

2.3 火力土木施設の耐震性向上工事事例

(1) No. 2-1：原町火力(発)取放水管液状化対策

No.	2-1
発注者	東北電力(株)
施設名	原町火力発電所 1・2号機取放水管
所在地	福島県南相馬市原町区金沢大船迫 54
工事名称	原町火力(発)取放水管液状化対策
施工期間	2011年12月～2012年7月
施工者	(株)間組
キーワード	取放水管、液状化、浸透注入固化工法、有効応力解析

概要

原町火力発電所は、平成23年東北地方太平洋沖地震により、震度6弱の地震を観測するとともに13mを超える津波の浸水により甚大な被害を受けた。本工事では、埋土の液状化が原因で可とう継手に最大17cmの偏心が確認され改修が必要となった取放水管(φ2800mm)について、同規模地震を対象とした浸透注入固化工法による液状化対策工を実施した。

【設計概要】

設計地震動と設計方針を以下に示す。

①設計地震動：入力地震動は、K-NET 原町(防災科学技術研究所)の地表面波形(NS成分)を、1次元等価線形モデルを用いて工学的基盤まで引き戻した波形(図-2、最大加速度573gal)である。

②設計方針：既設の可とう継手内部に挿入した新たな可とう継手が同程度の地震が作用した際にも許容値(=100mm)以下となるように、可とう継手周辺地盤に液状化対策を施すこととした。事前に実施した東北地方太平洋沖地震の再現解析より、埋土(細粒分まじり砂、砂質礫)の液状化が被害の原因と判明したため、この埋土を検討対象範囲とした。

解析は2次元有効応力解析プログラムLIQCA2Dにより実施し、可とう継手が許容値を満足する液状化対策範囲(図-3参照)を設定した。

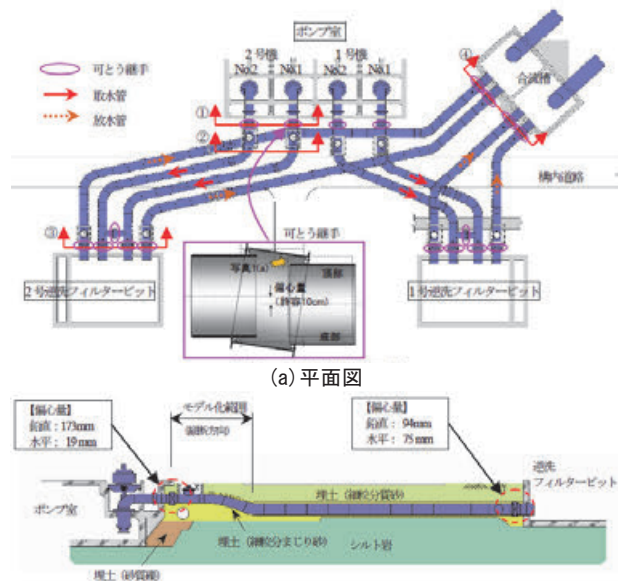


図-1 取放水管概要図

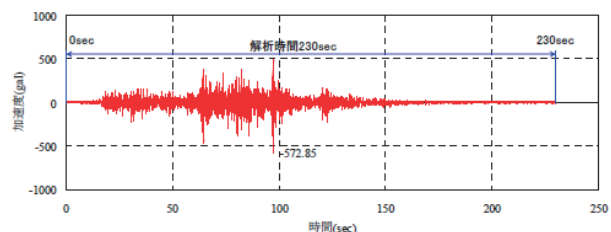


図-2 入力地震動 (K-NET 原町引き戻し波)

【施工概要】

地盤改良工法の選定においては、既設取放水管などの埋設構造物に影響を与えることなく施工可能な工法であることが条件となるため、恒久性の薬液を使用した浸透注入固化工法（超多点注入工法）を採用した。改良体の液状化強度は、1次元地震応答解析等を実施し、液状化安全率 $FL > 1.0$ を満足する 0.50 を目標とし、配合試験よりシリカ濃度を 9% に設定した。

注入率については、土質試験等による間隙率から、細粒分まじり砂を 38% 、砂質礫を 36% と設定した。また、改良率 α は、可とう継手周辺地盤について 100% 、可とう継手以外の範囲については改良率 70% とした。

写真-1 に施工状況を示すが、浸透注入工は地表面から斜め削孔により実施した。なお、施工時には、可とう継手の変位を常時計測し、施工にフィードバックすることで、施工に伴う変位量は最大 1.5mm と小さな値に抑えることができた。また、施工後に実施した効果確認調査により、目標圧縮強度である 100kN/m^2 をすべての調査箇所で満足していることを確認した。

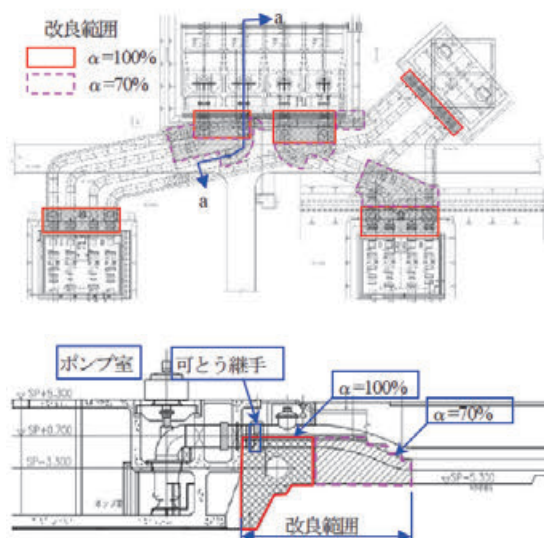


図-3 改良範囲

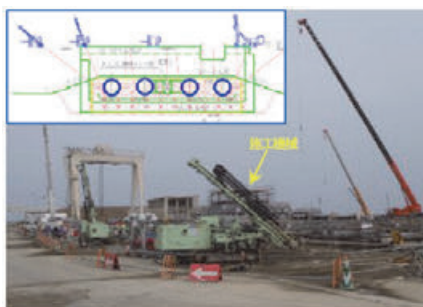


写真-1 施工状況（超多点注入工法）

参考文献	斉藤知秀，森吉之，内海博：東日本大震災による火力発電所土木構造物の被害と対策，電力土木，No.360，2012。
備考	

(2) No. 2-2 : 千葉火力発電所 1・2号系列新設工事関連する建築関係準備工事

No.	2-2
発注者	東京電力(株)
施設名	千葉火力発電所
所在地	千葉県千葉市
工事名称	千葉火力発電所 1・2号系列新設工事関連する建築関係準備工事
施工期間	1995年7月～1996年1月
施工者	不動・太平・旭・進和建设工事共同企業体
キーワード	液状化、サンドコンパクションパイル

概要

東京電力(株)千葉火力発電所 1・2号系列新設工事において、本館基礎地盤の液状化対策としてサンドコンパクションパイル工法を実施した。当工法は「砂地盤の締固め」を改良原理とする液状化対策として横浜火力発電所建設工事をはじめ多くの実績を持ち、その信頼性も高く評価されていることから採用した。



図-1 案内図

【設計概要】

①設計条件

建設地点は南北両側を海で囲まれた埋立地で、埋立土層は粘性土層(Bc層)および砂質土層(Bs層)からなる複雑な互層状態となっている。その下層にはAP-10mまで厚さ1～5m程度の沖積砂層(As層)が堆積している。

表-1 各層の土質

土層	N値	湿潤密度 $\gamma t(t/m^3)$	自然含水比 Wn(%)	細粒分含有率 Fc(%)	粘土分含有率 Cc(%)
Bs	3	1.80	37.5	34.2	8.7
Bc	0	1.64	63.9	68.6	29.6
As1	8	1.85	32.9	30.6	7.7
Ac1	2	1.67	50.4	58.5	23.4

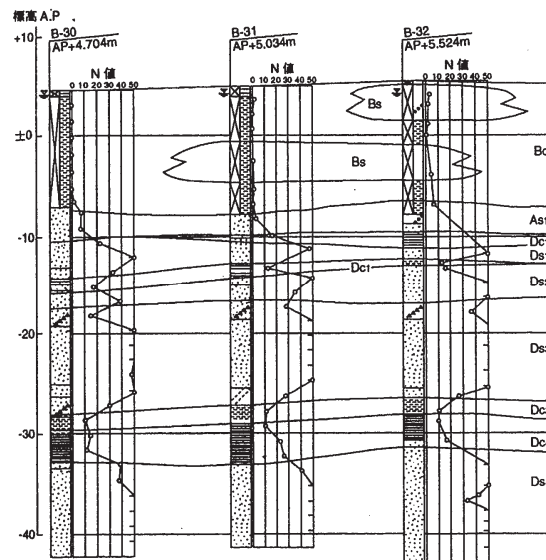


図-2 地質縦断面図

②設計方針

液状化判定は、建築基礎構造設計指針に準拠し、設計加速度は200galとした。

サンドコンパクションパイルの改良率の算定は、「細粒分を含む砂質地盤におけるサンドコ

ンパクションパイル工法の設計法、水野他、土と基礎、Vol.35、No.5、1987」により実施した。
設計の目標値は、液状化に対する安全率 FL が 1 以上となる確率を 95%以上とした。

改良対象範囲が広範囲にわたるため、土層構成と土性によって分割して扱い、平面的かつ深度的なバラツキを考慮した経済的な改良率を設定した。しかし、パイルの配置上の制約や施工上の問題により、安全率を確保できない場合は、水平地盤反力係数を低減して設計した。

【施工概要】

①制約条件

液状化対策工に引き続き、掘削工を実施するため、短期間に大量のサンドコンパクションパイルを打設するため、35 セットの施工機を使用した。

中詰め材には転炉スラグを用いた。



写真-1 施工状況全景



写真-2 施工状況

②改良効果の確認

施工後の調査によって得られたN値を用いて液状化に対する安全率 FL を算定し、FL が 1 以上となる確率を求めると、設計で期待する信頼度をほぼ満足していた。

孔内水平載荷試験(LLT)の結果では、Bs 層 As1 層のみならず Bc 層の変形係数についても増加傾向にあることが確認された。その要因としては、パイルの打設によって杭間粘土の側方応力が増加したことや改良前から運転しているディープウェルによる水位低下に伴う有効土被り圧の増加が考えられる。

表-2 各ブロックの改良率と信頼度

ブロック		改良率 (%)	FL \geq 1となる確率(%)	
			設計	事後
a	Bs	19.6	96.8	99.9
	As1	19.6	86.4	99.6
b	Bs	31.8	99.9	99.9
	As1	31.8	99.9	99.2
c	Bs	(非液状化)	—	—
	As1	19.6	96.6	96.3
d	Bs	31.8	89.4	94.3
	As1	8.0	91.9	92.2
e	Bs	31.8	91.6	91.9
	As1	8.0	89.8	98.8
f	Bs	31.8	82.1	91.0
	As1	8.0	99.9	99.9

(3) No. 2-3 : 常陸那珂火力発電所 1号機新設工事の内地盤改良工事

No.	2-3
発注者	東京電力(株)
施設名	常陸那珂火力発電所
所在地	茨城県那珂郡東海村
工事名称	常陸那珂火力発電所 1号機新設工事の内地盤改良工事
施工期間	1999年6月～2000年5月
施工者	不動建設(株)
キーワード	液状化、サンドコンパクションパイル

概要

常陸那珂火力発電所は、東京電力(株)1号機(100万kW)と電源開発(株)1号機(100万kW)の発電所である。茨城県が建設した常陸那珂北埠頭に立地し、砂質土主体の若齢埋立地盤であるため、地震時の液状化が懸念された。そのため、水処理施設や放水路、ボイラー、事務本館等の諸施設の基礎地盤の液状化対策工としてサンドコンパクションパイル工法(SCP)による地盤改良を実施した。

【設計概要】

改良仕様 改良径 $\phi 700\text{mm}$
 打設間隔 正方形 1.50～2.20m



図-1 案内図

【施工概要】

地盤改良工法はサンドコンパクションパイル($\phi 700\text{mm}$)とサンドドレーン($\phi 400\text{mm}$)とする。地表面から DL+2.50m(または基礎下面)まではサンドドレーンとし、それより以深は岩盤までサンドコンパクションパイルとする。

【図面】

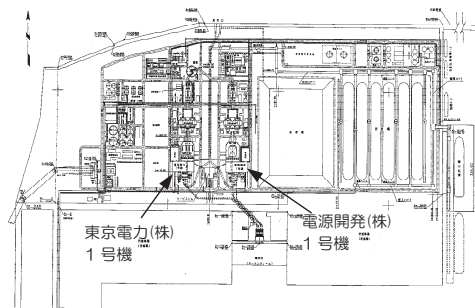


図-2 施設全体図

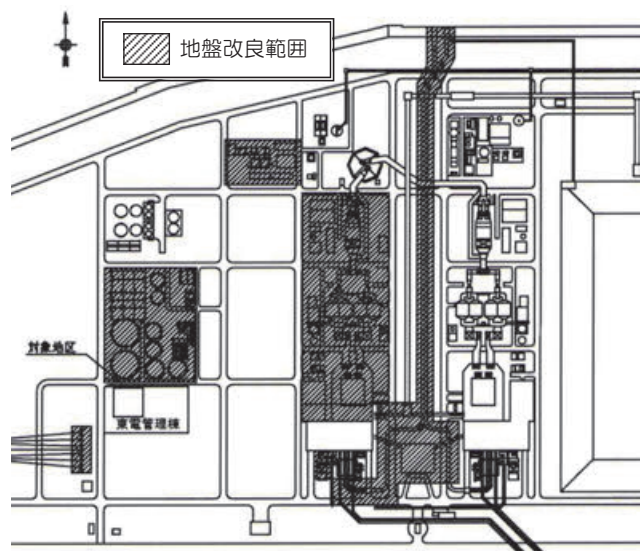


図-3 地盤改良範囲図

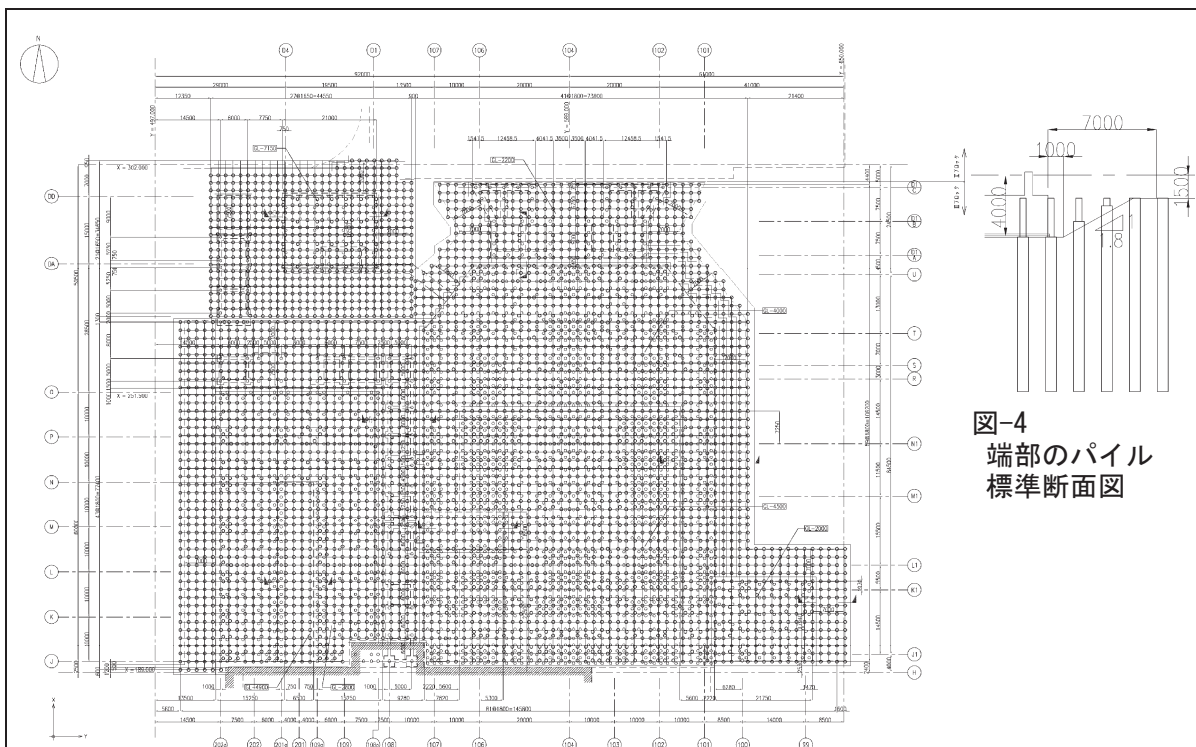


図-5 ボイラー・補機建屋他のパイル配置平面図

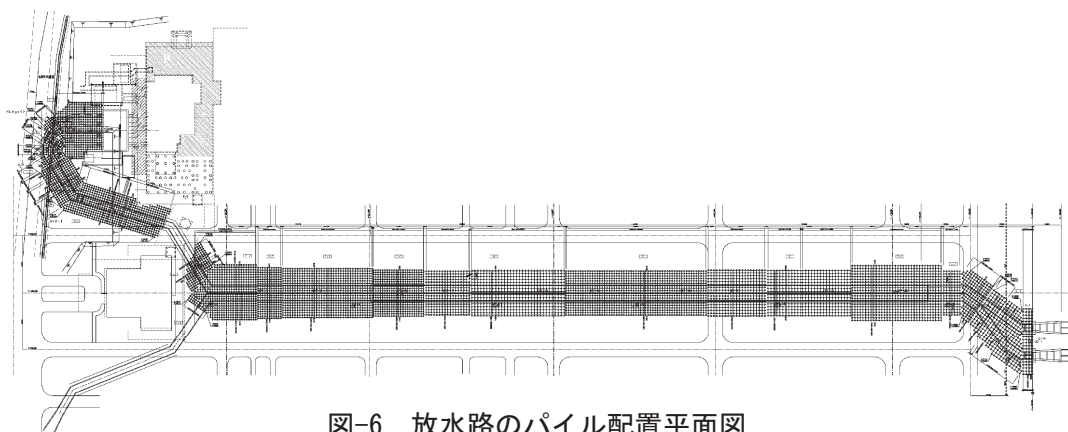


図-6 放水路のパイル配置平面図

【工事規模】

打設延長 508,636 (m) (SCP 区間 : 423,962m、SD 区間 : 84,674m)
 ※対策不要区間はサンドドレーン(SD : φ 400mm)としている。

<p>参考文献</p>	<p>菅原雄一郎, 田中英朗 : 多変量解析を用いた液状化対策工における施工仕様決定の一検討, 土木学会第 55 回年次学術講演会, III-B208, 2000.</p>
<p>備考</p>	

(4) No. 2-4 : 東扇島火力発電所 PC 配管橋 P8 橋脚耐震補強工事

No.	2-4
発注者	東京電力(株)
施設名	東扇島火力発電所
所在地	神奈川県川崎市
工事名称	東扇島火力発電所 PC 配管橋 P8 橋脚耐震補強工事
施工期間	2003 年 10 月～2004 年 5 月
施工者	大成建設(株)
キーワード	配管橋、耐震補強、巻き立て工法

概要

東京電力株式会社では、平成 7 年に発生した兵庫県南部地震等の大規模地震に備え、東扇島火力発電所内における既設の PC 配管橋の耐震補強工事を実施した。当事例は、これらの PC 配管橋耐震補強工事のうち、最終となる P8 橋脚耐震補強工事を行ったものである。耐震補強はコンクリート巻き立て工法により行った (図-1)。

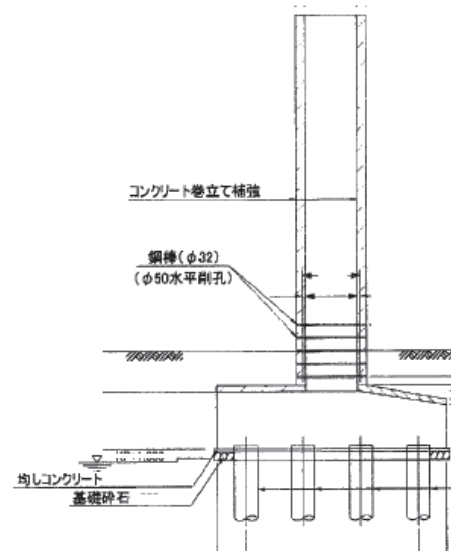


図-1 断面図

【設計概要】

P8 橋脚耐震補強の設計は、道路橋示方書に準じて、耐震診断、耐震補強を実施している。以降、耐震診断、耐震補強の概要を示す。

(1) 対象構造物の諸元および原設計条件

対象構造物における諸元および原設計条件を表-1 に示す。

表-1 構造物諸元および原設計条件

支間長	48.5m
支点条件	自由側
コンクリート設計基準強度	$f'_{ck} = 240 \text{kgf/cm}^2$
鉄筋仕様	SD30
鋼管杭仕様	材質 : STK41 杭径 : $\Phi 800 \text{mm}$ (上杭 : $t = 16 \text{mm}$ 、下杭 : $t = 12 \text{mm}$) 杭長 : $L = 50.7 \text{m}$ 杭本数 : 28 本
設計年	昭和 56 年
支点反力	1,440tf
原設計震度	$K_h = 0.30$ 、 $K_v = 0.15$
作用荷重	基礎杭設計時にネガティブフリクションを考慮

(2) 土質条件

原設計でのボーリングデータを用い、各橋脚における土質条件を表-2のように設定した。

表-2 土質条件

標高 GL=KP +(m) 4.400	層厚(Li) (m)	土層区分	平均N値	単位体積 重量 γ (tf/m ³)	粘着力 C(tf/m ²)	内部 摩擦角 ϕ (度)	備考
底版上端 : KP+3.60 杭上端 : KP+1.72 底版下端 : KP+1.60 地下水位 : KP+1.30(GL-3.10)	1.300	3.100	Fs	15	1.88	0.0	地盤改良の深さ 範囲は、既報告 書1より設定す る。また改良 範囲のN値は、 既報告書2より 表層部はN=15、 沖積層部はN=20 とする。 地下水位以浅: 湿潤重量 地下水位以深: 飽和重量
	-1.500	2.800	Fs	15	2.08	0.0	
	-13.000	11.500	As1	20	2.06	0.0	
	-25.000	12.000	Ac1	3	1.83	6.0	
	-29.500	4.500	Ds1	37	2.00	0.0	
	-44.500	15.000	Dc2	25	1.80	15.0	
	-49.000	4.500	Ds3	50	2.10	0.0	
杭下端 : KP-49.00							

(3) 耐震診断

道路橋示方書の地震時保有水平耐力法（静的照査法）に基づき、レベル 2 地震動（タイプ I：プレート境界型、タイプ II：内陸直下型）に対して耐震診断を実施した。

診断の結果、P8 橋脚においては、水平耐力を保有していないため耐震補強が必要となった。橋脚および橋脚基礎（フーチング、杭）の診断結果を、表-3 に示す。なお、各部位（橋脚、基礎、杭）における照査項目は下記のとおりである。

a) 橋脚での照査項目

① 耐力照査

地震時作用外力と地震時保有耐力（曲げ耐力、せん断耐力の最小値）の比較

② 残留変位照査

地震時残留変位と許容残留変位（上部工慣性力の作用位置までの高さの 1/100）の比較

b) 橋脚基礎杭での照査項目

① 杭の降伏耐力照査

基礎杭の降伏の定義は、下記のとおりである。

- ・全杭体が降伏する。
- ・一列の杭の杭頭反力が押し込み支持力の上限値に達する。

② 応答塑性率照査

基礎の応答塑性率と許容塑性率（ $\mu FL=4$ ）の比較

③ 変位照査

フーチングにおける作用回転角と許容回転角（0.02rad）の比較

c) フーチングでの照査項目

① 耐力照査

作用断面力（曲げモーメント、せん断力）と断面耐力の比較

表-3 P8 橋脚（単純桁の自由側）の耐震性能照査結果

	橋軸方向		橋軸直角方向		備考
	レベル2(タイプⅠ)	レベル2(タイプⅡ)	レベル2(タイプⅠ)	レベル2(タイプⅡ)	
1. 地盤	・地盤種別 Ⅱ種 ・液状化の有無 F8層が液状化 ・流動化の有無 液状化層が5.0m未満であるため考慮しない				
2. 構造物の固有周期(s)	1.019		0.894		
3. 橋脚の検討					
(1) 橋脚の耐力照査					
・終局水平耐力 P_u (kN)	2918.1	2918.4	16423.3	16426.1	
・せん断耐力 P_u (kN)(補正係数1.0)	8632.4(基部)	7041.4(中間部)	7040.4(中間部)	7840.4(中間部)	中間部と基部のせん断耐力を比較し小さい値を採用。 中間部の場合は、補正係数1.0としてせん断耐力を算定
・せん断耐力 P_u (kN)	5723.0(基部)	7041.4(中間部)	7840.4(中間部)	7840.4(中間部)	
・破壊モード	曲げ破壊型	曲げ破壊型	せん断破壊型	せん断破壊型	
・許容塑性率	1.888	2.592	1.000	1.000	
・地震許容耐力 P_{ca} (kN)	2918.1	2918.4	7840.4	7840.4	
<設計水平震度 (Oha) >	0.65	0.73	1.00	1.00	
$K_{eq} = K_{eq} + C_d + C_b$	1.00+0.85+1.0=0.85	1.50+0.69+1.0=0.73	1.00+1.00+1.0=1.00	1.50+1.00+1.0=1.50	
・設計水平震度の標準値 (Oha)	1.00	1.50	1.00	1.00	構造物の固有周期より設定
・構造物特性補正係数 (Oa)	0.82	0.48	1.00	1.00	
・地域別補正係数 (Oa)	1.0		1.0	1.0	
<等価質量 (W) (kN)>	10677.7	10677.7	21355.4	21355.4	
$W_{eff} = (C_p + \eta)W$	7350+(0.5+0.655.4)=10677.7	7350+(0.5+0.655.4)=10677.7	14700+(1.0+0.655.4)=21355.4	14700+(1.0+0.655.4)=21355.4	
・上部工質量 (W_u) (kN)	7350	7350	14700	14700	
・等価質量算出係数 (C_p)	0.5	0.5	1.0	1.0	
・等価質量 (W_e) (kN)	6655.4	6655.4	6655.4	6655.4	
・作用外力 $(P = K_{eq} \cdot W_e)$ (kN)	0.85*10677.7=8940.5	0.73*10677.7=7794.7	1.00*21355.4=21355.4	1.50*21355.4=32033.1	
判定	0.71 ≤ 1.00 (OK)	0.73 ≤ 1.00 (OK)	0.22 ≤ 1.00 (OK)	0.59 ≤ 1.00 (OK)	
(2) 橋脚の揺動変位照査					
・揺動変位 (δ) (mm)	92.9	234.0	37.8	92.4	
$\delta = Oa \cdot (\mu_r - 1) \cdot \delta_y$	0.8*(3.317-1)*(1-0.468.78)=92.8	0.8*(8.838-1)*(1-0.468.80)=234.0	0.8*(4.209-1)*(1-0.468.61)=37.8	0.8*(3.846-1)*(1-0.468.62)=92.4	
・揺動変位補正係数 (μ_r)	0.8	0.8	0.5	0.5	
・橋脚最大応答塑性率 (μ_r)	3.317	8.838	4.209	8.846	
・降伏耐力に対する降伏後の2次剛性比 (r)	0	0	0	0	
・揺動変位 δ_y (mm)	68.78	68.80	19.81	19.83	
・許容揺動変位 (δ_y) (mm)	13010*0.01=130.10		17460*0.01=174.60		
判定	0.71 ≤ 1.00 (OK)	0.73 ≤ 1.00 (OK)	0.22 ≤ 1.00 (OK)	0.59 ≤ 1.00 (OK)	
4. 橋脚基礎の検討					
(1) 基礎の設計水平震度 (Oha)					
$K_{eq} = C_d + C_b + \eta$					
・水平震度の補正係数 (Cd)					
・終局水平耐力 P_u (kN)					
・等価質量 (W) (kN)					
(2) 杭の降伏水平震度 $(OhaF)$					
(3) 杭の必要塑性率照査					
・基礎に用いる設計水平震度 $(OhaF)$					
$K_{eq} = C_d + C_b + \eta$					
・ C_d (減衰定数別補正係数)					
・基礎の必要塑性率 (μ_r)					
$\mu_r = 0.5 \cdot (1 + OhaF / OhaF)$					
・基礎の許容塑性率 (μ_r)					
判定	橋脚の保有水平耐力が満足されないため、検討を省略(詳細は橋脚を補強した時に実施)				
(4) 変位の照査					
・ワーキングにおける作用回転角 (θ)					
・許容回転角 (θ)					
判定	橋脚の保有水平耐力が満足されないため、検討を省略(詳細は橋脚を補強した時に実施)				
5. フーチングの検討					
(1) 曲げの照査					
・照査位置					
・作用曲げモーメント (M) (kN-m)					
・曲げ耐力 (M_u) (kN-m)					
判定	橋脚の保有水平耐力が満足されないため、検討を省略(詳細は橋脚を補強した時に実施)				
(2) せん断の照査					
・照査位置 (z)					
・作用せん断力 (V) (kN)					
・せん断耐力 (V_u) (kN)					
判定					

(4) 耐震補強

a) 耐震補強工法の比較検討

耐震診断の結果、P8 橋脚には補強を要する結果となったため、補強での施工実績を有する下記の 4 工法に着目し、工法の比較検討を実施した。

- ・鉄筋コンクリート巻き立て工法
- ・鋼板巻き立て工法
- ・炭素繊維巻き立て工法
- ・モルタル吹き付け工法

検討の結果、経済性ではモルタル吹き付け工法が優位であるが、施工上補強厚さ（50mm 程度）が小さすぎるため、橋脚基部に対してフーチングアンカーおよび軸方向鉄筋の配置ができず補強効果を満足させることができない結果となった。

b) P8 橋脚の耐震補強

P8 橋脚の主な補強仕様を下記に示す。

橋脚

①使用コンクリート

- ・コンクリート強度：既設と同様に $f'_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
- ・増厚 : 300mm

②使用鉄筋（材質：SD345）

- ・軸方向鉄筋：D29@150mm
- ・帯鉄筋 : D22@100mm

③中間貫通鋼材

- ・PC 鋼棒 $\Phi 32$ （B 種 1 号）

* 設置範囲は、橋脚基部から橋脚断面の短辺長程度の高さの範囲

フーチング

①使用コンクリート

- ・コンクリート強度：既設と同様に $f'_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$
- ・増厚 : 200mm

②使用鉄筋（材質：SD345）

- ・主・配力鉄筋：D25@150mm
- ・結合鉄筋 : D13（結合筋比 $P=0.2\%$ 以上）

【施工概要】

P8 橋脚耐震補強工事は、図-2 に示す手順で行った。以降、各工事の詳細を示す。

①準備工・支障物撤去

P8 橋脚耐震補強工事に先立ち、工事の支障となる既設構造物の撤去及び切廻しを行った。また、消火配管架台基礎、LNG 配管ベント部及び水幕配管等の防護を行った。

②土留壁工・掘削工

P8 橋脚掘削時の土留壁として鋼矢板の打設を行った。鋼矢板打設前にアースオーガにて先行削孔を行った。鋼矢板の打設は、発電所内の重要構造物等への影響を考慮し、無振動・無騒音工法のサイレントパイラーにより行った。掘削にはバックホウとミニバックホウを併用した。

③コンクリート表面処理工

既設コンクリート表面と新設コンクリート表面の定着化を図るため、既設コンクリート表面の処理を行った。表面処理工法は、低騒音・低振動かつ粉塵の発生が少ないことからバキュームブラスト工法を採用した。

④横拘束鋼材設置工（PC 鋼棒設置工）

既設コンクリートと巻立てコンクリートを一体化させることを目的として、PC 鋼棒（Φ32）を設置した（図-1）。既設の鉄筋を切断しないように挿入孔をコア削孔し、PC 鋼棒を挿入した。PC 鋼棒挿入完了後、速やかにエポキシ樹脂注入を行った。

⑤フーチング部結合筋設置工

既設フーチングと巻立てコンクリートの一体化を図るため、フーチング結合筋としてケミカルアンカー（D13）を設置した。図-3 に結合筋の配置を示す。

⑥鉄筋組立・コンクリート打設

鉄筋の組立に先立ち、鉄筋組立用アンカーを打設した。組立用アンカー図を図-4 に示す。

⑦埋め戻し工・鋼矢板引抜、⑧支障物復旧

コンクリート打設が完了後、P8 橋脚の埋戻し及び鋼矢板引抜を行い、工事支障物を復旧した。

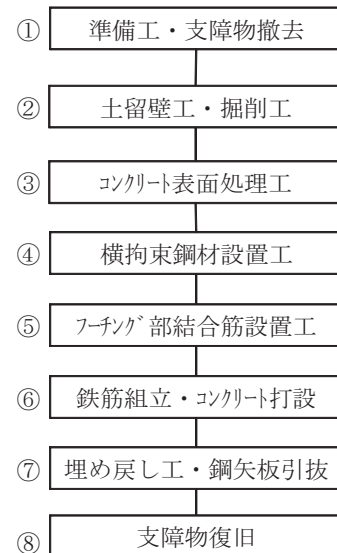


図-2 施工手順

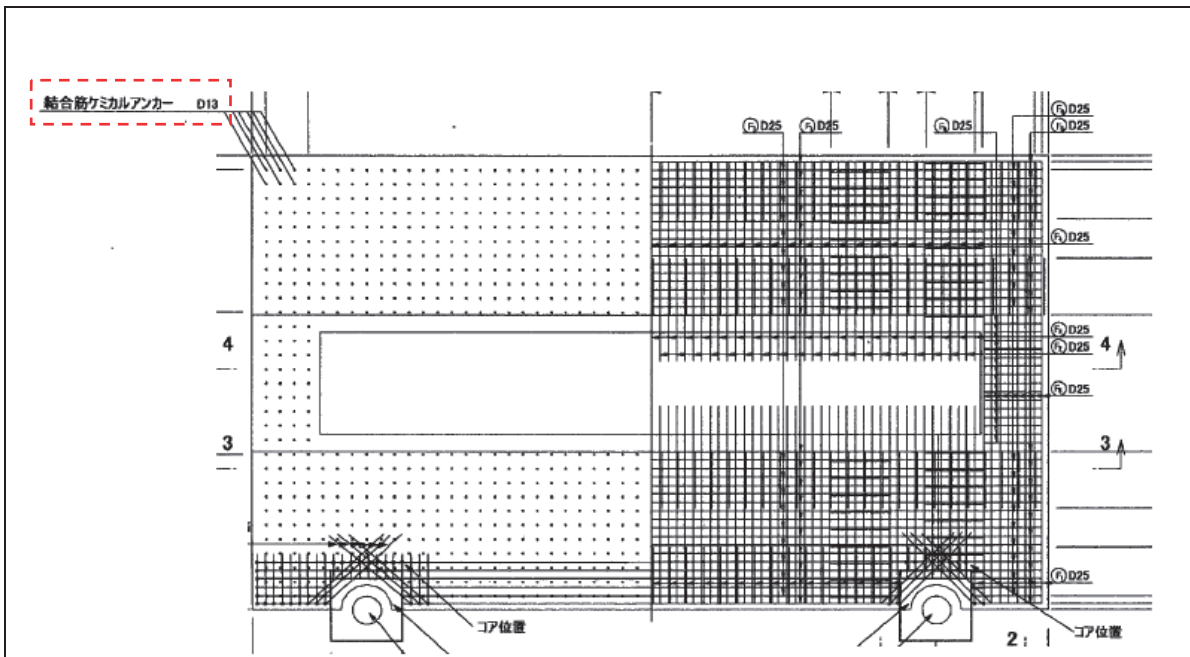


図-3 結合筋配置図

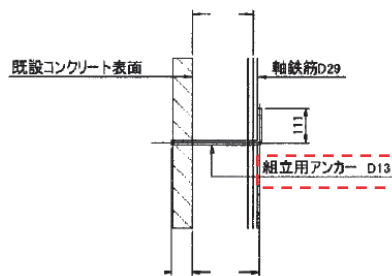


図-4 組立用アンカー

参考文献	
備考	

(5) No. 2-5 : 東扇島火力発電所・受入配管 70m 水路横断橋耐震補強対策工事

No.	2-5
発注者	東京電力(株)
施設名	東扇島火力発電所
所在地	神奈川県川崎市川崎区東扇島 3
工事名称	東扇島火力発電所・受入配管 70m 水路横断橋耐震補強対策工事
施工期間	2007 年 3 月～2008 年 3 月
施工者	清水建設(株)・東電工業(株)共同企業体
キーワード	落橋防止装置、変位制限装置、段差防止装置、縁端拡幅装置

概 要

東京電力(株) 東扇島火力発電所において、LNG 受入設備である受入配管 70m 水路横断橋の大規模地震時による落橋防止のため、耐震補強装置（落橋防止装置、変位制限装置、段差防止装置、縁端拡幅装置）を設置し、耐震機能向上を図った工事である。



写真-1 LNG 受入配管水路横断橋

【設計概要】

設計地震動と設計方針を以下に示す。

「道路橋示方書・同解説」（平成 14 年）に準拠して、耐震補強装置が設計された。設計方針を以下に示す。なお、本橋梁は「道路橋示方書・同解説」（昭和 55 年）に準拠して、設計されている。

①落橋防止装置の設計方針

- ・ 一般的で施工実績のある PC ケーブルタイプを選定する。
- ・ 設計水平力 H_f は、次式で算定した。

$$H_f = 1.5 \times R_D$$

ここに、 R_D ：死荷重反力である。

②変位制限装置の設計方針

- ・ 既設連結装置（P1、P3 橋脚、橋軸方向）は、健全であり、現行の変位制限構造と同等の耐力や遊間量を有することから、流用する。

- ・ P2 橋脚には、変位制限装置（橋軸方向）が設けられておらず、新設する。
- ・ 橋軸直角方向の変位制限装置（橋軸方向）は設けられておらず、新設する。構造は、橋梁下面の鋼製ブラケットと、下部工に設置した鋼製突起で取り合うものとする。
- ・ 設計水平力 H_S は、次式で算定した。

$$H_S = 3 \times k_h \times R_D$$

ここに、 k_h ：設計水平震度(=0.3)、 R_D ：死荷重反力である。

③段差防止装置の設計方針

- ・ P1 橋脚（P0 側）、P3 橋脚の支承に対しては、鋼製台座を設置し、支承崩壊時に上部工を支持する構造を新設する。
- ・ P1 橋脚（P2 側）は、橋軸直角方向の変位制限構造の下部工側突起を段差防止構造と兼用する。
- ・ P2 橋脚の支承に対しては、橋軸方向の変位制限構造の下部工側ブラケットに支持梁を設け、支承崩壊時に上部工を支持する構造を新設する。
- ・ 設計鉛直力は、支承の崩壊に伴い作用する死荷重反力 R_d とした。

④縁端拡幅装置

- ・ 桁かかり長が不足する箇所に対しては、縁端拡幅装置を設置する。
- ・ 桁かかり長 S_E は、最小値 S_{EM} 以上とする。

$$S_E \geq S_{EM}$$

$$S_{EM} = 0.7 + 0.005 \times L$$

ここに、 L ：支間長(m)である。

⑤その他（構造細部等）

- ・ 本橋梁の支承は、上部工直下と橋桁本体の支承の二段構造となっている。上部工直下の支承は、橋桁本体の支承に比べ落橋に対する影響が小さいこと、上部工の支承高さは橋桁本体の支承高さに比べ低いことから、無対策とする。
- ・ 当該地点の設置環境（火気注意）を踏まえ、ブラケット等の取付け等は、ボルト接合を基本とする。
- ・ 狭隘部のボルト接合は、ワンサイドボルトを基本とする。
- ・ 変位制限構造の遊間量は、支承移動可能量に 15mm 加算した値を基本とする。

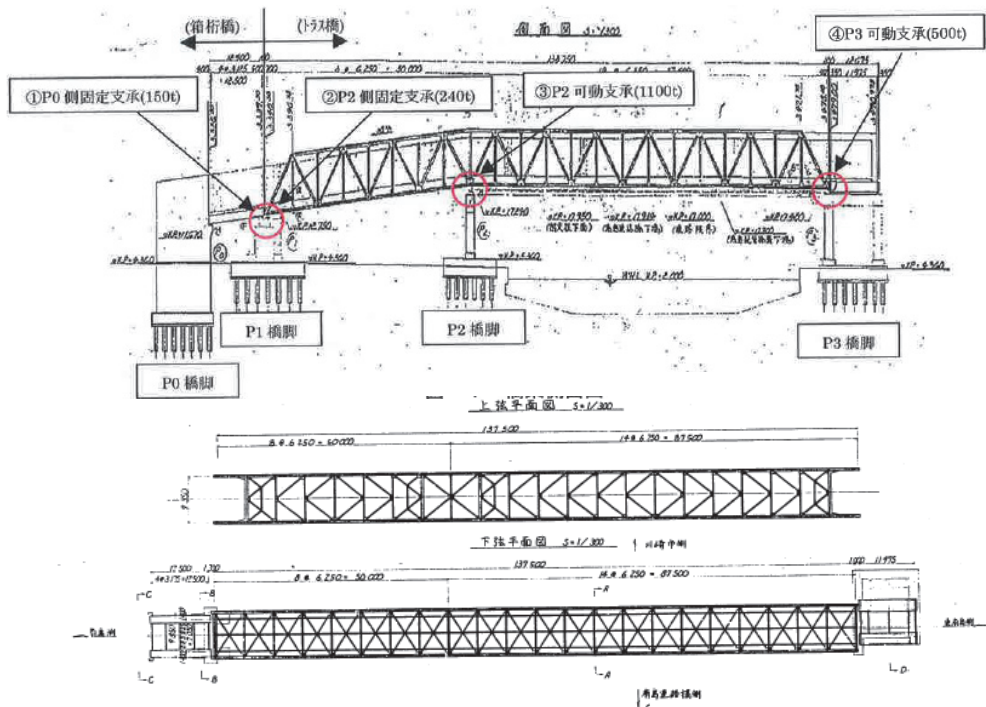


図-1 LNG受入配管水路横断橋一般図

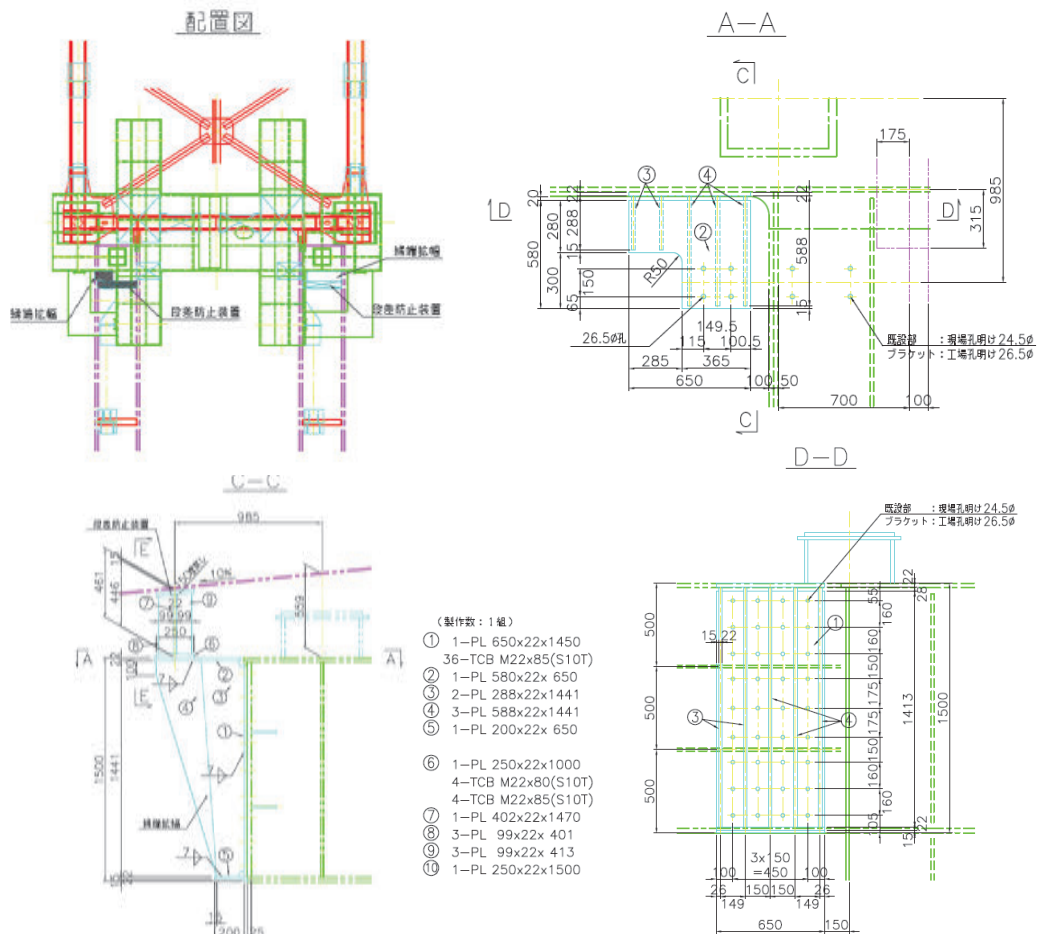
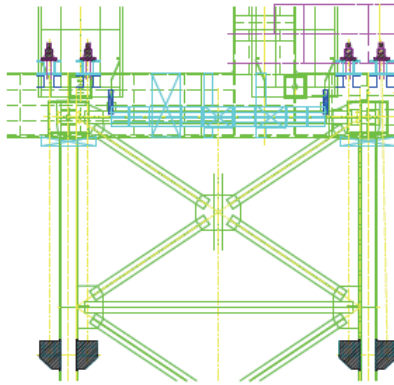
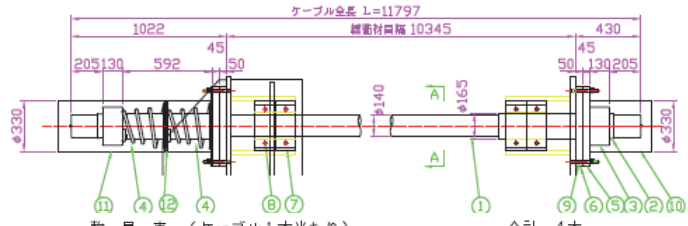


図-2 落橋防止システム構造図 (P1 橋脚)

配置図



落橋防止ケーブル (G4600kN) S=1/40



数量表 (ケーブル1本当たり)

合計 4本

項目	規格・寸法	単位	数量	備 考
① ケーブル	G4600kN, 全長L	本	1	8S21.8G(要防めっPC鋼より練)
② アンカー	φ160×190	個	2	S45CN, 溶接型防めっ(HDZ35)ケーブル用
③ 定着ナット	φ247×130	個	2	S45CN, 溶接型防めっ(HDZ35)止めネジ付
④ スプリング	厚寸表=290	個	2	SWDSM-B, SUIP9, もしくは他商品, 非リエスチル樹脂塗装
⑤ 支柱板	520×45×520	個	2	SS400, 溶接型防めっ(HDZ55)
⑥ 縦骨材	520×50×520	個	2	クロロプレナム 硬度(55±5)
⑦ 偏向皿	320×320(340)×270	組	1(1)	非リエスチル()内は樹脂製を示す
⑧ 偏向皿取付ボルト	M22×80	本	16	ステンレス(ゆるみ止め加工品)
⑨ 定着座取付ボルト	φ16×175(M16)	本	8	SWRC相品, 溶接型防めっ(HDZ35)
⑩ B型カバー	φ330×1010	個	1	SPHC, SS400, 溶接型防めっ(HDZ35)
⑪ B型カバー	φ330×410	個	1	SPHC, SS400, 溶接型防めっ(HDZ35)
⑫ 亜金	4600kN用	個	1	SS400, 溶接型防めっ(HDZ55)

注) スプリングの取付長は設計基準値以上の値とする。
ケーブル長は現場実測値の上、最終決定すること。

図-3(2) 落橋防止システム構造図 (P3 橋脚)

表-1 落橋防止システムの選定結果

橋脚名		P1橋脚		P2橋脚	P3橋脚		
支索の位置		P1側	P2側	P2	P2側		
支索の種類		FIX (端支点)	FIX (端支点)	MOVE (中間支点)	MOVE (端支点)		
支索部の仕様		(150t)	(240t)	(1100t)	(500t)		
落橋防止システム	拵かり長の抵当	橋軸方向	○	—	—		
	落橋防止構造の設置	橋軸方向	○	○	—	○	
	変位制限構造の設置	橋軸方向	—	—	○	—	
		橋軸直角方向	○	○	○	○	
段差防止構造の設置		—	○	○	○		

注) ○: 設置を要する
—: 不要

表-2 設計荷重

		トラス橋(P1~P3)						箱桁橋(P0~P1)		
		P1		P2		P3		P1		
		L	R	L	R	L	R	G1	G2	
下部工構造形式		鋼製橋脚		鋼製橋脚		鋼製橋脚		鋼製橋脚		
上部工構造形式		2径間連続鋼ワーレントラス橋						単純鋼箱桁橋		
支間長		50,000 + 87,500						12,500		
支承条件		Fiv		Mov		Mov		Fiv		
支承タイプ		ピン支承		ピンローラー支承		ピンローラー支承		支承板支承		
上部工死荷重反力		2317.1	2317.1	9956.2	9956.2	4921.7	4921.7	1111.5	1111.5	
落橋防止構造	連結形式	桁橋台連結		—		桁橋台連結		桁橋台連結		
	設計地震力(H)	kN	3475.7	3475.7	—		7382.5	7382.5	1667.2	1667.2
	設置個数(n)	個	1	1	—		2	2	1	1
	設置角度	度	23	23	—		16	16	5	5
1組当り設計地震力(P)		kN	3775.9	3775.9	—		3840.0	3840	1673.6	1673.6
変位制限構造	PCケーブルタイプ		G4600kN型		—		G4600kN型		G2300kN型	
	設計水平震度		0.30		0.30		0.30		0.30	
	設計地震力(H)		kN	4170.8	17921.1		8859.0		2000.7	
	設置個数		個	2	8		2		2	
	有効個数(n)		個	2	4		2		2	
	1組当り設計地震力(P)		kN	2085.4	4480.3		4429.5		1000.4	
	タイプ		既設耐震連結装置		鋼製フック+鋼製フック		既設耐震連結装置		既設耐震連結装置	
	設計水平震度		0.30		0.30		0.30		0.30	
	設計地震力(H)		kN	4170.8	17921.1		8859		2000.7	
	設置個数		個	2	3		4		2	
段差防止構造	有効個数(n)		個	1	2		3		1	
	1組当り設計地震力(P)		kN	4170.8	8960.6		2953.0		2000.7	
	タイプ		鋼製フック+鋼製フック		鋼製フック+鋼製フック		鋼製フック+鋼製フック		鋼製フック+鋼製フック	
	支承高(脊座を含む)		mm	732	732	1243	1243	1038	1038	509
設計地震力(V)		kN	2317.1	2317.1	9956.2	9956.2	4921.7	4921.7	1111.5	1111.5
設置個数		個	2	4		2		2		
1組当り設計力(V)		kN	2317.1	2317.1	4978.1	4978.1	4921.7	4921.7	1111.5	1111.5
タイプ		鋼製突起		鋼製突起		鋼製突起		鋼製突起		

表-3 桁かかり長および遊間量

		トラス橋(P1~P3)				箱桁橋(P0~P1)	
		P1	P2	P3	P1		
下部工構造形式		鋼製橋脚	鋼製橋脚	鋼製橋脚	鋼製橋脚		
上部工構造形式		2径間連続鋼ワーレントラス橋			単純鋼箱桁橋		
支承条件		Fix	Mov	Mov	Fix		
支承タイプ		ピン	ピンローラー	ピンローラー	支承板支承		
桁 か か り 長	現状桁かかり長(SE)	cm	170	—	115	90	
	桁かかり長の最少値 (SEM)	cm	95	—	114	95	
	SE>SEM		OK		OK	OUT	
	必要縁端幅	cm	0		0	5	
変 位 制 限 構 造	橋軸方向	支承の全移動可能量	cm	—	10.0	16.0	—
		支承の移動可能量(全移動可能量/2)	cm	—	5	8	—
		変位制限構造の遊間量(余裕量15mm)	cm	1.5	6.5	9.5	1.5
	橋軸直角方向	支承の全移動可能量	cm	—	—	—	—
		支承の移動可能量(全移動可能量/2)	cm	—	—	—	—
		変位制限構造の遊間量(余裕量15mm)	cm	1.5	1.5	1.5	1.5
落 橋 防 止 構 造	SEM*0.75	cm	71.3	—	85.3	71.3	
	落橋防止構造設計移動量(SEM*0.75以下)	cm	40		50	40	
	落橋防止構造設計移動量/SEM		0.42		0.44	0.42	

表-4 設計結果

橋脚	構成要素	方向	荷重の種類	設計荷重	照査	仕様	構造位置番号
P1橋脚 (P0側)	桁かかり長 (縁端幅)	橋軸方向	鉛直荷重	1111.5KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査(左側) $\tau = 30.9 < \tau a = 48.0KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=36本)	①
					・取り付けボルトのせん断応力度照査(右側) $\tau = 26.5 < \tau a = 48.0KN(ok)$		
	落橋防止構造	橋軸方向	張力	1673.6KN	・PCケーブルの引張耐力照査 P=1673(Py=1935KN(ok))	G2300KN型	②
	変位制限構造	橋軸方向	水平荷重	1000.4KN	・本設計水平力は、既設の設計水平力以下(ok)	既設連結装置流用	—
橋軸直角方向		水平荷重	2000.7KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 37.1 < \tau a = 39.7KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=36本)	③	
段差防止構造			鉛直荷重	1111.5KN	・支圧応力度照査 $\sigma b = 56.7 < \sigma ba = 210.0N/mm^2(ok)$		④
P1橋脚 (P2側)	落橋防止構造	橋軸方向	張力	3775.9KN	・PCケーブルの引張耐力照査 P=3775(Py=3960KN(ok))	G4600KN型	⑤
					・本設計水平力は、既設の設計水平力と同等		
	変位制限構造	橋軸方向	水平荷重	2085.4KN	・本設計水平力は、既設の設計水平力と同等	既設連結装置流用	—
		橋軸直角方向	水平荷重	4170.8KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 36.6 < \tau a = 38.3KN(ok)$	ワンサイドボルト M27 (N=76本)	⑥
段差防止構造 (変位制限構造と兼用)			鉛直荷重	2317.1KN	・支圧応力度照査 $\sigma b = 42.8 < \sigma ba = 210.0N/mm^2(ok)$		⑦
			水平荷重	4170.8KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 38.6 < \tau a = 43.7KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=72本)	
P2橋脚	変位制限構造	橋軸方向	水平荷重	4480.3KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 53.3 < \tau a = 54.4KN(ok)$	ワンサイドボルト M27 (N=56本)	⑧
		橋軸直角方向	水平荷重	8960.6KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 46.0 < \tau a = 48.3KN(ok)$	ワンサイドボルト M27 (N=130本)	⑨
	段差防止構造		鉛直荷重	4978.1KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 46.1 < \tau a = 48.0KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=36本)	⑩
P3橋脚	落橋防止構造	橋軸方向	張力	3840.0KN	・PCケーブルの引張耐力照査 P=3840(Py=3960KN(ok))	G4600KN型	⑪
					・本設計水平力は、既設の設計水平力と同等		
	変位制限構造	橋軸方向	水平荷重	4429.5KN	・本設計水平力は、既設の設計水平力と同等	既設連結装置流用	—
		橋軸直角方向	水平荷重	2953.0KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 41.0 < \tau a = 41.4KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=48本)	⑫
段差防止構造			鉛直荷重	4921.7KN	・取り付けボルトのせん断応力度照査 $\tau = 42.1 < \tau a = 48.0KN(ok)$	高力ボルト M22 (N=76本)	⑬

【施工概要】

落橋防止装置の設置は、以下の手順で実施した。

①現場孔明及び素地調整

孔明け位置は、設計図に基づき現況実測の上マーキングを行う。孔明けは、磁気ボール盤（アトラー）等にて行う。孔明け完了後、取り取り及び摩擦接合部の塗装をグラインダーに素地調整を行う。

②落橋防止装置取付工（横梁およびブラケット）

ブラケット等をクレーン等で足場まで吊り上げ、所定の位置にチェンブロック等で引き込む。部材の左右の高さを確認しながら仮締めし微調整を行う。

③高圧ボルト工

トルシア型高圧ボルト締付けを行う。

④現場塗装工

⑤PCケーブル取付・調整

ケーブルにたるみ等がないように調整し取付けを行う。

一方、変位制限装置の設置も落橋防止装置と基本的に同様の設置手順で実施した。設置手順は以下に示すとおりである。

①現場孔明及び素地調整

②変位制限装置取付工

③高圧ボルト工

④現場塗装工

表-5 主要工事数量

工 種	仕 様	単 位	数 量
落橋防止装置取付工	P1、P3 橋脚	基	6
変位制限装置取付工	P1～P3 橋脚	基	12
段差防止装置取付工	P1～P3 橋脚	基	10

参考文献

備 考

類似工事：「東扇島火力発電所・LNG バース配管橋（PH11, PH12）落橋対策工事」, 「東扇島火力発電所・LNG バース配管橋（P9-PH11）落橋対策工事」

(6) No. 2-6 : 常陸那珂火力発電所 2 号機増設工事のうち貯炭場他工事ならびに関連除却工事

No.	2-6
発注者	東京電力(株)
施設名	常陸那珂火力発電所
所在地	茨城県那珂郡東海村
工事名称	常陸那珂火力発電所 2 号機増設工事のうち貯炭場他工事ならびに関連除却工事
施工期間	2010 年 3 月～2012 年 2 月
施工者	前田・東洋・株木共同企業体
キーワード	火力発電所、貯炭場、液状化対策、吸水型振動締固め工法、自由形状・大口径高圧噴射攪拌工法

概要

東京電力常陸那珂火力発電所は石炭を燃料とする火力発電所で、出力 100 万 kW の 1 号機が稼働中である。当該発電所は砂質材料を用いた埋立て地盤上に立地し、発電所 1 号機建設時には、その耐震性能の向上や支持力の確保を目的として、建屋や発電所設備の基礎地盤は主にサンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法）による地盤改良が実施されている。

当該発電所では 1 号機と同出力となる 2 号機の増設工事が進められており、石炭を一時的に貯蔵する屋外型貯炭場の整備（道床基礎の地盤改良、ならびに道床、関連設備の構築等）を行っている。貯炭場は、スタッカ／リクレーマ機などのヤードマシンが道床に敷設されたレール上を移動して石炭の受入れ、および払出しを行う場所であり、このような軌道部の耐震性能の確保は地震後の発電所の使用性を確保するために必要と判断され、1 号機建設時と同様に地盤改良が行われた。工事場所の断面図、および平面図をそれぞれ図-1、図-2 に示す。地盤改良工法としては、密度増大工法の一つである吸水型振動棒締固め工法^{1), 2), 3)}を基本的に採用し、灰捨場遮水壁に近い No.6 道床については揺動型の高圧噴射攪拌工法（格子状）^{4), 5)}を適用した。

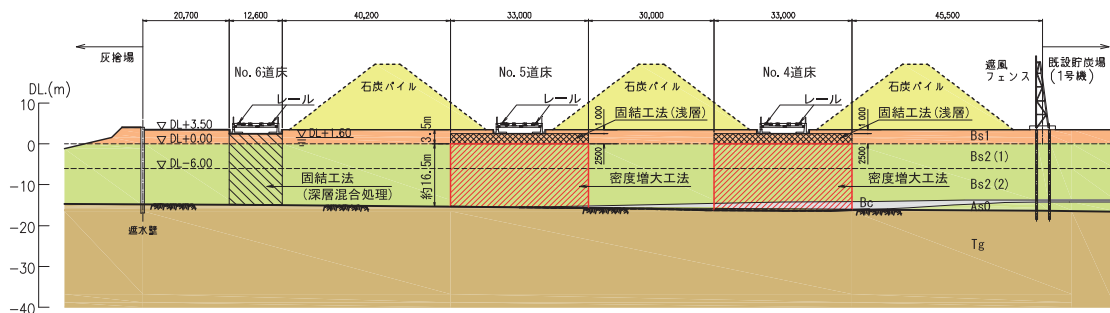


図-1 施工範囲断面図 (A-A)

【設計概要】

本工事の設計は、貯炭場設備の要求性能から設定される地震時における許容残留変位量に対し、動的 FEM を用いた地震後残留変位量の照査を行い、最も経済的となる地盤改良の工法選定や、仕様を設定を行っている。本工事ではさらに、吸水型振動棒締固め工法の本施工に先立って試験施工を実施し、実際の改良後地盤物性を取得し、設計にフィードバックすることで、要求性能を確保しつつ、より経済的となる、当該地盤に適した改良仕様の再設定を行った。このような工法選定、改良仕様設定における自由度の高さは、性能設計におけるメリットが前面に出た一例と考えられる。近年、性能照査型の設計が土木分野においても各種基準・指針類で取り入れられ、整備が進められている。また、その他の基準類においても仕様設計から性能設計への移行が進められていくものと想定され、新技術・新工法の採用により設計の自由度が増し、建設コストの縮減が期待されている。一方で、変形解析を伴うような実規模土構造物の性能設計を行った報告事例はそれほど多くないのが現状のようである。

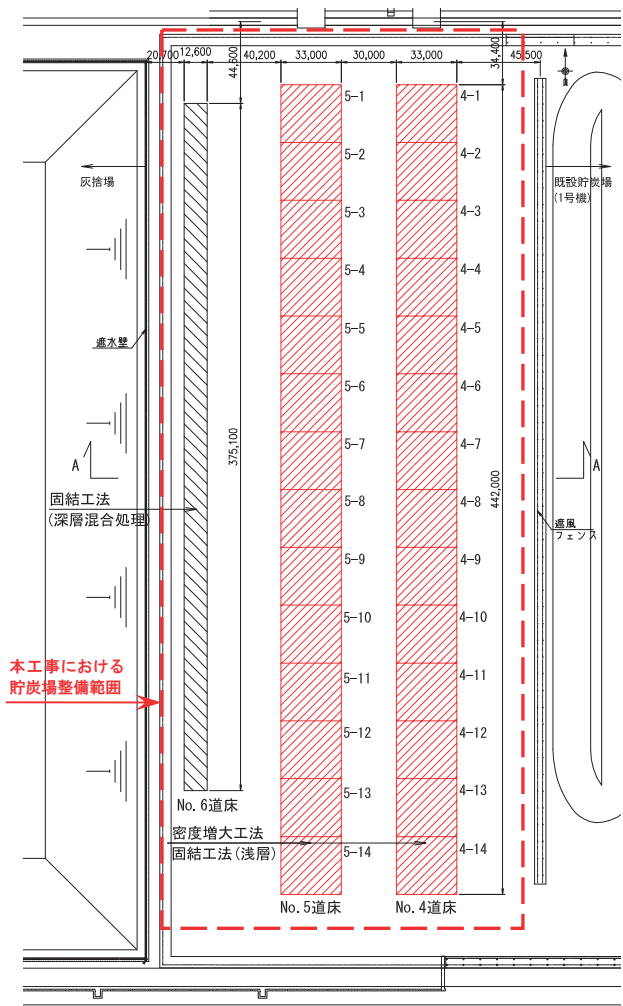


図-2 施工範囲平面図

【施工概要】

本発電所が立地するのは、約 11 年前に造成された厚さが約 20m の埋立て地盤である。砂質シルト岩からなる緩勾配の起伏が少ない海底地形を有し、ここに隆起海岸から採取した土砂をベルトコンベアにより運搬し、スプレッダーを用いて海中に撒き出し、水面より上部はブルドーザーにより敷き均すことで造成された。埋土材料は、細～中粒砂である砂丘堆積層と、中粒砂に礫を混在する上部見和層である。海底付近には不規則にシルト・粘性土層が分布しているが、全体的には N 値 5～20 程度、細粒分含有率 F_c が 20% 程度以下の緩く堆積した砂質土で構成されており、地震時の安定性などが懸念されたため、道床の基礎地盤部を対象とした地盤改良を実施した。

本地盤改良工事で整備を行う道床は図-1 に示す No.4、No.5、No.6 道床の 3 本である。施工箇所の周辺部では、東側に遮風フェンスを隔てて 1 号機用の貯炭場が運用中である。また、西側には SMW による遮水壁で囲われた灰捨場が整備されており、地盤改良の施工による遮水壁

への影響が懸念された。また北側には 1 号機貯炭場から石炭を運搬する密閉型ベルトコンベアが稼働中であり、過大な振動が作用しないように配慮する必要があった。そこで地盤改良工法として、No.4、No.5 道床では密度増大工法（D.L.+0m～岩盤、吸水型振動棒締固め工法）を採用し、土被りが小さく、締固め効果が発現しにくい表層部については固結工法（D.L.+2.5m～D.L.0m、スタビライザーによる浅層混合処理工法）

表-1 地盤改良工の施工数量および仕様

工法	項目	単位	数量	仕様
密度増大工法 (吸水型振動棒締固め工法)	改良面積	m ²	29,172	打設ピッチ □2.4/□2.8 (m)
	打設長	m	20	
	打設本数	本	4,810	
浅層部固結工法 (スタビライザーによる浅層混合処理工法)	改良面積	m ²	29,172	圧縮応力 σ_{28} 0.2 (N/mm ²)
	改良深さ	m	2.5	
	造成体積	m ³	72,930	
深層混合処理工法 (揺動型の高圧噴射格子状改良工法)	改良面積	m ²	4,726	圧縮応力 σ_{28} 4.0 (N/mm ²)
	造成本数	本	195	
	造成体積	m ³	16,739	

を採用することで、密度増大工法の仕様が過剰になるのを避け、コストの縮減を図った。No.6 道床では遮水壁への影響を抑制するため、深層混合処理による固結工法（D.L.+2.5m～岩盤、高圧噴射格子状改良工法）を採用した。また、深層混合処理工法で発生する排泥を浅層固結工法の固化材として利用することで、コストの縮減や環境負荷の低減を図った。

吸水型振動締固め工法はロッドコンパクション工法（RC 工法）の一種で、RC 工法では振動ロッド打設時にロッド周辺地盤に人為的な液状化が発生しやすいため締固め効率が低いのにに対し、本工法ではロッド打設時に吸水を併用することで過剰間隙水圧の発生を抑制し、地盤内に効率的にせん断履歴を付与して地盤自体の圧縮と構造強化を促す工法である。そのため、当該地盤のように細粒分含有率 F_c が比較的少ない地盤への適応性が高く、打設ピッチの拡大によるコストメリットが高くなる。また、揺動型の高圧噴射深層混合処理工法は、円柱状の改良体を造成する一般的な高圧噴射攪拌工法に対し、専用多孔管からの噴射を揺動方式とすることで自由形状の改良体造成を可能とし、低コスト化や工期の短縮を図ることが出来る工法である。各地盤改良工法の施工数量、および仕様を表-1 に示す。

【吸水型振動棒締固め工法^①による改良効果】

(1) 吸水型振動棒締固め工法の施工結果

吸水型振動棒締固め工法では、打設時に吸水を行うことで過剰間隙水圧の発生を抑え、高い改良効果を得ることができることから、吸水量の管理が重要となる。施工時の管理データから、地盤内からの吸水量は平均的に概ね 30～60 ㍓/分程度であった。これは高透水性地盤

(透水係数 $k=3 \times 10^{-2} \sim 4 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$) における施工実績 (40～60 ㍓/分)^② とほぼ同等の量であり、定性的には十分な吸水能力が発揮されていたものと考えられる。今後は、確実な改良効果を得るために必要となる吸水量を定量的に評価し、管理していくため、様々な地盤条件下での施工データの収集・検討が必要である。

改良後調査結果の一例として、4-3BL (打設ピッチ: 2.4m) における調査結果を図-3 に示す。図中には改良前地盤における調査結果を併せて示している。改良前には 10 程度以下であった N 値が、締固め改良により大きく増加していることが分かる。また Vs についても N 値と同様に大きな増加が見られ、十分な改良効果が発揮されていることが伺える。図-4 は No.4 道床に

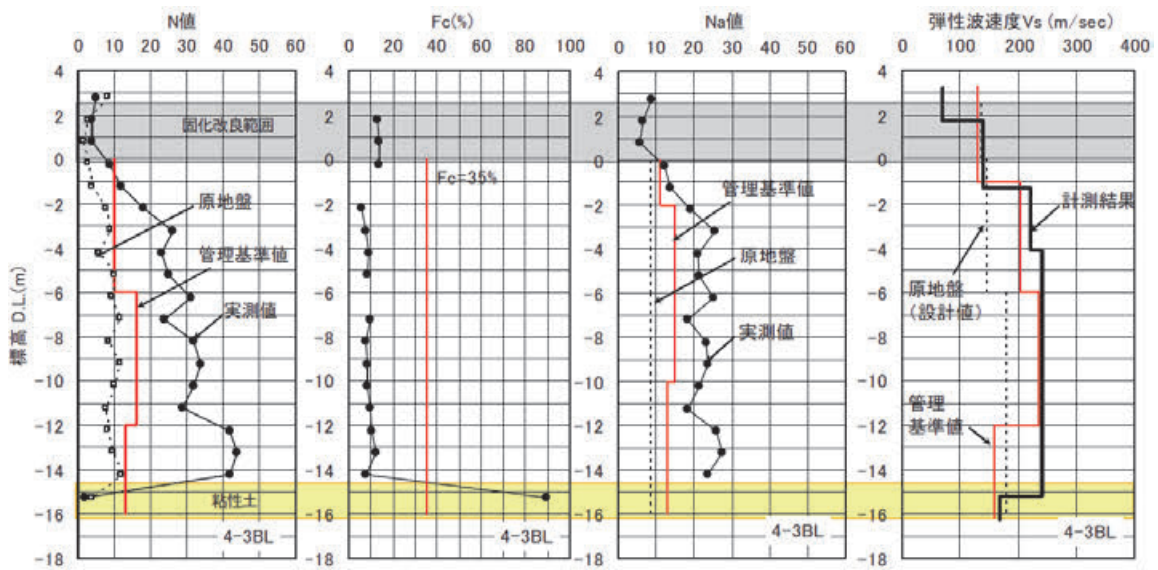


図-3 改良後確認調査結果の例 (4-3BL)

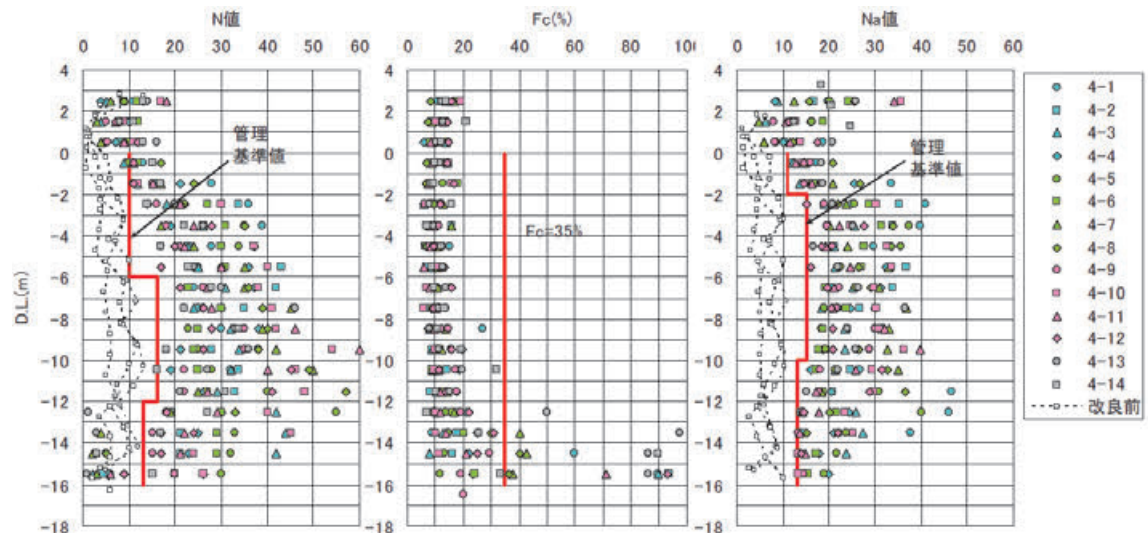


図-4 改良後確認調査結果の比較 (No. 4 道床)

における全 BL の調査結果を示したものである。D.L.-10m 以深には Fc が相対的に大きい細砂層が不規則に堆積しており、このような BL においては改良効果がやや低減している。また、地盤深部において N 値が増加していない箇所は全て粘性土層であった。改良を行った全 28BL における改良後調査の結果、管理基準値を下回る点が見られたのは 5 つのブロックであり、そのうち 4 つのブロックの不良率はいずれも 7% (管理基準値を下回るのが 1 点のみ) であった。

またこれらの「不良」となった点の Na 値はいずれも動的 FEM での入力値と同等以上の値であった。残りの 1 ブロックについては、当該ブロックの調査結果を対象とした動的 FEM により、残留変位量が許容値を満足することが確認された。以上のことから、締固め改良により要求品質を十分に満足する地盤改良工事ができたものと考えられる。

(2) 東北地方太平洋沖地震時の地盤変形挙動評価

東北地方太平洋沖地震が発生した 2011 年 3 月 11 日は、地盤改良工が全て終了し、軌道部の L 型擁壁を構築中であった。前述の通り、地震によって発電所構内は大規模な液状化が発生し、当工事の施工ヤードにおいても液状化対策工を実施していない無対策箇所では約 700mm に及ぶ残留

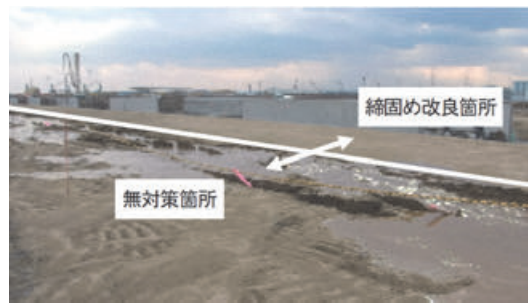


写真-1 無対策箇所で発生した液状化

沈下が生じた。一方、締固め改良を実施した道床部では、最大 190mm、平均 66mm の残留沈下量となり、改良/未改良範囲境界部には大きな段差が生じた（写真-1）。残留水平変位については、無対策箇所では測定点を設けていなかったため不明であるが、締固め改良範囲では、最大で 351mm、平均で 53mm であった。打設ピッチ 2.8m で施工を行った範囲（No.4 道床の 1～2BL, 7～11BL. 他の BL は 2.4m ピッチの打設）の一部で残留沈下量、残留水平変位量が相対的に大きくなったが、全体的に十分に小さな値であり、吸水型振動棒締固め工法による改良地盤は、当初に設定した要求性能を十分に満足する品質であったものと評価できる。

<p>参考文献</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1) 石黒健, 飯島健, 嶋田三朗: 過剰間隙水圧の発生を伴う繰返しせん断履歴を受けた飽和砂の液状化強度特性, 土木学会論文集, No.511/III-30, pp.1-11, 1995. 2) 湯浅楠勝, 阪井田茂, 石黒健, 清水英樹, 北川吉信: 礫質地盤における吸水型振動棒締固め工法の改良効果の検証. 土木学会論文集, No.617/III-46, 1999 3) 石黒健, 前田和亨, 川村英昭, 森幸仁: 若齢岩砕埋土地盤への吸水型振動棒締固め工法の適用(その2) 実施工における地盤改良効果について, 土木学会第 64 回年次学術講演会, pp.351-352, 2009. 4) 手塚広明, 安井利彰, 竹岡正二: 自由形状・大口徑の高圧噴射攪拌工法—マルチジェット工法—, 電力土木, No.335, pp.73-75, 2009. 5) 手塚広明, 安井利彰, 竹岡正二, 川西敦士: 自由形状・大口徑の高圧噴射攪拌工法—マルチジェット工法—, 基礎工, vol37, No.5, pp.85-87, 2009. 6) NETIS 登録 No. TH-990039-A
<p>備考</p>	