

(6) 構造物の変形性に対する評価結果

地震時における止水ジョイント部の異種構造物間（鋼製防護壁と鉄筋コンクリート防潮壁）の相対変位量に対する照査結果を表 4.11-224 に示す。各構造物の壁天端端部における変位は、2次元有効応力解析の結果から算定する。なお、鋼製防護壁については、堤軸方向において壁中心高さの1本梁でモデル化していることから、基礎天端の並進変位及び回転変位より、鋼製防護壁の高さを考慮して、天端端部の水平変位を並進変位+回転変位×鋼製防護壁の高さとして算定する。異種構造物間の相対変位は、防潮堤（鋼製防護壁）と鉄筋コンクリート防潮壁の各方向（X，Y，Z）における発生変位を方向ごとに足し合わせて求めた δ_x 、 δ_y 、 δ_z の3成分を合成して算出していることから、十分に保守的な評価となっている。異種構造物間の相対変位の算定図を図 4.11-391 に示す。

地震時における止水ジョイント部の異種構造物間の相対変位量に対する照査を行った結果、止水ジョイント部の相対変位量が許容限界以下であることを確認した。

なお、止水機構の評価については、「5. 防潮堤（鋼製防護壁）の止水機構に関する補足説明」に示す。

表 4.11-224 異種構造物間の地震時相対変位量

位置番号	δ_x (m)	δ_y (m)	δ_z (m)	最大発生変位量(m) $\sqrt{(\delta_x^2 + \delta_y^2 + \delta_z^2)}$	許容限界 (m)
南側	0.694	1.109	0.100	1.312	2.0
北側	0.697	1.275	0.110	1.457	2.0

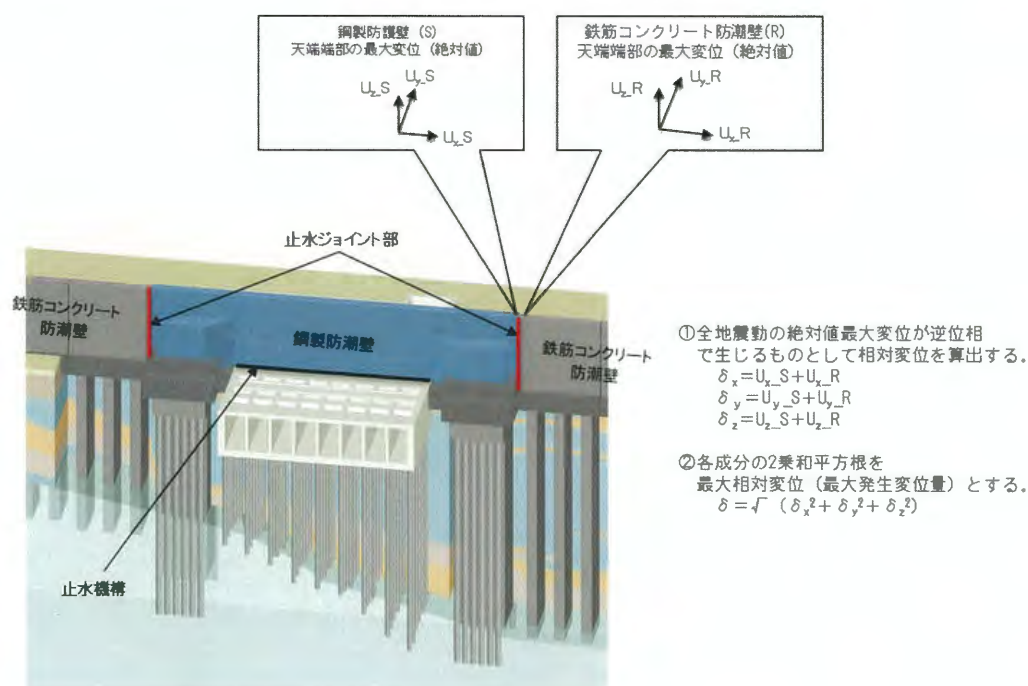


図 4.11-391 異種構造物間の相対変位の算定図

5. まとめ

鋼製防護壁基礎のうち中実鉄筋コンクリートでは、堤軸方向のせん断力の照査が最も厳しい状況にある一方で、頂版鉄筋コンクリートについては堤軸直交方向の照査値が大きめになっている。また、中実鉄筋コンクリートの荷重負担に比べて、鋼管杭、巻立て鉄筋コンクリート及び杭頭接合部の負担は抑制されて、いずれの部材においても照査値に十分な余裕があることを確認した。

鋼製防護壁及び接合部については、堤軸方向の断面力に対する照査値が大きい傾向にあり、鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎との拘束効果が確認できる。

基礎地盤の支持性能については、中実鉄筋コンクリートの堤軸方向、鋼管杭の堤軸直交方向で最大接地圧が発生しているが、いずれも許容限界以下である。

以上のことから、防潮堤（鋼製防護壁）について、基準地震動 S_s による地震力に対し、構造物の曲げ軸力及びせん断力、基礎地盤の接地圧並びに構造物の変形性に対する照査結果がすべて許容限界以下であり、基準地震動 S_s による地震力に対して要求機能を維持できることを確認した。

なお、接合部におけるアンカーボルト、ベースプレート、中詰め鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートについては、特殊な部材・構造形式であることから、設計の妥当性を再確認するため、複雑な応力状態を精緻に評価可能な3次元解析（COM3）を実施した。

その結果、3次元解析（COM3）においても接合部の設計が妥当であることを確認した。

3次元解析（COM3）の実施内容及び結果については、「4. 防潮堤（鋼製防護壁）の接合部アンカーに関する補足説明」に示す。

防潮堤（鋼製防護壁）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

動的解析における地盤及び構造物の減衰は、固有値解析により求められる固有周期及び減衰定数に基づき、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 減衰は、 $\alpha=0$ となる要素剛性比例型減衰とする。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K], \quad \alpha = 0, \quad \beta = h / (\pi \cdot f)$$

ここで、

[C] : 減衰マトリックス

[M] : 質量マトリックス

[K] : 剛性マトリックス

α, β : Rayleigh 減衰の係数

h : 各材料の減衰定数

f : 固有値解析により求められる 1 次固有振動数

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いくことから、Rayleigh 減衰の係数 α, β の両方を用いると、質量比例項の減衰 $\alpha [M]$ の影響により、有効応力解析における減衰係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 $\alpha [M]$ の影響がない要素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係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係数として、初期減衰定数よりも保守的に小さい側のモード減衰係数を適用し、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 $\alpha [M]$ の影響がない要素剛性比例型減衰を採用した。図 1 に Rayleigh 減衰の設定フローを示す。

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 2～図 13 に示す。また、設定した Rayleigh 減衰を図 14～図 25 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、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、地盤の減衰定数は 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。)、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 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)), コンクリートの減衰定数は 5 % (J EAG 4 6 0 1 -1987) とする。

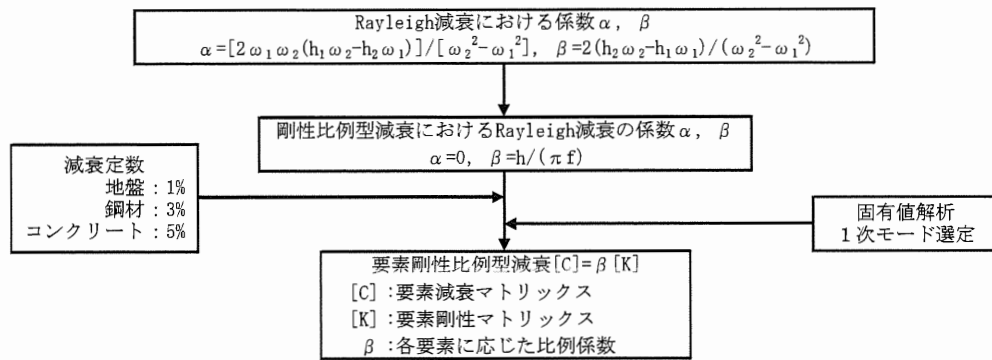


図 1 Rayleigh 減衰の設定フロー

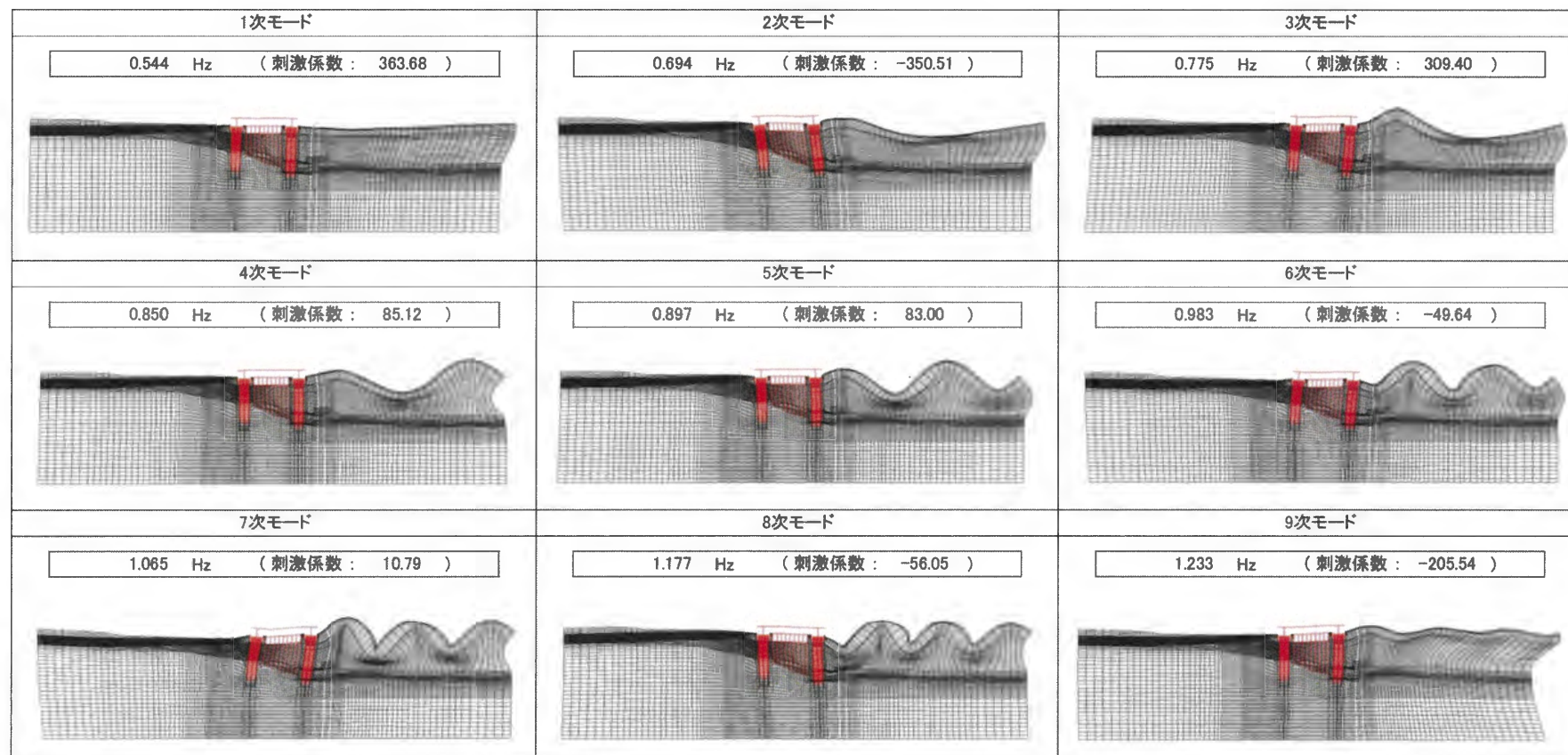


図2 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）
 （①－①断面）

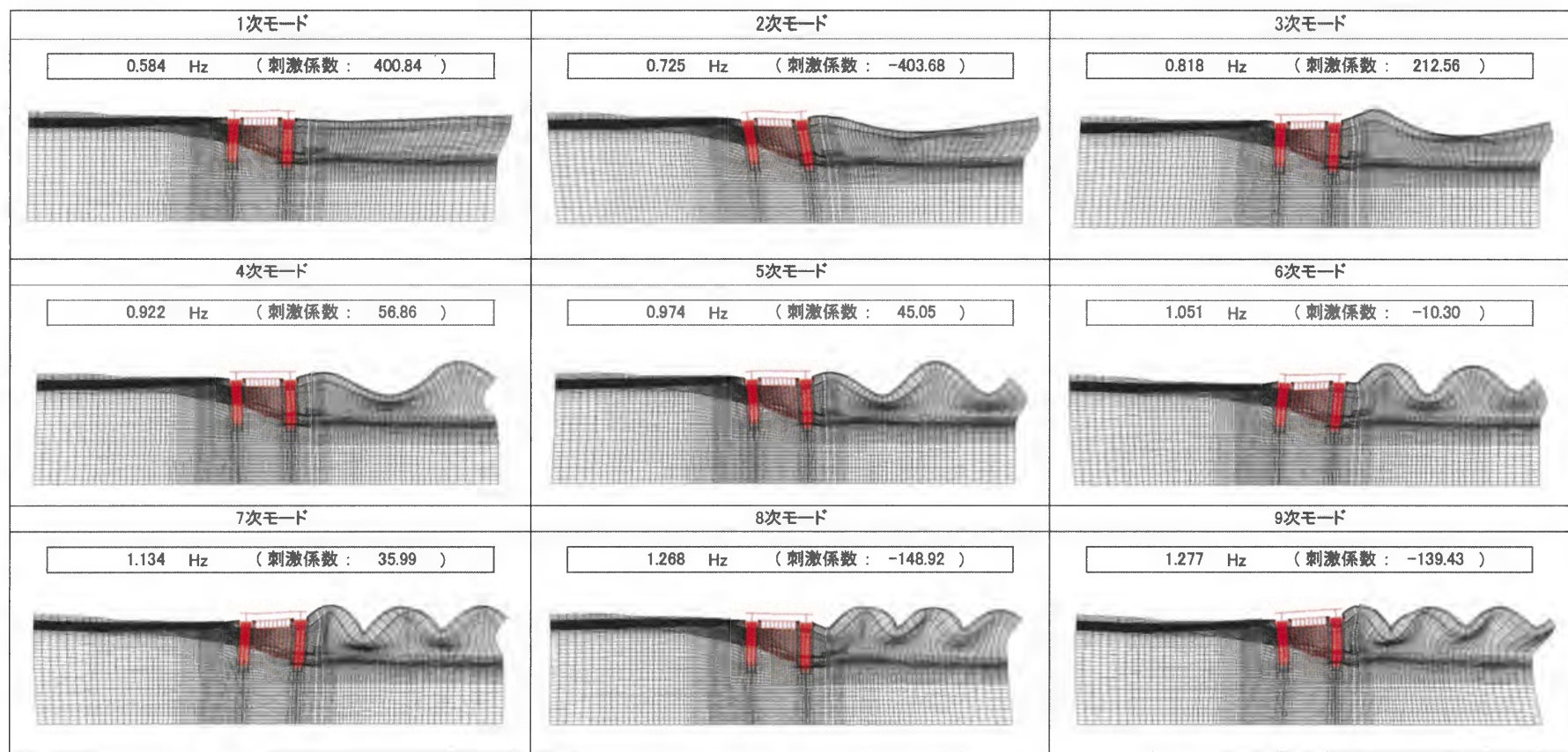


図3 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）
 （①-①断面）

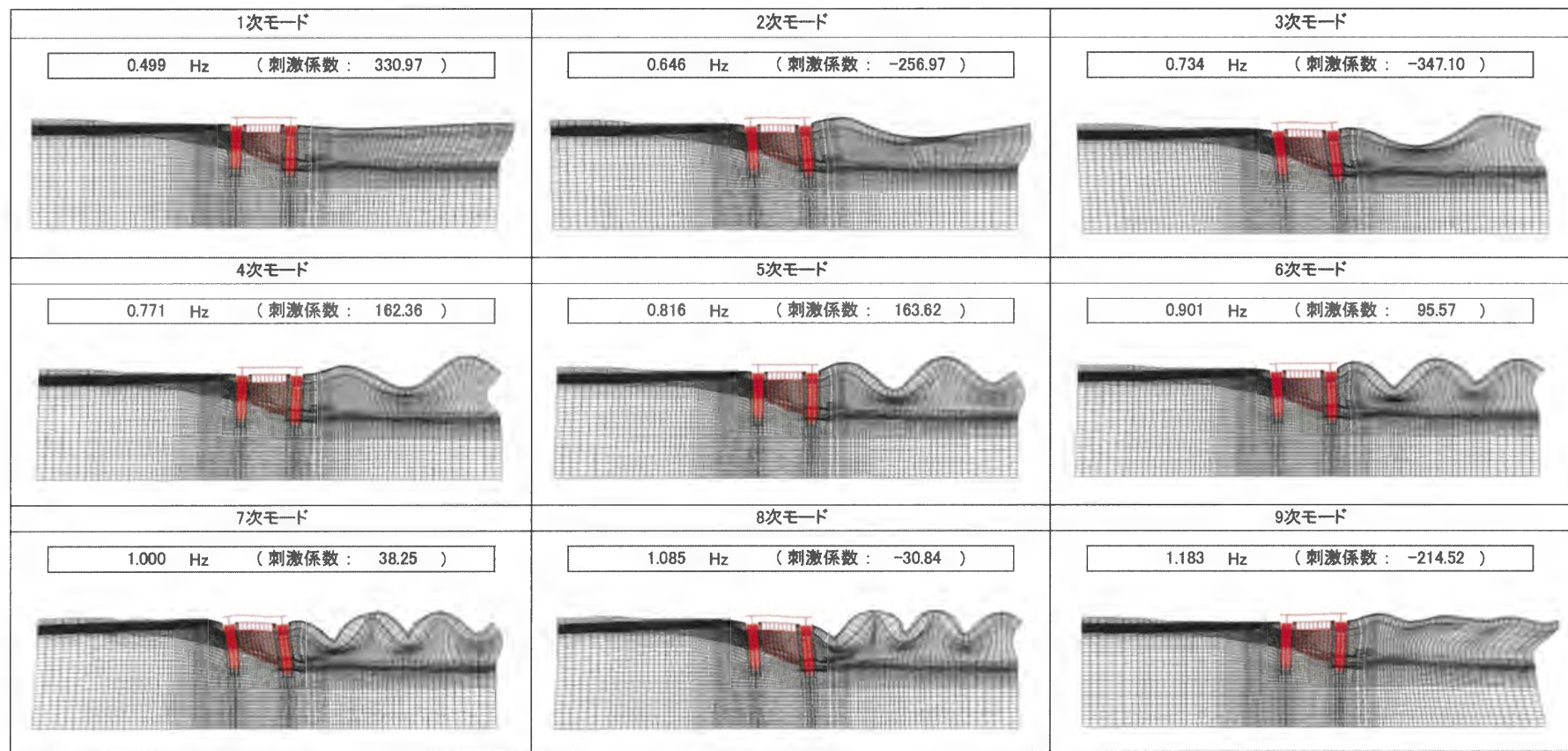


図4 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
（地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）
（①-①断面）

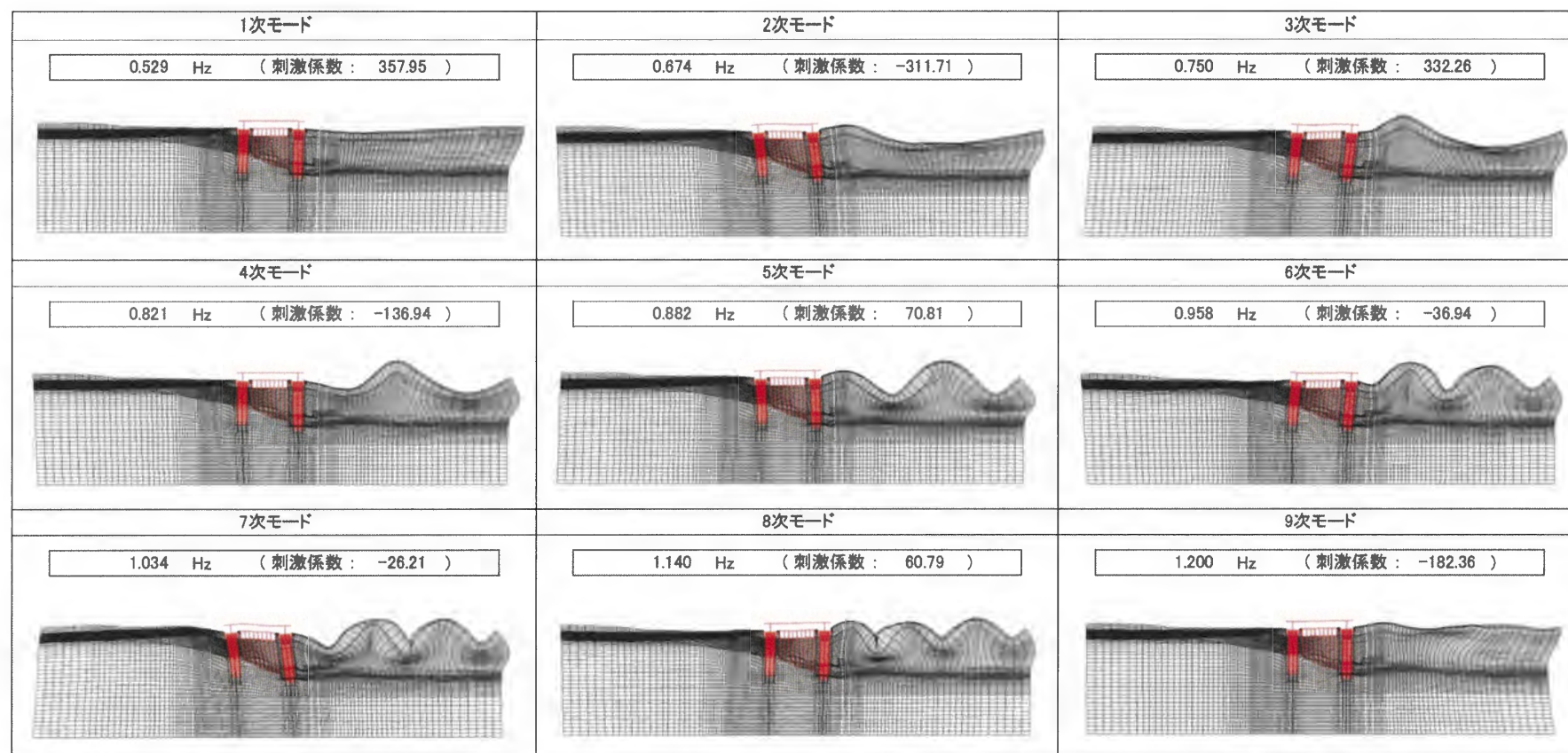


図5 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果

（地盤ケース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）

（①－①断面）

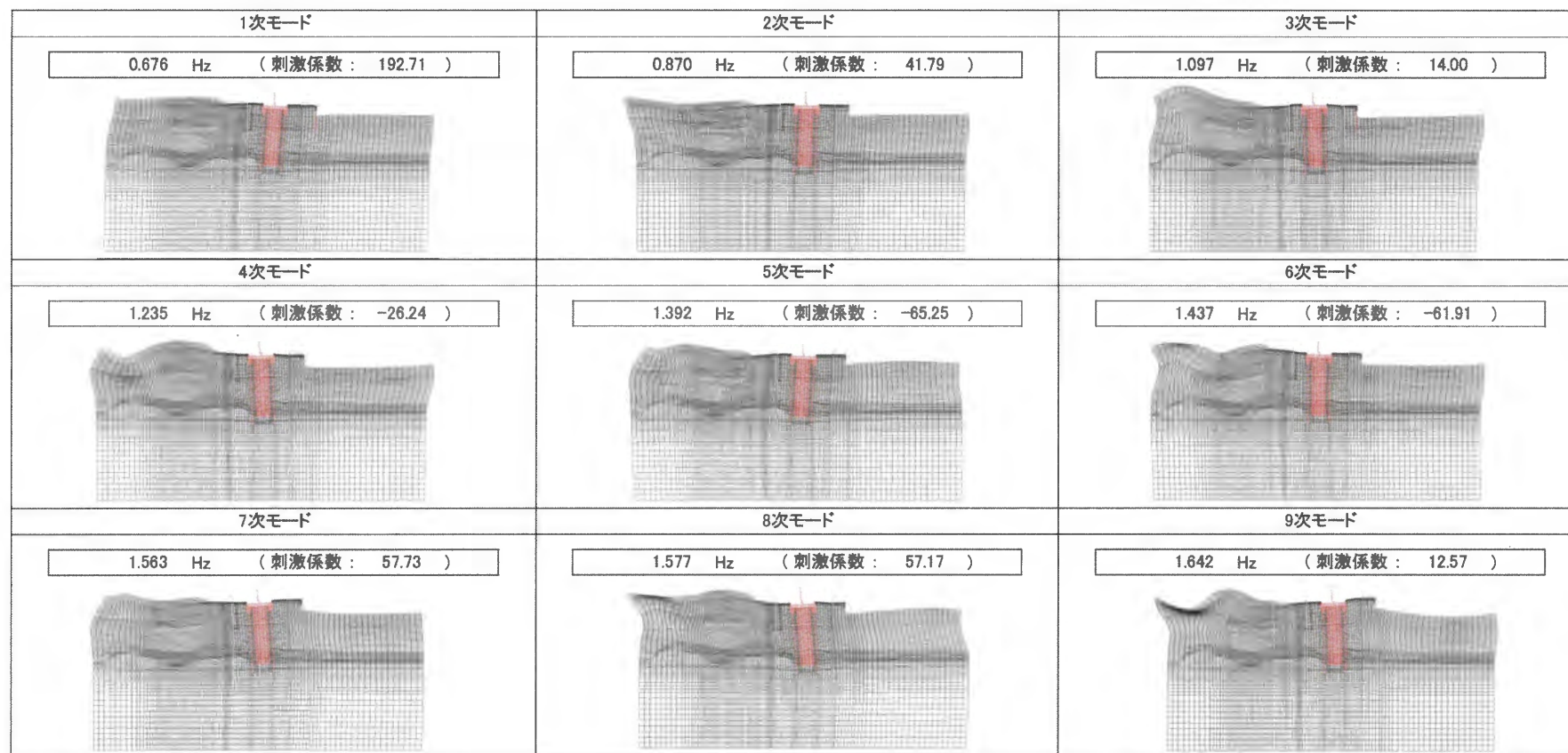


図6 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）
 （②-②断面）

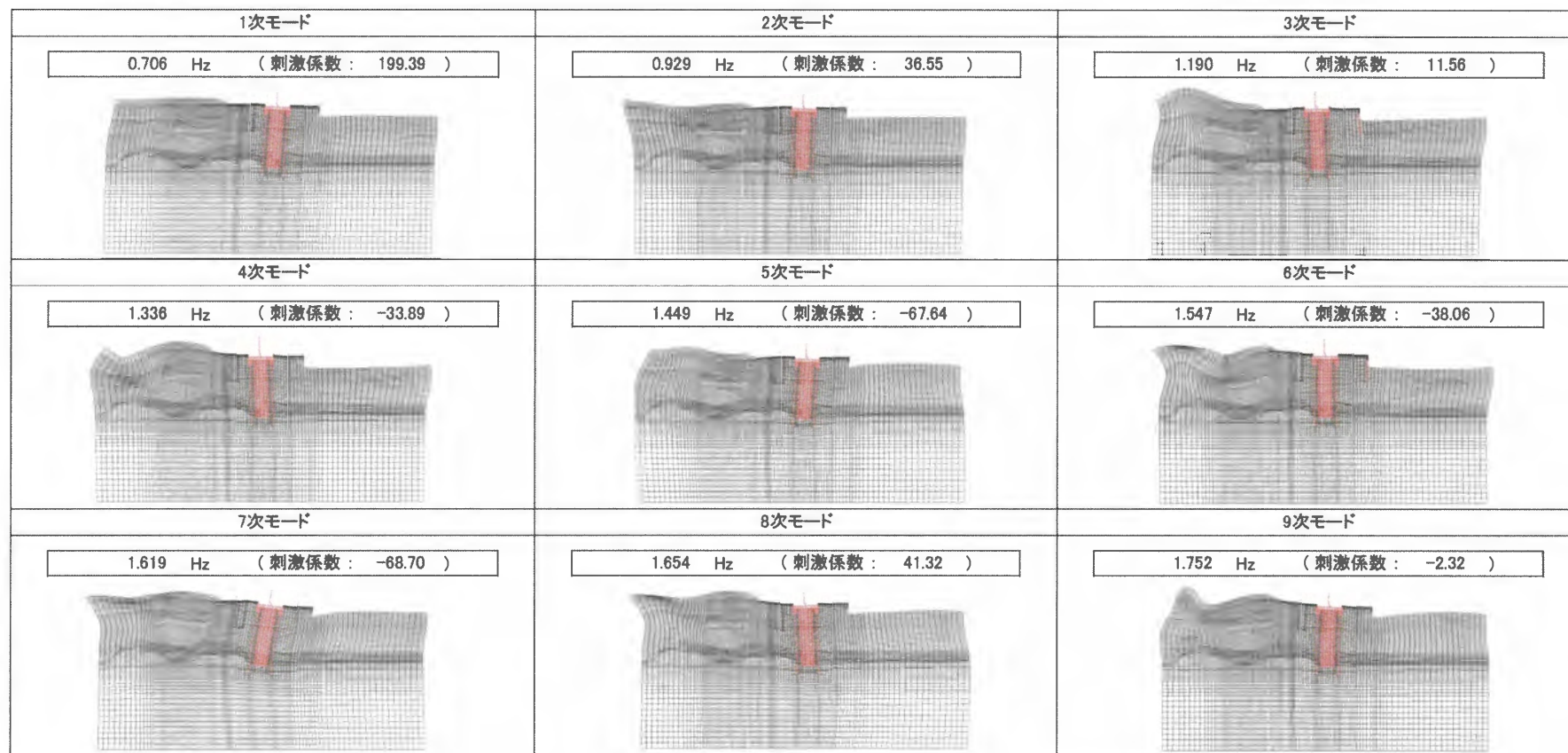


図7 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）
 （②-②断面）

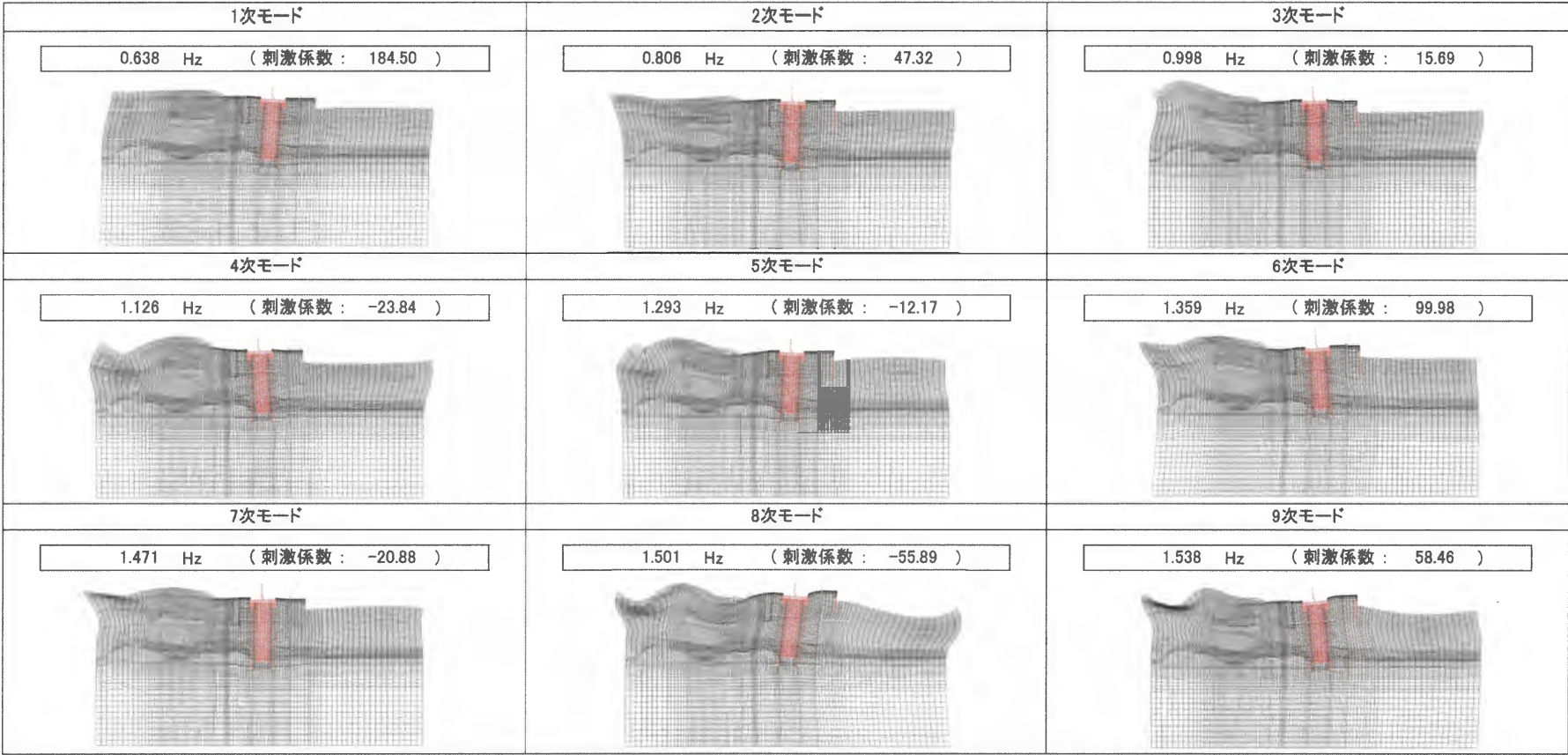


図8 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）
 （②-②断面）

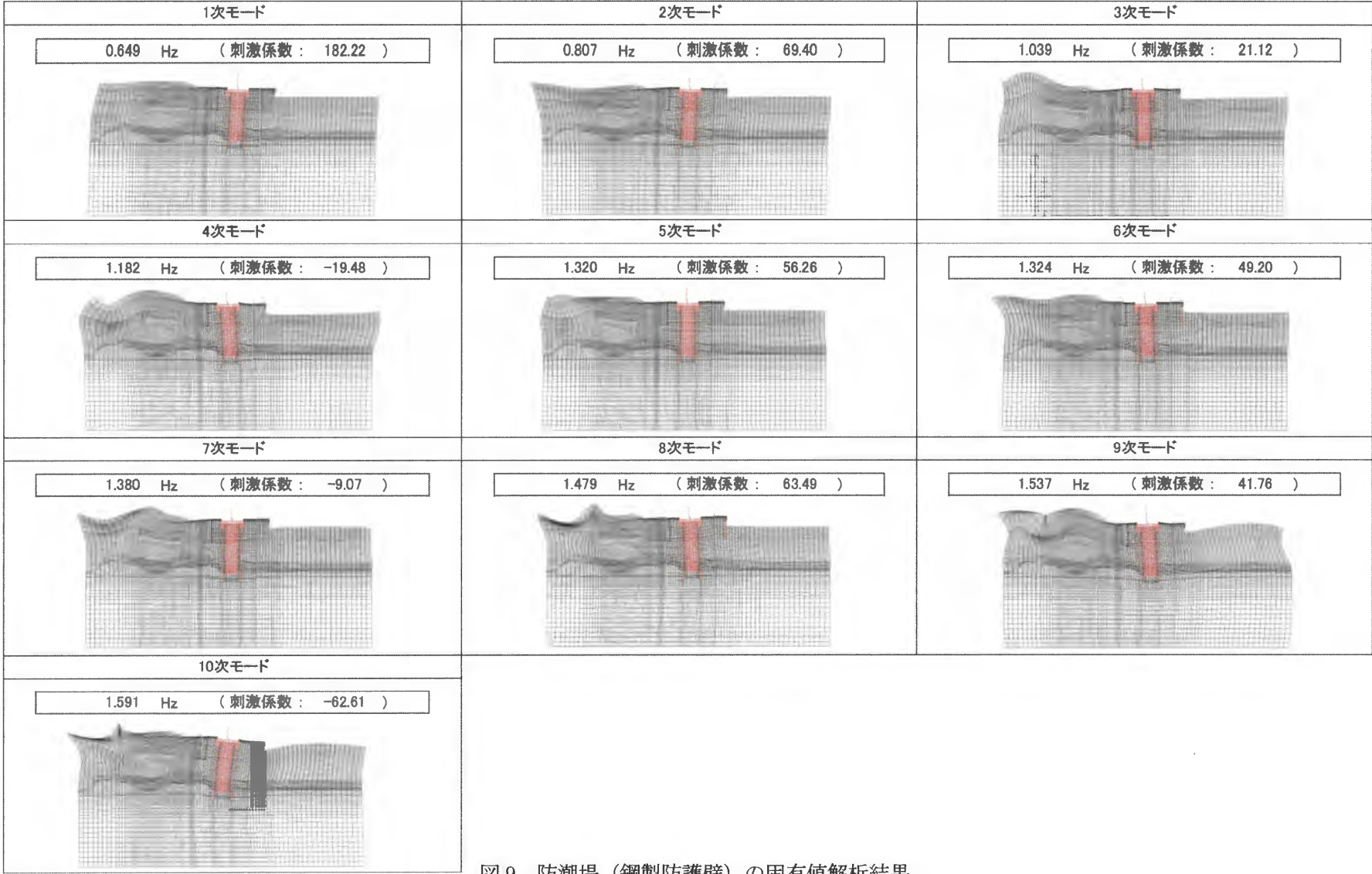


図9 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果

（地盤ケース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）
 （②－②断面）

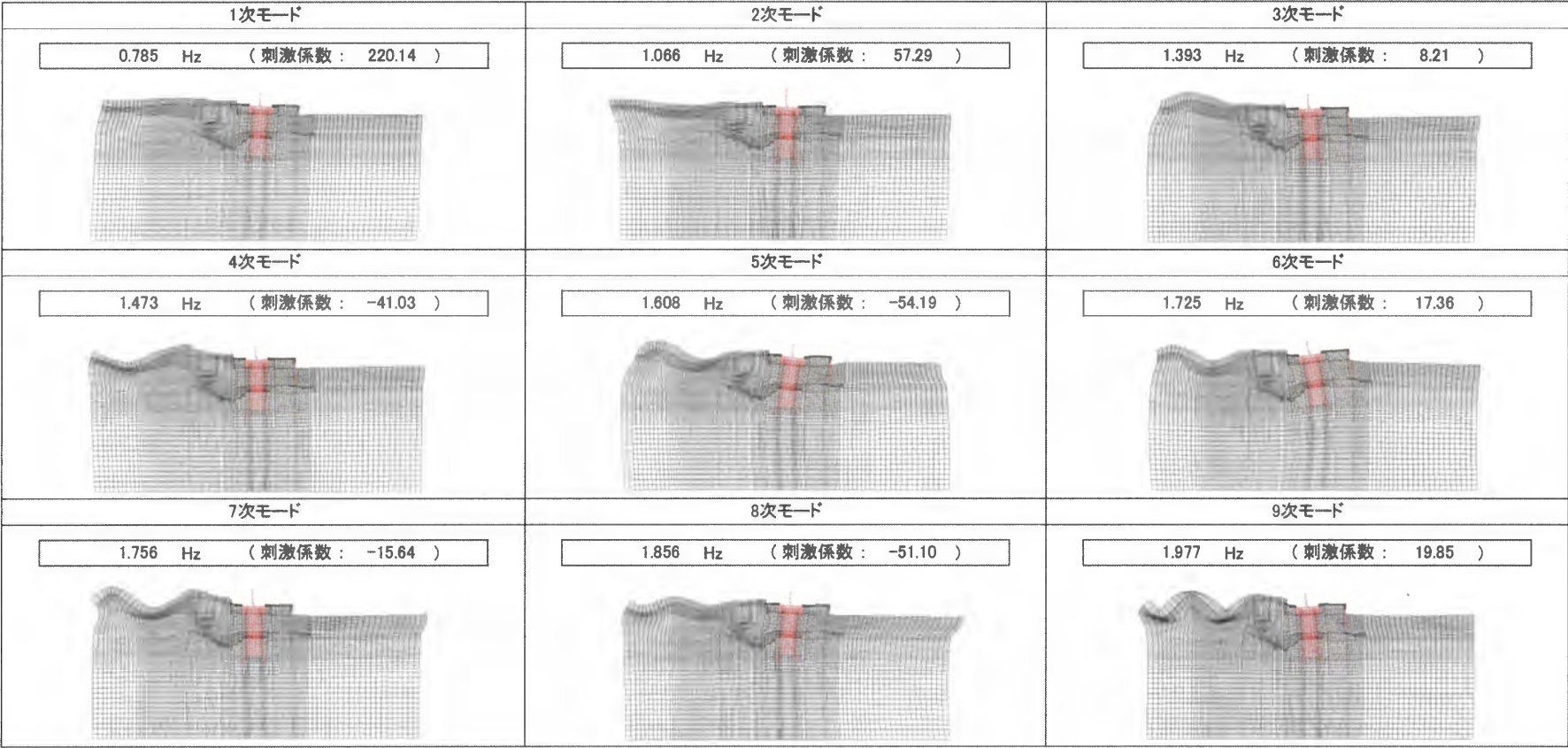


図 10 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース）
 （③－③断面）

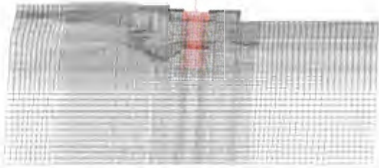
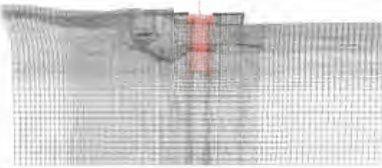
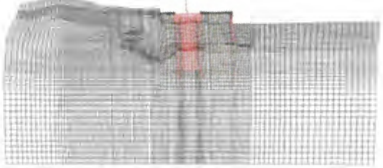
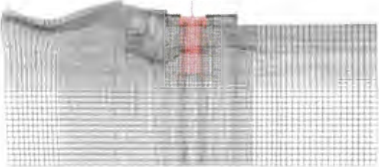
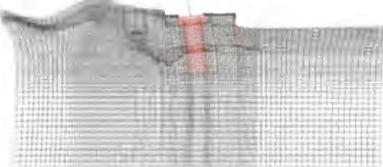
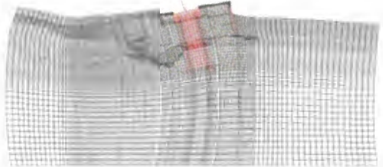
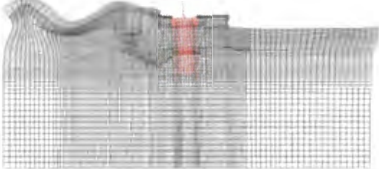
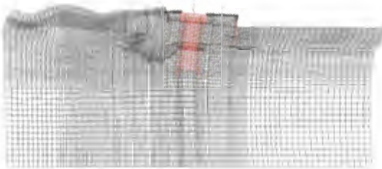
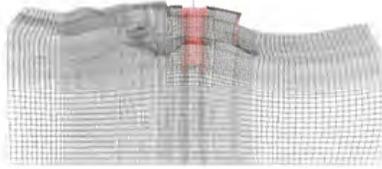
1次モード 0.799 Hz (刺激係数 : 224.94) 	2次モード 1.118 Hz (刺激係数 : 44.78) 	3次モード 1.464 Hz (刺激係数 : -6.98) 
4次モード 1.553 Hz (刺激係数 : -47.42) 	5次モード 1.704 Hz (刺激係数 : 42.94) 	6次モード 1.737 Hz (刺激係数 : 20.65) 
7次モード 1.898 Hz (刺激係数 : -12.15) 	8次モード 1.955 Hz (刺激係数 : -50.71) 	9次モード 2.032 Hz (刺激係数 : 16.07) 

図 11 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮（+1 σ ）した解析ケース）
 （③－③断面）

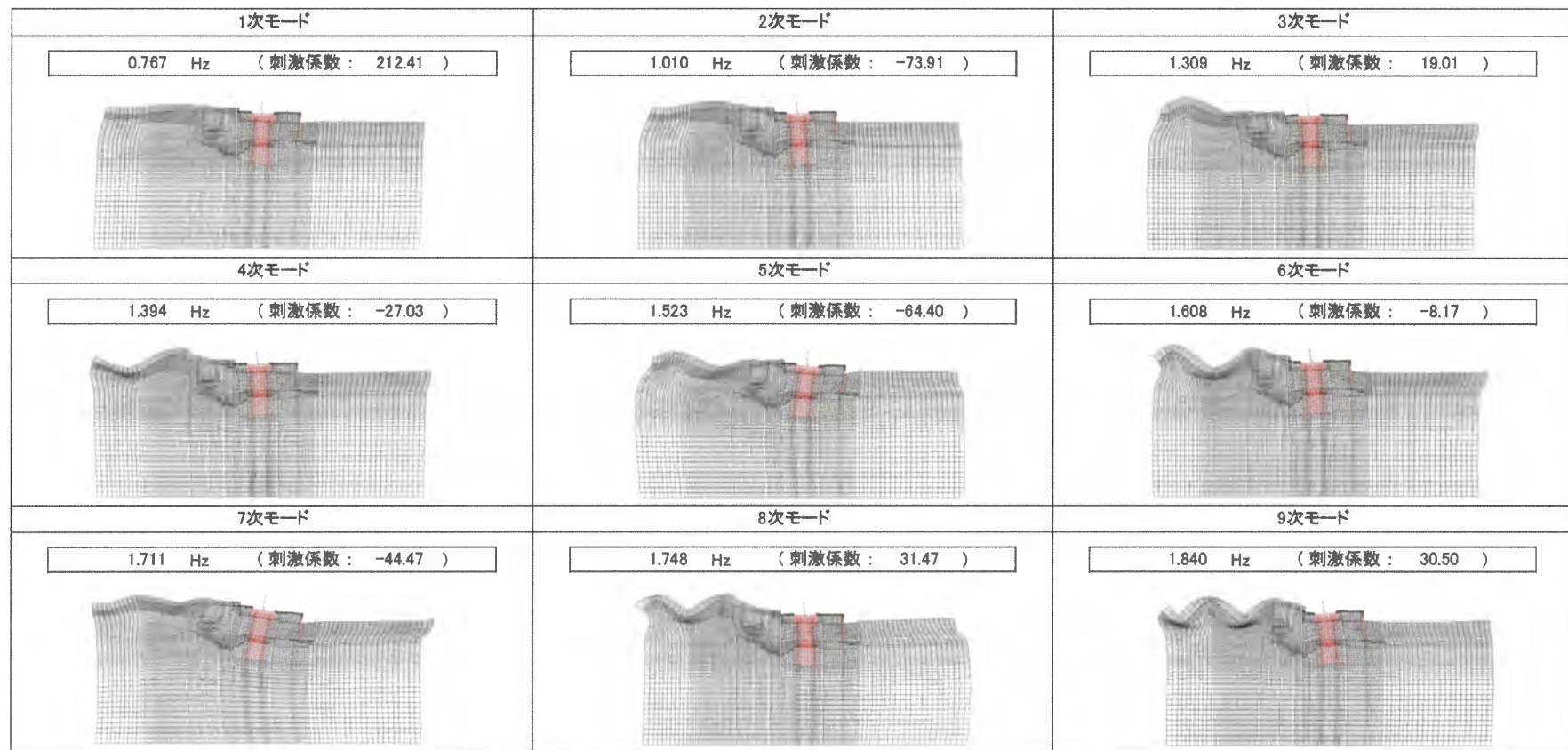


図 12 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）
 （③-③断面）

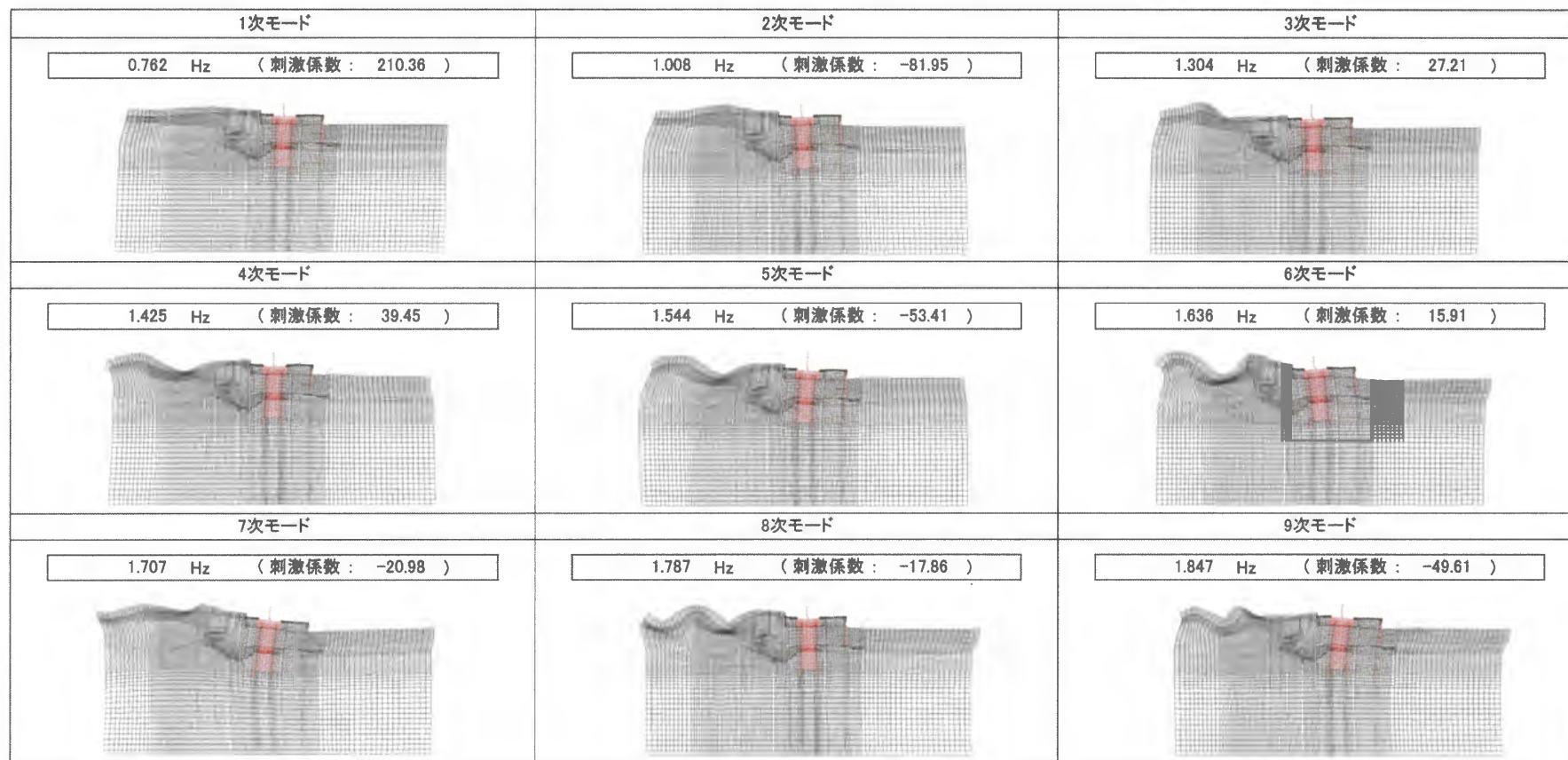


図 13 防潮堤（鋼製防護壁）の固有値解析結果
 （地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース）
 （③－③断面）

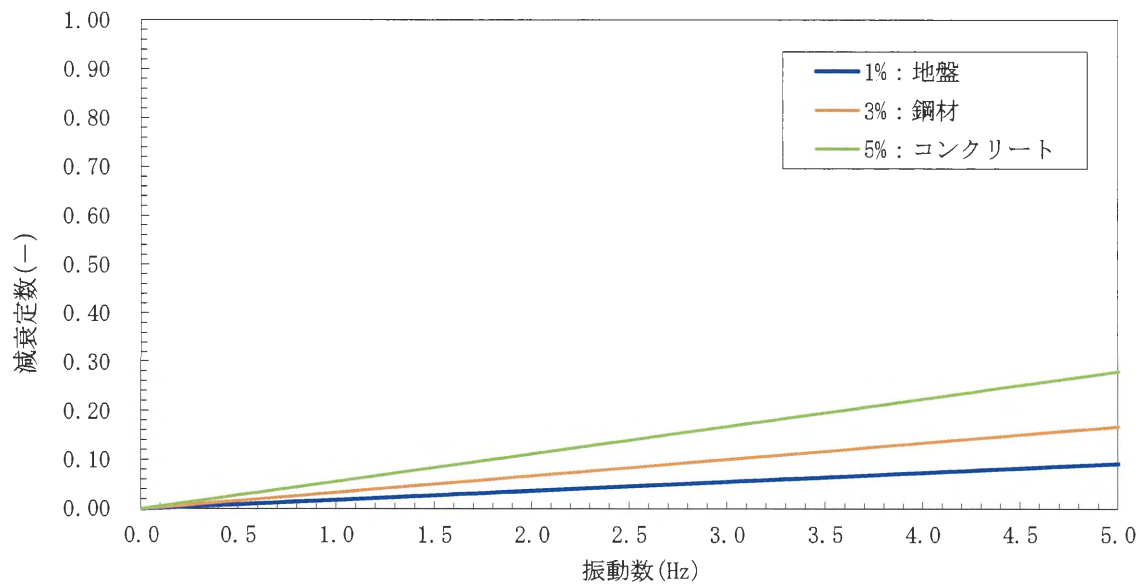


図 14 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (①－①断面)

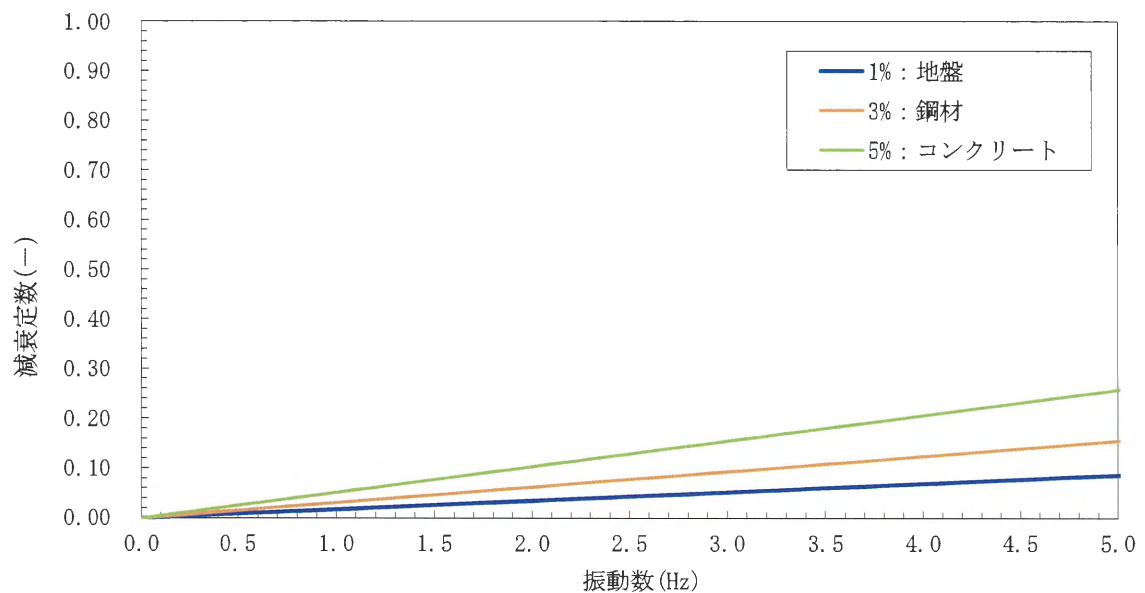


図 15 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+ 1 σ) した解析ケース)
 (①－①断面)

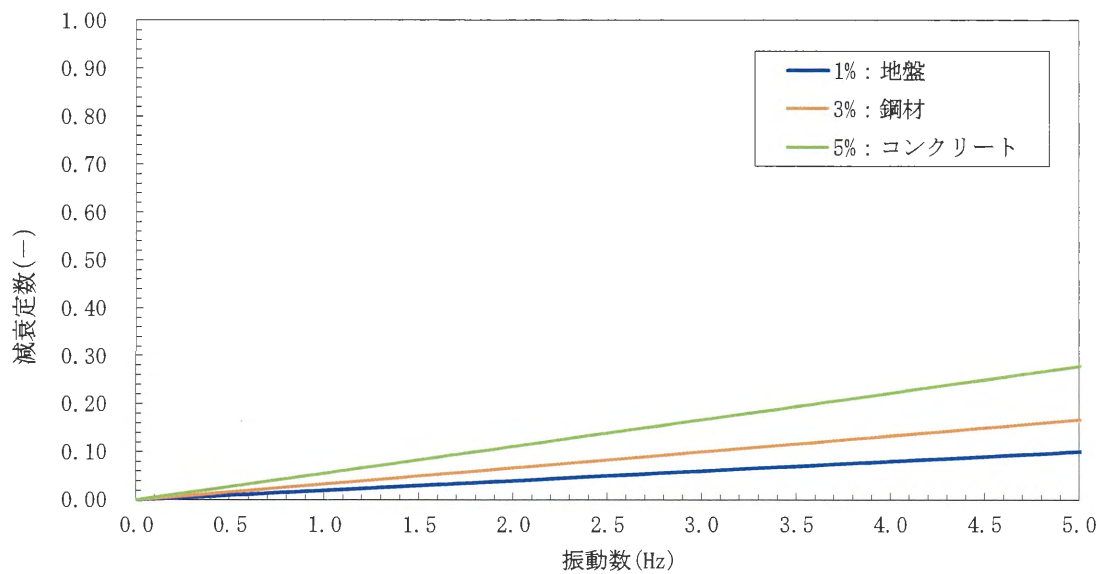


図 16 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (①-①断面)

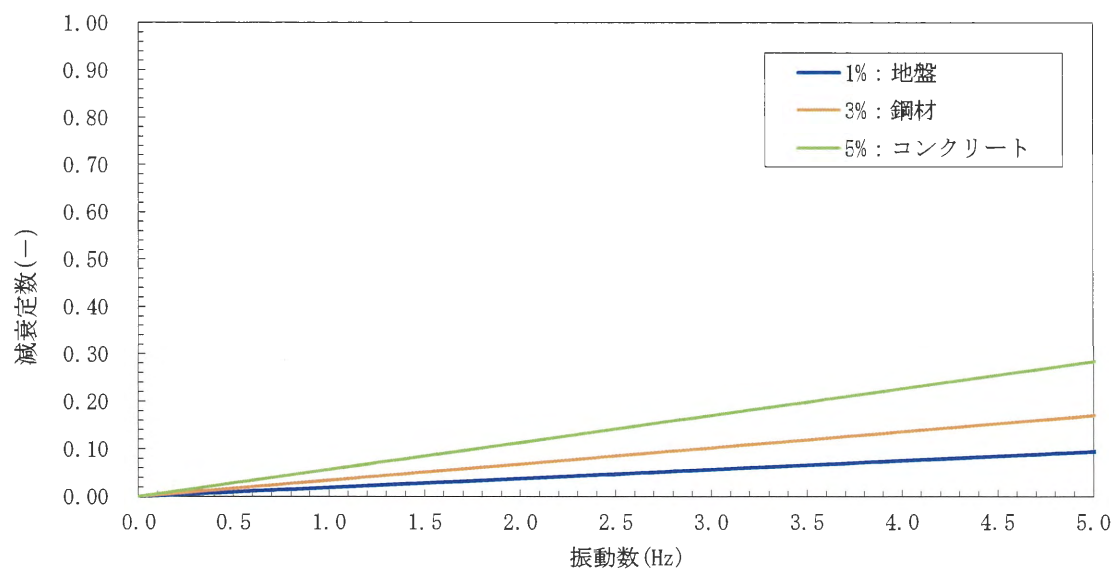


図 17 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (①-①断面)

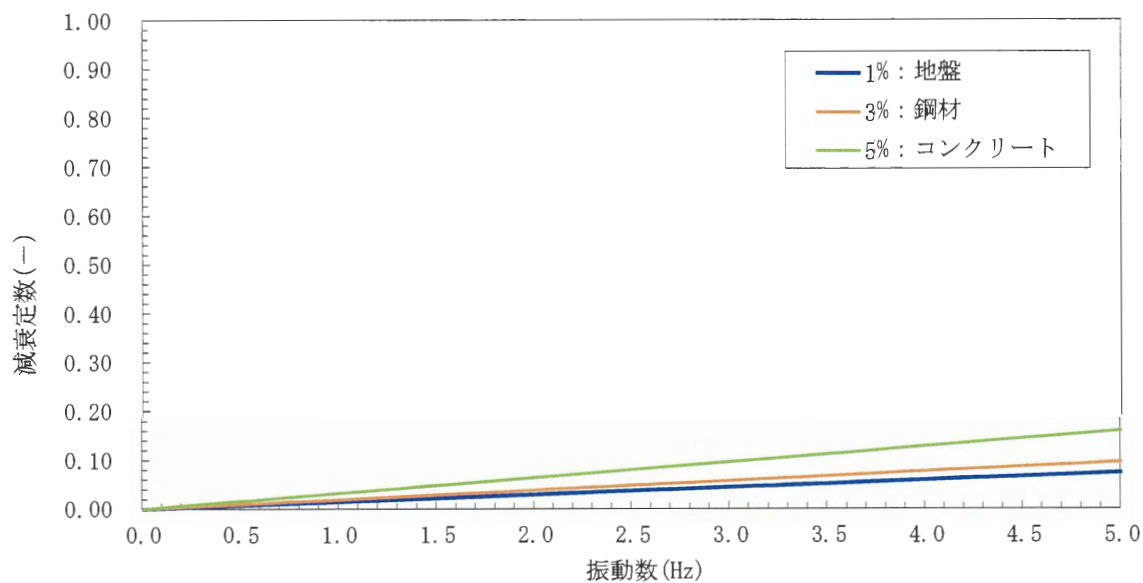


図 18 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
 (②-②断面)

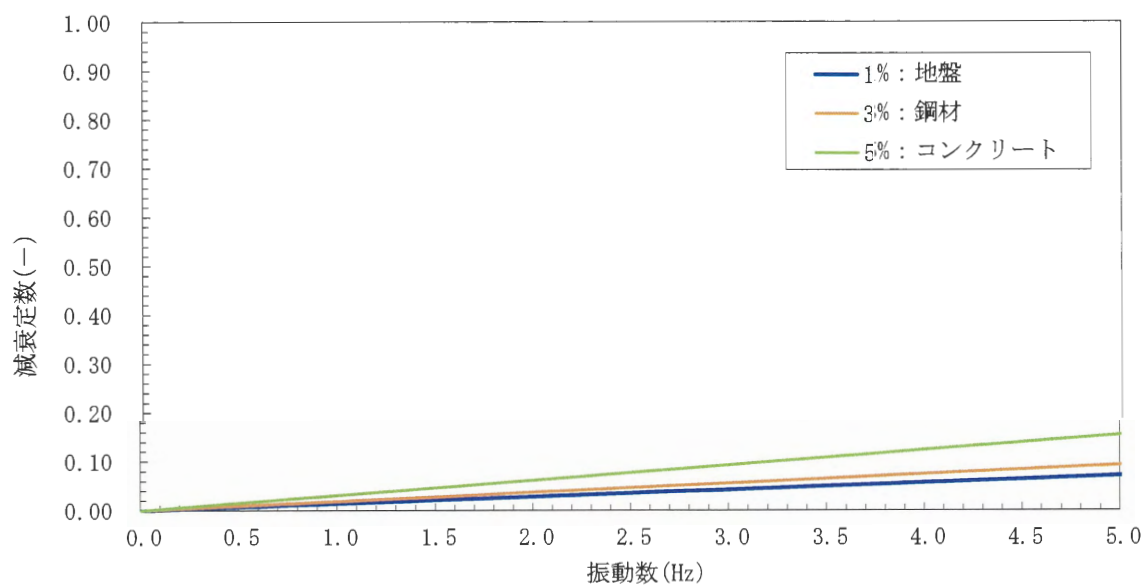


図 19 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

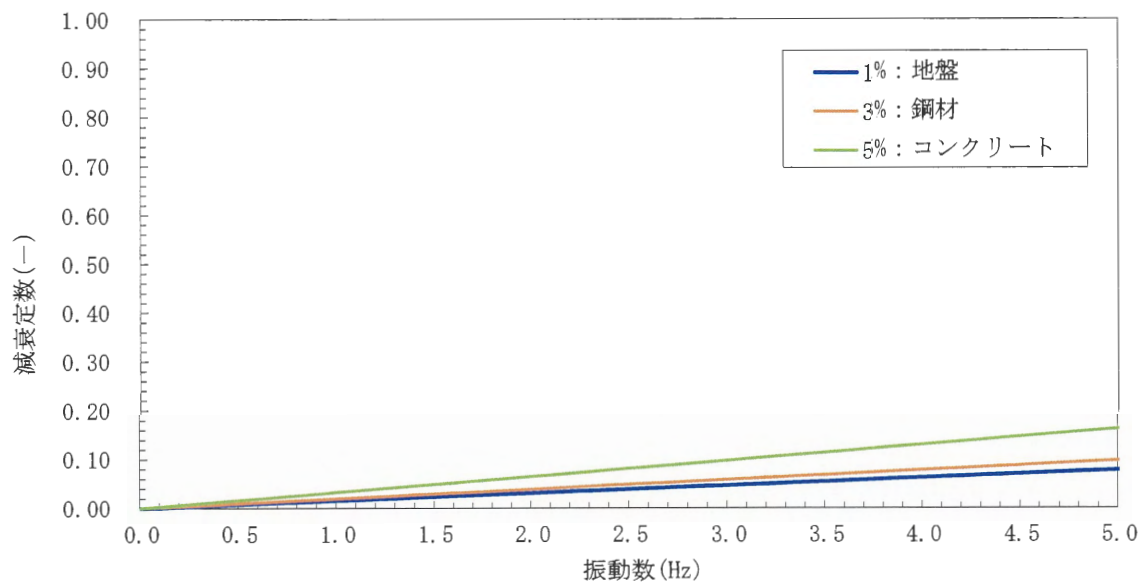


図 20 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (②-②断面)

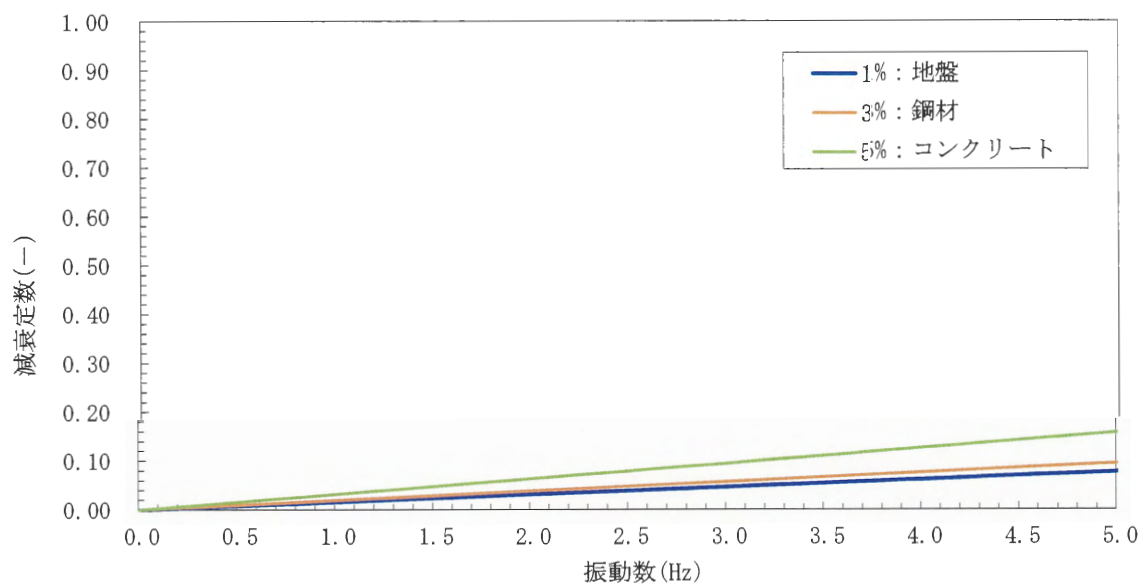


図 21 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (②-②断面)

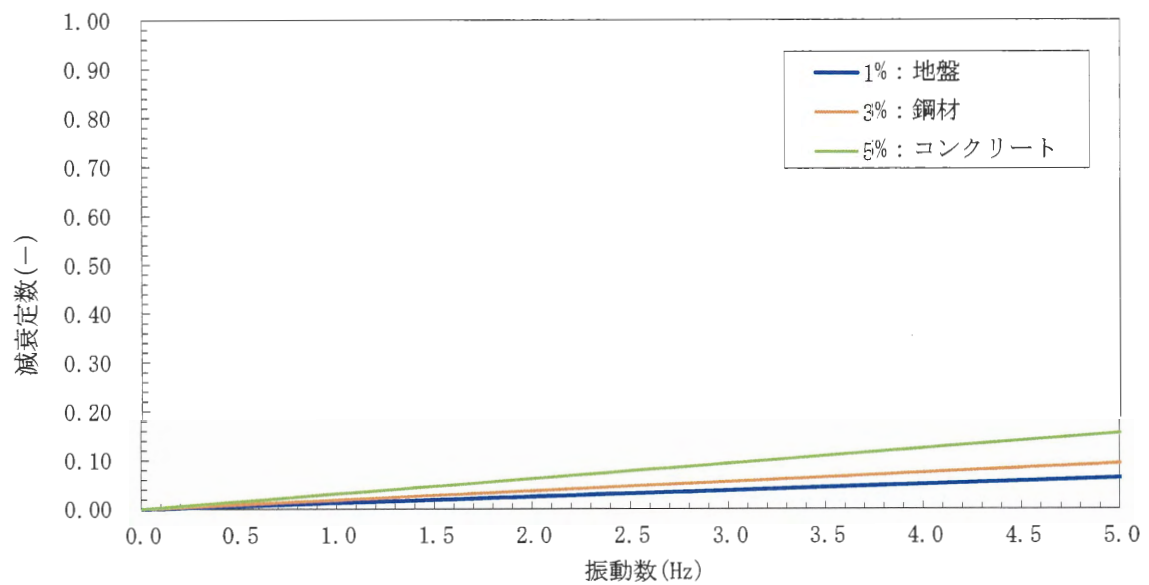


図 22 設定した Rayleigh 減衰
(地盤ケース①：原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース)
(③－③断面)

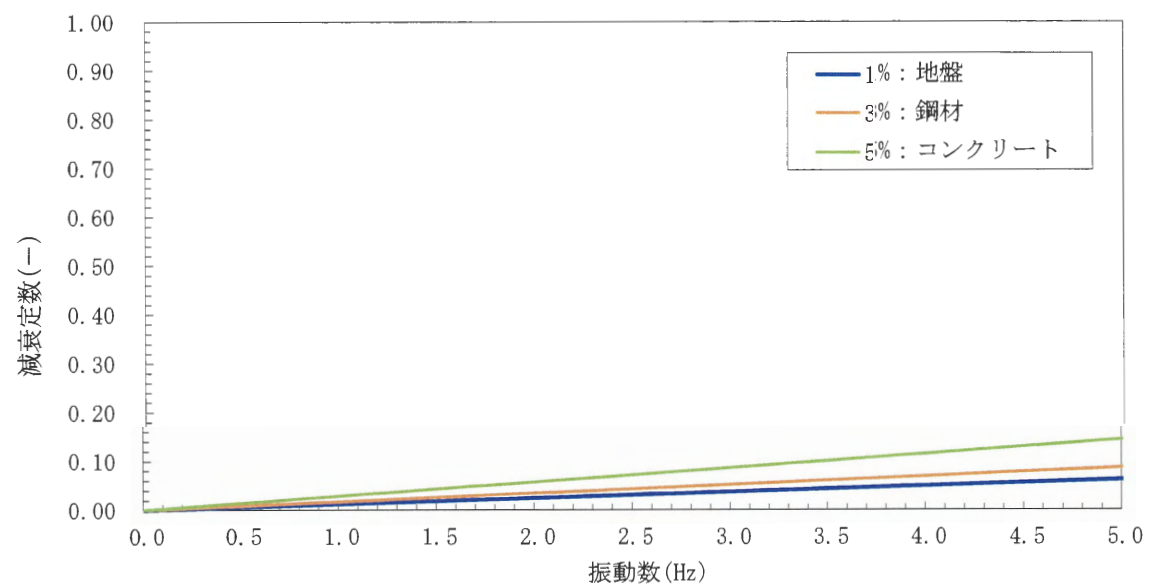


図 23 設定した Rayleigh 減衰
(地盤ケース②：地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース)
(③－③断面)

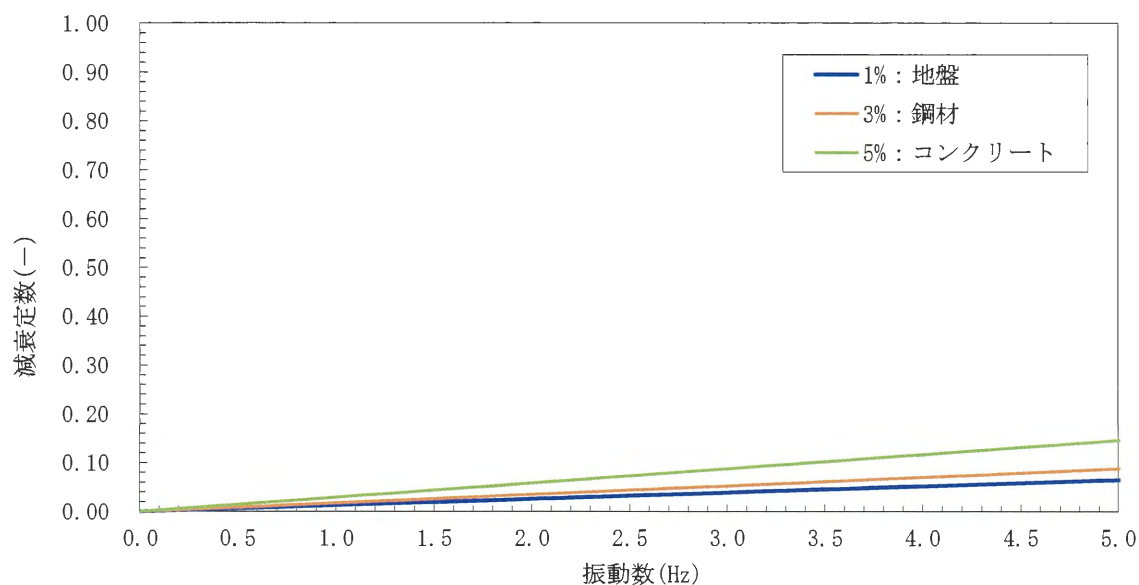


図 24 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース③：地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) した解析ケース)
 (③-③断面)

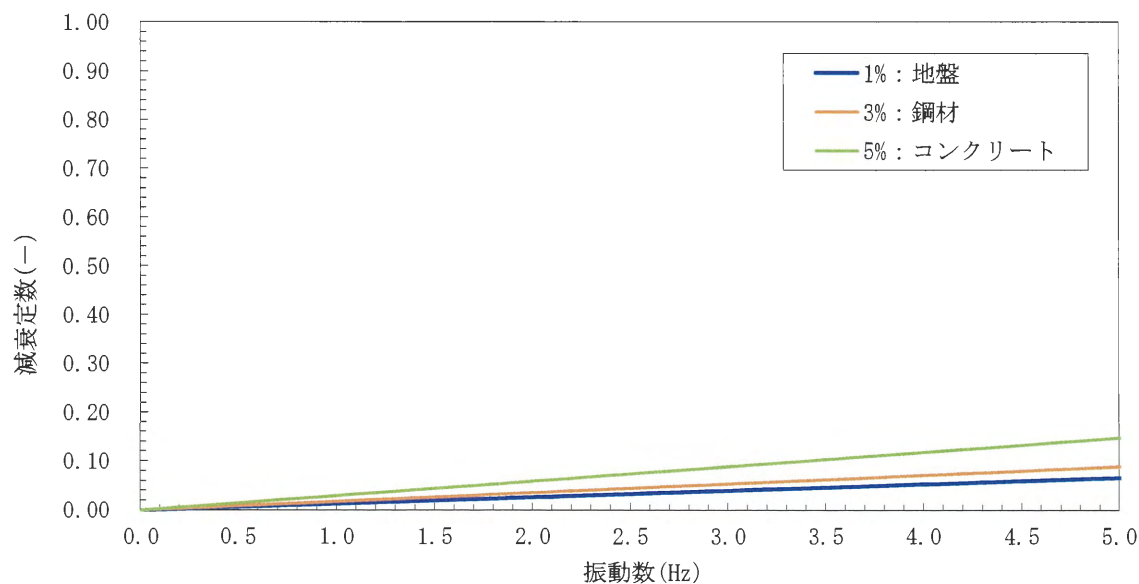


図 25 設定した Rayleigh 減衰
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)
 (③-③断面)

(参考 2) 鋼製防護壁基礎間に生じる地震時相対変位の影響について

1. 検討方針

防潮堤（鋼製防護壁）の南北基礎の天端間に堤軸直交方向の地震時相対変位が生じた場合、鋼製防護壁を介して当該相対変位に起因する応力が各基礎に伝達される。この影響（荷重伝達）について、以下の手順で検討を行う。

検討対象部材は、耐津波評価における鋼製防護壁基礎の構成部材のうち、発生断面力が最も大きい中実鉄筋コンクリートとする。評価は、北基礎に比べ K_m 層の上面標高が高く堤軸直交方向の変位が小さい南基礎を対象とする。評価フローを図 1 に示し、防潮堤（鋼製防護壁）の平面図を図 2 に示す。

- ① 鋼製防護壁基礎に対する堤軸直交方向の 2 次元有効応力解析結果から南基礎の最大照査値発生時刻の断面力と南北基礎の天端間の相対変位を抽出する。さらに、最大相対変位時等の相対変位の大きい時刻の断面力と南北基礎の天端間の相対変位を抽出する。
- ② 鋼製防護壁基礎における堤軸直交方向の南北基礎天端間の相対変位が、鋼製防護壁を介して各基礎に与える影響を、断面力の増分として評価する。具体的には、1 次元有効応力解析に基づく応答変位法による荷重を 3 次元静的フレーム解析モデルの北基礎のみに作用させ、南基礎における断面力増分と、南北基礎の天端間の相対変位増分を求める。
この断面力増分を南北基礎の天端間の相対変位増分で除することにより、単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分を求める。
なお、3 次元静的フレーム解析で応答変位法による地震力を与えるのは、堤軸直交方向変位が南基礎より大きい北基礎とする。地震力は断面力増分の傾向を把握することが目的であるため、3 次元静的フレーム解析で用いる地震動は $S_{\omega-D1}$ とする。堤軸直交方向の南北基礎の天端間の相対変位による影響を検討するモデルの概念図を図 3 に示す。
- ③ ①の最大照査値発生時刻及び相対変位が大きい時刻における南北基礎の天端間の相対変位に、②で求めた単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分をかけることにより、南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分を求める。
- ④ ①で抽出した南基礎の最大照査値発生時刻及び相対変位が大きい時刻の断面力及び照査値と③で求めた南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分及び照査値増分を比較することにより、堤軸直交方向における南北基礎の天端間の相対変位が鋼製防護壁を介して鋼製防護壁基礎に与える影響度合いを確認する。

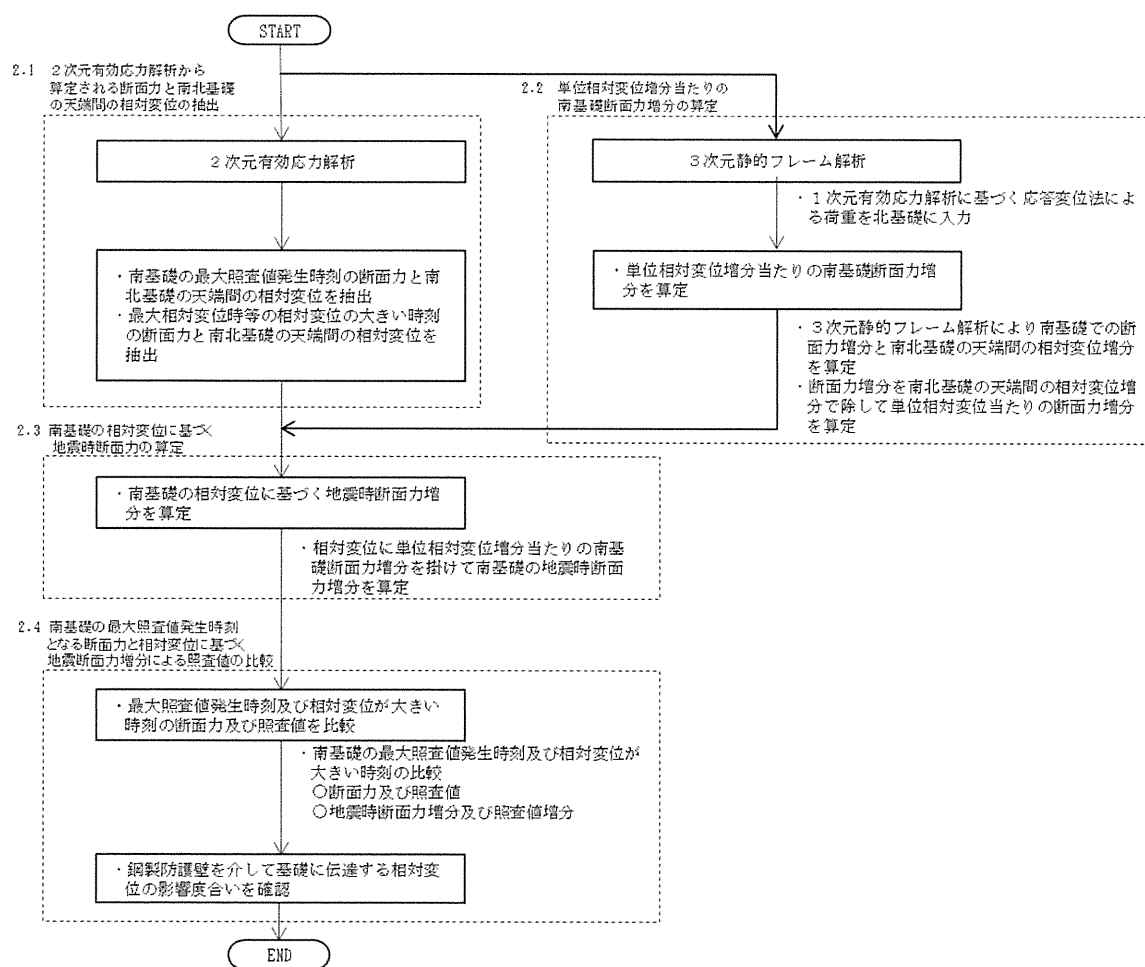


図1 評価フロー

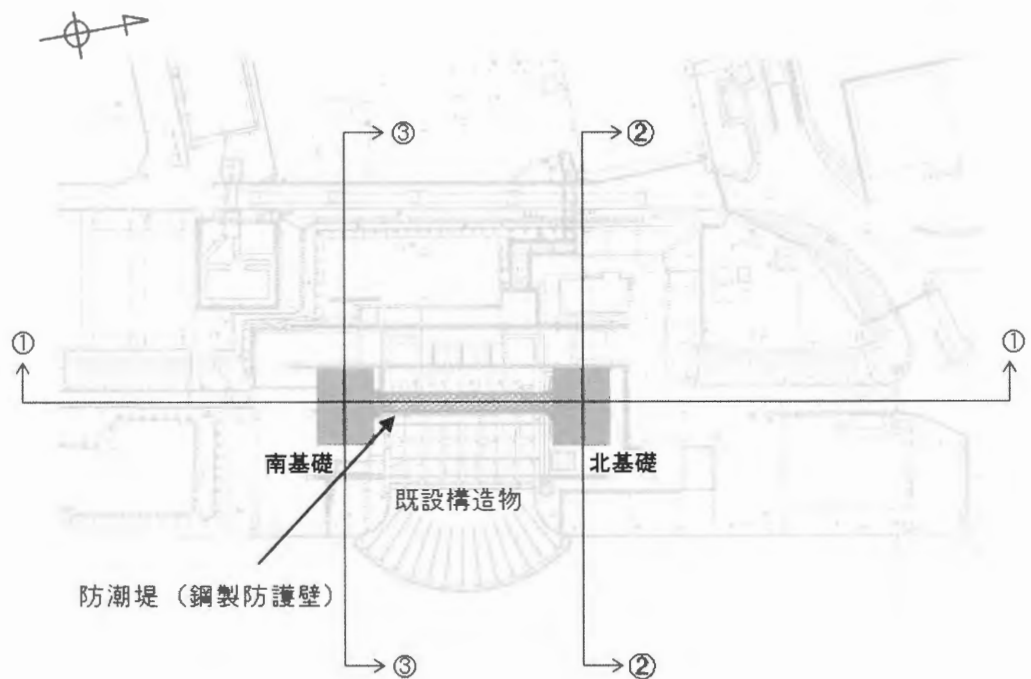


図2 防潮堤（鋼製防護壁）の平面図

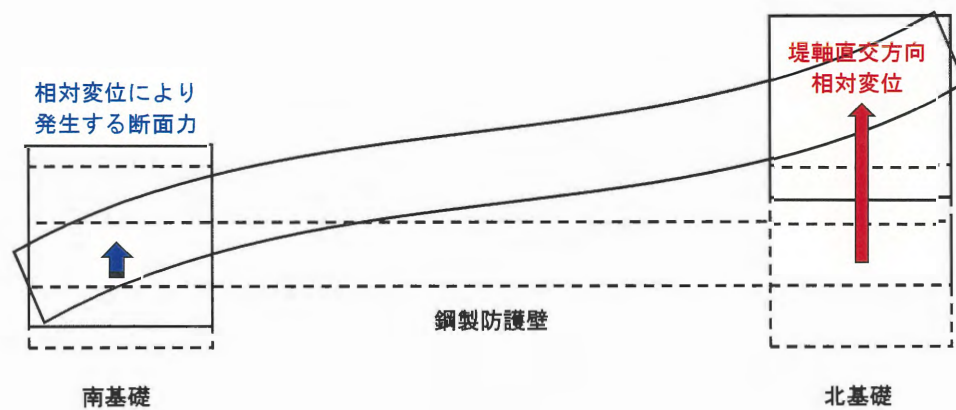


図3 堤軸直交方向相対変位により鋼製防護壁基礎間に生じる断面力増分を算定するモデル概念図

2. 具体的評価内容

2.1 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎の天端間の相対変位の抽出

鋼製防護壁基礎に対する堤軸直交方向の2次元有効応力解析結果から、南基礎の中実鉄筋コンクリートの最大照査値発生時刻の断面力と南北基礎の天端間の相対水平変位を抽出する。

2次元有効応力解析について、地震動は堤軸直交方向の②-②断面、③-③断面で照査値が大きくなる S_x-D1 〔H-, V+〕とし、地盤ケースは地盤抵抗が小さく鋼製防護壁基礎の変形が大きくなる地盤ケース③（地盤物性のばらつきを考慮（ -1σ ）した解析ケース）として行う。

解析の結果、表1に示す鉄筋の曲げ軸力に対する照査値は時刻68.77秒で最大となる。その時刻における南北基礎の天端間の相対水平変位は図4に示すとおり0.04 cmで、南基礎天端の水平変位は図5に示すとおり22.4 cmである。南北基礎の天端間の相対水平変位の時刻歴を図4に、南北基礎天端の水平変位の時刻歴を図5に、時刻68.77秒の南基礎の断面力分布を図6に示す。

表2に示すせん断力に対する照査値が最も厳しくなる時刻は鉄筋の曲げ軸力に対する照査値が最も厳しくなる時刻68.77秒と同時刻である。

以上のことから、中実鉄筋コンクリートの曲げ軸力及びせん断の最大照査値発生時刻における南北基礎の天端間の相対水平変位は0.04 cmと小さい。このため、最大照査値発生時において、相対水平変位による影響はほとんどないことを確認した。次に、相対水平変位が大きい場合の影響を確認するため、以下の2ケースについて確認を行った。

南北基礎の天端間の相対水平変位は、図4に示すとおり27.40秒において最大となり、その値は22.1 cmである。このとき、南基礎天端の水平変位は図5に示すとおり8.5 cmである。断面力分布は図7に示す。

また、前述の最大照査値発生時刻68.77秒付近において、南北基礎の天端間の相対水平変位及び南基礎天端の水平変位がともに大きい時刻として67.66秒を抽出した。このとき、南北基礎の天端間の相対水平変位は図4に示すとおり14.3 cm、南基礎天端の水平変位は図5に示すとおり20.5 cmである。断面力分布は図8に示す。

表3に、最大照査値発生時刻及び南北基礎の天端間の相対水平変位が大きい時刻における相対変位を示す。

表 1 中実鉄筋コンクリートの堤軸直交方向の曲げ軸力照査結果(鉄筋曲げ軸力について)

地盤ケース - ス		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.17					
	H-, V+	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	H-, V-	0.20					
S _s -1 1		0.10					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.12					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.13					
S _s -2 2		0.12					
S _s -3 1	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.19					

： 2次元有効応力解析の検討ケース

表 2 中実鉄筋コンクリートの堤軸直交方向のせん断力照査結果

地盤ケース - ス		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.57					
	H+, V-	0.58					
	H-, V+	0.66	0.65	0.66	0.67	0.63	0.64
	H-, V-	0.66					
S _s -1 1		0.34					
S _s -1 2		0.38					
S _s -1 3		0.43					
S _s -1 4		0.37					
S _s -2 1		0.44					
S _s -2 2		0.43					
S _s -3 1	H+, V+	0.66					
	H-, V+	0.57					

： 2次元有効応力解析の検討ケース

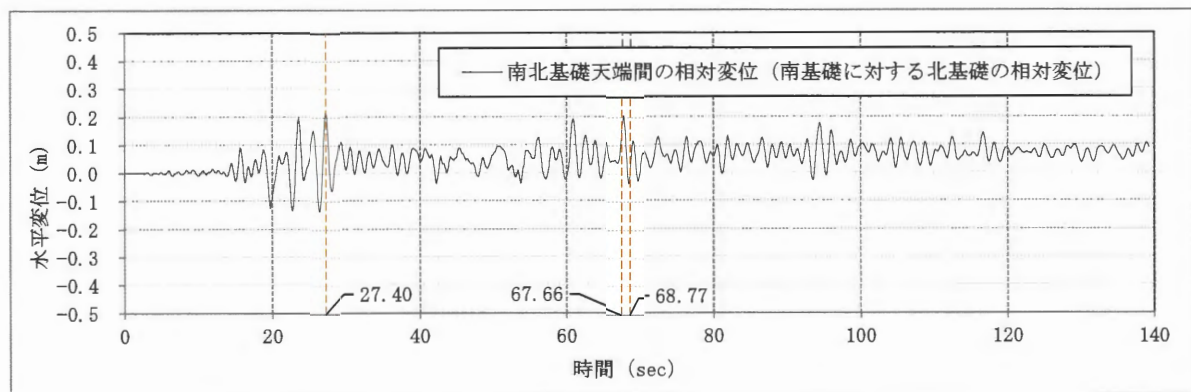


図4 南北基礎の天端間の相対水平変位時刻歴

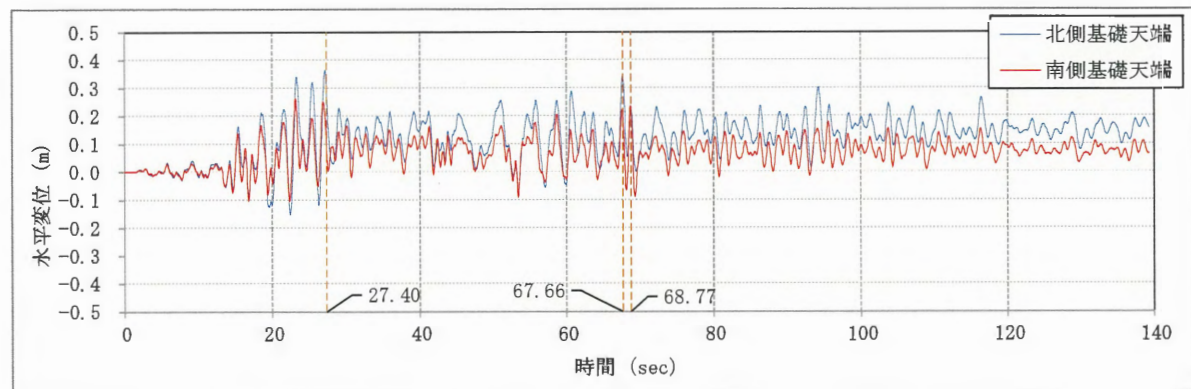


図5 南北基礎の天端の水平変位時刻歴

表3 最大照査値発生時刻及び南北基礎の天端間の相対水平変位が大きい時刻の相対変位

抽出時刻		時刻 (s)	南基礎天端の 水平変位 (cm)	相対水平変位 (cm)
曲げ軸力及びせん断力の最大照査値発生時刻*1 (南基礎天端の水平変位は大きい、相対水平変位が 小さい時刻であり、相対水平変位の影響が小さい) * 曲げ軸力及びせん断の最大照査値は右欄に示す同 時刻において発生した。		68.77	22.4	0.04
南北基礎の天端 間の相対水平変 位が大きい時刻	相対水平変位が最大になる時刻*2 (南基礎天端の水平変位は小さい が、相対水平変位が大きい時刻)	27.40	8.5	22.1
	相対水平変位が大きく、南基礎天 端の水平変位も大きい時刻*3 (南基礎単独の水平変位と相対水 平変位双方の影響が大きい時刻)	67.66	20.5	14.3

注記 *1: 最大照査値発生時刻は、南基礎天端変位大、相対水平変位極小 0.04cm (北基礎天端変位=南基礎天端変位) である。
 *2: 相対水平変位が最大になる時刻は、南基礎天端変位小、相対水平変位最大 (北基礎天端変位最大) である。
 *3: 南基礎天端の水平変位も大きい時刻は、南基礎天端変位大、相対水平変位大 (北基礎天端変位 2 番目に大) である。

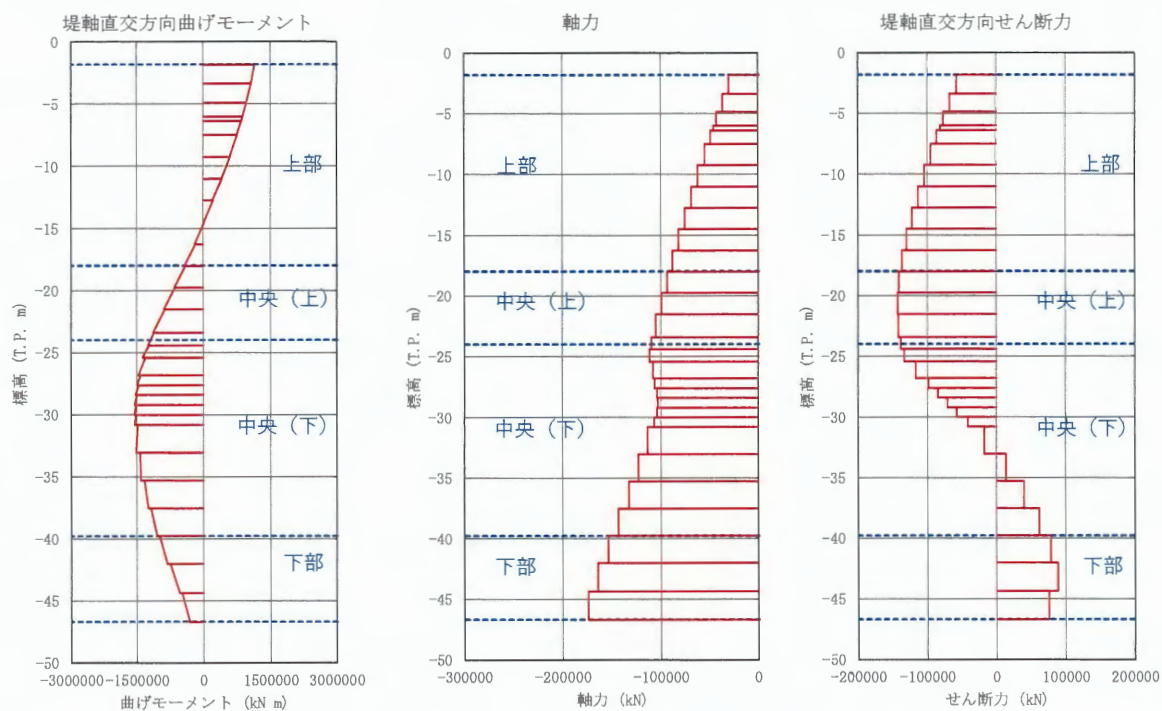


図6 鉄筋の曲げ軸力最大照査時及びせん断力最大照査時
(時刻 68.77 秒, 相対水平変位 0.04 cm) の南基礎断面力分布図

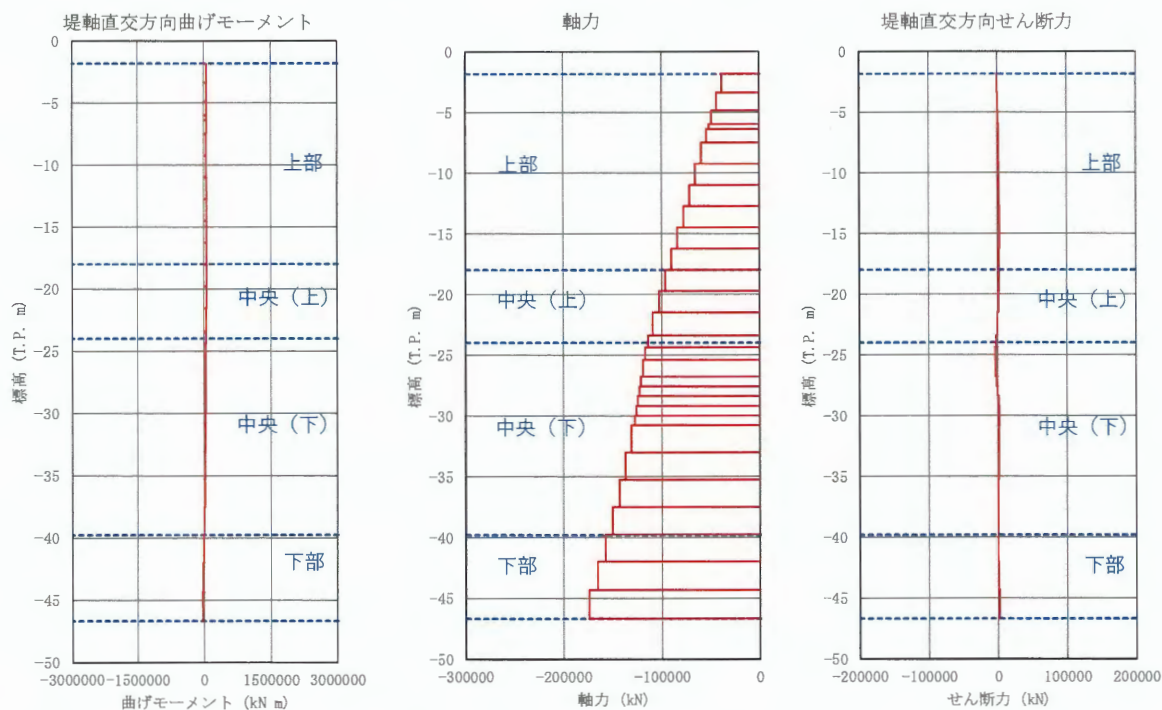


図7 相対水平変位最大時 (時刻 27.40 秒, 相対水平変位 22.1 cm) の南基礎断面力分布図

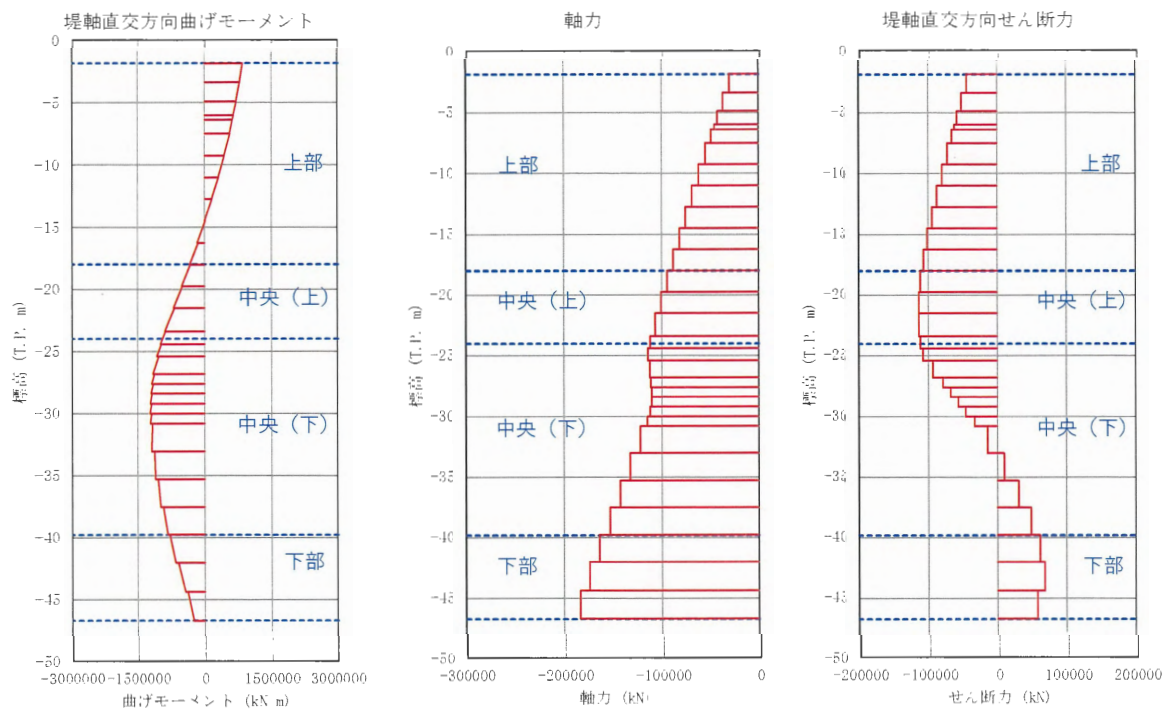


図8 時刻 67.66 秒（相対水平変位 14.3 cm）の南基礎断面力分布図

2.2 単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分の算定

鋼製防護壁基礎の堤軸直交方向の相対変位が鋼製防護壁を介して南北基礎に与える影響について、3次元静的フレーム解析モデルにより検討を行う。3次元静的フレーム解析モデルでは鋼製防護壁基礎が鋼製防護壁を介して接続されているため、鋼製防護壁基礎の堤軸直交方向に相対変位が発生した際の鋼製防護壁を介した荷重伝達を考慮することができる。

3次元静的フレーム解析モデルの概念図を図9に示す。同モデルは、耐津波評価において重畳時の検討に用いたモデルであり、ここでは余震時の地盤バネと応答変位を用いて解析を実施する（その他の荷重条件は考慮しない）。なお、応答変位の設定については、北基礎の堤軸直交方向の応答変位のみを考慮する。北基礎のみに応答変位を用いることで南北基礎の天端間の相対変位を評価する。

3次元静的フレーム解析モデルは、鋼製防護壁（格子モデル）と中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭で構成される鋼製防護壁基礎を構造梁要素によりモデル化し、頂版鉄筋コンクリートは平板要素によりモデル化する。中実鉄筋コンクリートをモデル化した構造梁要素には仮想剛梁要素を配置することで中実鉄筋コンクリートの幅を考慮する。鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎の接続については、鋼製防護壁の軸心と頂版鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリートの軸心には、堤軸直交方向に1.15mの差異があるため、剛体要素を介して結合することにより、鋼製防護壁基礎から鋼製防護壁、鋼製防護壁から鋼製防護壁基礎へ応力を伝達する。

3次元静的フレーム解析は、南北両基礎に対して1次元有効応力解析を行い、鋼製防護壁基礎の堤軸方向、堤軸直交方向の地盤バネの地盤反力係数及び地盤反力上限値を設定し、堤軸直交方向変位が大きい北基礎の堤軸直交方向の地盤変位を算定する。3次元静的フレーム解析モデルに表4に示す、重畳時において南基礎の中実鉄筋コンクリートの照査値が最大になる地盤バネ4を設定し、北基礎に地盤変位を与え解析する。1次元有効応力解析において考慮する地震動はS_d-D1（余震）とする。

地盤バネは、「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24年3月）」に準拠し、地盤バネの地盤反力係数と地盤反力上限値を考慮したパイリニア型とする。

地盤バネ4は、1次元有効応力解析により得られる、最大地表面変位発生時の平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布に基づいて、地盤バネの地盤反力係数及び地盤反力上限値を設定する。水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値を図10に示す。また、地盤バネ4は、表5に示す7種類の地盤物性のうち、上記のせん断ひずみが最大値を示す③'地盤物性のばらつきを考慮（ $-\sigma$ ）した解析ケース（液状化パラメータ非適用）に基づき設定する。

一方、応答変位についても、地盤バネ4に対応した応答変位を1次元有効応力解析により算定した。3次元静的フレーム解析では、算定した応答変位を用いた応答変位法により北基礎にのみ荷重を与え、南北基礎の天端間の相対変位増分と相対変位増分により発生する南基礎の断面力増分を算定する。3次元静的フレーム解析モデルへの応答変位の設定について図11に概念図を示す。

3次元静的フレーム解析より算定された変形図を図12に示す。図に示すとおり南北基礎の天端間の相対変位増分は7.9 cm（北基礎天端変位8.1 cm－南基礎天端変位0.2 cm）となった。3次元静的フレーム解析より算定された南基礎の断面力増分を図13に示す。

図 13 に示す断面力増分を南北基礎の天端間の相対変位増分 7.9 cm で除することにより、単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分を算定した。単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分を図 14 に示す。

表 4 地盤バネケース

ケース名	地盤バネの地盤反力係数及び 地盤反力上限値	備考
地盤バネ 3	S _d 波による 1 次元有効応力解析から 地表面応答加速度が最大とな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 地表面応答変位が最大とな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 せん断ひずみが最大値を示す地盤物性により設定	

* 上記のケースより、せん断ひずみ最大ケースを選定して地盤バネを設定する。

表 5 3次元静的フレーム解析における 1次元有効応力解析地盤ケース

解析ケース (地盤ケース)	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	③' 地盤物性 のばらつ きを考慮 (-1 σ)した 解析ケー ス
液状化強度特性 の設定	原地盤に 基づく液 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく液 状化強度 特性(標 準偏差を 考慮)	原地盤に 基づく液 状化強度 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	液状化パ ラメータ を非適用

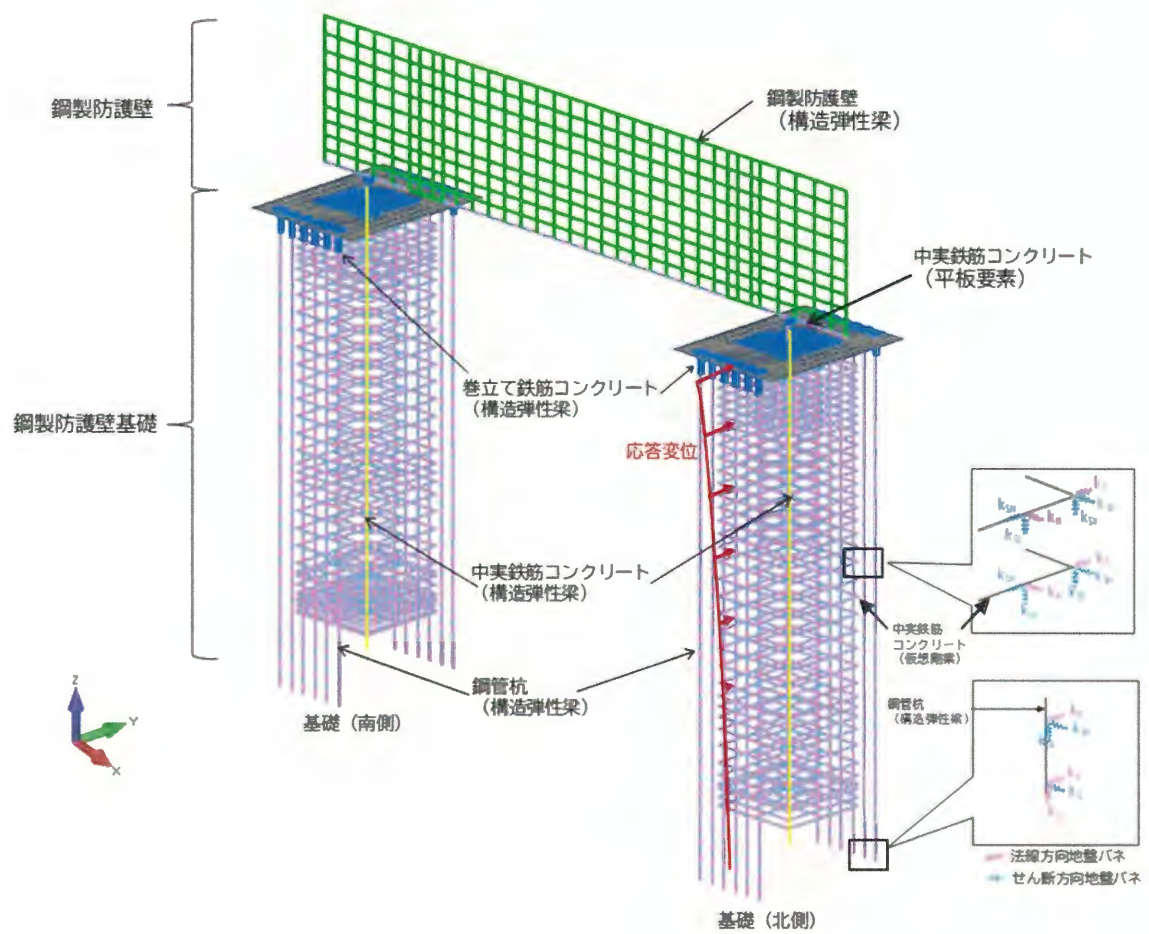


図9 3次元静的フレーム解析モデルの概念図

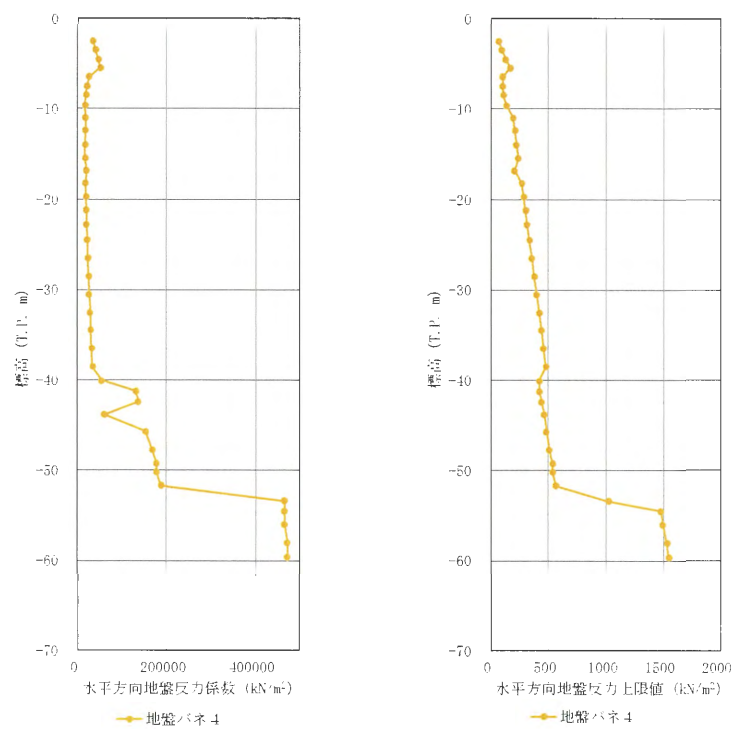


図 10 (1) 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎）

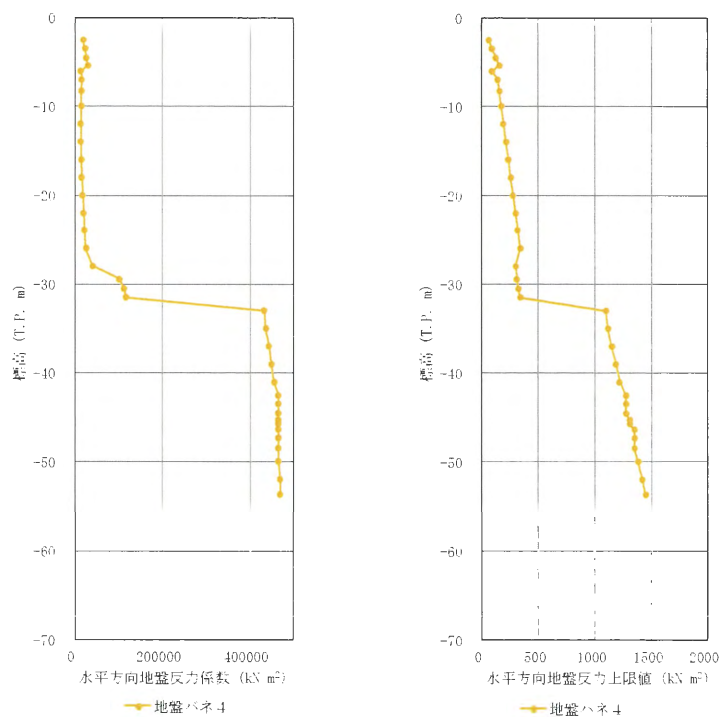


図 10 (2) 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎）

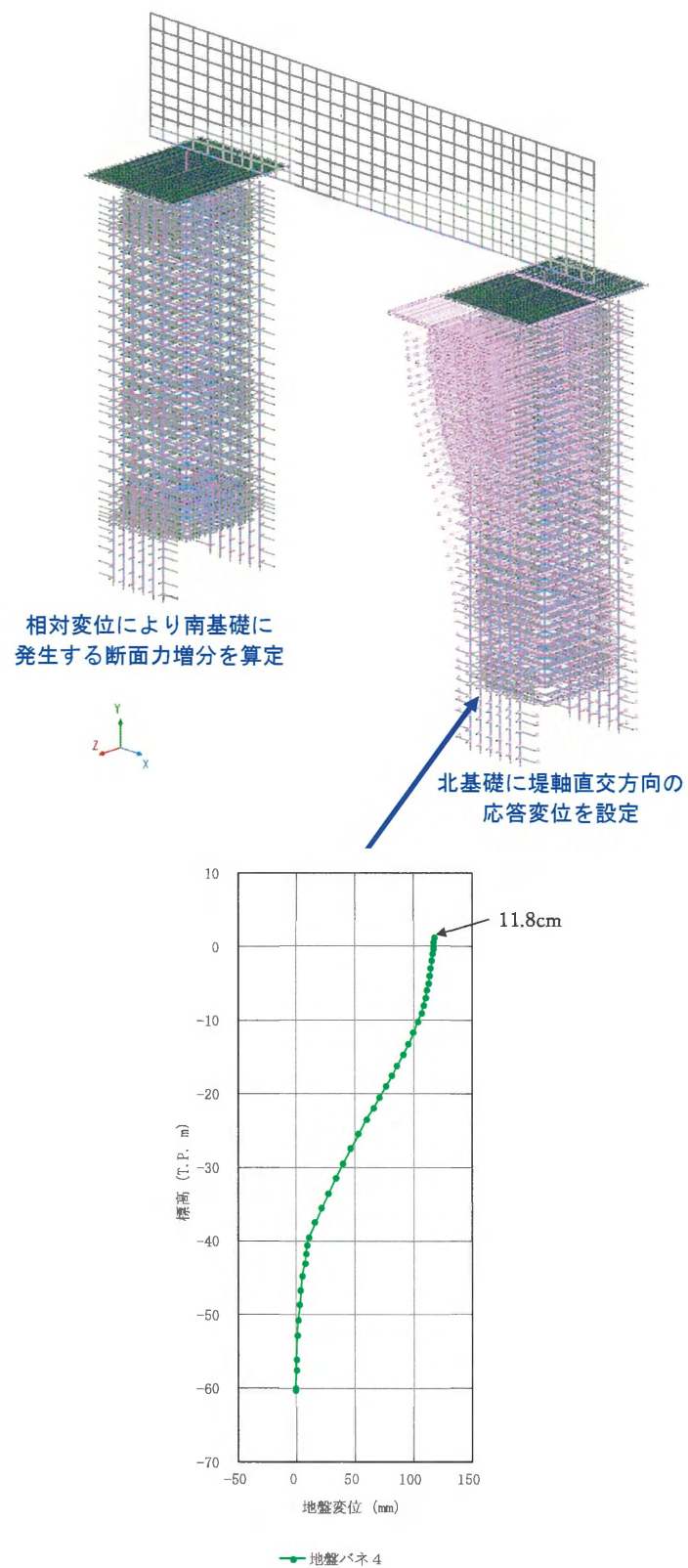


図 11 3次元静的フレーム解析モデルへの応答変位の設定の概念図

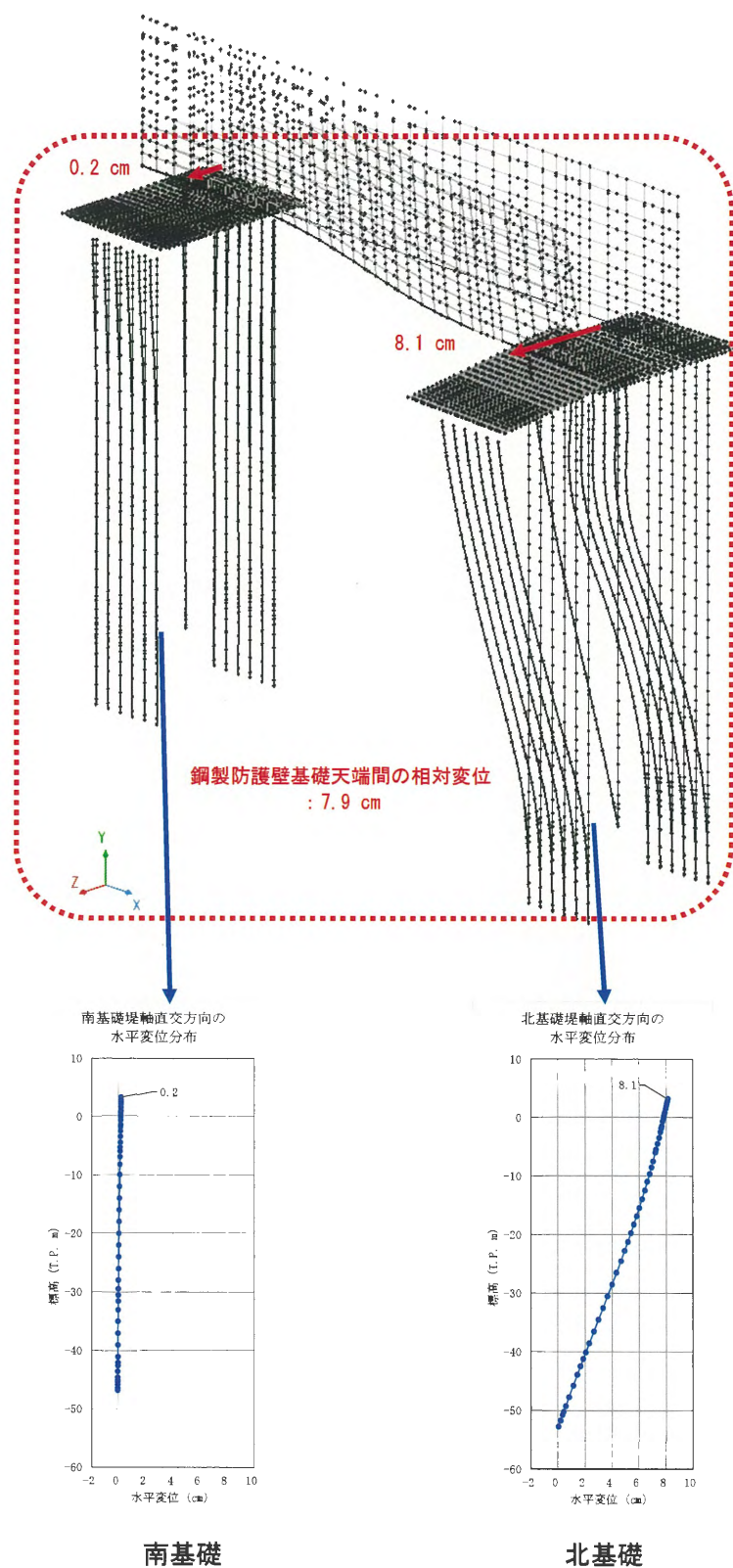


図 12 3次元静的フレーム解析より算定された変形図

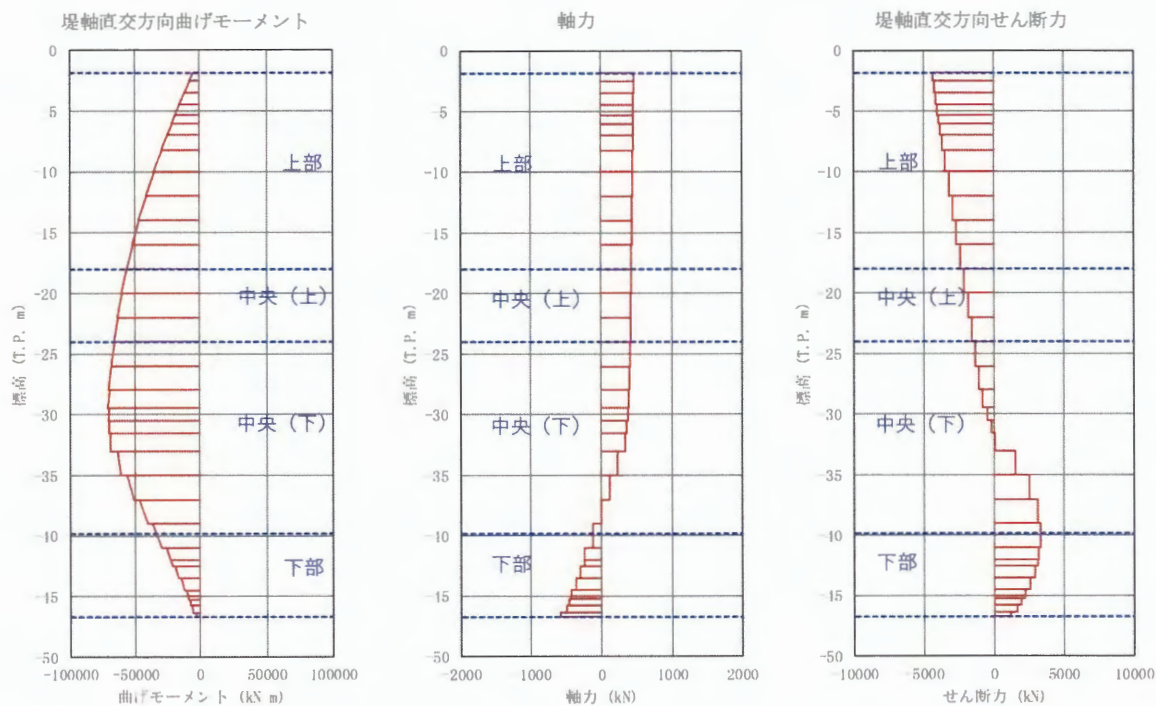


図 13 3次元静的フレーム解析より算定された南基礎の断面力増分

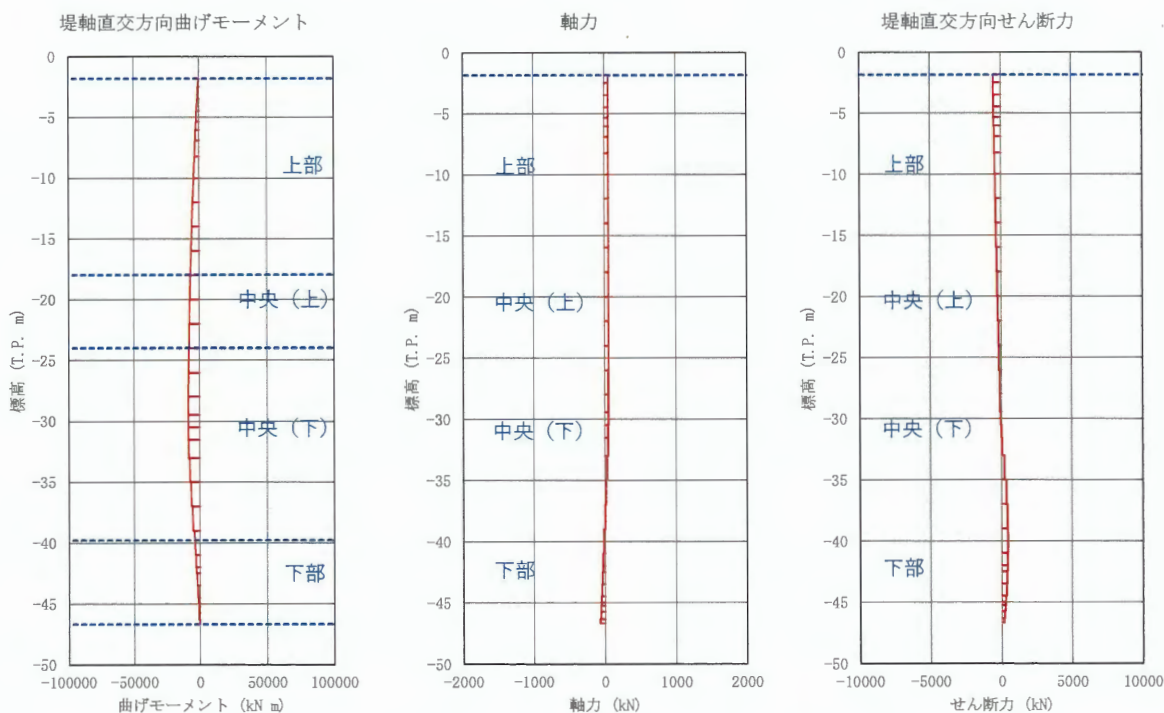


図 14 単位相対変位増分当たり (1.0 cm) の南基礎断面力増分

2.3 南基礎の相対変位に基づく地震時断面力の算定

「2.1 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎の天端間の相対変位の抽出」で抽出された曲げ軸力及びせん断力の最大照査値発生時刻，相対水平変位が最大になる時刻及び南基礎天端の水平変位が大きい時刻における南北基礎の天端間の相対変位について，それぞれ「2.2 単位相対変位増分当たりの南基礎断面力増分の算定」で算定した南基礎断面力増分を掛けて，南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分を算定した。その結果を図15～図17の青線に示す。

図15及び図17に示すとおり南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分は，2次元有効応力解析による地震時の断面力に対して十分小さい。

図16においては，相対水平変位最大時の南基礎の地震時の曲げモーメント及びせん断力は非常に小さいことが確認できる。これは，地震時の相対水平変位は最大となるものの，南基礎の中実鉄筋コンクリートに生じる曲げ及びせん断変形が小さいためである。また，南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分においても曲げモーメント及びせん断力が同様の発生状況となっている。

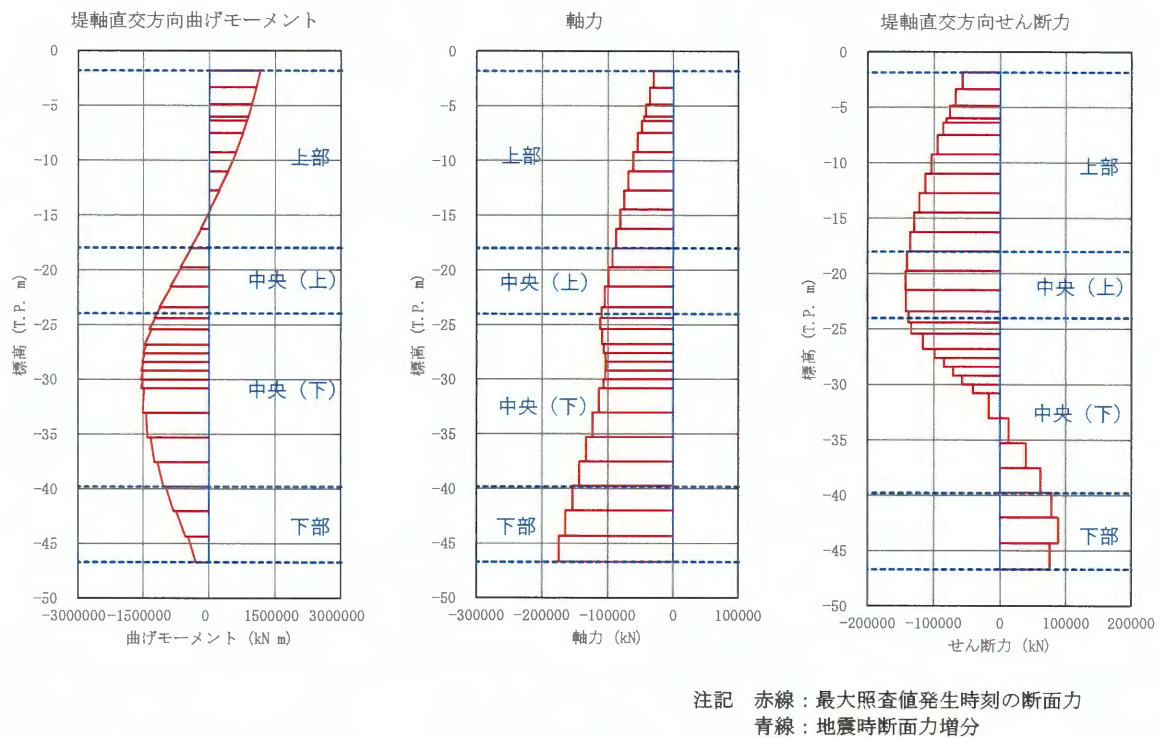


図 15 南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分
(鉄筋の曲げ軸力及びせん断力における最大照査値発生時刻，時刻 68.77 秒，相対変位 0.04 cm)

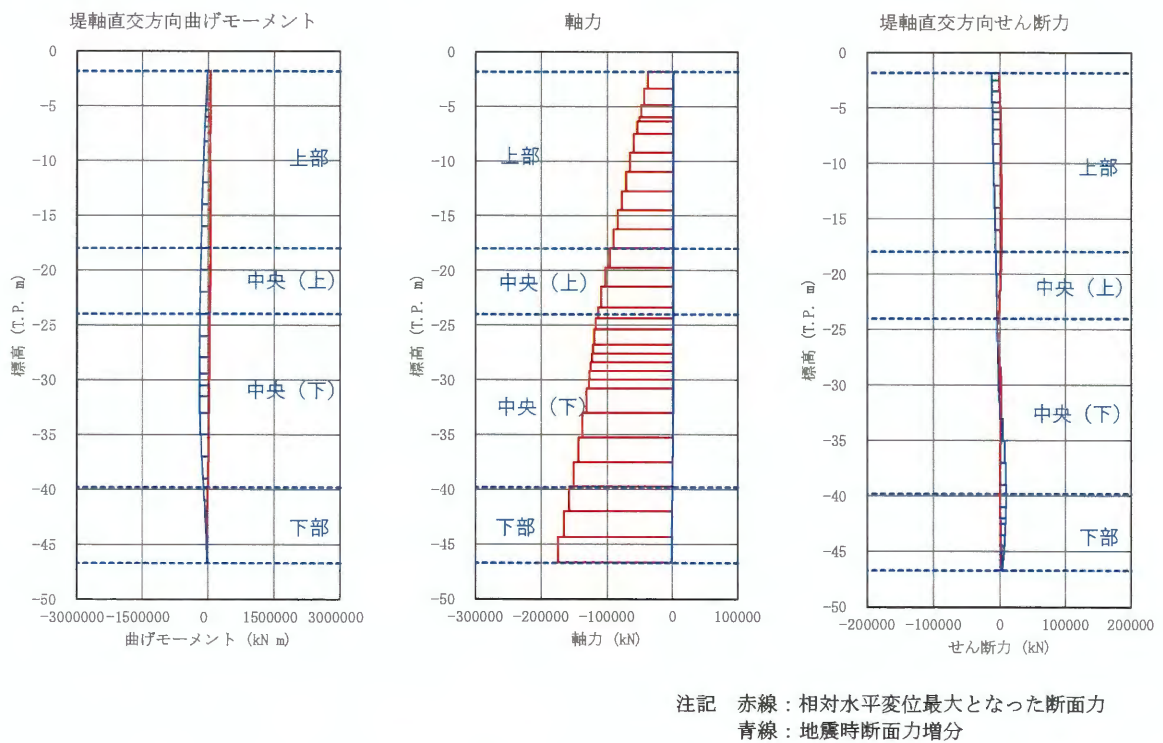
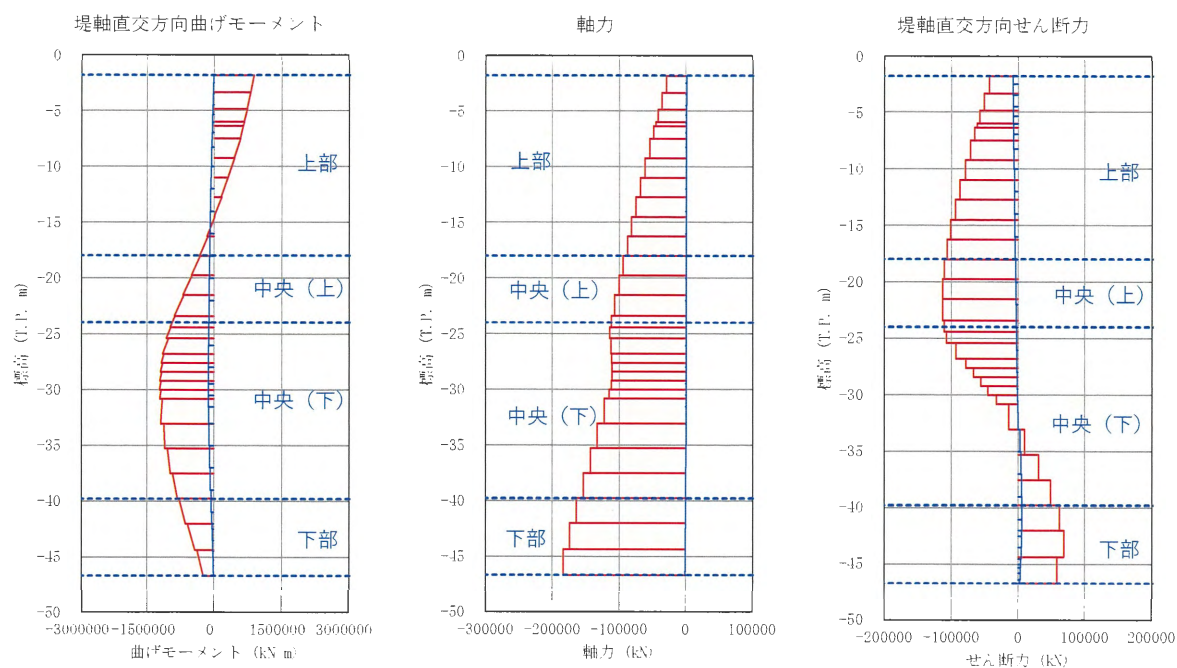


図 16 南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分
(相対水平変位最大時，時刻 27.40 秒，相対変位 22.1 cm)



注記 赤線：相対水平変位及び南基礎天端の水平変位が大きい時刻の断面力
青線：地震時断面力増分

図 17 南基礎の相対変位に基づく地震時断面力増分
(時刻 67.66 秒, 相対変位 14.3 cm)

2.4 南基礎の最大照査値発生時刻となる断面力と相対変位に基づく地震断面力増分による照査値の比較

「2.1 2次元有効応力解析から算定される断面力と南北基礎の天端間の相対変位の抽出」において抽出した南基礎の最大照査値発生時刻の断面力及び照査値と、「2.3 南基礎の相対変位に基づく断面力の算定」において求めた南基礎の相対変位に基づく断面力増分及び照査値増分を、表6及び表7に示す。

鉄筋の曲げ軸力については、表6に示すとおり、相対変位に基づく断面力増分による照査値の増分が0.01程度である。この増分は、最大照査値発生時刻の照査値と比較して十分小さく、許容限界に対して十分な安全余裕があることには変わりはない。一方、せん断力についても、表7に示すとおり、照査値の増分は0.01程度であり、曲げ軸力と同様、十分な安全余裕がある。

なお、発生断面力(曲げモーメント、軸力及びせん断力)についても相対変位に基づく断面力増分は、鉄筋の曲げ軸力及びせん断力の最大照査値発生時刻の断面力に対して十分小さい。

表6 南基礎の鉄筋の曲げ軸力照査結果(堤軸直交方向(③-③断面))

検討 ケース	評価 位置	断面性状		鉄筋仕様 (引張鉄筋)	断面力	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{sa}
		部材幅	部材高			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)							
地盤ケース③ S _u -D1 [H-, V+]	上部	10700	10700	D51#150 (8段)	68.77 秒*1	1143444	30407	86.3	435	0.20
					相対変位に基づく 断面力増分*2	319	2(引張)	0.029	435	0.01
	中央 (上)	10700	10700	D51#150 (11段)	68.77 秒*1	1249632	110047	60.7	435	0.14
					相対変位に基づく 断面力増分*2	375	2(引張)	0.026	435	0.01
	中央 (下)	10700	10700	D51#150 (17.5段)	68.77 秒*1	1559595	104130	71.3	435	0.17
					相対変位に基づく 断面力増分*2	388	2(引張)	0.027	435	0.01
	下部	10700	10700	D51#150 (11段)	68.77 秒*1	987231	154017	37.8	435	0.09
					相対変位に基づく 断面力増分*2	148	1	0.010	435	0.01

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース

*1：南基礎の最大照査値発生時刻の断面力及び照査値(2次元有効応力解析)

*2：南基礎の最大照査値発生時刻の地震時断面力増分及び照査値増分(2次元有効応力解析, 3次元静的フレーム解析)

表7 南基礎のせん断力照査結果(堤軸直交方向(③-③断面))

検討 ケース	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	断面力	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	V _s に 対する 照査値
		部材幅	部材高	有効高さ					
		b (mm)	h (mm)	d (mm)					
地盤ケース③ S _u -D1 [H-, V+]	上部	10700	10700	9976	16-D29#150	68.77 秒*1	136697	221969	0.62
						相対変位に基づく 断面力増分*2	24	221969	0.01
	中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29#150	68.77 秒*1	143257	217138	0.66
						相対変位に基づく 断面力増分*2	12	217138	0.01
	中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29#150	68.77 秒*1	134401	227399	0.60
						相対変位に基づく 断面力増分*2	19	227399	0.01
	下部	10700	10700	9759	14-D29#150	68.77 秒*1	88195	194677	0.46
						相対変位に基づく 断面力増分*2	18	194677	0.01

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮(-1σ)した解析ケース

*1：南基礎の最大照査値発生時刻の断面力及び照査値(2次元有効応力解析)

*2：南基礎の最大照査値発生時刻の地震時断面力増分及び照査値増分(2次元有効応力解析, 3次元静的フレーム解析)

相対水平変位最大時（27.40 秒）及び時刻 67.66 秒についても同様の比較・検討を行う。

相対水平変位最大時の鉄筋の曲げ軸力に対する照査値は、表 8 に示すとおり、相対変位に基づく断面力増分に対する照査値増分が 0.02～0.04 程度である。この増分を考慮したとしても、照査値は 0.07 程度であり許容限界に対して十分な安全余裕があることには変わりはない。一方、せん断力に対する照査値についても、表 9 に示すとおり、相対変位に基づく断面力増分による照査値増分が 0.03～0.06 程度であり、曲げ軸力と同様、十分な安全余裕がある。

表 8 相対水平変位最大時の南基礎の鉄筋の曲げ軸力照査結果（堤軸直交方向（③－③断面））

検討 ケース	評価 位置	断面性状		鉄筋仕様 (引張鉄筋)	断面力	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材幅	部材高			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)							
地盤ケース③ S ₁ -D1 [H-, V+]	上部	10700	10700	D510150 (8 段)	27.40 秒*1	58838	90186	10.1	435	0.03
					相対変位に基づく 断面力増分*2	159204	1204(引張)	14.6	435	0.04
	中央 (上)	10700	10700	D510150 (11 段)	27.40 秒*1	45211	114047	10.3	435	0.03
					相対変位に基づく 断面力増分*2	187215	1158(引張)	13.1	435	0.04
	中央 (下)	10700	10700	D510150 (17.5 段)	27.40 秒*1	1484	150879	10.1	435	0.03
					相対変位に基づく 断面力増分*2	193645	1139(引張)	13.4	435	0.04
	下部	10700	10700	D510150 (11 段)	27.40 秒*1	36003	174604	14.9	435	0.04
					相対変位に基づく 断面力増分*2	74037	684	4.9	435	0.02

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

*1：南基礎の相対変位が最大となった時刻の断面力及び照査値（2次元有効応力解析）

*2：南基礎の相対変位が最大となった時刻の地震時断面力増分及び照査値増分（2次元有効応力解析，3次元静的フレーム解析）

表 9 相対水平変位最大時の南基礎のせん断力照査結果（堤軸直交方向（③－③断面））

検討 ケース	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	断面力	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	V _s に 対する 照査値
		部材幅	部材高	有効高さ					
		b (mm)	h (mm)	d (mm)					
地盤ケース③ S ₁ -D1 [H-, V+]	上部	10700	10700	9976	16-D290150	27.40 秒*1	2524	221969	0.02
						相対変位に基づく 断面力増分*2	12221	221969	0.06
	中央 (上)	10700	10700	9759	16-D290150	27.40 秒*1	2431	217138	0.02
						相対変位に基づく 断面力増分*2	6012	217138	0.03
	中央 (下)	10700	10700	9262	18-D290150	27.40 秒*1	3830	227399	0.02
						相対変位に基づく 断面力増分*2	9267	227399	0.05
	下部	10700	10700	9759	14-D290150	27.40 秒*1	2186	194677	0.02
						相対変位に基づく 断面力増分*2	8831	194677	0.05

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

*1：南基礎の相対変位が最大となった時刻の断面力及び照査値（2次元有効応力解析）

*2：南基礎の相対変位が最大となった時刻の地震時断面力増分及び照査値増分（2次元有効応力解析，3次元静的フレーム解析）

時刻 67.66 秒の鉄筋の曲げ軸力については、表 10 に示すとおり、相対変位に基づく断面力増分による照査値の増分が 0.01~0.03 程度と小さい。この増分を考慮したとしても、時刻 67.66 秒の照査値から大きく変わるものではないことから、許容限界に対して十分な安全余裕があることに変わりはない。一方、せん断力についても、表 11 に示すとおり、照査値の増分は 0.02~0.04 程度であり、曲げ軸力と同様、十分な安全余裕がある。

なお、発生断面力（曲げモーメント、軸力及びせん断力）についても相対変位に基づく断面力増分は、時刻 67.66 秒の断面力に対して十分小さい。

表 10 時刻 67.66 秒の南基礎の鉄筋の曲げ軸力照査結果（堤軸直交方向（③-③断面））

検討 ケース	評価 位置	断面性状		鉄筋仕様 (引張鉄筋)	断面力	発生断面力		引張 応力度 σ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 σ_{ss} (N/mm ²)	照査値 σ_s/σ_{ss}
		部材 幅	部材 高			曲げ モーメント (kN・m)	軸力 (kN)			
		b (mm)	h (mm)							
地盤ケース③ S _u -D1 (H-, V+)	上部	10700	10700	D51φ150 (8 段)	67.66 秒*1	869095	29778	63.9	435	0.15
					相対変位に基づく 断面力増分*2	103133	780(引張)	9.5	435	0.03
	中央 (上)	10700	10700	D51φ150 (11 段)	67.66 秒*1	986329	111933	43.5	435	0.11
					相対変位に基づく 断面力増分*2	121279	750(引張)	8.5	435	0.02
	中央 (下)	10700	10700	D51φ150 (17.5 段)	67.66 秒*1	1225233	112010	51.7	435	0.12
					相対変位に基づく 断面力増分*2	125444	738(引張)	8.7	435	0.02
	下部	10700	10700	D51φ150 (11 段)	67.66 秒*1	782420	163899	23.1	435	0.06
					相対変位に基づく 断面力増分*2	47962	443	3.2	435	0.01

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

*1：南基礎の相対変位が大きい時刻の断面力及び照査値（2次元有効応力解析）

*2：南基礎の相対変位が大きい時刻の地震時断面力増分及び照査値増分（2次元有効応力解析，3次元静的フレーム解析）

表 11 時刻 67.66 秒の南基礎のせん断力照査結果（堤軸直交方向（③-③断面））

検討 ケース	評価 位置	断面性状			鉄筋仕様 (せん断補強筋)	断面力	発生 せん断力 V (kN)	短期許容 せん断力 V _s (kN)	V _s に 対する 照査値
		部材幅 b (mm)	部材高 h (mm)	有効高さ d (mm)					
		b (mm)	h (mm)	d (mm)					
地盤ケース③ S _u -D1 [H-, V+]	上部	10700	10700	9976	16-D29φ150	67.66 秒*1	106967	221969	0.49
						相対変位に基づく 断面力増分*2	7917	221969	0.04
	中央 (上)	10700	10700	9759	16-D29φ150	67.66 秒*1	113446	217138	0.53
						相対変位に基づく 断面力増分*2	3894	217138	0.02
	中央 (下)	10700	10700	9262	18-D29φ150	67.66 秒*1	107649	227399	0.48
						相対変位に基づく 断面力増分*2	6003	227399	0.03
	下部	10700	10700	9759	14-D29φ150	67.66 秒*1	68628	194677	0.36
						相対変位に基づく 断面力増分*2	5721	194677	0.03

注記 ③：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）した解析ケース

*1：南基礎の相対変位が大きい時刻の断面力及び照査値（2次元有効応力解析）

*2：南基礎の相対変位が大きい時刻の地震時断面力増分及び照査値増分（2次元有効応力解析，3次元静的フレーム解析）

3. まとめ

南基礎における鉄筋の曲げ軸力及びせん断力の最大照査値発生時刻 68.77 秒において、鋼製防護壁基礎間の相対水平変位により発生する地震時断面力増分及び照査値増分を算定した。地震時断面力増分及び照査値増分が、発生断面力及び照査値に対して小さいことから、相対水平変位が鋼製防護壁基礎に与える影響が小さいことを確認した。

最大相対水平変位 22.1cm となった時刻 27.40 秒においては、南基礎の水平変位が小さいために発生断面力及び照査値は小さく、算出した地震時断面力増分及び照査値増分も非常に小さいことから、相対水平変位が最大の場合にも鋼製防護壁基礎に与える影響は小さいことを確認した。

さらに、南基礎天端の水平変位が大きいケース（時刻 67.66 秒）を選定して相対水平変位の影響を確認した結果、地震時断面力増分及び照査値増分が、発生断面力及び照査値に対して小さく、相対水平変位が鋼製防護壁基礎に与える影響が小さいことを確認した。

以上のことから、堤軸直交方向における南北基礎の天端間の相対水平変位が鋼製防護壁を介して鋼製防護壁基礎に与える影響度合いは小さいことを確認した。

(参考3) 高強度材料 (SBHS500・SD685) の適用性について

1. SBHS500 の適用性

「道路橋示方書 (IV 下部構造編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」では鋼管杭は, J I S A 5525 の規格 (SKK400, SKK490) に適合するものを標準とし, 規定以外の鋼管杭でも所要試験を実施して本規定に定められた鋼管杭と同等以上の性能を有することが確認された場合には用いても良いとしている。よって, 許容応力度設計において, 土木学会の「新しい高性能鋼材の利用技術調査研究報告書～SBHS500(W), SBHS700(W) の設計・制作ガイドライン(案) (平成 21 年 11 月)」に基づき実施する。

また, SBHS500 (J I S G 3140 (2011)) の鋼管杭の製作においては, 所要試験 (溶接施工試験 (開先溶接試験), 材料検査 (母材, 溶接材) 等) を実施し, J I S A 5525 規格の鋼管杭と同等の性能を有することを確認する。

なお, 既工認においては他施設でも SBHS500 の鋼管杭を用いた施工実績がある。

・東海第二発電所における工認審査実績*

- ① V-2-2-12 緊急時対策所用発電機燃料貯蔵タンク基礎の地震応答計算書
- ② V-2-2-13 緊急時対策所用発電機燃料貯蔵タンク基礎の耐震性についての計算書
- ③ V-2-10-2-4 構内排水路逆流防止設備の耐震性についての計算書
- ④ V-3-別添 3-2-3 構内排水路逆流防止設備の強度計算書

【補足-60-1】 5.19 耐震及び耐津波設計における許容限界について

2. 高強度鉄筋 SD685 の適用性

2.1 SD685 の適用に必要となる評価項目について

「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」では，高強度鉄筋の適用性に伴う改定がなされ，SD685 鉄筋までが利用可能となった。改定に関わる解説資料では，SD685 の適用に当たっては，従来の評価式や新たな評価式の適用性が確認できた項目について利用可能としているため，図 1 に示す項目について確認を実施する。

なお，防潮堤（鋼製防護壁）においては，高強度鉄筋 SD685 を使用する部材を含めて弾性範囲内の設計を行っているが，鉄筋が弾性挙動を示す一方で，コンクリートには微細なひび割れの発生に伴う剛性低下により，非線形挙動が生じる可能性がある。このため（参考 14）において，鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの材料非線形性を考慮できる 3 次元静的非線形解析（COM3）を用いた精緻な解析を行い，高強度鉄筋 SD685 の適用性を確認している。

2.3 SD490 を超える強度の異形鉄筋の取り扱い

2.3.1 概要

異形鉄筋は，JIS では SD490 までは規格化されているが，高強度鉄筋を用いれば鉄筋量を減らすことができ過密鉄筋が回避できる，部材断面寸法を縮小できる，寸法縮小に伴い部材重量を減らすことができるなど，多くのメリットがある。そのため，SD490 を超える鉄筋を使用した場合の研究は数多く行われている。今回の改訂では，SD685 までの鉄筋単体および部材挙動の検討を行い，従来の評価式や新たな評価式の適用性が確認できた項目については，SD685 まで利用可能にした。なお，検討が不十分で適用性が確認できなかった項目については，別途検討すれば利用可能という形にした。

示方書の鉄筋強度に関わる項目としては，以下が挙げられる。

- ・本編 5.3.1 コンクリート強度の付着強度
- ・本編 5.4.1 鋼材の強度，5.4.2 鋼材の疲労強度，5.4.3 鋼材の応力ひずみ関係
- ・標準 3 編安全性に関する照査における 2 章の各種耐力の算定
- ・標準 3 編安全性に関する照査における 3 章の疲労強度の算定
- ・標準 4 編使用性に関する照査における 2 章のひび割れ幅や応力度の算定
- ・標準 4 編使用性に関する照査における 3 章の変位・変形の算定
- ・標準 5 編耐震設計および耐震性に関する照査における 5 章の部材の力学モデルのモデル化
- ・標準 5 編耐震設計および耐震性に関する照査における 5 章の鋼材のモデル化
- ・標準 7 編鉄筋コンクリートの前提および構造細目における 2 章の鉄筋の曲げ形状

図 1 SD490 を超える強度の異形鉄筋の取り扱い

出典：「コンクリートライブラリー149

コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」

2.2 付着強度

SD685 を用いた部材の付着強度算定式について、「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」では図 2 に示すとおり，他の鉄筋材質（SD490 以下）と同様に適用できるとの記載がある。

2.3.2 付着強度

付着強度を求める実験が，PC 鋼棒など高強度鋼材を使って実施されており，SD685 まで付着強度算定式が適用できることを確認した。また，2.3.6 節で示すが，SD685 を用いた RC 部材に対し，数値解析の適用性を検討したところ，従来の付着強度－すべり関係を用いてひび割れ間隔やひび割れ幅を妥当に評価できることを併せて確認した。

図 2 SD685 を用いた場合の軸方向圧縮耐力及び曲げ耐力について

出典：「コンクリートライブラリー149

コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」

2.3 応力ひずみ関係

SD685 を用いた部材の応力ひずみ関係について、「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」では図 3 に示すとおり，従来どおりの式が適用できることを確認している。

2.3.3 応力ひずみ関係

図 SD685 までは図 2.3.3.1 に示すように明確な降伏点が生じる製品が出されていることを確認した。また，鉄筋の引張強度に対する降伏点強度の比は，鉄筋強度が高くなるほど大きくなる。そのため，引張強度に対する降伏点強度の比を 65～80%と記述していたが，65～85%と修正した。

鉄筋の応力ひずみ関係については，標準 5 編耐震設計及び耐震性に関する照査や標準 10 編非線形有限要素解析による性能照査でひずみ硬化を考慮した引張応力下の式が示されているが，図 2.3.3.1 に実験結果と示方書で示されている式との比較を行ったが，両者はよく一致しており，SD685 までは従来通りの式が適用できることを確認した。ただし，繰返し応力下の適用性の確認は十分できなかったため，繰返し荷重下の問題に適用する場合は，履歴モデルについて適用範囲を判断する必要がある。

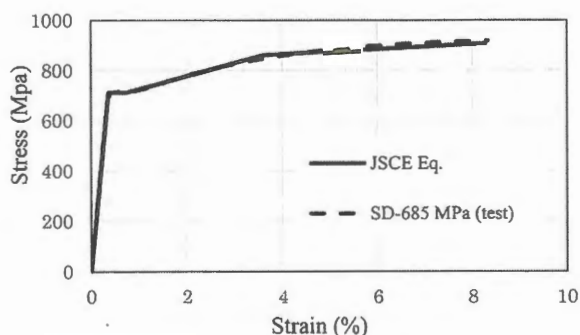


図 2.3.3.1 SD685 鉄筋の応力ひずみ関係

図 3 SD685 鉄筋を用いた場合の応力ひずみ関係について

出典：「コンクリートライブラリー149

コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」

2.4 各種耐力

2.4.1 軸方向圧縮耐力及び曲げ耐力

SD685 鉄筋を用いた部材の軸方向圧縮耐力及び曲げ耐力について、「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」では図 4 に示すとおり，既往の耐力評価手法を同様に用いて問題がないことが示されている。なお，SD685 鉄筋は本構造においてせん断補強筋として使用しない。

2.3.4 断面耐力

軸方向圧縮耐力および曲げ耐力については，SD685 よりも強度の高い PC 鋼棒で既に適用されているため，SD685 も同様に用いれば問題がない。 棒部材のせん断耐力については，2012 年版からせん断補強鉄筋の設計降伏強度は 800N/mm^2 まで適用範囲となっている。せん断伝達耐力，ねじり耐力については十分な検討を行うことができなかったため，その算定の際には SD490 の強度を用いることとし，高強度の影響を考慮する場合は別途検討した場合に使用してよいとした。

図 4 SD685 を用いた場合の軸方向圧縮耐力及び曲げ耐力について

出典：「コンクリートライブラリー149

コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」

2.4.2 最大鉄筋量

SD685 を用いた部材の最大鉄筋量について、「コンクリート標準示方書基本原則編・設計編・維持管理編の改訂資料（土木学会，2022）」では図 5 に示すとおり，高強度鉄筋 SD685 ま

2.4.3.2 最大鉄筋量

最大鉄筋量に関しては、「曲げモーメントの影響が支配的な棒部材の軸方向鉄筋量は，釣合鉄筋比の 75%以下とすることを原則とする。」と言う従来の規定を踏襲することとした。この規定は，主に断面破壊時にコンクリートの破壊が先行する脆性的な破壊を回避する目的で定められているが，これを釣合鉄筋比の 75%以下としたことについては，材料強度のばらつきや鉄筋配置の施工誤差等を考慮して余裕を持たせたという定性的な考察²⁾や，過去の実験データ³⁾を基に釣合破壊に対して非超過確率 30%程度の安全余裕を確保したとする準定量的な考察⁴⁾があるものの，明確な根拠は不明であった。また，高強度材料を用いた場合の適用性等について検証されているかも不明であった。そこで，高強度材料を用いた場合も含めた最大鉄筋量について，簡易な計算ではあるが定量的な検討も含めた考察を行った。

釣合鉄筋比は，設計編 [標準] 7 編の式 (解 2.3.3) より次式により算定される。

$$\rho_b = \alpha \frac{\epsilon'_{cu}}{\epsilon'_{cu} + f_{yd}/E_s} \cdot \frac{f'_{cd}}{f_{yd}} \quad (2.4.1)$$

ここに， ρ_b : 釣合鉄筋比

$\alpha=0.88-0.004f_{ck}$ ただし， $\alpha \leq 0.68$

ϵ'_{cu} : コンクリートの終局ひずみで [設計編：標準] 3 編の図 2.4.1 で示された値としてよい。

f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)

E_s : 鉄筋のヤング係数 (N/mm²)

図 2.4.5 より， ρ_b (実強度相当) / ρ_b (設計強度) は 75%～79%程度となっている。これは，引張鉄筋量を設計強度により算定した釣合鉄筋比の 75%以下とすれば，実構造物において引張鉄筋の降伏強度が設計強度の 1.2 倍であつても釣合破壊を概ね回避できることを示している。ただし，図 2.4.5 に示す ρ_b (実強度相当) / ρ_b (設計強度) の数値は，コンクリート強度および鉄筋の引張降伏強度が大きいほど小さくなる傾向にあり，このことは，設計強度に対する釣合鉄筋比の 75%とする最大鉄筋量は，材料強度が大きいほど釣合破壊に対する余裕が低下することを意味する。したがって，高強度材料の場合には，コンクリートの応力-ひずみ曲線や鉄筋の強度特性等を適切に評価した上で，部材の破壊性状を確認することが望ましい。

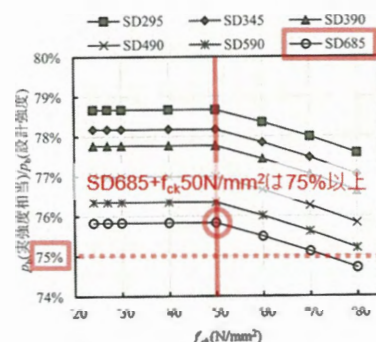


図 2.4.5 ρ_b (実強度) / ρ_b (設計強度)

図 5 SD685 を用いた場合の最大鉄筋量の考え方について

出典：「コンクリートライブラリー162

コンクリート標準示方書基本原則編・設計編・維持管理編の改訂資料（土木学会，2022）」

2.5 ひび割れ幅

SD685 を用いた部材のひび割れ幅算定式について、「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」の「2.3.6 ひび割れ幅及び変位・変形（1）SD685 を用いた部材実験による検討」において，部材実験を実施している（図 6 参照）。SD685 を使用した梁のひび割れ幅の変化は，降伏点までほぼ直線的に増加しており，大きなひずみ及び応力が作用してもひび割れ幅に大きな影響を与えないことを確認している（図 7 参照）。

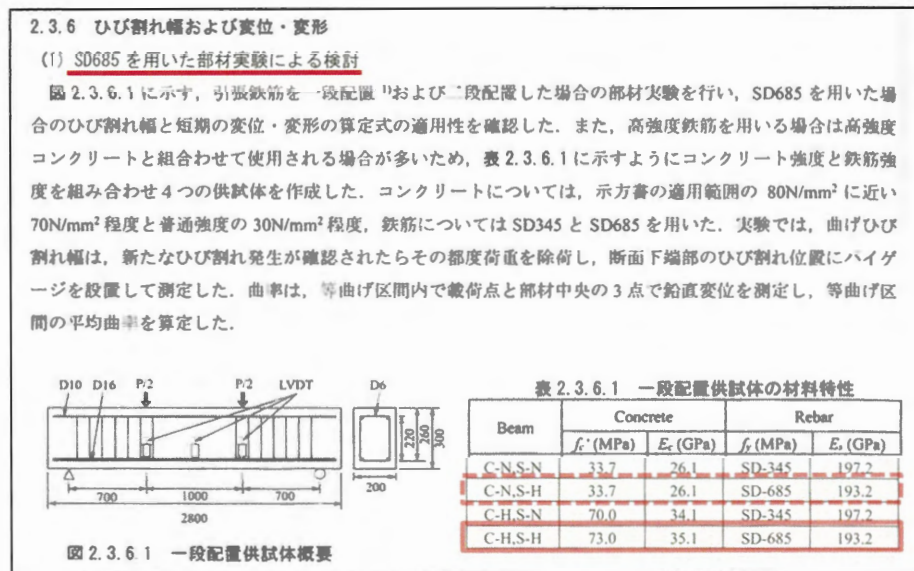


図 6 SD685 を用いた部材実験による検討

出典：「コンクリートライブラリー149

コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改定資料（土木学会，2017）」

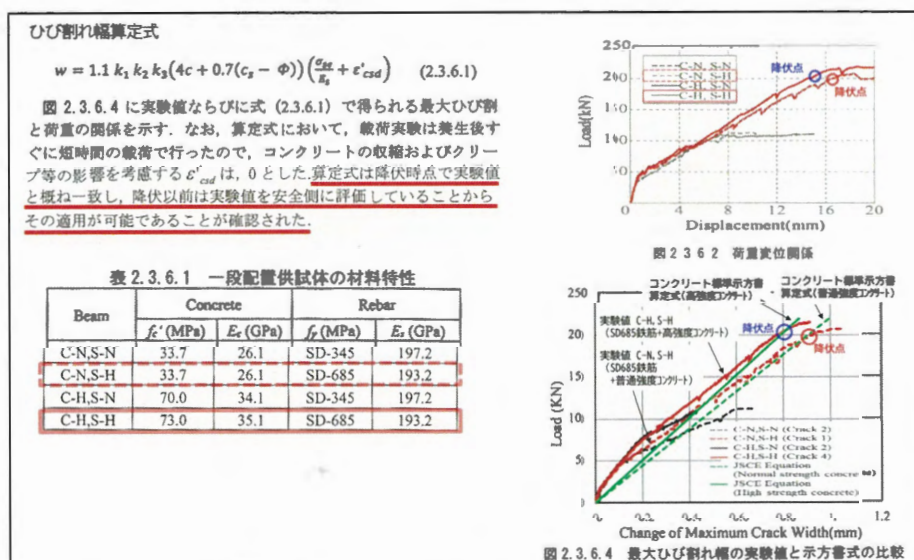


図 7 SD685 を用いた場合のひび割れ幅の算定式について

「コンクリート標準示方書 設計編・施工編の改訂資料（2017）土木学会」

2.6 基本定着長

SD685 鉄筋の基本定着長について、「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」では図 8 に示すとおり，コンクリートの圧縮強度特性値が 80 N/mm² 以下，鉄筋の引張降伏強度の特性値が 685 N/mm² までを適用範囲としている。鉄筋の定着長は下記の式で算定される。ただし，ブリージングによる付着強度の低下を考慮して定着長の割増し（1.3 倍）を規定している。しかしながら，本構造物では充填性も考慮して高流動コンクリートを使用することとしており，普通コンクリートに比べてブリージングは小さいことから割増しは考慮しないこととした（図 9 参照）。鉄道構造物等設計標準・同解説では図 10 に示すとおり，ブリージングを生じないコンクリートを用いる場合には，補正は不要と記載がある。

(1) 鉄筋の基本定着長 l_d は，式 (2.5.1) による算定値を，次の (i) ～ (iii) に従って補正した値とする。ただし，この補正した値 l_d は 20 ϕ 以上とする。また，鉄筋の降伏強度の特性値が 390N/mm² を超える場合は，降伏強度の影響を適切に考慮しなければならない。

$$l_d = \alpha \frac{f_{yd}}{4f_{bod}} \phi \quad (2.5.1)$$

ここに， ϕ : 鉄筋の直径
 f_{yd} : 鉄筋の設計引張降伏強度
 f_{bod} : コンクリートの設計付着強度で， γ_c は 1.3 として，〔設計編：本編〕式（解 5.4.2）の f_{bod} より求めてよい。ただし， $f_{bod} \leq 3.2$ N/mm²

$$\alpha = \begin{cases} 1.0 & (k_c \leq 1.0 \text{ の場合}) \\ 0.9 & (1.0 < k_c \leq 1.5 \text{ の場合}) \\ 0.8 & (1.5 < k_c \leq 2.0 \text{ の場合}) \\ 0.7 & (2.0 < k_c \leq 2.5 \text{ の場合}) \\ 0.6 & (2.5 < k_c \text{ の場合}) \end{cases}$$

ここに， $k_c = \frac{c}{\phi} + \frac{15 A_L}{s \phi}$

c : 鉄筋の下側のかぶりの値と定着する鉄筋のあきの半分の値のうちの小さい方
 A_L : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積
 s : 横方向鉄筋の中心間隔

(i) 引張鉄筋の基本定着長 l_d は，式 (2.5.1) による算定値とする。ただし，標準フックを設ける場合には，この算定値から 10 ϕ だけ減じることができる。

(ii) 圧縮鉄筋の基本定着長 l_d は，式 (2.5.1) による算定値の 0.8 倍とする。ただし，標準フックを設ける場合でも，これ以上減じてはならない。

(iii) 定着を行う鉄筋が，コンクリートの打込みの際に，打込み終了面から 300 mm の深さより上方の位置で，鉄筋の下側におけるコンクリートの打込み高さが 300mm 以上ある場合，かつ水平から 45° 以内の角度で配置されている場合は，引張鉄筋または圧縮鉄筋の基本定着長は，(i) または (ii) で算定される値の 1.3 倍 とする。

図 8 SD685 を用いた場合の基本定着長の算定について
「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」

(2) について 高流動コンクリートは、通常のコンクリートに比べて以下の特徴がある。

- ① 単位粗骨材量が少なく、高性能AE減水剤の使用量が多い。
- ② ブリーディングおよびレイタンスの発生が少ない。
- ③ 凝結硬化が遅延する傾向にある。
- ④ 使用材料の品質変動や計量誤差による影響を受けやすいため、厳しい品質管理、製造管理ならびに施工管理が要求される。

図9 高流動コンクリートのブリージング

「高流動コンクリートの配合設計・施工指針（土木学会，2012年版）」

定着を行う鉄筋の配筋角度や下側のコンクリートの打込み高さに関して、鉄筋の付着強度がブリーディング等の影響により低下することを考慮して、定着長の延伸を定めた。解説図2.3.18に示したような位置にあり、水平から45°以内の角度に配置する鉄筋が該当する。ただし、ブリーディングを生じないコンクリートを用いる場合は、コンクリートの打込み高さに関する基本定着長の補正は行わなくてよい。

図10 基本定着長の補正について

「鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物）

（鉄道総合技術研究所，令和5年1月）」

SD685を用いた部材の付着強度算定式について、「鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物）（鉄道総合技術研究所，令和5年1月）」では、高強度鉄筋SD685まで適用を拡大したとの記載がある。記載内容を図11及び図12に示す。

SD490およびSD685A、SD685Bの鉄筋に対しては、特別な検討を行わない場合には、鉄筋強度に対する補正係数 α_t を考慮した式(3)を用いて算定してよい。

$$\lambda_{ds} = \alpha_b \cdot \alpha_t \cdot \frac{f_{syd}}{4f_{bod}} \cdot \phi \quad (3)$$

$$\text{ただし、} \alpha_t = \left(\frac{f_{syd}}{345} \right)^{1/3}$$

ここで、 λ_{ds} ：基本定着長(mm)

f_{bod} ：コンクリートの設計付着強度(N/mm²)

$$f_{bod} = 0.28f_c^{2/3}/\gamma_c$$

$$\alpha_b = (0.75/K_c) + 0.2$$

f_{syd} ：鉄筋の設計引張降伏強度(N/mm²)

ϕ ：定着する鉄筋の直径(mm)

$$K_c = (c_b/\phi) + \{15 A_t / (s \cdot \phi)\}$$

ただし、 $c_b/\phi \leq 2.5$

c_b ：定着する鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの1/2のうち、小さい方の値(mm)

A_t ：仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積(mm²)

s ：横方向鉄筋の中心間隔(mm)

図11 SD685を用いた場合の基本定着長の算定(1)

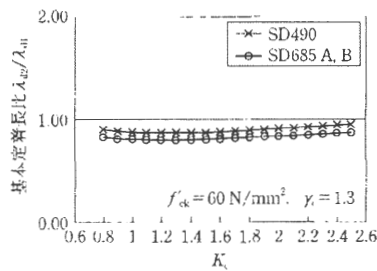
「鉄道構造物設計標準・同解説（コンクリート構造物）

（鉄道総合技術研究所，令和5年1月）」

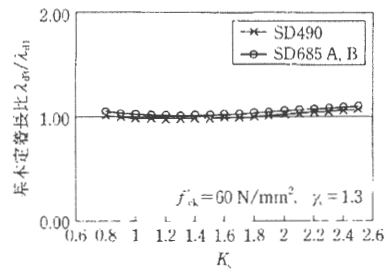
付属図 2-3.2 には、一例として、コンクリートの圧縮強度の特性値が 60 N/mm^2 の場合について、式 (2) を SD490 および SD685A, SD685B の鉄筋に適用した場合の算定値に対する式 (1) の算定値の比を示す。これによると、式 (2) をこれらの鉄筋に適用した場合には、基本定着長を小さく算定する結果となることがわかる。

これに対して、付属図 2-3.3 には、式 (3) による算定値に対する式 (1) の算定値の比を示す。図より、鉄筋強度に対する補正係数 α_t を考慮することにより、基本定着長は妥当に評価されていることがわかる。

なお、以上のことに関しては、異なるコンクリート強度についても同様な傾向を示すことが確認されている。



付属図 2-3.2 基本定着長の比較
(式 (2) と式 (1) の比較)



付属図 2-3.3 基本定着長の比較
(式 (3) と式 (1) の比較)

$$\lambda_{d1} = \frac{f_{syd}}{1.25\sqrt{f_{cd}}} \cdot \frac{13.3}{0.318 + 0.795K_c} \cdot \phi \quad (1)$$

ここに、 f_{syd} : 鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm^2)

f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2)

ϕ : 定着する鉄筋の直径 (mm)

$K_c = (c_b/\phi) + \{15 A_s / (s \cdot \phi)\}$

ただし、 $c_b/\phi \leq 2.5$

c_b : 定着する鉄筋のかぶりと定着する鉄筋のあきの 1/2 のうち、小さい方の値 (mm)

A_s : 仮定される割裂破壊断面に垂直な横方向鉄筋の断面積 (mm^2)

s : 横方向鉄筋の中心間隔 (mm)

$$\lambda_{d2} = \alpha_b \cdot \frac{f_{syd}}{4f_{boc}} \cdot \phi \quad (2)$$

ここに、 f_{boc} : コンクリートの設計付着強度 (N/mm^2)

$f_{boc} = 0.28f_{ck}^{2/3}/\gamma_c$

$\alpha_b = (0.75/K_c) + 0.2$

$$\lambda_{d3} = \alpha_b \cdot \alpha_t \cdot \frac{f_{syd}}{4f_{boc}} \cdot \phi \quad (3)$$

ただし、 $\alpha_t = \left(\frac{f_{syd}}{345}\right)^{1/3}$

図 12 SD685 を用いた場合の基本定着長の算定(2)

「鉄道構造物設計標準・同解説 (コンクリート構造物)

(鉄道総合技術研究所, 令和 5 年 1 月)」

3. 高強度鉄筋 SD685 の定着長について

3.1 基本定着長の算定

「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」や「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（鉄道総合技術研究所，令和 5 年 1 月）」では，「SD490 や SD685 等の鉄筋の降伏強度の特性値が 380 N/mm² を超える J I S 規格による鉄筋の定着長は，実験等により検討することが望ましい」とされているが，鉄道構造物等設計標準には，特別な実験を行わない場合には別途示された算定式を用いてよいとされている。鉄道構造物等設計標準の算定式を用いた鉄筋の定着長は，表 1 に示すとおり他の規格基準類の算定式に比較して最も短くなるため，道路橋示方書による算定式を用いて保守的な定着長を設定することとした。

表 1 各設計基準・指針における定着長の算定

設計基準・指針	コンクリート標準示方書 (2022年)	鉄道構造物等設計 標準・同解説 (令和5年)	道路橋示方書・同解説IV (平成24年)
鉄筋の基準値: f_{yd}	685N/mm ²	685N/mm ²	480N/mm ² *1)
コンクリート設計基準強度: f_{ck}	50N/mm ²	50N/mm ²	50N/mm ²
付着力補正係数 γ_c	1.3	—	—
コンクリートの付着強度: f_{bod}	3.19N/mm ²	3.80N/mm ²	2.00N/mm ² *2)
係数 α_b 算定のためのパラメータ: K_c	1.62 *4)	1.62 *4)	—
鉄筋のかぶり・あき, 横方向鉄筋量による補正係数: α_b	0.80	0.663	—
鉄筋種別による補正係数: α_t	—	1.257	—
定着長: $\alpha_b \cdot \alpha_t \cdot f_{yd} / (4 \cdot f_{bod}) \times \phi$	42.9 ϕ	37.6 ϕ	50 ϕ *3)

注記 *1: 鉄筋の基準値は鉄筋の SD685 の許容応力度 (σ_{sa}) を使用。

*2: コンクリート付着強度はコンクリートの許容付着応力度 (τ_{sa}) を使用。

*3: 定着長の算定は $l_a = \sigma_{sa} \cdot \phi / 4\tau_{sa}$ で算定。

*4: 横方向等の実配筋量は，保守的な定着長になるよう必要最小鉄筋量で算定した結果である。

3.2 基本定着長の設定

頂版鉄筋コンクリートにおける片持梁の固定端では，「引張鉄筋の端部が定着部において上下から拘束されている場合には，梁部材の接合部の断面の有効高さの 1/2 だけ定着部内に入った位置から所定の定着長を確保することが望ましい」に基づき，中実鉄筋コンクリート範囲内に確保する鉄筋の定着長を設定した（図 13 参照）。

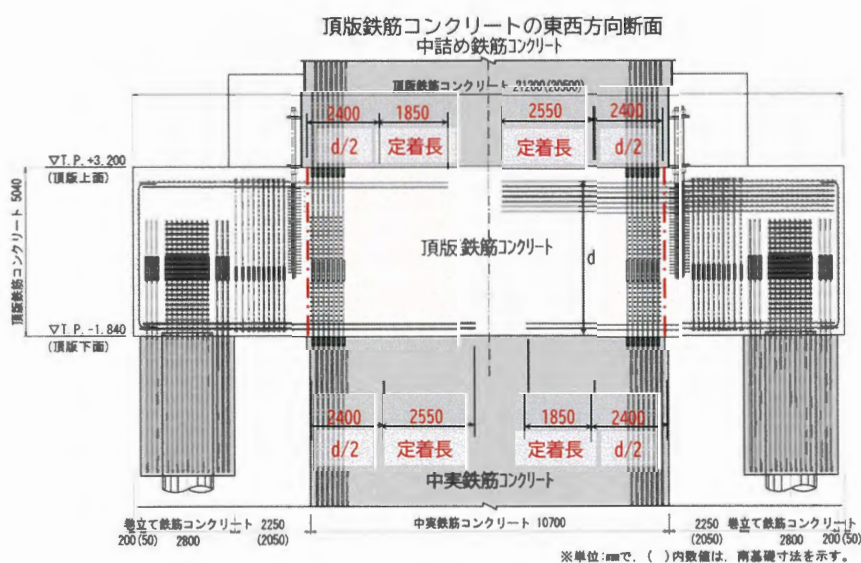


図 13 頂版鉄筋コンクリートの片持梁（固定端）の定着長

3.3 端支点を超え定着する場合の低減定着長の設定

部材端部の定着長については、「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」に示される「(v) 端支点を超えて定着する場合」に基づき定着長を設定した。その場合，図 14 に示す③支承中心から l_s だけ離れた断面位置の鉄筋応力から求まる低減定着長 l_d 以上を支承の中心から端支点側にとり，さらに部材端まで延ばす必要がある。ここで l_s は，モーメントシフト量であり，本構造では中実鉄筋コンクリートと巻立て鉄筋コンクリートの各部材端間のスパン長となる（ $l_s=2.050$ m(南基礎)， 2.250 m(北基礎)）。

低減定着長 l_d は，「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」に準拠して算出する。低減定着長 l_d は最大で 984 mm となり，図 14 に示す③支承中心からの定着区間長 $=1.100$ m(南基礎)， 1.250 m(北基礎) 以内であることが確認できたため，必要定着長を満足する。

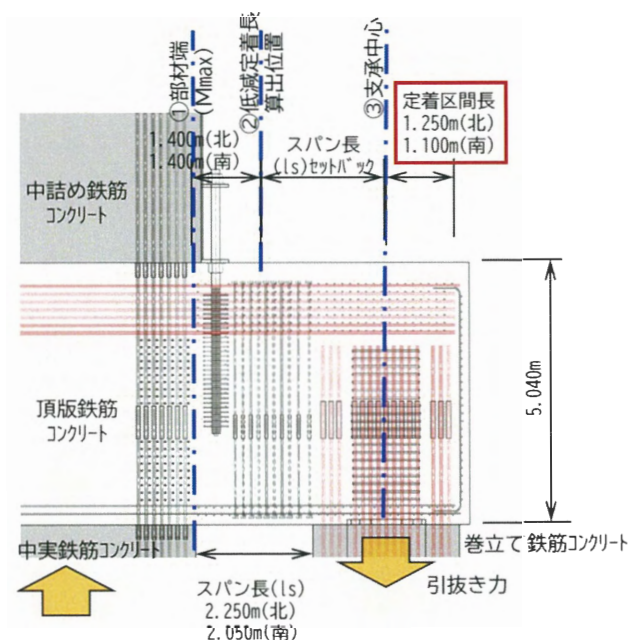


図 14 頂版鉄筋コンクリートの端支点を超え定着する場合の低減定着長

(参考4) SD685 鉄筋定着長の実証実験と結果について

1. 実証実験の目的と対象

「コンクリート標準示方書（設計編）（土木学会，2022 年制定）」（以下「コン示（2022）」という。）や「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（鉄道総合技術研究所，令和 5 年 1 月）」では，「SD490 や SD685 等の鉄筋の降伏強度の特性値が 380 N/mm^2 を超える JIS 規格による鉄筋の定着長は，実験等により検討することが望ましい」とされている。このため，本実験では照査値が最も厳しくなる頂版鉄筋コンクリートの東側上面軸方向鉄筋において，低減定着長に基づき設定した定着長に対して引抜き試験を行うことにより，頂版鉄筋コンクリート及び巻立て鉄筋コンクリートで使用する SD685 鉄筋の定着が十分であることを確認する。

1.1 実証実験の目的

防潮堤（鋼製防護壁）の頂版鉄筋コンクリート及び巻立て鉄筋コンクリートにおいては，設計基準強度（ f'_{ck} ） 50 N/mm^2 のコンクリート及び引張降伏強度（ σ_y ） 685 N/mm^2 の鉄筋 SD685 を適用している。本設計で適用しているコンクリート及び鉄筋の特性値に関する規格基準類等には図 1 のように規定されている。

以上より，設計基準強度（ f'_{ck} ） 50 N/mm^2 のコンクリートに引張降伏強度（ σ_y ） 685 N/mm^2 の鉄筋の端部の定着が十分なされていれば，鉄筋コンクリートとして問題ないととらえ，本設計による定着長の妥当性を実証実験により確認する。実証実験は，「道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究（国土技術政策総合研究所資料）*1」を参考に実施する。

【コンクリート標準示方書（設計編，2022 年，土木学会）】

- ・圧縮強度の特性値が $80 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ までのコンクリート，引張降伏強度の特性値が $685 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ までの鉄筋を適用範囲とし，鉄筋径は JIS G 3112 の D51（公称直径 50.8 mm ）までとする。
- ・鉄筋の強度を十分に発揮させるために，鉄筋端部がコンクリートから抜け出さないよう，コンクリート中に確実に定着しなければならない。鉄筋コンクリートにおいては，外力に対して鉄筋とコンクリートが一体となって働く必要があり，外力が作用した時の鉄筋端部の定着はきわめて重要なために，完全に行わなければならない。

コンクリート強度による使用可能な鉄筋の強度の限界について：田中*1 の研究報告より

- ・鉄筋コンクリート梁部材の所要の断面条件でのコンクリート強度と引張鉄筋の降伏後の曲げ靱性によって制約される鉄筋の強度の限界について理論的考察により，コンクリート強度 $40 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ では鉄筋の限界は $610 \sim 970 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ である。
- ・本検討は引張鉄筋が有効であるための部材端での定着が確保されている条件のもとでの検討である。

注記 *1：田中 礼治「鉄筋コンクリートに利用し得る鉄筋の強度の限界に関する研究」*1-1 は曲げによる制約，*1-2 は引張による制約，日本建築学会論文集，第 114 号，1971 年 6 月，1041-1051

図 1 コンクリート及び鉄筋の特性値に関する規格基準類

注記 *1：白戸真大，玉越隆史，北村岳伸，狩野武，山田慎太郎，平野義徳：道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究，国土技術政策総合研究所資料第 1147 号，令和 3 年 2 月

1.2 実証実験の対象

図2に示す構造における防潮堤（鋼製防護壁）の頂版鉄筋コンクリートの「定着長」を検討対象として実証実験を実施する。

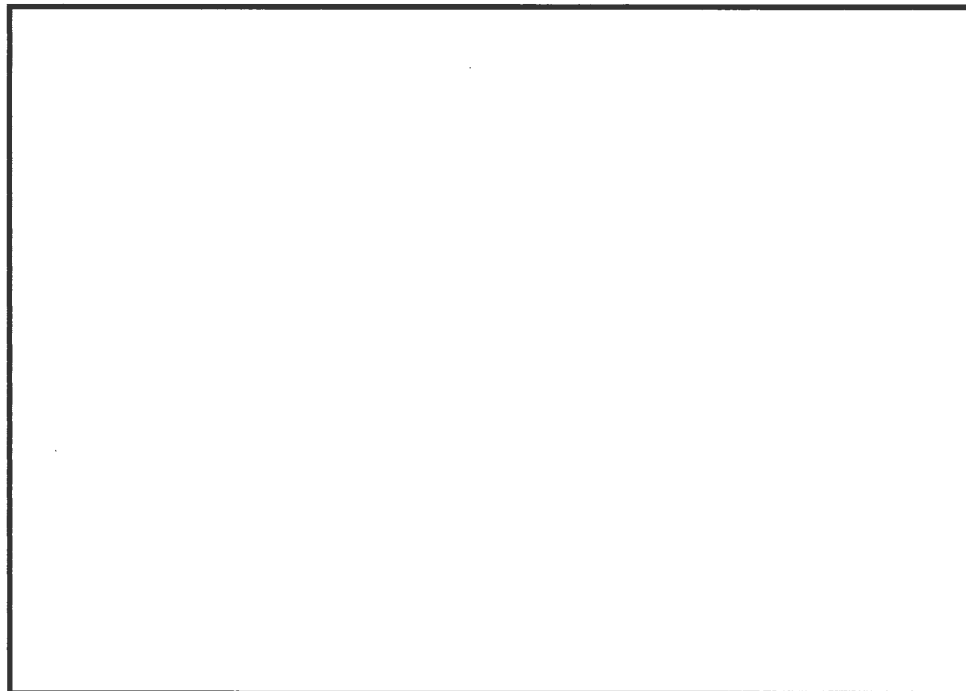


図2 実証実験の検討対象

コン示（2022）や「鉄道構造物等設計標準・同解説（コンクリート構造物）（鉄道総合技術研究所，令和5年1月）」，「道路橋示方書・同解説Ⅳ（日本道路協会，平成24年3月）」に基づいて計算される定着長を表1に示す。これによると，各設計基準・指針に基づく定着長の中で道路橋示方書による定着長が最も長いため，最も保守的な定着長として道路橋示方書による計算値の 50ϕ を対象構造の基本定着長に設定している。

表1 各設計基準・指針における定着長の算定

設計基準・指針	コンクリート標準示方書 (2022年)	鉄道構造物等設計 標準・同解説 (令和5年)	道路橋示方書・同解説Ⅳ (平成24年)
鉄筋の基準値： f_{yd}	685N/mm^2	685N/mm^2	400N/mm^2 *1)
コンクリート設計基準強度： f_{ck}	50N/mm^2	50N/mm^2	50N/mm^2
付着力補正係数 γ_c	1.3	--	--
コンクリートの付着強度： f_{bod}	3.19N/mm^2	3.80N/mm^2	2.00N/mm^2 *2)
係数 α_b 算定のためのパラメータ： K_c	1.62 *4)	1.62 *4)	--
鉄筋のかぶり・あき，横方向鉄筋量による補正係数： α_b	0.80	0.663	--
鉄筋種別による補正係数： α_t	--	1.257	--
定着長： $\alpha_b \cdot \alpha_t \cdot f_{yd} / (4 \cdot f_{bod}) \times \phi$	42.9ϕ	37.6ϕ	50ϕ *3)

注記 *1：鉄筋の基準値は鉄筋のSD685の許容応力度（ σ_{sa} ）を使用。

*2：コンクリート付着強度はコンクリートの許容付着応力度（ τ_{sa} ）を使用。

*3：定着長の算定は $l_a = \sigma_{sa} \cdot \phi / 4\tau_{sa}$ で算定。

*4：横方向等の実配筋量は，保守的な定着長になるよう必要最小鉄筋量で算定した結果である。

SD685 鉄筋の低減定着長は、コン示（2022）に示される「v）端支点を超えて定着する場合」に基づき基本定着長を踏まえて設定する。低減定着長についての規定を（参考3）3.3 節に、計算値を以下に示す。

L_0 ：低減定着長

$L_0 \geq L_d \cdot (A_{sc} / A_s)$ … コン示(2022) 式(2.5.2) より

ただし、 $L_0 \geq L_d / 3$, $L_0 \geq 10\phi$

ここで、 A_{sc} ：必要鉄筋量(南基礎 4250 mm²，北基礎 5530 mm²)

A_s ：実配筋量 (D51-7 本として，14189 mm²)

ϕ ：鉄筋直径 (51 mm)

L_d ：基本定着長：50・ ϕ (=2550 mm)

よって、低減定着長 L_0 は南基礎で $L_d / 3$ より 850 mm(定着区間長：1100 mm) となり、北基礎で $L_d \cdot (A_{sc} / A_s)$ より 984 mm(定着区間長：1250 mm) となる。

2. 実証実験の概要

2.1 頂版鉄筋 SD685 (D51) の定着実証の考え方

検討対象の SD685 (D51) が定着されている箇所には曲げモーメントが作用しない。実証実験モデルにおける曲げモーメント分布のイメージを図3に示す。

したがって、定着箇所においては曲げモーメントによる損傷が発生せず、純粋な鉄筋の定着の問題に帰着できる。

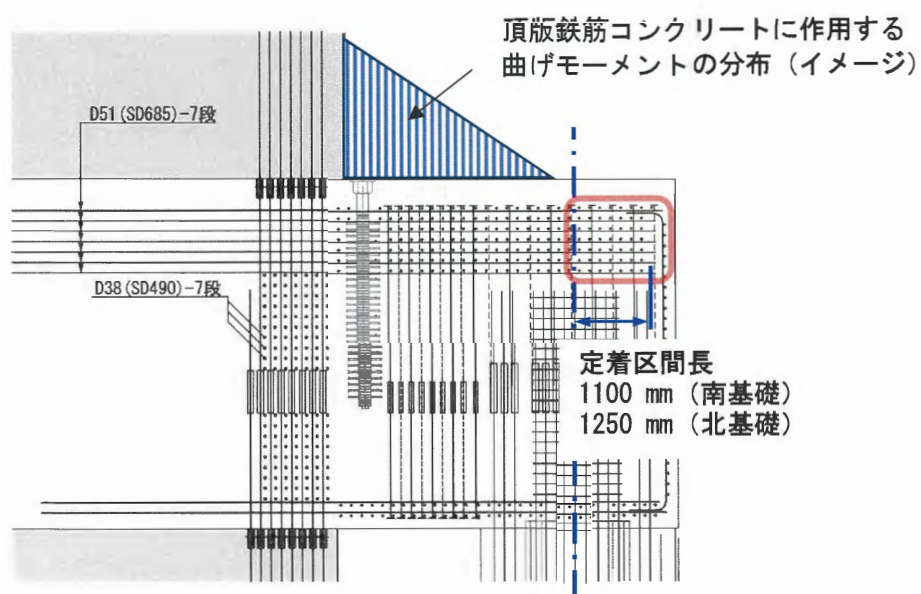
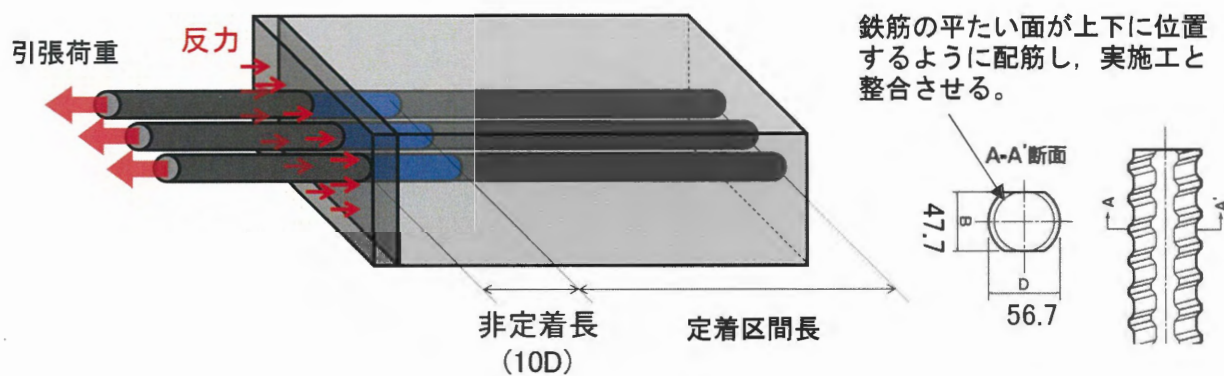


図3 実証実験モデルにおける曲げモーメント分布 (イメージ)

2.2 実証実験の方法

SD685 (D51) 鉄筋 3 本をコンクリートのブロックに所定の定着長で埋め込み、鉄筋に引張力を作用させて引き抜くことにより、定着長の妥当性を実証する。実証実験の概念図を図 4 に示す。



鉄筋 1 本当たりの規格降伏強度に相当する引張荷重

$$P_y = A_s \times \sigma_y = 2027 \text{ mm}^2 \times 685 \text{ N/mm}^2 = 1388 \text{ kN}$$

ここで、 P_y : 鉄筋の規格降伏強度に相当する引張荷重 (kN)

A_s : 鉄筋の断面積 (mm^2)

σ_y : 鉄筋の規格降伏強度 (N/mm^2)

図 4 実証実験の概念図

2.3 実証実験の試験体仕様

本対象構造においては、最外縁（最上段）の鉄筋が最も大きな引張力を受けるが、最上段の鉄筋の配置条件では、かぶり寸法（芯かぶり 450 mm）よりも鉄筋のあき寸法（ $150-51=99$ mm）が小さいため、図 5 に示すサイドスプリットパターンの付着割裂ひび割れによる付着破壊が想定される。また、コン示（2022）の定着長算定式においても、「かぶりの値と鉄筋のあきの半分の値のうち小さい方」が支配パラメータとされていることから、本構造では鉄筋のあき寸法が定着耐力を支配する。

このため、実証実験においては鉄筋のあき寸法を再現し、複数本の鉄筋を同時に引き抜く載荷方法を採用する。試験体は鉄筋を 3 本配置し、鉄筋配置間隔は対象構造と同じ 150 mm とする。

一方、かぶり寸法はサイドスプリットパターンの付着割裂破壊に対して影響が小さいことから、載荷装置の設置位置を考慮して、試験体の中央高さに鉄筋を配置し上下のかぶり寸法を（ $650-51/2=$ ）624.5 mm とする。また、せん断補強筋については、定着区間における実構造より鋼材量を少なめに配置する。

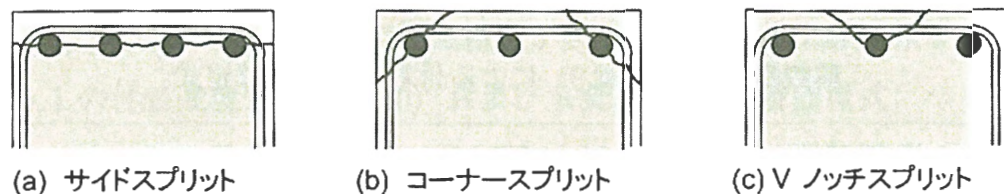


図 5 付着割裂パターン

鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説（日本建築学会，2024）

表 2 実証実験の試験体仕様

対象部位	定着長	横補強鉄筋	実験の目的と方針	備考
巻立て鉄筋 コンクリート上 頂版鉄筋コ ンクリートの主鉄筋	コン示（2022）・ 低減定着長より 定めた南基礎の 実定着長 $L=1100$ mm	D32@300mm	・コン示（2022）の低減定着長の考え方を満足するように定めた南基礎の定着長の検証。 ・SD685 鉄筋の低減定着長に応じた引張荷重（$850\text{ mm}/2550\text{ mm} \times P_y$）として、$0.334 \cdot P_y = 464\text{ kN}$）まで載荷し、定着破壊せず、引張荷重が保持されることを確認し、その後も引張荷重を増大させ、実際の定着耐力がどの程度の安全率を有しているかを確認する。	$f_{c'} = 47.4\text{ N/mm}^2$ *

注記 *：実証実験で使用したコンクリートの圧縮強度試験結果を示す。概ねコンクリートの設計基準強度

（ $f_{ck}'=50\text{ N/mm}^2$ ）であることを確認した。

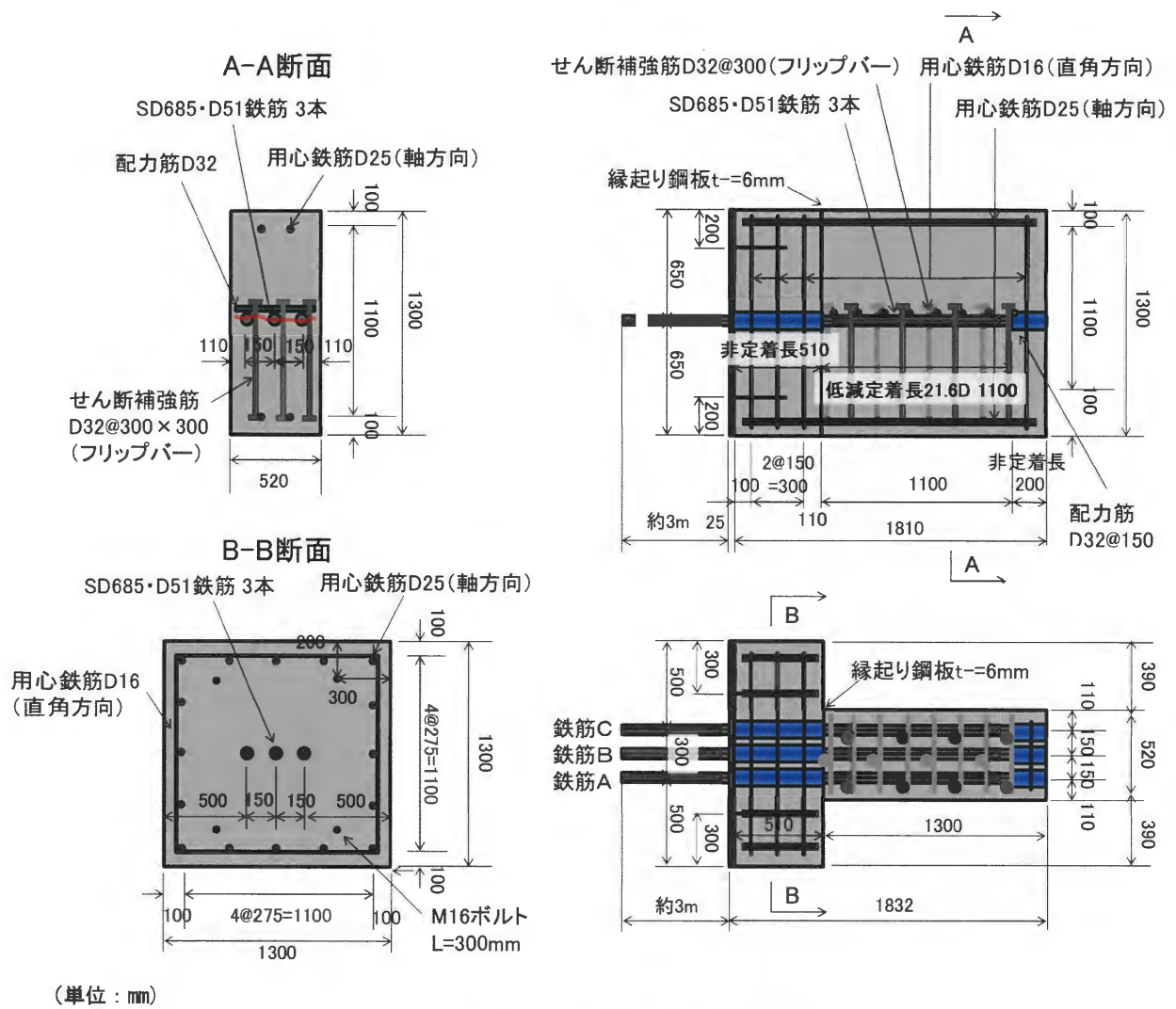


図6 試験体の配筋図

2.4 実証実験の計測内容と評価方法

実証実験は「道路橋橋脚への高強度鉄筋の適用性に関する研究（国土技術政策総合研究所資料）」を参考とし、計測計画を図7に示す。

実証実験においては、引張力を载荷する油圧ジャッキにロードセルを設置して計測する。また、図7に示すように、鉄筋を定着している区間の引張端の位置から自由端側に向かって10φ(510mm)の間隔で鉄筋ひずみゲージを設置して、鉄筋のひずみを計測する。さらに、鉄筋の自由端側の3本それぞれの鉄筋の端部に変位計を設置して、鉄筋の自由端すべり変位を測定する。

実証実験の結果は、鉄筋に载荷する引張力と鉄筋のコンクリートからの抜け出し変位の関係として検討し評価する。ここで、「抜け出し変位」とは引張端位置のコンクリートから鉄筋が抜け出そうとする変位量のことであり、定着区間全体における鉄筋とコンクリート間に生じたすべり変位の総量のことを言う。実証実験の結果を検討する際に、引張荷重と抜け出し変位の関係を図示することにより、定着破壊せずに引張荷重を保持できることや、除荷後の残留変位が小さいことなどが確認できる。

抜け出し変位の算出は図8に示す方法で行う。測定された鉄筋の自由端すべり変位と鉄筋に設置したひずみゲージの値を用いて、鉄筋の自由端すべり変位に、低減定着長全長の伸びを積分して得られる定着区間におけるすべり量の総和を足して算出する。

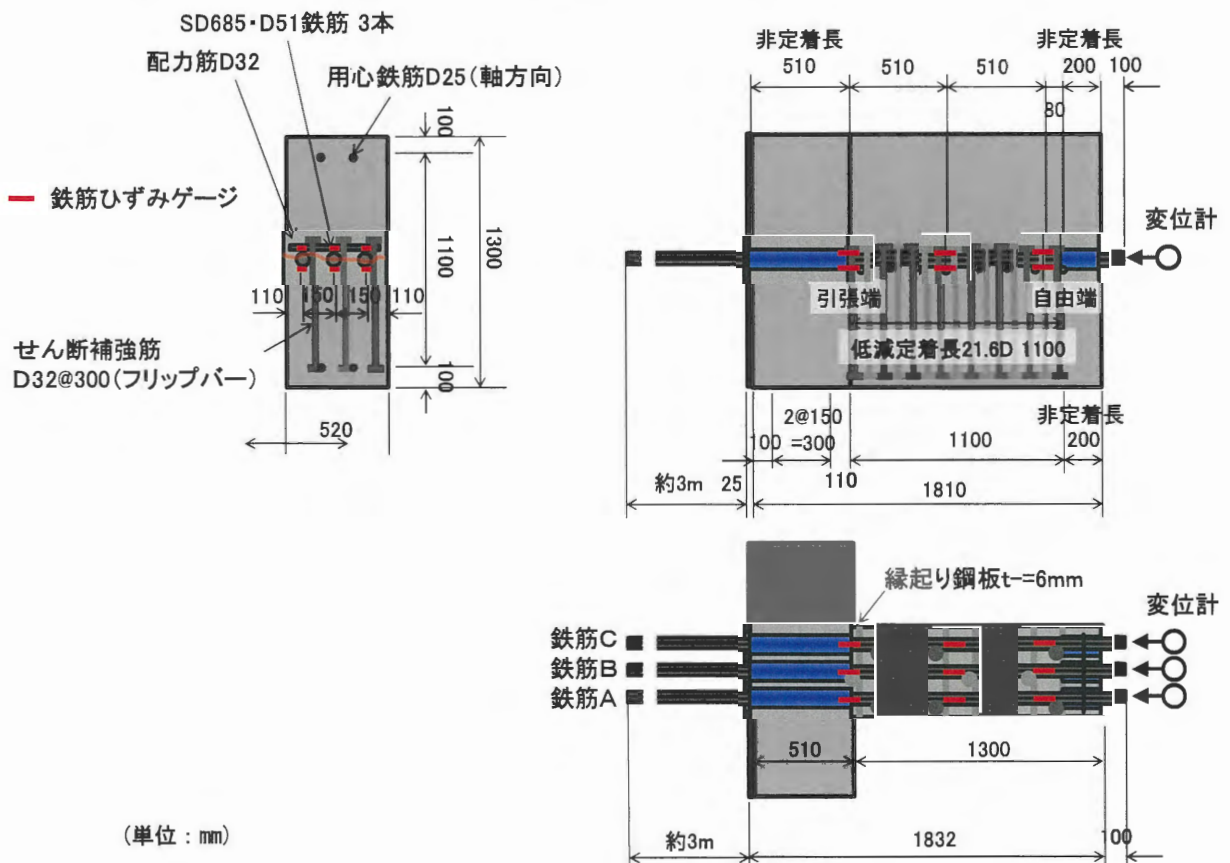


図7 計測計画図

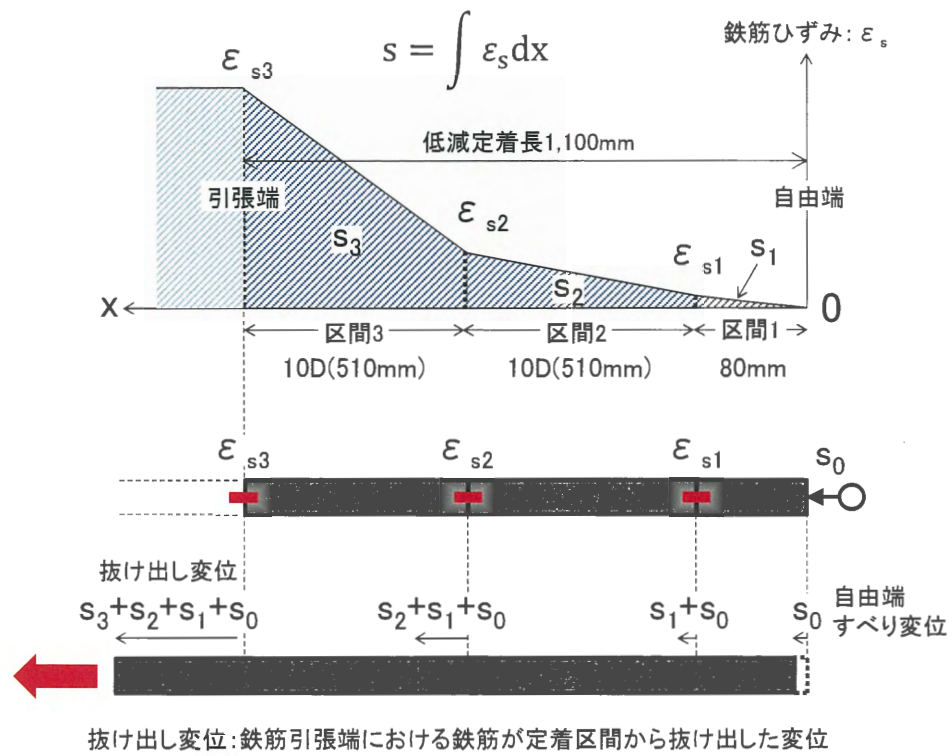


図8 鉄筋引き出し変位の算出方法

3. 実証実験の結果

3.1 実験結果

(1) 軸方向鉄筋に載荷した引張荷重と鉄筋応力

各荷重段階での3本の軸方向鉄筋に載荷した引張荷重 P と鉄筋の発生応力 σ を表3に示す。

設計上での低減定着長に応じた引張荷重($0.334 \times P_y$)を載荷した後、最終的に鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重 P_y まで載荷を行った。

表3 軸方向鉄筋に載荷した引張荷重と鉄筋応力

載荷種別		鉄筋A		鉄筋B		鉄筋C	
鉄筋応力の水準	回数	引張荷重 P (kN)	鉄筋応力 σ (N/mm ²)	引張荷重 P (kN)	鉄筋応力 σ (N/mm ²)	引張荷重 P (kN)	鉄筋応力 σ (N/mm ²)
低減定着長に応じた 引張荷重 $0.334 \times P_y$	1回目	474	234.1	502	247.5	474	233.8
	2回目	480	236.7	505	249.3	479	236.1
	3回目	476	234.9	501	247.0	474	234.1
規格降伏強度相当 P_y	1回目	1390	685.7	1442	711.2	1392	686.9
	2回目	1393	687.2	1441	710.7	1390	685.7
	3回目	1390	685.7	1435	708.0	1385	683.1

(2) 軸方向鉄筋に載荷した引張荷重と平均付着応力

各荷重段階での3本の軸方向鉄筋に載荷した引張荷重 P と鉄筋の平均付着応力 τ を表4に示す。なお、平均付着応力 τ は以下の式で算出する。

$$\text{平均付着応力度 } \tau \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{引張荷重 } P \text{ (N)} / \text{全付着面積 } A \text{ (mm}^2\text{)}$$

$$\text{全付着面積 } A \text{ (mm}^2\text{)} = \text{鉄筋周長 (mm)} \times \text{低減定着長 (mm)}$$

$$= \pi \times D \text{ (mm)} \times L_o \text{ (mm)}$$

ここで、

D (mm) : 鉄筋径 (51 mm)

L_o (mm) : 低減定着長 (1100 mm)

設計上での低減定着長に応じた引張荷重($0.334 \times P_y$)及び鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重 P_y に対する平均付着応力が、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編] (土木学会, 2002年制定)」に示される許容付着応力度 2.0 N/mm^2 を上回ることを確認した。

表4 軸方向鉄筋に載荷した引張荷重と平均付着応力

載荷種別		鉄筋A		鉄筋B		鉄筋C	
鉄筋応力の水準	回数	引張荷重 P (kN)	平均付着応力 τ (N/mm ²)	引張荷重 P (kN)	平均付着応力 τ (N/mm ²)	引張荷重 P (kN)	平均付着応力 τ (N/mm ²)
低減定着長に応じた 引張荷重 $0.334 \times P_y$	1回目	474	2.71	502	2.87	474	2.71
	2回目	480	2.74	505	2.89	479	2.74
	3回目	476	2.72	501	2.86	474	2.71
規格降伏強度相当 P_y	1回目	1390	7.95	1442	8.24	1392	7.96
	2回目	1393	7.97	1441	8.24	1390	7.95
	3回目	1390	7.95	1435	8.21	1385	7.92

(3) 軸方向鉄筋1本当たりの引張荷重と抜け出し変位の関係の履歴

低減定着長に応じた引張荷重 ($0.334 \times P_y = 463 \text{ kN}$) の載荷時は、抜け出し変位 δ は小さく、除荷に伴って δ も概ね線形で減少し、残留変位はほとんど見られなかった。その後、引張荷重を増大させ、鉄筋の規格降伏強度相当 (1388 kN) の引張荷重の載荷を行ったが、鉄筋の降伏に伴う抜け出し変位の増加は見られるものの、一定の荷重を保持し、除荷後の再載荷時においてもほぼ同一勾配で推移していることから、定着破壊に至っていないことを確認した。なお、抜け出し変位については自由端 S_0 での変位は見られなかった。

鉄筋A・B・Cそれぞれの引張荷重と抜け出し変位関係の履歴を図9～図11に示す。

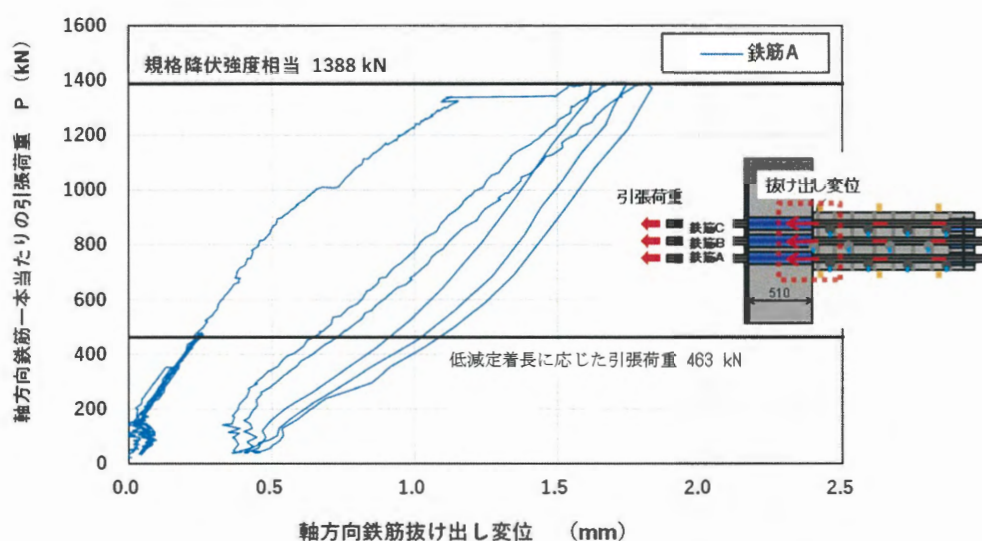


図9 引張荷重と抜け出し変位の関係の履歴 鉄筋A

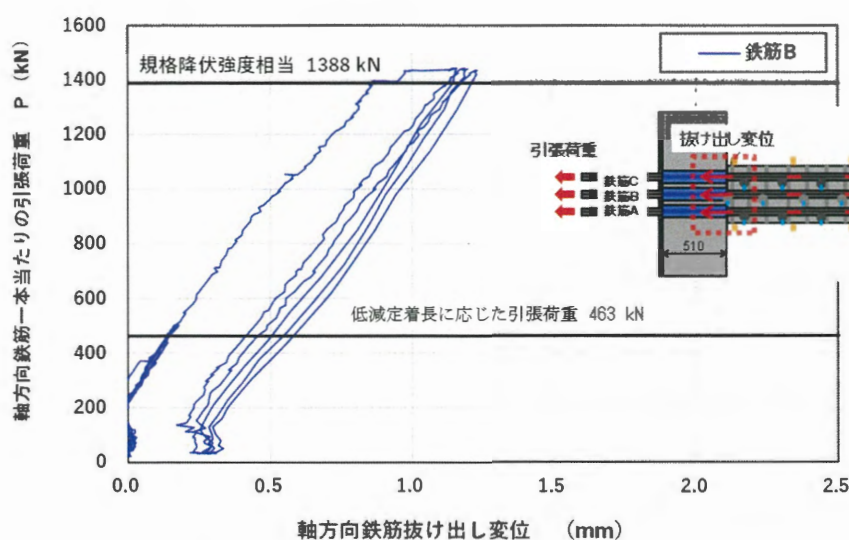


図10 引張荷重と抜け出し変位の関係の履歴 鉄筋B

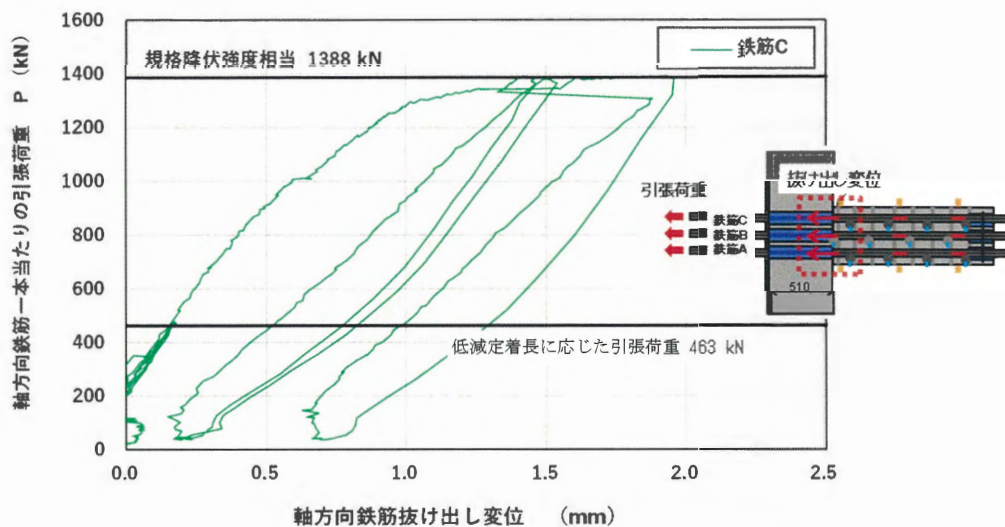


図 11 引張荷重と抜け出し変位の関係の履歴 鉄筋 C

(4) 軸方向鉄筋 1 本当たりの引張荷重と抜け出し変位の関係

低減定着長に応じた引張荷重 ($0.334 \times P_y$) の载荷において、定着破壊（荷重が低下しながら変位 δ が増大）することなく、残留変位は発生しなかった。また、鉄筋の規格降伏強度相当の引張荷重の载荷においても定着破壊することなく、一定の荷重を保持していることから、設計上必要とする低減定着長の約 3 倍以上の定着耐力を保有していることが確認された。

引張荷重と抜け出し変位の関係において、各荷重での初期载荷時の荷重と変位関係（初期载荷のみで、除荷、再载荷の過程を含まない）を図 12 に示す。

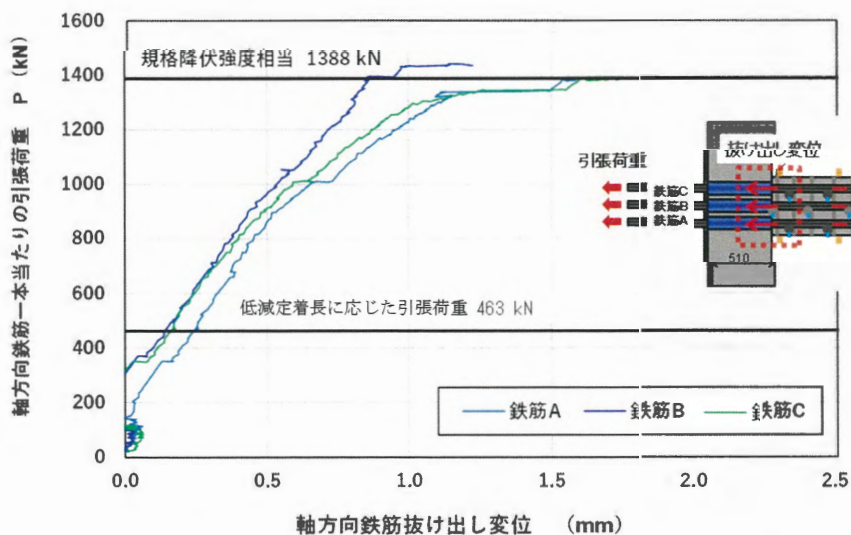


図 12 各荷重に対する初期载荷時の荷重と変位関係

3.2 まとめ

頂版鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋の実定着長（1100 mm）を定着区間長として設定した実証実験を行った結果、低減定着長に応じた引張荷重及び規格降伏強度に相当する引張荷重のいずれに対しても定着破壊は発生していないことを確認した。

照査値が最も厳しくなる頂版鉄筋コンクリートの東側上面軸方向鉄筋について、低減定着長に基づき設定した定着長に対して実施した引抜き試験では定着破壊が発生はなく、低減定着長の3倍以上の定着耐力を保有していることから、頂版鉄筋コンクリート及び巻立て鉄筋コンクリートのSD685 使用箇所において、鉄筋の定着が十分であることを確認した。

(参考5) 2次元有効応力解析におけるオーバーラップモデルの妥当性

2次元有効応力解析における鋼製防護壁基礎はオーバーラップモデルによりモデル化する。

2次元有効応力解析における鋼製防護壁基礎の構造解析モデル（堤軸方向及び堤軸直交方向）は、奥行き方向に連続する複数断面を重ね合わせたオーバーラップモデルとする。このモデル化は、「原子力発電所 屋外重要土木構造物の耐震性能照査例・技術資料 2025<追補版>（土木学会原子力土木委員会，令和7年6月）」（以下「技術資料 2025<追補版>」という。）のうち「技術資料 V 地盤の液状化を考慮した実規模立坑の二次元有効応力解析」（pp. 247-260）に記述している2次元解析方法のオーバーラップモデルを参考に設定した。

技術資料 2025<追補版>では、図1に示す2次元解析モデル（円形立坑）に対して、2次元解析では直接的に考慮することができない3次元の地盤挙動を適切に評価できているかを確認する目的として、表1に示す3つのモデルに対する立坑の最大変位量によって検証している。

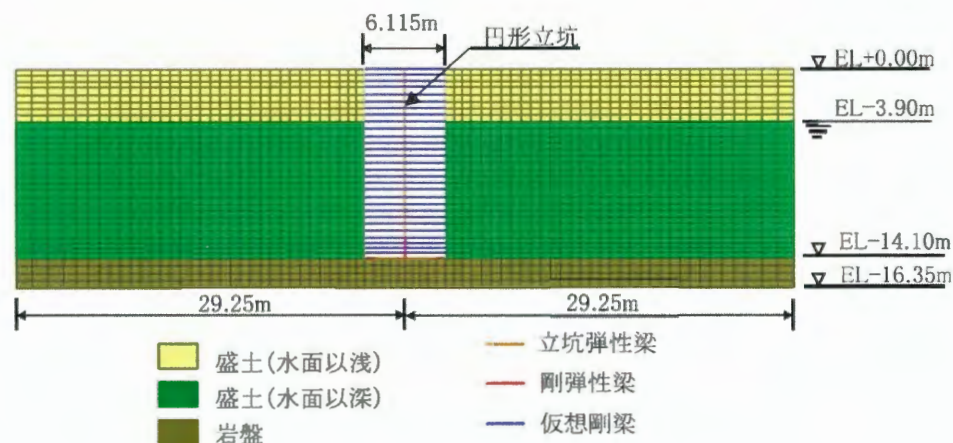
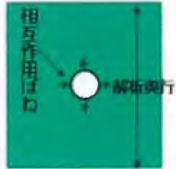
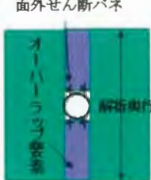


図1 2次元解析モデル（円形立坑モデル）

表1 2次元解析モデルのケース

通常モデル	相互作用バネモデル	オーバーラップモデル
 	  相互作用バネ	 

3つのモデルに対する解析結果を表2に示す。最大底版総せん断力と最大立坑相対変位の比較より、オーバーラップモデルによる構造物（円形立坑）の評価は安全側の評価となるため、オーバーラップモデルを用いても問題ないことを確認している。

表2 最大底版総せん断力と最大立坑相対変位の比較一覧（モデル別）

モデル	地盤モデル	最大底版 総せん断力 (kN)	最大立坑 相対変位 (mm)
通常	マルチスプリング	27732	68.0
相互作用 バネ	マルチスプリング	18068	38.2
オーバー ラップ	マルチスプリング	34254	72.6

また、解析コード「FLIP」におけるオーバーラップモデルを用いた地震応答解析については、「燃料移送系配管ダクトの耐震安全性評価について」（柏崎刈羽原子力発電所第7号機，2020年8月）で適用している。図2に上記「燃料移送系配管ダクトの耐震安全性評価について」のC-C断面（解析奥行幅（38.9 m））に対し、オーバーラップによってモデル化した解析範囲図を示す。C-C断面では燃料移送系配管ダクトや軽油タンク基礎の構造物に対し、奥行方向の改良体をオーバーラップさせてモデル化している。

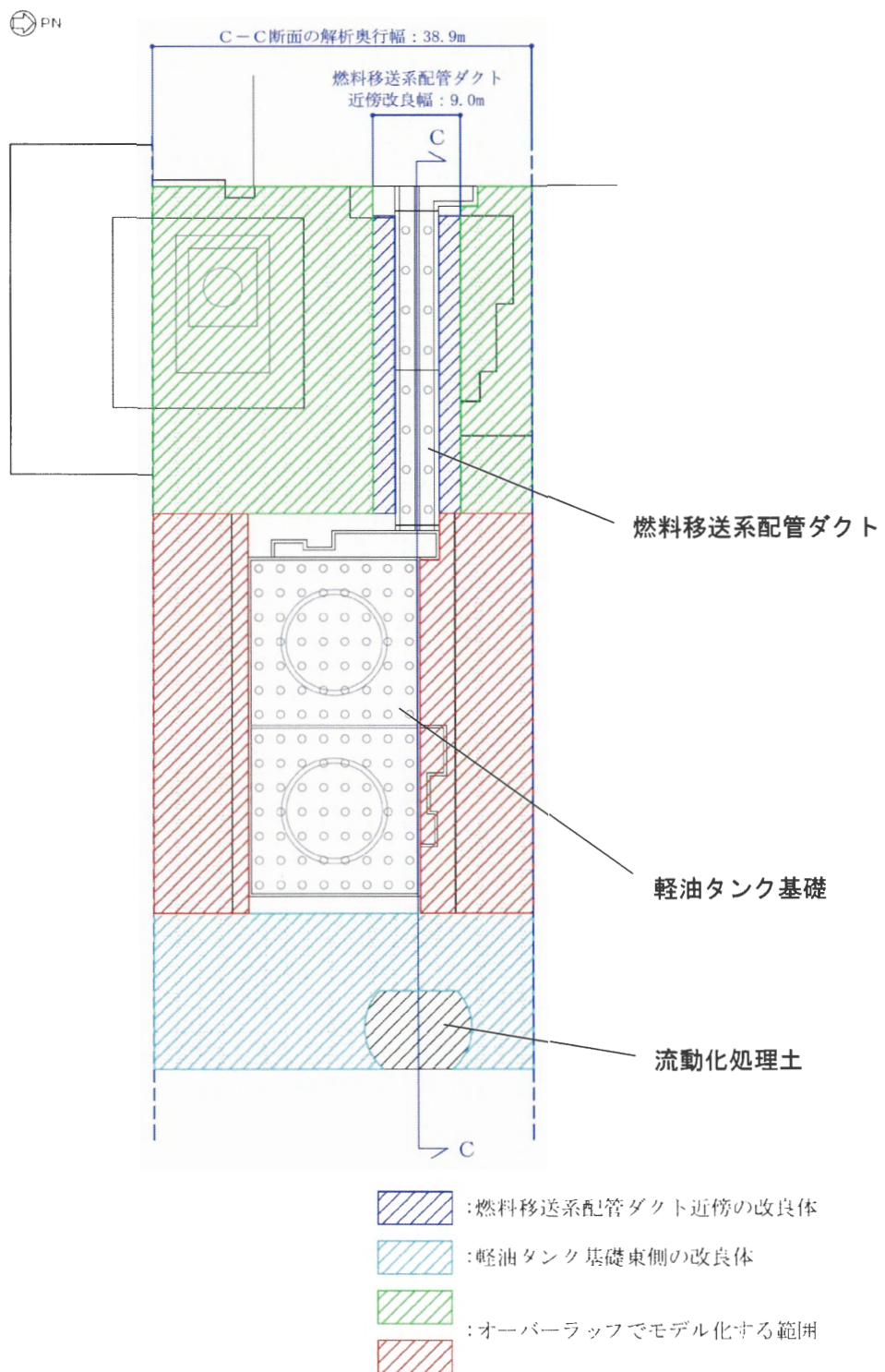


図2 オーバーラップでモデル化する解析範囲（C-C断面）

(参考6) 巻立て鉄筋コンクリートの鋼管杭・鉄筋コンクリートの荷重分担の考え方について

「4.9.3 詳細評価方法」に記載の巻立て鉄筋コンクリートについて、照査の考え方を示す。

1. 曲げ軸力照査

巻立て鉄筋コンクリートの設計断面力は、図1に示す鉄筋コンクリートと鋼管杭の複合断面を考慮した梁要素として算出する。計算機プログラム「Engineer's Studio Section Ver.2.3.5」では、設計断面力に対して、鋼管杭については、曲げ圧縮応力度及び曲げ引張応力度を算出し、巻立て鉄筋コンクリートについては、コンクリートの曲げ圧縮応力度、鉄筋の引張応力度を算出して照査を実施する。

各応力度の算出フローを図2に示す。

2次元有効応力解析又は3次元静的フレーム解析により算出した堤軸方向及び堤軸直交方向の曲げモーメント及び軸力に基づき中立軸の角度と部材断面の図心に対する部材軸方向ひずみ及びひずみ分布の傾き（曲率）について、図3に示すような線形のひずみ分布を設定する。設定したひずみ分布に基づき応力度分布を算出し、算出した応力度分布を積分することで部材断面の図心軸に対する曲げモーメントと軸力を算出する。算出した曲げモーメント及び軸力が、2次元有効応力解析又は3次元静的フレーム解析により算出した曲げモーメント及び軸力と一致すれば、コンクリート、鉄筋及び鋼管杭の応力度を出力する。また、一致しない場合は、中立軸の角度と部材断面の図心に対する部材軸方向ひずみ及びひずみ分布の傾き（曲率）を再設定し、一致するまで繰り返し計算を行い、コンクリート、鉄筋及び鋼管杭の応力度を算出する。

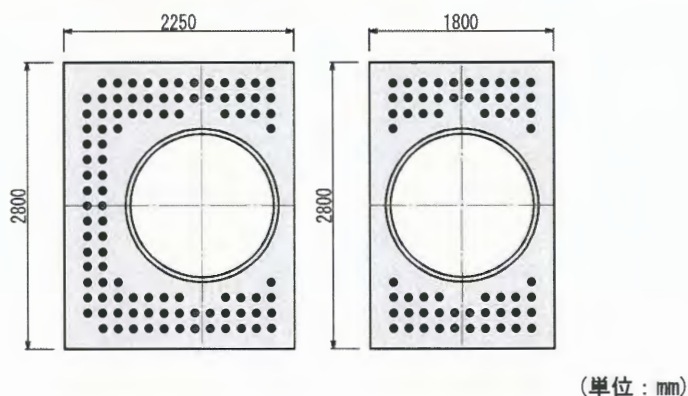


図1 巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭の複合断面

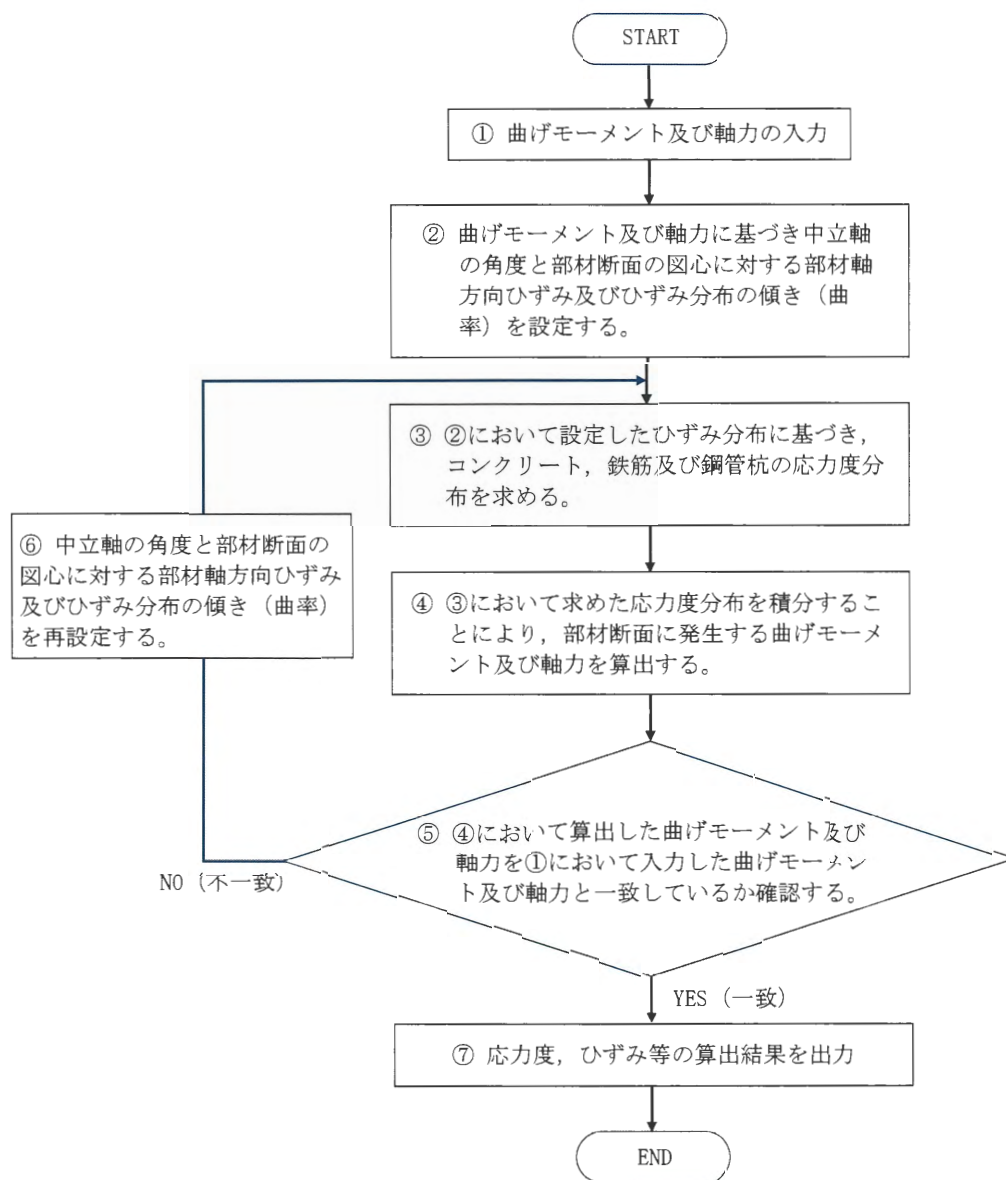


図2 巻立て鉄筋コンクリートの各応力度の算出フロー

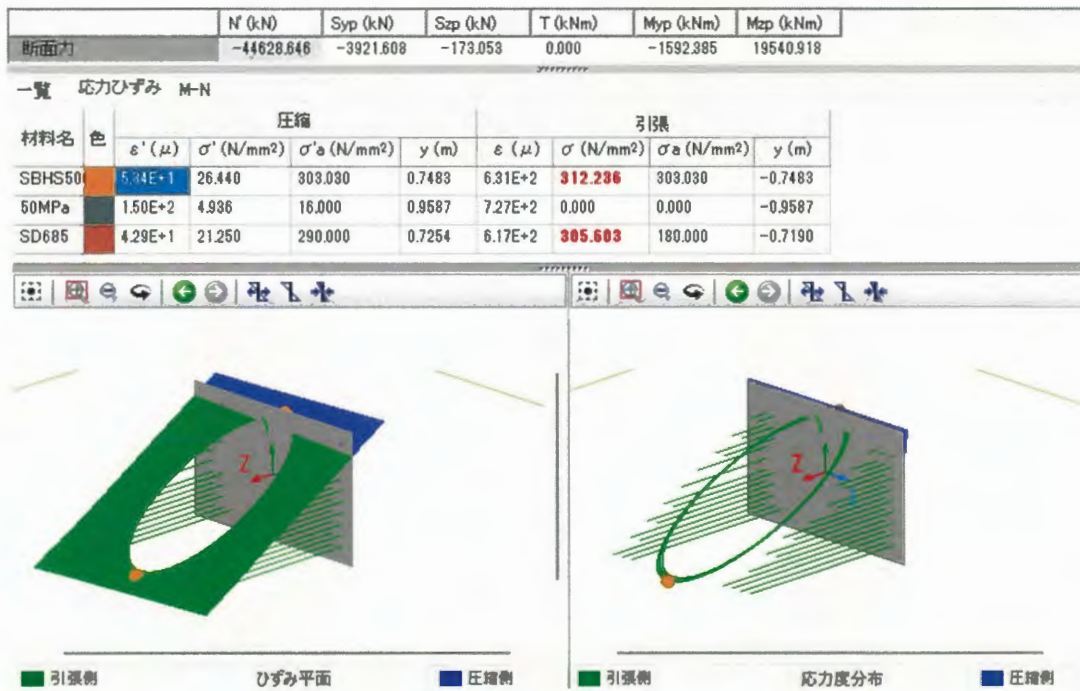
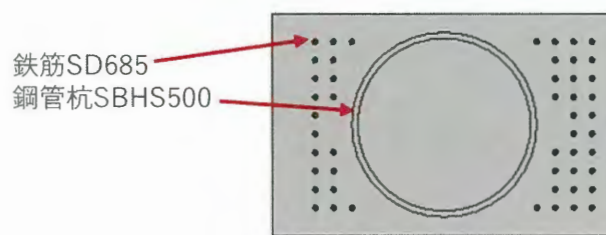


図3 巻立て鉄筋コンクリートのひずみ分布及び応力度分布

2. せん断力照査

設計せん断力は、曲げ軸力照査と同様に図1に示す複合断面を考慮した梁要素として算出する。
設計せん断力は「複合構造標準示方書（土木学会，2024年制定）」に準拠し、鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートに分担したせん断力を用いて照査を実施する。せん断力照査に用いる鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの有効断面の考え方を図2に示す。

・鋼管杭のせん断力

$$V_s = \alpha_s \times V$$

$$\alpha_s = Z_s / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

・巻立て鉄筋コンクリートのせん断力

$$V_{rc} = \alpha_{rc} \times V$$

$$\alpha_{rc} = A_s \times Z_{rc} / (Z_s + A_s \times Z_{rc})$$

ここで、 V ：鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリート一体構造において算出したせん断力

A_s ：軸方向引張鉄筋の総断面積

Z_s ：鋼管杭の断面係数

Z_{rc} ：圧縮応力度の作用位置から引張鉄筋の図芯までの距離で、一般に $d/1.15$ としてよい（ d は有効高さ）

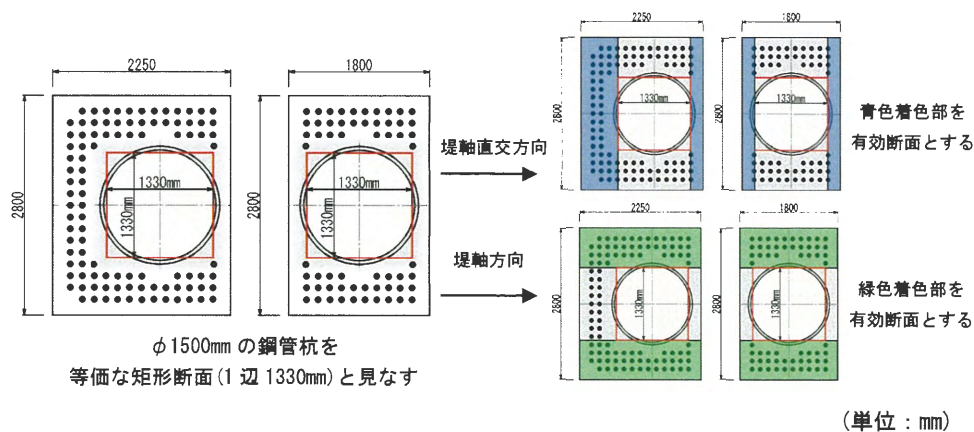


図2 せん断力照査に用いる有効断面の考え方

(参考7) 北基礎の中実鉄筋コンクリートの根入れの考え方について

1. 北基礎の中実鉄筋コンクリートの根入れの考え方について

「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」では，下記枠内に示すように，基礎は良質な支持層に支持させることを原則とし，各基礎の支持機構及び施工性を考慮して根入れ深さを決める。

- ・直接基礎，ケーソン基礎及び深礎基礎は，良質な支持層に支持させなければならない。
- ・杭基礎は，上部構造の形式と機能，地質条件，杭の支持機構及び施工性を考慮して適切な根入れ深さを決めなければならない。
- ・鋼管矢板基礎の鋼管矢板先端及び地中連続壁基礎の地中連続壁先端は，良質な支持層に根入れさせなければならない。

良質な支持層は，長期的に安定（斜面の影響や地震の影響（液状化等）により不安定にならない，洗堀や圧密沈下の影響を受けない）する地層としている。また，基礎の支持機構（側面摩擦による鉛直荷重の分担支持性能），施工性等から基礎先端支持力の信頼性を増すための支持層への貫入（根入れ深さ）を必要としている。

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の中実鉄筋コンクリートは，構築形式から深礎基礎に分類でき，掘削後に基礎設置全面において良質な支持層（Km層）であることを目視で確認することより，基礎は良質な支持層に支持させる。

一方，防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の鋼管杭は，地中での施工であり，地盤の不均一性による支持層の深度の誤差等が含まれること等から確実に支持層へ到達させるために杭径程度以上（1D以上，Dは杭の直径）の根入れ深さを確保する。

図1に同示方書より抜粋した「基礎の安定に関する基本事項」及び「深礎基礎の設計」を示す。

第9章 基礎の安定に関する基本事項

深礎基礎の場合は，斜面上に設置され基礎前面地盤が有限であるため，岩盤中に設置するような場合でも過度に水平抵抗に依存することは望ましくない。このため，良質な支持層を選定し確実に支持させることが重要である。

第15章 深礎基礎の設計

本章は，地表面の傾斜が10度以上の斜面上において深礎工法により施工され，一般に根入れ深さが基礎幅に比較して大きい深礎基礎を対象とする。ここで深礎工法とは，地下水位の低い比較的堅固な地盤において土留めを用いて地盤を掘削し，支持層の状況を目視等で直接確認し，気中と同様の施工条件及び施工管理にて鉄筋コンクリートを構築する工法を指す。土留構造には，自立性の低い又は湧水のある地盤などで適用されるライケーブルート等の土留材を用いる場合と，自立性の高い地盤で適用されるモルタルライニングや吹付けコンクリートを用いる場合がある。前者と後者では基礎周囲のせん断地盤抵抗等の考え方が異なるため，設計の際には基礎周囲の地盤状況を考慮して適切に土留構造を選定することが求められる。

図1 基礎の安定に関する基本事項及び深礎基礎の設計

「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」

鋼製防護壁基礎となる中実鉄筋コンクリートを良質な支持層（Km層）へ支持（岩着）させるため、中実鉄筋コンクリート下端（T.P. -52.700 m）については、地質情報を基に Km 層上面よりも深くなるように設定した。北基礎の中実鉄筋コンクリート四隅における Km 層上面の標高を図 2 に示す。

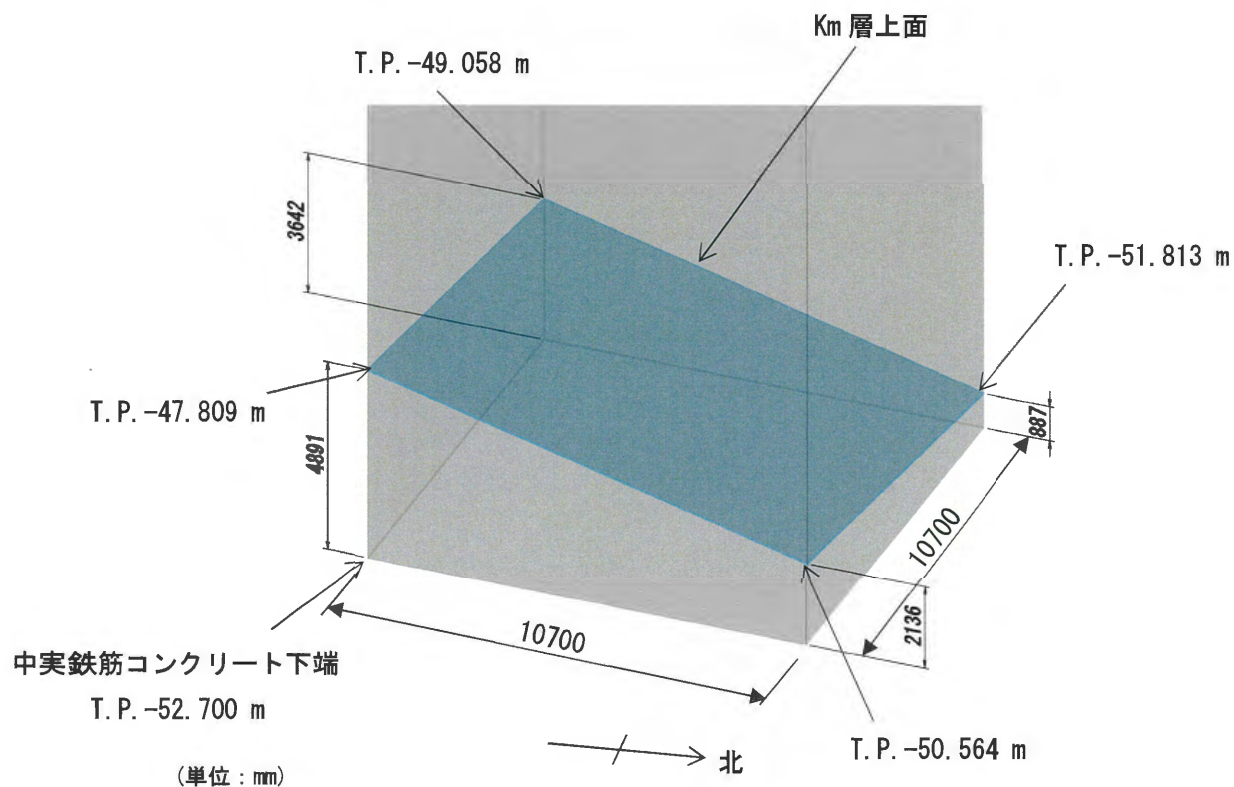


図 2 中実鉄筋コンクリート四隅における Km 層上面の標高（北基礎）

2. 基礎の構築形式の違いによる極限支持力度の比較

防潮堤（鋼製防護壁）の基礎を構築形式により地中連続壁基礎及び深層基礎として分類した場合の極限支持力度について比較評価した。表 1 に防潮堤（鋼製防護壁）の基礎の構築形式による極限支持力度の比較を示す。「道路橋示方書（IV下部構造編）・同解説（日本道路協会，平成 24 年 3 月）」に基づき設定した結果，極限支持力度は概ね同一であると評価できるため，地中連続壁基礎の極限支持力度を採用する。

表 1 防潮堤（鋼製防護壁）基礎の構築形式による極限支持力度の比較

基礎の構築形式	極限支持力度（kN/m ² ）	
	北基礎	南基礎
地中連続壁基礎	6116	5991
深礎基礎	6000	6000

(参考 8) 中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価について

構造変更後の中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価については、2次元有効応力解析によって算出されるせん断力が、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に記載する下記の算出式(式 1) から求まる許容せん断抵抗力以下となることを確認する。中実鉄筋コンクリートの基礎底面地盤におけるせん断抵抗性能評価を Km 層への根入れが浅い北基礎で実施した。評価結果を表 1～表 2 に示す。

基礎地盤のせん断力は、北基礎の中実鉄筋コンクリート底面において S_s-D1 [H+, V-] (地盤ケース①, ②-②断面) で最大の 73878 kN となり、基礎地盤のせん断抵抗力 116700 kN 以下である。

以上のことから、防潮堤(鋼製防護壁)の基礎地盤は、基準地震動 S_s に対し、せん断抵抗性能を有することを確認した。

$$H_u = c_B A_e + V \tan \phi_B \quad (\text{式 1})$$

ここで,

- H_u : Km 層のせん断抵抗力 (kN)
- c_B : Km 層の粘着力 c_{cuu} (kN/m²)
- A_e : 基礎底面の有効載荷面積 (m²)
- V : 基礎底面に作用する鉛直力 (kN)。ただし、浮力を差引いた値とする。
- ϕ_B : Km 層の地震時の内部摩擦角 ($\phi_{cuu} = 0^\circ$)

表 1 ①-①断面（北基礎）基礎地盤のせん断抵抗性能評価結果
（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤 ケース	地震動	位相	最大せん断力	c_B	A_e	ϕ_B	せん断抵抗力
			(kN)	(kN/m ²)	(m ²)	(°)	(kN)
①	S_s-D1	H+, V+	38064	1019	114.49	0	116700
		H+, V-	39280	1019	114.49	0	116700
		H-, V+	42001	1019	114.49	0	116700
		H-, V-	40435	1019	114.49	0	116700
	S_s-11		29673	1019	114.49	0	116700
	S_s-12		35007	1019	114.49	0	116700
	S_s-13		34807	1019	114.49	0	116700
	S_s-14		30894	1019	114.49	0	116700
	S_s-21		28938	1019	114.49	0	116700
	S_s-22		36629	1019	114.49	0	116700
	S_s-31	H+, V+	36171	1019	114.49	0	116700
		H-, V+	40303	1019	114.49	0	116700
②	S_s-31	H+, V+	33767	1019	114.49	0	116700
③	S_s-31	H+, V+	38990	1019	114.49	0	116700
④	S_s-31	H+, V+	34830	1019	114.49	0	116700
⑤	S_s-31	H+, V+	36187	1019	114.49	0	116700
⑥	S_s-31	H+, V+	33795	1019	114.49	0	116700

- 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

表 2 ②-②断面（北基礎）基礎地盤のせん断抵抗性能評価結果
（中実鉄筋コンクリート底面）

地盤 ケース	地震動	位相	最大せん断力	c_B	A_e	ϕ_B	せん断抵抗力
			(kN)	(kN/m ²)	(m ²)	(°)	(kN)
①	S_s-D1	H+, V+	73546	1019	114.49	0	116700
		H+, V-	73878	1019	114.49	0	116700
		H-, V+	71656	1019	114.49	0	116700
		H-, V-	72245	1019	114.49	0	116700
	S_s-11		26836	1019	114.49	0	116700
	S_s-12		33324	1019	114.49	0	116700
	S_s-13		33228	1019	114.49	0	116700
	S_s-14		25917	1019	114.49	0	116700
	S_s-21		40951	1019	114.49	0	116700
	S_s-22		41069	1019	114.49	0	116700
	S_s-31	H+, V+	57794	1019	114.49	0	116700
		H-, V+	59307	1019	114.49	0	116700
②	S_s-31	H+, V+	56616	1019	114.49	0	116700
③	S_s-31	H+, V+	59743	1019	114.49	0	116700
④	S_s-31	H+, V+	59151	1019	114.49	0	116700
⑤	S_s-31	H+, V+	57684	1019	114.49	0	116700
⑥	S_s-31	H+, V+	60766	1019	114.49	0	116700

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

(参考9) 巻立て鉄筋コンクリートと鋼管杭のスタッドによる一体化について

1. スタッドの設計方針

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面を一体化するため、杭の曲げ変形による鋼管と鉄筋コンクリートの間のせん断力に対するずれを生じさせないように、スタッドを適切な位置に所要の本数を配置して確実な接合を行う。

スタッドの配置については、「道路橋示方書・同解説（Ⅱ鋼橋・鋼部材編）（日本道路協会，平成24年3月）」及び「複合構造標準示方書（土木学会，2014 制定）」に基づき設定する。

鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図を図1に示す。

$$S_d < S_a \times N$$

ここで、 S_d ：巻立て断面に作用するせん断力

S_a ：コンクリート強度から求まる頭付きスタッドの短期許容せん断力

N ：頭付きスタッド本数（本）

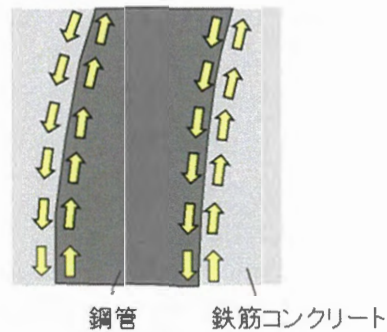


図1 鋼管杭と鉄筋コンクリートの接合面に作用するせん断力の概念図

2. スタッドの評価フロー

スタッドの評価フローを図2に示す。

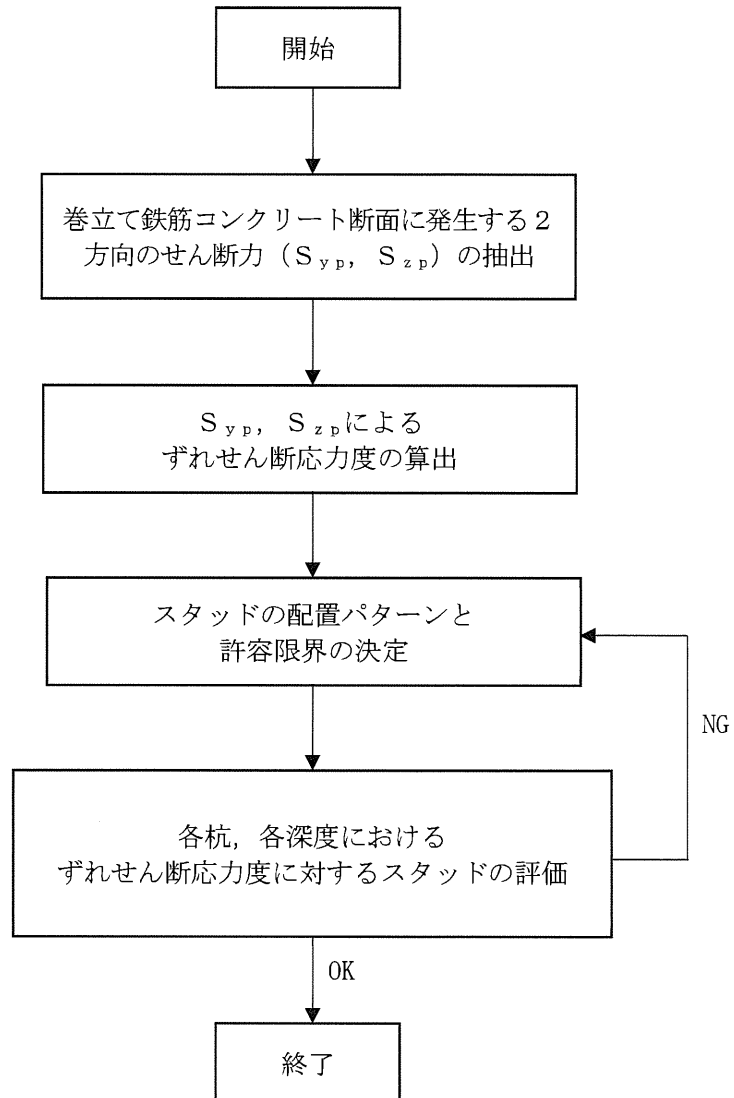


図2 スタッドの評価フロー

3. スタッドの配置パターンと許容限界

鋼製防護壁基礎の東西面に配置される鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置を図3に示す。スタッドの設置に当たっては、表1に示すとおり、標高ごとにNo. 0～5までの配置パターンを設定する。配置パターンごとの許容限界（許容せん断応力度）を表2に示す。また、スタッド1本当りの許容限界（許容せん断応力度）については、「複合構造標準示方書(土木学会, 2014 制定)」に準拠して算出する（図4参照）。

スタッドの評価は、基準地震動 S_a の地震力により作用するずれせん断応力度が、スタッドの許容せん断応力度以下であることを確認する。

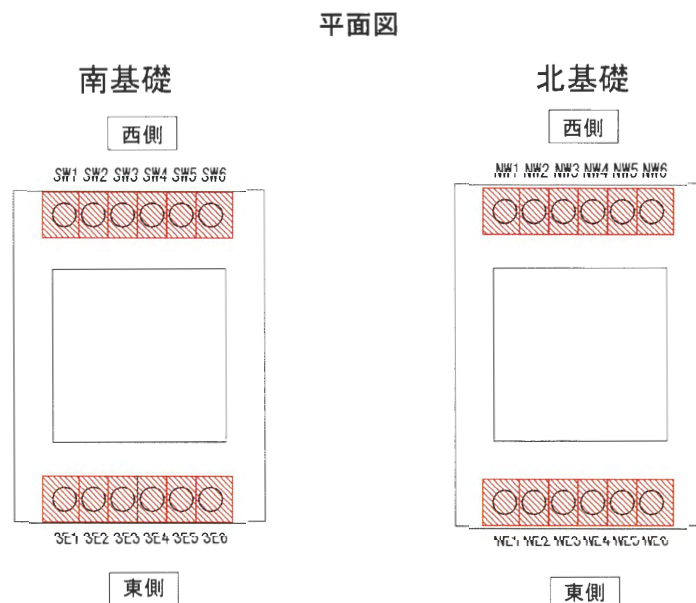


図3 鋼管杭及び巻立て鉄筋コンクリートの平面配置

表1 部材ごとのスタッド配置パターン

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側						北基礎 西側						北基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.50)	4	4	4	4	4	5	1	1	1	1	1	1	5	4	4	4	4	4	1	1	1	1	1	1
-2.500～-3.50)	2	2	2	2	2	3	1	1	1	1	1	1	4	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-3.500～-4.50)	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	1	1	1	1	1	1
-4.500～-5.50)	2	1	1	1	1	2	1	1	1	1	1	1	2	2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
-5.500～-6.00)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

表2 パターンごとの許容限界

パターン	水平間隔 (mm)	鉛直間隔 (mm)	許容せん断応力度 τ_a (N/mm ²)
0	117.8	340	1.525
1	117.8	300	1.728
2	107.1	150	3.801
3	98.2	150	4.147
4	90.6	150	4.493
5	84.1	140	5.184

$$V_{ssud} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd} + 10000}) / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.5})$$

$$V_{ssud} = A_{ss} f_{ssud} / \gamma_b \quad (\text{解 5.2.6})$$

ここに、 V_{ssud} : 頭付きスタッドの設計せん断耐力 (N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの断面積 (mm²)

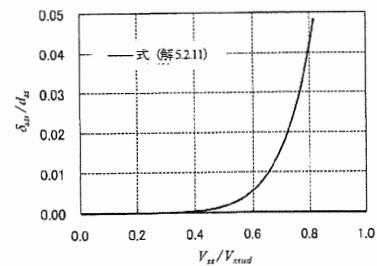
d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径 (mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ (mm)

f_{ssud} : 頭付きスタッドの設計引張強度 (N/mm²)

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²). ただし、ここでは $\gamma_c=1.0$ として設計圧縮強度を求めてよい.

γ_b : 部材係数. 一般に 1.3 としてよいが、頭付きスタッドのせん断耐力を小さく設定した方が構造物の性能を危険側に評価する場合には 1.0 とする.



解説 図 5.2.3 除荷前のせん断力と残留ずれ変位との関係

残留ずれ変位は、残留ずれ変位が急激に大きくならない点よりも小さいこととすると、0.1mm 程度となる。このとき、除荷前のずれ変位は 0.4mm 程度であり、除荷前のせん断力は、以下の式で与えられるものとしてよい.

$$V_{ss} = 0.3V_{ssud}$$

V_{ss} : 残留ずれ変位を考慮した頭付きスタッド 1 本当りの許容限界

図 4 スタッド 1 本当りの許容限界の算出
「複合構造標準示方書(土木学会, 2014 制定)」

4. 接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図を図5に示す。

鋼管杭と巻立て鉄筋コンクリートの接合面に発生するずれせん断応力度は、巻立て鉄筋コンクリートに発生するY方向せん断力 S_{yp} 及びZ方向せん断力 S_{zp} を元に算定する。

巻立て鉄筋コンクリートのY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するせん断応力度 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、式(1)及び式(2)で算出する。ここで、x方向は、巻立て鉄筋コンクリートの部材軸方向とし、 τ_{cxy} 及び τ_{cxz} は、せん断応力度の理論解である。

巻立て鉄筋コンクリートのせん断応力度 τ_{cxy} 、 τ_{cxz} の発生方向と鋼管杭の接合面の角度は、鋼管杭の円周上で変化するため、鋼管杭の円周上におけるY方向（x-y面）及びZ方向（x-z面）のせん断力に対するずれせん断応力度 τ_{xya} 、 τ_{xza} は、算出点をa点とし、Z軸からa点までの角度を θ とすると、式(3)（図5中の赤線分布参照）及び式(4)（図5中の青線分布参照）で算定され、Y方向及びZ方向の合成応力度を式(5)として算定する。

$$\text{Y方向（x-y面）せん断応力度} \quad \tau_{cxy} = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{yp}}{A_c} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 \cdot y}{b} \right)^2 \right\} \quad \cdots \text{式(1)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）せん断応力度} \quad \tau_{cxz} = \frac{3}{2} \cdot \frac{S_{zp}}{A_c} \cdot \left\{ 1 - \left(\frac{2 \cdot z}{h} \right)^2 \right\} \quad \cdots \text{式(2)}$$

$$\text{Y方向（x-y面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xya} = \tau_{cxy} \cdot \sin \theta \quad \cdots \text{式(3)}$$

$$\text{Z方向（x-z面）ずれせん断応力度} \quad \tau_{xza} = \tau_{cxz} \cdot \cos \theta \quad \cdots \text{式(4)}$$

$$\text{Y, Z方向合成ずれせん断応力度} \quad \tau_{YZa} = \tau_{xya} + \tau_{xza} \quad \cdots \text{式(5)}$$

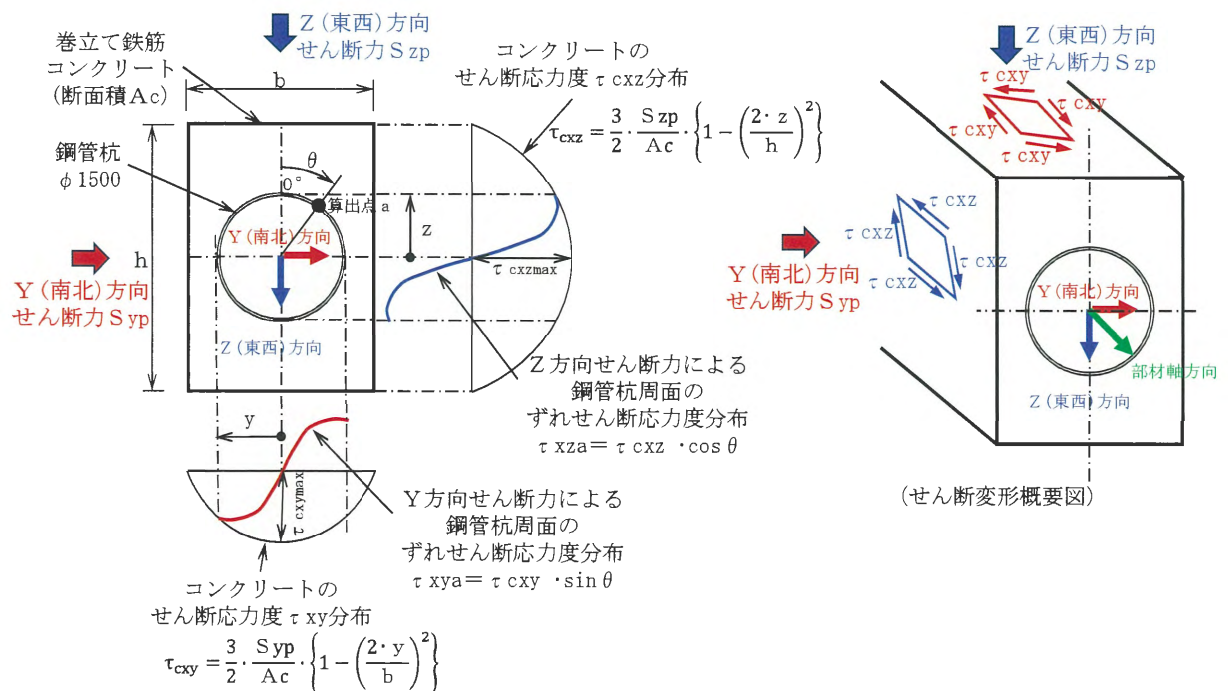


図5 ずれせん断応力度の算定方法及びせん断変形概念図

5. スタッド評価結果

スタッドに発生する最大ずれせん断応力度を表3に、照査結果を表4に示す。

スタッドの耐震評価における最大照査値は、北基礎の西側杭（中間部杭NW2～NW5）にて0.63であり、最大ずれせん断応力度が許容限界以下であることを確認した。

表3 最大ずれせん断応力度
(南基礎)

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	0.382	0.457	0.457	0.457	0.457	0.382	0.299	0.371	0.371	0.371	0.371	0.299
-2.500～-3.500	0.382	0.457	0.457	0.457	0.457	0.382	0.299	0.371	0.371	0.371	0.371	0.299
-3.500～-4.500	0.382	0.457	0.457	0.457	0.457	0.382	0.299	0.371	0.371	0.371	0.371	0.299
-4.500～-5.500	0.382	0.457	0.457	0.457	0.457	0.382	0.299	0.371	0.371	0.371	0.371	0.299
-5.500～-6.000	0.382	0.457	0.457	0.457	0.457	0.382	0.299	0.371	0.371	0.371	0.371	0.299

単位：N/mm²

(北基礎)

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	0.770	0.959	0.959	0.959	0.959	0.770	0.267	0.332	0.332	0.332	0.332	0.267
-2.500～-3.500	0.770	0.959	0.959	0.959	0.959	0.770	0.267	0.332	0.332	0.332	0.332	0.267
-3.500～-4.500	0.770	0.959	0.959	0.959	0.959	0.770	0.267	0.332	0.332	0.332	0.332	0.267
-4.500～-5.500	0.770	0.959	0.959	0.959	0.959	0.770	0.267	0.332	0.332	0.332	0.332	0.267
-5.500～-6.000	0.770	0.959	0.959	0.959	0.959	0.770	0.267	0.332	0.332	0.332	0.332	0.267

単位：N/mm²

表4 照査結果
(南基礎)

T. P.	南基礎 西側						南基礎 東側					
	SW1	SW2	SW3	SW4	SW5	SW6	SE1	SE2	SE3	SE4	SE5	SE6
-1.840～-2.500	0.09	0.11	0.11	0.11	0.11	0.08	0.18	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18
-2.500～-3.500	0.11	0.13	0.13	0.13	0.13	0.10	0.18	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18
-3.500～-4.500	0.11	0.13	0.13	0.13	0.13	0.11	0.18	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18
-4.500～-5.500	0.11	0.27	0.27	0.27	0.27	0.11	0.18	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18
-5.500～-6.000	0.26	0.30	0.30	0.30	0.30	0.26	0.20	0.25	0.25	0.25	0.25	0.20

(北基礎)

T. P.	北基礎 西側						北基礎 東側					
	NW1	NW2	NW3	NW4	NW5	NW6	NE1	NE2	NE3	NE4	NE5	NE6
-1.840～-2.500	0.15	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18	0.16	0.20	0.20	0.20	0.20	0.16
-2.500～-3.500	0.18	0.26	0.26	0.26	0.26	0.21	0.16	0.20	0.20	0.20	0.20	0.16
-3.500～-4.500	0.21	0.26	0.26	0.26	0.26	0.21	0.16	0.20	0.20	0.20	0.20	0.16
-4.500～-5.500	0.21	0.26	0.56	0.56	0.56	0.45	0.16	0.20	0.20	0.20	0.20	0.16
-5.500～-6.000	0.51	0.63	0.63	0.63	0.63	0.51	0.18	0.22	0.22	0.22	0.22	0.18

*：上記着色は照査値最大を示す。

(参考 10) 北基礎の鋼管杭に局所的に発生している曲げモーメントについて

北基礎の標高 T.P. -50 m 付近の鋼管杭に局所的に発生している曲げモーメントについて考察する。

鋼製防護壁に外力が作用した時の中実鉄筋コンクリートと鋼管杭の先端付近における変形図（概要図）を図 1 に示す。剛性の高い中実鉄筋コンクリートに追随して変形する鋼管杭が、Km 層よる拘束を受けて中実鉄筋コンクリート下端付近における曲率が大きくなり、局所的な曲げモーメントの集中が発生している。

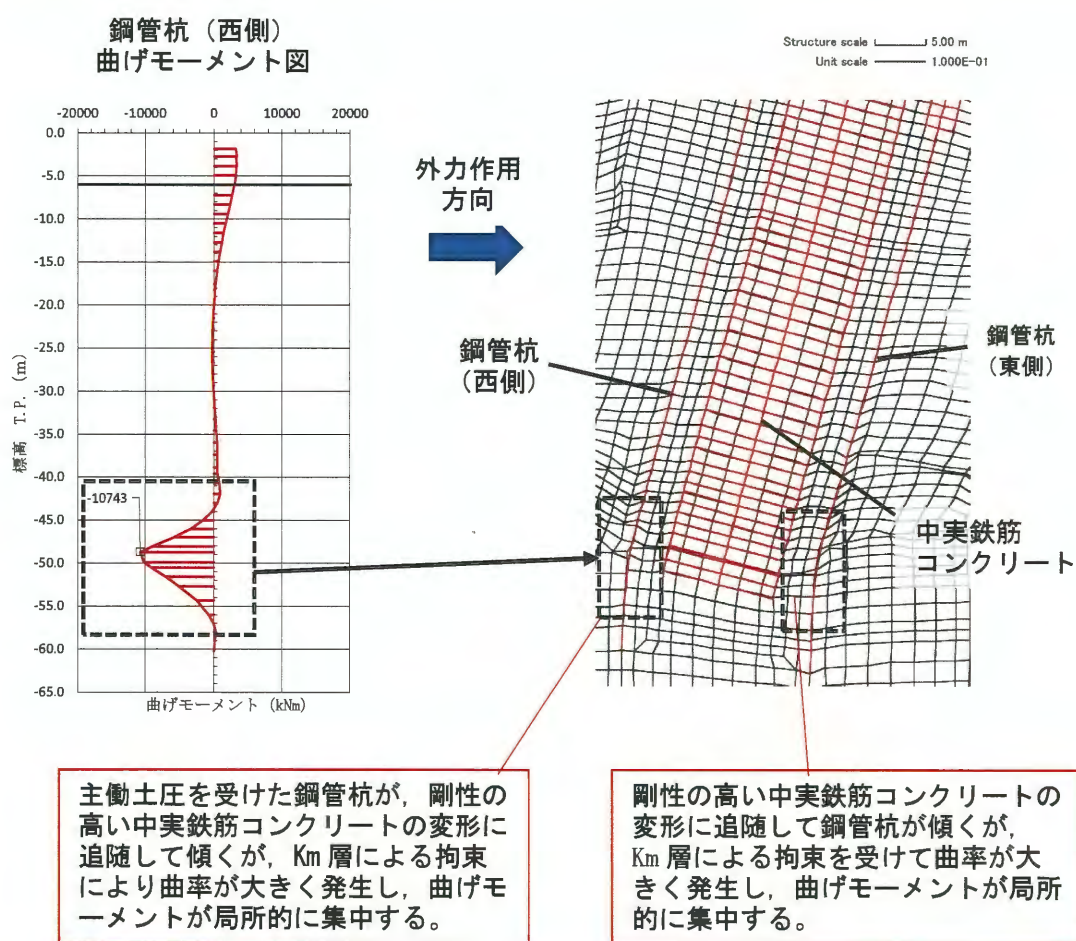


図 1 外力が作用した時の中実鉄筋コンクリートと鋼管杭の変形図（概要図）

(参考 11) 頂版鉄筋コンクリートの解析モデルについて

「4.9.1 解析モデル及び解析条件(鋼製防護壁基礎)」に記載の 2 次元有効応力解析モデルのうち、頂版鉄筋コンクリートについて、モデルの詳細を示す。

2 次元有効応力解析モデルにおいて、頂版鉄筋コンクリートは線形梁要素でモデル化する。中実鉄筋コンクリート部に剛域を設定し、中実鉄筋コンクリート部の剛域箇所、縦梁及び鋼管杭部は剛梁、中実鉄筋コンクリート部の剛域箇所以外の上側の横梁は構造梁、中実鉄筋コンクリートと鋼管杭間の横梁は柔梁を配置する。

2 次元有効応力解析における頂版鉄筋コンクリートのモデル概要、梁要素の配置、曲げモーメントの分布範囲及びせん断力の照査範囲を図 1 に示す。頂版鉄筋コンクリートの剛域は、「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 24 年 3 月)」に準拠して設定する。

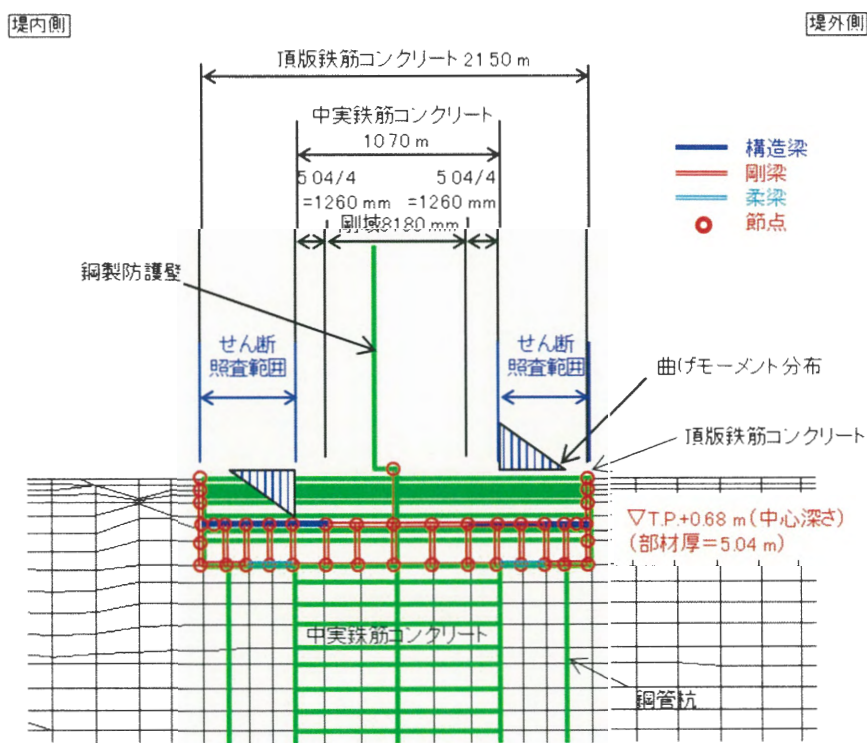


図 1 2 次元有効応力解析における頂版鉄筋コンクリートのモデルの概要 (北基礎)

(参考 12) 巻立て鉄筋コンクリートにおけるせん断補強筋の構造細目について

「4.9.3 詳細評価方法」に記載の巻立て鉄筋コンクリートについて、せん断補強筋の設定方法を示す。

巻立て鉄筋コンクリートにおけるせん断補強筋の配置を図 1 に示す。せん断補強筋が「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成 24 年 3 月)」に定めた構造細目を満足することを確認する。

図 2 に同示方書におけるせん断補強筋の構造細目を示す。鉄筋のあきについては、あきが最も小さくなる、せん断補強筋を最大径(D41)で配置する箇所を確認した。表 1 に構造細目の確認結果、図 3 に鉄筋のあきの確認箇所を示す。

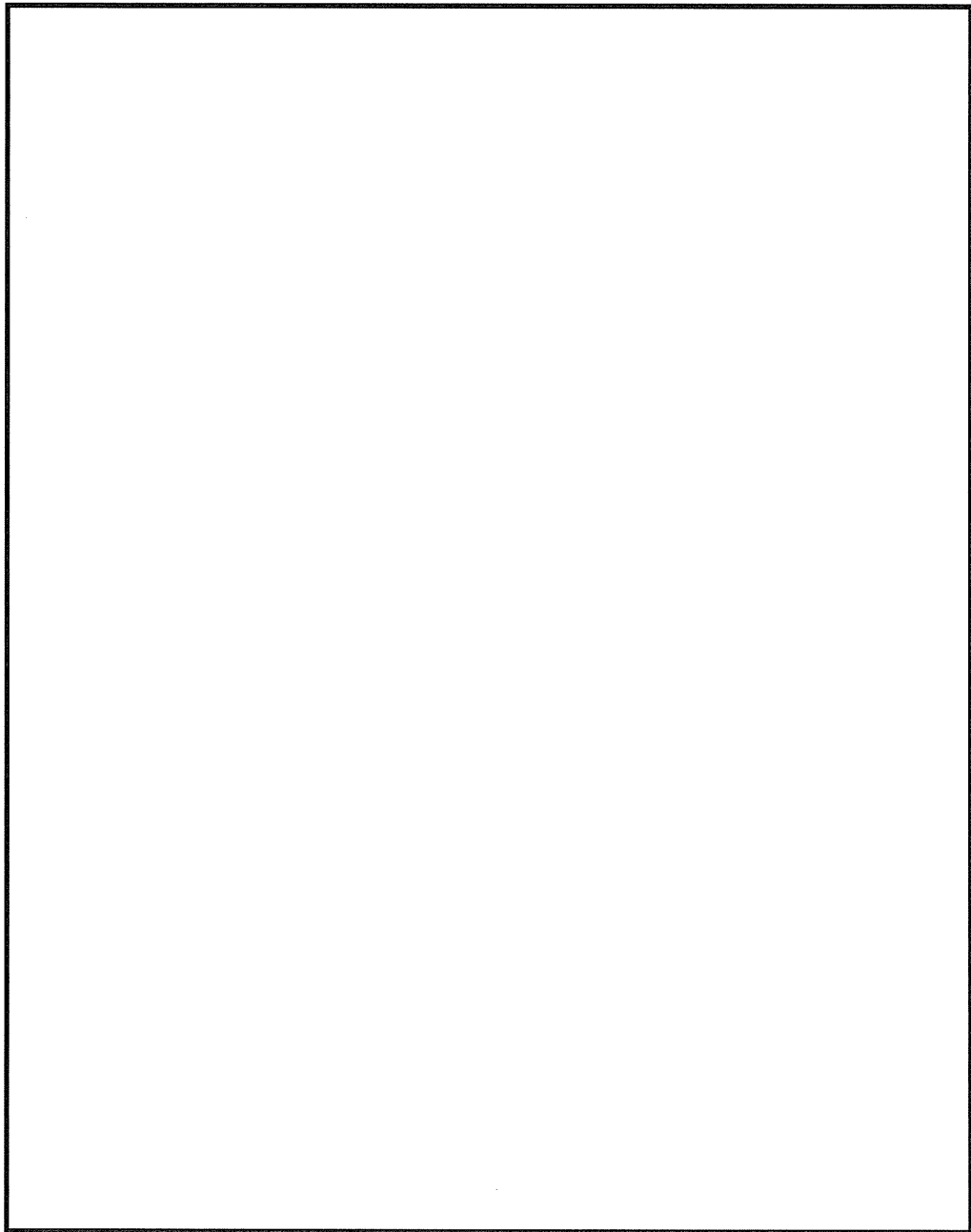


図 1 巻立て鉄筋コンクリートにおけるせん断補強筋配置図(南北基礎 西側)

7.5 鉄筋のあき

- (1) 鉄筋の周囲にコンクリートが十分に行きわたり、かつ、確実にコンクリートを締固められるように鉄筋のあきを設けなければならない。
- (2) コンクリートと鉄筋が十分に付着し、両者が一体となって働くために必要な鉄筋のあきを確保しなければならない。
- (3) 次による場合においては、(1)及び(2)を満たすものとみなす。
 - 1) 図-7.5.1に示す鉄筋のあきは、40mm 以上かつ粗骨材の最大寸法の $\frac{4}{3}$ 倍以上とする。
 - 2) 鉄筋のあきは、1)の規定によるほか、鉄筋の直径の 1.5 倍以上とする。

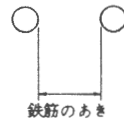


図-7.5.1 鉄筋のあき

7.10 セン断補強鉄筋

- (1) セン断補強鉄筋は、せん断力に対して有効に機能するように適切に配置しなければならない。
- (2) (3)から(7)の規定による場合においては(1)を満たすものとみなす。
- (3) セン断補強鉄筋は、直径 13mm 以上の異形棒鋼とする。
- (4) はりのせん断補強鉄筋は、1)から3)により配置する。
 - 1) 部材全体にわたって配置する。
 - 2) はりのせん断補強鉄筋は、引張鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。また、圧縮鉄筋がある場合においては、引張鉄筋及び圧縮鉄筋を取囲み、フックをつけて圧縮部のコンクリートに定着する。
 - 3) 計算上せん断補強鉄筋を配置する必要がある場合、せん断補強鉄筋の間隔は、はりの有効高の $\frac{1}{2}$ 以下かつ 300mm 以下とする。また、計算上せん断補強鉄筋を必要としない場合でも、2)と同様の形状の鉄筋をはりの有効高以下の間隔に配置する。

図2 セン断補強筋の構造細目

「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)」

表 1 構造細目の確認結果

確認項目		決定した配筋	確認結果
道路橋示方書 鉄筋のあき	道示 7.5(3)1) 40 mm 以上かつ粗骨材最大寸法の 4/3 倍以上 (粗骨材の最大寸法は 20 mm)	鉛直方向 (150 mm 間隔) $150 - 41 = 109 \text{ mm} > 61.5 \text{ mm}$ (図 3 に示す)	ok
	道示 7.5(3)2) 鉄筋径の 1.5 倍以上 (最大鉄筋径 41 mm) 道示 7.5(3)2) より, 必要な鉄筋あきは 61.5 mm 以上となる	水平方向 (150 mm 間隔) $150 - (41 + 38) / 2 = 110.5 \text{ mm} > 61.5 \text{ mm}$ (図 3 に示す)	ok
道路橋示方書 せん断補強筋	道示 7.10(3) 最小鉄筋径 13 mm 以上	最小鉄筋径 32 mm	ok
	道示 7.10(4)3) 鉄筋間隔はりの有効高さの 1/2 以下かつ 300 mm 以下 (はりの有効高さは短辺が 1875 mm となるため, $1875 / 2 = 937.5 \text{ mm}$ 以下)	最大鉄筋間隔 300 mm	ok

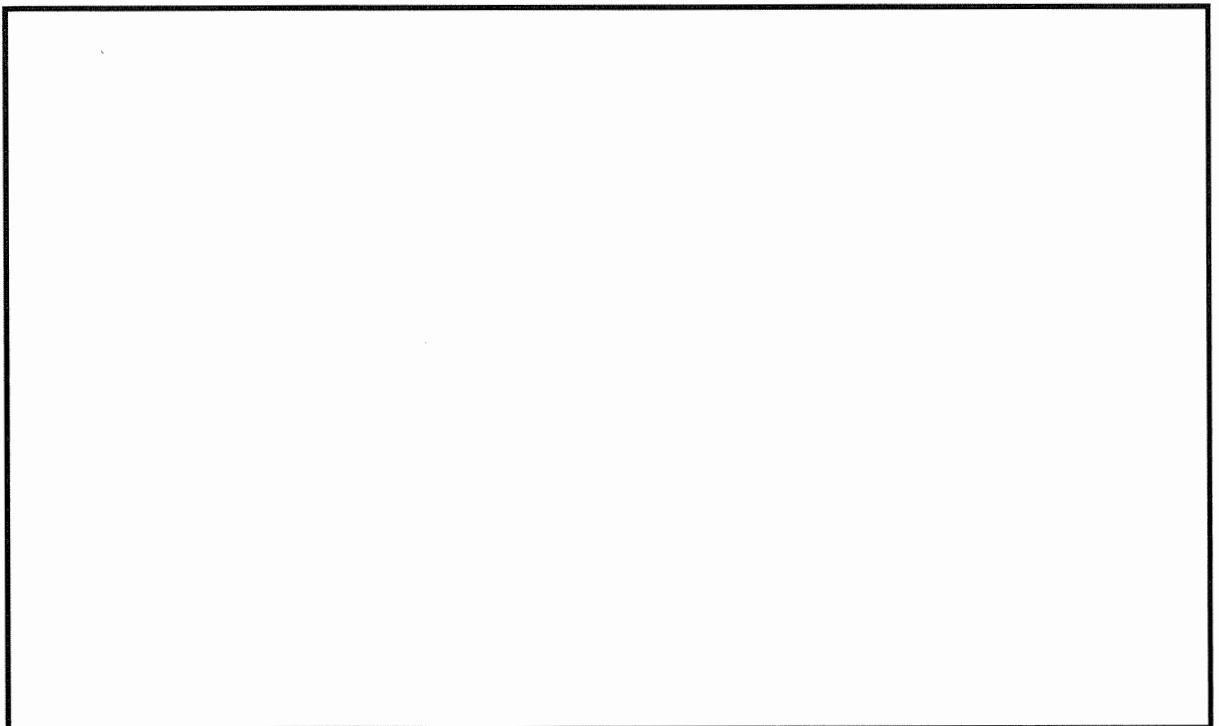


図 3 「鉄筋のあき」 確認箇所

(参考 13) 杭頭接合部における仮想鉄筋コンクリート断面の照査について

「4.9.3 詳細評価方法」に記載の杭頭接合部について、照査の考え方を示す。また、仮想鉄筋コンクリート断面の概念を図1に示す。

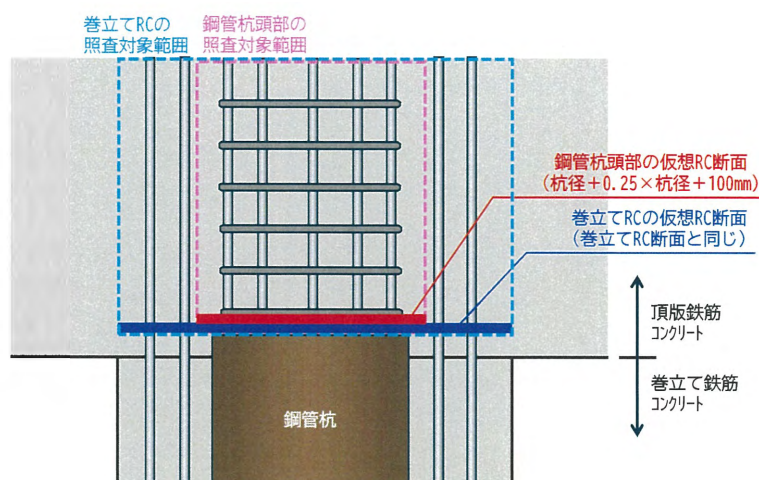


図1 仮想鉄筋コンクリート断面の概念図

1. 鋼管杭頭部に対する仮想鉄筋コンクリート断面

「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)」に準拠して照査する。図2に示すとおり、鋼管杭頭部に対する仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径 D に $0.25D + 100$ (mm) (鋼管杭外径 $D=1500$ mm) (ただし、最大400 mm) を加えた径とし、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

図3に鋼管杭頭部における仮想鉄筋コンクリート断面を示す。応力度照査は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部の複合断面で発生する断面力の内、鋼管杭が負担する断面力に対して行う。

12.9.3 杭とフーチングの接合部

杭とフーチングの接合部は原則として剛結し、接合部に生じる力に対して安全であることを照査する。

既製杭の場合には、3)の構造細目を満たすように杭をフーチングに接合することを前提として、フーチング内部に鉄筋コンクリート断面を仮定し(仮想鉄筋コンクリート断面)、杭頭接合部の補強鉄筋の応力度照査を行う。この際、仮想鉄筋コンクリート断面の図心は杭断面の図心と一致するとし、仮想鉄筋コンクリート断面の直径(有効径)は、杭径 D (ただし、鋼管ソールセメント杭の場合は鋼管径:mm)に $0.25D+100$ (mm) (ただし、最大400mm)を加えた径とする。コンクリートの応力度については、フーチング内部であり杭頭部の挙動に対して支配的な影響を及ぼさないことが実験により確認されているため、照査は省略してよい。

図2 杭頭接合部の照査について

「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会、平成24年3月)」

・鋼管杭頭部に対する仮想鉄筋コンクリート断面の算出方法

外径の増分： $0.25 \cdot D + 100 \text{ mm} = 0.25 \times 1500 + 100 = 375 + 100 = 475 \text{ mm} (\leq 400 \text{ mm}) \rightarrow 400 \text{ mm}$

仮想鉄筋コンクリート断面の外径：鋼管外径 $D 1500 + 400 \text{ mm} = \phi 1900 \text{ mm}$

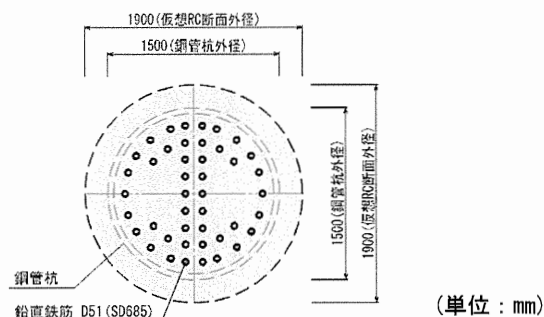


図3 道路橋示方書に基づいた鋼管杭頭部に対する仮想鉄筋コンクリート断面

2. 巻立て鉄筋コンクリート部に対する仮想鉄筋コンクリート断面

巻立て鉄筋コンクリート部は、巻立て鉄筋コンクリート内の軸方向鉄筋（鉛直方向）が頂版鉄筋コンクリート内に定着するため、巻立て鉄筋コンクリート部の断面で仮想鉄筋コンクリート断面を設定する。巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面を図4に示す。

応力度照査は、鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート部の複合断面で発生する断面力に対して行う。

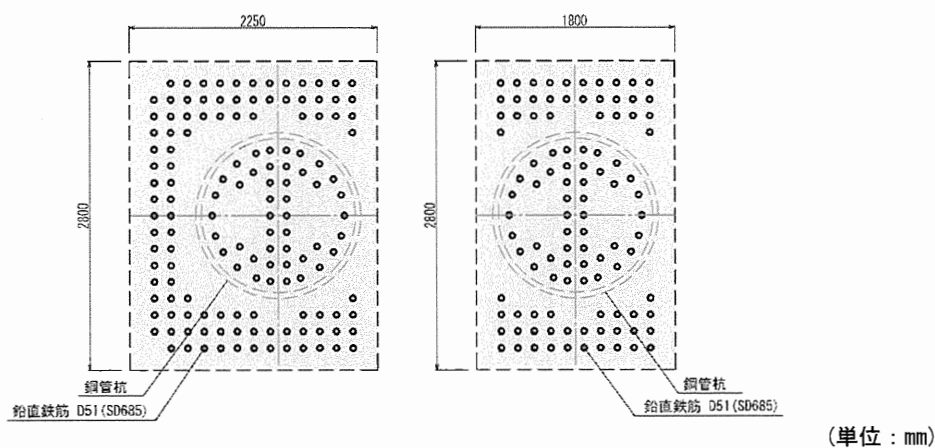


図4 巻立て鉄筋コンクリート部における仮想鉄筋コンクリート断面
(巻立て鉄筋コンクリートの照査断面と同じ)

813

2. 検討ケース

3次元解析 (COM3) の設計荷重は、耐震評価及び耐津波評価のうち、鋼製防護壁に作用する荷重が最大となる敷地に遡上する津波による重畳時の荷重とする。解析に用いる地震動はS_d-D1とし、地盤バネは、「4. 防潮堤 (鋼製防護壁) の接合部アンカーに関する補足説明」と同様に、地盤バネ4とする。

組合せ係数による検討ケースは2ケースとする。ケース1は、中実鉄筋コンクリートの照査値が最大となる組合せ係数を選定する。この時の組合せ係数は、堤軸方向の係数を最大の1.0とし、堤軸直交方向及び鉛直方向の係数を0.4とする。ケース2は、頂版鉄筋コンクリートの照査値が最大となる、津波荷重と余震荷重の方向に着目した組合せ係数を選定する。この時の組合せ係数は、堤軸直交方向 (津波荷重方向) の係数を最大の1.0とする。

検討ケースにおける組合せ係数を表1に示し、ケース2の荷重モデルの例及び荷重の受渡し概念図を図2に示す。

表1 検討ケースにおける組合せ係数

検討ケース	重畳時	組合せ係数		
		X方向 (堤軸方向)	Y方向 (堤軸直交方向)	Z方向 (鉛直方向)
ケース1	慣性力	+1.0	+0.4	+0.4
	応答変位	+1.0	+0.4	—
	動水圧	+1.0	+0.4	+0.4
ケース2	慣性力	-0.4	+1.0	+0.4
	応答変位	-0.4	+1.0	—
	動水圧	-0.4	+1.0	+0.4

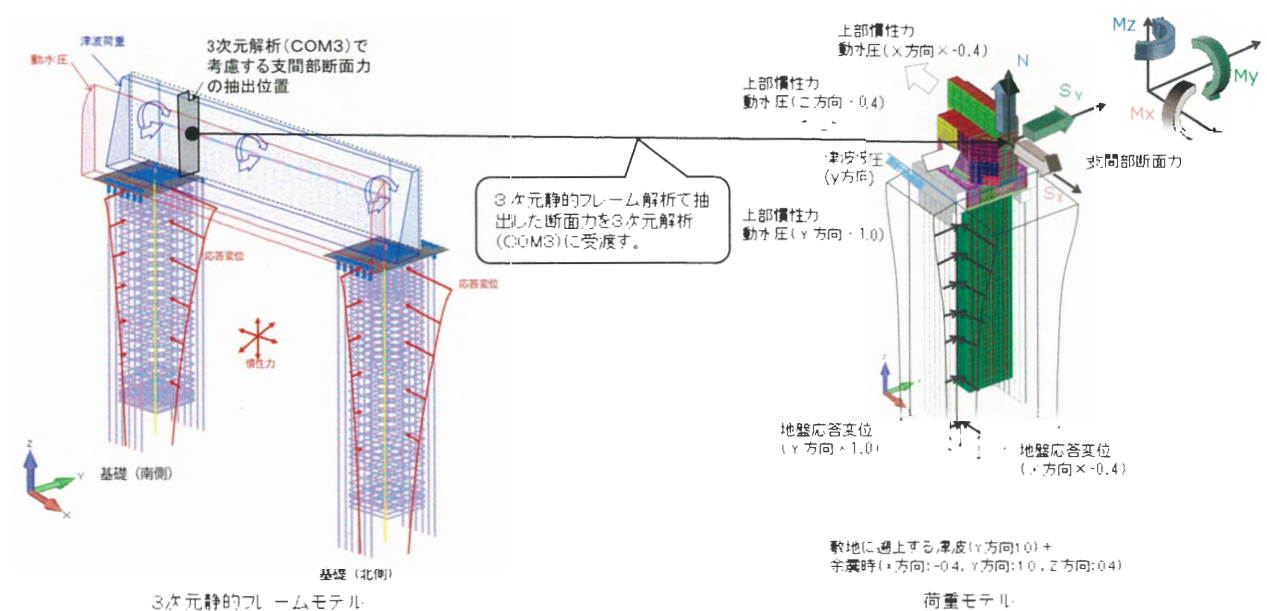


図2 荷重モデル (ケース2の例) 及び荷重の受渡し概念図

3. 頂版鉄筋コンクリートの評価結果

3.1 評価結果総括表

頂版鉄筋コンクリートにおける評価結果総括を表2に示す。

3次元解析（COM3）により，SD685 鉄筋の発生ひずみを確認し，発生ひずみから換算した発生応力度が許容限界以下であることを確認した。

表2 鉄筋の評価結果

方向	部位	鉄筋材質	種別	ケース1			ケース2		
				発生 応力度* (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値	発生 応力度* (N/mm ²)	短期 許容 応力度 (N/mm ²)	照査値
Y 東西	頂版鉄筋 コンクリート	SD685	上面軸方向鉄筋	448.8	660	0.68	629.8	660	0.96

注記 *：発生応力度＝ひずみ×ヤング係数（鉄筋のヤング係数： 2.0×10^5 N/mm²）

3.2 ひずみコンター

頂版鉄筋コンクリート上面の東西方向軸方向鉄筋のひずみコンター図を図3に示す。

頂版鉄筋コンクリートの曲げ引張が卓越する部材上面付近の最大引張ひずみは3149 μ となり、SD685の許容ひずみ(3300 μ)未満である。また、その発生範囲は限定的であることを確認した。なお、部材の大部分がSD490鉄筋の降伏ひずみである2450 μ 未満となっている。

使用材料	降伏ひずみ (μ)	許容ひずみ (μ)	短期許容応力度 (N/mm ²)
SD685	3425	3300	611
SD490	2450	2393	478.5
SD390	1950	1700	339.9

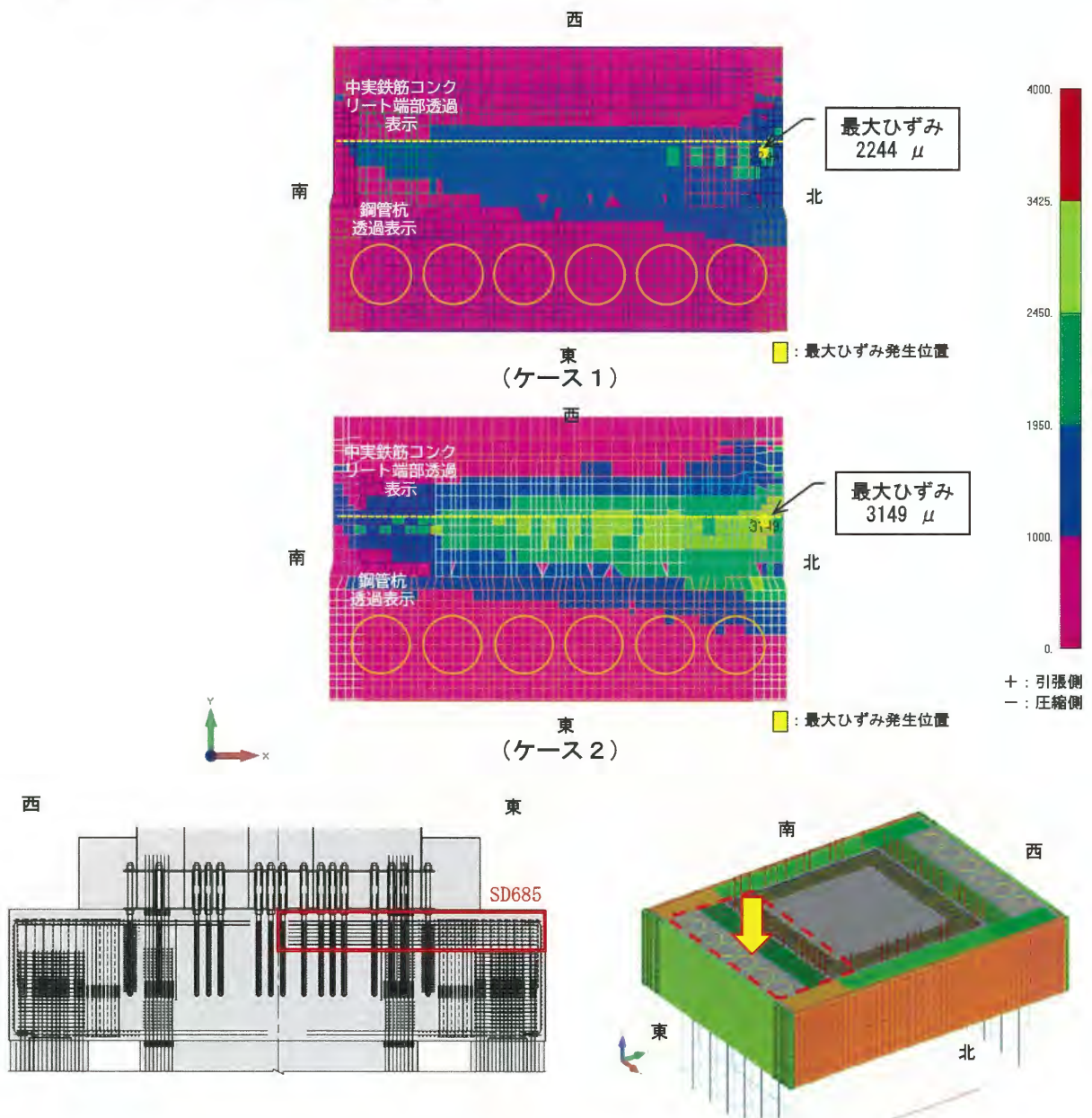


図3 頂版鉄筋コンクリート上面東西（Y）方向の軸方向鉄筋（SD685）のひずみコンター図

4. まとめ

防潮堤（鋼製防護壁）の高強度鉄筋 SD685 を用いた頂版鉄筋コンクリートに関して、鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートの材料非線形性を考慮でき、詳細な応力状態を把握できる 3 次元解析（COM3）を行った。

ケース 1 では、中実鉄筋コンクリートの照査値が最大となる組合せ係数を選定して解析を実施した。その結果、頂版鉄筋コンクリートに発生するひずみは、SD490 鉄筋の許容ひずみを下回った。

一方、頂版鉄筋コンクリートの照査値が最大となる、津波荷重と余震荷重の方向に着目したケース 2 では、発生するひずみは SD490 鉄筋の許容ひずみを上回ったものの、その範囲は限定的であり SD685 鉄筋の許容ひずみを下回った。

また、頂版鉄筋コンクリートにおいては、SD685 鉄筋の使用によっても顕著なひずみの増大は生じず、鉄筋周囲のコンクリートの剛性低下が止水性に及ぼす影響はないことを確認した。

(参考 15) 耐震評価における検討ケースについて

「4.7 検討ケース」について、検討ケースの詳細内容及び検討ケース決定のプロセスを示す。

1. 検討ケースについて

1.1 地盤ケースについて

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 $+1\sigma$ 」(以下「 $+1\sigma$ 」という。)とする解析ケース(地盤ケース②, ⑥)及び「回帰曲線 -1σ 」(以下「 -1σ 」という。)とする解析ケース(地盤ケース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(-1σ)にて設定することを基本とする(地盤ケース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(地盤ケース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(地盤ケース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(地盤ケース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。

以上の各地盤ケースにおける液状化強度の関係を図 1 に、各地盤ケースにおけるせん断波速度 V_s の関係を図 2 に、耐震評価で実施する地盤ケースを図 3 に示す。

なお、各種物性値の設定については、添付書類「**VI-2-1-3(2)** 地盤の支持性能に係る基本方針」及び補足説明資料「**補足-33** (地盤の支持性能について)」を参照する。

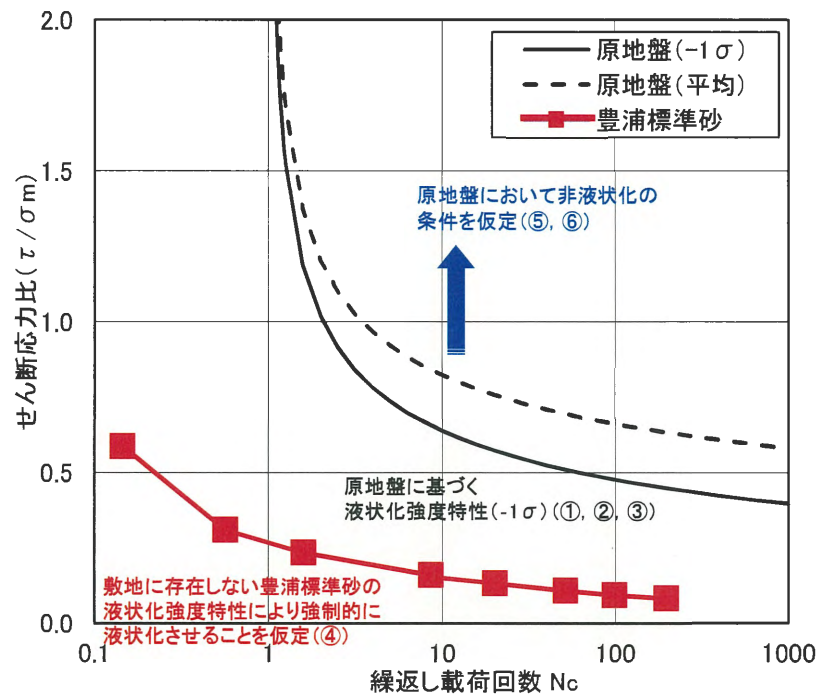


図1 各地盤ケースにおける液化化強度の関係

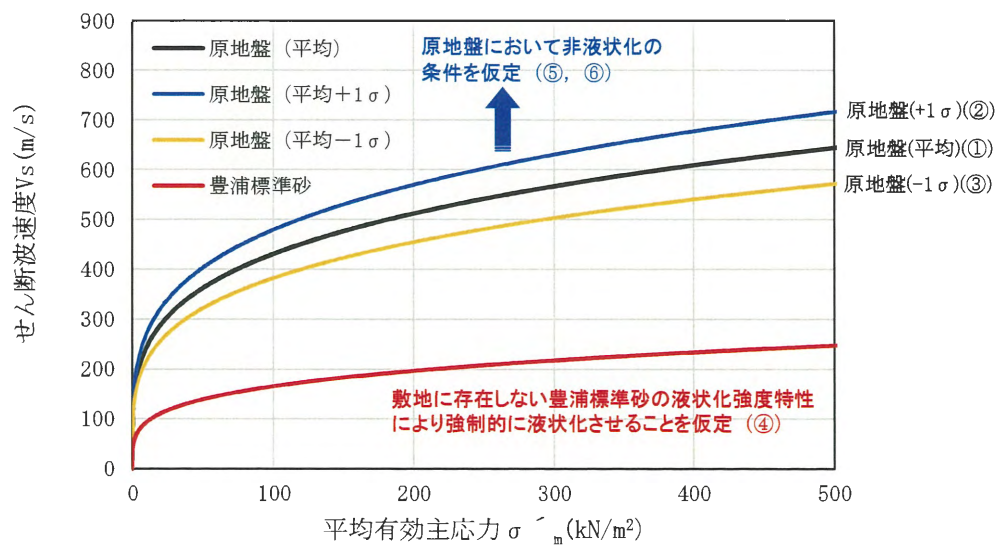


図2 各地盤ケースにおけるせん断波速度 V_s の関係

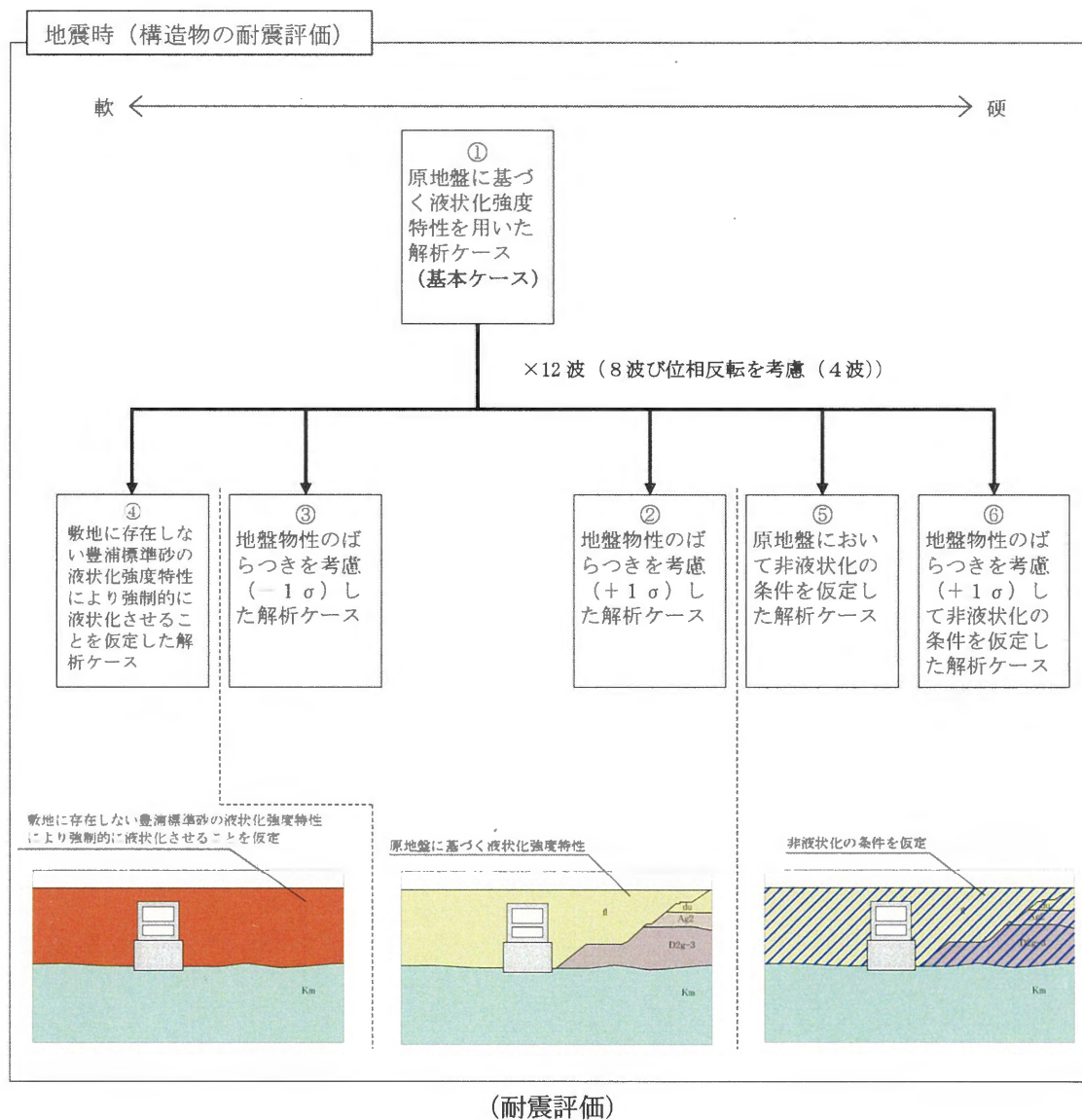


図3 耐震評価で実施する地盤ケース

1.2 基準地震動 S_s について

基準地震動 S_s については、表 1 及び表 2 に示す全 8 波を検討対象とする。

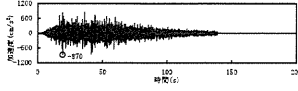
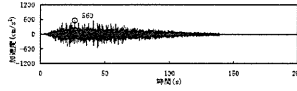
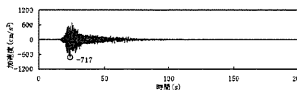
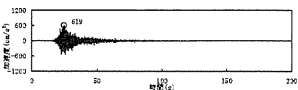
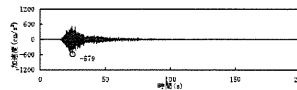
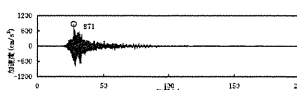
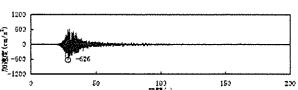
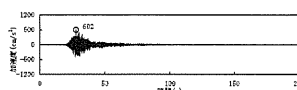
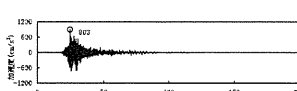
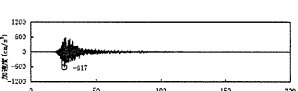
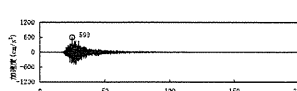
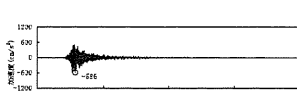
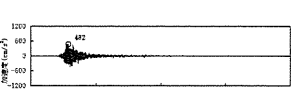
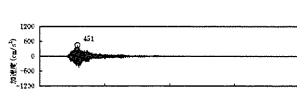
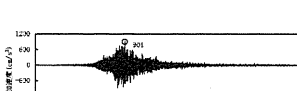
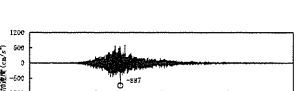
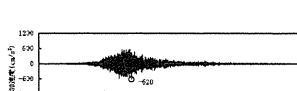
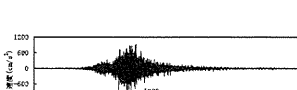
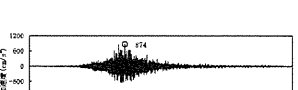
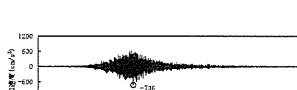
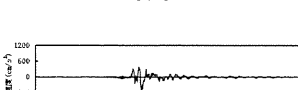
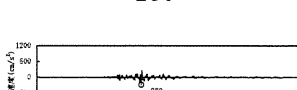
表 1 基準地震動 S_s

基準地震動	備 考
$S_s - D1$	応答スペクトル手法による基準地震動
$S_s - 11$	F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動 (短周期レベルの不確かさ、破壊開始点 1)
$S_s - 12$	F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動 (短周期レベルの不確かさ、破壊開始点 2)
$S_s - 13$	F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動 (短周期レベルの不確かさ、破壊開始点 3)
$S_s - 14$	F1 断層～北方陸域の断層～塩ノ平地震断層の同時活動 (断層傾斜角の不確かさ、破壊開始点 2)
$S_s - 21$	2011 年東北地方太平洋沖型地震 (短周期レベルの不確かさ)
$S_s - 22$	2011 年東北地方太平洋沖型地震 (SMG A位置と短周期レベルの不確かさの重畳)
$S_s - 31$	2004 年北海道留萌支庁南部地震の検討結果に保守性を考慮した地震動

なお、基準地震動 S_s のうち、特定の方向性を有しない地震動 ($S_s - D1$ 及び $S_s - 31$) については、位相を反転させた場合の影響も確認する。

断層モデル波である $S_s - 11 \sim S_s - 22$ 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を考慮し、方位補正を行う。具体的には南北方向及び東西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。

表2 解放基盤面における基準地震動S_sの最大加速度一覧

基準 地震動	最大加速度 (cm/s ²)		
	NS成分	EW成分	UD成分
S _s -D1	870 		560 
S _s -11	717 	619 	579 
S _s -12	871 	626 	602 
S _s -13	903 	617 	599 
S _s -14	586 	482 	451 
S _s -21	901 	887 	620 
S _s -22	1009 	874 	736 
S _s -31	610 		280 

2. 耐震評価における検討ケースの組合せについて

施設の耐震評価においては、全ての地震動と地盤の全検討ケースの組み合わせの中から評価に用いる検討ケースを抽出する。以下に、評価に用いる検討ケースの抽出方法を説明する。

まず、基準地震動 S_s 全波（8波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（4波）を加えた全12波を用いて、地盤ケース①について地震応答解析を実施し、基本ケースである検討ケース①の各部材のせん断力及び曲げ軸力の照査値を得る。

せん断力と曲げ軸力の両者について、得られた各部材の照査値を12の地震動ごとに比較し、最大の照査値を示した地震動を特定する。この最大照査値が0.5を超えた場合には、地盤物性のばらつきを考慮して設定した地盤ケース②～⑥について特定した地震動を用いて、検討ケース①の場合と同様に追加検討ケース②～⑥での各部材の照査値を得る。

せん断力と曲げ軸力のいずれか片方の照査値が0.5を下回った場合には、0.5を超えた他方の最大照査値が得られた地震動を用いて、せん断力と曲げ軸力のいずれについても追加検討ケース②～⑥について、各部材の照査値を得る。

せん断力と曲げ軸力のいずれについても最大照査値が0.5を下回った場合には、せん断力と曲げ軸力を合わせた中で最大照査値を示した地震動をひとつ特定する。この特定した地震動を用いて、最大照査値が0.5を超えた場合と同様に、せん断力と曲げ軸力のいずれについても追加検討ケース②～⑥での各部材の照査値を得る。

上記プロセスにより、最終的な照査値が得られるが、基本ケースである検討ケース①及び追加検討ケースの結果において照査値が大きい傾向にあるものについて、その要因を考慮し、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、更なる追加検討ケースについて照査値を得る。

なお、照査値0.5をしきい値として用いているが、これは照査値1.0に対して2倍の余裕となる0.5を相対的に厳しい地震動の選定の目安として採用したものである。

耐震評価における検討ケースの組合せを表3に、検討ケース②～⑥の追加検討ケースを実施する地震動の選定フローを図4に示す。

表 3 耐震評価における検討ケースの組合せ

解析ケース (地盤ケース)			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)した 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
地震波 (位相)	S _s -D 1	(H+V+)	実施					
		(H+V-)	実施					
		(H-V+)	実施					
		(H-V-)	実施					
	S _s -1 1		実施					
	S _s -1 2		実施					
	S _s -1 3		実施					
	S _s -1 4		実施					
	S _s -2 1		実施					
	S _s -2 2		実施					
	S _s -3 1	(H+V+)	実施					
		(H-V+)	実施					

全ての基準地震動 S_sに対して実施する①の解析ケース（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の追加検討ケースを実施する。

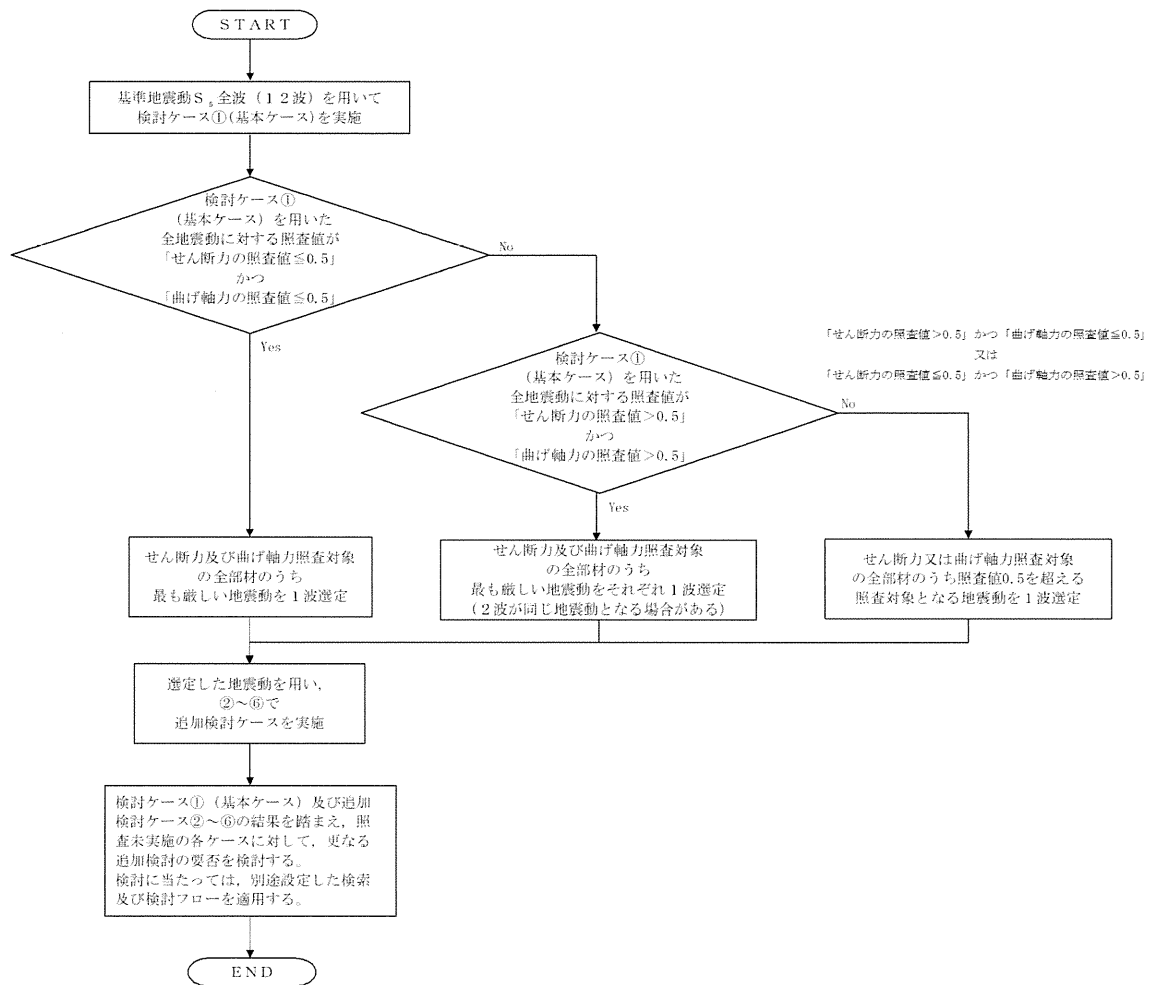


図 4 追加検討ケースを実施する地震動の選定フロー

「3. 耐震評価」における検討ケース選定の概要を以下に示す。

【評価におけるケース選定の手順】

1. 検討ケース①による各部材の照査 及び 地震動の特定

基準地震動 S_e 全波（8波）及びこれらに位相反転を考慮した地震動（4波）を加えた全12波を用いて、検討ケース①について地震応答解析を実施し、基本ケースである検討ケース①の各部材のせん断力及び曲げ軸力の照査値を得る。

地震動		検討ケース					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_e-D1	H+, V+	○					
	H+, V-	○					
	H-, V+	○					
	H-, V-	○					
S_e-11		○					
S_e-12		○					
S_e-13		○					
S_e-14		○					
S_e-21		○					
S_e-22		○					
S_e-31	H+, V+	○					
	H-, V+	○					

検討ケース①による各部材の照査を実施し、地震動を特定する。

2. 追加検討ケース②～⑥による各部材の照査

曲げ軸力とせん断力の両者について、得られた各部材の照査値を12の地震動ごとに比較し、最大の照査値を示した地震動を特定する。この最大照査値が0.5を超えた場合には、地盤物性のばらつきを考慮して設定した検討ケース②～⑥について特定した地震動を用いて、検討ケース①の場合と同様に追加検討ケース②～⑥での各部材の照査値を得る。

曲げ軸力とせん断力のいずれか片方の照査値が0.5を下回った場合には、0.5を超えた他方の最大照査値が得られた地震動を用いて、曲げ軸力とせん断力のいずれについても追加検討ケース②～⑥について、各部材の照査値を得る。

曲げ軸力とせん断力のいずれについても最大照査値が0.5を下回った場合には、曲げ軸力とせん断力を合わせた中で最大照査値を示した地震動をひとつ特定する。この特定した地震動を用いて、最大照査値が0.5を超えた場合と同様に、曲げ軸力とせん断力のいずれについても追加検討ケース②～⑥での各部材の照査値を得る。

地震動		検討ケース					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_e-D1	H+, V+	○					
	H+, V-	○					
	H-, V+	○					
	H-, V-	○					
S_e-11		○					
S_e-12		○					
S_e-13		○					
S_e-14		○					
S_e-21		○					
S_e-22		○					
S_e-31	H+, V+	○					
	H-, V+	○					

追加検討ケース②～⑥による各部材の照査を実施する。

3. 更なる追加検討ケースの実施

上記プロセスにより、最終的な照査値が得られるが、基本ケースである検討ケース①及び追加検討ケースの結果において照査値が大きい傾向にあるものについて、その要因を考慮し、さらに照査値が大きくなる可能性がある場合は、更なる追加検討ケースについて照査値を得る。

地震動		検討ケース					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S_e-D1	H+, V+	○					
	H+, V-	○					
	H-, V+	○					
	H-, V-	○					
S_e-11		○					
S_e-12		○					
S_e-13		○					
S_e-14		○					
S_e-21		○					
S_e-22		○					
S_e-31	H+, V+	○					
	H-, V+	○					

更なる追加検討ケースを実施する。

3. 耐震評価における検討ケースの選定結果

鋼製防護壁基礎の評価における影響検討ケースは以下の手順で選定する。

3.1 評価グループの設定

鋼製防護壁基礎は、頂版鉄筋コンクリート、中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭で構成された複合構造であるため、鋼製防護壁基礎を1評価グループとする。

また、鋼製防護壁基礎は、堤軸方向（①—①断面）及び堤軸直交方向（②—②断面，③—③断面）で評価することから、それぞれの断面ごとに影響検討ケースを選定する。

3.2 地震動の選定

影響検討に用いる地震動は、全地震動に対して照査を実施した検討ケース①（評価の基本ケース）に対して、断面ごとに曲げ軸力照査及びせん断力照査がそれぞれ最大となる地震動を選定する。

3.3 検討ケースの選定結果

3.3.1 堤軸方向（①－①断面）

鋼製防護壁基礎の①－①断面の地震動選定フローを図5に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、せん断力に対する照査値が0.50を超えていることから、せん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

曲げ軸力に対する地震動の選定結果を表4に、せん断力に対する地震動の選定結果を表5に示す。

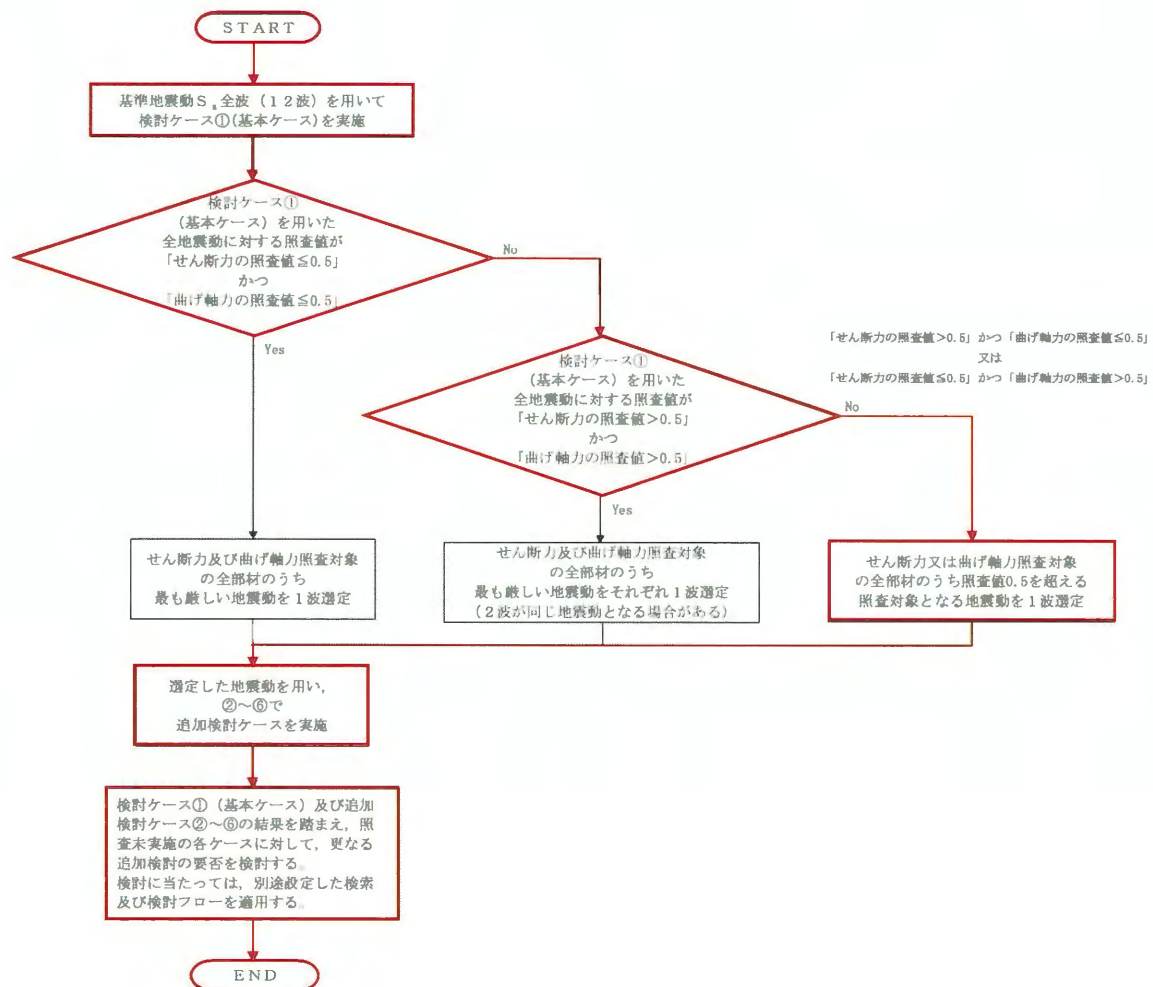


図5 地震動選定フロー（①－①断面）

表 4(1) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

①-①断面 (曲げ軸力照査 (圧縮))

(中実鉄筋コンクリート (南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.25					
	H+, V-	0.25					
	H-, V+	0.22					
	H-, V-	0.22					
S ₁ -11		0.13					
S ₁ -12		0.23					
S ₁ -13		0.21					
S ₁ -14		0.15					
S ₁ -21		0.21					
S ₁ -22		0.15					
S ₁ -31	H+, V+	0.25	0.25	0.26	0.27	0.25	0.25
	H-, V+	0.31					

(中実鉄筋コンクリート (北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.23					
	H-, V+	0.28					
	H-, V-	0.28					
S ₁ -11		0.14					
S ₁ -12		0.21					
S ₁ -13		0.20					
S ₁ -14		0.15					
S ₁ -21		0.25					
S ₁ -22		0.16					
S ₁ -31	H+, V+	0.33	0.33	0.34	0.34	0.33	0.33
	H-, V+	0.28					

(鋼管杭 (南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (圧縮応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10					
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.09					
S ₁ -11		0.05					
S ₁ -12		0.08					
S ₁ -13		0.07					
S ₁ -14		0.05					
S ₁ -21		0.09					
S ₁ -22		0.06					
S ₁ -31	H+, V+	0.10	0.09	0.10	0.12	0.10	0.10
	H-, V+	0.13					

(鋼管杭 (北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (圧縮応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.13					
	H-, V-	0.12					
S ₁ -11		0.07					
S ₁ -12		0.09					
S ₁ -13		0.08					
S ₁ -14		0.06					
S ₁ -21		0.12					
S ₁ -22		0.08					
S ₁ -31	H+, V+	0.16	0.15	0.15	0.16	0.15	0.15
	H-, V+	0.11					

(巻立て鉄筋コンクリート (南基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.04					
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.04					
S ₁ -13		0.04					
S ₁ -14		0.03					
S ₁ -21		0.03					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					

(巻立て鉄筋コンクリート (北基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		曲げ軸力照査 (コンクリート曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.03					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査 (圧縮応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.03					
S ₁ -13		0.03					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査 (圧縮応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.02					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02					
	H-, V-	0.02					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.02					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	H-, V+	0.02					

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 4(2) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

①ー①断面（曲げ軸力照査（圧縮））

（杭頭接合部（南基礎））

鋼管杭頭部

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.01					
S ₁ -22		0.01					
S ₁ -31	H+, V+	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.04					
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.04					
S ₁ -13		0.04					
S ₁ -14		0.03					
S ₁ -21		0.04					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+	0.04					

（頂版鉄筋コンクリート（南基礎））

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.04					
	H-, V+	0.04					
	H-, V-	0.04					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.03					
S ₁ -13		0.03					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.04					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+	0.03					

（杭頭接合部（北基礎））

鋼管杭頭部

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.00					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.00					
S ₁ -12		0.00					
S ₁ -13		0.00					
S ₁ -14		0.00					
S ₁ -21		0.00					
S ₁ -22		0.00					
S ₁ -31	H+, V+	0.02	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.00					

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.03					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.03					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					

（頂版鉄筋コンクリート（北基礎））

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.06					
	H+, V-	0.05					
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05					
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.05					
S ₁ -13		0.05					
S ₁ -14		0.04					
S ₁ -21		0.05					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05	0.05
	H-, V+	0.07					

- 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

曲げ軸力照査（圧縮）における検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は、中実鉄筋コンクリート（北基礎）、S₁-31（H+, V+）で0.33）。

表 4(3) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

①-①断面 (曲げ軸力照査 (引張))

(中実鉄筋コンクリート (南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.27					
	H+, V-	0.27					
	H-, V+	0.27					
	H-, V-	0.27					
S ₁ -11		0.12					
S ₁ -12		0.23					
S ₁ -13		0.22					
S ₁ -14		0.14					
S ₁ -21		0.24					
S ₁ -22		0.13					
S ₁ -31	H+, V+	0.33	0.32	0.34	0.36	0.33	0.32
	H-, V+	0.33					

(中実鉄筋コンクリート (北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.32					
	H+, V-	0.32					
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.26					
S ₁ -11		0.14					
S ₁ -12		0.29					
S ₁ -13		0.27					
S ₁ -14		0.18					
S ₁ -21		0.23					
S ₁ -22		0.15					
S ₁ -31	H+, V+	0.32	0.32	0.33	0.34	0.32	0.32
	H-, V+	0.41					

(鋼管杭 (南基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.05					
	H+, V-	0.05					
	H-, V+	0.08					
	H-, V-	0.08					
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.04					
S ₁ -13		0.03					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.07					
S ₁ -22		0.04					
S ₁ -31	H+, V+	0.10	0.10	0.11	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.05					

(鋼管杭 (北基礎))

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.07					
	H+, V-	0.07					
	H-, V+	0.08					
	H-, V-	0.08					
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.06					
S ₁ -13		0.06					
S ₁ -14		0.04					
S ₁ -21		0.06					
S ₁ -22		0.04					
S ₁ -31	H+, V+	0.08	0.08	0.09	0.09	0.08	0.08
	H-, V+	0.09					

(巻立て鉄筋コンクリート (南基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.02					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.02					

(巻立て鉄筋コンクリート (北基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.01					
S ₁ -22		0.01					
S ₁ -31	H+, V+	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.03					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S ₁ -11		0.02					
S ₁ -12		0.02					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.03					

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.01					
S ₁ -22		0.01					
S ₁ -31	H+, V+	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.02					

- 注記 ①：原地盤に基づく液化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化化強度特性により地盤を強制的に液化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) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

表 4(4) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

①-①断面 (曲げ軸力照査 (引張))

(杭頭接合部 (南基礎))

(杭頭接合部 (北基礎))

鋼管杭頭部

鋼管杭頭部

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.01					
	H+, V-		0.01					
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S ₁ -1 1			0.01					
S ₁ -1 2			0.01					
S ₁ -1 3			0.01					
S ₁ -1 4			0.00					
S ₁ -2 1			0.01					
S ₁ -2 2			0.01					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.01					

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.00					
	H+, V-		0.00					
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S ₁ -1 1			0.00					
S ₁ -1 2			0.00					
S ₁ -1 3			0.00					
S ₁ -1 4			0.01					
S ₁ -2 1			0.01					
S ₁ -2 2			0.01					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.01					

巻立て鉄筋コンクリート部

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.03					
	H+, V-		0.03					
	H-, V+		0.03					
	H-, V-		0.03					
S ₁ -1 1			0.02					
S ₁ -1 2			0.03					
S ₁ -1 3			0.02					
S ₁ -1 4			0.01					
S ₁ -2 1			0.03					
S ₁ -2 2			0.02					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V+		0.03					

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.01					
	H+, V-		0.01					
	H-, V+		0.01					
	H-, V-		0.01					
S ₁ -1 1			0.01					
S ₁ -1 2			0.01					
S ₁ -1 3			0.01					
S ₁ -1 4			0.01					
S ₁ -2 1			0.01					
S ₁ -2 2			0.01					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+		0.02					

(頂版鉄筋コンクリート (南基礎))

(頂版鉄筋コンクリート (北基礎))

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.06					
	H+, V-		0.06					
	H-, V+		0.05					
	H-, V-		0.05					
S ₁ -1 1			0.03					
S ₁ -1 2			0.04					
S ₁ -1 3			0.03					
S ₁ -1 4			0.02					
S ₁ -2 1			0.05					
S ₁ -2 2			0.04					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.06	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05
	H-, V+		0.06					

地震動		地盤ケース	曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
			①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+		0.07					
	H+, V-		0.07					
	H-, V+		0.05					
	H-, V-		0.05					
S ₁ -1 1			0.05					
S ₁ -1 2			0.06					
S ₁ -1 3			0.05					
S ₁ -1 4			0.03					
S ₁ -2 1			0.06					
S ₁ -2 2			0.05					
S ₁ -3 1	H+, V+		0.10	0.10	0.11	0.11	0.11	0.10
	H-, V+		0.07					

- 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

曲げ軸力照査 (引張) における検討ケース① (基本ケース) の全ての照査値が 0.50 以下である (最大照査値は, 中実鉄筋コンクリート (北基礎), S₁-3 1 (H-, V+) で 0.41)。

表 5(1) セン断力に対する地震動の選定結果

①-①断面 (せん断力)

(中実鉄筋コンクリート (南基礎))

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.66					
	H+, V-	0.66					
	H-, V+	0.67					
	H-, V-	0.66					
S ₁ -11		0.38					
S ₁ -12		0.55					
S ₁ -13		0.53					
S ₁ -14		0.38					
S ₁ -21		0.61					
S ₁ -22		0.43					
S ₁ -31	H+, V+	0.75	0.73	0.76	0.80	0.75	0.73
	H-, V+	0.74					

(中実鉄筋コンクリート (北基礎))

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.46					
	H+, V-	0.46					
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.49					
S ₁ -11		0.29					
S ₁ -12		0.44					
S ₁ -13		0.42					
S ₁ -14		0.34					
S ₁ -21		0.46					
S ₁ -22		0.29					
S ₁ -31	H+, V+	0.55	0.55	0.56	0.56	0.56	0.55
	H-, V+	0.55					

(鋼管杭 (南基礎))

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.02					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02					
	H-, V-	0.02					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.02					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	H-, V+	0.02					

(鋼管杭 (北基礎))

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.02					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02					
	H-, V-	0.02					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	H-, V+	0.02					

(巻立て鉄筋コンクリート (南基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.10					
S ₁ -11		0.07					
S ₁ -12		0.10					
S ₁ -13		0.10					
S ₁ -14		0.08					
S ₁ -21		0.09					
S ₁ -22		0.08					
S ₁ -31	H+, V+	0.11	0.11	0.11	0.13	0.11	0.11
	H-, V+	0.12					

(巻立て鉄筋コンクリート (北基礎))

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.05					
	H+, V-	0.05					
	H-, V+	0.05					
	H-, V-	0.05					
S ₁ -11		0.04					
S ₁ -12		0.05					
S ₁ -13		0.05					
S ₁ -14		0.04					
S ₁ -21		0.04					
S ₁ -22		0.04					
S ₁ -31	H+, V+	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05
	H-, V+	0.05					

鋼管杭

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.01					
S ₁ -22		0.01					
S ₁ -31	H+, V+	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					

鋼管杭

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.01					
	H-, V+	0.01					
	H-, V-	0.01					
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.01					
S ₁ -13		0.01					
S ₁ -14		0.01					
S ₁ -21		0.01					
S ₁ -22		0.01					
S ₁ -31	H+, V+	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
	H-, V+	0.01					

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) セン断力に対する地震動の選定結果

①-①断面 (せん断力)

(頂版鉄筋コンクリート (南基礎))

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.22					
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.23					
S _s -1 3		0.22					
S _s -1 4		0.15					
S _s -2 1		0.20					
S _s -2 2		0.14					
S _s -3 1	H+, V+	0.25	0.26	0.26	0.28	0.25	0.25
	H-, V+	0.30					

(頂版鉄筋コンクリート (北基礎))

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.20					
	H+, V-	0.20					
	H-, V+	0.22					
	H-, V-	0.22					
S _s -1 1		0.14					
S _s -1 2		0.18					
S _s -1 3		0.17					
S _s -1 4		0.14					
S _s -2 1		0.20					
S _s -2 2		0.15					
S _s -3 1	H+, V+	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26	0.26
	H-, V+	0.23					

- 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

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の照査値は、中実鉄筋コンクリート (南基礎), S_s-3 1 (H+, V+) で 0.75 である。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が 0.41 であり、せん断力照査に対する照査値が 0.75 であることから、せん断力照査において大きくなる地震動 1 波を追加検討ケース用の地震動として選定する。

検討ケース① (基本ケース) において、せん断力照査対象の全部材のうち厳しい照査値となった地震動は S_s-3 1 (H+, V+) である。

3.3.2 堤軸直交方向（③－③断面）南基礎

鋼製防護壁基礎の③－③断面の地震動選定フローを図6に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値及びせん断力に対する照査値が0.50を超えていることから、曲げ軸力照査対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

曲げ軸力に対する地震動の選定結果を表6に、せん断力に対する地震動の選定結果を表7に示す。

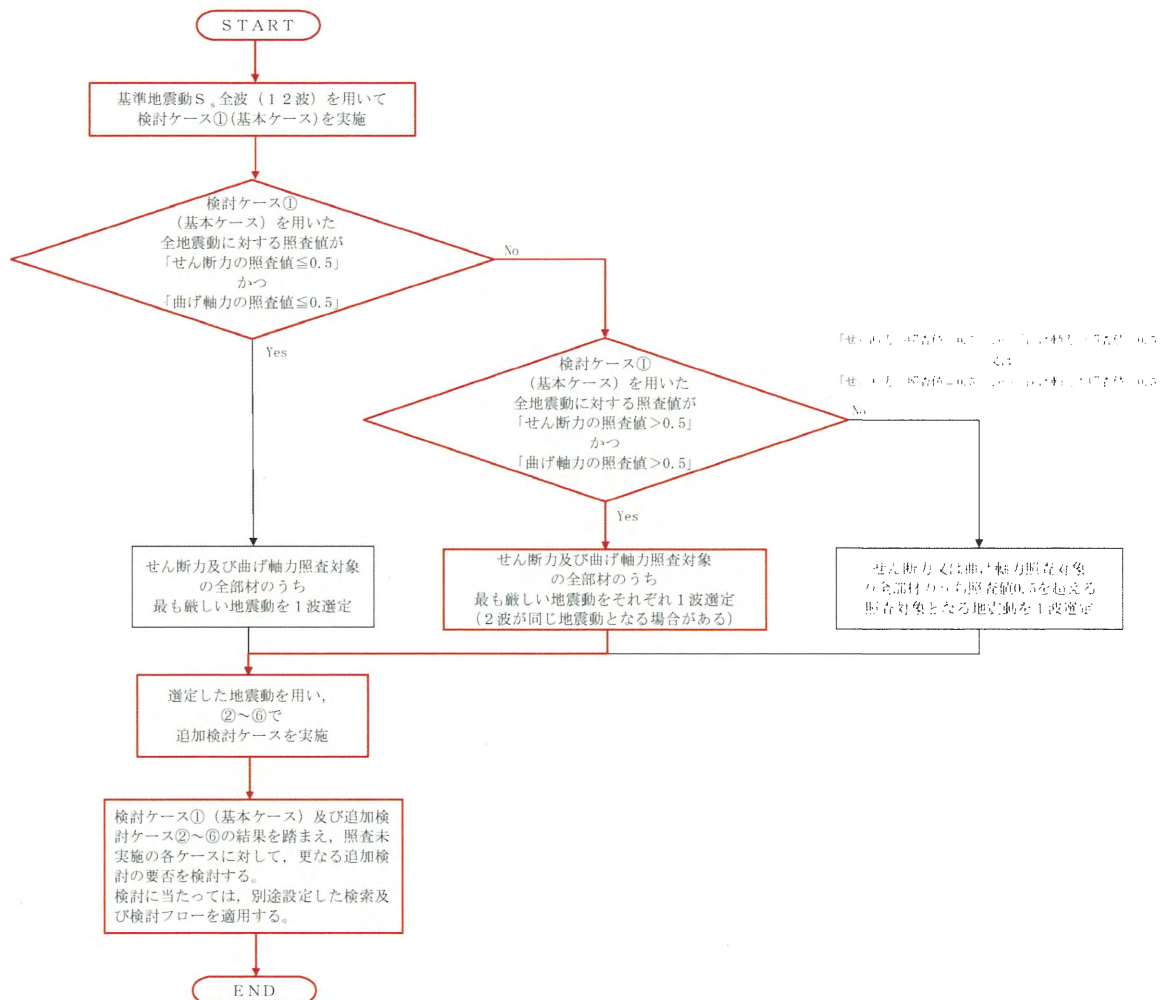


図6 地震動選定フロー（③－③断面）

表 6(1) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

③-③断面（曲げ軸力照査（圧縮））

（中実鉄筋コンクリート）

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.17					
	H-, V+	0.19	0.18	0.19	0.19	0.18	0.18
	H-, V-	0.19	0.18	0.18	0.18	0.18	0.18
S ₁ -11		0.10					
S ₁ -12		0.11					
S ₁ -13		0.12					
S ₁ -14		0.10					
S ₁ -21		0.13					
S ₁ -22		0.12					
S ₁ -31	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.17					

（鋼管杭）

地震動		曲げ軸力照査（圧縮応力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.26					
	H+, V-	0.28					
	H-, V+	0.29	0.29	0.30	0.30	0.29	0.29
	H-, V-	0.29	0.29	0.30	0.30	0.29	0.29
S ₁ -11		0.16					
S ₁ -12		0.18					
S ₁ -13		0.19					
S ₁ -14		0.17					
S ₁ -21		0.20					
S ₁ -22		0.20					
S ₁ -31	H+, V+	0.31					
	H-, V+	0.26					

（巻立て鉄筋コンクリート）

（巻立て鉄筋コンクリート）

巻立て鉄筋コンクリート

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.11					
	H+, V-	0.11					
	H-, V+	0.12	0.12	0.12	0.12	0.13	0.13
	H-, V-	0.13	0.13	0.14	0.14	0.13	0.12
S ₁ -11		0.06					
S ₁ -12		0.07					
S ₁ -13		0.07					
S ₁ -14		0.07					
S ₁ -21		0.08					
S ₁ -22		0.08					
S ₁ -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.13					

地震動		曲げ軸力照査（圧縮応力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.08					
	H+, V-	0.08					
	H-, V+	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09
	H-, V-	0.09	0.09	0.10	0.10	0.09	0.08
S ₁ -11		0.05					
S ₁ -12		0.06					
S ₁ -13		0.06					
S ₁ -14		0.05					
S ₁ -21		0.06					
S ₁ -22		0.06					
S ₁ -31	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.09					

（杭頭接合部）

（杭頭接合部）

鋼管杭頭部

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.02					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02	0.02	0.03	0.03	0.02	0.03
	H-, V-	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02	0.03
S ₁ -11		0.01					
S ₁ -12		0.02					
S ₁ -13		0.02					
S ₁ -14		0.02					
S ₁ -21		0.02					
S ₁ -22		0.02					
S ₁ -31	H+, V+	0.03					
	H-, V+	0.02					

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.12					
	H+, V-	0.12					
	H-, V+	0.13	0.13	0.13	0.13	0.14	0.14
	H-, V-	0.14	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14
S ₁ -11		0.07					
S ₁ -12		0.08					
S ₁ -13		0.08					
S ₁ -14		0.07					
S ₁ -21		0.08					
S ₁ -22		0.08					
S ₁ -31	H+, V+	0.13					
	H-, V+	0.13					

（頂版鉄筋コンクリート）

地震動		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.20					
	H-, V+	0.23	0.23	0.23	0.24	0.23	0.23
	H-, V-	0.24	0.24	0.25	0.25	0.23	0.23
S ₁ -11		0.15					
S ₁ -12		0.15					
S ₁ -13		0.15					
S ₁ -14		0.16					
S ₁ -21		0.15					
S ₁ -22		0.15					
S ₁ -31	H+, V+	0.26					
	H-, V+	0.28					

- 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

曲げ軸力照査（圧縮）における検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は、鋼管杭，S₁-31（H+, V+）で0.31）。

表 6(2) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

③-③断面 (曲げ軸力照査 (引張))

(中実鉄筋コンクリート)

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.18					
	H+, V-	0.17					
	H-, V+	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20
	H-, V-	0.20	0.21	0.22	0.23	0.20	0.21
S ₁ -11		0.10					
S ₁ -12		0.10					
S ₁ -13		0.12					
S ₁ -14		0.10					
S ₁ -21		0.13					
S ₁ -22		0.12					
S ₁ -31	H+, V+	0.22					
	H-, V+	0.19					

(巻立て鉄筋コンクリート)

巻立て鉄筋コンクリート

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.09					
	H+, V-	0.09					
	H-, V+	0.10	0.10	0.11	0.12	0.08	0.08
	H-, V-	0.09	0.09	0.11	0.11	0.07	0.09
S ₁ -11		0.04					
S ₁ -12		0.04					
S ₁ -13		0.05					
S ₁ -14		0.04					
S ₁ -21		0.06					
S ₁ -22		0.04					
S ₁ -31	H+, V+	0.10					
	H-, V+	0.09					

(杭頭接合部)

鋼管杭頭部

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.07					
	H+, V-	0.07					
	H-, V+	0.06	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06
	H-, V-	0.06	0.06	0.06	0.07	0.05	0.05
S ₁ -11		0.03					
S ₁ -12		0.03					
S ₁ -13		0.03					
S ₁ -14		0.03					
S ₁ -21		0.04					
S ₁ -22		0.03					
S ₁ -31	H+, V+	0.06					
	H-, V+	0.06					

(頂版鉄筋コンクリート)

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.52					
	H+, V-	0.51					
	H-, V+	0.59	0.59	0.59	0.60	0.61	0.61
	H-, V-	0.62	0.61	0.63	0.63	0.65	0.66
S ₁ -11		0.31					
S ₁ -12		0.32					
S ₁ -13		0.34					
S ₁ -14		0.29					
S ₁ -21		0.37					
S ₁ -22		0.37					
S ₁ -31	H+, V+	0.60					
	H-, V+	0.48					

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

曲げ軸力照査 (引張) における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、頂版鉄筋コンクリート、S₁-D1 (H-, V-) で 0.62 である。

(鋼管杭)

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.13					
	H-, V+	0.15	0.16	0.16	0.18	0.18	0.19
	H-, V-	0.17	0.18	0.18	0.19	0.19	0.20
S ₁ -11		0.08					
S ₁ -12		0.07					
S ₁ -13		0.09					
S ₁ -14		0.08					
S ₁ -21		0.10					
S ₁ -22		0.09					
S ₁ -31	H+, V+	0.18					
	H-, V+	0.18					

(巻立て鉄筋コンクリート)

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査 (引張応力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10					
	H-, V+	0.12	0.11	0.12	0.13	0.11	0.10
	H-, V-	0.10	0.10	0.12	0.12	0.09	0.12
S ₁ -11		0.04					
S ₁ -12		0.05					
S ₁ -13		0.06					
S ₁ -14		0.05					
S ₁ -21		0.08					
S ₁ -22		0.05					
S ₁ -31	H+, V+	0.11					
	H-, V+	0.10					

(杭頭接合部)

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		曲げ軸力照査 (鉄筋曲げ軸力)					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D1	H+, V+	0.13					
	H+, V-	0.13					
	H-, V+	0.15	0.14	0.16	0.17	0.15	0.14
	H-, V-	0.13	0.14	0.15	0.16	0.11	0.11
S ₁ -11		0.05					
S ₁ -12		0.07					
S ₁ -13		0.08					
S ₁ -14		0.05					
S ₁ -21		0.10					
S ₁ -22		0.06					
S ₁ -31	H+, V+	0.14					
	H-, V+	0.13					

表 7 セン断力に対する地震動の選定結果

③-③断面 (せん断力)

(中実鉄筋コンクリート)

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.57					
	H+, V-	0.58					
	H-, V+	0.66	0.65	0.66	0.67	0.63	0.64
	H-, V-	0.66	0.66	0.67	0.67	0.64	0.64
S _s -1 1		0.34					
S _s -1 2		0.38					
S _s -1 3		0.43					
S _s -1 4		0.37					
S _s -2 1		0.44					
S _s -2 2		0.43					
S _s -3 1	H+, V+	0.66					
	H-, V+	0.57					

(鋼管杭)

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.04					
	H+, V-	0.04					
	H-, V+	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
	H-, V-	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.03					
S _s -1 3		0.03					
S _s -1 4		0.03					
S _s -2 1		0.03					
S _s -2 2		0.03					
S _s -3 1	H+, V+	0.04					
	H-, V+	0.04					

(巻立て鉄筋コンクリート)

(巻立て鉄筋コンクリート)

巻立て鉄筋コンクリート

鋼管杭

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.15					
	H+, V-	0.18					
	H-, V+	0.17	0.18	0.17	0.21	0.22	0.22
	H-, V-	0.20	0.19	0.20	0.20	0.22	0.23
S _s -1 1		0.09					
S _s -1 2		0.10					
S _s -1 3		0.10					
S _s -1 4		0.10					
S _s -2 1		0.10					
S _s -2 2		0.11					
S _s -3 1	H+, V+	0.16					
	H-, V+	0.15					

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.01					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	H-, V-	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
S _s -1 1		0.01					
S _s -1 2		0.01					
S _s -1 3		0.01					
S _s -1 4		0.01					
S _s -2 1		0.01					
S _s -2 2		0.01					
S _s -3 1	H+, V+	0.01					
	H-, V+	0.01					

(頂版鉄筋コンクリート)

地震動		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.19					
	H+, V-	0.19					
	H-, V+	0.20	0.20	0.20	0.21	0.19	0.19
	H-, V-	0.20	0.20	0.21	0.21	0.19	0.19
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.13					
S _s -1 3		0.14					
S _s -1 4		0.14					
S _s -2 1		0.14					
S _s -2 2		0.13					
S _s -3 1	H+, V+	0.21					
	H-, V+	0.23					

- 注記 ①：原地盤に基づく液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化強度特性により地盤を強制的に液化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) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、中実鉄筋コンクリート、S_s-D 1 (H-, V+) で 0.66 である。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が 0.62 であり、せん断力照査に対する照査値が 0.66 であることから、曲げ軸力照査及びせん断力照査により最大となる地震動それぞれ 1 波を追加検討ケース用の地震動として選定する。

曲げ軸力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D 1 (H-, V-)、せん断力照査対象の全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は S_s-D 1 (H-, V+) である。

3.3.3 堤軸直交方向（②－②断面）北基礎

鋼製防護壁基礎の②－②断面の地震動選定フローを図7に示す。

検討ケース①（基本ケース）において、曲げ軸力に対する照査値及びせん断力に対する照査値が0.50を超えていることから、曲げ軸力照査対象の全部材及びせん断力照査対象の全部材のうち、それぞれ最も厳しい照査値となった地震動を選定する。

曲げ軸力に対する地震動の選定結果を表8に、せん断力に対する地震動の選定結果を表9に示す。

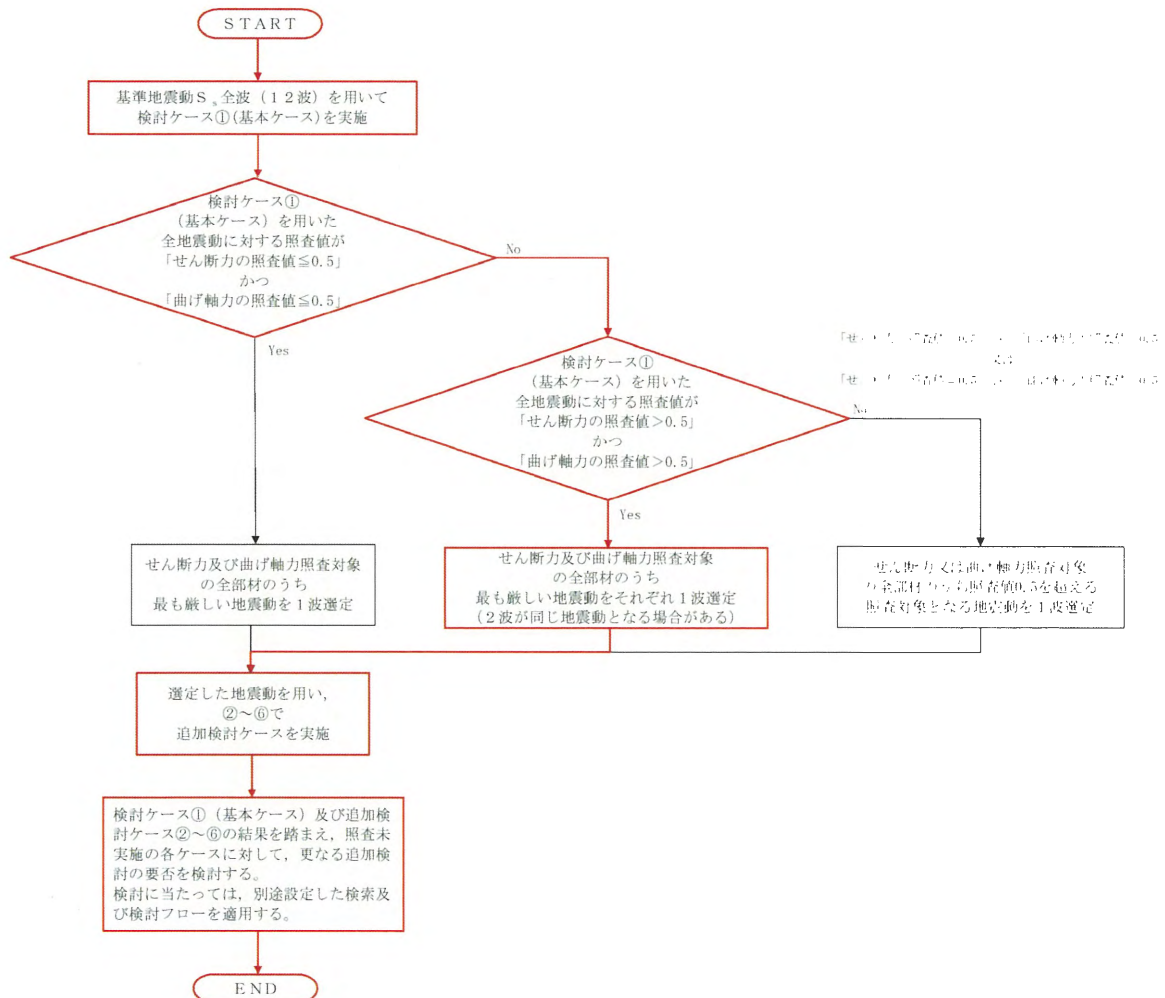


図7 地震動選定フロー（②－②断面）

表 8(1) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

②-②断面（曲げ軸力照査（圧縮））

（中実鉄筋コンクリート）

地震ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.23					
	H-, V+	0.24					
	H-, V-	0.23					
S _g -11		0.11					
S _g -12		0.13					
S _g -13		0.15					
S _g -14		0.15					
S _g -21		0.13					
S _g -22		0.13					
S _g -31	H+, V+	0.25	0.24	0.25	0.25	0.24	0.24
	H-, V+	0.20					

（鋼管杭）

地震ケース		曲げ軸力照査（圧縮応力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.47					
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.50					
S _g -11		0.22					
S _g -12		0.30					
S _g -13		0.29					
S _g -14		0.29					
S _g -21		0.26					
S _g -22		0.27					
S _g -31	H+, V+	0.49	0.48	0.50	0.52	0.47	0.45
	H-, V+	0.40					

（巻立て鉄筋コンクリート）

（巻立て鉄筋コンクリート）

巻立て鉄筋コンクリート

鋼管杭

地震ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.15					
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.17					
S _g -11		0.08					
S _g -12		0.10					
S _g -13		0.10					
S _g -14		0.10					
S _g -21		0.09					
S _g -22		0.10					
S _g -31	H+, V+	0.14	0.13	0.14	0.15	0.14	0.13
	H-, V+	0.13					

地震ケース		曲げ軸力照査（圧縮応力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.10					
	H-, V+	0.11					
	H-, V-	0.11					
S _g -11		0.05					
S _g -12		0.07					
S _g -13		0.07					
S _g -14		0.07					
S _g -21		0.06					
S _g -22		0.07					
S _g -31	H+, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.09					

（杭頭接合部）

（杭頭接合部）

鋼管杭頭部

巻立て鉄筋コンクリート部

地震ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.03					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.03					
	H-, V-	0.03					
S _g -11		0.01					
S _g -12		0.02					
S _g -13		0.02					
S _g -14		0.02					
S _g -21		0.02					
S _g -22		0.02					
S _g -31	H+, V+	0.02	0.02	0.02	0.03	0.03	0.03
	H-, V+	0.02					

地震ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.16					
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.18					
	H-, V-	0.18					
S _g -11		0.08					
S _g -12		0.10					
S _g -13		0.11					
S _g -14		0.10					
S _g -21		0.10					
S _g -22		0.10					
S _g -31	H+, V+	0.14	0.14	0.15	0.15	0.14	0.14
	H-, V+	0.13					

（頂版鉄筋コンクリート）

地震ケース		曲げ軸力照査（コンクリート曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.24					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.25					
	H-, V-	0.25					
S _g -11		0.14					
S _g -12		0.19					
S _g -13		0.19					
S _g -14		0.19					
S _g -21		0.14					
S _g -22		0.18					
S _g -31	H+, V+	0.27	0.26	0.27	0.27	0.27	0.26
	H-, V+	0.30					

- 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

曲げ軸力照査（圧縮）における検討ケース①（基本ケース）の全ての照査値が0.50以下である（最大照査値は、鋼管杭，S_g-D1（H-, V+）で0.50）。

表 8(2) 曲げ軸力に対する地震動の選定結果

②-②断面（曲げ軸力照査（引張））

（中実鉄筋コンクリート）

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.28					
	H+, V-	0.27					
	H-, V+	0.30					
	H-, V-	0.29					
S ₁ -1 1		0.10					
S ₁ -1 2		0.14					
S ₁ -1 3		0.15					
S ₁ -1 4		0.15					
S ₁ -2 1		0.13					
S ₁ -2 2		0.14					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.31	0.31	0.32	0.31	0.31	0.30
	H-, V+	0.26					

（鋼管杭）

地震動		曲げ軸力照査（引張応力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.27					
	H+, V-	0.26					
	H-, V+	0.26					
	H-, V-	0.26					
S ₁ -1 1		0.06					
S ₁ -1 2		0.12					
S ₁ -1 3		0.13					
S ₁ -1 4		0.11					
S ₁ -2 1		0.10					
S ₁ -2 2		0.09					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.26	0.26	0.27	0.28	0.24	0.23
	H-, V+	0.19					

（巻立て鉄筋コンクリート）

（巻立て鉄筋コンクリート）

巻立て鉄筋コンクリート

鋼管杭

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.16					
	H+, V-	0.15					
	H-, V+	0.16					
	H-, V-	0.15					
S ₁ -1 1		0.06					
S ₁ -1 2		0.08					
S ₁ -1 3		0.08					
S ₁ -1 4		0.09					
S ₁ -2 1		0.09					
S ₁ -2 2		0.08					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.17	0.17	0.17	0.17	0.16	0.17
	H-, V+	0.12					

地震動		曲げ軸力照査（引張応力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.17					
	H+, V-	0.16					
	H-, V+	0.17					
	H-, V-	0.16					
S ₁ -1 1		0.07					
S ₁ -1 2		0.09					
S ₁ -1 3		0.09					
S ₁ -1 4		0.10					
S ₁ -2 1		0.09					
S ₁ -2 2		0.09					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.18	0.19	0.19	0.18	0.17	0.18
	H-, V+	0.13					

（杭頭接合部）

（杭頭接合部）

鋼管杭頭部

巻立て鉄筋コンクリート部

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.10					
	H+, V-	0.09					
	H-, V+	0.10					
	H-, V-	0.09					
S ₁ -1 1		0.04					
S ₁ -1 2		0.05					
S ₁ -1 3		0.05					
S ₁ -1 4		0.06					
S ₁ -2 1		0.05					
S ₁ -2 2		0.05					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
	H-, V+	0.07					

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.23					
	H+, V-	0.22					
	H-, V+	0.24					
	H-, V-	0.22					
S ₁ -1 1		0.09					
S ₁ -1 2		0.12					
S ₁ -1 3		0.12					
S ₁ -1 4		0.13					
S ₁ -2 1		0.12					
S ₁ -2 2		0.12					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.25	0.25	0.25	0.25	0.24	0.24
	H-, V+	0.18					

（頂版鉄筋コンクリート）

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S ₁ -D 1	H+, V+	0.72					
	H+, V-	0.69					
	H-, V+	0.77					
	H-, V-	0.69					
S ₁ -1 1		0.31					
S ₁ -1 2		0.37					
S ₁ -1 3		0.41					
S ₁ -1 4		0.38					
S ₁ -2 1		0.50					
S ₁ -2 2		0.38					
S ₁ -3 1	H+, V+	0.77	0.75	0.78	0.78	0.73	0.71
	H-, V+	0.71					

- 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

曲げ軸力照査（引張）における検討ケース①（基本ケース）の最大照査値は、頂版鉄筋コンクリート、S₁-3 1（H+, V+）で0.77である。

表 9 セン断力に対する地震動の選定結果

②-②断面 (せん断力)

(中実鉄筋コンクリート)

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.50					
	H+, V-	0.48					
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.50					
S _s -1 1		0.26					
S _s -1 2		0.33					
S _s -1 3		0.34					
S _s -1 4		0.34					
S _s -2 1		0.31					
S _s -2 2		0.32					
S _s -3 1	H+, V+	0.52	0.51	0.51	0.50	0.51	0.51
	H-, V+	0.46					

(巻立て鉄筋コンクリート)

巻立て鉄筋コンクリート

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.41					
	H+, V-	0.41					
	H-, V+	0.45					
	H-, V-	0.39					
S _s -1 1		0.24					
S _s -1 2		0.26					
S _s -1 3		0.29					
S _s -1 4		0.26					
S _s -2 1		0.27					
S _s -2 2		0.29					
S _s -3 1	H+, V+	0.43	0.44	0.44	0.42	0.42	0.43
	H-, V+	0.36					

(頂版鉄筋コンクリート)

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.22					
	H+, V-	0.24					
	H-, V+	0.23					
	H-, V-	0.23					
S _s -1 1		0.13					
S _s -1 2		0.18					
S _s -1 3		0.18					
S _s -1 4		0.18					
S _s -2 1		0.13					
S _s -2 2		0.17					
S _s -3 1	H+, V+	0.24	0.24	0.24	0.24	0.23	0.22
	H-, V+	0.27					

(鋼管杭)

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.06					
	H+, V-	0.06					
	H-, V+	0.06					
	H-, V-	0.06					
S _s -1 1		0.03					
S _s -1 2		0.04					
S _s -1 3		0.04					
S _s -1 4		0.04					
S _s -2 1		0.03					
S _s -2 2		0.03					
S _s -3 1	H+, V+	0.05	0.05	0.05	0.06	0.05	0.05
	H-, V+	0.05					

(巻立て鉄筋コンクリート)

鋼管杭

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D 1	H+, V+	0.02					
	H+, V-	0.02					
	H-, V+	0.02					
	H-, V-	0.02					
S _s -1 1		0.01					
S _s -1 2		0.02					
S _s -1 3		0.02					
S _s -1 4		0.02					
S _s -2 1		0.02					
S _s -2 2		0.02					
S _s -3 1	H+, V+	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02
	H-, V+	0.02					

- 注記 ①：原地盤に基づく液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化強度特性により地盤を強制的に液化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) して非液化化の条件を仮定した解析ケース

せん断力照査結果における検討ケース① (基本ケース) の最大照査値は、中実鉄筋コンクリート、S_s-3 1 (H+, V+) で 0.52 である。

以上より、検討ケース① (基本ケース) において、曲げ軸力照査に対する最大照査値が 0.77 であり、せん断力照査に対する照査値が 0.52 であることから、曲げ軸力照査及びせん断力照査により最大となる地震動それぞれ 1 波を追加検討ケース用の地震動として選定する。

全部材のうち最も厳しい照査値となった地震動は、曲げ軸力及びせん断力照査対象ともに S_s-3 1 (H+, V+) である。

3.4 更なる追加検討ケースの実施について

本項では、防潮堤（鋼製防護壁）の耐震評価における更なる追加検討ケースの必要性について検討を進める。検討に当たっては、解析断面ごとに、図8に示す選定フローを参照する。

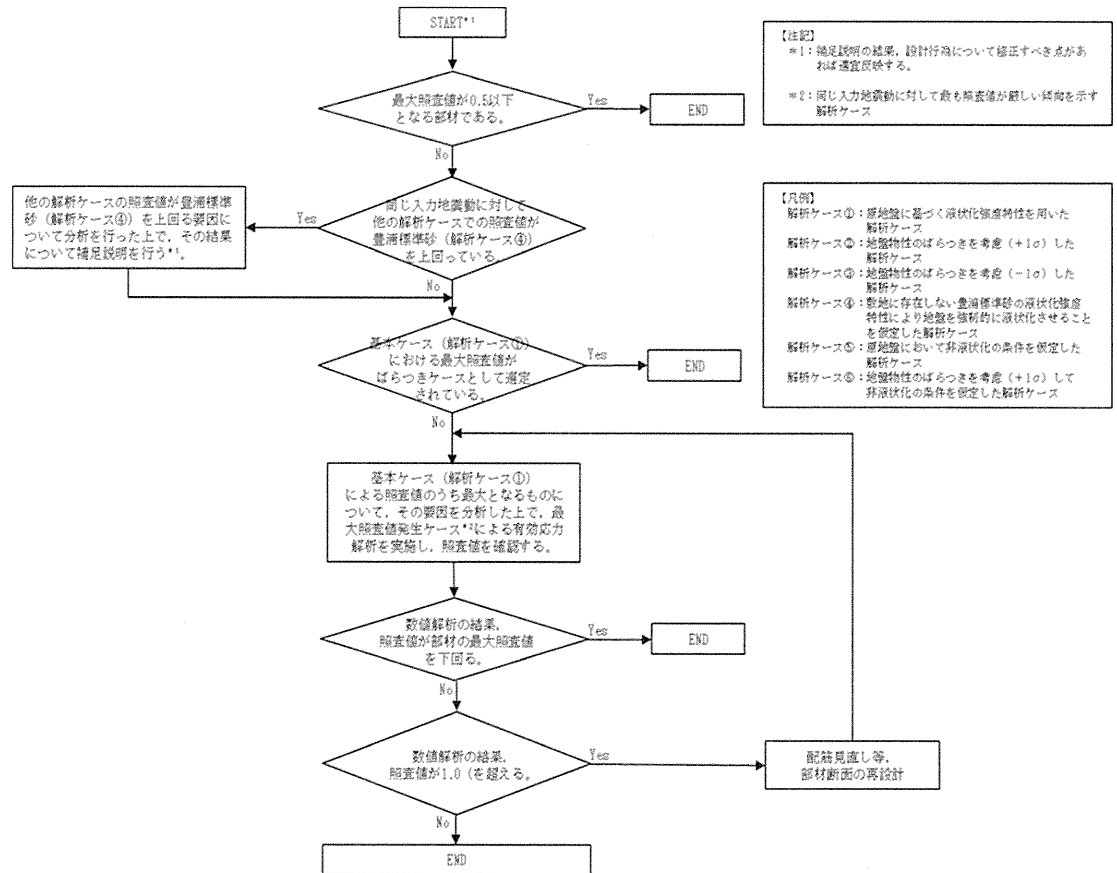


図8 更なる追加検討ケースの選定フロー

3.4.1 堤軸方向（①－①断面）における検討結果

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸方向（①－①断面）の解析モデルを図9に示す。また、当該断面において、部材の照査値が0.5を上回る評価項目及び評価対象部材を表10に示す。

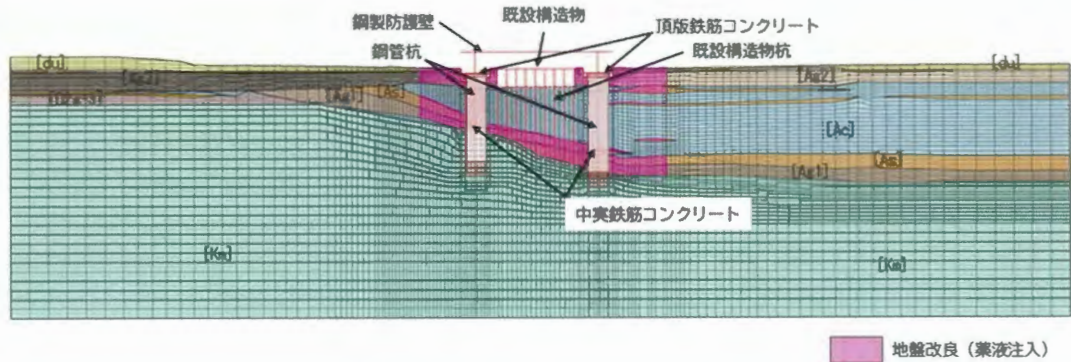


図9 解析モデル（①－①断面）

表10 堤軸方向（①－①断面）における照査結果

（中実鉄筋コンクリート（南基礎））

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.66					
	H+, V-	0.66					
	H-, V+	0.67					
	H-, V-	0.66					
S _s -11		0.38					
S _s -12		0.55					
S _s -13		0.53					
S _s -14		0.38					
S _s -21		0.61					
S _s -22		0.43					
S _s -31	H+, V+	0.75	0.73	0.76	0.80	0.75	0.73
	H-, V+	0.74					

（中実鉄筋コンクリート（北基礎））

地震動	地盤ケース	せん断力照査					
		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.46					
	H+, V-	0.46					
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.49					
S _s -11		0.29					
S _s -12		0.44					
S _s -13		0.42					
S _s -14		0.34					
S _s -21		0.46					
S _s -22		0.29					
S _s -31	H+, V+	0.55	0.55	0.56	0.56	0.56	0.55
	H-, V+	0.55					

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸方向（①－①断面）においては、南北それぞれの基礎がモデル化されており、特に中実鉄筋コンクリートにおいて0.5を上回る照査値を確認した。最大照査値となる検討ケースについて、地震動はS_s-31（H+, V+）、地盤ケースは④（豊浦標準砂）である。

地盤ケース①（基本ケース）において、S_s-31（H+, V+）以外に照査値が厳しい地震動としてS_s-D1（H-, V+）が挙げられるが、照査値は0.67であり、地震動の選定根拠である最大照査値（0.75）よりも十分に小さいことから、S_s-D1（H-, V+）による更なる追加検討は不要と判断する。

3.4.2 堤軸直交方向（③－③断面）南基礎における検討結果

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸直交方向（③－③断面）の解析モデルを図10に示す。また、当該断面において、部材の照査値が0.5を上回る評価項目及び評価対象部材を表11に示す。

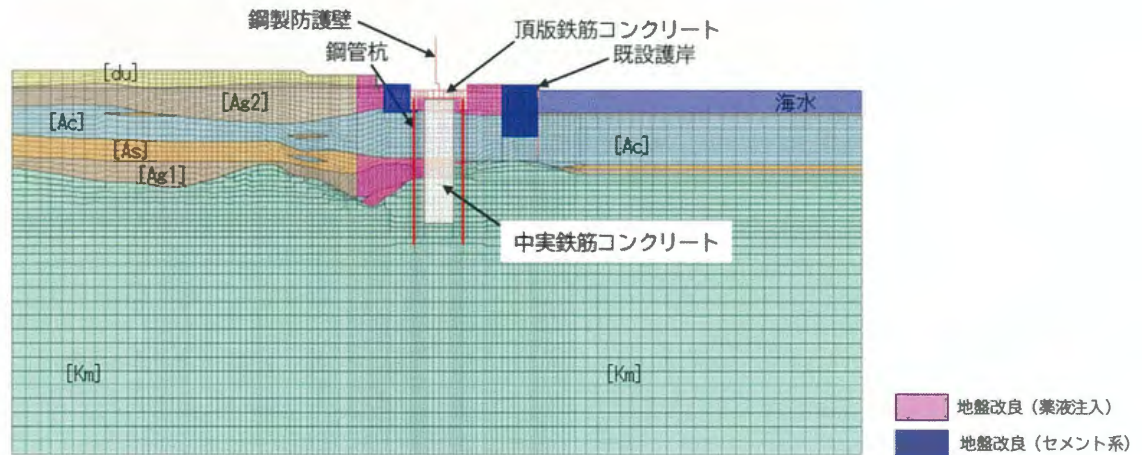


図10 解析モデル（③－③断面）

表11 堤軸直交方向（③－③断面）南基礎における照査結果
（頂版鉄筋コンクリート）

地震動		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.52					
	H+, V-	0.51					
	H-, V+	0.59	0.59	0.59	0.60	0.61	0.61
	H-, V-	0.62	0.61	0.63	0.63	0.65	0.65
S _s -11		0.31					
S _s -12		0.32					
S _s -13		0.34					
S _s -14		0.29					
S _s -21		0.37					
S _s -22		0.37					
S _s -31	H+, V+	0.60					
	H-, V+	0.48					

（中実鉄筋コンクリート）

地震動		せん断力照査					
地盤ケース		①	②	③	④	⑤	⑥
S _s -D1	H+, V+	0.57					
	H+, V-	0.58					
	H-, V+	0.66	0.65	0.66	0.67	0.63	0.64
	H-, V-	0.66	0.66	0.67	0.67	0.64	0.64
S _s -11		0.34					
S _s -12		0.38					
S _s -13		0.43					
S _s -14		0.37					
S _s -21		0.44					
S _s -22		0.43					
S _s -31	H+, V+	0.66					
	H-, V+	0.57					

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸直交方向（③－③断面）においては、南基礎がモデル化されており、特に頂版鉄筋コンクリート（曲げ）及び中実鉄筋コンクリート（せん断）において0.5を上回る照査値を確認した。頂版鉄筋コンクリート（曲げ）にて最大照査値となる検討ケースはS_s-D1（H-, V-）、地盤ケース⑥（+1σ、非液状化）であるが、中実鉄筋コンクリート（せん断）にて最大照査値となる検討ケースはS_s-D1（H-, V+）、地盤ケース④（豊浦標準砂）であり、部材によって傾向が異なる。

地盤ケース①（基本ケース）において、S_s-D1以外に照査値が厳しい地震動としてS_s-31（H+, V+）が挙げられるが、照査値は地震動の選定根拠である各最大照査値（0.62, 0.66）と同程度以下であり、加えて、堤軸方向（①－①断面）におけるS_s-31（H+, V+）の評価結果より、照査値の増幅程度は軽微であることが推察できることから、更なる追加検討は不要と判断する。

3.4.3 堤軸直交方向（②-②断面）北基礎における検討結果

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸直交方向（②-②断面）の解析モデルを図 11 に示す。また、当該断面において、部材の照査値が 0.5 を上回る評価項目及び評価対象部材を表 12 に示す。

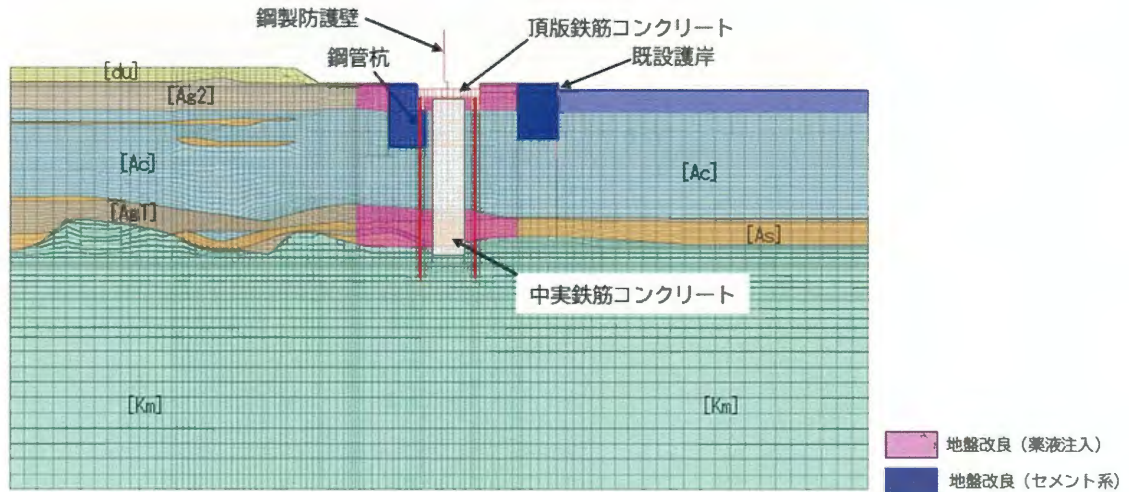


図 11 解析モデル（②-②断面）

表 12 堤軸直交方向（②-②断面）北基礎における照査結果

（鋼管杭）

検討ケース		曲げ軸力照査（圧縮応力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.47					
	H+, V-	0.47					
	H-, V+	0.50					
	H-, V-	0.50					
S _g -11		0.22					
S _g -12		0.30					
S _g -13		0.29					
S _g -14		0.29					
S _g -21		0.26					
S _g -22		0.27					
S _g -31	H+, V+	0.49	0.48	0.50	0.52	0.47	0.45
	H-, V+	0.40					

（頂版鉄筋コンクリート）

地盤ケース		曲げ軸力照査（鉄筋曲げ軸力）					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.72					
	H+, V-	0.69					
	H-, V+	0.77					
	H-, V-	0.69					
S _g -11		0.31					
S _g -12		0.37					
S _g -13		0.41					
S _g -14		0.38					
S _g -21		0.50					
S _g -22		0.38					
S _g -31	H+, V+	0.77	0.75	0.78	0.78	0.73	0.71
	H-, V+	0.71					

（中実鉄筋コンクリート）

地盤ケース		せん断力照査					
地震動		①	②	③	④	⑤	⑥
S _g -D1	H+, V+	0.50					
	H+, V-	0.48					
	H-, V+	0.49					
	H-, V-	0.50					
S _g -11		0.26					
S _g -12		0.33					
S _g -13		0.34					
S _g -14		0.34					
S _g -21		0.31					
S _g -22		0.32					
S _g -31	H+, V+	0.52	0.51	0.51	0.50	0.51	0.51
	H-, V+	0.46					

防潮堤（鋼製防護壁）の堤軸直交方向（②-②断面）においては、北基礎がモデル化されており、特に鋼管杭（曲げ）、頂版鉄筋コンクリート（曲げ）及び中実鉄筋コンクリート（せん断）において 0.5 を上回る照査値を確認した。鋼管杭（曲げ）及び頂版鉄筋コンクリート（曲げ）にて最大照査値となる検討ケースは S_g-31（H+, V+）、地盤ケース④（豊浦標準砂）であるが、中実鉄筋コンクリート（せん断）にて最大照査値となる検討ケースは

S_s-3 1 (H+, V+), 地盤ケース① (基本ケース) であり, 部材によって傾向が異なる。

地盤ケース① (基本ケース) において, S_s-3 1 (H+, V+) 以外に照査値が厳しい地震動として S_s-D 1 が挙げられるが, 照査値は地震動の選定根拠である各最大照査値 (0.49, 0.77, 0.52) と同程度以下であり, 加えて, 提軸直交方向 (③-③断面) における S_s-D 1 の評価結果より, 照査値の増幅程度は軽微であることが推察できることから, 更なる追加検討は不要と判断する。

(参考 16) 頂版鉄筋コンクリートの施工順序について

頂版鉄筋コンクリートは、アンカーボルト、中詰め鉄筋コンクリート、中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート及び鋼管杭に接合され、複雑な構造となる。ここでは、アンカーボルトに着目して施工順序を示す。

アンカーボルトの配置を踏まえた頂版鉄筋コンクリートの施工順序においては、補足説明資料「補足-27（防潮堤（鋼製防護壁）の設計変更に係る補足説明）」に記載したとおりである。アンカーボルトは図1に示すとおり、頂版鉄筋コンクリート（1リフト）施工後に固定用治具により配置する。

頂版鉄筋コンクリートの施工は、中実鉄筋コンクリート、巻立てコンクリートから立ち上がる軸方向鉄筋（鉛直方向）、頂版鉄筋コンクリートの鉄筋を配置するために必要となる鉄筋架台及び治具によって固定されたアンカーボルトが配置された状態で行う。よって、鉄筋組立において相互に干渉し合うことがない施工成立性の確認を行った。3次元CADにより、同補足-27に記載した頂版鉄筋コンクリートの施工順序を模擬し、鉄筋組立が可能であることを確認した。

図2に3次元CADによる頂版鉄筋コンクリート（1リフト）施工後のアンカーボルト配置状況図を、図3に3次元CADによる頂版鉄筋コンクリート（2リフト）の鉄筋組立完了状況図を示す。

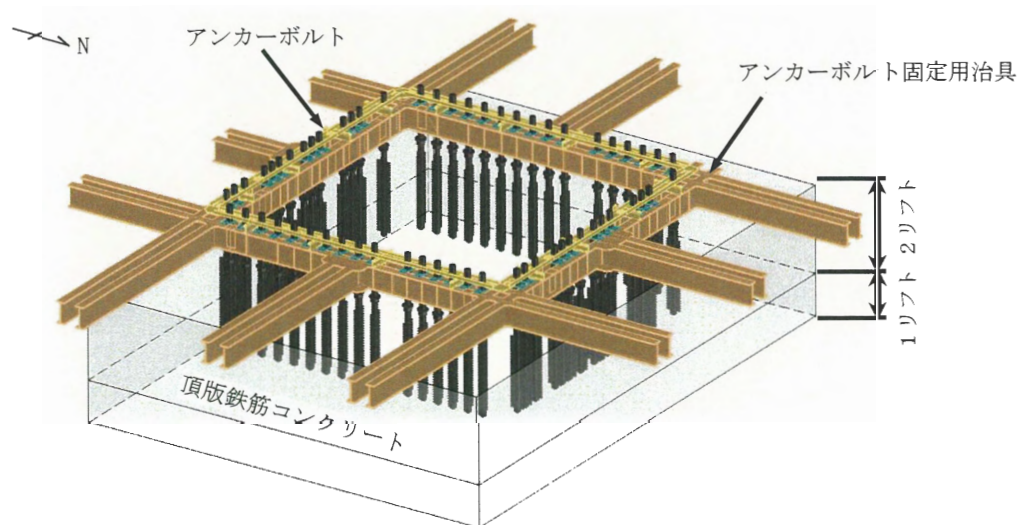
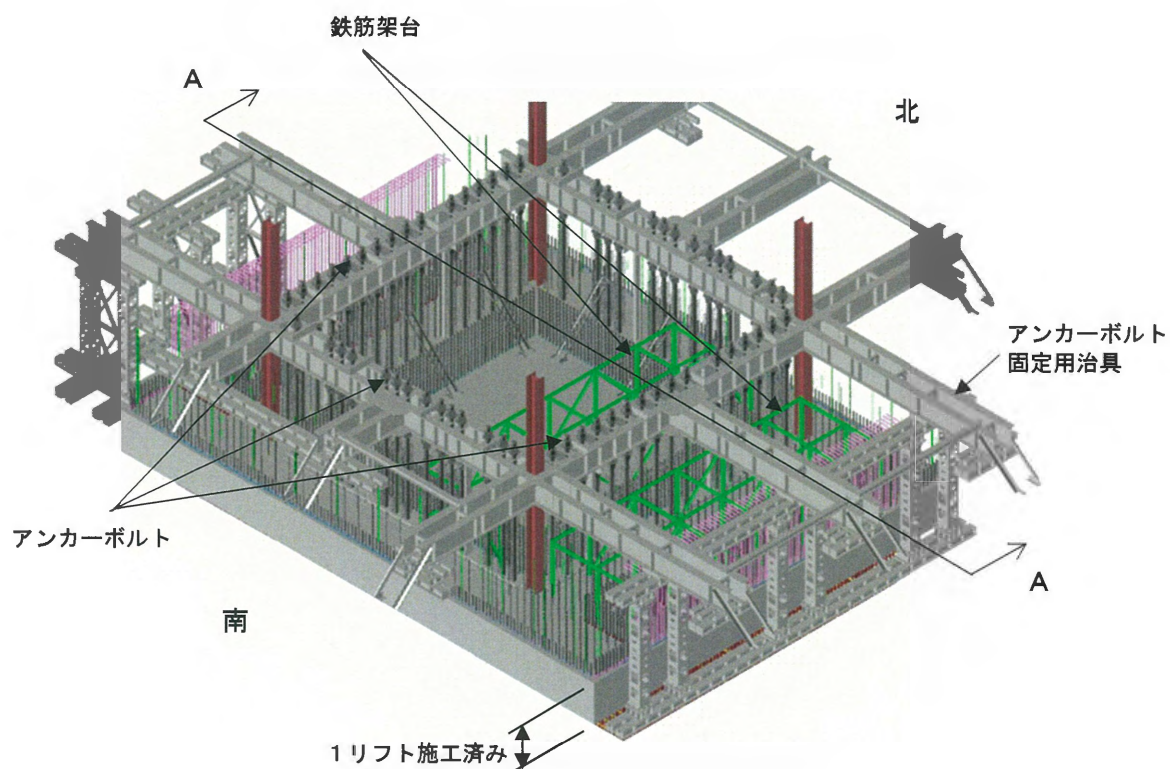


図1 頂版鉄筋コンクリート（1リフト）施工後のアンカーボルト配置状況



3次元CADによるモデル化

図2 頂版鉄筋コンクリート（1リフト）施工後のアンカーボルト配置状況図

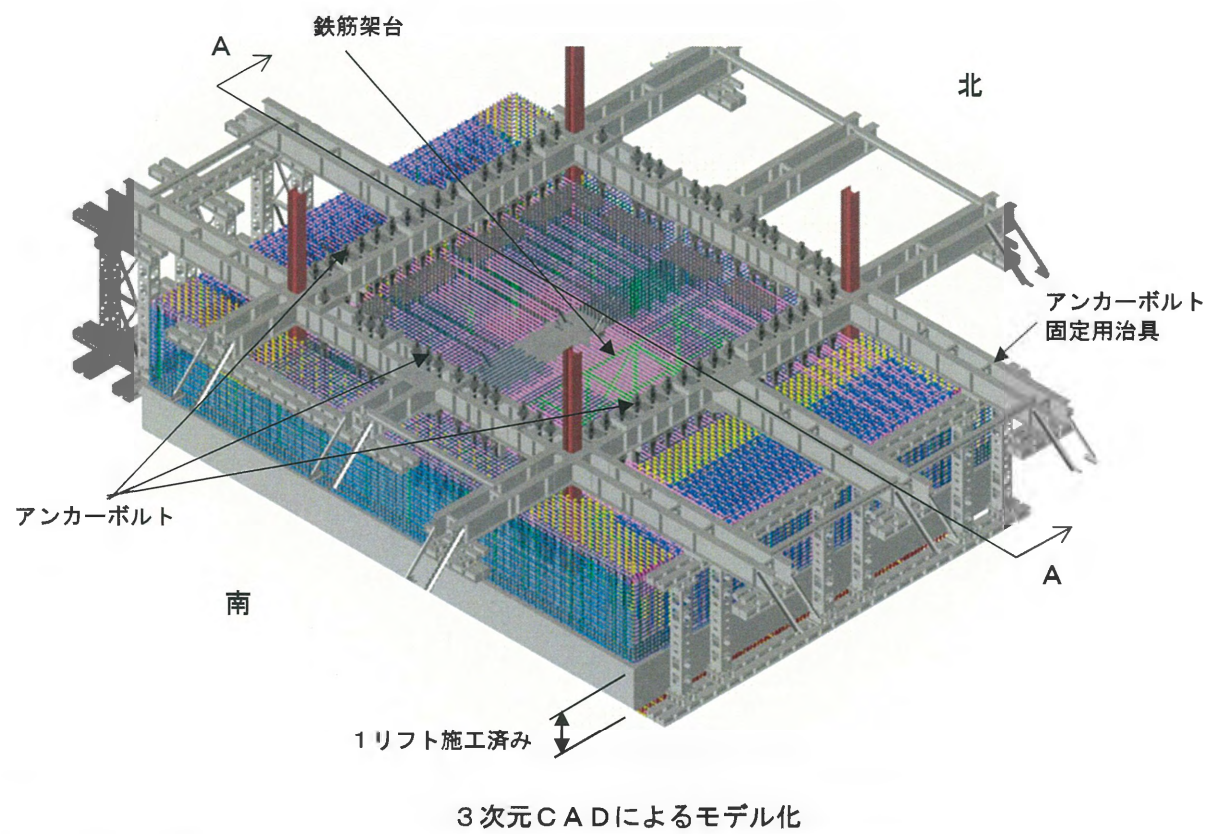


図3 頂版鉄筋コンクリート（2リフト）の鉄筋組立完了状況図

頂版鉄筋コンクリート施工完了後，地組で大型ブロック化した鋼製防護壁をアンカーボルトの配置に合わせて一括仮設する。図4に大型ブロック化した鋼製防護壁とアンカーボルトとの接合イメージ図を示す。

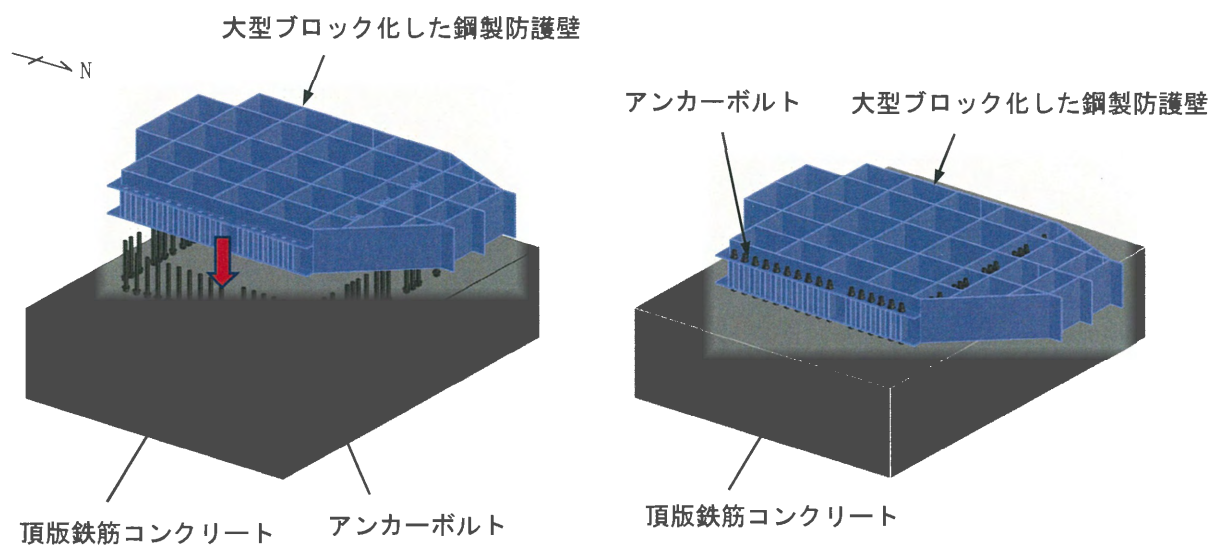


図4 大型ブロック化した鋼製防護壁とアンカーボルトとの接合イメージ図（南基礎）

(参考 17) 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せに関する評価について

防潮堤（鋼製防護壁）の鋼製防護壁及び接合部は、3次元動的フレーム解析モデルを用いて水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した設計を行っている。一方、鋼製防護壁基礎は 2 次元有効応力解析モデルを用いて水平 1 方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した設計を行っている。

鋼製防護壁基礎における水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せについて検討を行う。

1. 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材

1.1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価部材の抽出

鋼製防護壁基礎は、中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートで構成される。

水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材を表 1 に、鋼製防護壁基礎の構造概念図を図 1 に示す。

表 1 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材

部材	構造形式
中実鉄筋コンクリート	矩形
巻立て鉄筋コンクリート	矩形
巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭	管形
鋼管杭	管形
頂版鉄筋コンクリート	版（スラブ）

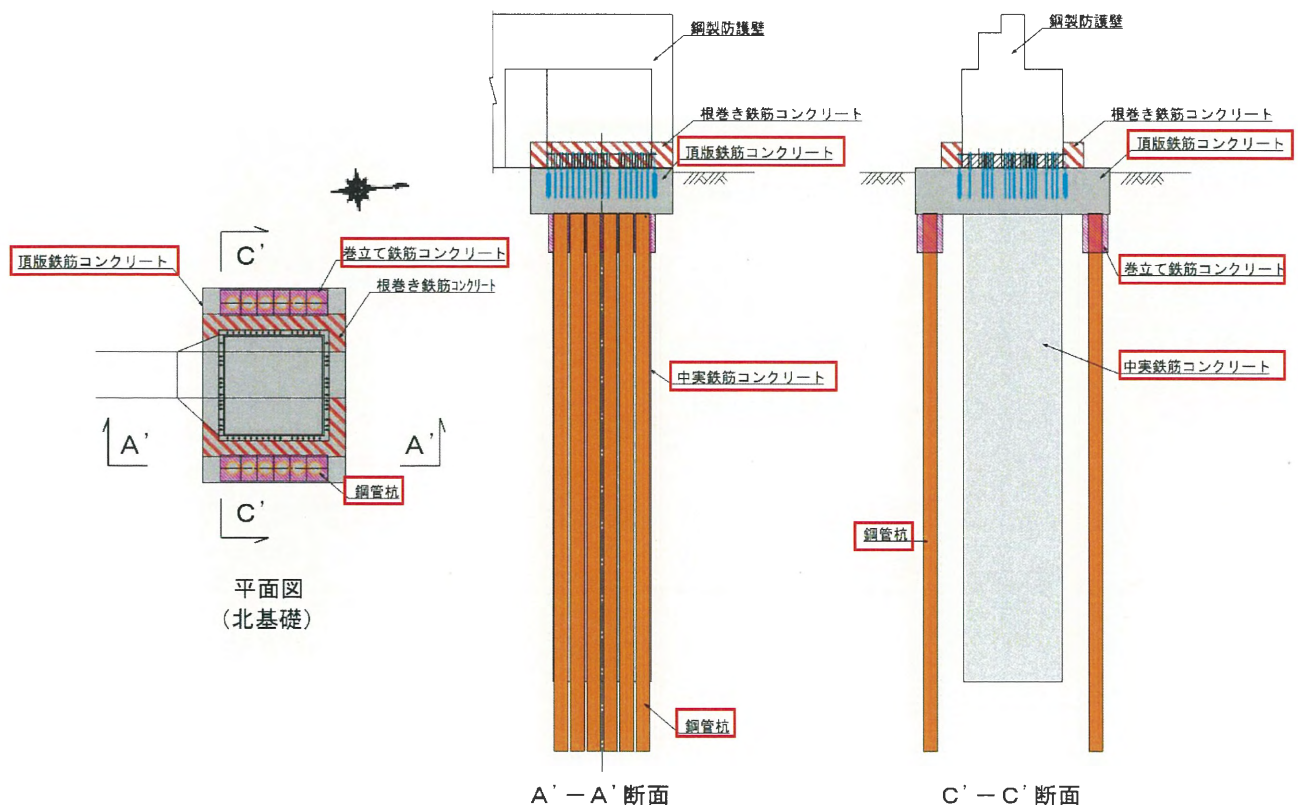


図 1 鋼製防護壁基礎の構造概念図（北基礎）

1.2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材の選定

水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材を選定した結果を表2～表4に示す。

中実鉄筋コンクリート及び巻立て鉄筋コンクリートは、曲げ軸力に対して全断面で抵抗する鉄筋コンクリート構造として設計している。このため、各方向から作用する荷重に対する負担部材を個別に分離して評価することができないことから、本検討における評価対象とする。せん断力に対しては、各方向から作用する荷重を各方向の鉄筋により個別に負担する設計としている。このため、各方向の荷重を受け持つ部材を分離して評価することが可能であることから、本検討における評価対象とはしない。

巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭及び鋼管杭は、曲げ軸力及びせん断力に対して全断面で抵抗する鋼構造として設計している。このため、各方向から作用する荷重に対する負担部材を個別に分離して評価することができないことから、本検討における評価対象とする。

頂版鉄筋コンクリートの曲げ圧縮力及びせん断力に対しては、全断面で抵抗する鉄筋コンクリート構造として設計している。このため、各方向から作用する荷重に対する負担部材を個別に分離して評価することができないことから、本検討における評価対象とする。曲げ引張力に対しては、各方向から作用する荷重を各方向の鉄筋により個別に負担する設計としている。このため、各方向の荷重を受け持つ部材を分離して評価することが可能であることから、本検討における評価対象とはしない。

表2 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材の選定(矩形)

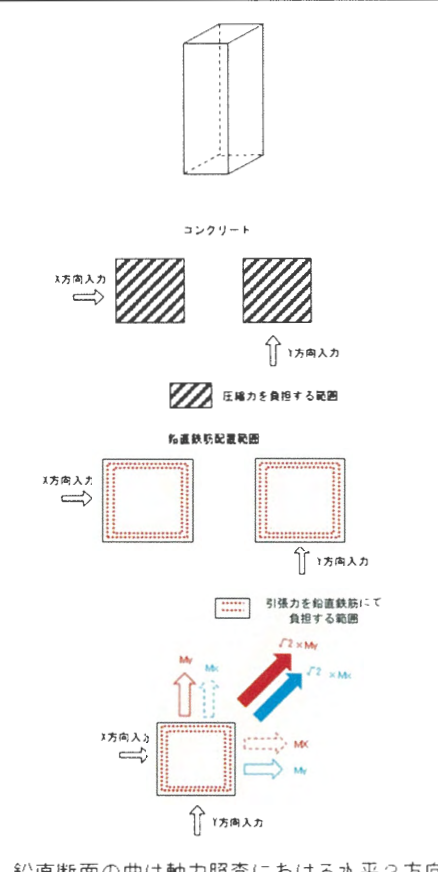
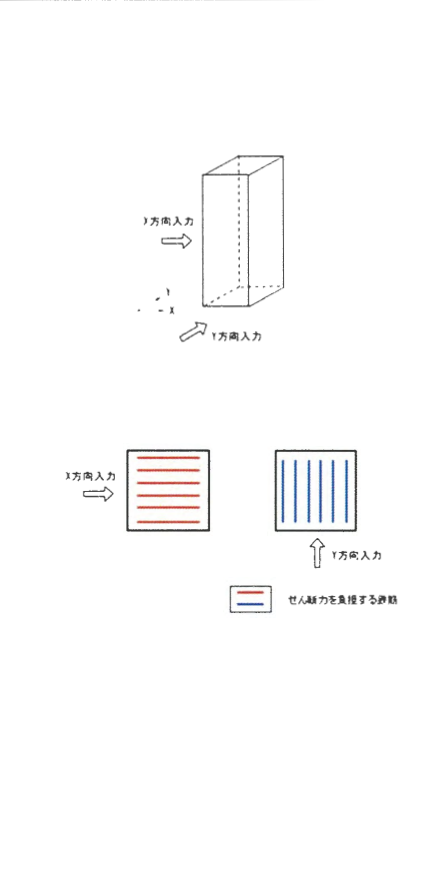
部材 (構造形式)	中実鉄筋コンクリート 巻立て鉄筋コンクリート (矩形)	
荷重の作用状況による 鉄筋コンクリートの 負担	曲げ軸力  鉛直断面の曲げ軸力照査にあける水平2方向 地震力の考慮	せん断力  せん断力を負担する鉄筋
水平2方向及び鉛直方向 地震力に対する設計 方針	曲げ軸力に対しては、各曲げ方向に対し全断面の鉄筋コンクリートで負担できる設計とする。保守的に断面力を$\sqrt{2}$倍した場合の応力に対して評価する。	せん断力に対しては、各方向から作用するせん断力に対し各方向の鉄筋で負担できる設計とする。各断面方向のせん断力照査を満足することで、水平2方向及び鉛直方向地震力に対する安全性を確認する。
評価 (水平2方向及び鉛直 方向地震力に対する評 価の実施)	○ 曲げ軸力に対して、各方向から作用する荷重に対し負担する部材を分離できないため、評価の対象とする。	× せん断力に対して、各方向から作用する荷重に対し負担する部材を分離できるため、評価の対象としない。

表 3 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材の選定（管形）

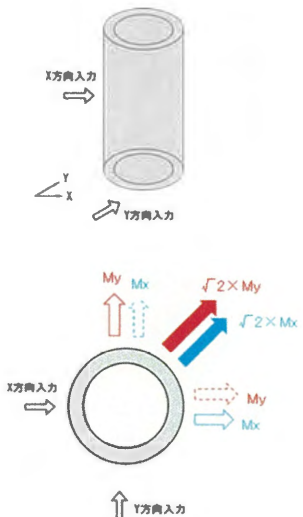
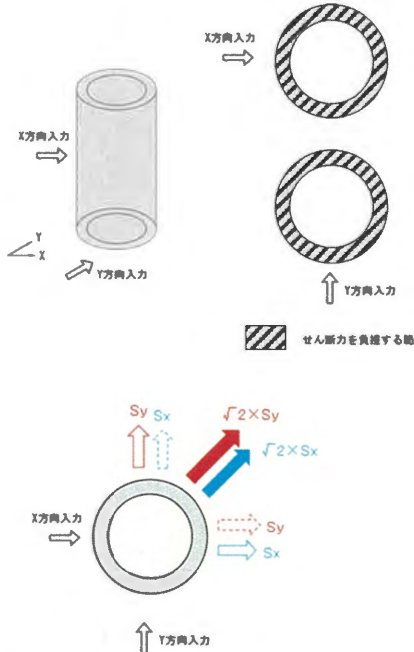
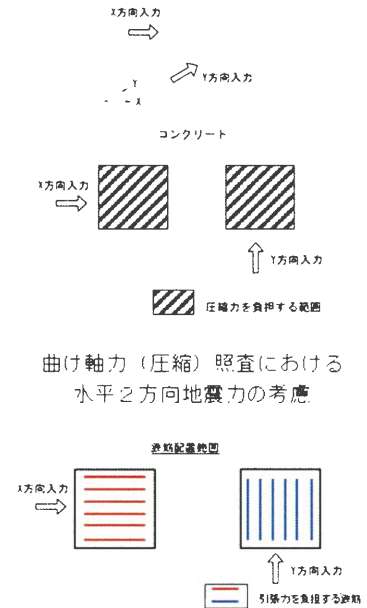
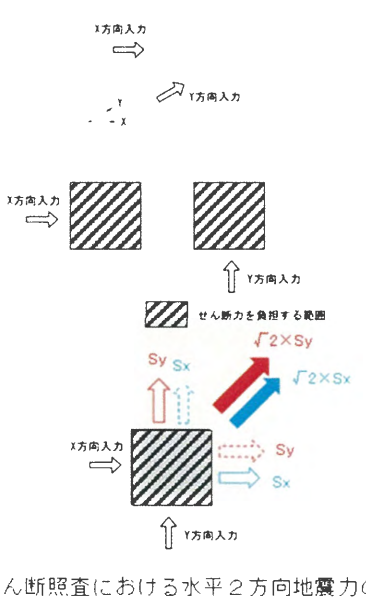
部材 (構造形式)	巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭 鋼管杭 (管形)	
	曲げ軸力	せん断力
荷重の作用状況による 鋼材の負担	 鉛直断面の曲げ軸力照査における水平 2 方向 地震力の考慮	 せん断照査における水平 2 方向地震力の考慮
水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する設計方針	曲げ軸力に対しては、各曲げ方向に対し全断面の鋼材で負担できる設計とする。保守的に断面力を $\sqrt{2}$ 倍した場合の応力に対して評価する。	せん断力に対しては、各せん断方向に対し全断面の鋼材で負担できる設計とする。保守的に断面力を $\sqrt{2}$ 倍した場合の応力に対して評価する。
評価 (水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する評価の実施)	○ 曲げ軸力に対して、各方向から作用する発生応力に対し負担する鋼材を分担できないため、評価の対象とする。	○ せん断力に対して、各方向から作用する発生せん断力に対し負担する鋼材を分担できないため、評価の対象とする。

表 4 水平 2 方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価対象部材の選定 (版 (スラブ))

部材 (構造形式)	頂版鉄筋コンクリート (版 (スラブ))	
荷重の作用状況による 鉄筋コンクリートの 負担	曲げ軸力	せん断力
	 曲げ軸力 (圧縮) 照査における 水平 2 方向地震力の考慮 鉄筋配置範囲 引張力を負担する鉄筋	 せん断照査における水平 2 方向地震力の考慮
水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する設計方針	曲げ圧縮力に対しては、各曲げ方向に対し全断面の鉄筋コンクリートで負担できる設計とする。保守的に断面力を $\sqrt{2}$ 倍した場合の応力に対して評価する。 曲げ引張力に対しては、各曲げ方向に対し各方向の鉄筋で負担できる設計とする。各断面方向の曲げ引張照査を満足することで、水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する安全性を確認する。	せん断力に対しては、各せん断方向に対し全断面の鉄筋コンクリートで負担できる設計とする。保守的に断面力を $\sqrt{2}$ 倍した場合の応力に対して評価する。
評価 (水平 2 方向及び鉛直方向地震力に対する評価の実施)	圧縮：○、引張：×	○
	曲げ圧縮力に対して、各方向から作用する荷重に対し負担する部材 (コンクリート) を分離できないため、評価の対象とする。 曲げ引張力に対しては、各方向から作用する荷重に対し負担する部材 (鉄筋) を分離できるため、評価の対象としない。	せん断力に対しては、各方向から作用する荷重に対し負担する部材を分離できないため、評価の対象とする。

2. 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せの評価結果

1.2 で選定した部材について、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮して評価する。

評価は、選定した部材について、「4.11(1) 鋼製防護壁基礎の評価結果」において照査値が最大となった検討ケースの断面力を保守的に $\sqrt{2}$ 倍し、これにより算出した応力度を用いて行う。水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した評価の結果、照査値が1.0を下回ることを確認した。評価結果を表5に示す。

表5 水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮した評価

部材	南北	評価位置	照査項目			地震動ケース	地盤のばらつきケース	最大照査値	
								水平1方向及び鉛直方向地震力の組合せ	水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せ
中実鉄筋コンクリート	北基礎	—	曲げ軸力	堤軸	圧縮	S_s-31 (H+, V+)	④	0.34	0.49
	北基礎	—	曲げ軸力	堤軸	引張	S_s-31 (H-, V+)	①	0.41	0.58
鋼管杭	北基礎	E	曲げ軸力	堤軸直交	圧縮	S_s-31 (H+, V+)	④	0.52	0.74
	北基礎	W	曲げ軸力	堤軸直交	引張	S_s-31 (H+, V+)	④	0.28	0.40
	北基礎	E	せん断力	堤軸直交	せん断	S_s-D1 (H-, V+)	①	0.06	0.09
巻立て鉄筋コンクリート	北基礎	北-東側	曲げ軸力	堤軸直交	圧縮	S_s-D1 (H-, V+)	①	0.17	0.25
	北基礎	北-西側	曲げ軸力	堤軸直交	引張	S_s-31 (H+, V+)	②	0.17	0.25
巻立て鉄筋コンクリートの鋼管杭	北基礎	北-東側	曲げ軸力	堤軸直交	圧縮	S_s-D1 (H-, V+)	①	0.11	0.16
	北基礎	北-西側	曲げ軸力	堤軸直交	引張	S_s-31 (H+, V+)	②	0.19	0.27
	北基礎	北-西側	せん断力	堤軸直交	せん断	S_s-D1 (H-, V+)	①	0.02	0.03
頂版鉄筋コンクリート	北基礎	北-西側	曲げ軸力	堤軸直交	圧縮	S_s-31 (H-, V+)	①	0.30	0.43
	南基礎	—	せん断力	堤軸	せん断	S_s-31 (H-, V+)	①	0.30	0.43

3. まとめ

鋼製防護壁基礎において、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せに対して考慮が必要な中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート内の鋼管杭、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートについて、評価を行った。評価の結果、水平2方向及び鉛直方向地震力の組合せを考慮しても、照査値が1.0を下回ることを確認した。

(参考 18) 頂版鉄筋コンクリートに発生する軸力について

「4.11.2 (1) e 頂版鉄筋コンクリート」の軸力図において、頂版鉄筋コンクリートの南端又は北端に大きな軸力が発生している。

図 1 に頂版鉄筋コンクリートの軸力図を示す。図 1 のとおり 2 次元有効応力解析において、地震力が作用すると、地盤内に中実鉄筋コンクリートを水平方向に押す力（主働）と抵抗する力（受働）が発生する。これに伴い中実鉄筋コンクリート及び頂版鉄筋コンクリートの南端又は北端に変位が生じるため、頂版鉄筋コンクリートの南端又は北端に軸力が発生する。

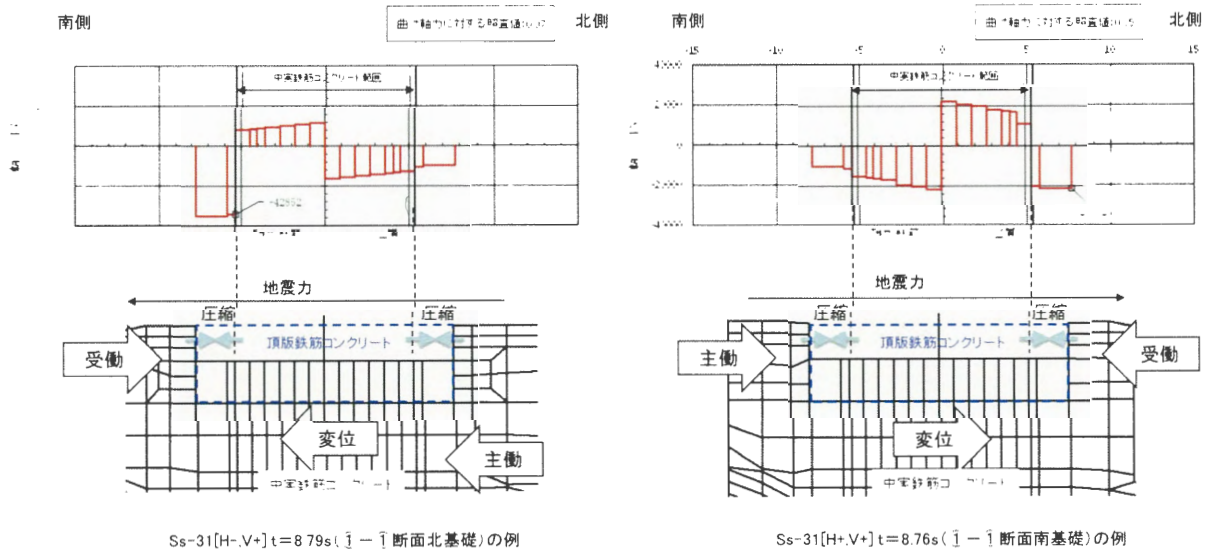


図 1 頂版鉄筋コンクリートの軸力図

(参考 19) 地震応答解析結果の既工認と構造変更後の比較について

地震応答解析結果の最大せん断ひずみ分布、過剰間隙水圧比分布及び最大水平加速度分布について、既工認と構造変更後の結果を比較した。比較においては、同一地震動、同一地盤ケースを対象とし、各応答値が大きく算定される地盤ケース④を選定した。

最大せん断ひずみ及び最大過剰間隙水圧比は、地盤改良（薬液注入）による液状化対策を行うため、既工認に比べ小さくなる傾向が浅層部で顕著に現れている。最大水平加速度については、既工認では護岸下端で局所的な増幅が見られていたが、構造変更後では解消していることを確認した。

以上のことから、液状化対策の効果が合理的に評価されているものと判断できる。

地震応答解析結果の比較を図 1 及び図 2 に示す。

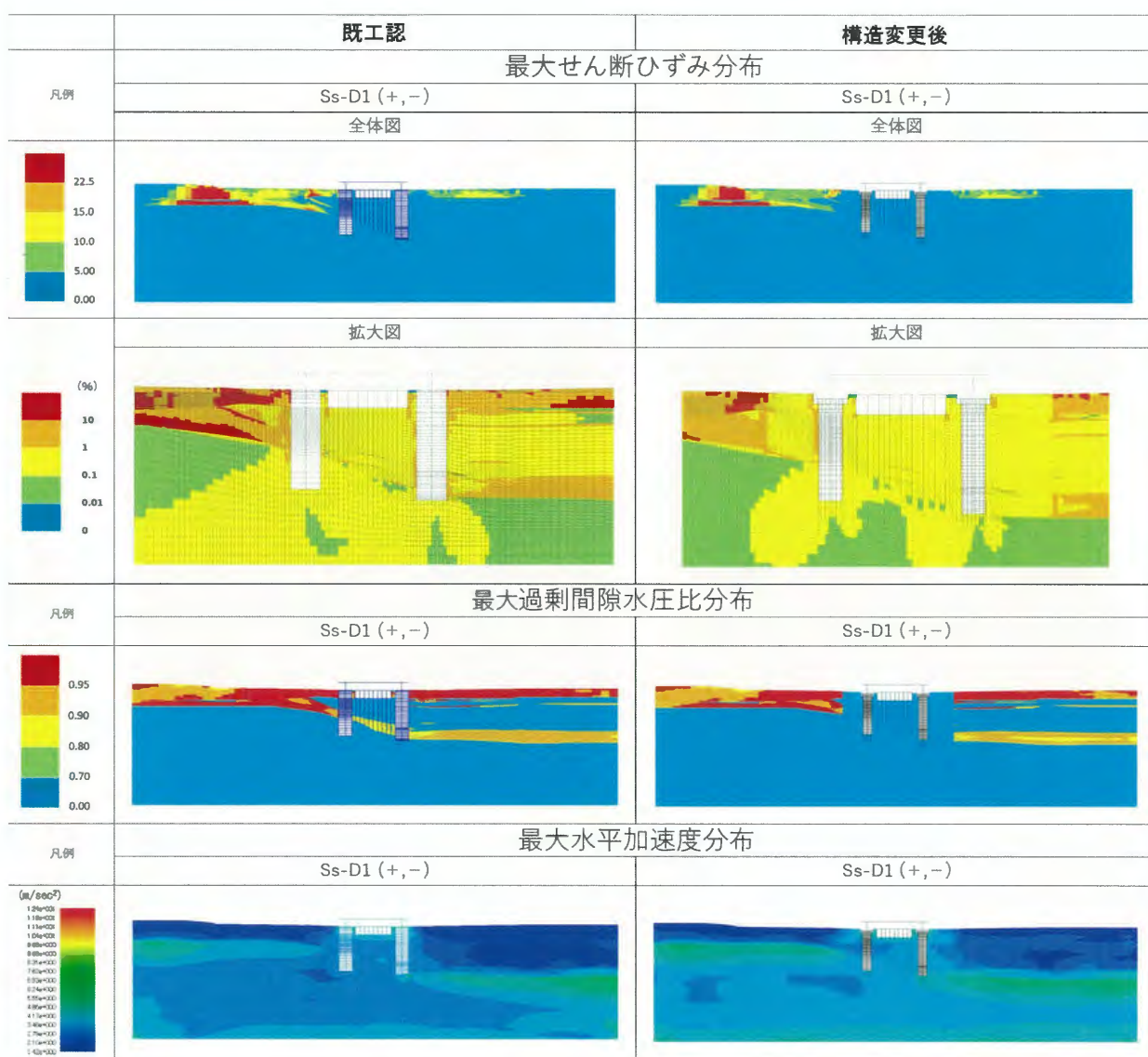


図 1 地震応答解析結果の比較（①－①断面）

（地盤ケース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）

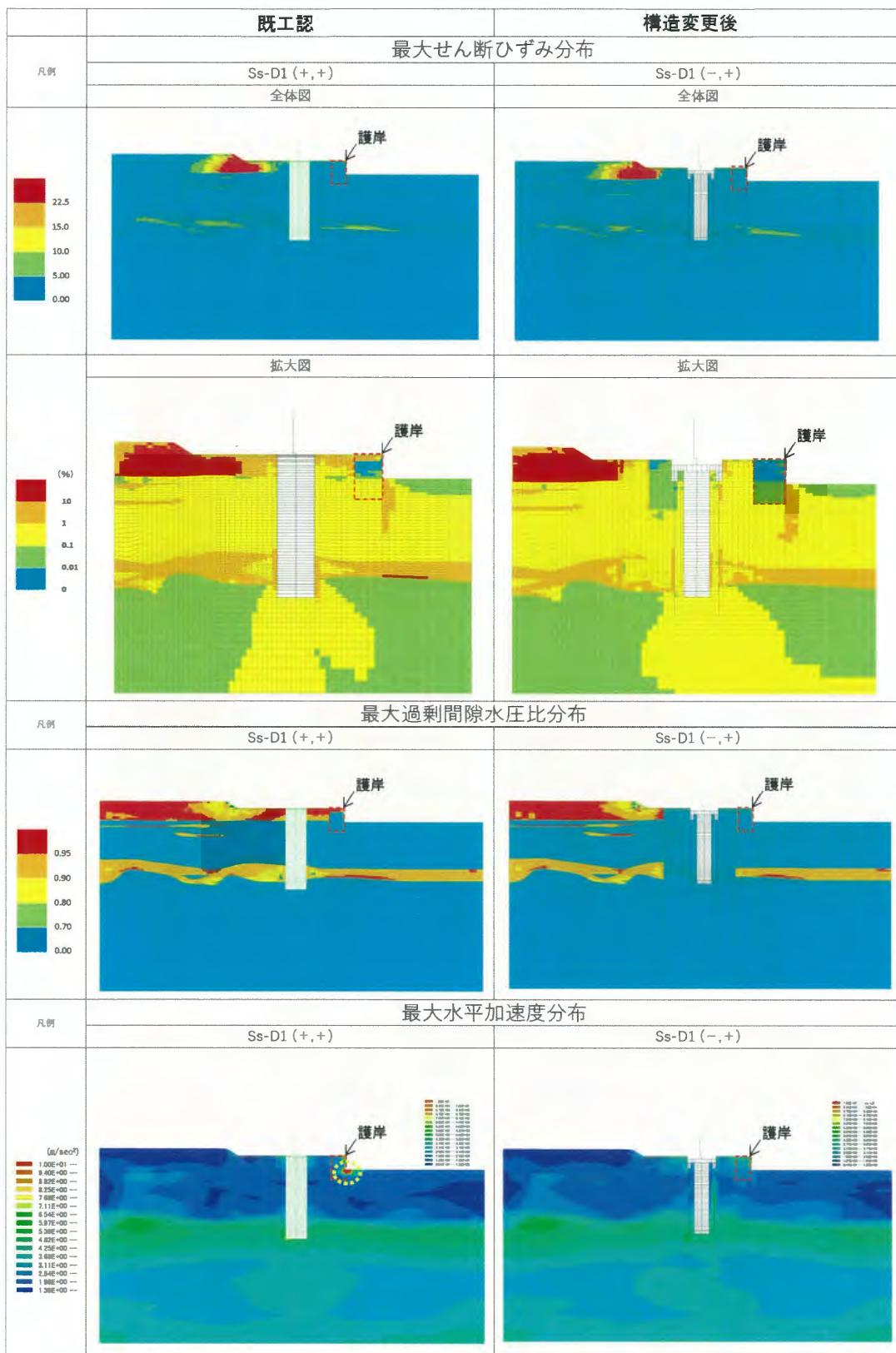


図2 地震応答解析結果の比較 (②-②断面)
 (地盤ケース④：敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により
 地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース)

(参考 20) 基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価について

構造変更後の基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価を示す。

2次元有効応力解析によって算出される杭頭の引張力が、下記の算出式(式1)より求めた極限引抜き抵抗以下となることを確認する。極限引抜き抵抗は、南北基礎直近のボーリング柱状図をもとに算出する。極限引抜き抵抗の算出に用いる地盤のせん断強度(CU強度)を表1に、鋼管杭の全長にわたるせん断強度の算定結果を表2に示す。なお、鋼管杭の周囲には、先行掘削孔との間に原地盤よりも強度の高い均質置換土(セメントベントナイト)が存在するが、評価に当たっては当該均質置換土の効果を見込まず、原地盤のせん断強度を用いて保守的に評価する。

鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果を表3～表6に示す。その評価結果は、南基礎においてはS₃-31〔H+, V+〕(地盤ケース①, ③-③断面)で最大の12842 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗136511 kN以下であり、北基礎においてはS₃-31〔H+, V+〕(地盤ケース③, ②-②断面)で最大の15107 kNとなり、地盤の極限引抜き抵抗133482 kN以下であることを確認した。

なお、鋼管杭に対する引抜き抵抗は、「道路橋示方書(IV下部構造編)・同解説(日本道路協会, 平成24年3月)」において、レベル2地震時には評価対象としていない。ここで、S₃地震動はレベル2相当を上回る規模の地震である。

$$P_u = U \sum (L_i \cdot CU_i) \quad (\text{式 1})$$

ここで、

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗 (kN)

U : 杭の腐食しろ 1 mm を考慮した周長 (m)

L_i : 引抜き抵抗を考慮する層の層厚 (m)

CU_i : 引抜き抵抗を考慮する層のせん断強度 (kN/m²)

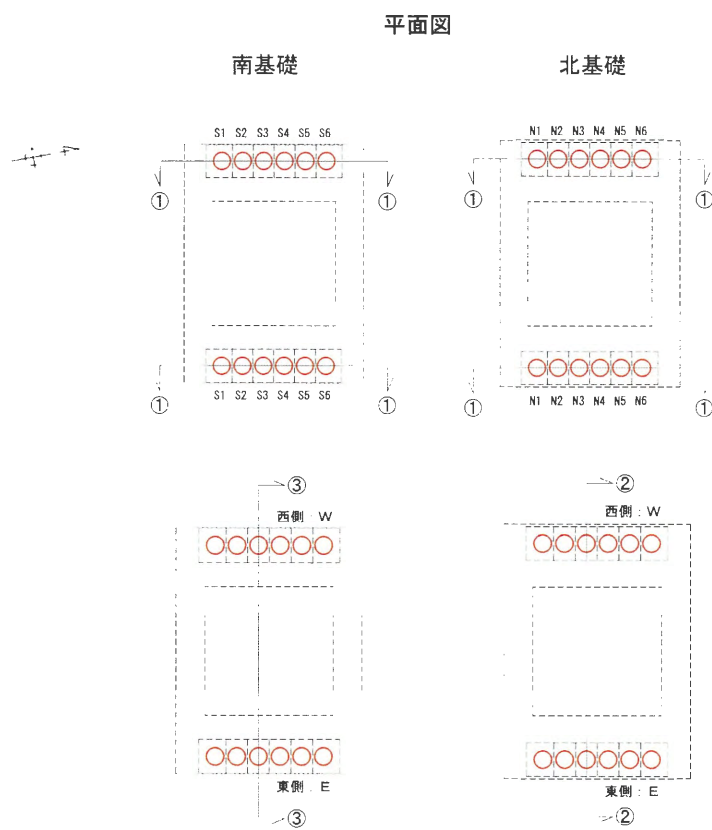
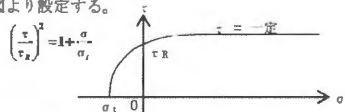


図1 杭記号位置図（鋼管杭）

表 1 地盤のせん断強度 (CU強度)

項目		第四系											新第三系	
		f1層	du層	Ag2層	Ac層	As層	Ag1層	D2c-3層	D2s-3層	D2g-3層	1m層	D1c-1層	D1g-1層	Km層
物理特性	密度 ρ_t (g/cm ³) (※1)	1.82	1.89	—	—	—	1.77	1.92	2.15	1.43	1.77	1.89	—	
		1.98	2.01	1.65	1.74	2.01				1.47		2.01	$1.72-1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
静的変形特性	静弾性係数 (N/mm ²)	$4.00+190 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	11.4	$21.1+14.8 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$16.0+48.3 \cdot \sigma c'$	$83.4+180 \cdot \sigma c'$	$7.26+19.6 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$10.5+142 \cdot \sigma c'$	$221-2.23 \cdot Z$	
動的変形特性	初期せん断剛性 G_0 (N/mm ²) (※1)	80.3	109	—	—	—	129	249	538	24.8	139	287	—	
		87.3	116	$\rho_{sat}/1000 \times Vs^2$ $Vs=153-1.54z$	$\rho_{sat}/1000 \times Vs^2$ $Vs=211-1.19z$	246						306	$\rho_t/1000 \times Vs^2$ $Vs=433-0.771 \cdot Z$	
	動ポアソン比 ν_d (※1)	0.385	0.286	—	—	—	0.488	0.465	0.462	0.494	0.487	0.382	—	
		0.493	0.491	0.436	0.464	0.483						0.474	$0.463+1.03 \times 10^{-4} \cdot Z$	
	せん断剛性のひずみ依存性 $G/G_0 \sim \gamma$	$\frac{1}{1+1540 \gamma^{1.04}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.909}}$	$\frac{1}{1+422 \gamma^{0.961}}$	$\frac{1}{1+1730 \gamma^{1.11}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+1100 \gamma^{0.991}}$	$\frac{1}{1+237 \gamma^{0.732}}$	$\frac{1}{1+222 \gamma^{0.975}}$	$\frac{1}{1+269 \gamma^{0.862}}$	$\frac{1}{1+2520 \gamma^{1.14}}$	$\frac{1}{1+107 \gamma^{0.824}}$	
		減衰定数 $h \sim \gamma$	$\frac{1}{(1.27 \gamma^{0.00040})^{0.0102}}$	$\frac{1}{(1.16 \gamma^{0.00077})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(1.66 \gamma^{0.001})^{0.00022}}$	$\frac{1}{(1.40 \gamma^{0.0022})^{0.0044}}$	$\frac{1}{(1.13 \gamma^{0.00102})^{0.00791}}$	$\frac{1}{(1.82 \gamma^{0.00549})^{0.0005}}$	$\frac{1}{(1.61 \gamma^{0.00466})^{0.0132}}$	$\frac{1}{(1.76 \gamma^{0.00754})^{0.0022}}$	$\frac{1}{(1.21 \gamma^{0.0081})^{0.0121}}$	$\frac{1}{(1.63 \gamma^{0.00569})^{0.0028}}$	$\frac{1}{(1.16 \gamma^{0.00077})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(1.41 \gamma^{0.0014})^{0.0164}}$
強度特性	ピーク強度 C_u (N/mm ²)	0.491P +0.200	1.12P +0.670	1.40P+0.620	0.242P+0.090	1.42P+0.464	1.40P+0.620	0.274P+0.180	0.462P+0.230	0.770P+0.594	0.338P+0.050	0.274P+0.180	1.40P+0.620	備考参照
	残留強度 τ_0 (N/mm ²)	0.500P +0.195	1.00P +0.577	1.20P+0.548	0.220P+0.059	1.43P+0.430	1.20P+0.548	0.170P+0.141	0.310P+0.213	0.788P+0.582	0.280P+0.036	0.170P+0.141	1.20P+0.548	$\tau = 0.632 \cdot \sigma$ ($\sigma < 0.572 \text{N/mm}^2$) $\tau = 0.601$ ($\sigma \geq 0.572 \text{N/mm}^2$)
備 考		新第三系の強度特性は右図より設定する。  $\left(\frac{\tau}{\tau_R}\right)^2 = 1 + \frac{\sigma}{\sigma_t}$ $\sigma_t = 0.141 - 0.00114 \cdot Z$ $\tau_R = 0.364 - 0.00168 \cdot Z$ $C_{CU} = 0.837 - 0.00346 \cdot Z$ $\phi = 0^\circ$ Z: 標高EL. 表示(m)												

注記 *1: 上段は地下水位面以浅, 下段は地下水位以深に対する値を示す。

P (N/mm²) : 圧密圧力 (有効上載圧) G/G₀ (—) : 剛性低下率

ρ_{sat} (g/cm³) : 飽和密度 h (—) : 減衰定数

V_s (m/s) : せん断波速度 γ (—) : せん断ひずみ

表 2 鋼管杭全長にわたるせん断強度の算定結果

(北基礎)

土質	層 番号	層厚 Li (m)	ピーク せん断 強度 CUi (kN/m ²)	区間当り ピーク せん断力 Li×CUi (kN/m)	杭周面の 極限 引抜き 抵抗力 U×Li×CUi (kN)
Ag2					
Ag2	1	1.00	718.72	718.72	3382.38
Ac	2	1.00	108.61	108.61	511.12
Ac	3	1.05	110.23	115.74	544.68
As	4	1.20	595.05	714.06	3360.46
Ac	5	1.45	114.57	166.13	781.82
Ac	6	1.50	116.89	175.33	825.11
Ac	7	1.50	119.20	178.80	841.44
Ac	8	1.50	121.51	182.27	857.78
As	9	1.30	662.31	861.00	4051.95
Ac	10	1.50	126.11	189.16	890.23
Ac	11	1.50	128.42	192.64	906.56
Ac	12	1.50	130.74	196.11	922.90
Ac	13	1.50	133.05	199.58	939.23
Ac	14	2.00	136.14	272.27	1281.35
Ac	15	2.00	139.22	278.44	1310.38
Ac	16	2.00	142.31	284.61	1339.42
Ac	17	2.00	145.39	290.78	1368.46
Ac	18	2.00	148.48	296.95	1397.50
Ac	19	2.00	151.56	303.12	1426.54
Ac	20	2.00	154.65	309.30	1455.58
Ac	21	2.05	157.81	323.51	1522.47
As	22	1.05	872.71	916.35	4312.43
Ag1	23	1.20	1039.60	1247.52	5870.94
Ag1	24	1.20	1056.24	1267.48	5964.91
As	25	1.70	923.99	1570.78	7392.24
Ag1	26	2.00	1101.24	2202.48	10365.11
Ag1	27	2.00	1128.97	2257.95	10626.15
Ag1	28	2.00	1156.71	2313.42	10887.18
Ag1	29	2.15	1186.52	2551.02	12005.37
Km	30	3.15	1030.76	3246.89	15280.23
Km	31	4.24	1045.43	4432.62	20860.40
				28363.65	133482.33

(南基礎)

土質	層 番号	層厚 Li (m)	ピーク せん断 強度 CUi (kN/m ²)	区間当り ピーク せん断力 Li×CUi (kN/m)	杭周面の 極限 引抜き 抵抗力 U×Li×CUi (kN)
Ag2					
Ag2	1	0.38	691.49	262.77	1236.61
Ac	2	1.12	104.09	116.58	548.62
Ac	3	1.50	106.40	159.60	751.09
Ac	4	2.00	109.48	218.97	1030.50
Ac	5	2.00	112.57	225.14	1059.53
Ac	6	2.00	115.66	231.31	1088.57
Ac	7	2.00	118.74	237.48	1117.61
Ac	8	2.00	121.83	243.65	1146.65
Ac	9	2.00	124.91	249.82	1175.69
Ac	10	2.00	128.00	255.99	1204.73
Ac	11	2.00	131.08	262.16	1233.76
Ac	12	2.05	134.24	275.20	1295.12
As	13	1.85	740.36	1369.66	6445.76
Ag1	14	1.10	907.72	998.49	4698.99
Ag1	15	1.00	921.58	921.58	4337.07
Ag1	16	1.06	936.28	992.46	4670.62
Km	17	1.94	954.64	1852.00	8715.72
Km	18	2.00	961.56	1923.12	9050.41
Km	19	2.00	968.48	1936.96	9115.54
Km	20	2.00	975.40	1950.80	9180.67
Km	21	2.00	982.32	1964.64	9245.80
Km	22	3.00	992.70	2978.10	14015.25
Km	23	1.00	996.16	996.16	4688.03
Km	24	4.00	1010.00	4040.00	19012.67
Km	25	4.24	1024.67	4344.60	20446.16
				29007.25	136511.17

表 3 ①-①断面南基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	S _s -D 1	H+, V+	S 6	1032	136511
		H+, V-	S 6	1021	136511
		H-, V+	S 6	1215	136511
		H-, V-	S 6	1279	136511
	S _s -1 1		S 1	-87	136511
	S _s -1 2		S 6	592	136511
	S _s -1 3		S 1	189	136511
	S _s -1 4		S 1	-131	136511
	S _s -2 1		S 6	657	136511
	S _s -2 2		S 1	133	136511
	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1254	136511
		H-, V+	S 6	1076	136511
②	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1433	136511
③	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1186	136511
④	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1787	136511
⑤	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1283	136511
⑥	S _s -3 1	H+, V+	S 6	1436	136511

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
 杭記号位置は図1に示す。ハッチ部は最大値を示す。
 最大引張力が負の場合は全杭とも全時刻において圧縮状態であることを示す。

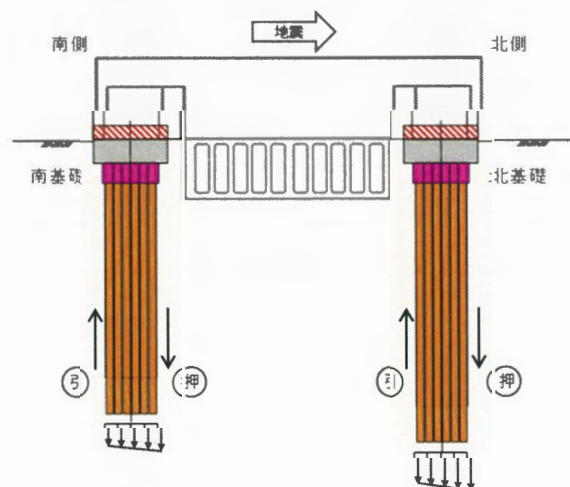


表 4 ①-①断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	S _s -D 1	H+, V+	N 1	483	133482
		H+, V-	N 1	584	133482
		H-, V+	N 1	432	133482
		H-, V-	N 1	513	133482
	S _s -1 1		N 1	366	133482
	S _s -1 2		N 6	447	133482
	S _s -1 3		N 6	346	133482
	S _s -1 4		N 1	292	133482
	S _s -2 1		N 1	638	133482
	S _s -2 2		N 1	448	133482
	S _s -3 1	H+, V+	N 1	513	133482
		H-, V+	N 1	493	133482
②	S _s -3 1	H+, V+	N 1	506	133482
③	S _s -3 1	H+, V+	N 1	487	133482
④	S _s -3 1	H+, V+	N 1	666	133482
⑤	S _s -3 1	H+, V+	N 1	547	133482
⑥	S _s -3 1	H+, V+	N 1	520	133482

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
 杭記号位置は図1に示す。ハッチ部は最大値を示す。

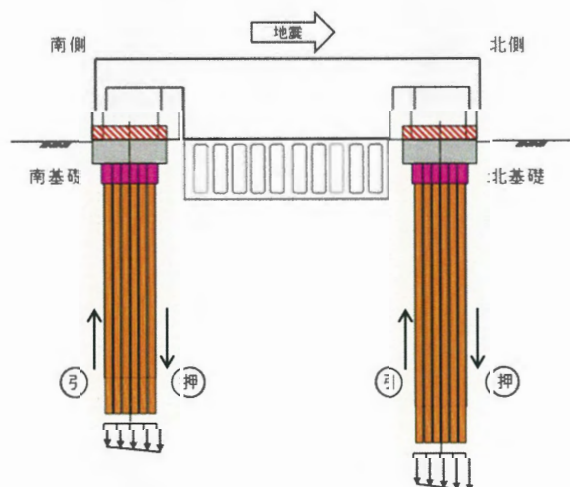


表 5 ③-③断面南基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	S _s -D 1	H+, V+	西側	9871	136511
		H+, V-	東側	10097	136511
		H-, V+	西側	12084	136511
		H-, V-	西側	12250	136511
	S _s -1 1		西側	5877	136511
	S _s -1 2		西側	5488	136511
	S _s -1 3		西側	6075	136511
	S _s -1 4		西側	5532	136511
	S _s -2 1		西側	7316	136511
	S _s -2 2		西側	6416	136511
	S _s -3 1	H+, V+	西側	12842	136511
		H-, V+	東側	11482	136511
②	S _s -D 1	H-, V+	東側	11726	136511
③	S _s -D 1	H-, V+	東側	12435	136511
④	S _s -D 1	H-, V+	東側	12418	136511
⑤	S _s -D 1	H-, V+	西側	12459	136511
⑥	S _s -D 1	H-, V+	西側	12376	136511
②	S _s -D 1	H-, V-	東側	11471	136511
③	S _s -D 1	H-, V-	東側	12314	136511
④	S _s -D 1	H-, V-	東側	12795	136511
⑤	S _s -D 1	H-, V-	東側	12350	136511
⑥	S _s -D 1	H-, V-	東側	12355	136511

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
 杭記号位置は図 1 に示す。ハッチ部は最大値を示す。

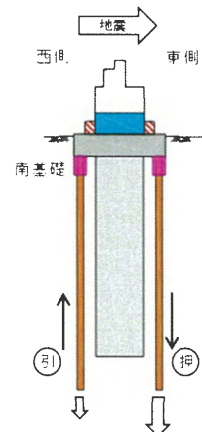
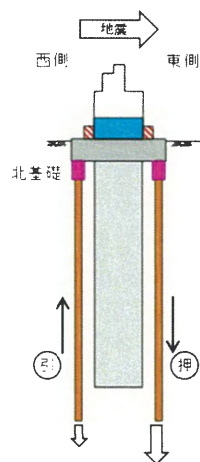


表 6 ②-②断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果

地盤ケース	地震動	位相	杭 記号	杭頭の 最大引張力	極限 引抜き抵抗力
				(kN)	(kN)
①	S _s -D 1	H+, V+	西側	14220	133482
		H+, V-	西側	12780	133482
		H-, V+	西側	14147	133482
		H-, V-	西側	13241	133482
	S _s -1 1		西側	4491	133482
	S _s -1 2		西側	6484	133482
	S _s -1 3		西側	7226	133482
	S _s -1 4		西側	6860	133482
	S _s -2 1		西側	6603	133482
	S _s -2 2		西側	6385	133482
	S _s -3 1	H+, V+	西側	14993	133482
		H-, V+	西側	11076	133482
②	S _s -3 1	H+, V+	西側	14897	133482
③	S _s -3 1	H+, V+	西側	15107	133482
④	S _s -3 1	H+, V+	西側	14791	133482
⑤	S _s -3 1	H+, V+	西側	14232	133482
⑥	S _s -3 1	H+, V+	西側	14066	133482

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
 杭記号位置は図1に示す。ハッチ部は最大値を示す。



(参考 21) 水平震度による水平回転モーメントの評価方法の妥当性について

「4.9.2 解析モデル及び解析条件(鋼製防護壁及び接合部)」に記載の3次元動的フレーム解析に作用させる水平震度について、その妥当性を示す。

鋼製防護壁の3次元動的フレーム解析の入力条件となる時刻歴応答変位を算出するための2次元有効応力解析では、3次元的な挙動である水平回転変位（Z軸回りの回転変位）が直接算定できない。よって、当該解析を実施するに当たっては、鋼製防護壁の堤軸直交方向に対し水平震度を静的荷重として作用させることで基礎の水平回転変位を模擬した評価を実施している。この水平震度は、堤軸直交方向の2次元有効応力解析における南北基礎天端での水平加速度の絶対値が最大となる南基礎の加速度時刻歴から設定する。

上記の水平震度により考慮する水平回転変位の妥当性を確認するため、鋼製防護壁の地震時における水平回転成分を確認する。確認に当たっては、堤軸直交方向の2次元有効応力解析により算定される基礎天端中心の水平加速度時刻歴を動的荷重として作用させた3次元動的フレーム解析を実施し、基礎天端の水平回転成分（水平回転モーメント）を確認する。当該解析においては、入力条件を変位ではなく加速度とすることで、鋼製防護壁の地震時挙動による基礎の水平回転成分が解析結果として算出される。なお、3次元動的フレーム解析に入力する水平加速度時刻歴は、水平震度の設定に用いた南基礎天端の加速度時刻歴とし、水平震度を静的荷重として全体に載荷した状態と同様になるよう、南北の支点に一樣に入力する。

図1に解析手法ごとの水平回転モーメントの算出方法の概念図を示し、表1に水平回転モーメントの比較結果を示す。

この結果から、水平震度によって生じる水平回転モーメントが加速度時刻歴を入力した動的解析から得られる水平回転モーメントを上回っており、水平回転成分の考慮方法が妥当であることを確認した。

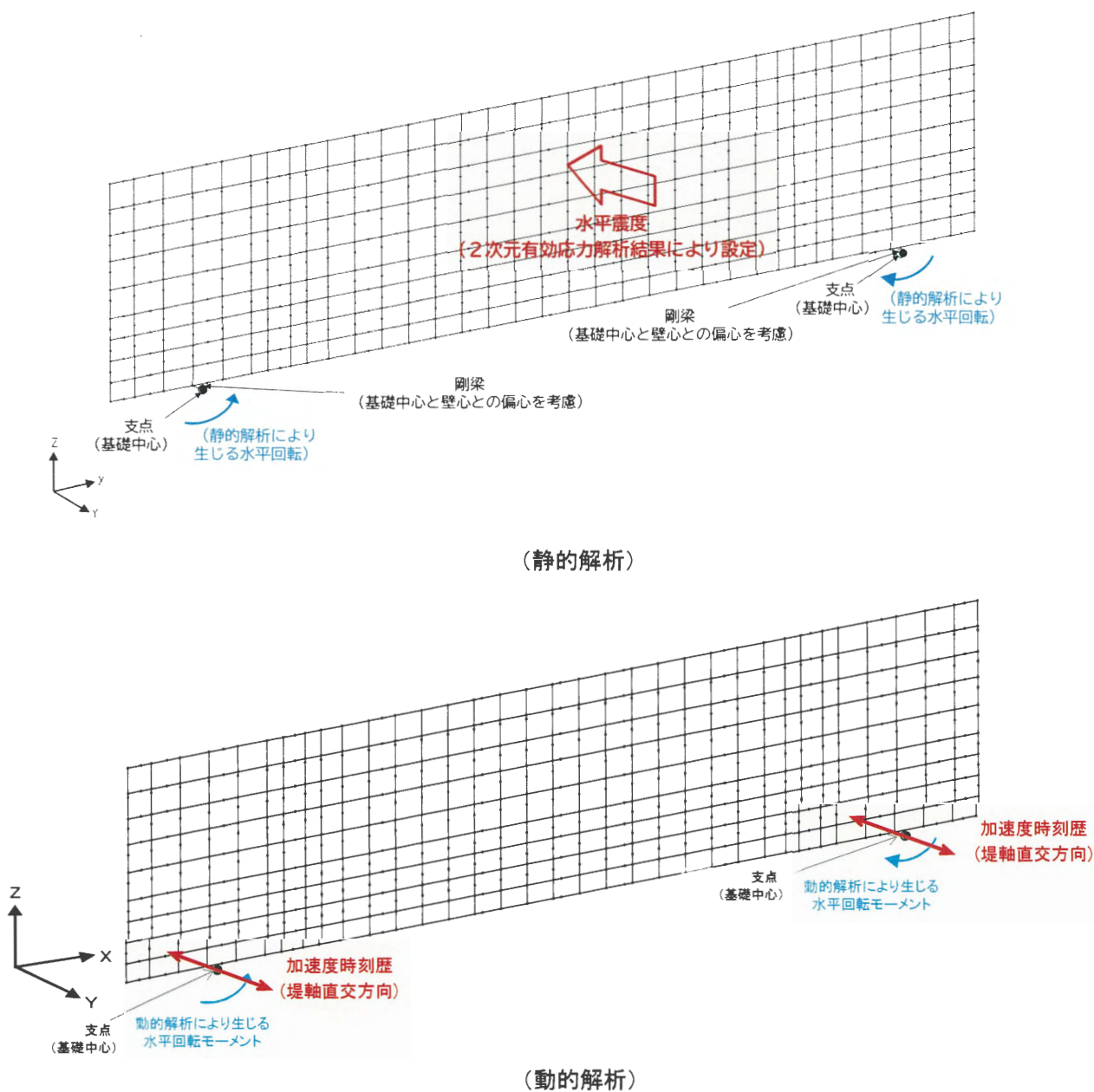


図1 解析手法ごとの支点における水平回転モーメントの算出方法の概念図

表1 支点における水平回転モーメントの比較表

基礎	水平回転モーメント (kN・m)	
	静的解析	動的解析
南基礎	71253	68410
北基礎	71026	68409

(参考 22) 鋼管杭の支持力評価式（極限支持力度）について

鋼管杭の支持力評価式を用いて、単杭の場合とケーソン基礎とした場合の極限支持力度を算定し、両者を比較することで、ケーソン基礎とした方が保守的な評価となることを確認する。

1. 単杭の場合

鋼管杭の基礎底面地盤の許容限界は、Km 層の極限支持力度とする。極限支持力は、道路橋示方書による杭基礎の支持力算定式に基づき設定する。その算定式を以下に示す。

q_d : 基礎底面地盤の極限支持力度 (kN/m²)

$$q_d = 3 \cdot q_u$$

q_u : 支持岩盤の一軸圧縮強度 (kN/m²)

$$* C_{CUU} = q_u / 2 \text{ より, } q_u = C_{CUU} \times 2$$

ここで、 C_{CUU} は Km 層の非排水せん断強度

上記にて求められる鋼管杭単体の極限支持力度を表 1 に示す。

表 1 基礎地盤の支持性能に対する極限支持力度（鋼管杭単杭）

項目	極限支持力度
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北基礎)	6273
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南基礎)	6148

注記 * : 非排水せん断強度 $C_{CUU} = (0.837 - 0.00346 \cdot Z) \times 1000$ (kN/m²)

基礎底面標高 北側基礎鋼管杭 : $Z = \text{T.P.} - 60.24$ (m)

南側基礎鋼管杭 : $Z = \text{T.P.} - 54.24$ (m)

2. ケーソン基礎とした場合

群杭効果を考慮し、鋼管杭全体をケーソン基礎とみなした極限支持力度を表 2 に示す。(算定式方法は表 4.6-7 参照)

表 2 基礎地盤の支持性能に対する極限支持力度（ケーソン基礎）

項目	極限支持力度
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (北基礎)	5092
極限支持力度 q_d (kN/m ²) (南基礎)	5039

3. まとめ

表 1, 2 より、鋼管杭全体をケーソン基礎とみなした極限支持力度の方が単杭の極限支持力度より小さく、鋼管杭全体をケーソン基礎とみなす方が保守的な評価となることを確認した。