

図 2-20 水準測量実施位置

表 2-2 水準点標高の経年変化（2級水準測量）*1

| 測点 | 地震前(A) 平成23年2月 | 地震後(B) 平成23年11月 | 地震後(C) 平成29年4月 | 地盤変位量 (B-A) | 地盤変位量 (C-B) |
|-------------|--------------------------------|--------------------------------|------------------------------|----------------|----------------|
| 水準点 基点 | O.P.+58.226m (T.P.+57.486m) | O.P.+57.264m (T.P.+56.524m) | O.P.57.572m (T.P.56.832m) | -0.962m | 0.308m |
| 水準点 No.1 | O.P.+27.223m (T.P.+26.483m) | O.P.+26.252m (T.P.+25.512m) | O.P.26.559m (T.P.25.819m) | -0.971m | 0.307m |
| 水準点 No.2 | O.P.+14.759m (T.P.+14.019m) | O.P.+13.785m (T.P.+13.045m) | — *2 | -0.974m | — *2 |
| 水準点 No.3 | O.P.+16.088m (T.P.+15.348m) | O.P.+15.115m (T.P.+14.375m) | O.P.15.424m (T.P.14.684m) | -0.973m | 0.309m |

*1 構内の水準点のうち、水準点基点については、石巻市荻浜に設置されている国土地理院の一等水準点（5639）から2級水準測量により観測したものであり、水準点No.1～3については、水準点基点から2級水準測量により観測したものである。

*2 水準点No.2については、防潮堤かさ上げ工事に伴い撤去。

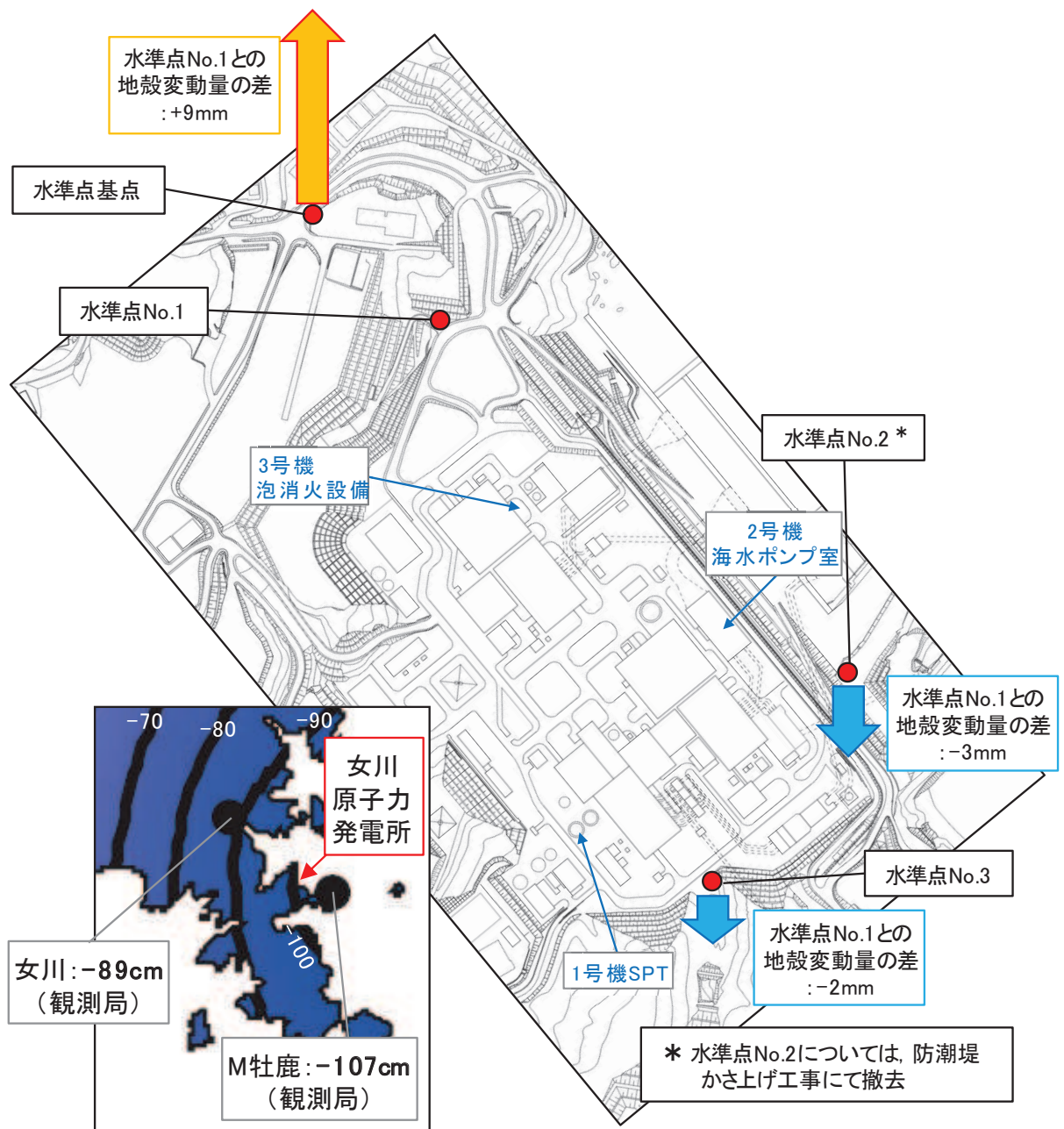


図 2-21 水準点 No. 1 に対する地殻変動量の差

(c) 2011年東北地方太平洋沖地震前後の鉛直変位の要因

1号機 SPT 基礎及び2号機海水ポンプ室について、それぞれ2mm及び3mmの地殻変動量を考慮した補正を行った結果（図2-22）、補正前と大きな相違はないものの、補正前に比べて地震前後での急激な鉛直変位は解消されており、構造物としての沈下は生じていなかったと考えられる。

2011年東北地方太平洋沖地震による岩着構造物（杭基礎を含む）の沈下影響を確認するため、1号機 SPT 基礎（杭基礎）、2号機海水ポンプ室（門型クレーン基礎含む）（岩着）及び3号機泡消火設備基礎（杭基礎）について、同地震を挟み2007年から2018年までの測量データを2007年に対する鉛直変位量で整理した。

その結果、岩着構造物（杭基礎を含む）は、2011年東北地方太平洋沖地震によって沈下は生じていなかったと考えられる。

ただし、2号機海水ポンプ室については、2011年東北地方太平洋沖地震前後において、数mm程度の鉛直変位が生じている可能性があることから、その要因について検討を行った。その結果、この鉛直変位は2011年東北地方太平洋沖地震に伴う地殻変動で生じた傾斜（約2cm/km）によるものであることを確認した。

以上の検討を踏まえ、岩着構造物（杭基礎を含む）は、2011年東北地方太平洋沖地震において地殻変動以外の要因で沈下していないと評価した。

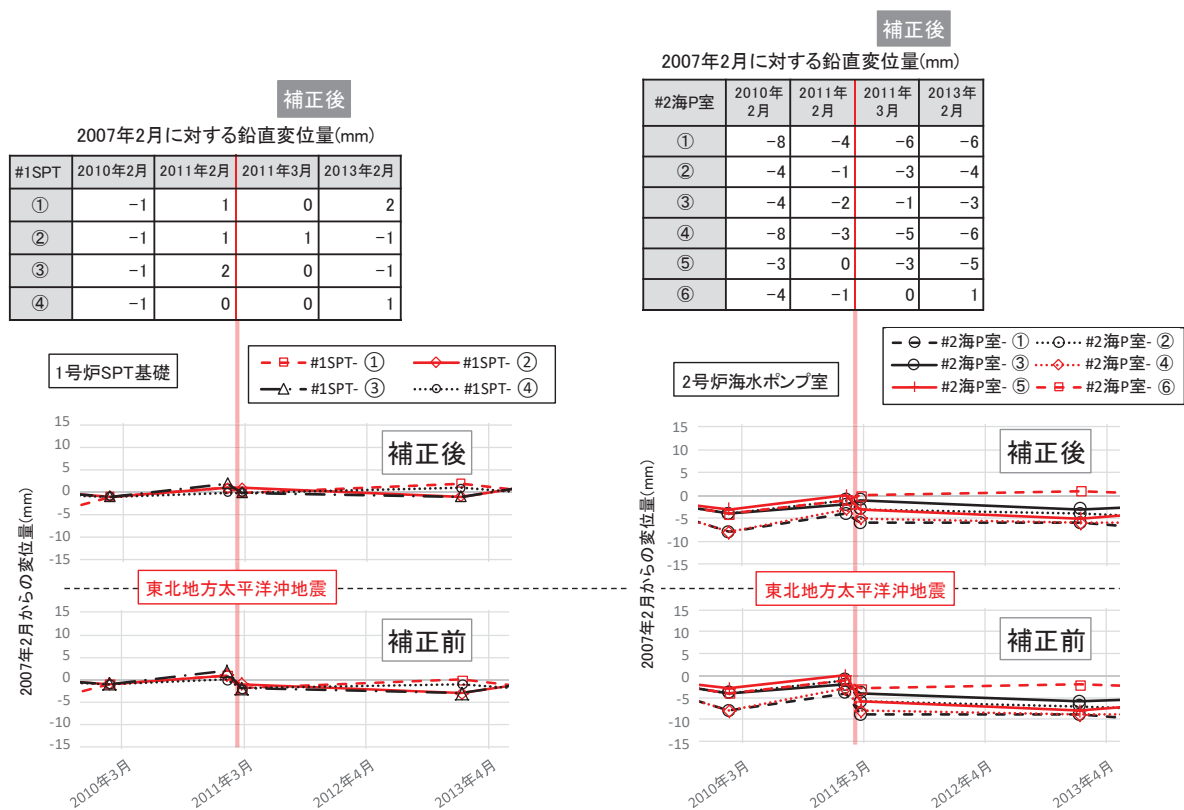


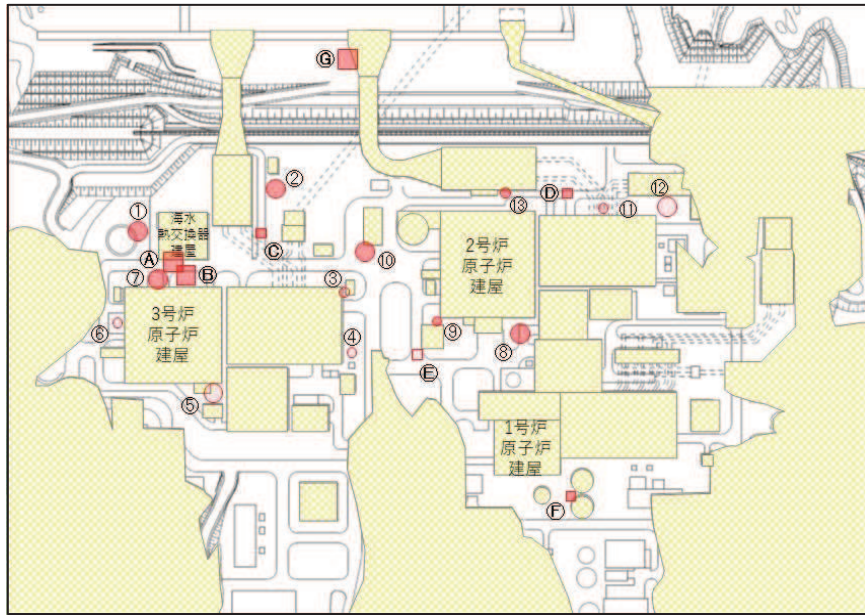
図 2-22 地殻変動量を考慮した 1 号機 SPT 基礎及び 2 号機海水ポンプ室の鉛直変位

(4) 2011 年東北地方太平洋沖地震による沈下量及び沈下率の分布について

2011 年東北地方太平洋沖地震後の沈下棒による沈下測定箇所，顕著な沈下が確認された箇所の沈下量及び沈下率を図 2-23 に示す。これら沈下棒による沈下測定や写真による状況確認により，2011 年東北地方太平洋沖地震による敷地内の沈下は網羅的に捉えられていると考える。

沈下棒及び写真による沈下量から，敷地内のどのエリアで沈下量が大きくなっているか検討し，以下を確認した。

- 施設と施設に挟まれたエリア（例えば，測定箇所⑦，⑧，⑬等）で比較的沈下量が大きくなっていることを確認した。
- 特に ⑦の付近で最も大きくなっていることを確認した。
- 構内道路は比較的一様に沈下しており，その量もそれほど大きくないが，建屋（施設）の近傍は局所的に沈下量が大きくなっていることを確認した。



| 測定箇所 | 沈下量 (cm) | 沈下率 (%) |
|-------------|----------|---------|
| No.1 | 15.0 | 0.93 |
| No.2 | 18.0 | 0.93 |
| No.3 | 4.3 | 0.18 |
| No.4 | 9.3 | 0.79 |
| No.5 | 11.5 | 1.00 |
| No.6 | 8.8 | 0.50 |
| No.7 | 30.1 | 1.18 |
| No.8 | 20.9 | 1.21 |
| No.9 | 15.7 | 0.76 |
| No.10 | 14.9 | 1.02 |
| No.11 | 10.8 | 0.84 |
| No.12 | 7.1 | 1.15 |
| No.13 | 19.8 | 0.82 |
| 平均(No.1~13) | 14.4 | 0.87 |
| Ⓐ*1 | 約35 | 1.21 |
| Ⓑ*1 | 約40 | 1.28 |
| Ⓒ*1 | 約15 | 0.60 |
| Ⓓ*1 | 約15 | 0.75 |
| Ⓔ*1 | 約10 | 0.78 |
| Ⓕ*1 | 約15 | 0.84 |
| Ⓖ*1 | 約20 | 0.87 |

凡例

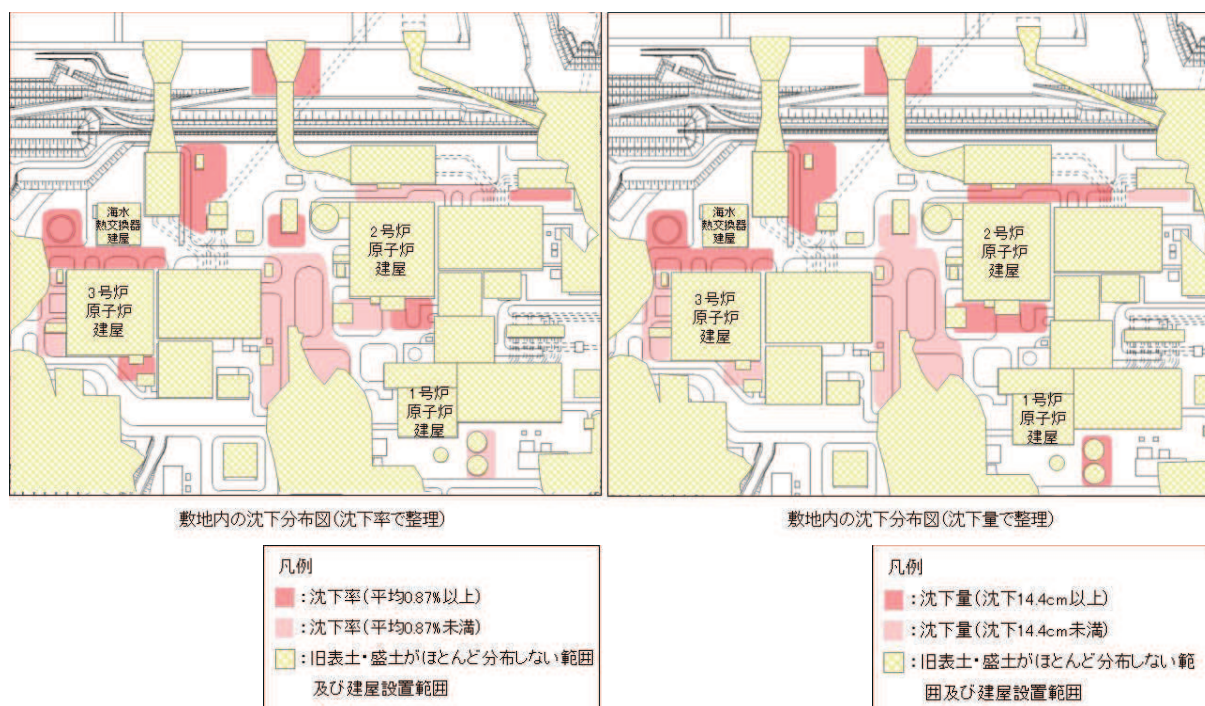
- : 沈下棒の設置位置
- : 写真より推定した沈下位置
- (黄) : 旧表土・盛土がほとんど分布しない範囲及び岩着構造物
- (赤) : 沈下率が平均0.87%以上, 沈下量が平均14.4cm以上
- (赤) (白) : 沈下率が平均0.87%以上, 沈下量が平均14.4cm未満
- (赤) (赤) : 沈下率が平均0.87%未満, 沈下量が平均14.4cm以上
- (赤) (白) : 沈下率が平均0.87%未満, 沈下量が平均14.4cm未満

* 沈下量及び沈下率については、写真からの推定

図 2-23 地震後の沈下棒による沈下測定箇所及び顕著な沈下が確認された箇所の沈下量と沈下率

また、上述の沈下実績をもとに作成した沈下率及び沈下量の分布を図 2-24 に示す。
 これらの分布から、3号機原子炉建屋と海水熱交換器建屋に挟まれたエリアで沈下が大きく、建屋近傍で局所的に沈下が大きくなっていることを確認した。

なお、敷地内の最大沈下率は3号機原子炉建屋と海水熱交換器建屋に挟まれたエリアで得られており、1.28%であった。次項にて沈下の要因分析を実施した。



* 白抜き箇所は沈下量を測定していないため、沈下量の想定が困難なエリア

図 2-24 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下率及び沈下量の分布

なお、2011年東北地方太平洋沖地震による沈下が、敷地内に残存している旧表土と関係している可能性があることから、図2-25に示すとおり、敷地内の旧表土の分布と沈下実績を重ね合わせて検討を行った。

その結果、敷地内の旧表土の分布と沈下量（沈下率）には相関がほとんどないと考えられる。

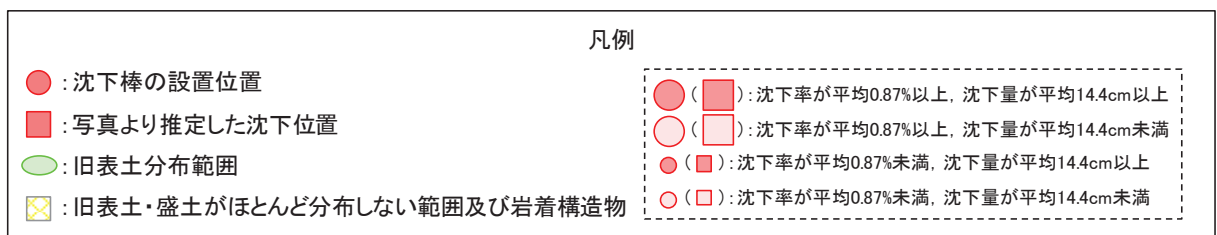
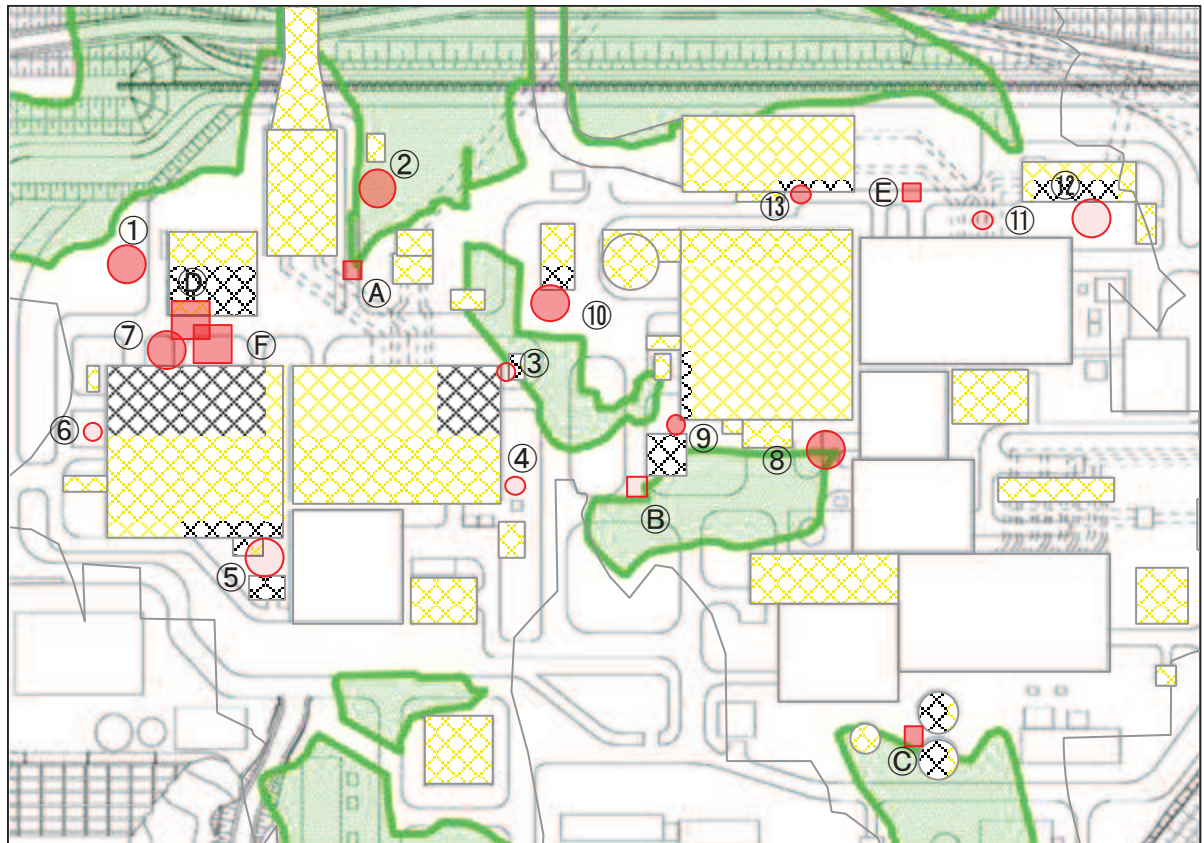


図 2-25 旧表土の分布と沈下量（沈下率）の相関

3. 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の沈下要因

(1) 沈下測定箇所（O.P. +14.8m 盤）の沈下要因

沈下測定箇所の沈下要因としては、建屋近傍での計測であることから、建屋近傍のくさび崩壊に伴う沈下の成分を含む可能性があり、その他の要因として、不飽和地盤の繰返しせん断に伴う沈下及び飽和地盤の過剰間隙水圧の消散に伴う沈下が考えられる。

2011年東北地方太平洋沖地震による液状化の有無の検討については、地震応答解析により液状化に対する抵抗率（ F_L ）を確認することで液状化判定を行う。図3-1に沈下測定箇所と地下水位低下設備の配置を示し、図3-2に沈下測定箇所の地質構成を示す。沈下測定箇所のうち No.10 以外の地点は地下水位低下設備の近傍にあるため地下水位が低くなっており、地下水位以浅の盛土厚が最も薄く有効上載圧が最も小さくなる No.10 を検討地点とした。沈下測定箇所の液状化判定の対象とする地震動は、女川原子力発電所で観測された敷地岩盤上部（O.P. -8.6m）の地震波から表層の影響を除去したはぎとり波とし、地震応答解析の解析コードは「microSHAKE/3D ver.2.3」とする。

解析の結果を図3-3に示す。地下水位以深の飽和地盤の液状化に対する抵抗率（ F_L ）は1.0を上回っており、液状化はしていなかったと考えられる。よって、沈下測定箇所（O.P. +14.8m 盤）の沈下の要因は、不飽和地盤の揺すり込み沈下であると判断される。

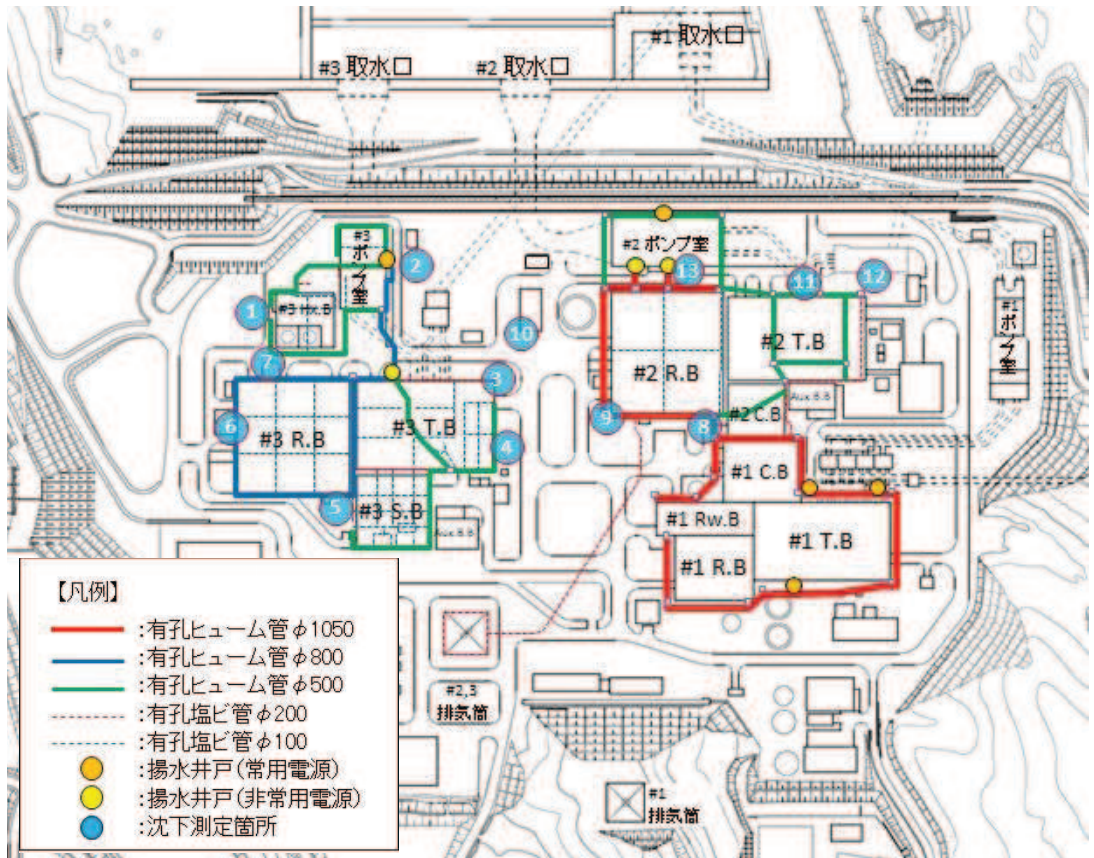


図 3-1 地下水水位低下設備の配置状況

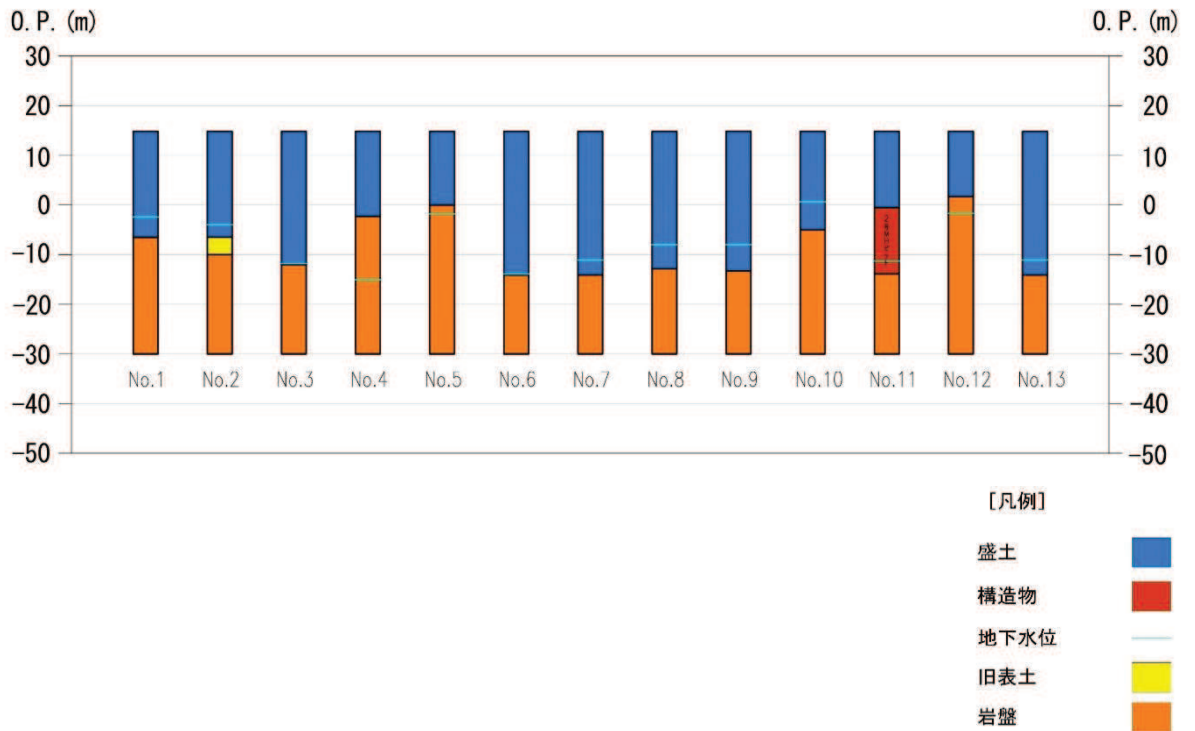


図 3-2 沈下測定箇所の地質構成



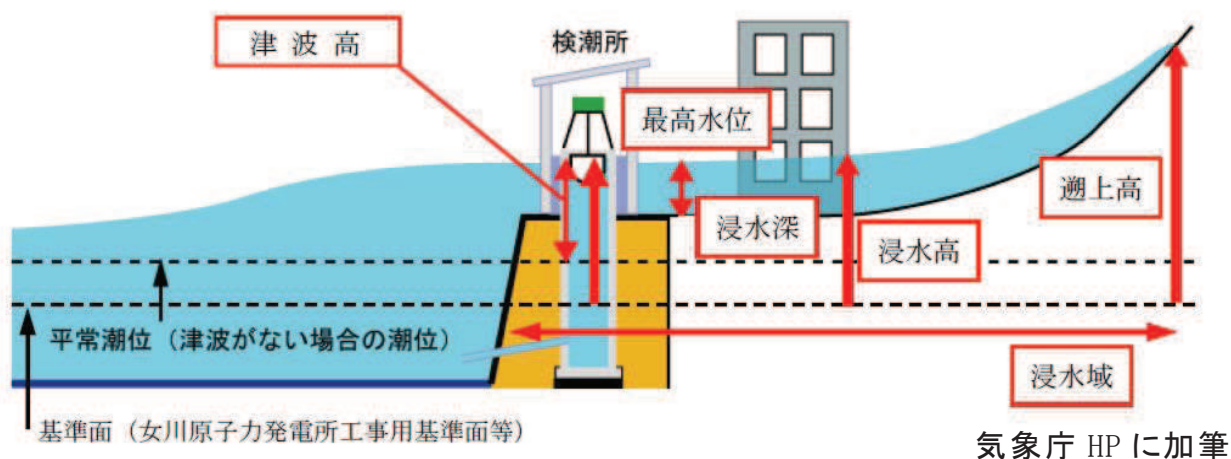
地下水位 →

| 高さ O.P.(m) | 層名称 | F _L |
|---------------|------|----------------|
| 14.800 | 盛土 | - |
| 13.450 | | - |
| 12.464 | | - |
| 11.478 | | - |
| 10.492 | | - |
| 9.506 | | - |
| 8.520 | | - |
| 7.534 | | - |
| 6.548 | | - |
| 5.562 | | - |
| 4.576 | | - |
| 3.590 | | - |
| 2.604 | | - |
| 1.618 | | - |
| 0.632 | | 1.94 |
| -0.285 | 2.01 | |
| -1.202 | 2.08 | |
| -2.119 | 2.15 | |
| -3.953 | 2.31 | |
| -4.870 | 2.39 | |
| -5.788 | 2.47 | |

図 3-3 No. 10 地点の液状化抵抗率 (F_L)

(2) O.P. +3.5m 盤の沈下要因

O.P. +3.5m 盤は 2011 年東北地方太平洋沖地震に伴う津波により浸水を受けた場所（女川原子力発電所で観測された津波高さは O.P. 約+13m）であることから、女川原子力発電所の敷地における浸水高、遡上高について、津波の痕跡調査を実施（平成 23 年 3 月 17 日～18 日，3 月 26 日）した。また、海水により運搬されたと考えられる痕跡物の到達点の追跡により津波に伴う海水の浸入の痕跡を調査した。用語の定義を図 3-4 に示す。



- ・ 最高水位：潮位計で観測された津波の高さの最高値
 - ・ 津波高：津波によって海面が上昇した高さ
 - ・ 浸水高：建屋や設備に残された津波の痕跡の高さ
 - ・ 遡上高：海岸から内陸に津波が及んだ高さ
 - ・ 浸水域：津波によって浸水した範囲
- * 痕跡高：浸水高，遡上高を総称

図 3-4 津波に関する用語の定義

女川原子力発電所の敷地における浸水高，浸水深，遡上高及び浸水域の調査結果を以下に示す。

【浸水高，浸水深】

最大浸水高は，主要な建屋が設置されている敷地前面において，屋外電動機等点検建屋に残された痕跡痕から O.P. 約+13.4m（浸水深約 10.9m）である。

【遡上高】

最大遡上高は，主要な建屋が設置されている敷地北側の法面において O.P. 約+14.0m である。また，主要な建屋が設置されている敷地前面における最大遡上高は，O.P. 約+13.8m である。

【浸水域】

海水により運搬されたと考えられる痕跡物の到達点の追跡調査により，津波に伴い海水が主要な建屋が設置されている敷地に侵入した範囲は，敷地（O.P.+13.8m）の法肩から平均約 20m であり，主要な建屋には及んでいないことを確認した。発電所敷地の海側（法肩付近）において，津波による塵芥が残留した状況を確認している。

また，調査結果の平面図を図 3-5 に，確認された塵芥の位置と写真を図 3-6 に示す。なお，ここでは地震による地盤沈下量の約 1m を考慮している。

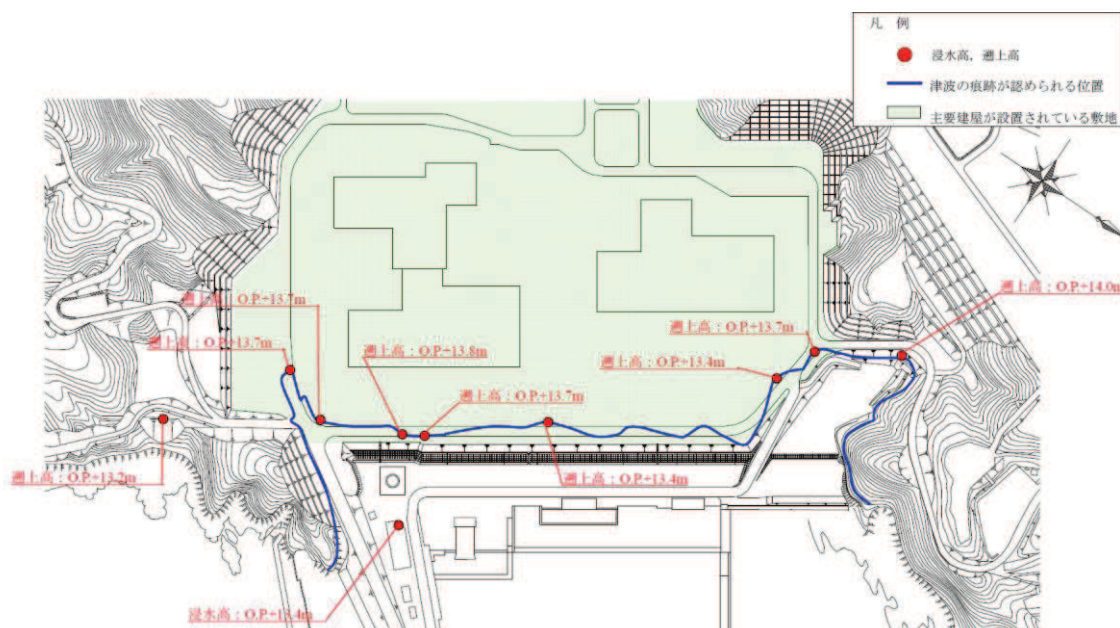


図 3-5 女川原子力発電所における津波の痕跡調査結果（その 1）

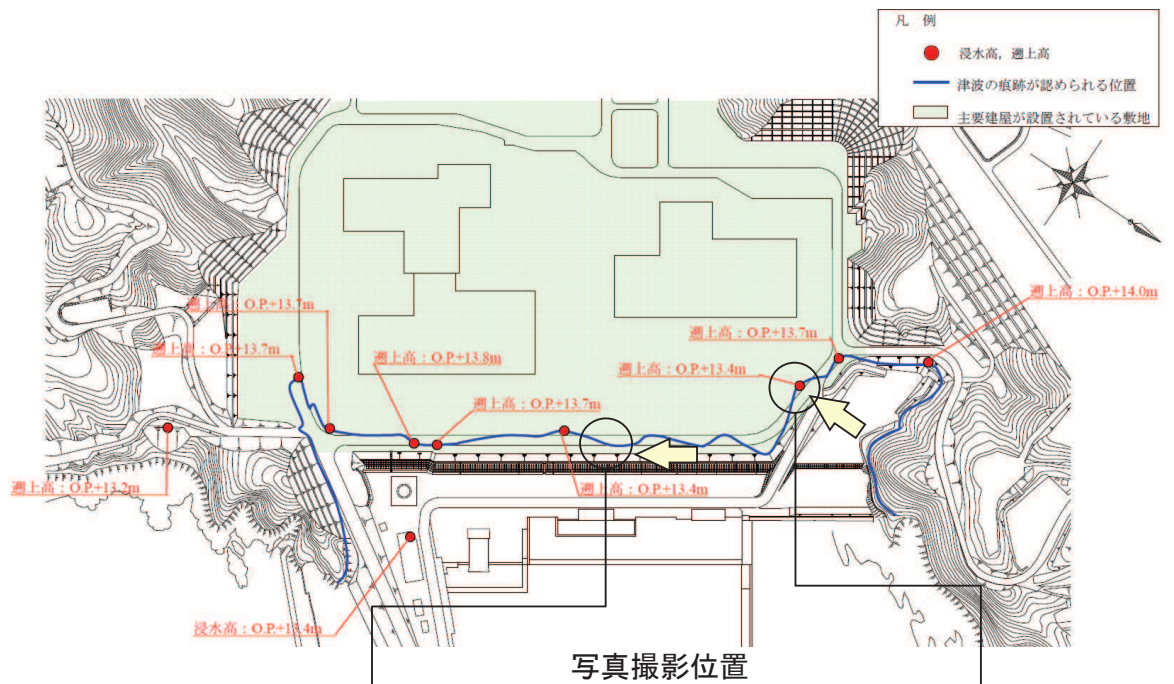


写真2 構内道路上に残留した塵芥



写真1 敷砂利上に残留した塵芥

図 3-6 女川原子力発電所における津波の痕跡調査結果 (その 2)

津波の痕跡調査結果から、O.P.+3.5m盤は浸水域となっており、液状化の痕跡である噴砂等は確認できなかった。そのため、地震応答解析により液状化に対する抵抗率 (F_L) 及び土質定数の低減係数 (D_E) を確認することにより判断した。液状化判定に用いる地震動は、女川原子力発電所で観測された敷地岩盤上部(O.P.-8.6m)の地震波から表層の影響を除去したはぎとり波とし、地震応答解析の解析コードは「SHAKE ver.1.6」とした。

解析の結果を図3-7に示す。地下水位以深の飽和地盤の液状化に対する抵抗率 (F_L) は1.0を下回っており、土質定数の低減係数 (D_E) も1を下回る範囲が多い。よって、O.P.+3.5m盤は過剰間隙水圧の消散に伴う沈下や有効応力の減少により地盤の剛性低下が生じていた可能性が高いと考えられる。

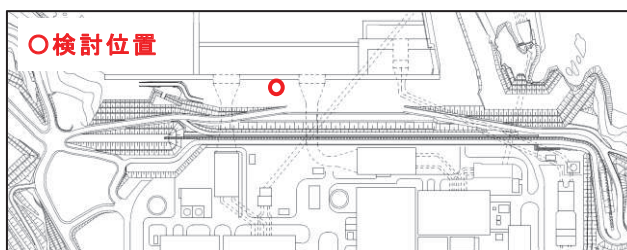


表-8.2.1 土質定数の低減係数 D_E

| F_L の範囲 | 現地盤面からの深度 x (m) | 動的せん断強度比 R | | | |
|----------------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| | | $R \leq 0.3$ | | $0.3 < R$ | |
| | | レベル1地震動に対する照査 | レベル2地震動に対する照査 | レベル1地震動に対する照査 | レベル2地震動に対する照査 |
| $F_L \leq 1/3$ | $0 \leq x \leq 10$ | 1/6 | 0 | 1/3 | 1/6 |
| | $10 < x \leq 20$ | 2/3 | 1/3 | 2/3 | 1/3 |
| $1/3 < F_L \leq 2/3$ | $0 \leq x \leq 10$ | 2/3 | 1/3 | 1 | 2/3 |
| | $10 < x \leq 20$ | 1 | 2/3 | 1 | 2/3 |
| $2/3 < F_L \leq 1$ | $0 \leq x \leq 10$ | 1 | 2/3 | 1 | 1 |
| | $10 < x \leq 20$ | 1 | 1 | 1 | 1 |

地下水位

| 高さ O.P.(m) | 層名称 | F_L | D_E |
|------------|------|-------|-------|
| 3.500 | 盛土 | - | - |
| 2.500 | | - | - |
| 1.500 | | - | - |
| 0.400 | | 1.01 | - |
| -0.320 | 旧表土 | 0.94 | 1 |
| -1.040 | | 0.50 | 2/3 |
| -2.040 | | 0.49 | 2/3 |
| -3.040 | | 0.49 | 2/3 |
| -3.978 | | 0.50 | 2/3 |
| -4.978 | | 0.52 | 2/3 |
| -5.978 | | 0.54 | 2/3 |
| -6.978 | | 0.56 | 2/3 |
| -7.978 | | 0.59 | 2/3 |
| -8.978 | | 0.62 | 2/3 |
| -9.978 | | 0.66 | 2/3 |
| -10.978 | | 0.69 | 1 |
| -11.978 | | 0.73 | 1 |
| -12.978 | | 0.77 | 1 |
| -13.978 | 0.82 | 1 | |
| -14.978 | 0.86 | 1 | |
| -15.978 | 0.90 | 1 | |

道路橋示方書・同解説 (V耐震設計編) (社) 日本道路協会, 平成14年3月 p125より抜粋)

図3-7 O.P.+3.5m盤の液状化抵抗率 (F_L) 及び土質定数の低減係数 (D_E)

(参考資料 17) 地震応答解析にて考慮する地盤物性のばらつき

1. 土木構造物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

土木構造物の耐震評価に当たっては、構造物の周囲に分布する盛土、旧表土、岩盤、セメント改良土及び改良地盤に対し、動せん断弾性係数のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

動せん断弾性係数のばらつきは、各種試験結果に基づき算定する。

1.1 動せん断弾性係数のばらつき

1.1.1 B級岩盤, C_H級岩盤, C_M級岩盤, C_L級岩盤

(1) 狐崎部層

狐崎部層の速度層構造を図 1-1 に示す。狐崎部層の B級岩盤, C_H級岩盤, C_M級岩盤, C_L級岩盤における動せん断弾性係数 G_d のばらつきは、図 1-1 に示すせん断波速度 V_s のばらつきを考慮し算定する。

せん断波速度 V_s のばらつきは、図 1-1 に示す各ボーリング孔で測定されたせん断波速度 V_s と図 1-1 に示すせん断波速度 V_s (設計値) の標準偏差を算出し、各速度層の層厚を考慮した上で、狐崎部層全体としての変動係数を 6.7% と設定した。せん断波速度 V_s のばらつき算定結果を表 1-1 に、動せん断弾性係数 G_d の算定結果を表 1-2 に示す。

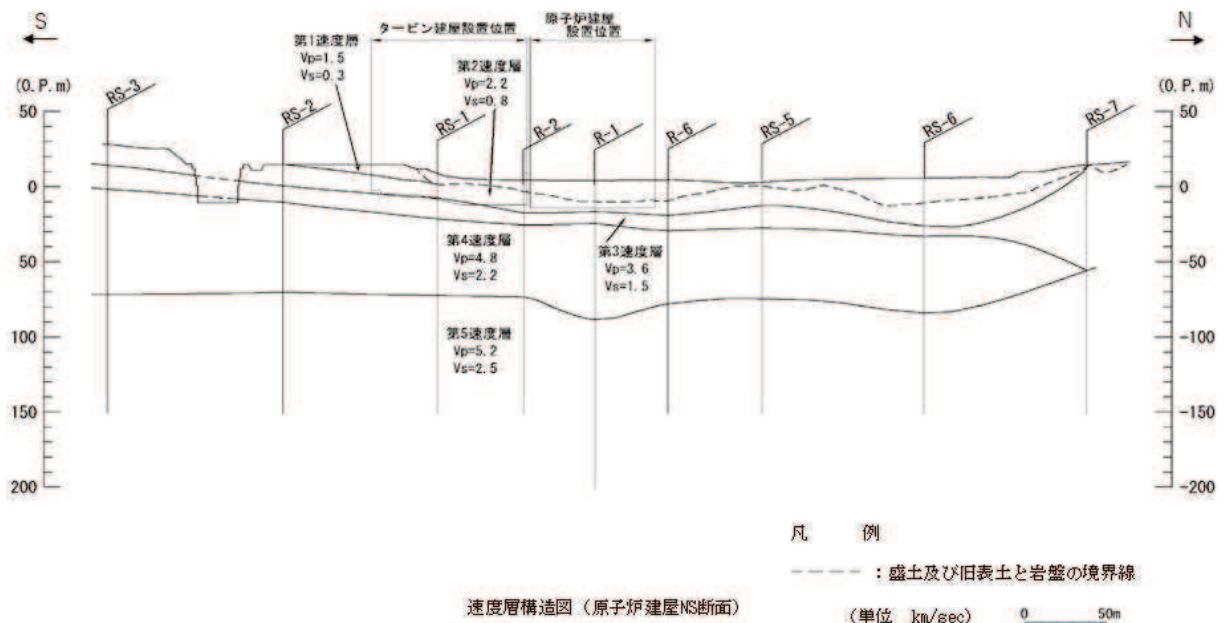


図 1-1(1) 狐崎部層の速度層構造 (原子炉建屋 NS 断面)

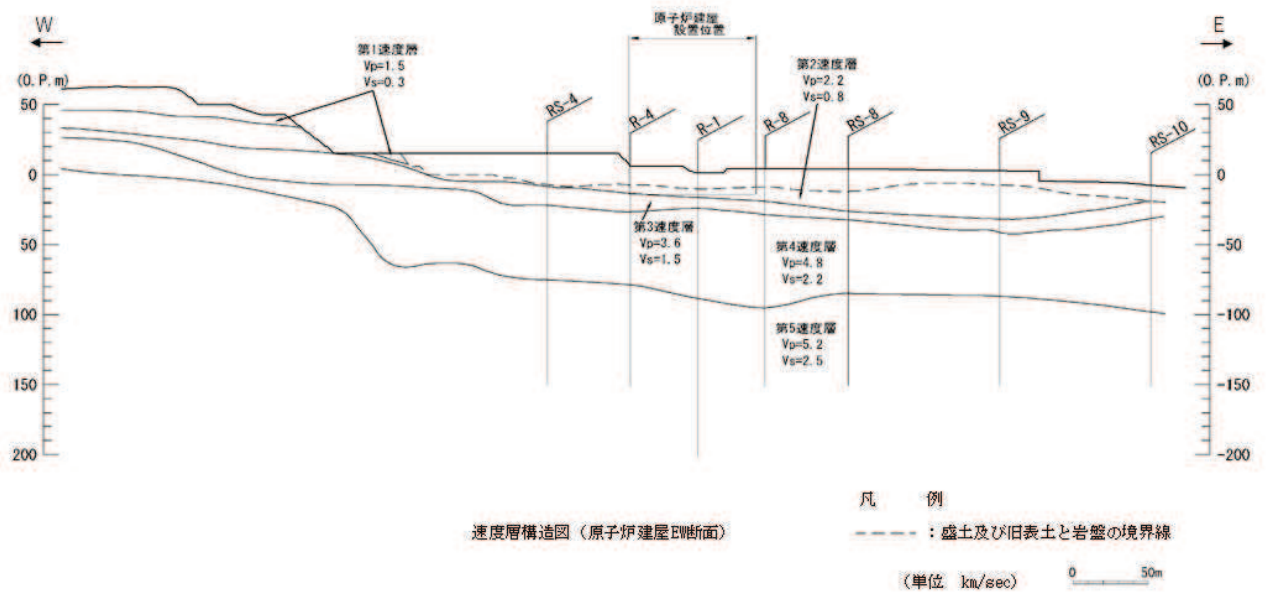


図 1-1 (2) 狐崎部層の速度層構造 (原子炉建屋 EW 断面)

表 1-1 狐崎部層のせん断波速度の標準偏差

| 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|---------|-----------------------|------------------------|----------|
| 第 1 速度層 | 300 | 20 | 6.7 |
| 第 2 速度層 | 800 | 54 | |
| 第 3 速度層 | 1500 | 101 | |
| 第 4 速度層 | 2200 | 147 | |
| 第 5 速度層 | 2500 | 168 | |

表 1-2 動せん断弾性係数 G_d のばらつき算定結果 (狐崎部層)

| 岩種・岩級 | | 速度層 | 動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²) | | |
|------------------------------|---------|--------------------|-------------------------------------|--------------------|--------------------|
| | | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| B級 及び C _H 級 | 砂岩 | 第2速度層 | 1.3×10^3 | 1.5×10^3 | 1.7×10^3 |
| | | 第3速度層 | 5.1×10^3 | 5.9×10^3 | 6.7×10^3 |
| | | 第4速度層 | 11.5×10^3 | 13.2×10^3 | 15.0×10^3 |
| | | 第5速度層 | 14.4×10^3 | 16.5×10^3 | 18.8×10^3 |
| | 頁岩 | 第2速度層 | 1.4×10^3 | 1.6×10^3 | 1.8×10^3 |
| | | 第3速度層 | 5.2×10^3 | 6.0×10^3 | 6.8×10^3 |
| | | 第4速度層 | 11.8×10^3 | 13.5×10^3 | 15.4×10^3 |
| | | 第5速度層 | 14.5×10^3 | 16.7×10^3 | 19.0×10^3 |
| | ひん 岩 | 第3速度層 | 5.6×10^3 | 6.4×10^3 | 7.3×10^3 |
| | | 第4速度層 | 12.4×10^3 | 14.2×10^3 | 16.2×10^3 |
| 第5速度層 | | 15.3×10^3 | 17.6×10^3 | 20.0×10^3 | |
| C _M 級 | 砂岩 | 第1速度層 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 |
| | | 第2速度層 | 1.3×10^3 | 1.5×10^3 | 1.7×10^3 |
| | | 第3速度層 | 5.0×10^3 | 5.7×10^3 | 6.5×10^3 |
| | | 第4速度層 | 11.1×10^3 | 12.7×10^3 | 14.5×10^3 |
| | | 第5速度層 | 13.8×10^3 | 15.8×10^3 | 18.0×10^3 |
| | 頁岩 | 第1速度層 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 |
| | | 第2速度層 | 1.3×10^3 | 1.5×10^3 | 1.7×10^3 |
| | | 第3速度層 | 5.1×10^3 | 5.9×10^3 | 6.7×10^3 |
| | | 第4速度層 | 11.3×10^3 | 13.0×10^3 | 14.8×10^3 |
| | | 第5速度層 | 14.1×10^3 | 16.2×10^3 | 18.4×10^3 |
| | ひん 岩 | 第2速度層 | 1.3×10^3 | 1.5×10^3 | 1.7×10^3 |
| | | 第3速度層 | 5.0×10^3 | 5.7×10^3 | 6.5×10^3 |
| | | 第4速度層 | 11.1×10^3 | 12.7×10^3 | 14.5×10^3 |
| C _L 級 | 第1速度層 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 | 0.2×10^3 | |
| | 第2速度層 | 1.2×10^3 | 1.4×10^3 | 1.6×10^3 | |
| | 第3速度層 | 4.8×10^3 | 5.5×10^3 | 6.3×10^3 | |

b. 牧の浜部層

牧の浜部層の速度層構造を図 1-2 に示す。牧の浜部層の B 級岩盤, C_H 級岩盤, C_M 級岩盤, C_L 級岩盤における動せん断弾性係数 G_d のばらつきは, 図 1-2 に示すせん断波速度 V_s のばらつきを考慮し算定する。

せん断波速度 V_s のばらつきは, 図 1-2 に示す各ボーリング孔で測定されたせん断波速度 V_s と図 1-2 に示すせん断波速度 V_s (設計値) の標準偏差を算出し, 各速度層の層厚を考慮した上で, 牧の浜部層全体としての変動係数を 7.3% と設定した。せん断波速度 V_s のばらつき算定結果を表 1-3 に, 動せん断弾性係数 G_d の算定結果を表 1-4 に示す。

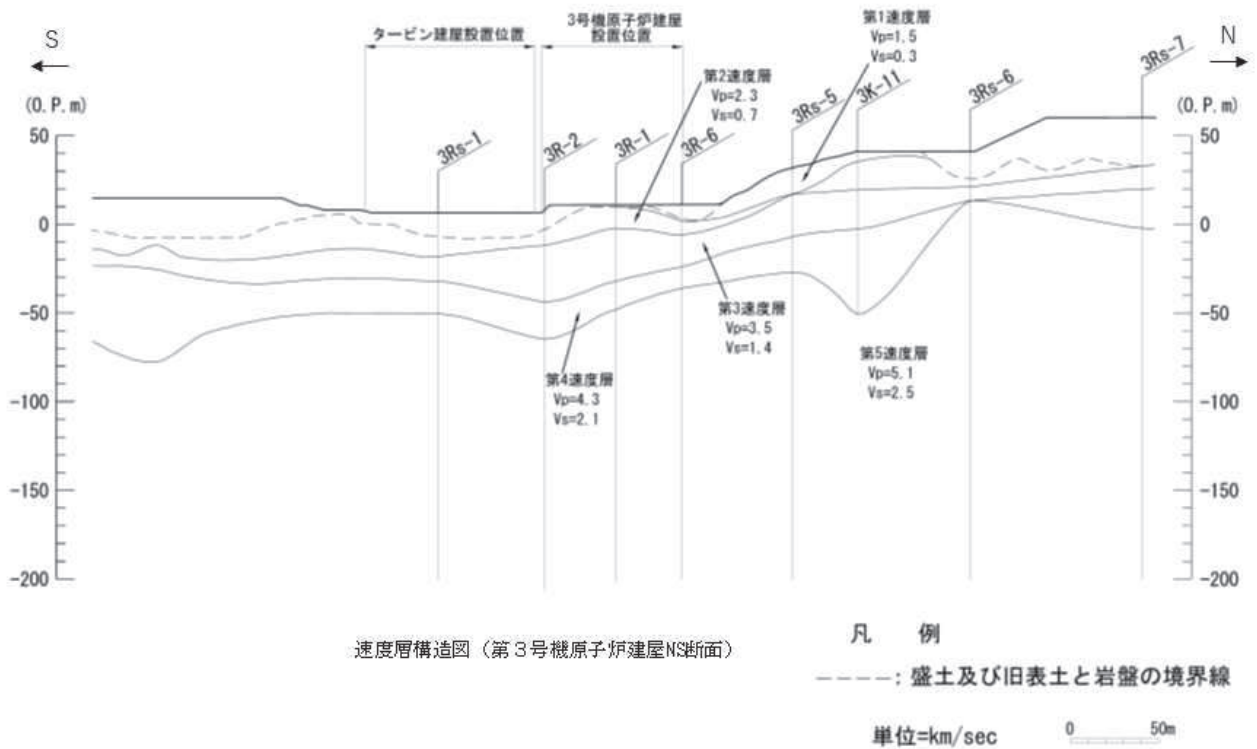


図 1-2(1) 牧の浜部層の速度層構造 (第 3 号機原子炉建屋 NS 断面)

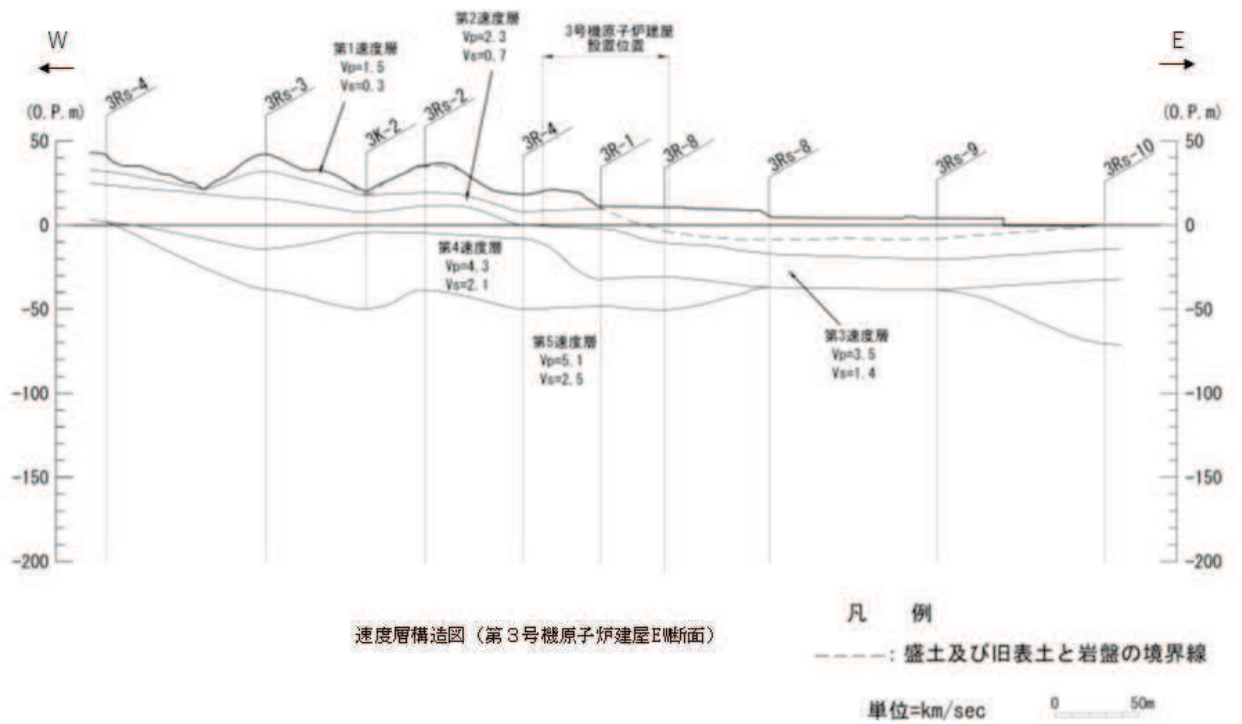


図 1-2 (2) 牧の浜部層の速度層構造 (第3号機原子炉建屋EW断面)

表 1-3 牧の浜部層のせん断波速度の標準偏差

| 速度層 | せん断波速度 Vs(m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|-------|-------------------|------------------------|----------|
| 第1速度層 | 300 | 22 | 7.3 |
| 第2速度層 | 700 | 51 | |
| 第3速度層 | 1400 | 102 | |
| 第4速度層 | 2100 | 153 | |
| 第5速度層 | 2500 | 183 | |

表 1-4 動せん断弾性係数 G_d のばらつき算定結果 (牧の浜部層)

| 岩種・岩級 | | 速度層 | 動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²) | | |
|------------------------------|------------------|---------------------|-------------------------------------|----------------------|----------------------|
| | | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| B級 及び C _H 級 | 砂岩 | 第2速度層 | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| | | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| | | 第4速度層 | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| | | 第5速度層 | 14.4×10 ³ | 16.8×10 ³ | 19.3×10 ³ |
| | 頁岩 | 第2速度層 | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| | | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| | | 第4速度層 | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| | | 第5速度層 | 14.4×10 ³ | 16.8×10 ³ | 19.3×10 ³ |
| | ひん 岩 | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| | | 第4速度層 | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| | | 第5速度層 | 14.4×10 ³ | 16.8×10 ³ | 19.3×10 ³ |
| | C _M 級 | 砂岩 | 第1速度層 | 0.2×10 ³ | 0.2×10 ³ |
| 第2速度層 | | | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| 第3速度層 | | | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| 第4速度層 | | | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| 第5速度層 | | | 14.4×10 ³ | 16.8×10 ³ | 19.3×10 ³ |
| 頁岩 | | 第1速度層 | 0.2×10 ³ | 0.2×10 ³ | 0.2×10 ³ |
| | | 第2速度層 | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| | | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| | | 第4速度層 | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| | | 第5速度層 | 14.4×10 ³ | 16.8×10 ³ | 19.3×10 ³ |
| ひん 岩 | | 第2速度層 | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| | | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ |
| | | 第4速度層 | 9.9×10 ³ | 11.5×10 ³ | 13.2×10 ³ |
| C _L 級 | | 第1速度層 | 0.2×10 ³ | 0.2×10 ³ | 0.2×10 ³ |
| | | 第2速度層 | 1.0×10 ³ | 1.2×10 ³ | 1.4×10 ³ |
| | 第3速度層 | 4.0×10 ³ | 4.7×10 ³ | 5.4×10 ³ | |

1.1.2 D級岩盤，盛土，旧表土

(1) D級岩盤，盛土，旧表土におけるばらつき算定方法

D級岩盤，盛土，旧表土のばらつきは，初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを考慮する。 G_0 のばらつきは以下の方法で算定する（図 1-3）。

- ・繰返し三軸試験結果に基づき，両対数軸上で回帰式と試験結果の残差の標準偏差 σ を求める。
- ・指数関数の係数を $\pm \sigma$ し，ばらつきを考慮した G_0 を算定する（べき級数は固定）。

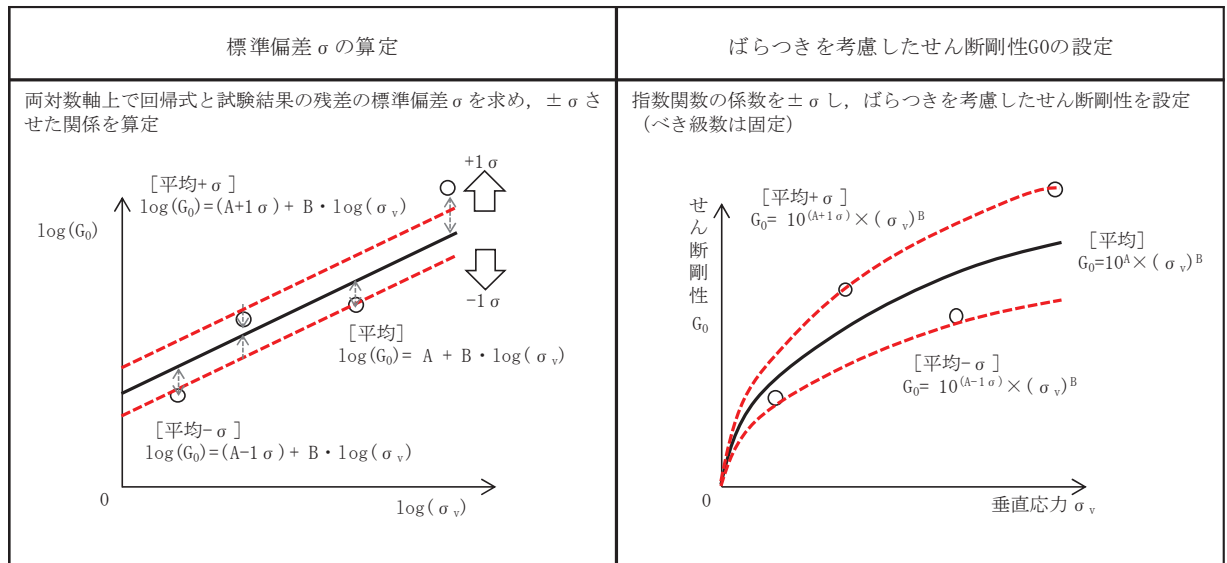


図 1-3 ばらつきを考慮したせん断剛性 G_0 の算定方法

(2) 盛土の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定した盛土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-5 及び図 1-4 に示す。

表 1-5 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果（盛土）

| | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|--------------|---|
| 平均+ σ | $G_0 = 406 \sigma^{0.71}$ |
| 平均 | $G_0 = 382 \sigma^{0.71}$ |
| 平均- σ | $G_0 = 360 \sigma^{0.71}$ |

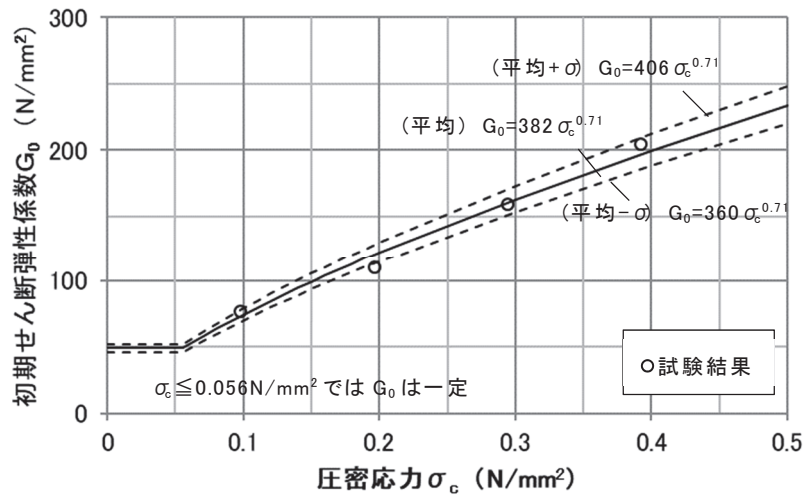


図 1-4 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係（盛土）

(3) 旧表土の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定した旧表土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-6 及び図 1-5 に示す。

表 1-6 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果（旧表土）

| | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|--------------|---|
| 平均+ σ | $G_0 = 226 \sigma^{0.42}$ |
| 平均 | $G_0 = 211 \sigma^{0.42}$ |
| 平均- σ | $G_0 = 197 \sigma^{0.42}$ |

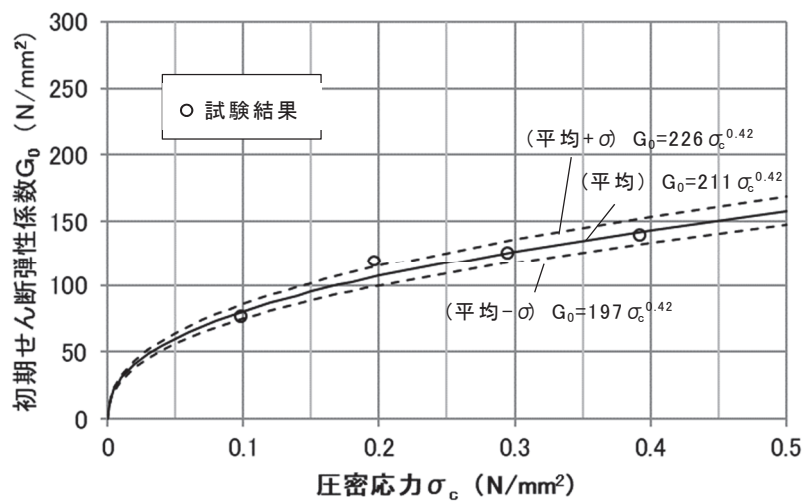


図 1-5 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係（旧表土）

(4) D級岩盤（狐崎部層及び牧の浜部層共通）の G_0 のばらつき

(1)に基づき算定した D級岩盤の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-7 及び図 1-6 に示す。

表 1-7 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (D級岩盤)

| | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|---------------|---|
| 平均 + σ | $G_0 = 291.5 \sigma^{0.26}$ |
| 平均 | $G_0 = 255.4 \sigma^{0.26}$ |
| 平均 - σ | $G_0 = 223.8 \sigma^{0.26}$ |

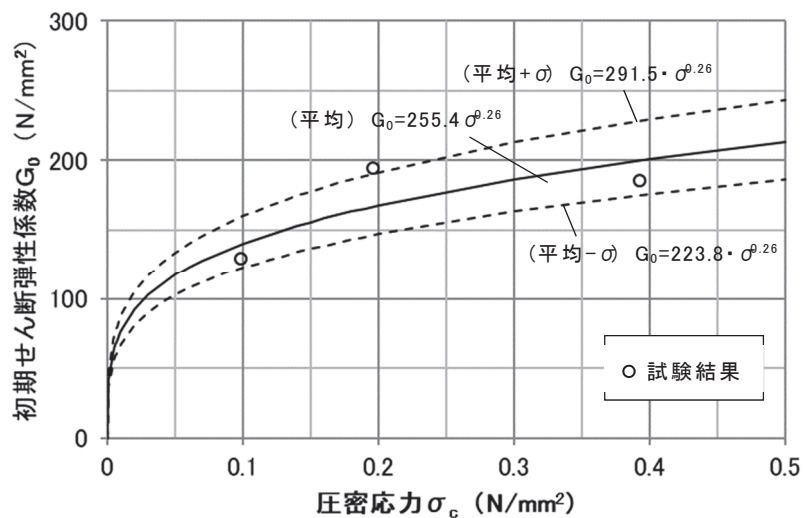


図 1-6 初期せん断弾性係数 G_0 の拘束圧依存関係 (D級岩盤)

1.1.3 セメント改良土

セメント改良土の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきは、PS 検層の結果から得られるせん断波速度 V_s のばらつきを考慮し算定する。

算定した初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-8 に示す。

なお、初期せん断弾性係数 G_0 は下式のとおり算出する。

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

ρ : 密度 (t/m³)

V_s : せん断波速度 (m/s)

表 1-8 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (セメント改良土)

| | 密度 ρ (t/m ³) | せん断波速度 V_s (m/s) | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|--------------|----------------------------------|-----------------------|---|
| 平均+ σ | 2.20 | 1000 | 2200 |
| 平均 | | 870 | 1670 |
| 平均- σ | | 740 | 1210 |

1.1.4 改良地盤

改良地盤の初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきは、PS 検層の結果から得られるせん断波速度 V_s のばらつきを考慮し算定する。

算定した初期せん断弾性係数 G_0 のばらつきを表 1-9 に示す。

なお、初期せん断弾性係数 G_0 は下式のとおり算出する。

$$G_0 = \rho V_s^2$$

ρ : 密度 (t/m³)

V_s : せん断波速度 (m/s)

表 1-9(1) 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (改良地盤, 地下水位以浅)

| | 密度 ρ (t/m ³) | せん断波速度 V_s (m/s) | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|--------------|----------------------------------|-----------------------|---|
| 平均+ σ | 2.00 | 1160 | 2690 |
| 平均 | | 960 | 1840 |
| 平均- σ | | 760 | 1150 |

表 1-9(2) 初期せん断弾性係数 G_0 のばらつき算定結果 (改良地盤, 地下水位以深)

| | 密度 ρ (t/m ³) | せん断波速度 V_s (m/s) | 初期せん断弾性係数 G_0 (N/mm ²) |
|--------------|----------------------------------|-----------------------|---|
| 平均+ σ | 2.10 | 1160 | 2830 |
| 平均 | | 960 | 1940 |
| 平均- σ | | 760 | 1210 |

1.2 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース

地盤物性のばらつきを考慮した解析ケースの詳細は、「補足-610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」に示す。

2. 建物・構築物の地震応答解析における地盤物性のばらつき

建物・構築物の耐震評価にあたっては、その周囲に分布する盛土、旧表土、岩盤、セメント改良土及び改良地盤に対し、せん断波速度 V_s のばらつきを考慮した耐震評価を実施する。

V_s のばらつきは、各種試験結果及び観測記録に基づき算定する。

なお、本項で示す以外の建物・構築物については「1. 土木構造物の地震応答解析における地盤物性のばらつき」に準じるものとする。

2.1 地盤物性のばらつきの設定方法

(1) 原子炉建屋，制御建屋，タービン建屋，補助ボイラー建屋，第1号機制御建屋

狐崎部層（建屋直下）の C_L 級岩盤， C_M 級岩盤， C_H 級岩盤， B 級岩盤におけるせん断波速度 V_s のばらつきは、原子炉建屋直下の各ボーリング孔で測定されたせん断波速度 V_s とせん断波速度 V_s （設計値）の標準偏差を算出し、各速度層の層厚を考慮した上で、変動係数を 7.0% と設定した。また、表層地盤のうち、表層地盤上部のせん断波速度 V_s については、非線形性を考慮することから、ばらつきは考慮しない。表層地盤下部のせん断波速度 V_s については、地震観測記録のシミュレーション解析により評価した値に基づいて設定しているため、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度 $\pm 100\text{m/s}$ を考慮する。せん断波速度 V_s の標準偏差を表 2-1 に、せん断波速度 V_s のばらつき算定結果を表 2-2 に示す。

表 2-1 狐崎部層（原子炉建屋直下）のせん断波速度の標準偏差

| 速度層 | | せん断波速度 Vs (m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|-------------------------------|-------|--------------------|------------------------|----------|
| 表層地盤上部 (O. P. 14.8m~O. P. 0m) | | *1 | - | - |
| 表層地盤下部 (O. P. 0m~基礎版底面) | | 900 | 100*2 | - |
| 底面地盤 | 第3速度層 | 1300 | 90 | 7.0 |
| | 第4速度層 | 2150 | 150 | |
| | 第5速度層 | 2440 | 170 | |

*1 表層地盤上部は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

*2 表層地盤下部は、底面地盤と同程度のばらつきとして、せん断波速度 ± 100 m/s を考慮する。

表 2-2 狐崎部層（原子炉建屋直下）のせん断波速度のばらつきの算定結果

| 速度層 | | せん断波速度 Vs (m/s) | | |
|-------------------------|-------|-----------------|------|--------------|
| | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| 表層地盤下部 (O. P. 0m~基礎版底面) | | 800 | 900 | 1000 |
| 底面地盤 | 第3速度層 | 1210 | 1300 | 1390 |
| | 第4速度層 | 2000 | 2150 | 2300 |
| | 第5速度層 | 2270 | 2440 | 2610 |

(2) 第3号機海水熱交換器建屋

牧の浜部層（第3号機海水熱交換器建屋直下）のC_L級岩盤，C_M級岩盤，C_H級岩盤，B級岩盤におけるせん断波速度 V_s のばらつきは，各ボーリング孔で測定されたせん断波速度 V_s とせん断波速度 V_s （設計値）の標準偏差を算出し，各速度層の層厚を考慮した上で，変動係数を7.0%と設定した。せん断波速度 V_s の標準偏差を表2-3に，せん断波速度 V_s のばらつき算定結果を表2-4に示す。

表2-3 牧の浜部層（第3号機海水熱交換器建屋直下）
のせん断波速度の標準偏差

| 速度層 | | せん断波速度 V_s (m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|------------------------|-------|-----------------------|------------------------|----------|
| 表層地盤 (O.P. 14.8m～底面地盤) | | *1 | - | - |
| 底面地盤 | 第3速度層 | 1360 | 100 | 7.0 |
| | 第4速度層 | 2040 | 140 | |
| | 第5速度層 | 2520 | 180 | |

*1 表層地盤は，上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また，ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

表2-4 牧の浜部層（第3号機海水熱交換器建屋直下）
のせん断波速度のばらつきの算定結果

| | 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | | |
|------|-------|--------------------|------|--------------|
| | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| 底面地盤 | 第3速度層 | 1260 | 1360 | 1460 |
| | 第4速度層 | 1900 | 2040 | 2180 |
| | 第5速度層 | 2340 | 2520 | 2700 |

(3)緊急用電気品建屋，緊急時対策建屋

牧の浜部層（緊急用電気品建屋及び緊急時対策建屋直下）の C_L 級岩盤， C_M 級岩盤， C_H 級岩盤， B 級岩盤におけるせん断波速度 V_s のばらつきは，各ボーリング孔で測定されたせん断波速度 V_s とせん断波速度 V_s （設計値）の標準偏差を算出し，緊急用電気品建屋及び緊急時対策建屋直下の各速度層の層厚を考慮した上で，変動係数を，緊急用電気品建屋においては 5.7%，緊急時対策建屋においては 6.7%と設定した。せん断波速度 V_s の標準偏差を表 2-5 に，せん断波速度 V_s のばらつき算定結果を表 2-6 に示す。

表 2-5 牧の浜部層（建屋直下）のせん断波速度の標準偏差

(a)緊急用電気品建屋

| | 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| 表層地盤 | 第 1 速度層 (C_M 級岩盤) | 280 | 20 | 5.7 |
| | 第 2 速度層 (C_M 級岩盤) | 680 | 40 | |
| | 第 2 速度層 (C_H 級岩盤) | 670 | 40 | |
| | 第 3 速度層 (C_H 級岩盤) | 1330 | 80 | |
| 底面地盤 | 第 4 速度層 (C_H 級岩盤) | 2080 | 120 | |
| | 第 5 速度層 (C_H 級岩盤) | 2510 | 140 | |
| | 第 5 速度層 (B 級岩盤) | 2500 | 140 | |

(b)緊急時対策建屋

| | 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | 標準偏差 σ (m/s) | 変動係数 (%) |
|------|----------------------|-----------------------|------------------------|----------|
| 表層地盤 | 第 1 速度層 (C_L 級岩盤) | 290 | 20 | 6.7 |
| | 第 2 速度層 (C_L 級岩盤) | 710 | 50 | |
| | 第 2 速度層 (C_M 級岩盤) | 680 | 50 | |
| | 第 2 速度層 (C_H 級岩盤) | 670 | 40 | |
| 底面地盤 | 第 3 速度層 (C_H 級岩盤) | 1330 | 90 | |
| | 第 4 速度層 (C_H 級岩盤) | 2080 | 140 | |
| | 第 5 速度層 (C_H 級岩盤) | 2510 | 170 | |
| | 第 5 速度層 (B 級岩盤) | 2500 | 170 | |

表 2-6 牧の浜部層（建屋直下）のせん断波速度のばらつきの算定結果

(a) 緊急用電気品建屋

| | 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | | |
|------|----------------------|--------------------|------|--------------|
| | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| 表層地盤 | 第 1 速度層 (C_M 級岩盤) | 260 | 280 | 300 |
| | 第 2 速度層 (C_M 級岩盤) | 640 | 680 | 720 |
| | 第 2 速度層 (C_H 級岩盤) | 630 | 670 | 710 |
| | 第 3 速度層 (C_H 級岩盤) | 1250 | 1330 | 1410 |
| 底面地盤 | 第 4 速度層 (C_H 級岩盤) | 1960 | 2080 | 2200 |
| | 第 5 速度層 (C_H 級岩盤) | 2370 | 2510 | 2650 |
| | 第 5 速度層 (B 級岩盤) | 2360 | 2500 | 2640 |

(b) 緊急時対策建屋

| | 速度層 | せん断波速度 V_s (m/s) | | |
|------|----------------------|--------------------|------|--------------|
| | | 平均- σ | 平均 | 平均+ σ |
| 表層地盤 | 第 1 速度層 (C_L 級岩盤) | 270 | 290 | 310 |
| | 第 2 速度層 (C_L 級岩盤) | 660 | 710 | 760 |
| | 第 2 速度層 (C_M 級岩盤) | 630 | 680 | 730 |
| | 第 2 速度層 (C_H 級岩盤) | 630 | 670 | 710 |
| 底面地盤 | 第 3 速度層 (C_H 級岩盤) | 1240 | 1330 | 1420 |
| | 第 4 速度層 (C_H 級岩盤) | 1940 | 2080 | 2220 |
| | 第 5 速度層 (C_H 級岩盤) | 2340 | 2510 | 2680 |
| | 第 5 速度層 (B 級岩盤) | 2330 | 2500 | 2670 |

3. 有効応力解析に用いる液状化強度特性のばらつき

建物・構築物及び土木構造物の耐震評価に有効応力解析を実施する場合、液状化検討対象層である盛土及び旧表土の液状化強度特性は、試験結果の下限值となるように設定していることから、液状化強度特性の更なるばらつきは考慮しない。

(参考資料 1 8) 盛土・旧表土の強度特性設定の考え方

1. 盛土・旧表土の強度特性

設置変更許可申請書に記載された盛土・旧表土の解析用物性値（強度特性）を表 1-1 に示す。

表 1-1 設置変更許可申請書に記載された盛土・旧表土の解析用物性値（強度特性）

| 岩種・岩級 | 強度特性 | | | |
|-------|--|---------------------|---|-------------------------------------|
| | 静的・動的特性 | | | |
| | せん断強度 τ_0 (N/mm ²) | 内部摩擦角 ϕ (°) | 引張強度 σ_t (N/mm ²) | 残留強度 τ (N/mm ²) |
| 盛土 | 0.06 | 30.0 | — | $0.06 + \sigma \tan 30.0^\circ$ |
| 旧表土 | 0.08 | 26.2 | — | $0.08 + \sigma \tan 26.2^\circ$ |

1.1 盛土の強度特性の設定について

盛土の強度特性は、敷地内で採取した盛土材の三軸圧縮試験結果から設定した。試料採取位置を図 1-1 に、三軸圧縮試験結果のうち応力～ひずみ関係を図 1-2 に、破壊包絡線を図 1-3 に示す。せん断強度の設定に当たっては、解析で発生するひずみレベルを踏まえて、試験で実施した圧縮ひずみ 15% よりも保守的に小さいひずみにおける主応力差から設定している。

よって、健全強度と残留強度をそれぞれ設定することとし、要素のすべり安全率の算定においては、せん断応力がせん断強度を下回っている場合は、非破壊と判定し健全強度を適用する。せん断応力がせん断強度を超えている場合は、せん断破壊と判定し残留強度を適用する。

一方、図 1-2 に示す応力～ひずみ関係において、圧縮ひずみ 15% 程度では塑性状態であるものの、ひずみ軟化傾向が認められないことから、残留強度はせん断強度と同じ値として設定した。

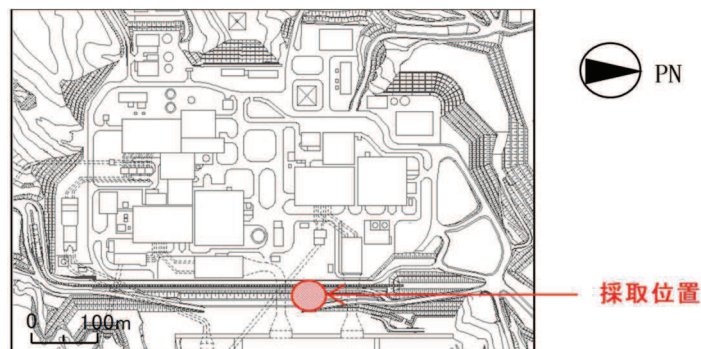


図 1-1 試料採取位置（盛土）

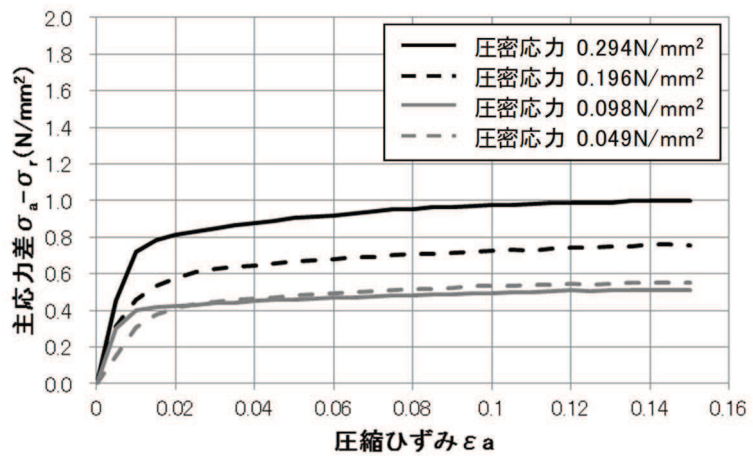


図 1-2 応力～ひずみ関係 (盛土)

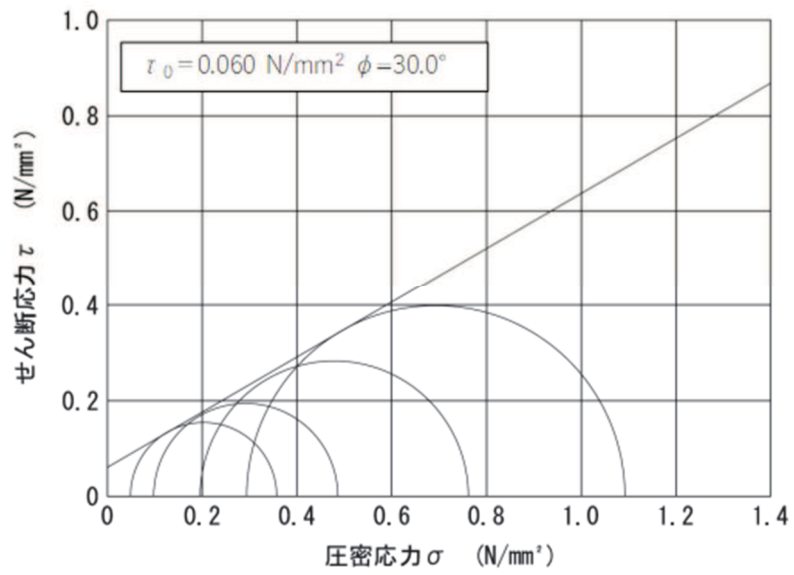


図 1-3 破壊包絡線 (盛土)

1.2 旧表土の強度特性の設定について

旧表土の強度特性は、敷地内で採取したコア試料の三軸圧縮試験から設定した。試料採取位置を図 1-4 に、三軸圧縮試験結果のうち応力～ひずみ関係を図 1-5 に、破壊包絡線を図 1-6 に示す。せん断強度の設定に当たっては、解析で発生するひずみレベルを踏まえて、試験で実施した圧縮ひずみ 15%よりも保守的に小さいひずみにおける主応力差から設定している。

よって、健全強度と残留強度をそれぞれ設定することとし、要素のすべり安全率の算定においては、せん断応力がせん断強度を下回っている場合は、非破壊と判定し健全強度を適用する。せん断応力がせん断強度を超えている場合は、せん断破壊と判定し残留強度を適用する。

一方、図 1-5 に示す応力～ひずみ関係において、圧縮ひずみ 15%程度では塑性状態であるものの、ひずみ軟化傾向が認められないことから、残留強度はせん断強度と同じ値として設定した。

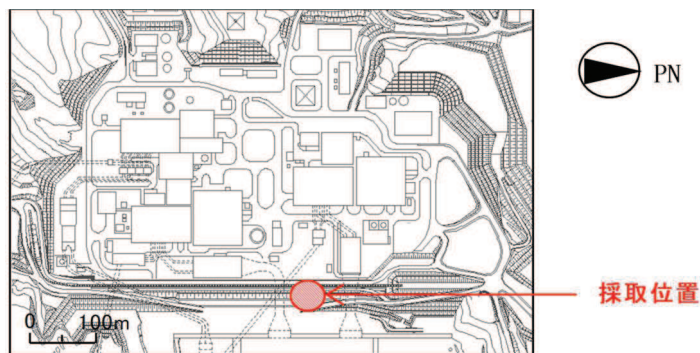


図 1-4 試料採取位置（旧表土）

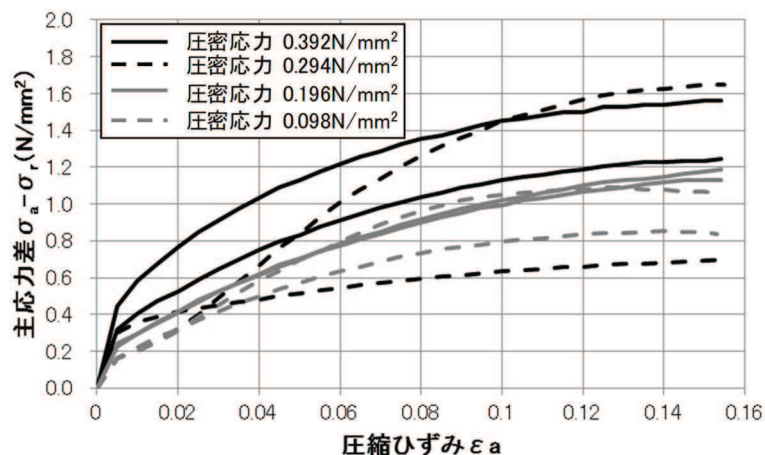


図 1-5 応力～ひずみ関係（旧表土）

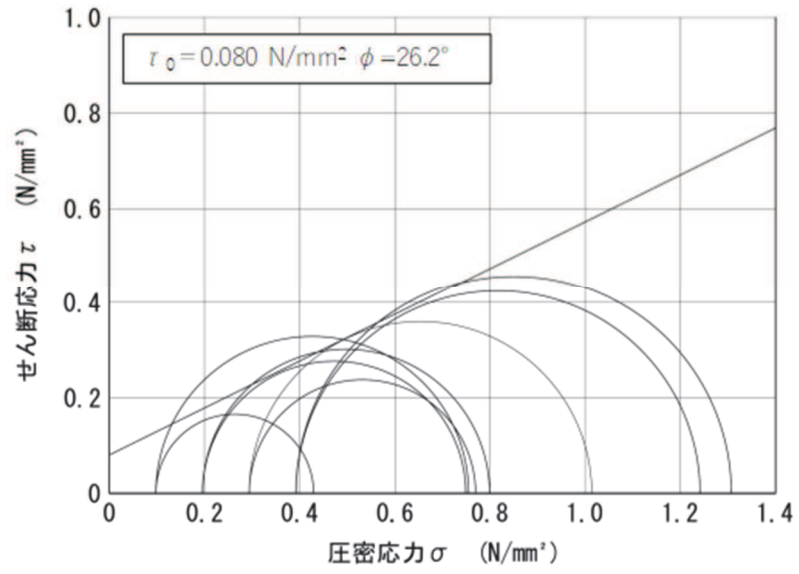


図 1-6 破壊包絡線 (旧表土)

2. 基準地震動 S_s による発生せん断ひずみと三軸圧縮試験のひずみレベルの関係について
盛土・旧表土の残留強度は、「1. 盛土・旧表土の強度特性」で示すように、三軸圧縮試験においてひずみ軟化傾向が認められないことから、せん断強度と同じ値で設定している。

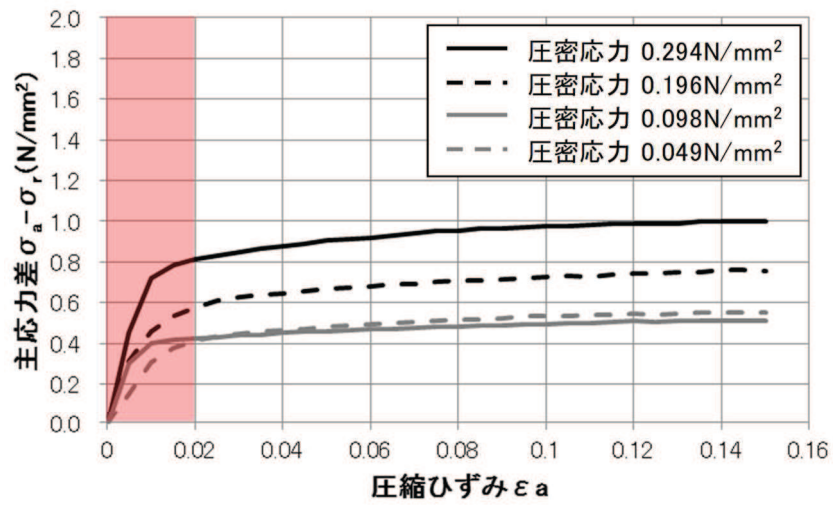
三軸圧縮試験における圧縮ひずみ ε_a は、地盤材料試験の方法と解説（（社）地盤工学会，2009年11月）に記載の下式によりせん断ひずみ γ に換算することができる。

$$\gamma = 3/2 \cdot \varepsilon_a$$

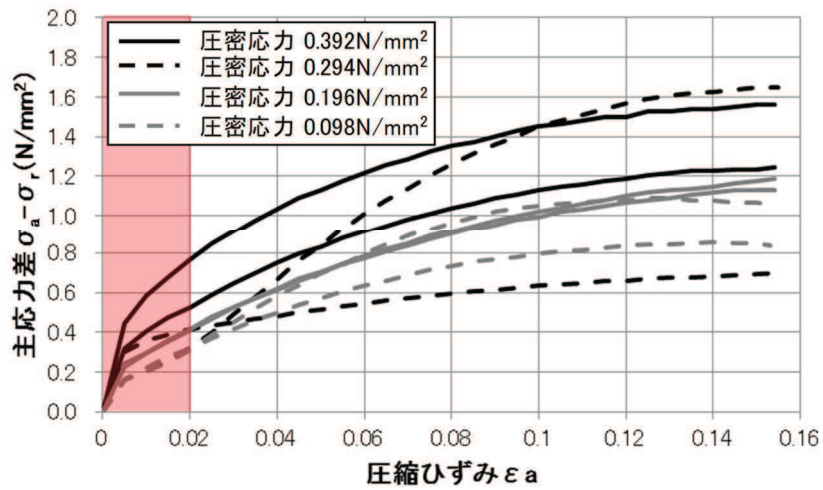
盛土・旧表土の三軸圧縮試験では、圧縮ひずみ $\varepsilon_a=15\%$ 程度までの範囲においてひずみ軟化傾向が認められないことが確認されているが、これはせん断ひずみ γ に換算すると $\gamma=22.5\%$ 程度までに相当し、地盤のひずみレベルとして十分な範囲である。

また、設置変更許可申請書で示した基礎地盤の安定性評価（盛土・旧表土の残留強度を評価に使用）における二次元地震応答解析の発生せん断ひずみ γ は最大でも 3% 程度以下であり、三軸圧縮試験のひずみレベルに対し十分に小さい。三軸圧縮試験における応力～ひずみ関係と二次元地震応答解析の発生ひずみの比較を図 2-1 に示す。

なお、「補足 610-20 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」にて示している、一次元全応力解析における発生せん断ひずみ γ も 1% 程度である。



(盛土)



(旧表土)

：地震応答解析で発生したひずみの範囲

図 2-1 応力～ひずみ関係と地震応答解析の発生ひずみの比較

3. 盛土・旧表土の設計及び工事計画認可申請におけるすべり安全率算定時の地盤強度の考え方

1. 及び 2. を踏まえた設計及び工事計画認可申請における盛土・旧表土のすべり安全率算定の地盤強度の考え方を図 3-1 に示す。

せん断応力がせん断強度を超えた場合は、せん断破壊と判定するものの、ひずみ軟化傾向が認められないことを試験で確認していることから、強度は残留強度を用いる。引張破壊と判定され、かつすべり面の垂直応力が圧縮側である場合にも残留強度を適用する。

また、図 3-1 に示す地盤強度の考え方は、解析で発生するひずみが、試験で実施しているひずみ（圧縮ひずみ 15%（せん断ひずみ 22.5%））以下であることを確認した上で適用するものである。解析で発生するひずみが試験で実施しているひずみを超える場合は、別途対応を検討する。

なお、設置変更許可申請書で示した基礎地盤の安定性評価（盛土・旧表土の残留強度を評価に使用）における二次元地震応答解析の発生せん断ひずみ γ は最大でも 3%程度以下であり、三軸圧縮試験のひずみレベルに対し十分に小さいことを確認している。

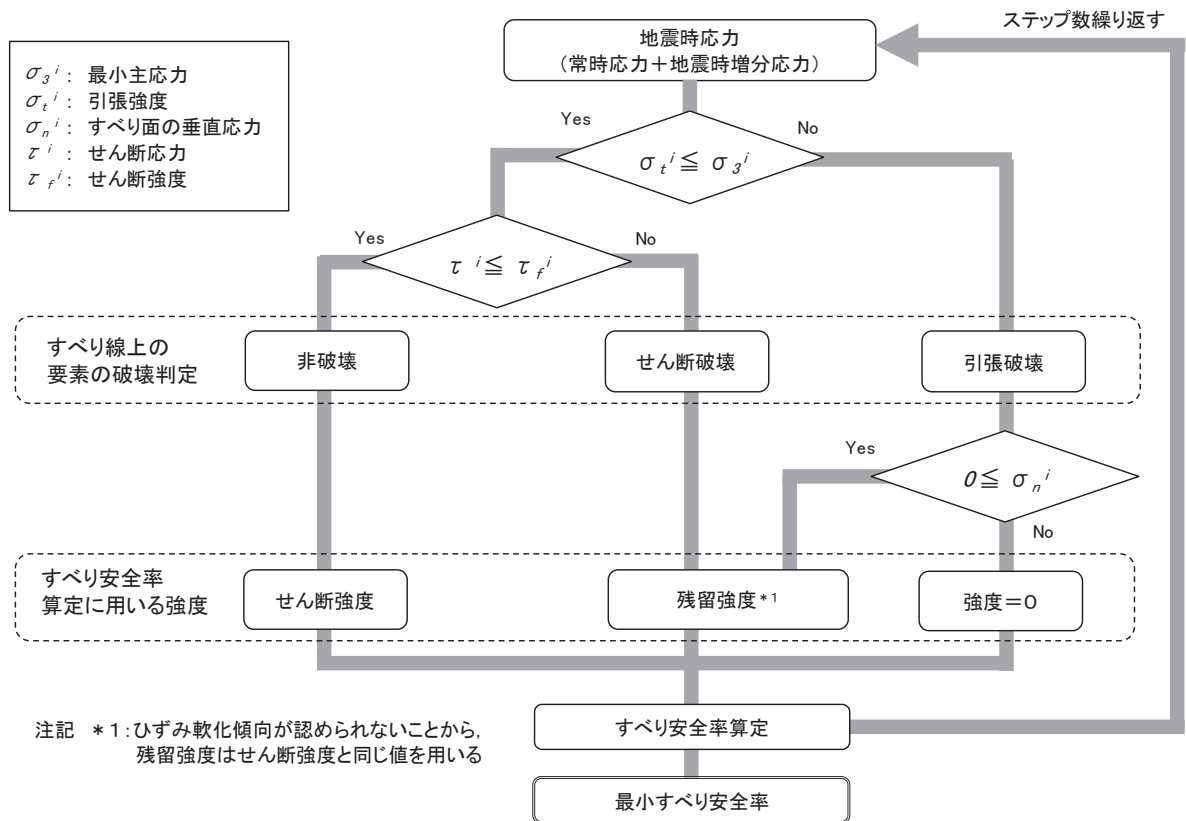


図 3-1 盛土・旧表土のすべり安全率の算定における地盤強度の考え方

(参考資料 1 9) 粘土分含有率について

1. 液状化検討対象層の抽出

基準地震動 S_s により液状化する可能性を否定できず、液状化評価を行う対象土質である液状化検討対象層として、道路橋示方書・同解説（V耐震設計編）（（社）日本道路協会，H14.3）（以下，「道路橋示方書V」という）では，以下の条件全てに該当する土層と定めている。

- ① 地下水位が G.L. -10m 以内であり，かつ G.L. -20m 以内の飽和土層
- ② 細粒分含有率が 35%以下，又は細粒分含有率が 35%を超えても塑性指数が 15 以下^{*1}の土層
- ③ 平均粒径が 10mm 以下で，かつ 10%粒径が 1mm 以下である土層

液状化検討対象層の抽出は，道路橋示方書Vで対象としている土層を基本とし，比較的浅部の地盤等を液状化検討対象層とするが，以下の場合も含め盛土及び旧表土を液状化検討対象層として抽出している。

- ・ G.L. -20m 以深の飽和土層
- ・ 細粒分含有率が 35%以上の飽和土層^{*2}
- ・ 平均粒径が 10 mm以上の飽和土層

注記 *1：「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月）」では「粘土分含有率 P_c が 15%以下」，「建築基礎構造設計指針 日本建築学会（2001 年）」では「粘土分（0.005mm 以下の粒径を持つ土粒子）含有率が 10%以下」との記載がある。

*2：粘土分含有率が 10%以上の土層を含む

2. 盛土及び旧表土の粘土分含有率

液状化検討対象層として，盛土及び旧表土を抽出しているが，「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編（平成 24 年 9 月）」及び「建築基礎構造設計指針 日本建築学会（2001 年）」において，液状化検討対象層の抽出の指標に粘土分含有率を採用していることを踏まえ，液状化強度試験の試料採取位置での粘土分含有率を確認した。

2.1 盛土の粘土分含有率

盛土の液状化強度試験の試料採取位置における粘土分含有率について図 1 に示す。

盛土の粘土分含有率は，平均が 8%程度で，いずれの試験値も 15%以下である。旧表土に比べばらつきは小さいが，これは，「参考資料 1 0」に示すとおり，盛土材料及び施工管理の観点から均一性を有するためと考えられる。

2.2 旧表土の粘土分含有率

旧表土の液状化強度試験の試料採取位置における粘土分含有率について図1に示す。

盛土の粘土分含有率は、平均が14%程度で、盛土に比べてばらつきも大きく、30%以上の試験も含まれる。

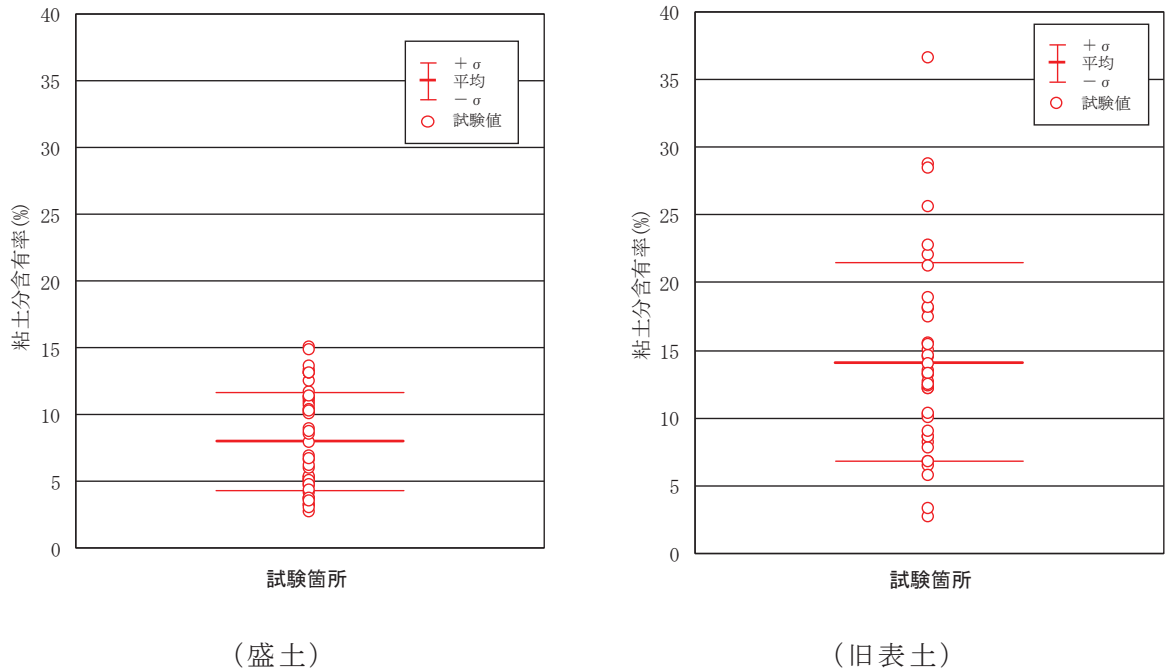


図1 液状化強度試験の試料採取位置における粘土分含有率

3. 粘土分含有率と液状化強度特性について

液状化強度試験の試料採取位置における粘土分含有率には、旧表土の粘土分含有率が30%を超える等、ばらつきが見られた。粘土分含有率が高いと液状化強度特性としては非保守的となる可能性もあることから、耐震評価における液状化強度特性としては、試験値の下限に設定することで保守性を確保することとしている。

(参考資料 20) 浸透流解析に用いた解析コード「GETFLOWS」の適用性について

1. 解析コードの概要

| | |
|---|--|
| 項目 \ コード名 | GETFLOWS |
| 使用目的 | 浸透流解析 |
| 開発機関 | (株) 地圏環境テクノロジー |
| 開発時期 | 2019 年 (初版開発時期 2000 年) |
| 使用したバージョン | Ver. 6.64.0.2 |
| コードの概要 | <p>GETFLOWS (General purpose Terrestrial fluid FLOW Simulator) は、陸域における流体流動、物質及び熱輸送挙動を解析する 3 次元汎用数値シミュレータである。本シミュレータは、等温、非等温状態における多相多成分流体システムを対象とし、実験室スケールから流域スケールの 3 次元問題を安定かつ高速に解くことが可能である。適用事例は、一般的な地下水解析、河川流出解析、洪水・はん濫解析、地表水・地下水の相互作用解析、汚染物質を含む移流分散解析など多岐に渡る。</p> |
| 検証 (Verification) 及び 妥当性確認 (Validation) | <p>【検証(Verification)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは積分型有限差分法を用いた 3 次元汎用数値シミュレータであり、数多くの研究機関や企業において、様々な分野の解析に広く利用されていることを確認している。 ・水-空気 2 相流解析の標準的問題を例に、理論解と解析結果を比較し、よく一致していることを確認している。 <p>【妥当性確認(Validation)】</p> <ul style="list-style-type: none"> ・本解析コードは、土木、環境、資源、エネルギー、農林水産、災害・防災などの様々な分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。 |

2. 解析手法について

2.1 一般事項

GETFLOWS は、様々な流体现象を評価するために非常に大規模な 3 次元非定常問題を高速で解析することを目的として開発されたものである。

2.2 解析コードの特徴

本シミュレーションシステムは、地表流動および地下水流動について、統一的な数学モデルの下で同時に扱うことを可能にし、対象とする水循環系をより自然に捉えることを可能にした解析コードである。

主な適用分野は、ダム建設計画や貯水・渇水量予測などの「水資源問題」、重金属、農薬等による土壌・地下水汚染や放射性廃棄物の地層処分などに代表される「水環境問題」、洪水予測、豪雨時における斜面崩壊、土石流被害予測などの「水災害問題」である。

2.2 数値解法

空間離散化は、複雑な地形起伏や地盤物性分布を、三次元格子を用いてモデル化し、それぞれの格子体積および隣接格子間の絶対浸透率を正確に評価する。

三次元格子モデルの概念を図に示す。格子システムは大別して役割の異なる 3 つの層（大気層、地表層、地下地盤層）から構成される。各層の概要を以下に示す。

地表層格子では河川や斜面を流れる地表水、湖沼・海洋の停留水を表現する。層流状態の空気相の流動も同時に考慮される。地表水の移動は地表面格子層に沿う浅水流として扱い、質量保存式と拡散波近似を適用した運動量保存式により記述される。場所による地表水の移動し易さの相違は土地利用や被覆状態に応じた等価粗度係数として考慮され、個々の格子に与えられる。また、地表層の間隙率は通常 1.0 であり、毛細管圧力 0 であるが、地下浸透・湧出においては疑似毛管効果が計算され、浸透・湧出が整合的に表現される。

地下地盤層を構成する格子は、一般化ダルシー則に従った多相多成分流体流動を表現する。個々の格子には地層の水理物性（間隙率、絶対浸透率、毛細管圧力、相対浸透率）を与え、流体相圧力と飽和率、濃度が状態量（未知量）として解かれる。

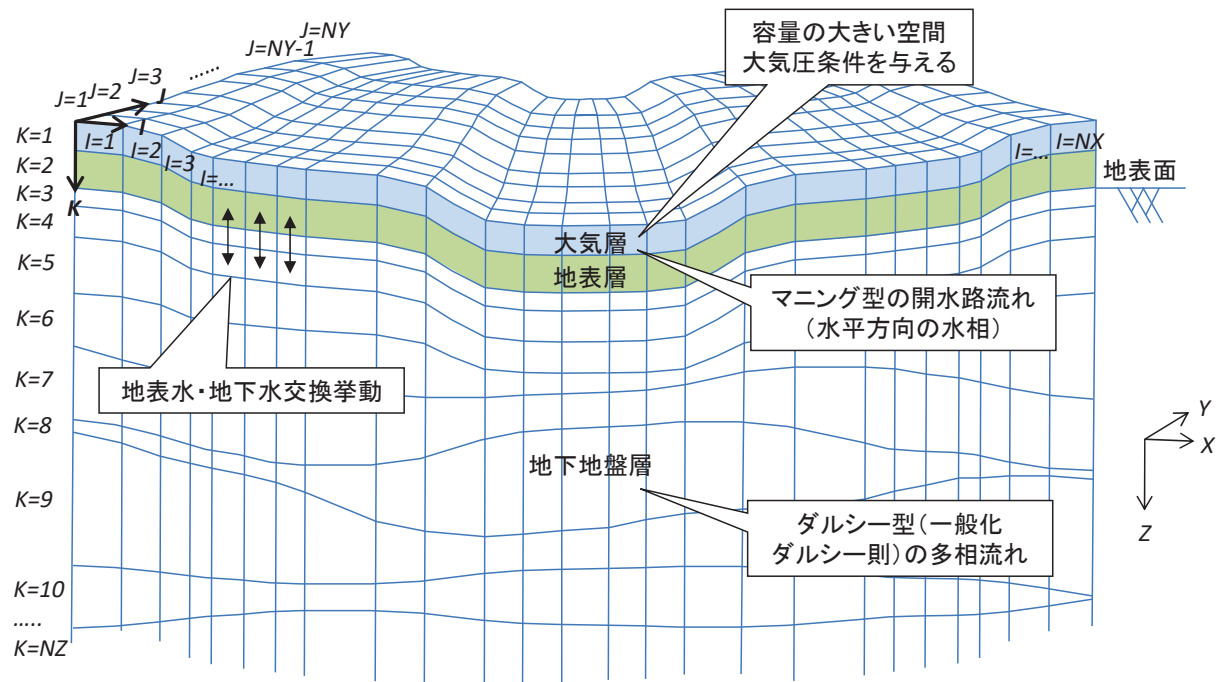


図 15-1 三次元格子モデルの概念

3. 検証 (Verification) 及び妥当性確認 (Validation)

3. 1 検証 (Verification)

本解析コードの検証として、変水位試験における変水位の経時変化、揚水試験における被圧帯水層内圧力の経時変化、及び潮位変動問題における水位応答について解析を実施し、理論解と比較する。

3. 1. 1 室内変水位試験

(1) テストケース

断面積 A [m²]、長さ L [m]の試料の変水位試験系を対象とし、ある初期水頭差を与えた際の変水位の経時変化を求め、理論解と比較する。流出側は標準大気圧条件で定圧境界とする。

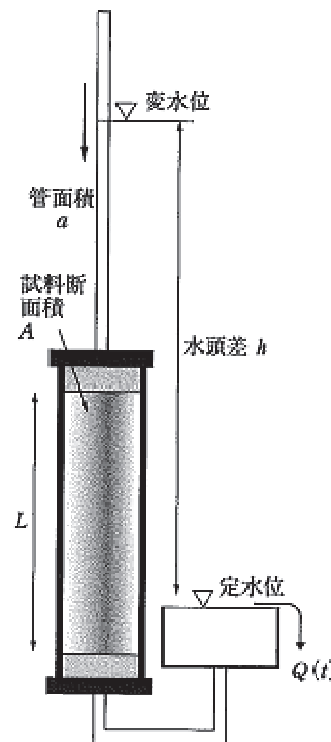


図 15-2 変水位試験系の概念図

変水位試験系の水頭差 h [m]の経時変化の理論解は次式によって与えられる。

$$\ln h = -\frac{kA}{aL}t + \ln h_0$$

ここで、 k は透水係数[m/s]、 A は試料断面積[m²]、 L はカラム長[m]、 a はカラム上部の管面積[m²]、 h_0 は初期水頭差[m]である。

(2) 解析モデル

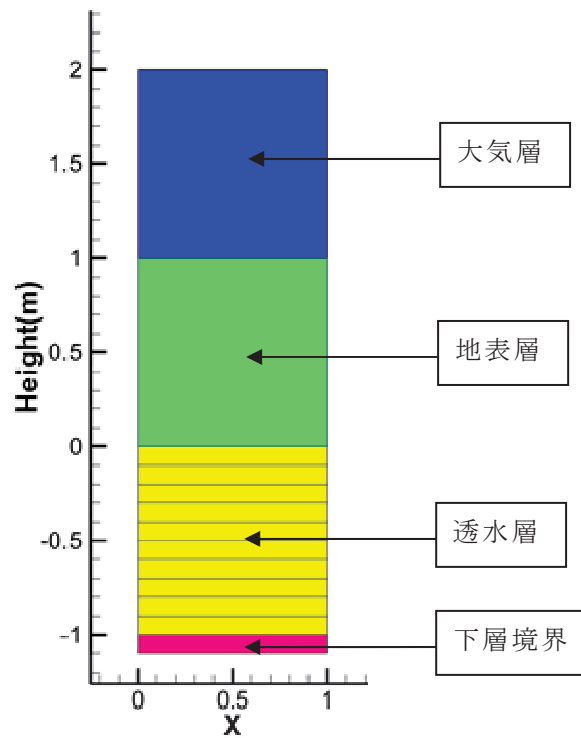


図 15-3 格子モデル図

表 15-1 格子モデルの諸元

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|---------|-------|---------------------|---------|
| 格子数 | NNBLK | [-] | 13 |
| X 方向分割数 | NX | [-] | 1 |
| Y 方向分割数 | NY | [-] | 1 |
| Z 方向分割数 | NZ | [-] | 13 |
| カラム長 | L | [m] | 1.05 |
| 試料断面積 | A | [m ²] | 1 |
| 管断面積 | a | [m ²] | 1 |
| 重力加速度 | g | [m/s ²] | 9.80665 |

(3) 解析条件

表 15-2 流体物性

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|--------|----------|----------------------|------------------------|
| 水相密度 | ρ_w | [kg/m ³] | 998.2 |
| 水相圧縮率 | C_f | [1/Pa] | 0 |
| 水相粘性係数 | μ | [Pa · s] | 1.002×10 ⁻³ |

表 15-3 地層物性

| | 記号 | 単位 | 大気層 | 地表層 | 透水層 | 下層境界 |
|-------|--------|----------------------|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------------|
| 密度 | ρ | [kg/m ³] | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 |
| 間隙率 | ϕ | [-] | 1.0×10 ³⁰ | 1.0 | 0.3 | 1.0×10 ³⁰ |
| 絶対浸透率 | K | [m ²] | 9.87×10 ³⁴ | 9.87×10 ³⁴ | 1.00×10 ⁻¹² | 1.00×10 ⁻¹² |
| 圧縮率 | C_r | [1/Pa] | 0 | 0 | 0 | 0 |

表 15-4 ケース設定

| | 記号 | 単位 | Case 1 | Case 2 | Case 3 |
|-------|-------|-----|--------|--------|--------|
| 初期水頭差 | h_0 | [m] | 2.05 | 11.05 | 1.15 |

(4) 結果

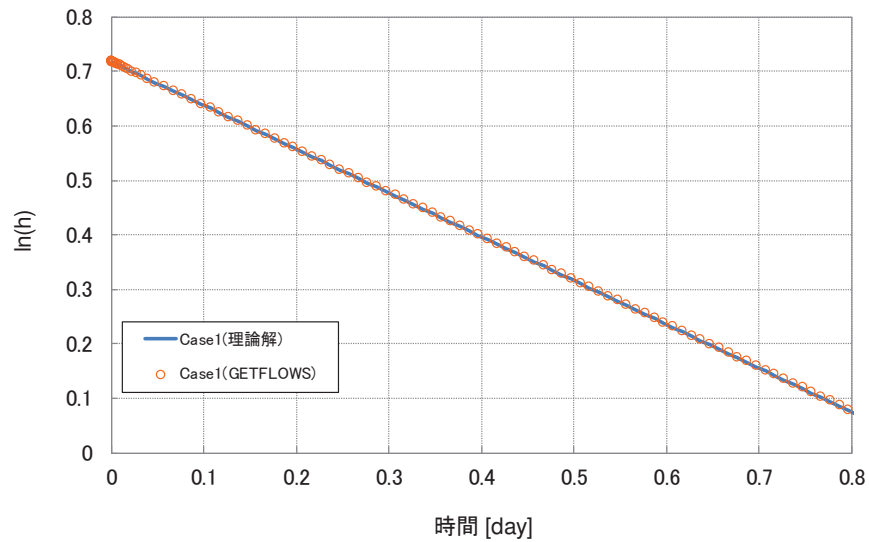


図 15-4 解析結果と理論解の比較 (Case 1)

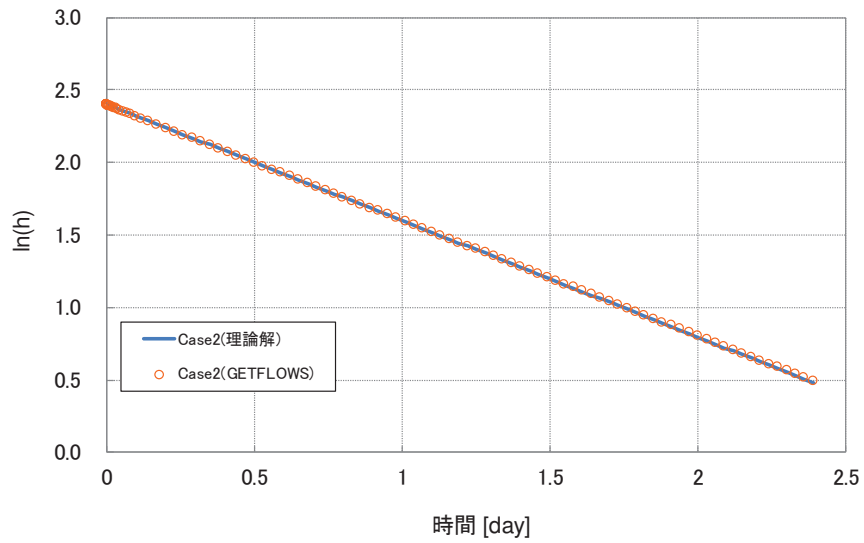


図 15-5 解析結果と理論解の比較 (Case 2)

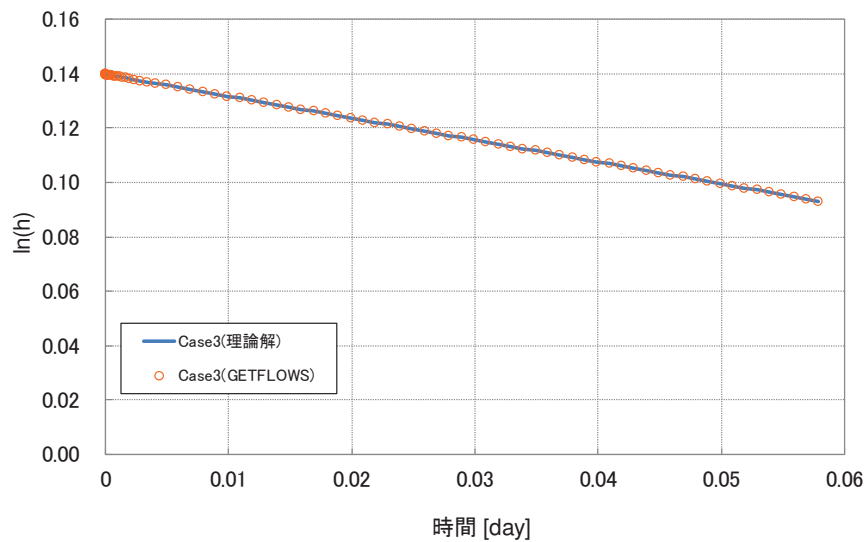


図 15-6 解析結果と理論解の比較 (Case 3)

(5) 誤差評価

誤差評価は RMSE (平均二乗平方根誤差) で行った。データ数を N , 理論解を T_i ($i=1, \dots, N$), GETFLOWS の数値解を A_i ($i=1, \dots, N$) とすると RMSE は次式で表わされる。

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_1^N (T_i - A_i)^2}$$

表 15-5 各ケースにおける誤差

| | 初期水頭差 [m] | 比較点数 | 比較期間 [day] | 水位の RMSE [m] |
|--------|-----------|------|------------|------------------------|
| Case 1 | 2.05 | 100 | 0.8 | 8.690×10^{-4} |
| Case 2 | 11.05 | | 2.25 | 2.438×10^{-2} |
| Case 3 | 1.15 | | 0.058 | 1.691×10^{-5} |

3. 1. 2 揚水試験

(1) テストケース

飽和した厚さ H [m] の一様な被圧帯水層を想定し、一定流量 Q [m³/s] で揚水した際の定常及び非定常状態の圧力 P [Pa] を求め、数値解と比較する。定常状態での圧力場の理論解は水の圧縮性を考慮していないため、計算でも条件を合わせた。一方、非定常水位の理論解では流体圧縮性が考慮されているので、計算もそれに準じた。

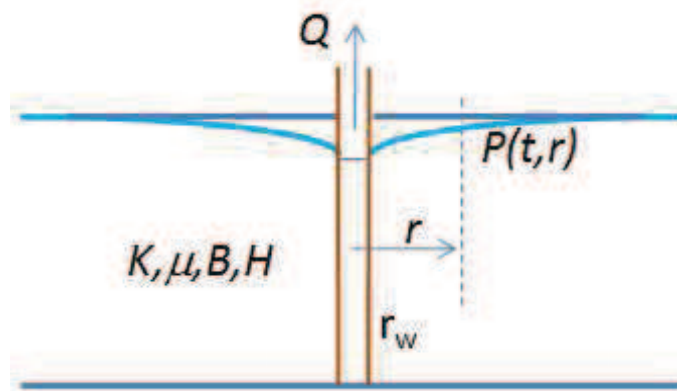


図 15-7 水平被圧帯水層からの揚水の概念図

一定流量で揚水しているときの、定常状態での揚水井からの距離と圧力との関係は次式で与えられる。

$$P = P_0 - \frac{Q\mu}{2\pi KH} \cdot \ln\left(\frac{r_e}{r}\right)$$

ここで、 P_0 は影響半径 r_e [m] における圧力 [Pa]、 Q は揚水量 [m³/s]、 μ は粘性係数 [Pa・s]、 K は絶対浸透率 [m²]、 H は地層厚さ [m]、 r は坑井中心からの距離 [m] である。

一方、非定常状態における、任意の時間における任意の地点での圧力の理論解は次式で表される。

$$P_i - P(t, r) = \frac{QB\mu}{2\pi KH} \left(\frac{1}{2} \ln t + \frac{1}{2} \ln \frac{K}{\phi\mu C_i r_w^2} + 0.40454 \right)$$

ここで、 P_i は初期圧力 [Pa]、 B は容積係数 [-]、 t は時間 [s]、 ϕ は間隙率 [-]、 C_i は合算圧縮率 [1/Pa]、 r_w は坑井半径 [m] である。

(2) 解析モデル

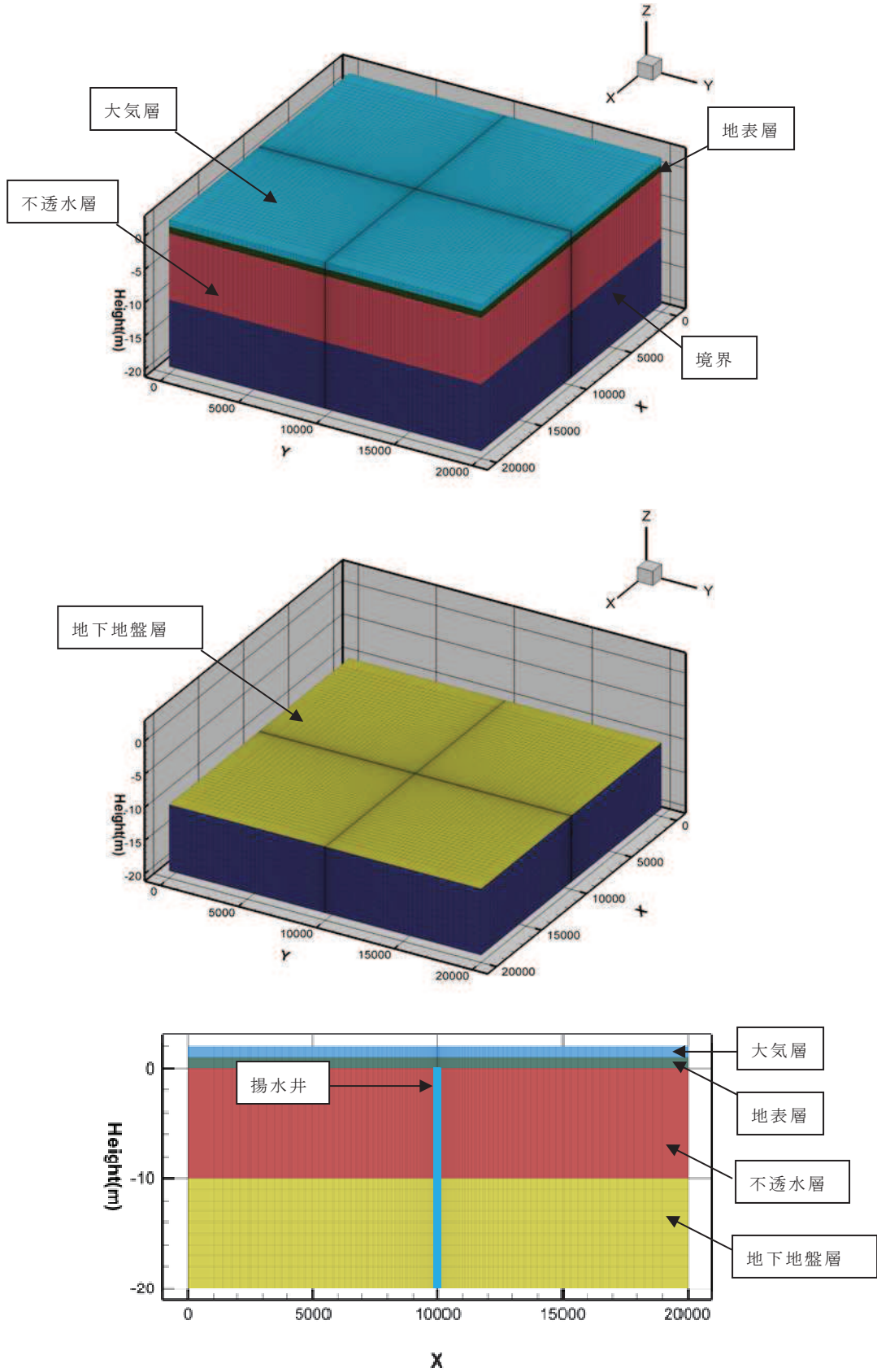


図 15-8 格子モデル図
(参考) 20-10

表 15-6 格子モデルの諸元

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|---------|-------|---------------------|------------------------|
| 格子数 | NNBLK | [-] | 132613 |
| X 方向分割数 | NX | [-] | 101 |
| Y 方向分割数 | NY | [-] | 101 |
| Z 方向分割数 | NZ | [-] | 13 |
| 重力加速度 | g | [m/s ²] | 9.80665 |
| 層の厚さ | H | [m] | 10 |
| 揚水量 | Q | [m ³ /s] | 1.736×10 ⁻⁴ |
| 坑井半径 | r_w | [m] | 0.01 |
| 影響半径 | r_c | [m] | 10000 |
| 初期圧力 | P_i | [MPa] | 0.106372 |
| 影響半径圧力 | P_0 | [MPa] | 0.106372 |

(3) 解析条件

表 15-7 流体物性

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|--------|----------|----------------------|------------------------|
| 水相密度 | ρ_w | [kg/m ³] | 998.2 |
| 水相圧縮率 | C_f | [1/Pa] | 4.59×10 ⁻¹⁰ |
| 水相粘性係数 | μ | [Pa · s] | 1.002×10 ⁻³ |

表 15-8 地層物性

| | 記号 | 単位 | 大気層 | 地表層 | 地下地盤層 | 不透水層 | 境界 |
|-----|--------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 密度 | ρ | [kg/m ³] | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 |
| 間隙率 | ϕ | [-] | 1.0×10 ³⁰ | 1.0 | 0.5 | 1.0 | 1.0×10 ³⁰ |
| 浸透率 | K | [m ²] | 9.87×10 ⁻⁶ | 9.87×10 ⁻⁶ | 1.0×10 ⁻¹² | 0 | 1.0×10 ⁻¹² |
| 圧縮率 | Cr | [1/Pa] | 1.02×10 ⁻¹⁰ | 1.02×10 ⁻¹⁰ | 1.02×10 ⁻¹⁰ | 1.02×10 ⁻¹⁰ | 1.02×10 ⁻¹⁰ |

(4) 結果

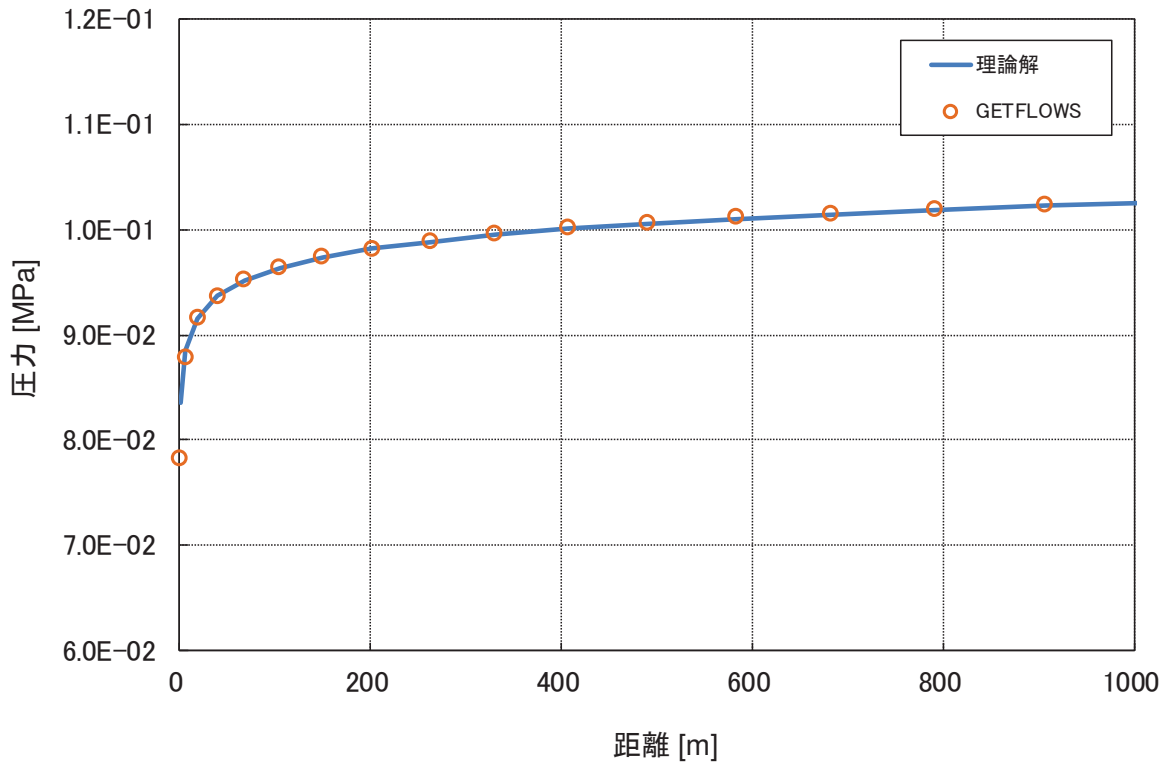


図 15-9 非定常解析における解析結果と理論解の比較
(20.5 日後の揚水井からの距離と圧力)

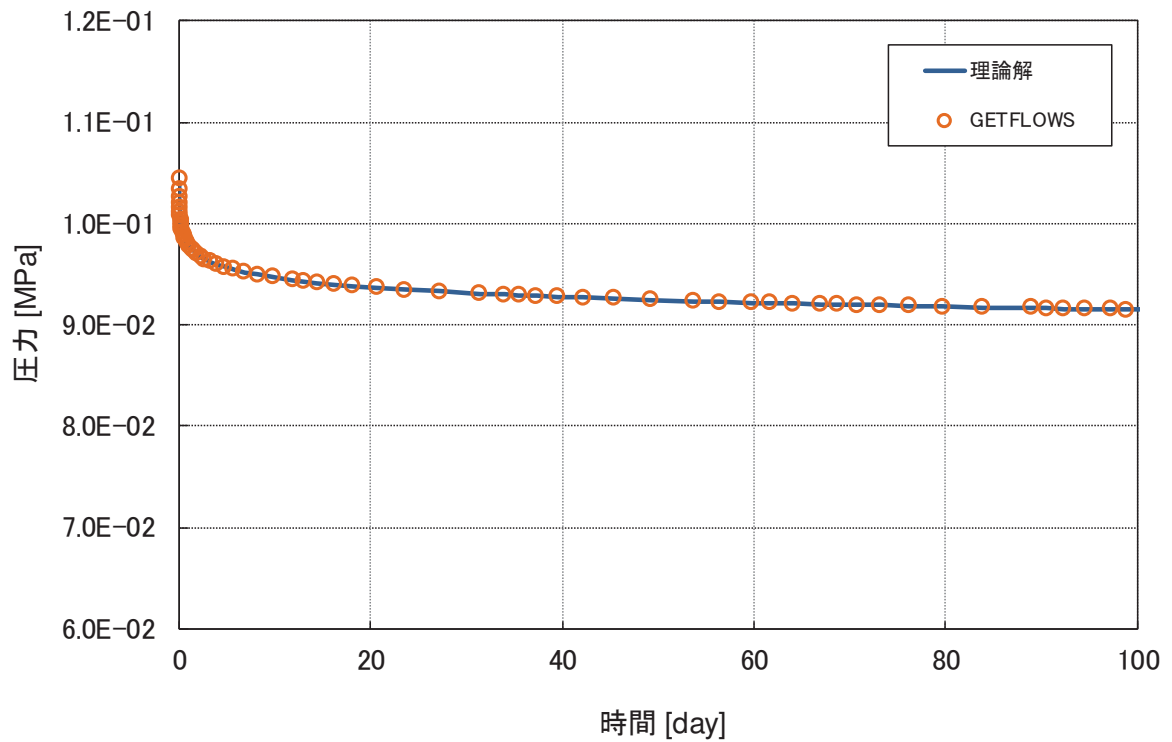


図 15-10 非定常解析における解析結果と理論解の比較
(39.6 m 地点での圧力経時変化)
(参考) 20-12

(5) 誤差評価

誤差評価は RMSE (平均二乗平方根誤差) で行った。データ数を N , 理論解を T_i ($i=1, \dots, N$), GETFLOWS の数値解を A_i ($i=1, \dots, N$) とすると RMSE は次式で表わされる。

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i (T_i - A_i)^2}$$

表 15-9 20.5 日後の揚水井からの距離と圧力での誤差

| 時間 [day] | 距離 [m] | 比較点数 | RMSE [MPa] |
|----------|--------|------|------------------------|
| 20.5 | 0~1000 | 16 | 3.121×10^{-4} |

表 15-10 39.6 m 地点での圧力経時変化での誤差

| 時間 [day] | 距離 [m] | 比較点数 | RMSE [MPa] |
|----------|--------|------|------------------------|
| 0~100 | 39.6 | 64 | 9.697×10^{-5} |

3. 1. 3 地下水面の応答問題

(1) テストケース

周期的に変動する水面（潮汐運動を行う海域など）に隣接する被圧帯水層の水位応答を求め、理論解と比較する。水面変動に対する被圧帯水層内の地下水面応答の理論解は以下の式で表される。

$$\zeta_i(t, x) = a \cdot \exp(-mx) \cos(\sigma t - mx) + h$$

$$\sigma = 2\pi/T$$

$$m = \sqrt{\sigma S / (2kb)}$$

$$S = \rho_w g \phi b (C_f + C_r)$$

ここで、 a は潮位振幅[m]、 x は海岸部からの距離[m]、 t は時間[s]、 T は周期[s]、 S は貯留係数[-]、 k は透水係数[m/s]、 b は被圧帯水層厚[m]、 ϕ は有効間隙率[-]、 h は平均海水位[m]、 ρ_w は液相密度[kg/m³]、 g は重力加速度[m/s²]、 C_f は液相圧縮率[1/Pa]、 C_r は地層圧縮率 [1/Pa]である。

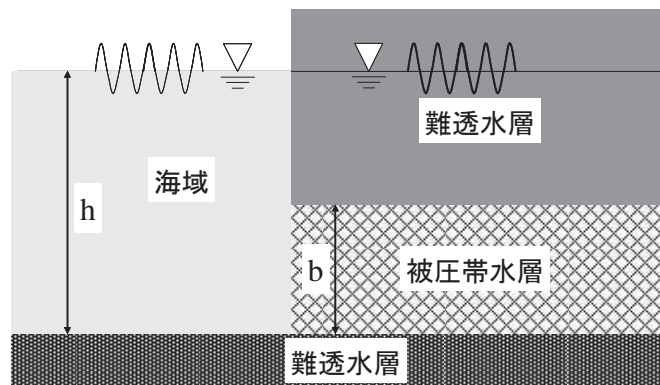


図 15-11 潮位変動に伴う地下水面応答の概念

(2) 解析モデル

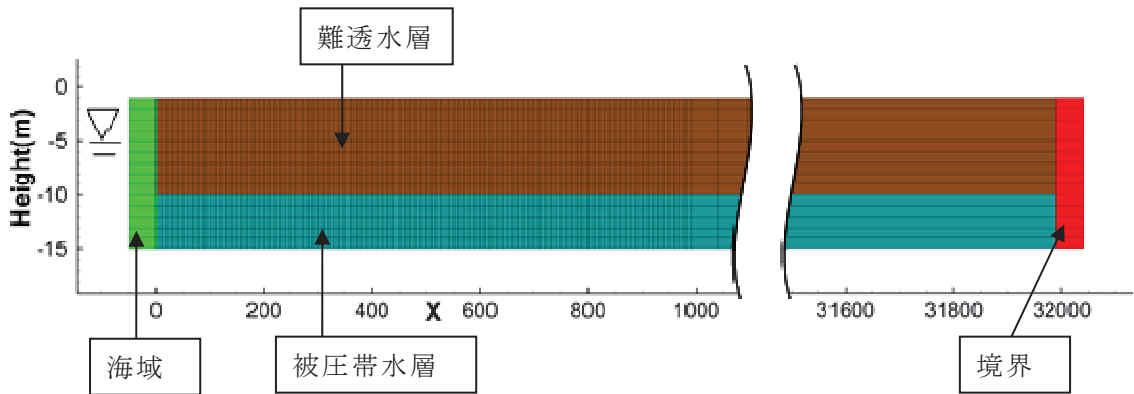


図 15-12 格子モデル図

表 15-11 格子モデルの諸元

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|---------|-------|-----|------|
| 格子数 | NNBLK | [-] | 3417 |
| X 方向分割数 | NX | [-] | 201 |
| Y 方向分割数 | NY | [-] | 1 |
| Z 方向分割数 | NZ | [-] | 17 |

(3) 解析条件

表 15-12 流体物性

| | 記号 | 単位 | 設定値 |
|--------|----------|----------------------|------------------------|
| 水相密度 | ρ_w | [kg/m ³] | 1000 |
| 水相圧縮率 | C_f | [1/Pa] | 4.59×10^{-10} |
| 水相粘性係数 | μ | [Pa·s] | 1.002×10^{-3} |

表 15-13 地層物性

| | 記号 | 単位 | 難透水層 | 被圧帯水層 | 境界 | 海域 |
|-----|--------|----------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 密度 | ρ | [kg/m ³] | 2500 | 2500 | 2500 | 2500 |
| 間隙率 | ϕ | [-] | 0.2 | 0.2 | 1.0×10^{30} | 1.0×10^{30} |
| 浸透率 | K | [m ²] | 0 | 1.0×10^{-12} | 9.87×10^{34} | 9.87×10^{34} |
| 圧縮率 | C_r | [1/Pa] | 1.02×10^{-10} | 1.02×10^{-10} | 1.02×10^{-10} | 1.02×10^{-10} |

表 15-14 潮位變動条件

| | 記号 | 单位 | 設定値 |
|--------|-------|-----|-------|
| 初期水位 | h_0 | [m] | -5 |
| 潮位振幅 | a | [m] | 1 |
| 周期 | T | [s] | 86400 |
| 被压帯水層厚 | b | [m] | 5 |
| 平均海水位 | h | [m] | -5 |

(4) 結果

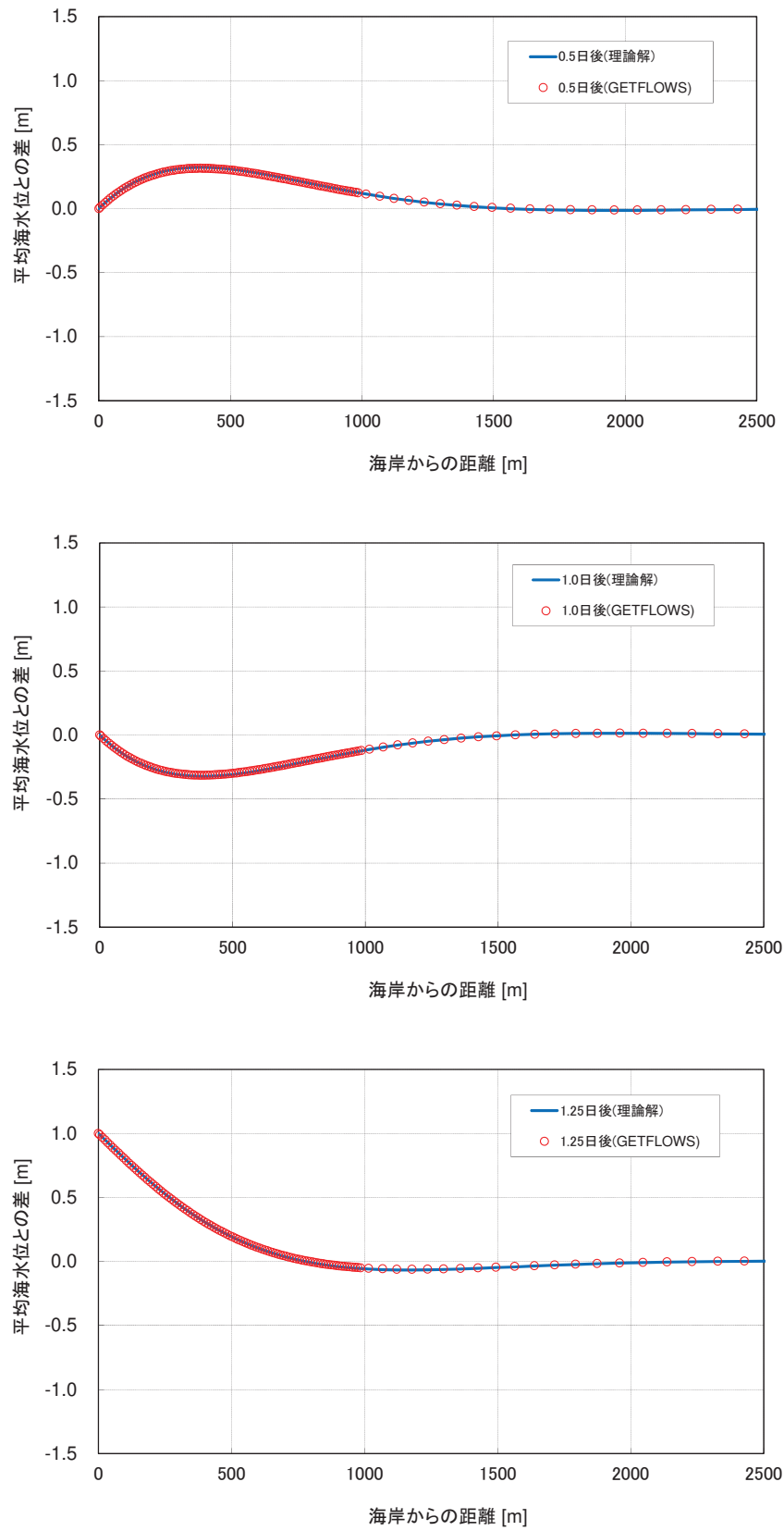


図 15-13 海岸からの距離と水位の関係による解析結果と理論解との比較

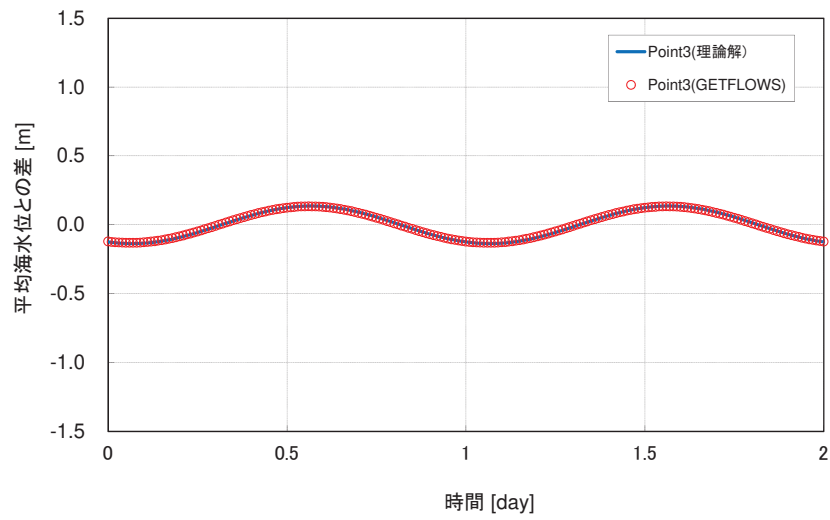
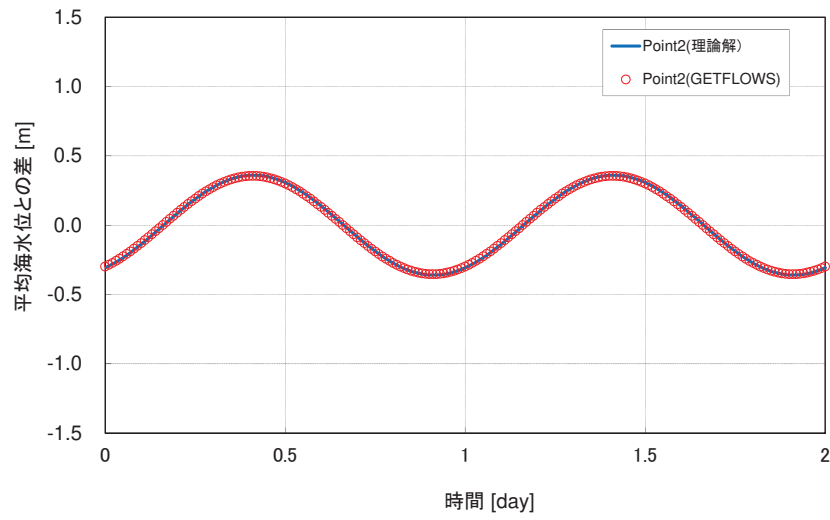
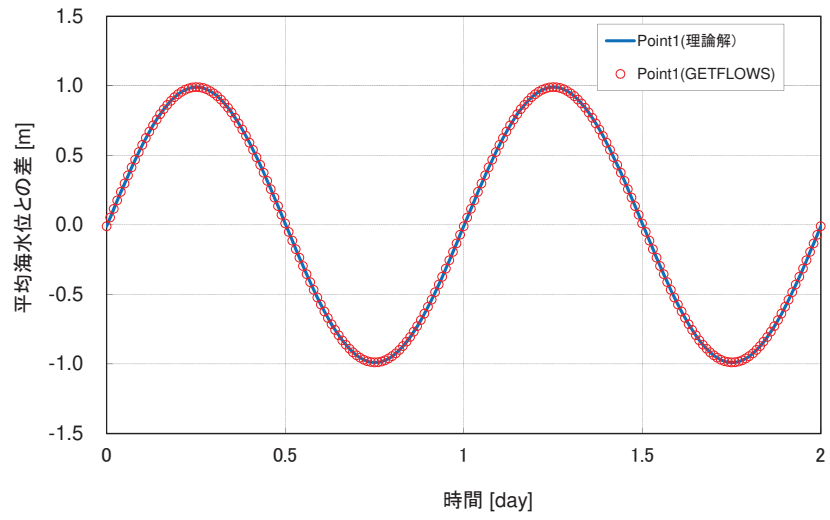


図 15-14 任意地点の水位応答による解析結果と理論解との比較

(5) 誤差評価

誤差評価は RMSE (平均二乗平方根誤差) で行った。データ数を N , 理論解を T_i ($i=1, \dots, N$), GETFLOWS の数値解を A_i ($i=1, \dots, N$) とすると RMSE は次式で表わされる。

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i (T_i - A_i)^2}$$

表 15-15 海岸からの距離と水位の関係による誤差

| 経過日数 [day] | 比較区間 [m] | 比較点数 | RMSE [m] |
|------------|----------|------|------------------------|
| 0.5 | 0~2500 | 120 | 4.582×10^{-4} |
| 1 | 0~2500 | | 5.162×10^{-4} |
| 1.25 | 0~2500 | | 3.516×10^{-4} |
| 1.75 | 0~2500 | | 2.547×10^{-4} |

表 15-16 任意地点の水位応答による誤差

| 地点 | 比較区間 [day] | 比較点数 | RMSE [m] |
|---------|------------|------|------------------------|
| Point 1 | 0~2 | 201 | 1.193×10^{-4} |
| Point 2 | 0~2 | | 5.709×10^{-3} |
| Point 3 | 0~2 | | 4.378×10^{-3} |

3. 2 妥当性確認 (Validation)

本解析コードは、土木、環境、資源、エネルギー、農林水産、災害・防災などの様々な分野における使用実績を有しており、妥当性は十分に確認されている。

3. 3 評価結果

3. 1 及び 3. 2 より、本解析コードを用いることは妥当である。

4. 参考文献

登坂博行著, 2007, 地圏水循環の数理 (東京大学出版会, p.142 pp.218-226)

土木学会, 1999, 水理公式集 (pp.350-351.)

(参考資料 2 1) 液状化強度試験の解析上の再現について

1. 概要

有効応力解析の信頼性を確認するため、解析コード FLIP 上で液状化強度試験の結果を適切に表現できていることを確認する。ここでは、敷地全体に広く分布する盛土の液状化強度試験結果について繰返し軟化を再現できていることを確認する。

2. 解析コード FLIP による要素シミュレーション

対象試験として B-1-2 の供試体 No. 1 (図 2-1) について、要素シミュレーションを行う。

液状化強度試験と要素シミュレーションを比較した結果を表 2-1 に示す。

液状化強度試験の B-1-2 は繰返し軟化を示している。

要素シミュレーションでは、液状化強度試験と同様、繰返し荷重によりひずみは徐々に大きくなるが急に増大しないため脆性的な破壊は生じない。また、液状化強度試験では平均有効主応力がゼロになることはないが、液状化強度を試験の下限值に設定している要素シミュレーションでは有効応力がゼロまで低下するもののダイレイタンス特性により有効応力が回復する。

以上のとおり、解析コード FLIP において繰返し軟化を再現できることを確認した。

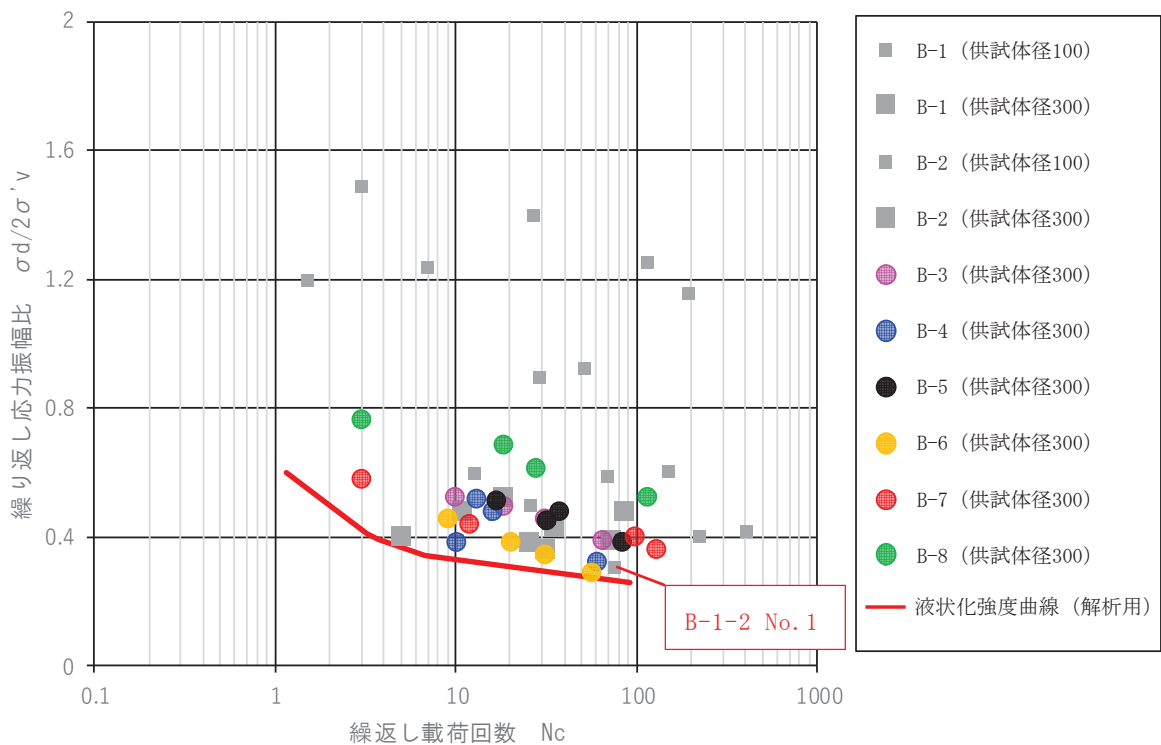


図 2-1 盛土の液状化強度試験結果

表 2-1(1) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較

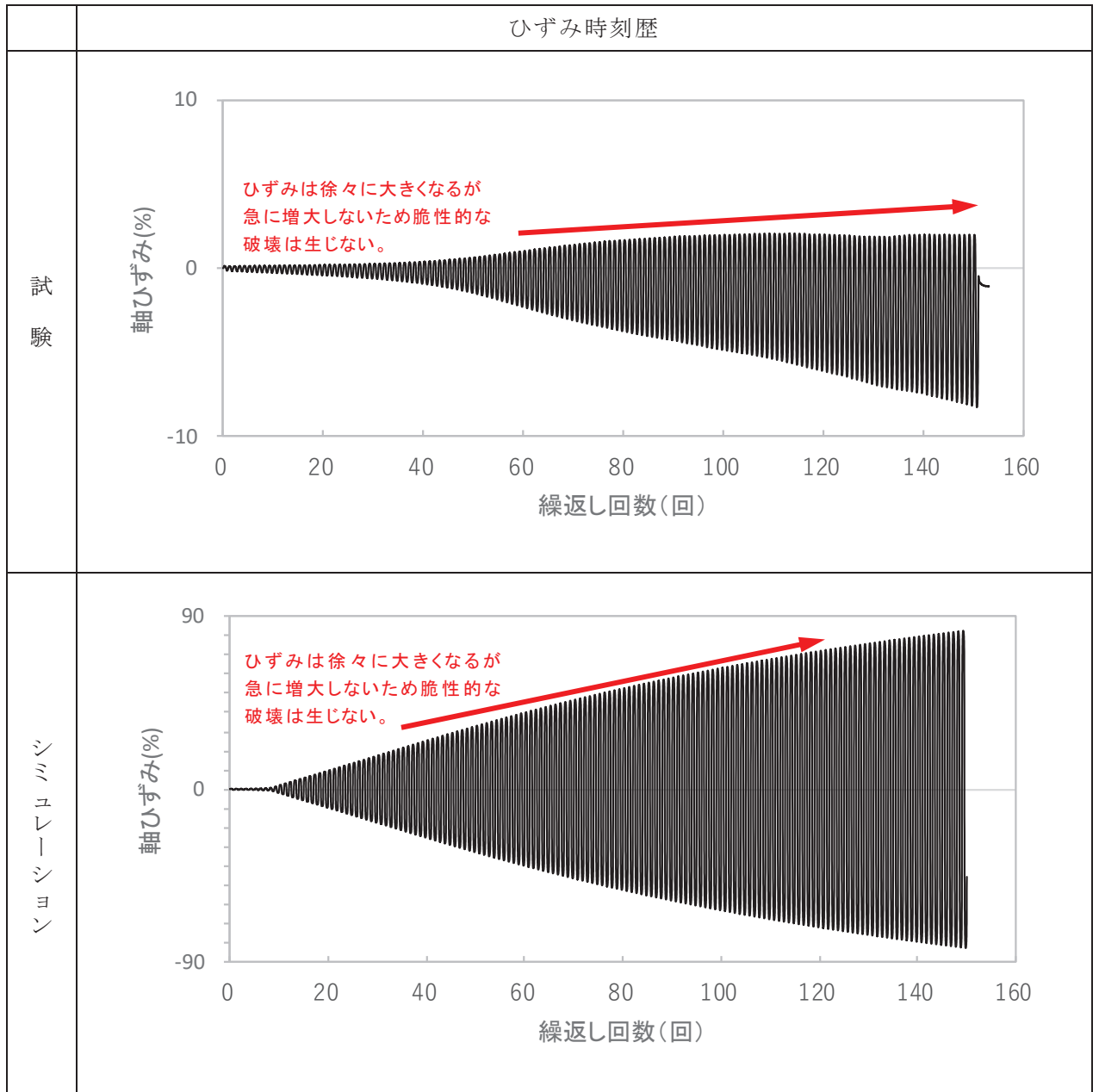


表 2-1(2) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較

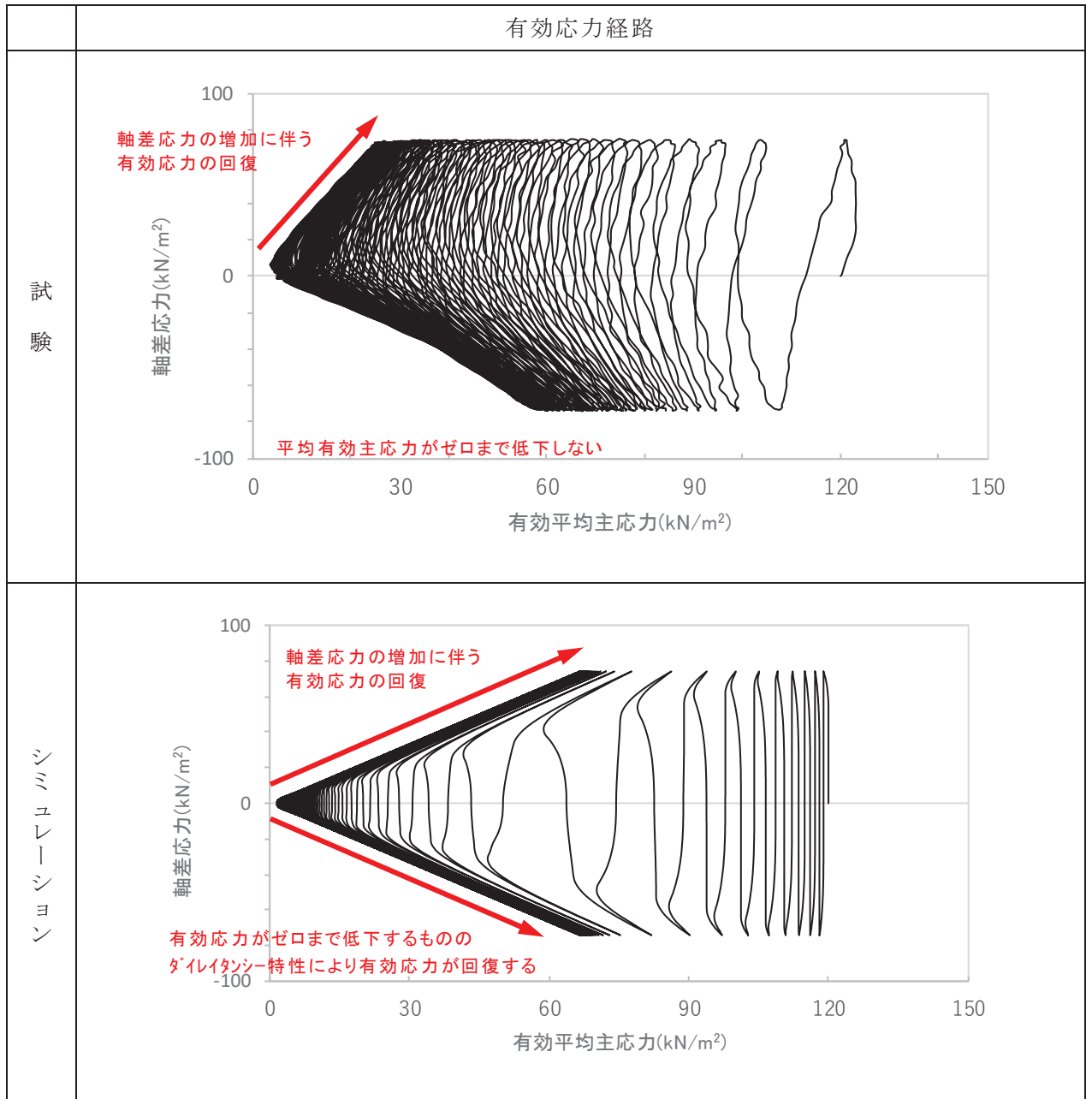
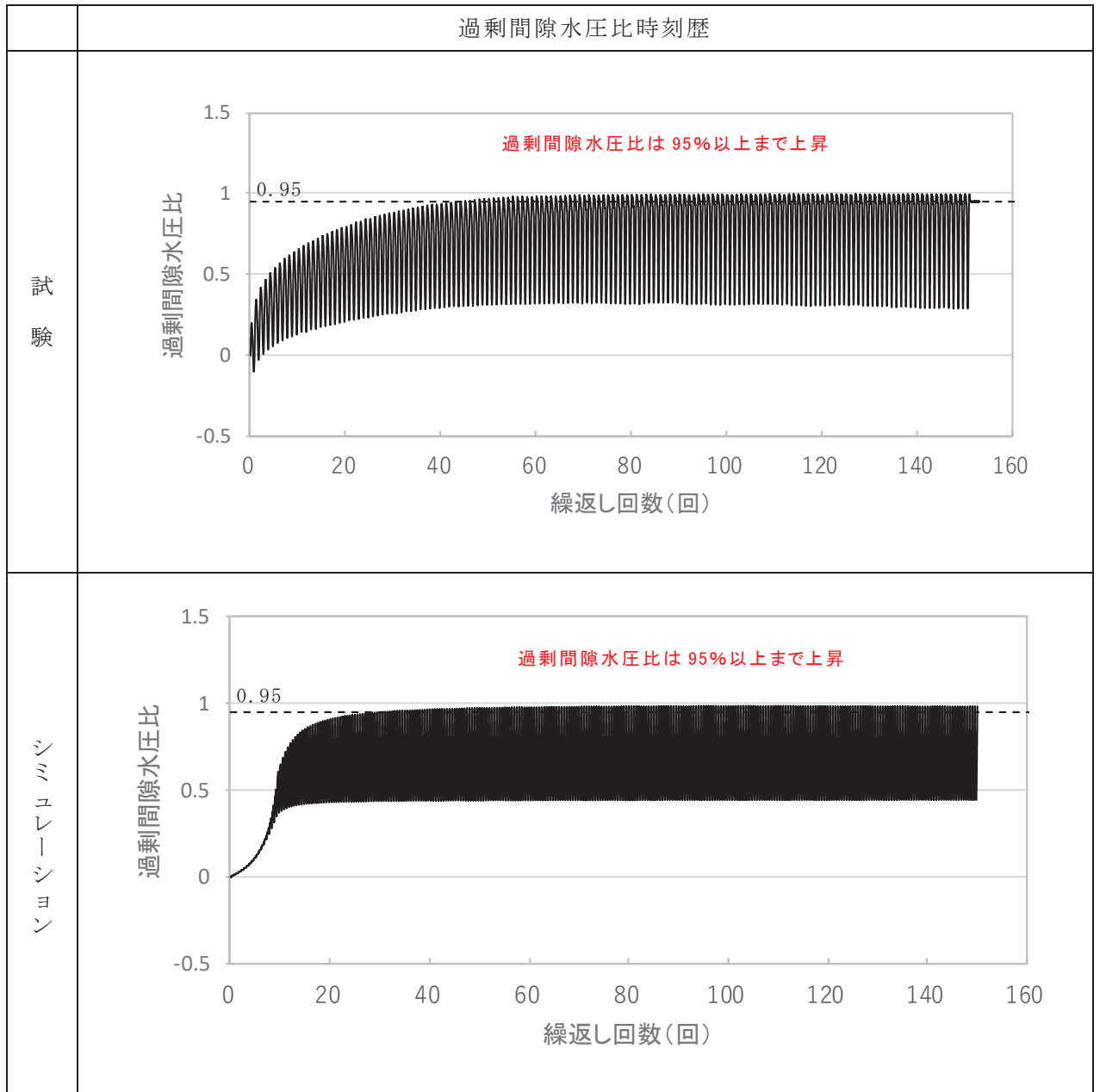


表 2-1(3) 液状化強度試験と要素シミュレーションの比較



3. 有効応力解析による地震応答解析結果

二次元有効応力解析において液状化強度試験の挙動を表現できていることを確認するため、有効応力解析における地震応答解析結果を確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、継続時間が長く液状化に影響が大きい $S_s - D1$ とした。

断面①のモデルの拡大図と地震応答の抽出点を図 3-1 に示す。なお、抽出点は海側の地下水位以深の盛土の中央位置付近とした。

抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路を図 3-2 に示す。

盛土の基準地震動 S_s に対する地震応答解析結果を確認した結果、ひずみは徐々に大きくなるが急に増大しないこと、また、平均有効主応力が 0 にならず、軸差応力の増加に伴い有効応力が回復しており、液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

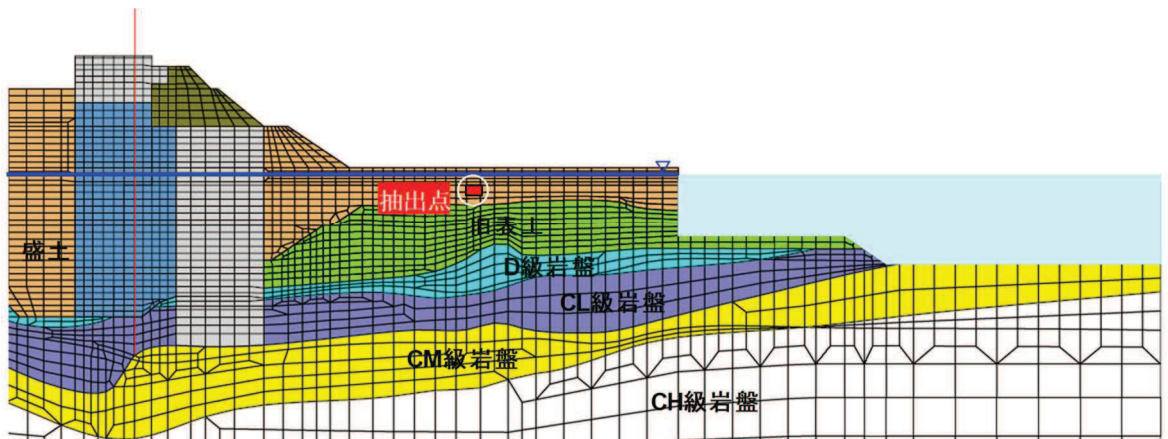


図 3-1 断面①の解析モデル（拡大図）と地震応答の抽出点

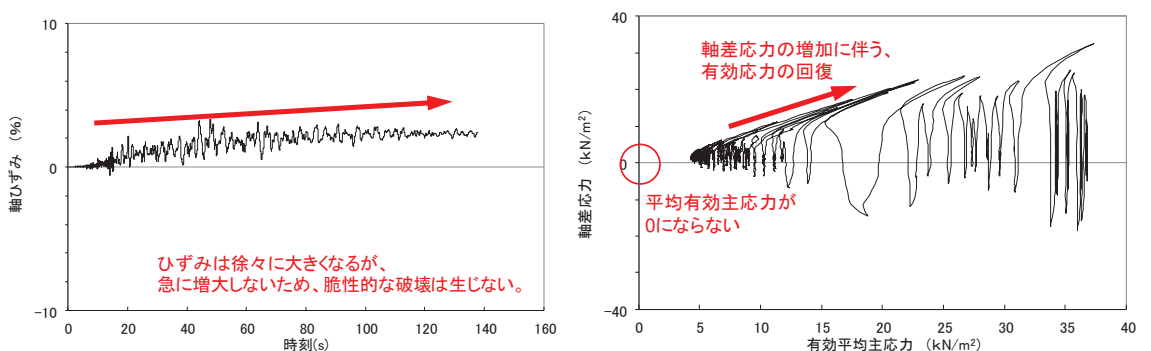


図 3-2 抽出点におけるひずみの時系列変化及び有効応力経路

4. まとめ

2.及び 3.により，盛土における液状化強度特性の設定は，要素シミュレーションにより繰返し軟化を再現できており，また，二次元有効応力解析においても液状化強度試験の挙動を適切に表現できていることを確認した。

(参考資料 2 2) 建物の地震応答解析に用いる地盤諸定数について

1. 概要

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデル及び物性値の諸定数の設定について説明する。

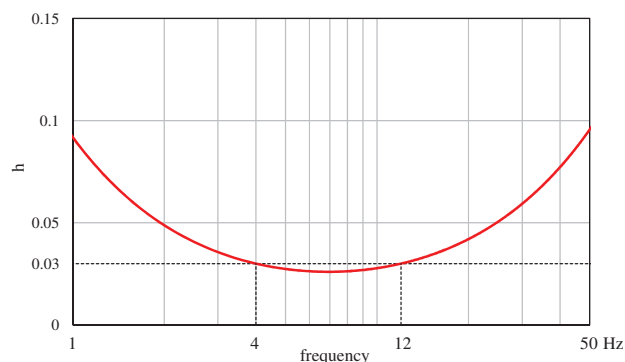
原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは、原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値を表 1 に示す。表 1 に示す地盤モデルのうち表層地盤 (0. P. +14. 8m~0. P. ±0m) には、地盤調査結果に基づき、初期せん断剛性 G_0 、 $G/G_0-\gamma$ 曲線及び $h-\gamma$ 曲線の非線形特性を設定した。

表 1 原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルの地盤物性値

| | 地層レベル O. P. (m) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | せん断波速度 V_s (m/s) | 減衰定数* ² h (%) |
|------|--------------------|---|-----------------------|-----------------------------|
| 表層地盤 | +14. 80 | 18. 6 | * 1 | 3* ³ |
| | ±0. 00 | 23. 3 | 900* ⁴ | 3 |
| 底面地盤 | -14. 10 | 23. 8 | 1300 | 3 |
| | -25. 00 | 24. 6 | 2150 | 3 |
| | -80. 00 | 25. 0 | 2440 | 3 |
| | -200. 0 | 25. 0 | 2440 | 3 |

注記*1：0. P. +14. 8m~0. P. ±0m は、上載圧依存を考慮してせん断波速度と相関のある初期せん断剛性 G_0 を設定する。また、ひずみ依存による非線形特性を考慮する。地盤の応答解析においては 10 層に分割する。

注記*2：レーリー減衰 (4Hz, 12Hz)



注記*3：ひずみ依存による非線形特性を考慮する。

注記*4：PS 検層結果と観測記録の分析より設定

2. 原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層および密度検層結果

原子炉建屋の地震応答解析に用いる地盤モデルは，原子炉建屋の直下における地盤調査結果及び既往の地震観測記録の分析に基づいて設定する。ここでは，地盤調査結果として原子炉建屋の炉心ボーリングの PS 検層及び密度検層を実施した位置を図 1 に，PS 検層結果を図 2 に示す。また，速度層が変化する深さで各検層結果を平均した結果を表 1 に示す。

PS 検層結果では，O.P. -14.1m～O.P. ±0m 付近までの表層地盤のせん断波速度 V_s はおよそ 500～1000m/s に分布しており，平均は 740m/s であった。

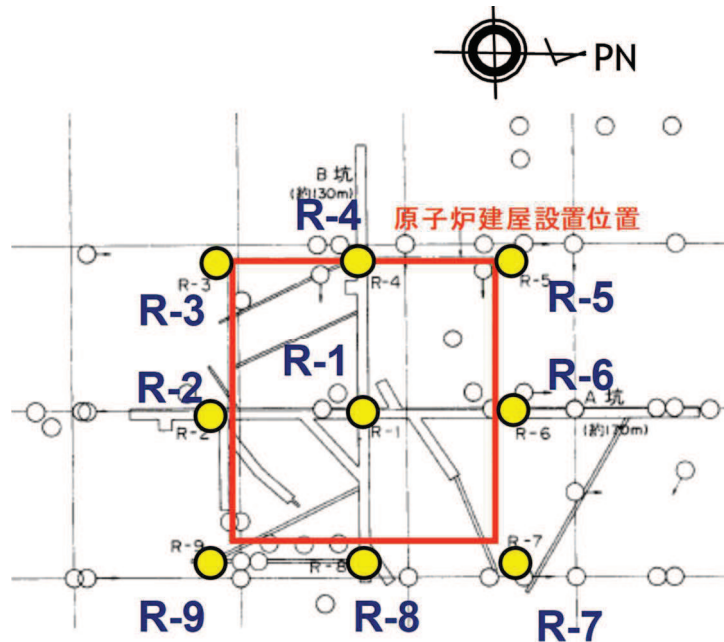


図 1 地盤調査位置

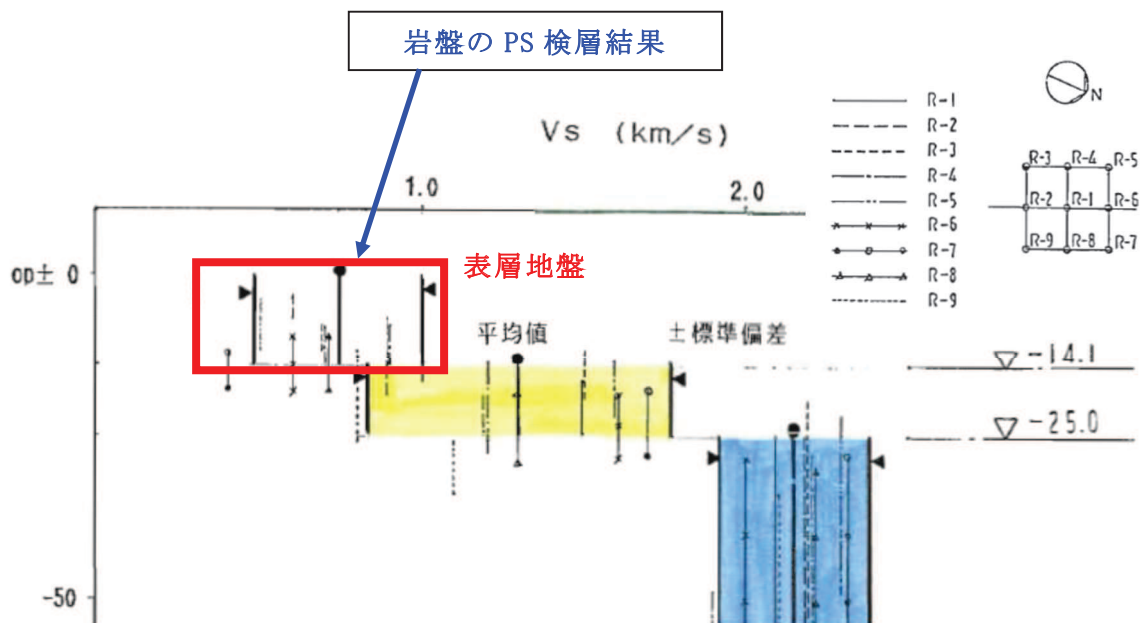


図2 原子炉建屋位置のPS検層結果

表1 PS検層および密度検層結果

| | 地層レベル O.P. (m) | 単位体積重量 γ (kN/m ³) | せん断波速度 Vs (m/s) |
|------|-------------------|---|--------------------|
| 表層地盤 | +14.80 | 23.3 | 740 |
| 底面地盤 | -14.10 | 23.8 | 1300 |
| | -25.00 | 24.6 | 2150 |
| | -80.00 | 25.0 | 2440 |
| | -200.0 | 25.0 | 2440 |

(参考資料 2 3) MMR のせん断強度について

1. 概要

MMR のせん断強度については、文献（コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定））及び室内試験に基づいて、圧縮強度の 1/5 として設定したものである。

ここでは、設定したせん断強度の妥当性について説明する。

2. 文献による記載と適用性

コンクリート標準示方書（ダムコンクリート編，2013 年制定）には以下の記載がある。

『ダムコンクリートのせん断強度は，ダムコンクリートが等方体と考えられる場合には，設計計算上必要なパラメータとならないが，水平打継目におけるせん断摩擦安全率を検討する場合には，水平打継目のせん断強度が必要となる。水平打継目のせん断強度は打継目処理の方法によって大きく変化するが，丁寧な打継目処理を施した場合，水平打継目のせん断強度はダムコンクリート自身のせん断強度とほぼ等しい値を示す。この値はダムコンクリートの圧縮強度のおよそ 1/5 である。』

ここで，ダムコンクリート編において取り扱うコンクリートは，発生する応力が曲げ主体ではなく，地盤のようにせん断で抵抗する形状のコンクリートである。せん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定するコンクリートは，防潮堤の背面補強工及び置換コンクリート，取放水路流路縮小工並びに MMR であり，図 2-1 に示すように同様の形状のコンクリートであり，打継処理の管理をした上で施工することから，この記載を適用することは妥当であると考えられる。

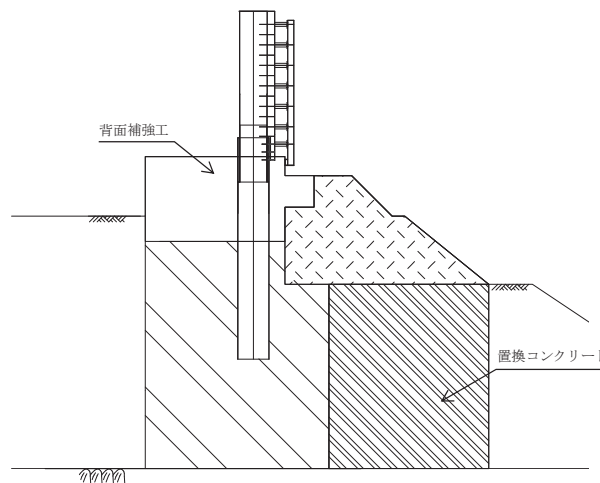


図 2-1 防潮堤（鋼管式鉛直壁）のうち一般部 断面図

3. 室内試験

女川原子力発電所の安全対策工事で使用するコンクリート材料を用いて、一軸圧縮強度試験及び一面せん断試験を実施し、圧縮強度とせん断強度の比を確認した。

3.1 コンクリートの配合

試験に使用したコンクリートは、表 3-1 に示す配合を用いた。この配合は、防潮堤の背面補強工において用いているものである。

表 3-1 試験に使用したコンクリートの配合

| 配合 | セメント種類 | W/C (%) | s/a (%) | 単位量 (kg/m ³) | | | | |
|------------|---------------------|------------|------------|--------------------------|------|-----|-----|------|
| | | | | 水 | セメント | 細骨材 | | 粗骨材 |
| | | | | W | C | S1 | S2 | G |
| 30-12-20FB | フライアッシュ セメント B 種 | 50.0 | 44.6 | 160 | 320 | 318 | 478 | 1030 |

3.2 供試体の作製

供試体は、100 mm×100 mm×100 mmの立方体とし、打ち込みの翌日に脱型した後、ただちに 20℃標準水槽で水中養生を行った。

試験は、材齢 28 日で実施した。

3.3 一面せん断試験の方法

試験は、図 3-1 に示すように供試体をせん断試験治具とテフロンシートを介して載荷盤にセットして実施した。載荷は 300t 圧縮試験機により行い、供試体破壊時の最大荷重を測定した。試験ケースについては、せん断面の傾きを 15° と 30° とした試験をそれぞれ 6 体ずつの供試体について実施した。

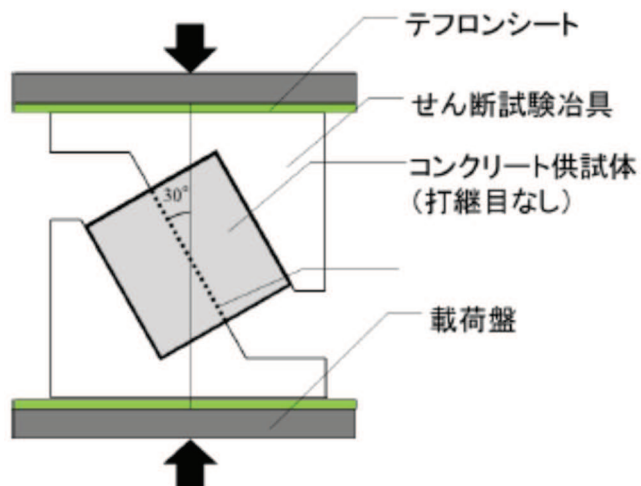


図 3-1 一面せん断試験の概要 (せん断面の傾きを 30° とした場合)

3.4 試験結果

破壊時のせん断面への垂直応力及びせん断応力は次式であらわされる。

$$\sigma = P / A \cdot \sin \theta \times 1000$$

$$\tau = P / A \cdot \cos \theta \times 1000$$

ここに、

P : 破壊時の荷重 (kN)

A : せん断面の面積 (mm²)

θ : せん断面の傾き (°)

この関係式を用いて整理した結果を表 3-2 に示す。

表 3-2 一面せん断試験結果

| せん断面 角度 (θ) | 供試体 番号 | 断面積 (A) (mm ²) | 破壊時の 荷重 (P) (kN) | 垂直応力 (σ) (N/mm ²) | 垂直応力 平均値 (N/mm ²) | せん断 応力 (τ) (N/mm ²) | せん断 応力 平均値 (N/mm ²) |
|----------------------------|-----------|----------------------------------|---------------------------|--|-------------------------------------|---|--|
| 15° | 1 | 10017 | 126 | 3.22 | 3.28 | 12.03 | 12.26 |
| | 2 | 10107 | 114 | 2.92 | | 10.89 | |
| | 3 | 10078 | 120 | 3.08 | | 11.50 | |
| | 4 | 10076 | 138 | 3.54 | | 13.23 | |
| | 5 | 10014 | 145 | 3.75 | | 13.99 | |
| | 6 | 10048 | 124 | 3.19 | | 11.92 | |
| 30° | 7 | 10071 | 221 | 10.97 | 10.99 | 19.00 | 19.04 |
| | 8 | 10059 | 225 | 11.18 | | 19.37 | |
| | 9 | 10073 | 232 | 11.52 | | 19.95 | |
| | 10 | 10073 | 209 | 10.37 | | 17.97 | |
| | 11 | 10047 | 219 | 10.90 | | 18.88 | |
| | 12 | 10045 | 221 | 11.00 | | 19.05 | |

3.5 圧縮強度とせん断強度の比

(1) 純せん断強度

本試験結果から、次式に示す Mohr-Coulomb の破壊基準により、垂直応力が 0 のときのせん断強度、すなわち純せん断強度を算出する。

$$\tau = f \cdot \sigma + \tau_0$$

ここに、

f : 摩擦係数

τ_0 : 純せん断強度

この関係式を用いて整理した結果を表 3-3 及び図 3-2 に示す。

表 3-3 せん断応力と垂直応力の関係及び純せん断強度

| | 摩擦係数 (f) | 純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²) |
|------------------|----------|---|
| 平均値による関係 | 0.88 | 9.37 |
| 最低値による関係 (参考) | 0.95 | 8.12 |

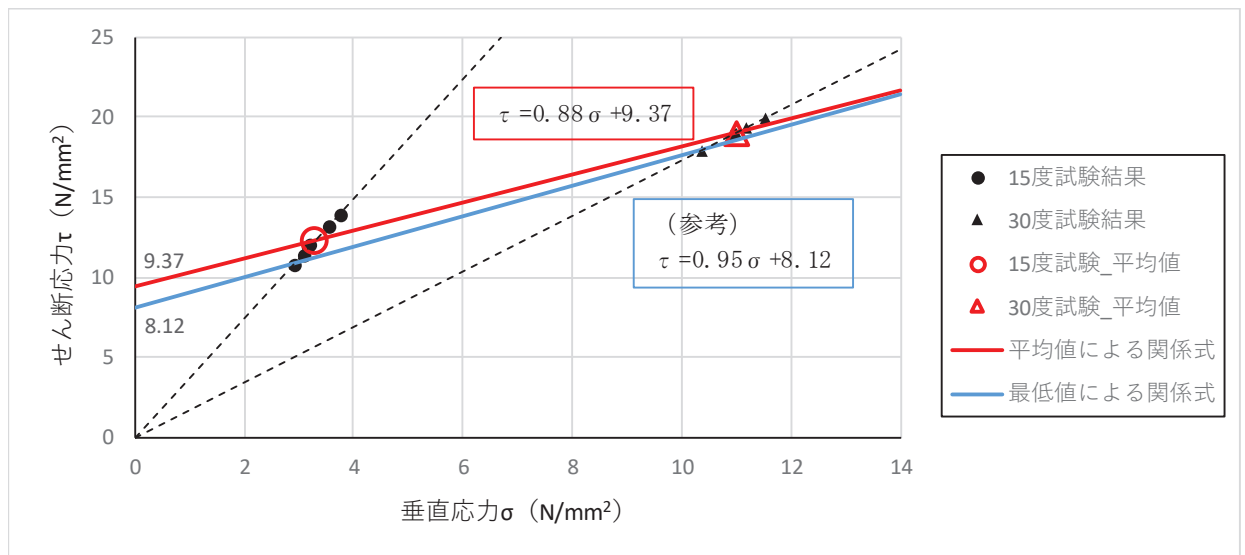


図 3-2 せん断応力と垂直応力の関係

(2) 圧縮強度とせん断強度の比

一面せん断試験に使用したコンクリートと同配合，同材齢（28 日）の試料を用いて，3 供試体で一軸圧縮強度試験を実施した。

一軸圧縮強度試験の結果及び圧縮強度と(1)で求めた純せん断強度の比を表 3-4 に示す。

純せん断強度の圧縮強度との比は 0.265 であり，圧縮強度の 1/5 以上であることを試験により確認できた。

なお，試験値の最低値から求めた場合でも比は 0.230 であり，圧縮強度の 1/5 以上である。

表 3-4 圧縮強度及び圧縮強度と純せん断強度の比

| 圧縮強度 (σ_{28}) (N/mm ²) | | 純せん断強度 (τ_0) (N/mm ²) | 圧縮強度との比 |
|--|------|--|---------|
| 試験値 | 平均値 | | |
| 35.5 | 35.3 | 9.37 | 0.265 |
| 34.8 | | | |
| 35.5 | | | |
| (参考) 最低値から求めた純せん断強度 | | (8.12) | (0.230) |

(3) 文献による圧縮強度とせん断強度の比

(2)までで，コンクリートの圧縮強度とせん断強度の比について設計基準強度 30N/mm² のコンクリートを使用した試験を実施し，せん断強度は圧縮強度の 1/5 以上であることを確認している。

また，ダムおよび他の大型構造物に用いるマスコンクリート（その2）（コンクリートジャーナル，1971）では，表 3-5 に示すとおり，コンクリートのせん断強度と圧縮強度の関係性について，圧縮強度が 123.02kg/cm² (12.06N/mm²) ～ 597.55kg/cm² (58.60N/mm²) の範囲において，試験により求めており，その結果，せん断強度は，コンクリートの圧縮強度の値によらず，コンクリートの圧縮強度のおおむね 0.20～0.23 倍程度であることが示されている。

表 3-5 コンクリートの圧縮強度とせん断強度の関係性

| ダム名 | 材令 (日) | W/C | 圧縮強度 (C) | せん断強度 (S) | tan φ | S/C |
|--------------|-----------|-------|--------------------|--------------------|-------|-------|
| | | | kg/cm ² | kg/cm ² | | |
| Grand Coulee | 28 | 0.52 | 369.08 | 82.25 | 0.90 | 0.223 |
| | 28 | 0.58 | 318.46 | 71.71 | 0.89 | 0.225 |
| | 28 | 0.64 | 267.84 | 58.35 | 0.92 | 0.218 |
| | 90 | 0.58 | 333.93 | 71.00 | 0.97 | 0.212 |
| | 112 | 0.58 | 345.88 | 68.89 | 1.05 | 0.199 |
| Hungry Horse | 365 | 0.58 | 597.55 | 132.16 | 0.91 | 0.221 |
| | 104 | 0.55† | 158.18 | 35.15 | 0.90 | 0.222 |
| | 140 | 0.55† | 213.71 | 47.80 | 0.89 | 0.224 |
| Monticello | 622 | 0.60† | 123.02 | 28.12 | 0.86 | 0.229 |
| | 28 | 0.62† | 196.84 | 42.88 | 0.93 | 0.218 |
| Shasta | 40 | 0.62† | 289.64 | 66.78 | 0.85 | 0.231 |
| | 28 | 0.50 | 403.52 | 80.14 | 1.05 | 0.199 |
| | 28 | 0.60 | 345.88 | 74.52 | 0.95 | 0.215 |
| | 90 | 0.50 | 383.14 | 76.63 | 1.05 | 0.200 |
| | 90 | 0.50 | 463.28 | 95.61 | 1.01 | 0.206 |
| | 90 | 0.60 | 351.50 | 73.11 | 1.00 | 0.208 |
| | 245 | 0.50 | 430.24 | 86.47 | 1.04 | 0.201 |

注) * φ15×h30 cm の供試体で骨材最大寸法は 40 mm
 † W/C+P

3.6 試験結果の適用性

女川原子力発電所第2号機においては、表 3-6 に示すとおり、設計基準強度が 15.6N/mm²～50N/mm² の範囲のコンクリートに対して、せん断強度を設定することとしているが、3.5 に示したとおり、123.02kg/cm² (12.06N/mm²) ～597.55kg/cm² (58.60N/mm²) の範囲において、コンクリートのせん断強度は圧縮強度のおおむね 0.20～0.23 倍程度であることが確認されている。

以上のことから、女川原子力発電所第2号機における設計基準強度 30N/mm² 以外のコンクリートにおいても、コンクリートのせん断強度を圧縮強度の 1/5 として設定することは妥当であると言える。

表 3-6 構造物と設計基準強度

| 構造物 | 設計基準強度 (N/mm ²) |
|----------------|-----------------------------|
| 置換コンクリート (防潮堤) | 30 |
| 背面補強工 (防潮堤) | 30 |
| 流路縮小工 | 50 |
| MMR (既設) | 15.6 |
| MMR (新設) | 21 |

(参考資料 2 4) 盛土の物性値における礫分の影響について

1. 概要

盛土は岩盤を掘削した岩砕を用いて造成されており、最大粒径 300 mm で調整して施工している。

そのため、各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験等の結果に対して、最大粒径 300mm の礫分の影響について整理し、各物性値の設定の妥当性を検討した。

2. 盛土の粒度分布

盛土の粒度分布について、図 2-1 のように区分したエリア別の粒形加積曲線を図 2-2 に示す。

盛土は岩盤を掘削した材料 (300mm 以下の岩砕) を用いていることから、この粒径加積曲線は JGS 「石分を多く含む地盤材料の粒度試験方法」に基づき実施した現場粒度試験によるものである。

この結果から、エリア毎の若干のばらつきは見られるものの、全体的に礫を主体としており、エリアごとの有意な違いは見られていない。

また、礫分も含まれるものの全体としてはなだらかな曲線となっており、均等係数が大きく粒度が良い (締固めがしやすい) 性質であると言える。

盛土の室内試験は 63.5 mm 又は 51 mm 以下の粒度のものを用いており、盛土の粒度の大半を占めている。

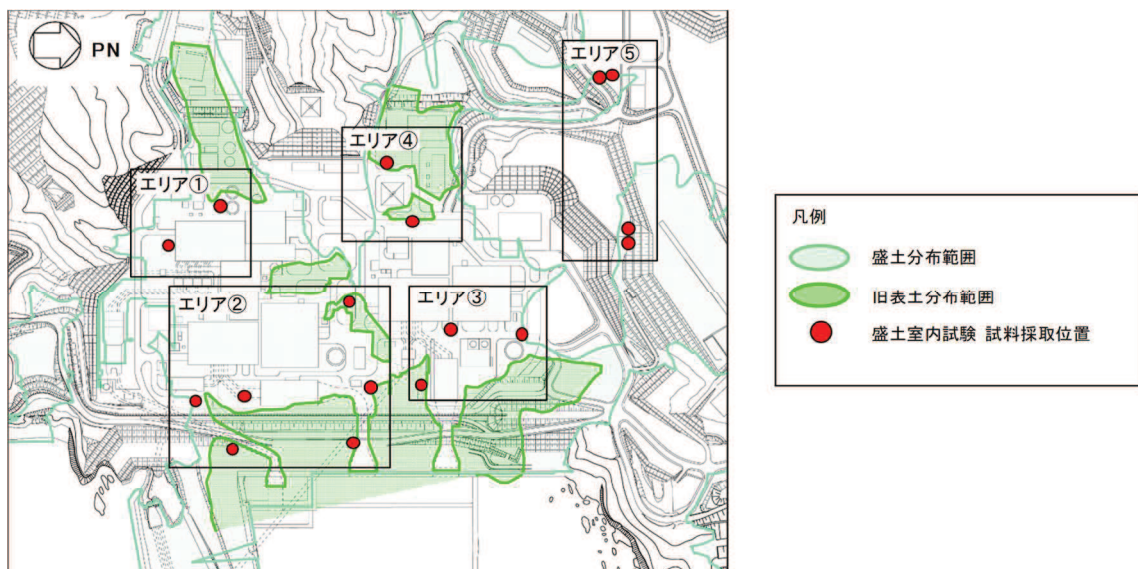


図 2-1 盛土のエリア分類

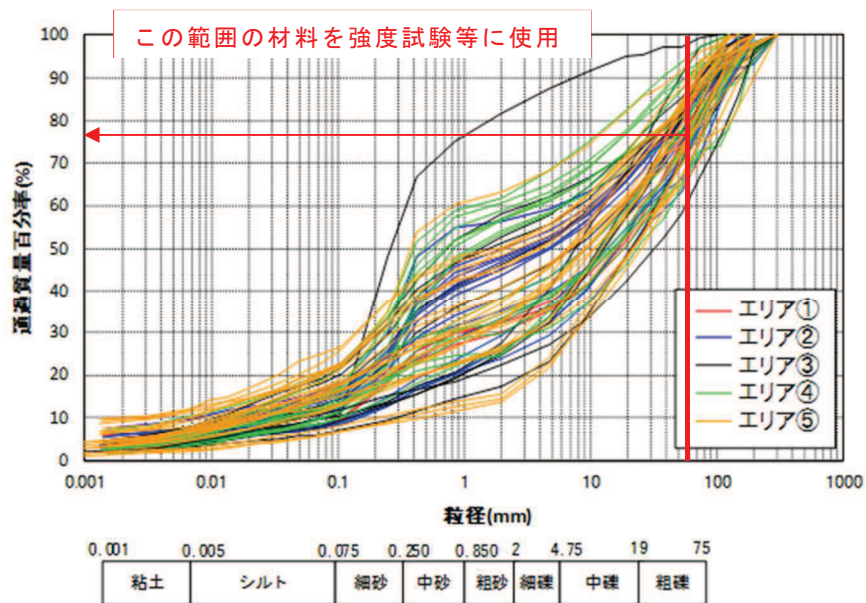


図 2-2 盛土の粒径加積曲線

3. 各物性値設定の根拠

(1) 三軸圧縮試験

【用途】

- 強度特性及び静的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型三軸試験（ ϕ 300 mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 63.5 mm としたせん頭粒度で粒度調整した。
- 供試体の密度は、大型三軸試験と同様の最大粒径 63.5 mm とした大型突き固め試験で得られた密度から設定した。

【礫分の影響に対する考え】

- 図 2-2 に示すとおり、現場粒度から省いた礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断した。また、供試体の密度は試験に用いたものと同様の最大粒径 63.5 mm とした突き固め試験により設定したものであり、妥当と判断した。

(2) 繰返し三軸試験

【用途】

- 動的変形特性の設定に使用。

【試験方法】

- 大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。
- 試料の最大粒径は、供試体の約 1/5 である 63.5 mmとしたせん頭粒度で粒度調整した。
- 供試体の密度は、大型三軸試験と同様の最大粒径 63.5mm とした大型突き固め試験で得られた密度から設定した。

【大径岩砕の影響に対する考え】

- 図 2-2 に示すとおり、現場粒度から省いた礫分の比率はそれほど大きくないため、強度及び静的変形特性に与える影響は大きくないと判断した。また、供試体の密度は試験に用いたものと同様の最大粒径 63.5mm とした突き固め試験により設定したものであり、妥当と判断した。

(3) 液状化強度試験（繰返し三軸試験）

【用途】

- 液状化強度特性の設定に使用。

【試験方法】

- 浅部については大型繰返し三軸試験（ $\phi 300$ mm）を実施。深部についてはボーリングコアを使用するため、繰返し三軸試験（ $\phi 100$ mm）を実施。
- 乱さない試料を基本として試験を実施したため、礫分が混入した試験体もあれば、礫分があまり混入していない試験体も存在する。

【礫分の影響に対する考え】

- 礫の影響について、図 3-1 に示すとおり、 $\phi 100$ mmの試験結果はばらつきが大きい。一方、 $\phi 300$ mmの試験結果はばらつきが小さくなっている。一般に、供試体に礫が多く入った方が液状化強度は大きく測定されるが、供試体が小さい方（ $\phi 100$ mm）に礫が多く入った場合、供試体に礫の占める比率が大きくなりやすく液状化強度に与える影響が大きくなる。一方、供試体が大きい場合（ $\phi 300$ mm）に礫が多めに入ったとしても供試体に礫の占める比率に与える影響は供試体小さい場合（ $\phi 100$ mm）に比べて小さいため、礫の入り方のばらつきによる影響が $\phi 300$ mmの試験では小さいと考えられる。これらを踏まえて試験結果の下限値と同等になるように液状化強度特性を設定していることから、強度特性の設定は妥当と判断した。

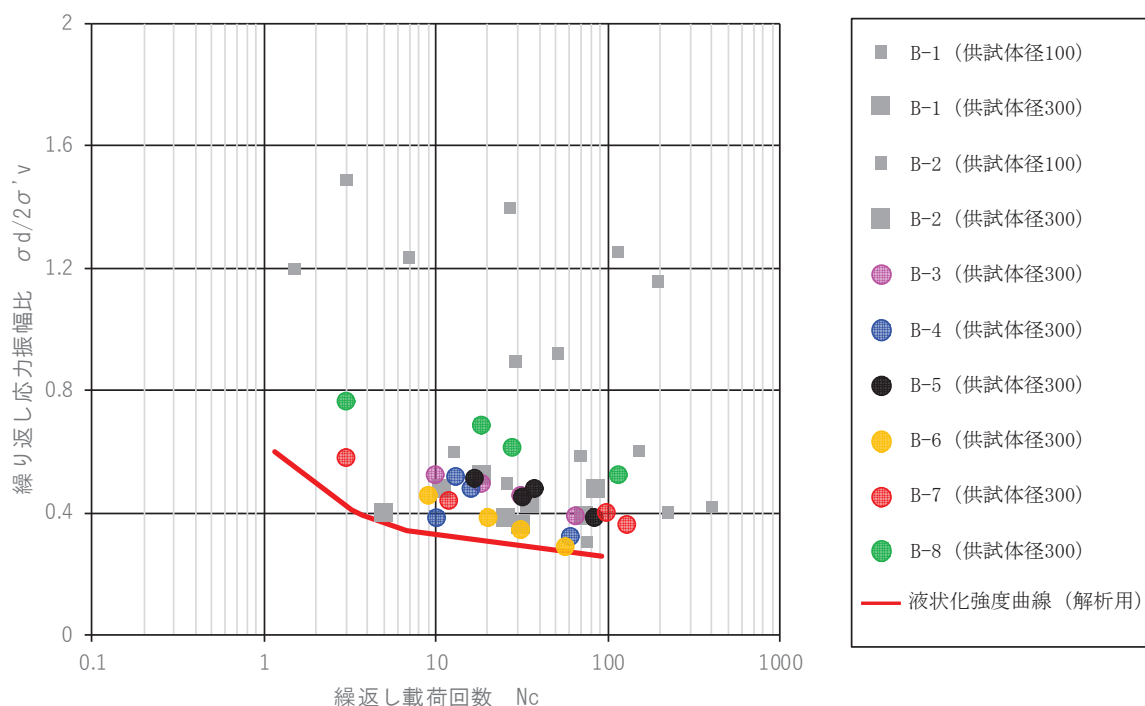


図 3-1 盛土の液状化強度試験結果と解析用液状化強度特性

(4) 透水係数

【設定方法】

- 粒度試験結果における D20（20%粒径）により推定するクレーガーらの方法を適用して設定。

【粒度試験の試験方法】

- 礫分を含む現場粒度。

【礫分の影響に対する考え】

- 現場粒度により算定しており，礫分の影響は考慮済み。
- 原位置透水試験により妥当性を確認（詳細は参考資料 4 に示す）。

(5) 相対密度

【用途】

- Ishihara ほかの方法による地震時の盛土沈下量の算出に使用。

【試験方法】

- JGS1612（水置換法による土の密度試験方法）で測定した盛土の現場密度と JGS0162（礫の最小密度・最大密度試験方法）から求めた盛土の最小・最大密度から相対密度を算出（図 3-2）。
- 現場密度試験における水置換孔の掘削径は $\phi 300$ mm と $\phi 1000$ mm で，100 mm 以上の礫分を含む試験もある。

- 最小密度・最大密度試験は JGS0162 に準拠しており、試料の最大粒径を 53 mm としたせん頭粒度で粒度調整。

【礫分の影響に対する考え】

- 100 mm以上の礫分を含む試験結果と含まない試験結果で相対密度に大きな違いは無く、設定値は妥当と判断。
- 最小密度・最大密度試験において、53 mmを超える礫分については除外しているが、図 3-3 に示すとおり、試験供試体の粒度分布は 53 mmを超える礫分を除外しているため現場粒度に比べてやや左方に移動しているものの、粒度分布の傾きに大きな違いはなく、影響は大きくないと判断した。また、図 3-3 に示す試験供試体の粒度分布の中にもばらつきはあるものの、表 3-1 に示すとおり、最小密度及び最大密度は大きな違いはなく、影響は大きくないと判断した。

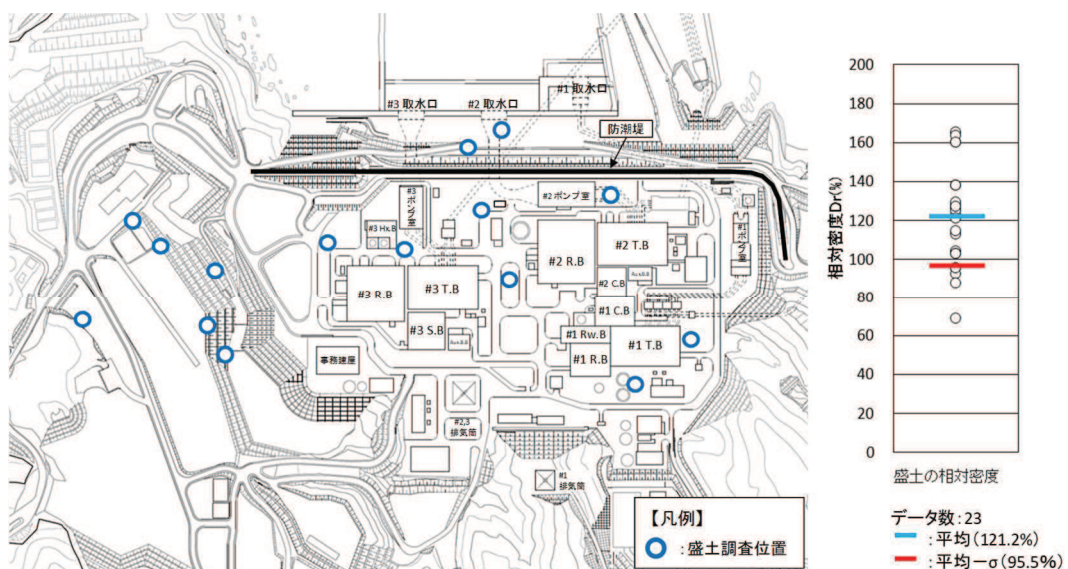


図 3-2 盛土の相対密度調査位置図及び調査結果

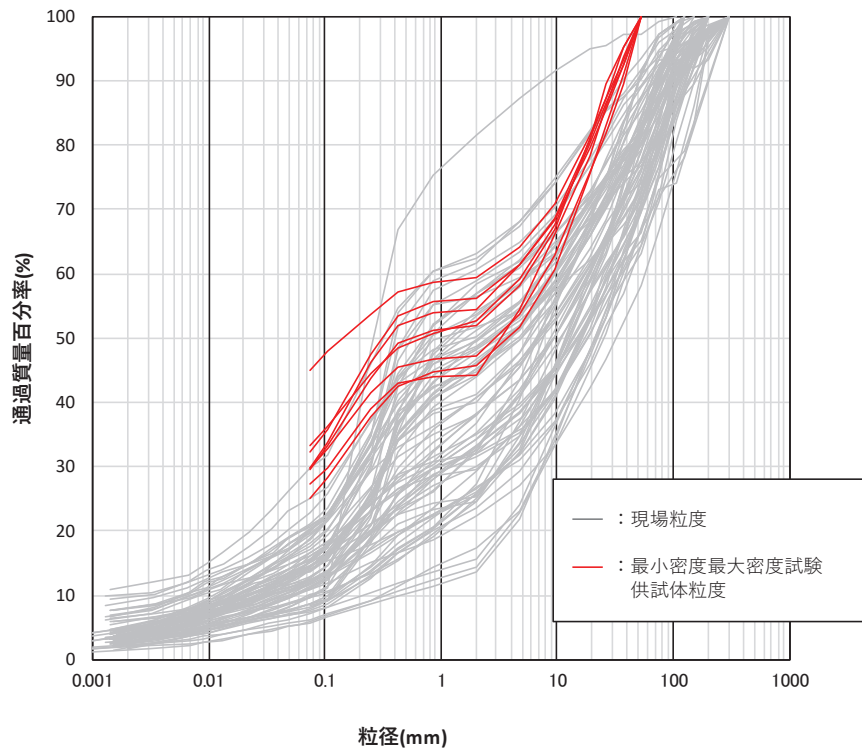


図 3-3 盛土の粒径加積曲線
(現場粒度と試験試料粒度の比較)

表 3-1 最小密度・最大密度試験結果

| No. | 最小密度 (g/cm ³) | 最大密度 (g/cm ³) |
|------|------------------------------|------------------------------|
| 1 | 1.522 | 1.874 |
| 2 | 1.505 | 1.867 |
| 3 | 1.516 | 1.874 |
| 4 | 1.516 | 1.870 |
| 5 | 1.540 | 1.912 |
| 6 | 1.518 | 1.886 |
| 7 | 1.521 | 1.892 |
| 8 | 1.478 | 1.872 |
| 平均値 | 1.515 | 1.881 |
| 標準偏差 | 0.018 | 0.015 |
| 変動係数 | 0.012 | 0.008 |

(6)まとめ

各物性値の設定の根拠となる三軸圧縮試験や繰返し三軸試験の結果に対して、最大粒径 300mm の礫の取り扱いについて表 3-2 のとおり整理した。

最大粒径 300mm の礫の影響については適切に考慮していることから、各物性値の設定は妥当であると考ええる。

表 3-2 最大粒径 300mm の礫の影響

| | 最大粒径 300mm の礫の影響 | 備考 |
|----------|------------------|--------------------------|
| 三軸圧縮試験 | 考慮しない | 強度及び静的変形特性への影響は大きくない。 |
| 繰返し三軸試験 | 考慮しない | 動的変形特性への影響は大きくない。 |
| 液状化強度試験 | 考慮する | φ 300 mm の試験結果はばらつきが小さい。 |
| 透水係数 | 考慮する | 原位置透水試験より妥当性を確認。 |
| 相対密度 | 考慮する | 試験結果から礫の有無による違いはあまりない。 |
| (参考)粒度分布 | 考慮する | 特性確認のため、最大粒径に合わせる必要あり。 |

【参考文献】

(1) 砂礫盛土材の締固め特性および変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響

(上本ほか, 地盤工学ジャーナル Vol. 6, No. 2, 181-190, 2011)

- (概要) 砂れき盛土材等について, 原粒度並びにせん頭粒度, 相似粒度及び礫粒度補正の 3 通りの方法で粒度調整した試料を用いた三軸圧縮試験を実施し, 締固め特性及びせん断時の変形・強度特性に及ぼす粒度特性の影響を確認したもの。
- 角レキとして用いた試料は表 1 に示すとおりである。

表 1 試料の物理特性 (甲山)

| 試料 | 甲山試料(角礫) | | | |
|---------------------|---|------|------|------|
| 土粒子密度・母岩・形状 | $\rho_s = 2.629\text{g/cm}^3$ 形状: 花崗岩・角レキ | | | |
| 粒度 | 原粒度(現場) | せん頭 | 相似 | 礫補正 |
| 最大粒径 D_{max} (mm) | 75(300) | 19.0 | 19.0 | 19.0 |
| 平均粒径 D_{50} (mm) | 7.2(17.3) | 4.1 | 1.3 | 9.2 |
| 均等係数 U_c | 83.7(75.9) | 19.3 | 75.9 | 22.4 |

- 試験条件は表 2 に示すとおりであり, 最大粒径は供試体直径の約 1/5 になるようにされている。

表 2 試験条件 (甲山試料)

| 供試体サイズ | $\phi 100\text{mm} \times h 200\text{mm}$ | $\phi 300\text{mm} \times h 600\text{mm}$ |
|------------|---|---|
| 粒度調整法 | せん頭粒度, 相似粒度, 礫粒度補正 | 原粒度 |
| 目標締固め度 (%) | 85, 90, 95, 100 | |
| 有効拘束圧(kPa) | 50, 100, 150 | 50, 100, 200 |

- 図 1 は実験結果から締固め度と内部摩擦角の関係を示したものである。締固め度が同じ供試体を比較すると、せん頭粒度を試験粒度とした三軸圧縮試験から求まる強度定数が原粒度の結果に近いといえるとしている。また、せん頭粒度試料では、礫の含有割合が相対的に小さくなるため、粒子径効果により原粒度試料の強度定数を若干過少評価しているが粒度調整試料の中では最も原粒度に近い結果を示しているとしている。

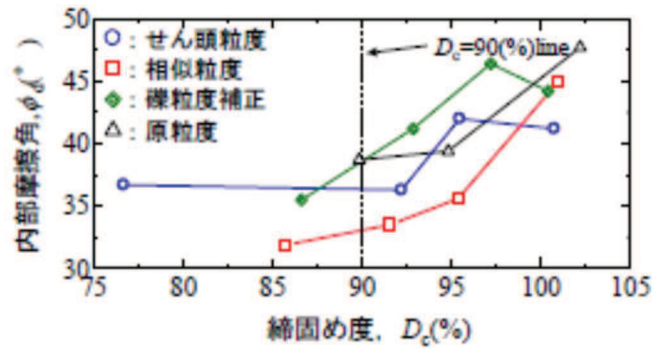


図 1 締固め度と内部摩擦角の関係

- 図 2 は平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角 ($\phi_{d(c=0)}$) の関係を示したものである。
 $\phi_{d(c=0)} \sim D_{50}$ 関係は締固め度に依存すると同時に、平均粒径が大きくなるにつれ
 $\phi_{d(c=0)}$ が大きくなることが示されている。

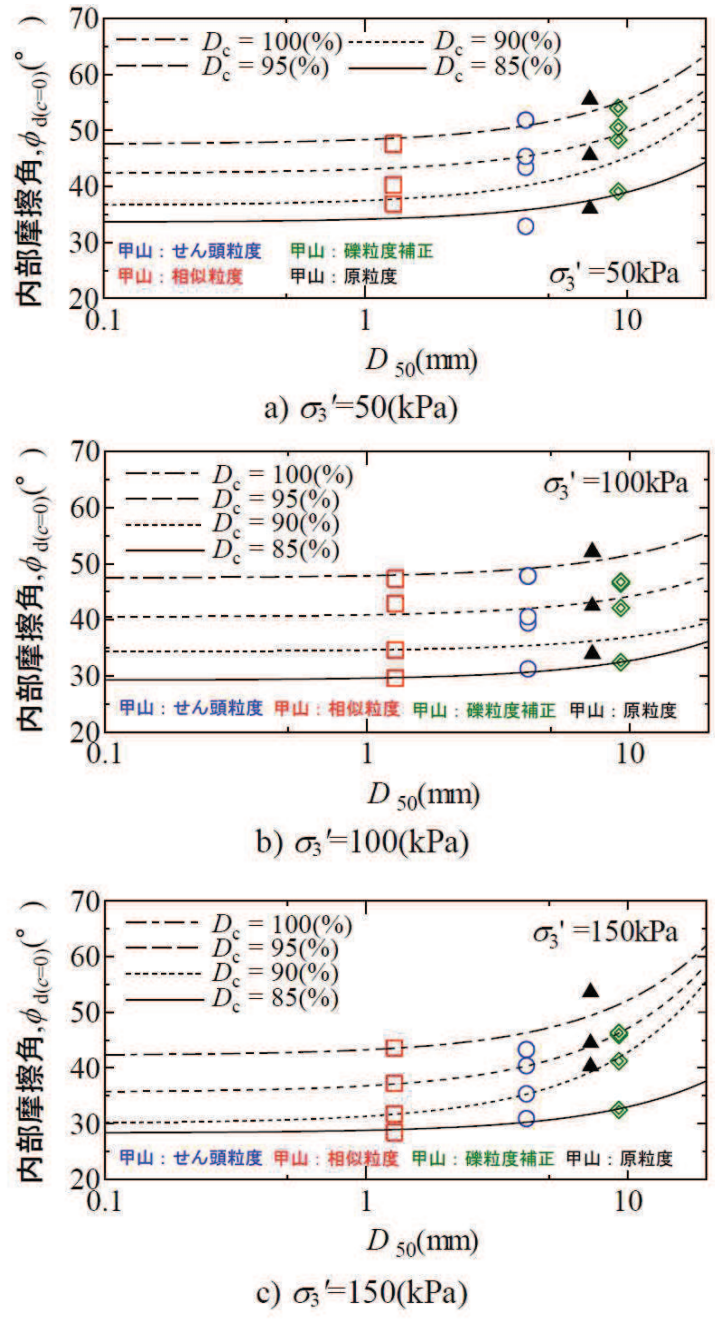


図 2 平均粒径 (D_{50}) と内部摩擦角の関係

(2)粗粒材料の現場締固め（土質工学会，1990）

- せん断試験結果を見ると，最大粒径が大きい方が強度，変形特性とも優れるとする報告例がある（図3，4）。ただし，これは供試体を同一締固めエネルギーで作製して比較したものであり，密度はそれぞれの粒度で異なっている。したがって，一概に最大粒径の大きい方がせん断特性が優れるとはいえないが，せん頭粒度では室内と現場とを締固めエネルギーで対応させるという考え方に立てば，これらの結果は現場に十分適用可能であるとしている。なお，対象としている粗粒材料及び女川の盛土については，砂質土同様その締まり具合により強さが決まり，内部摩擦角が支配的であり粘着力の影響は小さいと考えられる。

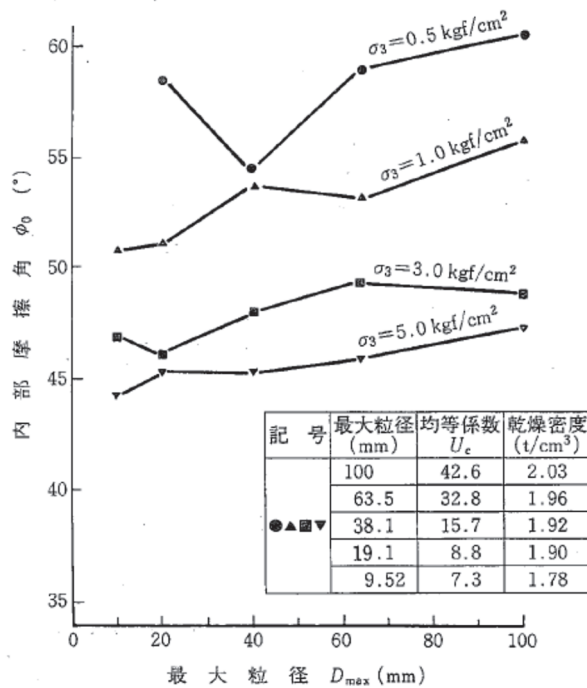


図3 せん頭粒度による内部摩擦角と最大粒径の関係（高瀬ダムの例）

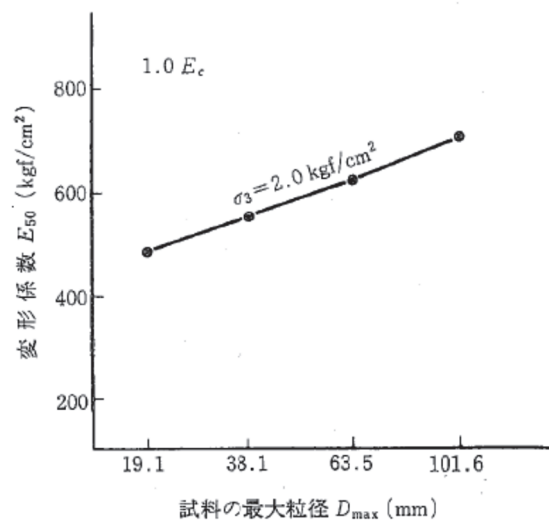


図4 せん頭粒度による変形係数と最大粒径の関係（天山ダムの例）

(3) 粒度調整の方法について

a. せん頭粒度

室内試験粒度における最大粒径以上の材料を原粒度から取り除いた粒度であり、
図5にその例を示す。

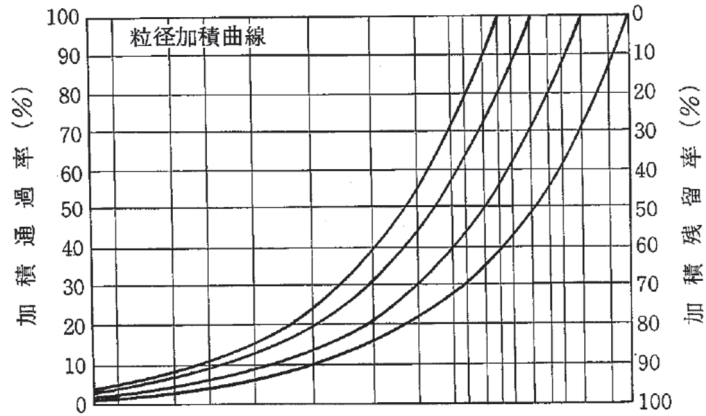


図5 せん頭粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

b. 相似粒度

実施工の状態を想定して定めた粒度を基本として、これと片対数上 (粒度曲線
図上) で相似形となるように人為的に作成した粒度であり、図6にその例を示す。

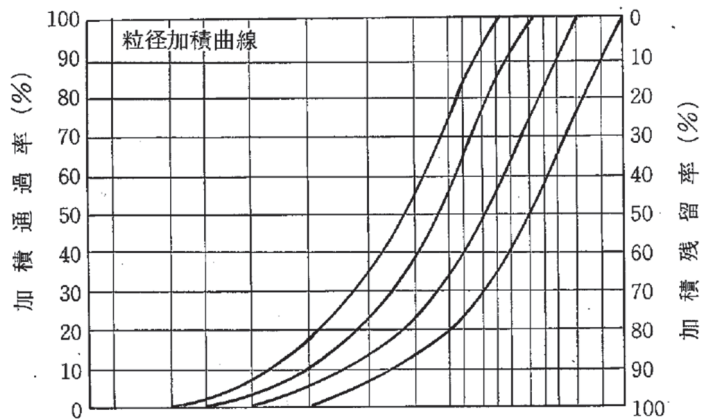


図6 相似粒度の例*

注記 * : 粗粒材料の現場締固め (地盤工学会)

c. 礫粒度補正 (置換粒度)

除去される礫分を室内試験粒度における最大粒径以下の粗粒分で置換する方法。

d. 女川の盛土における粒度調整

女川の盛土においては、粒度調整の容易さ及び除去する礫の比率が図 2-2 に示すようにそれほど大きくないことを踏まえ、せん頭粒度による粒度調整を行っている。

(4) その他

- 岩砕を含む盛土材について、粒度調整を行った試料によって室内試験に基づいて解析用物性値を設定することはフィルダムを始めとする多くの構造物の設計で実績がある。

(参考資料 2 5) 基準地震動 S s に対する液状化強度試験の妥当性確認

1. 概要

敷地で採取された試料を用いて実施した液状化強度試験結果が基準地震動 S s 相当の地盤状態（繰返し回数）の評価に対して適用可能であることを確認するため、累積損傷度理論（吉見（1991））を適用し、不規則波である基準地震動 S s によって発生する地盤のせん断応力と等価な一定せん断応力及びその繰返し回数を求め、試験結果との比較を実施した。

2. 累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法について

累積損傷度理論に基づく評価フローを図 2-1、累積損傷度理論による等価繰返し回数の評価方法を図 2-2 に示す。

3. 一次元地震応答解析実施位置

基準地震動 S s の一次元地震応答解析を実施する位置については、液状化影響を考慮する施設である防潮堤近傍から選定する。選定に当たっては、拘束圧が大きい O. P. +14m 盤と拘束圧が小さい O. P. +2. 5m 盤から盛土の厚さ、旧表土の厚さの大小を考慮して 8 点を選定した。

選定した一次元地震応答解析実施位置を図 3-1 に示す。拘束圧が大きい O. P. +14m 盤では、①-1～①-4 を選定した。①-1～①-4 は防潮堤汀線方向の断面であり、地盤改良及び背面補強工が設置されることから、盛土・旧表土は現存しないものの、防潮堤敷地側の地質状況を模擬するため、防潮堤施工前の地質状況を反映したものである。①-2 は旧表土が最も厚く、①-3, 4 は盛土・旧表土の厚さが平均的であり、①-1 は盛土のみ分布する位置である。

拘束圧が小さい O. P. +2. 5m 盤では、②-1～②-4 を選定した。②-2 は旧表土が厚く分布しており、②-1, 3, 4 は盛土・旧表土の厚さが平均的な位置である。

4. 累積損傷度理論による等価繰返し回数算出結果

選定した位置での地盤モデルを用いて一次元地震応答解析を実施し、各位置における等価一定せん断応力と等価繰返し回数を算出した。算出結果を表 4-1～表 4-2 及び図 4-1～図 4-8 に示す。

なお、液状化強度試験は等方応力状態であり、実地盤（異方応力状態）で算出される応答解析と比較するため、静止土圧係数（ K_0 ：一般値 0.5）を用いて、液状化強度試験から得られるせん断応力を補正した。

$$\tau = R \times (1+2K_0) / 3 \times \sigma_v' = R \times 2/3 \times \sigma_v'$$

R：液状化強度比， σ_v' ：有効土被り圧

評価結果より、等価繰返し回数は、すべての位置において液状化強度試験で実施した繰返し回数の範囲内であることから、今回実施した液状化強度試験が基準地震動 S s 相当の地盤状態の評価に対して適用可能であることを確認した。

なお、拘束圧が大きい O.P. +14m 盤の①-1, 3, 4 の特に盛土においては、ほとんどの基準地震動 S_s で地盤に発生するせん断応力比は、液状化強度試験の繰返し回数の上限值である 200 回に対応するせん断応力比以下となっている。

この程度のせん断応力比はほとんど破壊に寄与しないため、非液状化と判断され、等価繰返し回数の評価対象外であるが、液状化試験はこのせん断応力比を上回るレベルで実施できている。

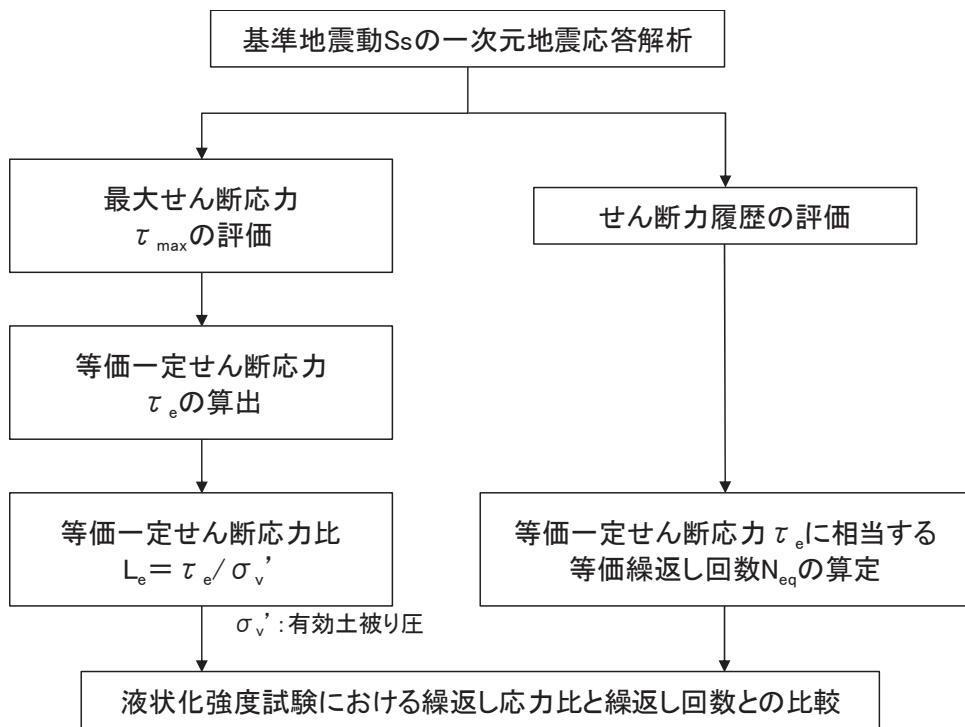


図 2-1 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価フロー

累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法(吉見(1991) 参考)

- 累積損傷度理論は、金属の疲労破壊の分野で提案されたものである。
- 繰返し荷重 τ_i が N_i 回作用したことによるのと同等の効果を、別の応力レベル τ_e によって得るために必要な繰返し回数(等価繰返し回数) N_e は以下のように定義される。

$$N_e = \frac{N_i}{N_{if}} N_{ef}$$

ここに、

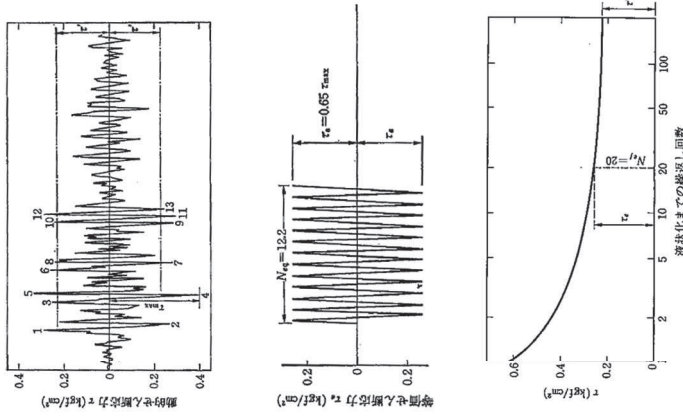
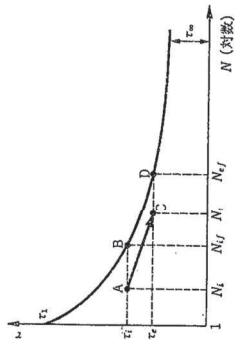
N_i : せん断応力 τ_i の繰返し回数

N_{if} : せん断強度 τ_i での繰返し回数

N_e : せん断応力 τ_e の繰返し回数

N_{ef} : τ_e なる等価振幅応力を加えた場合の破壊までの繰返し回数

等価応力レベル



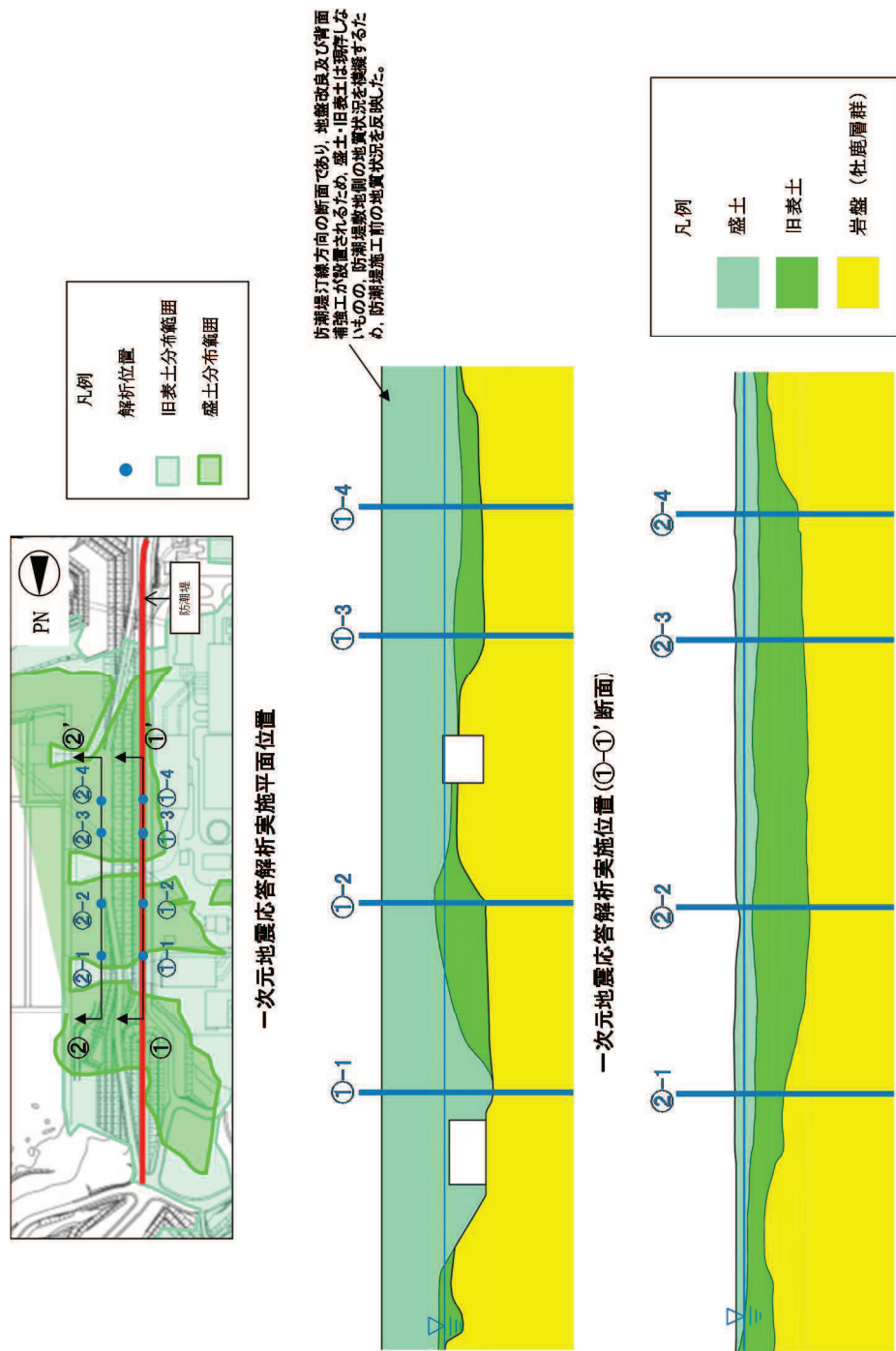
不規則波から等価規則波形を求めめる方法

- τ_e は、不規則波中の最大振幅の65%の値とする。
$$\tau_e = 0.65 \times \tau_{max}$$
- 複数の τ_i を有する不規則波全体を τ_e なる単一応力レベルでの等価繰返しせん断波で置き換えるための等価繰返し回数 N_{eq} は、次式で求められる。

$$N_{eq} = \sum N_e = N_{ef} \sum \frac{N_i}{N_{if}}$$

- あるレベル未満のせん断応力 τ_i は、ほとんど破壊に寄与しない。今回の検討では、液状化強度試験の最大繰返し回数200回(地盤調査の方法と解説(地盤工学会, 2013))に基づくに相当するせん断応力を閾値として設定し、そのせん断応力以下は対象外とした。

図 2-2 累積損傷度理論に基づく等価繰返し回数の評価方法



一次元地震応答解析実施位置(②-②'断面)

図 3-1 一次元地震応答解析実施位置図

表 4-1 一次元地震応答解析による等価一定せん断応力と等価繰返し回数 (旧表土)

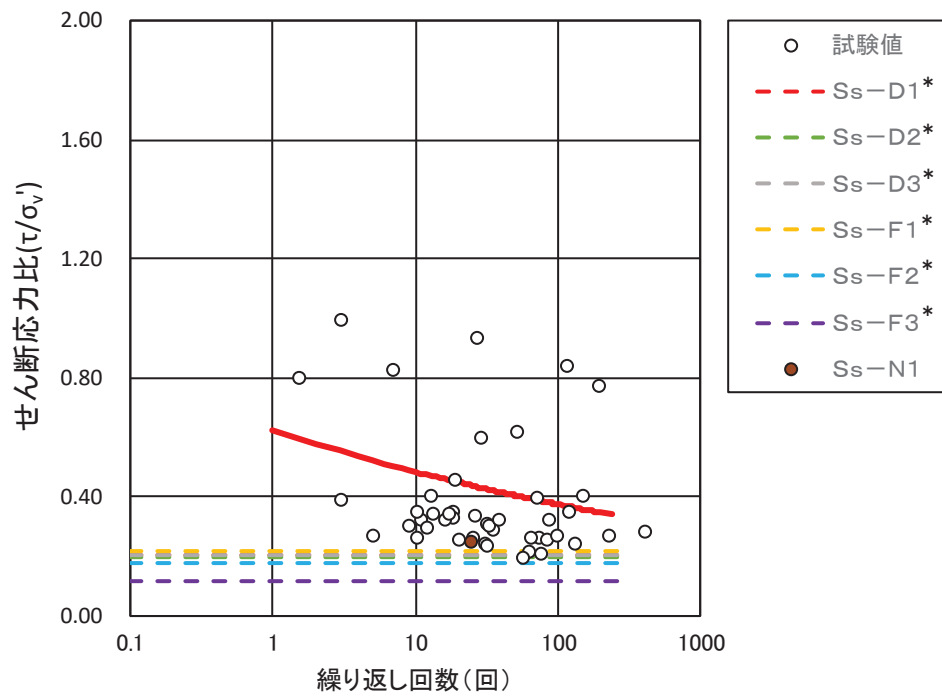
| 位置 | O.P.+14m盤 | | | | O.P.+2.5m盤 | | | |
|------------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | ①-1 | ①-2 | ①-3 | ①-4 | ②-1 | ②-2 | ②-3 | ②-4 |
| 有効土 被り圧 (kN/m ²) | — | 320.7 | 352.3 | 367.1 | 105.5 | 132.6 | 130.2 | 126.0 |
| 基準地震 動Ss | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} | $\frac{\tau_{eq}}{\sigma_v'}$ N _{eq} |
| Ss-D1 | | 0.24 58.29 | 0.22 92.46 | 0.21 80.21 | 0.54 68.95 | 0.45 47.86 | 0.45 66.24 | 0.46 80.10 |
| Ss-D2 | | 0.24 25.51 | 0.22 37.45 | 0.21 48.61 | 0.51 44.24 | 0.43 44.73 | 0.44 39.39 | 0.44 46.56 |
| Ss-D3 | | 0.21 41.57 | 0.21 38.80 | 0.21 40.37 | 0.50 38.99 | 0.38 96.97 | 0.38 83.50 | 0.39 88.29 |
| Ss-F1 | 対象層なし | 0.22 63.06 | 0.20 102.49 | 0.20 82.55 | 0.51 74.75 | 0.42 91.13 | 0.44 75.44 | 0.45 63.77 |
| Ss-F2 | | 0.21 40.08 | 0.20 66.19 | 0.20 61.36 | 0.52 26.18 | 0.45 26.33 | 0.45 25.95 | 0.46 25.06 |
| Ss-F3 | | 0.13 19.93 | 0.15 37.23 | 0.11 —*1 | 0.44 42.73 | 0.32 41.15 | 0.32 44.55 | 0.33 51.05 |
| Ss-N1 | | 0.26 20.67 | 0.25 33.11 | 0.24 33.47 | 0.55 21.85 | 0.50 21.24 | 0.48 20.97 | 0.49 20.99 |

注記 *1: 液状化強度試験の繰返し回数200回に相当するせん断応力比(R₂₀₀)から求められるせん断応力を閾値として設定し、そのせん断応力以下は対象外と評価するが、解析から得られる最大せん断応力(τ_{max})が閾値を下回る場合は、当該地震動はほとんど破壊に寄与しないと判断し、その等価一定せん断応力比(L_e)に相当する等価繰返し回数(N_{eq})を「—」とした。

表 4-2 一次元地震応答解析による等価一定せん断応力と等価繰返し回数 (盛土)

| 位置 | O.P.+14m盤 | | | | | | O.P.+2.5m盤 | | | | | | | | | |
|------------------------------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|--------------------------|-----------------|
| | ①-1 | | ①-2 | | ①-3 | | ①-4 | | ②-1 | | ②-2 | | ②-3 | | ②-4 | |
| 有効土 被り圧 (kN/m ²) | 332.0 | | 240.0 | | 271.7 | | 282.3 | | 39.4 | | 40.4 | | 49.8 | | 50.1 | |
| 基準地震 動Ss | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} | τ_{eq}' / σ_v' | N _{eq} |
| Ss-D1 | 0.21 | —*1 | 0.25 | 38.99 | 0.23 | 24.23 | 0.22 | —*1 | 0.61 | 84.28 | 0.49 | 83.08 | 0.54 | 73.52 | 0.56 | 76.55 |
| Ss-D2 | 0.20 | —*1 | 0.21 | —*1 | 0.22 | —*1 | 0.22 | —*1 | 0.70 | 56.33 | 0.51 | 73.79 | 0.56 | 45.89 | 0.63 | 35.20 |
| Ss-D3 | 0.21 | —*1 | 0.22 | —*1 | 0.20 | —*1 | 0.20 | —*1 | 0.51 | 126.03 | 0.47 | 80.61 | 0.46 | 106.60 | 0.49 | 84.34 |
| Ss-F1 | 0.22 | —*1 | 0.22 | —*1 | 0.20 | —*1 | 0.19 | —*1 | 0.51 | 117.39 | 0.46 | 78.80 | 0.48 | 110.87 | 0.47 | 119.29 |
| Ss-F2 | 0.18 | —*1 | 0.26 | 24.23 | 0.20 | —*1 | 0.18 | —*1 | 0.62 | 51.24 | 0.64 | 27.65 | 0.70 | 26.28 | 0.68 | 26.95 |
| Ss-F3 | 0.12 | —*1 | 0.14 | —*1 | 0.13 | —*1 | 0.13 | —*1 | 0.58 | 50.28 | 0.60 | 27.77 | 0.55 | 25.79 | 0.57 | 26.23 |
| Ss-N1 | 0.25 | 24.23 | 0.33 | 24.23 | 0.30 | 24.23 | 0.29 | 22.58 | 0.61 | 25.41 | 0.62 | 24.51 | 0.64 | 24.64 | 0.62 | 24.94 |

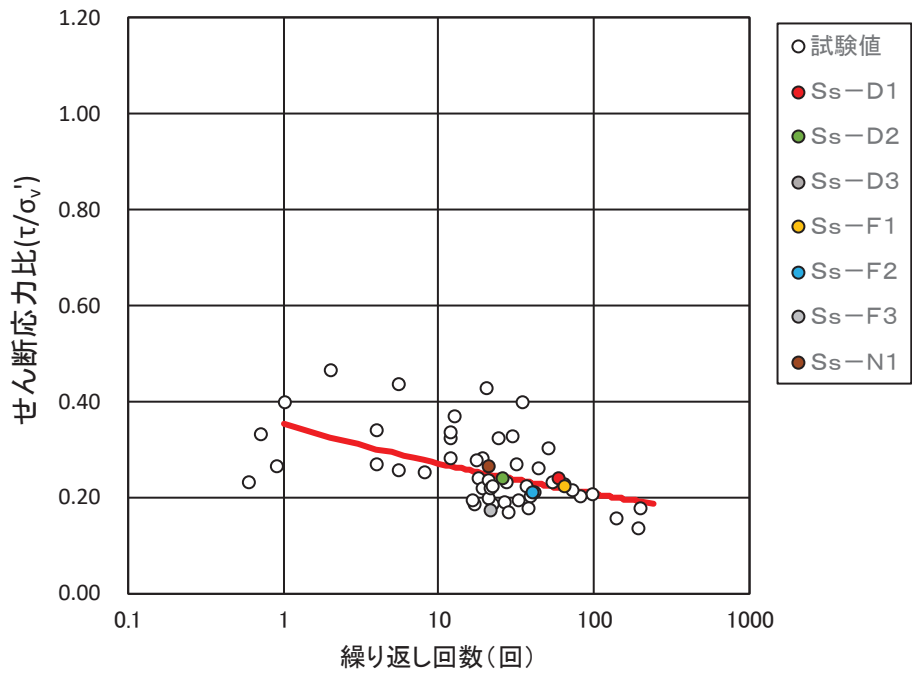
注記*1: 液化強度試験の繰返し回数200回に相当するせん断応力比(R₂₀₀)から求められるせん断応力を閾値として設定し、そのせん断応力以下は対象外と評価するが、解析から得られる最大せん断応力(τ_{max})が閾値を下回る場合は、当該地震動はほとんど破壊に寄与しないと判断し、その等価一定せん断応力比(L_e)に相当する等価繰返し回数(N_{eq})を「—」とした。



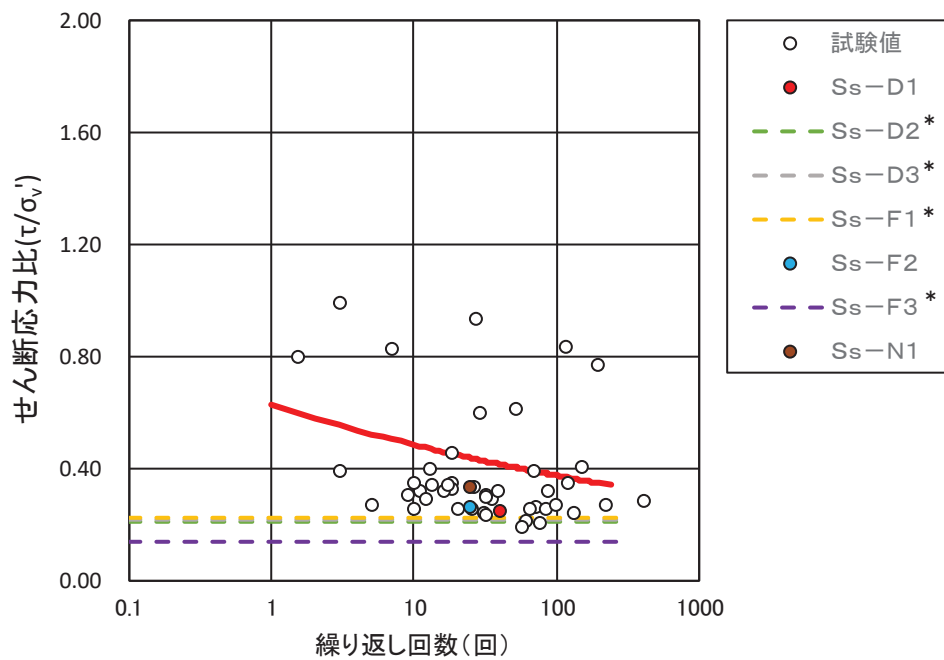
注記* : 解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

(a) 盛土

図 4-1 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-1)



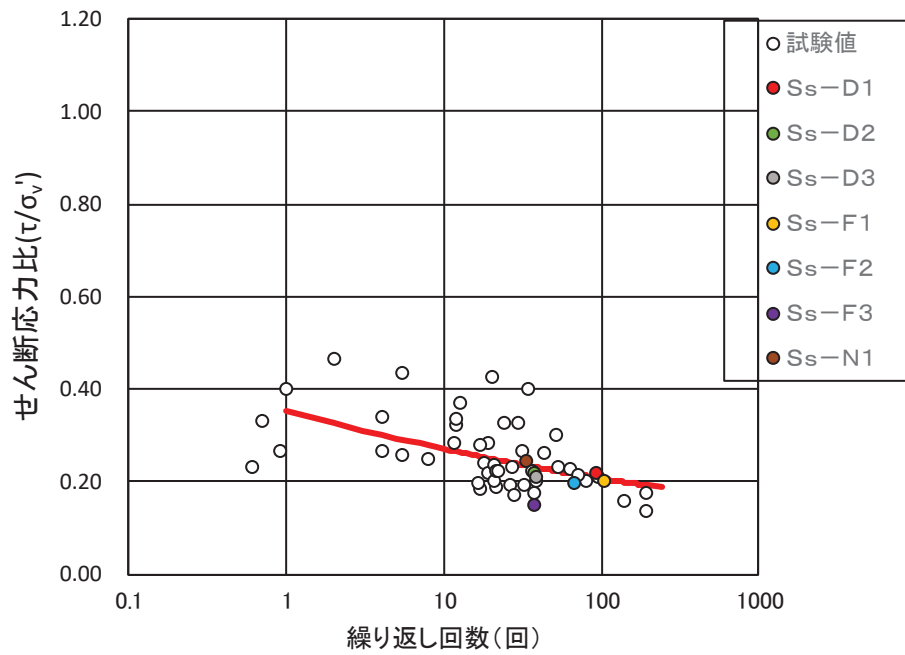
(a) 旧表土



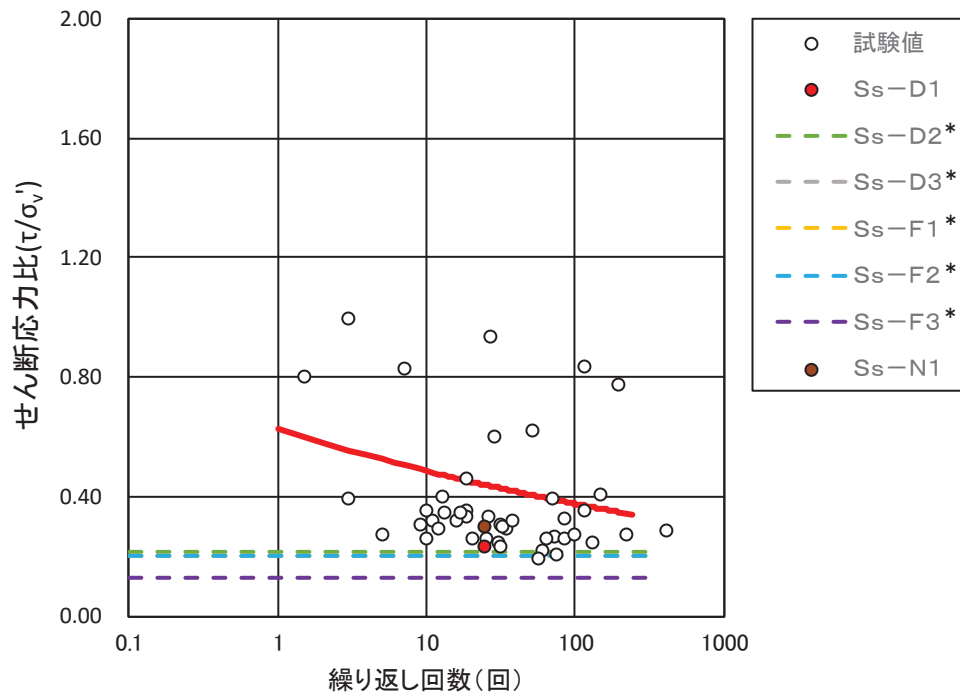
注記* : 解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

(b) 盛土

図 4-2 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-2)



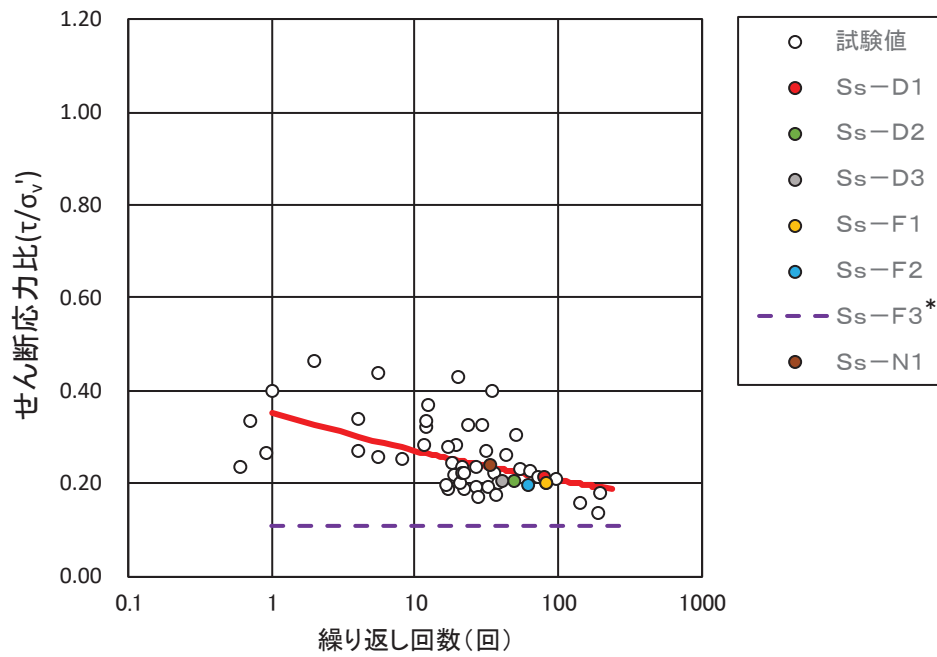
(a) 旧表土



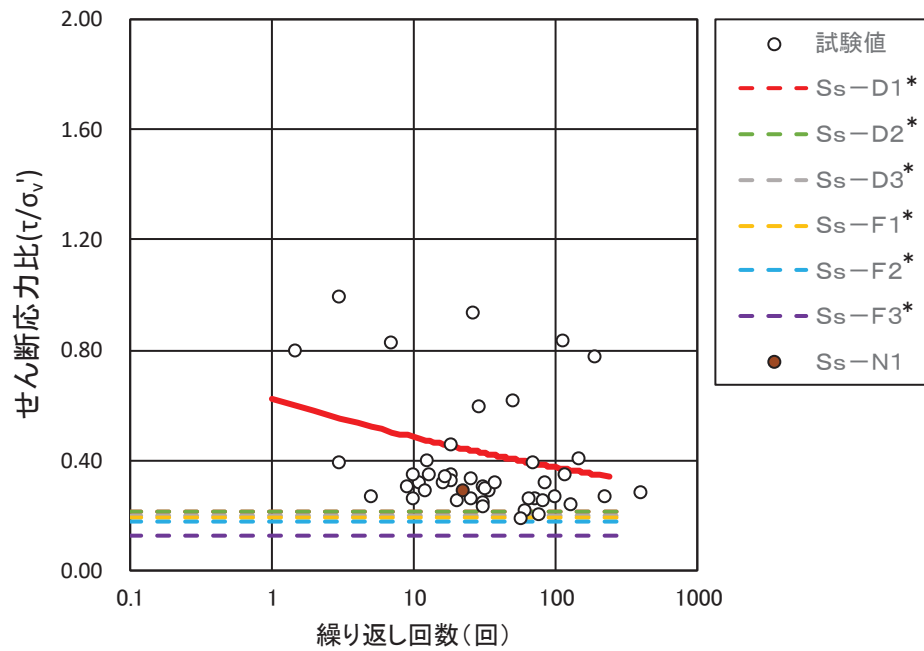
注記*：解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

(b) 盛土

図 4-3 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-3)



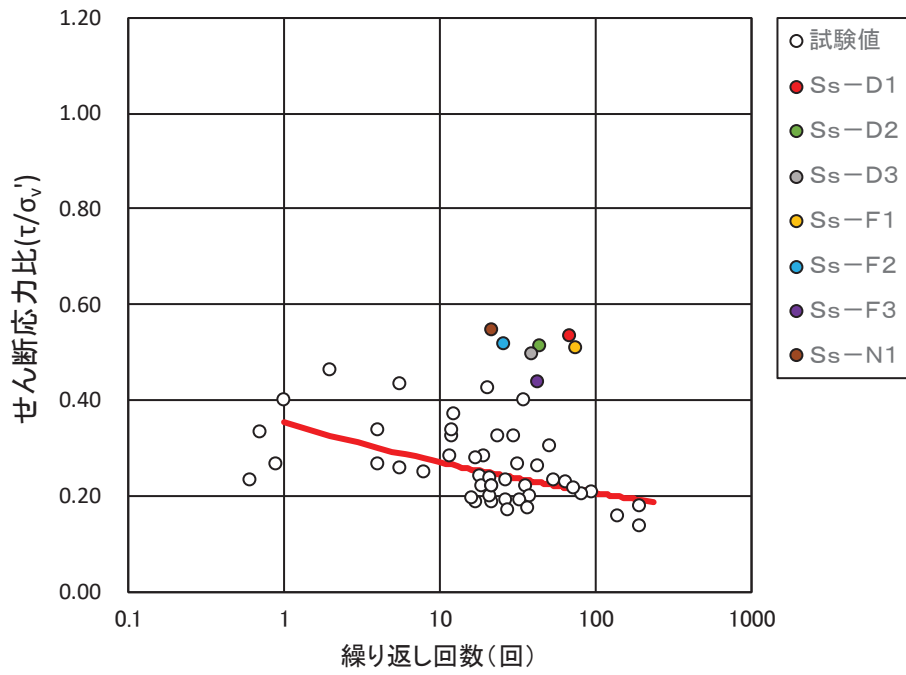
(a) 旧表土



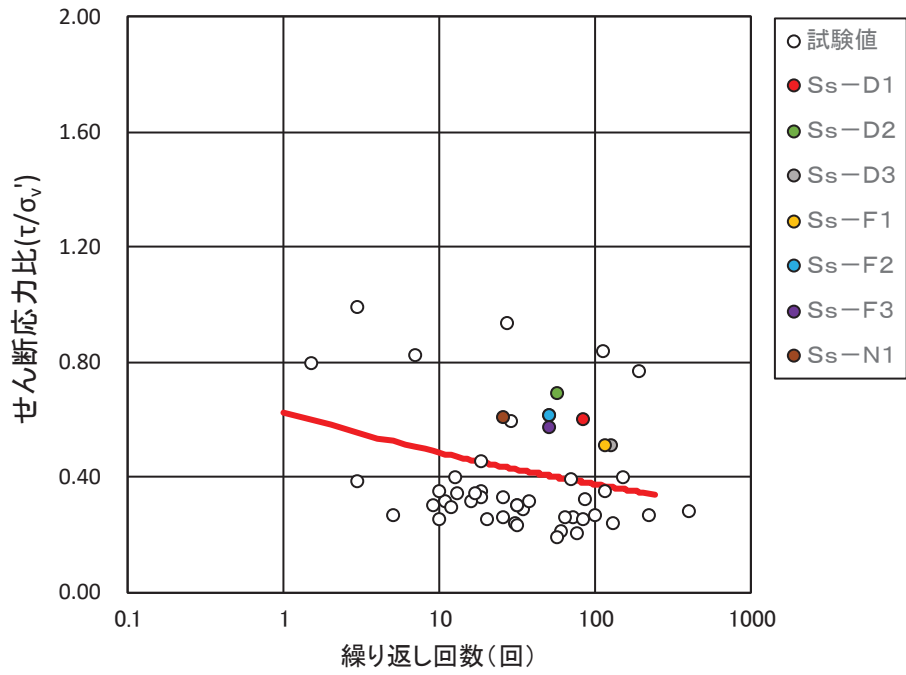
(b) 盛土

注記*：解析から得られる最大せん断力 (τ_{max}) が小さく、ほとんど破壊に寄与しないため、等価繰り返し回数の評価対象外であるが、参考としてせん断応力比を表示した。

図 4-4 累積損傷度理論に基づく評価結果 (①-4)

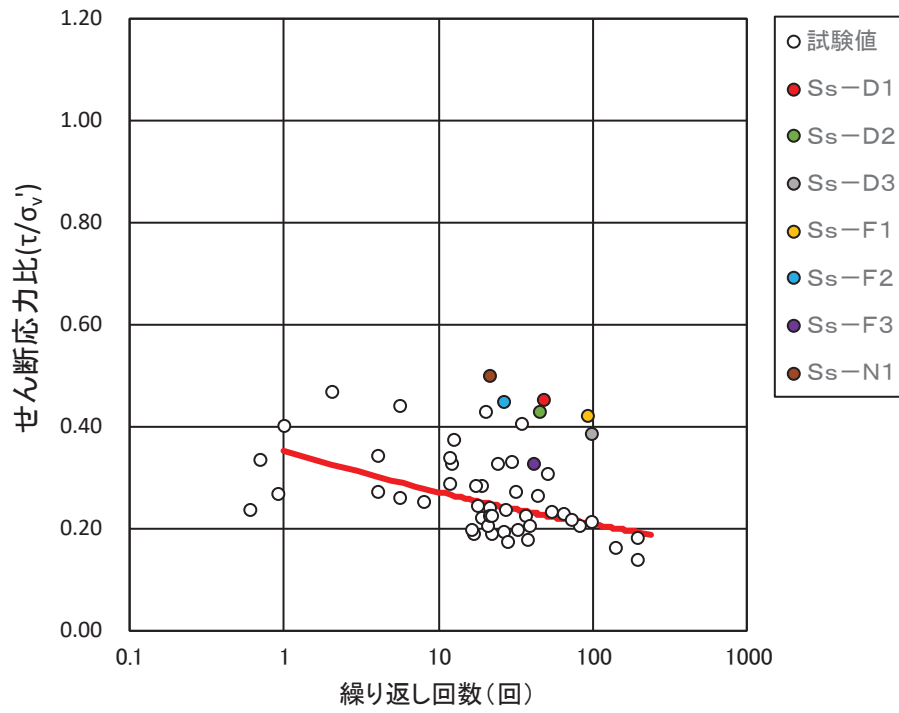


(a) 旧表土

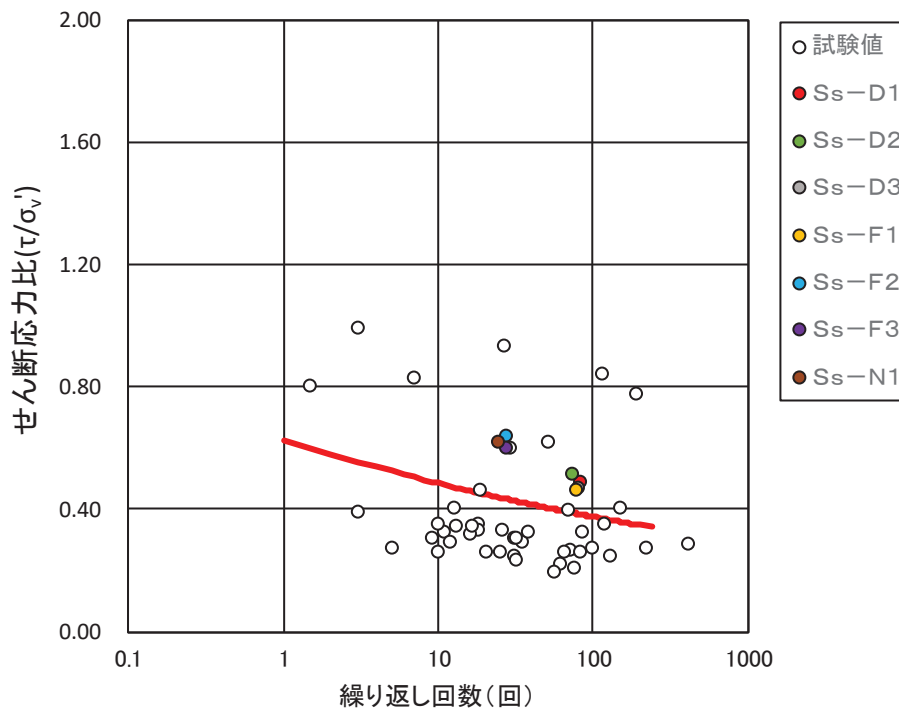


(b) 盛土

図 4-5 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-1)

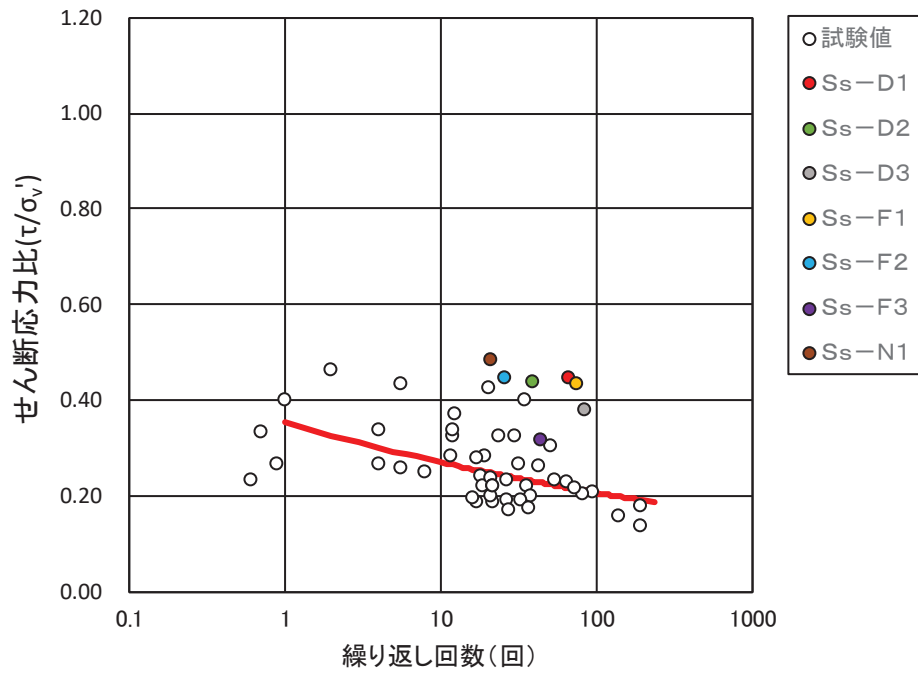


(a) 旧表土

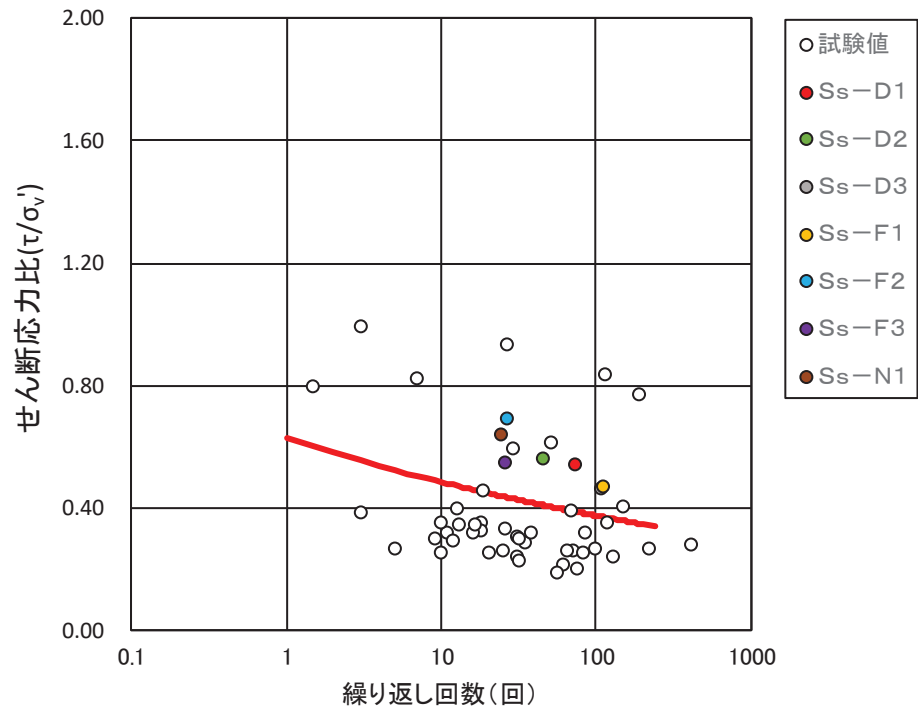


(b) 盛土

図 4-6 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-2)

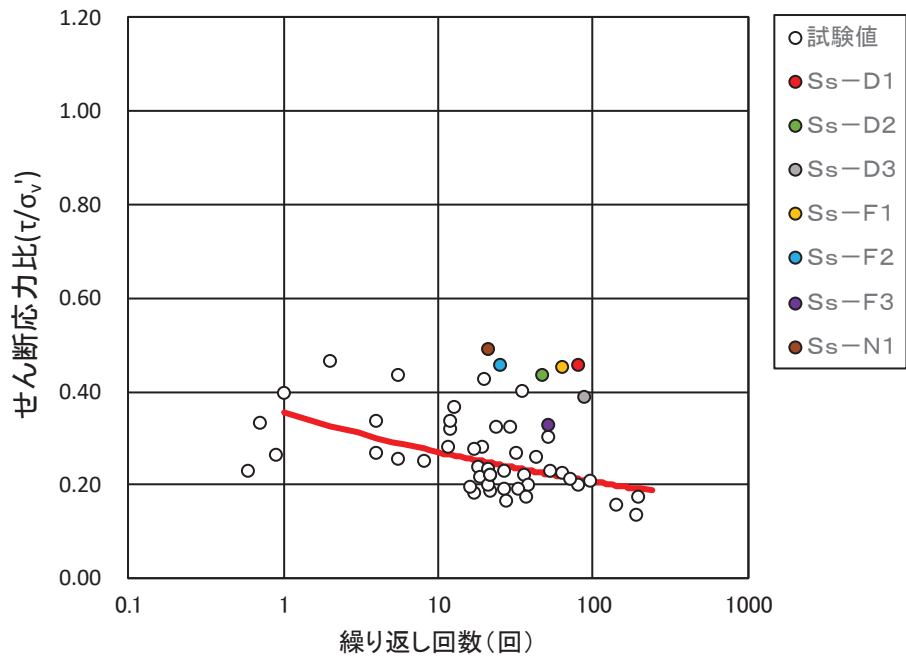


(a) 旧表土

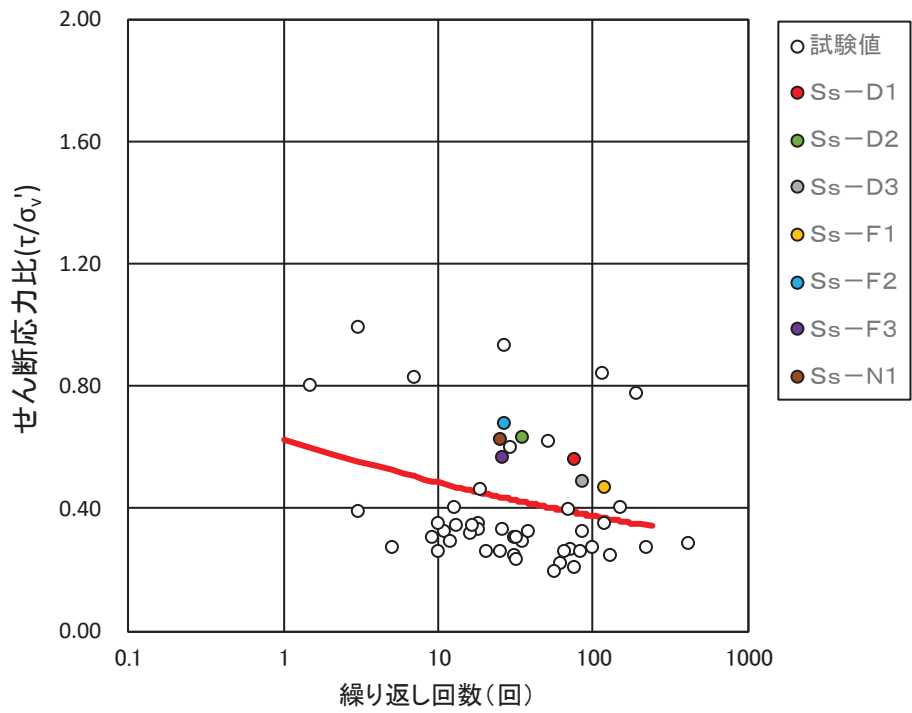


(b) 盛土

図 4-7 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-3)



(a) 旧表土



(b) 盛土

図 4-8 累積損傷度理論に基づく評価結果 (②-4)

(参考資料 2 6) 盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いについて

1. 概要

盛土の骨格設定（動的変形特性）について，動的変形試験におけるデータ取得範囲を超えるひずみが解析において確認されるため，動的変形試験を超える範囲については，耐震設計上保守的な設定となるよう，静的強度試験の結果を利用して設定している。

本資料では，その設定の考え方と保守性について説明する。

2. 検討フロー及び説明箇所

盛土の骨格設定（動的変形特性）に関する解析上の取扱いについて、図 2-1 に示すフローに基づき設定の考え方と保守性を説明する。

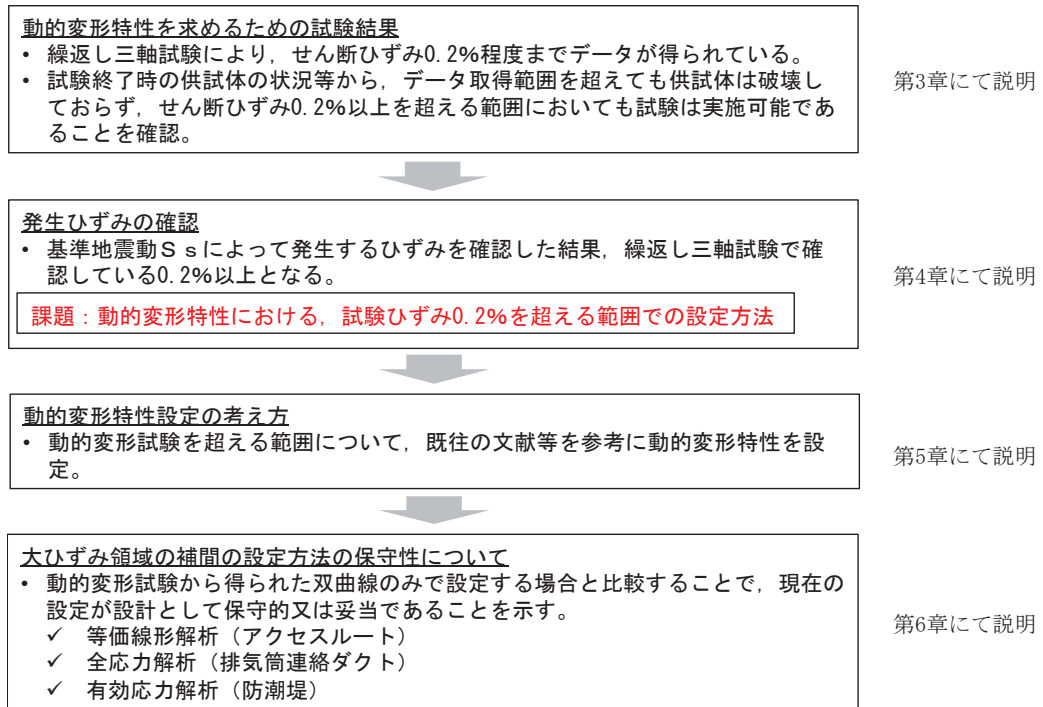


図 2-1 盛土の骨格設定に関する妥当性確認フロー

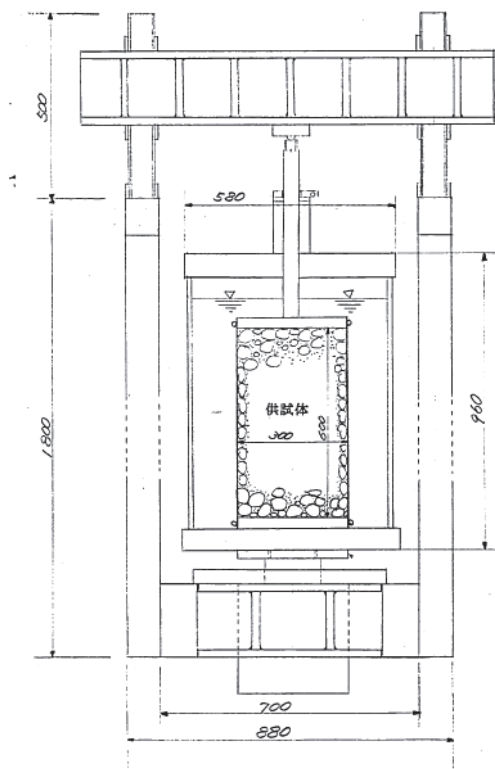
3. 動的変形特性を求めるための試験結果

3.1 動的変形試験の概要

動的変形試験の試験概要を図 3-1 に示す。

試験は地盤工学会基準「地盤材料の変形特性を求めるための繰返し三軸試験方法」(JGS0542-2000) に準じた方法とし、供試体の寸法は、直径 30cm、高さ 60cm とした。

試験条件として、拘束圧は $1\sim 4\text{kgf/cm}^2$ の 4 拘束圧、ひずみレベルは $10^{-5}\sim 10^{-3}$ とし、正弦波として載荷する。載荷周期は、上記基準で標準としている $0.05\sim 1\text{Hz}$ のうち、盛土供試体の追従性を考慮して 0.1Hz とした。追従性の考慮とデータ取得範囲の制限については 3.4 に示す。



【試験装置】

【試験条件】

| 項 目 | | 条 件 |
|------------------|---------|--|
| 供 試 体 | 寸法 | 直径 30cm |
| | | 高さ 60cm |
| | 最大粒径 | 50.8mm |
| | 飽和条件 | B係数 0.9以上 |
| 試 験 条 件 | 密 度 | $\rho_t = 2.0(\text{t/m}^3)$ で調整 |
| | 排 水 条 件 | CU (ステップ終了毎に排水) |
| | 拘 束 圧 | 1, 2, 3, 4 kgf/cm^2 |
| | ひずみレベル | $10^{-5}\sim 10^{-3}$ に入るように10段階に分けて載荷 |
| | 波 形 | 正弦波 |
| | 周 波 数 | 0.1 Hz |

【測定方法】

| | | | |
|----------|------------|-------|---------------------------|
| (a) 荷重 | ロードセル | 歪ゲージ型 | 500 kgf 1 ton 2 ton |
| (b) 変位 | 変位計 | 磁気抵抗型 | 100 mm 200 mm |
| | Gap Sensor | 渦電流型 | 0 - 8 mm |
| | Gap Sensor | 渦電流型 | 0 - 3 mm |
| (c) 間隙水圧 | 圧力変換器 | 歪ゲージ型 | 0 - 10 kgf/cm^2 |
| (d) 側圧 | 圧力変換器 | 歪ゲージ型 | 0 - 10 kgf/cm^2 |
| (e) 体積変化 | 差圧計 | 歪ゲージ型 | 0 - 0.1 kgf/cm^2 |

図 3-1 盛土の動的変形試験の試験概要

3.2 動的変形試験結果

盛土の動的変形試験の結果を図 3-2 に示す。

せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。

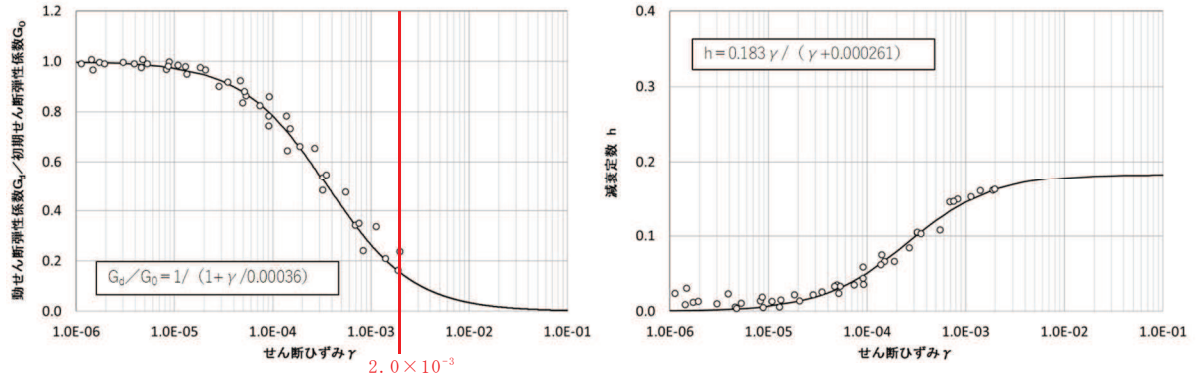


図 3-2 盛土の動的変形試験結果

3.3 データ取得範囲を超える領域での盛土の状況

盛土は礫を含むため、動的変形試験は大型三軸試験を使用した。

動的変形試験はあるひずみ領域における変形特性を取得することを目的としており、それより大きいひずみ領域のデータを取得することは困難である。困難な点については、3.4 に後述する。

ここでは、データ取得範囲を超える領域における盛土の状況について整理する。

3.3.1 試験終了時の供試体の状況

動的変形試験終了時の供試体の状況を図 3-3 に示す。供試体は自立しており、破壊までは至っていない。

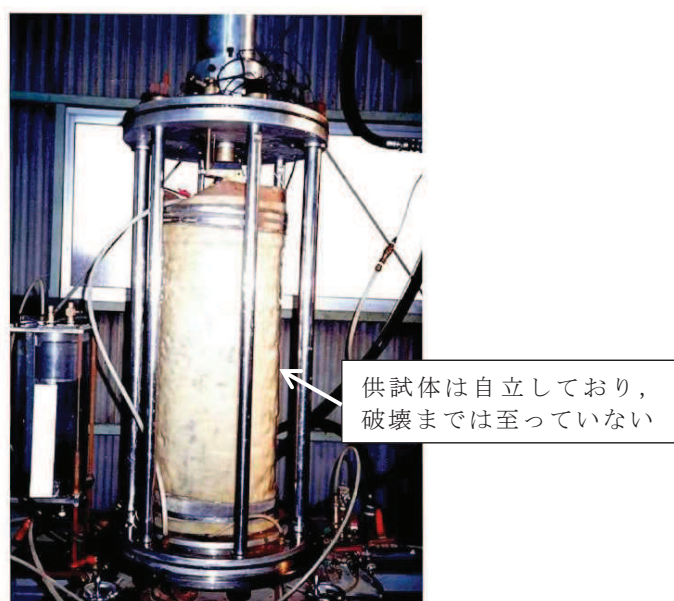


図 3-3 動的変形試験終了後の供試体

3.3.2 応力履歴曲線

動的変形試験について、各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線を図 3-4 に示す。試験終了時（せん断ひずみ γ : 約 8.0×10^{-4} ~ 約 2.0×10^{-3} ）では非線形的な挙動を示すものの、この程度のひずみレベルでは破壊には至らない。

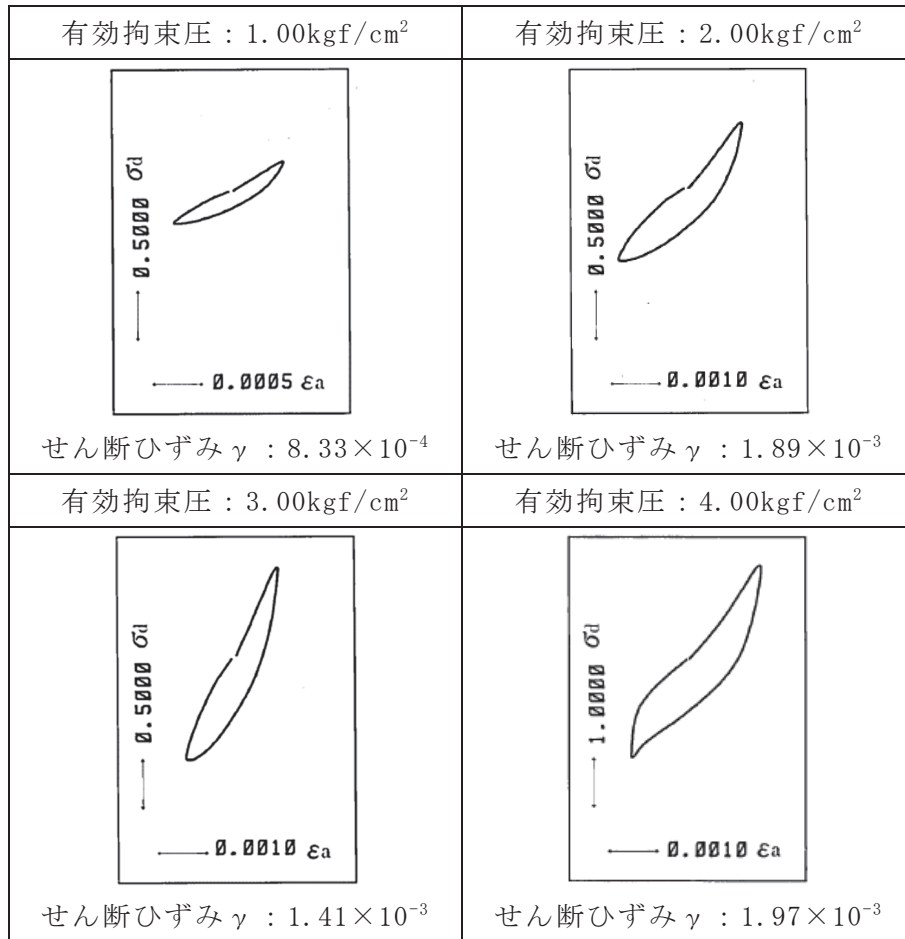


図 3-4 各拘束圧における最終ステップでの応力履歴曲線

3.3.3 液状化強度試験における状況

液状化強度試験は、圧密非排水で行う繰返し三軸試験であり、動的変形試験が0.001%程度以下の片振幅ひずみを与えるように制御及び測定可能な条件を具備する必要があることを除けば、使用する試験装置は基本的に同じである。したがって、同程度のひずみレベルにおける供試体の状況について、液状化強度試験の結果を参考にできる。なお、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になる理由は3.4に後述する。

盛土の液状化強度試験結果の抜粋（B-1-2 試料，供試体 No. 1）を図 3-5 に示す。液状化強度試験においては、両振幅軸ひずみ DA=10%程度まで試験をしているが、ひずみは急増せず、脆性的な破壊は生じていない。また、両振幅軸ひずみ 10%（せん断ひずみ両振幅 15%に相当）のひずみを付与しても、試験後の供試体は自立可能な程度の強度を有していたことを確認した。この DA=10%程度までの結果は、48 個の供試体のうち 34 個で確認している。なお、残り 14 個のうち 11 個は試験範囲内で DA=10%に達しなかったものであり、3 個はせん断破壊したものである（液状化強度試験の詳細は参考資料 14 に示す。）。

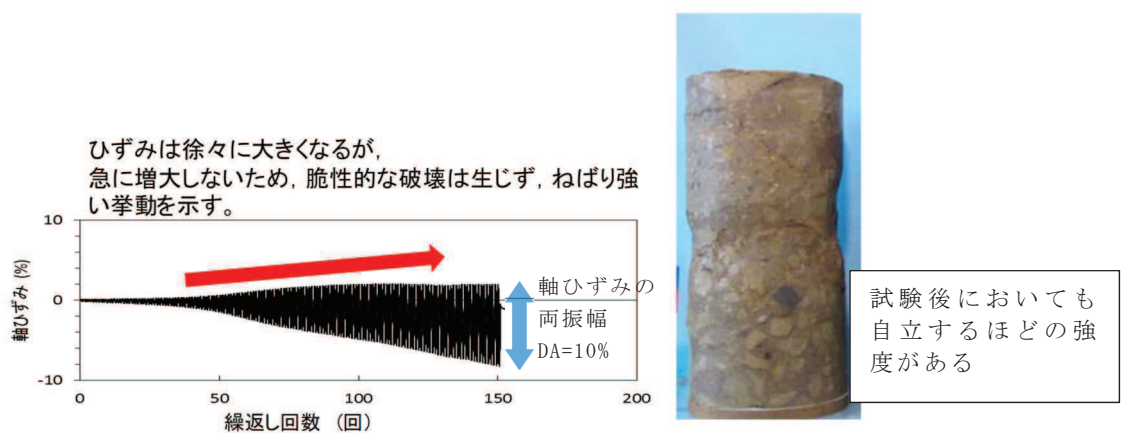


図 3-5 盛土の液状化強度試験結果（B-1-2 試料，供試体 No. 1）

3.4 動的変形試験におけるデータ取得範囲の制限について

動的変形試験では応力ひずみ関係のループが安定した状態でせん断弾性係数を決める必要があるが、液状化強度試験のように軸差応力が大きい場合には繰返し回数の増加に伴ってひずみ量が大きくなるため、大きいひずみレベルでのデータ取得ができない。また、動的変形試験では 0.001% に対応する変位を精度良く測定する必要があるため、液状化強度試験のようにひずみが大きくなると、測定が困難になる。以上から、液状化強度試験において実施可能なひずみレベルでも動的変形試験でデータを取得することは困難になっている。

3.5 まとめ

- 3.1 及び 3.2 に示すとおり、動的変形試験（繰返し三軸試験）によりせん断ひずみ約 2.0×10^{-3} までデータを取得できている。
- 3.3.1 及び 3.3.2 に示すとおり、動的変形試験終了時に盛土の供試体が破壊していないことを確認した。また、3.3.3 に示すとおり、動的変形試験終了時のせん断ひずみレベル（約 2.0×10^{-3} ）を大きく超えても盛土の供試体は壊れないことを確認した。
- したがって、せん断ひずみ約 2.0×10^{-3} を超えた範囲でも、盛土の供試体は試験可能な状態である。

4. 発生ひずみの確認

4.1 解析上発生するひずみの確認

盛土については、3.に示すとおり大ひずみ領域において動的変形試験データの取得ができていない範囲があることから、解析上発生するひずみについて確認する。

適用する解析は、等価線形解析、全応力解析（非線形解析）及び有効応力解析に大別されることから、それぞれの解析から、アクセスルート（等価線形解析）、排気筒連絡ダクト（土砂部）（全応力解析及び有効応力解析）及び防潮堤（有効応力解析）を対象施設として確認する。

なお、排気筒連絡ダクト（土砂部）は施設の周囲に改良地盤や隣接構造物がなく、盛土が広く分布しているため、盛土のひずみの状況を確認するのに適していることから対象施設として選定している。

確認に当たっては、各施設において評価が厳しくなる地震動について最大せん断ひずみを整理する。

各施設における地質断面図及び最大せん断ひずみを図 4-1～図 4-4 に示す。

これらの最大せん断ひずみ分布の図から、防潮堤、アクセスルート及び排気筒連絡ダクトのいずれの施設においても動的変形試験で得られたせん断ひずみレベル（約 0.002）以上のせん断ひずみが発生していることが確認できる。

なお、2011 年東北地方太平洋沖地震の際、発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模に斜面がすべるような事象はなかったことを確認しており、詳細を 4.2 に示す。

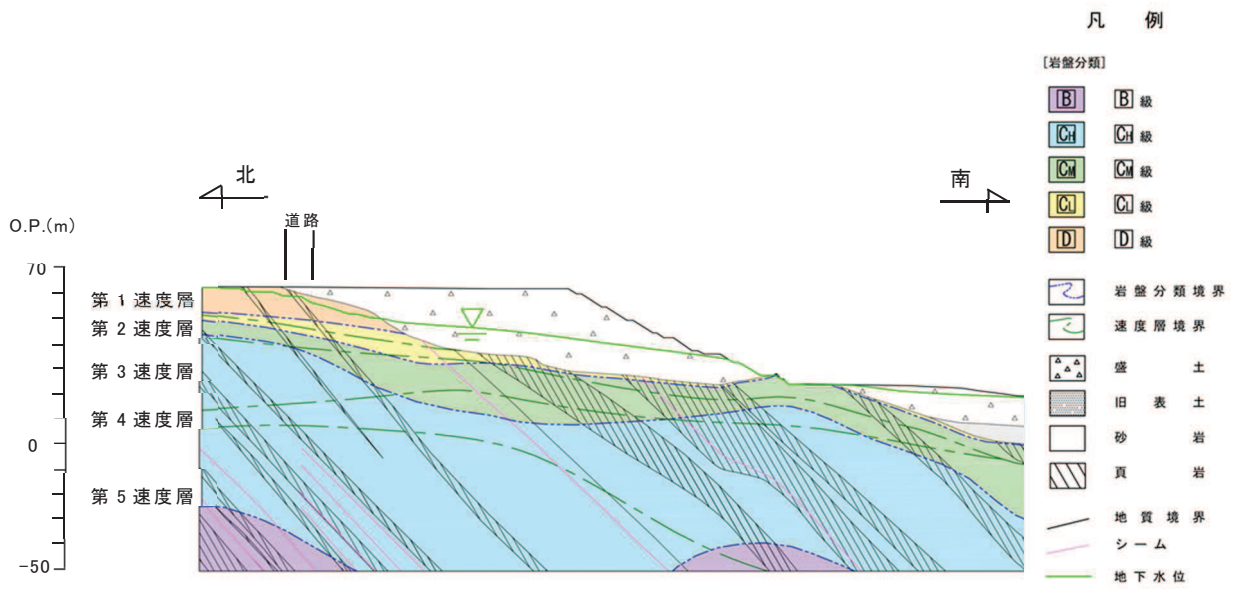


図 4-1(1) アクセスルート (斜面 B) における地質断面図

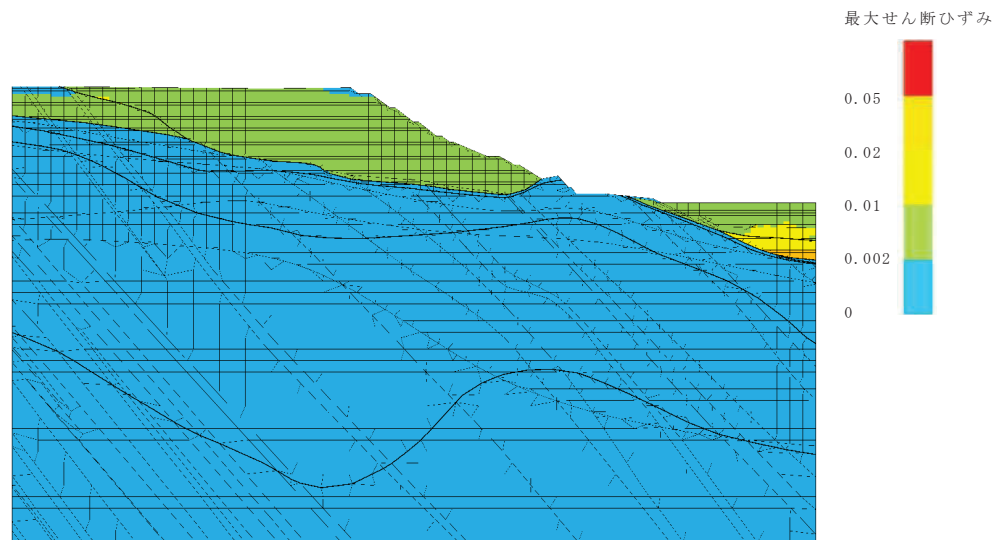


図 4-1(2) アクセスルート (斜面 B) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, S_s-D1)

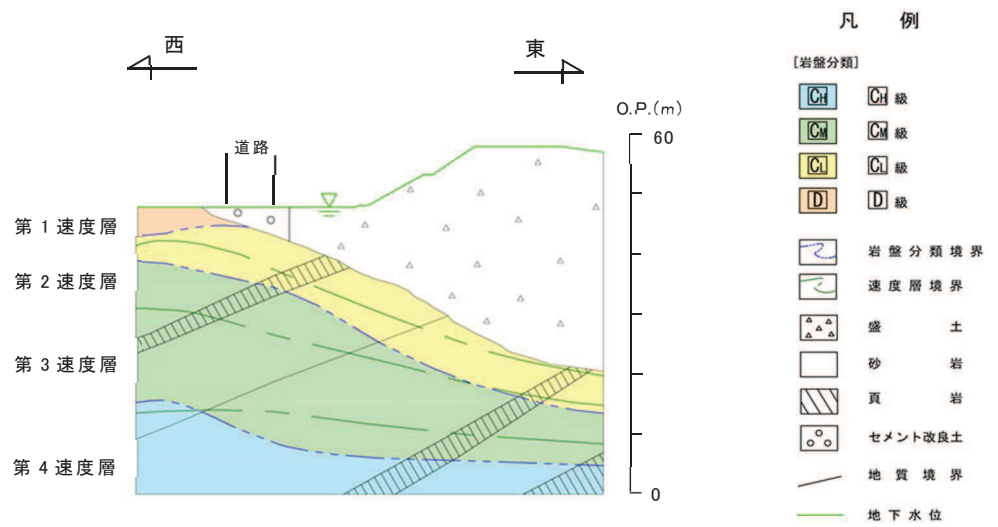


図 4-2(1) アクセスルート（斜面 C）における地質断面図

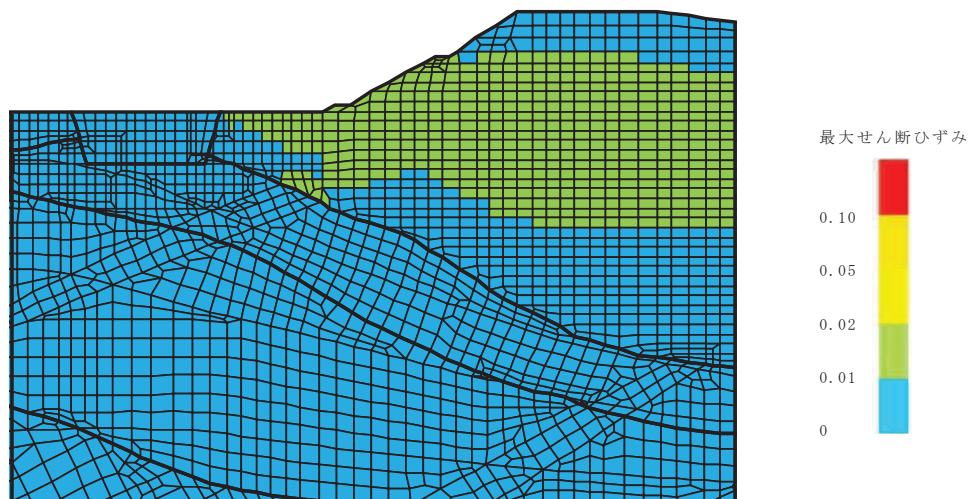


図 4-2(2) アクセスルート（斜面 C）における最大せん断ひずみ分布図
（全応力解析， $S_s - N1$ ）

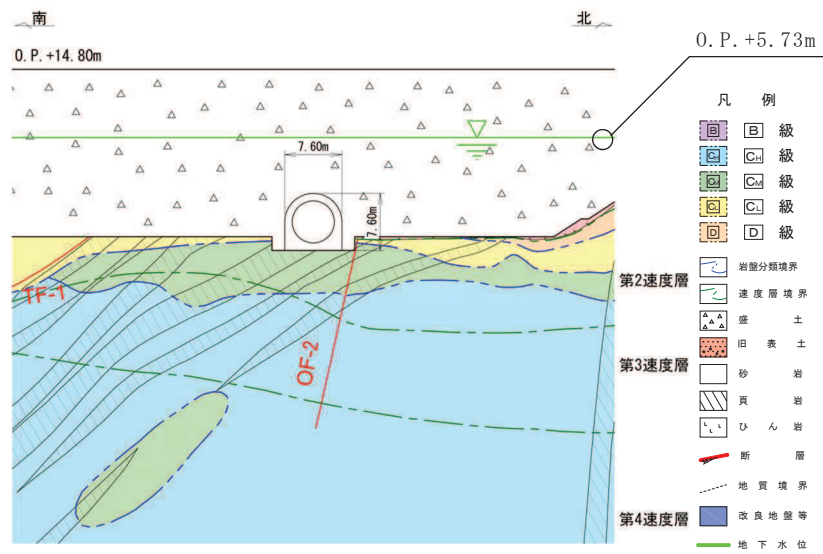


図 4-3(1) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における地質断面図

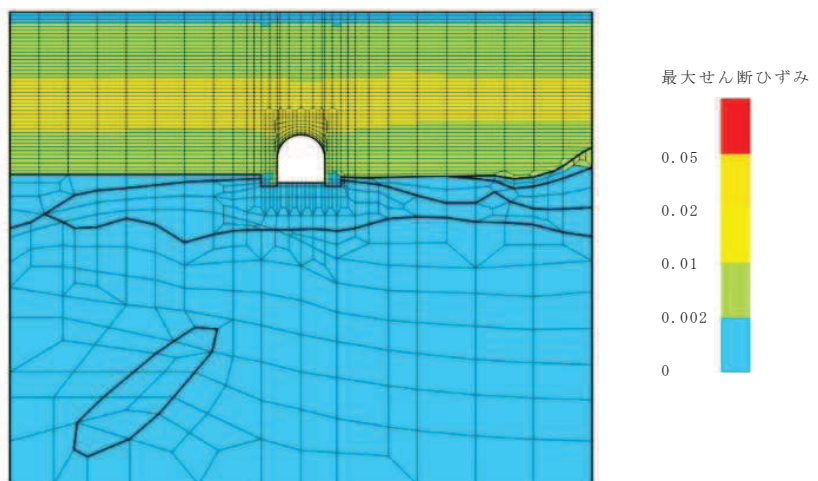
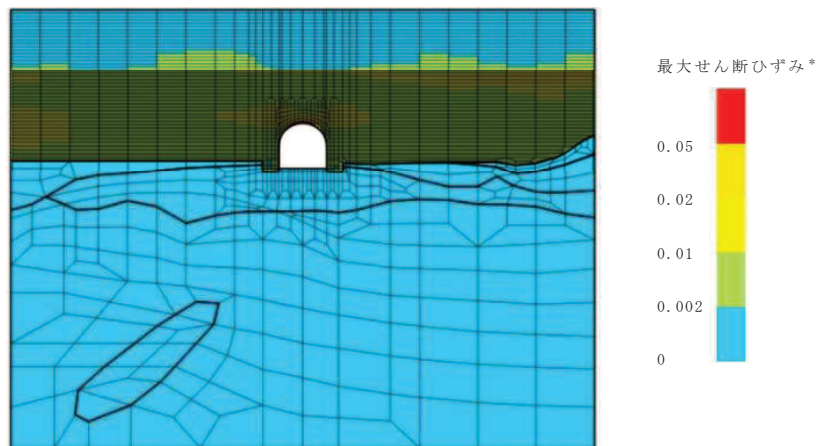


図 4-3(2) 排気筒連絡ダクト土砂部 (断面①) における最大せん断ひずみ分布図
(全応力解析, $S_s - N1$ (++))



注記* : ■部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり，有効応力解析では，液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため，本検討の対象外としている。

図 4-3(3) 排気筒連絡ダクト土砂部（断面①）における最大せん断ひずみ分布図
（有効応力解析， $S_s - D_3$ （-+））

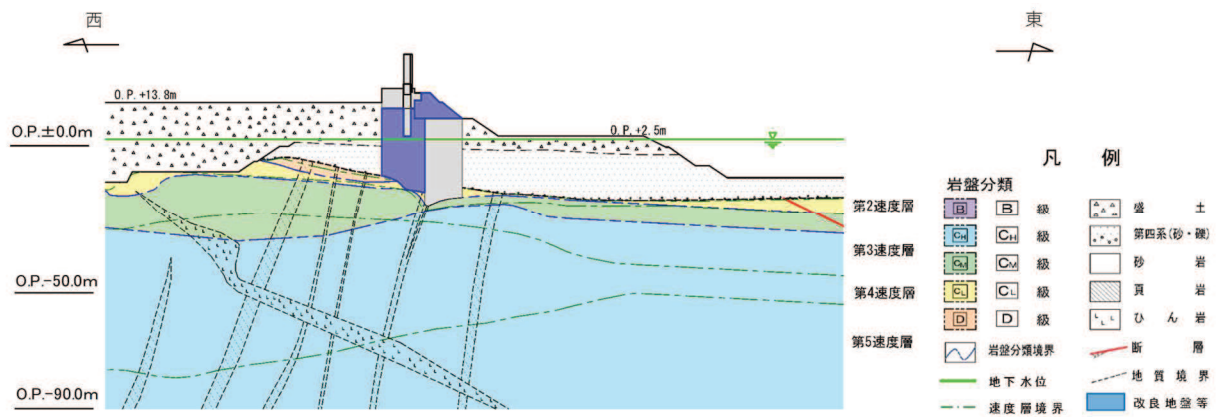
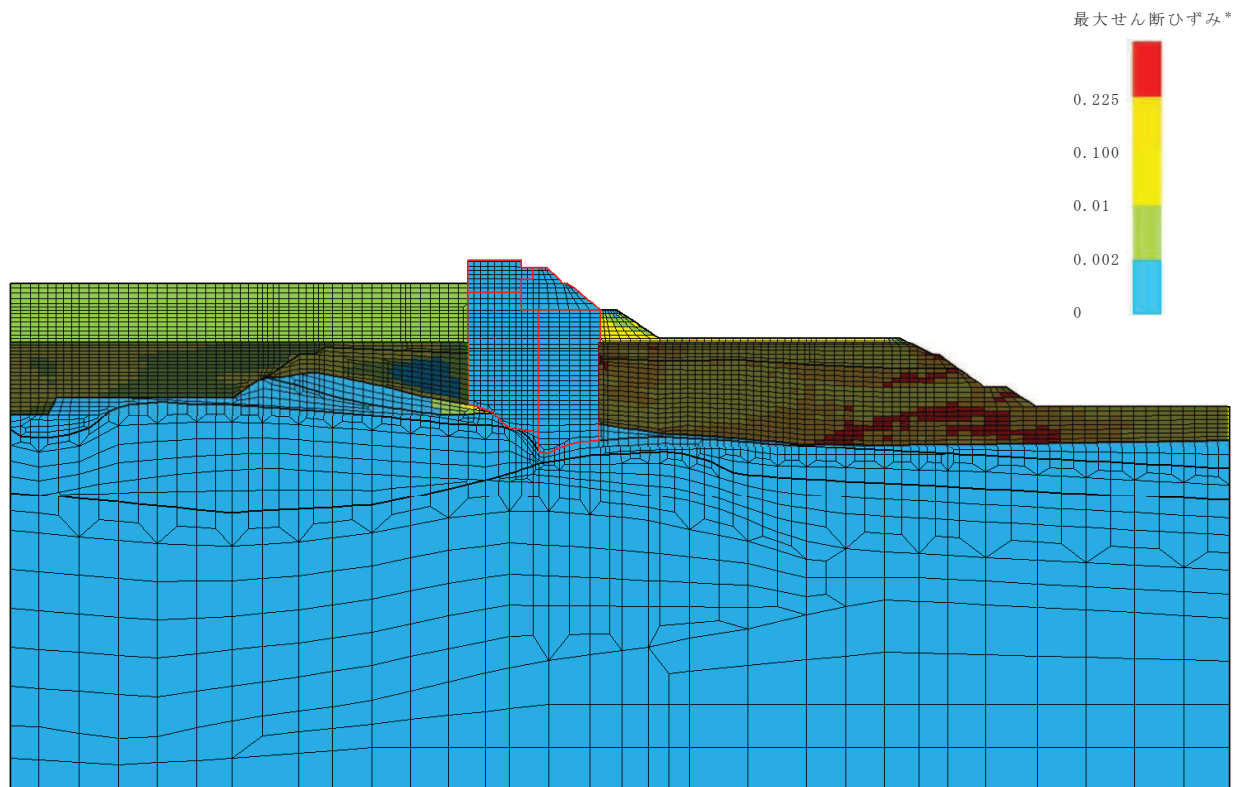


図 4-4(1) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）の地質断面図



注記* : 黒色部分は地下水位以深の盛土・旧表土であり、有効応力解析では、液状化特性を液状化パラメータによりフィッティングするため、本検討の対象外としている。

図 4-4(2) 防潮堤（鋼管式鉛直壁）（断面②）における最大せん断ひずみ
（有効応力解析， $S_s - D_2 (-+)$ ）

4.2 2011年東北地方太平洋沖地震における女川原子力発電所の斜面被害について

4.2.1 2011年東北地方太平洋沖地震時に観測された最大加速度

女川原子力発電所における地震観測点の位置を図4-5に、観測された最大加速度及びはぎとり解析結果並びに基準地震動の最大加速度を表4-1に示す。



図 4-5 女川原子力発電所における地震観測点の位置

表 4-1 2011年東北地方太平洋沖地震と基準地震動の最大加速度

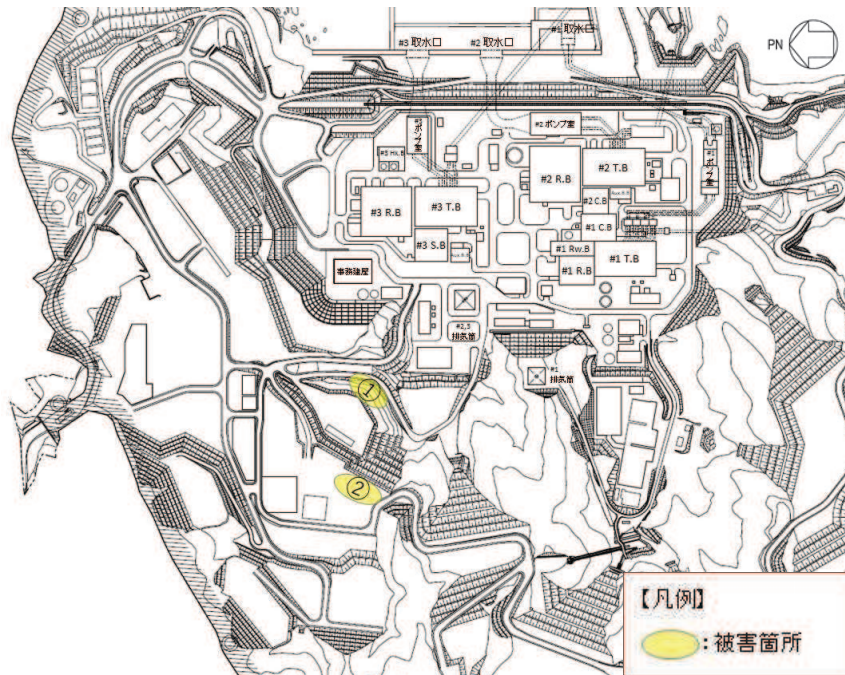
(Gal)

| | 南北方向 | 東西方向 | 鉛直方向 |
|-------------------|------|------|------|
| 地震観測記録（解放基盤表面相当） | 467 | 421 | 269 |
| はぎとり解析結果 | 517 | 636 | 312 |
| 基準地震動 $S_s - D 1$ | 640 | | 430 |
| 〃 $S_s - D 2$ | 1000 | | 600 |
| 〃 $S_s - D 3$ | 800 | | 500 |
| 〃 $S_s - F 1$ | 717 | | 393 |
| 〃 $S_s - F 2$ | 722 | | 396 |
| 〃 $S_s - F 3$ | 835 | | 443 |
| 〃 $S_s - N 1$ | 620 | | 320 |

4.2.2 2011年東北地方太平洋沖地震における斜面の被害

2011年東北地方太平洋沖地震後に斜面被害が確認された位置を図4-6に示す。

2011年東北地方太平洋沖地震後に女川原子力発電所構内の斜面については、一部で肌落ちや亀裂が認められる状況もあったが、大規模な事象はなかった。



平面図



空中写真(国土地理院, 2011年6月11日撮影)に加筆

図4-6 斜面被害が確認された位置

(1)被害箇所①の状況

被害箇所①の状況を表 4-2 に示す。

被害箇所①は発電所建設前からの自然斜面であり高さ約 19m, 法面勾配 1:2.2 の岩盤斜面である。2011 年東北地方太平洋沖地震により, 法面の一部に肌落ちが生じたが, 斜面の崩落は発生しなかった。

表 4-2 被害箇所①の状況

| 項目 | | 被害箇所① | |
|--------------|---|--|--|
| 斜面位置 斜面諸元 |  <p>平面図</p> | |  <p>被害状況</p> |
| |  <p>断面図</p> | | <p>凡 例</p> <ul style="list-style-type: none"> C₁ 級 C₂ 級 C₃ 級 D 級  岩盤分級境界  斜面境界  盛 土  砂 岩  頁 岩  砂 岩  地 質 境 界 |
| 地盤物性 | D 級 | 単位体積重量 γ (kN/m^3) | 20.2 |
| | | せん断強度 τ_0 (N/mm^2) | 0.10 |
| | | 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 24.0 |



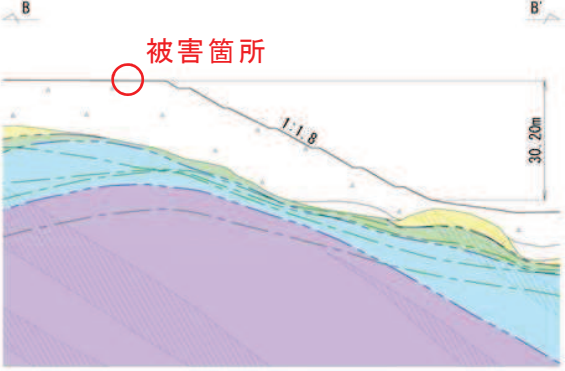
(2) 被害箇所②の状況

被害箇所②の地質断面図を表 4-3 に示す。

被害箇所②は敷地造成により構築された高さ約 30m、法面勾配 1:1.8 の盛土斜面であり、2011 年東北地方太平洋沖地震により法肩部に亀裂が生じたが、斜面の崩落は発生しなかった。

斜面を構成する盛土の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」のとおりである。

表 4-3 被害箇所②の状況

| 項目 | | 被害箇所② | |
|--------------|---|---|--|
| 斜面位置 斜面諸元 |  <p>平面図</p> | |  <p>被害状況</p> |
| |  <p>断面図</p> | | |
| 地盤 物性 | 盛土 | 単位体積重量 γ (kN/m^3) | 20.6 |
| | | せん断強度 σ (N/mm^2) | 0.06 |
| | | 内部摩擦角 ϕ ($^\circ$) | 30.0 |

5. 動的変形特性設定の考え方

動的変形試験を超える範囲について、動的変形試験のみをもとに動的変形特性を設定すると、6.1 で後述するように保守的な評価にならないおそれがあることから、保守的な評価を行うことを目的として、既往の文献等を参考に動的変形特性を設定する。

5.1 既往文献等による考え方

5.1.1 H-Dモデルにおける動的変形特性をせん断強度に漸近させる考え方

Hardin と Drnevich は自分たちの行った粘土から砂までの幅広い材料に対する実験結果を整理する方法として次の式を示した。

$$\tau = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_0} + \frac{\gamma}{\tau_f}} = \frac{G_0 \gamma}{1 + \frac{\gamma}{\tau_f}}$$

この式は双曲線モデルと呼ばれる。ここで、 G_0 はせん断弾性係数、 τ_f はせん断強度である。この関係を図示すると、図 5-1 のようになる。すなわち式は初期剛性が G_0 でせん断応力が τ_f に漸近するような双曲線である。

この実験式は、実験値との適合性も高いので、実験値の整理方法として多用されており、Hardin-Drnevich モデル、H-D モデルと呼ばれる。*

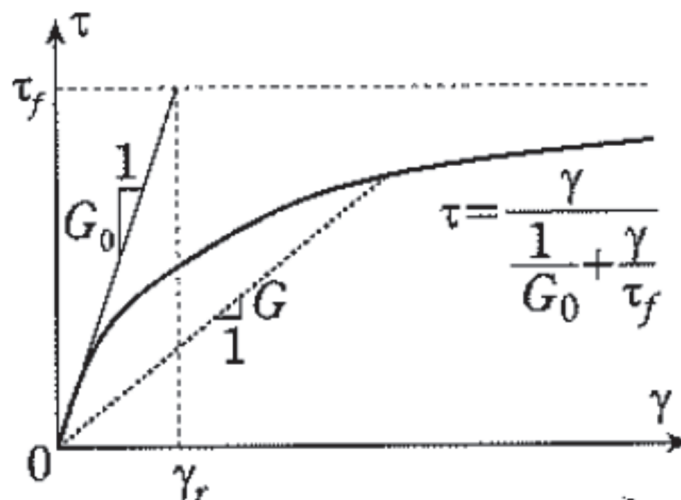


図 5-1 双曲線モデル*

注記 * : 地盤の地震応答解析 (吉田, 鹿島出版会)

5.1.2 修正 GHE モデルにおける設定方法

修正 GHE モデル*¹ は、動的変形試験に基づくせん断骨格及び減衰のひずみ依存特性、静的強度試験に基づくせん断強度を考慮することで、微小ひずみから大ひずみ（せん断強度）に至るまで広いひずみ領域において、実験値にフィッティング可能な GHE モデル*² に、履歴法則として改良した Masing 則を適用した双曲線型の非線形モデルである。

盛土では、大ひずみ領域を含めて実験値にフィッティング可能な GHE モデルを用いる。

注記 * 1 : 西村・室野 : GHE モデルと簡易な履歴則を用いた土の非線形モデルの提案と実験的検証, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 1999 年 7 月

* 2 : 龍岡・澁谷 : 地盤材料の広い範囲のひずみでの応力・ひずみ関係式について, 第 26 回土質工学研究発表会, 平成 3 年 7 月

(1) 修正 GHE モデルにおける骨格曲線

骨格曲線には、龍岡・澁谷が提案した GHE モデルを用いる。

$$\frac{\tau}{\tau_f} = \frac{\frac{\gamma}{\gamma_r}}{\frac{1}{C_1} + \frac{1}{C_2} \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)}, \quad \text{または,} \quad y = \frac{x}{\frac{1}{C_1} + \frac{x}{C_2}}$$

ここに,

x : 正規化ひずみ ($= \gamma / \gamma_r$)

γ_r : 基準ひずみ ($= \tau_f / G_{\max}$)

x , y は正規化ひずみ, 正規化せん断応力で, $x = \gamma / \gamma_r$, $y = \tau / \tau_f$ である。 γ_r は規準ひずみで、モール・クーロンの破壊規準によるせん断強度 τ_f を初期せん断係数 G_{\max} で除した値 ($\gamma_r = \tau_f / G_{\max}$) であり、せん断強度に漸近する骨格が設定される。

なお、 $C_1(x)$, $C_2(x)$ は補正係数で、繰り返し載荷試験から得られた $G/G_{\max} \sim \gamma$ 関係にフィッティングするよう決定する。図 5-2 及び図 5-3 に適用例を示す。

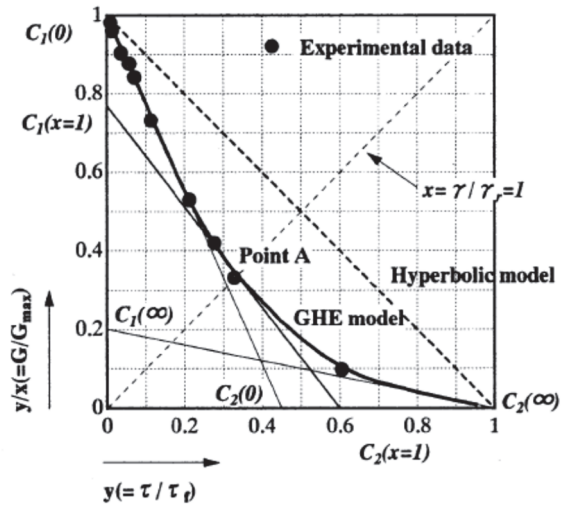


図 5-2 GHE モデルのパラメータ決定例 (y - y/x 関係図)

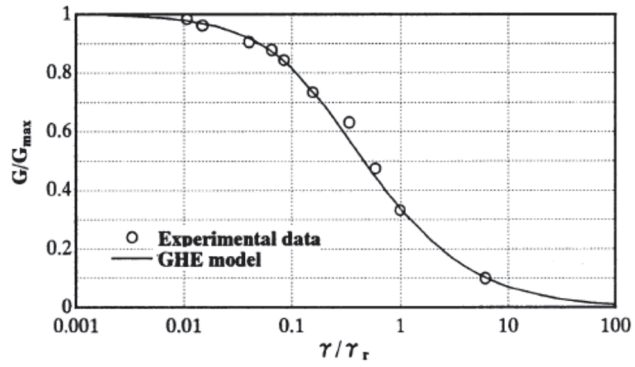
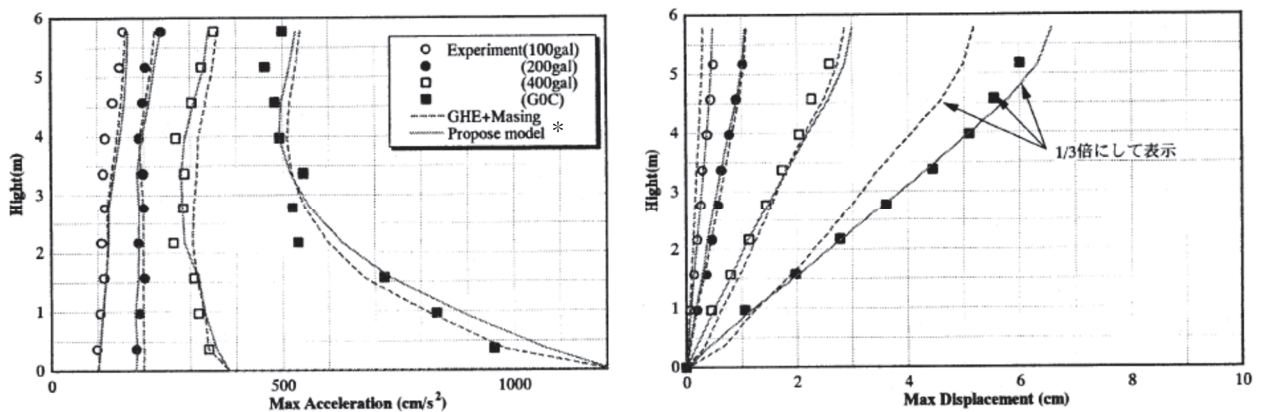


図 5-3 GHE モデルによる $G/G_{\max} \sim \gamma$ のフィッティング例

(2) 振動実験との比較

西村・室野は、大型せん断土槽を用いた振動実験のシミュレーションにより、修正 GHE モデルの検証を行っている。実験には大型振動台 (12×12m) を用い、その上に深さ 6m、長さ 12m、幅 3.5m の大型せん断土槽を設置した。入力波は、振幅レベルが 100, 200, 400Gal の振幅漸増型の正弦波、L2 地震を対象とした耐震設計用の GOC 波である。

図 5-4 に実験と解析結果の比較を示す。修正 GHE モデルによる解析は、いずれの入力レベルにおいても、最大加速度、最大変位とも実験値を再現性良くシミュレーションできており、修正 GHE モデルの有効性が確認されている。



注記 * : Propose model : 修正 GHE モデル

図 5-4 振動実験と修正 GHE モデルの比較

5.1.3 液状化影響の考慮

地盤の物性における土の評価上の留意点として、粒子間の結合力が弱い材料で、その特徴として一般に変形が大きく、かつ、水の影響を非常に受けやすい材料であるため、排水条件に留意して評価することが必要であり、飽和した砂や礫地盤では液状化特性の評価が必要となることが多いとされている。また、動的せん断強さに影響を及ぼす因子として繰返し効果があり、飽和した砂や砂礫等は、地震等の繰返し载荷によって軟化が生じ、繰返しとともに変形が増大する。*

このため、地下水位以深の盛土に対しては保守的な液状化強度特性を設定した上で、液状化影響の考慮が必要な場合は有効応力解析を実施することとしている。また、必要に応じて全応力解析と有効応力解析の評価を比較することで、設計上の保守性を担保する。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

5.1.4 動的強度と静的強度

既往文献*では、乾燥した砂質土の動的強度について、砂の強度はひずみ速度が何であれほぼ一定の値をとっている。低拘束圧下での砂の内部摩擦角は、密度のいかんにかかわらず、荷重速度の影響をほとんど受けないと考えてよいとしている。

また、粒子の破砕が起りやすい状態、つまり、密度が大きく拘束圧も高い条件のもとでせん断を実施すれば、砂といえども、その強度が荷重速度の影響を受けるようになることは想像に難くない。相対密度が100%近くになるまで砂は締めてあり、拘束圧を3段階に変えて実験を行ったデータより、拘束圧が増して15kg/cm²にもなると、急速荷重のもとでの強度は20%程度増加しうるということが知れるとしている。

以上より、砂質土については一般に動的強度が静的強度以上となると言える。

注記 *：石原（土質動力学の基礎，鹿島出版会）

5.1.5 すべり安定解析における強度

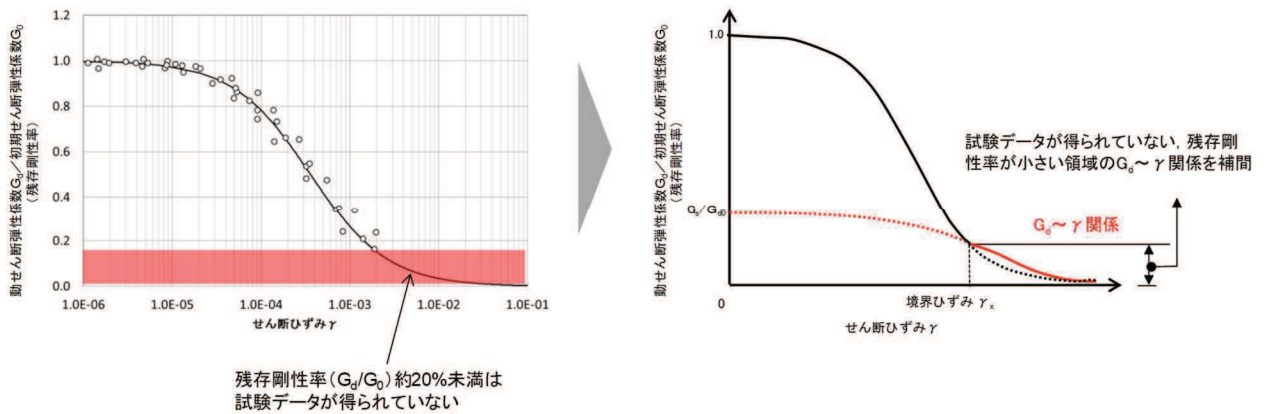
道路土工 切土工・斜面安定工指針（日本道路協会，平成21年度版）では、地すべり地形を示さない道路斜面の安定度評価のための設計定数と土質試験法として、非排水状態での三軸圧縮試験が使用されていることが記載されている。

また、地盤安定解析においては、先行サイトでの実績として静的強度試験により求めた強度が使用されている。

5.2 動的変形特性の設定方法

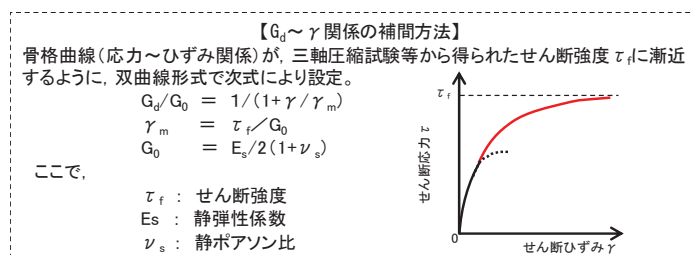
5.1 で示した既往文献等を参考に、繰返し三軸試験の範囲を超える領域については、せん断強度に漸近させる骨格を設定することとし、そのせん断強度については静的強度試験から求めた強度を用いる。

盛土の解析用物性値における $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係は 2.2 において示したとおり、せん断ひずみが 2.0×10^{-3} 程度（残存剛性率が約 20% の領域）まで繰返し三軸試験のデータが得られており（図 5-5(a)）、この範囲においては繰返し三軸試験結果に基づいた $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する。繰返し三軸試験範囲を超える領域については、三軸圧縮試験等によって得られた応力～ひずみ関係及びせん断強度 τ_f を基に双曲線形式により（図 5-5(c)）、 $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係を設定する（図 5-5(b) の黒実線 + 赤実線）。



(a) 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係

(b) 残存剛性率が小さい領域の補間イメージ



(c) $G_d \sim \gamma$ 関係の補間方法

図 5-5 盛土の $G_d/G_0 \sim \gamma$ 関係のうち残存剛性率が小さい領域の補間について
(第 778 回審査会合 (令和元年 9 月 27 日) 資料 1-7-2 p. 65 抜粋)

5.2.1 等価線形解析及び全応力解析における設定方法

全応力解析においては、5.2 のとおり設定した動的変形特性をそのまま解析上も設定する。

基礎地盤及び周辺斜面の安定性評価を行うに当たっては、動的解析（周波数応答解析）による線形又は等価線形解析により検討を行うことを基本とし、解析手法については、全応力解析による安定性評価を行うこととされている。*

等価線形解析においては、全応力解析同様に 5.2 のとおり設定し、等価剛性を算定する。

等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性設定のイメージを図 5-6 に示す。

注記 *：原子力発電所耐震設計技術指針（JEAG4601-2015）

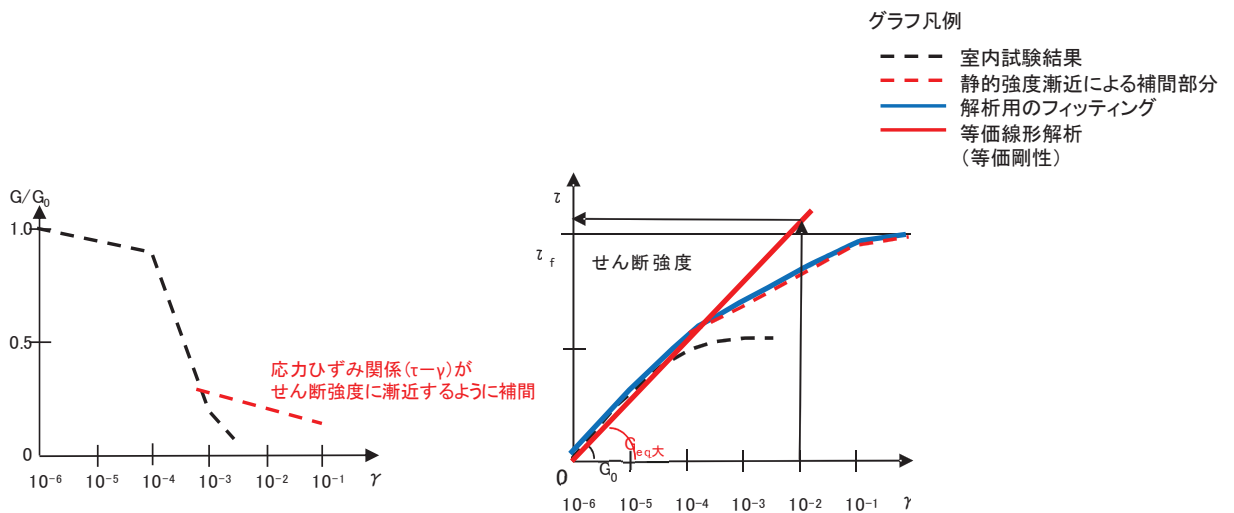
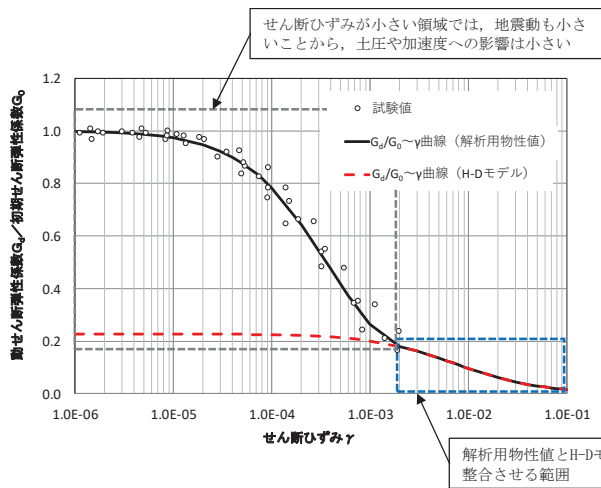


図 5-6 等価線形解析及び全応力解析における動的変形特性

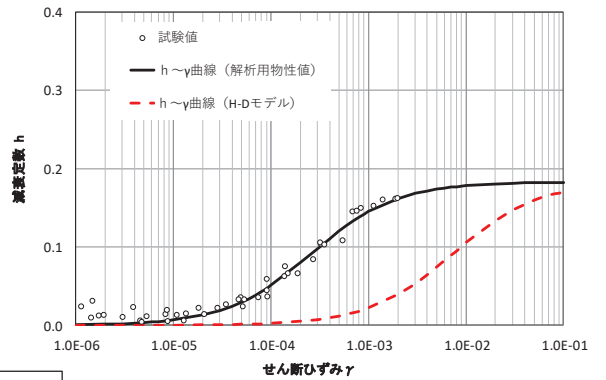
5.2.2 有効応力解析

有効応力解析コード「FLIP」では、地盤の非線形特性について「H-D モデル」が適用される。解析に用いる地盤の非線形特性を図 5-7 に示す。旧表土（地下水位以浅）、セメント改良土、改良地盤及び D 級岩盤については、剛性が十分低下するまで試験ができており、又は発生せん断ひずみレベルまで試験ができており、試験結果を H-D モデルで適切に設定していることから、H-D モデルの設定が妥当であることを確認した。

盛土（地下水位以浅）については、①せん断ひずみが小さい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以下）は繰返し三軸試験結果に基づく双曲線型、②せん断ひずみが大きい領域（せん断ひずみ 2.0×10^{-3} 程度以上）は三軸圧縮試験等の結果に基づく双曲線型にてそれぞれ設定しているが、基準地震動 S_s を用いた地震応答解析では、盛土に $10^{-3} \sim 10^{-2}$ オーダーのせん断ひずみが発生することを踏まえ、発生するせん断ひずみ領域に整合するようなモデル化をする観点から、②に整合するように H-D モデルを設定する。

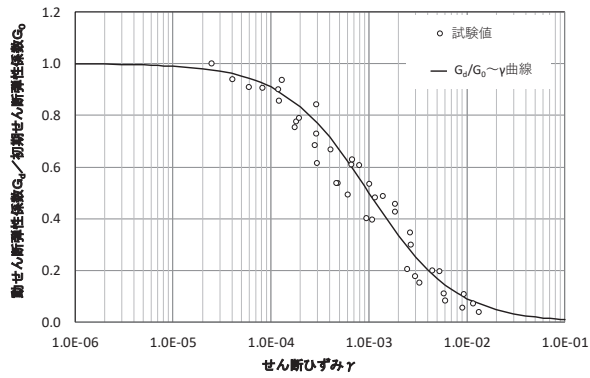


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

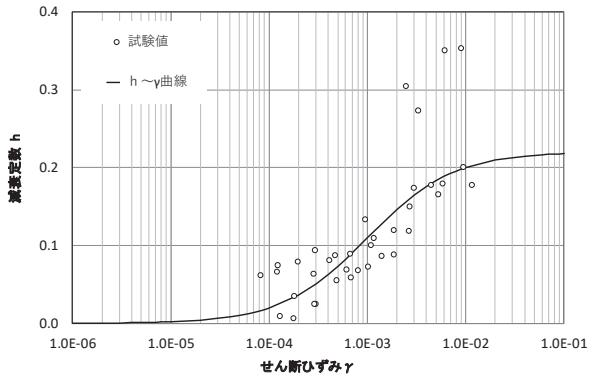


($h \sim \gamma$ 曲線)

(a) 盛土

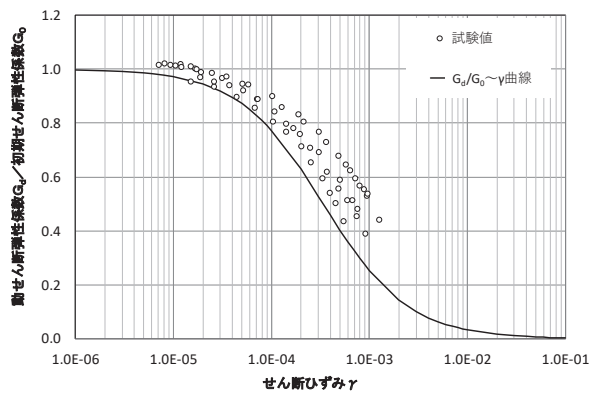


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

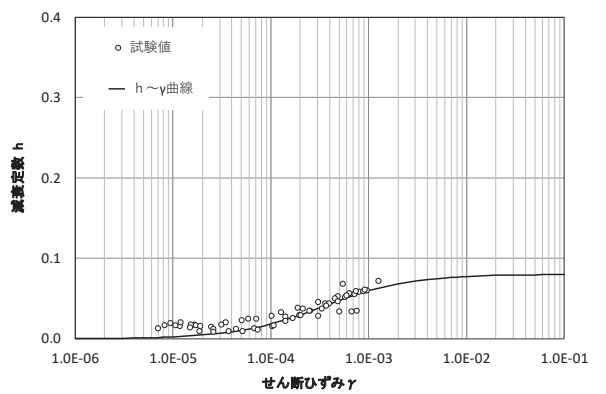


($h \sim \gamma$ 曲線)

(b) 旧表土



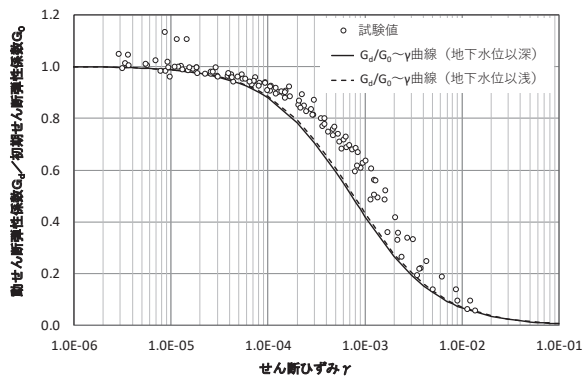
($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



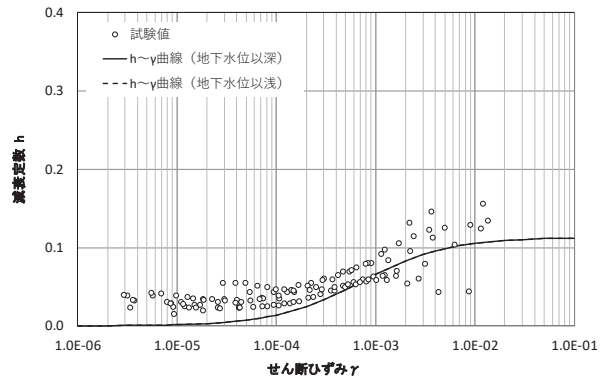
($h \sim \gamma$ 曲線)

(c) セメント改良土

図 5-7(1) H-D モデルに設定する動的変形特性

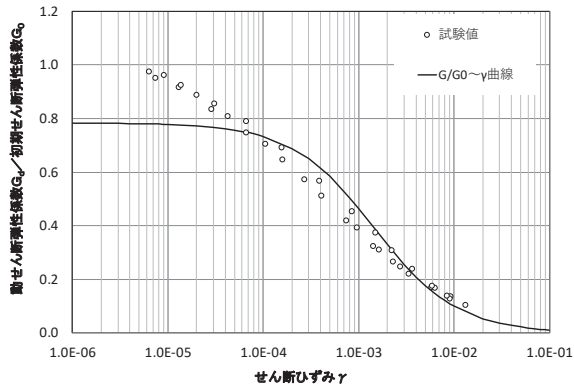


($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)

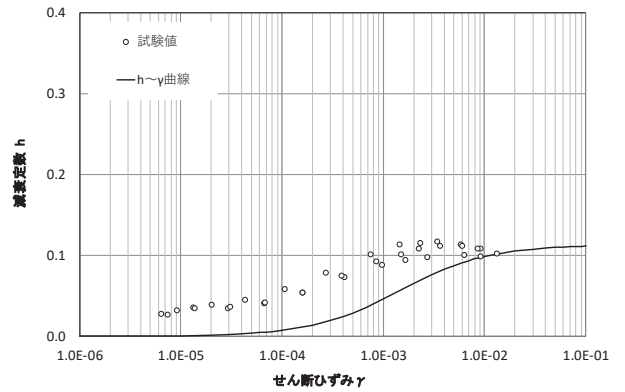


($h \sim \gamma$ 曲線)

(d) 改良地盤



($G_d/G_0 \sim \gamma$ 曲線)



($h \sim \gamma$ 曲線)

(e) D級岩盤

図 5-7(2) H-D モデルに設定する動的変形特性

6. 大ひずみ領域の補間の設定方法の保守性について

各解析において、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が保守的又は妥当であることを確認するため、動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合と耐震設計に与える影響を比較する。

6.1 全応力解析において動的変形特性を変化させた場合の影響

地盤安定解析（等価線形解析）における動的変形特性は、図 6-1 の B) のとおり、せん断強度に漸近するよう補間して設定している。これを図 6-1 の A) のとおり、動的変形試験に基づくせん断応力に変化させると、等価剛性が小さく評価されるため、発生せん断応力が過小評価され、すべり安全率が大きく評価される。

全応力解析のうち逐次非線形解析の場合でも、等価線形解析と同様に、A) 動的変形試験に基づくせん断応力の方が B) せん断強度に漸近するよう補間したせん断応力より小さくなる。発生せん断応力が小さいと土圧も小さくなるが、土木構造物に作用する荷重は土圧が支配的であり、耐震設計の照査値が小さく評価される。

以上より、全応力解析においては、B) の方法の方が保守的な評価となる。

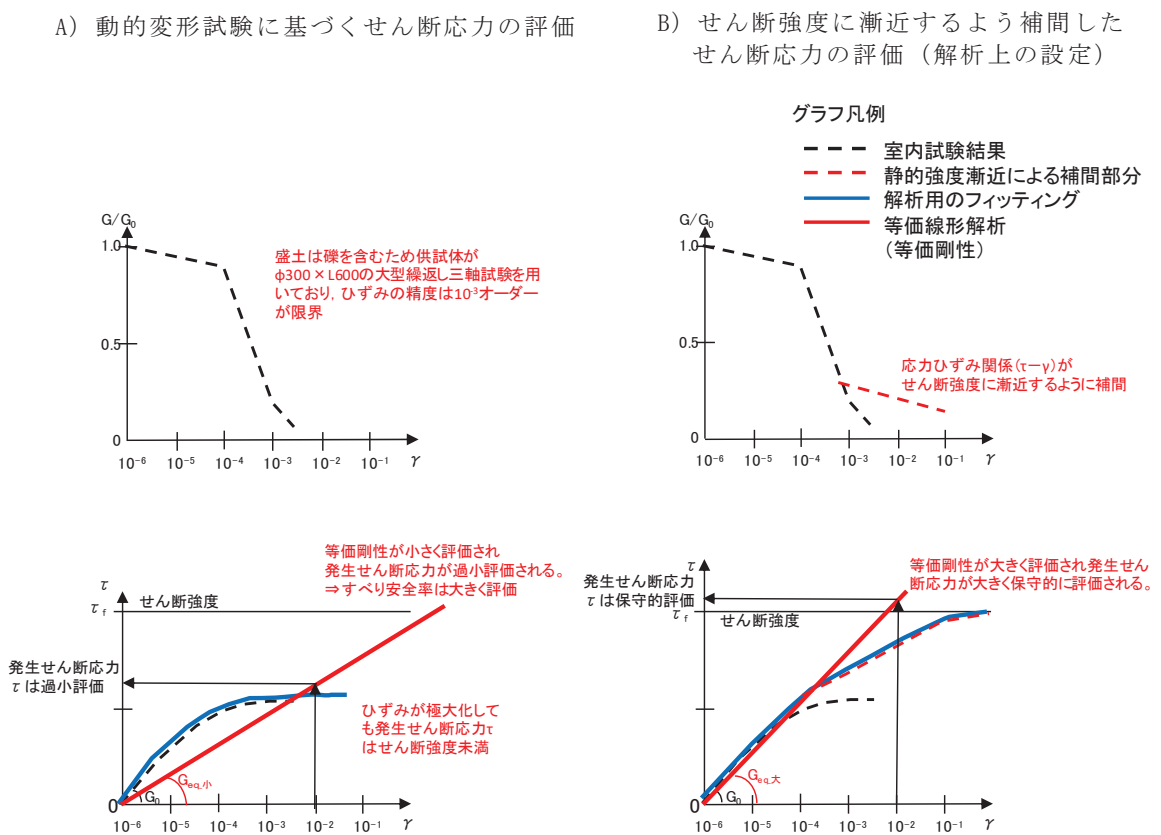


図 6-1 全応力解析における動的変形特性の設定

6.2 地盤安定解析（等価線形解析）において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの地盤安定解析（以下、「基本ケース」という。）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（以下、「変化ケース」という。）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、添付書類「VI-1-1-6-別添 1 可搬型重大事故等対処設備の保管場所及びアクセスルート」にて評価している盛土斜面のうち、斜面高さが高い斜面 B とした。斜面 B の地質断面図を図 6-2、解析モデルを図 6-3 に示す。

基本ケースにおけるすべり安全率評価結果を表 6-1 に、すべり安全率が最小となったすべり線を図 6-4 に示す。

変化ケースにおける動的変形特性を図 6-5 に示す。また、最小すべり安全率のケースに対する、変化ケースにおけるすべり安全率を表 6-1 に併せて示す。

静的解析には解析コード「stress-nlap Ver. 2.91」、地震応答解析には解析コード「SuperFLUSH/2D Ver. 6.1」、すべり計算には解析コード「suberi_sf Ver. 2」を使用した。

基本ケースと比較し、変化ケースのすべり安全率が大きく評価されていることから、現在の解析条件（基本ケース）の方が、地盤の安定性を保守的に評価している事を確認した。

なお、アクセスルートのような盛土構造物において、液状化の影響が考えられる場合には、必要に応じて有効応力解析等によりその影響を確認することとする。

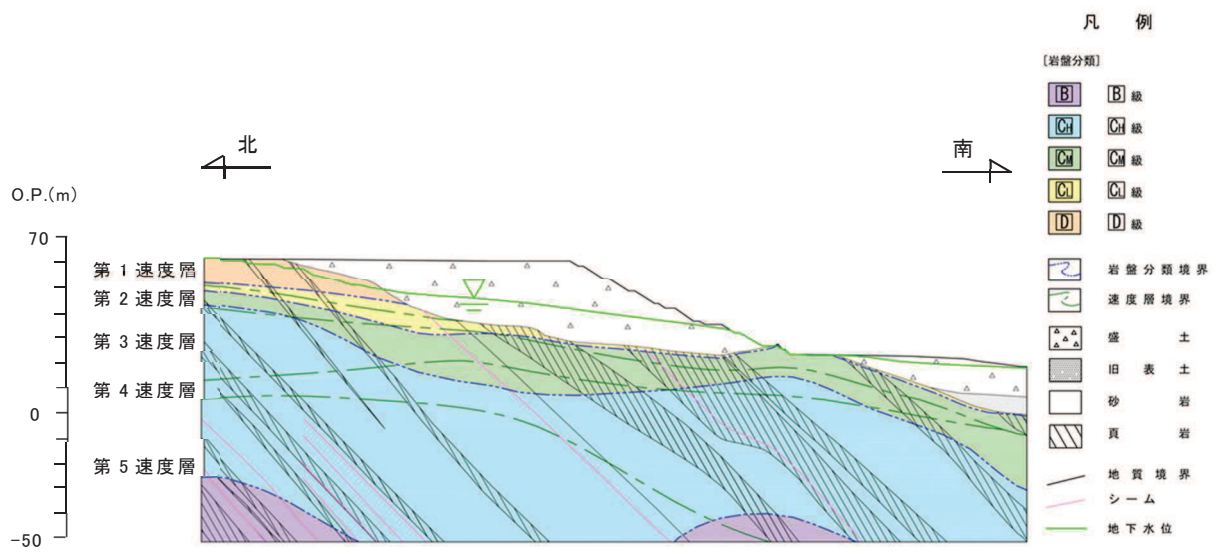


図 6-2 斜面 B の地質断面図

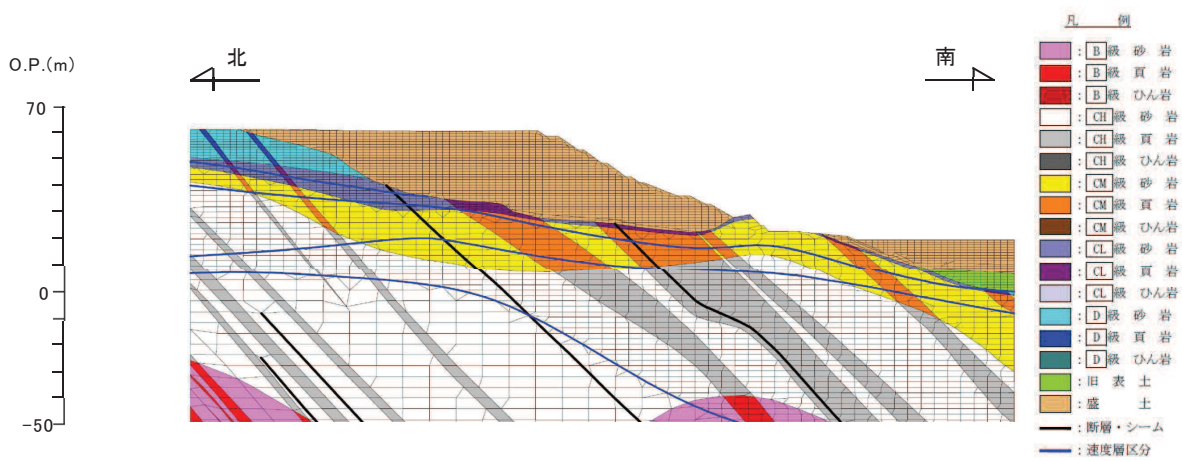


図 6-3 斜面 B の解析モデル

表 6-1 すべり安全率評価結果

| 基準地震動 S_s | すべり安全率 (基本ケース) | すべり安全率 (変化ケース) |
|-------------|-------------------|-------------------|
| $S_s - D1$ | 1.09 | 1.6 |
| $S_s - D2$ | 1.2 | |
| $S_s - D3$ | 1.2 | |
| $S_s - F1$ | 1.2 | |
| $S_s - F2$ | 1.2 | |
| $S_s - F3$ | 1.5 | |
| $S_s - N1$ | 1.1 | |

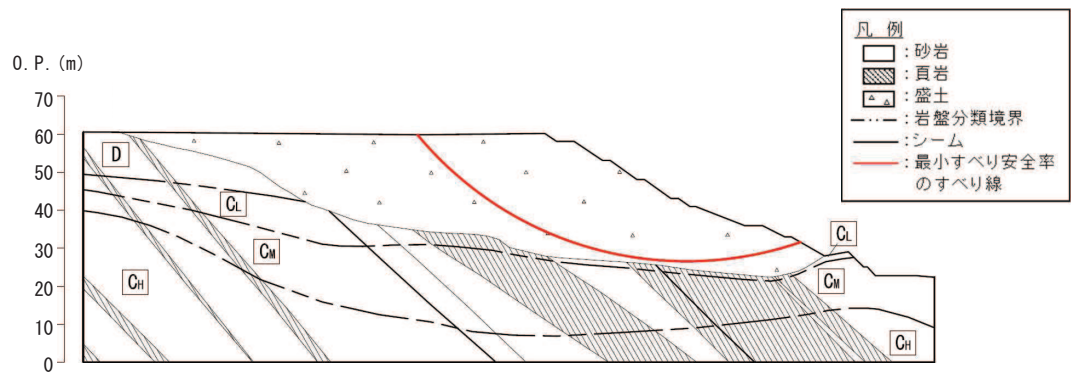


図 6-4 すべり安全率が最小となったすべり線

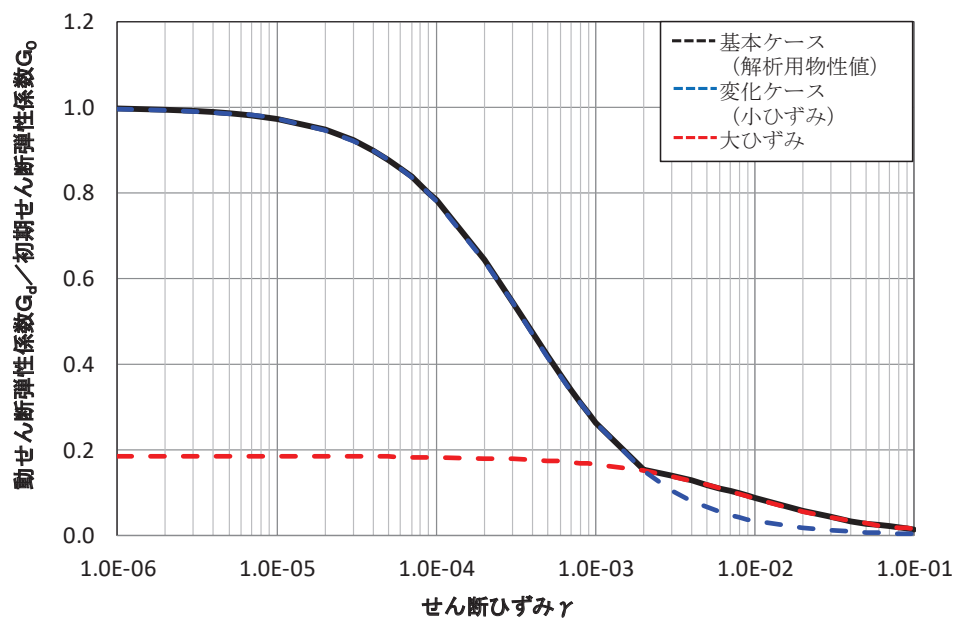


図 6-5 検討に使用した動的変形特性

6.3 全応力解析のうち逐次非線形解析において動的変形特性を変化させた場合の確認結果

既に評価済みの耐震評価（基本ケース）において、動的変形試験のみに基づく動的変形特性を用いて再評価（変化ケース）を実施し、影響を確認した。

対象断面は、施設の周囲に盛土が広く分布する排気筒連絡ダクトの断面①とした。排気筒連絡ダクトの地質断面図を図 6-6、解析モデルを図 6-7、変化ケースにおける動的変形特性を図 6-8 に示す。

影響確認に用いる地震動は断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しいS s-N 1（++）を選定し、解析コードは「SLAP Ver. 6.64」を使用した。

基本ケース及び変化ケースにおける曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果を表 6-2 及び表 6-3 に、せん断破壊に対する評価結果を表 6-4 に示す。

排気筒連絡ダクトの曲げ・軸力系の破壊及びせん断破壊に対する評価結果は、基本ケースに比べ変化ケースの照査値が小さく評価されており、現在の解析条件（基本ケース）の方が施設の耐震性を保守的に評価していることを確認した。

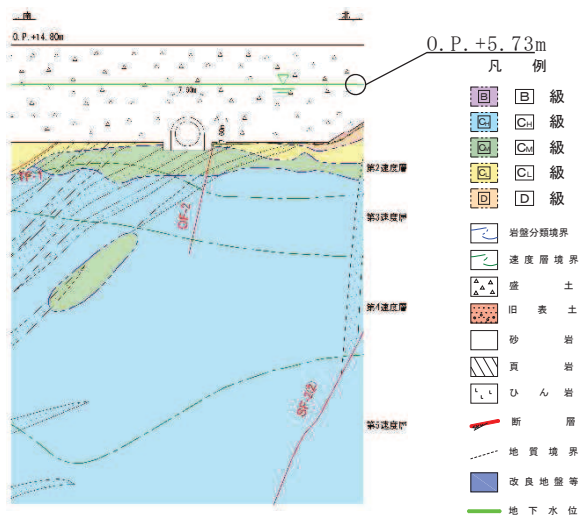


図 6-6 排気筒連絡ダクト（断面①）の地質断面図

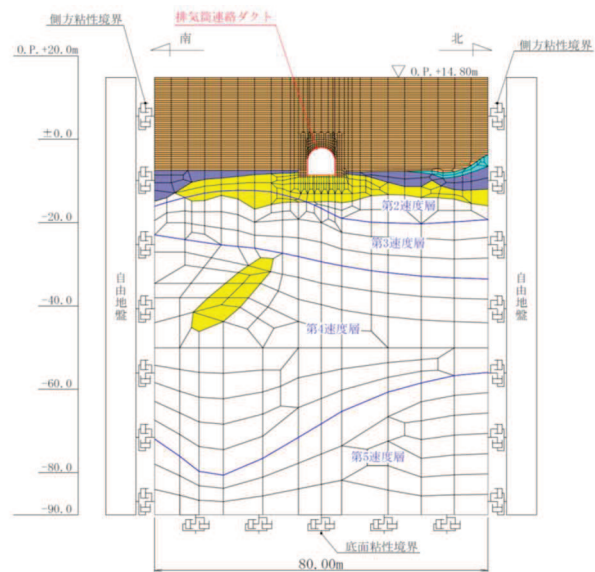


図 6-7 排気筒連絡ダクト（断面①）の解析モデル

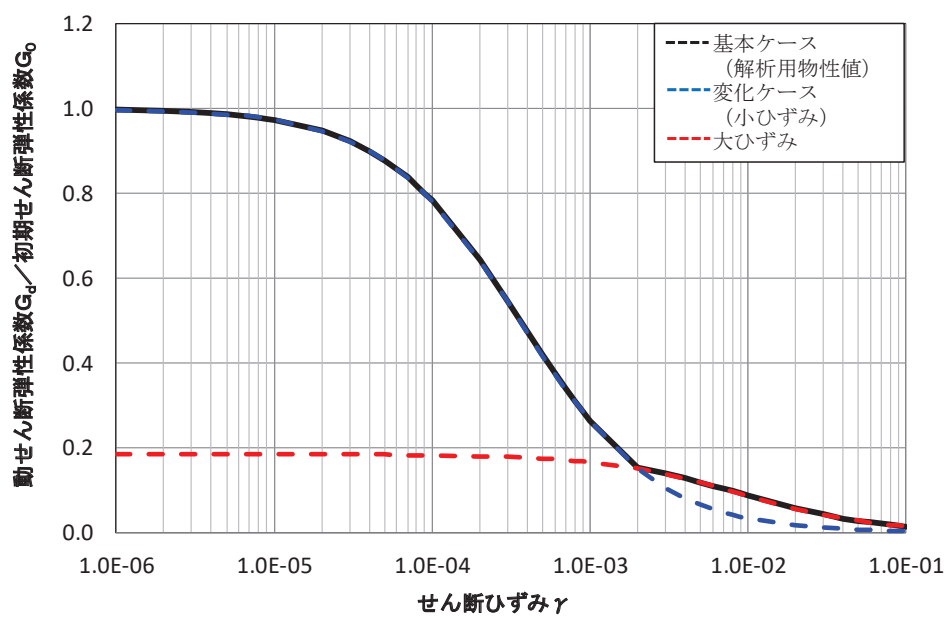


図 6-8 検討に使用した動的変形特性

表 6-2 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（構造強度を有することの確認）

【 S s - N 1 (++) 】

| 検討ケース | 照査用層間変形角* R_d | 限界層間変形角 R_u | 照査値 R_d/R_u |
|-------|-----------------------|----------------------|------------------|
| 基本ケース | 1.24×10^{-3} | 1.0×10^{-2} | 0.13 |
| 変化ケース | 7.62×10^{-4} | 1.0×10^{-2} | 0.08 |

注記*：照査用層間変形角 $R_d =$ 最大層間変形角 $R \times$ 構造解析係数 γ_a

表 6-3(1) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（コンクリートの圧縮ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【 S s - N 1 (++) 】

| 検討ケース | 照査用ひずみ* ϵ_d | 限界ひずみ ϵ_R | 照査値 ϵ_d/ϵ_R |
|-------|-------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| 基本ケース | 782μ | 2000μ | 0.40 |
| 変化ケース | 616μ | 2000μ | 0.31 |

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-3(2) 曲げ・軸力系の破壊に対する評価結果（主筋ひずみ，底版）

（Sクラスの施設を支持する機能を損なわないことの確認）【 S s - N 1 (++) 】

| 検討ケース | 照査用ひずみ* ϵ_d | 限界ひずみ ϵ_R | 照査値 ϵ_d/ϵ_R |
|-------|-------------------------|-----------------------|--------------------------------|
| 基本ケース | 979μ | 1725μ | 0.57 |
| 変化ケース | 747μ | 1725μ | 0.44 |

注記*：照査用ひずみ = 発生ひずみ \times 構造解析係数 γ_a

表 6-4 せん断破壊に対する評価結果【S_s-N1(++)】

| 解析 ケース | 評価位置*1 | | 照査用 せん断力*2 V _d (kN) | せん断耐力 V _{y d} (kN) | 照査値 (部材非線形 解析) V _d /V _{y d} | 照査値 (材料非線形 解析) V _d /V _{y d} |
|-----------|--------|---|--------------------------------------|--------------------------------|--|--|
| | | | | | | |
| 基本 ケース | アーチ | 1 | 892 | 1110 | 0.81 | — |
| | 側壁 | 2 | 1867 | 1074 | 1.74 | 0.72 |
| | 底版 | 4 | 2239 | 1640 | 1.37 | 0.87 |
| 変化 ケース | アーチ | 1 | 633 | 1110 | 0.58 | — |
| | 側壁 | 2 | 1597 | 1103 | 1.45 | *3 |
| | 底版 | 4 | 1786 | 1660 | 1.08 | *3 |

注記*1：評価位置は図 6-9 に示す。

*2：照査用せん断力 V_d = 発生せん断力 V × 構造解析係数 γ_a

*3：基本ケースよりせん断耐力式の照査値が小さいので、材料非線形解析を用いれば照査値 1.0 未満となる見込み。

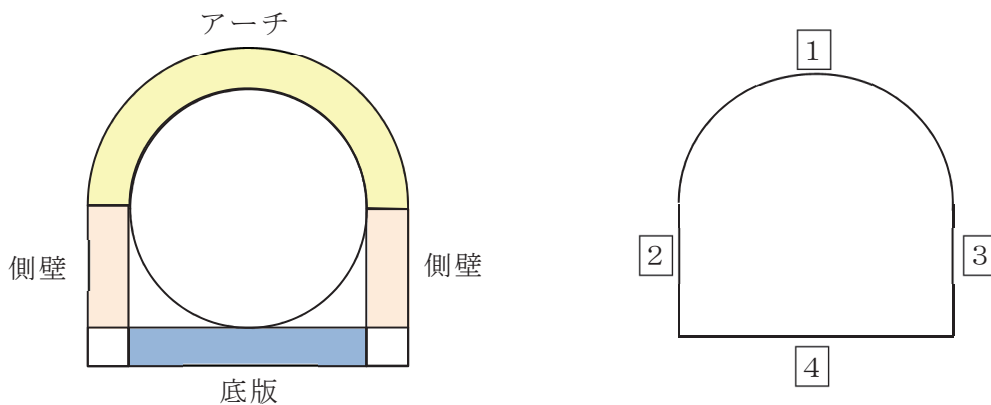


図 6-9 評価位置図

6.4 有効応力解析において地下水位以浅の動的変形特性を変化させた場合の影響

解析コード F L I P においては、動的変形特性の設定が H-D モデルに限定されており、盛土の動的変形特性の設定に当たっては、大ひずみ領域の骨格にフィッティングしている。そのため、小ひずみ領域の設定の影響が設計に及ぼす影響を確認するため、地下水位以浅の盛土の動的変形特性を変化させた場合の影響を防潮堤（鋼管式鉛直壁）の地震時並びに津波及び余震の重畳時において確認した。

対象断面は、代表断面の中で盛土が比較的広く分布する鋼管式鉛直壁の断面①とした。また、地震動は、断面①の平均物性の検討において照査値が最も厳しくなるものを選定し、地震時は基準地震動 $S_s - D2 (-)$ 、津波及び余震の重畳時は $S_d - D2 (-+)$ とした。解析モデルを図 6-10 に示す。

基本ケースにおける動的変形特性（大ひずみ領域にフィッティング）と、比較するために変化させた動的変形特性（小ひずみ領域にフィッティング）を図 6-11 に示す。

照査結果を表 6-5 に、鋼管杭の断面力の比較を表 6-6 に、背面補強工、置換コンクリート、改良地盤及びセメント改良土の局所安全係数の比較を表 6-7 に示す。

鋼管杭の断面力照査は動的変形特性を変化させた場合の方（小ひずみ領域にフィッティング）が若干照査値が小さくなっているほかは、照査結果は大きく変化しておらず、有効応力解析において地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認できた。

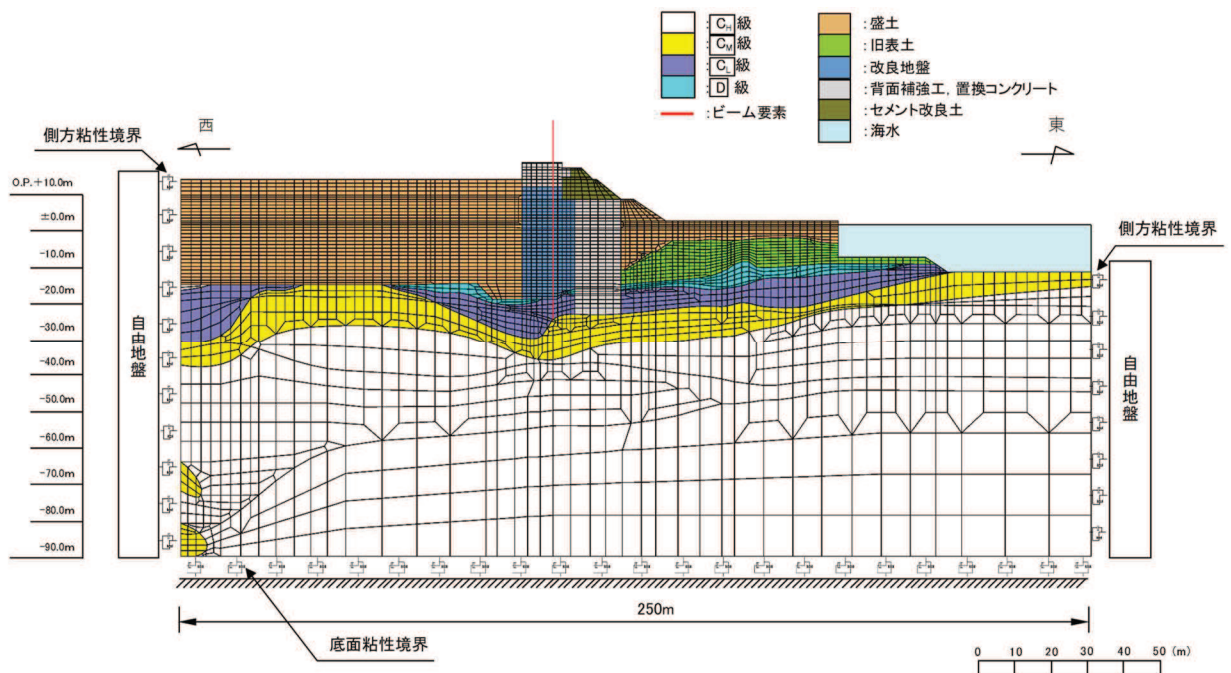


図 6-10 解析モデル（防潮堤（鋼管式鉛直壁），断面①）

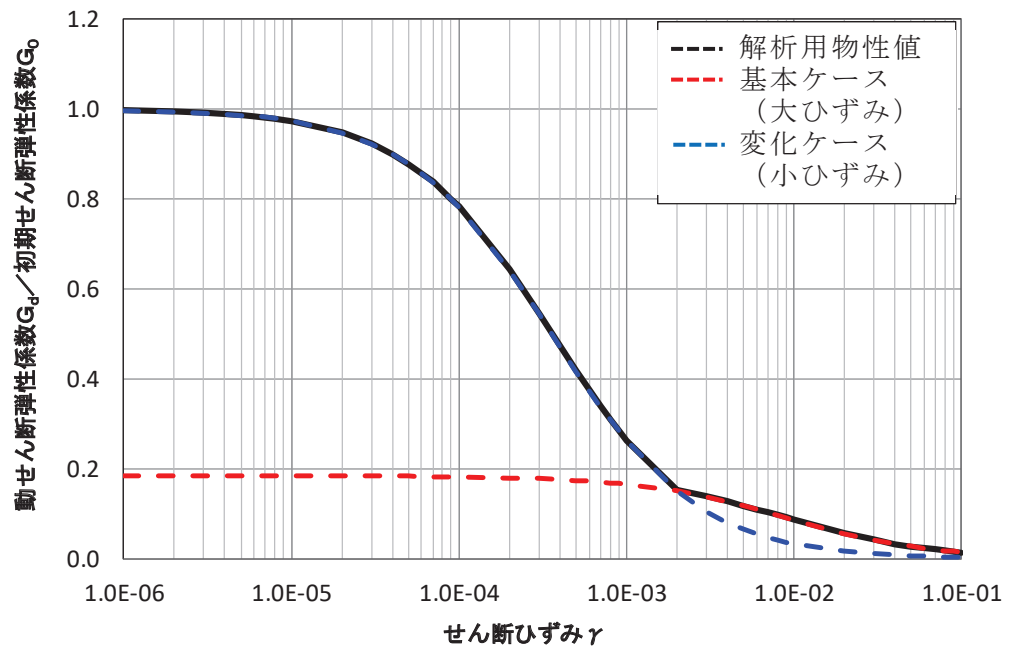


図 6-11 検討に使用した動的変形特性

表 6-5(1) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

| 事象 | 地震動 位相 | 検討 ケース | 鋼管杭断面力照査 | | | | |
|------------------|----------------------------|-----------------|-----------------|------------|------|--------------|------|
| | | | 曲げ圧縮照査 | | | せん断照査 | |
| | | | モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 照査値 | せん断力 (kN) | 照査値 |
| 地震時 | S _s -D2 (--) | 基本ケース (大ひずみ) | 8663 | 503 | 0.42 | 6589 | 0.24 |
| | | 変化ケース (小ひずみ) | 7802 | 321 | 0.37 | 5913 | 0.21 |
| 津波・ 余震 重畳時 | S _d -D2 (-+) | 基本ケース (大ひずみ) | 44972 | 1316 | 0.76 | 13526 | 0.48 |
| | | 変化ケース (小ひずみ) | 41355 | 1309 | 0.70 | 12421 | 0.44 |

表 6-5(2) 盛土の動的変形特性を変化させた場合の照査値の変化

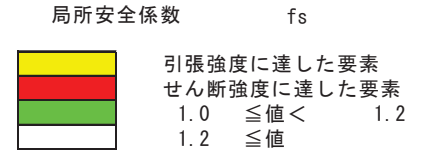
| 事象 | 地震動 位相 | 検討 ケース | すべり安全率 | | | | 接地圧照査値 | | |
|------------------|----------------------------|-----------------|-----------|------------------|----------|-------------|--------|-----------|------------------|
| | | | 背面 補強工 | 置換 コンクリ ート | 改良 地盤 | セメント 改良土 | 鋼管杭 | 背面 補強工 | 置換 コンクリ ート |
| 地震時 | S _s -D2 (--) | 基本ケース (大ひずみ) | 24.7 | 4.9 | 3.1 | 3.9 | 0.15 | 0.21 | 0.36 |
| | | 変化ケース (小ひずみ) | 25.2 | 4.7 | 2.9 | 3.6 | 0.13 | 0.19 | 0.37 |
| 津波・ 余震 重畳時 | S _d -D2 (-+) | 基本ケース (大ひずみ) | 11.0 | 15.1 | 2.6 | 48.2 | 0.24 | 0.25 | 0.15 |
| | | 変化ケース (小ひずみ) | 11.7 | 13.6 | 2.6 | 52.6 | 0.24 | 0.25 | 0.16 |

表 6-6 鋼管杭断面力の比較

| | |
|--------------------------------------|-------------------|
| 凡例 | |
| — | : 基本ケース (大ひずみ) |
| — | : 変化ケース (小ひずみ) |

| 事象 | 曲げ圧縮照査時刻 | | せん断照査時刻 |
|-----|---------------------------|--------------------|----------------------|
| | 曲げモーメント | 軸力 | せん断力 |
| 地震時 | <p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p> | <p>(b) 軸力 (kN)</p> | <p>(c) せん断力 (kN)</p> |
| | <p>(a) 曲げモーメント (kN・m)</p> | <p>(b) 軸力 (kN)</p> | <p>(c) せん断力 (kN)</p> |

表 6-7 局所安全係数の比較



| | 基本ケース (大ひずみ) | 変化ケース (小ひずみ) |
|----------|-----------------|-----------------|
| 地震時 | | |
| 津波・余震重畳時 | | |

6.5 まとめ

等価線形解析及び全応力解析においては、現在の大ひずみ領域を補間して設定する方法が動的変形試験から得られた双曲線のみで設定する場合よりも耐震評価上保守的な結果を与えることを確認した。

また、有効応力解析においては、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さいことを確認した。

7. まとめ

- 盛土の動的変形特性を設定するに当たり、盛土が礫を含んでいるため大型繰返し三軸試験により動的変形特性を確認しているが、ひずみデータの取得範囲に制限があり、基準地震動 S_s による解析上の発生ひずみは動的変形試験のデータ取得範囲である約 2.0×10^{-3} を超える箇所がある。ただし、試験終了時に供試体は破壊に至っておらず、液状化強度試験の状況を踏まえると、ひずみデータの取得範囲を超えても試験可能な状態であることを確認した。
- 試験ひずみ 2.0×10^{-3} を超える範囲において保守的な動的変形特性を設定するため、既往文献等を参考にして、静的強度試験に基づくせん断強度に漸近するように骨格を設定した。
- 現状の設定が耐震設計上保守的であることを確認するため、盛土の動的変形特性を動的変形試験のみにフィッティングさせた解析と比較した。地盤安定解析（等価線形解析）及び逐次非線形解析を含む全応力解析において、大ひずみ領域での骨格を静的強度試験に基づき設定することは、耐震設計上、保守的な評価を与える。また、有効応力解析に用いる解析コード F L I P では、静的強度試験に基づく動的変形特性を設定しているが、地下水位以浅の盛土の動的変形特性が耐震設計に及ぼす影響は小さく、現状の設定で耐震設計上問題ないことを確認した。
- 以上から、盛土の骨格設定に関する解析上の取扱いは、耐震設計上妥当である。

(参考資料 2 7) 有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性設定の保守性について

1. 概要

女川の設工認における耐震・強度評価で使用している有効応力解析の妥当性及び本編の「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性の保守性を確認するため、第 2 号機取水口近傍の前面護岸とその周辺地盤 (O.P. +3.5m 盤) を対象に、2011 年東北地方太平洋沖地震の地震記録を入力波とした解析コード FLIP による有効応力解析を行い、当該地震後に敷地内で観測された前面護岸の水平変位等と比較する。検討フローを図 1-1 に示す。

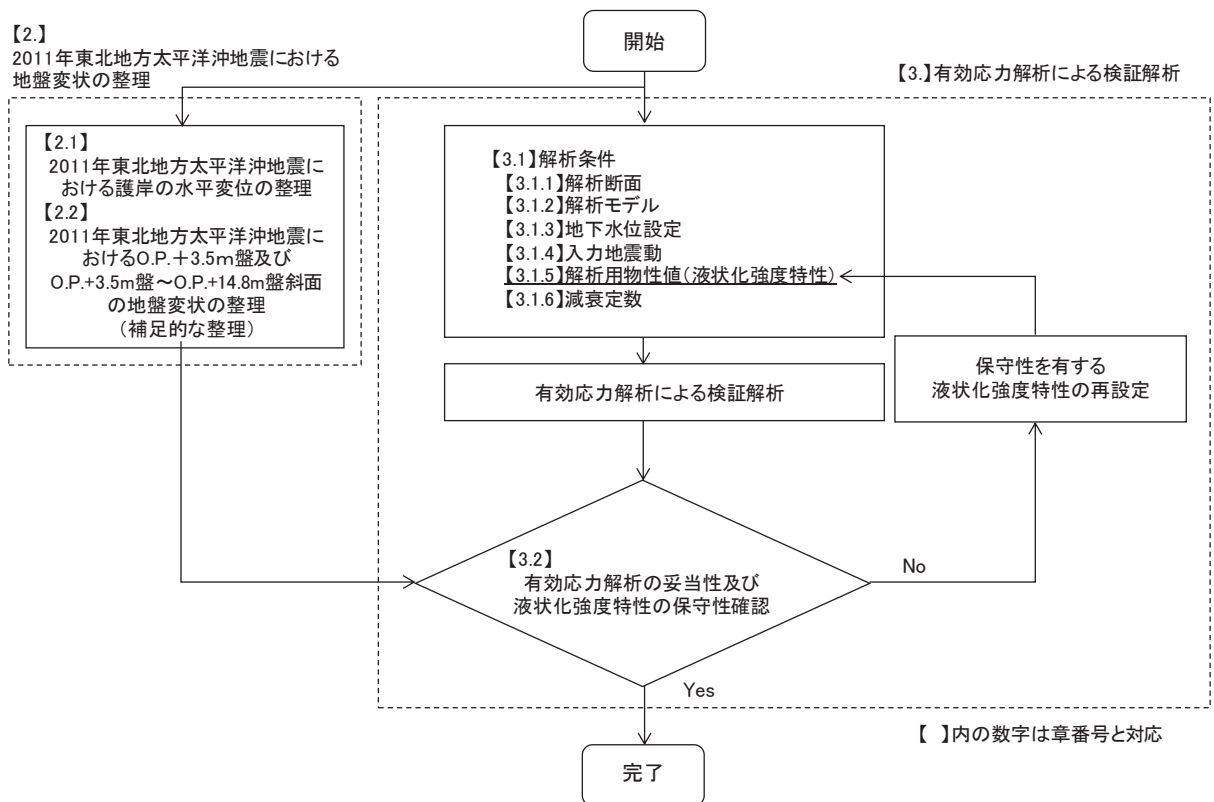


図 1-1 有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性設定の保守性検討フロー

2. 2011年東北地方太平洋沖地震における地盤変状

2.1 護岸の水平変位

2011年東北地方太平洋沖地震後に、第2号機取水口近傍の前面護岸（タイロッド式矢板護岸）の残留水平変位を計測している。護岸の水平変位計測位置の平面図を図2-1に、前面護岸の断面図を図2-2に示す。前面護岸は、鋼矢板によるタイロッド式矢板護岸であり、鋼矢板と控え鋼矢板間をタイロッドで連結し、鋼矢板に作用する土圧を、控え鋼矢板及びタイロッドで受け持たせる構造である。

前面護岸の残留水平変位を図2-3に示す。前面護岸の残留水平変位は最大で約17cm（海側）であった。なお、水平変位の計測と併せて外観目視調査を実施しており、損傷が無いことを確認している。

また、前面護岸の残留水平変位は、以下の手順により算出した。

- ・ 測点は測点 No.1～No.6 の6箇所
- ・ 第2号機取水口前面位置を基準として、鋼矢板の上部コンクリートの海側への水平変位量を光波測距儀により計測（鋼矢板上部の水平変位）
- ・ 上部コンクリートから下げ振りをを用いて、深度方向0.5m毎に上部コンクリート前面下端と鋼矢板の水平変位を計測（鋼矢板の相対変位）
- ・ 鋼矢板上部の水平変位と鋼矢板の相対変位を足し合わせることで、前面護岸の残留水平変位とした

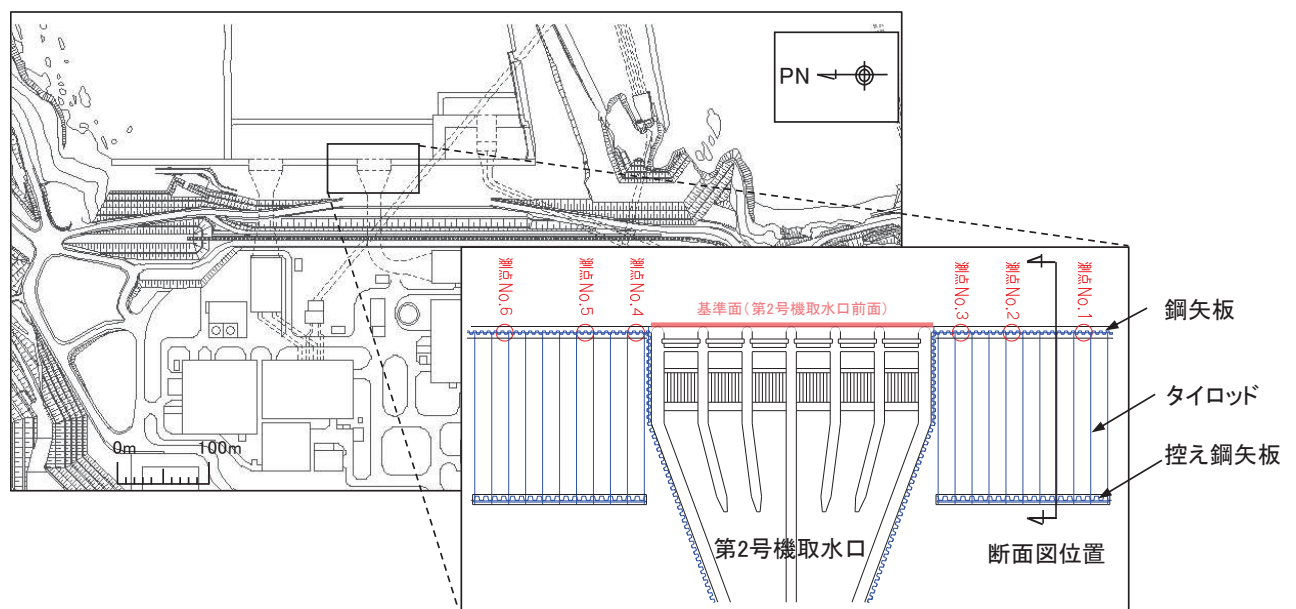


図2-1 前面護岸の水平変位計測位置

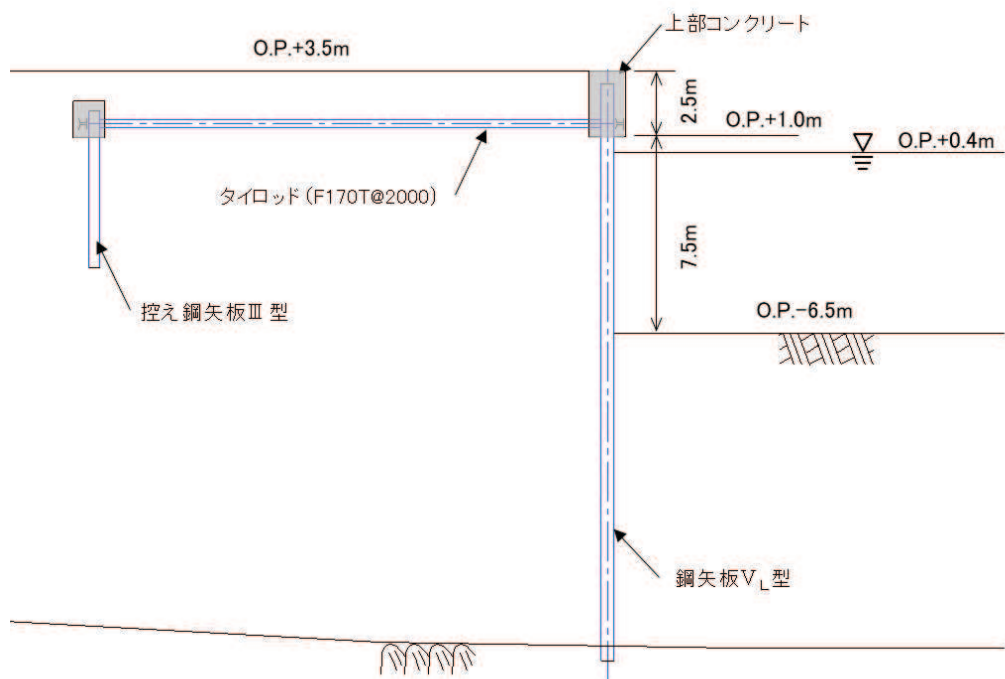


図 2-2 前面護岸断面図

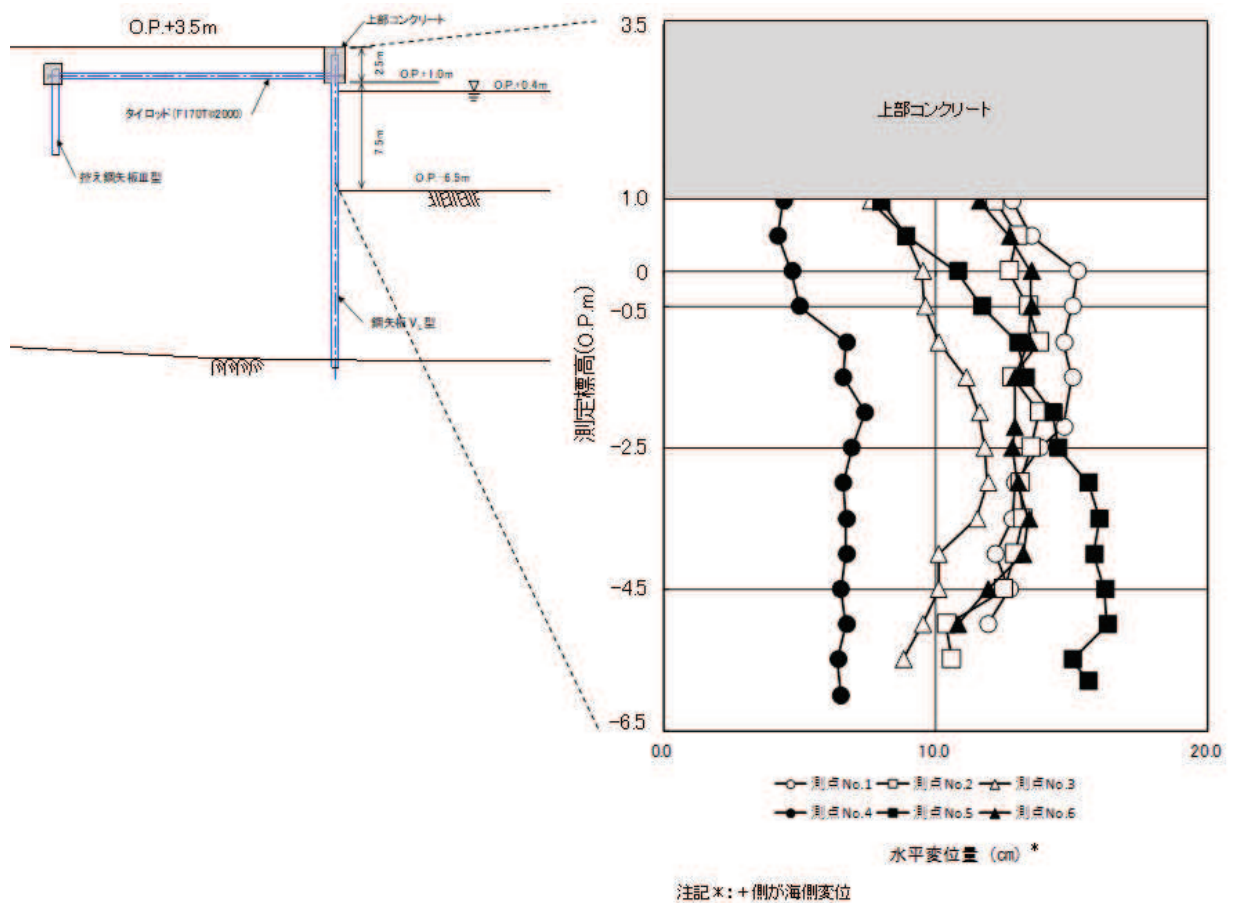


図 2-3 前面護岸の残留水平変位

2.2 0.P.+3.5m盤及び0.P.+3.5m盤～0.P.+14.8m盤斜面における地盤変状

2.2.1 0.P.+3.5m盤の沈下発生状況

0.P.+3.5m盤及び0.P.+3.5m盤～0.P.+14.8m盤斜面における地盤変状については、2.1で示した前面護岸の水平変位のように実測値としては得られていないものの、2011年東北地方太平洋沖地震後に撮影した写真を基に地盤変状の状況を整理した。

2011年東北地方太平洋沖地震における0.P.+3.5m盤（第2号機取水口付近）の沈下発生状況（2011年3月15日撮影）を図2-4に示す。

沈下量は、写真の第2号機取水口とアスファルト舗装の境界部に発生している段差から約20cmと推察される。

0.P.+3.5m盤の沈下要因は、参考資料16に示すとおり、過剰間隙水圧の消散に伴う沈下や、有効応力の減少により地盤の剛性低下が生じていたことによる可能性が高いと考えられる。

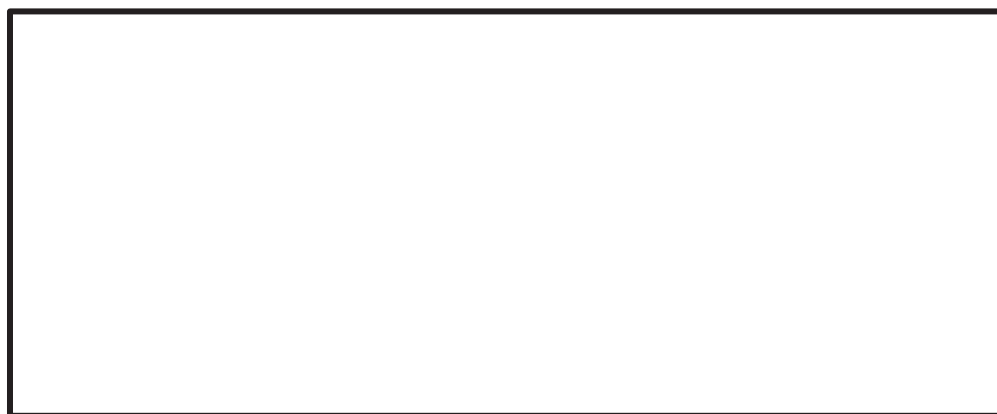


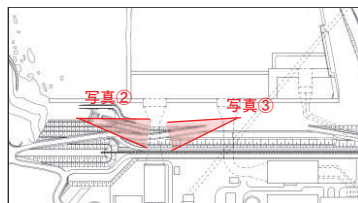
図2-4 2011年東北地方太平洋沖地震における沈下発生状況

(2号機取水口付近，2011年3月15日撮影)

枠囲みの内容は防護上の観点から公開できません。

2.2.2 0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面における状況

0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面における状況を図 2-5 に示す。図 2-5 に示すとおり，当該箇所は 2011 年東北地方太平洋沖地震において，変状は生じていない。



写真②



写真③

図 2-5 2011 年東北地方太平洋沖地震における地盤状況
(0.P.+3.5m 盤～0.P.+14.8m 盤斜面，2011 年 4 月 12 日撮影)

3. 有効応力解析による検証解析

3.1 解析条件

3.1.1 解析断面

解析断面は、敷地前面の O.P.+3.5m 盤の中で、水平変位を観測している前面護岸近傍の断面（防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②と同断面）を選定した。解析断面位置を示した平面図を図 3-1 に示す。

なお、本検討では、2011 年東北地方太平洋沖地震発生時点での地質状況を基にモデル化を行う。

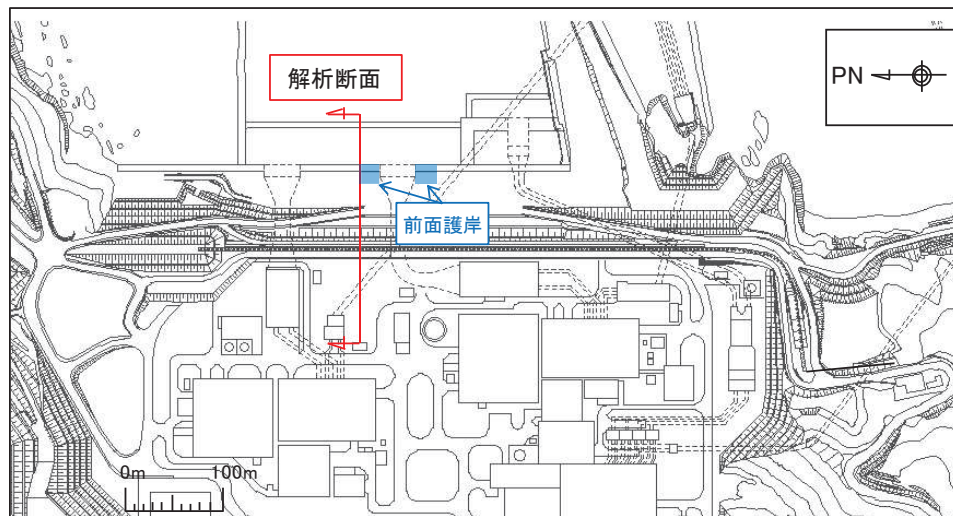


図 3-1 検証解析における解析断面位置

3.1.2 解析モデル

解析モデル図を図3-2に示す。防潮堤（鋼管式鉛直壁）の断面②と同断面であるものの、2011 東北地方太平洋沖地震発生時点での状況を模擬するため、防潮堤設置前の地質状況にてモデル化する。また、本検討においては前面護岸の水平変位に着目する観点から、前面護岸をモデル化する。

前面護岸の鋼矢板及び控え鋼矢板は非線形はり要素であるM- ϕ モデルを用いてモデル化する。非線形特性の設定においては、鋼矢板の非線形性を考慮する。鋼材の非線形性は、「港湾技研資料 No.912 Sept.1998 被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発」に基づき設定する。図3-3に鋼矢板におけるM- ϕ 関係のトリリニアモデルによる骨格曲線を示す。

また、タイロッドは非線形ばね要素でモデル化する。モデル化は引張力のみ受け持つバイリニアモデルとする。図3-4にタイロッドのP- δ 関係のイメージ図を示す。

前面護岸の諸元を表3-1～表3-4に示す。

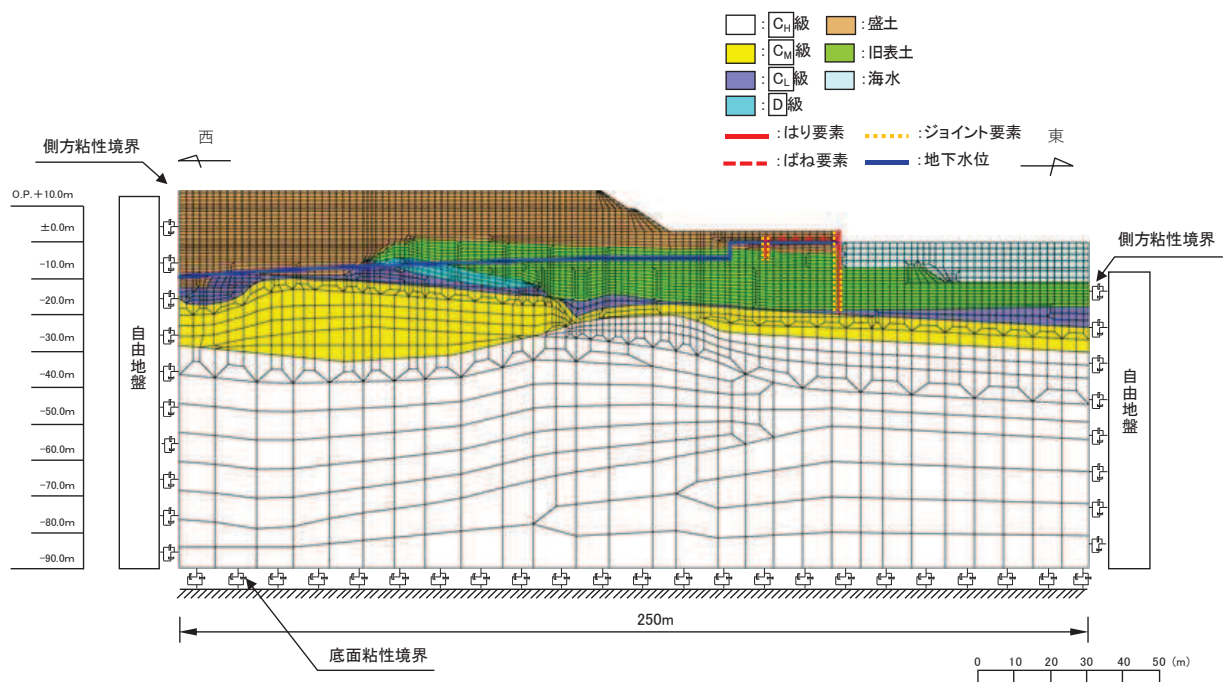


図3-2 検証解析の解析モデル

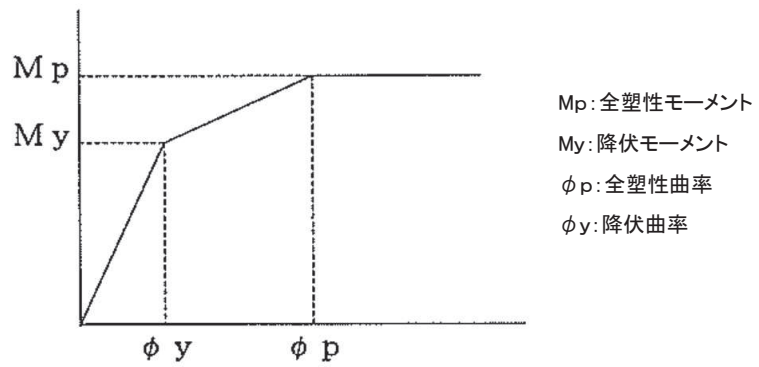


図 3-3 鋼矢板のM-φ関係

(「港湾技研資料 No. 912 Sept. 1998 被災した係留施設の残存耐力の評価手法の開発」に一部加筆)

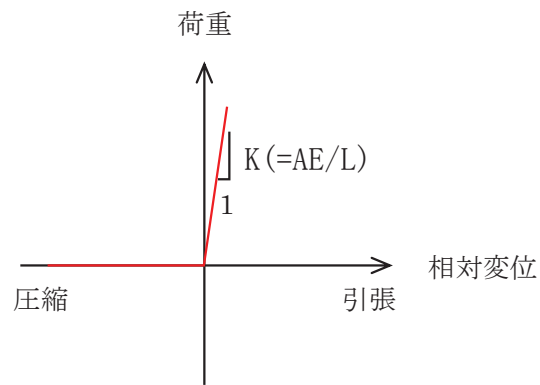


図 3-4 タイロッドのモデル化イメージ図

表 3-1 鋼材の物理定数

| 部材 | 弾性係数 E (kN/m ²) | ポアソン比 ν |
|-------|--------------------------------|------------|
| 鋼矢板 | 2.0 × 10 ⁸ | 0.3 |
| 控え鋼矢板 | | |
| タイロッド | | |

表 3-2 鋼矢板の断面性能

| 部材 | 形式 | 断面積 A (cm ²) | 断面係数 Z (cm ³) | 断面二次モーメント I (cm ⁴) | 単位重量 W (kg/m) |
|-------|------------------|-----------------------------|------------------------------|-----------------------------------|------------------|
| 鋼矢板 | V _L 型 | 267.6 | 3150 | 63000 | 210 |
| 控え鋼矢板 | Ⅲ型 | 191.0 | 1340 | 16800 | 150 |

表 3-3 鋼材の M-φ 関係

| 部材 | 降伏強度 σ _y (N/mm ²) | 降伏 モーメント M _y (kN・m) | 全塑性 モーメント M _p (kN・m) | 降伏曲率 φ _y (1/m) | 全塑性曲率 φ _p (1/m) |
|-------|---|--------------------------------------|---------------------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 鋼矢板 | 295 | 929.3 | 1115.1 | 0.007375 | 0.04425 |
| 控え鋼矢板 | 295 | 395.3 | 446.7 | 0.0117649 | 0.0705893 |

表 3-4 タイロッドの軸剛性

| 部材 | 形式 | 断面積 A (mm ²) | 長さ L (m) | 軸剛性* K (kN/m) |
|-------|-------|-----------------------------|-------------|-------------------------|
| タイロッド | F170T | 485.5 | 20 | 2.427 × 10 ³ |

注記*：タイロッドは 2m 間隔で配置されているため、軸剛性は単位幅(1m)あたりに換算してモデル化する。

3.1.3 地下水位設定

(1) 地下水位設定方針

本検討に用いる地下水位は、2011年東北地方太平洋沖地震当時の地下水位状況をモデル化するため、観測データ及び観測データを使用した暗渠の地下水位公式により地下水位を設定する。

暗渠の地下水位公式を式(1)、Sichardtの提案式を式(2)に示す。また、暗渠の地下水位公式による地下水位分布算定の模式図を図3-5に示す。

$$z = \sqrt{\frac{(H^2 - h^2)}{L}x + h^2} \quad \dots \text{式(1)}$$

$$L = 3000S\sqrt{k} \quad \dots \text{式(2)}$$

ここに、

- | | |
|-----------------------|---------------------------|
| z : 不透水層上端からの水深 (m) | L : 影響距離 (m) |
| x : 暗渠管中心からの距離 (m) | S : 水位低下量 (m) = $H - h$ |
| H : 滞水層水深 (m) | k : 透水係数 (m/s) |
| h : 暗渠内水深 (m) | |

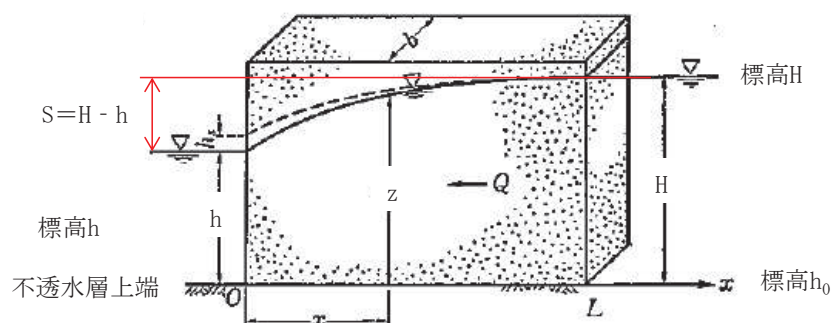


図3-5 暗渠の地下水位公式による地下水位分布算定の模式図

(2) 地下水位設定

地下水位の設定は以下の内容で設定した。

- ・ 海側は、2011年東北地方太平洋沖地震時（2011年3月11日14:46）の観測潮位を基に、O.P. + 0.4mとした。
- ・ また、敷地前面には地中連続壁（ソイルモルタル）が設置されていることから、地中連続壁よりも敷地側は、観測データを用いた暗渠の地下水位公式により設定した。
- ・ 図3-5にて示した暗渠の地下水位公式の模式図のうち、滞水層水深（H）及び影響距離（L）を未知数とし、観測データ等から求める。地下水位及

び潮位の観測地点を図 3-6 に示す。地下水位の観測データは、第 3 号機タービン建屋の地下水位低下設備のドレーン管中心高さ (O. P. -11. 938m) 及び解析断面付近における観測孔①の観測水位 (O. P. -4. 000m) を用いる。

- ・ 観測孔①の地下水位は図 3-7 に示す地下水位観測結果を基に、2011 年 9 月 21 日～9 月 22 日の雨水流入が原因である水位上昇を除外した上で設定した。
- ・ なお、不透水層上端 h_0 は第 3 号機タービン建屋の地下水位低下設備のドレーン管底高さである O. P. -12. 038m とした。

また、暗渠の地下水位公式による地下水位設定に用いた諸元を表 3-5 に示す。

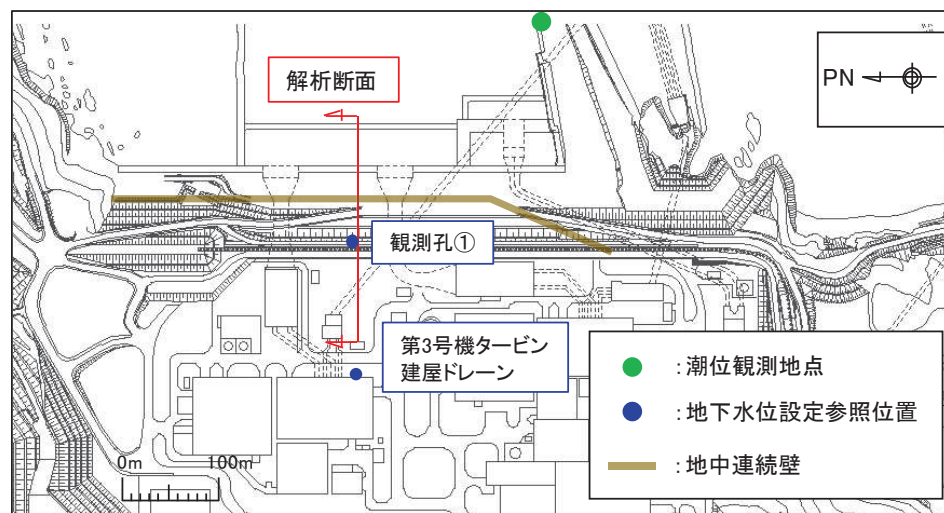


図 3-6 地下水位及び潮位観測地点 (平面図)

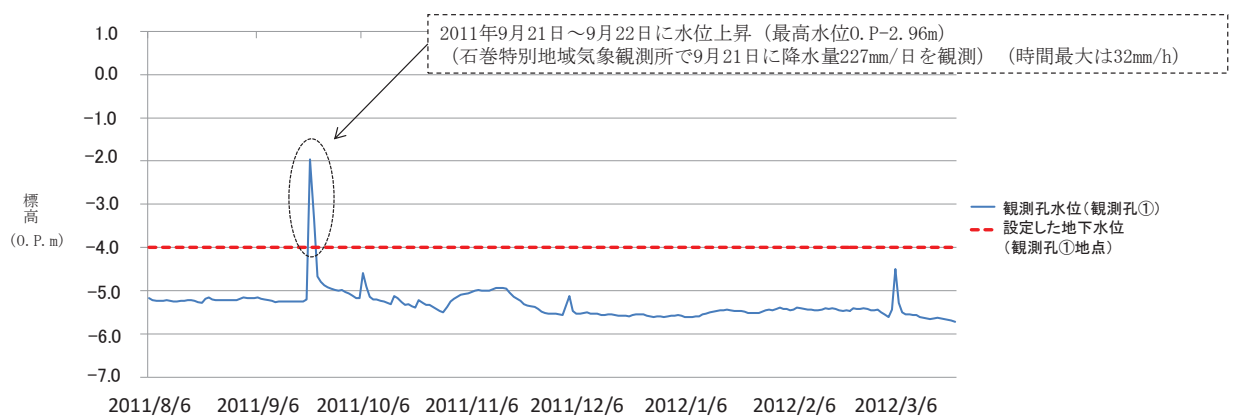


図 3-7 地下水位観測結果 (観測孔①)

表 3-5 地下水位設定に用いた諸元

| 記号 | 定義 | 数値 | 単位 | 備考 |
|----|-------------|----------------------|-----|------------------|
| z | 不透水層上端からの水深 | 8.038 | m | 観測孔①の観測水位－不透水層上端 |
| x | 暗渠管中心からの距離 | 128.0 | m | ドレーン－観測孔①の水平距離 |
| h | 暗渠内水深 | 0.1 | m | ドレーン管中心－不透水層上端 |
| k | 透水係数 | 3.0×10^{-5} | m/s | 盛土・旧表土の透水係数 |
| H | 滞水層水深 | 8.193 | m | 未知数として算出される値 |
| L | 影響距離 | 132.982 | m | 未知数として算出される値 |
| S | 水位低下量 | 8.093 | m | 滞水層水深－暗渠内水深 |

(3) 設定地下水位

解析断面において設定した地下水位の分布を図 3-8 に示す。

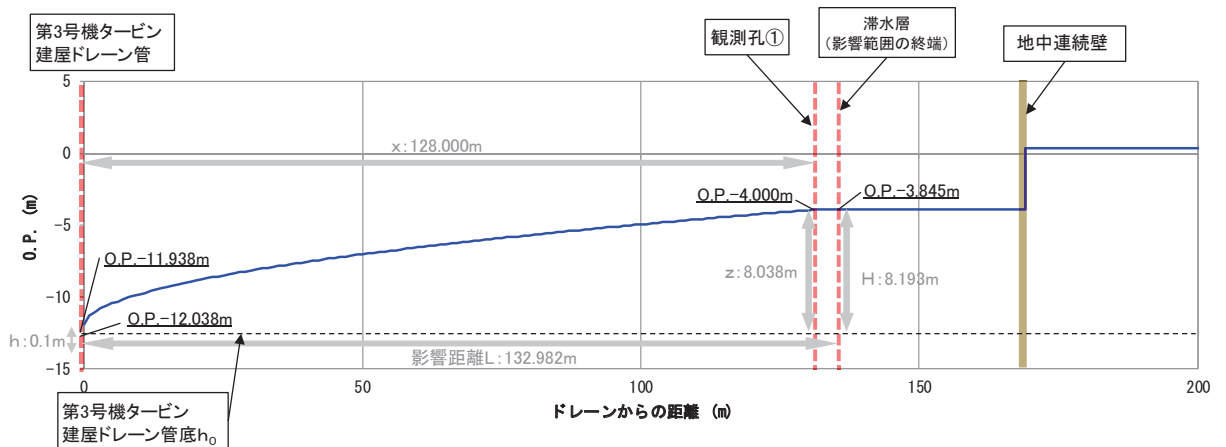
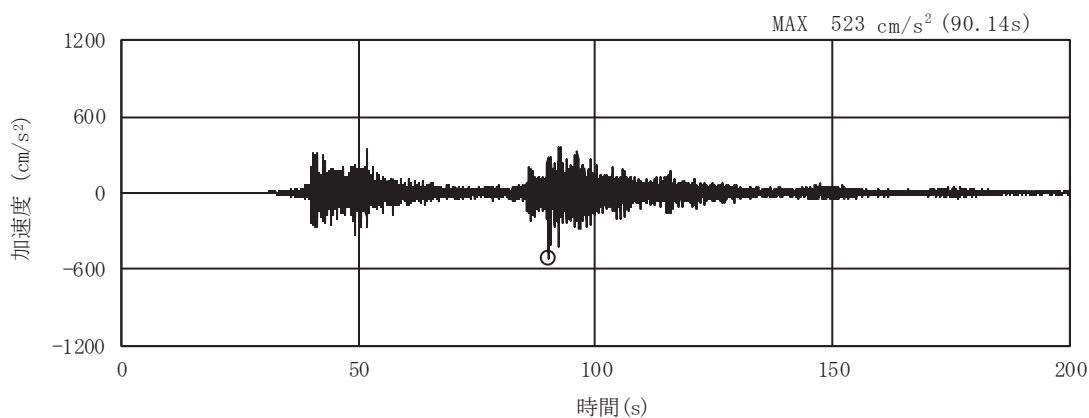


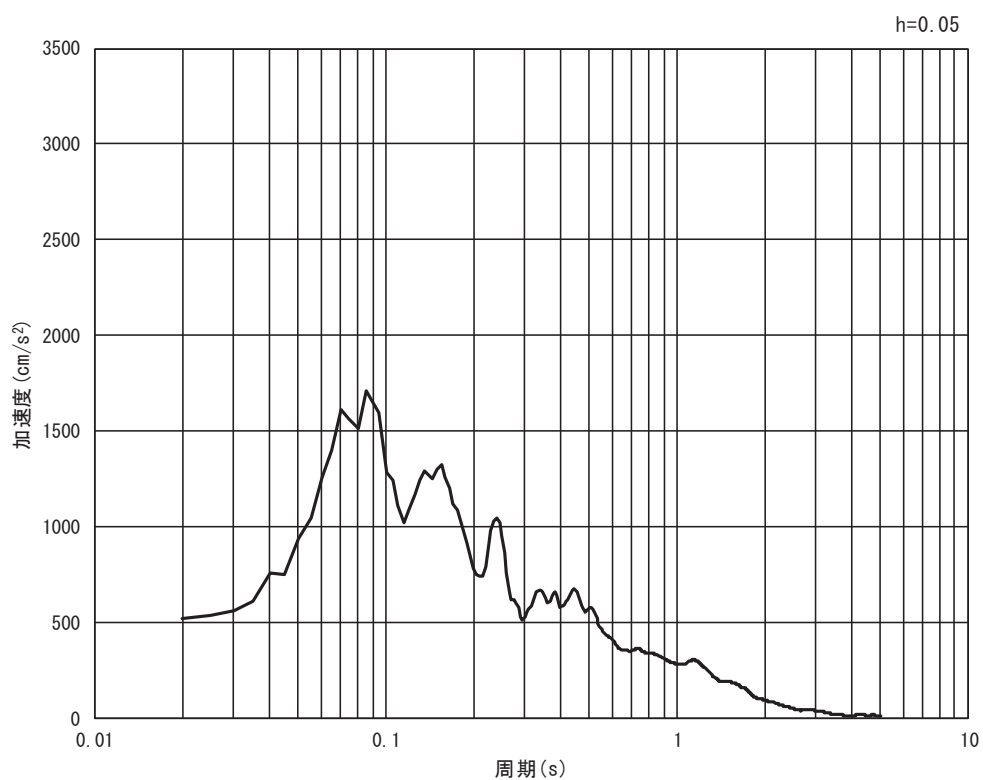
図 3-8 解析断面の地下水位分布図

3.1.4 入力地震動

入力地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震において原子炉建屋で観測された地震記録を解析モデル下端（O.P. -90m）に引き戻した地震動を用いる。図3-9に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。

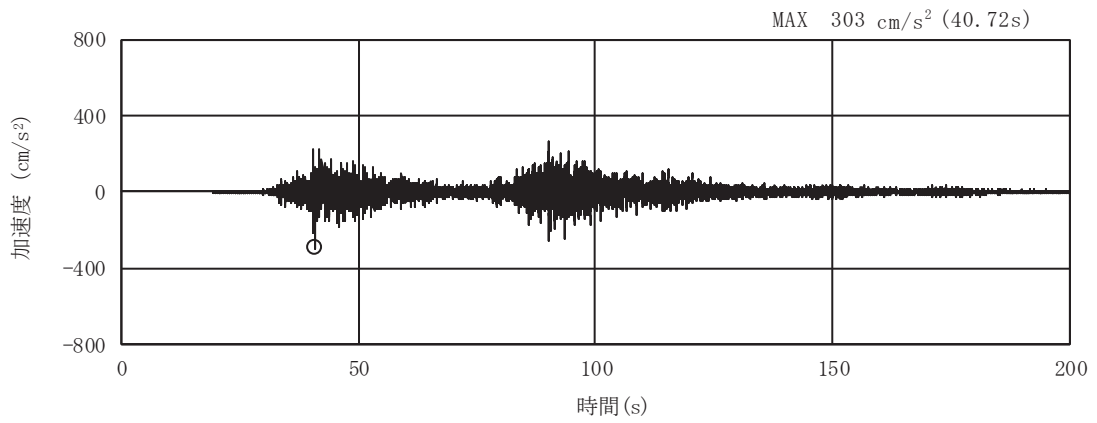


(a) 加速度時刻歴波形

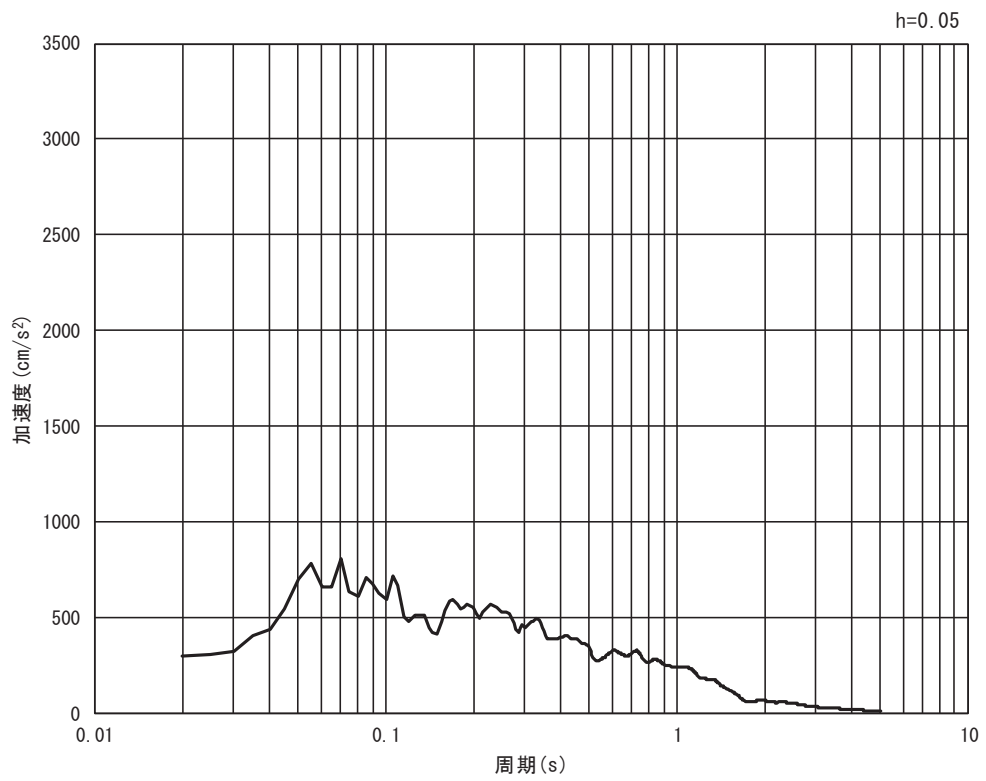


(b) 加速度応答スペクトル

図3-9(1) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（東西方向）



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3-9(2) 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル（鉛直方向）

3.1.5 解析用物性値（液状化強度特性）の設定

本検討における検証解析では、「有効応力解析の妥当性」又は耐震評価における「液状化強度特性の保守性」に着目する観点から以下のとおり液状化パラメータを設定する。また、液状化強度試験試料採取位置を図 3-10 に示す。

なお、その他の解析用物性値については、本編の「4.2 設置変更許可申請書に記載されていない解析用物性値」に示す。

(1) 有効応力解析の妥当性に着目した設定

「有効応力解析の妥当性」の観点においては、液状化強度試験の「回帰曲線（平均値）」に基づいて液状化パラメータを設定する。旧表土は、前面護岸の水平変位を検証する観点から、O.P.+3.5m 盤の液状化強度試験結果（A-1, A-3 の 2 地点）に基づき設定する。盛土は、敷地全体（B-1～B-8 の 8 地点）の液状化試験結果に基づき設定する。

(2) 液状化強度特性の保守性に着目した設定

「液状化強度特性の保守性」の観点においては、液状化強度試験の「下限値」に基づいて液状化パラメータを設定する（女川の耐震評価における設定）。旧表土は、防潮堤近傍の液状化パラメータ設定に用いた液状化強度試験結果（A-1～A-4 の 4 地点）に基づき設定する。なお、旧表土の液状化パラメータは、本編「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」に示すとおり、敷地全体の液状化強度試験（A-1～A-7 の 7 地点）の下限値で設定したものと防潮堤近傍の液状化強度試験（A-1～A-4 の 4 地点）の下限値で設定したものの 2 種類設定しているが、防潮堤の液状化試験結果の下限値で設定した液状化パラメータの方が液状化強度は大きいことから、防潮堤近傍の液状化パラメータで保守性が確認できれば、敷地全体を包絡した評価が実施できる。盛土は、敷地全体（8 地点）の液状化試験結果に基づき設定する。

(3) 設定した液状化強度特性

設定した液状化強度特性及び液状化パラメータを図 3-11～図 3-12 及び表 3-6 に示す。

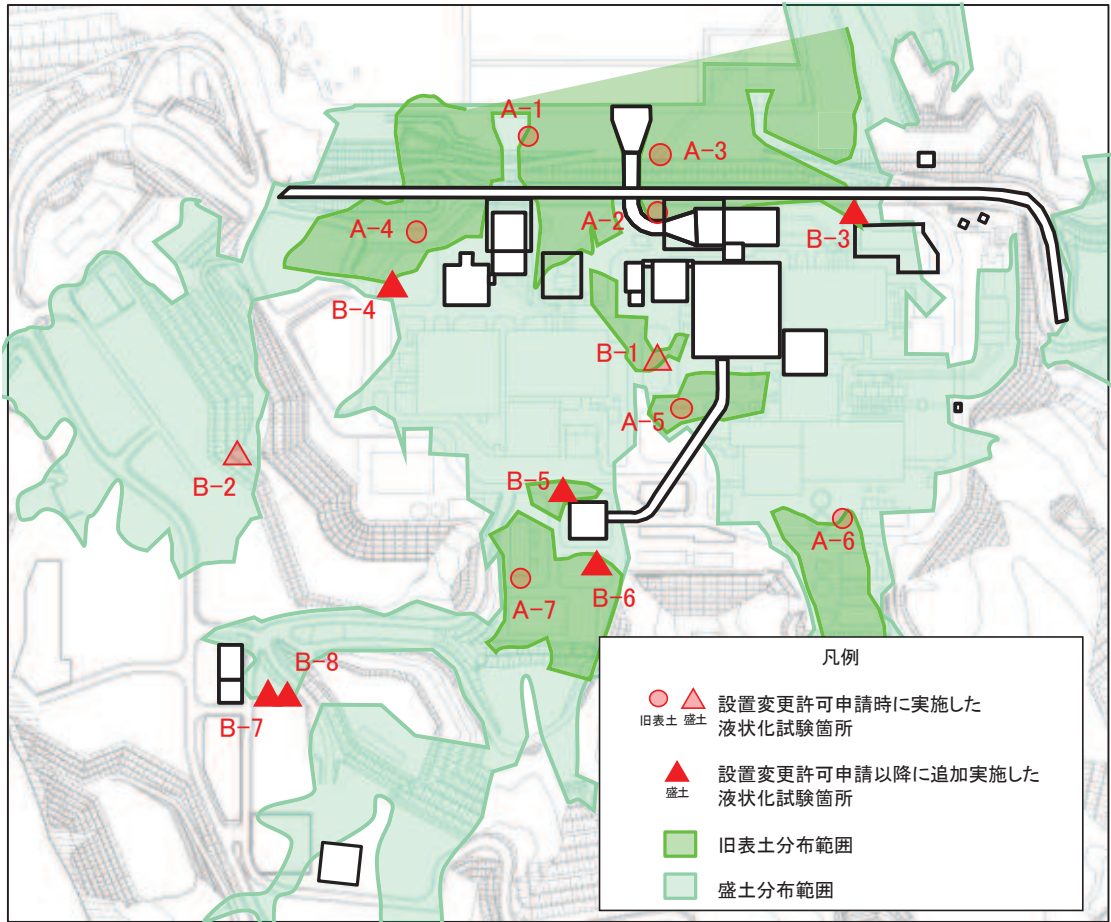
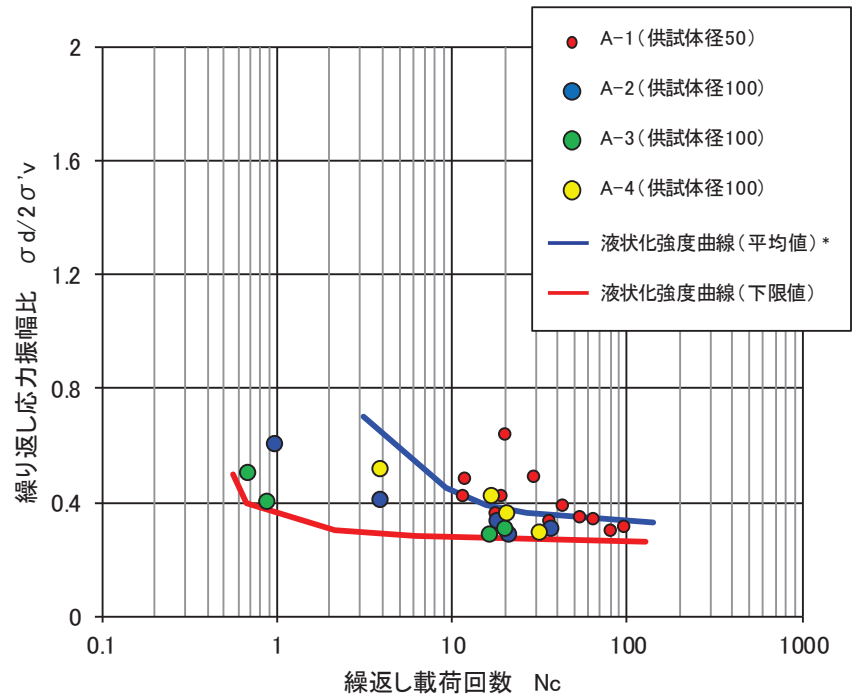


図 3-10 液状化強度試験試料採取位置



注記* : 液状化強度特性平均値は A-1 及び A-3 供試体データにより設定

図 3-11 旧表土の液状化強度特性 (平均値及び下限値)

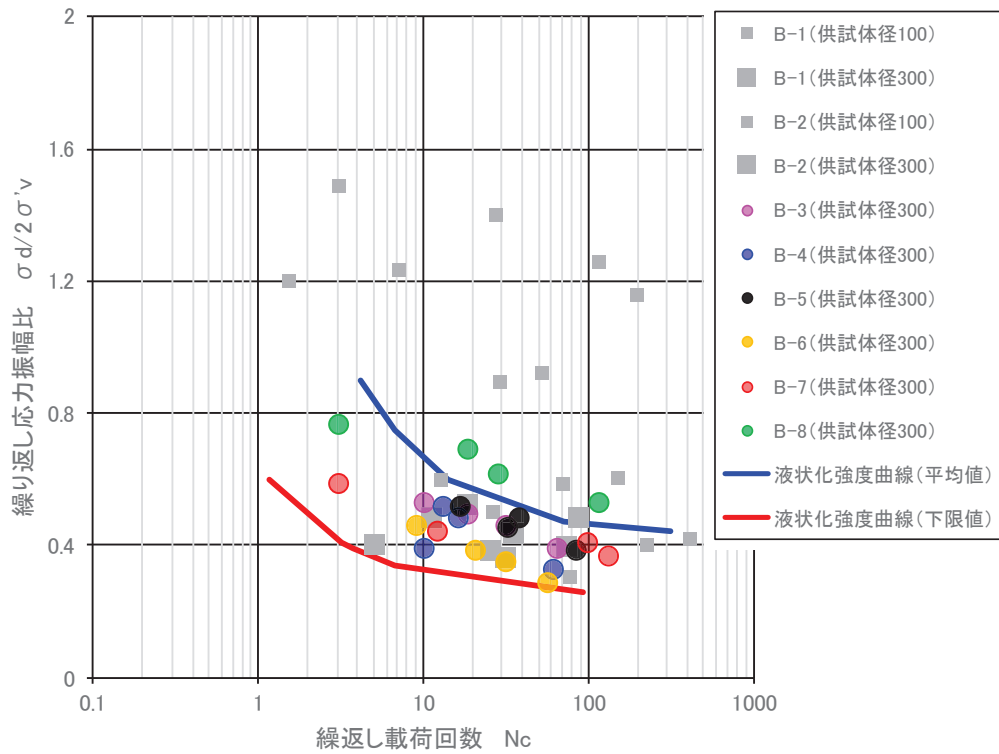


図 3-12 盛土の液状化強度特性 (平均値及び下限値)

表 3-6 検証解析に用いる液状化パラメータ

| ケース | 地盤 | ϕ_p ($^{\circ}$) | w_1 | p_1 | p_2 | c_1 | S_1 |
|------------|-----|----------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 平均値 ケース | 旧表土 | 28 | 5 | 3.0 | 0.6 | 3.65 | 0.005 |
| | 盛土 | 28 | 50 | 3.5 | 0.5 | 6.15 | 0.005 |
| 下限値 ケース | 旧表土 | 28 | 1.3 | 1.2 | 0.8 | 2.75 | 0.005 |
| | 盛土 | 28 | 14 | 1.0 | 0.6 | 2.80 | 0.005 |

3.1.6 減衰定数

有効応力解析における構造物及び地盤の減衰定数は、履歴減衰及び粘性減衰で考慮している。

履歴減衰は地盤の非線形性（せん断剛性－せん断ひずみ関係）の程度に応じた値となる。粘性減衰は、時刻歴数値解析において急変時等に対して計算を安定させるために用いられる数値粘性の一種で、解析モデルに減衰を付加するものであり、実現象に影響を与えない程度に小さな減衰として与えることが推奨される。今回採用する Rayleigh 減衰は、実務的によく用いられる粘性減衰であり、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で下式のとおり表される。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K]$$

[C] : 減衰係数マトリックス, [M] : 質量マトリックス,

[K] : 剛性マトリックス

α , β : 係数

Rayleigh 減衰は、剛性比例型減衰 ($\alpha=0$, $\beta=0.002$) を考慮する。なお、係数 β の設定については、「FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2 解析結果

3.2.1 検証解析結果（前面護岸水平変位）

検証解析により得られた前面護岸部分の水平変位と前面護岸の残留水平変位を比較し、有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性の保守性を確認する。

有効応力解析による前面護岸の残留水平変位（液状化強度特性平均値及び下限値）と前面護岸の残留水平変位の実測値の比較を図3-13に示す。

液状化強度特性平均値の解析においては、前面護岸が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を解析上で表現できており、前面護岸の残留水平変位実測値を全体に上回る水平変位が得られている。

液状化強度特性下限値とした場合の解析においては、前面護岸の残留水平変位実測値を大きく上回る水平変位が得られる。

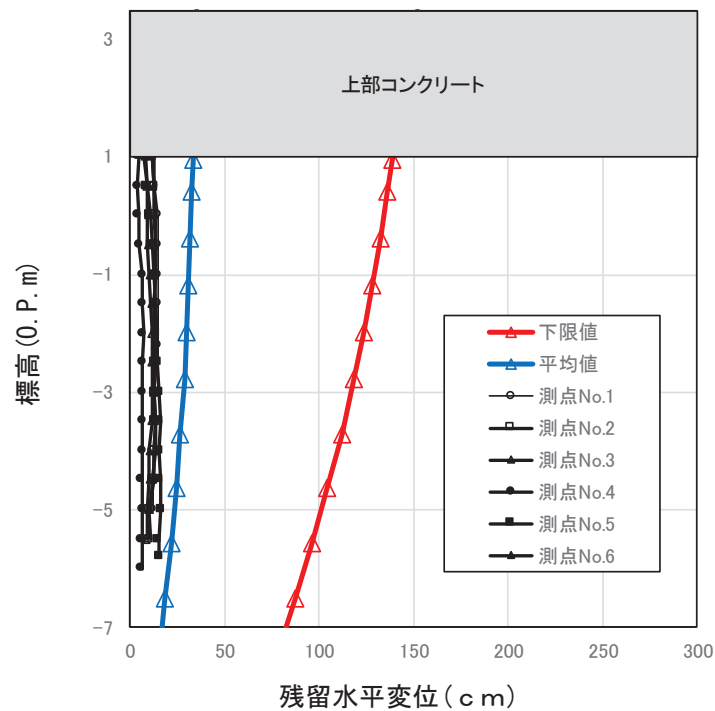


図3-13 有効応力解析による前面護岸の水平変位（東西方向波）

3.2.2 検証解析結果（水平変位分布及び鉛直変位分布）

図 3-14 及び図 3-15 に水平変位分布及び鉛直変位分布を示す。

鉛直変位分布を作成するために参照する沈下量は、有効応力解析による検証解析から得られた残留鉛直変位と、盛土・旧表土の過剰間隙水圧消散による沈下の足し合わせによる総沈下量とする。

過剰間隙水圧消散による沈下は図 3-16 に示すフローのとおり算定することとし、最大せん断ひずみから体積ひずみへの変換は Yoshimine (2006) *に基づく下式により算定する。

注記* : M.Yoshimine, et.al, Flow deformation of liquefied sand under constant shear load and its application to analysis of flow slide of infinite slope, Soil Dynamics and Earthquake Engineering 26, pp.253-264, 2006

$$\varepsilon_v = 1.5 \exp(-0.025D_r) \gamma_{\max} \quad \text{if}(\gamma_{\max} \leq 8\%)$$

$$\varepsilon_v = 12.0 \exp(-0.025D_r) \quad \text{if}(\gamma_{\max} > 8\%)$$

ここで、相対密度 D_r は、表 3-7 に示す敷地内の試験結果の平均値を用いる。

図 3-15 に示す結果によると、液状化強度特性平均値の場合の O.P.+3.5m 盤における鉛直変位は最大約 20cm 程度であった。

また、液状化強度特性下限値の鉛直変位分布によると、O.P.+14.8m 盤法肩付近で最大約 60cm の鉛直変位が生じている。

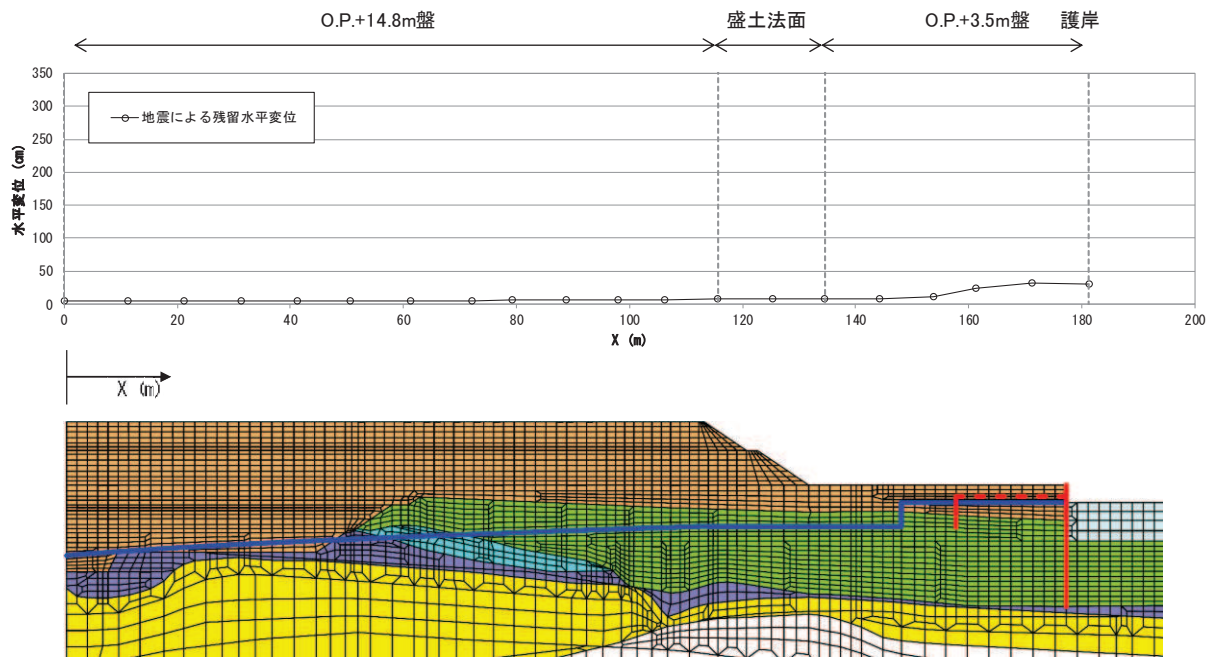


図 3-14(1) 水平変位分布 (液状化強度特性平均値)

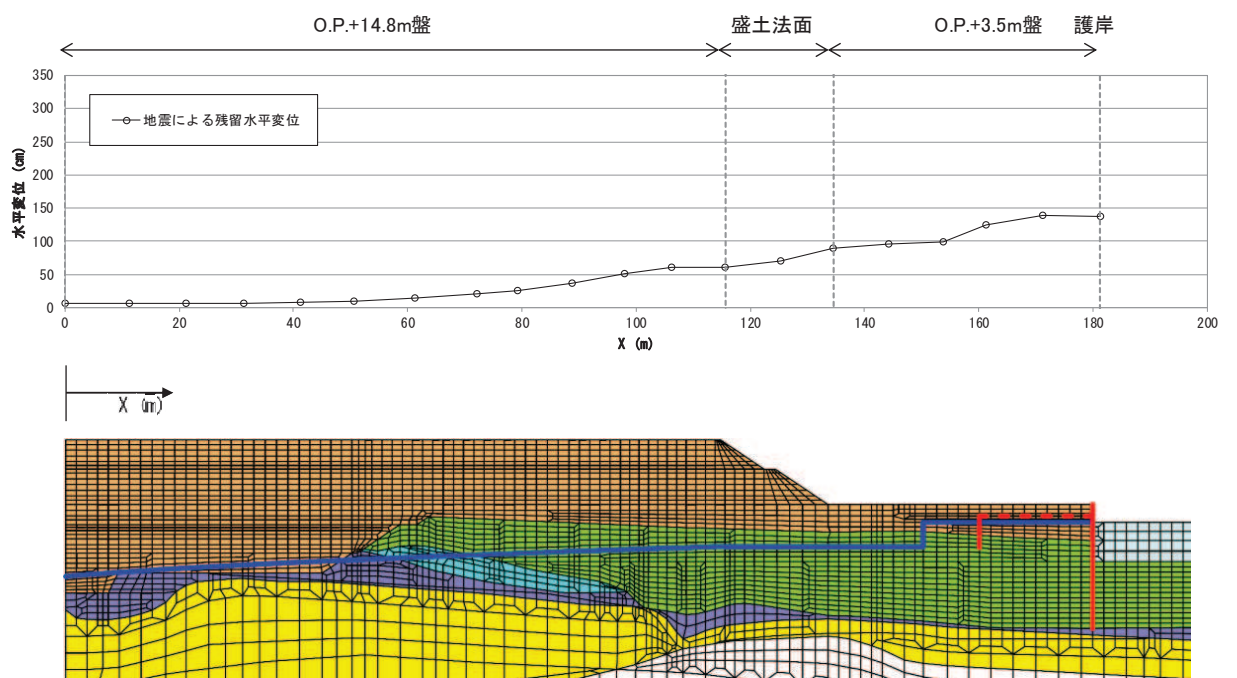


図 3-14(2) 水平変位分布 (液状化強度特性下限値)

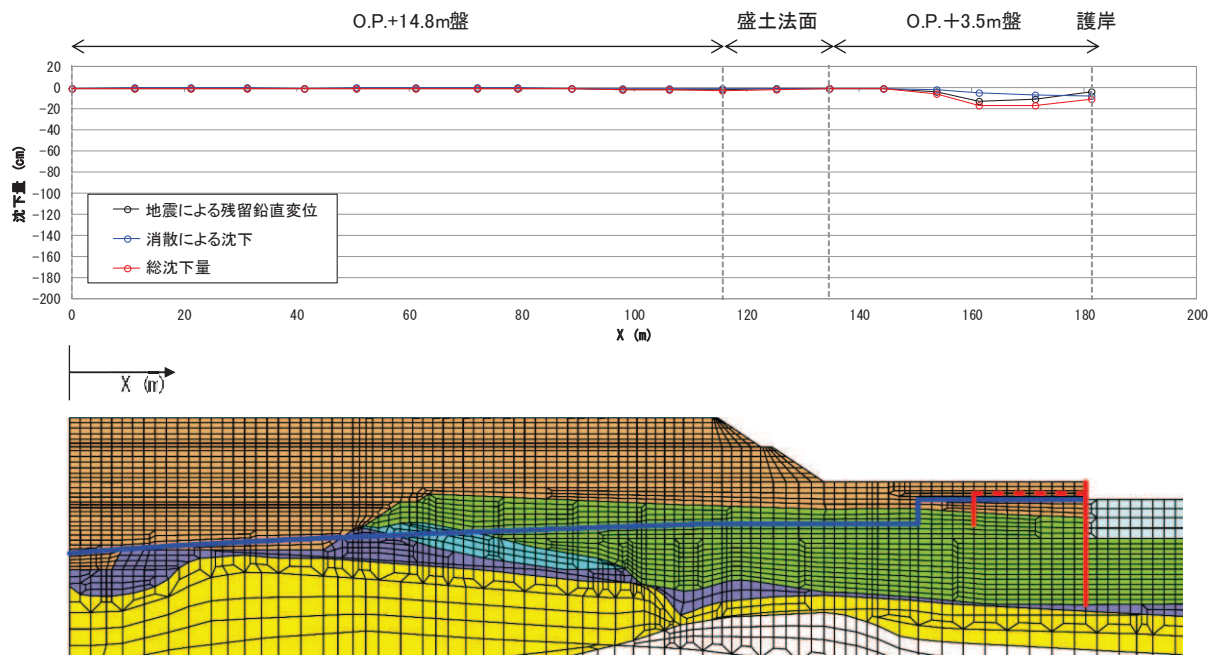


図 3-15(1) 鉛直変位分布 (液状化強度特性平均値)

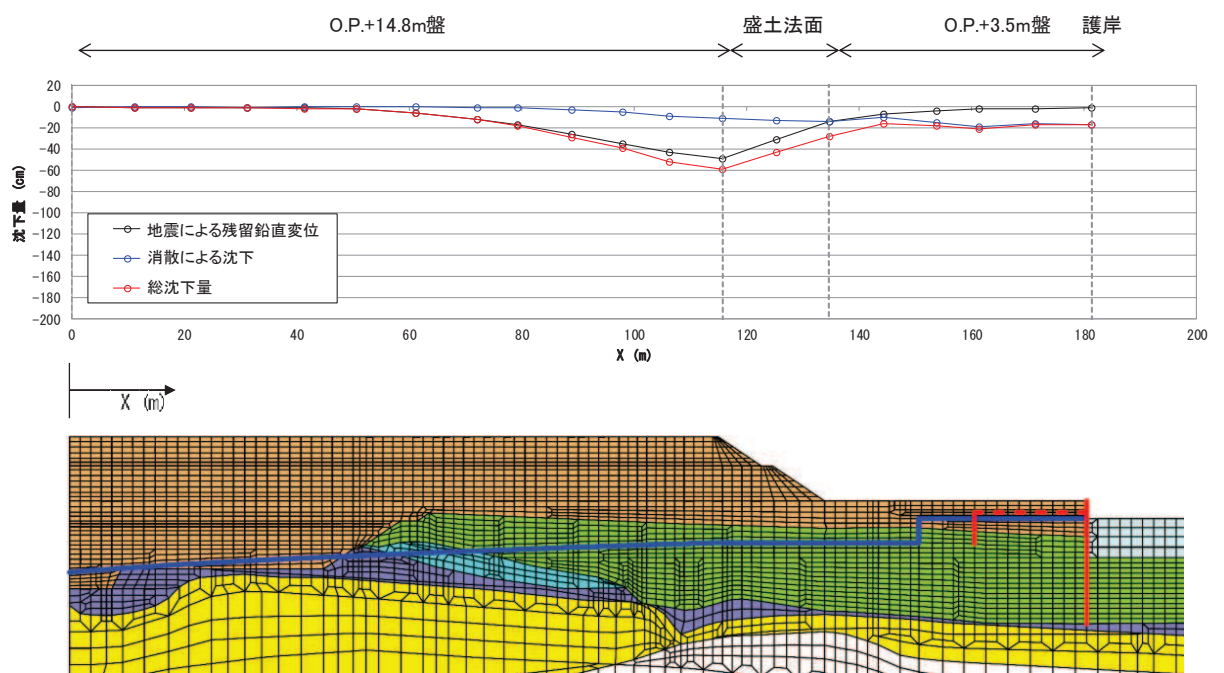


図 3-15(2) 鉛直変位分布 (液状化強度特性下限値)

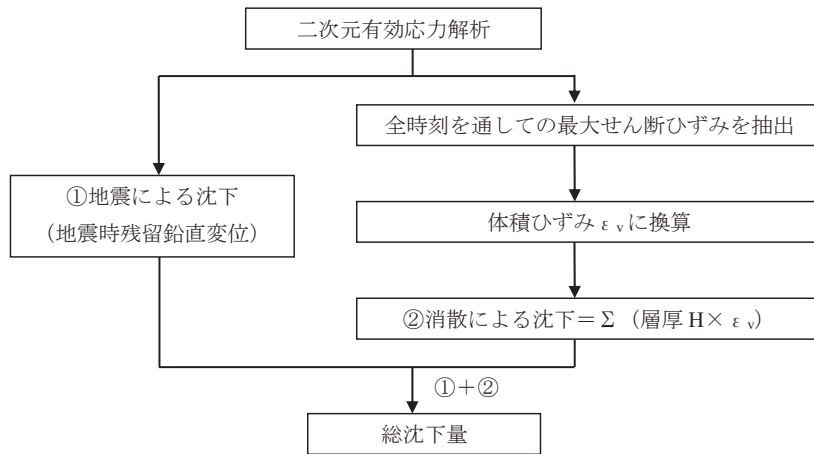


図 3-16 沈下量算定フロー

表 3-7 相対密度

| | 相対密度 D_r (%) |
|-----|----------------|
| 盛土 | 120 |
| 旧表土 | 90 |

3.2.3 検証解析結果（最大過剰間隙水圧比分布及び残留せん断ひずみ分布）

検証解析によって得られた、最大過剰間隙水圧比分布及び残留せん断ひずみ分布を図 3-17 及び図 3-18 に示す。

液状化強度特性平均値の解析において、O.P.+3.5m 盤下方の旧表土の一部が局所的に過剰間隙水圧比 95%以上となるものの、その他は過剰間隙水圧比が 95%を下回り、液状化が生じていない。

一方、液状化強度特性下限値の解析においては、平均値と比較して、特に旧表土において過剰間隙水圧比 95%以上となる範囲が広がっており、また、残留せん断ひずみも大きな値となっている。これは、図 3-14 に示す、水平変位分布の大小関係と整合的である。

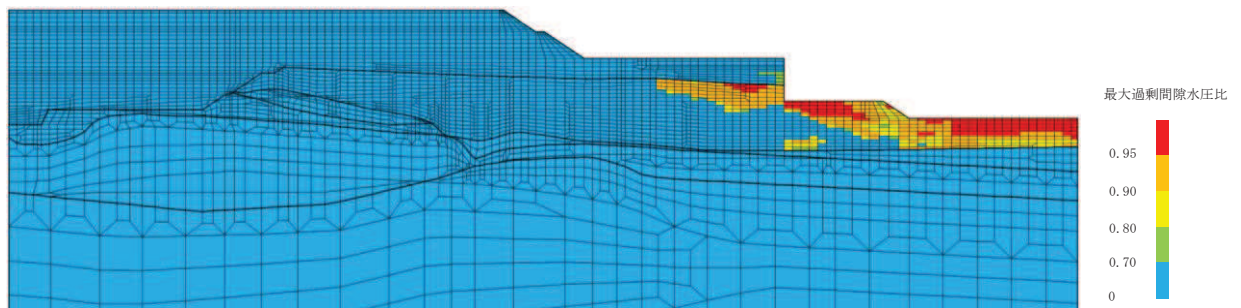


図 3-17(1) 最大過剰間隙水圧比分布（平均値ケース，東西方向波）

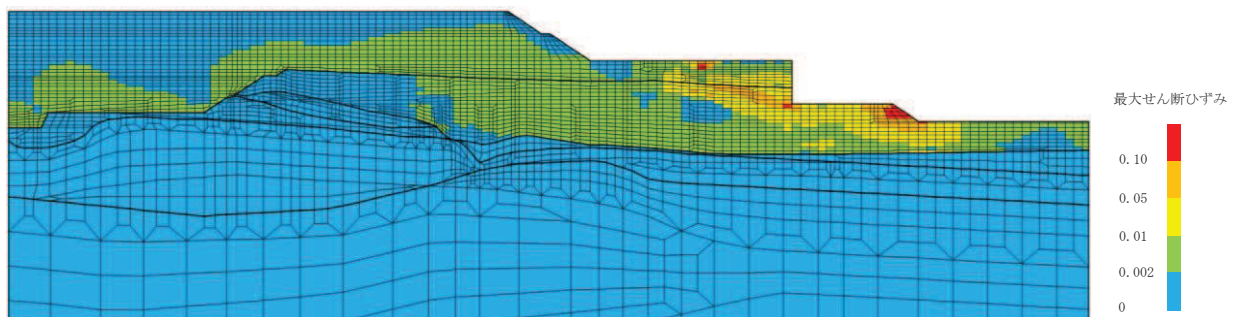


図 3-17(2) 残留せん断ひずみ分布（平均値ケース，東西方向波）

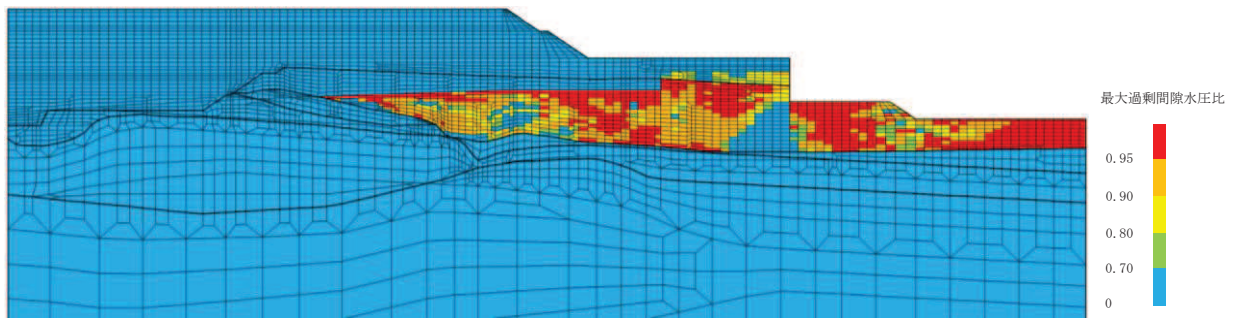


図 3-18(1) 最大過剰間隙水圧比分布（下限値ケース，東西方向波）

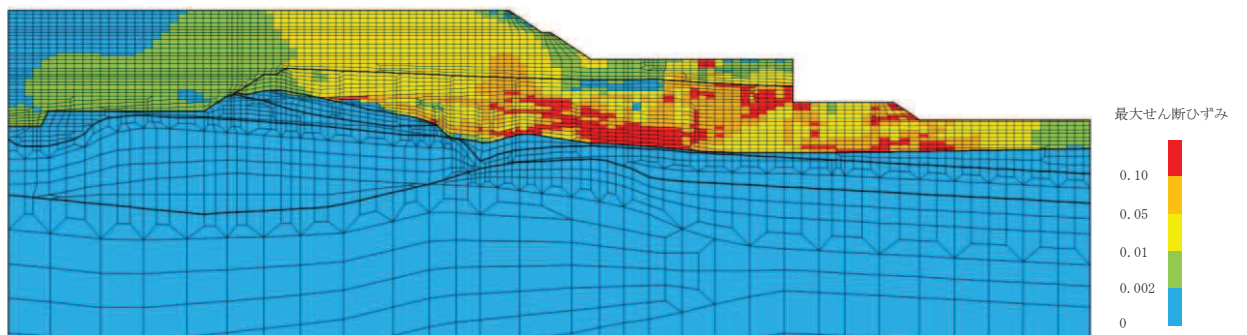


図 3-18(2) 残留せん断ひずみ分布（下限値ケース，東西方向波）

4. まとめ

2011 年東北地方太平洋沖地震の地震記録を入力波とした検証解析を行い、当時敷地前面護岸で観測された水平変位と比較することで、有効応力解析の妥当性及び液状化強度特性の保守性について確認した。

検証解析に当たっては、液状化強度特性については、平均値ケースと下限値ケースの 2 ケースを適用した。

前面護岸の残留水平変位と検証解析の比較について、液状化強度特性平均値の解析結果は、前面護岸が海側へ水平変位を生じる実測値の傾向を解析上で表現できていることから、有効応力解析を用いた評価は妥当であると判断できる。

また、液状化強度特性下限値の解析結果は、側方流動の影響を耐震評価上考慮する観点において、前面護岸の残留水平変位実測値を大きく上回る結果が得られていることから、女川の液状化強度特性の設定（液状化強度試験の下限値）は保守的な設定であると判断できる。

加えて、補足的に O.P. +3.5 m 盤（第 2 号機取水口付近）及び O.P. +3.5 m 盤～O.P. +14.8 m 盤斜面における地盤変状と、検証解析における O.P. +3.5 m 盤の鉛直変位分布についても比較した。

液状化強度特性平均値の解析結果は、2.1 にて示した 2011 年東北地方太平洋沖地震における、第 2 号機取水口付近での沈下約 20cm とおおむね整合的である。第 2 号機取水口付近での沈下量は推定であるものの、このことから有効応力解析による評価が妥当であると判断される。

また、液状化強度特性下限値の解析結果は、O.P. +14.8 m 盤法肩付近で最大約 60cm の鉛直変位が生じている。一方、当該箇所は、2011 年東北地方太平洋沖地震において、大きな変状は生じていない。このことから、女川の液状化強度特性の設定（液状化強度試験の下限値）は保守的な設定であると判断される。

以上により、有効応力解析の妥当性及び本編の「4.2.2 有効応力解析に用いる解析用物性値」で設定した地盤の液状化強度特性の保守性を確認した。