

6.5 防潮扉に関する補足説明

6.5.1 防潮扉の設計に関する補足説明

1. 目的

防潮扉の開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、ここでは、ゲート本体（扉体）の開閉については、上部に設置している開閉装置について、振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

また、防潮扉の開閉装置の動的維持確認のため、基準地震動 S_s の実証試験用入力地震動（包絡波）にて振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認した。

2. 設計概要

防潮扉は躯体、ゲート本体（扉体）、開閉装置からなるスライドゲートである。ゲート本体（扉体）については浸水防護施設としての耐震 S クラス要求から基準地震動 S_s による地震力を考慮する。

各部材については、構造物と地盤との動的相互作用を考慮した二次元動的有効応力解析コード（FLIP）を用いて水平地震動と鉛直地震動による地震応答解析を行ない、各部材が弾性範囲内に留まることを確認する。

また、開閉装置については、動的機能維持を確保するため、防潮扉の設置位置における応答スペクトルが算出された段階で、加振試験に包絡していることを確認する。

図1に防潮扉の配置図、図2、図3に防潮扉1の構造図、図4、図5に防潮扉2の構造図を示す。

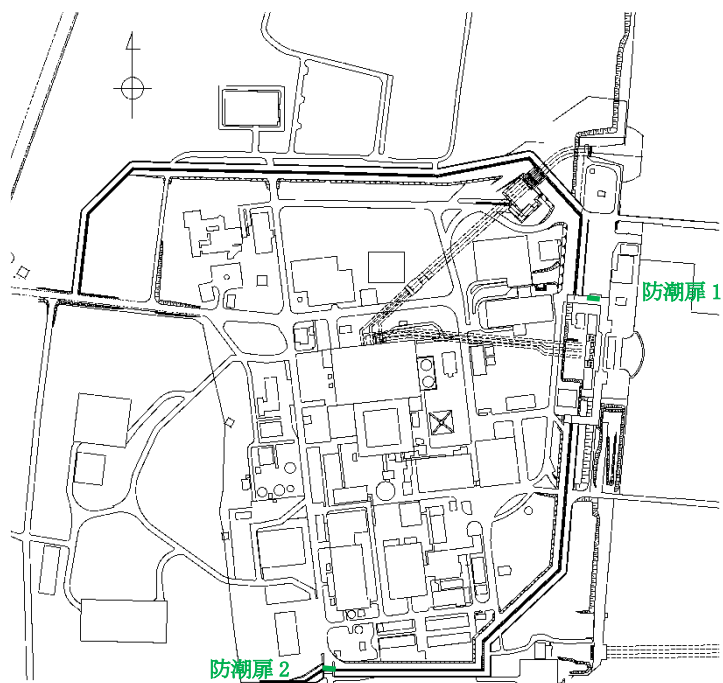


図 1 防潮扉の配置図

(1) 防潮扉 1

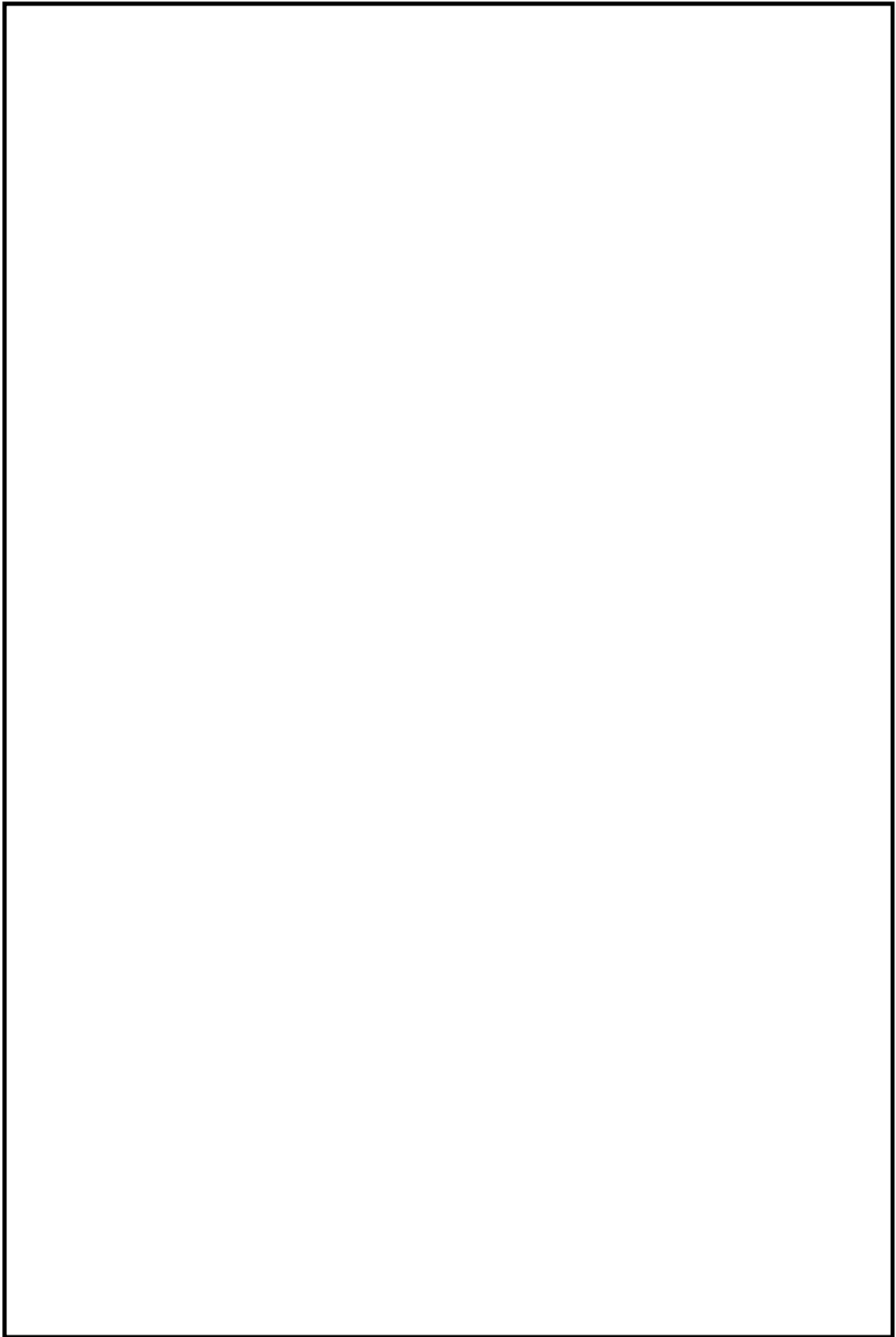
防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、地中連続壁基礎で支持する。

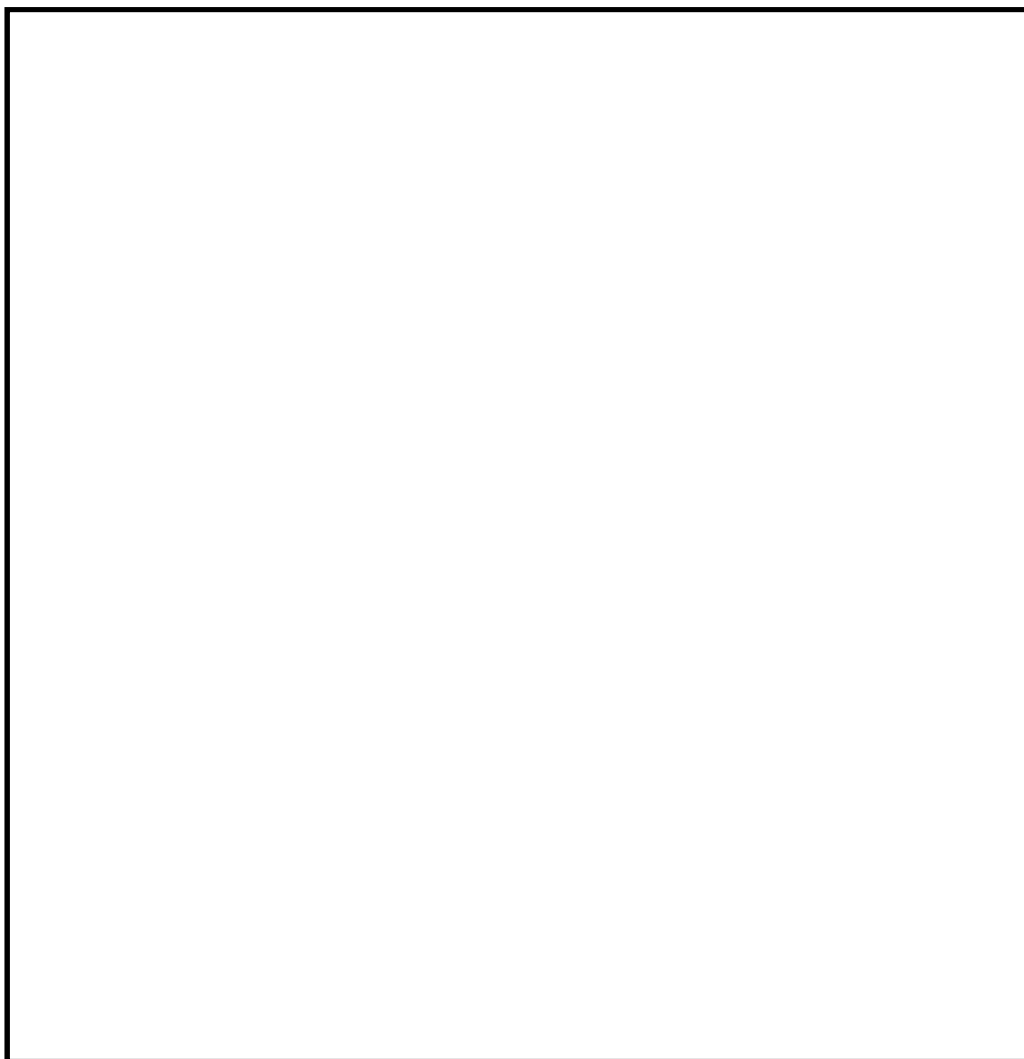
鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鉄筋コンクリート防潮壁は、地中連続壁基礎を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と地中連続壁基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

図 2 に防潮扉 1 の正面図及び平面図、図 3 に側面図を示す。



注：寸法は mm を示す。

図 2 防潮扉 1 正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 3 防潮扉 1 側面図

(2) 防潮扉 2

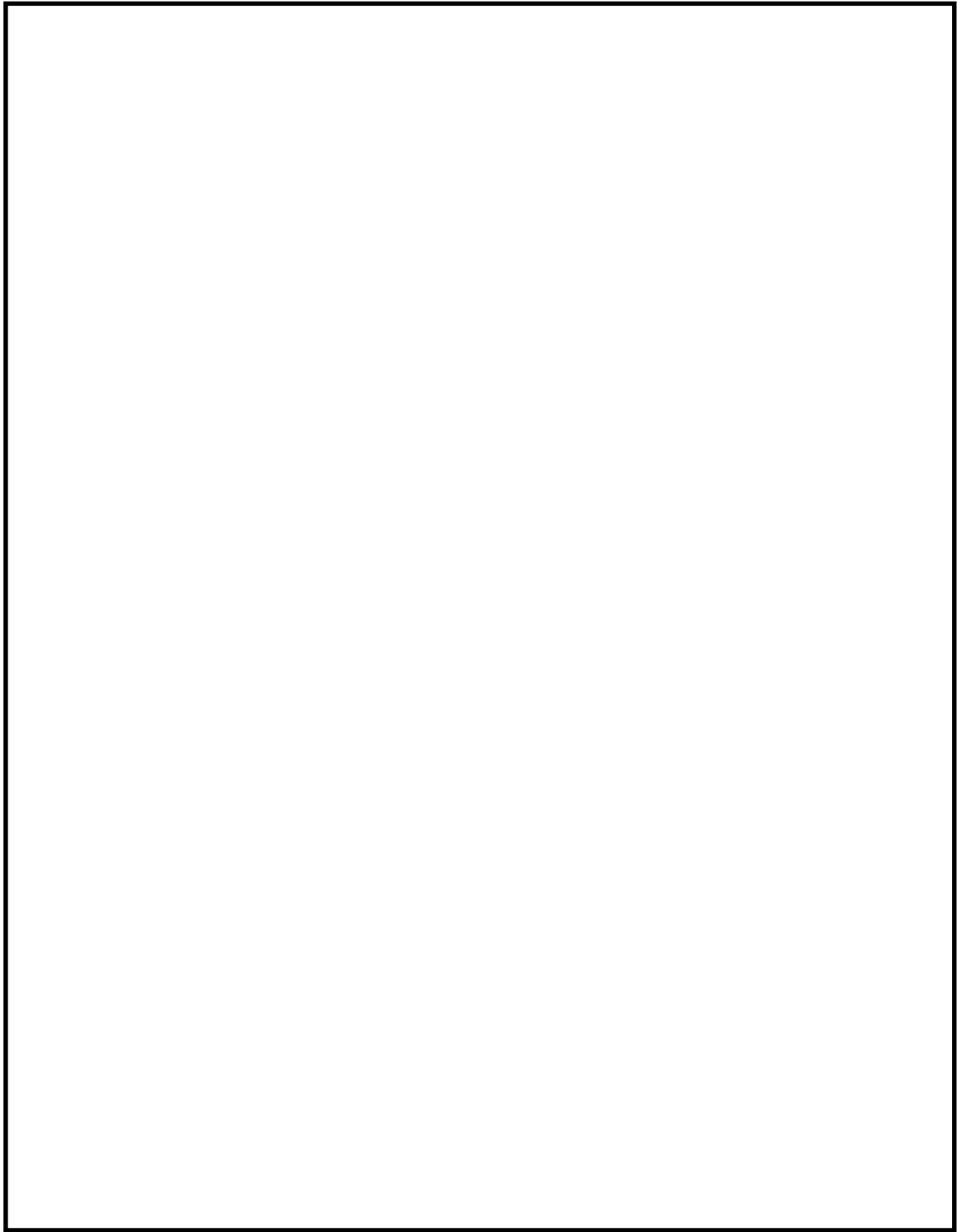
防潮扉の扉体は構造上の目的から、水圧等の荷重を受ける受圧部にスキンプレート、スキンプレートを受ける縦補助桁があり、その受圧部から荷重を受ける架構部に主桁、端桁、架構部から支承部にかけて戸当り、止圧板が構造部材にある。

扉体の構造は、鋼製の桁及びスキンプレートを組合せた構造であり、鉄筋コンクリート防潮壁の躯体で保持している。戸当りは、H形鋼を組合せた構造である。

躯体は、鉄筋コンクリート防潮壁から構成され、鋼管杭鉄筋コンクリートで支持する。

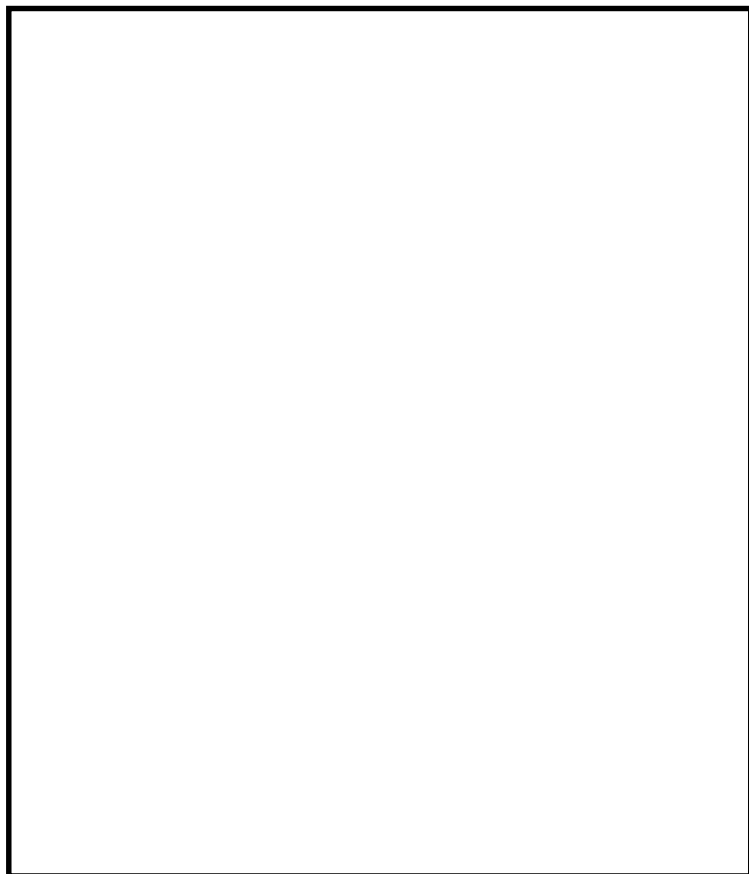
鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鉄筋コンクリート造の構造物であり、ブロック間は止水ジョイントを施した構造である。鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁のたて壁と鋼管杭基礎とは、鉄筋コンクリート製のフーチングを介した剛結合で一体構造とする。

図 4 に防潮扉 2 の正面図及び平面図、図 5 に側面図を示す。



(単位：mm)

図 4 防潮扉 2 正面図及び平面図



注：寸法は mm を示す。

図 5 防潮扉 2 側面図

(3) 防潮扉の構成部品と役割

防潮扉の構成部品と役割を表 1 に示す。

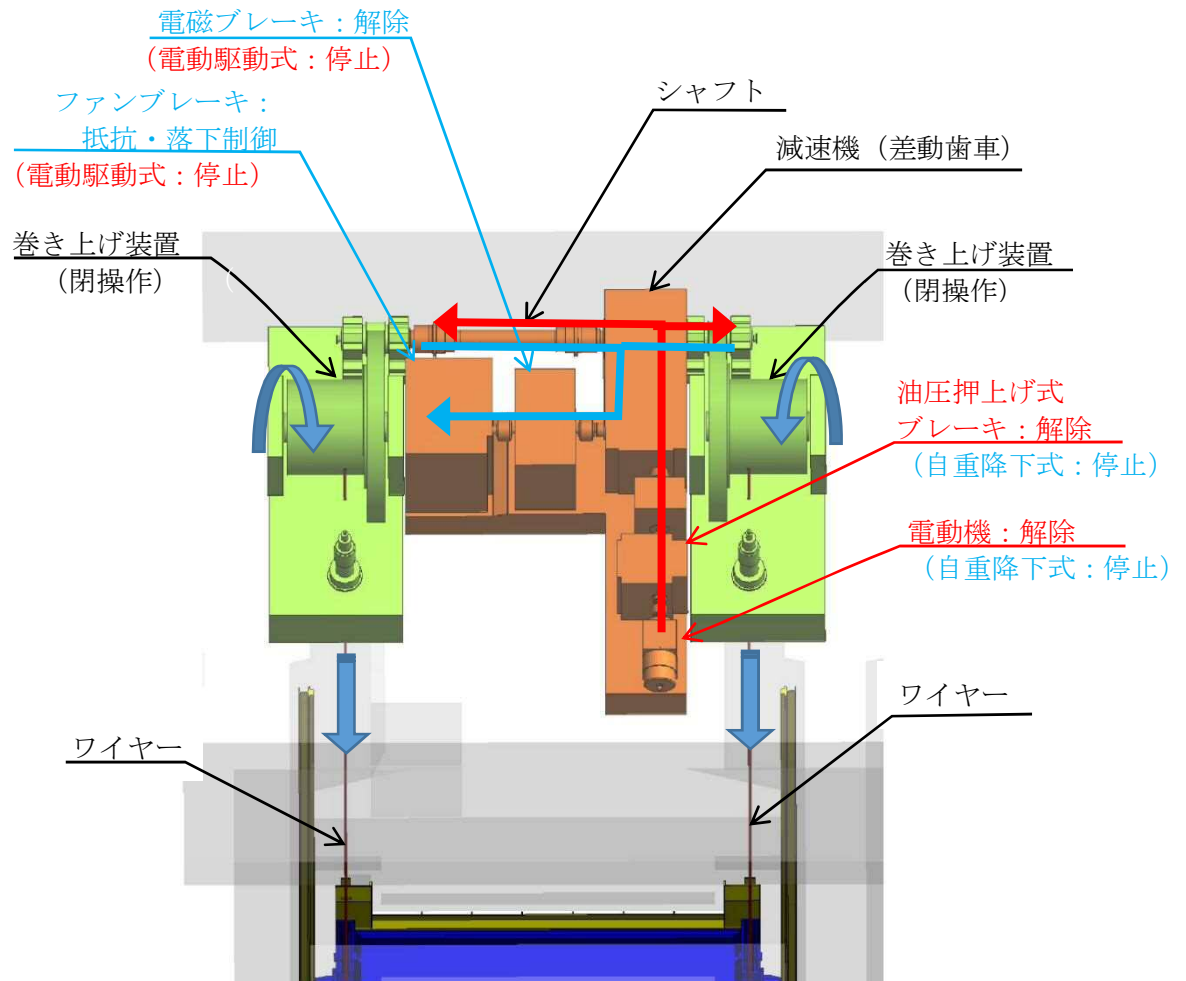
表 1 構成部位と役割

| 構造部位 | 構成部位と役割 |
|---------------------------------|---|
| 扉体 | 外部からの地震荷重，津波荷重，漂流物荷重等を地中連続壁基礎に確実に伝達するとともに，各荷重に対して十分な耐性を有することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。 |
| 水密ゴム | 扉体の 4 辺に設置され，水密ゴムによる津波からの，浸水を防止することにより止水性を確保し，防潮扉としての機能を保持する。水密ゴムの使用前検査時の漏水試験方法について【補足説明 1】にて説明する。 |
| ＜防潮扉 1＞ 地中連続壁基礎 (間接支持構造物) | 扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 1）の地中連続壁基礎により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。 |
| ＜防潮扉 2＞ 鋼管杭基礎 (間接支持構造物) | 扉体から伝達される基準地震動 S_s による地震荷重及び基準津波による津波荷重について，鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁（防潮扉 2）により支持地盤に確実に伝達し十分な耐性を有している。また，津波に対する防潮扉としての止水機能を保持する。 |
| 開閉装置 | 扉体の開閉を実施する。駆動方式は電動機による「電動駆動式」，ファンブレーキによる「自重降下式」の多重性を持たせている。電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて閉操作できる構造にする。図 6 に開閉装置の構造及び動作原理を示す。 開閉装置の振動試験について【補足説明 2】にて説明する。 |

(4) 開閉装置の構造及び動作原理について

防潮扉の開閉装置の全体構造を示す。

開閉装置の駆動方法は電動機による「電動駆動式」とファンブレーキによる「自重降下式」の2つの構造がある。図6に防潮扉の開閉装置概念図を示す。



<記載凡例>

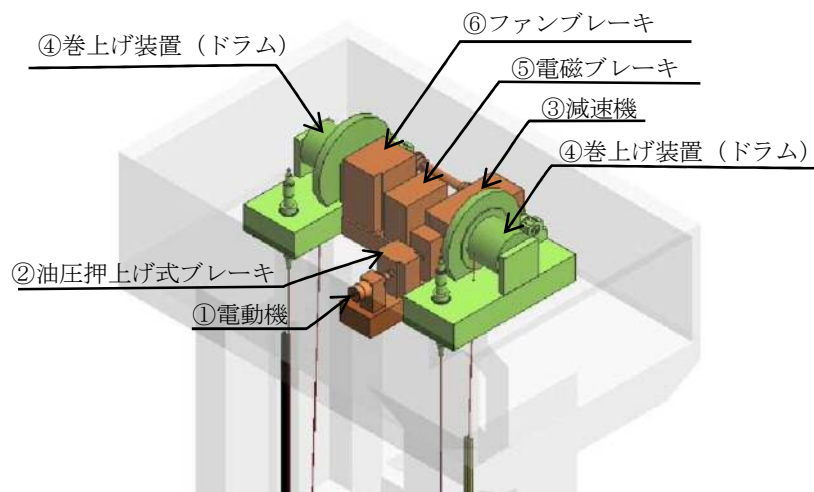
- ・ 赤字：電動駆動時のみ使用
- ・ 青字：自重降下式時のみ使用
- ・ 黒字：電動駆動式＋自重降下式 共通

← (赤字) : 電動駆動時 (電動機駆動) の駆動が伝達する流れ

← (青字) : 自重降下式時 (自重落下) の駆動が伝達する流れ

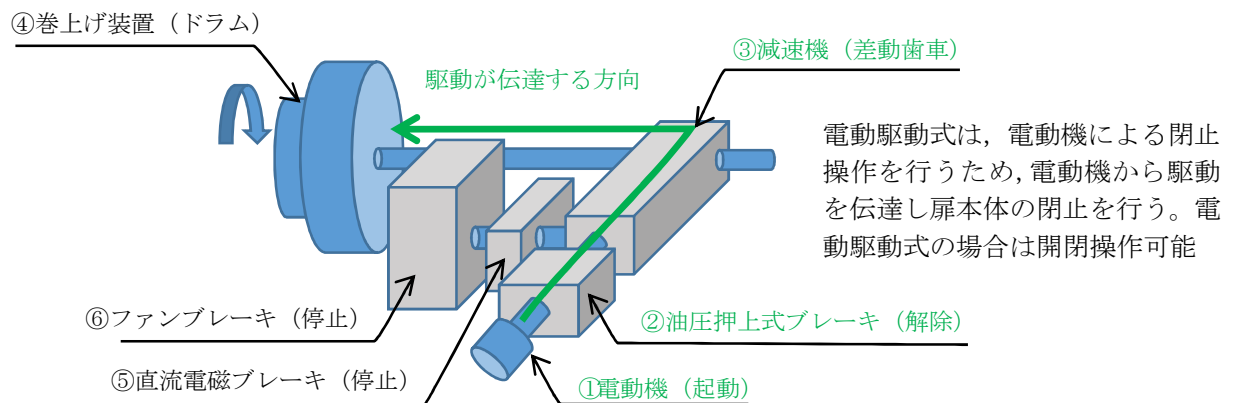
図6 防潮扉の開閉装置概念図

図7のa～bに開閉装置の構造及び動作原理について示す。図aに開閉装置の構成を示す。



【図 a 開閉装置 鳥瞰図】

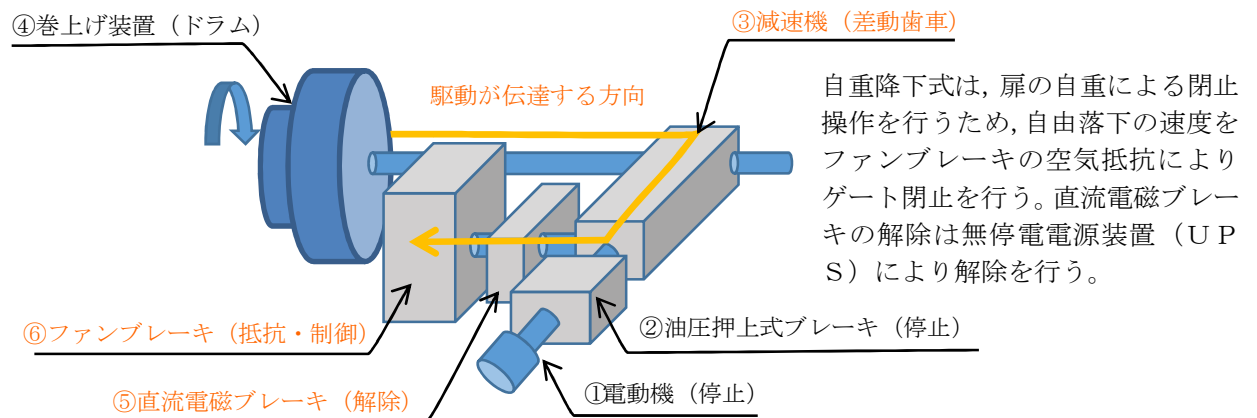
電動駆動式は①電動機を駆動、②油圧押上げ式ブレーキを解除、③減速機、④巻き上げ装置を經由し防潮扉を閉止させる構造である。電動駆動式は開閉操作が可能である。（図b参照）



【図 b 電動駆動式（開閉操作可能）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図a, 図b）（1/2）

自重降下式は、⑤直流電磁ブレーキを解除、④巻き上げ装置に引き上げられている防潮扉の自重による落下、⑥ファンブレーキによる落下速度の制御により防潮扉を閉止させる機械的な構造である。自重降下式は電動駆動用の電源を必要とせず、直流電磁ブレーキを解除できるよう無停電電源装置（UPS）を設置している。自重降下式は閉操作のみ可能である。



【図 c 自重降下式（閉操作のみ）】

図7 開閉装置の構造及び動作原理（図c）（2/2）

(5) 防潮扉の電源構成

駆動方式は前項の通り多重性を持たせ「電動駆動式」と「自重降下式」とし、電動駆動式に用いる電源は常用電源より供給する。電動駆動式が使用できない場合には自重降下式にて閉操作できる構成とする。

図8に防潮扉電源概念図を示す。

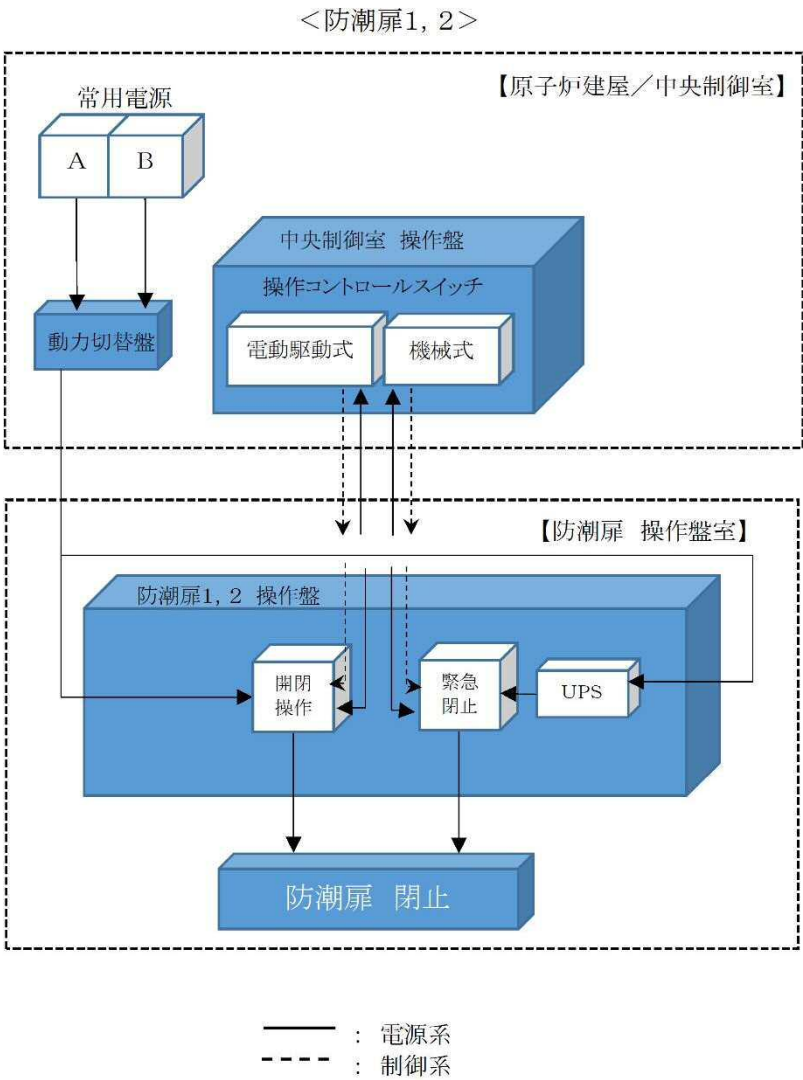


図 8 防潮扉電源概念図

3. 防潮扉の運用について

(1) 防潮扉を開閉する場合の体制

防潮扉を開閉する場合には、作業管理体制に基づいた現場管理員を現場に配置し実施する。また、防潮扉の開閉の運用については、保安規定に定め管理する。

(2) 防潮扉を開閉する場合の操作手順

駆動方式による開閉手順は以下のとおり。図9に防潮扉閉止操作フローを示す。

① 電動駆動式による開閉操作の手順

開閉操作する場合は、該当する作業件名の作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保（現場管理員が確認）したのち、発電長の許可を得て中央制御室より行う。閉止時間は操作開始後約10分後である。

② 自重降下式による開閉操作の手順

開閉操作中に閉止操作ができない場合又は、大津波警報等が発表された場合には、現場管理員により「自重降下式」による閉止操作が可能である。

操作は、該当する作業管理体制に基づき現場の安全を十分に確保したのち、発電長の許可を得てから、現場にて「自重降下式」の操作を実施する。「自重降下式」による閉止時間は操作開始後約2分である。

防潮扉の閉止操作時間は、地震・津波発生から電動駆動式の場合で約19分、自重降下式の場合で約11分である。基準津波による津波の到達時間は約37分であるため、到達までに防潮扉を閉止することができる。

(3) 防潮扉の開閉の頻度について

防潮扉は常時閉運用であることから、年に1回の定期検査にて開閉動作が適切に可能であることを確認する。その他、開閉する場合は以下のとおり。

- ・ 災害発生時 ： 火災，人身災害，隣接事業所との災害協力
- ・ 重大事故等時： 海上モニタリングの実施に伴い小型船舶を着水箇所まで運搬する場合
（小型船舶を東海港に運搬するルートが通行不可な場合の別ルートとして設定）
- ・ そ の 他 ： 発電所長が認めたもの

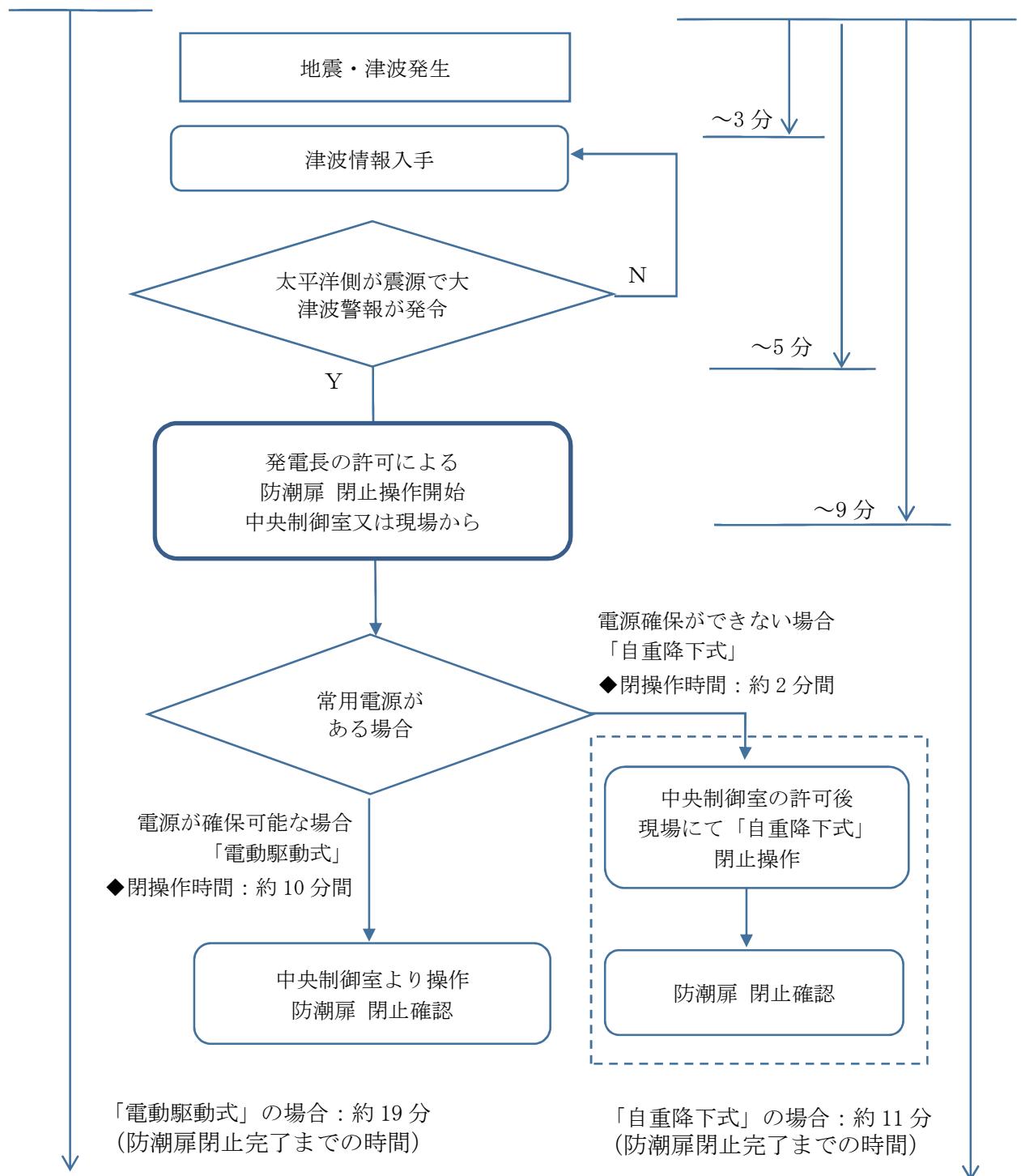


図9 防潮扉閉止操作フロー

4. 防潮扉の耐震計算方法について

(1) 開閉状態による評価の考え方について

防潮扉の開閉に伴う運用は、前項のとおり実施する。そのため、耐震計算書においては荷重条件が最も保守的であつ機能要求の高い「閉状態」にて計算を行う。また、「開状態」については、万一の事を考慮し設計確認を行う。

工事計画認可申請書の計算書の場合において、「閉状態」にて実施している理由を示す。

防潮扉の「開状態」と「閉状態」では、機能要求に伴う評価部位が異なることから、工事計画認可申請書上の耐震計算書の対象は、特に機能要求が高い止水性と開閉機能の要求のある「閉状態」の評価を行う。表4に防潮扉の開閉状態における荷重条件、表5に防潮扉の耐震評価における機能要求と評価部位について示す。

表4 防潮扉の開閉状態における主な荷重条件

| | | 地震荷重 | 津波荷重 | 備 考 |
|----|-----|------|------|------|
| 強度 | 開状態 | — | — | |
| | 閉状態 | ○余震 | ○ | 評価条件 |
| 耐震 | 開状態 | ○ | — | |
| | 閉状態 | ○ | | 評価条件 |

表5 耐震評価における機能要求と評価部位

| ゲート 状態 | 荷重の組合せ*1 | 機能要求 | 評価部位 | 評価 |
|-----------|-----------------------|-------------------------|---|-------|
| 開状態 | $G + K_s + P_s + W_k$ | ・耐震強度 | ①ガイドレール、ガイドローラ 軸、ブラケット ②ワイヤー | 設計確認 |
| 閉状態 | $G + K_s + P_s + W_k$ | ・耐震強度 ・止水機能 ・開閉機能 | ①扉体 (スキンプレート、主桁、縦補助桁、端桁) ②支圧板 ③小扉 ④戸当り ⑤駆動装置 | 強度計算書 |

*1：Gは固定荷重、 K_s は地震荷重、 P_s は積雪荷重、 W_k は風荷重を示す。

耐震評価における防潮扉の「開状態」での評価部位及び評価応力は、図 10 のとおり。

| 評価部位 | 材 料 | 評価応力 |
|----------------|----------------|----------------------|
| ガイドレール※ | SS400、（SUS304） | 曲げ，せん断， コンクリートせん断 |
| ガイドローラ・軸・ブラケット | SUS304、SM490A | 曲げ，せん断 |
| ワイヤー | 6×WS（36）B 種メッキ | 引張り |
| 軸 | SUS304 | 曲げ，せん断 |

※ガイドレールのコンクリート部についても評価する。

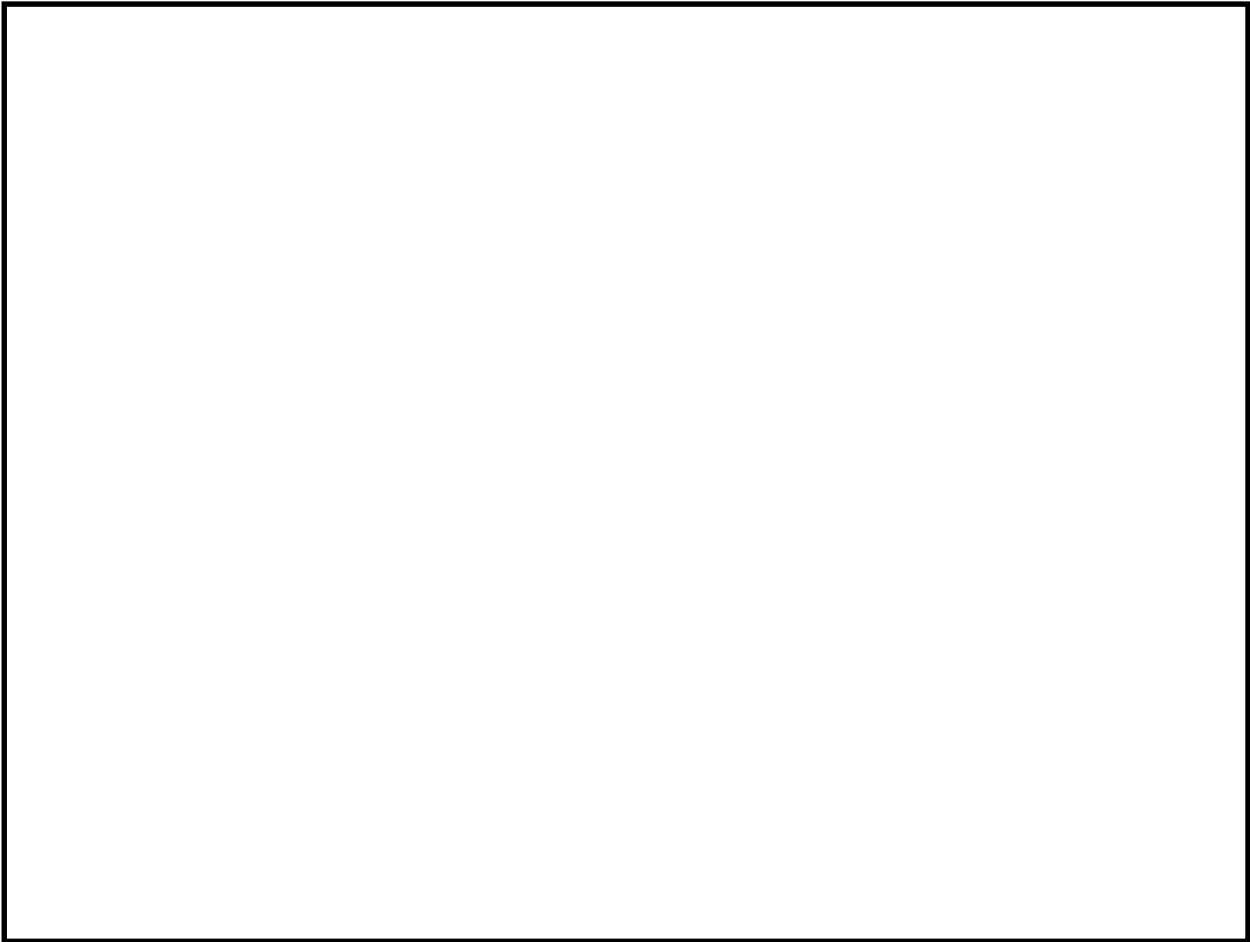


図 10 「開状態」における評価部位の設計確認範囲

耐震評価における防潮扉の「閉状態」での評価部位及び評価内容は、図 11 のとおり。

| 評価部位 | 材 料 | 評価応力 |
|---------|--------|--------|
| スキンプレート | SM490 | 曲げ |
| 主桁 | | 曲げ，せん断 |
| 縦補助桁 | | 曲げ，せん断 |
| 端桁 | | 圧縮 |
| 支圧板 | SUS304 | 支圧 |
| 小扉 | SM490 | 曲げ |
| 戸当り※ | | 曲げ，せん断 |

※戸当りのコンクリート部についても評価する。

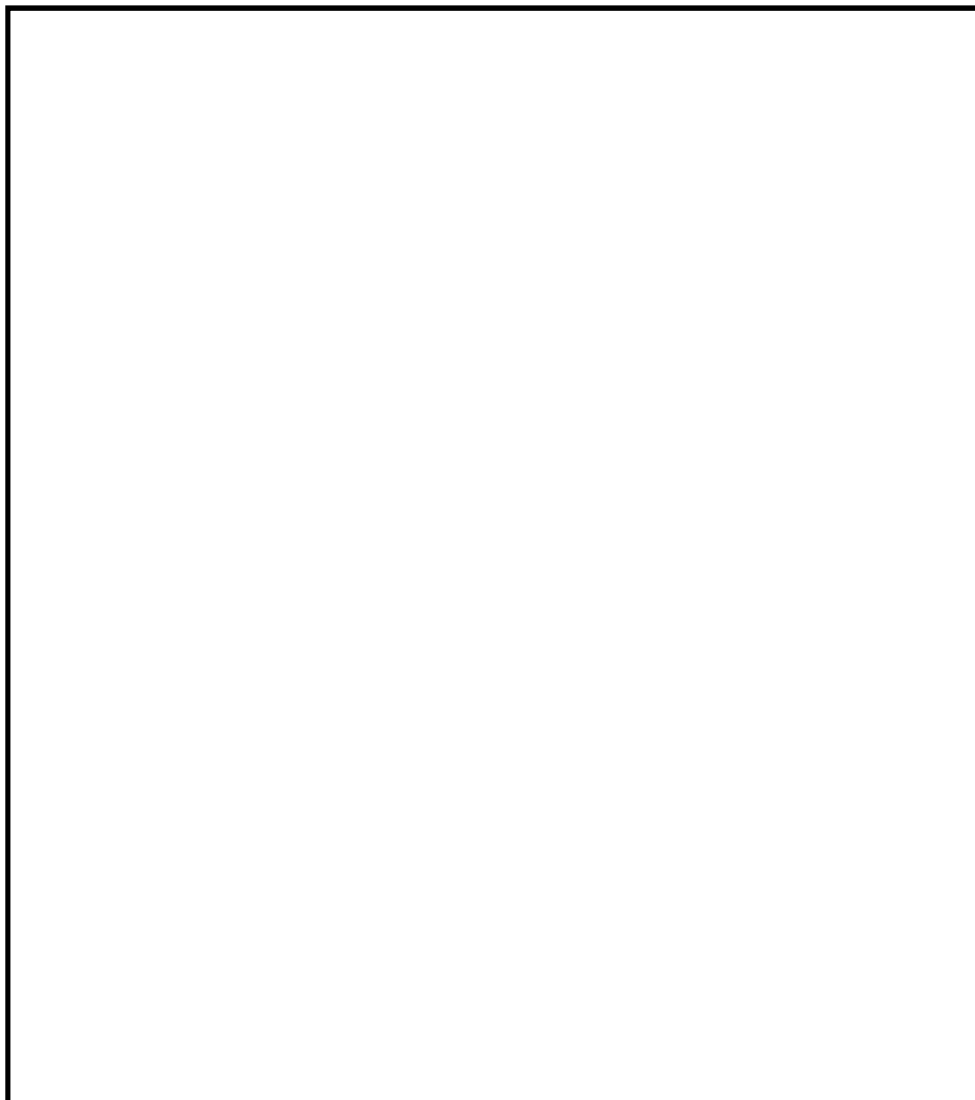


図 11 「閉状態」における評価部位の工事認可申請範囲

(2) 耐震・強度評価方法について

防潮扉 1, 2 についての考え方を以下に記す。

a. 基本的な考え方

地震時、津波時及び重畳時において発生する荷重（衝突荷重を除く）の考慮すべき荷重について、単位面積当たりの荷重を求め、それぞれの評価部位に対する面積を乗ずることで荷重を設定する。

なお衝突荷重においては、単位面積当たりの荷重を求めず、添付書類「V-3-別添 3-2-1-4 防潮扉の強度計算書」に示す衝突荷重を考慮する。

b. 主桁にかかる扉体自重による荷重 (W_1)

主桁を支点とした梁としてモデル化し、その支点到に係る荷重にて計算する。荷重の分布について、津波時においては、津波の荷重を考慮することから、長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。地震時においては、荷重の大きさが距離に比例せず同等な荷重を受けることから、等分布荷重とする。荷重の分布及び梁モデル図について、津波時については図 12 及び図 13 に、地震時においては図 14 及び図 15 に示す。

本書類では参考に No2 の桁を示す。

<津波時>

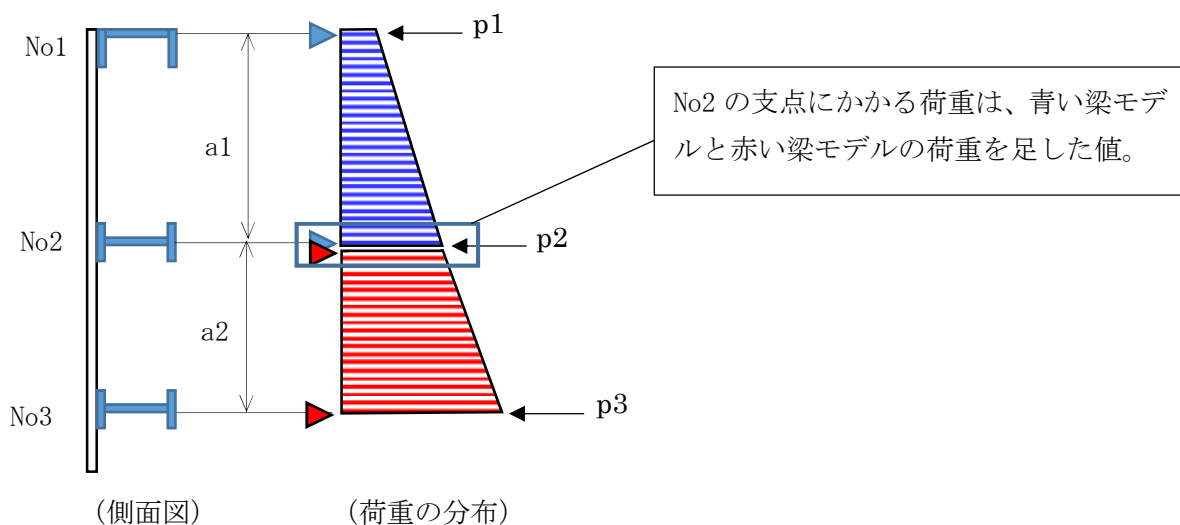


図 12 主桁にかかる荷重の分布図

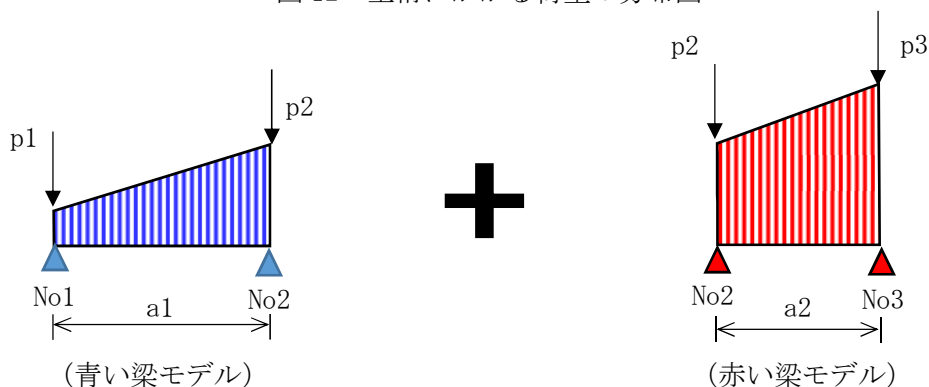


図 13 荷重の梁モデル図

| | |
|---|---|
| No2 支点にかかる青い梁モデル | No2 支点にかかる赤い梁モデル |
| $W_1 = \frac{(p_1 + 2 \times p_2) \times a_1}{6}$ | $+ \frac{(2 \times p_2 + p_3) \times a_2}{6}$ |

ここに、

W_1 : 主桁にかかる荷重 (kN/m)

p_1 : No1 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

p_2 : No2 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

p_3 : No3 にかかる単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

a_1 : No1 から No2 までの距離 (m)

a_2 : No2 から No3 までの距離 (m)

<地震時>

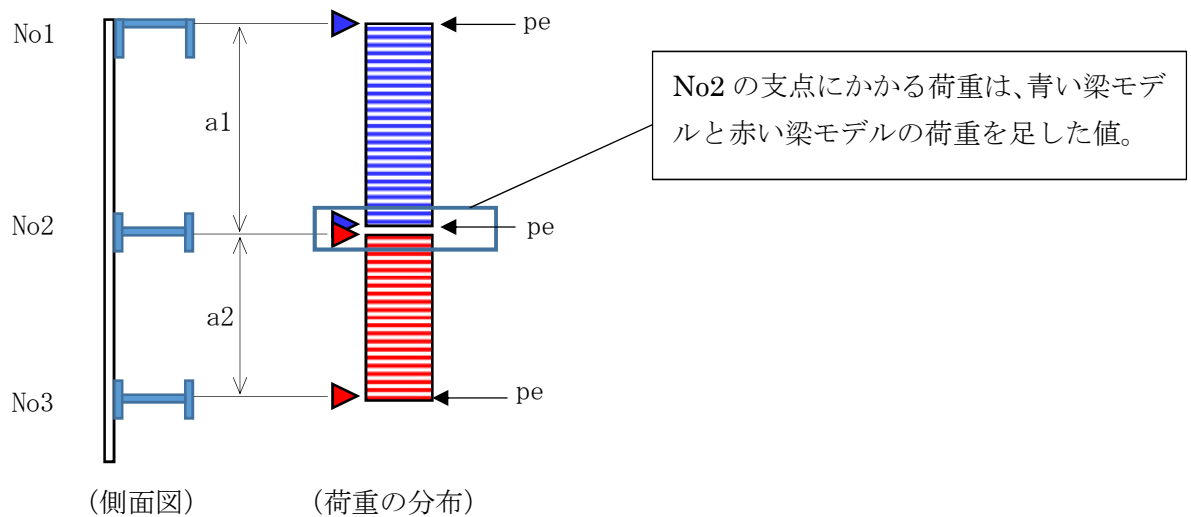


図 14 主桁にかかる荷重の分布図

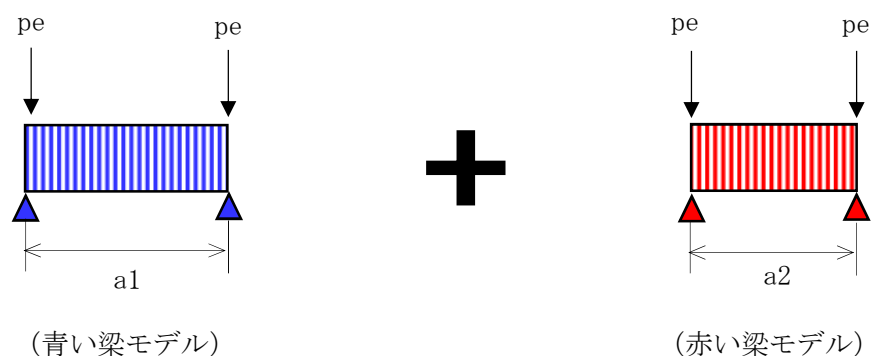


図 15 荷重の梁モデル図

No2 支点にかかる青い梁モデル

No2 支点にかかる赤い梁モデル

$$W_1 = \frac{p_e \times a_1}{2} + \frac{p_e \times a_2}{2}$$

ここに、

W_1 : 主桁にかかる荷重 (kN/m)

p_e : 単位面積当たりの荷重 (kN/m²)

a_1 : No 1 から No 2 までの距離 (m)

a_2 : No 2 から No 3 までの距離 (m)

c. 端桁にかかる主桁反力 (R_1)

主桁にかかるせん断力が端桁にかかることから、主桁にかかるせん断力にて計算を行う。図 16 に端桁にかかる主桁反力図を示す。

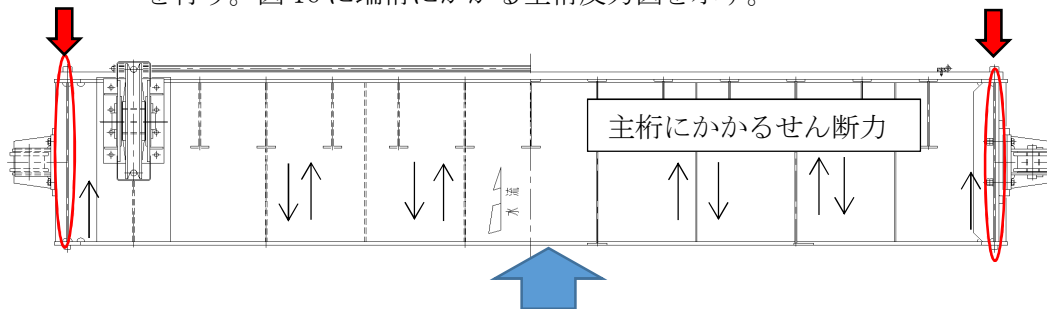


図 16 端桁にかかる主桁反力図

d. 支圧板の計算に用いる計算荷重の常時換算値（ P_3 ）

扉体全体に荷重が支圧板にかかるものとし、荷重を求める。なお、構造上支圧板は両端にあることから、1つの支圧板にかかる荷重は、扉体に受ける荷重の半分とする。支圧板にかかる荷重範囲図を図17に示す。



図17 支圧板にかかる荷重範囲図

$$P_3 = \left(\frac{pe \cdot B \cdot Lh}{2} + Pc \right) / \gamma$$

ここに、

P_3 : 支圧板にかかる計算荷重

pe : 単位面積当たりの荷重 (kN/m^2)

B : 扉体幅 (m)

Lh : 支圧板計算高さ (m)

Pc : 衝突荷重 (kN)

γ : 許容応力補正係数 (1.5)

e. 小扉にかかる荷重（ W_2 ）

「b. 主桁にかかる扉体自重による荷重」と同様に、主桁を支点とした梁としてモデル化し、その支点到係る荷重にて計算する。荷重の分布について、津波時には、津波の荷重を考慮することから、長さ按比例し荷重が上がる分布荷重とする。地震時には、荷重の大きさが距離に比例せず同等な荷重を受けることから、等分布荷重とする。

f. その他の荷重（ P_1 , P_2 , P_4 , p_d ）

評価部位に対する単位面積当たりの荷重にて計算を行う。

【補足説明 1】 水密ゴムの許容漏えい量の評価について

1. 許容漏えい量評価

防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量評価は、ダム堰施設技術基準（案）に準じて評価を行う。

(1) 漏水量評価の算定式

ダム堰施設技術基準（案）の機能検査項目に「耐圧，漏水検査」に以下の算定式と試験時間の記載がある。

◆角型スライドゲート

$$W = 10.2 L \cdot P$$

W：漏水量（ml/min）

L：長辺の長さ（cm）

P：設計圧力（MPa）

◆試験時間：10 分

(2) 許容漏えい量の算定

許容漏えい量は（1）項の評価式に準じて算出する，

防潮扉 1 及び防潮扉 2 の許容漏えい量の算出例は以下のとおり。表 6 に防潮扉 1 の許容漏えい量（例），表 7 に防潮扉 2 の許容漏えい量（例）を示す。以下の許容漏えい量で管理することにより敷地内へ浸水したとしてもごく僅かである。仮に敷地内 T.P. +8m に浸水した場合には 0.01m 以下であり隣接する原子炉建屋などの安全機能に影響する浸水量ではない。

表 6 防潮扉 1 の許容漏えい量（例）

| | | |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| 試験圧力 | 0.30MPa ^{※2} 以上 | 0.40MPa ^{※3} 以上 |
| 許容漏えい量 ^{※1} | 26.2 ℓ/10 分以下 | 35.0 ℓ/10 分以下 |

※1：許容漏えい量の記載は，防潮扉 1 の長辺 8580mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：基準津波の波圧（0.25MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）の波圧（0.35MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

表 7 防潮扉 2 の許容漏えい量（例）

| | | |
|----------------------|--------------------------|--------------------------|
| 試験圧力 | 0.20MPa ^{※2} 以上 | 0.30MPa ^{※3} 以上 |
| 許容漏えい量 ^{※1} | 12.4 ℓ/10 分以下 | 18.6 ℓ/10 分以下 |

※1：許容漏えい量の記載は，防潮扉 2 の長辺 6080mm の場合を示す。実際の許容漏えい量の算定は，漏水試験装置に合わせ算定する。

※2：基準津波の波圧（0.14MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

※3：敷地に遡上する津波高さ（T.P. +24m）の波圧（0.25MPa）に対して保守性を持たせて設定した値

2. 漏水試験装置

前項にて評価した防潮扉の水密ゴムの許容漏えい量について、漏水試験を実施する。以下の装置を製作し水密ゴムの漏水試験を実施する。

<漏水試験装置>

水密ゴムの漏水試験装置の一般的な概要は以下のとおり、図 12 に試験装置の概要図（例）を示す。

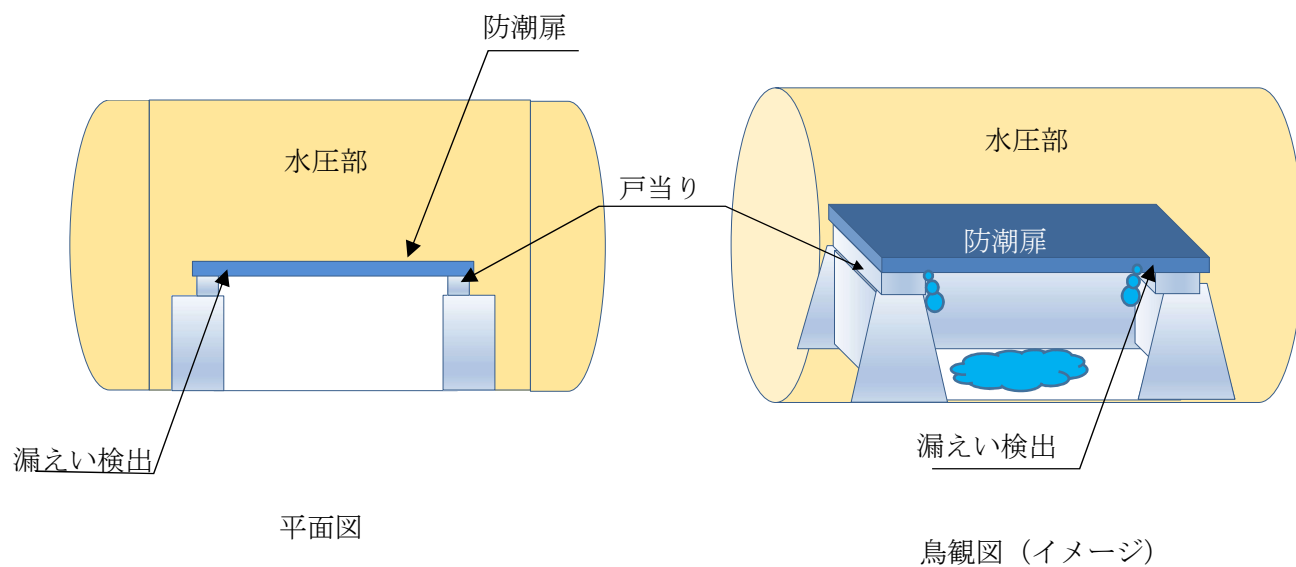


図 12 試験装置の概要図（例）

【補足説明2】 開閉装置の振動試験について

a. 試験目的

開閉装置の成立性確認のため、基準地震動 S_s の選定波を加振波として用い、実機大の防潮扉の開閉装置を用いた振動試験を行い地震後の動的機能維持を確認する。

b. 試験方法

振動台上に架台を設置しその上に防潮扉に設置する開閉装置を基礎ボルトで固定し、水平方向と鉛直方向とを同時加振する。図13に大型3軸振動台の概要を示す。

振動台の仕様

| | | | |
|---------------------|-----------------|------------|------------|
| 加振自由度 | 3軸6自由度 | | |
| 最大積載重量 | 80 t f | | |
| テーブル寸法 | X : 6m × Y : 4m | | |
| 定格 | X 方向 | Y 方向 | Z 方向 |
| 最大変位 | ±300mm | ±150mm | ±100mm |
| 最大加速度 (35 t 積載時) | 1G (水平) | 3G (水平) | 1G (鉛直) |

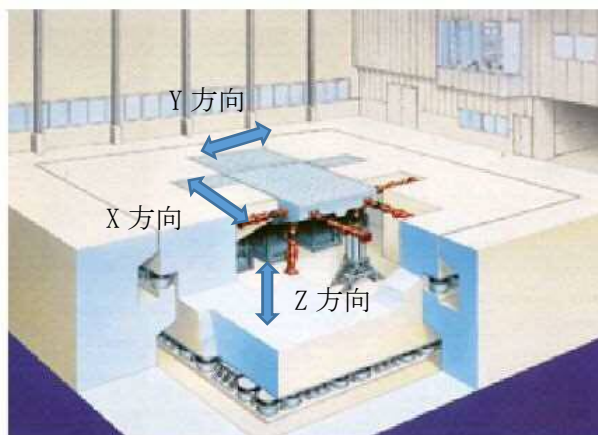


図13 大型3軸振動台の概要

c. 試験条件

加振試験に使用する入力条件は以下のとおり。

＜入力地震動の作成＞

(1) 評価用地震動の選定

- a. 動的機能維持評価に用いる評価用の地震動は、解放基盤表面からの地盤の特性に応じた地震動の応答スペクトルとして基準地震動 S_s-D1 を選定した。
- b. 基準地震動 S_s-D1 については、防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価が必要になることから、以下の手順にて一次元地盤応答解析 (SHAKE) にて得られた地表面応答加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での評価用応答スペクトルとして作成した。
 - ①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置での応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が1.73倍であったため、SHAKEの応答スペクトルを1.73倍引き上げた。
 - ②a 項にて1.73倍引き上げたSHAKEの応答スペクトルに対し、評価用に基準地震動 S_s8 波の全周期帯を包絡させるスペクトルが必要なことから、全周期帯を包絡するように応答スペクトルを2.59倍した応答スペクトルを作成した。
 - ③その結果、一次元地盤応答解析 (SHAKE) の応答スペクトルに対し4.49倍したものを評価用の応答スペクトルとした。

(2) 確認用地震動の選定

- a. 確認用として、一次元地盤応答解析 (SHAKE) による地表面応答加速度の結果から位相特性による設備への影響を確認するため、最大応答加速度が最も大きくなる S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) について選定した。
- b. S_s-22 (鉛直方向最大) 及び S_s-31 (水平方向最大) については、基準地震動 S_s-D1 と同様に防潮扉の開閉装置位置 (T.P. +22.5m) における評価を行うため、以下の手順にて一次元地盤応答解析 (SHAKE) にて得られた、地表面加速度の結果を用い開閉装置位置 (T.P. +22.5m) での確認用応答スペクトルとして作成した。
- ①一次元地盤応答解析 (SHAKE) の地表面応答加速度における結果に対して、開閉装置位置の応答加速度を算出するため、地表面応答加速度 (SHAKE) に対する開閉装置位置でのFLIP応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKEの倍率) が0.93倍 (S_s-22), 1.73倍 (S_s-31) であったため、SHAKEの応答スペクトルを各々引き上げた。
- ②更に、a. 項にて引き上げた応答スペクトルに対し位相特性による影響を確認する必要があることから、応答スペクトルに対し2倍したものを確認用応答スペクトルとした。なお、 S_s-22 については、振動試験装置の性能上 1.61倍とした。

地震波における加振条件について、評価用を表8に、確認用を表9に示す。また、図14に実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトルを示す。なお、振動台の性能から高倍率の加振条件においては、各構成部品の固有周期が有しない範囲についてはフィルター処理を実施した。

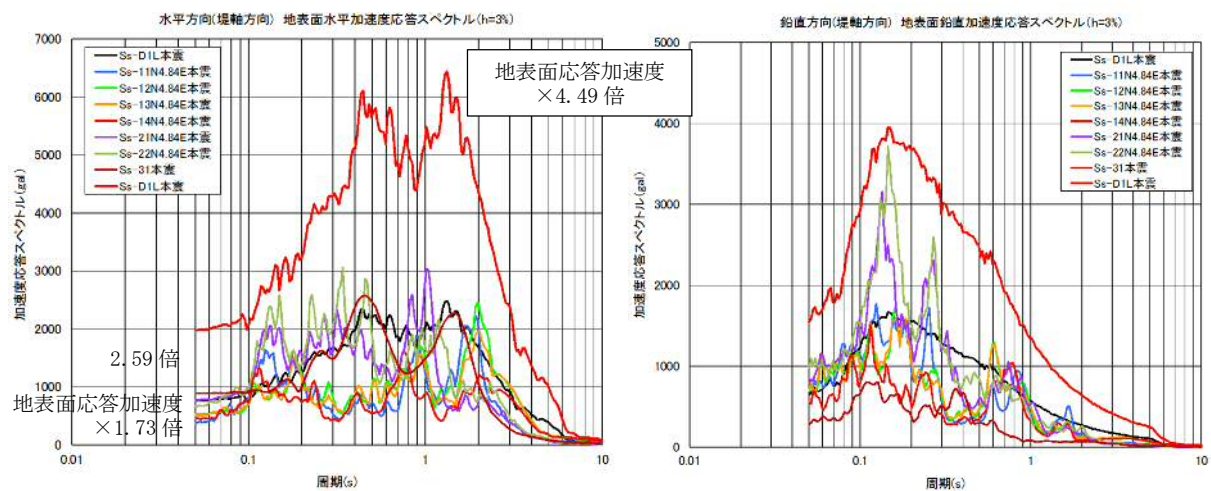
表8 地震波における加振条件（評価用）

| 地震波 | ①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE) | ②地表面応答加速度 (SHAKE) の全周期帯を包 絡するための倍率 | ③振動台への 入力地震動の倍率 (①×②) |
|------------|--|--|-----------------------------|
| $S_s - D1$ | 地表面応答加速度 ×1.73 | ①で作成した応答 スペクトル ×2.59 | 地表面応答加速度 ×4.49 |

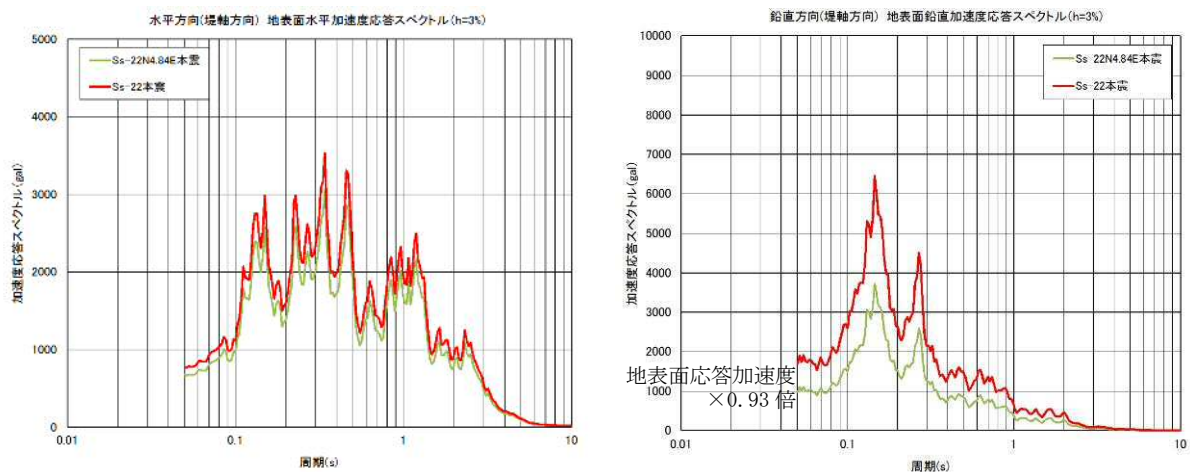
表9 地震波における加振条件（確認用）

| 地震波 | ①地表面位置に対する 開閉装置位置での 応答加速度の倍率 (FLIP/SHAKE) | ②振動台への 入力地震動の倍率 <2倍> (①<②) |
|------------|--|-------------------------------------|
| $S_s - 22$ | 地表面応答加速度 ×0.93 | 地表面応答加速度 ×1.61※ |
| $S_s - 31$ | 地表面応答加速度 ×1.73 | 地表面応答加速度 ×2 |

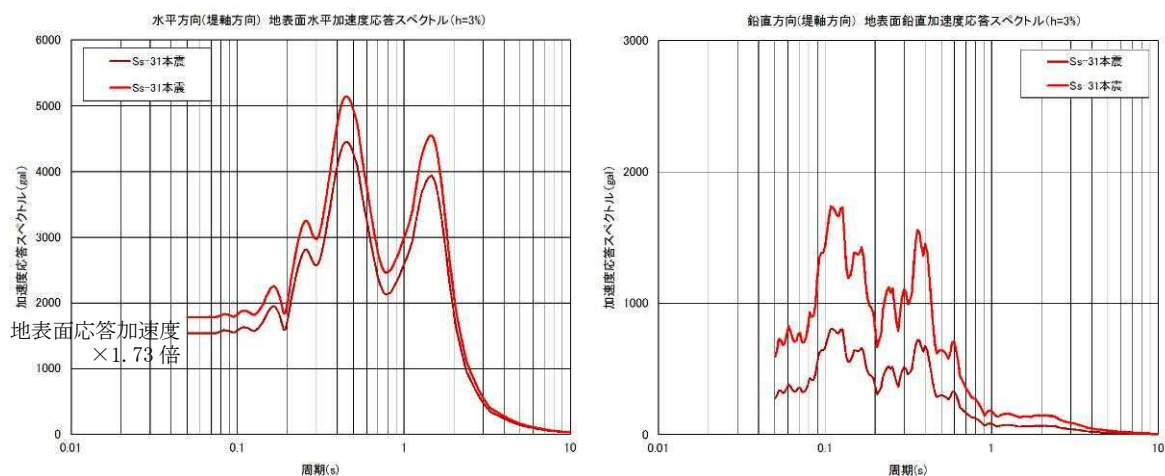
※振動試験装置の性能上1.61倍とした。



S_s - D 1 (評価用：入力地震動)



S_s - 2 2 (確認用：鉛直方向最大)



S_s - 3 1 (確認用：水平方向最大)

図 14 実証試験用入力地震動の加速度応答スペクトル

d. 試験装置

防潮扉の開閉装置の中でも最大な設備を選定し、開閉装置のワイヤーの巻き上げ装置については、駆動軸の長いワイヤーの巻き上げ装置側を製作した。

また、ワイヤー巻き上げ装置には扉の荷重を模擬するため巻き上げ装置の下部にトルク装置を設置し扉の荷重を模擬し試験を実施した。

試験に用いた開閉装置の概要は以下のとおり。開閉装置の試験装置（全景）を示す。

＜試験装置の構成＞

◆開閉装置（減速機，直流電磁ブレーキ，ファンブレーキ，他） 1 式

◆制御盤 1 式



e. 試験結果

試験前及び加振試験後に外観点検を実施し異常のないことを確認した。また，試験後の動作確認においても試験装置上に設置している操作盤より操作を実施し異常なく開閉装置が動作する事を確認した。

f. 実証試験用入力地震動による動的機能維持の評価

(1) 実証試験用入力地震動による基準地震動 S_s の包絡性について

基準地震動 S_s に対する開閉装置の振動試験に用いた実証試験用入力地震動との包絡性について、以下のとおり基準地震動 S_s を包絡していることを確認した。

図 15 に防潮扉 1 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル，図 16 に防潮扉 2 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトルを示す。

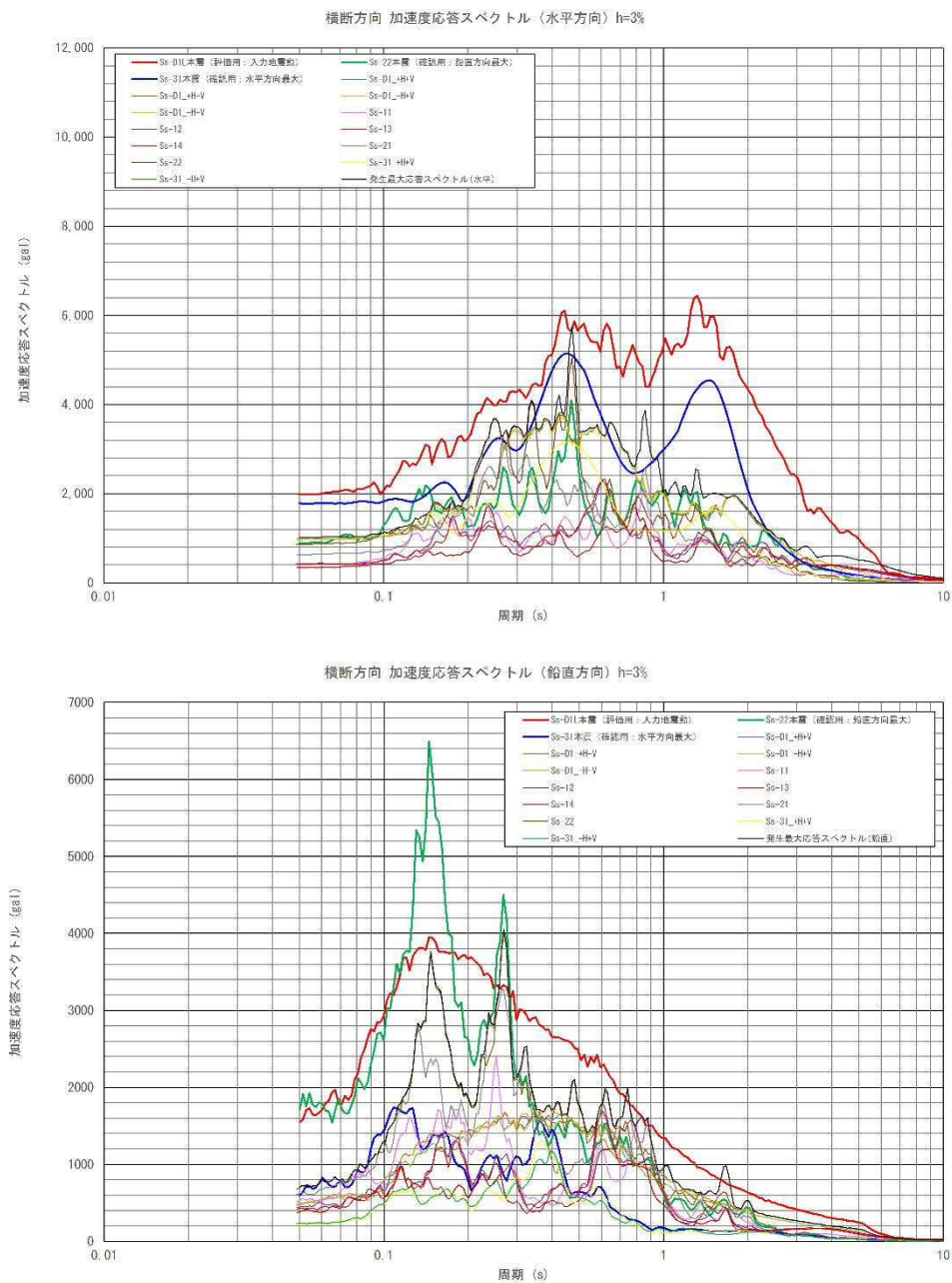
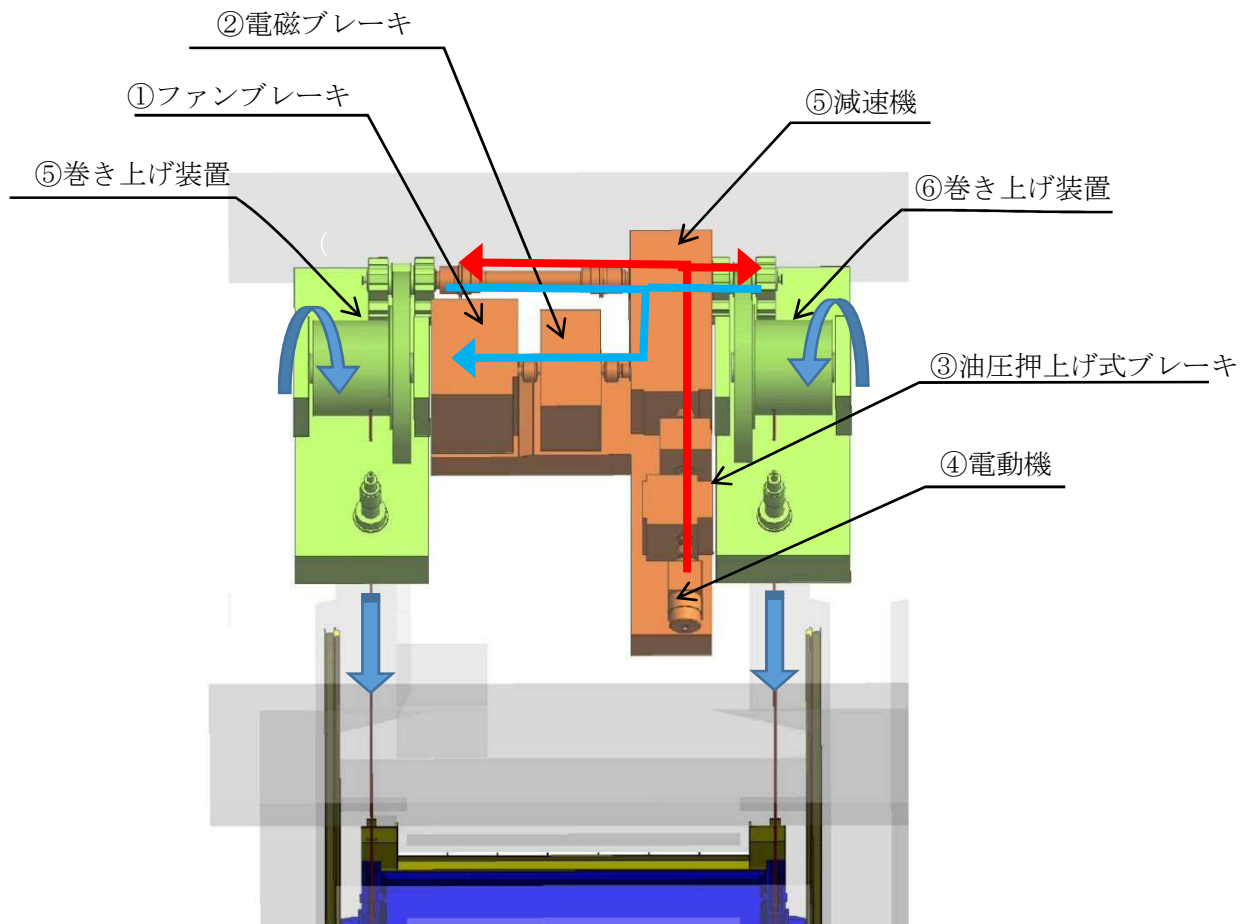


図 15 防潮扉 1 の実証試験用入力地震動と基準地震動 S_s の加速度応答スペクトル

(2) 開閉装置の固有周期

防潮扉の開閉装置設備の固有周期は図 17 に示す。

開閉装置の構成する設備は剛構造（20Hz 以上）で設計されている。

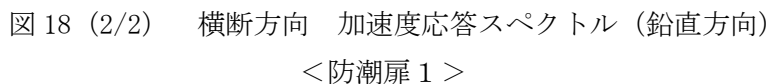
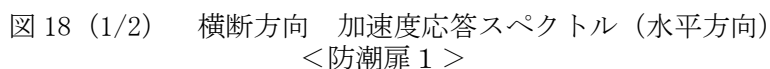


主要設備の固有周期

| 部位 | ①ファンブレーキ | ②電磁ブレーキ | ③油圧押上げブレーキ | ④電動機 | ⑤減速機 | ⑥巻き上げ装置 |
|-----------|----------|---------|------------|------|------|---------|
| 固有周期 (Hz) | 41.9 | 23.3 | 23.4 | 66.7 | 23.4 | 30.3 |

図 17 防潮扉の開閉装置設備の固有周期

振動台への入力波形と各設備の固有周期を示す。各設備の固有周期が存在する領域において入力波形は基準地震動 S_s を包絡しており、振動試験における動的機能は維持できていると評価する。防潮堤 1 と防潮扉 2 の加速度応答スペクトルを図 18、図 19 に示す。



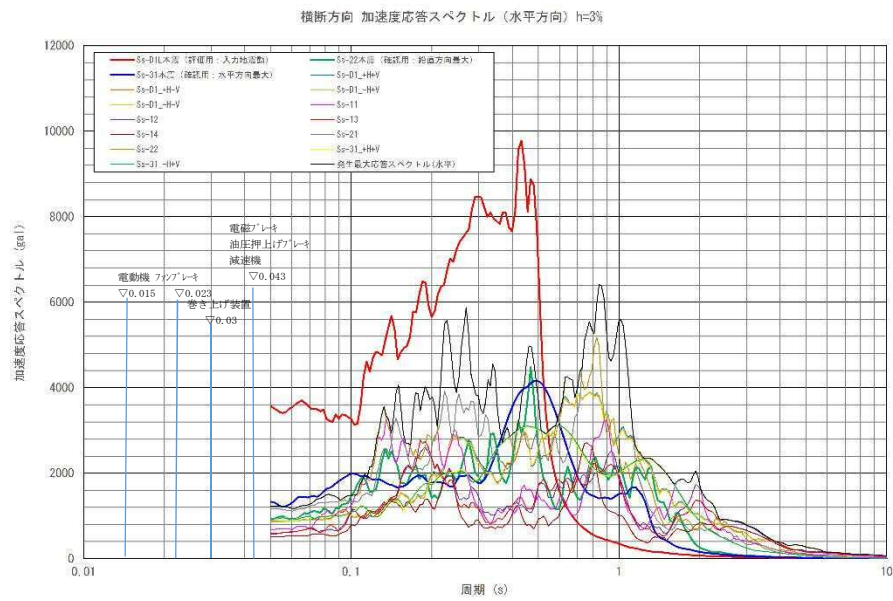


図 19 (1/2) 縦断方向 加速度応答スペクトル (水平方向)
 <防潮扉 2>

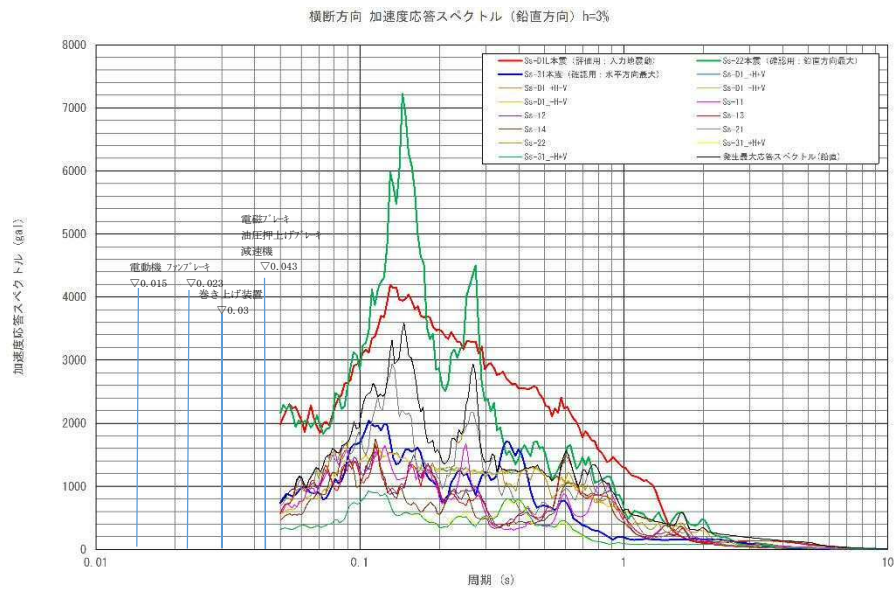


図 19 (2/2) 縦断方向 加速度応答スペクトル (鉛直方向)
 <防潮扉 2>

(4)機能維持評価

防潮扉 1, 2 の閉止機能維持評価について、表 10 に示す。

なお、評価用加速度は「V-2-1-7 設計用床応答曲線の作成方針」に基づき設定する。

防潮扉は地震時止水機能維持を加振試験により確認しているため、「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき、加振試験により確認した加速度を適用する。

防潮扉 1, 2 の機能確認済加速度には、加振試験により止水機能の健全性を確認した振動台の最大加速度を適用する。

表 10 基準地震動 S_s による駆動装置の評価結果

(単位： $\times 9.8\text{m/s}^2$)

| 部 位 | 機能確認済加速度との比較 | | | |
|-------------|--------------|--------------|-------|--------------|
| | 水平加速度 | | 鉛直加速度 | |
| | 応答加速度 | 機能確認済 加速度 | 応答加速度 | 機能確認済加 速度 |
| 駆動装置（防潮扉 1） | 1.02 | 2.2 | 0.37 | 1.6 |
| 駆動装置（防潮扉 2） | 1.19 | | 0.58 | |

6.5.1.1 防潮扉 2 基礎の耐震計算書に関する補足説明

目次

| | |
|----------------|-----|
| 1. 概要 | 2 |
| 2. 基本方針 | 3 |
| 2.1 位置 | 3 |
| 2.2 構造概要 | 4 |
| 2.3 評価方針 | 7 |
| 2.4 適用規格 | 11 |
| 3. 地震応答解析 | 13 |
| 3.1 評価対象断面 | 13 |
| 3.2 解析方法 | 15 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ | 18 |
| 3.4 入力地震動 | 21 |
| 3.5 解析モデル及び諸元 | 50 |
| 3.6 解析ケース | 70 |
| 4. 耐震評価 | 72 |
| 4.1 評価対象部位 | 72 |
| 4.2 解析方法 | 73 |
| 4.3 荷重及び荷重の組合せ | 73 |
| 4.4 許容限界 | 76 |
| 4.5 解析モデル及び諸元 | 84 |
| 4.6 評価方法 | 84 |
| 5. 耐震評価結果 | 86 |
| 5.1 地震応答解析結果 | 86 |
| 5.2 耐震評価結果 | 408 |
| 5.3 まとめ | 441 |

1. 概要

本資料は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、防潮扉2を間接支持する防潮扉2基礎が設計用地震力にして十分な構造健全性及び止水性を有していることを確認するものである。

防潮扉2基礎に要求される機能の維持を確認するに当たっては、有効応力解析に基づく構造部材の健全性評価、構造物の支持性能評価及び構造物の変形性評価により行う。

なお、防潮扉1における鉄筋コンクリート防潮壁の耐震評価は、添付書類「V-2-10-2-2-2-1 防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の耐震性についての計算書」に示す。

2. 基本方針

2.1 位置

防潮扉の設置位置図を図 2.1-1 に示す。

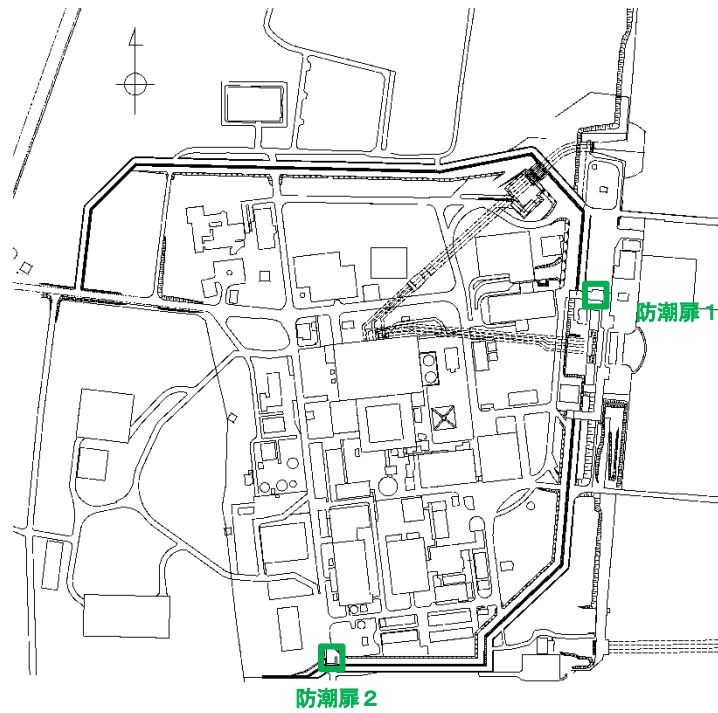
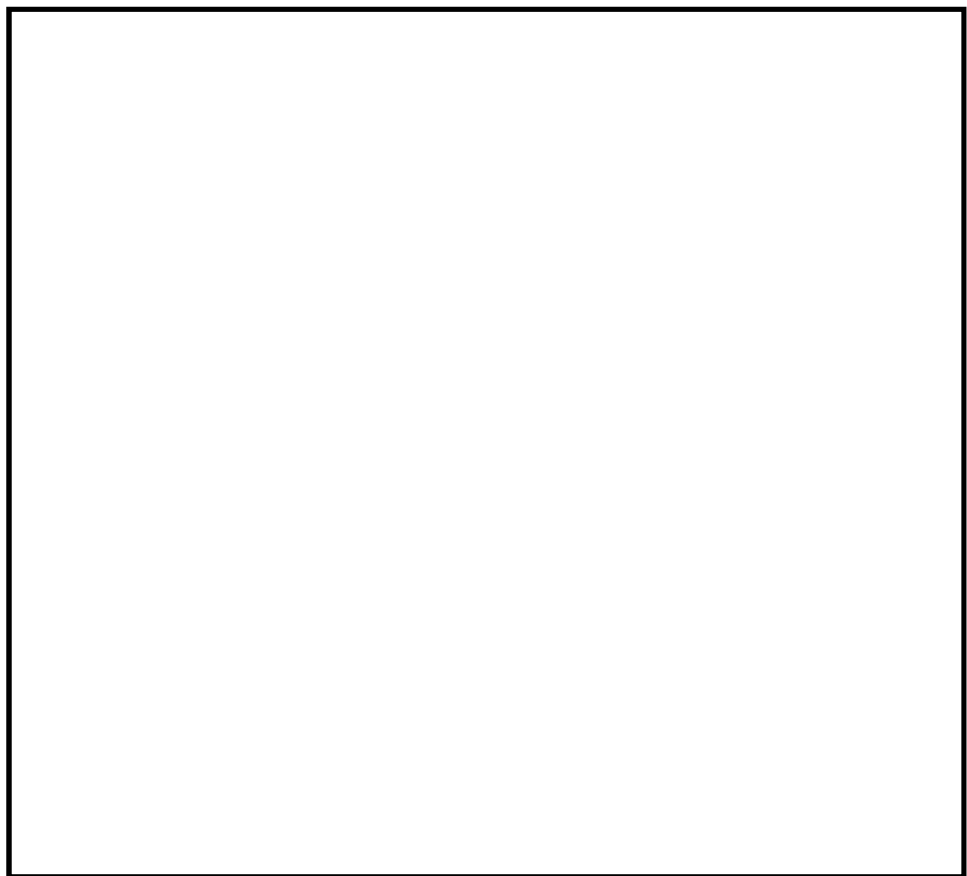


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

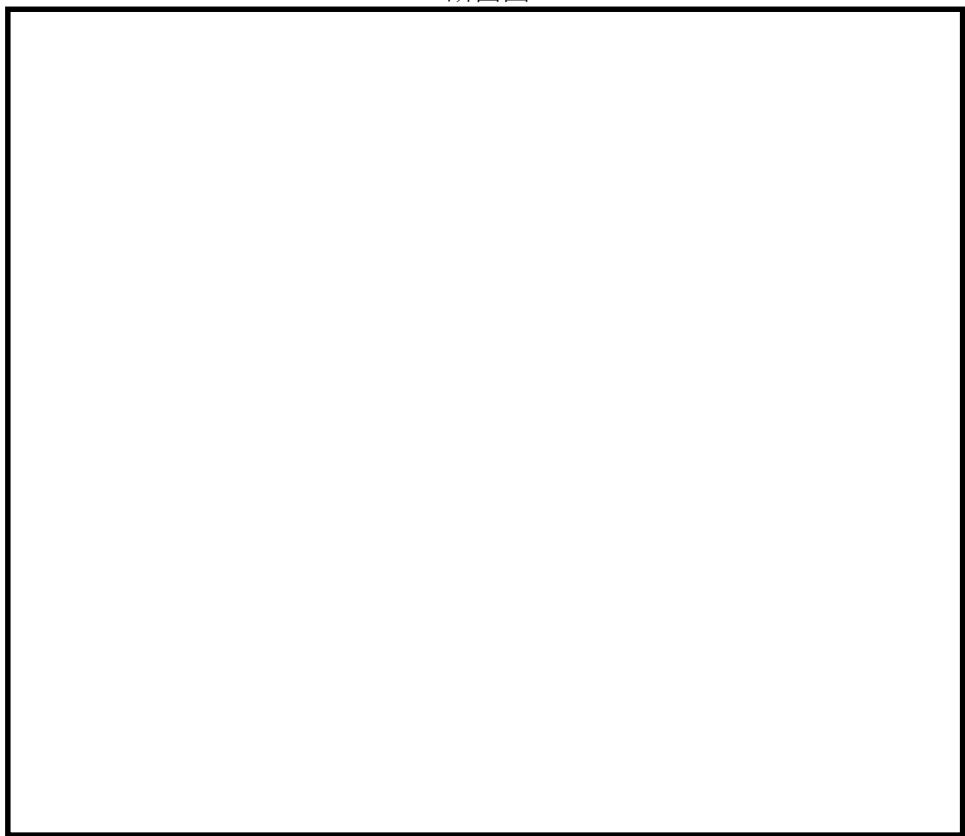
2.2 構造概要

防潮扉 2 基礎は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。

防潮扉 2 基礎の構造図を図 2.2-1 に示す。



断面图



正面图

图 2.2-1 防潮屏 2 基础 构造图

地震時の荷重伝達の概念図を図 2.2-2 に示す。地震時には、地震時慣性力と地盤の変位が生じる。地震時慣性力により上部構造が変形し、上部構造の変形により鋼管杭に変形が生じる。地盤の変位及び上部構造からの変形により鋼管杭に変形し、鋼管杭に曲げモーメント及びせん断力が生じる。

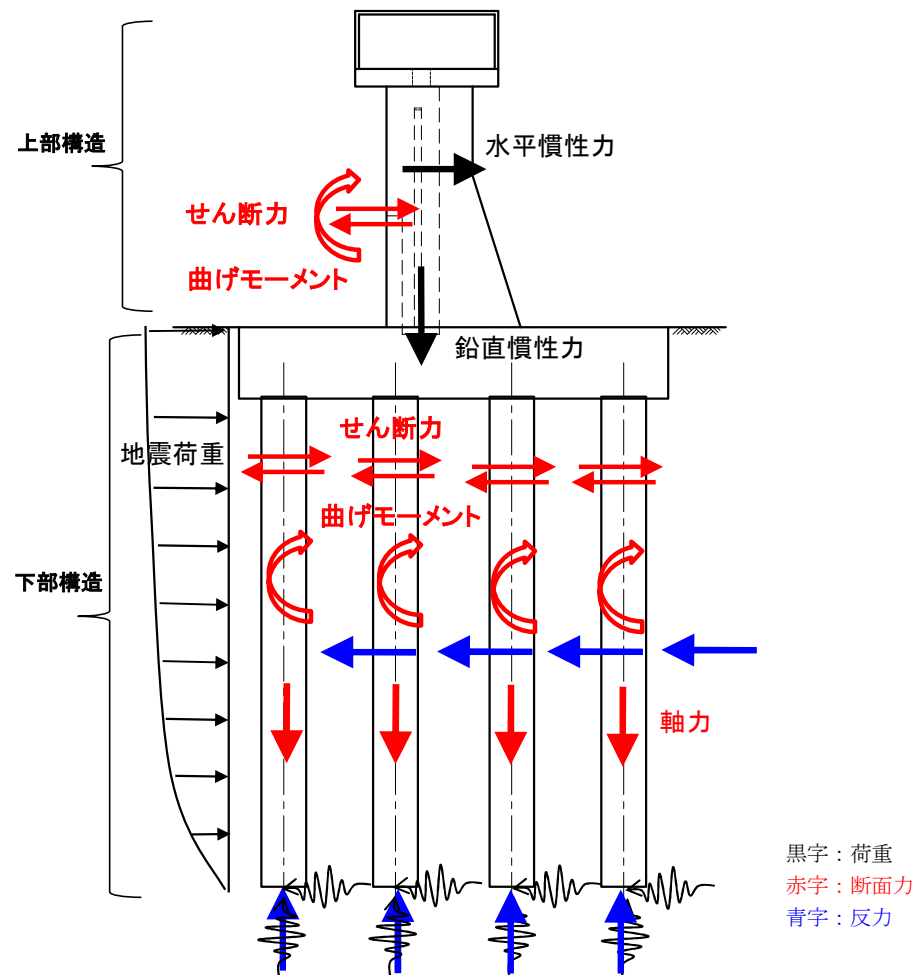


図 2.2-2 荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮扉 2 基礎の耐震設計における要求性能と設計評価方針を表 2.3-1 に示す。

防潮扉 2 基礎の地震応答解析においては、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析に用いる液状化強度特性は、敷地の原地盤における代表性及び網羅性を踏まえた上で、ばらつき等を考慮して設定する。

津波防護施設への地盤変位に対する保守的な配慮として、地盤を強制的に液状化させることを仮定した影響を考慮する。その際は、原地盤よりも十分に小さい液状化強度特性（敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性）を仮定する。

津波防護施設及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の影響を考慮する。その際は、原地盤において非液状化の条件を仮定した解析を実施する。

防潮扉 2 基礎の耐震評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の防潮扉 2 基礎の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

構造部材の健全性評価については、部材に発生する応力が許容限界以下であることを確認する。基礎地盤の支持性能評価については、基礎地盤に作用する発生応力が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、試験により確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

防潮扉 2 基礎の耐震評価フローを図 2.3-2 に示す。

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

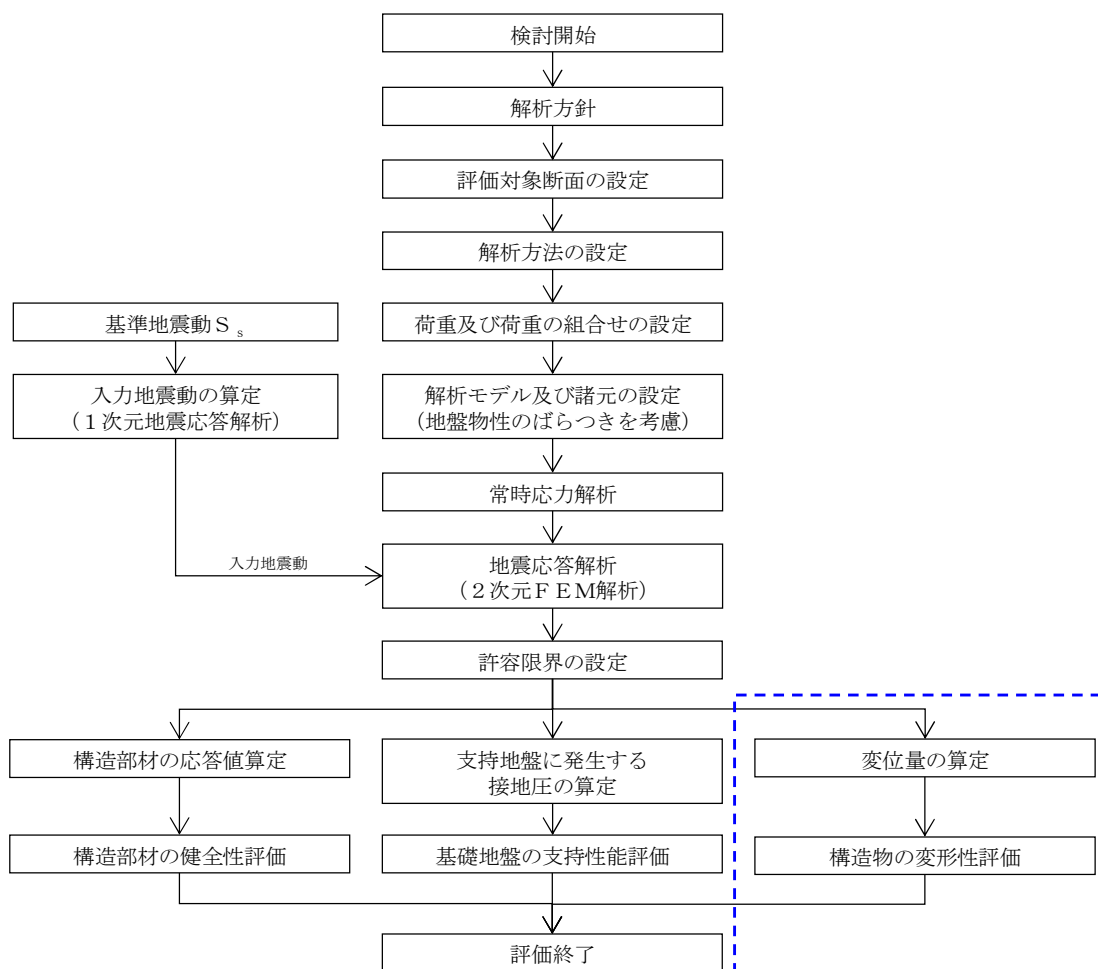
表 2.3－1 防潮扉 2 基礎の耐震設計における要求性能と設計評価方針

| 資料 | | その他発電用原子炉の付属設備（浸水防護施設） | | 資料Ⅴ－2－1 耐震設計の基本方針 | | 資料Ⅴ－2－10－2－2 防潮扉の耐震性についての計算書 | | | | | | |
|----------|--|---|--|---|---|------------------------------|----------|-----------|---------------------|--|--|--|
| | | | | 資料 機能維持の基本方針 | | | | | | | | |
| 施設名 | 基本設計方針 | 要求機能 | 機能設計 | 性能目標 | 評価方針 | 構造強度設計 | | | | 設計に用いる許容限界 | | |
| | | | | | | 評価対象部位 | 損傷モード | | | | | |
| | | | | | | | 応力等の状態 | 限界状態 | | | | |
| 防潮扉 2 基礎 | ・防潮扉は、基準地震動 S_s に対して、防潮扉の要求される機能を損なうおそれがない設計とする。 ・防潮扉は、構造全体として変形能力及び安定性について十分な余裕を有するとともに、防潮扉に要求される機能が保持できるものとする。 ・基準地震動 S_s による地震力は、水平 2 方向及び鉛直方向について適切に組み合わせて算定するものとする。 | ・防潮扉は、基準地震動 S_s に対し、防潮扉が要求される機能を損なう恐れがないよう、構造物全体としての変形能力（終局耐力時の変形）に対し、十分な構造強度を有した構造であることが要求される。 | ・防潮扉は、基準地震動 S_s による地震時荷重、積載物、風及び積雪を考慮し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。 | ・防潮扉は、基準地震動 S_s による地震時荷重、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。 | ・基準地震動 S_s による地震時荷重、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁が、支承部として戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。また、躯体として鉄筋コンクリート及び鋼管杭がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。 | 下部工 | 基礎地盤 | 支持力 | 支持機能を喪失する状態 | 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。 | | |
| | | | | | | | 鋼管杭 | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 | | |
| | | | | | | 上部工 | 扉体 | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」に基づき，短期許容応力度以下とする。 | | |
| | | | | | | | 戸当り | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・マニュアル編）（（社）ダム・堰施設技術協会，平成 25 年 6 月）」に基づき，短期許容応力度以下とする。 | | |
| | | | | | | | 鉄筋コンクリート | 曲げ，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅴ 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。（コンクリート標準示方書【構造的性能照査編】でも確認。） | | |
| | | | | | | | 止水ジョイント部 | 止水ジョイント部材 | 変形，引張り | 有意な漏えいに至る変形，引張り | メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。 | |
| | | | | | | | | 鋼製アンカー | 引張り，せん断，引抜き | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 | |
| | | | | | | | | 鋼製防護部材 | 曲げ，引張り，せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）」，「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン（案）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 | |

表 2.3-2 防潮扉 2 基礎の評価項目

| 評価方針 | 評価項目 | 部位 | | 評価方法 | 許容限界 |
|---------------|-----------|-----------|---------|----------------------------------|-----------------------|
| 構造強度を有すること | 構造部材の健全性 | 鋼管杭 | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鉄筋コンクリート | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製アンカー | | 発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製防護部材 | 鋼材 | 引張力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | | 接合 | | |
| | | | ボルト | | |
| | | | ワイヤーロープ | | |
| | | | アンカーボルト | | |
| 有意な漏えいを生じないこと | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | | 接地圧が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力＊ |
| | | 鋼管杭 | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鉄筋コンクリート | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製アンカー | | 発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | 構造部材の健全性 | 鋼製防護部材 | 鋼材 | 引張力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | | 接合 | | |
| | | | ボルト | | |
| | | | ワイヤーロープ | | |
| | | | アンカーボルト | | |
| | 構造物の変形性 | 止水ジョイント部材 | | 発生変形量が許容限界以下であることを確認 | 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量 |

注記 ＊：妥当な安全余裕を考慮する。



*止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2.3-1 防潮壁 2 基礎の耐震評価フロー

2.4 適用規格

適用する規格，基準類を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター，(社)寒地港湾技術研究センター，平成 21 年)
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成元年 2 月版（社）日本港湾協会）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1－1987（（社）日本電気協会）

表 2.4-1 適用する規格，基準等

| 項目 | | 適用する規格，基準等 | 備考 | |
|--------------|----------------|---|--|--|
| 使用材料および材料定数 | | ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） | — | |
| 荷重及び荷重の組み合わせ | | ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） | ・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討 | |
| 許容 限界 | コンクリート | ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） | ・曲げ軸力に対する照査 は，発生応力が，短期許 容応力度以下であることを 確認 ・せん断力に対する照査 は，発生応力または発生 せん断力が，短期許容応 力度または短期許容せん 断応力度以下であることを 確認 | |
| | 鉄筋 | ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 24 年 3 月） | | |
| | 鋼管杭 | ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月） | | |
| | 鋼製 防護 部材 | 鋼製アンカー | | ・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月） |
| | | 鋼材 | | ・道路橋示方書・同解説Ⅳ下 部構造編（平成 14 年 3 月） |
| | | 接合ボルト | | ・道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼 橋編（平成 14 年 3 月） |
| | | ワイヤー ロープ | | ・津波漂流物対策施設設計ガイ ドライン(案)（(財)沿岸技術研 究センター，(社)寒地港湾技 術研究センター，平成 21 年） ・日本工業規格(JIS G 3549- 2000) |
| | | アンカー ボルト | | ・各種合成構造設計指針・同解 説（2010 年 11 月） |
| 地震応答解析 | | ・原子力発電所耐震設計技術指 針 J E A G 4 6 0 1－1987 （（社）日本電気協会） | ・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析 | |

3.1 評価対象断面

評価対象断面の選定結果を表 3.1-1 に示す。評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.7 防潮扉」に示す。

| 断面 | 構造的特徴 | 周辺地質 | 間接支持 する設備 | 評価 断面 | 選定結果 |
|-----|----------------------|-----------------------------|--------------|----------|--------------------------------|
| A－A | ・防潮扉２の横断方向 断面である。 | 第四紀層が薄い （岩盤上面標高 が高い）。 | 扉体 | ○ | 防潮扉２の横断方向 の代表断面として選 定する。 |
| B－B | ・防潮扉２の縦断方向 断面である。 | 第四紀層が薄い （岩盤上面標 高が高い）。 | 扉体 | ○ | 防潮扉２の縦断方向 の代表断面として選 定する。 |

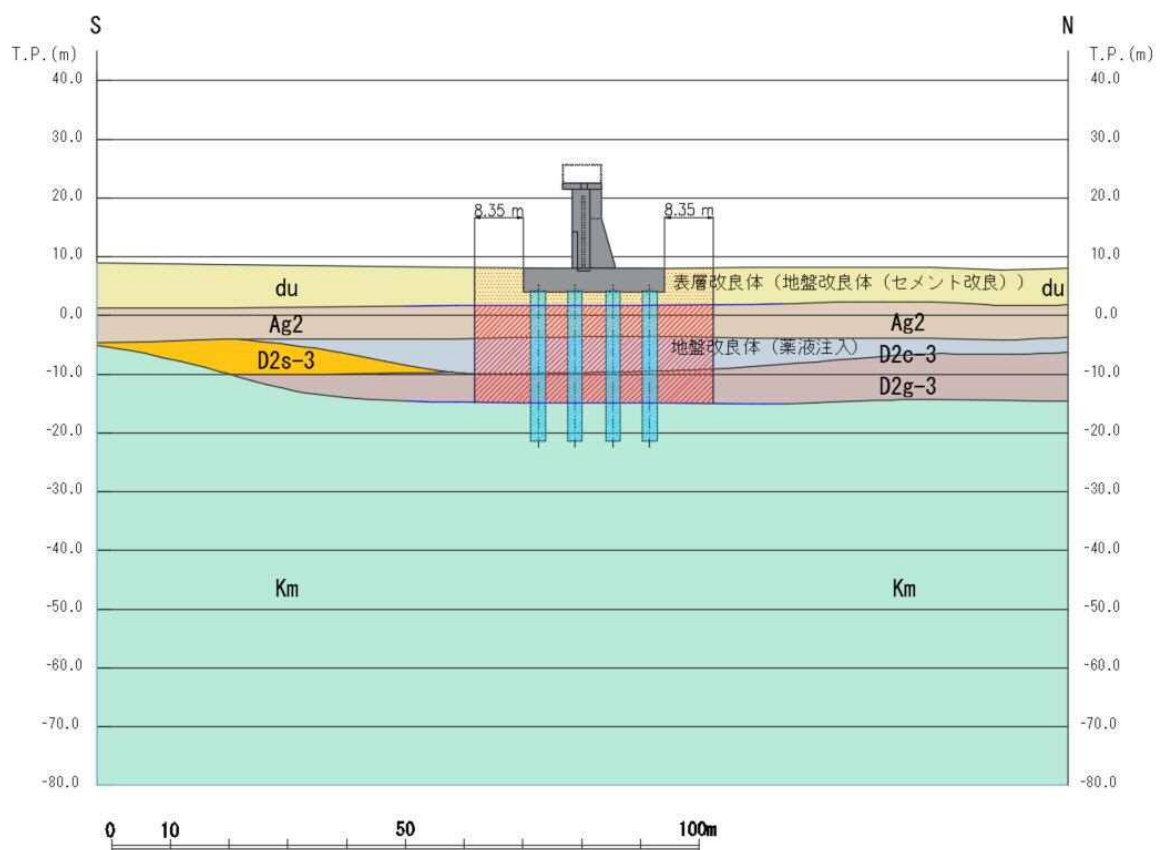


図 3.1-2 (1) 評価対象断面図 (A-A断面)

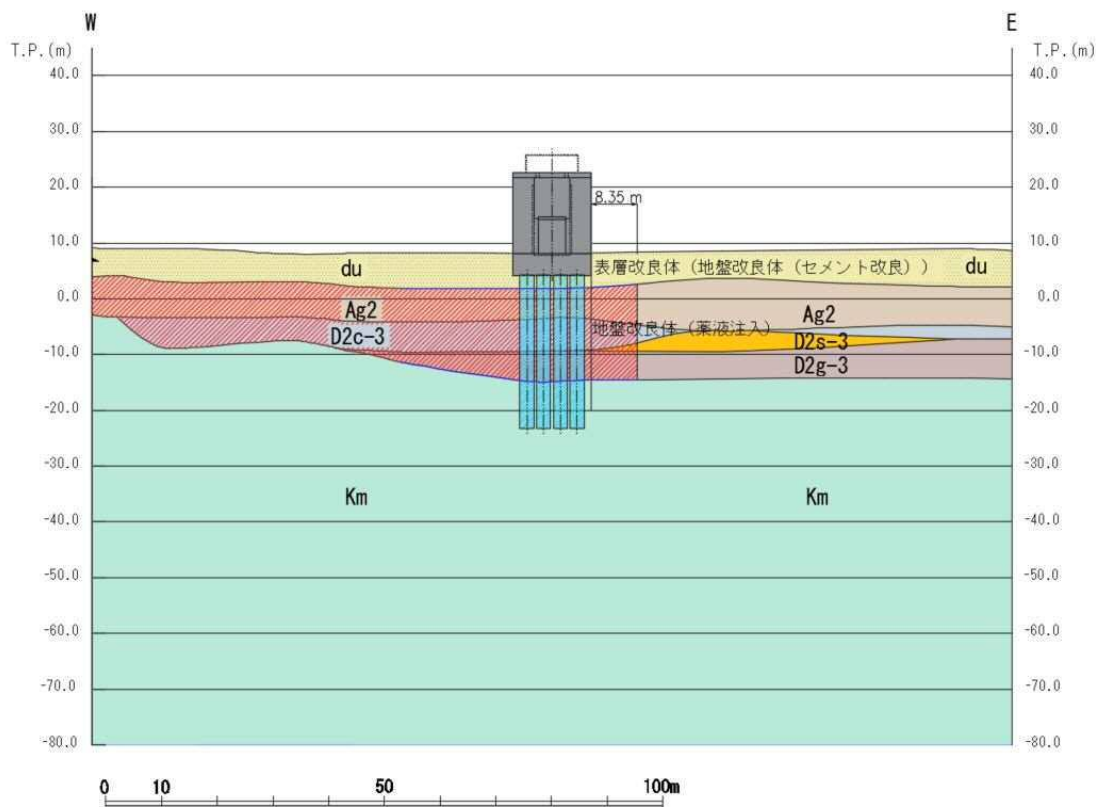


図 3.1-2 (2) 評価対象断面図 (B-B断面)

3.2 解析方法

地震応答解析は，添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち，「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析では，地盤の有効応力の変化に応じた地震時挙動を考慮できる有効応力解析手法を用いる。

有効応答解析には，解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお，解析コードの検証及び妥当性確認の概要については，添付書類「V-2-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。図 3.2-1 に防潮扉 2 基礎の地震応答解析フローを示す。

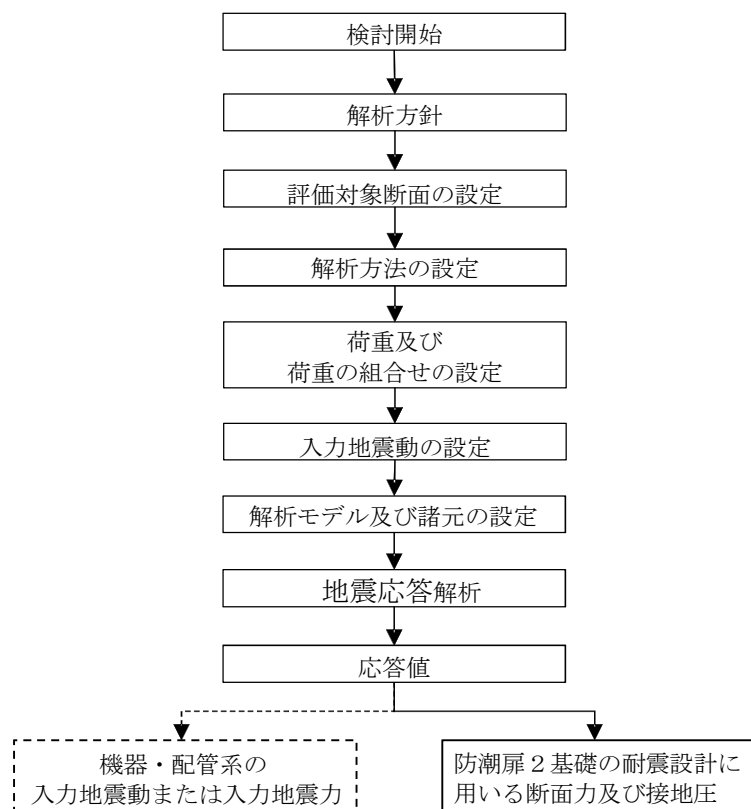


図 3.2-1 防潮扉 2 基礎の地盤応答解析フロー

3.2.1 地震応答解析手法

防潮扉 2 基礎の地震応答解析は、地盤と構造物の相互作用を考慮できる 2 次元有効応力解析を用いて、基準地震動に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。鋼管杭及び鉄筋コンクリート防潮壁は線形梁要素によりモデル化する。地盤については、有効応力の変化に応じた地震時挙動を適切に考慮できるモデル化とする。

地震応答解析手法の選定フローを図 3.2.1-1 に示す。

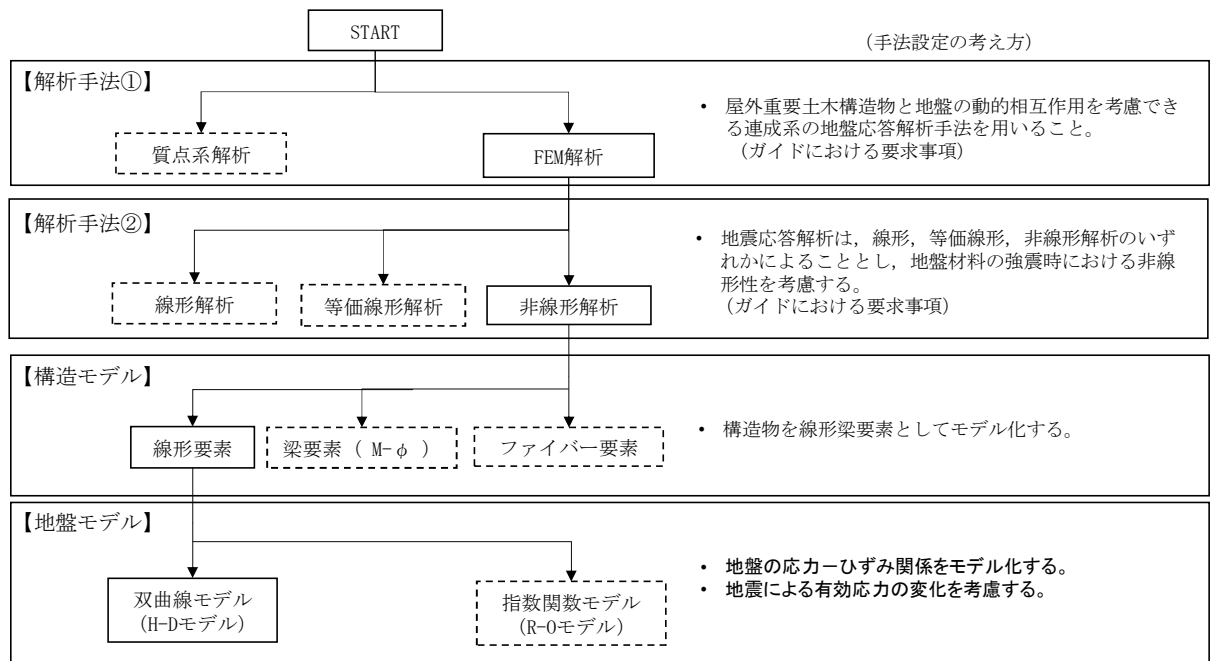


図 3.2.1-1 地震応答解析手法の選定フロー

地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則を有効応力解析へ適用する際は、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じた特徴を適切に表現できるモデルを用いる必要がある。

一般に、地盤は荷重を与えることによりせん断ひずみを増加させていくと、地盤のせん断応力は上限値に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。また、地盤のせん断応力の上限値は有効応力に応じて変化する特徴がある。

よって、耐震評価における有効応力解析では、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線の構成則として、地盤の繰返しせん断応力～せん断ひずみ関係の骨格曲線に関するせん断ひずみ及び有効応力の変化に応じたこれら 2 つの特徴を表現できる双曲線モデル (H-D モデル) を選定する。

3.2.2 構造部材

構造部材は、線形梁要素でモデル化する。

3.2.3 地盤

地盤剛性のばらつき及び地盤の液状化強度特性のばらつきの影響を考慮するため、表 3-1 に示す解析ケース（①～⑥）を設定する。

表 3-1 有効応力解析における解析ケース

| 解析ケース | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
|------------|--------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------------------|--------------------------|---|
| | 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース) | 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース | 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース | 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース | 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース | 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液状化の条件を仮定した解析ケース |
| 地盤剛性の設定 | 原地盤のせん断波速度 | 原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ) | 原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(-1 σ) | 敷地に存在しない豊浦標準砂のせん断波速度 | 原地盤のせん断波速度 | 原地盤のせん断波速度のばらつきを考慮(+1 σ) |
| 液状化強度特性の設定 | 原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ) | 原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ) | 原地盤に基づく液状化強度特性(-1 σ) | 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性 | 液状化パラメータを非適用 | 液状化パラメータを非適用 |

地盤剛性のばらつきの影響を考慮するため、原地盤におけるせん断波速度の原位置試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、せん断波速度を「回帰曲線+1 σ 」（以下「+1 σ 」という。）とする解析ケース（解析ケース②、⑥）及び「回帰曲線-1 σ 」（以下「-1 σ 」という。）とする解析ケース（解析ケース③）を設定する。

地盤の液状化強度特性は、代表性及び網羅性を踏まえた上で保守性を考慮し、原地盤の液状化強度試験データの最小二乗法による回帰曲線と、その回帰係数の自由度を考慮した不偏分散に基づく標準偏差 σ を用いて、液状化強度特性を（-1 σ ）にて設定することを基本とする（解析ケース①、②、③）。

また、構造物への地盤変位に対する保守的な配慮として、敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケースを設定する（解析ケース④）。さらに、構造物及び機器・配管系への加速度応答に対する保守的な配慮として、地盤の非液状化の条件を仮定した解析ケースを設定する（解析ケース⑤、⑥）。

上記の地盤剛性及び液状化強度特性の設定を組合せた解析ケース（①～⑥）を実施することにより、地盤物性のばらつきの影響を網羅的に考慮する。

3.2.4 減衰定数

固有値解析により求められる固有振動数及び初期減衰定数に基づく要素剛性比例型減衰を考慮する。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは，V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮扉 2 基礎の地震応答解析において，地震時以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり，通常の条件下におかれている状態。ただし，運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

防潮扉 2 基礎の地震応答解析において，考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として，扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として，機器荷重を質点として考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表 3.3.2-1 に示す。

表 3.3.2-1 機器荷重

| | 自重 (kN) | 作用高さ (T.P.) |
|--------|---------|-----------------|
| 操作建屋荷重 | 1166.4 | +25.625 (建屋中心) |
| 巻上機荷重 | 188.4 | +24.000 (防潮堤天端) |
| 扉体荷重 | 384.0 | +12.525 (扉体重心) |
| タラップ荷重 | 5.8 | +24.000 (防潮堤天端) |

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 及び表 3.3.3-2 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

| 区分 | 荷重の組合せ |
|-----|---------------------------|
| 地震時 | $G + P + K_s + P_s + P_k$ |

G : 固定荷重

P : 積載荷重

K_s : 地震荷重

P_s : 積雪荷重

P_k : 風荷重

表 3.3.3-2 荷重の組合せ

| 種別 | | 荷重 | | 算定方法 |
|----------------|--------|---------|---|--|
| 永久荷重 | 常時考慮荷重 | 躯体自重 | ○ | ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 |
| | | 機器・配管自重 | ○ | ・防潮扉の荷重を考慮する。 |
| | | 土被り荷重 | － | ・土被りはないため考慮しない。 |
| | | 上載荷重 | － | ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。 |
| | 静止土圧 | | ○ | ・常時応力解析により設定する。 |
| | 外水圧 | | ○ | ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。 |
| | 内水圧 | | － | ・内水はないため考慮しない。 |
| | 雪荷重 | | ○ | ・雪荷重を考慮する。 |
| 変動荷重 | | 風荷重以外 | － | ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。 |
| | | 風荷重 | ○ | ・風荷重を考慮する。 |
| 偶発荷重 （地震荷重） | | 水平地震動 | ○ | ・基準地震動 S_d による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 ・躯体、動土圧を考慮する。 |
| | | 鉛直地震動 | ○ | |
| | | 動水圧 | － | ・自由水はないため動水圧は考慮しない。 |

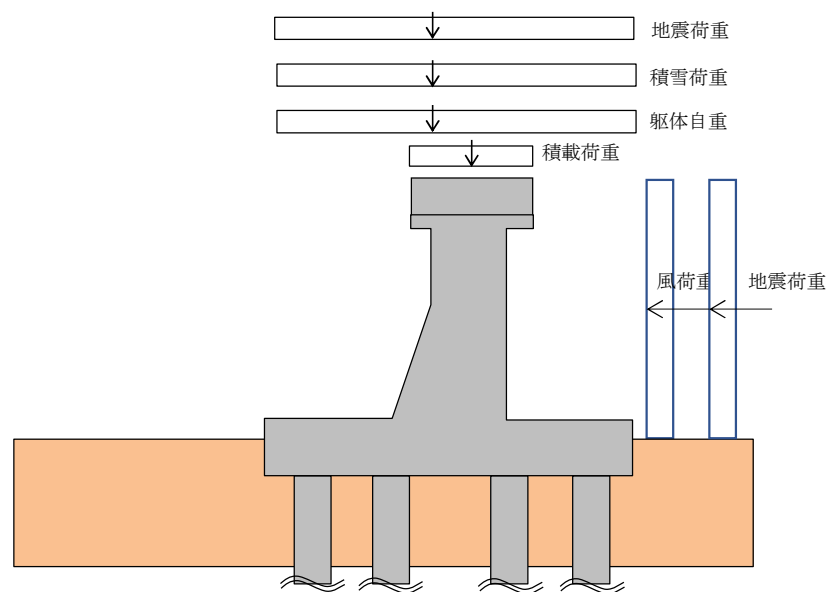


図 3.3.3-1 荷重概念図

3.4 入力地震動

入力地震動は、添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を 1 次元波動論により地震応答解析モデルの底面位置で評価したものをを用いる。入力地震動算定の概念図を図 3.4-1 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図 3.4-2 に示す。

入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-2-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。

なお、基準地震動 S_s のうち断層モデル波については、特定の方向性を有することから、構造物の評価対象断面方向に合わせて方位補正を行う。具体的には NS 方向および EW 方向の地震動について構造物の評価断面方向の成分を求め、各々を足し合わせることで方位補正した地震動を設定する。

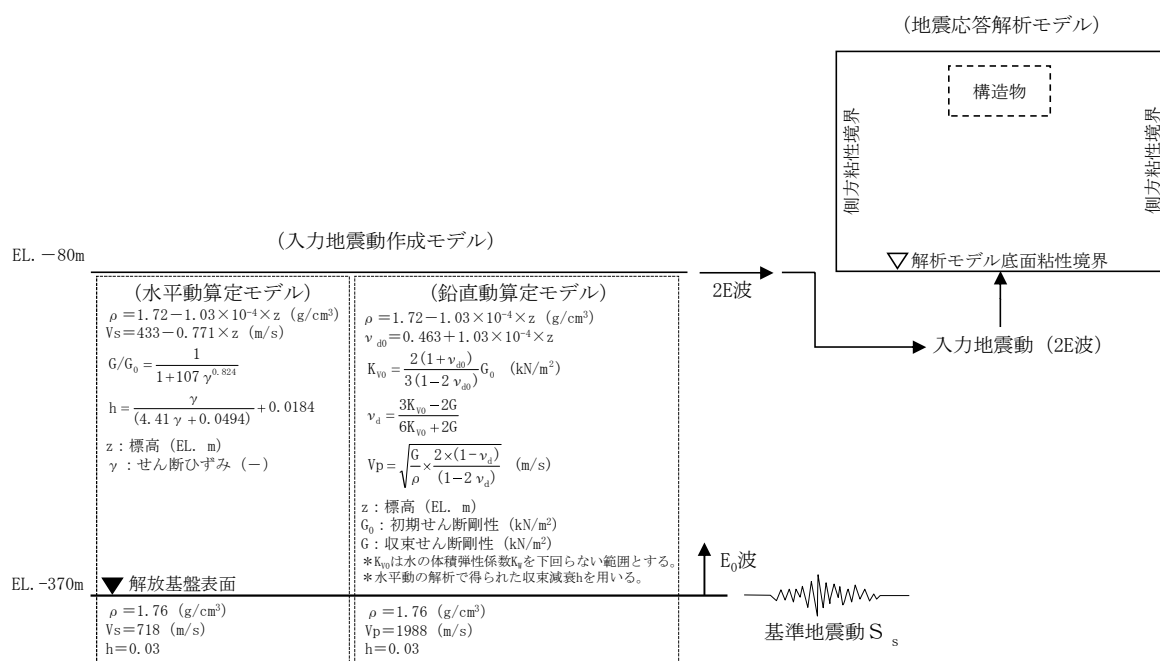
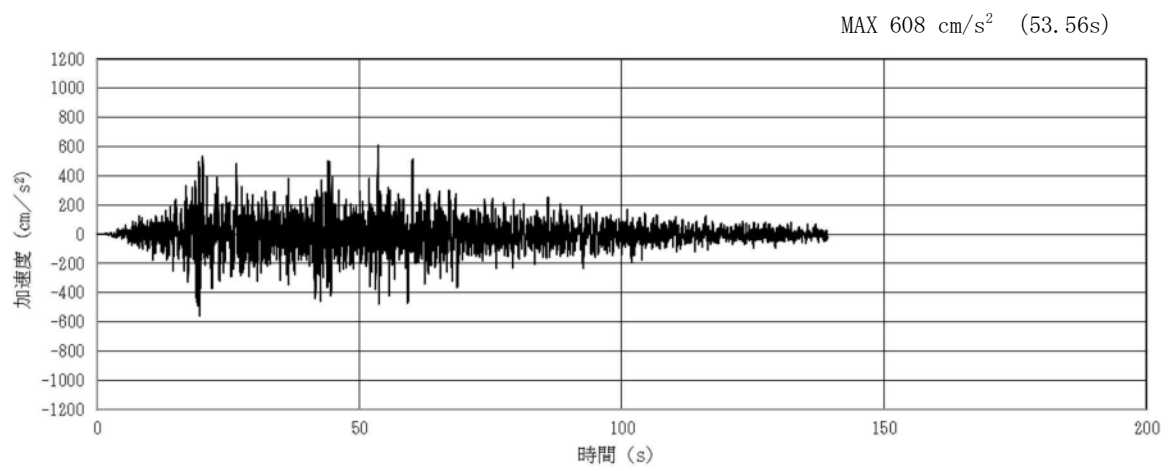
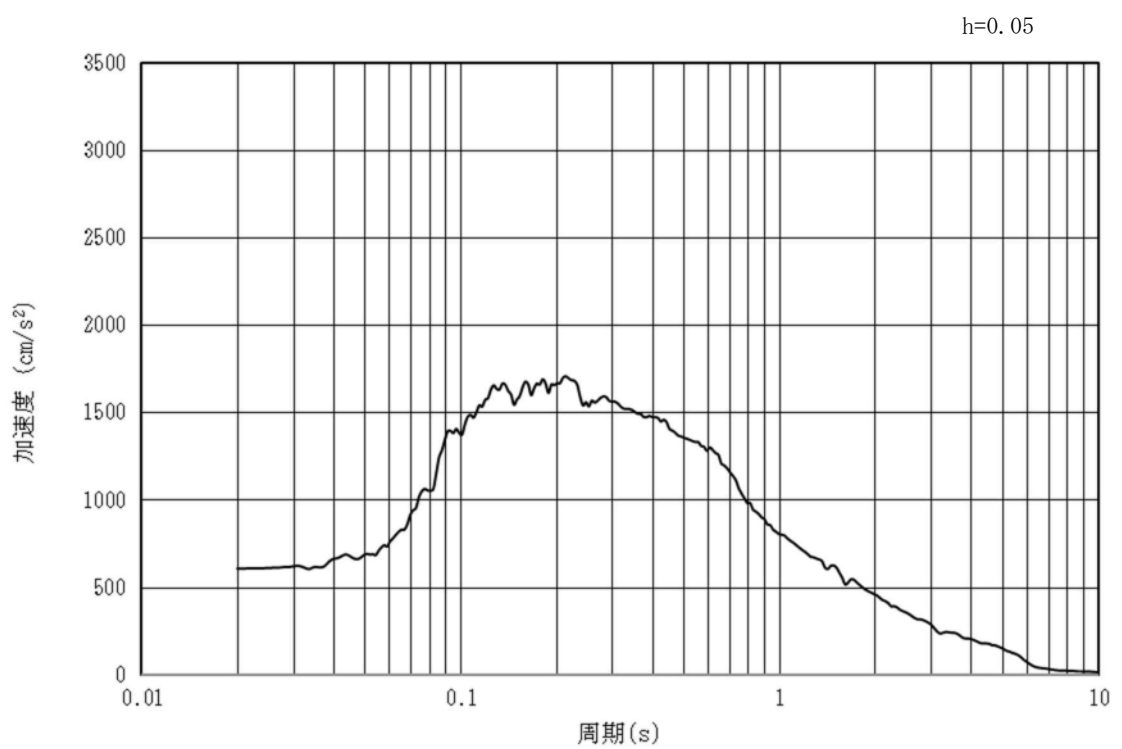


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

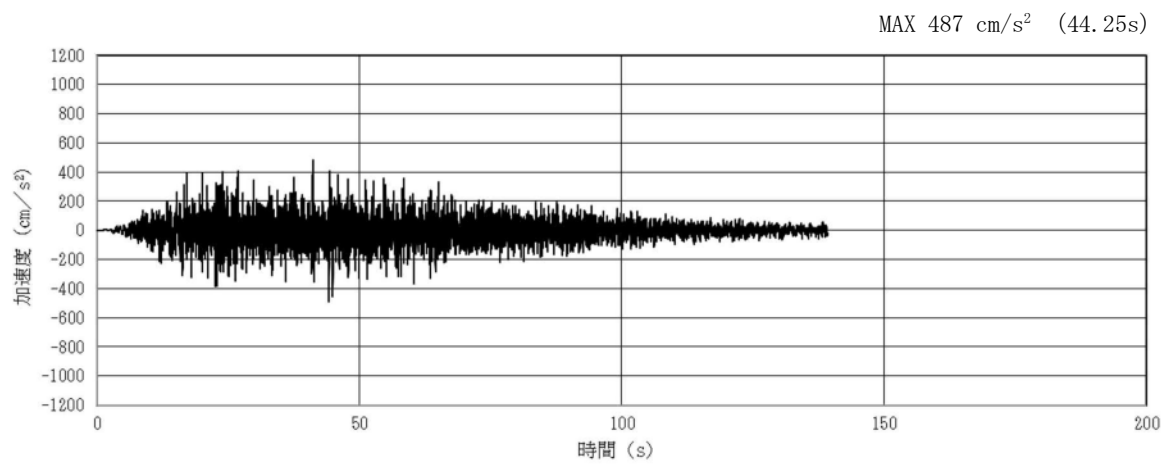


(a) 加速度時刻歴波形

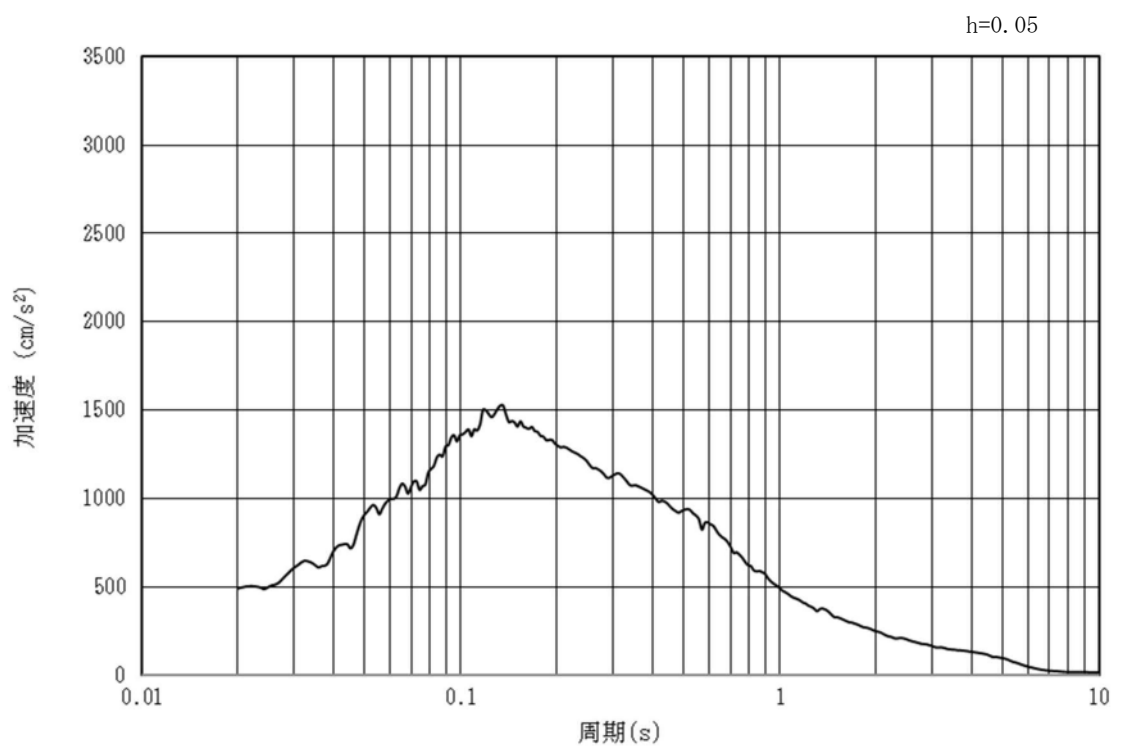


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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
(水平方向：S_s-D 1)

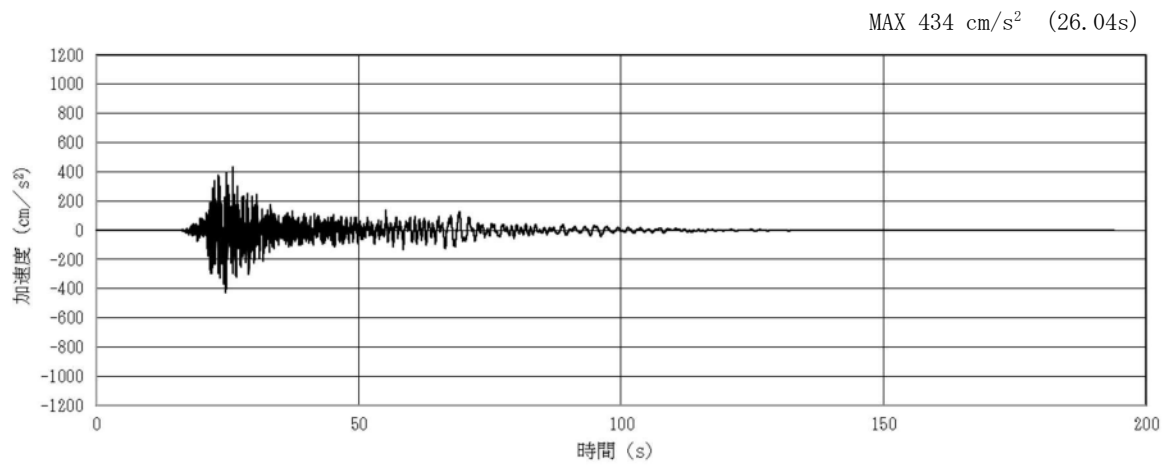


(a) 加速度時刻歴波形

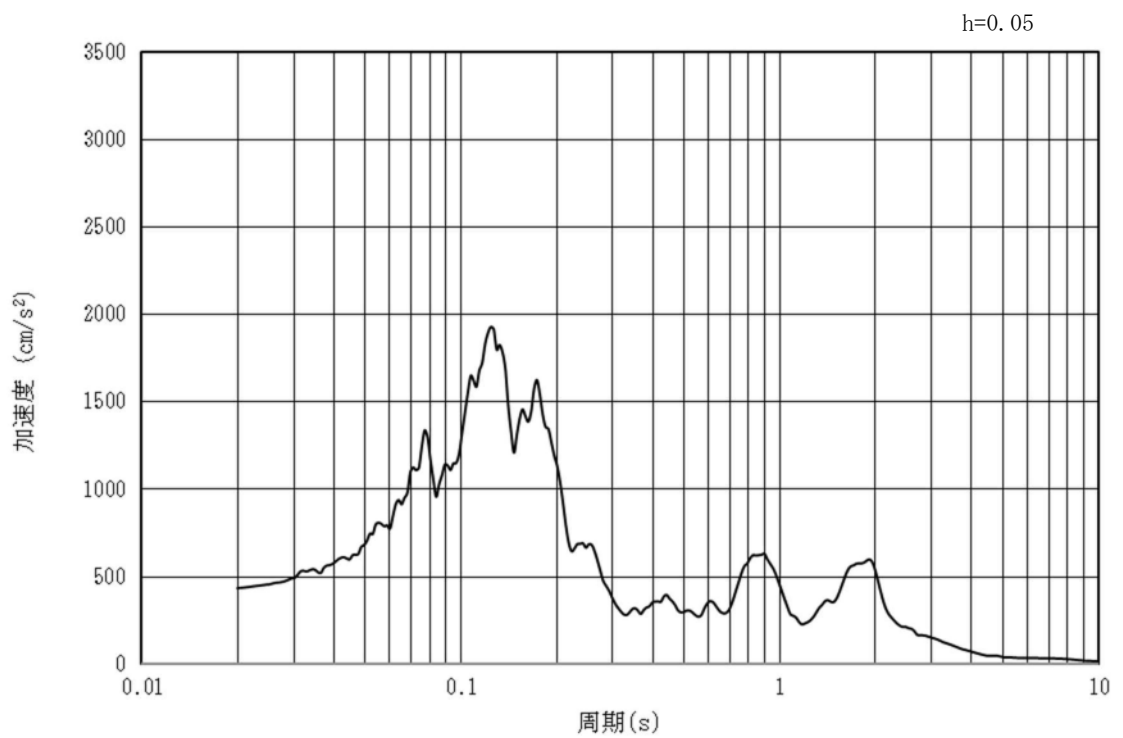


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (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： $S_s - D1$)

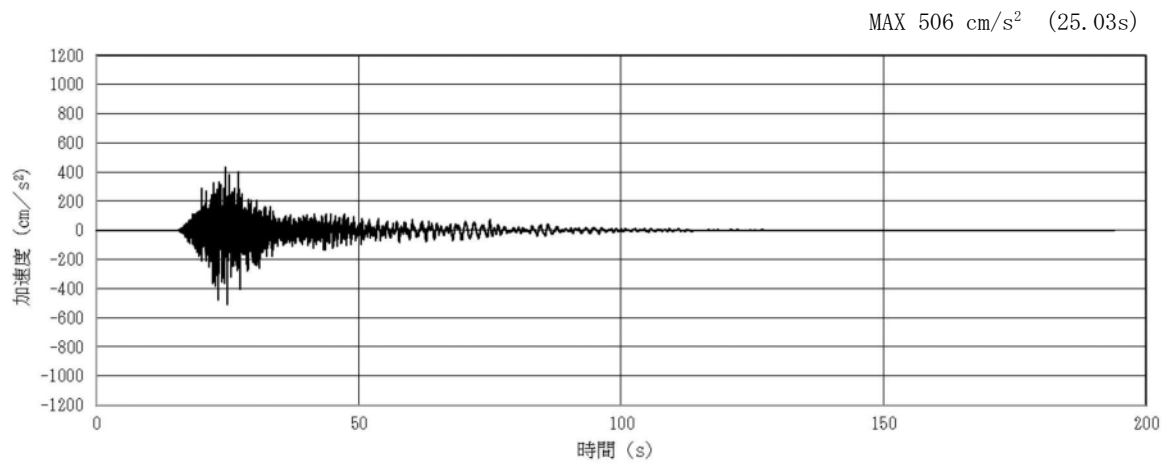


(a) 加速度時刻歴波形

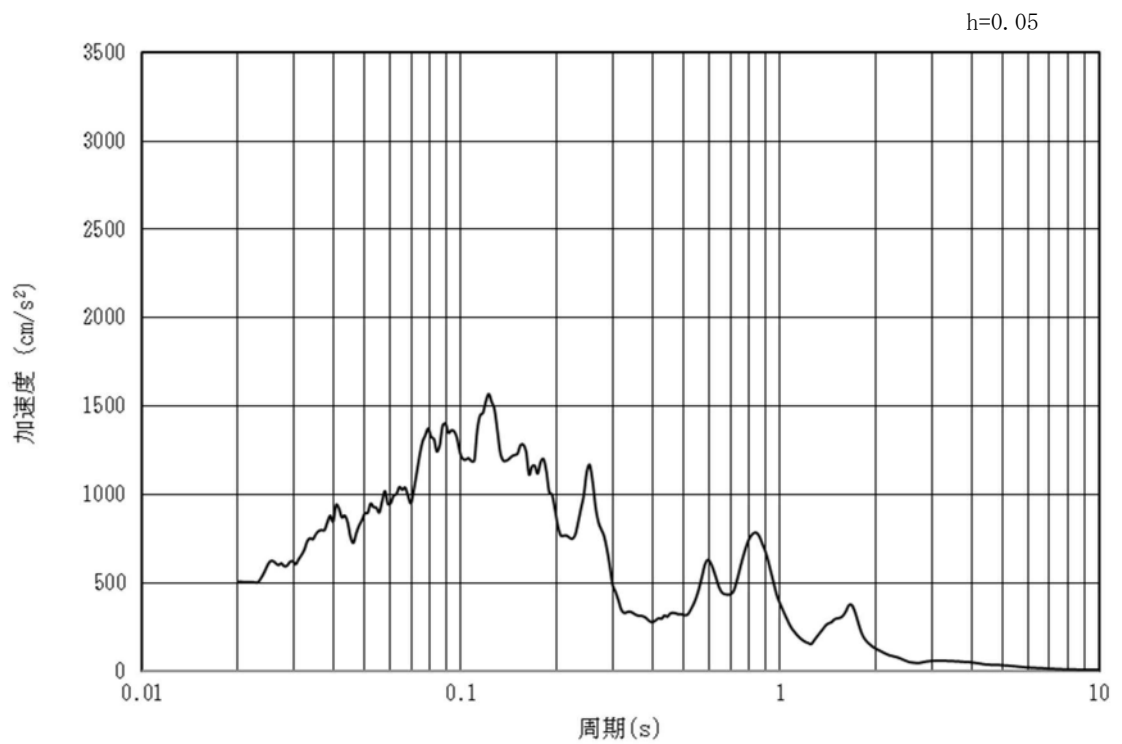


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (3) 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
(水平方向：S_s-11 NS方向)

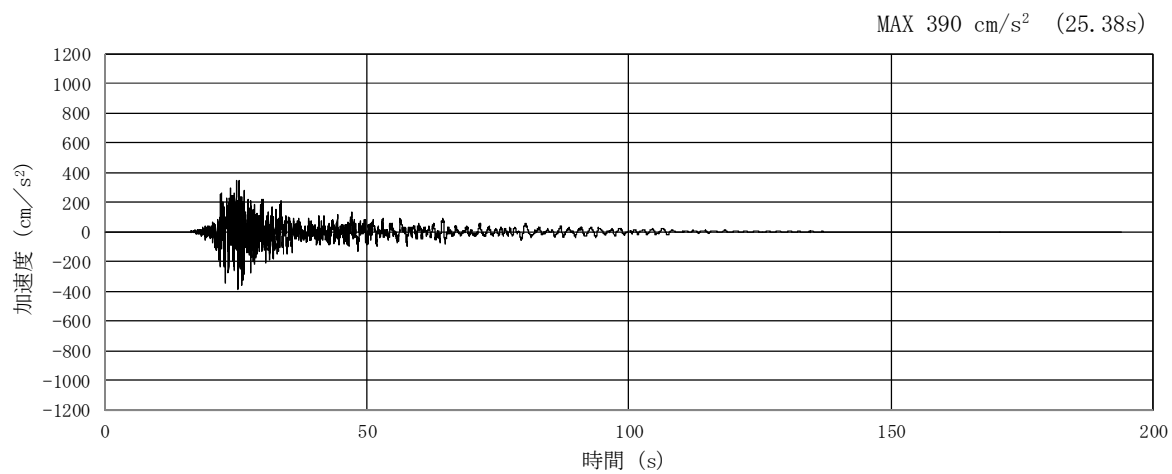


(a) 加速度時刻歴波形

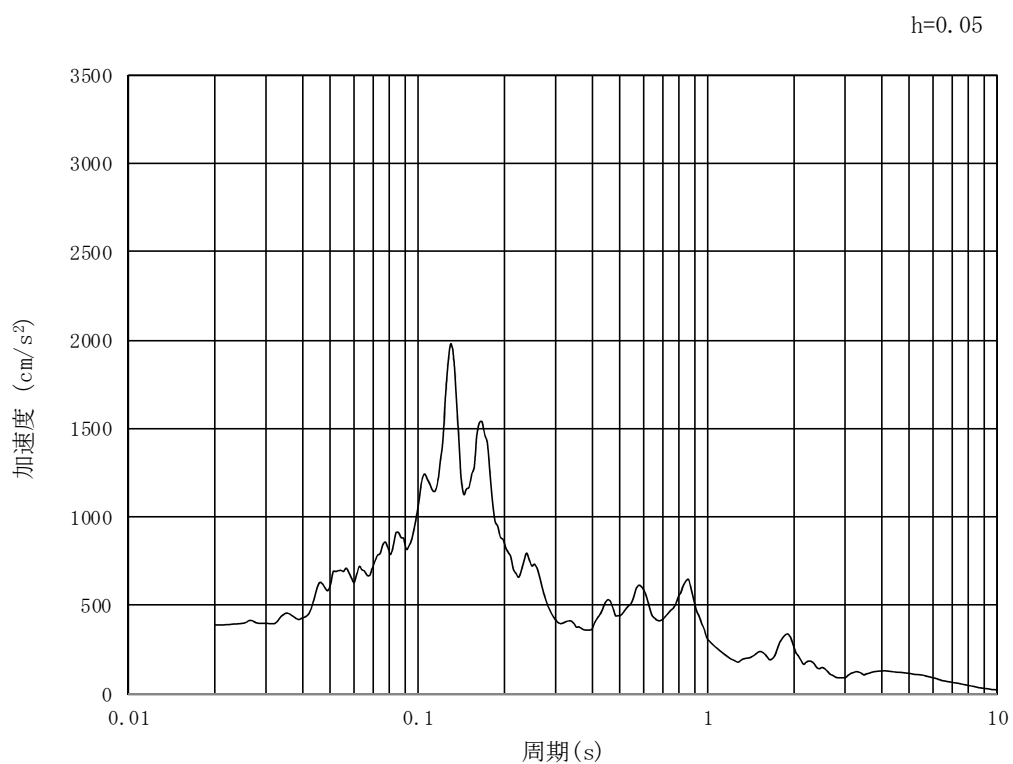


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (4) 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：S_s-11 NS方向)

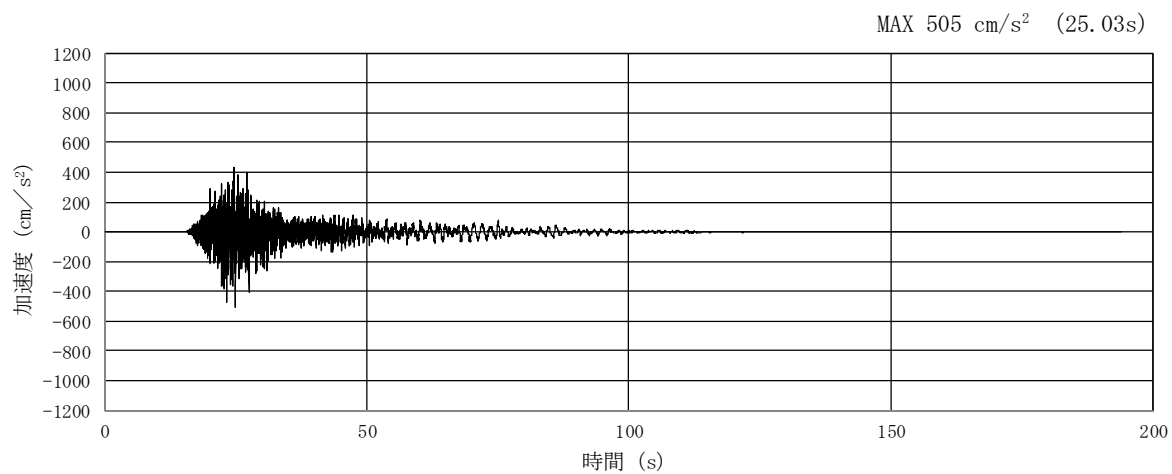


(a) 加速度時刻歴波形

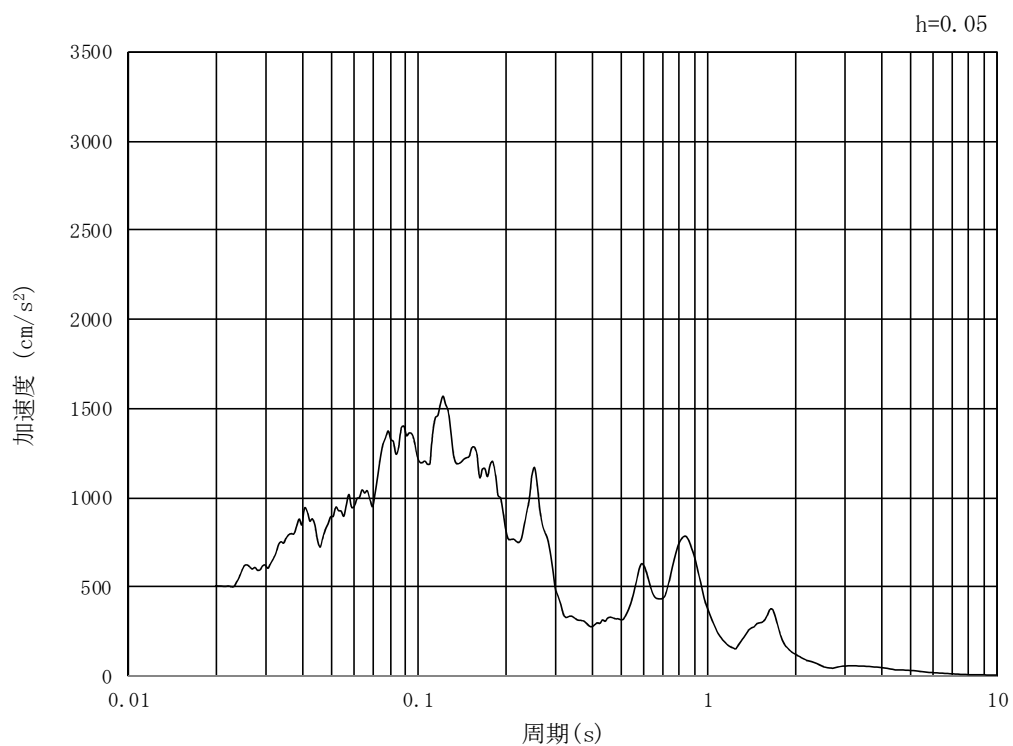


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (5) 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
(水平方向 : $S_s - 11$ EW方向)

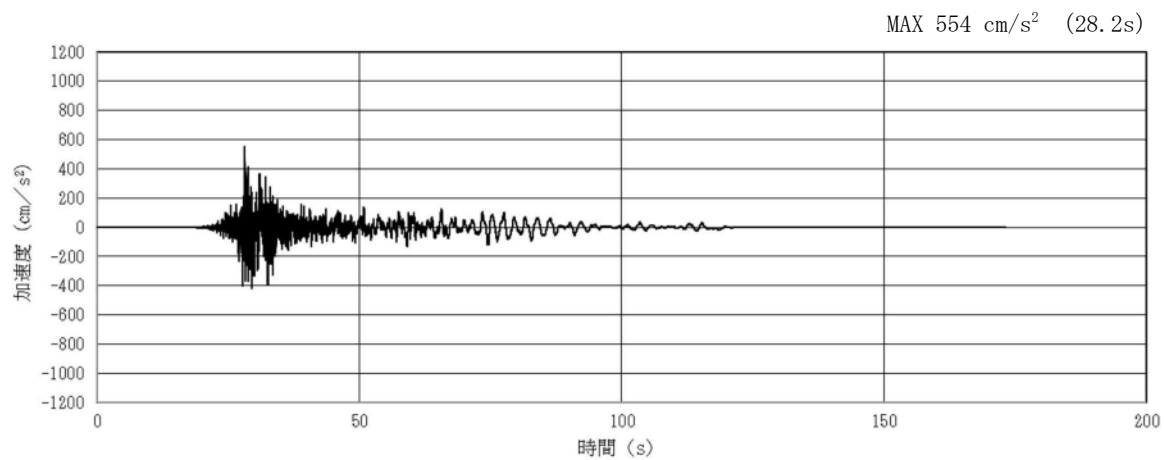


(a) 加速度時刻歴波形

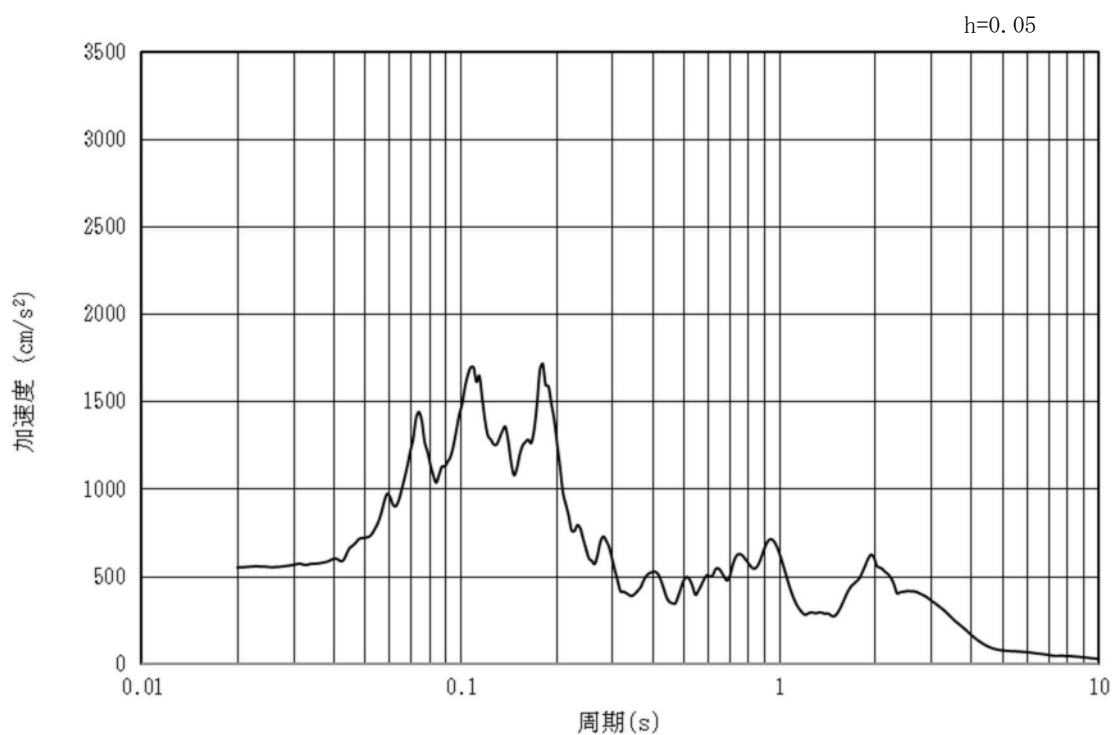


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (6) 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: $S_s - 11$ EW方向)

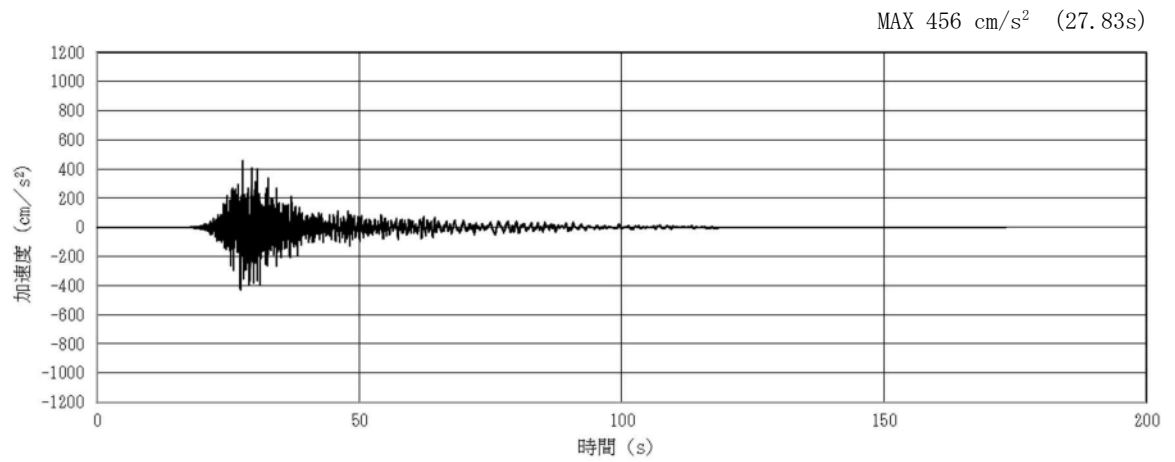


(a) 加速度時刻歴波形

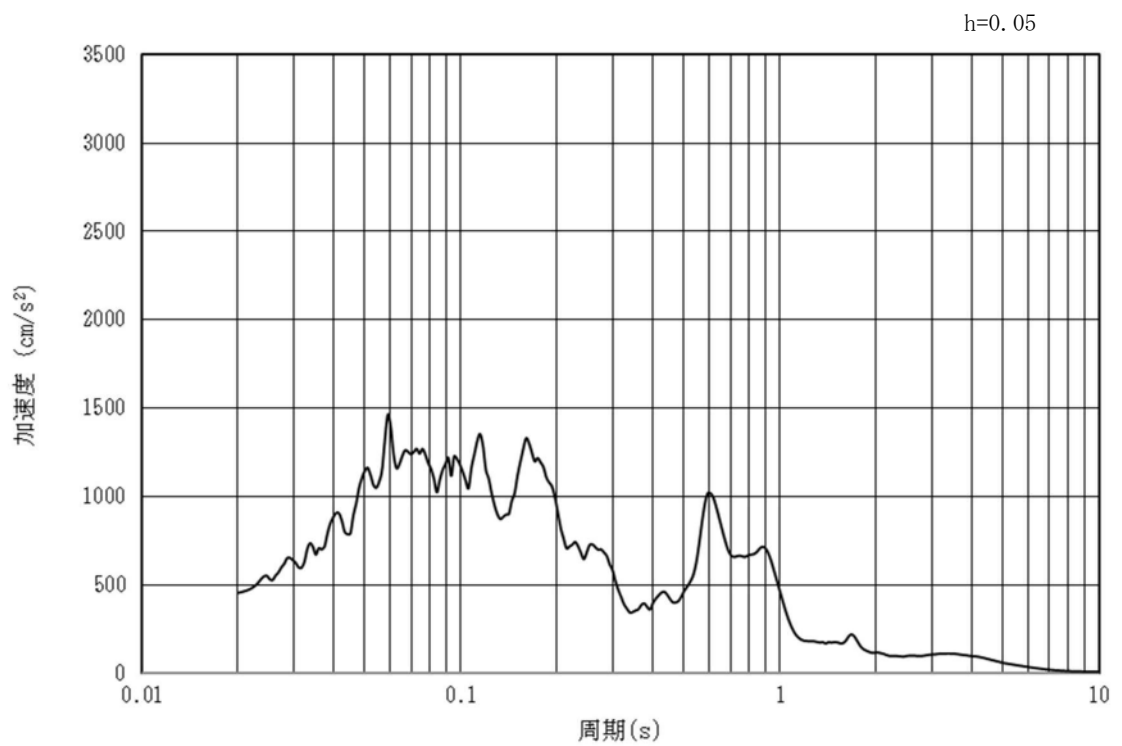


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (7) 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
(水平方向: S_s-12 NS 方向)

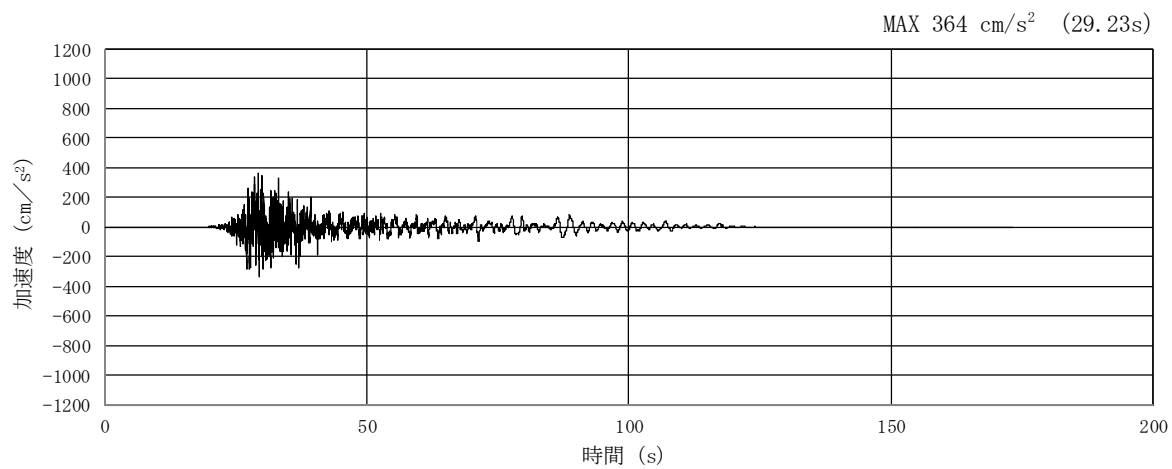


(a) 加速度時刻歴波形

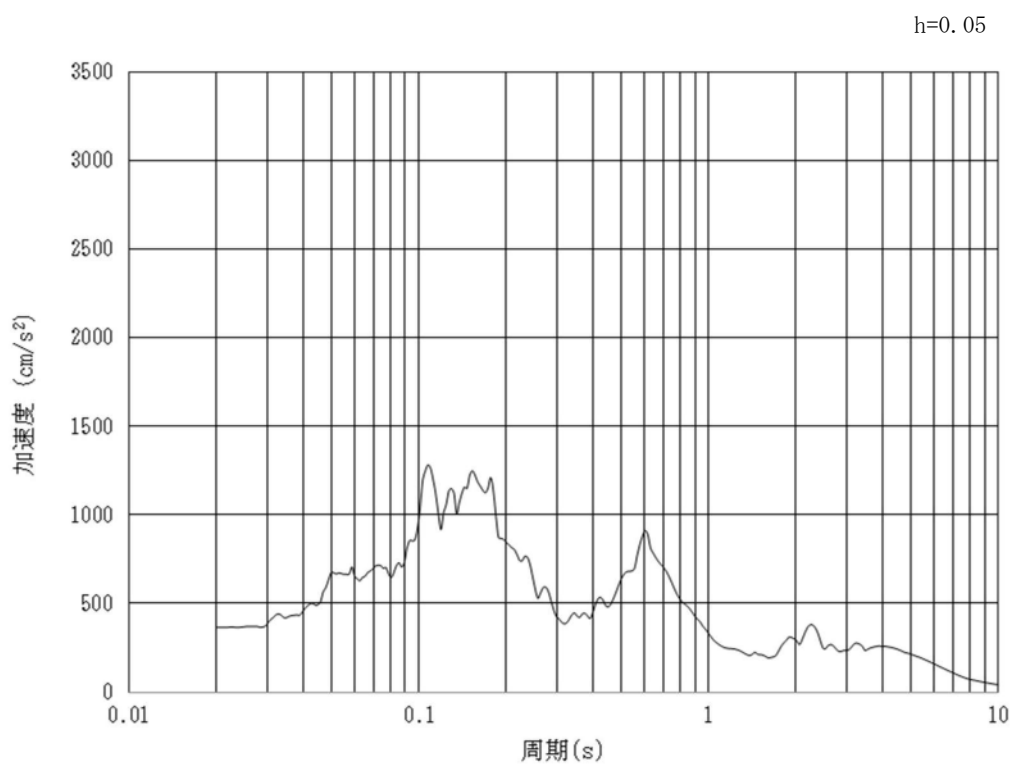


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (8) 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：S_s-12 NS方向)

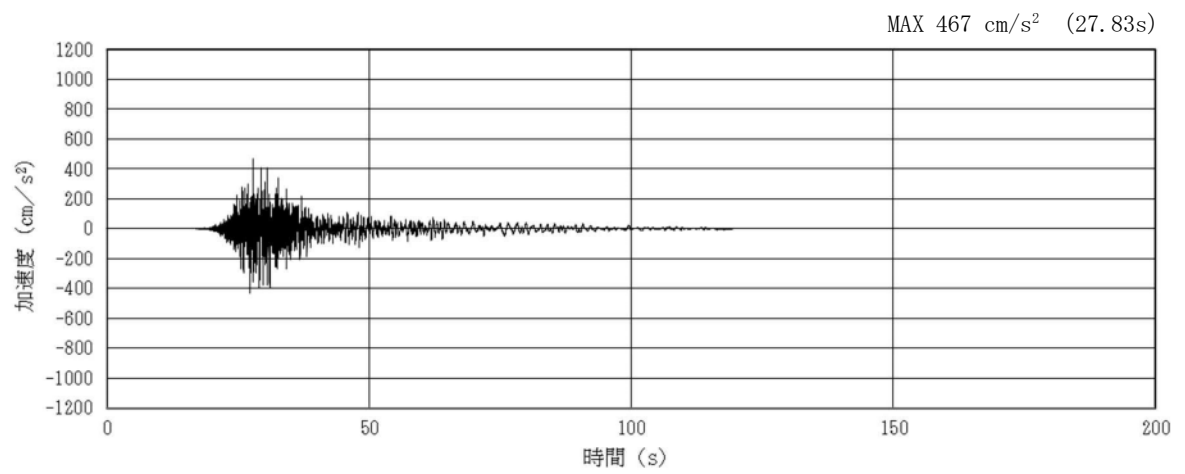


(a) 加速度時刻歴波形

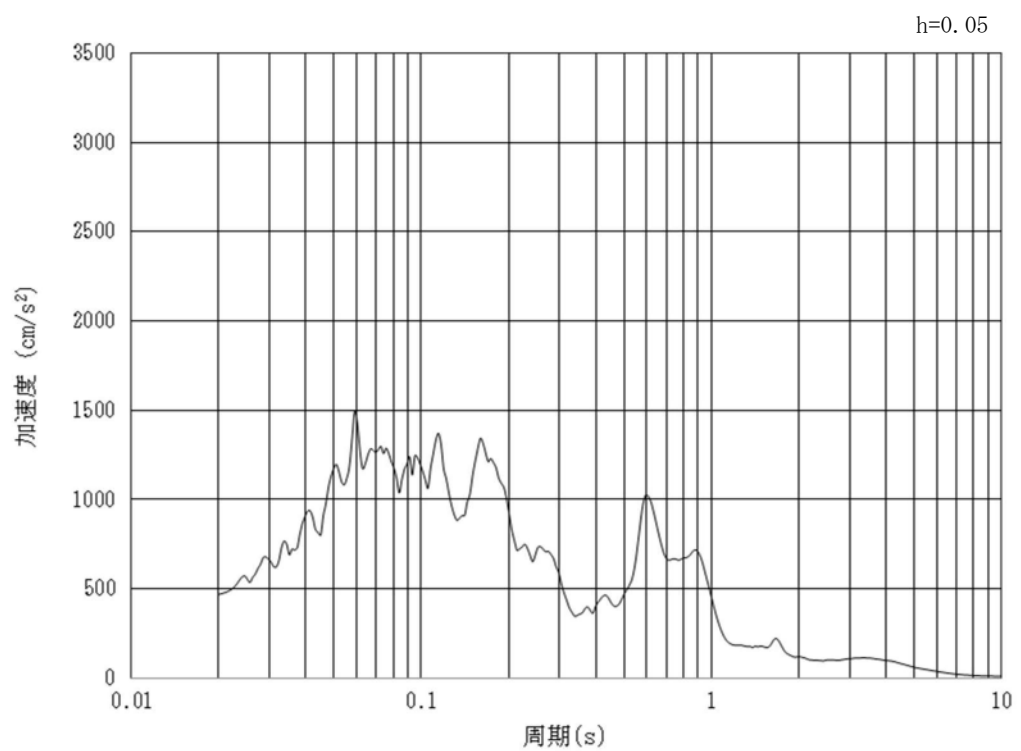


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (9) 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
(水平方向 : $S_s - 12$ EW方向)

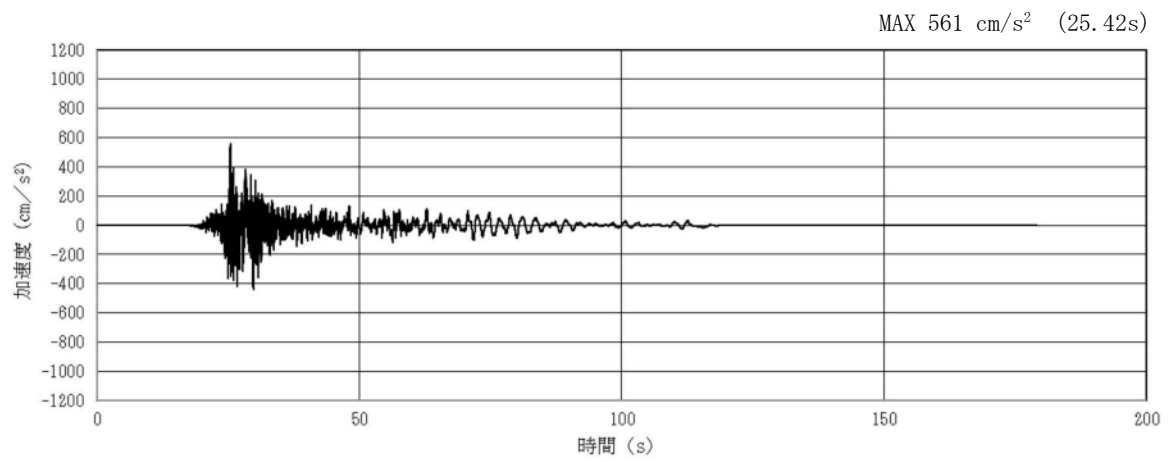


(a) 加速度時刻歴波形

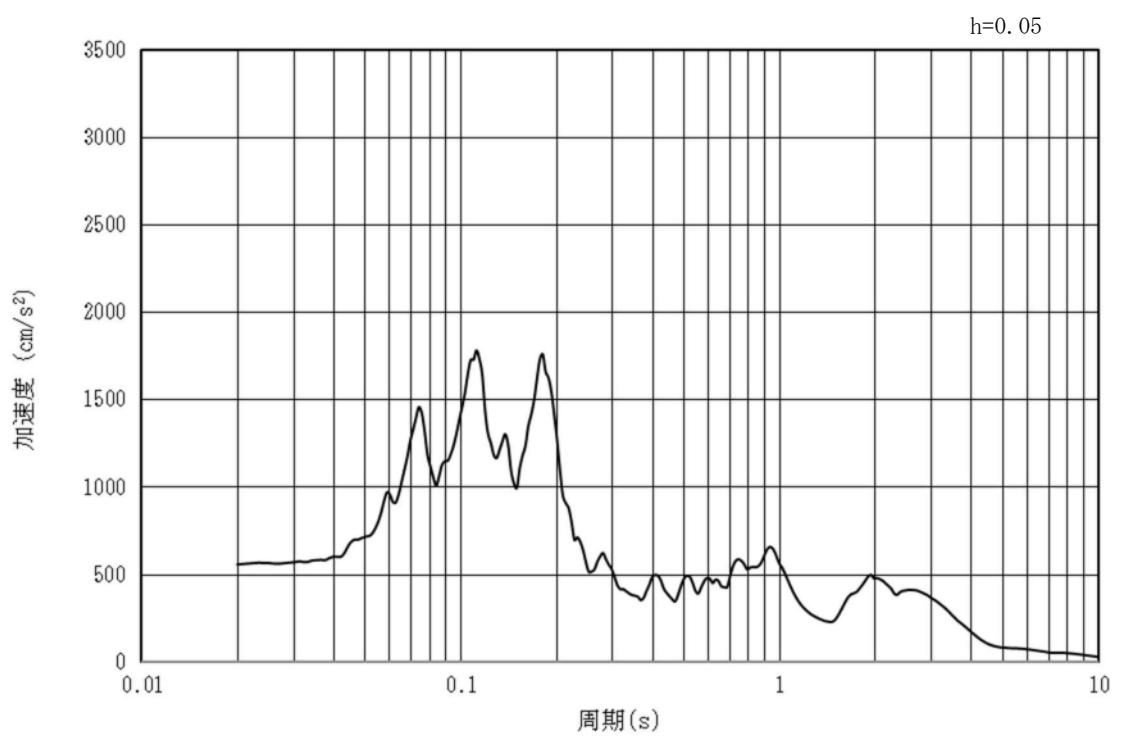


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (10) 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：S_s-12 EW方向)

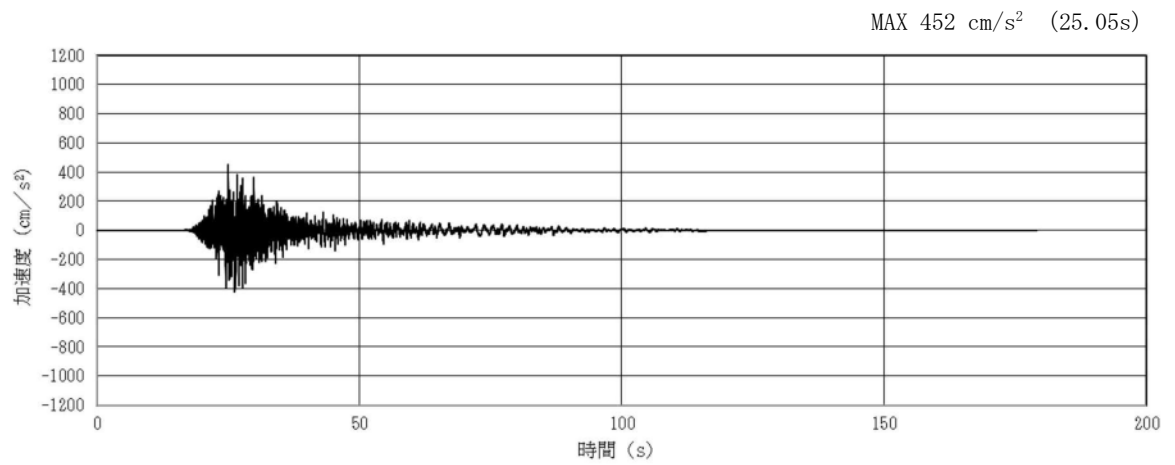


(a) 加速度時刻歴波形

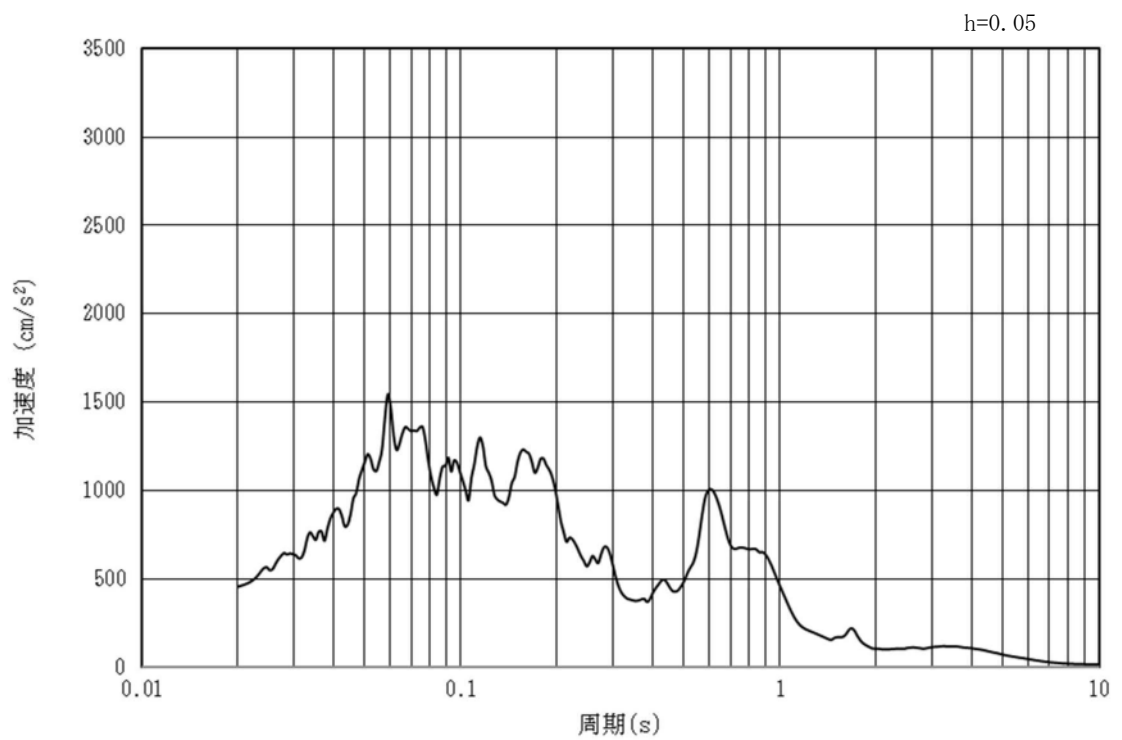


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (11) 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
(水平方向: S_s-13 NS 方向)

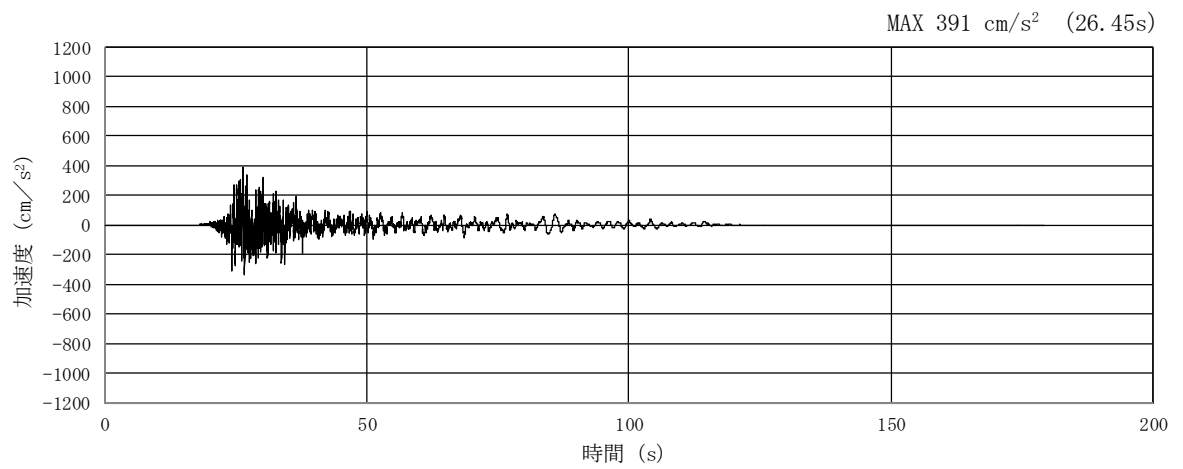


(a) 加速度時刻歴波形

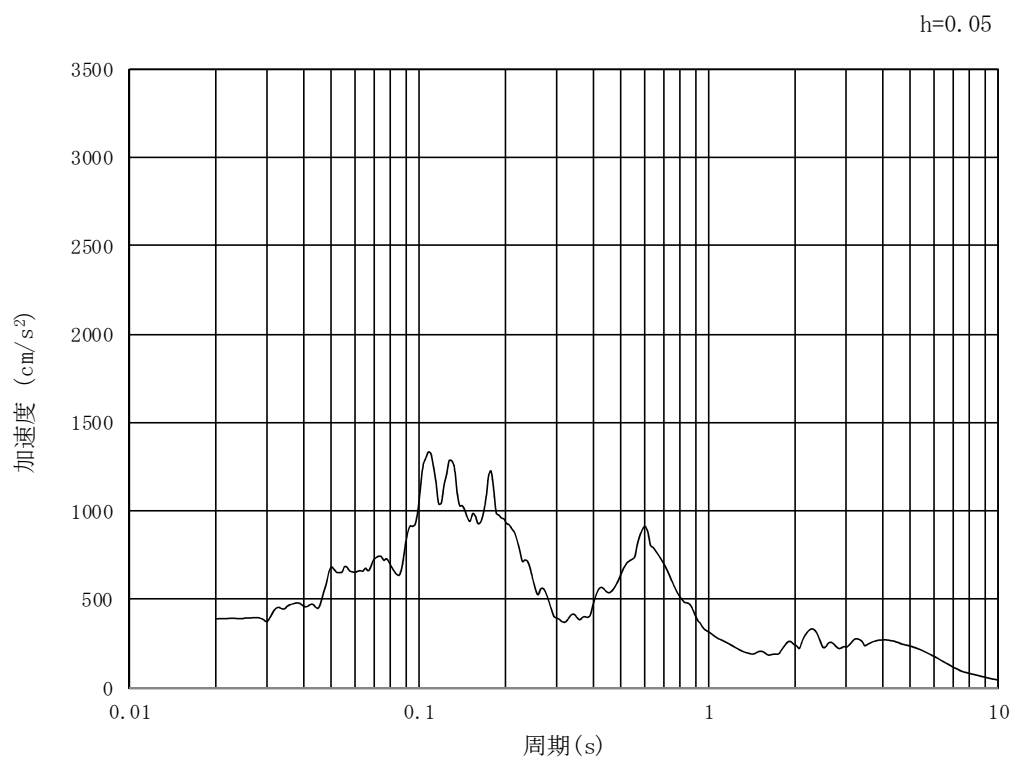


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (12) 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：S_s-13 NS方向)

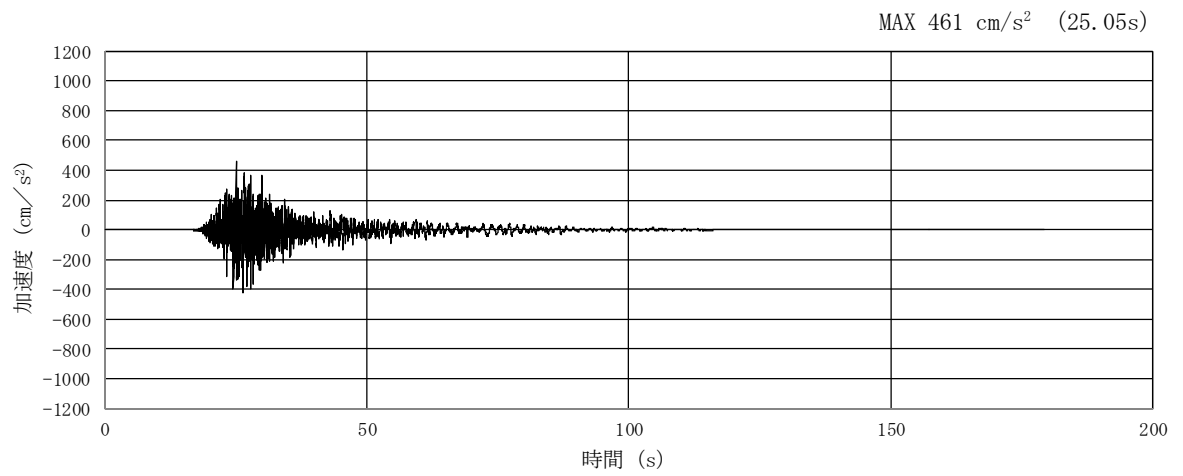


(a) 加速度時刻歴波形

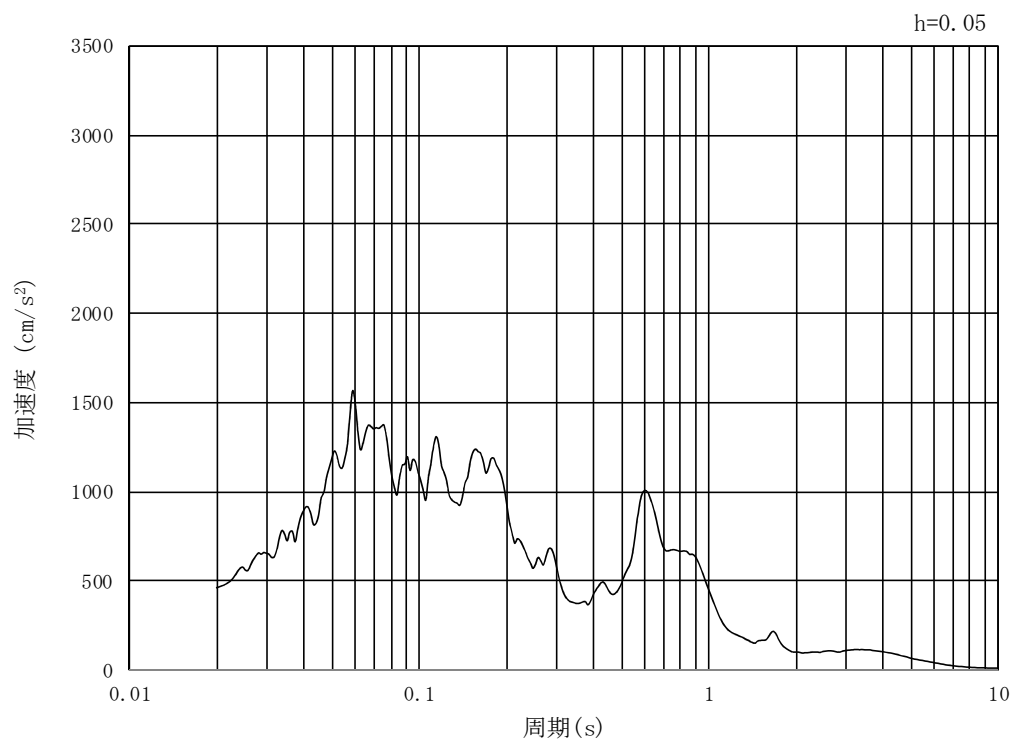


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (13) 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
(水平方向 : $S_s - 13$ EW方向)

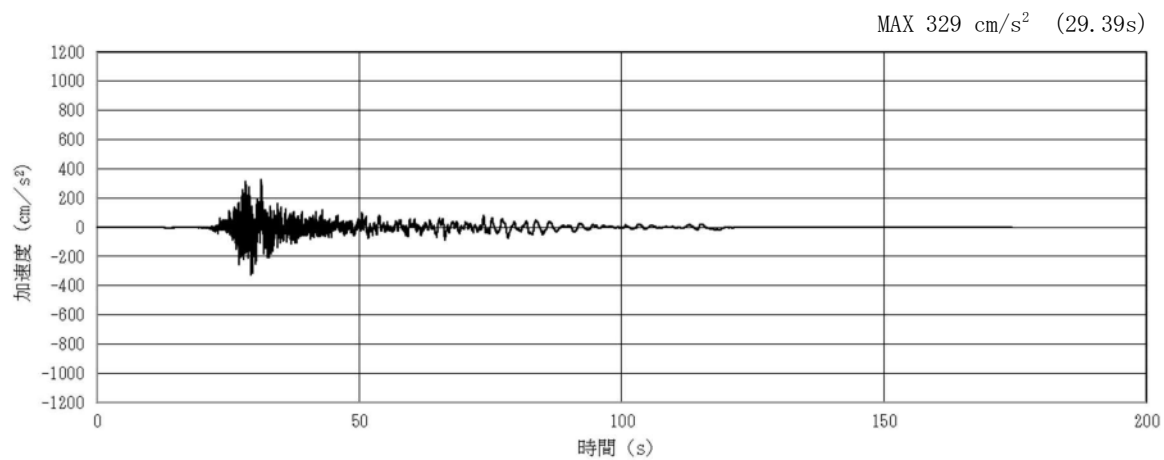


(a) 加速度時刻歴波形

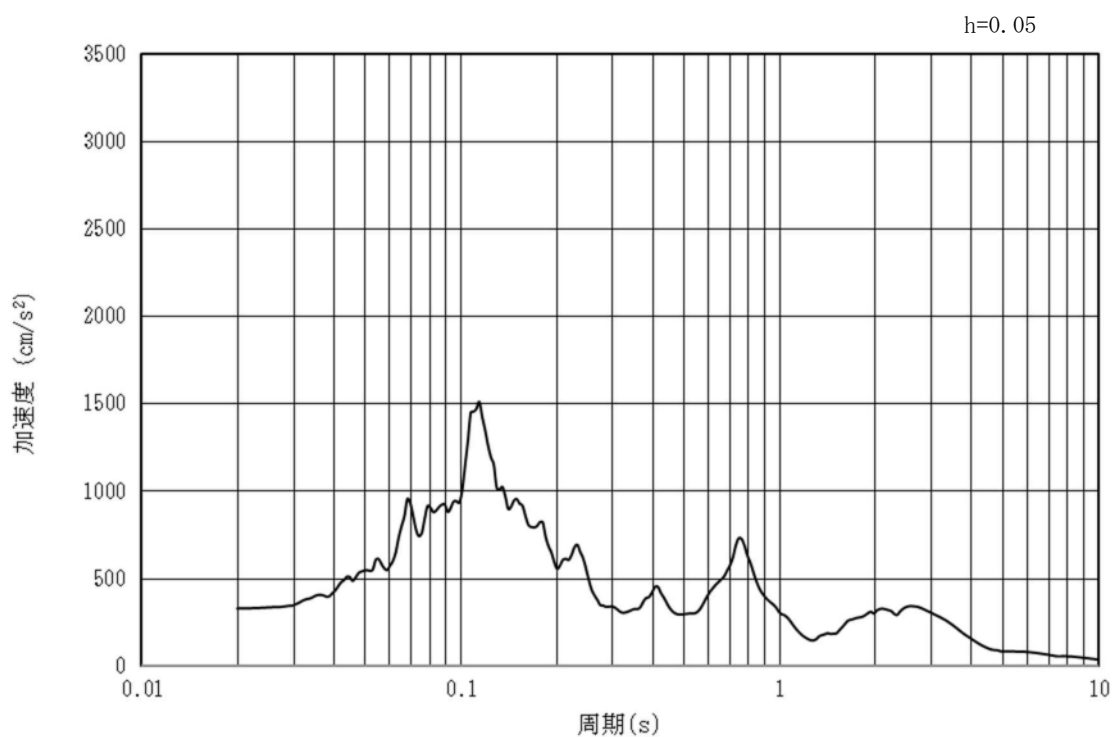


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (14) 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： S_s-13 EW方向)

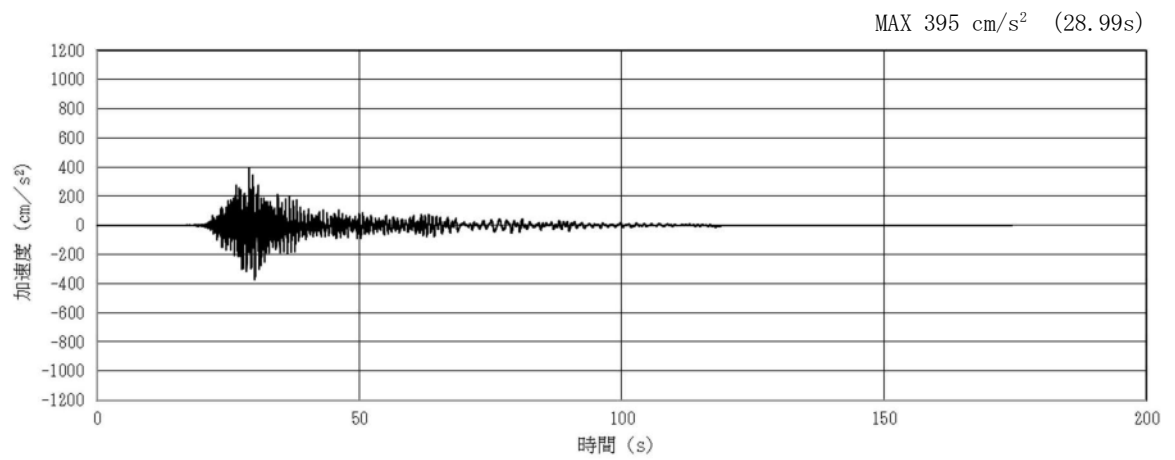


(a) 加速度時刻歴波形

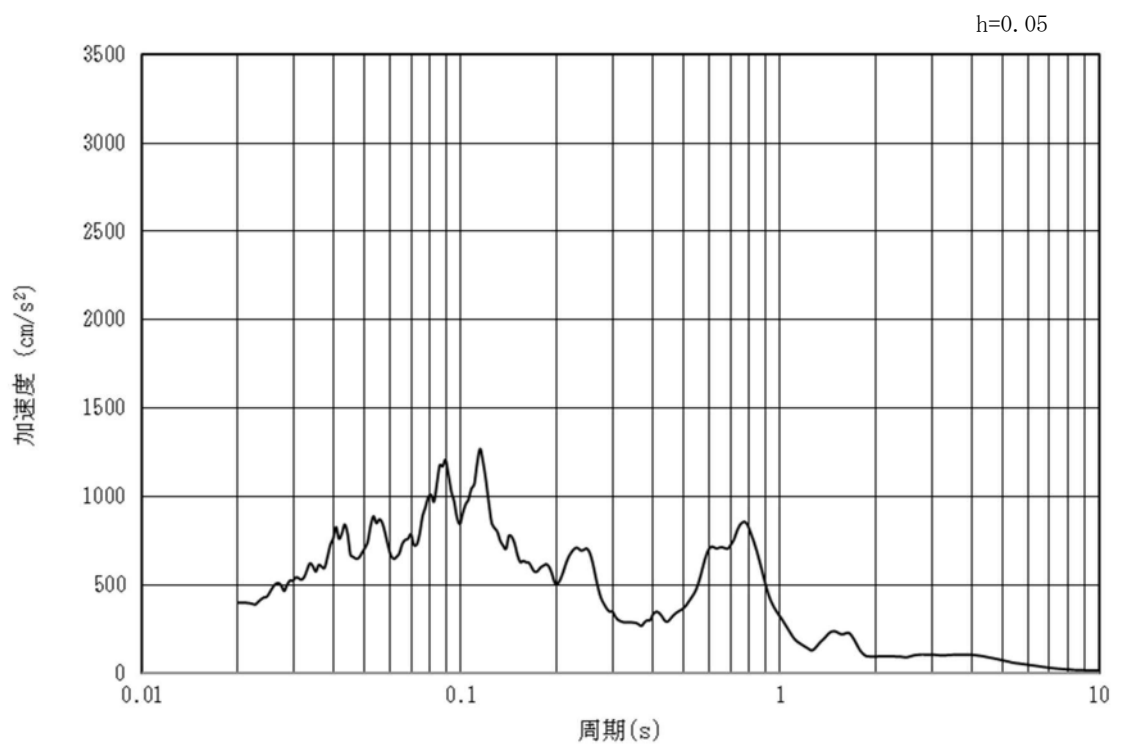


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (15) 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
(水平方向: $S_s - 14$ NS 方向)

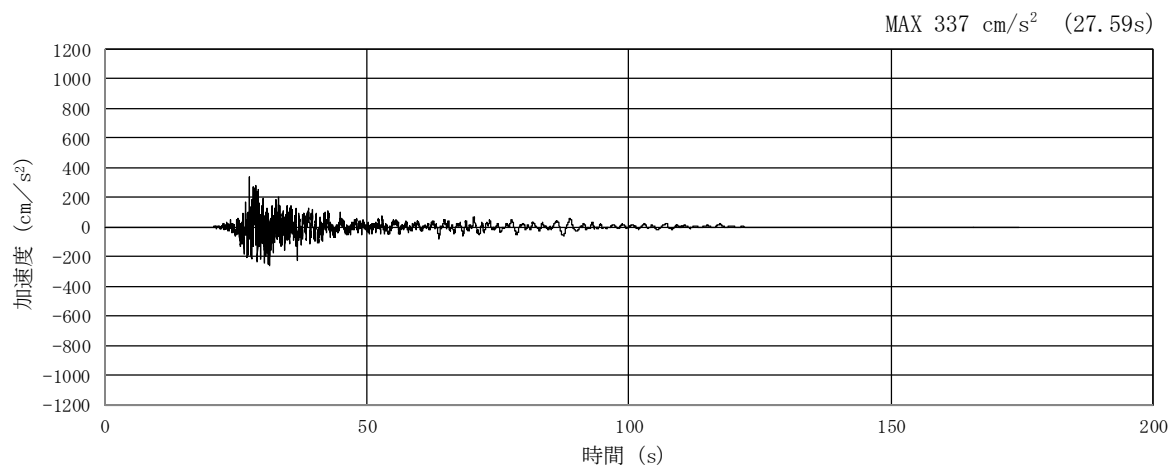


(a) 加速度時刻歴波形

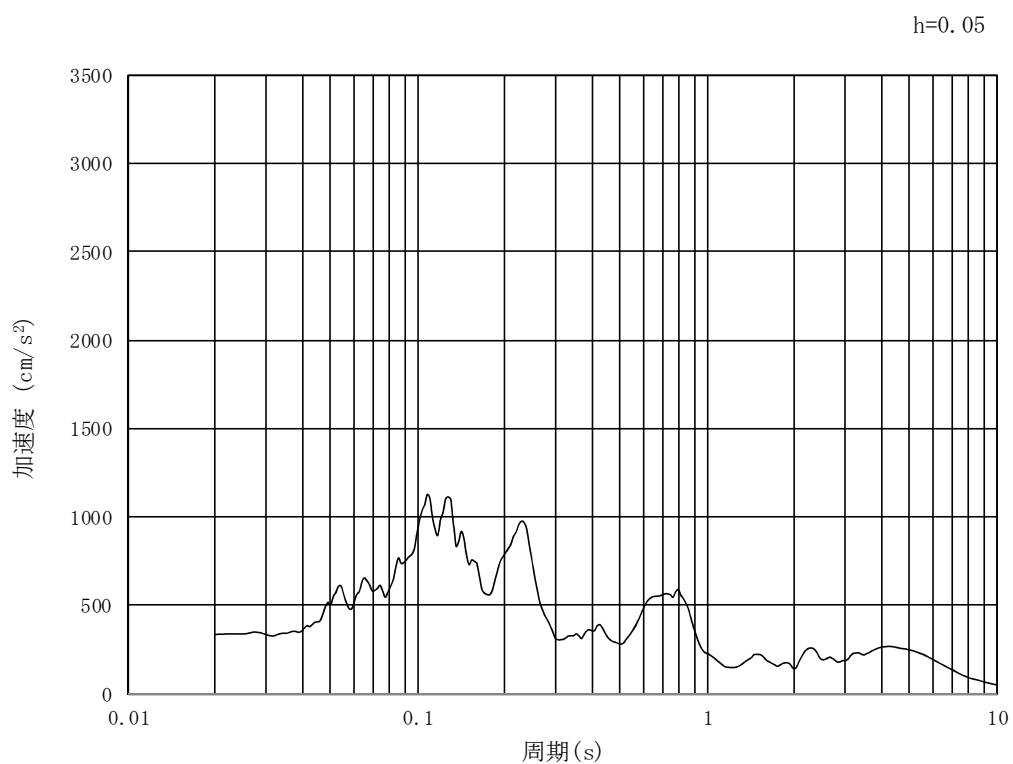


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (16) 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： S_s-14 NS方向)

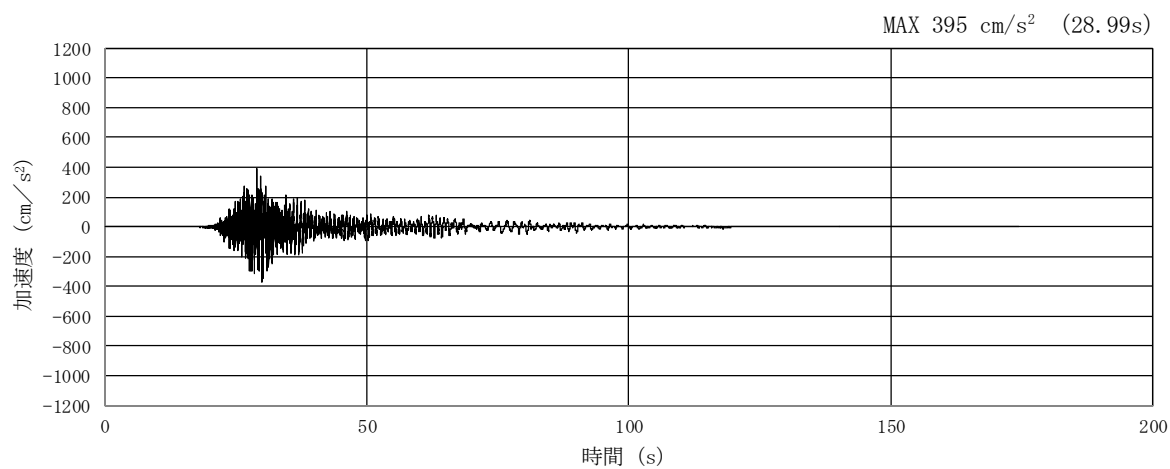


(a) 加速度時刻歴波形

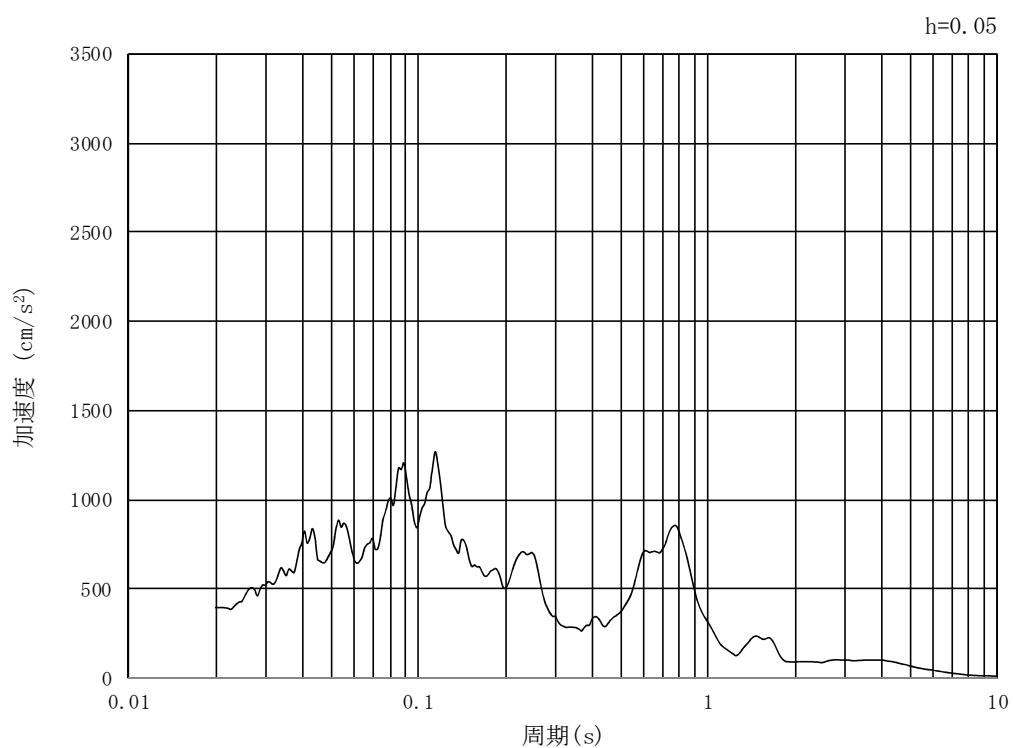


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (17) 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
(水平方向 : $S_s - 14$ EW方向)

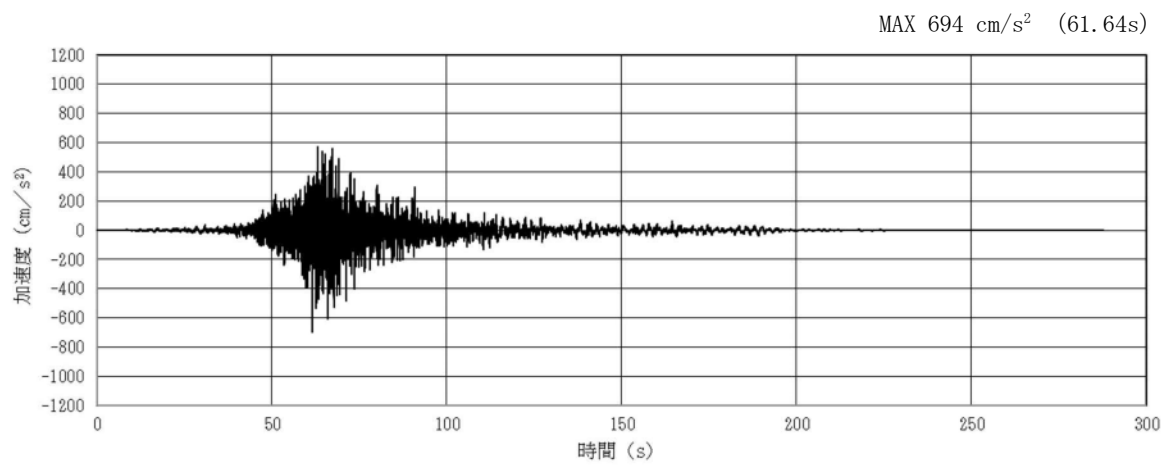


(a) 加速度時刻歴波形

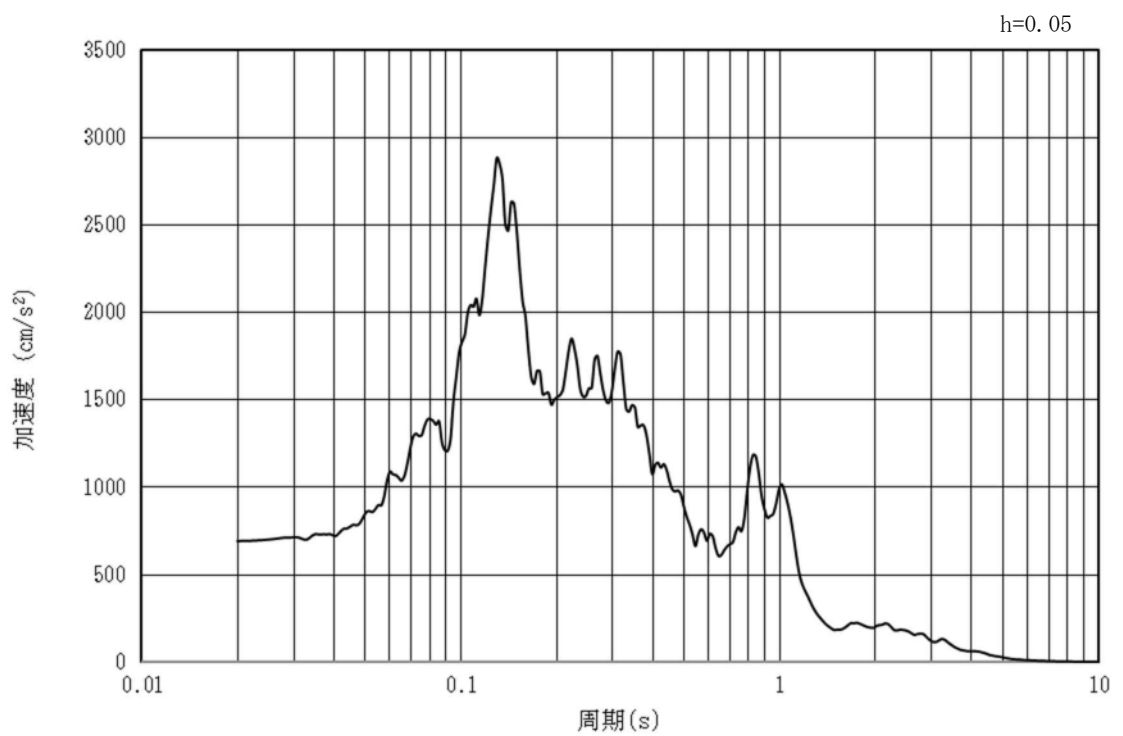


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (18) 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：S_s-14 EW方向)

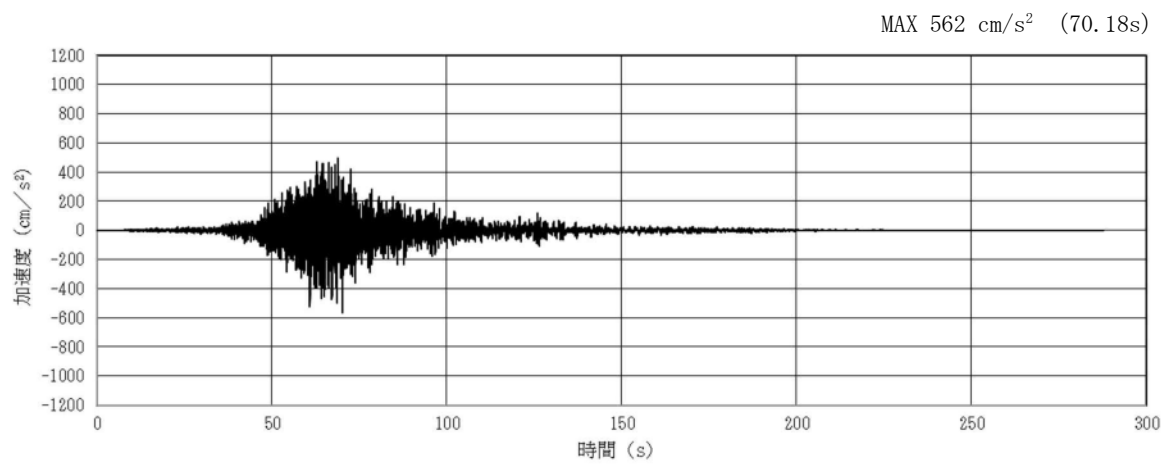


(a) 加速度時刻歴波形

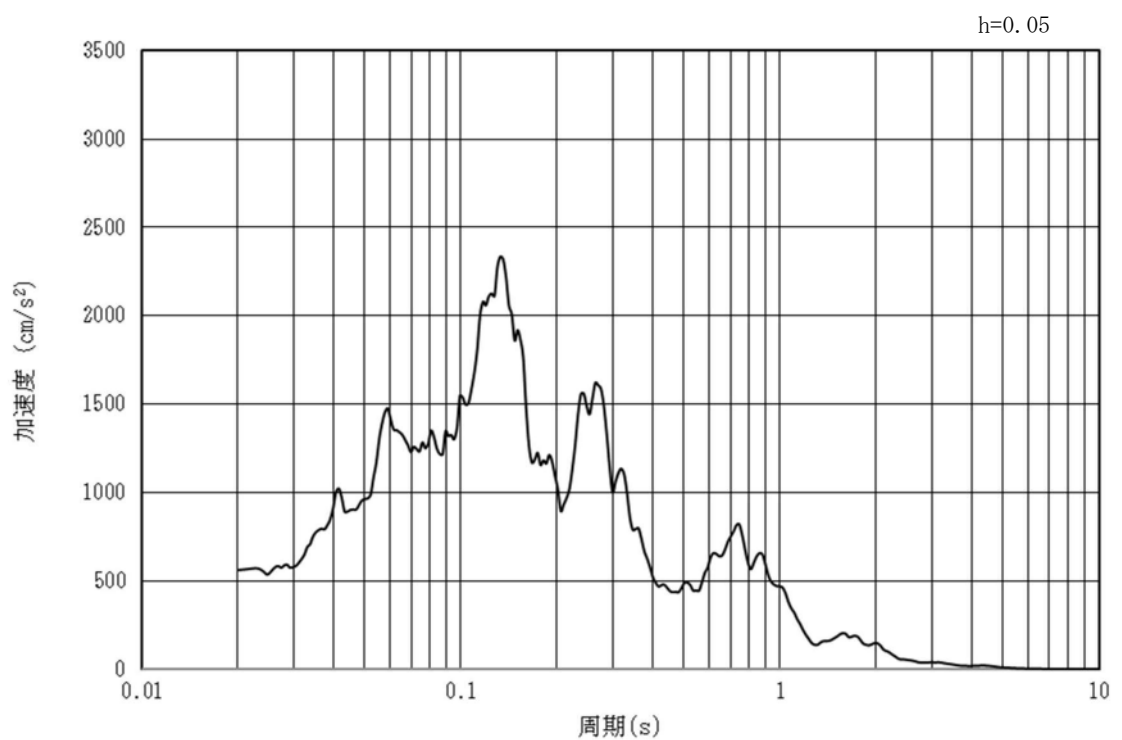


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (19) 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
(水平方向: $S_s - 21$ NS 方向)

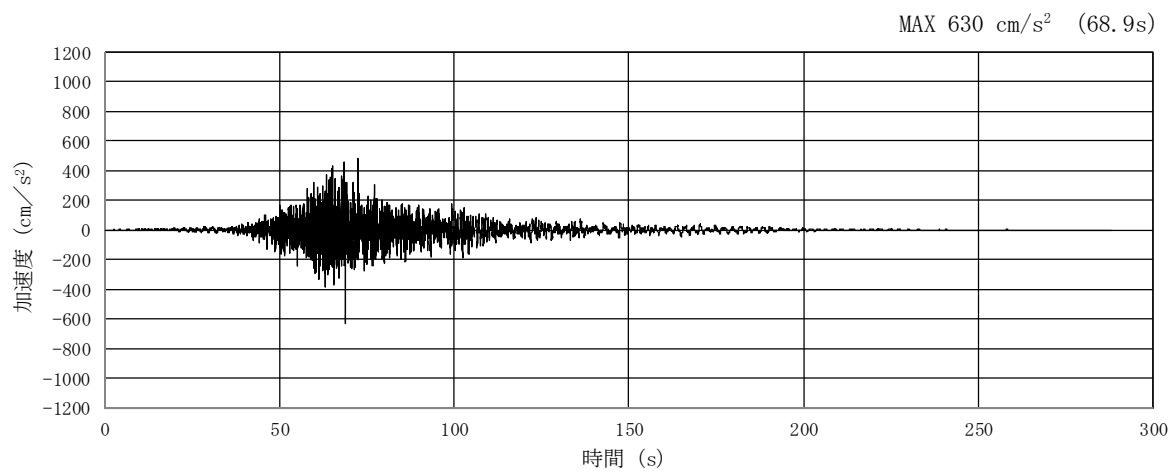


(a) 加速度時刻歴波形

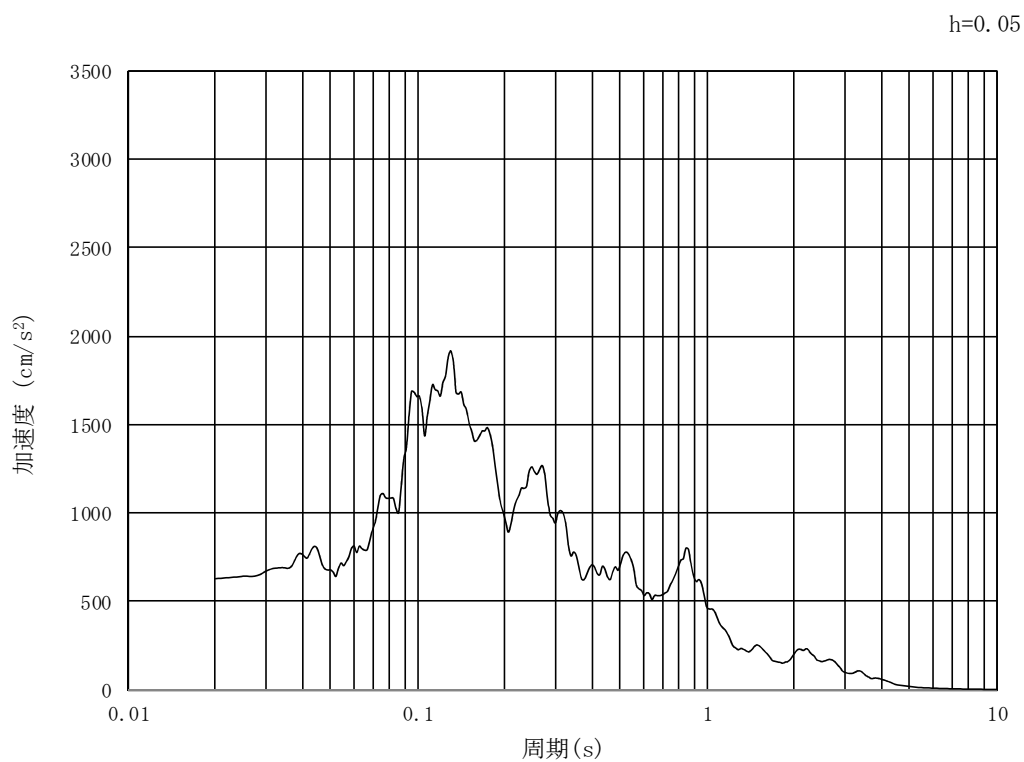


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (20) 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：S_s-21 NS方向)

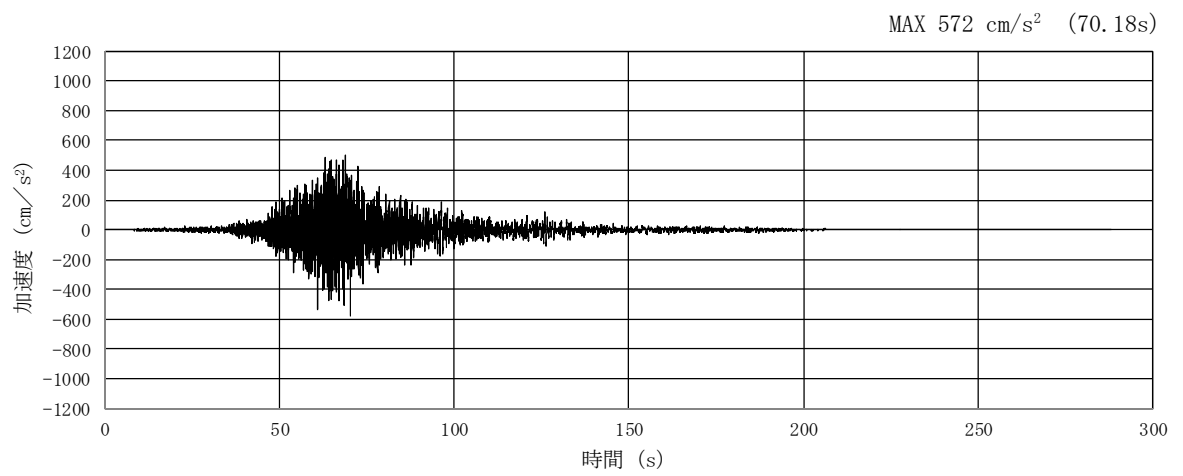


(a) 加速度時刻歴波形

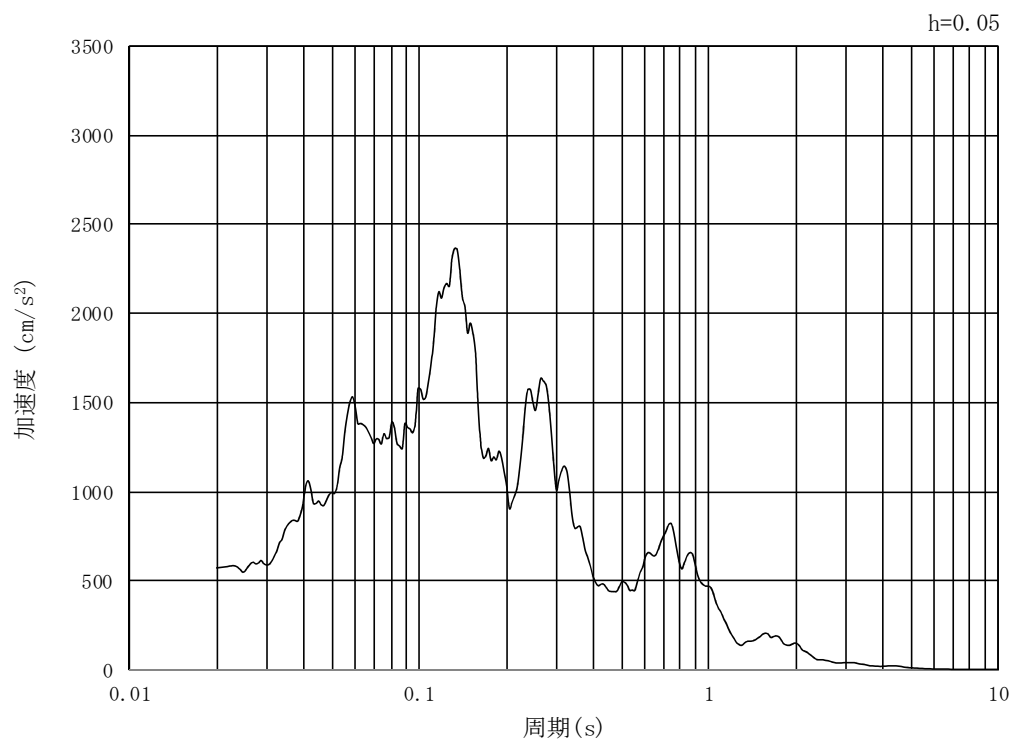


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (21) 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
(水平方向 : $S_s - 21$ EW方向)

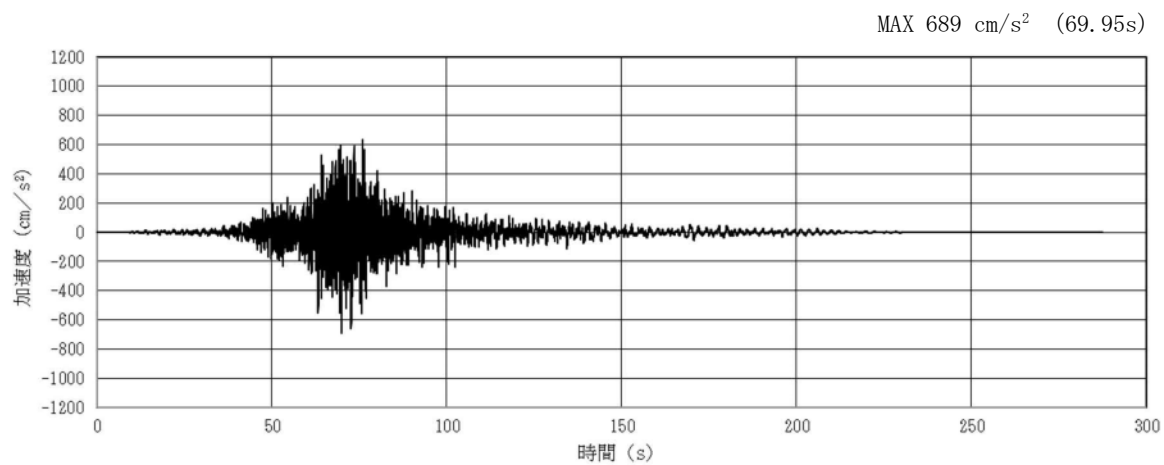


(a) 加速度時刻歴波形

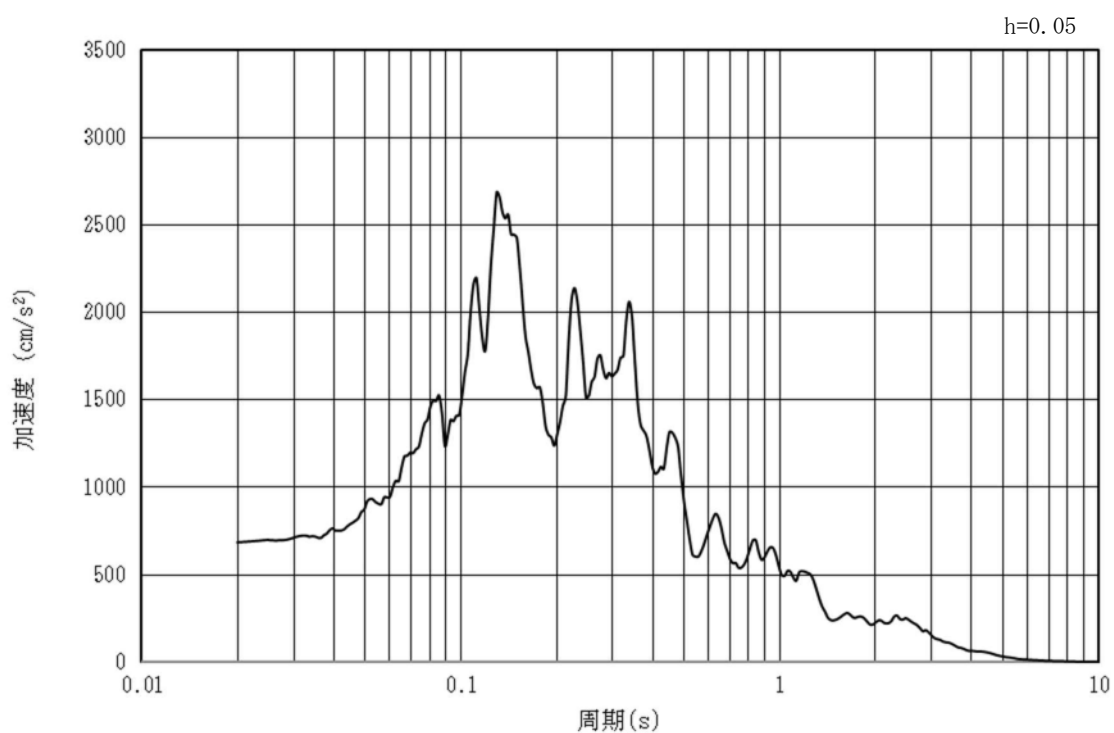


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (22) 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：S_s-21 EW方向)

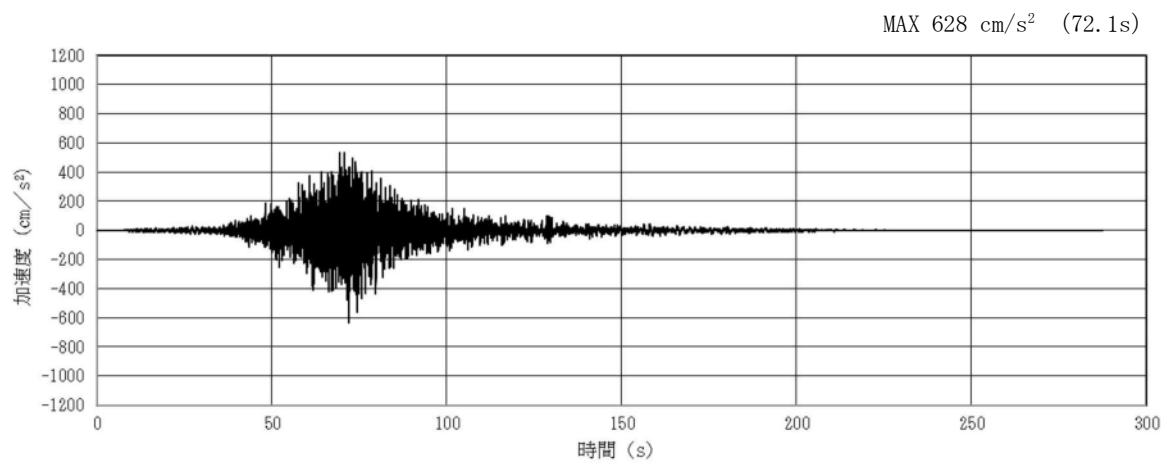


(a) 加速度時刻歴波形

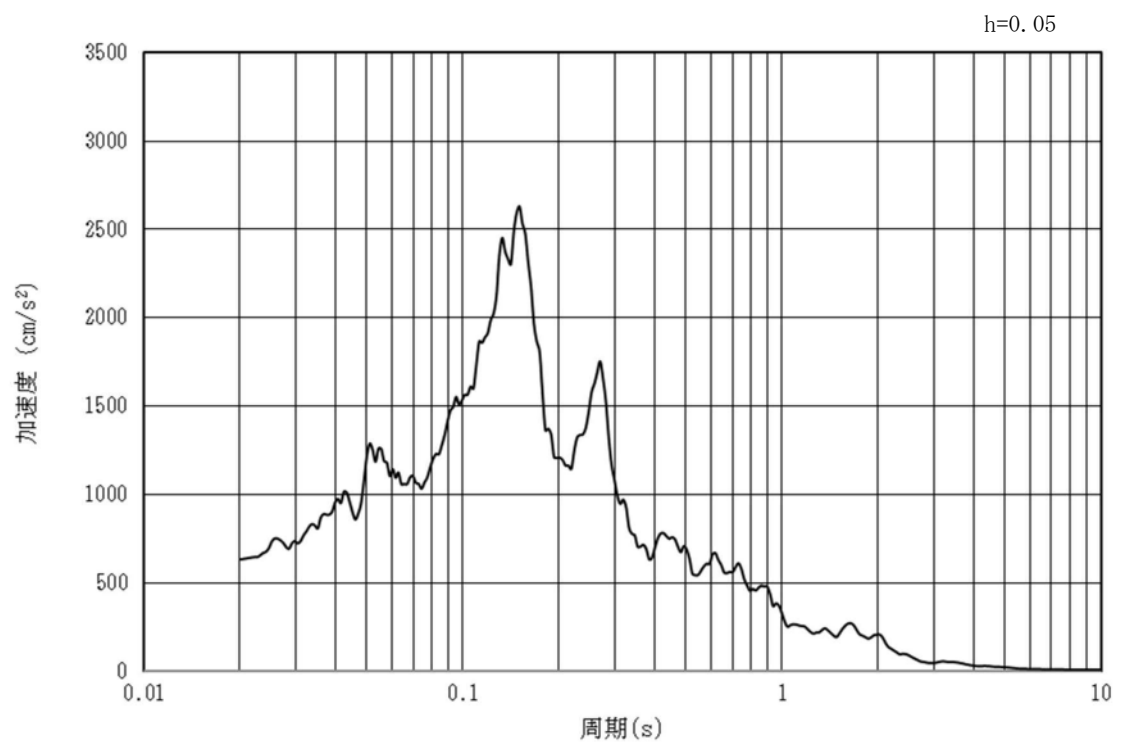


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (23) 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
(水平方向: S_s-22 NS 方向)

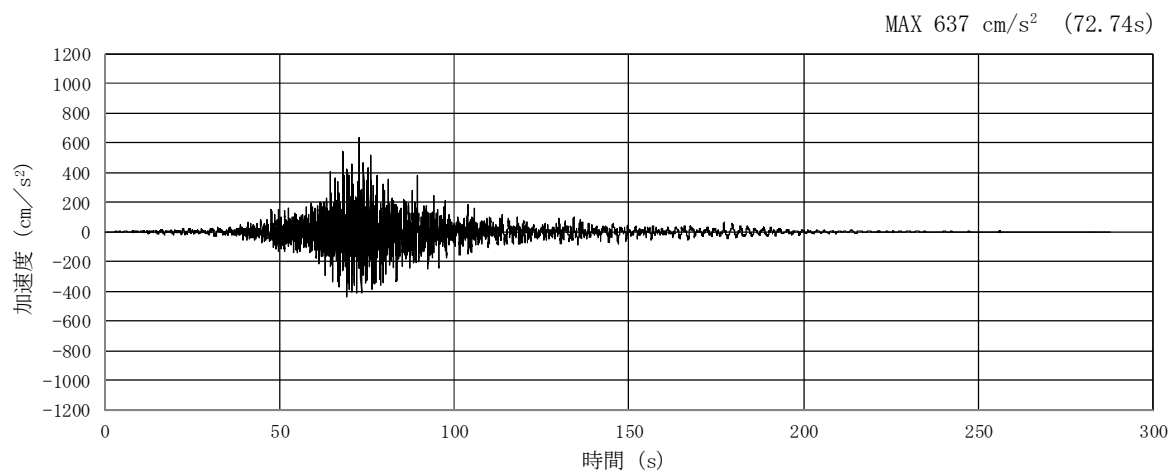


(a) 加速度時刻歴波形

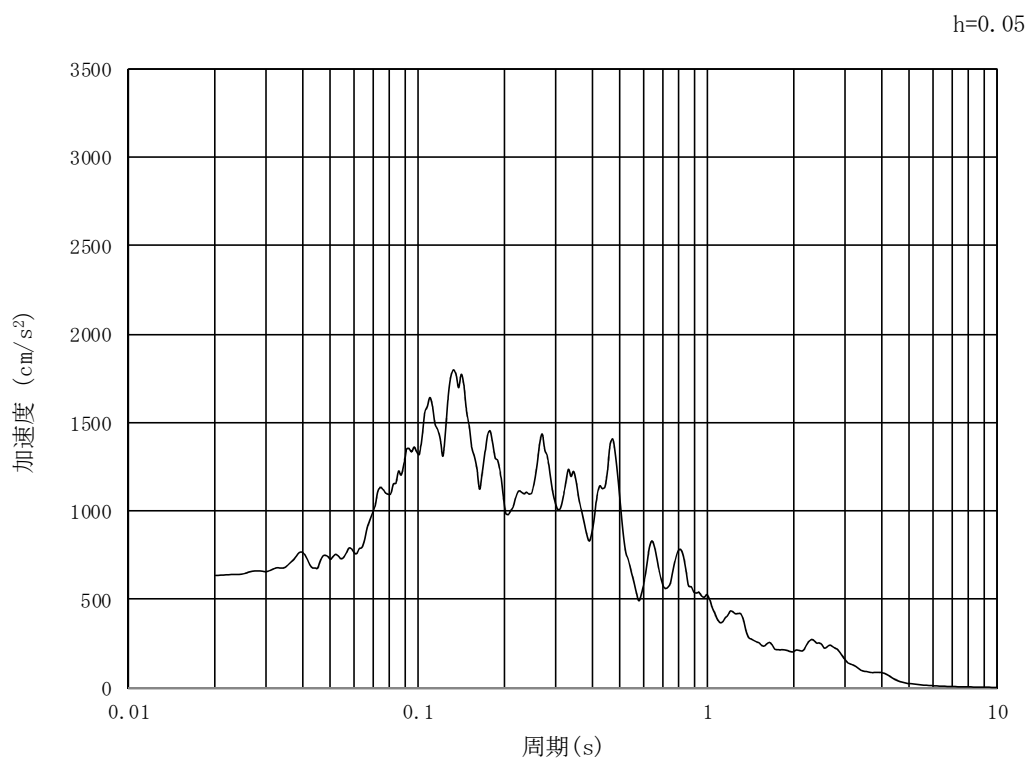


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (24) 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：S_s-22 NS方向)

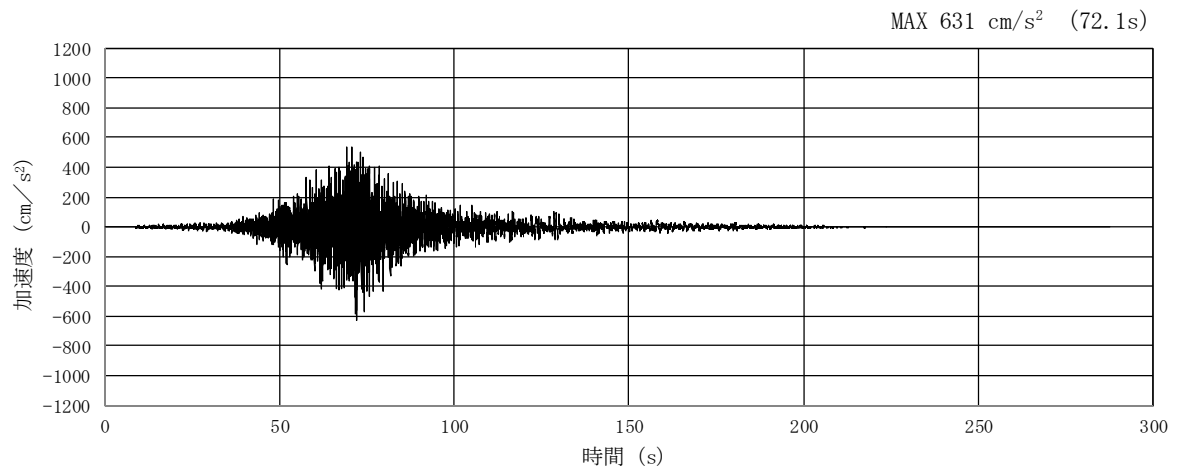


(a) 加速度時刻歴波形

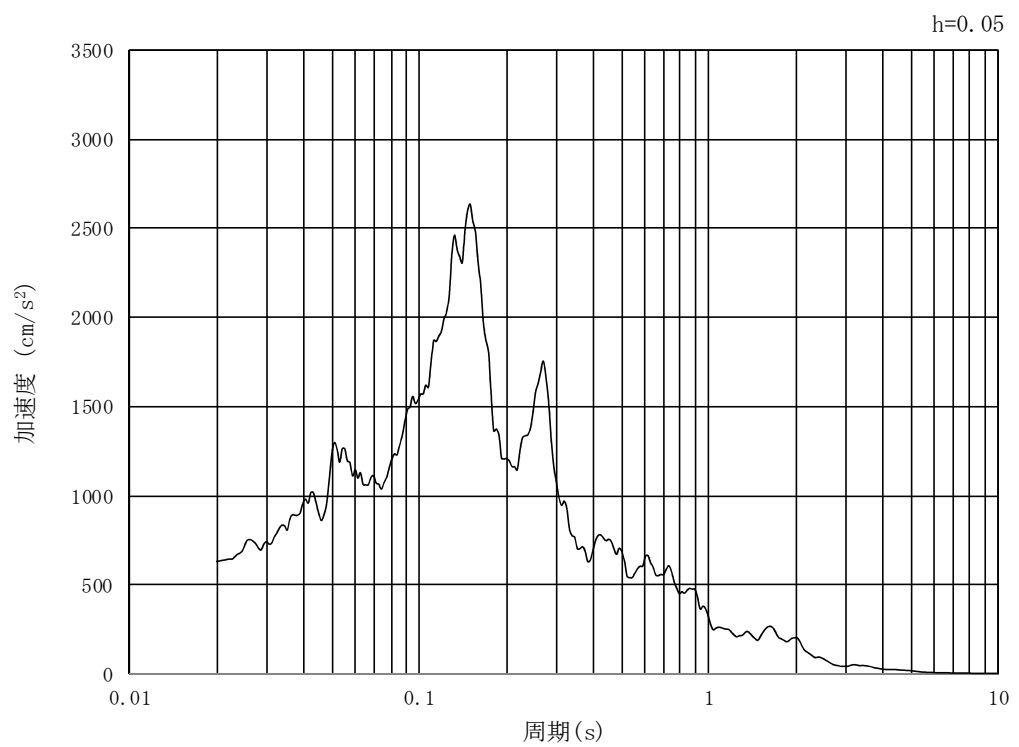


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (25) 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
(水平方向 : $S_s - 22$ EW方向)

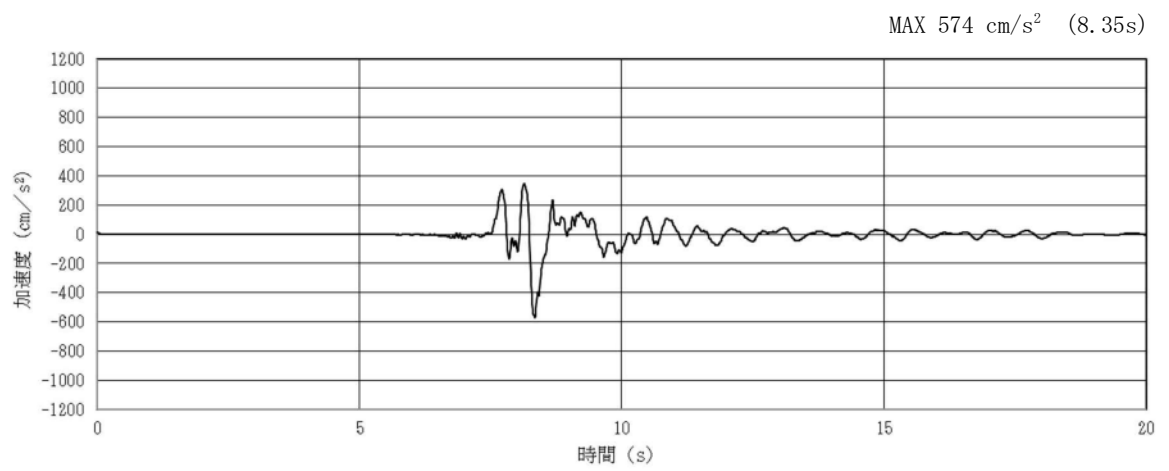


(a) 加速度時刻歴波形

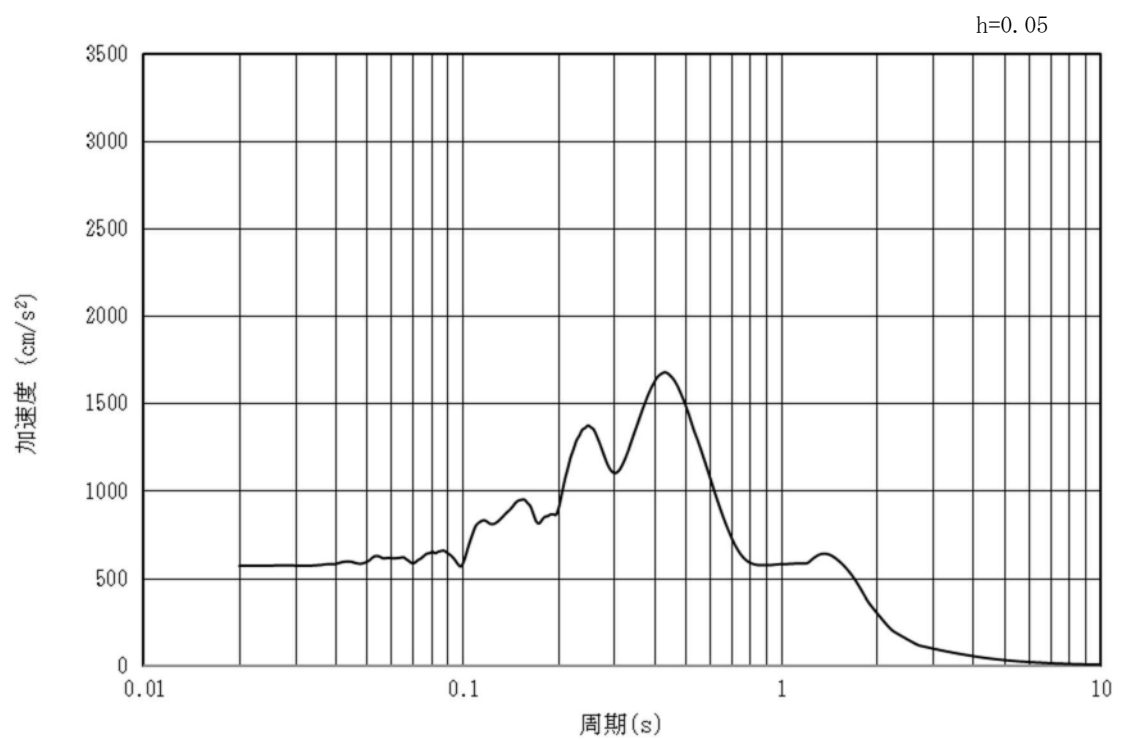


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (26) 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：S_s-22 EW方向)

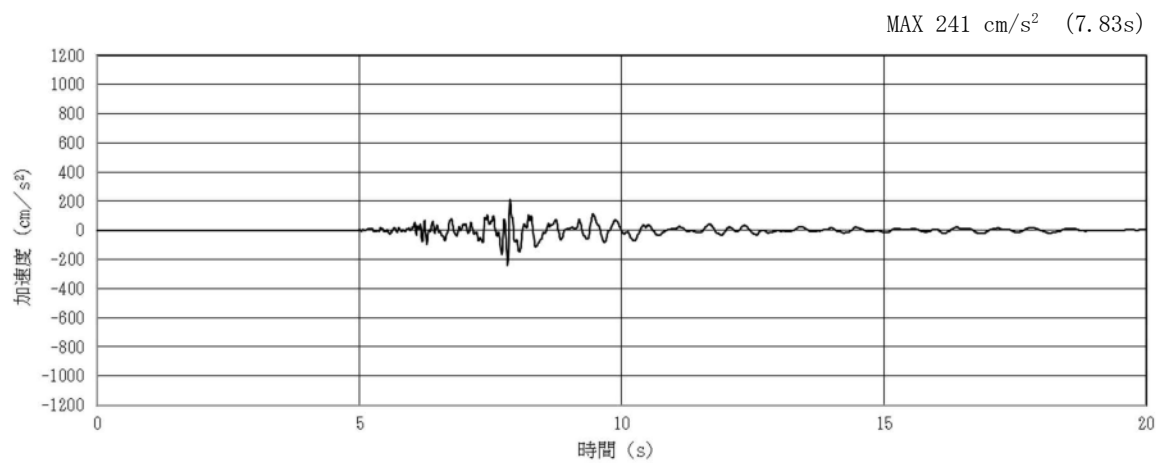


(a) 加速度時刻歴波形

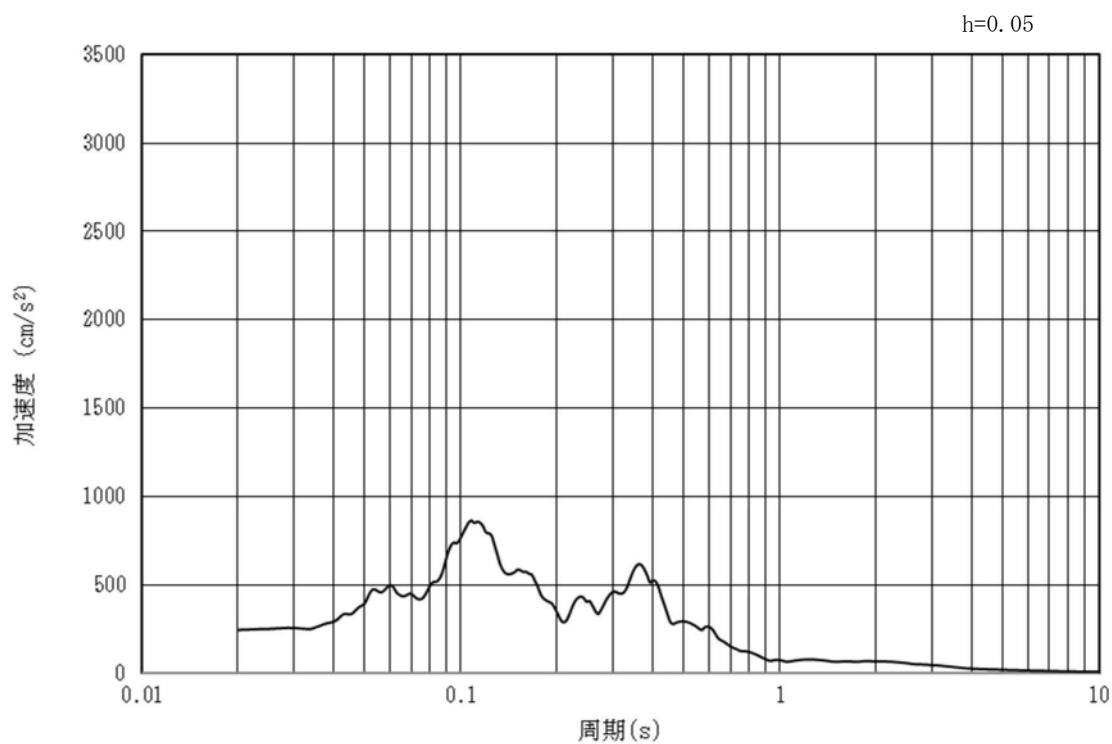


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (27) 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
(水平方向: $S_s - 31$)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 (28) 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 : $S_s - 3.1$)

3.5 解析モデル及び諸元

3.5.1 解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは，境界条件の影響が構造物及び地盤の応力状態に影響を及ぼさないよう，十分に広い領域とする。具体的には，J E A G 4 6 0 1－1987 を適用し，図 3.5.1－1 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上，構造物下端からモデル下端までの高さを構造物幅の 2 倍以上確保する。

地盤の要素分割については，波動をなめらかに表現するために，最大周波数 20 Hz 及びせん断波速度 V_s で算定される波長の 5 または 4 分割，すなわち $V_s/100$ または $V_s/80$ を考慮し，要素高さを 1m 程度まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については，T.P. -80.0m までモデル化する。

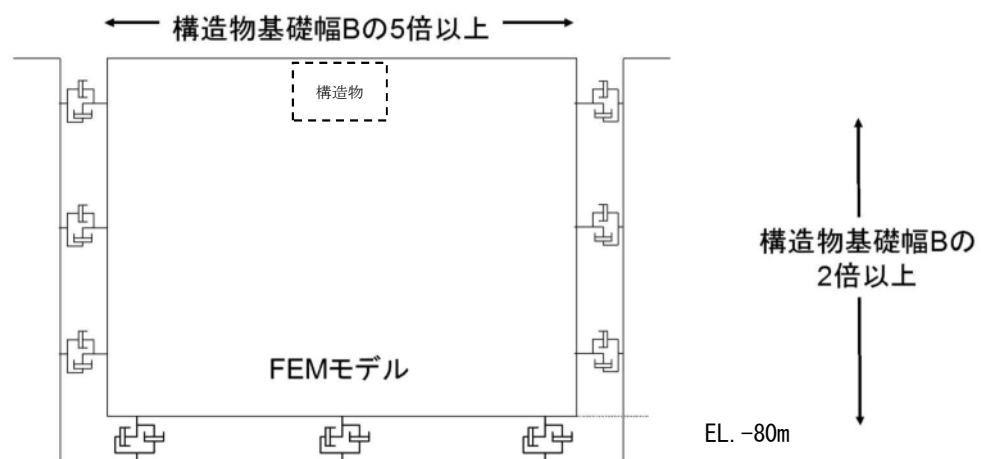


図 3.5.1－1 モデル化範囲の考え方

2次元有効応力解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地層構成を有する1次元地盤モデル（不整形地盤左右端のそれぞれ縦1列の要素列と同じ地層構成で、水平方向に連続することを表現するために循環境界条件を設定したモデル）である。2次元有効応力解析における自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の有効応力解析までのフローを図3.5.1-2に示す。

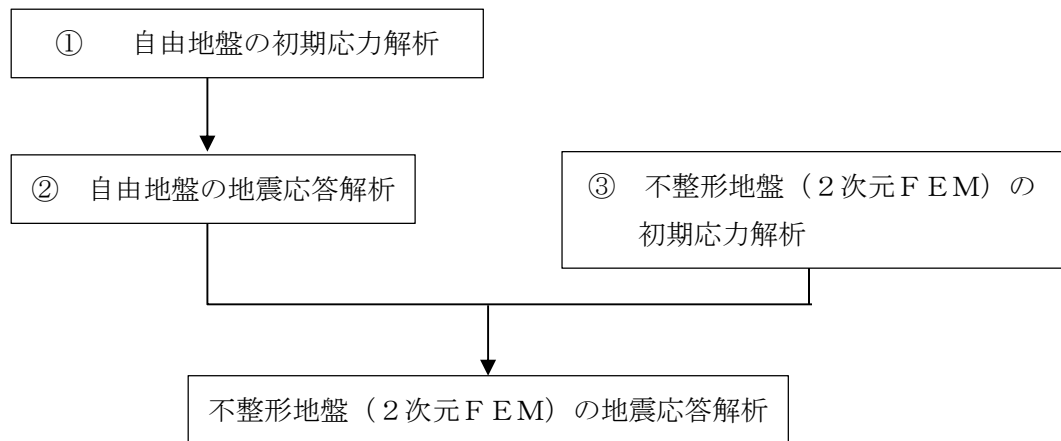


図 3.5.1-2 自由地盤の初期応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 固有値解析時

固有値解析を実施する際の境界条件は、境界が構造物を含めた周辺地盤の振動特性に影響を与えないよう設定する。ここで、底面境界は地盤のせん断方向の卓越変形モードを把握するために固定とし、側面は実地盤が側方に連続していることを模擬するため水平ローラーとする。境界条件の概念図を図3.5.1-3に示す。

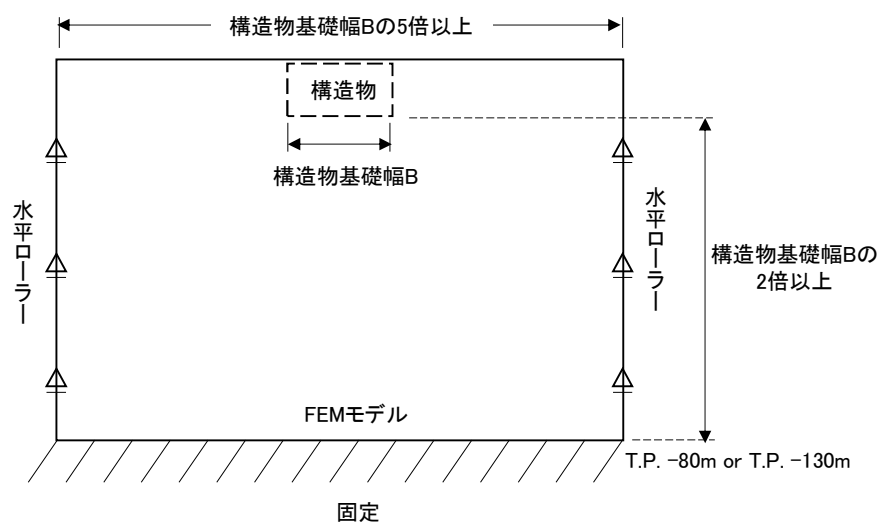


図 3.5.1-3 固有値解析における境界条件の概念図

b. 初期応力解析時

初期応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時の初期応力を算定するために行う。そこで、初期応力時の境界条件は底面固定とし、側方は自重による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

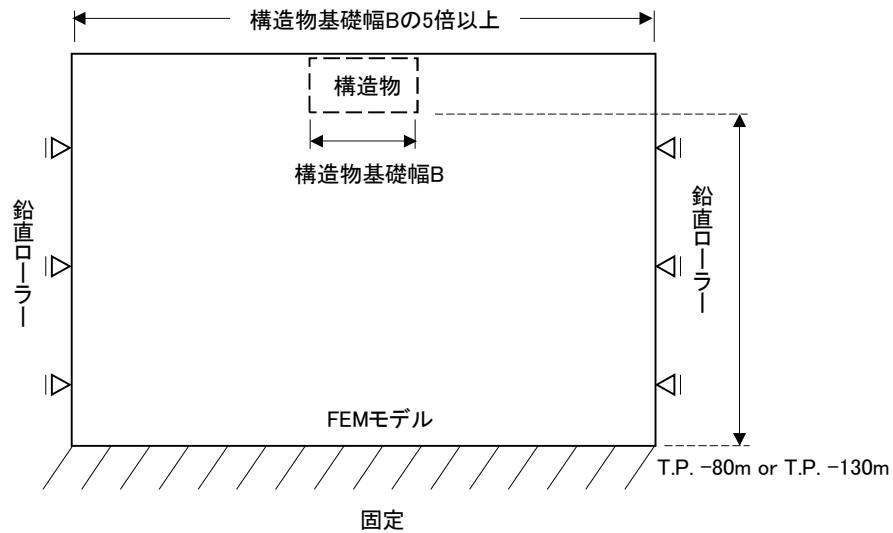


図 3.5.1-4 初期応力解析における境界条件の概念図

c. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から半無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不成形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。

(3) 構造物のモデル化

構造物は、線形はり要素でモデル化する。

鉄筋コンクリートの要素分割については、「原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震性能照査指針・同マニュアル」（（社）土木学会 原子力土木委員会，2002 年 5 月）に基づき、線材モデルの要素分割については、要素長さを部材の断面厚さ又は有効高さの 2.0 倍以下とし、1.0 倍程度とするのが良い旨が示されていることを考慮し、部材の断面厚さ又は有効高さの 1.0 倍程度まで細分化して設定する。なお、杭の要素分割については、杭に接する地盤の要素分割に合わせて設定する。

また、図 3.5.1-5 に示す領域を剛域として設定し、（ ）内に剛域を設定した理由を示す。

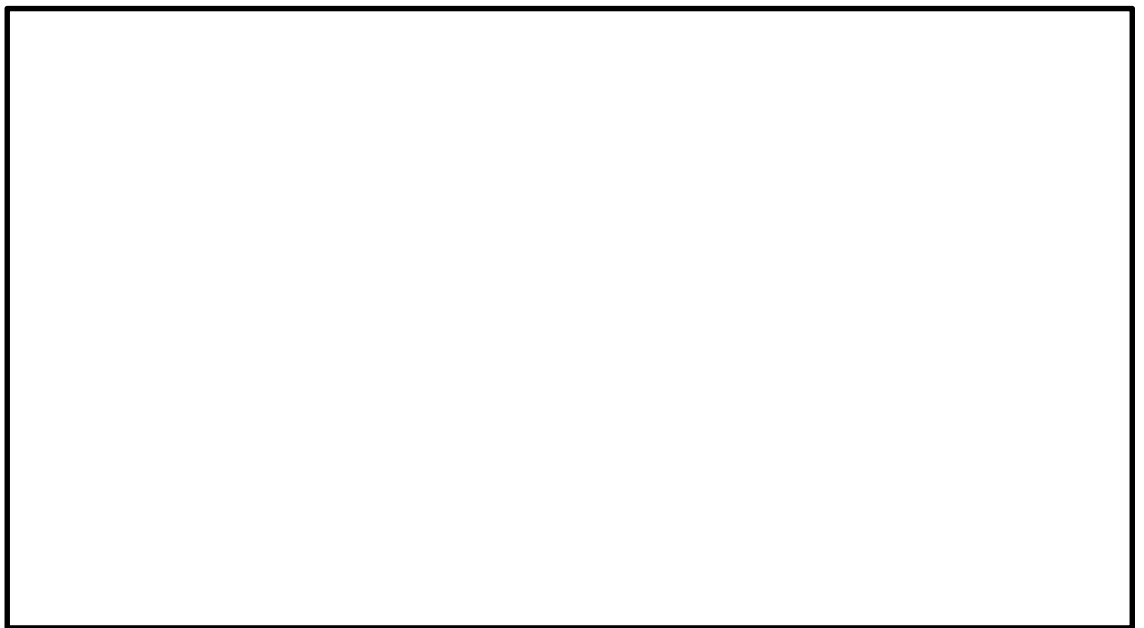


図 3.5.1-5 (1) 剛域の設定範囲（A-A断面）



図 3.5.1-5 (2) 剛域の設定範囲（B-B断面）

(4) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素にてモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

防潮扉 2 基礎の地震応答解析モデルを図 3.5.1-6 および図 3.5.1-7 に示す。

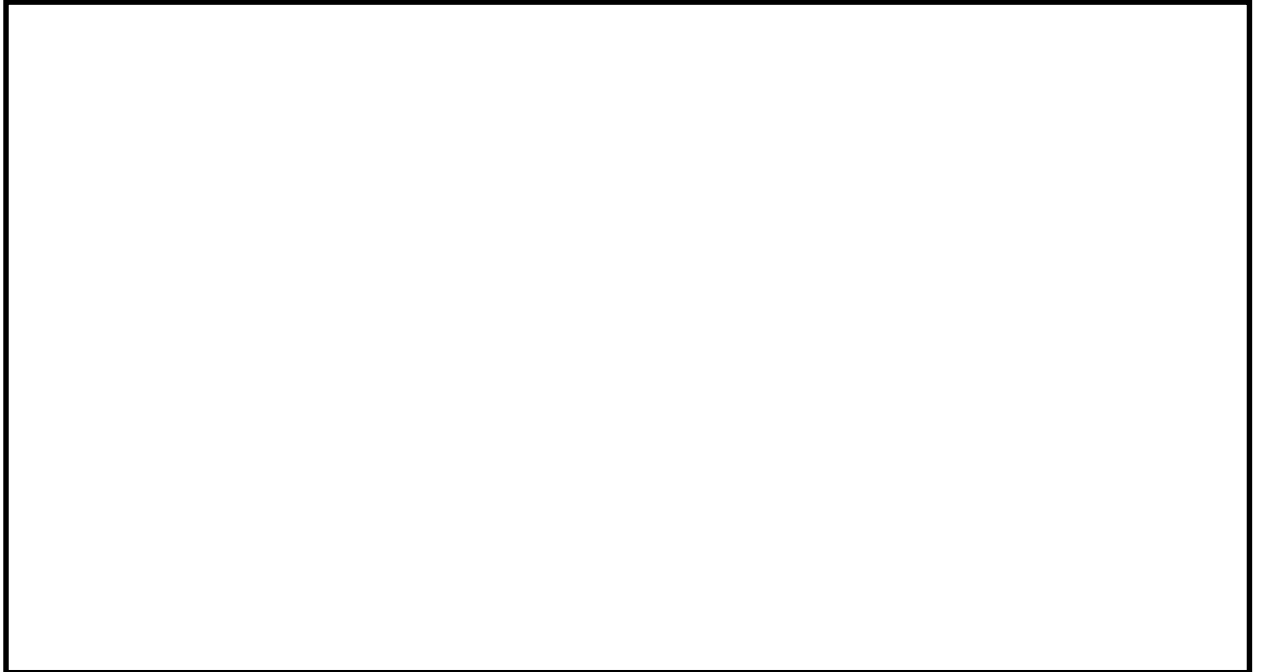


図 3.5.1-6 地震応答解析モデル（A-A断面）

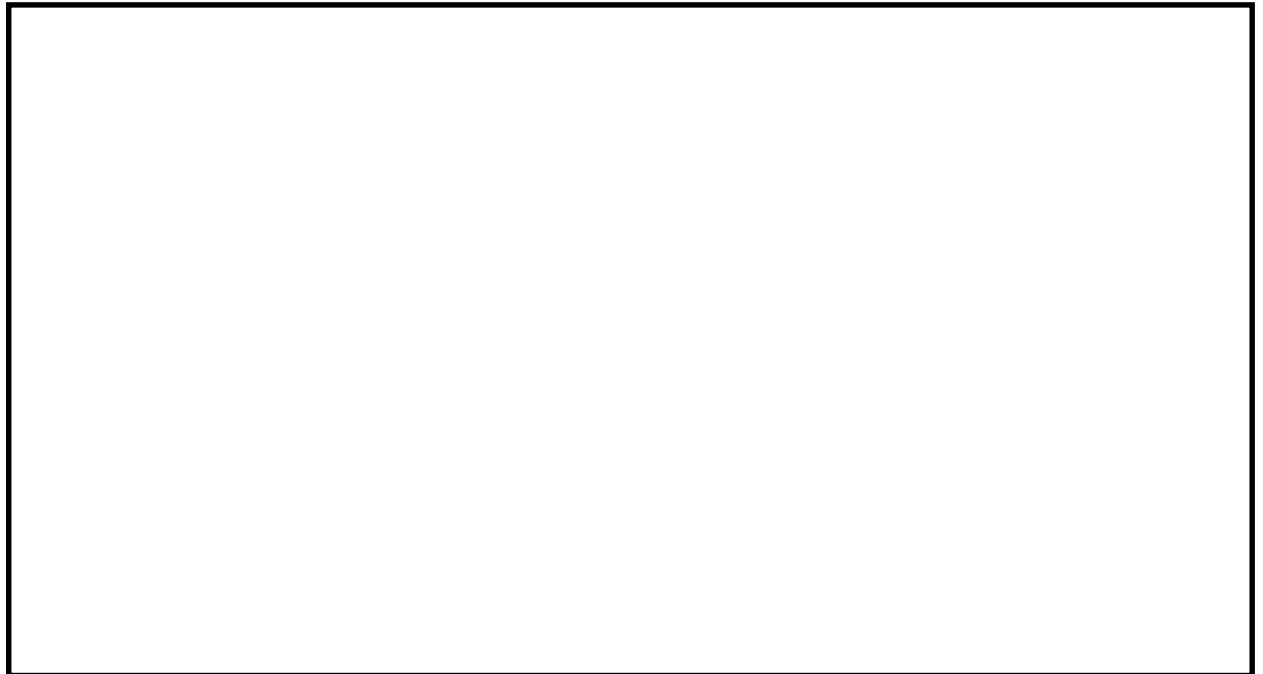


図 3.5.1-7 地震応答解析モデル（B-B断面）

(5) ジョイント要素の設定

有効応力解析では，地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設けることにより，強震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は，地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については，常時状態以上の引張荷重が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。せん断方向については，地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合，せん断剛性をゼロとし，すべりを考慮する。表 3.5.1-3 にジョイント要素の力学特性，図 3.5.1-8 及び図 3.5.1-9 にジョイント要素の配置図を示す。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。 c ， ϕ は周辺地盤の c ， ϕ とする。（表 3.5.1-1 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-1 隣接構造物及び周辺地盤との境界に用いる強度特性

| 周辺の状況 | | 粘着力 C (N/mm ²) | 内部摩擦角 ϕ (度) | 備考 |
|-------|---------|------------------------------|----------------------------|----|
| 第四紀層 | du 層 | 0 | 37.3 | — |
| | Ag2 層 | 0 | 37.4 | — |
| | D2c-3 層 | 0.026 | 35.6 | — |
| | D2s-3 層 | 0.010 | 35.8 | — |
| | D2g-3 層 | 0 | 44.4 | — |
| 新第三系 | Km 層 | $C=0.358-0.00603 \cdot z$ | $\phi=23.2+0.0990 \cdot z$ | — |

z : 標高 (m)

ジョイント要素のバネ定数は，数値計算上不安定な挙動を起こさない程度に十分に大きな値として，港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター）に従い，表 3.5.1-2 のとおり設定する。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のバネ定数

| | せん断剛性 k_s (kN/m ³) | 圧縮剛性 k_n (kN/m ³) |
|--------|-------------------------------------|------------------------------------|
| 側方及び底面 | 1.0×10^6 | 1.0×10^6 |

表 3.5.1-3 ジョイント要素の力学特性

| ジョイント要素の力学的特性 | |
|---------------|-------|
| 法線方向 | せん断方向 |
| | |

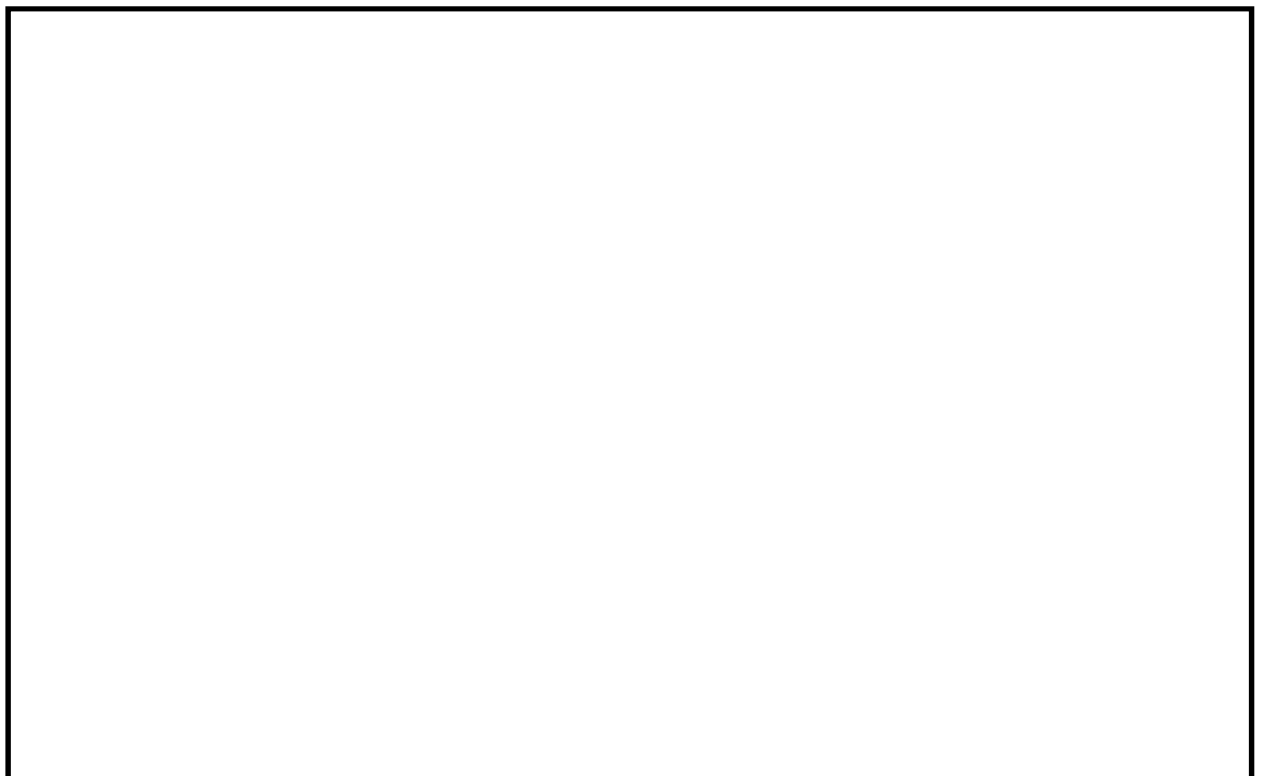


図 3.5.1-8 (1) 防潮扉 2 基礎におけるジョイント要素の配置図 (A-A断面)

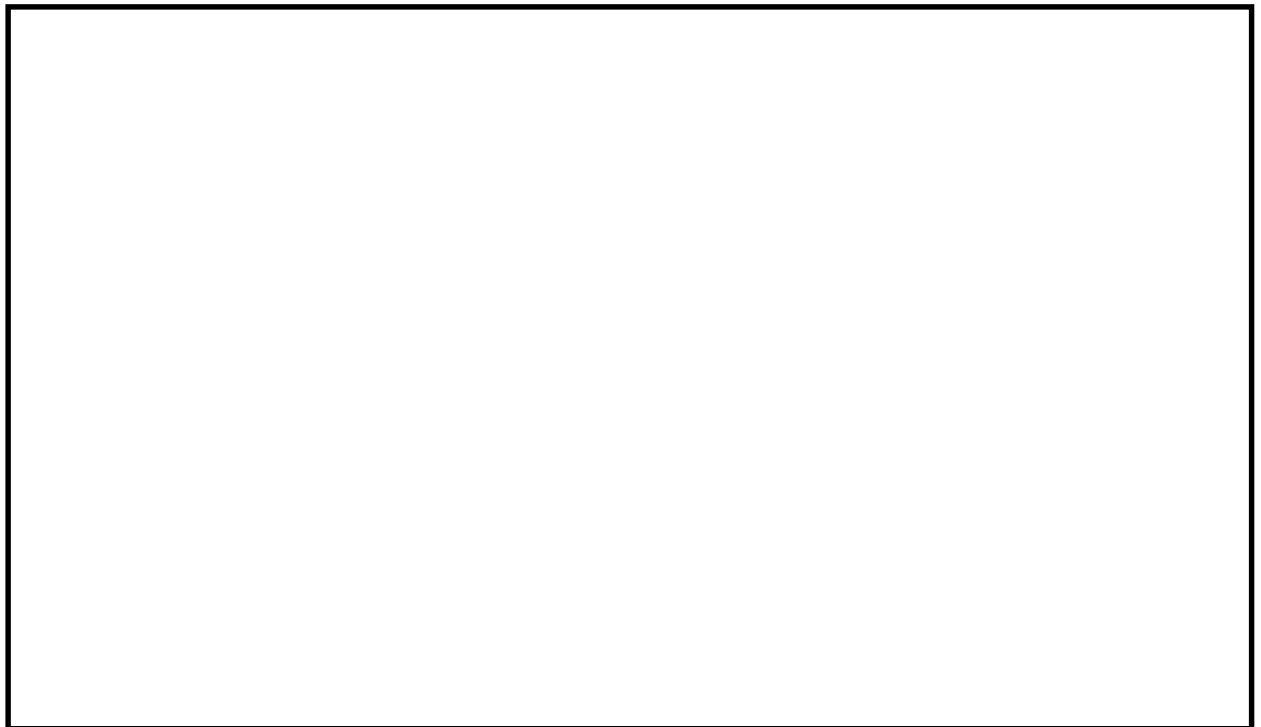


図 3.5.1-8 (2) 防潮扉 2 基礎におけるジョイント要素の配置図 (B-B 断面)

(6) 杭－地盤相互作用バネの設定

地盤と杭の接合面に杭－地盤相互作用バネを設けることにより，強震時の地盤と杭の接合面における相互作用における 3 次元効果を 2 次元モデルで適切に考慮する。

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向については，地盤と杭の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断応力が発生した場合，剛性をゼロとし，すべりを考慮する。せん断強度 τ_f は次式の Mohr－Coulomb 式により規定される。c， ϕ は周辺地盤の c， ϕ とする。（表 3.5.1-4 参照）

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで，

τ_f : せん断強度

c : 付着力

ϕ : 内部摩擦角

表 3.5.1-4 周辺地盤及び杭との境界に用いる強度特性

| 周辺の状況 | | 粘着力 c (N/mm ²) | 内部摩擦角 (度) | 備考 |
|-------|---------|-------------------------------|--------------------------------|----|
| 第四紀層 | du 層 | 0 | 37.3 | — |
| | Ag2 層 | 0 | 37.4 | — |
| | D2c-3 層 | 0.026 | 35.6 | — |
| | D2g-3 | 0 | 44.4 | — |
| 新第三系 | Km 層 | $c = 0.358 - 0.00603 \cdot z$ | $\phi = 23.2 + 0.0990 \cdot z$ | — |
| 地盤改良体 | | $c = 1/2 \times q_u$ | 0.0 | — |

z : 標高 (m) q_u : 一軸圧縮強度 (N/mm²)

杭－地盤相互作用バネの杭軸方向のバネ定数は、数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として、表 3.5.1－5 のとおり設定する。

また、杭－地盤相互作用バネの杭軸直角方向のバネ定数については、杭径及び杭間隔より設定される※。※ FLIP 研究会 14 年間の検討成果のまとめ「理論編」

図 3.5.1－9 に杭－地盤相互作用バネの配置図を、図 3.5.1－10 に杭－地盤相互作用バネの力学的特性を示す。

表 3.5.1－5 杭－地盤相互作用バネのバネ定数

| | |
|------|---|
| | せん断剛性 k_s (kN/m^3) |
| 杭軸方向 | 1.0×10^6 |

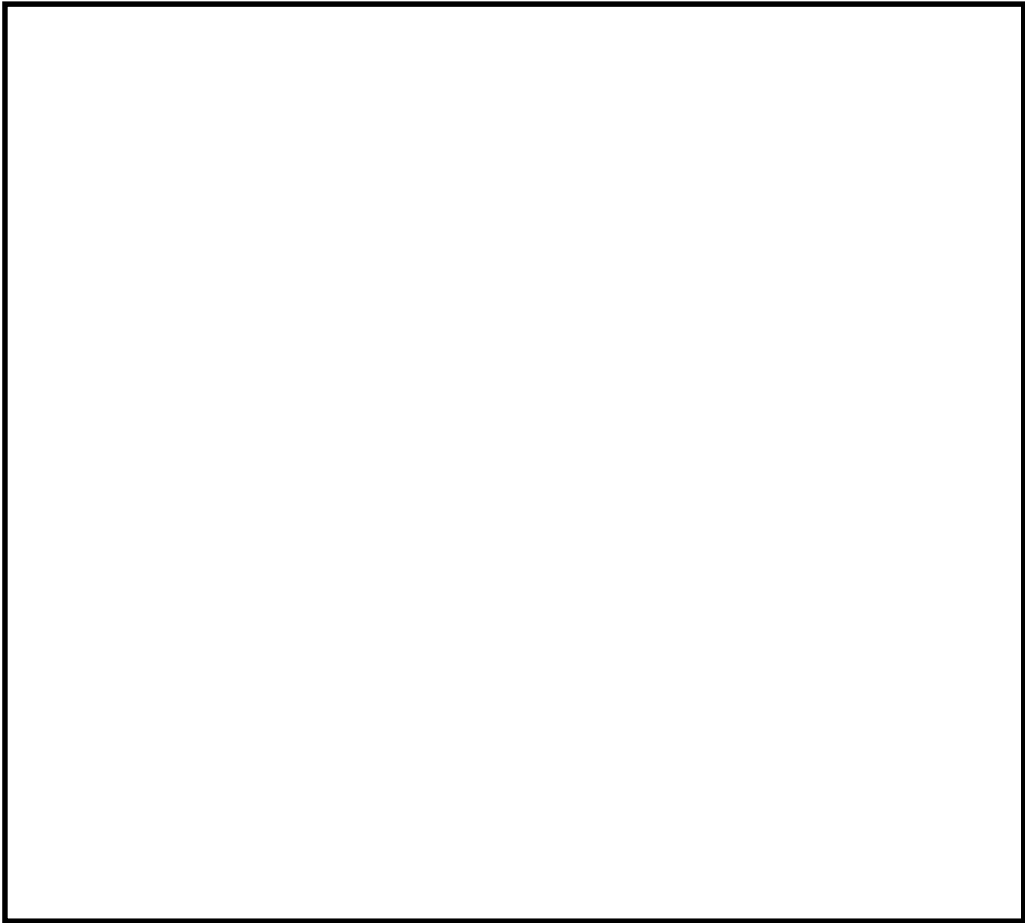


図 3.5.1－9 (1) 杭－地盤相互作用バネの配置図 (A－A断面)

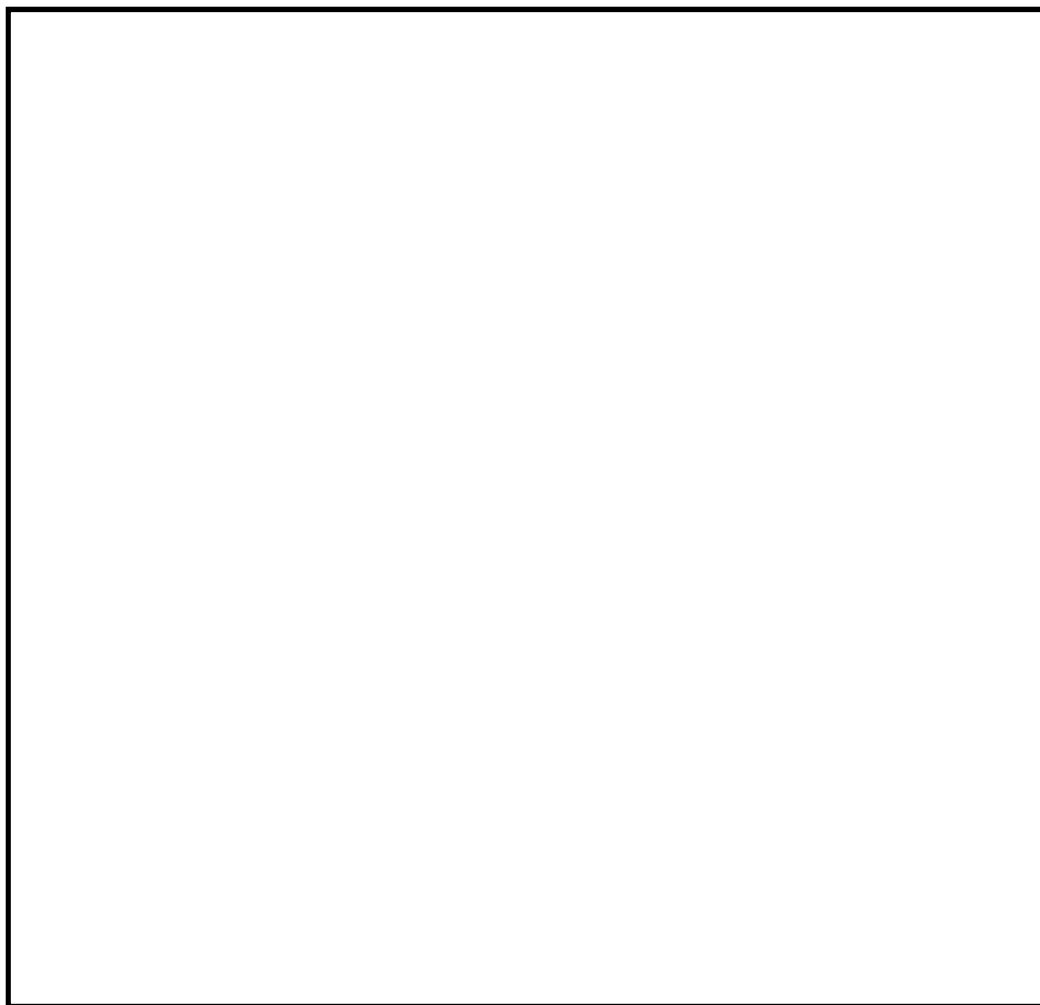


図 3.5.1-9 (2) 杭-地盤相互作用バネの配置図 (B-B断面)

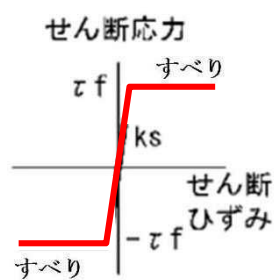


図 3.5.1-10 杭-地盤相互作用バネ (杭軸方向) の力学的特性

(7) 杭下端ジョイントバネの設定

杭下端境界部に圧縮応力の上限値を有さないジョイントバネを設けることにより，杭下端における地盤と杭の相互作用を適切に考慮する。

杭下端の杭軸方向について設定するジョイントバネは，常時状態以上の引張が生じた場合，剛性及び応力をゼロとし，剥離を考慮する。

杭下端ジョイントバネのバネ定数は，数値解析上不安定な挙動を起こさない程度に十分大きな値として，表 3.5.1-6 のとおり設定する。図 3.5.1-11 に杭下端ジョイントバネ設定の考え方を示す。

表 3.5.1-6 杭下端ジョイントバネのバネ定数

| | 圧縮剛性 k_v (kN/m) |
|------|----------------------|
| 杭軸方向 | 1.0×10^6 |

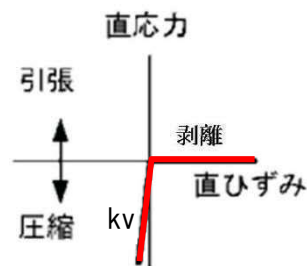


図 3.5.1-11 杭下端ジョイントバネ設定の考え方

(8) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰にて与える。なお、Rayleigh減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の1次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の1次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、1次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う1次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、1次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

[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

係数 α 、 β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで、

f : 固有値解析により求められる1次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

地盤の減衰定数は1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材の減衰定数は3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成14年3月））とし、線形材料としてモデル化するコンクリートの減衰定数は5%（J E A G 4 6 0 1－1987）とする。

図 3.5.1－12 に Rayleigh 減衰の設定フローを、表 3.5.1－7 に固有値解析結果を示す。

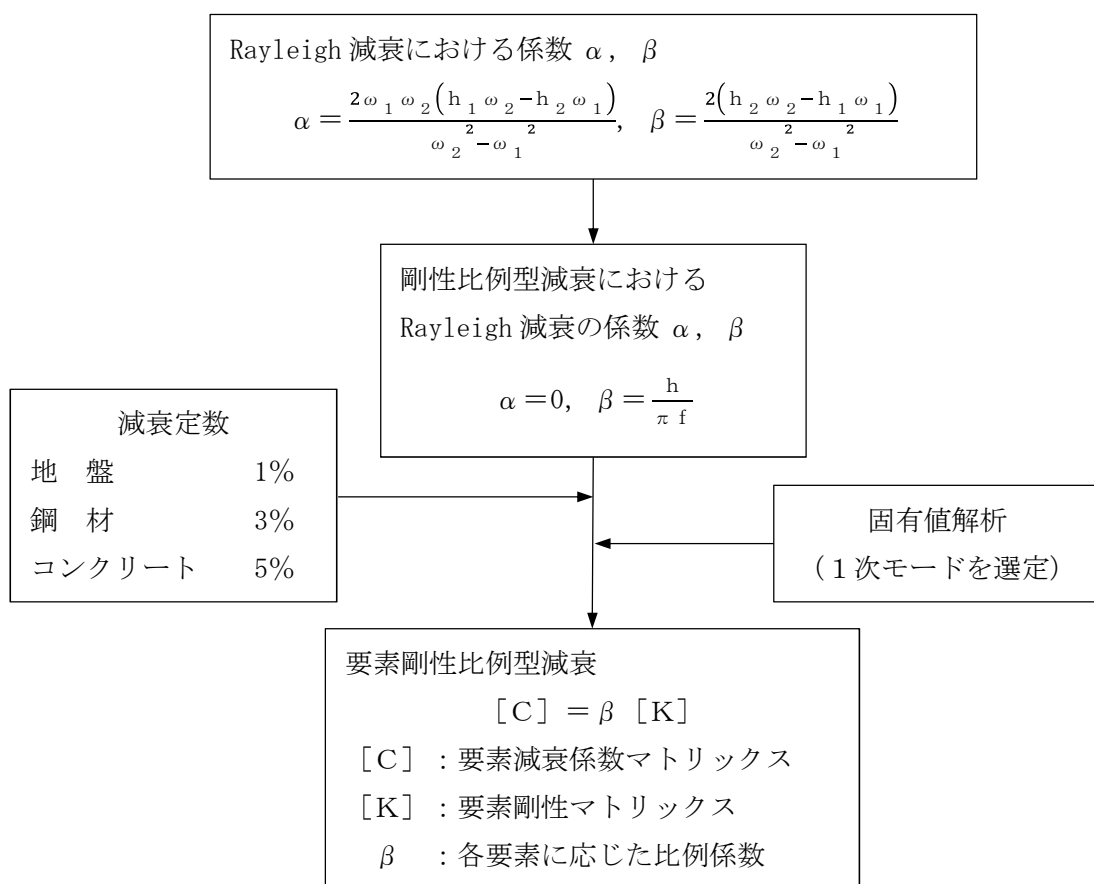


図 3.5.1-12 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.1-7 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

(a) A-A断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|---------|-------------|
| 1 | 1.095 | 590.43 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.656 | 13.63 | — |
| 3 | 2.178 | 12.25 | — |
| 4 | 2.297 | -37.69 | — |
| 5 | 2.424 | -58.84 | — |
| 6 | 2.645 | -36.65 | — |
| 7 | 2.661 | -176.68 | 構造物の1次として採用 |
| 8 | 2.772 | -24.33 | — |
| 9 | 3.021 | -22.91 | — |

(b) B－B断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|---------|-------------|
| 1 | 1.077 | 724.140 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.879 | 1.520 | － |
| 3 | 2.393 | 2.947 | － |
| 4 | 2.777 | 242.300 | 構造物の1次として採用 |
| 5 | 2.883 | -17.252 | － |
| 6 | 3.070 | 12.878 | － |
| 7 | 3.647 | -14.559 | － |
| 8 | 3.784 | 12.851 | － |
| 9 | 4.314 | 36.083 | － |

表 3.5.1-7 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

(a) A－A断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|--------|-------------|
| 1 | 1.103 | 593.53 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.689 | 8.87 | － |
| 3 | 2.248 | -21.92 | － |
| 4 | 2.353 | -22.92 | － |
| 5 | 2.509 | 34.49 | － |
| 6 | 2.751 | 102.60 | － |
| 7 | 2.774 | 147.71 | 構造物の1次として採用 |
| 8 | 2.827 | -38.17 | － |
| 9 | 3.123 | -24.99 | － |

(b) B－B断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|---------|-------------|
| 1 | 1.085 | 727.690 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.914 | 2.081 | － |
| 3 | 2.417 | -2.374 | － |
| 4 | 2.923 | 239.930 | 構造物の1次として採用 |
| 5 | 3.142 | 9.651 | － |
| 6 | 3.272 | -7.329 | － |
| 7 | 3.907 | -36.683 | － |
| 8 | 4.096 | -4.141 | － |
| 9 | 4.668 | 12.315 | － |

表 3.5.1-7 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(a) A-A断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|--------|-------------|
| 1 | 1.084 | 586.24 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.617 | 21.62 | — |
| 3 | 2.063 | 8.43 | — |
| 4 | 2.277 | 66.96 | — |
| 5 | 2.339 | -73.92 | — |
| 6 | 2.497 | 22.19 | — |
| 7 | 2.561 | 175.89 | 構造物の1次として採用 |
| 8 | 2.745 | 13.86 | — |
| 9 | 2.903 | -18.76 | — |

(b) B-B断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|---------|-------------|
| 1 | 1.068 | 719.970 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.883 | 2.841 | |
| 3 | 2.383 | 3.588 | |
| 4 | 2.640 | 249.110 | 構造物の1次として採用 |
| 5 | 2.985 | -3.944 | |
| 6 | 3.034 | 12.548 | |
| 7 | 3.648 | 19.930 | |
| 8 | 3.752 | 3.355 | |
| 9 | 4.259 | -41.231 | |

表 3.5.1-7 (4) 固有値解析結果

(検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(a) A-A断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|--------|-------------|
| 1 | 1.032 | 550.38 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.361 | 143.41 | — |
| 3 | 1.734 | -4.55 | — |
| 4 | 1.974 | 62.58 | — |
| 5 | 2.103 | 132.48 | — |
| 6 | 2.222 | 167.32 | 構造物の1次として採用 |
| 7 | 2.310 | 16.42 | — |
| 8 | 2.364 | -29.73 | — |
| 9 | 2.535 | -64.69 | — |

(b) B-B断面

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|---------|-------------|
| 1 | 1.047 | 706.910 | 地盤の1次として採用 |
| 2 | 1.846 | 32.824 | — |
| 3 | 2.312 | 164.870 | — |
| 4 | 2.422 | 187.330 | 構造物の1次として採用 |
| 5 | 2.751 | 82.991 | — |
| 6 | 2.849 | -76.727 | — |
| 7 | 3.295 | 0.163 | — |
| 8 | 3.437 | -5.520 | — |
| 9 | 3.868 | -43.032 | — |

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

| 諸元 | |
|--------|--------------------------------|
| 鉄筋 | SD490 |
| コンクリート | 設計基準強度 40 N/mm ² |
| 鋼管杭* | SM570 ϕ 2500 t = 35 mm |

*：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に基づき腐食代 1 mm を考慮する。鋼管杭の断面照査及び鋼管杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.2-2 材料の物性値

| 材料 | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 | 減衰定数 (%) |
|----------|--------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-----------------|
| 鉄筋コンクリート | 24.5 ^{*1} | 3.10×10 ^{4*} ^{*1} | 0.2 ^{*1} | 5 ^{*2} |
| 鋼管杭 | 77.0 ^{*1} | 2.00×10 ^{5*} ^{*1} | 0.3 ^{*1} | 3 ^{*2} |

注記 *1：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅴ耐震設計編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3.5.3 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.3-1 に示す。

表 3.5.3-1 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | | | | | 豊浦標準砂 |
|-------|------------------------|------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|----------------------|---------|--------------------|-------|
| | | | | 埋炭土 | 第四系（液状化検討対象層） | | | | | | | | |
| | | | | | f _l | du | Ag2 | As | Ag1 | D2s-3 | D2g-3 | D2g-2 | |
| 物理特性 | 密度 ()は地下水位で浅 | ρ | g/cm ³ | 1.98 (1.82) | 1.98 (1.82) | 2.01 (1.89) | 1.74 | 2.01 (1.89) | 1.92 | 2.15 (2.11) | 2.15 | 2.01 (1.89) | 1.958 |
| | 間隙比 | e | — | 0.75 | 0.75 | 0.67 | 1.20 | 0.67 | 0.79 | 0.43 | 0.43 | 0.67 | 0.70 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν _{CD} | — | 0.26 | 0.26 | 0.25 | 0.26 | 0.25 | 0.19 | 0.26 | 0.26 | 0.25 | 0.333 |
| | 基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅 | σ' _{sa} | kN/m ² | 358 (312) | 358 (312) | 497 (299) | 378 | 814 (814) | 966 | 1167 (1167) | 1167 | 1695 (1710) | 12.6 |
| | 基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅 | G _{sa} | kN/m ² | 253529 (220739) | 253529 (220739) | 278087 (167137) | 143284 | 392073 (392073) | 650611 | 1362035 (1362035) | 1362035 | 947946 (956776) | 18975 |
| | 最大履歴減衰率 | h _{max} | — | 0.220 | 0.220 | 0.233 | 0.216 | 0.221 | 0.192 | 0.130 | 0.130 | 0.233 | 0.287 |
| 強度特性 | 粘着力 | C _{CD} | N/mm ² | 0 | 0 | 0 | 0.012 | 0 | 0.010 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 内部摩擦角 | φ _{CD} | 度 | 37.3 | 37.3 | 37.4 | 41.0 | 37.4 | 35.8 | 44.4 | 44.4 | 37.4 | 30.0 |
| 液状化特性 | 液状化パラメータ | φ _E | — | 34.8 | 34.8 | 34.9 | 38.3 | 34.9 | 33.4 | 41.4 | 41.4 | 34.9 | 28.0 |
| | 液状化パラメータ | S ₁ | — | 0.047 | 0.047 | 0.028 | 0.046 | 0.029 | 0.048 | 0.030 | 0.030 | 0.020 | 0.005 |
| | 液状化パラメータ | W _i | — | 6.5 | 6.5 | 56.5 | 6.9 | 51.6 | 17.6 | 45.2 | 45.2 | 10.5 | 5.06 |
| | 液状化パラメータ | P ₁ | — | 1.26 | 1.26 | 9.00 | 1.00 | 12.00 | 4.80 | 8.00 | 8.00 | 7.00 | 0.57 |
| | 液状化パラメータ | P ₂ | — | 0.80 | 0.80 | 0.60 | 0.75 | 0.60 | 0.96 | 0.60 | 0.60 | 0.50 | 0.80 |
| | 液状化パラメータ | C ₁ | — | 2.00 | 2.00 | 3.40 | 2.27 | 3.35 | 3.15 | 3.82 | 3.82 | 2.83 | 1.44 |

表 3.5.3-1 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | |
|-------|------------------------|------------------|-------------------|------------|-------------------|------------------|----------------------|---------------------------------|----------------|
| | | | | 第四系（非液状化層） | | | | 新第三系 | 捨石 |
| | | | | Ac | D _{2c-3} | 1m | D _{1c-1} *1 | Km | |
| 物理特性 | 密度 ()は地下水位で浅 | ρ | g/cm ³ | 1.65 | 1.77 | 1.47 (1.43) | — | 1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z | 2.04 (1.84) |
| | 間隙比 | e | — | 1.59 | 1.09 | 2.8 | — | 1.16 | 0.82 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.10 | 0.22 | 0.14 | — | 0.16+0.00025・z | 0.33 |
| | 基準平均有効主応力 ()は地下水位で浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 480 | 696 | 249 (223) | — | 動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定 | 98 |
| | 基準初期せん断剛性 ()は地下水位で浅 | G _{ma} | kN/m ² | 121829 | 285223 | 38926 (35783) | — | | 180000 |
| | 最大履歴減衰率 | h _{max} | — | 0.200 | 0.186 | 0.151 | — | | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 | C _{CD} | N/mm ² | 0.025 | 0.026 | 0.042 | — | 0.358-0.00603・z | 0.02 |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 29.1 | 35.6 | 27.3 | — | 23.2+0.0990・z | 35 |

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

表 3.5.3-1 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

| 区分 番号 | 設定深度 TP(m) Z | 適用深度 TP(m) | 密度 ρ (g/cm^3) | 静ポアソン比 ν_{CO} | 粘着力 C_{CO} (kN/m^2) | 内部摩擦角 ϕ_{CO} ($^{\circ}$) | せん断波 速度 V_s (m/s) | 基準初期 せん断剛性 G_{ma} (kN/m^2) | 基準体積 弾性係数 K_{ma} (kN/m^2) | 基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2) | 拘束圧 依存係数 mG, mK | 最大履歴 減衰率 $h_{\text{max}}(\%)$ | 動ポアソン比 ν_d | 疎密波 速度 V_p (m/s) |
|----------|--------------------|-------------|--|-----------------------------|--|---|---|---|--|---|-------------------------|-------------------------------------|-------------------|--|
| 1 | 10 | 9.5 ~ 10.5 | 1.72 | 0.16 | 298 | 24.2 | 425 | 310,675 | 353,317 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1640 |
| 2 | 9 | 8.5 ~ 9.5 | 1.72 | 0.16 | 304 | 24.1 | 426 | 312,139 | 354,982 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1644 |
| 3 | 8 | 7.5 ~ 8.5 | 1.72 | 0.16 | 310 | 24.0 | 427 | 313,606 | 356,650 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1648 |
| 4 | 7 | 6.5 ~ 7.5 | 1.72 | 0.16 | 316 | 23.9 | 428 | 315,076 | 358,322 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1651 |
| 5 | 6 | 5.5 ~ 6.5 | 1.72 | 0.16 | 322 | 23.8 | 428 | 315,076 | 358,322 | 504 | 0 | 0.106 | 0.464 | 1651 |
| 6 | 5 | 4.5 ~ 5.5 | 1.72 | 0.16 | 328 | 23.7 | 429 | 316,551 | 359,999 | 504 | 0 | 0.106 | 0.464 | 1655 |
| 7 | 4 | 3.5 ~ 4.5 | 1.72 | 0.16 | 334 | 23.6 | 430 | 318,028 | 361,679 | 504 | 0 | 0.106 | 0.463 | 1638 |
| 8 | 3 | 2.5 ~ 3.5 | 1.72 | 0.16 | 340 | 23.5 | 431 | 319,509 | 363,363 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1642 |
| 9 | 2 | 1.5 ~ 2.5 | 1.72 | 0.16 | 346 | 23.4 | 431 | 319,509 | 363,363 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1642 |
| 10 | 1 | 0.5 ~ 1.5 | 1.72 | 0.16 | 352 | 23.3 | 432 | 320,993 | 365,051 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1646 |
| 11 | 0 | -0.5 ~ 0.5 | 1.72 | 0.16 | 358 | 23.2 | 433 | 322,481 | 366,743 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1650 |
| 12 | -1 | -1.5 ~ -0.5 | 1.72 | 0.16 | 364 | 23.1 | 434 | 323,972 | 368,439 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1653 |
| 13 | -2 | -2.5 ~ -1.5 | 1.72 | 0.16 | 370 | 23.0 | 435 | 325,467 | 370,139 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1657 |
| 14 | -3 | -3.5 ~ -2.5 | 1.72 | 0.16 | 376 | 22.9 | 435 | 325,467 | 370,139 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1657 |
| 15 | -4 | -4.5 ~ -3.5 | 1.72 | 0.16 | 382 | 22.8 | 436 | 326,965 | 371,843 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1661 |
| 16 | -5 | -5.5 ~ -4.5 | 1.72 | 0.16 | 388 | 22.7 | 437 | 328,467 | 373,551 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1644 |
| 17 | -6 | -6.5 ~ -5.5 | 1.72 | 0.16 | 394 | 22.6 | 438 | 329,972 | 375,262 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1648 |
| 18 | -7 | -7.5 ~ -6.5 | 1.72 | 0.16 | 400 | 22.5 | 438 | 329,972 | 375,262 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1648 |
| 19 | -8 | -8.5 ~ -7.5 | 1.72 | 0.16 | 406 | 22.4 | 439 | 331,480 | 376,977 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1652 |
| 20 | -9 | -9.5 ~ -8.5 | 1.72 | 0.16 | 412 | 22.3 | 440 | 332,992 | 378,697 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1656 |
| 21 | -10 | -11 ~ -9.5 | 1.72 | 0.16 | 418 | 22.2 | 441 | 334,507 | 380,420 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1659 |
| 22 | -12 | -13 ~ -11 | 1.72 | 0.16 | 430 | 22.0 | 442 | 336,026 | 382,147 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1663 |
| 23 | -14 | -15 ~ -13 | 1.72 | 0.16 | 442 | 21.8 | 444 | 339,074 | 385,614 | 504 | 0 | 0.111 | 0.462 | 1671 |
| 24 | -16 | -17 ~ -15 | 1.72 | 0.16 | 454 | 21.6 | 445 | 340,603 | 387,352 | 504 | 0 | 0.111 | 0.461 | 1654 |
| 25 | -18 | -19 ~ -17 | 1.72 | 0.16 | 467 | 21.4 | 447 | 343,671 | 390,842 | 504 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1662 |
| 26 | -20 | -21 ~ -19 | 1.72 | 0.16 | 479 | 21.2 | 448 | 345,211 | 392,593 | 504 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1665 |
| 27 | -22 | -23 ~ -21 | 1.72 | 0.15 | 491 | 21.0 | 450 | 348,300 | 381,471 | 498 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1673 |
| 28 | -24 | -25 ~ -23 | 1.72 | 0.15 | 503 | 20.8 | 452 | 351,403 | 384,870 | 498 | 0 | 0.113 | 0.461 | 1680 |
| 29 | -26 | -27 ~ -25 | 1.72 | 0.15 | 515 | 20.6 | 453 | 352,959 | 386,574 | 498 | 0 | 0.113 | 0.460 | 1664 |
| 30 | -28 | -29 ~ -27 | 1.72 | 0.15 | 527 | 20.4 | 455 | 356,083 | 389,996 | 498 | 0 | 0.114 | 0.460 | 1672 |
| 31 | -30 | -31 ~ -29 | 1.72 | 0.15 | 539 | 20.2 | 456 | 357,650 | 391,712 | 498 | 0 | 0.114 | 0.460 | 1675 |
| 32 | -32 | -33 ~ -31 | 1.72 | 0.15 | 551 | 20.0 | 458 | 360,794 | 395,155 | 498 | 0 | 0.115 | 0.460 | 1683 |
| 33 | -34 | -35 ~ -33 | 1.72 | 0.15 | 563 | 19.8 | 459 | 362,371 | 396,883 | 498 | 0 | 0.115 | 0.459 | 1667 |
| 34 | -36 | -37 ~ -35 | 1.72 | 0.15 | 575 | 19.6 | 461 | 365,536 | 400,349 | 498 | 0 | 0.115 | 0.459 | 1675 |
| 35 | -38 | -39 ~ -37 | 1.72 | 0.15 | 587 | 19.4 | 462 | 367,124 | 402,088 | 498 | 0 | 0.116 | 0.458 | 1678 |
| 36 | -40 | -41 ~ -39 | 1.72 | 0.15 | 599 | 19.2 | 464 | 370,309 | 405,577 | 498 | 0 | 0.116 | 0.459 | 1685 |
| 37 | -42 | -43 ~ -41 | 1.72 | 0.15 | 611 | 19.0 | 465 | 371,907 | 407,327 | 498 | 0 | 0.117 | 0.459 | 1689 |
| 38 | -44 | -45 ~ -43 | 1.72 | 0.15 | 623 | 18.8 | 467 | 375,113 | 410,838 | 498 | 0 | 0.117 | 0.458 | 1678 |
| 39 | -46 | -47 ~ -45 | 1.72 | 0.15 | 635 | 18.6 | 468 | 376,721 | 412,599 | 498 | 0 | 0.117 | 0.458 | 1681 |
| 40 | -48 | -49 ~ -47 | 1.72 | 0.15 | 647 | 18.4 | 470 | 379,948 | 416,134 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1688 |
| 41 | -50 | -51 ~ -49 | 1.73 | 0.15 | 660 | 18.3 | 472 | 385,416 | 422,122 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1696 |
| 42 | -52 | -53 ~ -51 | 1.73 | 0.15 | 672 | 18.1 | 473 | 387,051 | 423,913 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1699 |
| 43 | -54 | -55 ~ -53 | 1.73 | 0.15 | 684 | 17.9 | 475 | 390,331 | 427,505 | 498 | 0 | 0.118 | 0.457 | 1688 |
| 44 | -56 | -57 ~ -55 | 1.73 | 0.15 | 696 | 17.7 | 476 | 391,976 | 429,307 | 498 | 0 | 0.119 | 0.457 | 1692 |
| 45 | -58 | -59 ~ -57 | 1.73 | 0.15 | 708 | 17.5 | 478 | 395,277 | 432,922 | 498 | 0 | 0.119 | 0.457 | 1699 |
| 46 | -60 | -61 ~ -59 | 1.73 | 0.15 | 720 | 17.3 | 479 | 396,933 | 434,736 | 498 | 0 | 0.120 | 0.457 | 1702 |
| 47 | -62 | -63 ~ -61 | 1.73 | 0.14 | 732 | 17.1 | 481 | 400,255 | 422,491 | 492 | 0 | 0.120 | 0.457 | 1709 |
| 48 | -64 | -65 ~ -63 | 1.73 | 0.14 | 744 | 16.9 | 482 | 401,921 | 424,250 | 492 | 0 | 0.120 | 0.456 | 1695 |
| 49 | -66 | -67 ~ -65 | 1.73 | 0.14 | 756 | 16.7 | 484 | 405,263 | 427,778 | 492 | 0 | 0.120 | 0.456 | 1702 |
| 50 | -68 | -69 ~ -67 | 1.73 | 0.14 | 768 | 16.5 | 485 | 406,939 | 429,547 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1705 |
| 51 | -70 | -71 ~ -69 | 1.73 | 0.14 | 780 | 16.3 | 487 | 410,302 | 433,097 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1712 |
| 52 | -72 | -73 ~ -71 | 1.73 | 0.14 | 792 | 16.1 | 489 | 413,679 | 436,661 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1719 |
| 53 | -74 | -75 ~ -73 | 1.73 | 0.14 | 804 | 15.9 | 490 | 415,373 | 438,449 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1705 |
| 54 | -76 | -77 ~ -75 | 1.73 | 0.14 | 816 | 15.7 | 492 | 418,771 | 442,036 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1712 |
| 55 | -78 | -79 ~ -77 | 1.73 | 0.14 | 828 | 15.5 | 493 | 420,475 | 443,835 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1716 |
| 56 | -80 | -81 ~ -79 | 1.73 | 0.14 | 840 | 15.3 | 495 | 423,893 | 447,443 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1723 |
| 57 | -82 | -85 ~ -81 | 1.73 | 0.14 | 852 | 15.1 | 496 | 425,608 | 449,253 | 492 | 0 | 0.123 | 0.455 | 1726 |
| 58 | -88 | -90 ~ -85 | 1.73 | 0.14 | 889 | 14.5 | 501 | 434,232 | 458,356 | 492 | 0 | 0.124 | 0.454 | 1726 |
| 59 | -92 | -95 ~ -90 | 1.73 | 0.14 | 913 | 14.1 | 504 | 439,448 | 463,862 | 492 | 0 | 0.124 | 0.454 | 1736 |
| 60 | -98 | -101 ~ -95 | 1.73 | 0.14 | 949 | 13.5 | 509 | 448,210 | 473,111 | 492 | 0 | 0.125 | 0.453 | 1736 |
| 61 | -104 | -108 ~ -101 | 1.73 | 0.13 | 985 | 12.9 | 513 | 455,282 | 463,485 | 486 | 0 | 0.126 | 0.452 | 1733 |
| 62 | -112 | -115 ~ -108 | 1.73 | 0.13 | 1,033 | 12.1 | 519 | 465,995 | 474,391 | 486 | 0 | 0.127 | 0.451 | 1737 |
| 63 | -118 | -122 ~ -115 | 1.73 | 0.13 | 1,070 | 11.5 | 524 | 475,016 | 483,575 | 486 | 0 | 0.127 | 0.451 | 1754 |
| 64 | -126 | -130 ~ -122 | 1.73 | 0.13 | 1,118 | 10.7 | 530 | 485,957 | 494,713 | 486 | 0 | 0.128 | 0.450 | 1758 |

表 3.5.3-1 (4) 地盤改良体の物性値一覧

| 項目 | | 地盤改良体（セメント改良） | |
|--------|--|--|--|
| | | 一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） | 一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） |
| 物理特性 | 密度 ρ_t (g/cm^3) | 改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$ | |
| 静的変形特性 | 静弾性係数 (N/mm^2) | 581 | 2159 |
| | 静ポアソン比 ν_s | 0.260 | |
| 動的変形特性 | 初期せん断剛性 G_0 (N/mm^2) | $G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm^2) | |
| | 動ポアソン比 ν_d | 0.431 | |
| | 動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$ | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—) | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—) |
| | 減衰定数 $h \sim \gamma$ | $h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—) | $h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—) |
| 強度特性 | ピーク強度 C (N/mm^2) | $C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2) | |
| | 残留強度 τ_0 (N/mm^2) | 粘着力 $C = 0$ (N/mm^2) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度) | |
| | 引張強度 σ_t (N/mm^2) | 下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm^2) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2) | |

＊ 地盤高さの嵩上げ部（改良体）（地盤改良体（セメント改良））の一軸圧縮強度：1.5 N/mm^2

3.5.4 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

3.6 地震応答解析の解析ケースの選定

3.6.1 耐震評価における解析ケース

防潮扉 2 基礎の耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、①の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した①の解析ケースにおいて、各照査値が最も厳しい地震動を用い、②～⑥の解析ケースを実施する。

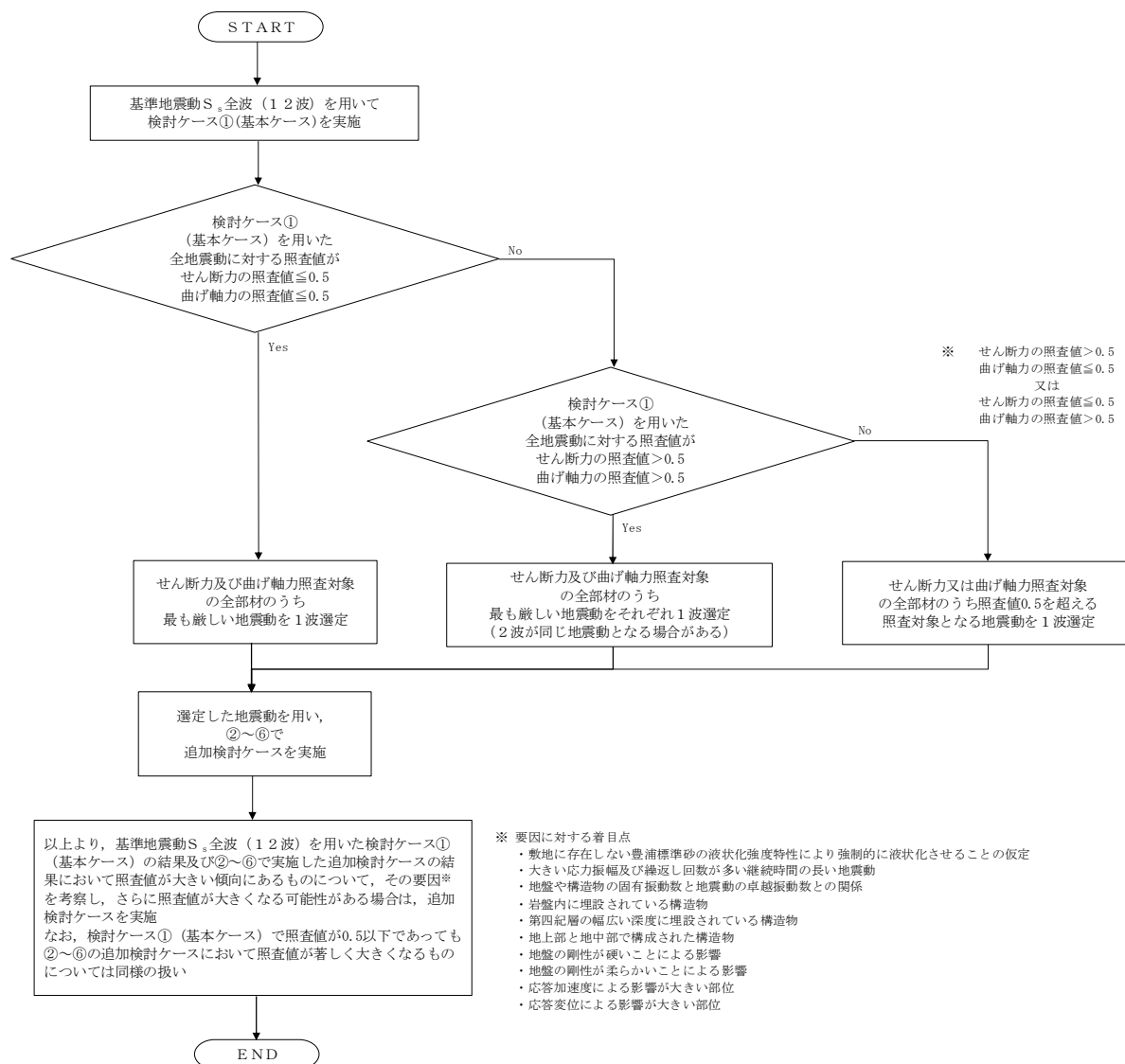


図 3.6.1-1 ②～⑥より追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

3.6.2 機器・配管系に対する加速度応答抽出のための解析ケース

機器・配管系に対する加速度応答の抽出においては、全ての基準地震動 S_s に対し、⑤の解析ケース（基本ケース）を実施する。

また、全ての基準地震動 S_s に対し基本として実施した⑤の解析ケースにおいて、上載される機器・配管系の固有振動数帯で加速度応答が最も大きくなる地震動を用い、④及び⑥の解析ケースを実施する。

4. 耐震評価

4.1 評価対象部位

評価対象部位は、防潮扉 2 基礎の構造上の特徴を踏まえ設定する。

(1) 構造部材の健全性評価

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、鉄筋コンクリート部を支持する鋼管杭とする。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、壁部と底版部の鉄筋コンクリートとする。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価の対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

(3) 構造物の変形性評価

構造物の変形性評価の評価対象部位は、構造物間に設置する止水ジョイント部材のシートジョイントとする。

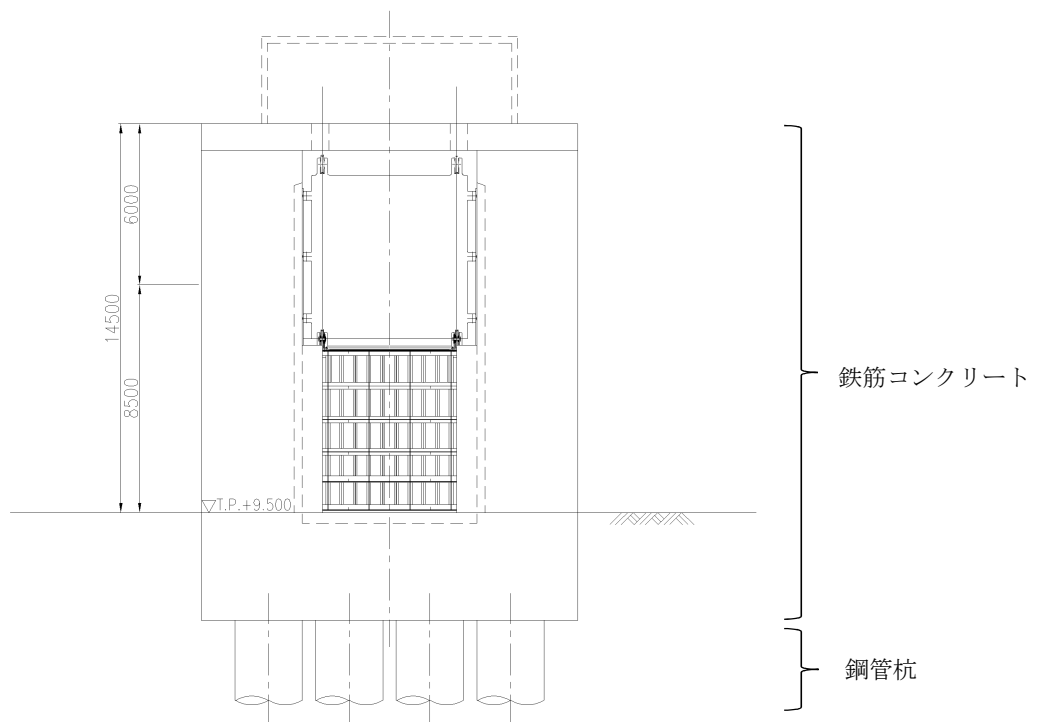


図 4.1-1 防潮扉 2 基礎正面図

4.2 解析方法

「3.5 解析モデル及び諸元」で示した設計対象構造物～地盤の連成系モデルによる2次元有効応力解析を行い、地震時の鉄筋コンクリート及び鋼管杭基礎の構造健全性及び支持性能を確認する。

4.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、添付書類「V-2-1-9 機能維持の基本方針」に基づき設定する。

4.3.1 耐震評価上考慮する状態

防潮扉2基礎の耐震評価において、地震時以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉施設が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪及び風荷重を考慮する。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

4.3.2 荷重

防潮扉2基礎の耐震評価において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、扉体自重を考慮する。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を質点として考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表3.3.2-1に示す。

表 4.3.2-1 機器荷重

| | 自重 (kN) | 作用高さ (T.P.) |
|--------|---------|-----------------|
| 操作建屋荷重 | 1166.4 | +25.625 (建屋中心) |
| 巻上機荷重 | 188.4 | +24.000 (防潮堤天端) |
| 扉体荷重 | 384.0 | +12.525 (扉体重心) |
| タラップ荷重 | 5.8 | +24.000 (防潮堤天端) |

(3) 地震荷重 (K_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。

(4) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則 第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、地震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(5) 風荷重 (P_k)

風荷重として、風速 30 m/s の風圧力を考慮し、「5.11 浸水防護施設の評価における衝突荷重、風荷重及び積雪荷重について」に示す道路橋示方書（I 共通編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」の式により、 1.7 kN/m^2 とする。

4.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 4.3.3-1 及び表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-1 荷重の組合せ

| 区分 | 荷重の組合せ |
|-----|---------------------------|
| 地震時 | $G + P + K_s + P_s + P_k$ |

G：固定荷重

P：積載荷重

K_s ：地震荷重

P_s ：積雪荷重

P_k ：風荷重

荷重の組合せを表 4.3.3-2 に示す。

表 4.3.3-2 荷重の組合せ

| 種別 | | 荷重 | | 算定方法 |
|----------------|------------|---------|---|--|
| 永久 荷重 | 常時考 慮荷重 | 躯体自重 | ○ | ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 |
| | | 機器・配管自重 | ○ | ・防潮扉の荷重を考慮する。 |
| | | 土被り荷重 | － | ・土被りはないため考慮しない。 |
| | | 上載荷重 | － | ・恒常的に配置された設備等はないことから、考慮しない。 |
| | 静止土圧 | | ○ | ・常時応力解析により設定する。 |
| | 外水圧 | | ○ | ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。 |
| | 内水圧 | | － | ・内水はないため考慮しない。 |
| | 雪荷重 | | ○ | ・雪荷重を考慮する。 |
| 変動荷重 | | 風荷重以外 | － | ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。 |
| | | 風荷重 | ○ | ・風荷重を考慮する。 |
| 偶発荷重 （地震荷重） | | 水平地震動 | ○ | ・基準地震動 S_d による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 |
| | | 鉛直地震動 | ○ | |
| | | 動水圧 | － | ・自由水はないため動水圧は考慮しない。 |

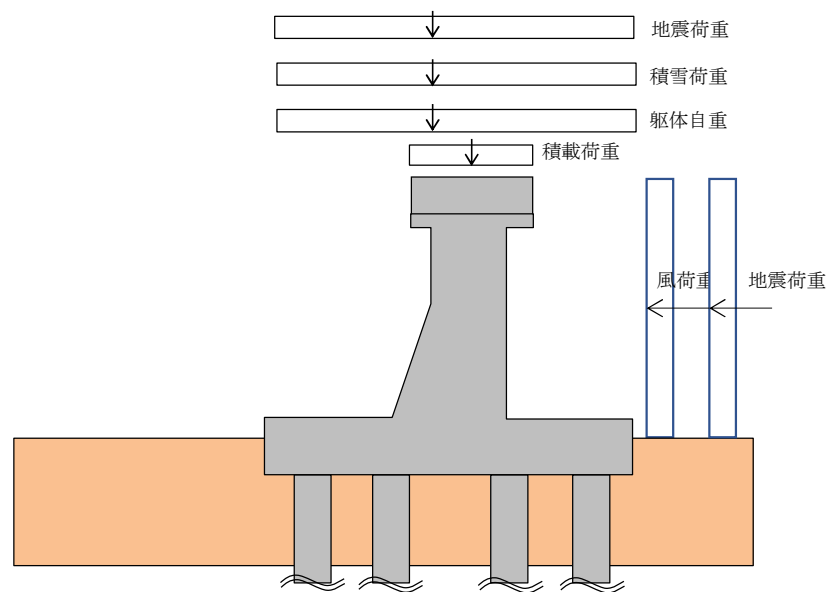


図 4.3.3-1 荷重概念図

4.4 許容限界

許容限界は、V-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成14年3月）」に基づき、表4.4-1に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、鋼材の長期許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4.4-1 鋼管杭の許容限界

| 評価項目 | | 許容限界 (N/mm ²) |
|----------------|---------------------------|------------------------------|
| 鋼管杭 (SM570) | 短期許容引張応力度 σ_{sa1} | 382.5 |
| | 短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} | |
| | 短期許容せん断応力度 σ_{sa1} | 217.5 |

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会、2002年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成24年3月）」に基づき、表4.4-2に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、許容応力度に対して1.5倍の割増を考慮する。

表 4.4-2 鉄筋コンクリートの許容限界

| 評価項目 | | 許容限界 (N/mm ²) |
|--|--------------------------------------|------------------------------|
| コンクリート*1 ($f'_{ck}=40$ N/mm ²) | 短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} | 21 |
| | 短期許容せん断応力度 τ_{a1} | 0.825*3 |
| | 短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' | 1.65 |
| | 短期許容支圧応力度 σ_{ca}' | 18 |
| 鉄筋*2 (SD490) | 短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力) | 435 |
| | 短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力) | 300 |

注記 *1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会、2002年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成24年3月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会 2002年制定）」に準拠し、次式により求められる短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで,

V_{ca} : コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} : 斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w : 有効幅

j : $1/1.15$

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} : 鉄筋の短期許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

表 4.4-3 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (A-A断面)

| 位置 | 断面形状 | | | | せん断補強筋 | | | 短期許容せん断力 | | 短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN) |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------|--|
| | 部材幅 (mm) | 部材高 (mm) | かぶり (mm) | 有効高 (mm) | 径 | S_b (mm) | S_s (mm) | コンクリート V_{ca} (kN) | 鉄筋 V_{sa} (kN) | |
| 壁部 | 3450 | 7500 | 600 | 6900 | D19 | 450 | 300 | 8538.75 | 13752.00 | 22290 |
| 底版部 | 14000 | 4000 | 1000 | 3000 | D25 | 300 | 300 | 15065.21 | 59482.17 | 74547 |

表 4.4-3 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界 (B-B断面)

| 位置 | 断面形状 | | | | せん断補強筋 | | | 短期許容せん断力 | | 短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN) |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------|--|
| | 部材幅 (mm) | 部材高 (mm) | かぶり (mm) | 有効高 (mm) | 径 | S_b (mm) | S_s (mm) | コンクリート V_{ca} (kN) | 鉄筋 V_{sa} (kN) | |
| 梁部 | 1850 | 7500 | 600 | 6900 | D25 | 900 | 300 | 4578.75 | 6080.40 | 10659 |
| 壁部 | 7381 | 3450 | 600 | 2850 | D19 | 600 | 300 | 7545.47 | 8520.26 | 16065 |
| 底版部 | 24000 | 4000 | 1050 | 2950 | D25 | 300 | 300 | 25395.65 | 101384.06 | 126779 |

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成 14 年 3 月）」により設定する。

防潮扉 2 基礎の鋼管杭は、縦断方向（B－B 断面方向）の杭中心間隔が密なため群杭を考慮した支持力の照査を行う。群杭を考慮した支持力算定式は次式により設定する。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

ここで、 Q_p ：群杭としての杭先端の極限支持力（kN）

A_G ：図 4.4-2 の斜線を施した部分の底面積（ m^2 ）

q_d' ：仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度（ kN/m^2 ）

W ：仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量（kN）

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、以下の支持力算定式の第 3 項を 0 と仮定し、極限支持力を算定する。

$$q_d' = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで、

q_d' ：基礎底面地盤の極限支持力度（ kN/m^2 ）

c ：基礎底面より下にある地盤の粘着力（ kN/m^2 ）

γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（ kN/m^3 ）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（ kN/m^3 ）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

α, β ：表 4.4-4 に示す基礎底面の形状係数

B ：基礎幅（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c, N_q, N_γ ：図 4.4-3 に示す支持力係数

表 4.4-4 基礎底面の形状係数

| 基礎底面の形状 形状係数 | 帯 状 | 正方形，円形 | 長方形，小判形 |
|-----------------|-----|--------|--------------------|
| α | 1.0 | 1.3 | $1+0.3\frac{B}{D}$ |
| β | 1.0 | 0.6 | $1-0.4\frac{B}{D}$ |

D ：ケーソン前面幅（m）， B ：ケーソン側面幅（m）

ただし、 $B/D > 1$ の場合、 $B/D = 1$ とする。

「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」



図 4.4-1 防潮扉 2 基礎の杭配置図

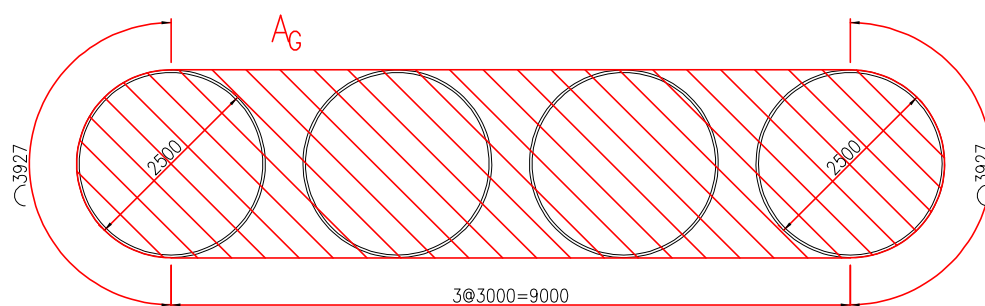
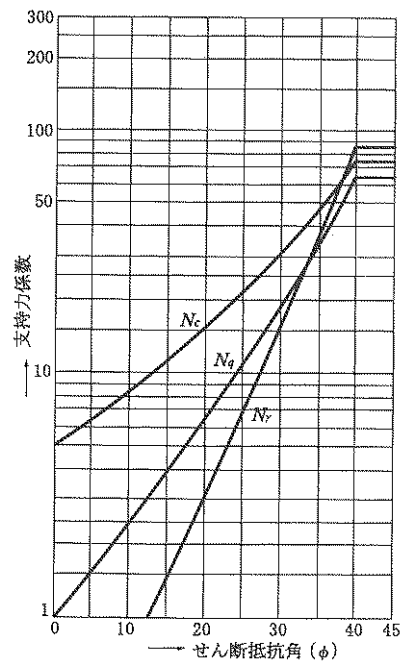


図 4.4-2 仮想ケーソン基礎の底面積 A_G (杭 4 本分)



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」より

図 4.4-3 支持力係数を求めるグラフ

群杭を考慮した防潮扉 2 基礎の極限支持力の算定結果を表 4.4-5 に示す。

表 4.4-5 極限支持力算定の諸元と算定結果

| 項目 | 算定結果 | 備考 |
|---|--------|-----------------|
| 極限支持力 Q_p (kN) | 126780 | 杭 4 本分の値 |
| W (kN) | 7332 | |
| A_G (m ²) | 27.409 | |
| 極 限 支 持 力 度 q_d ' (kN/m ²) | 4893 | |
| $\alpha c N_c$ (kN/m ²) | 4893 | |
| $\frac{1}{2} \beta \gamma'_1 B N_\gamma$ (kN/m ²) | 0 | |
| $\gamma'_2 D_f N_q$ (kN/m ²) | 0 | 保守的な配慮として 0 と仮定 |
| 粘着力 c (kN/m ²) | 901 | |
| せん断抵抗角 ϕ (°) | 0 | |
| 地盤の単位体積重量 γ'_1 (kN/m ³) | 7.100 | |
| 周辺地盤の単位体積重量 γ'_2 (kN/m ³) | — | |
| 形状係数 α | 1.065 | |
| 形状係数 β | 0.913 | |
| 基礎幅 B (m) | 2.500 | |
| 有効根入れ深さ D_f (m) | — | |
| N_c | 5.1 | 図 4.4-3 より |
| N_γ | 0 | 図 4.4-3 より |
| N_q | — | |

単位面積あたりの極限支持力度を表 4.4-6 に示す。

表 4.4-6 単位面積あたりの極限支持力度

| 項目 | 算定結果 | 備考 |
|-------------------|------|----|
| 極限支持力度 q_d (kN) | 4625 | |

「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」により、引抜き力に対する支持力評価において杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 4.4-4 に上記支持力評価の概要を示す。

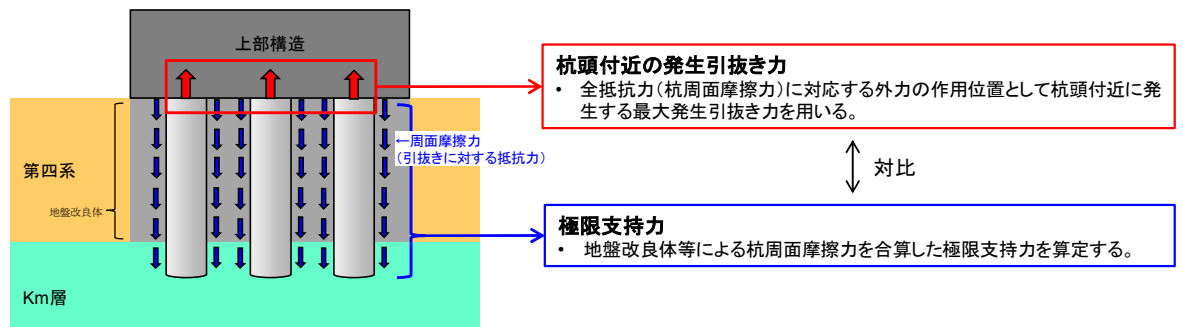


図 4.4-4 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価
(引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

表 4.4-7 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き）

| 項目 | 算定結果 | | | | 備考 |
|--|---------|---------|---------|---------|-------------------|
| | 杭 1 | 杭 2 | 杭 3 | 杭 4 | |
| 極限支持力 R_u (kN) | 18276 | 18307 | 18333 | 18341 | |
| $q_d A$ (kN) | — | — | — | — | |
| $U \sum L_i f_i$ (kN) | 18276 | 18307 | 18333 | 18341 | |
| 杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 非排水せん断強度 (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 杭下端標高 EL. (m) | -21.9 | -21.9 | -21.9 | -21.9 | |
| 杭下端面積 A (m ²) | — | — | — | — | |
| 杭の周長 U (m) | 7.85 | 7.85 | 7.85 | 7.85 | $=2.5 \times \pi$ |
| 周面摩擦力を考慮する層の 層厚 L_i (m) | 3.790 | 3.790 | 3.747 | 3.701 | d u 層 |
| | 5.460 | 5.326 | 5.312 | 5.380 | A g 2 層 |
| | 6.058 | 6.097 | 6.027 | 5.859 | D 2 c - 3 層 |
| | 5.037 | 5.111 | 5.276 | 5.471 | D 2 g - 3 層 |
| | 7.055 | 7.076 | 7.038 | 6.989 | K m 層 |
| 最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²) | 33.162 | 33.162 | 33.162 | 33.162 | d u 層 |
| | 70.988 | 70.988 | 70.988 | 70.988 | A g 2 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | D 2 c - 3 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | D 2 g - 3 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | K m 層 |

極限支持力が最も小さくなる杭 1 の値 18276 kN を許容限界とする。

(4) 止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 4.4-5 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 4.4-8 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

| 評価項目 | 許容限界 |
|-------------------------|-------|
| 止水ジョイント部材 (シートジョイント) | 1.5 m |

4.5 解析モデル及び諸元

防潮扉 2 基礎の耐震評価の解析モデルは、「3. 地震応答解析」に示す構造物を線形梁要素でモデル化した地震応答解析モデルとする。

4.6 評価方法

防潮扉 2 基礎の耐震評価は、「3. 地震応答解析」により得られる照査用応答値が、「4.3 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(1) 構造部材の健全性評価

a. 鋼管杭

鋼管杭の曲げ軸力照査及びせん断力照査については、地震応答解析により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

a) 曲げ軸力照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)

M : 最大曲げモーメント (N・mm)

Z : 断面係数 (mm³)

N : 軸力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

b) せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの曲げ軸力照査及びせん断力照査に対して、地震応答解析により算定した応力が許容限界以下であることを確認する。

(2) 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価においては、基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。

(3) 構造物の変形性評価

地震応答解析で求められる止水ジョイント部材の相対変位が許容限界以下であることを確認する。

なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。

5. 耐震評価結果

5.1 地震応答解析結果

耐震評価においては、「5.20 津波防護施設の耐震評価における追加検討ケースの選定について」に基づき、全ての基準地震動 S_s に対して実施する①の検討ケース（基本ケース）において、せん断力照査及び曲げ軸力照査をはじめとした全ての評価項目について、各照査値が最も厳しい（許容限界に対する余裕が最も小さい）地震動を用い、②～⑥より追加検討ケースを実施した。

表 5.1-1～表 5.1-7 に、2次元有効応力解析の実施ケース及び防潮扉2基礎の鋼管杭及び鉄筋コンクリートの曲げ軸力、せん断力に対する照査値を示す。

表 5.1-1 (1) A-A断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 \ 検討ケース | | 曲げ軸力照査 | | | | | |
|-------------|--------|--------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| $S_s - D1$ | H+, V+ | 0.50 | 0.50 | 0.53 | 0.58 | 0.55 | 0.54 |
| | H+, V- | 0.50 | 0.49 | 0.54 | 0.58 | 0.54 | 0.53 |
| | H-, V+ | 0.49 | | | | | |
| | H-, V- | 0.49 | | | | | |
| $S_s - 11$ | | 0.17 | | | | | |
| $S_s - 12$ | | 0.29 | | | | | |
| $S_s - 13$ | | 0.25 | | | | | |
| $S_s - 14$ | | 0.22 | | | | | |
| $S_s - 21$ | | 0.39 | | | | | |
| $S_s - 22$ | | 0.32 | | | | | |
| $S_s - 31$ | H+, V+ | 0.49 | | | | | |
| | H-, V+ | 0.49 | | | | | |

表 5.1-1 (2) A-A断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 \ 検討ケース | | せん断力照査 | | | | | |
|-------------|--------|--------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| $S_s - D1$ | H+, V+ | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.18 | 0.18 | 0.18 |
| | H+, V- | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.18 | 0.18 | 0.18 |
| | H-, V+ | 0.17 | | | | | |
| | H-, V- | 0.17 | | | | | |
| $S_s - 11$ | | 0.08 | | | | | |
| $S_s - 12$ | | 0.13 | | | | | |
| $S_s - 13$ | | 0.12 | | | | | |
| $S_s - 14$ | | 0.11 | | | | | |
| $S_s - 21$ | | 0.15 | | | | | |
| $S_s - 22$ | | 0.13 | | | | | |
| $S_s - 31$ | H+, V+ | 0.16 | | | | | |
| | H-, V+ | 0.17 | | | | | |

表 5.1-2 (1) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| | H+, V- | | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.15 |
| | H-, V+ | | 0.15 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.15 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.15 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.15 | | | | | |

表 5.1-2 (2) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.14 | 0.13 | 0.14 | 0.14 | 0.16 | 0.16 |
| | H+, V- | | 0.14 | 0.15 | 0.15 | 0.14 | 0.15 | 0.15 |
| | H-, V+ | | 0.16 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.10 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.04 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.07 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.06 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.09 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.13 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.09 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.11 | | | | | |

表 5.1-2 (3) A-A断面 鉄筋コンクリート（壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | せん断力照査 | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.28 | 0.28 | 0.29 | 0.27 | 0.30 | 0.30 |
| | H+, V- | | 0.28 | 0.27 | 0.29 | 0.27 | 0.31 | 0.30 |
| | H-, V+ | | 0.26 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.26 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.13 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.17 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.16 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.23 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.20 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.23 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.25 | | | | | |

表 5.1-3 (1) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.20 | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.15 |
| | H+, V- | | 0.20 | 0.15 | 0.20 | 0.20 | 0.20 | 0.20 |
| | H-, V+ | | 0.15 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.20 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.15 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.15 | | | | | |

表 5.1-3 (2) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.24 | 0.21 | 0.23 | 0.27 | 0.23 | 0.20 |
| | H+, V- | | 0.23 | 0.20 | 0.23 | 0.26 | 0.23 | 0.21 |
| | H-, V+ | | 0.23 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.23 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.16 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.17 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.17 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.15 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.21 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.19 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.21 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.20 | | | | | |

表 5.1-3 (3) A-A断面 鉄筋コンクリート（底版部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | せん断力照査 | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.64 | 0.60 | 0.63 | 0.73 | 0.63 | 0.57 |
| | H+, V- | | 0.63 | 0.57 | 0.63 | 0.72 | 0.60 | 0.55 |
| | H-, V+ | | 0.60 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.60 | | | | | |
| S _s -11 | | | 0.32 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.40 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.37 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.35 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.53 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.43 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.52 | | | | | |
| | H-, V+ | | 0.55 | | | | | |

表 5.1-4 (1) B-B断面 鋼管杭の曲げ軸力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 曲げ軸力照査 | | | | | |
|--------------------|--------|--------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | 0.52 | | | | | |
| | H+, V- | 0.52 | 0.50 | 0.54 | 0.59 | 0.50 | 0.58 |
| | H-, V+ | 0.50 | | | | | |
| | H-, V- | 0.50 | | | 0.53 | | |
| S _s -11 | | 0.19 | | | | | |
| S _s -12 | | 0.28 | | | | | |
| S _s -13 | | 0.26 | | | | | |
| S _s -14 | | 0.15 | | | | | |
| S _s -21 | | 0.22 | | | | | |
| S _s -22 | | 0.32 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | 0.65 | | | | | 0.74 |
| | H-, V+ | 0.67 | 0.69 | 0.73 | 0.72 | 0.70 | 0.74 |

表 5.1-4 (2) B-B断面 鋼管杭のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | せん断力照査 | | | | | |
|--------------------|--------|--------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | 0.16 | | | | | |
| | H+, V- | 0.16 | 0.17 | 0.17 | 0.17 | 0.20 | 0.23 |
| | H-, V+ | 0.16 | | | | | |
| | H-, V- | 0.16 | | | 0.16 | | |
| S _s -11 | | 0.07 | | | | | |
| S _s -12 | | 0.11 | | | | | |
| S _s -13 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -14 | | 0.06 | | | | | |
| S _s -21 | | 0.07 | | | | | |
| S _s -22 | | 0.12 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | 0.21 | | | | | 0.26 |
| | H-, V+ | 0.21 | 0.24 | 0.23 | 0.23 | 0.23 | 0.25 |

表 5.1-5 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート（梁部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮） | | | | | |
|--------------------|--------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | 0.10 | | | | | |
| | H+, V- | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |
| | H-, V+ | 0.10 | | | | | |
| | H-, V- | 0.10 | | | 0.10 | | |
| S _s -11 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -12 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -13 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -14 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -21 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -22 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | 0.10 | | | | | 0.10 |
| | H-, V+ | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |

表 5.1-5 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート（梁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張） | | | | | |
|---------------------|--------|-------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D 1 | H+, V+ | | 0.13 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.14 | 0.14 | 0.14 | 0.16 | 0.11 | 0.11 |
| | H-, V+ | | 0.12 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.12 | | | 0.16 | | |
| S _s -1 1 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -1 2 | | | 0.09 | | | | | |
| S _s -1 3 | | | 0.09 | | | | | |
| S _s -1 4 | | | 0.09 | | | | | |
| S _s -2 1 | | | 0.11 | | | | | |
| S _s -2 2 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -3 1 | H+, V+ | | 0.16 | | | | | 0.13 |
| | H-, V+ | | 0.15 | 0.14 | 0.15 | 0.15 | 0.13 | 0.11 |

表 5.1-5 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート（梁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | せん断力照査 | | | | | |
|---------------------|--------|-------|--------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D 1 | H+, V+ | | 0.71 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.76 | 0.76 | 0.73 | 0.87 | 0.76 | 0.74 |
| | H-, V+ | | 0.71 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.77 | | | 0.90 | | |
| S _s -1 1 | | | 0.69 | | | | | |
| S _s -1 2 | | | 0.69 | | | | | |
| S _s -1 3 | | | 0.70 | | | | | |
| S _s -1 4 | | | 0.61 | | | | | |
| S _s -2 1 | | | 0.64 | | | | | |
| S _s -2 2 | | | 0.71 | | | | | |
| S _s -3 1 | H+, V+ | | 0.77 | | | | | 0.67 |
| | H-, V+ | | 0.80 | 0.78 | 0.79 | 0.72 | 0.71 | 0.68 |

表 5.1-6 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮） | | | | | |
|---------------------|--------|-------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D 1 | H+, V+ | | 0.10 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |
| | H-, V+ | | 0.10 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.10 | | | 0.15 | | |
| S _s -1 1 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -1 2 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -1 3 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -1 4 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -2 1 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -2 2 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -3 1 | H+, V+ | | 0.10 | | | | | 0.10 |
| | H-, V+ | | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |

表 5.1-6 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート（壁部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.05 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.05 | 0.04 | 0.05 | 0.08 | 0.04 | 0.04 |
| | H-, V+ | | 0.05 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.05 | | | 0.08 | | |
| S _s -11 | | | 0.02 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.03 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.03 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.02 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.03 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.04 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.07 | | | | | 0.04 |
| | H-, V+ | | 0.07 | 0.06 | 0.07 | 0.06 | 0.06 | 0.04 |

表 5.1-6 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート（壁部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | せん断力照査 | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.32 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.32 | 0.26 | 0.31 | 0.44 | 0.31 | 0.30 |
| | H-, V+ | | 0.32 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.33 | | | 0.43 | | |
| S _s -11 | | | 0.25 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.26 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.26 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.23 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.24 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.29 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.35 | | | | | 0.29 |
| | H-, V+ | | 0.39 | 0.38 | 0.38 | 0.31 | 0.34 | 0.30 |

表 5.1-7 (1) B-B断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（コンクリート曲げ圧縮）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 | | 検討ケース | 曲げ軸力照査（コンクリート曲げ圧縮） | | | | | |
|--------------------|--------|-------|--------------------|------|------|------|------|------|
| | | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D1 | H+, V+ | | 0.10 | | | | | |
| | H+, V- | | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.10 |
| | H-, V+ | | 0.10 | | | | | |
| | H-, V- | | 0.10 | | | 0.15 | | |
| S _s -11 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -12 | | | 0.10 | | | | | |
| S _s -13 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -14 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -21 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -22 | | | 0.05 | | | | | |
| S _s -31 | H+, V+ | | 0.10 | | | | | 0.10 |
| | H-, V+ | | 0.10 | 0.10 | 0.10 | 0.15 | 0.10 | 0.10 |

表 5.1-7 (2) B-B断面 鉄筋コンクリート（底版部）の曲げ軸力（鉄筋曲げ引張）に対する検討ケースと照査値

| 地震動 \ 検討ケース | | 曲げ軸力照査（鉄筋曲げ引張） | | | | | |
|---------------------|--------|----------------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D 1 | H+, V+ | 0.23 | | | | | |
| | H+, V- | 0.24 | 0.25 | 0.25 | 0.30 | 0.10 | 0.09 |
| | H-, V+ | 0.20 | | | | | |
| | H-, V- | 0.20 | | | 0.22 | | |
| S _s -1 1 | | 0.07 | | | | | |
| S _s -1 2 | | 0.17 | | | | | |
| S _s -1 3 | | 0.16 | | | | | |
| S _s -1 4 | | 0.04 | | | | | |
| S _s -2 1 | | 0.10 | | | | | |
| S _s -2 2 | | 0.12 | | | | | |
| S _s -3 1 | H+, V+ | 0.19 | | | | | 0.12 |
| | H-, V+ | 0.15 | 0.15 | 0.15 | 0.16 | 0.10 | 0.10 |

表 5.1-7 (3) B-B断面 鉄筋コンクリート（底版部）のせん断力に対する検討ケースと照査値

| 地震動 \ 検討ケース | | せん断力照査 | | | | | |
|---------------------|--------|--------|------|------|------|------|------|
| | | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
| S _s -D 1 | H+, V+ | 0.34 | | | | | |
| | H+, V- | 0.35 | 0.30 | 0.34 | 0.41 | 0.29 | 0.28 |
| | H-, V+ | 0.33 | | | | | |
| | H-, V- | 0.32 | | | 0.41 | | |
| S _s -1 1 | | 0.14 | | | | | |
| S _s -1 2 | | 0.21 | | | | | |
| S _s -1 3 | | 0.20 | | | | | |
| S _s -1 4 | | 0.12 | | | | | |
| S _s -2 1 | | 0.17 | | | | | |
| S _s -2 2 | | 0.20 | | | | | |
| S _s -3 1 | H+, V+ | 0.38 | | | | | 0.37 |
| | H-, V+ | 0.38 | 0.32 | 0.38 | 0.47 | 0.40 | 0.36 |

防潮扉 2 基礎の A－A 断面および B－B 断面における基準地震動 S_s による断面力（曲げモーメント，軸力，せん断力）分布を図 5.1－3～図 5.1－6 に示す。本図は鋼管杭及び鉄筋コンクリートについて，曲げ軸力及びせん断力に対する照査結果において最も厳しい照査値となる時刻の断面力分布を示したものである。

また，防潮扉 2 基礎の A－A 断面および B－B 断面において，鋼管杭の曲げ軸力に対する照査結果が厳しくなる地震波における最大せん断ひずみ分布図を図 5.1－7 及び図 5.1－8 に示し，過剰間隙水圧比分布図を図 5.1－9 及び図 5.1－10 に，加速度分布図を図 5.1－11 及び図 5.1－12 に示す。これらの図は，各要素に発生したせん断ひずみ，過剰間隙水圧比，加速度の全時刻における最大値の分布を示したものである。

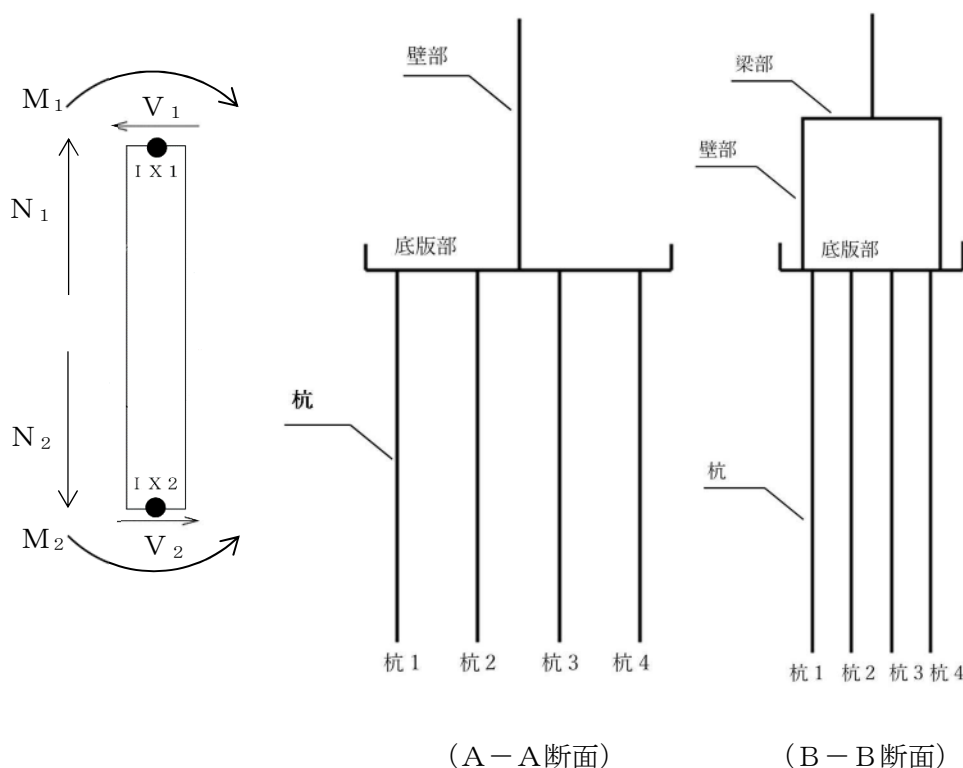


図 5.1－1 符号表

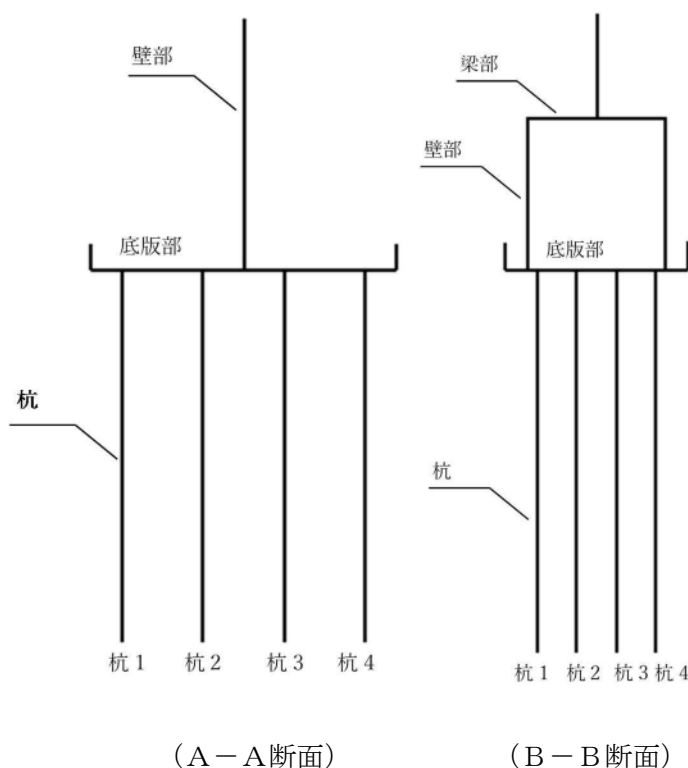


図 5.1－2 A－A 断面，B－B 断面の杭番号図

(1) 断面力図

a. A-A断面（鋼管杭）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

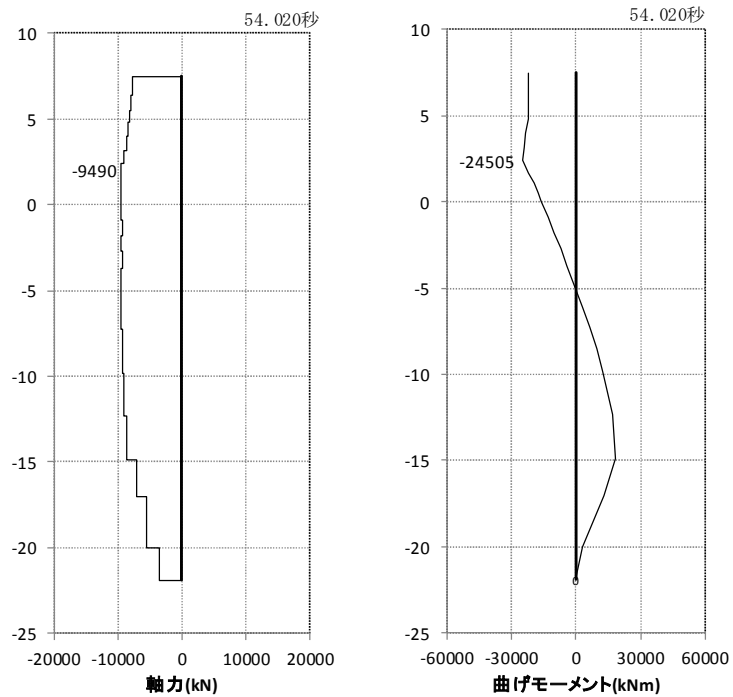


図 5.1-3 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

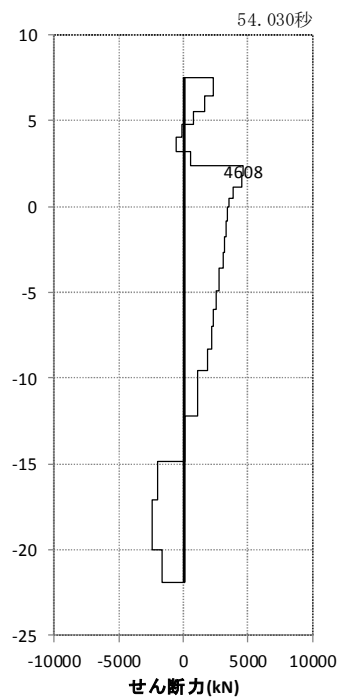


図 5.1-3 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

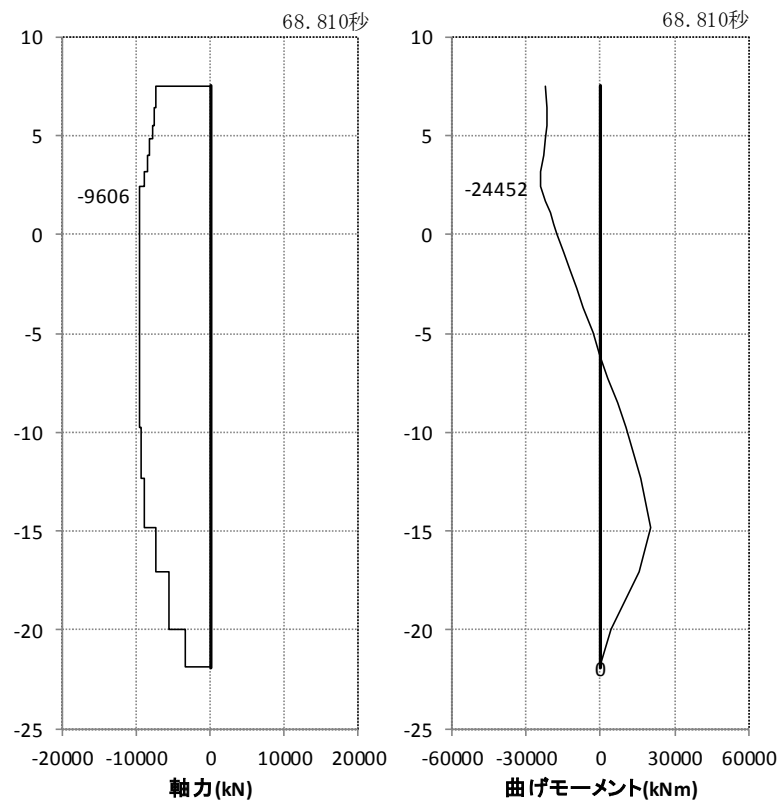


図 5.1-3 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

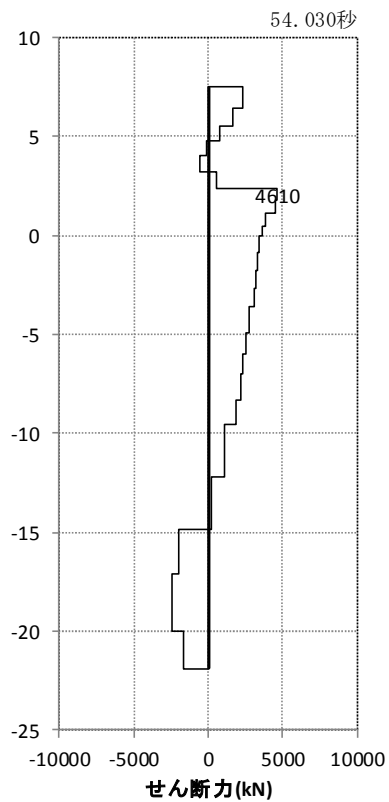


図 5.1-3 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

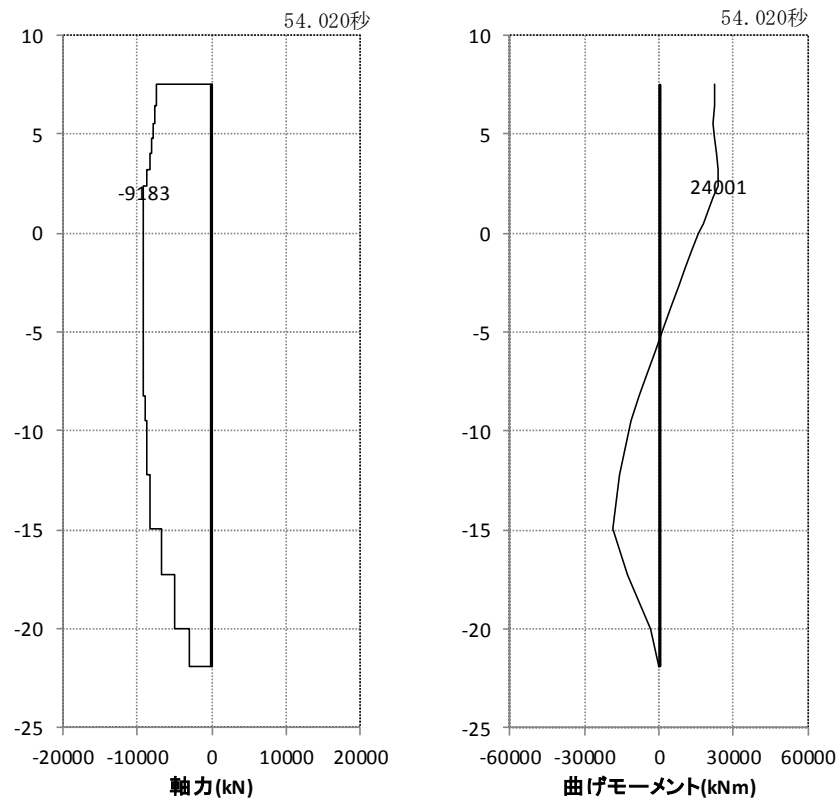


図 5.1-3 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+))

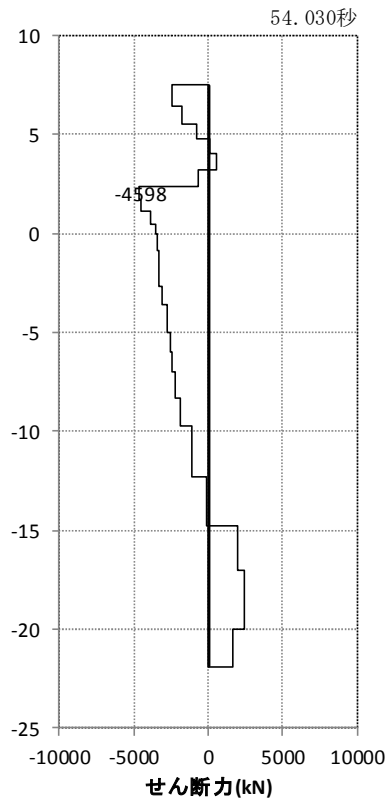


図 5.1-3 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 2 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+))

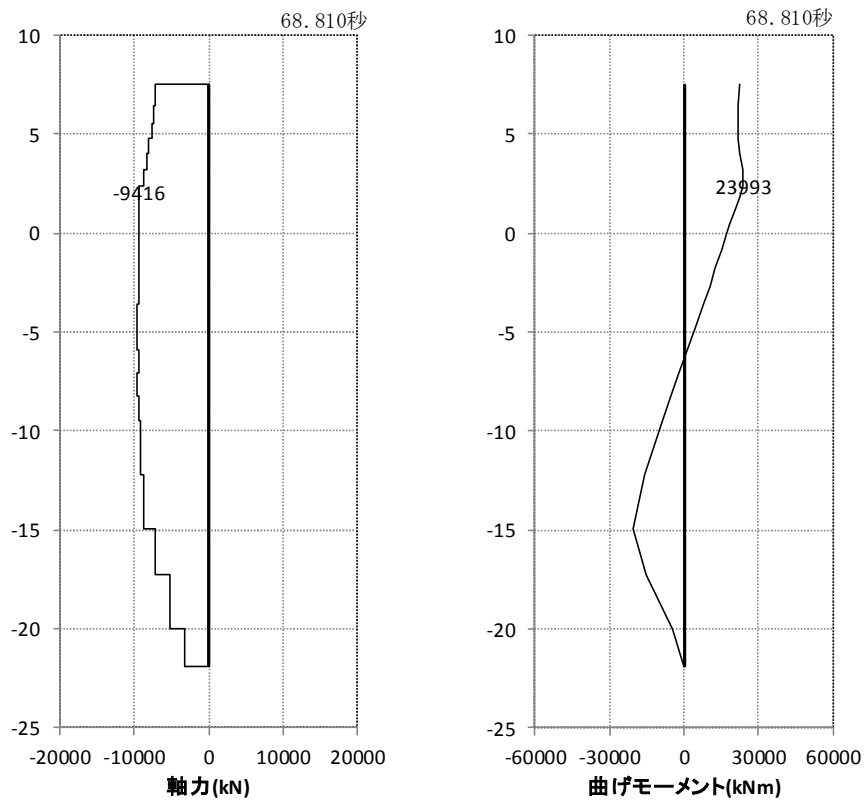


図 5.1-3 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-))

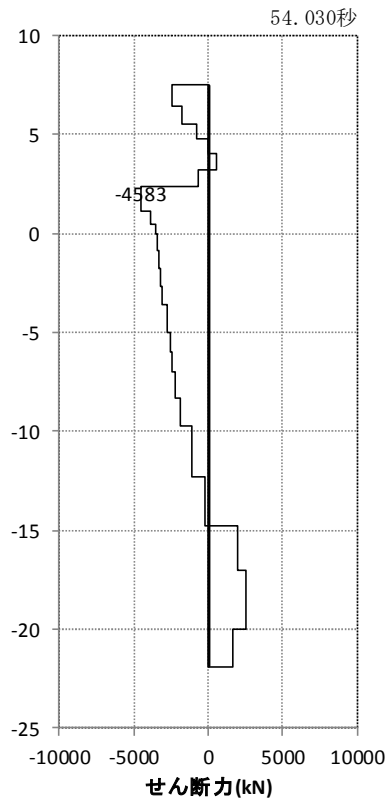


図 5.1-3 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 2 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-))

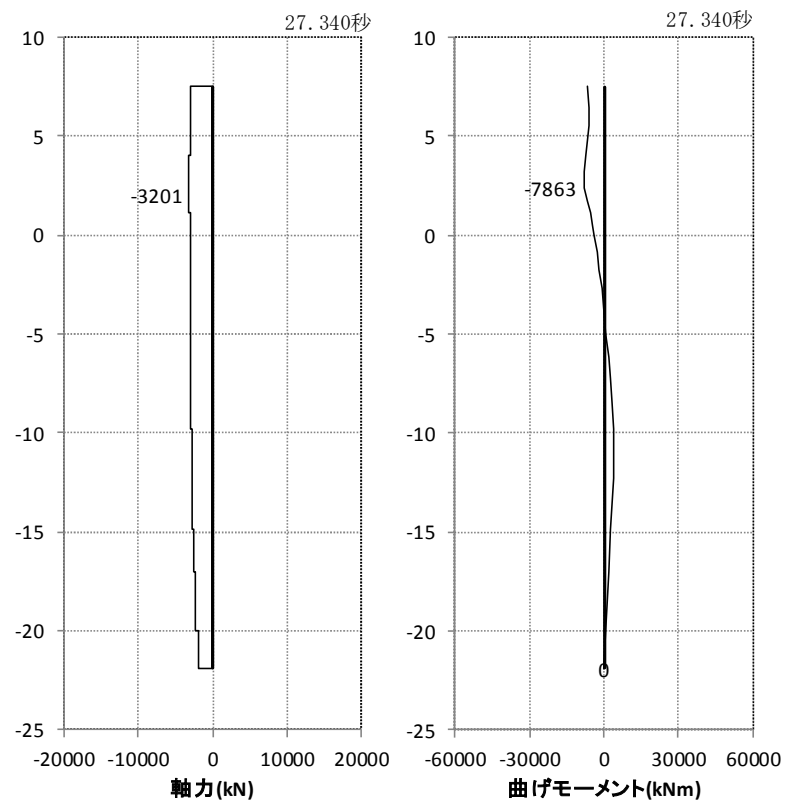


図 5.1-3 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 1.1$)

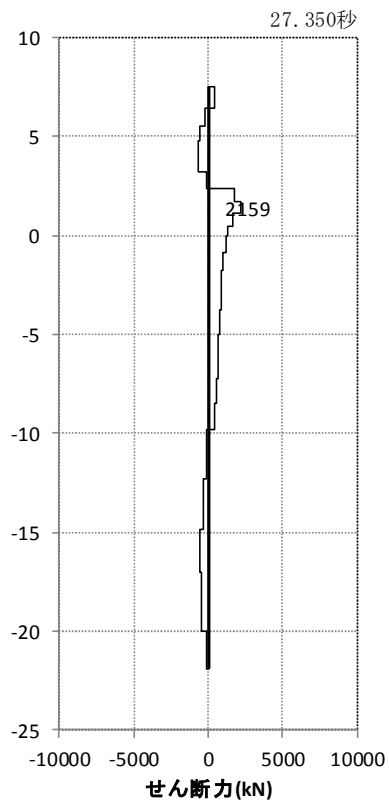


図 5.1-3 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 1.1$)

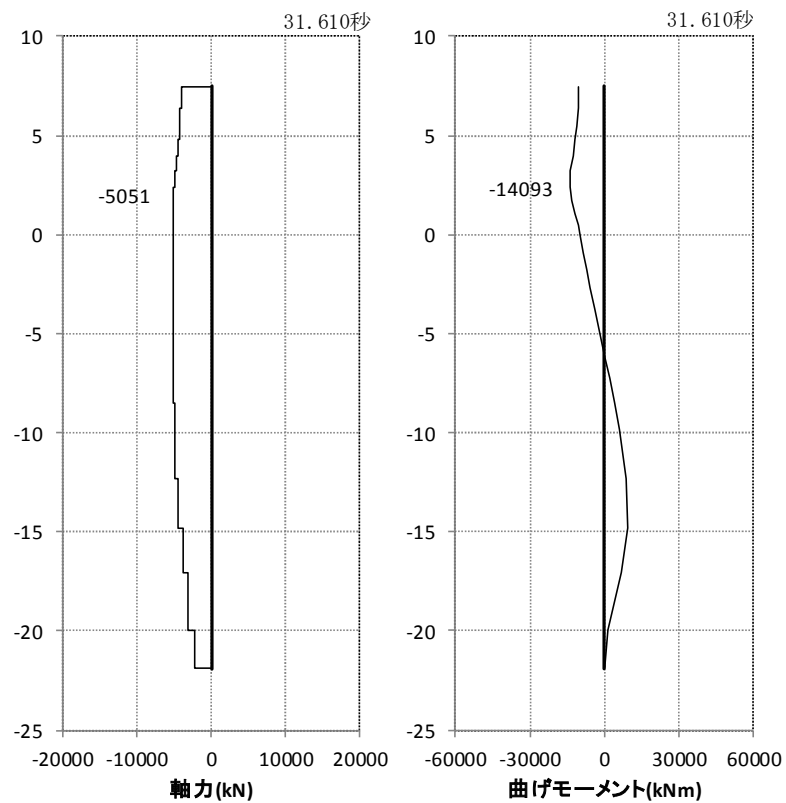


図 5.1-3 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 1.2$)

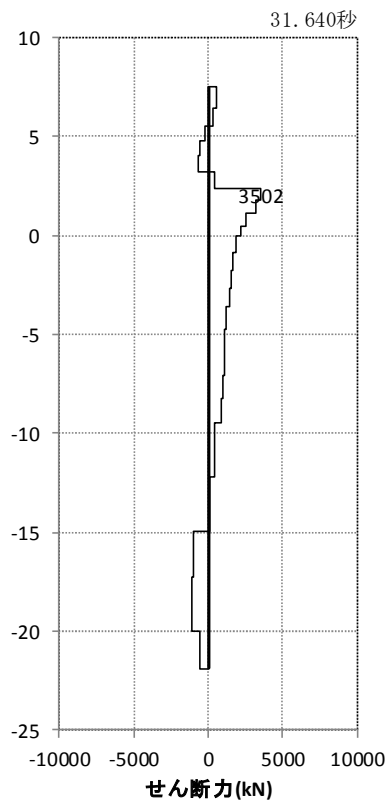


図 5.1-3 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s - 1.2$)

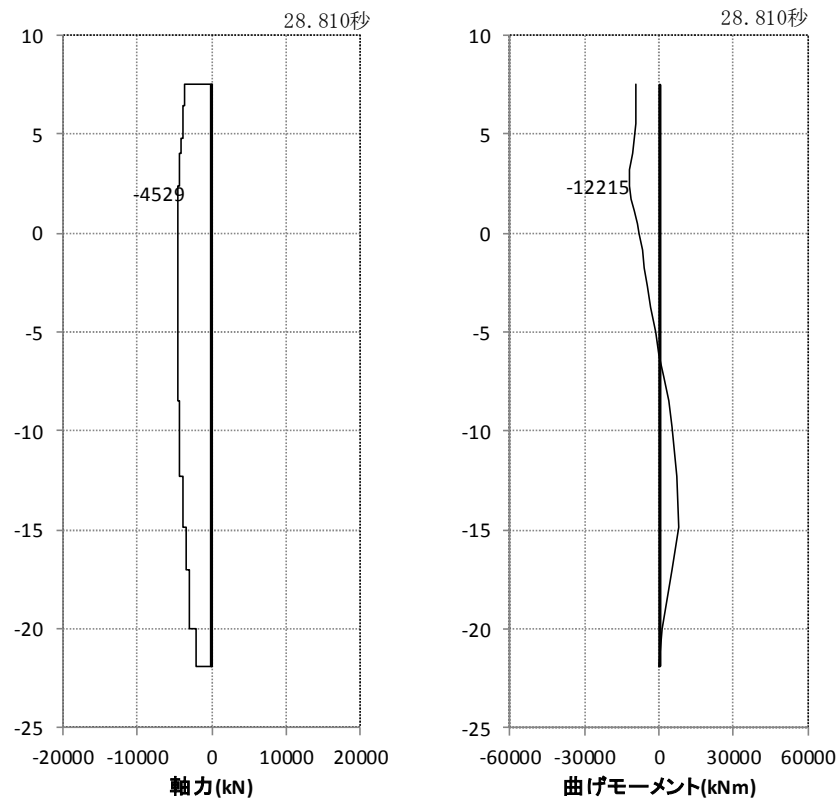


図 5.1-3 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.3$)

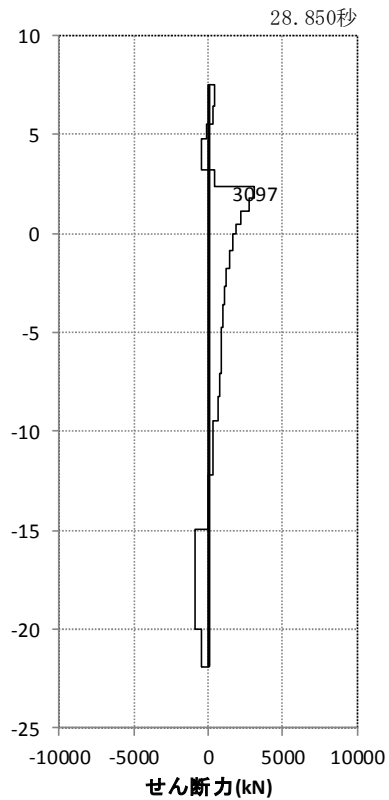


図 5.1-3 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 1.3$)

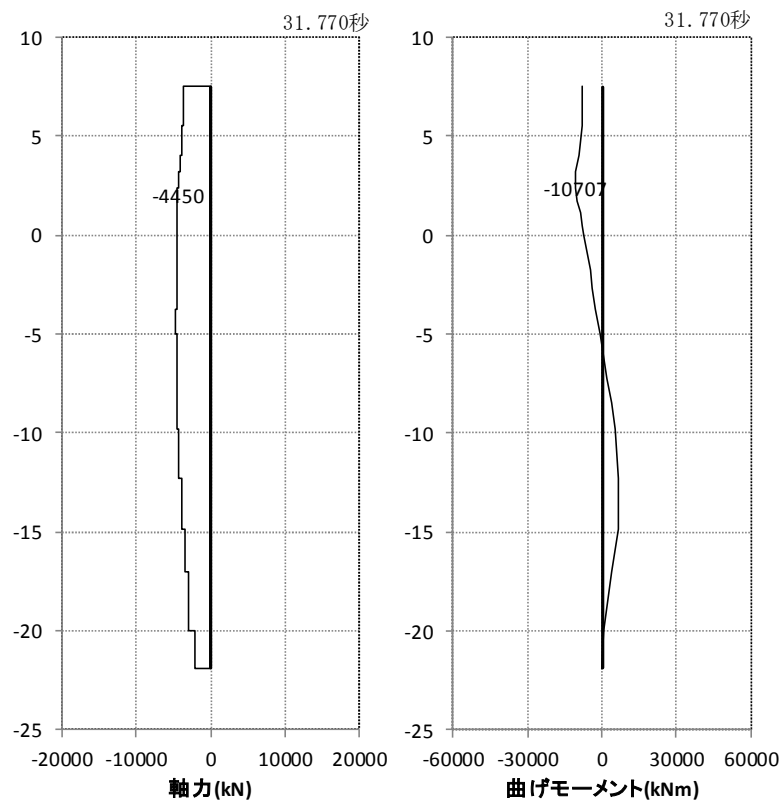


図 5.1-3 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 1.4$)

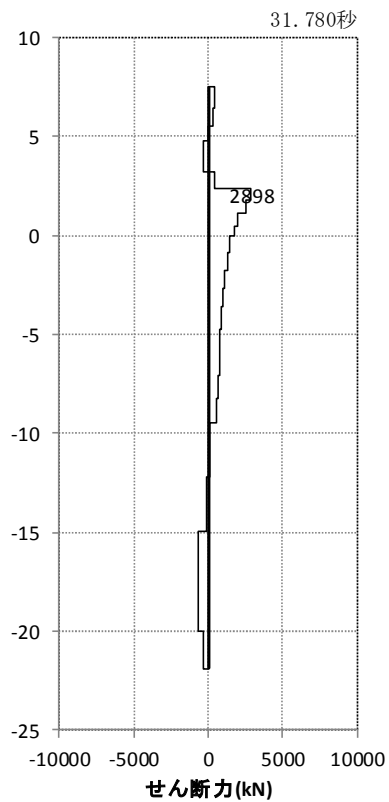


図 5.1-3 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s - 1.4$)

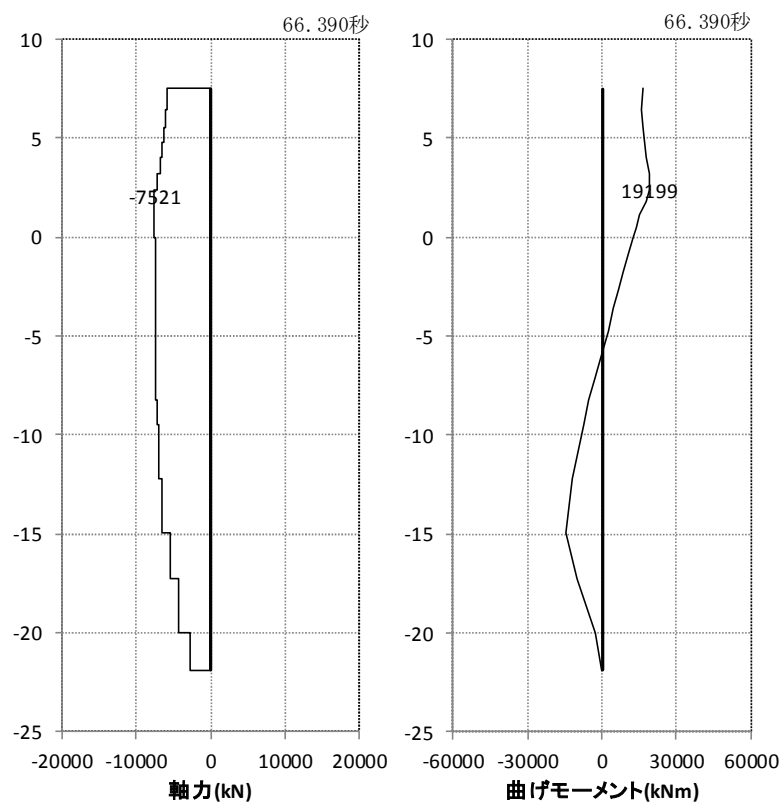


図 5.1-3 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 2.1$)

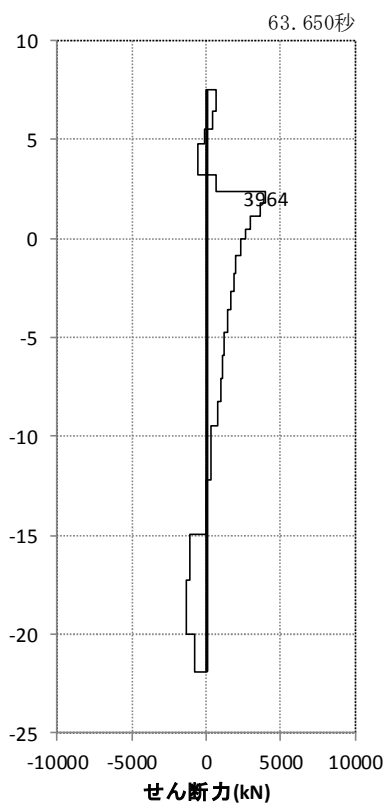


図 5.1-3 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s - 2.1$)

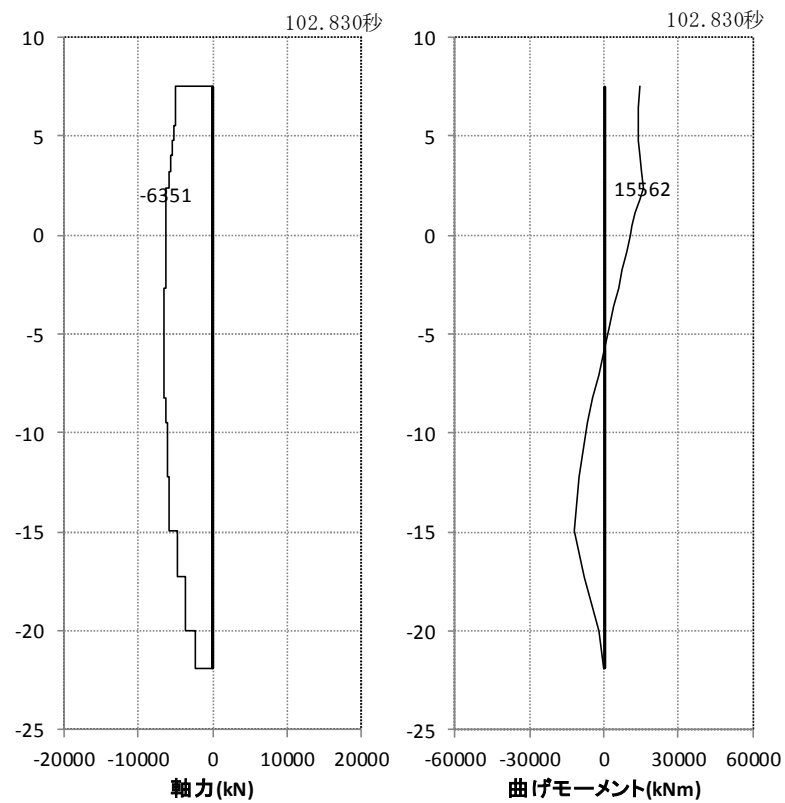


図 5.1-3 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2.2$)

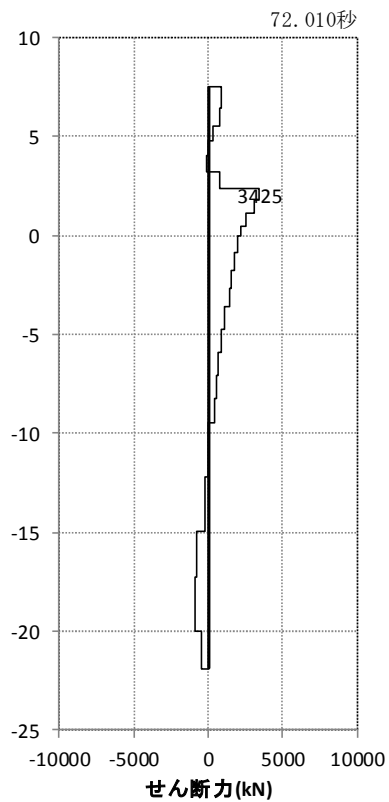


図 5.1-3 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 2.2$)

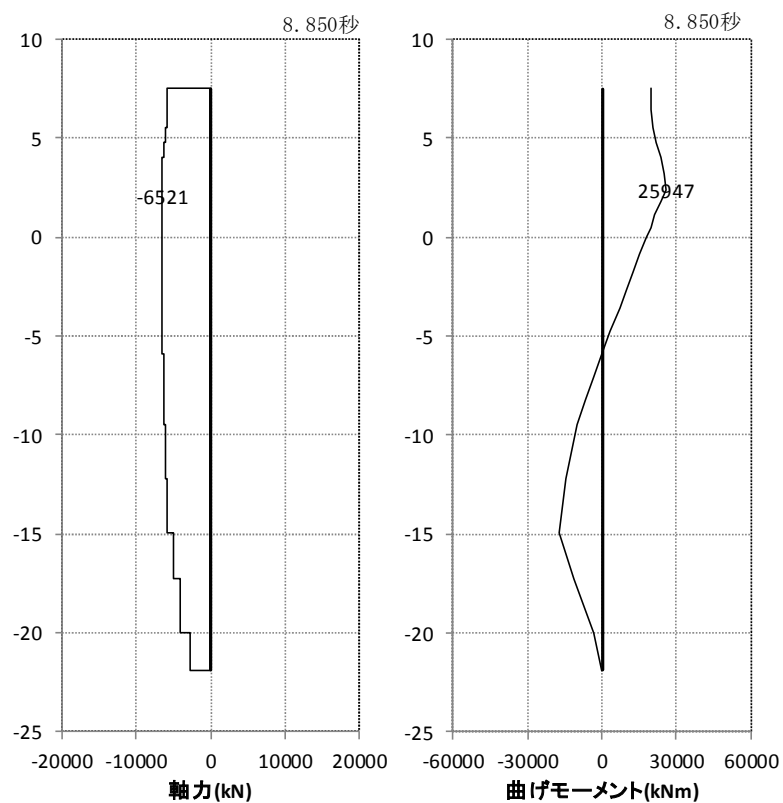


図 5.1-3 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

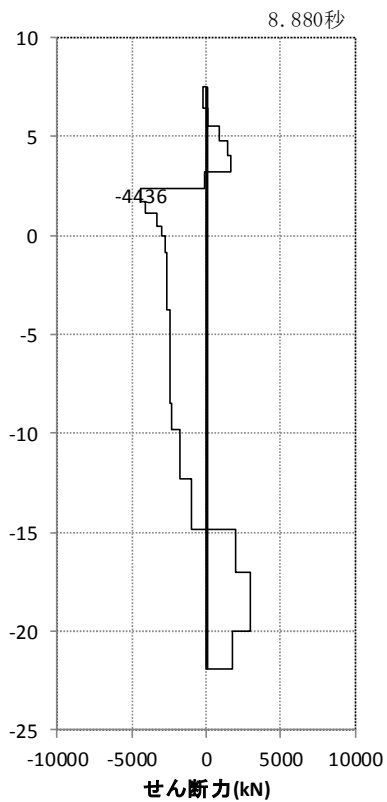


図 5.1-3 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

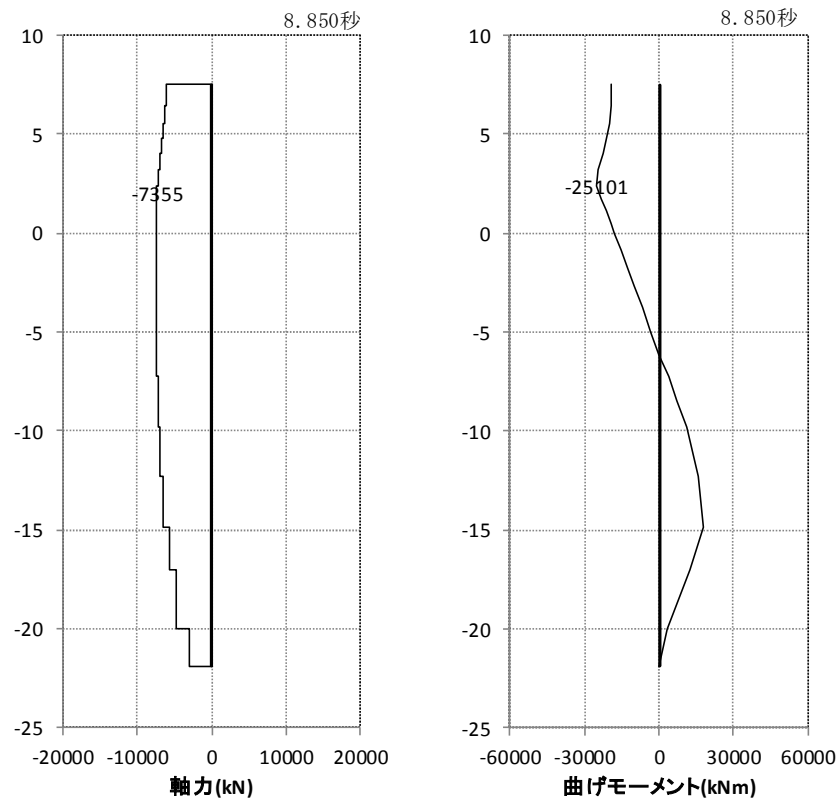


図 5.1-3 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

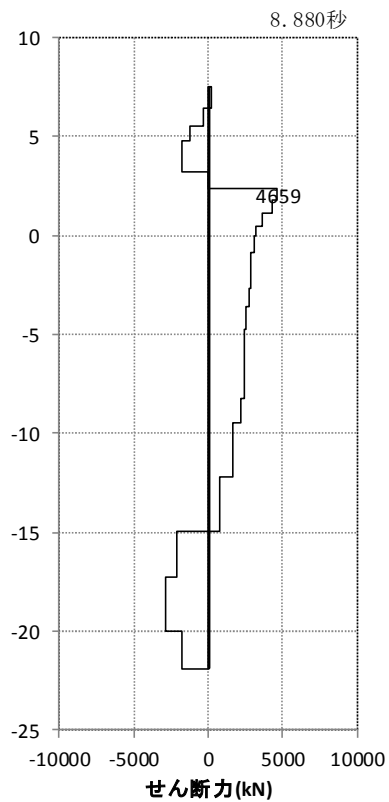


図 5.1-3 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

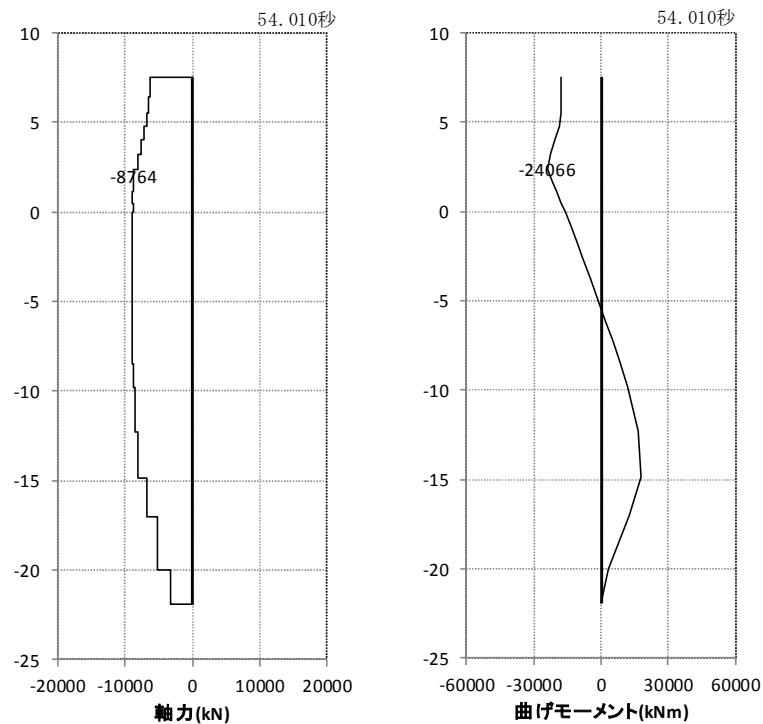


図 5.1-3 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

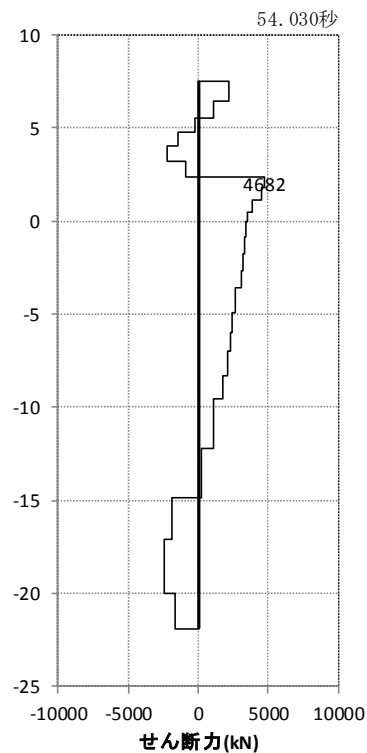


図 5.1-3 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

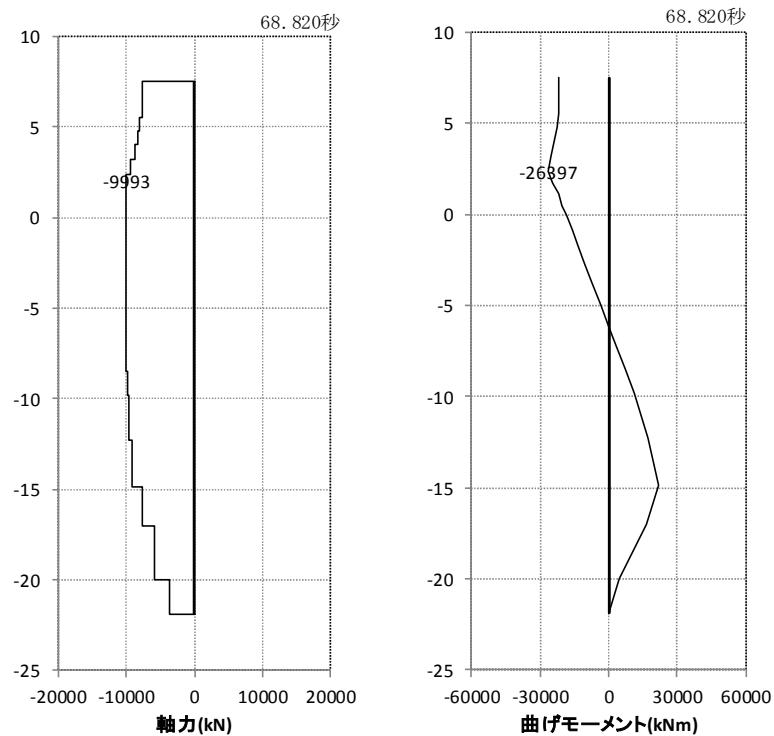


図 5.1-3 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

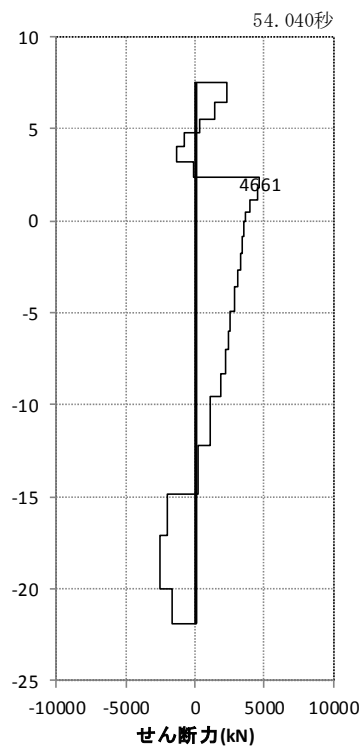


図 5.1-3 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

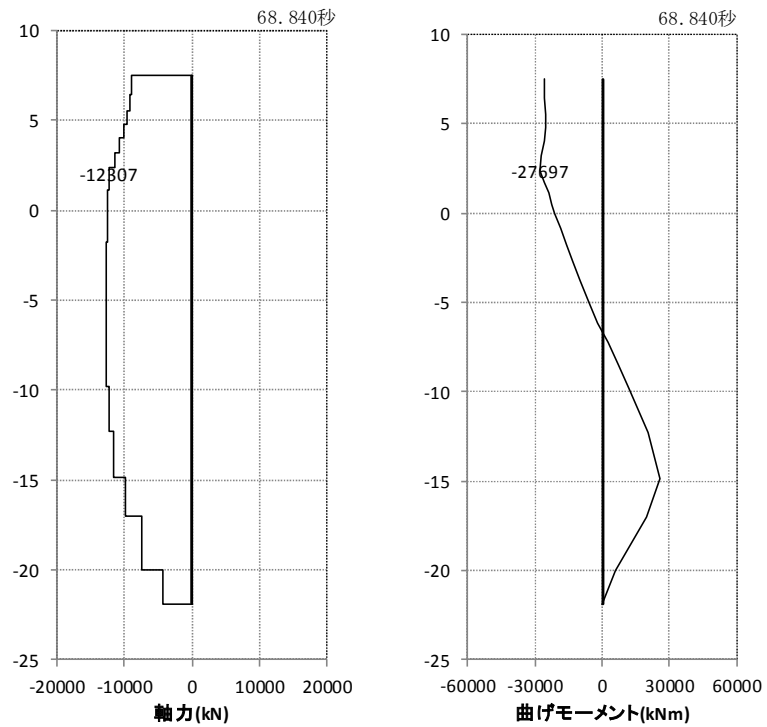


図 5.1-3 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A－A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－))

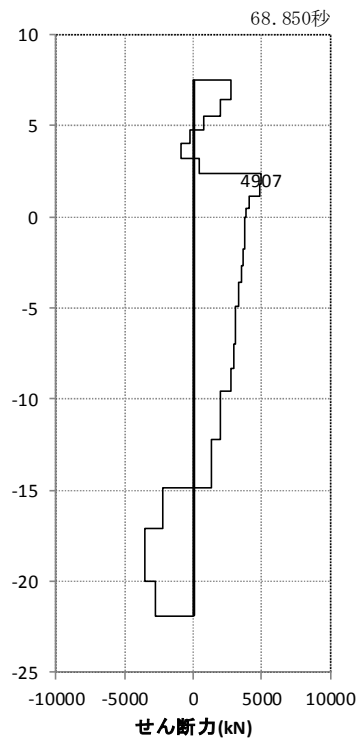


図 5.1-3 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A－A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

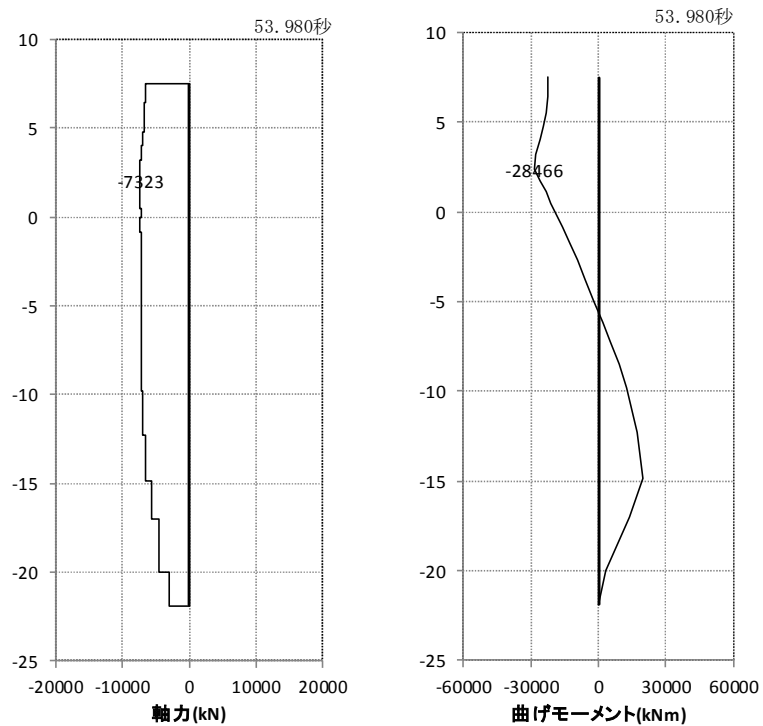


図 5.1-3 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

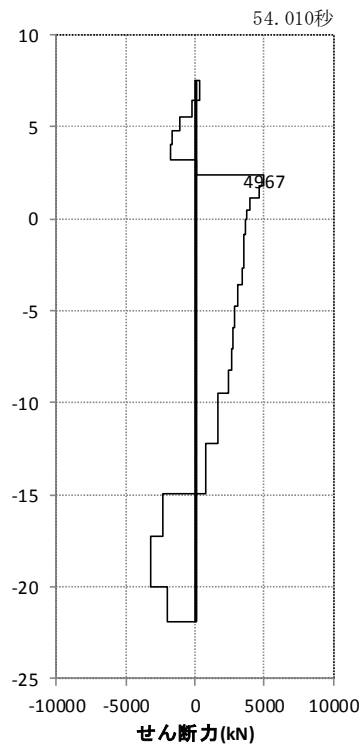


図 5.1-3 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

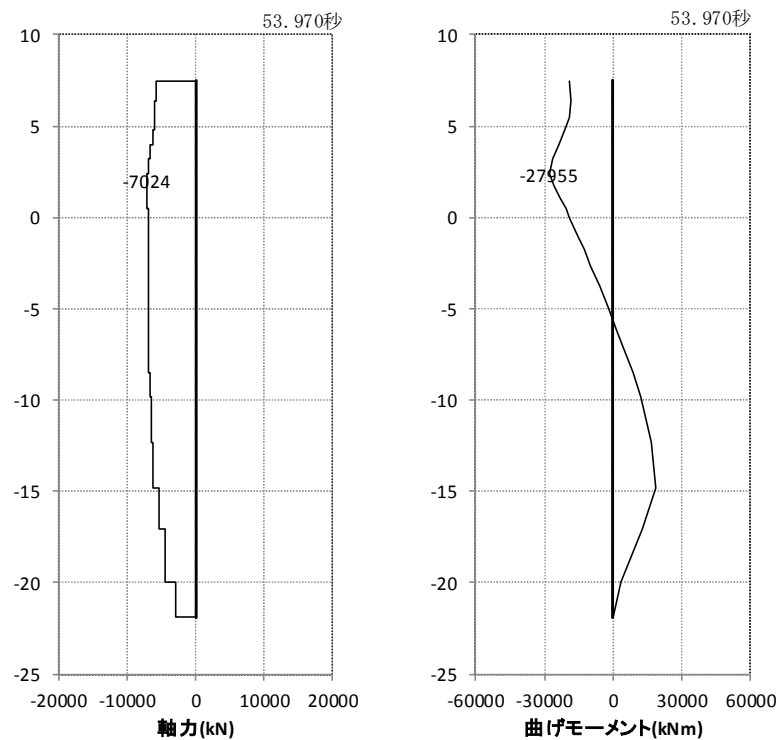


図 5.1-3 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V-))

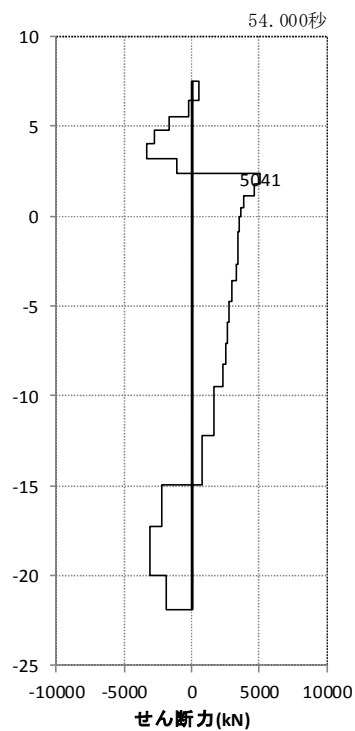


図 5.1-3 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V-))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

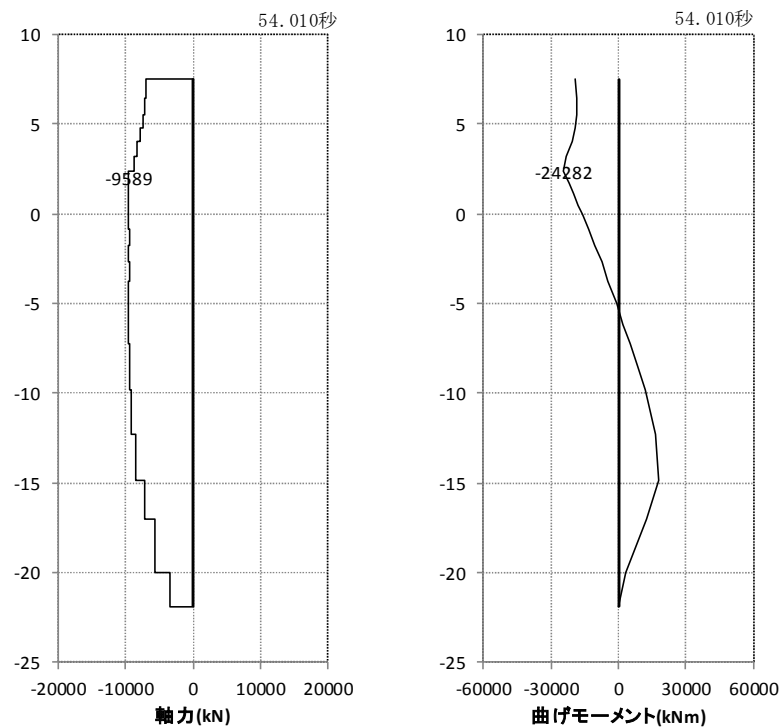


図 5.1-3 (35) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+))

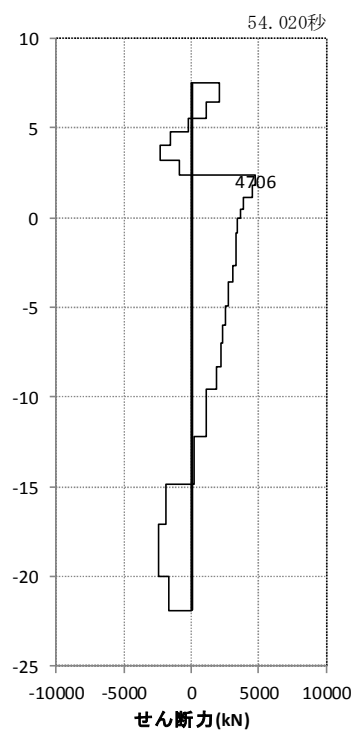


図 5.1-3 (36) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

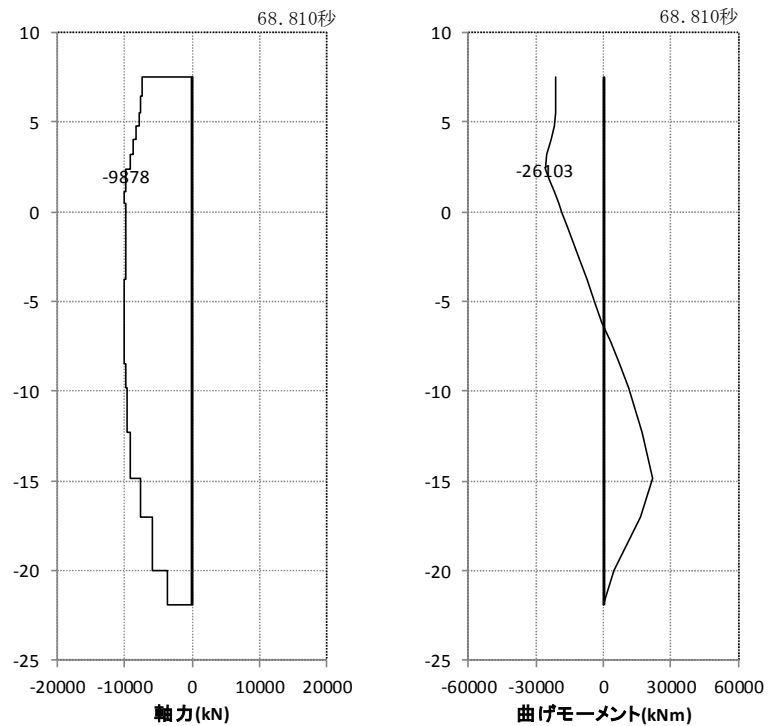


図 5.1-3 (37) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

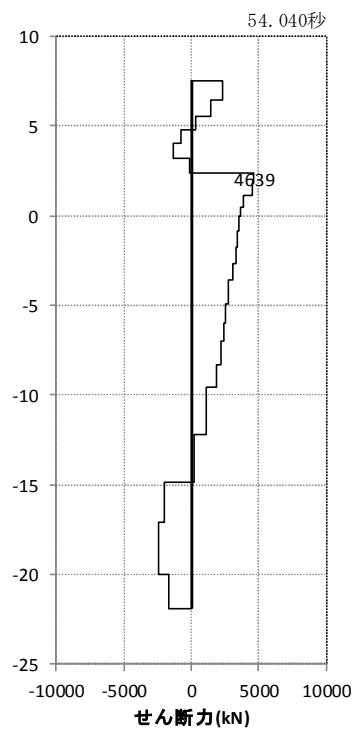


図 5.1-3 (38) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

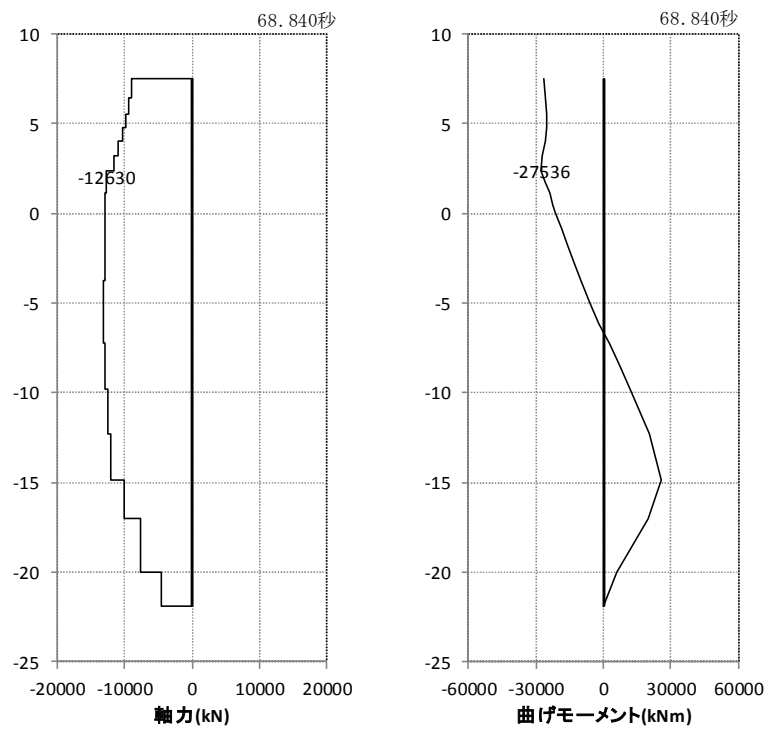


図 5.1-3 (39) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

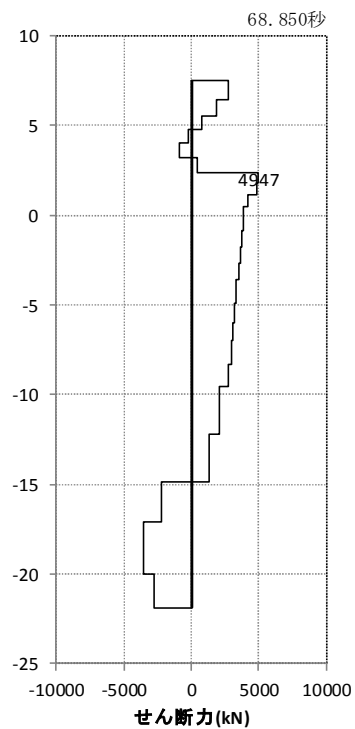


図 5.1-3 (40) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 3 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

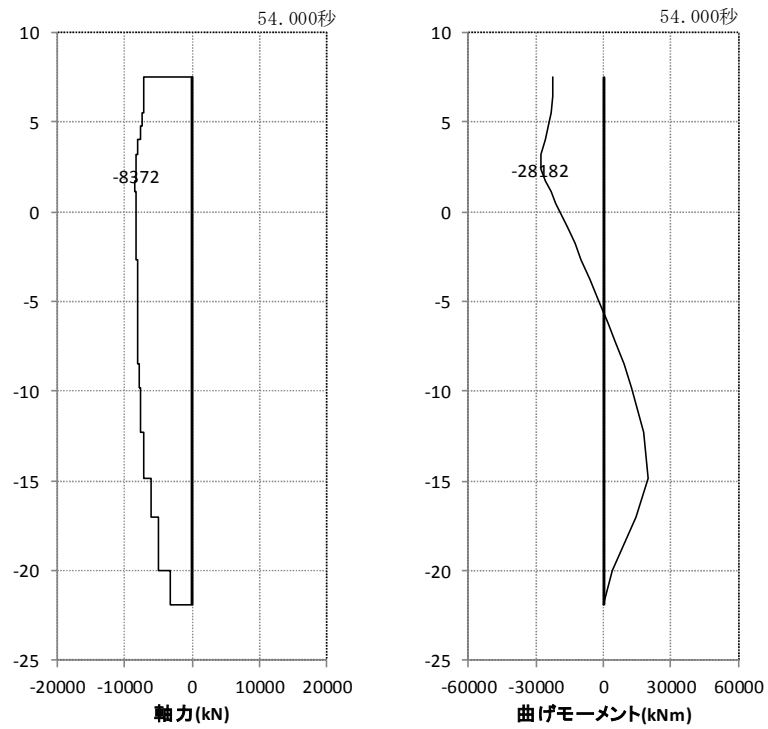


図 5.1-3 (41) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+))

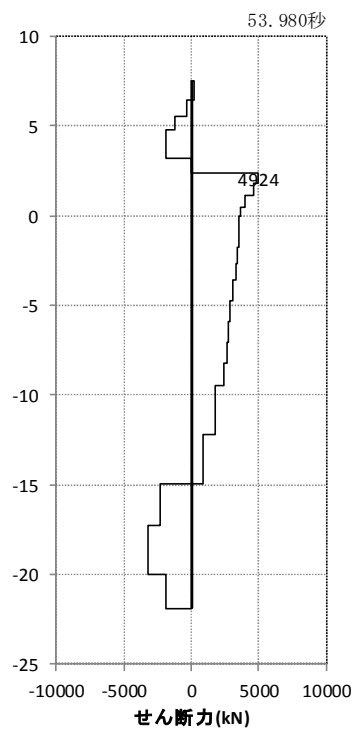


図 5.1-3 (42) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

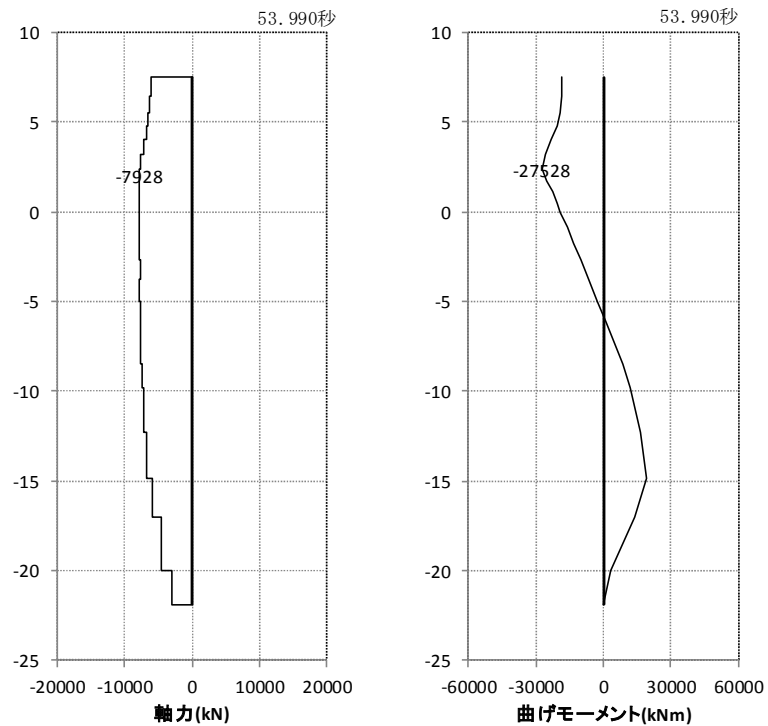


図 5.1-3 (43) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s -D 1 (H+, V+))

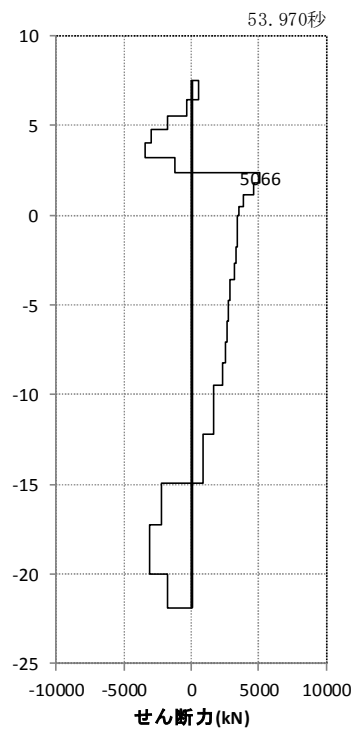


図 5.1-3 (44) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s -D 1 (H+, V+))

b. B-B断面（鋼管杭）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

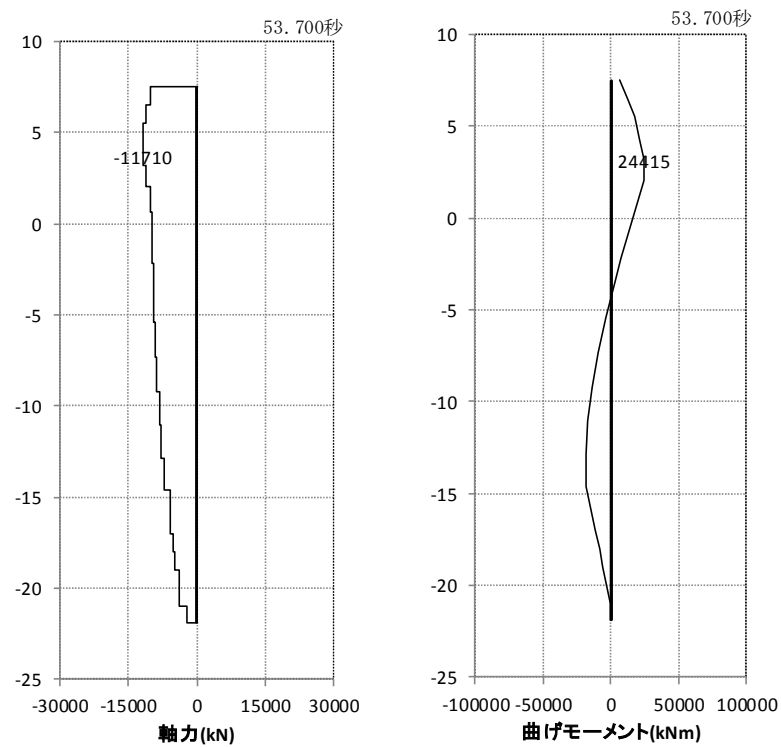


図 5.1-4 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

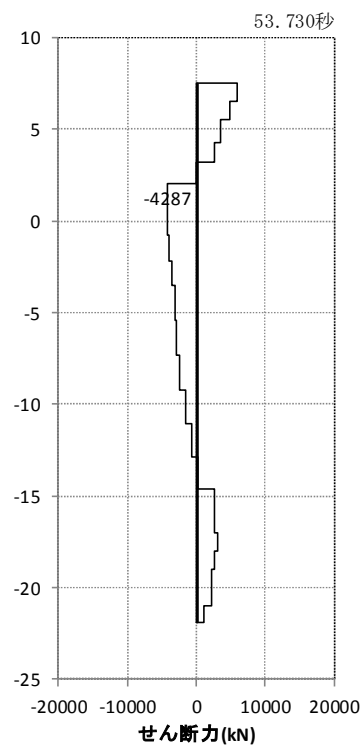


図 5.1-4 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+))

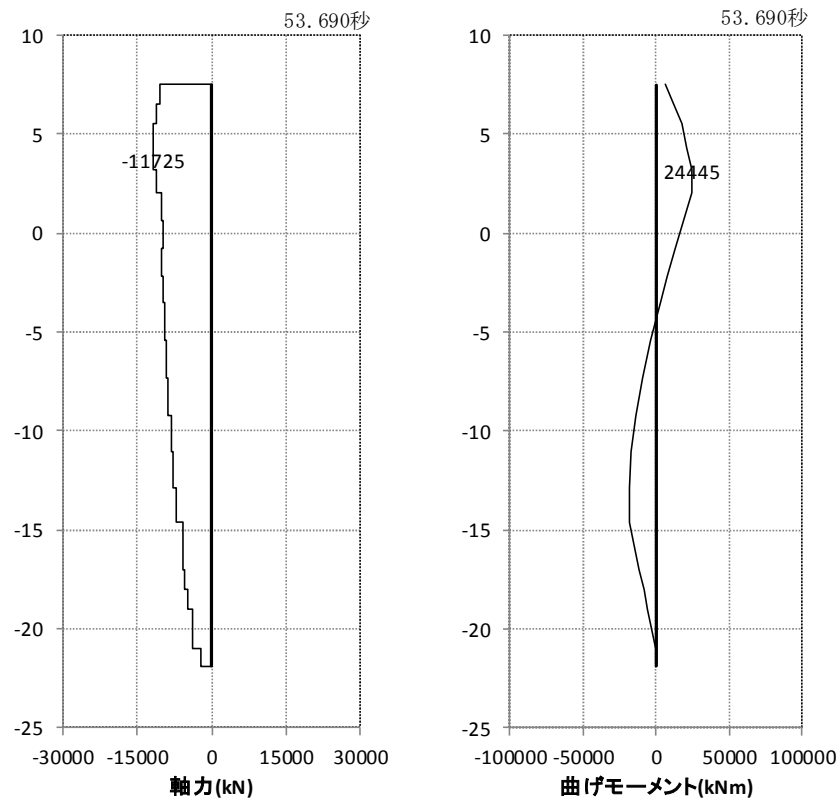


図 5.1-4 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

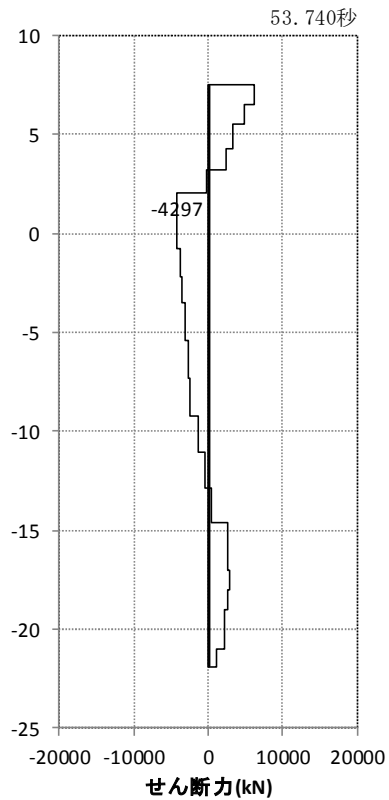


図 5.1-4 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

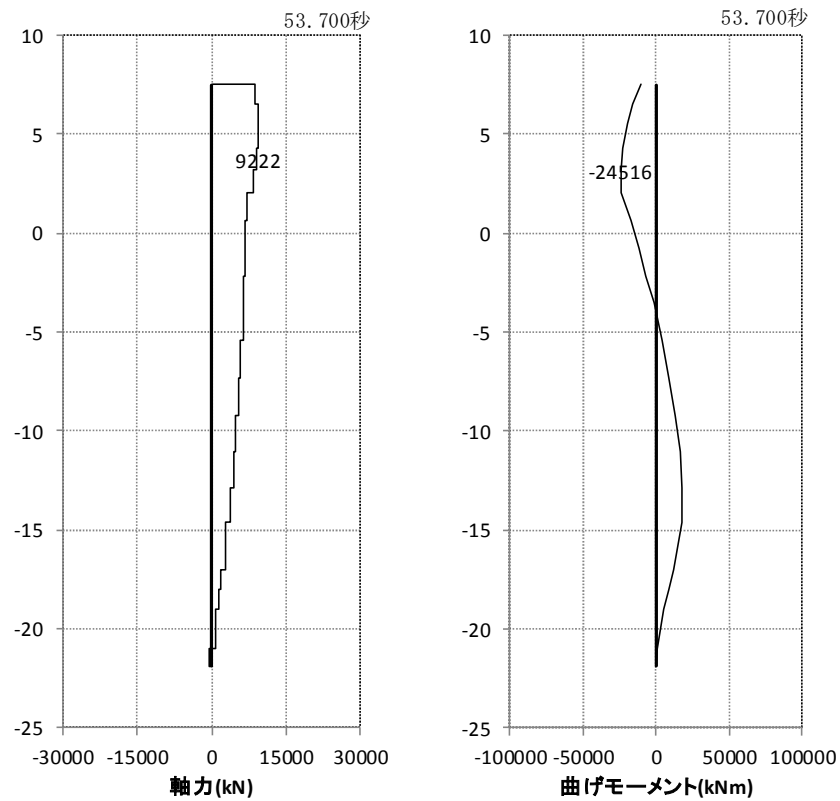


図 5.1-4 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+))

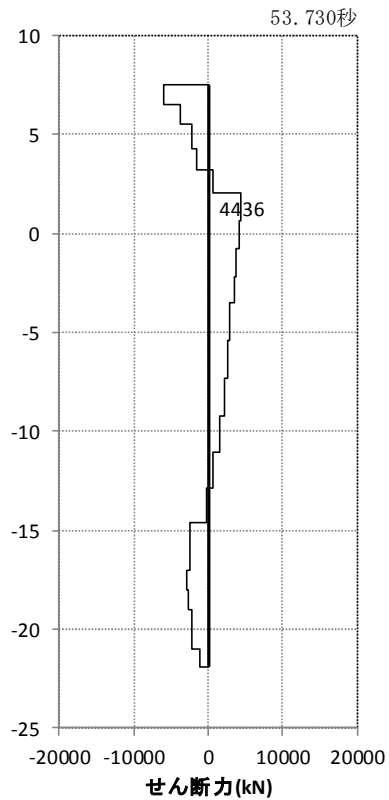


図 5.1-4 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+))

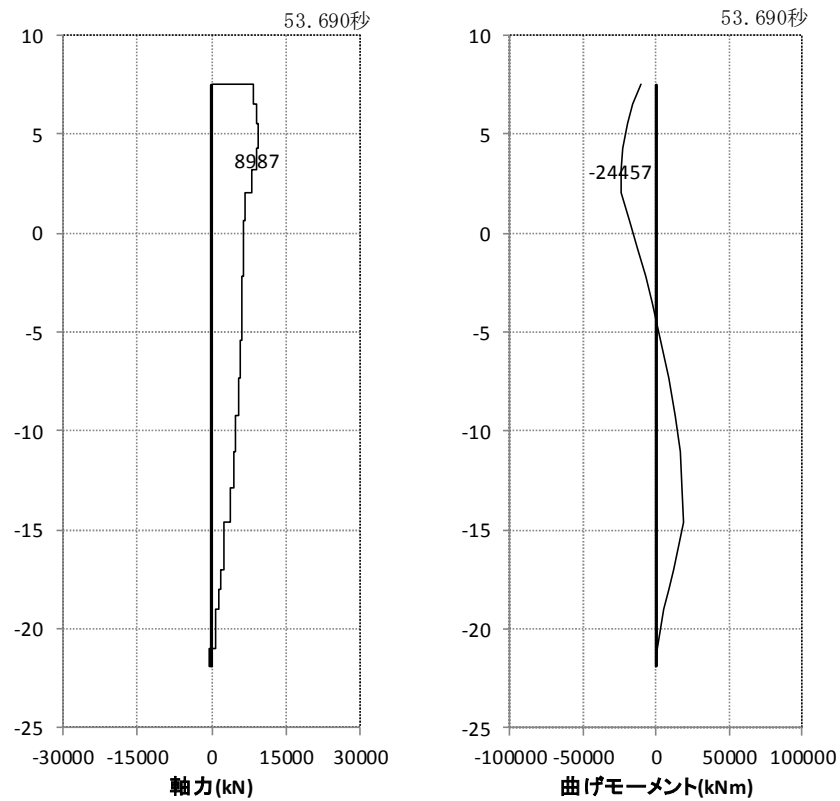


図 5.1-4 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-))

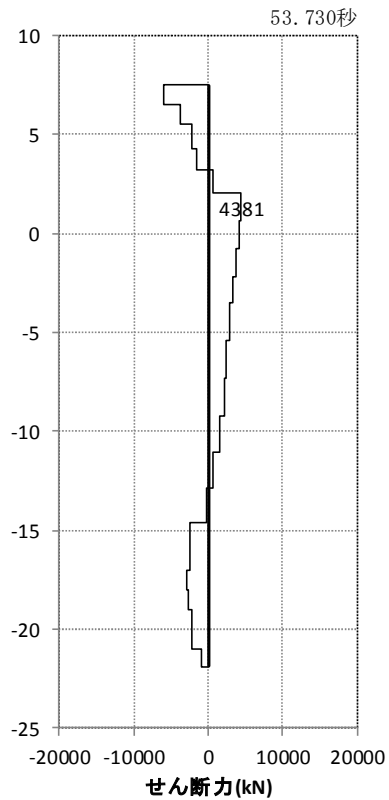


図 5.1-4 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(杭 4 せん断力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-))

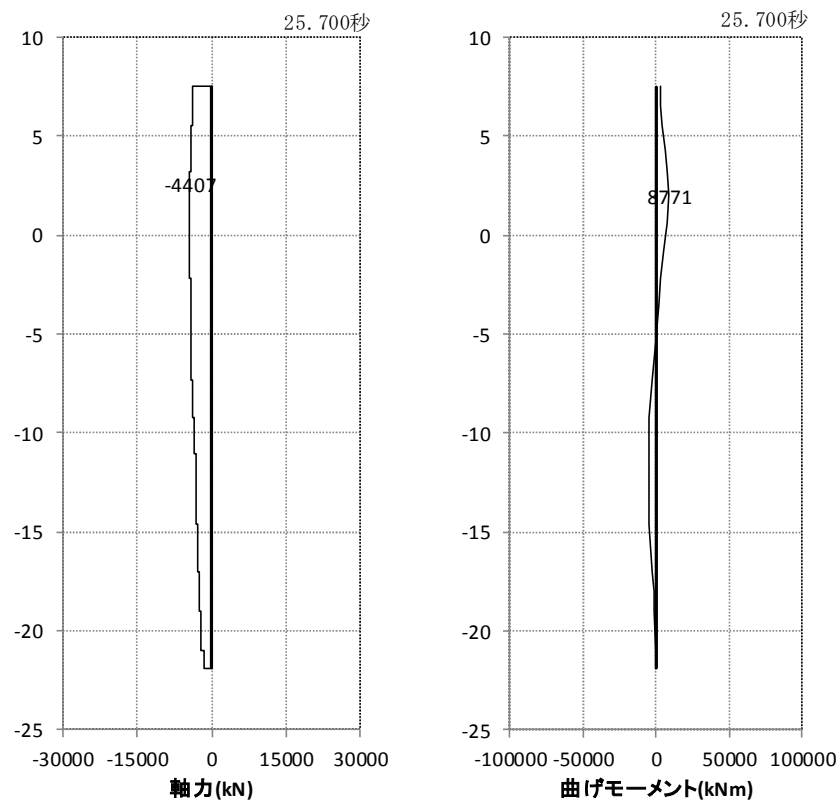


図 5.1-4 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.1$)

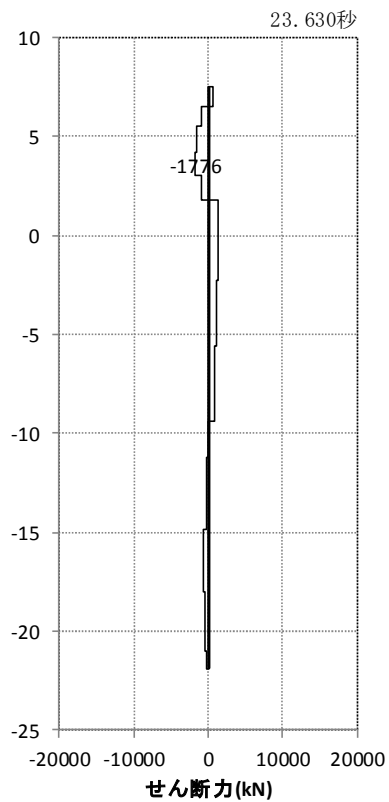


図 5.1-4 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻, $S_s - 1.1$)

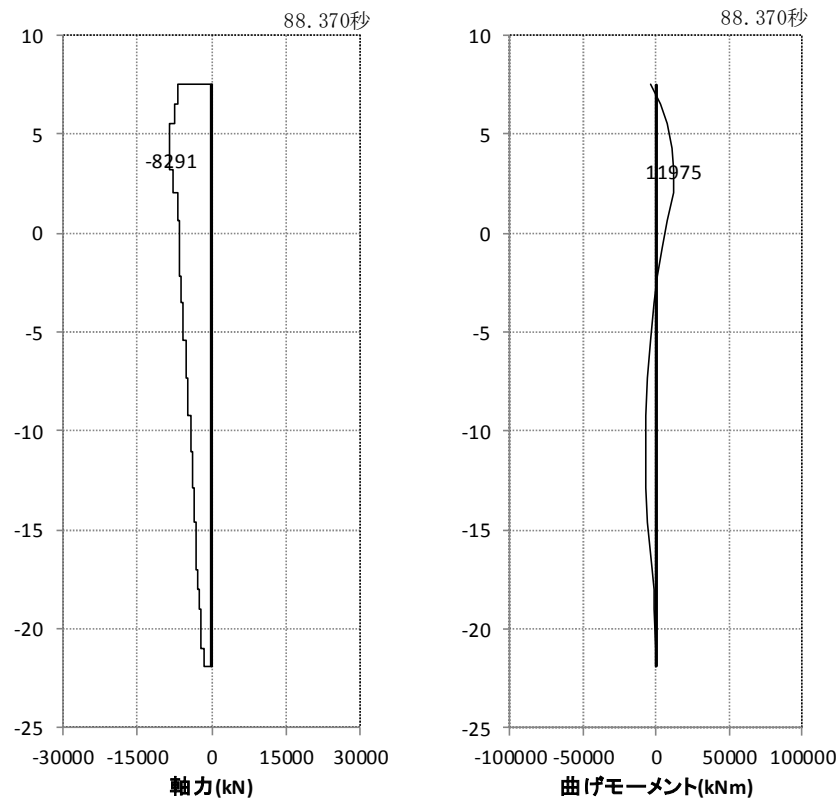


図 5.1-4 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 1.2$)

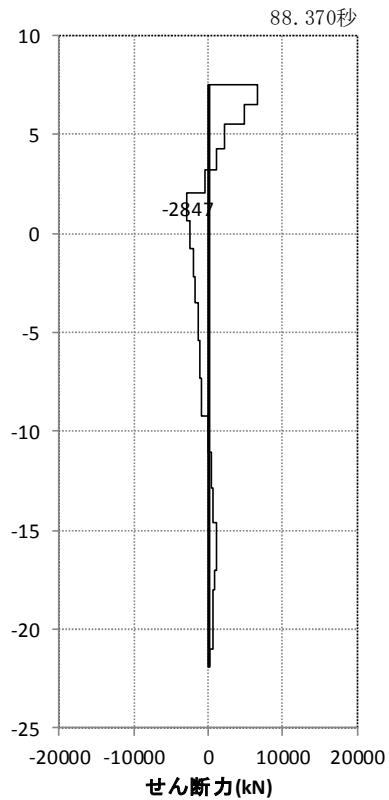


図 5.1-4 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 せん断力最大時刻, $S_s - 1.2$)

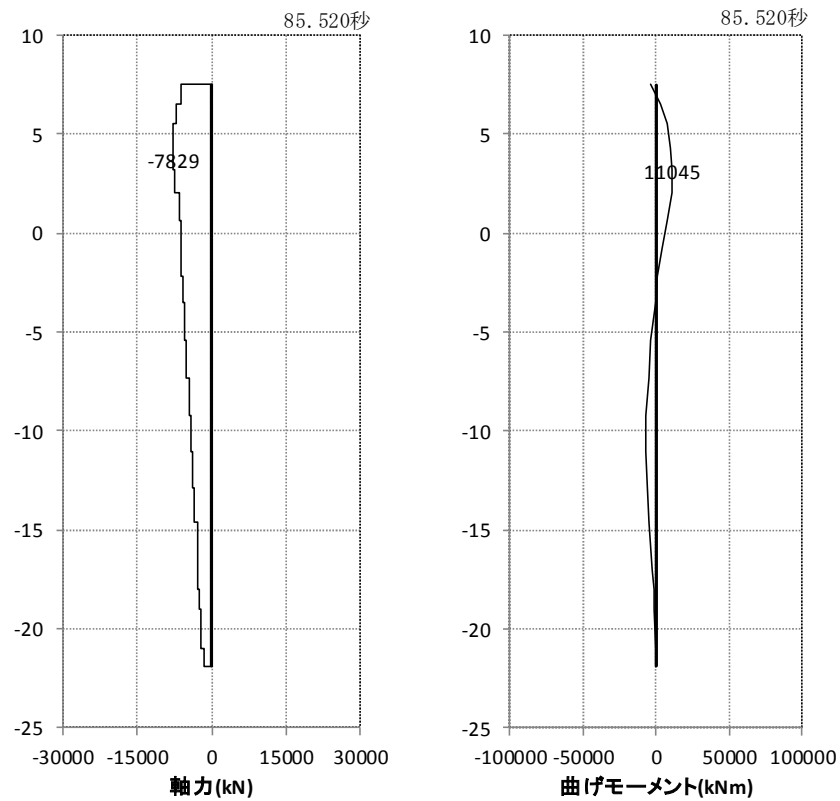


図 5.1-4 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 1.3$)

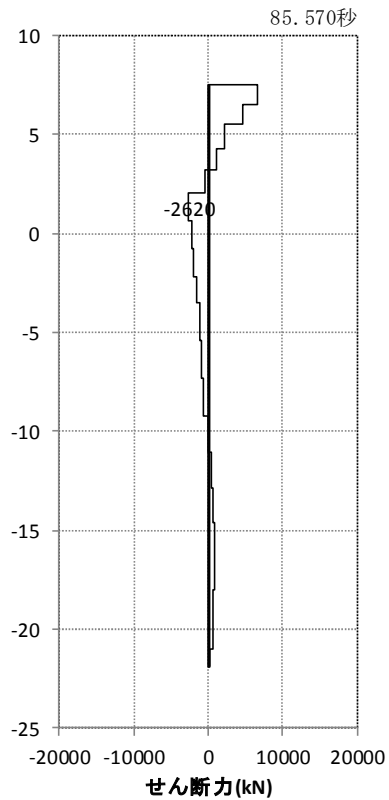


図 5.1-4 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 4 せん断力最大時刻， $S_s - 1.3$)

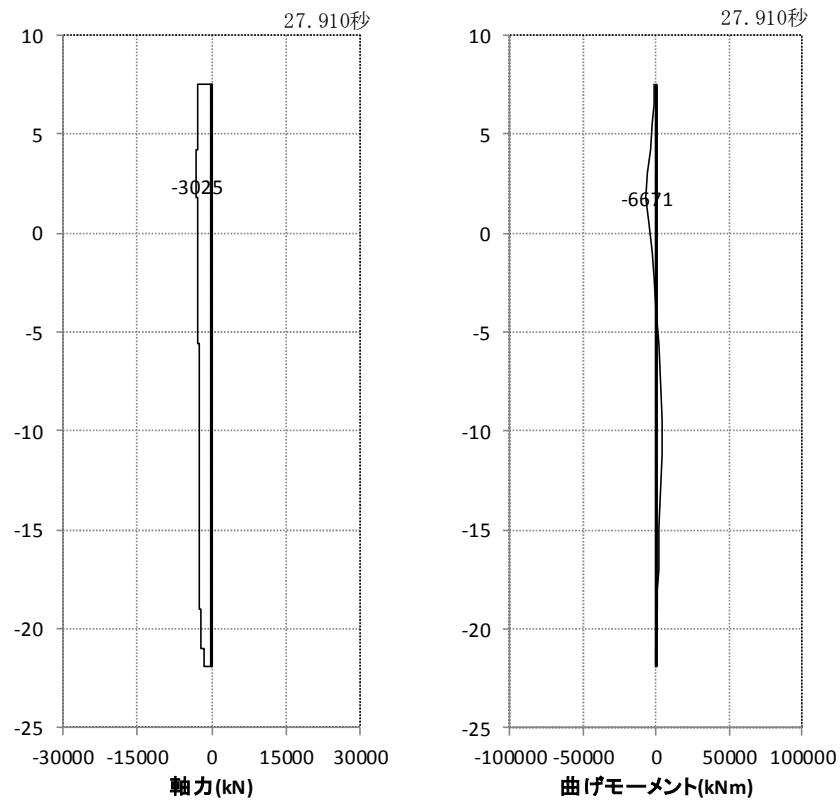


図 5.1-4 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 1.4$)

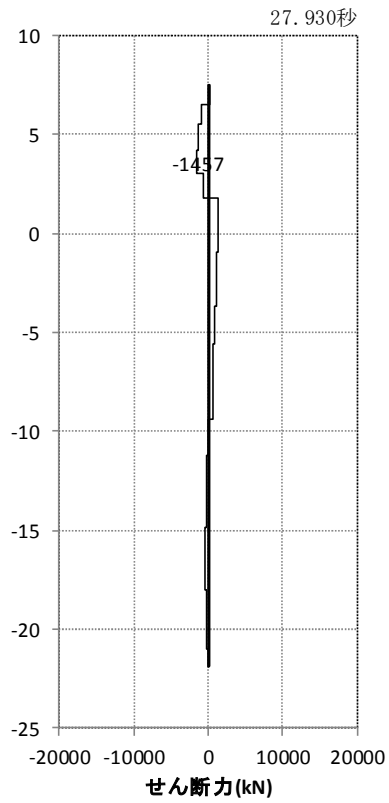


図 5.1-4 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 1.4$)

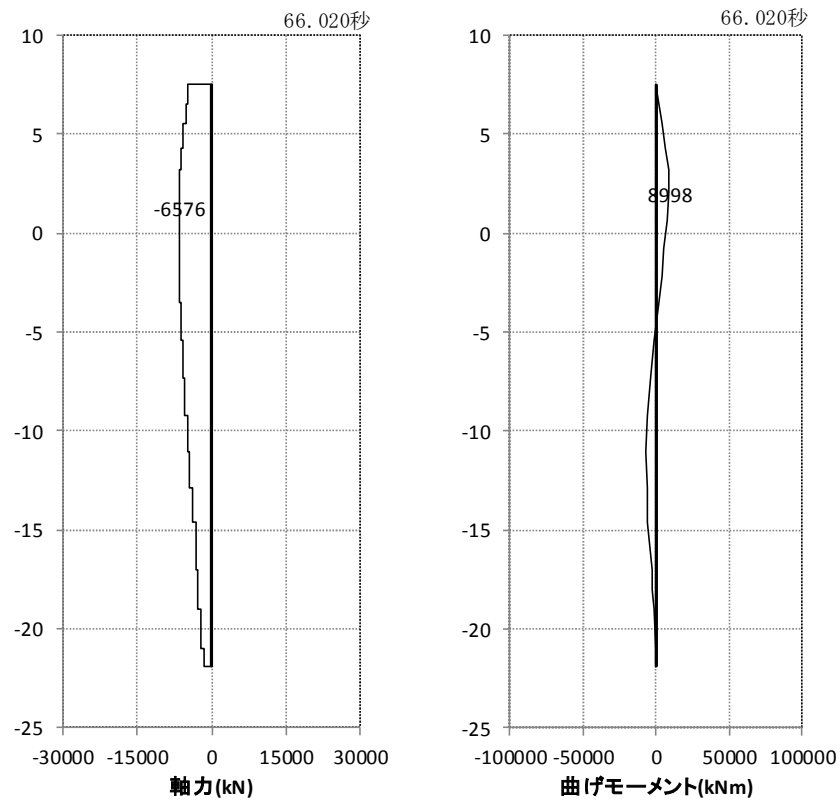


図 5.1-4 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 2.1$)

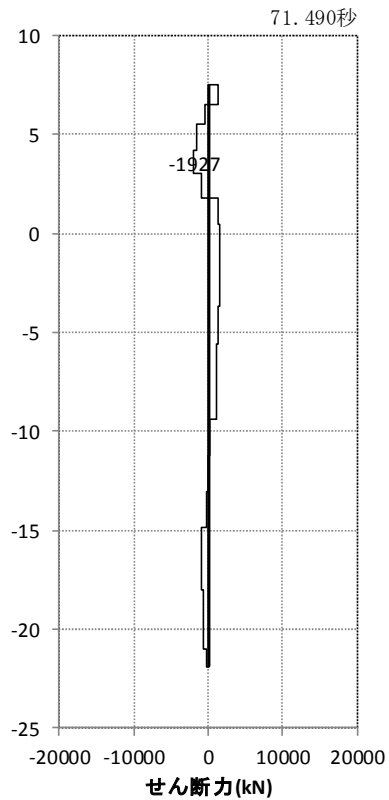


図 5.1-4 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 2.1$)

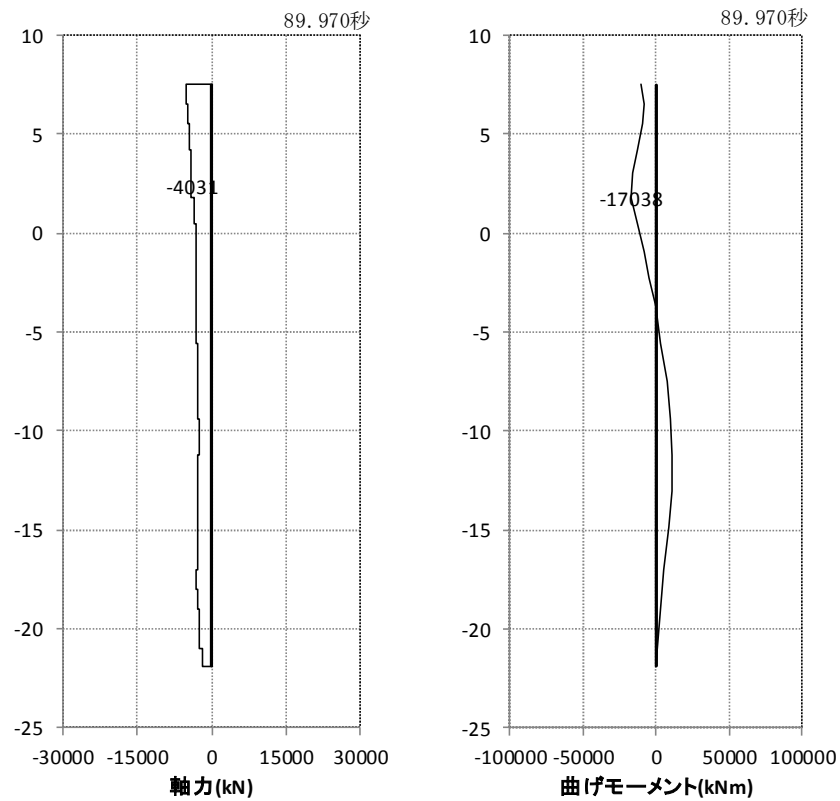


図 5.1-4 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 2.2$)

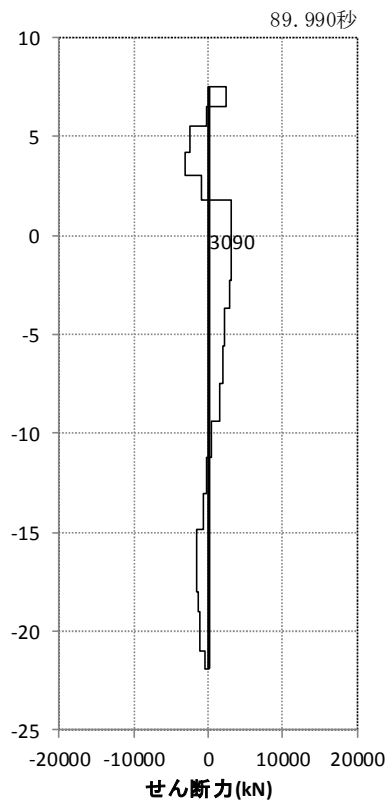


図 5.1-4 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻, $S_s - 2.2$)

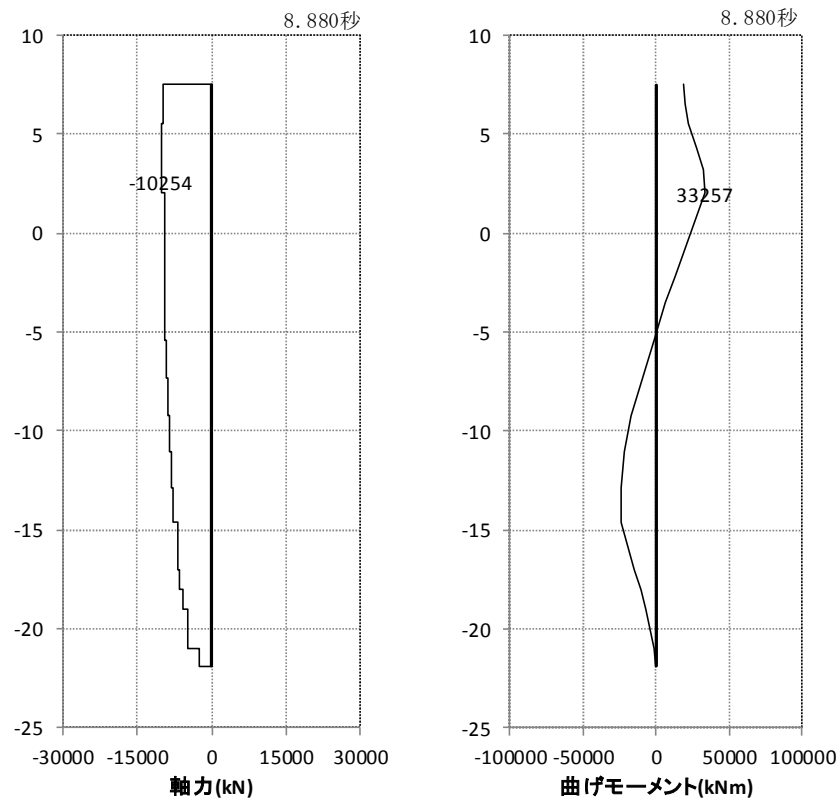


図 5.1-4 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

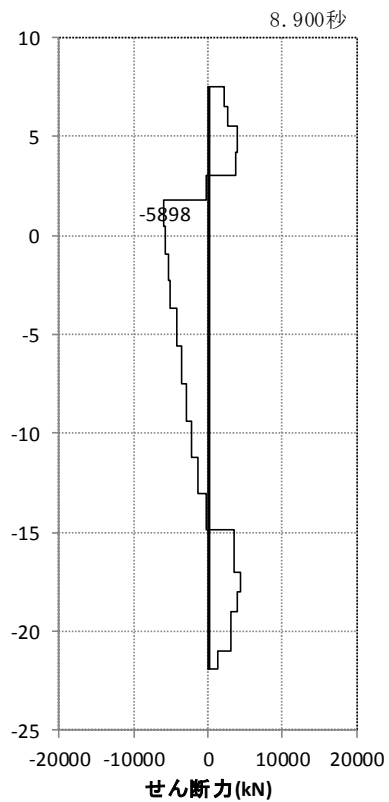


図 5.1-4 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

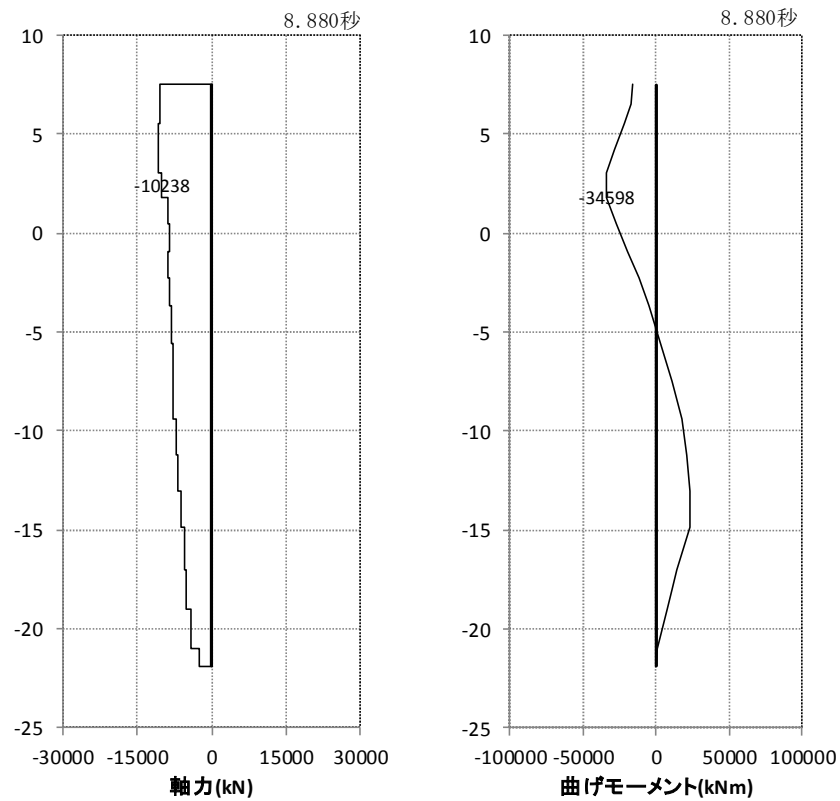


図 5.1-4 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+))

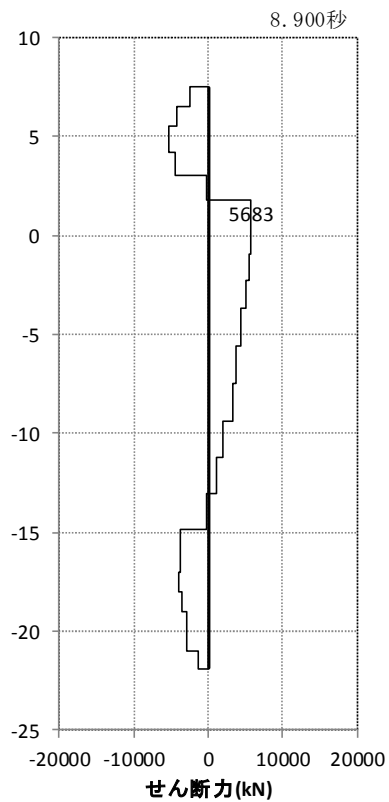


図 5.1-4 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

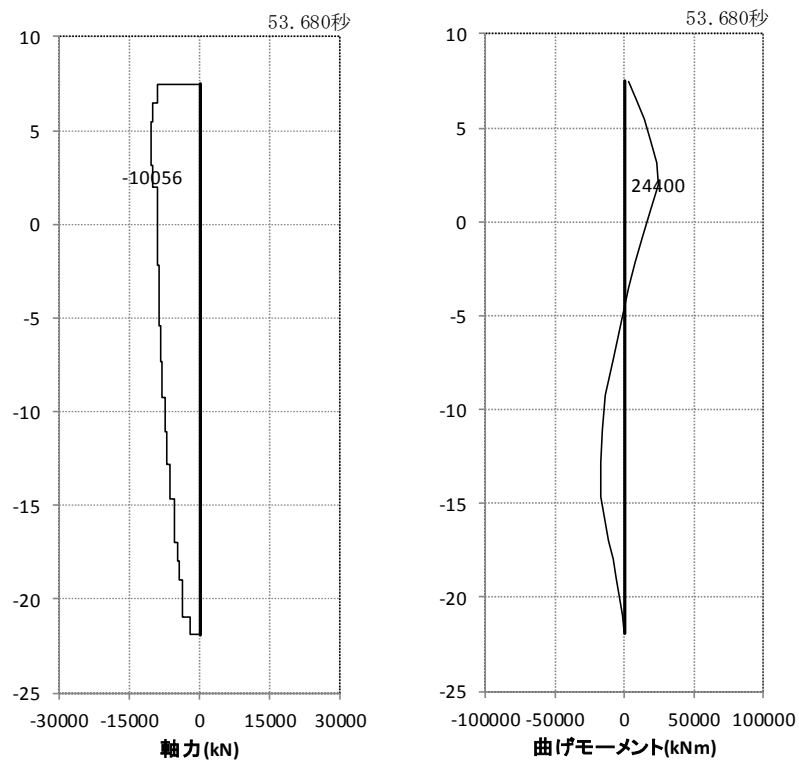


図 5.1-4 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

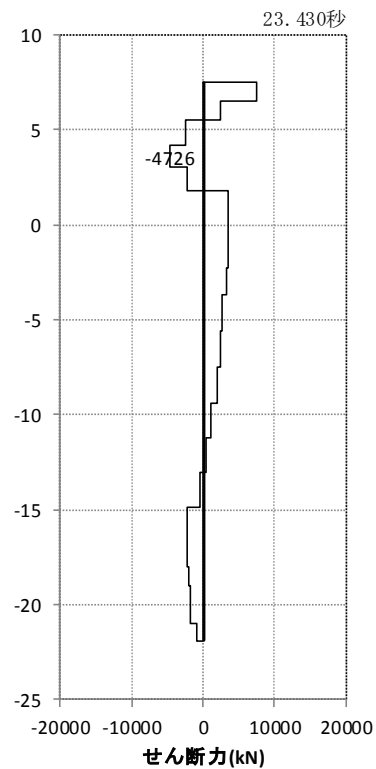


図 5.1-4 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

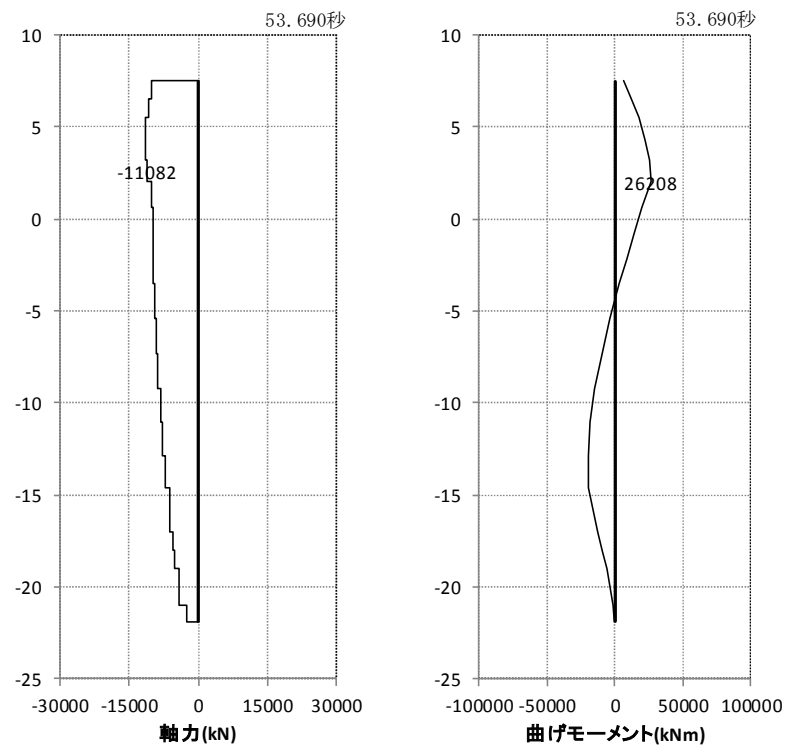


図 5.1-4 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

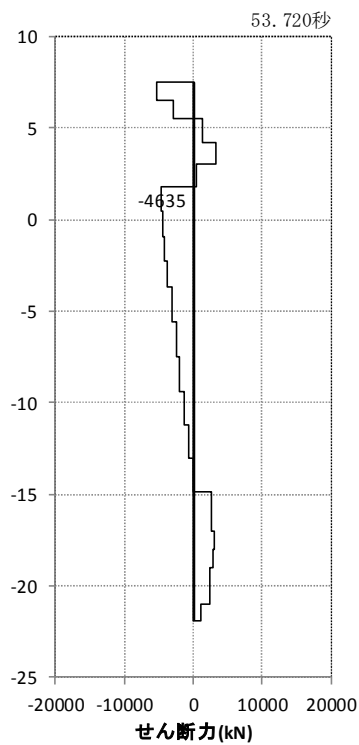


図 5.1-4 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

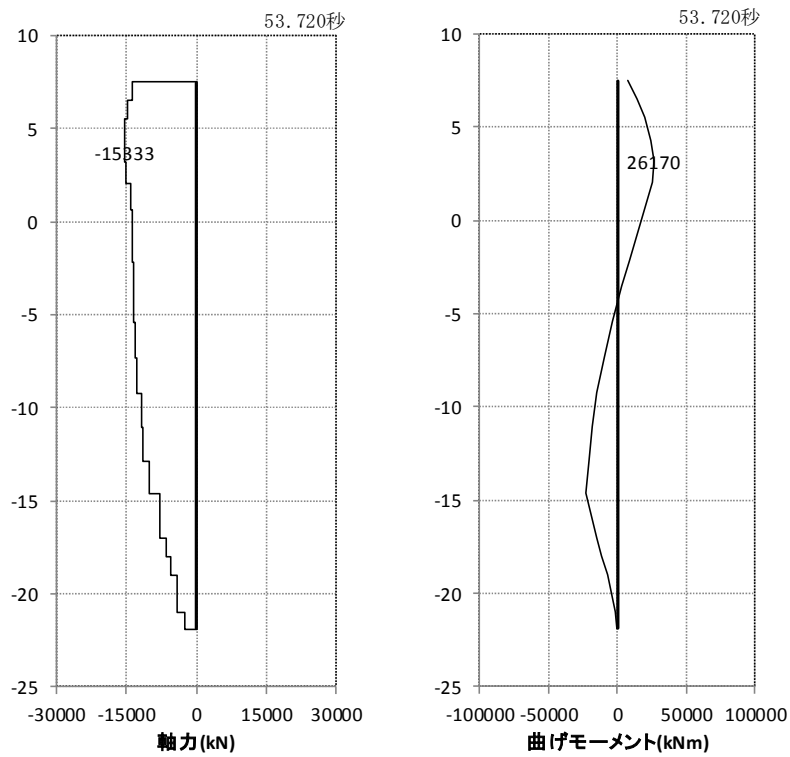


図 5.1-4 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－))

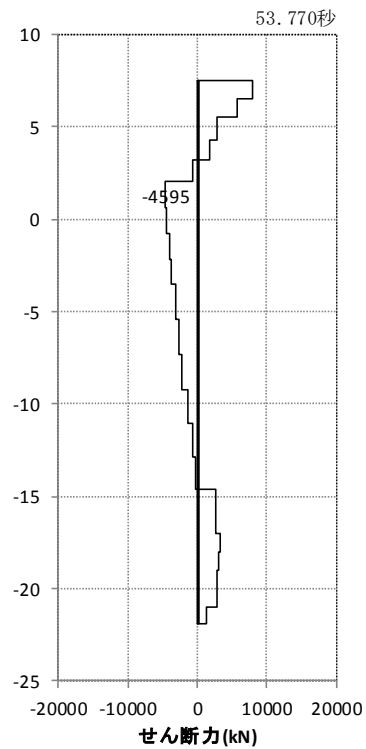


図 5.1-4 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

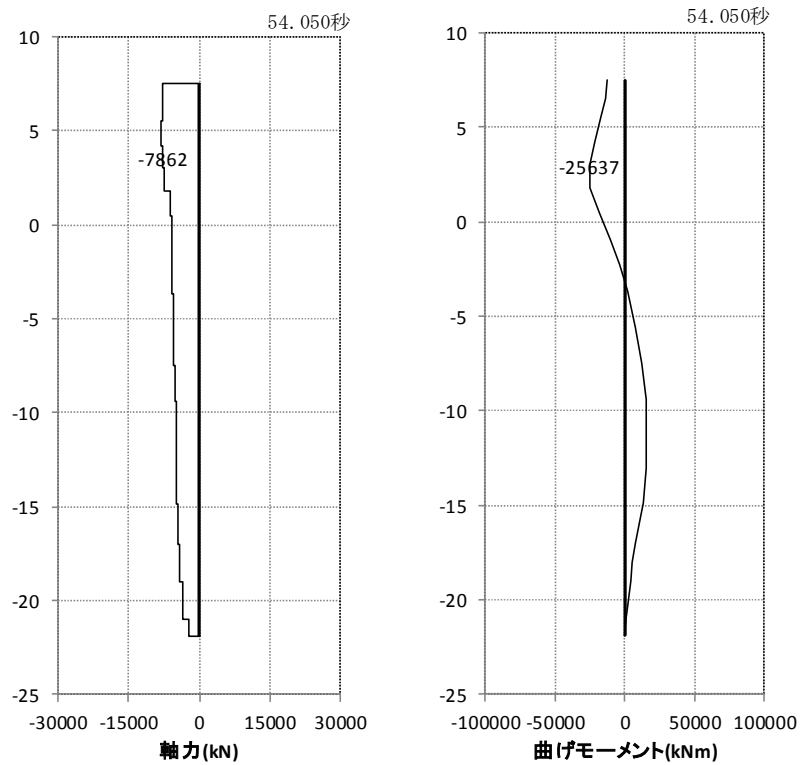


図 5.1-4 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

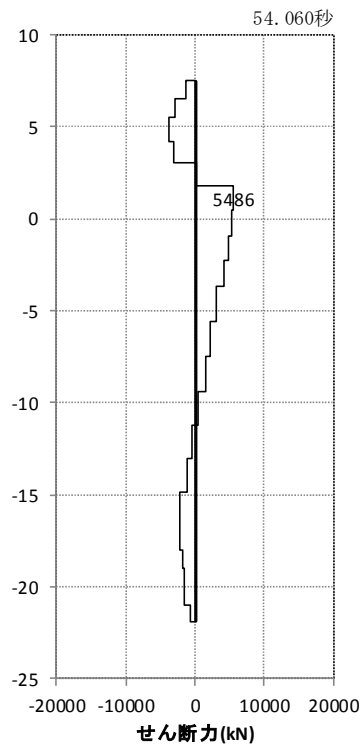


図 5.1-4 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

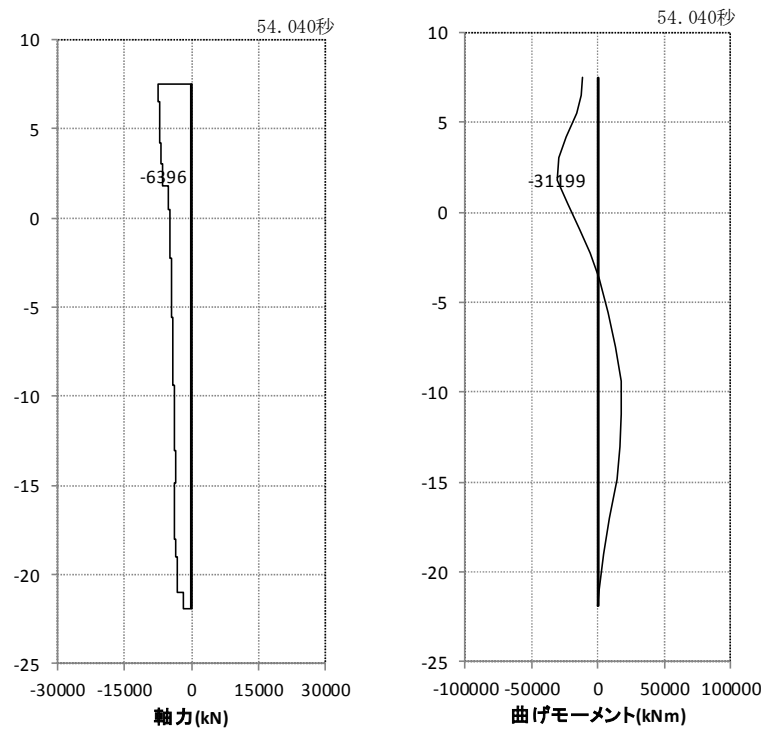


図 5.1-4 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

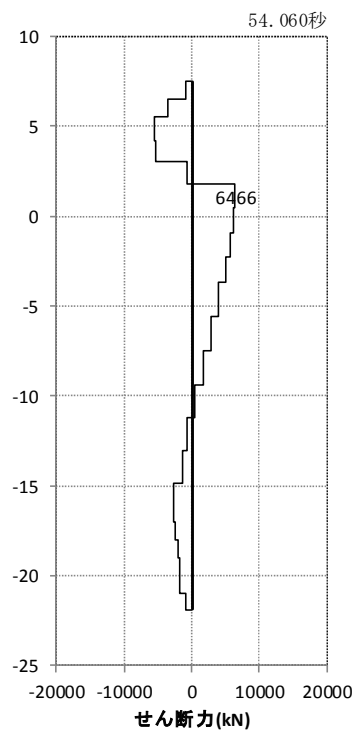


図 5.1-4 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

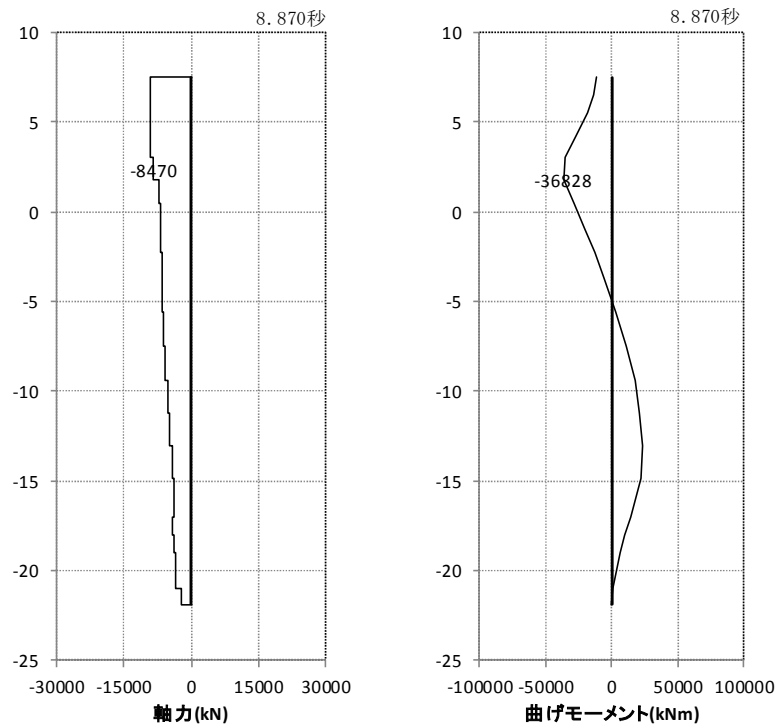


図 5.1-4 (35) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

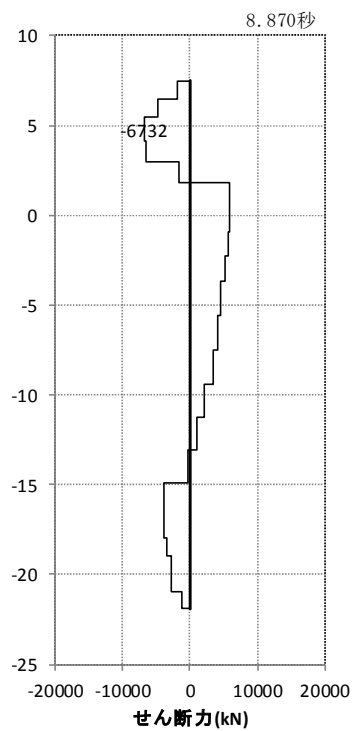


図 5.1-4 (36) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

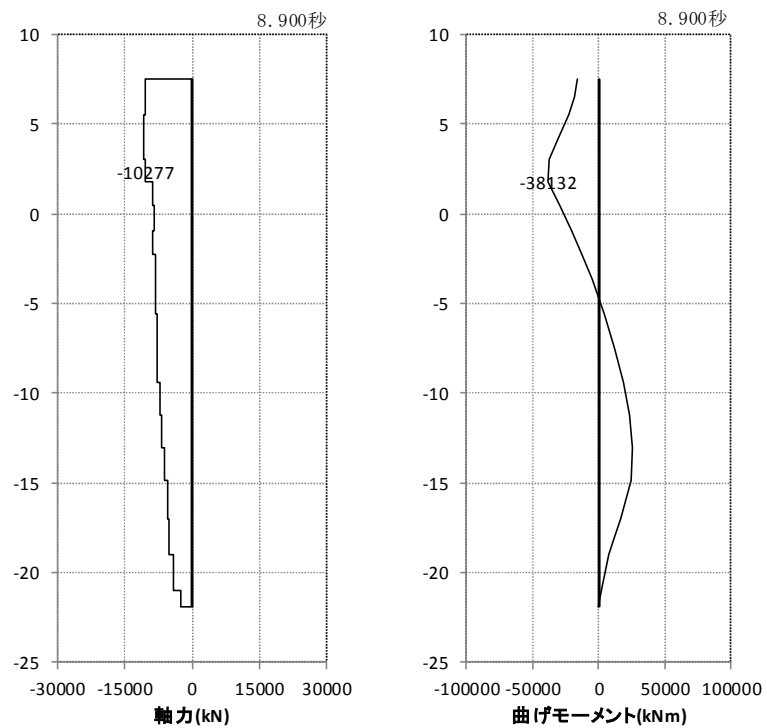


図 5.1-4 (37) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

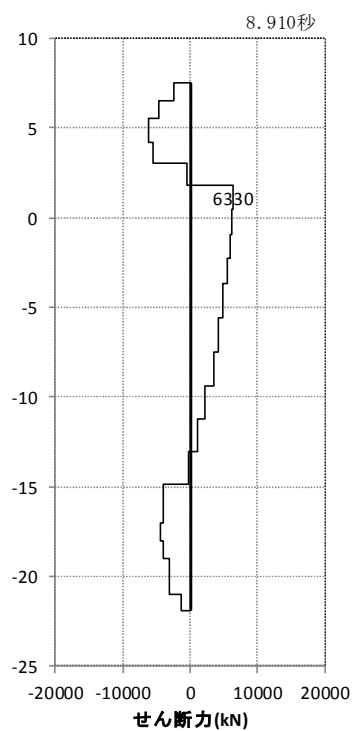


図 5.1-4 (38) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

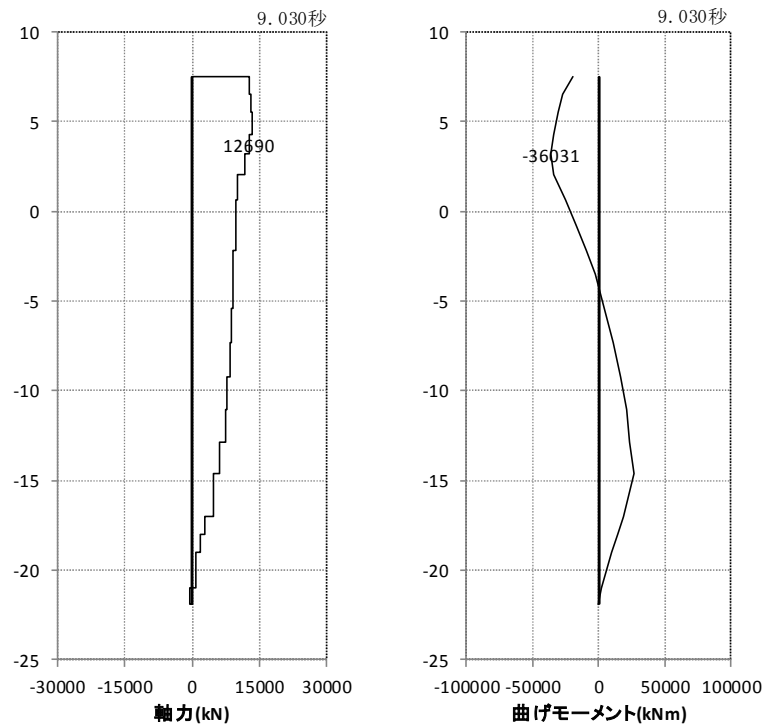


図 5.1-4 (39) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

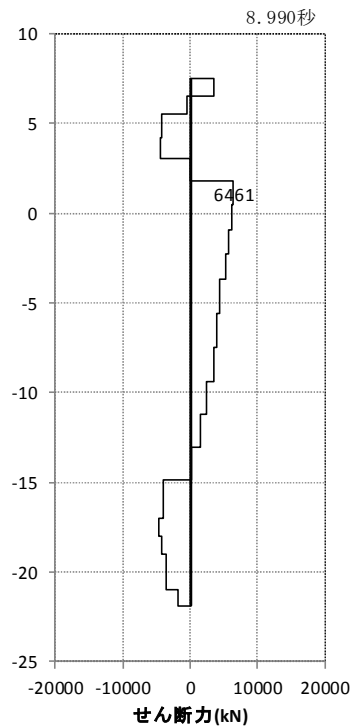


図 5.1-4 (40) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

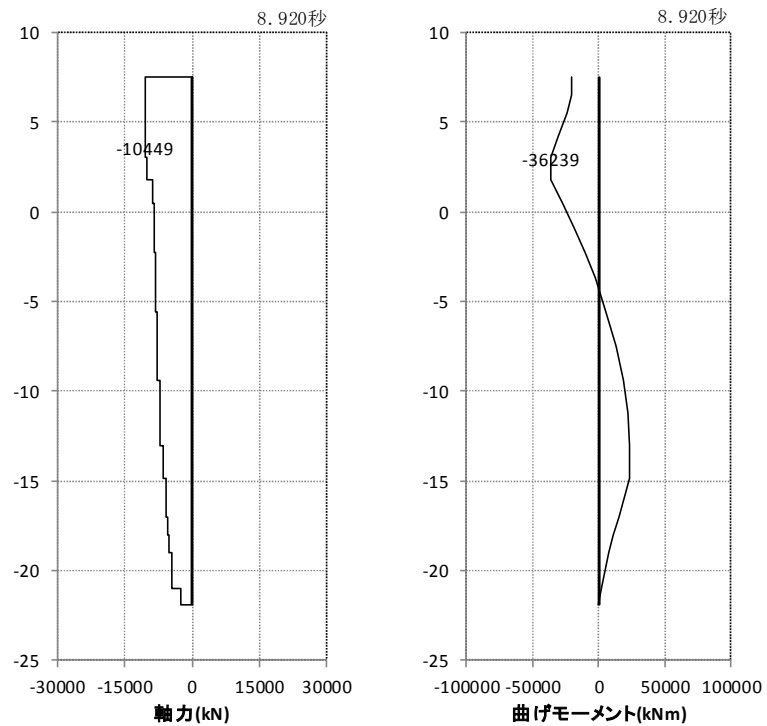


図 5.1-4 (41) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

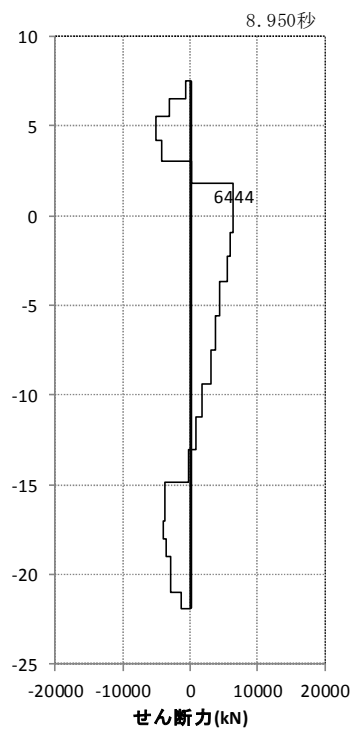


図 5.1-4 (42) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

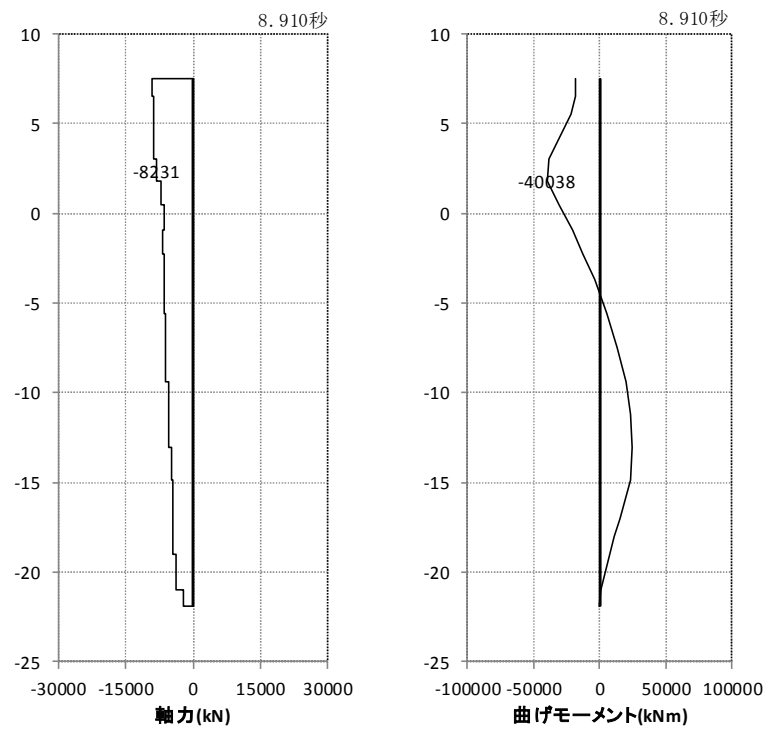


図 5.1-4 (43) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 曲げ軸力最大時刻， S_s-31 (H-, V+))

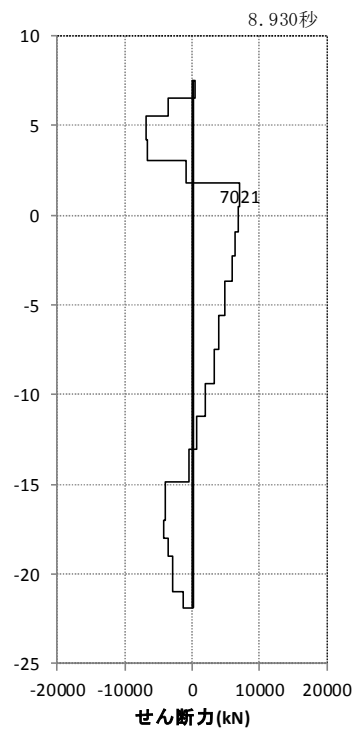


図 5.1-4 (44) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭1 せん断力最大時刻， S_s-31 (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

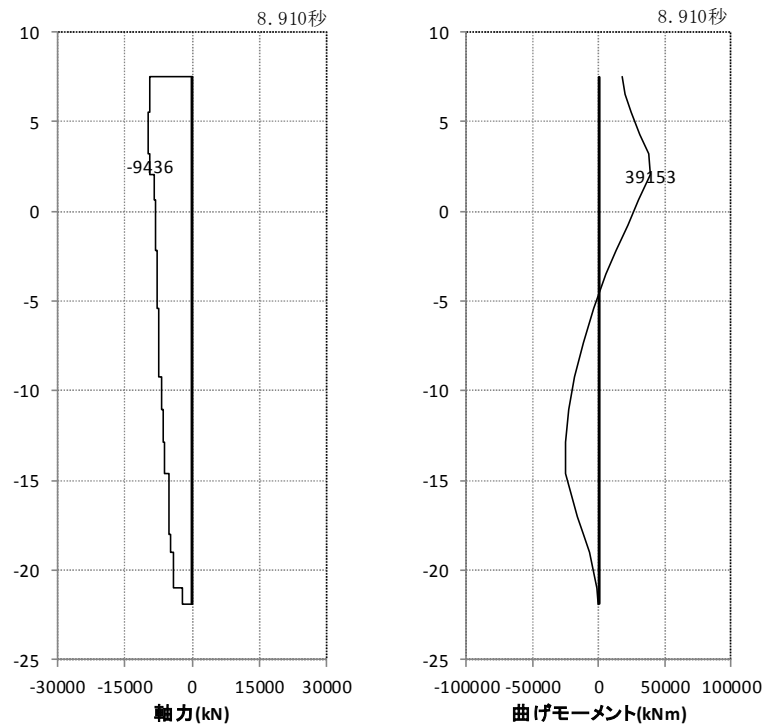


図 5.1-4 (45) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

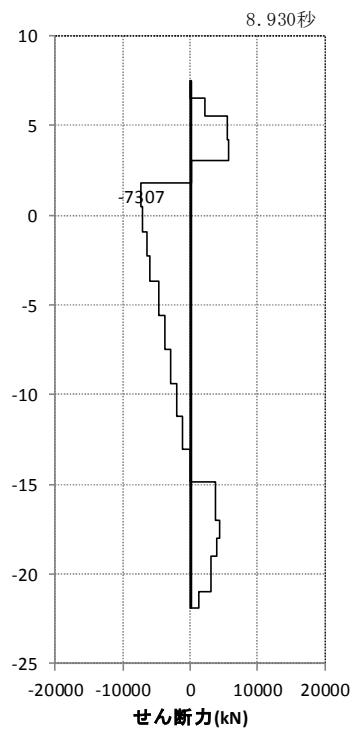


図 5.1-4 (46) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(杭 1 せん断力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

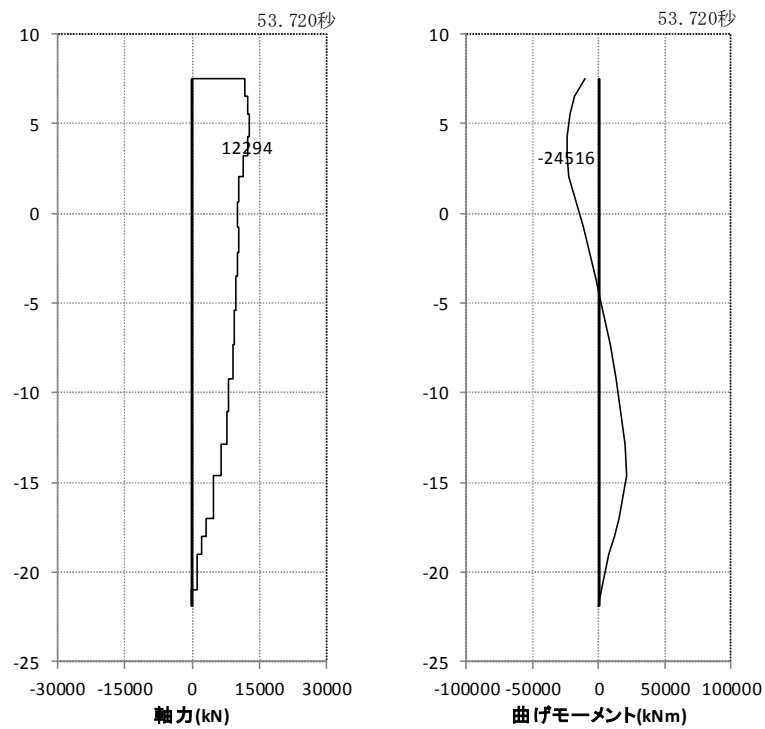


図 5.1-4 (47) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 4 曲げ軸力最大時刻， S_s －D 1 (H－，V－))

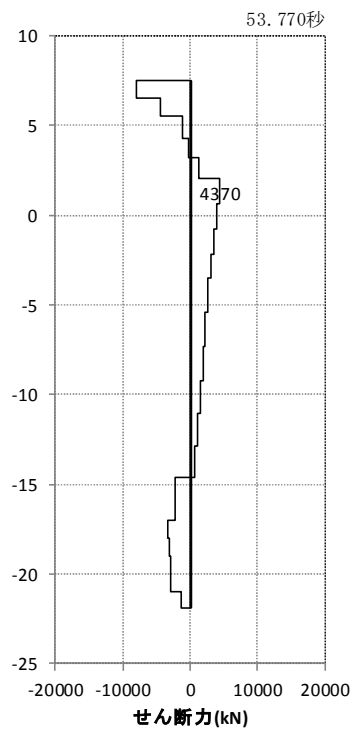


図 5.1-4 (48) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(杭 4 せん断力最大時刻， S_s －D 1 (H－，V－))

c. A-A断面（鉄筋コンクリート）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

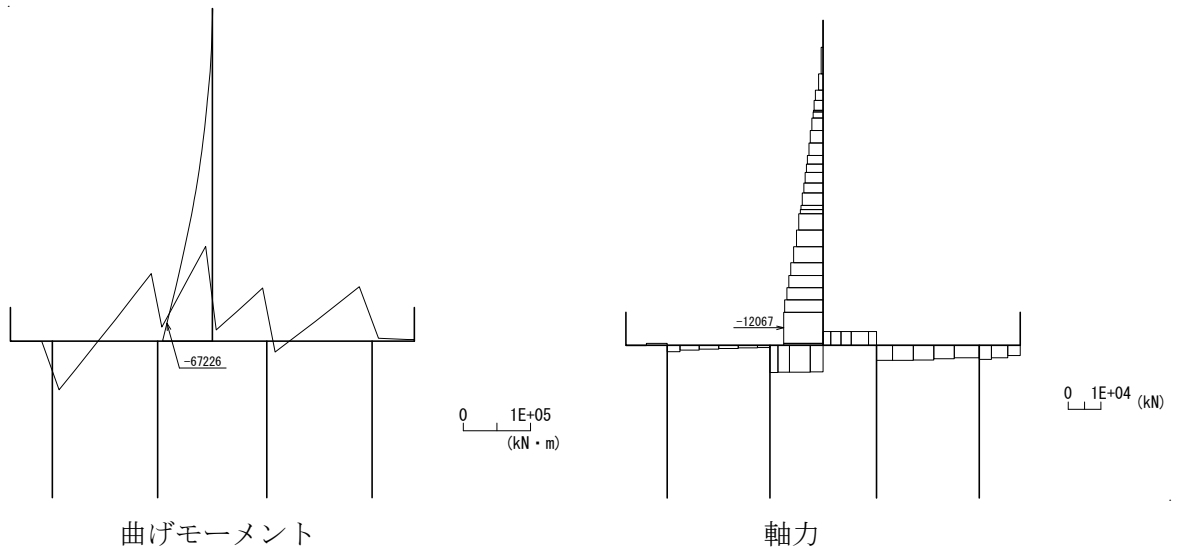


図 5.1-5 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （H+，V+）， $t=54.06s$ ）

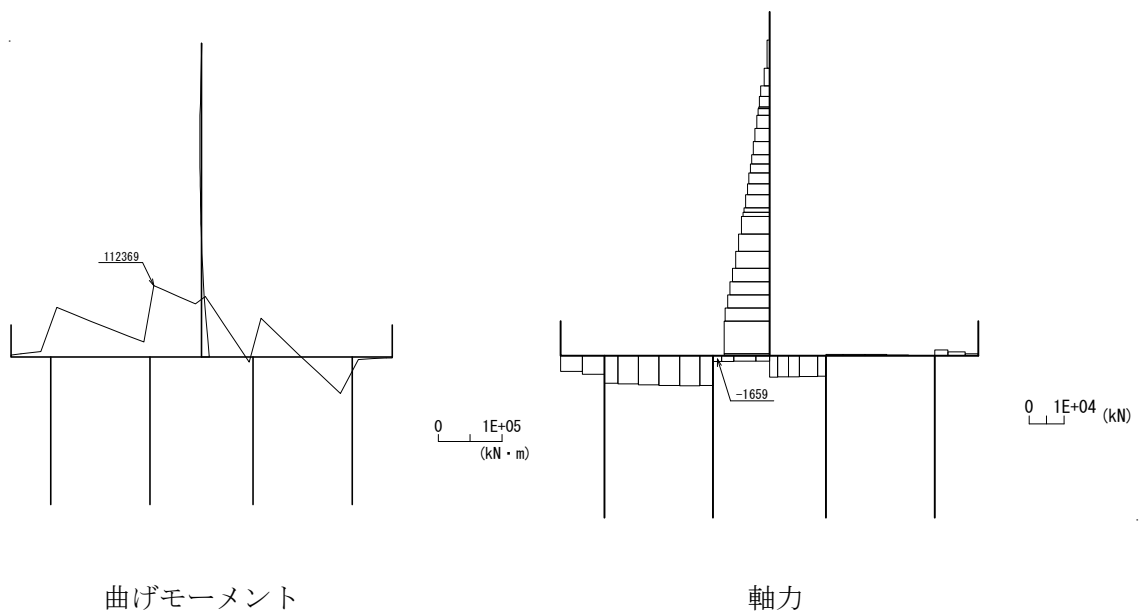


図 5.1-5 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
（底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （H+，V+）， $t=69.41s$ ）

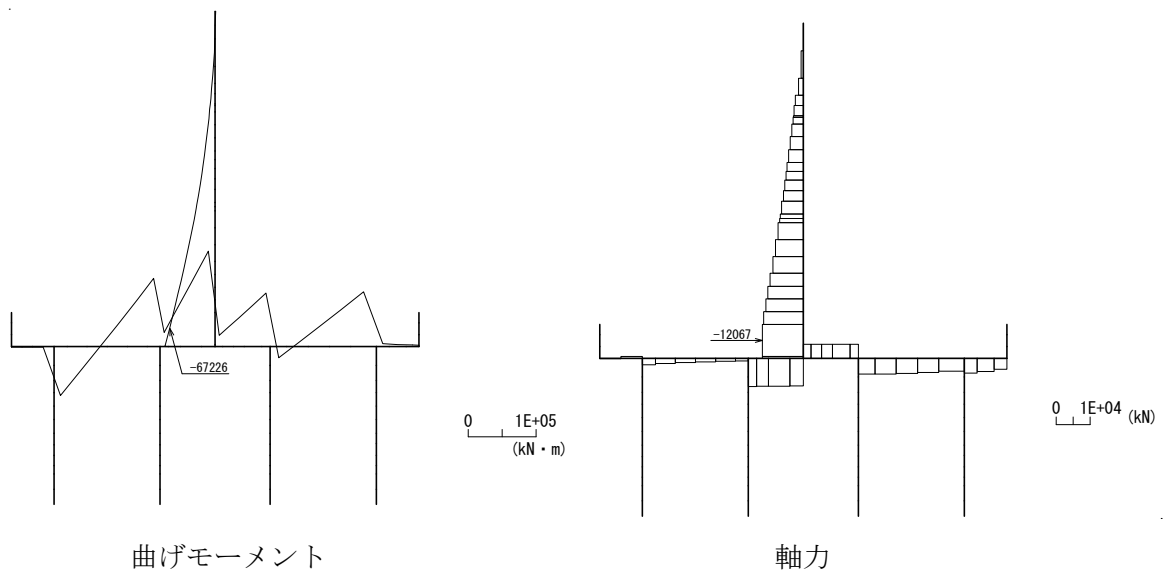


図 5.1-5 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 54.06s$)

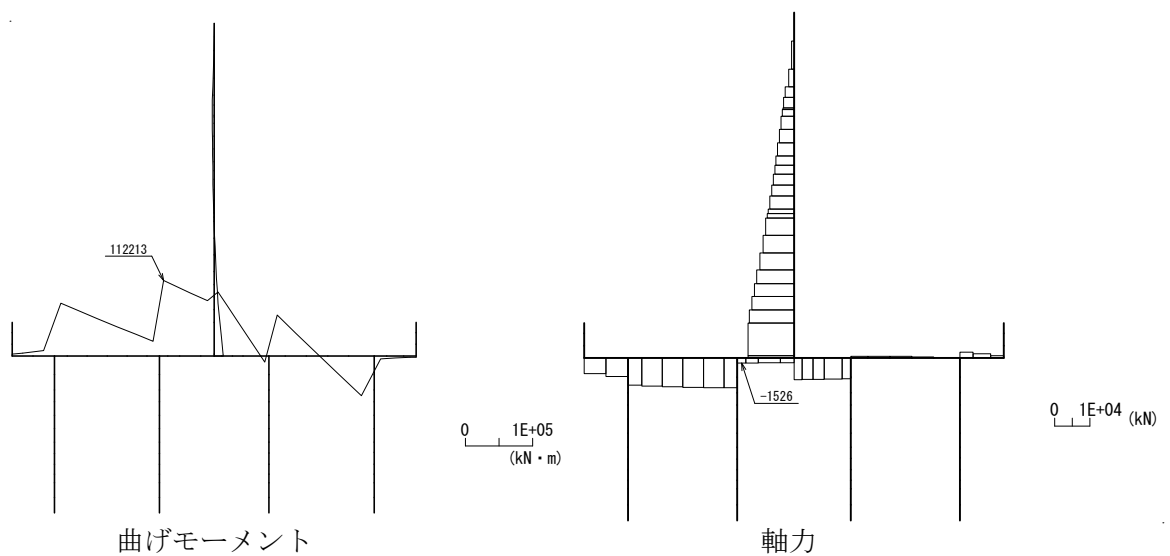


図 5.1-5 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 69.40s$)

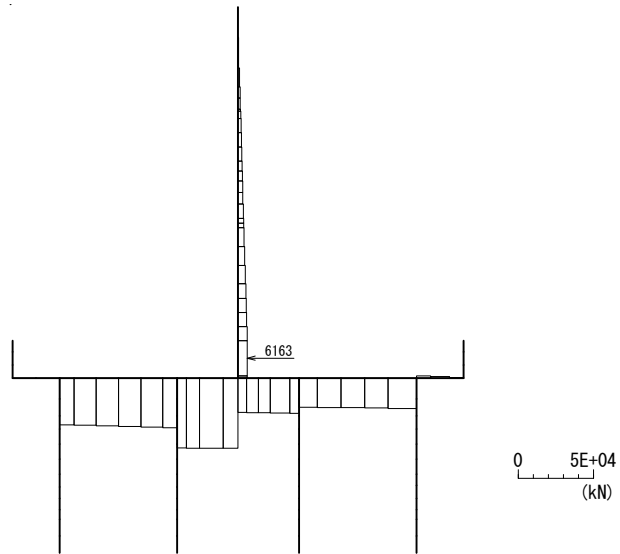


図 5.1-5 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=54.05s$)

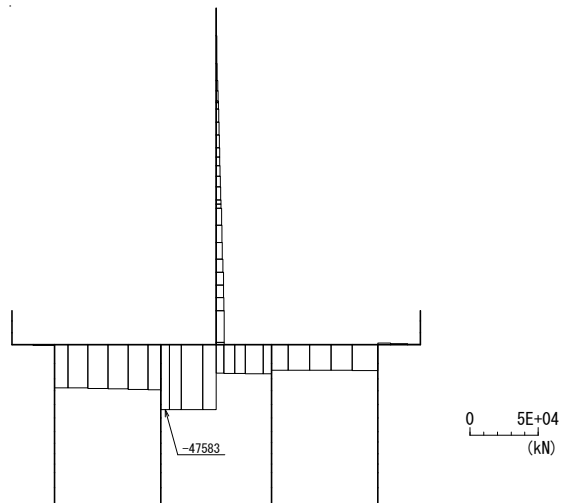
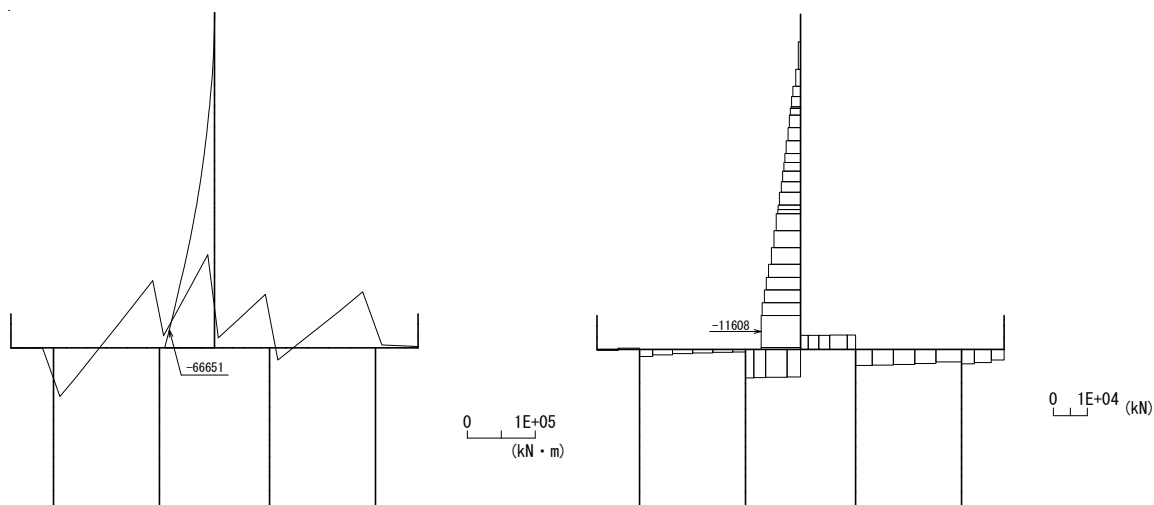


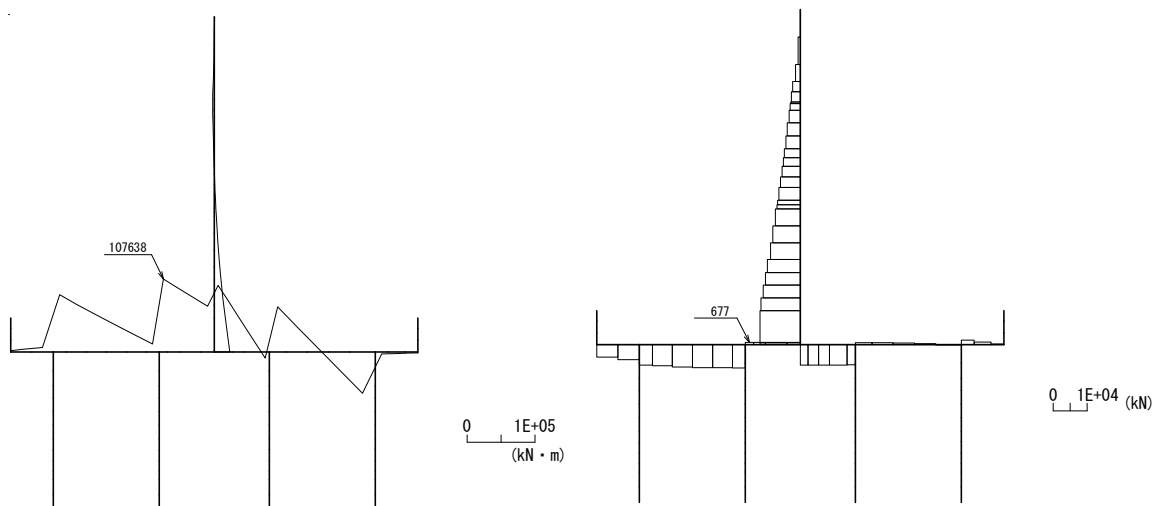
図 5.1-5 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A 断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=54.01s$)



曲げモーメント

軸力

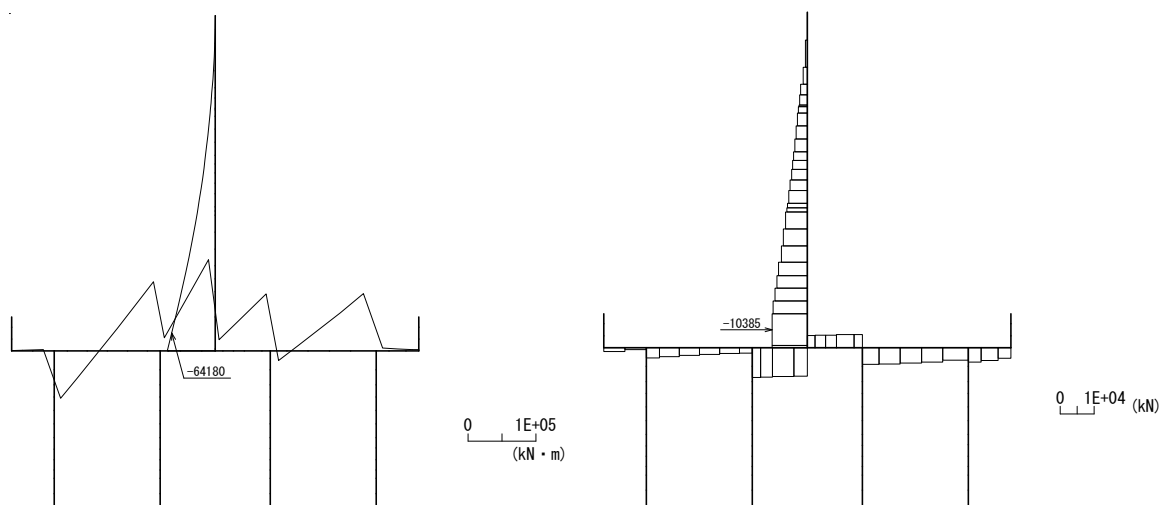
図 5.1-5 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 54.05s$)



曲げモーメント

軸力

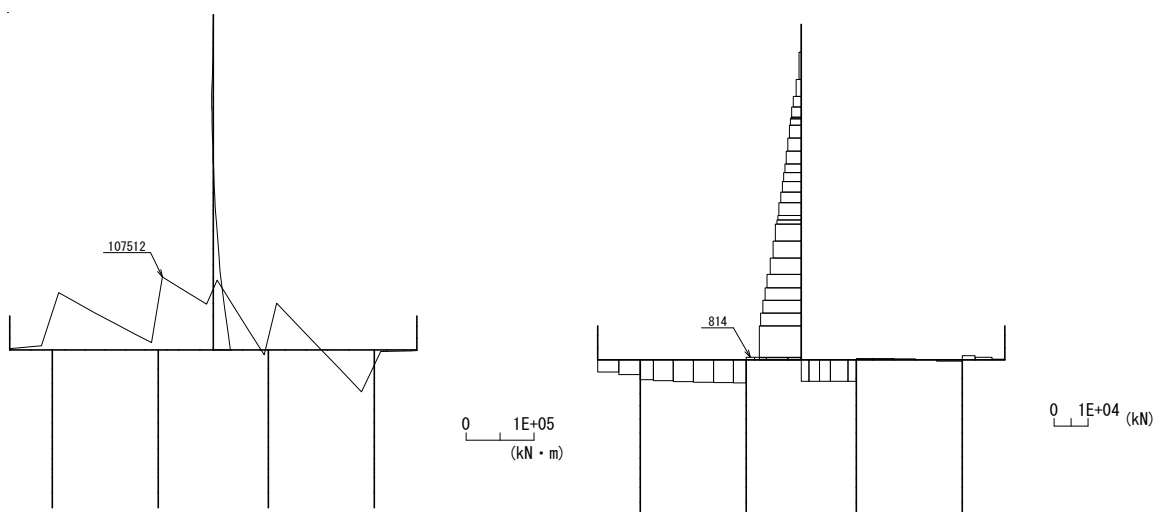
図 5.1-5 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 69.34s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.01s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=69.33s$)

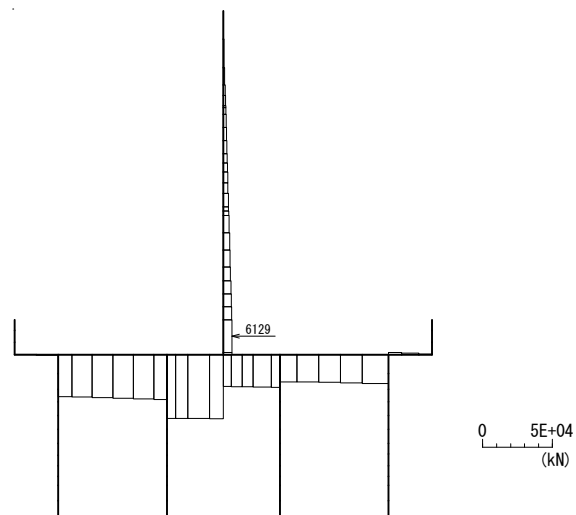


図 5.1-5 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=54.05s$)

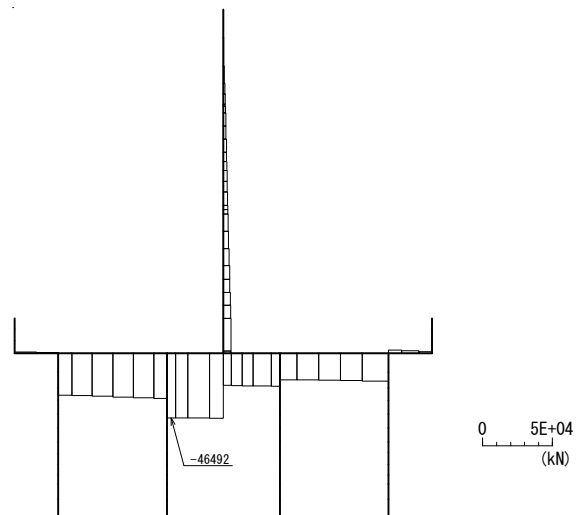
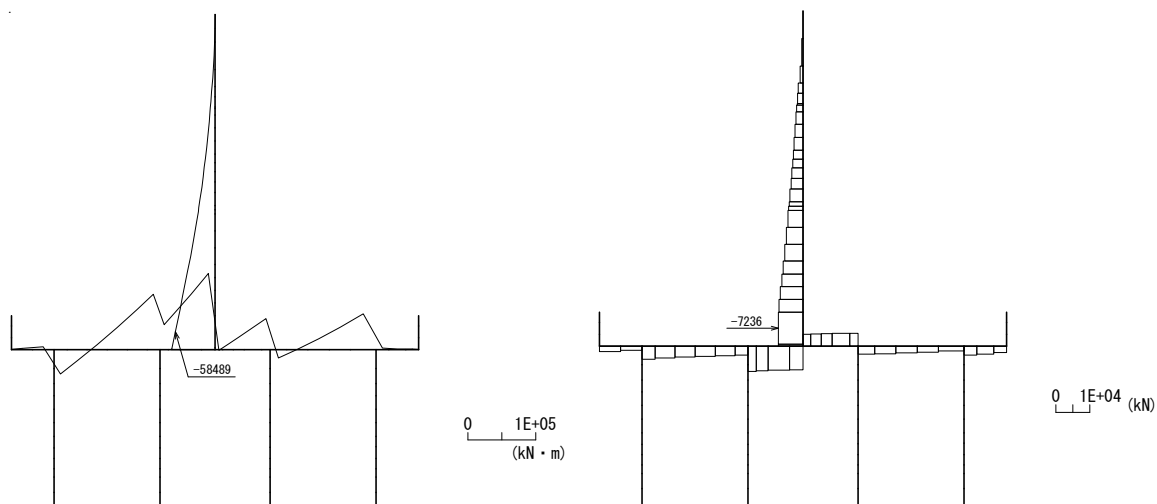


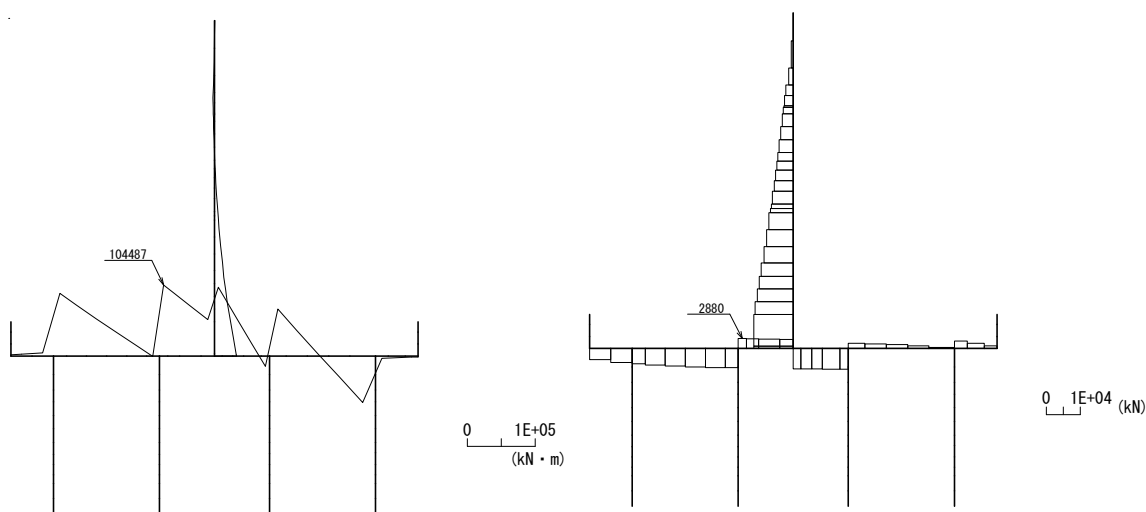
図 5.1-5 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=68.83s$)



曲げモーメント

軸力

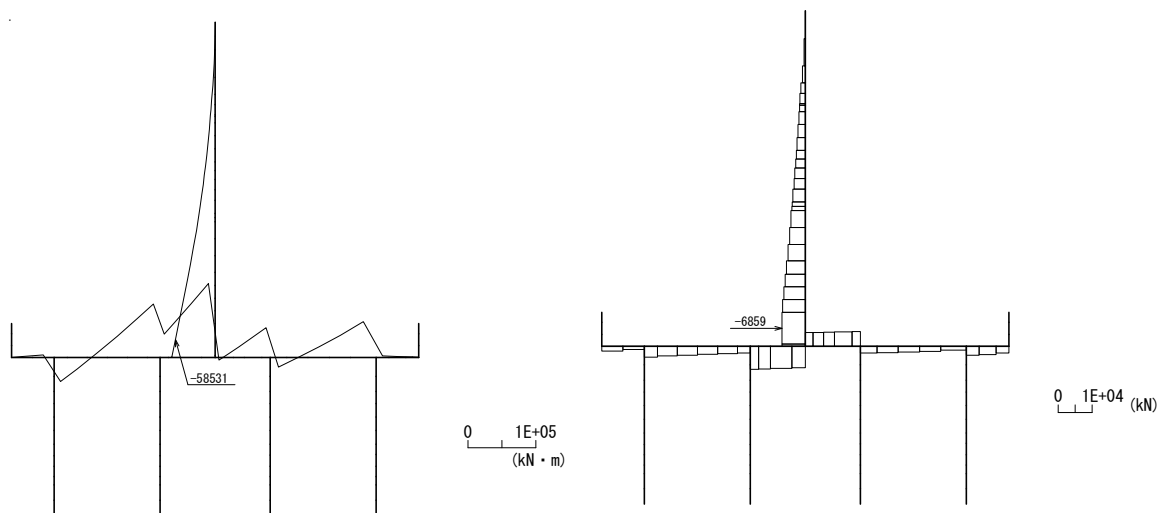
図 5.1-5 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=44.32s$)



曲げモーメント

軸力

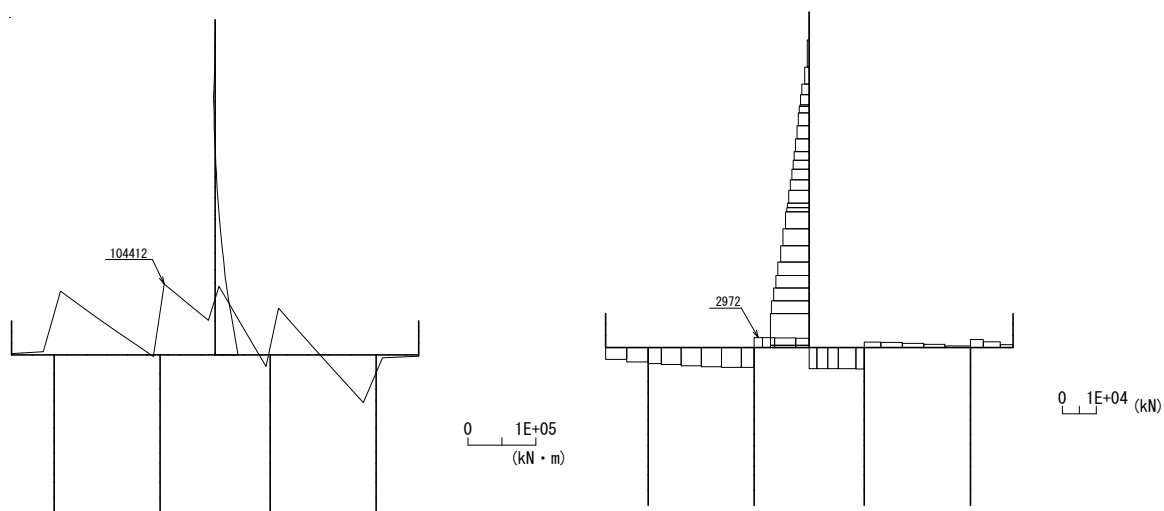
図 5.1-5 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=68.79s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=44.33\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=68.80\text{s}$)

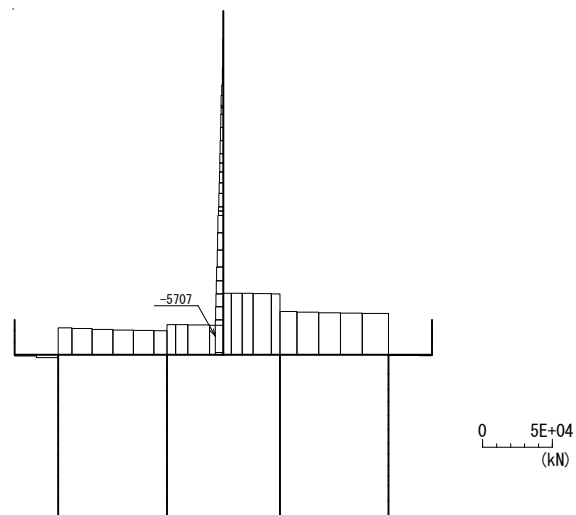


図 5.1-5 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+)， $t=54.05s$)

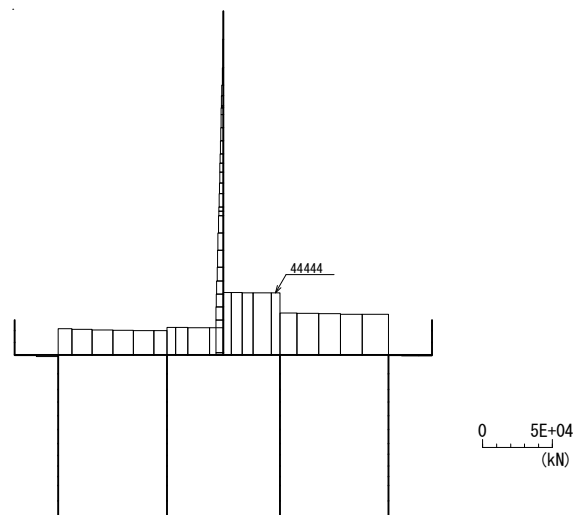
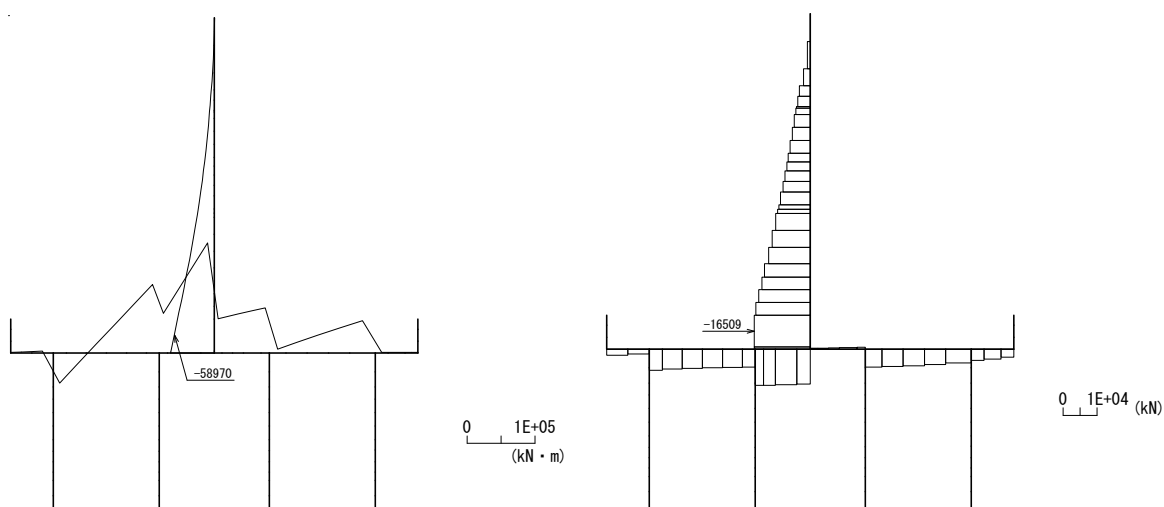


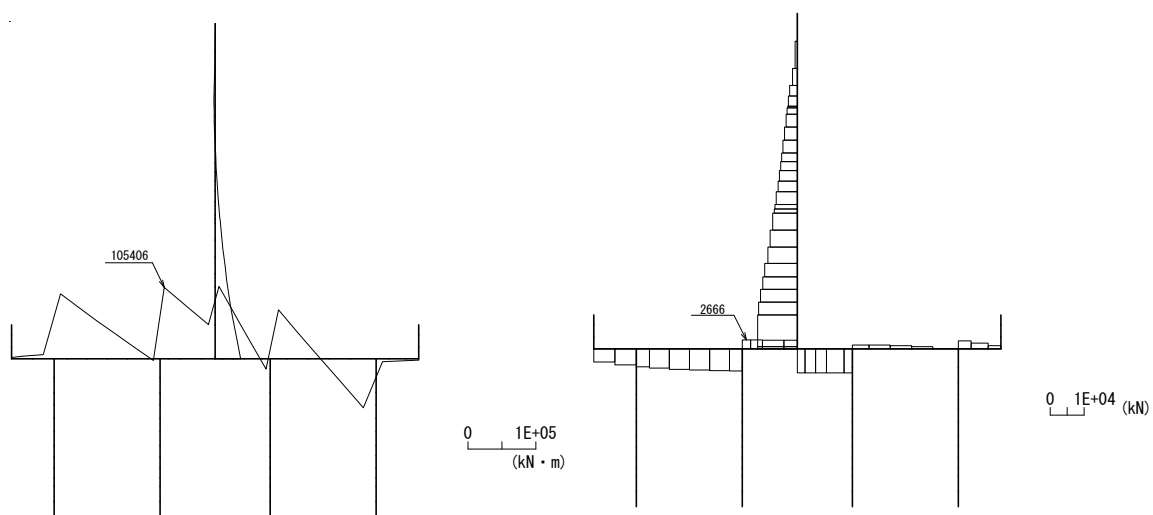
図 5.1-5 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+)， $t=54.01s$)



曲げモーメント

軸力

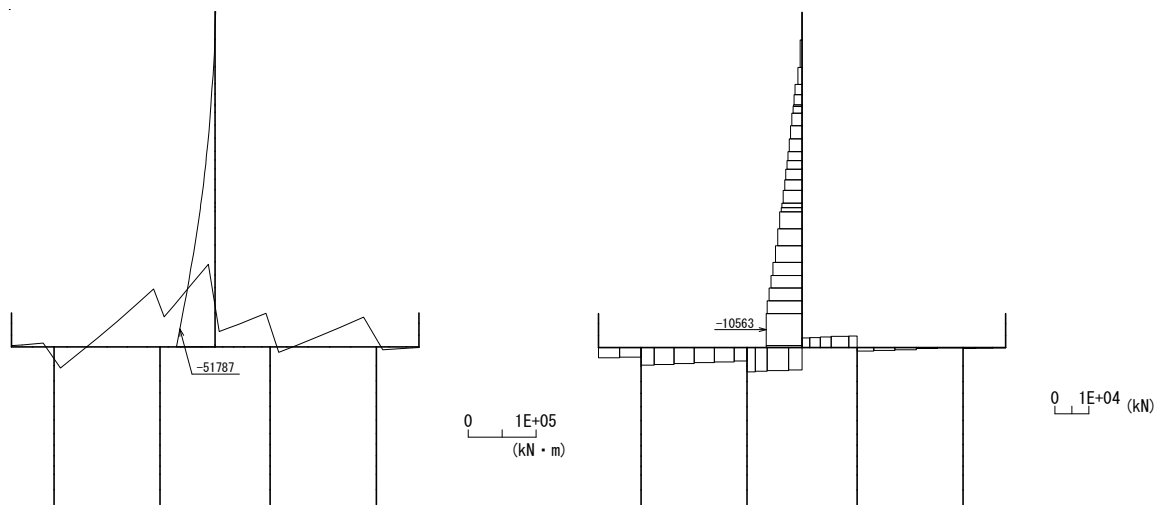
図 5.1-5 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-，V-)， $t=44.33s$)



曲げモーメント

軸力

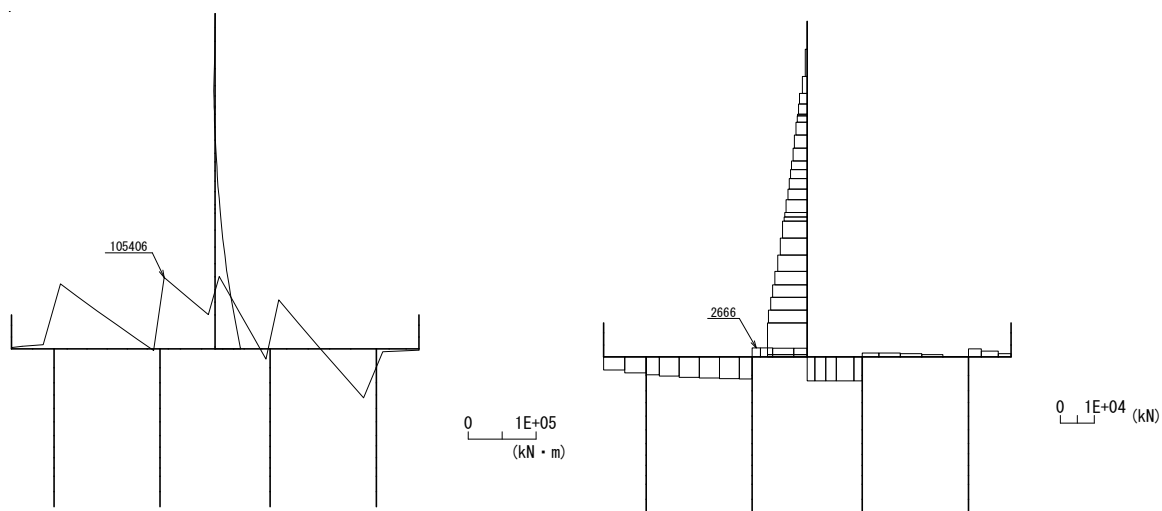
図 5.1-5 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-，V-)， $t=68.82s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t = 17.74\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t = 68.82\text{s}$)

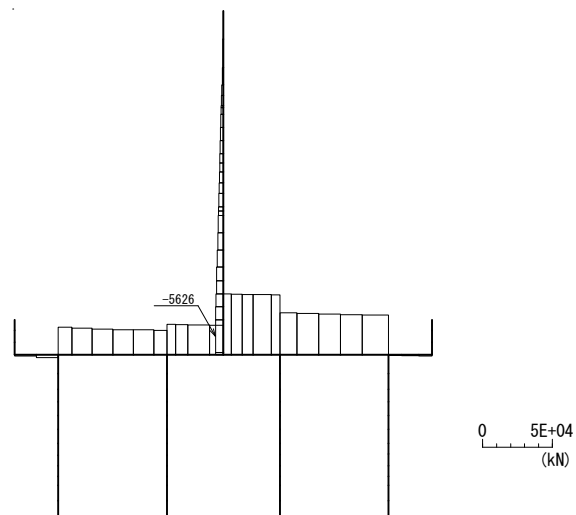


図 5.1-5 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=54.05s$)

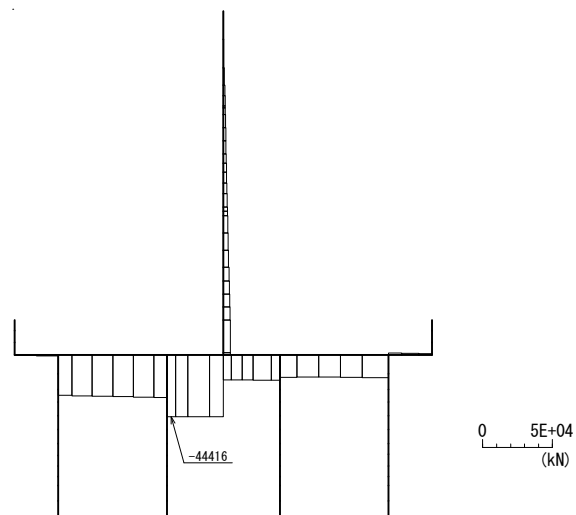
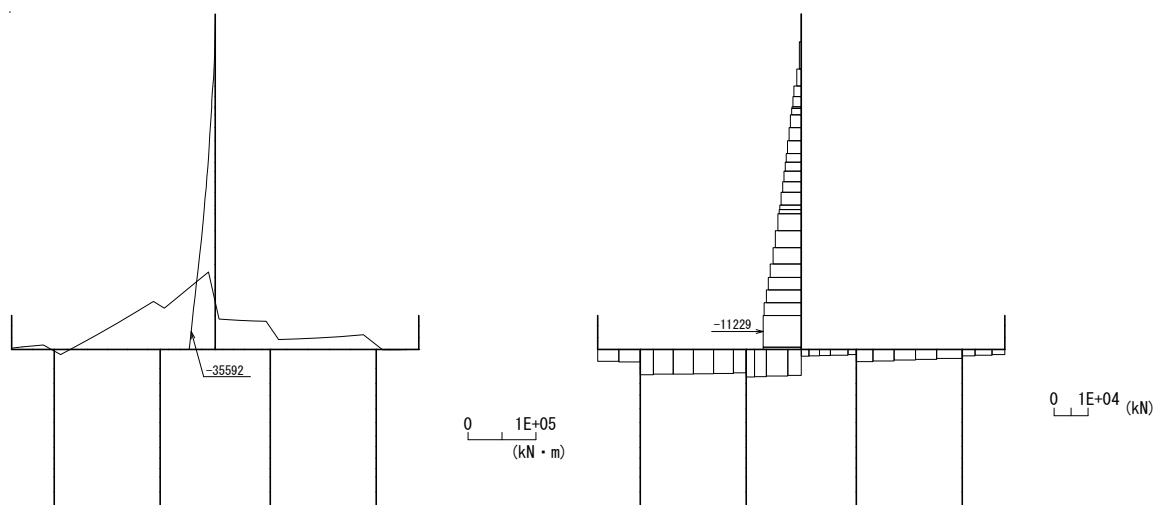


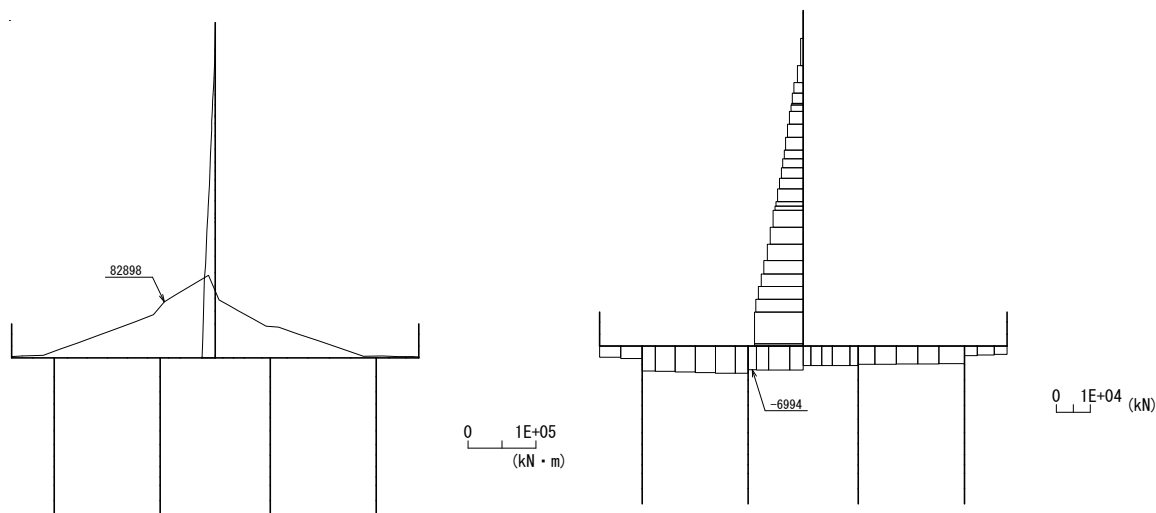
図 5.1-5 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=69.28s$)



曲げモーメント

軸力

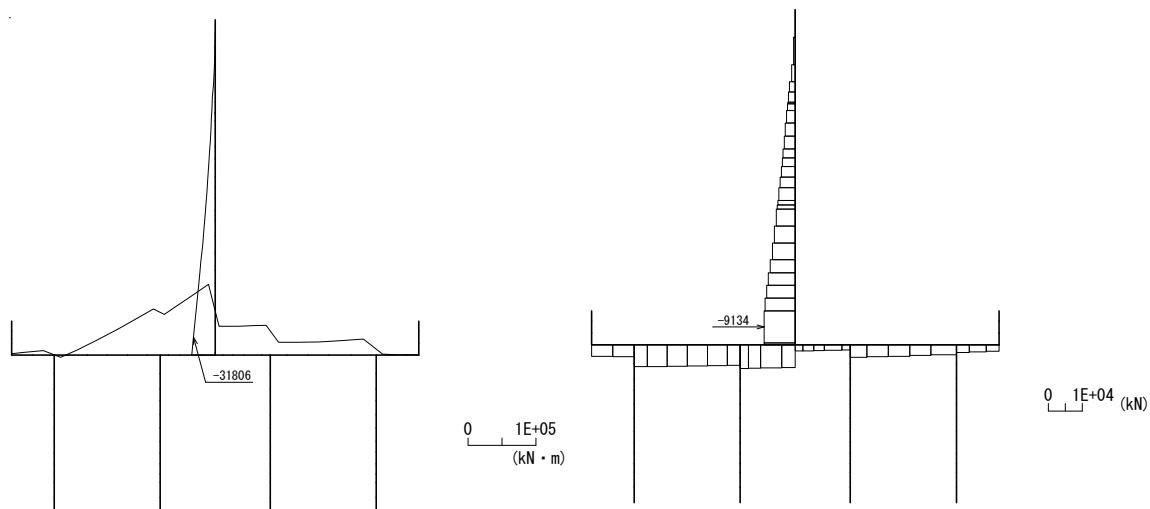
図 5.1-5 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 27.28s$)



曲げモーメント

軸力

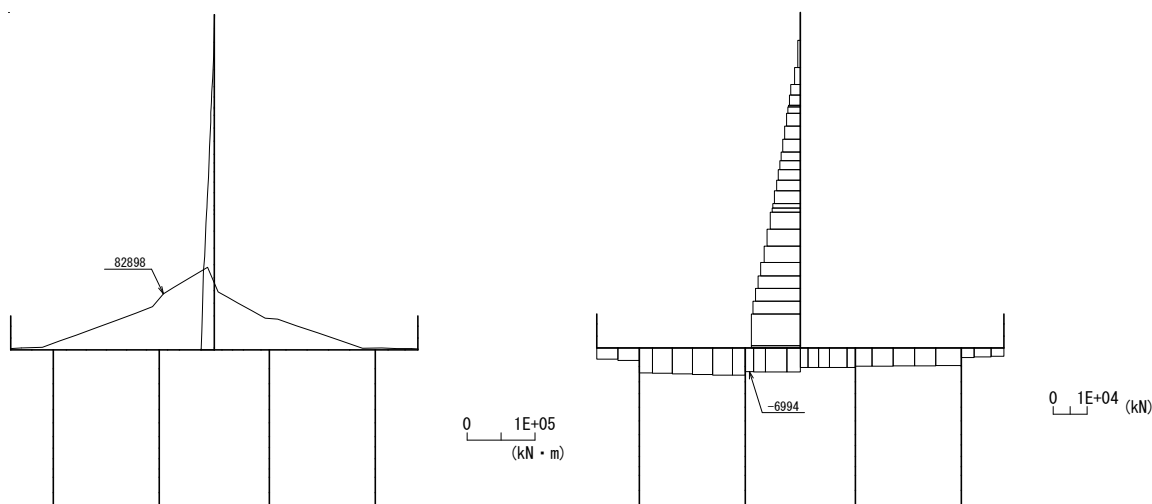
図 5.1-5 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 24.70s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 29.04s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 24.70s$)

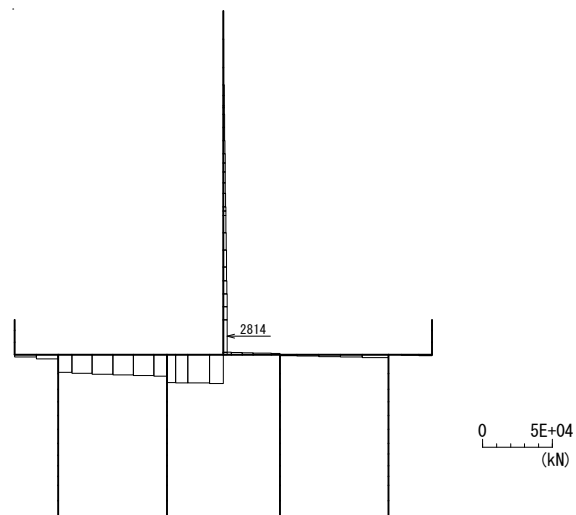


図 5.1-5 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.1$ ， $t = 27.28s$)

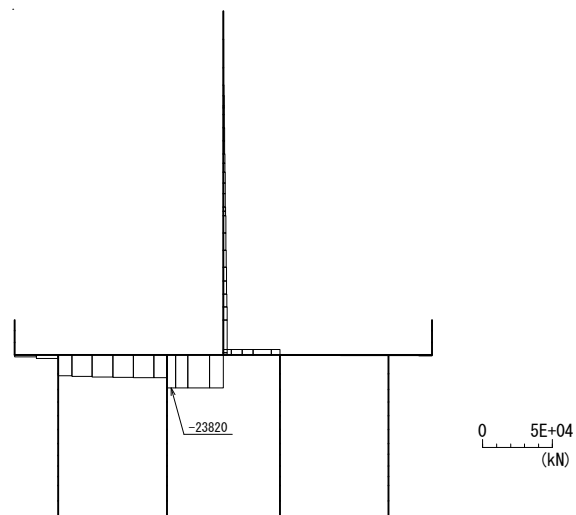
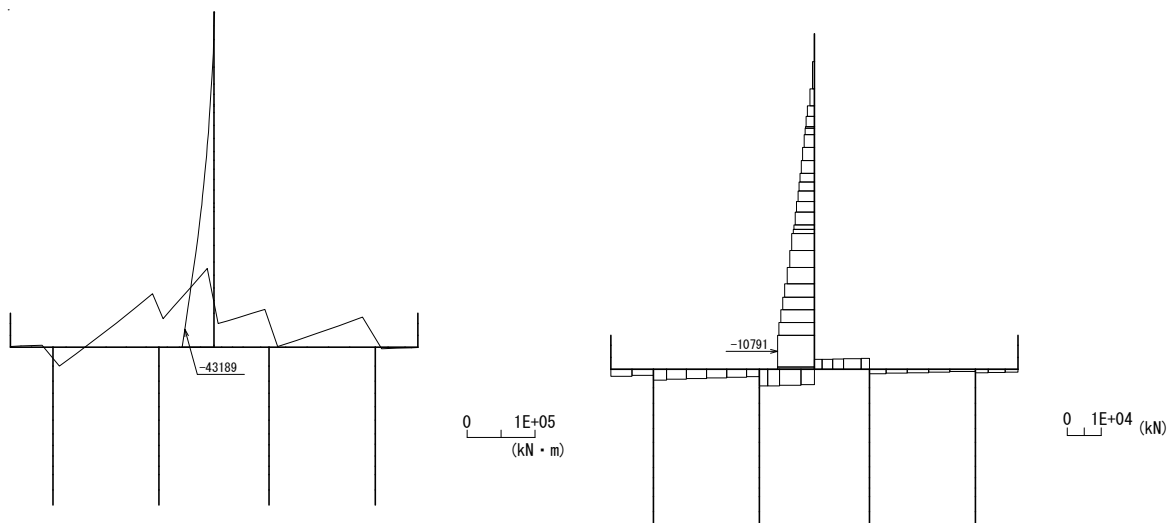


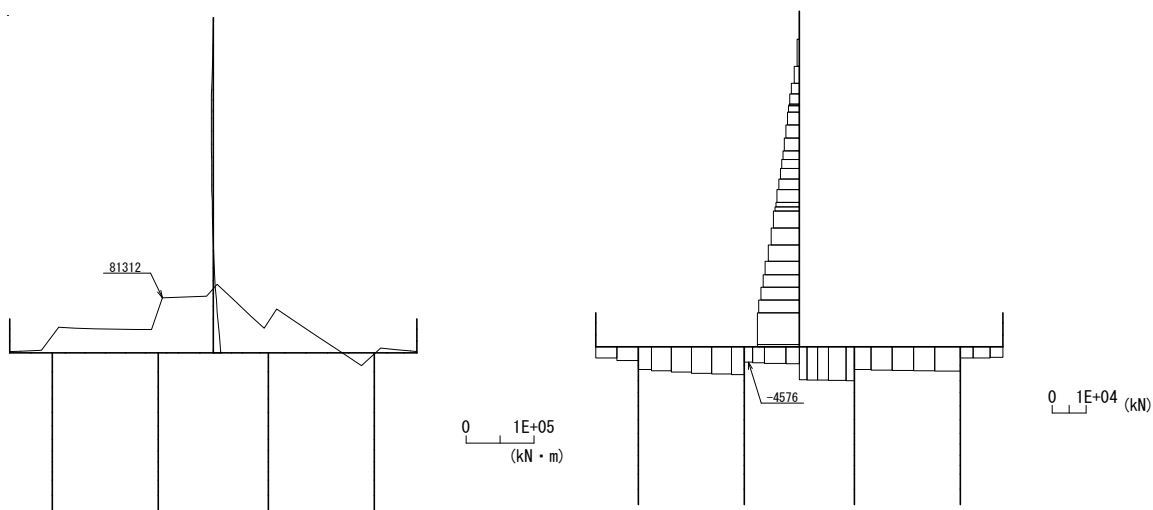
図 5.1-5 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.1$ ， $t = 27.32s$)



曲げモーメント

軸力

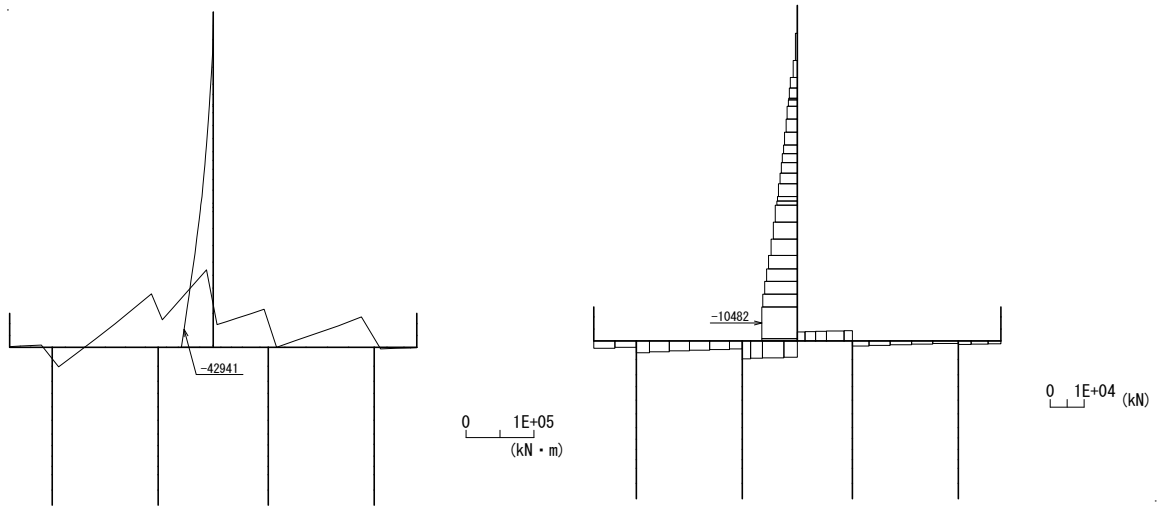
図 5.1-5 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 1.2$, $t = 31.65s$)



曲げモーメント

軸力

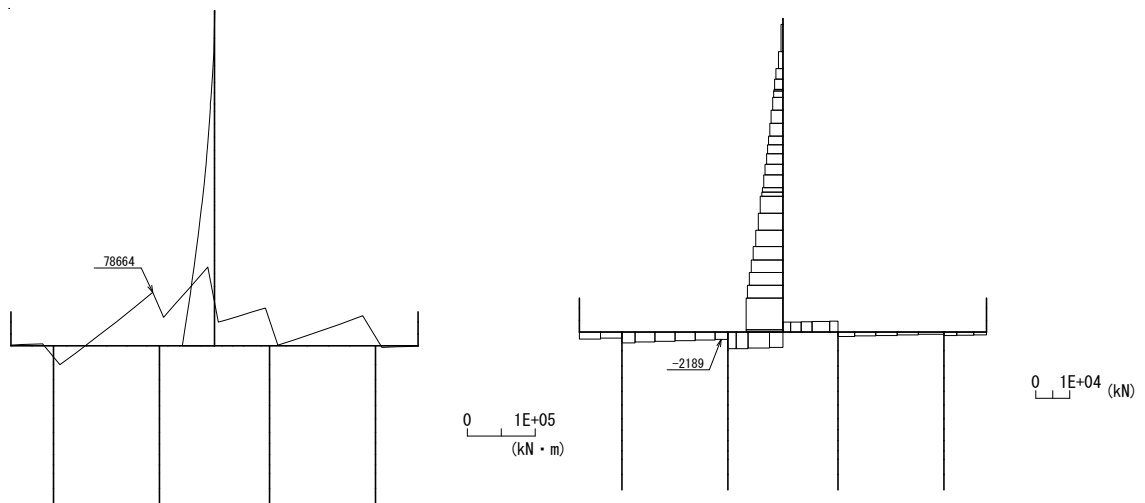
図 5.1-5 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 1.2$, $t = 32.99s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s = 1.2$ ， $t = 31.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s = 1.2$ ， $t = 31.65s$)

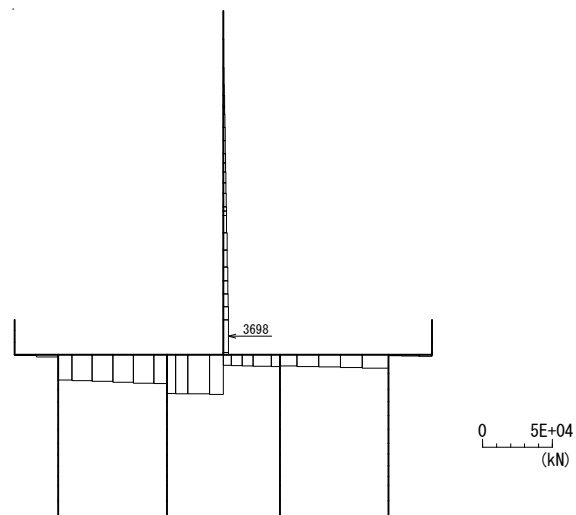


図 5.1-5 (35) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻, $S_s - 1.2$, $t = 31.64s$)

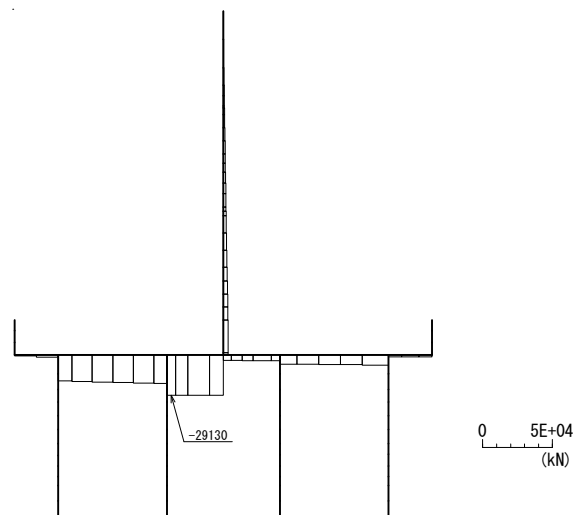
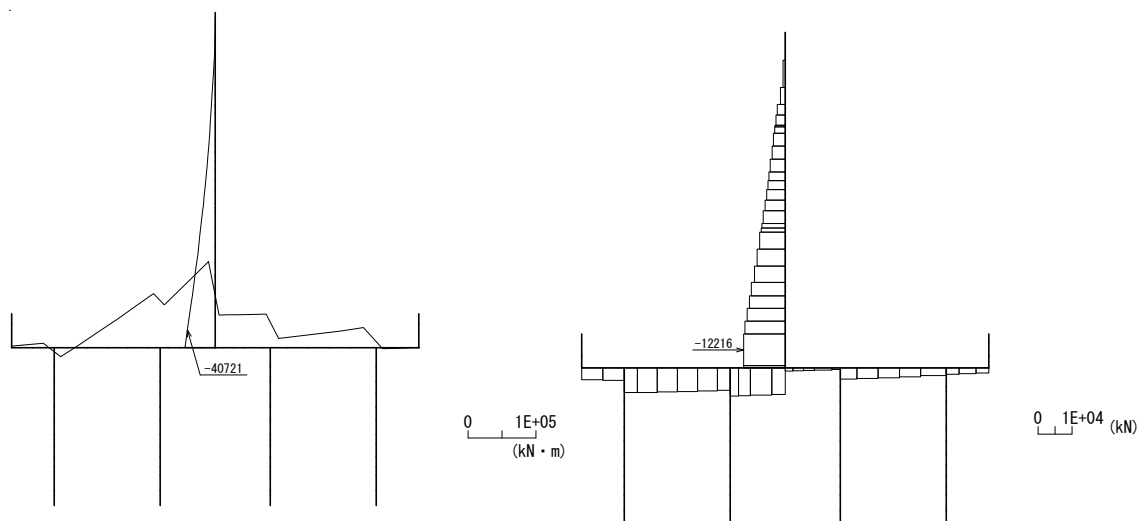


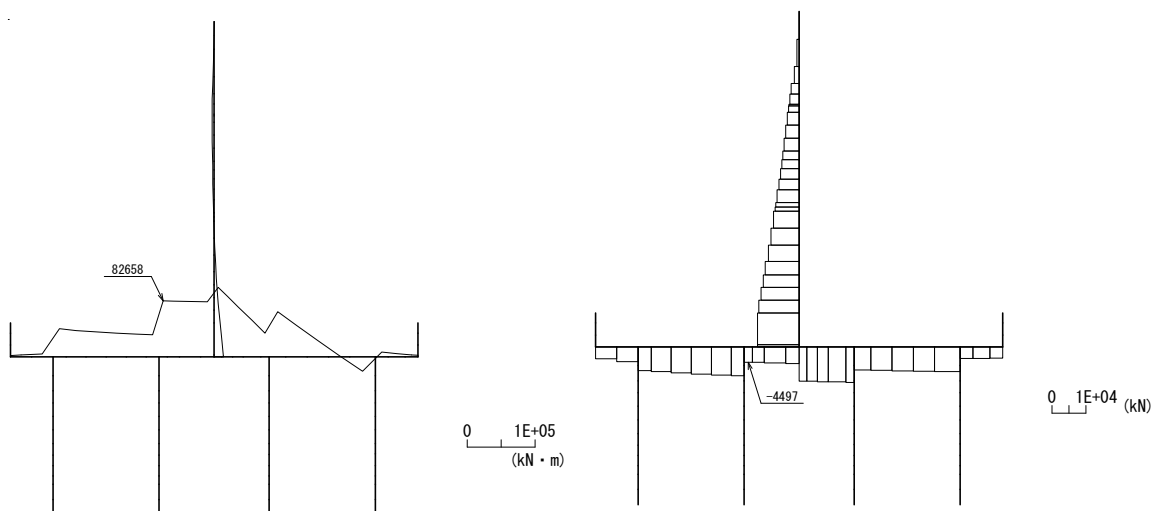
図 5.1-5 (36) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 1.2$, $t = 31.59s$)



曲げモーメント

軸力

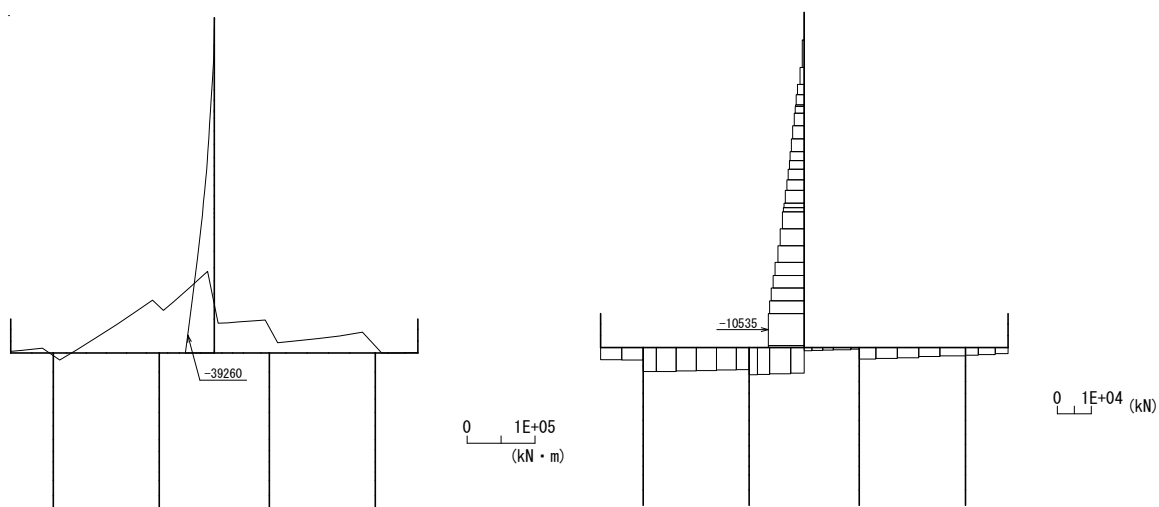
図 5.1-5 (37) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.3$, $t = 28.55s$)



曲げモーメント

軸力

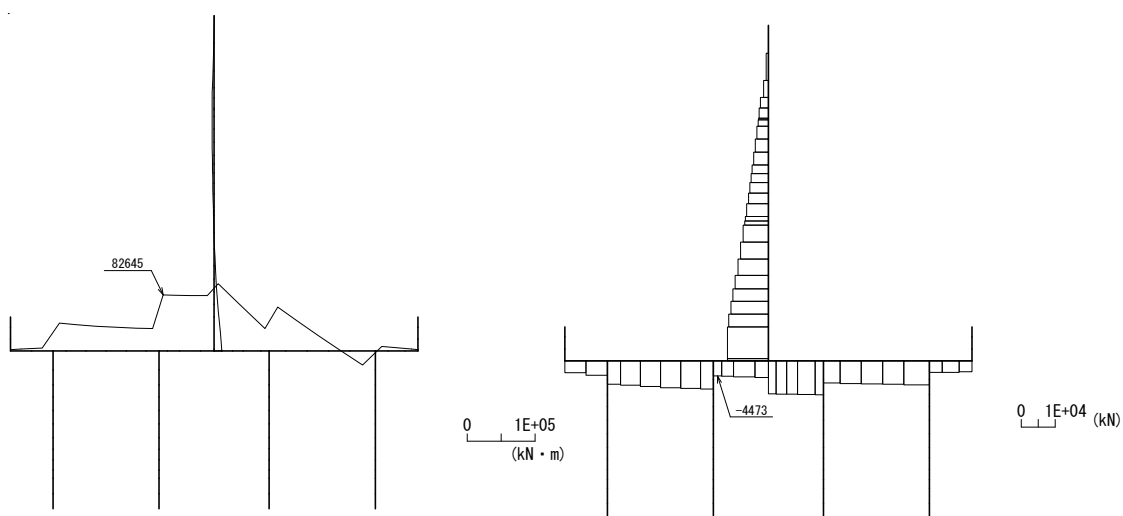
図 5.1-5 (38) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.3$, $t = 30.21s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (39) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 28.53s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (40) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 30.20s$)

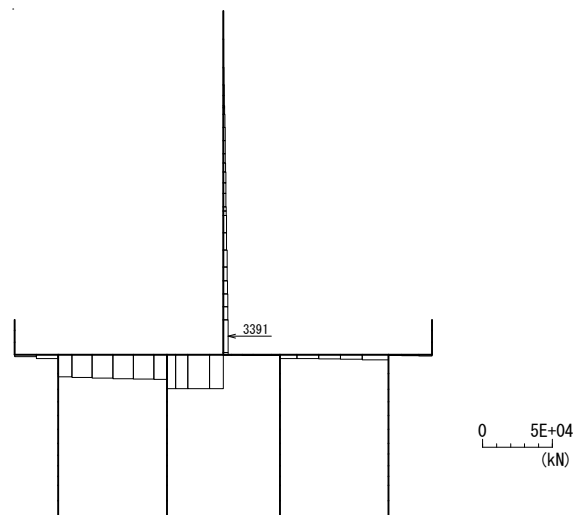


図 5.1-5 (41) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 28.55s$)

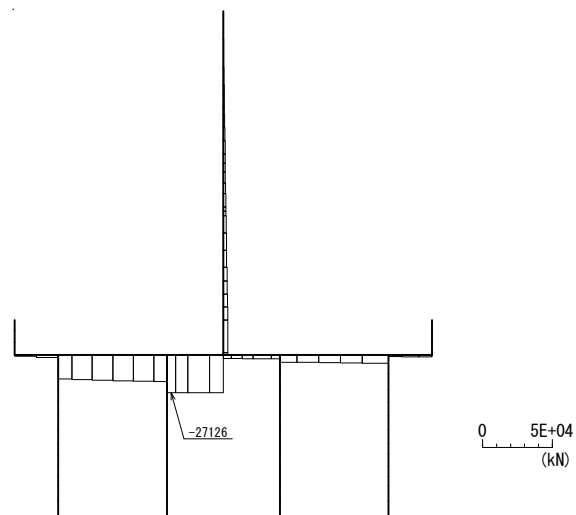
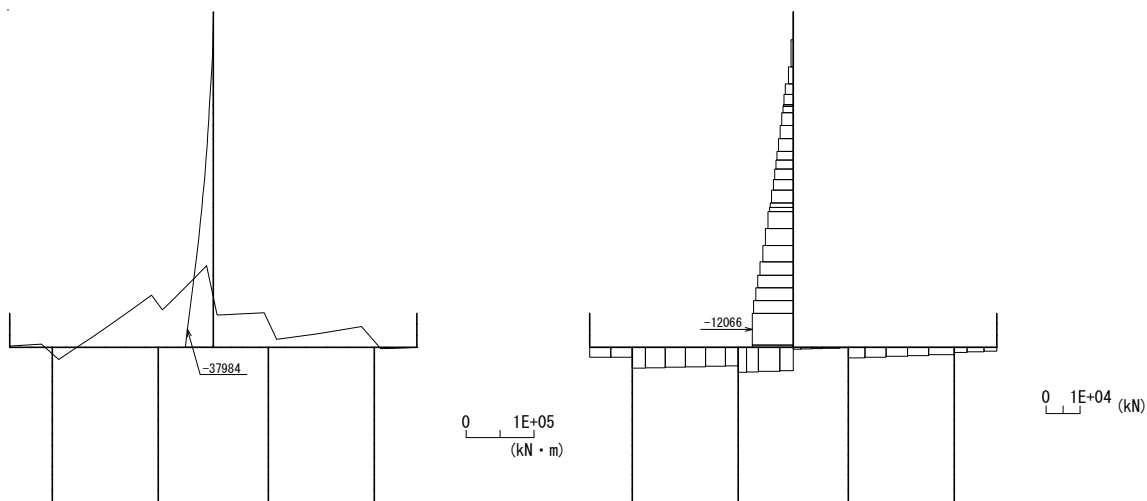


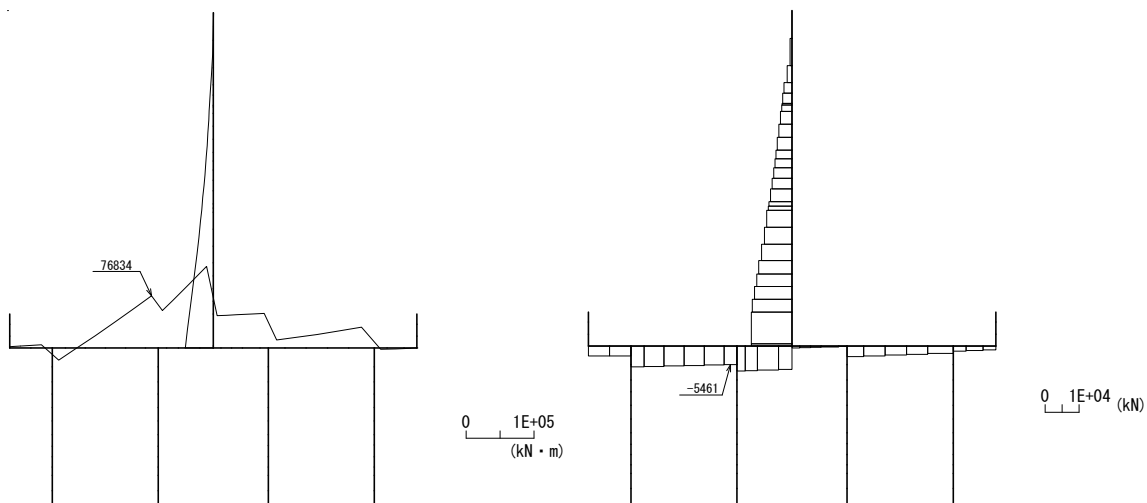
図 5.1-5 (42) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 28.80s$)



曲げモーメント

軸力

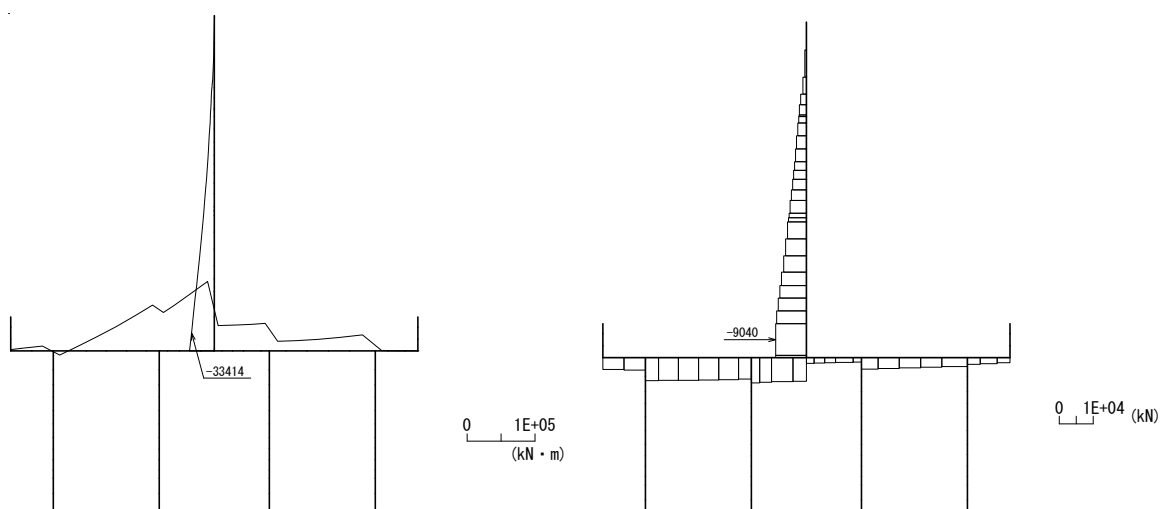
図 5.1-5 (43) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s = 1.4$ ， $t = 31.70s$)



曲げモーメント

軸力

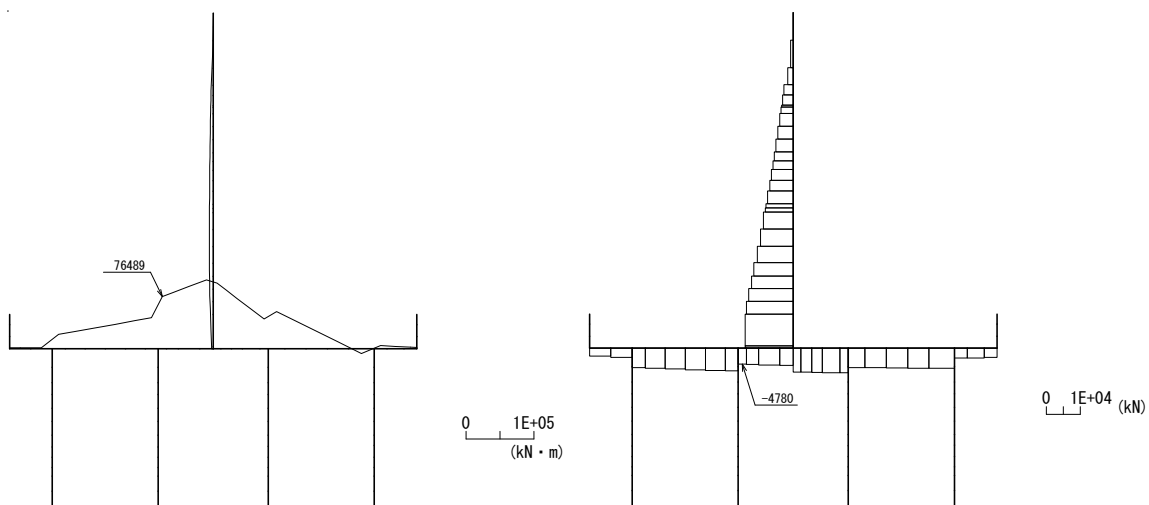
図 5.1-5 (44) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s = 1.4$ ， $t = 31.70s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (45) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.4$, $t = 28.63s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (46) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.4$, $t = 29.87s$)

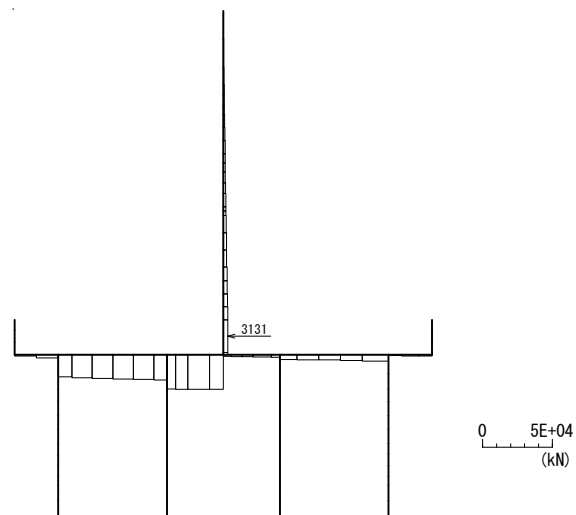


図 5.1-5 (47) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 31.71s$)

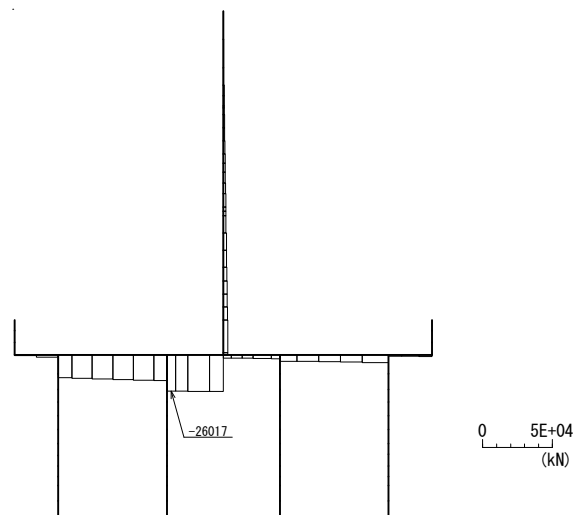
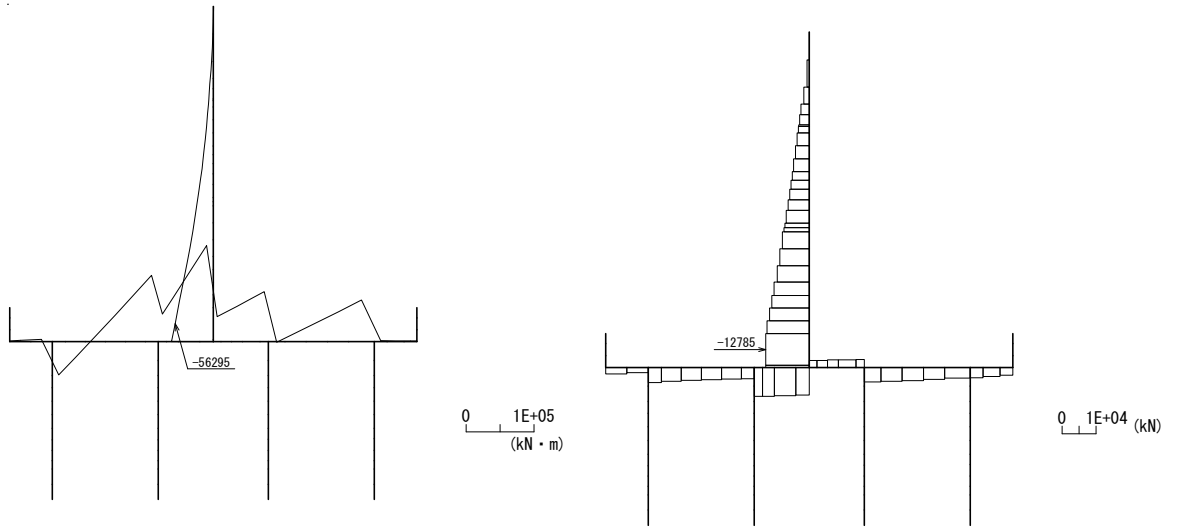


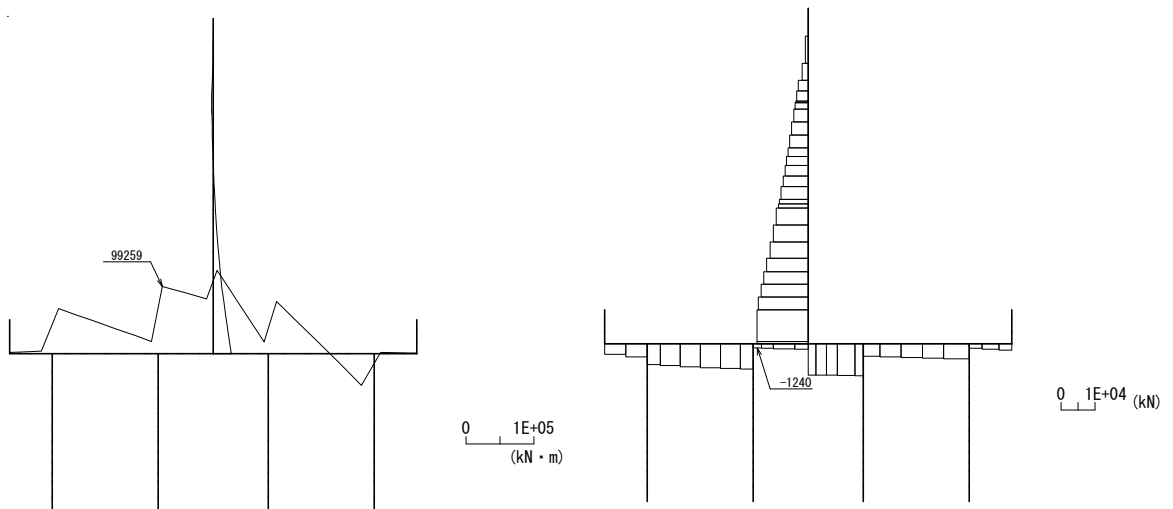
図 5.1-5 (48) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 31.77s$)



曲げモーメント

軸力

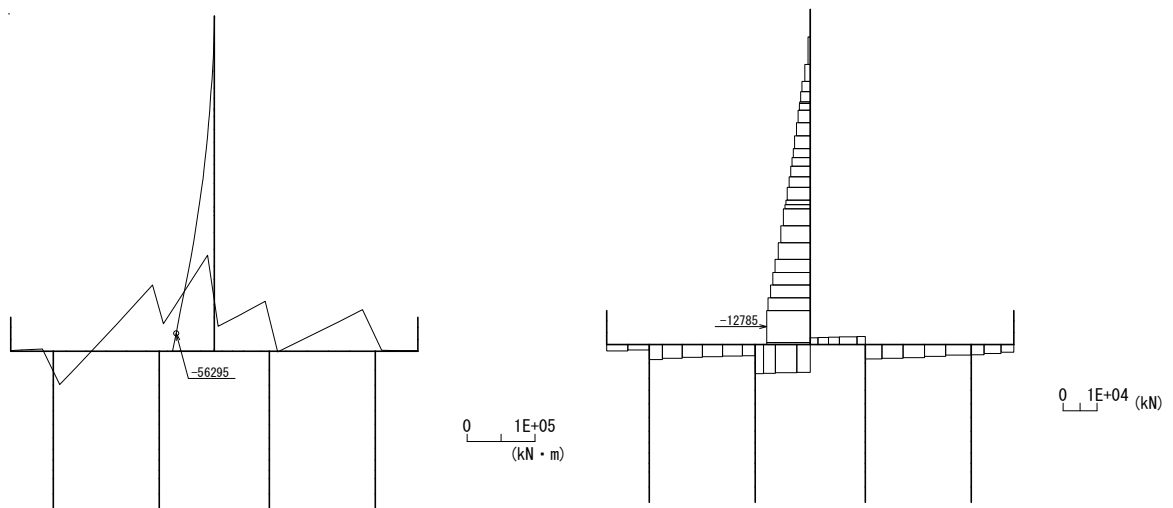
図 5.1-5 (49) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 66.87s$)



曲げモーメント

軸力

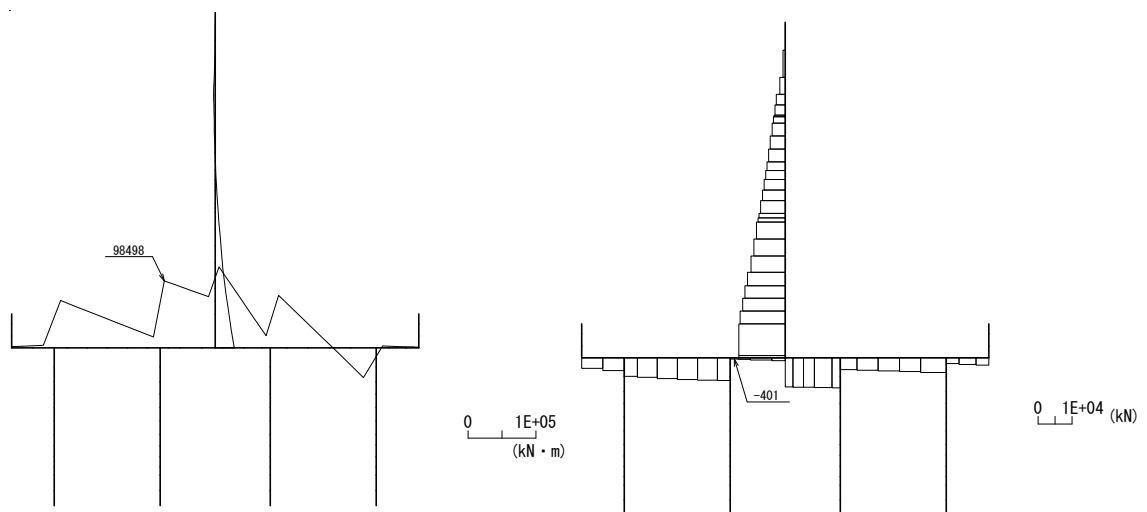
図 5.1-5 (50) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 66.40s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (51) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 66.87s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (52) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 66.39s$)

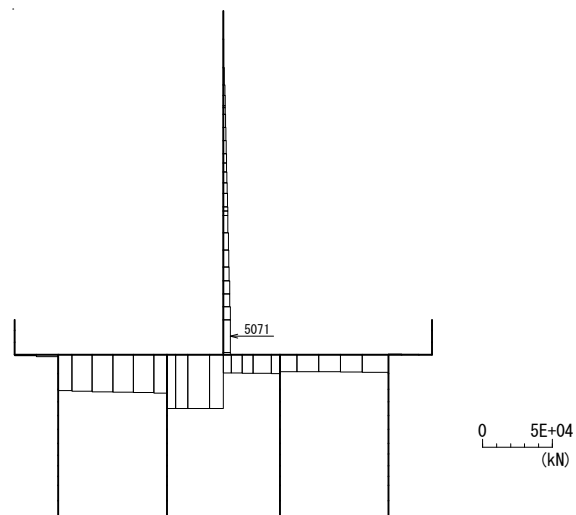


図 5.1-5 (53) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 66.87s$)

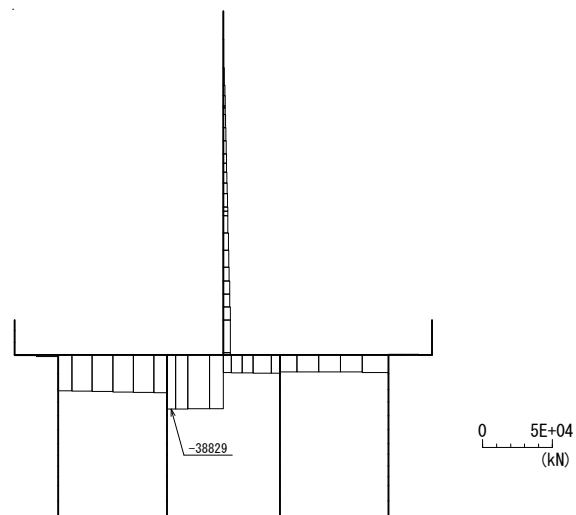
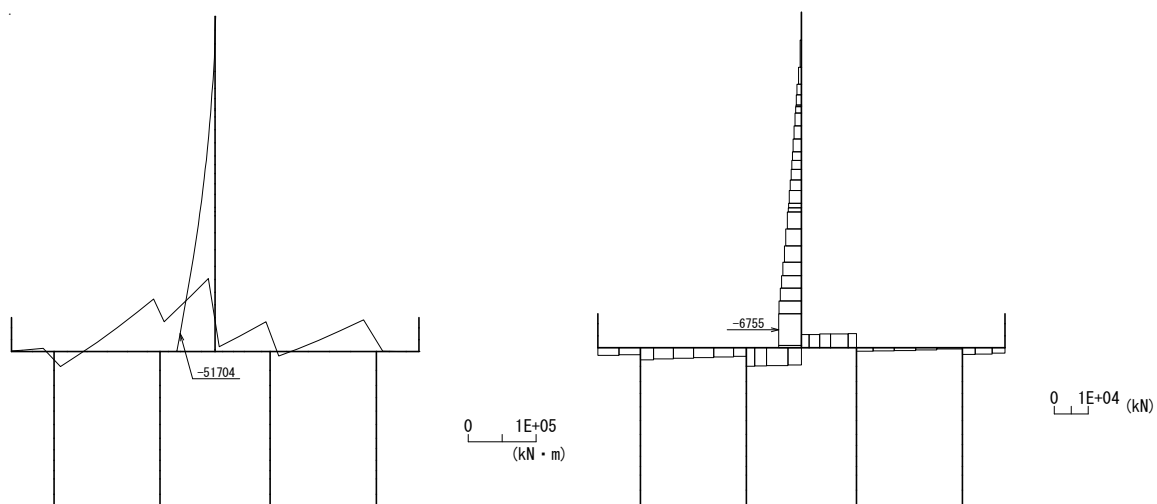


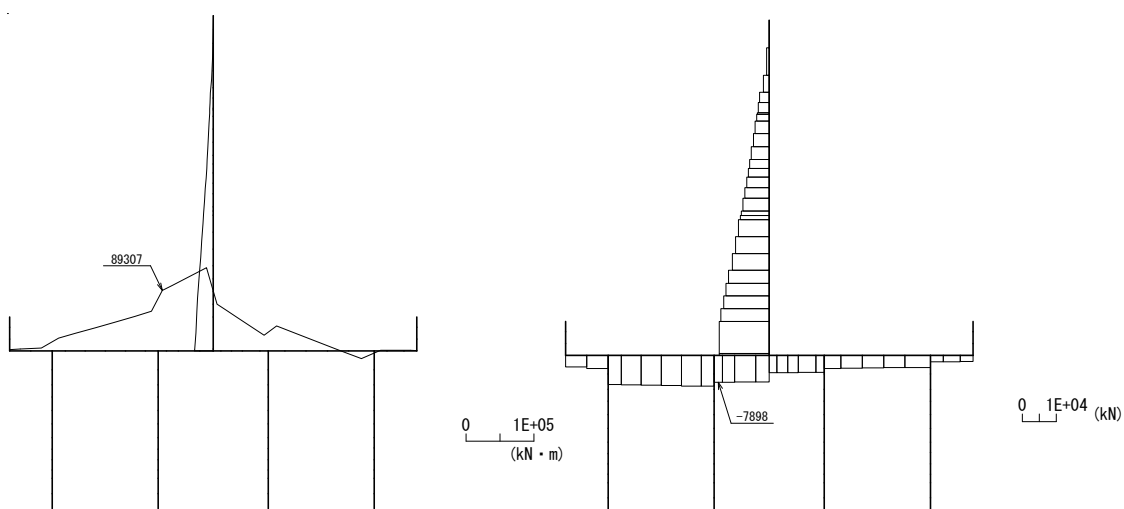
図 5.1-5 (54) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 66.88s$)



曲げモーメント

軸力

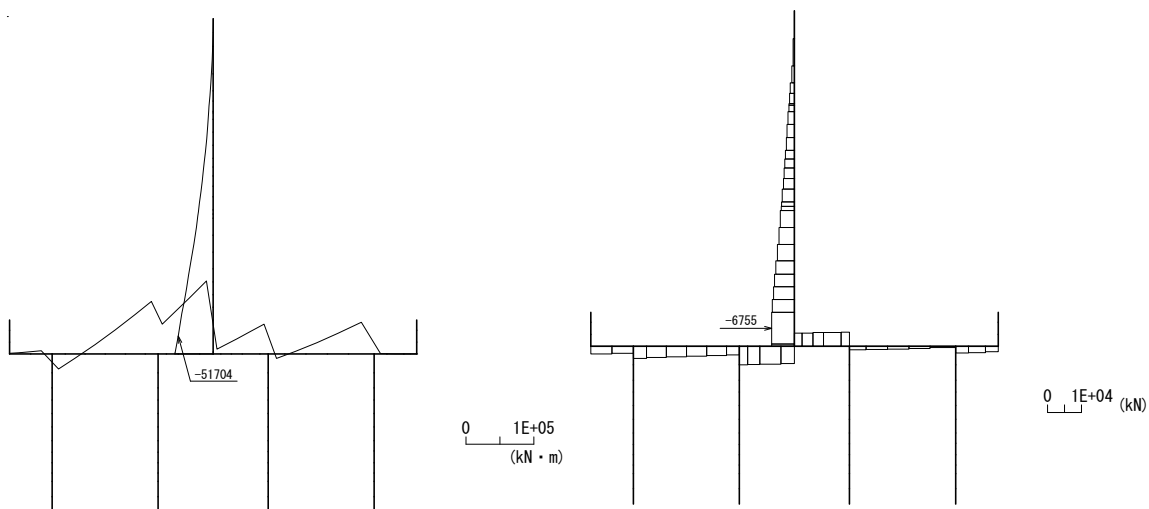
図 5.1-5 (55) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 72.01s$)



曲げモーメント

軸力

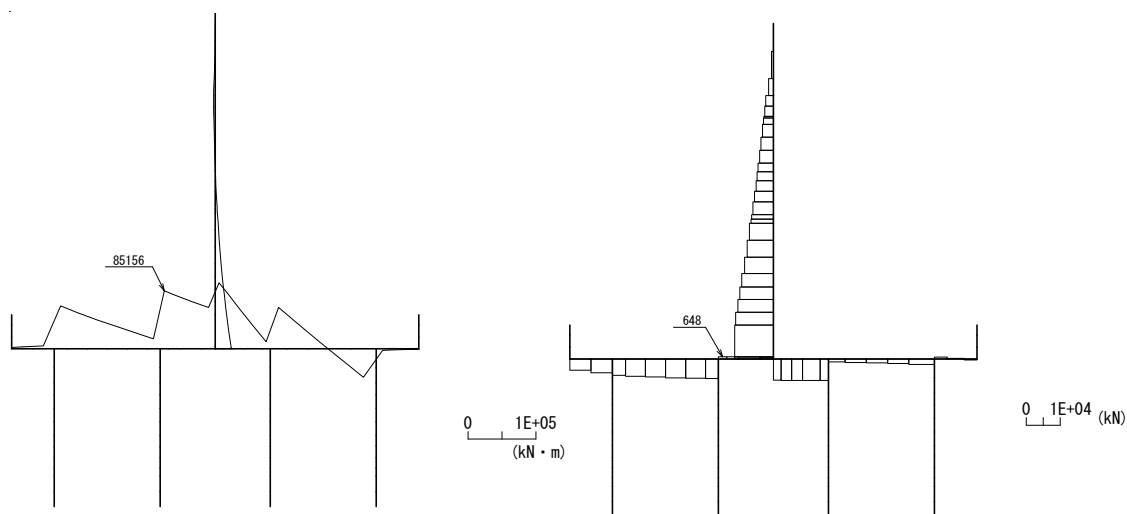
図 5.1-5 (56) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 70.48s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (57) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 72.01s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (58) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 102.86s$)

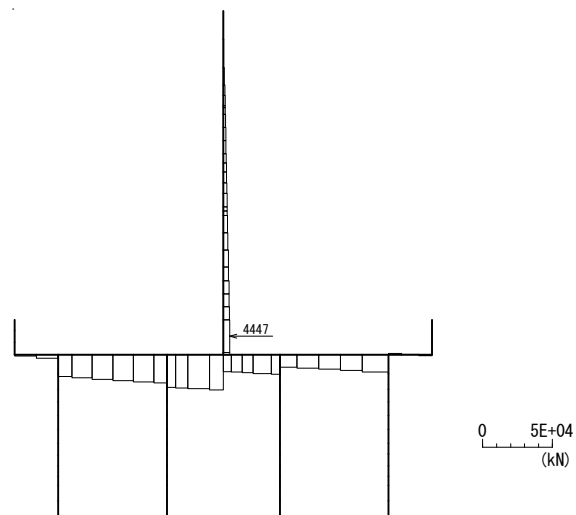


図 5.1-5 (59) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 72.01s$)

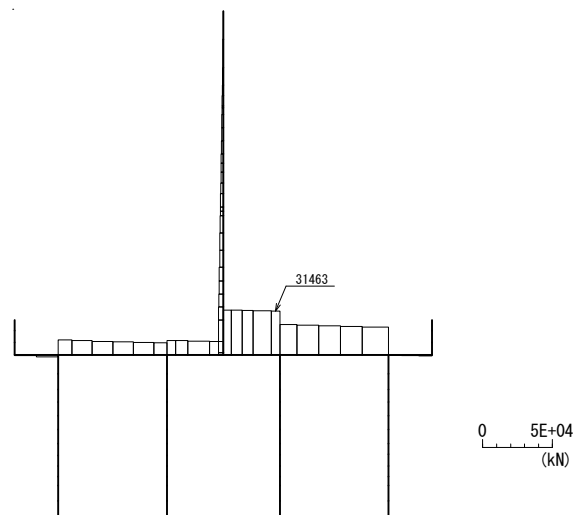
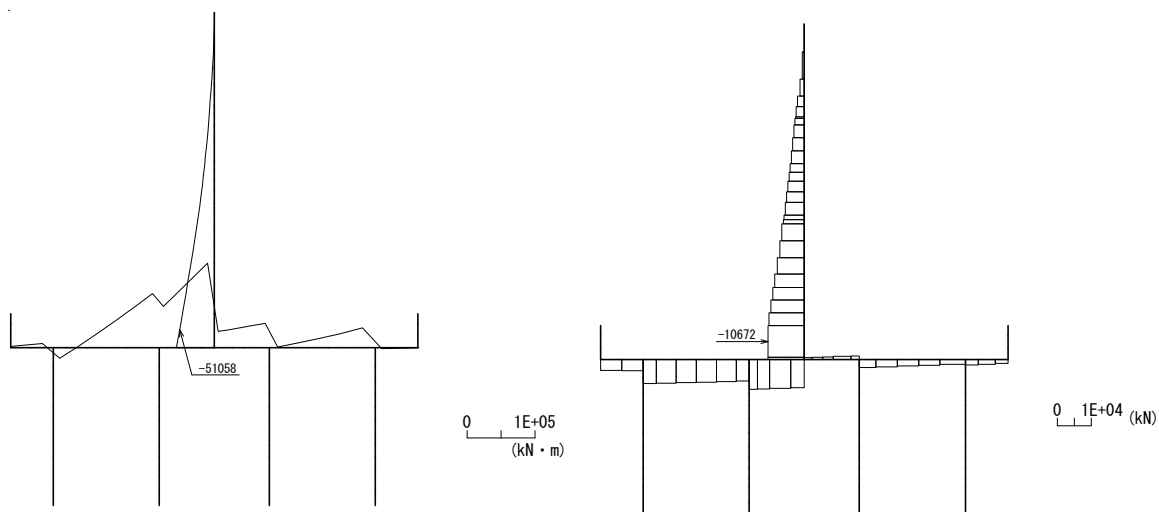


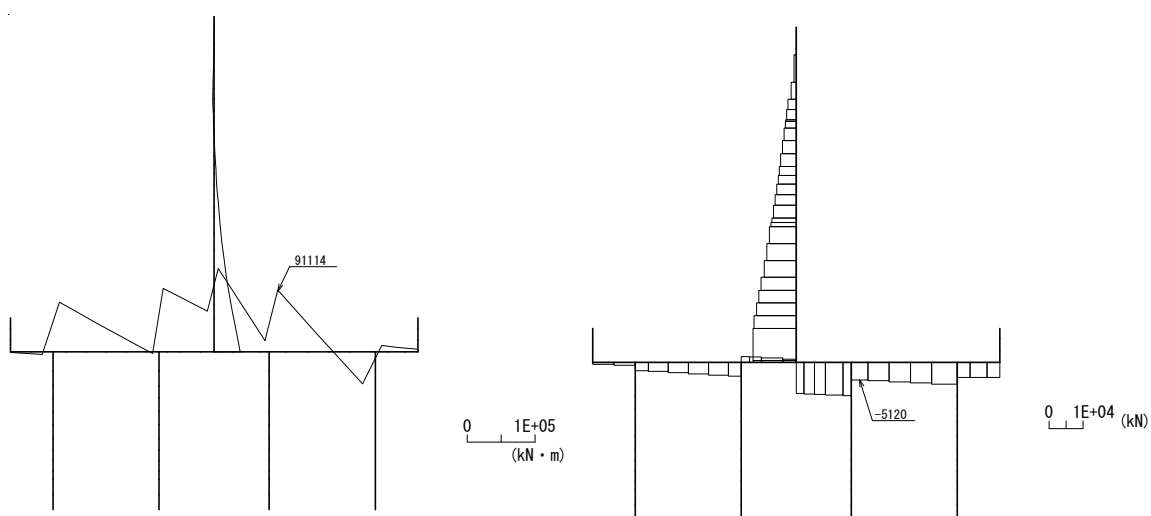
図 5.1-5 (60) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 102.83s$)



曲げモーメント

軸力

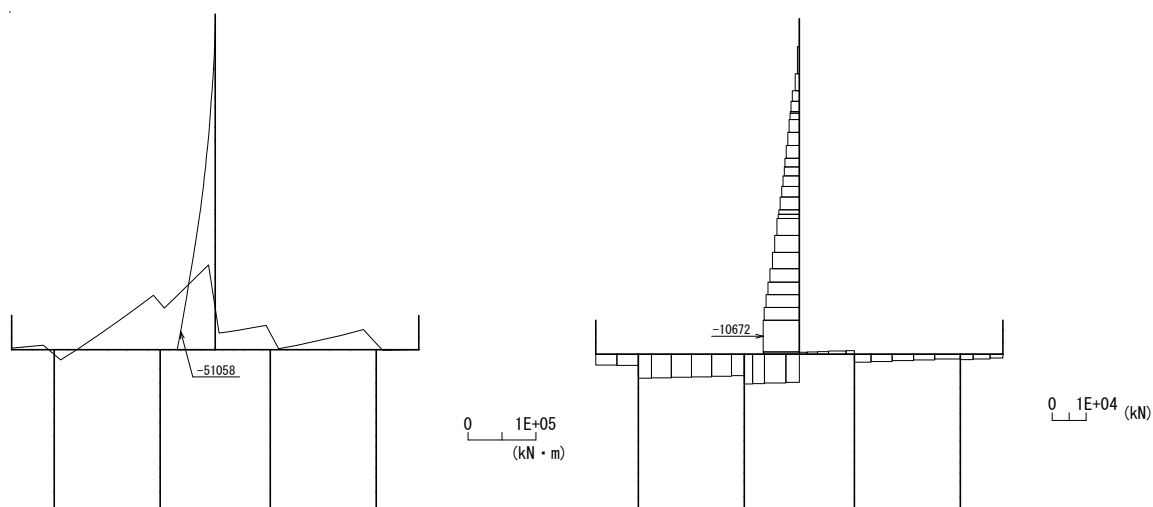
図 5.1-5 (61) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.51s$)



曲げモーメント

軸力

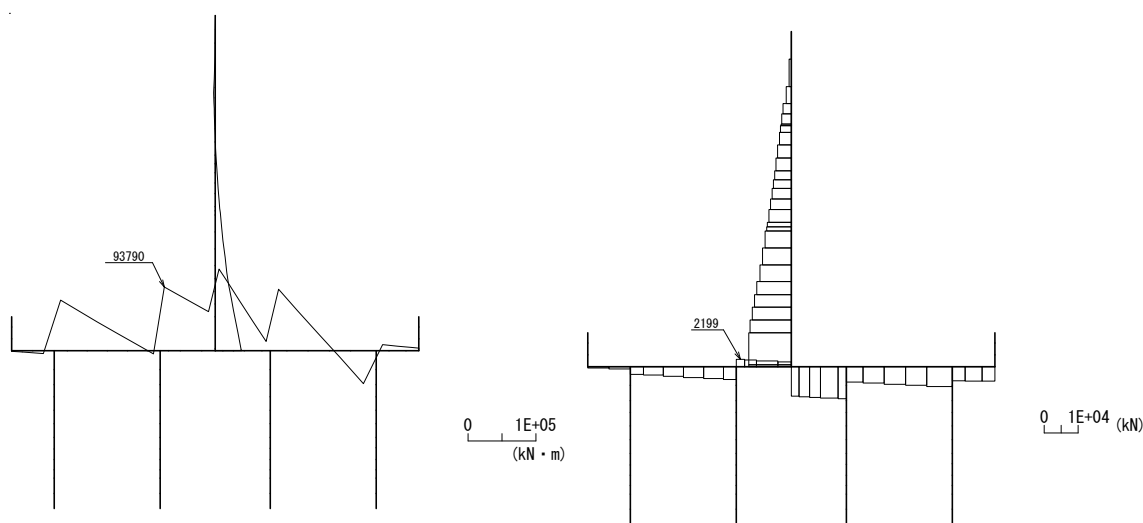
図 5.1-5 (62) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.83s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (63) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.51s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (64) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.85s$)

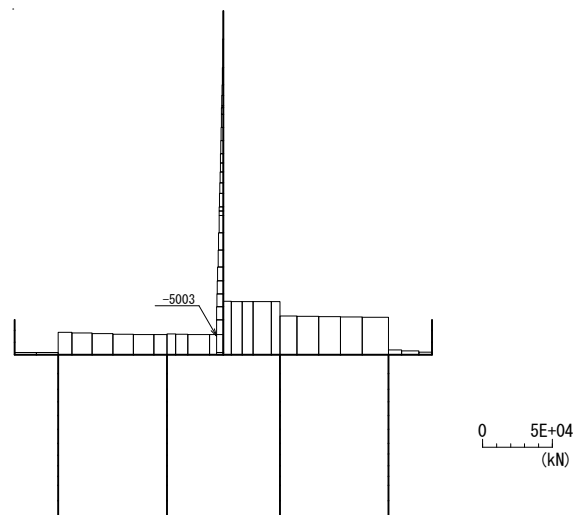


図 5.1-5 (65) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.87s$)

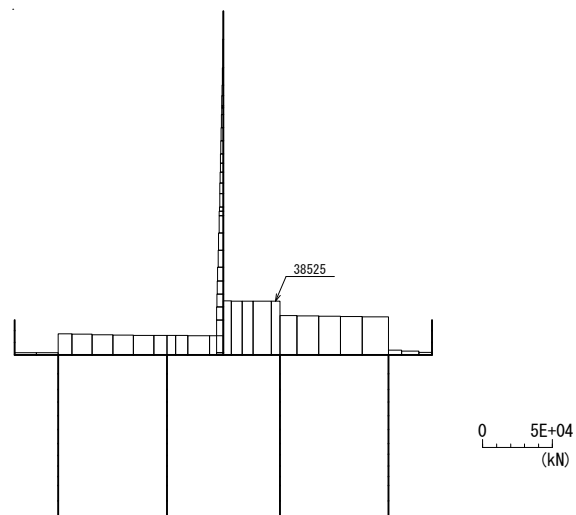
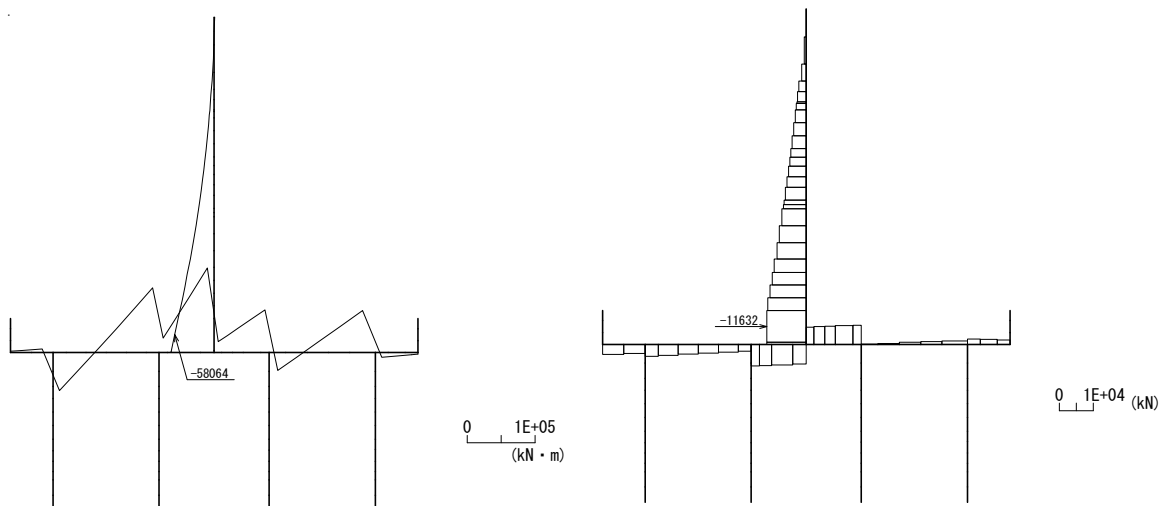


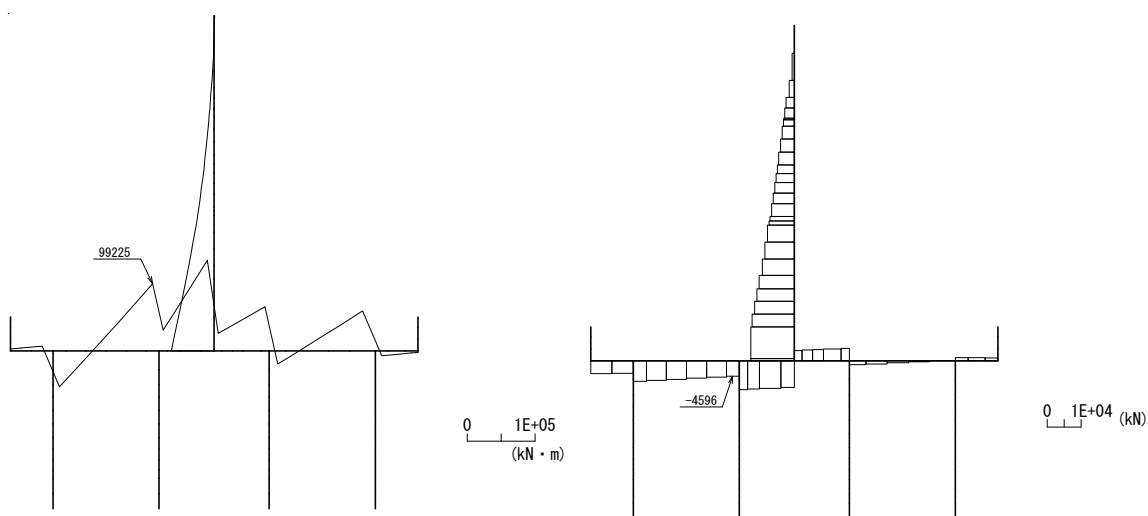
図 5.1-5 (66) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.85s$)



曲げモーメント

軸力

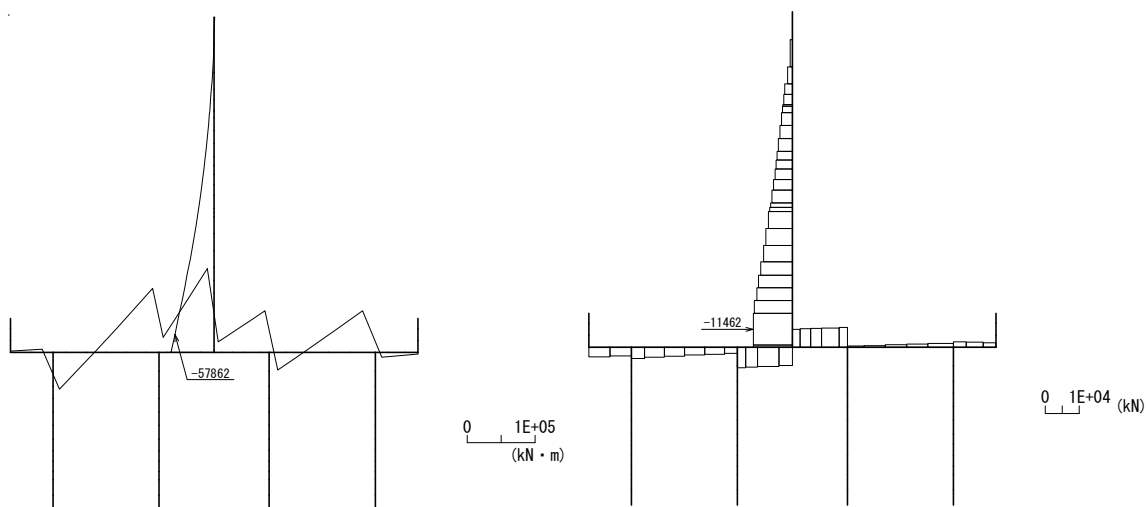
図 5.1-5 (67) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.89s$)



曲げモーメント

軸力

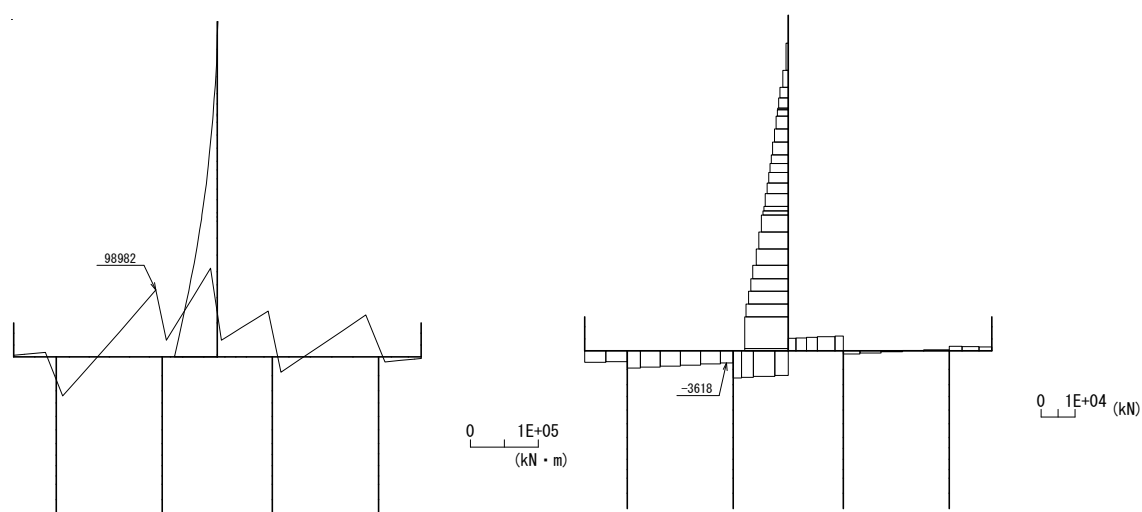
図 5.1-5 (68) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.81s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (69) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (70) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.84s$)

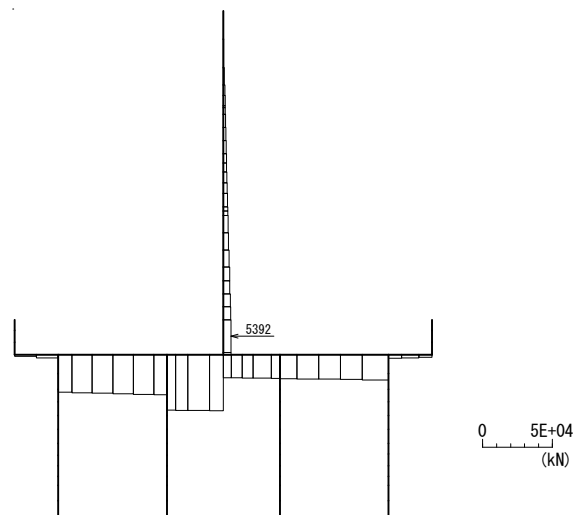


図 5.1-5 (71) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.88s$)

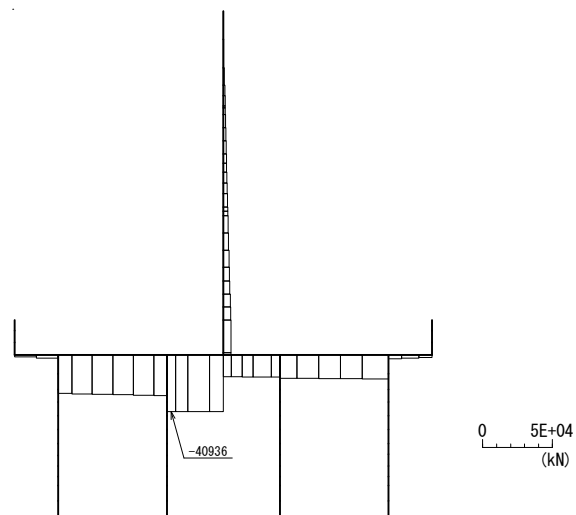
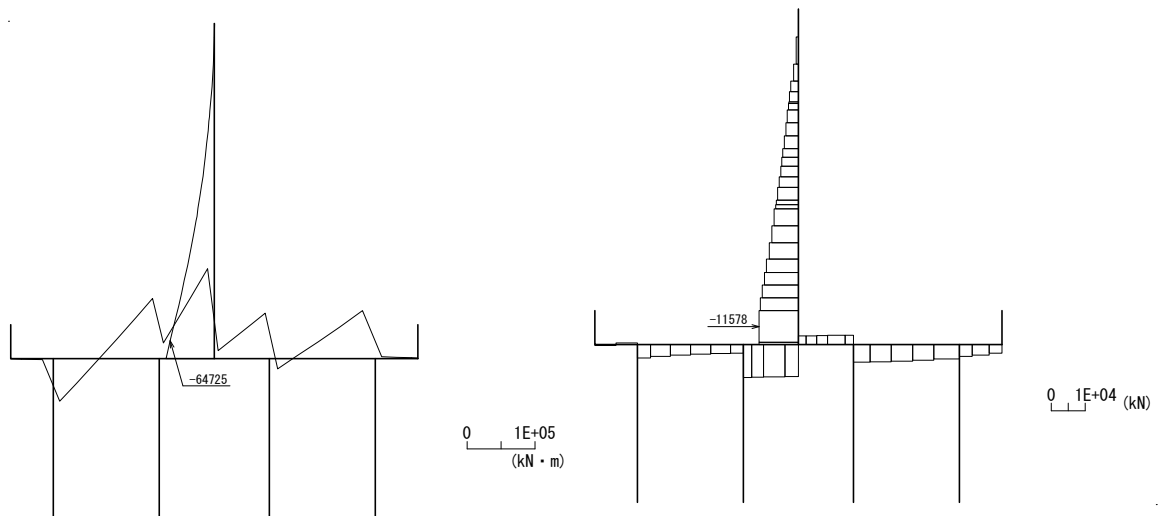


図 5.1-5 (72) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.85s$)

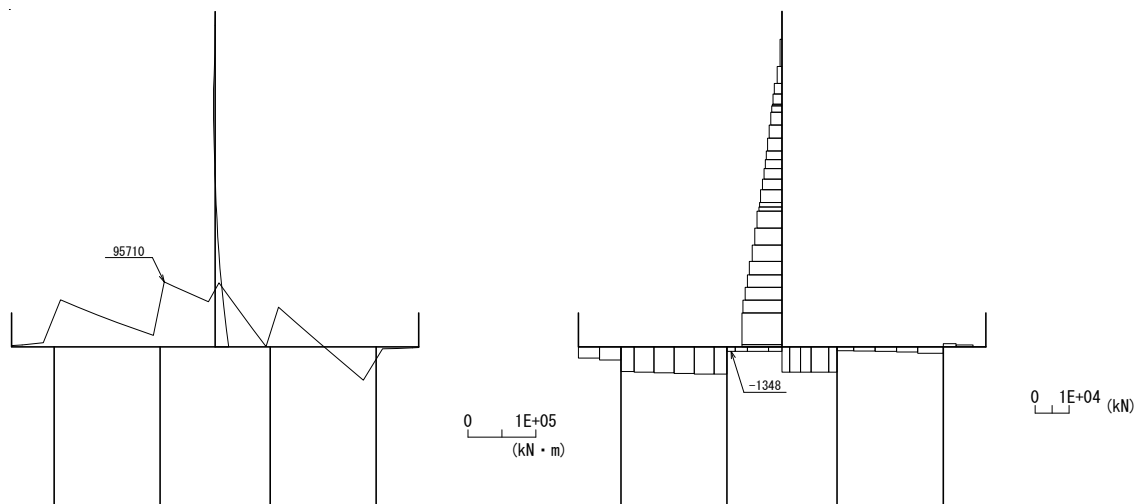
・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



曲げモーメント

軸力

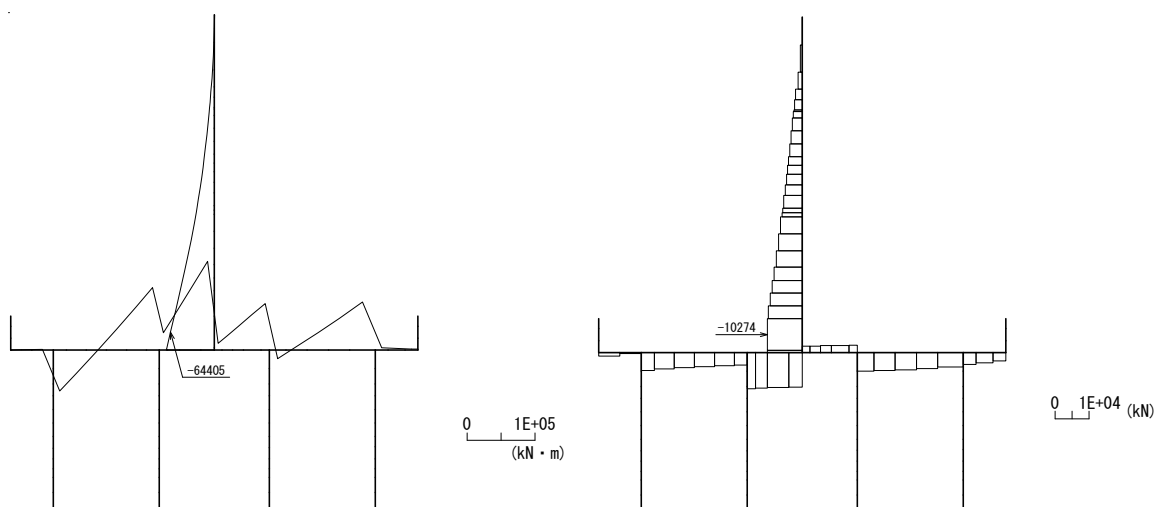
図 5.1-5 (73) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.04\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

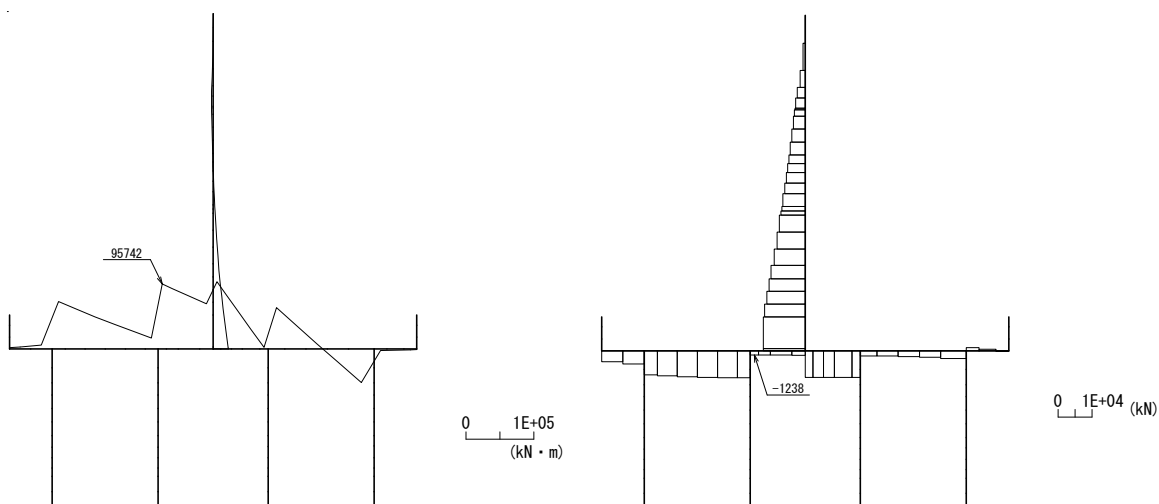
図 5.1-5 (74) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=69.34\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (75) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.00s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (76) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=69.33s$)

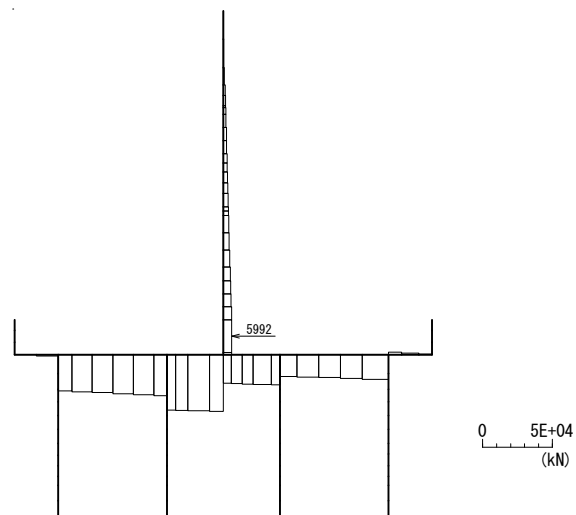


図 5.1-5 (77) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=54.00s$)

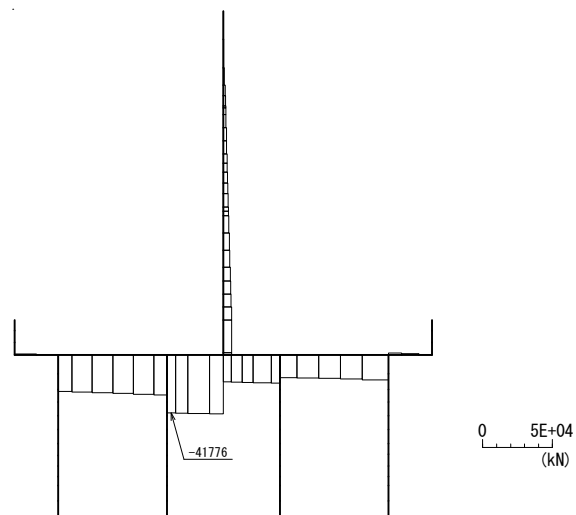
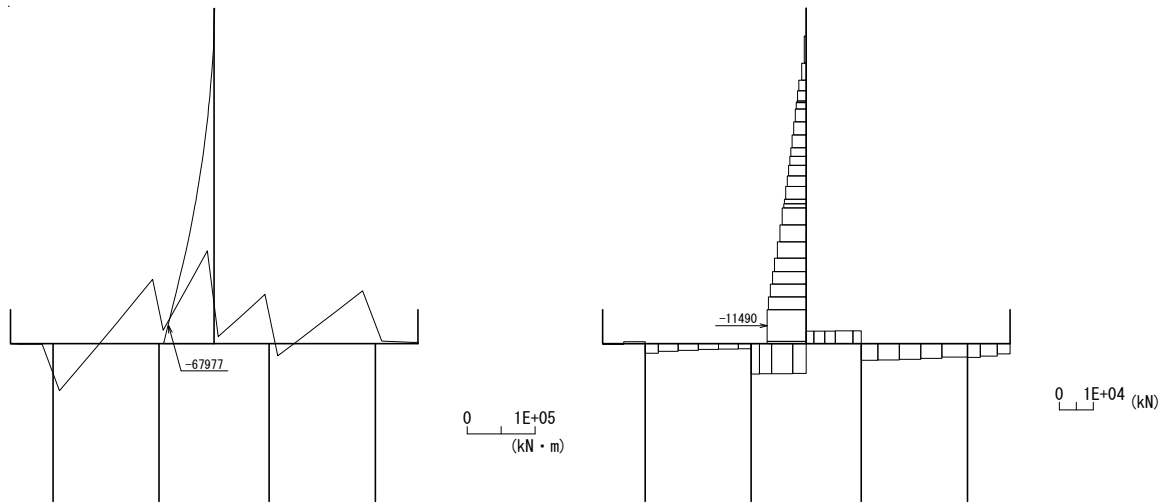


図 5.1-5 (78) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=54.04s$)

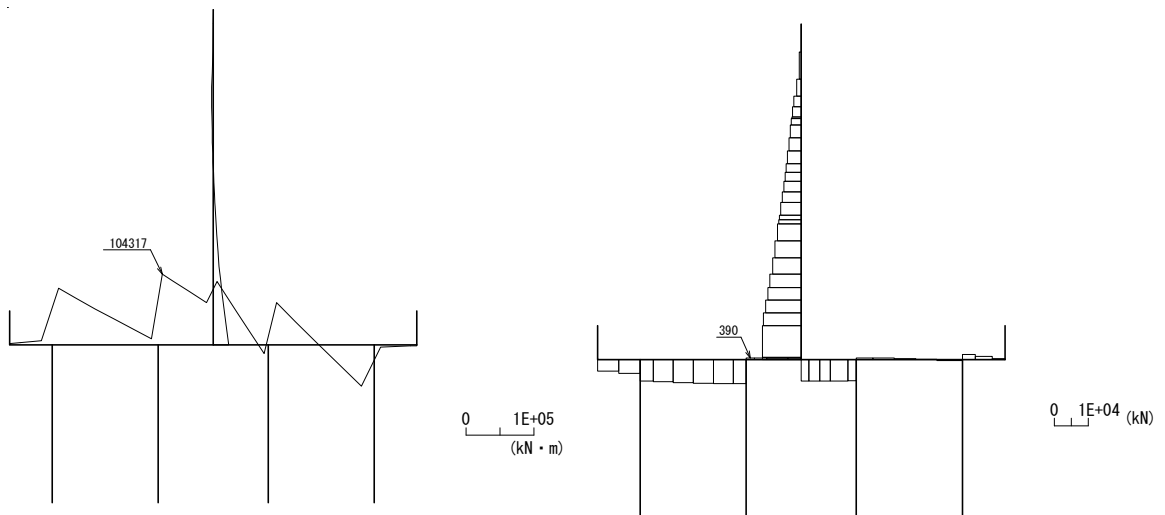
・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



曲げモーメント

軸力

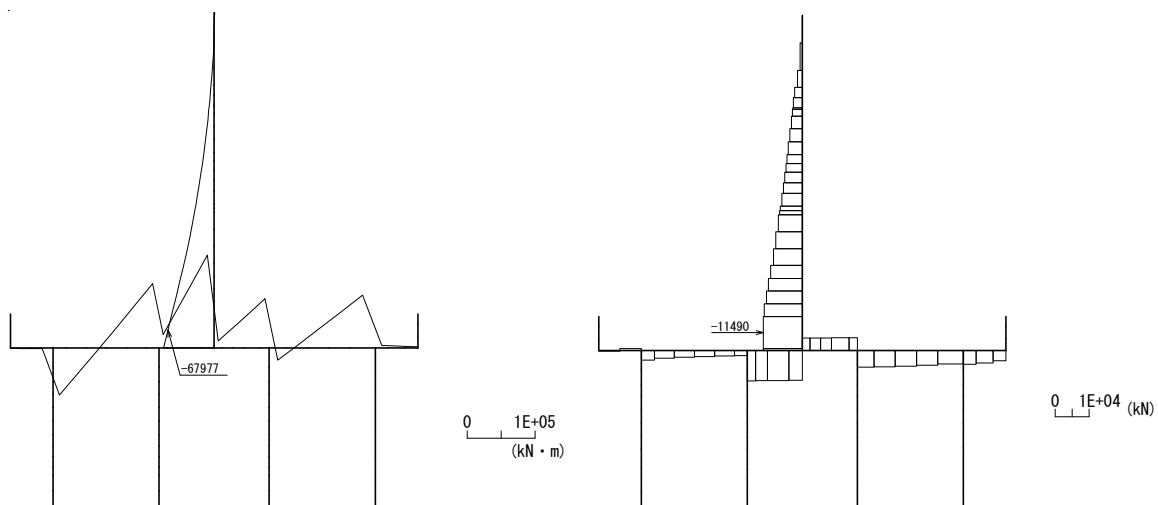
図 5.1-5 (79) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.06s$)



曲げモーメント

軸力

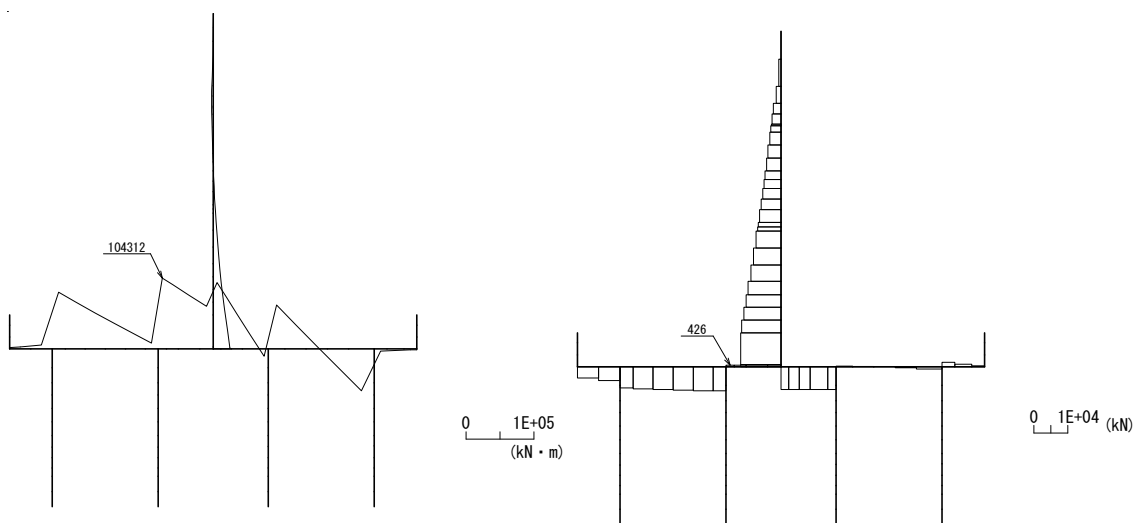
図 5.1-5 (80) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=69.35s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (81) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 54.06s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (82) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 69.34s$)

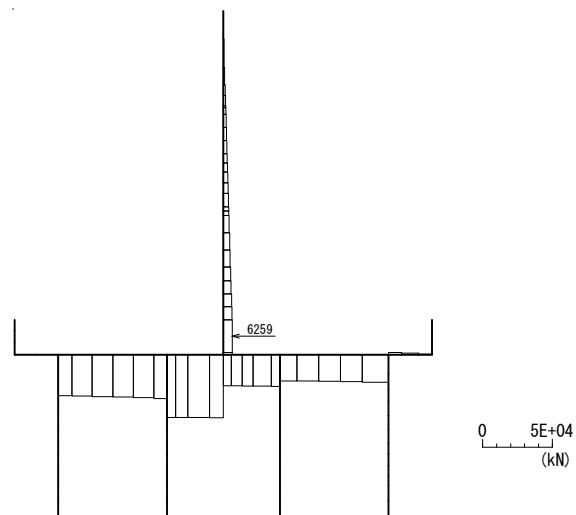


図 5.1-5 (83) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=54.05s$)

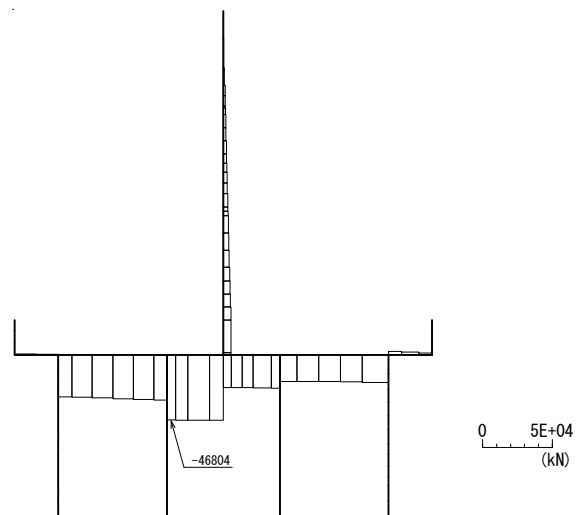
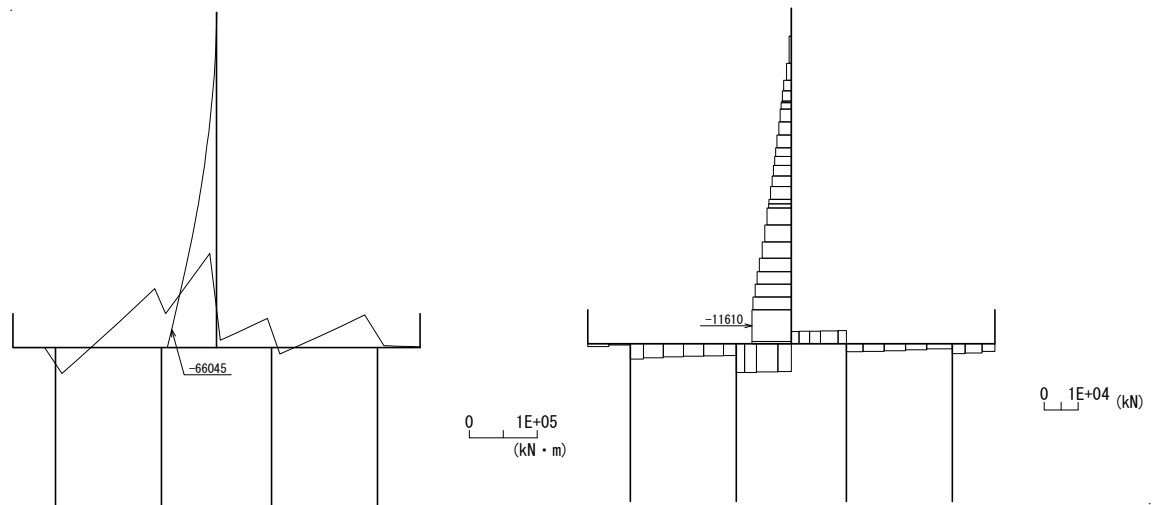


図 5.1-5 (84) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=68.83s$)

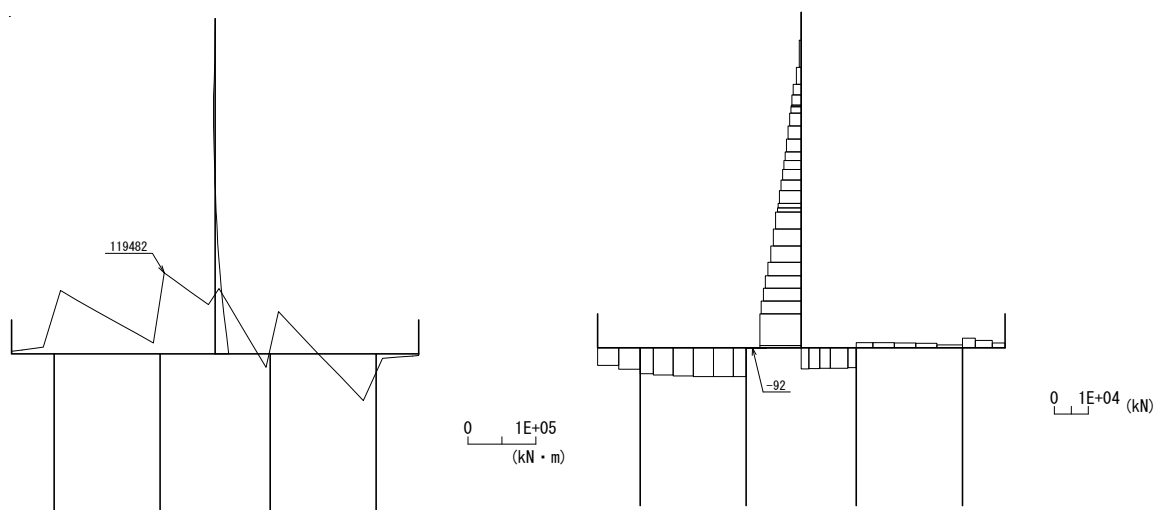
- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



曲げモーメント

軸力

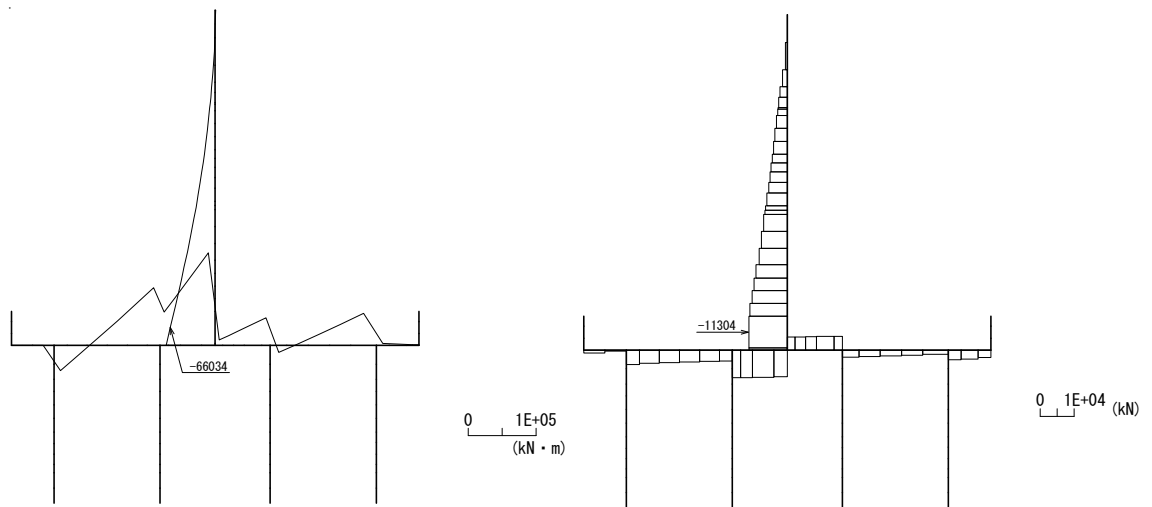
図 5.1-5 (85) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 19.89s$)



曲げモーメント

軸力

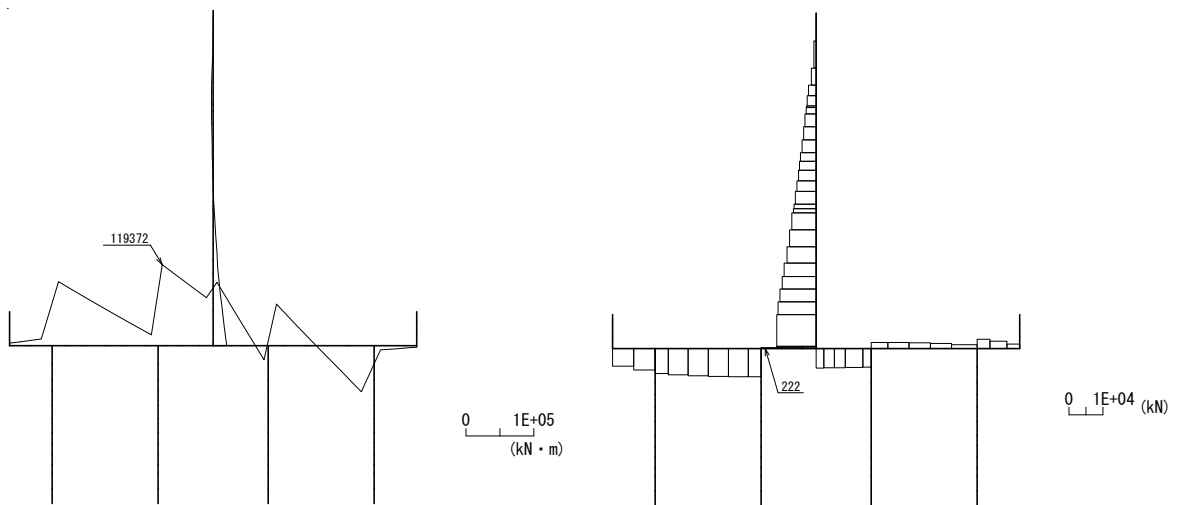
図 5.1-5 (86) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 69.45s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (87) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=19.90s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (88) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=69.44s$)

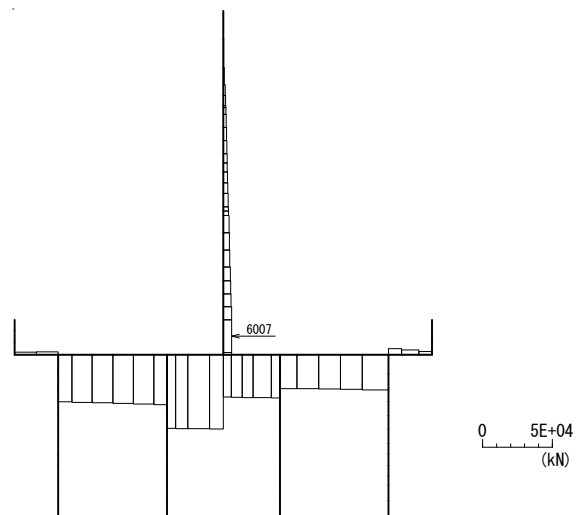


図 5.1-5 (89) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=68.87s$)

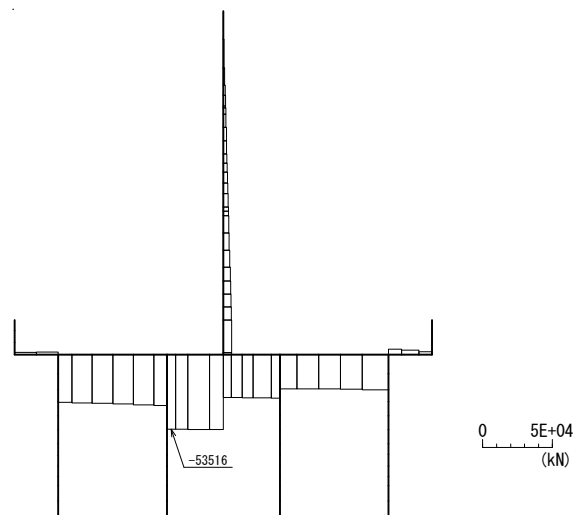
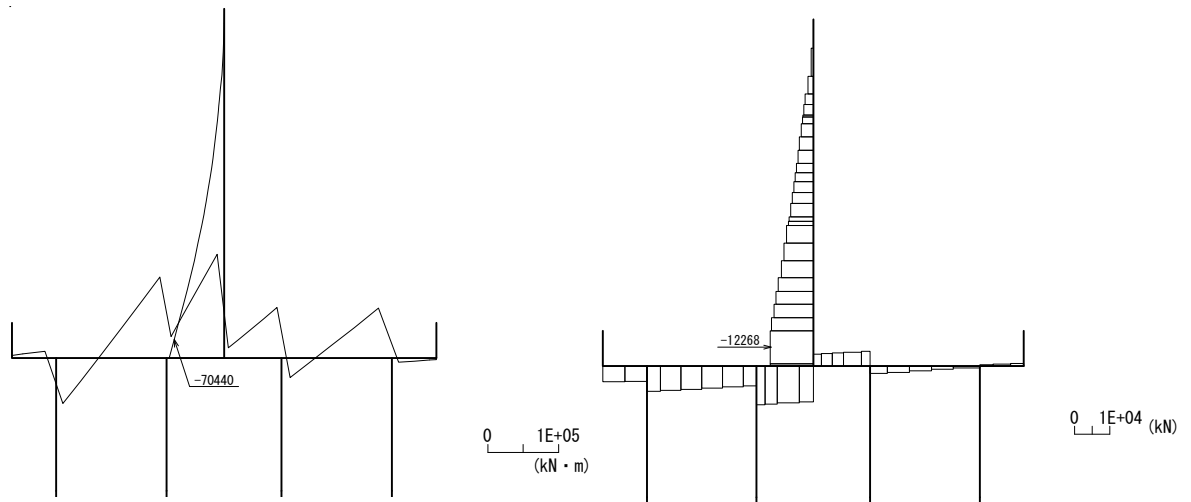


図 5.1-5 (90) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=68.85s$)

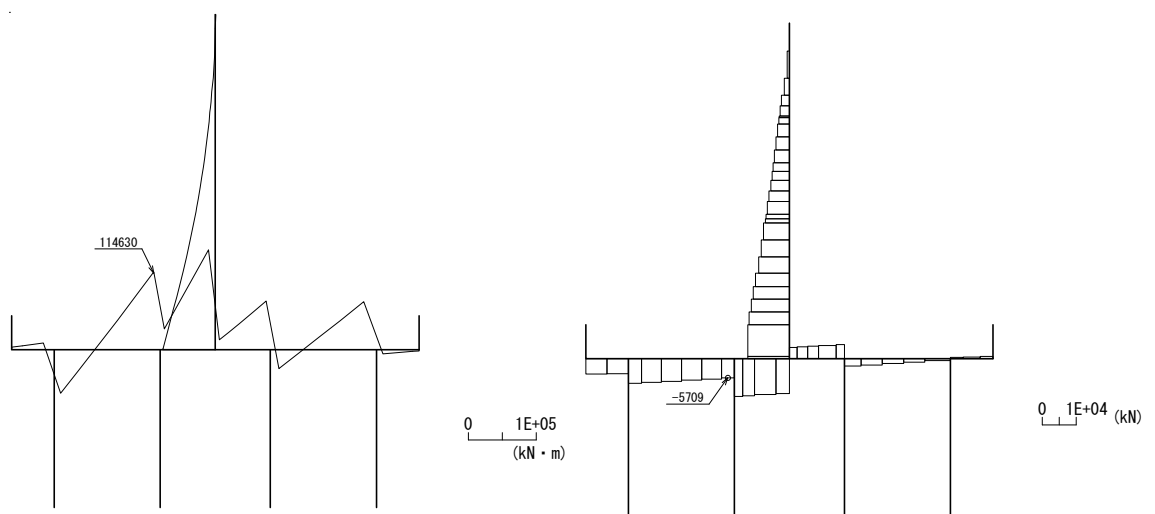
- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント

軸力

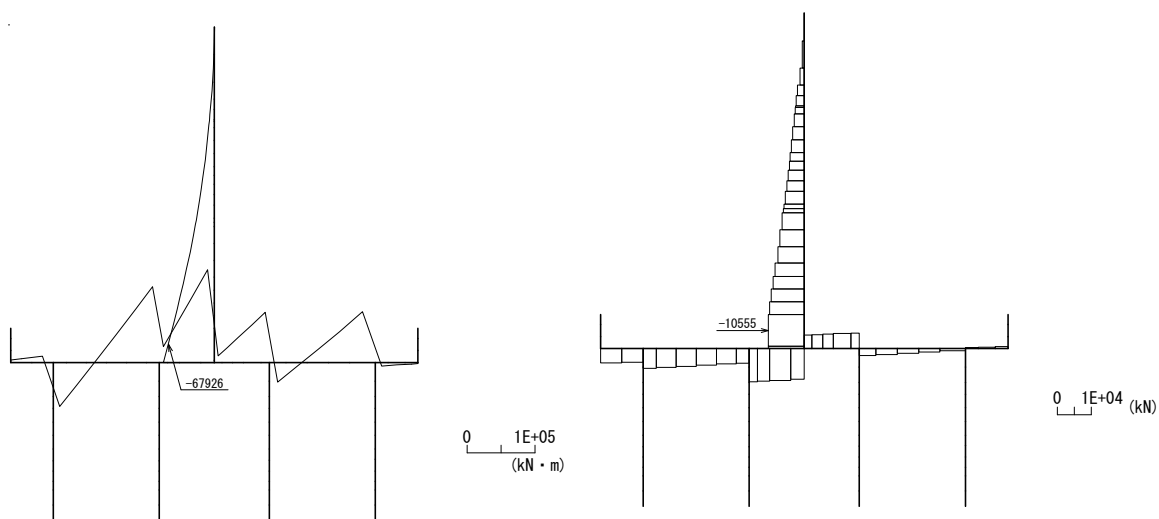
図 5.1-5 (91) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.96s$)



曲げモーメント

軸力

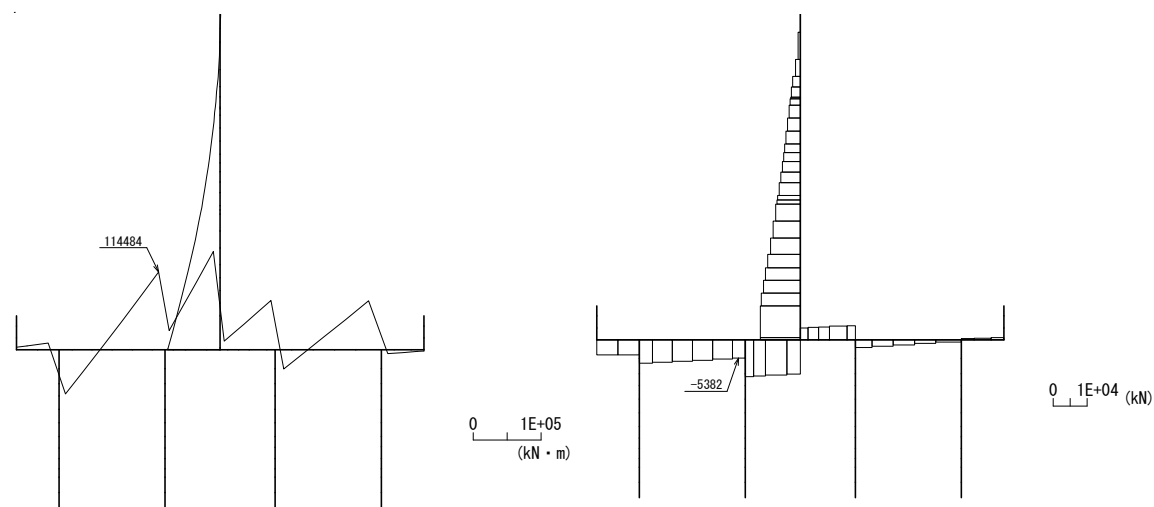
図 5.1-5 (92) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.96s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (93) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.99\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (94) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.97\text{s}$)

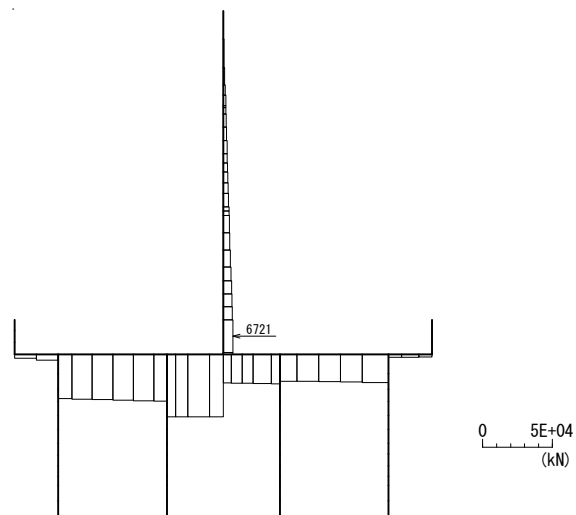


図 5.1-5 (95) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 53.96s$)

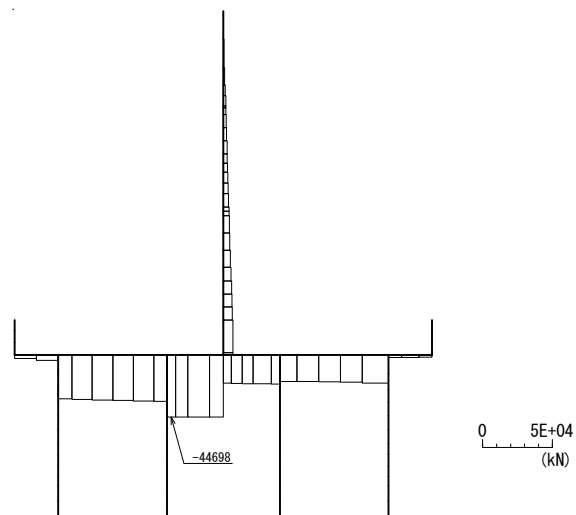
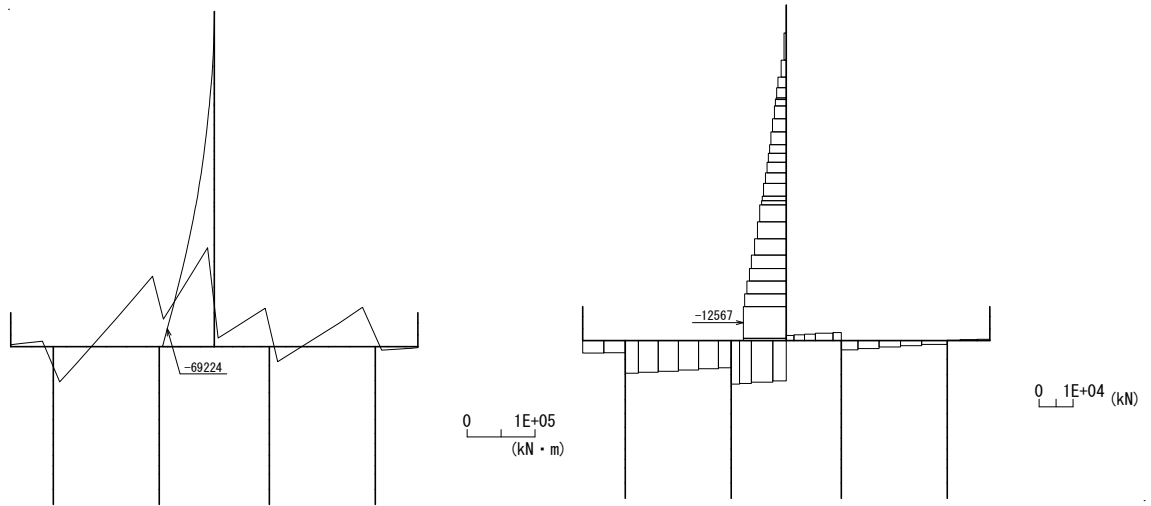


図 5.1-5 (96) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 53.96s$)

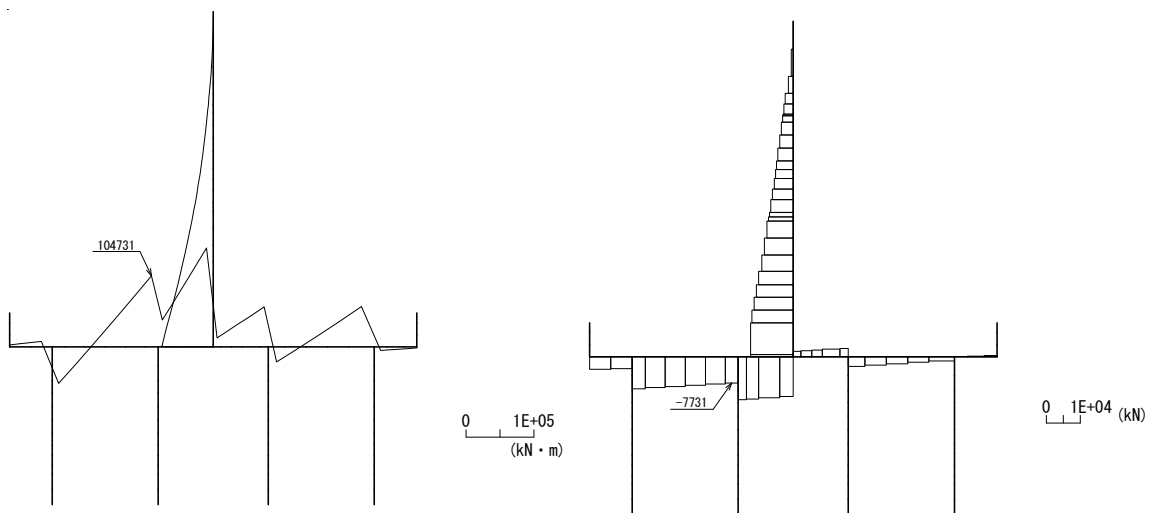
- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液化化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント

軸力

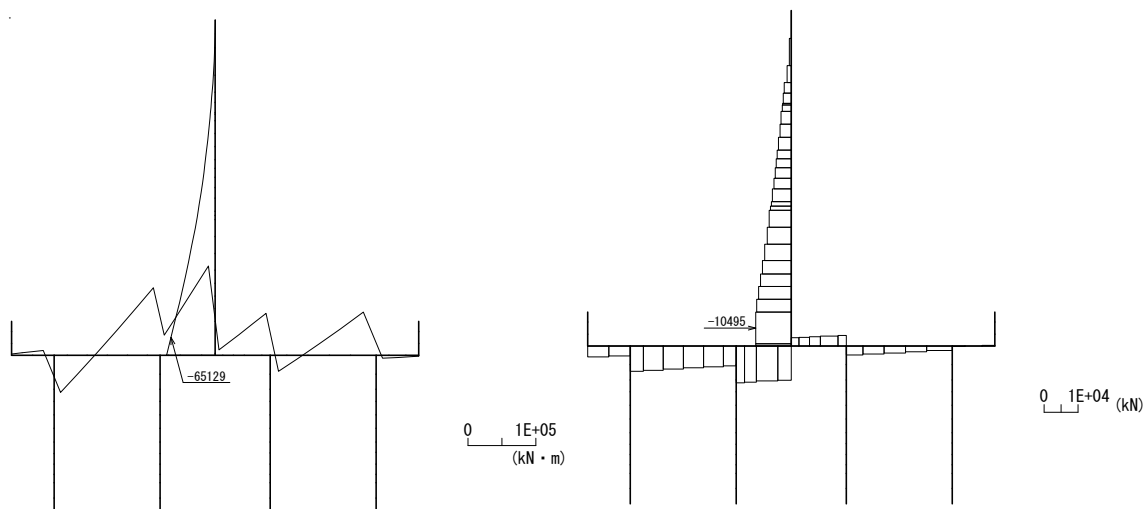
図 5.1-5 (97) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s -D 1 (H+, V-)， $t = 53.94s$)



曲げモーメント

軸力

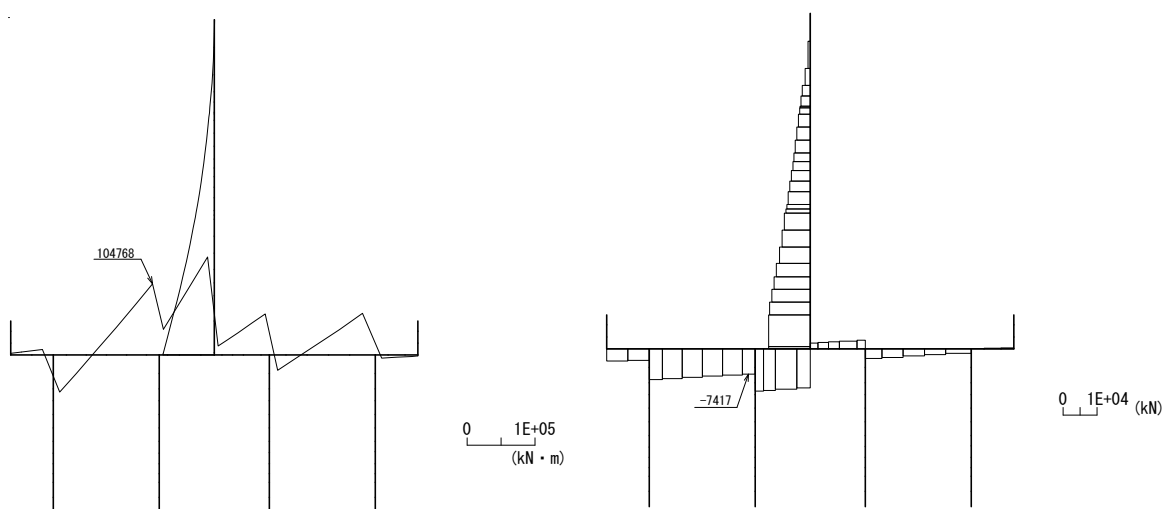
図 5.1-5 (98) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s -D 1 (H+, V-)， $t = 53.95s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (99) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.99s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (100) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.96s$)

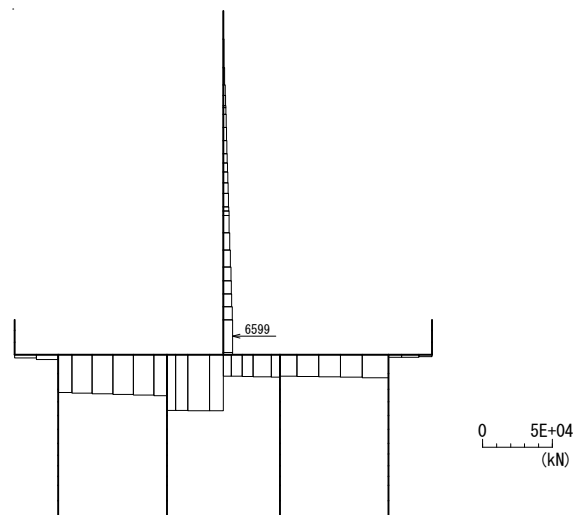


図 5.1-5 (101) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 53.94s$)

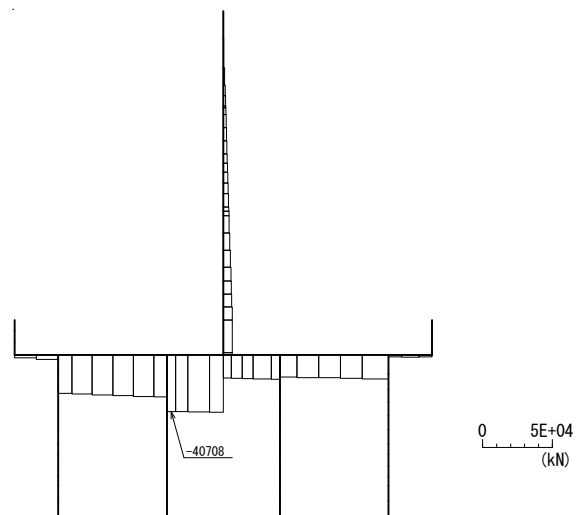
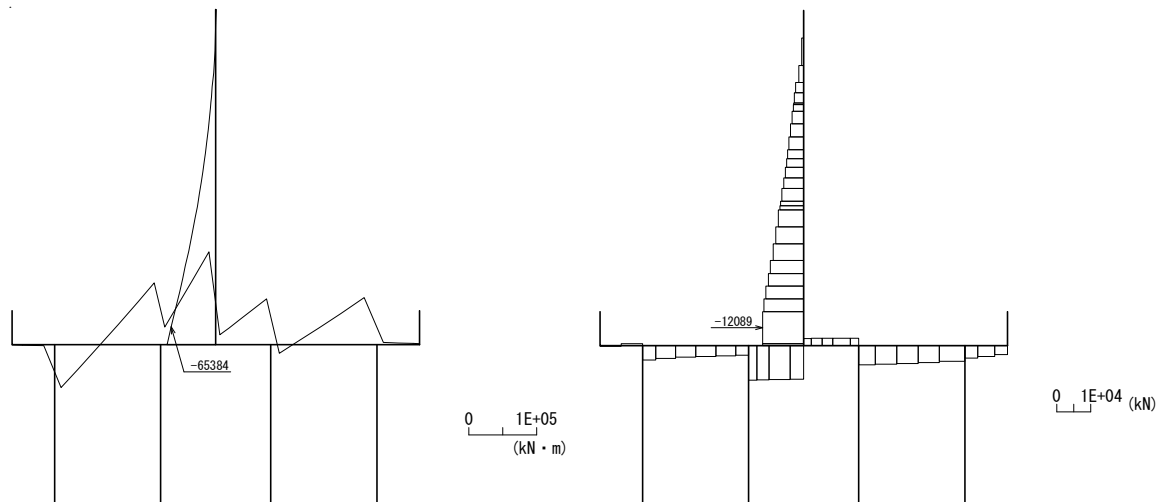


図 5.1-5 (102) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 53.96s$)

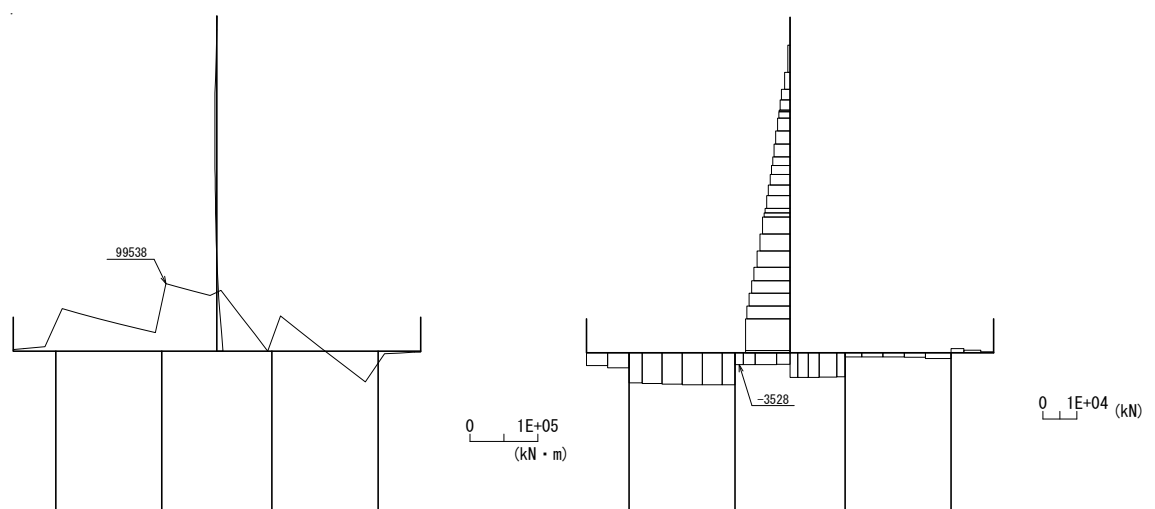
- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース



曲げモーメント

軸力

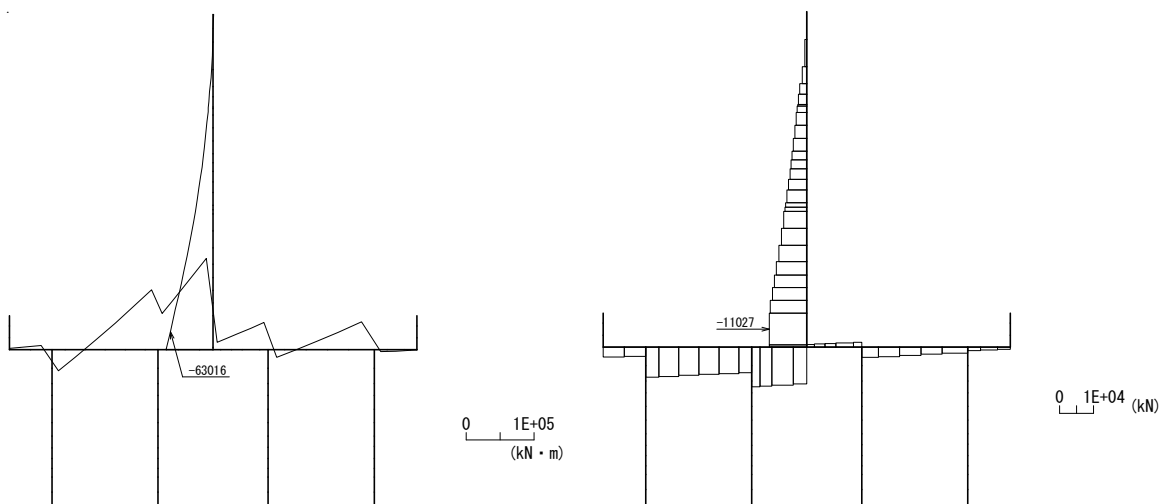
図 5.1-5 (103) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+) , $t=54.05s$)



曲げモーメント

軸力

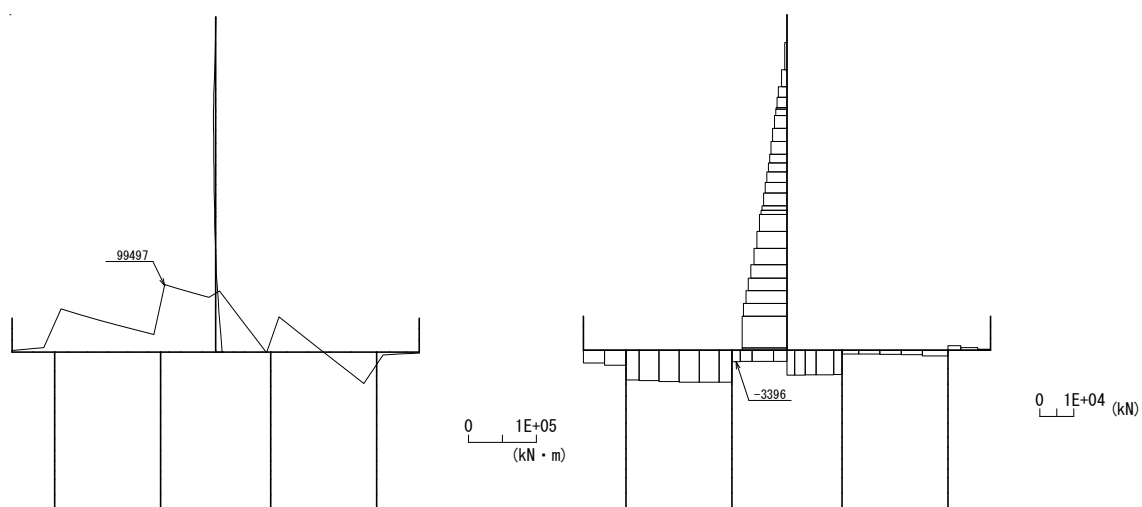
図 5.1-5 (104) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+) , $t=69.41s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (105) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=19.86s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (106) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=69.40s$)

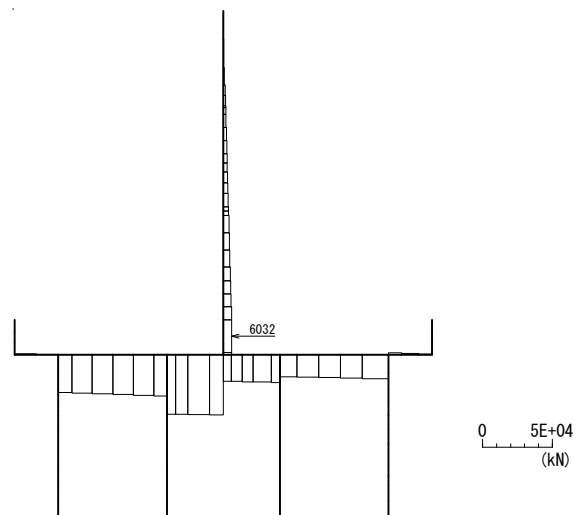


図 5.1-5 (107) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=54.04s$)

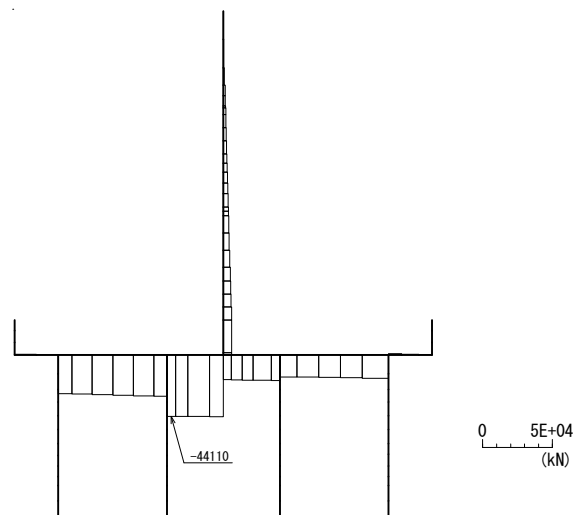
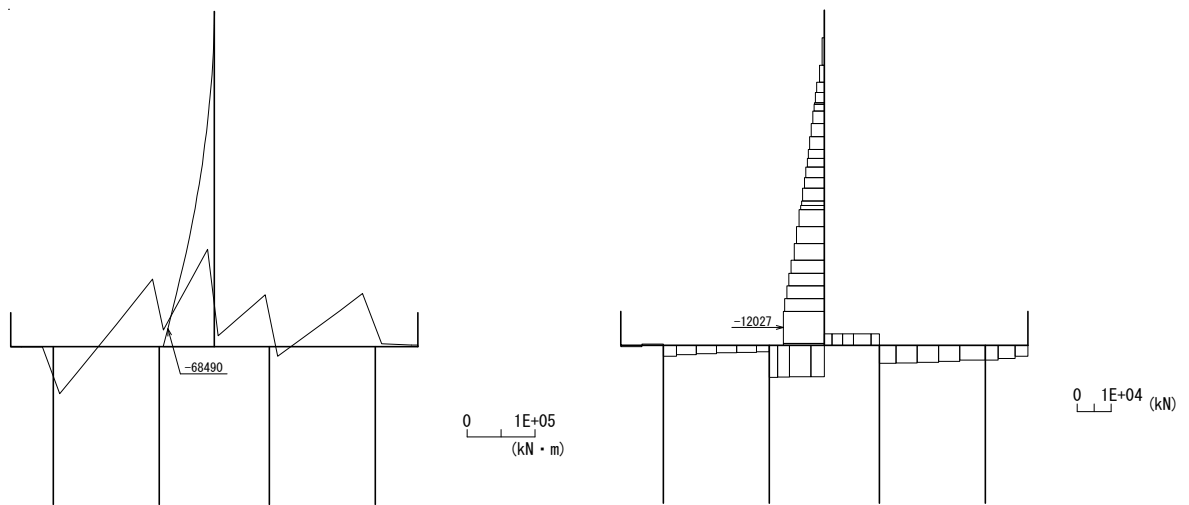


図 5.1-5 (108) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=54.01s$)

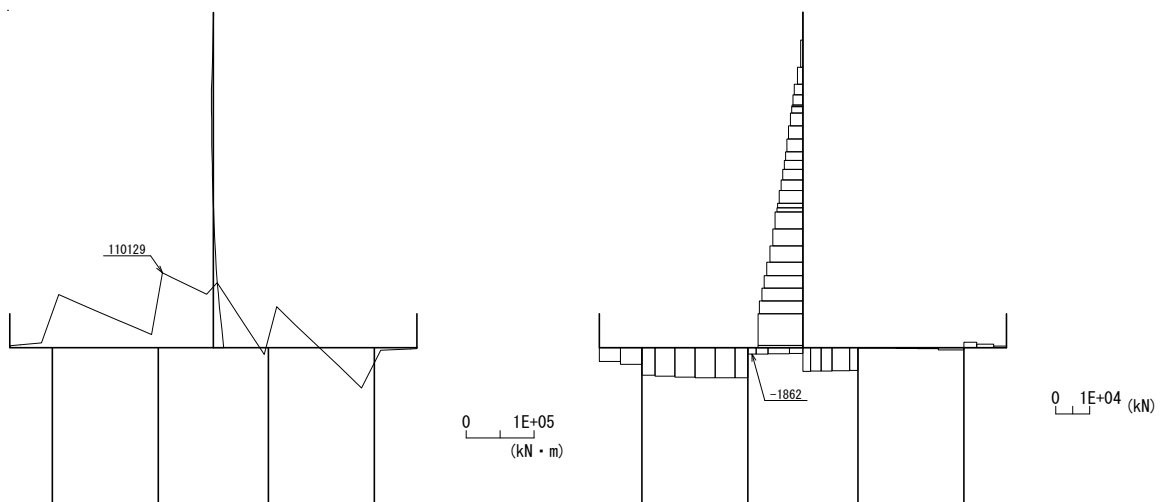
- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



曲げモーメント

軸力

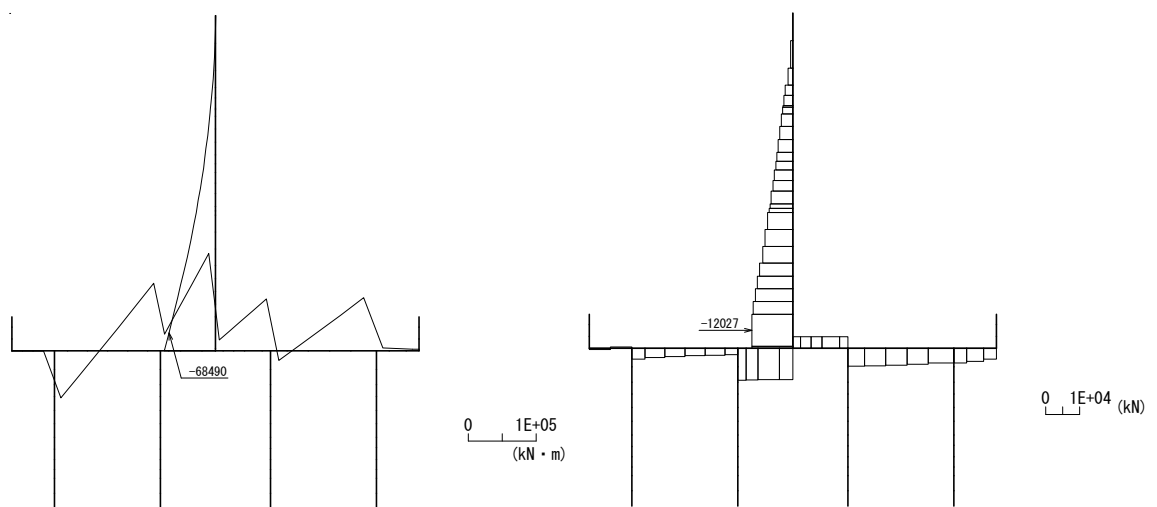
図 5.1-5 (109) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=54.06s$)



曲げモーメント

軸力

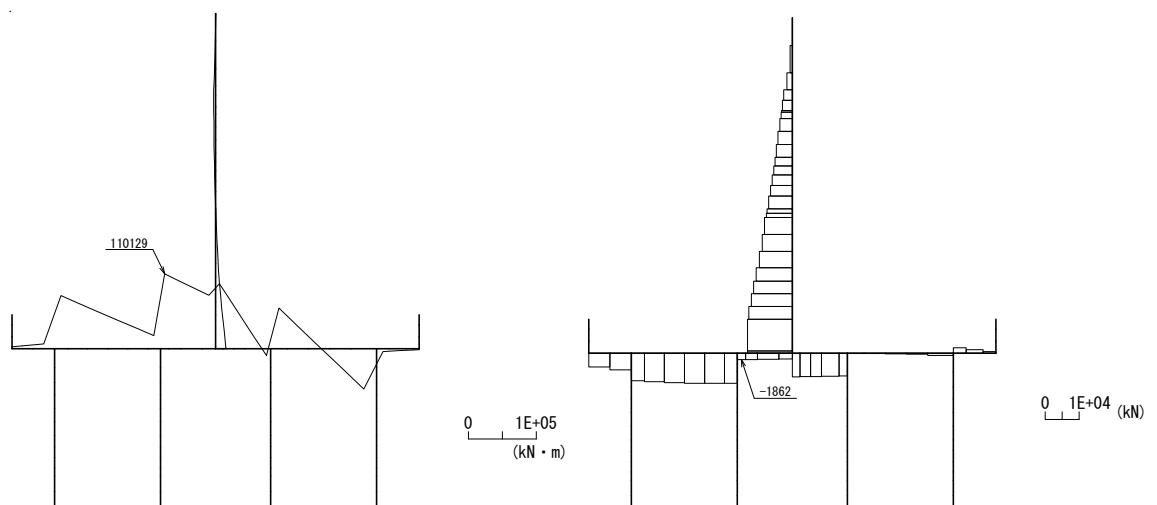
図 5.1-5 (110) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=69.41s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (111) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=54.06s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (112) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=69.41s$)

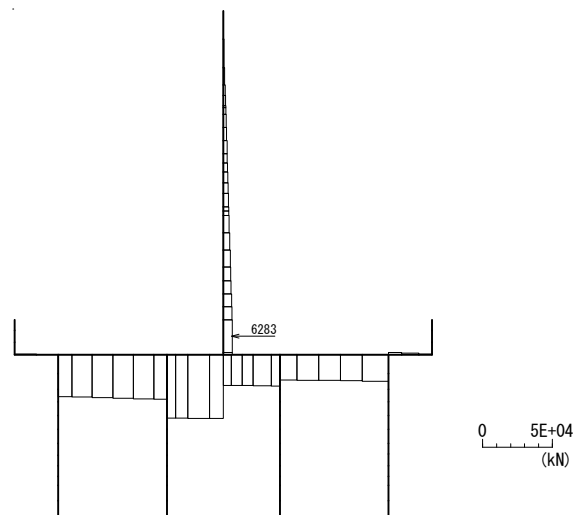


図 5.1-5 (113) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 54.05s$)

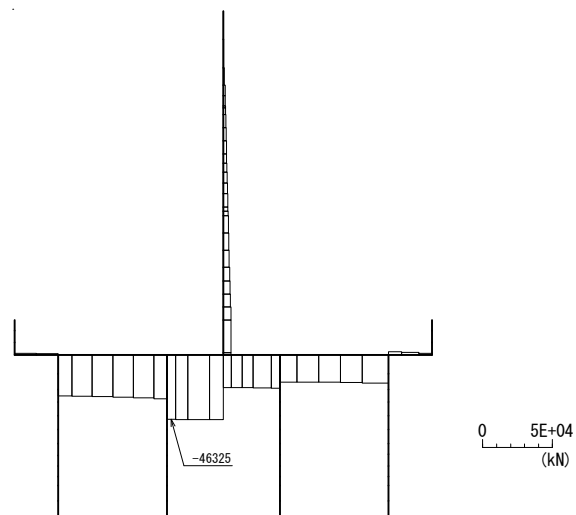


図 5.1-5 (114) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 68.84s$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

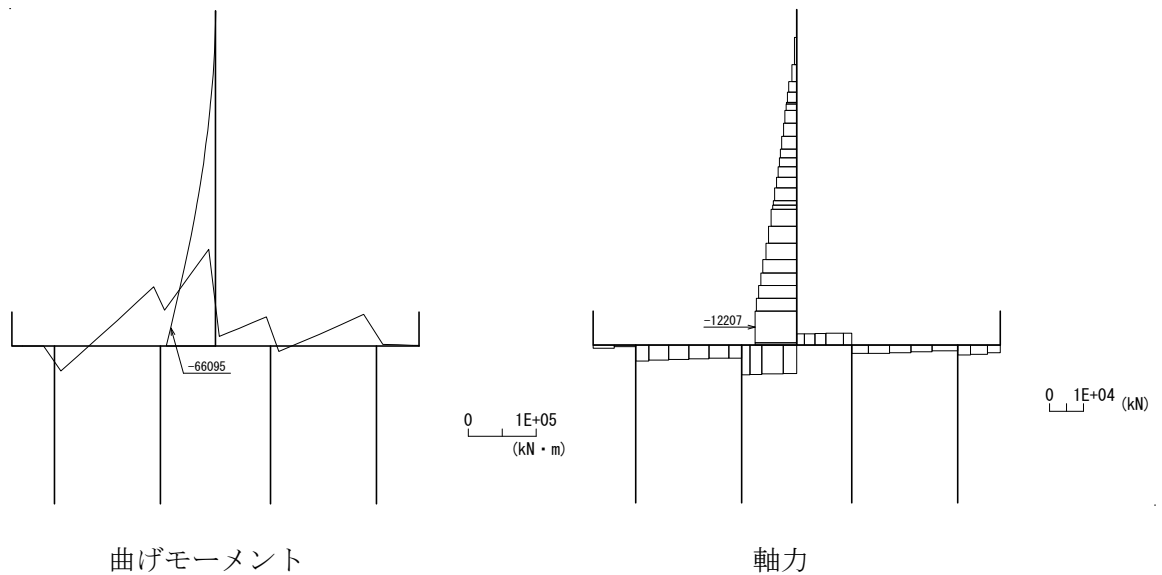


図 5.1-5 (115) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （H+，V+）， $t=19.90s$ ）

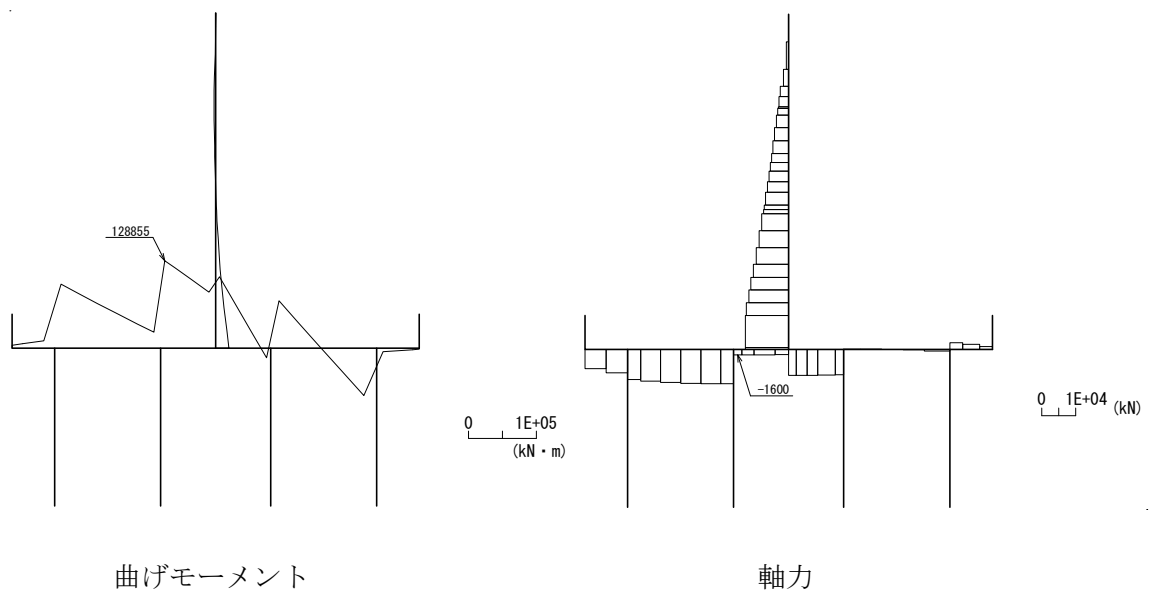
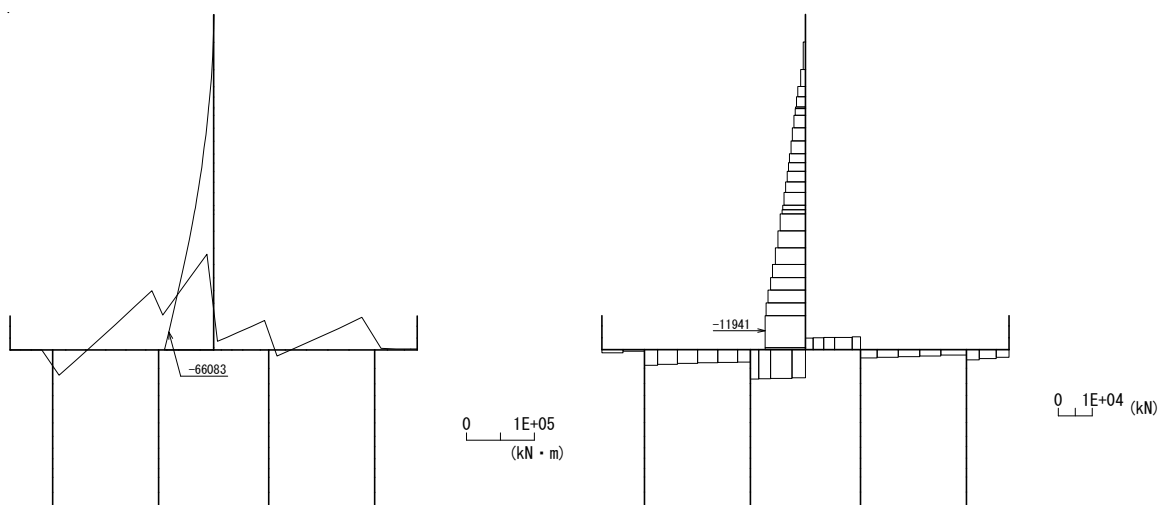


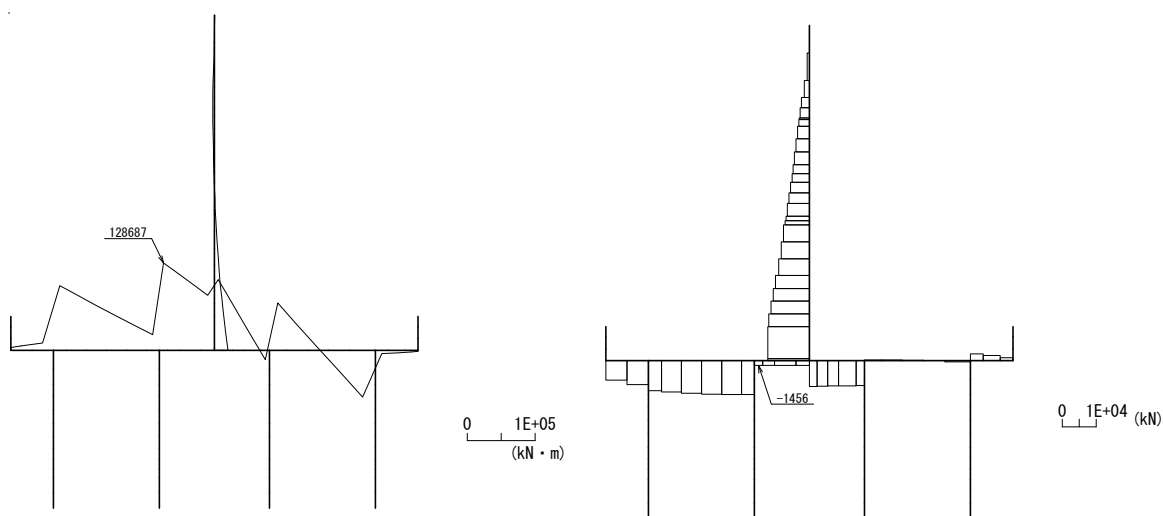
図 5.1-5 (116) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
（底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （H+，V+）， $t=69.42s$ ）



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (117) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 19.89s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (118) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 69.43s$)

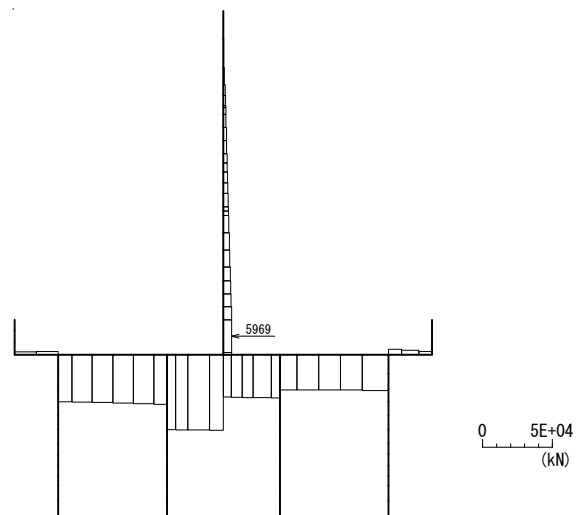


図 5.1-5 (119) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=68.86s$)

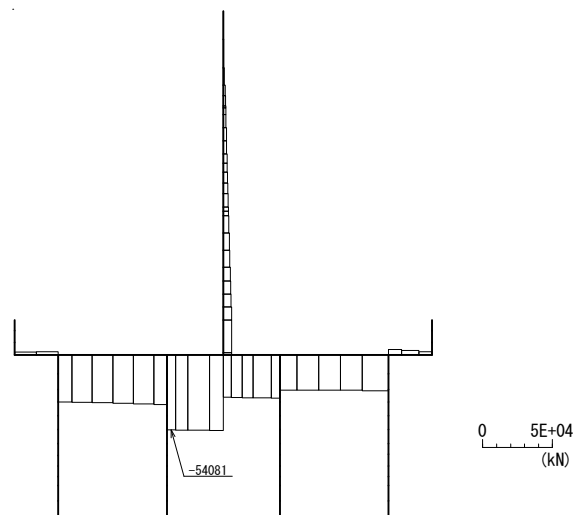


図 5.1-5 (120) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=68.86s$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

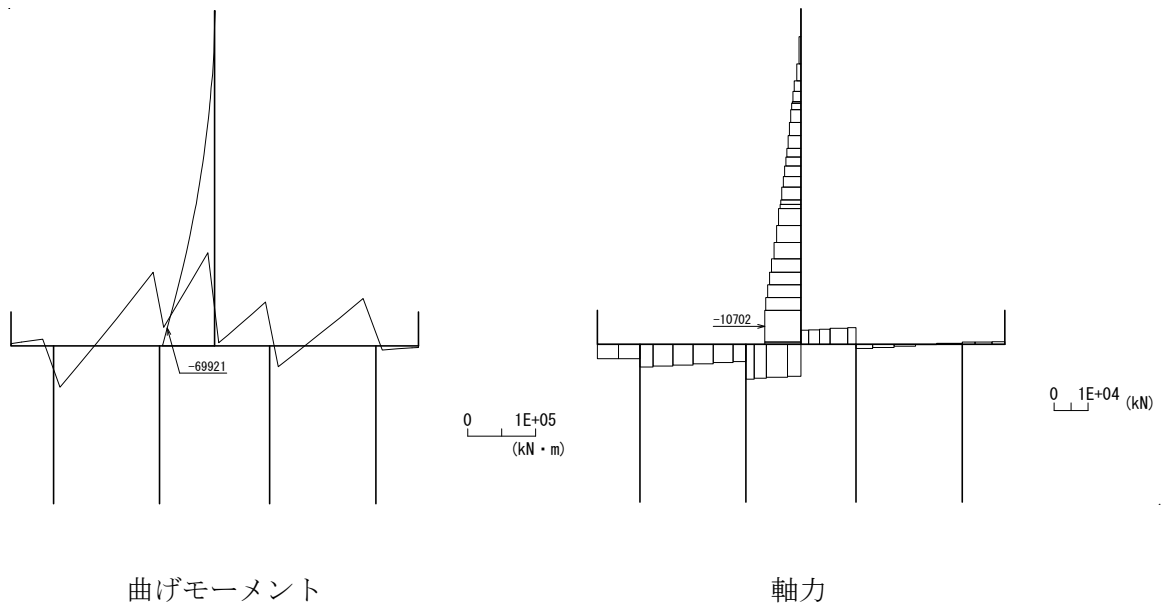


図 5.1-5 (121) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=53.95s$)

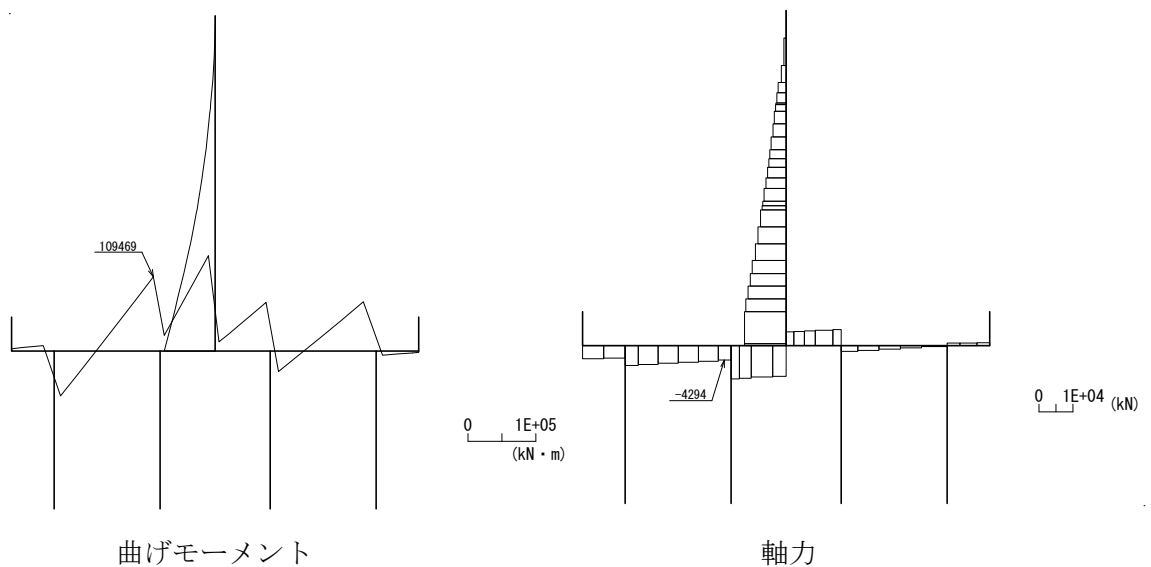
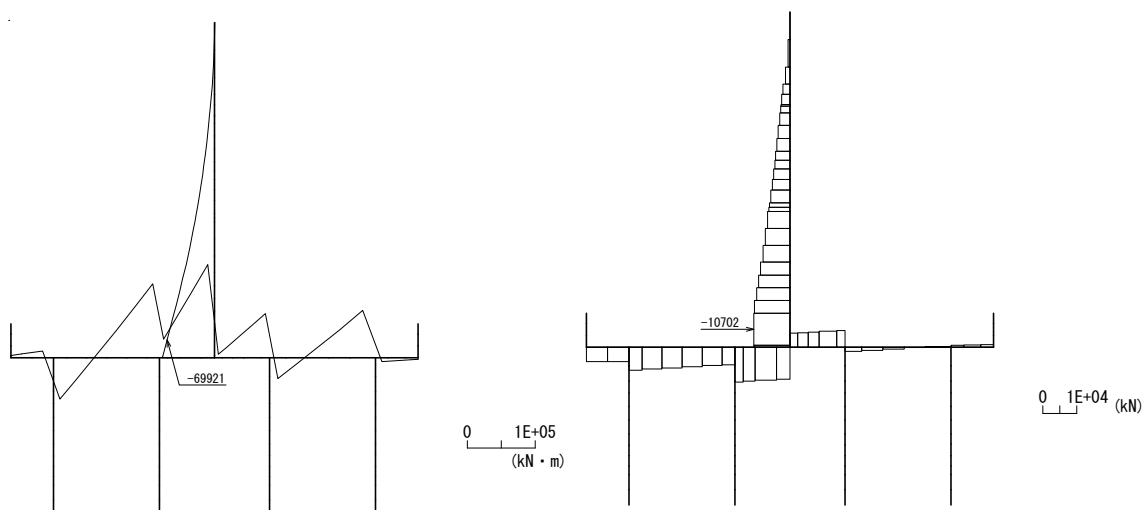


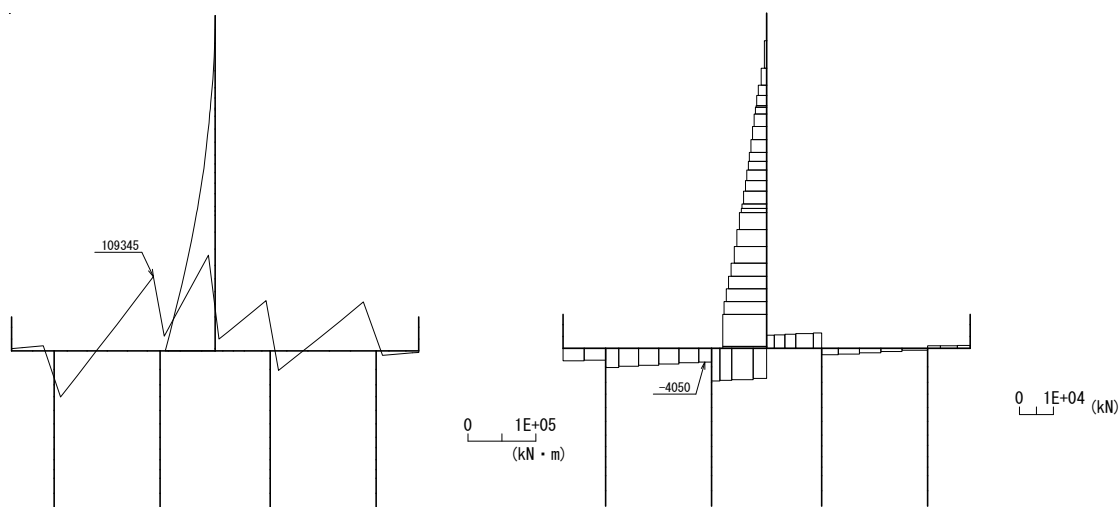
図 5.1-5 (122) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t=53.98s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (123) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 53.95s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (124) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 53.99s$)

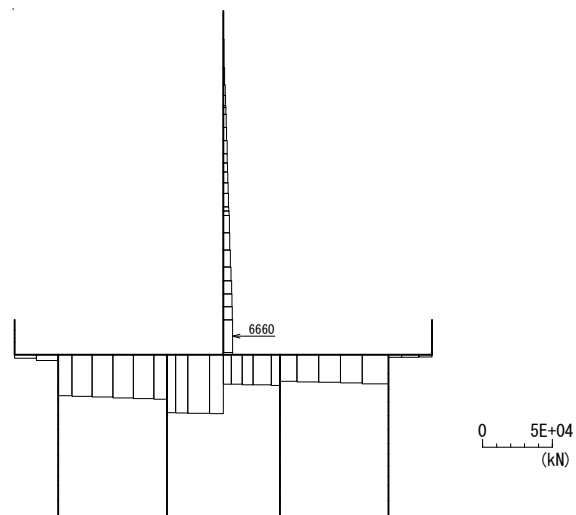


図 5.1-5 (125) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 53.95s$)

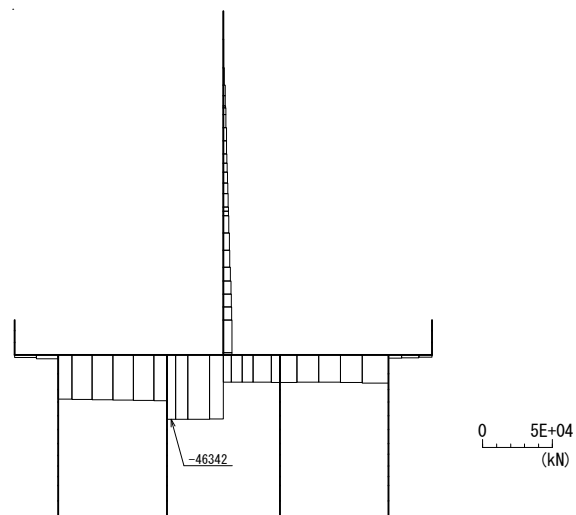
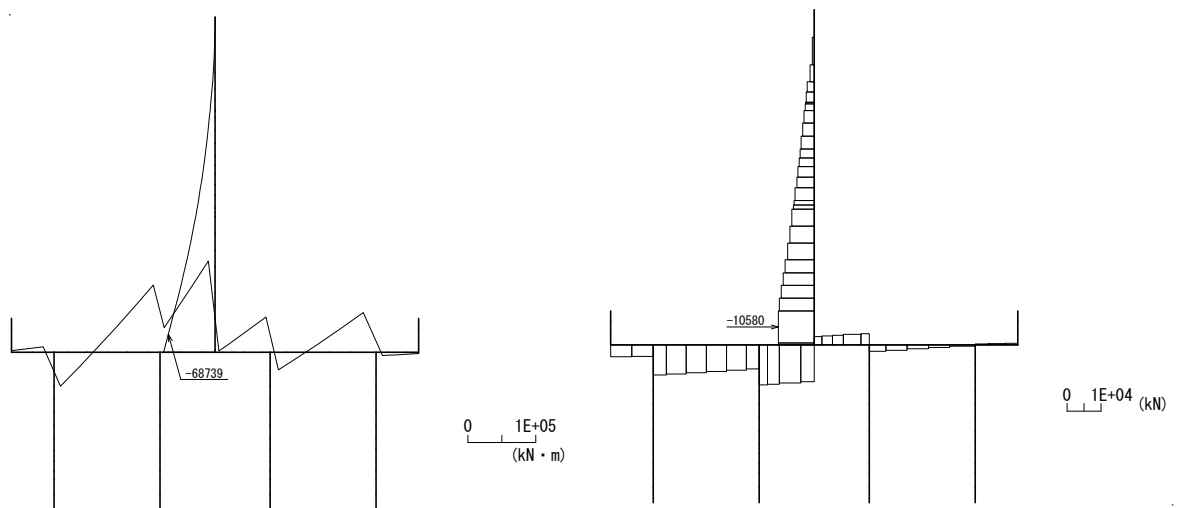


図 5.1-5 (126) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 54.00s$)

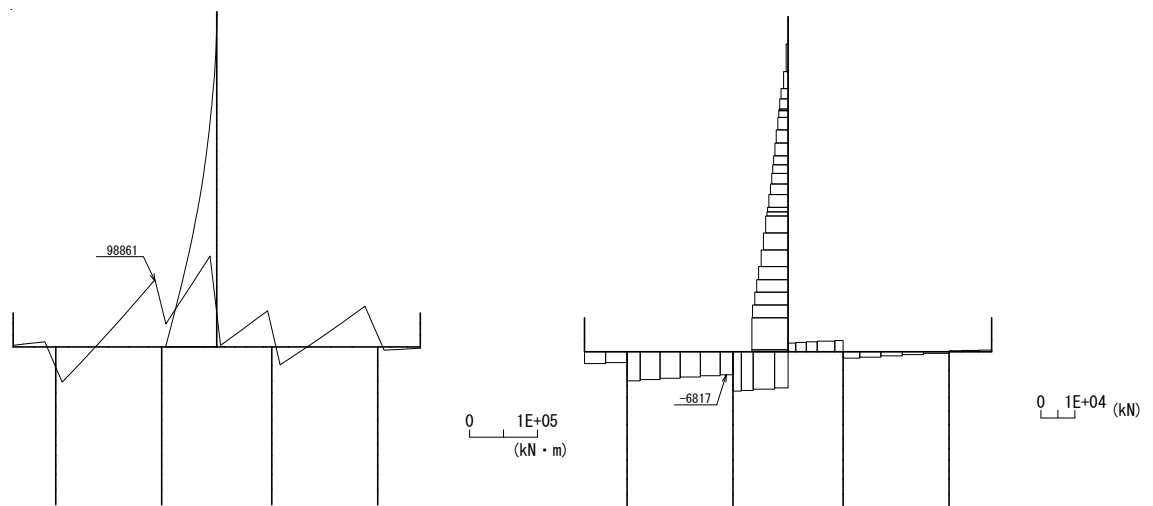
- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



曲げモーメント

軸力

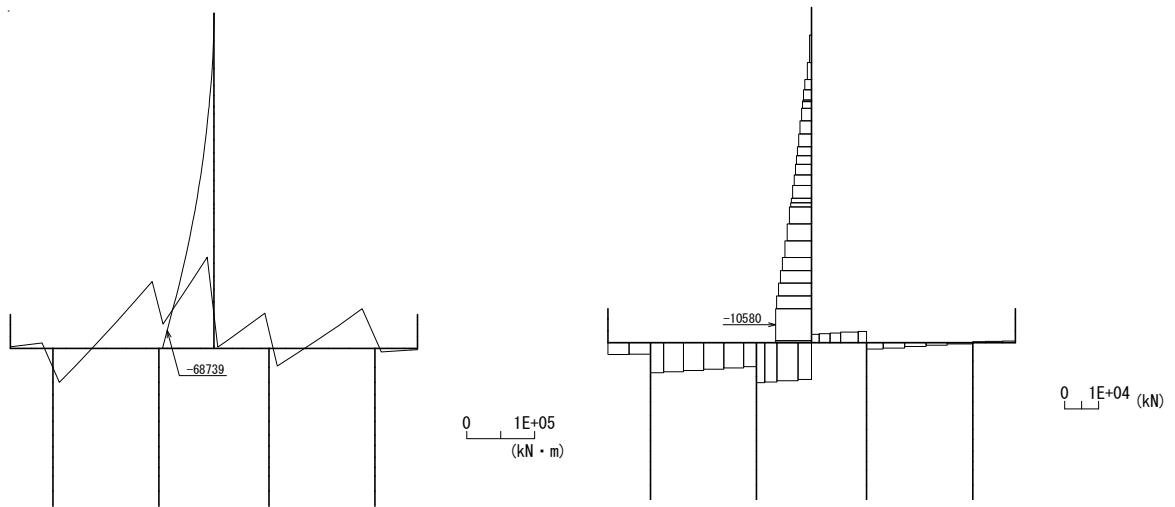
図 5.1-5 (127) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=53.94s$)



曲げモーメント

軸力

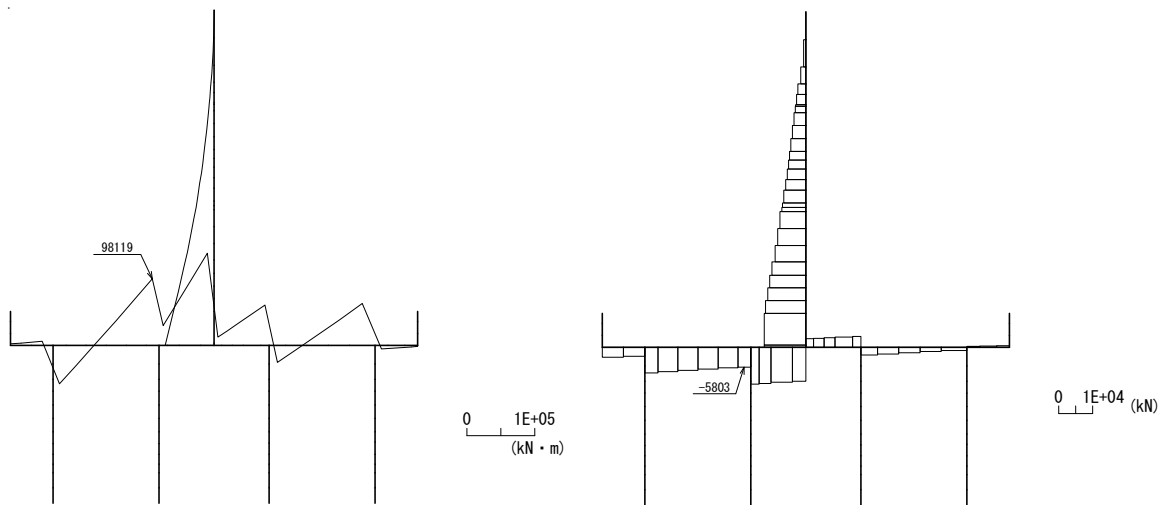
図 5.1-5 (128) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=53.95s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (129) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 53.94\text{s}$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-5 (130) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t = 53.98\text{s}$)

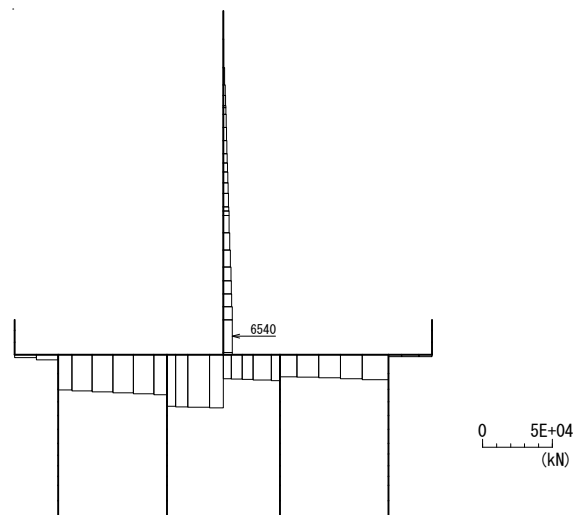


図 5.1-5 (131) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 53.94s$)

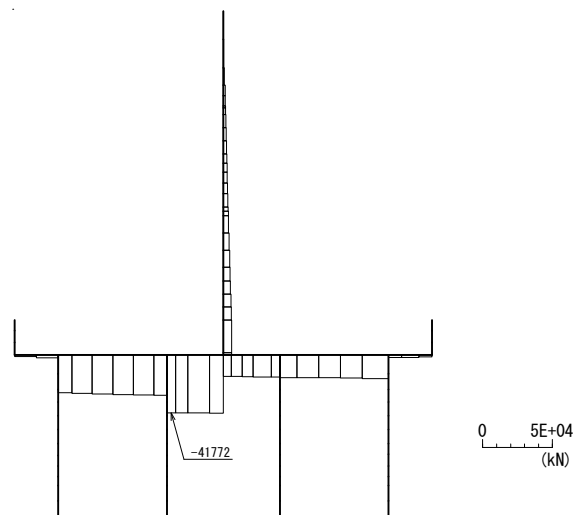


図 5.1-5 (132) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：A-A断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 54.00s$)

d. B-B断面（鉄筋コンクリート）

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

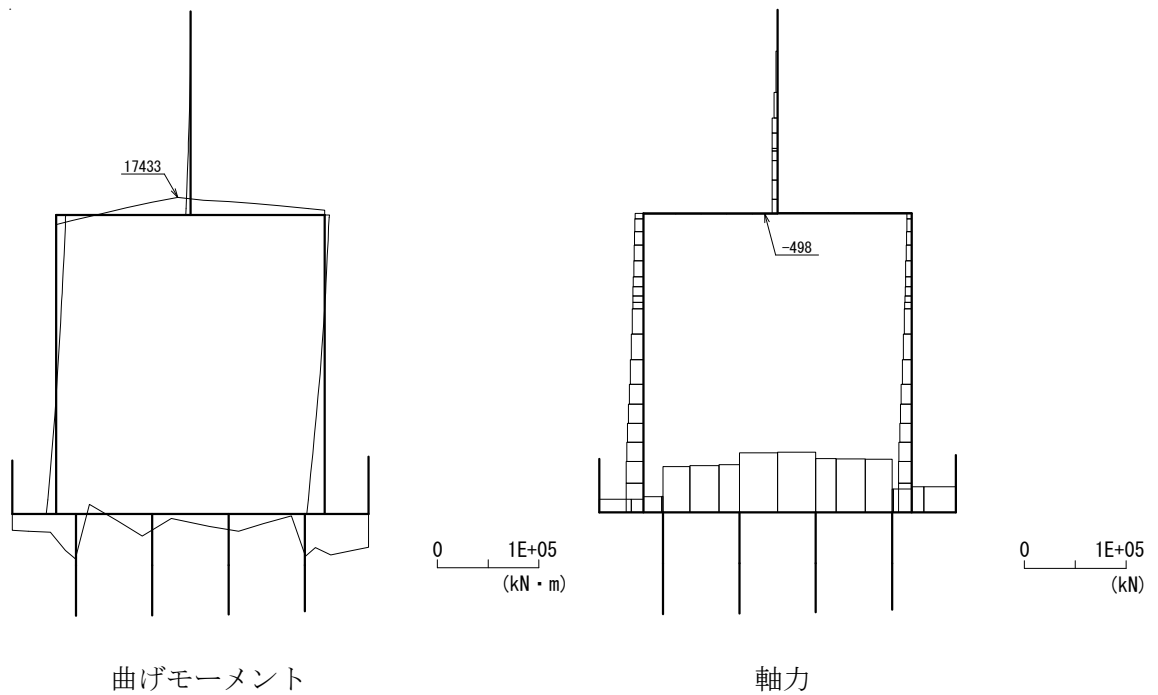


図 5.1-6 (1) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （ $H+$ ， $V+$ ）， $t = 22.85s$ ）

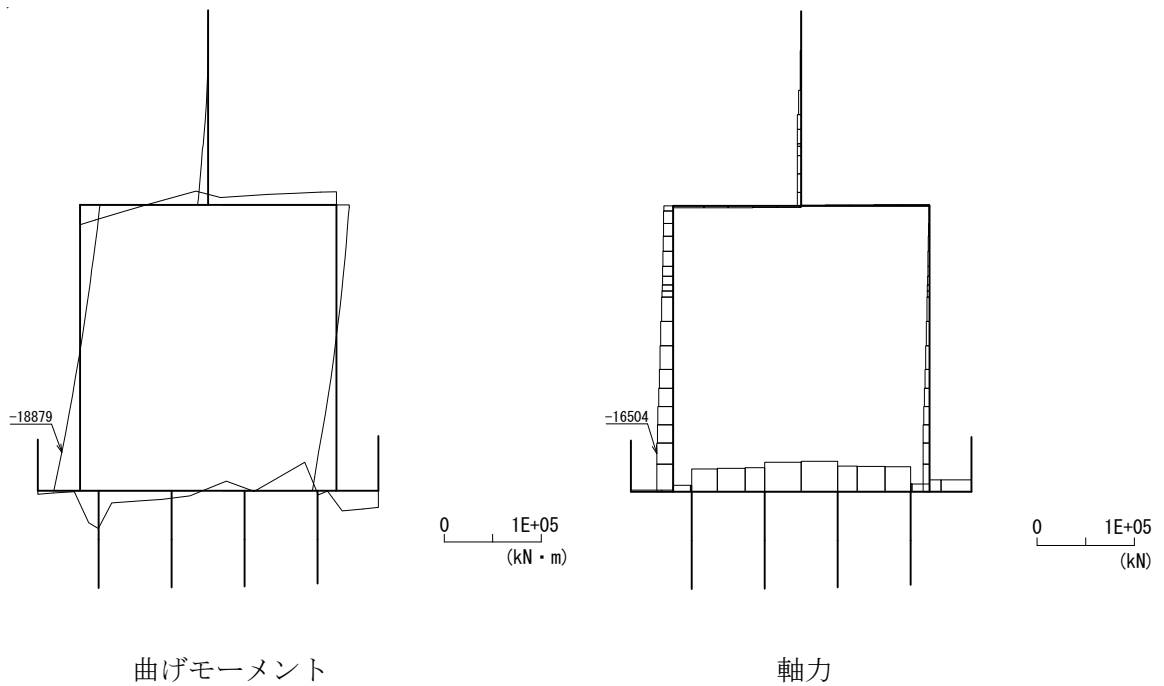
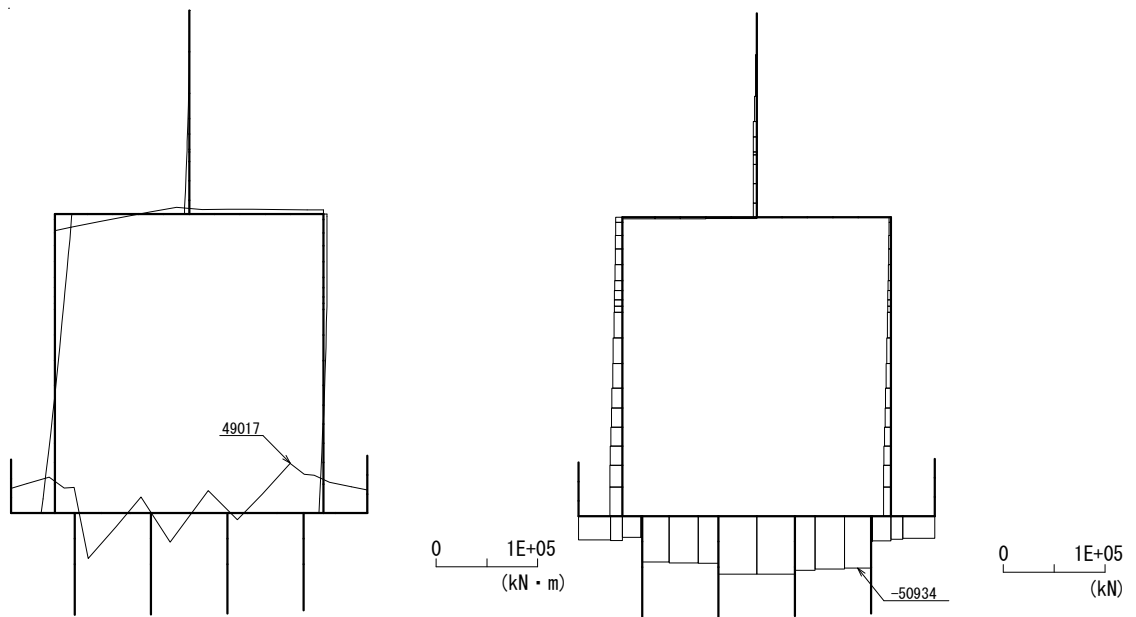


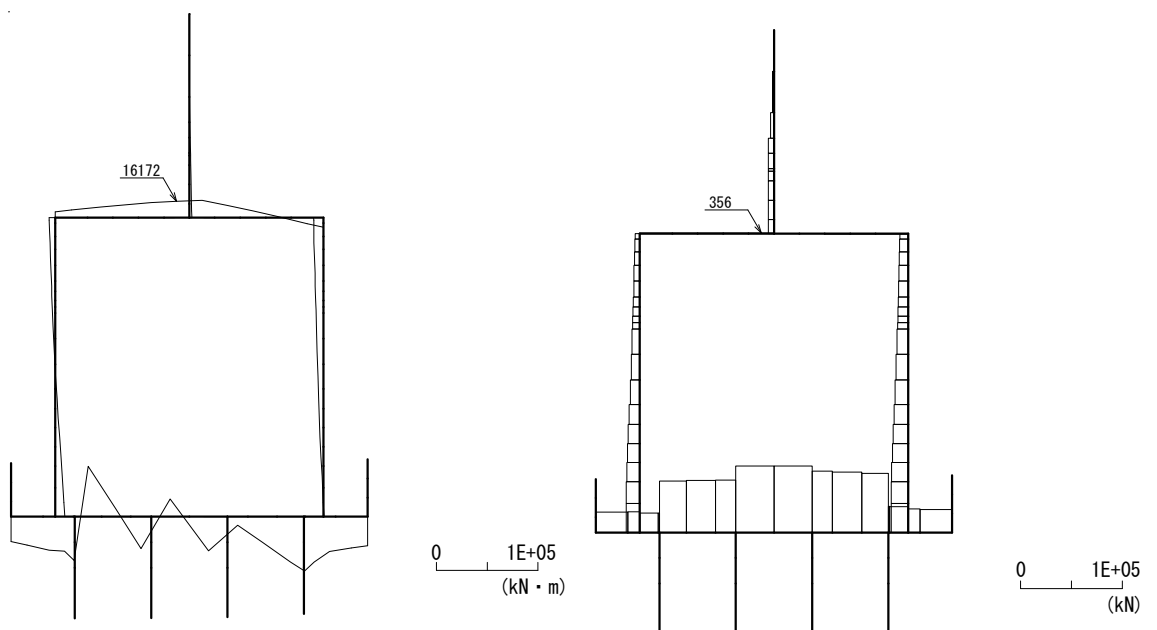
図 5.1-6 (2) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 （ $H+$ ， $V+$ ）， $t = 19.88s$ ）



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (3) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+)， $t = 23.47s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (4) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s-D 1$ (H+, V+)， $t = 52.81s$)

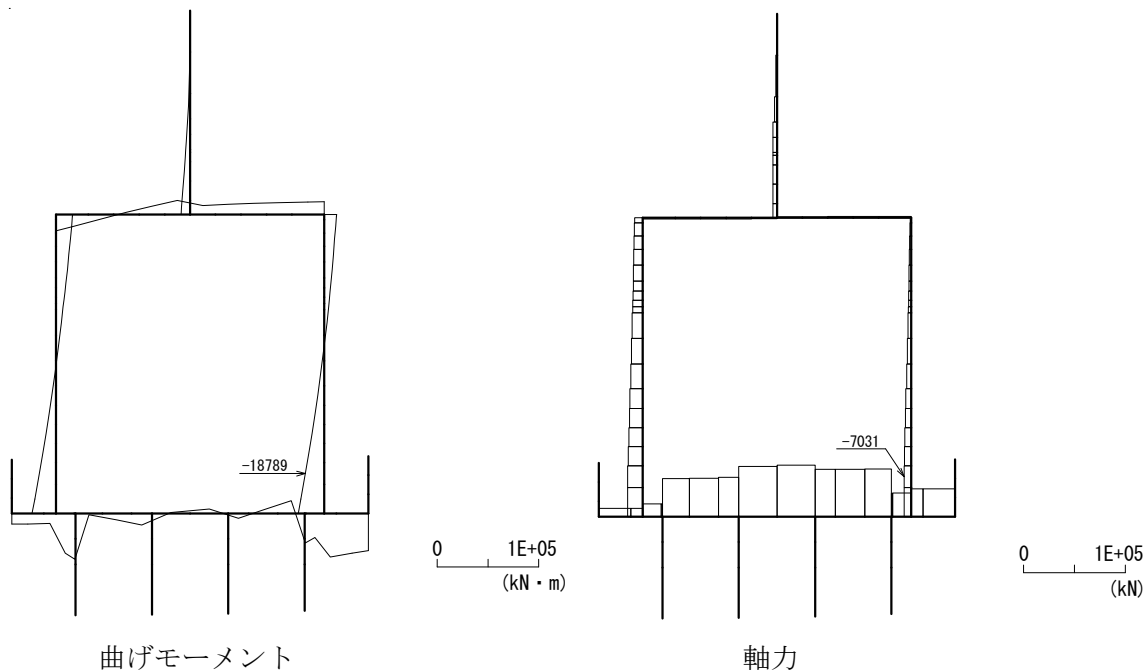


図 5.1-6 (5) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V+), $t = 53.96s$)

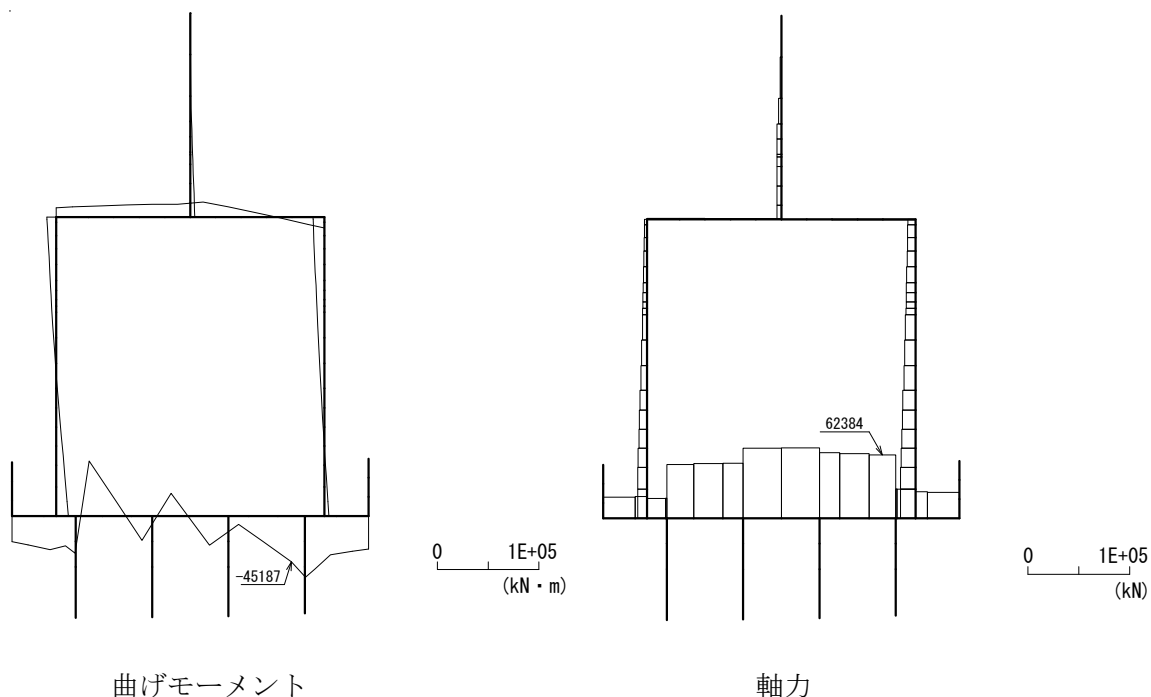


図 5.1-6 (6) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V+), $t = 52.88s$)

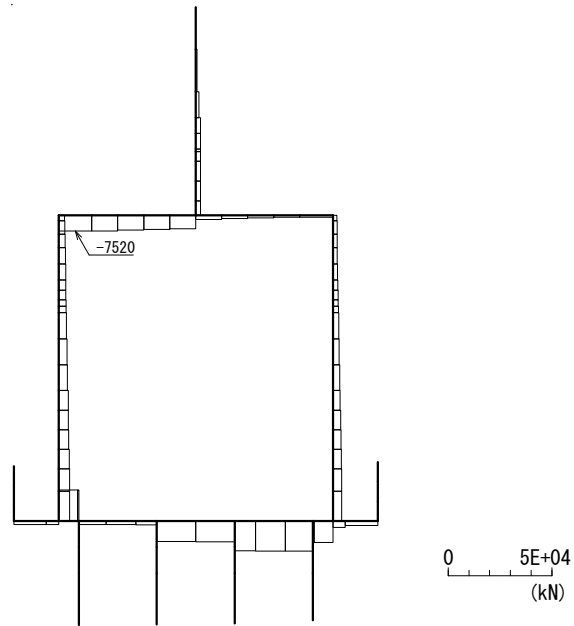


図 5.1-6 (7) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 19.88s$)

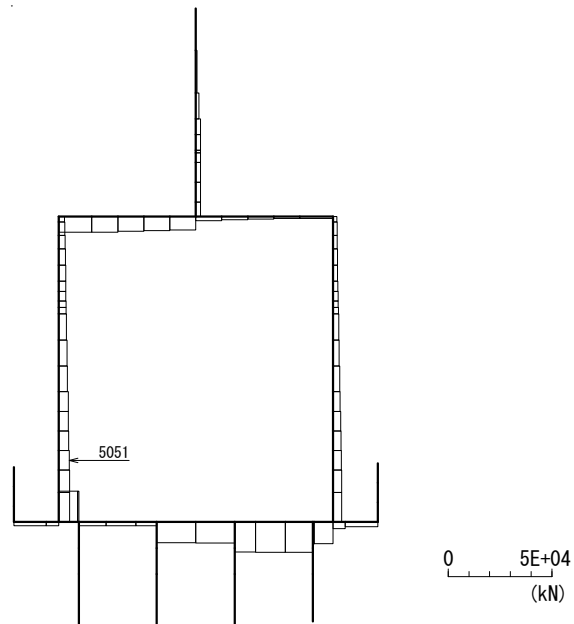


図 5.1-6 (8) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V+)， $t = 19.88s$)

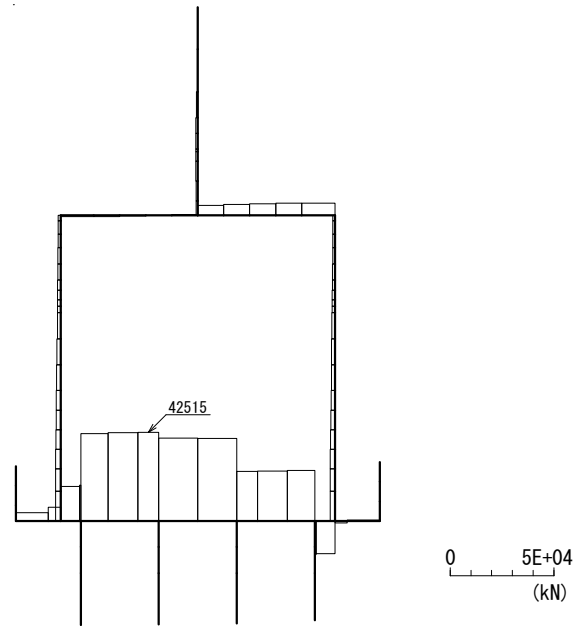


図 5.1-6 (9) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V+), $t=53.71s$)

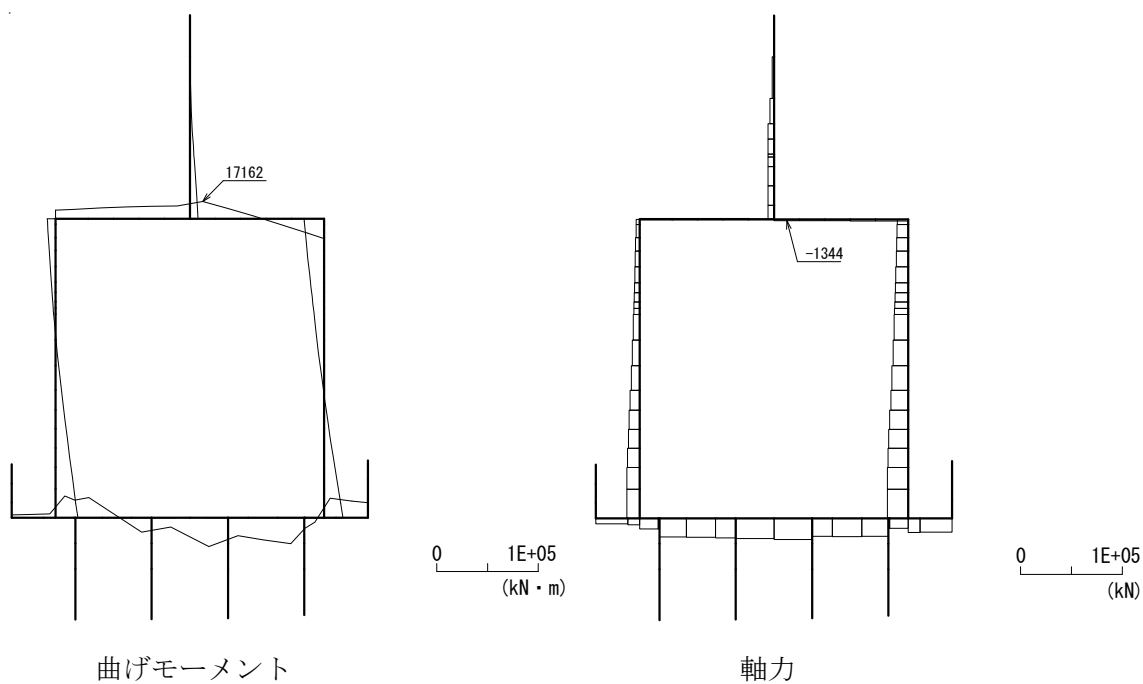


図 5.1-6 (10) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 44.32s$)

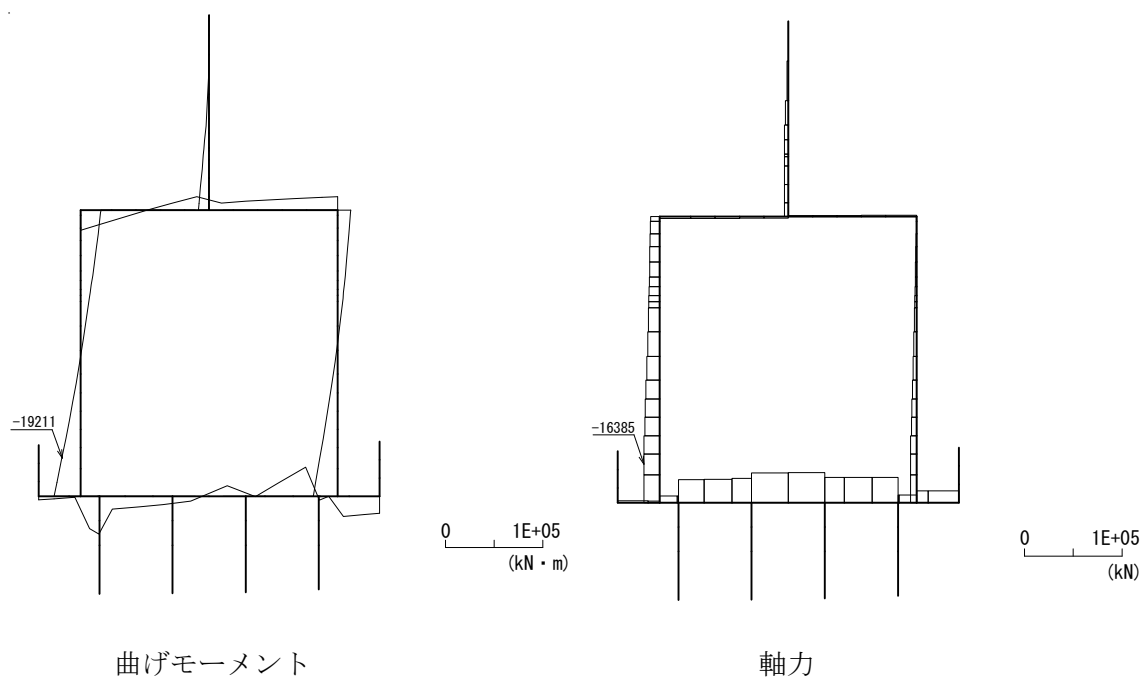
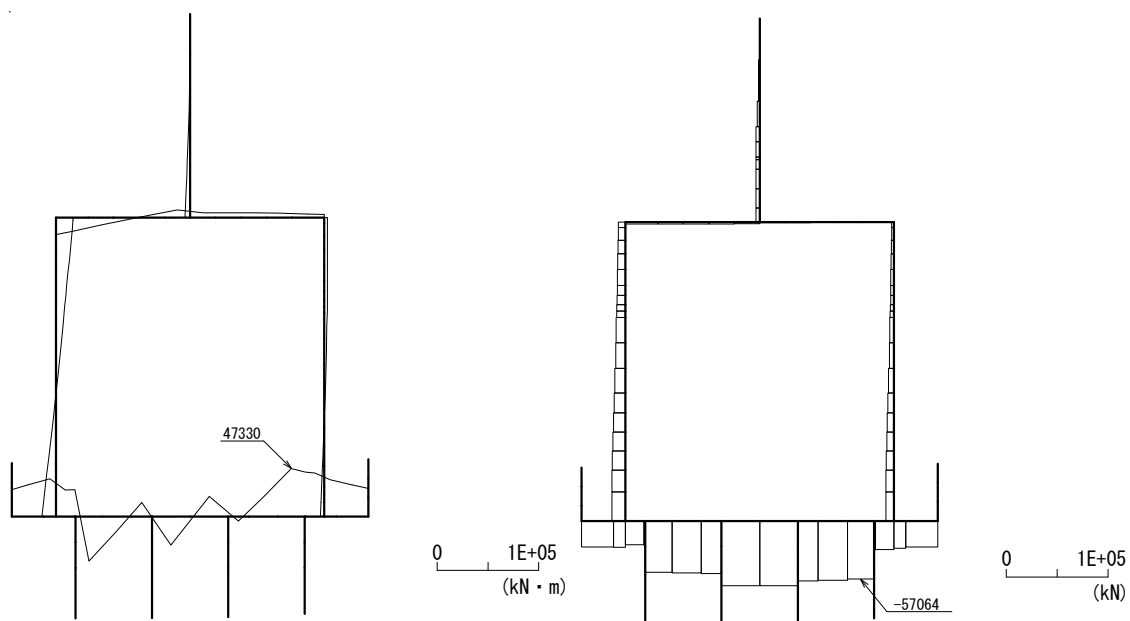


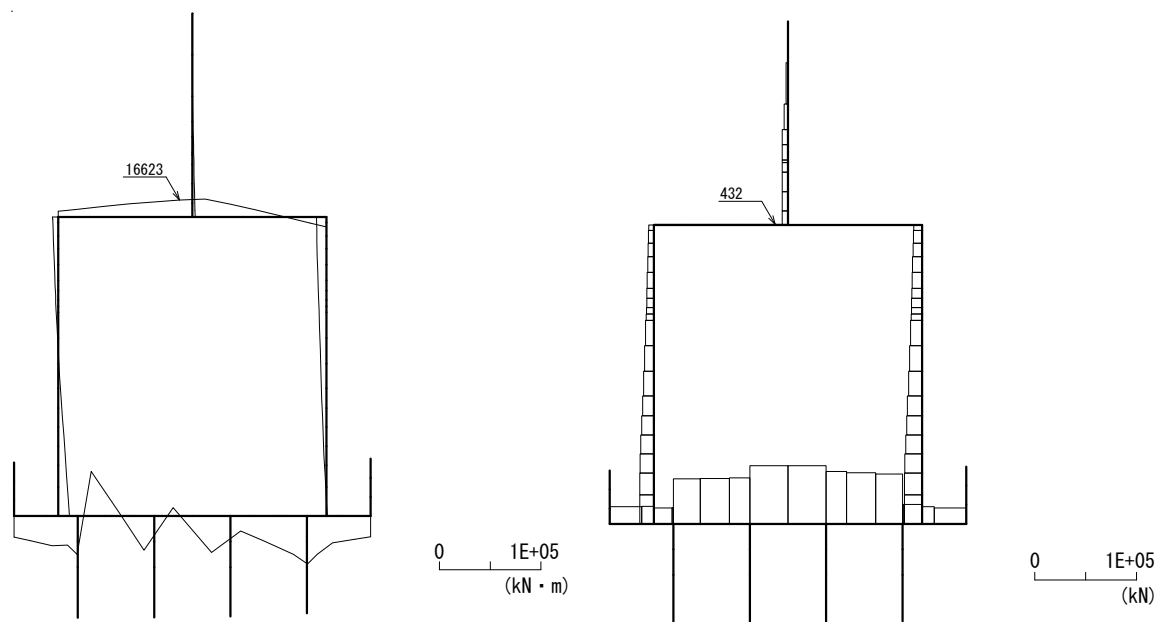
図 5.1-6 (11) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 19.88s$)



曲げモーメント

軸力

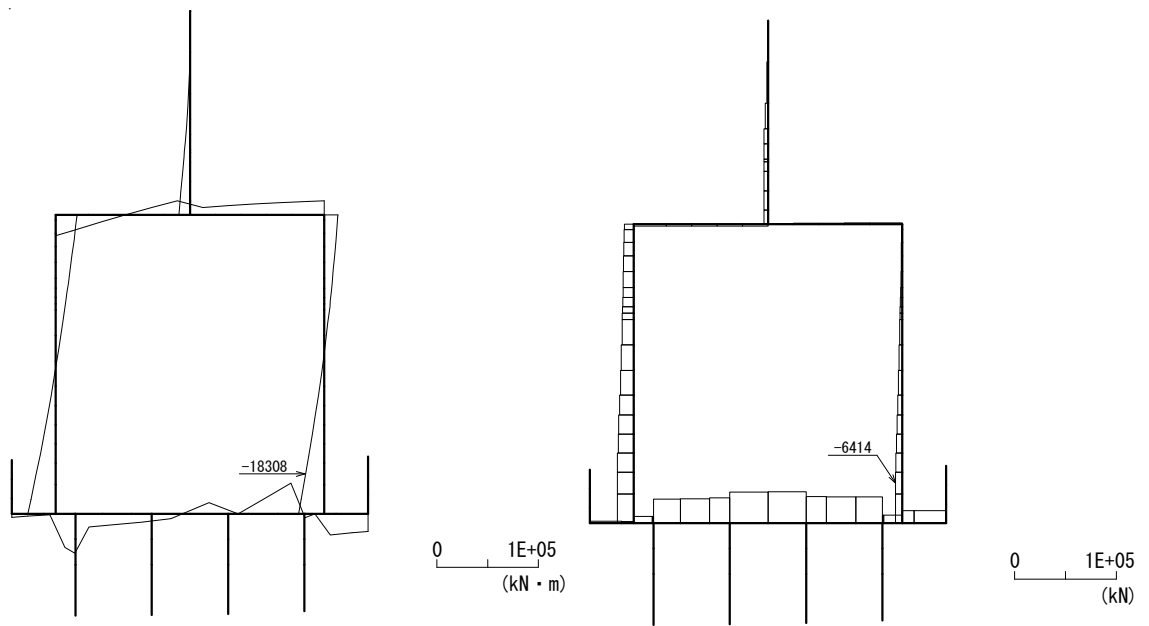
図 5.1-6 (12) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V-), $t = 23.50s$)



曲げモーメント

軸力

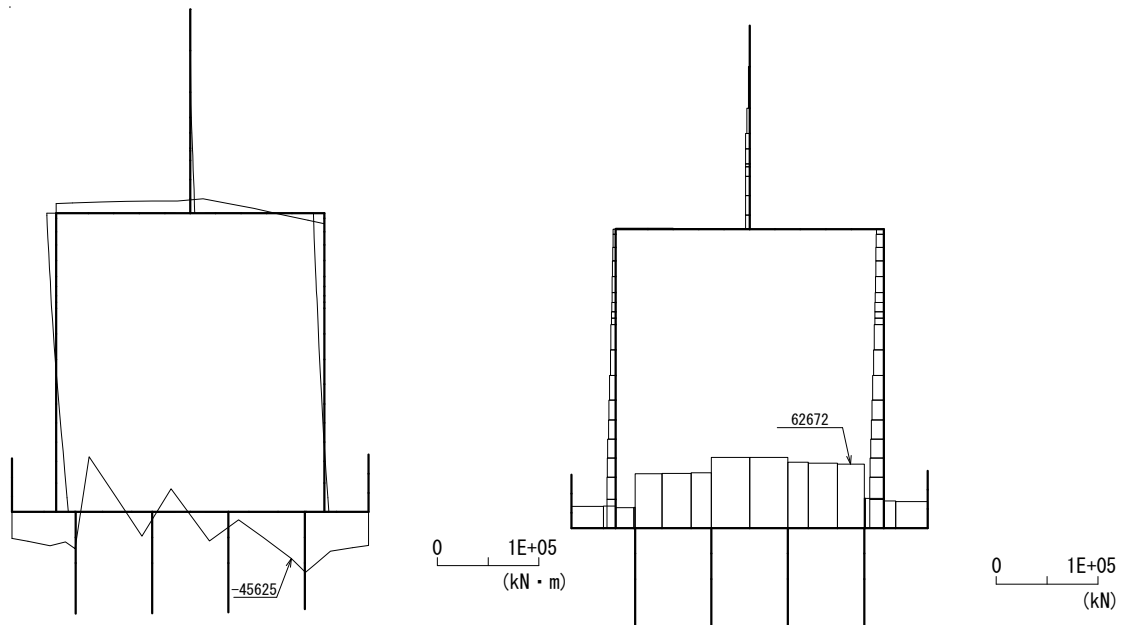
図 5.1-6 (13) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V-), $t = 22.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (14) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V-), $t = 19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (15) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H+, V-), $t = 52.87s$)

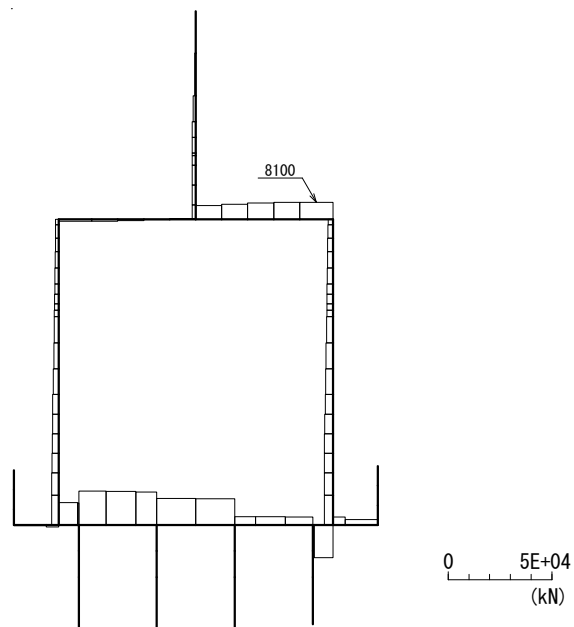


図 5.1-6 (16) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=44.33s$)

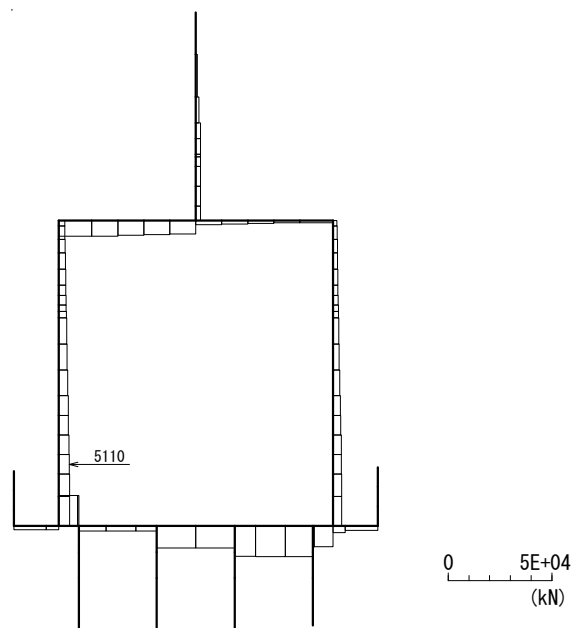


図 5.1-6 (17) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=19.88s$)

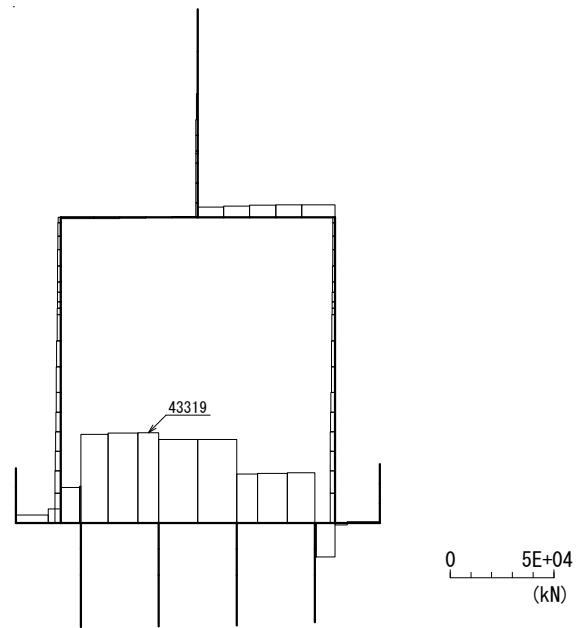
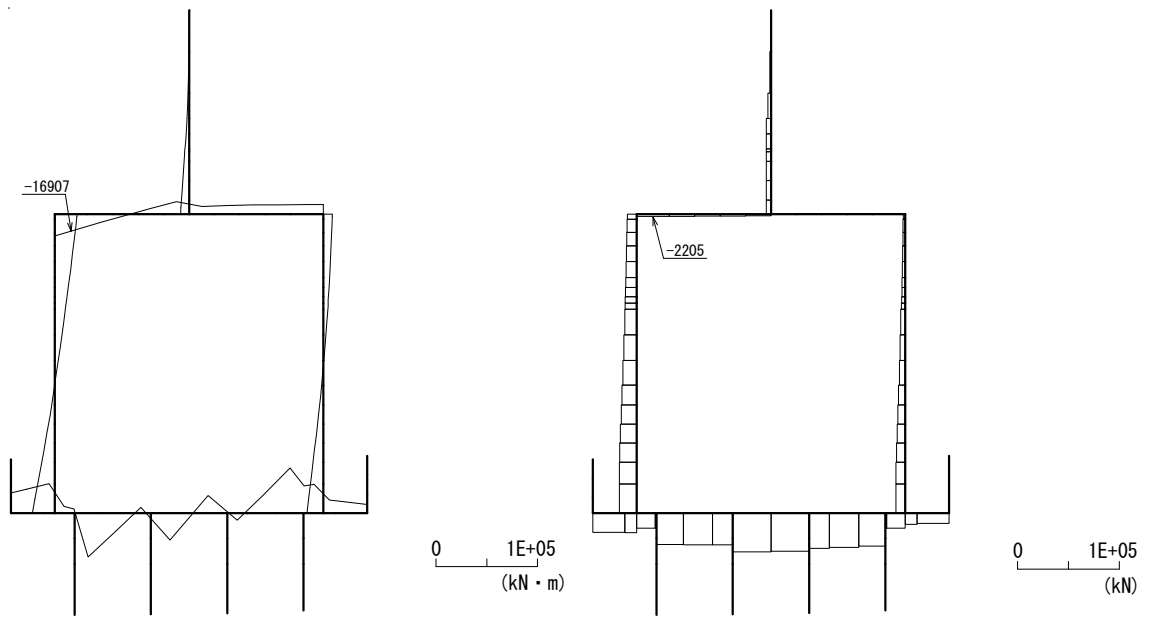


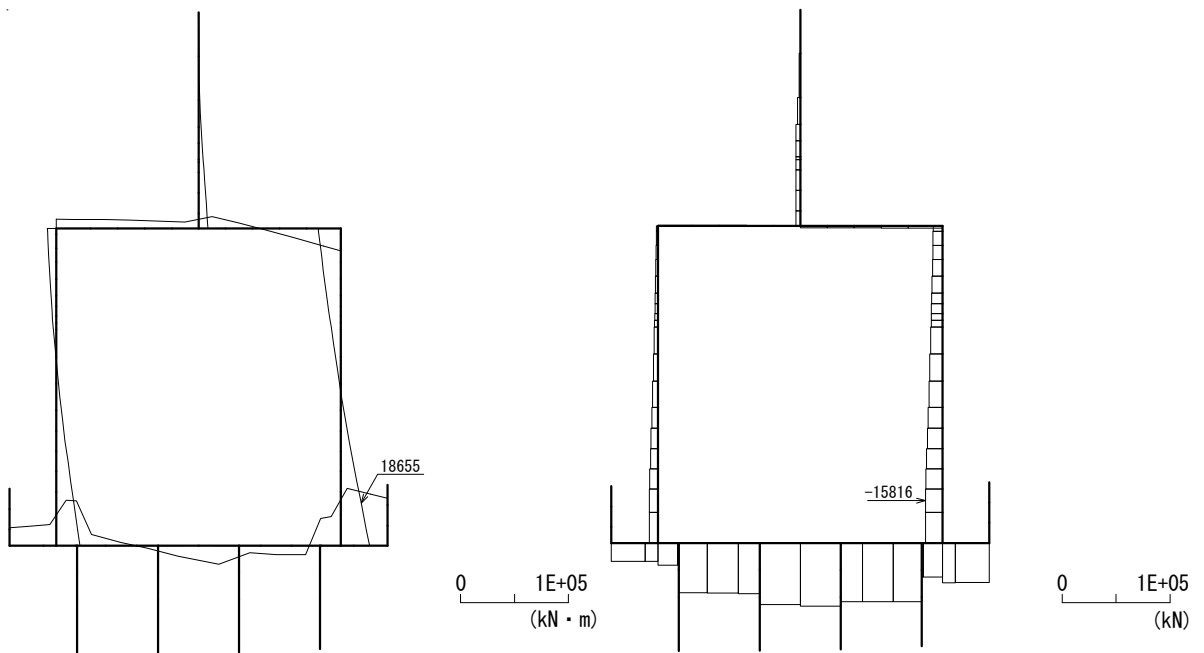
図 5.1-6 (18) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=53.69s$)



曲げモーメント

軸力

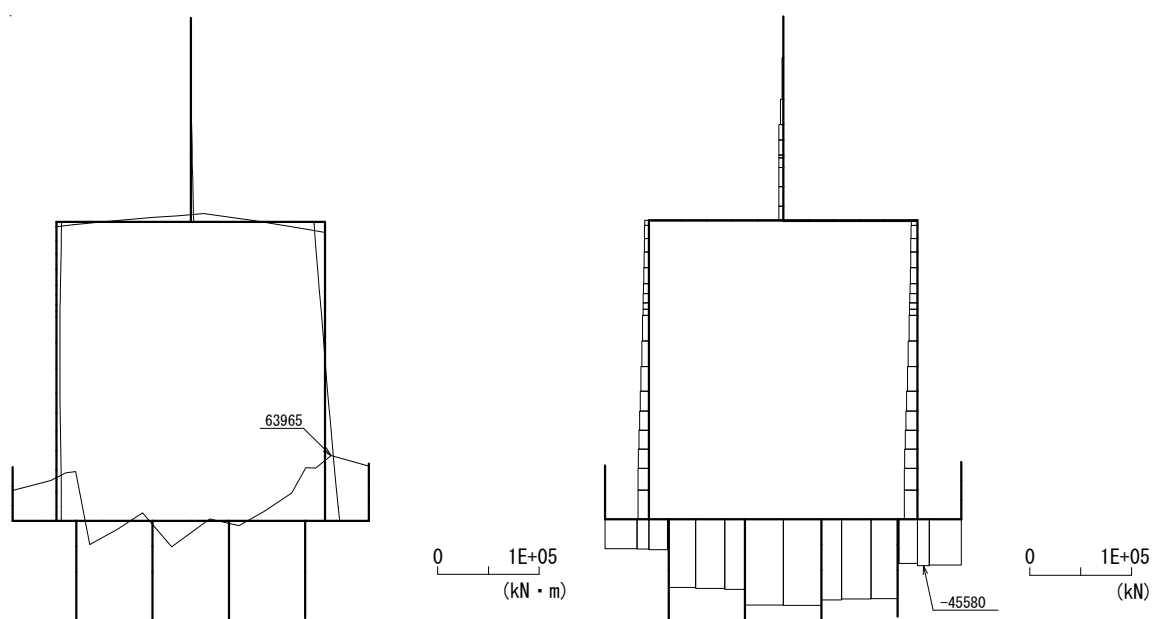
図 5.1-6 (19) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H-, V+), $t = 19.64s$)



曲げモーメント

軸力

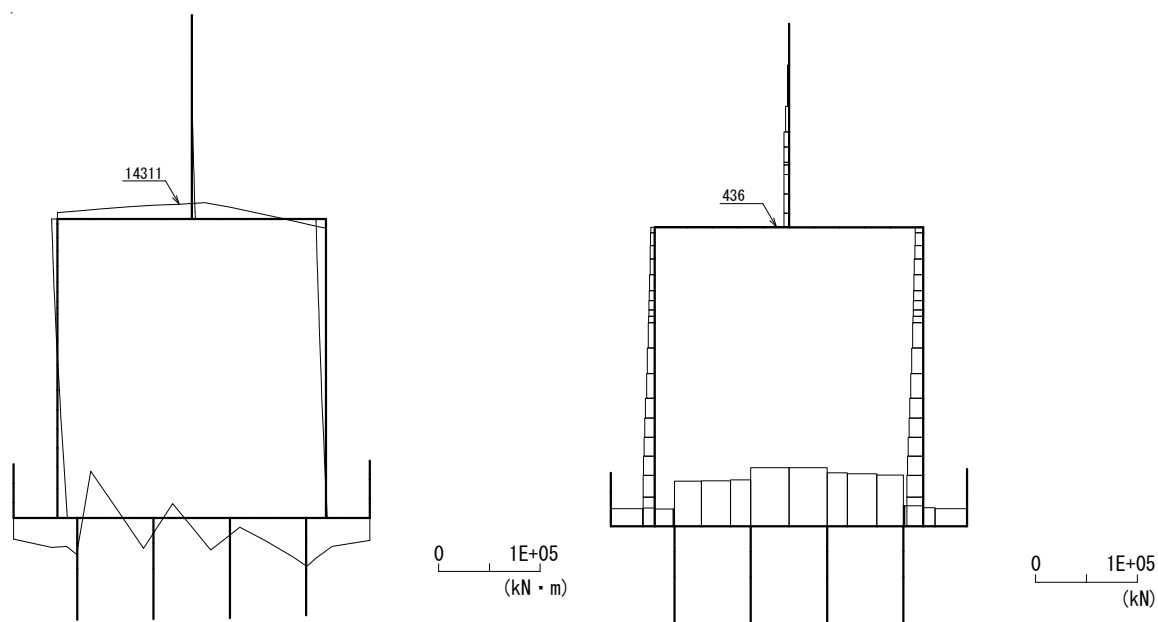
図 5.1-6 (20) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s-D 1$ (H-, V+), $t = 53.97s$)



曲げモーメント

軸力

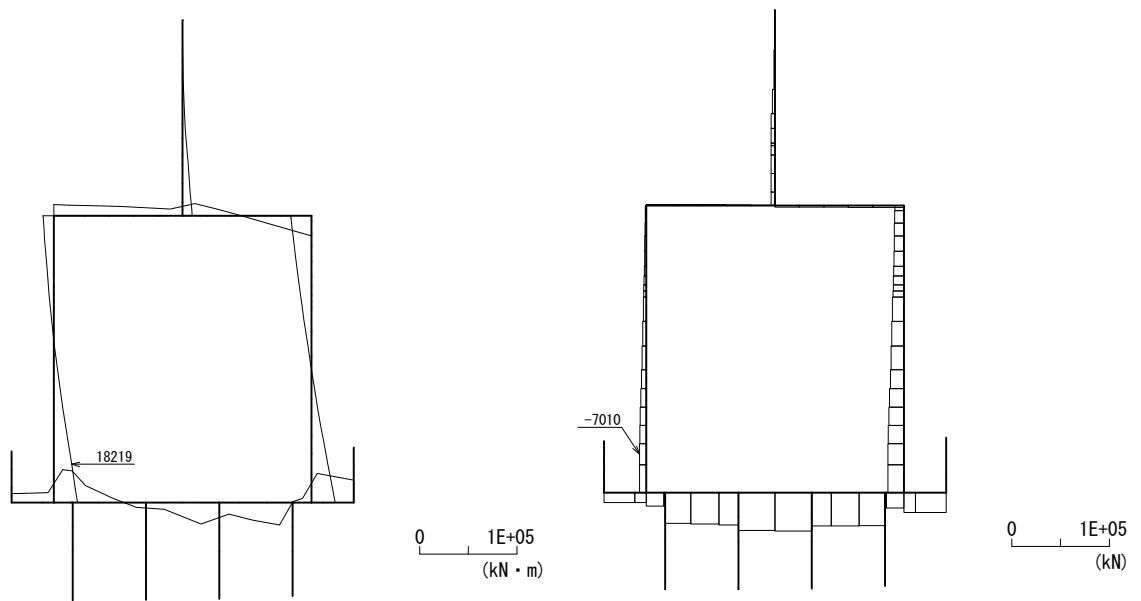
図 5.1-6 (21) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=57.56s$)



曲げモーメント

軸力

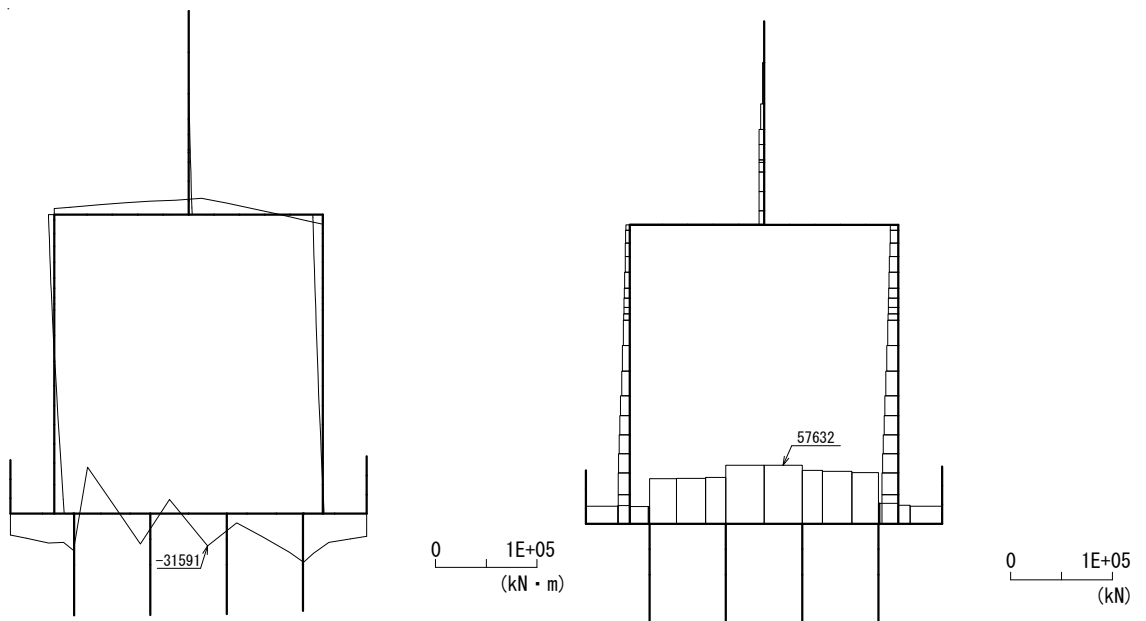
図 5.1-6 (22) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=23.52s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (23) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (24) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=23.52s$)

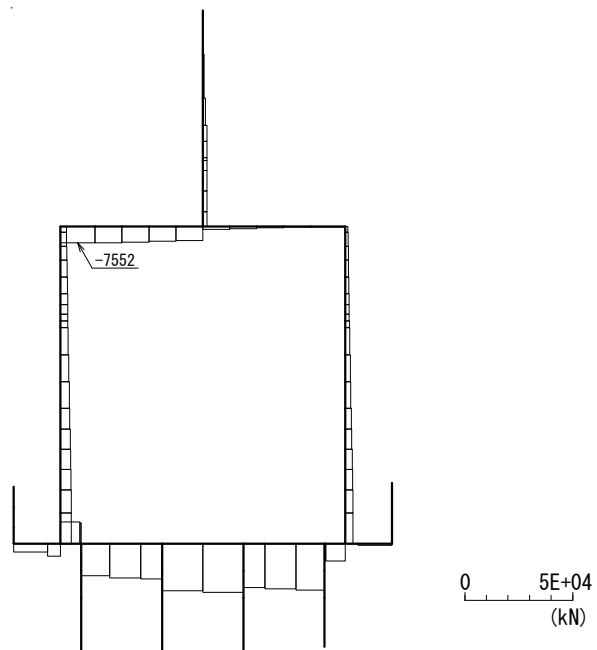


図 5.1-6 (25) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+), $t=17.75s$)

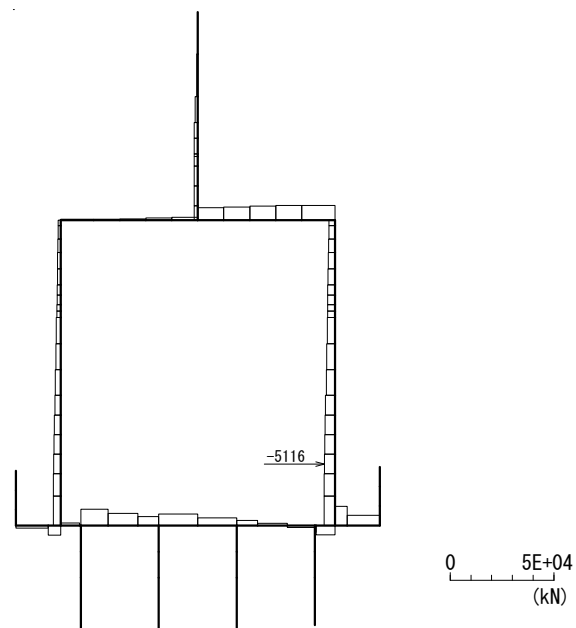


図 5.1-6 (26) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V+), $t=53.97s$)

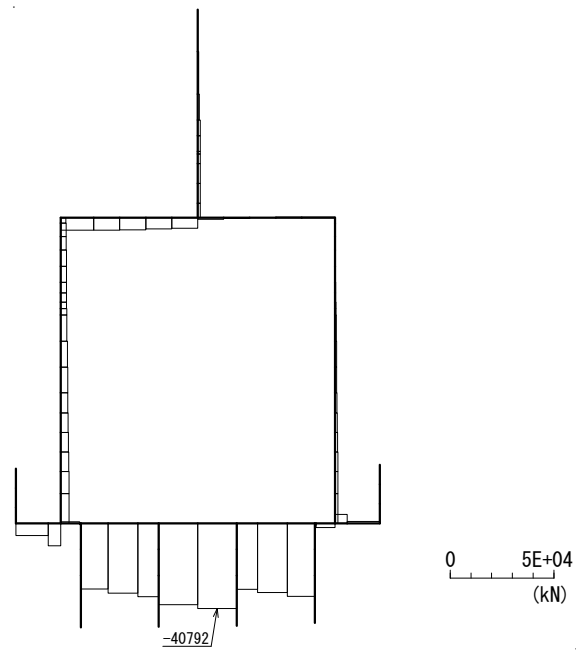
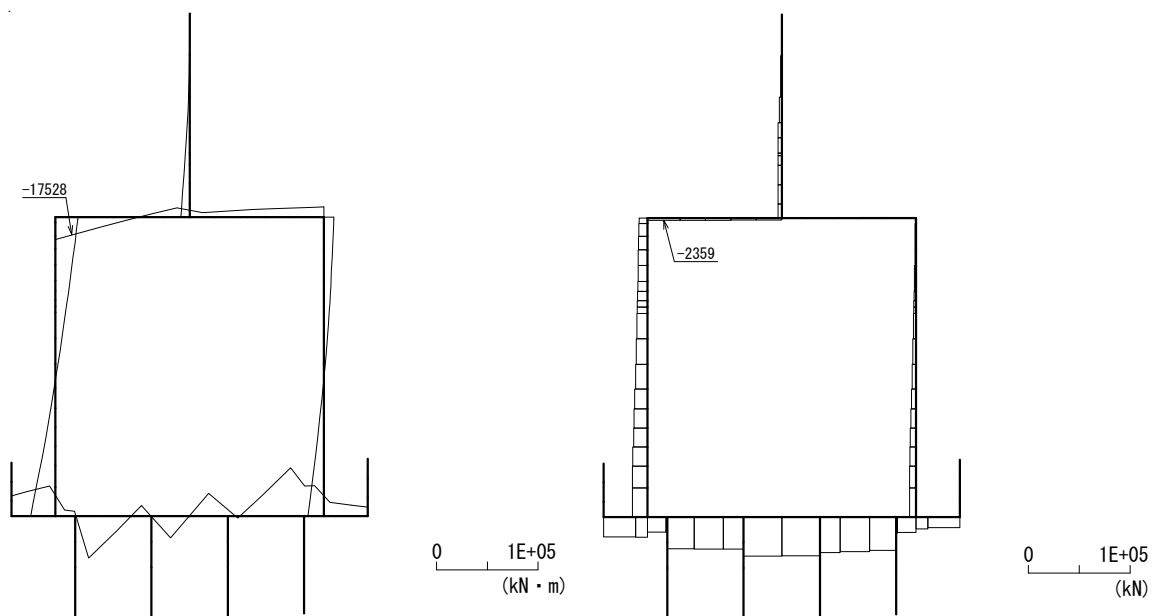


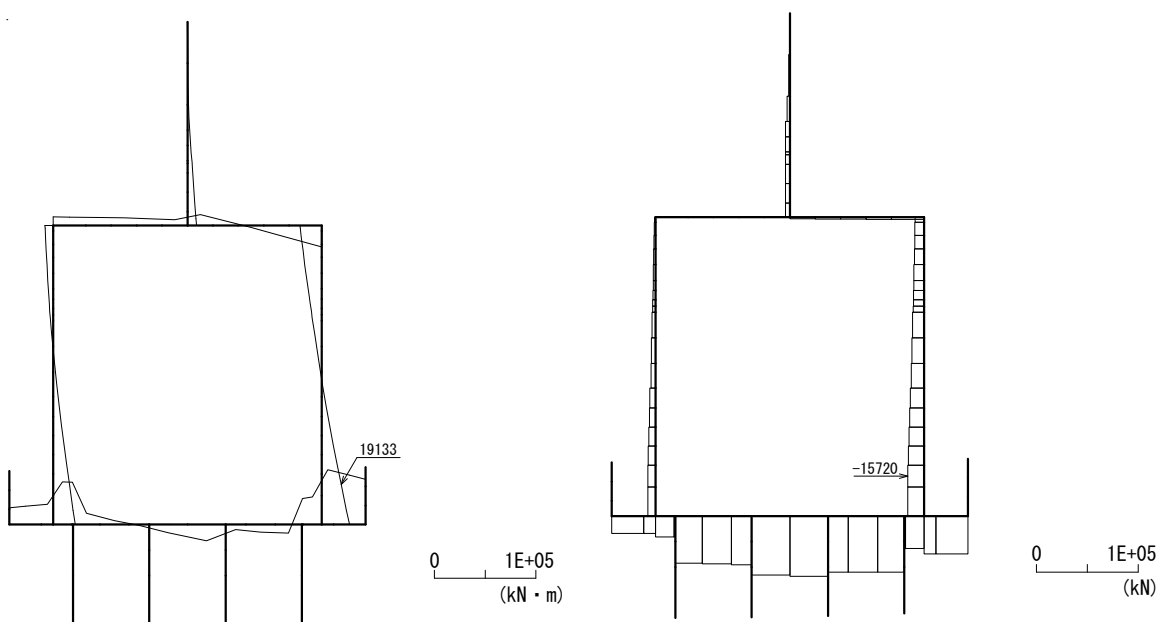
図 5.1-6 (27) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V+), $t=53.71s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (28) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t=19.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (29) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t=53.97s$)

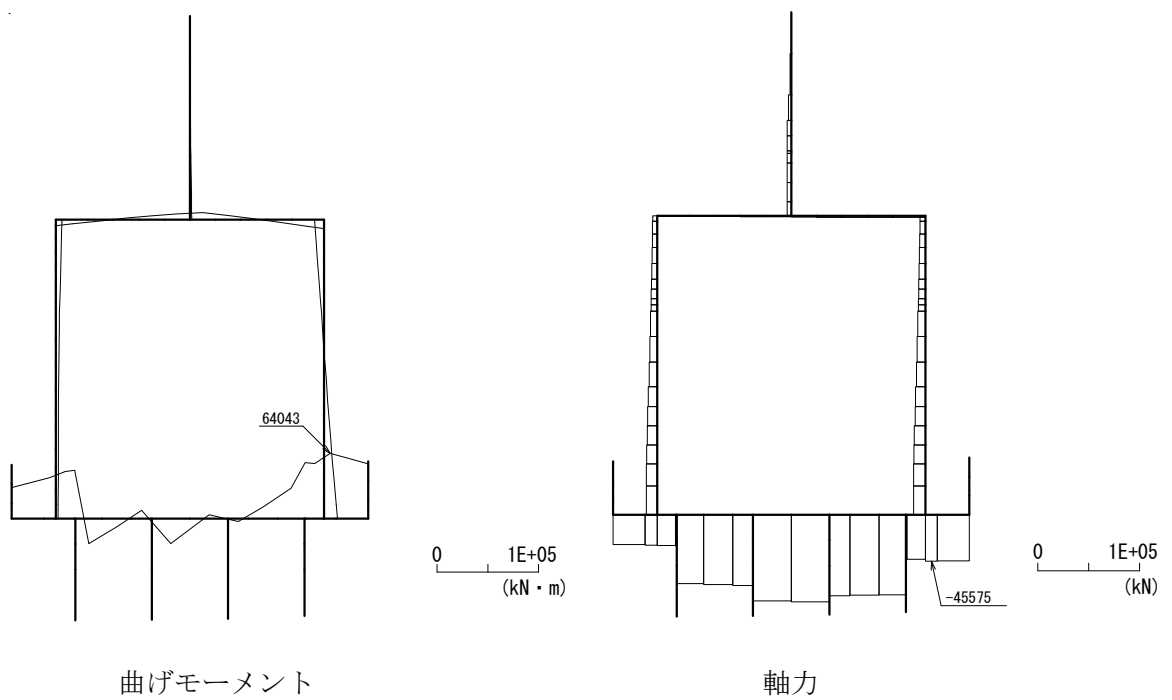


図 5.1-6 (30) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=57.52s$)

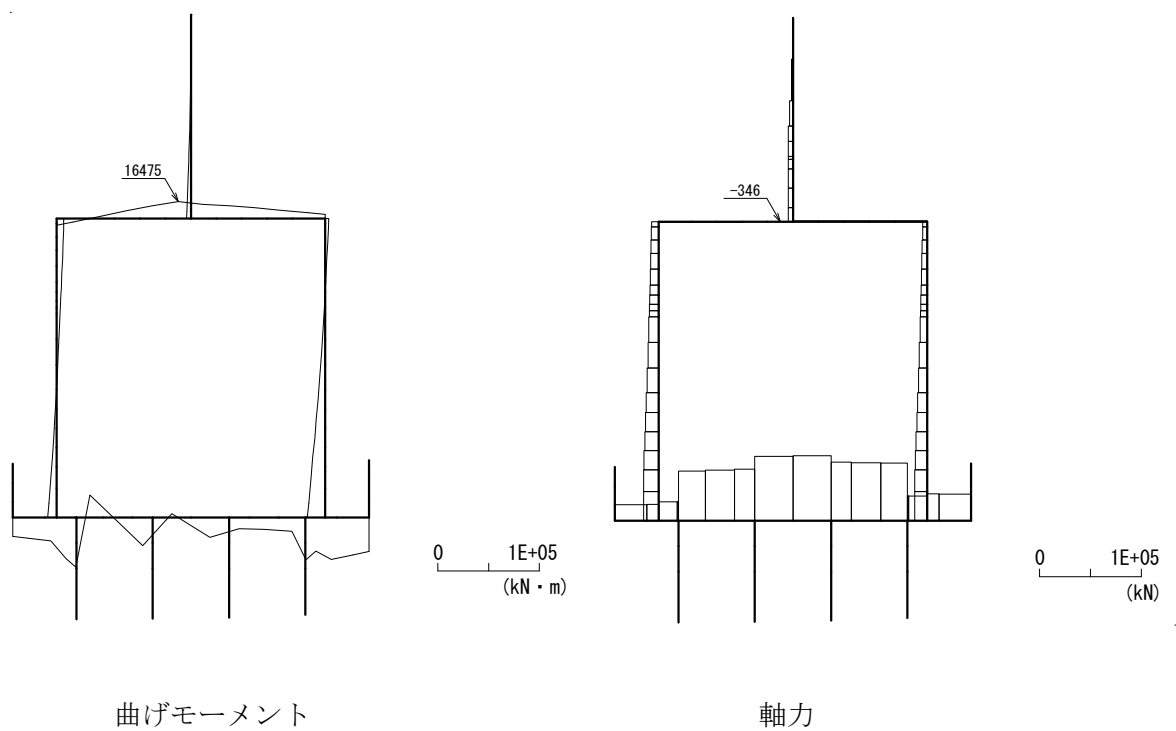
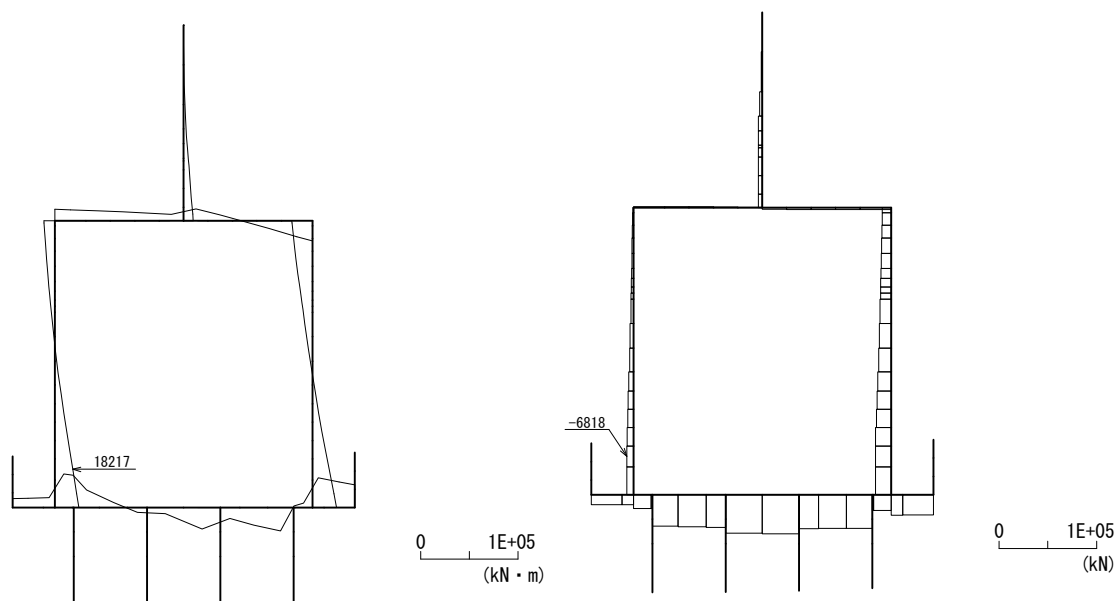


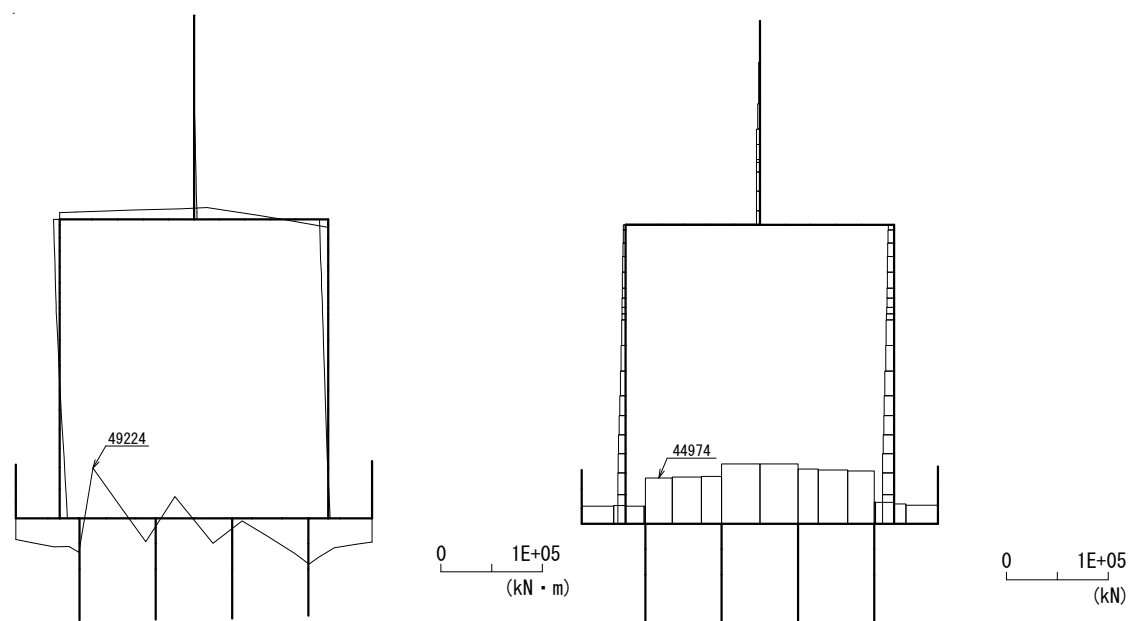
図 5.1-6 (31) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=23.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (32) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t=19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (33) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t=23.52s$)

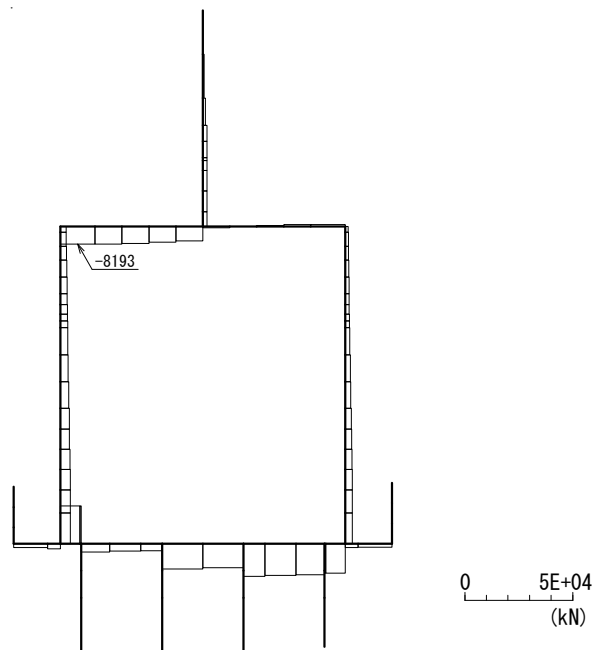


図 5.1-6 (34) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t = 44.33s$)

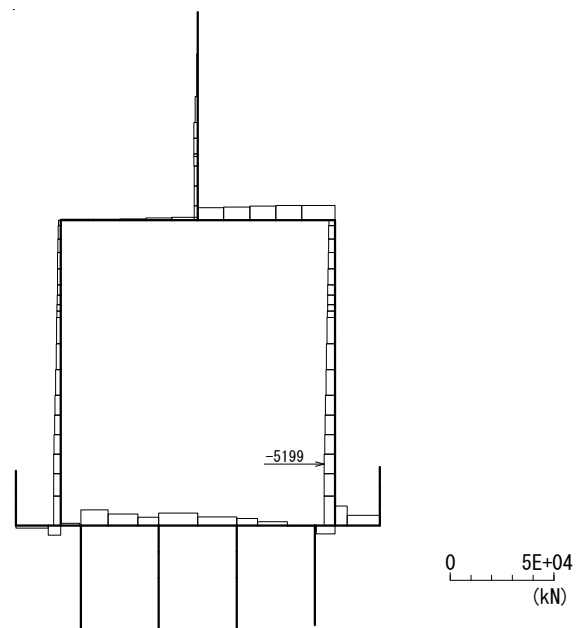


図 5.1-6 (35) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t = 53.97s$)

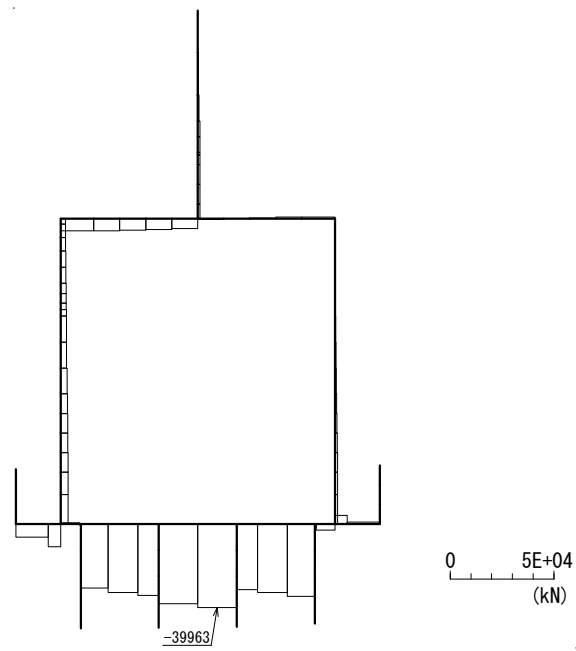
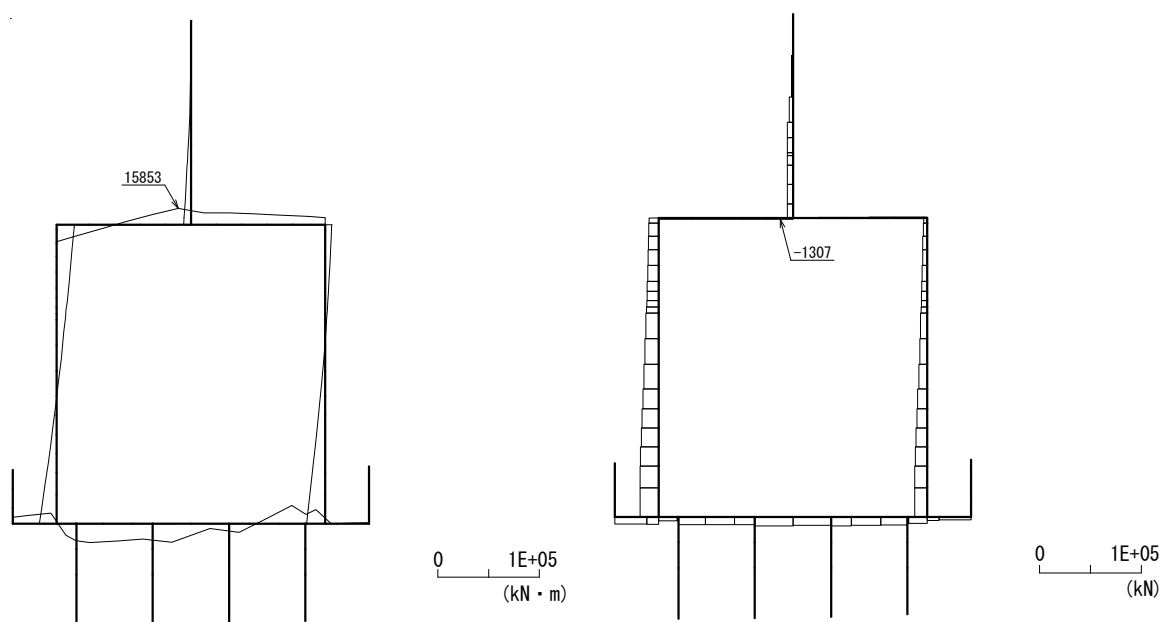


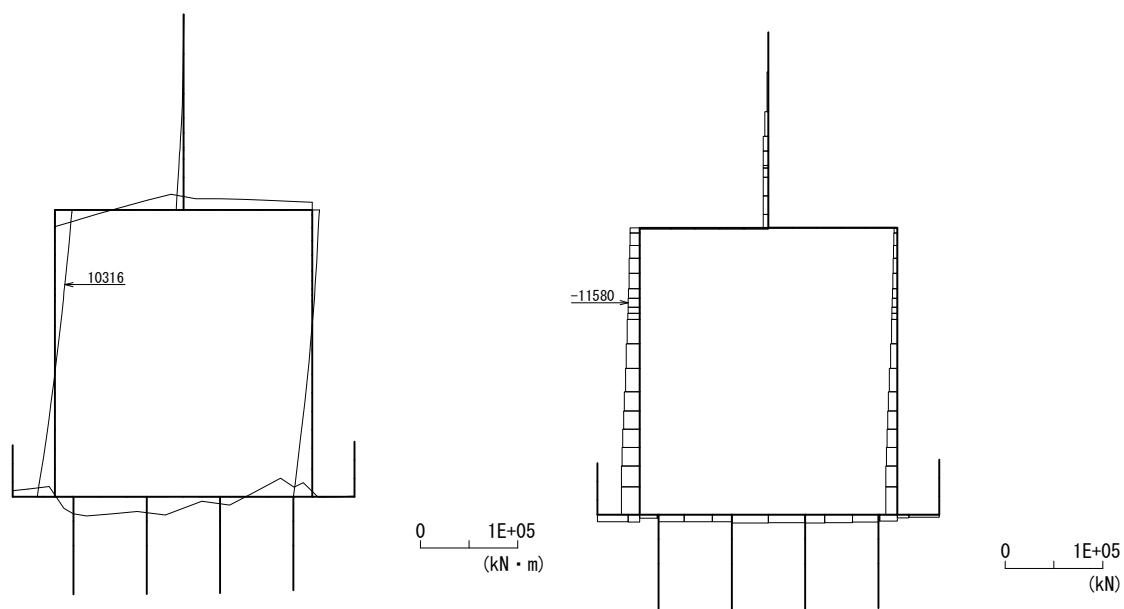
図 5.1-6 (36) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H-, V-), $t = 53.70s$)



曲げモーメント

軸力

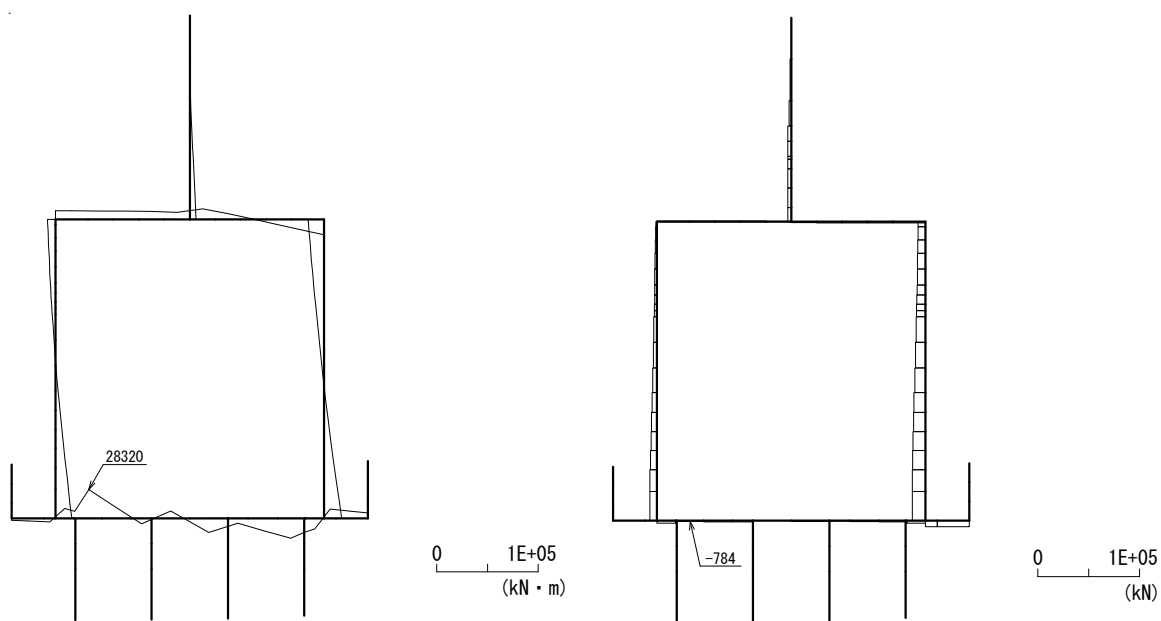
図 5.1-6 (37) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s = 1.1$ ， $t = 25.40s$)



曲げモーメント

軸力

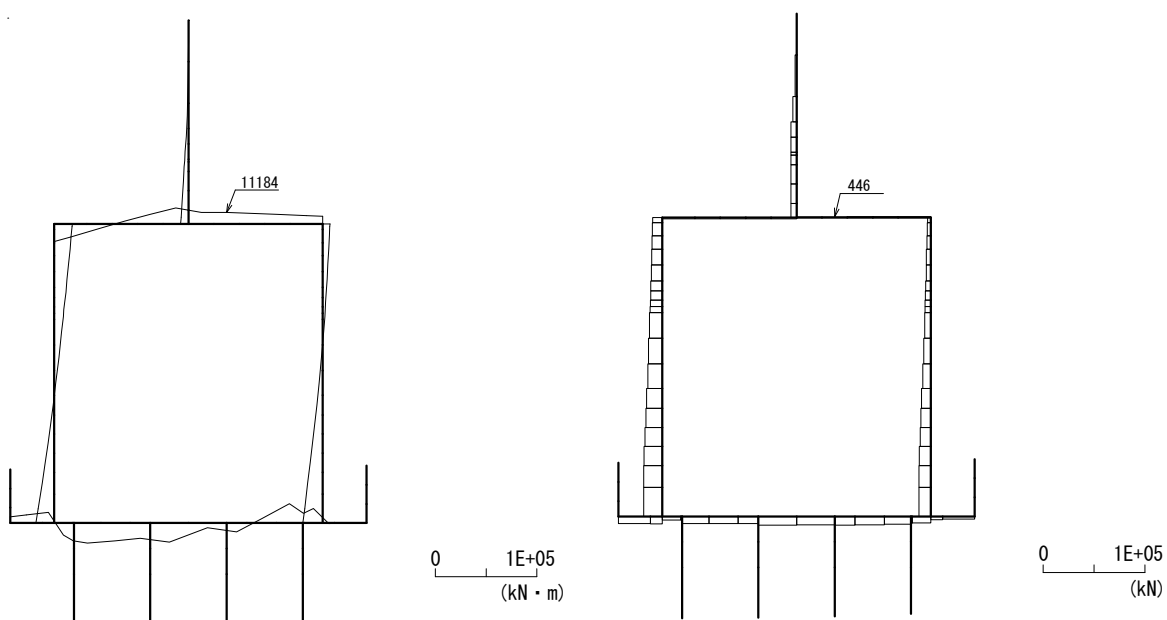
図 5.1-6 (38) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s = 1.1$ ， $t = 25.39s$)



曲げモーメント

軸力

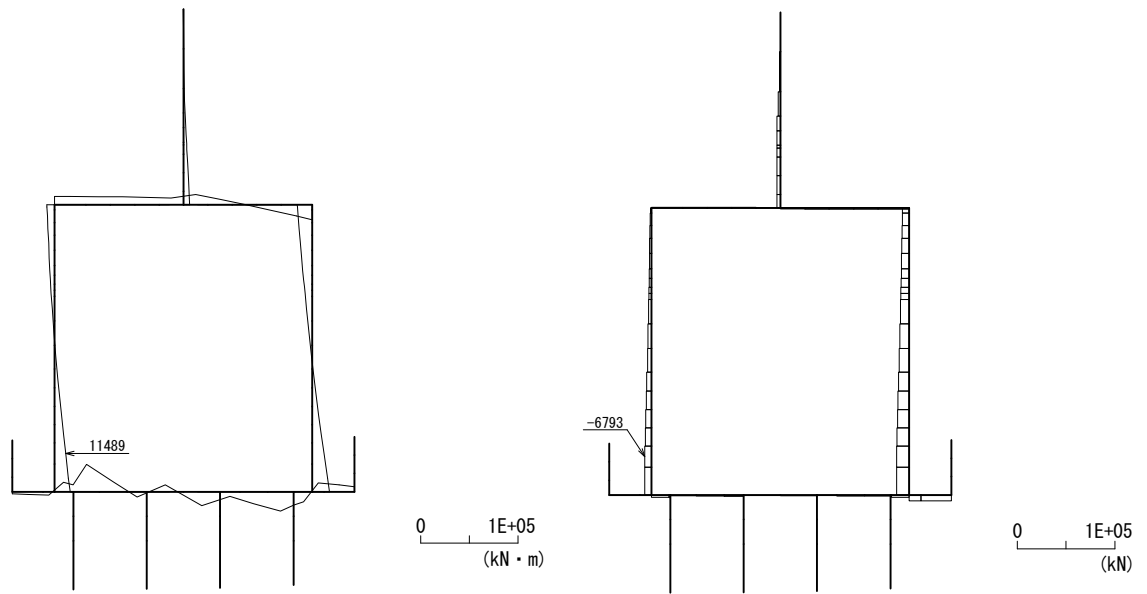
図 5.1-6 (39) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 25.73s$)



曲げモーメント

軸力

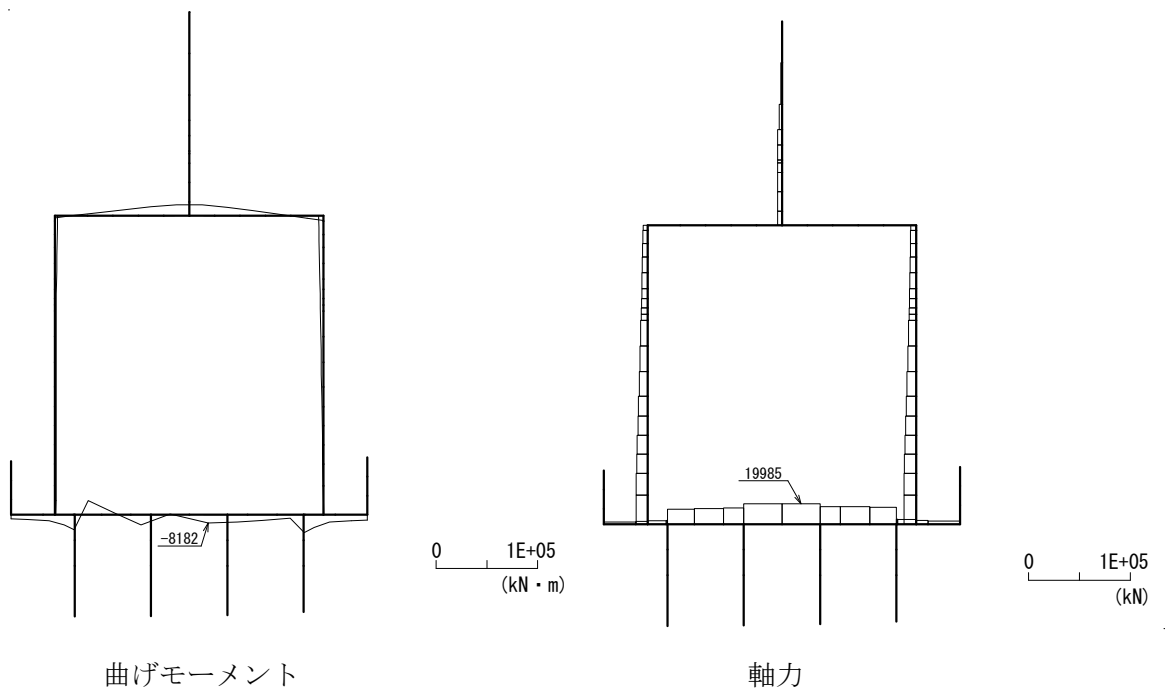
図 5.1-6 (40) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.1$, $t = 25.39s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (41) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.1$, $t = 25.73s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (42) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.1$, $t = 56.43s$)

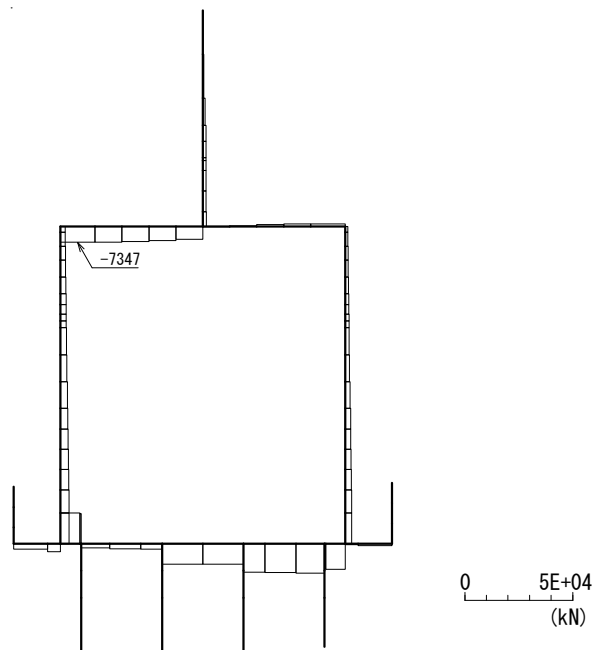


図 5.1-6 (43) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.1$ ， $t = 25.39s$)

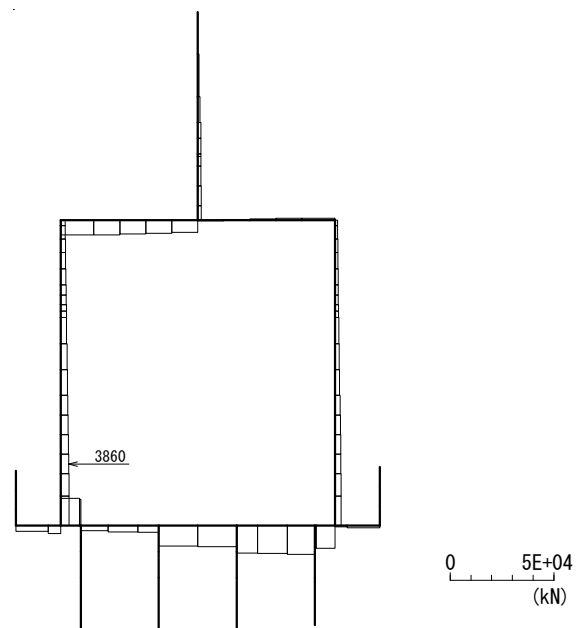


図 5.1-6 (44) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.1$ ， $t = 25.38s$)

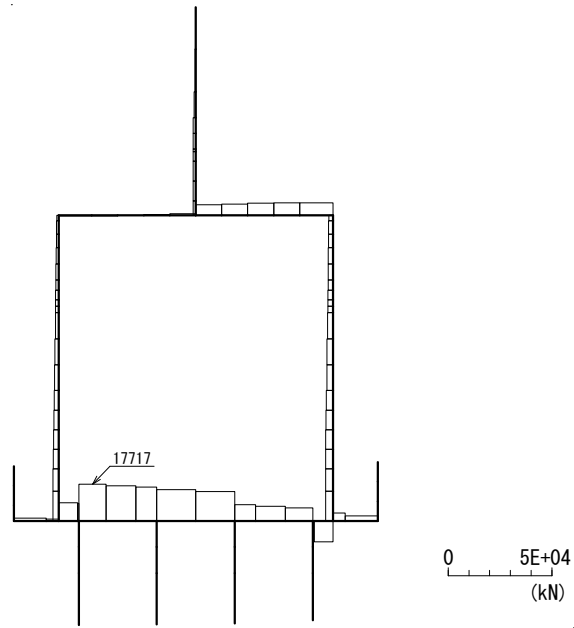
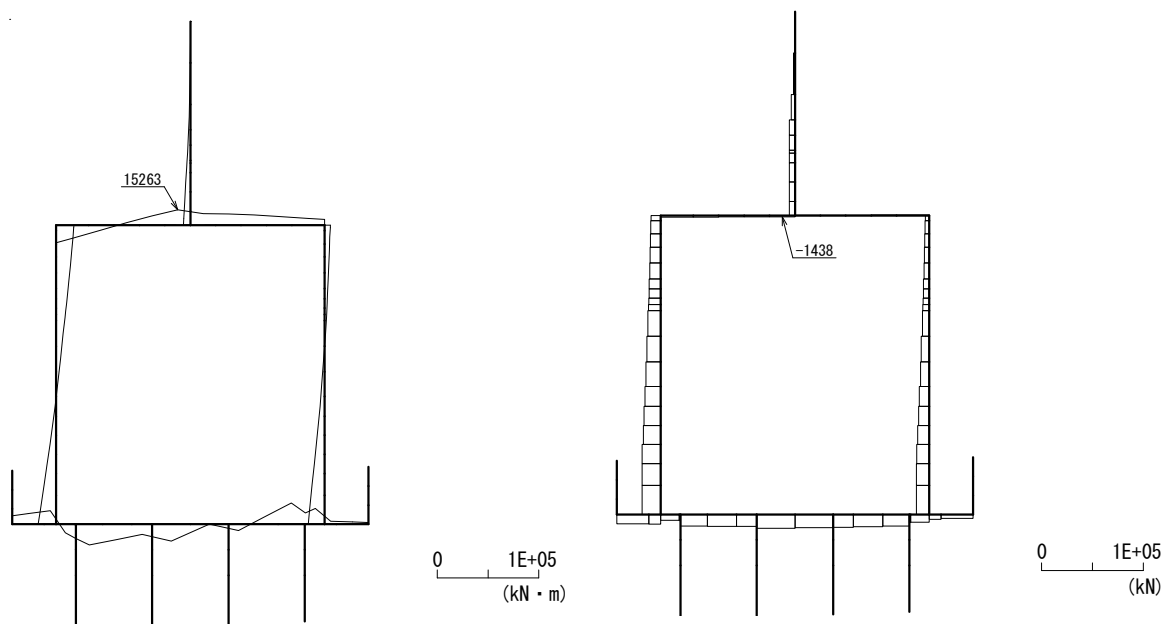


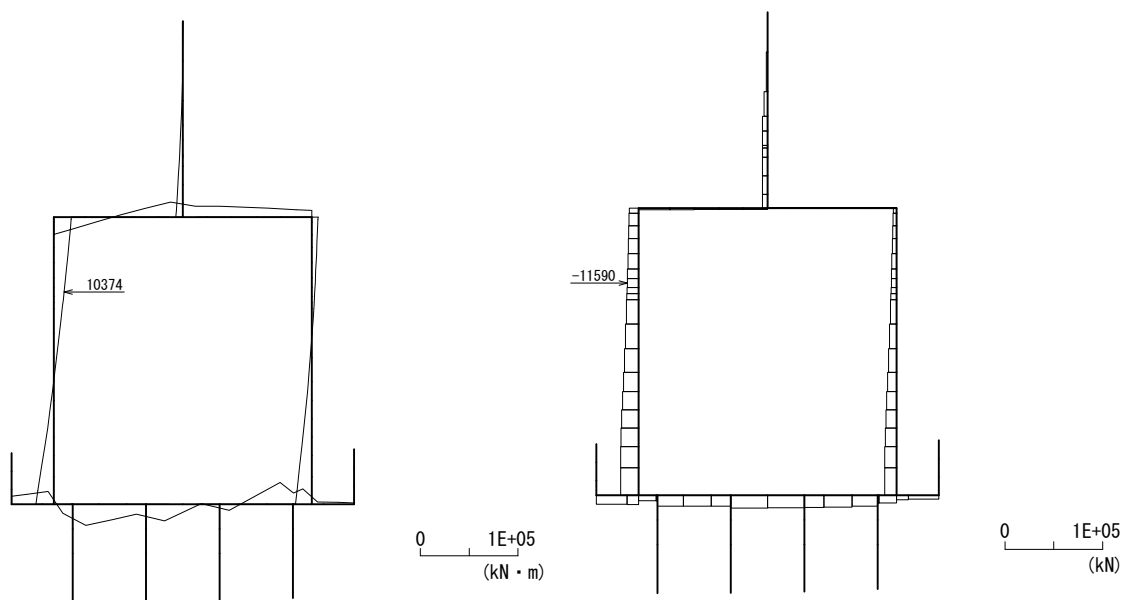
図 5.1-6 (45) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s = 1.1$ ， $t = 25.71s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (46) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 12$ ， $t = 29.55s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (47) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 12$ ， $t = 29.54s$)

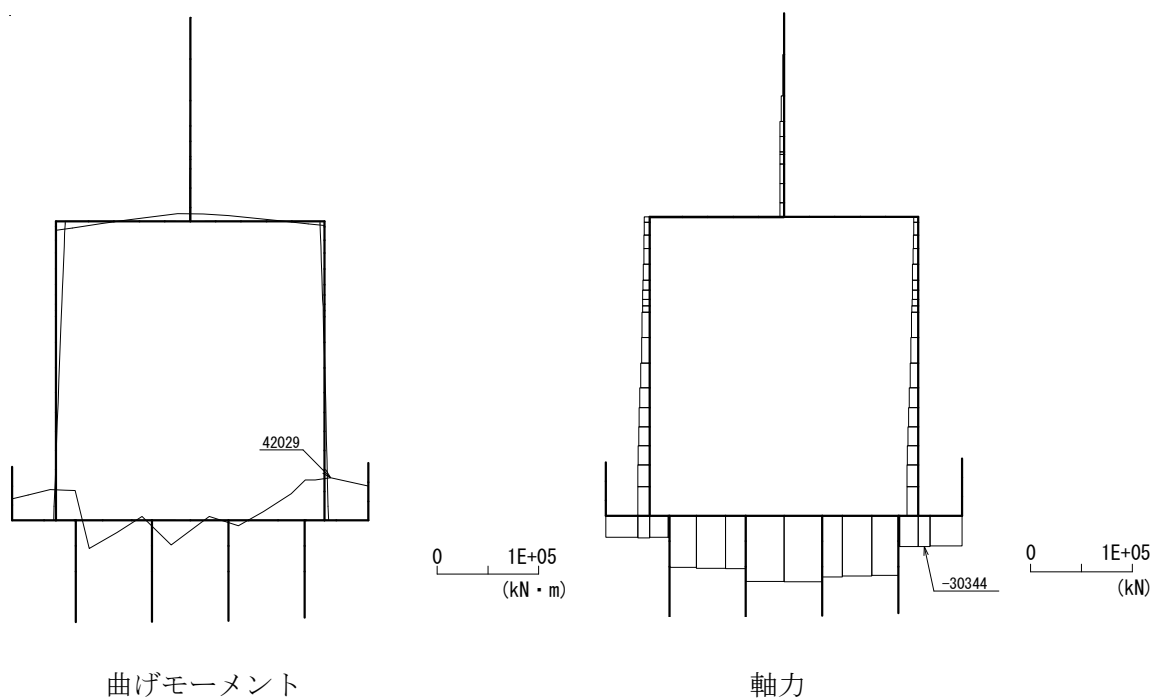


図 5.1-6 (48) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 1.2$ ， $t = 89.78s$)

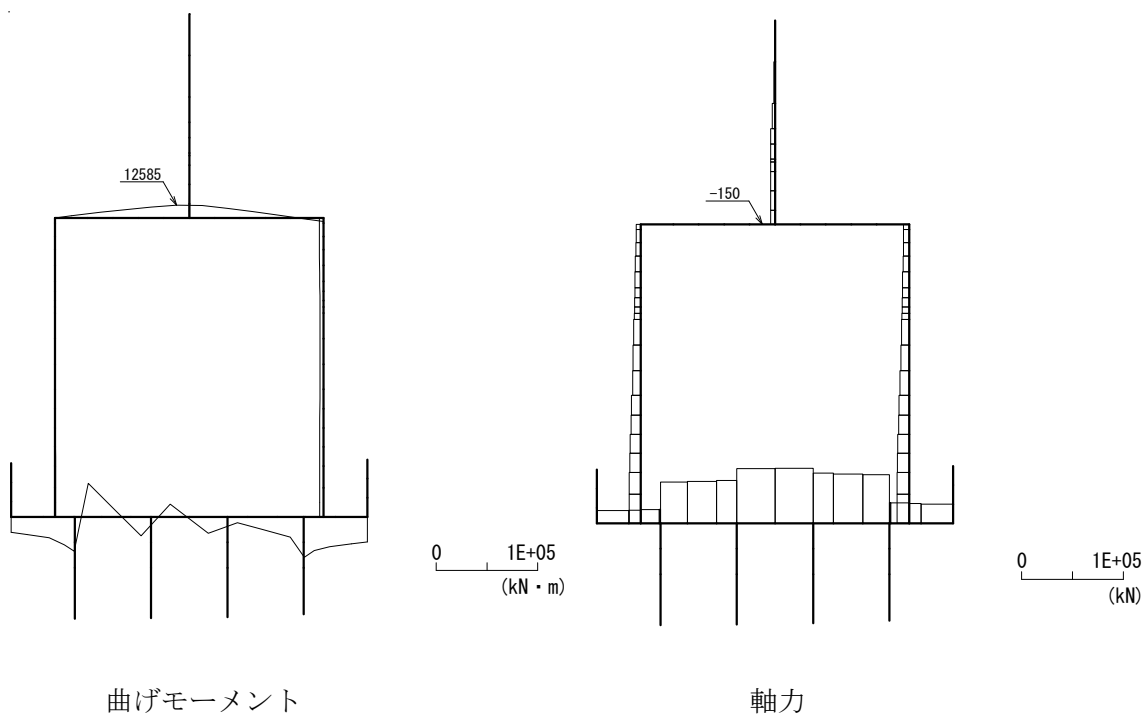
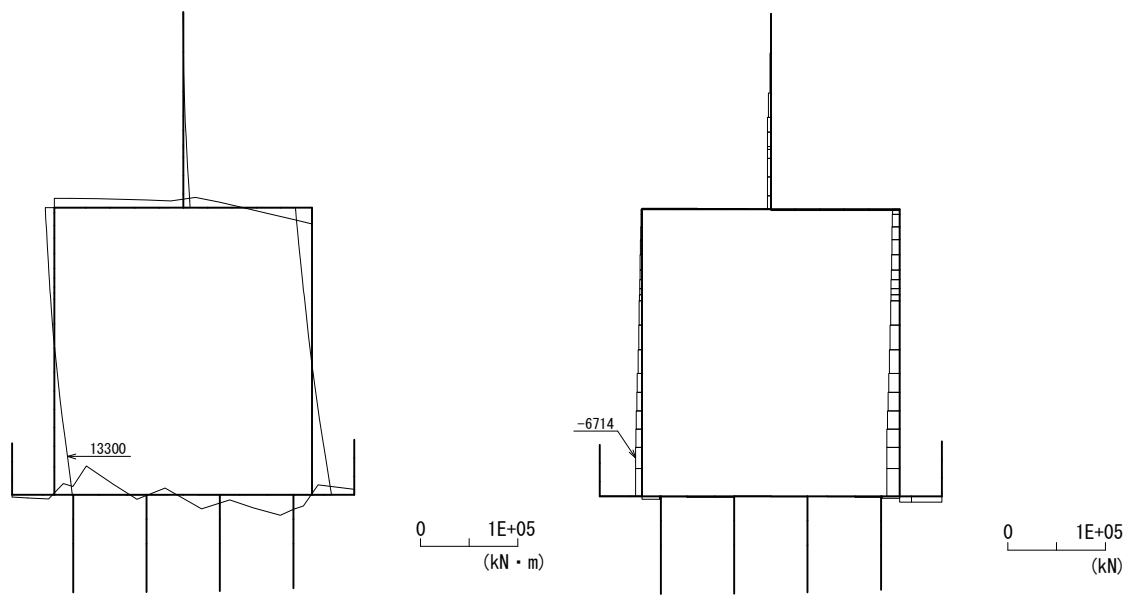


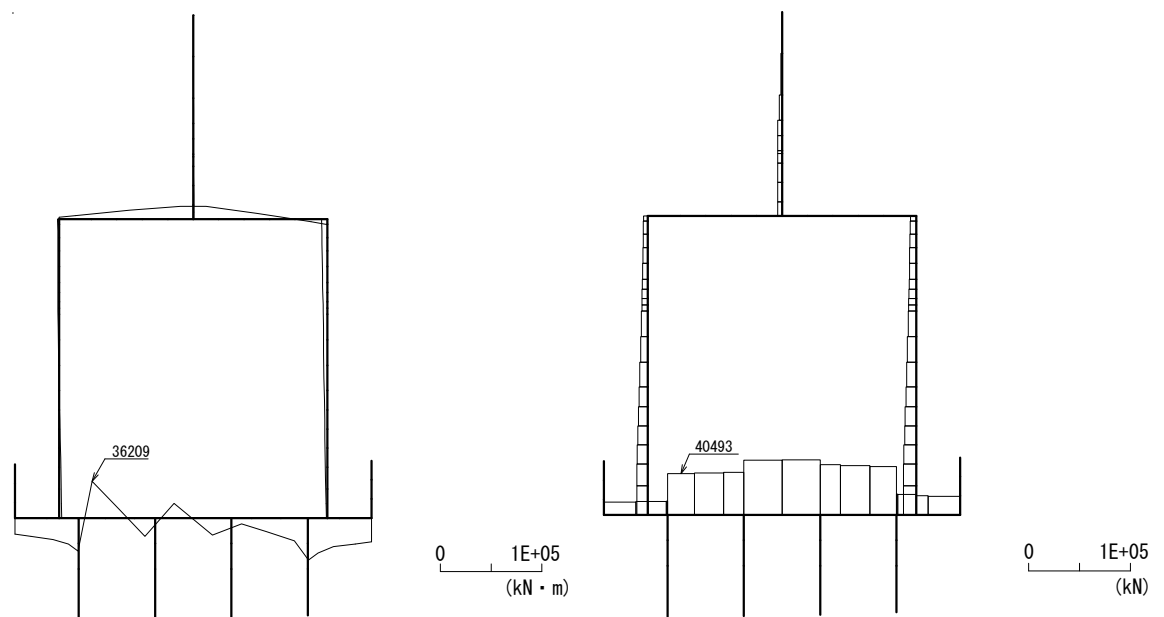
図 5.1-6 (49) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 1.2$ ， $t = 88.52s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (50) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 12$, $t = 28.02s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (51) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 12$, $t = 88.42s$)

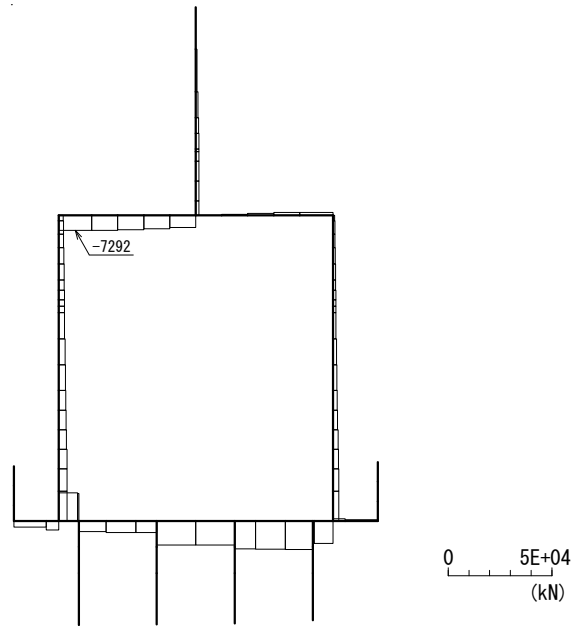


図 5.1-6 (52) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.2$ ， $t = 29.54s$)

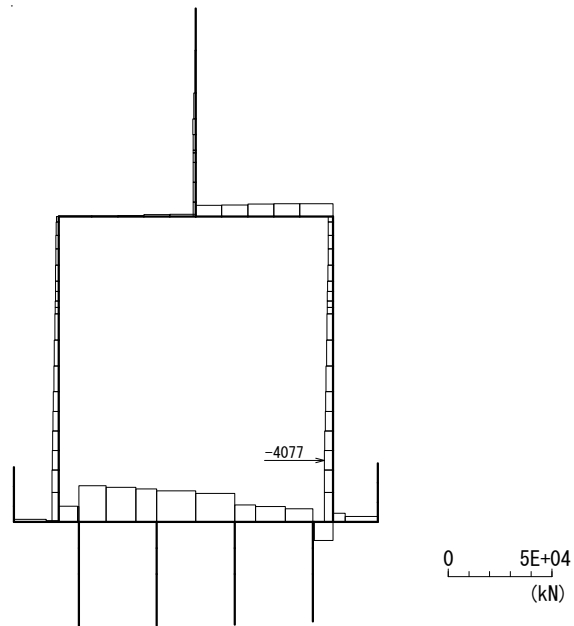


図 5.1-6 (53) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.2$ ， $t = 28.03s$)

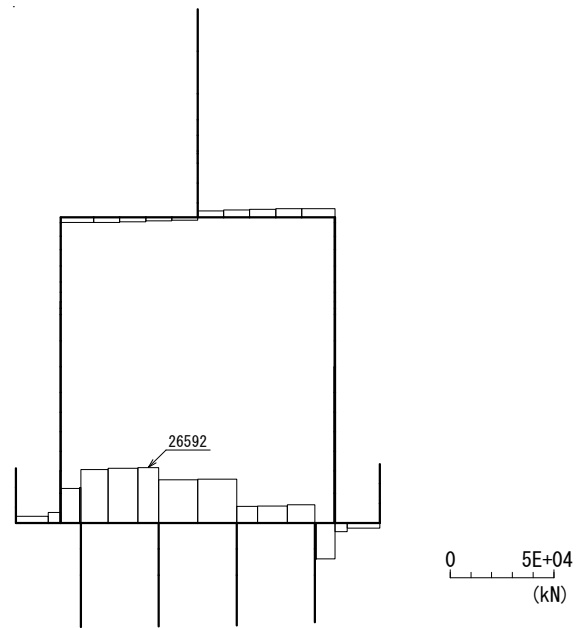
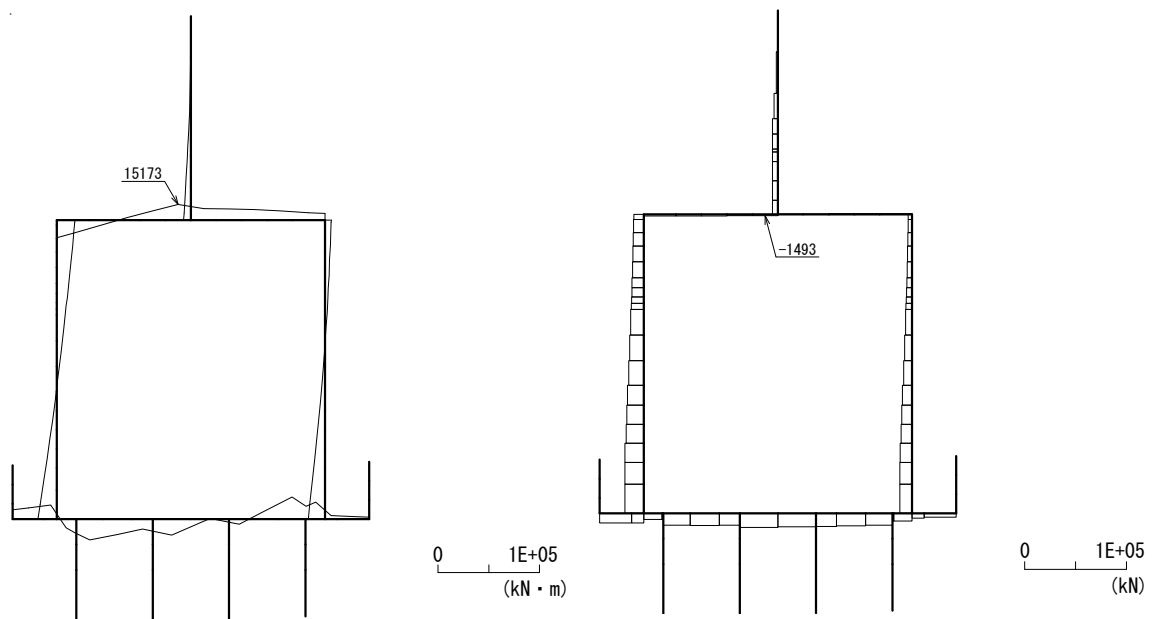


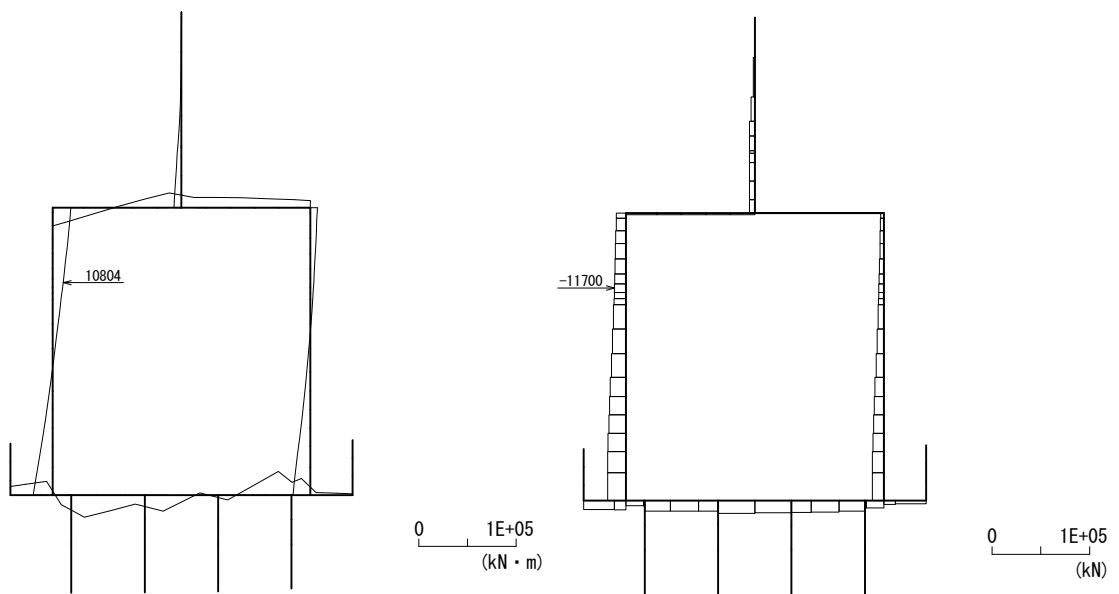
図 5.1-6 (54) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
 (底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.2$ ， $t = 88.40s$)



曲げモーメント

軸力

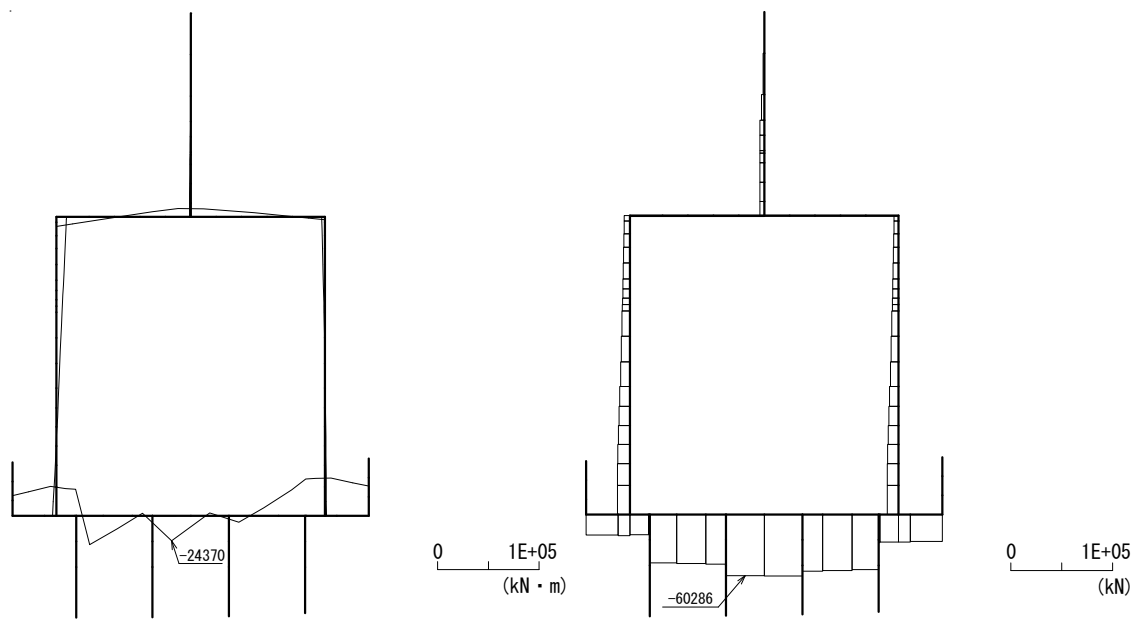
図 5.1-6 (55) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 26.77s$)



曲げモーメント

軸力

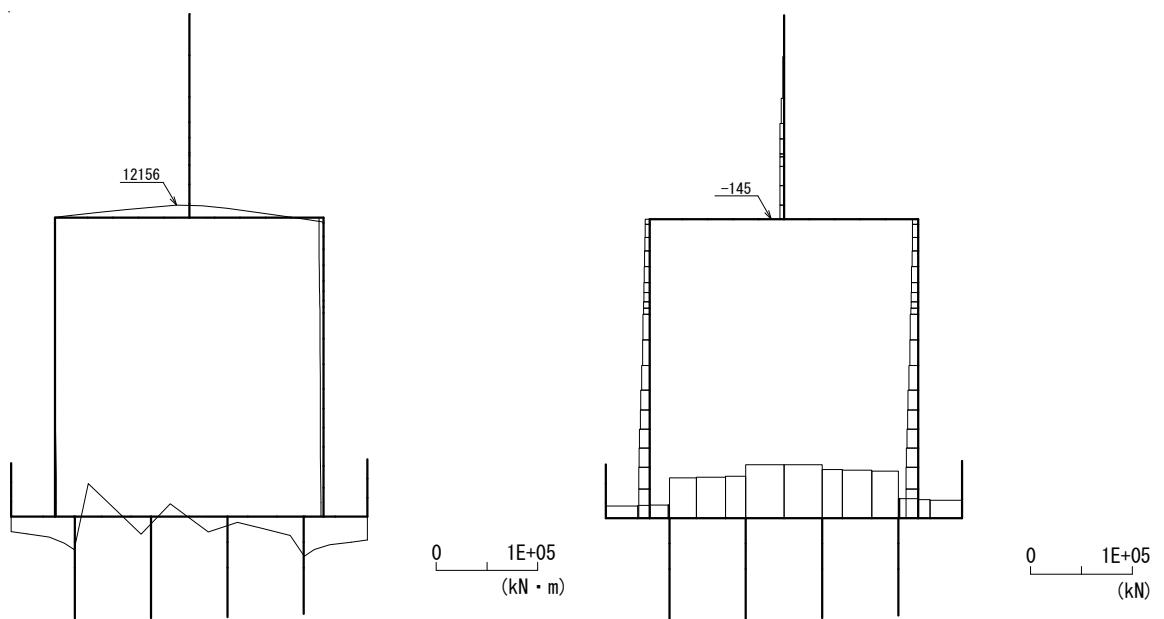
図 5.1-6 (56) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 26.75s$)



曲げモーメント

軸力

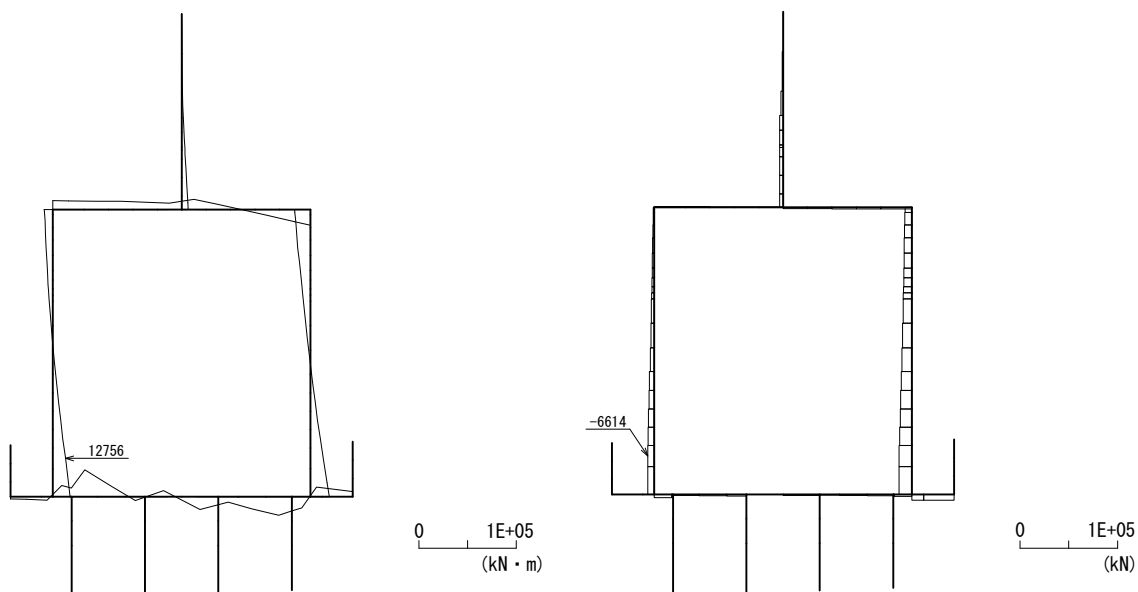
図 5.1-6 (57) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 86.91s$)



曲げモーメント

軸力

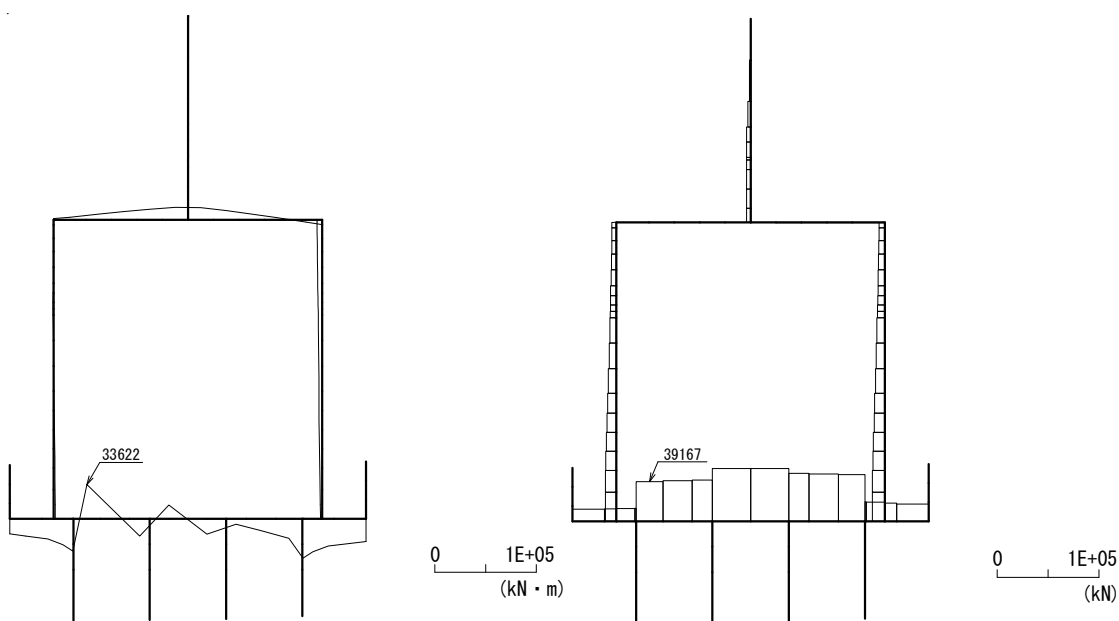
図 5.1-6 (58) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 85.63s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (59) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 25.24s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (60) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 85.58s$)

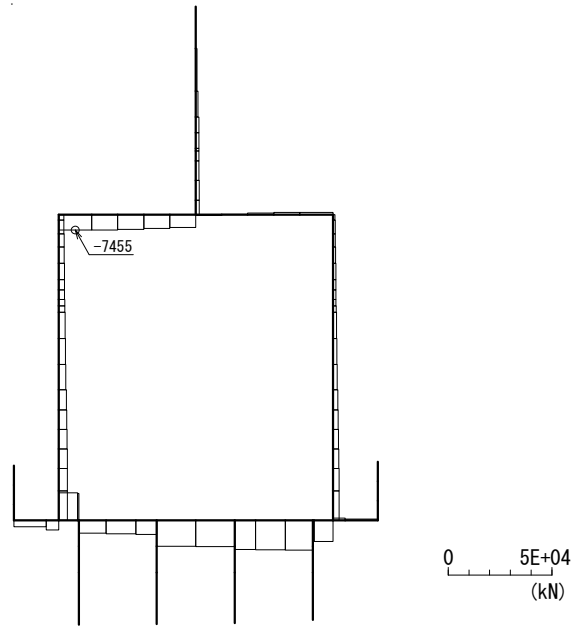


図 5.1-6 (61) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 26.75s$)

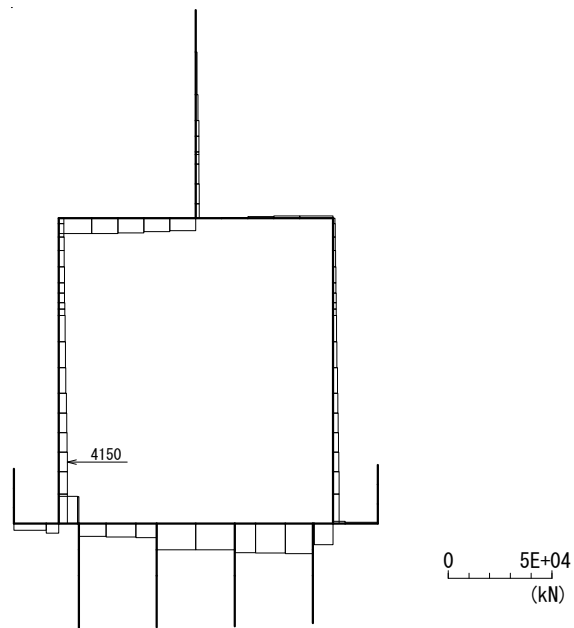


図 5.1-6 (62) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.3$ ， $t = 26.75s$)

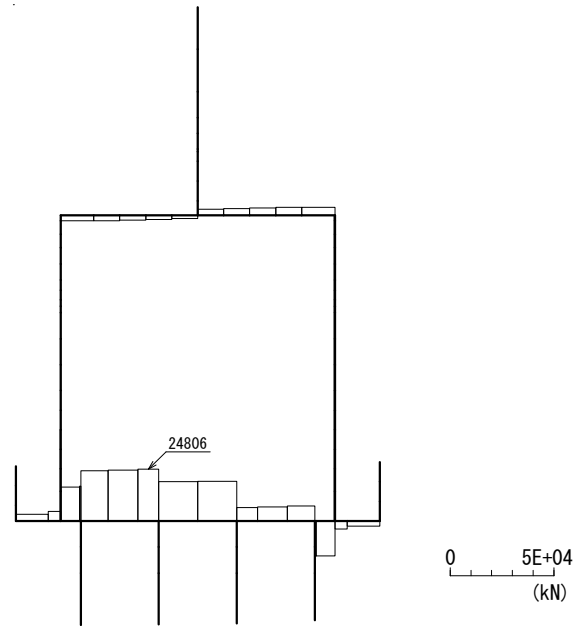
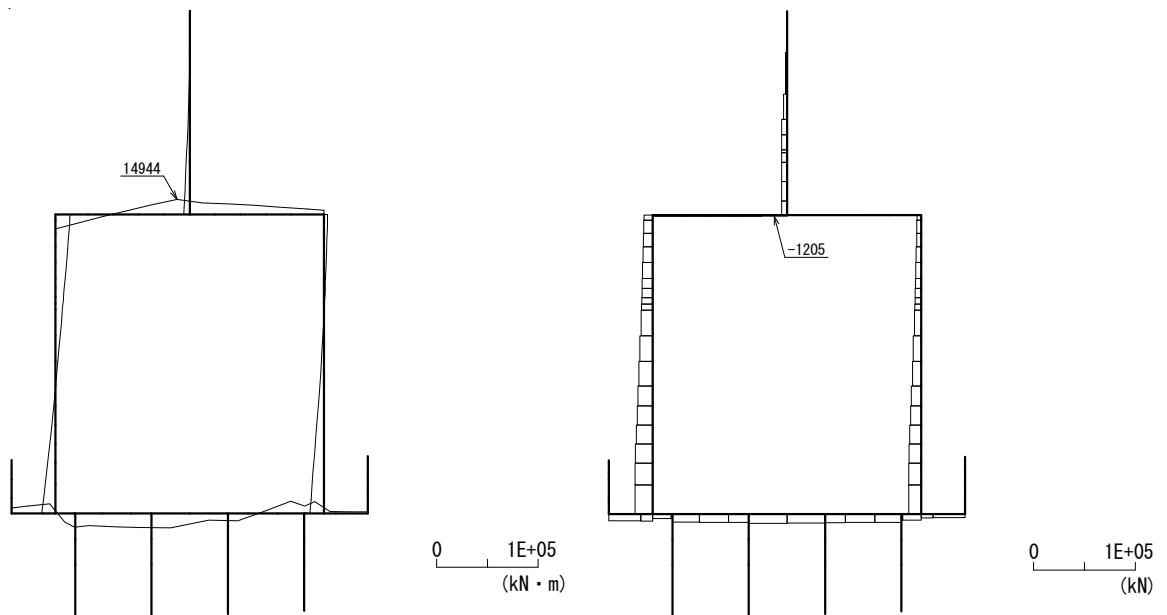


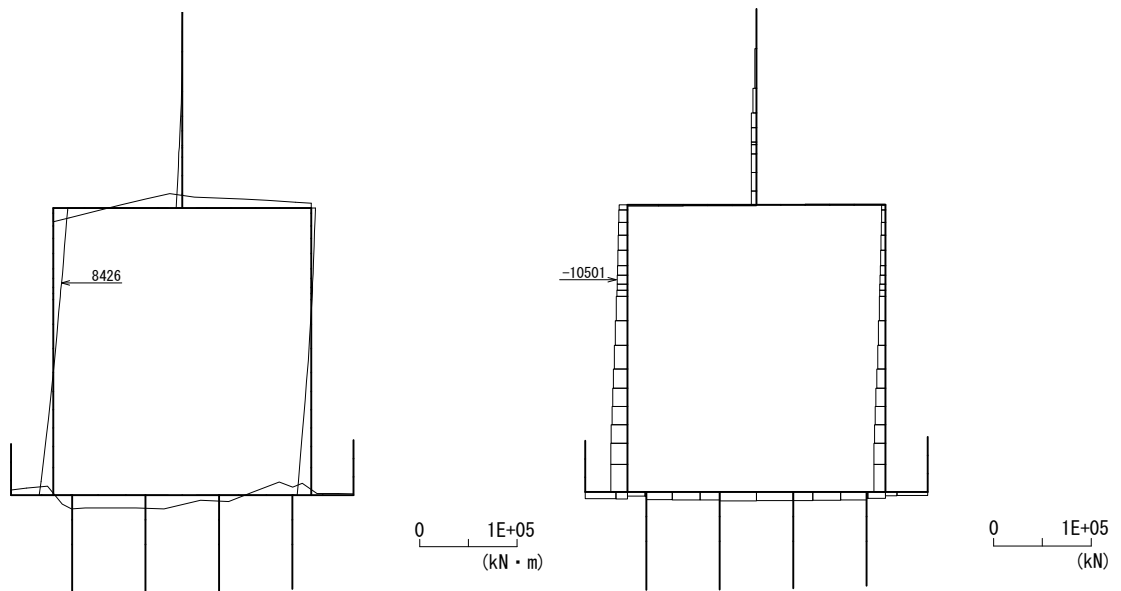
図 5.1-6 (63) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 1.3$, $t = 85.56s$)



曲げモーメント

軸力

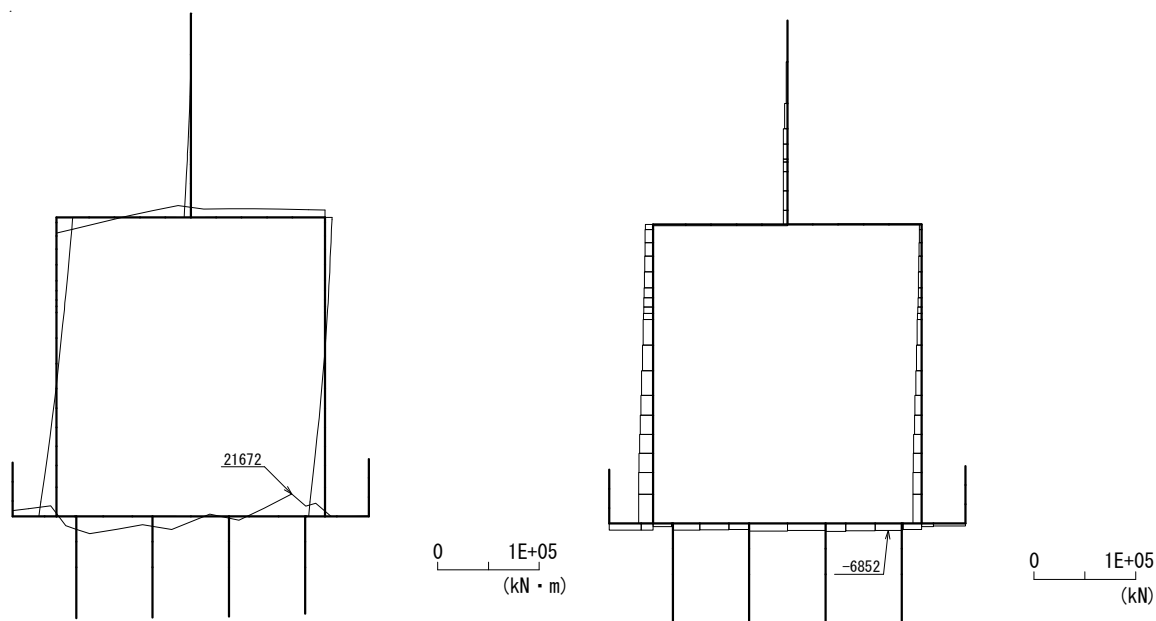
図 5.1-6 (64) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 29.05s$)



曲げモーメント

軸力

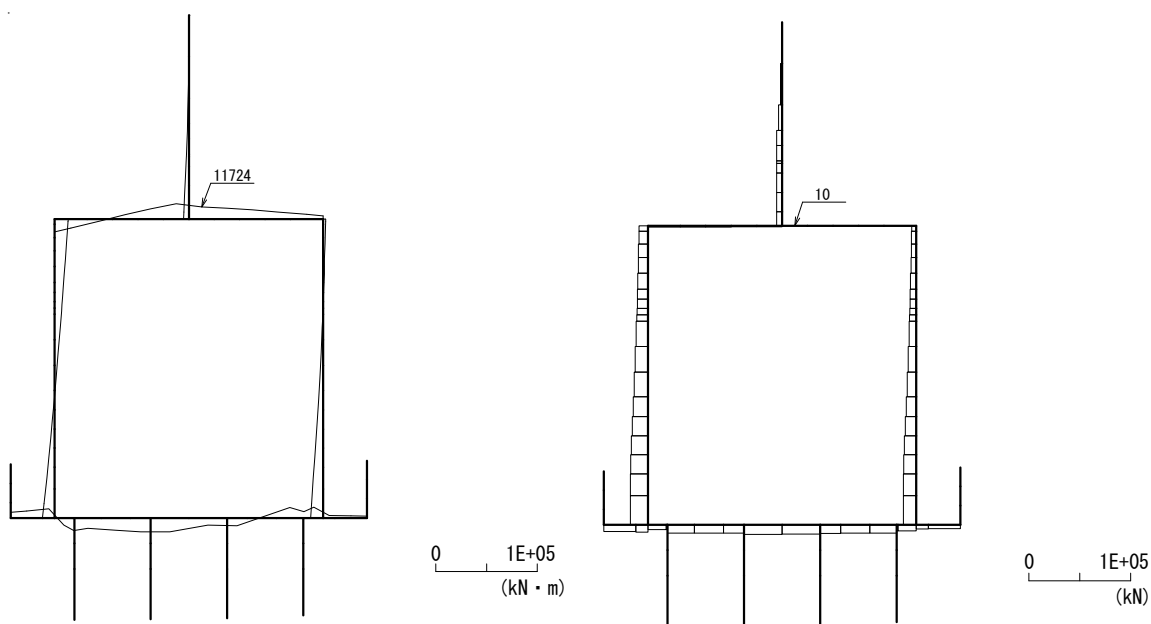
図 5.1-6 (65) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 29.04s$)



曲げモーメント

軸力

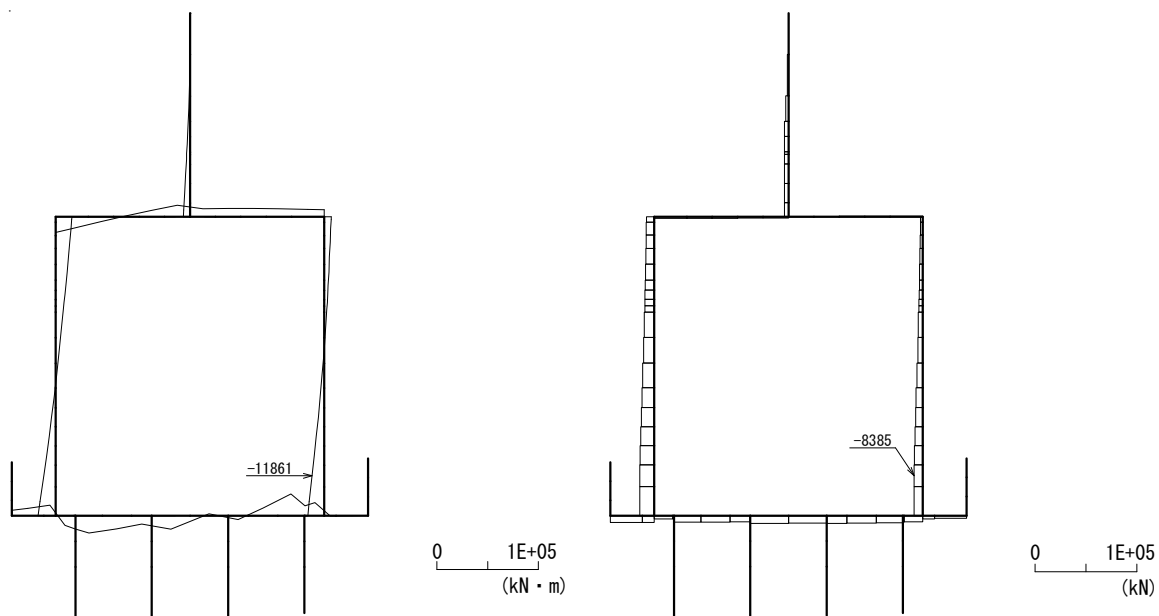
図 5.1-6 (66) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s = 1.4$, $t = 28.82s$)



曲げモーメント

軸力

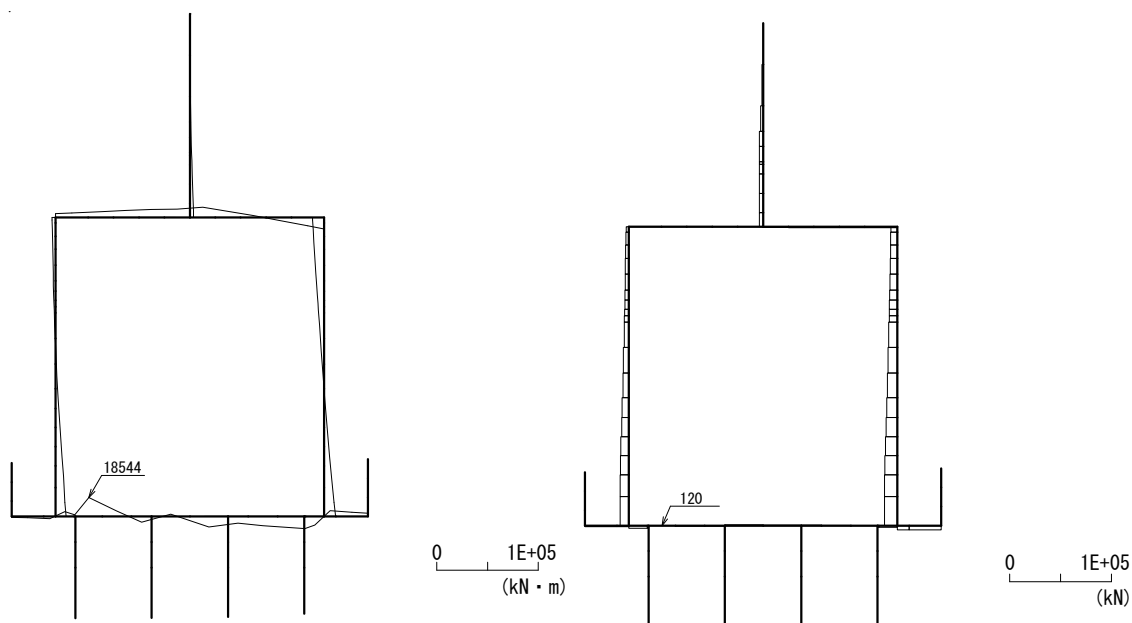
図 5.1-6 (67) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s = 1.4$, $t = 29.06s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (68) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s = 1.4$ ， $t = 28.81s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (69) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s = 1.4$ ， $t = 37.07s$)

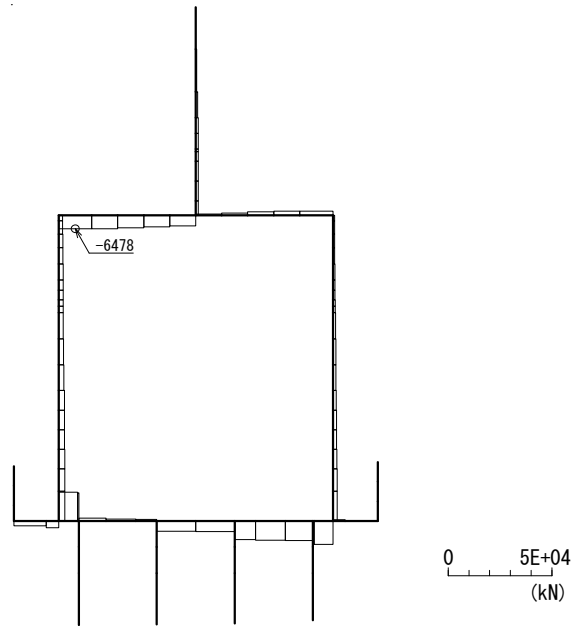


図 5.1-6 (70) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 29.05s$)

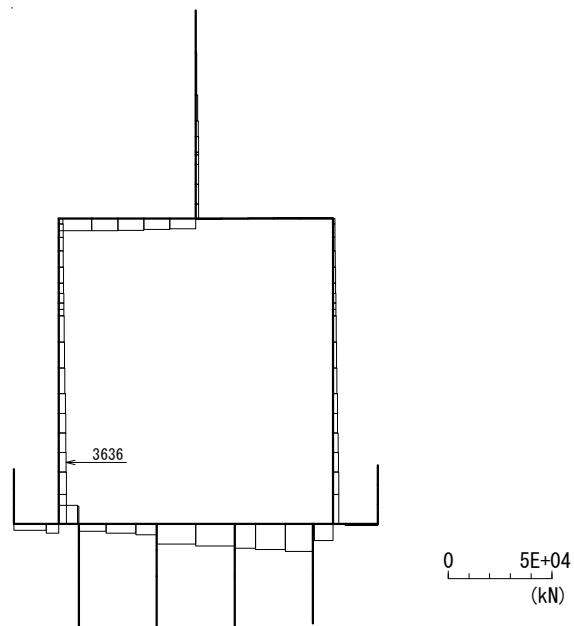


図 5.1-6 (71) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 1.4$ ， $t = 28.82s$)

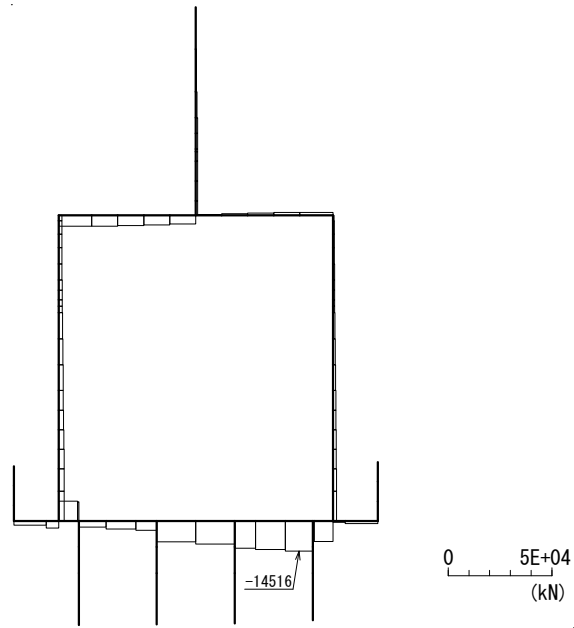
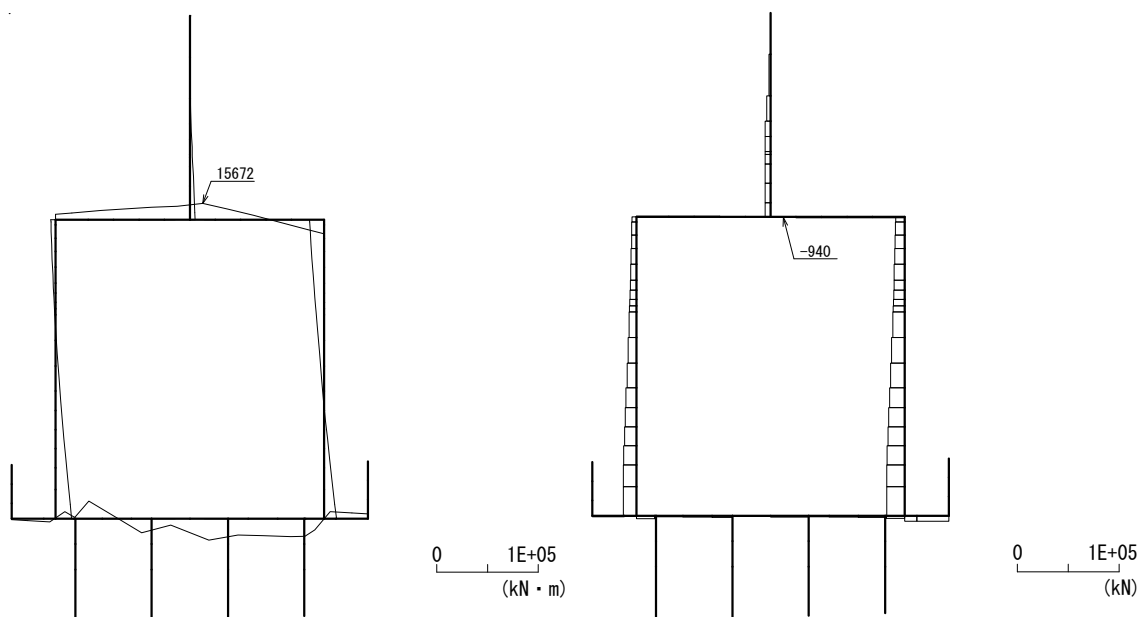


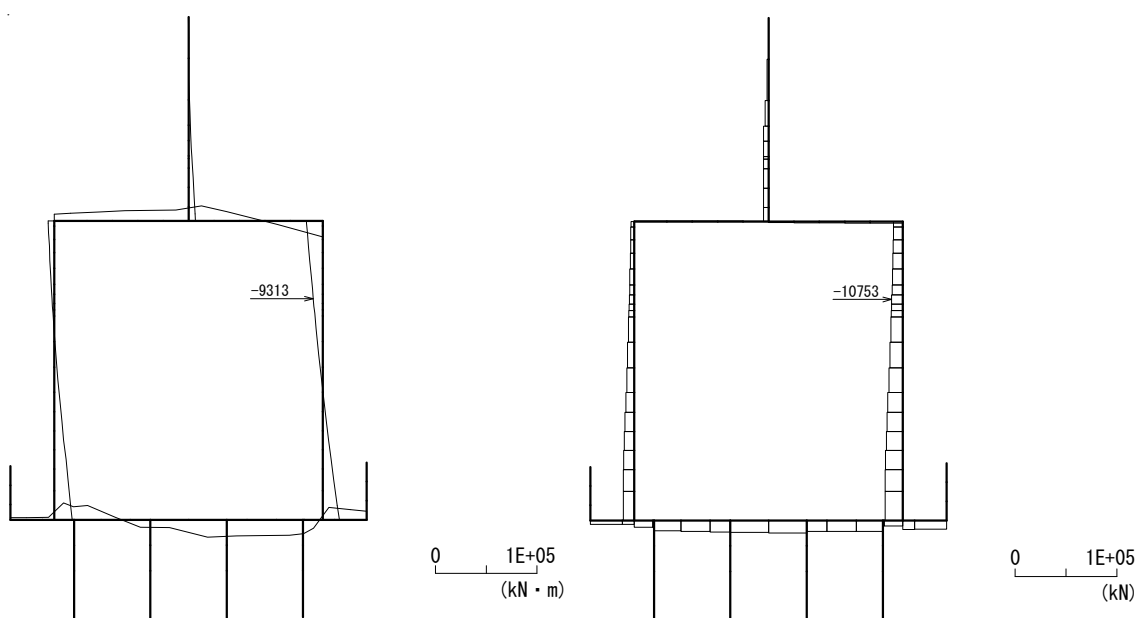
図 5.1-6 (72) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s = 1.4$ ， $t = 27.89s$)



曲げモーメント

軸力

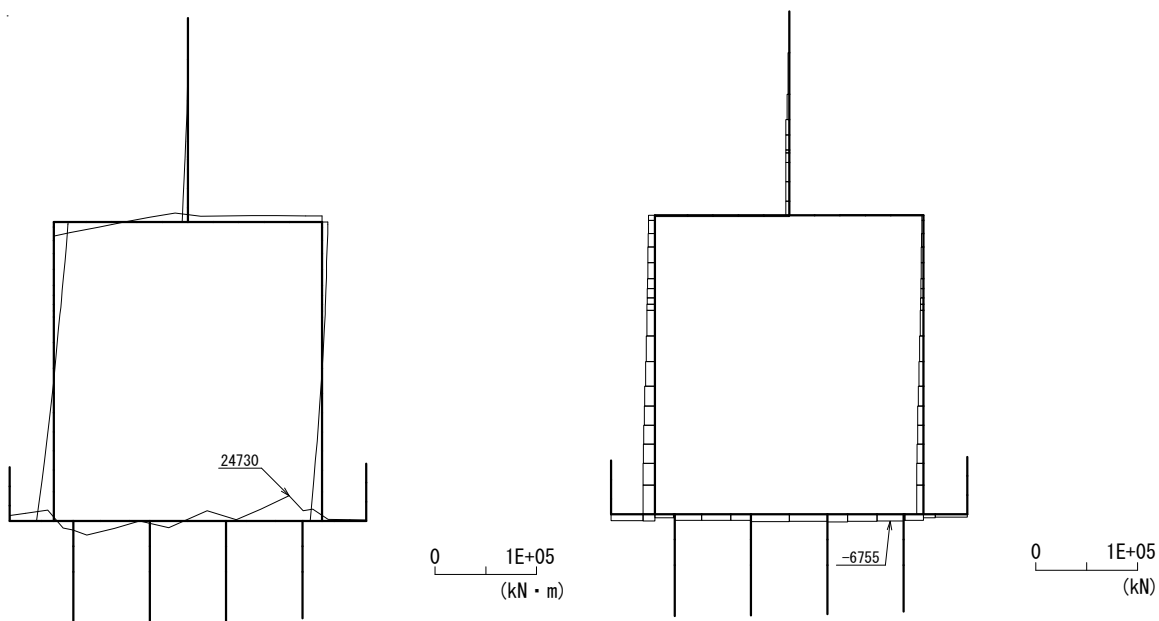
図 5.1-6 (73) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 21$ ， $t = 63.96s$)



曲げモーメント

軸力

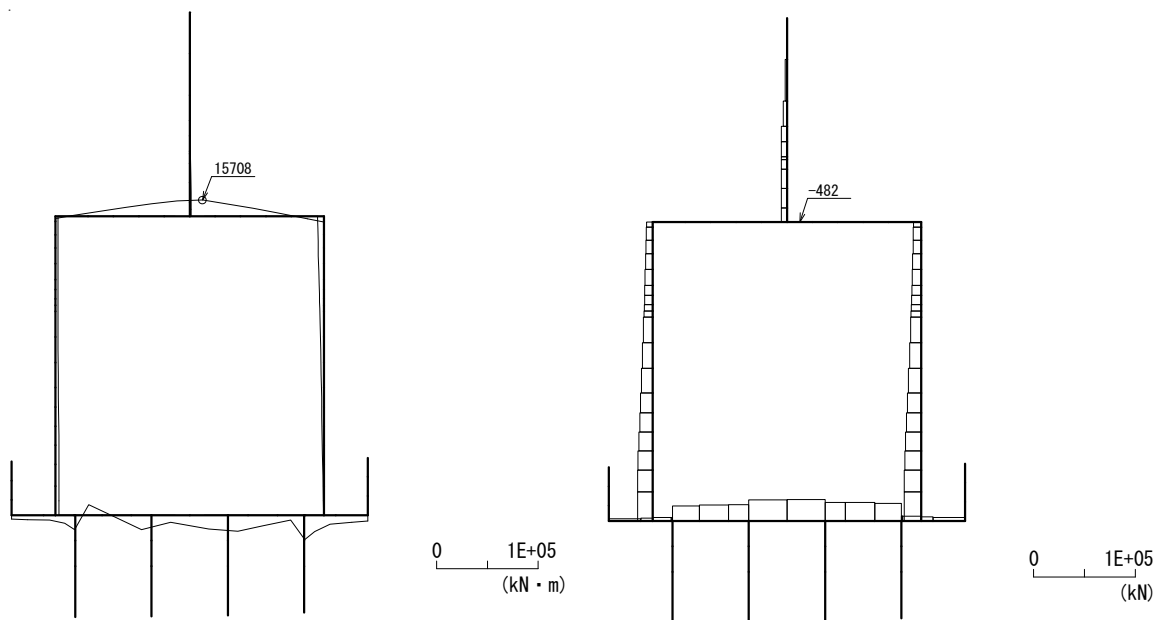
図 5.1-6 (74) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 21$ ， $t = 69.25s$)



曲げモーメント

軸力

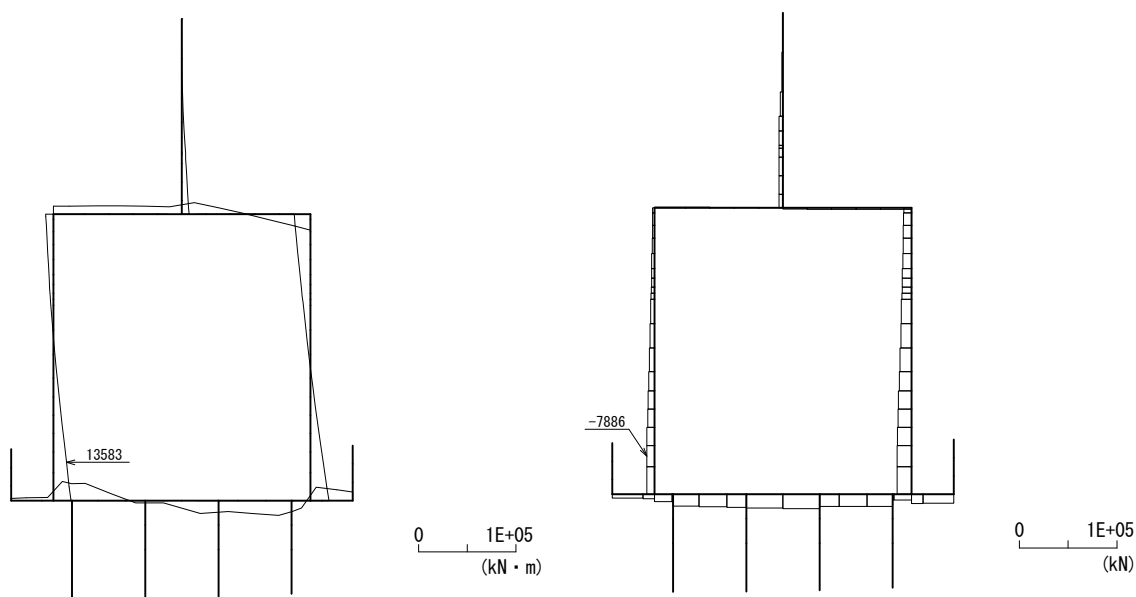
図 5.1-6 (75) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 63.62s$)



曲げモーメント

軸力

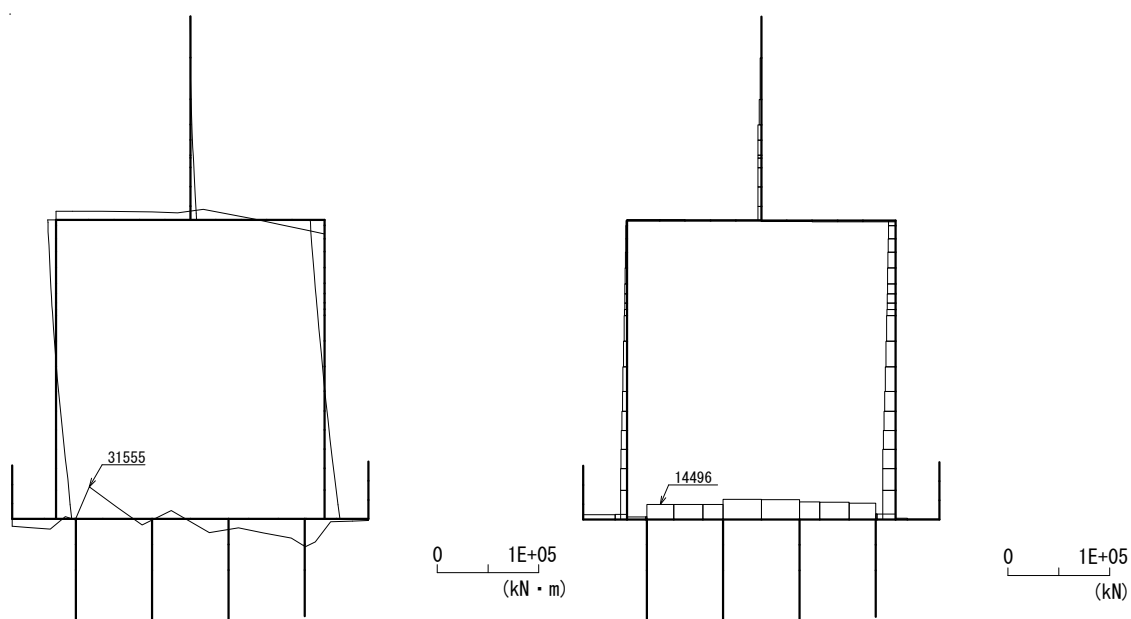
図 5.1-6 (76) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 72.59s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (77) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 69.23s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (78) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 21$, $t = 66.07s$)

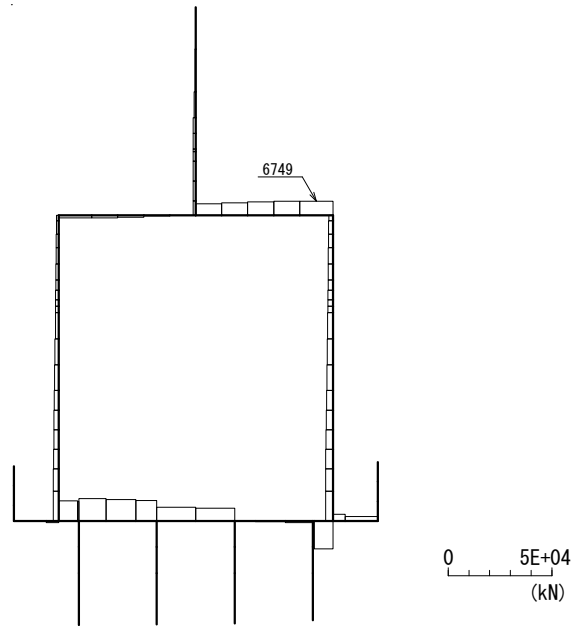


図 5.1-6 (79) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 69.25s$)

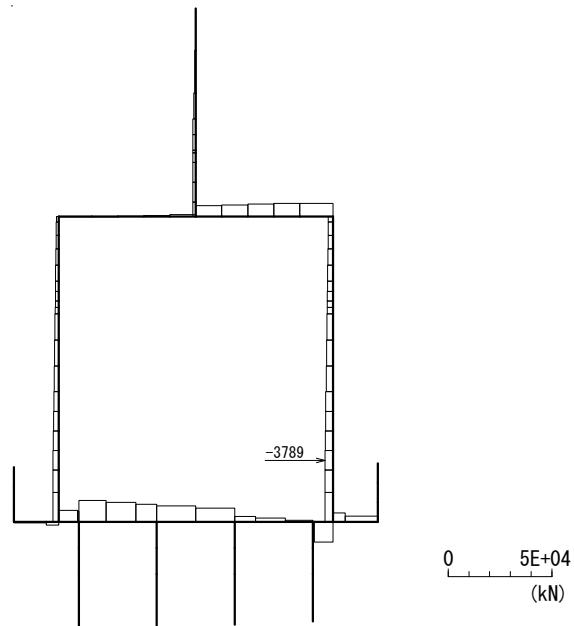


図 5.1-6 (80) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 69.23s$)

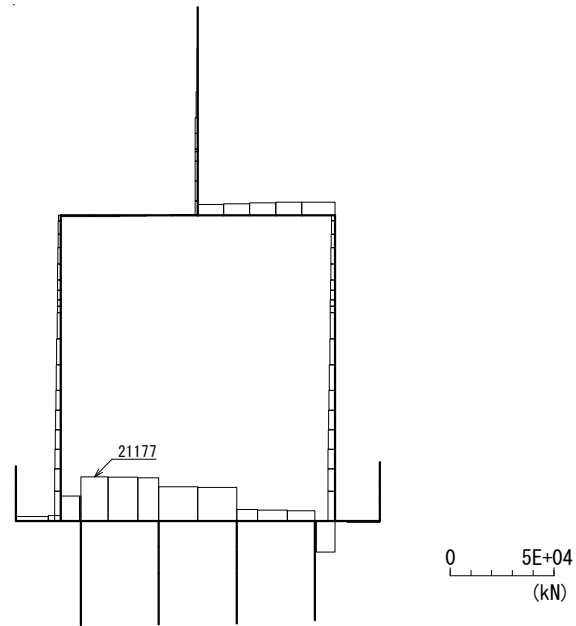
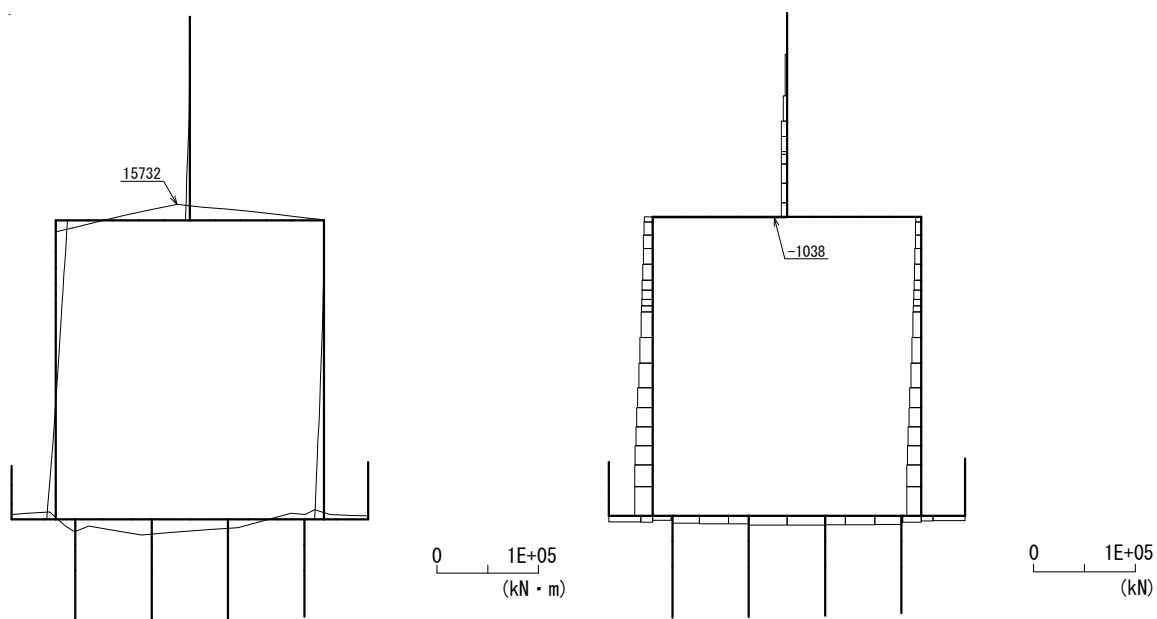


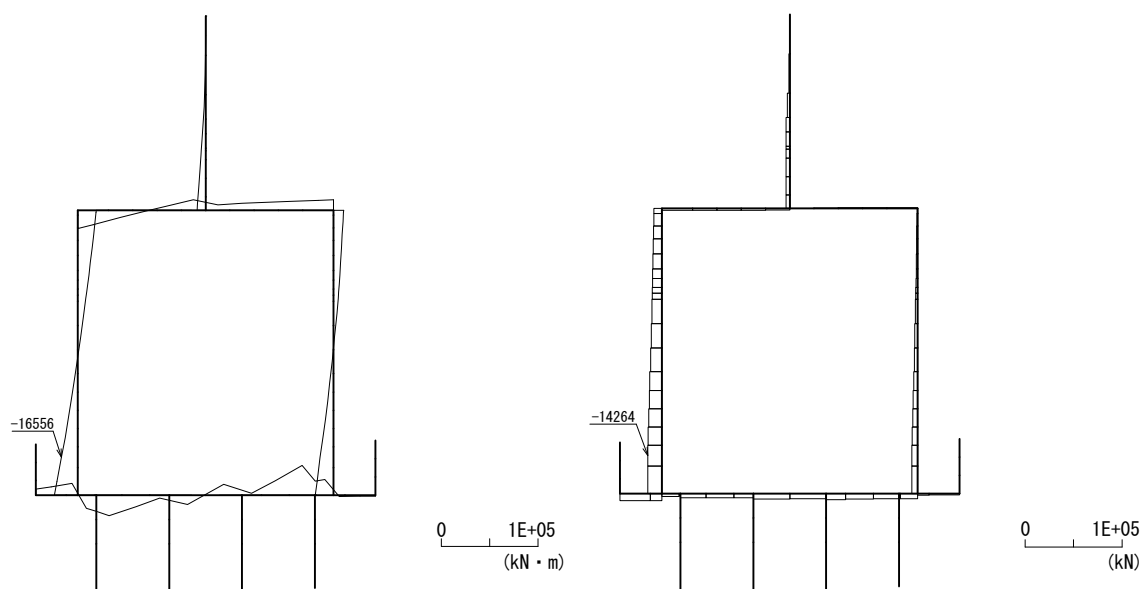
図 5.1-6 (81) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.1$ ， $t = 66.03s$)



曲げモーメント

軸力

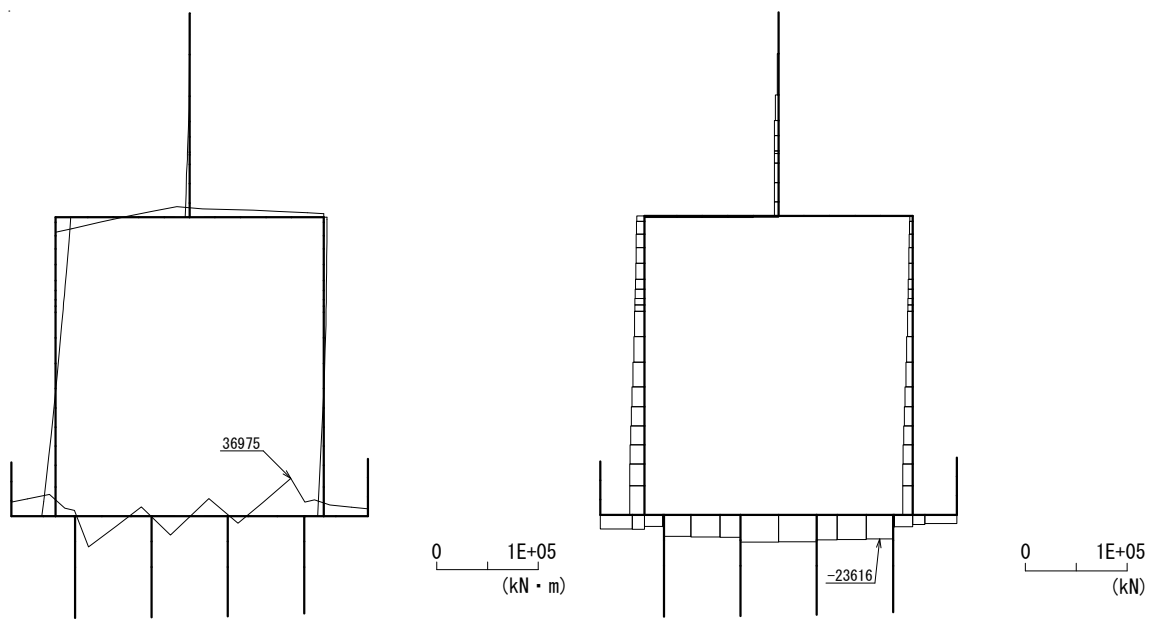
図 5.1-6 (82) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 70.78s$)



曲げモーメント

軸力

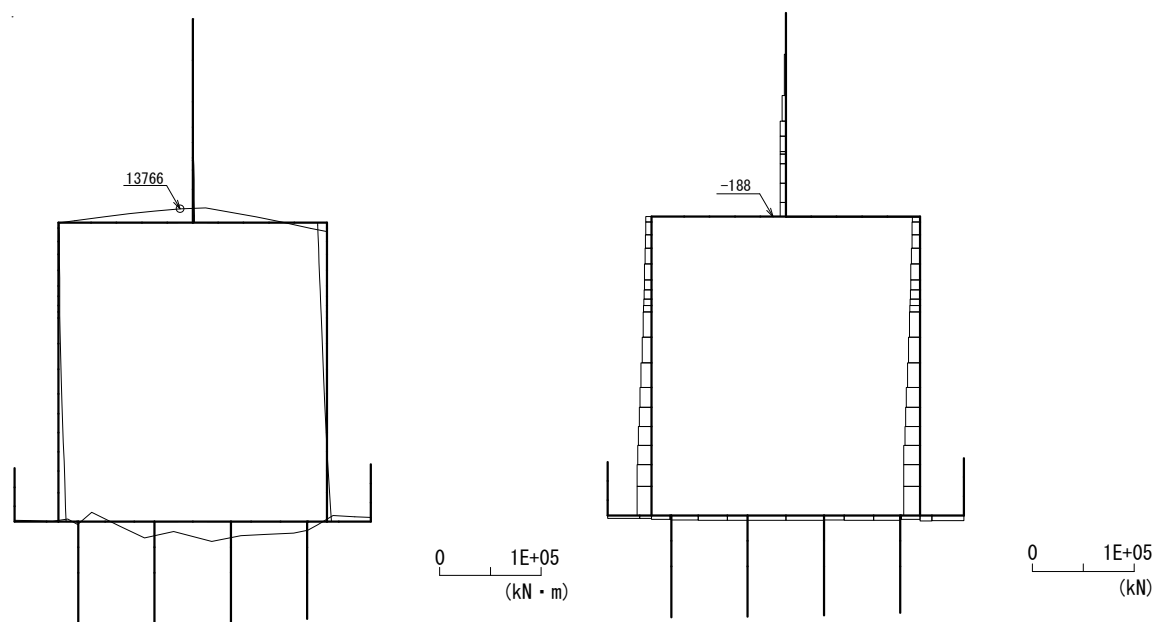
図 5.1-6 (83) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 73.07s$)



曲げモーメント

軸力

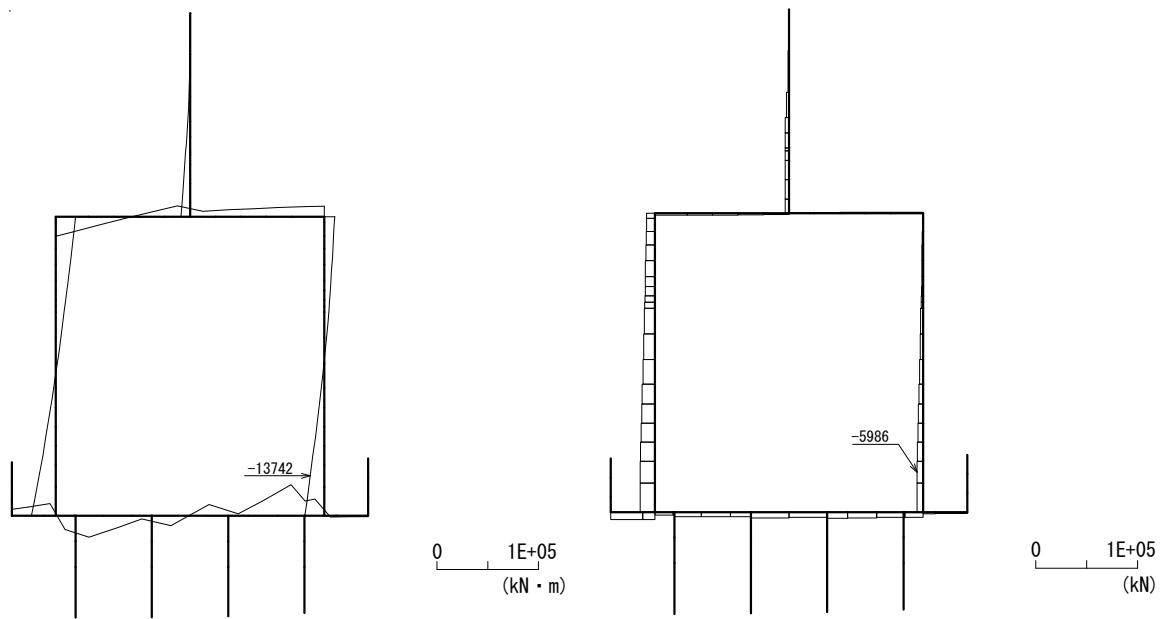
図 5.1-6 (84) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 90.00s$)



曲げモーメント

軸力

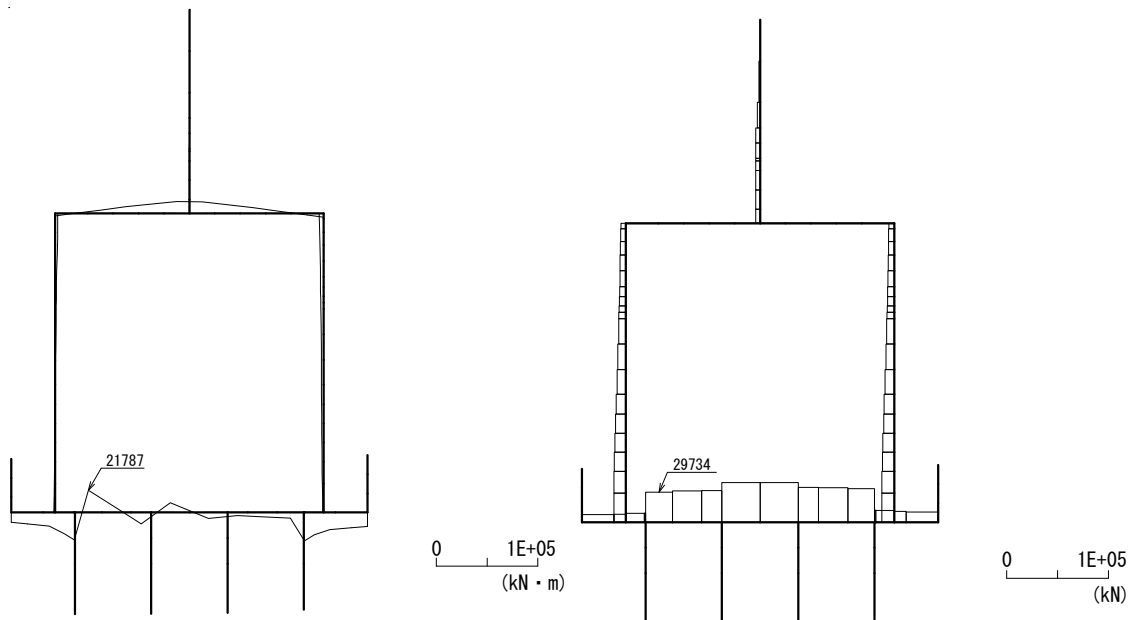
図 5.1-6 (85) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 72.39s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (86) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 73.07s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (87) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 2.2$, $t = 115.54s$)

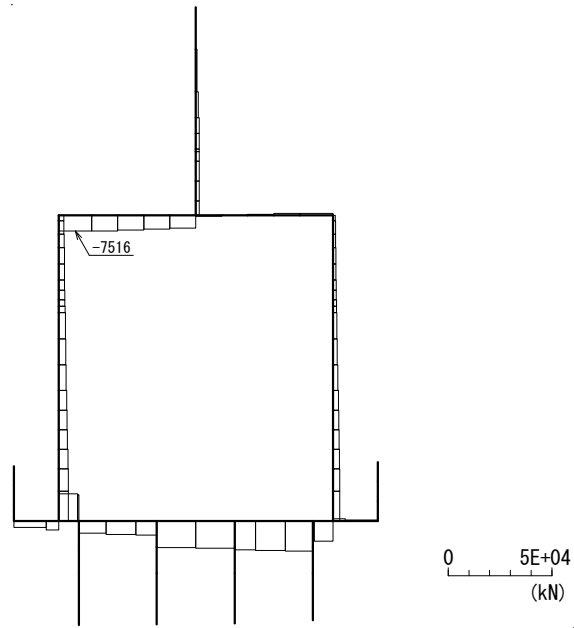


図 5.1-6 (88) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 68.90s$)

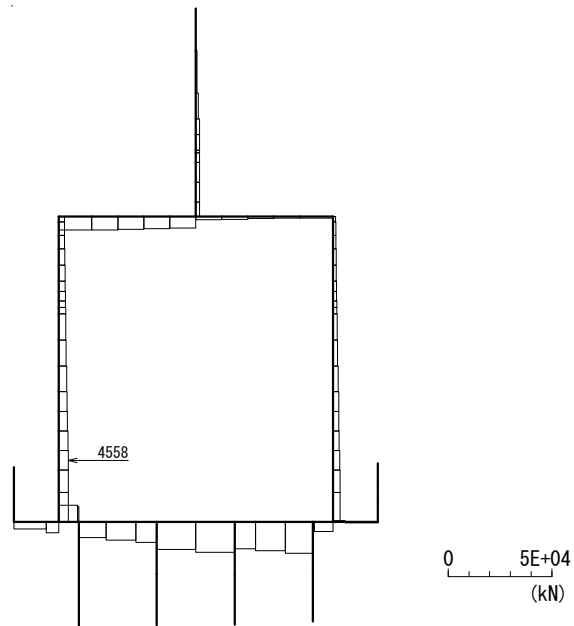


図 5.1-6 (89) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 73.07s$)

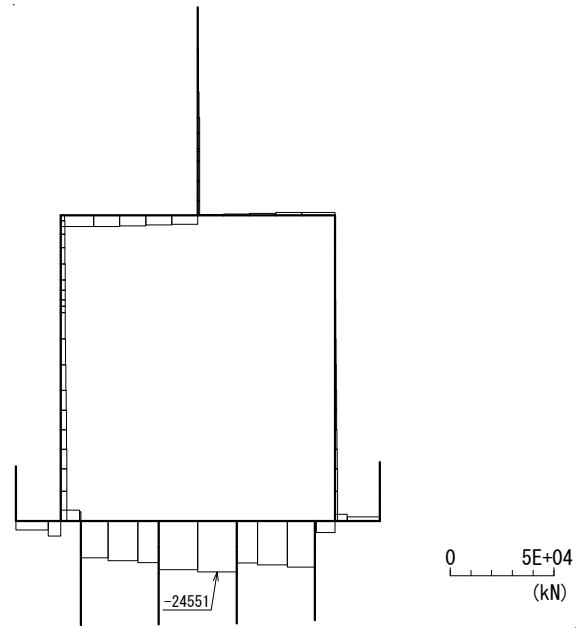
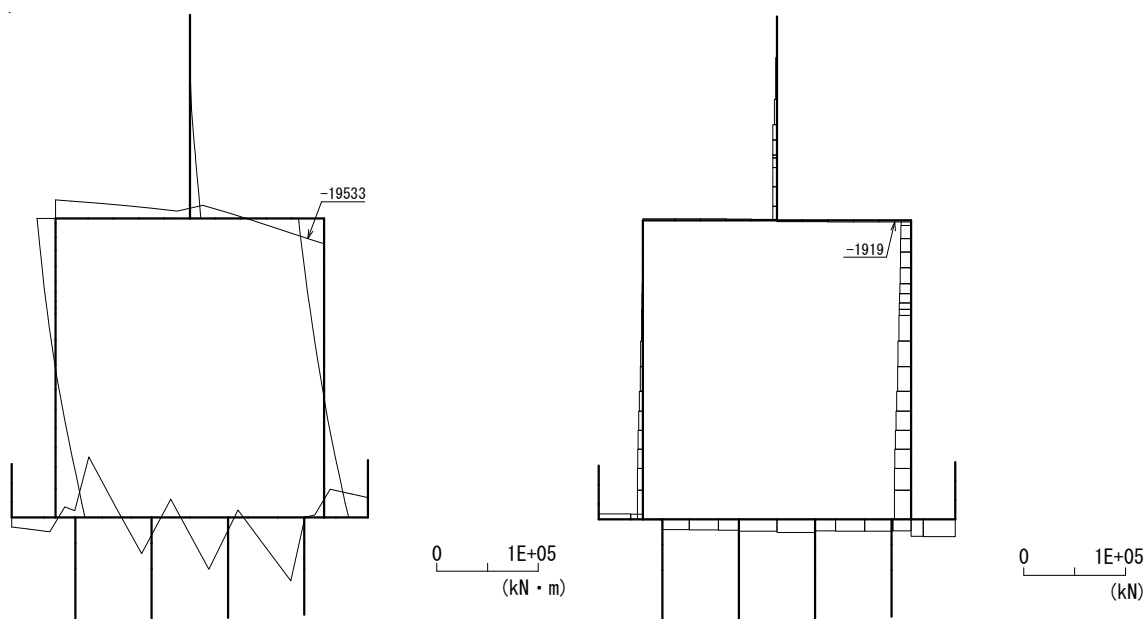


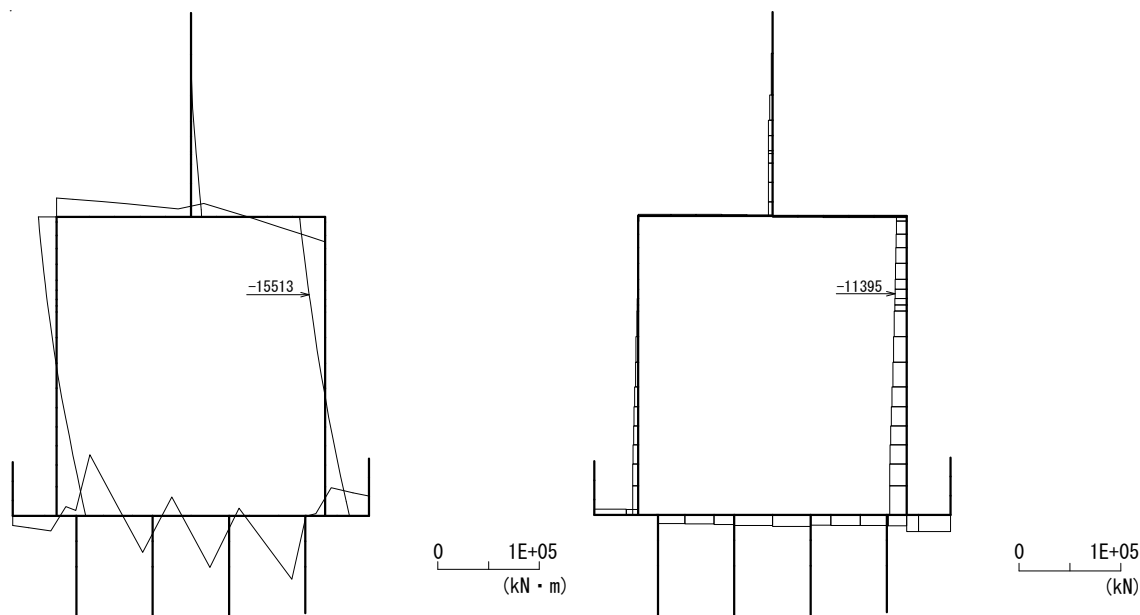
図 5.1-6 (90) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻， $S_s - 2.2$ ， $t = 89.99s$)



曲げモーメント

軸力

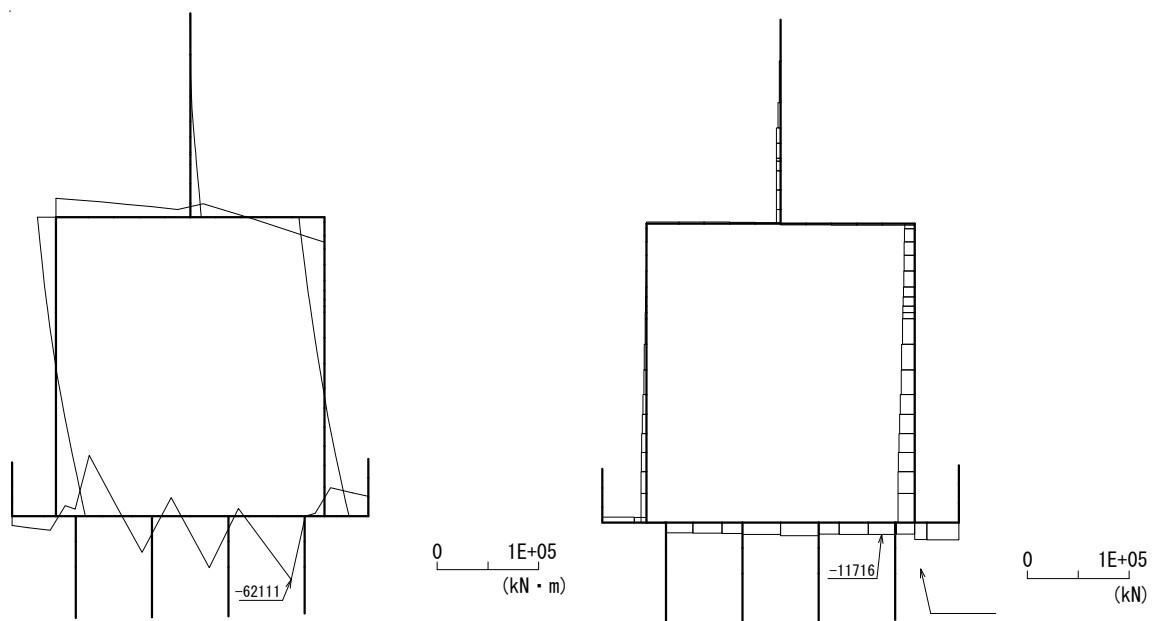
図 5.1-6 (91) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

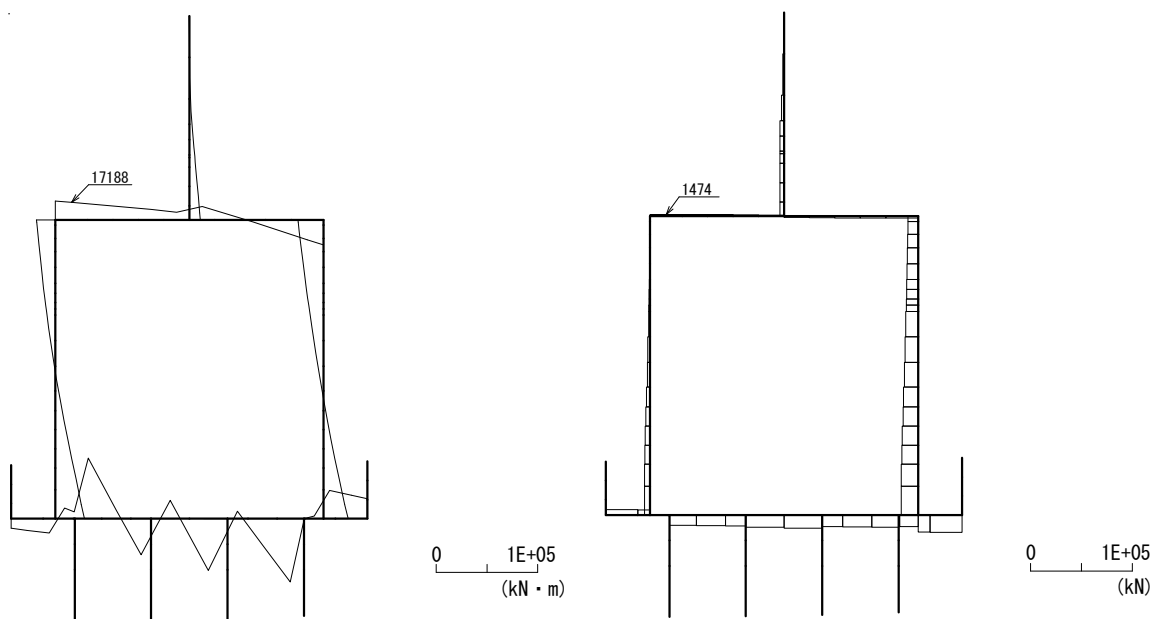
図 5.1-6 (92) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.90s$)



曲げモーメント

軸力

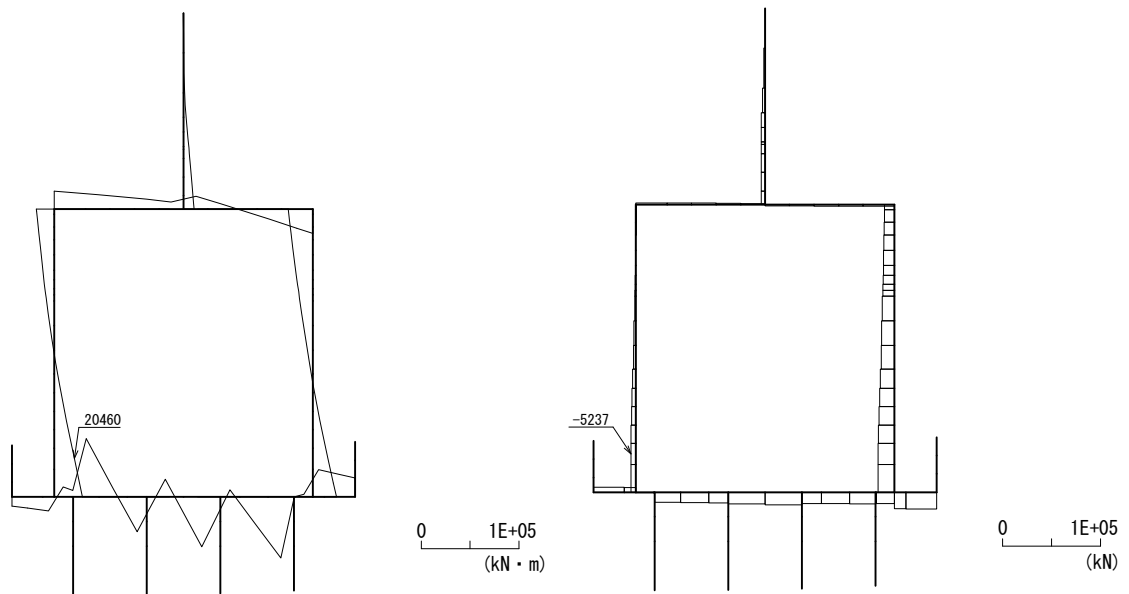
図 5.1-6 (93) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

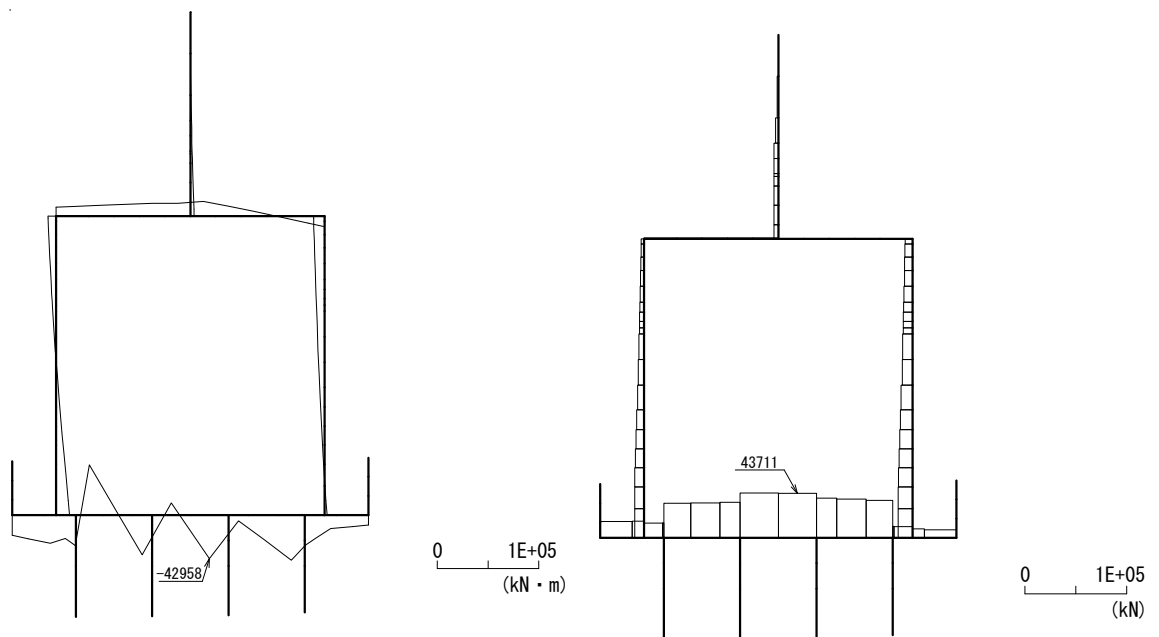
図 5.1-6 (94) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B 断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (95) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (96) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 10.64s$)

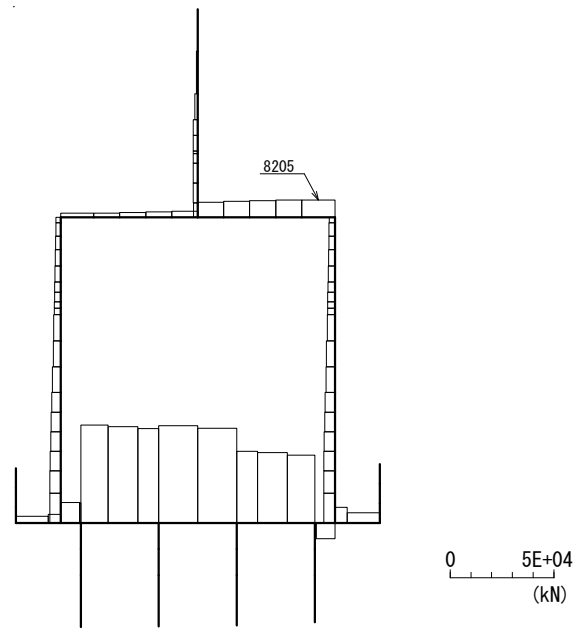


図 5.1-6 (97) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H+, V+)， $t=8.90s$)

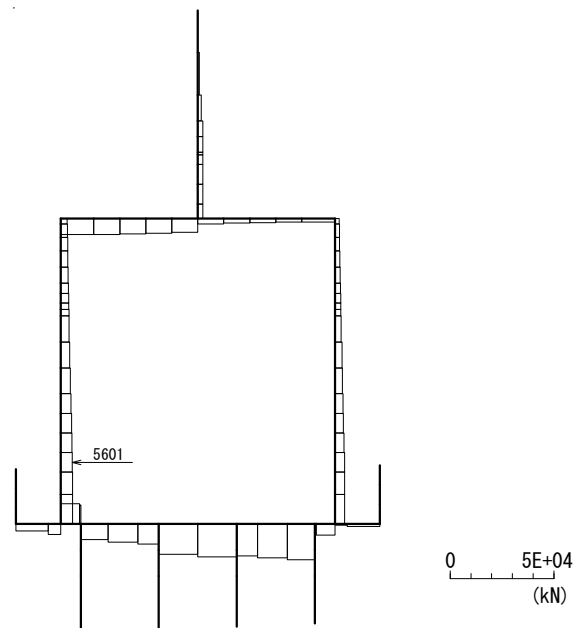


図 5.1-6 (98) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H+, V+)， $t=8.51s$)

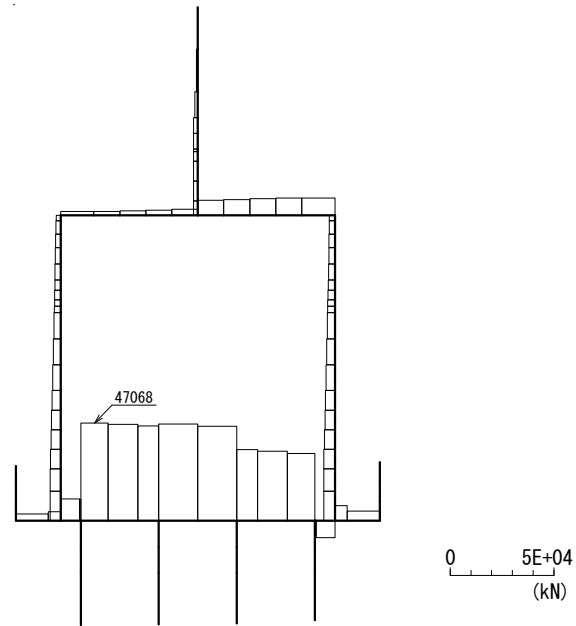
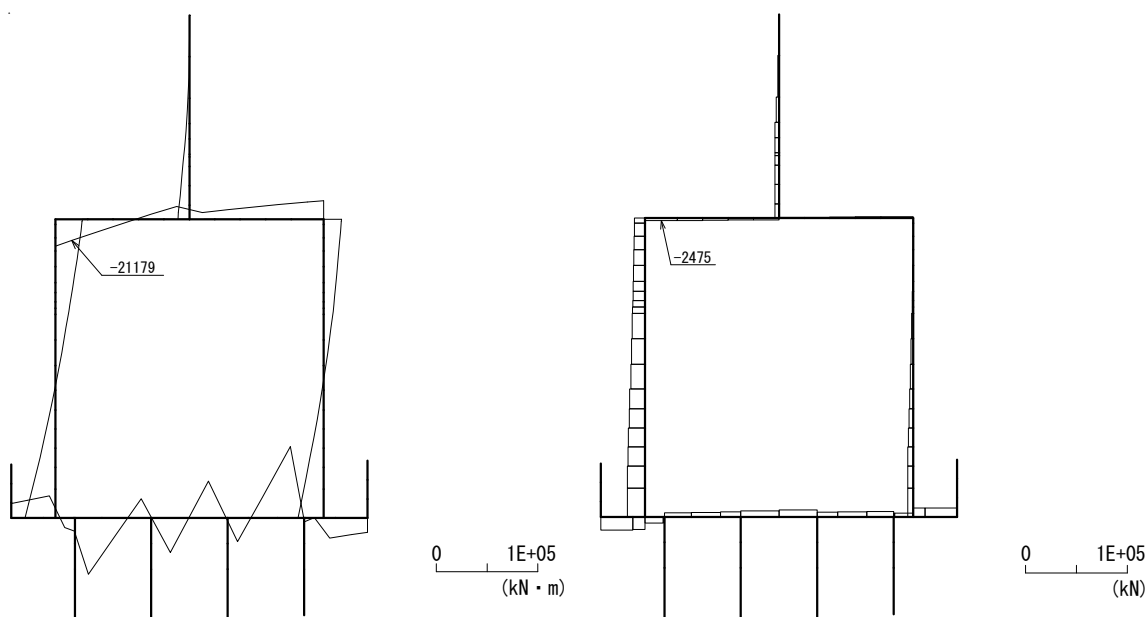


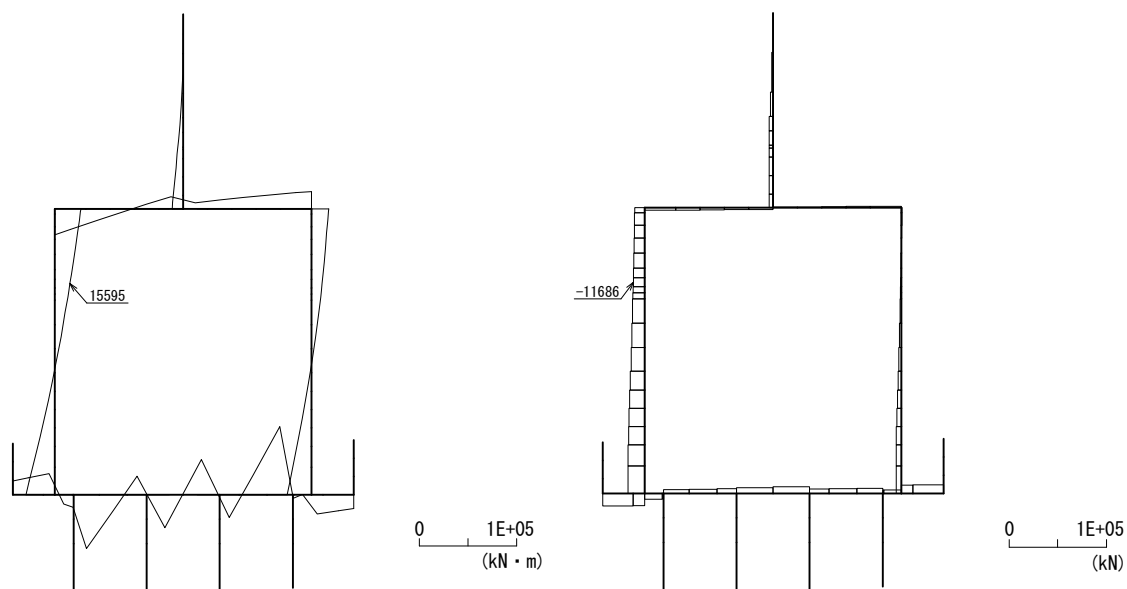
図 5.1-6 (99) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.89s$)



曲げモーメント

軸力

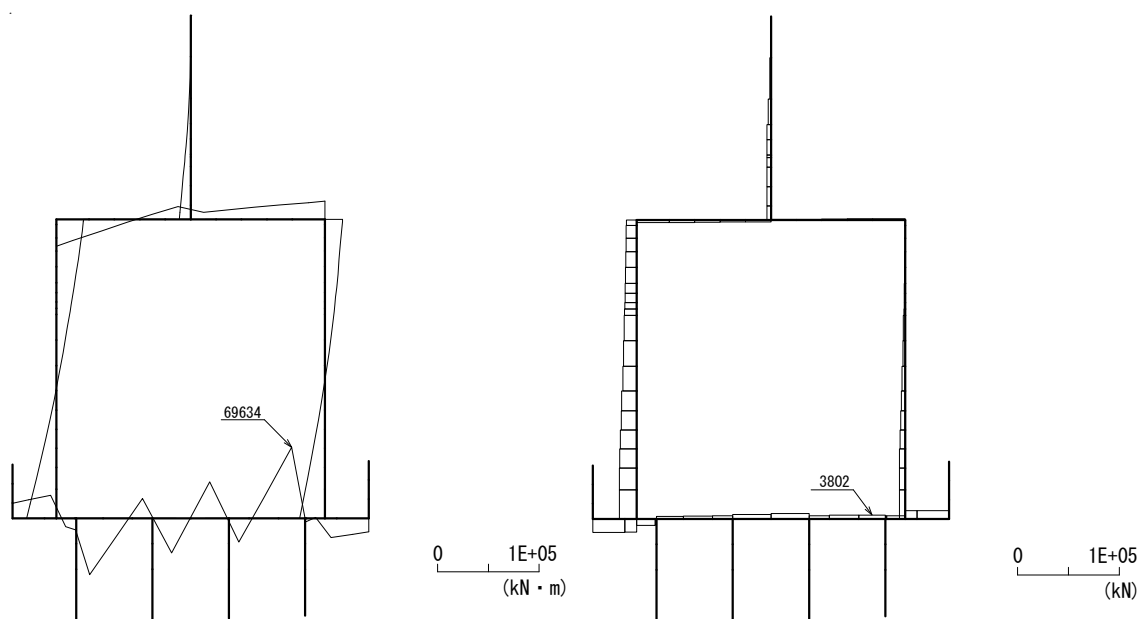
図 5.1-6 (100) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)



曲げモーメント

軸力

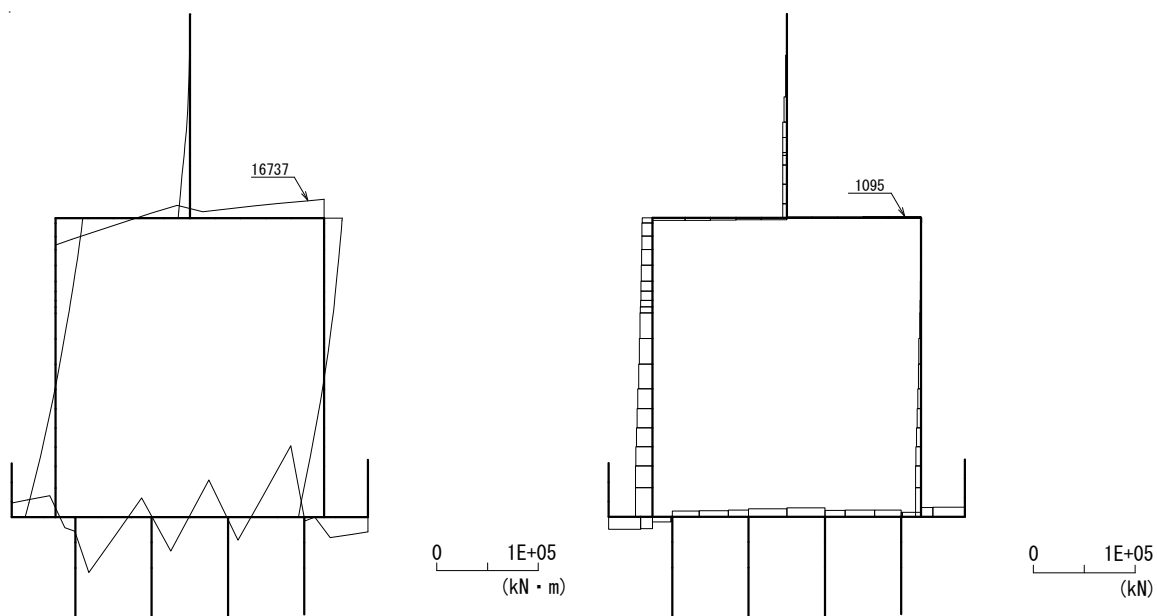
図 5.1-6 (101) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)



曲げモーメント

軸力

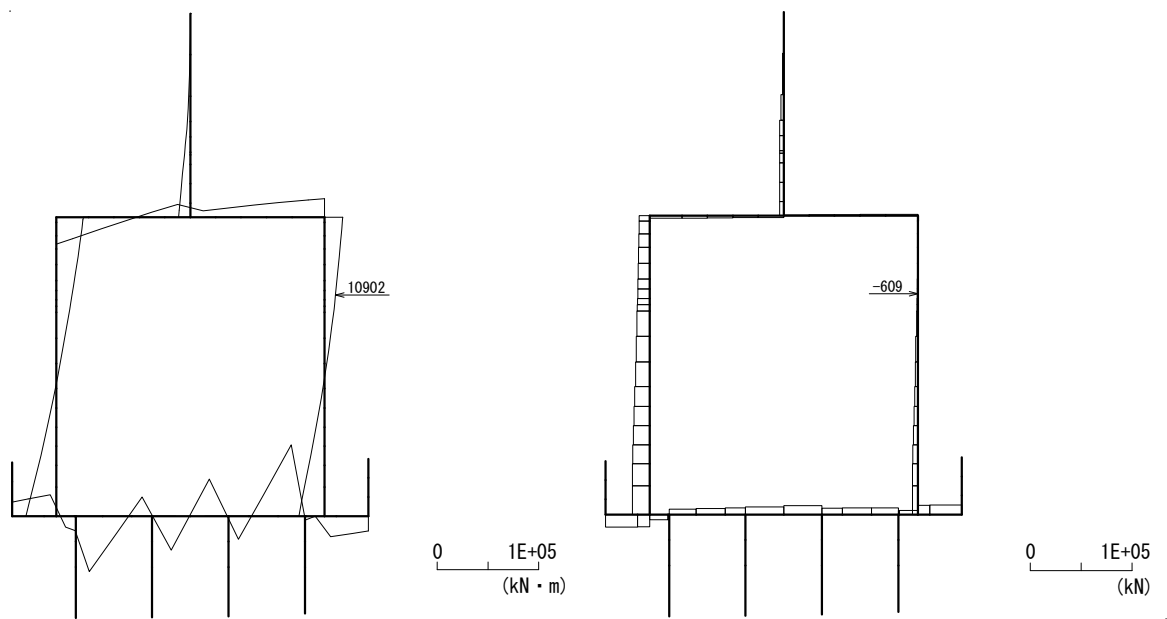
図 5.1-6 (102) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.89s$)



曲げモーメント

軸力

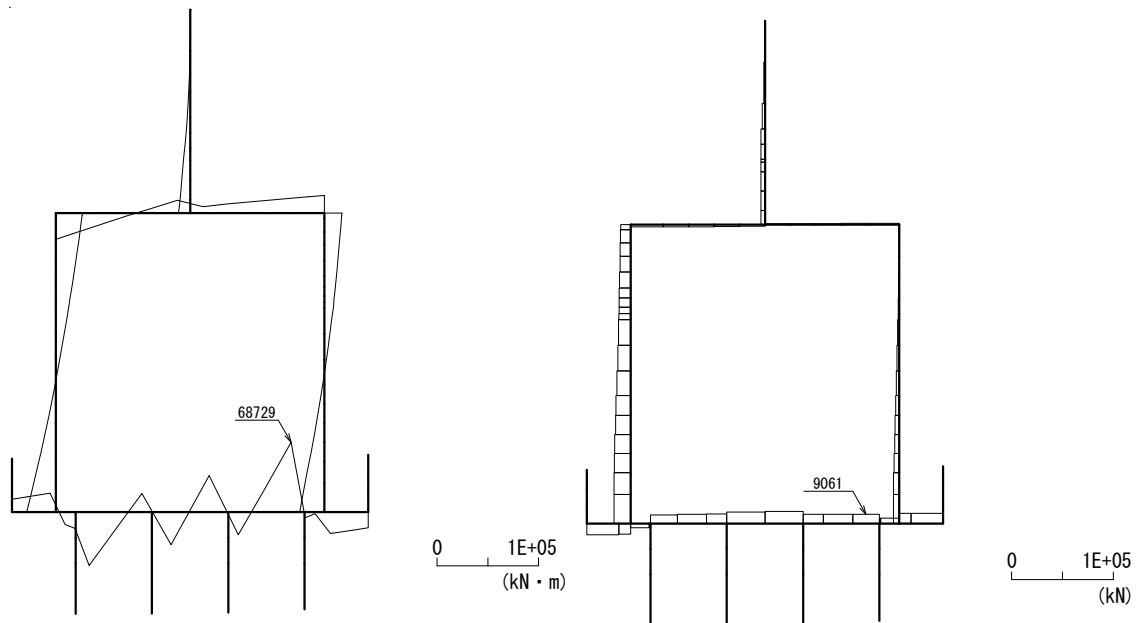
図 5.1-6 (103) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (104) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.91s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (105) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.93s$)

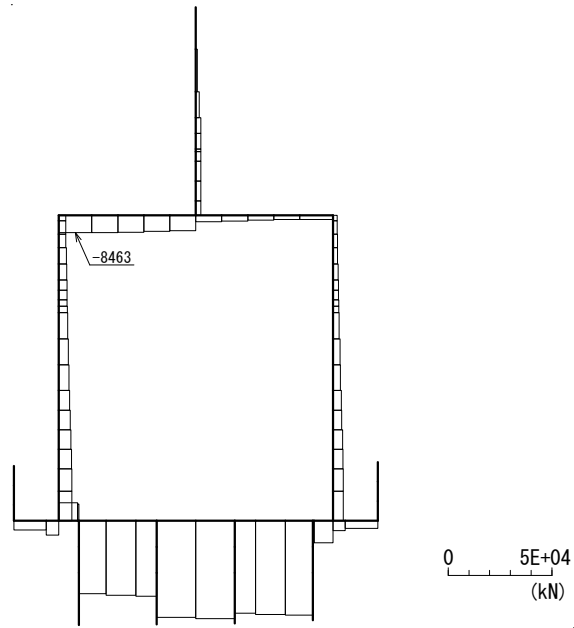


図 5.1-6 (106) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)

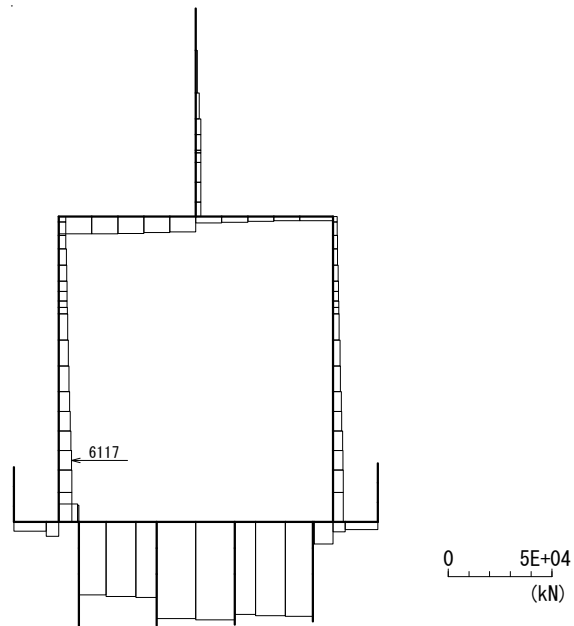


図 5.1-6 (107) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)

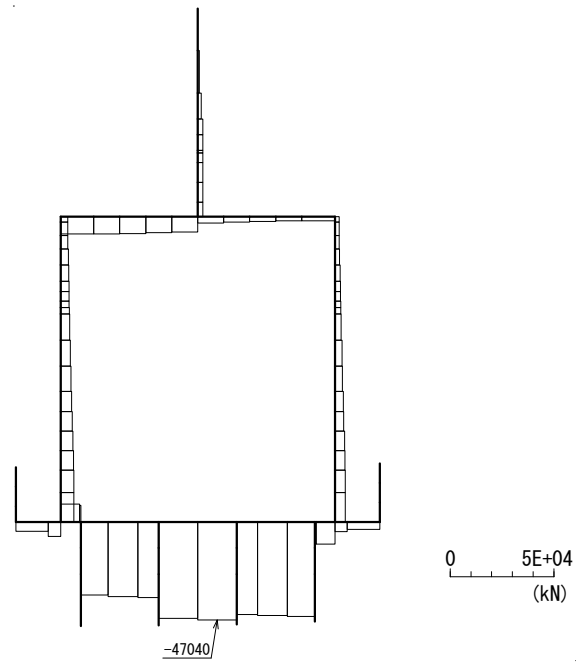


図 5.1-6 (108) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.90s$)

・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

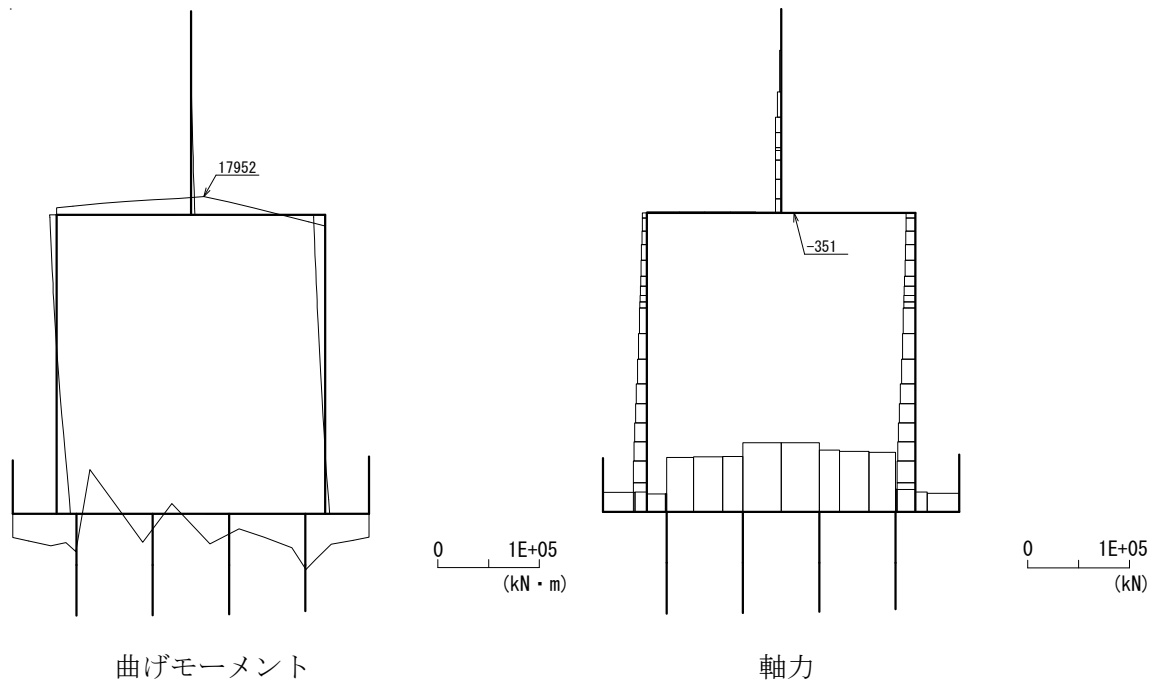


図 5.1-6 (109) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=22.63s$)

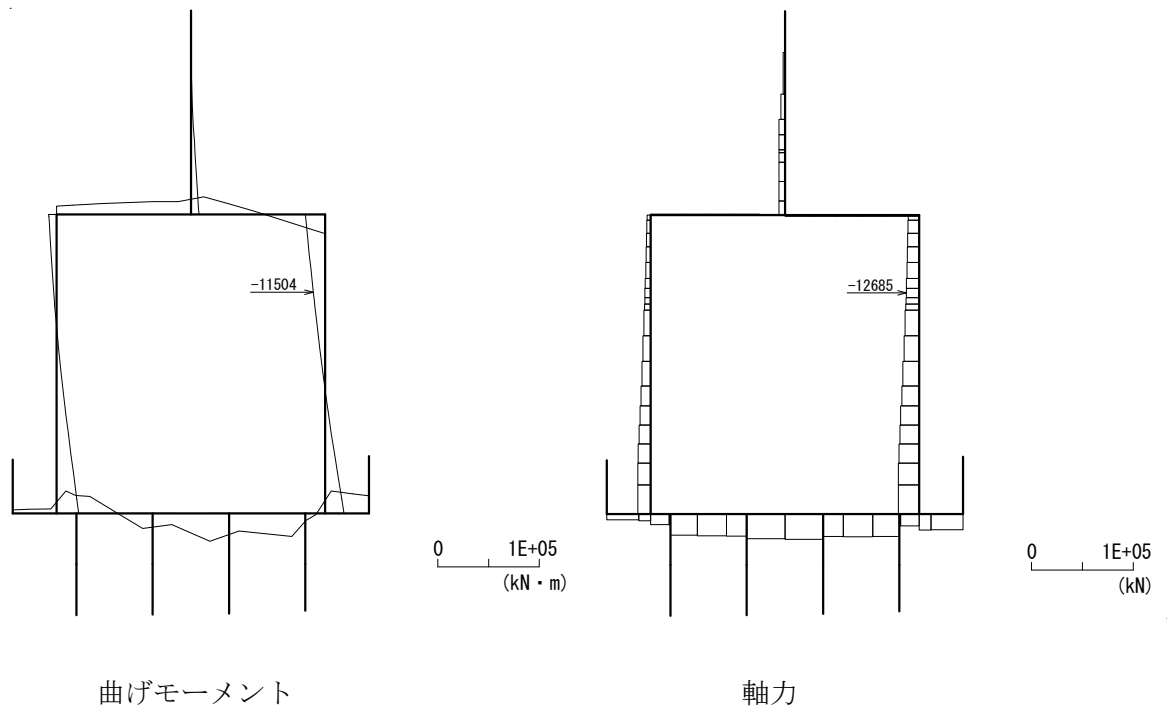
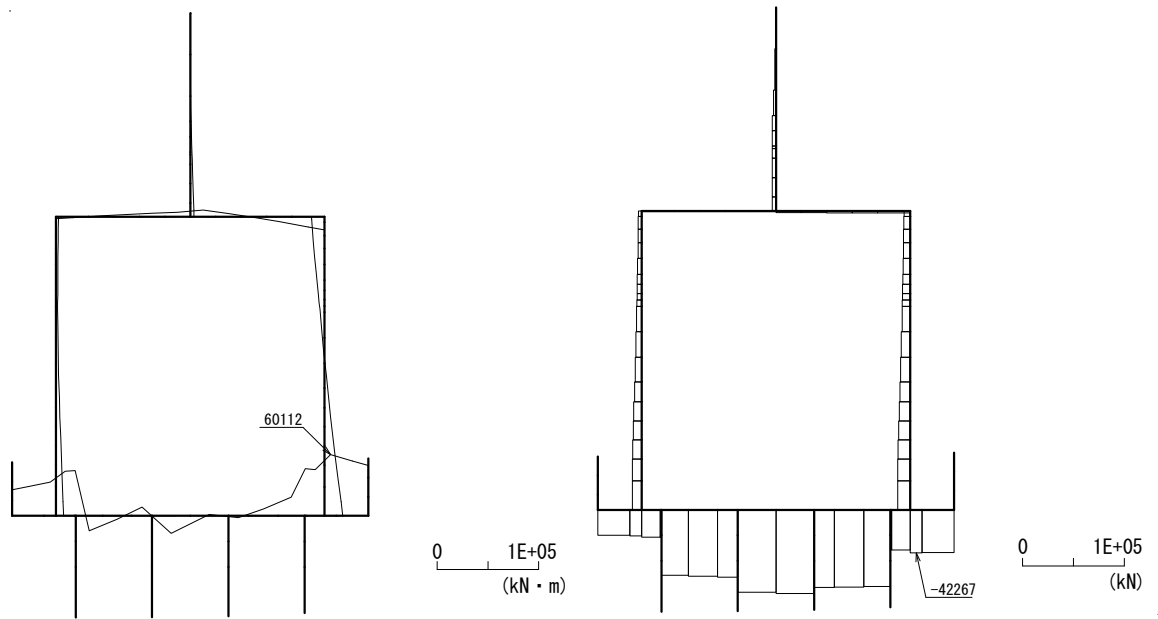


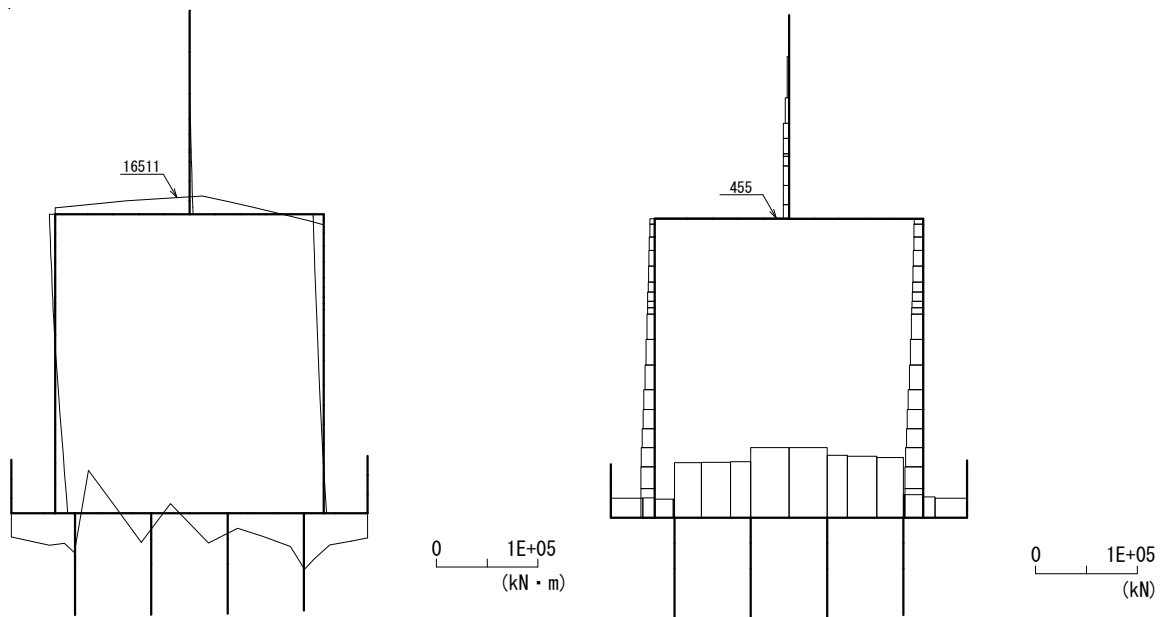
図 5.1-6 (110) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=44.32s$)



曲げモーメント

軸力

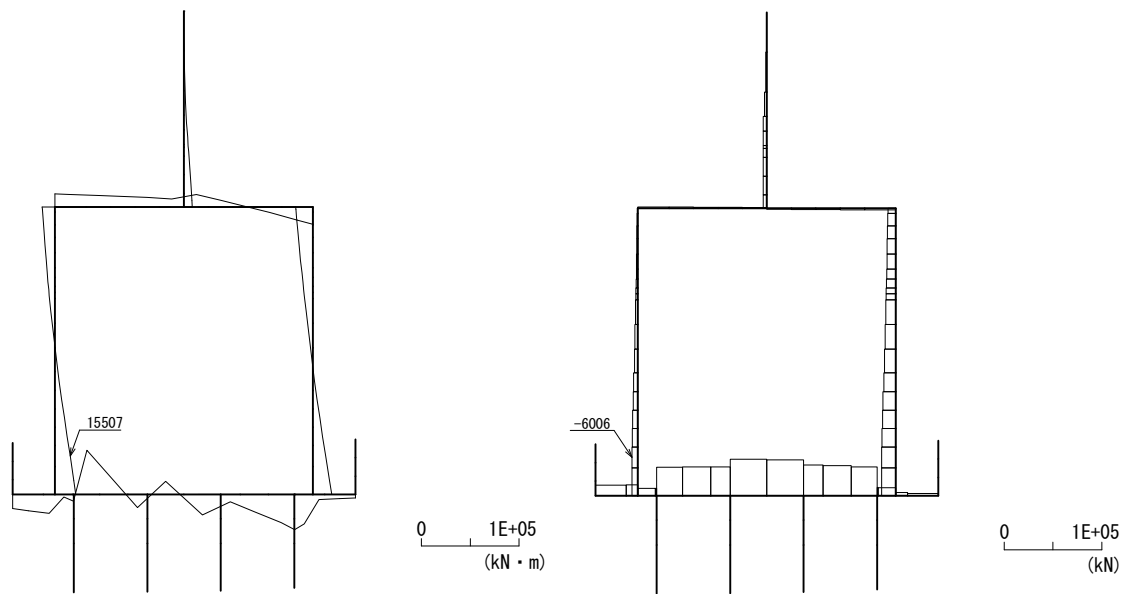
図 5.1-6 (111) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-), $t=23.68s$)



曲げモーメント

軸力

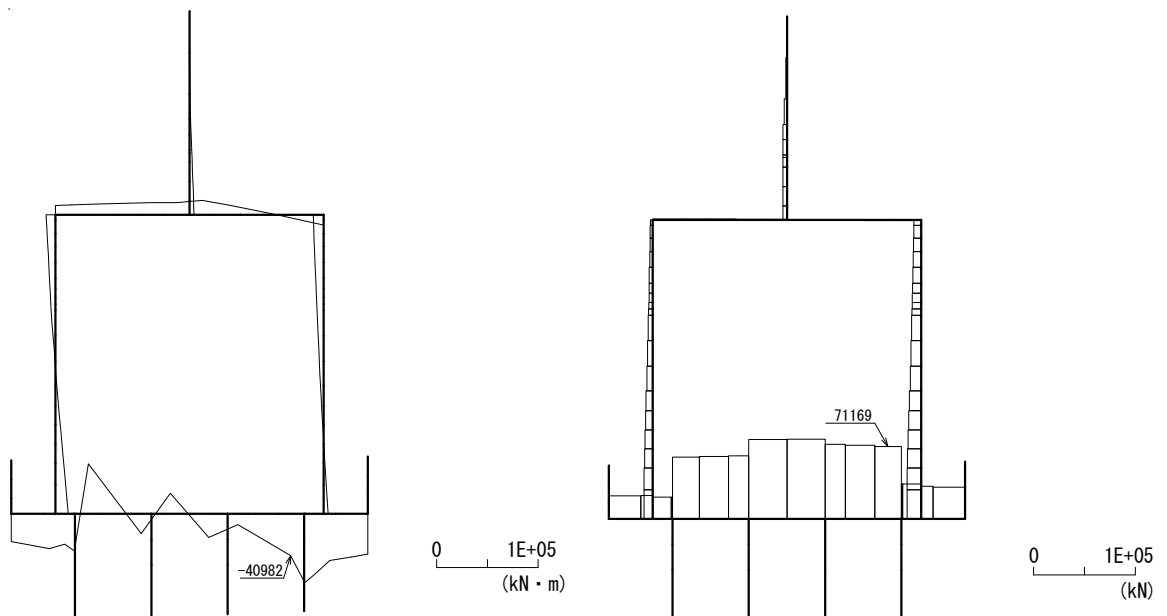
図 5.1-6 (112) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-), $t=22.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (113) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=19.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (114) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=52.87s$)

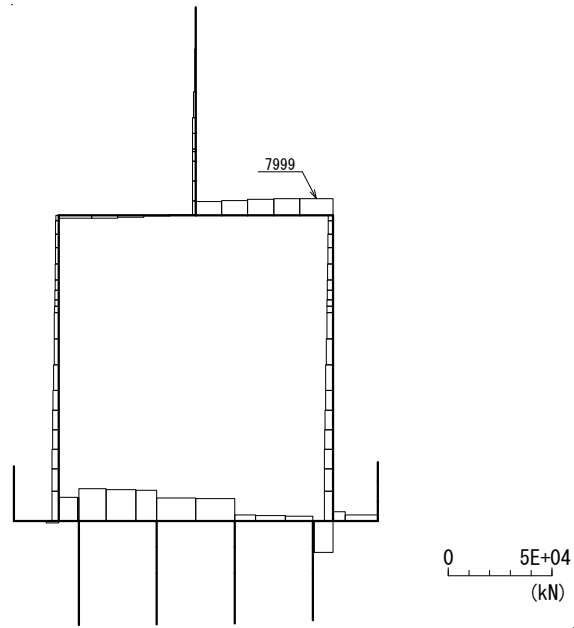


図 5.1-6 (115) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=44.32s$)

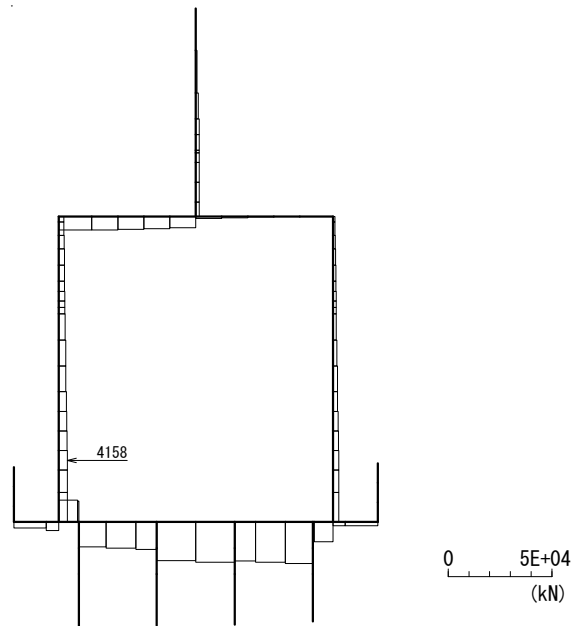


図 5.1-6 (116) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=68.85s$)

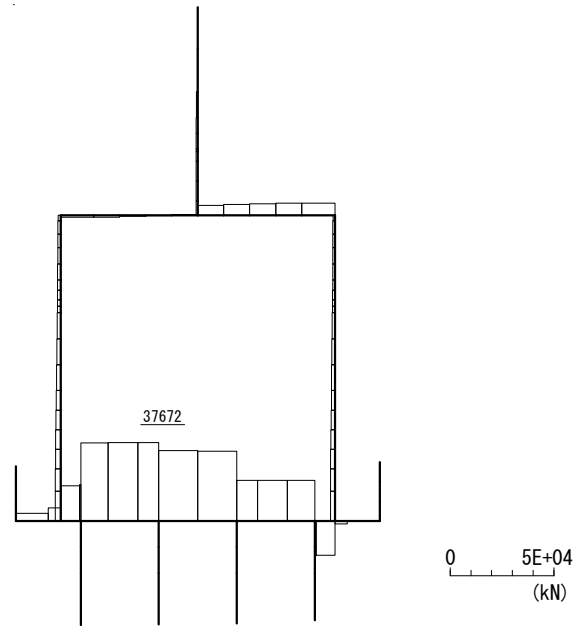


図 5.1-6 (117) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+，V-)， $t=53.69s$)

・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

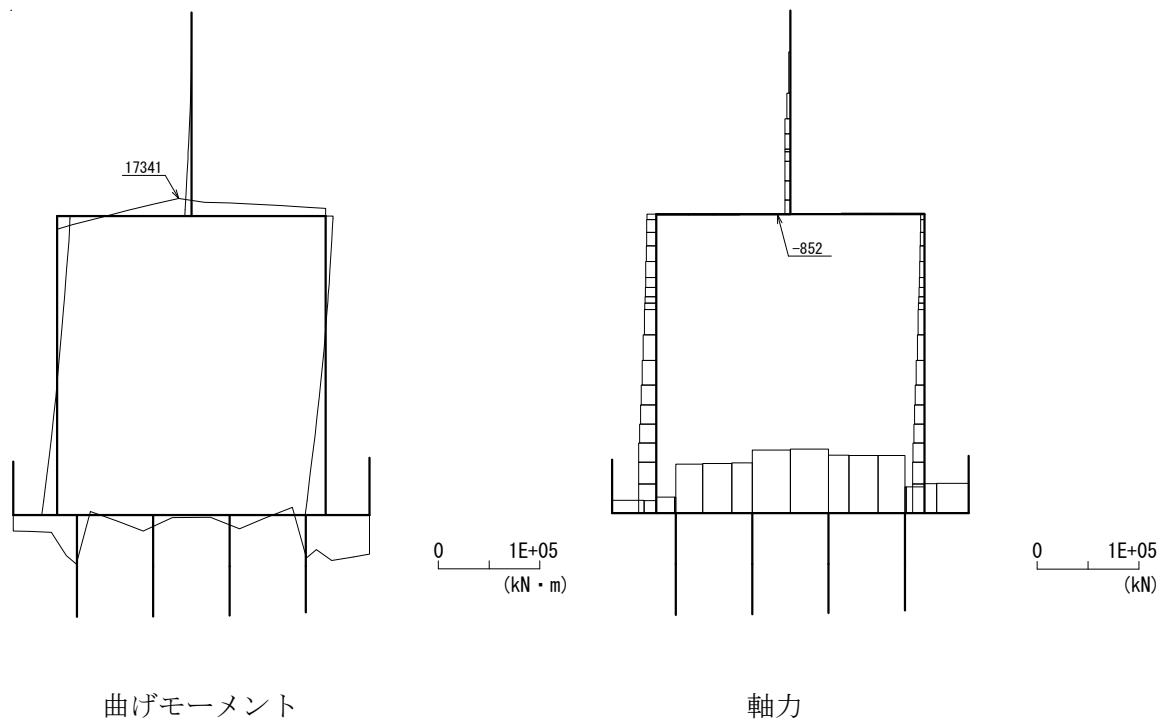


図 5.1-6 (118) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 22.94s$)

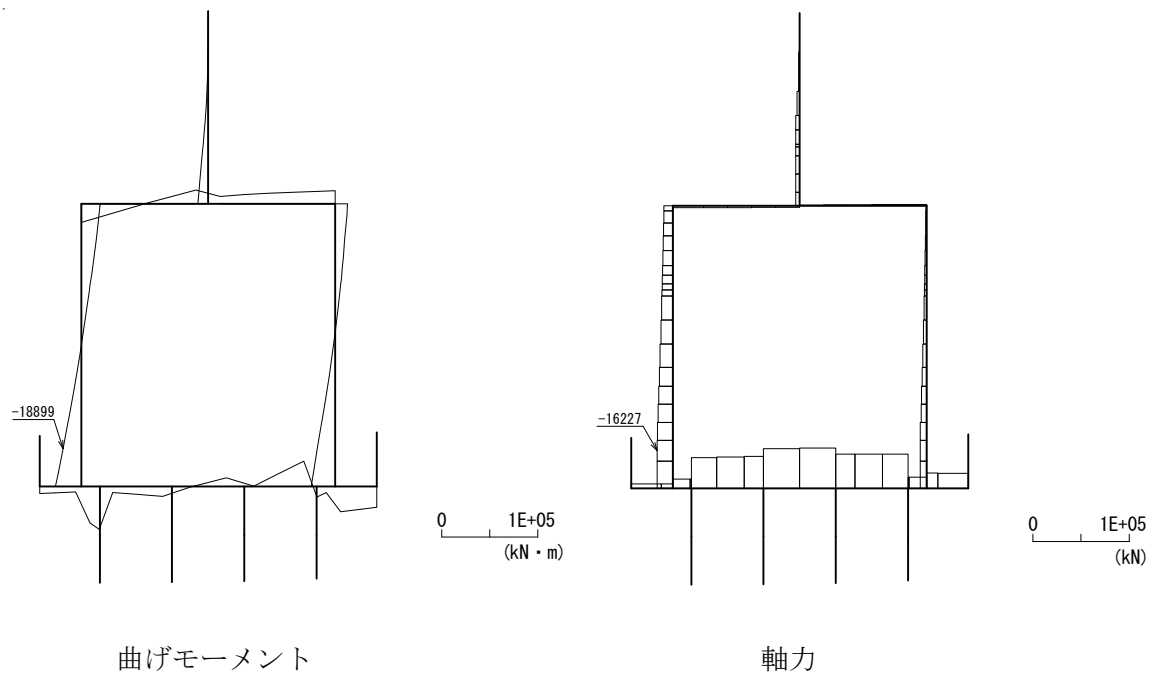


図 5.1-6 (119) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 19.88s$)

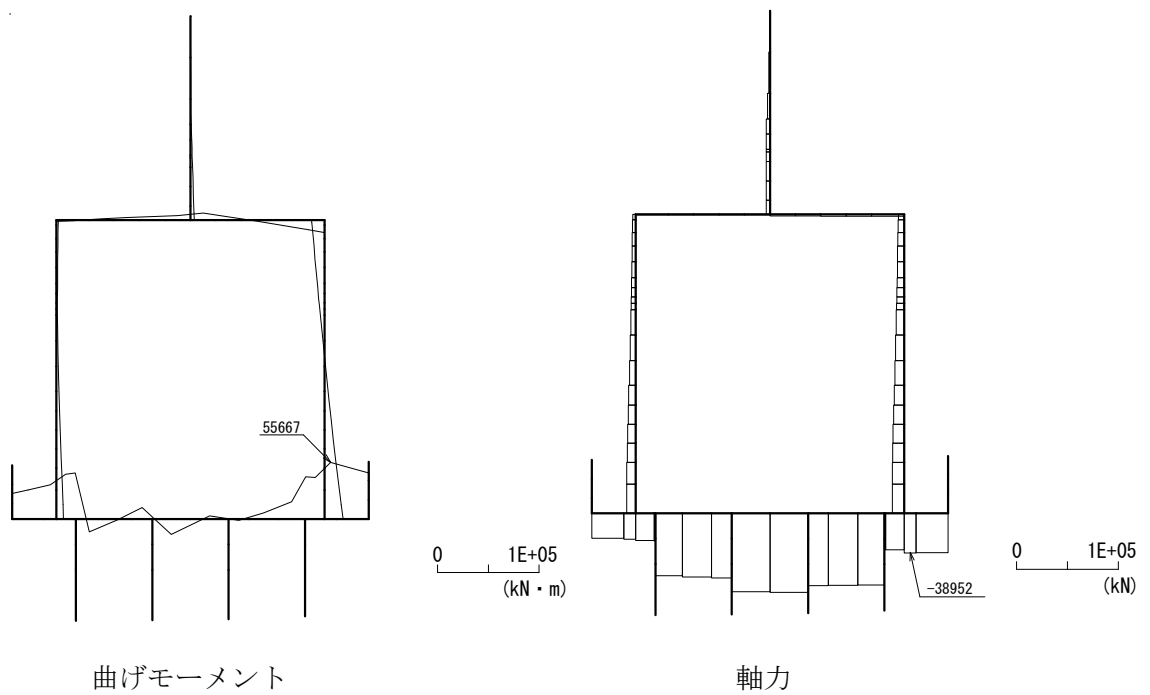


図 5.1-6 (120) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t = 23.69s$)

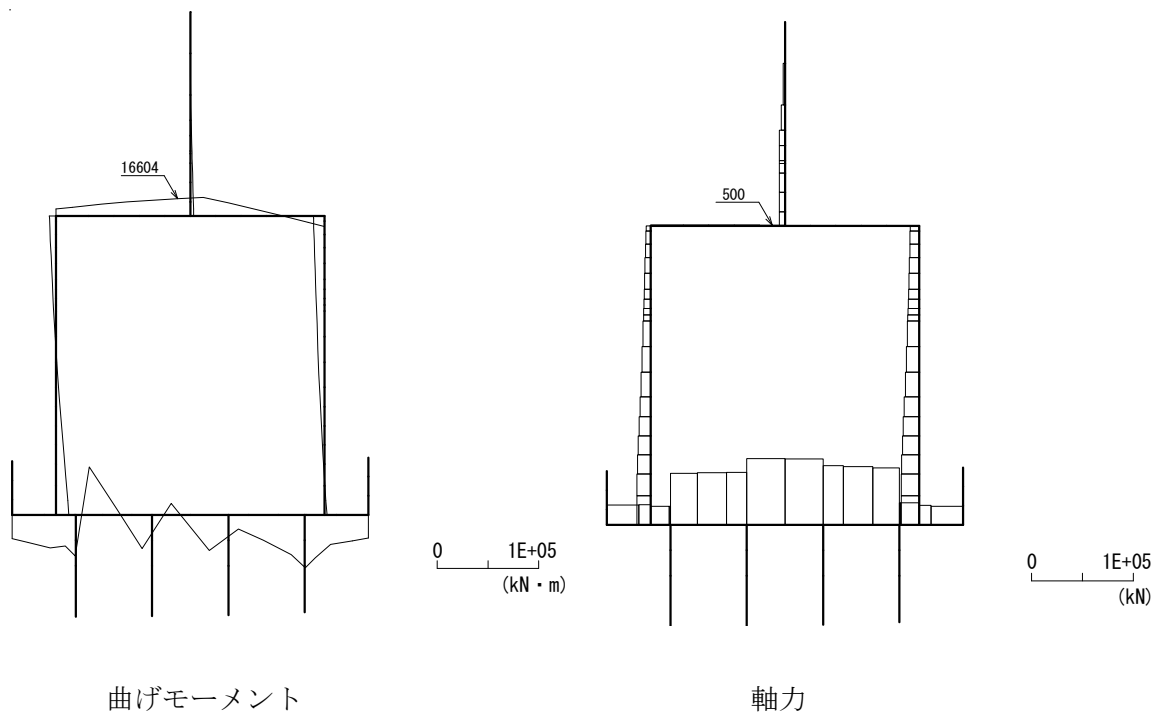
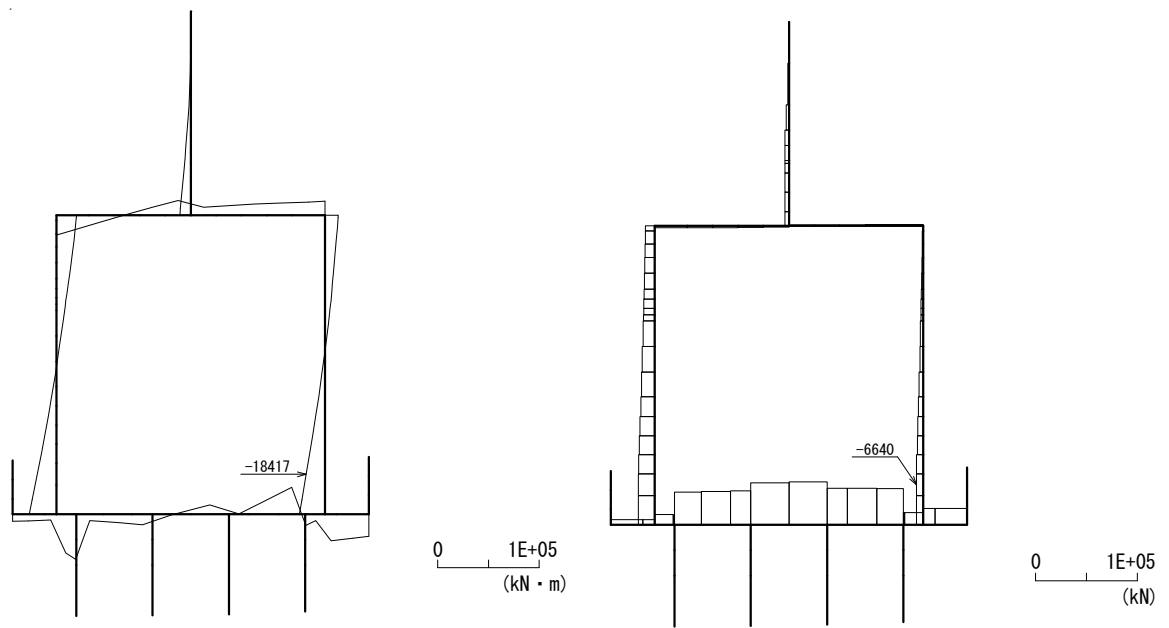


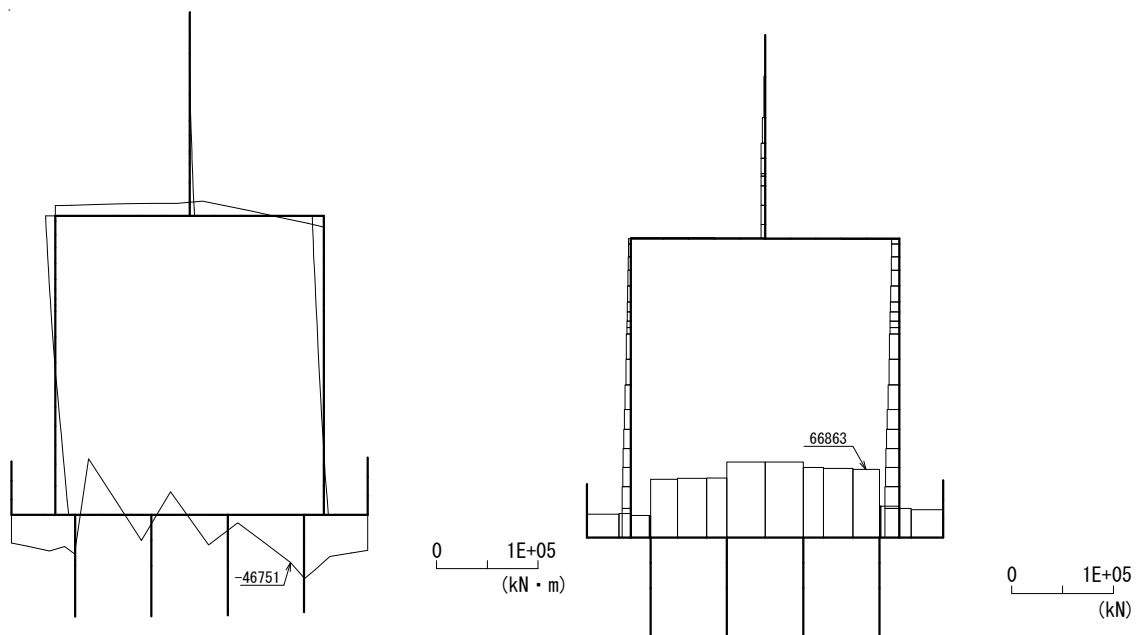
図 5.1-6 (121) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t = 22.64s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (122) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (123) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=52.88s$)

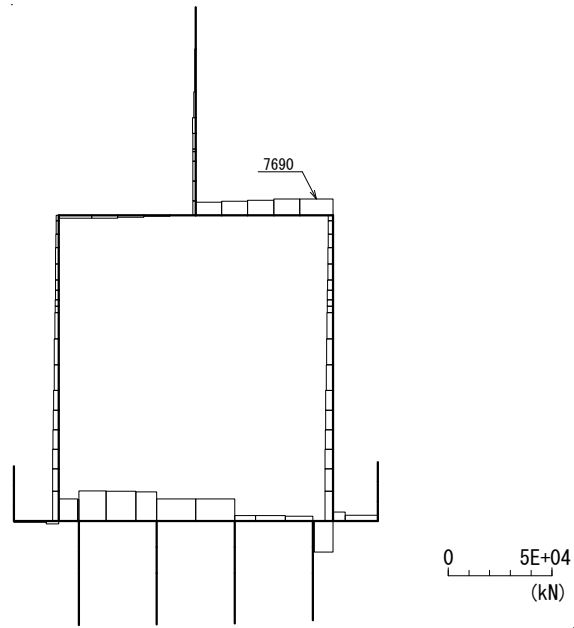


図 5.1-6 (124) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=44.33s$)

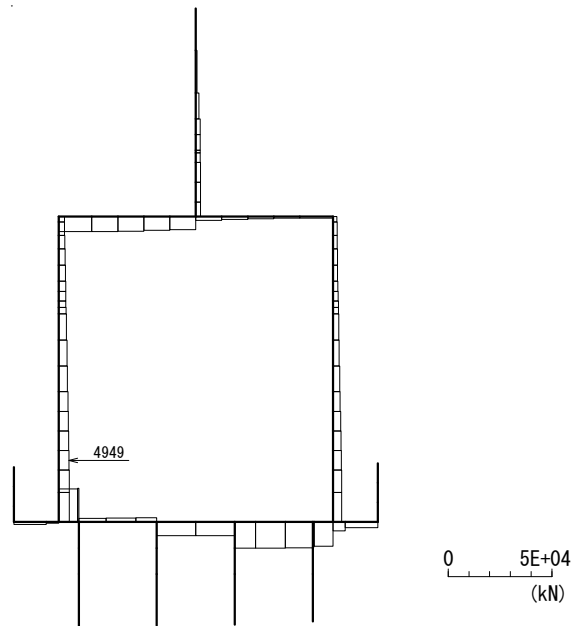


図 5.1-6 (125) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=19.88s$)

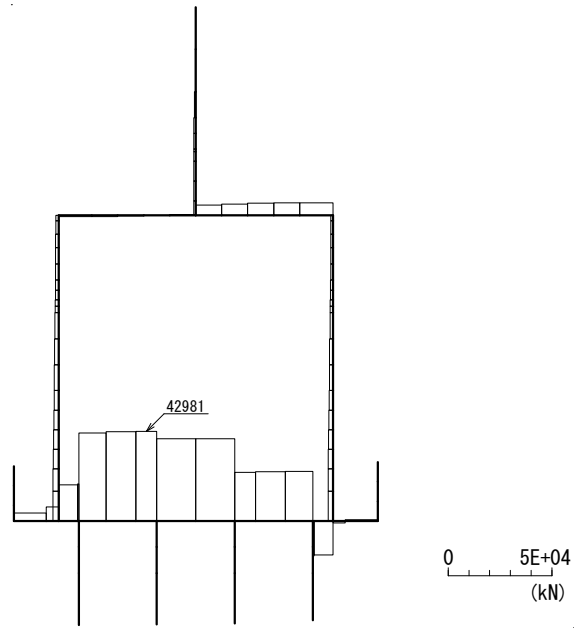


図 5.1-6 (126) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=53.71s$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

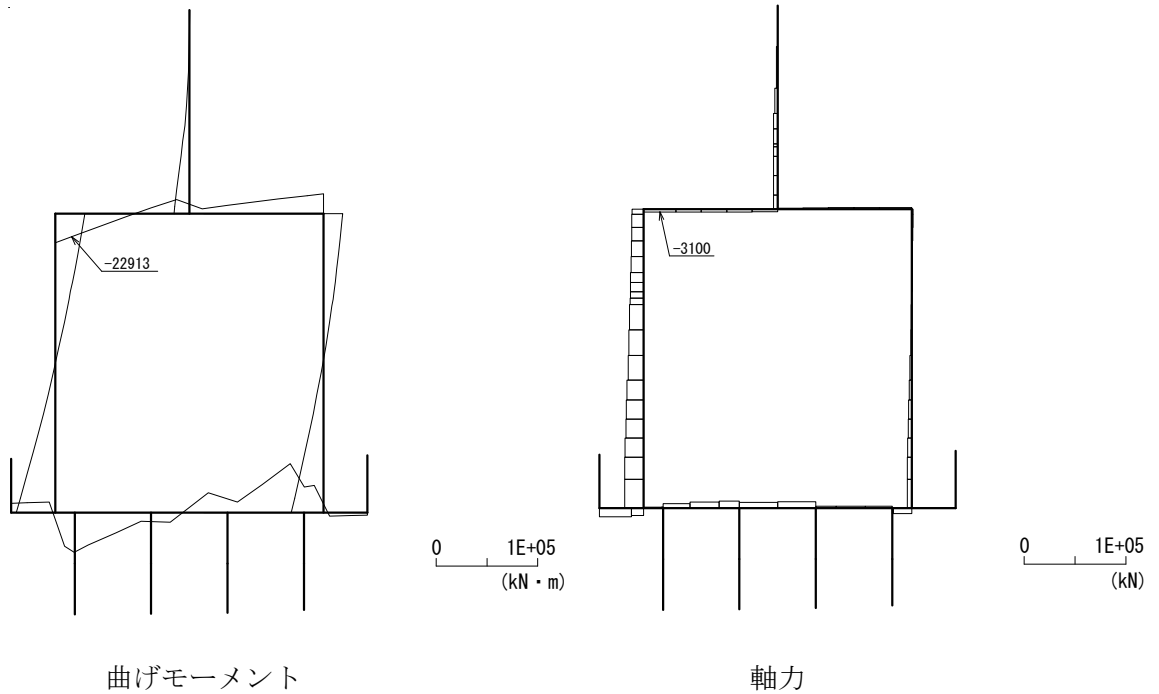


図 5.1-6 (127) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－)， $t = 19.88s$)

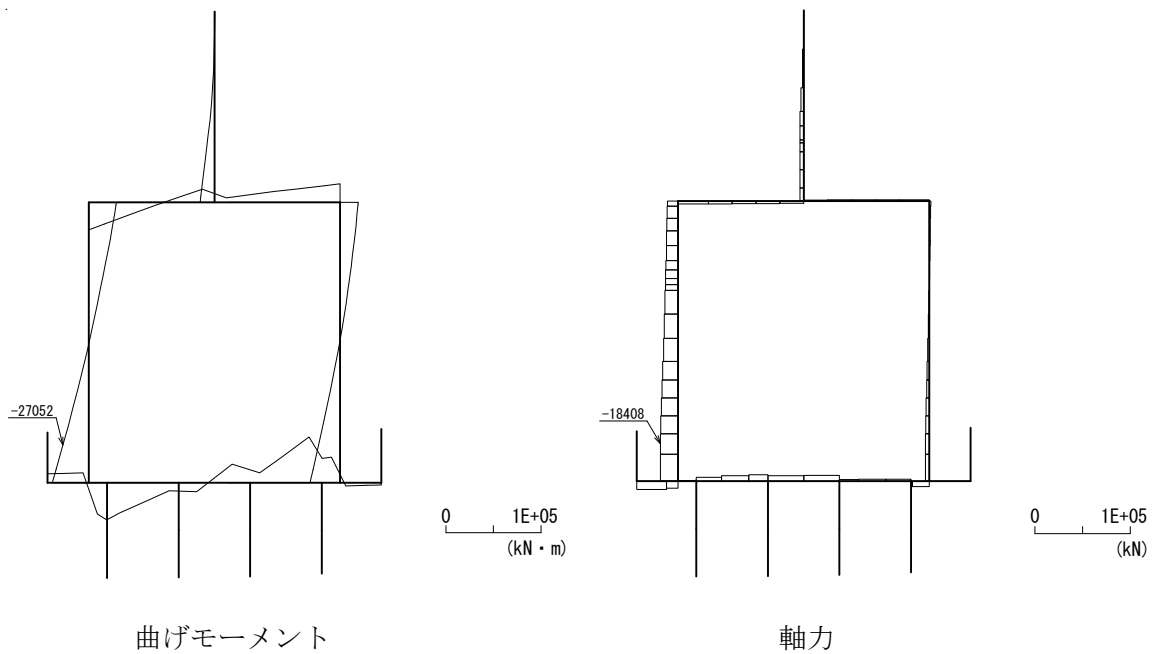
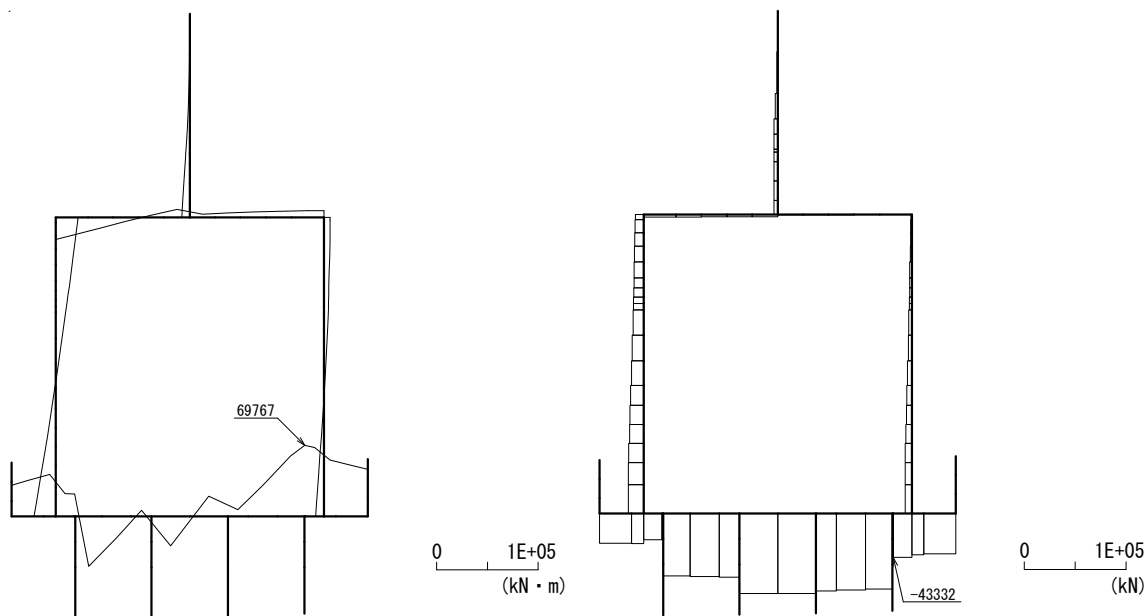


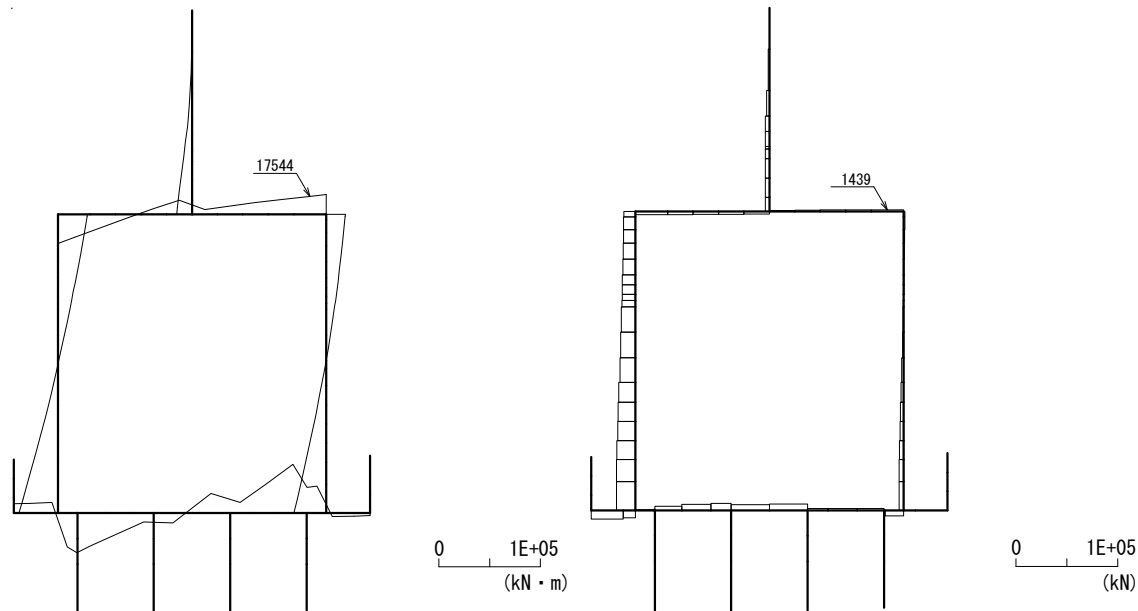
図 5.1-6 (128) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B－B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s －D 1 (H＋，V－)， $t = 19.88s$)



曲げモーメント

軸力

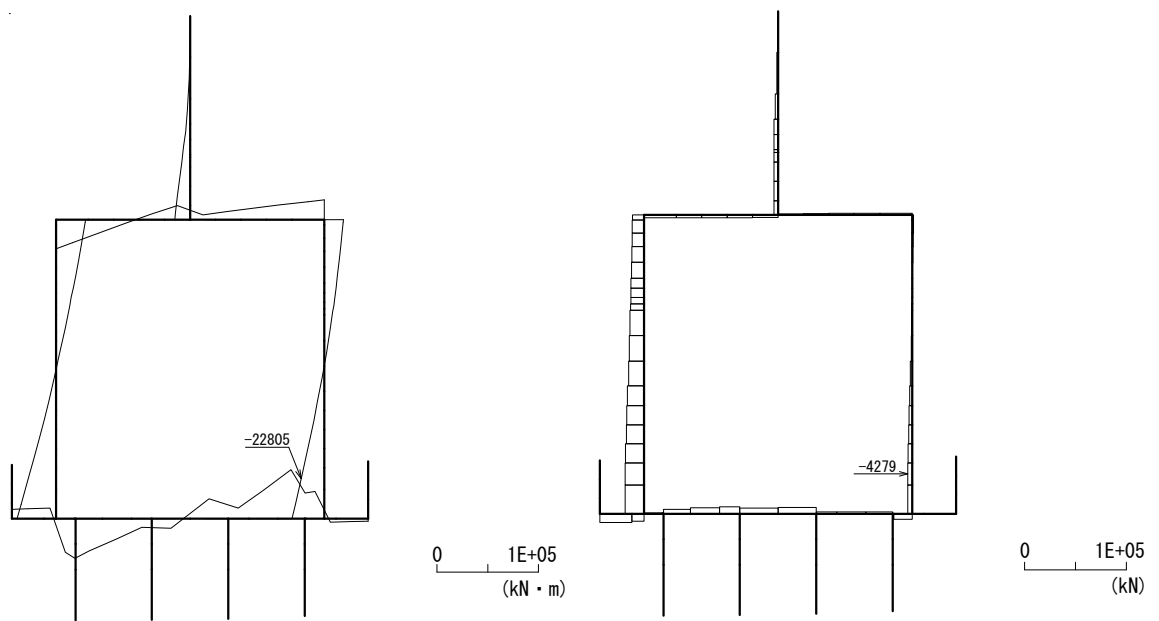
図 5.1-6 (129) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 19.15s$)



曲げモーメント

軸力

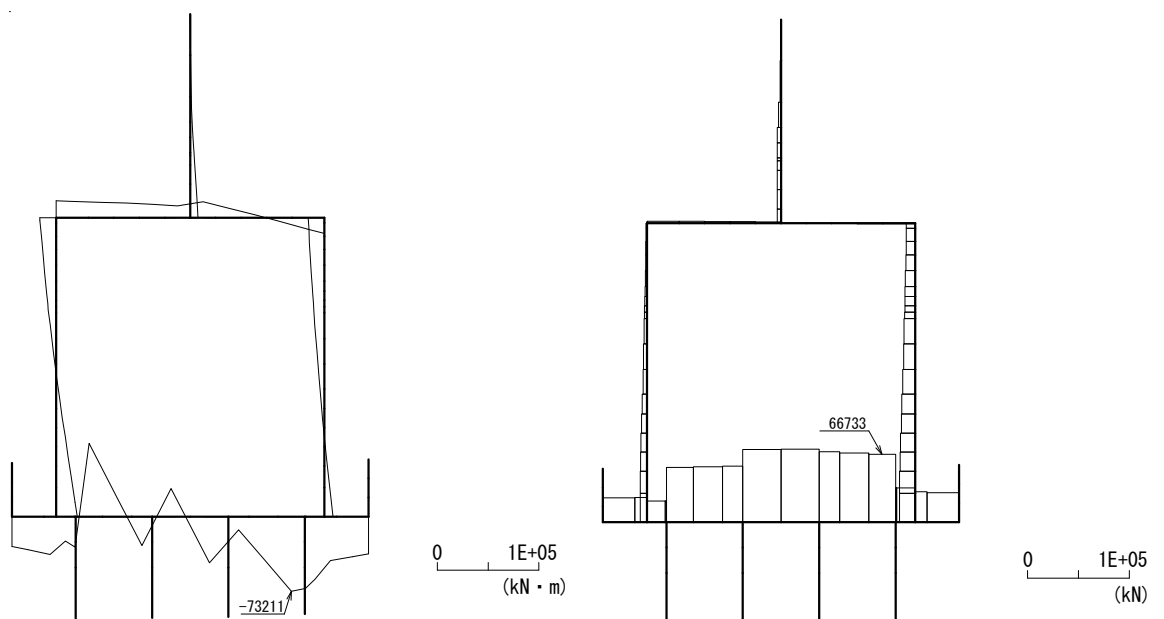
図 5.1-6 (130) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (131) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=19.88s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (132) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=53.78s$)

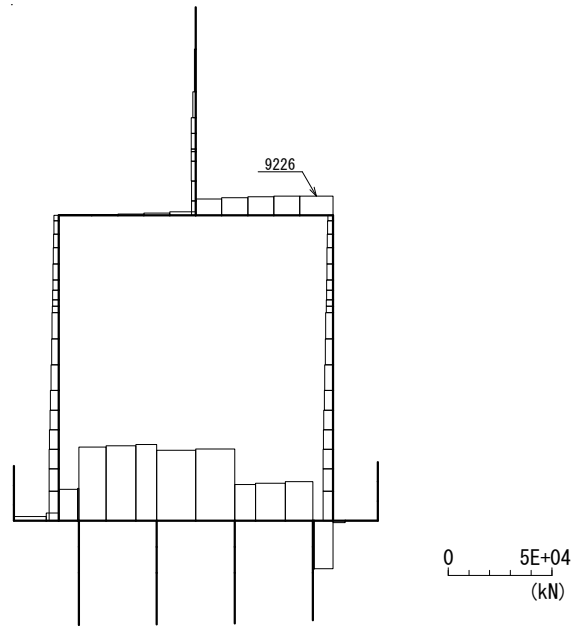


図 5.1-6 (133) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+，V-)， $t=44.33s$)

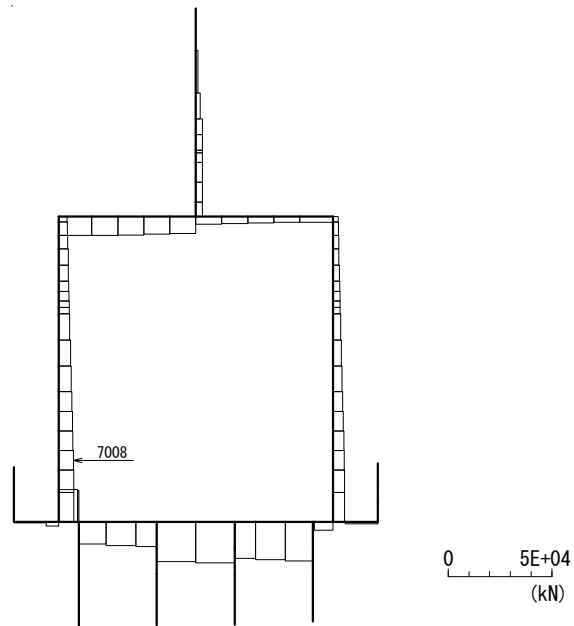


図 5.1-6 (134) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+，V-)， $t=19.88s$)

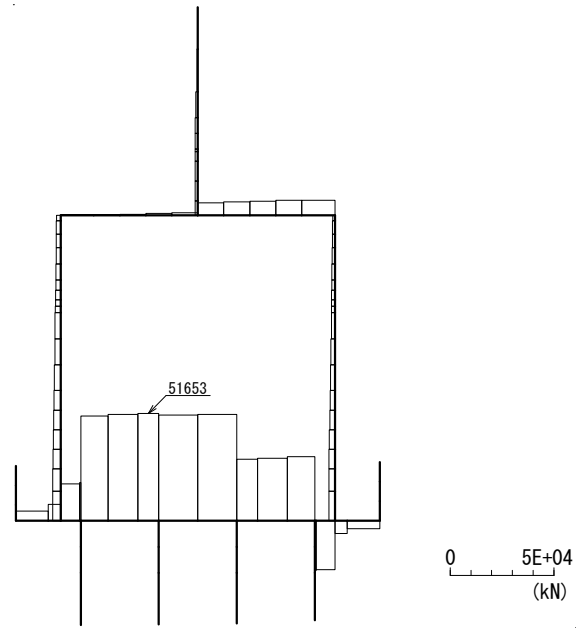


図 5.1-6 (135) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=53.74s$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

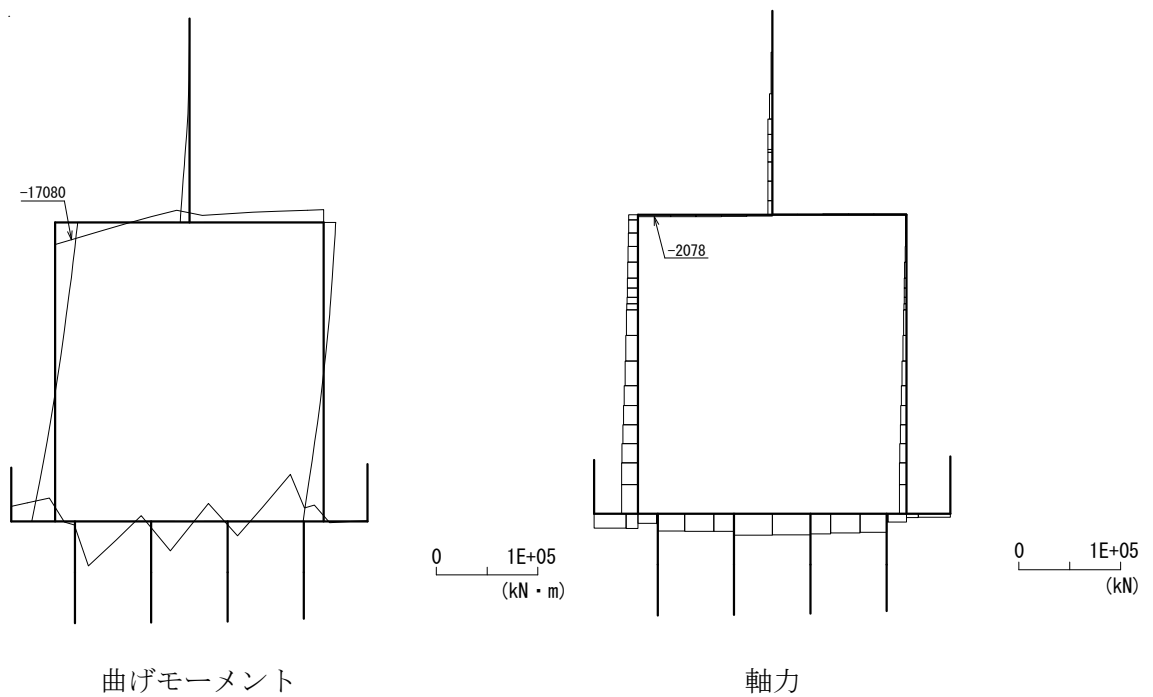


図 5.1-6 (136) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=27.00s$)

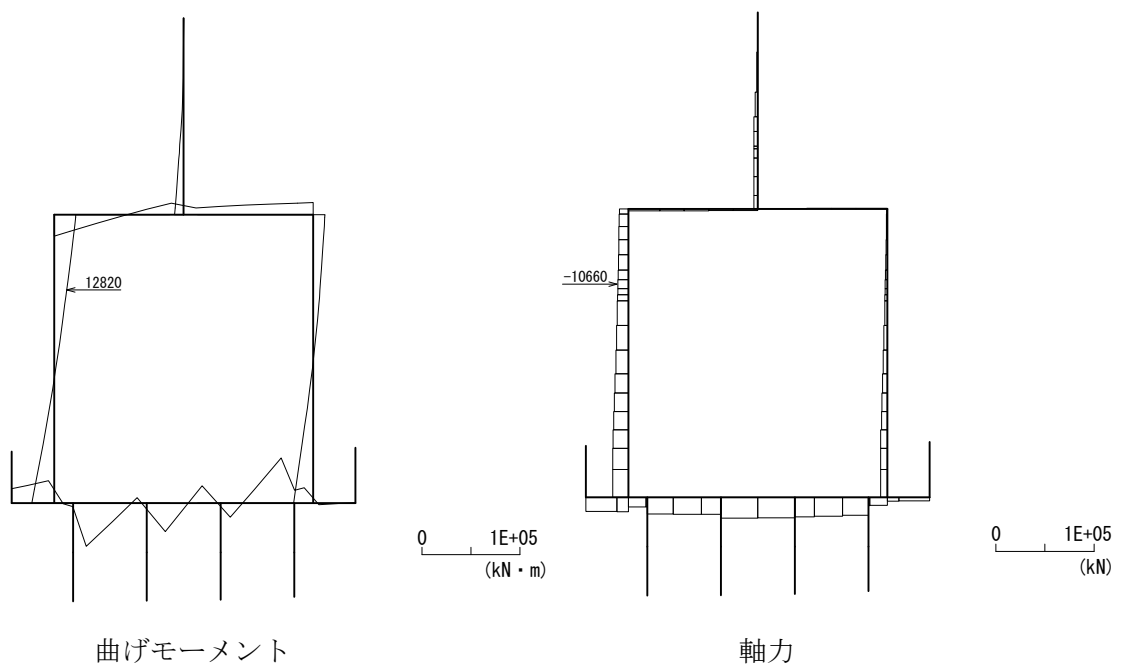
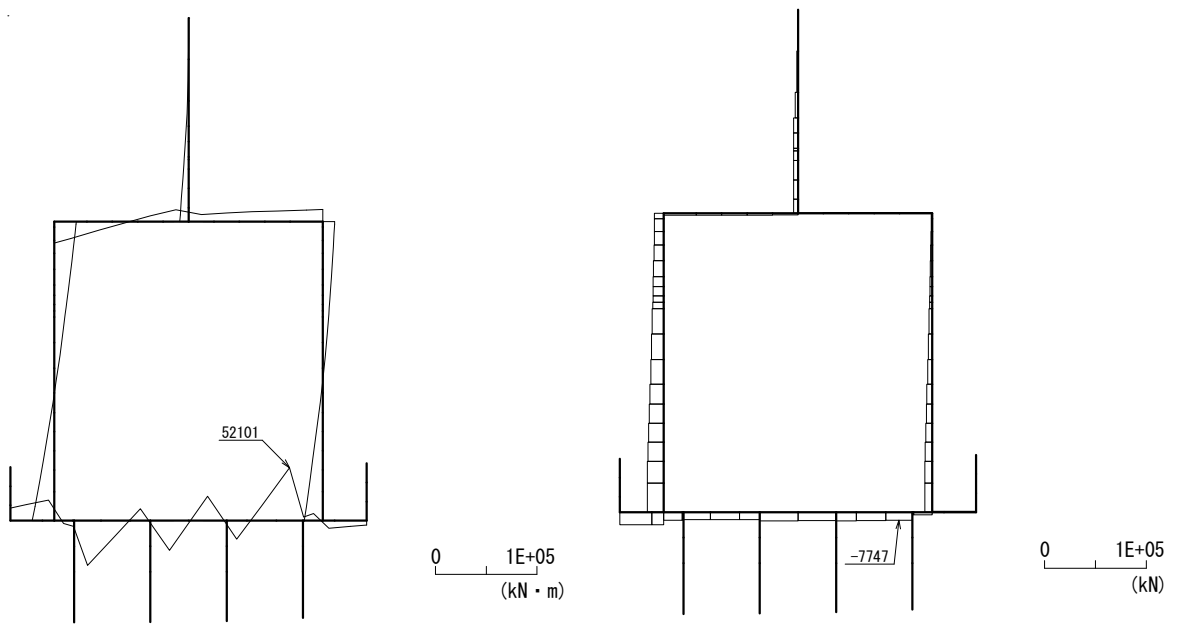


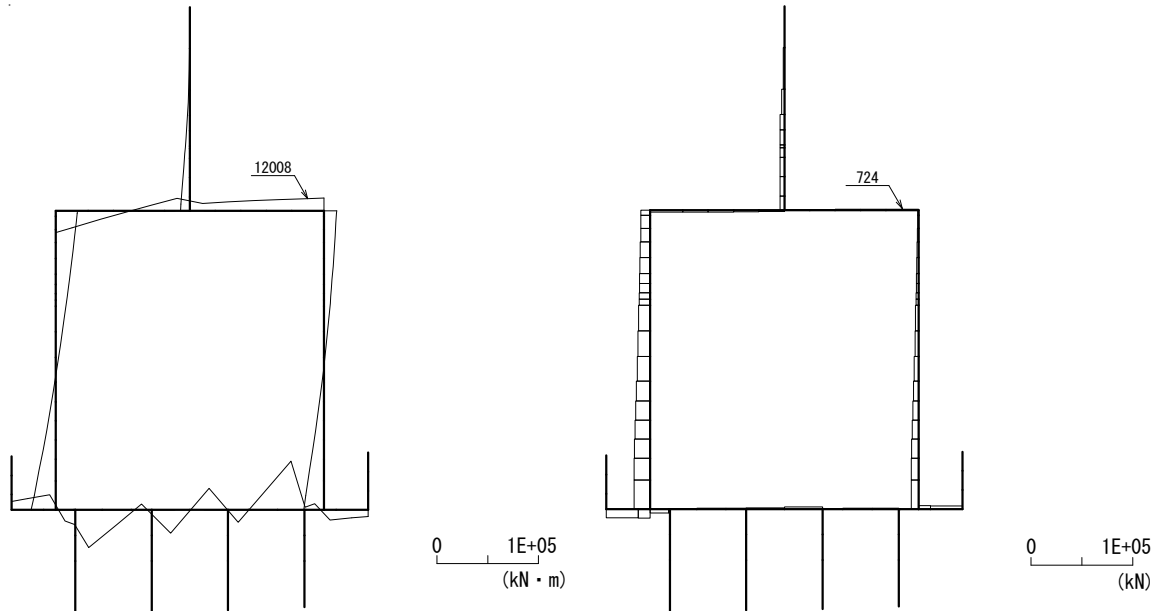
図 5.1-6 (137) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=27.00s$)



曲げモーメント

軸力

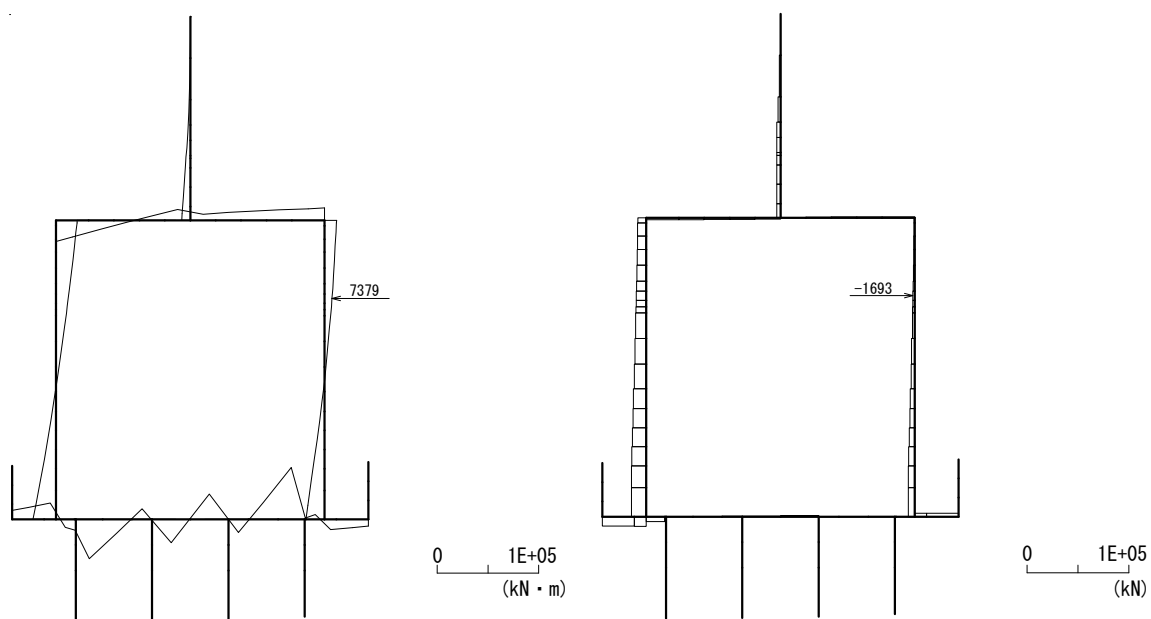
図 5.1-6 (138) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 68.86s$)



曲げモーメント

軸力

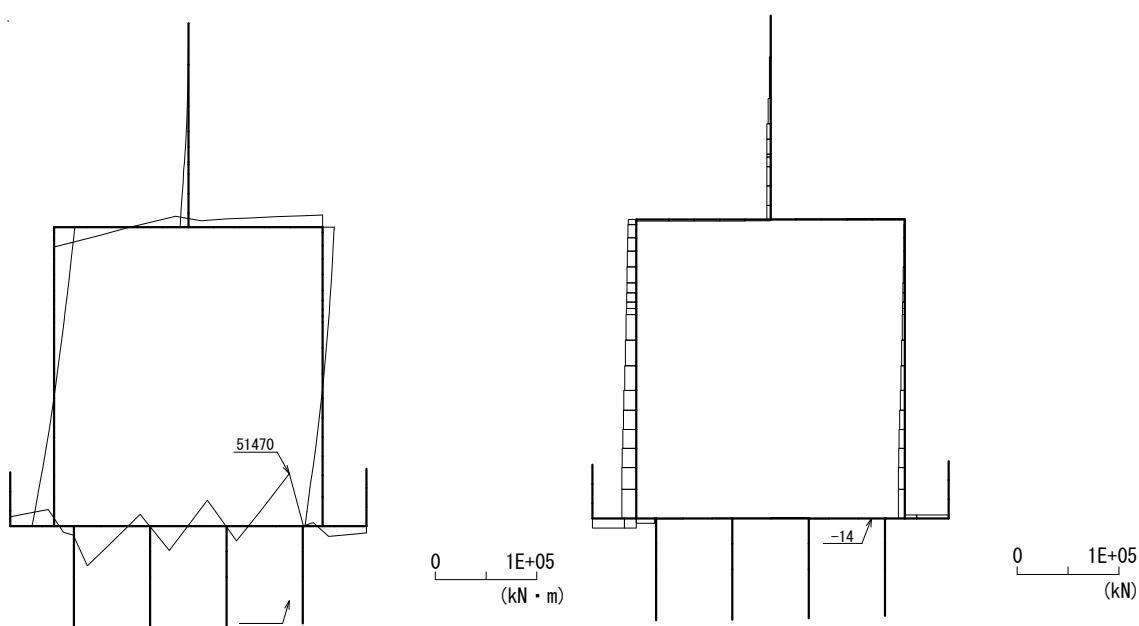
図 5.1-6 (139) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 53.97s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (140) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 53.99s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (141) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t = 54.00s$)

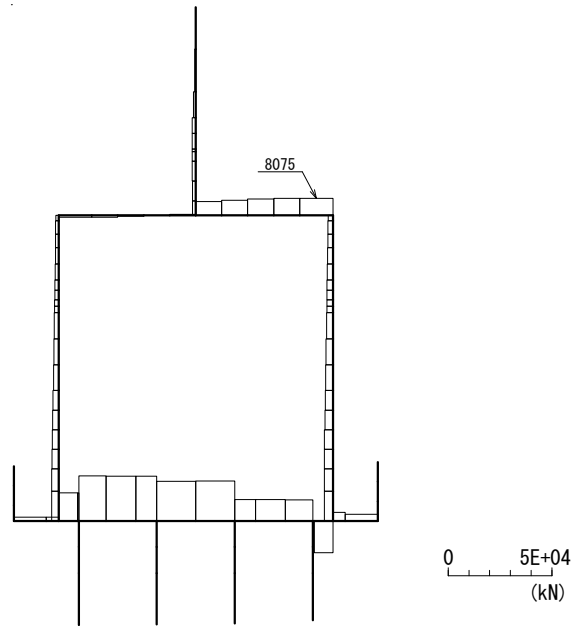


図 5.1-6 (142) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=44.33s$)

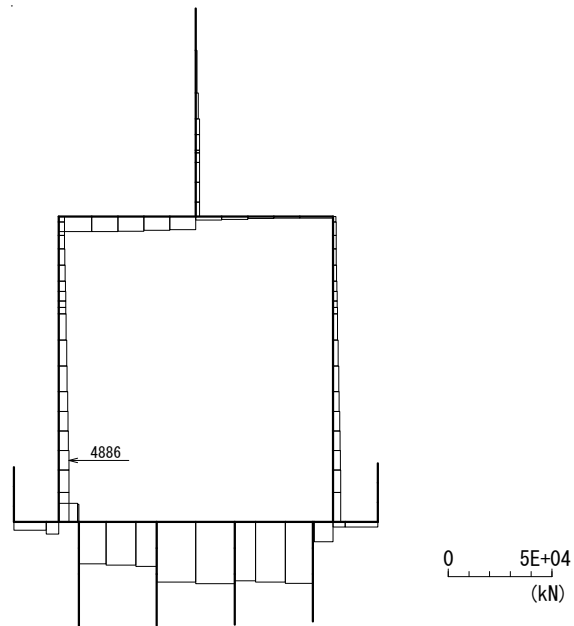


図 5.1-6 (143) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=53.97s$)

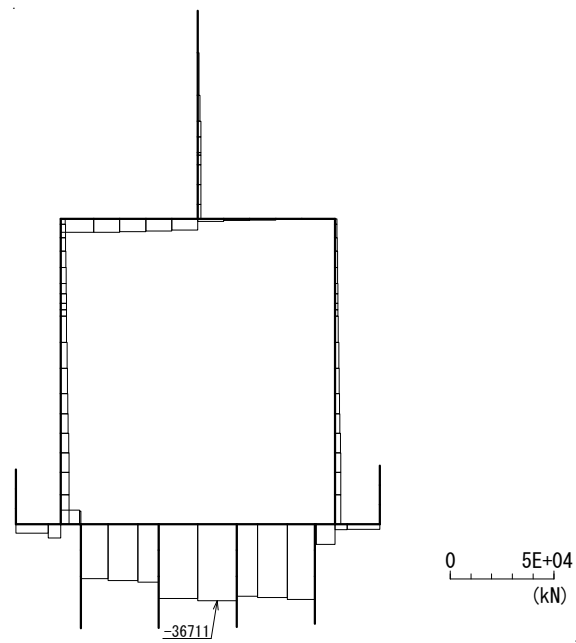


図 5.1-6 (144) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.05s$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

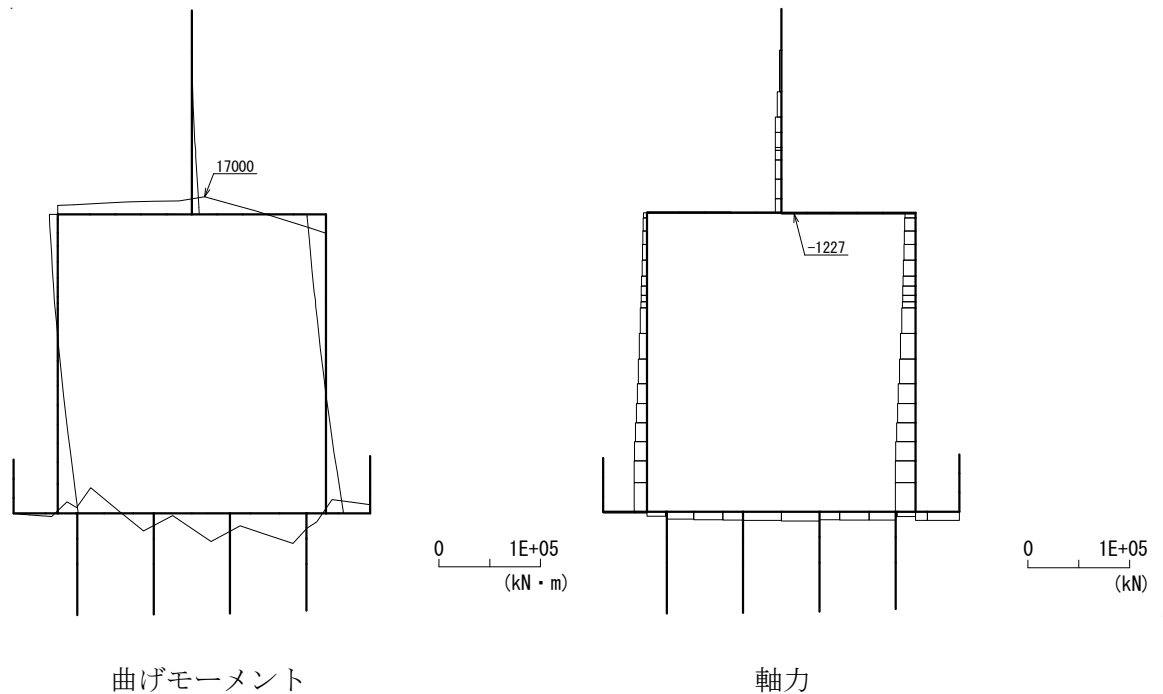


図 5.1-6 (145) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s -D 1（H+, V-）， $t = 44.32s$ ）

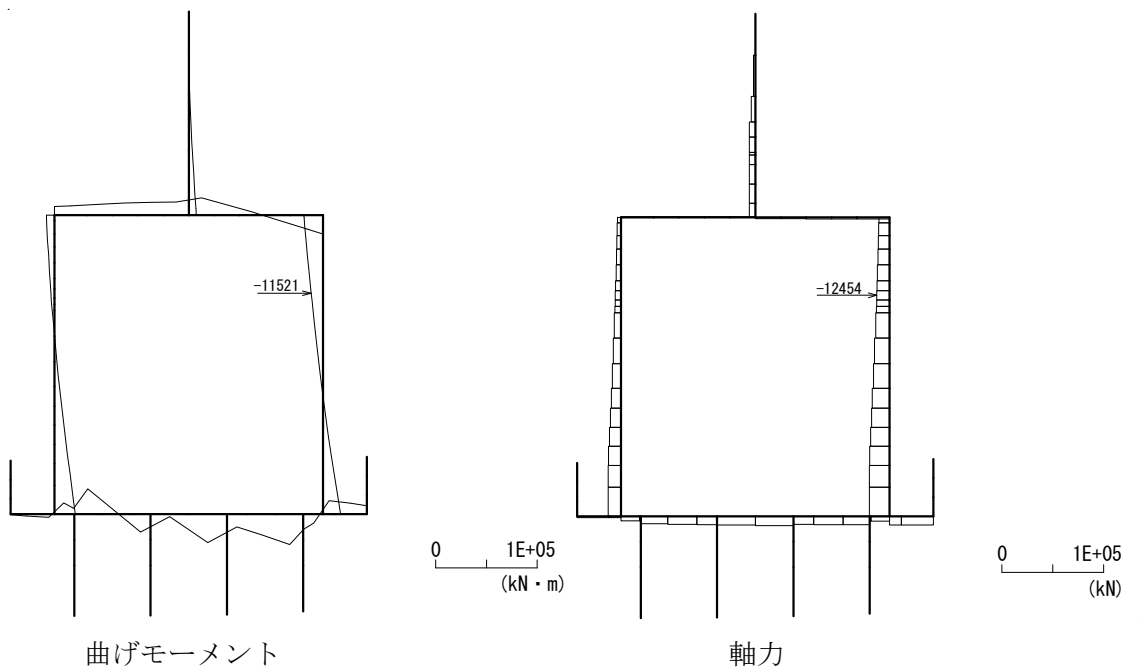
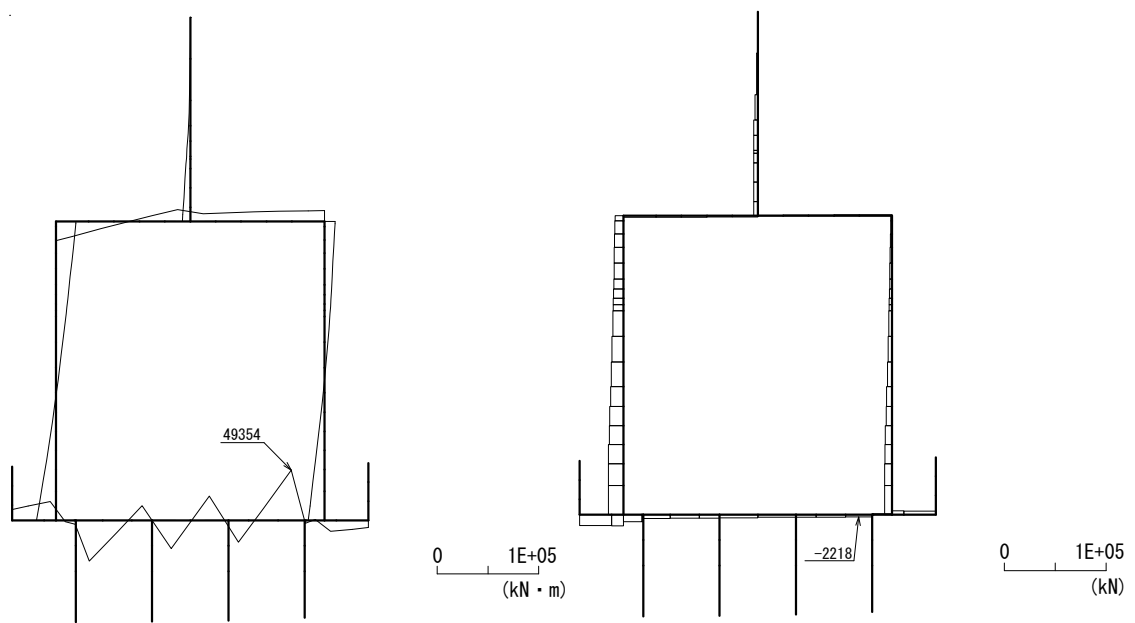


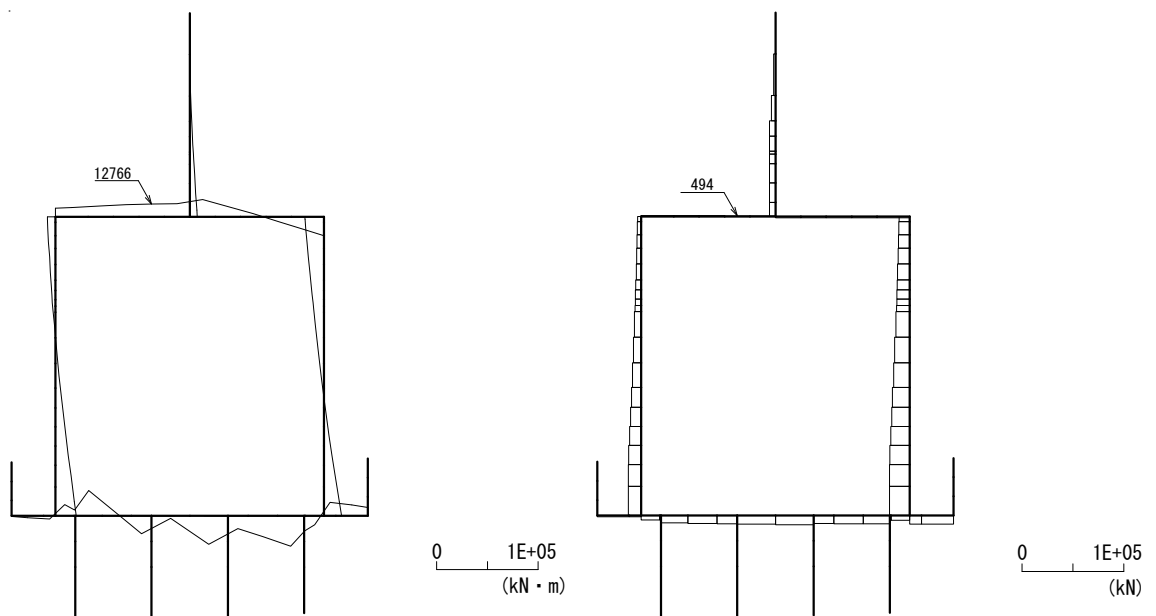
図 5.1-6 (146) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s -D 1（H+, V-）， $t = 44.32s$ ）



曲げモーメント

軸力

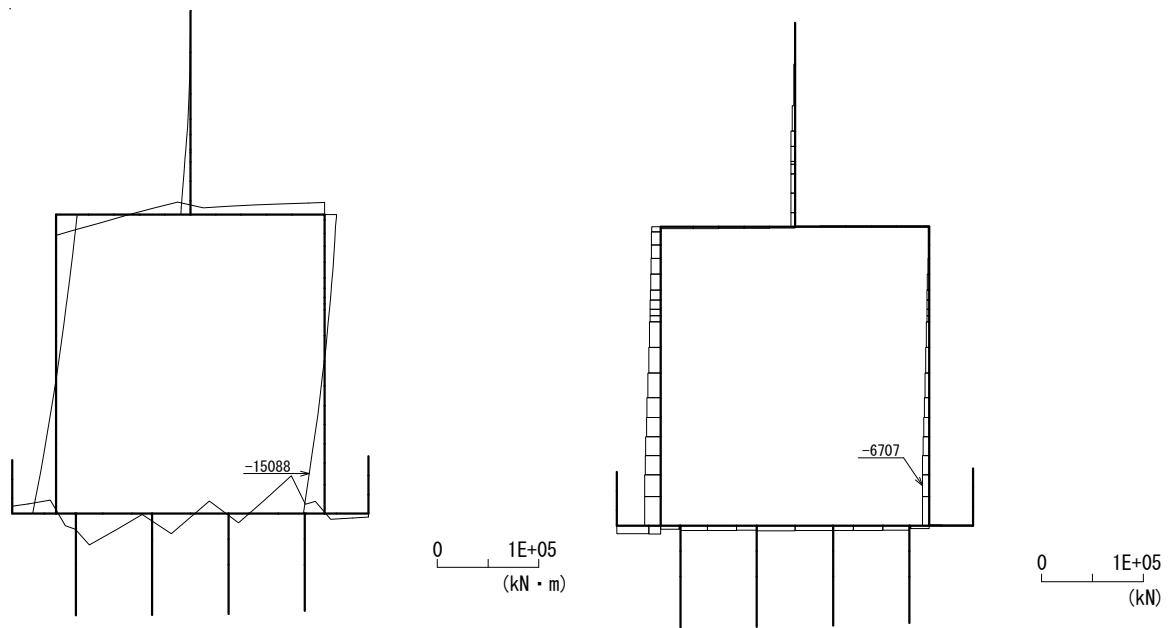
図 5.1-6 (147) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底板部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=54.06s$)



曲げモーメント

軸力

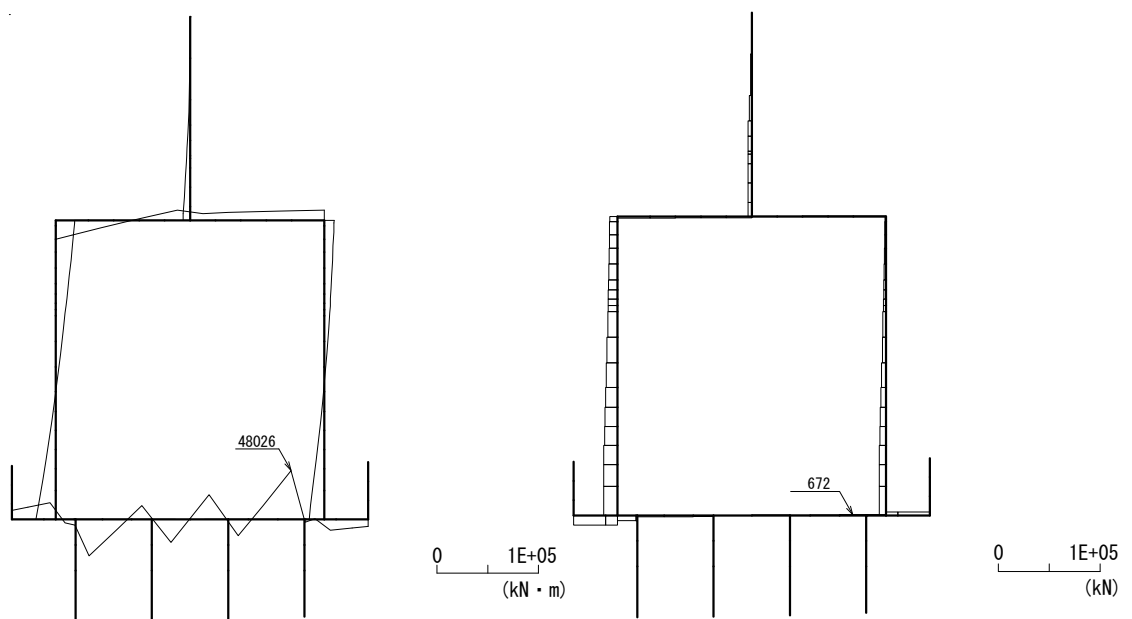
図 5.1-6 (148) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t=44.32s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (149) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 19.90s$)



曲げモーメント

軸力

図 5.1-6 (150) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-)， $t = 54.00s$)

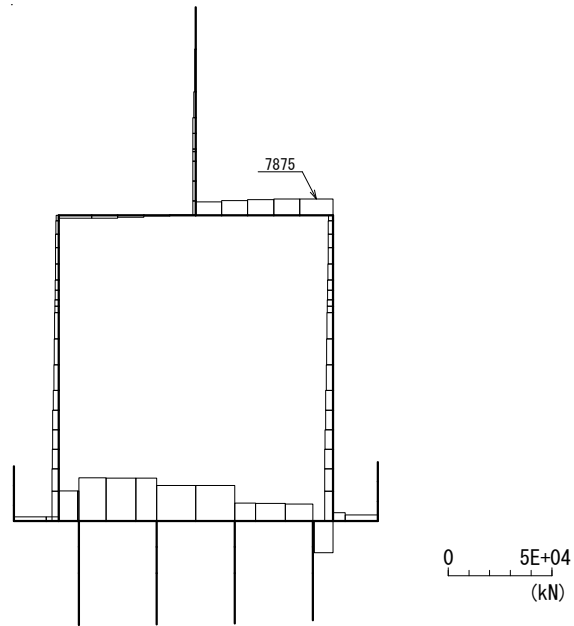


図 5.1-6 (151) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=44.32s$)

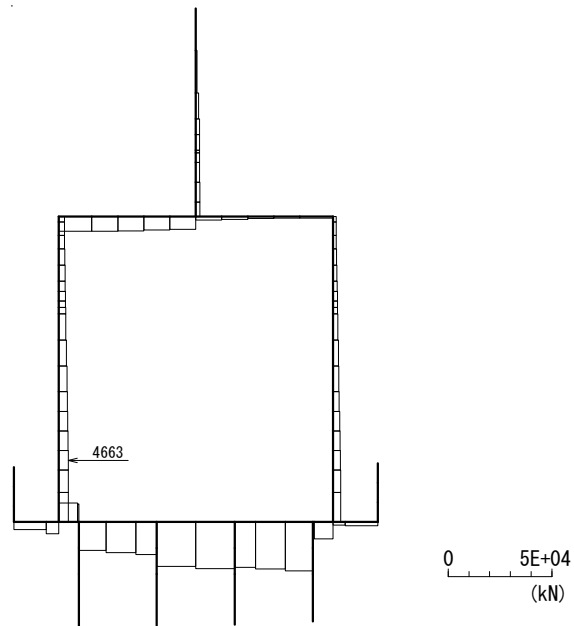


図 5.1-6 (152) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H+, V-) , $t=19.89s$)

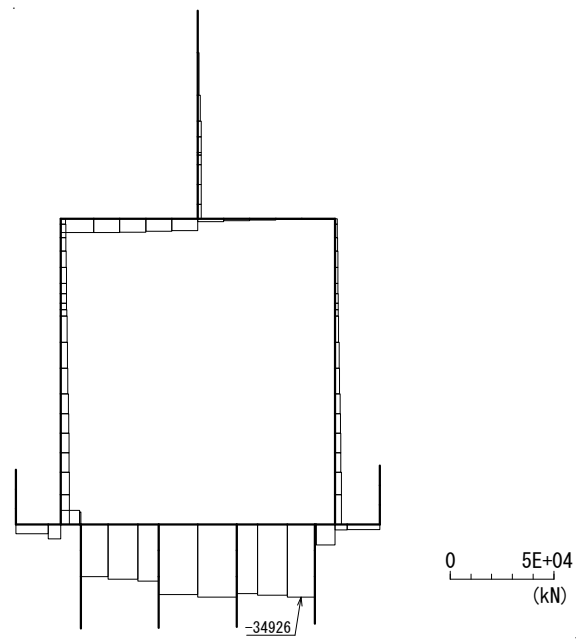


図 5.1-6 (153) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, S_s-D1 (H+, V-), $t=54.06s$)

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース

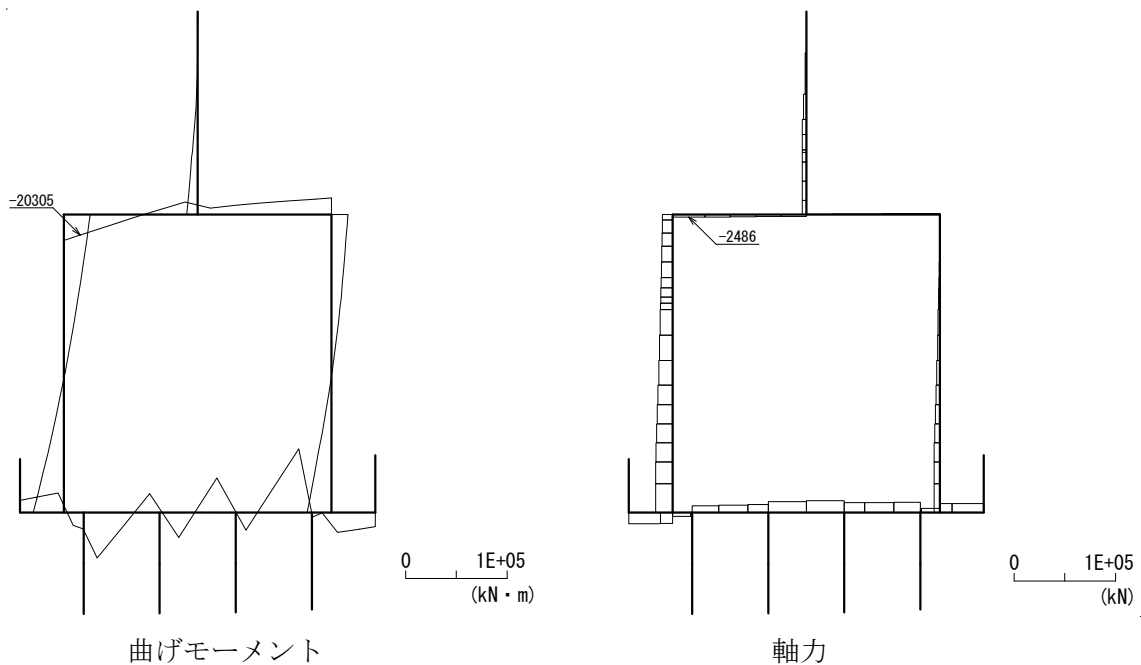


図 5.1-6 (154) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.89s$ ）

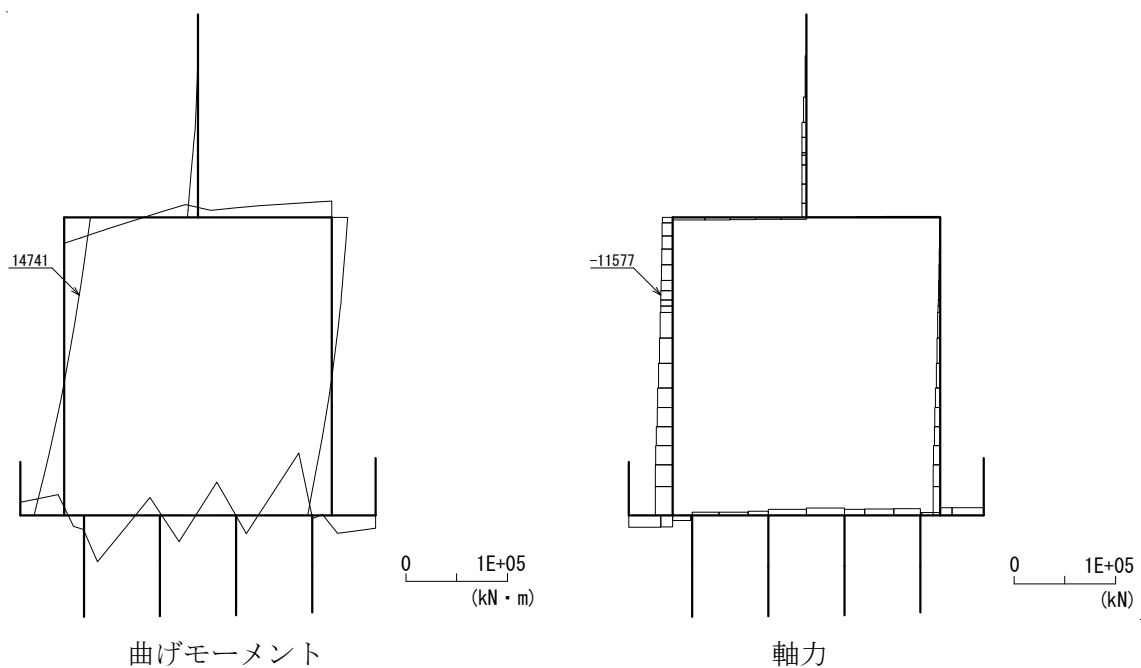


図 5.1-6 (155) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.87s$ ）

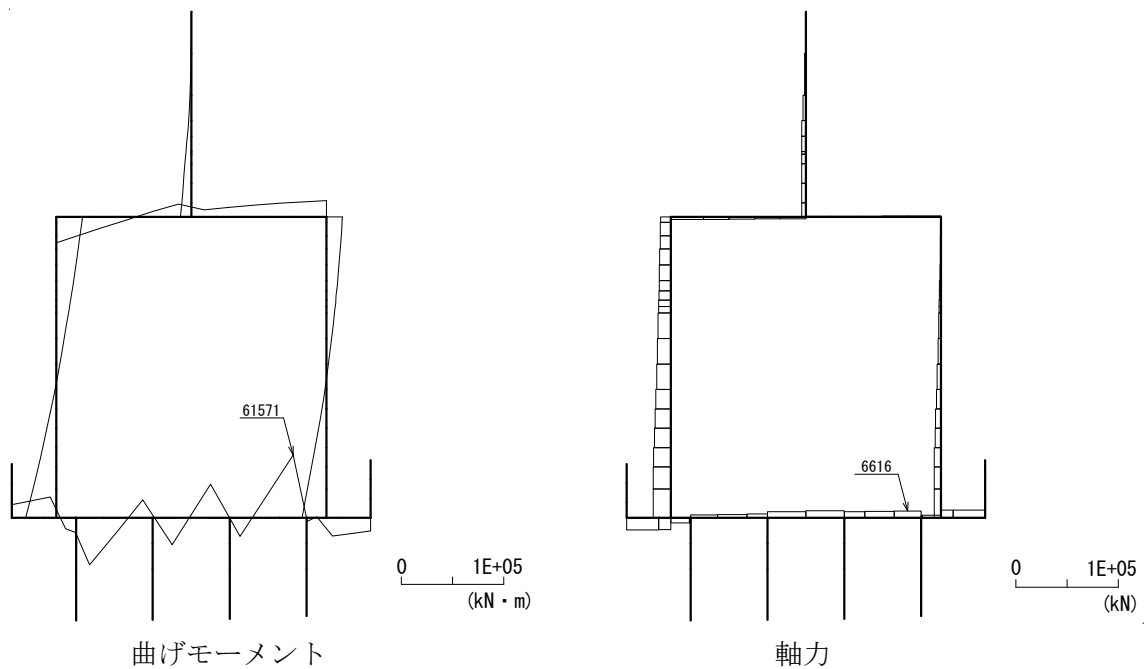


図 5.1-6 (156) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-31 (H-，V+)， $t=8.87s$)

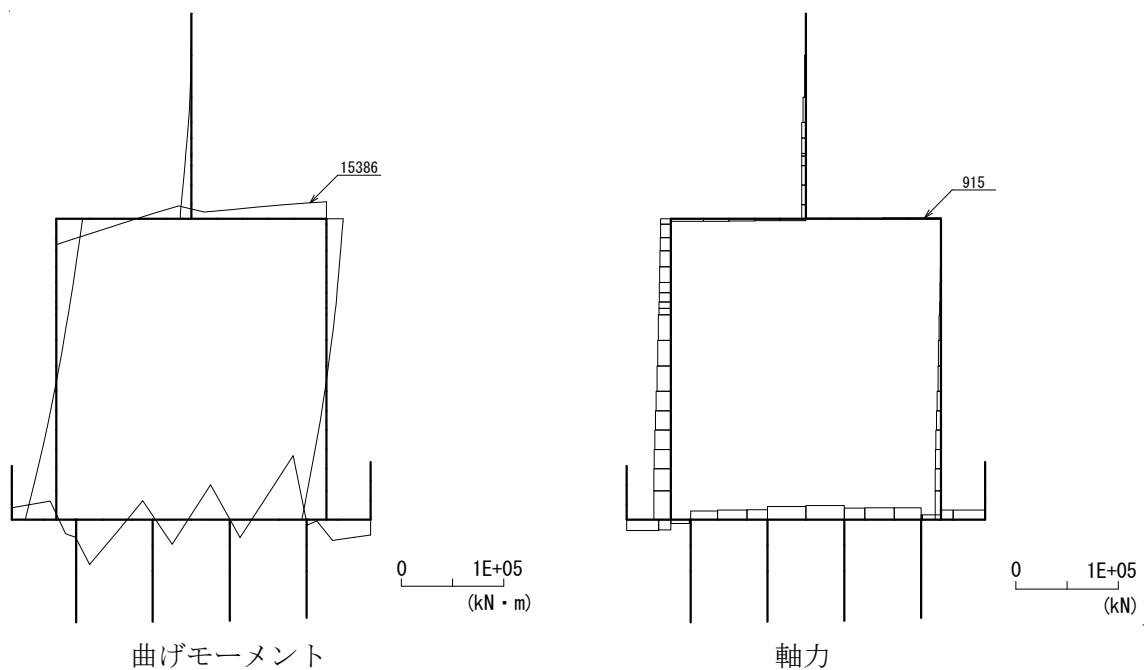


図 5.1-6 (157) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-31 (H-，V+)， $t=8.90s$)

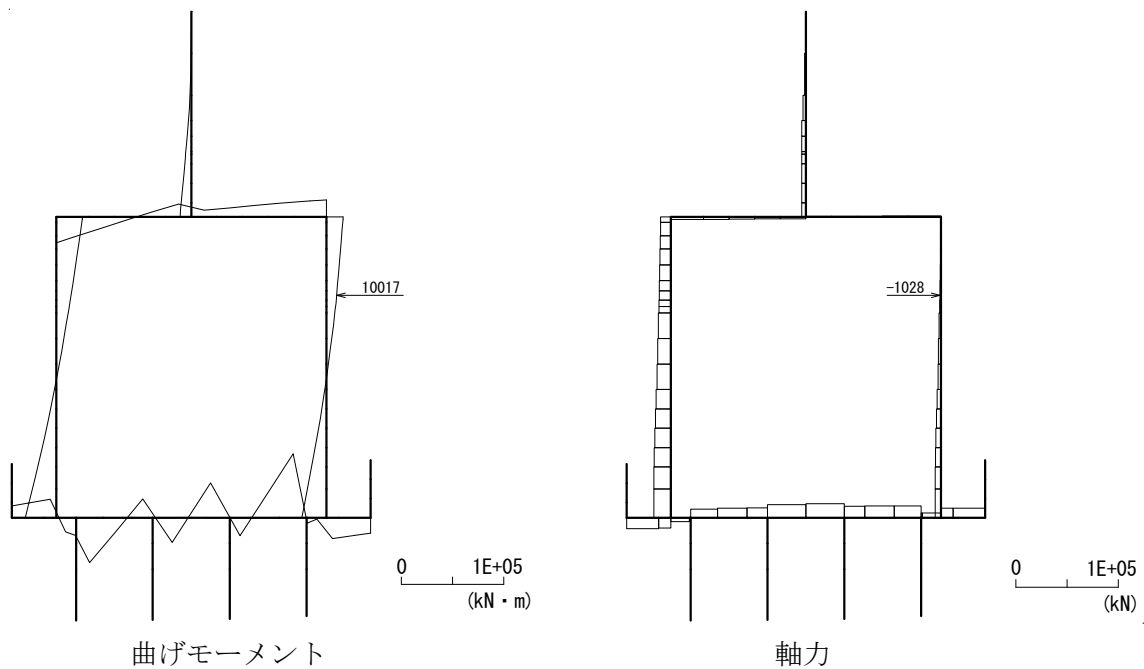


図 5.1-6 (158) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.90s$)

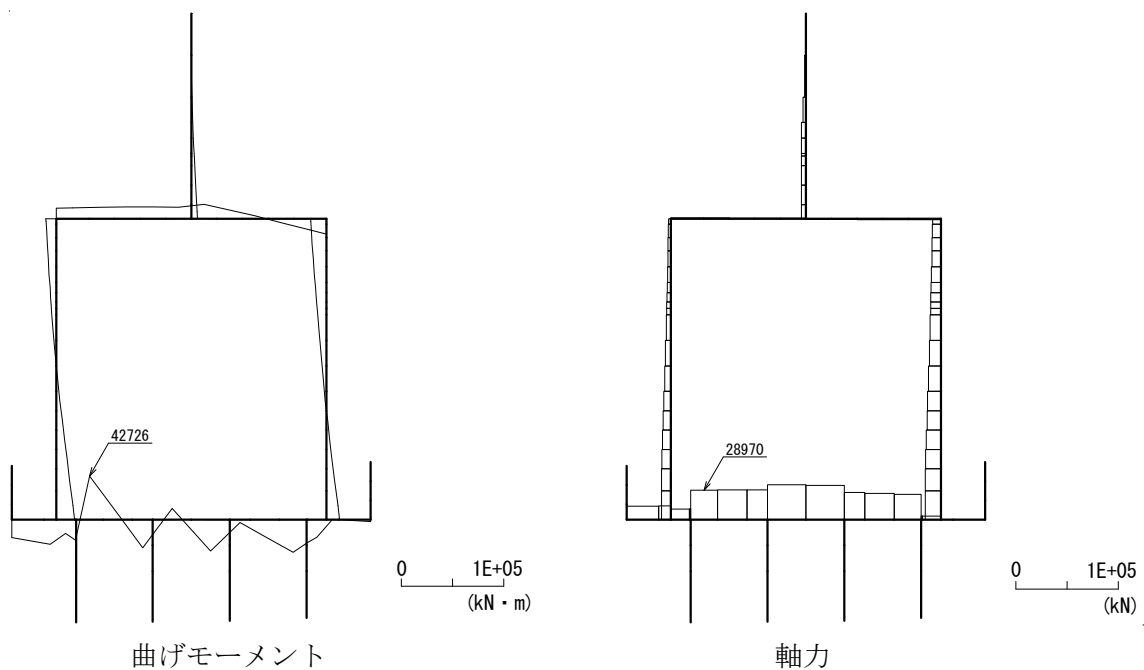


図 5.1-6 (159) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 9.61s$)

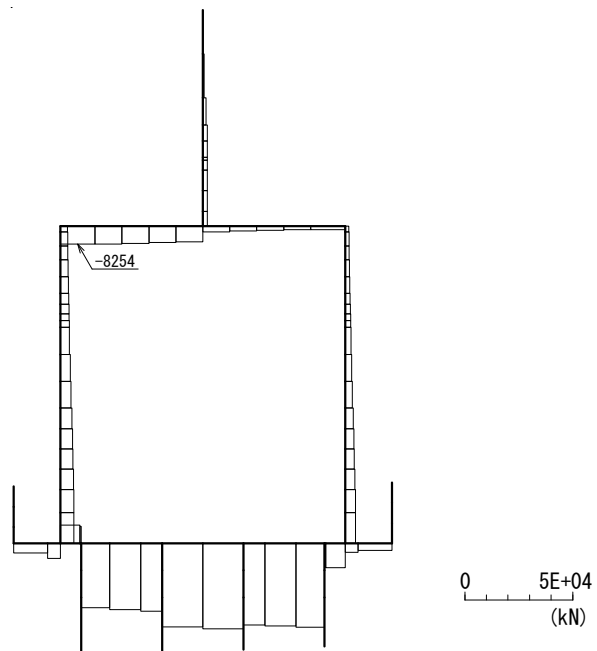


図 5.1-6 (160) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.87s$)

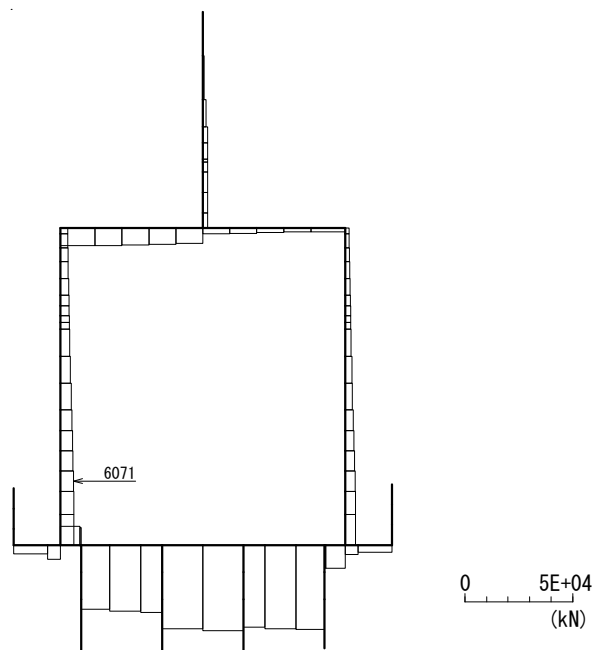


図 5.1-6 (161) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.89s$)

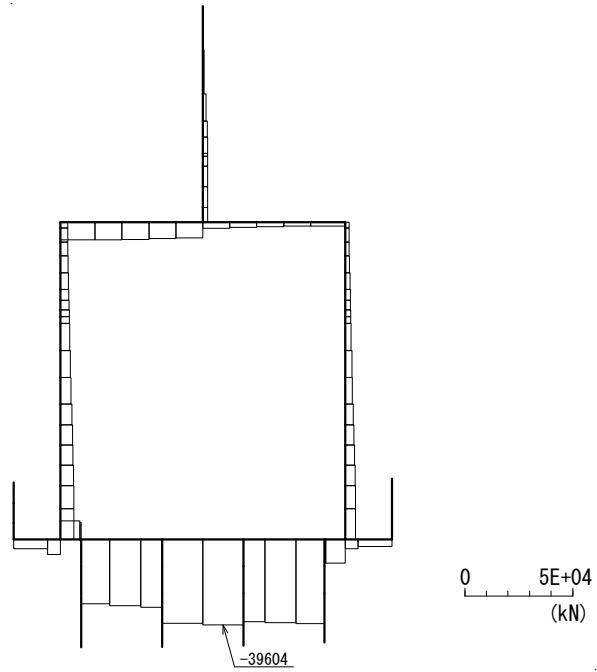


図 5.1-6 (162) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.88s$)

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

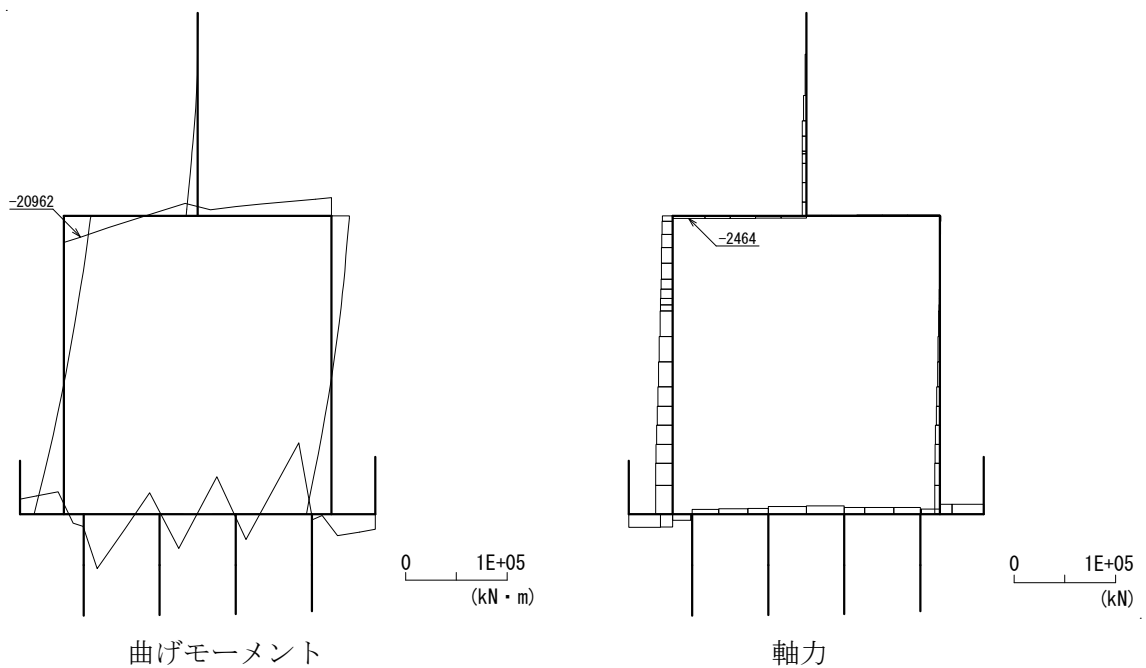


図 5.1-6 (163) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.92s$)

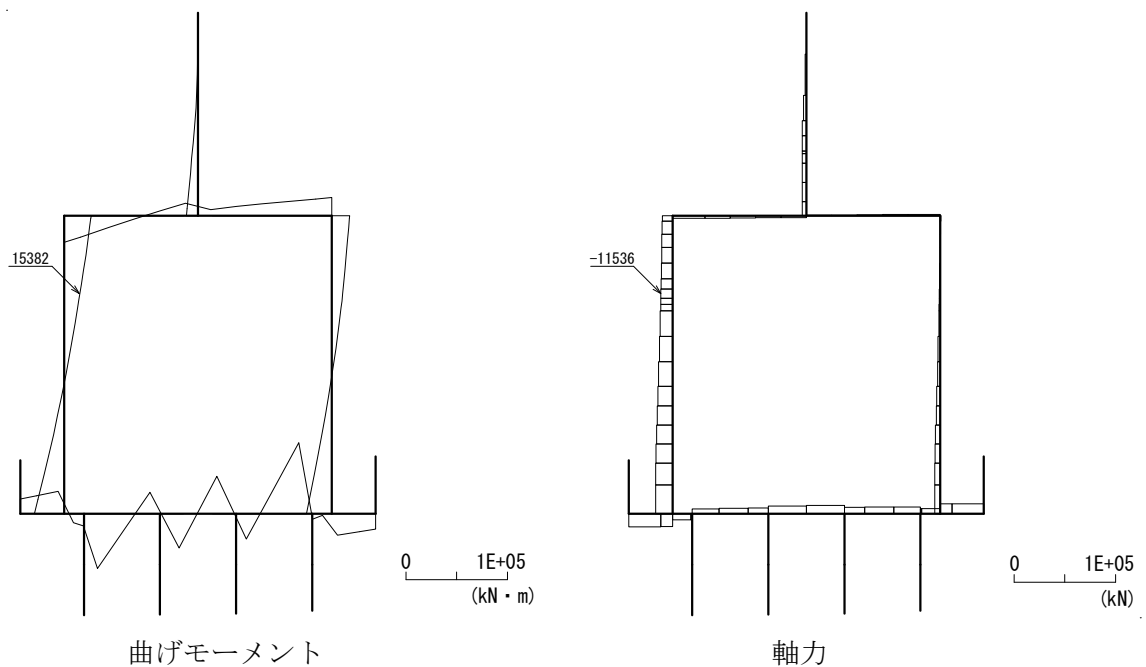


図 5.1-6 (164) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.92s$)

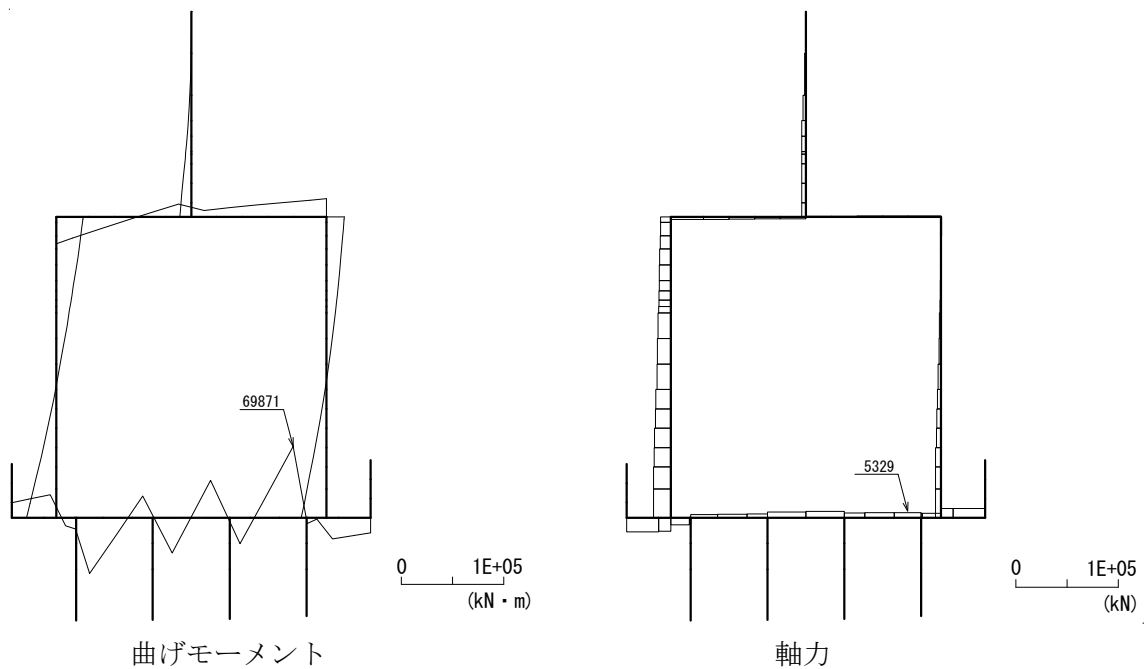


図 5.1-6 (165) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.91s$)

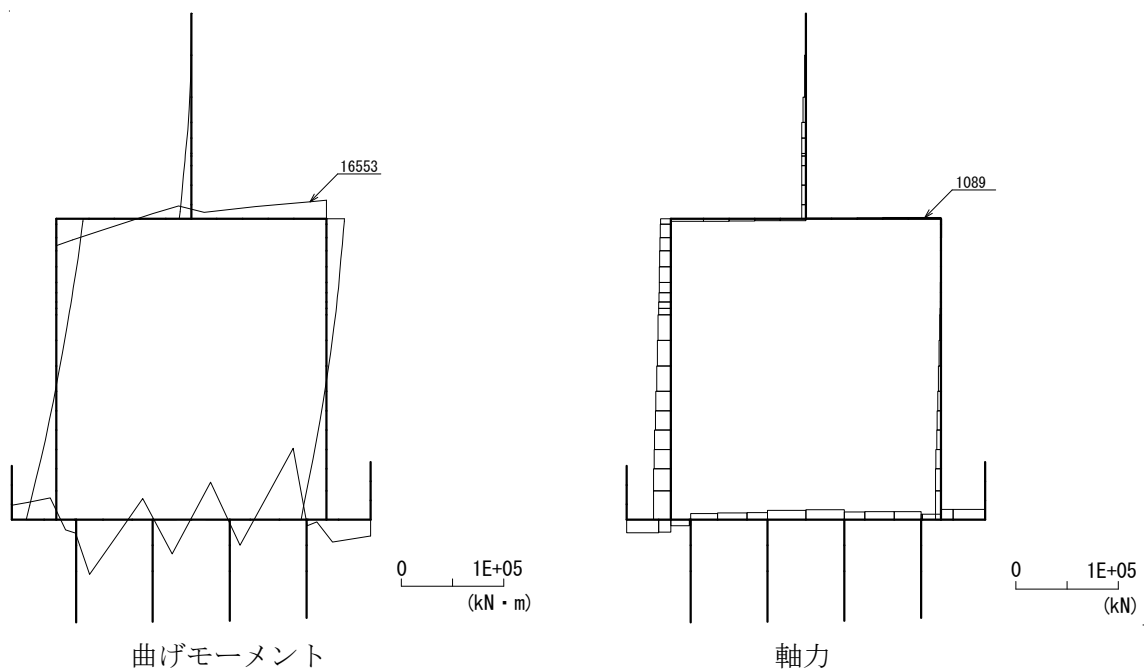


図 5.1-6 (166) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.93s$)

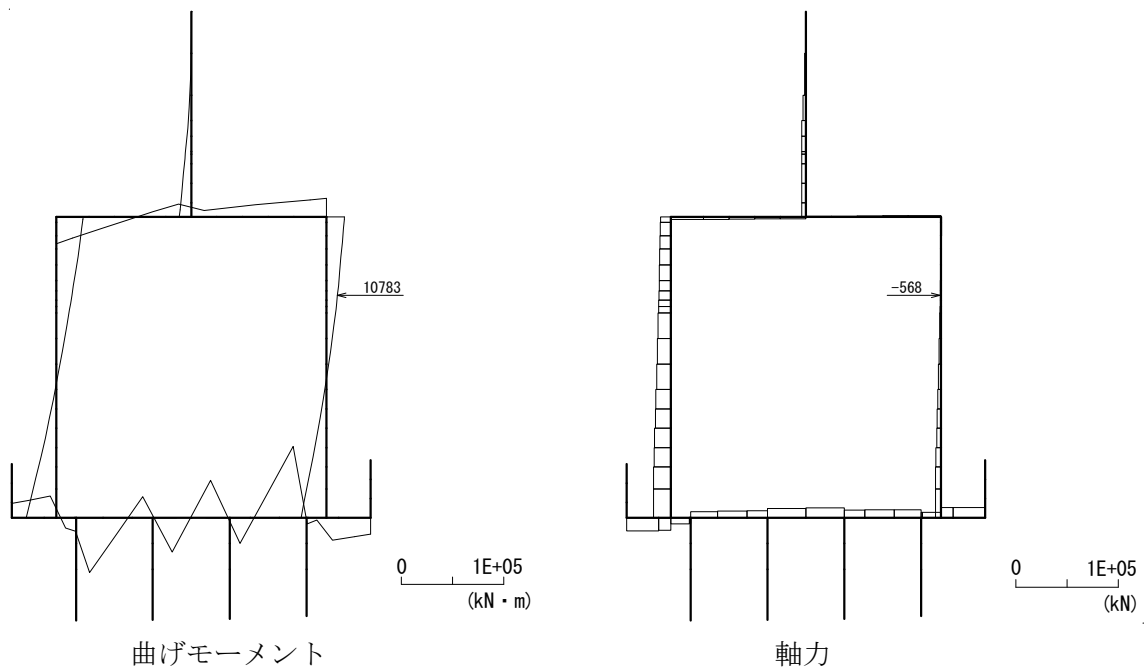


図 5.1-6 (167) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.93s$)

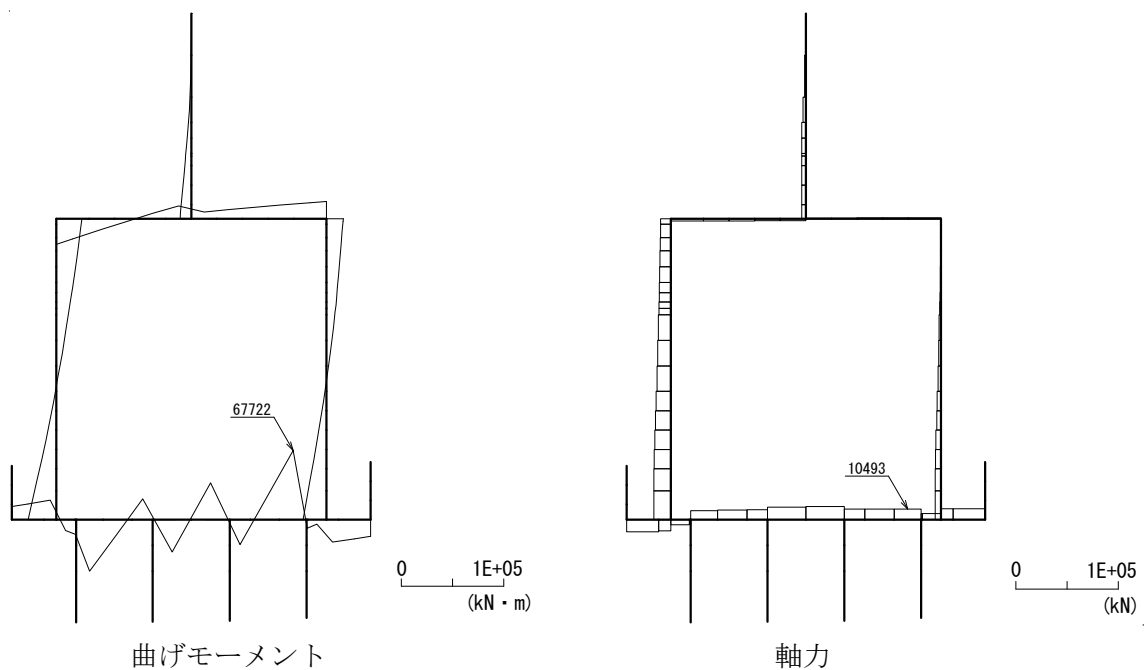


図 5.1-6 (168) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.95s$)

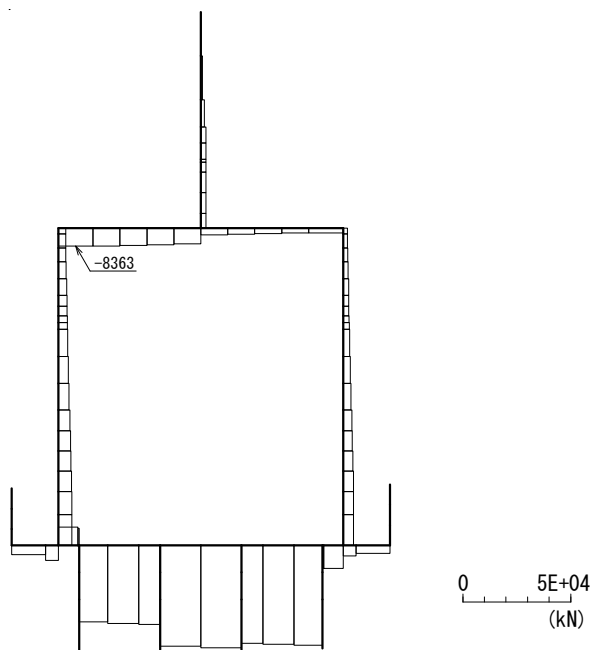


図 5.1-6 (169) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

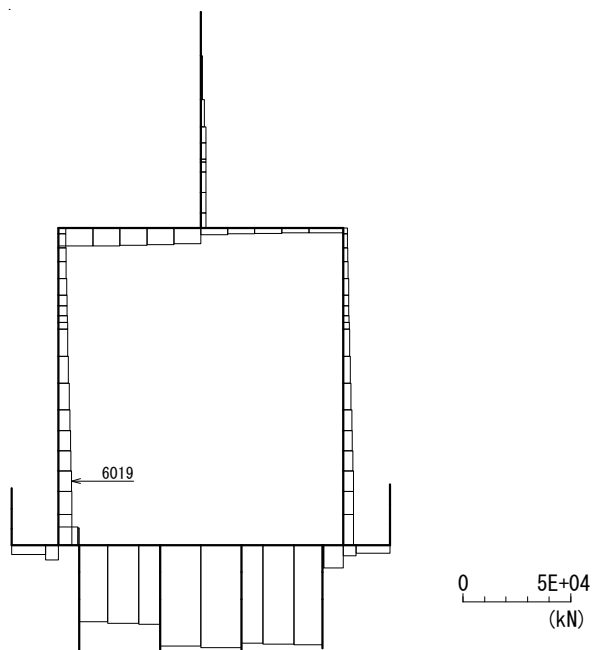


図 5.1-6 (170) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

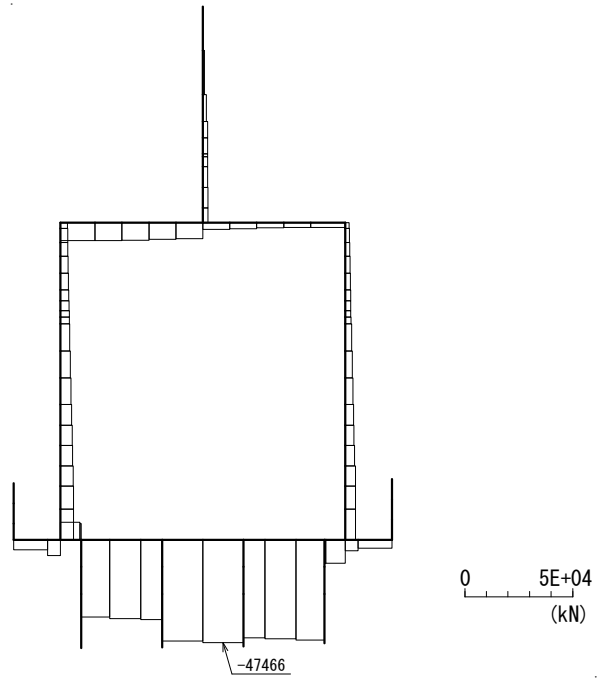


図 5.1-6 (171) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.91s$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

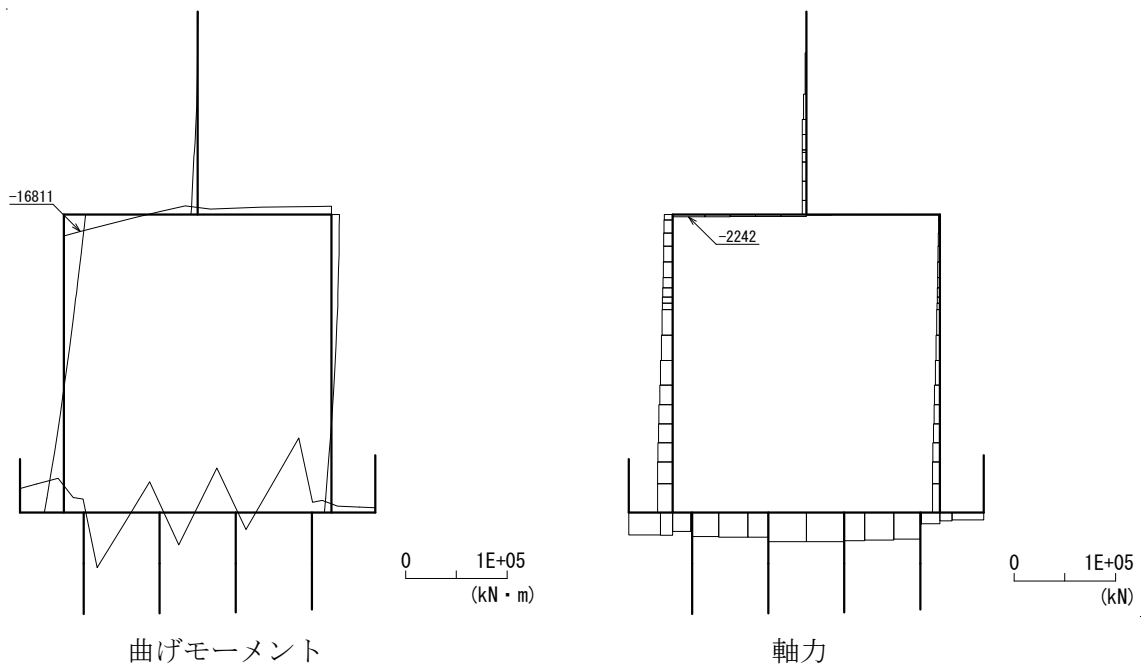


図 5.1-6 (172) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.93s$ ）

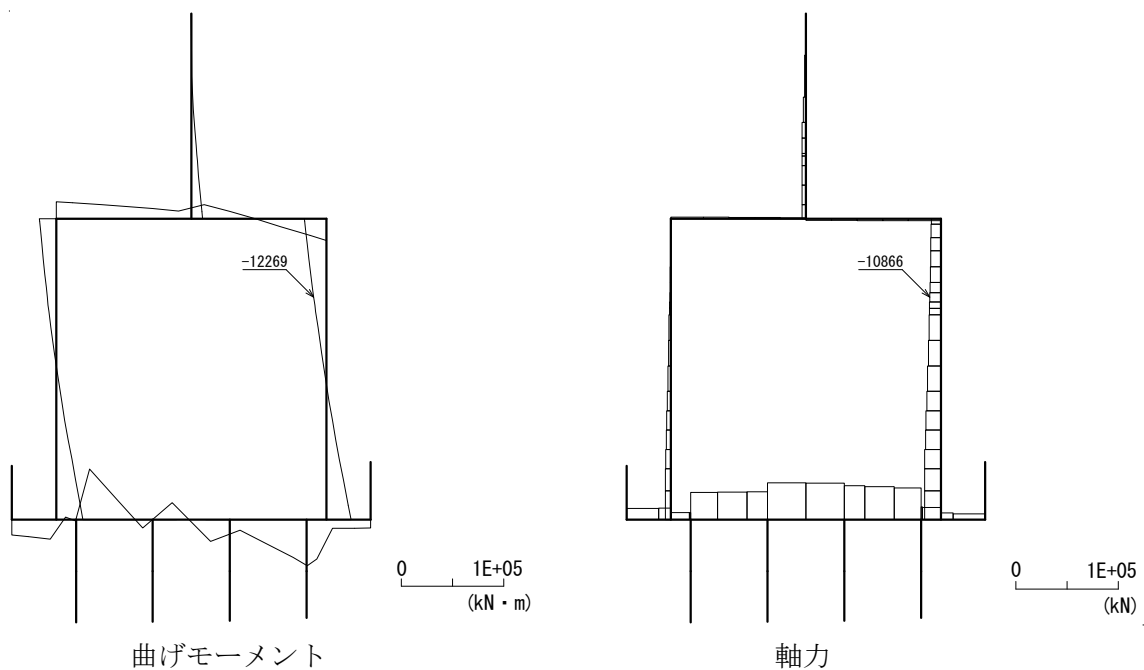


図 5.1-6 (173) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.53s$ ）

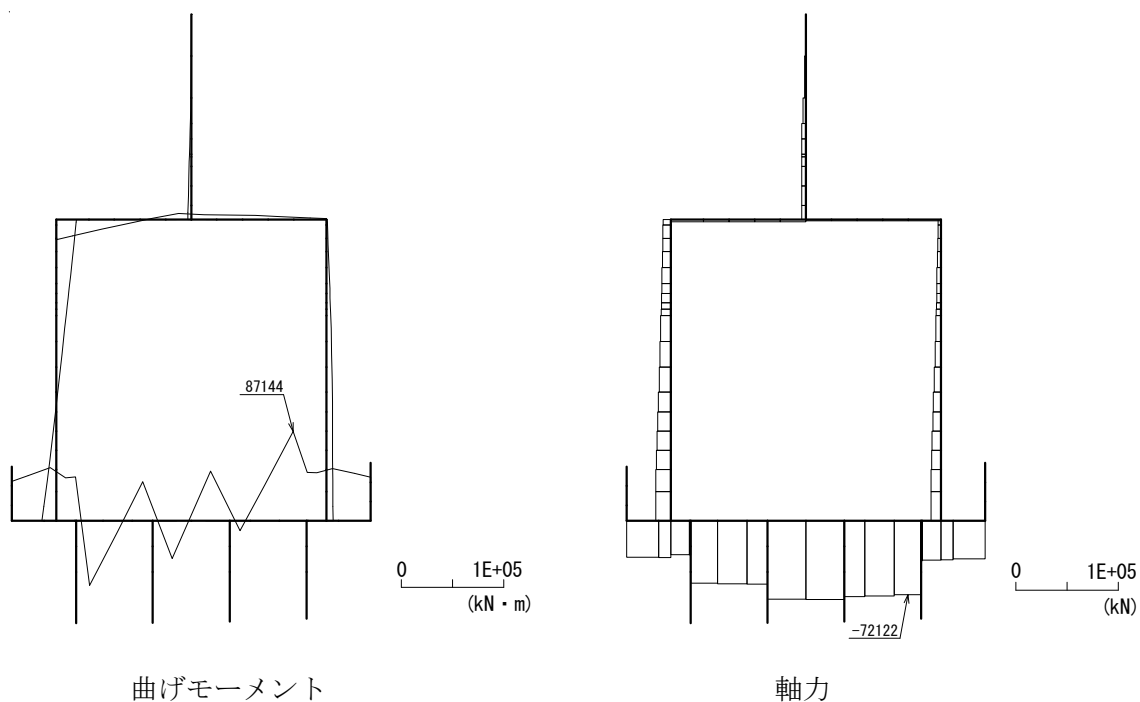


図 5.1-6 (174) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=9.11s$)

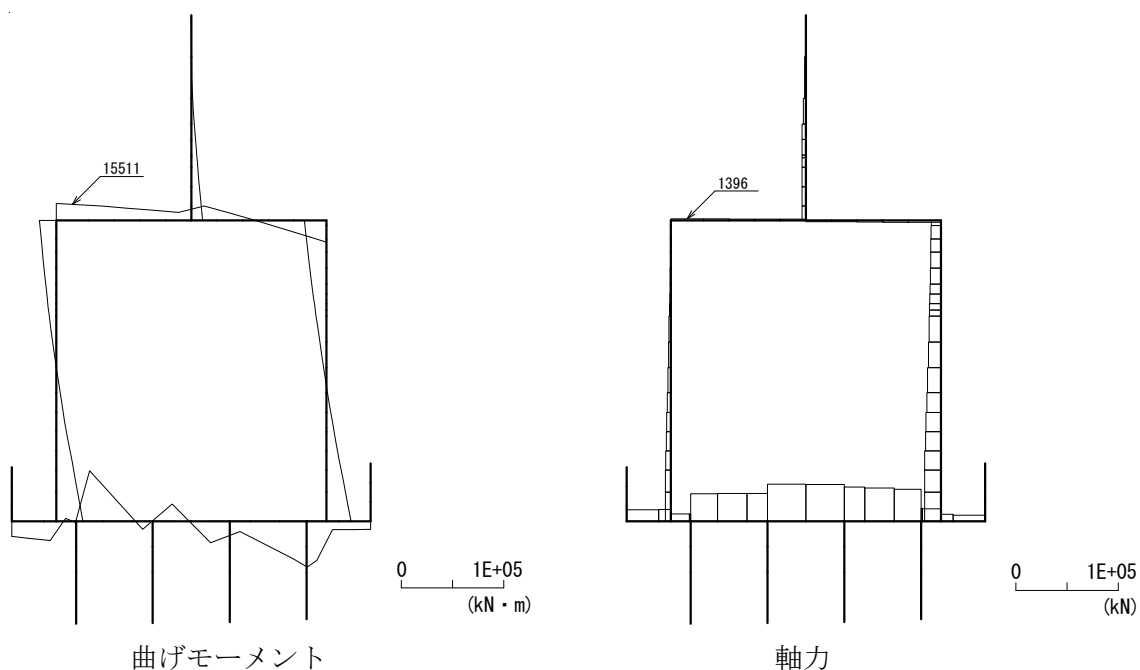


図 5.1-6 (175) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.53s$)

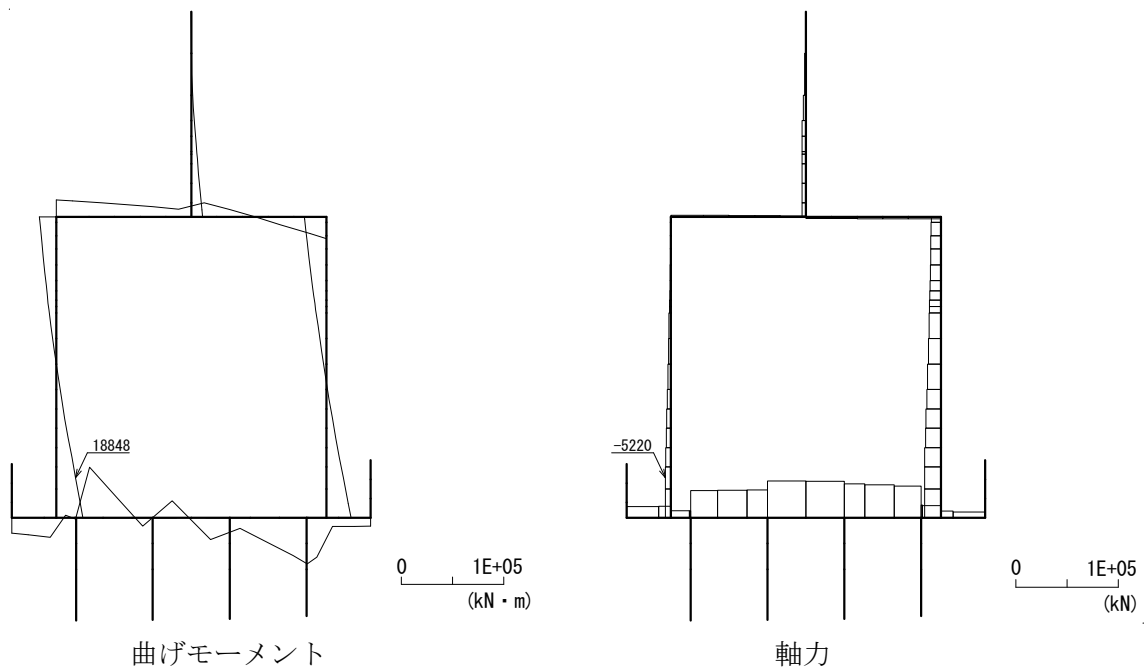


図 5.1-6 (176) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.53s$)

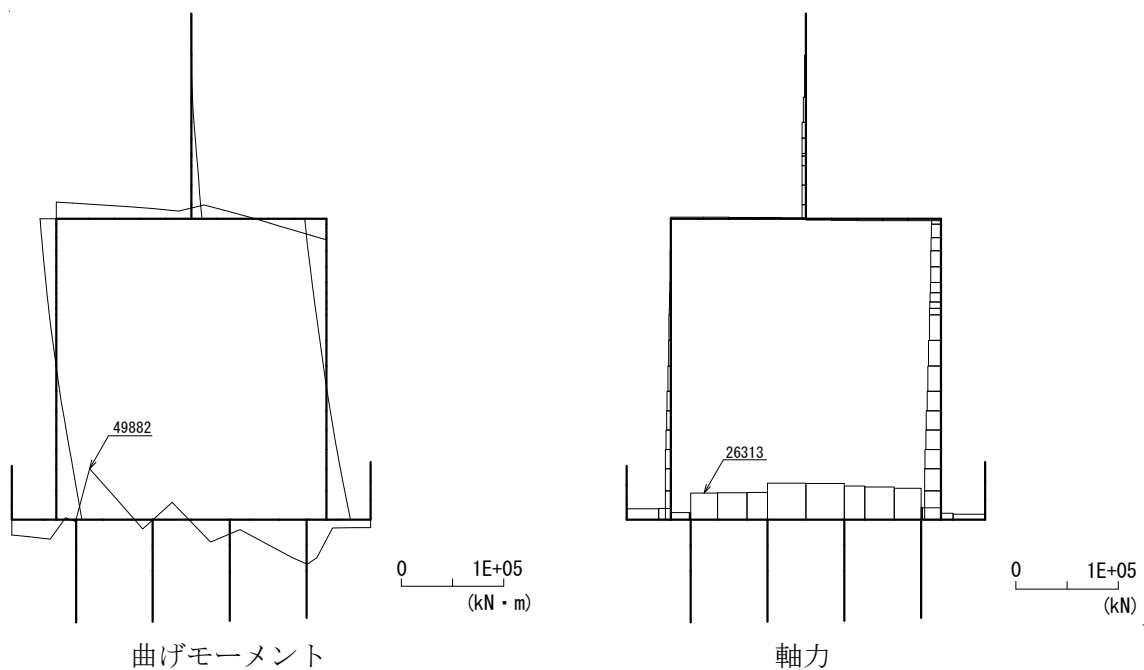


図 5.1-6 (177) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.52s$)

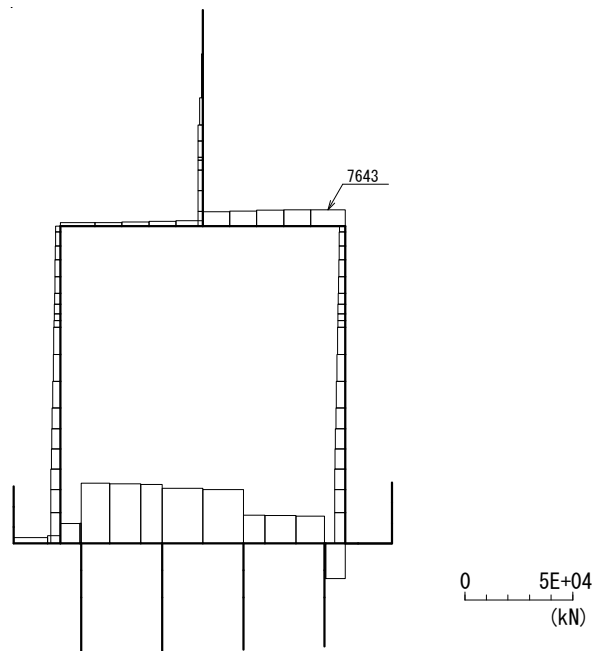


図 5.1-6 (178) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.53s$)

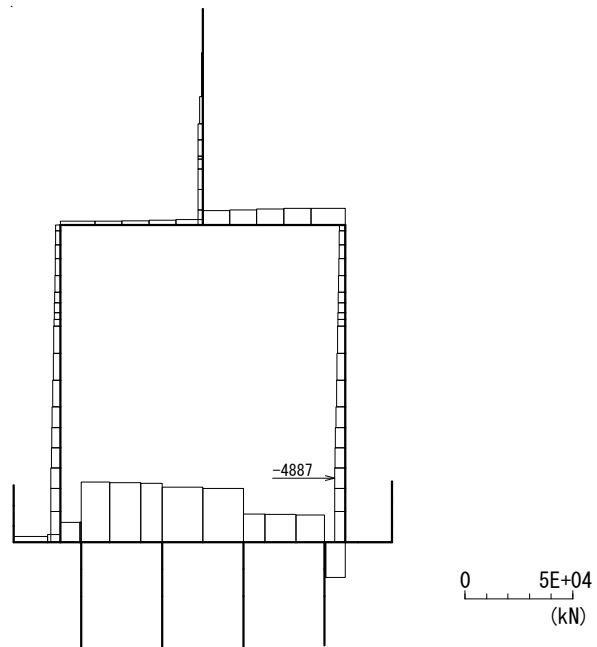


図 5.1-6 (179) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.53s$)

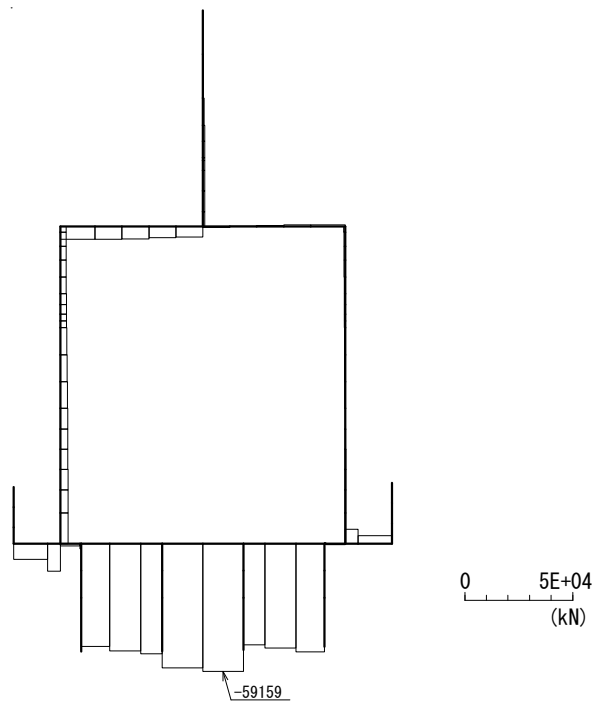


図 5.1-6 (180) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 9.06s$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

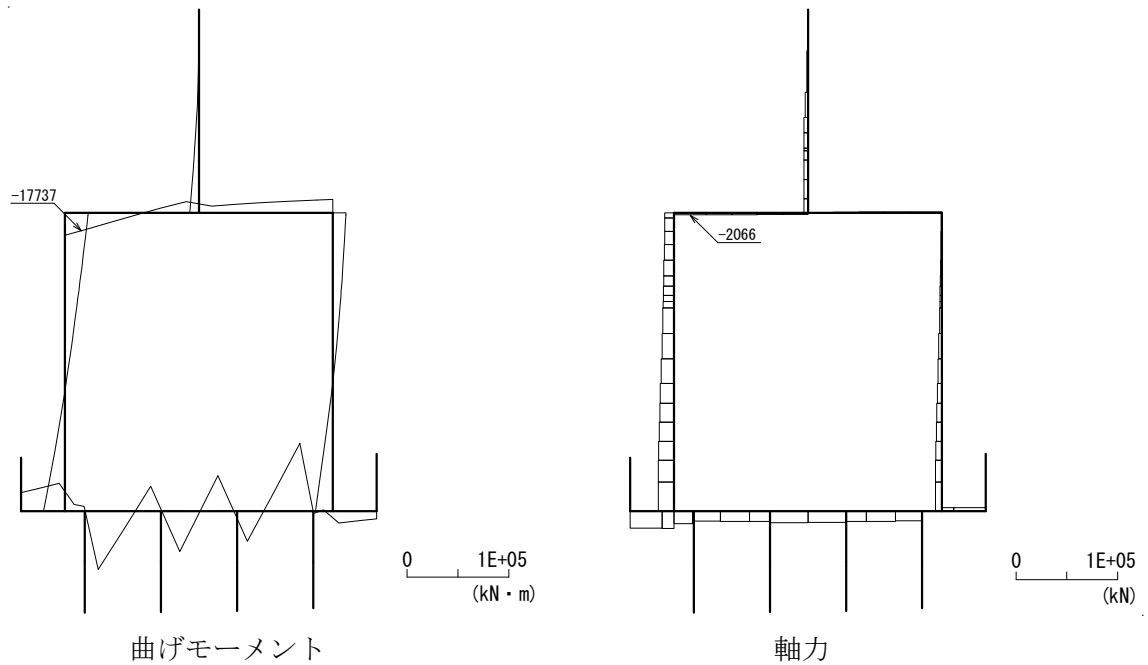


図 5.1-6 (181) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.93s$ ）

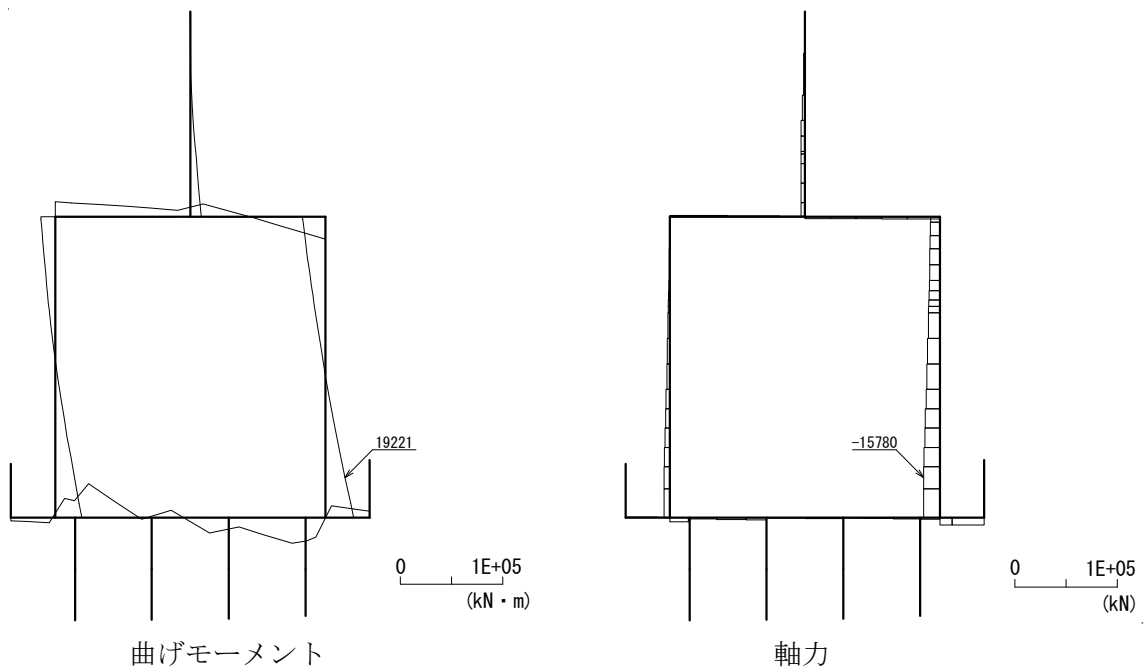


図 5.1-6 (182) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
（壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ （H-，V+）， $t = 8.51s$ ）

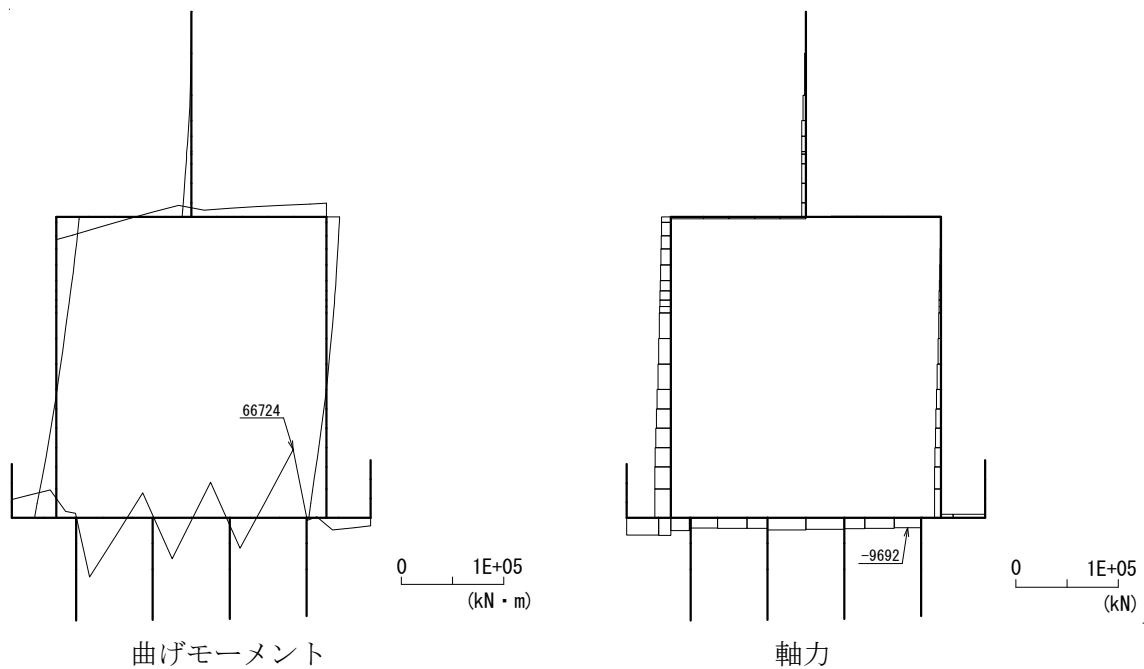


図 5.1-6 (183) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.93s$)

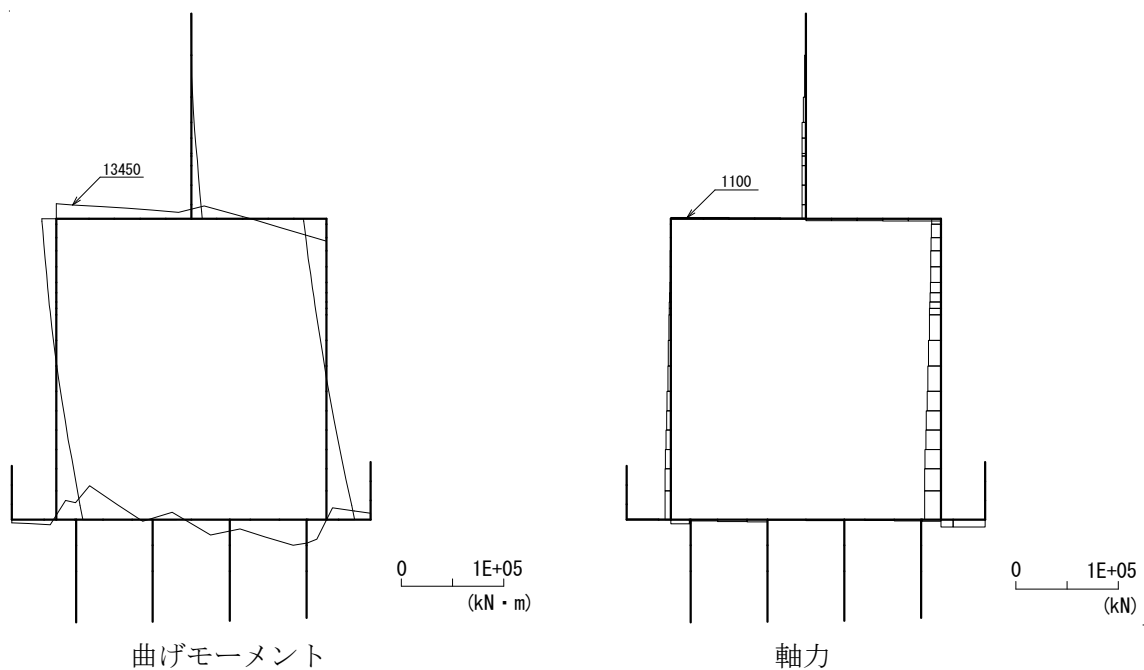


図 5.1-6 (184) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.51s$)

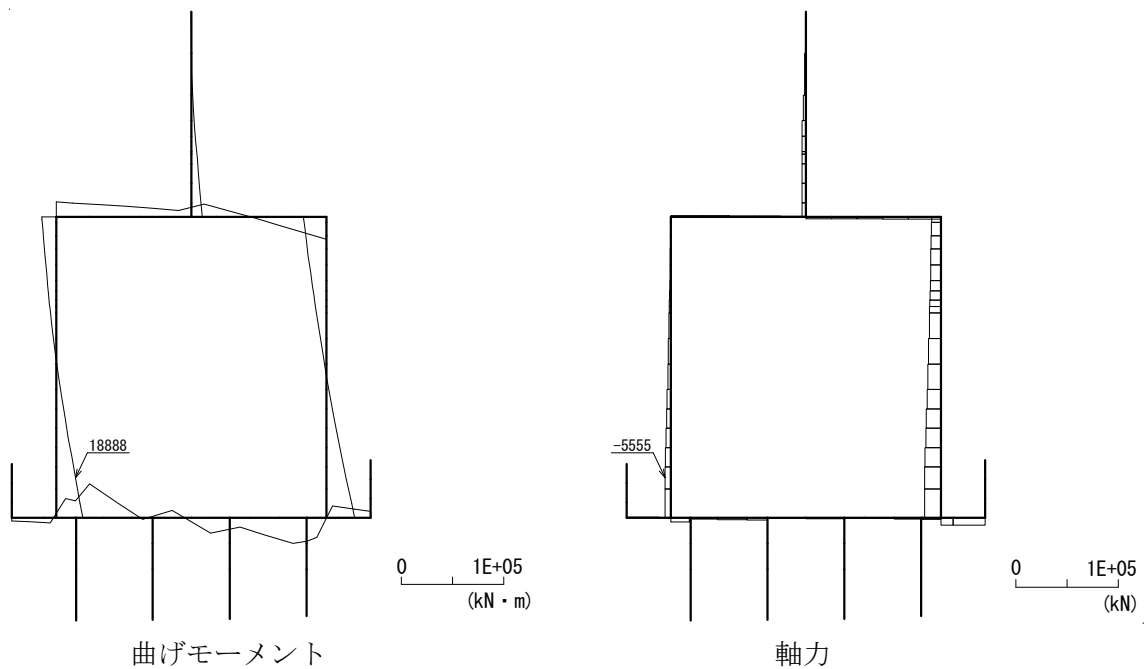


図 5.1-6 (185) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.51s$)

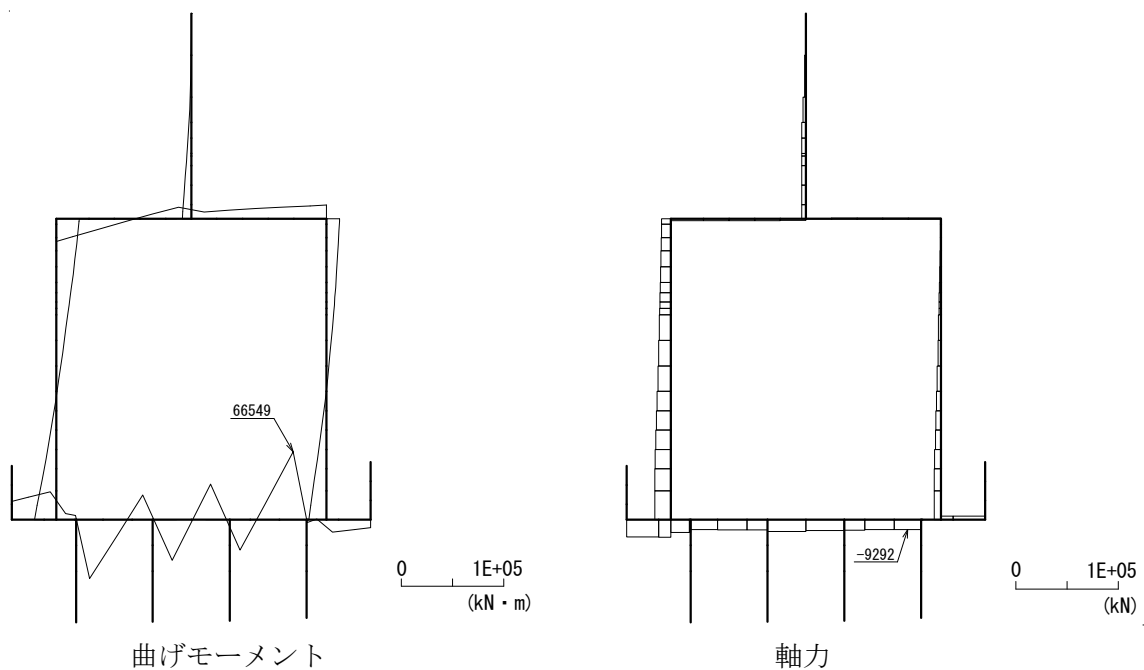


図 5.1-6 (186) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.92s$)

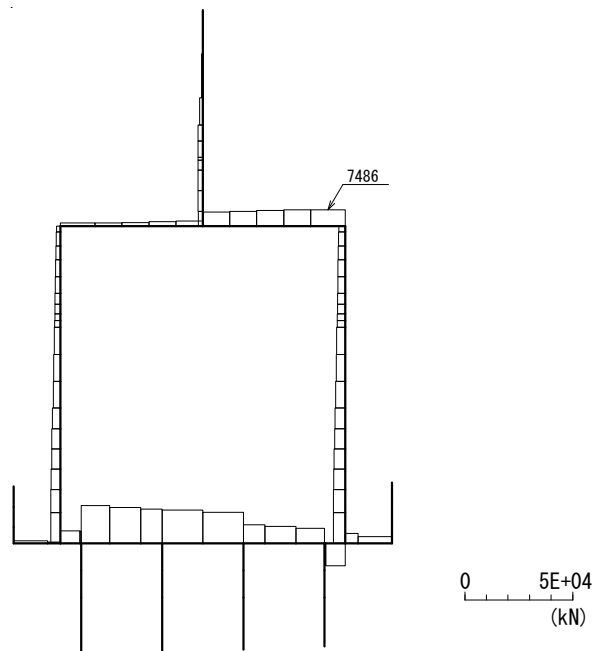


図 5.1-6 (187) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.51s$)

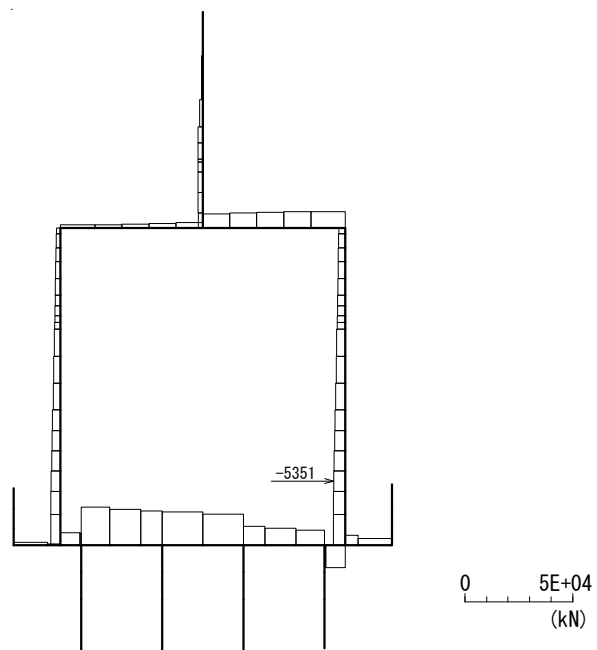


図 5.1-6 (188) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.51s$)

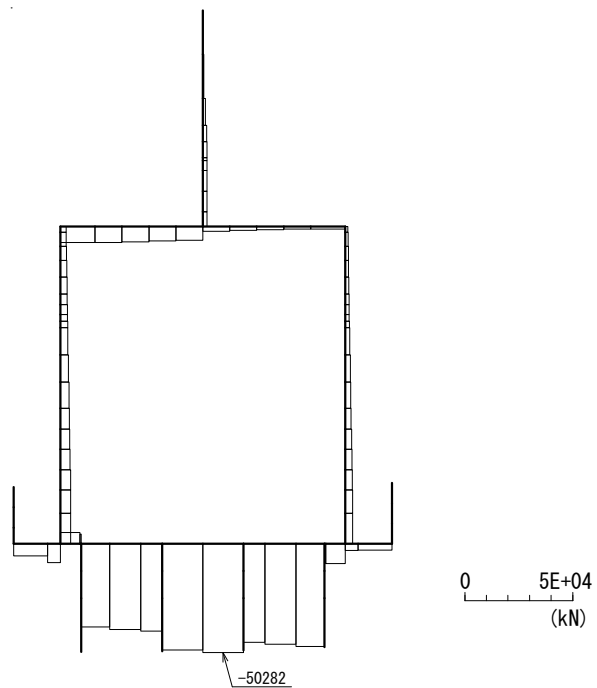


図 5.1-6 (189) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.93s$)

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

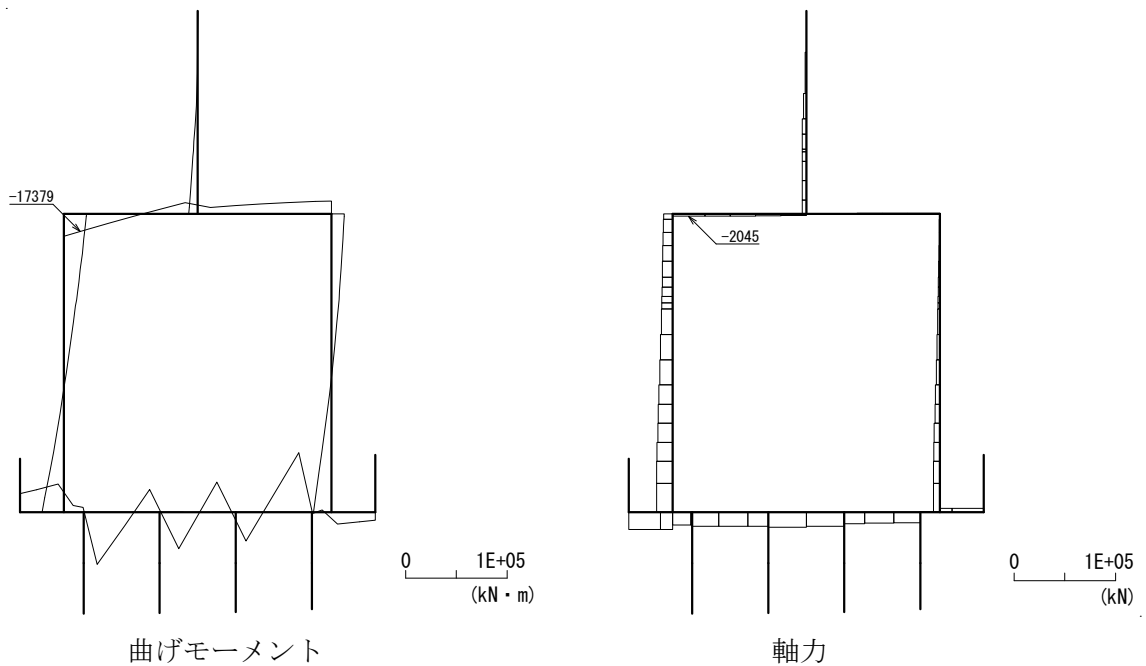


図 5.1-6 (190) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

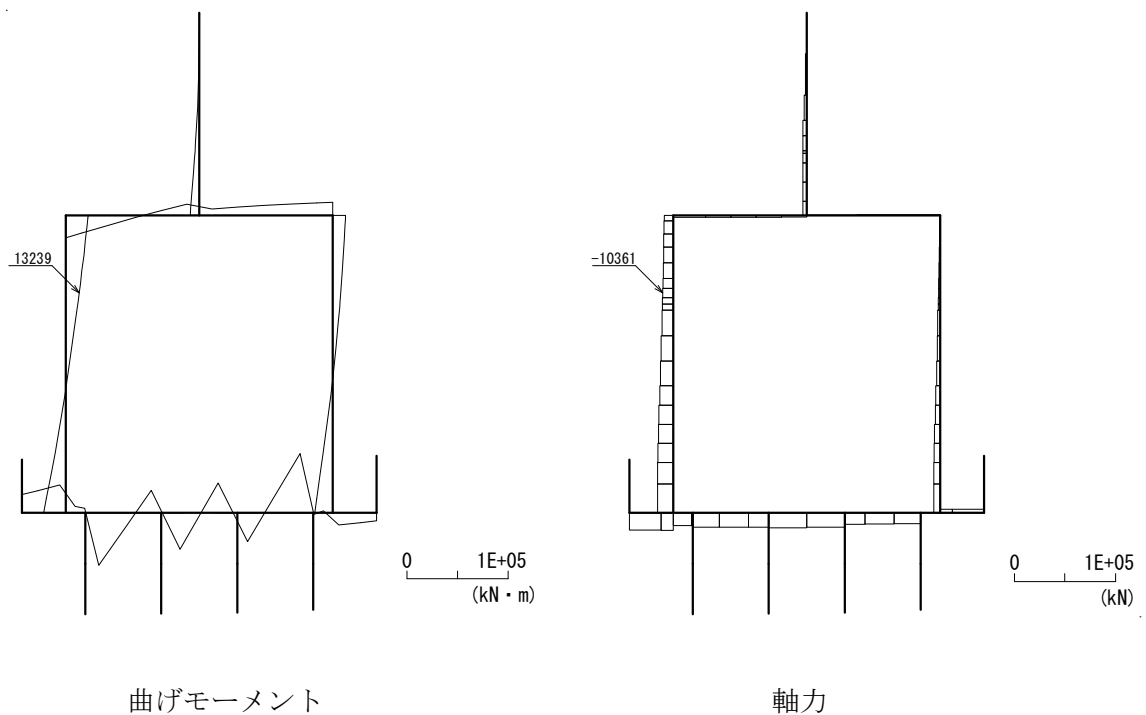


図 5.1-6 (191) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

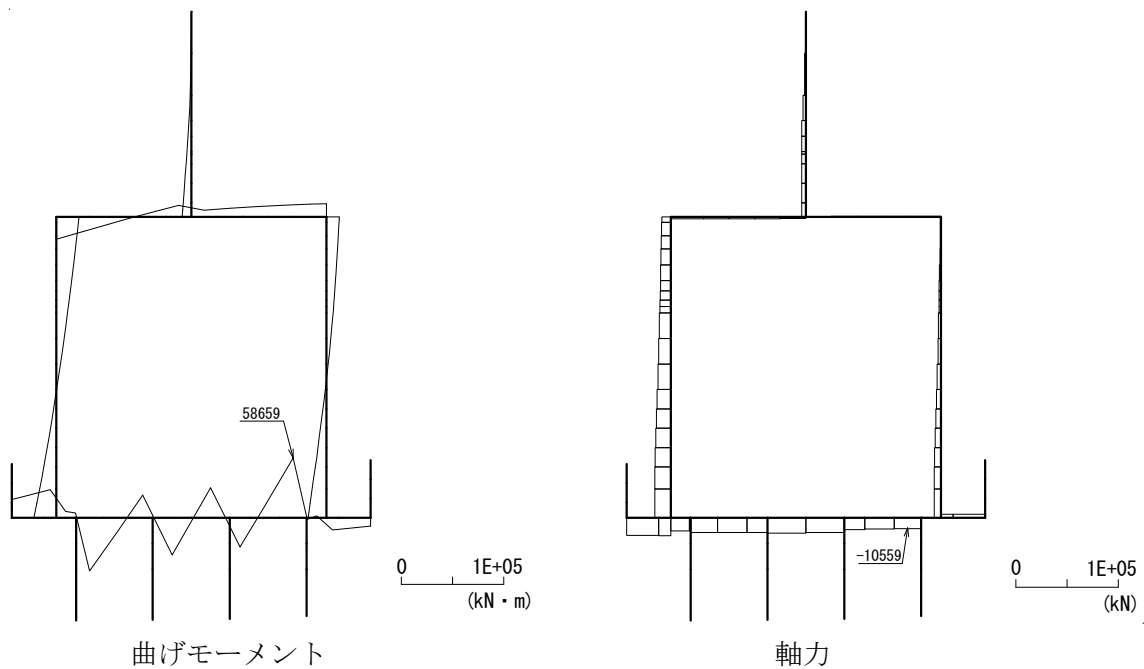


図 5.1-6 (192) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

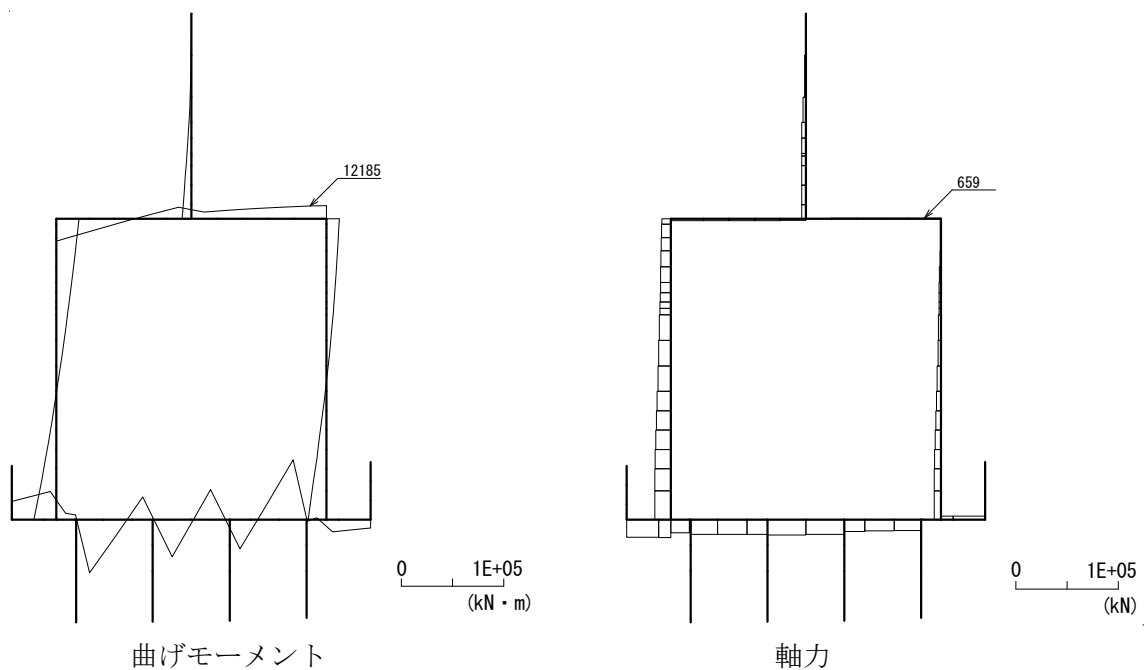


図 5.1-6 (193) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

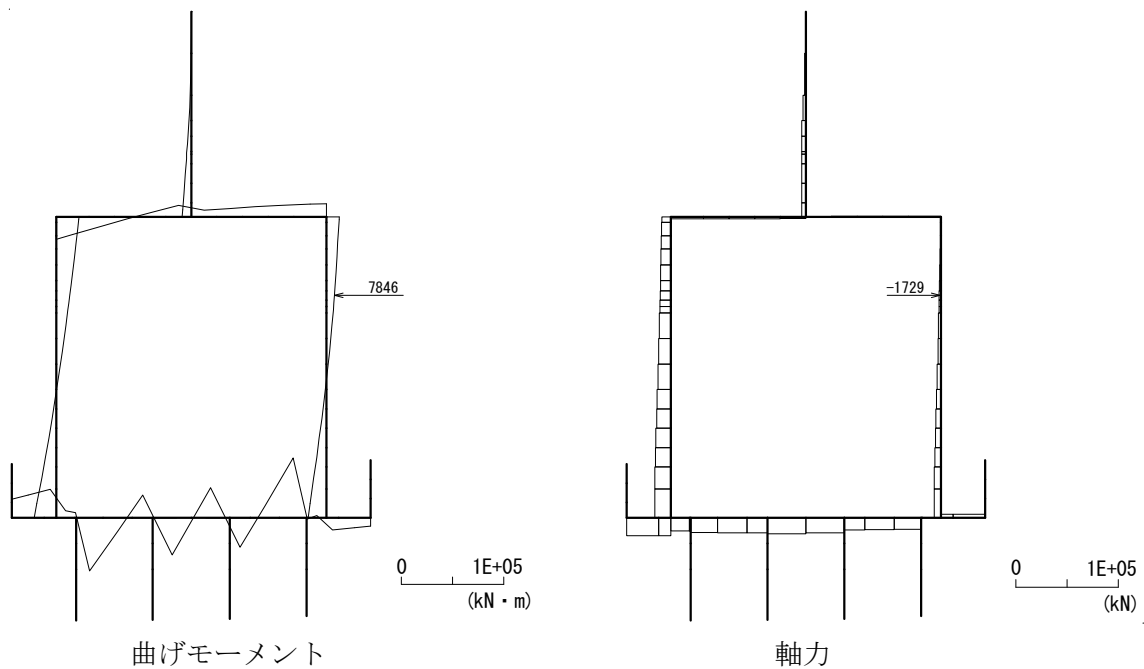


図 5.1-6 (194) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 8.93s$)

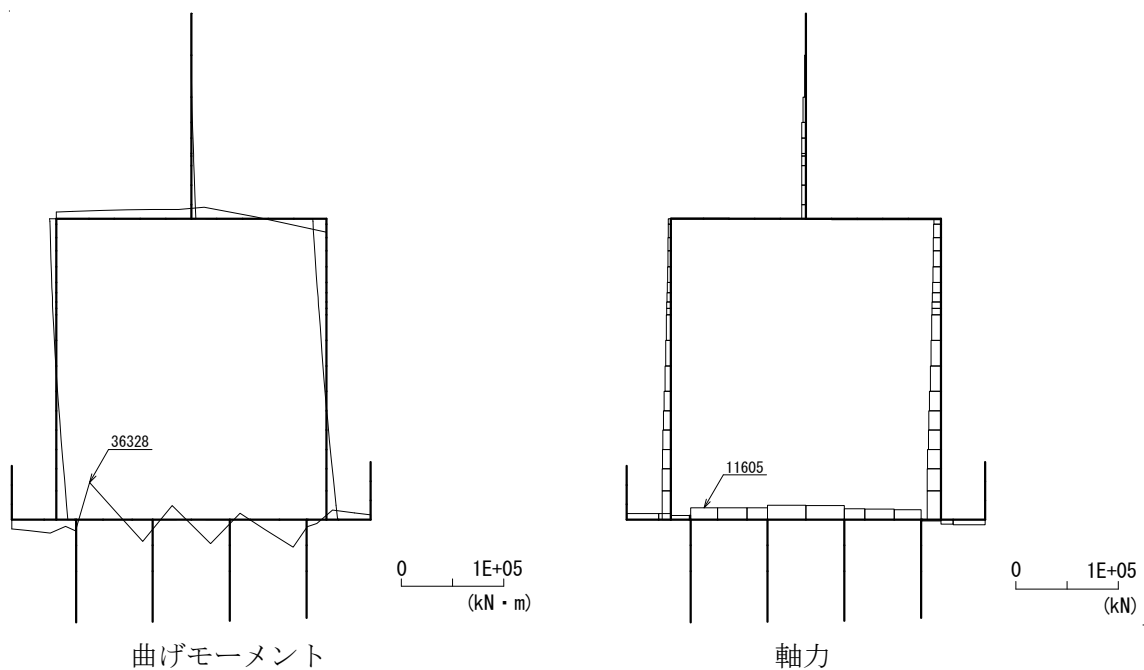


図 5.1-6 (195) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H-, V+)， $t = 9.79s$)

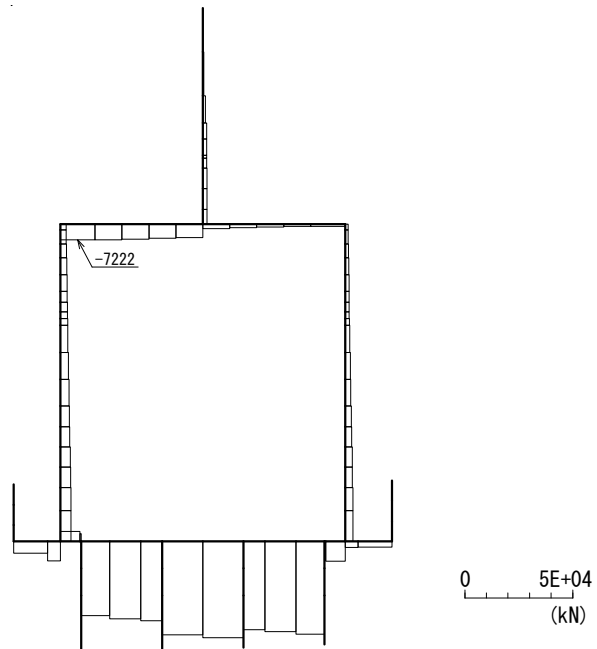


図 5.1-6 (196) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

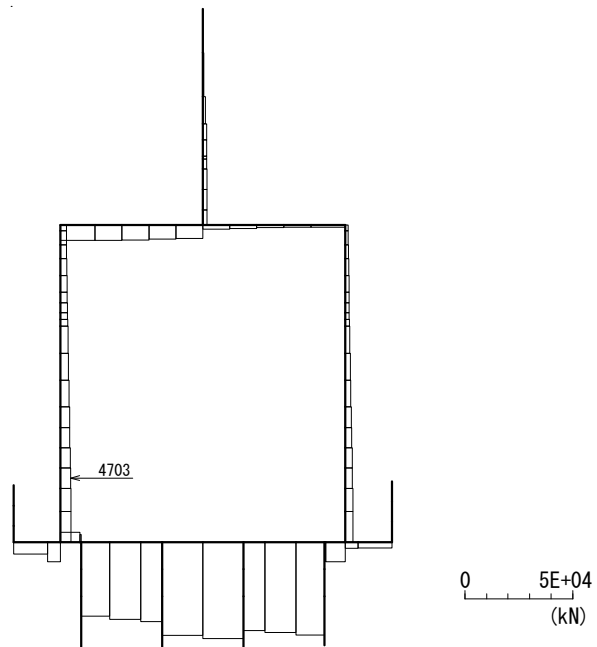


図 5.1-6 (197) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s-3.1$ (H-, V+), $t=8.92s$)

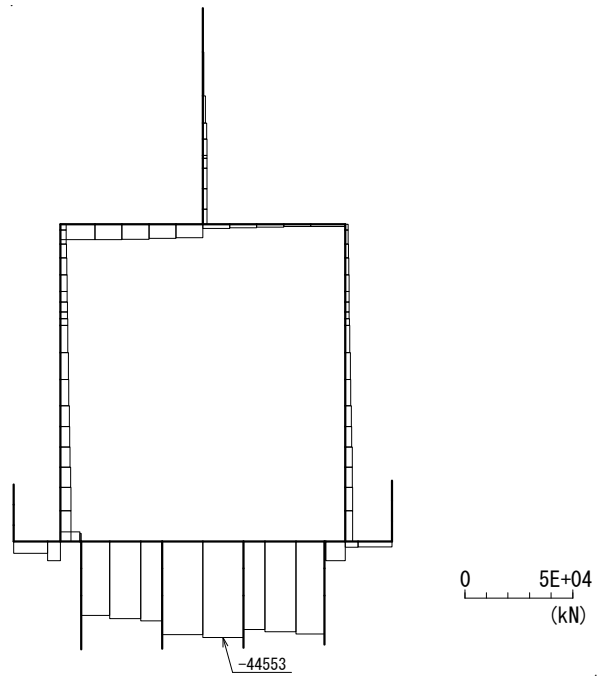


図 5.1-6 (198) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H-, V+), $t = 8.93s$)

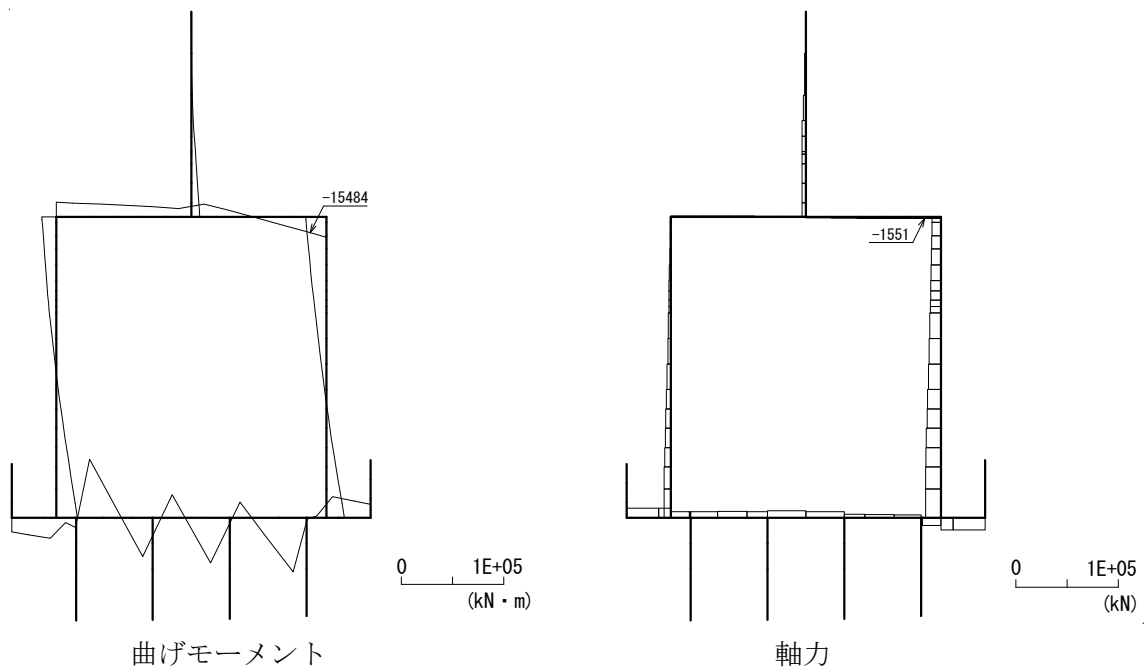


図 5.1-6 (199) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.92s$)

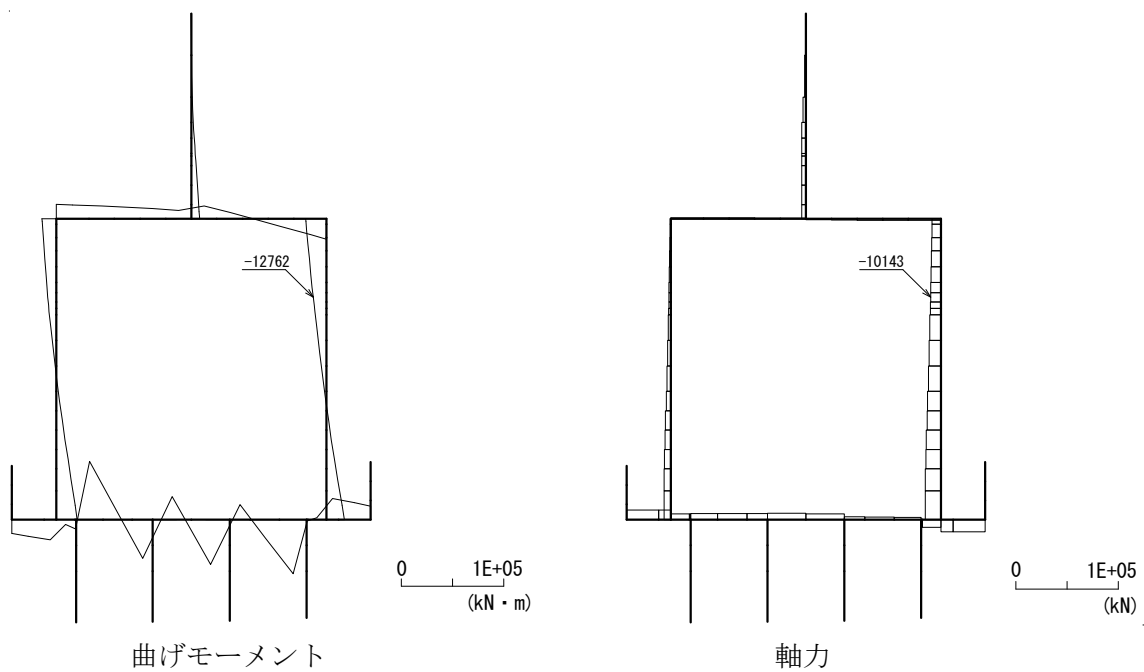


図 5.1-6 (200) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.91s$)

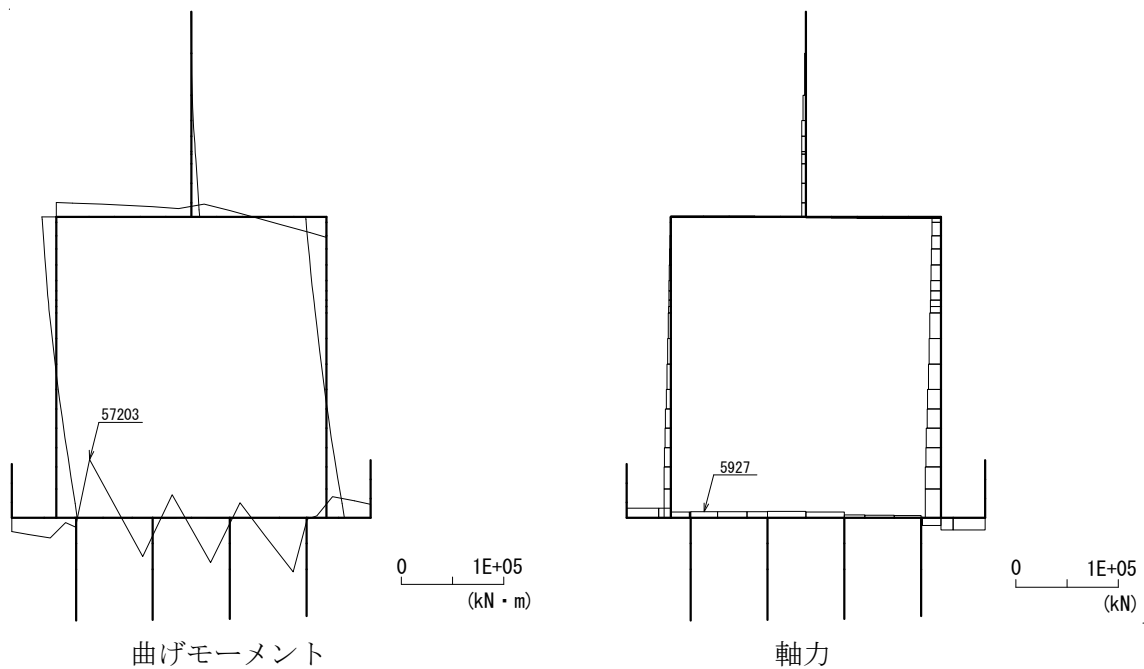


図 5.1-6 (201) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.91s$)

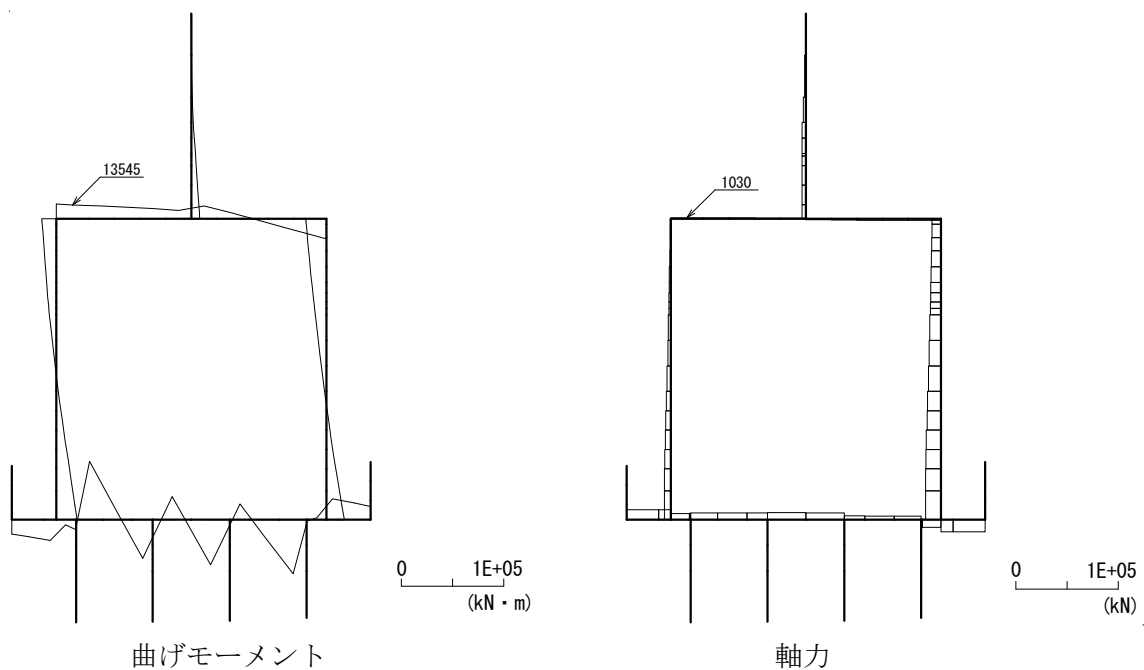


図 5.1-6 (202) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.93s$)

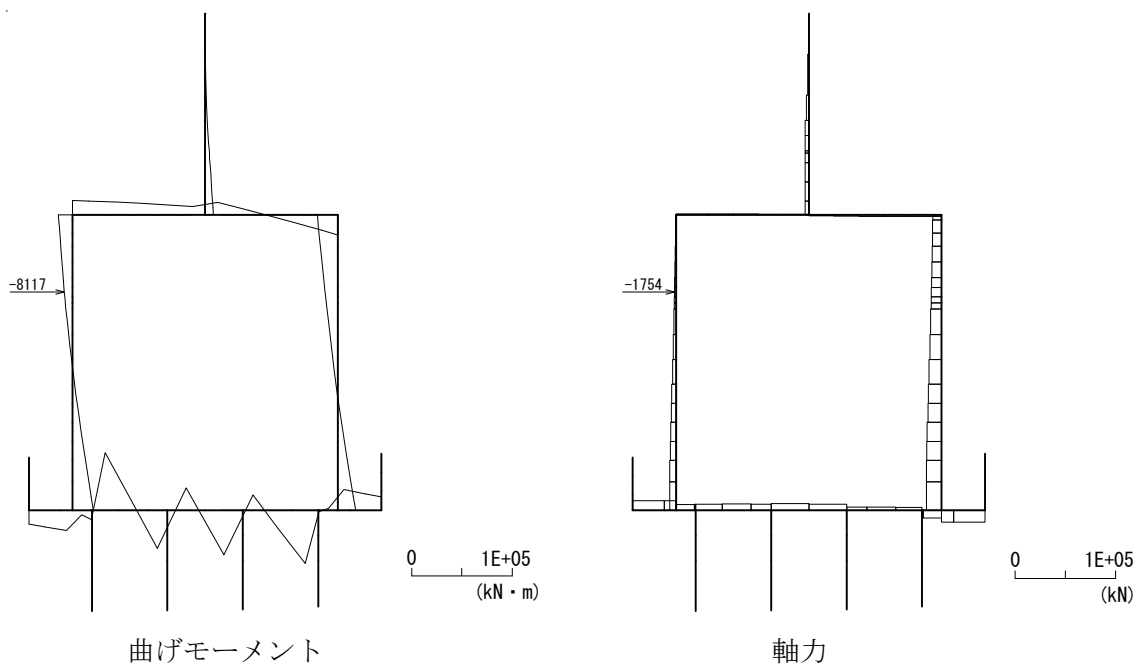


図 5.1-6 (203) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.92s$)

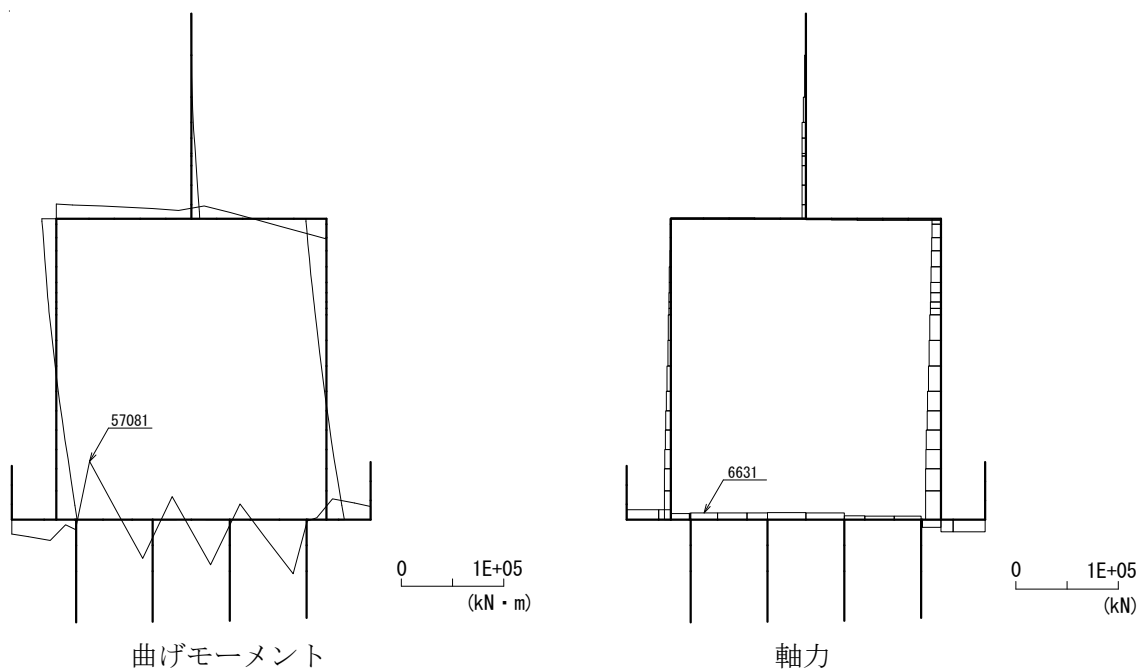


図 5.1-6 (204) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.93s$)

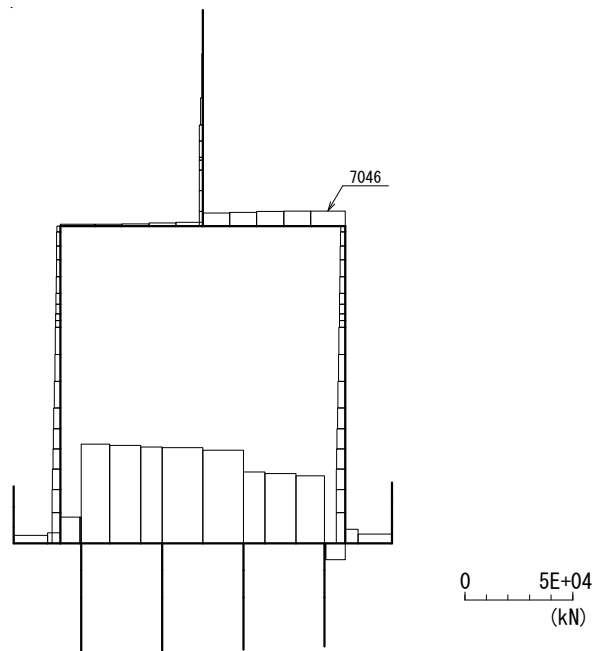


図 5.1-6 (205) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.90s$)

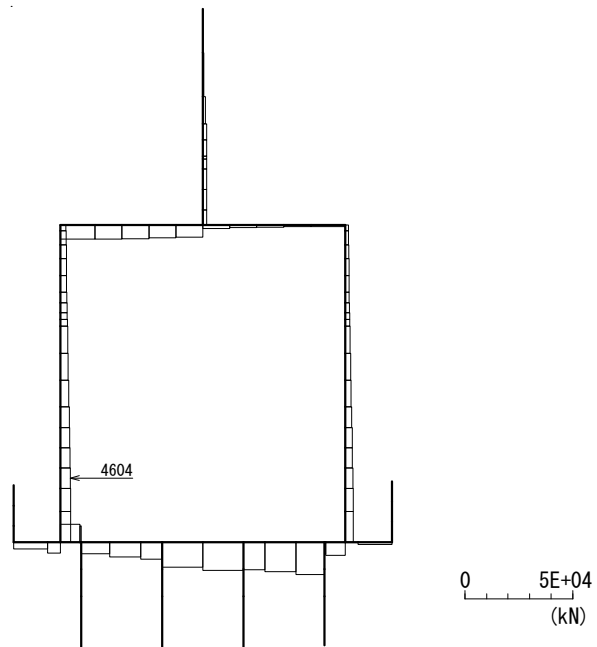


図 5.1-6 (206) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， $S_s - 3.1$ (H+, V+)， $t = 8.48s$)

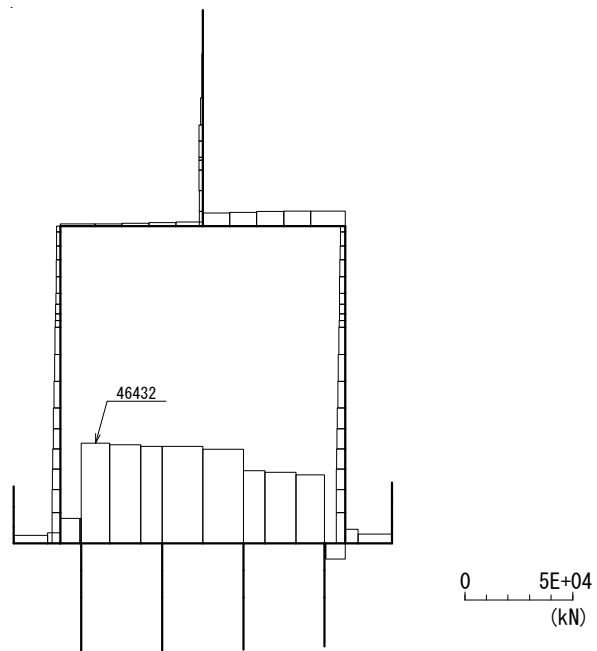


図 5.1-6 (207) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
 (底版部 せん断応力最大時刻, $S_s - 3.1$ (H+, V+), $t = 8.92s$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

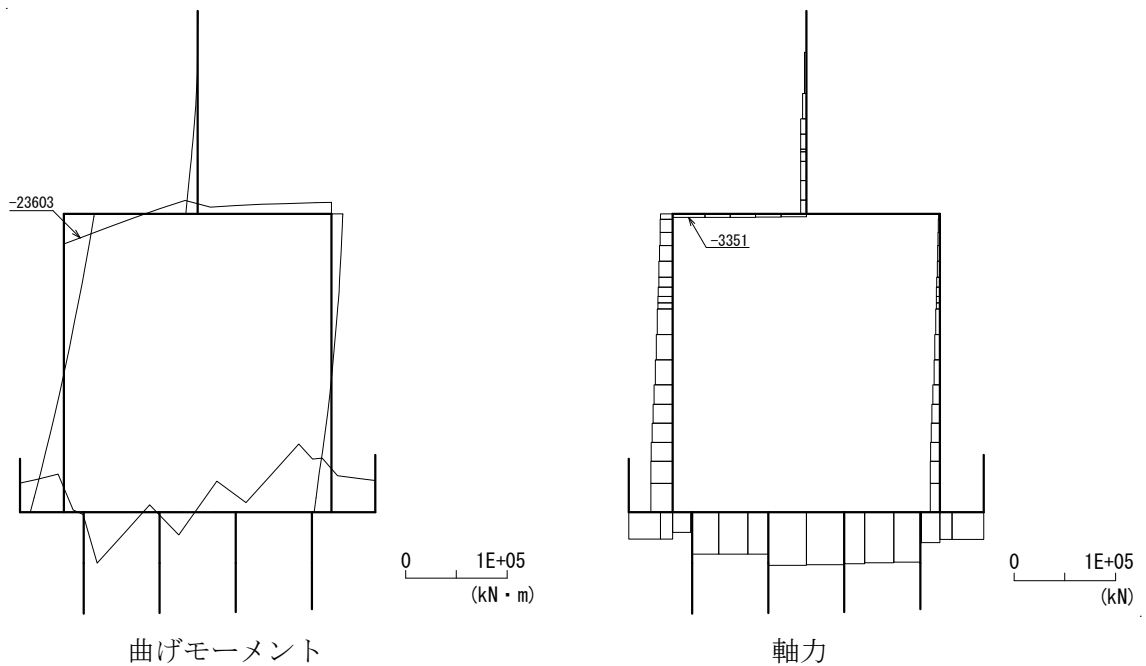


図 5.1-6 (208) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=44.34s$)

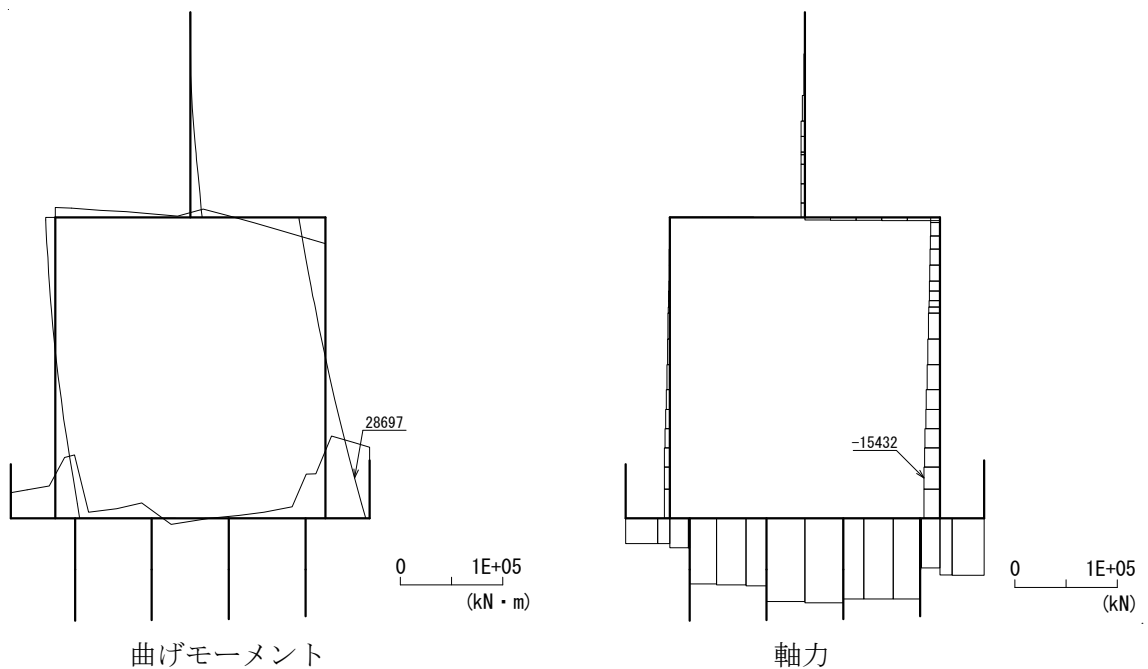


図 5.1-6 (209) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=53.99s$)

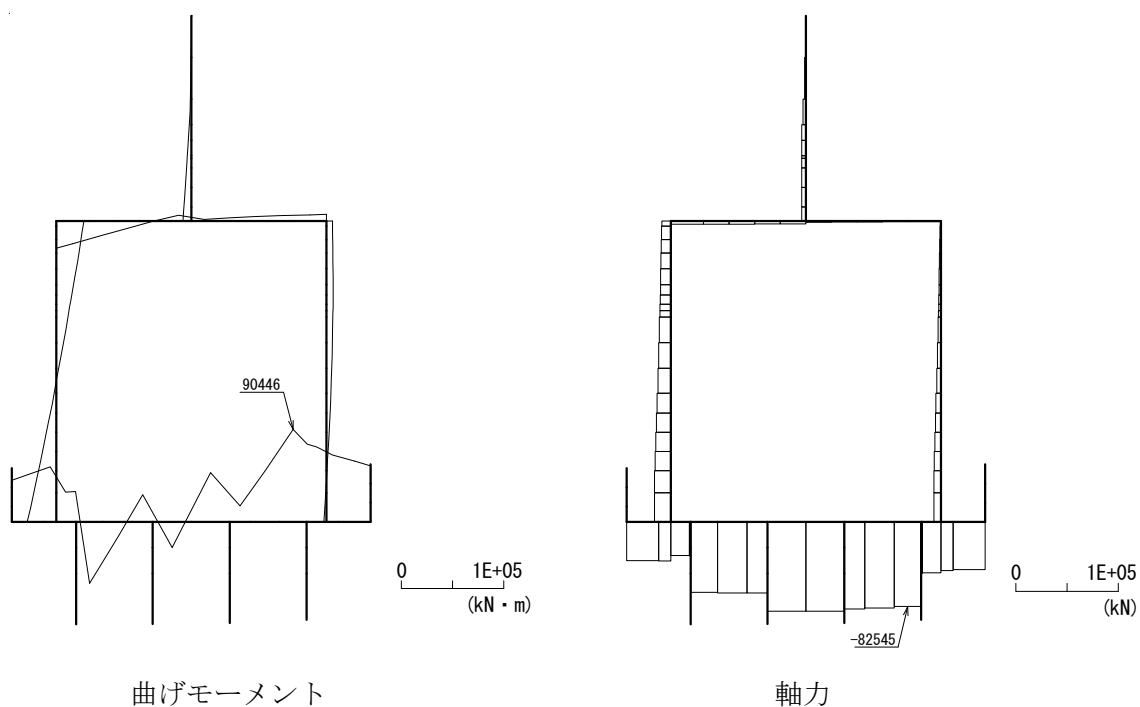


図 5.1-6 (210) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ圧縮応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=53.77s$)

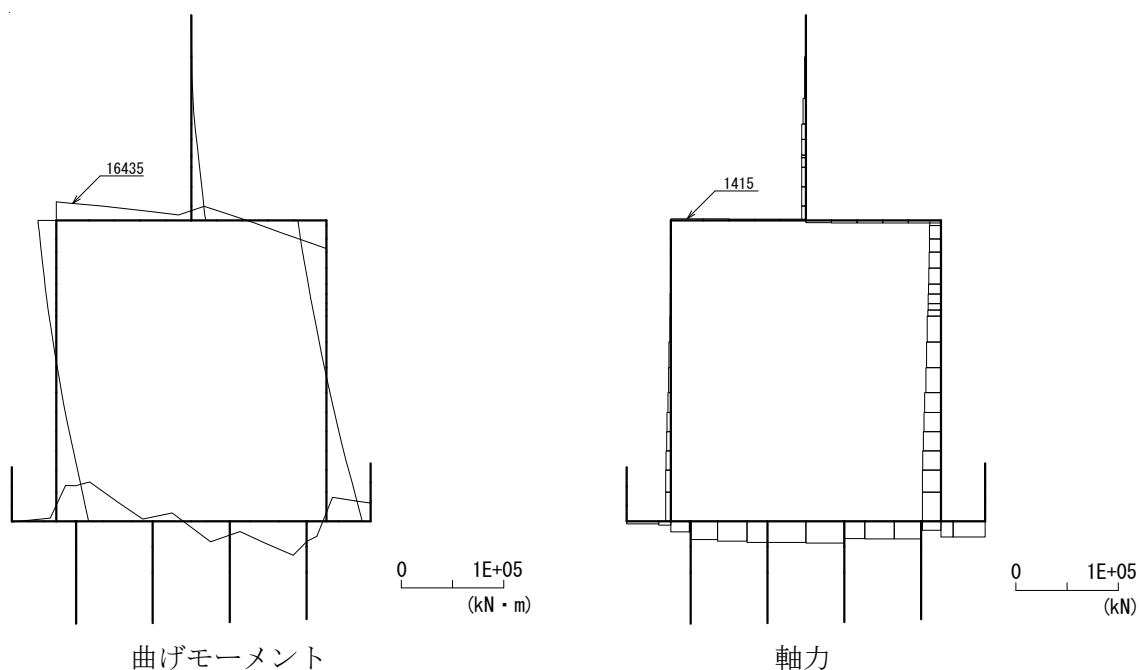


図 5.1-6 (211) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=19.88s$)

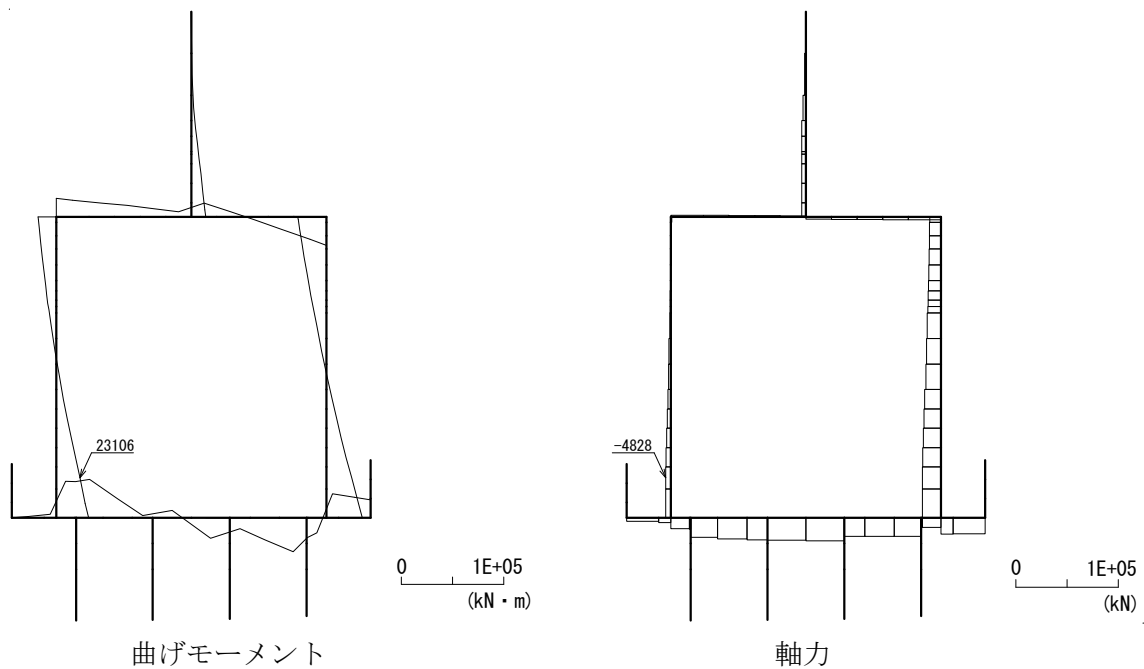


図 5.1-6 (212) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=19.89s$)

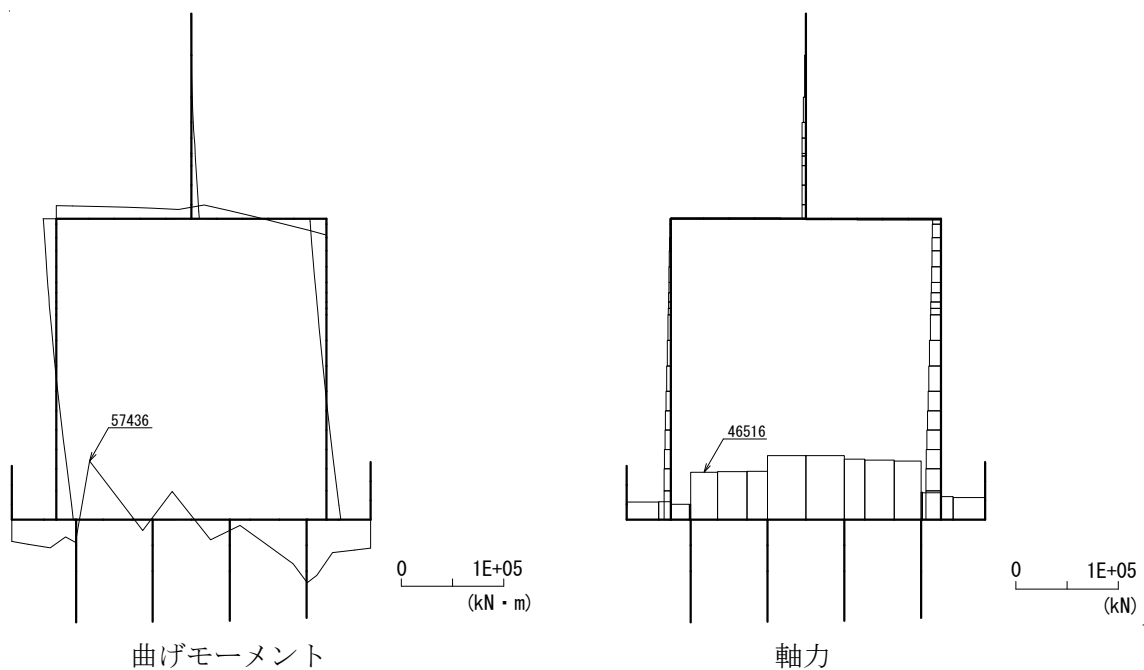


図 5.1-6 (213) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 曲げ引張応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=19.14s$)

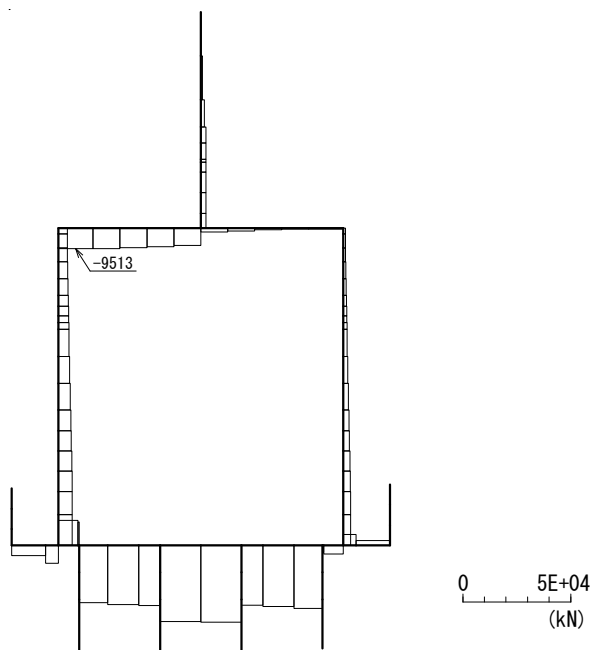


図 5.1-6 (214) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(梁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=44.33s$)

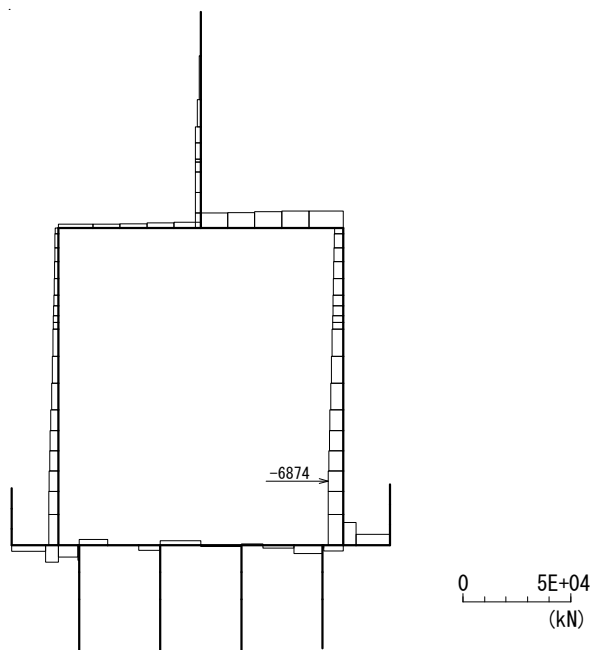


図 5.1-6 (215) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(壁部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=54.03s$)

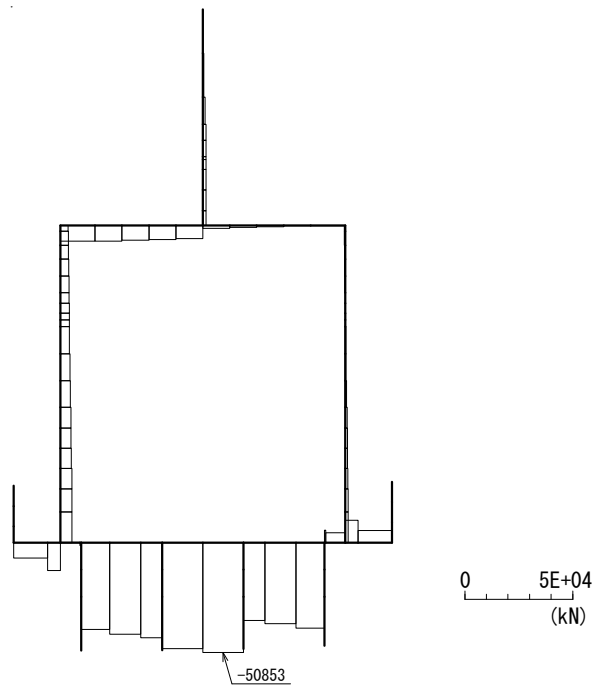


図 5.1-6 (216) 最も照査値が厳しくなる時刻の地震時断面力：B-B断面
(底版部 せん断応力最大時刻， S_s-D1 (H-, V-), $t=53.74s$)

(2) 最大せん断ひずみ分布図

a. A-A断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

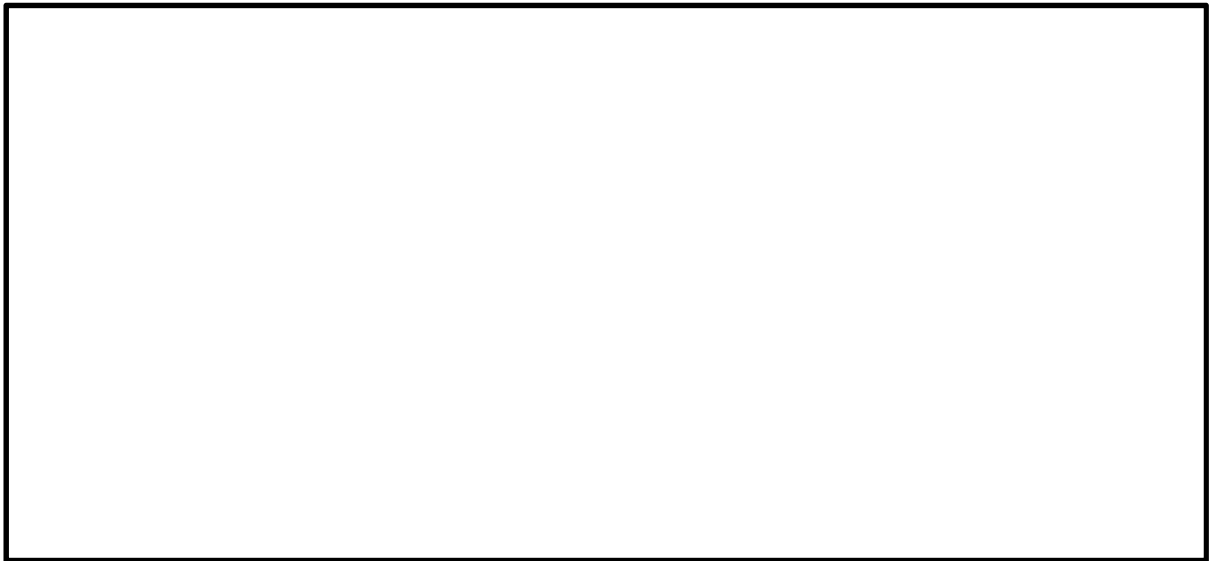


図 5.1-7 (1) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)



図 5.1-7 (2) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)



図 5.1-7 (3) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))

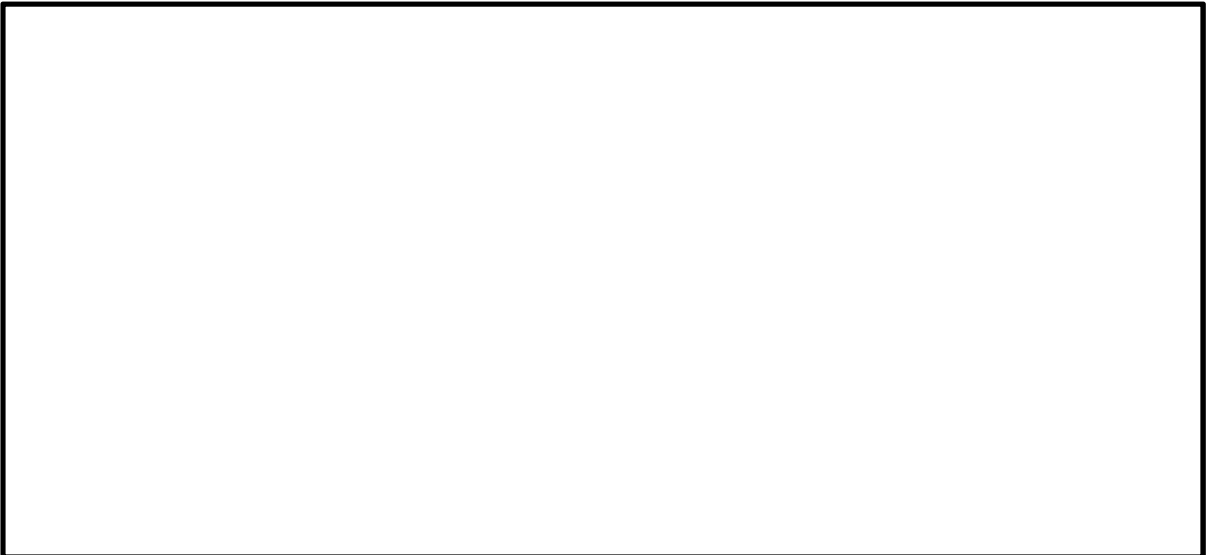


図 5.1-7 (4) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H+, V-))

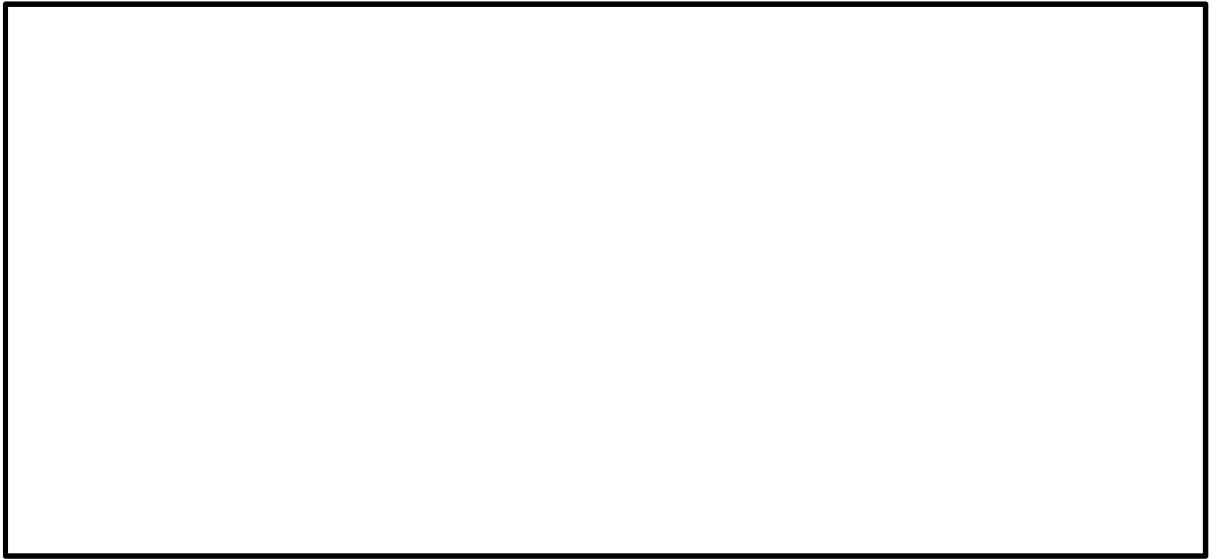


図 5.1-7 (5) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)



図 5.1-7 (6) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H-, V+)$)

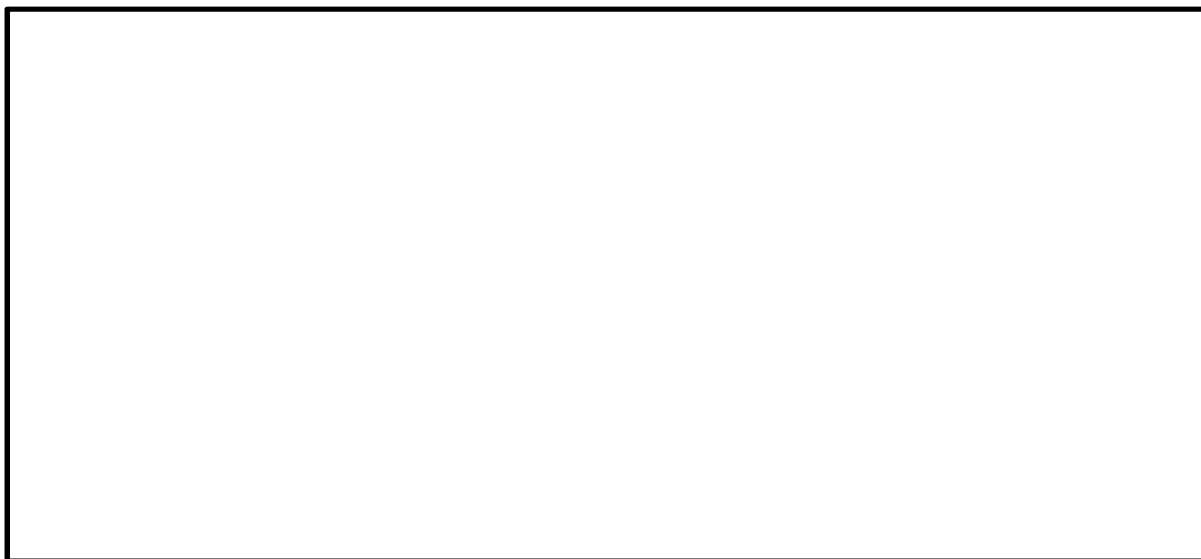


図 5.1-7 (7) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))

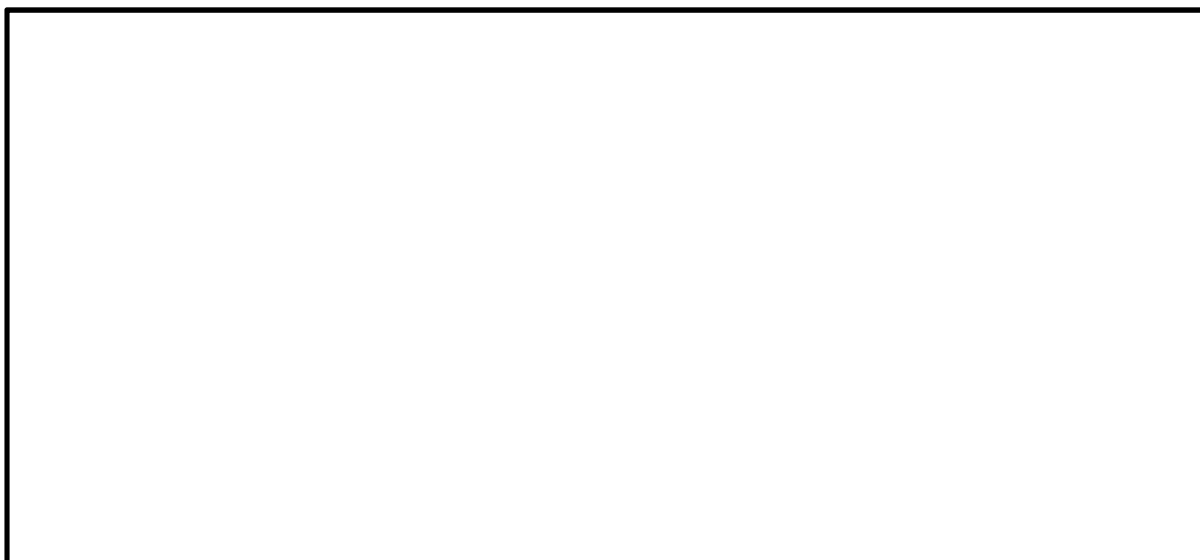


図 5.1-7 (8) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H-, V-))



図 5.1-7 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 11$)



図 5.1-7 (10) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 11$)

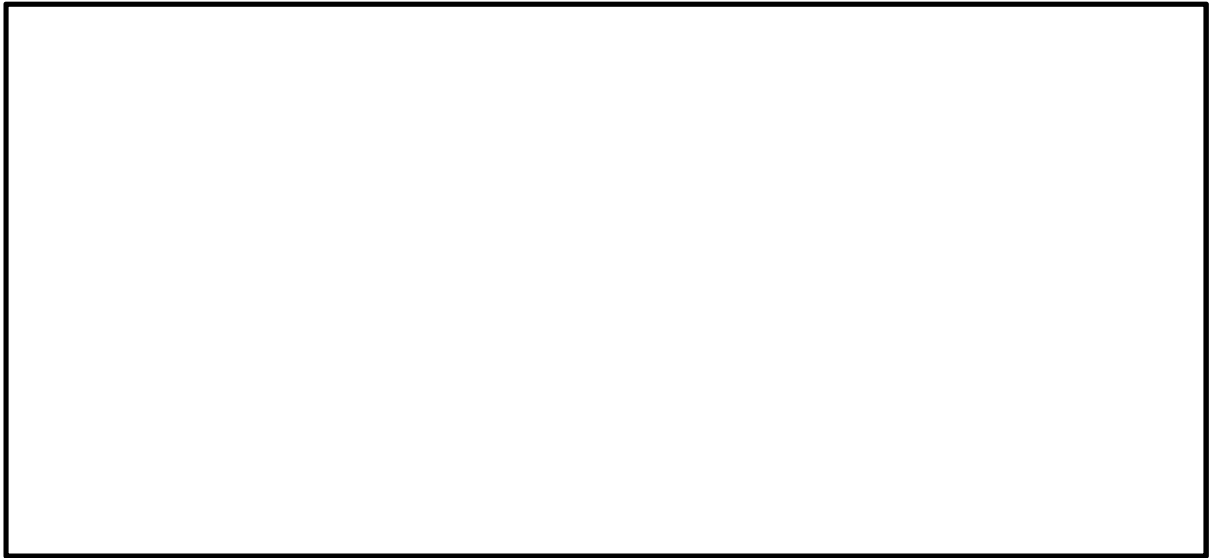


図 5.1-7 (11) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)



図 5.1-7 (12) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 12$)



図 5.1-7 (13) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 13$)

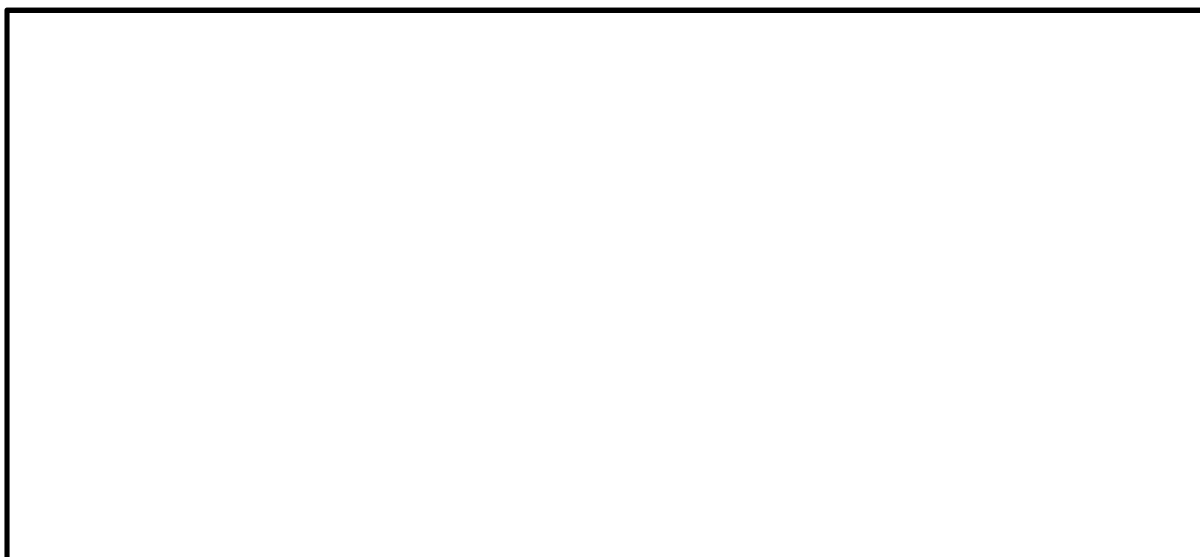


図 5.1-7 (14) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 13$)



図 5.1-7 (15) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-7 (16) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 14$)

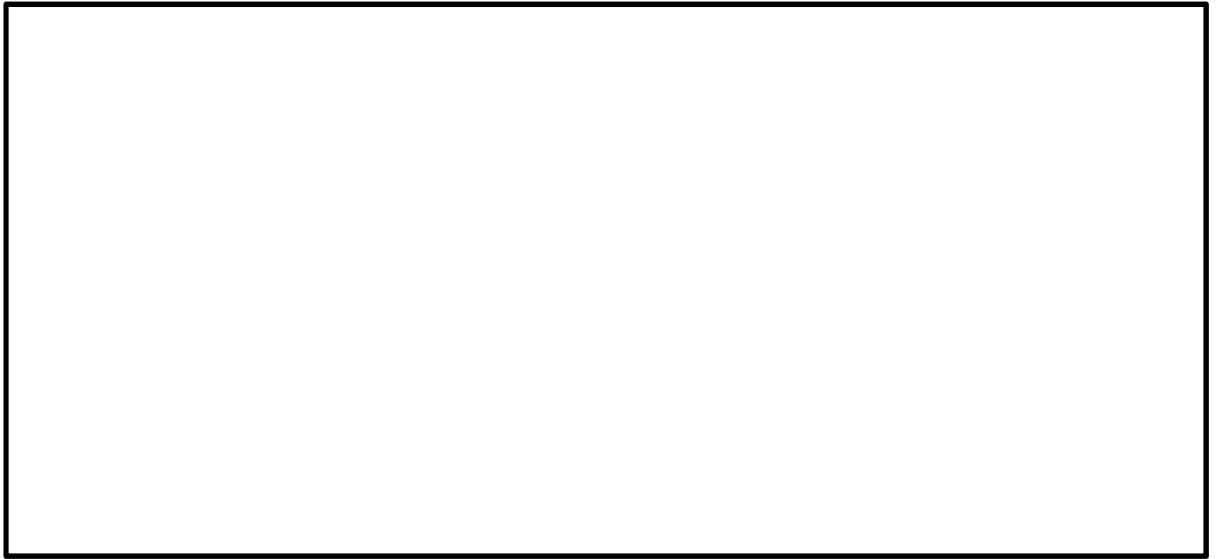


図 5.1-7 (17) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 21$)



図 5.1-7 (18) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 21$)



図 5.1-7 (19) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.2$)



図 5.1-7 (20) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 2.2$)

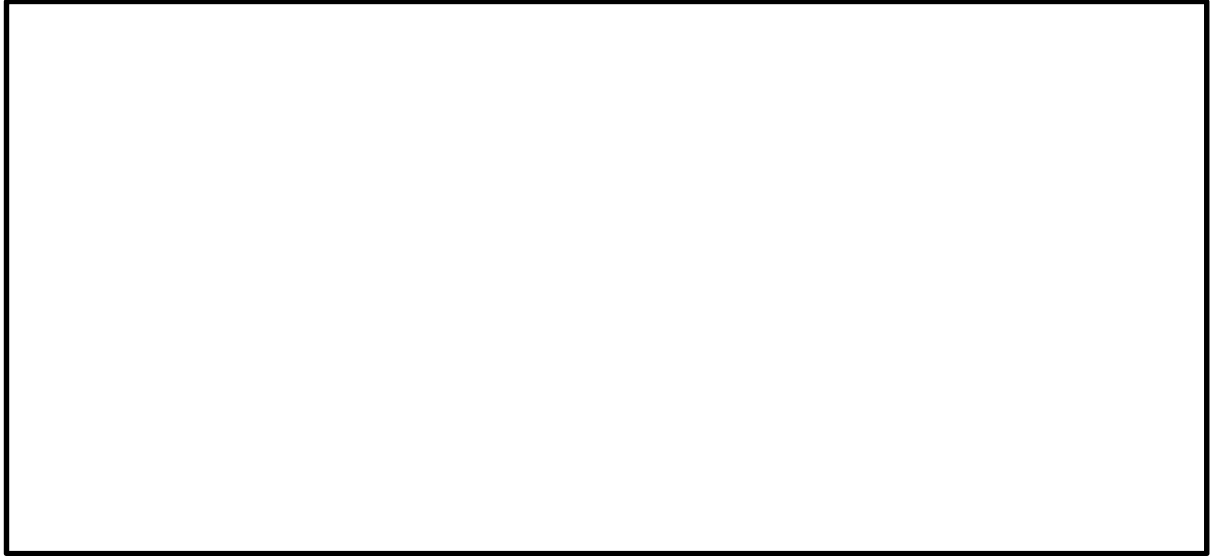


図 5.1-7 (21) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)

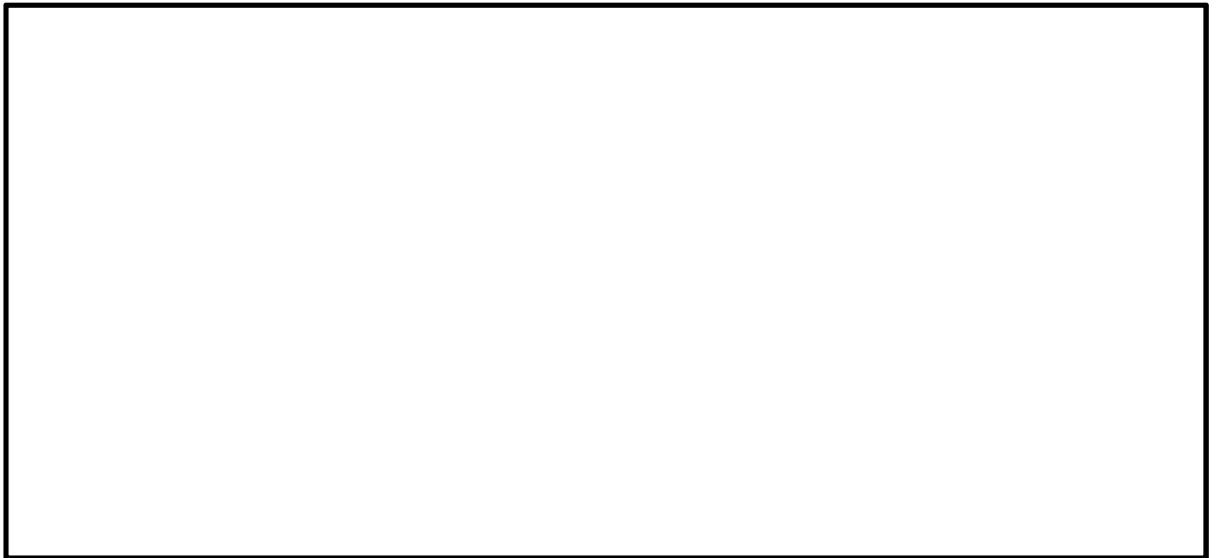


図 5.1-7 (22) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1 (H+, V+)$)

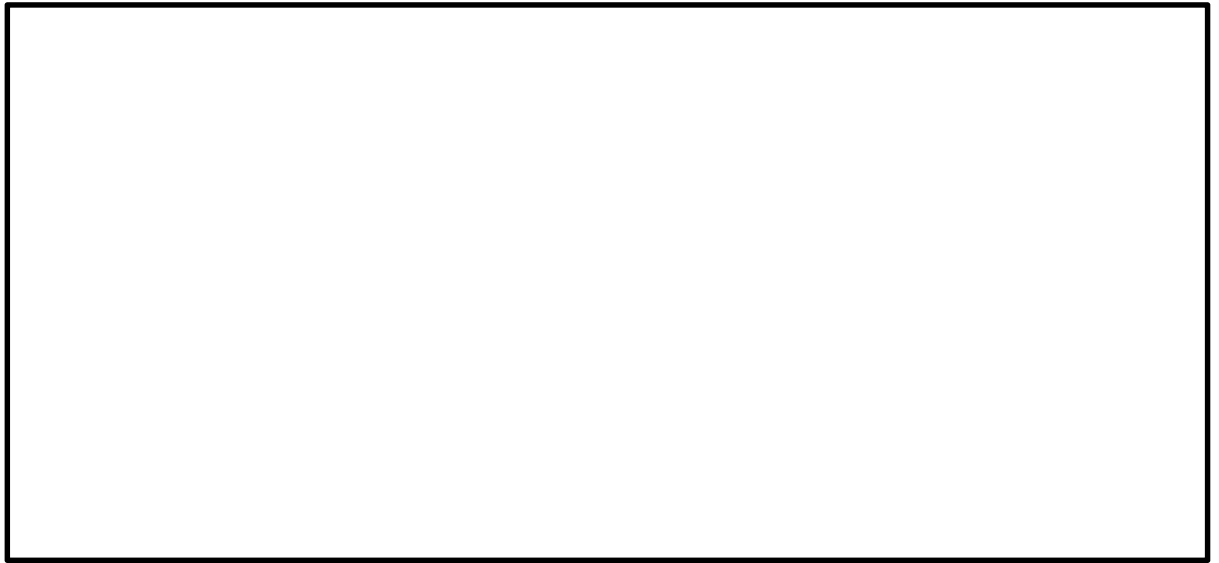


図 5.1-7 (23) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))



図 5.1-7 (24) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-7 (25) A-A断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 （H+, V-））

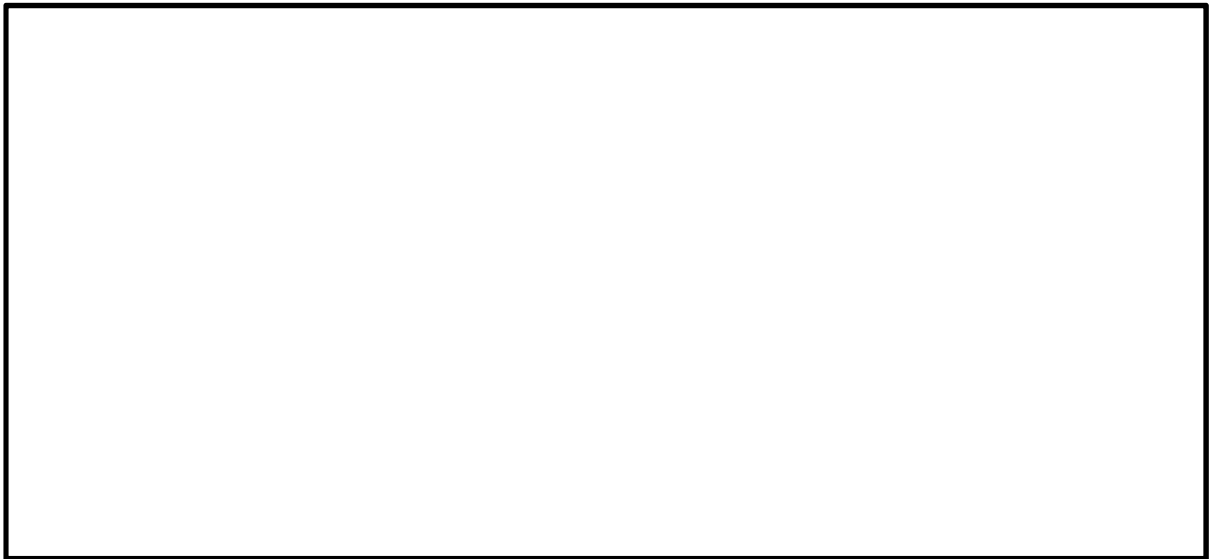


図 5.1-7 (26) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ S_s-D1 （H+, V-））

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

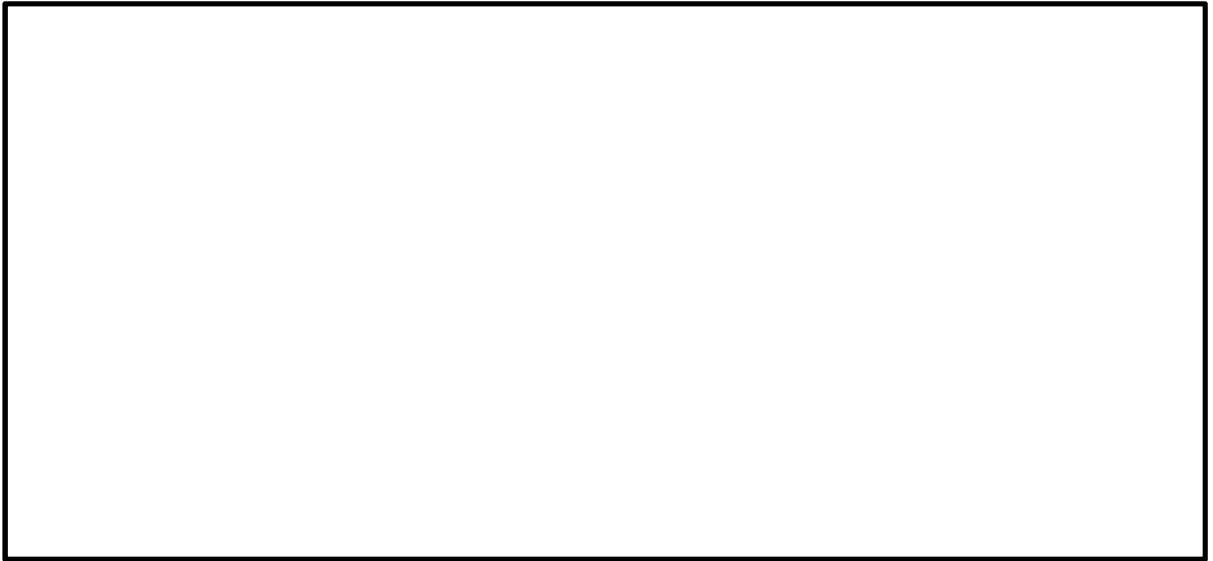


図 5.1-7 (27) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)



図 5.1-7 (28) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - D 1 (H+, V-)$)

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1-7 (29) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

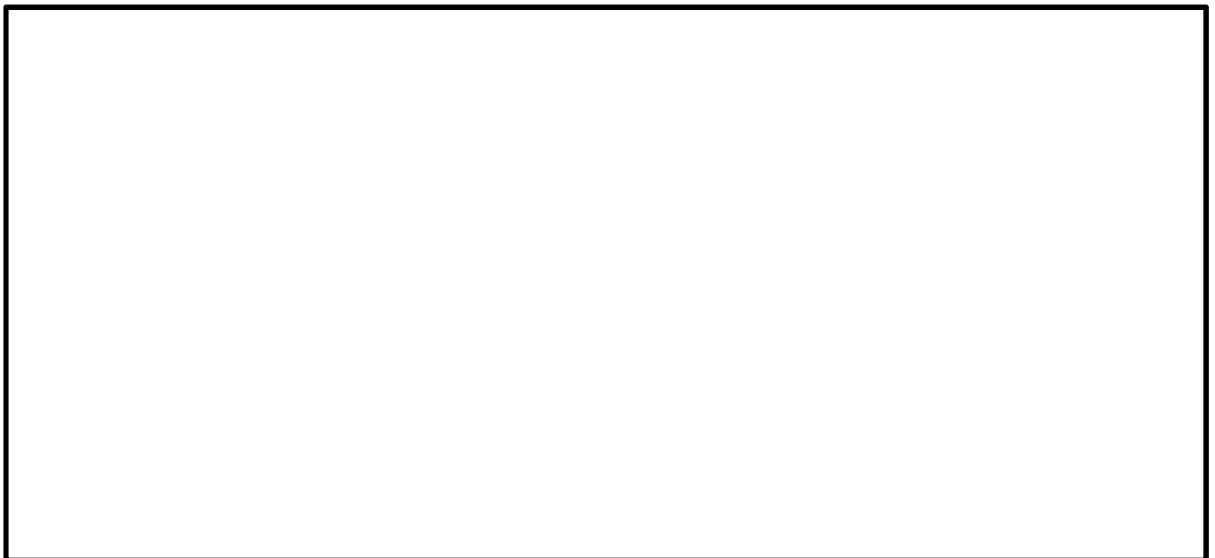


図 5.1-7 (30) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-7 (31) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

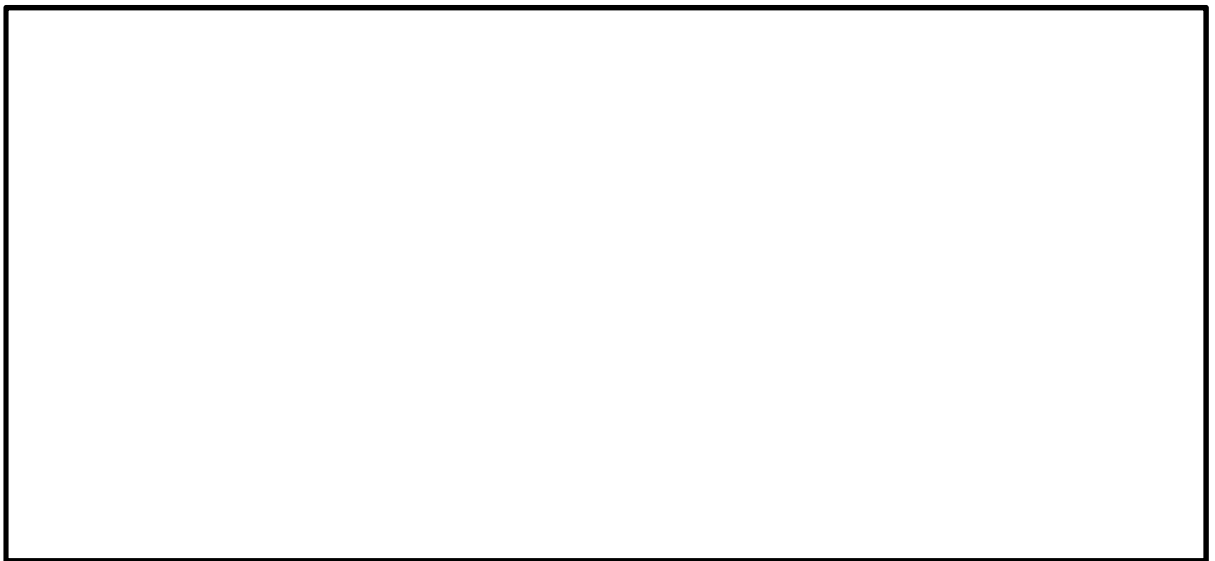


図 5.1-7 (32) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

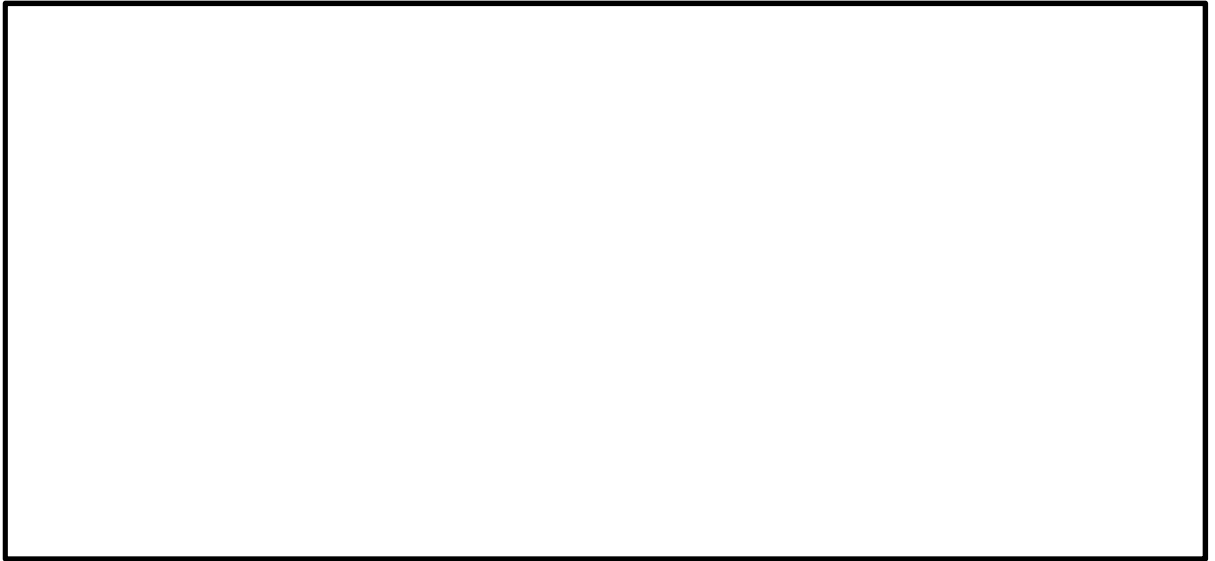


図 5.1-7 (33) A-A断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 （H+, V-））

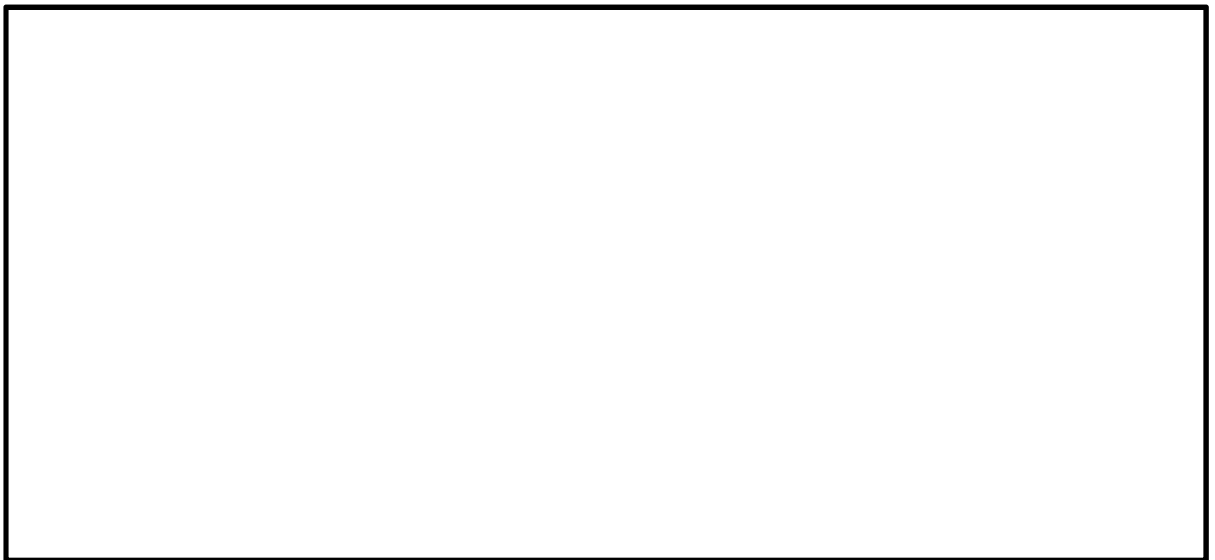


図 5.1-7 (34) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ S_s-D1 （H+, V-））

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース

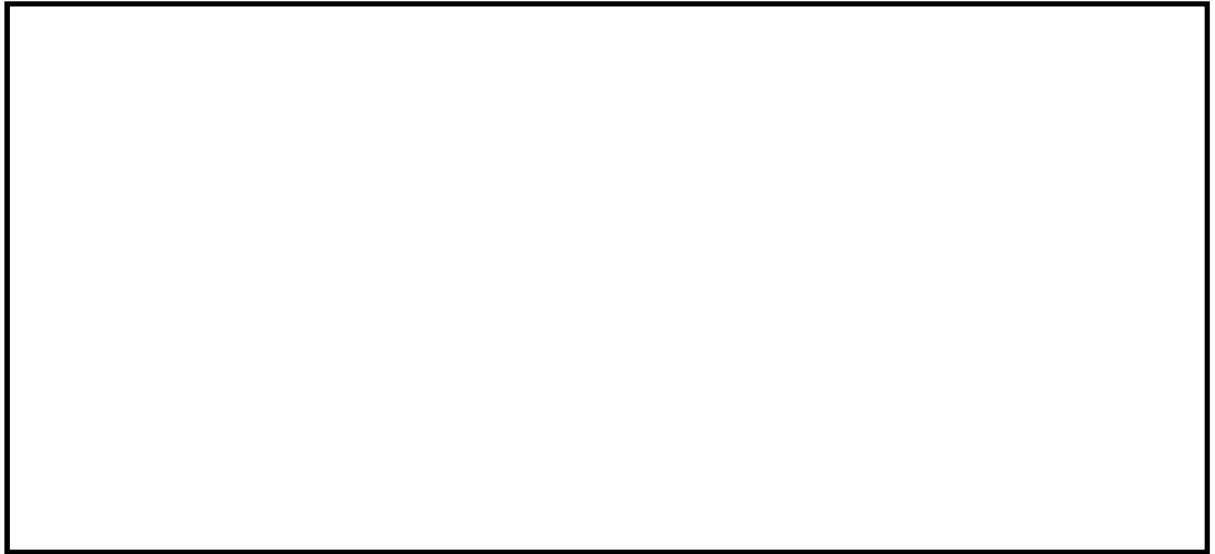


図 5.1-7 (35) A-A断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 （H+, V+））

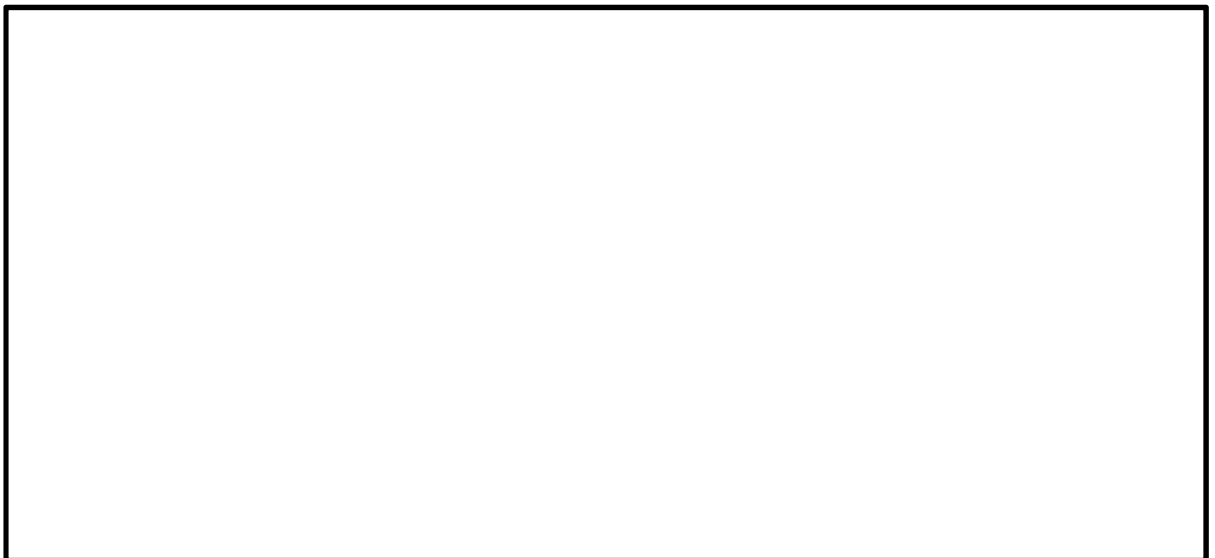


図 5.1-7 (36) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ S_s-D1 （H+, V+））

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

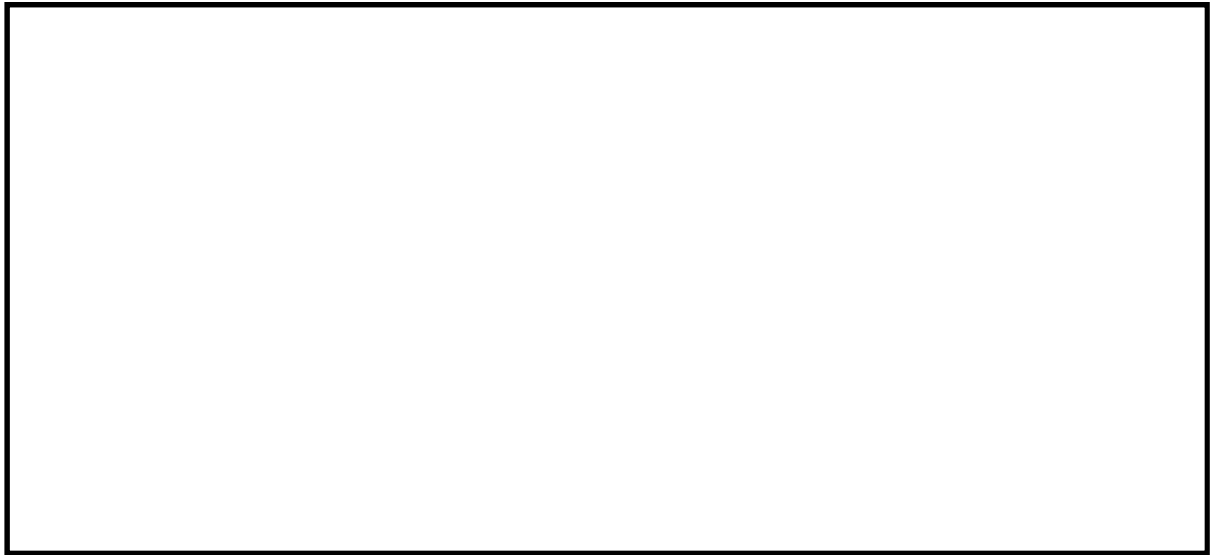


図 5.1-7 (37) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))

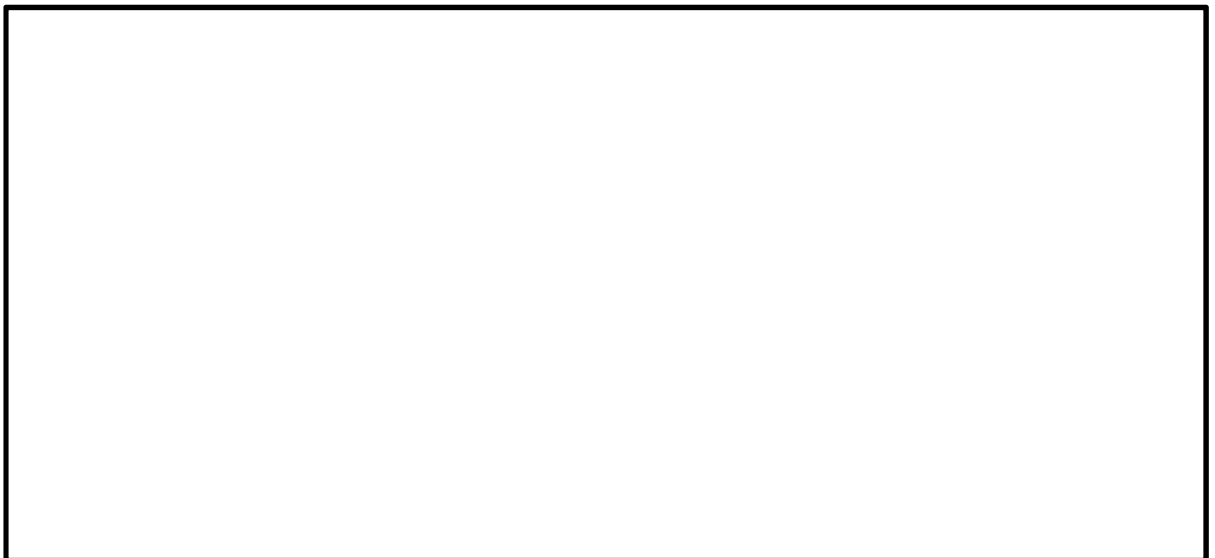


図 5.1-7 (38) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H+, V+))

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

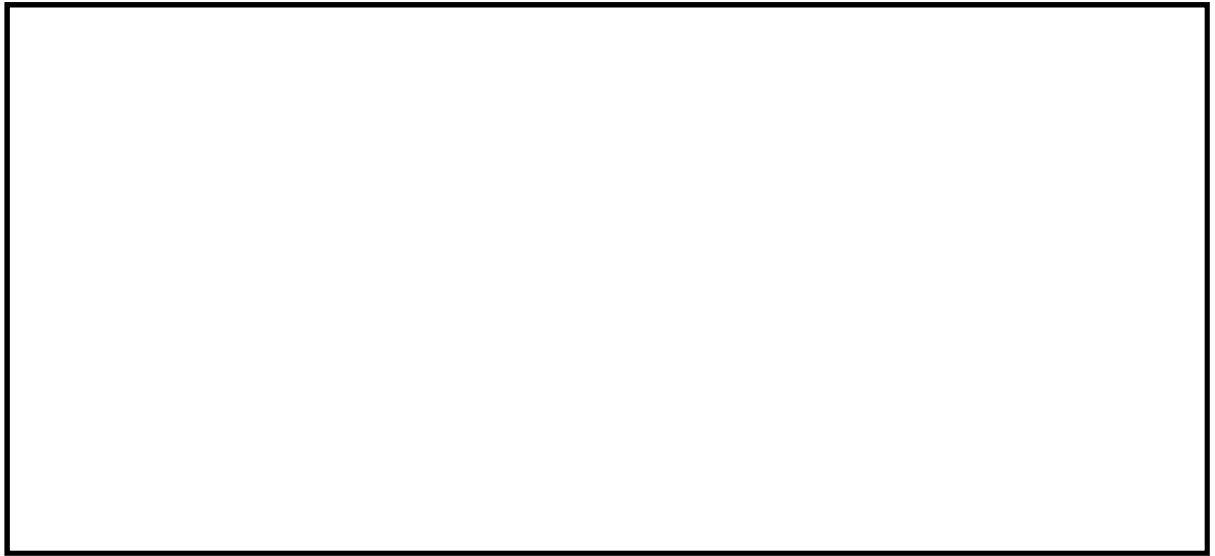


図 5.1-7 (39) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V+))

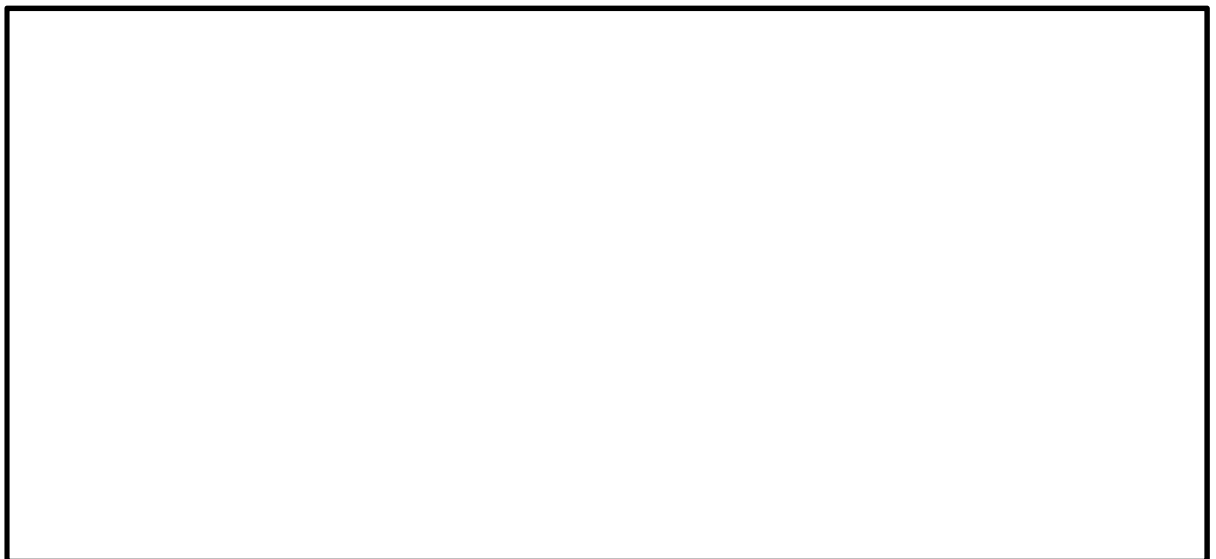


図 5.1-7 (40) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

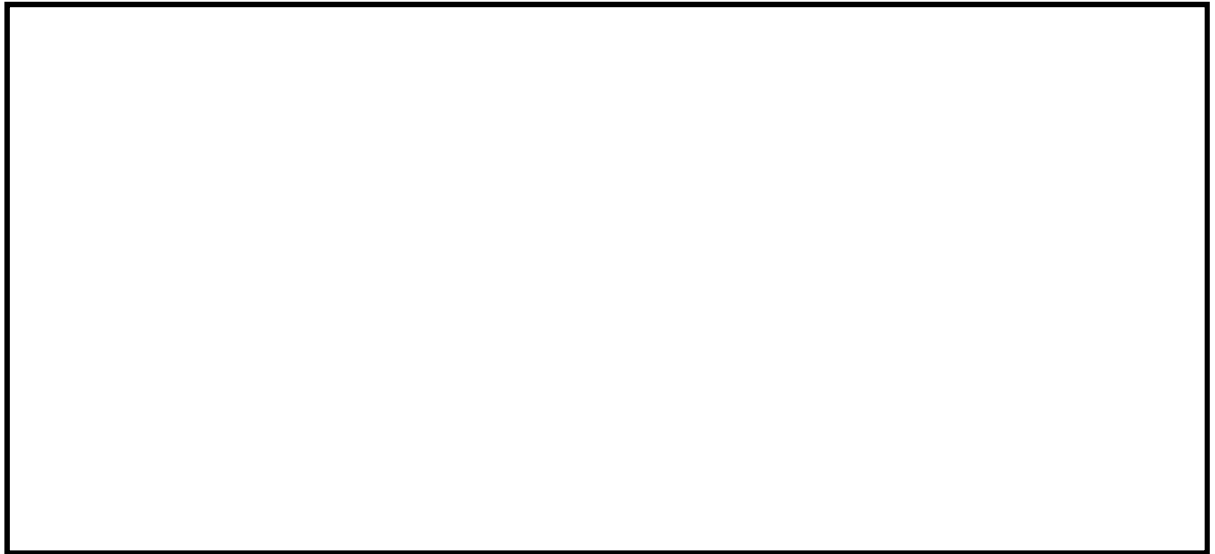


図 5.1-7 (41) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)



図 5.1-7 (42) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - D 1 (H+, V+)$)

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

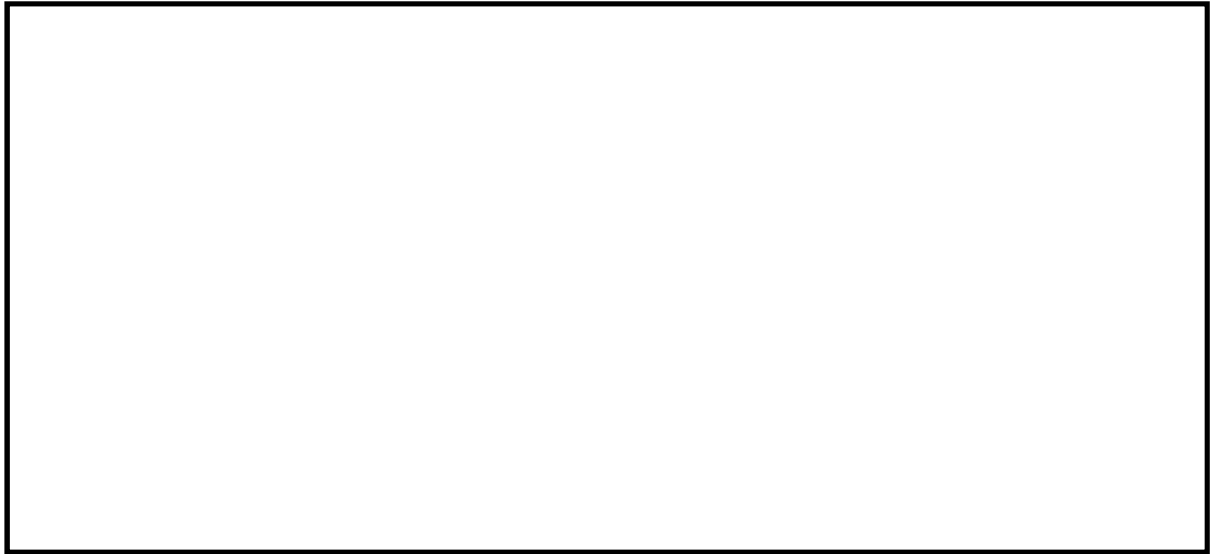


図 5.1-7 (43) A-A断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-D1 （H+, V+））

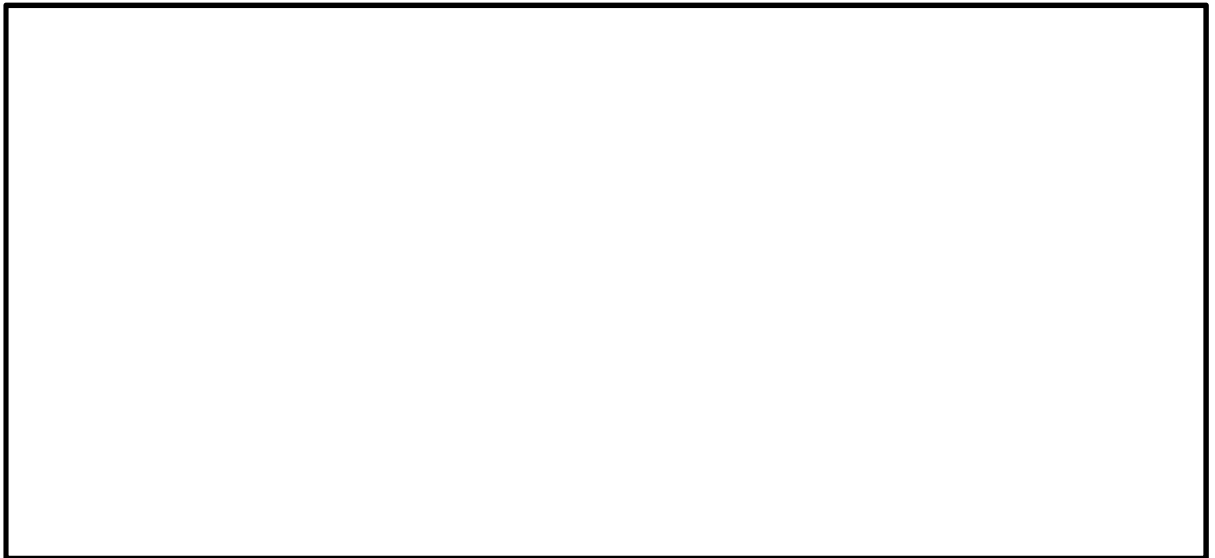


図 5.1-7 (44) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ S_s-D1 （H+, V+））

b. B－B断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース



図 5.1-8 (1) B－B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)



図 5.1-8 (2) B－B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V+)$)



図 5.1-8 (3) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H+, V-))

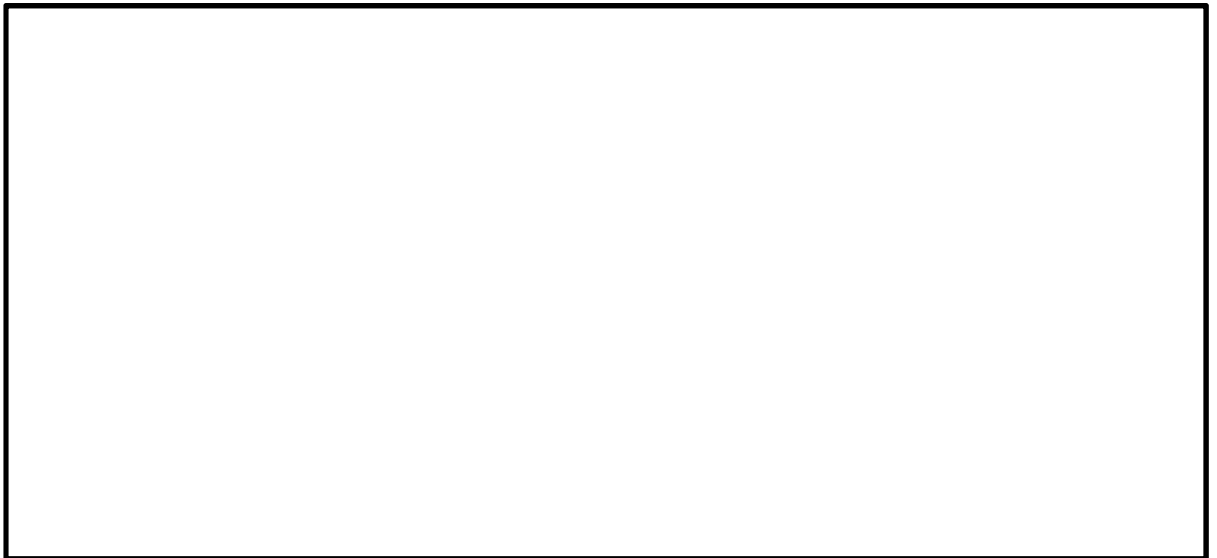


図 5.1-8 (4) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H+, V-))

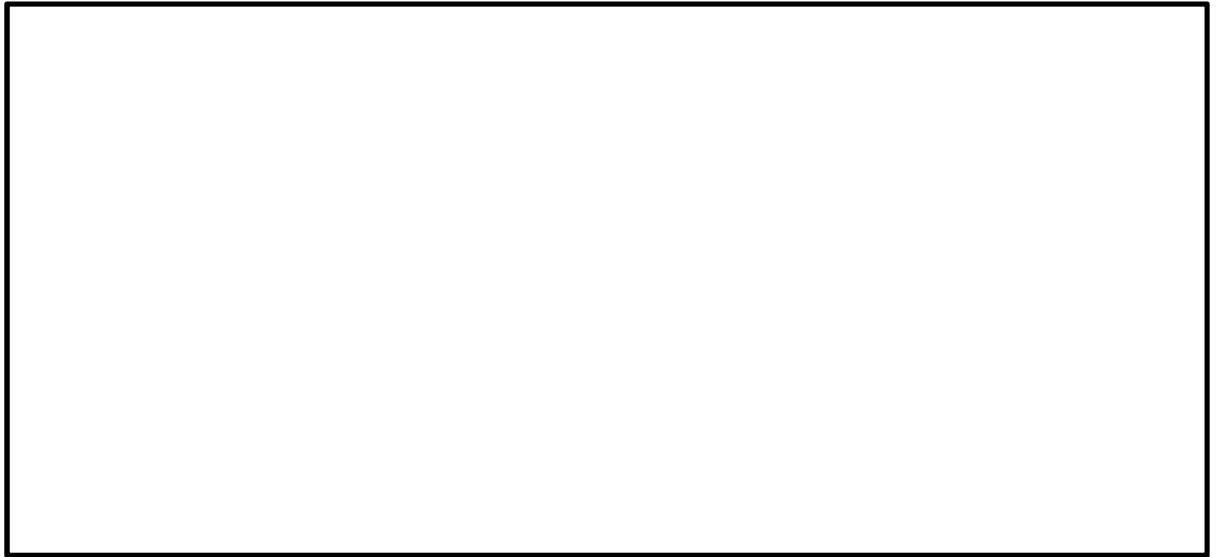


図 5.1-8 (5) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V+))

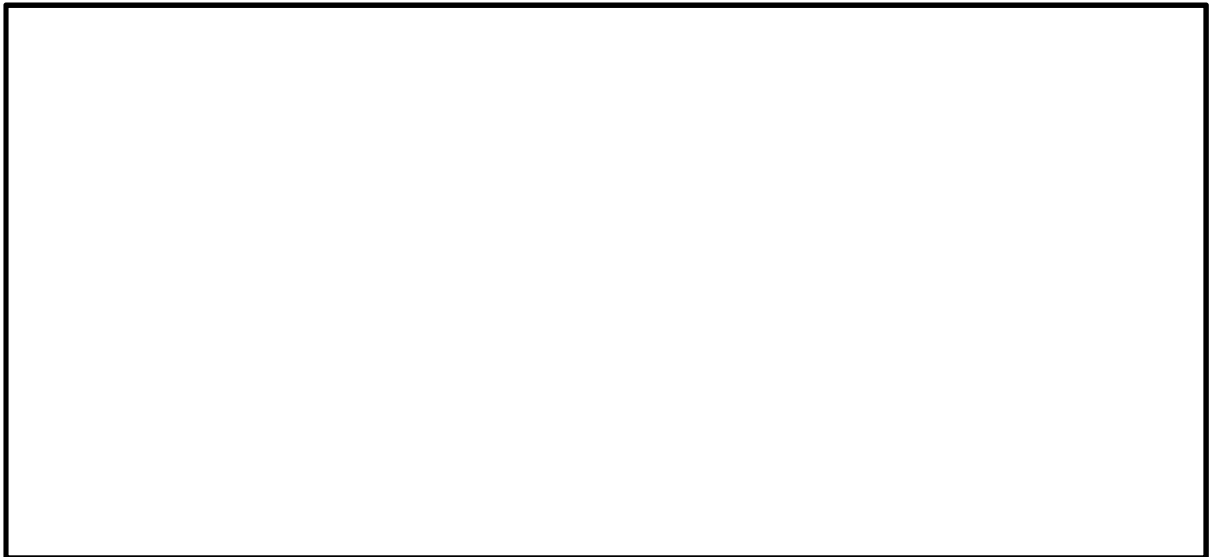


図 5.1-8 (6) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H-, V+))



図 5.1-8 (7) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-D1 (H-, V-))

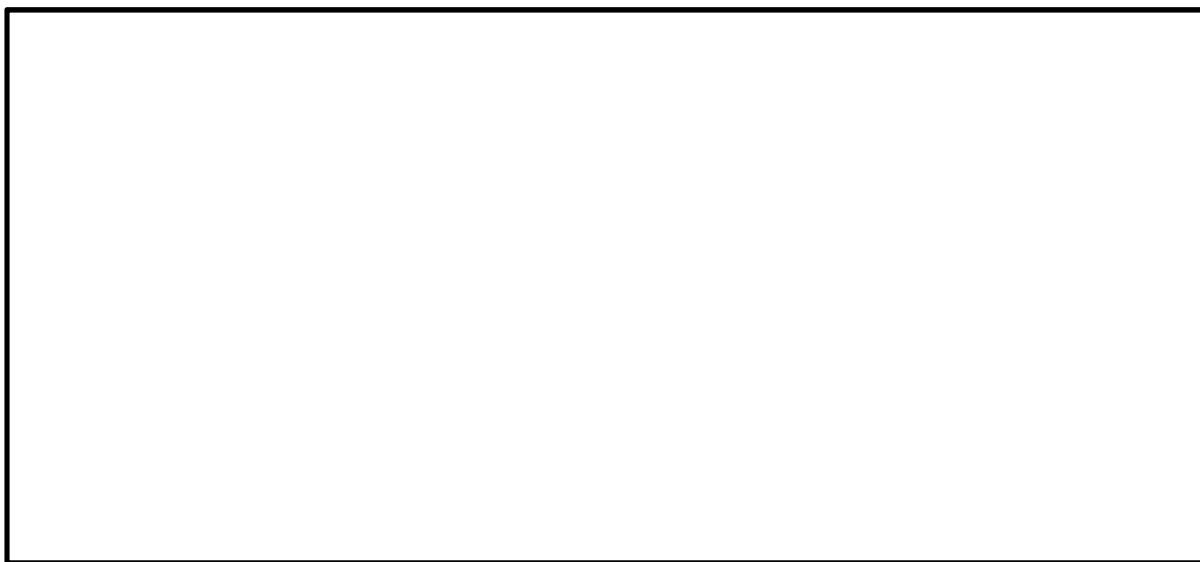


図 5.1-8 (8) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-D1 (H-, V-))



図 5.1-8 (9) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 1.1$)



図 5.1-8 (10) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 1.1$)



図 5.1-8 (11) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 12$)

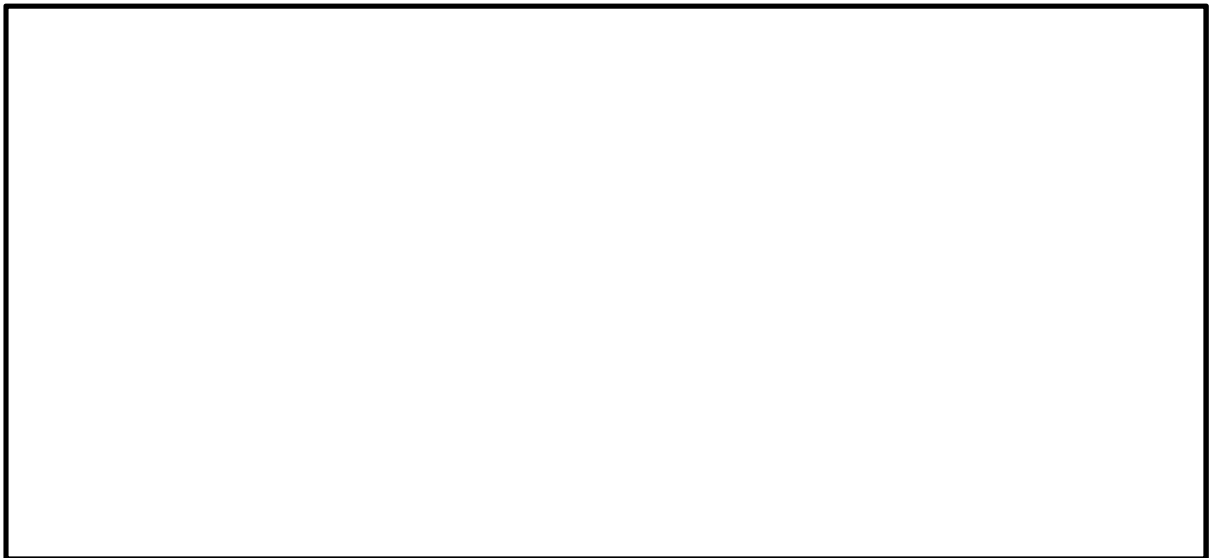


図 5.1-8 (12) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 12$)

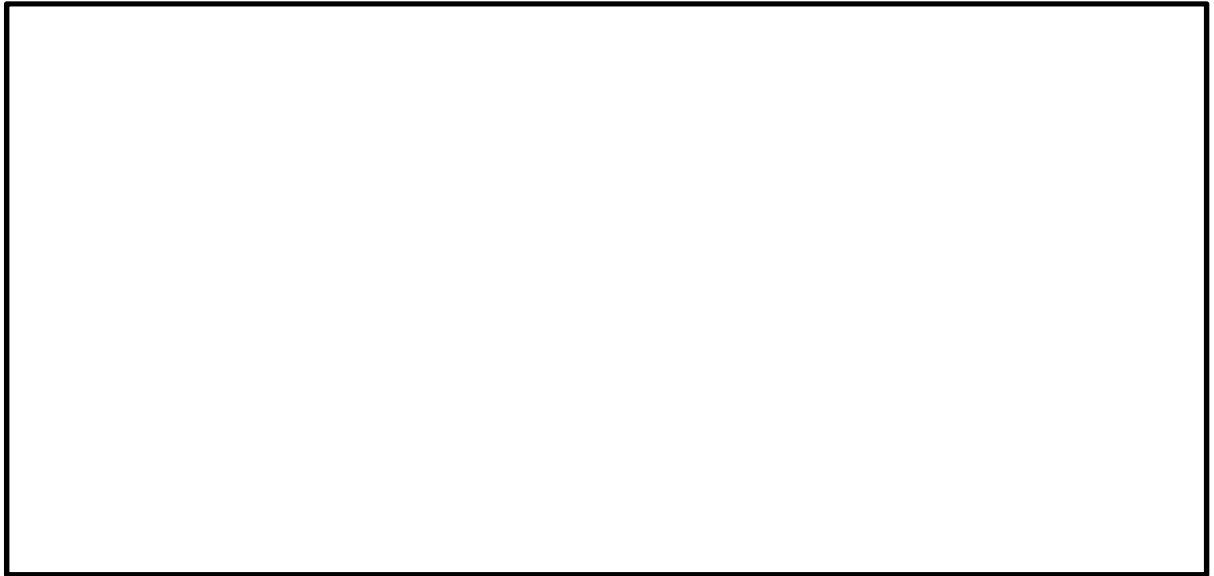


図 5.1-8 (13) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-13)

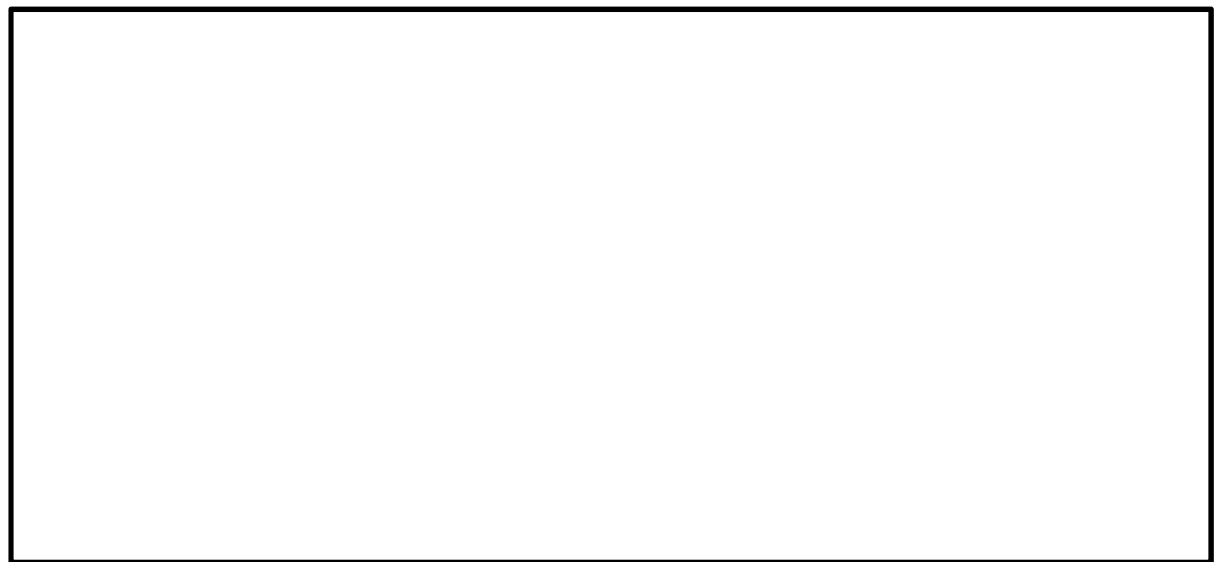


図 5.1-8 (14) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-13)

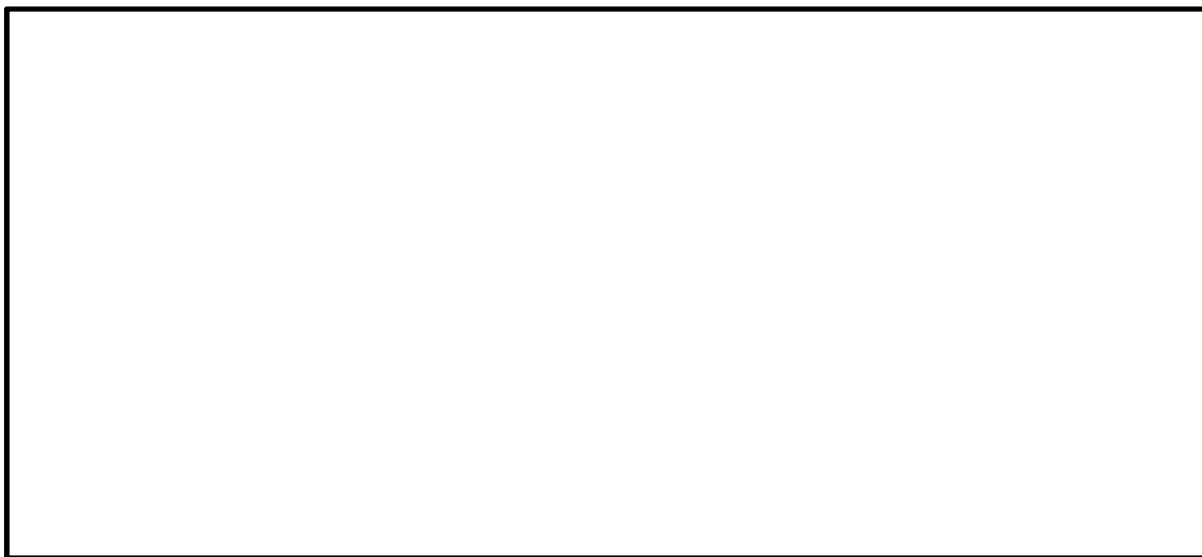


図 5.1-8 (15) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 14$)



図 5.1-8 (16) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 14$)



図 5.1-8 (17) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)



図 5.1-8 (18) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-21)

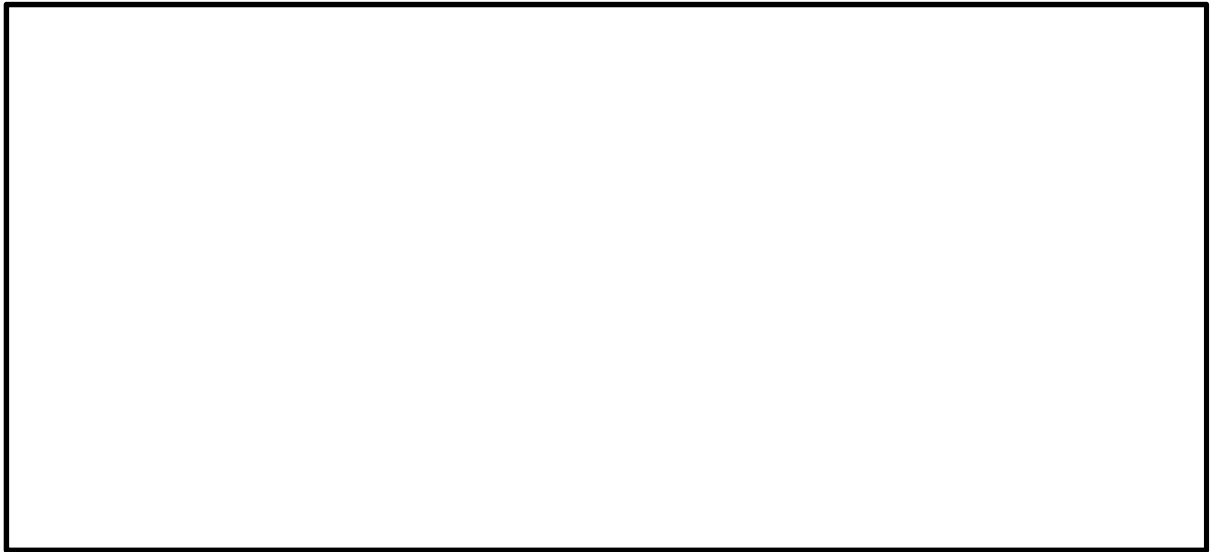


図 5.1-8 (19) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 2.2$)

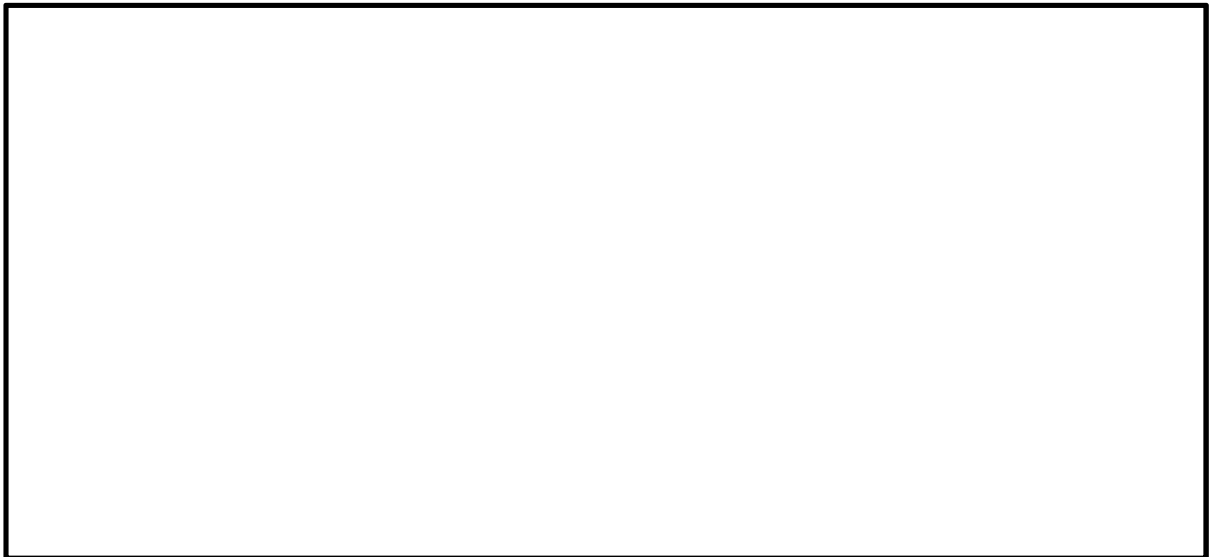


図 5.1-8 (20) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 2.2$)

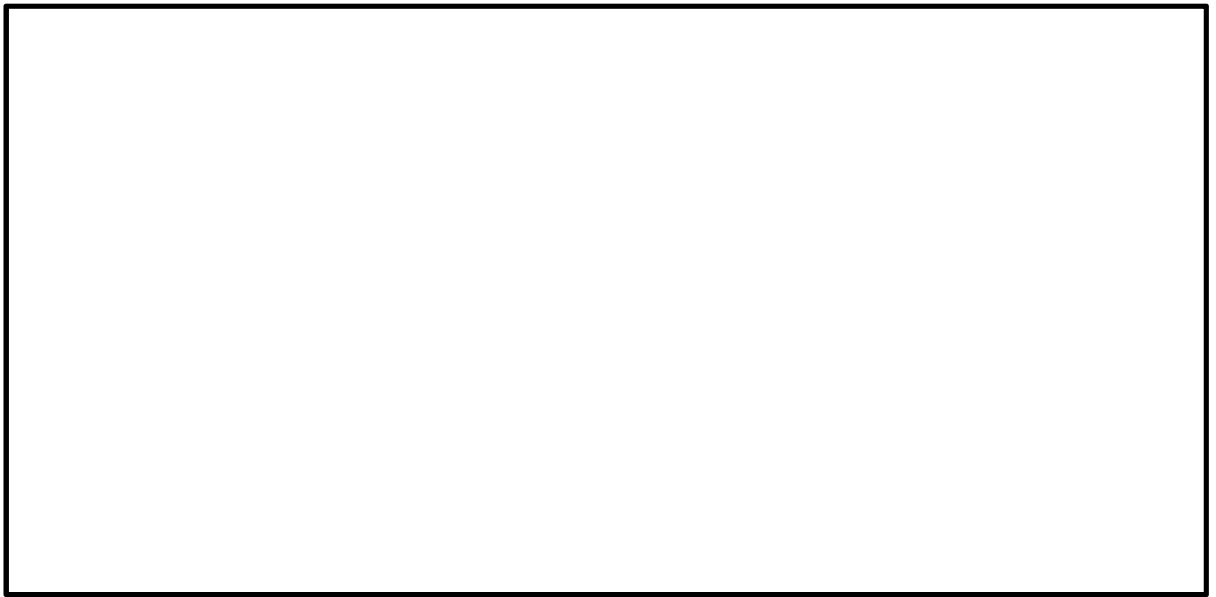


図 5.1-8 (21) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

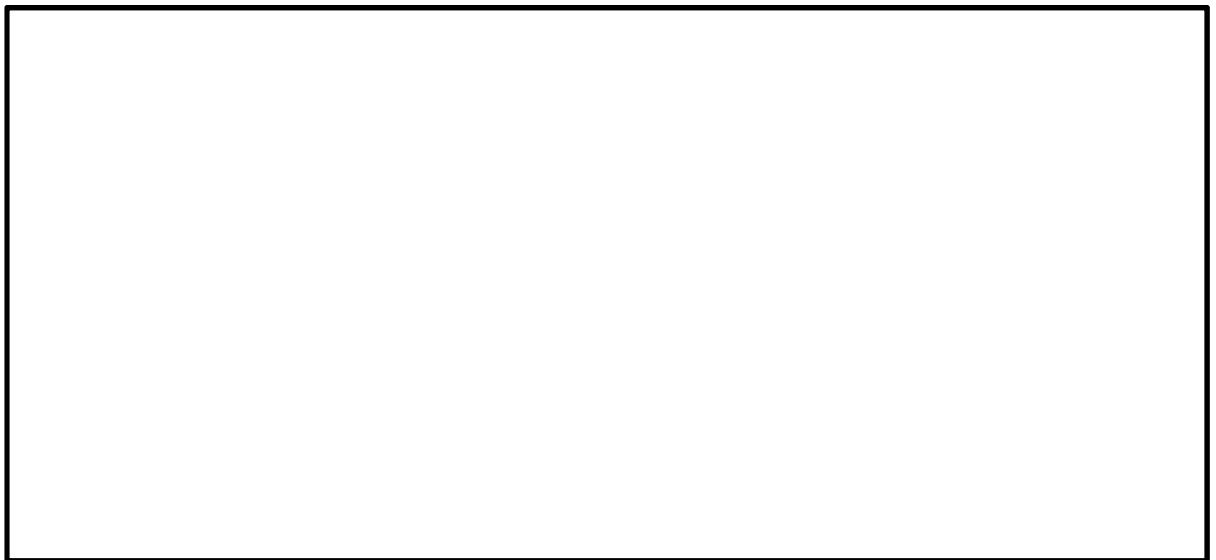


図 5.1-8 (22) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))

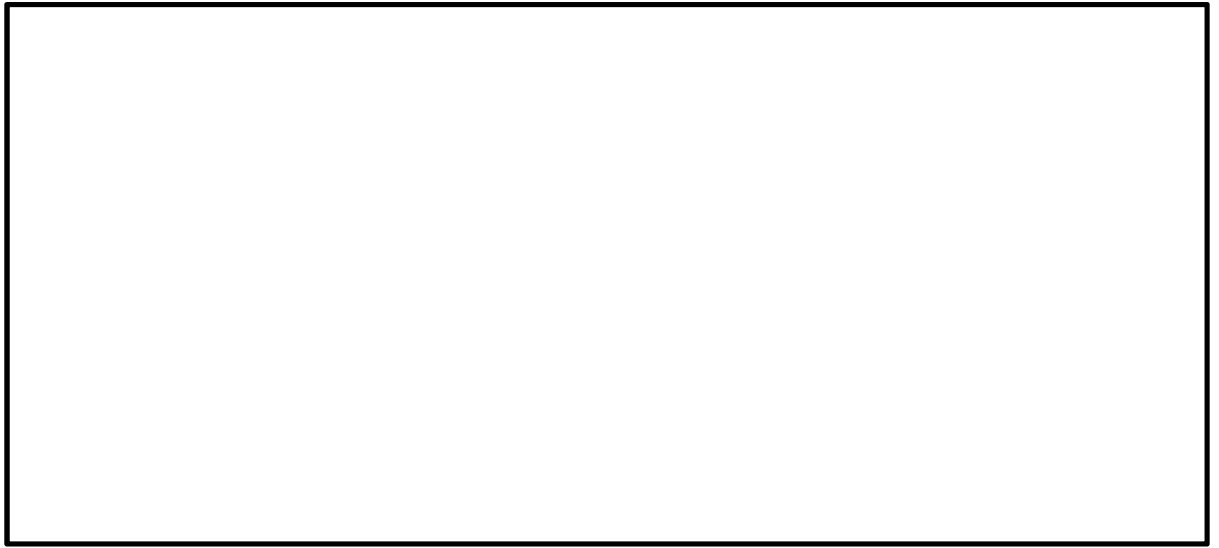


図 5.1-8 (23) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))



図 5.1-8 (24) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-8 (25) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s - D 1$ （H+, V-））



図 5.1-8 (26) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s - D 1$ （H+, V-））

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1-8 (27) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D 1 (H+, V-)$ ）



図 5.1-8 (28) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D 1 (H+, V-)$ ）

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

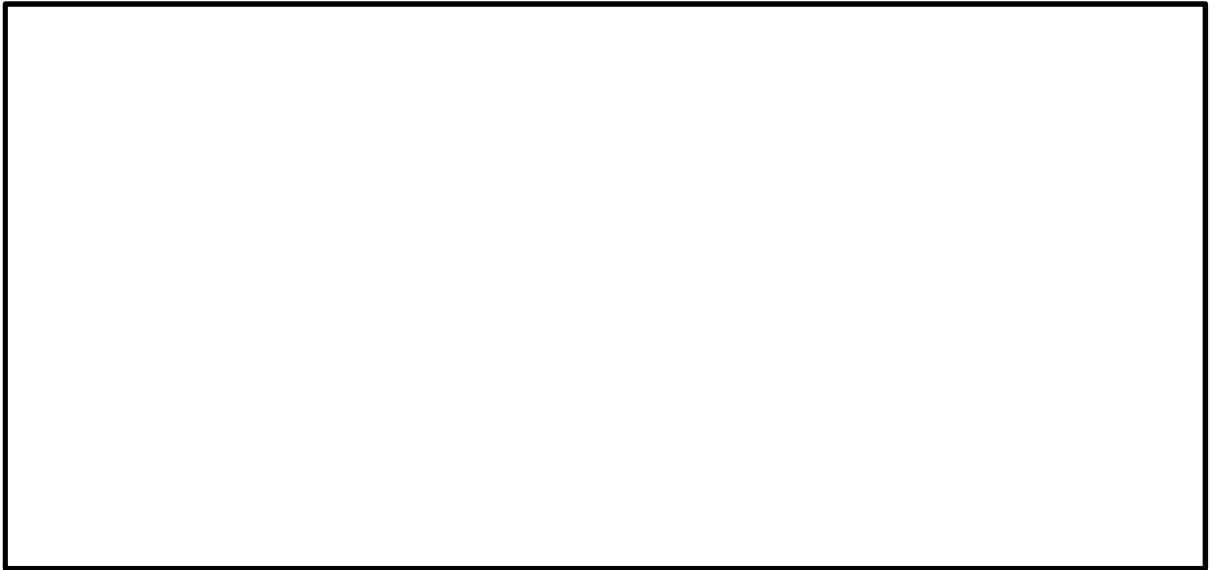


図 5.1-8 (29) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

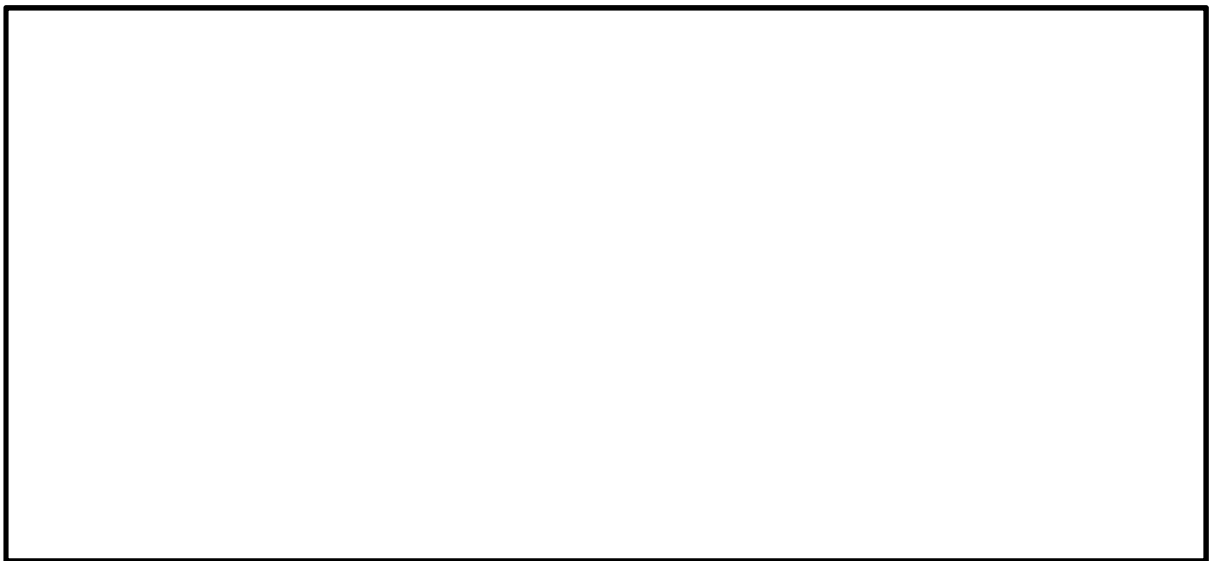


図 5.1-8 (30) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1 (H+, V-)$)

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

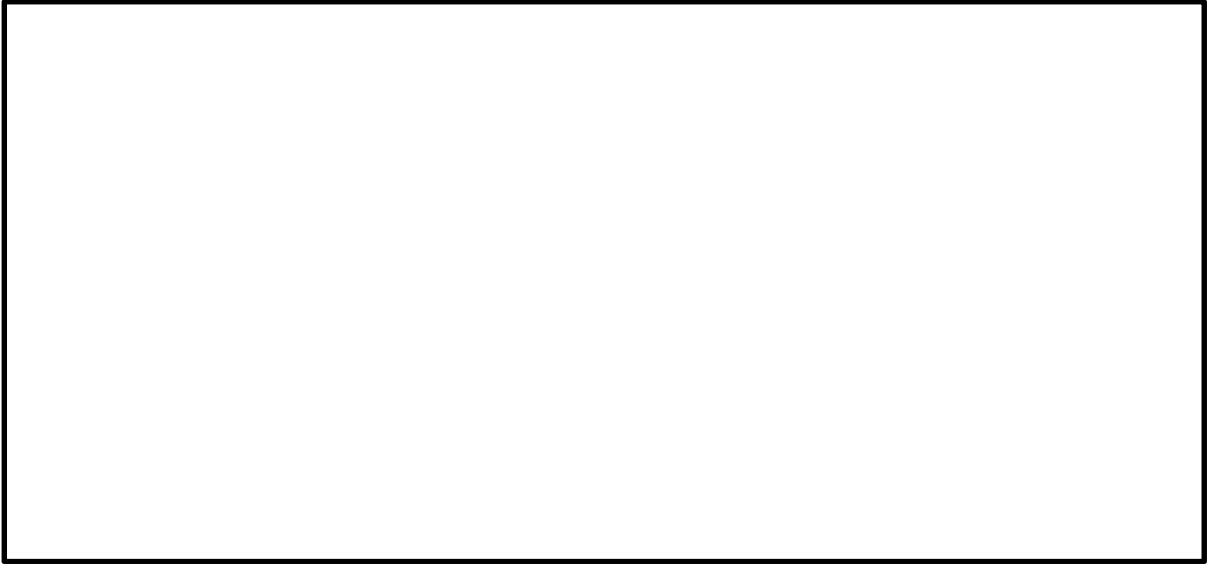


図 5.1-8 (31) B-B 断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - D 1$ (H+, V-))

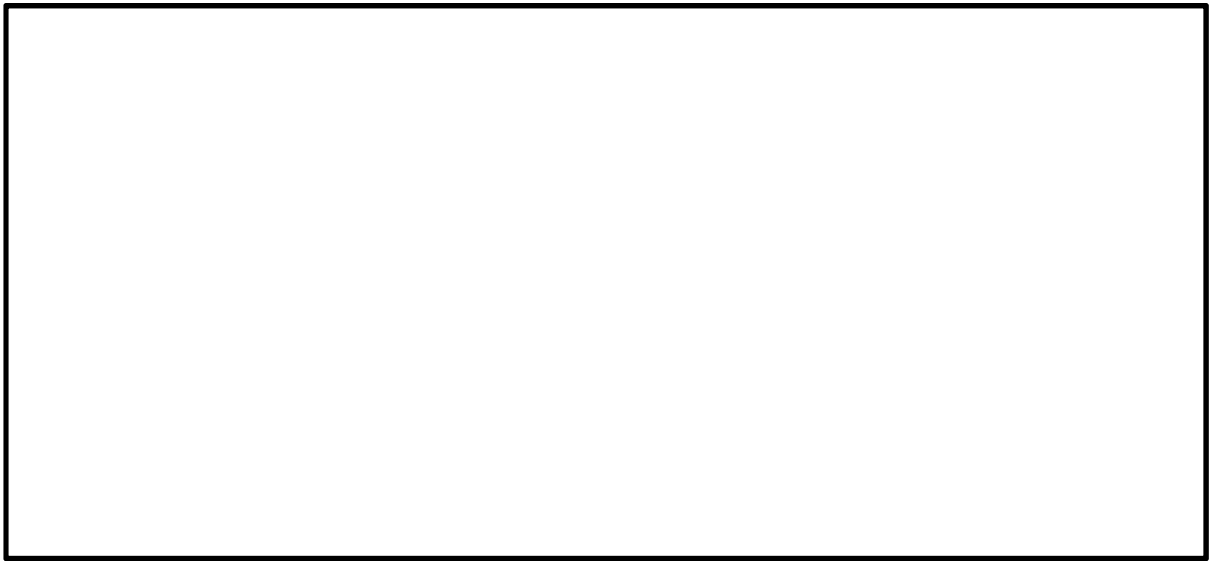


図 5.1-8 (32) B-B 断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - D 1$ (H+, V-))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

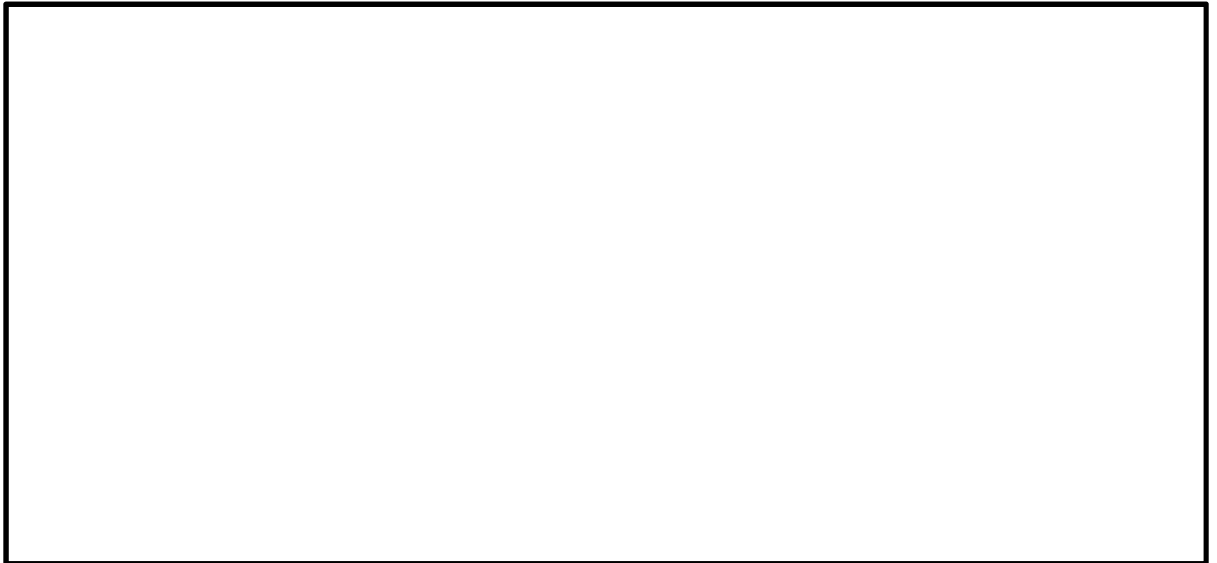


図 5.1-8 (33) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s-D 1$ （H+, V-））

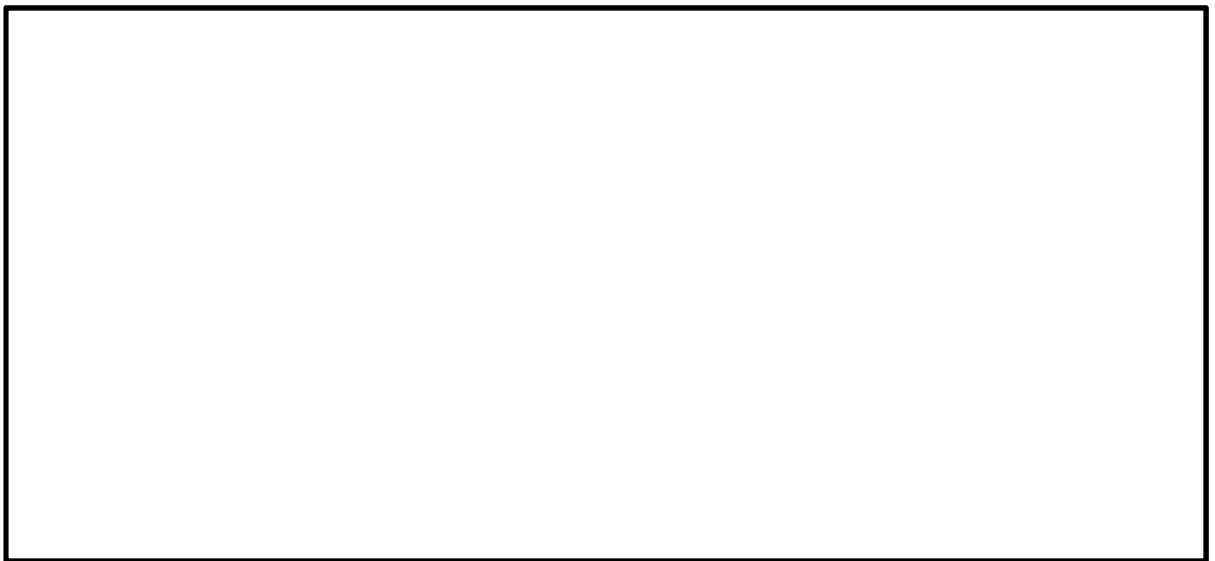


図 5.1-8 (34) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s-D 1$ （H+, V-））

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-8 (35) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))



図 5.1-8 (36) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1-8 (37) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))

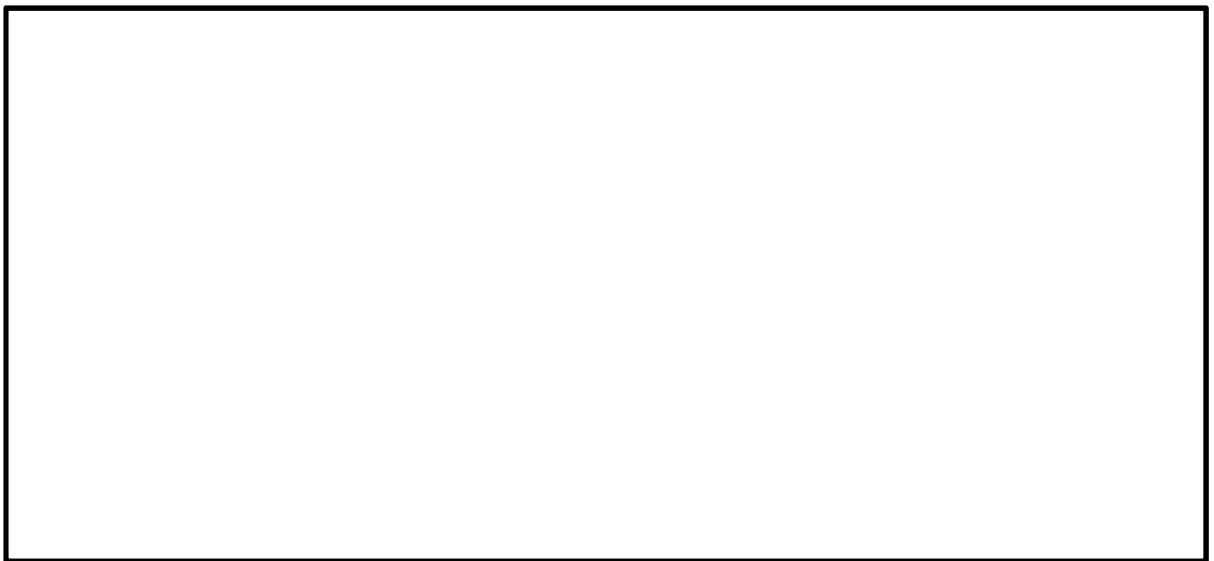


図 5.1-8 (38) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

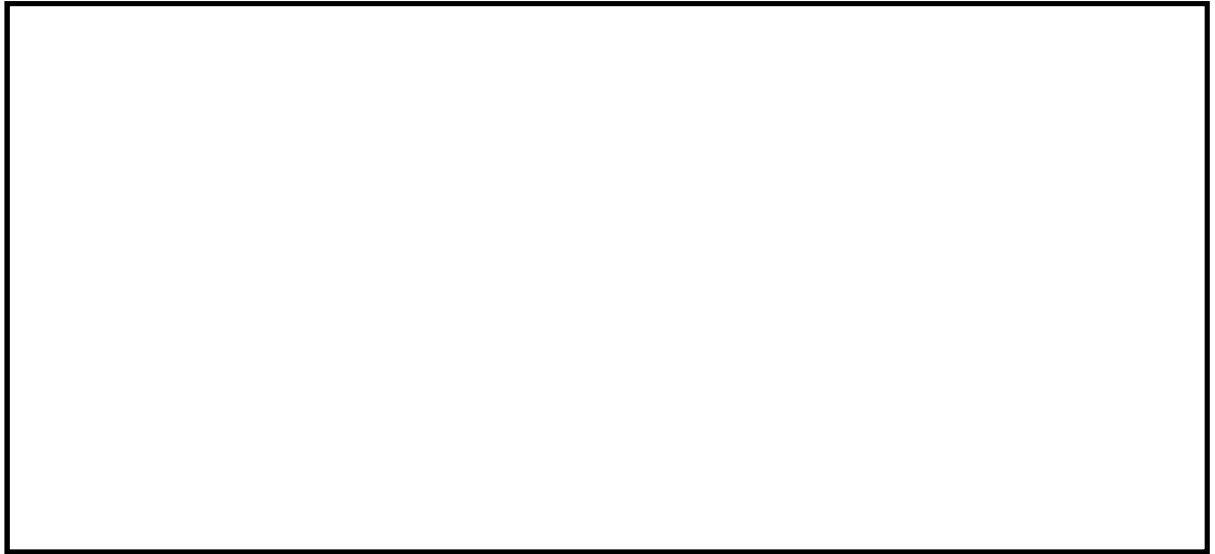


図 5.1-8 (39) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s - 3\ 1$ (H-, V+))

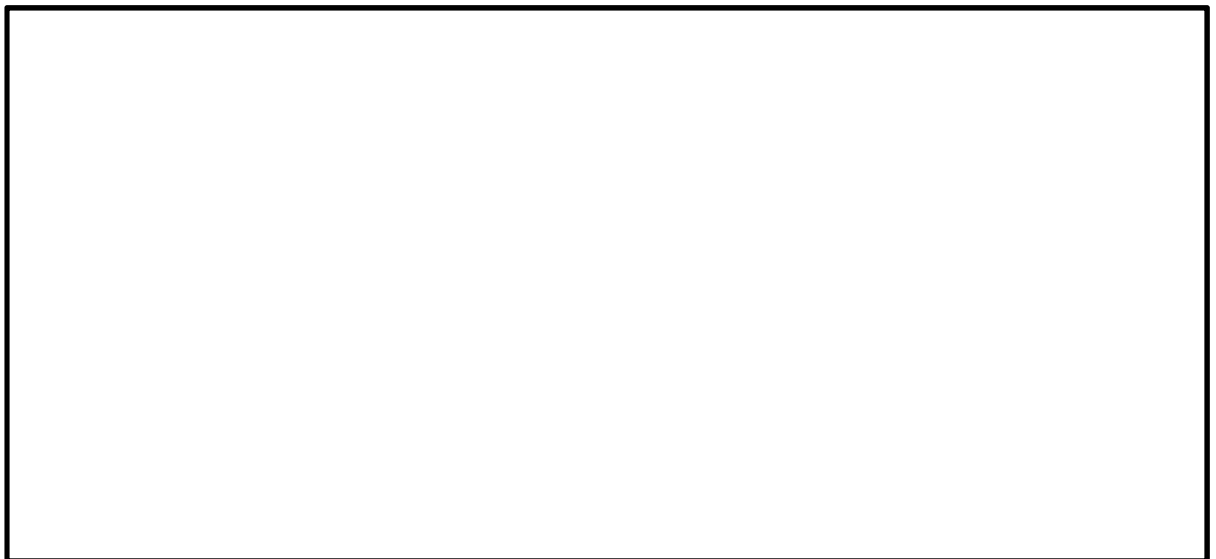


図 5.1-8 (40) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s - 3\ 1$ (H-, V+))

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

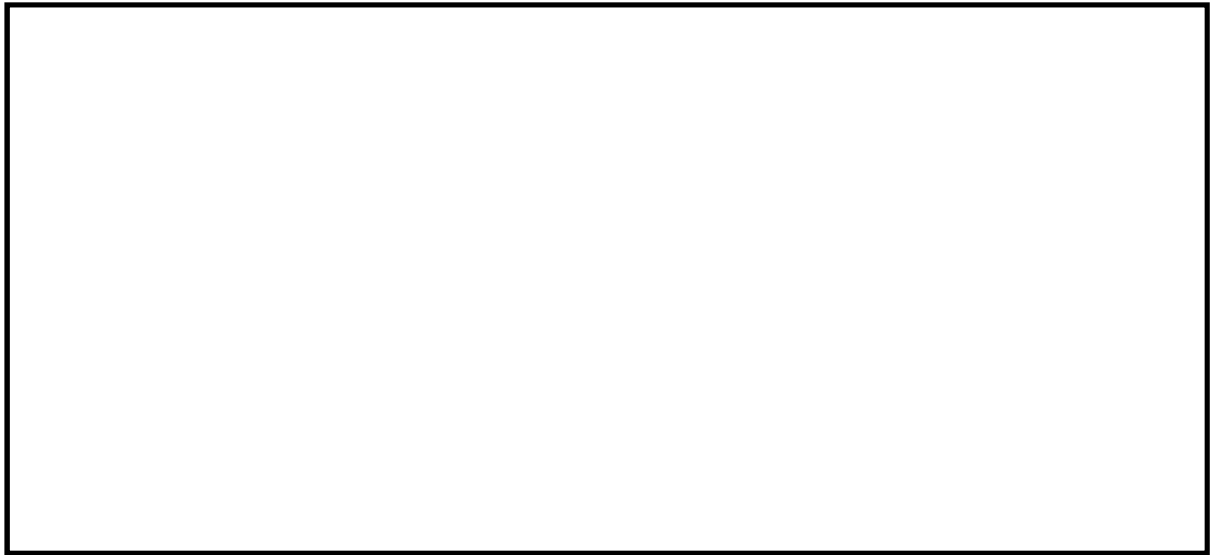


図 5.1-8 (41) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-31 (H-, V+))



図 5.1-8 (42) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 (S_s-31 (H-, V+))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

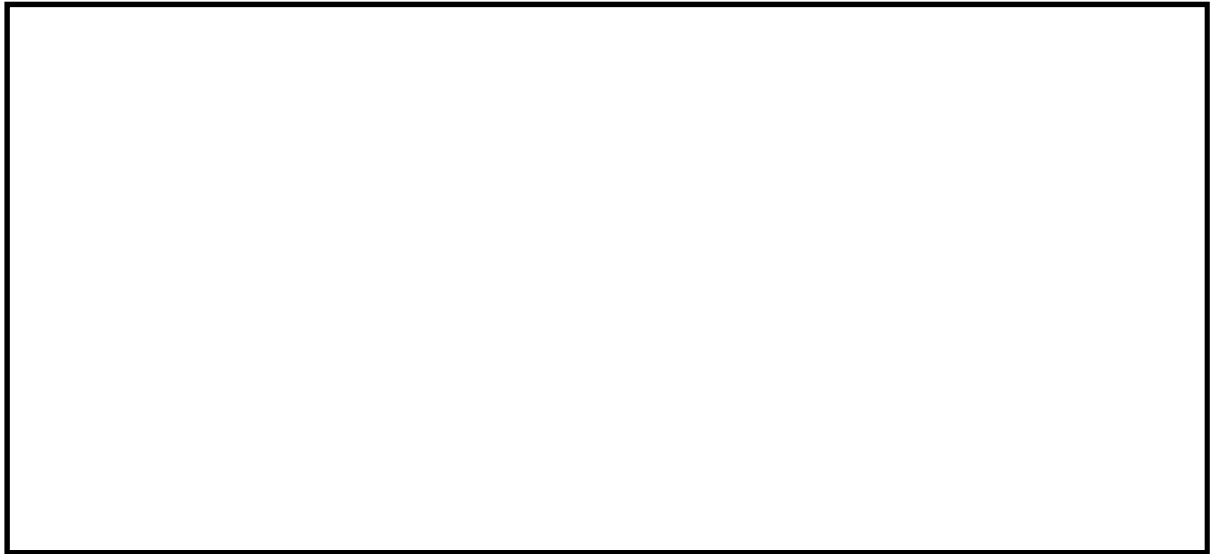


図 5.1-8 (43) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

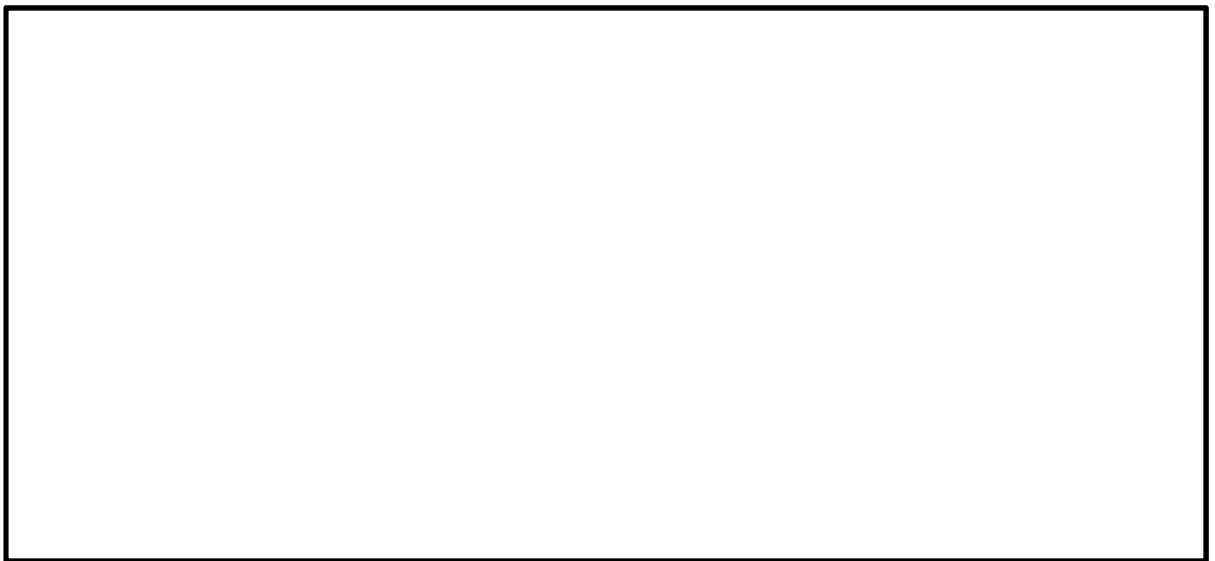


図 5.1-8 (44) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

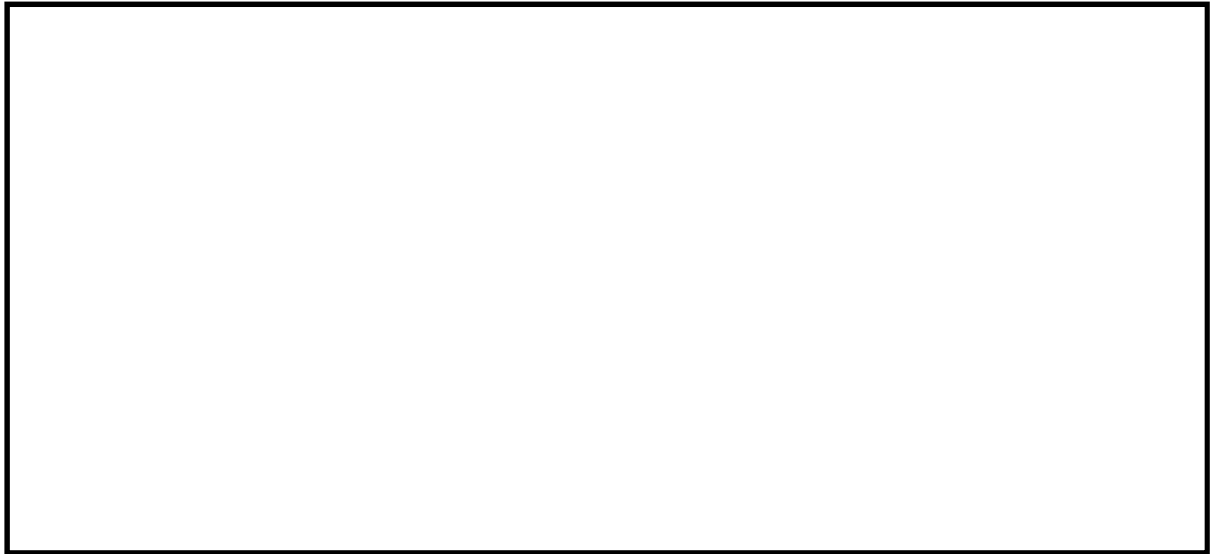


図 5.1-8 (45) B-B断面の最大せん断ひずみ分布（ S_s-31 （H+, V+））



図 5.1-8 (46) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図（ S_s-31 （H+, V+））

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

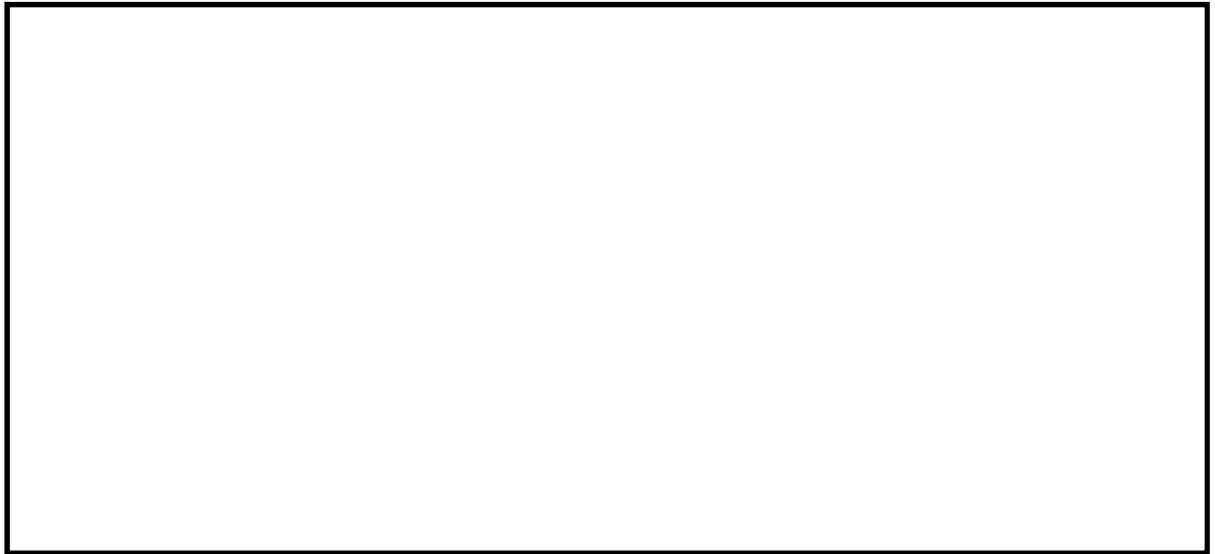


図 5.1-8 (47) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-D 1$ (H-, V-))

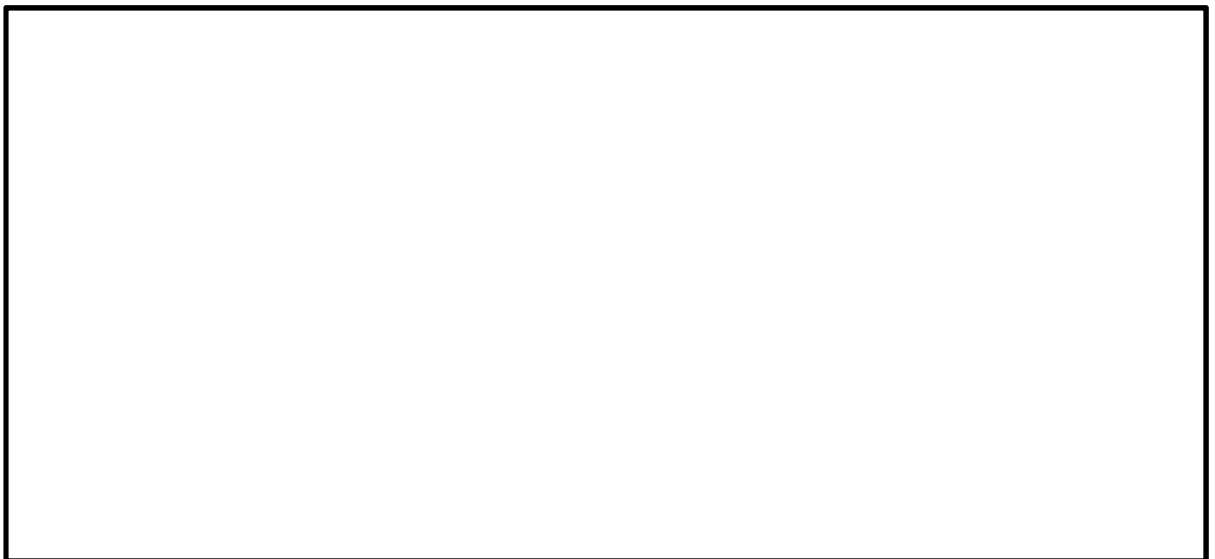


図 5.1-8 (48) B-B断面の最大せん断ひずみ分布 拡大図 ($S_s-D 1$ (H-, V-))

(3) 過剰間隙水圧比分布図

a. A－A断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

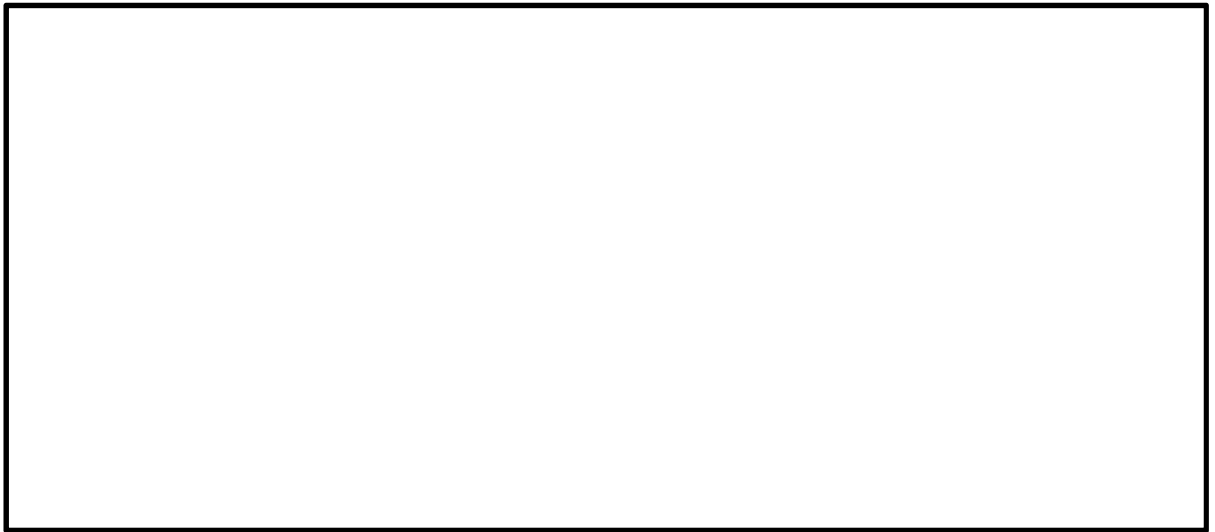


図 5.1-9 (1) A－A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))



図 5.1-9 (2) A－A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H+, V-))



図 5.1-9 (3) A－A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H-, V+))



図 5.1-9 (4) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V-))

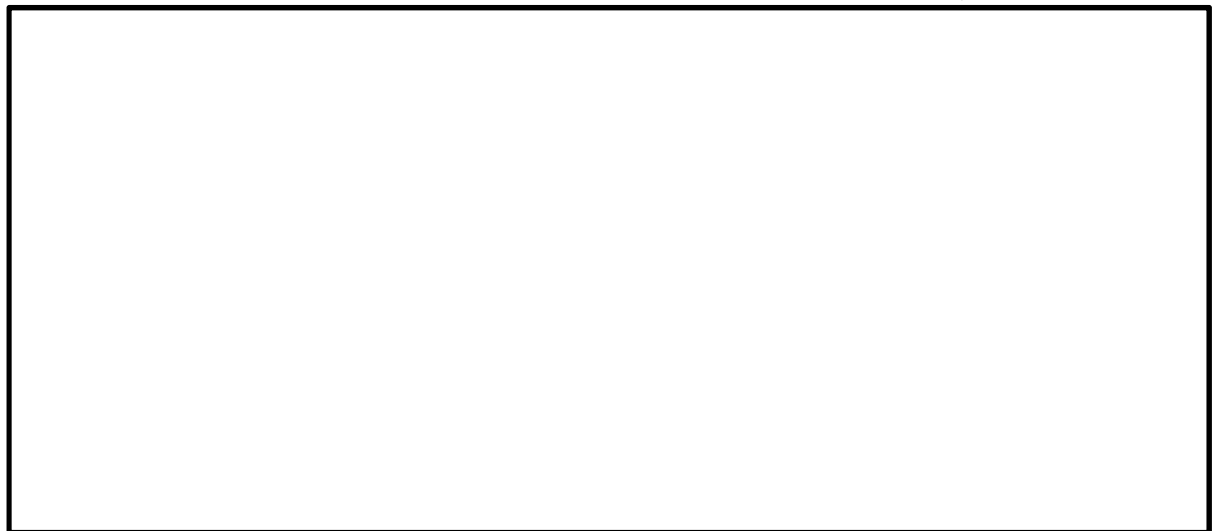


図 5.1-9 (5) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 11$)



図 5.1-9 (6) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 12$)



図 5.1-9 (7) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-13)

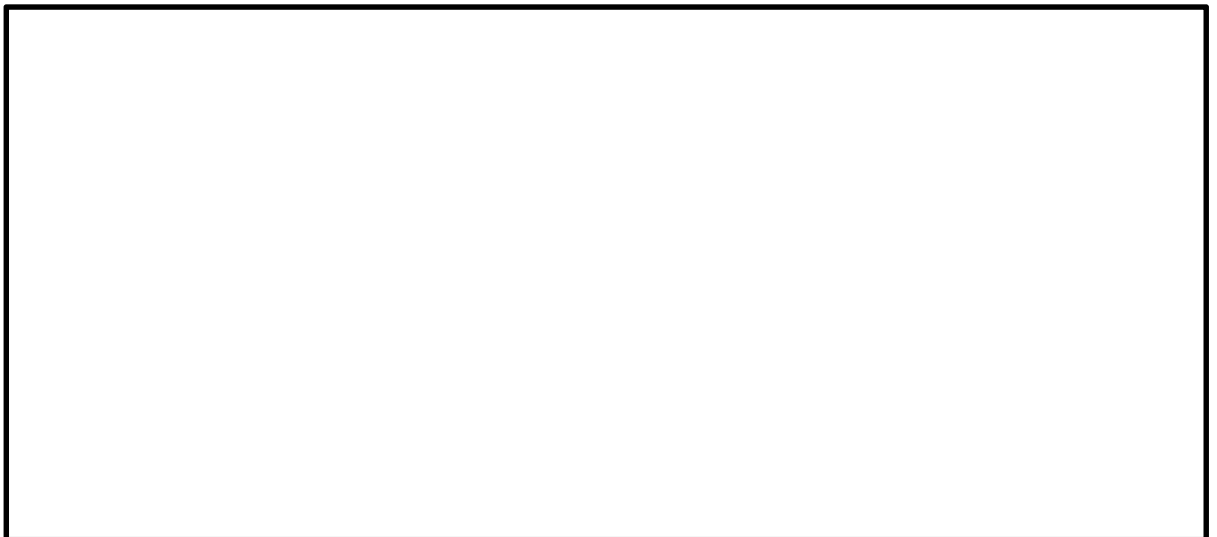


図 5.1-9 (8) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-14)



図 5.1-9 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 (S_s-21)



図 5.1-9 (10) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.2$)



図 5.1-9 (11) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ (H+, V+))



図 5.1-9 (12) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース

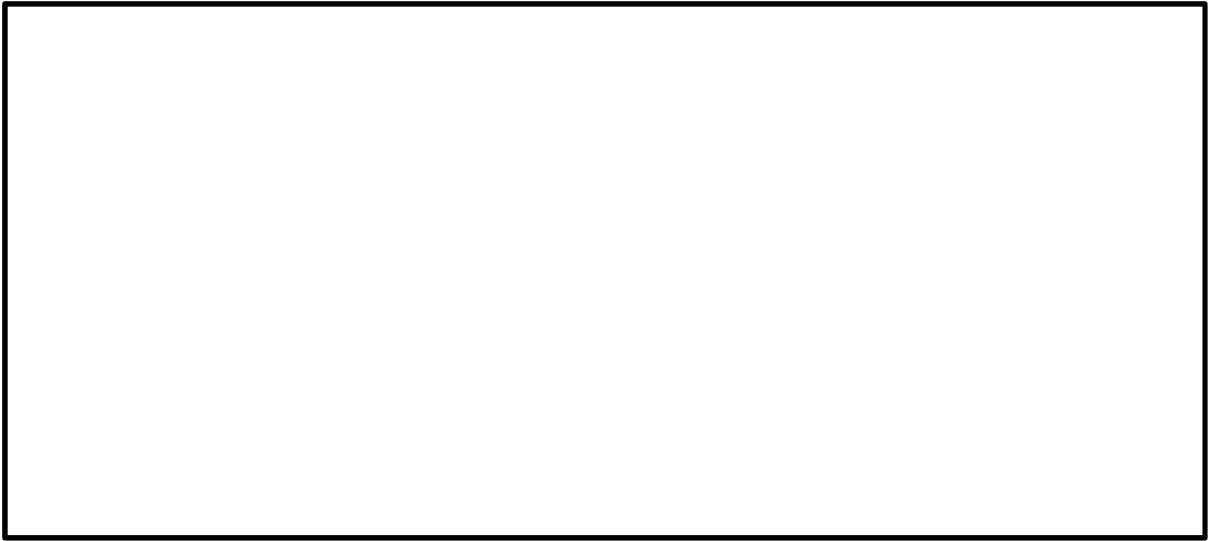


図 5.1-9 (13) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ （H+, V-））

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（- 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-9 (14) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D 1$ （H+, V-））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

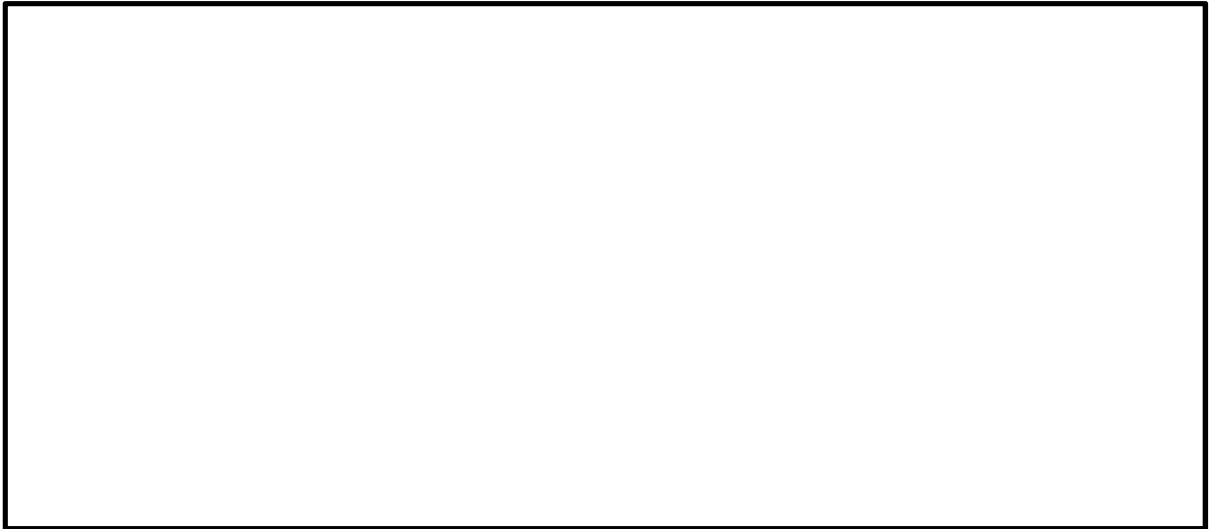


図 5.1-9 (15) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V-))

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース



図 5.1-9 (16) A-A断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

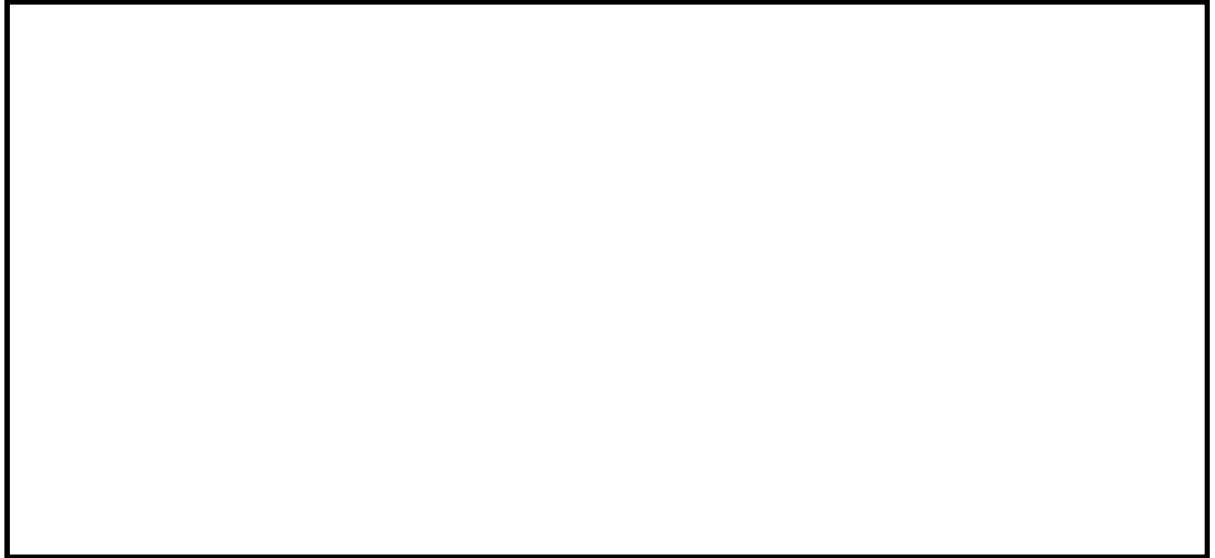


図 5.1-9 (17) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D1$ （H+, V+））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

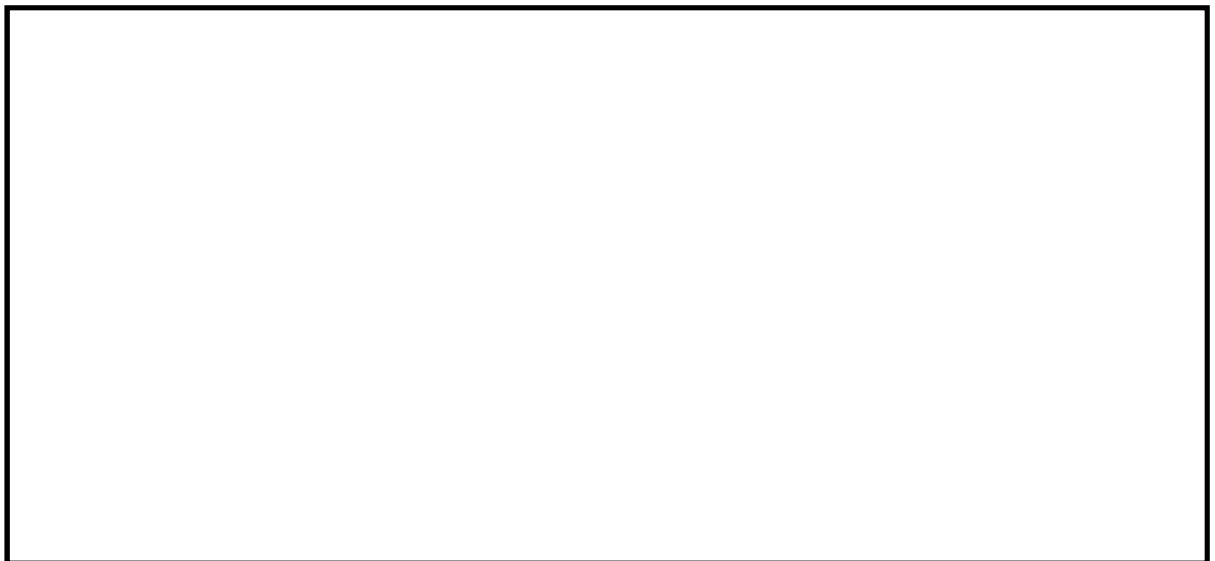


図 5.1-9 (18) A-A断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - D1$ （H+, V+））

b. B－B断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

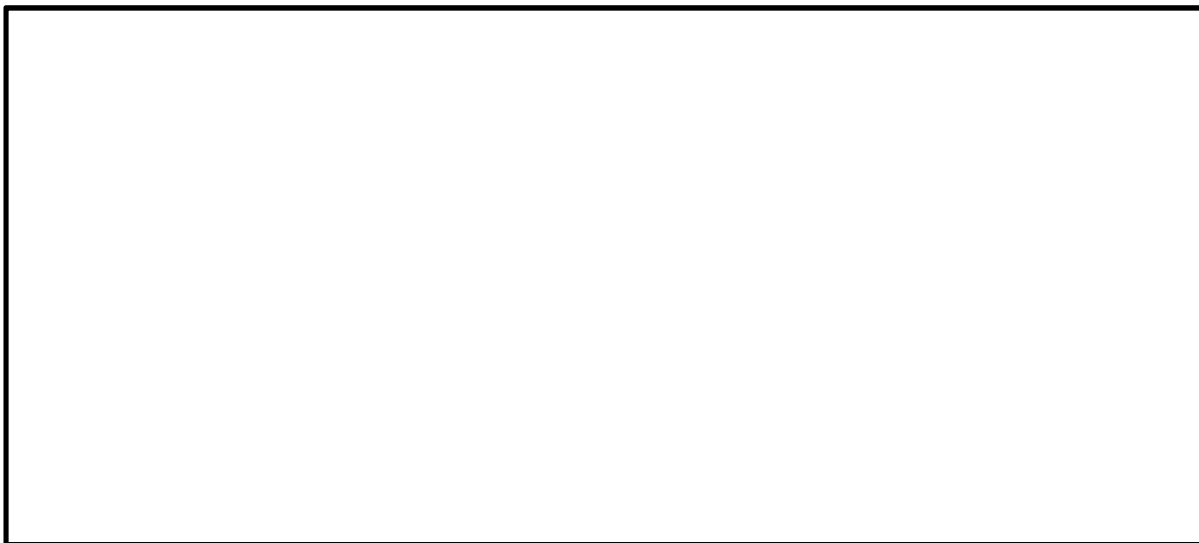


図 5.1－10 (1) B－B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V+))



図 5.1－10 (2) B－B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V-))



図 5.1－10 (3) B－B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H-, V+))

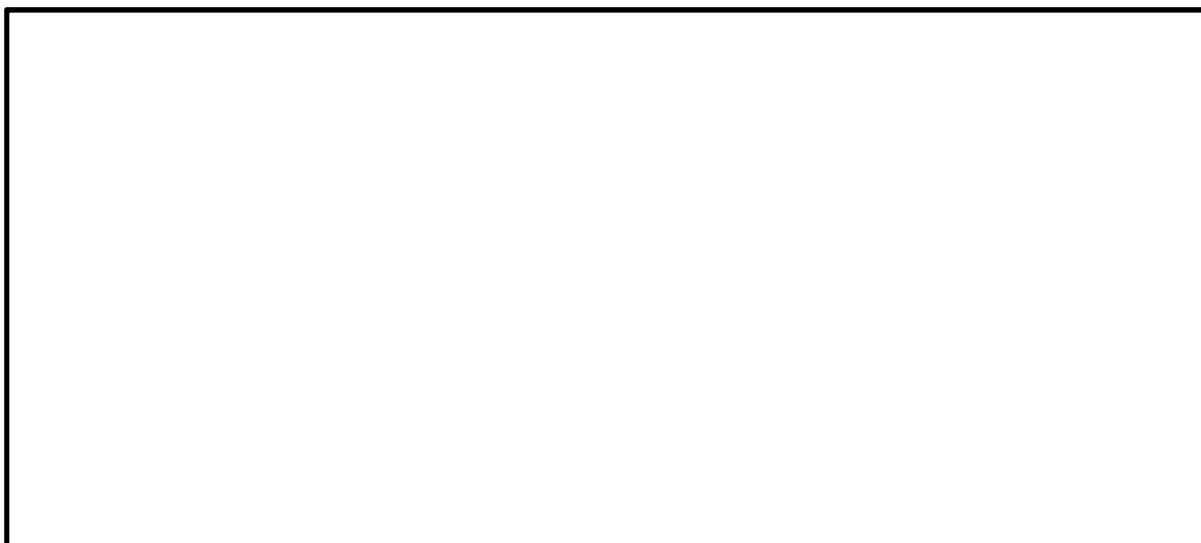


図 5.1-10 (4) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))



図 5.1-10 (5) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 1$)



図 5.1-10 (6) B-B 断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1 2$)

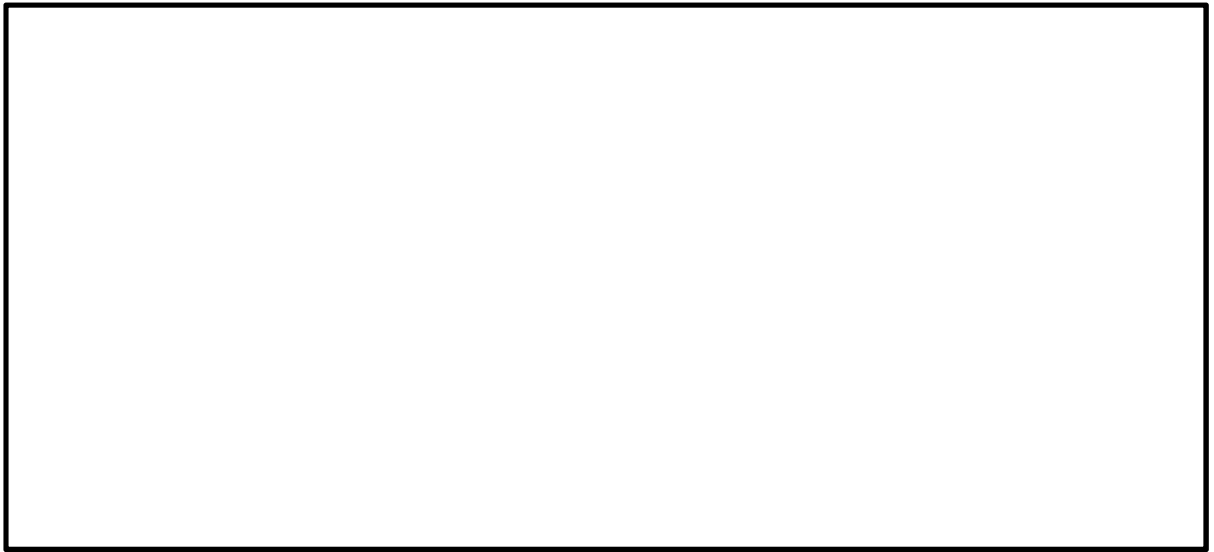


図 5.1-10 (7) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.3$)

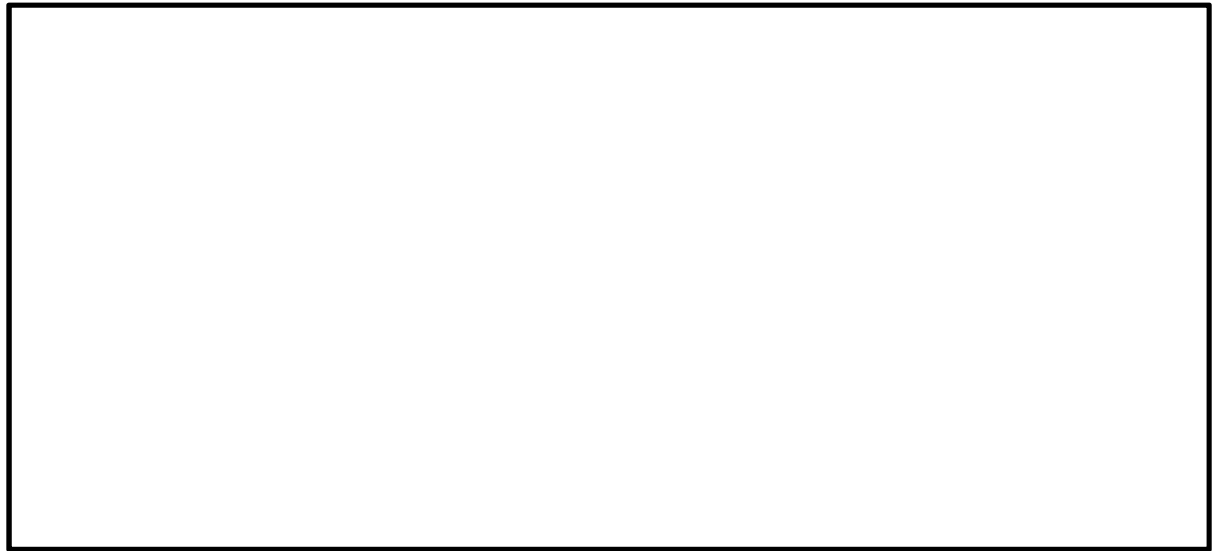


図 5.1-10 (8) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 1.4$)

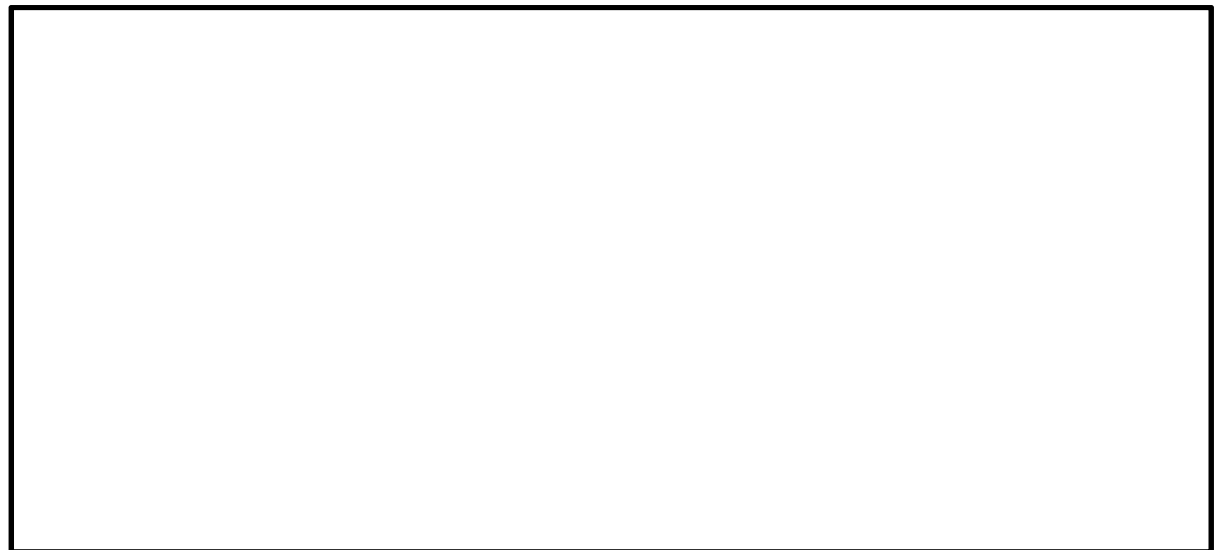


図 5.1-10 (9) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 2.1$)

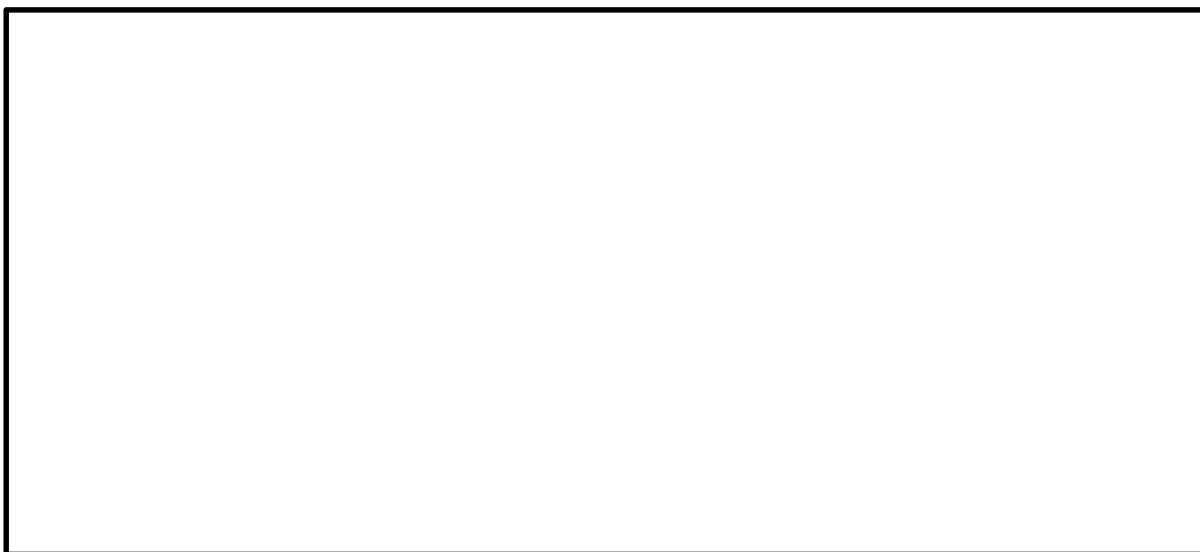


図 5.1-10 (10) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-22)



図 5.1-10 (11) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H+, V+))



図 5.1-10 (12) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-31 (H-, V+))

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-10 (13) B-B断面の過剰間隙水圧比分布（ S_s -D 1（H+, V-））

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（- 1 σ ）した解析ケース

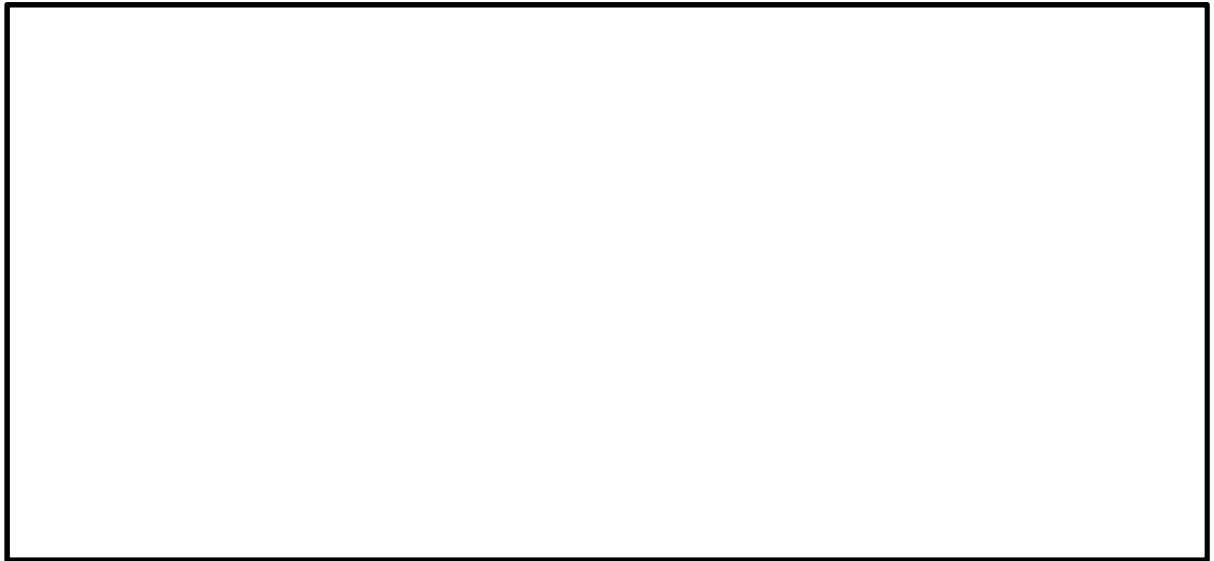


図 5.1-10 (14) B-B断面の過剰間隙水圧比分布（ S_s -D 1（H+, V-））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1-10 (15) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - D1$ (H+, V-))

- ・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース

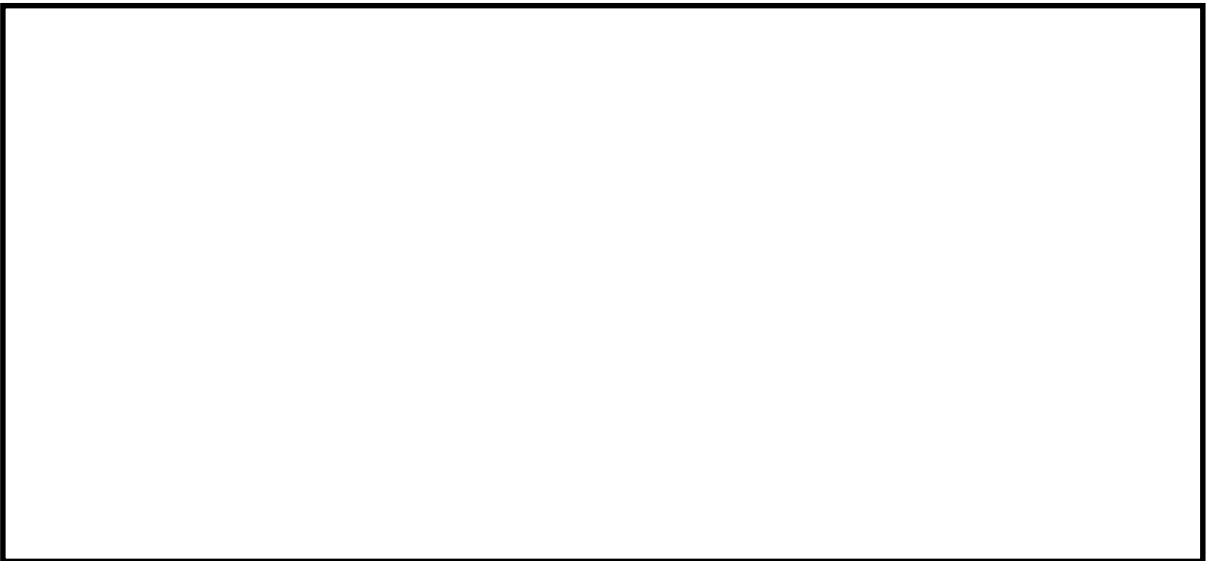


図 5.1-10 (16) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 ($S_s - 31$ (H-, V+))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

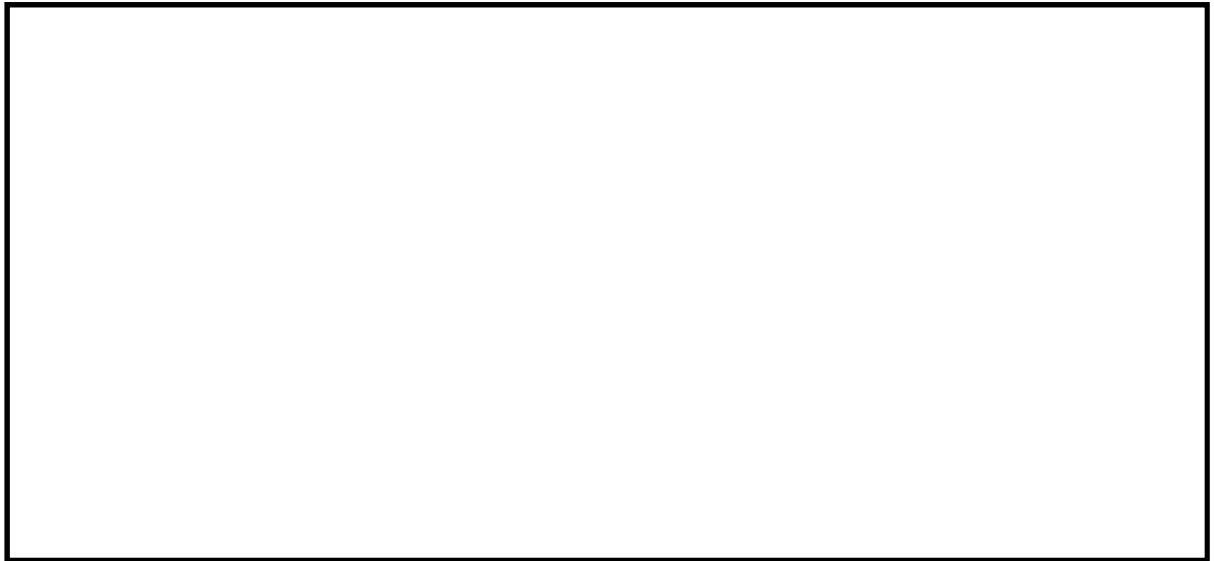


図 5.1-10 (17) B-B断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1-10 (18) B-B断面の過剰間隙水圧比分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

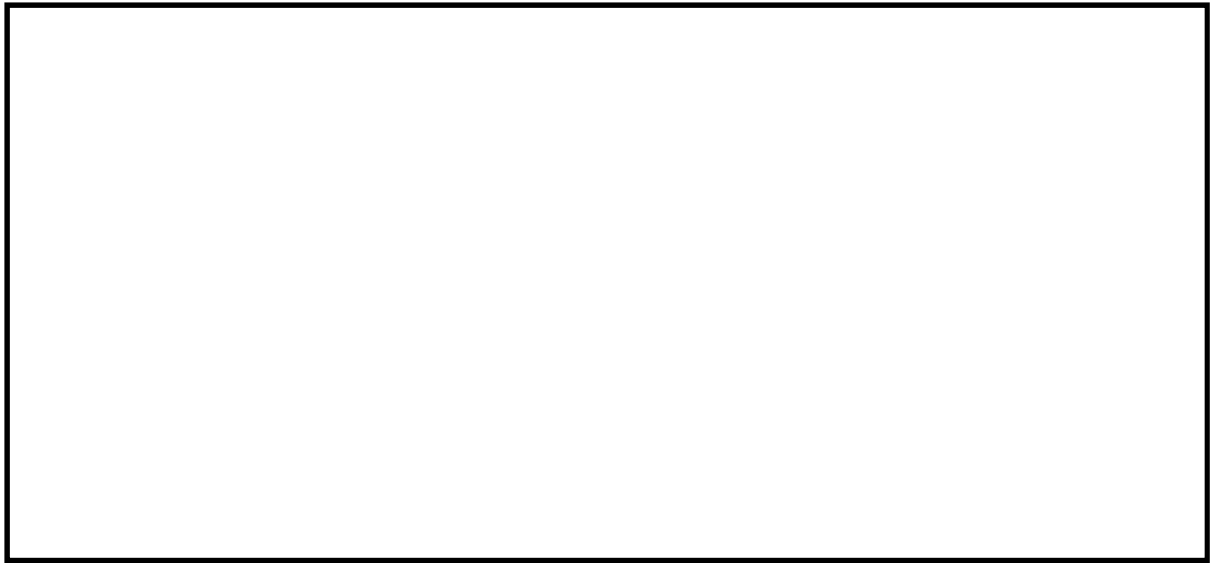


図 5.1-10 (19) B-B断面の過剰間隙水圧比分布 (S_s-D1 (H-, V-))

(4) 最大加速度分布図

a. A－A断面

- ・ 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

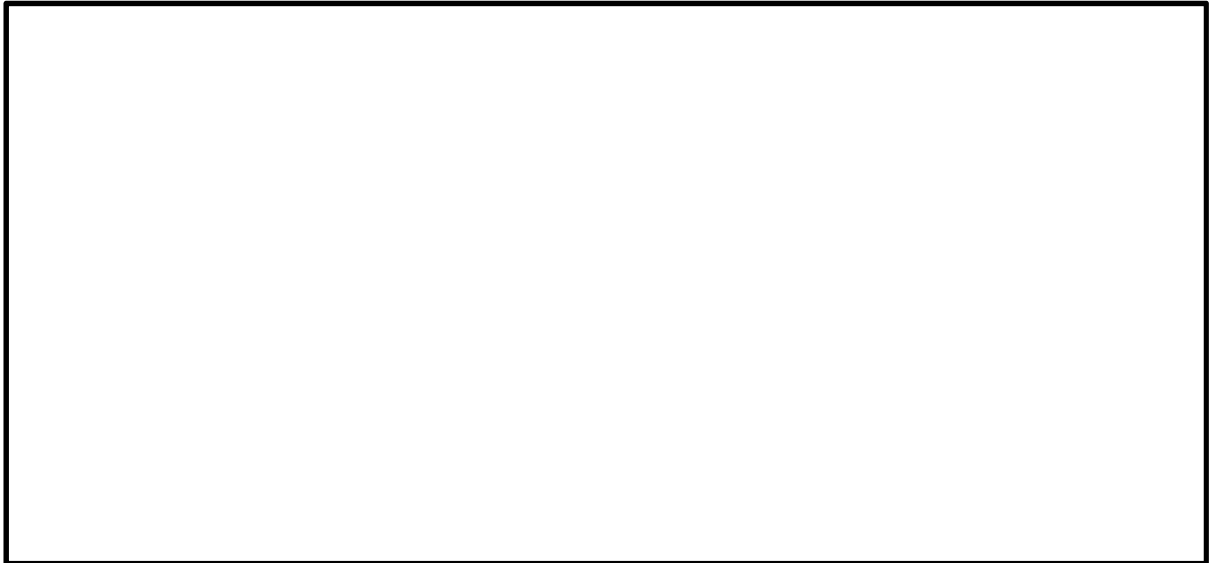


図 5.1－11 (1) A－A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))



図 5.1－11 (2) A－A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H+, V-))

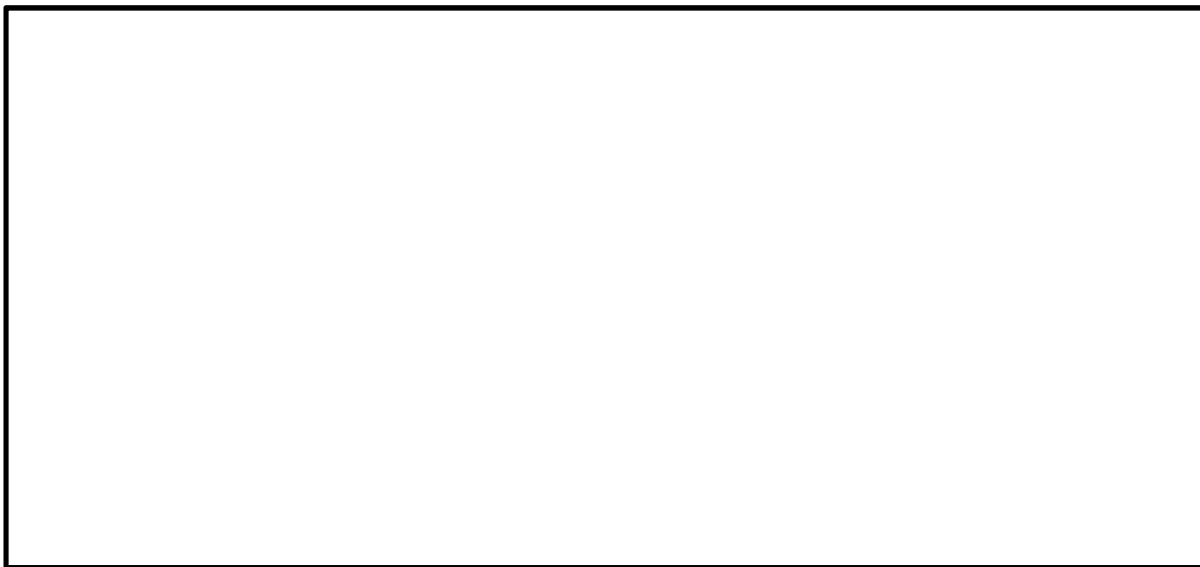


図 5.1-11 (3) A-A断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H-, V+))



図 5.1-11 (4) A-A断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H-, V-))



図 5.1-11 (5) A-A断面の最大加速度分布 (S_s-11)

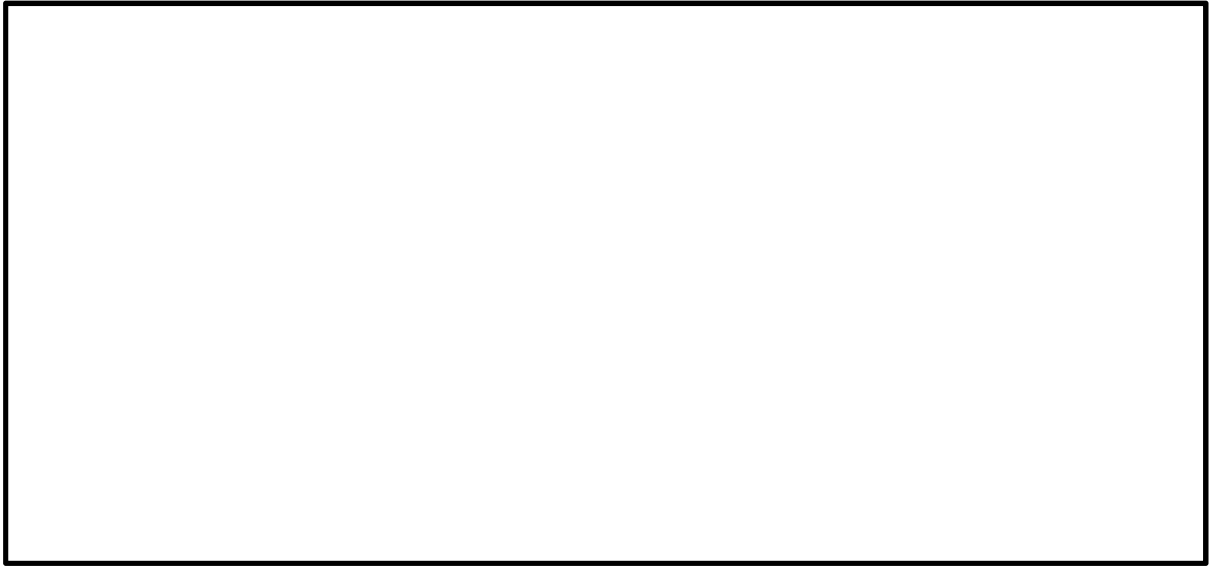


図 5.1-11 (6) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-1.2$)

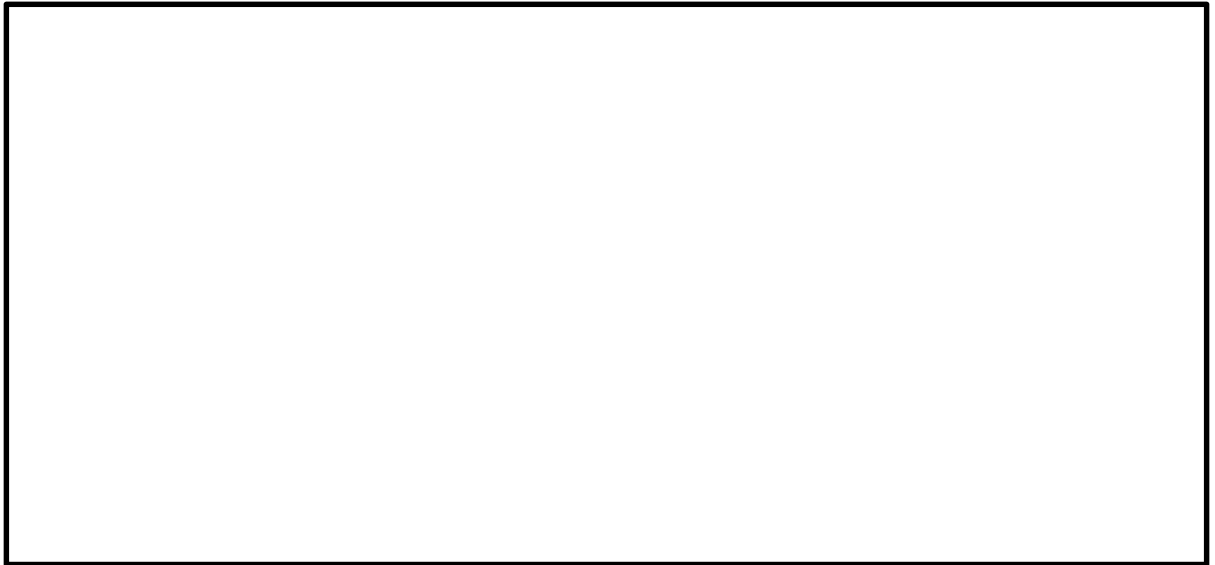


図 5.1-11 (7) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-1.3$)

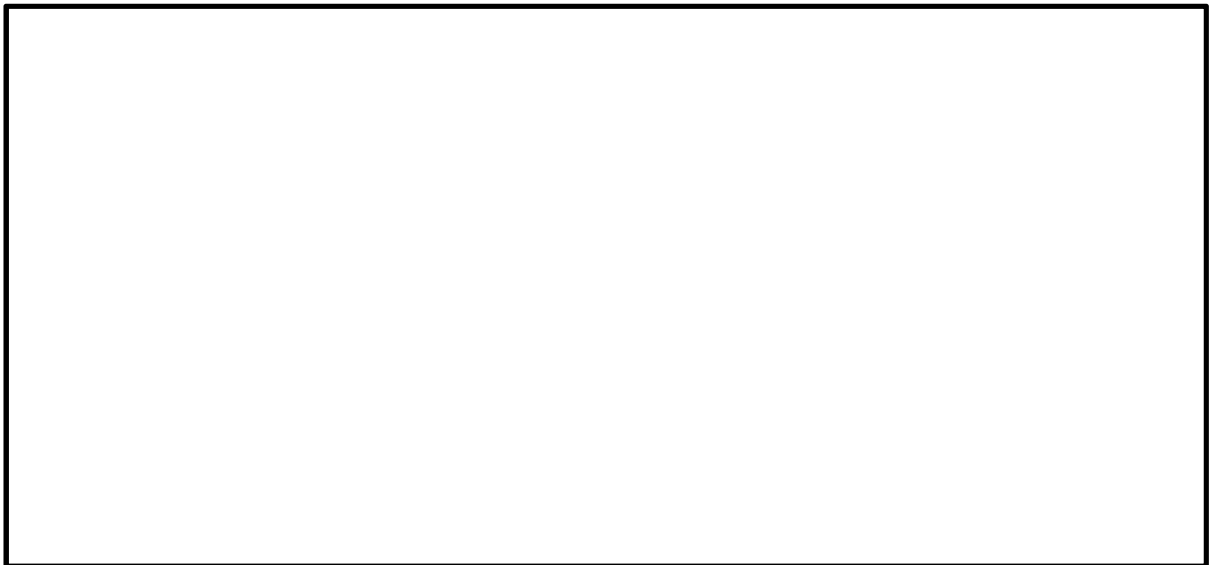


図 5.1-11 (8) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-1.4$)



図 5.1-11 (9) A-A断面の最大せん断ひずみ分布 ($S_s-2.1$)

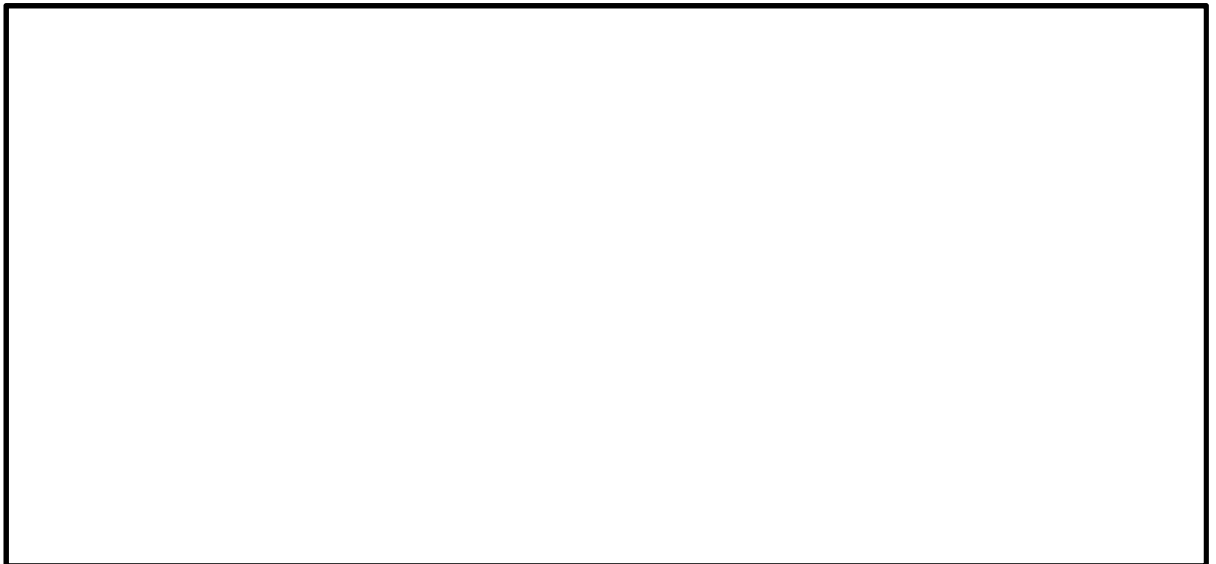


図 5.1-11 (10) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-2.2$)



図 5.1-11 (11) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-3.1$ (H+, V+))

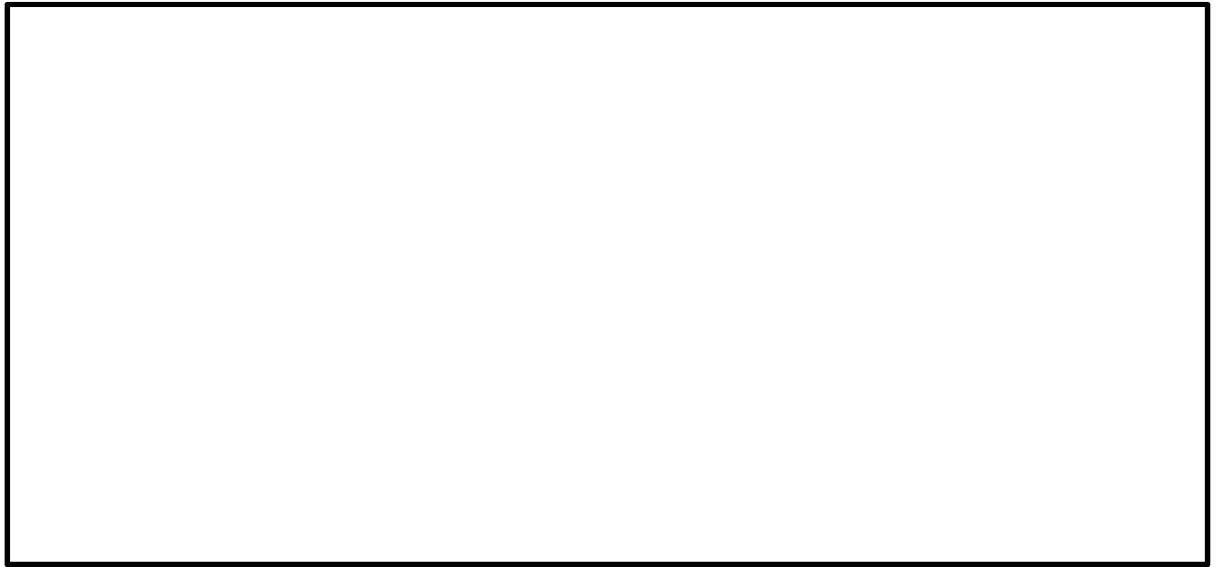


図 5.1-11 (12) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\ \sigma$) した解析ケース



図 5.1-11 (13) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D\ 1$ (H+, V-))

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

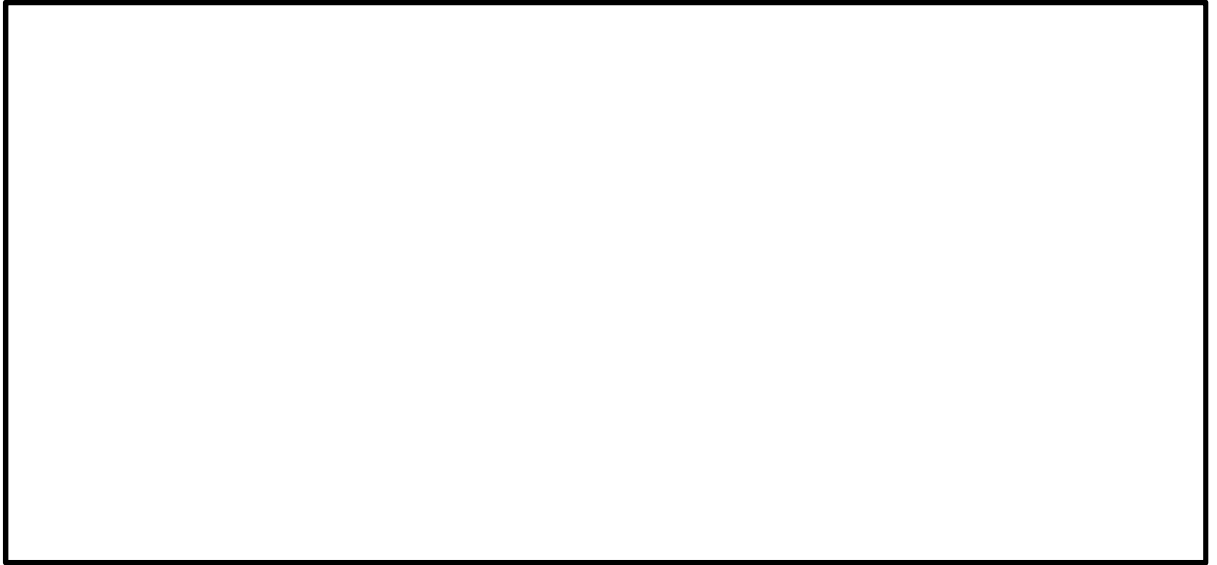


図 5.1-11 (14) A-A断面の最大加速度分布（ $S_s - D 1$ （H+, V-））

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

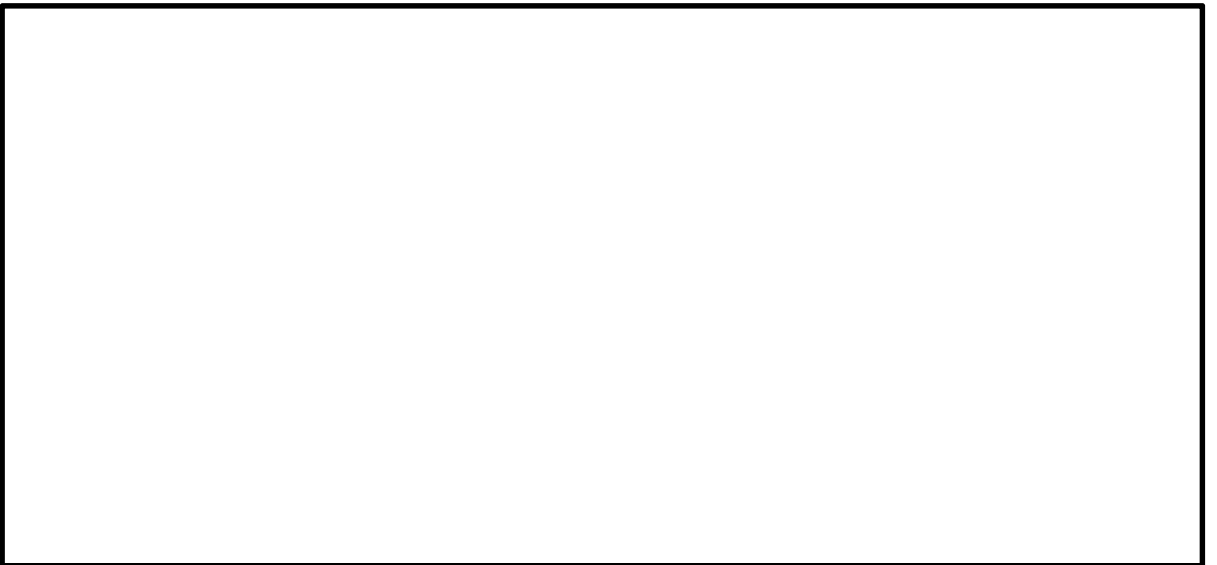


図 5.1-11 (15) A-A断面の最大加速度分布（ $S_s - D 1$ （H+, V-））

- ・検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

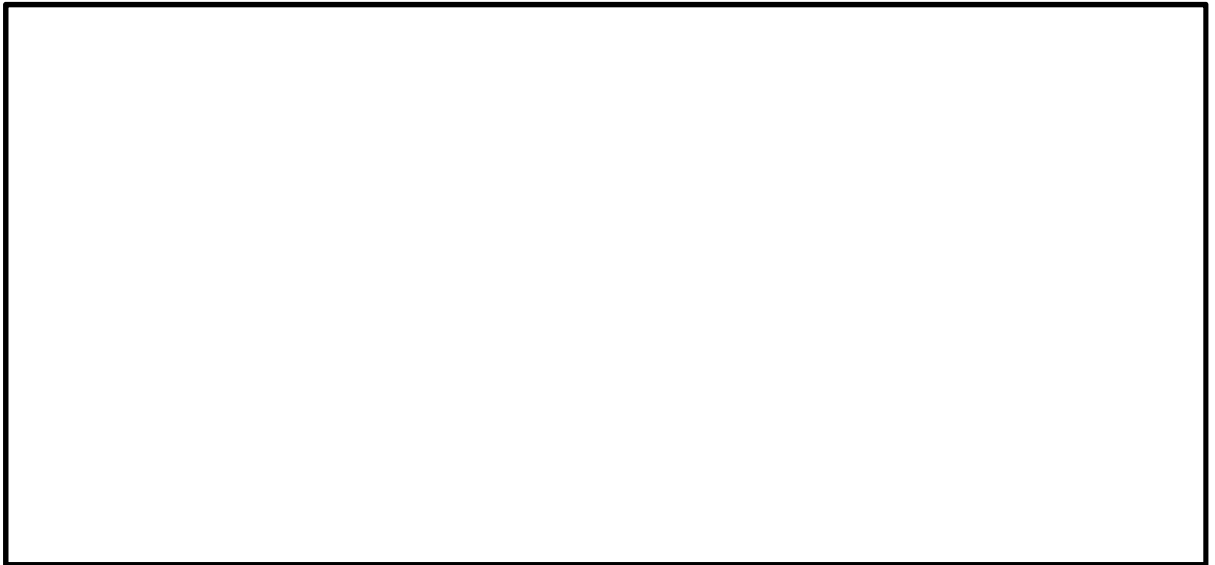


図 5.1-11 (16) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-D 1$ (H+, V-))

- ・検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

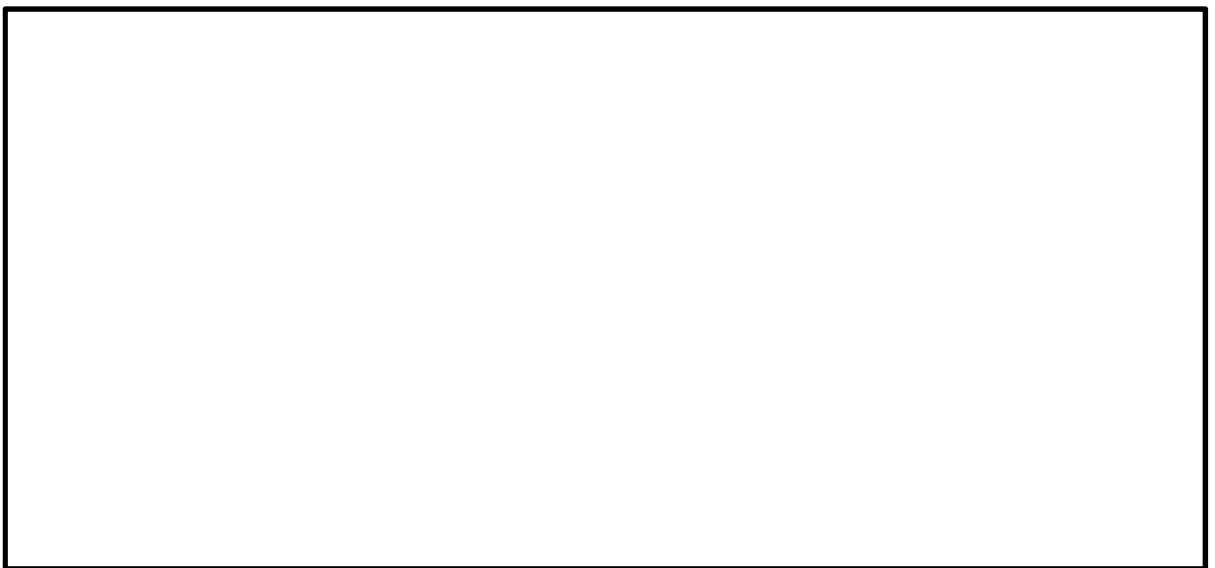


図 5.1-11 (17) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s-D 1$ (H+, V-))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-11 (18) A-A断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V+））

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（- 1 σ ）した解析ケース



図 5.1-11 (19) A-A断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V+））

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1-11 (20) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-11 (21) A-A断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H+, V+))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+ 1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

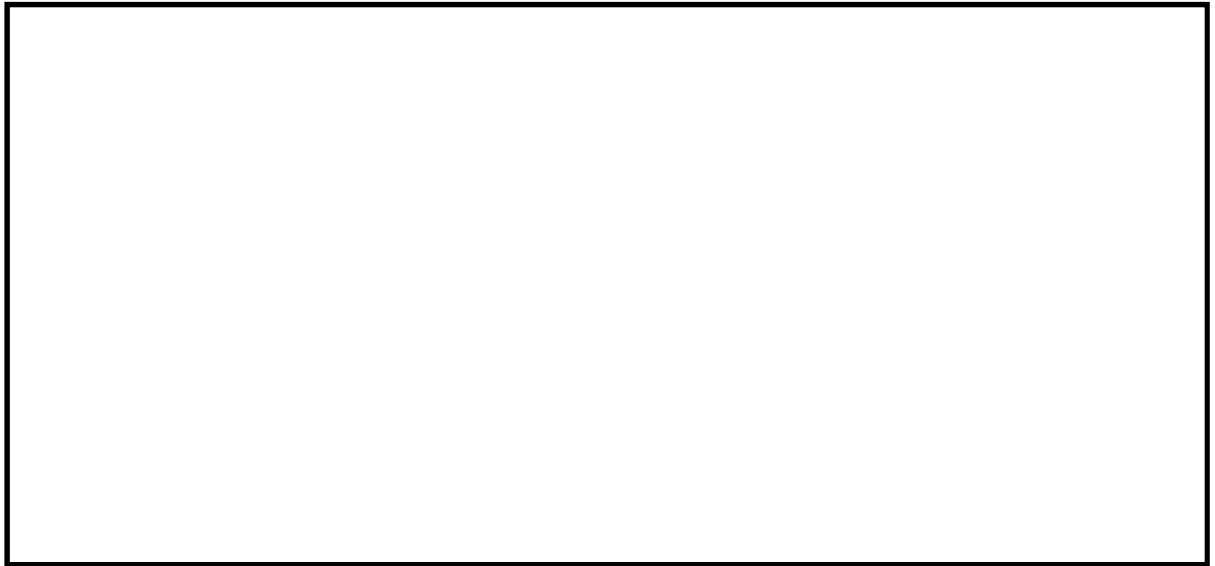


図 5.1-11 (22) A-A断面の最大加速度分布（ $S_s - D 1$ （H+, V+））

b. B－B断面

- ・検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

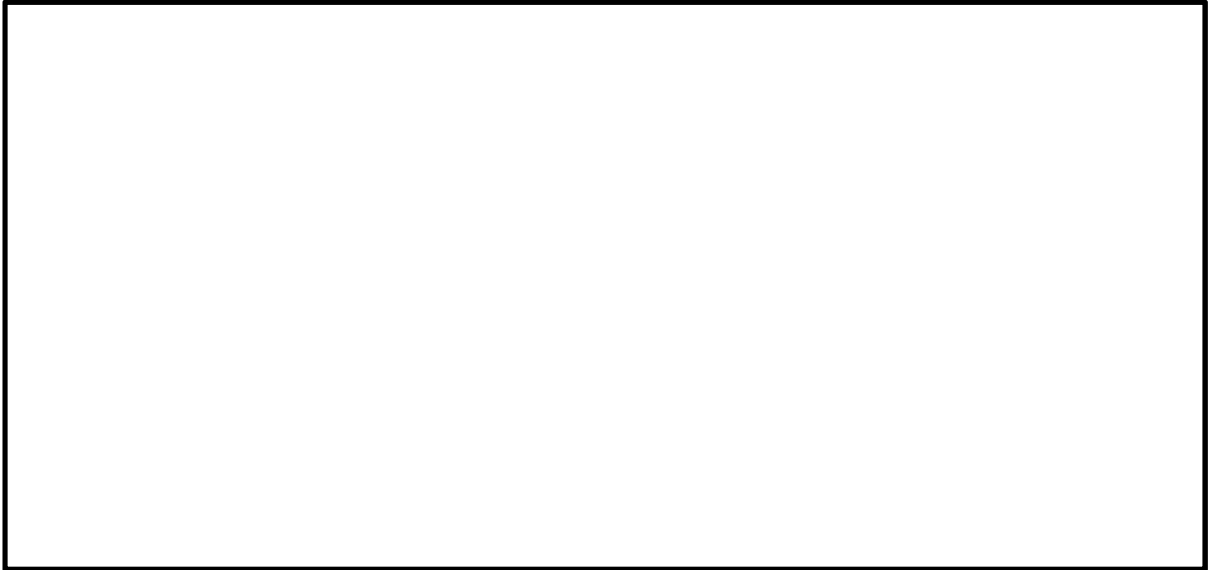


図 5.1-12 (1) B－B断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H+, V+))

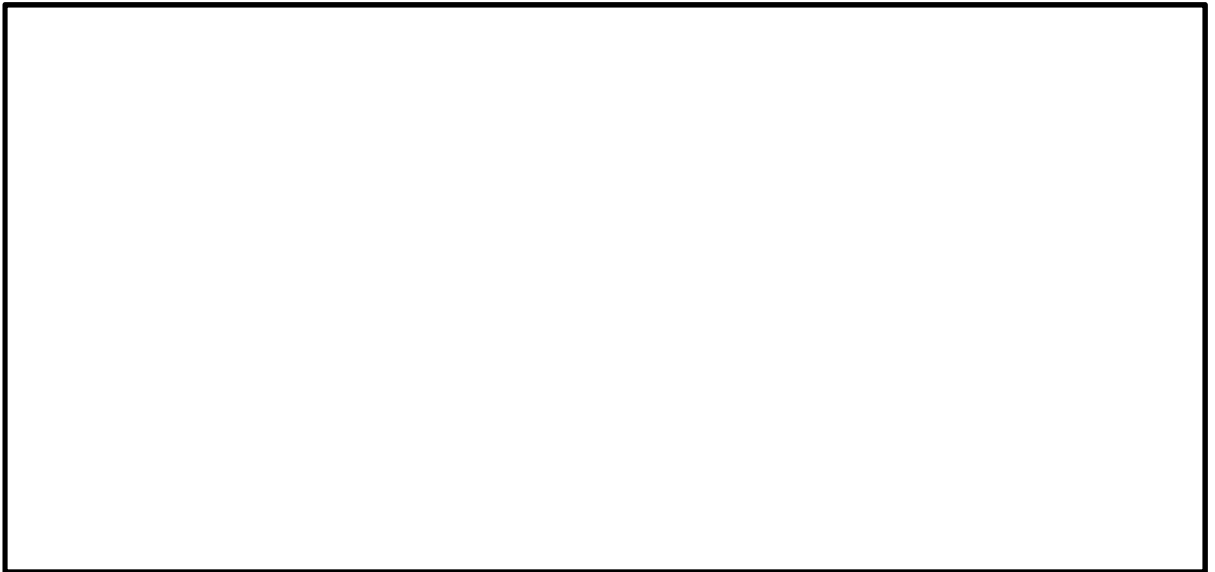


図 5.1-12 (2) B－B断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H+, V-))

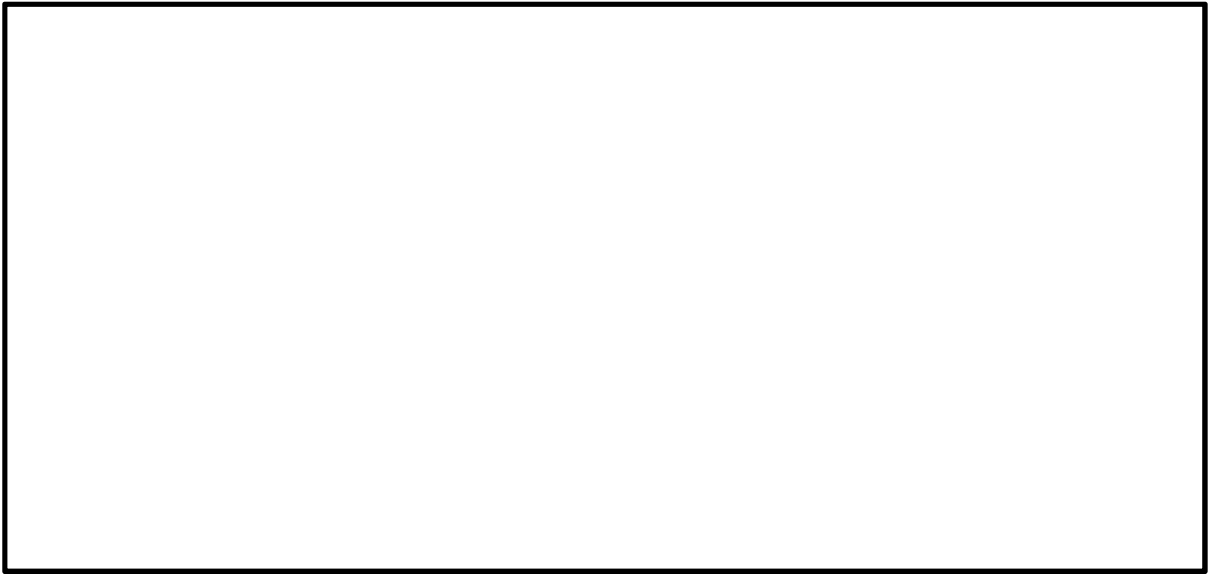


図 5.1-12 (3) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H-, V+))

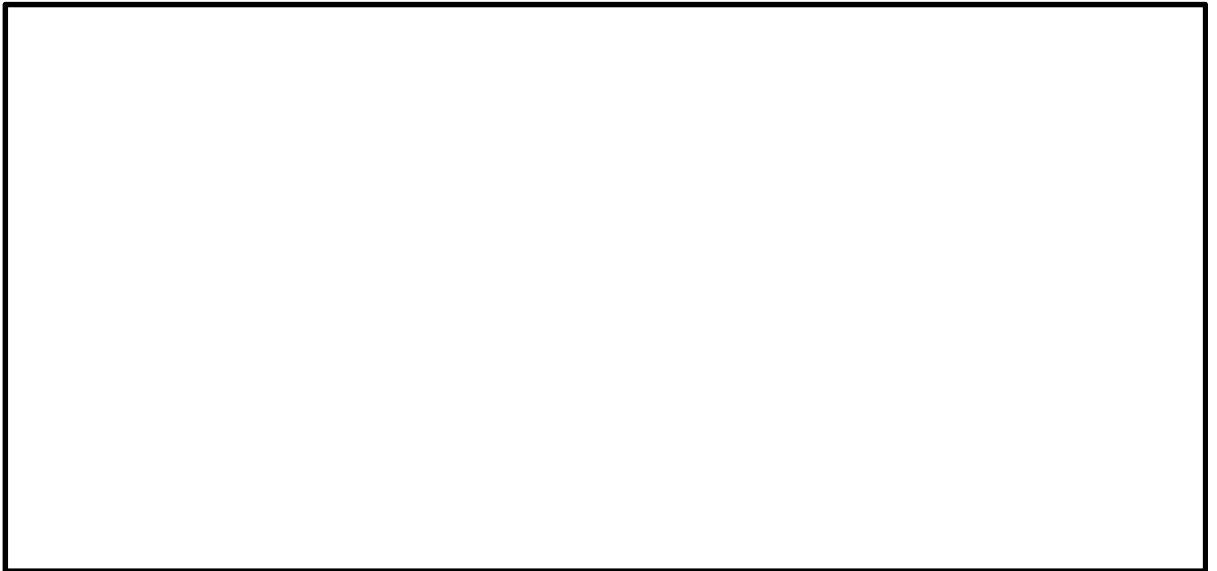


図 5.1-12 (4) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s - D 1$ (H-, V-))

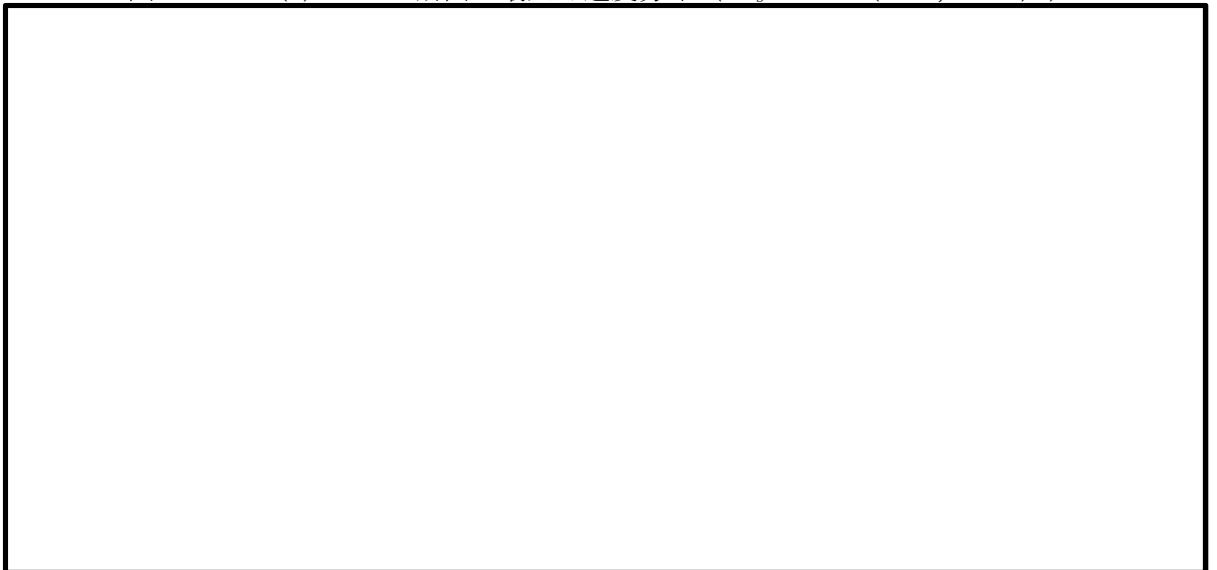


図 5.1-12 (5) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s - 1 1$)

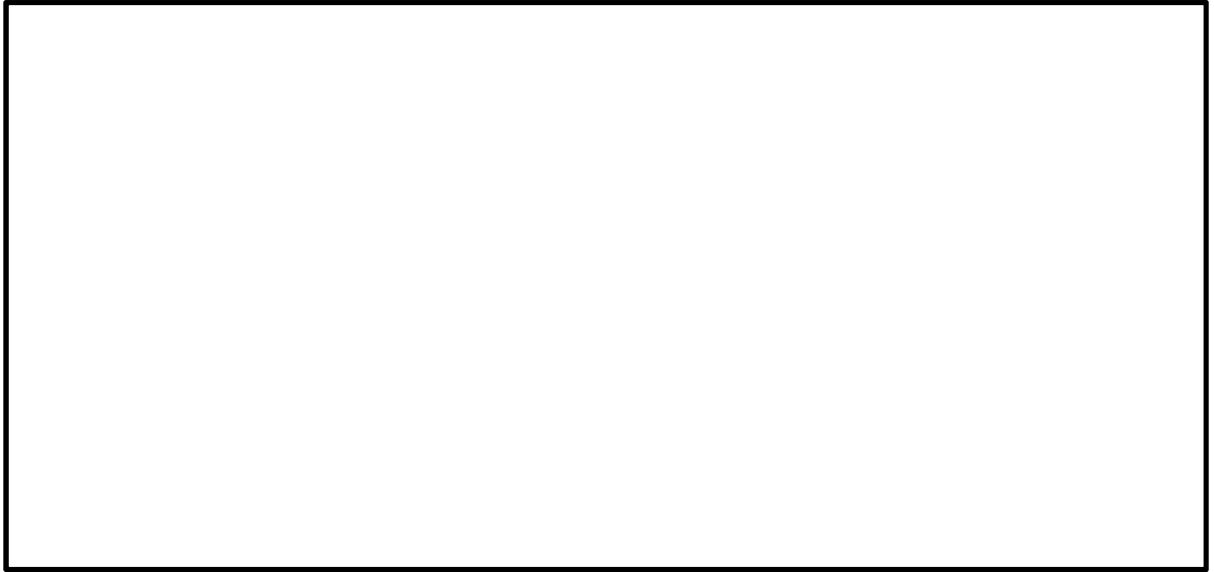


図 5.1-12 (6) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-1.2$)



図 5.1-12 (7) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-1.3$)

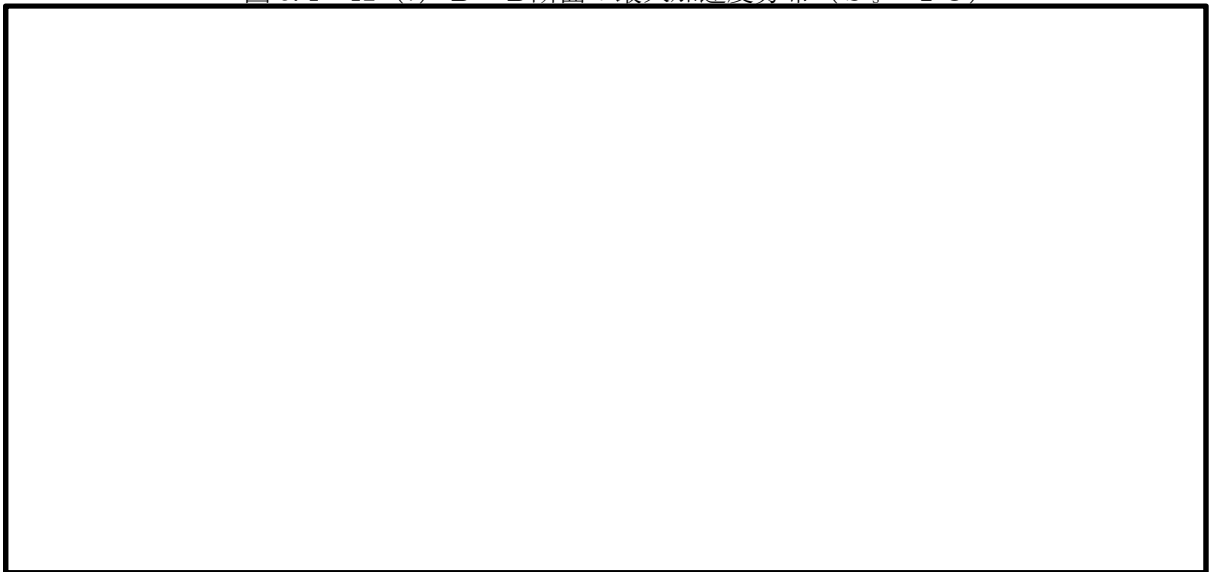


図 5.1-12 (8) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-1.4$)

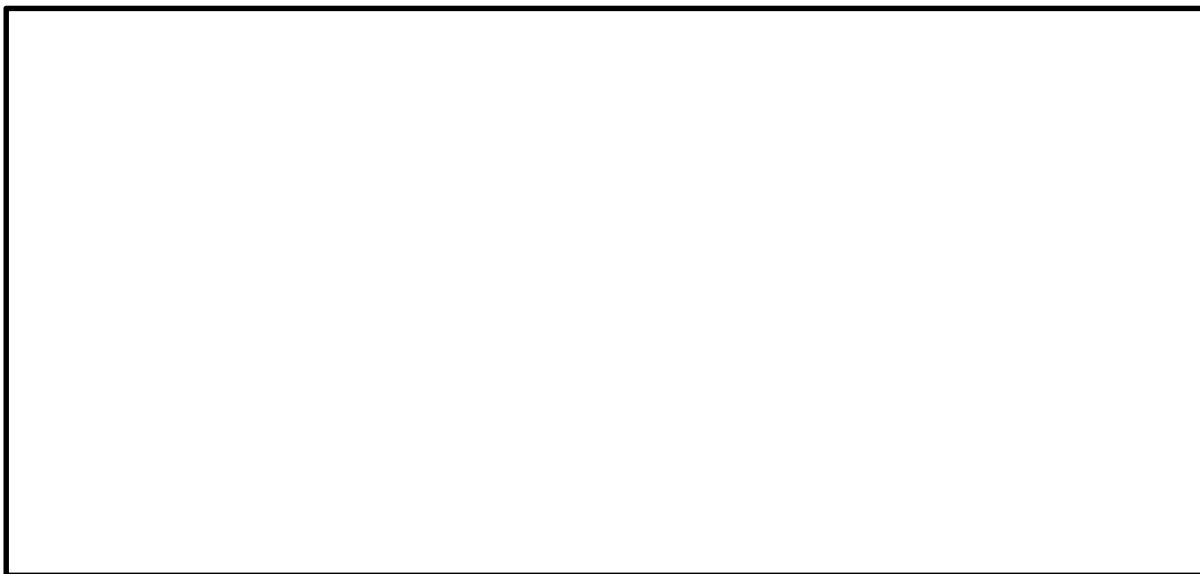


図 5.1-12 (9) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-2.1$)

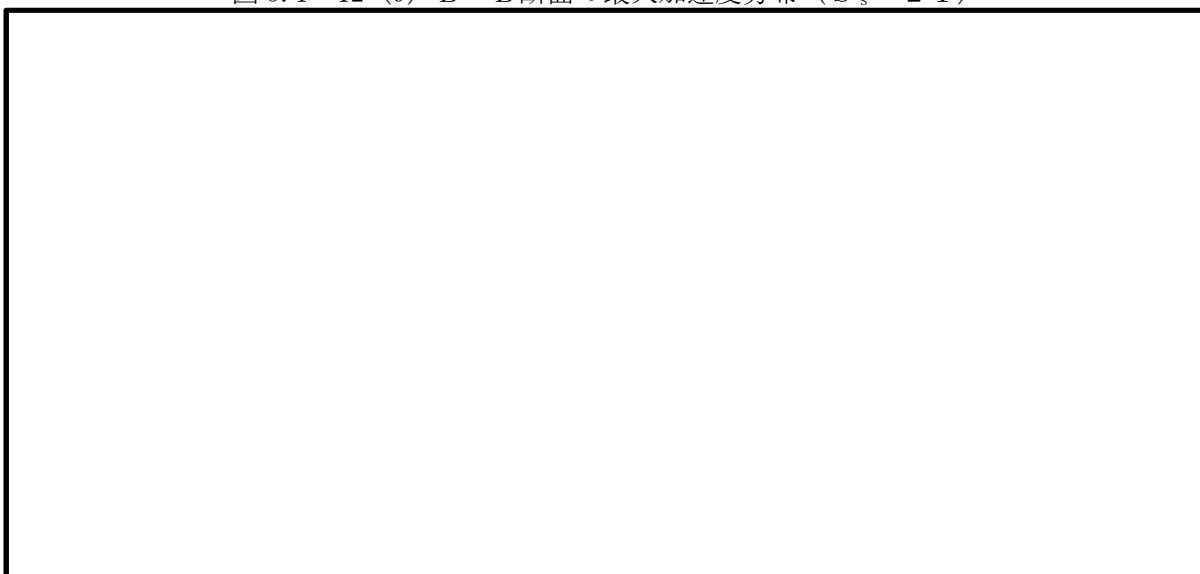


図 5.1-12 (10) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-2.2$)

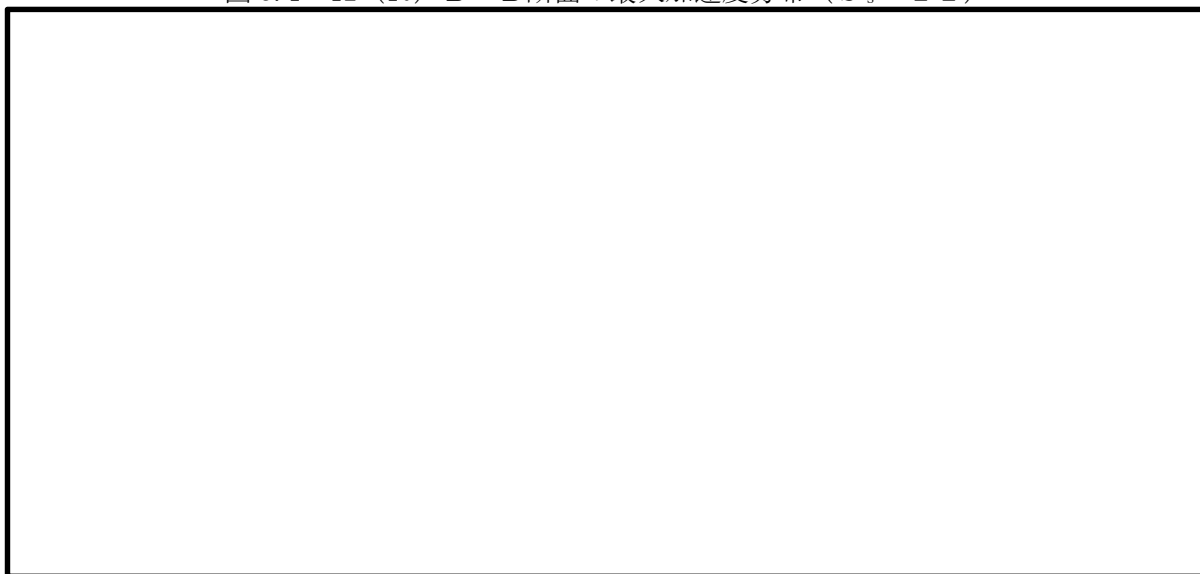


図 5.1-12 (11) B-B断面の最大加速度分布 ($S_s-3.1$ (H+, V+))

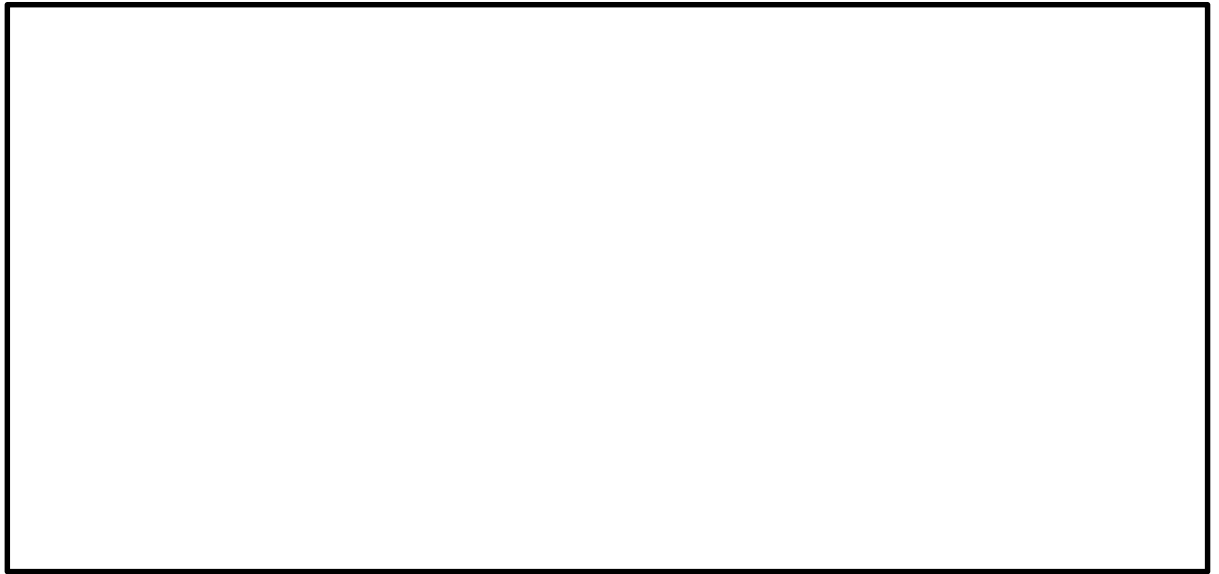


図 5.1-12 (12) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s - 3\ 1$ (H-, V+))

・検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\ \sigma$) した解析ケース



図 5.1-12 (13) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s - D\ 1$ (H+, V-))

- ・検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース



図 5.1-12 (14) B-B断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V-））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース



図 5.1-12 (15) B-B断面の最大加速度分布（ S_s-D1 （H+, V-））

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

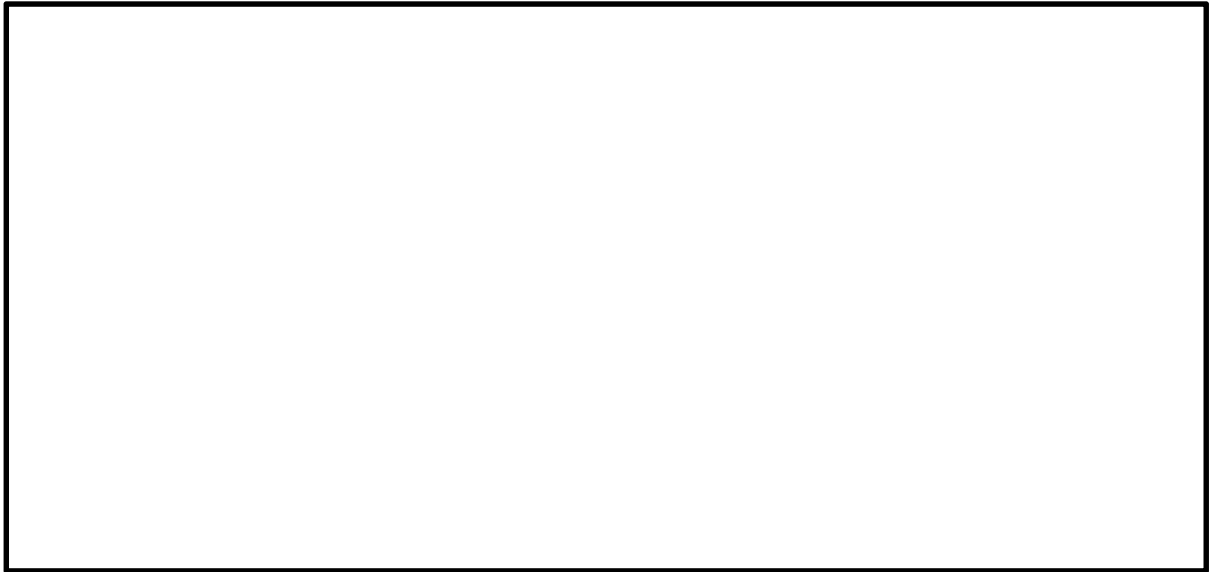


図 5.1-12 (16) B-B 断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-12 (17) B-B 断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H+, V-))

- ・ 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（ $+1\sigma$ ）した解析ケース



図 5.1-12 (18) B-B 断面の最大加速度分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

- ・ 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

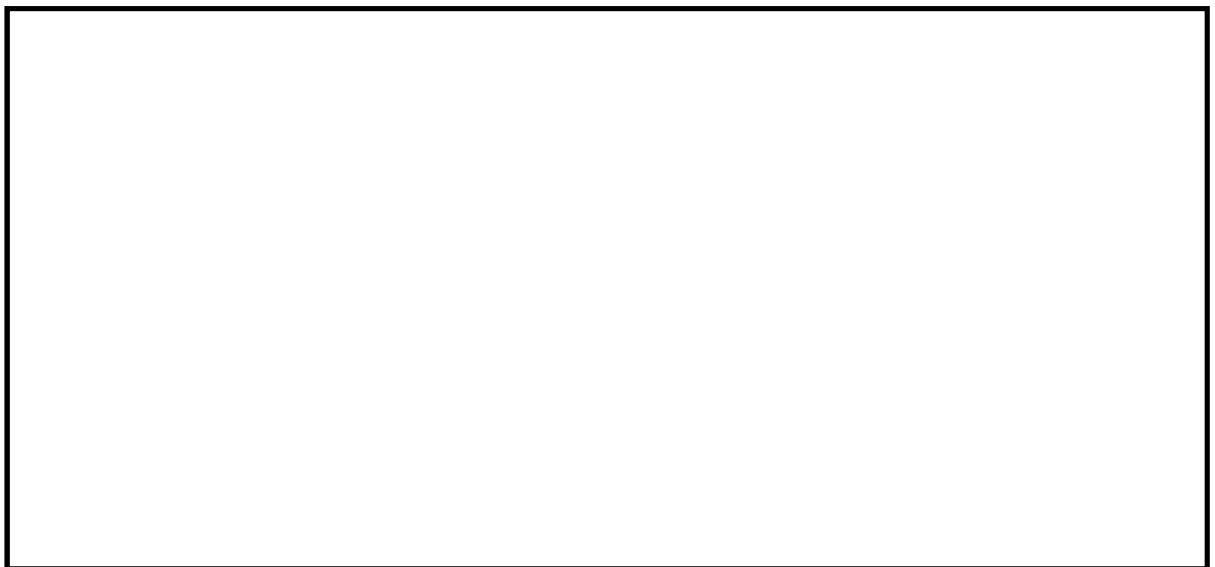


図 5.1-12 (19) B-B 断面の最大加速度分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））

- ・ 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

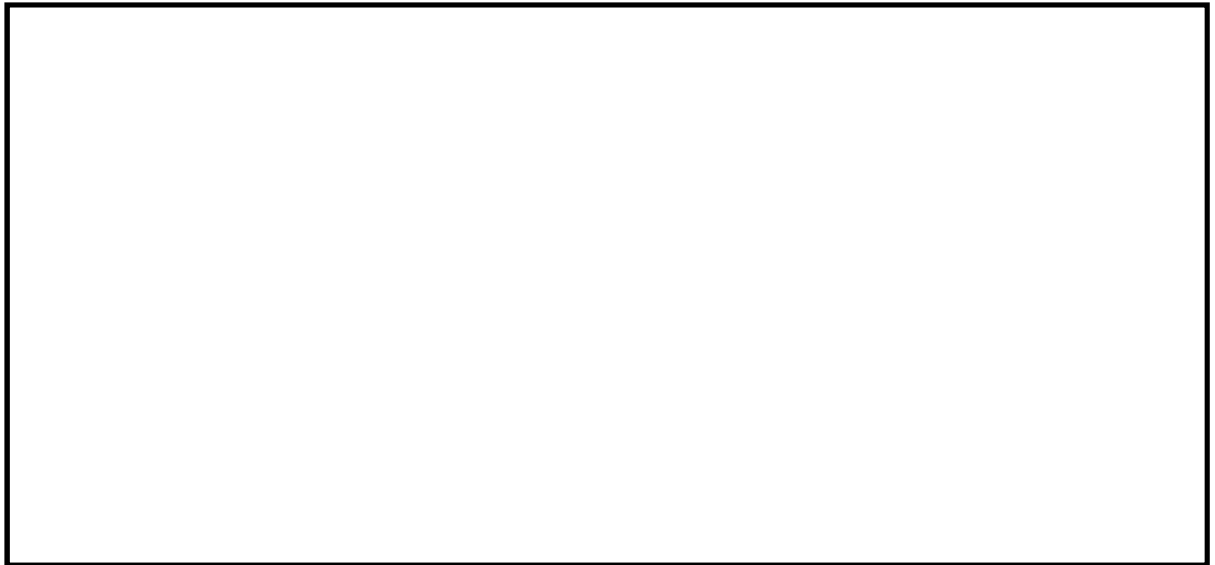


図 5.1-12 (20) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s = 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-12 (21) B-B 断面の最大加速度分布 ($S_s = 3.1$ (H-, V+))

- ・ 検討ケース⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース



図 5.1-12 (22) B-B 断面の最大加速度分布（ $S_s - 3.1$ （H-, V+））



図 5.1-12 (23) B-B 断面の最大加速度分布（ $S_s - 3.1$ （H+, V+））

- ・検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

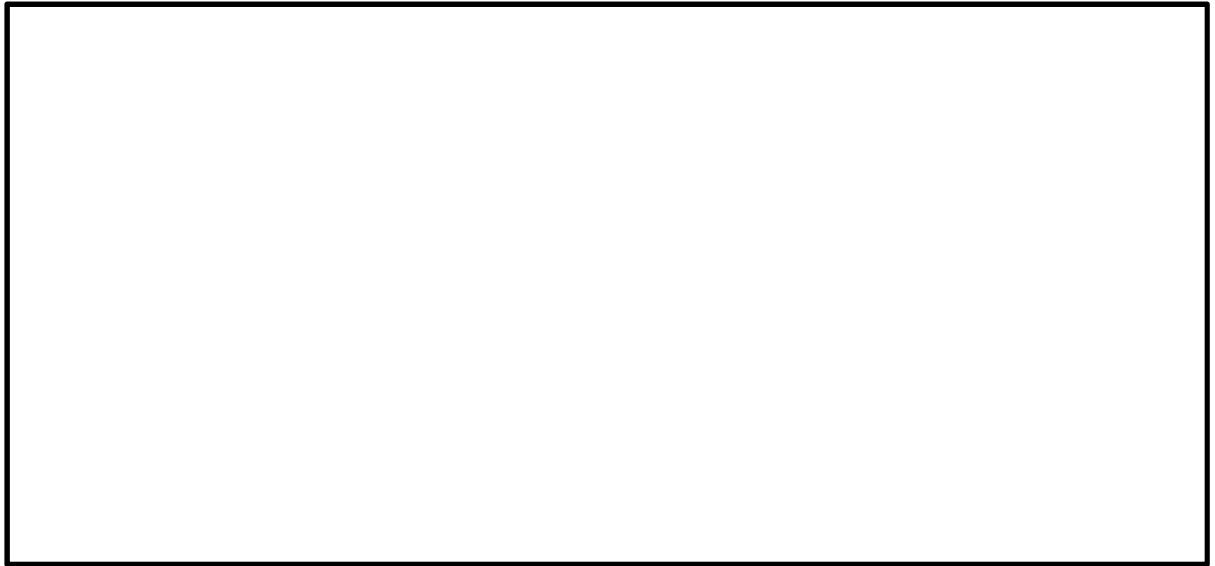


図 5.1-12 (24) B-B断面の最大加速度分布 (S_s-D1 (H-, V-))

5.2 耐震評価結果

5.2.1 構造部材の健全性に対する評価結果

(1) 鋼管杭の評価結果

a. 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 5.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 5.2-2～表 5.2-3 に示す。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

| 断面 | 板厚 (mm) | 断面積 (m^2) | 断面係数 (m^3) |
|------------|------------|-------------------------|--------------------------|
| A-A B-B | 35 | 0.263 | 0.15995 |

表 5.2-2 曲げ軸力に対する照査結果 (A-A断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生 曲げ 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|------------|--|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 1 | 24505 | 9490 | 190 | 382.5 | 0.50 |
| | | H+, V- | 1 | 24452 | 9606 | 190 | 382.5 | 0.50 |
| | | H-, V+ | 4 | 24001 | 9183 | 185 | 382.5 | 0.49 |
| | | H-, V- | 4 | 23993 | 9416 | 186 | 382.5 | 0.49 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 7863 | 3201 | 62 | 382.5 | 0.17 |
| | S _s -1 2 | | 1 | 14093 | 5051 | 108 | 382.5 | 0.29 |
| | S _s -1 3 | | 1 | 12215 | 4529 | 94 | 382.5 | 0.25 |
| | S _s -1 4 | | 1 | 10707 | 4450 | 84 | 382.5 | 0.22 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 19199 | 7521 | 149 | 382.5 | 0.39 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 15562 | 6351 | 122 | 382.5 | 0.32 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 25947 | 6521 | 187 | 382.5 | 0.49 |
| | | H-, V+ | 1 | 25101 | 7355 | 185 | 382.5 | 0.49 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 1 | 24066 | 8764 | 184 | 382.5 | 0.49 |
| ③ | | | 1 | 26397 | 9993 | 204 | 382.5 | 0.54 |
| ④ | | | 1 | 27697 | 12307 | 220 | 382.5 | 0.58 |
| ⑤ | | | 1 | 28466 | 7323 | 206 | 382.5 | 0.54 |
| ⑥ | | | 1 | 27955 | 7024 | 202 | 382.5 | 0.53 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 1 | 24282 | 9589 | 189 | 382.5 | 0.50 |
| ③ | | | 1 | 26103 | 9878 | 201 | 382.5 | 0.53 |
| ④ | | | 1 | 27536 | 12630 | 221 | 382.5 | 0.58 |
| ⑤ | | | 1 | 28182 | 8372 | 209 | 382.5 | 0.55 |
| ⑥ | | | 1 | 27528 | 7928 | 203 | 382.5 | 0.54 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-3 曲げ軸力に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生 曲げ 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|------------|--|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 24415 | 11710 | 198 | 382.5 | 0.52 |
| | | H+, V- | 4 | 24445 | 11725 | 198 | 382.5 | 0.52 |
| | | H-, V+ | 4 | 24516 | 9222 | 189 | 382.5 | 0.50 |
| | | H-, V- | 4 | 24457 | 8987 | 188 | 382.5 | 0.50 |
| | S _s -1 1 | | 4 | 8771 | 4407 | 72 | 382.5 | 0.19 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 11975 | 8291 | 107 | 382.5 | 0.28 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 11045 | 7829 | 99 | 382.5 | 0.26 |
| | S _s -1 4 | | 1 | 6671 | 3025 | 54 | 382.5 | 0.15 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 8998 | 6576 | 82 | 382.5 | 0.22 |
| | S _s -2 2 | | 1 | 17038 | 4031 | 122 | 382.5 | 0.32 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 33257 | 10254 | 247 | 382.5 | 0.65 |
| | | H-, V+ | 1 | 34598 | 10238 | 256 | 382.5 | 0.67 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 24400 | 10056 | 191 | 382.5 | 0.50 |
| ③ | | | 4 | 26208 | 11082 | 206 | 382.5 | 0.54 |
| ④ | | | 4 | 26170 | 15333 | 222 | 382.5 | 0.59 |
| ⑤ | | | 1 | 25637 | 7862 | 191 | 382.5 | 0.50 |
| ⑥ | | | 1 | 31199 | 6396 | 220 | 382.5 | 0.58 |
| ② | S _s -3 1 | H-, V+ | 1 | 36828 | 8470 | 263 | 382.5 | 0.69 |
| ③ | | | 1 | 38132 | 10277 | 278 | 382.5 | 0.73 |
| ④ | | | 4 | 36031 | 12690 | 274 | 382.5 | 0.72 |
| ⑤ | | | 1 | 36239 | 10449 | 267 | 382.5 | 0.70 |
| ⑥ | | | 1 | 40038 | 8231 | 282 | 382.5 | 0.74 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 39153 | -9436 | 281 | 382.5 | 0.74 |
| ④ | S _s -D 1 | H-, V- | 4 | 24516 | 12294 | 200 | 382.5 | 0.53 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース

③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース

⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース

⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 5.2-4～表 5.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-4 せん断力に対する照査結果（A-A断面）

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭 番号 | せん断力 (kN) | 発生 せん断 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|--------------|---|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 3 | 4608 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| | | H+, V- | 3 | 4610 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| | | H-, V+ | 2 | 4598 | 35 | 217.5 | 0.17 |
| | | H-, V- | 2 | 4583 | 35 | 217.5 | 0.17 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 2159 | 17 | 217.5 | 0.08 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 3502 | 27 | 217.5 | 0.13 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 3097 | 24 | 217.5 | 0.12 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 2898 | 23 | 217.5 | 0.11 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 3964 | 31 | 217.5 | 0.15 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 3425 | 27 | 217.5 | 0.13 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 4436 | 34 | 217.5 | 0.16 |
| | | H-, V+ | 4 | 4659 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 3 | 4682 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ③ | | | 3 | 4661 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ④ | | | 3 | 4907 | 38 | 217.5 | 0.18 |
| ⑤ | | | 4 | 4967 | 38 | 217.5 | 0.18 |
| ⑥ | | | 4 | 5041 | 39 | 217.5 | 0.18 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 3 | 4706 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ③ | | | 3 | 4639 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ④ | | | 3 | 4947 | 38 | 217.5 | 0.18 |
| ⑤ | | | 4 | 4924 | 38 | 217.5 | 0.18 |
| ⑥ | | | 4 | 5066 | 39 | 217.5 | 0.18 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-5 せん断力に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭 番号 | せん断力 (kN) | 発生 せん断 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|--------------|---|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 4287 | 33 | 217.5 | 0.16 |
| | | H+, V- | 4 | 4297 | 33 | 217.5 | 0.16 |
| | | H-, V+ | 4 | 4436 | 34 | 217.5 | 0.16 |
| | | H-, V- | 4 | 4381 | 34 | 217.5 | 0.16 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 1776 | 14 | 217.5 | 0.07 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 2847 | 22 | 217.5 | 0.11 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 2620 | 20 | 217.5 | 0.10 |
| | S _s -1 4 | | 1 | 1457 | 12 | 217.5 | 0.06 |
| | S _s -2 1 | | 1 | 1927 | 15 | 217.5 | 0.07 |
| | S _s -2 2 | | 1 | 3090 | 24 | 217.5 | 0.12 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 5898 | 45 | 217.5 | 0.21 |
| | | H-, V+ | 1 | 5683 | 44 | 217.5 | 0.21 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 1 | 4726 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ③ | | | 1 | 4635 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| ④ | | | 4 | 4595 | 35 | 217.5 | 0.17 |
| ⑤ | | | 1 | 5486 | 42 | 217.5 | 0.20 |
| ⑥ | | | 1 | 6466 | 50 | 217.5 | 0.23 |
| ② | S _s -3 1 | H-, V+ | 1 | 6732 | 52 | 217.5 | 0.24 |
| ③ | | | 1 | 6330 | 49 | 217.5 | 0.23 |
| ④ | | | 1 | 6461 | 50 | 217.5 | 0.23 |
| ⑤ | | | 1 | 6444 | 49 | 217.5 | 0.23 |
| ⑥ | | | 1 | 7021 | 54 | 217.5 | 0.25 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 7307 | 56 | 217.5 | 0.26 |
| ④ | S _s -D 1 | H-, V- | 4 | 4370 | 34 | 217.5 | 0.16 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) 鉄筋コンクリートの評価結果

a. 曲げに対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表5.2-6に、曲げに対する照査結果を表5.2-7～表5.2-10に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | 部材 | かぶり (m) | 断面有効 高さ (m) | 主筋 | 主筋断面積 (cm ²) |
|-----|-----|-----------------------|-------------------|------------------|-----------------------------|
| A-A | 壁部 | 堤外側 0.15 堤内側 0.157 | 4.20～ 6.90 | D38-22 本(4 段) | 堤外側 1003.2 堤内側 956.1※ |
| | 底版部 | 0.15 | 3.00 | D38-92 本(4 段) | 4195.2 |
| B-B | 梁部 | 0.15 | 6.90 | D38-11 本(4 段) | 501.6 |
| | 壁部 | 0.15 | 2.85 | D38-31～49 本(4 段) | 1413.6～ 2234.4 |
| | 底版部 | 0.20 | 2.95 | D32-158 本(4 段) | 5051.12 |

A-A断面壁部は高さによって部材の高さが変化するため、堤内側の軸方向鉄筋の断面積を、部材の有効高さの変化を考慮した有効断面積として照査を行った。

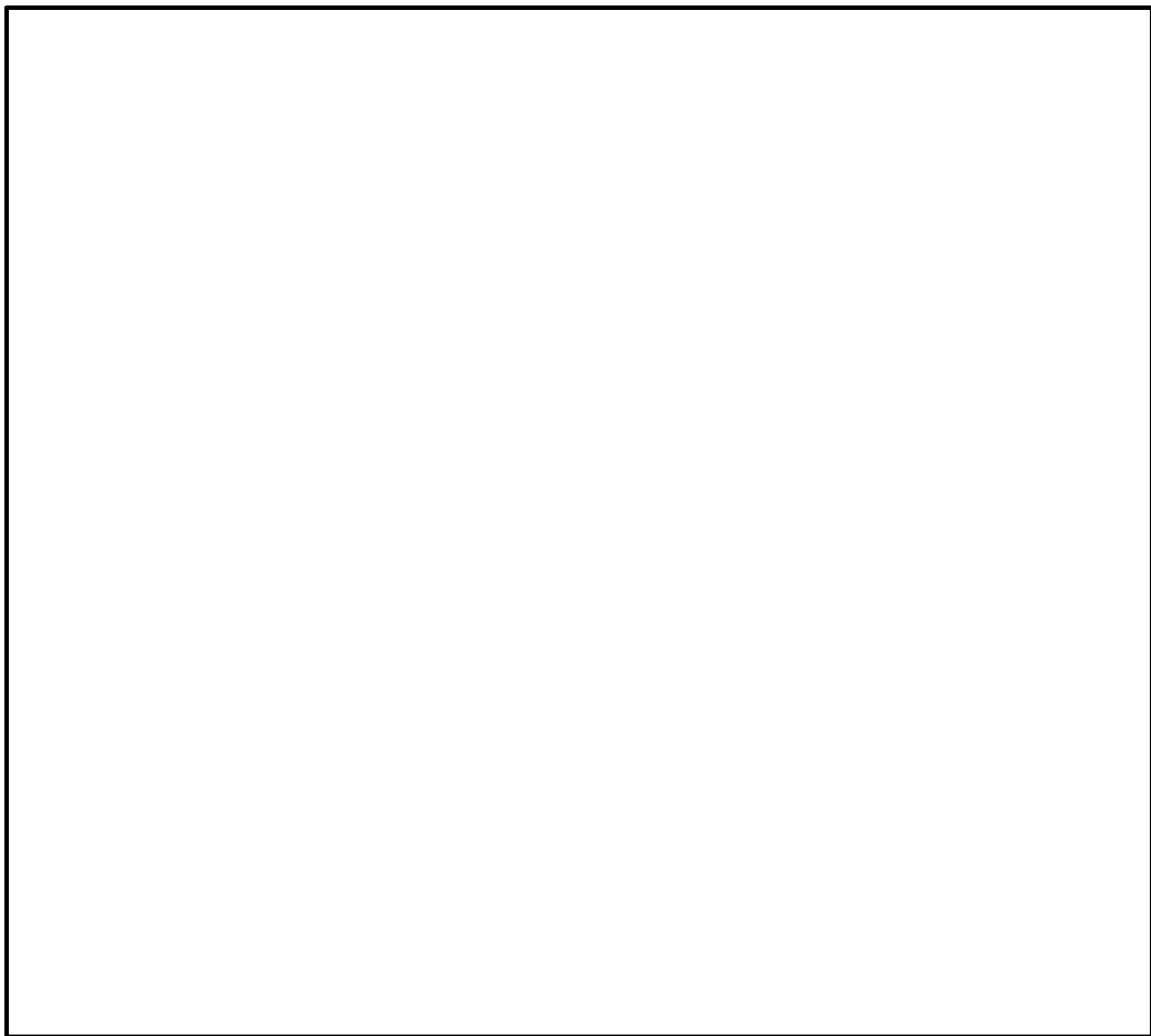


图 5.2-1 概略配筋图 (A-A 断面)

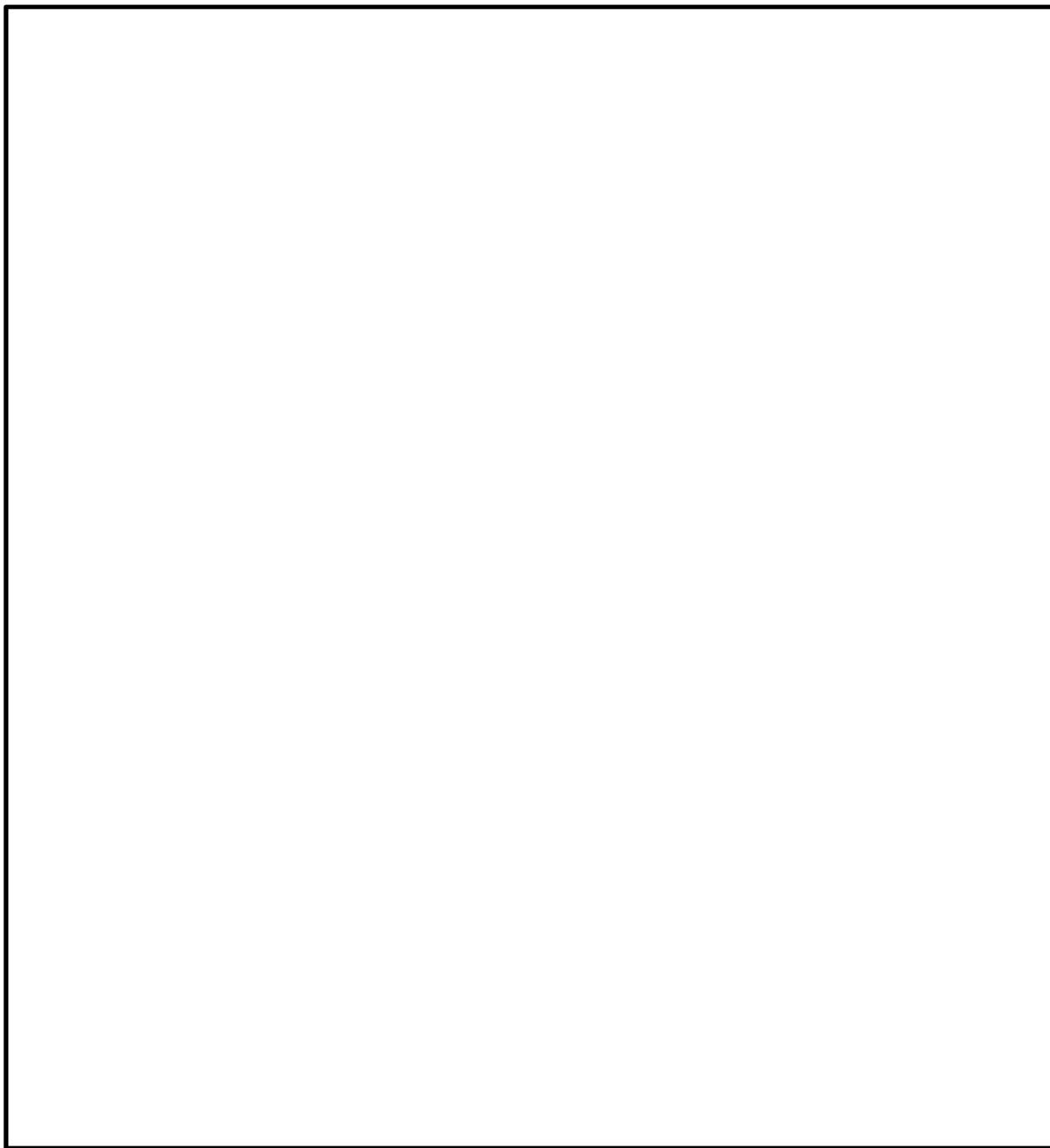


图 5.2-2 概略配筋图 (B-B 断面)

表 5.2-7 (1) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査結果 (A-A 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 | |
|-----------|----------------------|--------|--------|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 壁部 | －67226 | －12067 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 112369 | －1659 | 4 | 21 | 0.20 | |
| | | H＋， V－ | 壁部 | －66651 | －11608 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 107638 | 677 | 4 | 21 | 0.20 | |
| | | H－， V＋ | 壁部 | －58489 | －7236 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 104487 | 2880 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | H－， V－ | 壁部 | －58970 | －16509 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 105406 | 2666 | 4 | 21 | 0.20 | |
| | S _s － 1 1 | | 壁部 | －35592 | －11229 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | | 底版部 | 82898 | －6994 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 1 2 | | 壁部 | －43189 | －10791 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | | 底版部 | 81312 | －4576 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 1 3 | | 壁部 | －40721 | －12216 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | | 底版部 | 82658 | －4497 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 1 4 | | 壁部 | －37984 | －12066 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | | 底版部 | 76834 | －5461 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 2 1 | | 壁部 | －56295 | －12785 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 99259 | －1240 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 2 2 | | 壁部 | －51704 | －6755 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 89307 | －7898 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | S _s － 3 1 | | H＋， V＋ | 壁部 | －51058 | －10672 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | | 底版部 | 91114 | －5120 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | H－， V＋ | 壁部 | －58064 | －11632 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | | 底版部 | 99225 | －4596 | 3 | 21 | 0.15 |
| ② | S _s －D 1 | H＋， V－ | 壁部 | －64725 | －11578 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 95710 | －1348 | 3 | 21 | 0.15 | |
| ③ | | | 壁部 | －67977 | －11490 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 104317 | 390 | 4 | 21 | 0.20 | |
| ④ | | | 壁部 | －66045 | －11610 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 119482 | －92 | 4 | 21 | 0.20 | |
| ⑤ | | | 壁部 | －70440 | －12268 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 114630 | －5709 | 4 | 21 | 0.20 | |
| ⑥ | | | 壁部 | －69224 | －12567 | 3 | 21 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 104731 | －7731 | 4 | 21 | 0.20 | |

表 5.2-7 (2) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査結果 (A-A 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 壁部 | -65384 | -12089 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 99538 | -3528 | 3 | 21 | 0.15 |
| ③ | | | 壁部 | -68490 | -12027 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 110129 | -1862 | 4 | 21 | 0.20 |
| ④ | | | 壁部 | -66095 | -12207 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 128855 | -1600 | 4 | 21 | 0.20 |
| ⑤ | | | 壁部 | -69921 | -10702 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 109469 | -4294 | 4 | 21 | 0.20 |
| ⑥ | | | 壁部 | -68739 | -10580 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 98861 | -6817 | 3 | 21 | 0.15 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-8 (1) 曲げ軸力 (引張) に対する照査結果 (A-A 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 | |
|-----------|----------------------|--------|--------|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 壁部 | －67226 | －12067 | 58 | 435 | 0.14 | |
| | | | 底版部 | 112213 | －1526 | 102 | 435 | 0.24 | |
| | | H＋， V－ | 壁部 | －64180 | －10385 | 60 | 435 | 0.14 | |
| | | | 底版部 | 107512 | 814 | 100 | 435 | 0.23 | |
| | | H－， V＋ | 壁部 | －58531 | －6859 | 66 | 435 | 0.16 | |
| | | | 底版部 | 104412 | 2972 | 100 | 435 | 0.23 | |
| | | H－， V－ | 壁部 | －51787 | －10563 | 40 | 435 | 0.10 | |
| | | | 底版部 | 105406 | 2666 | 100 | 435 | 0.23 | |
| | S _s － 1 1 | | 壁部 | －31806 | －9134 | 16 | 435 | 0.04 | |
| | | | 底版部 | 82898 | －6994 | 68 | 435 | 0.16 | |
| | S _s － 1 2 | | 壁部 | －42941 | －10482 | 27 | 435 | 0.07 | |
| | | | 底版部 | 78664 | －2189 | 70 | 435 | 0.17 | |
| | S _s － 1 3 | | 壁部 | －39260 | －10535 | 22 | 435 | 0.06 | |
| | | | 底版部 | 82645 | －4473 | 71 | 435 | 0.17 | |
| | S _s － 1 4 | | 壁部 | －33414 | －9040 | 19 | 435 | 0.05 | |
| | | | 底版部 | 76489 | －4780 | 65 | 435 | 0.15 | |
| | S _s － 2 1 | | 壁部 | －56295 | －12785 | 39 | 435 | 0.09 | |
| | | | 底版部 | 98498 | －401 | 90 | 435 | 0.21 | |
| | S _s － 2 2 | | 壁部 | －51704 | －6755 | 55 | 435 | 0.13 | |
| | | | 底版部 | 85156 | 648 | 79 | 435 | 0.19 | |
| | S _s － 3 1 | | H＋， V＋ | 壁部 | －51058 | －10672 | 39 | 435 | 0.09 |
| | | | | 底版部 | 93790 | 2199 | 89 | 435 | 0.21 |
| | | | H－， V＋ | 壁部 | －57862 | －11462 | 46 | 435 | 0.11 |
| | | | | 底版部 | 98982 | －3618 | 87 | 435 | 0.20 |
| ② | S _s －D 1 | H＋， V－ | 壁部 | －64405 | －10274 | 61 | 435 | 0.15 | |
| ③ | | | 底版部 | 95742 | －1238 | 87 | 435 | 0.20 | |
| | | | 壁部 | －67977 | －11490 | 62 | 435 | 0.15 | |
| ④ | | | 底版部 | 104312 | 426 | 97 | 435 | 0.23 | |
| | | | 壁部 | －66034 | －11304 | 59 | 435 | 0.14 | |
| ⑤ | | | 底版部 | 119372 | 222 | 110 | 435 | 0.26 | |
| | | | 壁部 | －67926 | －10555 | 65 | 435 | 0.15 | |
| ⑥ | | | 底版部 | 114484 | －5382 | 99 | 435 | 0.23 | |
| | | | 壁部 | －65129 | －10495 | 61 | 435 | 0.15 | |
| | | | 底版部 | 104768 | －7417 | 88 | 435 | 0.21 | |

表 5.2-8 (2) 曲げ軸力 (引張) に対する照査結果 (A-A 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 壁部 | -63016 | -11027 | 56 | 435 | 0.13 |
| | | | 底版部 | 99497 | -3396 | 88 | 435 | 0.21 |
| ③ | | | 壁部 | -68490 | -12027 | 60 | 435 | 0.14 |
| | | | 底版部 | 110129 | -1862 | 99 | 435 | 0.23 |
| ④ | | | 壁部 | -66083 | -11941 | 57 | 435 | 0.14 |
| | | | 底版部 | 128687 | -1456 | 117 | 435 | 0.27 |
| ⑤ | | | 壁部 | -69921 | -10702 | 68 | 435 | 0.16 |
| | | | 底版部 | 109345 | -4050 | 96 | 435 | 0.23 |
| ⑥ | | | 壁部 | -68739 | -10580 | 66 | 435 | 0.16 |
| | | | 底版部 | 98119 | -5803 | 84 | 435 | 0.2 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-9 (1) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査結果 (B-B 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|----------------------|--------|--------|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 梁部 | 17433 | －498 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | －18879 | －16504 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 49017 | －50934 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | H＋， V－ | 梁部 | 17162 | －1344 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | －19211 | －16385 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 47330 | －57064 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | H－， V＋ | 梁部 | －16907 | －2205 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 18655 | －15816 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 63965 | －45580 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | H－， V－ | 梁部 | －17528 | －2359 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 19133 | －15720 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 64043 | －45575 | 2 | 21 | 0.10 |
| | S _s － 1 1 | 梁部 | 15853 | －1307 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | 10316 | －11580 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 底版部 | 28320 | －784 | 1 | 21 | 0.05 | |
| | S _s － 1 2 | 梁部 | 15263 | －1438 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | 10374 | －11590 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 底版部 | 42029 | －30344 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | S _s － 1 3 | 梁部 | 15173 | －1493 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | 10804 | －11700 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 底版部 | －24370 | －60286 | 1 | 21 | 0.05 | |
| | S _s － 1 4 | 梁部 | 14944 | －1205 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | 8426 | －10501 | 1 | 21 | 0.05 | |
| | | 底版部 | 21672 | －6852 | 1 | 21 | 0.05 | |
| | S _s － 2 1 | 梁部 | 15672 | －940 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | －9313 | －10753 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 底版部 | 24730 | －6755 | 1 | 21 | 0.05 | |
| | S _s － 2 2 | 梁部 | 15732 | －1038 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 壁部 | －16556 | －14264 | 2 | 21 | 0.10 | |
| | | 底版部 | 36975 | －23616 | 1 | 21 | 0.05 | |

表 5.2-9 (2) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査結果 (B-B 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s -3 1 | H+, V+ | 梁部 | -19533 | -1919 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | -15513 | -11395 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | -62111 | -11716 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | H-, V+ | 梁部 | -21179 | -2475 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 15595 | -11686 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 69634 | 3802 | 2 | 21 | 0.10 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 梁部 | 17952 | -351 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | -11504 | -12685 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 60112 | -42267 | 2 | 21 | 0.10 |
| ③ | | | 梁部 | 17341 | -852 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | -18899 | -16227 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 55667 | -38952 | 2 | 21 | 0.10 |
| ④ | | | 梁部 | -22913 | -3100 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | -27052 | -18408 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 69767 | -43332 | 2 | 21 | 0.10 |
| ⑤ | | | 梁部 | -17080 | -2078 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 12820 | -10660 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 52101 | -7747 | 2 | 21 | 0.10 |
| ⑥ | | | 梁部 | 17000 | -1227 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | -11521 | -12454 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 49354 | -2218 | 2 | 21 | 0.10 |

表 5.2-9 (3) 曲げ軸力 (圧縮) に対する照査結果 (B-B 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ② | S _s －3 1 | H－， V＋ | 梁部 | －20305 | －2486 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 14741 | －11577 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 61571 | 6616 | 2 | 21 | 0.10 |
| ③ | | | 梁部 | －20962 | －2464 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 15382 | －11536 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 69871 | 5329 | 2 | 21 | 0.10 |
| ④ | | | 梁部 | －16811 | －2242 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | －12269 | －10866 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 87144 | －72122 | 3 | 21 | 0.15 |
| ⑤ | | | 梁部 | －17737 | －2066 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 19221 | －15780 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 66724 | －9692 | 2 | 21 | 0.10 |
| ⑥ | | | 梁部 | －17379 | －2045 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 13239 | －10361 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 58659 | －10559 | 2 | 21 | 0.10 |
| ⑥ | S _s －3 1 | H＋， V＋ | 梁部 | －15484 | －1551 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | －12762 | －10143 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 底版部 | 57203 | 5927 | 2 | 21 | 0.10 |
| ④ | S _s －D 1 | H－， V－ | 梁部 | －23603 | －3351 | 2 | 21 | 0.10 |
| | | | 壁部 | 28697 | －15432 | 3 | 21 | 0.15 |
| | | | 底版部 | 90446 | －82545 | 3 | 21 | 0.15 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-10 (1) 曲げ軸力 (引張) に対する照査結果 (B-B 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|----------------------|--------|--------|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 梁部 | 16172 | 356 | 55 | 435 | 0.13 |
| | | | 壁部 | －18789 | －7031 | 20 | 435 | 0.05 |
| | | | 底版部 | －45187 | 62384 | 100 | 435 | 0.23 |
| | | H＋， V－ | 梁部 | 16623 | 432 | 57 | 435 | 0.14 |
| | | | 壁部 | －18308 | －6414 | 21 | 435 | 0.05 |
| | | | 底版部 | －45625 | 62672 | 101 | 435 | 0.24 |
| | | H－， V＋ | 梁部 | 14311 | 436 | 50 | 435 | 0.12 |
| | | | 壁部 | 18219 | －7010 | 19 | 435 | 0.05 |
| | | | 底版部 | －31591 | 57632 | 84 | 435 | 0.20 |
| | | H－， V－ | 梁部 | 16475 | －346 | 49 | 435 | 0.12 |
| | | | 壁部 | 18217 | －6818 | 20 | 435 | 0.05 |
| | | | 底版部 | 49224 | 44974 | 86 | 435 | 0.20 |
| | S _s － 1 1 | 梁部 | 11184 | 446 | 40 | 435 | 0.10 | |
| | | 壁部 | 11489 | －6793 | 8 | 435 | 0.02 | |
| | | 底版部 | －8182 | 19985 | 27 | 435 | 0.07 | |
| | S _s － 1 2 | 梁部 | 12585 | －150 | 39 | 435 | 0.09 | |
| | | 壁部 | 13300 | －6714 | 12 | 435 | 0.03 | |
| | | 底版部 | 36209 | 40493 | 71 | 435 | 0.17 | |
| | S _s － 1 3 | 梁部 | 12156 | －145 | 37 | 435 | 0.09 | |
| | | 壁部 | 12756 | －6614 | 11 | 435 | 0.03 | |
| | | 底版部 | 33622 | 39167 | 67 | 435 | 0.16 | |
| | S _s － 1 4 | 梁部 | 11724 | 10 | 38 | 435 | 0.09 | |
| | | 壁部 | －11861 | －8385 | 7 | 435 | 0.02 | |
| | | 底版部 | 18544 | 120 | 15 | 435 | 0.04 | |
| | S _s － 2 1 | 梁部 | 15708 | －482 | 46 | 435 | 0.11 | |
| | | 壁部 | 13583 | －7886 | 10 | 435 | 0.03 | |
| | | 底版部 | 31555 | 14496 | 40 | 435 | 0.10 | |
| | S _s － 2 2 | 梁部 | 13766 | －188 | 42 | 435 | 0.10 | |
| | | 壁部 | －13742 | －5986 | 14 | 435 | 0.04 | |
| | | 底版部 | 21787 | 29734 | 48 | 435 | 0.12 | |

表 5.2-10 (2) 曲げ軸力 (引張) に対する照査結果 (B-B 断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s -3 1 | H+, V+ | 梁部 | 17188 | 1474 | 69 | 435 | 0.16 |
| | | | 壁部 | 20460 | -5237 | 27 | 435 | 0.07 |
| | | | 底版部 | -42958 | 43711 | 80 | 435 | 0.19 |
| | | H-, V+ | 梁部 | 16737 | 1095 | 64 | 435 | 0.15 |
| | | | 壁部 | 10902 | -609 | 27 | 435 | 0.07 |
| | | | 底版部 | 68729 | 9061 | 63 | 435 | 0.15 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 梁部 | 16511 | 455 | 57 | 435 | 0.14 |
| | | | 壁部 | 15507 | -6006 | 17 | 435 | 0.04 |
| | | | 底版部 | -40982 | 71169 | 105 | 435 | 0.25 |
| ③ | | | 梁部 | 16604 | 500 | 57 | 435 | 0.14 |
| | | | 壁部 | -18417 | -6640 | 20 | 435 | 0.05 |
| | | | 底版部 | -46751 | 66863 | 106 | 435 | 0.25 |
| ④ | | | 梁部 | 17544 | 1439 | 69 | 435 | 0.16 |
| | | | 壁部 | -22805 | -4279 | 33 | 435 | 0.08 |
| | | | 底版部 | -73211 | 66733 | 128 | 435 | 0.30 |
| ⑤ | | | 梁部 | 12008 | 724 | 45 | 435 | 0.11 |
| | | | 壁部 | 7379 | -1693 | 15 | 435 | 0.04 |
| | | | 底版部 | 51470 | -14 | 40 | 435 | 0.10 |
| ⑥ | | | 梁部 | 12766 | 494 | 45 | 435 | 0.11 |
| | | | 壁部 | -15088 | -6707 | 15 | 435 | 0.04 |
| | | | 底版部 | 48026 | 672 | 38 | 435 | 0.09 |

表 5.2-10 (3) 曲げ軸力 (引張) に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|-----------------------|------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ② | S _s －3 1 | H－， V＋ | 梁部 | 15386 | 915 | 58 | 435 | 0.14 |
| | | | 壁部 | 10017 | －1028 | 24 | 435 | 0.06 |
| | | | 底版部 | 42726 | 28970 | 64 | 435 | 0.15 |
| ③ | | | 梁部 | 16553 | 1089 | 63 | 435 | 0.15 |
| | | | 壁部 | 10783 | －568 | 27 | 435 | 0.07 |
| | | | 底版部 | 67722 | 10493 | 64 | 435 | 0.15 |
| ④ | | | 梁部 | 15511 | 1396 | 63 | 435 | 0.15 |
| | | | 壁部 | 18848 | －5220 | 24 | 435 | 0.06 |
| | | | 底版部 | 49882 | 26313 | 67 | 435 | 0.16 |
| ⑤ | | | 梁部 | 13450 | 1100 | 53 | 435 | 0.13 |
| | | | 壁部 | 18888 | －5555 | 23 | 435 | 0.06 |
| | | | 底版部 | 66549 | －9292 | 43 | 435 | 0.10 |
| ⑥ | | | 梁部 | 12185 | 659 | 45 | 435 | 0.11 |
| | | | 壁部 | 7846 | －1729 | 16 | 435 | 0.04 |
| | | | 底版部 | 36328 | 11605 | 41 | 435 | 0.10 |
| ⑥ | S _s －3 1 | H＋， V＋ | 梁部 | 13545 | 1030 | 53 | 435 | 0.13 |
| | | | 壁部 | －8117 | －1754 | 16 | 435 | 0.04 |
| | | | 底版部 | 57081 | 6631 | 51 | 435 | 0.12 |
| ④ | S _s －D 1 | H－， V－ | 梁部 | 16435 | 1415 | 66 | 435 | 0.16 |
| | | | 壁部 | 23106 | －4828 | 32 | 435 | 0.08 |
| | | | 底版部 | 57436 | 46516 | 94 | 435 | 0.22 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

b. せん断に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 5.2-6 及び表 5.2-11 に、せん断に対する照査結果を表 5.2-12 及び表 5.2-13 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生応力は各地震動において最大となる値を示している。

表 5.2-11 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | 部材 | 斜め引張鉄筋 | 区間 s (m) | 区間 s における 斜め引張鉄筋断面積 (cm ²) |
|-----|-----|------------|-------------|--|
| A-A | 壁部 | D19-8 本 | 0.3 | 22.92 |
| | 底版部 | D25-45 本 | 0.3 | 228.015 |
| B-B | 梁部 | D25-2 本 | 0.3 | 10.134 |
| | 壁部 | D19-8~13 本 | 0.3 | 22.920~37.245 |
| | 底版部 | D25-78 本 | 0.3 | 395.226 |

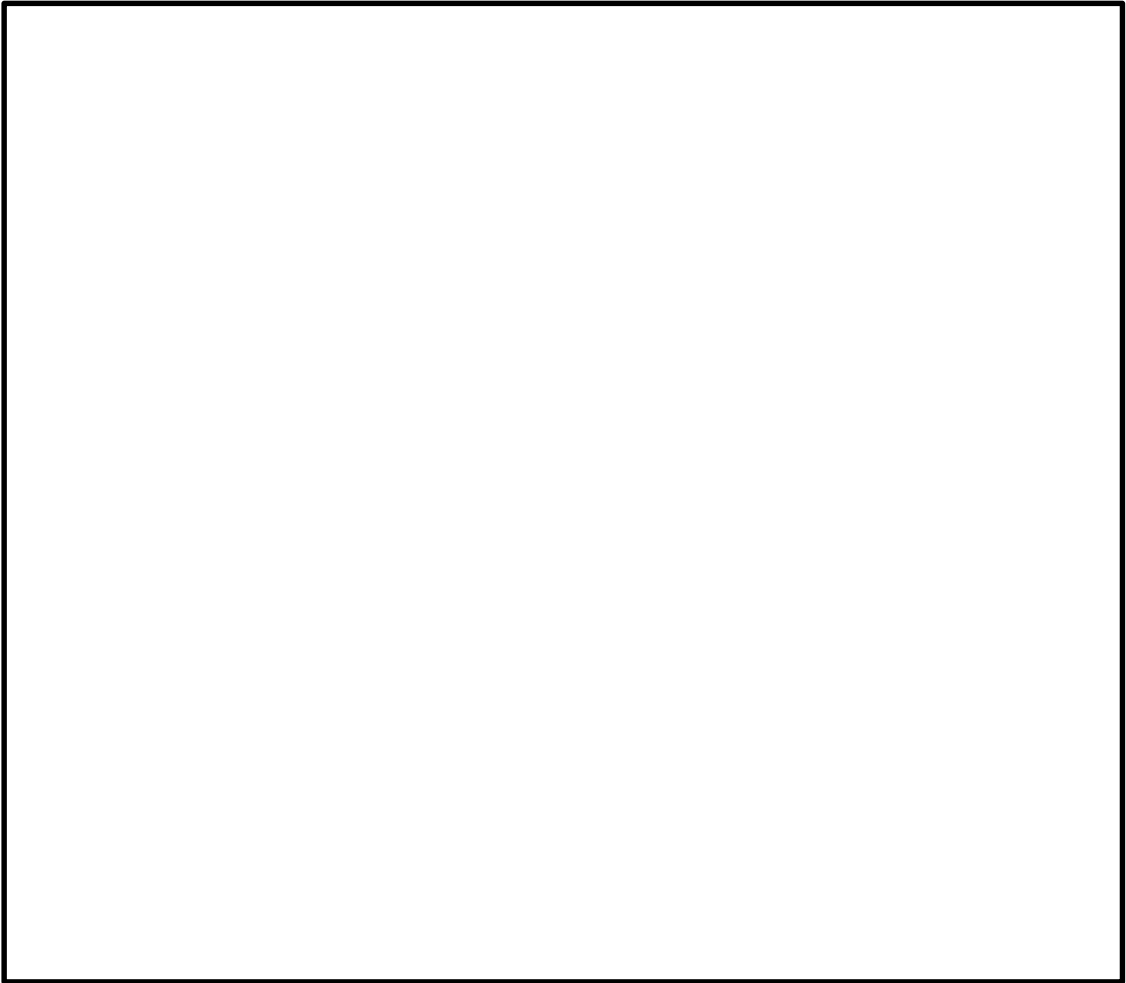


図 5.2-3 概略せん断補強筋配置図 (A-A 断面)

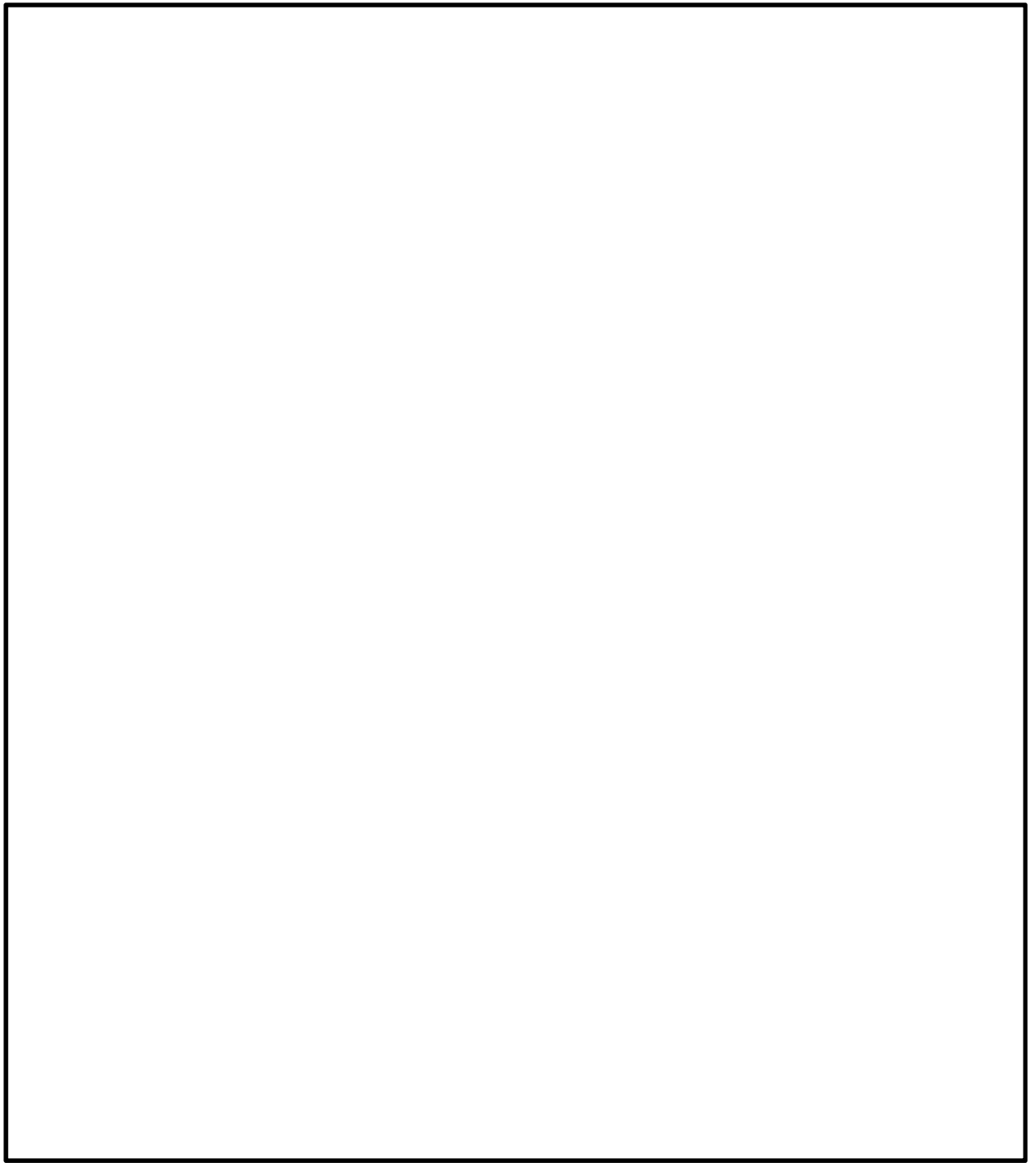


図 5.2-4 概略せん断補強筋配置図（B－B断面）

A－A断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 8538.75$

$V_s = 2292 \times 300/1.15 \times 6.9/0.3/1000 = 13752.00$

$V_a = 8538.75 + 13752.00 = 22290.75$

※柱1本あたり

底版部

: $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 15065.21$

$V_s = 22801.5 \times 300/1.15 \times 3.0/0.3/1000 = 59482.17$

$V_a = 15065.21 + 59482.17 = 74547.38$

表 5.2-12 (1) せん断力に対する照査結果 (A-A断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | せん断力 (kN) | 許容 せん断力 (kN) | 照査値 |
|-----------|----------------------|--------|-------|--------------|--------------------|-------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 壁部 | 6163 | 22290 | 0. 28 |
| | | | 底版部 | 47583 | 74547 | 0. 64 |
| | | H＋， V－ | 壁部 | 6129 | 22290 | 0. 28 |
| | | | 底版部 | 46492 | 74547 | 0. 63 |
| | | H－， V＋ | 壁部 | 5707 | 22290 | 0. 26 |
| | | | 底版部 | 44444 | 74547 | 0. 60 |
| | | H－， V－ | 壁部 | 5626 | 22290 | 0. 26 |
| | | | 底版部 | 44416 | 74547 | 0. 60 |
| | S _s － 1 1 | | 壁部 | 2814 | 22290 | 0. 13 |
| | | | 底版部 | 23820 | 74547 | 0. 32 |
| | S _s － 1 2 | | 壁部 | 3698 | 22290 | 0. 17 |
| | | | 底版部 | 29130 | 74547 | 0. 40 |
| | S _s － 1 3 | | 壁部 | 3391 | 22290 | 0. 16 |
| | | | 底版部 | 27126 | 74547 | 0. 37 |
| | S _s － 1 4 | | 壁部 | 3131 | 22290 | 0. 15 |
| | | | 底版部 | 26017 | 74547 | 0. 35 |
| | S _s － 2 1 | | 壁部 | 5071 | 22290 | 0. 23 |
| | | | 底版部 | 38829 | 74547 | 0. 53 |
| | S _s － 2 2 | | 壁部 | 4447 | 22290 | 0. 20 |
| | | | 底版部 | 31463 | 74547 | 0. 43 |
| | S _s － 3 1 | H＋， V＋ | 壁部 | 5003 | 22290 | 0. 23 |
| | | | 底版部 | 38525 | 74547 | 0. 52 |
| | | H－， V＋ | 壁部 | 5392 | 22290 | 0. 25 |
| | | | 底版部 | 40936 | 74547 | 0. 55 |
| ② | S _s －D 1 | H＋， V－ | 壁部 | 5992 | 22290 | 0. 27 |
| 底版部 | | | 41776 | 74547 | 0. 57 | |
| ③ | | | 壁部 | 6259 | 22290 | 0. 29 |
| 底版部 | | | 46804 | 74547 | 0. 63 | |
| ④ | | | 壁部 | 6007 | 22290 | 0. 27 |
| 底版部 | | | 53516 | 74547 | 0. 72 | |
| ⑤ | | | 壁部 | 6721 | 22290 | 0. 31 |
| 底版部 | | | 44698 | 74547 | 0. 60 | |
| ⑥ | | | 壁部 | 6599 | 22290 | 0. 30 |
| | | | 底版部 | 40708 | 74547 | 0. 55 |

表 5.2-12 (2) せん断力に対する照査結果 (A-A断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | せん断力 (kN) | 許容 せん断力 (kN) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|-----|--------------|--------------------|------|
| ② | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 壁部 | 6032 | 22290 | 0.28 |
| | | | 底版部 | 44110 | 74547 | 0.60 |
| ③ | | | 壁部 | 6283 | 22290 | 0.29 |
| | | | 底版部 | 46325 | 74547 | 0.63 |
| ④ | | | 壁部 | 5969 | 22290 | 0.27 |
| | | | 底版部 | 54081 | 74547 | 0.73 |
| ⑤ | | | 壁部 | 6660 | 22290 | 0.30 |
| | | | 底版部 | 46342 | 74547 | 0.63 |
| ⑥ | | | 壁部 | 6540 | 22290 | 0.30 |
| | | | 底版部 | 41772 | 74547 | 0.57 |

- 注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

B－B断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

梁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 6.9 \times 1.85 \times 1000 = 4578.75$
 $V_s = 1013.4 \times 300/1.15 \times 6.9/0.3/1000 = 6080.40$
 $V_a = 4578.75 + 6080.40 = 10659.1$

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 2.85 \times 7.381 \times 1000 = 7545.47$
 $V_s = 3438 \times 300/1.15 \times 2.85/0.3/1000 = 8520.26$
 $V_a = 7545.47 + 8520.26 = 16065.7$

底版部 : $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 2.95 \times 24 \times 1000 = 25395.65$
 $V_s = 39522.6 \times 300/1.15 \times 2.95/0.3/1000 = 101384.06$
 $V_a = 25395.65 + 101384.06 = 126779.7$

表 5.2-13 (1) せん断力に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | せん断力 (kN) | 許容 せん断力 (kN) | 照査値 |
|-----------|----------------------|--------|-------|--------------|--------------------|-------|
| ① | S _s －D 1 | H＋， V＋ | 梁部 | 7520 | 10659 | 0. 71 |
| | | | 壁部 | 5051 | 16065 | 0. 32 |
| | | | 底版部 | 42515 | 126779 | 0. 34 |
| | | H＋， V－ | 梁部 | 8100 | 10659 | 0. 76 |
| | | | 壁部 | 5110 | 16065 | 0. 32 |
| | | | 底版部 | 43319 | 126779 | 0. 35 |
| | | H－， V＋ | 梁部 | 7552 | 10659 | 0. 71 |
| | | | 壁部 | 5116 | 16065 | 0. 32 |
| | | | 底版部 | 40792 | 126779 | 0. 33 |
| | | H－， V－ | 梁部 | 8193 | 10659 | 0. 77 |
| | | | 壁部 | 5199 | 16065 | 0. 33 |
| | | | 底版部 | 39963 | 126779 | 0. 32 |
| | S _s － 1 1 | 梁部 | 7347 | 10659 | 0. 69 | |
| | | 壁部 | 3860 | 16065 | 0. 25 | |
| | | 底版部 | 17717 | 126779 | 0. 14 | |
| | S _s － 1 2 | 梁部 | 7292 | 10659 | 0. 69 | |
| | | 壁部 | 4077 | 16065 | 0. 26 | |
| | | 底版部 | 26592 | 126779 | 0. 21 | |
| | S _s － 1 3 | 梁部 | 7455 | 10659 | 0. 7 | |
| | | 壁部 | 4150 | 16065 | 0. 26 | |
| | | 底版部 | 24806 | 126779 | 0. 20 | |
| | S _s － 1 4 | 梁部 | 6478 | 10659 | 0. 61 | |
| | | 壁部 | 3636 | 16065 | 0. 23 | |
| | | 底版部 | 14516 | 126779 | 0. 12 | |
| | S _s － 2 1 | 梁部 | 6749 | 10659 | 0. 64 | |
| | | 壁部 | 3789 | 16065 | 0. 24 | |
| | | 底版部 | 21177 | 126779 | 0. 17 | |
| | S _s － 2 2 | 梁部 | 7516 | 10659 | 0. 71 | |
| | | 壁部 | 4558 | 16065 | 0. 29 | |
| | | 底版部 | 24551 | 126779 | 0. 20 | |

表 5.2-13 (2) せん断力に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | せん断力 (kN) | 許容 せん断力 (kN) | 照査値 |
|-----------|-----------|--------|-----|--------------|--------------------|------|
| ① | $S_s-3.1$ | H+, V+ | 梁部 | 8205 | 10659 | 0.77 |
| | | | 壁部 | 5601 | 16065 | 0.35 |
| | | | 底版部 | 47068 | 126779 | 0.38 |
| | | H-, V+ | 梁部 | 8463 | 10659 | 0.80 |
| | | | 壁部 | 6117 | 16065 | 0.39 |
| | | | 底版部 | 47040 | 126779 | 0.38 |
| ② | $S_s-D.1$ | H+, V- | 梁部 | 7999 | 10659 | 0.76 |
| | | | 壁部 | 4158 | 16065 | 0.26 |
| | | | 底版部 | 37672 | 126779 | 0.30 |
| ③ | | | 梁部 | 7690 | 10659 | 0.73 |
| | | | 壁部 | 4949 | 16065 | 0.31 |
| | | | 底版部 | 42981 | 126779 | 0.34 |
| ④ | | | 梁部 | 9226 | 10659 | 0.87 |
| | | | 壁部 | 7008 | 16065 | 0.44 |
| | | | 底版部 | 51653 | 126779 | 0.41 |
| ⑤ | | | 梁部 | 8075 | 10659 | 0.76 |
| | | | 壁部 | 4886 | 16065 | 0.31 |
| | | | 底版部 | 36711 | 126779 | 0.29 |
| ⑥ | | | 梁部 | 7875 | 10659 | 0.74 |
| | | | 壁部 | 4663 | 16065 | 0.30 |
| | | | 底版部 | 34926 | 126779 | 0.28 |

表 5.2-13 (3) せん断力に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 部材 | せん断力 (kN) | 許容 せん断力 (kN) | 照査値 |
|-----------|----------|----------|-----|--------------|--------------------|------|
| ② | S_s-31 | $H-, V+$ | 梁部 | 8254 | 10659 | 0.78 |
| | | | 壁部 | 6071 | 16065 | 0.38 |
| | | | 底版部 | 39604 | 126779 | 0.32 |
| ③ | | | 梁部 | 8363 | 10659 | 0.79 |
| | | | 壁部 | 6019 | 16065 | 0.38 |
| | | | 底版部 | 47466 | 126779 | 0.38 |
| ④ | | | 梁部 | 7643 | 10659 | 0.72 |
| | | | 壁部 | 4887 | 16065 | 0.31 |
| | | | 底版部 | 59159 | 126779 | 0.47 |
| ⑤ | | | 梁部 | 7486 | 10659 | 0.71 |
| | | | 壁部 | 5351 | 16065 | 0.34 |
| | | | 底版部 | 50282 | 126779 | 0.40 |
| ⑥ | | | 梁部 | 7222 | 10659 | 0.68 |
| | | | 壁部 | 4703 | 16065 | 0.30 |
| | | | 底版部 | 44553 | 126779 | 0.36 |
| ⑥ | S_s-31 | $H+, V+$ | 梁部 | 7046 | 10659 | 0.67 |
| | | | 壁部 | 4604 | 16065 | 0.29 |
| | | | 底版部 | 46432 | 126779 | 0.37 |
| ④ | S_s-D1 | $H-, V-$ | 梁部 | 9513 | 10659 | 0.90 |
| | | | 壁部 | 6874 | 16065 | 0.43 |
| | | | 底版部 | 50853 | 126779 | 0.41 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

5.2.2 基礎地盤の支持性能に対する評価結果

基礎地盤の支持性能に対する照査結果を表 5.2-14 及び表 5.2-15 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 5.2-14 基礎地盤の支持性能に対する照査結果（A-A断面）

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭番号 | 最大接地圧 (kN/m ²) | 極限支持力度 (kN/m ²) |
|-----------|---------------------|--------|-----|-------------------------------|--------------------------------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 882 | 4625 |
| | | H+, V- | 4 | 935 | 4625 |
| | | H-, V+ | 1 | 878 | 4625 |
| | | H-, V- | 1 | 927 | 4625 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 659 | 4625 |
| | S _s -1 2 | | 1 | 696 | 4625 |
| | S _s -1 3 | | 2 | 670 | 4625 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 679 | 4625 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 850 | 4625 |
| | S _s -2 2 | | 1 | 771 | 4625 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 756 | 4625 |
| | | H-, V+ | 1 | 784 | 4625 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 923 | 4625 |
| ③ | | | 4 | 949 | 4625 |
| ④ | | | 1 | 975 | 4625 |
| ⑤ | | | 4 | 870 | 4625 |
| ⑥ | | | 4 | 862 | 4625 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 1 | 863 | 4625 |
| ③ | | | 4 | 912 | 4625 |
| ④ | | | 4 | 1007 | 4625 |
| ⑤ | | | 1 | 829 | 4625 |
| ⑥ | | | 1 | 815 | 4625 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-15 基礎地盤の支持性能に対する照査結果（B-B断面）

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭番号 | 最大接地圧 (kN/m ²) | 極限支持力度 (kN/m ²) |
|-----------|---------------------|----------|-----|-------------------------------|--------------------------------|
| ① | S _s -D 1 | H +, V + | 4 | 810 | 4625 |
| | | H +, V - | 4 | 831 | 4625 |
| | | H -, V + | 1 | 763 | 4625 |
| | | H -, V - | 1 | 772 | 4625 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 650 | 4625 |
| | S _s -1 2 | | 1 | 676 | 4625 |
| | S _s -1 3 | | 1 | 672 | 4625 |
| | S _s -1 4 | | 1 | 606 | 4625 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 687 | 4625 |
| | S _s -2 2 | | 1 | 668 | 4625 |
| | S _s -3 1 | H +, V + | 4 | 721 | 4625 |
| | | H -, V + | 4 | 693 | 4625 |
| ② | S _s -D 1 | H +, V - | 4 | 820 | 4625 |
| ③ | | | 4 | 841 | 4625 |
| ④ | | | 4 | 900 | 4625 |
| ⑤ | | | 4 | 752 | 4625 |
| ⑥ | | | 4 | 743 | 4625 |
| ② | S _s -3 1 | H -, V + | 4 | 678 | 4625 |
| ③ | | | 4 | 698 | 4625 |
| ④ | | | 1 | 736 | 4625 |
| ⑤ | | | 1 | 679 | 4625 |
| ⑥ | | | 1 | 644 | 4625 |
| ④ | S _s -D 1 | H -, V - | 1 | 869 | 4625 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H +, V + | 4 | 680 | 4625 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 5.2-16 及び表 5.2-17 に示す。杭の引抜力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 5.2-16 地震時の引抜力に対する照査結果（A-A断面）

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭番号 | 最大引抜力 (kN) | 極限支持力 (kN) |
|-----------|---------------------|--------|-----|---------------|---------------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 5725 | 18276 |
| | | H+, V- | 4 | 5745 | 18276 |
| | | H-, V+ | 1 | 5555 | 18276 |
| | | H-, V- | 1 | 5643 | 18276 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 908 | 18276 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 2034 | 18276 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 1529 | 18276 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 1214 | 18276 |
| | S _s -2 1 | | 1 | 4035 | 18276 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 3365 | 18276 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 3423 | 18276 |
| | | H-, V+ | 4 | 3485 | 18276 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 5120 | 18276 |
| ③ | | | 4 | 5855 | 18276 |
| ④ | | | 4 | 7685 | 18276 |
| ⑤ | | | 4 | 4915 | 18276 |
| ⑥ | | | 4 | 4243 | 18276 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 4890 | 18276 |
| ③ | | | 4 | 5805 | 18276 |
| ④ | | | 4 | 7635 | 18276 |
| ⑤ | | | 4 | 4568 | 18276 |
| ⑥ | | | 4 | 3980 | 18276 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 5.2-17 地震時の引抜き力に対する照査 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震動 | | 杭番号 | 最大引抜き (kN) | 極限支持力 (kN) |
|-----------|---------------------|----------|-----|---------------|---------------|
| ① | S _s -D 1 | H +, V + | 4 | 9338 | 18276 |
| | | H +, V - | 4 | 9268 | 18276 |
| | | H -, V + | 4 | 9755 | 18276 |
| | | H -, V - | 4 | 10003 | 18276 |
| | S _s -1 1 | | 4 | 2485 | 18276 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 6218 | 18276 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 5738 | 18276 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 1256 | 18276 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 3118 | 18276 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 4845 | 18276 |
| | S _s -3 1 | H +, V + | 1 | 8783 | 18276 |
| | | H -, V + | 4 | 8880 | 18276 |
| ② | S _s -D 1 | H +, V - | 4 | 9120 | 18276 |
| ③ | | | 4 | 8725 | 18276 |
| ④ | | | 4 | 9865 | 18276 |
| ⑤ | | | 4 | 5988 | 18276 |
| ⑥ | | | 4 | 5318 | 18276 |
| ② | S _s -3 1 | H -, V + | 4 | 8063 | 18276 |
| ③ | | | 4 | 9385 | 18276 |
| ④ | | | 4 | 13933 | 18276 |
| ⑤ | | | 4 | 9183 | 18276 |
| ⑥ | | | 4 | 7900 | 18276 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H +, V + | 1 | 7265 | 18276 |
| ④ | S _s -D 1 | H -, V - | 4 | 13163 | 18276 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

5.2.3 構造物の変形性に対する評価結果

地震時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 5.2-18 に示す。
 なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 5.2-18 地震時相対変位量

| | δx (m) | δy (m) | δz (m) | 最大合成変位量 (m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$ | 許容限界 (m) |
|-------------------------------|----------------|----------------|----------------|--|-------------|
| 鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁 の地震時最大相対変位量 | 0.406 | 0.412 | 0.050 | | |
| 防潮扉 2 基礎 の地震時最大相対変位量 | 0.172 | 0.200 | 0.033 | | |
| 合計 | 0.578 | 0.612 | 0.083 | 0.846 | 1.5 |

5.3 まとめ

「5.1 有効応力解析結果」及び「5.2 耐震評価結果」による全ての評価項目において、防潮扉2基礎の評価対象部位に作用する応力の照査値、基礎地盤の接地圧、杭の引抜力、止水ジョイント部における相対変位が許容限界以下であることを確認した。

防潮扉 2 基礎の耐震安全性評価に関する参考資料

(参考1) 減衰定数の設定について

地震応答解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、地盤の低次のモードの変形が特に支配的となる地中埋設構造物のような地盤及び構造系全体に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。

固有値解析による刺激係数及びモード図を図 1-1 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 1-2 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤及び構造系全体がせん断変形しているモードを選定している。

構造物の 1 次モードについては、刺激係数を勘案し構造系がせん断変形しているモードに着目することにより選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。また、線形材料としてモデル化する鋼材については 3%（道路橋示方書（V耐震設計編）同解説（平成 14 年 3 月））とし、コンクリートの減衰定数は 5%（J E A G 4 6 0 1-1987）とする。

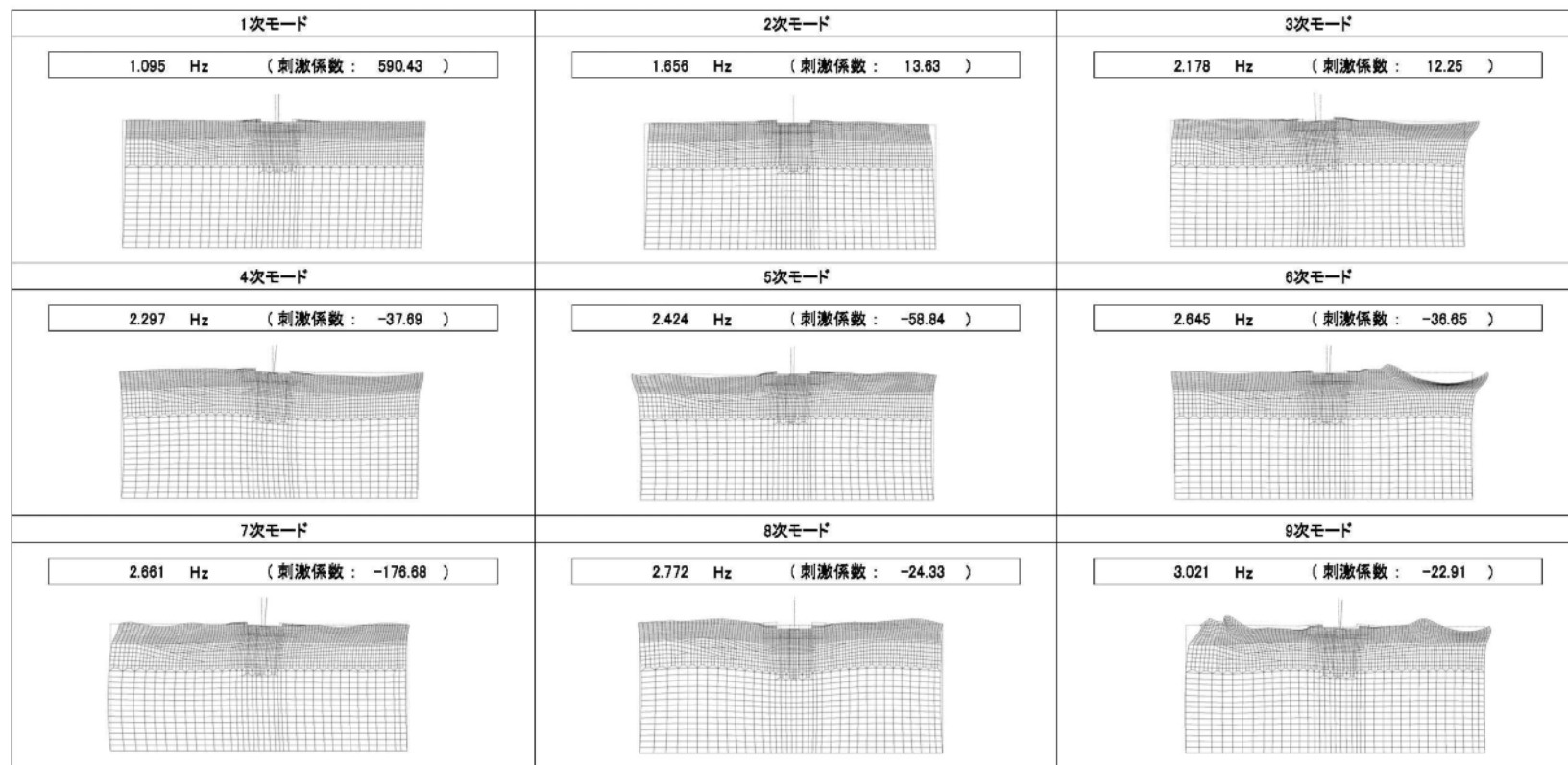


図 1-1 (1) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

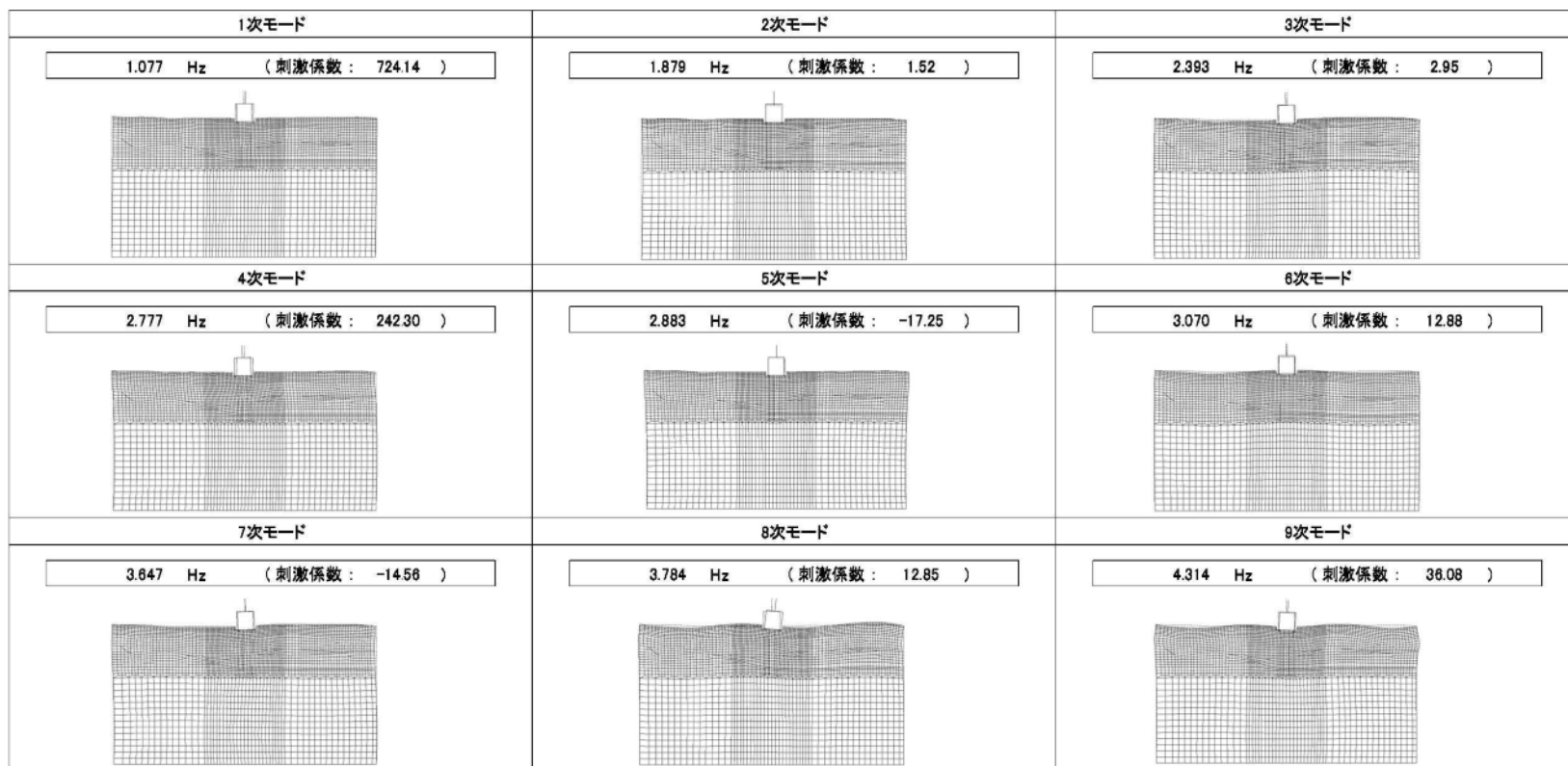


図 1-1 (2) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース①: 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

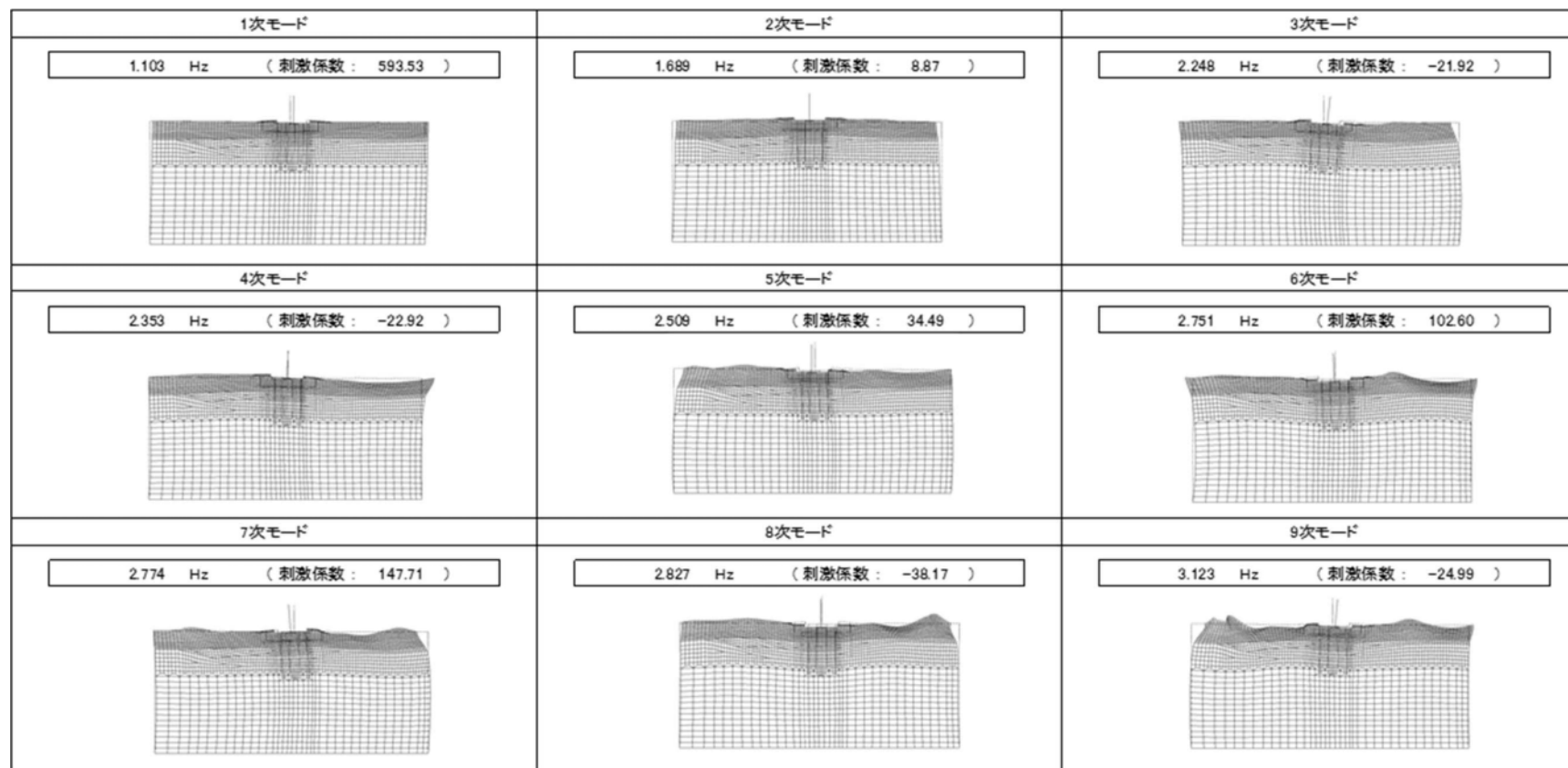


図 1-1 (3) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

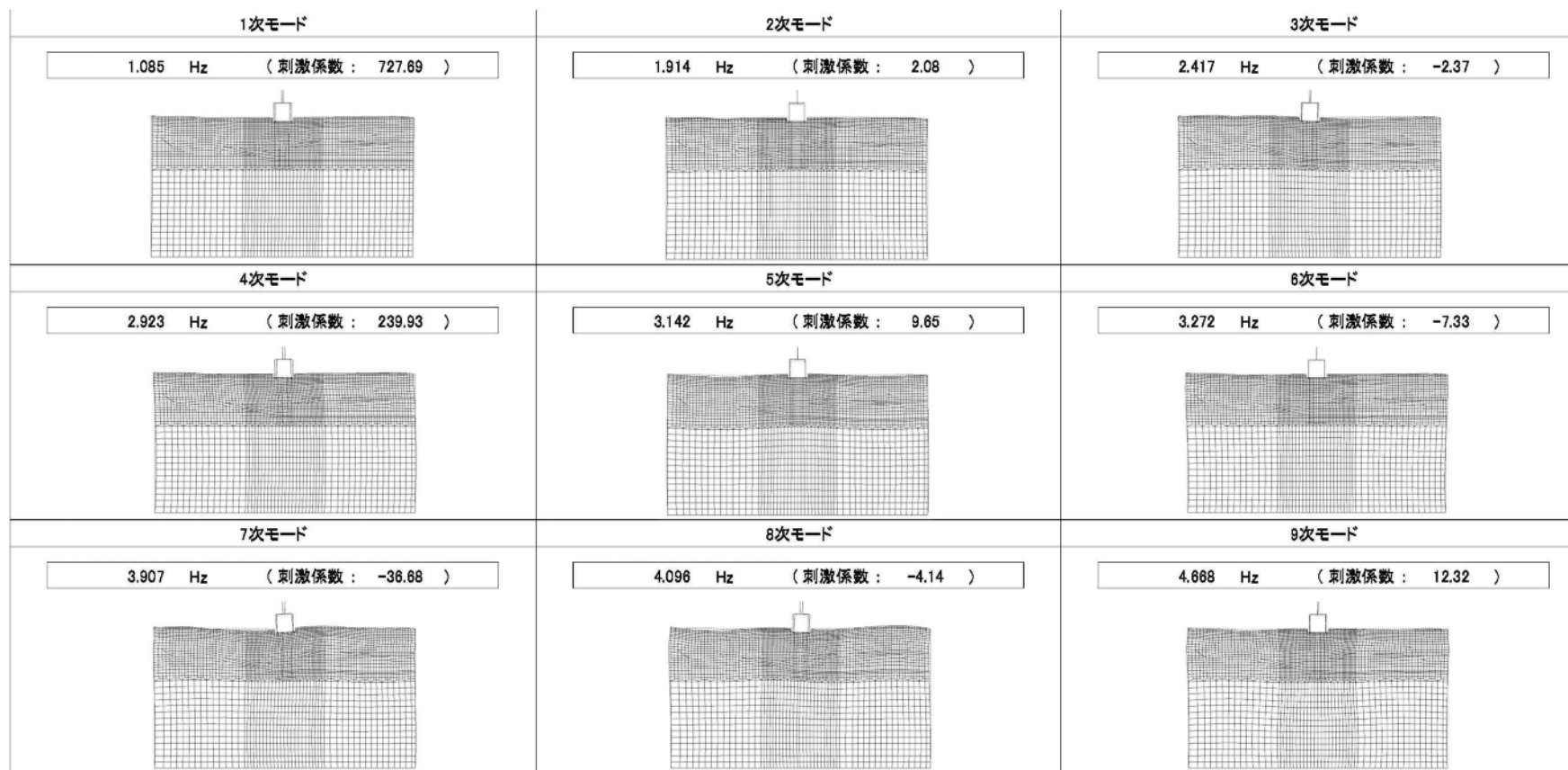


図 1-1 (4) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B 断面 検討ケース② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

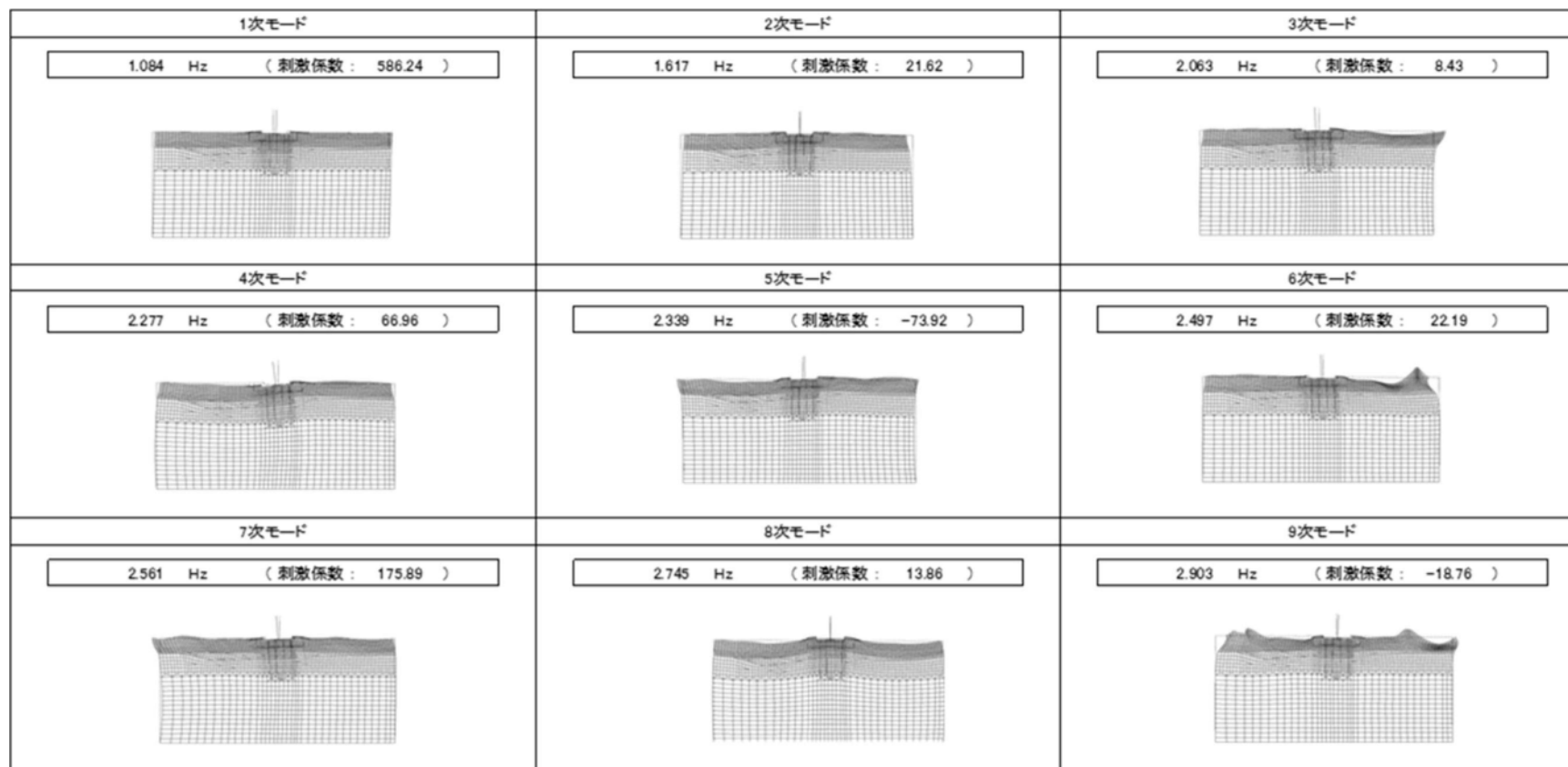


図 1-1 (5) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

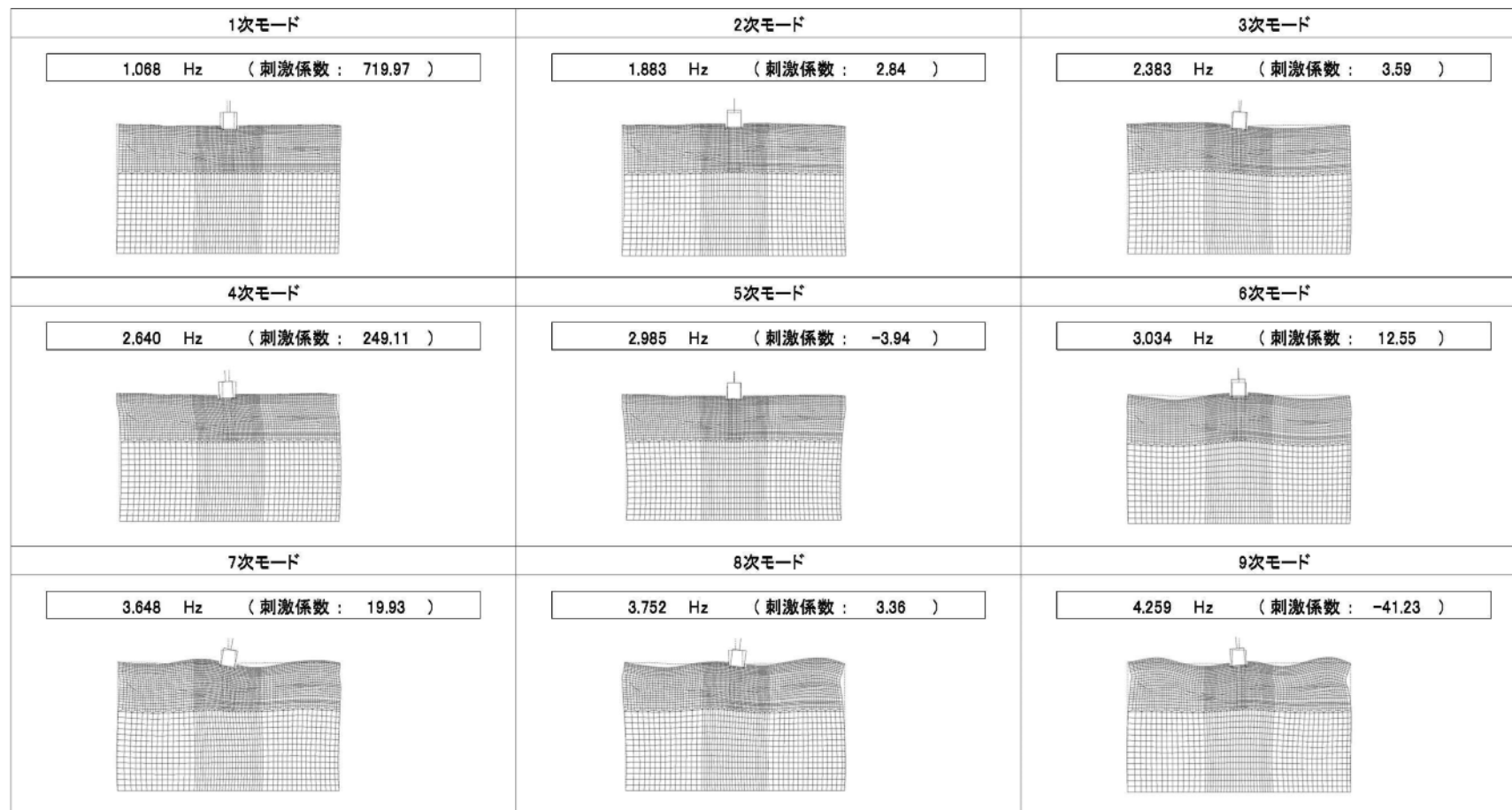


図 1-1 (6) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース③: 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

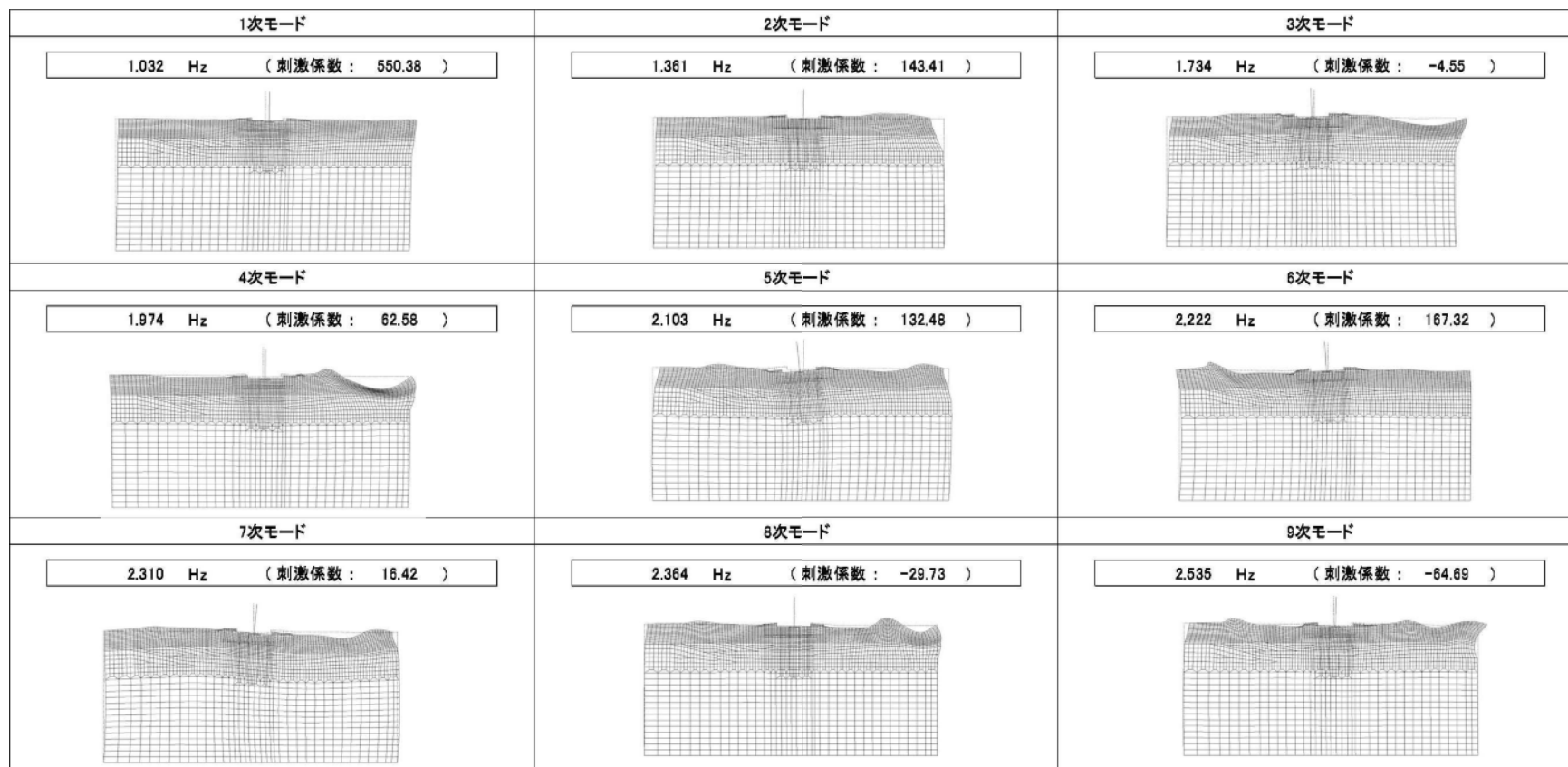


図 1-1 (7) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(A-A断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

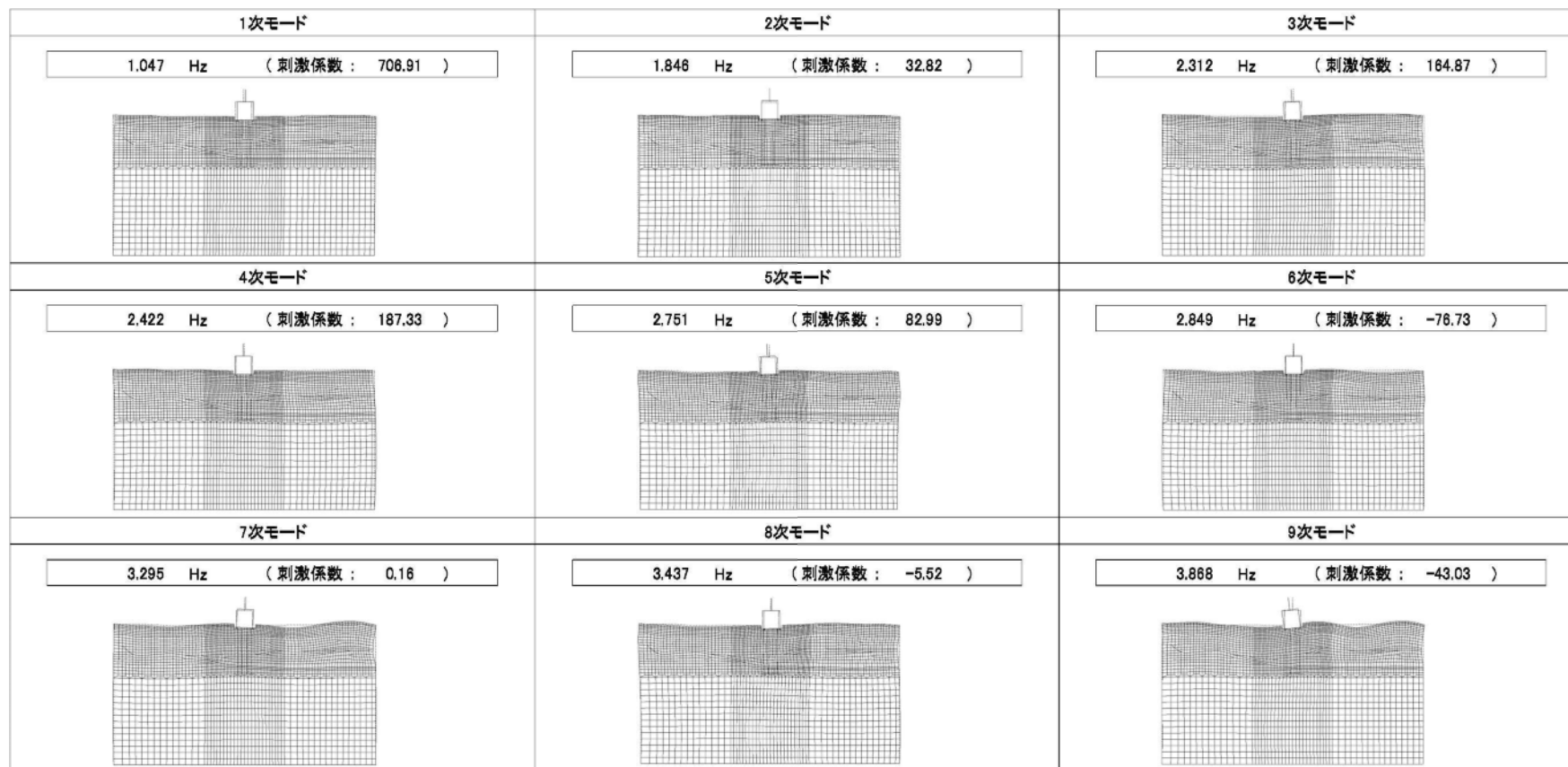


図 1-1 (8) 防潮扉 2 基礎の固有値解析結果

(B-B断面 検討ケース④: 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

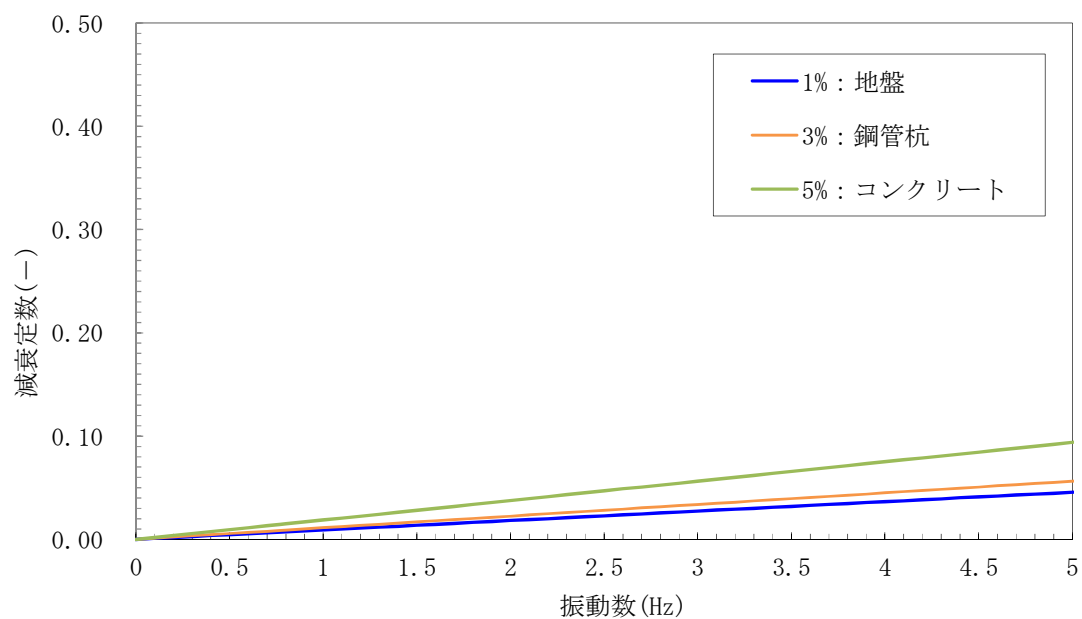


図 1-2 (1) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

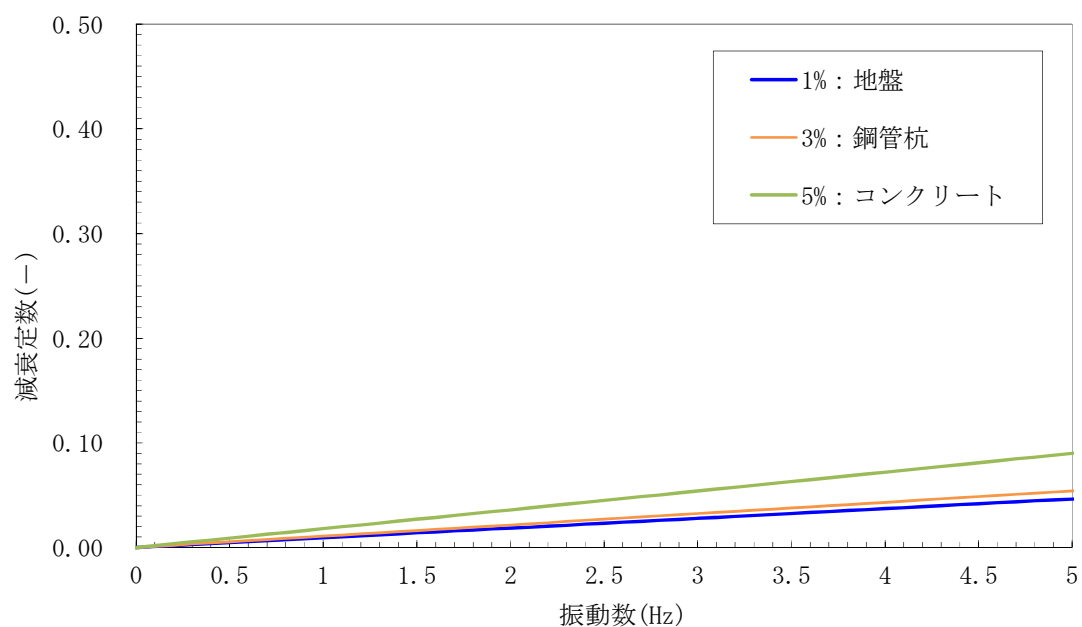


図 1-2 (2) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

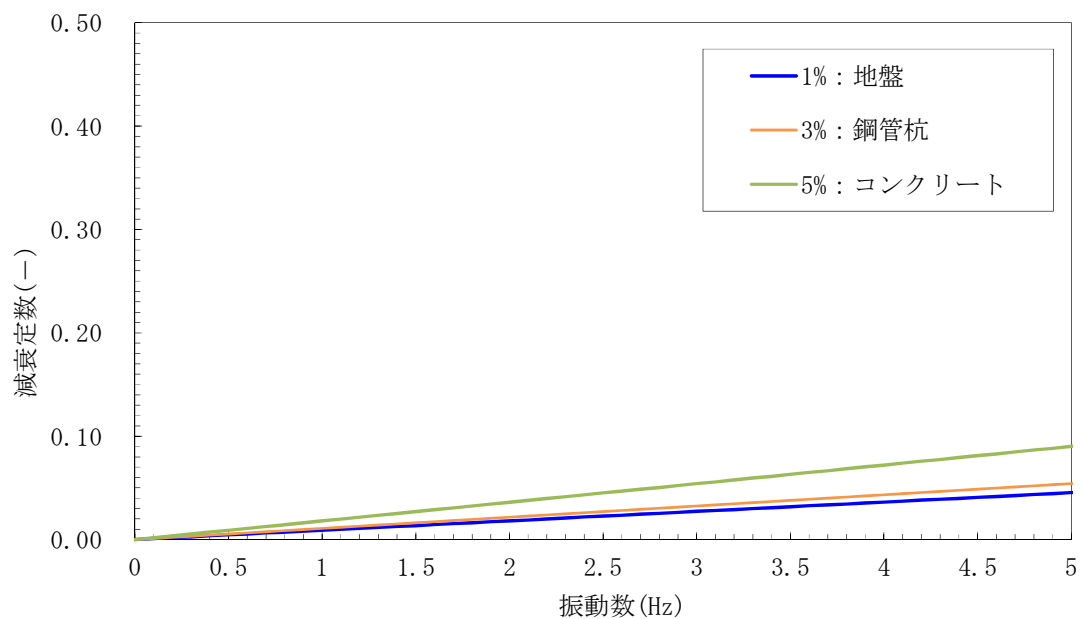


図 1-2 (3) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

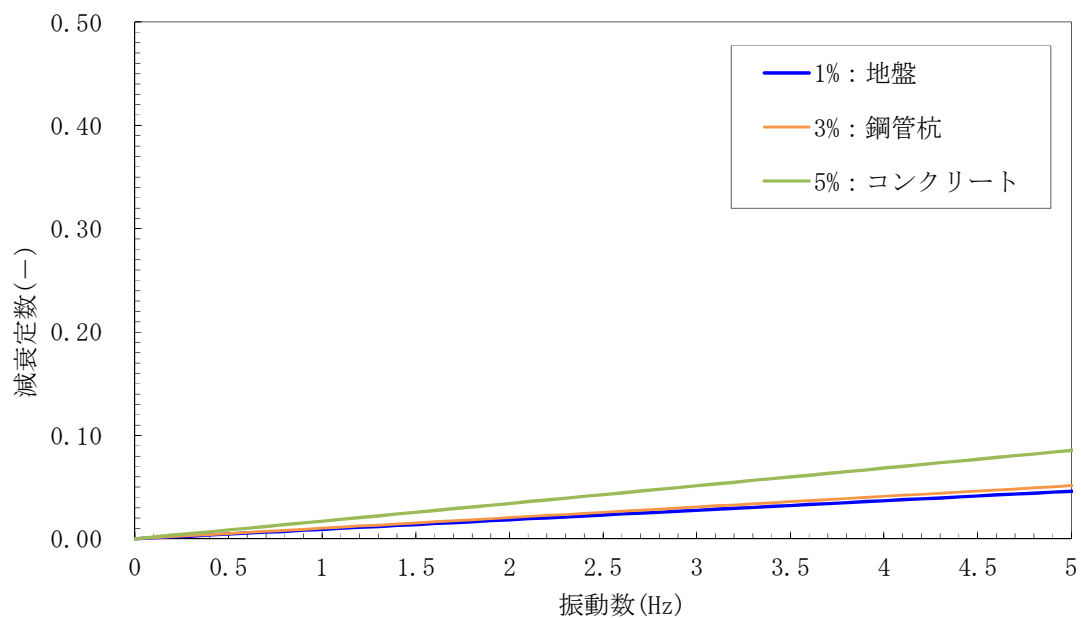


図 1-2 (4) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

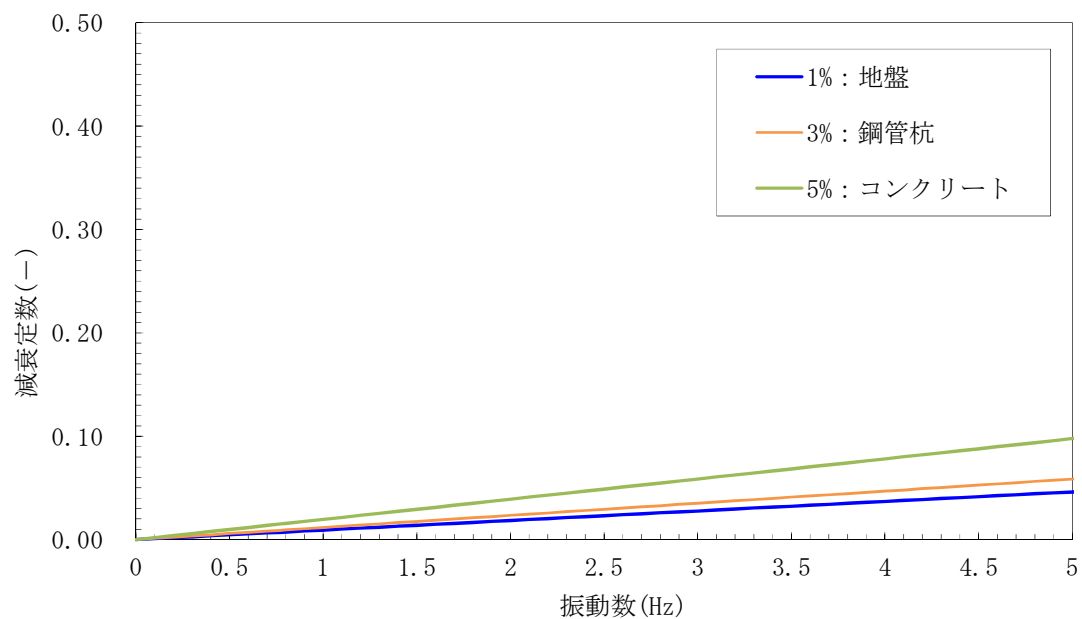


図 1-2 (5) 設定した Rayleigh 減衰
(A-A断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

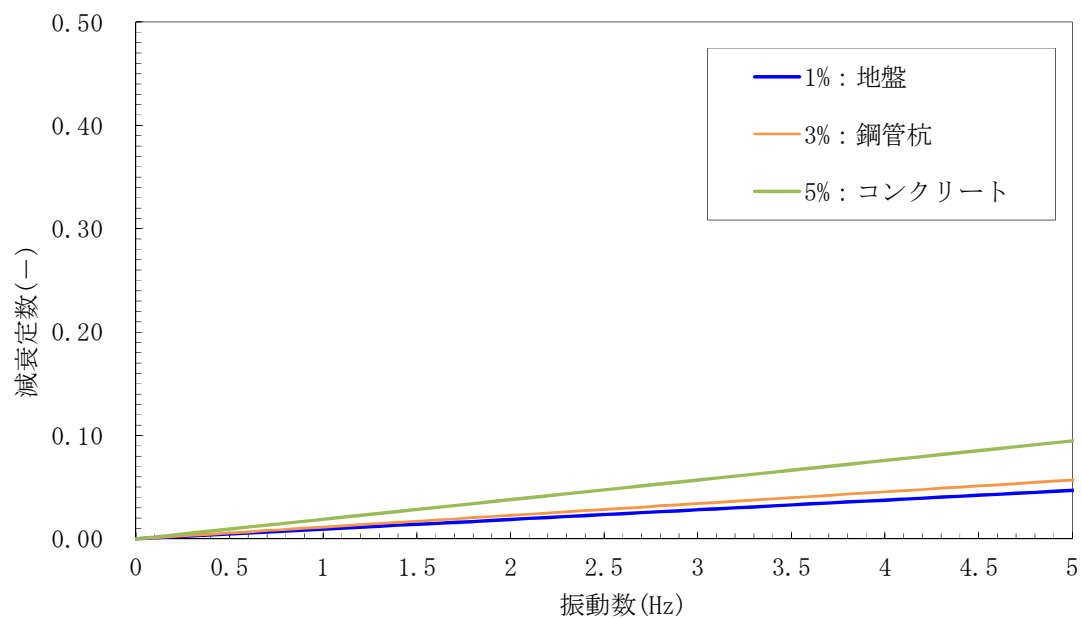


図 1-2 (6) 設定した Rayleigh 減衰
(B-B断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

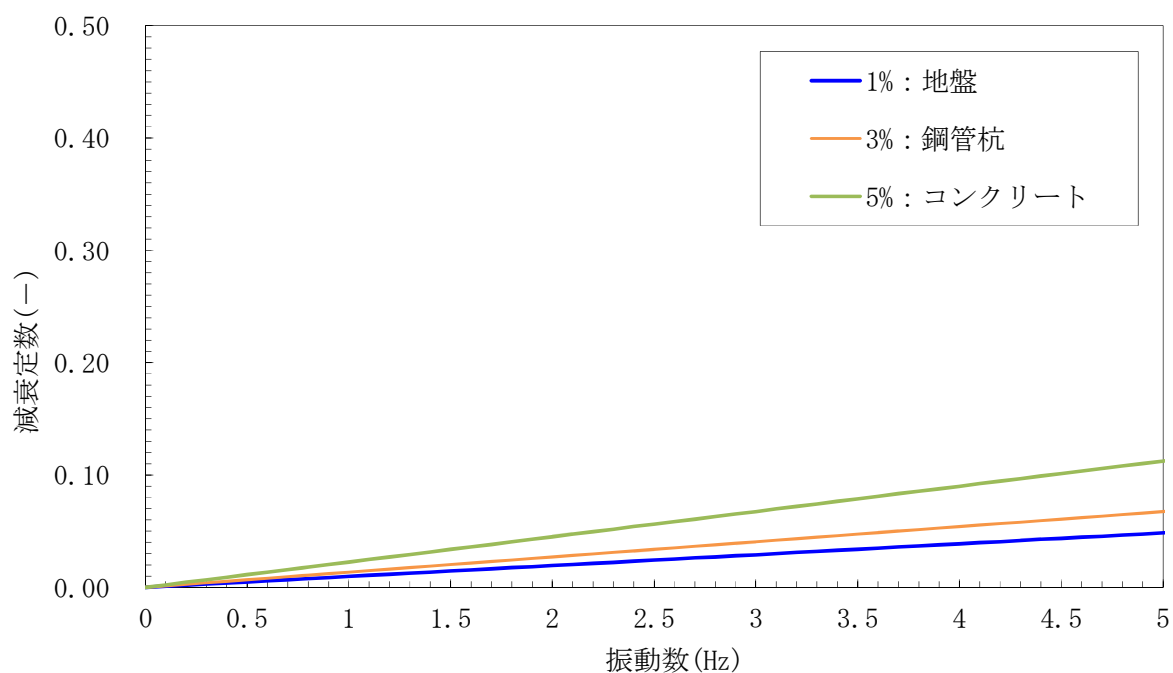


図 1-2 (7) 設定した Rayleigh 減衰

(A-A断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

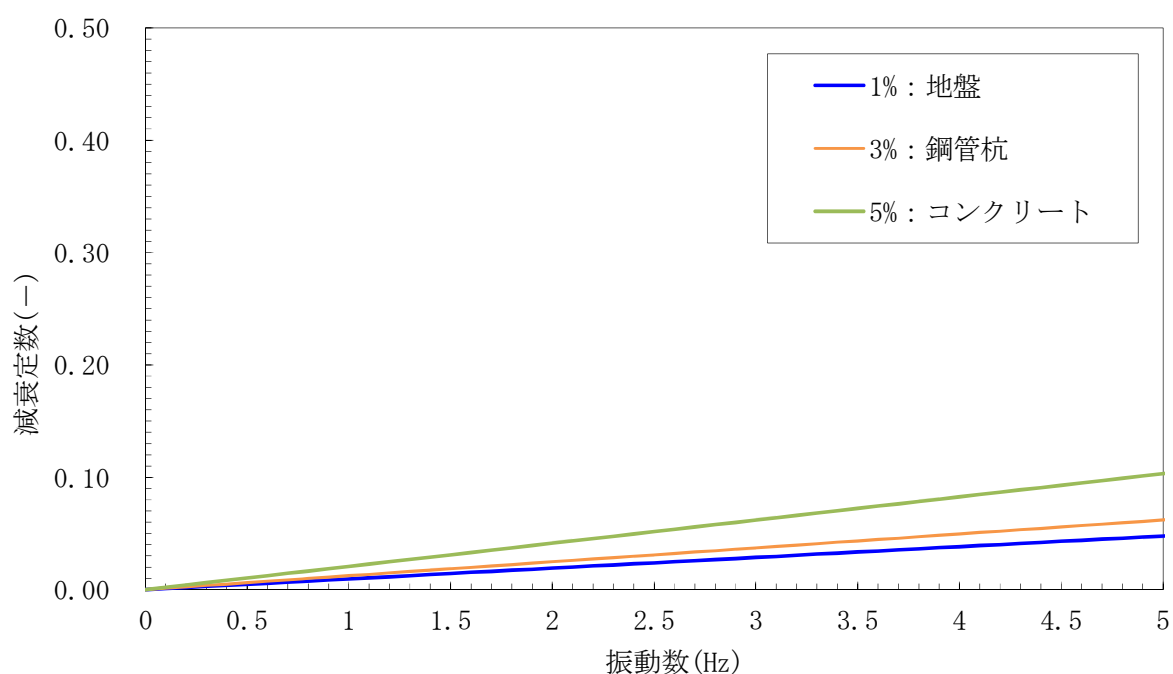


図 1-2 (8) 設定した Rayleigh 減衰

(B-B断面 検討ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考 2) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説」に示される方法 B により底版と剛結合する。図 2-1 に杭頭部配筋図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの垂直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ただし、隣接する杭との間でせん断面が重なり、さらに端部の杭ではせん断面が底版側面を横切ることになるため、抵抗断面としてこれらをせん断面から控除し、下式により照査する。

$$\tau_v = \frac{P}{Lh} \leq \tau_a$$

ただし、L：抵抗断面の弧長(mm)

杭の配置を考慮した図 2-2 及び図 2-3 参照

h：垂直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm)＝3900 mm

τ_a ：許容押抜きせん断応力度＝1.65 (N/mm²)



図 2-1 杭頭部配筋図

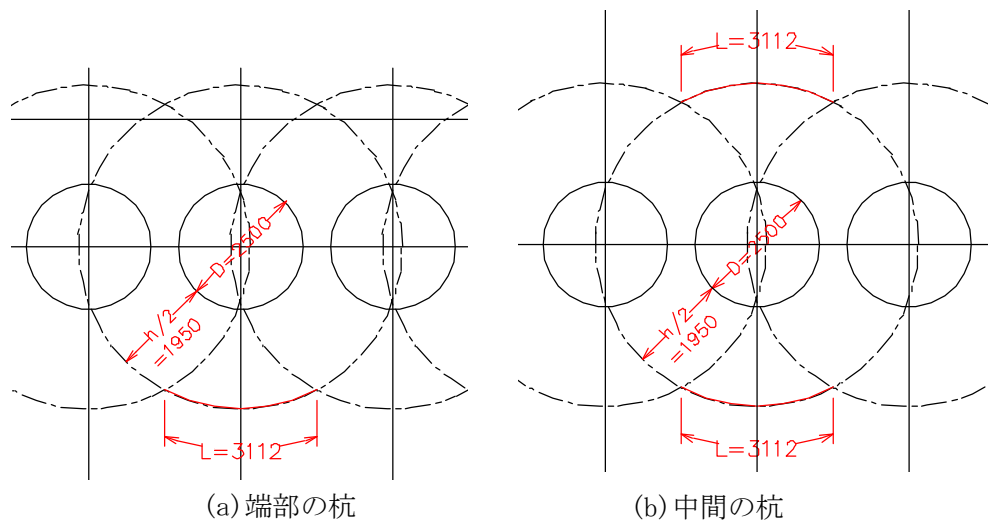


図 2-2 A-A断面の抵抗断面

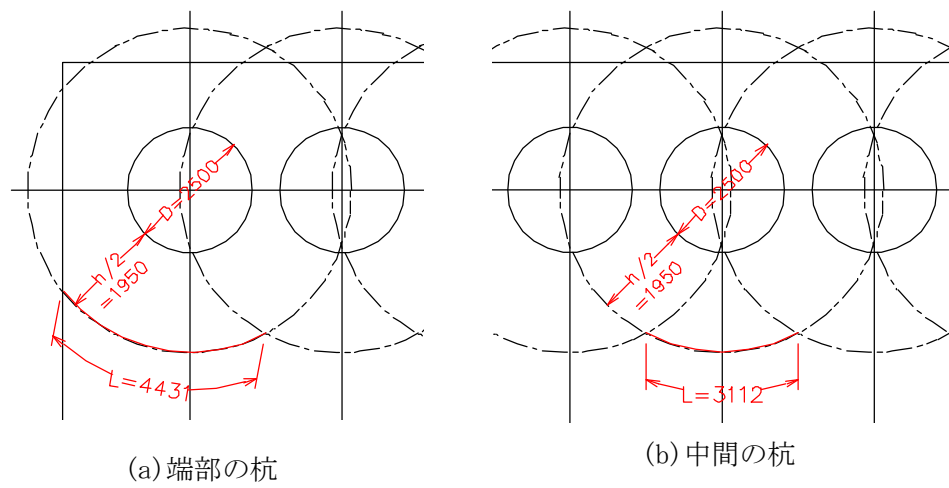


図 2-3 B-B断面の抵抗断面

表 2-1 鉛直押抜きせん断に対する照査結果 (A-A断面)

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 軸力 (kN) 圧縮正 | 押抜きせん断 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 1 | 8093 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | | H+, V- | 1 | 8058 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | | H-, V+ | 4 | 7780 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | | H-, V- | 4 | 7773 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 3035 | 0.3 | 1.65 | 0.19 |
| | S _s -1 2 | | 1 | 4420 | 0.4 | 1.65 | 0.25 |
| | S _s -1 3 | | 1 | 3958 | 0.4 | 1.65 | 0.25 |
| | S _s -1 4 | | 1 | 3765 | 0.4 | 1.65 | 0.25 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 6500 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 5263 | 0.5 | 1.65 | 0.31 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 6090 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | | H-, V+ | 1 | 6488 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 1 | 7083 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| ③ | | | 1 | 8075 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| ④ | | | 1 | 9710 | 0.9 | 1.65 | 0.49 |
| ⑤ | | | 1 | 6938 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| ⑥ | | | 1 | 6158 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 1 | 7420 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| ③ | | | 1 | 8098 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| ④ | | | 1 | 9843 | 0.9 | 1.65 | 0.55 |
| ⑤ | | | 1 | 7483 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| ⑥ | | | 1 | 6583 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2-2 鉛直押抜きせん断に対する照査結果 (B-B断面)

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 軸力 (kN) 圧縮正 | 押抜きせん断 応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|----------------|---------------------------------------|-------------------------------------|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 12583 | 1.1 | 1.65 | 0.67 |
| | | H+, V- | 4 | 11890 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| | | H-, V+ | 4 | 11785 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| | | H-, V- | 4 | 11970 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| | S _s -1 1 | | 4 | 4035 | 0.4 | 1.65 | 0.25 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 8375 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 7850 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 3263 | 0.3 | 1.65 | 0.19 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 5903 | 0.5 | 1.65 | 0.31 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 6193 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 11570 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| | | H-, V+ | 1 | 11050 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 11410 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| ③ | | | 4 | 12258 | 1.1 | 1.65 | 0.67 |
| ④ | | | 4 | 15575 | 1.3 | 1.65 | 0.79 |
| ⑤ | | | 1 | 8020 | 0.7 | 1.65 | 0.43 |
| ⑥ | | | 1 | 7303 | 0.7 | 1.65 | 0.37 |
| ② | S _s -3 1 | H-, V+ | 1 | 9570 | 0.8 | 1.65 | 0.49 |
| ③ | | | 1 | 11070 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |
| ④ | | | 1 | 10935 | 0.9 | 1.65 | 0.55 |
| ⑤ | | | 1 | 10450 | 0.9 | 1.65 | 0.55 |
| ⑥ | | | 1 | 8793 | 0.8 | 1.65 | 0.49 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H+, V+ | 4 | 9778 | 0.9 | 1.65 | 0.55 |
| ④ | S _s -D 1 | H-, V- | 4 | 11083 | 1.0 | 1.65 | 0.61 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(2) 中詰補強筋に対する照査

杭頭接合部は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，図 2-2 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，杭頭の曲げモーメントおよび軸力に対し鉄筋の応力度照査を行う。

照査に用いる杭頭の断面力および照査結果を以下に示す。

なお，照査に用いる断面力は各杭に対して，曲げモーメントの最大値および軸力の最大値（圧縮最大）の組み合わせと曲げモーメントの最大値および軸力の最小値（引張最大）の組み合わせの 2 通りとする。

表 2-3 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面径 (m) | 中詰補強筋 |
|------------|---------------|
| 2.9 | D51-40 本(2 段) |

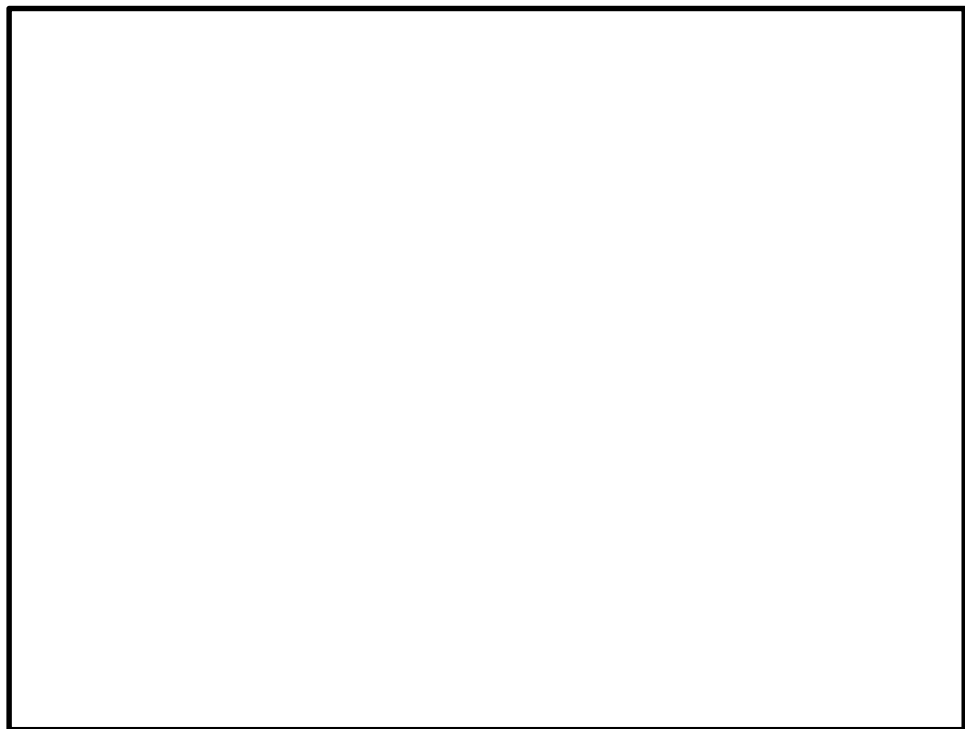


図 2-4 仮想鉄筋コンクリート断面

表 2-4 (1) 杭頭断面力に対する照査結果 (A-A断面) : コンクリートの曲げ圧縮

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 引張正 | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|-------------------|-------------------------------------|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 3 | 25100 | 3325 | 12 | 21 | 0.58 |
| | | H+, V- | 3 | 25225 | 3648 | 12 | 21 | 0.58 |
| | | H-, V+ | 2 | 25725 | 3370 | 12 | 21 | 0.58 |
| | | H-, V- | 2 | 25750 | 3623 | 12 | 21 | 0.58 |
| | S _s -1 1 | | 2 | 6688 | 2347 | 4 | 21 | 0.20 |
| | S _s -1 2 | | 3 | 13523 | 2167 | 7 | 21 | 0.34 |
| | S _s -1 3 | | 3 | 11398 | 2086 | 6 | 21 | 0.29 |
| | S _s -1 4 | | 3 | 10218 | 2081 | 5 | 21 | 0.24 |
| | S _s -2 1 | | 2 | 19128 | 3305 | 9 | 21 | 0.43 |
| | S _s -2 2 | | 2 | 16415 | 3075 | 8 | 21 | 0.39 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 2 | 24070 | 2535 | 11 | 21 | 0.53 |
| | | H-, V+ | 3 | 23615 | 1920 | 11 | 21 | 0.53 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 3 | 20773 | 3550 | 10 | 21 | 0.48 |
| ③ | | | 3 | 25125 | 3643 | 12 | 21 | 0.58 |
| ④ | | | 3 | 30275 | 3830 | 14 | 21 | 0.67 |
| ⑤ | | | 3 | 26750 | 3385 | 13 | 21 | 0.62 |
| ⑥ | | | 3 | 22233 | 3243 | 11 | 21 | 0.53 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 3 | 20800 | 3040 | 10 | 21 | 0.48 |
| ③ | | | 3 | 24985 | 3523 | 12 | 21 | 0.58 |
| ④ | | | 3 | 30475 | 4123 | 14 | 21 | 0.67 |
| ⑤ | | | 3 | 26650 | 2710 | 13 | 21 | 0.62 |
| ⑥ | | | 3 | 22113 | 2538 | 11 | 21 | 0.53 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2-4 (2) 杭頭断面力に対する照査結果 (A-A断面) : 鉄筋の曲げ引張

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 引張正 | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|-------------------|-------------------------------------|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 22390 | -5725 | 260 | 435 | 0.60 |
| | | H+, V- | 4 | 22510 | -5745 | 262 | 435 | 0.61 |
| | | H-, V+ | 1 | 22803 | -5555 | 263 | 435 | 0.61 |
| | | H-, V- | 1 | 22978 | -5643 | 265 | 435 | 0.61 |
| | S _s -1 1 | | 2 | 6688 | -882 | 72 | 435 | 0.17 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 12900 | -2034 | 141 | 435 | 0.33 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 10865 | -1529 | 117 | 435 | 0.27 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 9863 | -1214 | 105 | 435 | 0.25 |
| | S _s -2 1 | | 1 | 17148 | -4035 | 197 | 435 | 0.46 |
| | S _s -2 2 | | 2 | 16415 | -1199 | 169 | 435 | 0.39 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 2 | 24070 | -37 | 236 | 435 | 0.55 |
| | | H-, V+ | 4 | 21348 | -3485 | 234 | 435 | 0.54 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 19235 | -5120 | 225 | 435 | 0.52 |
| ③ | | | 4 | 22355 | -5855 | 261 | 435 | 0.60 |
| ④ | | | 4 | 26475 | -7685 | 314 | 435 | 0.73 |
| ⑤ | | | 4 | 24250 | -4915 | 273 | 435 | 0.63 |
| ⑥ | | | 4 | 20338 | -4243 | 230 | 435 | 0.53 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 18840 | -4890 | 220 | 435 | 0.51 |
| ③ | | | 4 | 22333 | -5805 | 260 | 435 | 0.60 |
| ④ | | | 4 | 26675 | -7635 | 316 | 435 | 0.73 |
| ⑤ | | | 4 | 23925 | -4568 | 267 | 435 | 0.62 |
| ⑥ | | | 4 | 20138 | -3980 | 226 | 435 | 0.52 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2-5 (1) 杭頭断面力に対する照査結果 (B-B断面) : コンクリートの曲げ圧縮

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 引張正 | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|-------------------|-------------------------------------|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 2 | 20930 | 4348 | 10 | 21 | 0.48 |
| | | H+, V- | 2 | 21015 | 3998 | 10 | 21 | 0.48 |
| | | H-, V+ | 3 | 21058 | 6088 | 10 | 21 | 0.48 |
| | | H-, V- | 3 | 20888 | 5900 | 10 | 21 | 0.48 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 7100 | 3585 | 4 | 21 | 0.20 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 9940 | 8375 | 5 | 21 | 0.24 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 9558 | 7850 | 5 | 21 | 0.24 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 5595 | 3263 | 3 | 21 | 0.15 |
| | S _s -2 1 | | 1 | 7358 | 3453 | 4 | 21 | 0.20 |
| | S _s -2 2 | | 3 | 13208 | 3535 | 7 | 21 | 0.34 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 2 | 27500 | 2808 | 13 | 21 | 0.62 |
| | | H-, V+ | 3 | 27550 | 4555 | 13 | 21 | 0.62 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 2 | 17413 | 3873 | 8 | 21 | 0.39 |
| ③ | | | 2 | 20875 | 4190 | 10 | 21 | 0.48 |
| ④ | | | 2 | 23523 | 4053 | 11 | 21 | 0.53 |
| ⑤ | | | 3 | 21388 | 2650 | 10 | 21 | 0.48 |
| ⑥ | | | 3 | 21653 | 2304 | 10 | 21 | 0.48 |
| ② | S _s -3 1 | H-, V+ | 3 | 23950 | 4337.5 | 11 | 21 | 0.52 |
| ③ | | | 3 | 28750 | 4597.5 | 14 | 21 | 0.67 |
| ④ | | | 3 | 32500 | 3775 | 15 | 21 | 0.71 |
| ⑤ | | | 3 | 30525 | 2635 | 14 | 21 | 0.67 |
| ⑥ | | | 3 | 28550 | 2320 | 14 | 21 | 0.67 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H+, V+ | 2 | 28475 | 1306 | 13 | 21 | 0.62 |
| ④ | S _s -D 1 | H-, V- | 3 | -22595 | 5128 | 11 | 21 | 0.53 |

注記 ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

表 2-5 (2) 杭頭断面力に対する照査結果 (B-B 断面) : 鉄筋の曲げ引張

| 検討 ケース | 地震波 | | 杭 番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 引張正 | 発生曲げ 応力度 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-----------|---------------------|--------|---------|-----------------------|-------------------|-------------------------------------|---|------|
| ① | S _s -D 1 | H+, V+ | 4 | 17080 | -9338 | 235 | 435 | 0.55 |
| | | H+, V- | 4 | 17245 | -9268 | 236 | 435 | 0.55 |
| | | H-, V+ | 4 | 19953 | -9755 | 266 | 435 | 0.62 |
| | | H-, V- | 4 | 19768 | -10003 | 266 | 435 | 0.62 |
| | S _s -1 1 | | 1 | 7100 | -2134 | 85 | 435 | 0.2 |
| | S _s -1 2 | | 4 | 9940 | -6218 | 143 | 435 | 0.33 |
| | S _s -1 3 | | 4 | 9558 | -5738 | 136 | 435 | 0.32 |
| | S _s -1 4 | | 4 | 5595 | -1256 | 64 | 435 | 0.15 |
| | S _s -2 1 | | 4 | 6963 | -3118 | 91 | 435 | 0.21 |
| | S _s -2 2 | | 4 | 13018 | -4845 | 163 | 435 | 0.38 |
| | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 24735 | -8783 | 306 | 435 | 0.71 |
| | | H-, V+ | 4 | 25200 | -8880 | 311 | 435 | 0.72 |
| ② | S _s -D 1 | H+, V- | 4 | 15653 | -9120 | 220 | 435 | 0.51 |
| ③ | | | 4 | 17160 | -8725 | 232 | 435 | 0.54 |
| ④ | | | 4 | 20135 | -9865 | 269 | 435 | 0.62 |
| ⑤ | | | 4 | 20203 | -5988 | 241 | 435 | 0.56 |
| ⑥ | | | 4 | 20200 | -5318 | 236 | 435 | 0.55 |
| ② | S _s -3 1 | H-, V+ | 4 | 21412.5 | -8063 | 268 | 435 | 0.62 |
| ③ | | | 4 | 26275 | -9385 | 325 | 435 | 0.75 |
| ④ | | | 4 | 31225 | -13933 | 407 | 435 | 0.94 |
| ⑤ | | | 4 | 28550 | -9183 | 346 | 435 | 0.80 |
| ⑥ | | | 4 | 26675 | -7900 | 318 | 435 | 0.73 |
| ⑥ | S _s -3 1 | H+, V+ | 1 | 24938 | -7265 | 296 | 435 | 0.69 |
| ④ | S _s -D 1 | H-, V- | 4 | -22335 | -13163 | 315 | 435 | 0.73 |

注記 ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(参考3) 部材の有効高さが変化する場合のせん断照査

コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）に従い、以下のとおり照査を行った。

壁部のせん断力照査において、部材の有効高さが変化する場合の式を適用し、照査に使用するせん断力 V_1 を下式のとおりとする。

$$V_1 = V - \frac{M}{d} (\tan \alpha)$$

ただし、 V ：せん断力

M ：曲げモーメント

d ：断面の有効高さ

α ：部材端面が鉛直線となす角度

曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって、部材の有効高さが増す場合には α は正、有効高さが減じる場合には負号をとる。すなわち、曲げモーメントの分布により図 2-1 の A または B の式により V_1 を算出する。

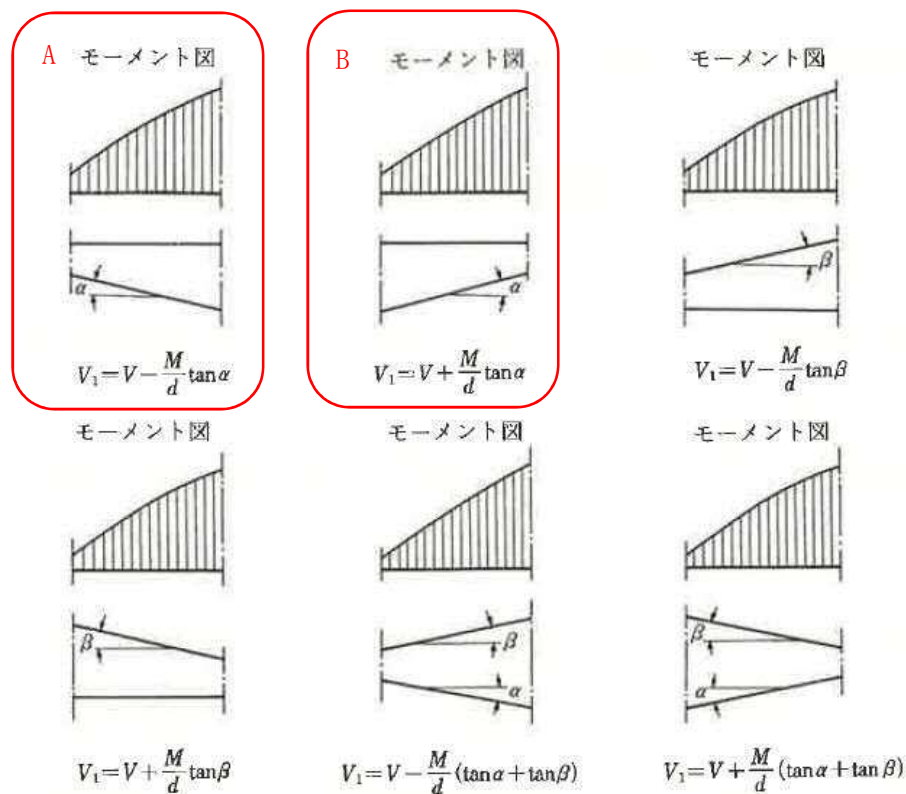


図 3-1 V_1 の算出

地震時は、すべてのケースにおいて曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって有効高さが増すため、図 3-1 の A の式を適用する。地震時における照査結果を表 3-1 に示す。

表 3-1 壁部のせん断に対する照査結果（A-A断面）

| 検討 ケース | 地震動 | | せん断力 (kN) | | 曲げ モーメント (kN・m) | 許容 せん断 力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|---------------------|----------|--------------------|--------------------|-----------------------|---------------------|--|
| | | | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| ① | S _s -D 1 | H +, V + | 6163 | 3265 | 66933 | 22193 | 0.15 |
| | | H +, V - | 6129 | 3243 | 66651 | 22193 | 0.15 |
| | | H -, V + | 5707 | 3884 | 42108 | 22193 | 0.18 |
| | | H -, V - | 5626 | 3833 | 41410 | 22193 | 0.18 |
| | S _s -1 1 | | 2814 | 1273 | 35592 | 22193 | 0.06 |
| | S _s -1 2 | | 3698 | 1839 | 42941 | 22193 | 0.09 |
| | S _s -1 3 | | 3391 | 1628 | 40721 | 22193 | 0.08 |
| | S _s -1 4 | | 3131 | 1486 | 37995 | 22193 | 0.07 |
| | S _s -2 1 | | 5071 | 2634 | 56295 | 22193 | 0.12 |
| | S _s -2 2 | | 4447 | 2208 | 51704 | 22193 | 0.10 |
| | S _s -3 1 | H +, V + | 5003 | 3549 | 33595 | 22193 | 0.16 |
| | | H -, V + | 5392 | 2888 | 57836 | 22193 | 0.14 |
| ② | S _s -D 1 | H +, V - | 5992 | 3203 | 64405 | 22193 | 0.15 |
| ③ | | | 6259 | 3322 | 67842 | 22193 | 0.15 |
| ④ | | | 6007 | 3172 | 65467 | 22193 | 0.15 |
| ⑤ | | | 6721 | 3671 | 70440 | 22193 | 0.17 |
| ⑥ | | | 6599 | 3602 | 69224 | 22193 | 0.17 |
| ② | S _s -D 1 | H +, V + | 6032 | 3206 | 65276 | 22193 | 0.15 |
| ③ | | | 6283 | 3337 | 68046 | 22193 | 0.16 |
| ④ | | | 5969 | 3170 | 64654 | 22193 | 0.15 |
| ⑤ | | | 6660 | 3632 | 69921 | 22193 | 0.17 |
| ⑥ | | | 6540 | 3564 | 68739 | 22193 | 0.17 |

注記 ①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ②：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）した解析ケース
 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース
 ④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤：原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥：地盤物性のばらつきを考慮（+1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(参考4) 鋼管杭のせん断力照査における水平2方向及び鉛直方向地震力の考慮について

水平1方向及び鉛直方向地震力を考慮した場合の鋼管杭のせん断力照査において、せん断応力の分布係数は2.0を使用していることから、鋼管杭の全断面積に対して2倍のせん断力を考慮していることと同等である。すなわち、弱軸断面方向の地震応答解析によって求められたせん断力と同じ値を、強軸断面方向のせん断力として考慮していることになる。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)

S : せん断力 (N)

A : 有効断面積 (mm²)

κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

せん断応力の分布係数2.0を用いたせん断力照査により、せん断応力が許容限界以下であることを確認したことから、水平2方向及び鉛直方向地震力を考慮した場合の鋼管杭に発生するせん断応力が許容限界以下であることを確認した。

6.5.1.2 防潮扉 2 基礎の強度計算書に関する補足説明

目次

| | |
|----------------|-----|
| 1. 概要 | 2 |
| 2. 基本方針 | 3 |
| 2.1 位置 | 3 |
| 2.2 構造概要 | 4 |
| 2.3 評価方針 | 7 |
| 2.4 適用基準 | 12 |
| 3. 強度評価方法 | 14 |
| 3.1 記号の定義 | 14 |
| 3.2 評価対象断面及び部位 | 15 |
| 3.3 荷重及び荷重の組合せ | 18 |
| 3.4 許容限界 | 25 |
| 3.5 解析方法 | 34 |
| 3.6 評価方法 | 62 |
| 4. 評価結果 | 66 |
| 4.1 津波時 | 66 |
| 4.2 重畳時 | 88 |
| 4.3 まとめ | 140 |

1. 概要

本資料は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す通り、防潮扉 2 を間接支持する防潮扉 2 基礎が地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持すること及び主要な構造体の境界部に設置する部材が有意な漏えいを生じない変形に留まることを確認するものである。

強度計算に当たっては、基準津波による津波荷重を考慮した評価、及び敷地に遡上する津波による津波荷重を考慮した評価を実施する。

なお、防潮扉 1 を間接支持する鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、V-3-別添 3-2-1-2-1「防潮堤（鉄筋コンクリート防潮壁）の強度計算書」に示す。

2. 基本方針

添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」に示す「2.1 評価対象施設」を踏まえて、防潮扉の位置及び構造概要を示す。

2.1 位置

防潮扉の設置位置図を図 2.1-1 に示す。

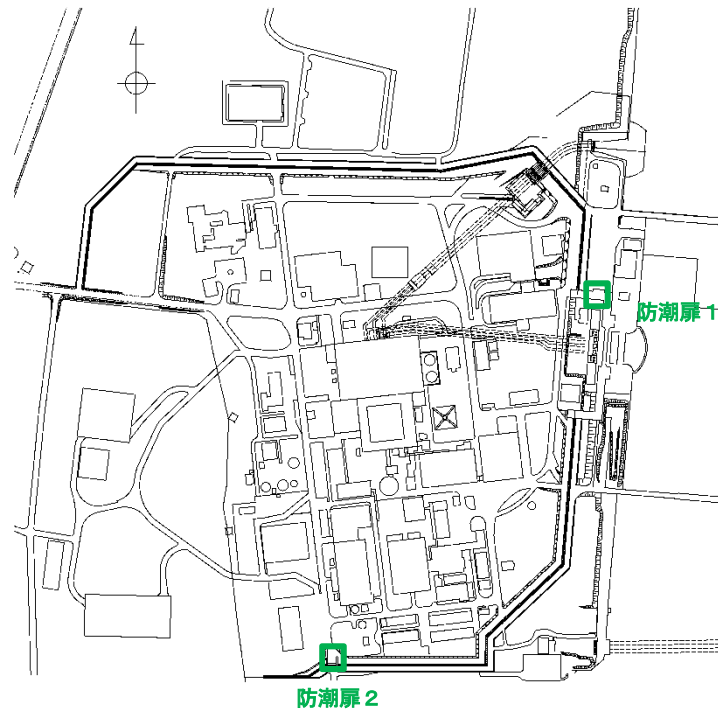
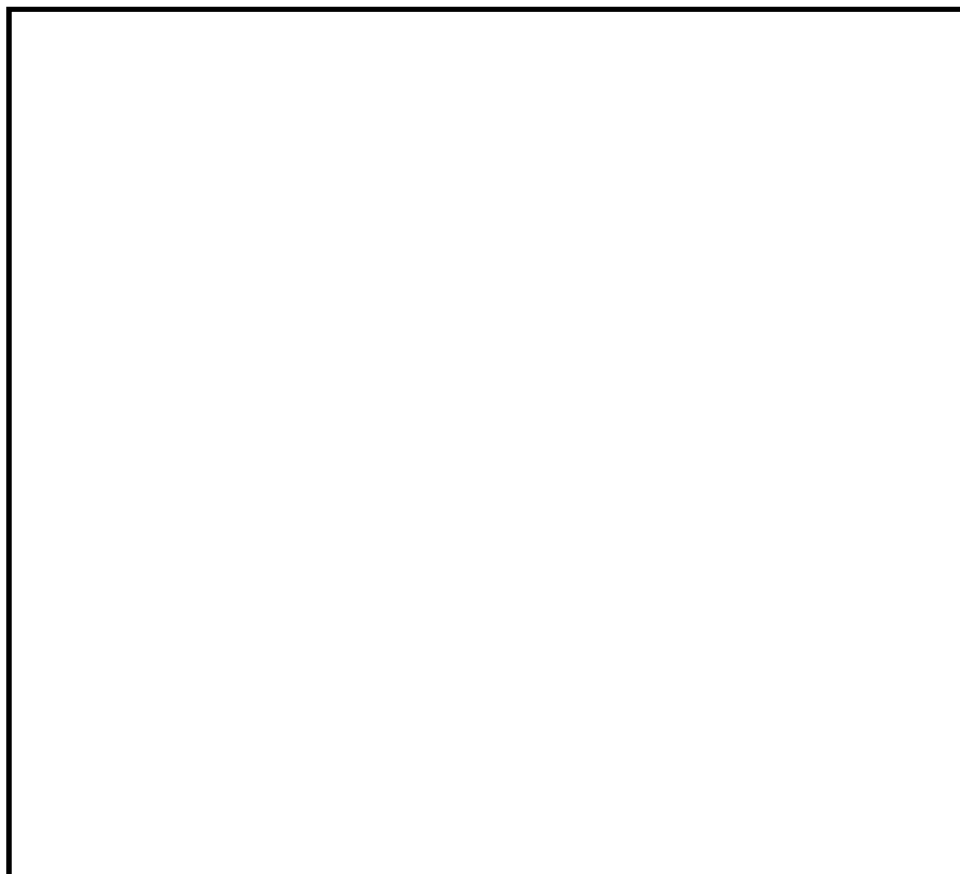


図 2.1-1 防潮扉の設置位置図

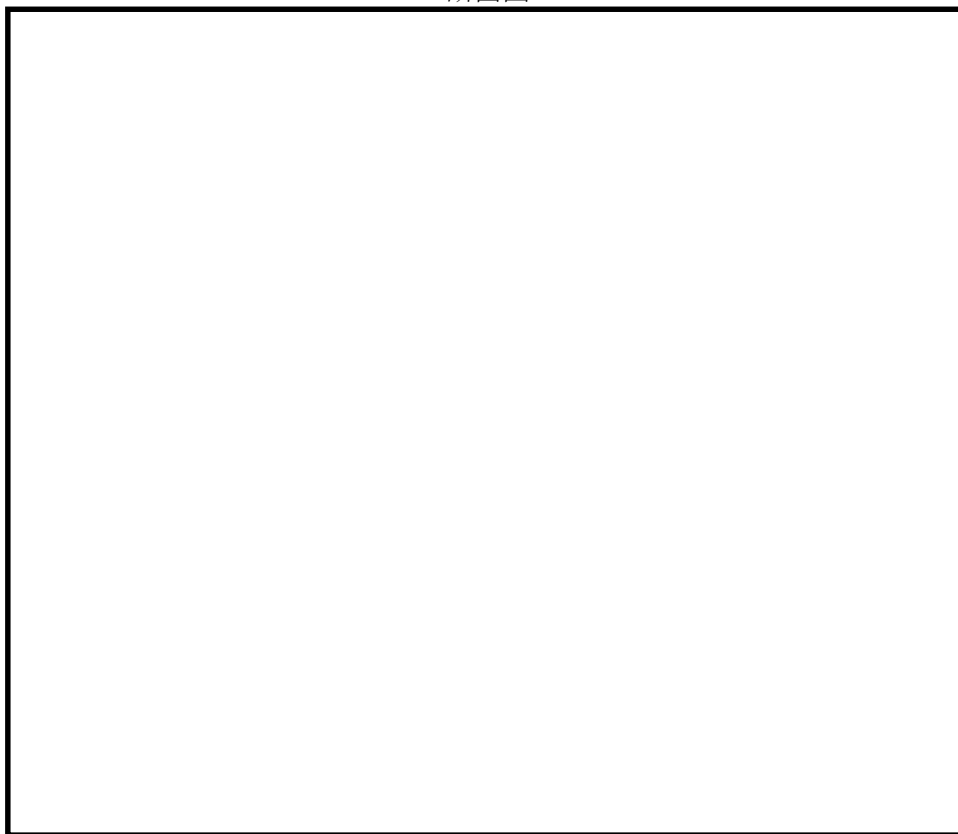
2.2 構造概要

防潮扉 2 基礎は、鉄筋コンクリート防潮壁で構成され、隣接する鋼管杭鉄筋コンクリート防潮壁との境界部に止水ジョイント部材を設置する。鉄筋コンクリート防潮壁は、鋼管杭を介して十分な支持性能を有する岩盤に設置する。鉄筋コンクリート防潮壁と鋼管杭基礎は、鉄筋コンクリート製の底版を介して一体構造とする。

防潮扉 2 基礎の構造図を図 2.2-1 に示す。



断面图



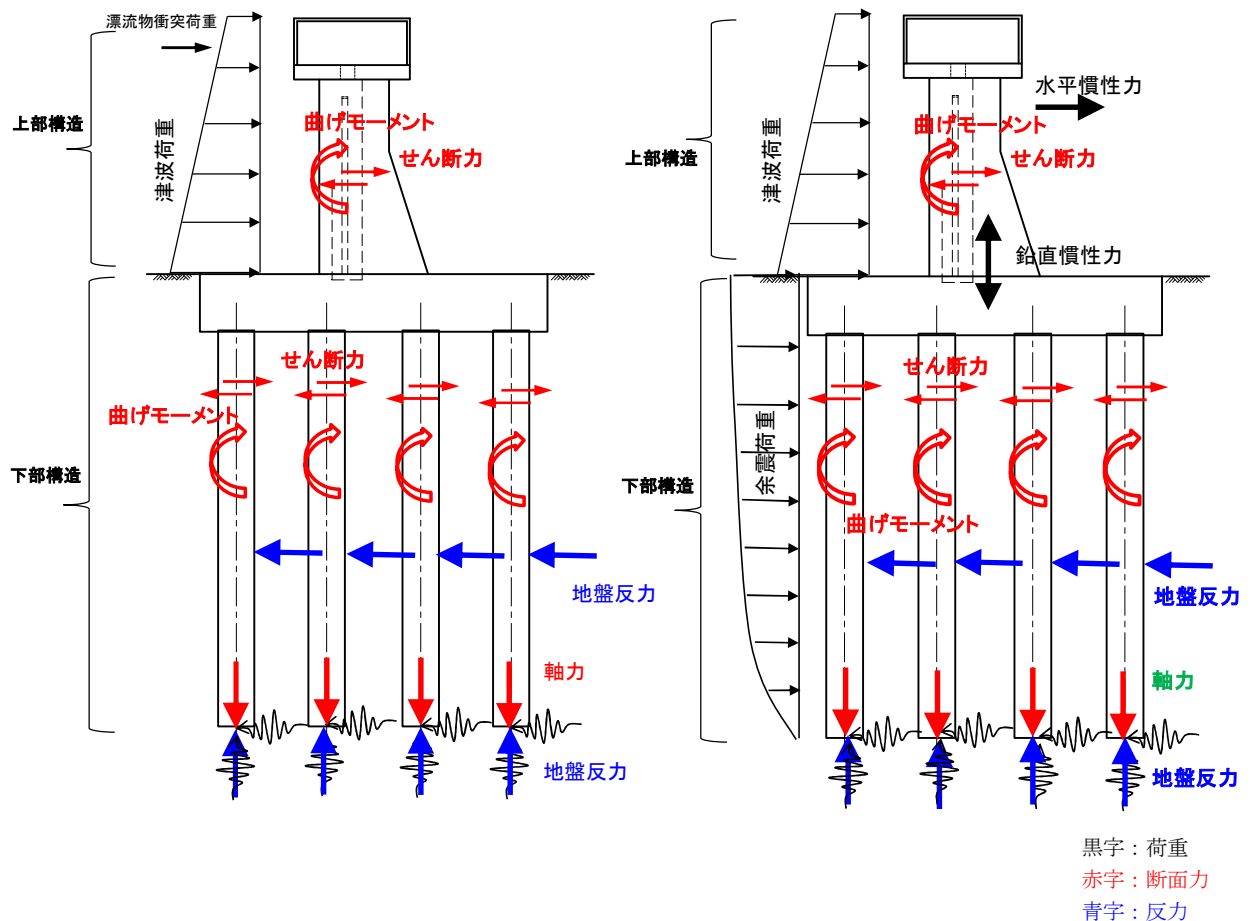
正面图

图 2.2-1 防潮屏 2 基础 构造图

津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図を図 2.2-2 に示す。

津波時には、津波荷重及び漂流物の衝突荷重により上部構造が変形する。上部構造の変形により鋼管杭が変形し、鋼管杭が曲げ及びせん断力に抵抗する。

重畳時は地震による慣性力、地盤の変形と、津波荷重により上部構造に変形が生じる。上部構造の慣性力による変形と地盤変位により鋼管杭に変形が生じ、曲げ及びせん断抵抗が発揮される。



津波時

津波＋余震時（重畳時）

図 2.2-2 津波時及び津波＋余震時（重畳時）の荷重伝達の概念図

2.3 評価方針

防潮扉 2 基礎の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」及び「4.2 許容限界」において設定している荷重及び荷重の組合せ、並びに許容限界を踏まえて実施する。強度評価では、「3. 強度評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて評価し、「5. 強度評価結果」より、防潮扉 2 基礎の評価対象部位に作用する応力等が許容限界以下であることを確認する。

防潮扉 2 基礎の強度評価においては、その構造を踏まえ、津波及び余震荷重の作用方向や伝達過程を考慮し、評価対象部位を設定する。強度評価に用いる荷重及び荷重の組合せは、津波に伴う荷重作用時（以下「津波時」という。）及び津波荷重に伴う荷重作用時と余震に伴う荷重作用時（以下「重畳時」という。）について行う。

防潮扉 2 に関する要求機能と設計方針を表 2.3-1 に、評価項目を表 2.3-2 に示す。防潮扉 2 における鉄筋コンクリート防潮壁の強度評価は、設計基準対象施設として表 2.3-2 の防潮扉（防潮壁）の評価項目に示すとおり、構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を行う。

構造部材の健全性評価、基礎地盤の支持性能評価及び構造物の変形性評価を実施することにより、構造強度を有すること及び止水性を損なわないことを確認する。

津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の設定は、表 2.3-3 に示す地盤剛性 4 種類と地盤バネの上限値 4 種類を考慮して、地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せによる構成式及び地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せによる構成式を地盤バネの設定で用いることにより、各部位で安全側となる設計を行う。地盤の最も高い剛性と最も大きい強度の組合せは、初期剛性とピーク強度（平均）の組合せを用いる。地盤の最も低い剛性と最も小さい強度の組合せは、津波による影響が支配的な地表面付近の剛性を比較すると、敷地においては静弾性係数の方が地震時の収束剛性よりも小さいことから、静弾性係数と残留強度（ -1σ ）の組合せを用いる。

表 2.3-3 津波時の地盤剛性及び地盤バネの上限値の組合せ

| 荷重条件 | 地盤剛性 | 上限値 |
|------|----------|---------------------|
| 津波時 | 初期剛性 | ピーク強度（平均） |
| | 余震時の収束剛性 | ピーク強度（ -1σ ） |
| | 地震時の収束剛性 | 残留強度（平均） |
| | 静弾性係数 | 残留強度（ -1σ ） |

赤字：荷重条件
緑字：要求機能
青字：対応方針

表 2.3－1 防潮扉 2 基礎の耐津波設計における要求性能と設計評価方針

| 資料 | その他発電用原子炉の 付属設備 (浸水防護施設) | 資料Ⅴ－1－1－2－2－5 津波防護に関する施設の設計方針 | | | 資料Ⅴ－3－別添 3－1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針 | | | | | | | |
|----------|---|---|--|---|---|--|--------|----------|-----------|---------------------|---|---|
| 施設名 | 基本設計方針 | 要求機能 | 機能設計 | | 構造強度設計 | | | | | | 設計に用いる許容限界 | |
| | | | 性能目標 | 機能設計方針 | 性能目標 | 構造強度設計（評価方針） | 評価対象部位 | 機能損傷モード | | | | |
| | | | | | | | | 応力等の状態 | 限界状態 | | | |
| 防潮扉 2 基礎 | 【2.1.4(1)設計方針】 津波防護施設については、「2.1.2 入力津波の設定」で設定している繰返しの襲来を想定した入力津波に対して、津波防護対象設備の要求される機能を損なうおそれがないよう以下の機能を満足する設計とする。 【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設は、津波の流入による浸水及び漏水を防止する設計とする。 【2.1.4(1)a. 津波防護施設】 津波防護施設のうち防潮扉については、入力津波高さを上回る高さで設置し、止水性を維持する設計とする。主要な構造体の境界部には、想定される荷重の作用及び相対変位を考慮し、試験等にて止水性を確認した止水ジョイント等を設置し、止水処置を講じる設計とする。 【2.1.4(2)荷重の組合せ及び許容限界】 風、積雪の荷重及び余震として考えられる地震（S ₀ -D1）に加え、漂流物による衝突荷重を考慮する。 | 津波防護施設は、繰り返しの襲来を想定した入力津波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、津波防護対象設備が、要求される機能を損なうおそれがないよう、津波による浸水及び漏水を防止することが要求される。 | 防潮扉は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波に対し、余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した場合においても、想定される津波高さに余裕を考慮した高さまでの施工により止水性を維持することを機能設計上の性能目標とする。 | ・防潮扉は、地震後の繰り返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、積載物、風及び積雪荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を維持する設計とする。 | ・防潮扉は、地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水に伴う津波荷重、余震や漂流物の衝突、積載物、風及び積雪を考慮した荷重に対し、鋼材で構成し、扉体は戸当り及び支圧板を介してコンクリート躯体部に固定する構造とし、津波後の再使用性を考慮し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計とし、構造体の境界部には、止水ジョイント部材を設置し、有意な漏えいを生じない設計とする。 | 地震後の繰返しの襲来を想定した津波荷重、余震や漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、十分な支持性能を有する地盤に支持される設計と するため、基礎地盤に作用する接地圧が極限支持力以下であることを確認する。 | 下部工 | 基礎地盤 | 支持力 | 支持機能を喪失する状態 | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）」を踏まえ、妥当な安全余裕を考慮した極限支持力以下とする。 | |
| | | | | | | 地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計と するために、構造部材である鋼管杭が、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | | | | 鋼管杭 | 曲げ、せん断 |
| | | | | | | 地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、扉体として鋼製のスキンプレート、主桁、縦補助桁及び端桁がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。 | 上部工 | 扉体 | 曲げ、せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「ダム・堰施設技術基準（案）（基礎解説編・マニュアル編）」（（社）ダム・堰施設技術協会、平成 25 年 6 月）」に基づき、短期許容応力度以下とする。 | |
| | | | | | | 地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、風及び積雪を考慮した荷重に対し、支承部として戸当り及び躯体の鉄筋コンクリート部がおおむね弾性状態にとどまることを確認する。 | | | | | 戸当り | 曲げ、せん断 |
| | | | | | | 地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造部材の構造健全性を保持する設計と するために、構造部材である鉄筋コンクリートが、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | 鉄筋コンクリート | 曲げ、せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅴ 耐震設計編）」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 （コンクリート標準示方書【構造性能照査編】でも確認。） | |
| | | | | | | 地震後の繰返しの襲来を想定した遡上波の浸水時の津波高さに応じた津波荷重並びに余震、漂流物の衝突、風及び積雪を考慮した荷重に対し、主要な構造体の境界部に設置する部材を有意な漏えいを生じない変形に留める設計と するため、境界部に設置するゴムジョイント及びシートジョイントが有意な漏えいを生じない変形量以下であることを確認する。 また、止水ジョイント部材が止水性能を保持するための接続アンカーや鋼製防護部材は、おおむね弾性状態に留まることを確認する。 | | 止水ジョイント部 | 止水ジョイント部材 | 変形、引張り | 有意な漏えいに至る変形、引張り | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 メーカー規格及び基準並びに必要な応じて実施する性能試験を参考に定める許容変形量及び許容引張り力以下とする。 |
| | | | | | | | | | 鋼製アンカー | 引張り、せん断、引抜き | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「各種合成構造設計指針・同解説」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 |
| | | | | | | | | | 鋼製防護部材 | 曲げ、引張り、せん断 | 部材が弾性域に留まらず塑性域に入る状態 | 【基準津波及び敷地に遡上する津波に対して】 「道路橋示方書・同解説（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編・Ⅳ 下部構造編）」、「各種合成構造設計指針・同解説」及び「津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)」を踏まえた短期許容応力度以下とする。 |

表 2.3-2 防潮扉 2 基礎の評価項目

| 評価方針 | 評価項目 | 部位 | | 評価方法 | 許容限界 |
|-------------|-----------|-----------|-------|----------------------------------|-----------------------|
| 構造強度を有すること | 構造部材の健全性 | 鋼管杭 | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鉄筋コンクリート | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製アンカー | | 発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製防護部材 | 鋼材 | 引張力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | | 接合ボルト | | |
| ワイヤーロープ | | | | | |
| アンカーボルト | | | | | |
| | 基礎地盤の支持性能 | 基礎地盤 | | 接地圧が許容限界以下であることを確認 | 極限支持力* |
| 止水性を損なわないこと | 構造部材の健全性 | 鋼管杭 | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鉄筋コンクリート | | 曲げ軸力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製アンカー | | 発生する引張力，せん断力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | 鋼製防護部材 | 鋼材 | 引張力，せん断力に対する発生応力が許容限界以下であることを確認 | 短期許容応力度 |
| | | | 接合ボルト | | |
| ワイヤーロープ | | | | | |
| アンカーボルト | | | | | |
| | 構造物の変形性 | 止水ジョイント部材 | | 発生変形量が許容限界以下であることを確認 | 有意な漏えいが生じないことを確認した変形量 |

注記 *：妥当な安全余裕を考慮する。

構造部材の健全性評価のうち津波時の検討では、表 2.3-4 に示すように 2 次元静的フレーム解析における地盤バネの剛性及び上限値を増減させた検討を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。また、重畳時の検討では、1 次元有効応力解析により地盤バネの剛性及び上限値を設定した 2 次元静的フレーム解析を実施し、構造部材の発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、重畳時の検討では、表 2.3-5 に示すような地盤物性のばらつきの影響評価を実施する。

表 2.3-4 津波時の検討で考慮する組合せ

| 検討ケース | 地盤剛性 | 上限値 |
|-------|-------|--------------------|
| 1 | 初期剛性 | ピーク強度（平均） |
| 2 | 静弾性係数 | 残留強度（ -1σ ） |

表 2.3-5 重畳時の検討で実施する地盤物性のばらつき

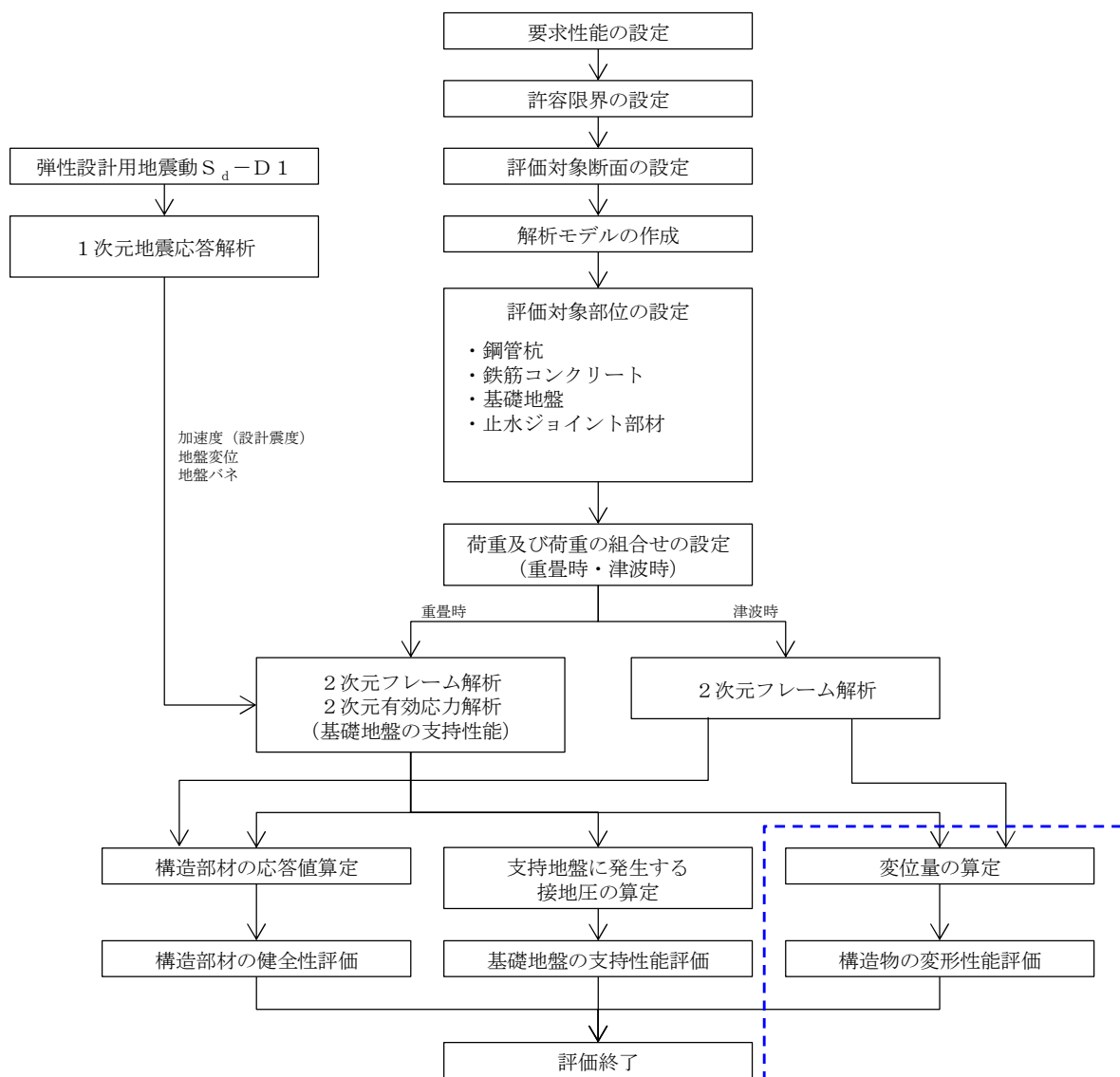
| 検討ケース | 地盤剛性 | 液状化パラメータの適用 |
|-------|----------------|-------------|
| 1 | 平均剛性 | 液状化パラメータ適用 |
| 2 | +1 σ 剛性 | |
| 3 | -1 σ 剛性 | |
| 4 | 豊浦標準砂 | |
| 5 | 平均剛性 | 非液状化 |
| 6 | +1 σ 剛性 | |

基礎地盤の支持性能評価については、構造物と地盤の動的相互作用を適切に評価できる 2 次元 FEM 解析を実施し、防潮扉 2（鉄筋コンクリート防潮壁）を支持する基礎地盤に発生する接地圧が極限支持力に基づく許容限界以下であることを確認する。なお、津波時に発生する接地圧は、地震時及び重畳時に発生する接地圧に包絡されると考えられるため、強度評価における基礎地盤の支持性能評価は重畳時のみ実施する。

構造物の変形性評価については、止水ジョイント部材の変形量を算定し、有意な漏えいが生じないことを確認した許容限界以下であることを確認する。なお、止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は、「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示し、本資料においては止水ジョイント部における相対変位量の結果を示す。鋼製防護部材に対する照査結果は、「6.13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

防潮扉 2 基礎の強度評価フローを図 2.3-2 に示す。

なお、重畳時の評価における入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を 1 次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものをを用いる。また、地下水位は地表面位置に設定する。



* 止水ジョイント部における相対変位量の算出方法及び鋼製アンカーに対する照査結果は「6. 12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に、鋼製防護部材に対する照査結果は、「6. 13 止水ジョイント部材の漂流物対策に関する補足説明」に示す。

図 2. 3-2 防潮扉 2 基礎の強度評価フロー

2.4 適用基準

適用する規格，基準類を示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 24 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅱ 鋼橋編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（2010 年 11 月）
- ・津波漂流物対策施設設計ガイドライン(案)((財)沿岸技術研究センター，(社)寒地港湾技術研究センター，平成 21 年)
- ・日本工業規格(JIS G 3549-2000)
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）

表 2.4-1 適用する規格，基準類

| 項目 | | 適用する規格，基準類 | 備考 |
|--------------|----------------|--|---|
| 使用材料及び材料定数 | | ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） | — |
| 荷重及び荷重の組み合わせ | | ・コンクリート標準示方書 〔構造性能照査編〕（2002 年） | ・永久荷重＋偶発荷重＋従 たる変動荷重の適切な組 合せを検討 |
| 許容 限界 | コンクリート | | ・曲げに対する照査は，発 生応力が，短期許容応力 度以下であることを確認 ・せん断に対する照査は， 発生応力または発生せん 断力が，短期許容応力度 または短期許容せん断応 力度以下であることを確 認 |
| | 鉄筋 | | |
| | 鋼管杭 | | |
| | 鋼製アンカー | | |
| | 鋼製 防護 部材 | 鋼材 | |
| | | 接合ボルト | |
| | | ワイヤー ロープ | |
| | | アンカー ボルト | |
| 有効応力解析 | | ・原子力発電所耐震設計技術指 針 J E A G 4 6 0 1 －1987 （（社）日本電気協会） | ・有限要素法による 2 次元 モデルを用いた時刻歴非 線形解析 |

3. 強度評価方法

3.1 記号の定義

防潮壁 2 基礎の強度評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1 防潮壁 2 基礎の強度評価に用いる記号

| 記号 | 単位 | 定義 |
|----------------|-------------------|-------------------------------|
| G | kN | 固定荷重 |
| P | kN | 積載荷重 |
| P_s | kN | 積雪荷重 |
| P_k | kN | 風荷重 |
| P_t | kN/m ² | 遡上津波荷重 |
| K_{Sd} | kN | 余震荷重 |
| P_c | kN | 漂流物衝突荷重 |
| P_d | kN/m ² | 動水圧 |
| τ_{sal} | N/mm ² | 鋼管杭の許容せん断応力度 |
| σ_{ca} | N/mm ² | コンクリートの短期許容曲げ圧縮応力度 |
| τ_{al} | N/mm ² | コンクリートの短期許容せん断応力度 |
| τ_{al}' | N/mm ² | コンクリートの短期許容押抜きせん断応力度 |
| σ_{ca}' | N/mm ² | コンクリートの短期許容支圧応力度 |
| V_c | kN | コンクリートの負担するせん断力 |
| V_s | kN | 斜め引張鉄筋の負担するせん断力 |
| b_w | m | 有効幅 |
| j | — | 1/1.15 |
| d | m | 有効高さ |
| A_w | m ² | 斜め引張鉄筋断面積 |
| σ_{sal} | N/mm ² | 鋼管杭の短期許容引張応力度及び短期許容圧縮応力度 |
| σ_{sa2} | N/mm ² | 鉄筋の短期許容曲げ引張応力度 |
| s | m | 斜め引張鉄筋間隔 |
| σ | N/mm ² | 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 |
| M | N・mm | 最大曲げモーメント |
| Z | mm ³ | 断面係数 |
| N | N | 軸力 |
| A | mm ² | 有効断面積 |
| τ | N/mm ² | 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 |
| S | kN | せん断力 |
| κ | — | せん断応力の分布係数 ($\kappa = 2.0$) |

3.2 評価対象断面及び部位

3.2.1 評価対象断面

防潮扉 2 基礎の評価対象断面位置図を図 3.2.1-1 及び図 3.2.1-2 に、評価対象断面図を図 3.2.1-3 に示す。評価対象断面選定の詳細については、「5.10 浸水防護施設の設計における評価対象断面の選定について 5.10.7 防潮扉」に示す。強度評価の検討対象とする断面は津波荷重の方向を考慮して、横断方向の A-A 断面とする。

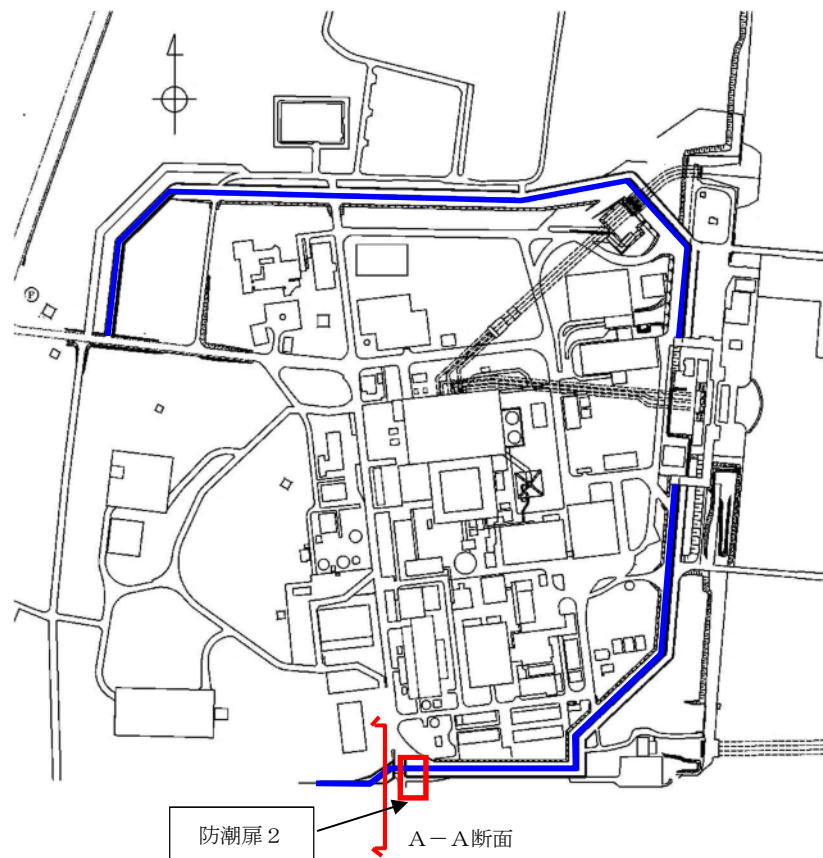


図 3.2.1-1 防潮扉 2 基礎 評価対象断面位置図

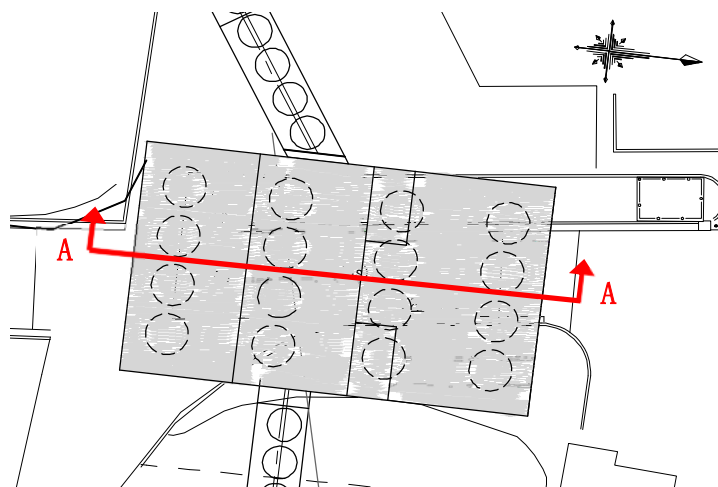


図 3.2.1-2 防潮扉 2 基礎 位置拡大図

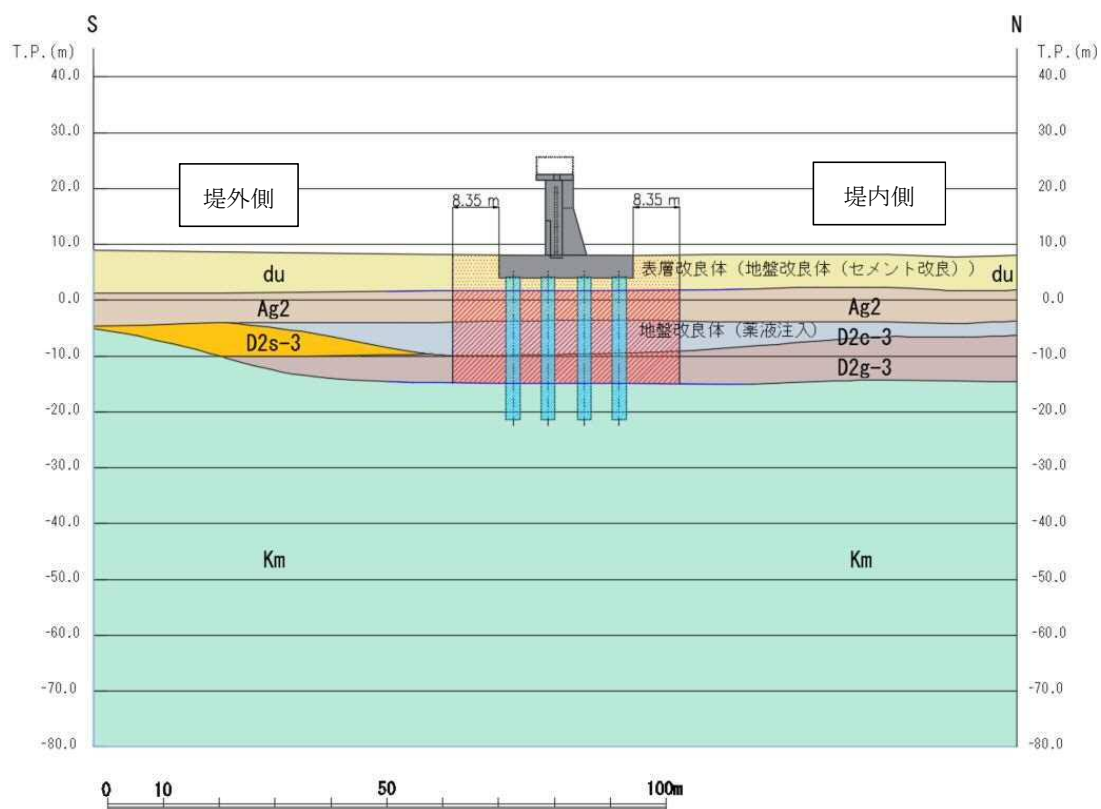


図 3. 2. 1-3 防潮扉 2 基礎 評価対象断面図 (A-A)

3.2.2 評価対象部位

評価対象部位は、防潮扉 2 基礎の構造上の特徴を踏まえ設定する。

a. 鋼管杭

鋼管杭の評価対象部位は、防潮壁を支持する鋼管杭とする。

b. 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの評価対象部位は、防潮壁と底版の鉄筋コンクリートとする。

c. 基礎地盤の支持力

基礎地盤の評価対象部位は、鉄筋コンクリート防潮壁を支持する基礎地盤とする。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

強度計算に用いる荷重及び荷重の組合せは、V-3-別添 3-1「津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.1 荷重及び荷重の組合せ」にて示している荷重及び荷重の組合せを踏まえて設定する。

3.3.1 荷重

防潮壁の強度評価には、以下の荷重を用いる。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、構造物の自重及び浮力を考慮する。地下水位のレベルは地表面とする。

(2) 積載荷重 (P)

積載荷重として、機器荷重を節点荷重として考慮する。機器荷重の値及び作用高さを表 3.3.1-1 に示す。

表 3.3.1-1 機器荷重

| | 自重 (kN) | 作用高さ (T.P.) |
|--------|---------|-----------------|
| 操作建屋荷重 | 1166.4 | +25.625 (建屋中心) |
| 巻上機荷重 | 188.4 | +24.000 (防潮堤天端) |
| 扉体荷重 | 384.0 | +12.525 (扉体重心) |
| タラップ荷重 | 5.8 | +24.000 (防潮堤天端) |

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重については、「建築基準法施行令第 86 条」及び「茨城県建築基準法施工細則第 16 条の 4」に従って設定する。積雪の厚さ 1 cm あたりの荷重を $20 \text{ N/m}^2/\text{cm}$ として、積雪量は 30 cm としていることから積雪荷重は 600 N/m^2 であるが、余震時短期荷重として積雪荷重の 0.35 倍である 0.21 kN/m^2 を考慮する。

積雪荷重は構造物上面に付加質量として考慮する。

(4) 風荷重 (P_k)

津波の遡上時には海面下であり、風荷重は考慮しない。

(5) 遡上津波荷重 (P_t)

a. 遡上津波波圧

遡上津波波圧については、防潮堤前面における最大津波水位標高と防潮堤設置地盤標高の差分の 1/2 倍を設計用浸水深とし、朝倉式に基づき、その 3 倍を考慮して算定する。基準津波時及び敷地に遡上する津波時の遡上津波波圧を表 3.3.1-2 及び表 3.3.1-3 に示す。

表 3.3.1-2 遡上津波波圧（基準津波時）

| | 防潮堤 天端高 (T.P.) | 入力津波 高さ (T.P.) | 設置地盤 標高 (T.P.) | 設計用 浸水深 (m) | 防潮堤 天端波圧 (kN/m ²) | 設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²) |
|-----------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------------------------|--|
| A-A 断面 | +24.0 | +16.8 | +8.0 | 4.40 | 0.0 | 133.3 |

表 3.3.1-3 遡上津波波圧（敷地に遡上する津波時）

| | 防潮堤 天端高 (T.P.) | 入力津波 高さ (T.P.) | 設置地盤 標高 (T.P.) | 設計用 浸水深 (m) | 防潮堤 天端波圧 (kN/m ²) | 設置地盤標高 での波圧 (kN/m ²) |
|-----------|----------------------|----------------------|----------------------|-------------------|-------------------------------------|--|
| A-A 断面 | +24.0 | +24.0 | +8.0 | 8.0 | 80.8 | 242.4 |

b. 海水重量

防潮扉前面の底版上について津波の水塊による海水重量を考慮する。なお、海水の密度は $\rho = 1.03 \text{ t/m}^3$ とする。

c. 津波による揚圧力

津波波圧が防潮扉上部の軒を超える場合は津波による揚圧力を考慮する。

(6) 衝突荷重 (P_c)

衝突荷重として、表 3.3.1-4 に示す 0.69 t 車両の FEMA (2012) * 式による漂流物荷重を考慮する。

注記 * : FEMA : Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis Second Edition, FEMA P-646, Federal Emergency Management Agency, 2012

表 3.3.1-4 衝突荷重

| | 流速 (m/s) | 衝突荷重 (kN) |
|------------|----------|-----------|
| 基準津波時 | 11 | 759 |
| 敷地に遡上する津波時 | 15 | 1035 |

(7) 余震荷重 (K_{sd})

余震荷重として、弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による地震力及び動水圧を考慮する。

余震と津波の「重畳時」は余震荷重 (K_{sd}) として水平慣性力及び鉛直慣性力を考慮する。地震応答解析で算定した地表面の最大加速度から水平震度及び鉛直震度を算定し、慣性力を作用させる。

余震と津波の「重畳時」は、余震による地表面最大加速度に応じた水平震度に基づき次式により算定される動水圧（ P_d ）を考慮する。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量（ kN/m^3 ）

K_h ：水平震度

h ：水深（ m ）

z ：水面を0とし下向きにとった座標（ m ）

3.3.2 荷重の組合せ

津波時及び重畳時の荷重の組合せを表 3.3.2-1～表 3.3.2-3 に示す。

表 3.3.2-1 荷重の組合せ

| 区分 | 荷重の組合せ |
|-----|------------------------------|
| 津波時 | $G + P + P_s + P_t + P_c$ |
| 重畳時 | $G + P + P_s + P_t + K_{Sd}$ |

G : 固定荷重 P : 積載荷重 P_s : 積雪荷重
 P_t : 津波波力 K_{Sd} : 余震荷重 P_c : 衝突荷重

強度評価に用いる荷重の組合せは基準津波及び敷地に遡上する津波それぞれに応じて、津波時及び重畳時に区分し、荷重の作用図を図 3.3.2-1～図 3.3.2-4 に示す。

表 3.3.2-2 荷重の組合せ（津波時）

| 種別 | | 荷重 | | 算定方法 |
|----------------|--------|---------|---|--|
| 永久荷重 | 常時考慮荷重 | 躯体自重 | ○ | ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 |
| | | 機器・配管自重 | ○ | ・機器荷重を考慮する。 |
| | | 土被り荷重 | — | ・土被りはないため考慮しない。 |
| | | 上載荷重 | — | ・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。 |
| | 静止土圧 | | ○ | ・常時応力解析により設定する。 |
| | 外水圧 | | ○ | ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。 |
| | 内水圧 | | — | ・内水はないため考慮しない。 |
| | 積雪荷重 | | ○ | ・積雪荷重を考慮する。 |
| 変動荷重 | | 風荷重以外 | — | ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。 |
| | | 風荷重 | — | ・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。 |
| 偶発荷重 （津波荷重） | | 津波波圧 | ○ | ・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。 |
| | | 衝突荷重 | ○ | ・0.69 t の車両の漂流物荷重を考慮する。 |
| | | 余震荷重 | — | ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振は考慮しない。 |
| | | 動水圧 | — | ・動水圧は考慮しない。 |

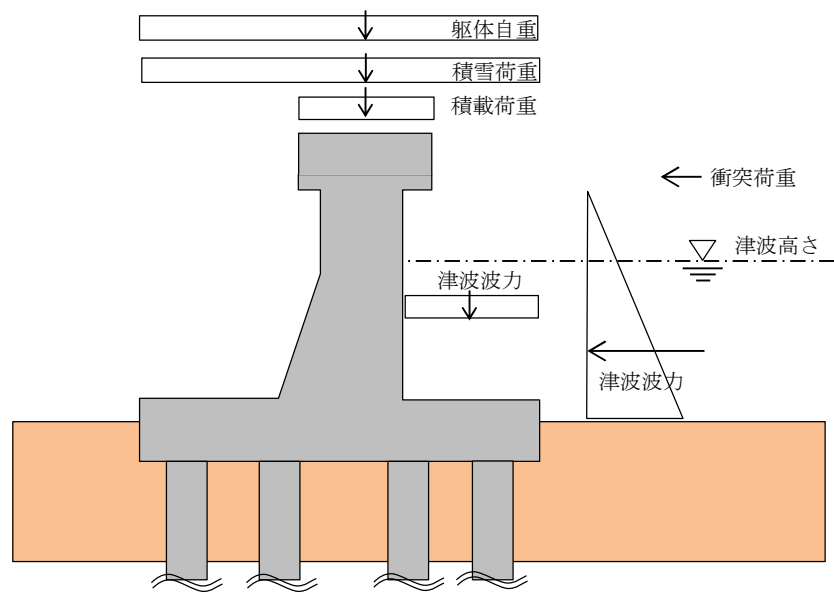


図 3.3.2-1 荷重作用図（津波時：基準津波時）

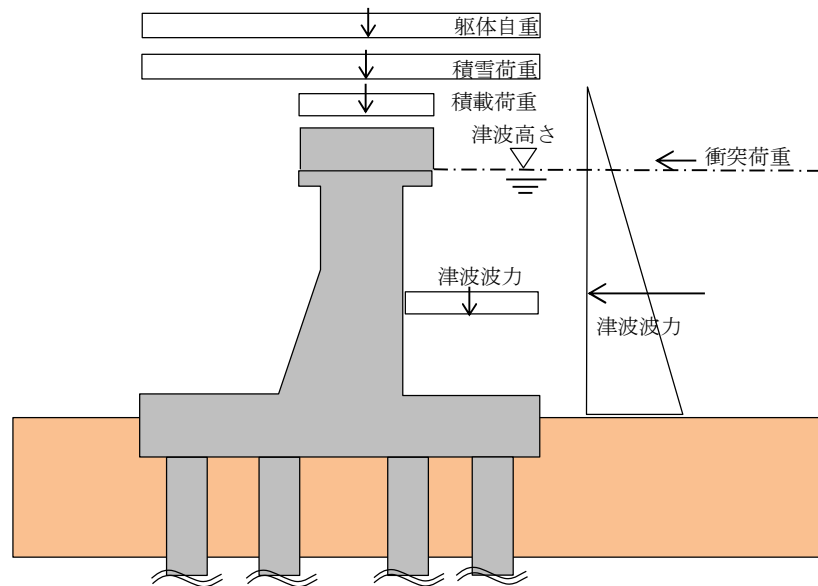


図 3.3.2-2 荷重作用図（津波時：敷地に遡上する津波時）

表 3.3.2-3 荷重の組合せ（重畳時）

| 種別 | | 荷重 | | 算定方法 |
|----------------|--------|---------|---|--|
| 永久荷重 | 常時考慮荷重 | 躯体自重 | ○ | ・設計図書に基づいて、対象構造物の体積に材料の密度を乗じて設定する。 |
| | | 機器・配管自重 | ○ | ・機器荷重を考慮する。 |
| | | 土被り荷重 | － | ・土被りはないため考慮しない。 |
| | | 上載荷重 | － | ・恒常的に配置された設備はないことから、考慮しない。 |
| | 静止土圧 | | ○ | ・常時応力解析により設定する。 |
| | 外水圧 | | ○ | ・地下水位に応じた静水圧として設定する。 ・地下水の密度を考慮する。 |
| | 内水圧 | | － | ・内水はないため考慮しない。 |
| | 積雪荷重 | | ○ | ・積雪荷重を考慮する。 |
| 変動荷重 | | 風荷重以外 | － | ・風荷重以外には発電所の立地特性及び構造物の配置状況を踏まえると、偶発荷重（地震荷重）と組み合わせるべき変動荷重はない。 |
| | | 風荷重 | － | ・津波の遡上時には海面下にあり、風荷重は考慮しない。 |
| 偶発荷重 （津波荷重） | | 津波波圧 | ○ | ・基準津波及び敷地に遡上する津波による水平波圧を考慮する。 |
| | | 衝突荷重 | － | ・漂流物の衝突は考慮しない。 |
| | | 余震荷重 | ○ | ・弾性設計用地震動 $S_d - D1$ による水平及び鉛直同時加振を考慮する。 |
| | | 動水圧 | ○ | ・動水圧を考慮する。 |

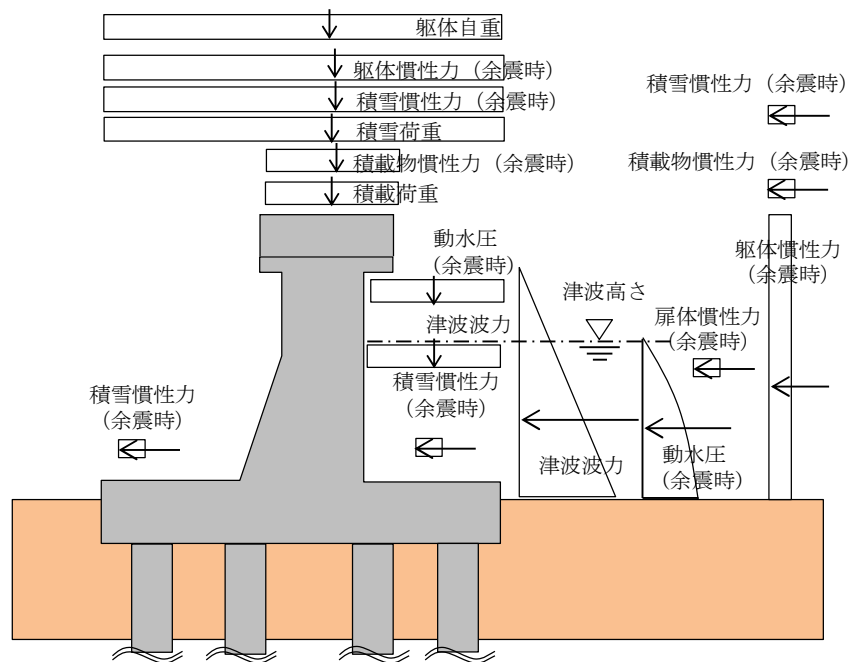


図 3.3.2-3 荷重作用図（重畳時：基準津波時）

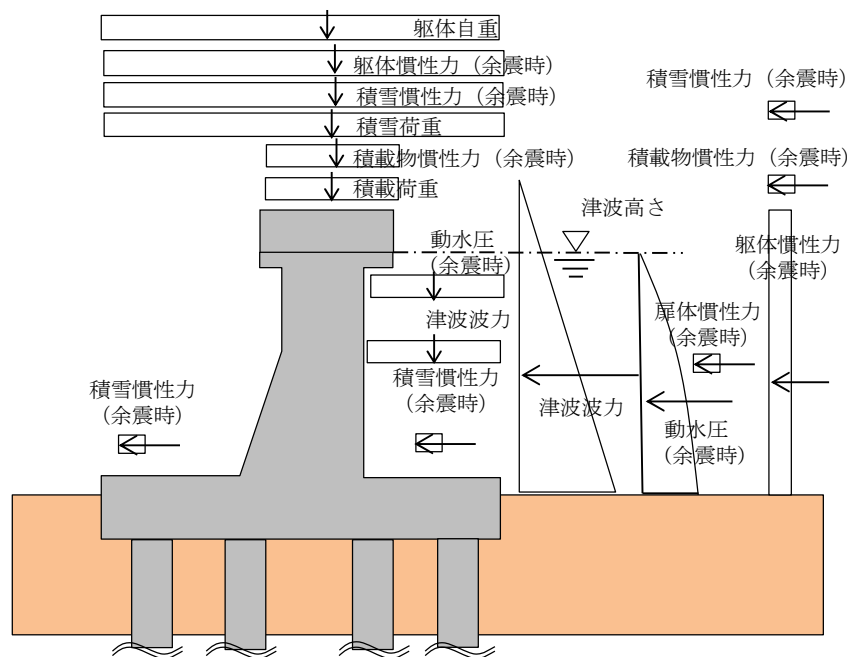


図 3.3.2-4 荷重作用図（重畳時：敷地に遡上する津波時）

3.4 許容限界

防潮扉 2 基礎の許容限界は、「3.2 評価対象断面及び部位」にて設定した評価対象断面の機能損傷モードを考慮し、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「4.2 許容限界」にて示している許容限界を踏まえて設定する。

(1) 鋼管杭

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会、平成 14 年 3 月）」に基づき、表 3.4-1 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鋼材の許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時は 1.7 倍の割増を考慮する。

表 3.4-1 鋼管杭の許容限界

| 評価項目 | | 許容限界 (N/mm ²) | |
|--------------|--------------------------|------------------------------|------------|
| | | 基準津波時 | 敷地に遡上する津波時 |
| 鋼管杭 SM570 | 短期許容引張応力度 σ_{sa1} | 382.5 | 433.5 |
| | 短期許容圧縮応力度 σ_{sa1} | | |
| | 短期許容せん断応力度 τ_{sa1} | 217.5 | 246.5 |

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」及び「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）」に基づき、表 3.4-2 に示す短期許容応力度とする。短期許容応力度は、基準津波時における鉄筋コンクリートの許容応力度に対して 1.5 倍の割増を考慮する。また、敷地に遡上する津波時には、コンクリートの許容応力度に対して 2.0 倍、鉄筋の許容応力度に対して 1.65 倍の割増を考慮する。

なお、杭頭部に関しても、鉄筋コンクリートは表 3.4-2 に示す短期許容応力度を許容限界とする。

表 3.4-2 コンクリート及び鉄筋の許容限界

| 評価項目 | | 許容限界 (N/mm ²) | |
|---|--------------------------------------|------------------------------|----------------|
| | | 基準津波時 | 敷地に遡上する 津波時 |
| コンクリート*1 (f' _{ck} =40 N/mm ²) | 短期許容曲げ圧縮応力度 σ_{ca} | 21 | 28 |
| | 短期許容せん断応力度 τ_{a1} | 0.825*3 | 1.1*3 |
| | 短期許容押抜きせん断応力度 τ_{a1}' | 1.65 | 2.2 |
| | 短期許容支圧応力度 σ_{ca}' | 18 | 24 |
| 鉄筋*2 (SD490) | 短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (曲げ軸力) | 435 | 478.5 |
| | 短期許容曲げ引張応力度 σ_{sa2} (せん断力) | 300 | 330 |

注記 *1：コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002 年制定）

*2：道路橋示方書（Ⅰ 共通編・Ⅳ 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 24 年 3 月）

*3：斜め引張鉄筋を考慮する場合は，「コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会 2002 年制定）」に準拠し，次式により求められる短期許容せん断力（ V_a ）を許容限界とする。

$$V_a = V_{ca} + V_{sa}$$

ここで，

V_{ca} ：コンクリートの短期許容せん断力

$$V_{ca} = 1/2 \cdot \tau_{a1} \cdot b_w \cdot j \cdot d$$

V_{sa} ：斜め引張鉄筋の短期許容せん断力

$$V_{sa} = A_w \cdot \sigma_{sa2} \cdot j \cdot d / s$$

τ_{a1} ：斜め引張鉄筋を考慮しない場合の短期許容せん断応力度

b_w ：有効幅

j ：1/1.15

d ：有効高さ

A_w ：斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa2} ：鉄筋の短期許容引張応力度

s ：斜め引張鉄筋間隔

表 3.4-3 (1) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(A-A断面：基準津波時)

| 位置 | 断面形状 | | | | せん断補強筋 | | | 短期許容せん断力 | | 短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN) |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------|--|
| | 部材幅 (mm) | 部材高 (mm) | かぶり (mm) | 有効高 (mm) | 径 | S_b (mm) | S_s (mm) | コンクリート V_{ca} (kN) | 鉄筋 V_{sa} (kN) | |
| 壁部 | 3450 | 7500 | 600 | 6900 | D19 | 450 | 300 | 8538.75 | 13752.00 | 22290.7 |
| 底版部 | 14000 | 4000 | 1000 | 3000 | D25 | 300 | 300 | 15065.21 | 59482.17 | 74547.3 |

表 3.4-3 (2) 斜め引張鉄筋を配置する部材のせん断力に対する許容限界
(A-A断面：敷地に遡上する津波時)

| 位置 | 断面形状 | | | | せん断補強筋 | | | 短期許容せん断力 | | 短期許容 せん断力 V_a (= $V_{ca}+V_{sa}$) (kN) |
|-----|-------------|-------------|-------------|-------------|--------|---------------|---------------|----------------------------|------------------------|--|
| | 部材幅 (mm) | 部材高 (mm) | かぶり (mm) | 有効高 (mm) | 径 | S_b (mm) | S_s (mm) | コンクリート V_{ca} (kN) | 鉄筋 V_{sa} (kN) | |
| 壁部 | 3450 | 7500 | 600 | 6900 | D19 | 450 | 300 | 11385.00 | 15127.20 | 26512.2 |
| 底版部 | 14000 | 4000 | 1000 | 3000 | D25 | 300 | 300 | 20086.95 | 65430.39 | 85517.3 |

(3) 基礎地盤の支持力

極限支持力は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」により設定する。

防潮扉2基礎の鋼管杭は、縦断方向（B－B断面方向）の杭中心間隔が密なため群杭を考慮した支持力の照査を行う。群杭を考慮した支持力算定式は次式により設定する。

$$Q_p = A_G q_d' - W$$

ここで、 Q_p ：群杭としての杭先端の極限支持力（kN）

A_G ：図3.4-2の斜線を施した部分の底面積（m²）

q_d' ：仮想ケーソン基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）

W ：仮想ケーソンで置き換えられる土の有効重量（kN）

道路橋示方書によるケーソン基礎の支持力算定式を以下に示す。

なお、支持性能評価における保守的な配慮として、以下の支持力算定式の第3項を0と仮定し、極限支持力を算定する。

$$q_d' = \alpha c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$$

ここで、

q_d' ：基礎底面地盤の極限支持力度（kN/m²）

c ：基礎底面より下にある地盤の粘着力（kN/m²）

γ_1 ：基礎底面より下にある地盤の単位体積重量（kN/m³）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

γ_2 ：基礎底面より上にある周辺地盤の単位体積重量（kN/m³）ただし、地下水位以下では水中単位体積重量とする

α, β ：表3.4-4に示す基礎底面の形状係数

B ：基礎幅（m）

D_f ：基礎の有効根入れ深さ（m）

N_c, N_q, N_γ ：図3.4-3に示す支持力係数

表 3.4-4 基礎底面の形状係数

| 基礎底面の形状 形状係数 | 帯 状 | 正方形，円形 | 長方形，小判形 |
|-----------------|-----|--------|--------------------|
| α | 1.0 | 1.3 | $1+0.3\frac{B}{D}$ |
| β | 1.0 | 0.6 | $1-0.4\frac{B}{D}$ |

D ：ケーソン前面幅（m）， B ：ケーソン側面幅（m）

ただし、 $B/D > 1$ の場合、 $B/D = 1$ とする。

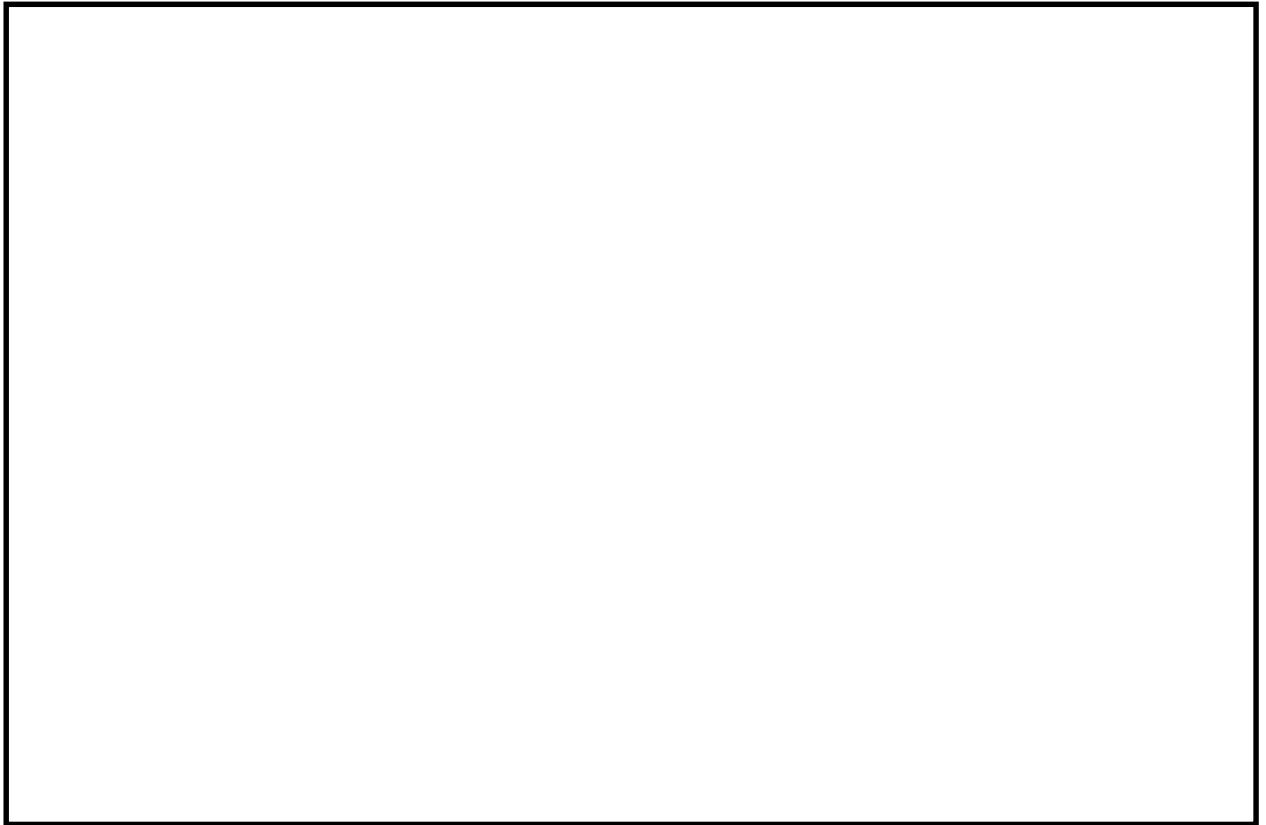


図 3.4-1 防潮扉 2 基礎の杭配置図

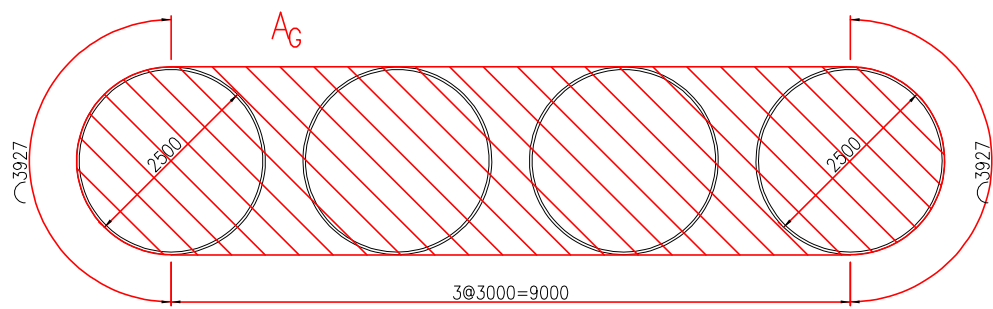
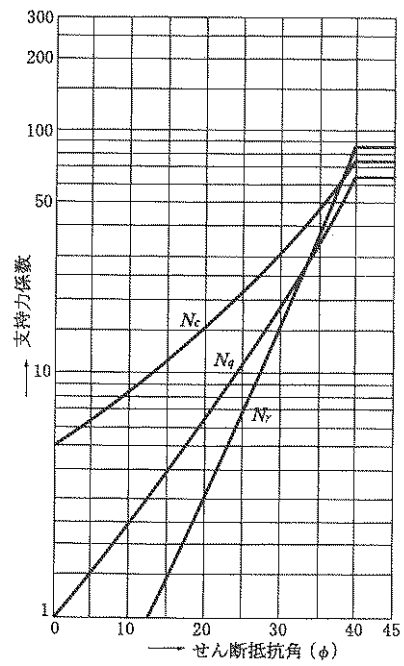


図 3.4-2 仮想ケーソン基礎の底面積 A_G (杭 4 本分)



「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成14年3月）」より

図 3.4-3 支持力係数を求めるグラフ

群杭を考慮した防潮扉 2 基礎の極限支持力の算定結果を表 3.4-5 に示す。

表 3.4-5 極限支持力算定の諸元と算定結果

| 項目 | 算定結果 | 備考 |
|---|--------|-----------------|
| 極限支持力 Q_p (kN) | 126780 | 杭 4 本分の値 |
| W (kN) | 7332 | |
| A_G (m ²) | 27.409 | |
| 極 限 支 持 力 度 $q_{d'}$ (kN/m ²) | 4893 | |
| $\alpha c N_c$ (kN/m ²) | 4893 | |
| $\frac{1}{2} \beta \gamma'_{1} B N_{\gamma}$ (kN/m ²) | 0 | |
| $\gamma'_{2} D_f N_q$ (kN/m ²) | 0 | 保守的な配慮として 0 と仮定 |
| 粘着力 c (kN/m ²) | 901 | |
| せん断抵抗角 ϕ (°) | 0 | |
| 地盤の単位体積重量 γ'_{1} (kN/m ³) | 7.100 | |
| 周辺地盤の単位体積重量 γ'_{2} (kN/m ³) | — | |
| 形状係数 α | 1.065 | |
| 形状係数 β | 0.913 | |
| 基礎幅 B (m) | 2.500 | |
| 有効根入れ深さ D_f (m) | — | |
| N_c | 5.1 | 図 2-2 より |
| N_{γ} | 0 | 図 2-2 より |
| N_q | — | |

単位面積あたりの極限支持力度を表 3.4-6 に示す。

表 3.4-6 単位面積あたりの極限支持力度

| 項目 | 算定結果 | 備考 |
|-------------------|------|----|
| 極限支持力度 q_d (kN) | 4625 | |

「補足-340-1 地盤の支持性能について」の「2. 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価方法」により、引抜き力に対する支持力評価において杭周面地盤に地盤改良体がある場合は、その杭周面摩擦力を支持力として考慮する。図 3.4-4 に上記支持力評価の概要を示す。

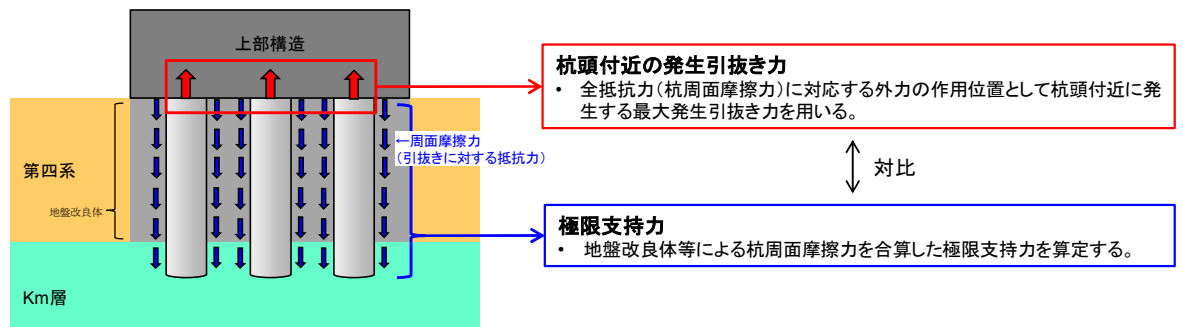


図 3.4-4 引抜き力に対する杭基礎の支持力評価
(引抜き力に対し地盤改良体の杭周面摩擦力を支持力として考慮する場合)

表 3.4-7 基礎地盤の支持力に対する許容限界（杭天端：引抜き）

| 項目 | 算定結果 | | | | 備考 |
|---------------------------------------|---------|---------|---------|---------|-------------------|
| | 杭 1 | 杭 2 | 杭 3 | 杭 4 | |
| 極限支持力 R_u (kN) | 18276 | 18307 | 18333 | 18341 | |
| $q_d A$ (kN) | — | — | — | — | |
| $U \sum L_i f_i$ (kN) | 18276 | 18307 | 18333 | 18341 | |
| 杭下端の極限支持力度 q_d (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 非排水せん断強度 (kN/m ²) | — | — | — | — | |
| 杭下端標高 EL. (m) | -21.9 | -21.9 | -21.9 | -21.9 | |
| 杭下端面積 A (m ²) | — | — | — | — | |
| 杭の周長 U (m) | 7.85 | 7.85 | 7.85 | 7.85 | $=2.5 \times \pi$ |
| 周面摩擦力を考慮する層の層厚 L_i (m) | 3.790 | 3.790 | 3.747 | 3.701 | d u 層 |
| | 5.460 | 5.326 | 5.312 | 5.380 | A g 2 層 |
| | 6.058 | 6.097 | 6.027 | 5.859 | D 2 c - 3 層 |
| | 5.037 | 5.111 | 5.276 | 5.471 | D 2 g - 3 層 |
| | 7.055 | 7.076 | 7.038 | 6.989 | K m 層 |
| 最大周面摩擦力度 f_i (kN/m ²) | 33.162 | 33.162 | 33.162 | 33.162 | d u 層 |
| | 70.988 | 70.988 | 70.988 | 70.988 | A g 2 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | D 2 c - 3 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | D 2 g - 3 層 |
| | 100.000 | 100.000 | 100.000 | 100.000 | K m 層 |

極限支持力が最も小さくなる杭 1 の値 18276 kN を許容限界とする。

(4) 止水ジョイント部

止水ジョイント部材の変形量の許容限界は、「5.13 防潮堤止水ジョイント部材及び鋼製防護壁シール材について」に基づき有意な漏えいが生じないことを確認した変形量とする。

表 3.4-8 に止水ジョイント部材の変形量の許容限界を示す。

表 3.4-8 止水ジョイント部材の変形量の許容限界

| 評価項目 | 許容限界 |
|-------------------------|-------|
| 止水ジョイント部材 (シートジョイント) | 1.5 m |

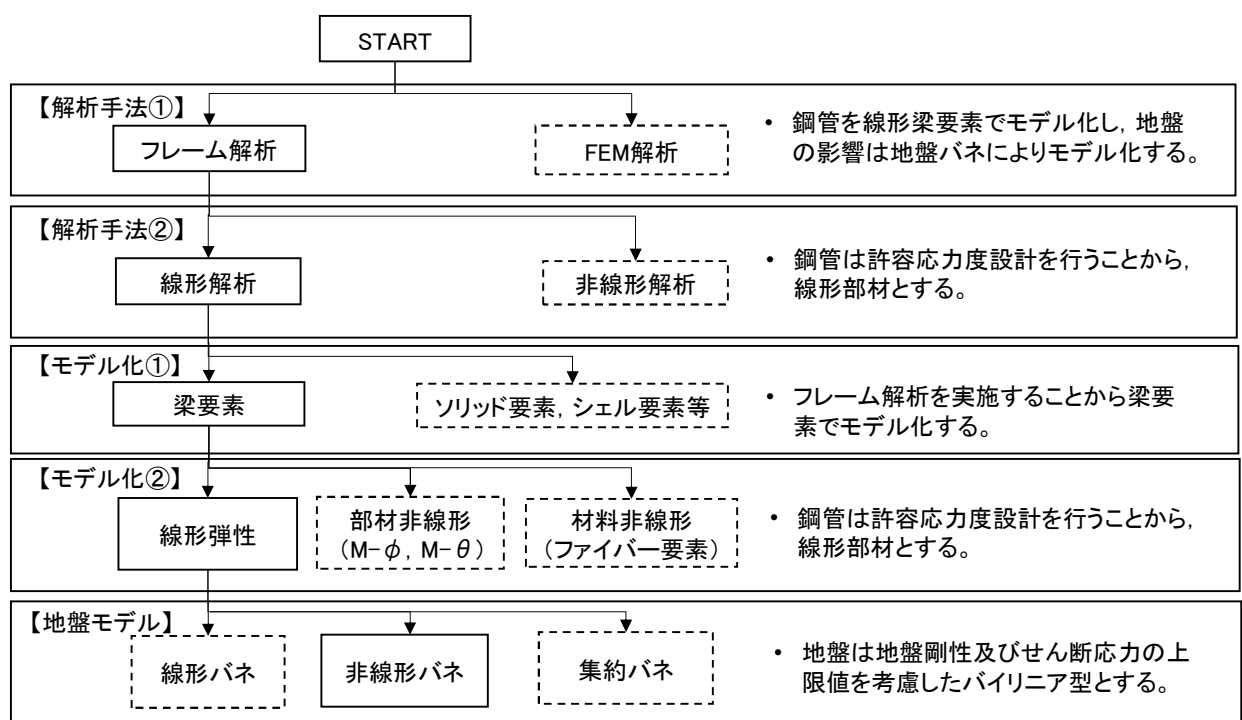
3.5 解析方法

3.5.1 津波時及び重畳時の解析手法

防潮壁の津波時及び重畳時の解析手法は、フレーム解析を適用する。ここで、鋼管杭については線形の梁要素とし、地盤抵抗については、受働土圧強度あるいはせん断強度を上限値とするバイリニア型の非線形バネをモデルに設定する。重畳時の基礎地盤の支持性能評価においては2次元FEM解析とする。

津波荷重については、地表面から防潮扉天端までの間に分布荷重として荷重を載荷する。漂流物については防潮扉天端に載荷する。重畳時については、1次元有効応力解析より算出された地盤変位を杭バネの外側から入力する。さらに、鋼管全体に1次元有効応力解析から算出された地表面における最大加速度を用いてモデル全体に地震時慣性力を与える。

津波時及び重畳時の解析手法の選定フローを図3.5.1-1に示す。



重畳時の基礎地盤の支持性能評価に用いる2次元FEM解析モデルは、「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルとする。

3.5.2 地盤沈下の考慮

津波時及び余震＋津波時は，本震によって地盤が沈下した状態を想定することで安全側の検討を実施する。地盤沈下については，「1.2 遡上・浸水域の考え方について（参考1）敷地内の遡上経路の沈下量算定評価について」における敷地南側の想定沈下量 0.5 m を考慮して，保守的に 1.0 m を適用する。地盤沈下の考慮について以下に示す。

- ・地盤沈下によってセメント改良部の層厚を 1.0 m 小さくするものとする。

(1) 荷重

堤外側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し，津波波力及び動水圧は沈下後の地盤高さより上側に作用させる。

(2) 地盤バネ

堤内側の地盤が 1.0 m 沈下することを想定し，沈下後の地盤面から杭下端の範囲に地盤バネを考慮する。

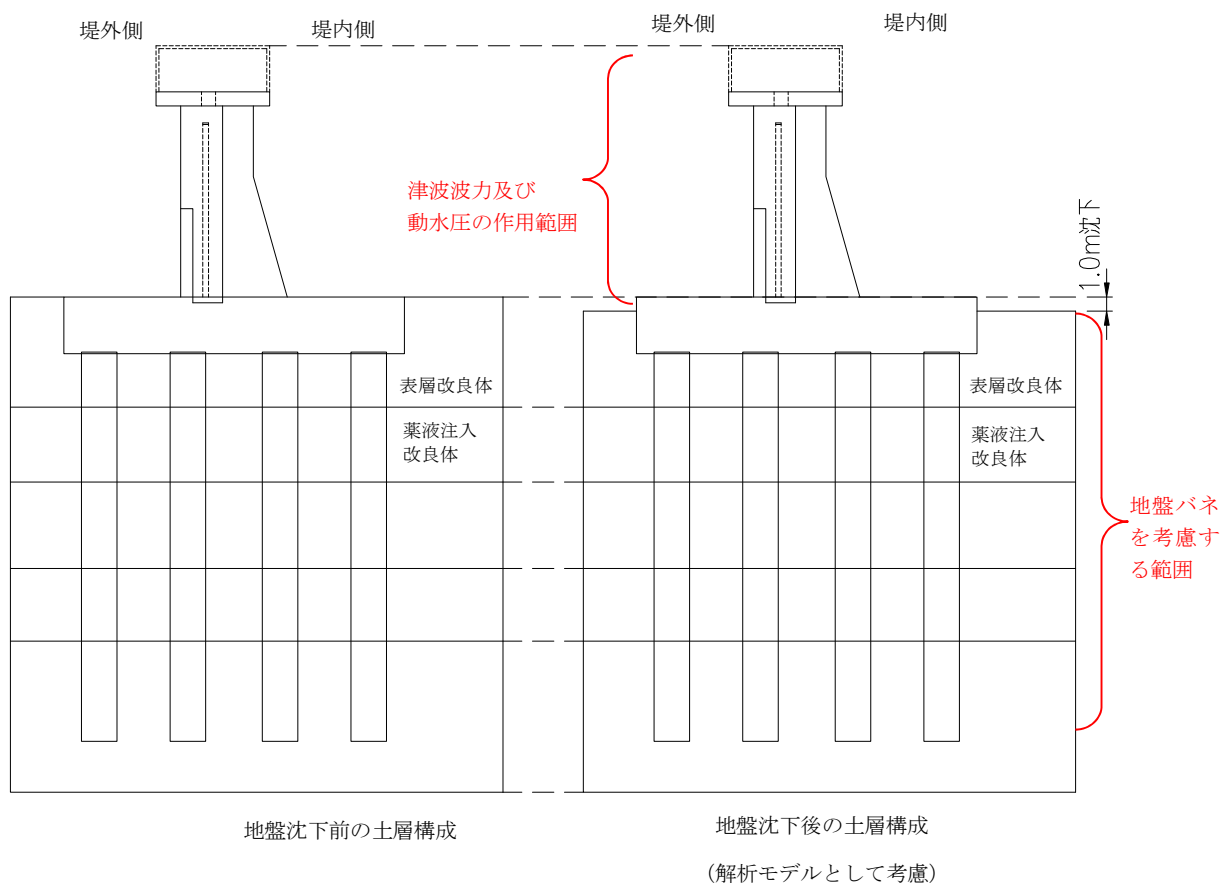


図 3.5.2-1 地盤沈下の考慮概念図

3.5.3 解析モデル及び諸元

解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤位置については地盤抵抗を表現するバネを付与する。この時、付与する地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を有するバイリニア型とする。

図 3.5.3-1 にモデル概念図を示す。

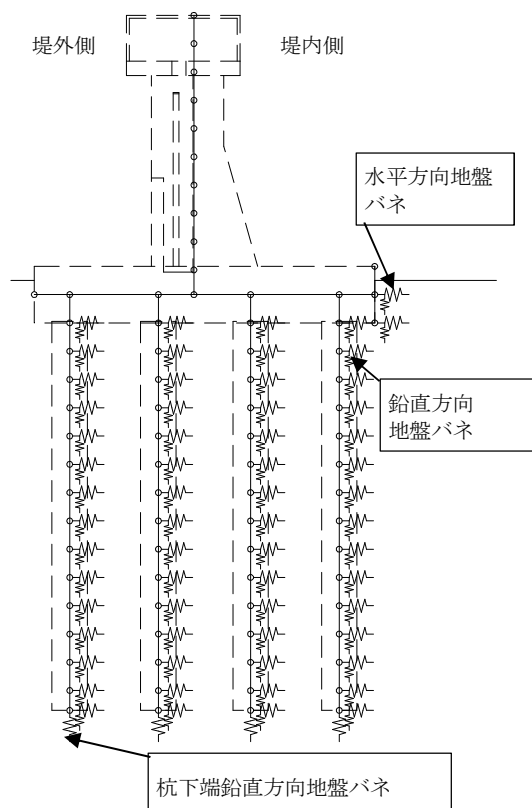


図 3.5.3-1 フレーム解析モデル概念図

(1) 津波時

2次元静的フレーム解析モデルは操作建屋天端から杭下端までをモデル化し、地盤変位については地盤抵抗を表現するバネを付与する。図 3.5.3-2 に示す位置に剛域を設定し、() 内に剛域を設定した理由を示す。

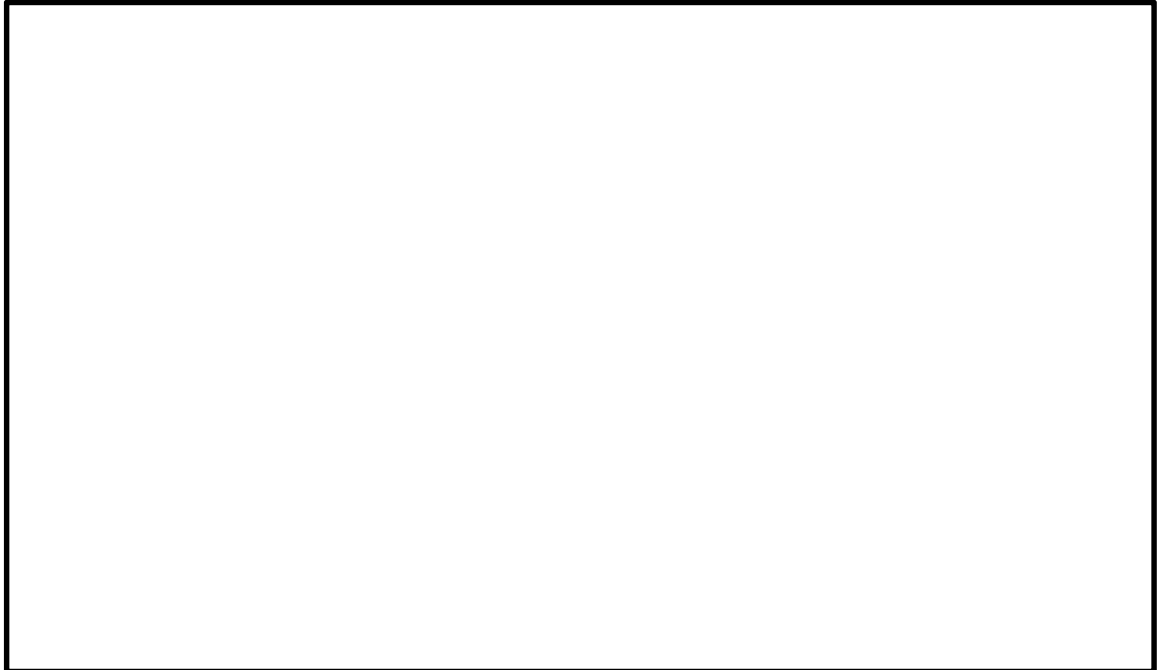


図 3.5.3-2 剛域の設定範囲

2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に準拠し、地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。

本検討では、津波波力及び漂流物荷重などの堤外側から堤内側に作用する荷重を主たる荷重として扱うため底版側部による地盤抵抗を期待するものとする。地盤バネは地盤面から杭下端までの範囲で考慮する。

津波時の地盤バネは、表 3.5.3-1 に示す地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の 2 ケースを考慮する。

表 3.5.3-1 地盤バネケース

| ケース名 | 地盤バネの バネ定数 | 地盤バネの 反力上限値 | 備考 |
|--------|-----------------|-------------------------------|---------------------|
| 地盤バネ 1 | 初期せん断剛性 から設定 | ピーク強度（平均値） から設定 | 地盤抵抗が大きいと仮定 した場合 |
| 地盤バネ 2 | 静弾性係数 から設定 | 残留強度（ -1σ 低減値） から設定 | 地盤抵抗が小さいと仮定 した場合 |

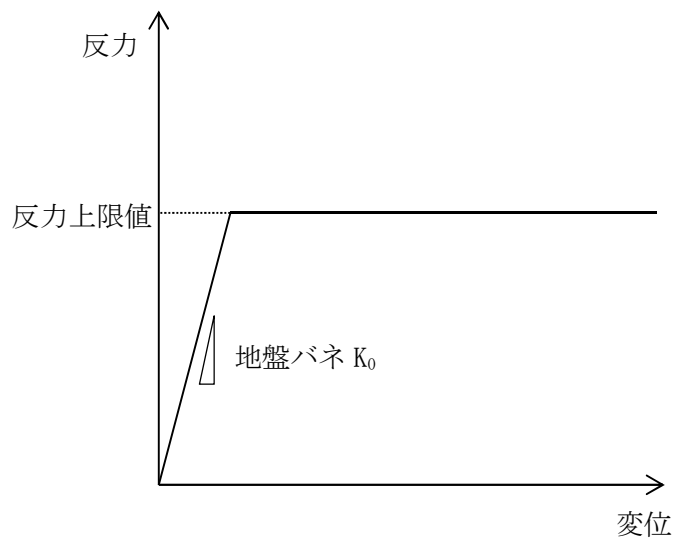


図 3.5.3-3 地盤バネのバイリニアモデル

a. 地盤抵抗が大きいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで,

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い、以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-2 η_k , α_k の値

| 対象 | η_k | α_k |
|-------|----------|------------|
| 粘性土地盤 | 2/3 | 1.5 |
| 砂質土地盤 | 2/3 | 1.5 |

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha = 1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は以下の式より算定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_0$$

ここで、

ν_d : 動ポアソン比

G_0 : 初期せん断剛性（平均値）(kN/m²)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0，許容誤差 1.0E-5 を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで、

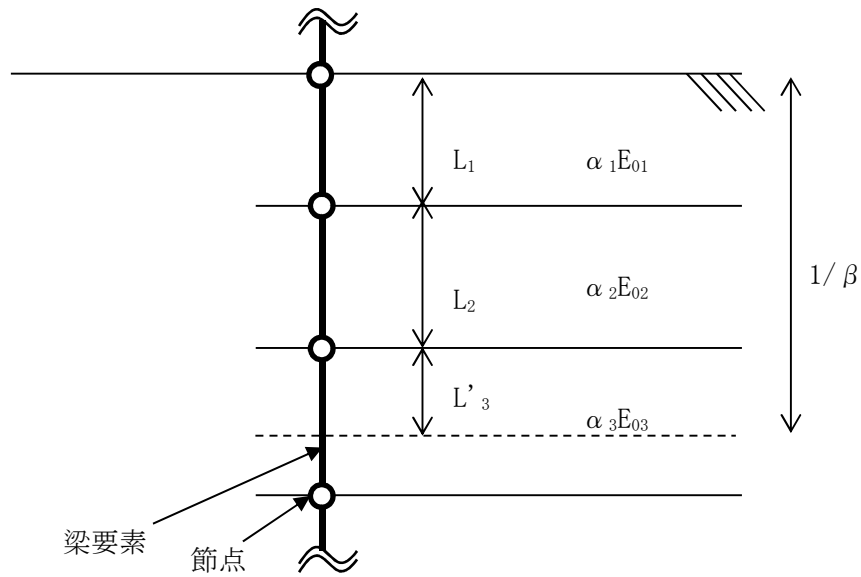
D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅＝杭径

β : 杭基礎の特性値 (m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性 (kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha = 1$) を用いて算定する。



$$\alpha E_0 \text{ (} 1/\beta \text{ の範囲の平均値)} = \frac{\alpha_1 E_{01} L_1 + \alpha_2 E_{02} L_2 + \alpha_3 E_{03} L'_3}{1/\beta}$$

図 3.5.3-3 換算載荷幅 B_H 算定時の αE_0

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU} D H$$

ここで、

P_{HU} ：受働土圧強度 (kN/m^2)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-3 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

| 対象 | η_p | α_p | $\eta_p \alpha_p$ |
|----------------------|----------|------------|-----------------------|
| 粘性土地盤 ($N > 2$) | 1.0 | 1.5 | 1.5 |
| 粘性土地盤 ($N \leq 2$) | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 砂質土地盤 | — | 3.0 | $L/D (\leq \alpha_p)$ |

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

* 表中の L は杭の中心間隔 (m), D は杭径 (m)

p_U : 地震時受働土圧強度 (kN/m²)

$$p_U = K\sigma'_V + 2C\sqrt{K} \quad (K=1)$$

ここで, K : 受働土圧係数 ($K=1$)

σ'_V : 鉛直有効応力 (kN/m²)

C : 粘着力 (kN/m²)

・ C はピーク強度 (平均値) とする。

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

(c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} : 鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

(d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$\text{鋼管杭} : P_{sv} = \tau_f H \pi D$$

ここで,

τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 表 3.5.3-4 により計算する。

表 3.5.3-4 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値の設定方法

| 砂質土 | 粘性土 |
|-----------|-------------------|
| 2N (≦100) | 0.8c 又は 8N (≦100) |

* 表中の N は標準貫入試験の平均 N 値, c は地盤の粘着力 (kN/m²)

D : 杭径 (m)

H : 支配長さ (m)

$$\text{躯体側面} : P_{sv} = \tau_f H B$$

ここで, τ_f : 鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 土質試験の結果に基づき, 次式により求める。

$$(\text{ア}) \text{砂質土} : \tau_f = \min[1N, 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi)] \leq 50$$

(イ) 粘性土： $\tau_f = 0.5 \cdot (c + p_0 \tan \phi) \leq 100$

ここに、 p_0 ：壁面に作用する静止土圧強度 (kN/m²)

Φ ：土の内部摩擦角 (°)

B ：基礎幅 (m)

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで、

k_v ：杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{v0} ：直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで、

α ：地盤反力係数の換算係数

E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m³)：水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v ：基礎の換算載荷幅 (m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで、

A_v ：鉛直方向の載荷面積 (m²)

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v は「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、次式で算出する。

$$P_v = q_d A_v$$

ここで、

q_d ：極限支持力度

$$q_d = 3q_u$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強度 (kN/m²)

A_v ：杭下端面積 (m²) = $\pi / 4 \times D^2$ (D は杭径 (m))

b. 地盤抵抗が小さいと仮定した場合

地盤のバネ定数及び地盤バネの反力上限値を以下のように設定する。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、地盤の変形係数 E_0 は静弾性係数とする。

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 p_u ：地震時受働土圧強度(kN/m²)については、以下に示す値を使用する。

$$p_u = K\sigma_v' + 2C\sqrt{K} \quad (K=1)$$

ここで、 K ：受働土圧係数 ($K=1$)

σ_v' ：鉛直有効応力(kN/m²)

C ：粘着力(kN/m²)

- ・ 第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。
- ・ K_m 層の C はピーク強度 (平均値) とする。

(c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 τ_f ：鉛直方向地盤バネの地盤反力度の上限値 (kN/m^2) の算出に使用する N 値及び地盤の粘着力 C の値は以下の値を使用する。

N：標準貫入試験の N 値 (-1σ)

C：第四紀層の C は残留強度 (-1σ) とする。

K_m 層の C はピーク強度（平均値）とする。

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。ただし、 E_0 ：地盤の変形係数 (kN/m^3) は静弾性係数とする。

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

「(a) 地盤抵抗が大きいと仮定した場合」と同様に、「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従って算出する。

(2) 重畳時

重畳時においては、応答変位法により津波波力と余震の重畳時の影響を２次元静的フレーム解析に考慮するため、１次元有効応力解析により地盤剛性及び反力上限値、地盤変位、加速度を求める。

a. １次元有効応力解析

重畳時の検討で実施する１次元有効応力解析は、地震時の地盤の有効応力の変化に応じた影響を考慮できる有効応力解析を実施する。

有効応力解析には、解析コード「FLIP Ver. 7.3.0_2」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-10 計算機プログラム（解析コード）の概要・F L I P」に示す。

(a) 地盤のモデル化

地盤は、マルチスプリング要素及び間隙水要素によりモデル化し、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

(b) 減衰定数

動的解析における地盤及び構造物の減衰については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。

有効応力解析では、時系列で地盤の１次固有振動数が低振動数側へシフトして行くことから、Rayleigh 減衰の係数 α 、 β の両方を用いると、質量比例項の減衰 α [M]の影響により、有効応力解析における減衰定数が低振動数帯で過減衰となる場合がある。

一方、有効応力解析における低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰では、地盤の１次固有振動数が時系列で低振動数側へシフトしていくのに伴い、１次固有振動モードに対する減衰定数が初期減衰定数より保守的に小さい側へ変化していくことを考慮できる。

ゆえに、有効応力解析では、地震力による時系列での地盤剛性の軟化に伴う１次固有振動数の低振動数側へのシフトに応じて、１次固有振動モードに対する減衰定数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰定数を適用し、地盤応答の適切な評価が行えるように、低振動数帯で減衰 α [M]の影響がない剛性比例型減衰を採用した。

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

[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

係数 α , β は以下のように求めている。

$$\alpha = 0$$

$$\beta = \frac{h}{\pi f}$$

ここで,

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

h : 各材料の減衰定数

減衰定数については、地盤 1%（解析における減衰は、ひずみが大きい領域では履歴減衰が支配的となる。このため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

Rayleigh 減衰の設定フローを図 3.5.3-4 に、固有値解析結果を表 3.5.3-5 に示す。

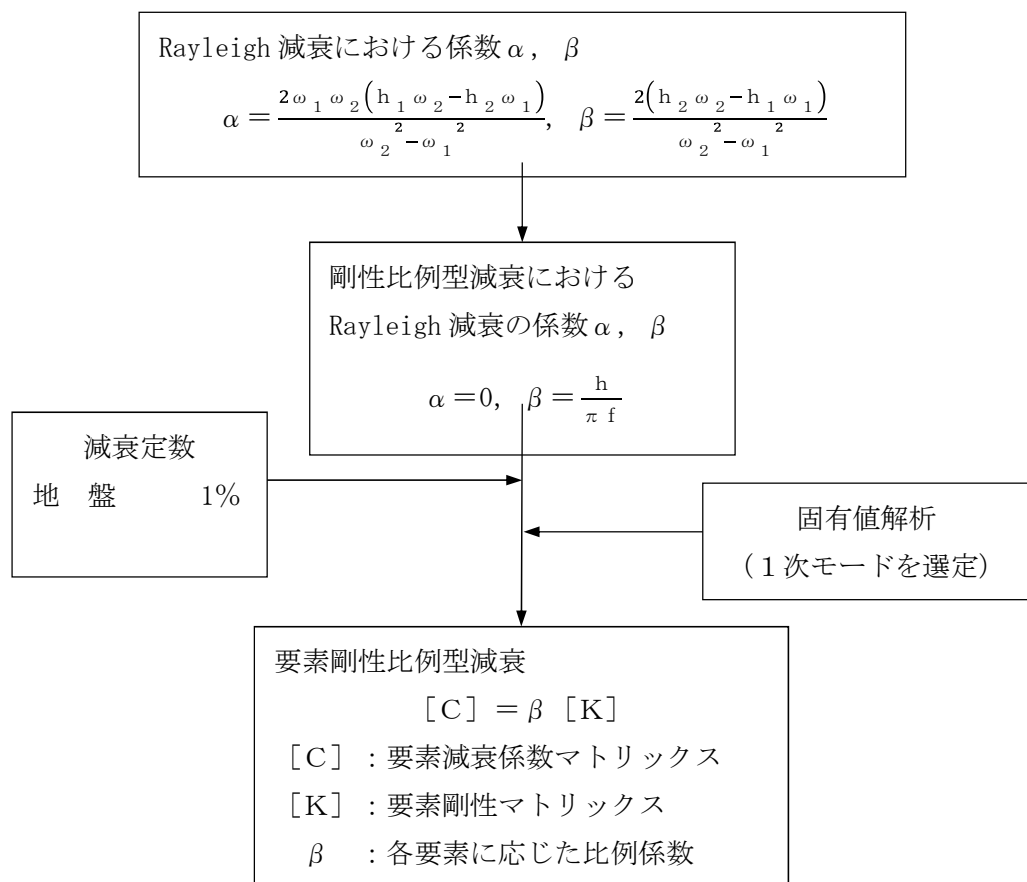


図 3.5.3-4 Rayleigh 減衰の設定フロー

表 3.5.3-5 (1) 固有値解析結果

(検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|-------|---------|
| 1 | 1.045 | 34.97 | 1次として採用 |
| 2 | 2.465 | 12.35 | — |
| 3 | 4.279 | -9.22 | — |
| 4 | 6.427 | 5.55 | — |
| 5 | 8.067 | -4.12 | — |
| 6 | 10.101 | 3.78 | — |
| 7 | 12.409 | 2.89 | — |
| 8 | 14.276 | -2.09 | — |
| 9 | 16.208 | 2.13 | — |

表 3.5.3-5 (2) 固有値解析結果

(検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|-------|---------|
| 1 | 1.059 | 35.26 | 1次として採用 |
| 2 | 2.635 | 11.87 | — |
| 3 | 4.386 | -8.88 | — |
| 4 | 6.639 | 5.76 | — |
| 5 | 8.518 | 3.87 | — |
| 6 | 10.389 | 3.58 | — |
| 7 | 12.788 | -2.96 | — |
| 8 | 15.074 | -2.10 | — |
| 9 | 16.813 | 1.88 | — |

表 3.5.3-5 (3) 固有値解析結果

(検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

| モード次数 | 固有振動数 (Hz) | 刺激係数 | 備考 |
|-------|------------|-------|---------|
| 1 | 1.027 | 34.53 | 1次として採用 |
| 2 | 2.284 | 13.26 | — |
| 3 | 4.184 | -9.45 | — |
| 4 | 6.137 | 5.24 | — |
| 5 | 7.683 | -4.60 | — |
| 6 | 9.824 | 3.83 | — |
| 7 | 11.882 | 2.78 | — |
| 8 | 13.591 | -2.33 | — |
| 9 | 15.686 | 2.22 | — |

(c) 入力地震動

入力地震動は、添付書類「V-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

余震時の地震動は、「5.1 地震と津波の組合せで考慮する荷重について 5.1.1 基準津波と余震」より、弾性設計用地震動 S_d-D1 を用いる。有効応力解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される弾性設計用地震動 S_d-D1 を1次元波動論により有効応力解析モデル底面位置で評価したものを扱い、水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析にて行う。入力地震動の算定には、解析コード「k-SHAKE Ver. 6.2.0」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「V-5-25 計算機プログラム（解析コード）の概要・k-SHAKE」に示す。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図 3.5.3-6 に示す。

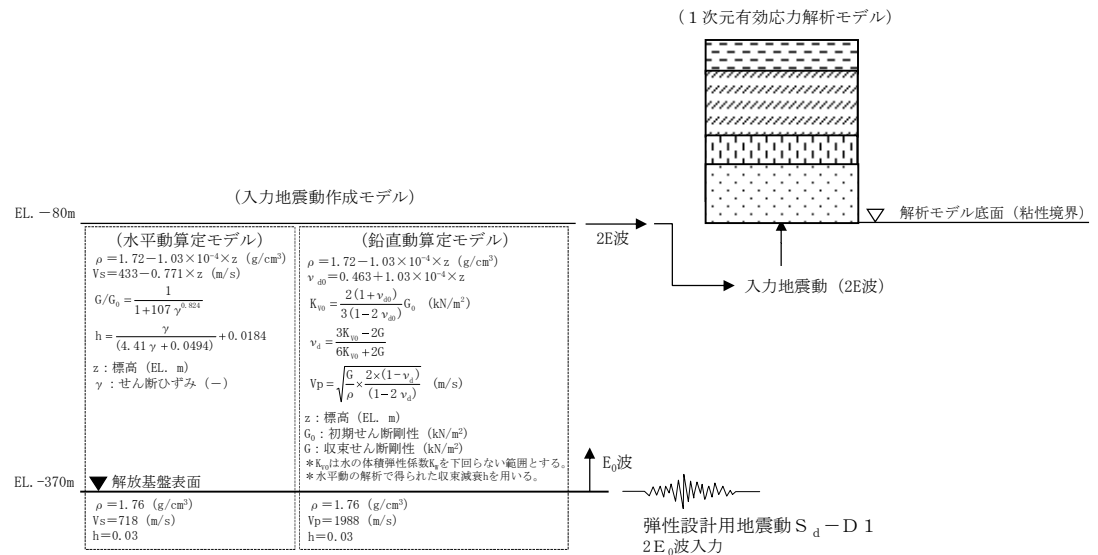
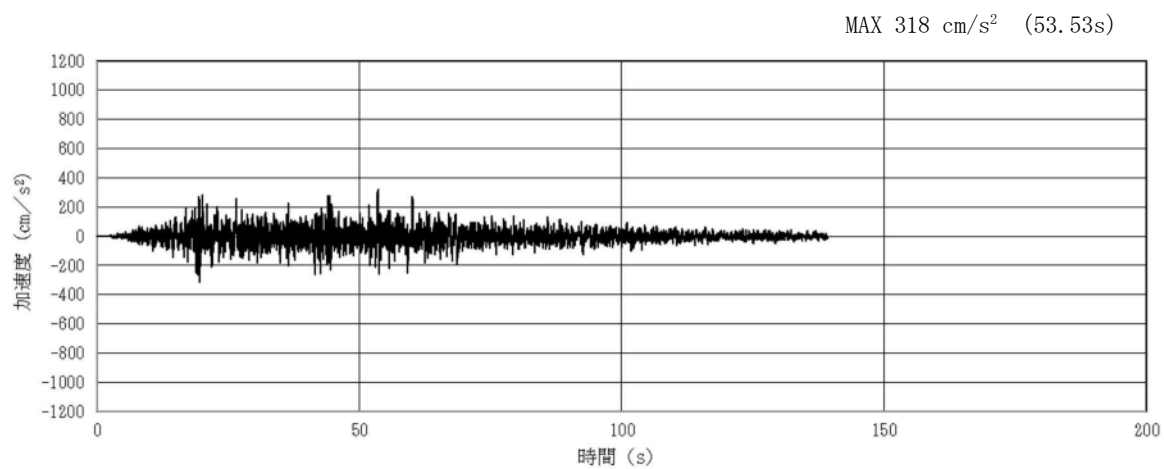
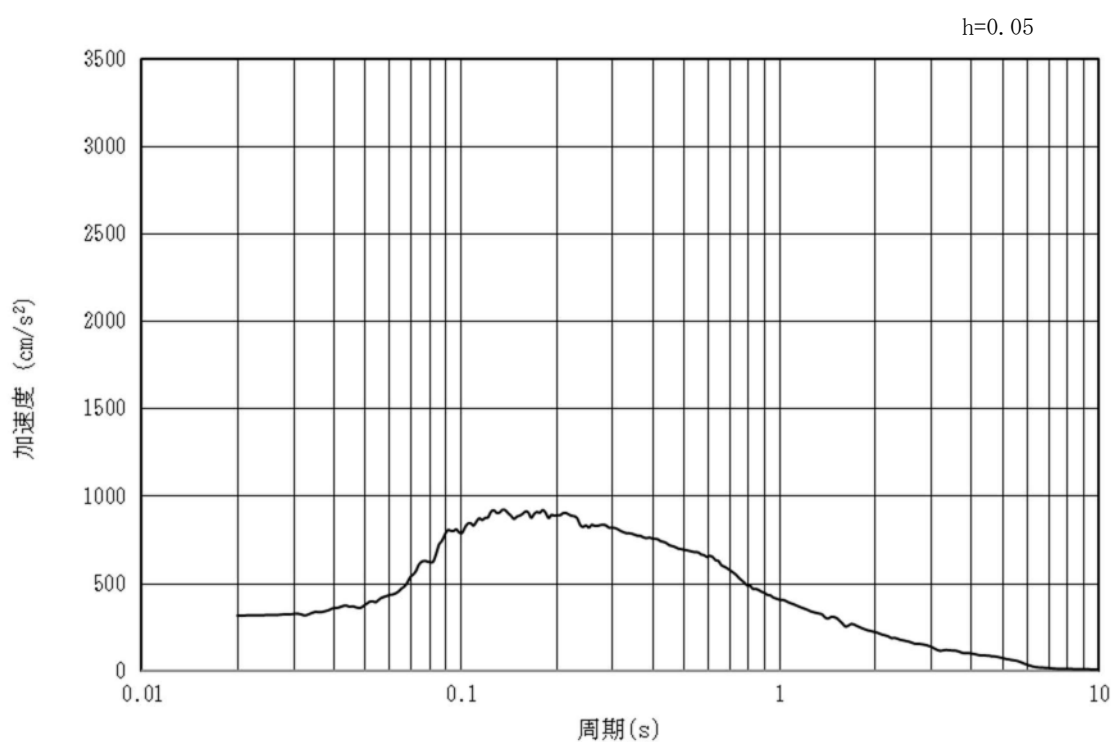


図 3.5.3-5 入力地震動算定の概念図

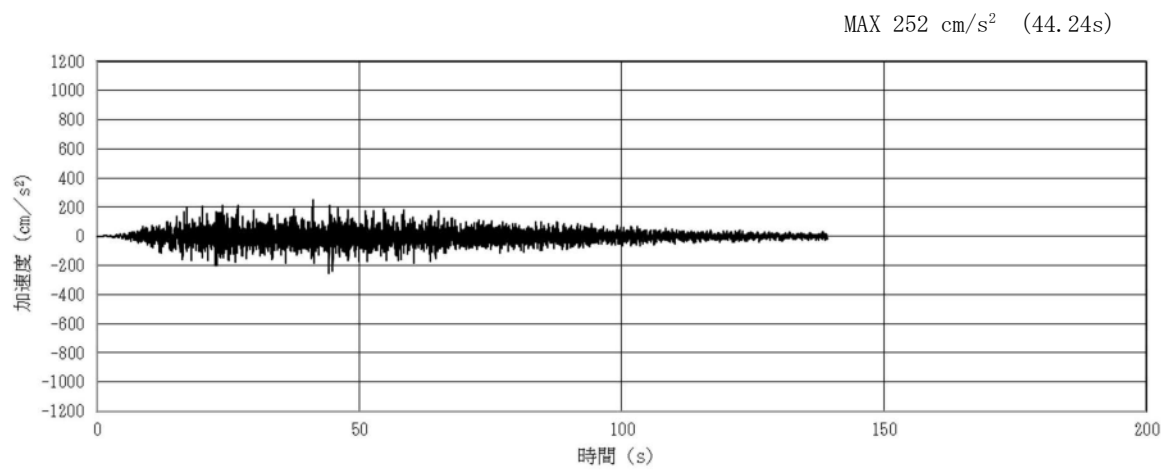


(a) 加速度時刻歴波形

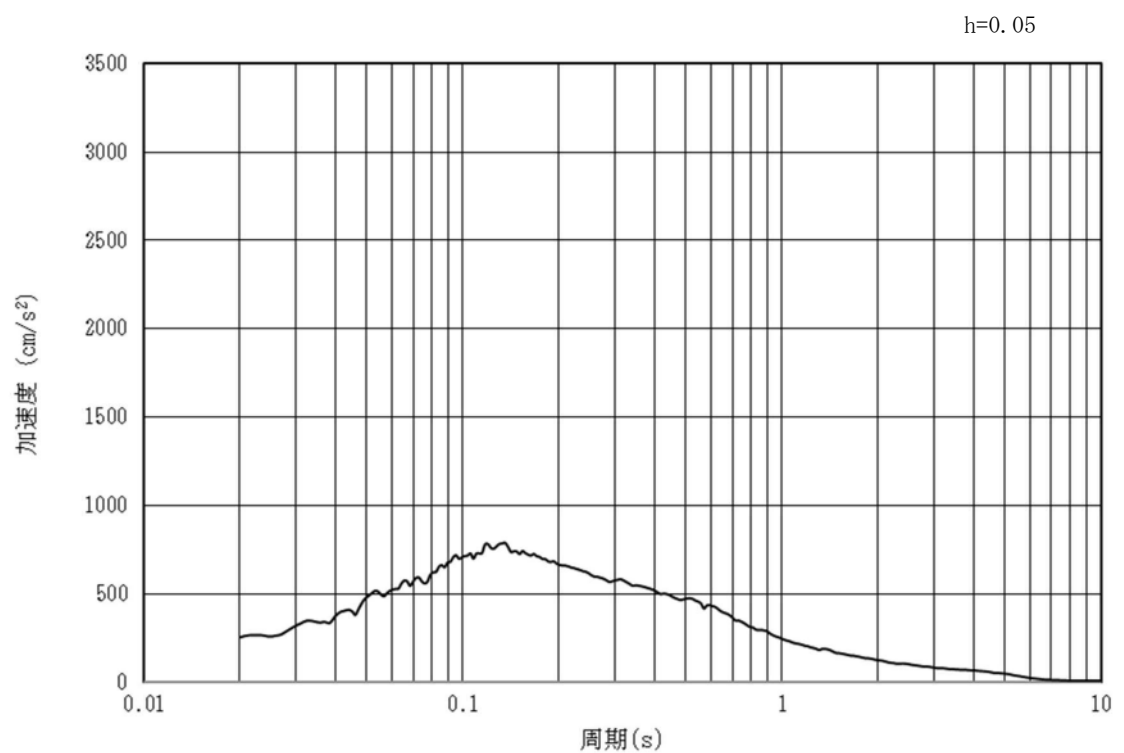


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (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
(水平方向：S_d-D1)



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.5.3-6 (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：S_d-D1)

b. 2次元静的フレーム解析

重畳時は津波時と同様に，2次元静的フレーム解析に用いる地盤バネは「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成14年3月）」に準拠し，地盤反力上限値を考慮したバイリニア型とする。杭側面に水平方向地盤バネ及び鉛直方向地盤バネ，杭下端に鉛直方向地盤バネを設定する。

重畳時の地盤バネは，表3.5.3-6に示すケースにおいて S_d 波による1次元有効応力解析を実施し，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻及び最大せん断ひずみ発生時刻における物性により設定し，表3.5.3-7に示す3ケースを考慮する。

表 3.5.3-6 2次元静的フレーム解析における1次元有効応力解析検討ケース

| 検討ケース | | ① 原地盤に基づく液化強度特性を用いた解析ケース(基本ケース) | ② 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)した解析ケース | ③ 地盤物性のばらつきを考慮(-1 σ)した解析ケース | ④ 地盤を強制的に液化させることを仮定した解析ケース | ⑤ 原地盤において非液化の条件を仮定した解析ケース | ⑥ 地盤物性のばらつきを考慮(+1 σ)して非液化の条件を仮定した解析ケース |
|-----------|-----------|------------------------------------|--|--|-------------------------------|------------------------------|---|
| 液化強度特性の設定 | | 原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮) | 原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮) | 原地盤に基づく液化強度特性(標準偏差を考慮) | 敷地に存在しない豊浦標準砂に基づく液化強度特性 | 液化化パラメータを非適用 | 液化化パラメータを非適用 |
| 地震波 | S_d -D1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 計 | | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |

*上記のケースより，地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースを選定して照査する。

表 3.5.3-7 地盤バネケース

| ケース名 | 地盤バネの バネ定数 | 地盤バネの 反力上限値 | 備考 |
|--------|--|----------------|-----------------|
| 地盤バネ 3 | S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大加速度発生時刻における地盤物性により設定* | | 地盤抵抗が 大きいケース |
| 地盤バネ 4 | S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面最大変位発生時刻における地盤物性により設定* | | 地盤抵抗が 小さいケース |
| 地盤バネ 5 | S _d 波による 1 次元有効応力解析から 最大せん断ひずみ発生時刻における地盤物性により設定* | | |

*1次元有効応力解析については，「3.5.3(2)a. 1次元有効応力解析」に示す。

(a) 水平方向地盤バネのバネ定数 k_h

バネ定数 k_h の算定方法を以下に示す。

$$k_h = \mu \eta_k \alpha_k k_H D H$$

ここで,

k_h : 水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

μ : 水平方向地盤反力係数の補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 以下に示す水平方向地盤反力係数の補正係数 μ を考慮したバネ定数を設定する。

$$\mu = 1 - 0.2 \left(2.5 - \frac{L}{D} \right) [L < 2.5D]$$

ここで,

L : 杭中心間隔 (m)

D : 杭径 (m)

η_k : 群杭効果を考慮した補正係数

α_k : 単杭における補正係数

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 以下に示す補正係数を考慮したバネ定数を設定する。

表 3.5.3-8 η_k , α_k の値

| 対象 | η_k | α_k |
|-------|----------|------------|
| 粘性土地盤 | 2/3 | 1.5 |
| 砂質土地盤 | 2/3 | 1.5 |

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数 k_H を算定する。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

k_{H0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 (平成 14 年 3 月)」に従い, 水平方向地盤反力係数 k_{H0} を以下の式より算定する。

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数 ($\alpha=1$)

E_0 : 地盤の変形係数

E_0 は1次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻(地盤バネ3)、地表面最大変位発生時刻(地盤バネ4)及び最大せん断ひずみ発生時刻(地盤バネ5)それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布を用いて以下の式で求められる割線せん断剛性 G_s により設定する。

$$E_0 = 2(1 + \nu_d)G_s$$

$$G_s = \frac{\tau_s}{\gamma}$$

$$\tau_s = \frac{\gamma}{\frac{1}{G_{ma} \times \left(\frac{\sigma'_m}{\sigma'_{ma}}\right)^{0.5}} + \left| \frac{\gamma}{C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}} \right|}$$

ここで,

ν_d : 動ポアソン比

G_s : 割線せん断剛性 (kN/m²)

τ_s : 骨格曲線上のせん断応力 (kN/m²)

γ : せん断ひずみ

C : 粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角 (°)

B_H : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅(m)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成14年3月)」に従い B_H を算定する。なお、杭基礎の特性値 β は初期値 1.0、許容誤差 1.0E-5を設定し、繰り返し計算により算定する。

$$B_H = \sqrt{D/\beta}$$

ここで,

D : 荷重作用方向に直交する基礎の載荷幅=杭径

β : 杭基礎の特性値(m⁻¹)

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H D}{4EI}}$$

EI : 杭の曲げ剛性(kN・m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編(平成14年3月)」の記述に従い、換算載荷幅 B_H は、設計上の地盤面から $1/\beta$ までの深さの平均的な αE_0 ($\alpha=1$)を用いて算定する。

(b) 水平方向地盤バネの反力上限値 P_h

反力上限値 P_h の算定方法を以下に示す。

$$P_h = P_{HU}DH$$

ここで、

P_{HU} ：受働土圧強度 (kN/m²)

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い、受働土圧強度 P_{HU} を算定する。

$$P_{HU} = \eta_p \alpha_p p_U$$

ここで

η_p ：群杭効果を考慮した水平方向反力の上限値の補正係数

α_p ：単杭における水平地盤反力度の上限値の補正係数

$\eta_p \alpha_p$ は以下の値とする。

表 3.5.3-9 補正係数 $\eta_p \alpha_p$

| 対象 | η_p | α_p | $\eta_p \alpha_p$ |
|----------------------|----------|------------|-----------------------|
| 粘性土地盤 ($N > 2$) | 1.0 | 1.5 | 1.5 |
| 粘性土地盤 ($N \leq 2$) | 1.0 | 1.0 | 1.0 |
| 砂質土地盤 | — | 3.0 | $L/D (\leq \alpha_p)$ |

* 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）

* 表中の L は杭の中心間隔 (m)， D は杭径 (m)

p_U ：地震時受働土圧強度 (kN/m²)

p_U は 1 次元有効応力解析における地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3），地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5）それぞれの時刻での平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて以下の式により設定する。

$$p_U = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで、

C ：粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} ：内部摩擦角（CD 条件）

σ'_m ：平均有効主応力 (kN/m²)

D ：杭径 (m)

H ：支配長さ (m)

- (c) 鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_{sv}

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_{sv} を算定する。

$$k_{sv} = 0.3k_h$$

ここに、

k_h ：水平方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

k_{sv} ：鉛直方向地盤バネのバネ定数 (kN/m)

- (d) 鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_{sv}

重畳時の反力上限値 P_{sv} の算定方法を以下に示す。

$$P_{sh} = \tau_f H \pi D$$

ここで、

τ_f ：1 次元有効応力解析で得られる地表面最大加速度発生時刻（地盤バネ 3）、地表面最大変位発生時刻（地盤バネ 4）及び最大せん断ひずみ発生時刻（地盤バネ 5） t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて次式により設定する。

$$\tau_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times \sin \phi_{CD}$$

ここで、

C ：粘着力 (kN/m²)

ϕ_{CD} ：内部摩擦角

σ'_m ：平均有効主応力 (kN/m²)

D ：杭径 (m)

H ：支配長さ (m)

(e) 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数 k_v

「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従いバネ定数 k_v の算定方法を以下に示す。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

ここで,

k_v : 杭下端鉛直方向地盤バネのバネ定数(kN/m)

k_{v0} : 直径 0.3m 剛体円板による水平載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

$$k_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0$$

ここで,

α : 地盤反力係数の換算係数

E_0 : 地盤の変形係数(kN/m³): 水平方向地盤バネのバネ定数の算定時と同様の方法で算定する。

B_v : 基礎の換算載荷幅(m)

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ここで,

A_v : 鉛直方向の載荷面積(m²)

(f) 杭下端鉛直方向地盤バネの反力上限値 P_v

反力上限値 P_v の算定方法を以下に示す。

$$P_v = \sigma_f A_v$$

ここで,

σ_f : 1次元有効応力解析で得られる地表面発生加速度発生時刻(地盤バネ3), 地表面最大変位発生時刻(地盤バネ4)及び最大せん断ひずみ発生時刻(地盤バネ5) t_{\max} における平均有効主応力 σ'_m の深度分布を用いて次式により設定する。

$$\sigma_f = C \times \cos \phi_{CD} + \sigma'_m \times (1 + \sin \phi_{CD})$$

ここで,

C : 粘着力(kN/m²)

ϕ_{CD} : 内部摩擦角

σ'_m : 平均有効主応力(kN/m²)

A_v : 杭下端面積(m²) = $\pi/4 \times D^2$ (Dは杭径(m))

(3) 地盤の物性値

地盤の物性値は、添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。なお、地盤については、液状化検討対象層における有効応力の変化に応じた地震挙動を適切にモデル化する。地盤の物性値を表 3.5.3-10 に示す。

表 3.5.3-10 (1) 地盤の解析用物性値一覧（液状化検討対象層）

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | | | | |
|-------|------------------------|----------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------|--------------------|--------|----------------------|--------------------|-------|
| | | | | 埋戻土 | 第四系（液状化検討対象層） | | | | | | | |
| | | | | | f1 | du | Ag2 | As | Ag1 | D2s-3 | | D2g-3 |
| 物理特性 | 密度 （）は地下水位以浅 | ρ | g/cm ³ | 1.98 (1.82) | 1.98 (1.82) | 2.01 (1.89) | 1.74 | 2.01 (1.89) | 1.92 | 2.15 (2.11) | 2.01 (1.89) | 1.958 |
| | 間隙比 | e | — | 0.75 | 0.75 | 0.67 | 1.2 | 0.67 | 0.79 | 0.43 | 0.67 | 0.702 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.26 | 0.26 | 0.25 | 0.26 | 0.25 | 0.19 | 0.26 | 0.25 | 0.333 |
| | 基準平均有効主応力 （）は地下水位以浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 358 (312) | 358 (312) | 497 (299) | 378 | 814 (814) | 966 | 1167 (1167) | 1695 (1710) | 12.6 |
| | 基準初期せん断剛性 （）は地下水位以浅 | G_{ma} | kN/m ² | 253529 (220739) | 253529 (220739) | 278087 (167137) | 143284 | 392073 (392073) | 650611 | 1362035 (1362035) | 947946 (956776) | 18975 |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | 0.220 | 0.220 | 0.233 | 0.216 | 0.221 | 0.192 | 0.130 | 0.233 | 0.287 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 0 | 0 | 0 | 0.012 | 0 | 0.01 | 0 | 0 | 0 |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 37.3 | 37.3 | 37.4 | 41 | 37.4 | 35.8 | 44.4 | 37.4 | 30 |
| 液状化特性 | 液状化パラメータ | ϕ_p | — | 34.8 | 34.8 | 34.9 | 38.3 | 34.9 | 33.4 | 41.4 | 34.9 | 28 |
| | 液状化パラメータ | S_1 | — | 0.047 | 0.047 | 0.028 | 0.046 | 0.029 | 0.048 | 0.030 | 0.020 | 0.005 |
| | 液状化パラメータ | W_1 | — | 6.5 | 6.5 | 56.5 | 6.9 | 51.6 | 17.6 | 45.2 | 10.5 | 5.06 |
| | 液状化パラメータ | P_1 | — | 1.26 | 1.26 | 9.00 | 1.00 | 12.00 | 4.80 | 8.00 | 7.00 | 0.57 |
| | 液状化パラメータ | P_2 | — | 0.80 | 0.80 | 0.60 | 0.75 | 0.60 | 0.96 | 0.60 | 0.50 | 0.80 |
| | 液状化パラメータ | C_1 | — | 2.00 | 2.00 | 3.40 | 2.27 | 3.35 | 3.15 | 3.82 | 2.83 | 1.44 |

表 3.5.3-10 (2) 地盤の解析用物性値一覧（非液状化層）

| パラメータ | | | | 原地盤 | | | | | |
|-------|-------------------------|----------------|-------------------|------------|--------|------------------|---|---------------------------------|----------------|
| | | | | 第四系（非液状化層） | | | | 新第三系 | 捨石 |
| | | | | | | | | | |
| 物理特性 | 密度 () は地下水位以浅 | ρ | g/cm ³ | 1.65 | 1.77 | 1.47 (1.43) | — | 1.72-1.03×10 ⁻⁴ ・z | 2.04 (1.84) |
| | 間隙比 | e | — | 1.59 | 1.09 | 2.8 | — | 1.16 | 0.82 |
| 変形特性 | ポアソン比 | ν_{CD} | — | 0.10 | 0.22 | 0.14 | — | 0.16+0.00025・z | 0.33 |
| | 基準平均有効主応力 () は地下水位以浅 | σ'_{ma} | kN/m ² | 480 | 696 | 249 (223) | — | 動的変形特性に基づき z（標高）毎に物性値を 設定 | 98 |
| | 基準初期せん断剛性 () は地下水位以浅 | G_{ma} | kN/m ² | 121829 | 285223 | 38926 (35783) | — | | 180000 |
| | 最大履歴減衰率 | h_{max} | — | 0.200 | 0.186 | 0.151 | — | | 0.24 |
| 強度特性 | 粘着力 | C_{CD} | N/mm ² | 0.025 | 0.026 | 0.042 | — | 0.358-0.00603・z | 0.02 |
| | 内部摩擦角 | ϕ_{CD} | 度 | 29.1 | 35.6 | 27.3 | — | 23.2+0.0990・z | 35 |

注記 *1：施設の耐震評価に影響を与えるものではないことから、解析用物性値として本表には記載しない。

表 3.5.3-10 (3) 地盤の解析用物性値一覧（新第三系 Km 層）

| 区分 番号 | 設定深度 TP(m) Z | 適用深度 TP(m) | 密度 ρ (g/cm^3) | 静ポアソン比 ν_{CO} | 粘着力 C_{CO} (kN/m^2) | 内部摩擦角 ϕ_{CO} ($^{\circ}$) | せん断波 速度 Vs (m/s) | 基準初期 せん断剛性 Gma (kN/m^2) | 基準体積 弾性係数 Kma (kN/m^2) | 基準平均有効 主応力 σ'_{ma} (kN/m^2) | 拘束圧 依存係数 mG,mK | 最大履歴 減衰率 hmax(-) | 動ポアソン比 ν_d | 疎密波 速度 Vp (m/s) |
|----------|--------------------|-------------|--|-----------------------------|--|---|--|---|--|---|----------------------|------------------------|-------------------|---|
| 1 | 10 | 9.5 ~ 10.5 | 1.72 | 0.16 | 298 | 24.2 | 425 | 310,675 | 353,317 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1640 |
| 2 | 9 | 8.5 ~ 9.5 | 1.72 | 0.16 | 304 | 24.1 | 426 | 312,139 | 354,982 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1644 |
| 3 | 8 | 7.5 ~ 8.5 | 1.72 | 0.16 | 310 | 24.0 | 427 | 313,606 | 356,650 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1648 |
| 4 | 7 | 6.5 ~ 7.5 | 1.72 | 0.16 | 316 | 23.9 | 428 | 315,076 | 358,322 | 504 | 0 | 0.105 | 0.464 | 1651 |
| 5 | 6 | 5.5 ~ 6.5 | 1.72 | 0.16 | 322 | 23.8 | 428 | 315,076 | 358,322 | 504 | 0 | 0.106 | 0.464 | 1651 |
| 6 | 5 | 4.5 ~ 5.5 | 1.72 | 0.16 | 328 | 23.7 | 429 | 316,551 | 359,999 | 504 | 0 | 0.106 | 0.464 | 1655 |
| 7 | 4 | 3.5 ~ 4.5 | 1.72 | 0.16 | 334 | 23.6 | 430 | 318,028 | 361,679 | 504 | 0 | 0.106 | 0.463 | 1638 |
| 8 | 3 | 2.5 ~ 3.5 | 1.72 | 0.16 | 340 | 23.5 | 431 | 319,509 | 363,363 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1642 |
| 9 | 2 | 1.5 ~ 2.5 | 1.72 | 0.16 | 346 | 23.4 | 431 | 319,509 | 363,363 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1642 |
| 10 | 1 | 0.5 ~ 1.5 | 1.72 | 0.16 | 352 | 23.3 | 432 | 320,993 | 365,051 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1646 |
| 11 | 0 | -0.5 ~ 0.5 | 1.72 | 0.16 | 358 | 23.2 | 433 | 322,481 | 366,743 | 504 | 0 | 0.107 | 0.463 | 1650 |
| 12 | -1 | -1.5 ~ -0.5 | 1.72 | 0.16 | 364 | 23.1 | 434 | 323,972 | 368,439 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1653 |
| 13 | -2 | -2.5 ~ -1.5 | 1.72 | 0.16 | 370 | 23.0 | 435 | 325,467 | 370,139 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1657 |
| 14 | -3 | -3.5 ~ -2.5 | 1.72 | 0.16 | 376 | 22.9 | 435 | 325,467 | 370,139 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1657 |
| 15 | -4 | -4.5 ~ -3.5 | 1.72 | 0.16 | 382 | 22.8 | 436 | 326,965 | 371,843 | 504 | 0 | 0.108 | 0.463 | 1661 |
| 16 | -5 | -5.5 ~ -4.5 | 1.72 | 0.16 | 388 | 22.7 | 437 | 328,467 | 373,551 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1644 |
| 17 | -6 | -6.5 ~ -5.5 | 1.72 | 0.16 | 394 | 22.6 | 438 | 329,972 | 375,262 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1648 |
| 18 | -7 | -7.5 ~ -6.5 | 1.72 | 0.16 | 400 | 22.5 | 438 | 329,972 | 375,262 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1648 |
| 19 | -8 | -8.5 ~ -7.5 | 1.72 | 0.16 | 406 | 22.4 | 439 | 331,480 | 376,977 | 504 | 0 | 0.109 | 0.462 | 1652 |
| 20 | -9 | -9.5 ~ -8.5 | 1.72 | 0.16 | 412 | 22.3 | 440 | 332,992 | 378,697 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1656 |
| 21 | -10 | -11 ~ -9.5 | 1.72 | 0.16 | 418 | 22.2 | 441 | 334,507 | 380,420 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1659 |
| 22 | -12 | -13 ~ -11 | 1.72 | 0.16 | 430 | 22.0 | 442 | 336,026 | 382,147 | 504 | 0 | 0.110 | 0.462 | 1663 |
| 23 | -14 | -15 ~ -13 | 1.72 | 0.16 | 442 | 21.8 | 444 | 339,074 | 385,614 | 504 | 0 | 0.111 | 0.462 | 1671 |
| 24 | -16 | -17 ~ -15 | 1.72 | 0.16 | 454 | 21.6 | 445 | 340,603 | 387,352 | 504 | 0 | 0.111 | 0.461 | 1654 |
| 25 | -18 | -19 ~ -17 | 1.72 | 0.16 | 467 | 21.4 | 447 | 343,671 | 390,842 | 504 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1662 |
| 26 | -20 | -21 ~ -19 | 1.72 | 0.16 | 479 | 21.2 | 448 | 345,211 | 392,593 | 504 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1665 |
| 27 | -22 | -23 ~ -21 | 1.72 | 0.15 | 491 | 21.0 | 450 | 348,300 | 381,471 | 498 | 0 | 0.112 | 0.461 | 1673 |
| 28 | -24 | -25 ~ -23 | 1.72 | 0.15 | 503 | 20.8 | 452 | 351,403 | 384,870 | 498 | 0 | 0.113 | 0.461 | 1680 |
| 29 | -26 | -27 ~ -25 | 1.72 | 0.15 | 515 | 20.6 | 453 | 352,959 | 386,574 | 498 | 0 | 0.113 | 0.460 | 1664 |
| 30 | -28 | -29 ~ -27 | 1.72 | 0.15 | 527 | 20.4 | 455 | 356,083 | 389,996 | 498 | 0 | 0.114 | 0.460 | 1672 |
| 31 | -30 | -31 ~ -29 | 1.72 | 0.15 | 539 | 20.2 | 456 | 357,650 | 391,712 | 498 | 0 | 0.114 | 0.460 | 1675 |
| 32 | -32 | -33 ~ -31 | 1.72 | 0.15 | 551 | 20.0 | 458 | 360,794 | 395,155 | 498 | 0 | 0.115 | 0.460 | 1683 |
| 33 | -34 | -35 ~ -33 | 1.72 | 0.15 | 563 | 19.8 | 459 | 362,371 | 396,883 | 498 | 0 | 0.115 | 0.459 | 1667 |
| 34 | -36 | -37 ~ -35 | 1.72 | 0.15 | 575 | 19.6 | 461 | 365,536 | 400,349 | 498 | 0 | 0.115 | 0.459 | 1675 |
| 35 | -38 | -39 ~ -37 | 1.72 | 0.15 | 587 | 19.4 | 462 | 367,124 | 402,088 | 498 | 0 | 0.116 | 0.458 | 1678 |
| 36 | -40 | -41 ~ -39 | 1.72 | 0.15 | 599 | 19.2 | 464 | 370,309 | 405,577 | 498 | 0 | 0.116 | 0.459 | 1685 |
| 37 | -42 | -43 ~ -41 | 1.72 | 0.15 | 611 | 19.0 | 465 | 371,907 | 407,327 | 498 | 0 | 0.117 | 0.459 | 1689 |
| 38 | -44 | -45 ~ -43 | 1.72 | 0.15 | 623 | 18.8 | 467 | 375,113 | 410,838 | 498 | 0 | 0.117 | 0.458 | 1678 |
| 39 | -46 | -47 ~ -45 | 1.72 | 0.15 | 635 | 18.6 | 468 | 376,721 | 412,599 | 498 | 0 | 0.117 | 0.458 | 1681 |
| 40 | -48 | -49 ~ -47 | 1.72 | 0.15 | 647 | 18.4 | 470 | 379,948 | 416,134 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1688 |
| 41 | -50 | -51 ~ -49 | 1.73 | 0.15 | 660 | 18.3 | 472 | 385,416 | 422,122 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1696 |
| 42 | -52 | -53 ~ -51 | 1.73 | 0.15 | 672 | 18.1 | 473 | 387,051 | 423,913 | 498 | 0 | 0.118 | 0.458 | 1699 |
| 43 | -54 | -55 ~ -53 | 1.73 | 0.15 | 684 | 17.9 | 475 | 390,331 | 427,505 | 498 | 0 | 0.118 | 0.457 | 1688 |
| 44 | -56 | -57 ~ -55 | 1.73 | 0.15 | 696 | 17.7 | 476 | 391,976 | 429,307 | 498 | 0 | 0.119 | 0.457 | 1692 |
| 45 | -58 | -59 ~ -57 | 1.73 | 0.15 | 708 | 17.5 | 478 | 395,277 | 432,922 | 498 | 0 | 0.119 | 0.457 | 1699 |
| 46 | -60 | -61 ~ -59 | 1.73 | 0.15 | 720 | 17.3 | 479 | 396,933 | 434,736 | 498 | 0 | 0.120 | 0.457 | 1702 |
| 47 | -62 | -63 ~ -61 | 1.73 | 0.14 | 732 | 17.1 | 481 | 400,255 | 422,491 | 492 | 0 | 0.120 | 0.457 | 1709 |
| 48 | -64 | -65 ~ -63 | 1.73 | 0.14 | 744 | 16.9 | 482 | 401,921 | 424,250 | 492 | 0 | 0.120 | 0.456 | 1695 |
| 49 | -66 | -67 ~ -65 | 1.73 | 0.14 | 756 | 16.7 | 484 | 405,263 | 427,778 | 492 | 0 | 0.120 | 0.456 | 1702 |
| 50 | -68 | -69 ~ -67 | 1.73 | 0.14 | 768 | 16.5 | 485 | 406,939 | 429,547 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1705 |
| 51 | -70 | -71 ~ -69 | 1.73 | 0.14 | 780 | 16.3 | 487 | 410,302 | 433,097 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1712 |
| 52 | -72 | -73 ~ -71 | 1.73 | 0.14 | 792 | 16.1 | 489 | 413,679 | 436,661 | 492 | 0 | 0.121 | 0.456 | 1719 |
| 53 | -74 | -75 ~ -73 | 1.73 | 0.14 | 804 | 15.9 | 490 | 415,373 | 438,449 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1705 |
| 54 | -76 | -77 ~ -75 | 1.73 | 0.14 | 816 | 15.7 | 492 | 418,771 | 442,036 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1712 |
| 55 | -78 | -79 ~ -77 | 1.73 | 0.14 | 828 | 15.5 | 493 | 420,475 | 443,835 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1716 |
| 56 | -80 | -81 ~ -79 | 1.73 | 0.14 | 840 | 15.3 | 495 | 423,893 | 447,443 | 492 | 0 | 0.122 | 0.455 | 1723 |
| 57 | -82 | -85 ~ -81 | 1.73 | 0.14 | 852 | 15.1 | 496 | 425,608 | 449,253 | 492 | 0 | 0.123 | 0.455 | 1726 |
| 58 | -88 | -90 ~ -85 | 1.73 | 0.14 | 889 | 14.5 | 501 | 434,232 | 458,356 | 492 | 0 | 0.124 | 0.454 | 1726 |
| 59 | -92 | -95 ~ -90 | 1.73 | 0.14 | 913 | 14.1 | 504 | 439,448 | 463,862 | 492 | 0 | 0.124 | 0.454 | 1736 |
| 60 | -98 | -101 ~ -95 | 1.73 | 0.14 | 949 | 13.5 | 509 | 448,210 | 473,111 | 492 | 0 | 0.125 | 0.453 | 1736 |
| 61 | -104 | -108 ~ -101 | 1.73 | 0.13 | 985 | 12.9 | 513 | 455,282 | 463,485 | 486 | 0 | 0.126 | 0.452 | 1733 |
| 62 | -112 | -115 ~ -108 | 1.73 | 0.13 | 1,033 | 12.1 | 519 | 465,995 | 474,391 | 486 | 0 | 0.127 | 0.451 | 1737 |
| 63 | -118 | -122 ~ -115 | 1.73 | 0.13 | 1,070 | 11.5 | 524 | 475,016 | 483,575 | 486 | 0 | 0.127 | 0.451 | 1754 |
| 64 | -126 | -130 ~ -122 | 1.73 | 0.13 | 1,118 | 10.7 | 530 | 485,957 | 494,713 | 486 | 0 | 0.128 | 0.450 | 1758 |

表 3.5.3-10 (4) 地盤改良体の物性値一覧

| 項目 | | 地盤改良体（セメント改良） | |
|--------|--|--|--|
| | | 一軸圧縮強度（ $\leq 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） | 一軸圧縮強度（ $> 8.5\text{N/mm}^2$ の場合） |
| 物理特性 | 密度 ρ_t (g/cm^3) | 改良対象の原地盤の平均密度 $\times 1.1$ | |
| 静的変形特性 | 静弾性係数 (N/mm^2) | 581 | 2159 |
| | 静ポアソン比 ν_s | 0.260 | |
| 動的変形特性 | 初期せん断剛性 G_0 (N/mm^2) | $G_0 = \rho_t / 1000 \times V_s^2$ $V_s = 147.6 \times q_u^{0.417}$ (m/s) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (kgf/cm^2) | |
| | 動ポアソン比 ν_d | 0.431 | |
| | 動せん断弾性係数のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$ | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—) | $G/G_0 = \frac{1}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—) |
| | 減衰定数 $h \sim \gamma$ | $h = 0.152 \frac{\gamma / 0.000537}{1 + \gamma / 0.000537}$ γ : せん断ひずみ (—) | $h = 0.178 \frac{\gamma / 0.001560}{1 + \gamma / 0.001560}$ γ : せん断ひずみ (—) |
| 強度特性 | ピーク強度 C (N/mm^2) | $C = q_u / 2$ q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2) | |
| | 残留強度 τ_0 (N/mm^2) | 粘着力 $C = 0$ (N/mm^2) 内部摩擦角 $\phi = 29.1$ (度) | |
| | 引張強度 σ_t (N/mm^2) | 下記の式を用いて、 $\sigma_t (=s_t)$ を求める。 $q_u = \frac{s_t \cdot q_u}{\sqrt{s_t \cdot (q_u - 3s_t)}}$ $s_t (= \sigma_t)$: 地盤改良体の引張強度 (N/mm^2) q_u : 地盤改良体の一軸圧縮強度 (N/mm^2) | |

＊ 地盤改良体（嵩上げ部）の一軸圧縮強度： 1.5 N/mm^2

(4) 地下水位

地下水位は地表面として設定する。

(5) 使用材料及び材料の物性値

使用材料を表 3.5.3-11 に、材料の物性値を表 3.5.3-12 に示す。

表 3.5.3-11 使用材料

| 諸元 | |
|--------|----------------------------------|
| 鉄筋 | SD490 |
| コンクリート | 設計基準強度：40 N/mm ² |
| 鋼管杭 | φ 2500 mm (SM570) t = 35 mm |

＊：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）に従い腐食代 1 mm を考慮する。杭体の断面照査及び杭の曲げ剛性を算出する際は腐食代 1 mm による断面積の低減を考慮する。

表 3.5.3-12 材料の物性値

| 材料 | 単位体積重量 (kN/m ³) | ヤング係数 (N/mm ²) | ポアソン比 |
|----------|--------------------------------|-------------------------------|-------|
| 鉄筋コンクリート | 24.5＊ | 3.10×10^4 ＊ | 0.2＊ |
| 鋼管杭 | 77.0＊ | 2.00×10^5 ＊ | 0.3＊ |

注記 ＊：道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3.6 評価方法

防潮扉 2 基礎の強度評価は、添付書類「V-3-別添 3-1 津波への配慮が必要な施設の強度計算の方針」の「5. 強度評価方法」に基づき設定する。

3.6.1 津波時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の評価は、杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力及びせん断力より算定されるせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

a. 曲げモーメント及び軸力に対する照査

曲げモーメント及び軸力を用いて次式により算定される応力が許容限界以下であることを確認する。

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{Z}$$

ここで、

- σ : 鋼管杭の曲げモーメント及び軸力より算定される応力 (N/mm²)
- M : 最大曲げモーメント (N・mm)
- Z : 断面係数 (mm³)
- N : 軸力 (N)
- A : 有効断面積 (mm²)

b. せん断力に対する照査

せん断力を用いて次式により算定されるせん断応力がせん断強度に基づく許容限界以下であることを確認する。

$$\tau = \kappa \frac{S}{A}$$

ここで、

- τ : 鋼管杭のせん断力より算定されるせん断応力 (N/mm²)
- S : せん断力 (kN)
- A : 有効断面積 (mm²)
- κ : せん断応力の分布係数 (2.0)

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートは、強度評価により算定した曲げ圧縮応力、曲げ引張応力及びせん断応力が許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

津波時における基礎地盤の支持性能に係る評価は、基礎地盤に作用する接地圧が地震時及び重畳時に包絡され则认为られることから実施しない。

3.6.2 重畳時

(1) 鋼管杭

鋼管杭の重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(2) 鉄筋コンクリート

鉄筋コンクリートの重畳時の評価は「3.5.1 津波時」と同じ方法により，許容限界以下であることを確認する。

(3) 基礎地盤の支持力

a. 押込み力に対する照査

重畳時の基礎地盤の支持性能に係る評価は， S_d-D1 を入力地震動とした2次元有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に，津波波圧及び動水圧を作用させた2次元FEM静的解析により得られる接地圧を加えた値が許容限界以下であることを確認する。

入力地震動 S_d-D1 により発生する基礎地盤の接地圧は，「3.5.2 (3) 1次元有効応力解析」で実施した解析ケースのうち地表面加速度最大ケース，地表面変位最大ケース及びせん断ひずみ最大ケースの3つの解析ケースに対して，2次元有効応力解析を実施し求める。2次元有効応力解析に使用する解析モデルは，「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析モデルと同じモデルを使用し，入力地震動以外の解析条件は同じとする。

津波波圧及び動水圧による接地圧も，同じ3つのケースに対応する地盤剛性を用い2次元静的FEM解析を実施し求める。2次元静的FEM解析に使用する解析モデルは，「6.5.1.1 防潮扉の耐震計算書に関する補足説明」に記載する2次元有効応力解析における常時応力解析モデルに基づく図 3.5.2-1 に示す2次元FEM静的解析モデルを使用し，津波波圧及び動水圧を作用させること及び側方境界条件を水平ローラーとすること以外の解析条件は同じとする。

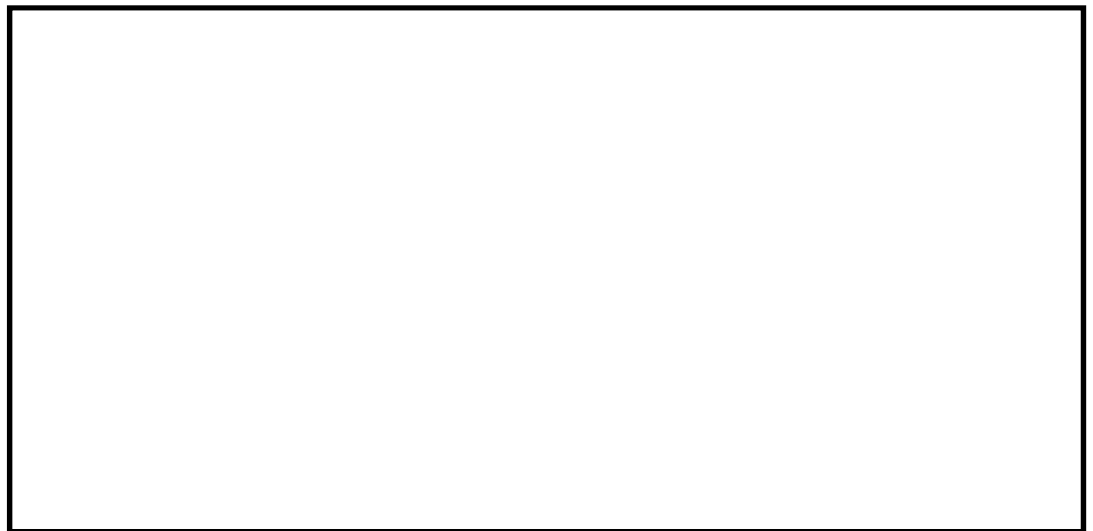
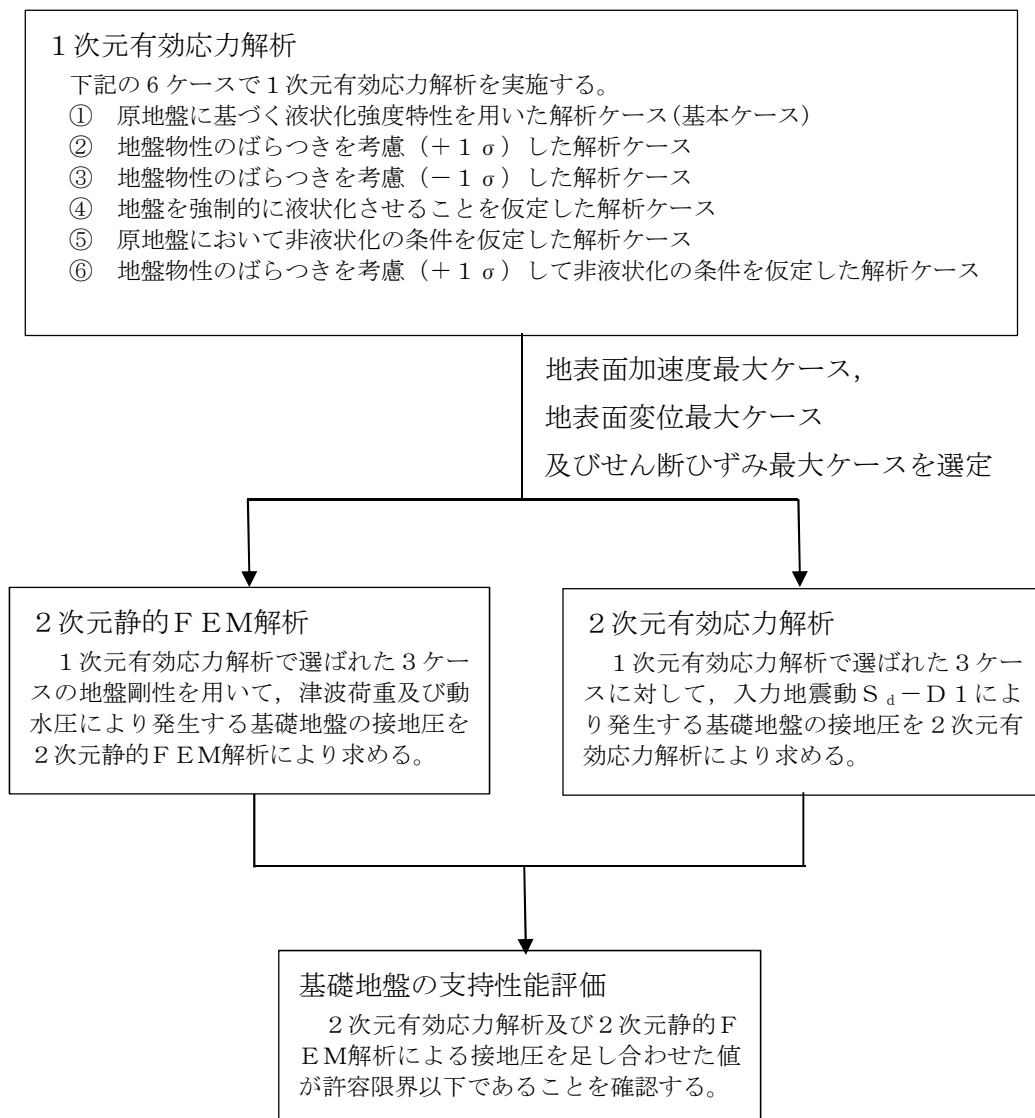


図 3.6.2-1 2次元静的FEM解析モデル

同じ地盤剛性同士の解析ケースの結果で、余震荷重による接地圧、津波荷重及び動水圧による接地圧を足し合わせた値により、基礎地盤の支持性能を評価する。図 3.6.2-2 に基礎地盤の支持性能評価フローを、図 3.6.2-3 に接地圧の算出フローを示す。



* 上記の2次元有効応力解析及び2次元静的FEM解析は、同じ地盤剛性同士の解析ケースで実施する。

図 3.6.2-2 基礎地盤の支持性能評価フロー

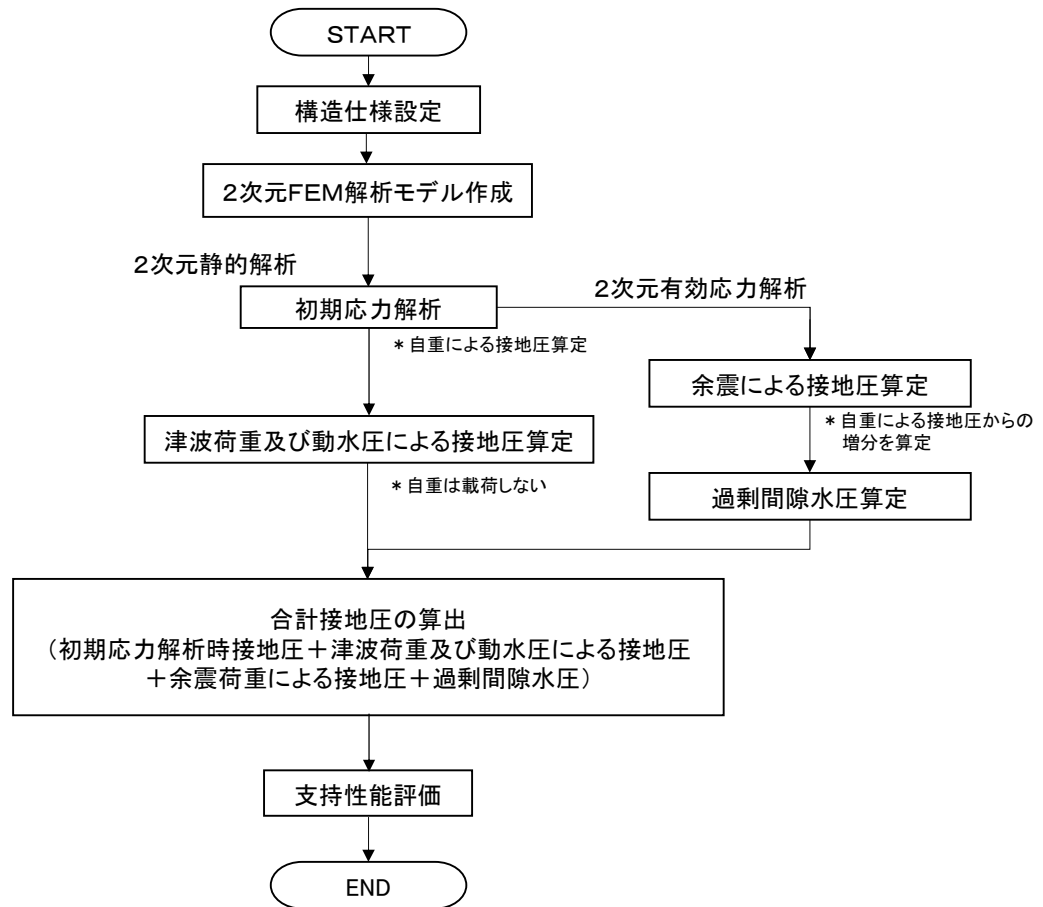


図 3.6.2-3 接地圧の算出フロー

b. 引抜き力に対する照査

引抜き力に対する照査は、重畳時の2次元静的フレーム解析における杭天端位置での最大引張軸力が許容限界以下であることを確認する。

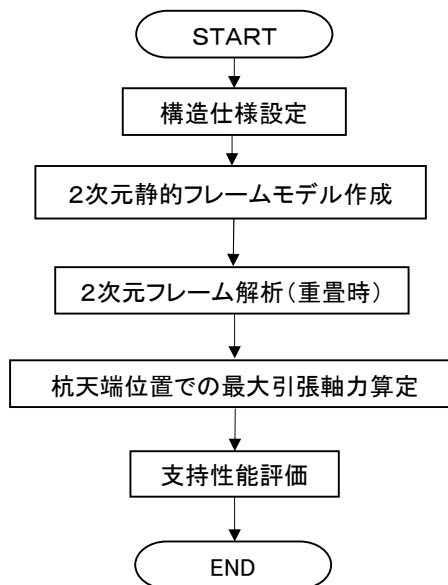


図 3.6.2-4 引抜き力に対する照査フロー

4. 評価結果

4.1 津波時

津波時の2次元静的フレーム解析で設定した地盤バネ1及び地盤バネ2の水平方向地盤反力係数、地盤反力上限値及びそれぞれの値を比較したものをA-A断面について図4.1-1～図4.1-3に示す。

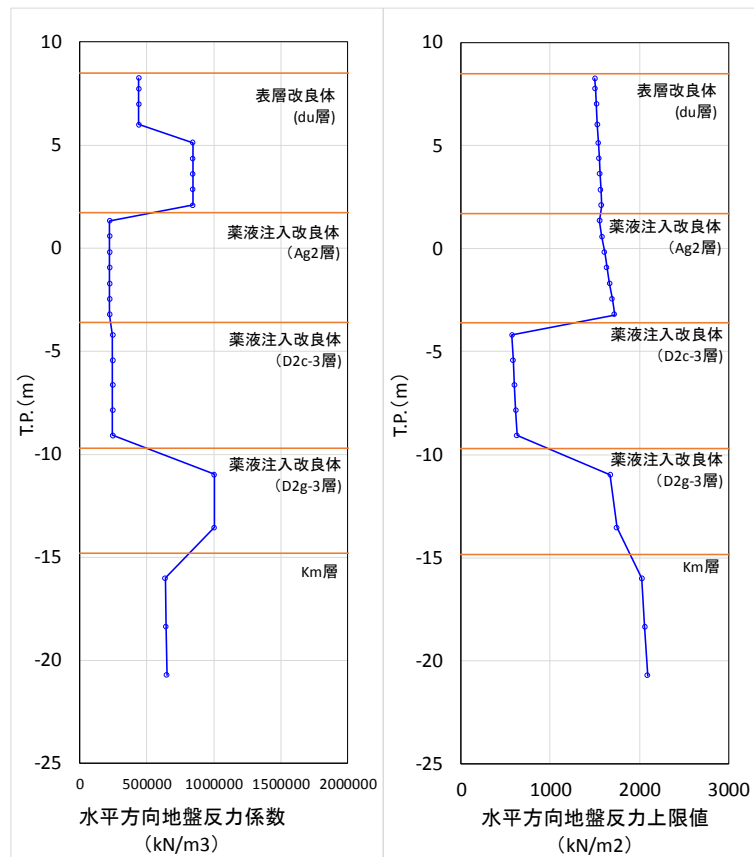


図 4.1-1 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（A-A断面：地盤バネ1）

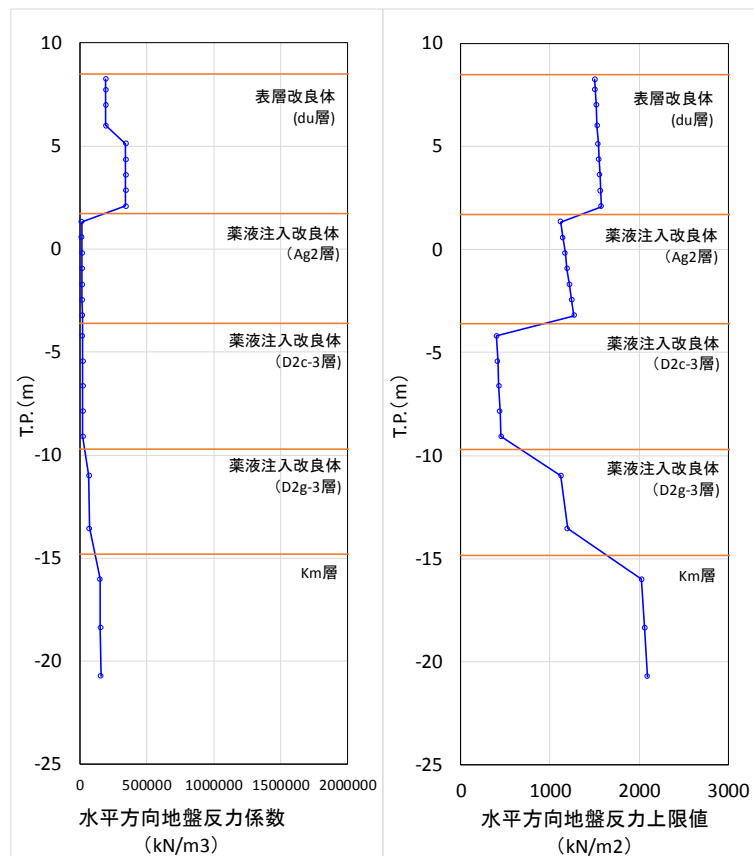


図 4.1-2 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（A-A断面：地盤バネ 2）

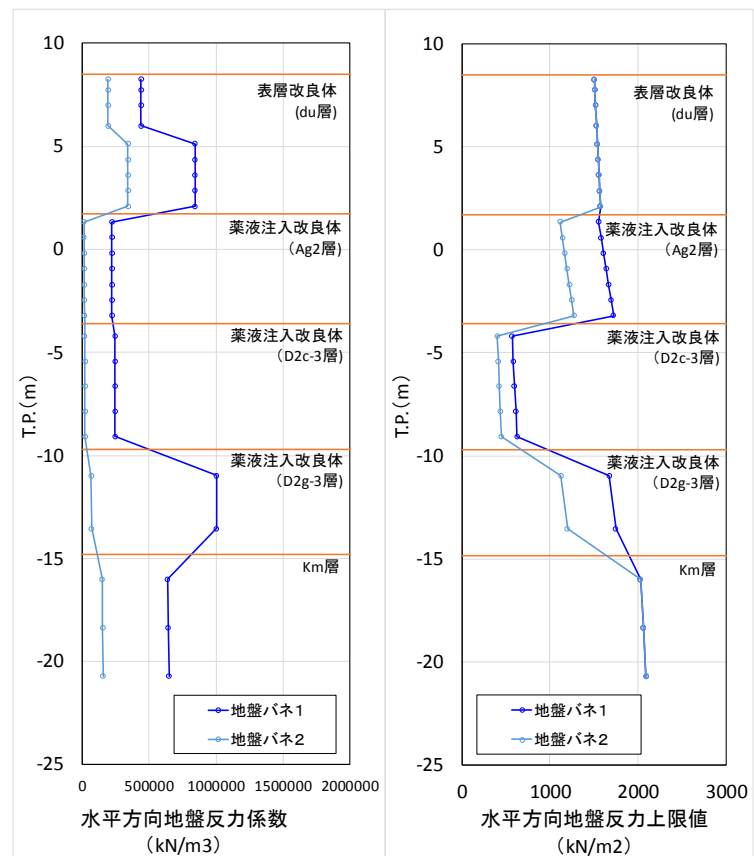


図 4.1-3 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の比較（A-A断面）

防潮扉 2 基礎の津波時の評価結果を示す。

4.1.1 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.1-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.1-2 及び表 4.1.1-3 に、断面力図を図 4.1.1-2～図 4.1.1-5 に示す。断面力図は、照査値が最も厳しくなる杭の断面力分布を示したものである。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。

表 4.1.1-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

| 断面 | 板厚 (mm) | 断面積 (m^2) | 断面係数 (m^3) |
|-----------|------------|-------------------------|--------------------------|
| 防潮扉 (A-A) | 35 | 0.263 | 0.15995 |

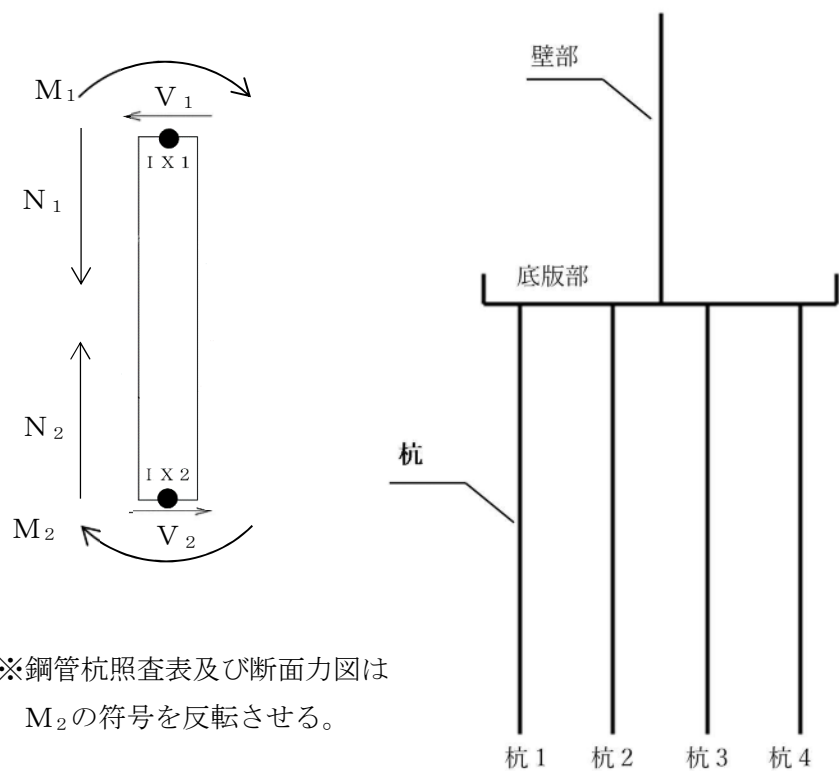


図 4.1.1-1 防潮扉 2 基礎 符号表及び杭番号位置図

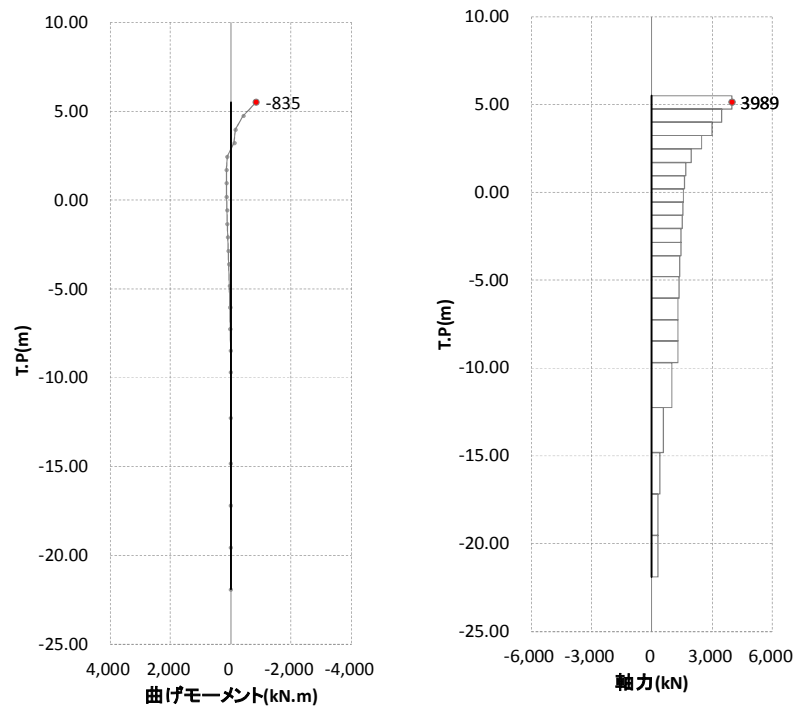


図 4. 1. 1-2 断面力図 杭 3 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 1)

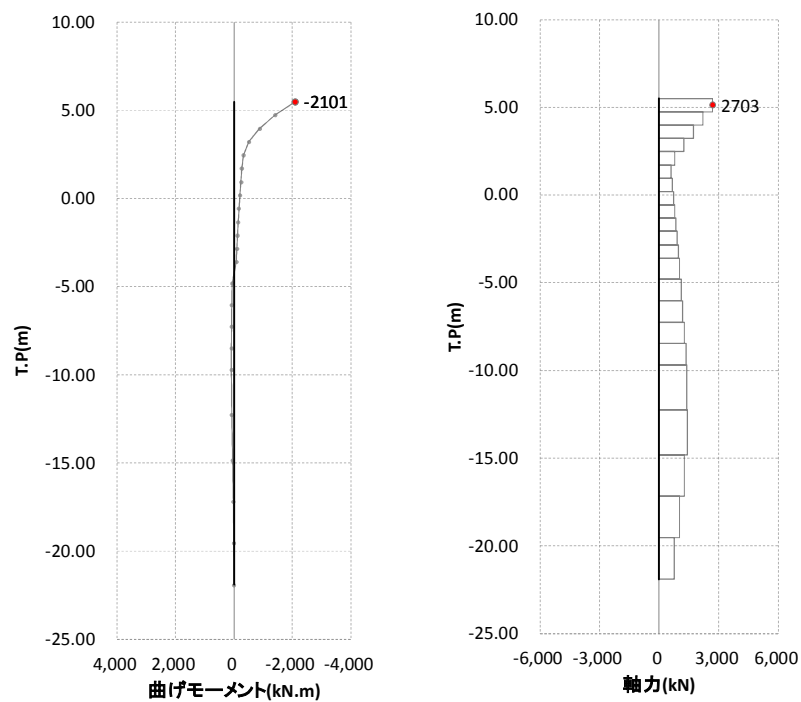


図 4. 1. 1-3 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 2)

表 4. 1. 1-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 1 | 3 | 835 | 3989 | 21 | 382.5 | 0.06 |
| 地盤バネ 2 | 4 | 2101 | 2703 | 24 | 382.5 | 0.07 |

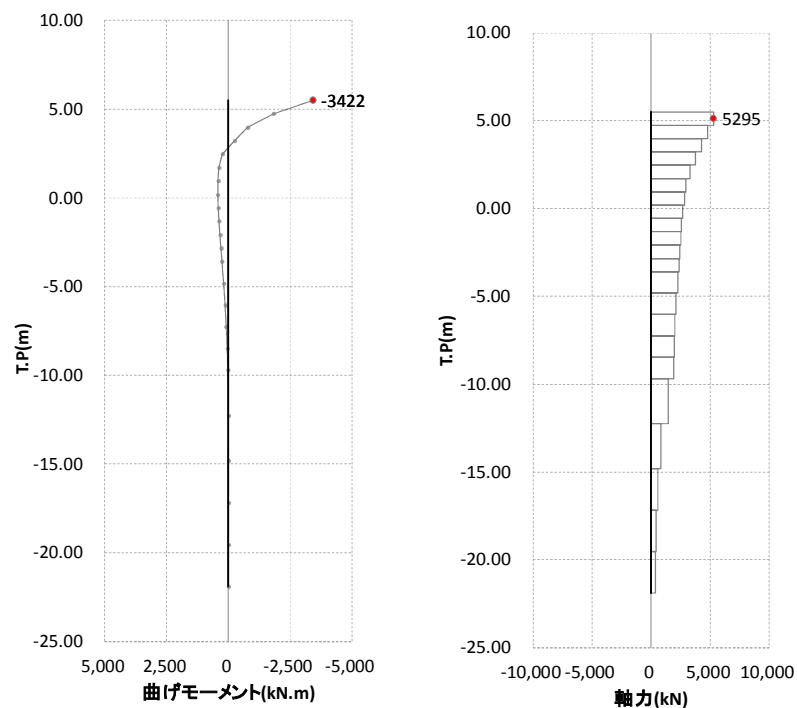


図 4.1.1-4 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 1)

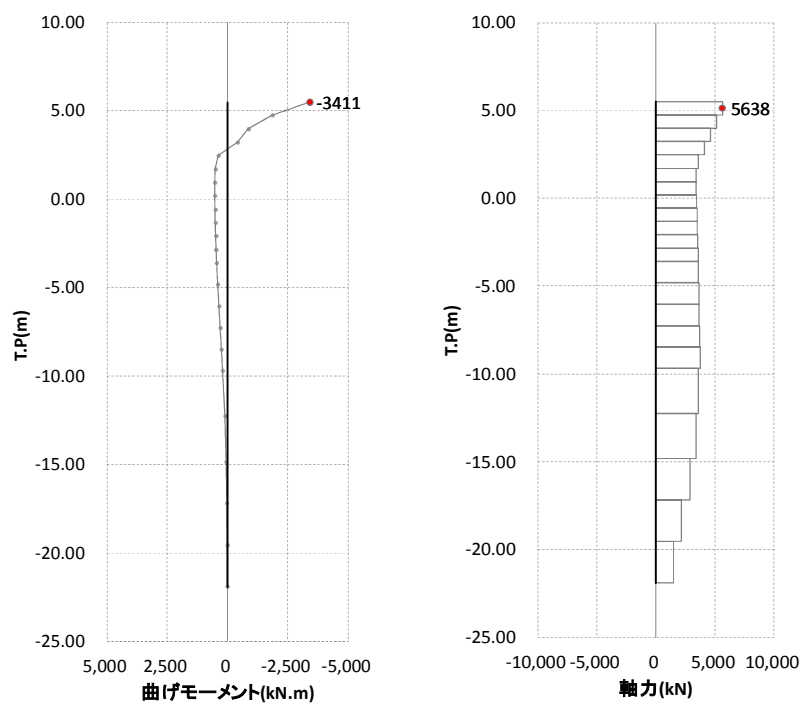


図 4.1.1-5 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 2)

表 4.1.1-3 曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | 3422 | 5295 | 42 | 433.5 | 0.10 |
| 地盤バネ 2 | 4 | 3411 | 5638 | 43 | 433.5 | 0.10 |

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.1-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.1-4 及び表 4.1.1-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

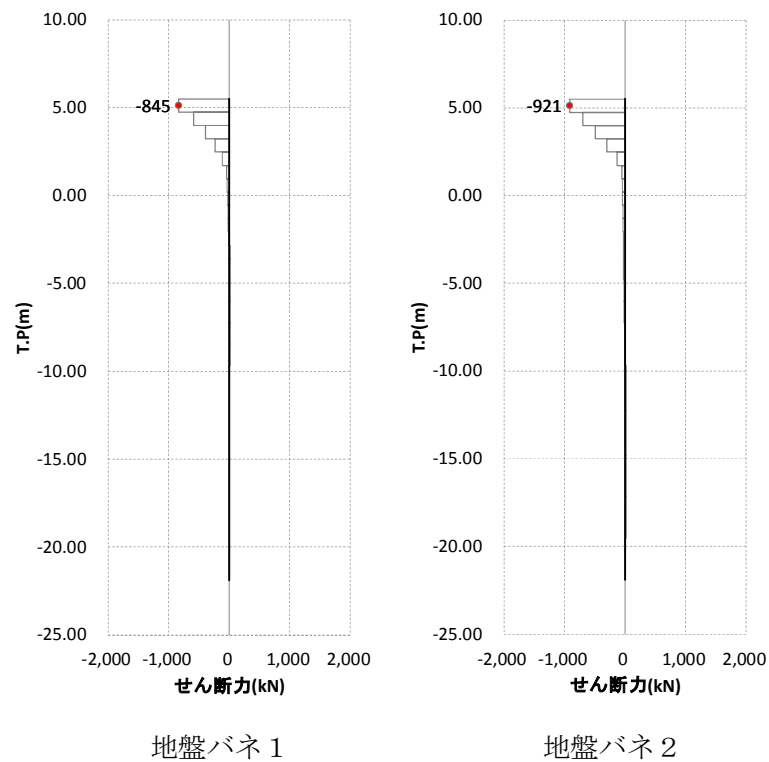
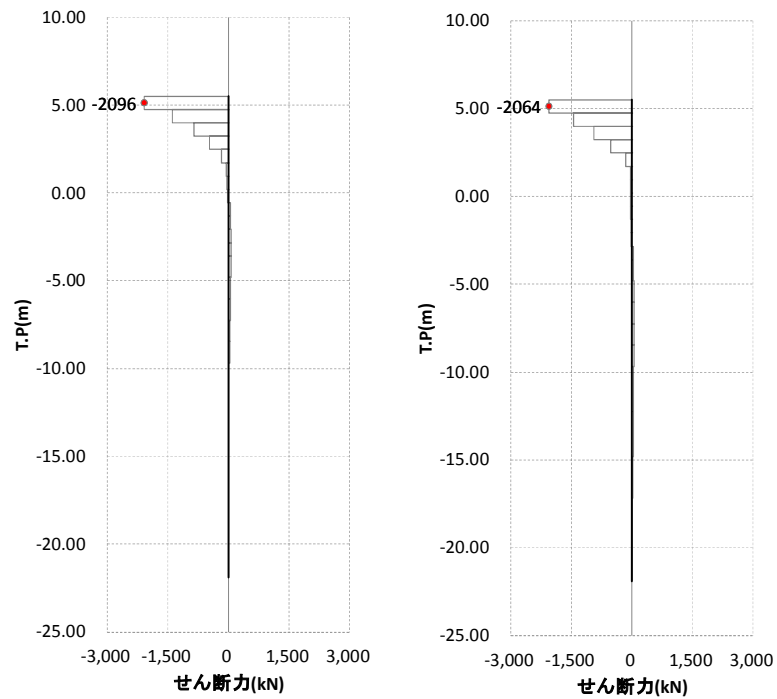


図 4.1.1-6 断面力図 杭 4 (A-A 断面：基準津波時)

表 4.1.1-4 せん断力に対する照査（基準津波時）

| | 杭番号 | せん断力 (kN) | 発生せん断 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | 845 | 7 | 217.5 | 0.04 |
| 地盤バネ 2 | 4 | 921 | 8 | 217.5 | 0.04 |



地盤バネ 1

地盤バネ 2

図 4. 1. 1－7 断面力図 杭 4（A－A断面：敷地に遡上する津波時）

表 4. 1. 1－5 せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | 杭番号 | せん断力 (kN) | 発生せん断 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | 2096 | 16 | 246.5 | 0.07 |
| 地盤バネ 2 | 4 | 2064 | 16 | 246.5 | 0.07 |

4.1.2 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.1.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.1.2-1～表 4.1.2-3 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-1 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | かぶり (m) | 断面有効高さ (m) | 主筋 | 主筋断面積 (mm ²) |
|-----|-----------------------|---------------|-------------------|-----------------------------|
| 壁部 | 堤外側 0.15 堤内側 0.157 | 4.65～7.35 | D38-22 本 (4 段) | 堤外側 100320 堤内側 95610※ |
| 底版部 | 0.15 | 3.45 | D38-92 本 (4 段) | 419520 |

A-A断面壁部は高さによって部材の高さが変化するため、堤内側の軸方向鉄筋の断面積を、部材の有効高さの変化を考慮した有効断面積として照査を行った。

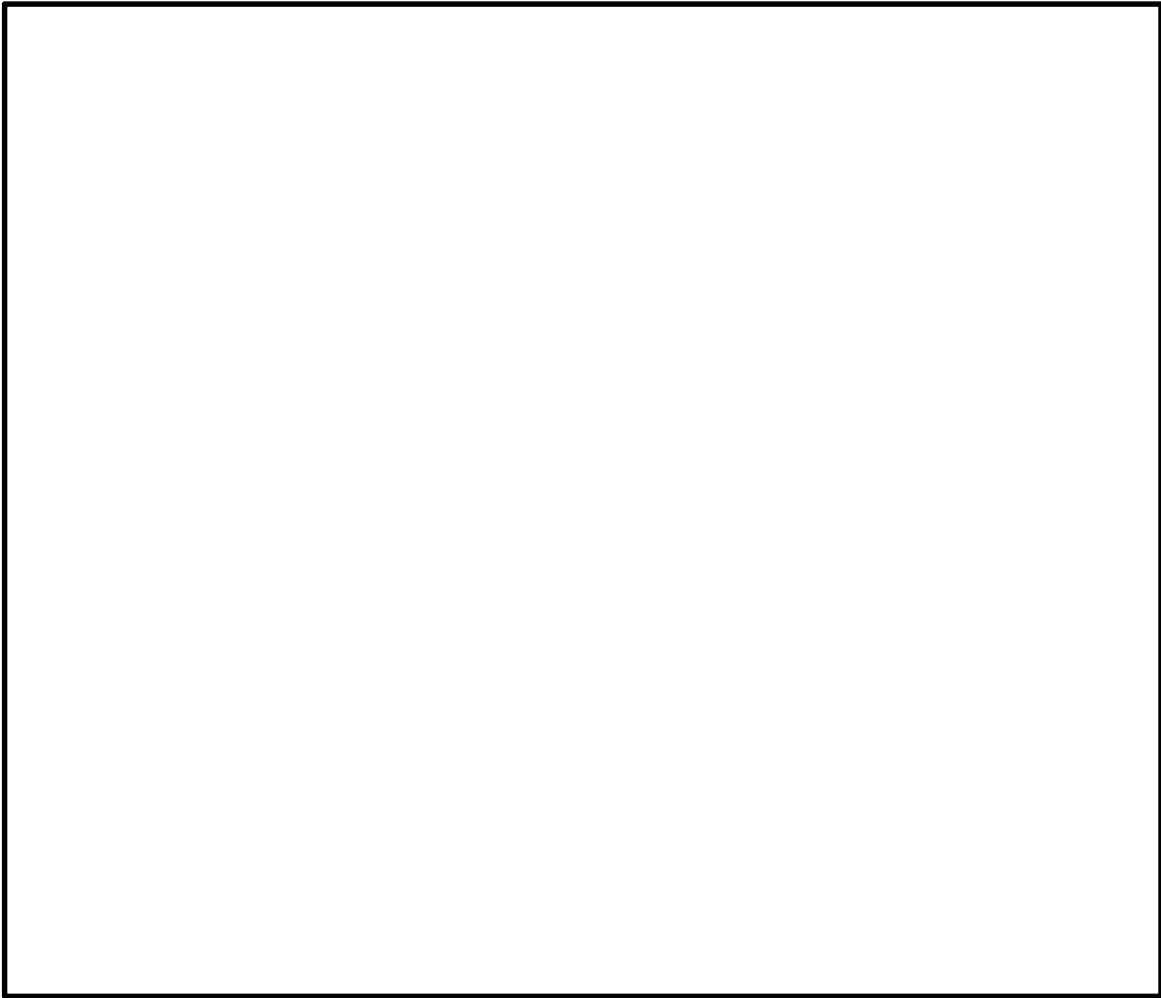


図 4.1.2-1 概略配筋図（A-A断面）

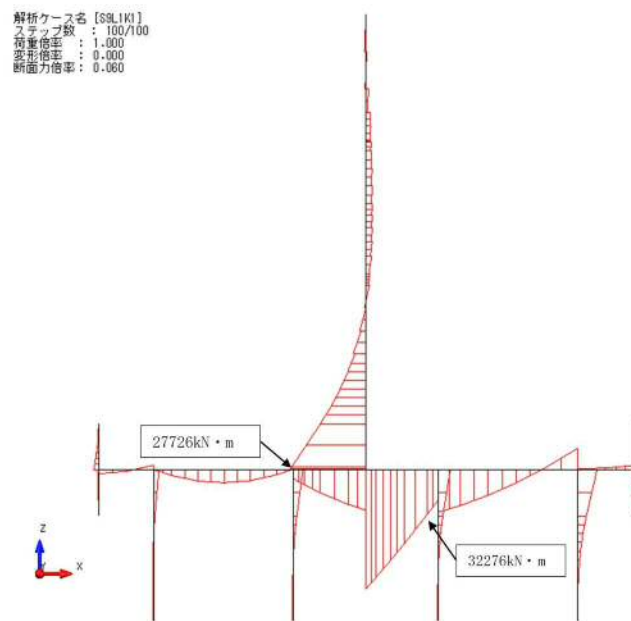


図 4.1.2-2 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

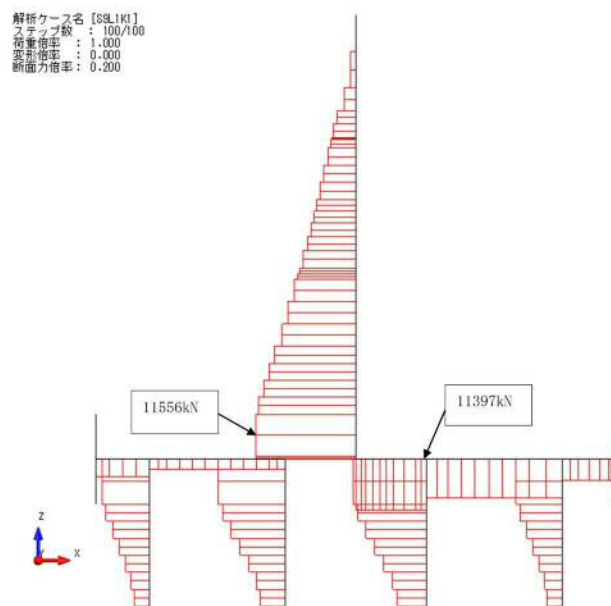


図 4.1.2-3 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

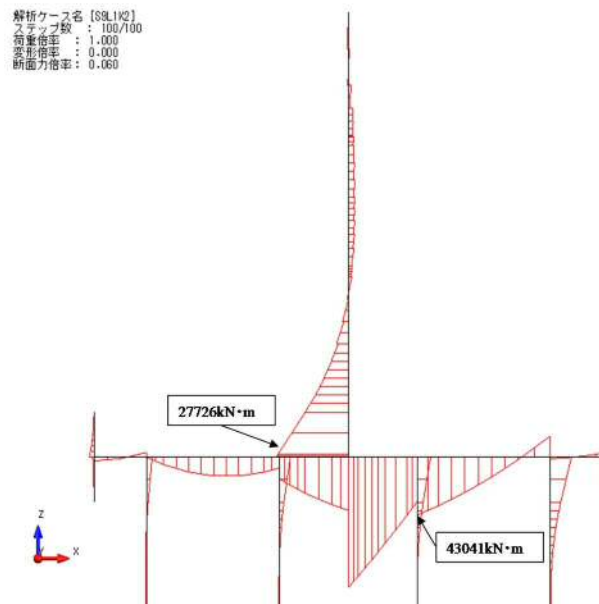


図 4.1.2-4 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

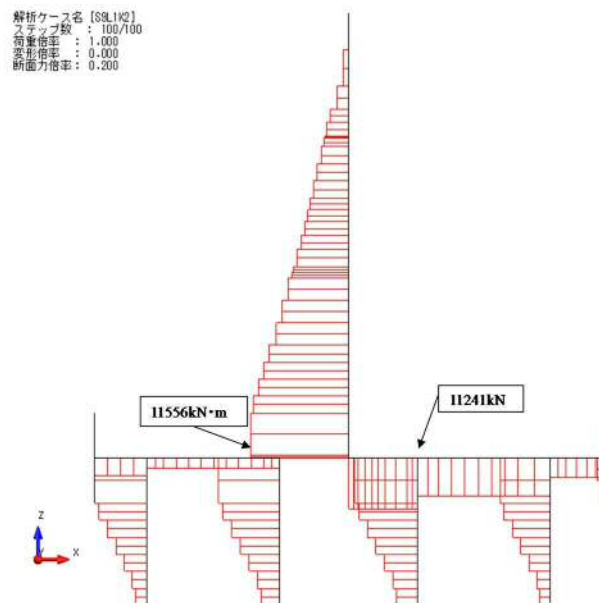


図 4.1.2-5 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ2)

表 4.1.2-2 曲げ圧縮応力に対する照査（基準津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 地盤 バネ1 | 壁部 | -27726 | 11556 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底板部 | 32276 | 11397 | 2 | 21 | 0.10 |
| 地盤 バネ2 | 壁部 | -27726 | 11556 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底板部 | 43041 | 11241 | 2 | 21 | 0.10 |

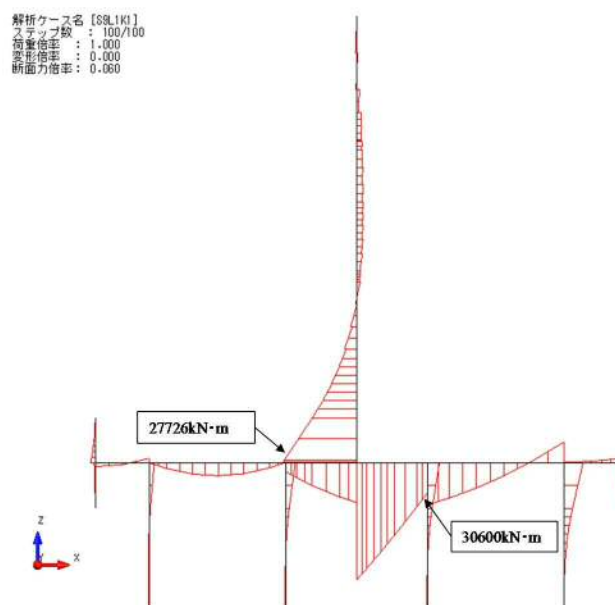


図 4.1.2-6 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

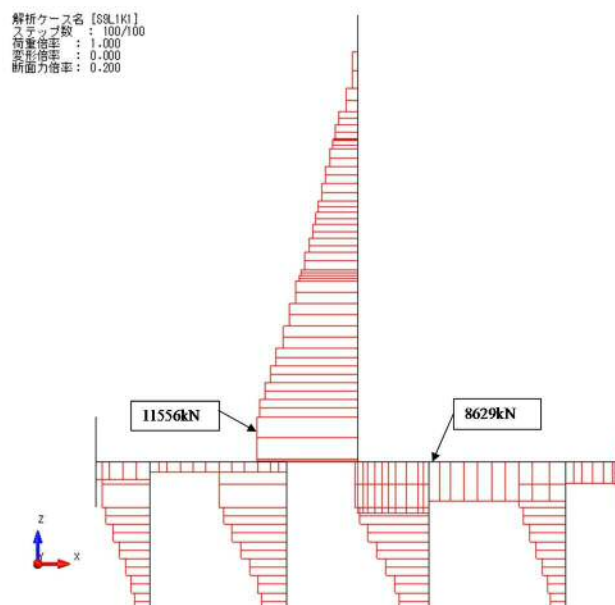


図 4.1.2-7 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ1)

解析ケース名 [S&L142]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変位倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

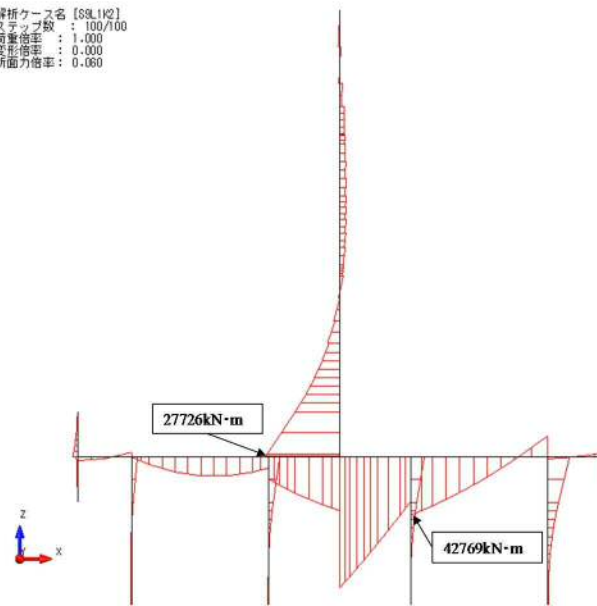


図 4.1.2-8 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 2)

解析ケース名 [S&L142]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変位倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.000

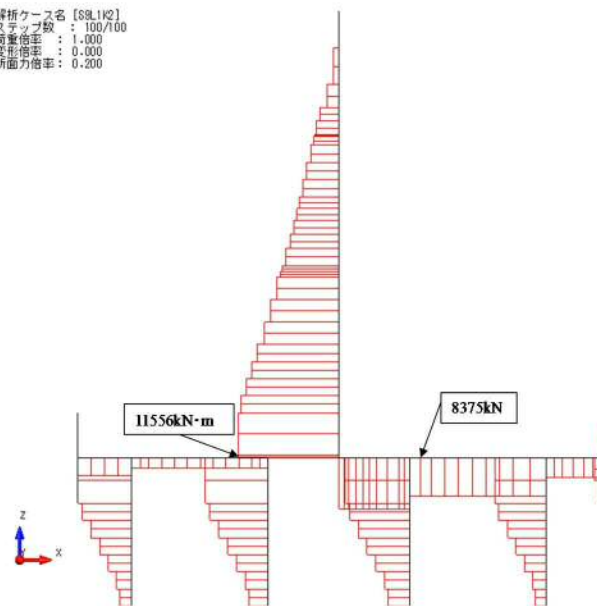


図 4.1.2-9 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 2)

表 4.1.2-3 曲げ引張応力に対する照査（基準津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|------------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 地盤 バネ 1 | 壁部 | -27726 | 11556 | 7 | 435 | 0.02 |
| | 底版部 | 30600 | 8629 | 19 | 435 | 0.05 |
| 地盤 バネ 2 | 壁部 | -27726 | 11556 | 7 | 435 | 0.02 |
| | 底版部 | 42769 | 8375 | 30 | 435 | 0.07 |

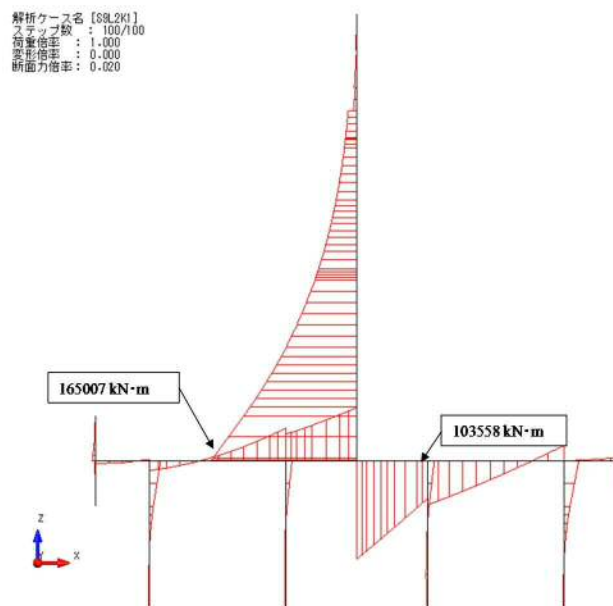


図 4.1.2-10 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面 : 敷地に遡上する津波時, 地盤バネ 1)

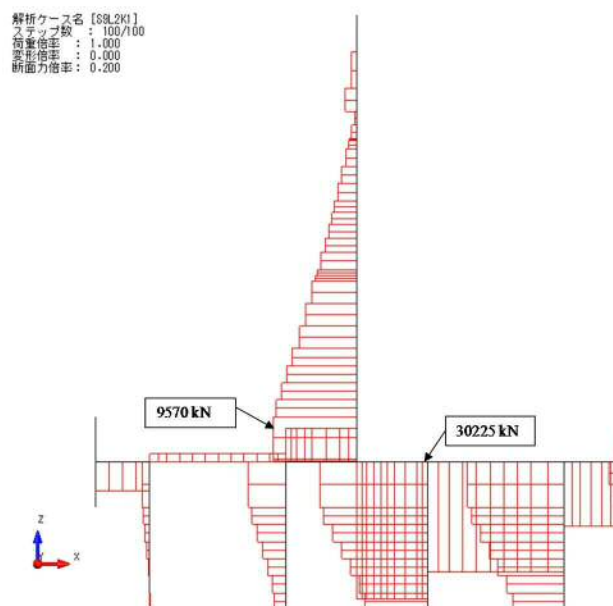


図 4.1.2-11 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面 : 敷地に遡上する津波時, 地盤バネ 1)

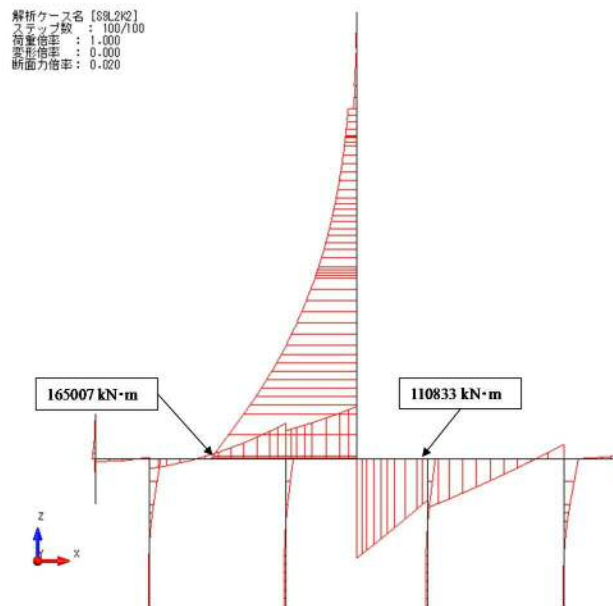


図 4.1.2-12 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ2)

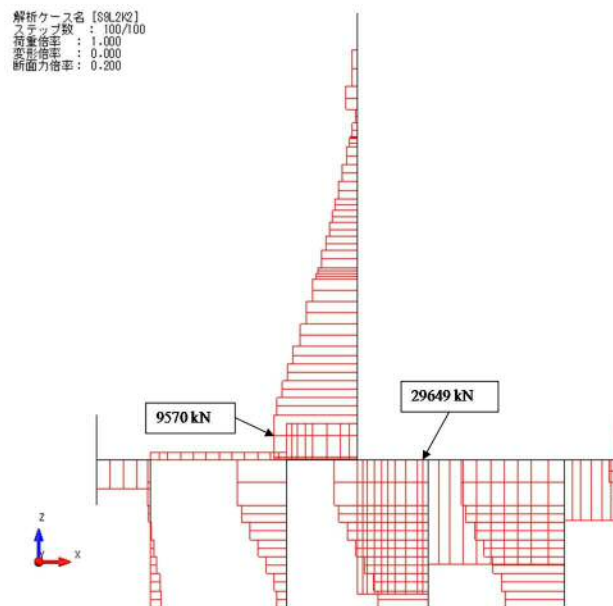


図 4.1.2-13 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ2)

表 4.1.2-4 曲げ圧縮応力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 地盤 バネ1 | 壁部 | -165007 | 9570 | 7 | 28 | 0.25 |
| | 底板部 | 103558 | 30225 | 4 | 28 | 0.15 |
| 地盤 バネ2 | 壁部 | -165007 | 9570 | 7 | 28 | 0.25 |
| | 底板部 | 110833 | 29649 | 4 | 28 | 0.15 |

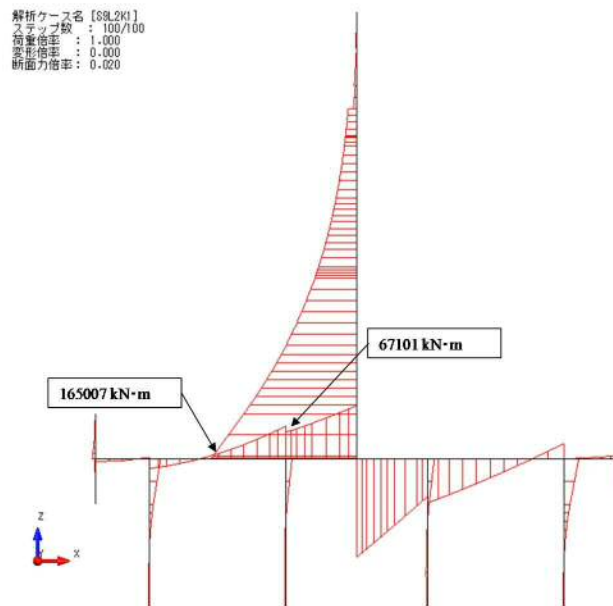


図 4.1.2-14 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ1)

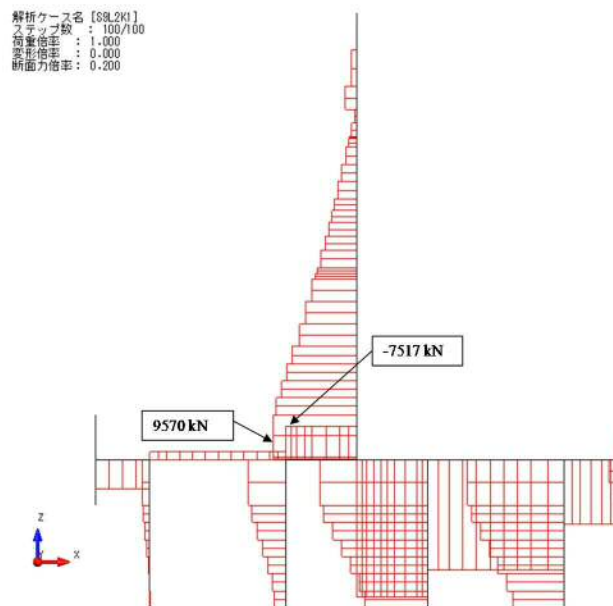


図 4.1.2-15 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ1)

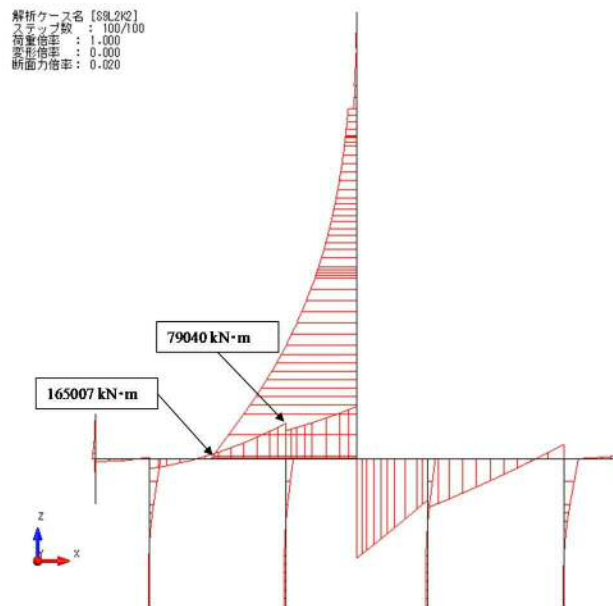


図 4.1.2-16 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: 敷地に遡上する津波時, 地盤バネ2)

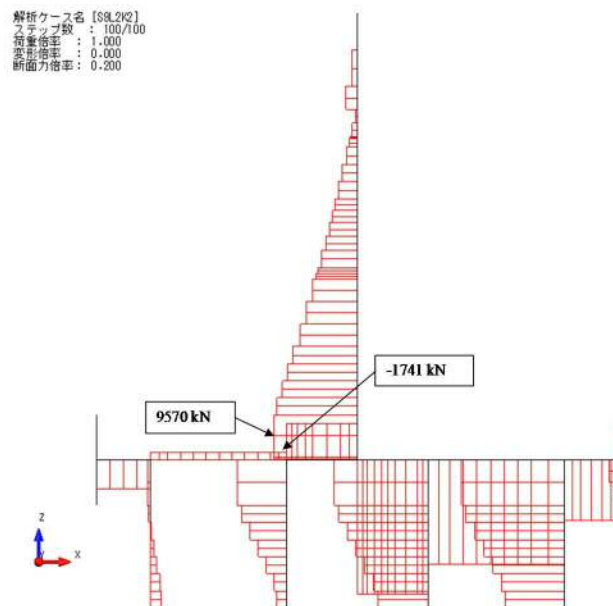


図 4.1.2-17 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面: 敷地に遡上する津波時, 地盤バネ2)

表 4.1.2-5 曲げ引張応力に対する照査 (敷地に遡上する津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 地盤 バネ1 | 壁部 | -165007 | 9570 | 218 | 478.5 | 0.46 |
| | 底板部 | 67101 | -7517 | 71 | 478.5 | 0.15 |
| 地盤 バネ2 | 壁部 | -165007 | 9570 | 218 | 478.5 | 0.46 |
| | 底板部 | 79040 | -1741 | 75 | 478.5 | 0.16 |

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.1.2-1 及び表 4.1.2-6 に、せん断力に対する照査結果を表 4.1.2-7 及び表 4.1.2-8 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.1.2-6 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | 斜め引張鉄筋 | 区間 s (m) | 区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²) |
|-----|----------|----------|---------------------------------------|
| 壁部 | D19-8 本 | 0.3 | 2292.0 |
| 底版部 | D25-45 本 | 0.3 | 22801.5 |



図 4.1.2-18 概略せん断補強筋配置図 (A-A 断面)

A－A断面における斜め引張鉄筋を考慮した許容せん断力を以下に計算する。

$$V_a = V_c + V_s$$

$$V_c = \frac{1}{2} \tau_{al} b_w j d$$

$$V_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sa} \cdot j \cdot d}{s}$$

ここで

V_a : 許容せん断力

V_c : コンクリートの許容せん断力

V_s : 斜め引張鉄筋の許容せん断力

τ_{al} : 斜め引張鉄筋を考慮しない場合の許容せん断応力度

b_w : 断面幅

j : 1/1.15

d : 有効高さ

A_w : 斜め引張鉄筋断面積

σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度

s : 斜め引張鉄筋間隔

・基準津波時

壁部 : $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 8538.75$

$V_s = 2292 \times 300/1.15 \times 6.9/0.3/1000 = 13752.00$

$V_a = 8538.75 + 13752.00 = 22290.75$

※柱1本あたり

底版部

: $V_c = 1/2 \times 0.825/1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 15065.21$

$V_s = 22801.5 \times 300/1.15 \times 3.0/0.3/1000 = 59482.17$

$V_a = 15065.21 + 59482.17 = 74547.38$

解析ケース名 [SQLK1]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

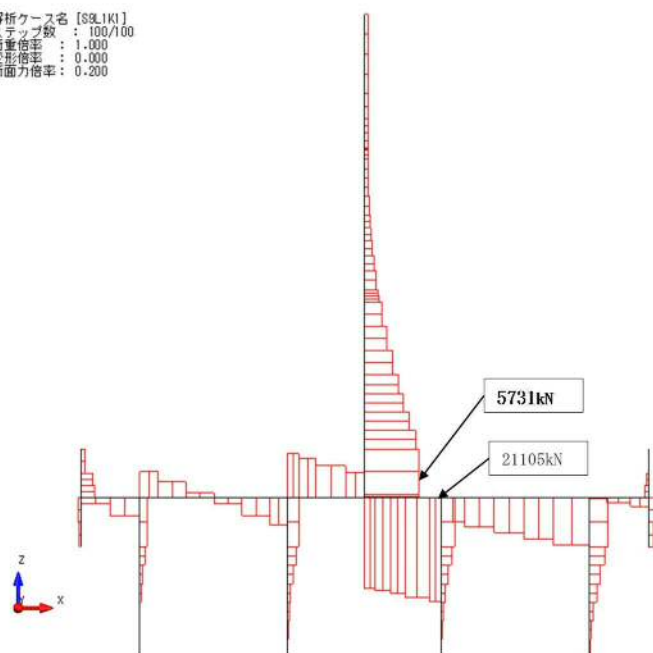


図 4.1.2-19 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 1)

解析ケース名 [SQLK2]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

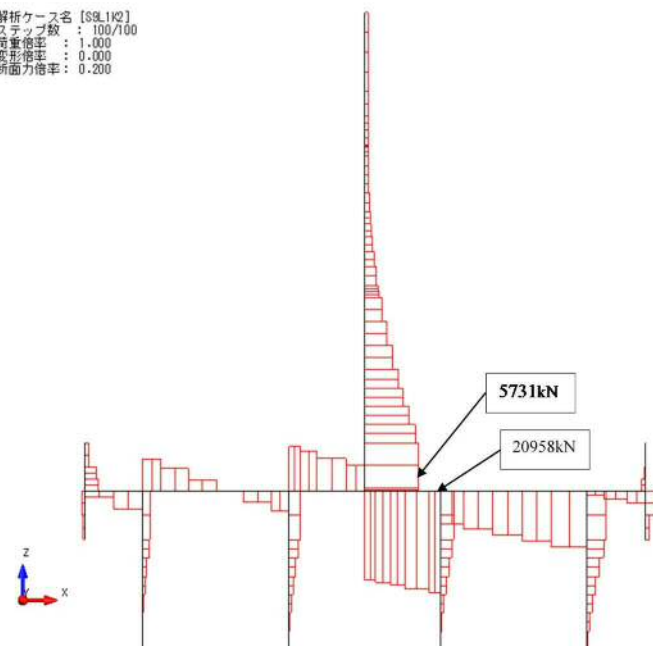


図 4.1.2-20 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 2)

表 4.1.2-7 セン断力に対する照査 (基準津波時)

| | | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|--------|-----|--------------|----------------|------|
| 地盤バネ 1 | 壁部 | 5731 | 22290 | 0.26 |
| | 底版部 | 21105 | 74547 | 0.29 |
| 地盤バネ 2 | 壁部 | 5731 | 22290 | 0.26 |
| | 底版部 | 20958 | 74547 | 0.29 |

・敷地に遡上する津波時

$$\text{壁部} : V_c = 1/2 \times 1.1/1.15 \times 6.9 \times 3.45 \times 1000 = 11385.00$$

$$V_s = 2292 \times 330/1.15 \times 6.9/0.3/1000 = 15127.20$$

$$V_a = 11385.00 + 15127.20 = 26512.20$$

※柱 1 本あたり

底板部

$$: V_c = 1/2 \times 1.1/1.15 \times 3.0 \times 14 \times 1000 = 20086.95$$

$$V_s = 22801.5 \times 330/1.15 \times 3.0/0.3/1000 = 65430.39$$

$$V_a = 20086.95 + 65430.39 = 85517.3$$

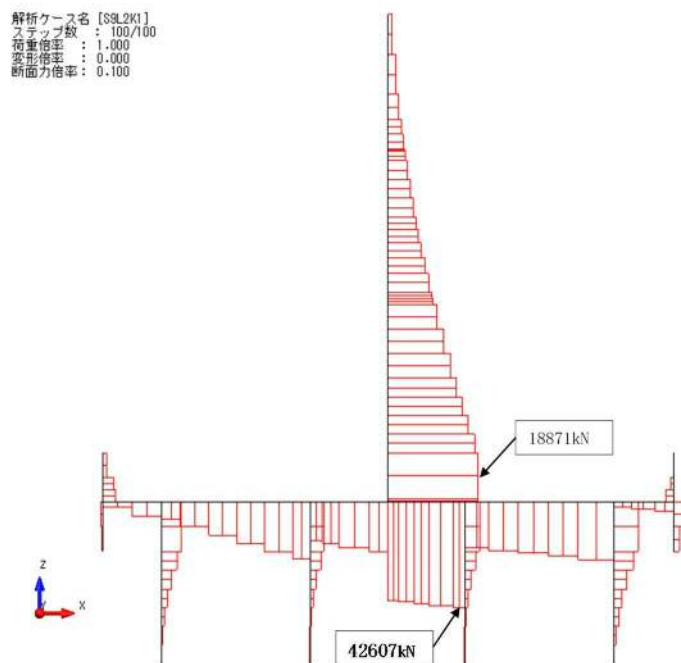


図 4.1.2-21 断面力図（A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 1）

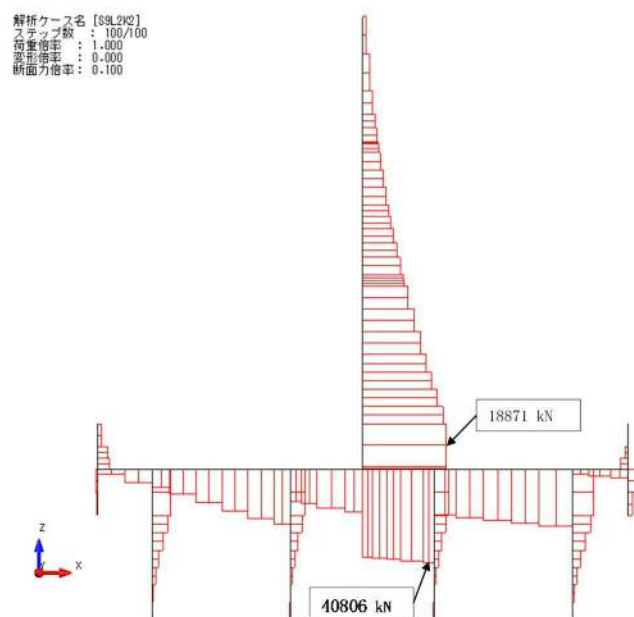


図 4. 1. 2－22 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 2）

表 4. 1. 2－8 せん断力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|--------|-----|--------------|----------------|-------|
| 地盤バネ 1 | 壁部 | 18871 | 26512 | 0. 72 |
| | 底版部 | 42608 | 85517 | 0. 50 |
| 地盤バネ 2 | 壁部 | 18871 | 26512 | 0. 72 |
| | 底版部 | 40806 | 85517 | 0. 48 |

4.1.3 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.1.3-1 及び表 4.1.3-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

津波時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.1.3-1 津波時相対変位量（天端）

| | | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\delta z(m)$ | 最大合成変位量 (m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$ | 許容限界 (m) |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|--|----------|
| 地震時 最終変位 | 防潮扉 2 基礎 | 0.008 | 0.049 | 0.009 | | |
| | 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮堤 | 0.113 | 0.109 | 0.032 | | |
| | 津波時増分（敷地に遡上する津波） | 0.182 | 0.182 | 0.001 | | |
| 合計 | | 0.303 | 0.340 | 0.042 | 0.458 | 1.5 |

表 4.1.3-2 津波時相対変位量（地表面）

| | | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\delta z(m)$ | 最大合成変位量 (m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$ | 許容限界 (m) |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|--|----------|
| 地震時 最終変位 | 防潮扉 2 基礎 | 0.008 | 0.049 | 0.009 | | |
| | 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮堤 | 0.113 | 0.109 | 0.032 | | |
| | 津波時増分（敷地に遡上する津波） | 0.002 | 0.002 | 0.003 | | |
| 合計 | | 0.123 | 0.160 | 0.044 | 0.207 | 1.5 |

4.2 重畳時

4.2.1 1次元有効応力解析結果

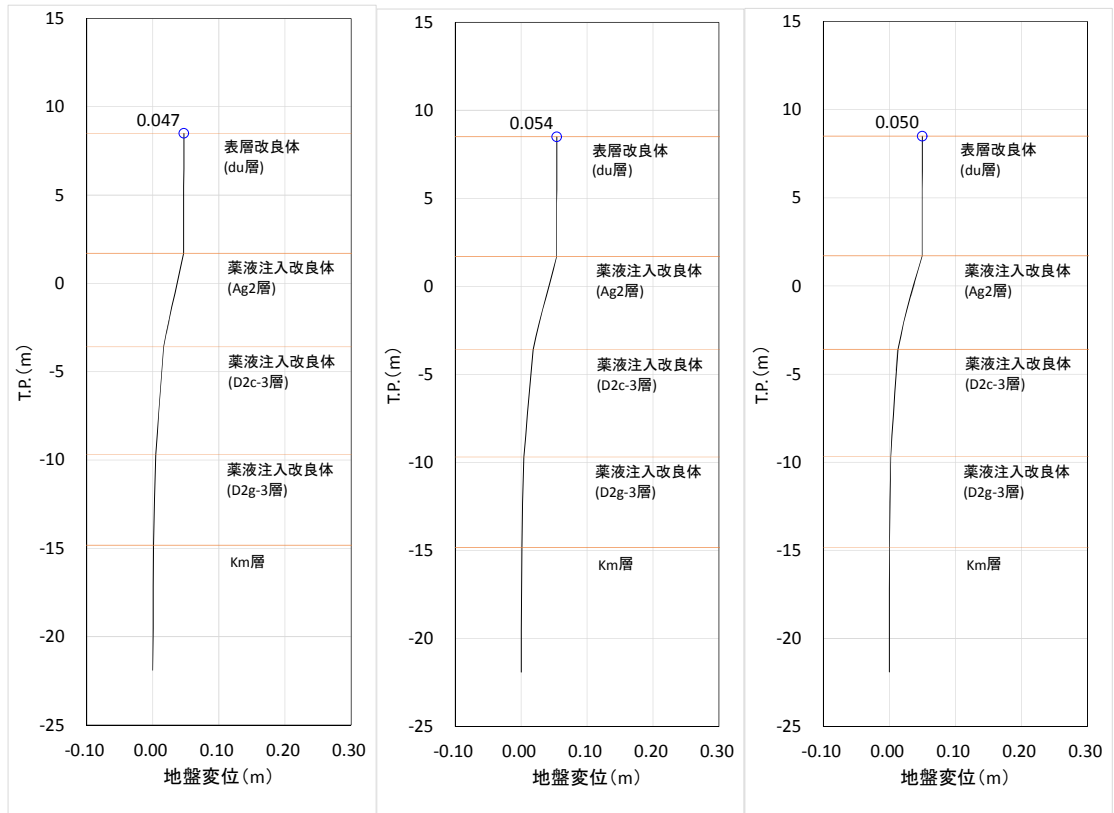
A－A断面における1次元有効応力解析結果から地表面最大水平加速度，地表面最大変位，最大せん断ひずみをまとめたものを表4.2.1－1に示す。防潮扉2基礎の直下は地盤改良を実施し液状化検討対象層がなくなるため，1次元有効応力解析による④～⑥ケースは対象外となる。

表4.2.1－1 1次元有効応力解析結果（A－A断面）

| 検討ケース | ① 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース（基本ケース） | ② 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース | ③ 地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース | ④ 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース | ⑤ 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース | ⑥ 地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース |
|------------------------------------|-------------------------------------|--|--|--------------------------------|-------------------------------|--|
| 地表面最大水平加速度 (cm/s ²) | 229.2 | 228.4 | 228.9 | — | — | — |
| 地表面最大変位 (cm) | 4.69 | 3.99 | 5.39 | — | — | — |
| 最大せん断ひずみ | 6.51×10^{-3} | 5.24×10^{-3} | 7.92×10^{-3} | — | — | — |

表4.2.1－1より，地盤バネ3は地表面最大加速度が発生する①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース，地盤バネ4は地表面最大変位が発生する③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース，地盤バネ5は最大せん断ひずみが発生する③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケースに基づき設定する。それぞれ，地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼管杭に与える地盤変位は，それぞれ地表面最大加速度発生時刻，地表面最大変位発生時刻，最大せん断ひずみ発生時刻，地盤変位を与える。各地盤バネケースでの地盤変位分布及びその比較を図4.2.1－1及び図4.2.1－2に，水平方向地盤反力係数，水平方向地盤反力上限値及びその比較を図4.2.1－3～図4.2.1－6に示す。



地盤バネ 3

地盤バネ 4

地盤バネ 5

図 4. 2. 1－1 地盤バネケースの地盤変位分布図（A－A断面）

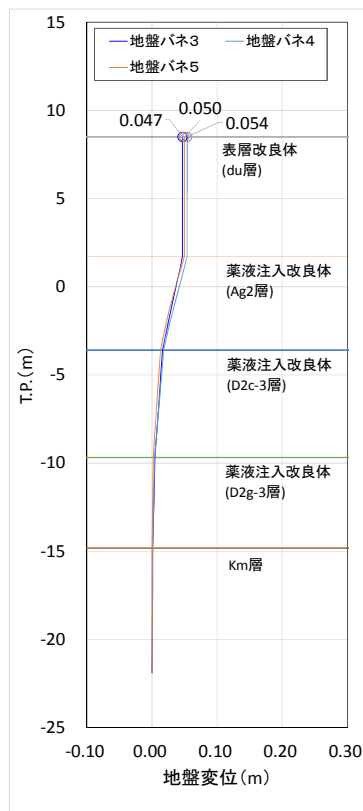


図 4. 2. 1－2 地盤バネケースの地盤変位比較図（A－A断面）

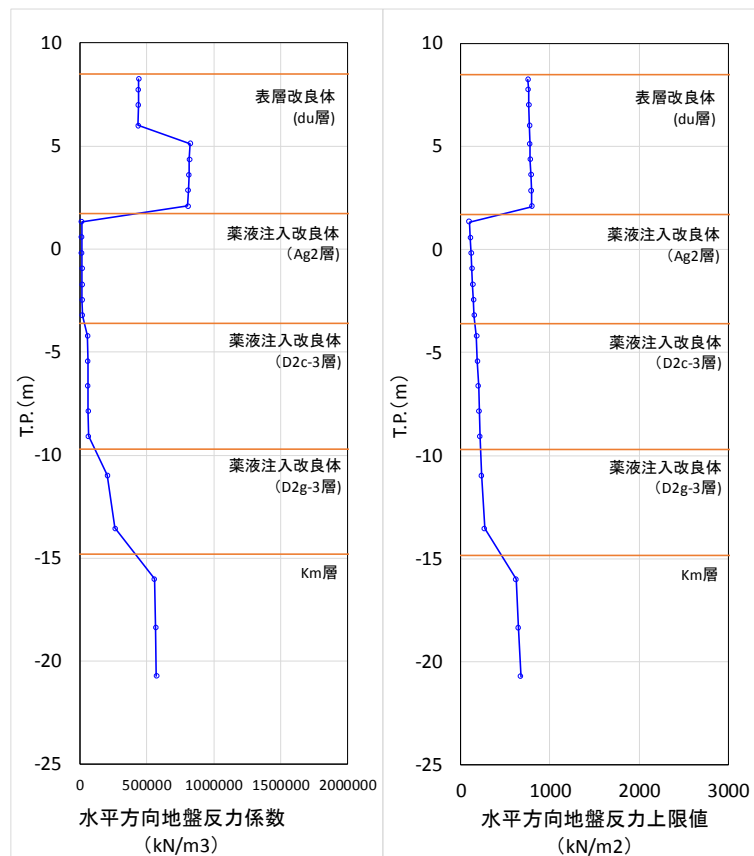


図 4. 2. 1－3 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（A－A断面：地盤パネ 3）

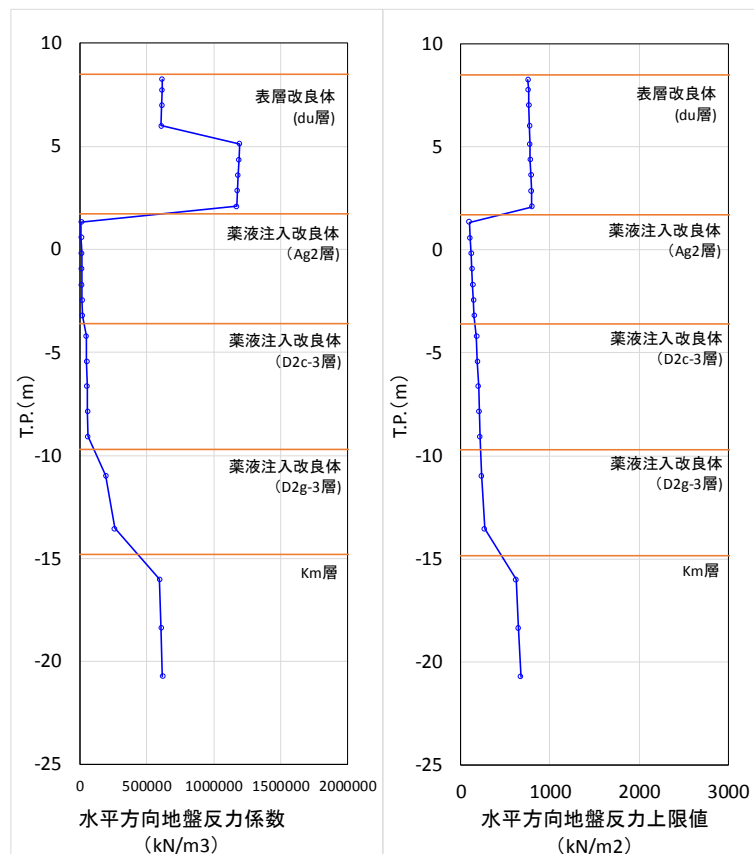


図 4. 2. 1－4 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（A－A断面：地盤パネ 4）

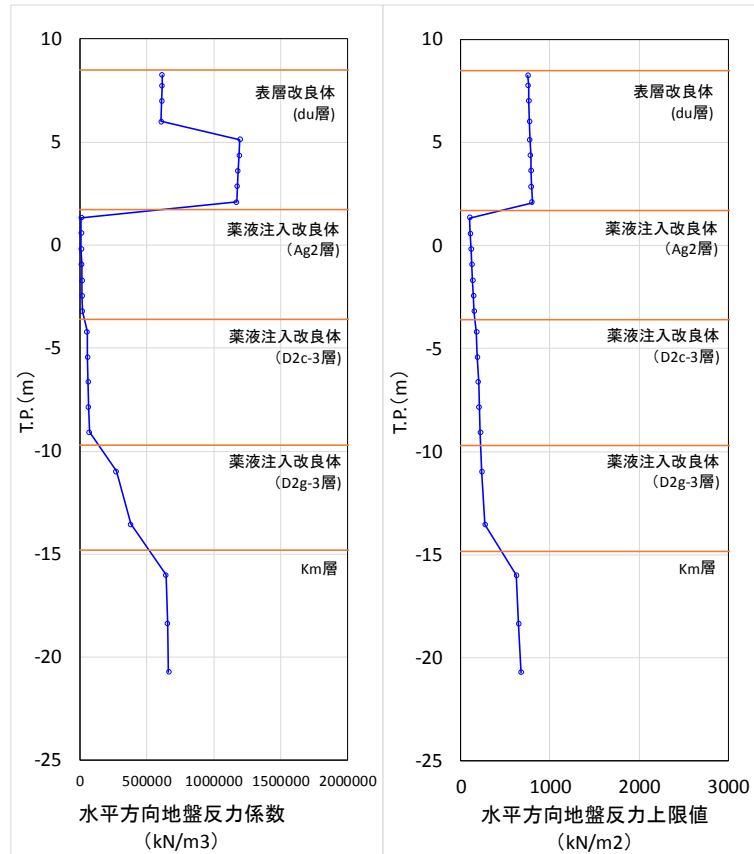


図 4. 2. 1－5 水平方向地盤反力係数及び反力上限値（A－A断面：地盤バネ5）

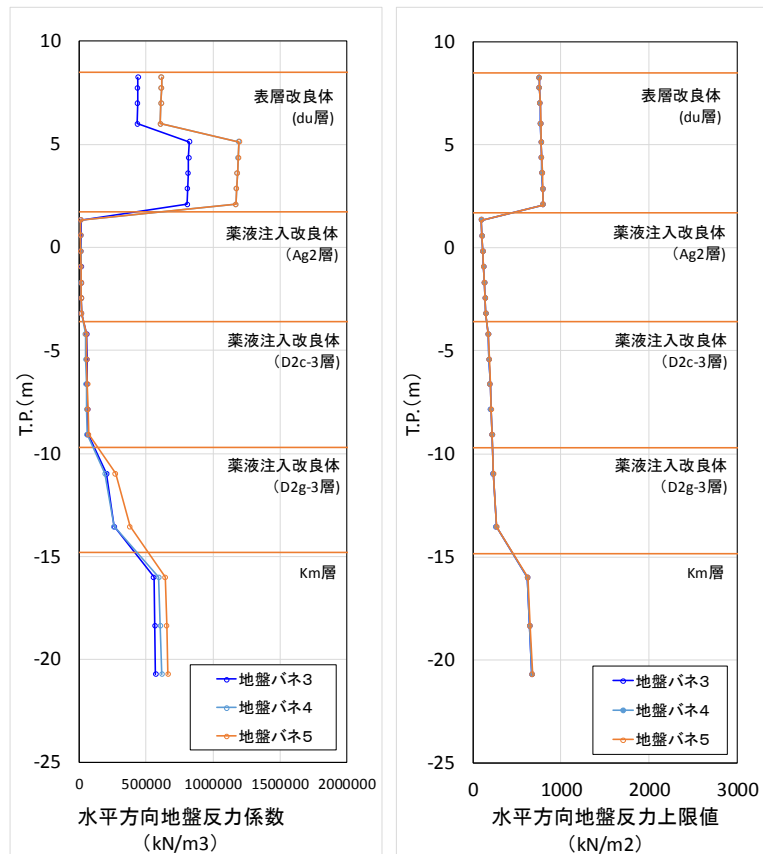


図 4. 2. 1－6 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の比較（A－A断面）

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる慣性力は、上記の地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地表面最大加速度から余震時の設計震度を求め、構造物全体に適用する。各地盤ケースでの設計震度を表 4.2.1-2 に示す。

表 4.2.1-2 各地盤ケースでの余震時の設計震度（A-A断面）

| | 水平震度 | 鉛直震度 |
|--------|-----------------------------------|----------------------------------|
| 地盤バネ 3 | 0.240 (229.20 cm/s ²) | 0.050 (43.89 cm/s ²) |
| 地盤バネ 4 | 0.240 (228.90 cm/s ²) | 0.030 (24.36 cm/s ²) |
| 地盤バネ 5 | 0.230 (222.50 cm/s ²) | 0.060 (53.89 cm/s ²) |

上記の水平震度を用いて、次式により算出した防潮堤天端及び設置地盤標高において算出した余震時の動水圧を表 4.2.1-3 及び表 4.2.1-4 に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、 γ_0 ：水の単位体積重量（kN/m³）

K_h ：水平震度

h ：水深（m）

z ：水面を 0 とし下向きにとった座標（m）

表 4.2.1-3 余震時の動水圧（基準津波時：A-A断面）

| | 防潮堤 天端高 (T.P.) | 入力津波 高さ (T.P.) | 設置地盤 標高 (T.P.) | 防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²) | 設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²) |
|--------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------------|---|
| 地盤バネ 3 | +24.0 | +16.8 | +8.0 | 0.0 | 18.7 |
| 地盤バネ 4 | | | | 0.0 | 18.7 |
| 地盤バネ 5 | | | | 0.0 | 17.9 |

表 4.2.1-4 余震時の動水圧（敷地に遡上する津波時：A-A断面）

| | 防潮堤 天端高 (T.P.) | 入力津波 高さ (T.P.) | 設置地盤 標高 (T.P.) | 防潮堤 天端動水圧 (kN/m ²) | 設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²) |
|--------|----------------------|----------------------|----------------------|--------------------------------------|---|
| 地盤バネ 3 | +24.0 | +24.0 | +8.0 | 0.0 | 33.9 |
| 地盤バネ 4 | | | | 0.0 | 33.9 |
| 地盤バネ 5 | | | | 0.0 | 32.5 |

防潮扉 2 基礎の重畳時の評価結果を示す。

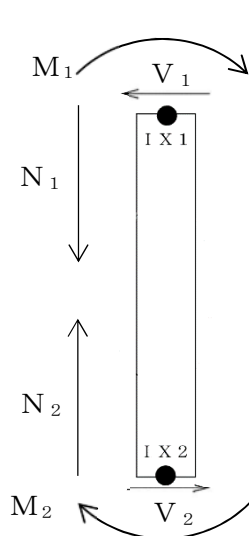
4.2.2 鋼管杭の評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.2-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.2-2 ～表 4.2.2-3 に、断面力図を図 4.2.2-2～図 4.2.2-13 に示す。断面力図は、照査値が最も厳しくなる杭の断面力分布を示したものである。鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、曲げ応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力度は最大となる値を示している。

表 4.2.2-1 鋼管杭 (SM570) 断面諸元

| 断面 | 板厚 (mm) | 断面積 (m^2) | 断面係数 (m^3) |
|-----------|------------|-------------------------|--------------------------|
| 防潮扉 (A-A) | 35 | 0.263 | 0.15995 |



※鋼管杭照査表及び断面力図は
 M_2 の符号を反転させる。

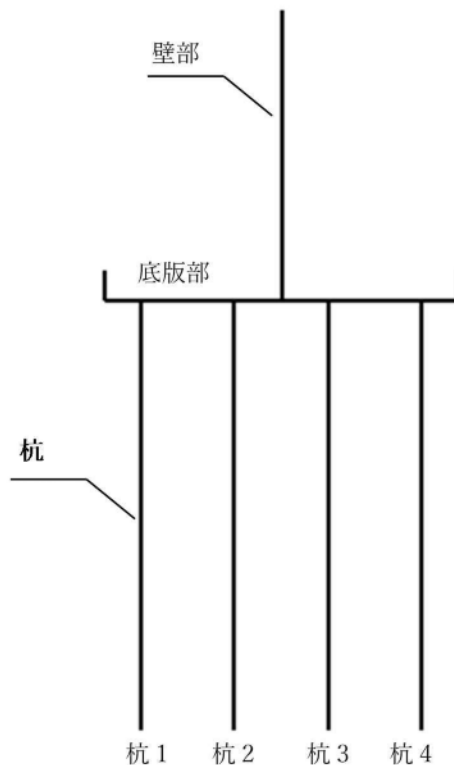


図 4.2.2-1 (1) 断面力符号表

図 4.2.2-1 (2) 防潮扉 2 基礎 杭番号位置図

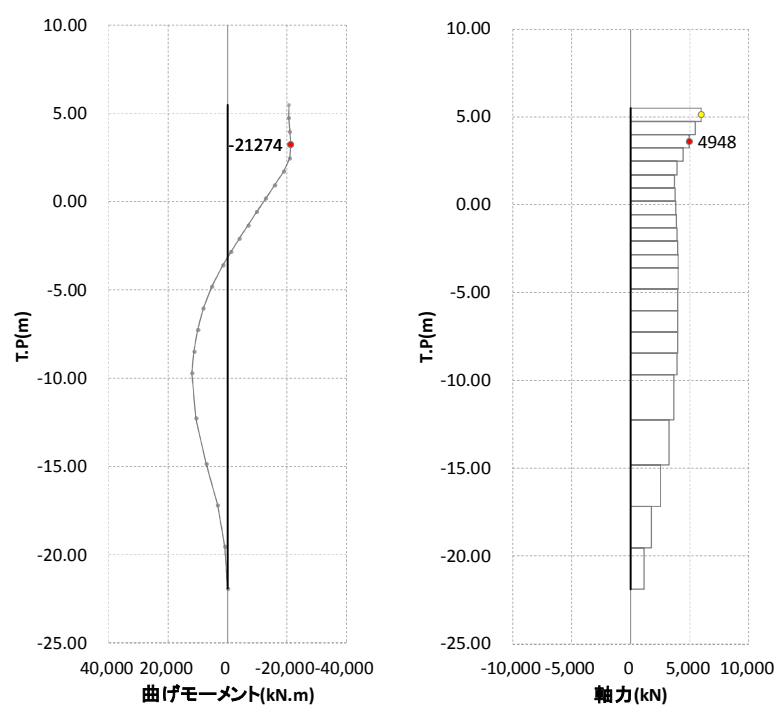


図 4. 2. 2－2 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力上向き)

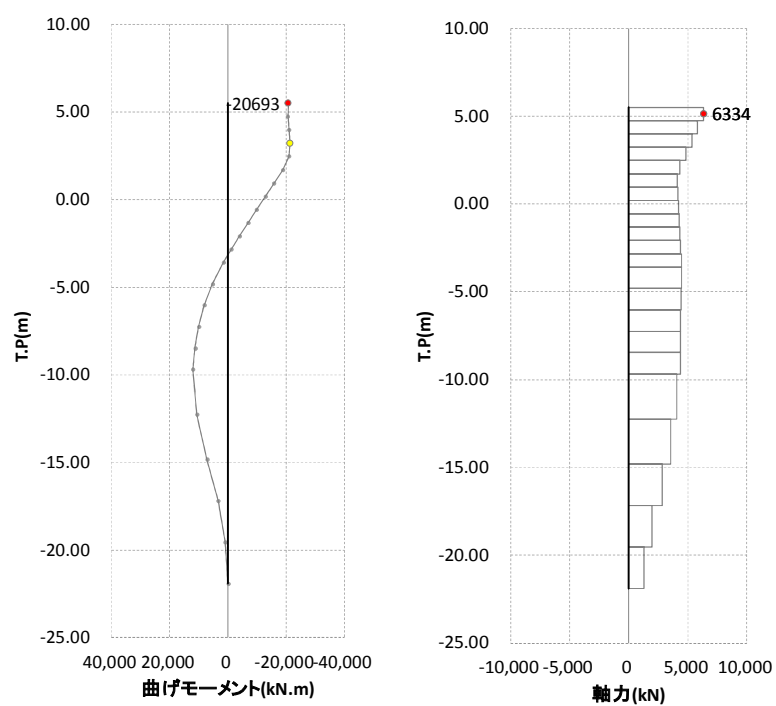


図 4. 2. 2－3 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

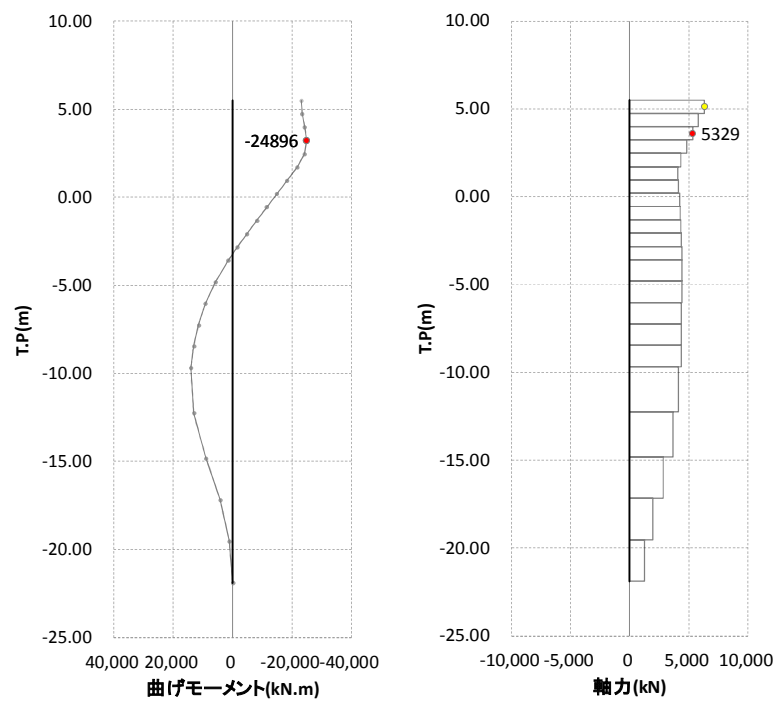


図 4. 2. 2－4 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

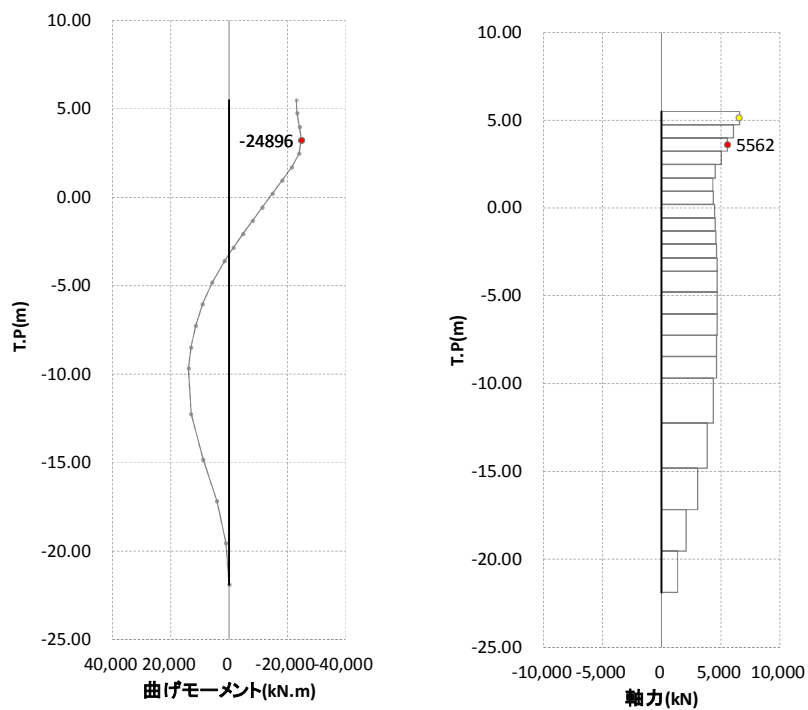


図 4. 2. 2－5 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

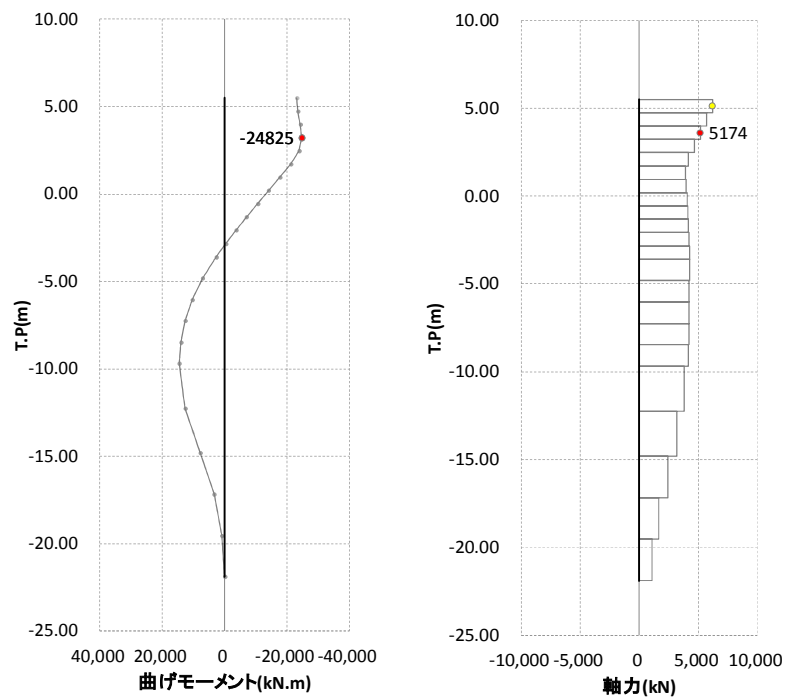


図 4. 2. 2－6 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

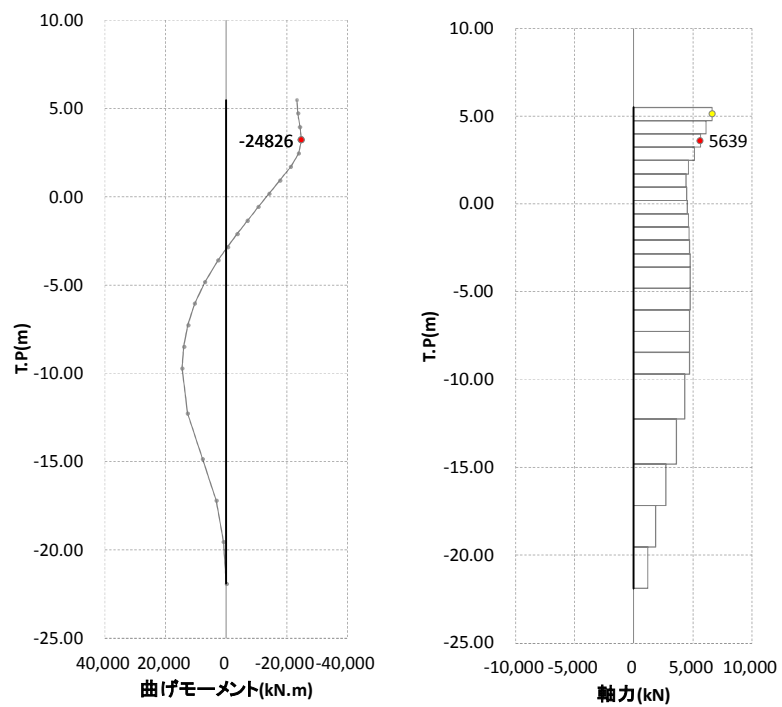


図 4. 2. 2－7 断面力図 杭 4 (A－A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)

表 4.2.2-2 曲げ軸力に対する照査（基準津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----------|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 3 | 上向き | 4 | 21274 | 4948 | 152 | 382.5 | 0.40 |
| | 下向き | 4 | 20693 | 6334 | 154 | 382.5 | 0.41 |
| 地盤バネ 4 | 上向き | 4 | 24896 | 5329 | 176 | 382.5 | 0.47 |
| | 下向き | 4 | 24896 | 5562 | 177 | 382.5 | 0.47 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 4 | 24825 | 5174 | 175 | 382.5 | 0.46 |
| | 下向き | 4 | 24826 | 5639 | 177 | 382.5 | 0.47 |

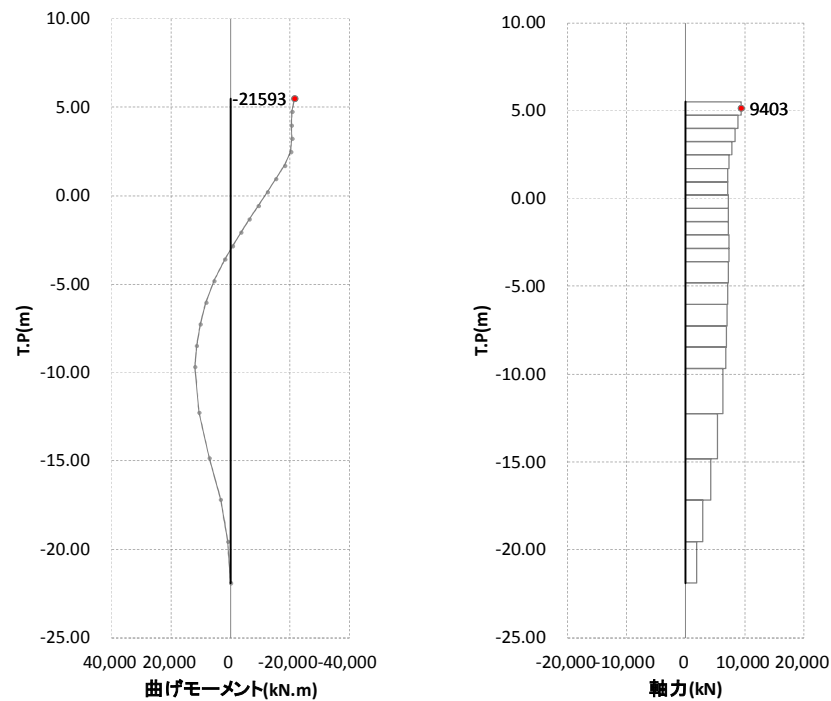


図 4.2.2-8 断面力図 杭 4（A-A 断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，慣性力上向き）

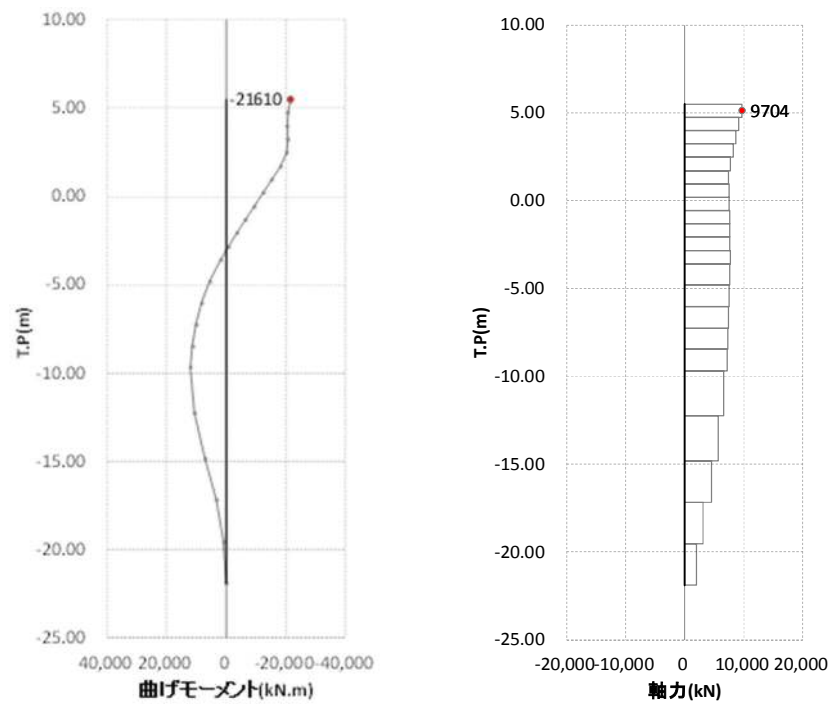


図 4.2.2-9 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

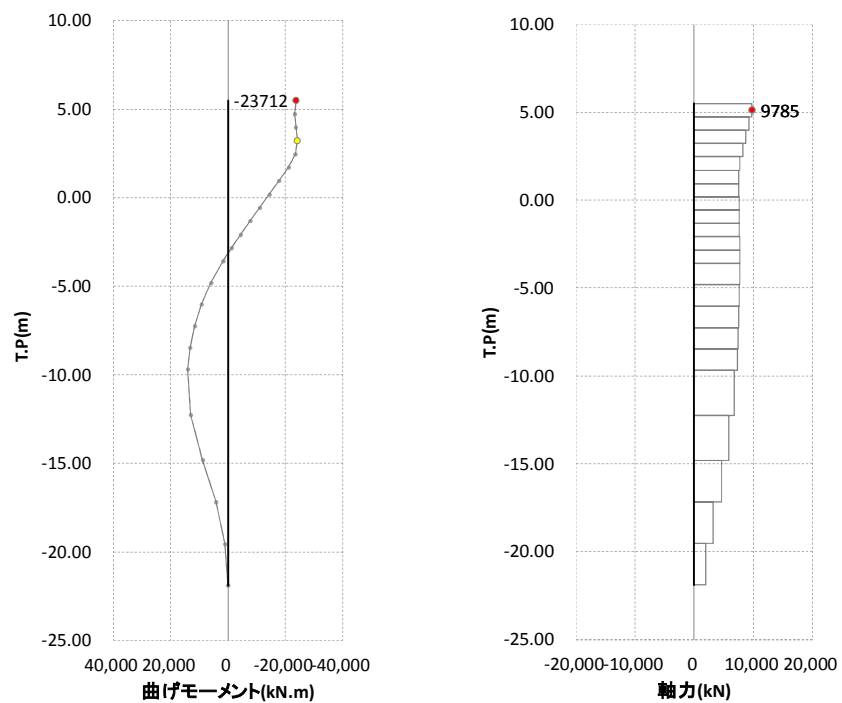


図 4.2.2-10 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

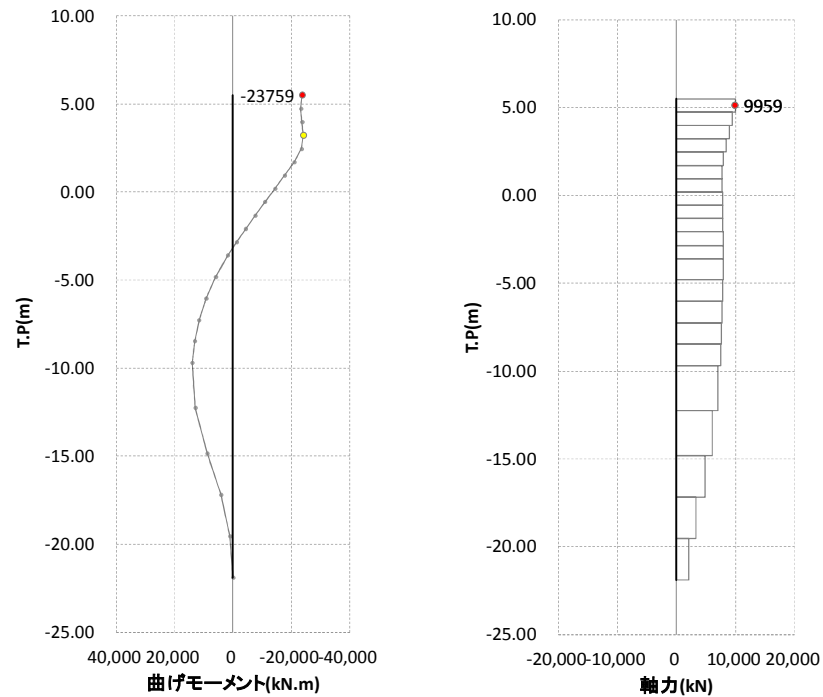


図 4.2.2-11 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

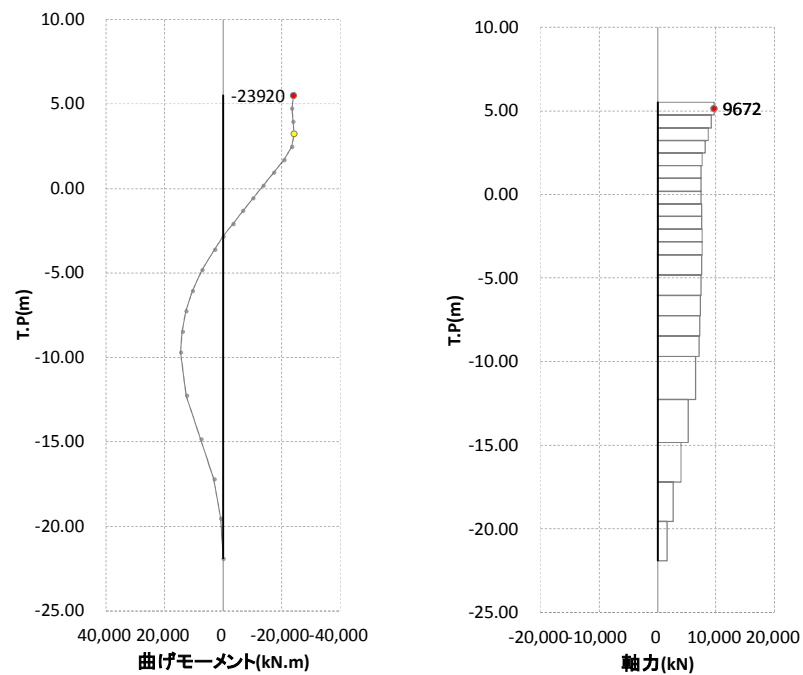


図 4.2.2-12 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

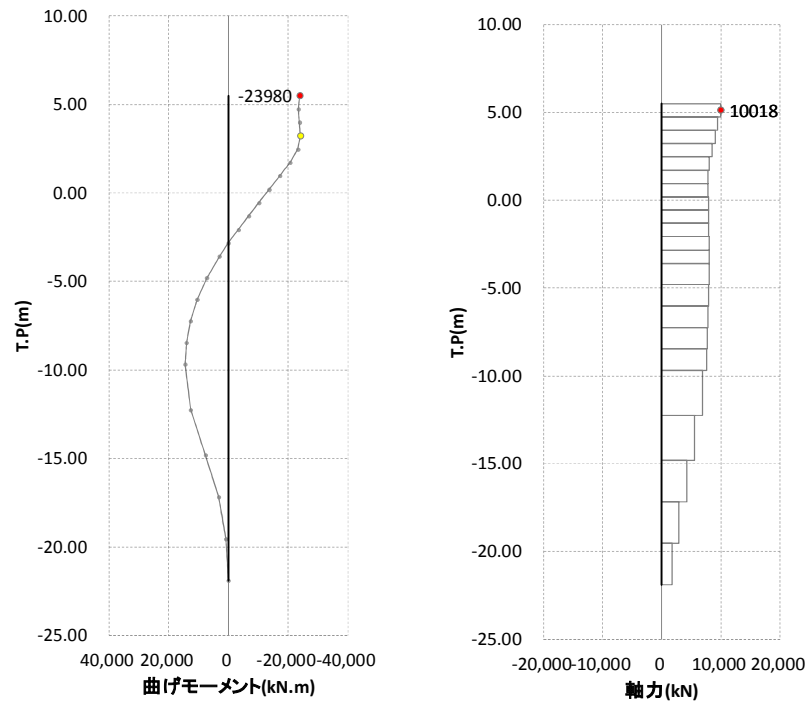


図 4. 2. 2－13 断面力図 杭 4（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き）

表 4. 2. 2－3 曲げ軸力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | 曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) | 軸力 (kN) | 発生曲げ 応力 (N/mm^2) | 短期許容 応力度 (N/mm^2) | 照査値 |
|--------|-----------|-----|---|-----------------------|--|---|------|
| 地盤バネ 3 | 上向き | 4 | 21593 | 9403 | 171 | 433.5 | 0.40 |
| | 下向き | 4 | 21610 | 9704 | 173 | 433.5 | 0.40 |
| 地盤バネ 4 | 上向き | 4 | 23712 | 9785 | 186 | 433.5 | 0.43 |
| | 下向き | 4 | 23759 | 9959 | 187 | 433.5 | 0.44 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 4 | 23920 | 9672 | 187 | 433.5 | 0.44 |
| | 下向き | 4 | 23980 | 10018 | 189 | 433.5 | 0.44 |

(2) セン断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元は前出の表 4.2.2-1 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.2-4～表 4.2.2-5 に示す。

鋼管杭に対して許容応力度法による照査を行った結果、せん断応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各地盤バネに対して最大となる値を示している。

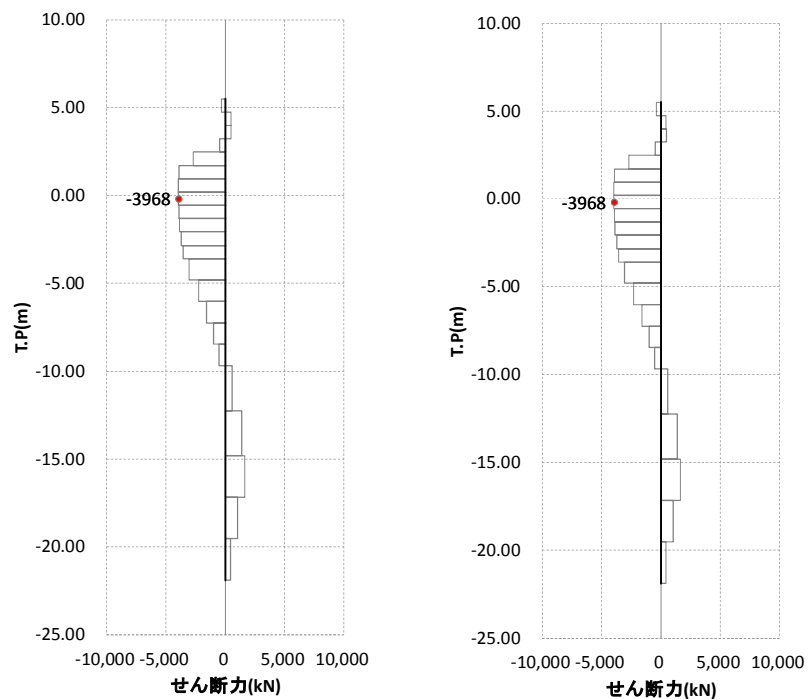


図 4.2.2-14 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3)

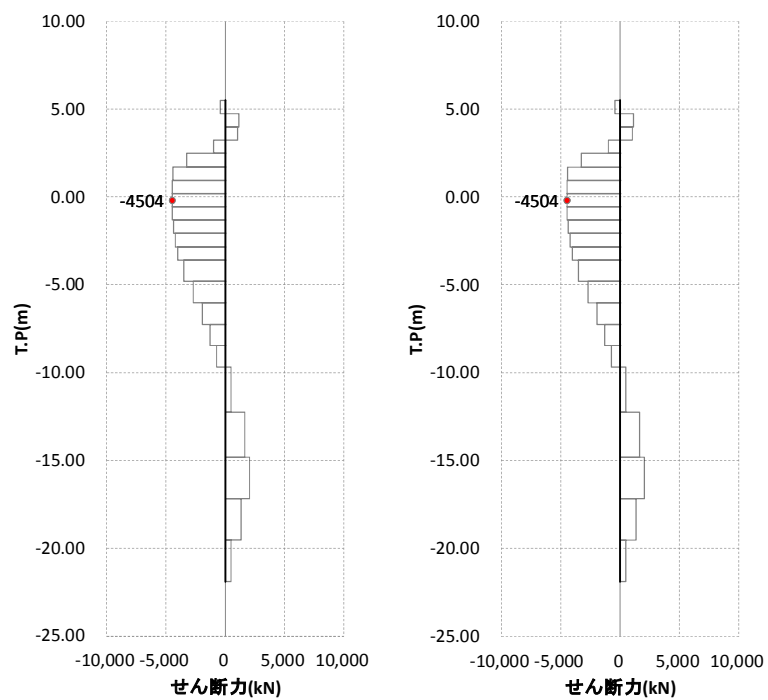


図 4. 2. 2-15 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4)

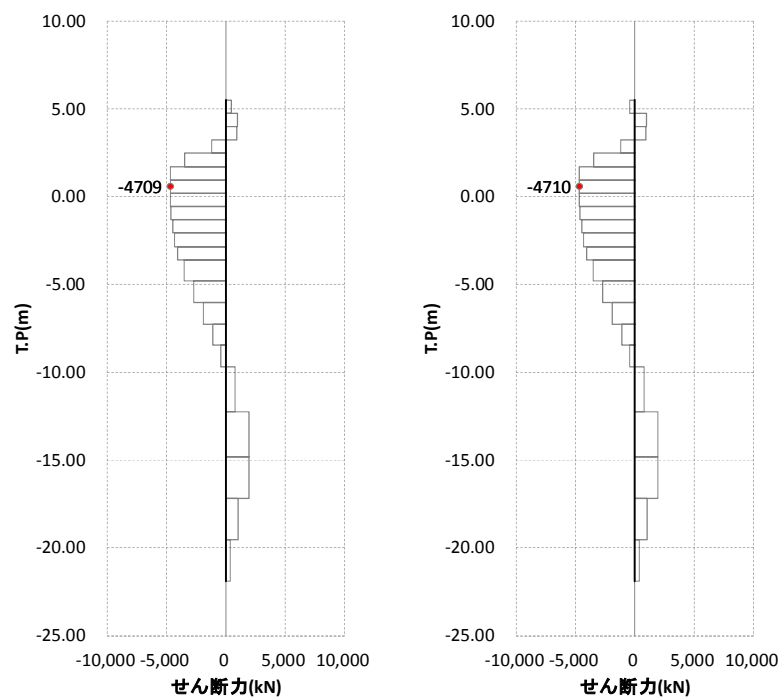


図 4. 2. 2-16 断面力図 杭 4 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5)

表 4.2.2-4 セン断力に対する照査（基準津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | せん断力 (kN) | 発生せん断 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------------------|-----------|-----|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 3 (検討ケース①) | 上向き | 4 | 3968 | 31 | 217.5 | 0.15 |
| | 下向き | 4 | 3968 | 31 | 217.5 | 0.15 |
| 地盤バネ 4 (検討ケース③) | 上向き | 4 | 4504 | 35 | 217.5 | 0.17 |
| | 下向き | 4 | 4504 | 35 | 217.5 | 0.17 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 4 | 4709 | 36 | 217.5 | 0.17 |
| | 下向き | 4 | 4710 | 36 | 217.5 | 0.17 |

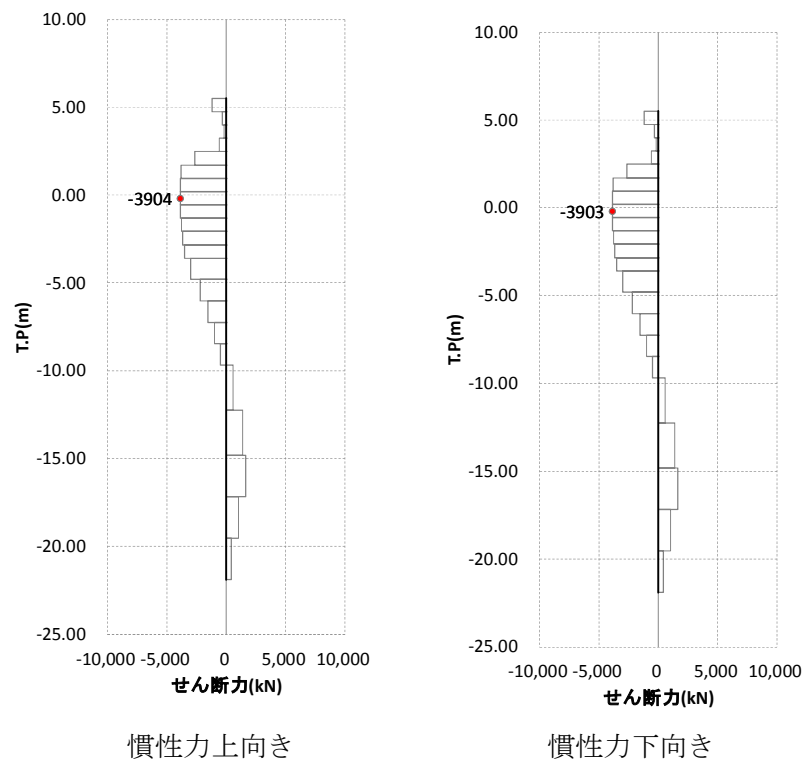
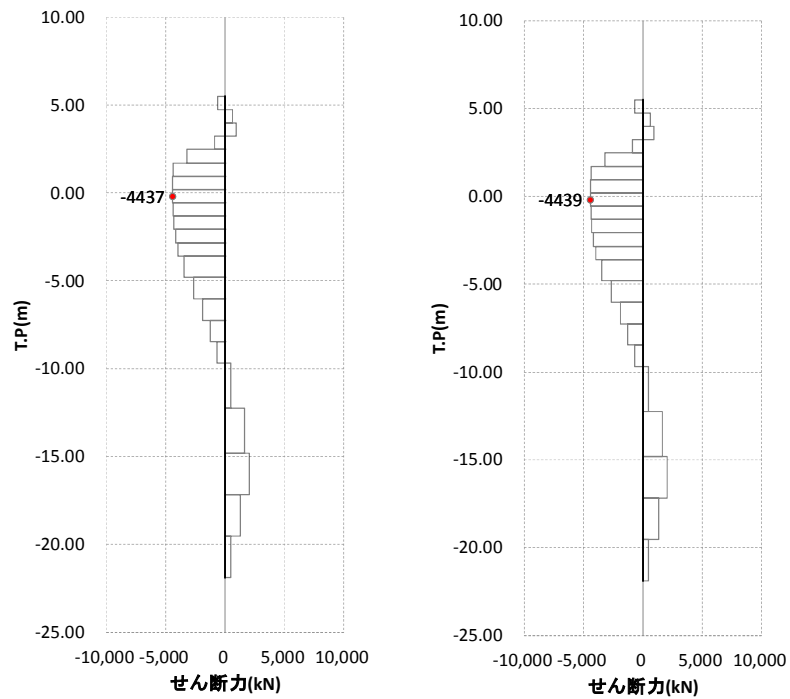


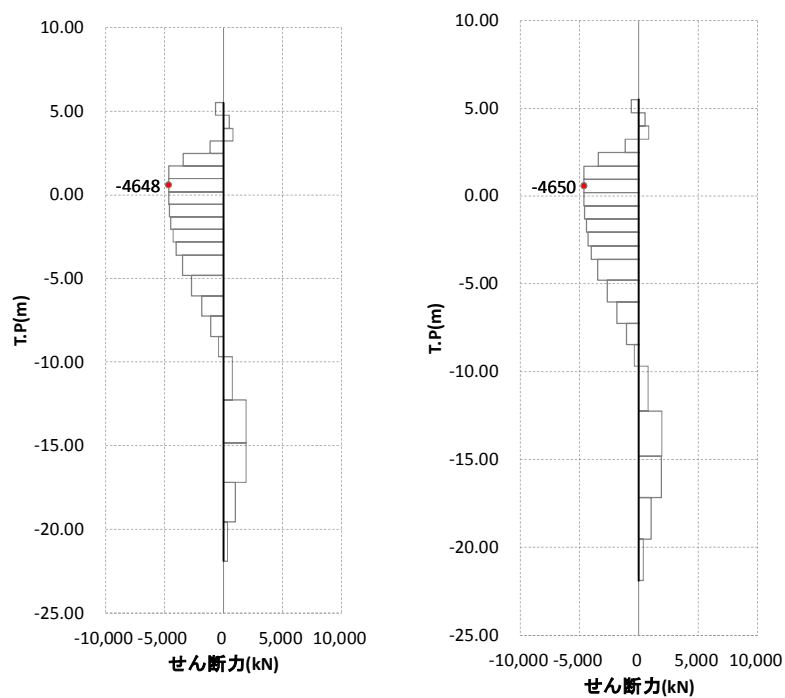
図 4.2.2-17 断面力図 杭 4（A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3）



慣性力上向き

慣性力下向き

図 4. 2. 2-18 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4)



慣性力上向き

慣性力下向き

図 4. 2. 2-19 断面力図 杭 4 (A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5)

表 4.2.2-5 セン断力に対する照査（敷地に遡上する津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | せん断力 (kN) | 発生せん断 応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------------------|-----------|-----|--------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 地盤バネ 3 (検討ケース①) | 上向き | 4 | 3904 | 30 | 246.5 | 0.13 |
| | 下向き | 4 | 3903 | 30 | 246.5 | 0.13 |
| 地盤バネ 4 (検討ケース③) | 上向き | 4 | 4437 | 34 | 246.5 | 0.14 |
| | 下向き | 4 | 4439 | 34 | 246.5 | 0.14 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 4 | 4648 | 36 | 246.5 | 0.15 |
| | 下向き | 4 | 4650 | 36 | 246.5 | 0.15 |

4.2.3 鉄筋コンクリートの評価結果

(1) 曲げ軸力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3-1 に、曲げ軸力に対する照査結果を表 4.2.3-2 ～表 4.2.3-22 に示す。

鉄筋コンクリートに対して許容応力度法による照査を行った結果、コンクリートに発生する曲げ圧縮応力及び鉄筋に発生する曲げ引張応力が短期許容応力度以下であることを確認した。なお、発生応力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.3-1 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | かぶり (m) | 断面有効高さ (m) | 主筋 | 主筋断面積 (mm ²) |
|-----|-----------------------|---------------|-------------------|-----------------------------|
| 壁部 | 堤外側 0.15 堤内側 0.157 | 4.65～7.35 | D38-22 本 (4 段) | 堤外側 100320 堤内側 95610※ |
| 底板部 | 0.15 | 3.45 | D38-92 本 (4 段) | 419520 |

A-A断面壁部は高さによって部材の高さが変わるため、堤内側の軸方向鉄筋の断面積を、部材の有効高さの変化を考慮した有効断面積として照査を行った。

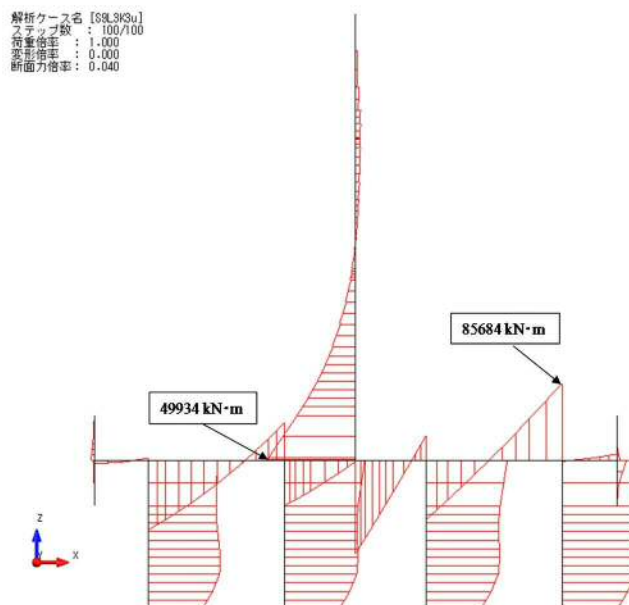


図 4.2.3-1 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時、地盤バネ 3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

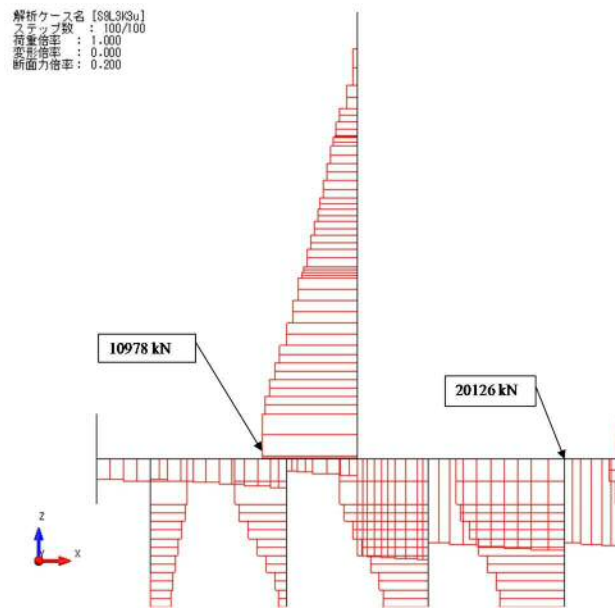


図 4. 2. 3-2 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

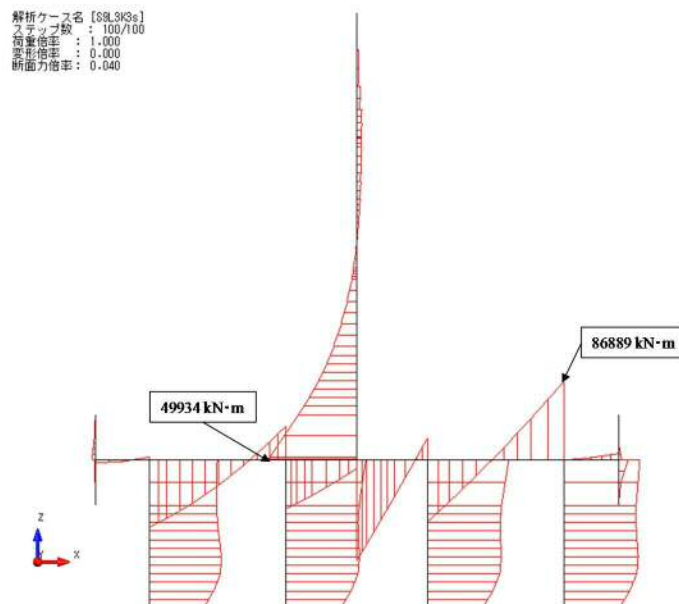


図 4. 2. 3-3 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

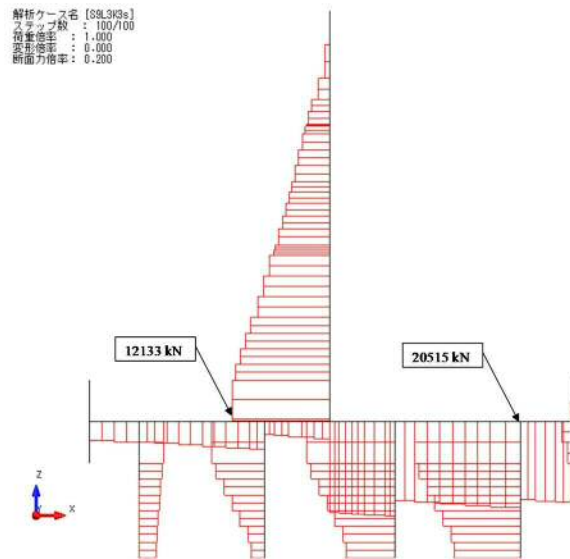


図 4. 2. 3-4 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4. 2. 3-2 曲げ圧縮応力に対する照査（地盤バネ 3：基準津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -49934 | 10978 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 85684 | 20126 | 3 | 21 | 0.15 |
| 下向き | 壁部 | -49934 | 12133 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 86889 | 20515 | 3 | 21 | 0.15 |

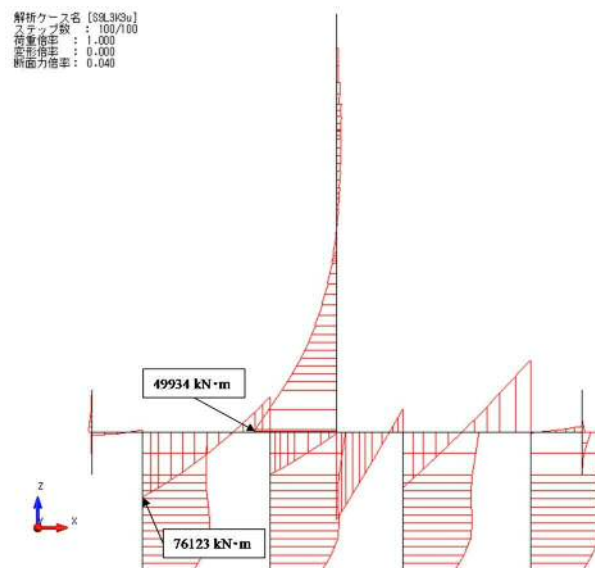


図 4. 2. 3-5 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S8L3K3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

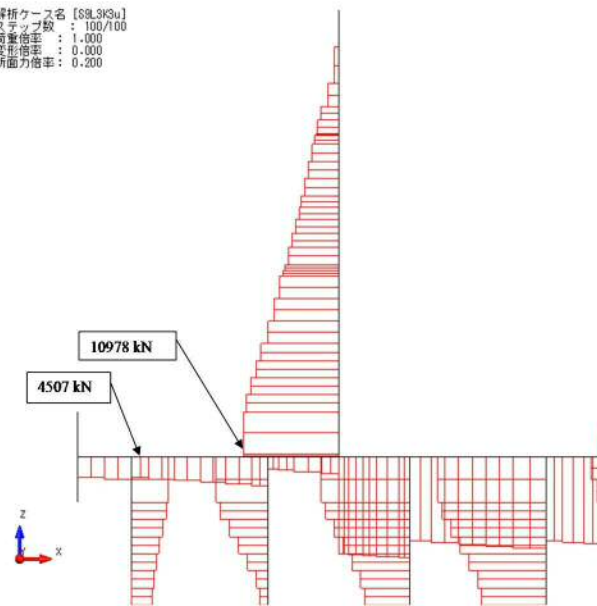


図 4.2.3-6 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [S8L3K3s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

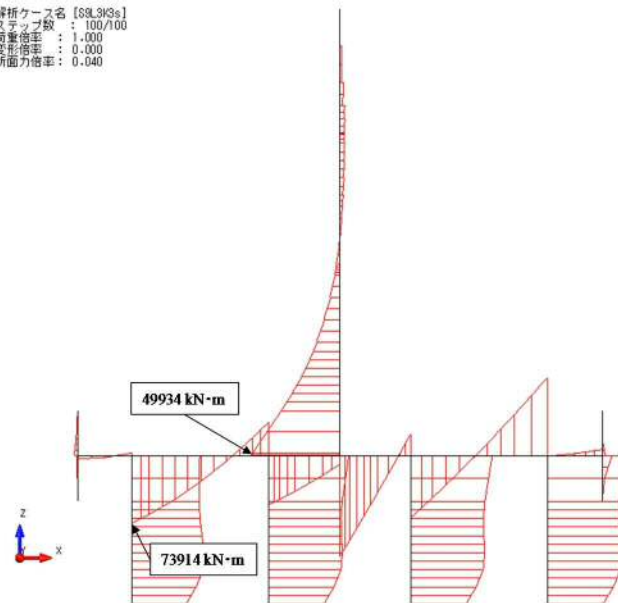


図 4.2.3-7 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

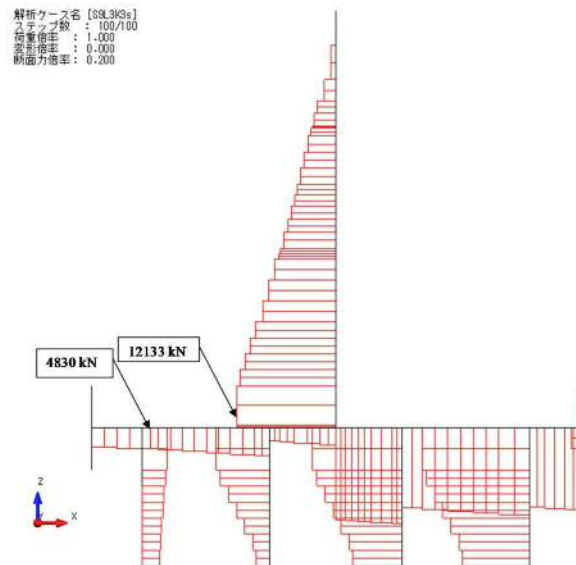


図 4.2.3-8 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-3 曲げ引張応力に対する照査（地盤バネ 3：基準津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -49934 | 10978 | 35 | 435 | 0.09 |
| | 底版部 | 76123 | 4507 | 65 | 435 | 0.15 |
| 下向き | 壁部 | -49934 | 12133 | 31 | 435 | 0.08 |
| | 底版部 | 73914 | 4830 | 63 | 435 | 0.15 |

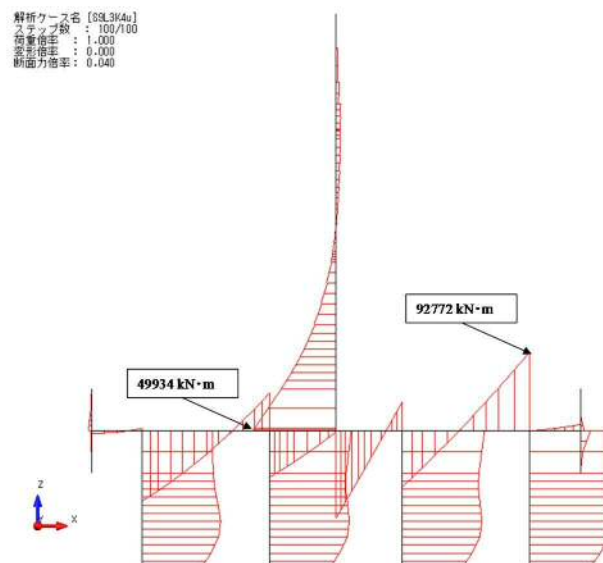


図 4.2.3-9 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

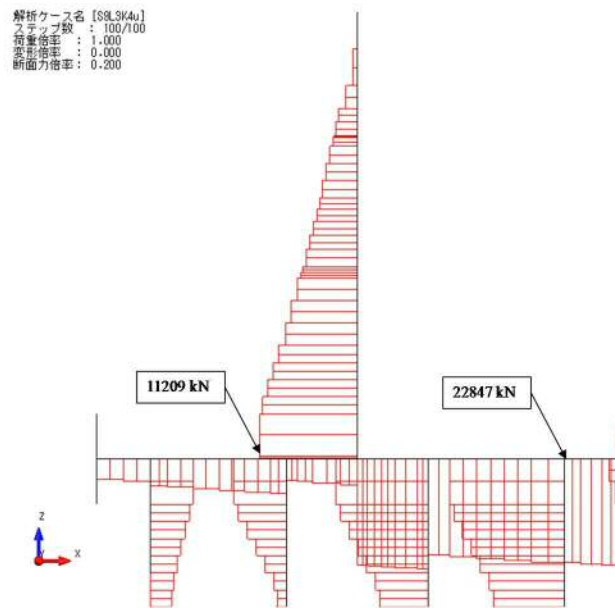


図 4.2.3-10 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ4, 慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

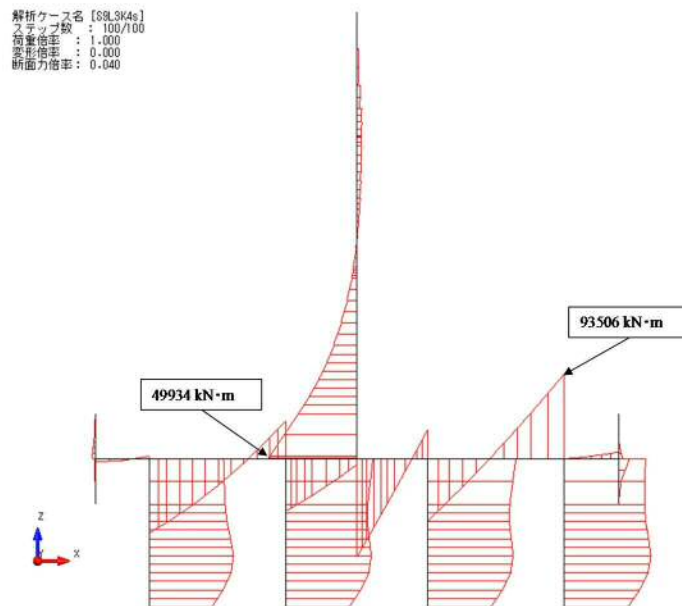


図 4.2.3-11 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ4, 慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

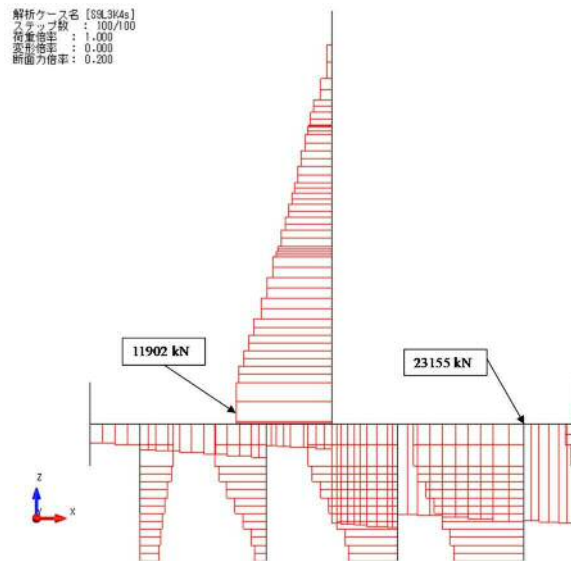


図 4.2.3-12 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-4 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 4：基準津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -49934 | 11209 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 92772 | 22847 | 3 | 21 | 0.15 |
| 下向き | 壁部 | -49934 | 11902 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 93506 | 23155 | 3 | 21 | 0.15 |

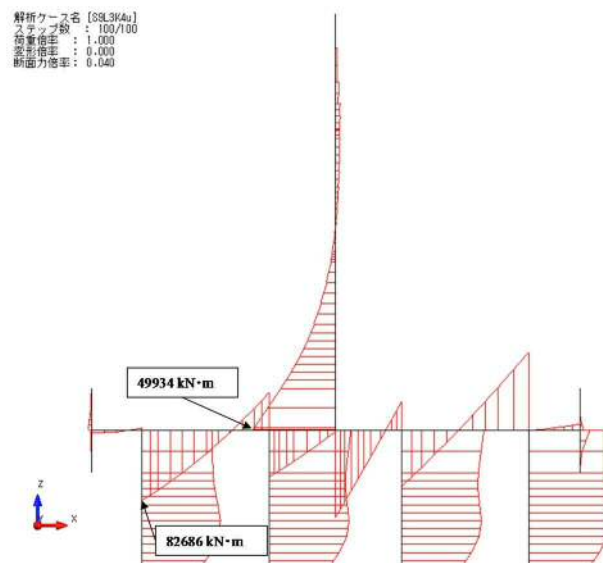


図 4.2.3-13 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

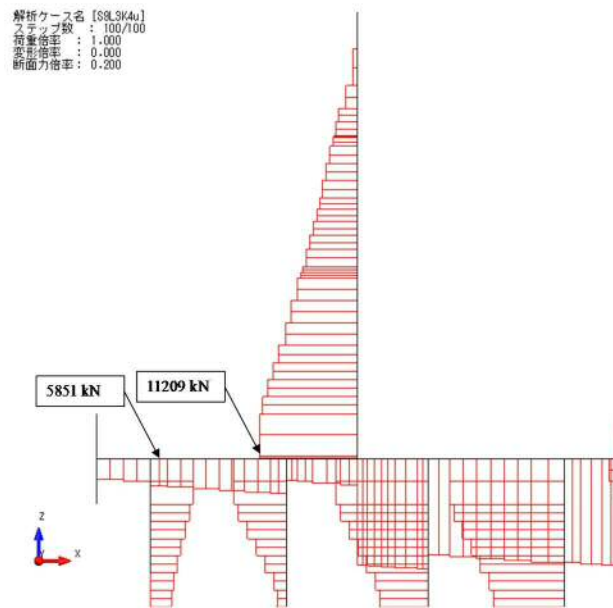


図 4.2.3-14 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

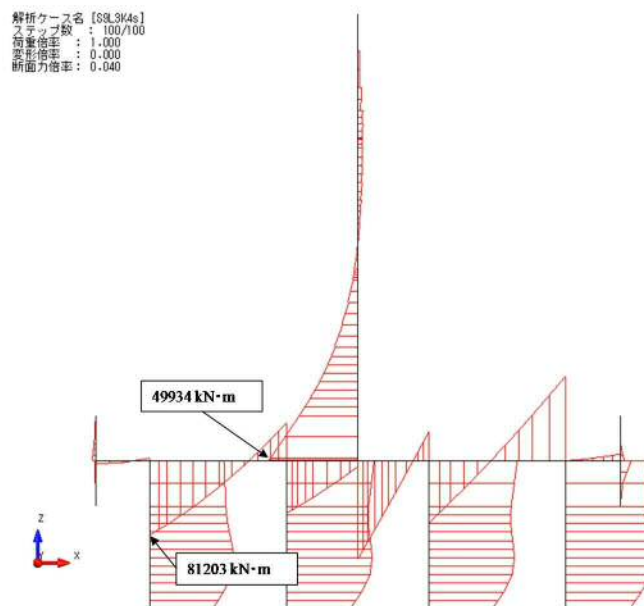


図 4.2.3-15 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面：基準津波時，地盤バネ4，慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

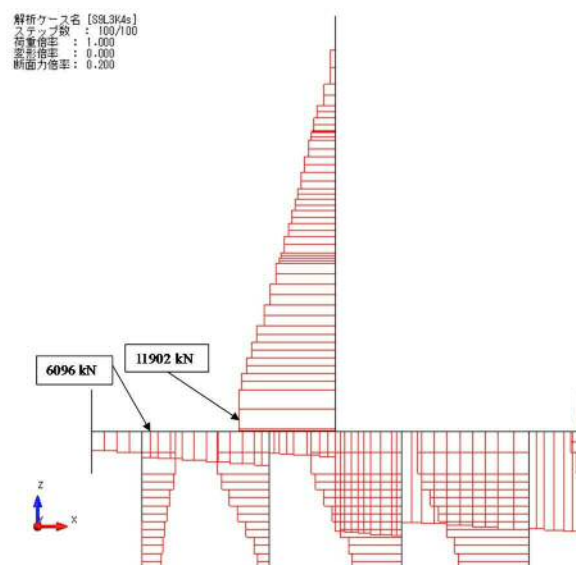


図 4.2.3-16 曲げ引張応力照査 軸力図
(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)
③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

表 4.2.3-5 曲げ引張応力に対する照査（地盤バネ 4：基準津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -49934 | 11209 | 34 | 435 | 0.08 |
| | 底版部 | 82686 | 5851 | 69 | 435 | 0.16 |
| 下向き | 壁部 | -49934 | 11902 | 32 | 435 | 0.08 |
| | 底版部 | 81203 | 6096 | 68 | 435 | 0.16 |

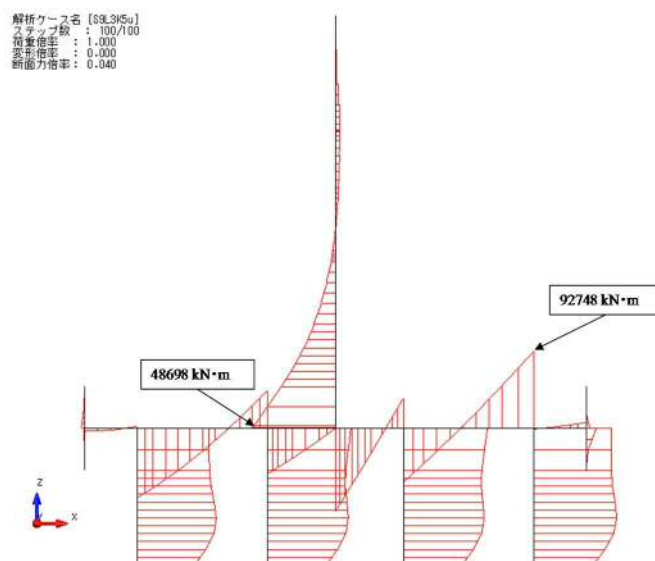


図 4.2.3-17 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)
③地盤物性のばらつきを考慮（-1 σ ）した解析ケース

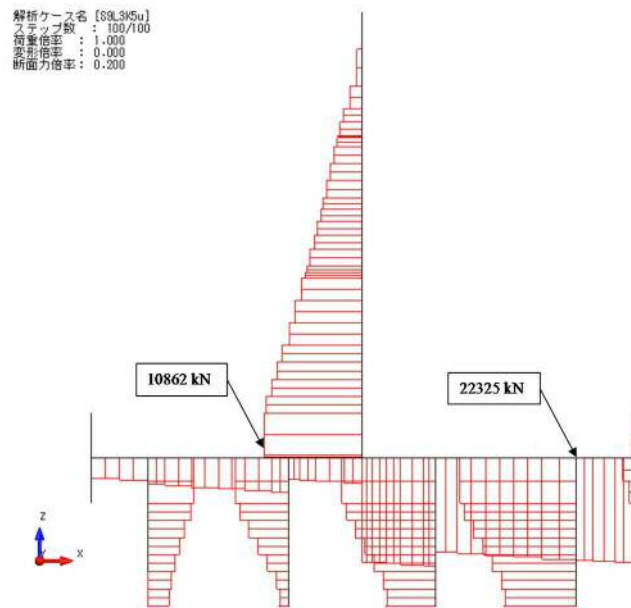


図 4.2.3-18 曲げ圧縮応力照査 軸力図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

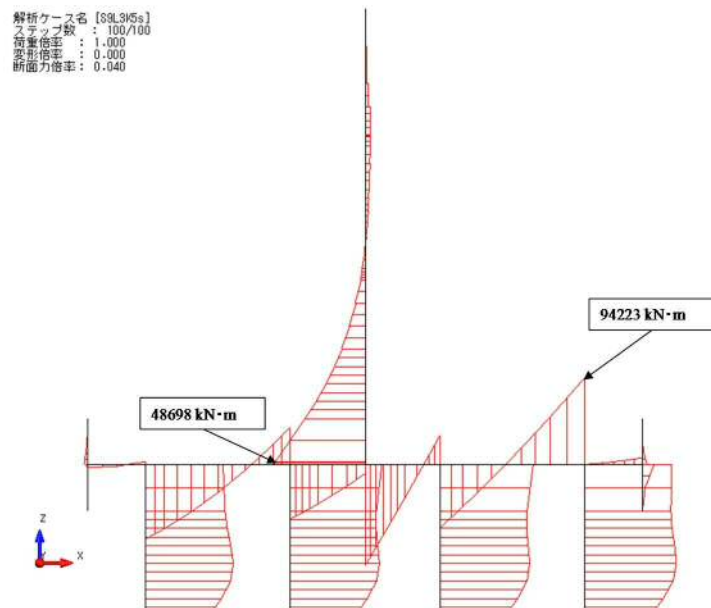


図 4.2.3-19 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

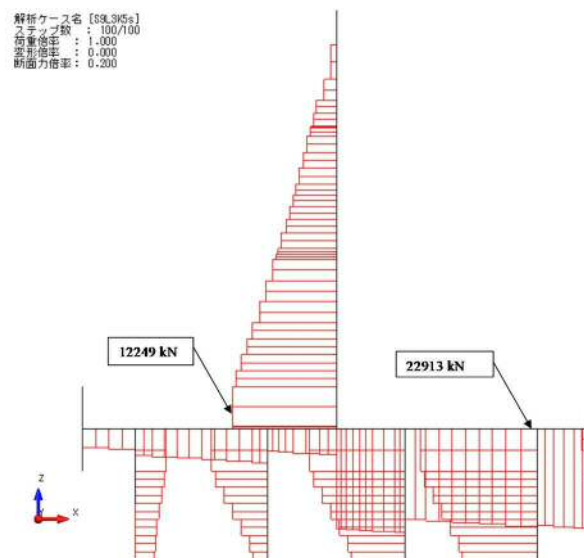


図 4.2.3-20 曲げ圧縮応力照査 軸力図
(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)
③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-6 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 5：基準津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -48698 | 10862 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 92748 | 22325 | 3 | 21 | 0.15 |
| 下向き | 壁部 | -48698 | 12249 | 2 | 21 | 0.10 |
| | 底版部 | 94223 | 22913 | 3 | 21 | 0.15 |

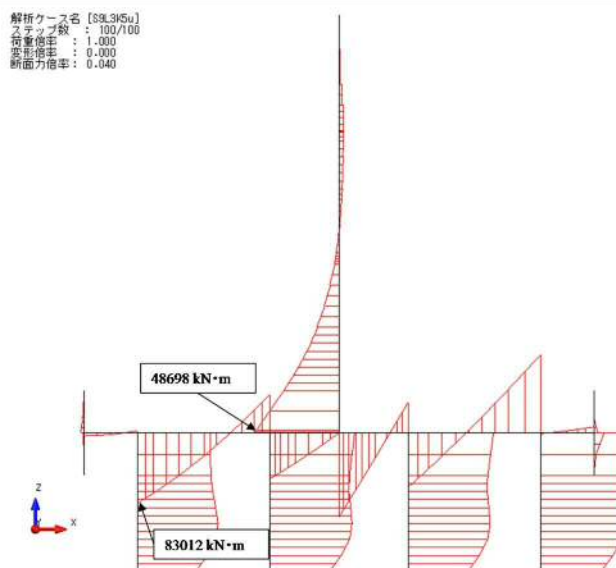


図 4.2.3-21 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)
③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.200

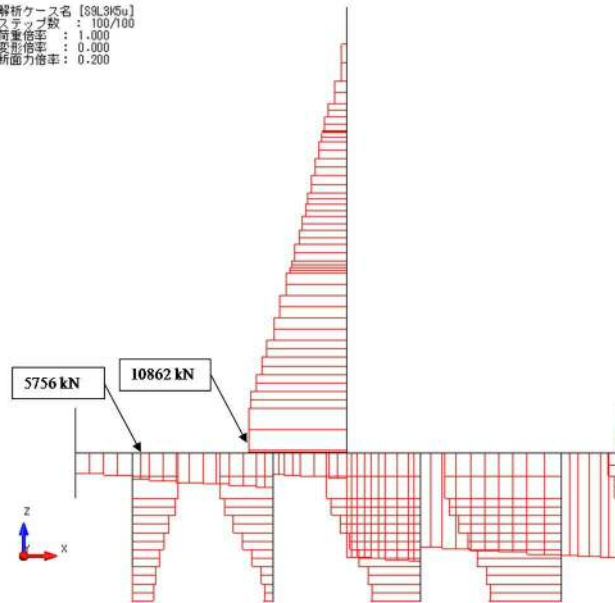


図 4.2.3-22 曲げ引張応力照査 軸力図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ 5, 慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89L3H5s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.040

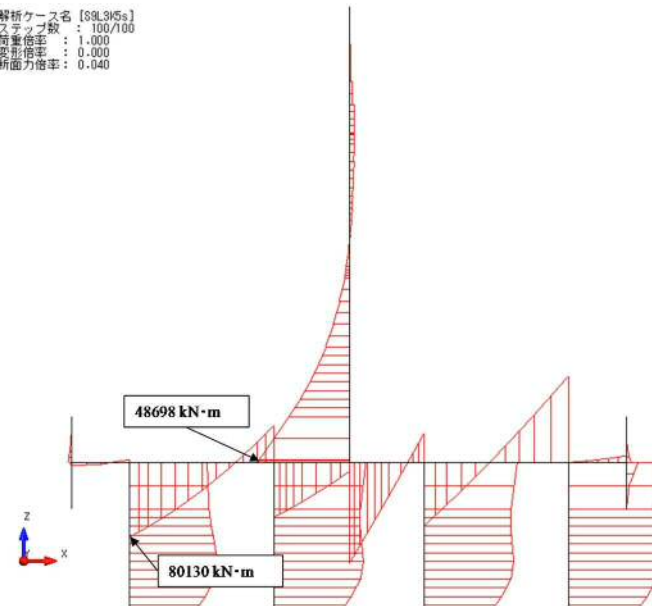


図 4.2.3-23 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図
 (A-A断面: 基準津波時, 地盤バネ 5, 慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

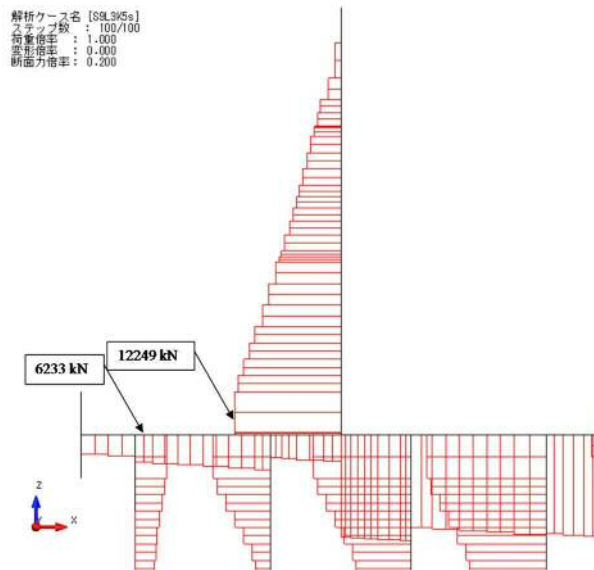


図 4.2.3-24 曲げ引張応力照査 軸力図
(A-A断面：基準津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)
③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-7 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ 5：基準津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -48698 | 10862 | 33 | 435 | 0.08 |
| | 底版部 | 83012 | 5756 | 70 | 435 | 0.17 |
| 下向き | 壁部 | -48698 | 12249 | 29 | 435 | 0.07 |
| | 底版部 | 80130 | 6233 | 67 | 435 | 0.16 |

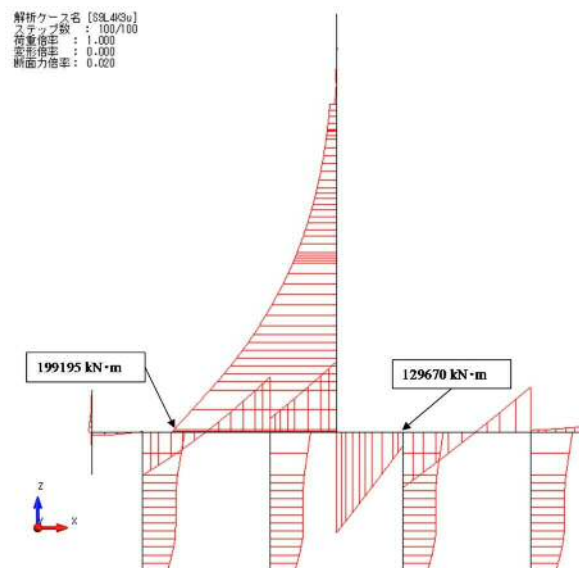


図 4.2.3-25 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図
(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力上向き)
①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

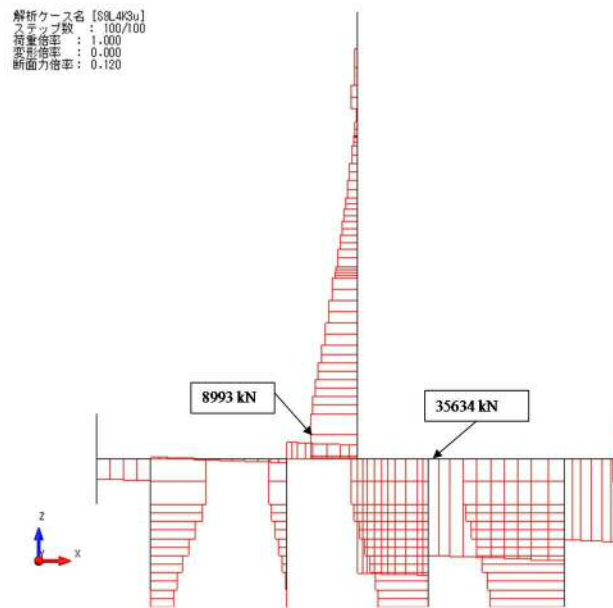


図 4. 2. 3-26 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

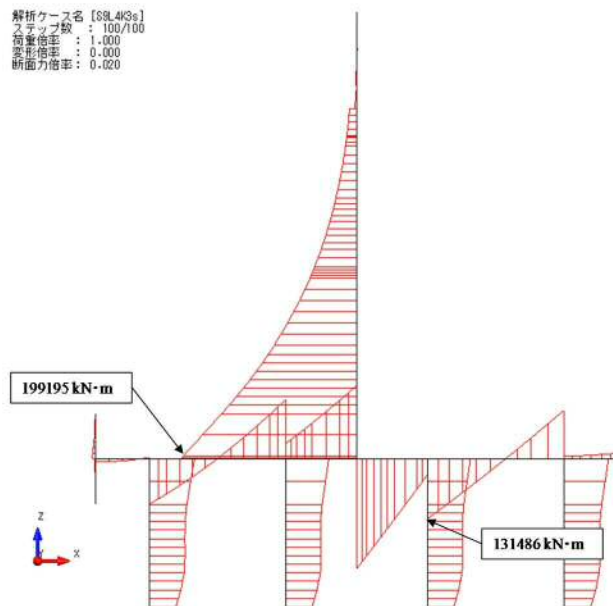


図 4. 2. 3-27 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

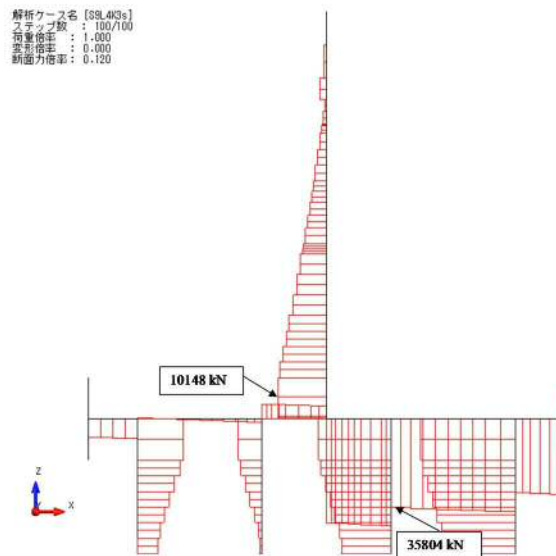


図 4.2.3-28 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-8 曲げ圧縮応力に対する照査（地盤バネ3：敷地に遡上する津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -199195 | 8993 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 129670 | 35634 | 5 | 28 | 0.18 |
| 下向き | 壁部 | -199195 | 10148 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 131486 | 35804 | 5 | 28 | 0.18 |

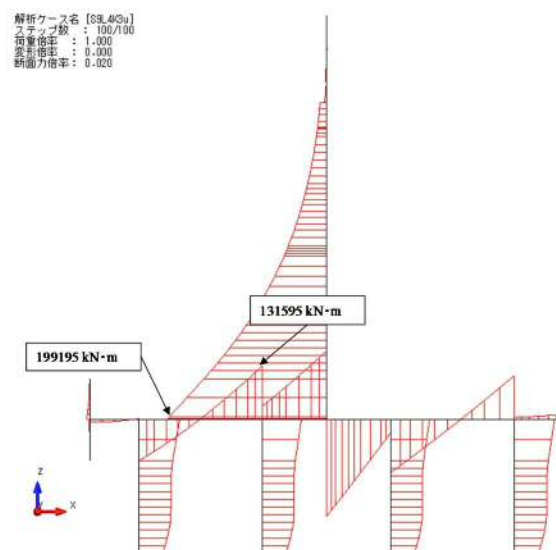


図 4.2.3-29 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [SSL4K3u]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変位倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

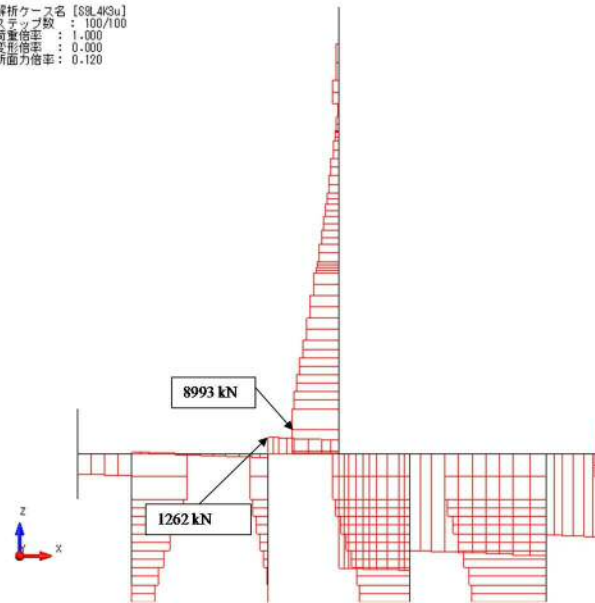


図 4.2.3-30 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

解析ケース名 [SSL4K3e]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変位倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.020

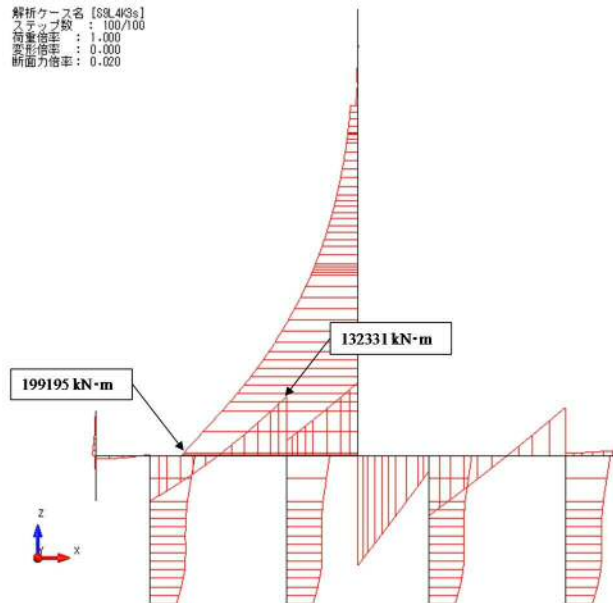


図 4.2.3-31 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

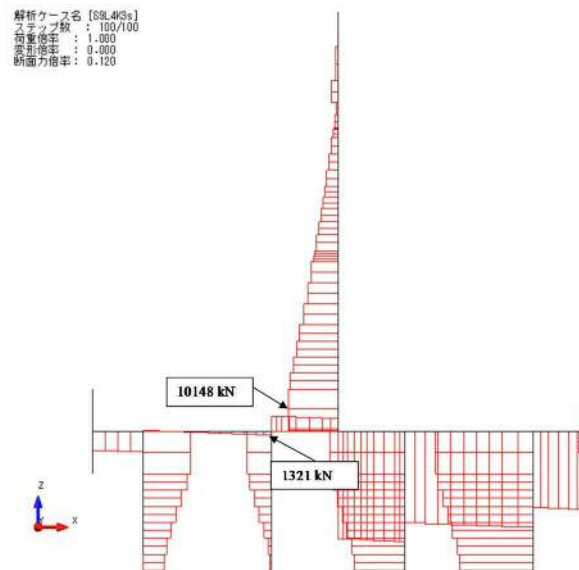


図 4.2.3-32 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，慣性力下向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4.2.3-9 曲げ引張応力に対する照査（地盤バネ 3（敷地に遡上する津波時）

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -199195 | 8993 | 274 | 478.5 | 0.58 |
| | 底版部 | 131595 | 1262 | 120 | 478.5 | 0.26 |
| 下向き | 壁部 | -199195 | 10148 | 269 | 478.5 | 0.57 |
| | 底版部 | 132331 | 1321 | 120 | 478.5 | 0.26 |

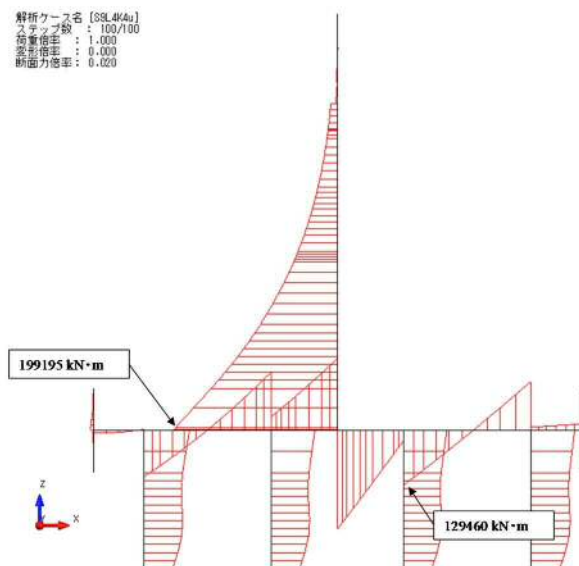


図 4.2.3-33 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

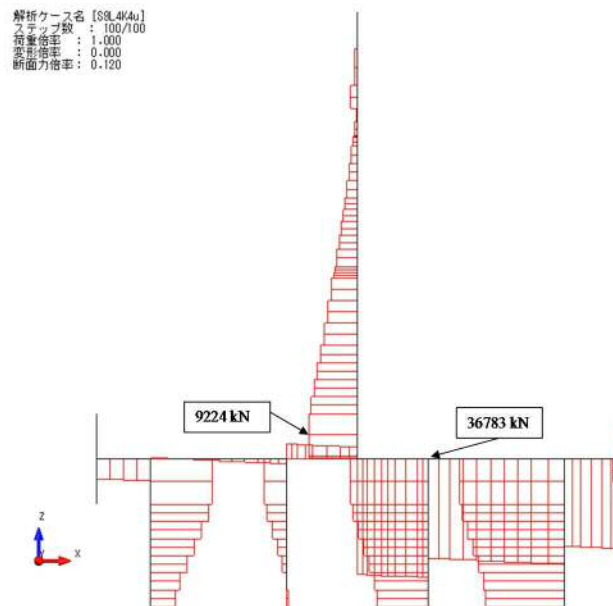


図 4. 2. 3-34 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

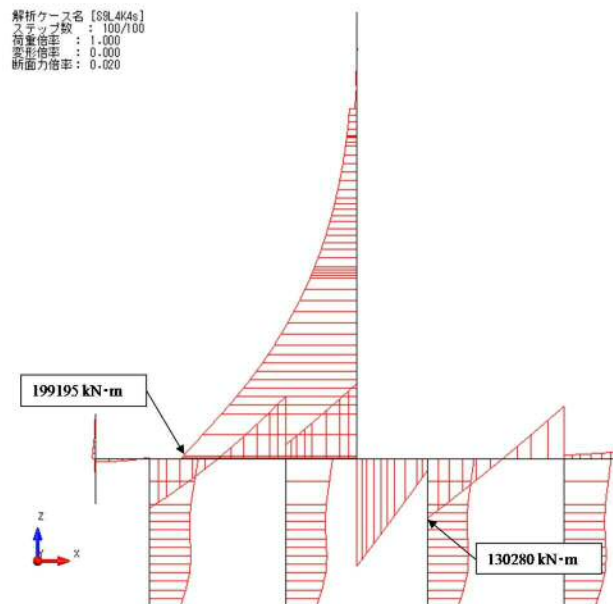


図 4. 2. 3-35 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ 4，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

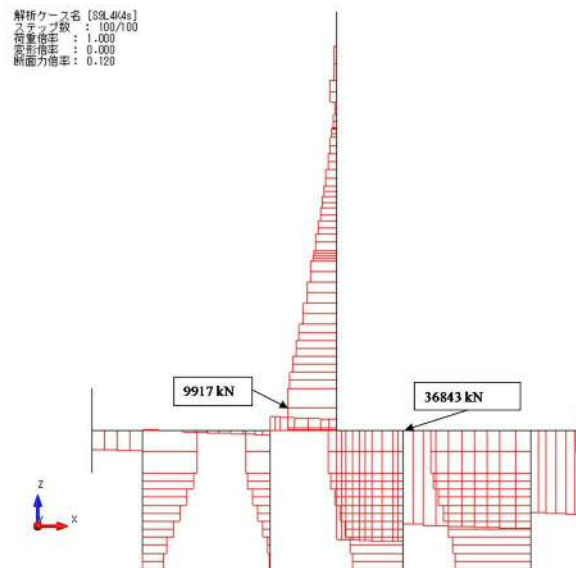


図 4.2.3-36 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-10 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 4：敷地に遡上する津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm^2) | 短期許容 応力度 (N/mm^2) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|---|-----------------------|--|---|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -199195 | 9224 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 129460 | 36783 | 5 | 28 | 0.18 |
| 下向き | 壁部 | -199195 | 9917 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 130280 | 36843 | 5 | 28 | 0.18 |

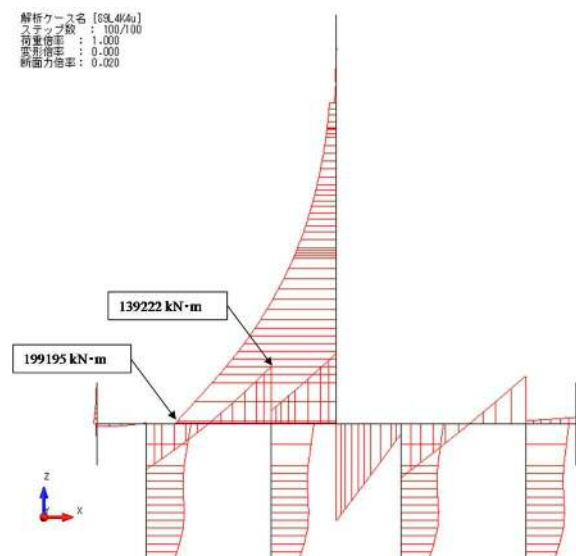


図 4.2.3-37 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

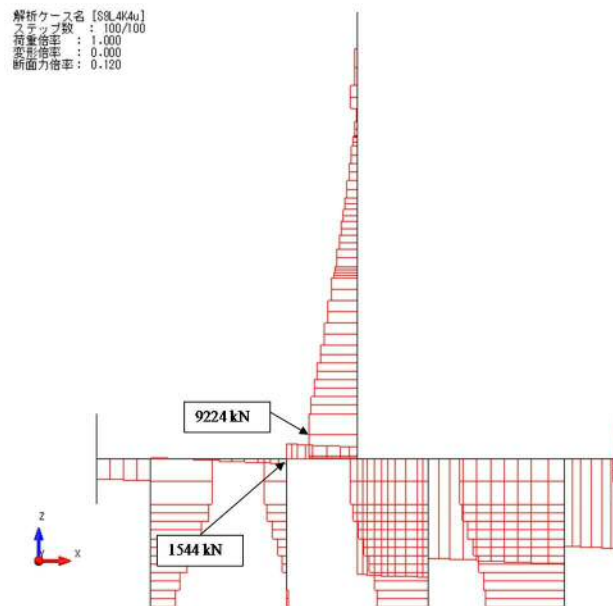


図 4. 2. 3-38 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ 4，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

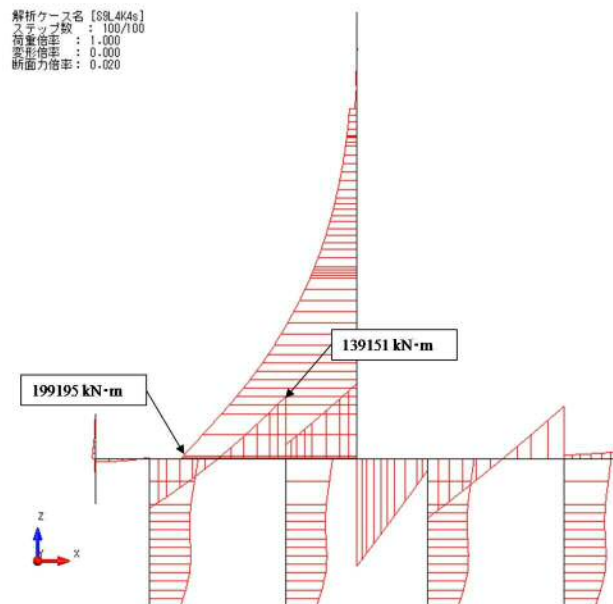


図 4. 2. 3-39 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ 4，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

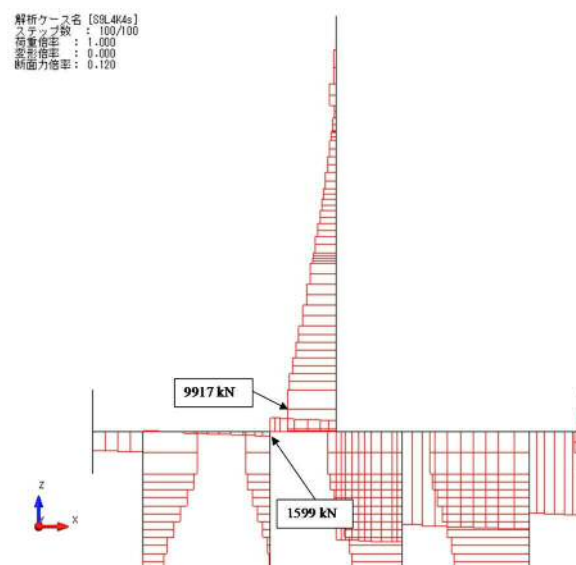


図 4.2.3-40 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-11 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ 4：敷地に遡上する津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm^2) | 短期許容 応力度 (N/mm^2) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|---|-----------------------|--|---|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -199195 | 9224 | 273 | 478.5 | 0.58 |
| | 底版部 | 139222 | 1544 | 126 | 478.5 | 0.27 |
| 下向き | 壁部 | -199195 | 9917 | 270 | 478.5 | 0.57 |
| | 底版部 | 139151 | 1599 | 126 | 478.5 | 0.27 |

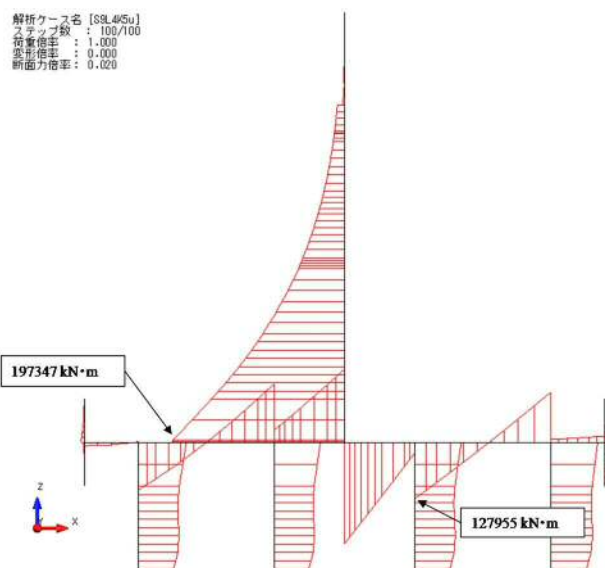


図 4.2.3-41 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

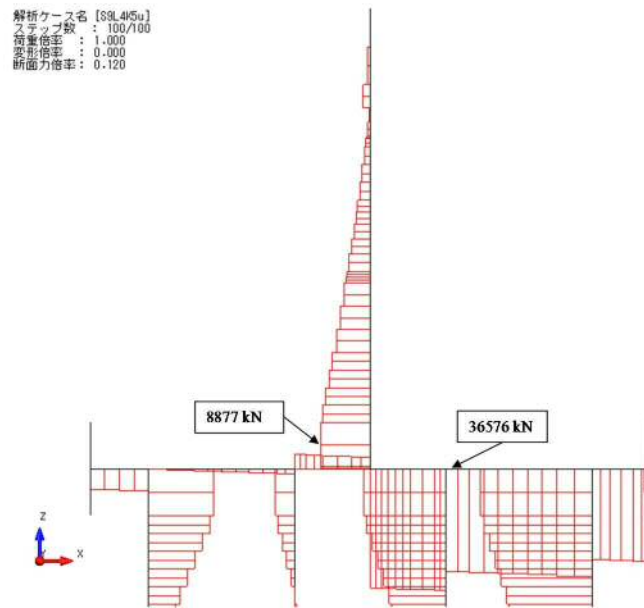


図 4. 2. 3-42 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ5，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

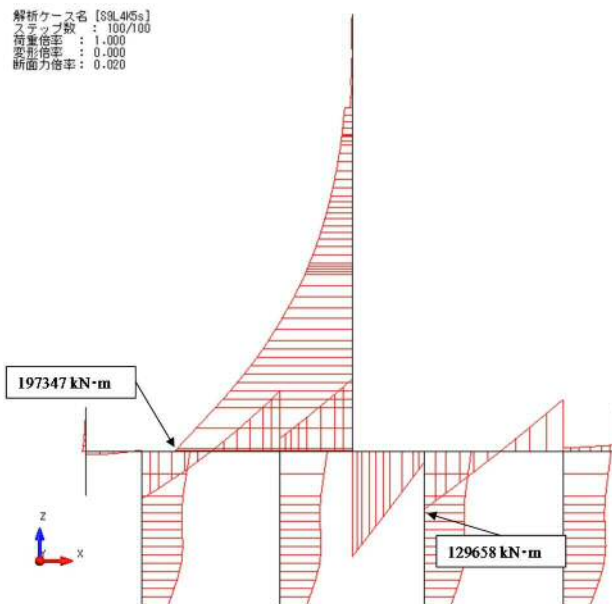


図 4. 2. 3-43 曲げ圧縮応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ5，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

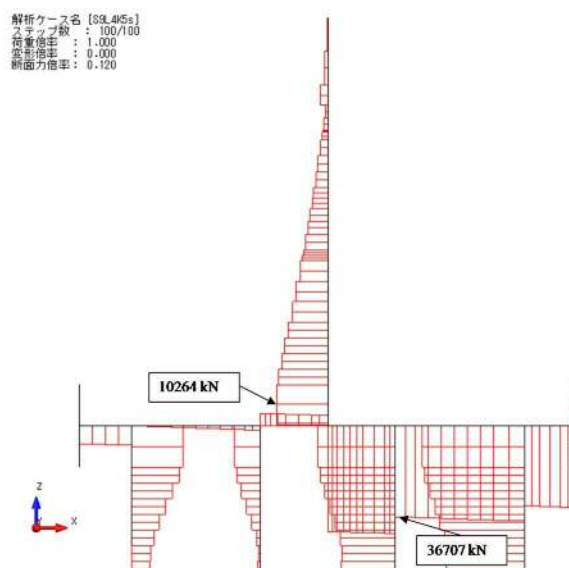


図 4.2.3-44 曲げ圧縮応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-12 曲げ圧縮応力に対する照査 (地盤バネ 5：敷地に遡上する津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) | 軸力 (kN) | 曲げ 圧縮応力 (N/mm^2) | 短期許容 応力度 (N/mm^2) | 曲げ 圧縮応力 照査値 |
|-----|-----|---|-----------------------|--|---|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -197347 | 8877 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 127955 | 36576 | 5 | 28 | 0.18 |
| 下向き | 壁部 | -197347 | 10264 | 8 | 28 | 0.29 |
| | 底版部 | 129658 | 36707 | 5 | 28 | 0.18 |

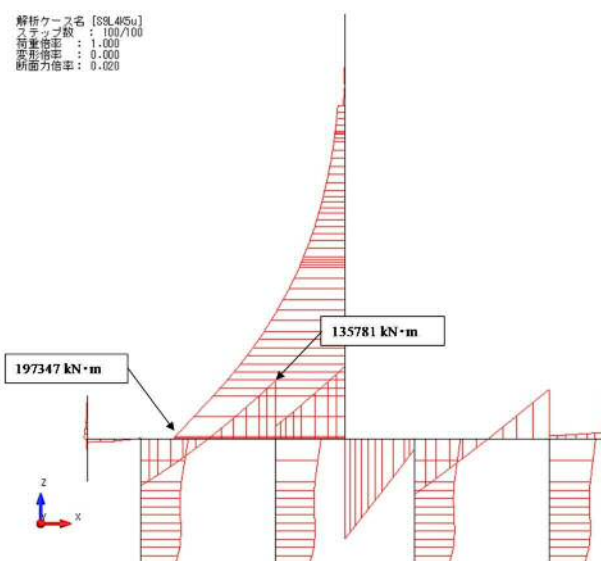


図 4.2.3-45 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

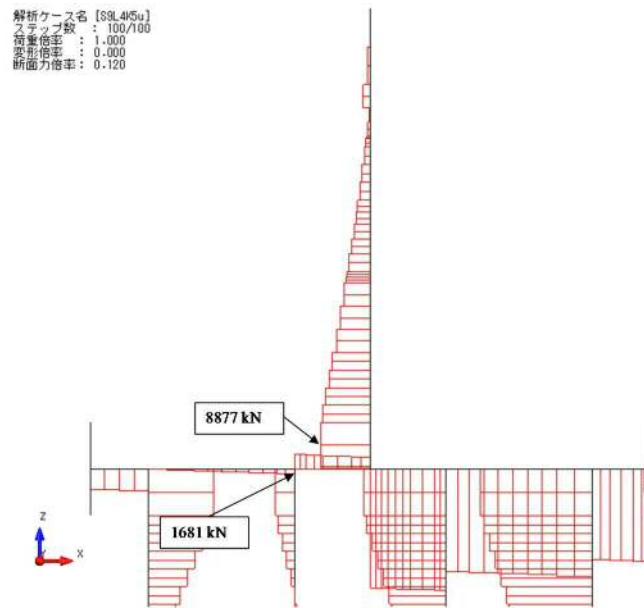


図 4. 2. 3-46 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ5，慣性力上向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

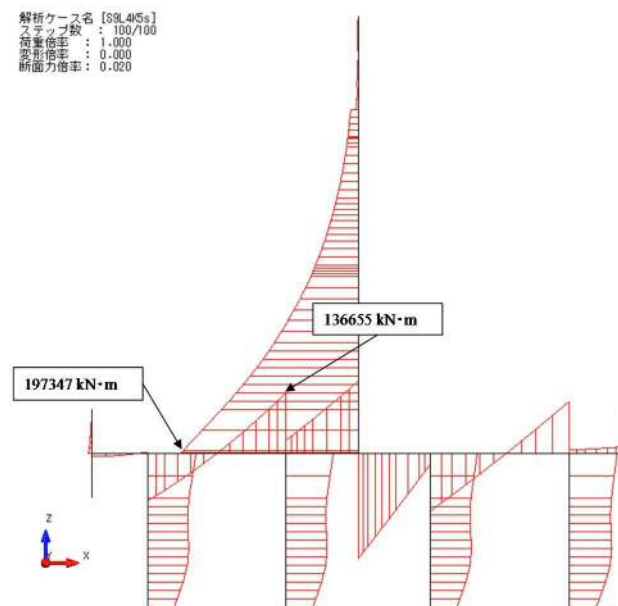


図 4. 2. 3-47 曲げ引張応力照査 曲げモーメント図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ5，慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

解析ケース名 [89.405s]
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.120

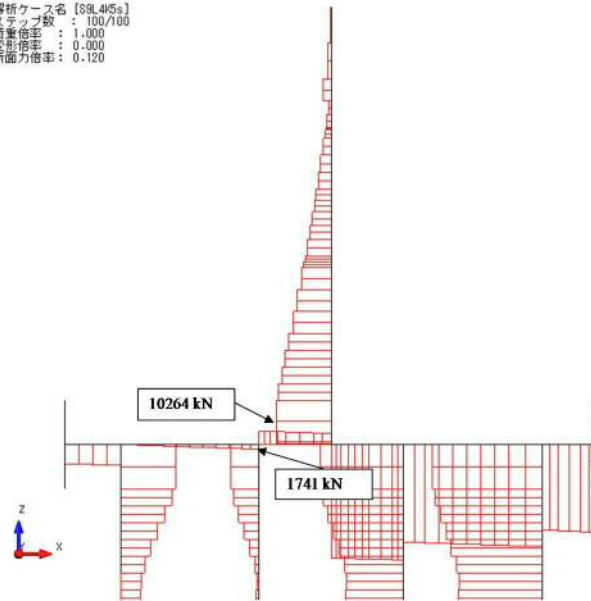


図 4. 2. 3-48 曲げ引張応力照査 軸力図

(A-A断面：敷地に遡上する津波時、地盤バネ5、慣性力下向き)

③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4. 2. 3-13 曲げ引張応力に対する照査 (地盤バネ5：敷地に遡上する津波時)

| | 部材 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) | 曲げ 引張応力 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 曲げ 引張応力 照査値 |
|-----|-----|-----------------------|------------|------------------------------------|-------------------------------------|-------------------|
| 上向き | 壁部 | -197347 | 8877 | 272 | 478.5 | 0.57 |
| | 底版部 | 135781 | 1681 | 123 | 478.5 | 0.26 |
| 下向き | 壁部 | -197347 | 10264 | 266 | 478.5 | 0.56 |
| | 底版部 | 136655 | 1741 | 124 | 478.5 | 0.26 |

(2) せん断力に対する照査

断面計算に用いた断面諸元を表 4.2.3-14 に、せん断力に対する照査結果を表 4.2.3-15～表 4.2.3-29 に示す。

鉄筋コンクリートにおける許容応力度法による照査を行った結果、せん断力が許容せん断力以下であることを確認した。なお、発生せん断力は各部材において最大となる値を示している。

表 4.2.3-14 鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面 | 斜め引張鉄筋 | 区間 s (m) | 区間 s における斜め引張鉄筋断面積 (mm ²) |
|-----|----------|----------|---------------------------------------|
| 壁部 | D19-8 本 | 0.3 | 2292 |
| 底版部 | D25-45 本 | 0.3 | 22801.5 |

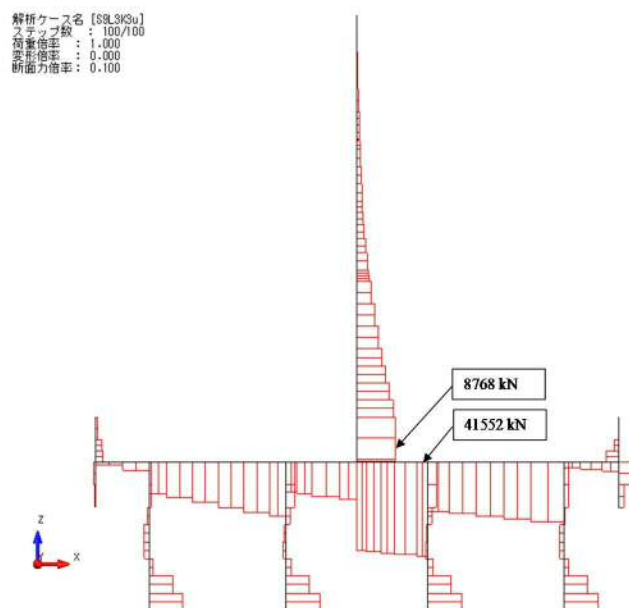


図 4.2.3-49 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 3, 鉛直慣性力上向き)

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

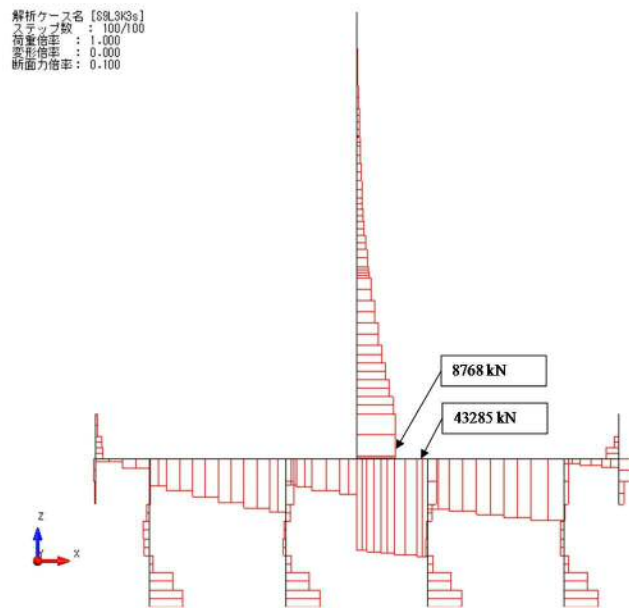


図 4. 2. 3－50 断面力図（A－A断面：基準津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力下向き）
 ①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4. 2. 3－15 せん断力に対する安全率（地盤バネ 3（検討ケース①）：基準津波時）

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|-------|
| 上向き | 壁部 | 8768 | 22290 | 0. 40 |
| | 底版部 | 41552 | 74547 | 0. 56 |
| 下向き | 壁部 | 8768 | 22290 | 0. 40 |
| | 底版部 | 43286 | 74547 | 0. 59 |

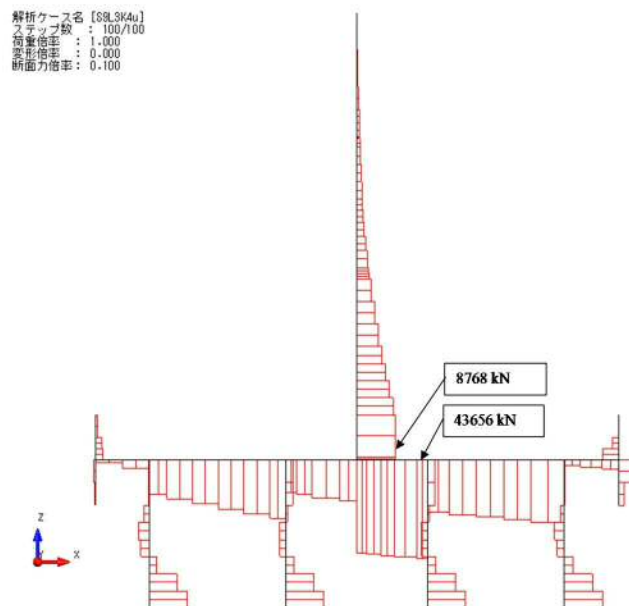


図 4. 2. 3－51 断面力図（A－A断面：基準津波時，地盤バネ 4，鉛直慣性力上向き）
 ③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

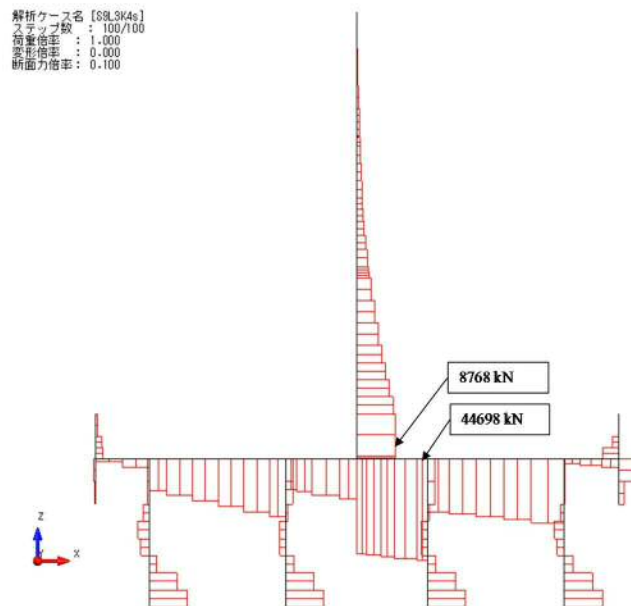


図 4.2.3-52 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 4, 鉛直慣性力下向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

表 4.2.3-16 せん断力に対する安全率 (地盤バネ 4 (検討ケース③) : 基準津波時)

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|------|
| 上向き | 壁部 | 8768 | 22290 | 0.40 |
| | 底版部 | 43657 | 74547 | 0.59 |
| 下向き | 壁部 | 8768 | 22290 | 0.40 |
| | 底版部 | 44698 | 74547 | 0.60 |

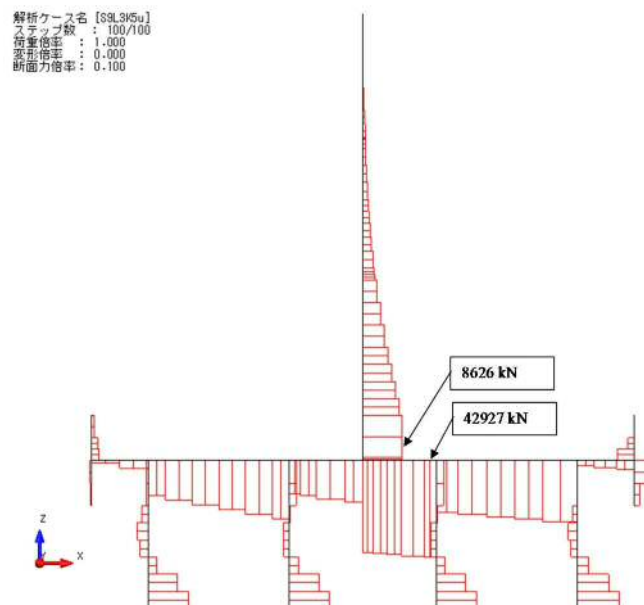


図 4.2.3-53 断面力図 (A-A断面 : 基準津波時, 地盤バネ 5, 鉛直慣性力上向き)
 ③地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース

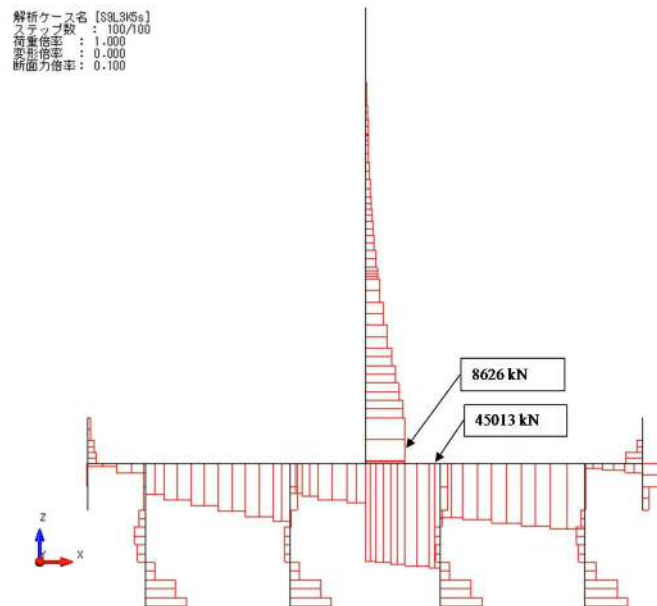


図 4. 2. 3－54 断面力図（A－A断面：基準津波時，地盤バネ 5，鉛直慣性力下向き）

③地盤物性のばらつきを考慮（－1 σ ）した解析ケース

表 4. 2. 3－17 せん断力に対する安全率（地盤バネ 5：基準津波時）

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|------|
| 上向き | 壁部 | 8626 | 22290 | 0.39 |
| | 底版部 | 42927 | 74547 | 0.58 |
| 下向き | 壁部 | 8626 | 22290 | 0.39 |
| | 底版部 | 45013 | 74547 | 0.61 |

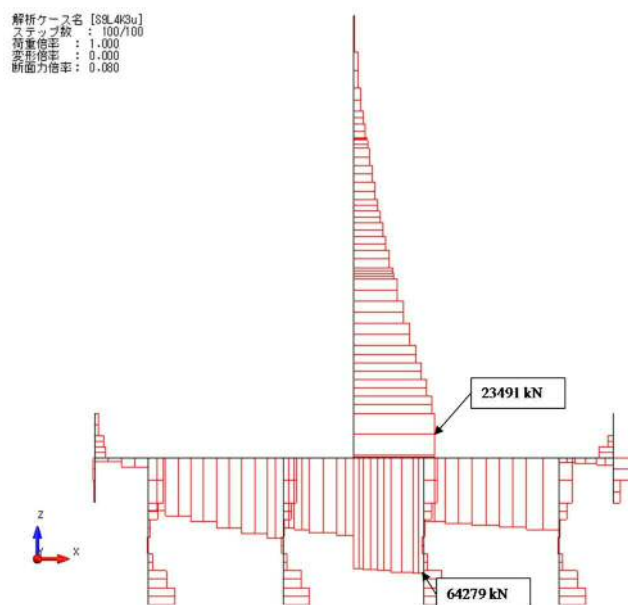


図 4. 2. 3－55 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力上向き）

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

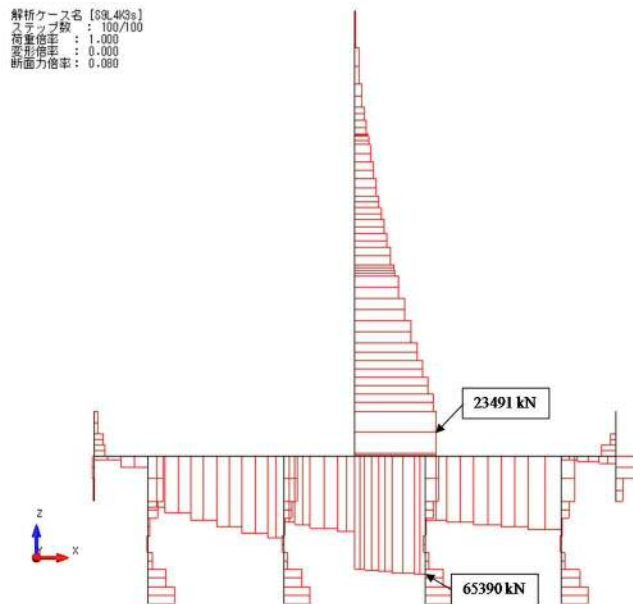


図 4. 2. 3－56 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 3，鉛直慣性力下向き）

①原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース

表 4. 2. 3－18 せん断力に対する安全率（地盤バネ 3）：敷地に遡上する津波時）

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|-------|
| 上向き | 壁部 | 23492 | 26512 | 0. 89 |
| | 底板部 | 64279 | 85517 | 0. 76 |
| 下向き | 壁部 | 23492 | 26512 | 0. 89 |
| | 底板部 | 65390 | 85517 | 0. 77 |

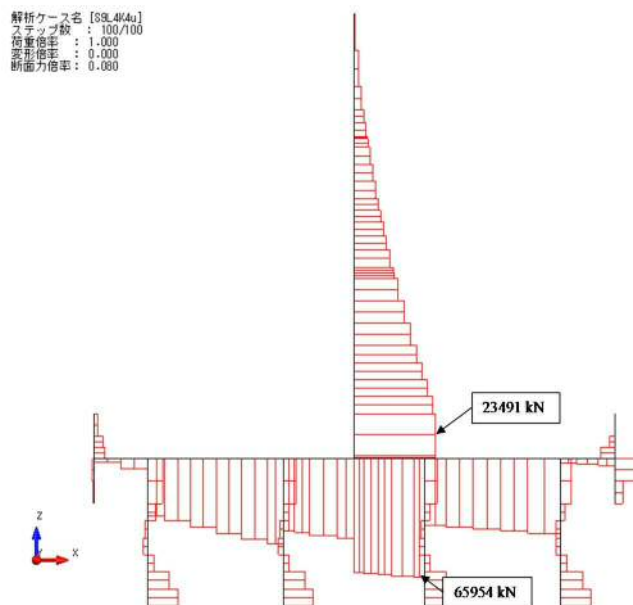


図 4. 2. 3－57 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，鉛直慣性力上向き）

③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

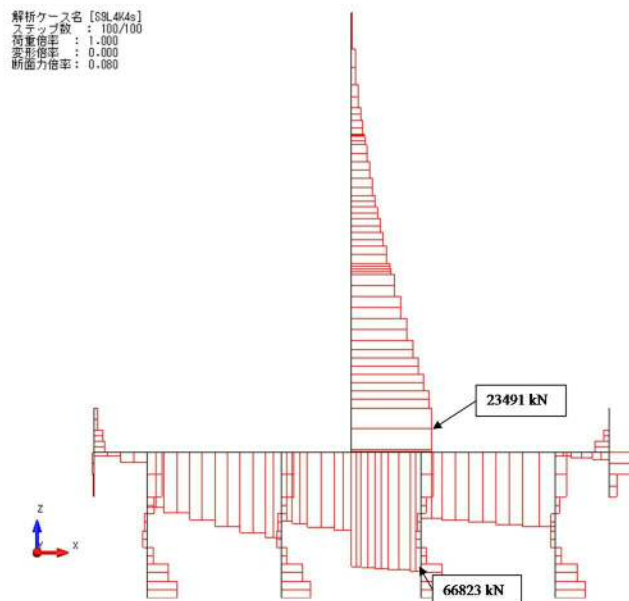


図 4. 2. 3－58 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 4，鉛直慣性力下向き）

③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

表 4. 2. 3－19 セン断力に対する安全率（地盤バネ 4（検討ケース③）：敷地に遡上する津波時）

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|------|
| 上向き | 壁部 | 23492 | 26512 | 0.89 |
| | 底版部 | 65955 | 85517 | 0.78 |
| 下向き | 壁部 | 23492 | 26512 | 0.89 |
| | 底版部 | 66824 | 85517 | 0.79 |

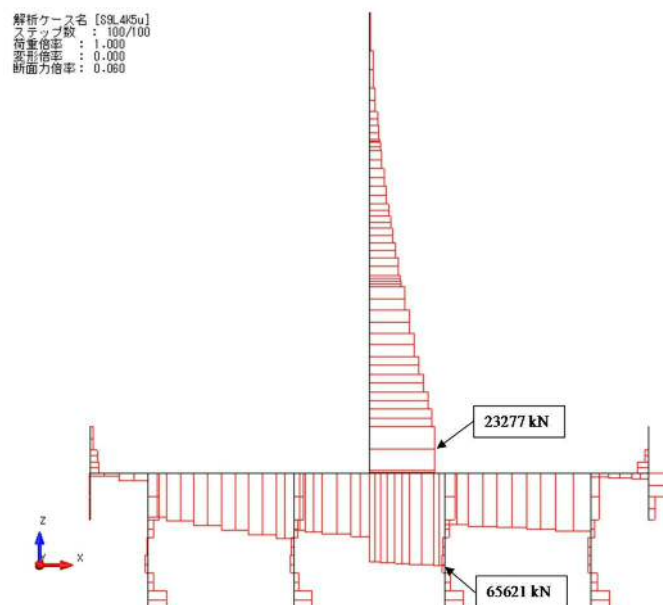


図 4. 2. 3－59 断面力図（A－A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，鉛直慣性力上向き）

③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

解析ケース名【89L405s】
 ステップ数 : 100/100
 荷重倍率 : 1.000
 変形倍率 : 0.000
 断面力倍率 : 0.060

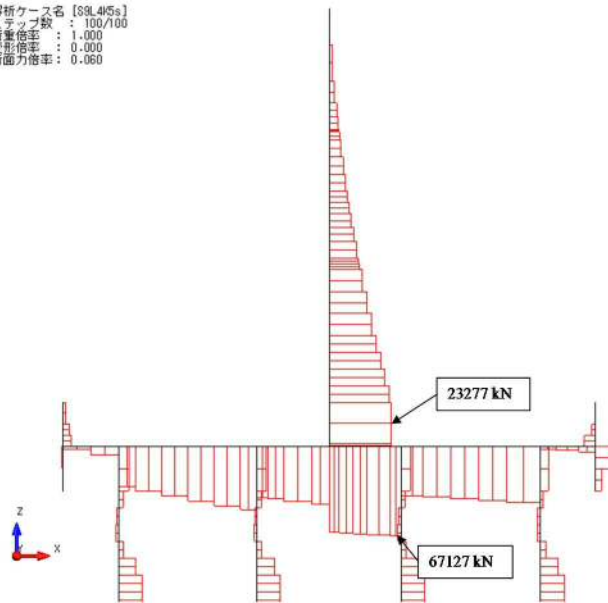


図 4.2.3-60 断面力図（A-A断面：敷地に遡上する津波時，地盤バネ 5，鉛直慣性力下向き）
 ③地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース

表 4.2.3-20 せん断力に対する安全率（地盤バネ 5：敷地に遡上する津波時）

| 鉛直慣性力 | 部材 | せん断力 (kN) | 許容せん断力 (kN) | 照査値 |
|-------|-----|--------------|----------------|------|
| 上向き | 壁部 | 23278 | 26512 | 0.88 |
| | 底版部 | 65622 | 85517 | 0.77 |
| 下向き | 壁部 | 23278 | 26512 | 0.88 |
| | 底版部 | 67128 | 85517 | 0.79 |

4.2.4 基礎地盤の支持力に対する評価結果

基礎地盤の支持力に対する照査結果を表 4.2.4-1 及び表 4.2.4-2 に示す。

基礎地盤の支持力に対する照査を行った結果、接地圧が極限支持力度以下であることを確認した。

表 4.2.4-1 極限支持力に対する照査結果（基準津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | 最大接地圧 (kN/m ²) | 極限支持力度 (kN/m ²) |
|--------|-----------|-----|-------------------------------|--------------------------------|
| 地盤バネ 3 | 上向き | 1 | 718 | 4625 |
| | 下向き | 1 | 721 | 4625 |
| 地盤バネ 4 | 上向き | 1 | 731 | 4625 |
| | 下向き | 1 | 733 | 4625 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 1 | 731 | 4625 |
| | 下向き | 1 | 734 | 4625 |

表 4.2.4-2 極限支持力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | 最大接地圧 (kN/m ²) | 極限支持力度 (kN/m ²) |
|--------|-----------|-----|-------------------------------|--------------------------------|
| 地盤バネ 3 | 上向き | 4 | 756 | 4625 |
| | 下向き | 4 | 757 | 4625 |
| 地盤バネ 4 | 上向き | 4 | 761 | 4625 |
| | 下向き | 4 | 762 | 4625 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 4 | 760 | 4625 |
| | 下向き | 4 | 763 | 4625 |

杭の引抜力に対する照査は、杭天端に発生する最大引抜力に対して評価を行う。照査結果を表 4.2.4-3 に示す。杭の引抜力に対する照査を行った結果、最大引抜力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.4-3 杭の引抜力に対する安全率（敷地に遡上する津波時）

| | 鉛直 慣性力 | 杭番号 | 最大引抜力 (kN) | 極限支持力 (kN) |
|--------|-----------|-----|---------------|---------------|
| 地盤バネ 3 | 上向き | 1 | 4971 | 18276 |
| | 下向き | 1 | 4459 | 18276 |
| 地盤バネ 4 | 上向き | 1 | 5502 | 18276 |
| | 下向き | 1 | 5177 | 18276 |
| 地盤バネ 5 | 上向き | 1 | 5487 | 18276 |
| | 下向き | 1 | 4881 | 18276 |

4.2.5 止水ジョイント部の相対変位量に対する評価結果

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査結果を表 4.2.5-1 及び表 4.2.5-2 に示す。なお、詳細な算出方法については「6.12 止水ジョイント部材の相対変位量に関する補足説明」に示す。

重畳時の止水ジョイント部の相対変位量に対する照査を行った結果、相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.5-1 重畳時相対変位量（天端）

| | | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\delta z(m)$ | 最大合成変位量 (m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$ | 許容限界 (m) |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|--|----------|
| 地震時 最終変位 | 防潮扉 2 基礎 | 0.008 | 0.049 | 0.009 | | |
| | 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮堤 | 0.113 | 0.109 | 0.032 | | |
| | 重畳時増分（敷地に遡上する津波） | 0.471 | 0.471 | 0.001 | | |
| 合計 | | 0.592 | 0.629 | 0.042 | 0.865 | 1.5 |

表 4.2.5-2 重畳時相対変位量（地表面）

| | | $\delta x(m)$ | $\delta y(m)$ | $\delta z(m)$ | 最大合成変位量 (m) $\sqrt{(\delta x^2 + \delta y^2 + \delta z^2)}$ | 許容限界 (m) |
|-------------|--------------------|---------------|---------------|---------------|--|----------|
| 地震時 最終変位 | 防潮扉 2 基礎 | 0.008 | 0.049 | 0.009 | | |
| | 鋼管杭鉄筋コンクリート 防潮堤 | 0.113 | 0.109 | 0.032 | | |
| | 重畳時増分（敷地に遡上する津波） | 0.188 | 0.188 | 0.001 | | |
| 合計 | | 0.309 | 0.346 | 0.042 | 0.466 | 1.5 |

4.3 まとめ

「4.1 津波時」及び「4.2 重畳時」による全ての評価項目において、防潮扉2基礎の評価対象部位に作用する応力の照査値、基礎地盤の接地圧、杭の引抜き力、止水ジョイント部の相対変位が許容限界以下であることを確認した。

防潮扉 2 基礎の強度評価に関する参考資料

(参考 1) 1次元有効応力解析における減衰定数の設定について

有効応力解析における減衰定数については、固有値解析にて求まる固有周期及び減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下の Rayleigh 減衰にて与える。なお、Rayleigh 減衰を $\alpha=0$ となる剛性比例型減衰とする。Rayleigh 減衰の設定は、応答変位法において地盤の低次のモードの変形が特に支配的となることから、地盤全体系に対して、その特定の振動モードの影響が大きいことを考慮し、かつ、振動モードの影響が全体系に占める割合の観点から、刺激係数に着目し行う。設定した Rayleigh 減衰を図 1-1 に示す。

1 次の基準モードについては、地盤がせん断変形しているモードを選定している。

なお、初期減衰定数は、地盤については 1%（解析における減衰は、ひずみが多い領域では履歴減衰が支配的となる。そのため、解析上の安定のためになるべく小さい値として 1%を採用している。）とする。

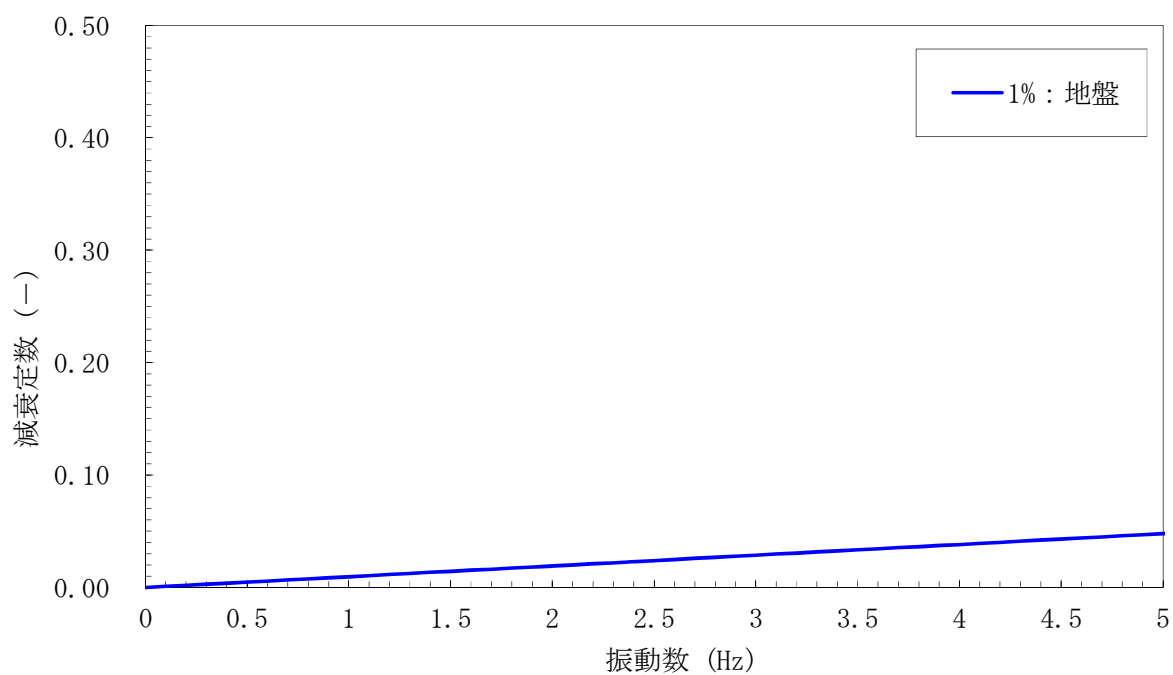


図 1-1 (1) 設定した Rayleigh 減衰
(A-A断面 検討ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)

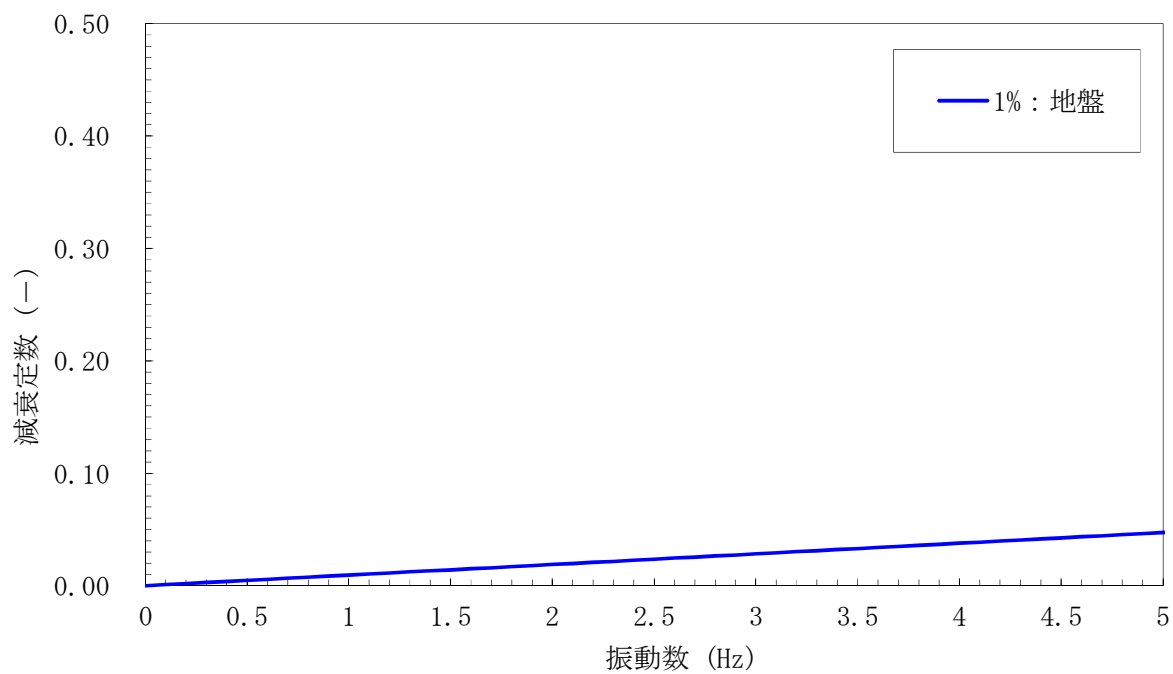


図 1-1 (2) 設定した Rayleigh 減衰
(A-A断面 検討ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)

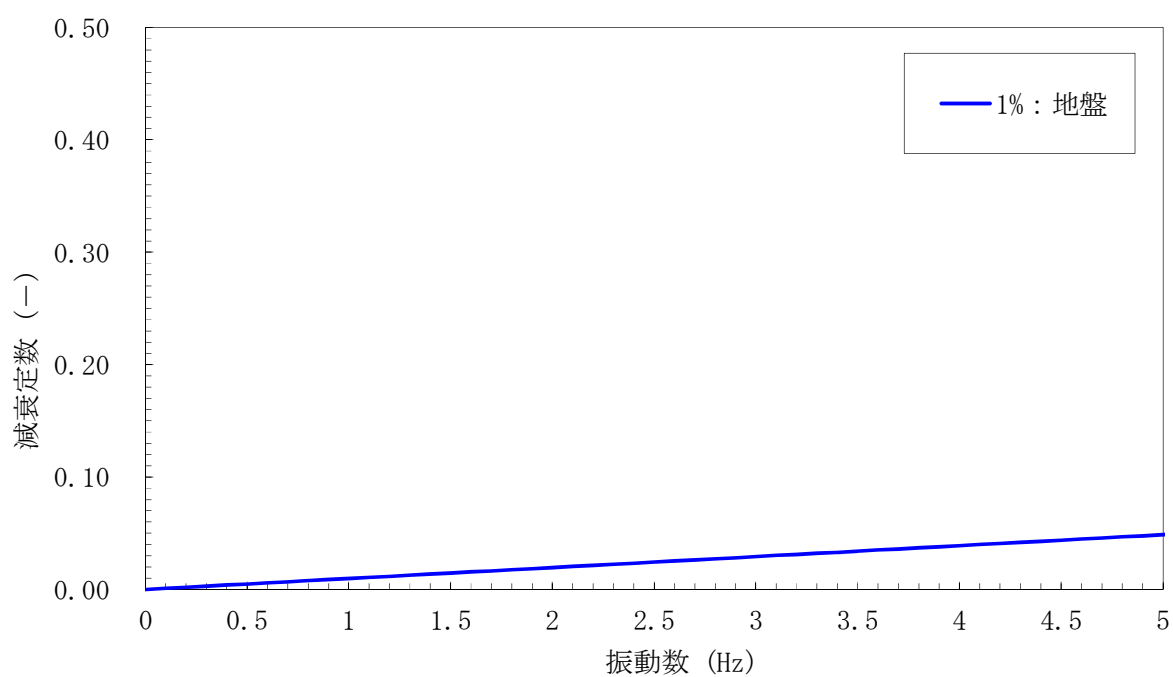


図 1-1 (3) 設定した Rayleigh 減衰
(A-A断面 検討ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)

(参考 2) 部材の有効高さが変化する場合のせん断照査

コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（2002 年制定）に従い、以下のとおり照査を行った。

壁部のせん断力照査において、部材の有効高さが変化する場合の式を適用し、照査に使用するせん断力 V_1 を下式のとおりとする。

$$V_1 = V - \frac{M}{d} (\tan \alpha)$$

ただし、 V ：せん断力

M ：曲げモーメント

d ：断面の有効高さ

α ：部材端面が鉛直線となす角度

曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって、部材の有効高さが増す場合には α は正、有効高さが減じる場合には負号をとる。すなわち、曲げモーメントの分布により図 2-1 の A または B の式により V_1 を算出する。

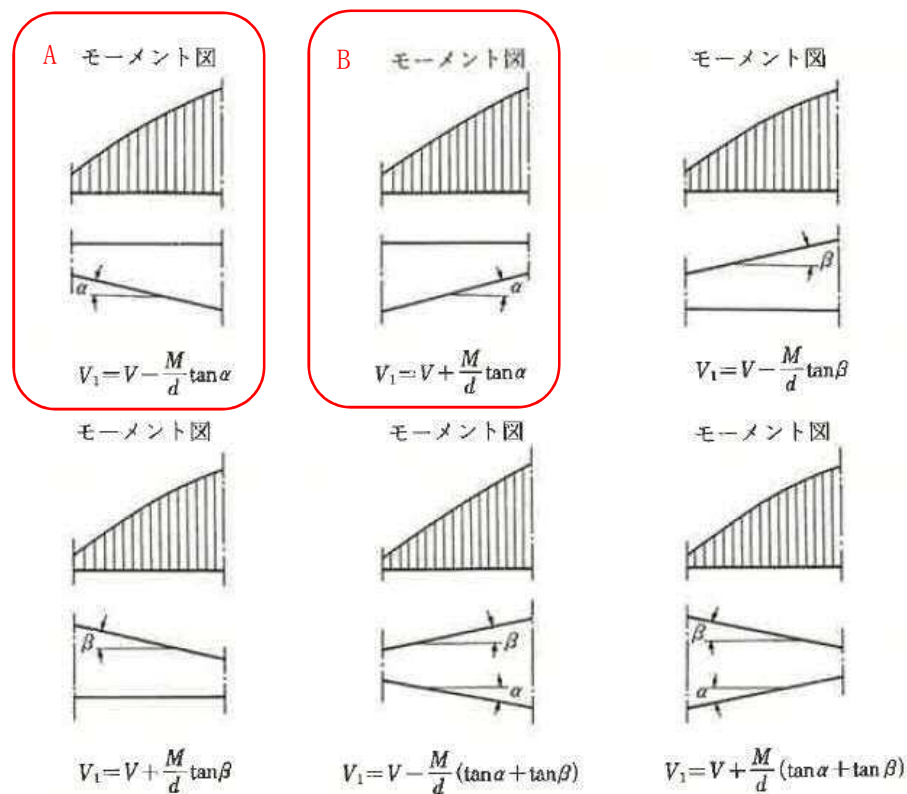


図 2-1 V_1 の算出

津波時は，すべてのケースにおいて曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって有効高さが増すため，図 2-1 の A の式を適用する。津波時における照査結果を表 2-1 及び表 2-2 に示す。

表 2-1 セン断力に対する照査結果（基準津波時）

| | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|--------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 地盤バネ 1 | 5731 | 4996 | 16981 | 22290 | 0.23 |
| 地盤バネ 2 | 5731 | 4996 | 16981 | 22290 | 0.23 |

表 2-2 セン断力に対する照査結果（敷地に遡上する津波時）

| | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|--------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 地盤バネ 1 | 18871 | 13263 | 129624 | 22290 | 0.51 |
| 地盤バネ 2 | 18871 | 13263 | 129624 | 22290 | 0.51 |

重畳時は，すべてのケースにおいて曲げモーメントの絶対値が増すにしたがって有効高さが増すため，図 2-1 の A の式を適用する。重畳時における照査結果を表 2-3～表 2-8 に示す。

表 2-3 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 3：基準津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 8768 | 7319 | 33494 | 22290 | 0.33 |
| 下向き | 8768 | 7319 | 33494 | 22290 | 0.33 |

表 2-4 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 4：基準津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 8768 | 7319 | 33494 | 22290 | 0.33 |
| 下向き | 8768 | 7319 | 33494 | 22290 | 0.33 |

表 2-5 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 5：基準津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 8626 | 7219 | 32525 | 22290 | 0.33 |
| 下向き | 8626 | 7219 | 32525 | 22290 | 0.33 |

表 2-6 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 3：敷地に遡上する津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 23491 | 16780 | 155149 | 26512 | 0.64 |
| 下向き | 23491 | 16780 | 155149 | 26512 | 0.64 |

表 2-7 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 4：基準津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 23491 | 16780 | 155149 | 26512 | 0.64 |
| 下向き | 23491 | 16780 | 155149 | 26512 | 0.64 |

表 2-8 セン断力に対する照査結果（地盤バネ 5：基準津波時）

| 鉛直 慣性力 | せん断力 (kN) | | 曲げモーメント (kN・m) | 許容せん断力 (kN) | 曲げ モーメント 考慮後の せん断力に 対する 照査値 |
|-----------|--------------------|--------------------|-------------------|----------------|--|
| | 曲げ モーメント 考慮前 | 曲げ モーメント 考慮後 | | | |
| 上向き | 23277 | 16628 | 153703 | 26512 | 0.63 |
| 下向き | 23277 | 16628 | 153703 | 26512 | 0.63 |

(参考3) 杭頭の照査結果

杭頭部の結合方法は、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅳ下部構造編）・同解説」に示される方法Bにより底版と剛結合する。図3-1に杭頭部配筋図を示す。

(1) 鉛直押抜きせん断に対する照査

コンクリートの垂直押抜きせん断応力度の照査は下式により行う。

$$\tau_v = \frac{P}{\pi (D+h) h} \leq \tau_a$$

ただし、隣接する杭との間でせん断面が重なり、さらに端部の杭ではせん断面が底版側面を横切ることになるため、抵抗断面としてこれらをせん断面から控除し、下式により照査する。

$$\tau_v = \frac{P}{Lh} \leq \tau_a$$

ただし、L：抵抗断面の弧長(mm)

杭の配置を考慮した図3-2及び図3-3参照

h：垂直方向の押抜きせん断に抵抗する底版の有効厚さ(mm)＝3900 mm

τ_a ：許容押抜きせん断応力度 基準津波時 1.65 (N/mm²)

敷地に遡上する津波時 2.2 (N/mm²)



図3-1 杭頭部配筋図

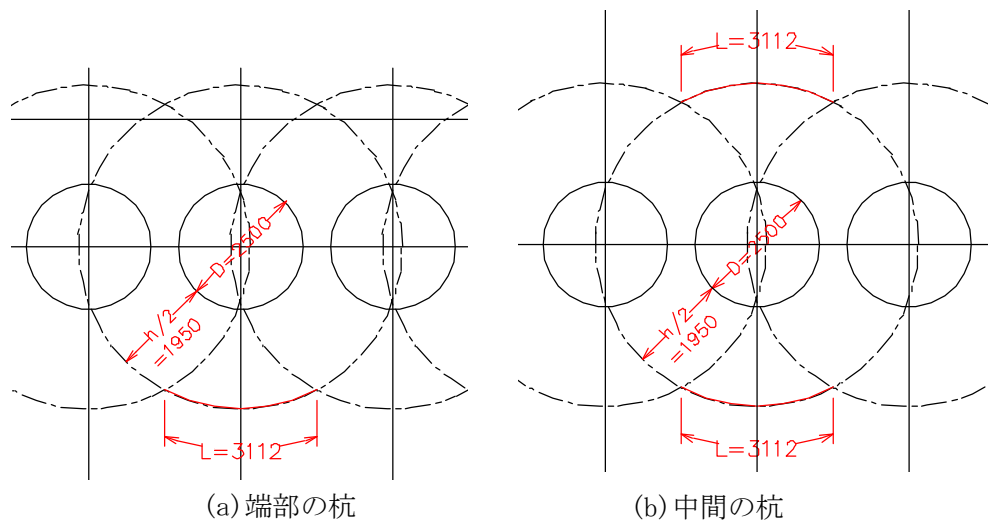


図 3-2 A-A断面の抵抗断面

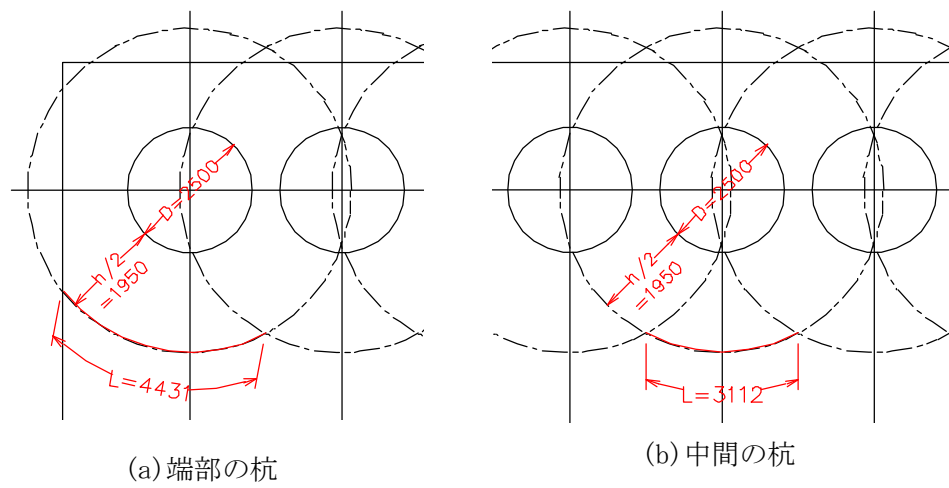


図 3-3 B-B断面の抵抗断面

表 3-1 津波時の鉛直押抜きせん断に対する照査

| | 地盤バネ | 杭 番号 | 軸力 (kN) 圧縮正 | 押抜きせん 断応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|----------------|--------|---------|-------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 基準津波時 | 地盤バネ 1 | 1 | 2547 | 0.3 | 1.65 | 0.19 |
| | 地盤バネ 2 | 1 | 2852 | 0.3 | 1.65 | 0.19 |
| 敷地に遡上する 津波時 | 地盤バネ 1 | 4 | 5295 | 0.5 | 2.2 | 0.23 |
| | 地盤バネ 2 | 4 | 5638 | 0.5 | 2.2 | 0.23 |

表 3-2 重畳時の鉛直押抜きせん断に対する照査

| | 地盤バネ | 鉛直 加速度 | 杭 番号 | 軸力 (kN) 圧縮正 | 押抜きせん 断応力度 (N/mm ²) | 短期許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|----------------|--------|-----------|---------|-------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|------|
| 基準津波時 | 地盤バネ 3 | 上 | 4 | 5969 | 0.5 | 1.65 | 0.31 |
| | | 下 | 4 | 6334 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | 地盤バネ 4 | 上 | 4 | 6348 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | | 下 | 4 | 6572 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | 地盤バネ 5 | 上 | 4 | 6199 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| | | 下 | 4 | 6643 | 0.6 | 1.65 | 0.37 |
| 敷地に遡上する 津波時 | 地盤バネ 3 | 上 | 4 | 9403 | 0.8 | 2.2 | 0.37 |
| | | 下 | 4 | 9704 | 0.8 | 2.2 | 0.37 |
| | 地盤バネ 4 | 上 | 4 | 9785 | 0.9 | 2.2 | 0.41 |
| | | 下 | 4 | 9959 | 0.9 | 2.2 | 0.41 |
| | 地盤バネ 5 | 上 | 4 | 9672 | 0.8 | 2.2 | 0.37 |
| | | 下 | 4 | 10018 | 0.9 | 2.2 | 0.41 |

(2) 中詰補強筋に対する照査

杭頭接合部は「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編（平成 14 年 3 月）」に従い，図 3-4 に示す仮想鉄筋コンクリート断面を設定し，杭頭の曲げモーメントおよび軸力に対し鉄筋の応力度照査を行う。

照査に用いる杭頭の断面力および照査結果を以下に示す。

なお，照査に用いる断面力は各杭に対して，曲げモーメントの最大値および軸力の最大値（圧縮最大）の組み合わせと曲げモーメントの最大値および軸力の最小値（引張最大）の組み合わせの 2 通りとする。

表 3-3 仮想鉄筋コンクリート断面諸元

| 断面径 (m) | 中詰補強筋 |
|------------|---------------|
| 2.9 | D51-40 本(2 段) |

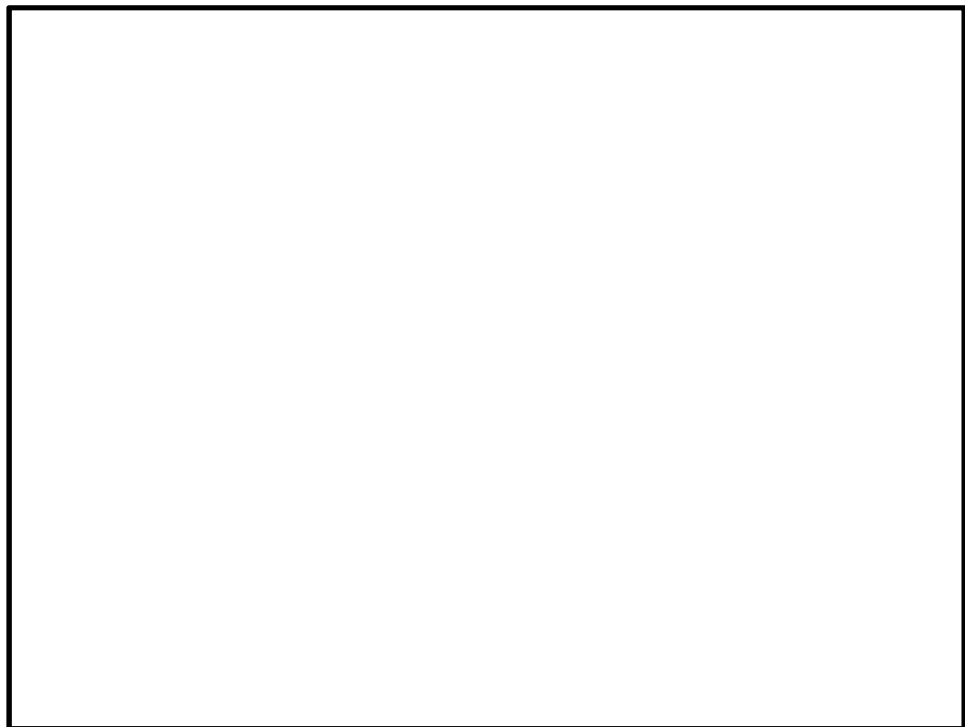


図 3-4 仮想鉄筋コンクリート断面

表 3-4 (1) 津波時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・コンクリート）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | -1637 | 2437 | 0.8 | 21 | 0.04 |
| 地盤バネ 2 | 4 | -2101 | 2703 | 1 | 21 | 0.05 |

表 3-4 (2) 津波時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・鉄筋）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | -1637 | 2437 | 2.7 | 435 | 0.01 |
| 地盤バネ 2 | 4 | -2101 | 2703 | 4.9 | 435 | 0.02 |

表 3-5 (1) 津波時の杭頭断面力に対する照査（敷地に遡上する津波時・コンクリート）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 地盤バネ 1 | 4 | -3422 | 5295 | 1.7 | 28 | 0.07 |
| 地盤バネ 2 | 4 | -3411 | 5638 | 1.7 | 28 | 0.07 |

表 3-5 (2) 津波時の杭頭断面力に対する照査（敷地に遡上する津波時・鉄筋）

| | 杭番号 | 曲げ モーメント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|--------|-----|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 地盤バネ 1 | 1 | -2013 | 401 | 16.9 | 478.5 | 0.04 |
| 地盤バネ 2 | 1 | -2119 | 121 | 19.8 | 478.5 | 0.05 |

表 3-6 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 3・コンクリート）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 3 | -21193 | 4856 | 9.8 | 21 | 0.47 |
| 下向き | 3 | -21166 | 5242 | 9.8 | 21 | 0.47 |

表 3-6 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 3・鉄筋）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -19338 | -1981 | 203 | 435 | 0.47 |
| 下向き | 1 | -19135 | -1434 | 197.1 | 435 | 0.46 |

表 3-7 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 4・コンクリート）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 3 | -23557 | 5062 | 10.9 | 21 | 0.52 |
| 下向き | 3 | -23534 | 5290 | 10.9 | 21 | 0.52 |

表 3-7 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 4・鉄筋）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -21689 | -2252 | 227.9 | 435 | 0.53 |
| 下向き | 1 | -21553 | -1917 | 224.1 | 435 | 0.52 |

表 3-8 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 5・コンクリート）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 3 | -23500 | 4935 | 10.8 | 21 | 0.52 |
| 下向き | 3 | -23461 | 5394 | 10.8 | 21 | 0.52 |

表 3-8 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査（基準津波時・地盤バネ 5・鉄筋）

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -21700 | -2379 | 228.9 | 435 | 0.53 |
| 下向き | 1 | -21443 | -1715 | 221.6 | 435 | 0.51 |

表 3-9 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 3・コンクリート)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 4 | -21593 | 9403 | 10.1 | 28 | 0.37 |
| 下向き | 4 | -21610 | 9704 | 10.1 | 28 | 0.37 |

表 3-9 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 3・鉄筋)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -21290 | -4971 | 243.7 | 478.5 | 0.51 |
| 下向き | 1 | -21227 | -4459 | 239.3 | 478.5 | 0.51 |

表 3-10 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 4・コンクリート)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 4 | -23712 | 9785 | 11 | 28 | 0.40 |
| 下向き | 4 | -23759 | 9959 | 11.1 | 28 | 0.40 |

表 3-10 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・地盤バネ 4・鉄筋)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -23509 | -5502 | 269.1 | 478.5 | 0.57 |
| 下向き | 1 | -23499 | -5177 | 266.7 | 478.5 | 0.56 |

表 3-11 (1) 重畳時の杭頭断面力に対する照査
(敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5・コンクリート)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ圧縮 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 4 | -23920 | 9672 | 11.1 | 28 | 0.40 |
| 下向き | 4 | -23980 | 10018 | 11.2 | 28 | 0.40 |

表 3-11 (2) 重畳時の杭頭断面力に対する照査 (敷地に遡上する津波時・地盤バネ 5・鉄筋)

| 鉛直加速度 | 杭 番号 | 曲げモー メント (kN・m) | 軸力 (kN) 圧縮正 | 曲げ引張 応力 (N/mm ²) | 短期 許容 応力度 (N/mm ²) | 照査値 |
|-------|---------|-----------------------|-------------------|------------------------------------|---|------|
| 上向き | 1 | -23436 | -5487 | 268.3 | 478.5 | 0.57 |
| 下向き | 1 | -23416 | -4881 | 263.7 | 478.5 | 0.56 |