

(参考2) 鉄筋の腐食(経年劣化)について

1. 鉄筋コンクリート内部の鉄筋の腐食メカニズム

鉄筋コンクリート中の鉄筋は、pH12以上の強アルカリの環境であり、鉄筋の表面は不働態皮膜に覆われており、鉄筋の腐食はほとんど発生しない。しかし、鉄筋コンクリート構造物の供用期間中は、空気中の二酸化炭素(CO₂)、塩化物イオン(Cl⁻)がコンクリートへ浸透することに伴う中性化や塩害による鉄筋の不働態皮膜の破壊、水分、酸素の供給による鉄イオンの反応に伴う鉄さびの生成、鉄さびの膨張に伴うコンクリート内部応力の増加によるひび割れ発生の過程が繰返して進行し、最終的にはコンクリートの劣化(剥離・崩落)に至る。鉄筋コンクリート内部の鉄筋腐食のメカニズムを図1に示す。また、図1中の鉄筋の腐食が発生する化学反応式を以下に示し、地下水に露出している鉄筋の腐食のメカニズムの詳細を図2に示す。

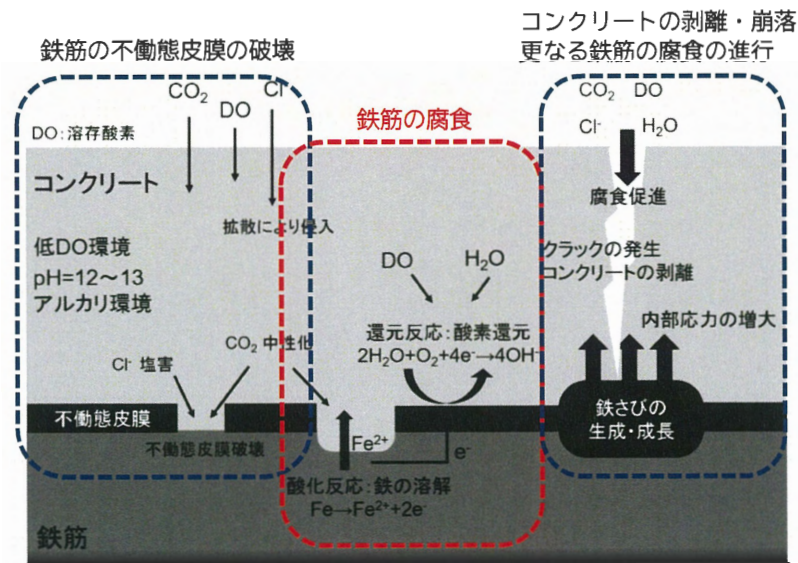
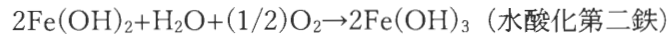
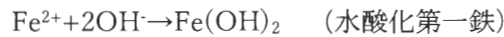
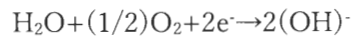
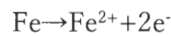


図1 鉄筋コンクリート内部の環境及び鉄筋腐食のメカニズムの概要¹⁾

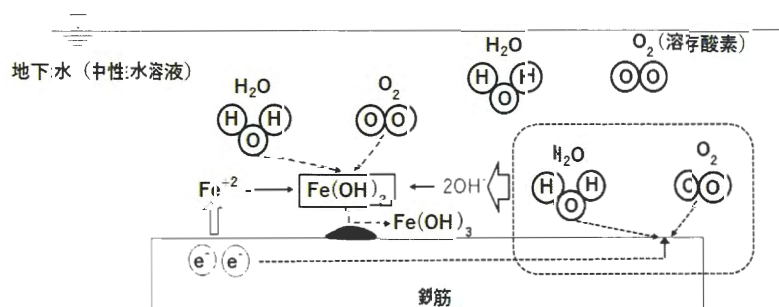


図2 地下水中の鉄筋の腐食のメカニズム²⁾

一般的に、健全な鉄筋コンクリートの鉄筋の腐食及びコンクリートの劣化は、施工、使用環境条件の影響があるものの、建設されてから数十年の期間にかけて徐々に進行する。図3は日本の橋梁建設と補修の数を年代毎の推移を示し、1960年代の高度経済成長期に施工された構造物の鉄筋コンクリート設計耐用年数50年が経過した現在にコンクリートの剥離や崩落の劣化、補修、再建設が必要と報告されている。

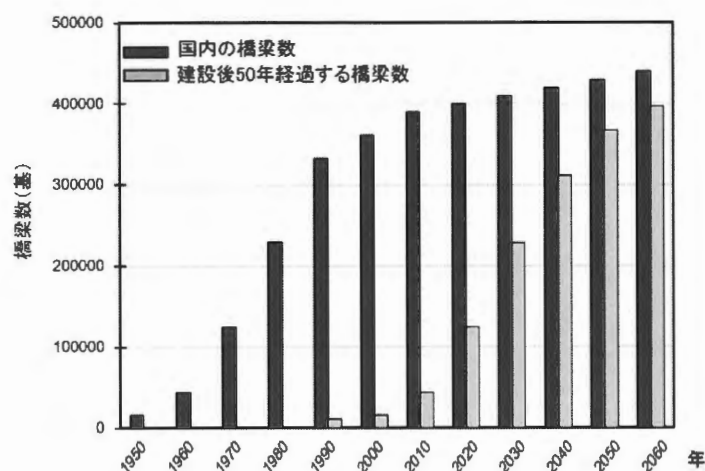


図3 日本の総橋梁数の推移予測¹⁾

(国土交通省のデータをもとに作成。2020年以降の橋梁数は、図の作成時にデータがないため、2010年から2020年にかけての橋梁数の増加と同様の増加をたどると仮定している)

注記：1) 土井康太郎：コンクリート中鉄筋の腐食診断技術，まてりあ（日本金属学会会報）第59巻，第6号，pp.313-320，2020年

2) 多田英司，西方篤：金属の腐食のしくみ，化学と教育，65巻，12号，pp.612-615，2017年

2. 地中連続壁部の鉄筋の腐食に係る考察

2.1 地中連続壁部の鉄筋の残置状況

鋼製防護壁基礎の中実鉄筋コンクリートは、施工時の不具合（コンクリート未充填，鉄筋の変形・脱落，鉄筋の高止まり）が発生している地中連続壁部を残置し，その内部を掘削後に築造する。地中連続壁部のコンクリート未充填箇所は，中実鉄筋コンクリート側は掘削後の目視調査，地山側は物理探査及びコアボーリング調査により確認している。地中連続壁部のコンクリート未充填箇所においては鉄筋が露出している状態であり，掘削が完了している中実鉄筋コンクリート側は大気中に露出している状態である。また，地中連続壁部の地山側のコンクリート未充填箇所の鉄筋は，地中連続壁部の天端はT.P. -1.84mであるため，地下水中に露出されている状態である。

2.2 鉄筋の残置状況を踏まえた腐食耐性に係る考察

鉄筋が気中に露出している地中連続壁部の中実鉄筋コンクリート側は、露出鉄筋の防錆処理後にコンクリートの充填を行い、壁面は平坦に補修を行う。当作業により、中実鉄筋コンクリートは、設計上の寸法及び鉄筋のコンクリートかぶりを確保する健全な鉄筋コンクリートが築造でき、既存の鉄筋コンクリート構造物と同等の腐食に対する耐性を有すると判断した。

一方、地中連続壁部の地山側のコンクリート未充填箇所の鉄筋は、地下水中に露出した状態となる。地下水中の鉄筋の腐食及び腐食の進行について以下に示す。

前節の鉄筋の腐食の化学反応式からは、鉄の腐食は水と酸素が主な要因であり、腐食が進行するには両要因の同時供給が必要となる。また、鉄筋の腐食の要因として塩害があるが、塩分の付着、または塩水との接触のみでの腐食は発生しない。塩分は周辺の水分を吸収する性質及び電気を流れやすくする性質を持っており、前者は大気中に露出されている鉄筋の腐食を促進する要因となり、後者は地下水中の鉄筋の表面に電位差の発生を活性化させ、水と酸素の供給がある場合に腐食を促進する要因となる。

地下水で深での鉄筋の腐食は、地下水中の溶存酸素が主な原因となる。地下水の起源は雨水や雪であり、降雨や降雪時は大気との接触、土中への浸透時は土中の間隙の空気との接触により空気中の酸素が溶け込まれ、地下水に溶存酸素として存在する。溶存酸素量は、地下水深が深く、流速が小さいほど少なくなるとされており、その原因としては、地下水は長い年月を経て地盤中を浸透して流れることにより地層の酸化に酸素を消費されること、流速が小さいと酸素の供給が少なくなるためである。

ここで、地下水中に露出される鋼材の一例として、鋼管杭の腐食耐性について示す。

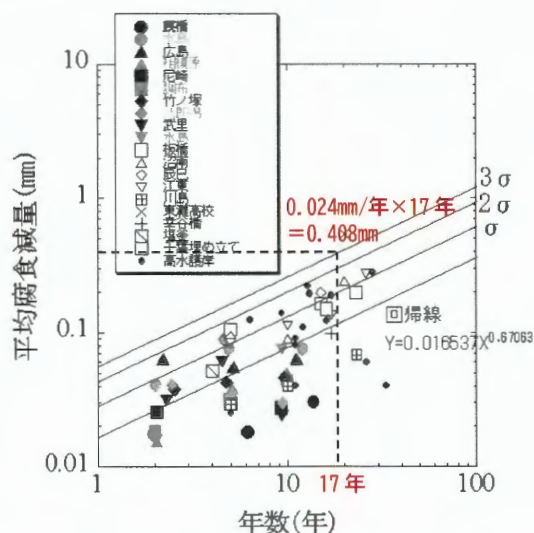
「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）（日本道路協会、平成24年）」では、地下水中の鋼管杭において、腐食の要因となる水、酸素及び鋼管杭表面の電位差の一つが欠けても腐食の反応は進行せず、腐食は防止されるとしている。建設省土木研究所の調査報告では、表1に示すように、地中の鋼管杭の腐食速度は平均0.001～0.024 mm/年であり、小さい値であるとされている。また、地中の腐食速度は、鉄の錆による遮蔽効果が働くことにより、図4に示すように経過年数とともに腐食速度は低下することがわかっている。図4には、建設省土木研究所の腐食状況調査による最大腐食速度の経過年数17年の腐食減量（以下、「腐食量」という。）を追記し、おおむね包含していることを確認した。

鋼管杭は腐食しろを考慮する設計となっており、「道路橋示方書・同解説（Ⅰ共通編 Ⅳ下部構造編）（日本道路協会、平成24年）」、「鉄道構造物等設計標準・同解説（基礎構造物 抗土圧構造物、鉄道総合研究所）」、「建築基礎構造物設計指針（日本建築学会）」では腐食しろ1mmと規定している。腐食しろを設定する設計方法は、構造物の設計耐用年数期間中に鋼材の腐食量に見合った肉厚を、あらかじめ腐食しろとして見込む方法であり、図4より鋼管杭の腐食しろ1mmは100年経過時の鋼管杭の腐食量に相当し、設計耐用年数は100年となる。

表 1 鋼管杭の腐食調査結果³⁾

深 さ (m)	土 質 等	表面 状態	初期推定 平均肉厚 (mm)	実測肉厚 (mm)		腐食速度 (mm/yr)		外 観
				最小値	平均値	最大値	平均値	
-0.3~0.0	大 気 中	塗装	15.81	14.04	15.61	0.104	0.024	塗膜劣化部分の腐食著しい。
0.0~0.2	土 中	"	15.81	15.26	15.76	0.032	0.003	部分的に腐食が認められる程度。
0.2~0.9	細 砂	裸	15.81	15.14	15.65	0.039	0.009	全体的に腐食している他、局部腐食もある。
1.7~2.5	シルト混り 細 砂	"	15.81	14.76	15.41	0.062	0.024	全体的に腐食している他、局部腐食も多い。
5.2~6.1	粘 土 混り シ ル ト	"	15.42	15.28	15.39	0.008	0.002	ほとんど腐食が認められない。
10.2~11.1	"	"	9.02	8.90	8.99	0.007	0.002	"
17.2~18.1	"	"	9.21	8.86	9.15	0.021	0.004	"
24.2~25.1	"	"	8.74	8.61	8.73	0.008	0.001	"
28.2~29.1	"	"	8.74	8.21	8.70	0.031	0.002	"
35.2~36.1	細 砂	"	9.57	9.38	9.52	0.011	0.003	"

以上より、地下水中の鋼材の腐食速度は 100 年で 1mm と十分小さいことを確認した。また、地中連続壁部の地山側の鉄筋の腐食は、地中連続壁部が一定の厚さを有すること、中実鉄筋コンクリートは鉄筋のかぶりを確保することにより、中実鉄筋コンクリートへの影響はないと判断した。

図 4 地中での腐食減量の経年変化⁵⁾

(図中の赤字は建設省土木研究所の設置後 17 年経過した鋼管杭腐食調査の最大腐食速度による腐食減量を示す)

注記：3) 森芳徳，片脇清他：幸谷橋において 17 年間共用された鋼管ぐい橋脚の土中腐食，土木技術資料，23-6，1981 年

4) 大崎順彦：鋼ぐいの腐食，p. 66，鋼材倶楽部（現社団法人日本鉄鋼連盟），1980 年

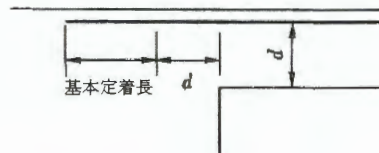
5) 守屋進，村瀬正次，中瀬啓真：鋼管，鋼矢板の土中腐食性状の統計的検討，土木技術資料 47-3，p. 54，2005 年

(参考3) 中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方向）の鉄筋定着について

中実鉄筋コンクリートの軸方向鉄筋（鉛直方法）における鉄筋定着に関する設定の考え方を示す。

1. 中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着について

中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着は、「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）」に示す図1の(a)の場合として「基本定着長+d」以上とする。また，基本定着長については，「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）」に示す図2より算出する。図2より算出した鉄筋の基本定着長を表1に示す。表1に示すとおりコンクリート設計基準強度が50 N/mm²で鉄筋種別がSD490の基本定着長は32.65φとなることから，D51鉄筋の場合の基本定着長は1850 mm（36.25φ）である。中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着について，図7に算定した定着長及び当該定着長の確保状況を示す。



(a) 上下から拘束されていない場合

d：部材の有効高さ

図1 中実鉄筋コンクリート内における定着長（軸方向鉄筋（鉛直方向））

$$l_d = \frac{\sigma_s}{4\tau_{os}} \phi \dots\dots\dots (7.8.1)$$

ここに，

l_d ：付着応力度より算出する重ね継手長（mm）

σ_s ：鉄筋の許容引張応力度（N/mm²）

τ_{os} ：コンクリートの許容付着応力度（N/mm²）

ϕ ：鉄筋の直径（mm）

図2 付着応力度より算出する重ね継手長（基本定着長）

表1 鉄筋の基本定着長

種別	コンクリート設計基準強度	許容付着応力度 (N/mm ²)	鉄筋種別 (許容引張応力度 N/mm ²)		
			SD345	SD390	SD490
			200	230	290
気中	24	1.6	31.25φ	35.94φ	45.31φ
	40	2.0	25.00φ	28.75φ	36.25φ
	50	2.0	25.00φ	28.75φ	36.25φ
水中(連壁)	40	1.55	32.26φ	37.10φ	46.77φ

注記 中実鉄筋コンクリート コンクリート設計基準強度：50N/mm²
鉄筋種別・鉄筋径：SD490・D51

2. 中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへの鉄筋定着について

中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートへの鉄筋定着は、「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）」の図3に示す場所打ち杭の接続方法の場合として「基本定着長+10φ」以上とする。基本定着長については「1. 中実鉄筋コンクリート内の鉄筋定着について」と同様に，図2より算出する。図2より算出した鉄筋の基本定着長を表1に示す。また，鉄筋定着の該当箇所を図7に示す。頂版鉄筋コンクリートに定着させる鉄筋定着について，図7に算定した定着長及び当該定着長の確保状況を示す。

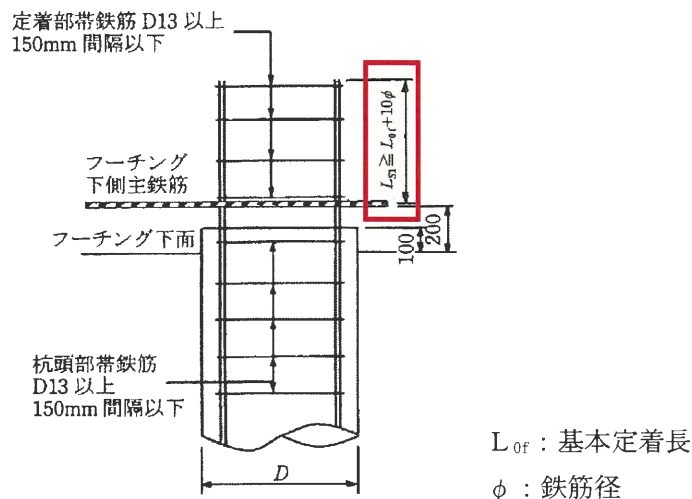


図3 中実鉄筋コンクリートから頂版鉄筋コンクリートに定着させる定着長
（軸方向鉄筋（鉛直方向））

3. 中実鉄筋コンクリート下端の鉄筋定着について

鉄筋定着の該当箇所を図7に示す。中実鉄筋コンクリート先端部における鉄筋定着については，「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）」の「15章 深礎基礎」「15.9 構造細目」に準じて決定する。ただし，「15.9 構造細目」には「軸方向鉄筋は12.11.2(3)1の規定に準じて配置する」との記載があり，12.11.2(3)1によれば，図4に示すとおり，基礎先端の軸方向鉄筋においてはフックをつけなくてよいと記載されている。以上のとおり，道路橋示方書では深礎基礎先端において必要な定着性能は明記されておらず，“フックをつけなくてよい”との記載から，基礎先端部においては，可能な範囲で軸方向鉄筋（鉛直方向）を延長することで構造上の問題はないと解釈できる。

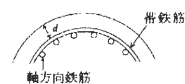


図-12.11.1 鉄筋のかぶりd

(3) 軸方向鉄筋及び帯鉄筋は，施工性に配慮したうえで有効に機能するよう，次により配置する。

- 1) 軸方向鉄筋の鉄筋量，寸法及び間隔は表-12.11.1による。なお，軸方向鉄筋は一重配筋としフックをつけなくてよい。

図4 道路橋示方書 12.11.2(3)1の抜粋

「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）」

この解釈によると，中実コンクリート先端部において必ずしも必要定着長を確保する必要はないことから，定着長に係る特段の照査は実施しない方針とする。ただし，基礎先端部の発生断面力に対し鉄筋とコンクリートが一体として挙動することを設計上評価しておく必要があると判断したことから，図 5 に示す「鉄筋コンクリート設計計算指針・同解説（日本建築学会，2024）」に基づき，最大発生せん断力に対して局部付着力応力度を算出し，許容付着力応力度を下回ることを確認する。許容付着力応力度を表 1 に示す。

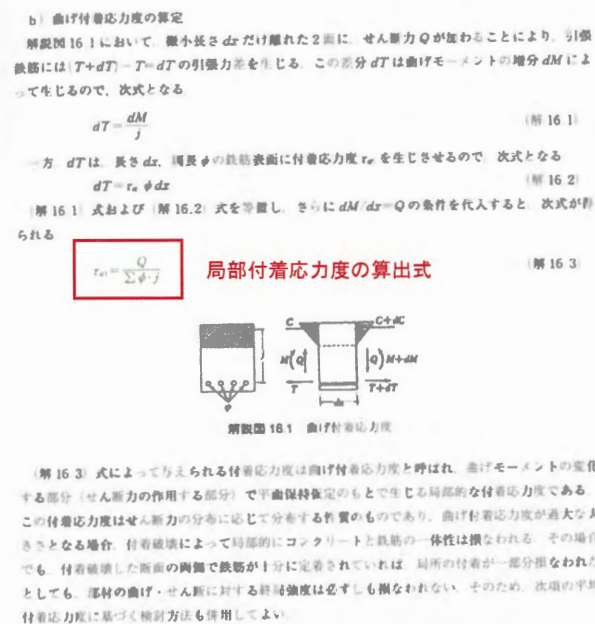


図 5 局部付着力度の算出

「鉄筋コンクリート設計計算指針・同解説（日本建築学会，2024）」

軸方向鉄筋（鉛直方向）の局部的付着力度の算出においては，図 6 に示すとおり，引張側の軸方向鉄筋（鉛直方向）のうち赤線内の軸方向鉄筋（鉛直方向）のみを考慮する。

中実鉄筋コンクリートの各部位に発生する最大せん断力に対する軸方向鉄筋（鉛直方向）の局部付着力度の照査結果を表 2 及び表 3 に示す。同表から，工認設計モデル及び残置影響評価モデルにおいて，耐震評価及び耐津波評価で算出した局所付着力度が表 1 に示す許容付着力度未満であることを確認した。

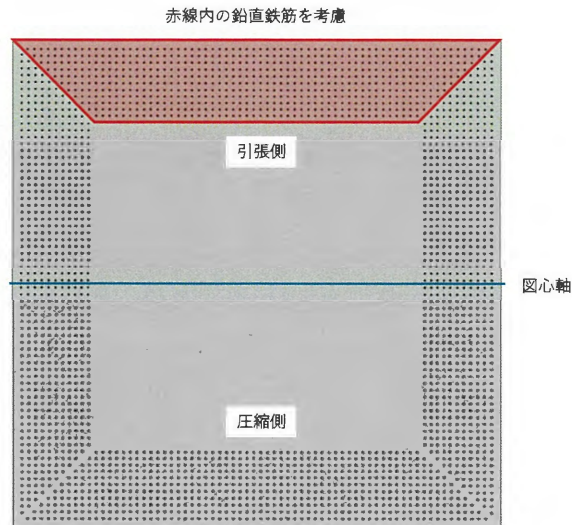


図 6 局部付着応力度の算出に考慮する低減率

表 2 工認設計モデルの局部付着応力度照査結果

基礎・配筋パターン		工認設計モデル											
		耐震						耐津波（敷地に遡上する津波）					
		堤軸方向			堤軸直交方向			堤軸方向			堤軸直交方向		
		せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値
北基礎		111296	0.200	0.10	102100	0.183	0.10	97299	0.175	0.09	185592	0.333	0.17
南基礎	上部	192433	0.314	0.16	137170	0.224	0.12	119881	0.196	0.10	215990	0.352	0.18
	中央（上）	209596	0.279	0.14	144634	0.192	0.10	129299	0.172	0.09	214108	0.285	0.15
	中央（下）	215000	0.232	0.12	135923	0.147	0.08	130817	0.141	0.08	203725	0.220	0.12
	下部	76410	0.102	0.06	96393	0.128	0.07	120417	0.160	0.09	166211	0.221	0.12

表 3 残置影響評価モデルの局部付着応力度照査結果

基礎・配筋パターン		残置影響評価モデル											
		耐震						耐津波（敷地に遡上する津波）					
		堤軸方向			堤軸直交方向			堤軸方向			堤軸直交方向		
		せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値	せん断力の 最大値 (kN)	付着 応力度 (N/mm ²)	照査値
北基礎		148456	0.266	0.14	120242	0.216	0.11	159016	0.285	0.15	197607	0.355	0.18
南基礎	上部	212129	0.346	0.18	146350	0.239	0.12	167682	0.274	0.14	220389	0.360	0.18
	中央（上）	252757	0.336	0.17	158829	0.211	0.11	193316	0.257	0.13	222805	0.296	0.15
	中央（下）	264682	0.286	0.15	148785	0.161	0.09	199903	0.216	0.11	219503	0.237	0.12
	下部	75484	0.100	0.06	95495	0.127	0.07	135945	0.181	0.10	214281	0.285	0.15

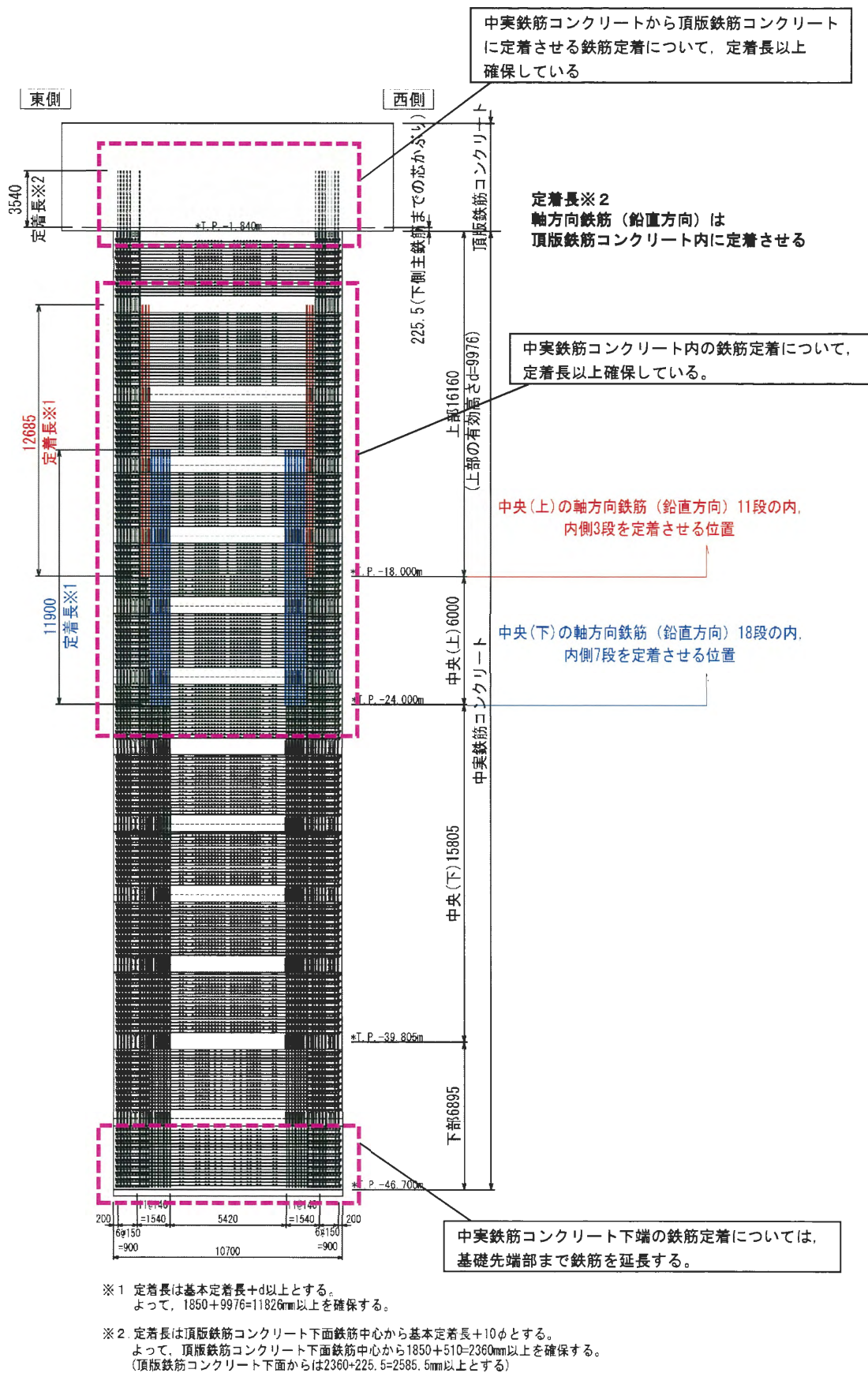


図7 軸方向鉄筋（鉛直方向）の鉄筋定着箇所図（南基礎）

(参考4) 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

残置影響評価モデルにおける基礎地盤の鋼管杭に対する引抜き抵抗性能評価を示す。

1. 極限引抜き抵抗力

極限引抜き抵抗力は(式1)により算出する。算出に用いる地盤のせん断強度(CU強度)を表1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)があるが、ここでは原地盤のせん断強度を用いて保守側に評価する。

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

ここで、

P_u : 地盤から決まる杭の極限引抜き抵抗力 (kN)

U : 杭の周長 (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)

注記 [補足-340-1 改 8 東海第二発電所 耐震性に関する説明書に係る補足説明資料 地盤の支持性能について] の抜粋に加筆

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)	$4.00+199 \cdot \sigma c'$	$10.6+142 \cdot \sigma c'$	11.4	$21.1+14.8 \cdot \sigma c'$	$10.6+142 \cdot \sigma c'$	$32.3+6.46 \cdot \sigma c'$	$16.0+48.3 \cdot \sigma c'$	$83.4+160 \cdot \sigma c'$	$7.26+19.6 \cdot \sigma c'$	$32.3+5.46 \cdot \sigma c'$	$10.6+142 \cdot \sigma c'$	$221-2.23 \cdot Z$	
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	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times Vs^2$ $Vs=163-1.54z$	$\frac{\rho_{sat}}{1000} \times Vs^2$ $Vs=211-1.19z$	246						306	$\frac{\rho_t}{1000} \times Vs^2$ $Vs=433-0.771 \cdot Z$	
	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	0.486	0.484	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 $h \sim \gamma$	$\frac{1}{4.87 \gamma^{0.004940}} - 0.0102$	$\frac{1}{(4.10 \gamma^{0.00377})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(4.46 \gamma^{0.0161})^{0.00255}}$	$\frac{1}{(4.40 \gamma^{0.0122})^{0.0144}}$	$\frac{1}{(3.93 \gamma^{0.0102})^{0.00791}}$	$\frac{1}{(4.42 \gamma^{0.00945})^{0.00386}}$	$\frac{1}{(3.44 \gamma^{0.00660})^{0.0132}}$	$\frac{1}{(3.91 \gamma^{0.00761})^{0.00333}}$	$\frac{1}{(4.81 \gamma^{0.00811})^{0.0121}}$	$\frac{1}{(4.43 \gamma^{0.00949})^{0.00586}}$	$\frac{1}{(4.10 \gamma^{0.00377})^{0.00413}}$	$\frac{1}{(4.41 \gamma^{0.0161})^{0.0184}}$		
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	$\tau^2=0.632 \cdot \sigma$ ($\sigma < 0.572$ N/mm ²) $\tau=0.601$ ($\sigma \geq 0.572$ N/mm ²)
備 考		新第三系の強度特性は右図より設定する。 $\left(\frac{\tau}{\sigma}\right)^2 = 1 + \frac{\sigma}{\sigma_t}$ $\sigma_t = 0.141-0.00114 \cdot Z$ $\tau_R = 0.364-0.00168 \cdot Z$ $C_{CU} = 0.837-0.00346 \cdot Z$ $\phi = 0^\circ$ 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 1 地盤のせん断強度 (CU強度)

2. 耐震評価

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、前述の算出式（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。

鋼管杭の引抜き抵抗性能結果を表2～表5に示す。南基礎においては S_{s-D1} 〔H－，V－〕（地盤ケース④，③－③断面）で最大の11914 kNとなり，地盤の極限引抜き抵抗146105 kN以下であり，北基礎においては S_{s-31} 〔H＋，V＋〕（地盤ケース④，②－②断面）で最大の5420 kNとなり，地盤の極限引抜き抵抗142008 kN以下であることを確認した。

いずれも工認設計モデルでの値を下回っており，堤軸方向の①－①断面については引抜きが生じない結果となっている。

なお，鋼管杭に対する引抜き抵抗力は，「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， S_s 地震動はレベル2相当を上回る規模の地震である。

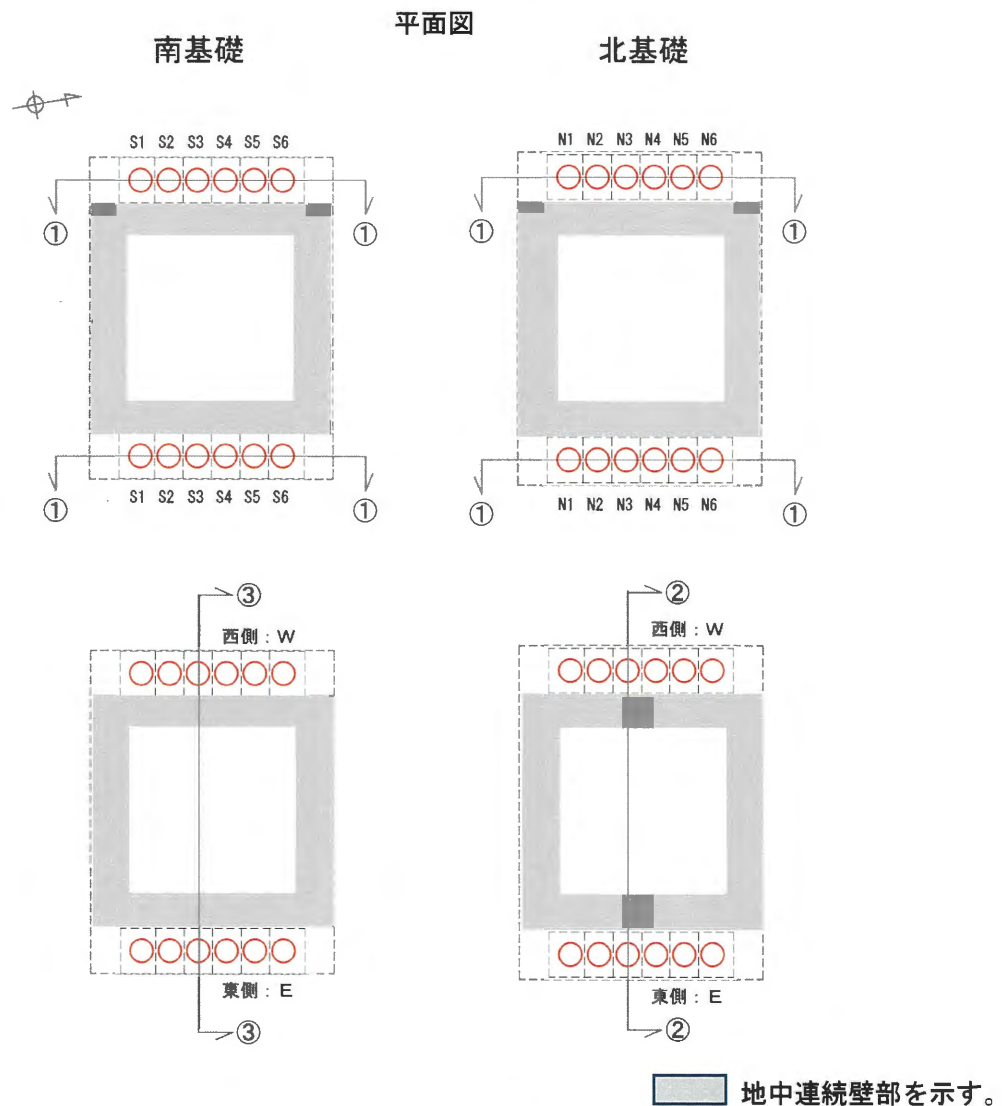


図1 杭記号位置図（鋼管杭）

表 2 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 -31	H+, V+	S2	-405	146105
②	S _s -31	H+, V+	S2	-426	146105
③	S _s -31	H+, V+	S2	-374	146105
④	S _s -31	H+, V+	S2	-353	146105
⑤	S _s -31	H+, V+	S2	-412	146105
⑥	S _s -31	H+, V+	S2	-435	146105

注記 : ① : 原地盤に基づく液状化強度特性を用いた解析ケース
 ② : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) した解析ケース
 ③ : 地盤物性のばらつきを考慮 (-1 σ) した解析ケース
 ④ : 敷地に存在しない豊浦標準砂の液状化強度特性により地盤を強制的に液状化させることを仮定した解析ケース
 ⑤ : 原地盤において非液状化の条件を仮定した解析ケース
 ⑥ : 地盤物性のばらつきを考慮 (+1 σ) して非液状化の条件を仮定した解析ケース
 杭記号位置は図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。

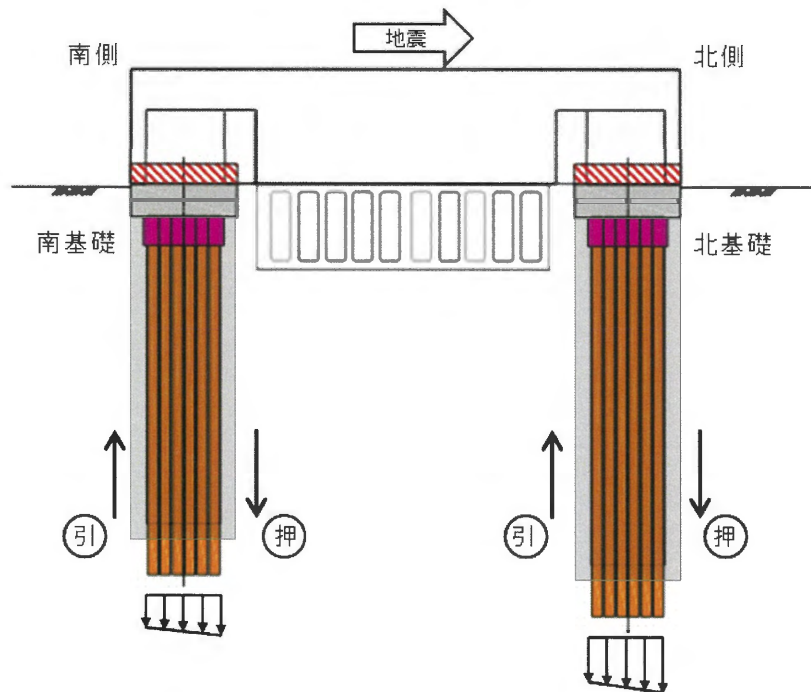


表 3 ①-①断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

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 -31	H+, V+	N1	-192	142008
②	S _s -31	H+, V+	N1	-166	142008
③	S _s -31	H+, V+	N1	-223	142008
④	S _s -31	H+, V+	N1	-111	142008
⑤	S _s -31	H+, V+	N1	-188	142008
⑥	S _s -31	H+, V+	N1	-170	142008

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。

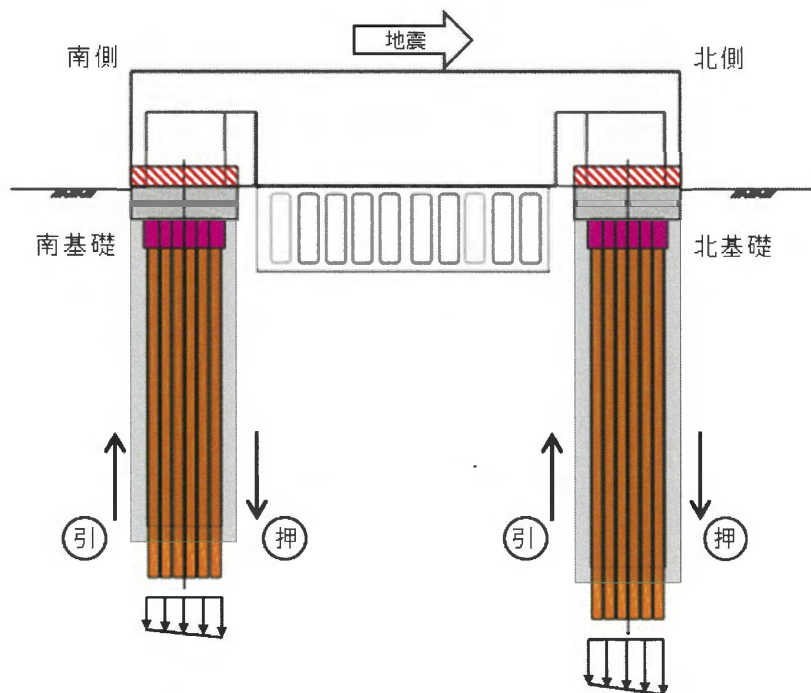


表 4 ③-③断面南基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能結果

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	11127	146105
②	S _s -D 1	H-, V-	西側	10766	146105
③	S _s -D 1	H-, V-	西側	11317	146105
④	S _s -D 1	H-, V-	西側	11914	146105
⑤	S _s -D 1	H-, V-	西側	11522	146105
⑥	S _s -D 1	H-, V-	西側	11494	146105

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。

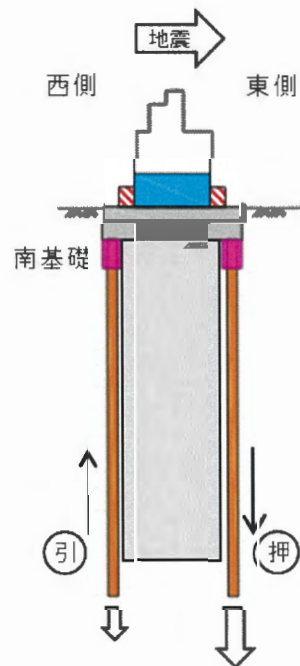
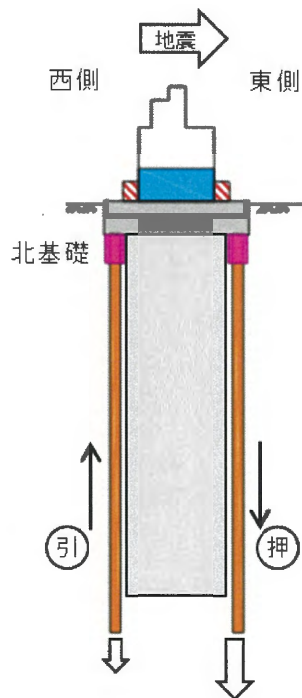


表 5 ②-②断面北基礎鋼管杭の引抜き抵抗性能評価結果

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 -31	H+, V+	西側	5337	142008
②	S _s -31	H+, V+	西側	4230	142008
③	S _s -31	H+, V+	西側	4257	142008
④	S _s -31	H+, V+	西側	5420	142008
⑤	S _s -31	H+, V+	西側	4949	142008
⑥	S _s -31	H+, V+	西側	3804	142008

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5) 3次元静的フレーム解析による支持性能評価について

「4.2.2 (5) 基礎地盤の支持性能に対する評価結果」においては、2次元有効応力解析による鋼製防護壁基礎地盤の重疊時の支持性能評価結果を示した。これに対し、本資料では3次元静的フレーム解析による鋼製防護壁基礎地盤の重疊時の支持性能評価結果を示す。

接地圧の算出位置は、図1に示すとおり中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面である。接地圧は、これらの位置に設定した地盤バネの鉛直方向反力から算出する。なお、中実鉄筋コンクリートの接地圧は、残置影響評価モデルを用いるため、地中連続壁底面が負担する接地圧も中実鉄筋コンクリート底面にて負担するとして算出する。中実鉄筋コンクリート底面における支持性能に対する評価結果を表1に、接地圧分布図を図2及び図3に示す。一方、鋼管杭底面における支持性能に対する評価結果を表2に、表2に示した杭記号の位置を図4に示す。

表1、図2及び図3より、中実鉄筋コンクリート底面における接地圧の最大値は、地盤バネ5において北基礎で5759 kN/m²、南基礎で3015 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（北基礎の最大照査値0.95、南基礎の最大照査値0.51）であることを確認した。

一方、鋼管杭底面については、表2より、接地圧の最大値は地盤バネ2において北基礎で2486 kN/m²、南基礎で2289 kN/m²であり、いずれも基礎地盤の極限支持力度以下（北基礎の最大照査値0.49、南基礎の最大照査値0.46）であることを確認した。なお、最大接地圧が最大になる地盤バネ2における各鋼管杭の接地圧は、表3に示すとおりである。表3から北基礎の接地圧の最大値は取水口側のNW1で発生し、南基礎の接地圧の最大値も取水口側のSW6で発生する。これは、図5に示すとおり取水口側の鋼管杭ほど底面地盤に強く押し付けられるためである。

以上のことから、2次元有効応力解析による評価結果と同様に、3次元静的フレーム解析においても中実鉄筋コンクリート底面及び鋼管杭底面の接地圧が許容限界以下であることを確認した。

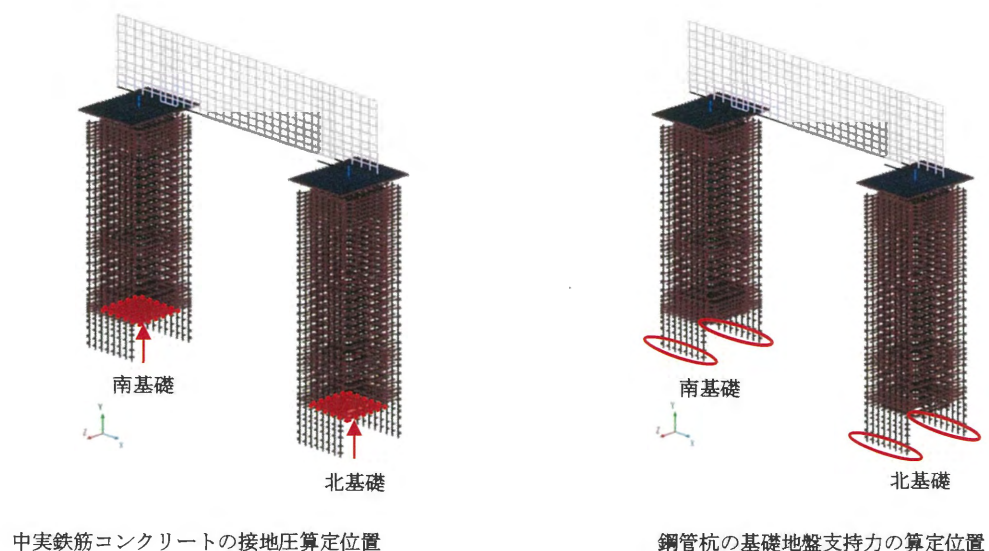
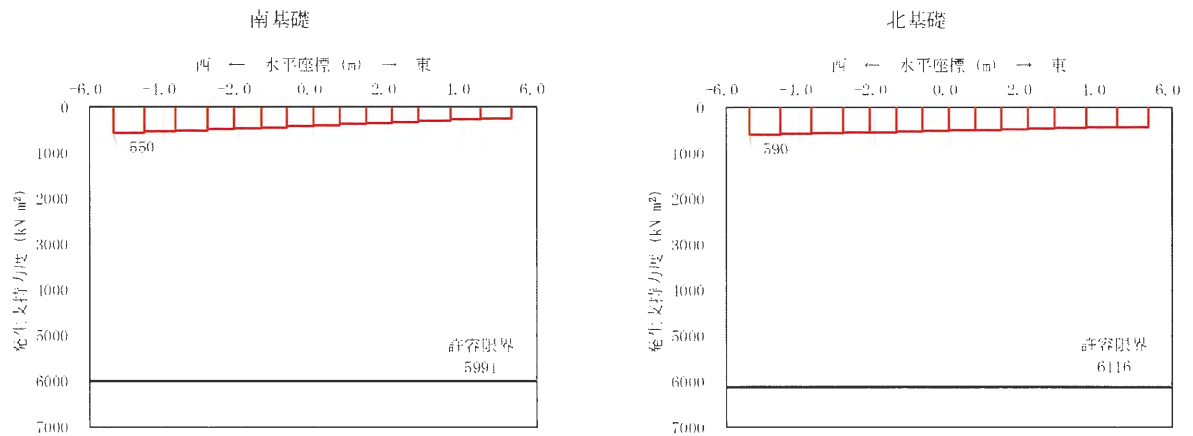


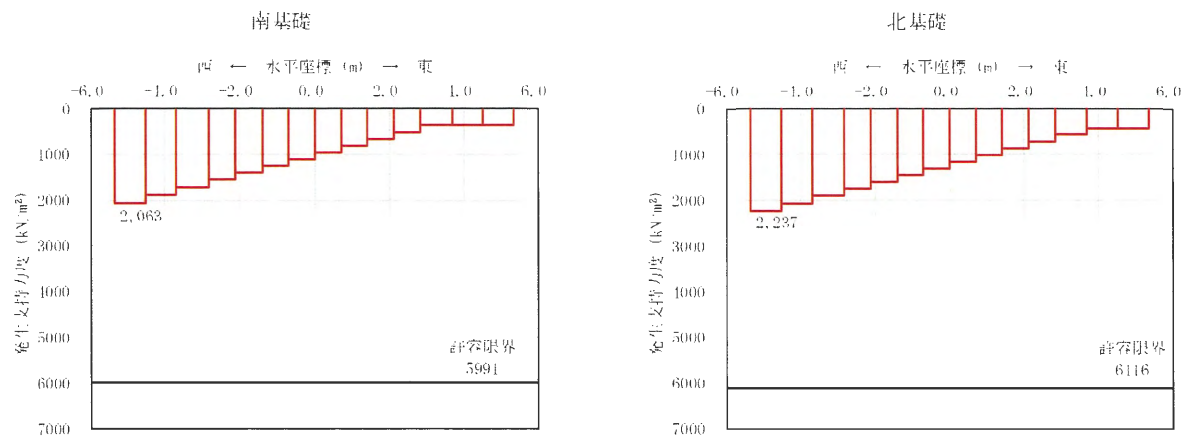
図1 中実鉄筋コンクリート及び鋼管杭の接地圧算出位置

表 1 基礎地盤の支持性能評価結果
(中実鉄筋コンクリート)

荷重条件	地盤バネ ケース	基礎	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	590	6116	0.10
		南基礎	550	5991	0.10
	地盤バネ 2	北基礎	2237	6116	0.37
		南基礎	2063	5991	0.35
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	3315	6116	0.55
		南基礎	2233	5991	0.38
	地盤バネ 4	北基礎	5325	6116	0.88
		南基礎	2747	5991	0.46
	地盤バネ 5	北基礎	5759	6116	0.95
		南基礎	3015	5991	0.51

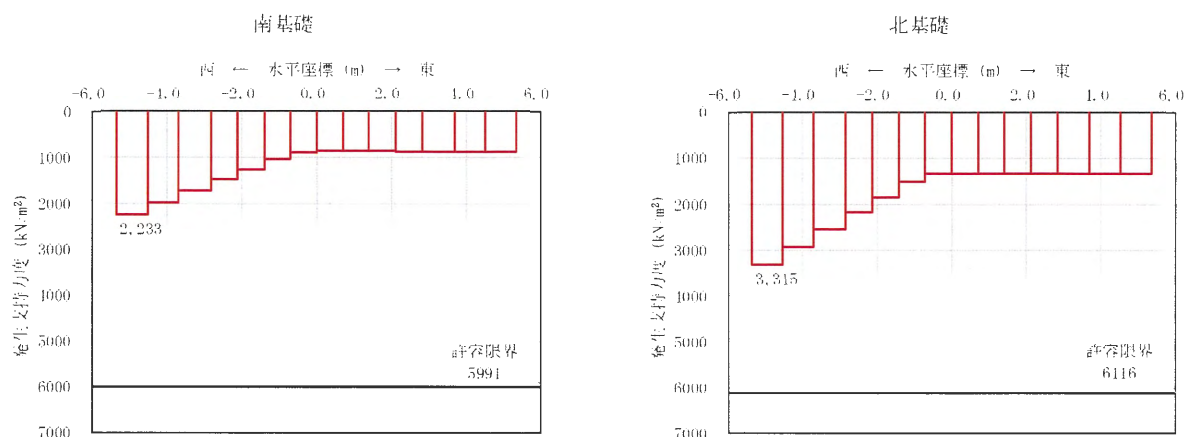


地盤バネ 1 津波時（敷地に遡上する津波）

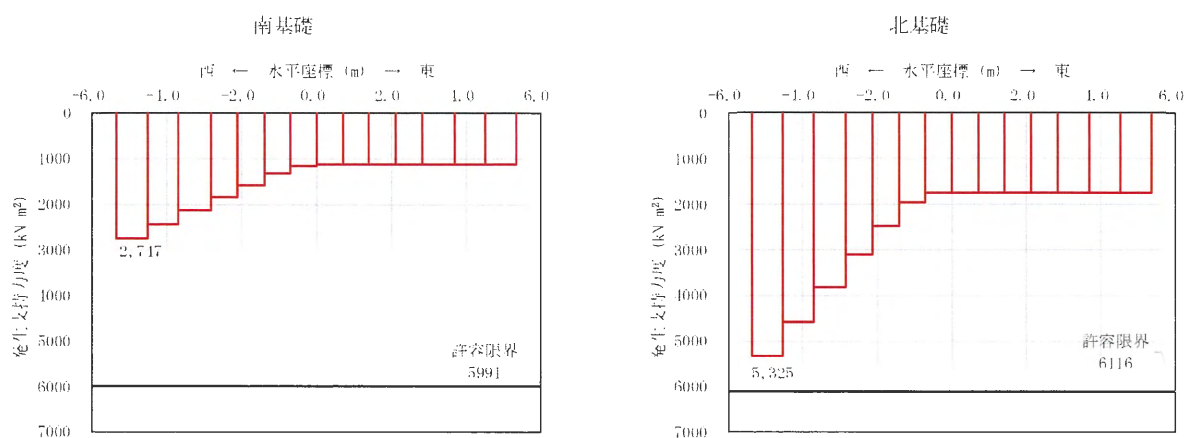


地盤バネ 2 津波時（敷地に遡上する津波）

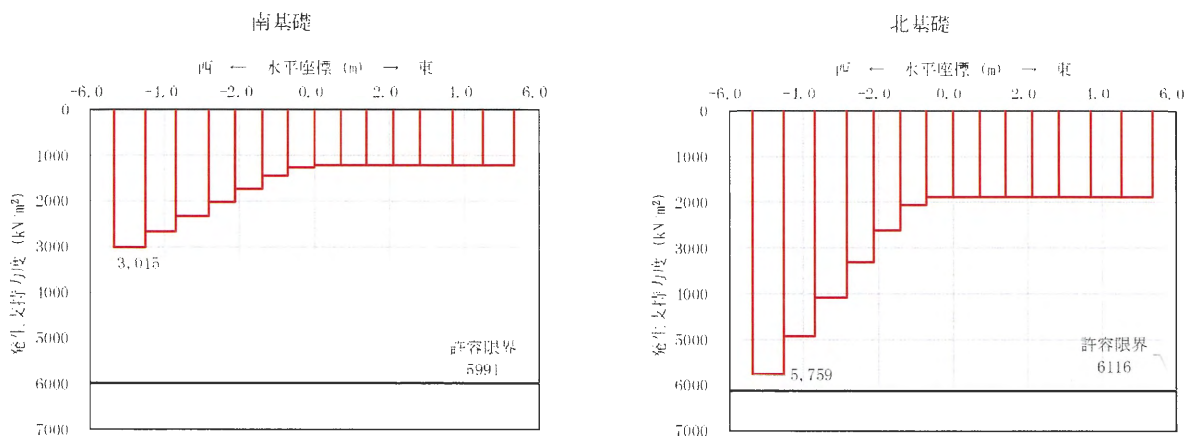
図 2 津波時（敷地に遡上する）の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図



地盤バネ 3 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 4 重畳時（敷地に遡上する津波）



地盤バネ 5 重畳時（敷地に遡上する津波）

図 3 重畳時（敷地に遡上する）の中実鉄筋コンクリートの接地圧分布図

表 2 基礎地盤の支持性能評価結果
(鋼管杭)

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 1	北基礎	NW5	48	5092	0.01
		南基礎	SW2	22	5039	0.01
	地盤バネ 2	北基礎	NW1	2486	5092	0.49
		南基礎	SW6	2289	5039	0.46
重畳時	地盤バネ 3	北基礎	NW6	472	5092	0.10
		南基礎	SW1	256	5039	0.06
	地盤バネ 4	北基礎	NW6	904	5092	0.18
		南基礎	SW1	318	5039	0.07
	地盤バネ 5	北基礎	NW6	993	5092	0.20
		南基礎	SW1	327	5039	0.07

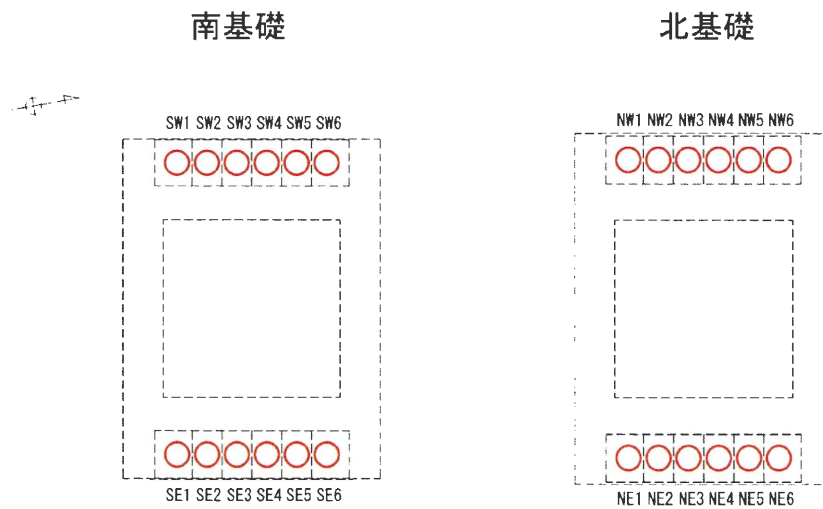


図 4 杭記号位置図 (鋼管杭)

表 3 基礎地盤の支持性能評価結果（地盤バネ 2 の結果詳細）

荷重 条件	地盤バネ ケース	基礎	杭記号	接地圧 (kN/m ²)	極限支持力度 (kN/m ²)	照査値
津波時	地盤バネ 2	北基礎	NW1	2486	5092.0	0.49
			NW2	2161	5092.0	0.43
			NW3	2159	5092.0	0.43
			NW4	2157	5092.0	0.43
			NW5	2156	5092.0	0.43
			NW6	2477	5092.0	0.49
		南基礎	SW1	2264	5039.0	0.45
			SW2	1999	5039.0	0.40
			SW3	2003	5039.0	0.40
			SW4	2007	5039.0	0.40
			SW5	2012	5039.0	0.40
			SW6	2289	5039.0	0.46

注記 津波時及び重畳時の津波種別は、敷地に遡上する津波の重畳時である。

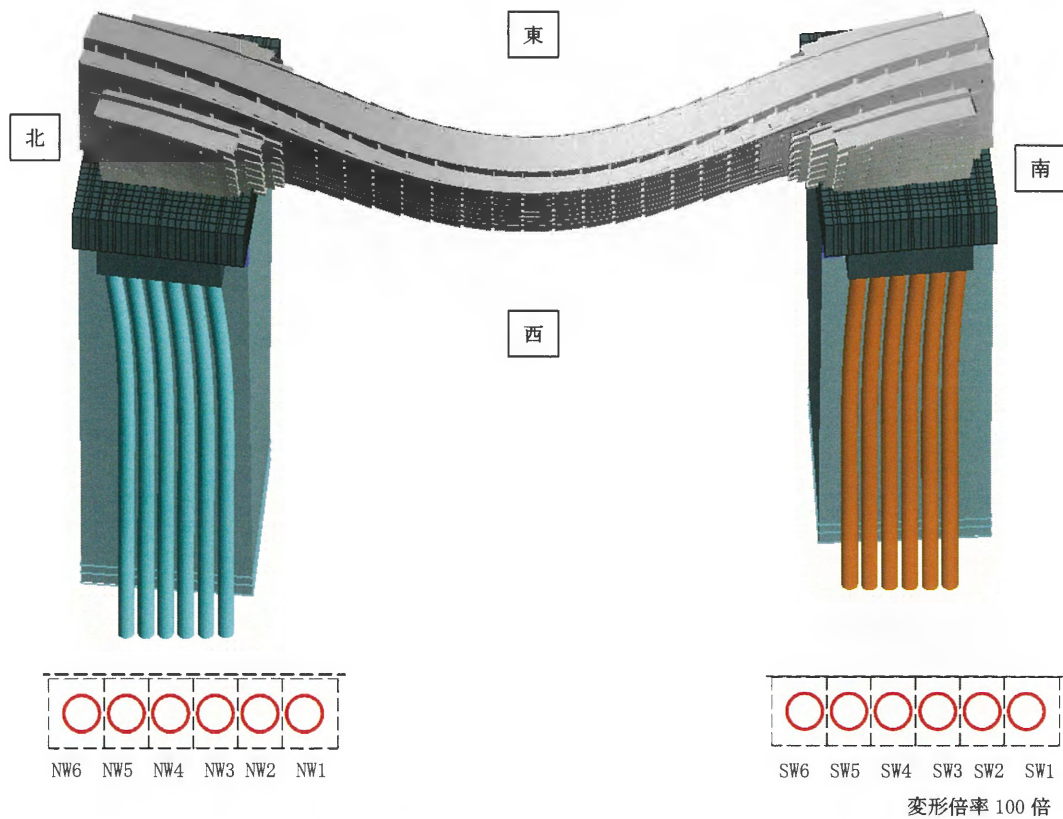


図 5 津波時（敷地に遡上する津波）の地盤バネ 2 における変形図