

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 527

March 2009

重力式岸壁の簡易耐震照査手法に関する基礎的研究

栗原直範・長尾毅

A fundamental study on the simple checking method of the seismic performance
of caisson type quay walls

Naonori KUWABARA, Takashi NAGAO

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

重力式岸壁の簡易耐震照査手法に関する基礎的研究

栗原 直範* ・ 長尾 毅**

要 旨

レベル1地震動に対する岸壁の耐震設計は、準静的な震度法を用いて検討を行う場合が多い。しかし、当該手法は簡便であるものの、変形メカニズムとの調和性が必ずしも適切でないことが指摘されており、これに代わる新たな簡易耐震照査法の構築が望まれる。本研究は、レベル1地震動を対象とした重力式岸壁の簡易耐震照査法の構築に関する基礎的な研究を行ったものである。

まず、2次元地震応答解析を用いて、壁体及び壁体直下地盤の変形挙動特性を整理し、変形に大きく影響する変形モードの特定を行った。その結果、地盤は加震によりせん断変形を生じるとともに、回転変形が生じることが分かった。得られた知見から、1次元地震応答解析を用いて、2次元地震応答解析の壁体直下地盤の初期応力状態や、作用する外力を推定した動的解析を実施することにより、せん断変形を推定できることを示した。また、回転変形は、加震中に壁体底面から作用する偏心力を用いて推定できることを示した。併せて、せん断変形及び回転変形の推定に必要な条件の簡易推定法についても議論した。

次に、簡易推定法を用いて推定された変形量と、2次元地震応答解析結果との比較を行うとともに、照査用震度算定式から推定される変形量との比較も併せて行い、本研究で構築した簡易推定法の推定精度の検証を行った。

キーワード：重力式岸壁，地震応答解析，耐震照査

* 港湾研究部港湾施設研究室 交流研究員（中央復建コンサルタンツ株式会社）

** 港湾研究部港湾施設研究室 室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5027 Fax：046-844-5027 e-mail: kuwabara-n92y2@ysk.nilim.go.jp

A fundamental study on the simple checking method of the seismic performance of caisson type quay walls

Naonori KUWABARA *
Takashi NAGAO **

Synopsis

Earthquake resistant design against level-one earthquake ground motion of quay walls is carried out by using quasi-static method. The method is easy to be implemented, however, it is not necessarily in harmony with the failure mechanism of quay walls. Therefore, it is necessary to establish the earthquake resistant design method of quay walls that is both simple and precise enough for the practical design. This paper presents a fundamental study to establish the evaluation method of seismic performance of caisson type quay walls against level one earthquake ground motion. The method uses the result of the one-dimensional earthquake response analysis considering the applicability to the practical design.

First, we classified the deformation of caisson type quay walls into three categories: shear deformation and non-shear deformation of ground and inclination of the wall body. We next showed the method for the evaluation of shear deformation of soil by using the one-dimensional earthquake response analysis. The method uses the initial stress in the soil layers and shear stress that acts as the reaction against the seismic force to the wall body as well as the input seismic motion. We also showed the non-shear deformation of soil and inclination of the wall body by using the inclined and eccentric force acting on the wall body.

Finally, we discussed the accuracy of the proposed method in terms of the comparison with the result of two-dimensional earthquake response analyses and conventional design method.

Key Words: *caisson type quay wall, earthquake response analysis, checking of earthquake resistant design*

* Researcher of Facilities Division, Port and Harbor Department
** Head of Port Facilities Division, Port and Harbor Department
3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan
Phone : +81-468-44-5027 Fax : +81-468-44-5027 e-mail:kuwabara-n92y2@ysk.nilim.go.jp

目 次

| | |
|-------------------|----|
| 1. はじめに | 1 |
| 2. 重力式岸壁の変形特性の把握 | 1 |
| 2.1 検討ケース | 1 |
| 2.2 着目要素の設定 | 3 |
| 2.2 初期応力状態の把握 | 4 |
| 2.3 変形モードの把握 | 5 |
| 2.4 まとめ | 11 |
| 3. 簡易推定法の検討 | 11 |
| 3.1 初期応力推定方法の検討 | 11 |
| 3.2 せん断変形量推定方法の検討 | 16 |
| 3.3 回転変形量推定方法の検討 | 23 |
| 4. 簡易推定法による変形量の算出 | 30 |
| 4.1 簡易推定法の設定フロー | 30 |
| 4.2 変形量算出 | 30 |
| 4.3 照査用震度算定式との比較 | 31 |
| 5. まとめ | 32 |
| 謝辞 | 33 |
| 参考文献 | 33 |

1. はじめに

2007年に港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾が改訂され(以下、港湾基準と称す。), 設計体系は仕様規定型から性能規定型に移行した。これに伴い、岸壁の耐震性能は、使用目的を勘案し、岸壁に要求される性能を満たす許容変形量を設定し、対象とする施設に作用する地震動に対して、岸壁の残留変形量が許容変形量以下になることを確認する照査体系となった。

ところで、重力式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査は、周波数特性、継続時間、及び重力式岸壁の許容変形量を考慮し、フィルター b 値から補正された補正加速度最大値により算出した照査用震度を用いて、荷重を静的に作用させる震度法¹⁾が標準となっている。

本手法は、従前の震度法が基本的に加速度最大値を基に、震度に換算して耐震性能を評価するものであったため、地震動の周波数特性や継続時間が岸壁の変形に与える影響を十分に考慮できていなかった点を克服したものである。しかしながら、本手法は、設計者の便を考慮して、耐震性能照査手法としては、従来の断面力照査法を踏襲したのとなっており、実際の変形メカニズムとは必ずしも調和したものではないため、残留変形量の評価法としての精度には問題を残している。例えば、重力式岸壁の外的安定条件として滑動・転倒・支持力の3つの破壊モードを想定した場合、滑動モードについては、堤体に大きな慣性力が作用することにより、捨石とマウンドの間で滑動変形が生じる破壊モードを想定している。しかしながら、1995年兵庫県南部地震で破壊した神戸港のケーソン岸壁を例にとると、地震動の作用により、ケーソン岸壁に1m以上の大変形が認められたものの、ケーソンとマウンドの間には相対変位が生じていなかったことが確認されている²⁾ことや、これに関連して実施された遠心模型実験、2次元有効応力解析³⁾においても同様の傾向が確認されており、壁体直下地盤のせん断変形が支配的であることが分かっている。

したがって、精度の良い耐震性能の評価を実施する上では、照査用震度を用いて断面諸元を決定し、最終的には、より精度の高い方法によって、岸壁の耐震性能の確認を行うことが望ましい。

現在の精度の良い変形量の算出手法としては2次元地震応答解析が挙げられる。近年では、2次元の有限要素法による地震応答解析の技術が向上し、構造物の残留変形量推定への適用性が確認されるようになった。重力式岸壁については、井合ら⁴⁾により、神戸港の被災シミュレーションから適用性が示されており、その後、塑性せん断仕事等の改良⁵⁾⁶⁾が行われ、被災事例の再現性が確認されている。この結果、近年では、構造物と地盤の相互作用による変形メ

カニズムを探ることも可能となった。しかし、設計実務の観点から、2次元地震応答解析は計算負荷が非常に大きいため、全ての施設においてレベル1地震動を対象とした2次元地震応答解析を実施することは非常に困難である。

そこで、本研究では、2次元地震応答解析を実施し、壁体天端変形に大きく寄与する変形モードに関する知見を収集し、1次元地震応答解析を用いて、各変形モードを適切に評価することによる簡易的な変形量推定法の開発を試みた。また、本推定法と2次元地震応答解析結果、及び照査用震度算定式¹⁾から求められる壁体天端変形量との比較を行い、推定精度の検証を行った。

なお、本研究では、重力式岸壁のレベル1地震動に対する耐震性能照査を対象とした。また、レベル1地震動という点から、液状化の発生は許さない条件で検討を行っている。

2. 重力式岸壁の変形特性の把握

ここでは、1次元地震応答解析による重力式岸壁の残留変形量の簡易推定法を開発する上で必要となる重力式岸壁の変形特性の基礎的な知見を2次元地震応答解析の結果を基に整理する。

2次元地震応答解析に用いる解析コードは、港湾分野において実績が多いFLIPとした。また、簡易推定法に用いる1次元地震応答解析の解析コードもFLIPを用いる。以下、2次元地震応答解析を2次元解析、1次元地震応答解析を1次元解析と称す。

2.1 検討ケース

表-1に示す水深3ケースに対し、壁体の壁高と壁体底面幅の比や、壁体底面幅が異なる断面形状が変形挙動に与える影響を把握することを目的として既往の研究⁷⁾を参考に設定した照査用震度2ケースを用いて、現行設計法により断面を設定した。水深は、重力式岸壁の標準的な範囲から設定している。なお、積載荷重については、永続状態において 10kN/m^2 、変動状態においては 5kN/m^2 として設定している。壁体断面形状は、表-2に示す通りである。地盤条件は既往の研究⁷⁾と同様、砂質土を対象として、軟弱な地盤を想定した地盤条件Case1(固有周期 $T_g=1.17\text{s}$)、及びやや締まった地盤を想定した地盤条件Case2(固有周期 $T_g=0.8\text{s}$)の2種類とし、地盤条件の違いが変形挙動に与える影響を把握できるように設定した(表-3)。なお、地盤物性はFLIPにおいて標準的な方法⁸⁾に従って設定している。検討モデル断面は、図-1に示す通りである。

入力地震動は、周波数特性が地盤の変形に与える影響を考慮することを目的として、図-2～図-3に示す通り、卓越

周波数が異なる 5 波形を対象とした。また、各波形は最大加速度が 300Gal、及び 500Gal となるように振幅補正を行っている。以下、最大加速度を PGA と称す。従って、対象とする入力地震動は 5 波形× $PGA2$ 種類の計 10 種類である。なお、計算の効率化の観点から、各波形にはオリジナルのレベル 1 地震波形の主要動の前後にテーパーをかけている。テーパー処理は、各波形の加速度最大値の 1/4 の加速度が初めて現れる時刻から加速度最大値の 1/2 加速度が初めて現れる時刻までの加速度データにサイン状のテーパーをかけ、加速度最大値の 1/2 の加速度が現れる最後の時刻から加速度最大値の 1/4 の加速度が現れる最後時刻までの加速度データにコサイン状のテーパーをかける方法とし、継続時間の短縮を図っている。

2 次元解析の解析断面のモデル化では、壁体背面及び底面と地盤の間にジョイント要素を設け、背面には壁面摩擦角相当($=15^\circ$)、底面には摩擦係数相当($=31^\circ$)の節点間のバネ定数を設定し、地盤と壁体の間の滑りを表現している。また、地震応答解析の安定性の観点から与えるレーレー減衰は、背後地盤の 1 次固有周期と 1 次減衰($\zeta_1=0.01$ を仮定)より算出した β の平均値から $\beta=0.002$ とした。

検討ケース名称は表-4 に示す通りとする。以上、本検討で実施した解析ケース数は、重力式岸壁 6 断面、地盤条件 2 種類、地震波形 5 波形× $PGA2$ 種類の計 120 ケースである。

表-1 検討条件

| 水深 | 水深 | | |
|------|-------|--------|--------|
| | -7.5m | -11.0m | -14.5m |
| 震度 | | | |
| 0.10 | ○ | | |
| 0.15 | ○ | ○ | |
| 0.20 | | ○ | |
| 0.25 | | | ○ |
| 0.27 | | | ○ |

表-2 重力式岸壁断面形状

| 水深 | 水深 | | | | | |
|------|-------|-------|--------|-------|--------|-------|
| | -7.5m | | -11.0m | | -14.5m | |
| 震度 | B | H/B | B | H/B | B | H/B |
| 0.10 | 6.2m | 1.85 | | | | |
| 0.15 | 7.6m | 1.51 | 10.4m | 1.35 | | |
| 0.20 | | | 14.4m | 0.97 | | |
| 0.25 | | | | | 23.4m | 0.79 |
| 0.27 | | | | | 25.8m | 0.71 |

※1) B ：壁体底面幅 ※2) H ：壁高

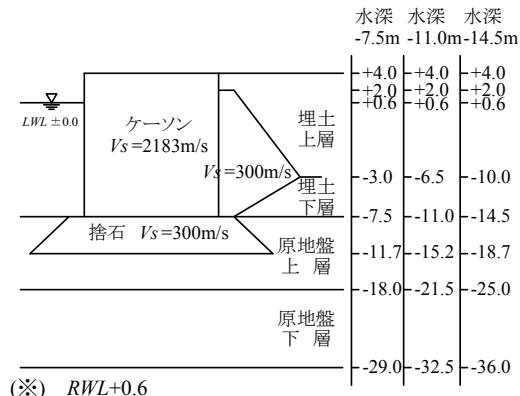


図-1 検討モデル断面

表-3 地盤条件

| 地盤種別 | 土層区分 | 湿潤密度 (t/m ³) | 基準有効拘束圧 (kN/m ²) | 基準初期せん断剛性 (kN/m ²) | 基準初期体積剛性 (kN/m ²) | 内部摩擦角 (deg) | 粘着力 (kN/m ²) | せん断波速度(m/s) | | |
|-------|-------------|--------------------------|------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|-------------|--------------------------|-------------|-----------|-----------|
| | | | | | | | | 水深 -7.5m | 水深 -11.0m | 水深 -14.5m |
| Case1 | 埋立土 上層(水位上) | 1.8 | 89.8 | 25920 | 67595 | 37 | 0.0 | 85 | 85 | 85 |
| | 埋立土 上層(水位下) | 2.0 | | | | | | 103 | 108 | 113 |
| | 埋立土 下層 | | 114 | 121 | 128 | | | | | |
| | 原地盤 上層 | 239.8 | 45000 | 117353 | 38 | 133 | | 138 | 143 | |
| Case2 | 埋立土 上層(水位上) | 1.8 | 89.8 | 58320 | 152089 | 38 | 0.0 | 148 | 152 | 156 |
| | 埋立土 上層(水位下) | 2.0 | | | | | | 128 | 128 | 128 |
| | 埋立土 下層 | | 154 | 162 | 169 | | | | | |
| | 原地盤 上層 | 198.5 | 72200 | 188286 | 38 | 171 | | 182 | 192 | |
| 共通材料 | 基礎捨石 | 2.0 | 98 | 180000 | 469421 | 35 | 20.0 | 176 | 183 | 190 |
| | 裏込石 | | | | | | | 237 | 244 | 250 |

共通項目：最大減衰率 $h_{max}=0.24$
ポアソン比 $\nu=0.33$

表-4 検討ケースとケース名称

| ケース名称 | | | | 水深 | 震度 |
|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|------|
| 地盤種別 Case1 | 地盤種別 Case2 | | | | |
| $PGA300Gal$ | $PGA500Gal$ | $PGA300Gal$ | $PGA500Gal$ | | |
| Case01 | Case13 | Case07 | Case19 | -7.5m | 0.10 |
| Case02 | Case14 | Case08 | Case20 | -7.5m | 0.15 |
| Case03 | Case15 | Case09 | Case21 | -11.0m | 0.15 |
| Case04 | Case16 | Case10 | Case22 | -11.0m | 0.20 |
| Case05 | Case17 | Case11 | Case23 | -14.5m | 0.25 |
| Case06 | Case18 | Case12 | Case24 | -14.5m | 0.27 |

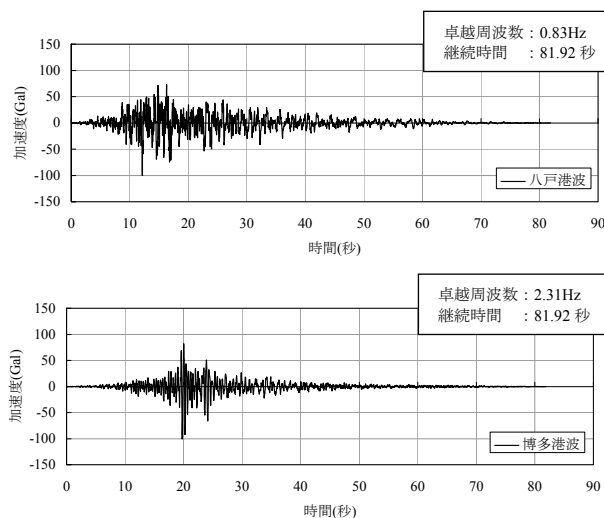


図-2 入力地震動

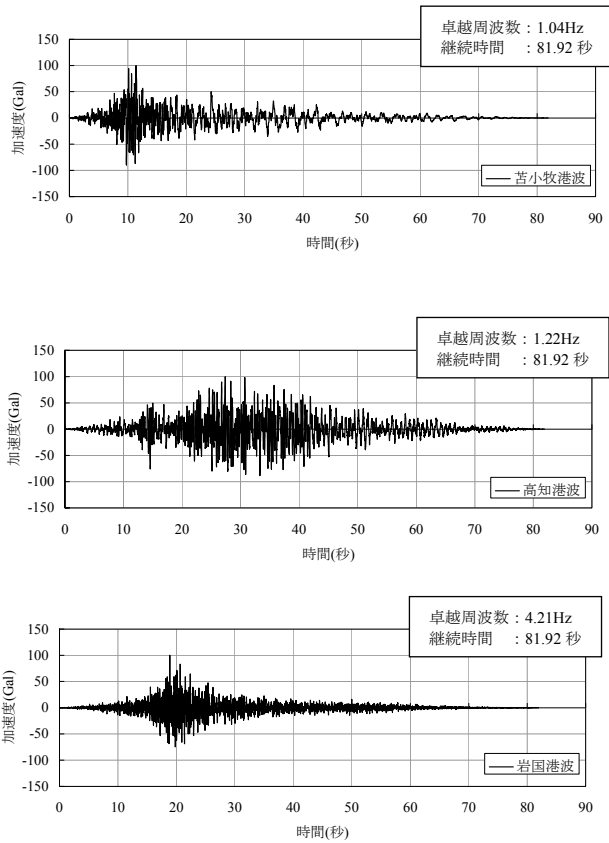


図-3 入力地震動 (続き)

2.2 着目要素の設定

2次元解析による重力式岸壁の変形特性を把握する際に着目する要素の設定を行う。

重力式岸壁の変形は、壁体直下地盤のせん断変形が支配的であることから、ここでは、壁体直下地盤を対象として、壁体海側端、中央部、及び陸側端に位置する地盤に着目し、地盤の残留変形量とせん断変形量の関係について調べた。

これは、本研究では、1次元解析を用いた簡易推定法の開発を行うが、1次元解析ではせん断変形のみが評価できることに鑑み、着目する要素は、せん断変形量が残留変形量に占める割合が最も大きい地点とすることが望ましいと考えられるためである。

壁体直下地盤の海側端、中央部、陸側端の要素及び節点に着目し、地盤の残留変形量と残留せん断変形量の間を以下の方法により調べた。

- ① 要素左右節点の残留節点変形量を算出
- ② 着目した節点により構成される要素に発生しているせん断変形量を算出
- ③ せん断変形量を除いた節点の水平変形量 δ を算出
- ④ δ の深度分布を図示する。

なお、せん断変形量は、2次元解析により算出された残留時の γ_{xy} に要素高 H_{elem} を乗じて算出された各層の変形量を足し合わせるにより求めている ($\sum \gamma_{xy} H_{elem}$)。

着目した要素及び節点と解析モデルの対応を図-4に示す。

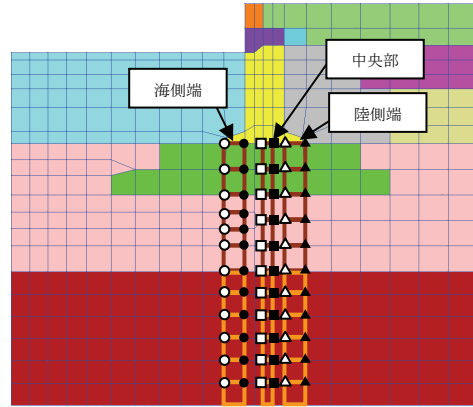


図-4 解析モデルと着目要素・節点の対応

図-5に苫小牧港波を対象とした Case01, Case03, Case06 の δ の深度分布比較を示す。この結果、壁体中央部の δ が最も小さくなるのがわかった。これは、壁体中央部の地盤変形は、陸側端、海側端に比べ、せん断変形による影響が最も大きいことを意味する。従って、本研究では、重力式岸壁の変形特性は壁体直下地盤中央部に着目して検討を進めることとする。

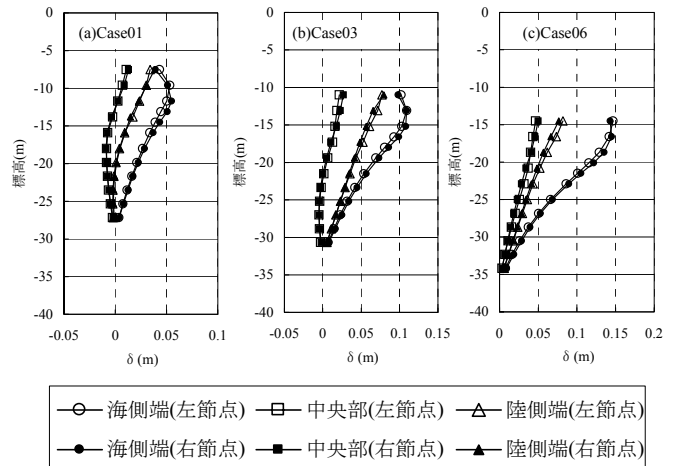


図-5 水平変形量 δ 深度分布

図-6 に着目する壁体直下中央部要素と解析モデルの対応を示す。

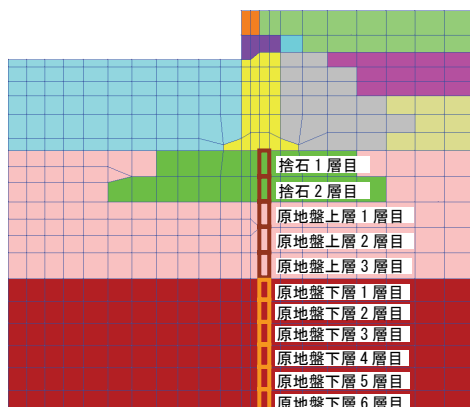


図-6 解析モデルと着目要素の対応

2.3 初期応力状態の把握

ここでは、2次元解析による初期自重解析の結果から、初期応力状態について基礎的な知見の収集を行う。

図-7～図-12 に2次元解析の初期応力の深度分布図を示す。なお、鉛直応力 σ_{yy} 、及び水平応力 σ_{xx} には、埋立土が無窮遠に存在するとして、上載荷重から式(1)に示す通り算出される応力(理論値⁹⁾)の深度分布も併せて示す。

$$\sigma_{yy} = \sum \gamma H + W + W' \quad (1)$$

ここに、 W は埋立土による単位幅当りの荷重(kN/m)、 γ は土の単位体積重量(kN/m³)、 H は σ_{yy} 算定深さ(m)、 W' は単位幅当りの上載荷重(kN/m)を示す。

なお、 σ_{xx} は2次元解析の結果から静止土圧係数 K_0 を算出したところ 0.5 程度であることが確認されたため、算出された σ_{yy} に 0.5 を乗じることにより求めている。

σ_{yy} は全ケースとも深度方向に一樣に増加する。一方、理論値との比較を行うと、水深-14.5m のケースでは概ね同等の値であるが、それ以外のケースでは理論値に比べて小さいことが確認できる。これは、2次元解析の壁体直下中央部では、原地盤に作用する上載荷重は壁体海側端から陸側の埋立土のみの作用により算出されるため、埋立土を無窮遠に作用するとして想定した上載荷重に比べて小さいためと考えられる。 σ_{xx} についても同様のことが言える。

次に、せん断応力 τ_{xy} は、壁体と背後埋立土による偏土圧の影響により、永続状態から発生していることが分かる。その深度分布は、壁体底面幅が狭い水深-7.5m の断面では、 τ_{xy} が捨石層1層目から深度方向に小さくなり、ある一定の深度から大きくなるといった弓なりの分布であるのに対し、

底面幅が広い-14.5m の断面では、深度方向に一樣に τ_{xy} が増加する傾向が見られた。これは、底面幅が狭いケースは、捨石層付近では埋立土による偏土圧の影響に比べ、壁体底面から地盤に作用するせん断力の影響が卓越するが、底面幅が広いケースは、壁体底面から地盤に作用するせん断力が小さく、埋立土による偏土圧の影響が卓越しているためと考えられる。また、水深及び壁体の形状が同じ場合、初期応力深度分布は、地盤剛性によらずほぼ同じ分布を示すことが確認できた。この結果は、初期応力が地盤のヤング係数等に依存しないことを示しており、弾性応力解¹⁰⁾により推定できる可能性があることを示唆している。

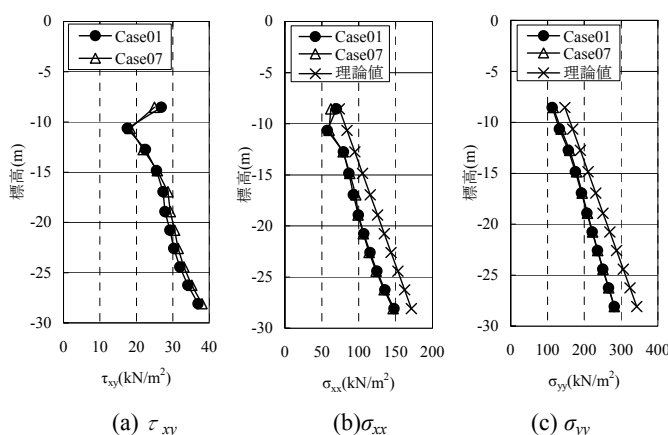


図-7 初期応力深度分布(水深-7.5m ; $k_h=0.10$)

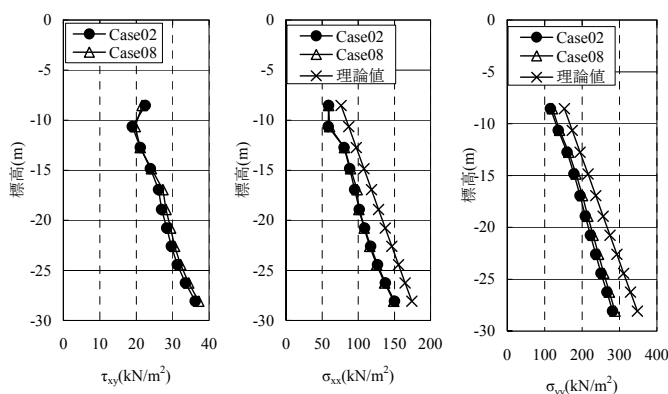


図-8 初期応力深度分布(水深-7.5m ; $k_h=0.15$)

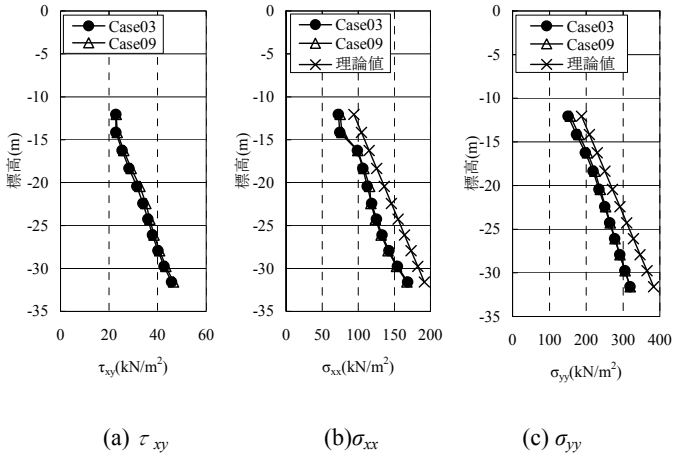


図-9 初期応力深度分布(水深-11.0m ; $k_h=0.15$)

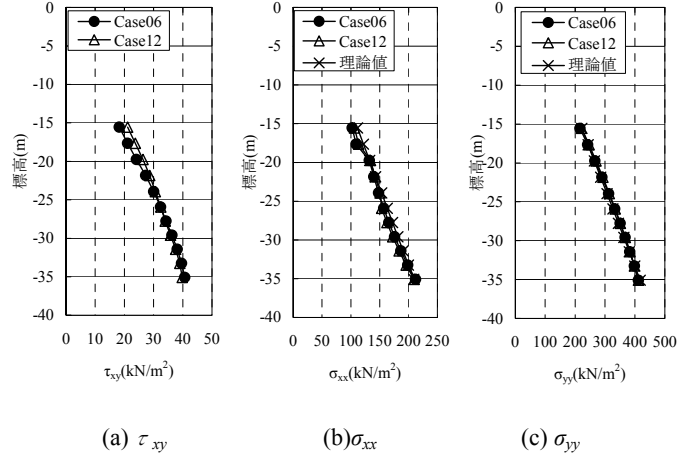


図-12 初期応力深度分布(水深-14.5m ; $k_h=0.27$)

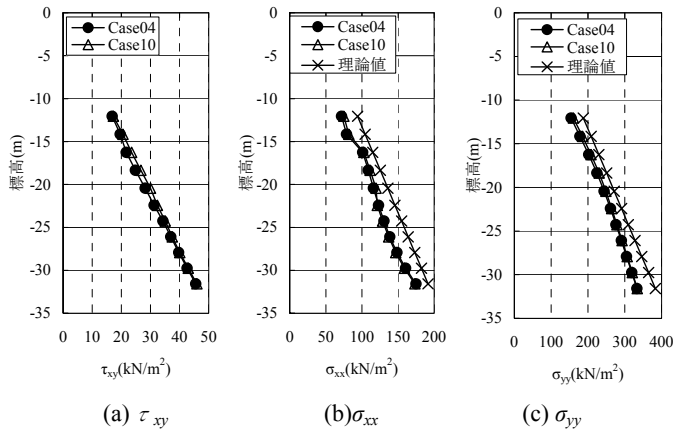


図-10 初期応力深度分布(水深-11.0m ; $k_h=0.20$)

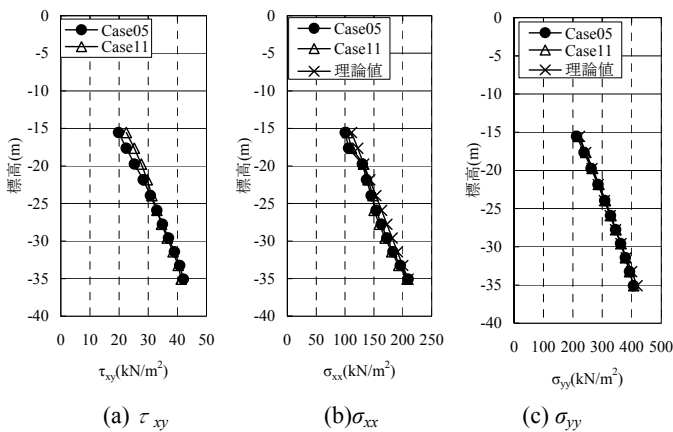


図-11 初期応力深度分布(水深-14.5m ; $k_h=0.25$)

2.4 変形モードの把握

ここでは、2次元解析による地震応答解析の結果から、壁体の変形量を推定する上で必要な地盤の変形モードについて基礎的な知見の収集を行う。

(1) せん断変形

せん断変形量は、地震動により発生した土要素のせん断ひずみ γ_{xy} の塑性変形分の積分値であることから、1次元解析による変形量の簡易推定法を確立する上では、せん断変形時刻歴の把握が必要となる。そこで、せん断による残留変形量の把握と共に、 τ_{xy} 時刻歴、及び τ_{xy} 、 γ_{xy} により描かれる履歴曲線についても整理を行う。

1) τ_{xy} 時刻歴

図-13に苫小牧港波を対象としたCase01の τ_{xy} 時刻歴を示す。

この結果、全要素とも初期時と残留時の τ_{xy} はほぼ同じ値を示すことが分かった。

これは、1次元解析の初期条件として、2次元解析の初期 τ_{xy} を適切に与えて地震応答解析を行うことにより、せん断変形を推定できる可能性があることを示唆している。

なお、この傾向は全てのケースにおいて確認している。

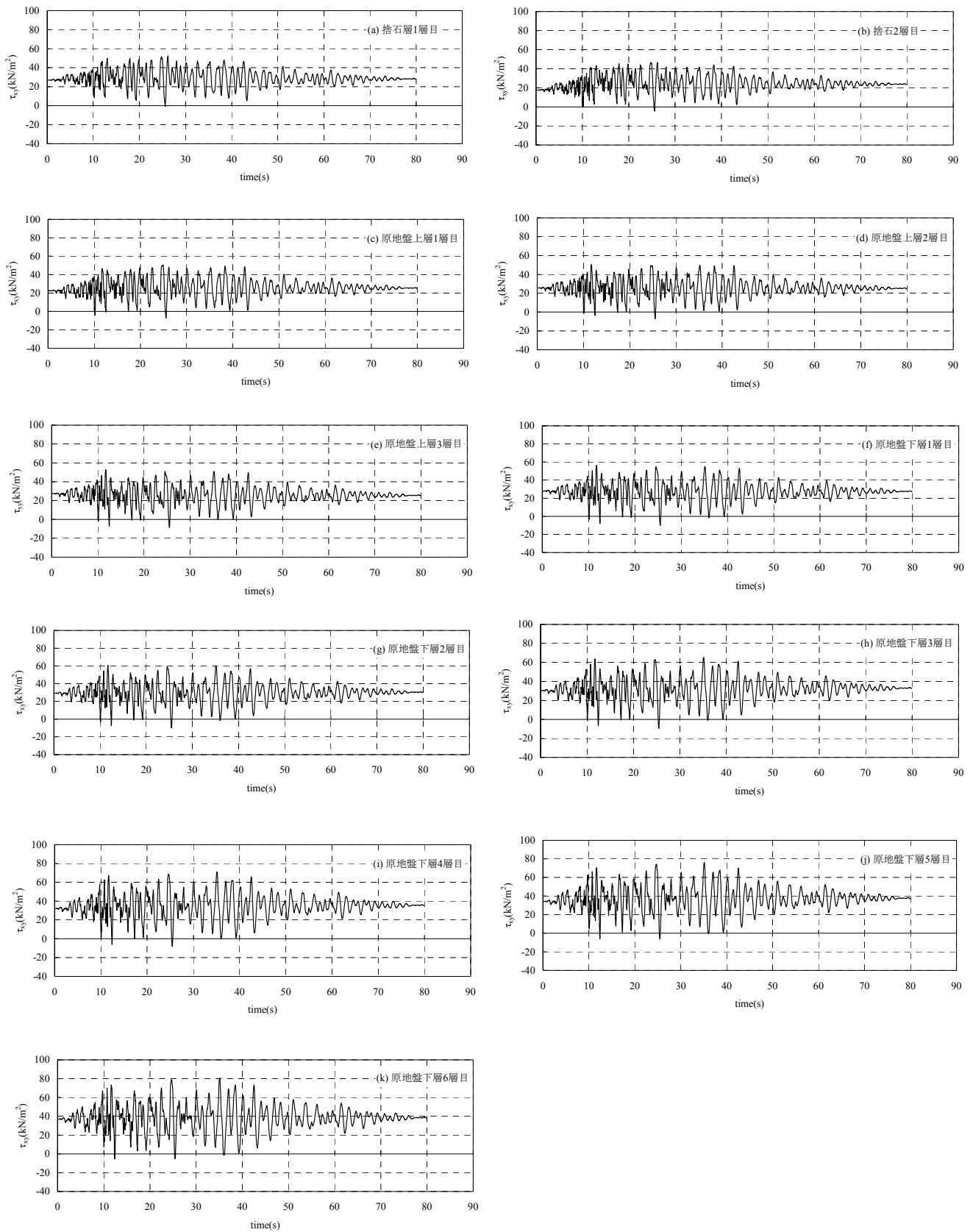


図-13 せん断応力時刻歴(Case01, 苫小牧港波)

2) 履歴曲線

図-15 に苫小牧港波を対象とした Case01 の τ_{xy} - γ_{xy} の履歴曲線を示す。また、履歴曲線とともに骨格曲線を示す。なお、骨格曲線は式(2)及び式(3)の通り設定し、初期せん断剛性には、 $2/\pi$ を乗じている (Towhata et al¹¹⁾).

$$\tau_{xy} = \frac{2}{\pi} G_0 \frac{\gamma_{xy}}{1 + \gamma_{xy} / \gamma_r} \quad (2)$$

$$\gamma_r = \tau_{xy_max} \left(\frac{2}{\pi} G_0 \right) \quad (3)$$

ここに、 τ_{xy_max} は土要素のせん断強度発揮時の τ_{xy} (kN/m²), γ_r は基準ひずみ, G_0 は初期せん断剛性 (kN/m²) を示す。

2次元解析では、加震中、 σ_{yy} 、及び σ_{xx} が変化し、拘束圧 $\sigma_m = (\sigma_{yy} + \sigma_{xx})/2$ が変動するため、拘束圧に依存するせん断強度発揮時の τ_{xy_max} は変動する。このため、 σ_m の変動に応じて、各時刻の骨格曲線が変化する。したがって、履歴曲線は、一定の骨格曲線上を移動せず、時々刻々と変化した骨格曲線上を移動することになる。

各層の履歴曲線を確認すると、捨石層、原地盤層とも各時刻で同じ骨格曲線上を移動しない傾向がみられる。その傾向は、特に捨石層で大きく現れている。

そこで、骨格曲線を決定するパラメタである拘束圧 σ_m の時刻歴を確認することにより、捨石層と原地盤の挙動の違いを考察する。

図-16 に各層の σ_m 時刻歴を示す。捨石層では、拘束圧が大きく変動していることが確認できる。これは、捨石層が、壁体のロッキングの影響を強く受けているためである。一方、原地盤では、壁体のロッキングの影響が小さく、拘束圧がほぼ一定となっている。このように拘束圧の変動が捨石層と原地盤の挙動の違いに大きく影響していることが確認できる。

なお、原地盤層においても、厳密には式(2)及び式(3)により定義した骨格曲線上を移動しない傾向にあるが、これは、本研究に用いている解析モデル⁵⁾は、多重せん断バネモデルを適用した構成式であることに起因する。具体的には、土要素の応力-ひずみ関係は、図-14 に示す通り、二次元の偏差応力空間(縦軸： τ_{xy} , γ_{xy} , 横軸： $(\sigma_{yy}-\sigma_{xx})/2$, $\epsilon_{yy}-\epsilon_{xx}$) の円周上に、仮想的に双曲線モデルに従った非線形バネを配置することにより、各方向バネのバネ軸方向に作用する外力を用いて、 $(\sigma_{yy}-\sigma_{xx})/2$, $\epsilon_{yy}-\epsilon_{xx}$, 及び τ_{xy} , γ_{xy} を方向バネ毎に求め、各値を積分して土要素の応力、ひずみを算出するモデ

ルとしているためである。このことから、2次元解析の初期自重解析時、及び動的解析時に各土要素に作用する荷重の方向に応じて、方向バネ毎に応力履歴が決定されるため、全ての方向バネの応力履歴は必ずしも一致せず、式(2)及び式(3)で示した簡便な骨格曲線とは異なる挙動を示す。

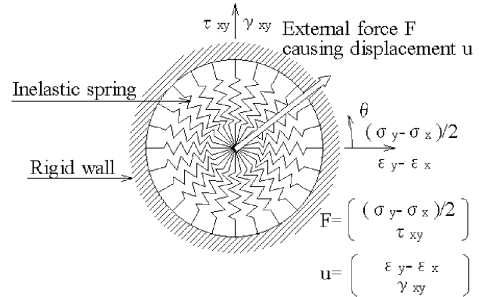


図-14 多重せん断バネモデル(文献5)引用)

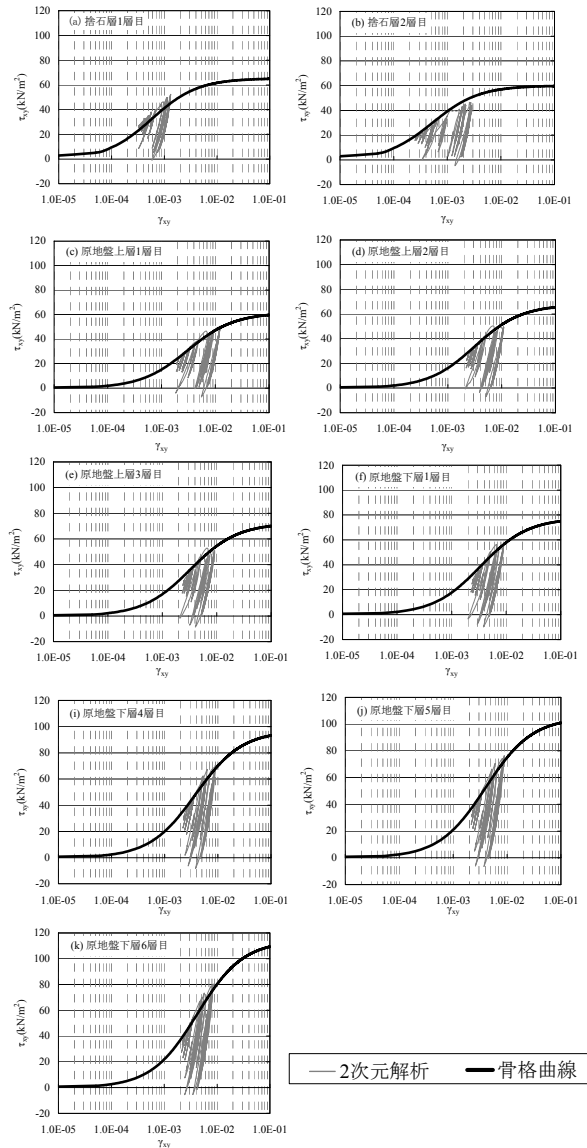


図-15 τ_{xy} - γ_{xy} 履歴曲線(Case01, 苫小牧港波)

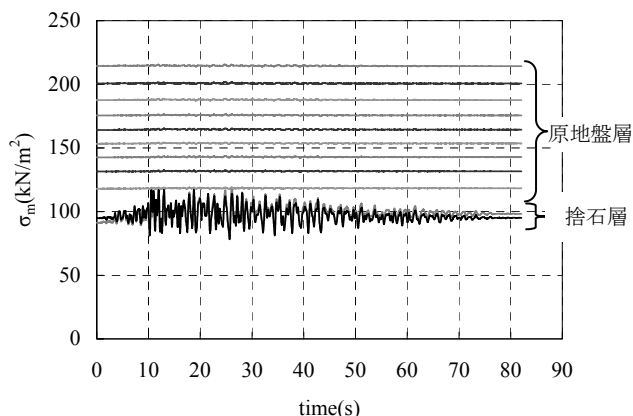


図-16 拘束圧 σ_m 時刻歴

(2) 回転変形

原地盤下層 6 層目から捨石層 1 層目の要素の 2 次元解析により算出された残留時の γ_{xy} に要素高 H_{elem} を乗じて算出された各層の変形量を足し合わせて壁体下端のせん断による変形量 $\delta_S (= \Sigma \gamma_{xy} H_{elem})$ を求め、壁体下端に位置する、捨石層 1 層目の要素を構成する上側節点の残留節点変形量との比較を行った。図-17 に比較結果を示す。

この結果、全ケースとも捨石層 1 層目上節点の変形量がせん断による残留変形量よりも大きいことが確認された。

この違いを確認するために、図-18 示す要素及び節点に着目し、次に示す方法により調べた。

- ① 要素左側節点、要素右側節点の残留変形量 (δ) を算出。
- ② 着目した節点により構成される要素に発生しているせん断による残留変形量 (δ_S) を算出。
- ③ δ_S を除いた節点の水平変形量 $\delta_N (= \delta - \delta_S)$ を算出。
- ④ δ_N の深度分布と壁体海側接点の残留時の水平変形量分布を図示し、その関係を調べる。

なお、地盤変形量は底面粘性境界において発生する変形量を除いている。

図-19～図-22 に変形量大きい八戸港波を対象とした Case01～Case24、変形量小さい岩国港波を対象とした Case01～Case12、及びその中間程度である苫小牧港波を対象とした Case01～Case12 の壁体傾斜量と δ_N の関係を示す。この結果、左・右節点変形量 δ_N は、各層においてほぼ同じである。これは、各要素を構成する同じ深度の左右節点のせん断変形分を除いた変形量が同じであることから、要素が回転を伴いながら並進していることを意味する。また、 δ_N の深度分布を確認すると、ある深度で浅から壁体底面に向

けて δ_N が徐々に大きくなり、その勾配は壁体の傾斜角とほぼ同じであることがわかる。以下、要素が傾斜し始める深度を回転中心と称す。

一方、回転中心となる要素に着目し、入力波形が異なるケースについて比較を行うと、壁体の断面形状が同じケースでは、壁体の傾斜角によらず回転中心がほぼ同じであることが確認された。また、入力波形及び壁体の断面形状が同じケースで地盤条件が異なるケースに着目すると、回転中心は地盤条件の違いにより、若干異なることが確認された。この結果から、回転中心は、壁体の慣性力の大小により決定されるのではなく、地盤特性により決定されるものと考えられる。

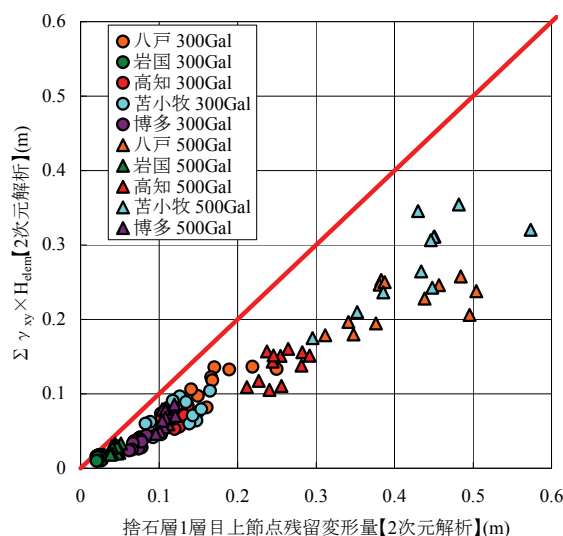


図-17 壁体下端変形量比較

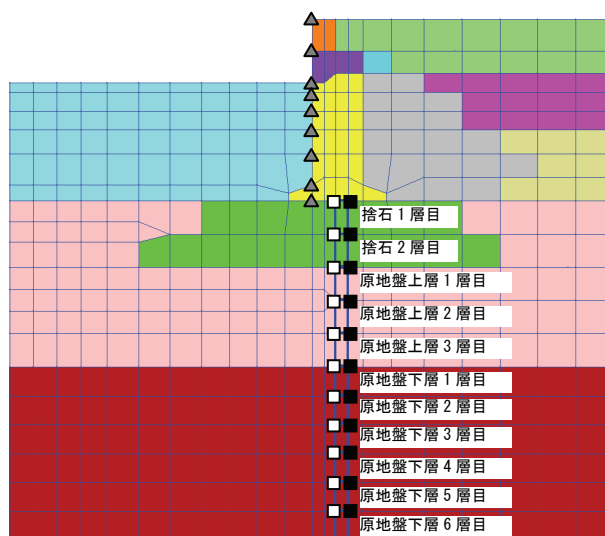


図-18 着目節点と着目要素

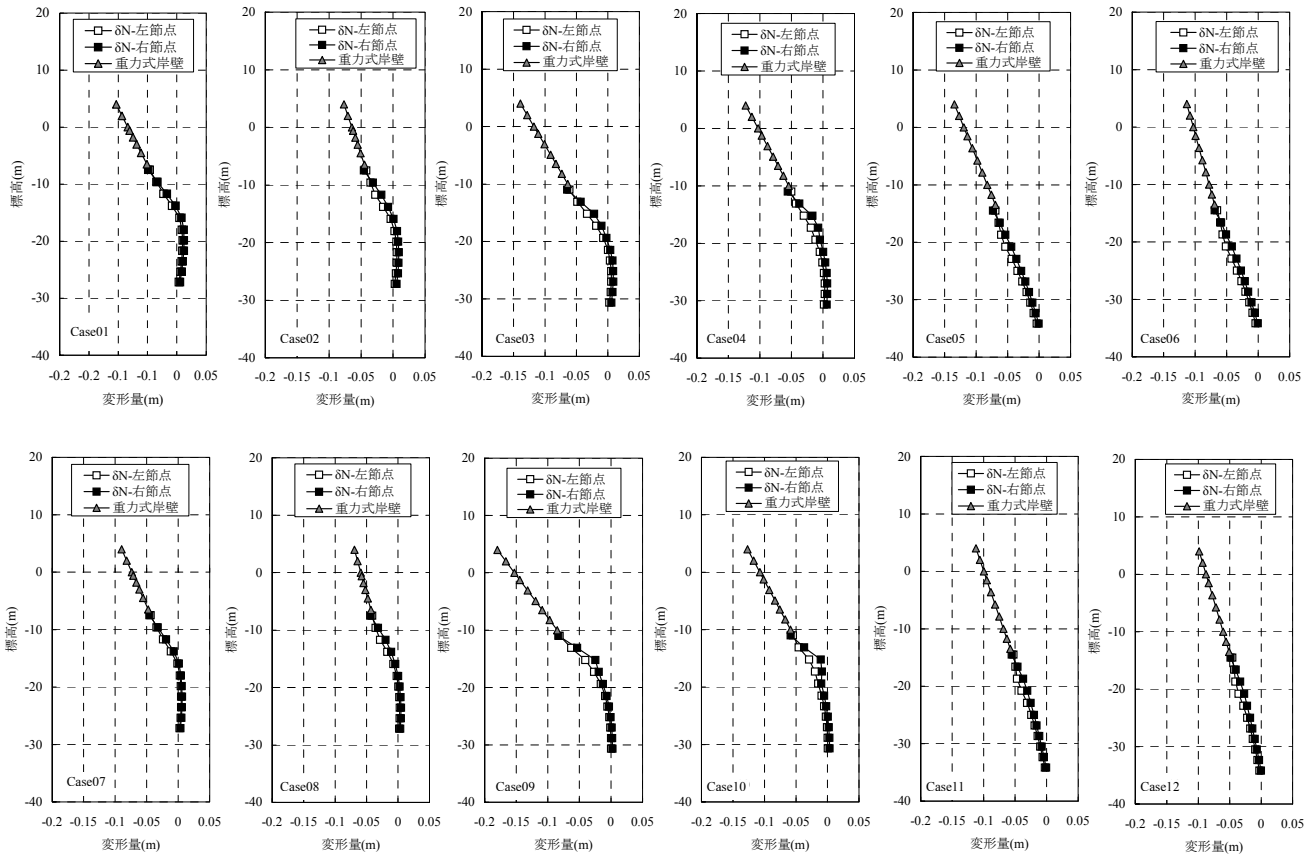


図-19 壁体傾斜量と δ_N の関係(八戸港波 Case01~Case12)

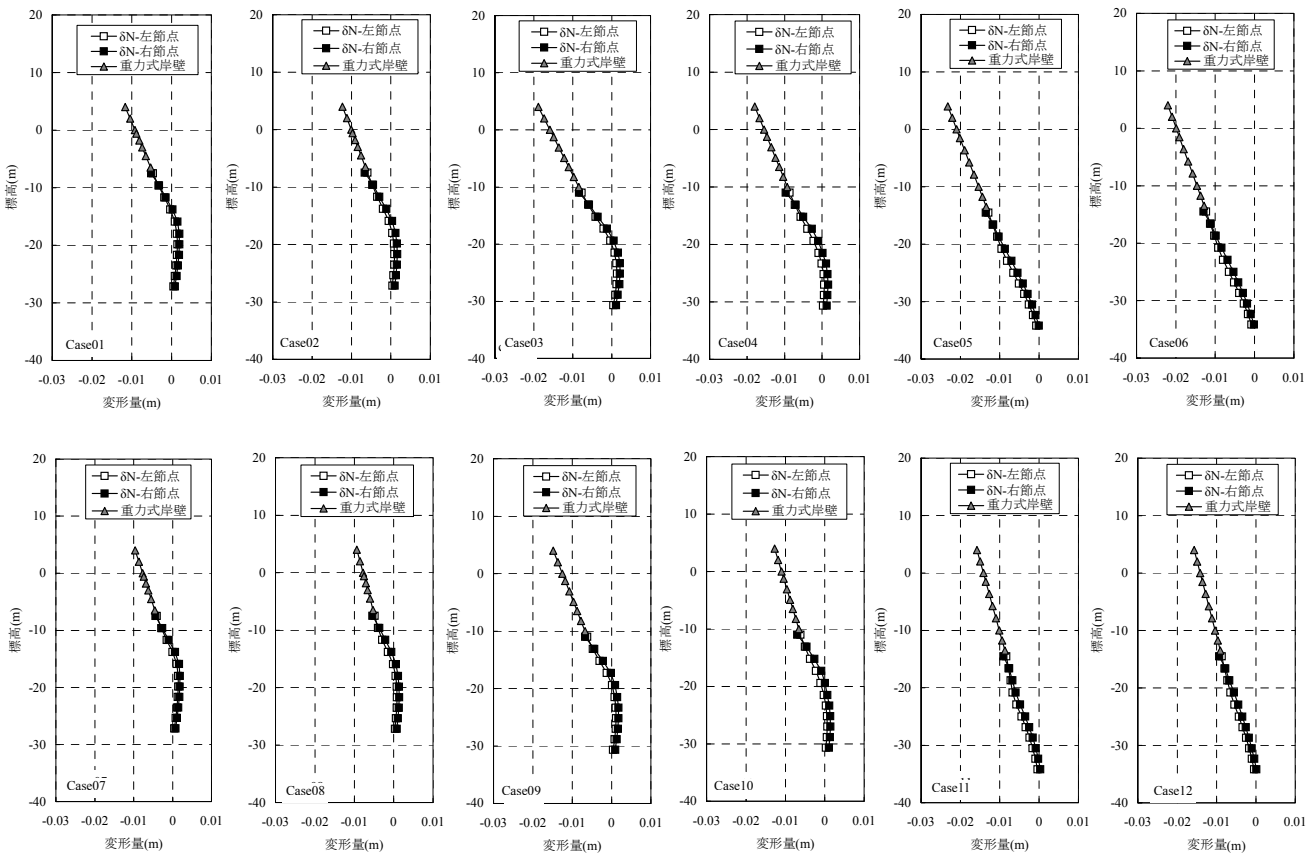


図-20 壁体傾斜量と δ_N の関係(岩国港波 Case01~Case12)

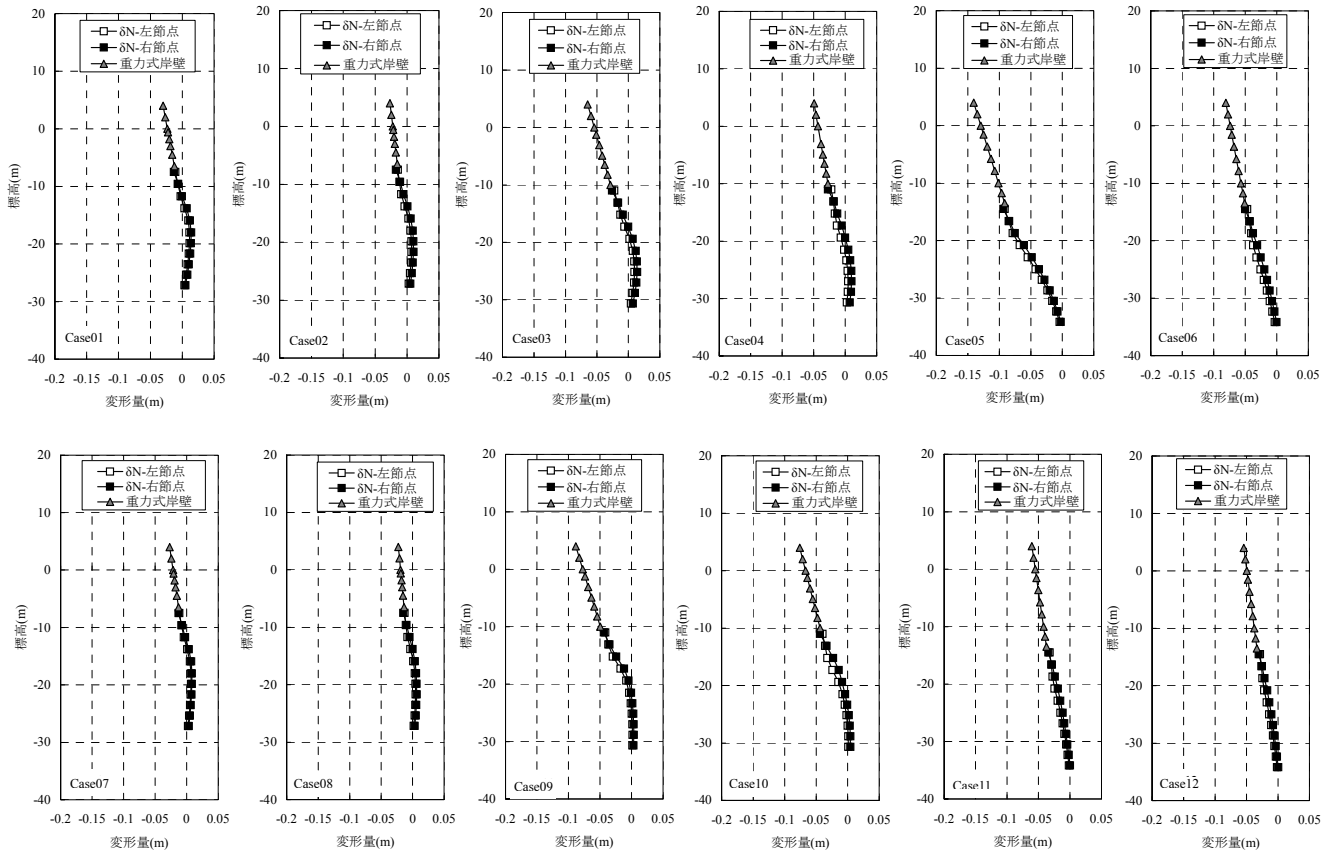


図-21 壁体傾斜量と δ_N の関係(苫小牧港波 Case01~Case12)

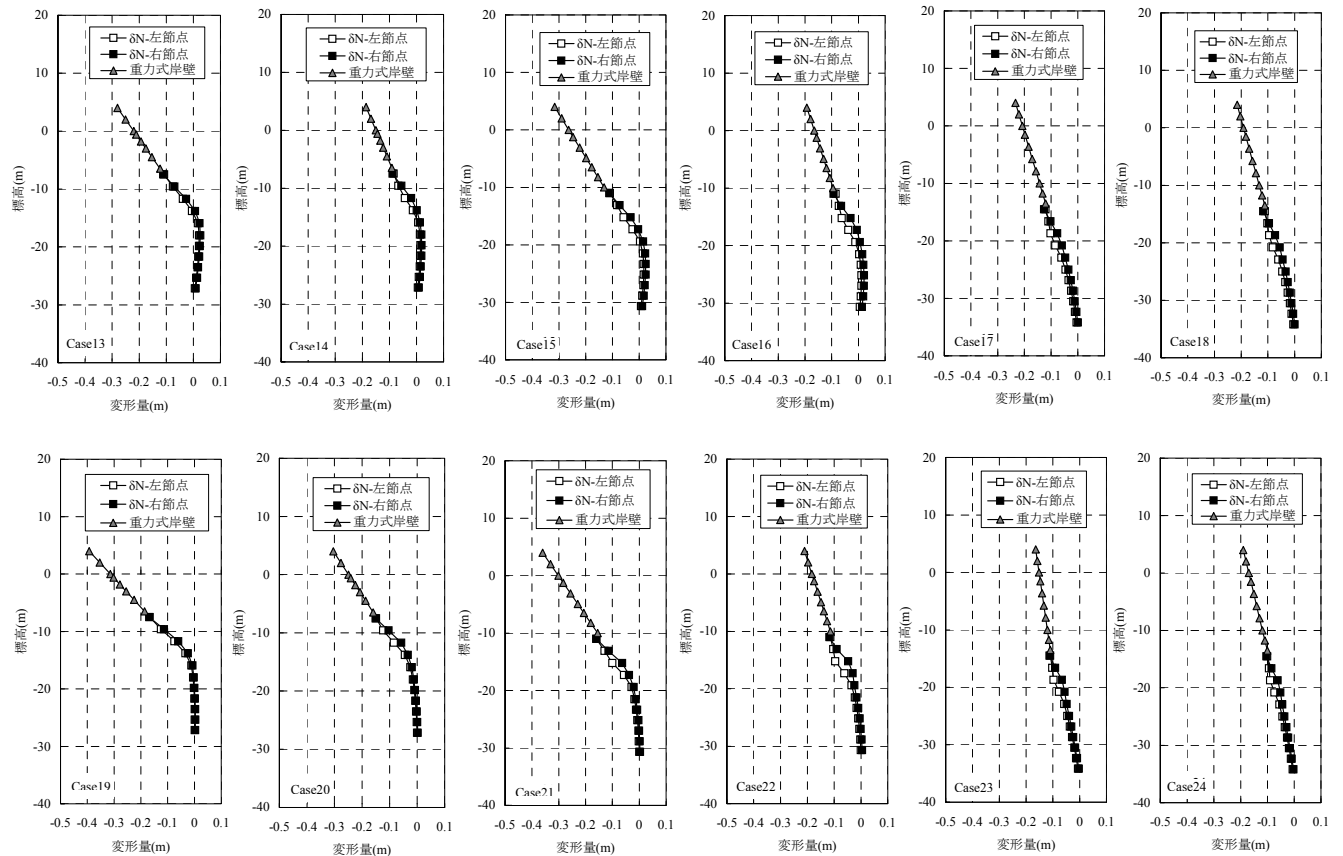


図-22 壁体傾斜量と δ_N の関係(八戸港波 Case13~Case24)

2.5 まとめ

2.3 初期応力状態の把握で述べたように、断面が同じ壁体のケースに着目すると、地盤条件によらず、 σ_{yy} , σ_{xx} , τ_{xy} の初期応力状態はほぼ同じであり、地盤剛性に依存しないことが確認された。これは、初期応力が地盤のヤング係数等に依存しないことを示しており、弾性応力解¹⁰⁾に基づいて推定できる可能性があることを示唆している。なお、本研究で使用する1次元解析では、 σ_{yy} に応じて σ_{xx} がプログラム内で自動的に算出されるため、簡易推定法の検討は、 σ_{yy} , τ_{xy} について行い、 σ_{xx} は推定された σ_{yy} を用いて1次元解析による初期自重解析を実施し、2次元解析で算出される σ_{xx} と同等の値となるかの確認を行う必要がある。

次に、2.4(1)せん断変形で述べたように、捨石層では、 σ_m の変動が大きく、 τ_{xy} - γ_{xy} の履歴曲線が従う骨格曲線は時々刻々と変化するが、原地盤ではその傾向は小さく、ほぼ同じ骨格曲線を移動すると判断できた。従って、1次元解析で2次元解析の加震前の初期応力状態を再現するとともに、加震中、壁体底面から地盤に作用するせん断応力、及び基礎面から作用する地震動を与え、加震中、要素に作用する荷重を適切に推定し、各土要素の τ_{xy} 時刻歴を推定できれば、それに応じて算出される γ_{xy} 時刻歴の残留値に要素高を乗じて、せん断変形量を算出することができるものと考えられる。ただし、1次元解析では、2次元解析の初期自重解析時、及び動的解析時の応力履歴を忠実に再現できないため、両者のせん断変形量には若干の誤差が含まれるものと考えられる。

なお、捨石層については、 σ_m の変動に応じて骨格曲線が大きく変化するため、 σ_m を一定値として計算する1次元解析では、2次元解析の履歴曲線と大きく異なる可能性があり、変形量に誤差が生じる。そこで、1次元解析を用いて捨石層の変形量を評価する場合は、別途その適用性について検討を実施する必要がある。

最後に、2.4(2)回転変形で述べたように、回転による変形量は、回転中心、及び壁体の傾斜角を推定することにより算出することができる。

3. 簡易推定法の検討

前章において得られた知見を基に、簡易推定法の検討を行う。なお、ここでは、簡易推定法の妥当性を検証することを目的とするため、推定に用いる必要なパラメタは2次元解析のものを使用し、それにより推定された結果と2次元解析の結果の比較を行うものとする。対象とするケースは、2.1 検討ケースに示す全ケースとした。

3.1 初期応力推定方法の検討

Boussinesqの弾性応力解¹⁰⁾を用いた初期応力状態の推定を試みた。推定方法は次の通りである。なお、ここでは σ_{yy} 及び τ_{xy} の推定方法について検討を行い、 σ_{xx} については、推定された σ_{yy} を1次元解析に作用させた初期自重解析を実施することにより、推定精度の検証を行う。

(1) σ_{yy} の推定

壁体設置水深以浅に位置する壁体、及び埋立土を等分布荷重としてモデル化し、Boussinesqの弾性応力解より、式(4)~式(5)の通り鉛直応力深度分布を算出する。

$$\Delta\sigma_{yy} = \frac{q}{\pi} \left(\tan^{-1} \frac{a-x}{y} + \tan^{-1} \frac{a+x}{y} \right) - \frac{2aqy(x^2 - y^2 - a^2)}{\pi \{ (x^2 + y^2 - a^2)^2 + 4a^2y^2 \}} \quad (4)$$

$$\sigma_{yy} = \sum \gamma_i H_i + \Delta\sigma_{yy} \quad (5)$$

ここに、 $\Delta\sigma_{yy}$ は等分布荷重による鉛直応力増加分(kN/m²)、 q は単位幅当りの等分布荷重(kN/m)、 a は0.5×(載荷幅)(m)、 y は応力算定深さ(m)、 x は載荷幅中央と壁体直下中央との偏心距離(m)、 σ_{yy} は深度 y における鉛直応力、 $\sum \gamma_i H_i$ は深度 y における原地盤の自重により発生する鉛直応力(kN/m²)を示す。

なお、本検討では、図-23に示す通り載荷範囲、及び偏心距離を設定している。また、等分布荷重は、簡便のため、壁体の海側前面から埋立土が一様に作用しているものとし、埋立土の残留水位より上は湿潤重量、残留水位より下は水中重量として算出している。図-24~図-26に本手法により推定された σ_{yy} 深度分布と2次元解析の初期自重解析により得られた σ_{yy} 深度分布の比較を示す。この結果、本手法により推定された σ_{yy} は、若干の誤差を含むものの、2次元解析を精度良く評価できることが確認された。

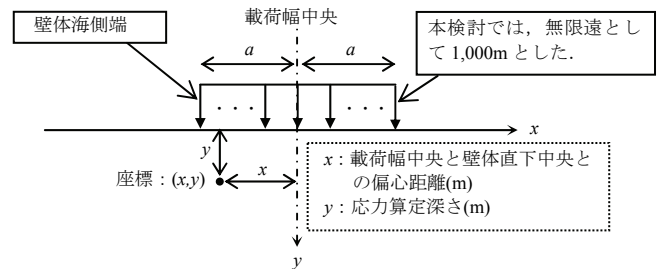


図-23 等分布荷重と偏心距離の設定

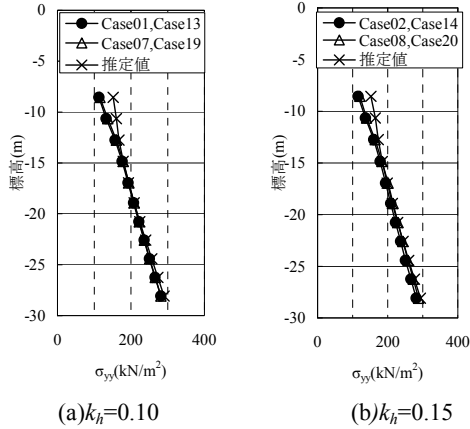


図-24 σ_{yy} 深度分布(水深-7.5m)

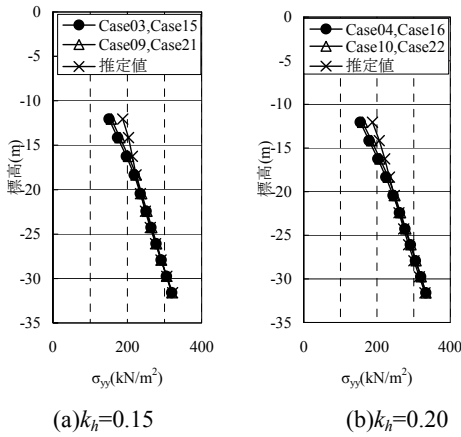


図-25 σ_{yy} 深度分布(水深-11.0m)

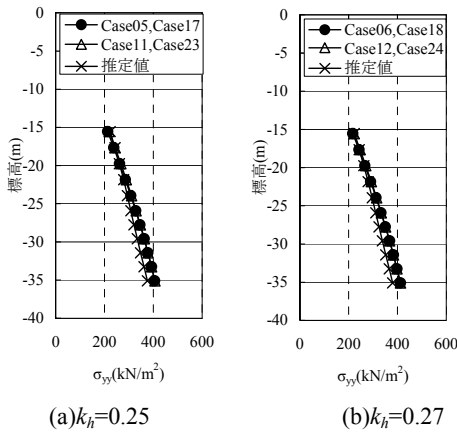


図-26 σ_{yy} 深度分布(水深-14.5m)

(2) σ_{xx} の推定

1次元解析を用いて壁体直下中央部をモデル化し、3.1(1) σ_{yy} の推定で推定された σ_{yy} を用いて初期自重解析を実施した。1次元解析のモデル化は図-27に示す通りであり、推定された σ_{yy} 深度分布と同じとなるように各要素上面に鉛直分布荷重を作用させ、算出される σ_{xx} と2次元解析との比較を行うことにより検証を行う。

図-28～図-30に、1次元解析により算出された σ_{xx} 深度分布と2次元解析の初期自重解析により得られた σ_{xx} 深度分布

の比較を示す。

この結果、推定された σ_{yy} を用いて1次元解析から求められる σ_{xx} は、2次元解析を精度良く評価できることが確認された。

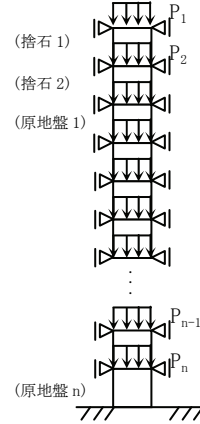


図-27 1次元解析の初期自重解析モデル

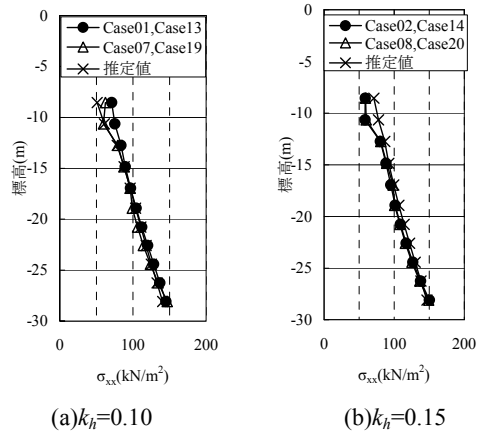


図-28 σ_{xx} 深度分布(水深-7.5m)

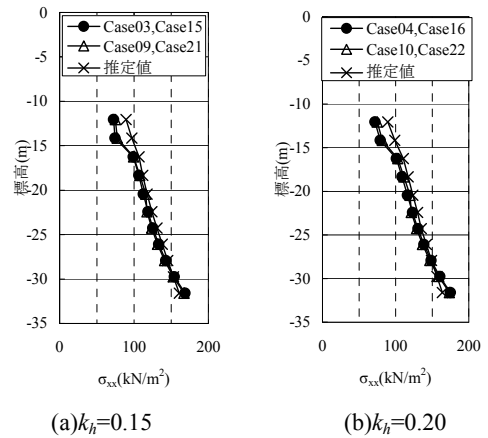


図-29 σ_{xx} 深度分布(水深-11.0m)

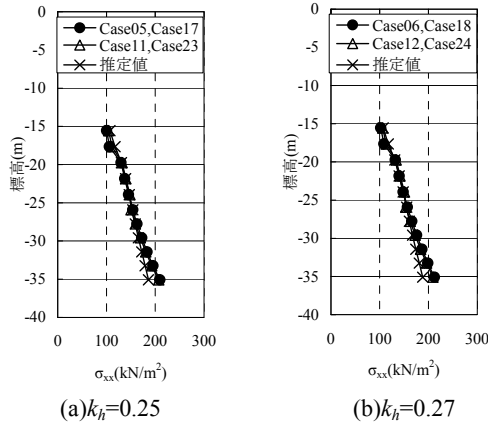


図-30 σ_{xx} 深度分布(水深-14.5m)

(3) τ_{xy} の推定

壁体設置水深以浅に位置する壁体、及び埋立土を等分布荷重としてモデル化し(荷重①)、Boussinesqの弾性応力解により算出する。

荷重①の考え方は、前述の図-23と同様であり、 τ_{xy} は式(6)より算出する。

$$\tau_{xy} = \frac{4aqxy^2}{\pi \left\{ (x^2 + y^2 - a^2)^2 + 4a^2y^2 \right\}} \quad (6)$$

ここに、 q は単位幅当りの等分布荷重(kN/m)、 a は $0.5 \times$ (載荷幅)(m)、 y は応力算定深さ(m)、 x は載荷幅中央と壁体直下中央との偏心距離(m)を示す。

また、壁体には主働土圧が作用し、壁体底面から地盤にはせん断力が作用するため、この効果を考慮する必要がある。そこで別途、図-31に示す通り、捨石上面に主働土圧から算出される壁体底面のせん断力(荷重②)を作用させ、Cerrutiの方法¹⁰⁾により τ_{xy} の算出を行う。

荷重①、及び荷重②により算出された τ_{xy} を加算することにより壁体直下の τ_{xy} を推定する。

荷重②により発生する τ_{xy} は、式(7)の通り算出する。

$$\tau_{xy} = \frac{q}{\pi} \left(\tan^{-1} \frac{a-x}{y} + \tan^{-1} \frac{a+x}{y} \right) - \frac{2aqy}{\pi} \frac{a^2 - x^2 + y^2}{(a^2 + x^2 + y^2) - 4a^2x^2} \quad (7)$$

ここに、 q は単位幅当りの等分布荷重(kN/m)、 a は $0.5 \times$ (載荷幅)(m)、 y は応力算定深さ、 $x(=0)$ は載荷幅中央と壁体直下中央との偏心距離(m)を示す。

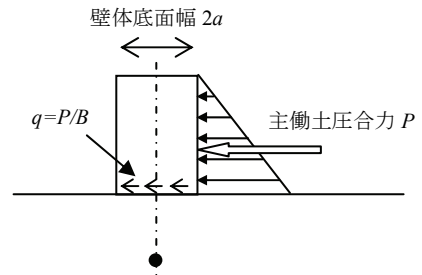


図-31 等分布荷重と偏心距離の設定(荷重②)

図-32～図-34に本手法により推定された τ_{xy} 深度分布と2次元解析の初期自重解析により得られた τ_{xy} 深度分布の比較を示す。

この結果、本手法により推定された τ_{xy} は、2次元解析の τ_{xy} に比べ、過大に評価する傾向が見られた。

そこで、2次元解析の初期自重解析により得られた σ_{yy} 、 σ_{xx} 、 τ_{xy} 、及び弾性応力解により算出される各土要素の最大主応力方向角を算出し比較を行った。なお、最大主応力方向角は水平面と成す角とする。

2次元解析の最大主応力方向角は、式(8)、及び図-35の通り算出し、弾性応力解による最大主応力方向角は、等分布荷重が弾性体に作用した場合を想定し、Boussinesqの弾性応力解、及びMohrの応力円から算出される式(9)、及び図-36に基づき算出した。

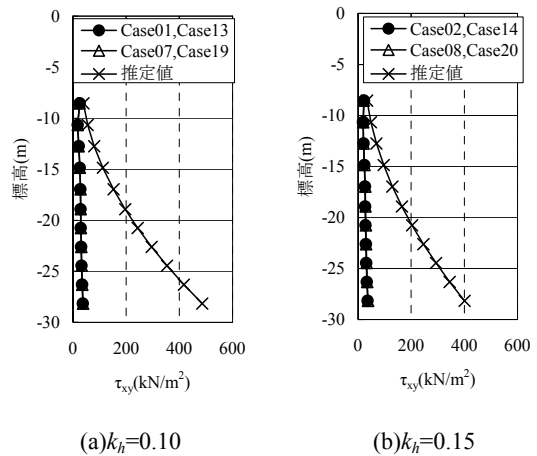
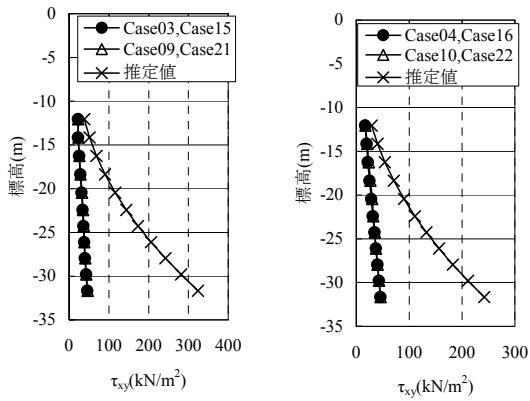


図-32 τ_{xy} 深度分布(水深-7.5m)



(a) $k_h=0.15$ (b) $k_h=0.20$

図-33 τ_{xy} 深度分布(水深-11.0m)

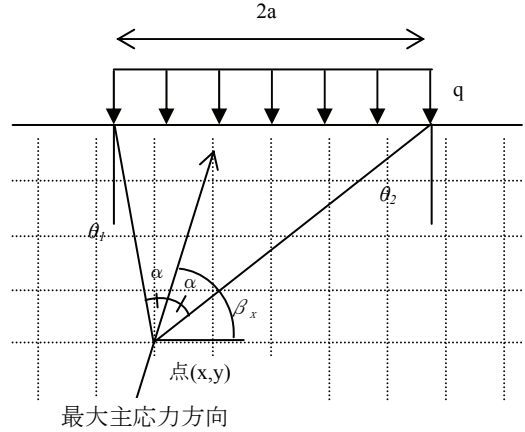
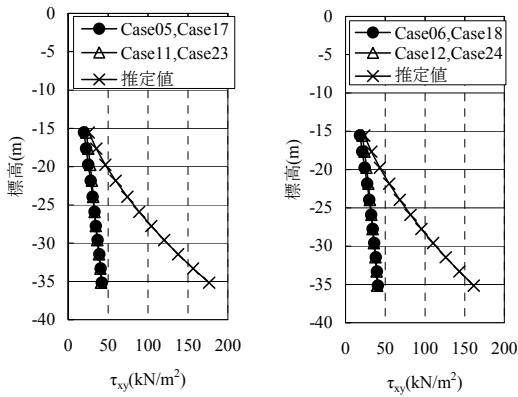


図-36 最大主応力方向角



(a) $k_h=0.25$ (b) $k_h=0.27$

図-34 τ_{xy} 深度分布(水深-14.5m)

最大主応力方向角比較を図-37～図-39に示す。これによると、本手法により算出される最大主応力方向角は、2次元解析に比べ、深度が深い位置で小さく見積もる傾向があることが分かった。また、2次元解析の最大主応力方向角は、一定の深度からほぼ一定値を示し、その値は $75^\circ \sim 85^\circ$ である。この両者の違いは、等分布荷重を無限遠とした本手法では、Bousinesq の弾性応力解、及び Mohr の応力円を用いて式(9)、及び図-36により求めるため、 θ_2 を過大に評価し、最大主応力方向角と水平面の成す角を小さく見積もる傾向にあるためである。そこで、荷重①による τ_{xy} は Bousinesq の弾性応力解で考慮する鉛直分布荷重に Boston-Code¹⁾の考えに基づく荷重分散効果を加え、図-40に示すとおり、壁体陸側端から分散角 30° を考慮して鉛直荷重を設定することにより、最大主応力角の推定を行い、算出された最大主応力角から、 σ_{yy} 、及び σ_{xx} を用いて、式(8)より算出することとした。なお、本手法の妥当性の検証は今後の課題とする。

荷重②による τ_{xy} は前述と同様である。なお、両者の最大主応力方向角の違いについて、2次元解析は基盤による境界が存在するが、Bousinesq の弾性応力解では境界を考慮できないため、境界条件の有無によるものとも考えられたが、基盤面が深い断面モデルにおいてもある一定の深度から最大主応力方向角は一定値を示しており、境界の有無による影響でないことを確認している。

$$\beta_x = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \left\{ \frac{\tau_{xy}}{(\sigma_{yy} - \sigma_{xx})/2} \right\} \quad (8)$$

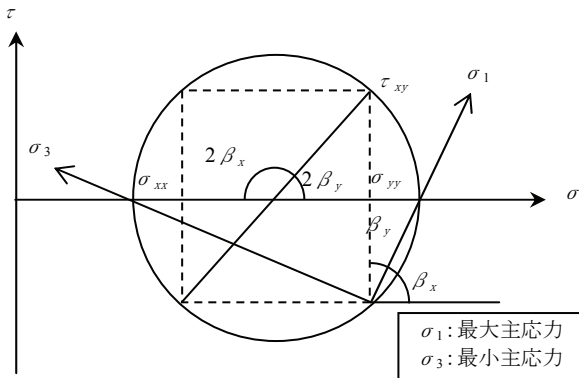
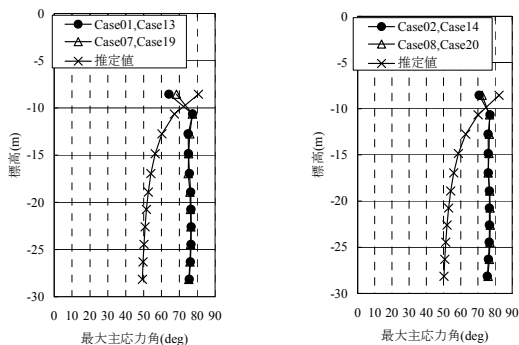
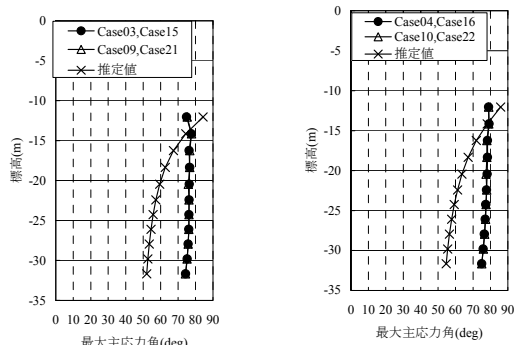


図-35 Mohr の応力円による主応力方向角

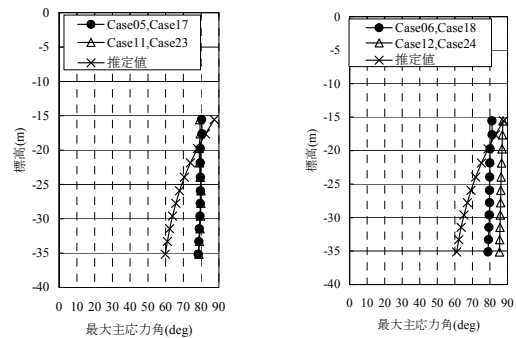
$$\beta_x = \frac{1}{2} (\pi + \theta_1 - \theta_2) \quad (9)$$



(a) $k_h=0.10$ (b) $k_h=0.15$
 図-37 最大主応力方向角(水深-7.5m)



(a) $k_h=0.15$ (b) $k_h=0.20$
 図-38 最大主応力方向角(水深-11.0m)



(a) $k_h=0.25$ (b) $k_h=0.27$
 図-39 最大主応力方向角(水深-14.5m)

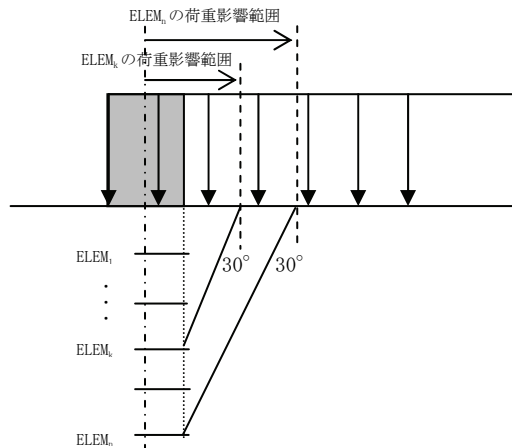
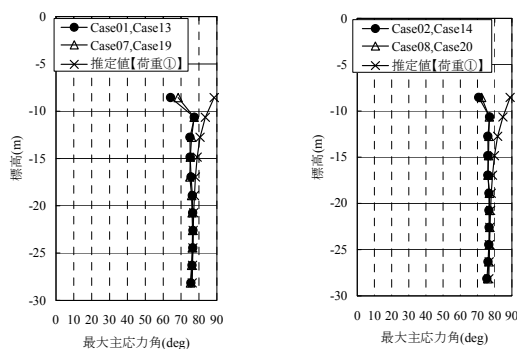


図-40 荷重影響範囲の設定(荷重①)

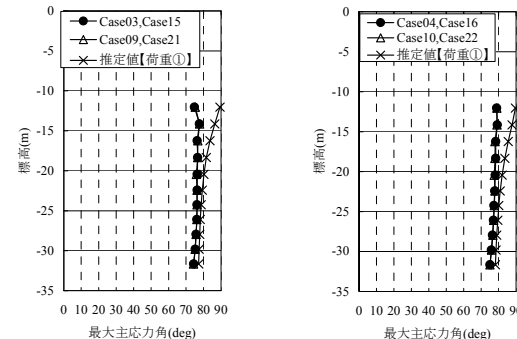
図-41～図-43 に荷重分散を考慮して推定した最大主応力方向角と 2 次元解析により算出された最大主応力方向角、及び図-44～図-46 に本手法により推定した τ_{xy} 深度分布と 2 次元解析の τ_{xy} 深度分布との比較を示す。なお、推定した最大主応力方向角は、荷重①により算出されたものである。

この結果、荷重分散効果を考慮することにより、最大主応力方向、 τ_{xy} とも、2 次元解析を精度良く再現できていることが確認された。

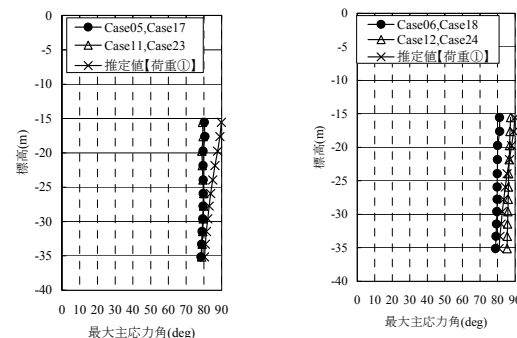
なお、浅い深度の要素では、2 次元解析の最大主応力方向角が、推定値に比べ小さくなる傾向があるが、これは、壁体底面から τ_{xy} が作用することにより、主応力方向が回転しているためである。



(a) $k_h=0.10$ (b) $k_h=0.15$
 図-41 最大主応力方向角(水深-7.5m)



(a) $k_h=0.15$ (b) $k_h=0.20$
 図-42 最大主応力方向角(水深-11.0m)



(a) $k_h=0.25$ (b) $k_h=0.27$
 図-43 最大主応力方向角(水深-14.5m)

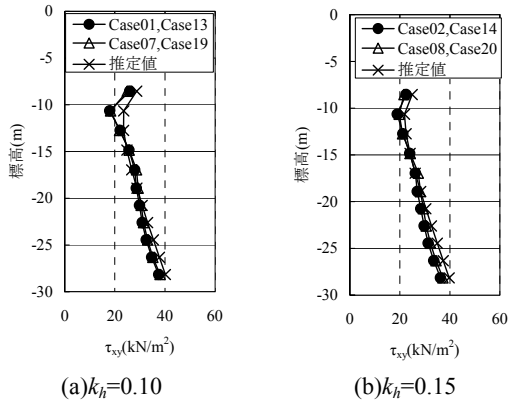


図-44 τ_{xy} 深度分布(水深-7.5m)

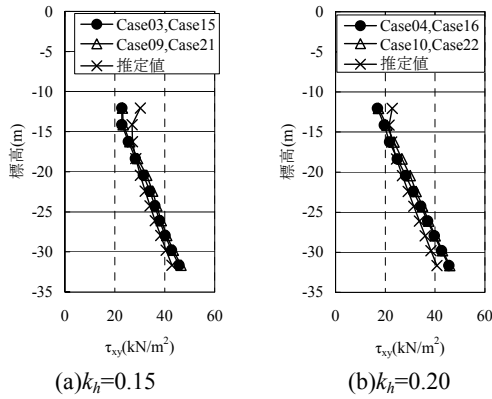


図-45 τ_{xy} 深度分布(水深-11.0m)

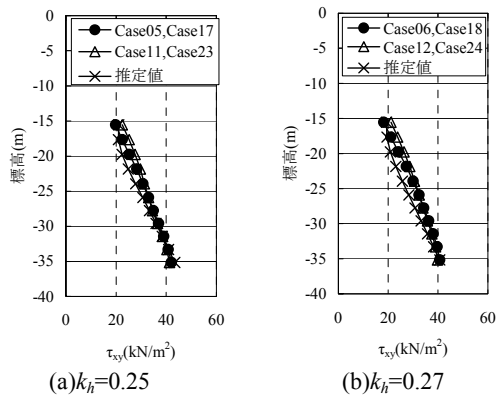


図-46 τ_{xy} 深度分布(水深-14.5m)

3.2 せん断変形量推定方法の検討

τ_{xy} 時刻歴を推定できれば、せん断変形量の推定は可能である。そこで、まず、 τ_{xy} 時刻歴の推定方法を検討し、その推定方法の妥当性と精度の検証を行う。

次に、推定された τ_{xy} 時刻歴に応じて算出される残留時の γ_{xy} を用いて、2次元解析のせん断変形量との比較を行い、せん断変形量の推定法の妥当性と精度の検証を行う。

(1) τ_{xy} 時刻歴推定方法

2.4(1)せん断変形 で述べたように、2次元解析の τ_{xy} 時刻歴は、初期の τ_{xy} を軸として、荷重に応じてその値が変動し、

残留時では初期の τ_{xy} と同等の値になることが確認されたため、各土要素に2次元解析により算出される初期自重解析後の σ_{yy} 及び静的な τ_{xy} を1次元解析に与え、初期応力状態を再現し、地震動、及び壁体底面から地盤に作用するせん断応力時刻歴を加えることにより時刻歴の推定を試みる。なお、 σ_{xx} は1次元解析により自動的に計算されるが、3.1(2) σ_{xx} の推定において、2次元解析の σ_{xx} との誤差は少ないことが確認されている。

1) 壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定

τ_{xy} 時刻歴の推定を行うには、まず壁体底面から地盤に作用するせん断応力の時刻歴を推定する必要がある。

そこで、図-47 に示すとおり、背後自由地盤をモデル化した1次元解析において、対象とする地震波形を基盤面から入力し、壁体の中央高さ相当に位置する要素の応答加速度 a の時刻歴を求めた。この応答加速度 a が壁体及び背後地盤に作用するとして、各時刻における応答加速度 a に対応した壁体に作用する動水圧、背後土圧、残留水圧、及び壁体の慣性力を算出して、釣合い式より、壁体底面に作用している底面摩擦力を求めた。

なお、例えば、風間ら¹²⁾¹³⁾、三浦ら¹⁴⁾、小濱ら¹⁵⁾は動的解析、及び模型振動実験を実施し、各結果から、非液状化状態では壁体に作用する慣性力と背後土圧の間に位相差 π の関係があることを指摘していることから、この知見を反映し、本手法においても位相差 π を与えることとした。具体的な算出方法は図-48 及び式(10)～式(19)に示す通りである。

なお、地震波形と壁体に作用する加速度時刻歴には、位相差が生じるが、これに関しては、背後自由地盤の壁体中央部相当位置の応答加速度を用いることにより対応している。

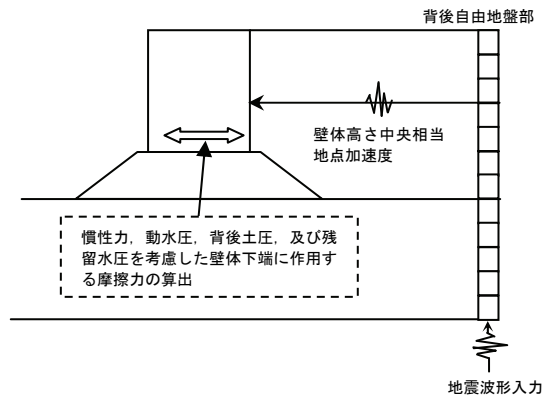


図-47 推定方法

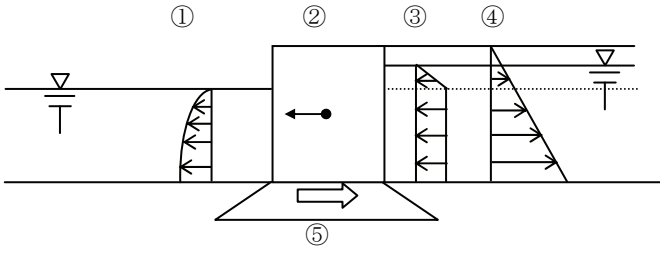


図-48 力の釣合い

①動水圧合力

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_s \gamma_w H_{caisson}^2 \quad (10)$$

$$k_s = \alpha/g \quad (11)$$

②重力式岸壁慣性力

$$m\alpha \quad (12)$$

③残留水圧合力

$$P_{RWL} = \left\{ \frac{1}{2} (RWL - LWL)^2 + (RWL - H_{caisson}) RWL \right\} \gamma_w \quad (13)$$

④背後土圧

$$P_a = \sum_i K_{ai} \gamma_i H_i \quad (14)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \right]} \quad (15)$$

a)水位上

$$\theta = \tan^{-1} k$$

$$k = \alpha/g \cdot PHASE \quad (16)$$

b)水位下

$$\theta = \tan^{-1} k'$$

$$k' = \frac{2(\sum \gamma_i H_i + \sum \gamma H_j + \omega) + \gamma H}{2\{\sum \gamma_i H_i + \sum (\gamma - 10) H_j + \omega\} + (\gamma - 10) H} k \cdot PHASE \quad (17)$$

⑤底面摩擦力

$$F \quad (18)$$

—釣合い式—

$$F = m\alpha + P_{dw} + P_{RWL} + P_a \quad (19)$$

ここに、 α は背後自由地盤部の壁体中央部相当の各時刻における応答加速度 (m/s^2)、 γ_w は海水の単位体積重量 ($10.1kN/m^3$)、 $H_{caisson}$ は壁高 (m)、 m は陸側フーチング上部埋立土を含めた壁体質量 (t)、 ϕ_i は i 層の土のせん断抵抗角 ($^\circ$)、 ψ は壁面が鉛直と成す角度 ($=0^\circ$)、 δ は壁面摩擦角 ($=15^\circ$)、 ω は上載荷重 (kN/m^2)、 γ_i は残留水位上の土の単位体積重量 (kN/m^3)、 H_i は残留水位上の i 層の土層の厚さ (m)、 γ は水によって飽和した土の空气中における単位体積重量 (kN/m^3)、 H_j は残留水位下において土圧を算定する層より上の j 層の土層厚 (m)、 H は残留水位以下において土圧を算定する土層厚 (m)、 $PHASE$ は位相差 ($= -1.0$) を示す。

上記により算出された F を用いて、壁体底面幅で除することにより、単位幅当りの底面摩擦力 (せん断応力) を式 (20) の通り算出する。

$$\tau_{xy} = \frac{F}{B} \quad (20)$$

ここに、 B は壁体底面幅 (m) を示す。

なお、式 (19) の右辺が静止摩擦係数 ($\mu = 0.6$) と壁体重量から算出される底面摩擦力 F_s を超えるような場合は、 F_s を上限として設定する。

苫小牧港波を対象とした Case01~Case12 について、本手法により算出された壁体底面から作用するせん断応力時刻歴、及び壁体から作用するせん断応力の影響を最も大きく受ける捨石層 1 層目のせん断応力時刻歴の比較を行った。比較結果を図-49 に示す。なお、 τ_{xy} 時刻歴は、比較のために初期の τ_{xy} を差し引いた時刻歴である。比較の結果、推定した τ_{xy} 時刻歴は、2次元解析を精度良く推定できていることが確認できる。なお、両者には振幅に若干の違いが見られるが、これは、捨石層 1 層目は、壁体底面から作用するせん断応力と、基盤面から入射される地震波形により作用する τ_{xy} の影響を受けた時刻歴であるのに対し、推定した τ_{xy} 時刻歴は、壁体底面に作用する τ_{xy} 時刻歴であり、両者の荷重条件が異なることに起因する。

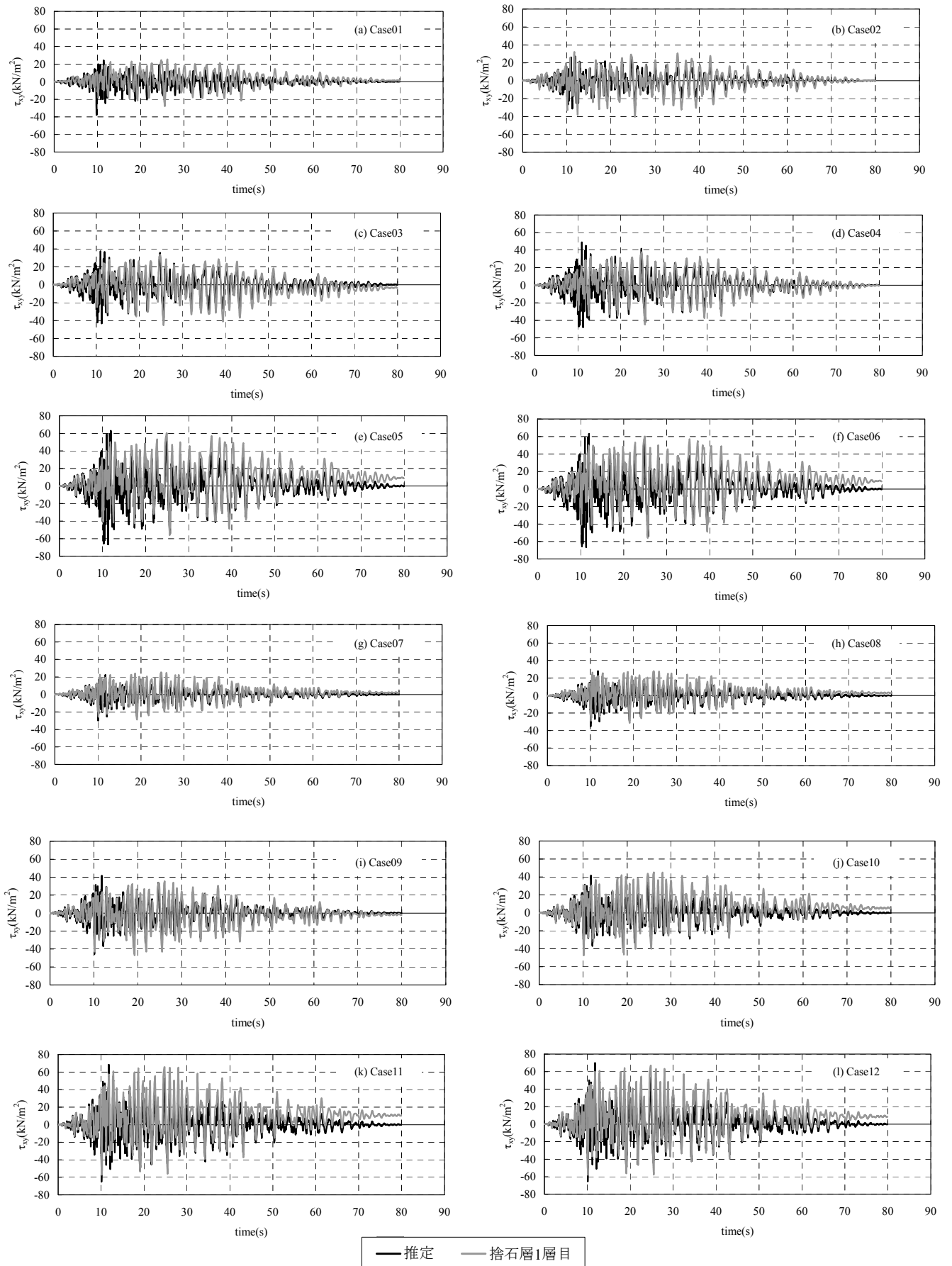


図-49 壁体底面せん断応力時刻歴比較

2) τ_{xy} 時刻歴の推定

1次元解析を用いて、3.2(1)1 壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定で推定された壁体底面でのせん断応力時刻歴を捨石上部から、地震波形を基盤面から入力することにより、各要素の τ_{xy} 時刻歴の推定を行う。

1次元解析のモデル化の設定方法は以下に示す step1)~step3)の通りである。また、1次元解析のモデル化に必要な拘束条件は図-50 に示す通りである。

- step1) 初期鉛直応力深度分布と同じとなるように、各要素上面に鉛直等分布荷重を載荷する。(静的解析)
- step2) 初期せん断応力深度分布と同じになるように、各要素の上面に水平等分布荷重を載荷する。(静的解析)
- step3) step1), step2)により設定されたモデルの捨石層最上面から壁体底面でのせん断応力時刻歴、及び基盤面から地震波形の入力を行う。(動的解析)

なお、ここでは、 τ_{xy} 時刻歴の推定方法の精度を確認することを目的としているため、初期応力は2次元解析により算出された値を用いている。

図-51~図-54 に苫小牧港波を対象とした Case01 及び苫小牧港波を対象とした Case13 の2次元解析により算出された τ_{xy} 時刻歴と、1次元解析により推定された τ_{xy} 時刻歴の比較を示す。

比較の結果、1次元解析により推定された τ_{xy} 時刻歴は、2次元解析に比べ若干大きく評価する傾向があるものの、精度良く再現できることが確認された。なお、全てのケースとも、その精度は確認している。

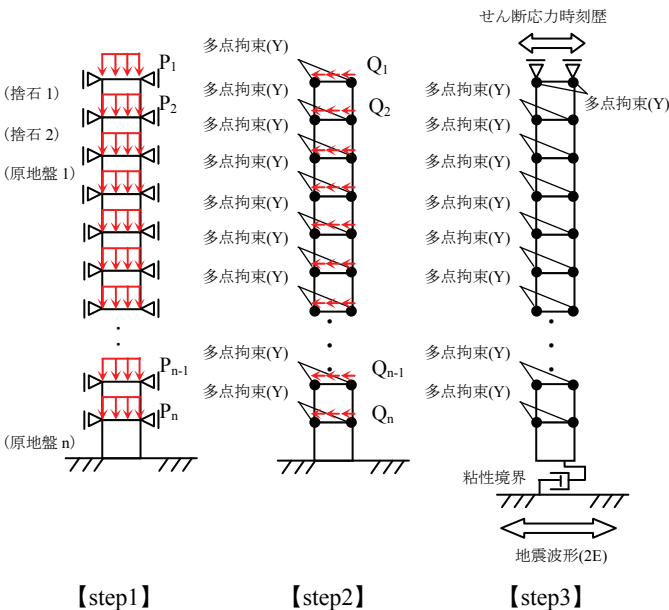


図-50 拘束条件

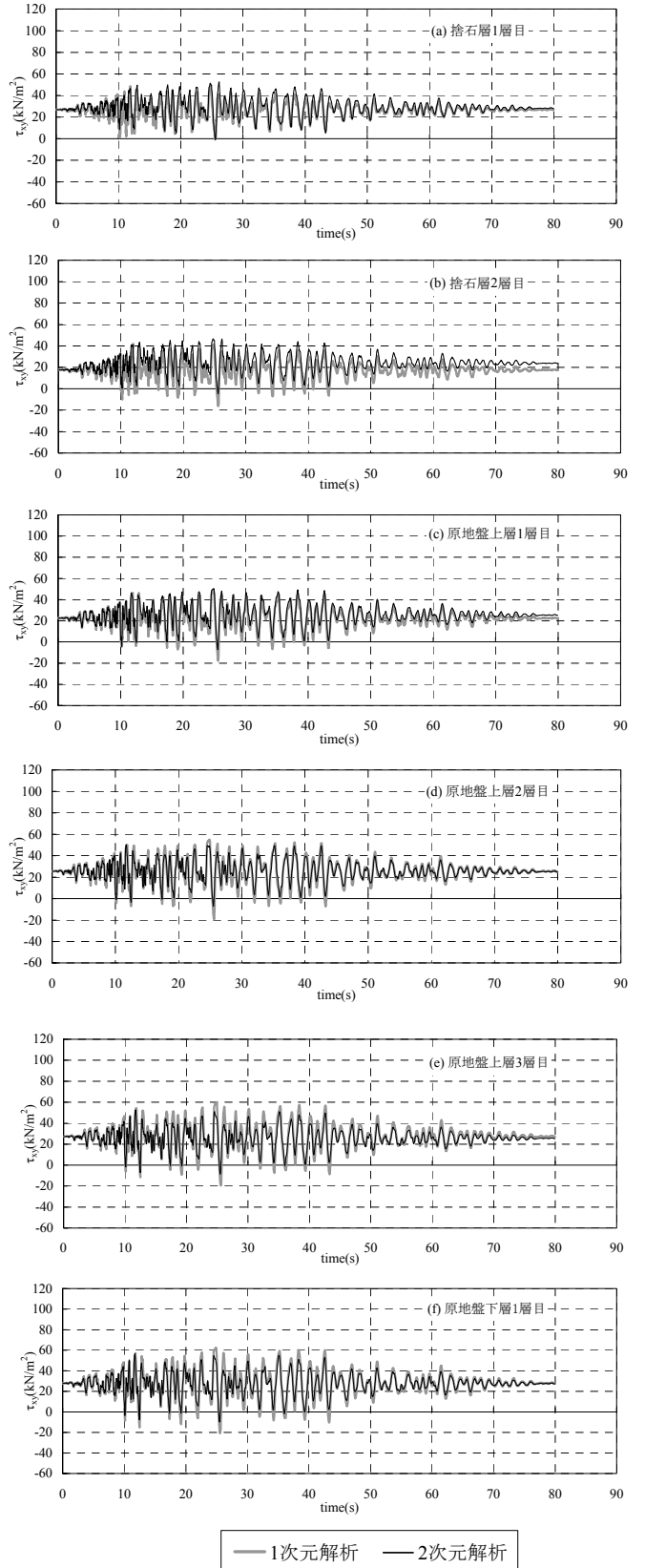


図-51 せん断応力時刻歴比較(Case01, 苫小牧港波)

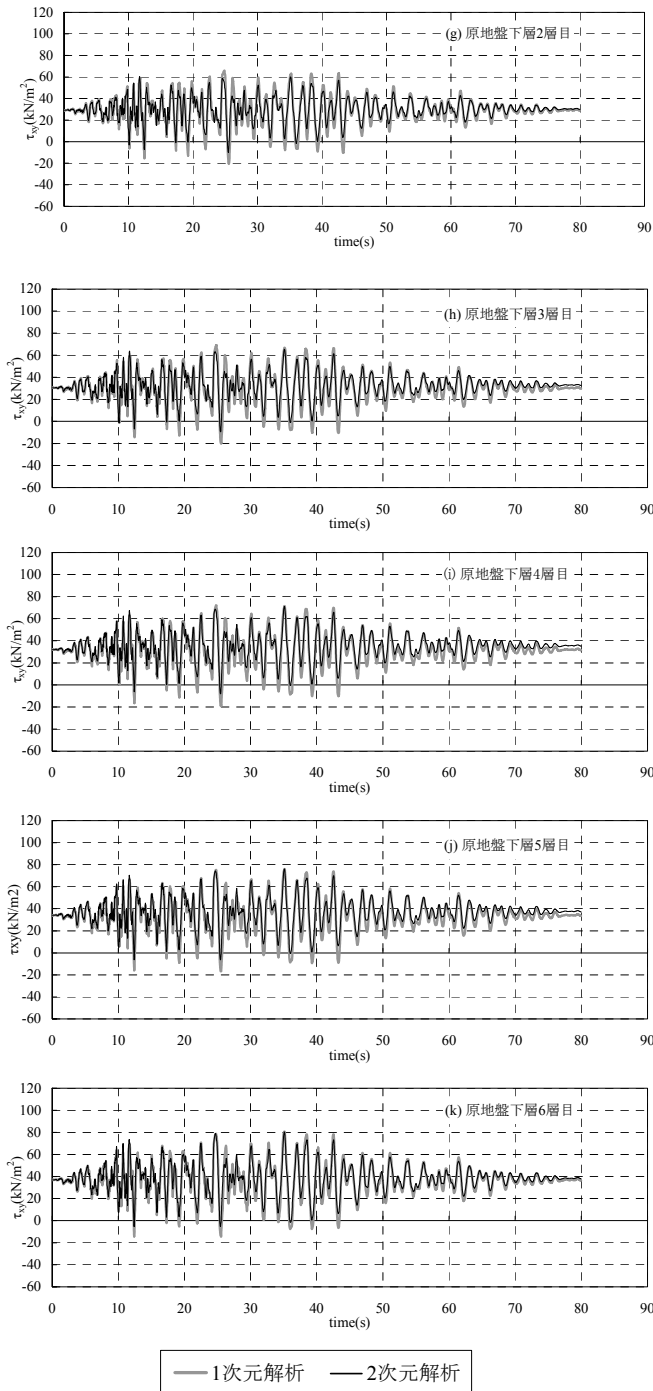


図-52 せん断応力時刻歴比較(Case01, 苫小牧港波) (続き)

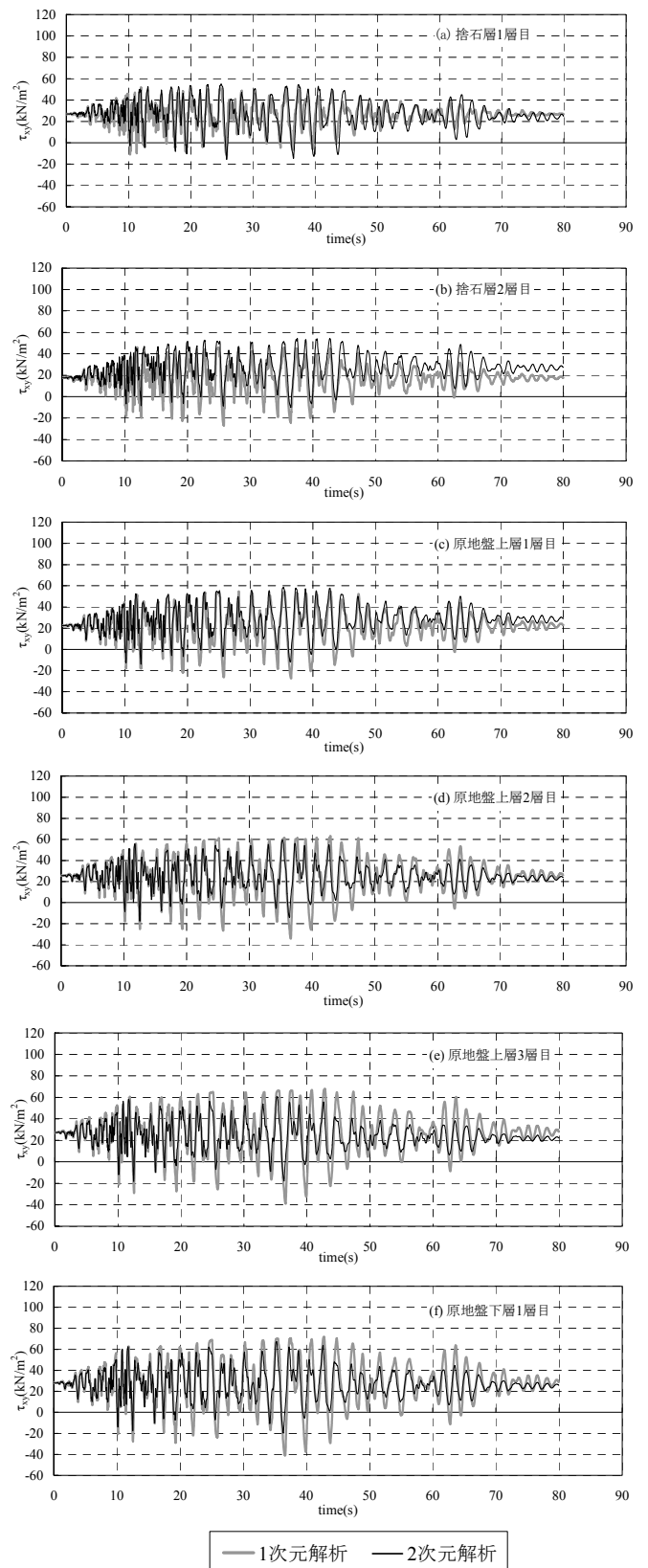


図-53 せん断応力時刻歴比較(Case13, 苫小牧港波)

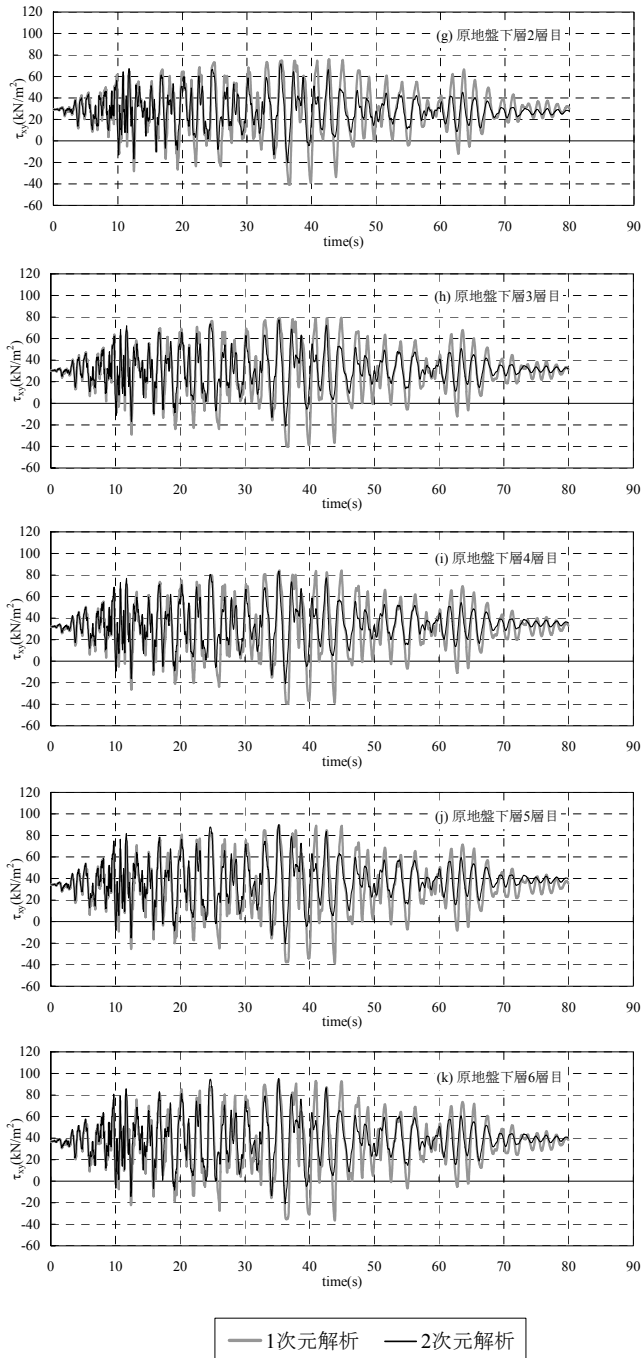


図-54 せん断応力時刻歴比較(Case13, 苫小牧港波) (続き)

(2) せん断変形量の推定

ここでは1次元解析で同時に算出される各土要素の残留時の γ_{xy} に要素高 H_{elem} を乗じてせん断変形量を算出して足し合わせ、壁体下端におけるせん断変形量 $\Sigma\gamma_{xy} \times H_{elem}$ の算出を行い、2次元解析により算出されたせん断変形量との比較を行った。

比較結果を図-55に示す。この結果、変形量が多いケースでは1次元解析は2次元解析に比べて過大なせん断変形量となった。

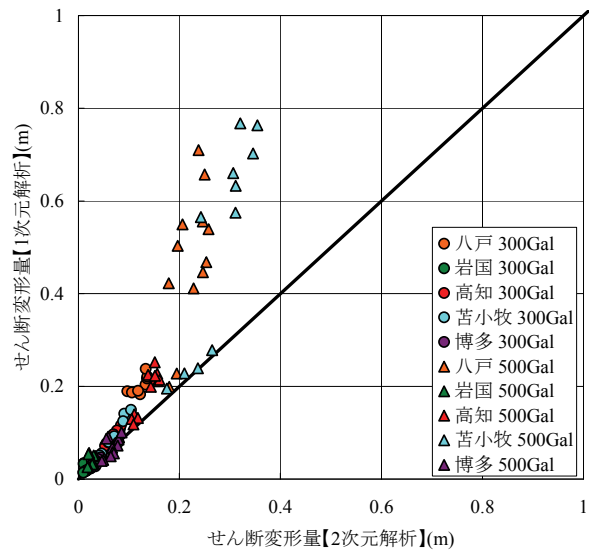


図-55 せん断変形量比較

この違いを確認するため、1次元解析が2次元解析の変形量を精度良く再現している苫小牧港波を対象としたCase01と1次元解析の変形量が2次元解析の変形量に比べ非常に大きくなる苫小牧港波を対象としたCase13について、履歴曲線の比較を行った。図-56～図-57に履歴曲線比較を示す。この結果、 τ_{xy} 時刻歴は、前述の通り両者とも2次元解析に比べ若干大きく評価する傾向があるものの、2次元解析の τ_{xy} 時刻歴を精度良く表現している一方で、履歴曲線は苫小牧港波を対象としたCase01では、1次元解析は2次元解析を精度良く表現できているが、苫小牧港波を対象としたCase13では、1次元解析は2次元解析に比べて γ_{xy} を過大に評価する傾向にあることが確認された。特にCase13の原地盤上層2層目・3層目に着目すると、1次元解析では最大で約10%の γ_{xy} が発生しており、2次元解析に比べてかなり大きくなっている。これは、2次元解析では、壁体底面から地盤に作用するせん断応力は、深度方向に応力分散を生じるが、1次元解析では応力分散効果を評価できないため、推定される τ_{xy} 時刻歴は、2次元解析に比べて若干大きく評価する傾向にあり、ひずみレベルが大きく骨格曲線の傾きが非常に小さくなるケースでは、これに起因して発生する τ_{xy} 時刻歴の推定誤差により、 γ_{xy} を過大に評価するためである。

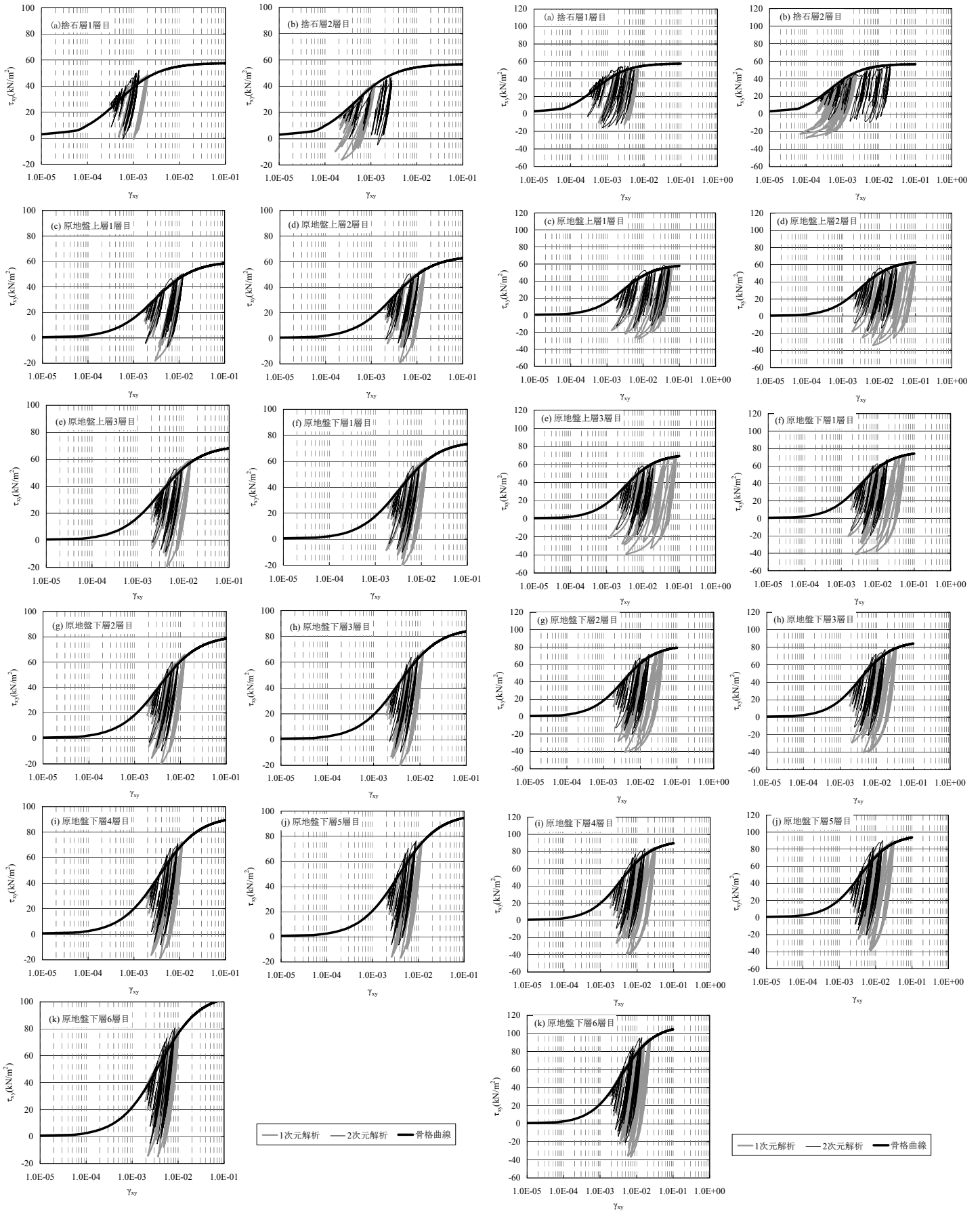


図-56 履歴曲線比較(Case01, 苫小牧港波)

図-57 履歴曲線比較(Case13, 苫小牧港波)

そこで、1次元解析の結果がどの程度のひずみレベルまで精度良く2次元解析を再現できるのかの検証を行った。

精度の検証方法は、各土要素の1次元解析から算出される γ_{xy} の時刻歴最大値とした。その結果、 γ_{xy} の時刻歴最大値が5%を超える土要素が発生するケースでは、1次元解析の残留時の γ_{xy} は2次元解析に比べて非常に大きくなり、せん断変形量を過大に評価することが確認された。そこで、 γ_{xy} の時刻歴最大値が5%を超えるケースを除き、せん断変形量の比較を再度行った。

比較結果を図-58に示す。この結果、1次元解析による推定は、2次元解析を概ね再現できていることが確認できる。

なお、2次元解析では加震中、捨石層の σ_m の変動により、骨格曲線が大きく変化するため、1次元解析の履歴曲線と2次元解析とは大きく異なる傾向を示すが、捨石層の初期せん断剛性が非常に高いため、発生する γ_{xy} が原地盤に比べて小さいことから、捨石層で発生するせん断変形量の全体のせん断変形量に対する割合は非常に小さいことを確認している。そのため、せん断変形量推定の上では、1次元解析と2次元解析の捨石層でのせん断変形量の違いは大きく影響しないと判断し、誤差として取り扱うものとした。

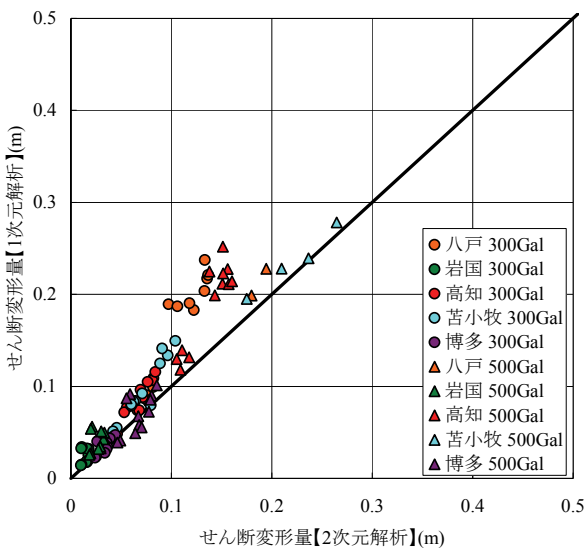


図-58 せん断変形量比較(γ_{xy} 時刻歴最大値<5%)

3.3 回転変形量推定方法の検討

回転変形量を推定するためには、回転中心の推定と壁体の傾斜角を推定する必要があることが分かった。そこで、ここでは回転中心の推定法、及び壁体の傾斜角の推定法を検討する。

(1) 回転中心の推定

2.4(2) 回転変形 で述べたように、回転中心は、地盤特性により決定されることが想定される。

また、回転中心以浅の土要素では、せん断変形に加え、加震中、壁体底面から地盤に偏心力によるモーメントが作用することにより、曲げ変形が生じるものと考えられる。このため、図-59に示す通り、回転中心となる土要素では、回転成分、それより上位の土要素では、回転成分と並進成分を伴いながら海側へ傾斜しているものと考えられる。なお、壁体傾斜角は、土要素の傾斜角とほぼ同じであることが確認されている。

壁体底面から土要素に作用する偏心力によるモーメント

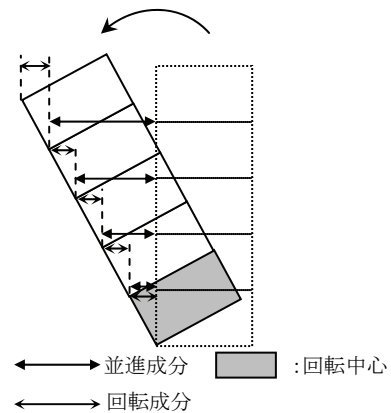


図-59 曲げ変形と回転成分、並進成分の関係

一方、加震中、各土要素は作用する荷重に応じてせん断剛性の低下が生じ軟化する。回転中心となる要素は、壁体直下地盤全体として捉えた際、加震により軟化した土要素の E が、一つ下の土要素の E に比べて最も低下する地点(E のコントラストが最も大きくなる地点)が弱点となり、この要素以浅において曲げ変形が生じると考えられる。

他方、壁体底面から地盤に偏心力によるモーメントが作用することにより発生する曲げ変形は、偏心力 P 、偏心距離 e_x 、ヤング係数 E 、断面二次モーメント I により決定され、地盤のせん断剛性 G と E の間には、式(21)に示す線形の関係があることから、回転中心の推定は、地盤のせん断剛性を用いて行うこととした。

$$E = 2(1 + \nu)G \quad (21)$$

ここに、 ν はポアソン比を示す。

上記より、以下に示す方法により回転中心の推定を行った。なお、着目する時刻は、加震の影響を強く受けた残留時とした。

- ① 各層の残留時のせん断剛性 (τ_{xy}/γ_{xy}) を算出する。(以下、残留時のせん断剛性を $G_{\text{残留時}}$ と称す。)
- ② ①で得られた $G_{\text{残留時}}$ の深度分布から、せん断剛性比が最も小さくなる地点を求める ($G_{\text{残留時}(n)}/G_{\text{残留時}(n-1)}$)。
- ③ ②で算出された最小の剛性比となる地点を回転中心とする。

図-60～図-71 に苫小牧港波を対象とした Case01～Case12 の回転変形量深度分布と $G_{\text{残留時}}$ 、及び剛性比の深度分布の関係を示す。なお、図中の矢印は、本推定法による回転中心を示している。この結果、断面形状、及び地盤条件によらず、回転中心を精度良く推定できることが分かった。

そこで、地震波形が異なる場合においても回転中心の推定が可能であるかの確認を行うため、全ケースを対象に回転中心を算出した。また、2次元解析により求められた壁体傾斜角に壁体天端高と推定された回転中心の深度の距離を掛けて回転変形量を求め、2次元解析により求められたせん断変形量を足し合わせて、回転中心を推定した壁体天端変形量を求め、2次元解析との比較を行った。比較結果を図-72 に示す。この結果、若干のばらつきが見られるものの、全ケースとも2次元解析の壁体天端変形量を精度良く推定できており、地震波形によらず回転中心を推定することが可能であることがわかった。

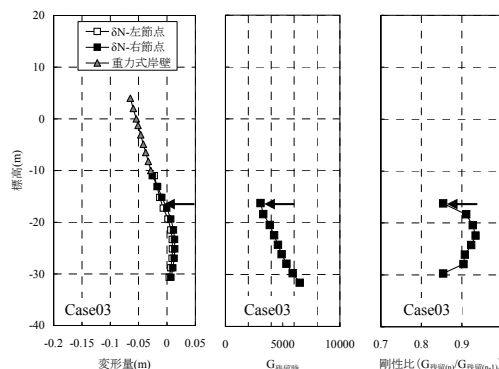


図-62 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case03)

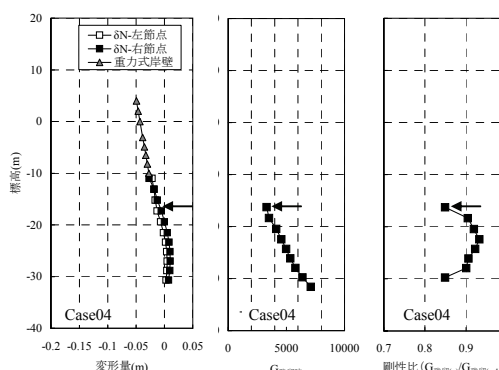


図-63 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case04)

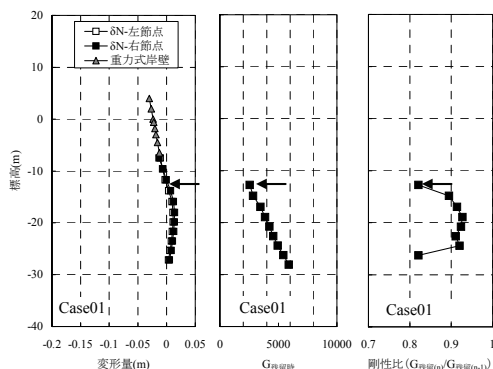


図-60 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case01)

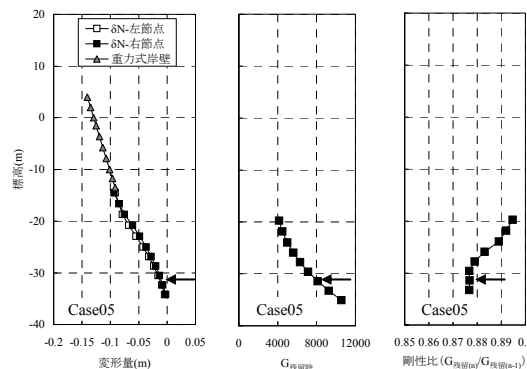


図-64 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case05)

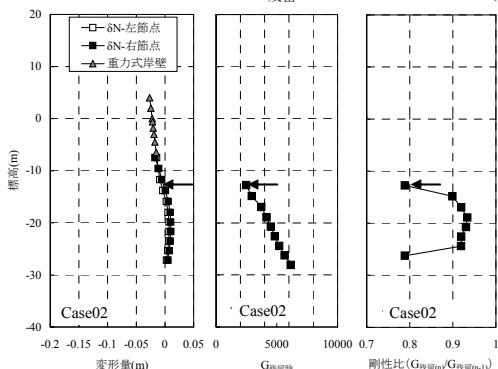


図-61 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case02)

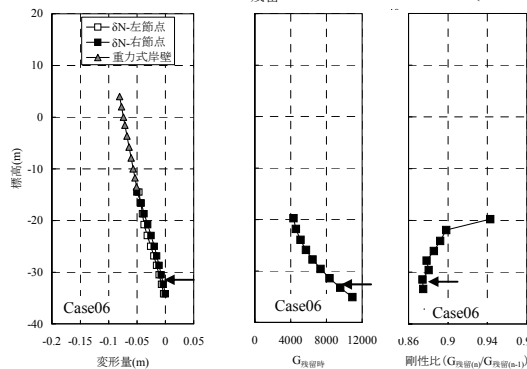


図-65 回転変形量と $G_{\text{残留時}}$ 及び剛性比の関係(Case06)

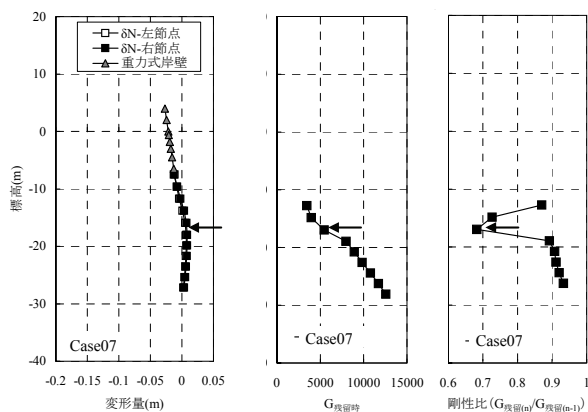


図-66 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case07)

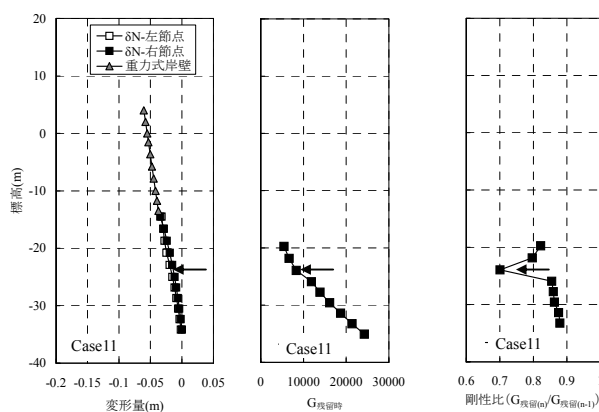


図-70 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case11)

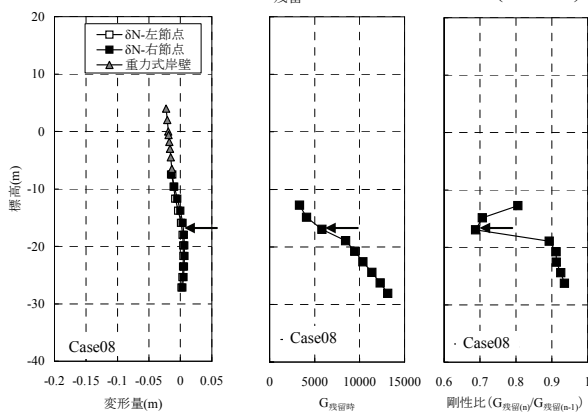


図-67 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case08)

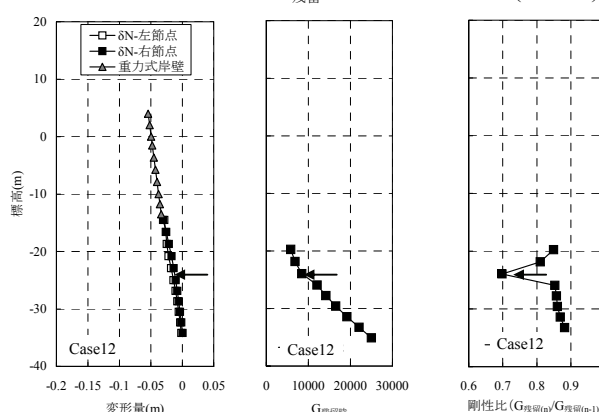


図-71 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case12)

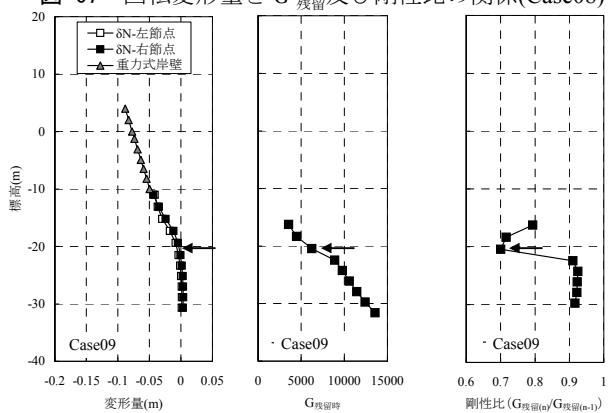


図-68 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case09)

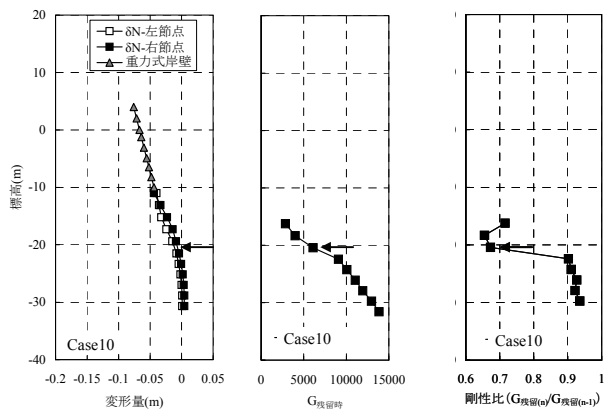


図-69 回転変形量と $G_{残留}$ 及び剛性比の関係(Case10)

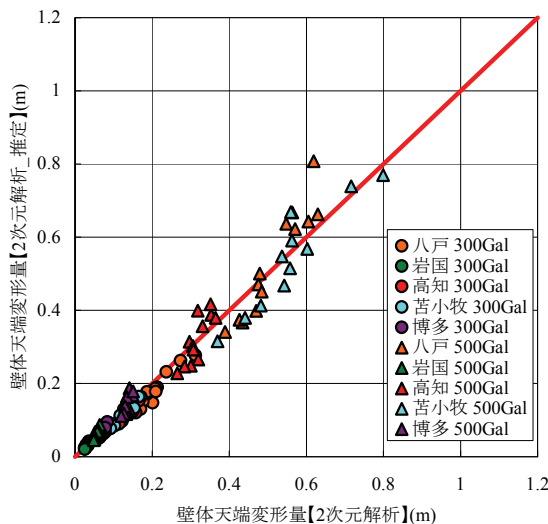


図-72 回転中心推定による壁体天端変形量と 2次元解析との比較

(2) 壁体傾斜角の推定

壁体傾斜角 θ を推定する前段として、壁体傾斜角の時刻歴を確認し、傾斜角の発生メカニズムの検討を行う。

図-73 に壁体傾斜角時刻歴を示す。これを確認すると壁体傾斜角は、加震途中で最大の値を示し、その後減少する傾向があり、残留時では一定の傾斜角に収束する。

この結果から、傾斜角最大時では、弾性変形と塑性変形に応じた傾斜角($\theta_e + \theta_p$)が発生するが、残留時では弾性変形による傾斜角 θ_e が0となり、塑性変形による傾斜角 θ_p のみが残存するものと考えられる。

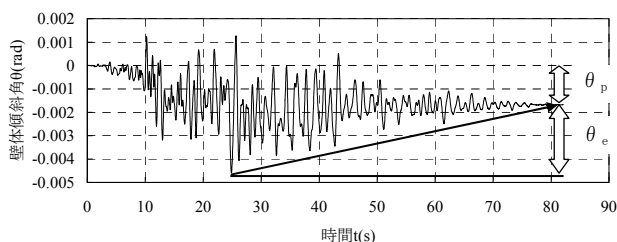


図-73 壁体傾斜角時刻歴

ところで、地盤の回転変形は、壁体底面から地盤に偏心力によるモーメントが作用することにより回転中心より上位で土要素の曲げ変形が生じているものと考えられる。

モーメントによる曲げ変形は、式(22)及び図-74により算出されることから、壁体の傾斜角を推定するには、 $M \sim \theta$ 関係を整理するとともに、ヤング係数 E 、及び断面 2 次モーメント I を適切に推定することが必要となる。

以下、 $M \sim \theta$ 関係、ヤング係数 E 、及び断面 2 次モーメント I の推定のための基礎的な知見の収集を行うとともに、推定方法を検討する。

$$\theta = \frac{Mx}{EI} \quad (22)$$

ここに、 M はモーメント($\text{kN} \cdot \text{m}$)、 x は壁体設置深度-回転中心要素下端深度(m)、 E はヤング係数(kN/m^2)、断面二次モーメント($=bh^3/12$) (m^4)、 b は奥行き幅($=1\text{m}$)、 h は断面方向幅(m)を示す。

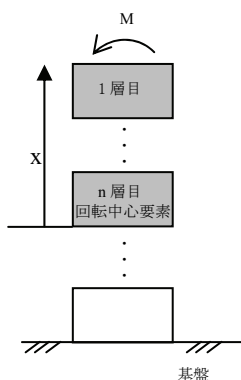


図-74 モーメントの作用による曲げ変形

壁体底面から地盤に作用するモーメントは、2次元解析から抽出できないため、まず、苫小牧港波を対象とした Case01~Case06 について、壁体直下海側端に位置する土要素の σ_{yy} が最大となる時刻における、壁体底面反力の分布形状を確認した(図-75)。その結果、底面反力の分布形状が、台形分布あるいは三角形分布に近い形状であることが確認できた。よって、壁体底面から地盤に作用するモーメントは、底面反力が台形分布あるいは三角形分布であると仮定し、壁体に作用する水平荷重によるモーメントと鉛直荷重によるモーメントから偏心力、及び偏心距離を算出し、両者を掛け合わせることで算出した。水平荷重によるモーメントは、壁体底面での応答加速度が壁体、背後地盤、動水圧、及び残留水圧に作用するとして、3.2(1)1)壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定に示した方法により算出される荷重が壁体重心位置に作用するとして求め、鉛直荷重によるモーメントは壁体重量を用いて求めている。なお、本手法で算出されるモーメントは、底面反力を台形分布あるいは三角形分布と仮定しているため、加震中、2次元解析において、壁体底面から地盤に作用するモーメントとは必ずしも一致しない。

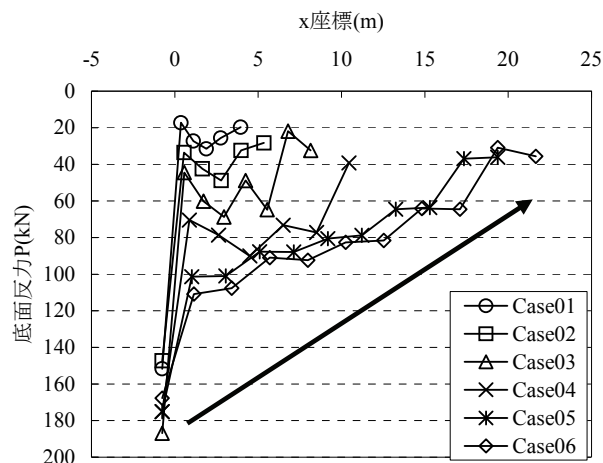


図-75 底面反力増分分布

苫小牧港波を対象とした Case01 について、壁体傾斜角と壁体底面から地盤に作用するモーメントの関係を確認した。図-76 にモーメントと壁体傾斜角の関係を示す。また、図-76 には、モーメント最大時、及び残留時と壁体傾斜角の関係を併せて示す。この結果からも、壁体傾斜角はモーメント最大時において最大傾斜角($\theta_e + \theta_p$)となり、その後傾斜角は減少し、残留時で塑性変形に伴う傾斜角 θ_p が残存していることが伺われる。

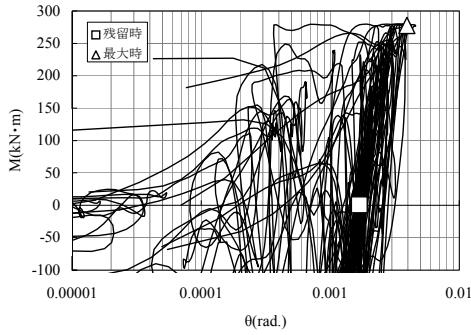


図-76 M~θ 関係

次に、断面 2 次モーメント I は、式(23)で表されることから、断面方向幅を推定する必要がある。

$$I = \frac{1}{12}bh^3 \quad (23)$$

ここに、 b は断面奥行き方向幅(=1m)、 h は断面方向幅(m)を示す。

断面方向幅の設定を行うため、ここでは、捨石層 1 層目と同じ標高の土要素に着目し、 σ_{yy} の最大値と最小値の差を確認することにより、壁体底面から地盤に作用する偏心力の影響範囲の確認を行った。

図-77~図-79 に苫小牧港波を対象とした Case01, Case04, 及び Case06 の σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分の分布を示す。

この結果、 σ_{yy} の変動は、壁体直下で大きく発生していることから、偏心力が作用することによる地盤への影響は、概ね堤体幅の範囲内であることが確認された。従って、断面方向幅は堤体幅として設定することとした。

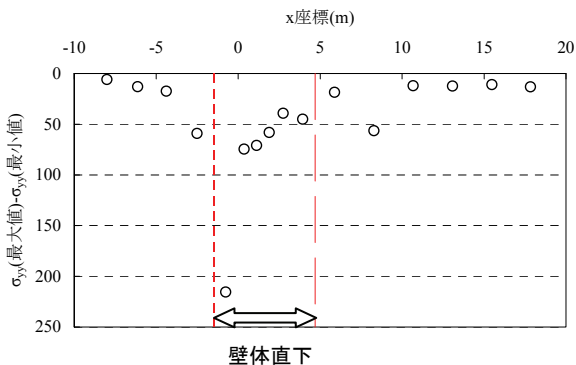


図-77 σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分分布(Case01)

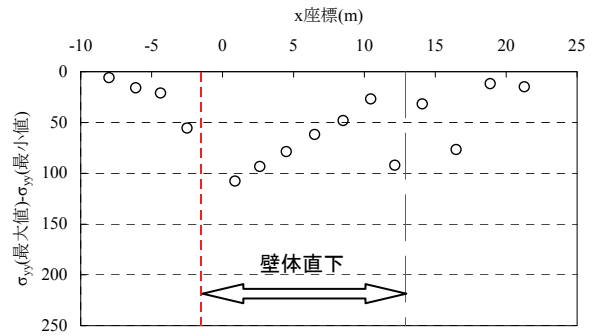


図-78 σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分分布(Case04)

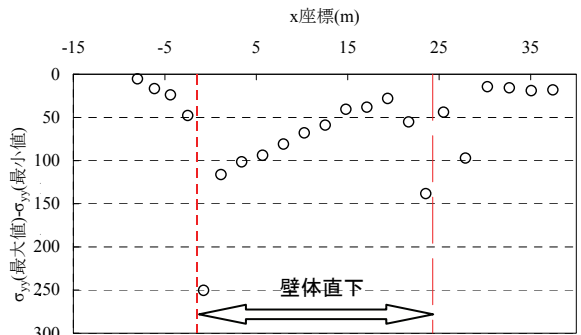


図-79 σ_{yy} 最大値と σ_{yy} 最小値の差分分布(Case06)

次に、ヤング係数の推定が必要であるが、ここでは、まず、断面 2 次モーメントの断面方向幅を堤体幅とし、図-76 で確認された $M \sim \theta$ 関係からモーメント最大時（壁体傾斜角最大時）のヤング係数 E_{max} を式(24)より算出し、モーメント最大時から残留時に向かい下降する際のヤング係数 E_d を式(25)により算出して、壁体傾斜角とヤング係数の関係を確認した。

$$E_{max} = \frac{M_{最大時} x}{\theta_{最大時} I} \quad (24)$$

$$E_d = \frac{(M_{最大時} - M_{残留時}) x}{(\theta_{最大時} - \theta_{残留時}) I} \quad (25)$$

ここに、 $M_{最大時}$ は最大モーメント(kN・m)、 $M_{残留時}$ は残留時のモーメント(kN・m)、 $\theta_{最大時}$ は最大傾斜角(rad.)、 $\theta_{残留時}$ は残留時の傾斜角(rad.)を示し、 I は式(23)と同じである。

また、ヤング係数の推定法は、2次元解析結果を用いて、回転中心より上位の土要素に着目し、 E_{max} は、 τ_{xy} が最大となる時刻における各層のせん断剛性 $G_{(xy) 最大時}$ から式(21)により求められる各層のヤング係数を平均化した値 E_{ave} とした。なお、各土要素の τ_{xy} が最大となる時刻がほぼ同じであることを確認している。 E_d は、地盤の応力ひずみ関係が、

除荷時、再載荷時には Masing 則に従うことに鑑み、初期せん断剛性 G_0 から式(21)により求められるヤング係数と仮定し、算出された各層のヤング係数を平均化した値 E_{0ave} とした。

なお、ヤング係数を算出するためには、回転中心深度が必要となるため、回転中心深度は、2次元解析結果の回転変形量深度分布から想定される深度を用いた。

$M \sim \theta$ 関係、及び本推定法から求められたヤング係数及び傾斜角の比較を行い、推定法の妥当性の検証を行った。

表-5 に比較結果を示す。この結果、両者はヤング係数、傾斜角とも概ね同じであることが確認できる。従って、ヤング係数は、回転中心より上位の土要素の $G_{(xy \text{最大時})}$ 、及び G_0 を用いて算出することとする。

表-5 ヤング係数及び傾斜角比較

| Case | M | 設置水深(m) | 回転中心(m) | E_{max} | E_d | θ_{max} | θ_d |
|----------------|-----|---------|---------|-----------|--------|----------------|------------|
| M- θ 関係 | 277 | -7.5 | -18 | 37,416 | 65,288 | 0.0039 | 0.0024 |
| 推定法 | | | | 40,749 | 98,130 | 0.0036 | 0.0015 |

(※1) M は壁体下端位置における応答加速度から推定されたモーメント
 (※2) 回転中心は、2次元解析の結果から推定

上記の結果を基に、壁体直下地盤を壁体底面幅の柱の問題として、壁体傾斜角を壁体底面から地盤に偏心力が作用することによるモーメントと地盤のせん断剛性から算出されるヤング係数 E 及び重力式岸壁の底面幅から決定される断面2次モーメント I 、及び回転中心を用いて推定することとした。

傾斜角の具体的な推定方法を以下に示す。

- ① 背後自由地盤から推定された応答加速度時刻歴を基に、3.2(1)1 壁体底面から作用する τ_{xy} 時刻歴の推定において求められた、海側に作用する最大の荷重 F_{max} を算出する。
- ② 算出された F_{max} 、及び壁体重量を基に、 F_{max} 作用時に壁体下端から地盤に作用する偏心荷重 P 、及び壁体中心位置からの偏心距離 e_x を算出する。(図-80)
- ③ 算出された偏心荷重 P 、及び偏心距離 e_x から壁体直下地盤に作用するモーメント M の算出を行う。(図-80)
- ④ 回転中心要素から上の地盤の τ_{xy} が最大となる時刻におけるせん断剛性 $G_{(xy \text{最大時})}$ を用いて、式(21)の関係より、 E を算出する。
- ⑤ ④で設定された E の平均化を行い、地盤のヤング係数 E_{ave} を算出する。(式(26)、図-81)
- ⑥ 弾性変形による θ_e (傾斜角控除分)を算出するため、回転中心要素から上の地盤の初期せん断剛性 G_0 を用いて、

地盤の初期ヤング係数 E_{0ave} を算出する。(式(27)、図-81)

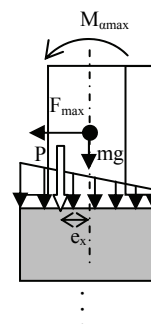
- ⑦ 断面2次モーメントに用いる断面方向幅は壁体底面幅とする。
- ⑧ ①~⑦に従い、式(28)から壁体の傾斜角を推定する。(図-82)

$$E_{ave} = \frac{\sum_{i=1}^n 2(1+\nu)G_{(xy \text{最大時})i}}{n} \quad (26)$$

$$E_{0ave} = \frac{\sum_{i=1}^n 2(1+\nu)G_{0i}}{n} \quad (27)$$

$$\theta = \frac{E_{0ave} - E_{ave}}{E_{ave} E_{0ave} I} M_{amax} x \quad (28)$$

ここに、 M_{amax} は F_{max} 作用時に壁体直下地盤に作用するモーメント($M_{amax} = P \times e_x$)(kN・m)、 n は回転中心要素から上位に位置する要素の土層数、 x は壁体設置深度-回転中心要素下端深度(m)、 I は断面二次モーメント(= $bh^3/12$)(m^4)、 b は奥行き幅(=1m)、 h は壁体底面幅(m)、 ν はポアソン比を示す。



(※) 壁体質量は陸側フーチング上部埋立土の荷重を考慮した質量とする
 図-80 地盤に作用する $M_{amax}(=Pe_x)$ の算出方法

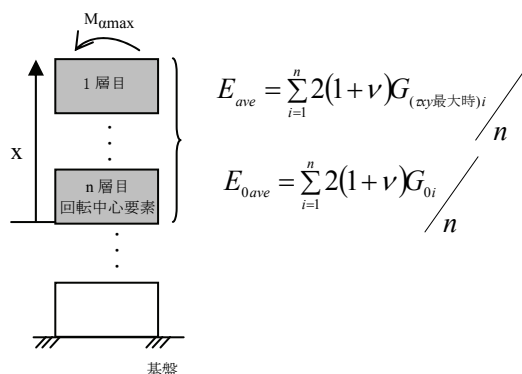


図-81 ヤング係数の算出方法

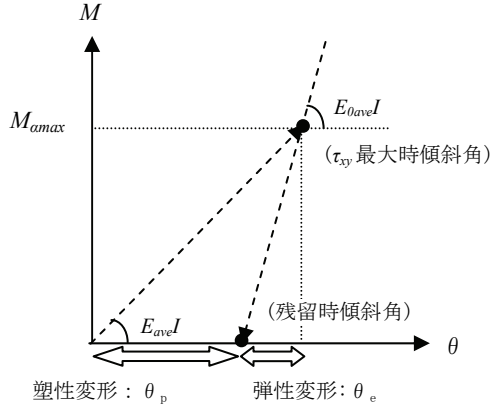


図-82 壁体傾斜角の算出方法

2次元解析により算出された G_{θ} 、及び $G_{(\tau_{xy} \text{最大時})}$ を用いて本手法により壁体傾斜角の推定を行った。

回転中心は 3.3 (1) 回転中心の推定で推定された深度を用いている。

図-83～図-85 に本手法により推定された壁体天端変形量、回転変形量、及び壁体傾斜角の2次元解析との比較を示す。なお、壁体天端変形量は、回転変形量に加え、2次元解析で算出されたせん断変形量を足し合わせたものであり、回転変形量は、地盤の回転変形量と壁体の回転変形量を足し合わせたものである。

この結果、2次元解析の壁体の傾斜角が大きいケースでは、本手法は壁体傾斜角及び回転変形を過小に評価する傾向が見られた。

一方、壁体天端変形量比較を確認すると、回転変形量の推定誤差により、変形量が多いケースでは推定値は過小評価をする傾向がある。

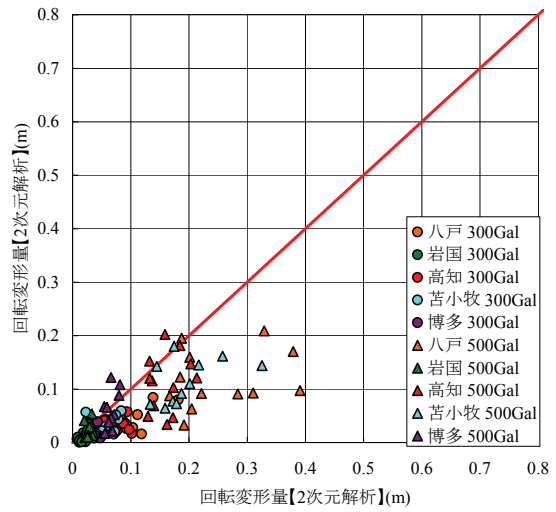


図-84 回転変形量比較

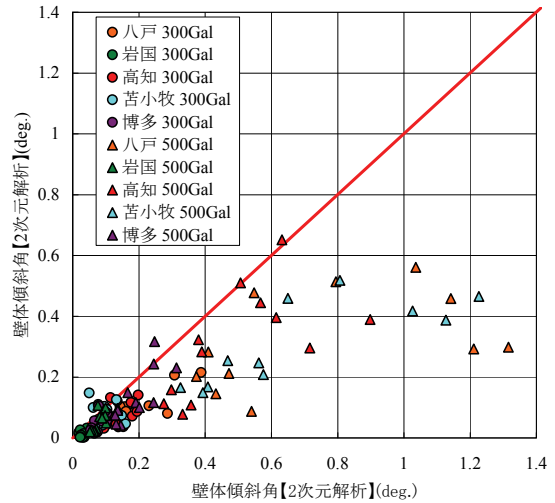


図-85 壁体傾斜角比較

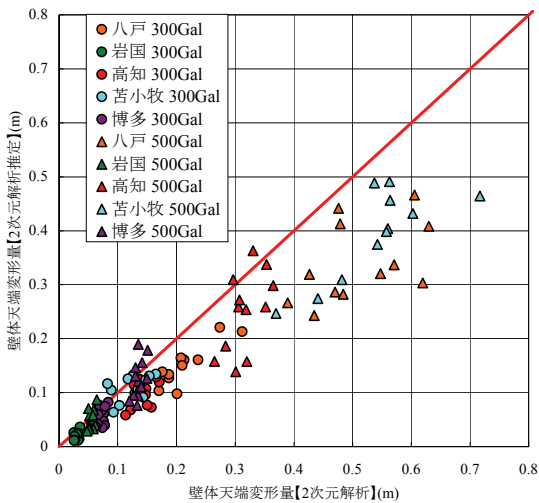


図-83 壁体天端変形量比較

4. 簡易推定法による変形量の算出

これまででは、簡易推定法の検証とその精度を把握することを目的として、2次元解析の値を参照して検討を行ってきた。

ここでは、前章までに検討した簡易推定法に基づき、壁体天端変形量の算出を行う。また、2次元解析との比較を行うとともに、照査用震度算定式から求められる変形量と簡易推定法により算出される変形量の比較を行い、簡易推定法の推定精度を検証する。対象とするケースは2.1 検討ケースに示した全ケースとする。

4.1 簡易推定法の検討フロー

簡易推定法の検討フローを整理すると図-86 の通りである。

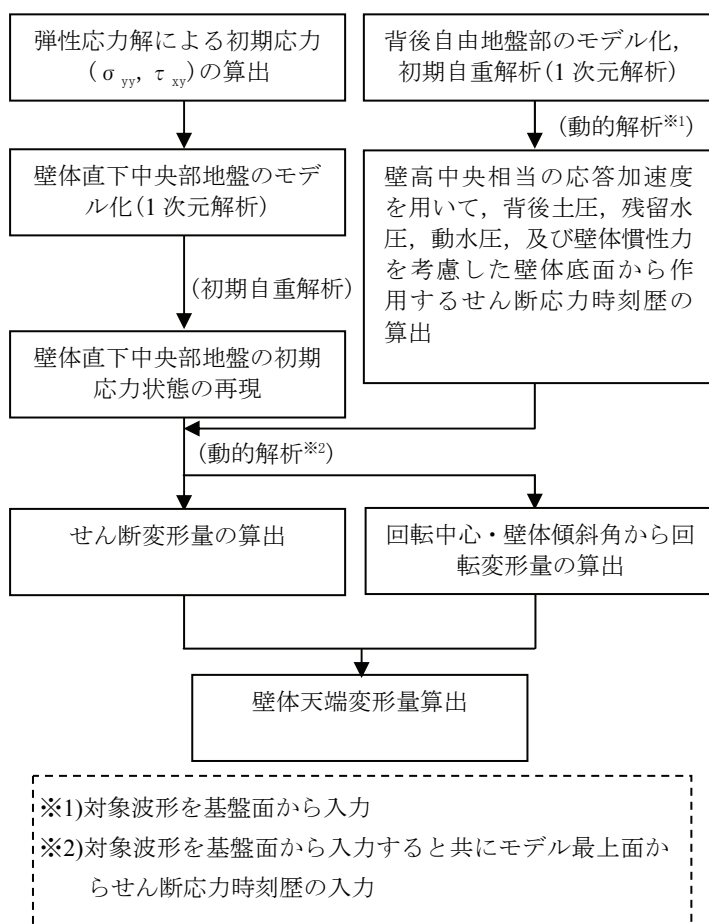


図-86 簡易推定法の検討フロー

4.2 変形量算出

4.1 簡易推定法の検討フローに従い、変形量の推定を行った。

図-87 に簡易推定法により算出されたせん断変形量、図-88 に回転変形量、図-89 に壁体天端変形量の2次元解析と

の比較を示す。

せん断変形量は、ひずみレベルが大きく、壁体天端変形量が大きくなるケースでは、簡易推定法は2次元解析のせん断変形量に比べ過大に評価する傾向が見られる。また、回転変形量は、2次元解析に比べ、過小評価する傾向がある。特に変形量大きいケースでは、2次元解析に比べ極端に過小に評価するケースが見受けられる。これらの傾向は、3. 簡易推定法の検討で得られた傾向と同じである。壁体天端変形量は、変形量大きいケースでは、せん断変形量を大きく評価し、回転変形量を小さく評価することにより、推定誤差が打ち消し合うため、全てのケースにおいて、2次元解析と同等の壁体天端変形量となっている。

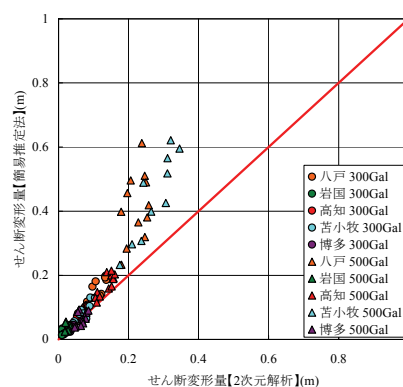


図-87 せん断変形量比較(全ケース)

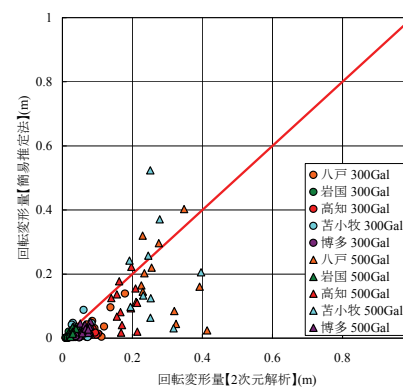


図-88 回転変形量比較(全ケース)

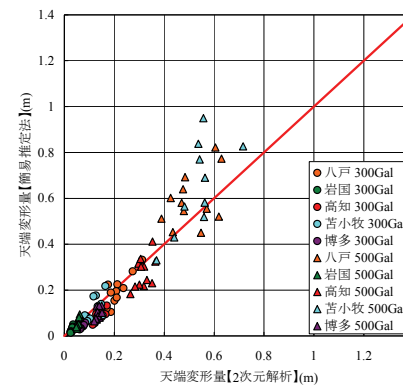


図-89 壁体天端変形量比較(全ケース)

次に、簡易推定法により算出された γ_{xy} の時刻歴最大値が 5% を越えるケースを除いて比較を行った。

図-90 に簡易推定法により算出されたせん断変形量、図-91 に回転変形量、図-92 に壁体天端変形量の 2 次元解析との比較を示す。

この結果、簡易推定法は、回転変形量を若干過小に評価するケースも見られるが、せん断変形量、回転変形量、天端変形量とも 2 次元解析結果を概ね再現できている。

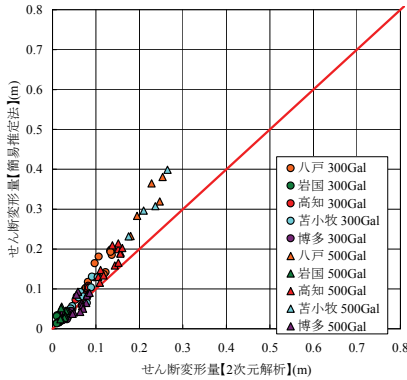


図-90 せん断変形量比較(γ_{xy} 時刻歴最大値<5%)

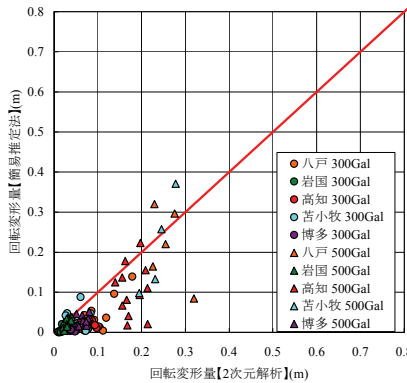


図-91 回転変形量比較(γ_{xy} 時刻歴最大値<5%)

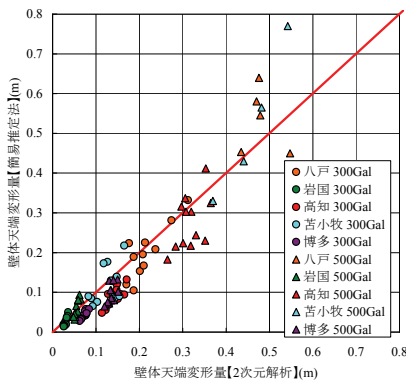


図-92 壁体天端変形量比較(γ_{xy} 時刻歴最大値<5%)

4.3 照査用震度算定式との比較

対象とする重力式岸壁の照査用震度、及び地震波形から、式(29)に示す照査用震度算定式を用いて壁体天端変形量を算出することができる。

$$k_{hk} = 1.78 \left(\frac{D_a}{D_r} \right)^{-0.55} \frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \quad (29)$$

ここに、 k_{hk} は照査用震度の特性値、 α_c は補正加速度最大値(cm/s^2)、 g は重力加速度($=980\text{cm/s}^2$)、 D_a は壁体変形量(cm)、 D_r は基準変形量($=10\text{cm}$)を示し、 α_c は地震動の周波数特性を考慮したフィルター処理後の地表面加速度と継続時間の影響を考慮して算定される低減率の積である。

そこで、本研究で設定した照査用震度と対象とする地震波形を用いて、照査用震度算定式から算出される壁体天端変形量を求め、簡易推定法との比較を行う。

図-93 に、全ケースを対象とした簡易推定法、及び照査用震度算定式から算出した壁体天端変形量と 2 次元解析との比較を示す。

この結果、簡易推定法は照査用震度算定式から算出される壁体天端変形量に比べ、2 次元解析を精度良く推定していることが確認できる。

さらに、本研究ではレベル 1 地震動を対象とするため、検討ケースのうち、2 次元解析の壁体天端変形量が 40cm 以下のケースを対象として、各手法から算出される壁体天端変形量の推定値を用いて、推定誤差が 2 次元解析に対してどの程度ばらつきがあるのかを検討した。

ここで、壁体天端変形量 40cm は、あくまでも目安の閾値である。

検討方法は、推定された壁体天端変形量の 2 次元解析結果に対する誤差を求め、誤差が 2 次元解析結果に対して占める割合 (誤差割合) を算出し、その頻度分布を確認した。また、頻度分布から得られる誤差割合の平均値 μ と標準偏差 σ も併せて確認した。

図-94～図-95 に比較結果を示す。この結果、簡易推定法により推定された天端変形量の誤差割合の μ は -0.17、 σ は 0.25 であるのに対し、照査用震度算定式により推定された天端変形量の μ は 1.47、 σ は 2.68 である。この結果からも、簡易推定法は、照査用震度算定式に比べ大幅に推定精度が向上したと言える。ただし、変形量を平均的には過小に評価する傾向があることに注意が必要である。

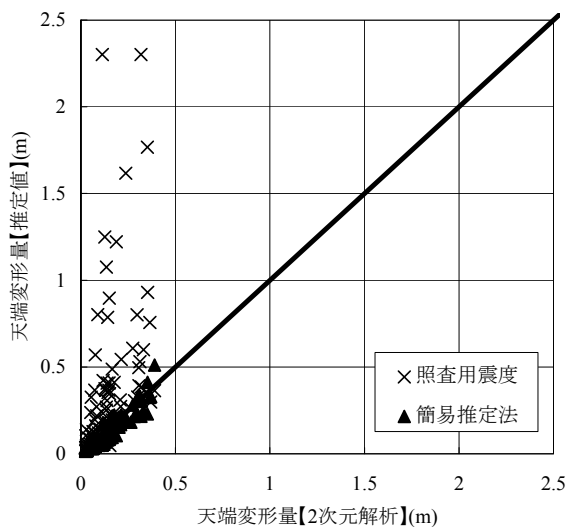


図-93 重力式天端変形量比較

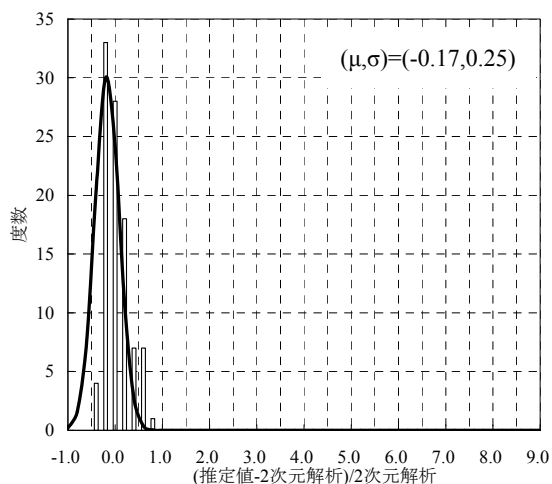


図-94 簡易推定法による推定値の精度

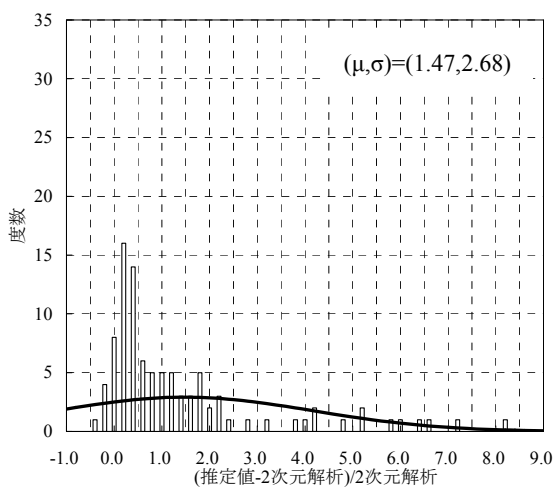


図-95 照査用震度算定式による推定値の精度

5. まとめ

本研究における主な結論は以下の通りである。

- ① 設計実務における計算負荷低減の観点から、2次元解析による壁体天端変形量を簡易に推定する方法の検討を行った。
- ② 壁体天端変形量は、地盤のせん断変形、回転変形、及び壁体自体の傾斜により構成されることが分かった。
- ③ せん断変形は、2次元解析の初期応力状態を再現した1次元解析を用いて、基盤面から地震波形、壁体底面からせん断応力時刻歴を入力することにより推定できる。初期応力状態は、弾性応力解から推定でき、壁体底面から作用するせん断応力時刻歴は、背後自由地盤の壁高中央相当の応答加速度が背後土圧、残留水圧、動水圧、及び壁体に作用するとし、背後土圧と壁体慣性力の間に位相差を考慮することにより推定できる。
- ④ 回転変形は、回転中心と壁体傾斜角を推定することにより算出することができ、壁体底面幅の柱の問題として、加震中、壁体底面から地盤に偏心力によるモーメントが作用することにより生じる曲げ変形として解くことにより推定できる。回転中心は、着目要素の一つ下の要素の残留せん断剛性との比が最も小さくなる地点とすることにより推定できる。壁体傾斜角は、壁体底面から海側へ作用するモーメントが最大となる時点の土要素の塑性変形と弾性変形から生じる最大傾斜角から、弾性変形により生じている傾斜角を差し引くことにより推定できる。
- ⑤ せん断ひずみ時刻歴の最大値が5%を超える変形量が多いケースでは、簡易推定法により求められるせん断変形量は過大に評価され、回転変形量は過小に評価される傾向が強く、結果として、推定精度にばらつきはあるものの、2次元解析と同等の変形量となる。しかし、これは、せん断変形と回転変形の各推定誤差が打ち消し合った結果であることから、簡易推定法により算出されたせん断変形量が大きくなるケースでは、壁体変形量の評価に注意が必要である。
- ⑥ 本研究では、レベル1地震動を対象としているため、2次元解析による壁体天端変形量を40cm以下のケースについて、簡易推定法により求められた壁体天端変形量と照査用震度算定式から求められる壁体天端変形量との比較を行った。その結果、簡易推定法による変形量の推定精度は、照査用震度算定式から求められる変形量と比較し、非常に高いことが確認された。ただし、本簡易推定法は、変形量を平均的には過小に評価する傾向にあることに注意が必要である。なお、閾値40cmはあくまで

も目安の値である。

本研究では、レベル 1 地震動に対する重力式岸壁の簡易耐震照査を対象としている。従って、本研究で提案する簡易推定法は、構造形式が重力式で、かつ液状化を許さない条件での検討であることから、構造形式が異なる場合や、液状化が発生するようなケース、ならびに地盤を局部的に改良したケースについては、別途検討が必要となる。

(2009 年 2 月 16 日受付)

謝辞

最後に、本研究は、中部地方整備局 岩田直樹氏（前港湾施設研究室研究員）、中部地方整備局 森下倫明氏（前港湾施設研究室研究員）により検討が始められ、両者により取り纏められた検討結果、検討課題を参考として研究を遂行致しました。また、本研究の遂行にあたっては、宮田正史氏（港湾施設研究室主任研究官）より、幾度となくご助言、ご指導を頂きました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修，日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説，2007
- 2) 松永康男，及川研，輪湖建雄：阪神・淡路大震災による重力式港湾構造物の基礎地盤部の変形，阪神淡路大震災に関する学術公演論文集，pp.383-390，1996
- 3) Nakahara, T., Kohama, E., and Sugano, T. : Model shake table test on the seismic performance of gravity type quay wall with different foundation ground properties, 13WCEE, 2004
- 4) Iai, S., Ichii, K., Liu, H., and Morita, T. : "Effective stress analyses of port structures, Special Issue, No.2, Soils and Foundations, pp.97-114, 1998
- 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) 森玄，佐藤成，小堤治，一井康二，塩崎禎郎，井合進：二次元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討—重力式係船岸を対象として—，第 39 回地盤工学研究発表会，pp.1841-1842，2004
- 7) 長尾 毅，藤森修吾，森下倫明：岸壁の残留変形量に関する地震時信頼性指標の簡易評価法に関する一考察，国総研資料 No.378，2007
- 8) 森田年一，井合進，H. 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
- 9) 山口柏樹：土質力学，技報堂，1998
- 10) ベー・アー・フローリン：フローリンの土質力学，第一巻，森北出版株式会社，1969
- 11) Towhata I., Ishihara, K. : Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, Fifth International Conference on Numerical Method in Geomechanics, Vol.1, pp. 523-530, 1985
- 12) 風間基樹，稲富隆昌：根入れのある剛体構造物の地震時安定性に関する解析的研究，港湾技術研究所報告，第 25 巻，第 3 号，pp.71-119，1986
- 13) 風間基樹：重力式港湾構造物の地震時安定性について，平成 3 年度港湾技術研究所講演会講演集，pp.1-58，1991
- 14) 三浦均也，小濱英司，吉田望，栗田悟，大塚夏彦：地震時における重力式岸壁の被害に関する模型振動実験，地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集，pp.333-338，1998
- 15) 小濱英司，三浦均也，大塚夏彦，井上清敬，笹島隆彦，林忠志，吉田望：背後地盤とケーソンの動的挙動を考慮した重力式岸壁の耐震設計法，第 43 回地盤工学シンポジウム，Vol.43，pp.365-370，1999

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 527 March 2009

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

〔 〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5019 〕