

(2) 重畳時の評価項目及び評価方法

重畳時における防潮堤（鋼製防護壁）の解析モデルを用いた評価項目を整理すると、表 4.8-29 に示すとおりとなる。表 4.8-29 に示す評価項目に対する評価方法の詳細を次頁以降に示す。

表 4.8-29 重畳時の評価項目

部材			照査項目	応答値 (発生値)	許容限界	
鋼製 防 護 壁 基 礎	中実鉄筋 コンクリート		曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
			せん断力	せん断力	短期許容せん断力	
	鋼管杭		曲げ軸力	引張及び圧縮応力度	短期許容応力度	
				せん断力	せん断応力度	短期許容せん断応力度
			巻立て 鉄筋 コンク リート	鉄筋 コンク リート	曲げ軸力	コンクリート応力度
	鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度				
	せん断力	せん断力			短期許容せん断力	
	鋼管杭	曲げ軸力		引張及び圧縮応力度	短期許容応力度	
		せん断力		せん断応力度	短期許容せん断応力度	
	杭頭接合部	巻立て鉄筋 コンクリート断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
		鋼管杭断面	曲げ軸力 (二軸曲げ合成)	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度	
				鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度	
頂版鉄筋 コンクリート		曲げ軸力	コンクリート応力度	コンクリート短期許容応力度		
			鉄筋応力度	鉄筋短期許容応力度		
		せん断力	せん断力	短期許容せん断力		
鋼製 防 護 壁	主部材		曲げ軸力	直応力度	短期許容直応力度	
			せん断力	せん断応力度	短期許容せん断応力度	
			曲げ軸力の照査値と せん断力の照査値の 合成	合成応力度	剛性応力度の許容値 (1.2)	
	補剛材		鋼材量	鋼材の必要量	鋼材の配置量	
	添接板継手部		鋼材量	鋼材の必要量	鋼材の配置量	
	接 合 部	アンカーボルト		引張応力度	引張応力度	短期許容引張応力度
				付着応力度	必要定着長	設定定着長
コーンせん断				コーンせん断応力度	短期許容コーンせん断応力度	
ベースプレート		軸圧縮応力度	軸圧縮応力度	短期許容軸圧縮応力度		
		曲げ応力度	曲げ応力度	短期許容曲げ応力度		
		せん断応力度	せん断応力度	短期許容せん断応力度		
		合成応力度	合成応力度	剛性応力度の許容値 (1.2)		
中詰め鉄筋コンクリートと 鋼管の接合部		せん断力 (スタッド配置)	必要スタッド量 (必要配置間隔)	設定スタッド量 (実配置間隔)		
基礎地盤の 支持性能		中実鉄筋コンクリート 底部	接地圧	接地圧	極限支持力度	
	鋼管杭底部	接地圧	接地圧	極限支持力度		
地盤改良（セメント系）			内的安定 (せん断照査)	すべり力	せん断抵抗力	
止水ジョイント部材			変形性 (相対変位)	隣接構造物（鉄筋コンクリート防潮壁）との相対変位量	止水ジョイント部材の許容変位量	

a. 鋼製防護壁基礎

3次元静的フレーム解析より得られる断面力を用いて、鋼製防護壁基礎における構造部材の健全性評価を行う。

(a) 中実鉄筋コンクリート

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。

(b) 鋼管杭

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析によって得られる断面力を用いて発生応力を算出し、構造部材を評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮して鋼管杭の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の鋼管杭の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(c) 巻立て鉄筋コンクリート

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査は、堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の発生曲げモーメントと軸力を考慮してコンクリート、鉄筋及び鋼管杭の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。せん断力に対する照査は、鉄筋コンクリートについては、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。鋼管杭については、堤軸方向、堤軸直交方向の各々の発生せん断応力度が許容限界以下であることを確認する。

(d) 杭頭接合部

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。鋼管杭頭部と巻立て鉄筋コンクリート頭部の堤軸方向及び堤軸直交方向の2方向の曲げモーメントと軸力を考慮して、鋼管杭頭接合部と巻立て鉄筋コンクリート接合部（仮想鉄筋コンクリート断面）のコンクリート及び鉄筋の発生応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。なお、仮想鉄筋コンクリート断面については、道路橋示方書IVに基づいて設定する。

(e) 頂版鉄筋コンクリート

地盤バネを設定した3次元静的フレーム解析モデルに津波荷重や余震荷重を考慮して評価する。曲げ軸力に対する照査については、堤軸方向、堤軸直交方向それぞれの断面力に対し、コンクリート及び鉄筋の発生応力度が許容限界以下であることを確認する。また、せん断力に対する照査については、堤軸方向、堤軸直交方向の2方向の発生せん断力を合成した発生せん断力が、許容限界以下であることを確認する。

b. 鋼製防護壁

(a) 鋼製防護壁

「(1) 津波時」において示したとおり鋼製防護壁の強度評価は、重畳時のみ実施する。なお、重畳時（敷地に遡上する津波）のみを評価対象とし、重畳時（基準津波）は評価対象外とする。重畳時（基準津波）と重畳時（敷地に遡上する津波）の荷重条件を比較すると、重畳時において支配的な荷重である津波荷重が、基準津波では敷地に遡上する津波の60%程度に低減する。なお、基準津波の津波荷重の合力は228050kNであり、敷地に遡上する津波の津波荷重の合力は368061kNである。その他の余震による慣性力、動水圧、地盤の応答変位荷重は、重畳時（基準津波）と重畳時（敷地に遡上する津波）において同じ条件である。このため、津波荷重が大きい重畳時（敷地に遡上する津波）の方が、荷重の合計値が明確に大きいことを確認できる。以上の荷重比較の結果を考慮し、重畳時（敷地に遡上する津波）のみを評価対象とする。

鋼製防護壁の評価においては、他の部材と同様に鋼製防護壁と鋼製防護壁基礎が接合部を介して一体となった3次元静的フレーム解析モデルを考慮する。同モデルに津波荷重及び余震荷重を作用させ、断面力及び変位等の応答値を算出する。算出した応答値が「4.6 許容限界」で設定した許容限界以下であることを確認する。

(b) 補剛材

主部材となる外面鋼板及び隔壁は、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に基づいた必要剛度を満たす補剛材を配置し、主部材の座屈に対して安全性を確保し、補剛材が必要以上に配置することを確認する。

(c) 添接板

鋼殻ブロックの添接継手部は高力ボルトによる摩擦接合方式とし、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」の3.2項及び6.3項に基づき添接板を設定する。鋼殻ブロックの添接継手部イメージを図4.8-52に示す。

添接板は、2枚の鋼板を接続するとともに、接合部として構造の健全性を維持する役割を担う部材である。その材質は、原則として接続する鋼板と同一とするが、種類の異なる鋼板を接続する場合には、高強度側の鋼板と同じ材質に合わせるものとする。

3次元静的フレーム解析により算出される継手部に発生する引張・圧縮応力度と接続対象となる鋼板の断面積から設計軸力を算出する。

また、添接板を鋼板に固定するボルトは、「道路橋示方書（Ⅱ鋼橋編）・同解説（日本道路協会、平成14年3月）」に規定される摩擦接合用高力ボルトを用いる。必要ボルト本数は、設計軸力を高力ボルトの許容摩擦力で除して求め、その本数を配置可能な添接板の面積を定める。

接続する鋼板に発生する設計軸力を許容応力度で除すことで得られる必要断面積以上となる添接板を配置することで、接続する鋼板及び添接板が許容応力度以下となる。なお、この際の断面積はボルト孔の面積を考慮して算出する。

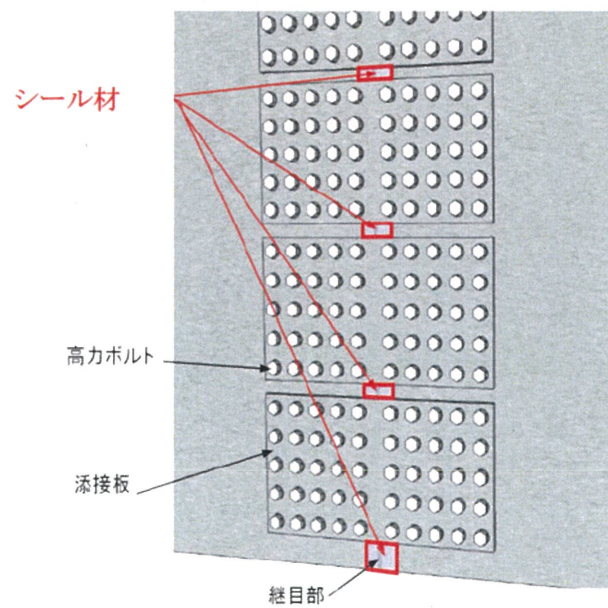
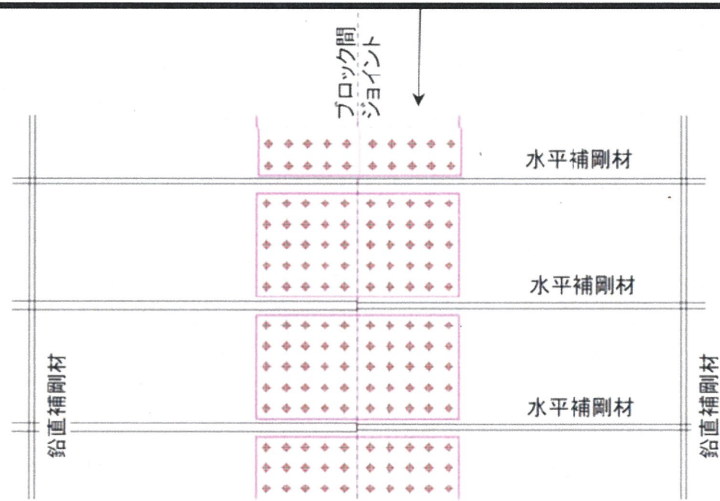
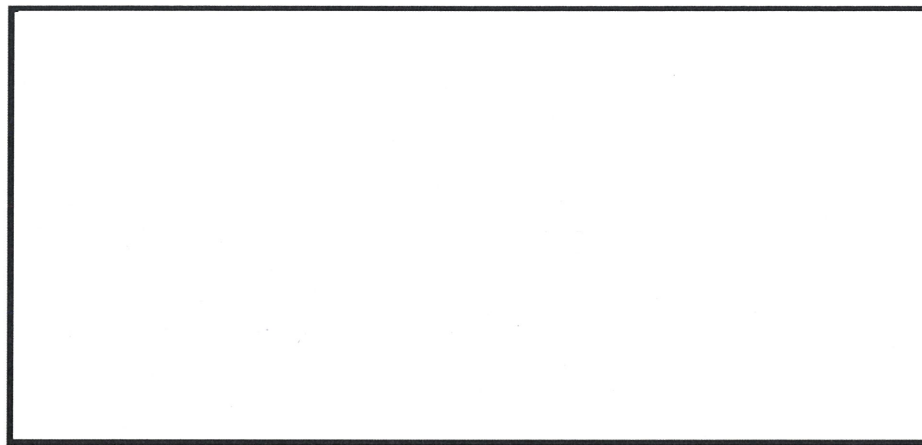


図 4.8-52 鋼殻ブロックの添接板継手部イメージ
(図 2.2-6, 図 2.2-7 の再掲)

c. 接合部

(a) 設計思想

鋼製防護壁は、地震時及び津波時の荷重を、接合部を介して鋼製防護壁基礎及び基礎地盤へ確実に伝達する必要がある。この荷重伝達を確実に行うために、接合部に発生する断面力を負担する部材として、アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートを配置する。アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートの設計思想として、各々が負担し受け持つ荷重及び断面力を以下のように設定する。

アンカーボルトは本来、引抜き力及びせん断力に抵抗できる部材であることから、「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）」の「7.2 アンカー部の設計方法」においては、アンカーボルトに作用する水平方向のせん断力についても許容限界以下とする設計方法が示されている。

一方で、本接合部においては、保守的な観点から、水平方向によるせん断力及び水平回転モーメントに対してアンカーボルトの抵抗力を設計上考慮せず、鉄筋コンクリートのみで評価する。

したがって、図4.8-53に示すとおり接合部に発生する6種類の断面力のうちX軸方向及びY軸方向のモーメント（曲げモーメント）と軸力により発生する引抜き力については、アンカーボルトにおいて負担する設計思想とする。一方、X軸方向及びY軸方向のせん断力とZ軸回りのモーメント（水平回転モーメント）による水平方向のせん断力については、中詰め鉄筋コンクリートにおいて負担する設計思想とする。

(b) 接合部の設計方針

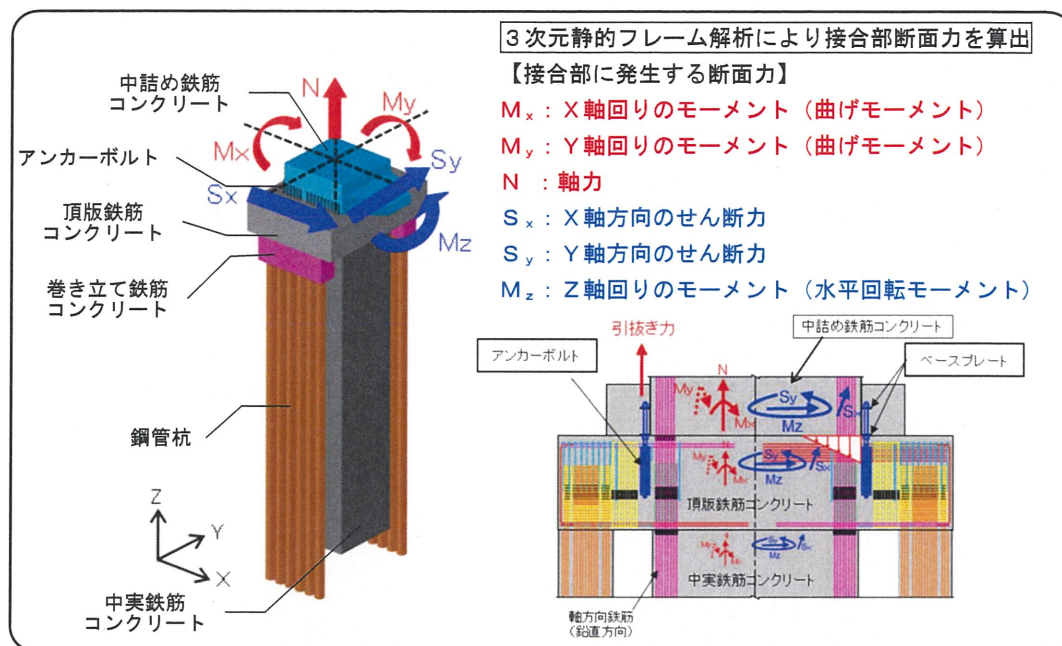
接合部の設計方針は、上記の設計思想を踏まえ下記のとおりとする。

防潮堤（鋼製防護壁）は浸水防護施設であることから、地震時に対しても構造部材の許容限界以内で設計を行う。

鋼製防護壁の自重及び地震や津波による設計荷重は、確実に鋼殻を介して中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリート及び中実鉄筋コンクリートへ伝達させる。

引抜き力に対しては、「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成15年10月）」を適用する。設計では引抜き力をアンカーボルト及びベースプレートのみで負担する。

Z軸回りのモーメント（水平回転モーメント）及び水平力によるせん断力に対しては、「道路橋示方書（Ⅰ共通編・Ⅲコンクリート橋編）・同解説（日本道路協会，平成24年3月）」、「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）」を適用する。設計ではせん断力を中詰め鉄筋コンクリートで負担する。接合部の荷重分担の概念図を図4.8-53に示す。



曲げ軸力による引き抜き力
 アンカーボルトが負担

水平せん断力及び水平回転モーメントによるせん断力
 中詰め鉄筋コンクリートが負担

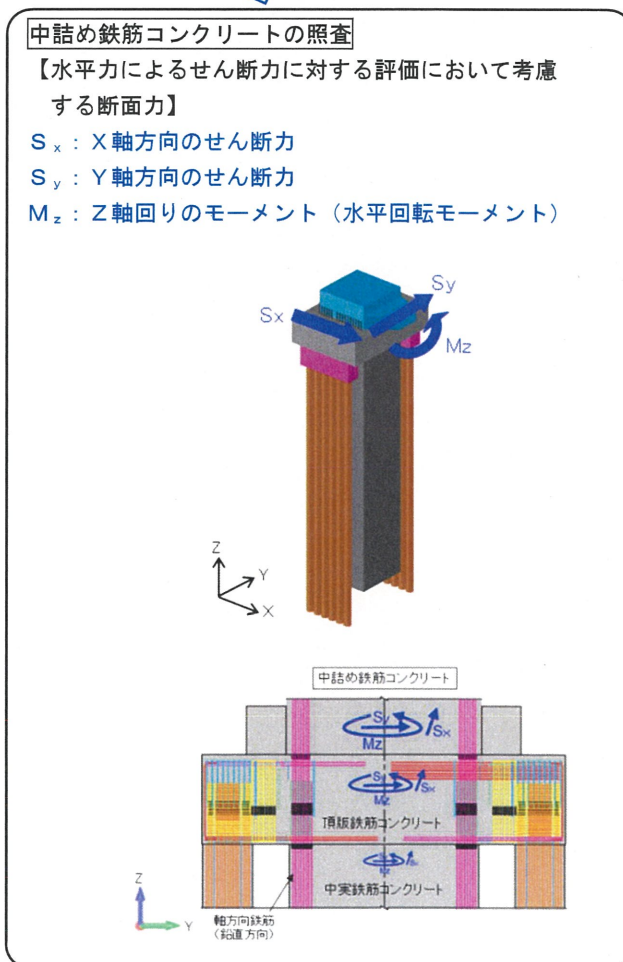
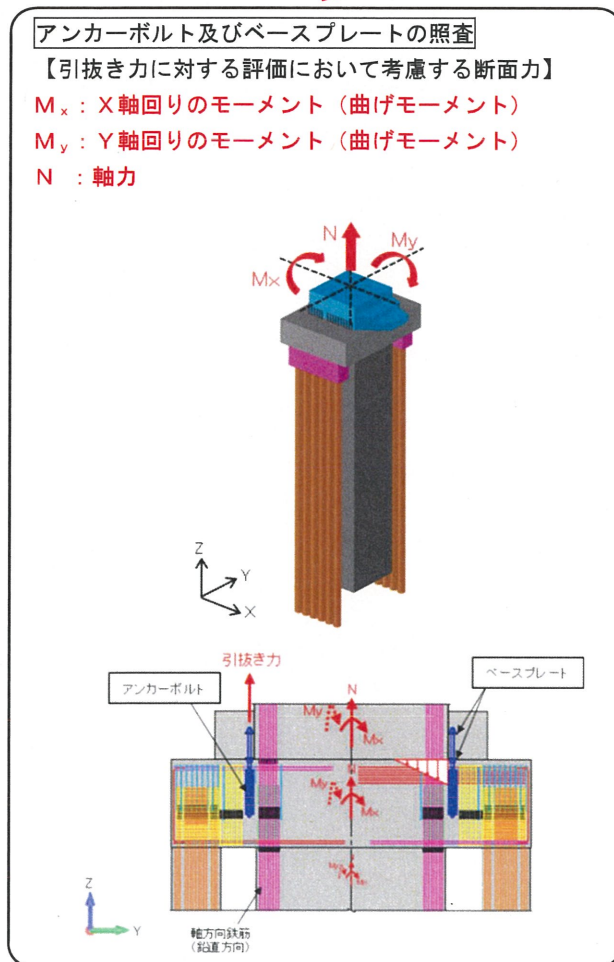


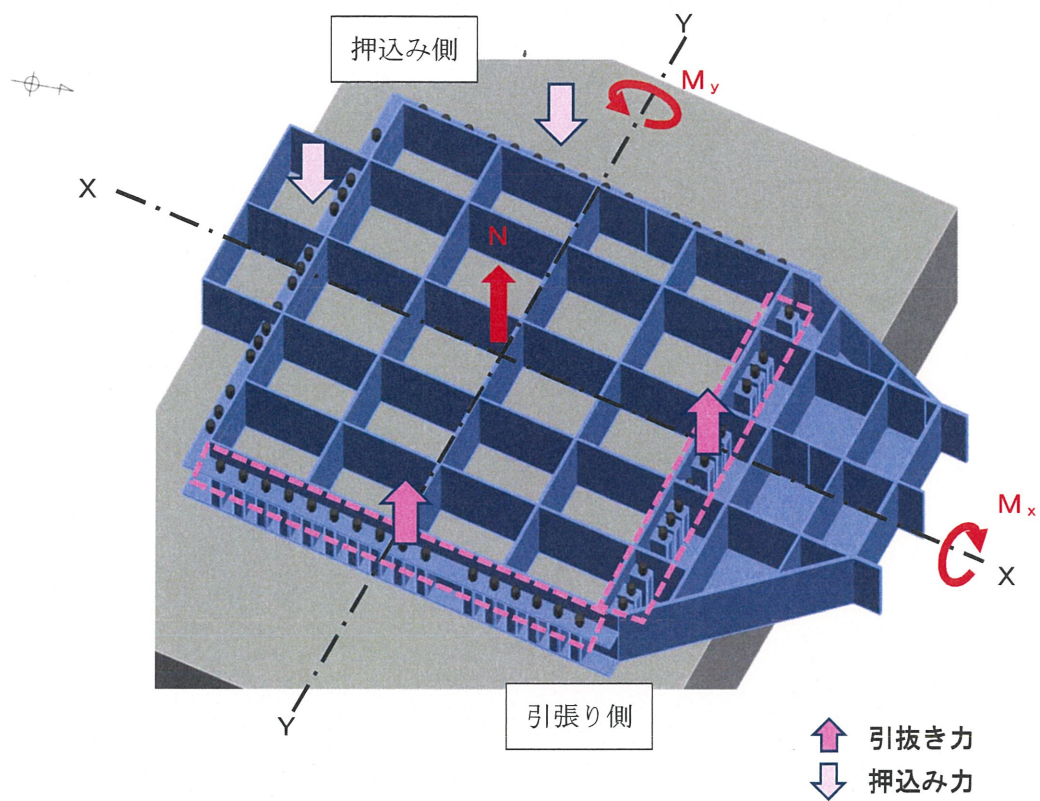
図 4.8-53 接合部の荷重分担の概念図

(c) 接合部の評価

接合部の評価は、前述の設計思想及び設計方針に基づき、アンカーボルト及び中詰め鉄筋コンクリートにおいて下記の断面力分担を考慮することで部材評価を行う。

アンカーボルトに対しては、重畳時における3次元静的フレーム解析に基づき算出する接合部のX軸回り及びY軸回りのモーメント（曲げモーメント）と軸力により発生する引張応力度を算出する。アンカーボルトの引張応力度の算出方法は、接合部のX軸回り及びY軸回りのモーメント（曲げモーメント）と軸力を考慮して、アンカーボルトが定着する水平断面を2軸複鉄筋の鉄筋コンクリート断面とした断面計算に拠る。なお、鉄筋コンクリート断面における鉄筋は、アンカーボルトの径及び配置を考慮してモデル化したものであり、鉄筋に発生する引張応力度がアンカーボルトの引張応力度を示す。このようにして算出した引張応力度が、アンカーボルトの許容限界以下であることを確認する。また、アンカーボルトに対しては、上記の断面力に基づき引張応力度の他に付着応力度及びコーンせん断応力度も算出し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの評価方法の詳細については、以下で示す。アンカーボルトに作用する引抜き力の概念図を図 4.8-54 に示す。

一方、中詰め鉄筋コンクリートに対しては、アンカーボルトと同様に3次元静的フレーム解析に基づき算出する接合部のX軸方向及びY軸方向のせん断力とZ軸回りのモーメント（水平回転モーメント）を、中詰め鉄筋コンクリートの発生断面力とする。また、中詰め鉄筋コンクリートに発生するせん断力に対してはコンクリート及びせん断補強筋で負担し、水平回転モーメントに対してはコンクリート、軸方向鉄筋（鉛直方向）及び帯鉄筋（フープ筋）で負担する。せん断力については、3次元静的フレーム解析から算出したX軸方向及びY軸方向のせん断力が許容限界以下であることを確認し、水平回転モーメントについては配置した軸方向鉄筋（鉛直方向）及び帯鉄筋（フープ筋）に発生する応力度が、許容限界以下であることを確認する。せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図を図 4.8-55 に示す。



N : 接合部に発生する軸力

M_x : 接合部に発生する中立軸 (X軸) 回りのモーメント

M_y : 接合部に発生する中立軸 (Y軸) 回りのモーメント

図 4.8-54 アンカーボルトに作用する荷重の概念図

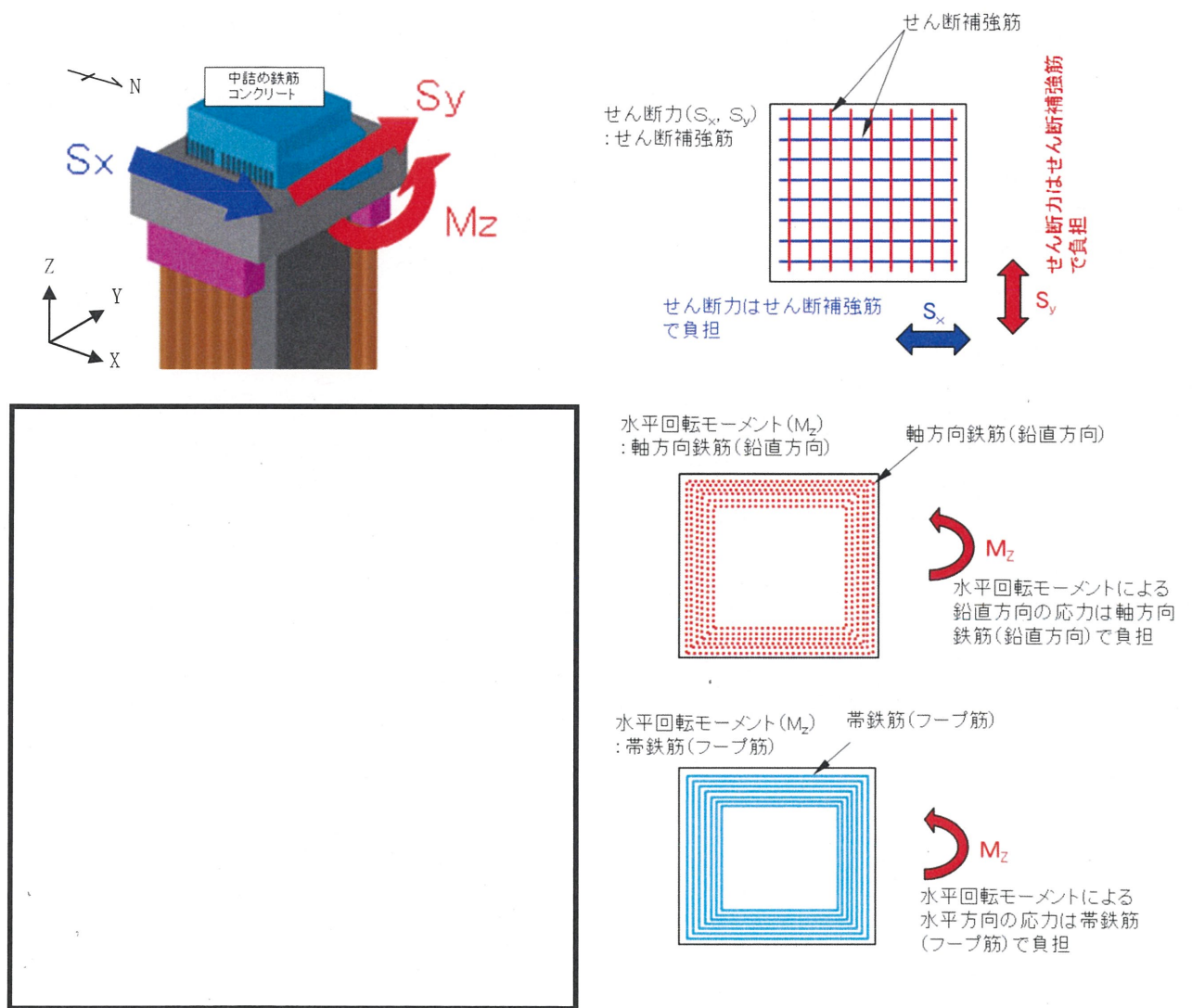


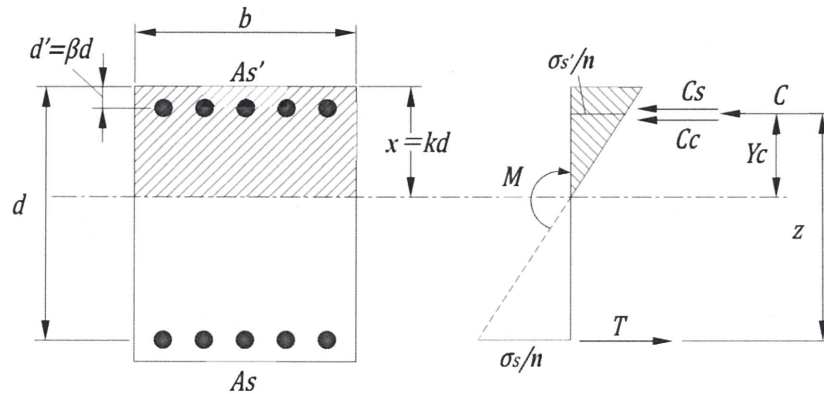
図 4.8-55 せん断力及び水平回転モーメントに対する鉄筋への分担に関する概念図

イ. アンカーボルト

アンカーボルトの設計荷重は、鋼製防護壁の3次元静的フレーム解析に基づき算出される接合部の断面力とし、アンカーボルトの発生応力が許容限界以下であることを確認する。なお、アンカーボルトの評価には水平2方向及び鉛直方向地震力の同時加振による断面力を考慮する。

アンカーボルトは複鉄筋の鉄筋コンクリート断面を用いて、鉄筋の引張応力度をアンカーボルトの引張応力度として評価する。

複鉄筋の鉄筋コンクリート断面の計算式を図 4.8-56 に示す。なお、図中の赤枠箇所 σ_s は、アンカーボルトの引張応力度である。



$$\sigma_c = M / \left[\frac{bx}{2} \left(d - \frac{x}{3} \right) + nAs'(d - d') \frac{x - d'}{x} \right]$$

$$\sigma_s = \frac{n(d - x)}{x} \sigma_c$$

σ_c : コンクリート応力度 (N/mm²) (圧縮側)

σ_s : 鉄筋応力度 (N/mm²) (引張側)

σ_s' : 鉄筋応力度 (N/mm²) (圧縮側)

A_s : 鉄筋断面積 (mm²) (引張側)

A_s' : 鉄筋断面積 (mm²) (圧縮側)

d : 桁高 (mm)

d' : かぶり (mm) (圧縮側)

β : d' / d

b : 桁幅 (mm)

x : コンクリート上面から中立軸までの距離 (mm)

k : 中立軸係数 (x / d)

n : ヤング係数比

z : 圧縮力の合力と引張力作用点間の距離 (mm)

Y_c : 中立軸と圧縮力の合力作用点間の距離 (mm)

C : 圧縮力の合力 (N) ($C_c + C_s$)

C_c : コンクリートの圧縮力 (N)

C_s : 鉄筋の圧縮力 (N)

T : 引張力 (N)

M : 曲げモーメント (N・mm)

図 4.8-56 複鉄筋の鉄筋コンクリート断面

ロ. ベースプレート

ベースプレートの評価は、「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」に基づき行う。鋼製防護壁の評価より算出されるアンカーボルトに発生する断面力から，ベースプレートに生じる軸圧縮応力度，曲げ応力度，せん断応力度及び合成応力度を算出し，そのいずれも許容限界以下であることを確認する。

ベースプレートの概念図及び計算式を図 4.8-57 に示す。

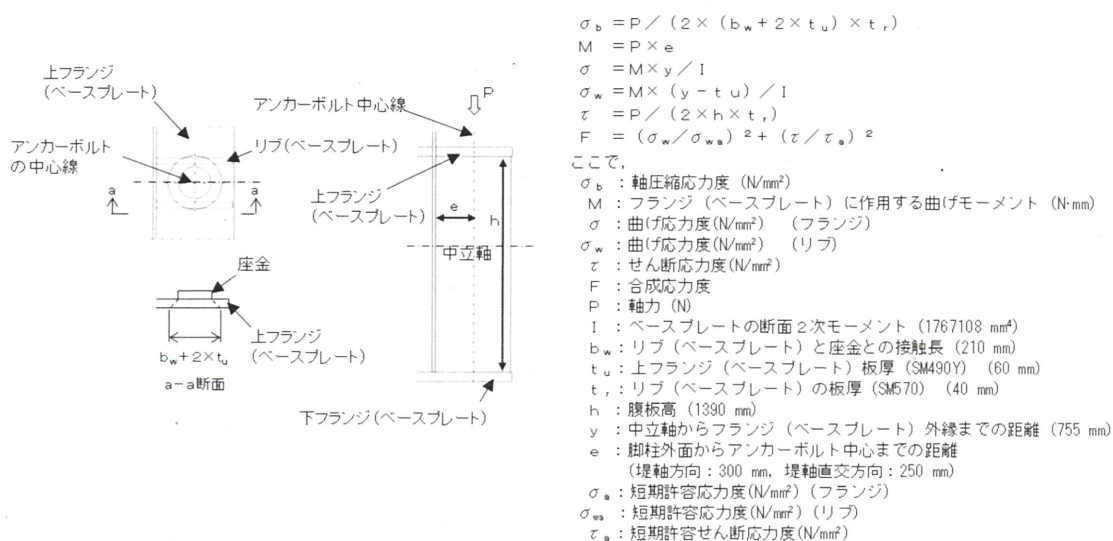


図 4.8-57 ベースプレートの概念図及び計算式

ハ. アンカーボルトの定着長

アンカーボルトの定着長は、「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」に基づき設定する。

アンカーボルトの設計定着長 L_{eq} はアンカーボルトの許容応力度及び許容付着応力度に基づき算出する。アンカーボルトの定着長，埋め込み長の概念図及び計算式を図 4.8-58 に示す。

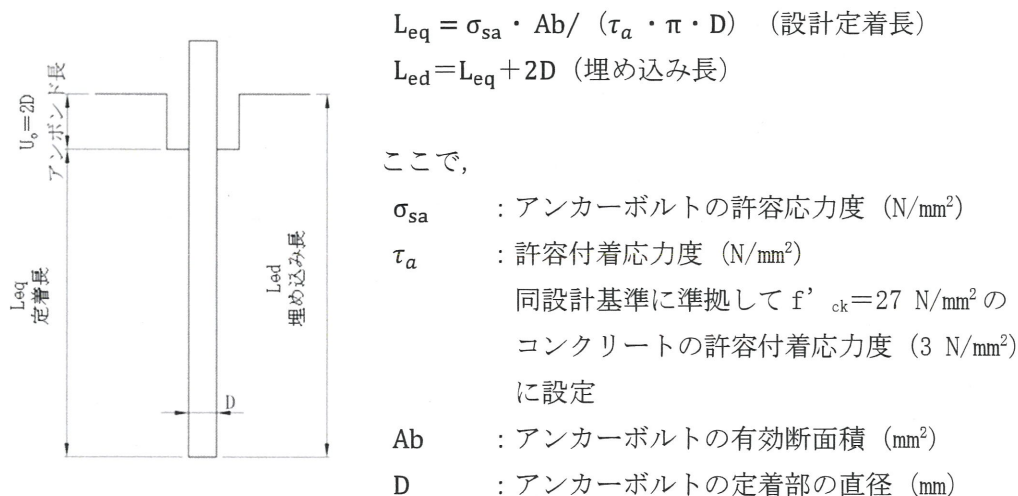


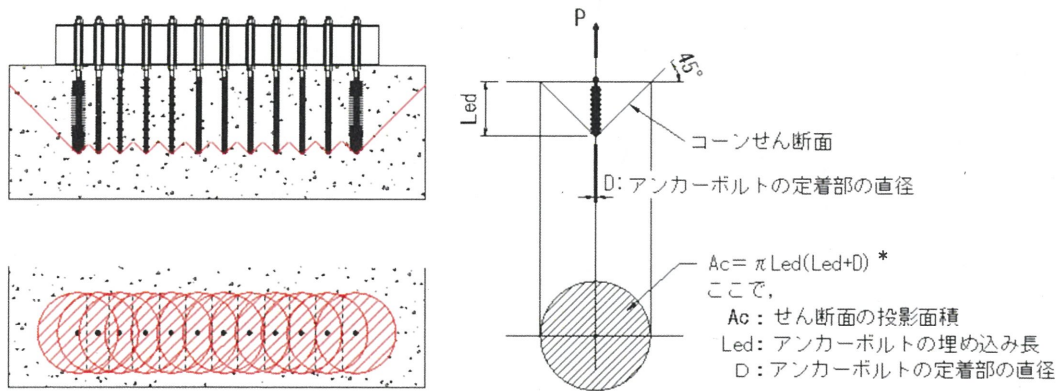
図 4.8-58 アンカーボルトの定着長，埋め込み長の概念図

二. アンカーボルトのコーンせん断

アンカーボルトのコーンせん断については、「鋼構造物設計基準（Ⅱ鋼製橋脚編，名古屋高速道路公社，平成 15 年 10 月）」に基づき評価する。

アンカーボルトの定着部のコンクリートのコーンせん断応力に対する評価における設計荷重は，鋼製防護壁における 3 次元静的フレーム解析に基づき算出されるアンカーボルト 1 本当たりの軸力とする。また，コーンせん断面の有効水平投影面積には，アンカーボルト同士が近接する場合を考慮する。コーンせん断面の有効水平投影面積を図 4.8-59 に示す。

コーンせん断の評価は，図 4.8-60 に示すとおり，アンカーボルトの定着長に対して上面に向かって 45° で生じる破壊部分のせん断力を算出する。そのせん断力及び鉄筋補強によるコーンせん断応力の増分を加算したせん断力がアンカーボルトに生じる付着力の和より小さいことを確認する。補強鉄筋は，補強鉄筋によるコーンせん断応力の増分より必要鉄筋量を算出して配置する。コーンせん断の概念図及び計算式を図 4.8-60 に，補強鉄筋の概念図及び計算式を図 4.8-61 に示す。



* 近接するアンカーボルトの投影面積が重なる場合は，重なる部分を均等にそれぞれのアンカーボルトに振り分ける。

図 4.8-59 アンカーボルトが近接する場合の有効水平投影面積

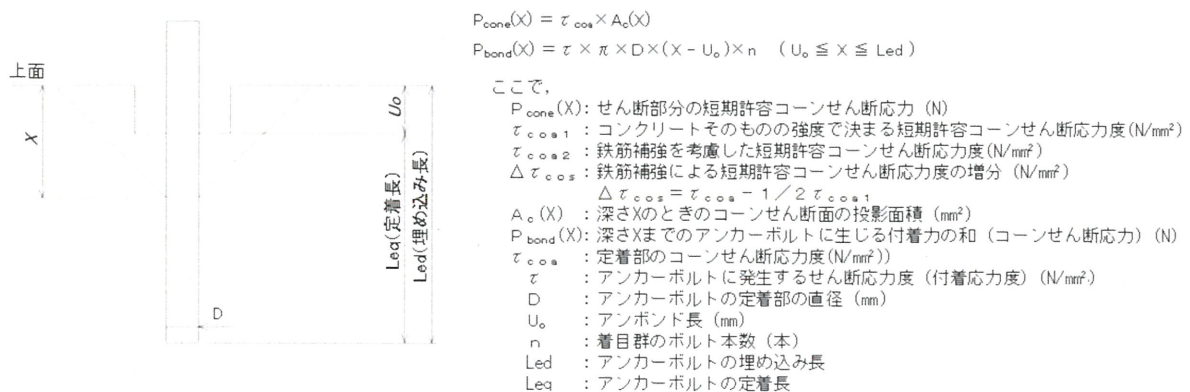
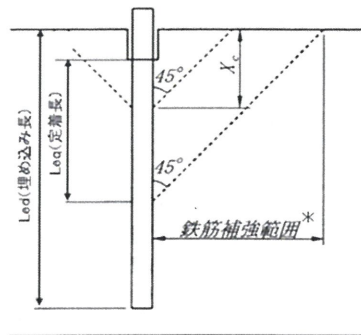


図 4.8-60 コーンせん断の概念図及び計算式



* 補強鉄筋は定着長の深さから45°の範囲に設置する。

$$A_{s, req} = A_s / A_c$$

$$A_s = 1.15 \times \Delta \tau_{cos} \times A_c / \sigma_{sy}$$

ここで、

$A_{s, req}$: 単位せん断面積当たりの必要鉄筋量 (mm^2/mm^2)
 A_s : 必要鉄筋量 (mm^2)
 $\Delta \tau_{cos}$: 鉄筋補強による短期許容コンクリートせん断応力度の増分 (N/mm^2)
 A_c : コンクリート断面の投影面積 (mm^2)
 σ_{sy} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)

図 4.8-61 補強鉄筋の概念図及び計算式

ホ. 中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力

中詰め鉄筋コンクリートの水平せん断力に関しては、「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)」に基づき、中詰め鉄筋コンクリートのせん断補強筋で評価する。発生せん断力を負担する鉄筋に関する概念図を図 4.8-55 に示す。

水平せん断力の評価は、発生せん断力が許容限界以下であることを確認する。

ヘ. 中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメント

中詰め鉄筋コンクリートの水平回転モーメントに関しては、「道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 24 年 3 月)」に基づき、中詰め鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋 (鉛直方向)、帯鉄筋 (フープ筋) で評価する。水平回転モーメントに対しては、軸方向鉄筋 (鉛直方向)、帯鉄筋 (フープ筋) からなる立体トラスモデルに基づいて 3 次元的に評価する。

発生応力を負担する鉄筋に関する概念図を図 4.8-55 に示す。

水平回転モーメントの評価は、発生応力度が許容限界以下であることを確認する。

ト. 中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻との接合部

鋼製防護壁は、鋼殻のみで荷重を受け持つ設計とするが、頂版鉄筋コンクリートとの接合部においては、前述の「4.8.3 (2) c. (b) 接合部の設計方針」に示すとおり、水平回転モーメント及び水平力によるせん断力に対しては、設計上アンカーボルトの抵抗力を期待せず、鉄筋コンクリートのみで負担する。したがって、鋼製防護壁に作用する荷重を中詰め鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへ確実に伝達させるため、中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻を一体化する。

中詰め鉄筋コンクリートと鋼殻はスタッドで一体化するものとし、「道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説 (日本道路協会, 平成 14 年 3 月)」に基づき、スタッドの配置及びせん断力の照査を実施する。

配置するスタッドは、接合面に作用するせん断力に対し、必要な強度となる本数及び設置間隔を設定する。

設計せん断力は、水平回転モーメントによる偶力並びに水平せん断力に加え、鉛直方向と水平方向の曲げモーメントによる偶力についても考慮する。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

ここで、

Q_a : スタッドの短期許容せん断力 (N/本)

d : スタッドの軸径 (mm)

H : スタッドの全高, 150 mm 程度を標準とする (mm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (=50 N/mm²)

d. 基礎地盤の支持性能

基礎地盤の支持性能に係る評価は、 S_d-D1 を入力地震動とした 2 次元 FEM 有効応力解析で発生する基礎地盤の接地圧に、津波荷重及び動水圧を作用させた 2 次元 FEM 有効応力解析より得られる接地圧を加えて許容限界以下であることを確認する。鋼管杭については、群杭効果を考慮し、鋼管杭全体をケーソン基礎とみなして許容限界以下であることを確認する。

e. 地盤改良（セメント系）

敷地に遡上する津波におけるせん断照査の評価方法を以下に示す。また、地盤改良（セメント系）の評価対象箇所を図 4.8-62 に示す。

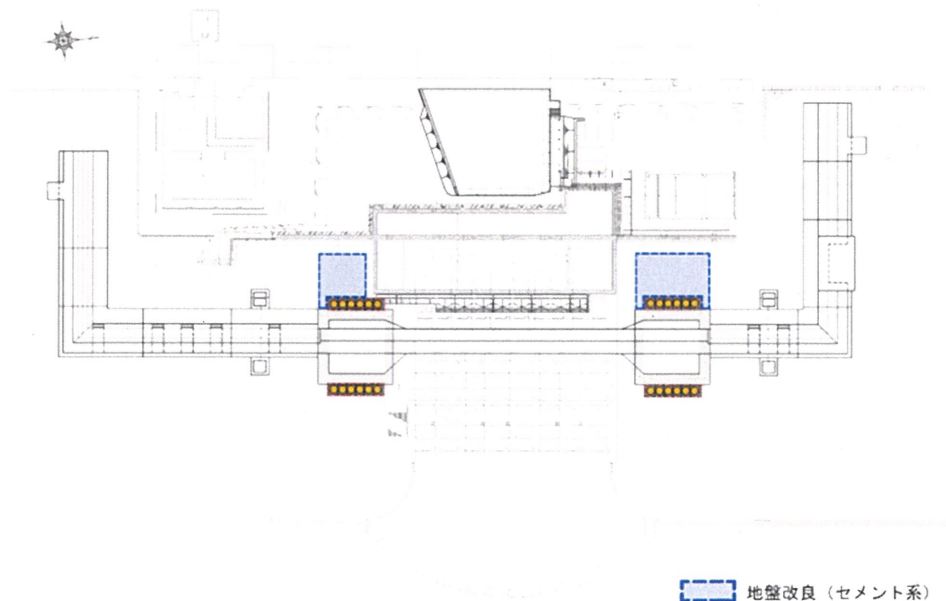


図 4.8-62 地盤改良（セメント系）の照査対象箇所（平面図）

(図 4.8-51 の再掲)

せん断照査は、以下の算定式に基づいて行う。

$$F = R / Q$$

ここに、

F : 安全率 (許容安全率は 1.2 とする)

R : せん断抵抗力 (kN/m^2)

Q : すべり力 (kN/m^2)

せん断抵抗力は道路橋示方書IVに準拠し、以下の式で算出する。

$$R = (C_B \times A_e + V \times \tan \phi_B) / A_e$$

ここに、

C_B : 粘着力 ($= q_u / 2 = 750 \text{ kN/m}^2$, q_u は一軸圧縮強度 1500 kN/m^2)

A_e : 有効載荷面積 (m^2)

V : 鉛直力 (kN)

ϕ_B : 摩擦角 (CU 条件で $\phi_B = 0^\circ$)

一方、すべり力 Q は、3次元静的フレーム解析結果として得られるバネ反力値を有効載荷面積 A_e で除した値とする。重畳時の照査に用いるすべり力はバネ反力値に加え改良体自重による慣性力も加味する。慣性力を算定する際の震度は3次元静的フレーム解析重畳時に使用する地表面加速度最大値 (絶対値) を用いることとする。

f. 止水ジョイント部材の変形性

止水ジョイント部の変形量は、3次元静的フレーム解析で求められる異種構造物間 (南北端で隣接する鉄筋コンクリート防潮壁) の相対変位量とし、その変位量が許容限界以下であることを確認する。

4.9 評価条件

耐津波評価における評価条件を以下に示す。

4.9.1 津波時の評価条件

津波時の評価条件として地盤バネ及び荷重条件を以下に示す。

(1) 地盤バネ

「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」において、鋼製防護壁基礎を構成する中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに設定する地盤バネの設定方法及び算出式を示した。ここでは、設定方法及び算出式に従って設定した地盤バネの詳細について示す。

耐津波評価における津波時の地盤バネの設定を表 4.9-1 に示す。同表に示すとおり、津波時は2種類の地盤バネを考慮する。津波時において考慮する地盤バネは、地盤剛性及び地盤強度が最大となる地盤バネ1と最小となる地盤バネ2で評価する。

なお、地盤バネの設定に当たっては、既工認の添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している地盤の物性値を用いる。また、地盤反力係数の算出方法は「4.8.1 (1) e. (d) 地盤反力係数」に、地盤反力上限値の算出方法は「4.8.1 (1) e. (e) 地盤反力上限値」による。

表 4.9-1 地盤バネケースの設定概要（津波時）（表 4.8-1 の再掲）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	地盤剛性 地盤強度
地盤バネ1	余震なし 津波時	余震を考慮しない地盤物性値 既工認の添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している地盤の物性値に基づき直接設定もしくは算出	地盤の動的せん断特性における初期せん断剛性に基づき設定	平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度に基づき設定	最大
地盤バネ2			地盤の静弾性係数に基づき設定	地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度に基づき設定	最小

北基礎及び南基礎ごとに設定した地盤バネの詳細を以下に示す。

a. 北基礎

(a) 地盤バネ設定

津波時の地盤バネ（地盤バネ 1 及び地盤バネ 2）は、「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示すとおり設定した地盤物性値に基づき設定する。地盤バネ 1 は、動的せん断剛性の初期剛性及び平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度を用いて設定する。地盤バネ 2 は、静弾性係数及び地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度を用いて設定する。

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

津波時の 3 次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ 1 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-1 に、地盤バネ 2 の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図 4.9-2 に、地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較図を図 4.9-3 に示す。

図 4.9-3 に示す地盤バネ 1 と地盤バネ 2 の比較により、地盤バネ 1 の地盤反力係数及び地盤反力上限値が、地盤バネ 2 を大きく上回っていることを確認した。したがって、表 4.9-4 に示すとおり剛性及び強度が大きい地盤バネ 1 と剛性及び強度が小さい地盤バネ 2 を設定した。

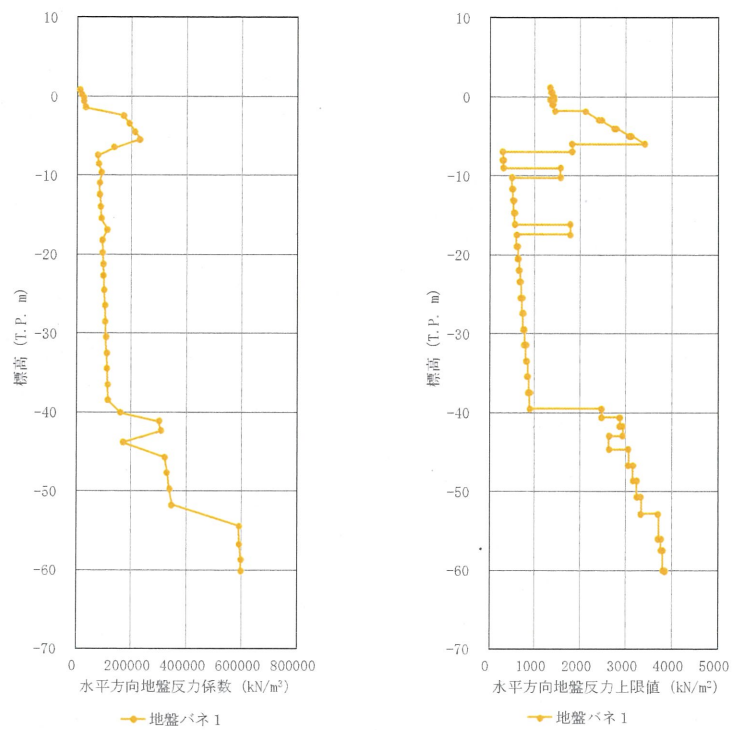


図 4.9-1 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 1）

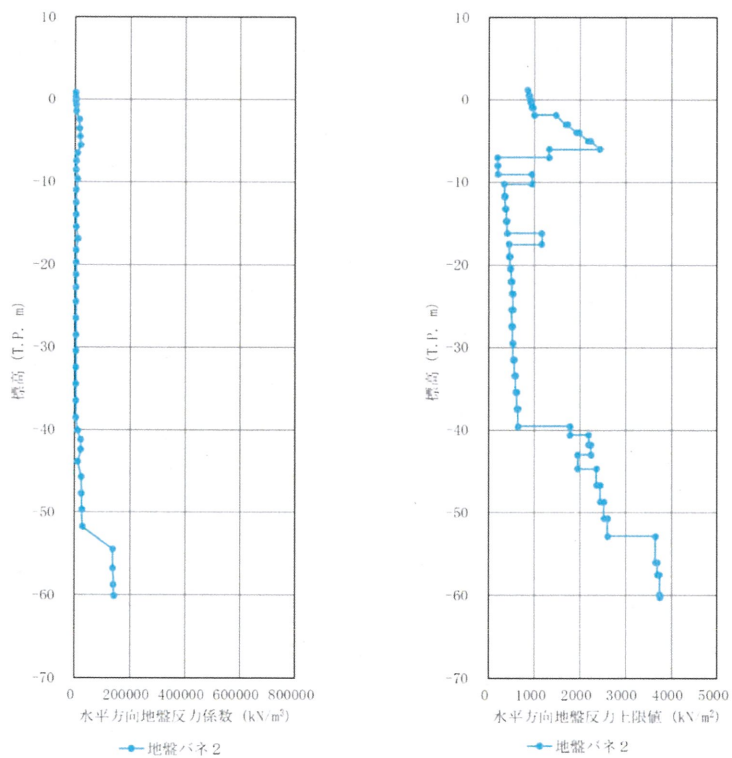


図 4.9-2 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ 2）

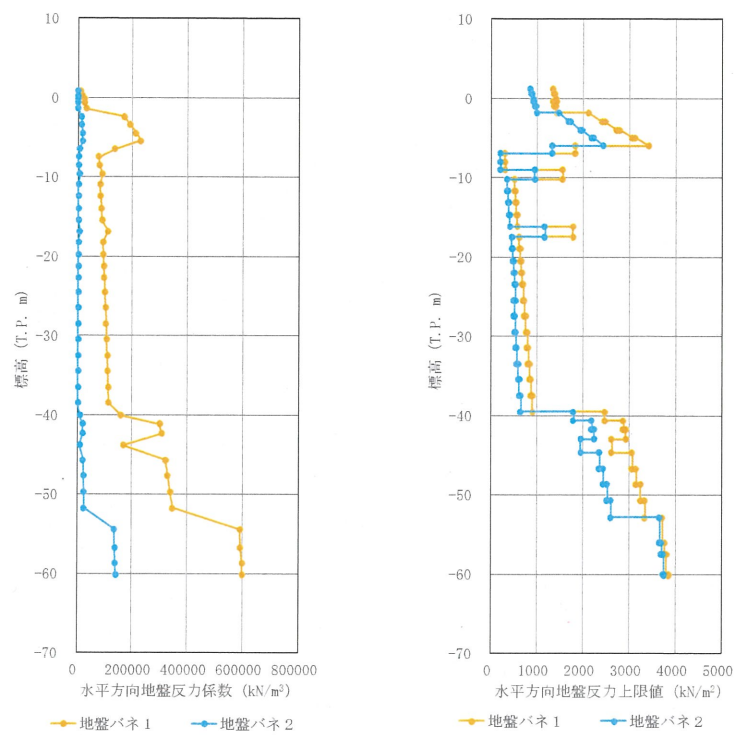


図 4.9-3 地盤バネ1及び地盤バネ2の
水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（北基礎）

b. 南基礎

(a) 地盤バネ設定

津波時の地盤バネ（地盤バネ1及び地盤バネ2）は、「4.8.1 (1) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」に示すとおり設定した地盤物性値に基づき設定する。地盤バネ1は、動的せん断剛性の初期剛性及び平均 V_s の地盤特性におけるピーク強度を用いて設定する。地盤バネ2は、静弾性係数及び地盤物性のばらつきを考慮した $-1\sigma V_s$ の地盤物性における残留強度を用いて設定する。

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

津波時の3次元静的フレーム解析に設定した地盤バネ1の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図4.9-4に、地盤バネ2の水平方向の地盤反力係数及び地盤反力度上限値の深度分布を図4.9-5に、地盤バネ1と地盤バネ2の比較図を図4.9-6に示す。図4.9-6に示す地盤バネ1と地盤バネ2の比較により、地盤バネ1の地盤反力係数及び地盤反力上限値が、地盤バネ2を大きく上回っていることを確認した。表4.9-4に示すとおり剛性及び強度が大きい地盤バネ1と剛性及び強度が小さい地盤バネ2を設定した。

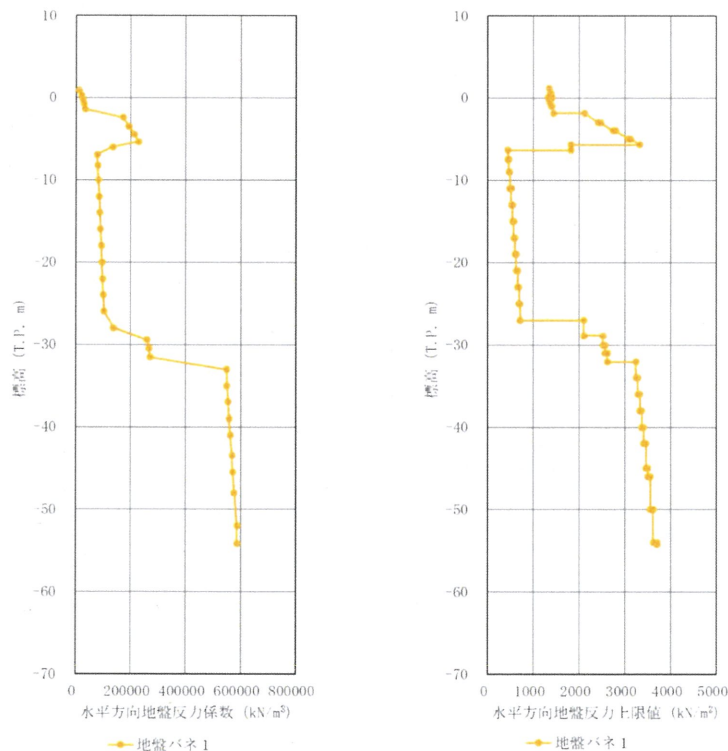


図 4.9-4 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ1）

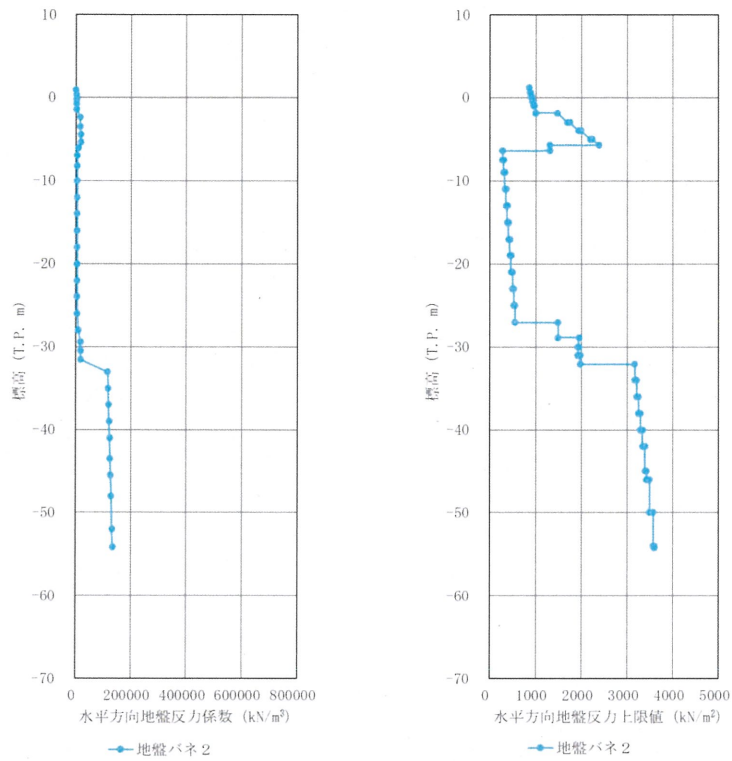


図 4.9-5 水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ 2）

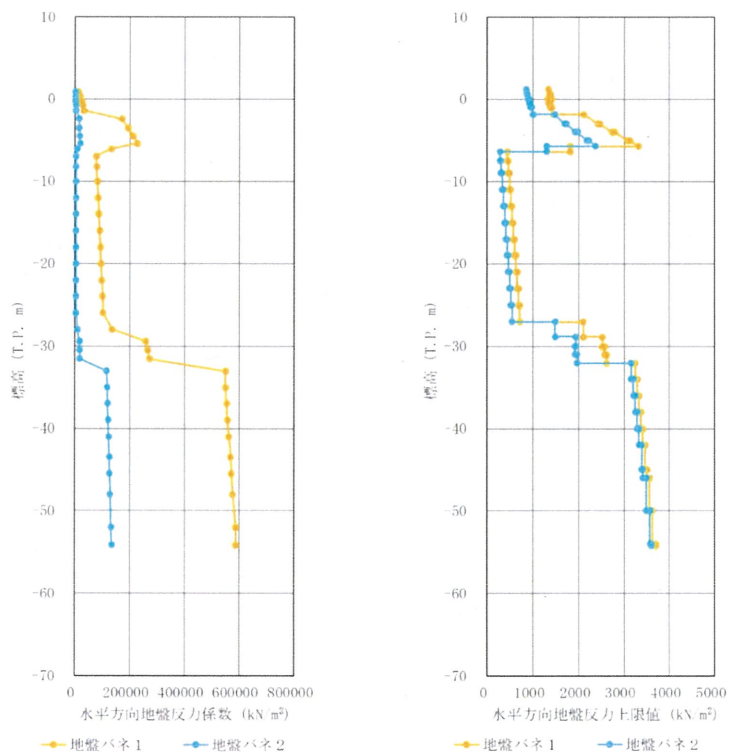


図 4.9-6 地盤バネ 1 及び地盤バネ 2 の
水平方向の地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（南基礎）

(2) 津波種別ごとの荷重条件

a. 津波時（基準津波）

表 4.9-2 に基準津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-2 荷重条件(基準津波)

荷重の項目	単位	津波時	
		地盤バネ 1	地盤バネ 2
重力加速度 g	m/s^2	9.80665	
設計用湛水深 h	m	8.35	
水平設計震度 kh	—	—	—
鉛直設計震度 Kv	—	—	—
鋼製防護壁底面標高の波圧強度 $p1$	kN/m^2	237.9	
鋼製防護壁天端標高の波圧強度 $p2$	kN/m^2	63.1	
固定荷重 G	kN	430790	
積載荷重 P	kN	840	
積雪荷重 Ps	kN/m^2	0.60	
遡上津波荷重 Pt	kN	228050	
衝突荷重 Pc	kN	759	
余震荷重			
水平方向慣性力 $Ks dh$	kN	—	—
鉛直方向慣性力 $Ks dv$	kN	—	—
動水圧合力 Pd	kN	—	—
動水圧の作用高さ y	T. P. m	—	—
風荷重 Pk	kN/m^2	—	—

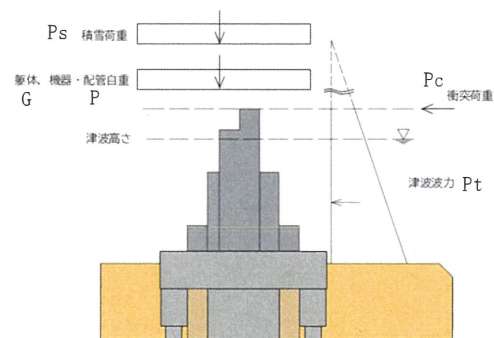


図 4.9-7 荷重条件(基準津波)

b. 津波時（敷地に遡上する津波）

表 4.9-3 に敷地に遡上する津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-3 荷重条件(敷地に遡上する津波)

荷重の項目	単位	津波時	
		地盤バネ 1	地盤バネ 2
重力加速度	g	m/s^2	
設計用湛水深	h	m	
水平設計震度	kh	—	—
鉛直設計震度	Kv	—	—
鋼製防護壁底面標高の波圧強度	$p1$	kN/m^2	
鋼製防護壁天端標高の波圧強度	$p2$	kN/m^2	
固定荷重	G	kN	
積載荷重	P	kN	
積雪荷重	Ps	kN/m^2	
遡上津波荷重	Pt	kN	
衝突荷重	Pc	kN	
余震荷重			
水平方向慣性力	$Ksdh$	kN	—
鉛直方向慣性力	$Ksdv$	kN	—
動水圧合力	Pd	kN	—
動水圧の作用高さ	y	T. P. m	—
風荷重	Pk	kN/m^2	—

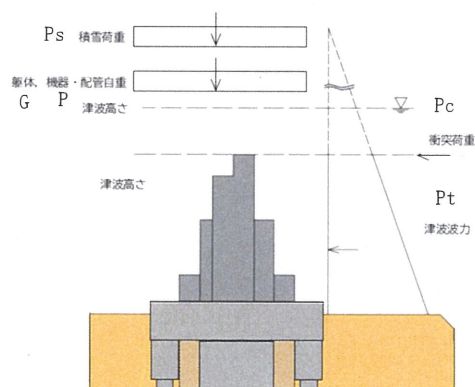


図 4.9-8 荷重条件(敷地に遡上する津波)

4.9.2 重畳時の評価条件

重畳時の評価条件として地盤バネ及び荷重条件を以下に示す。

(1) 地盤バネ

「4.8.2 (2) e. 地盤バネと地盤反力係数の設定」において、鋼製防護壁基礎を構成する中実鉄筋コンクリート、巻立て鉄筋コンクリート、鋼管杭及び頂版鉄筋コンクリートに設定する地盤バネの設定方法及び算出式を示した。ここでは、設定方法及び算出式に従って設定した地盤バネの詳細について示す。

耐津波評価における重畳時の地盤の地盤バネの設定を表 4.9-4 に示す。同表に示すとおり、重畳時は3種類の地盤バネを考慮する。重畳時において考慮する地盤バネは、地盤ケース⑤、⑥、③' に対し1次元有効応力解析を行い、設定項目が最大となる原地盤条件を選定して地盤バネを設定する。地表面加速度が最大となる場合を地盤バネ3、地表面変位が最大となる場合を地盤バネ4、せん断ひずみが最大となる場合を地盤バネ5として評価する。

なお、地盤バネの設定に当たっては、既工認の添付書類「V-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」で設定している地盤の物性値を用いる。また、地盤反力係数の算出方法は「4.8.2 (2) e. (d) 地盤反力係数」に、地盤反力上限値の算出方法は「4.8.2 (2) e. (e) 地盤反力上限値」による。

表 4.9-4 地盤バネケースの設定概要（重畳時）（表 4.8-16 の再掲）

地盤バネのケース	余震の有無	地盤ケース	地盤反力係数	地盤反力上限値	地盤剛性 地盤強度
地盤バネ3	余震あり 重畳時	以下に示す3種類の地盤ケースに対して1次元有効応力解析を実施して、地盤の応答値が最大となる地盤条件を選定	地表面加速度が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面加速度が最大となる時刻の収束強度より設定	大
地盤バネ4		地盤ケース⑤ (平均 V_s による地盤物性 非液化化条件)	地表面変位が最大となる時刻の収束剛性より設定	地表面変位が最大となる時刻の収束強度より設定	小
地盤バネ5		地盤ケース⑥ ($+1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件) 地盤ケース③' ($-1\sigma V_s$ による地盤物性 非液化化条件)	せん断ひずみが最大となる時刻の収束剛性より設定	せん断ひずみが最大となる時刻の収束強度より設定	小

注記 * : 地盤ケース⑤、⑥、③' に対し1次元有効応力解析を行い、設定項目が最大となる地盤条件を選定
 σ : せん断波速度 V_s の標準偏差

北基礎及び南基礎ごとに設定した地盤バネの詳細を以下に示す。

a. 北基礎

(a) 地盤バネ設定

重畳時の地盤バネ（地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5）は，表4.9-4に示す3種類の地盤ケース⑤，⑥及び③'に対する1次元有効応力解析を行い，最大地表面加速度になる地盤ケース，最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースの3ケースを選定する必要がある。ここで，地盤ケース⑤は，平均地盤物性において非液状化の条件を仮定した地盤ケースを，地盤ケース⑥は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地盤ケースを，地盤ケース③'は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地盤ケースを示す。「地表面応答加速度」，「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを，地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5とする。

S_d-D1波（余震）に対する1次元有効応力解析の結果を表4.9-5に示す。同表より，最大地表面加速度になる地盤ケース，最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースは，以下のとおりである。

最大地表面加速度になる地盤ケースは，地盤ケース⑥であり，最大地表面加速度は191.1 cm/s²（発生時刻54.09秒）である。したがって，地盤ケース⑥の54.09秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）が，地盤バネ3である。

最大地表面変位になる地盤ケースは，地盤ケース③'であり，最大地表面変位は11.8 cm（発生時刻27.14秒）である。したがって，地盤ケース③'の27.14秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが，地盤バネ4である。

最大せん断ひずみになる地盤ケースは，地盤ケース③'であり，最大せん断ひずみは4.30×10⁻³（発生時刻23.33秒）である。したがって，地盤ケース③'の23.33秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが，地盤バネ5である。

表4.9-5 1次元有効応力解析による原地盤条件の選定(北基礎)

確認項目	地盤ケース(地盤条件)					
	地盤ケース⑤(非液状化)		地盤ケース⑥(非液状化+1σ Vs)		地盤ケース③'(非液状化-1σ Vs)	
		採用		採用		採用
最大地表面 加速度	189.2 cm/s ² (54.13 s)	-	191.1 cm/s ² (54.09 s)	バネ 3	190.4 cm/s ² (60.78 s)	-
最大地表面 変位	10.3 cm (27.05 s)	-	8.9 cm (27.01 s)	-	11.8 cm (27.14 s)	バネ 4
最大せん断 ひずみ	3.46×10 ⁻³ (23.21 s)	-	2.92×10 ⁻³ (23.15 s)	-	4.30×10 ⁻³ (23.33 s)	バネ 5

注記：地盤ケース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

地盤ケース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

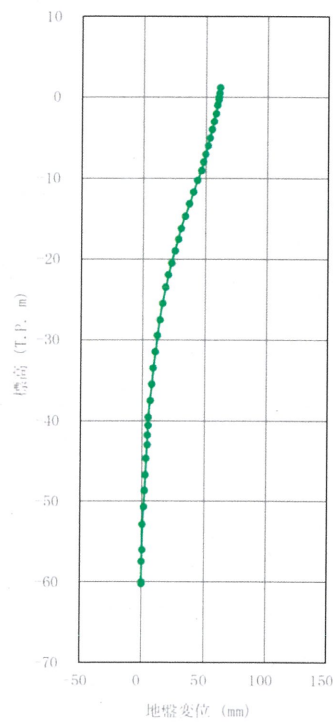
地盤ケース③'：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

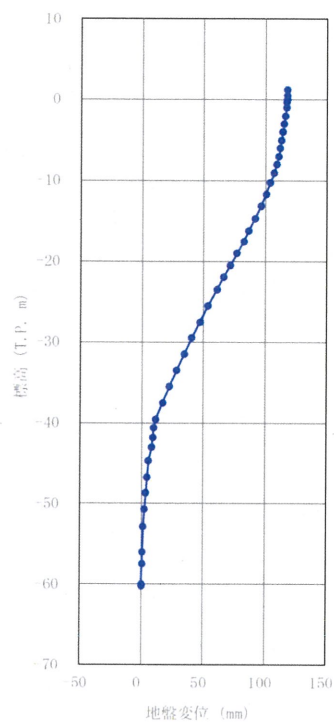
北基礎において設定した地盤反力係数と地盤反力上限値を以下に示す。

表 4.9-5 より、地盤バネ 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_m 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び地盤反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

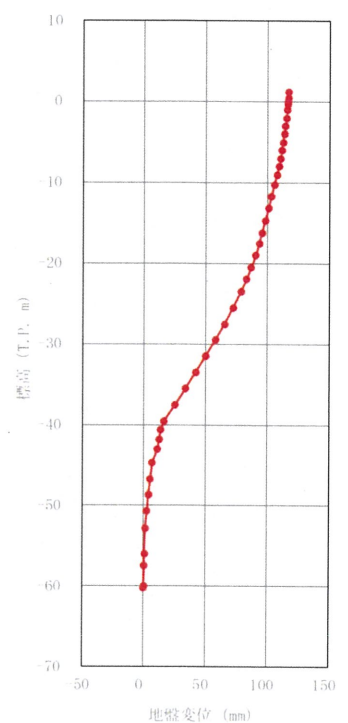
各地盤バネケースにおいて鋼製防護壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.9-9 及び図 4.9-10 に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.9-11～図 4.9-14 に示す。



—●— 地盤バネ3

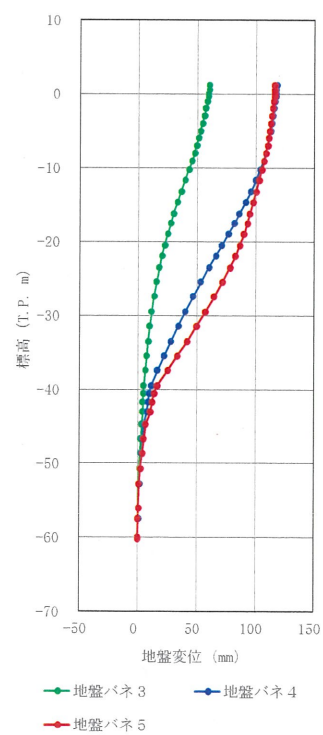


—●— 地盤バネ4



—●— 地盤バネ5

図 4.9-9 地盤バネケースの地盤変位分布図（北基礎）



—●— 地盤バネ3 —●— 地盤バネ4
—●— 地盤バネ5

図 4.9-10 地盤バネケースの地盤変位比較図（北基礎）

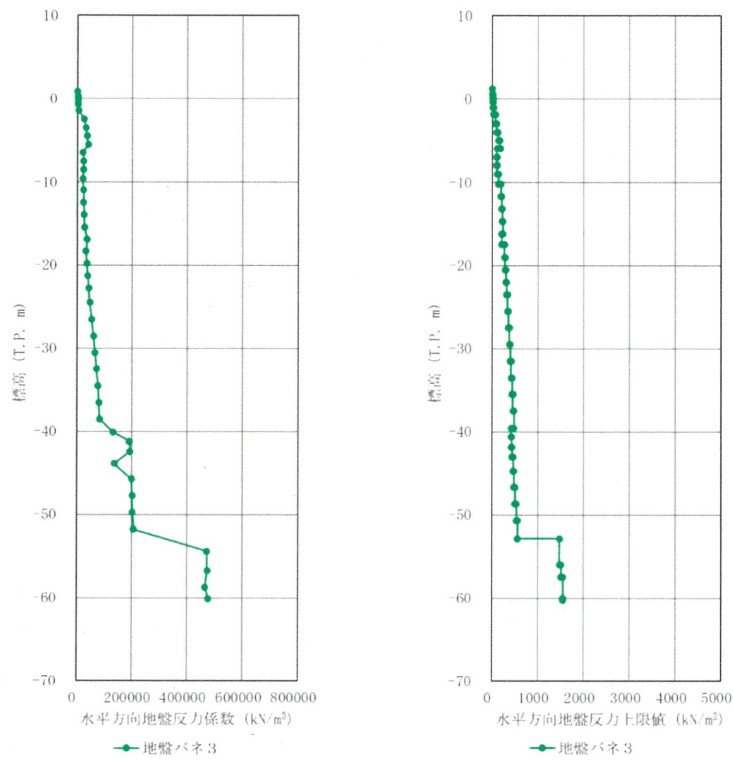


図 4.9-11 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ3）

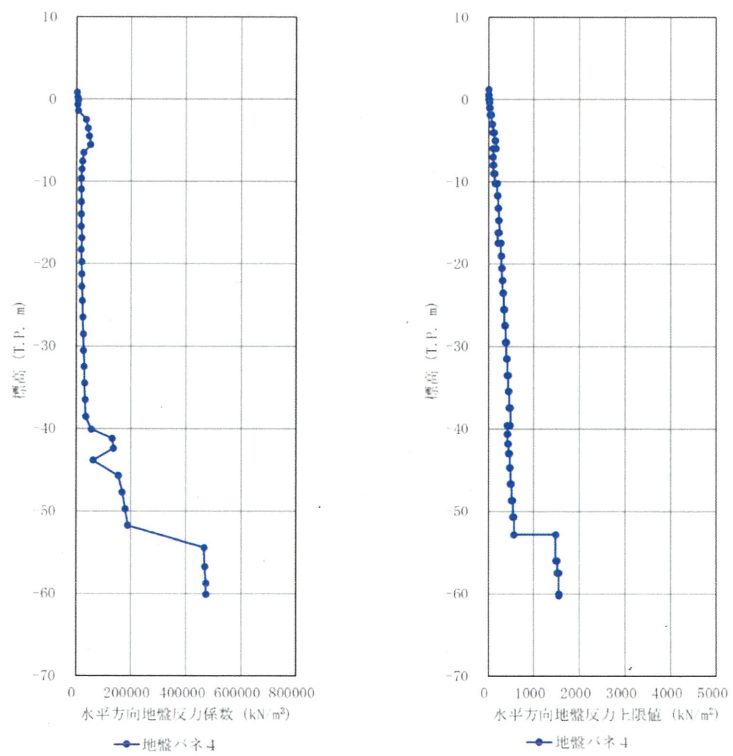


図 4.9-12 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ4）

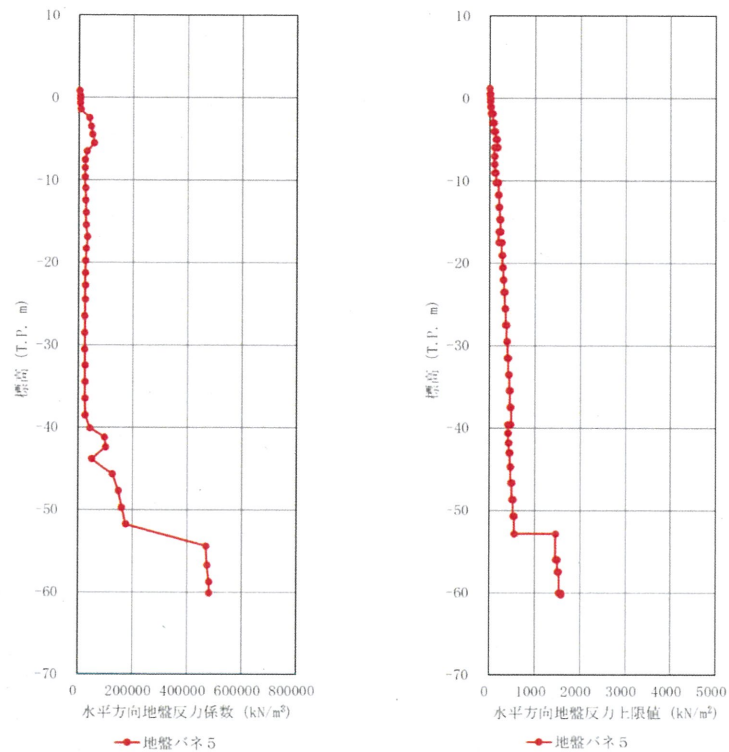


図 4.9-13 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（北基礎：地盤バネ5）

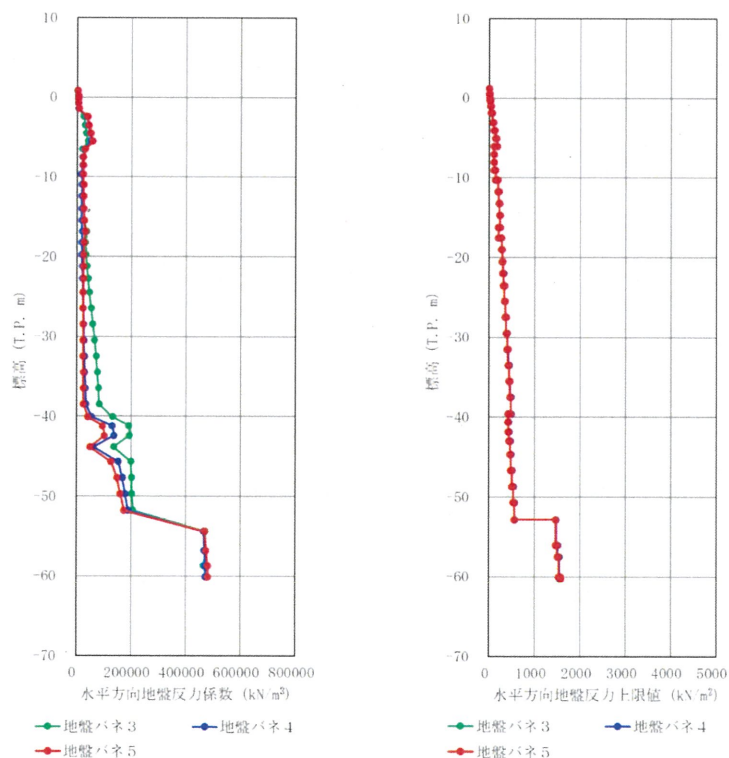


図 4.9-14 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の
水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（北基礎）

b. 南基礎

(a) 地盤バネ設定

北基礎と同様に、重畳時の地盤バネ（地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5）は、表 4.9-4 に示す 3 種類の地盤ケース⑤、⑥及び③' に対する 1 次元有効応力解析を行い、最大地表面加速度になる地盤ケース、最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースの 3 ケースを選定する必要がある。ここで、地盤ケース⑤は、平均地盤物性において非液状化の条件を仮定した地盤ケースを、地盤ケース⑥は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地盤ケースを、地盤ケース③' は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地盤ケースを示す。「地表面応答加速度」、「地表面相対水平変位」及び「地盤のせん断ひずみ」がそれぞれ最大となる地盤ケースに基づき設定した地盤バネを、地盤バネ 3、地盤バネ 4 及び地盤バネ 5 とする。

S_a-D1 波（余震）に対する 1 次元有効応力解析の結果を、表 4.9-6 に示す。同表より、最大地表面加速度になる地盤ケース、最大地表面変位になる地盤ケース及び最大せん断ひずみになる地盤ケースは、以下のとおりである。

最大地表面加速度になる地盤ケースは、地盤ケース⑥であり、最大地表面加速度は 219.9 cm/s²（発生時刻 53.99 秒）である。したがって、地盤ケース⑥の 53.99 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネ（地盤反力係数及び地盤反力上限値）が、地盤バネ 3 である。

最大地表面変位になる地盤ケースは、地盤ケース③' であり、最大地表面変位は 8.6 cm（発生時刻 68.84 秒）である。したがって、地盤ケース③' の 68.84 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが、地盤バネ 4 である。

最大せん断ひずみになる地盤ケースは、地盤ケース③' であり、最大せん断ひずみは 4.17×10^{-3} （発生時刻 26.85 秒）である。したがって、地盤ケース③' の 26.85 秒における地盤の収束剛性と収束強度を考慮して設定した地盤バネが、地盤バネ 5 である。

表 4.9-6 1 次元有効応力解析による原地盤条件の選定(南基礎)

確認項目	地盤ケース(地盤条件)					
	地盤ケース⑤(非液状化)		地盤ケース⑥(非液状化+1σ Vs)		地盤ケース③'(非液状化-1σ Vs)	
		採用		採用		採用
最大地表面 加速度	215.6 cm/s ² (54.02 s)	-	219.9 cm/s ² (53.99 s)	バネ 3	208.0 cm/s ² (54.05 s)	-
最大地表面 変位	7.8 cm (68.81 s)	-	7.0 cm (68.78 s)	-	8.6 cm (68.84 s)	バネ 4
最大せん断 ひずみ	3.52×10^{-3} (68.77 s)	-	3.17×10^{-3} (53.99 s)	-	4.17×10^{-3} (26.85 s)	バネ 5

注記：地盤ケース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

地盤ケース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

地盤ケース③'：地盤物性のばらつきを考慮（-1σ）して非液状化の条件を仮定した解析ケース

(b) 地盤反力係数と地盤反力上限値

南基礎において設定した地盤反力係数と地盤反力上限値を以下に示す。

表 4.9-6 より、地盤バネ 3 は地表面最大加速度が発生する⑥地盤物性のばらつきを考慮 ($+1\sigma$) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 4 は地表面最大変位が発生する③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース、地盤バネ 5 は最大せん断ひずみが発生する③' 地盤物性のばらつきを考慮 (-1σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケースに基づき設定する。それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻における平均有効主応力 σ'_v 及びせん断ひずみ γ の深度分布により求められる地盤剛性及び地盤反力上限値を用いて地盤バネを設定する。

各地盤バネケースにおいて鋼製防護壁基礎に与える地盤変位は、それぞれ地表面最大加速度発生時刻、地表面最大変位発生時刻、最大せん断ひずみ発生時刻の地盤変位を与える。各地盤ケースでの地盤変位分布及びその比較を図 4.9-15 及び図 4.9-16 に、水平方向地盤反力係数、水平方向地盤反力上限値及びその比較を図 4.9-17～図 4.9-20 に示す。

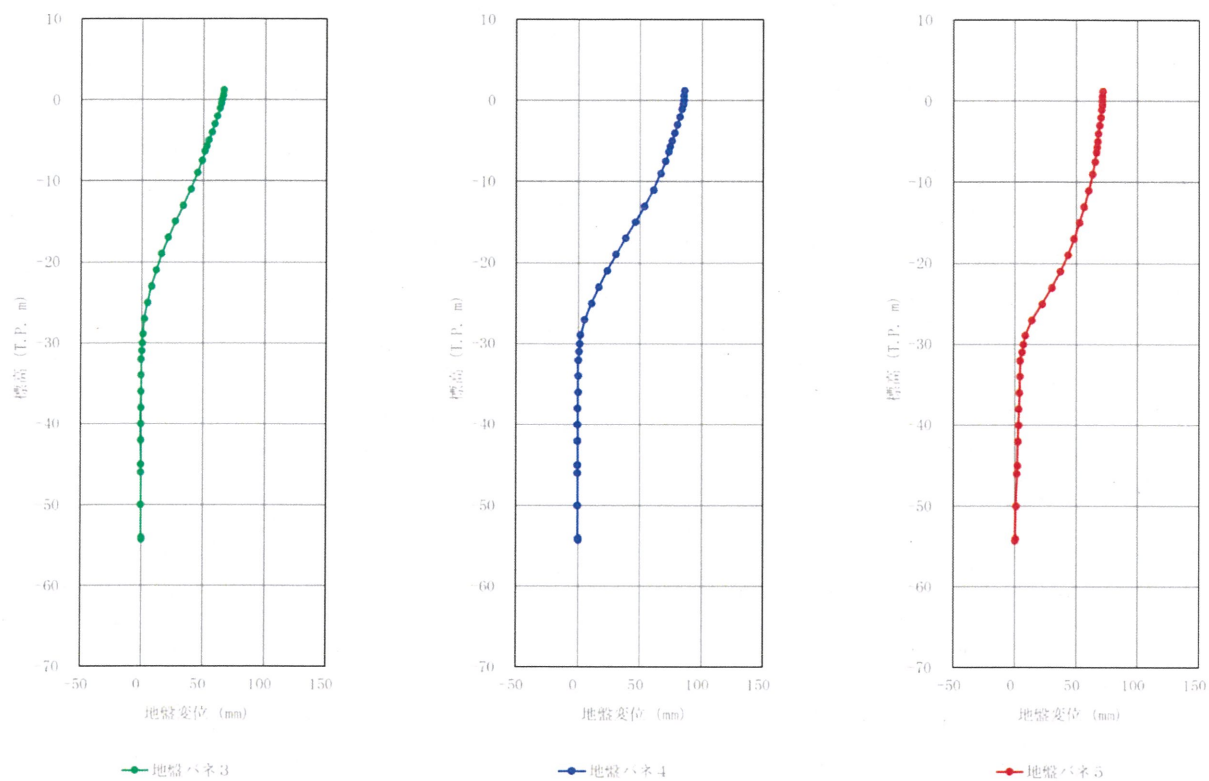


図 4.9-15 地盤バネケースの地盤変位分布図（南基礎）

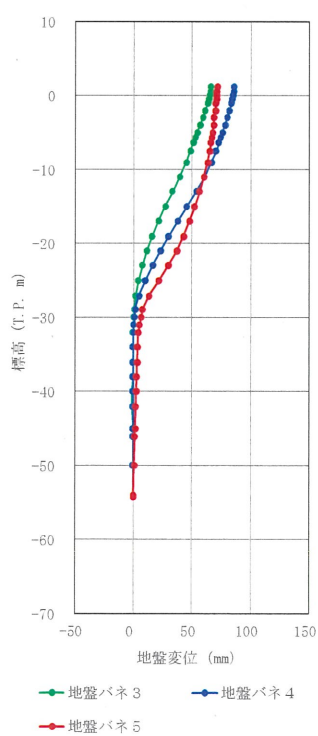


図 4.9-16 地盤バネケースの地盤変位比較図（南基礎）

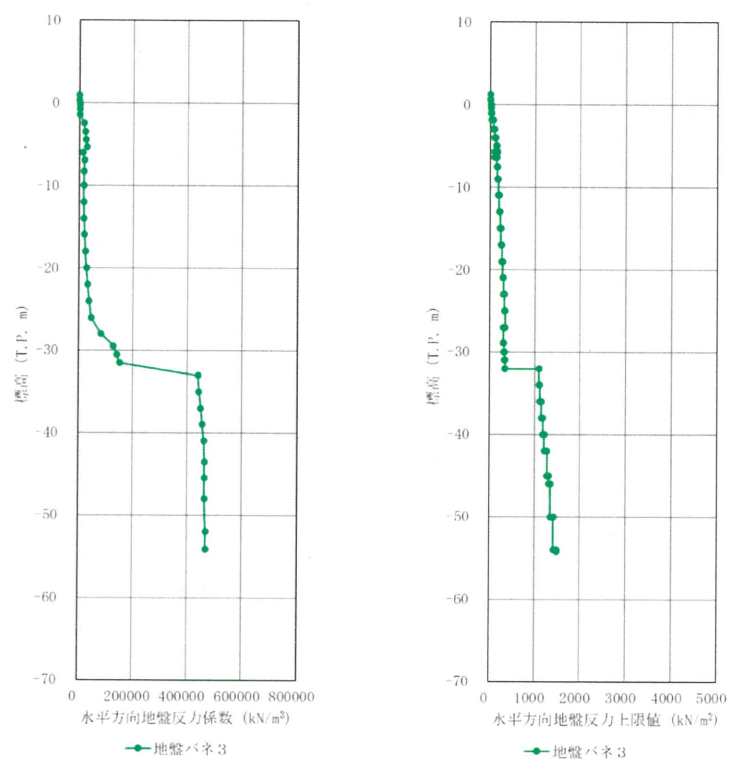


図 4.9-17 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値 (南基礎：地盤バネ 3)

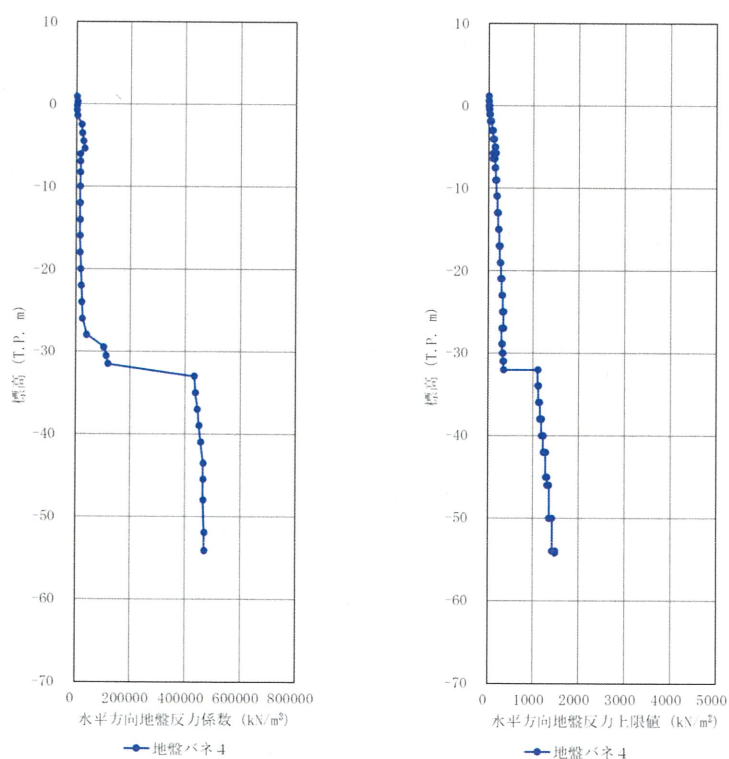


図 4.9-18 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値 (南基礎：地盤バネ 4)

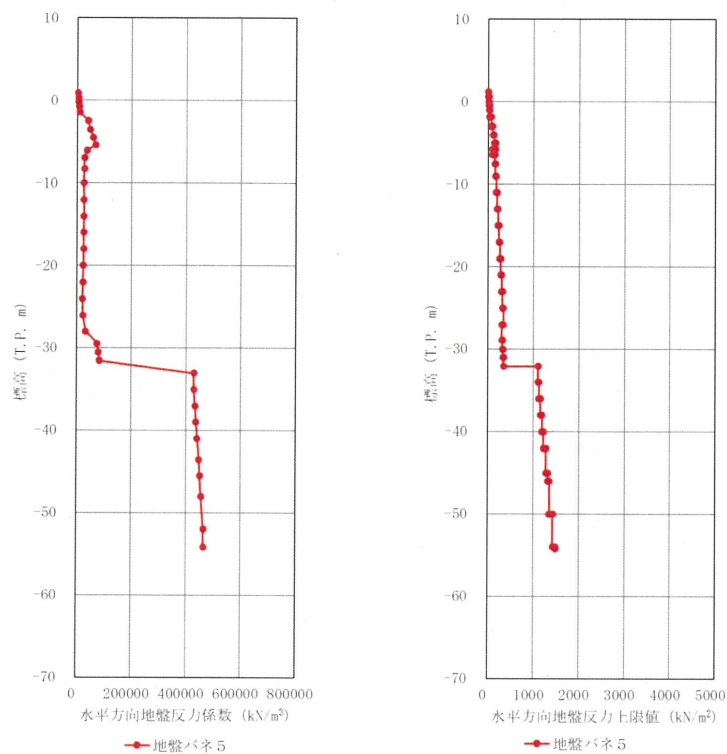


図 4.9-19 水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値（南基礎：地盤バネ5）

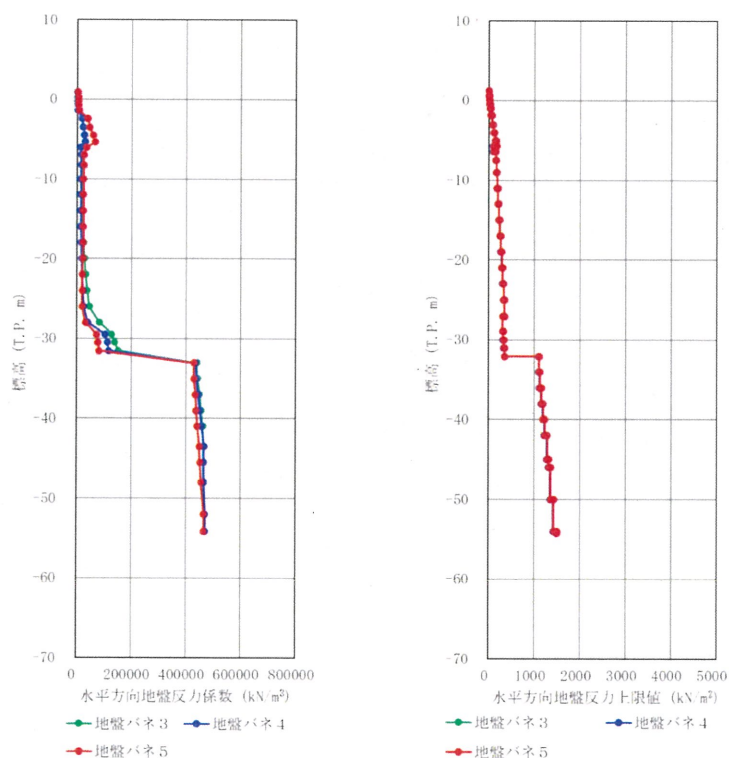


図 4.9-20 地盤バネ3，地盤バネ4及び地盤バネ5の
水平方向地盤反力係数及び地盤反力上限値比較図（南基礎）

(2) 余震による慣性力及び動水圧

各地盤バネケースにおいて構造物に作用させる余震による慣性力（設計震度）は、「4.9.2 (1) 地盤バネ」において示した南北基礎の1次元有効応力解析により算出した地表面加速度に基づき設定する。地表面加速度から設定した余震時の設計震度を表 4.9-7 に示す。同表から水平及び鉛直設計震度ともに南基礎の方が大きいことが確認できるため、地盤バネ3～5における水平及び鉛直設計震度は南基礎の値を考慮して設定する。3次元静的フレーム解析では、ここで設定した設計震度に基づき構造物の慣性力を設定する。

表 4.9-7 各地盤バネケースでの余震時の設計震度

地盤バネケース	水平設計震度		鉛直設計震度	
	北基礎	南基礎	北基礎	南基礎
地盤バネ3	0.20 (191.1 cm/s ²)	0.23 (219.9 cm/s ²)	0.20 (191.5 cm/s ²)	0.21 (199.1 cm/s ²)
地盤バネ4	0.20 (190.4 cm/s ²)	0.22 (208.0 cm/s ²)	0.20 (186.7 cm/s ²)	0.20 (196.1 cm/s ²)
地盤バネ5	0.20 (190.4 cm/s ²)	0.22 (208.0 cm/s ²)	0.20 (186.7 cm/s ²)	0.20 (196.1 cm/s ²)

余震による動水圧も上記のとおり南基礎の水平設計震度を用いて設定する。動水圧の算出式を、次式に示す。同式により算出した鋼製防護壁天端及び設置地盤標高の余震による動水圧を、表 4.9-8（基準津波の動水圧）及び表 4.9-9（敷地に遡上する津波の動水圧）に示す。

$$P_d(z) = 7/8 \times \gamma_0 \times K_h \times \sqrt{h \cdot z}$$

ここで、

γ_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

K_h : 水平震度

h : 水深 (m)

z : 水面を0とし下向きにとった座標 (m)

表 4.9-8 余震時の動水圧（基準津波）

地盤バネケース	防護壁 天端高 (T. P.) (m)	入力津波 高さ (T. P.) (m)	設置地盤 標高 (T. P.) (m)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+17.9	+1.20	0.0	33.9
地盤バネ 4				0.0	32.5
地盤バネ 5				0.0	32.5

注記) 設置地盤標高は、「4.7.2 地盤沈下の考慮」に示す現地盤 T.P. +2.7m から地表面沈下 1.5m を考慮した標高を示す。

表 4.9-9 余震時の動水圧（敷地に遡上する津波）

地盤バネケース	防護壁 天端高 (T. P.) (m)	入力津波 高さ (T. P.) (m)	設置地盤 標高 (T. P.) (m)	防護壁 天端動水圧 (kN/m ²)	設置地盤標高 での動水圧 (kN/m ²)
地盤バネ 3	+20.0	+24.0	+1.20	19.4	46.3
地盤バネ 4				18.6	44.3
地盤バネ 5				18.6	44.3

注記) 設置地盤標高は、「4.7.2 地盤沈下の考慮」に示す現地盤 T.P. +2.7m から地表面沈下 1.5m を考慮した標高を示す。

(3) 津波種別ごとの荷重条件

a. 重畳時（基準津波）

表 4.9-10 に基準津波時の荷重条件を示す。

表 4.9-10 荷重条件(基準津波)

荷重の項目	単位	重畳時		
		地盤バネ 3	地盤バネ 4	地盤バネ 5
重力加速度	g	9.80665		
設計用湛水深	h	8.35		
水平設計震度	kh	0.23	0.22	0.22
鉛直設計震度	Kv	0.21	0.20	0.20
鋼製防護壁底面標高の波圧強度	p1	237.9		
鋼製防護壁天端標高の波圧強度	p2	63.1		
固定荷重	G	430790		
積載荷重	P	840		
積雪荷重	Ps	0.21		
遡上津波荷重	Pt	12231		
衝突荷重	Pc	—	—	—
余震荷重				
水平方向慣性力	Ksdh	99082	94774	94774
鉛直方向慣性力	Ksdv	90466	86158	86158
動水圧合力	Pd	27446	26253	26253
動水圧の作用高さ	y	7.76		
風荷重	Pk	—	—	—

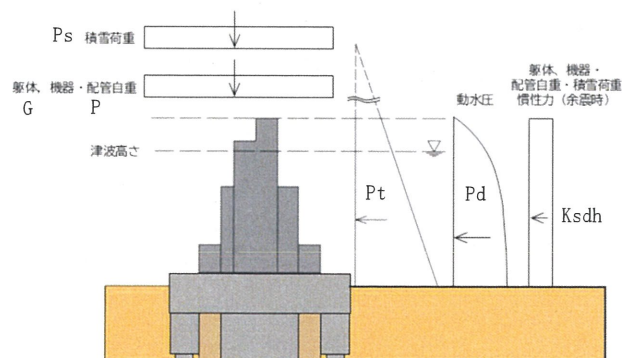


図 4.9-21 荷重条件(基準津波)