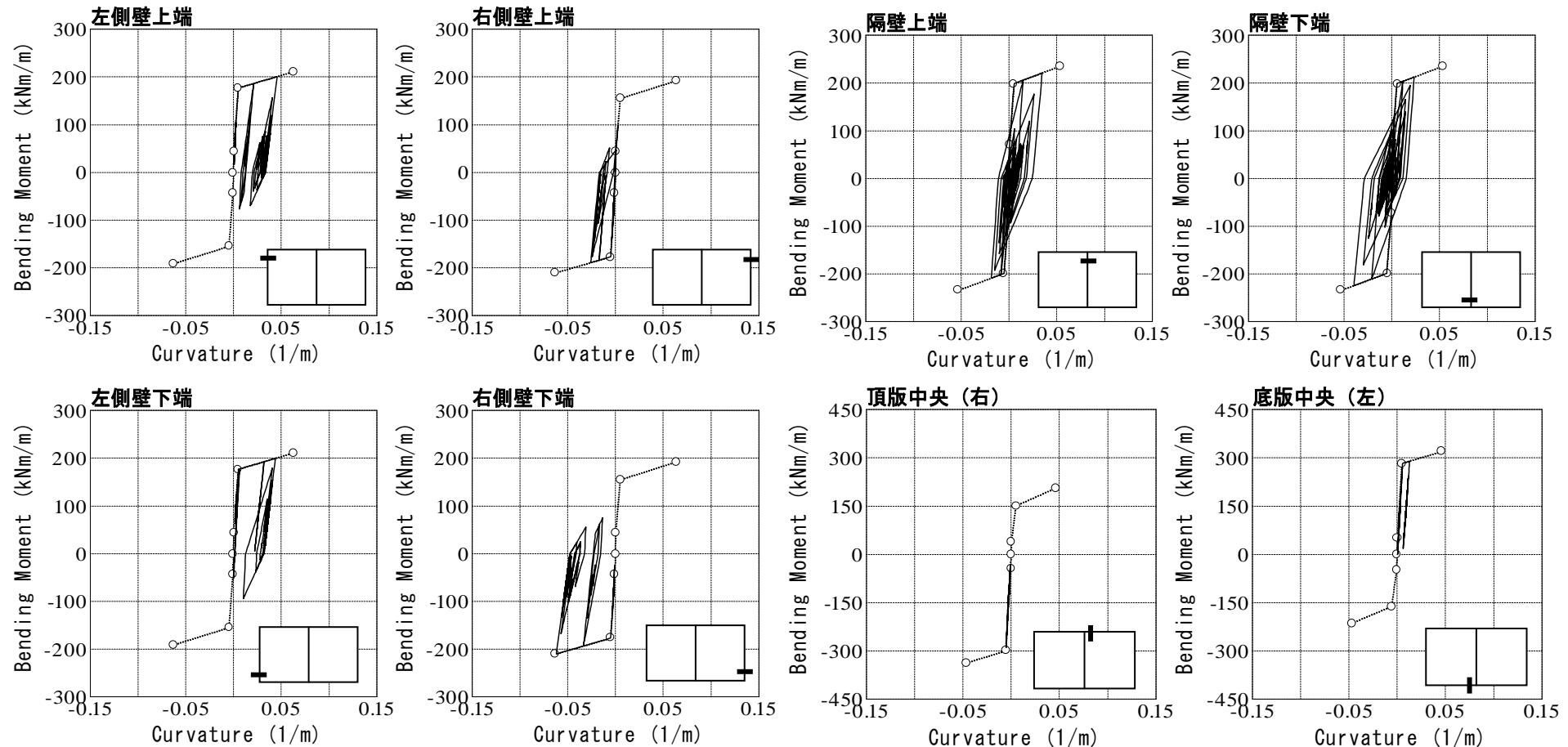


図 3-8-1-20 構造物各部の曲げモーメントと曲率の骨格曲線と履歴

(5) おわりに

液状化とボックスカルバート形式地下構造物の部材塑性化を考慮した振動台実験を対象に、部材非線形性を考慮した有効応力法(解析プログラム：FLIP)を用いた検討を行った。その結果、入力加速度の大小、過剰間隙水圧比の違い、側壁の塑性化の有無にかかわらず解析は実験結果を概ね良好に再現し、解析手法の妥当性が検証された。これを踏まえて、鉄筋コンクリート製二連ボックスカルバート形状の水路を対象に、鉄筋コンクリート部材の復元力特性を考慮できるように改良したプログラムにより、液状化を考慮した挙動解析を行い、地下構造物の地震時変形等の一評価方法を示した。

*本稿の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討事例である。

<3-8-1 節の参考文献>

- 1) 土木学会：開削トンネルの耐震設計、トンネル・ライブラリー第9号、1998.
- 2) 溜幸生・高橋誠・東畠郁生：塑性化を考慮した液状化地盤中の地下構造物に関する振動台実験、土木学会第55回年次学術講演会講演概要集, I-B140, 2000.
- 3) 溜幸生・東畠郁生・高橋誠：液状化地盤と地下構造物の動的相互作用に関する振動台実験、第36回地盤工学研究発表会, pp.2003-2004, 2001.
- 4) Iai,S.,Matsunaga,Y. and Kameoka,T. : Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, Soils and Foundations, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書、耐震設計編、平成8年。
- 6) (財) 土木研究センター：平成8年度、耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書、平成9年5月。
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書、設計編、平成8年。
- 8) 溜幸生・津田守：部材非線形性を考慮した有効応力法に基づく地下構造物の挙動解析、地盤工学会第46回地盤工学シンポジウム、一地盤・構造物の変形とその評価一、平成13年度論文集, pp.37-42, 2001.
- 9) Tamari, Y. and Towhata, I. : Seismic Soil-Structure Interaction of Cross Sections of Flexible Under-ground Structures Subjected to Soil Liquefaction, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.43, No.2, pp.69-87, April 2003.
- 10) 溜幸生: Shaking Table Model Tests on Dynamic Interaction between Cross Section of Flexible Underground Structures and Liquefied Soil (液状化地盤と埋設柔構造物断面の動的相互作用に関する実験的研究), 東京大学博士論文、2003.11.

3-8-2 埋設管の浮き上がり

液状化地盤に設置された埋設管の浮上量予測に対する FLIP の適用性を明らかにすること、また、必要に応じて浮上量予測の精度向上のための FLIP の改良の方向性を探ることを目的とし、平成 14 年度に、浮き上がり WG の検討が実施された。主な活動内容は、地盤工学会の「液状化による地中埋設構造物の浮き上がり被害に関する研究委員会」が主催する、液状化地盤に設置された埋設管模型の大型振動台による浮上実験を対象とした一斉ブラインド解析に参加して、浮上量予測解析結果と実験結果との比較を行うものであった。

検討の手順を図 3-8-2-1 に、主な結論を表 3-8-2-1 に示す。

図 3-8-2-1 における各検討項目は下記の通りである。

- ① ブラインド解析に 5 チーム（物性値標準設定、低拘束圧下要素試験参照、物性値簡易設定、簡易大変形解析、アンケートの 5 チーム）で参加した。
- ② 振動台実験の結果とブラインド解析結果との比較を行い、予測結果と実際の挙動の違いについて検討を行った。また、考えられる解析パラメータを変化させ、応答性状に与える影響について検討を行った。
- ③ 実際に加振した入力加速度波形、模型地盤計測結果より得られた密度や初期せん断剛性を反映し、予測解析を再実施した。また、ブラインド解析と同様に実験結果との比較、パラメータスタディーを行い、結果の評価を行った。
- ④ 実験結果と解析結果との差について検討し、プログラムに若干修正を加えることで浮上メカニズムの検討を行った。
- ⑤ 地中埋設構造物の浮上量推定を行う場合の課題、改良の方向性について整理を行った。

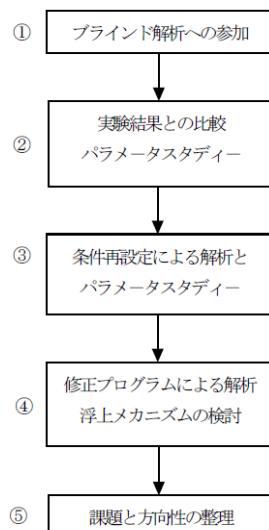


図 3-8-2-1 埋設管の浮き上がりにおける検討手順

表 3-8-2-1 埋設管の浮き上がりの検討における結論

作業項目	検討結果の概要
①プラインド解析への参加	<p>1) 物性値標準設定では、CASE-1～CASE-6 の浮き上がり性状を解析的に表現できたが、実験結果に対してやや小さめの値となった。低拘束圧下要素試験参照では、さらに小さめの値であった。</p> <p>2) 簡易設定チーム、直感チームの予測結果は実験値に近く、表彰を受けた。</p>
②実験結果との比較・パラメータスタディー	<p>1) 解析結果ではパイプ直下の地盤がパイプの浮上により過剰間隙水圧が低下し、せん断剛性が回復する現象となっている。しかし、実験ではそれほど敏感ではなかった。</p> <p>2) パイプ直上の地盤はパイプの浮き上がりによって過剰間隙水圧が低下する現象が認められた。しかし、微小変形理論では表現できず、簡易大変形解析結果の適合性が高かった。</p> <p>3) パイプ直下地盤のせん断剛性の回復を抑制するため、状態変数 S の上限値を仮に 0.4 に設定して解析を行った。この結果、過剰間隙上昇後の鉛直変位の伸びが実験結果と適合することがわかった。</p> <p>4) 積分法の違いによる影響は小さいが、時間刻み Δt とレー減衰係数 β の影響は比較的大きい。しかし、鉛直変位や過剰間隙水圧の上昇の傾向はそれほど変化がなかった。</p> <p>5) 液状化パラメータの違いは過剰間隙水圧と鉛直変位の立ち上がりに影響を及ぼすが、その後の伸びに対しては影響が小さかった。</p>

表 3-8-2-1 (つづき) 埋設管の浮き上がりの検討における結論

作業項目	検討結果の概要
③条件再設定による解析・パラメータスタディー	<p>1) 低拘束圧条件での液状化パラメータを用いると、初期段階の挙動は実験結果と適合性が高くなった。しかし、過剰間隙水圧上昇後の挙動はやはり解析結果が実験結果に対して浮き上がり量を小さめに推定している。</p> <p>2) 応力状態を確認すると、パイプ直下地盤は軸差せん断条件となり、有効応力経路では破壊線上にあって、せん断剛性が回復する性状を示している。</p> <p>3) ブラインド解析時と同様に、積分法の違いによる影響は小さいが、時間刻み Δt とレーレー減衰係数 β の影響は比較的大きかった。さらに、液状化パラメータの違いは過剰間隙水圧と鉛直変位の立ち上がりに影響を及ぼすが、その後の伸びに対して影響が小さかった。</p>
④修正プログラムによる解析・浮上メカニズムの検討	<p>1) 本振動台実験においては、浮上りの原動力は主に静水圧で生じる浮力が支配的であったと考えられる。</p> <p>2) パイプの浮上に伴い、パイプ直下地盤は軸差せん断応力一定のまま数十%の大ひずみ領域に至ったと考えられる。</p> <p>3) パイプ直下地盤は一定の軸差せん断応力のもとでひずみが伸びるのに対し、FLIP の解析結果はひずみ硬化状態となっている。</p> <p>4) 臨時にプログラムを修正（軸差せん断応力一定の下でひずみが増大するように、パイプ下方地盤に対して概ね液状化した場合にせん断強度比の上限を設定）して解析を行い、浮上量、浮上速度、過剰間隙水圧の変化が実験結果とほぼ一致した。</p>

これらの結論のうち、浮き上がりのメカニズムを踏まえて FLIP の課題を議論した部分は特に重要なので以下に概略を紹介する。なお、これらの課題に対する解決策として、透水解析や Steady State の検討が、引き続き行われたといえる。

a) パイプ周辺の地盤の挙動に関する考察（検討ケースのうち CASE-1 を対象に考察）

パイプには、静水圧によって生じる浮力（自重分は差し引きして考える）が常時働いている。初期状態では、浮力以外にパイプに対して土圧が働いているが、その鉛直成分の合力が浮力と釣り合っている。図 3-8-2-2 の初期状態欄には、埋設管に作用する鉛直方向の力を例示するとともに、埋設管上端、下端、および埋設管下 20cm の位置における初期鉛直有効応力 σ_{v0}' の値を示す。また、同じレベルで中心軸から 60~80cm 離れた一般部での値も示す。これらの値は、初期自重解析により求めたものである。なお、本稿では議論の対象としている CASE-1 の実験条件の詳細は割愛するが、実験断面図を図 3-8-2-3 に示す。

埋設管下端の σ_{v0}' は 6.0kPa で、一般部の同じレベルでは 6.7kPa であり、埋設管下端の方が上に軽いものが載っているので小さい。一般に考えられている浮き上がりのメカニズムによれば、地盤が液状化すると有効応力が消失し、一般部では σ_{v0}' (=6.7kPa) と等しい過剰間隙水圧が発生し、それが埋設管下部の地盤を側方から圧縮して、埋設管下端の鉛直応力を高めて管を浮上させることになる。埋設管下部も液状化してせん断剛性を失えば、埋設管下部の鉛直応力も 6.7kPa になり、初期状態で作用していた 6.0kPa を上回って、埋設管を浮き上がらせる原動力になる（図 3-8-2-2 の液状化状態での予想値欄を参照）。

一方、実験では、図 3-8-2-2 の実験結果欄に示す過剰間隙水圧（加振終了時）が得られている。一般部は、初期自重解析で求めた一般部の σ_{v0}' 程度まで過剰間隙水圧が上昇したが、それに比べて埋設管下端やその下 20cm では水圧上昇が小さい。また、同図には後述する方法で推定した鉛直全応力 σ_v （静水圧を除く）も示す。初期状態（解析値）と比較すると、上述のような鉛直全応力の増加は見られず、反対に大幅に低下して、上記のような揚圧力は発揮されなかった。したがって、この実験では、主に静水圧によって生じる浮力が埋設管を浮上させる原動力となったと考えられる。

埋設管下 20cm の過剰間隙水圧計によれば、水圧は加振後 2 秒以降ではほぼ一定値となり、最終状態（加振開始後 14 秒）では 5.01kPa であった（図 3-8-2-4 参照）。また、同一レベルの一般部（中心線より 80cm 左方）の水圧も（加振による水圧変動は無視すると）4 秒以降はほぼ一定値となり、加振終了時は 7.95kPa であった（図 3-8-2-4 参照）。同一レベルでは、水平全応力 σ_h （静水圧は含まない）は至る所で同じ 7.95kPa だと仮定し、埋設管下 20cm の地盤の軸差せん断応力 $((\sigma_h - \sigma_v)/2)$ は、破壊線 ($\phi_f = 43$ 度) 上にいると仮定すると次式を得る。

$$\frac{\sigma_h - \sigma_v}{2} = \left(\frac{\sigma_h + \sigma_v}{2} - P_{ex} \right) \sin \phi_f \quad (3-8-2-1)$$

上式に、 $\sigma_h=7.95\text{kPa}$ 、 $P_{ex}=5.01\text{kPa}$ を代入すると $\sigma_v=5.57\text{kPa}$ を得る。また、軸差せん断応力は 1.2kPa と算定出来る。この方法により算定した、埋設管下 20cm 、 40cm 、 60cm の各レベルの土に生じたと思われる各種応力を表 に示す。なお、 σ_h は、埋設管下の地盤では若干小さめになると予想されるが、今は土のせん断挙動を調べるのが目的であるので、近似的に同じであるとして軸差応力を評価した。

表 3-8-2-1 に示す P_{ex} も σ_h も 4 秒以降、加振中ほぼ一定なので、軸差せん断応力は一定値に保たれたまま、埋設管の浮上と共に、埋設管直下地盤が鉛直方向に伸張したことになる。埋設管の浮上量の変化は図 3-8-2-5 に示す通りであり、加振中は、4 秒以降、ほぼ同じ速度で浮上し続けた。加振終了時には、 11.1cm の浮上量であったので、埋設管下の地盤厚さ 80cm で均等に伸張したとすると鉛直方向の直歪 ϵ_v は $11.1/80=14\%$ となるが、均等では無いと思われる所以、局所的にはさらに大きな歪となる。

もし非排水条件が成立して体積が不变であれば、軸差せん断歪 ($\epsilon_y - \epsilon_x$) は、埋設管下の層厚 80cm の地盤で均等に生じるとすると 26% になり、やはり均等では無いと思われる所以、さらに大きな歪が生じたことになる。

以上から、パイプ直下の地盤は、パイプが主に静水圧に起因する浮力により浮上するのに伴い、軸差せん断応力はほぼ一定のまま、数十%の大歪領域に至ったと推測される。

レベル	初期状態（解析値）		液状化状態での予想値		実験結果（加振終了時）	
	一般部	中心軸上	一般部	中心軸上	一般部	中心軸上
埋設管上端	$\sigma_{v0}'=3.2$	$\sigma_{v0}'=3.4$	$\sigma_v=Pex=3.2$	$\sigma_v=Pex=3.2$	Pex=3.7	Pex=0.1
埋設管下端	$\sigma_{v0}'=6.7$	$\sigma_{v0}'=6.0$	$\sigma_v=Pex=6.7$	$\sigma_v=Pex=6.7$	Pex=6.2	Pex=-0.1 ($\sigma_v=1.1$)
管下 20cm	$\sigma_{v0}'=8.3$	$\sigma_{v0}'=7.0$	$\sigma_v=Pex=8.3$	$\sigma_v=Pex=8.3$	Pex=7.9	Pex=5.0 ($\sigma_v=5.6$)

図 3-8-2-2 埋設管とその周辺および一般部の鉛直応力および過剰間隙水圧

(図中の浮力は静水圧分で 0.74 kPa、ただし、自重は差し引きされている。初期状態は FLIP による初期自重解析結果、 σ_{v0}' は初期有効鉛直応力、 σ_v は鉛直応力で静水圧を除く全応力。括弧内は推定値、Pex は過剰間隙水圧。いずれも、圧縮を正としている。矢印は埋設管に作用する力の方向を例示したもの)

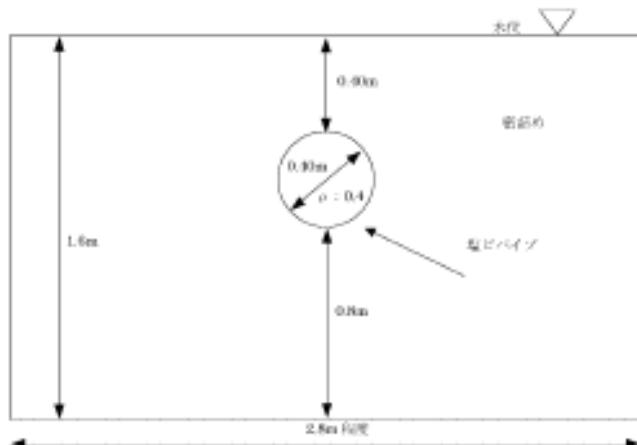


図 3-8-2-3 CASE-1 の実験断面¹⁾

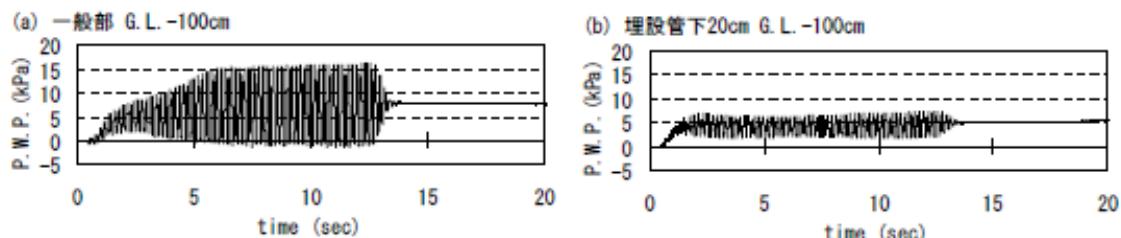


図 3-8-2-4 CASE-1: 埋設管下 20cm のレベル (G. L. -100cm) に設置された過剰間隙水圧計の記録（中心軸から 80cm 左の一般部（左図）と中心軸上で記録）

表 3-8-2-2 CASE-1: 埋設管下の土に生じたと思われる応力

埋設管 下端か ら の深度	Pex	σ_h	σ_v	$\tau_d = (\sigma_h - \sigma_v)/2$	σ_{m0}'	τ_d / σ_{m0}'
	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	
20cm	5.01	7.95	5.57	1.19	5.42	0.22
40cm	6.80	9.50	7.31	1.10	6.73	0.16
60cm	9.18	10.96	9.52	0.72	8.29	0.09

※Pex: 過剰間隙水圧 (=過剰間隙水圧計の値), σ_h : 水平全応力 (=一般部同一レベルの過剰間隙水圧計の値), σ_v : 鉛直全応力 (推定値), τ_d : 軸差せん断応力 (推定値), σ_{m0}' : 初期平均有効応力 (初期自重解析結果)

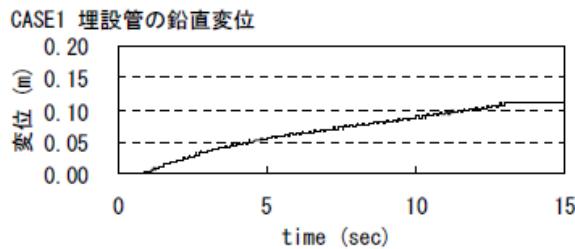


図 3-8-2-5 CASE1: 埋設管の鉛直変位時刻歴

(b) 修正プログラムによる解析的検討

CASE-1 の解析結果のうち、埋設管浮上量時刻歴を実験結果と比較したものを図 3-8-2-6(a)に示す。解析結果は実験結果を大きく下回っている。詳しく見ると、立ち上がり時刻とその後 2 秒間ほどの浮上量は実験結果と一致しているが、加振開始後数秒以降は、ゆっくりとした速度で浮上し、浮上速度は次第に遅くなっている。図 3-8-2-6(b)に示す CASE-3 の結果でも同様である。

つまり、FLIP の結果は、最初の数秒間の液状化による地盤剛性の急激な低下に伴う浮上の状況を概ね再現出来たが、その後のメカニズムを正しく捉えていない可能性がある。

図 3-8-2-7 (b)には、解析結果である埋設管下 20cm における過剰間隙水圧時刻歴を示す。この図によれば、水圧は加振開始後 1~2 秒で上昇した後は直線的に減少する。これに対して、実験結果は、図 3-8-2-7(a)に示すように、上昇後は概ね一定である。また、図 3-8-2-7(d)には、対応する解析結果である軸差応力～軸差歪関係を示す。軸差歪の増大と共に軸差応力が増大して歪硬化の傾向を示す。前述のように、実験では軸差応力は一定に保たれたまま、歪が増大した可能性があるが、解析的にはそれが表現できていない。この違いが、解析において浮上量を過小評価する原因であると考えられる。

そこで、埋設管下の土では軸差せん断応力一定の下で歪が増大することを表現するために、せん断強度の上限値を指定可能なようプログラムを変更した（以下、FLIP 改）。すなわち、埋設管より概ね下方の土要素に対して、FLIP の液状化フロントパラメータ S_0 が

0.1 を下回った場合に（概ね液状化した場合に）、せん断強度比 (τ_f / σ_{m0}') の上限を設定して解析を行った。ここで、FLIP の構成則は双曲線モデルに基づくので、適当な初期せん断剛性を与えれば、一定の軸差応力下での軸差歪の増大を表現することが可能である。

表 3-8-2-2 によれば、せん断応力比 (τ_d / σ_{m0}') は、埋設管下 40cm で 0.16、20cm で 0.22 であるので、せん断強度比の上限値は、これを 0cm に補外して求めた 0.28 とした（埋設管直下には空洞が形成されたため、その位置に設置の水圧計の値は参照しなかった）。

FLIP 改による解析結果である埋設管浮上量時刻歴を図 3-8-2-6 に示す。また、埋設管下 20cm における過剰間隙水圧時刻歴を図 3-8-2-7 (c) に、軸差せん断応力～軸差歪関係を図 3-8-2-7(e) に示す。これらの解析結果は、実験結果とは整合的である。したがって、FLIP 改による解析結果は、実験時の土の状態を再現した可能性がある。

すなわち、局所的な間隙水の移動等により、軸差応力一定のままひずみが増大するような定常状態が実験では観察されていると考えられる。そこで、こういった定常状態を考慮できるように、プログラムを改良していく必要性が示唆された。これらの課題が、間接的ではあるが、透水解析 WG や Steady State WG の検討に引き継がれているといえる。したがって、Steady State の考慮や、カクテルグラスモデル要素による透水解析により、現在では当時より高度な議論ができる可能性がある。

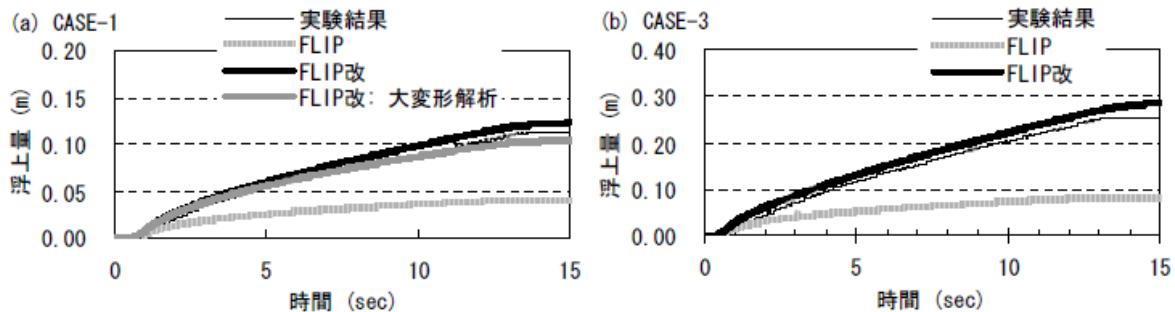


図 3-8-2-6 埋設管浮上量の各種時刻歴

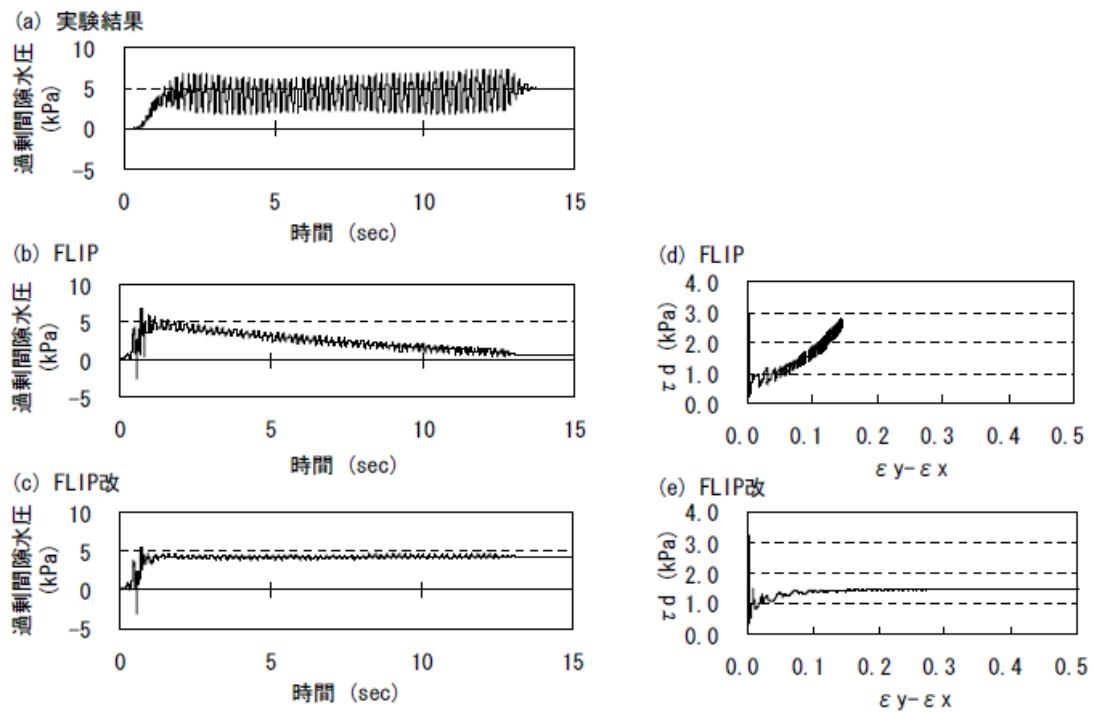


図 3-8-2-7 CASE-1 埋設管下 20cm での過剰間隙水圧時刻歴と
軸差応力 ($\tau_d = (\sigma_y - \sigma_x)/2$) ~ 軸差歪関係

<3-8-2 の参考文献>

- 1) 中瀬仁・安田進・毛利栄征: 地中埋設管に対する大型振動台実験とブラインド解析, 第38回地盤工学研究発表会, 2003.

3-8-3 飽和砂地盤に埋設された剛基盤上の地下構造物*

飽和砂地盤に埋設された剛基盤上のRC構造物の遠心力場（30g）での模型振動実験を対象として、解析を行った(Iai and Tobita, 2007)。この解析例は、原子力発電所屋外重要構造物の耐震性能照査指針にも引用されている。模型実験断面は、図3-8-3-1に示すとおりである。図3-8-3-2に示す有限要素メッシュを用いて解析した結果は、図3-8-3-3に示すとおりとなり、概ね遠心力場での模型振動実験結果と整合する結果が得られた。図3-8-3-4に示すように、解析結果は、過剰間隙水圧の上昇に伴つてRC構造物側面に加わる土圧が増加していく状況や、最終的に（地盤が液状化状態に達すると）この土圧が初期鉛直全応力と一致する状況をよく再現していることがわかる。

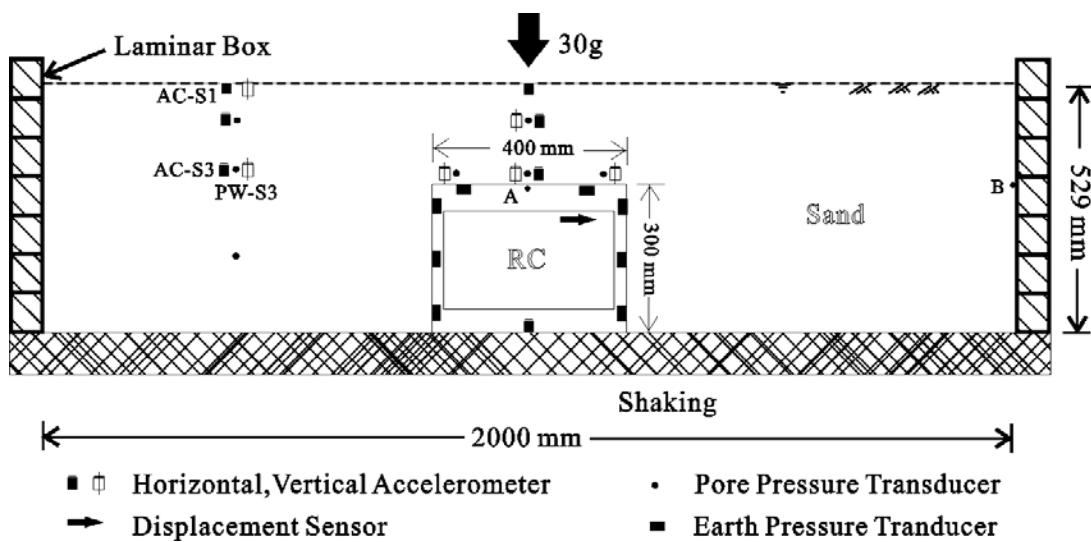


図3-8-3-1 遠心力場でのRC地下構造物の模型振動実験の断面図

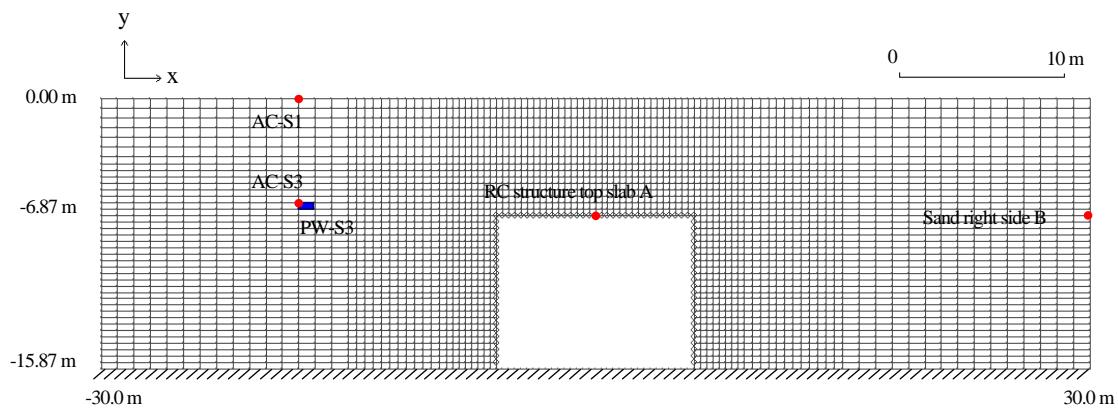


図3-8-3-2 解析に用いた有限要素メッシュ

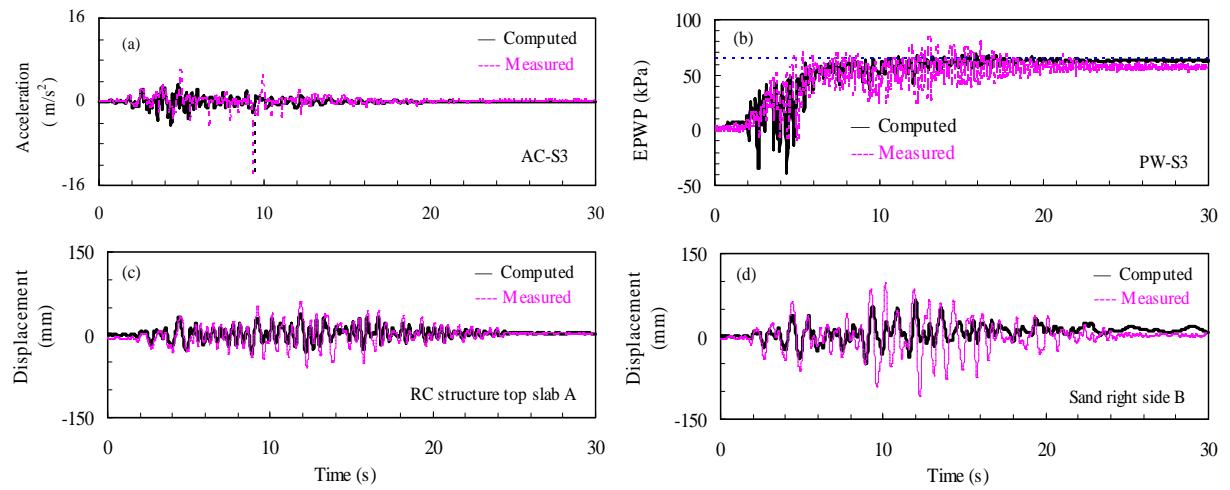


図3-8-3-3 RC地下構造物の遠心力模型実験結果と解析結果の比較

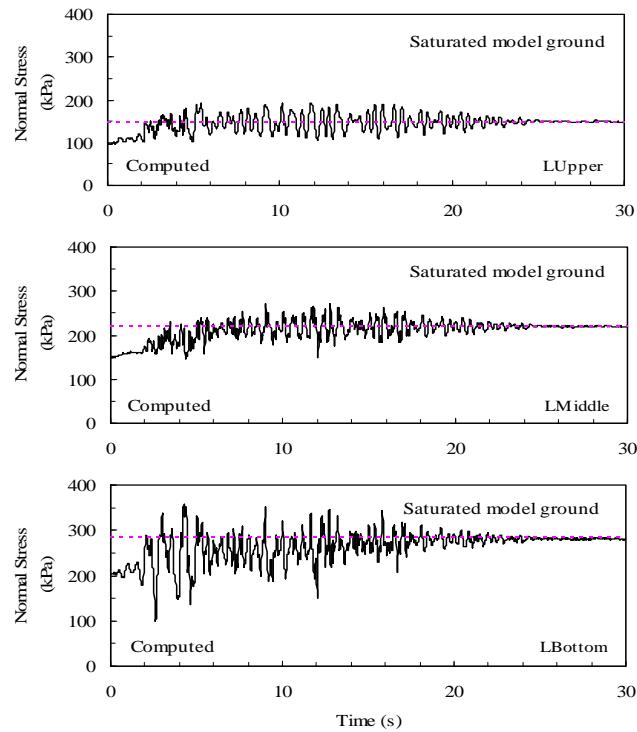


図3-8-3-4 RC地下構造物側面の土圧の解析結果

図3-8-3-5に示す地震後のRC地下構造物の残留変形の解析結果に示されるように、RC構造物の塑性化はまず構造物の隅角部で発生し、振動の継続や液状化の進展に伴って土圧が増加するにつれて、塑性化する領域が次第に側壁中央部に向かって広がっていく。このような破壊モードは、模型振動実験において実験後に調査した側面のクラックの状況とも一致しており、飽和砂地盤中に埋設されたRC構造物の耐震設計において、的確に考慮すべきことがわかった。

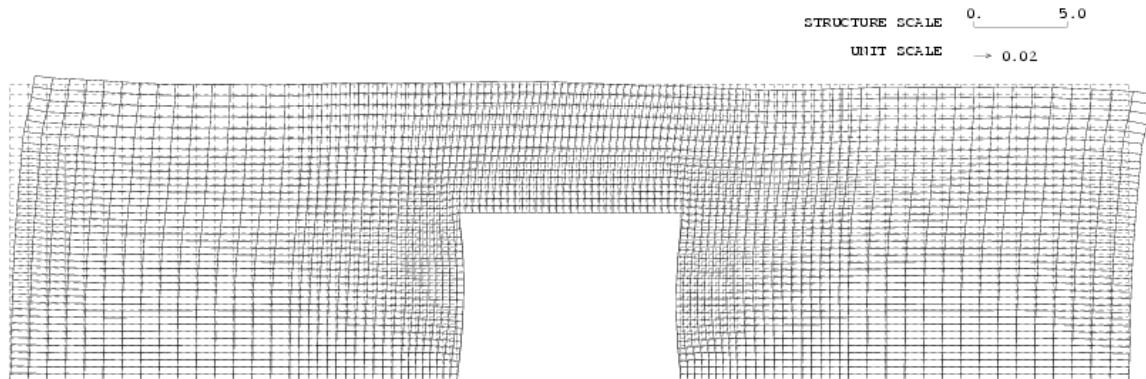


図3-8-3-5 RC構造物の地震後の残留変形の解析結果

<3-8-3の参考文献>

- 1) Iai, S. & Tobita, T. (2007) Seismic analysis and design of geotechnical structures. IN Pitilakis, K. D. (Ed.) *Earthquake Geotechnical Engineering*. Springer. pp.303-325
- 2) 土木学会原子力土木委員会(2005)：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針、技術資料、pp. 105～126

*本稿の検討内容はFLIP研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討事例である。

3-9 コンテナクレーンの検討*

3-9-1 クレーンの耐震設計手法の変遷

耐震検討手法は大きく下記の4段階で変遷している。各手法の概要を以降に示す¹⁾。

(1) 平成7年兵庫県南部地震の以前の考え方

- 震度法による検討（設計震度は原則として一律に0.2）

(2) 平成7年兵庫県南部地震の以降の考え方

(a) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成11年）²⁾

- レベル2地震動の概念を導入
- レベル2地震動相当の照査用地震荷重を水平・静的に加重し部材耐力照査を実施

<耐震設計の基本方針>

レベル2地震動に対しては、部材の発生応力が許容応力を超え、部材に損傷を生じることを許すが、クレーン運転手等の安全を保つようクレーン全体系の安定を確保する。また、地震時のクレーンの脚の浮き上りを許容する。

<耐震設計の手順>

- 岸壁の設計震度を用いて震度法で許容応力度設計による基本設計を行う。
- レベル2地震動に相当する照査用地震荷重を水平に静的に加重することにより部材耐力の照査を行う。
- クレーン全体系の安定を照査する。
- なお、b)、c) を動的解析により行ってもよい。この際、重力式岸壁の場合は、岸壁のレベル2地震動に対する変形照査時に得られるクレーン軌道部分での地震動をクレーン脚部に入力する。桟橋式岸壁の場合は、クレーンを載せた状態で求められたクレーン軌道部分での地震動をクレーン脚部に入力する。

<照査用地震荷重の求め方>

- クレーンの片方の脚を浮き上がらせることができる最小の水平力に浮き上り影響係数を掛けて、照査用地震荷重とする。
- 浮き上り影響係数は、クレーンの脚を浮き上がらないようにした条件下でレベル2地震動により発生する荷重（脚固定時限界荷重）を基に定められ、0～1.2の値をとると考えられる。
- 脚固定時限界荷重は、重力式岸壁では岸壁のレベル2地震動に対する変形照査時に得られるクレーン軌道部分での最大水平加速度より求める。また、桟橋式岸壁では、クレーン、桟橋上部工をそれぞれ質点とする2質点系モデル等により、岸壁の変形、照査に用いるレベル2地震動を入力して動的解析より求める。

図3-9-1 レベル2地震動に対するコンテナクレーンの耐震設計の基本方針及び耐震設計の手順²⁾

(b) 港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成19年7月）³⁾

- レベル1地震、レベル2地震への具体的な照査項目を提示

耐震強化施設としてのコンテナクレーンの照査

レベル1地震動 クレーンの構造規格の既定を満足していること

レベル2地震動 港湾基準に基づくレベル2地震動に対する修復性の確保

- 検討例として、1質点モデルを提示（図3-9-2参照）

1質点モデルは、コンテナクレーンの動的解析を踏まえた耐震設計を可能な限り簡易的に行うという観点で示されたものであり、1質点モデルによるクレーンの耐震照査における具体的な照査項目として、脱輪の有無及び免震機構ストロークが示されてい

る。また、クレーン構造本体の照査項目として、レールスパン拡大に対するクレーン脚の股裂きへの照査が追加されている。

＜性能照査の基本＞

(1) 荷役機械と係留施設の地震時挙動及び耐震性能の設定

荷役機械が設置される係留施設に要求される地震時の性能を担保するために、荷役機械と係留施設の耐震性を総合的に照査する必要がある。このため、係留施設において設定された要求性能に応じた変状(レールスパンの拡大等)が発生することを考慮し、荷役機械の耐震性能を規定する。

一般的に、荷役機械と係留施設の設計時期が異なり、係留施設が先行することから、係留施設設計時に、設計・製作可能な荷役機械の諸元の範囲を用いた検討を実施する。

(2) 照査手順

荷役機械の耐震性照査に際して、係留施設との相互作用を考慮し、以下の手順で照査する。

① レベル1、レベル2 地震動の設定（工学的基盤）

② クレーンレール位置における地震動時刻歴の算出

- ・荷役機械と係留施設の動的相互作用を考慮する必要がある場合は、主に桟橋式が想定され、クレーンと桟橋の動的相互作用を考慮したレール位置の水平加速度時刻歴を算出する。免震クレーンを設置することが想定される場合は、想定される免震コンテナクレーンの固有周期を再現する剛性・減衰を与える。(下図参照) この際、クレーン製造業者が製作可能な範囲の特性を設定する。

- ・桟橋式以外の場合は、地盤の地震応答解析により地表面加速度時刻歎を算定し、クレーンレール位置の地震動とする。

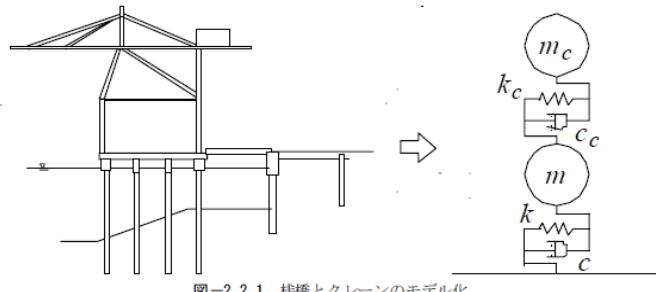


図-2.2.1 桟橋とクレーンのモデル化

③ コンテナクレーンの脱輪の有無の検討

- ・コンテナクレーンの最大応答加速度を重力加速度で除した値を震度の設計用値とし、レールスパンおよびクレーンの重心位置をモデル化し、震度法による転倒の検討(コンテナクレーンの脱輪の有無)を実施する。
- ・転倒すると判定された場合は、免震機構部分の諸元を変更し、転倒(脱輪)しない条件になるまで再計算する。

④ 免震機構ストrokeの検討

- ・転倒しない事を確認後、優位応答時刻歎を求め、想定する免震機構の許容変位以内であるかを判定する。
- ・発生する変位が許容変位を超過する場合は、免震機構部分の諸元を変更し、③に戻る。

⑤ 桟橋上に設置する場合

- ・②で用いた想定される免震クレーンの諸元と異なる場合には、再度②に戻り最終確認を実施する。

⑥ レールスパン変位量とクレーン脚部変位量の比較検討

- ・係留施設の地盤応答解析結果から、レールスパンの変位量(最大値)を求め、クレーン脚部の弾性変形範囲と免震機構ストroke(片振幅)の変位量以下であることを確認する。

図3-9-2 レベル2 地震動に対するコンテナクレーンの耐震設計の基本方針及び耐震設計の手順(1/2)³⁾

(c) 今後の耐震検討手法の案

- ・各設計・施工段階(予備設計段階、基本設計・詳細設計段階、クレーン設計・製造段階)で検討手法の詳細度を区分して検討することを提案されている(図3-9-3, 図3-9-4参照)。
- ・現状では、一般的に係留施設側の設計・施工が先行し、その後コンテナクレーンの設計・製造・設置というタイムラグが避けられない。したがって、係留施設側の設計者がコンテナクレーンを想定し、現状の技術水準において製造可能なコンテナクレーンの諸元の範囲内かを確認しながら、係留施設の設計を実施することが重要である。
- ・具体的には、予備検討段階では、レベル2地震動に対するコンテナクレーンの成立性が確保できる見通しを得ること。基本・詳細設計段階では、係留施設とクレーン双方の耐震性を確保するために必要とされる、クレーン側に求められる具体的な入力条件(入力地震動など)や性能の規定(輪荷重の制限など)を行うことを目的としている。

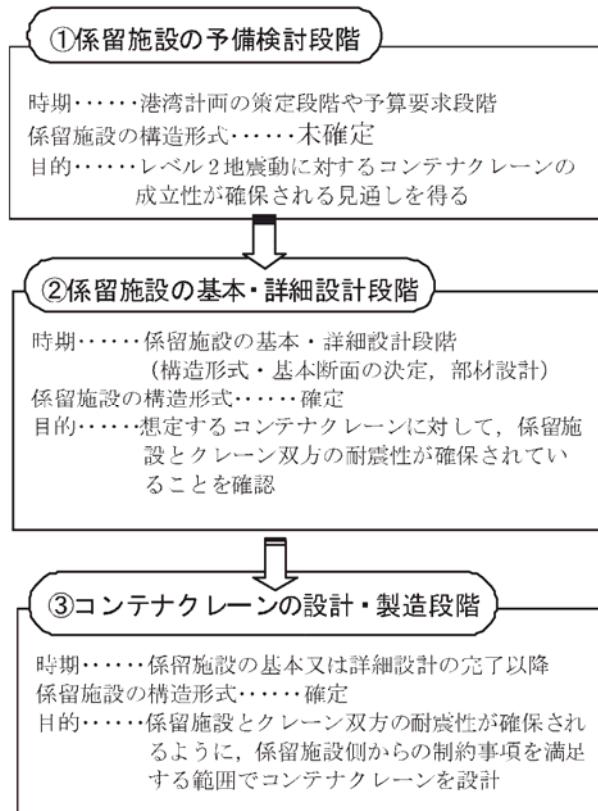


図3-9-3 コンテナクレーン及び係留施設の標準的な耐震性能照査手順⁴⁾

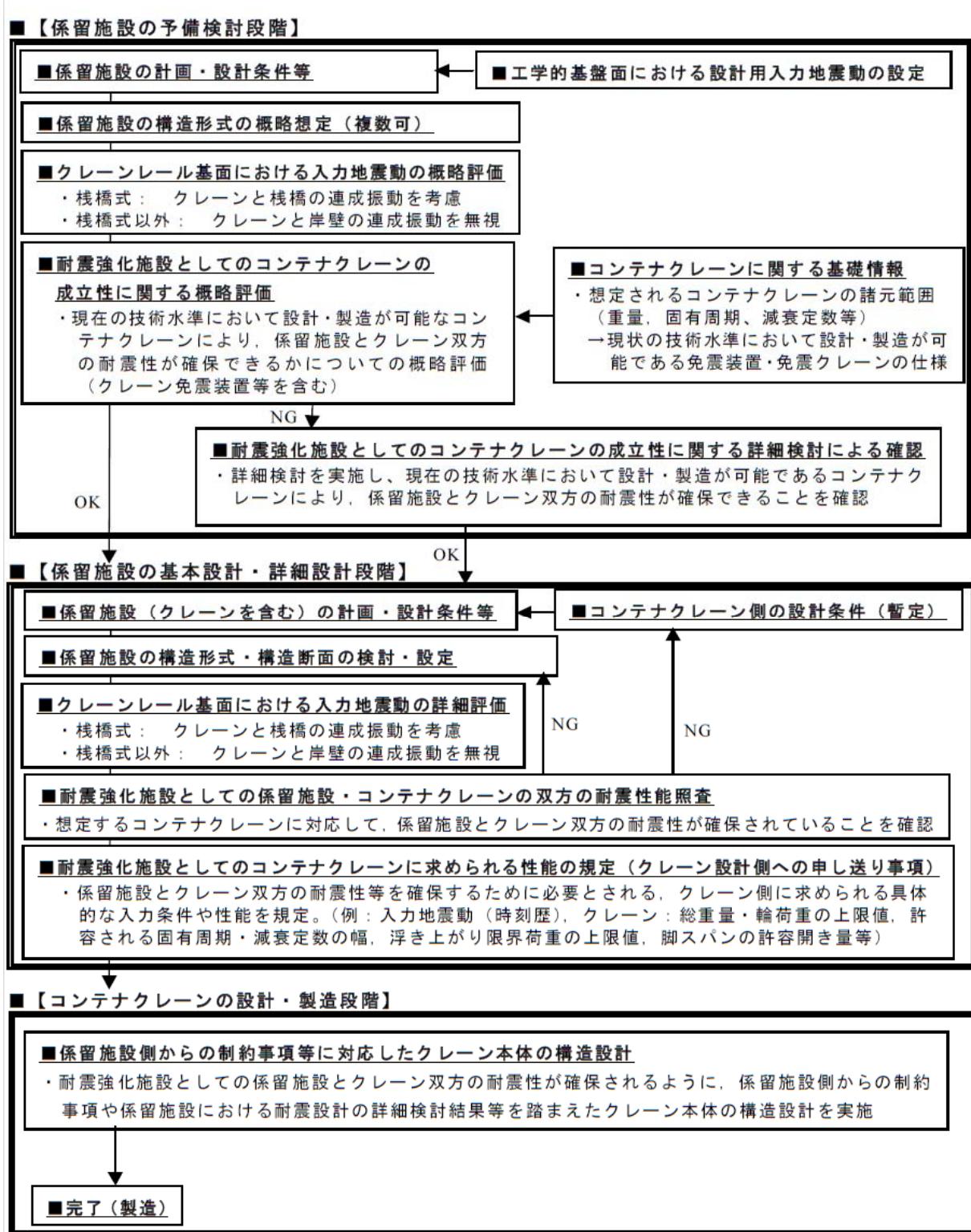


図 3-9-4 耐震強化施設としてのコンテナクレーン及び係留施設の標準的な耐震設計の流れ・手順(案)¹⁾

3-9-2 耐震照査項目

コンテナクレーンの耐震照査項目をまとめると以下の通りである³⁾。

(a) クレーン共通

- ・クレーン構造部材の応力照査
- ・浮き上がり・脱輪の照査

(b) その他

- ・クレーン輪荷重反力
- ・免震装置の照査（変形、応力等）

3-9-3 解析モデル

コンテナクレーンの解析モデルとしては、下記の4種のモデルが考えられる⁴⁾。

①3次元骨組モデル、②2次元骨組モデル、③ラーメンモデル、④1質点モデル

上記の4種のいずれのモデルについても、コンテナクレーンの地震時挙動を表現することが可能であることが示されている⁵⁾。

③、④のモデルはクレーン本体の固有周期が実際と同じになるよう EI 又はバネ定数に架空の値を入れて調整している。よって、クレーン本体の部材の応力照査は出来ない。

クレーン脚部の鉛直方向力（輪の浮き上がり）については照査可能である。

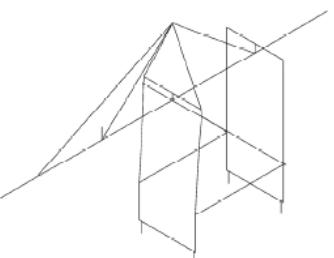
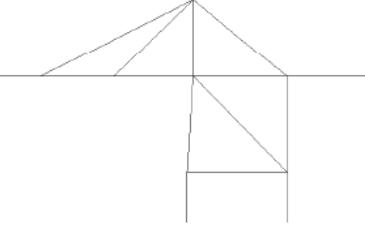
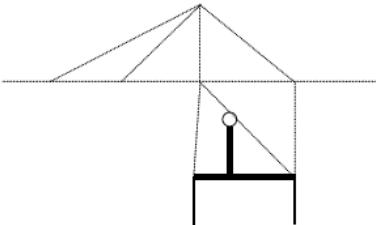
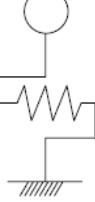
① 3次元骨組モデル	② 2次元骨組モデル
<ul style="list-style-type: none"> ・模型を3次元骨組でモデル化。 ・梁要素は、模型で用いた鋼材の諸元を反映。 ・重りは節点集中質量でモデル化。 	<ul style="list-style-type: none"> ・3次元骨組を2次元に置き換える。 ・ブームを支えるアッパー・ビームは水平・鉛直方向バネと回転バネに置換。 ・走行装置上部のシル・ビームは回転バネに置換。 
③ ラーメンモデル	④ 1質点モデル
<ul style="list-style-type: none"> ・重心位置に節点集中質量を配置。 ・脚部は無質量の弾性梁。梁の剛性は固有周期が一致するように設定。 ・水平梁と節点集中質量を結ぶ梁は剛梁とする。 	<ul style="list-style-type: none"> ・バネ定数は固有周期から算定。 

図 3-9-5 コンテナクレーンの解析モデル⁵⁾

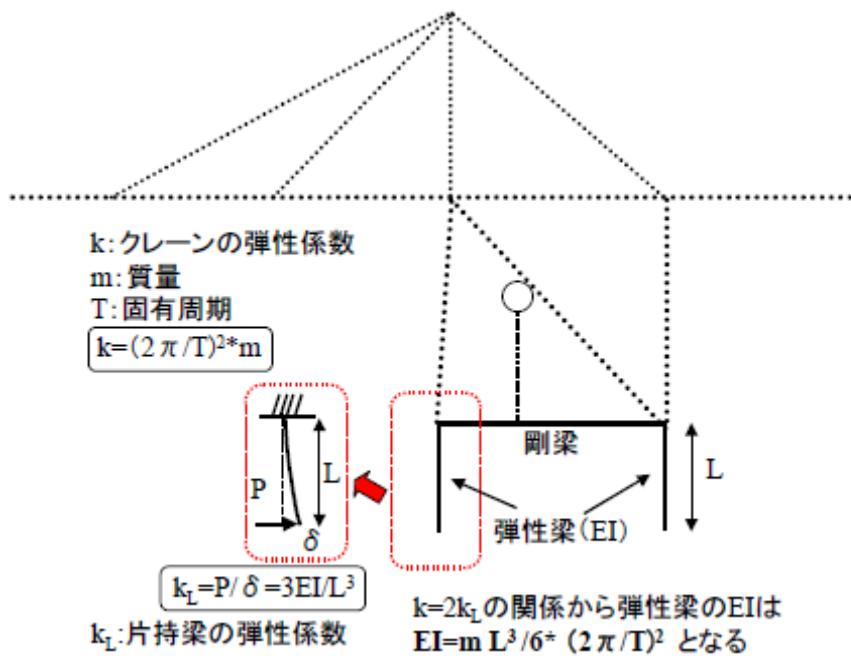


図 3-9-6 ラーメンモデルへの置き換え方法⁵⁾

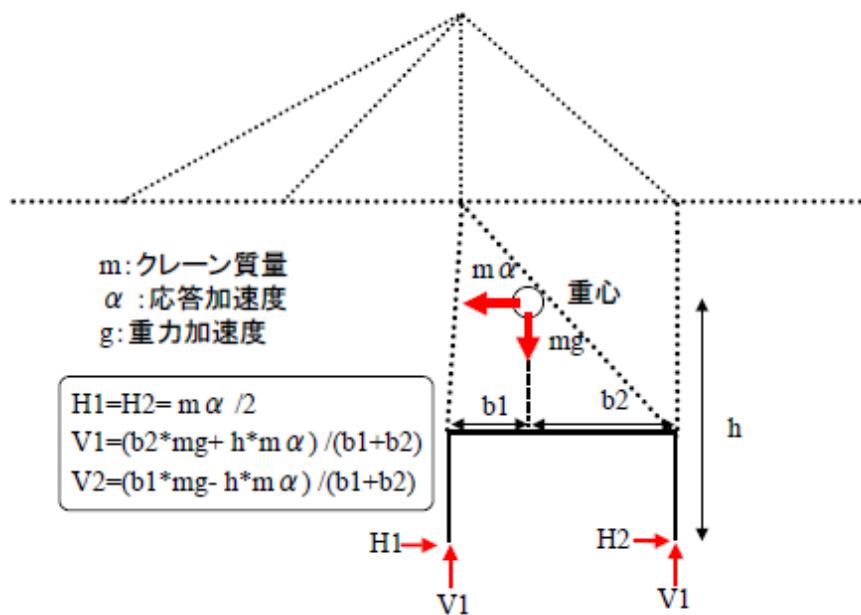


図 3-9-7 1質点モデルからの輪荷重を求める方法⁵⁾

3-9-4 浮き上がり限界加速度の調査事例

レールスパン 30m級の全国の既存のコンテナクレーンを対象とした調査結果より、浮き上がり限界加速度の目安が示されている(図 3-9-9 参照)。

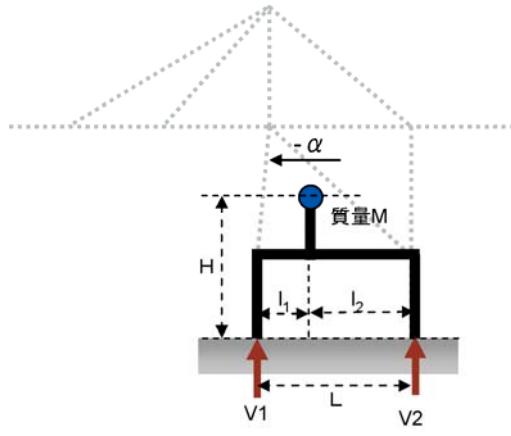


図 3-9-8 に示すとおり、海側へ慣性力が作用する際の重心位置加速度を $-\alpha$ (浮き上がり限界加速度と定義)、海側および陸側クレーン脚部における反力を各々 V_1 および V_2 とすると、海側クレーン脚部まわりのモーメントの釣り合いより、下式が成立する。

$$L \cdot V_2 + H \cdot M \cdot (-\alpha) - l_1 \cdot M \cdot g = 0 \quad (3-9-1)$$

ここで、脚部が浮き上がる際には $V_2=0$ であるので、浮き上がり加速度は、(2.1)式で $V_2=0$ と置き、下式のとおり算定される。

$$(-\alpha) = \frac{l_1}{H} g \quad (3-9-2)$$

図 3-9-8 脚部浮き上がり加速度に関する説明図⁶⁾

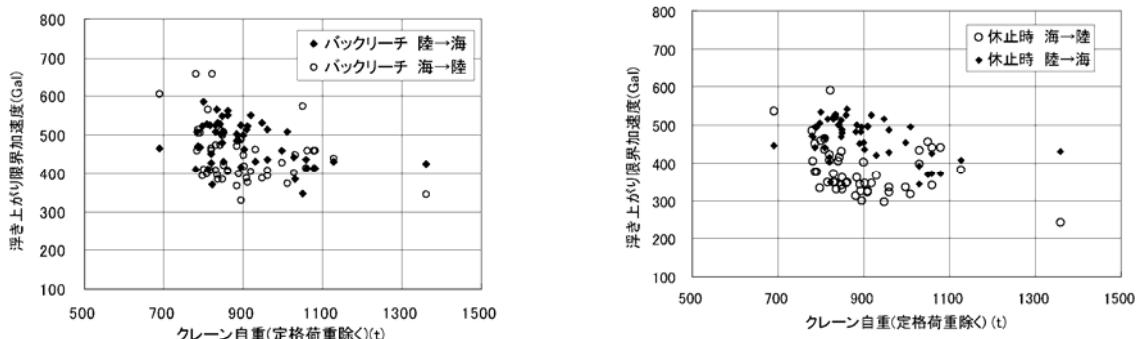


図 3-9-9 浮き上がり限界加速度とクレーン自重の関係(左:作業時バックリーチ、右:休止時)⁶⁾

浮き上がり限界加速度はクレーンの姿勢によりそれぞれ以下のとおりである。

<作業時バックリーチ>

浮き上がり限界加速度の下限値は、クレーン自重や慣性力の方向に関わらず、概ね 350gal 程度であることがわかる。また、クレーン自重が 1000 t を超える範囲では、概ね 350~450gal 程度に収斂することが分かる。

<休止時>

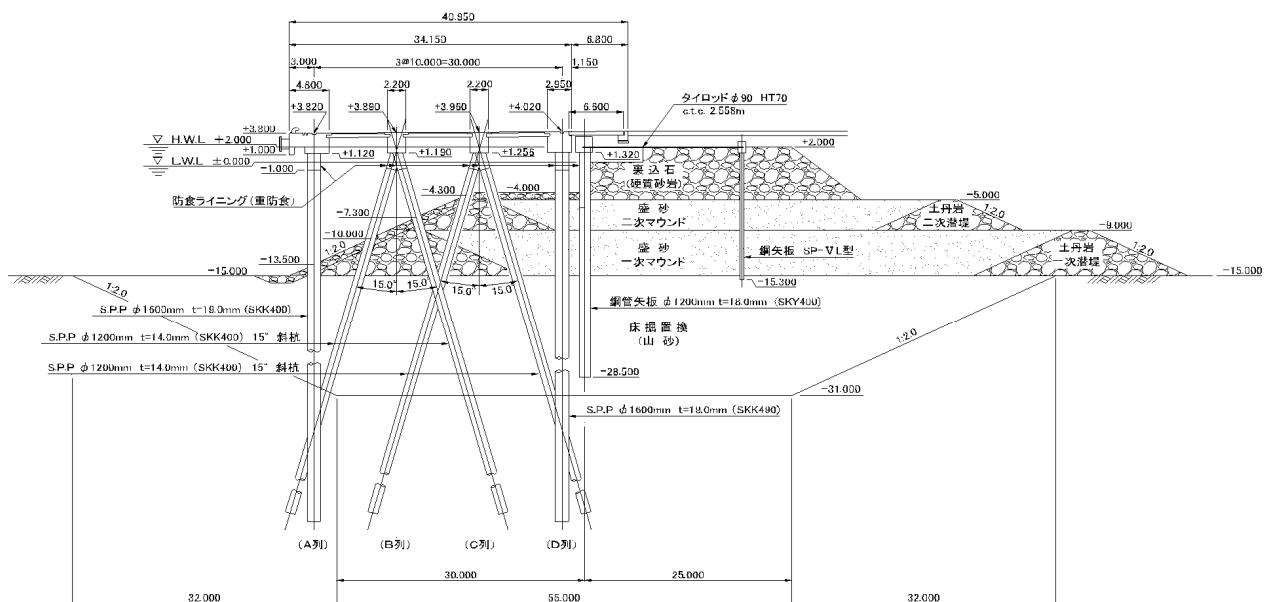
浮き上がり限界加速度は、海側から陸側に慣性力が作用する方向の加速度が小さな値となる傾向にあり、一部データを除いて、概ね 300gal 程度が下限値となっている。

3-9-5 桟橋式岸壁耐震改良（コンテナクレーン載荷）（試設計）事例

平成 22 年度（試設計調査）として検討された、A 港桟橋式岸壁（-15m）の耐震改良例を以下に示す。

(1) 標準断面図

現況(改良前)



耐震改良後

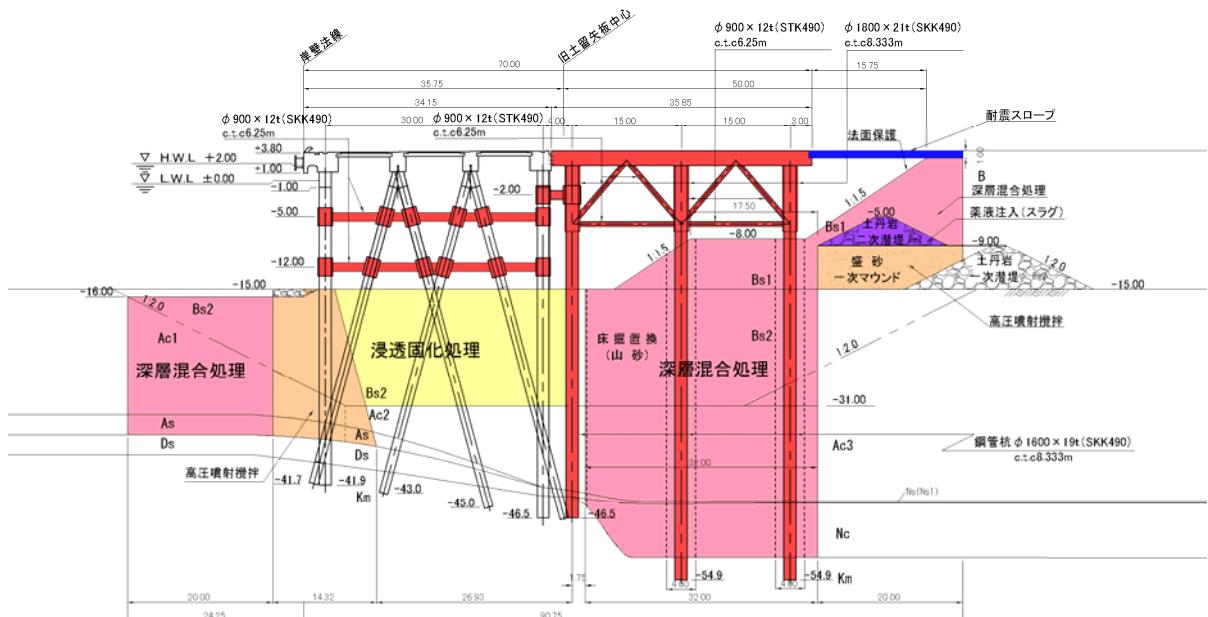


図 3-9-10 標準断面図

(2) 設計条件

(a) 構造条件

1) 既存桟橋の構造諸元

表 3-9-1 既存桟橋構造諸元

項目			諸元	備考
潮位条件	A 港の潮位		T. P. ±0.00	-1.09m
	設計潮位		H. M. L.	+2.00m
			L. W. L.	±0.00m
			R. W. L	+0.67m +1.33
既存桟橋諸元	計画延長			2バース 130m × 2=260
	標準部 ①～③	桟橋部	構造形式	PC上部工 組杭式桟橋
			天端高	+3.80m
			計画水深	-15.00m
			幅員（桟橋本体）	34.15m
			幅員（渡版）	6.60m
			1ブロック延長	20.00m
			エプロン幅	70.00m
			エプロン勾配	i=1.0%
			杭配列	4列×4列

2) 対策工、地盤改良体の強度諸元

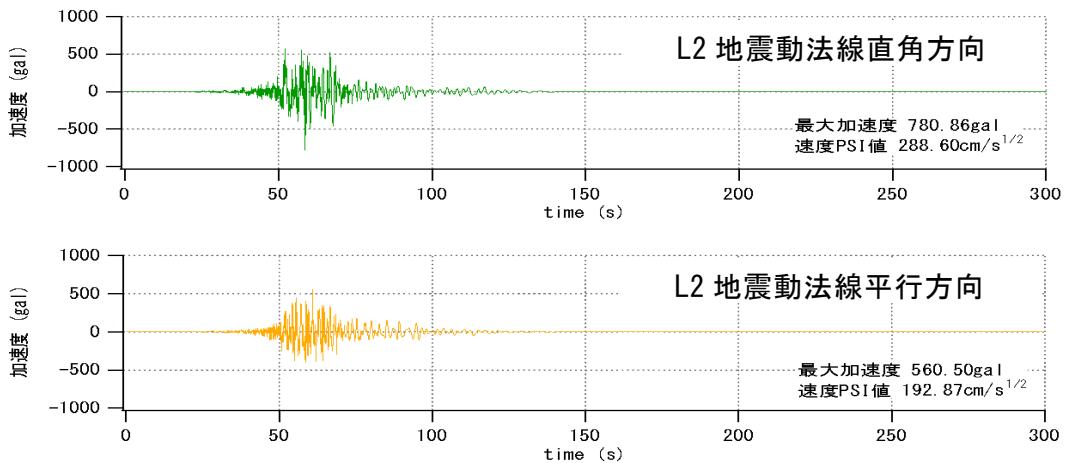
表 3-9-2 セメント系の改良地盤の強度諸元

		設計基準強度 quck (KN/m ²)	改良率 (%)	改良体圧縮強度 の特性値 f _c (KN/m ²)	改良体の割線弾性係数 E ₅₀ (KN/m ²)	改良地盤の変形係数 E (KN/m ²)	備考
高压噴射攪拌工法	粘土	最大	1000	100	800	400,000	400,000
		設定値	700	100	560	280,000	280,000
	砂	最大	3000	100	2400	1,200,000	1,200,000
		設定値	2000	100	1600	800,000	800,000
CDM工法	陸上	最大	600	100	480	240,000	240,000
		最小	200	100	160	80,000	80,000
		設定値	500	100	400	200,000	200,000
	海上	最大	2500	100	2000	1,000,000	1,000,000
		最小	1500	100	1200	600,000	600,000
		設定値	2000	100	1600	800,000	800,000

(b) 入力地震動

表 3-9-3 L2 地震動

地震	成分	最大加速度 (gal)	最大速度 (cm/s)	速度PSI値 (cm/s ^{1/2})	備考
L2 地震動	EW	511.99	124.35	234.23	
	NS	862.41	133.46	256.18	
	法線直角	780.86	144.09	288.60	
	法線平行	560.50	90.38	193.87	



(3) クレーンのモデル化

クレーンのモデル化の流れ、および当該検討で使用した FLIP の解析モデルは図 3-9-11 に示すとおりである。

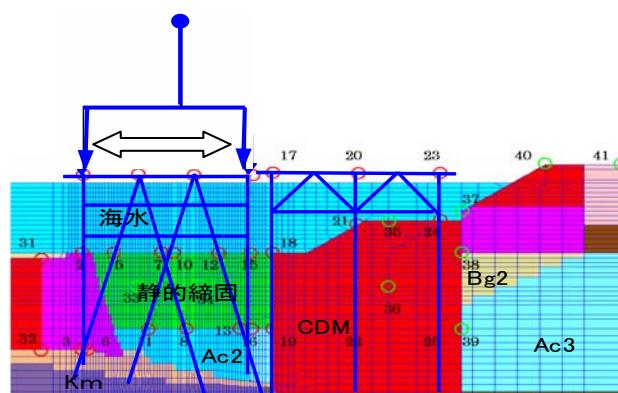
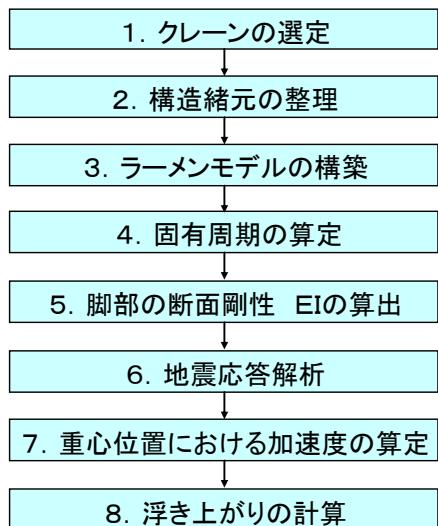


図 3-9-11 クレーンのモデル化手順および FLIP 解析モデル

- クレーンの安定性（転倒及び浮き上り）に加え、レールに作用する輪荷重等を把握する必要がある場合、1質点モデルでは、これらを把握できないためラーメンモデルとすることが必要である。

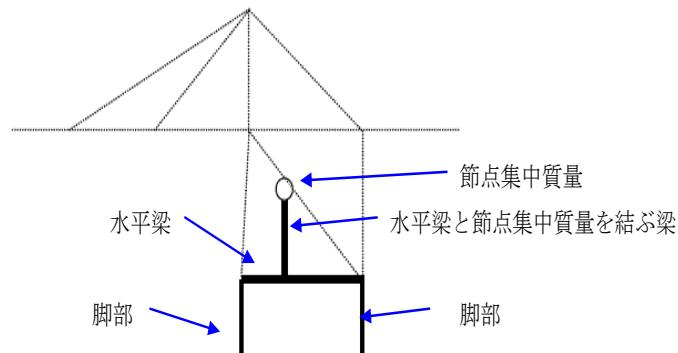


図 3-9-12 クレーンのラーメンモデル化イメージ図

クレーン固有周期の設定

- 既存クレーンの計算書から、クレーンの重心位置を算定し、構造部材の剛性から固有周期 $T=1.62\text{sec}$ を算出した。
- 免震クレーンの固有周期はクレーン脚部に積層ゴム等の長周期化部材及びダンパー部材を設置したとして、固有周期 $T=4.0\text{sec}$ と仮定した。

クレーンのモデル化細目

- 重心位置に節点集中質量を配置。
- 脚部は無質量弾性梁、梁の剛性は固有周期が一致するよう設定。
- 水平梁と節点集中質量を結ぶ梁は剛梁と設定。

表 3-9-4 クレーン諸元一覧表*

クレーン諸元		休止時
重心位置	水平距離 (m)	18.2
	高さ (m)	37.1
重量	W (t)	882.3
下部柱長	m (m)	15.8
上部柱長	n (m)	41.55
レールスパン	S (m)	30
固有周期(非免震)	T _x (s)	1.62
固有周期(免震)	T _x (s)	4.00

*岸壁（コンテナバース）の新規設計の場合の留意点

- 実際に使用するコンテナクレーンの諸元が決定されてない場合が多いのが現状である。
- 上記のような場合、クレーン諸元を他の施設の事例から仮定する方法も実務上取られている。

(4) 検討結果

耐震改良後（デタッチトピア式）の断面に於けるクレーンの安定性の照査結果を以下に示す。クレーンをラーメンモデルとして、桟橋式（デタッチトピア式）本体と一連の構造体として、動的解析を行った結果、非免震クレーンでは、浮き上がりが発生し、免震クレーンとすることが望ましいことが判明した。なお、免震クレーンの免震機構については、バネ要素、ダンパー要素等を用いて適切にモデル化することが望ましいが、本検討では簡易的に、固有周期については、クレーンの脚部材の剛性を調整することにより、減衰についてはレーレー減衰パラメータを調整することにより考慮している。

表 3-9-5 耐震改良後のクレーンの安定性照査結果

			非免震クレーン			免震クレーン			
計算条件			<ul style="list-style-type: none"> クレーンの固有周期 1.62秒 クレーンレール部の結合はヒンジ レーレー減衰パラメータ： $\alpha = 0.000, \beta = 0.004$ 			<ul style="list-style-type: none"> クレーンの固有周期 4.00秒 クレーンレール部の結合はヒンジ レーレー減衰パラメータ： $\alpha = 0.000, \beta = 0.25$ 			
標準断面図									
水平変位時刻歴									
加速度時刻歴									
残留変形図									
クレーン	地震応答解析	脚位置	海側脚		陸側脚		海側脚		
クレーン	地震応答解析	クレーンの鉛直方向作用力	max	858 kN	NG	max	-27 kN	OK	
		- : 押込み + : 浮き上り	min	-1154 kN		min	-1199 kN		
クレーン	地震応答解析	作用方向	海→陸		海←陸		海→陸		
		水平方向応答加速度(gal)	635 gal		747 gal		629 gal		
		クレーン重心	2340 gal				334 gal		

3-9-6 3次元有限要素法を用いた免震コンテナクレーンの耐震性能照査事例【参考】

(1) はじめに

ここでは3次元有限要素法を用いた免震コンテナクレーンの耐震性能照査事例⁴⁾を紹介する。これは、FLIPによる動的解析の実務という本資料のテーマからは少し逸脱するが、以下の①～③理由から参考として示すものである。

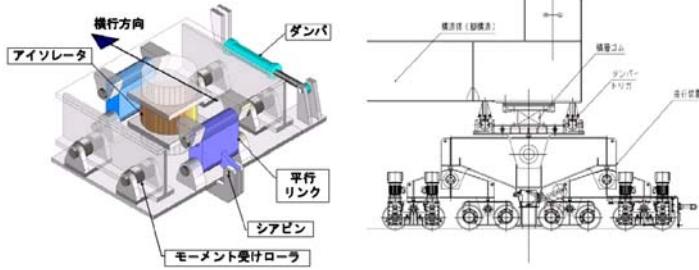
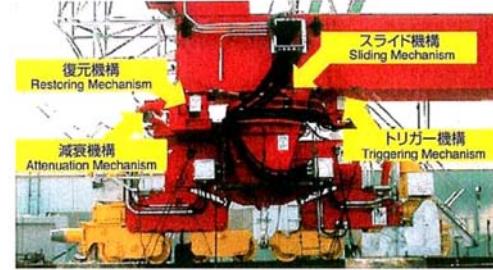
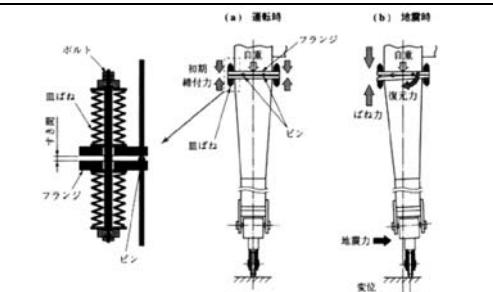
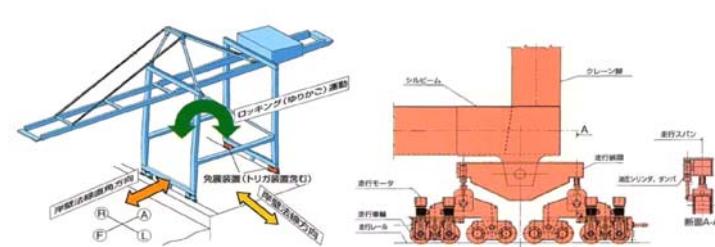
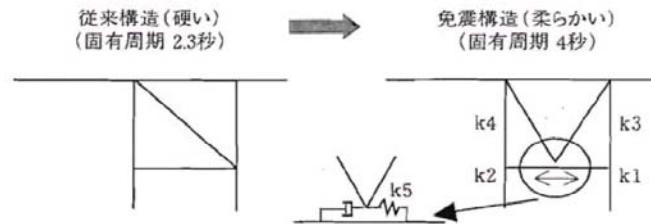
なお、以降の内容は全て参考文献1)、4)、6)の検討成果を抜粋して整理したものである。

- ①コンテナクレーンを設置する施設において、FLIPを実施する基本設計・詳細設計段階では、係留施設と想定されるコンテナクレーン双方が所要の耐震性能を満足するための、コンテナクレーン側の構造設計における制約事項を明確に整理することが重要とされている。そのうえで、コンテナクレーンの構造設計段階で、今後標準的な手法となると想定される3次元有限要素法による性能照査手法の概要を把握しておくことは有益であると考えられる。
- ②3次元有限要素法によるコンテナクレーンの耐震照査では、入力地震動として、水平2成分(法線直交方向(横行方向)、法線平行方向(走行方向))と鉛直動の合計3成分を考慮することがより厳密な手法とされている。それらの入力地震動はFLIPの解析結果として得られるものであることから、その算定方法について概要を示しておくことは有益であると考えられる。
- ③レベル2地震動に対応するためには、免震コンテナクレーンの導入が必要となる可能性が高く、以降で紹介する3次元有限要素法による照査における、免震機構のモデル化、および免震機構の許容変位量※等は2次元のFLIPを行う際にも参考となると考えられる。
※特に、性能照査項目である免震装置で発生するストローク量については、レベル2地震動作用時には、免震装置の機構にもよるが、既存のストローク量を大きく上回る可能性があるため注意が必要である。

(2) 免震クレーンの免震機構

照査事例の紹介に先立ち、まず免震コンテナクレーンの免震機構について概要を表3-9-6に示す。なお、免震クレーンの脚の浮き上がり限界加速度については、一般クレーン(免震機構なし)と同程度であるとされている。

表 3-9-6 免震コンテナクレーンにおける免震機構のタイプ・概要¹⁾

タイプ	機構の概要・特徴	免震装置の事例・イメージ
A	<ul style="list-style-type: none"> 積層ゴム(鉛直荷重支持、長周期化)とダンパー(エネルギー吸収)により構成 固有周期 4.0 秒程度(横行方向) 減衰定数 15~20% 程度 許容変形量±30cm 程度 	
B	<ul style="list-style-type: none"> 変位機構、バネ(復元機構)とダンパー(減衰機構)により構成 (A との違いは変位機構がペアリング等を利用した機械的な構造である点) 固有周期 4.0 秒程度(横行方向) 許容変形量±30cm 程度 	
C	<ul style="list-style-type: none"> ヒンジ式免震装置と呼ばれ、脚の途中にヒンジ部を設け固有周期の長周期化を図る機構 固有周期 3.5 秒程度(30m スパン級、水平変位 50cm の等価減衰定数) 免震装置の設計上の許容値はクレーンの応答加速度 250gal 	
D	<ul style="list-style-type: none"> B 同様にバネとダンパーで構成されるが、B が水平方向に作動するのに対し、鉛直方向に免震装置が作動 固有周期 3.5 秒程度 減衰定数 20% 程度 許容変形量±15cm 程度(鉛直) 	
E	<ul style="list-style-type: none"> クレーンのトラス構造部に減衰装置を設置。クレーン全体の剛性を小さくすることにより固有周期を長周期化 固有周期 4.0 秒程度 	

(3) コンテナクレーンの3次元有限要素モデル

コンテナクレーンの3次元FEMの解析モデル図の例を図3-9-13に示す。なお、免震装置(Aタイプ)のFEMモデル図は図3-9-14に示すとおりである。また、固有値解析および地震応答解析における脚下端の拘束条件の設定内容を表3-9-7に示す。

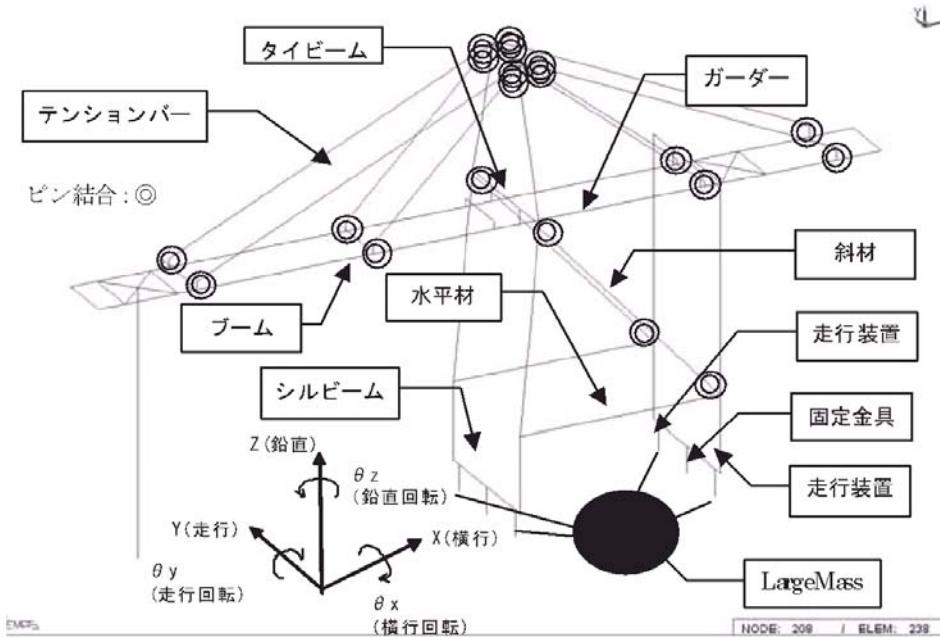


図3-9-13 コンテナクレーンの3次元FEM解析モデル図⁴⁾

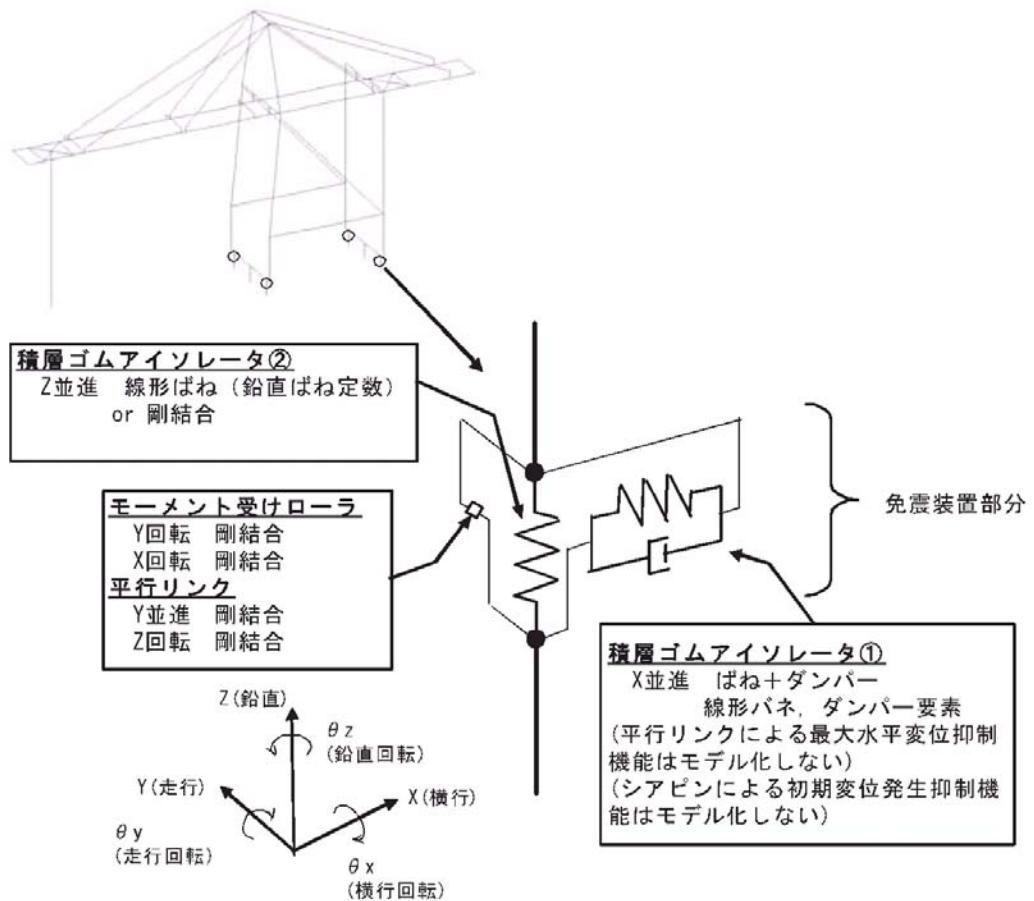
表3-9-7 コンテナクレーンの3次元解析・脚下端の拘束条件の設定例⁴⁾

考慮する向き		固有値解析		地震応答解析	
		作業時	休止時	作業時	休止時
並進	X(横行)	固定	同左	同左	同左
	Y(走行)	固定	同左	フリー (摩擦 $\mu=0.075$)	同左
	Z(鉛直)	固定	同左	浮き上がり考慮(GAP要素)	同左
回転	θ_x (X軸廻り)	フリー(ロッカービーム位置)	同左	同左	同左
	θ_y (Y軸廻り)	フリー	同左	同左	同左
	θ_z (Z軸廻り)	フリー	同左	同左	同左

(b) 逸走防止金具

考慮する向き		固有値解析		地震応答解析	
		作業時	休止時	作業時	休止時
並進	X(横行)	フリー	同左	同左	同左
	Y(走行)	フリー	フリー*1	フリー	フリー*1
	Z(鉛直)	フリー	同左	同左	同左
回転	θ_x (X軸廻り)	フリー	同左	同左	同左
	θ_y (Y軸廻り)	フリー	同左	同左	同左
	θ_z (Z軸廻り)	フリー	同左	同左	同左

*1 逸走防止金具は休止時の走行方向変位量に合わせて適切な遊間量を持たせるものとし、レベル2地震時には反力が作用しないものとした。



構成要素名	機能	構造上の特徴・ 設計上の基本的な考え方	FEM 解析上のモデル化
積層ゴム アイソレータ (天然ゴム系)	加速度低減 機能・復元機能	<ul style="list-style-type: none"> 常時、地震時における鉛直荷重を確実に支持。 クレーンの横行方向固有周期を調整し、長周期化又は入力地震動の卓越周期等からずらすことにより、クレーンの地震応答を低減。 今回の設計では、「免震構造入門」（日本免震構造協会編、H7年7月発行）に示されている積層ゴム設計手順を参考としてゴムの仕様を設定。 	<p>(横行方向) ・線形バネとしてモデル化 (走行方向) ・積層ゴムの走行方向の変位は発生しない機構としているため、モデル化しない。 (鉛直方向) ・線形バネとしてモデル化</p>
水平ダンパー (オイルダンパー)	減衰機能	<ul style="list-style-type: none"> 免震装置部分で発生する横行方向の相対速度に対応して、ダンパーにより地震エネルギーを減衰。 想定する固有周期および地震動レベルにおいて、クレーン全体の加速度応答と免震装置部分に発生する相対変位が所要の許容値に収まるよう設定。 	速度比例型ダッシュポット (横行方向のみ)
シアピン	トリガー機能	<ul style="list-style-type: none"> トリガー値を越えると、シアピンを破断させ、免震装置を作動。 一般には、トリガー値は、暴風時水平力（横行方向）以上の値を設定。 	モデル化しない
モーメント 受けローラ	ゴムの回転変位 拘束機能	<ul style="list-style-type: none"> 積層ゴム部分に作用する回転モーメントをローラで受けることにより、ゴムの回転変位を拘束。 	節点拘束条件によりモデル化 剛結合 (免震部分のY軸回転：拘束) (免震部分のX軸回転：拘束)
平行リンク	ゴムの水平変位 抑制機能	<ul style="list-style-type: none"> 対向する2辺のリンクで、積層ゴム部分で発生する横行方向の水平変位を抑制（積層ゴムの水平方向の変位許容値：例えば±30cm）。 	モデル化しない
	走行方向水平力 の伝達機能	<ul style="list-style-type: none"> ベースとゴム支持台とを連結させることにより、走行方向の水平力を伝達。 	節点拘束条件によりモデル化 (走行方向：拘束) (免震部分のZ軸回転：拘束)

図 3-9-14 免震装置(Aタイプ)のFEM解析モデル図⁴⁾

(4) 性能照査事例

(a) 重力式岸壁上におけるコンテナクレーンの耐震性能照査事例

1) 解析ケース・解析条件

係留施設の構造形式として右図に示す重力式、搭載される免震コンテナクレーンとして免震装置タイプ A(積層ゴム)を対象として解析した事例である。解析対象のクレーンの姿勢は休止時[※]である。

※レベル 2 地震動作用時のクレーン姿勢については、

同時生起性等を考慮して、クレーンの設置方針や運用形態等に応じて個々の施設毎に設定する必要がある。ただし、大方のクレーンの平均稼働率は

10~30%程度であり、休止時の姿勢については最低限照査対象とする必要があるとされている。

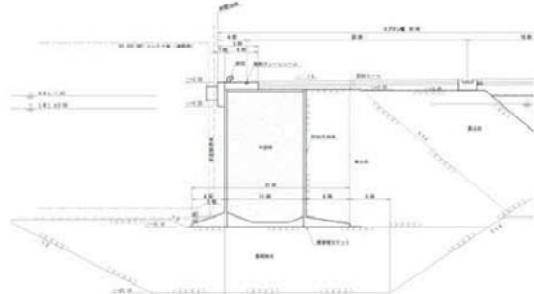


図 3-9-15 標準断面図⁴⁾

入力地震動については、岸壁の変形量照査で実施される 2 次元の FLIP の解析モデルを用いて、海側・陸側レール位置における水平成分のうち法線直交方向(横行方向)、および鉛直方向の応答加速度時刻歴を算定し用いている。また、水平成分のうち法線平行方向(クレーン走行方向)の入力地震動については、便宜的に係留施設背面(裏込石等を含む)の土層をモデル化した 1 次元 FLIP を実施し算定し用いている。なお、桟橋式構造以外については、入力地震動算定の際、施設とクレーンの動的相互作用は無視して良いとされている³⁾。

2) 解析結果

解析結果は表 3-9-8 に示すとおりである。なお、性能照査の際の許容値(耐震性能規定)は表 3-9-9 に示すとおり設定されており、解析結果は全ての項目で許容値を満足している。

当該モデルでは、休止時(ブームを上方に格納した姿勢)を対象としており、陸側脚背面に位置する機械室の重量が大きいため、全体の重心位置が陸側に寄った状態となっている。その結果、脚の浮き上がりは相対的に軸力が小さい海側脚で生じている。

表 3-9-9 コンテナクレーンの耐震性能規定の設定例⁴⁾

照査項目	許容値	設定の考え方
浮き上がり・脱輪	・30mm	・車輪のつばの高さ
脚下端の反力 (8 輪/脚)	・海側脚： 鉛直 1,324kN/輪→10,592kN/脚 水平 118kN/輪→944kN/脚 ・陸側脚： 鉛直 1,324kN/輪→10,592kN/脚 水平 118kN/輪→944kN/脚	係留施設側からの申し送り事項 (設計荷重条件) .
主要構造部材の応力	・軸力・曲げ・せん断作用に対する鋼部材の発生応力が降伏応力以内	・レベル 2 地震動に対する修復性の確保
免震装置 A タイプ	・免震装置の水平変位量 許容ストローク±30cm	・免震装置(積層ゴム)の許容最大せん断変位

表 3-9-8 耐震性能照査結果一覧(免震タイプ A、休止時)⁴⁾

クレーン名称			S港クレーン			
地震動			LEVEL2			
加震方向			横行+走行(+鉛直)			
構造減衰			3%			
走行装置下端条件			GAP拘束			
GAP剛性	KA(圧縮側) [N/m]		2.51E+11			
	KB(引張側) [N/m]		4.70E+04			
クレーンの姿勢			休止時			
免震装置			免震A (K=1500kN/m,C=1200kNs/m)			
解析回数			1回目			
浮き上がり量	海側	[m]	0.029			
	陸側	[m]	0.000			
	海側	[m] or [rad.]	0.208			
	※免震Cのみ回転角 陸側	[m] or [rad.]	0.149			
	重心位置加速度	横行方向 [m/s ²]	-3.053			
		走行方向 [m/s ²]	3.420			
		鉛直方向 [m/s ²]	5.366			
	重心位置変位量	横行方向 [m]	-0.327			
重心位置変位量		走行方向 [m]	0.263			
		鉛直方向 [m]	-0.021			
				海側L2 陸側L3		
	脚下端反力	鉛直方向	最大値 [kN]	1063		
			[s]	130.06		
			最小値 [kN]	-3391		
			[s]	121.85		
		横行方向	最大値 [kN]	549		
			[s]	123.13		
			最小値 [kN]	-513		
			[s]	117.41		
応力度照査	S港 Element:117	走行方向	最大値 [kN]	350		
			[s]	128.09		
			最小値 [kN]	-156		
			[s]	120.25		
		合成応力	I端	J端		
			応力度 [kN/m ²]	47,578		
			応力度比	0.135		
			発生時刻 [s]	114.80		
応力度照査	S港 Element:97	曲げ引張 (座屈考慮)	応力度 [kN/m ²]	-153,385		
			応力度比	0.500		
			発生時刻 [s]	130.10		
			応力度 [kN/m ²]	-157,204		
		曲げ圧縮 (座屈未考慮)	応力度比	0.512		
			発生時刻 [s]	130.10		
			剪断	18,381		
			応力度比	0.090		
応力度照査	S港 Element:97	合成応力	発生時刻 [s]	127.06		
			応力度 [kN/m ²]	159,410		
			応力度比	0.452		
			発生時刻 [s]	130.10		
		曲げ引張 海側水平材端部	I端	J端		
			応力度 [kN/m ²]	221,879		
			応力度比	0.611		
			発生時刻 [s]	123.13		
応力度照査	S港 Element:97	曲げ圧縮 (座屈考慮)	応力度 [kN/m ²]	-202,826		
			応力度比	0.642		
			発生時刻 [s]	117.41		
			曲げ圧縮 (座屈未考慮)	-223,671		
		剪断	応力度比	0.708		
			発生時刻 [s]	117.41		
			応力度 [kN/m ²]	22,782		
			応力度比	0.109		
応力度照査	S港 Element:97	合成応力	発生時刻 [s]	117.35		
			応力度 [kN/m ²]	226,968		
			応力度比	0.625		
			発生時刻 [s]	117.41		
				123.13		

b) 桟橋式岸壁上におけるコンテナクレーンの耐震性能照査事例

1) 解析ケース・解析条件

係留施設の構造形式として桟橋式、搭載される免震コンテナクレーンとして免震装置タイプA(積層ゴム)を対象^{*}として解析した事例である。解析対象のクレーンの姿勢は作業時・休止時の2姿勢である。

*参考文献 6)では免震装置タイプ C(ヒンジ式)、D(ロッキング式)の解析事例も紹介されている。

入力地震動については、岸壁の変形量照査で実施される2次元のFLIPの解析モデルを用いて、海側・陸側レール位置における水平成分のうち法線直交方向(横行方向)、および鉛直方向の応答加速度時刻歴を算定し用いている。また、水平成分のうち法線平行方向(クレーン走行方向)の入力地震動については、便宜的に桟橋基礎部をモデル化した1次元FLIPにより杭の $1/\beta$ 平均深度における応答加速度時刻歎を算定し用いている。なお、桟橋式構造では、入力地震動算定の際にも、施設とクレーンの動的相互作用を考慮する必要があるとされている³⁾。

2) 解析結果

解析結果は表 3-9-10 に示すとおりである(同表には参考として非免震クレーンの場合の照査結果も併せて示す)。なお、性能照査の際の許容値は表 3-9-11 に示すとおり設定されており、解析結果は全ての項目で許容値を満足している(免震クレーンの場合)。

表 3-9-11 コンテナクレーンの耐震性能規定の設定例⁴⁾

照査項目	許容値	設定の考え方
浮き上がり・脱輪	25mm	・車輪のつばの高さ
脚下端の反力 (8 輪/脚)	・海側脚： 鉛直 975kN/輪→7,800kN/脚 水平 109kN/輪→872kN/脚 ・陸側脚： 鉛直 693kN/輪→5,544kN/脚 水平 74kN/輪→592kN/脚	・設計荷重条件
主要構造部材の応力	・軸力・曲げ・せん断作用に対する鋼部材の発生応力が降伏応力以内	・レベル 2 地震動に対する修復性の確保
免震装置 A タイプ	・免震装置の水平変位量 許容ストローク±30cm	・免震装置(積層ゴム)の許容最大せん断変位
免震装置 C タイプ	・免震装置の最大回転量 許容ストローク →0.0236rad(1 回目) →0.0354rad(2 回目)	・免震装置(ヒンジ部)の最大回転角
免震装置 D タイプ	・免震装置の鉛直変位量 許容ストローク 0~40cm	・免震装置部分の許容最大鉛直変位

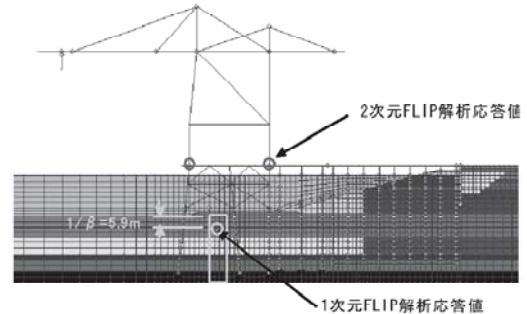
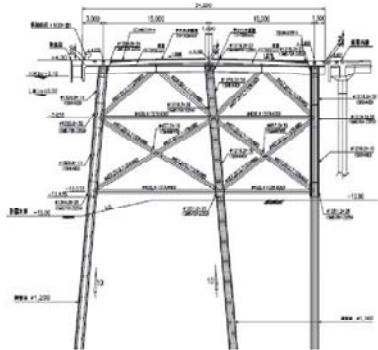


図 3-9-15 標準断面図⁴⁾

表 3-9-10 耐震性能照査結果一覧(免震タイプ A^{*}、作業時・休止時)⁴⁾

クレーン名称			T港クレーン									
地震動			LEVEL2									
加震方向			横行・走行(+鉛直)									
構造減衰			3%									
走行装置下端条件			GAP拘束									
GAP剛性	KA(圧縮側) KB(引張側)	[N/m]			2.46E+11							
		[N/m]			8.18E+04							
クレーンの姿勢			作業時 トロリ休止位置				休止時					
免震装置			非免震		免震A (K=1000kN/m,C=1200kNs/m)		非免震		免震A (K=1000kN/m,C=1200kNs/m)			
解析回数			1回目		1回目		1回目		1回目			
浮き上がり量	海側 陸側	[m]	0.000		0.000		0.001		0.000			
		[m]	0.004		0.000		0.009		0.000			
免震装置変位	海側 ※免震Cのみ回転角	[m] or [rad]	-		-0.109		-		-0.121			
	陸側	[m] or [rad]	-		-0.078		-		-0.092			
重心位置加速度	横行方向	[m/s ²]	-4.938		-2.745		-4.855		-2.637			
	走行方向	[m/s ²]	1.735		1.712		1.759		1.657			
	鉛直方向	[m/s ²]	0.990		-0.293		1.942		0.268			
重心位置変位置	横行方向	[m]	0.460		0.276		0.459		0.259			
	走行方向	[m]	-0.691		-0.869		-0.838		-0.896			
	鉛直方向	[m]	-0.014		-0.012		-0.032		-0.029			
			海側L2	陸側L3	海側L2	陸側L3	海側L2	陸側L3	海側L2	陸側L3		
脚下端反力	鉛直方向	最大値	[kN]	-160	895	-1161	-153	668	1147	-501	-334	
		[s]	75.90	80.91	75.67	79.39	77.85	80.96	75.85	73.51		
		最小値	[kN]	-5377	-4461	-4339	-3381	-4892	-4531	-4054	-3688	
	横行方向	最大値	[kN]	1030	782	572	450	1047	781	546	423	
		[s]	75.89	75.89	75.86	75.86	77.90	77.90	75.86	75.86		
		最小値	[kN]	-793	-533	-389	-287	-863	-586	-410	-307	
	走行方向	最大値	[kN]	77.17	77.17	77.22	77.24	77.16	77.15	77.22	77.24	
		[s]	355	266	325	287	246	323	282	293		
		最小値	[kN]	-273	-236	-271	-260	-279	-251	-260	-267	
		[s]	71.58	74.71	71.57	74.72	71.34	71.36	74.75	71.36		
			I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端		
応力度照査	曲げ引張	応力度	[kN/m ²]	97.952	147.981	0	0	113.347	161.335	0	0	
		応力度比		0.277	0.419	0.000	0.000	0.321	0.457	0.000	0.000	
		発生時刻	[s]	80.96	80.98	0.00	0.00	81.00	81.00	0.00	0.00	
	曲げ圧縮 (座屈考慮)	応力度	[kN/m ²]	-165.620	-242.996	-137.956	-168.078	-200.116	-269.424	-148.346	-179.058	
		応力度比		0.543	0.792	0.449	0.547	0.652	0.878	0.483	0.583	
		発生時刻	[s]	77.77	75.85	71.20	75.80	77.84	77.84	75.75	75.79	
	曲げ圧縮 (座屈未考慮)	応力度	[kN/m ²]	-165.104	-246.852	-135.224	-169.642	-197.548	-274.557	-147.302	-180.083	
		応力度比		0.538	0.804	0.440	0.553	0.643	0.894	0.480	0.587	
		発生時刻	[s]	77.77	75.85	71.31	75.80	77.84	77.84	75.73	75.79	
	剪断	応力度	[kN/m ²]	26.745	26.745	21.303	21.303	34.784	34.784	21.572	21.572	
		応力度比		0.131	0.131	0.105	0.105	0.171	0.171	0.106	0.106	
		発生時刻	[s]	80.07	80.07	75.87	75.87	77.92	77.92	75.88	75.88	
T港 Element:5	合成応力		応力度	[kN/m ²]	169.804	250.021	138.638	173.273	208.509	280.747	152.518	183.668
	応力度比			0.481	0.708	0.393	0.491	0.591	0.795	0.432	0.520	
	発生時刻		[s]	77.77	75.85	71.29	75.80	77.84	77.85	75.75	75.79	
				I端	J端	I端	J端	I端	J端	I端	J端	
	応力度照査	曲げ引張	応力度	[kN/m ²]	361.752	319.544	222.670	200.071	389.288	343.328	208.455	188.254
			応力度比		0.997	0.880	0.613	0.551	1.072	0.946	0.574	0.519
			発生時刻	[s]	75.88	77.89	75.84	75.84	77.90	77.90	75.84	75.84
	曲げ圧縮 (座屈考慮)	応力度	[kN/m ²]	-278.617	-230.637	-140.179	-110.589	-303.217	-252.027	-137.318	-108.128	
		応力度比		0.882	0.730	0.444	0.350	0.960	0.798	0.435	0.342	
		発生時刻	[s]	77.16	77.16	77.22	77.22	77.23	77.17	77.23	77.23	
	曲げ圧縮 (座屈未考慮)	応力度	[kN/m ²]	-304.782	-251.470	-154.078	-121.181	-331.033	-274.156	-150.502	-118.068	
		応力度比		0.964	0.796	0.488	0.383	1.048	0.868	0.476	0.374	
		発生時刻	[s]	77.16	77.16	77.22	77.22	77.23	77.17	77.23	77.23	
T港 Element:7	剪断	応力度	[kN/m ²]	20.327	20.327	14.743	14.743	19.743	19.743	15.425	15.425	
		応力度比		0.097	0.097	0.070	0.070	0.094	0.094	0.074	0.074	
		発生時刻	[s]	79.98	79.98	74.59	74.59	77.10	77.10	75.22	75.22	
	合成応力		応力度	[kN/m ²]	362.959	320.942	224.078	201.637	390.689	344.916	209.627	189.551
	応力度比			1.000	0.884	0.617	0.555	1.076	0.950	0.577	0.522	
	発生時刻		[s]	75.88	77.89	75.84	75.84	77.90	77.90	75.84	75.84	

※参考として非免震の場合の照査結果もあわせて示す。

<3-9 の参考文献>

- 1) 宮田正史、竹信正寛、菅野高弘、長尾毅、小濱英司、渡部昌治：耐震強化施設としてのコンテナクレーンの耐震性能照査手法に関する研究(その 1)、国土技術政策総合研究所資料 No.455、2008.3
- 2) 国土交通省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、平成 11 年 4 月
- 3) 国土交通省港湾局：港湾の施設の技術上の基準・同解説、(社)日本港湾協会、平成 19 年 7 月
- 4) 宮田正史、竹信正寛、野津厚、菅野高弘、小濱英司、久保哲也：耐震強化施設としてのコンテナクレーンの耐震性能照査手法に関する研究(その 3)、国土技術政策総合研究所資料 No.540、2009.10
- 5) 菅野高広・塩崎禎郎：コンテナクレーンの 地震時挙動. に関する数値解析法の検討、土木学会地震工学論文集、2007.8
- 6) 宮田正史、吉川慎一、竹信正寛、菅野高弘、小濱英司、久保哲也：耐震強化施設としてのコンテナクレーンの耐震性能照査手法に関する研究(その 2)、国土技術政策総合研究所資料 No.563、2010.1

*本稿の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討事例である。

3-10 三次元解析

3-10-1 杭の三次元解析

本節では、既往の実物大群杭載荷試験を対象に 3 次元有効応力解析プログラム FLIP3D を用いた杭の静的挙動の再現性を検討した事例を紹介する。

(1) 現地載荷試験の概要

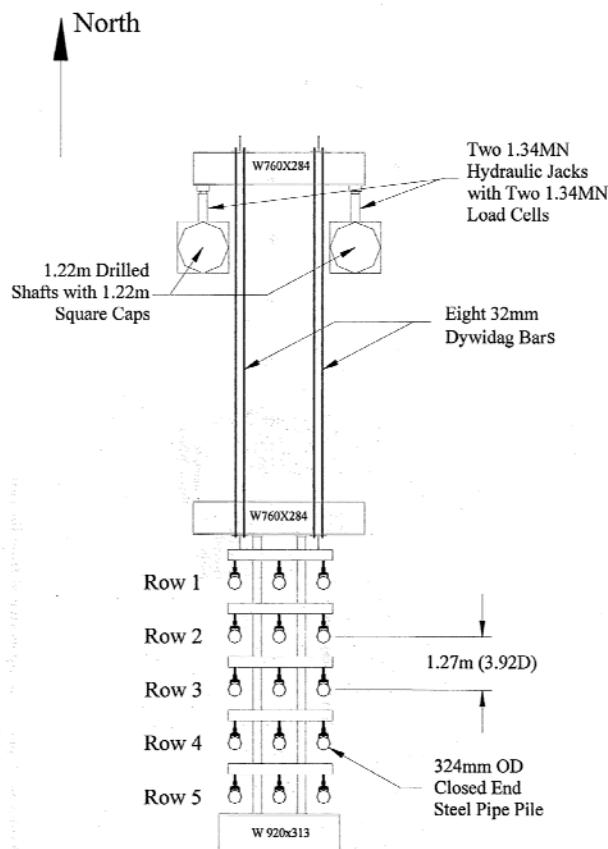
検討の対象とする実物大群杭載荷試験は、単杭の静的載荷試験、群杭の静的載荷実験及びスタナミック試験からなる一連の実験であり、ソルトレイク空港で行われた¹⁾。単杭と群杭の配置を図 3-10-1-1 に示す。図 3-10-1-1 の手前側が単杭、奥の 15 本が群杭である。なお、試験に用いられた杭は、外径 324mm、肉厚 9.5mm の先端閉塞鋼管杭(STAM252Grade3) であり、GL-11.6m まで根入れされている。

ここでは、試験結果との再現性を検討した「群杭の静的載荷試験の概要」について述べる。

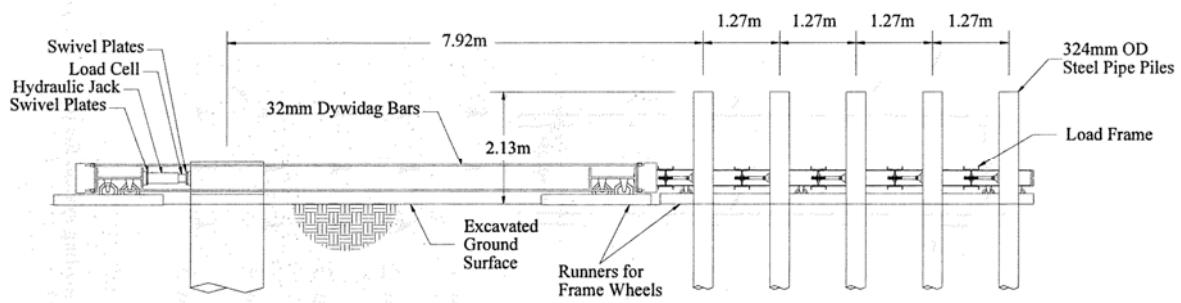


図 3-10-1-1 群杭と単杭の配置状況¹⁾

群杭の静的載荷試験では、2本の鉄筋コンクリート杭(直径 1.22m)を反力として、1.34MN ジャッキにより杭にピン結合されたタイロッドを引いて載荷している。載荷方法を図 3-10-1-2 に示す。載荷試験では、8段階の目標変位(6,13,19,25,38,51,89mm)を設定し、それぞれに 15 回の繰返し載荷を実施している。なお、本検討では一回目の載荷で得られた試験結果(荷重-変位関係、曲げモーメント等)と解析結果を踏まえて再現性の検討を行った。



(a) 平面図



(b) 断面図

図 3-10-1-2 群杭の静的載荷試験の載荷方法¹⁾

(2) 解析モデル

実物大群杭載荷実験位置の地層構成を図 3-10-1-3 に、地下水位の状況を図 3-10-1-4 に示す。図 3-10-1-4 に示す現地の状況を見ると、ほぼ地表付近で地下水が確認できることから、地下水位は地表面に設定した。

これらを考慮して作成した解析メッシュ図を図 3-10-1-5 に示す。解析モデルは、対称形状であることから、メモリおよび計算時間の関係上 1/2 対称モデルとした。

メッシュサイズのうち、x-y 平面については杭周辺部を細かく分割した。また、z 方向については、杭のひずみゲージ位置および地層境界に基づき設定した。なお、解析メッシュの総節点数は 19,237 節点である。

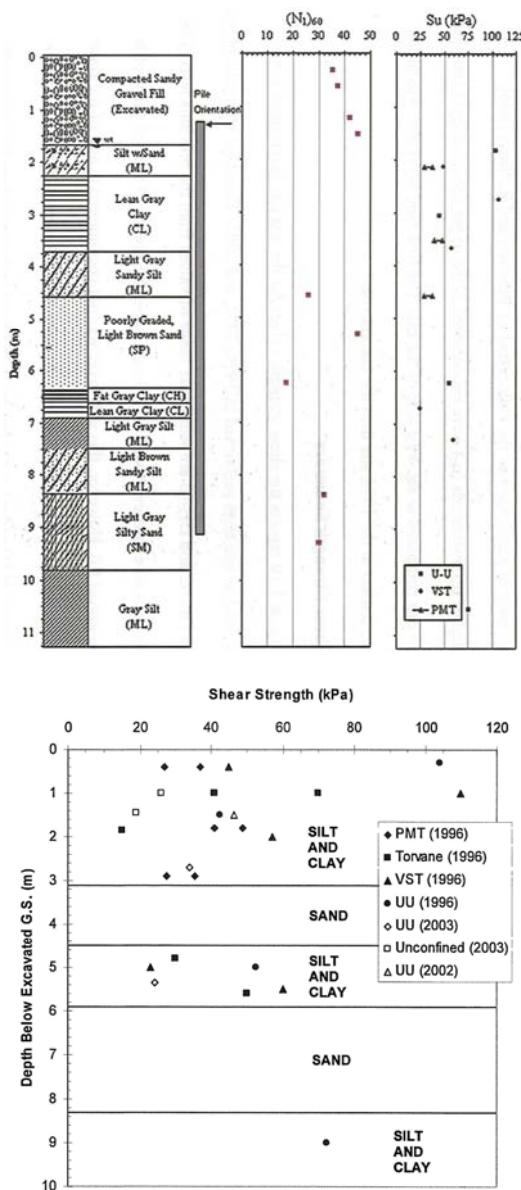
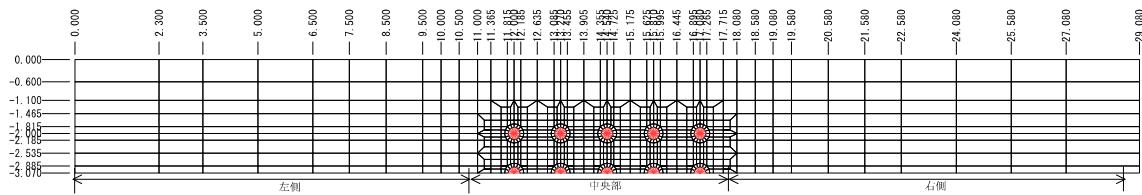


図 3-10-1-3 実物大群杭載荷試験近傍の地層構成¹⁾



図 3-10-1-4 実物大群杭載荷試験場所の地下水位の状況¹⁾

■平面図 (Z=0)



■断面図 (Y=-3.07)

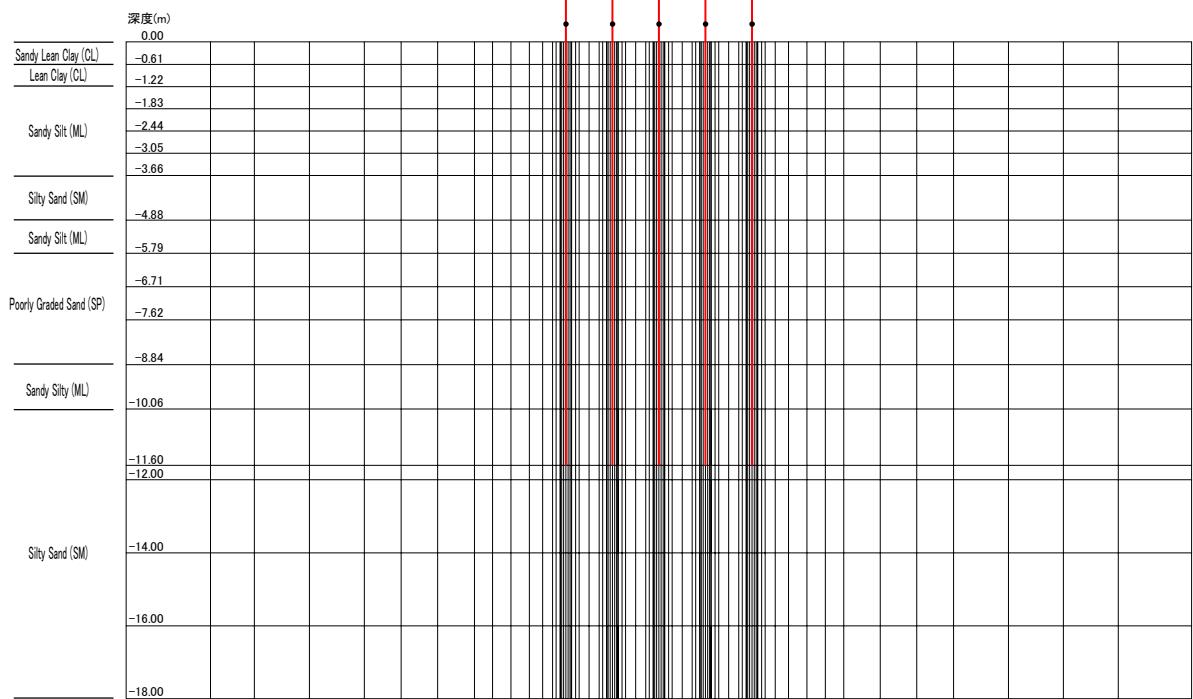


図 3-10-1-5 解析メッシュ図

(3) モデルパラメータ

本検討で用いたモデルパラメータを表 3-10-1-1 および表 3-10-1-2 に示す。地盤にはマルチスプリングモデルを、鋼管杭には非線形はり要素を適用した。なお、粘性土地盤は限界深度が 1.0m 程度であるという報告があるが、今回は、非線形ばね要素を地表面から杭下端までとした。また、対象地盤が粘性土であり透水性が非常に小さいと考え、非排水条件とした。

鋼管杭は、杭周辺地盤が引張応力を負担しないモデル化とした。具体的には、図 3-10-1-6 に示すとおり、中心部の非線形はり要素から放射状に設定した無質量剛はりと地盤との境界部に、非線形特性を軸方向にもつ非線形ばね要素を追加した。

表 3-10-1-1 解析に用いたモデルパラメータ

土質名	温潤密度 ρ_f (t/m ³)	間隙率 n	変形特性						履歴減衰 上限値 h_{max}	
			初期せん 断剛性 G_{ma} (kPa)	体積弾性 係数 K_{ma} (kPa)	基準化 拘束圧 σ_{ma}' (kPa)	ボアソン比 v	拘束圧 依存係数 m	内部 摩擦角 ϕ_f (°)	粘着力 c (kPa)	
CL	1.905	0.55	20700	55062	36.72	0.33	0.5	—	51.4	0.2
ML		25000	66500	41.98	—		50.0			
SM		20000	53200	47.35	—		40.0			
ML		147000	391020	52.93	38.0		—			
SP	1.905	28450	75677	62.62	0.33	0.5	—	56.9	0.2	
ML		12500	33250	67.83			—	25.0		
SM		27000	71820	67.83			—	54.0		
ML	1.814	169000	449540	77.67	0.33	0.5	33.0	—	0.2	
SM		49000	130340	85.50			33.0	—		

1)土層構成、内部摩擦角、せん断強度は文献① 177頁Fig. 7.2と同一とした。ただし、解析では表層のせん断強度のみ変化させた。

2)粘性土はC材、砂質土はφ材として、強度特性を設定した。

3)粘性土地盤(Soft Clay)のせん断剛性は、文献②のp196を参考に、 S_u (せん断強度)の値から求めた。

4)第5層の砂質地盤のせん断剛性は、文献①の(N_{100})₆₀値(約45)からN値(約30, $C_N=1.5$, $C_R=1$)を求め、文献②のp195の式(7-24)に従った。ただし、表7-5の平均値として $a=127$, $b=0.72$ を用いた。

5)第9層の砂質地盤のせん断剛性は、(N_{100})₆₀値(約30)からN値(約38, $C_N=0.8$, $C_R=1$)を求め4)と同様に求めた。

6)第10層の砂質地盤のパラメータは、実測データは礫質シルトとなっているが、N値の小さな砂質地盤であると仮定した。杭下端よりも深いところなので、大勢に影響を与えないであろうと判断した。

①Jeffery Snyder, 2004, Full-scale lateral-load tests of a 3x5 pile group in soft clays and silts, Master thesis, Brigham Young University.

②石原研而, 1998, 土質動力学の基礎, 鹿島出版会。

表 3-10-1-2 杭要素に用いたパラメータ(鋼管杭 $\phi 324\text{mm}$ 、肉厚 9.5mm)

使用モデル	密度 ρ (t/m ³)	せん断剛性 G_s (kPa)	ボアソン比 n	断面積 m^2	断面2次極 モーメント I m^4	初期 曲げ剛性 EI_0 (kN·m ²)	第2勾配の 曲げ剛性 EI_2 (kN·m ²)	全塑性 モーメント (kN·m)
非線形 はり要素	7.85	7.752E+07	0.29	9.39E-03	2.32E-04	2.320E+04	0.0	221.0

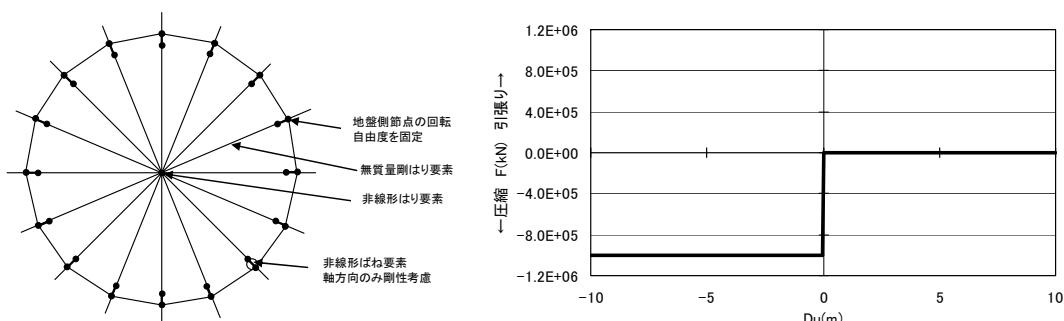


図 3-10-1-6 鋼管杭のモデル化(拘束条件および非線形ばね要素の非線形特性)

(4) 境界条件

初期自重解析および静的載荷解析における境界条件は以下のとおりである。

1) 初期自重解析

- ①杭の自重は考慮しない
- ②底面は全自由度を単点拘束する。
- ③1/2 対称面上にある地盤の節点は Uy を単点拘束する。
- ④1/2 対称面以外の側方は Ux、Uy を単点拘束する。
- ⑤1/2 対称面上にある「杭」、「剛はり」の節点は、Uy、Rx、Rz を単点拘束する。
- ⑥無質量剛はりと地盤の 2 重節点は Ux、Uy を MPC で拘束する。ただし、プログラム上の規則のため、1/2 対称面上にある節点は Ux のみを MPC で拘束する。
- ⑦杭下端部にある土節点に対しては、上に土があるのと同等の有効上載荷重をかける。有効上載荷重は重力加速度が大きくなるのと同期して増加させる。
- ⑧杭下端節点と地盤の 2 重節点は互いに無関係とする。ただし、杭下端節点の Uz は単点拘束する。

2) 静的載荷解析

初期自重解析の条件から以下の点を変更した。

- ①杭の自重を考慮する(ただし、解析結果には影響しない)。
- ②杭の自重を考慮するため、杭下端部にある土節点にかけた上載荷重を解除する。
- ③杭下端節点の Uz の拘束を解除し、下端部の無質量剛はりと地盤との 2 重節点の Uz を MPC で拘束する。
- ④杭頭部の節点の Ux を単点拘束する。

(5) 載荷条件

1) 初期自重解析

本検討では、 $\Delta t = 0.1$ 、LOOP=10 で行った。

2) 静的載荷解析

本検討では、現地載荷試験での最終目標変位量が 89mm であることから、変位制御として 90mm の強制変位を作成させた。なお、強制変位を作成させる際には、変位増分を 0.5mm とした($\Delta t=0.0005$ 、LOOP 回数 180)。

(6) 解析に用いた計算機

本検討で用いた計算機の主要なスペックを表 3-10-1-3 に示す。

表 3-10-1-3 本検討で用いた計算機の主要なスペック

CPU	CPU周波数	主メモリ	OS	コンパイラ
AMD Opteron Model 252	(2.60GHz)×2	16GB	Suse Linux 10.1	PGI Workstation 6.0

(7) 解析に用いたプログラム

「FLIP3D Ver1.2.5」を用いた。

(8) 初期自重解析結果

初期自重解析は、 $\Delta t = 0.1$ 、LOOP=10 で行った。なお、初期自重解析に要したダイナミックアレイのサイズは 219,817,370、要した時間は約 116 分であった。

ここで、初期自重解析の結果として、 $-\sigma'z$ 、 $-\sigma'x$ および $-\sigma'y$ の分布をそれぞれ図 3-10-1-7、図 3-10-1-8 および図 3-10-1-9 に示す。なお、同図には変形量も併せて表示させている(変形倍率 100 倍)。

地盤の密度と層厚より算定される有効上載荷重(地表面から最下端要素の中心深度まで)は 145.15kPa であり、 $-\sigma'z$ の結果と整合する。また、 $-\sigma'x$ および $-\sigma'y$ については、φ 材である下端層で概ね $-\sigma'z$ の半分程度となっており、設定したポアソン比 0.33($K_0=0.5$)を考慮すると妥当な結果といえる。以上より、本検討で実施した初期自重解析は、地盤の初期応力状態を概ね再現できていると考える。

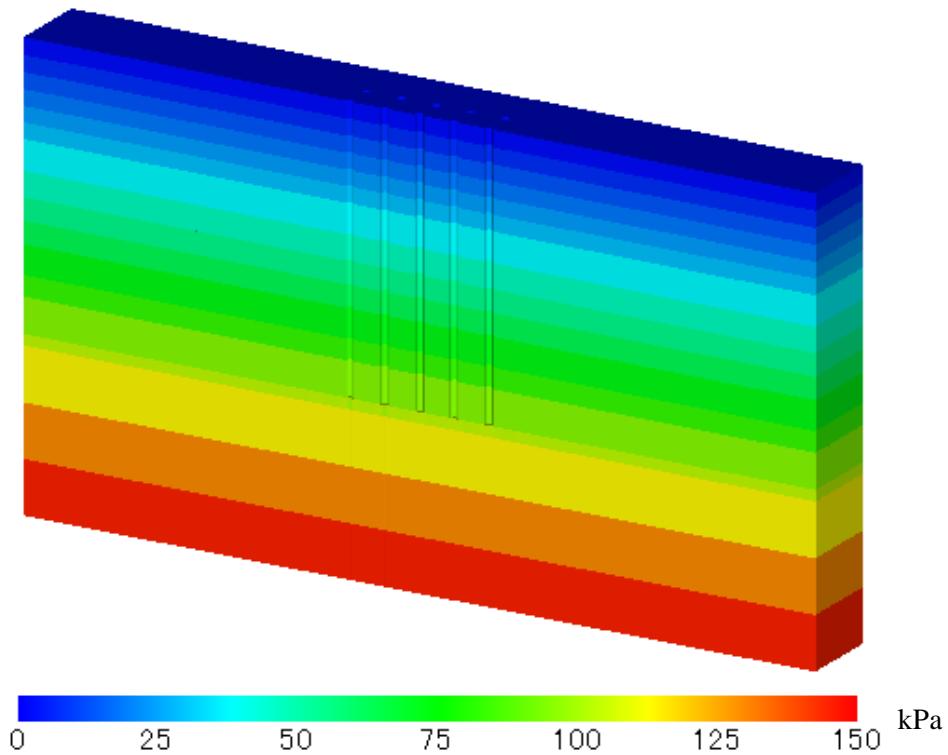


図 3-10-1-7 初期自重解析結果 $-\sigma'z$ の分布

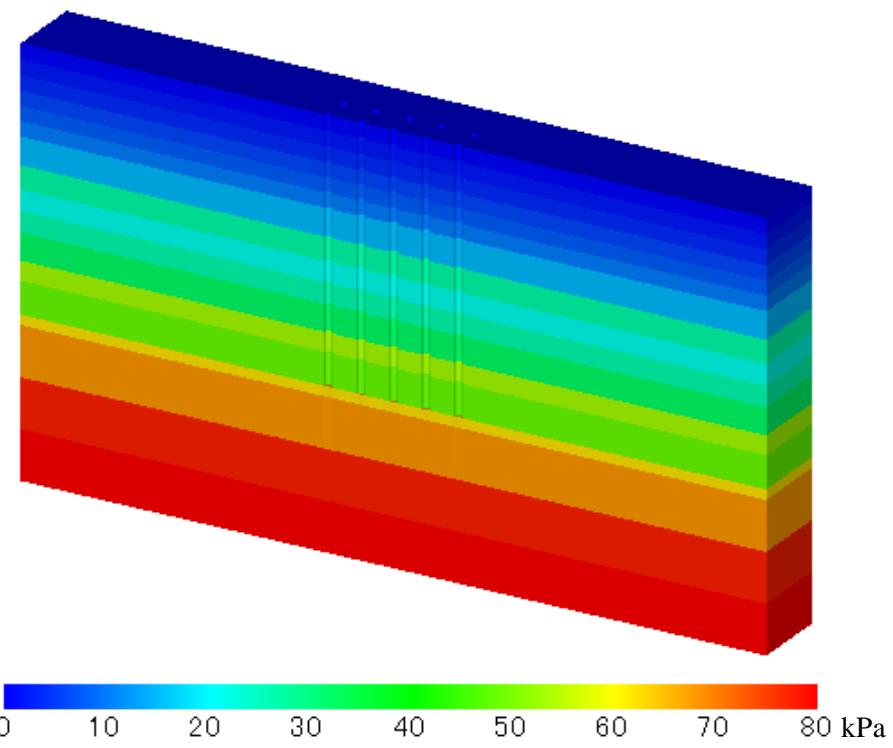


図 3-10-1-8 初期自重解析結果 - σ'_x の分布

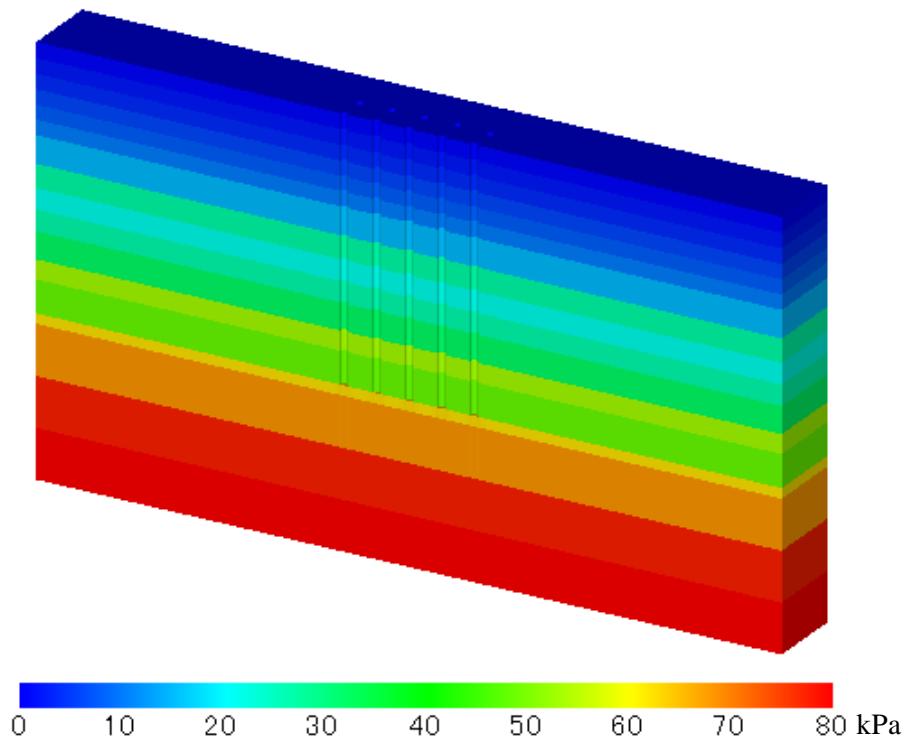


図 3-10-1-9 初期自重解析結果 - σ'_y の分布

(9) 静的載荷解析結果

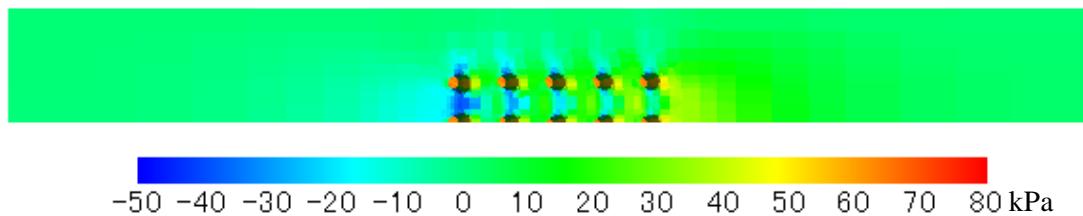
静的載荷解析は、 $\Delta t=0.0005$ 、LOOP=180 で行った。すなわち、変位増分を 0.5mm とした変位制御で解析を行った。なお、本解析では間隙水を考慮している。

静的載荷解析に要したダイナミックアレイのサイズは 219,718,559、要した時間は約 715 分(約 11 時間 55 分)であった。

図 3-10-1-10 および図 3-10-1-11 に、杭頭変位 90mm 時の変形図を示す。なお、変形は 5 倍として表示させている。また、同図は- $\sigma'x$ で色分けしている。

図 3-10-1-10 および図 3-10-1-11 の平面図を見ると、杭背後(x 方向)の引張応力はほとんどなくなったが、その分、杭側方(y 方向)の地盤で引張応力が発生する結果となった。このことは、軸方向にのみ非線形形ばね要素を考慮しており、杭の側方と地盤の間での、摩擦力を考慮していないためと考えられる。

平面図 (Z=0m)



断面図 (Y=-3.07m)

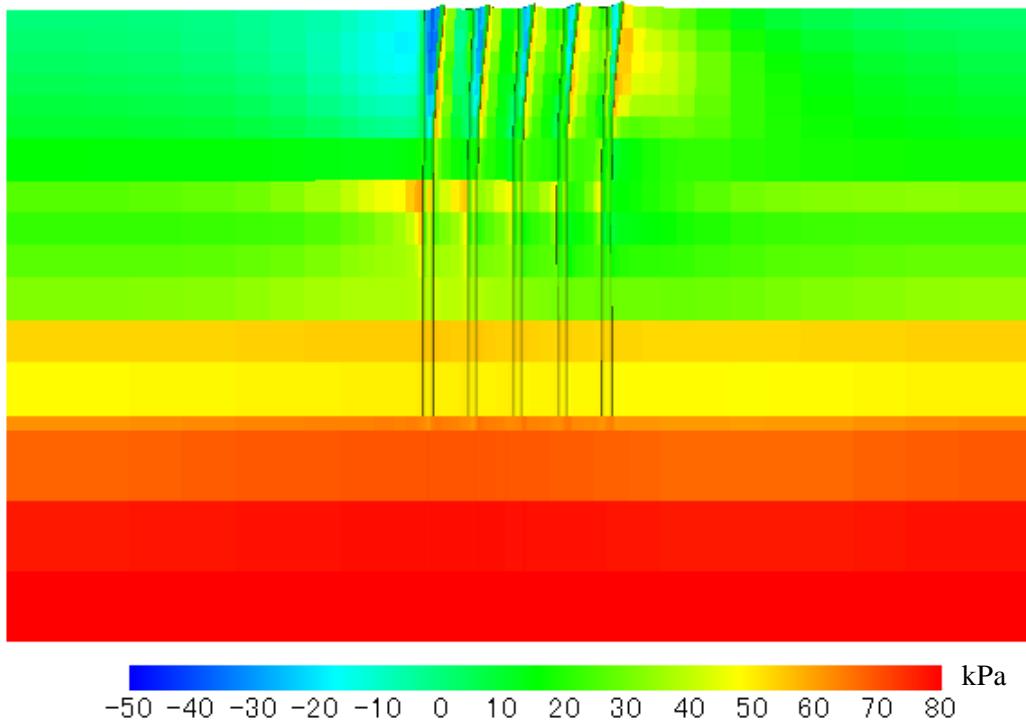
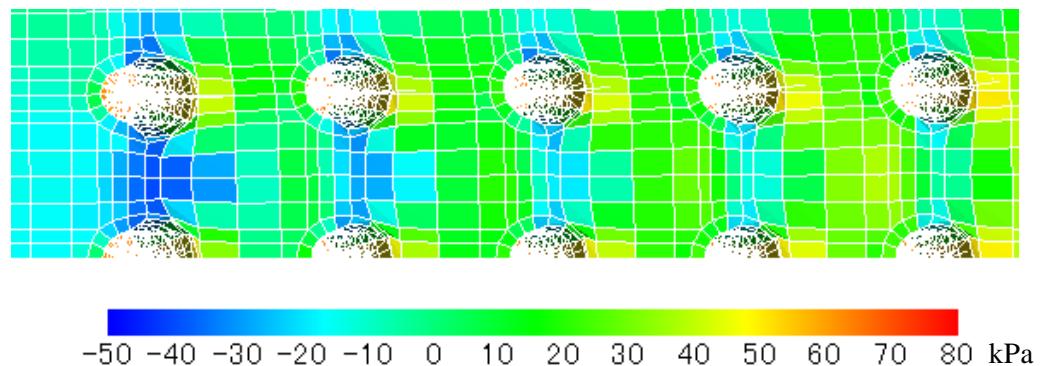


図 3-10-1-10 杭頭変位 90mm 時の変形図(変形倍率 5 倍)

平面図 (Z=0m)



断面図 (Y=-3.07m)

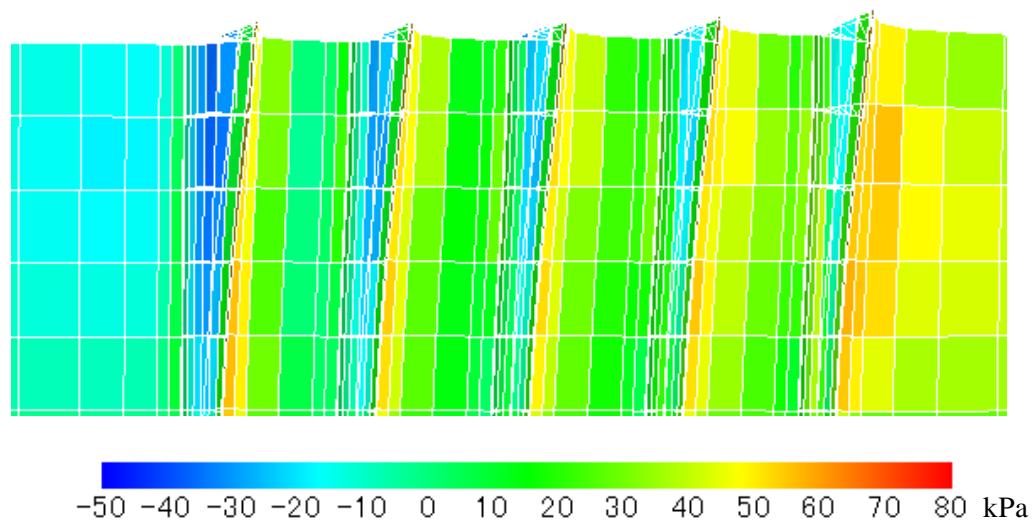


図 3-10-1-11 杭頭変位 90mm 時の変形図(変形倍率 5 倍 杭周辺部)

図 3-10-1-12 に、載荷点における実験結果と解析結果の荷重－変位曲線を比較して示す。ここで、杭の配列および載荷方向は図 3-10-1-13 のとおりである。また、図 3-10-1-14 には実験結果と解析結果の杭に発生した曲げモーメントの深度分布を比較して示す。

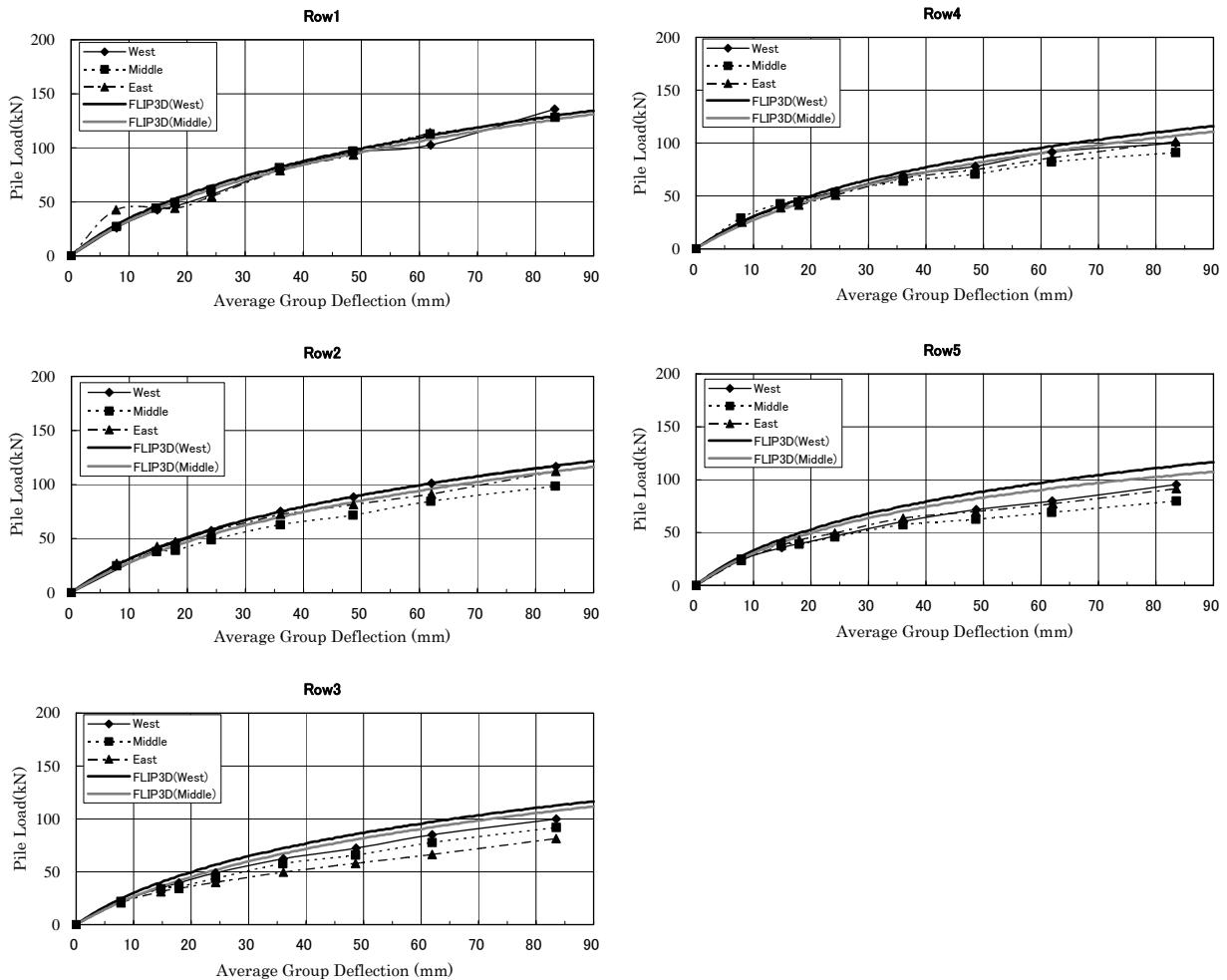


図 3-10-1-12 実験結果と解析結果の荷重－変位曲線の比較

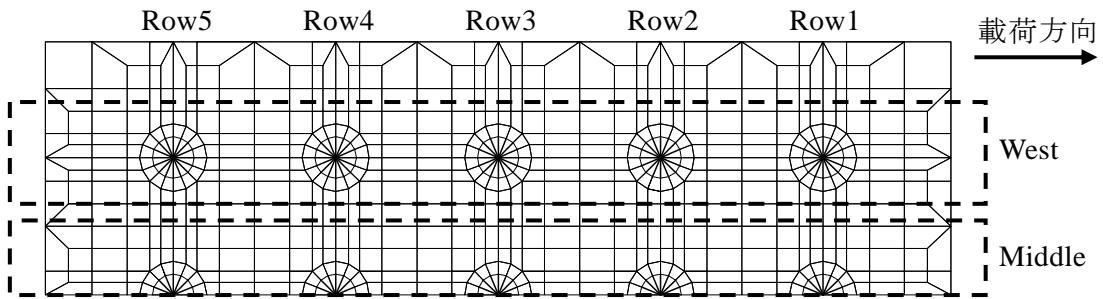


図 3-10-1-13 杭の配置および載荷方向

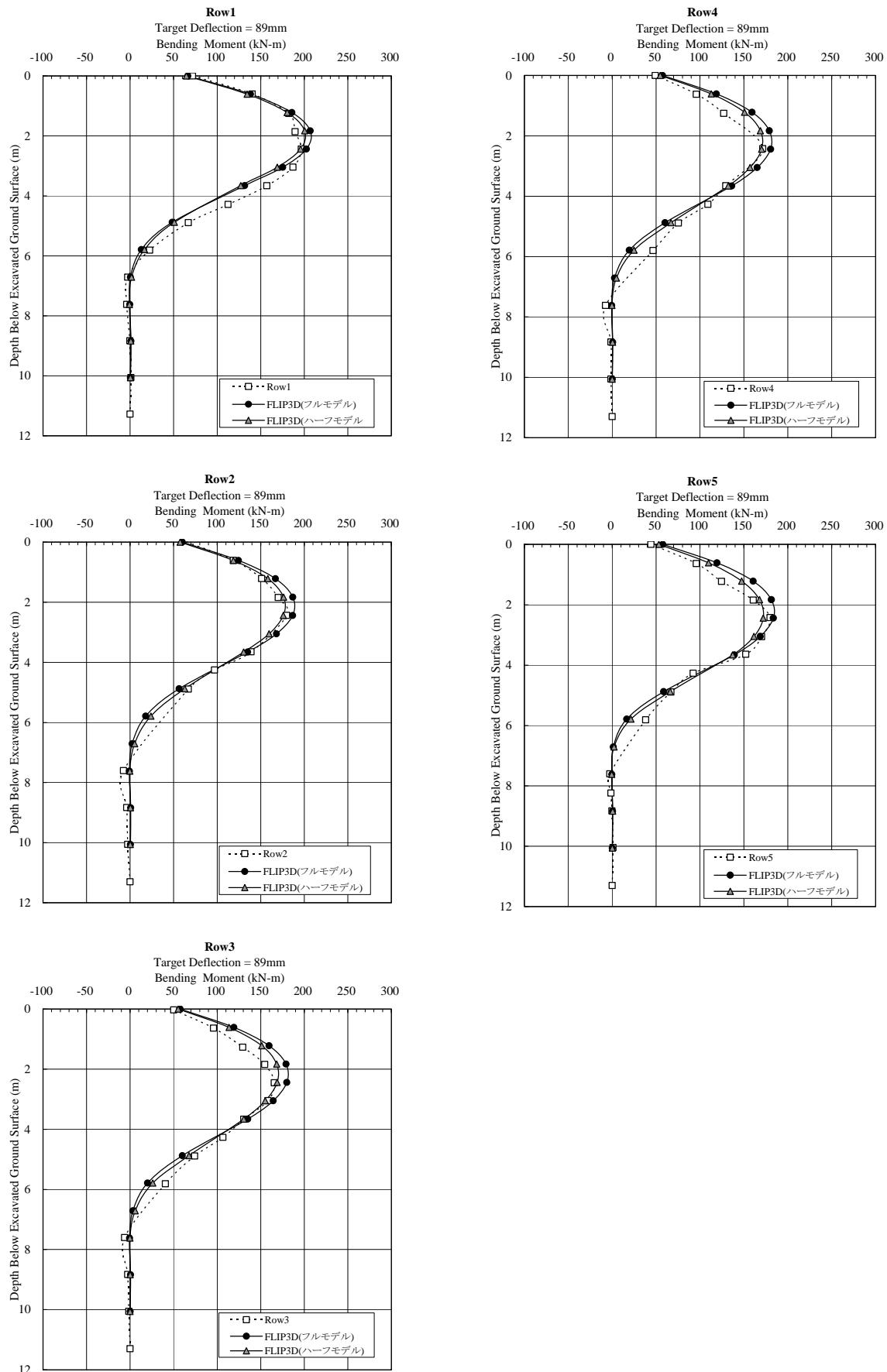


図 3-10-1-14 実験結果と解析結果の曲げモーメント深度分布の比較

(10) 考察

図 3-10-1-12 を見ると、定量的に実験結果を再現している結果となり、特に、杭周辺に引張応力がほとんど発生していない ROW1 では(図 3-10-1-10 および図 3-10-1-11 参照)、実験結果をほぼ再現する結果となった。また、図 3-10-1-14 の曲げモーメント深度分布図を見ると、定量的に実験結果を再現している結果となった。

ただし、図 3-10-1-11 に示したように、杭周辺地盤には引張応力が発生している状態であるため、今後はさらに解析精度を高めていく必要がある。

<3-10-1 の参考文献>

-
- 1) Jeffrey L.Synder:FULL-SCALE LATERAL-LOAD TESTS OF A 3x5 PILE GROUP IN SPFT CLAYS AND SILTS,Department of Civil and Environmental Engineering,Brigham Young University,2004.

3-10-2 空港高盛土*

(1) 概要

2007 年能登半島地震(Mj6.9)により、能登空港の滑走路では、14 箇所において大きなクラックが発生し（写真 3-10-1 参照）、本震当日には供用が停止した。しかしながら能登空港は、図 3-10-2-1 に示すとおり震源断層¹⁾から比較的近いにも関わらず、被災の影響は比較的軽微であり、地震発生当日はヘリコプターの離着陸場、翌日からは定期便が運航して、防災の上でも、地元住民の移動手段としても非常に有効であったことが報告されている²⁾。また、大地震による空港滑走路でのクラック発生を伴う被災状況を、滑走路全体にわたって面的に 3 次元の動的解析を用いて評価することは、今後の空港滑走路における耐震性能照査を行っていくうえでも非常に重要である。そこで本稿では、能登空港内における推定地震動に対して、解析コード FLIP を用いた 3 次元 FEM 逐次非線形解析³⁾を実施した。そして、解析結果に基づき、地震時における空港滑走路でのクラック発生位置の評価に有効な指標について検討を行った。

(2) 数値解析条件

(a) 解析手法

本研究では、3 次元 FEM 逐次非線形解析手法として、解析コード FLIP を採用した。この解析手法は、運動方程式の復元力項に非線形履歴モデルを適用し、直接積分法による時刻歴応答解析により非線形解析を行うものである。3 次元 FLIP は、土のせん断応力ーせん断ひずみの非線形関係として、3 次元に拡張されたマルチスプリングモデル³⁾が採用されている。3 次元マルチスプリングモデル³⁾は、2 次元マルチスプリングモデル⁴⁾と同様に、多数の仮想的な双曲線型バネで構成されており、履歴減衰の大きさを任意に調節可能である。これにより、せん断面における双曲線型非線形のモデル化が可能となっている。

(b) 解析モデル

図 3-10-2-2 に 3 次元 FEM 解析モデルを示す。滑走路延長方向は概ね 6m 毎のメッシュ構成、滑走路直交方向は 3~4m 每のメッシュ構成、鉛直方向は概ね 5m 每のメッシュ構成となっている。境界条件としては、底面ならびに側面ともに粘性境界を採用した。なお、節点総数は 94,125 および要素総数は 80,625 となっている。

(c) 解析パラメタ

地盤材料の各種土質試験結果⁵⁾、アスファルト舗装の一般値⁶⁾などを参考に解析パラメタを設定した。表 3-10-2-1 に設定した解析パラメタの一覧を示す。埋土、盛土、基盤についてはマルチスプリングモデル、滑走路については弾性体でモデル化した。なお、地盤でのマルチスプリングモデルにおける拘束圧パラメター m_G, m_K は、ともに 0.5 とした。

(d) 入力地震動および数値計算条件

入力地震動としては、2007年能登半島地震での能登空港での推定地震波⁷⁾（基準強震観測点K-NET輪島のケース）を3次元FEMモデル底面に引戻したものを用いた（図3-10-2-3参照）。数値計算での時間刻み Δt は、0.001secとし、計算ステップ数は40,960(40.96sec)である。なお、数値計算に使用したパソコンのスペックは、メモリ：24.0GB RAM、CPU：Xeon® W5,580@3.2GHzであり、計算に要した時間は約32日間である。

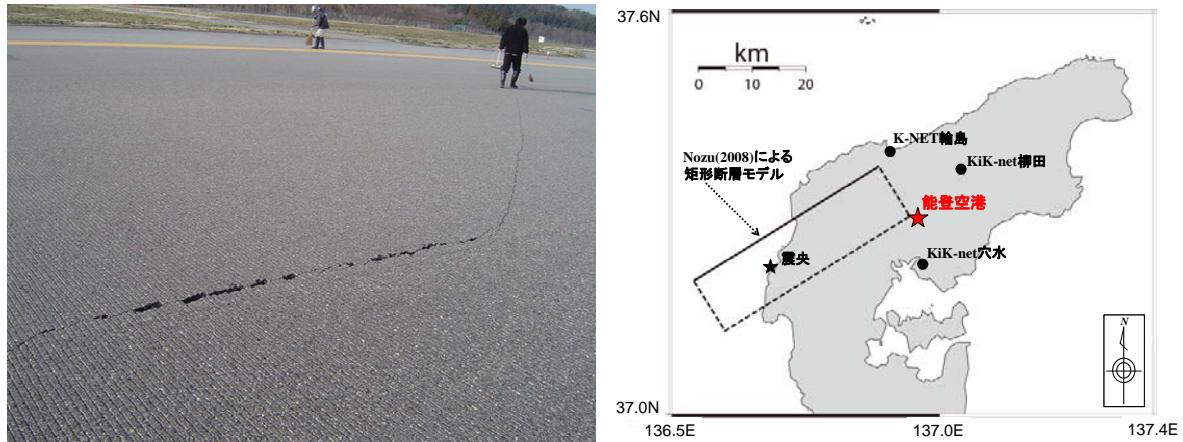


写真3-10-2-1 滑走路でのクラック発生状況 図3-10-2-1 震源断層¹⁾近傍にある能登空港

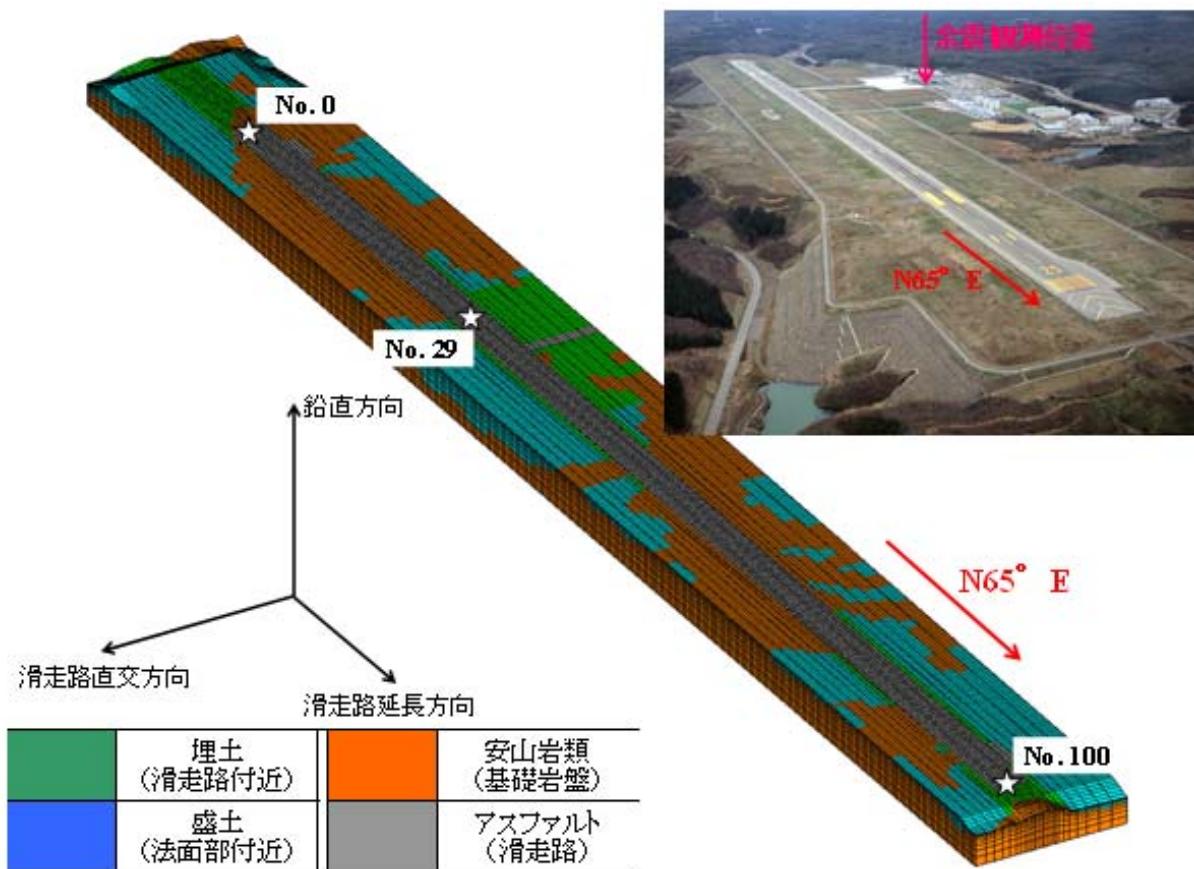


図3-10-2-2 3次元有限要素解析モデル（同図中の上空写真と解析モデルは、ほぼ同方向）

表 3-10-2-1 解析パラメターライ

	材料区分	採用モデル	弾性係数 E_d (kPa)	ボアソン比 ν	せん断弾性係数 G_0 (kPa)	体積弾性係数 K_0 (kPa)	質量密度 ρ (tf/m ³)	最大減衰定数 H_{\max}	粘着力 c (kPa)	内部摩擦角 ϕ (deg.)
埋土 (滑走路付近)	マルチスプリング モデル	-	0.33	36,950	96,360	1.59	0.24	8.8	31.8	
盛土 (法面部付近)	マルチスプリング モデル	-	0.33	66,880	174,400	2.00	0.16	14.7	36.5	
安山岩類 (基礎岩盤)	マルチスプリング モデル	-	0.33	331,700	865,020	2.10	0.15	0.2	40.0	
アスファルト (滑走路)	弾性体モデル	2,500,000	0.35	-	-	2.35	-	-	-	

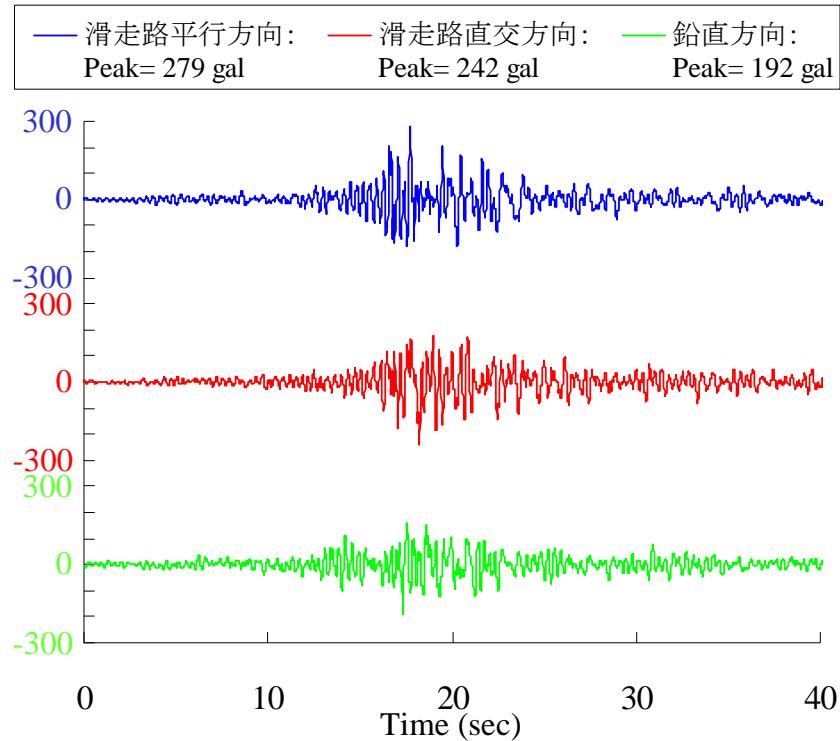


図 3-10-2-3 入力地震動の加速度時刻歴

(3) 数値解析結果

(a) 常時微動計測結果との比較

図 3-10-2-4 に応答解析結果の一例として、滑走路 No.29 (図 3-10-2-2 参照) での応答加速度の時刻歴を示す。この図より滑走路表面では、最大加速度が 200gal 未満となっている。本研究では、図 3-10-2-5 に示すとおり、滑走路中央にて滑走路延長方向に沿って常時微動計測を実施した。常時微動計測は、1 計測点あたり 11 分間の計測時間とし、サンプリング周波数は 100Hz とした。計測方向は、水平 2 成分と鉛直成分の計 3 成分であり、H/V スペクトルの計算では、水平 2 成分の平均をとった。図 3-10-2-6 に常時微動計測結果(H/V スペクトル)を示す。H/V スペクトルの計算処理方法としては、微動の速度時刻歴に対して、まず 0.1Hz のハイパスフィルターを施し、11 分間 (ほぼ 163.84 秒 × 4 区間) の中で、雑振動が小さい 163.84 秒の区間を 3 区間抽出し、フーリエスペクトルの計算を行い、バンド幅 0.05Hz のパーセンウィンドウで平滑化したのちに、H/V スペクトルを算出し、その平均を

とった。評価する周波数範囲としては、0.2~10Hzとした。図3-10-2-6より切土地点と盛土地点のH/Vスペクトルを比較すると、切土地点ではフラットなスペクトル形状を有しているのに対して、盛土地点では4Hz付近にピークを有している。さらに、図3-10-2-6には、埋土・盛土地点において、3次元有限要素解析モデルに基づいた1/4波長則から求まる固有振動数についても掲載している。図3-10-2-6に示すとおり、埋土・盛土地点において、常時微動計測によるH/Vスペクトルのピーク振動数と、3次元有限要素解析モデルの1/4波長則による固有振動数が概ね整合していることが読み取れる。これは、本研究において設定した3次元FEM解析モデルおよび解析パラメーターを使用すれば、能登空港滑走路での被災状況を一定の精度で再現できる可能性が高いことを示唆している。

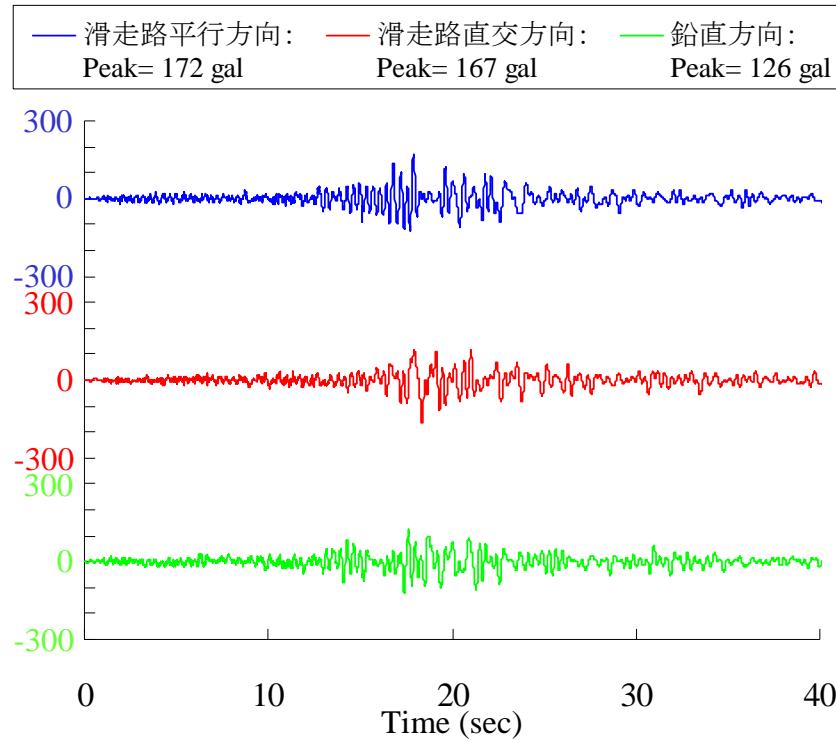


図3-10-2-4 滑走路での応答加速度波形の例(No. 29)



図3-10-2-5 滑走路での常時微動計測位置と計測状況

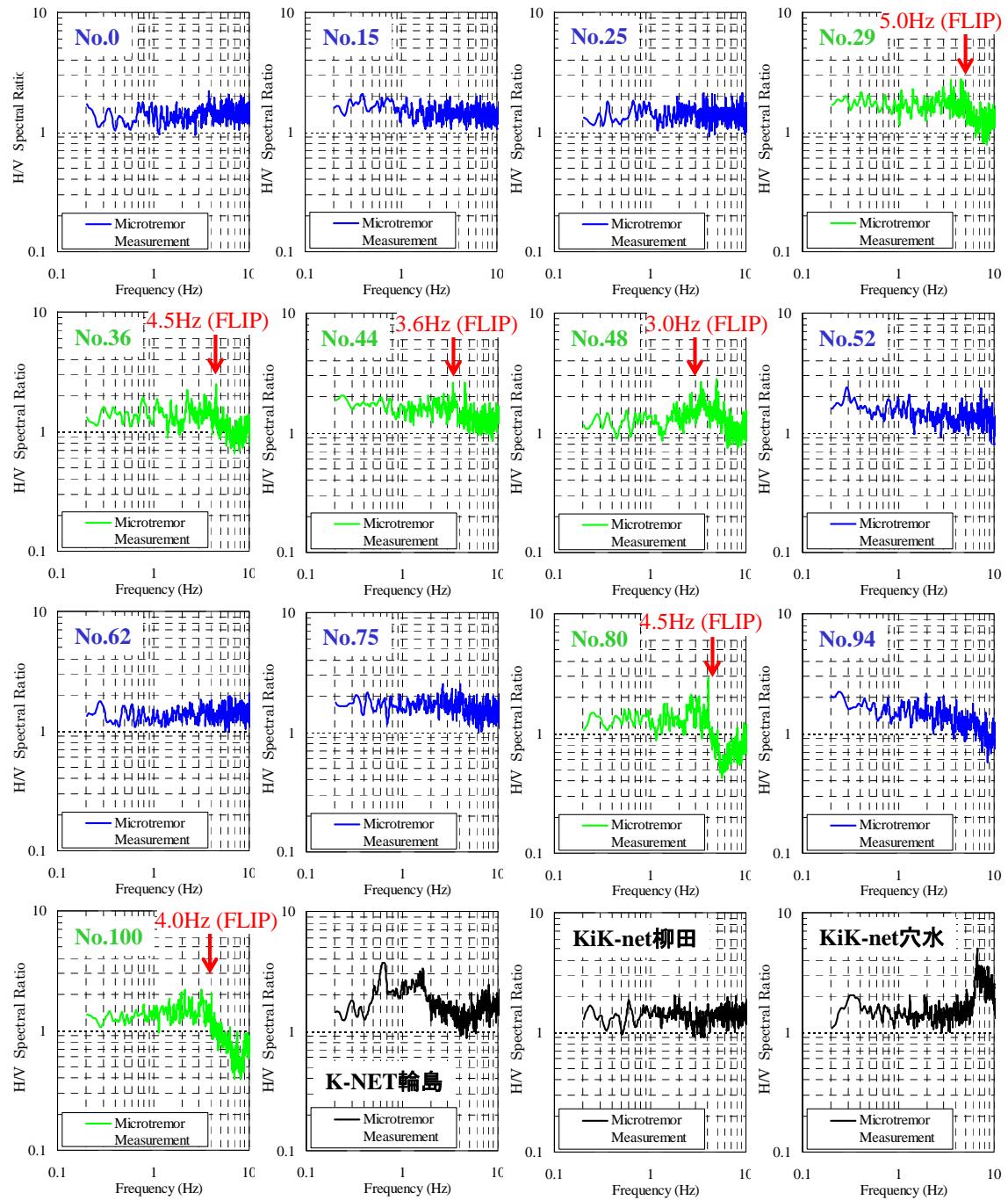


図 3-10-2-6 常時微動による H/V スペクトルと 1/4 波長則による固有振動数の比較

(b) クラック発生実績との比較

図 3-10-2-7、図 3-10-2-8、図 3-10-2-9 には、能登空港滑走路でのクラック発生状況の実績を示す。これらの図より、全体的に切り盛り境界付近において比較的多くのクラックが発生していることが読み取れる。さらに、これらの図には、3次元地震応答解析結果によるコンタ図についても示しており、クラック発生評価指標の候補として以下に示す 6種類について検討を行った。

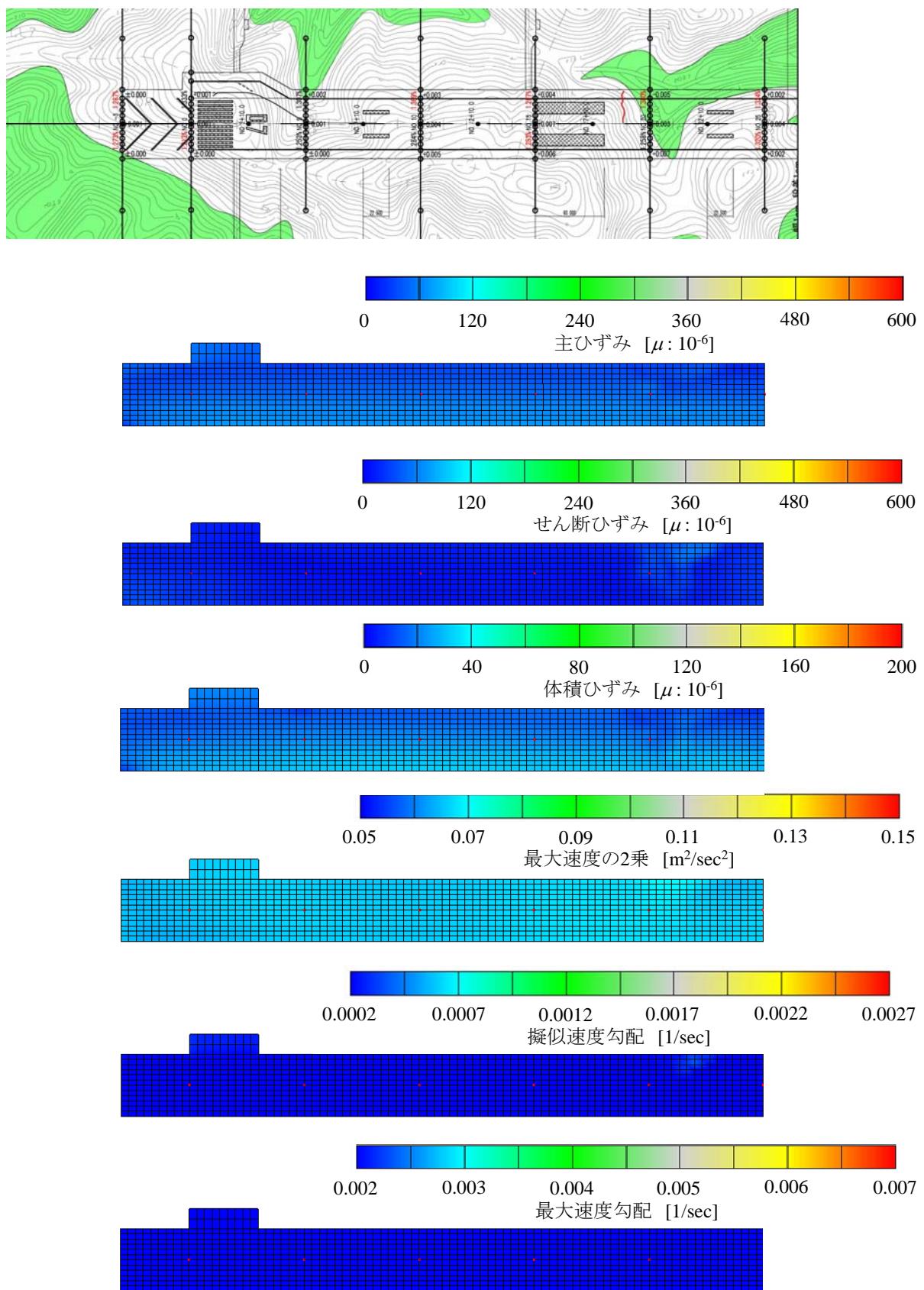


図 3-10-2-7 クラック発生実績と解析結果の比較（滑走路 No. 0～25）

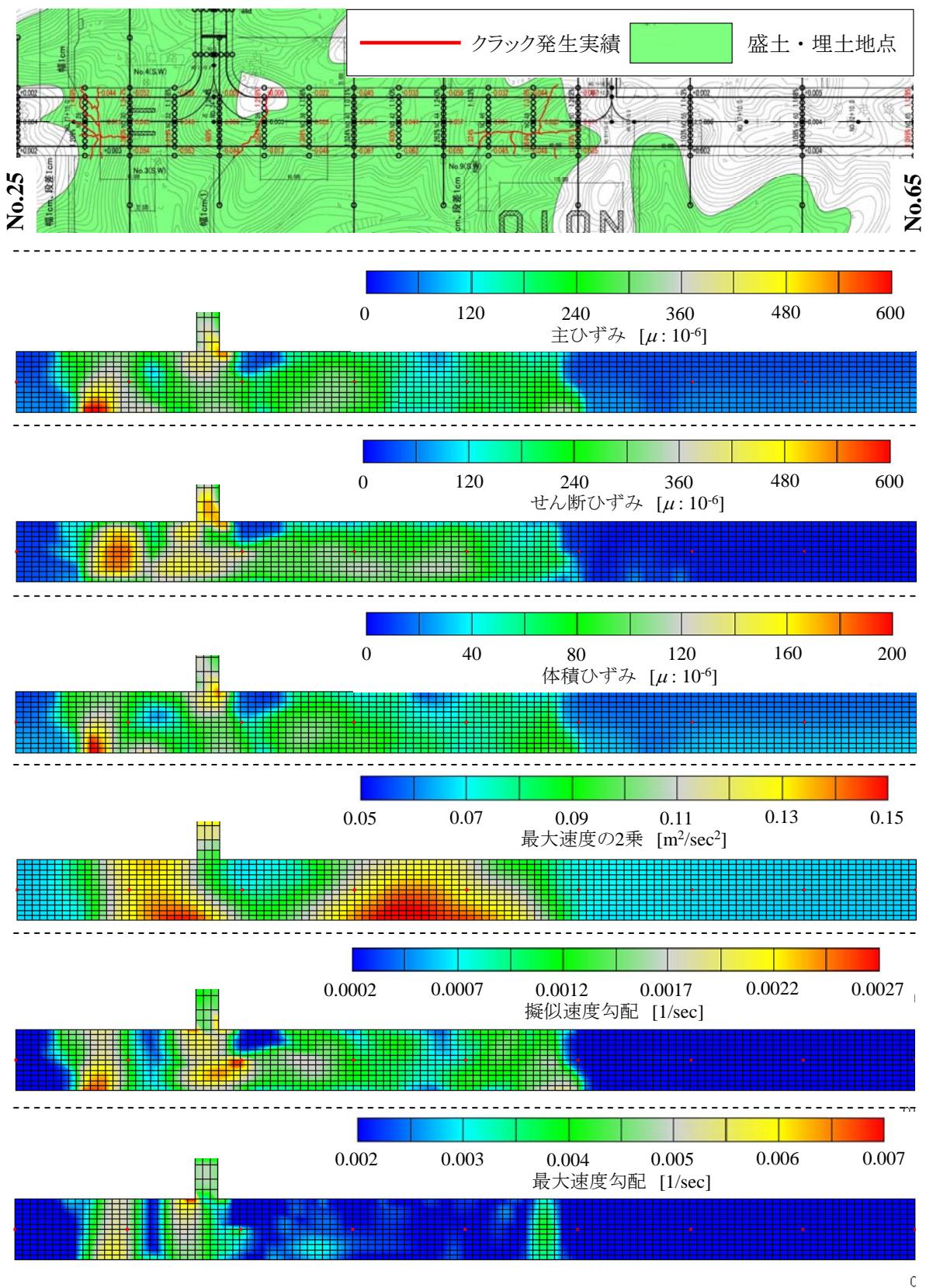


図 3-10-2-8 クラック発生実績と解析結果の比較（滑走路 No. 25～65）

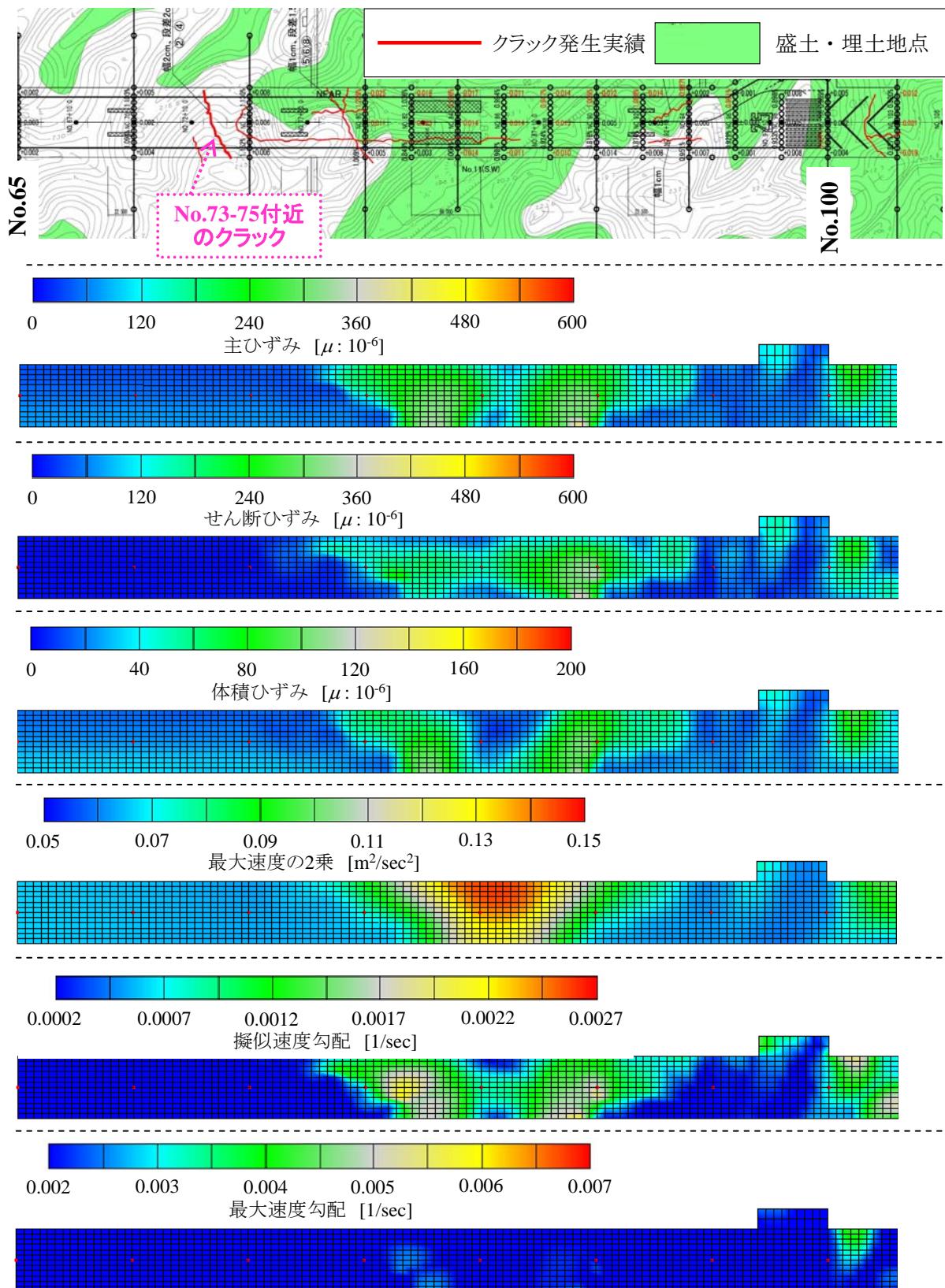


図 3-10-2-9 クラック発生実績と解析結果の比較（滑走路 No. 65～100）

- ・ 最大主ひずみ : (滑走路を構成する 3 次元要素の時刻歴内での主ひずみの最大値 : 引張+)
- ・ 最大せん断ひずみ : (滑走路を構成する 3 次元要素の時刻歴内でのせん断ひずみ (モール円の半径に相当) の最大値)
- ・ 最大体積ひずみ : (滑走路を構成する 3 次元要素の時刻歴内での体積ひずみの最大値 : 膨張+)
- ・ 最大速度の 2 乗値 : (滑走路表面を構成する節点の時刻歴内での 3 成分合成最大速度の 2 乗値)
- ・ 擬似速度勾配 : (隣合う節点での応答速度の最大値の差を隣合う節点間距離で除したもの)
- ・ 最大速度勾配 : (隣合う節点での応答速度の差を、各節点についてそれぞれ時刻歴計算し、時刻歴内で得られた応答速度の差の最大値を隣合う節点間距離で除したもの)

図3-10-2-8および図3-10-2-9に示すとおり、滑走路全体にわたってクラック発生位置に対応して上記の6つの評価指標の値が比較的大きくなっていることが読み取れる。しかし、No.73～75付近(切土地点)でのクラック発生位置では、評価指標の値はそれほど大きくなつておらず再現性が低くなっている。また、最大速度勾配以外の5つの評価指標を採用したケースでは、滑走路延長ならびに直交方向に広がりを持つ分布形状を有しているが、最大速度勾配の採用ケースでは、滑走路直交方向に比較的大きくなる傾向を有している。

(c) 有効なクラック発生指標の検討

図 3-10-2-10 は、①横軸に上述した 6 種類のクラック発生評価指標を各階層での要素または節点数が概ね等しくなるように 10 階層化したもの、②左軸に各階層での要素数(390 程度)または節点数(420 程度)、③右軸は左軸の各階層での要素数または節点数に対するクラック発生位置に相当する要素または節点のカウント数の比率(クラック発生位置予測の的中率)をとったものである。

図 3-10-2-10 に示すとおり、クラック発生位置の評価指標が大きくなるにしたがい、クラック発生位置の予測の的中率も大きくなる傾向にある。特に、最大主ひずみおよび最大速度勾配のケース (図 3-10-2-10(a),(f)) では、クラック発生評価指標が最大となる階層においてクラック発生位置の予測の的中率が急激に高くなっている。したがって、本検討の結果によれば、要素を用いたクラック発生評価指標としては最大主ひずみ、節点を用いたクラック発生評価指標としては最大速度勾配がそれぞれ有効である可能性が高い⁸⁾。

ただし、この結果は、クラック発生評価指標の分割数 (本検討では 10 分割とした) などによって傾向が若干異なってくる可能性もあることから、今後更なる検討が必要であると思われる。

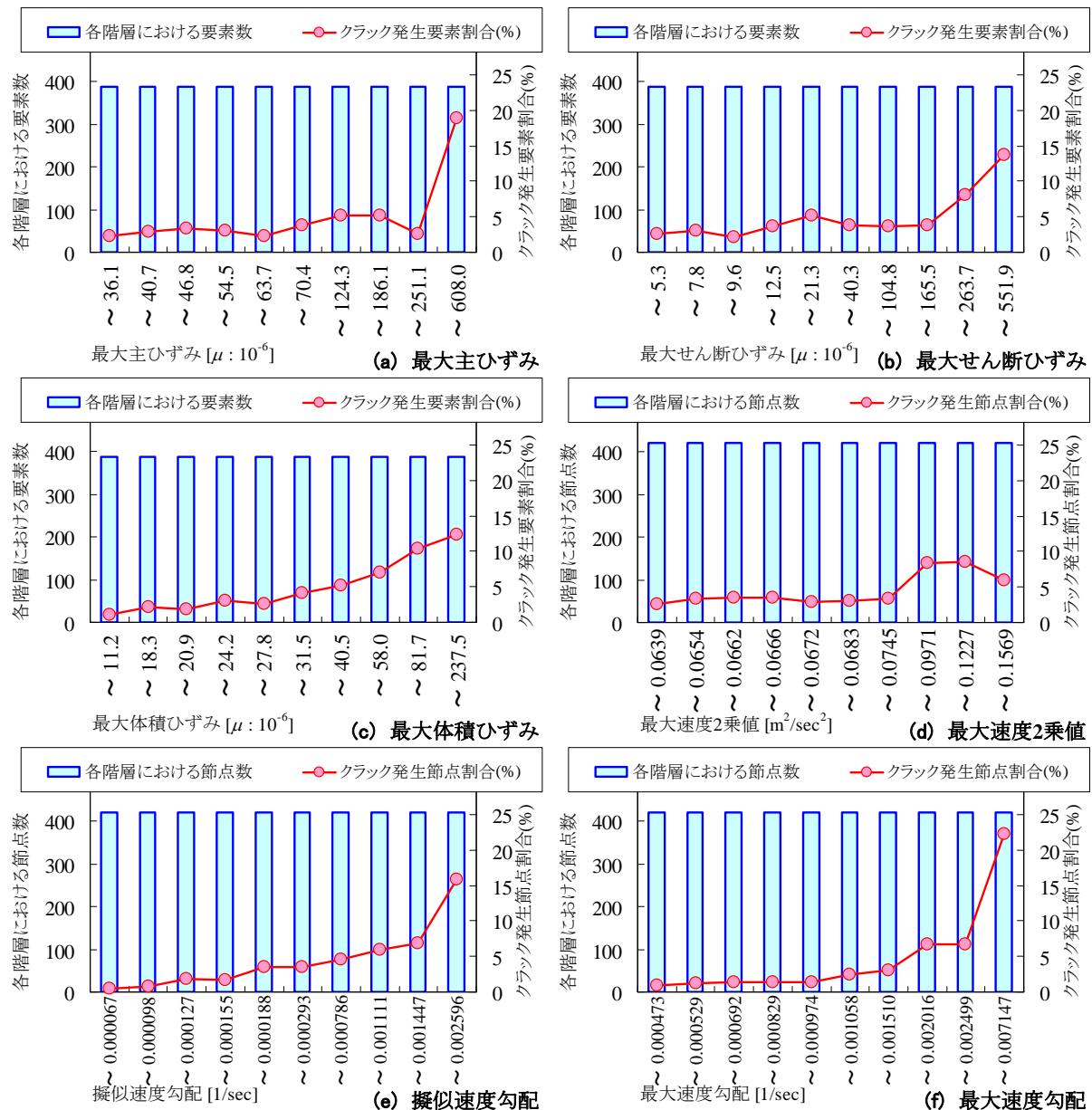


図 3-10-2-10 クラック発生評価指標の検討

<3-10-2 の参考文献>

- 1) Nozu, A.: Rupture process of the 2007 Noto Hanto earthquake: waveform inversion using empirical Green's function, *Earth Planets and Space*, Vol.60, pp.1029-1034, 2008.
- 2) たとえば、Hamada, M., Aydan, O and Sakamoto, A.: A quick report on Noto Peninsula earthquake on March 25, 2007, Japan Society of Civil Engineers, pp.37-39, 2007.
- 3) Iai, S.: Three dimensional formulation and objectivity of a strain space multiple mechanism model for sand, *Soils and Foundations*, Vol.33, No.1, pp.192-199, 1993.
- 4) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 5) たとえば、石川県：能登空港工事誌，能登空港工事誌編纂委員会，2006.
- 6) たとえば、八谷好高，若月岳晴，大野修由：FWD による空港アスファルト舗装の構造評価システム，土木学会舗装工学論文集，第 3 卷，pp.57-64, 1998.
- 7) 秦吉弥，大角恒雄，野津厚：経験的サイト增幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく 2007 年能登半島地震における能登空港での強震動推定に関する試み，第 44 回地盤工学研究発表会講演論文集，pp.1,505-1,506, 2009.
- 8) 秦吉弥，一井康二，野津厚：3 次元 F E M 逐次非線形解析に基づく 2007 年能登半島地震における能登空港での被災シミュレーション，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，日本地震工学会，pp.3387-3394, 2010.

*本稿の検討内容は FLIP 研究会の活動内容ではなく、この機会に収集した検討事例である。

4. よくある問題点と解決策*

4-1 解析上のトラブル

FLIP は、数値解析としては極めて安定しているプログラムである。数値計算が不安定なり解析が発散することは、（厳密な比較があるわけではないので、推測であるが）他の動的解析プログラムよりは少ないものと思われる。

しかし、そうであっても、解析が不安定となる現象が全く生じないわけではない。解析が発散する際に、その原因を特定し、解決することはなかなか難しい。以下、思いつくまま解析が不安定となる場合の解決策を述べる。万が一、解析がうまくいかない場合に参考になれば幸いである。ただし、本稿の内容は、FLIP 研究会において検討した内容ではなく、FLIP 研究会の WG 活動その他で見聞きした経験をもとに記述したものである。

(a) 第3者の目によるチェックを受ける

物事がうまくいかない理由は、多くの場合、単純なところでのミスであるらしい。たとえば、（真偽は定かではないが）パソコンのコールセンターで受けるパソコン上のトラブルで最も多いものは、「電源のコンセントが入っていない」ということだそうだ。しかし、大抵の場合、トラブルの当事者は「電源は入れたはず」と信じているので、こういった単純なミスには気が付きにくい。そこで、第3者（会社の同僚等）によるチェックを受けることが最も効果的である。もちろん、経験の浅い技術者は経験のある技術者のチェックを受けることが望ましい。

FLIPにおいて、「電源のコンセントが抜けている」に匹敵するような単純なミスとしては、たとえば以下のようなものがある。さすがに、こういったミスを耳にすることや目にすることはないが、一応、念のために記述する。

- ・バッチファイルで指定している解析コードや地震動ファイルが存在していない。
- ・自重解析時のファイルと動的解析時のファイルが対応していない。
- ・入力データカードに桁ずれがある。あるいは空白行がある。
(空白行は場所によっては問題が生じないが、場所によっては問題となる)
- ・入力データカードと解析コードのバージョンが対応していない。

(b) メッシュの確認

数値解析が不安定になる原因として、メッシュに不具合がある場合がある。たとえば、まったく拘束されていない自由な節点が存在していたり、要素を指定する際の節点番号がずれている場合である。一般には、メッシュ図を出力することで、メッシュの不具合による問題は発見できることが多い。

また、要素の不具合ではないことを確認するためには、たとえば、要素をすべて線形平面要素に置き換えてとりあえず解析してみるなどの方法もある。

(c) パラメータ AA,BB の確認

自重解析の初期における安定性を確保するために、パラメータ AA,BB が導入されている。これは、自重解析の初期段階で拘束圧が低い場合にも、最低限度のせん断強度を担保するための便宜的なパラメータである。現在の FLIP では、この値が自動設定されるため、AA,BB の値が不適切であることによる解析の発散はかなり減少したものと思われる。

しかし、断面形状によっては、自重解析時の初期に応力集中が発生する要素が存在し、自動設定される AA,BB では不十分な場合もあるかもしれない。

(d) 要素の引張破壊の確認

自重解析時、動的解析時の双方において、解析が発散する原因として最も多いものが、要素が引張破壊されることである。

たとえば、自重解析時に、圧密沈下する地盤が全く沈下しない構造物（鋼材等）と剛に接続されたりすると（矢板背面など）、要素が引張破壊する。この場合、引張が生じそうな境界面に対して、自由に滑ることが許容されるような MPC 处理が必要となる。また、要素の引張破壊は、動的解析時にも地盤の変形によって生じることがある。

こういった要素の引張破壊については、重力の影響や要素の変形を考慮し、地盤がどのように変形しようとしているかを考察することと、解析で得られた変形図を出力することで、ある程度の洞察が可能である。

なお、解析発散時に、発散直前のメッシュデータを出力して、変形の様子から問題が生じている要素を絞り込んでいく方法がとられることがある。ある場合にはうまく問題のある要素を特定することができるが、必ずうまくいくわけではないのが難点である。

(e) レーレー減衰 β の再確認

レーレー減衰 β の値が不適切であると、高振動数のスパイク上の応答が発生し、これが全体の挙動に悪影響を及ぼし発散することがある。適切なレーレー減衰の設定（と入力。たまに桁を間違える）、さらには加速度記録による応答の確認が望ましい。

4-2 解析結果の信頼性評価

解析が不安定となっているうちは、明らかにどこかがおかしいわけであるから、逆説的ではあるが、実はあまり問題ではない。むしろ、FLIP は、数値解析としては極めて安定しているプログラムであるため、不具合があっても解析が実行できてしまう場合があり、こちらの方が誤った結果をもとに設計が実施されたりするわけであるから、問題となる。

そこで、解析結果の信頼性を評価することが極めて重要である。ここで、解析の信頼性を評価する際に、必要な確認項目としては、たとえば次のようなものが挙げられる。

①解析対象とする事象は FLIP の適用範囲内か？

本報告で対象としている FLIP は、マルチスプリング要素を用いて、非排水条件での解析を行う。したがって、液状化後の排水に伴う沈下などは表現できない。このように、解析法の前提条件から、そもそも FLIP では表現できない事象が存在する。したがって、解析対象としている事象が、FLIP の構成則や FEM の理論的背景から、そもそも適用可能な事象なのかどうかは、確認しておく必要がある。

例えば、次のような事象は注意が必要である。

- ・液状化後の排水に伴う地盤沈下（および不等沈下）
- ・平面ひずみ条件を扱う FLIP2D による岸壁隅角部の解析
- ・広く薄く分布する粘土層直下における水膜現象
- ・固化処理土地盤等に発生する亀裂

また、地盤要素だけではなく、非線形はり要素についても同様の注意が必要である。非線形はり要素の非線形性は、曲げに対してのみ考慮しており、軸方向とせん断については線形のままのモデル化となっている。このため、せん断破壊先行型の現象や座屈については注意が必要であり、たとえば発生せん断力がせん断耐力を超えていないかを逐一チェックする必要がある。すなわち、せん断耐力を超えるまでは FLIP の適用範囲内であるが、せん断耐力を超えてからは適用範囲外であるといえる。

②類似の被災事例、実験、あるいは既往の解析事例と整合しているか？

FLIP の適用性は、基本的には被災事例や実験結果により確認されている。したがって、検討対象としている構造物の解析結果は、類似した被災事例や実験結果と整合しているかを確認することが極めて重要である。ただし、被災事例や実験結果がない場合もないわけではないため、そういう場合は次善の策として、既往の解析事例（できれば査読付き論文集等に掲載されて多くの人の議論を経たもの）と比較しておくことが望ましい。

実際の設計の流れにおける解析精度のチェック方法としては、例えば次のような方法がある。

- 1) 変形照査の対象とする構造物の構造形式について標準的な断面を作成し、解析を行う。このとき、当該構造物の地盤物性等の地盤条件は忠実に考慮する。
- 2) 上記の解析結果が、過去の被災事例等（標準的な断面相当）と比較して、どの程度であるか検討する。もし、過去の事例と同程度の地震動入力を受けた場合の解析結果が過去の事例と大幅に異なるようであれば、何かしらの解析上の問題が発生しており、解析の信頼性は低いものと考えられる。多少の違いであれば、被災事例等と上記の解析結果の差は、基本的に地盤条件の違いによるものであると考えられるため、地盤物性をばらつかせた場合の解析結果の変動状況から、解析精度等を比較検討することができる。

③モデル化は妥当であったか？

基盤層の設定、側方境界の位置、土層分割、各土層のパラメータの設定、自重解析および動的解析時における構造物周辺のジョイント要素の物性や MPC 等の拘束条件など、実際の解析において工学的判断が必要となるモデル化の部分は非常に大きい。これらのモデル化の良否が解析結果に影響を及ぼすことから、モデル化における工学的判断の根拠等を整理しておく必要がある。なお、特殊な構造物や土質試験結果の微妙な差異については、モデル化において判断に悩むことも当然あると思われる。このような場合、モデル化の良否は判断できないが、モデルに対して実際の現象がとり得るばらつきの程度を大まかに想定し、これを指標として、解析結果の信頼性を評価することが重要である。

また、具体的なモデル化の妥当性の確認について、次のようなことがいえる。まず、応力集中を受ける部分のメッシュ分割や、ジョイント要素の設定、MPC 等による拘束条件が妥当であるかどうかの確認は重要である。このとき、主応力分布やせん断応力分布等を描くと、応力変化の勾配に対してメッシュ分割が適当であるかどうか、ジョイントや拘束条件の境界付近等に想定外のせん断等が作用していないかをチェックできる。また、メッシュサイズについては、考慮する振動数成分との関係があるので、地表面の地震動のフーリエスペクトルを求め、想定していた振動数成分がきちんと伝搬できているかどうかを確認するといったことも考えられる。

④入力データは間違っていなかったか？

FLIP の解析の実施においては、FLIP 研究会で提供しているプリ・ポストプロセッサ (FLIPGEN) だけではなく、それぞれの会社の事情に応じて使い勝手の良いプリ・ポストプロセッサを使用している場合がある。プリ・ポストプロセッサの良否は、解析結果の良否には直接の影響を及ぼさないが、FLIPGEN も含め、インターフェイスが改善されて GUI を用いたり、対話型入力システムを用いたりしてデータの修正が行えるようになると、入力データの全貌を確認しにくくなる。その結果、入力データ内に不整合や誤りが生じる可能性も増加すると思われる。したがって、入力データカードをテキストとして出力し、全

貌を把握しながら入力データをチェックすることも重要である。

なお、旧来の入力データカードを用いて解析する場合は、言わずもがなであるが、数値の桁ずれ等のミスがあるので注意しましょう。

⑤計算は安定していたか？

例えば、加速度波形を出力すると、数値計算が不安定化した場合には、スパイク状の加速度応答が持続していることがあり、この場合は数値解析の誤差の累積により変形が進行している可能性が指摘できる。

数値解析の誤差の累積により変形が進行することは、解析上はよく発生する現象であり、極端な例として、前述のように地震動作用前に常時の状態の解析時間を数十秒とっておくだけで構造物が崩壊するなどの解析結果が得られることがある。また、地震動の終了後に変形が進行する解析事例も数多く報告されている。ただし、流動のような現象では、地震動の収束後においても変形が進行する実事例が報告されていることから、解析上の問題として変形が進行しているのか、実現象の可能性として変形が進行しているのか、慎重に検討する必要がある。

変形と過剰間隙水圧の上昇の状況を同時にアニメーションで示すことも現象を把握し、解析上の誤り等を発見する上で有用である。

また、計算の安定性は動的解析のみではなく、自重解析後の収束状態も重要である。すなわち、自重解析後の不平衡力がおおむねゼロとなり、つり合いが保たれている状態を再現できていない場合には、地震動の襲来前に変形が進行したり、動的解析時に変形量等を過大評価したりする危険性がある。

*本稿の検討内容はFLIP研究会の活動内容ではなく、この機会に議論した提案内容である。

事例編：解析サンプルデータの中身について

解析のモデル化の際に、参考になるように、解析の適用性の検討などに使用した解析サンプルデータを付録 CD に収録している。ジョイント要素等のやや複雑な境界面等におけるメッシュ作成の参考にされたい。なお、各事例のメッシュ展開図等は収録していないが、必要に応じて出力して検討されたい。

なお、ここでは、FLIPver606 相当で解析実行可能な解析データを収録した。ただし、具体的な対象施設の名称や、地震波形については割愛する。また、バッチファイルは添付していないので、解析実行時には必要なファイルを割り付ける必要があり、注意されたい。

<収録内容>

1) 重力式岸壁の解析サンプルデータ： フォルダ名 Case-Jyuryoku

自重解析用データ: stat.d

自由地盤解析用データ : ff.d

動的解析用データ : dyna.d

2) 矢板式岸壁の解析サンプルデータ： フォルダ名 Case-Yaita

自重解析用データ: stat1.d, stat2.d (築堤解析)

自由地盤解析用データ : ff.d

動的解析用データ : dyna.d

3) 横桟橋の解析サンプルデータ： フォルダ名 Case-Sanbasi

自重解析用データ: stat1.d, stat2.d (築堤解析)

自由地盤解析用データ : ff.d

動的解析用データ : dyna.d