



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**



FACULTAD DE INGENIERIA

PROGRAMA UNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERIA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERIA CIVIL

**“PLANEACION Y EJECUCION DE OBRAS DE CIMENTACION PROFUNDA
DEL PROYECTO TERMINAL DE CONTENEDORES II EN EL PUERTO DE
LAZARO CARDENAS, MICHOACAN”.**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN CONSTRUCCION

PRESENTA:

ING. JOSE ARMANDO GRANADOS LUEVANO

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. JUAN PAULIN AGUIRRE**

Ciudad Universitaria, Cd. Mx; 2018

DEDICATORIAS

A mi hija Sofia: Por darme la fuerza y el impulso necesario para ser un mejor profesionista, pero sobre todo mejor persona.

A mi hermano Antonio
In Memoriam

AGRADECIMIENTOS

A la UNAM: Por permitirme ser parte de su gloriosa historia y enaltecer mi espíritu de conocimiento y valores humanos puestos al servicio de nuestra nación.

A mi Maestro y director de tesis M.I. Juan Paulin Aguirre: Por su compromiso y apoyo para culminar este trabajo.

A mi esposa Roció: Por su apoyo incondicional durante mis estudios.

A mis padres, hermanos y hermanas: Gracias por su apoyo en todo momento de mi vida.

RECONOCIMIENTOS

A Grupo Caabsa Infraestructura: Por las facilidades otorgadas para realizar estos estudios anteponiendo mi formación profesional.

A ICA: Por ser un acervo de conocimiento en cada obra realizada y referente de construcción en el desarrollo de Infraestructura en México y en el mundo.

INDICE

	Pág.
INTRODUCCION.....	7
 CAPITULO I. ANTECEDENTES	
1.1 Datos generales.....	10
1.1.1 Contratación.....	10
1.1.2 Ubicación.....	12
1.1.3 Superficie de construcción.....	14
1.2 Descripción del proyecto.....	15
1.2.1 Criterios de diseño.....	16
1.3 Solución técnica.....	20
1.3.1 Datos Geotécnicos.....	20
1.3.2 Proyecto base muro combinado tablestacado (Combi-Wall)	21
1.3.3 Proyecto definitivo a base de pilas y talud de enrocamiento (Danés).....	23
1.3.4 Justificación de cambio de proyecto Combi-Wall por tipo Danés.....	25
1.4 Consideraciones Geotécnicas de Diseño.....	27
1.4.1 Determinación analítica de la profundidad de desplante de los pilotes.....	27
 CAPITULO II. ESTUDIOS PREVIOS	
2.1 Encuadre Geológico.....	29
2.1.1 Geología de la zona de estudio.....	29
2.1.2 Sismicidad.....	30
2.2 Descripción de los trabajos de campo.....	31
2.2.1 Criterios Generales.....	31
2.2.2 Campañas Geotécnicas.....	33
2.2.3 Pozos a cielo abierto (PCA).....	34
2.2.4 Sondeos Mixtos (SM).....	34
2.2.5 Sondeos SPT	35
2.2.6 Sondeos Mixtos Presiométricos (SMP).....	36
2.2.7 Ensayos Down Hole y Cross Hole.....	38

2.3	Resultados de Laboratorio.....	39
2.3.1	Descripción de los materiales investigados.....	39
2.4	Parámetros Geotécnicos de Diseño.....	44
2.4.1	Estimación del Angulo de rozamiento.....	44
2.4.2	Estimación del módulo de Young €.....	47
2.4.3	Rango de parámetros de cálculo.....	52
2.5	Perfiles Estratigráficos.....	53
2.6	Perfiles Geotécnicos.....	56

CAPITULO III. PLANEACION

3.1	Logística de ejecución de obra.....	62
3.2	Organigrama técnico administrativo.....	67
3.3	Proforma de utilización de maquinaria y equipo.....	70
3.4	Programa general de los trabajos por WBS	73

CAPITULO IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1	Pilas de cimentación.....	74
4.1.1	Definiciones.....	74
4.1.2	Responsabilidades del personal técnico administrativo.....	74
4.1.3	Antecedentes al inicio de los trabajos.....	75
4.1.4	Perforación.....	76
4.1.5	Colocacion del armado.....	84
4.1.6	Colocación de concreto.....	86
4.1.7	Tolerancias.....	88
4.1.8	Recursos.....	88
4.2	Capiteles.....	90
4.2.1	Excavación.....	90
4.2.2	Descabece de pilas.....	90
4.2.3	Armado de capiteles.....	91
4.3	Dragado.....	96
4.3.1	Preliminares.....	96
4.3.2	Excavación entre pilas.....	96
4.3.3	Excavación lado tierra.....	97
4.3.4	Draga marina.....	97
4.3.5	Afine y limpieza de talud.....	99
4.3.6	Dragado de dentellón.....	99
4.4	Protección de talud.....	101
4.4.1	Colocación de red de protección.....	101

4.4.2	Preliminares colocación del geotextil.....	101
4.4.3	Colocación del geotextil.....	102
4.4.4	Preliminares de enrocamiento.....	103
4.4.5	Inicio de colocación.....	108
4.4.6	Etapa 2.....	109
4.4.7	Etapa 3.....	110
4.4.8	Etapa 4.....	111
4.4.9	Batimetría.....	113
4.4.10	Desplazamiento de red de protección.....	114
4.5	Plataforma.....	118
4.5.1	Grúa para montaje.....	119
4.5.2	Trabes principales transversales (TPT).....	120
4.5.3	Trabes principales longitudinales (TPL).....	121
4.5.4	Trabes secundarias (TS).....	122
4.5.5	Armado y colado de nodos.....	123
4.5.6	Trabes carril.....	124
4.5.7	Encofrado y prelosas.....	125
4.5.8	Colocación de prelosas.....	126
4.5.9	Losa de rodamiento.....	127
4.5.10	Galería.....	128
4.5.11	Colocación de accesorios.....	128

CAPITULO V. SEGURIDAD, CALIDAD Y MEDIO AMBIENTE

5.1	Seguridad en el trabajo.....	129
5.1.1	Documento de identificación de peligros.....	128
5.1.2	Documento de asignación de tarea segura.....	128
5.1.3	Documento de evaluación y control de riesgo.....	129
5.2	Control de calidad.....	130
5.2.1	Generalidades.....	130
5.2.2	Descabezado de pilas.....	132
5.2.3	Tolerancias y control de calidad.....	133
5.2.4	Pruebas.....	133
5.2.5	Remediación de pilas con reducción de velocidad en pruebas Cross Hole.....	137
5.2.6	Especificaciones técnicas de los materiales de mayor impacto en la obra.....	141
5.3	Medidas de mitigación de impacto ambiental.....	154
5.3.1	Identificación de impactos negativos durante la etapa de construcción.....	154

5.3.2	Medidas preventivas.....	155
5.3.3	Medidas de mitigación.....	156
5.3.4	Medidas de compensación.....	158
CONCLUSIONES.....		163
REFERENCIAS.....		166
ANEXOS		
MEMORIA FOTOGRAFICA.....		168

INTRODUCCION

El proyecto de la Terminal Especializada De Contenedores II (TEC II) en el puerto de Lázaro Cárdenas Michoacán, se basa en los objetivos del Plan Nacional De Desarrollo 2007-2012 <DOF 31-mayo-2007>, El programa Nacional de Infraestructura 2007-2012 <DOF 18-enero-2008> y el Desarrollo Maestro del Puerto de Lázaro Cárdenas 2006-2011 <DOF 11-febrero-2011>.

El desarrollo de este proyecto surgió como respuesta a una creciente demanda en el manejo de contenedores de carga marítima TEUS por sus siglas en Ingles (Twenty – Foot Equivalent Unit, unidad de medida para calcular la capacidad de transporte marítimo en contenedores estándar de 20 pies), basado en un estudio realizado por un consultor internacional para la Dirección General de Puertos.

El estudio consideró proyecciones globales incluyendo mercado interno e internacional principalmente y tomando como base la saturación de los puertos de Long Beach y los Ángeles estimando una tasa promedio de crecimiento anual del 9.4% que incluye todos los puertos de la costa oeste de los Estados Unidos, Canadá y México que operan contenedores, la cual estimo que la demanda pasará de 22.1 millones de TEUS en 2006 a 35.6 millones de TEUS en 2011 de los cuales los puertos de Long Beach y Los Ángeles operan alrededor del 70% de dicho volumen.

TABLA 1. Proyecciones globales de demanda de TEUS en distintos escenarios de crecimiento 5%,7.5%,10% y 9.4% TMCA (Tasa media de crecimiento anual) para todos los puertos del pacifico en Estados Unidos, Canadá y México. “APILAC, (2006). Programa Nacional De Desarrollo Puerto Lazaro Cardenas 2006-2011, p.p. (34).”

TMCA	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
5%	26,885,301	28,229,566	29,641,044	31,123,097	32,679,251	34,313,214	26,028,875	37,830,318
7.50%	26,885,301	28,901,699	31,069,326	33,399,525	35,904,490	38,597,327	41,492,126	44,604,036
10%	26,885,301	29,573,831	32,531,214	35,784,336	39,362,769	43,299,046	47,628,951	52,391,846
9.40%	22,123,543	24,203,156	26,478,253	28,967,208	31,690,126	34,668,998	37,927,884	41,493,105

TMCA	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
5%	37,830,318	39,721,834	41,707,926	43,793,322	45,982,988	42,282,138	50,696,245	53,231,057
7.50%	44,604,036	47,949,338	51,545,539	55,411,454	59,567,313	64,034,861	67,837,476	74,000,287
10%	52,391,846	57,631,030	63,394,133	69,733,547	76,706,901	84,377,592	92,815,351	102,096,886
9.40%	41,493,105	45,393,457	49,660,442	54,328,523	59,435,404	65,022,332	71,134,431	77,821,068

Dada la creciente demanda y la saturación de los puertos en el pacifico de los Estados Unidos y el bajo nivel de inversión para atender esta demanda la Dirección General de Puertos planteo cuatro proyectos principales: dos en Lázaro Cárdenas, uno en Punta Colonet, así como otro en el Puerto de Manzanillo. En el caso de la Primera Terminal Especializada (TEC I) en el puerto de Lázaro Cárdenas que desarrolló la empresa Hutchinson Port Holding y que entro en operación en 2008, la creciente demanda exigió el desarrollo de mayor infraestructura tomando en cuenta los siguientes supuestos:

TABLA 2. Infraestructura adicional por construir en el Pacífico Mexicano de acuerdo con la hipótesis de distribución de tráfico. “APILAC, (2006). Programa Nacional De Desarrollo Puerto Lazaro Cardenas 2006-2011, p.p. (36).”

Proyecto	Año de licitación y/o construcción	Supuesto
Primera terminal de contenedores. (HPH) Puerto Lázaro Cárdenas (Uso público)	En construcción (2006 - 2007)	Está terminal fue licitada en 2003 y se pretende entre en operación antes de 2008
Segunda terminal de contenedores. Puerto Lázaro Cárdenas (uso público)	Fecha probable si no se construye Punta Colonet (2009-2010)	✓ Inicio de operaciones en 2010
	Fecha probable si se construye Punta Colonet (2014 -2015)	✓ Inicio de operaciones en 2015
Punta Colonet	Fecha probable (2009 - 2010)	✓ Inicio de operaciones 2010
Manzanillo 2	Fecha probable (2009 - 2010)	✓ Inicio de operaciones 2010

En concordancia con los escenarios anteriores se vislumbró la construcción de la TEC II de similares características a la TEC I y la cual soporta una demanda adicional de 1.2 millones para la fase I de acuerdo con el estudio realizado por la Dirección General de Puertos que se presenta en la siguiente figura.

TABLA 3. Escenarios totales de la oferta TEUS y las inversiones que se pretenden realizar en nuestro país como resultado de la demanda creciente. “APILAC, (2006). Programa Nacional De Desarrollo Puerto Lazaro Cardenas 2006-2011, p.p. (35).”

	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012	2013
Actual	26,885,301	28,160,446	29,662,142	31,245,136	32,358,865	34,358,865	35,869,189	37,448,006
Adicional	26,885,301	28,160,446	29,662,142	31,245,136	33,913,924	34,358,865	37,119,189	38,948,006
L.C. 1ra Terminal	26,885,301	28,322,446	30,444,342	32,505,556	35,650,386	37,268,963	39,000,308	40,797,237
Punta Colonet	26,885,301	28,322,446	30,444,342	32,505,556	35,650,386	39,268,963	42,000,308	40,797,237
L.C. 2da Terminal	26,885,301	28,322,446	30,444,342	32,505,556	35,650,386	39,268,963	42,000,308	40,797,237
Manzanillo 2	26,885,301	28,322,446	30,444,342	32,605,556	35,650,386	39,418,973	42,405,308	40,797,237

	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020
Actual	37,448,006	38,934,249	40,467,578	42,004,766	43,546,198	45,092,298	46,643,535	48,200,241
Adicional	38,948,006	40,684,244	43,033,572	45,136,762	47,244,193	249,356,292	51,473,530	52,600,416
L.C. 1ra Terminal	40,797,237	42,498,400	44,809,144	46,869,890	48,930,634	50,991,378	53,052,124	55,166,869
Punta Colonet	40,797,237	42,498,400	50,809,144	53,869,890	56,930,634	58,991,378	61,052,124	63,116,869
L.C. 2da Terminal	40,797,237	42,498,400	51,409,144	53,869,890	58,730,634	60,791,378	62,852,124	64,916,869
Manzanillo 2	40,797,237	48,948,400	52,759,143	56,119,890	59,480,634	61,841,377	64,202,124	66,566,869

Una vez mencionada la justificación de este importante proyecto en materia de Infraestructura Portuaria en México y siendo de los más importantes que se han construido en los últimos años, en los siguientes capítulos se abordará su construcción revisando sus aspectos técnicos en cuanto a consideraciones de diseño e ingeniería, planeación y procedimientos constructivos del muelle y detalladamente de las pilas de cimentación profunda para llevar a cabo esta gran obra.

En el capítulo I se hablará de los datos generales del proyecto, ubicación, superficie, etapas del proyecto etc. Así como las consideraciones técnicas para su diseño y llegar a la solución óptima.

En el capítulo II se presentarán los estudios de mecánica de suelos, pruebas y resultados que dieron origen al diseño del muelle y su cimentación, presentando el perfil estratigráfico, unidades geotécnicas y perfiles geotécnicos.

En el capítulo III se desarrollará la planeación de la obra, estableciendo los frentes de trabajo y su logística de ejecución, planteando un organigrama técnico-administrativo, revisando el programa general de los trabajos de construcción del muelle y las pilas de cimentación, determinación de la ruta crítica, estimación de la proforma de utilización de recursos y por último presentar las medidas de seguimiento y control de obra para cumplir con los objetivos plateados.

En el capítulo IV se describirá el procedimiento constructivo del muelle profundizando en la ejecución de las pilas de cimentación profunda se revisarán puntos importantes como el tipo de ademe utilizado para la perforación y la fabricación del lodo bentonítico y sus propiedades.

En el capítulo V se revisarán las medidas de seguridad para la mitigación de riesgos y accidentes de trabajo, el control de calidad para cumplir con los alcances del proyecto en las pilas de cimentación y en la estructura del muelle como especificaciones técnicas de calidad de los materiales y también medidas de amortiguamiento de impacto ambiental.

Cabe señalar que mi trabajo en esta tesina consistió en recabar toda la información del proyecto tanto de ingeniería desarrollada por ICA ingeniería y Mextypsa y de la construcción llevada a cabo por ICA PAM. Uno de los retos fue acotar de manera precisa la gran cantidad de información y plasmarla de forma sintetizada y concreta en una especie de monografía del proyecto abarcando la amplitud de la construcción de la TEC II en cuanto a Ingeniería, Construcción, Planeación y aspectos de Seguridad y Medio Ambiente.

El capítulo 3 de planeación de la obra fue desarrollado en su totalidad por un servidor tomando consideraciones y aspectos revisados durante las visitas a obra y lecciones de la materia de construcción de obras subterráneas y cimentaciones.

Por último, se presentarán algunas conclusiones como lecciones aprendidas para futuros proyectos similares, y puntos de vista personales como críticas constructivas para la mejora y ejecución de proyectos de gran magnitud como lo fue la TEC II, también se presenta una memoria fotográfica de los procesos más representativos, plantas, alzados y detalles constructivos.



ANTECEDENTES

1.1 DATOS GENERALES

1.1.1 Contratación

- La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) por medio de la Administración Portuaria Integral Lázaro Cárdenas (APILAC) lanzan en marzo de 2011 la convocatoria pública internacional No. APILAC/TECII/01/11, para la celebración del contrato de:
 - ✓ I. Explotación, uso y aprovechamiento del área,
 - ✓ II. La construcción de la TEC II en el área y
 - ✓ III. La prestación de los servicios.

- Resultando ganador el consorcio liderado por una empresa naviera de origen danés y una empresa mexicana de las más reconocidas. Celebrando un contrato con el concesionario (APILAC) de cesión de derechos por 30 años para la explotación, uso y aprovechamiento de un área de agua y terrenos de dominio público de 850 ha.

- El consorcio ganador suscribió un contrato con el alcance para la Ingeniería, Procuración y Construcción con referencia en el FIDIC Yellow Book para las condiciones generales y acordándose condiciones particulares para el proyecto.

- La firma del contrato se llevó a cabo el 24 de julio de 2012 con un periodo de ejecución de 720 días naturales contados a partir de la fecha de inicio.

- Fecha de inicio 30 de julio de 2012.

- Fecha de terminación contractual julio para la etapa I 2014.

- Fecha de terminación real diciembre 2016

- Valor del contrato \$2,285 mdp para la etapa I.

- Costo real estimado en su primera etapa poco más de \$5,000 mdp.
 - ✓ Las Incidencias principales que motivaron el atraso en la ejecución de los trabajos y el sobrecosto con referencia en el valor inicial contratado fueron propiciadas

principalmente por cambios al alcance contractual mediante el mecanismo establecido en el contrato denominado RFVP (Request for Variation Proposal) y consistieron en los siguientes cambios:

TABLA 4. A continuación se muestra un resumen cronológico de los cambios en el alcance del contrato original (RFVP). “Autoría propia”.

RFVP No.	DESCRIPCION	FECHA DE SOLICITUD	IMPORTE VALORADO EN CAMBIOS (mdp)
RFPV 01	Reforzamiento del muelle cambio de muro de tablestaca a pilas de cimentación debido a riesgos en el hincado de tablestaca por incertidumbre geológica.	oct-12	185
RFPV 02	Construcción de 100m adicionales de muelle	dic-12	186
RFPV 03	Oficinas técnicas del cliente	mar-13	12
RFPV 04	Puente de acceso a la terminal (OVERPASS)	oct-12	106
RFPV 05	Cambios en el diseño del patio intermodal	oct-12	31
RFPV 06	Automatización (Subestación y Electrificación)	nov-12	772
RFPV 07	Trabajos para ceremonia de primera piedra	mar-13	1
RFPV 08	Pólizas de seguros no establecidas en el contrato original	jul-13	29
RFPV 09	Cambios en el edificio administrativo	oct-13	19
RFPV 10	Excavaciones por cambio de poligonal de proyecto	nov-13	28
RFPV 11	Cambios en edificaciones	sep-13	89
Total			1,458

- El programa inicial con el proyecto original contemplaba 1,490 actividades con los cambios anteriores mencionados la última versión actualizada incluía 5,300 actividades en el programa.

1.1.2 Ubicación

- La ubicación de la TEC II se encuentra en la Riviera poniente de la Dársena Norte en la margen derecha del canal norte en la isla del Cayacal dentro de la Terminal portuaria de Lázaro Cárdenas en el litoral del Pacífico Mexicano en el Estado de Michoacán.

FIGURA 1. Muestra la Localización satelital de la TEC II. “Cortesía Google Earth, (2006)”.

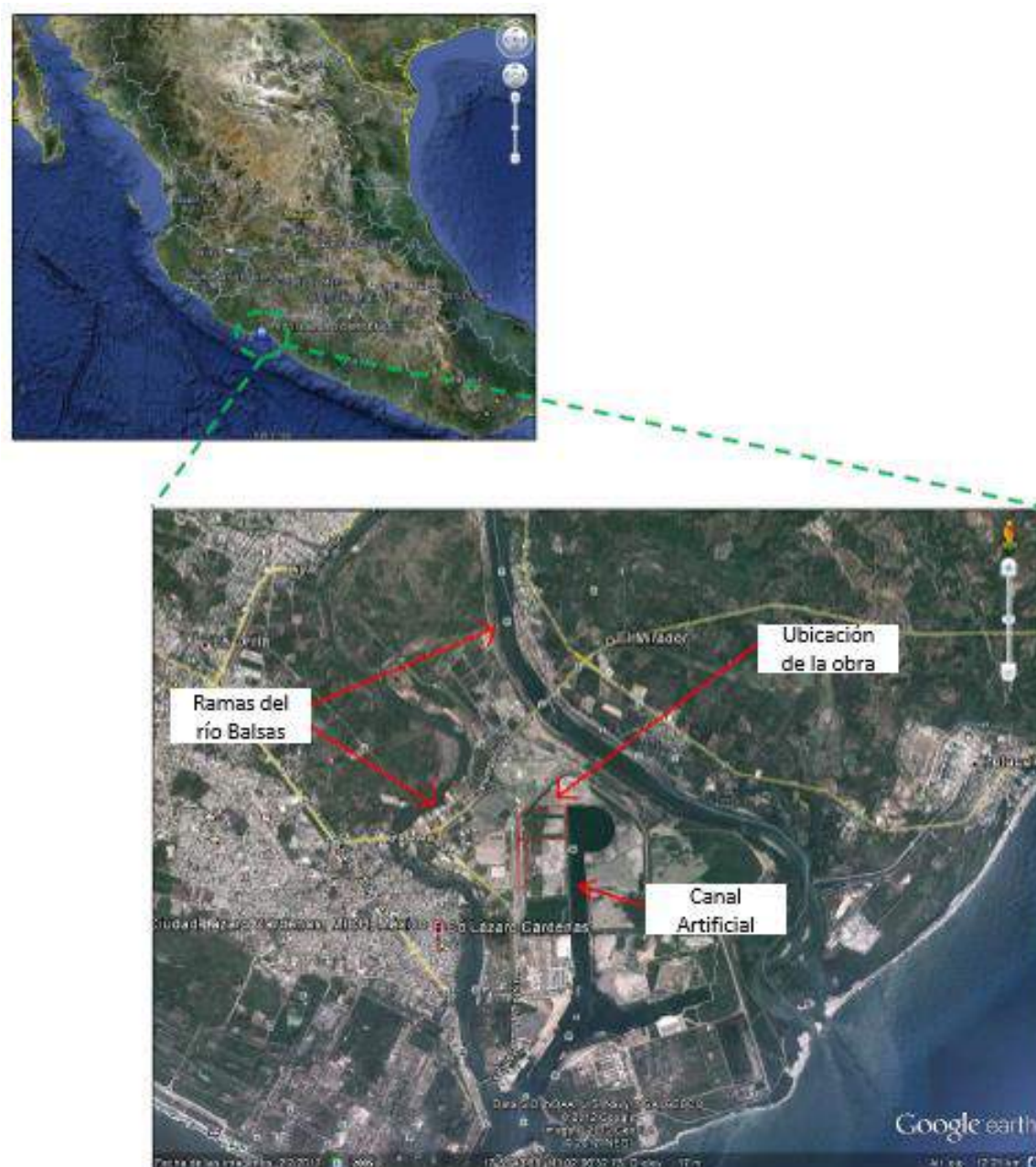
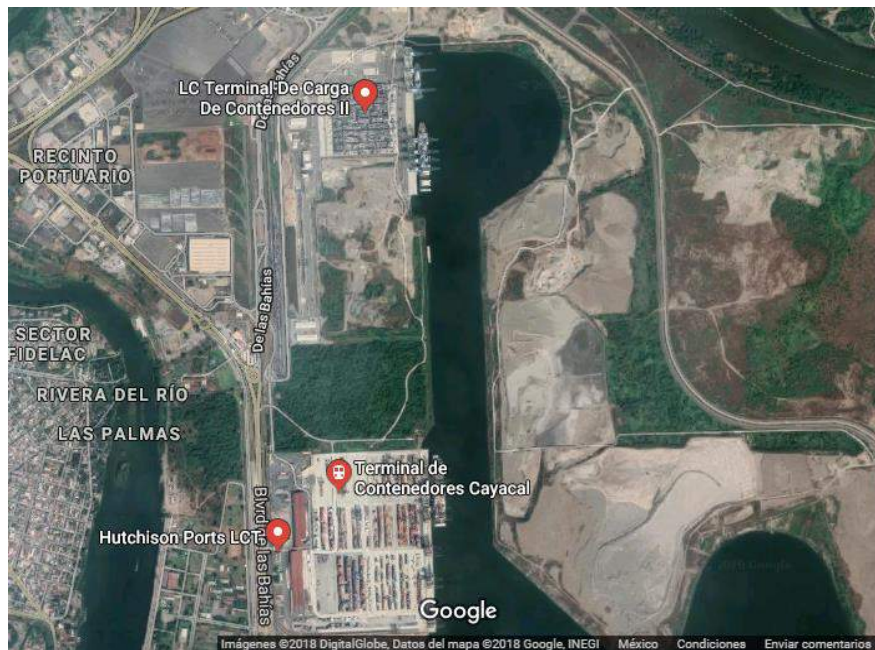


FIGURA 2. Ilustración grafica de la Fase I de construcción de la TEC II. “Imagen Cortesía Google Maps, (2006).”



FIGURA 3. Ilustración Satelital actualizada al año 2018 de la TEC II. “Cortesía Google Maps, (2018).”



- Se eligió esta ubicación debido a las siguientes condiciones en el estudio realizado por la Dirección General de Puertos:
 - a) La Isla del Cayacal es la zona natural con el mayor desarrollo del puerto.
 - b) Cuenta con accesos ferroviarios paralelos al área en donde se ubica la nueva terminal y adicionalmente, en el programa de inversión de obra pública se destinaron en el año 2007 45 millones de pesos para la construcción de una vía ferroviaria circundante al recinto portuario la cual permite darle valor agregado a los terrenos con frente de agua para otras nuevas terminales.
 - c) Aun cuando se cuentan con accesos ferroviarios, se tiene presente que el ferrocarril, y de acuerdo con la demanda prevista en los escenarios mencionados en la Introducción, debe contar con la capacidad de desalojo de carga del que las terminales de contenedores así lo exijan.
 - d) En el caso de vialidades para auto transporte, la Isla del Cayacal cuenta con un cuerpo de vialidades circundantes al recinto portuario que permiten desalojar la carga en caso de que una terminal así lo requiera.
 - e) Se cuenta con oficinas para autoridades y usuarios (API, Aduana, Sagarpa, entre otros) y un centro de negocios que facilita el desalojo de las mercancías eficientemente, cuenta también con áreas destinadas al servicio de autotransporte, tales como estacionamiento, baños, comedores, talleres mecánicos, entre otros servicios.
 - f) Dichas zonas cuentan con sistemas de seguridad a través del sistema de circuito cerrado de televisión compuesto por 92 cámaras de video vigilancia permanente.

1.1.3 Superficie de construcción

La terminal comprende el desarrollo de 85 ha, con una posibilidad de ampliar a 170 ha y una longitud de atraque final de 1485 m. La Fase I de este proyecto comprende 650 m de atraque y un área de tierra total del orden de 43 ha para ser utilizada como patio de contenedores, terminal intermodal y edificios administrativos y operativos. El ancho de la terminal es de aproximadamente 695 m.

1.2 DESCRIPCION DEL PROYECTO

La Construcción inicial propuesta abarca un área terrestre de 850 ha, más una ampliación adicional en el área terrestre (la cual sería solicitada en su momento de acuerdo con lo estipulado en el Contrato) de 170 ha. De acuerdo con los volúmenes de tráfico proyectados se estimó que para la Etapa I contaría con una capacidad aproximada de 1.2 millones de TEUS y para la ampliación en su última Etapa contara con una capacidad de alrededor de 4.1 millones de TEUS.

Este proyecto abarcó la construcción de:

- Dragado y Relleno/Excavación
- Estructura del muelle
- Patio de contenedores con plataformas de contenedores refrigerados (“Reefers”)
- Área intermodal
- Edificios Administrativos

Para cada una de las áreas mencionadas se planteó en su caso:

- Movimiento de tierra para nivelación del terreno
- Pavimentos
- Demarcaciones
- Drenaje de aguas por lluvias
- Agua potable
- Sistema contra incendios
- Iluminación y suministro eléctrico

TABLA 5. Resumen de las cuatro etapas de construcción del muelle con sus características principales. “Documentación para la propuesta técnica TEC II (2011), *Carpeta 6*, Concurso público No. APILAC/TECII/01/11, p.p. (9-10)”.

	ETAPA 1-2014	ETAPA 2-2020	ETAPA 3-2016	ETAPA 4-2032
Sitios de atraque para buques triple E MAERSK Long. 396m, 16 m de calado	1 650 m	2 900 m	3 1,240 m	4 1,485 m
STS (Grúas pórtico para descarga)	5	8	12	14
E-RGT (Grúas de patio tipo pórtico)	35	49	77	88
Reefers (Contenedores refrigerados)	550	820	1,240	1,240
Rieles RMG	2	4	6	7
Área	43.17 ha	22.82 ha	19.01 ha	17.0 ha

La terminal tendrá un largo final de atraque en sus tres etapas de 1,240 m (que será ampliado en el momento que establece el contrato en 245 m adicionales para quedar al final con un largo de 1,485 m) y será construido en 3 fases (y una cuarta cuando contractualmente sea oportuno solicitar la ampliación respectiva):

- Etapa 1 – 650 m
- Etapa 2 – 250 m
- Etapa 3 – 340 m
- Etapa 4 (Ampliación) – 245 m

1.2.1 Criterios de diseño

TABLA 6. Muestra los parámetros y criterios que se tomaron en cuenta para el diseño del muelle. “Documentación para la propuesta técnica TEC II (2011), *Carpeta 6*, Concurso público No. APILAC/TECII/01/11, p.p. (12-20)”.

CRITERIO	VALOR	COMENTARIOS
<i>Vida de Diseño</i>		
Estructura del muelle	50 años	
Inspección de las obras	3 años	
<i>Sobre carga uniforme sobre la losa</i>		
Lado mar del Riel de la Grúa lado Mar	20 Kpa	
Lado tierra del Riel de la Grúa lado Mar	58 Kpa	Con las cargas de la grúa del muelle
Carga puntual de las esquinas de 3 contenedores apilados	18.3 t	
<i>Carga vehicular sobre la losa</i>		
Desde la grúa hacia el lado del mar	Tractocamión y remolque de arrastre 70 t	Supuesto
Desde la grúa hacia el lado tierra	Carga contenerizada 40 t	Supuesto
<i>Cargas de la planta de manejo de contenedores</i>		
Montacargas (MC)		
Carga bajo el Spreader	40 t	
Altura de levante - Contenedores llenos	5 de alto (apilados)	
Altura de levante - Contenedores vacíos	7 de alto (apilados)	

Carga por eje - Contenedores llenos (Delantero/trasero)	106/11 t	
Carga por eje - Contenedores vacíos (Delantero/trasero)	37/26 t	
Reach Stacker		
Carga bajo el Spreader	40 t	
Altura de levante - Contenedores llenos	5 de alto (apilados)	
Altura de levante - Contenedores vacíos	7 de alto (apilados)	
Carga por eje - Contenedores llenos (Delantero/trasero)	120/21 t	
Carga por eje - Contenedores vacíos (Delantero/trasero)	39/37 t	
Distancia entre ejes	5.5 m	
Trocha	2.4 m	
Tractocamión y remolque		
Capacidad total	70 t	
Carga del eje 1	5 t	
Carga del eje 2	26.4 t	
Carga del eje 3	19.3 t	
Carga del eje 4	19.3 t	
Manipulador de contenedores vacíos		
Eje 1-Ruedas-Carga por eje	4-36.7 t	
Eje 2-Ruedas-Carga por eje	2-25.8 t	
Gruas Súper Post-Panamax de Contenedores		
Trocha		
Espaciamiento de las ruedas		
Alcance desde el centerline del riel del lado mar	65 m	
Alcance posterior desde el centerline del riel lado tierra	36 m	
Largo total de la grúa (con los topes contraídos)	27 m	

Carga combinada bajo el spreader	120 t	
Masa total de la grúa de muelle	2,250 t	
Cargas de rueda		
Condición de operación	85 t/m = 115 t/rueda	
Condición cargada	85 t/m = 115 t/rueda	
Tracción en el lado mar	670 t/esquina	Supuesto
Tracción en el lado tierra	420 t/esquina	Supuesto
Cargas laterales		
Condición de operación	32 t/riel en ambas direcciones	
Condición cargada	100 t/riel en ambas direcciones	
Viento máximo de operación	60 m/s	A ser desarrollado
Carga horizontal máxima de apuntalamiento	100 t	
Riel de la grúa		
Tamaño del riel de la grúa	MRS 125 a DIN 536 Grado S700	
Sistema de riel de la grúa	Gentrex o equivalente	
Gruía móvil del muelle		
Presión de las ruedas	100 N/cm ²	
Presión de las ruedas	60 N/cm ²	
Fuerzas de atraque		
Buque portacontenedores Maersk E Class Súper Post Panamax		
TEU	11,000	
Filas de contenedores a lo largo del muelle	23	
Eslora	397 m	
Manga	56 m	
Calado máximo	16 m	
Máximo calado en el sitio	16 m	
Desplazamiento del barco DWT	205,000 t	
Velocidad de atraque	0.1 m/s	
Ángulo de atraque	8°	
Barco mínimo de diseño		
Tamaño de contenedores para el barco	160 m	
Defensas		

Espaciamiento	12 m	
Máxima presión en el casco	200 KN/m ²	
Velocidad del viento		
Viento sobre el muelle y las grúas del muelle	60 m/s	Sera desarrollada
Viento sobre las estructuras de los sitios, edificios, etc.	60 m/s	Sera desarrollada
Viento sobre las torres de iluminación	60 m/s	Sera desarrollada
Materiales		
Concreto	f'c= 40 N/mm ² , Grado 400	
Acero de refuerzo (no soldado)	ASTM A615, Grado 60	Supuesto
Acero de refuerzo (soldado)	ASTM 706, Grado 60	Supuesto
Tablestacado metálico	Muro combinado- En 102-48-S340GP; AZ-50, AZ37-700; AZ26-EN 10248-S355 GP	Sera desarrollado en el diseño final
Tirante de acero	ASDO 460 MPA	Supuesto
Normas y especificaciones		
Normas y especificaciones	Mexicanas, estadounidenses y British Standards, incluidos, pero no limitados a: ACI, AASHTO, AISC, ANSI/ASCE 7-02 ANSI/AWS D1.1, IBC, AF&PA, MIL-HDBK 1025/1, 1026/4, 1025/4 & 7-02, AITC, AREA	
Presión hidrostática por desfase de marea		
Presión hidrostática por amplitud de marea	0.4 m	50% de la variación de marea
Profundidad de diseño del sitio		
MAB	+ 0.421	Será verificado
MBM	- 0.030	Será verificado
Profundidad de diseño del sitio	16m+1.5m+0.5m (- 18m MBM)	
Notas:		
<p>1. Se considerarán las cargas hidrodinámicas</p> <p>2. Para los casos de carga operacional deben ser consideradas 4 grúas Súper Post Panamax trabajando simultáneamente.</p>		

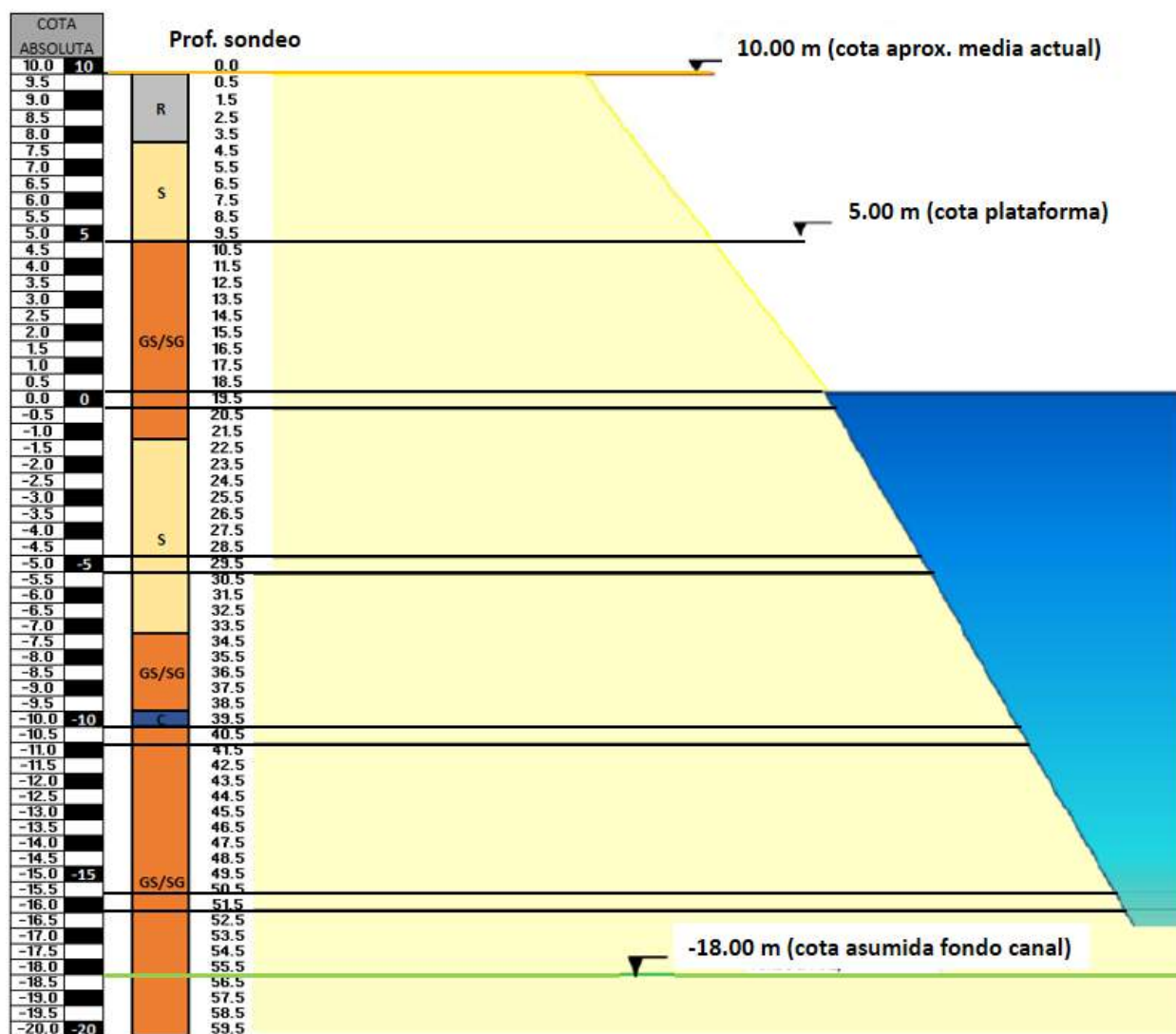
1.3 SOLUCION TECNICA

1.3.1 Datos geotécnicos

Se trata de un terreno bastante homogéneo en el plano horizontal y heterogéneo en el plano vertical, un primer estrato de rellenos blandos (R), a retirar para la construcción de la plataforma del muelle, seguido de un nivel de arenas (S) de escasa potencia que da paso a un estrato de gravas bastante potente y compacto (GS). Esta compactidad estaría derivada de la carga actual y de la propia acción sísmica regional. Existe una pequeña intercalación de un estrato blando (C).

En el siguiente capítulo se describirán a profundidad las unidades Geotécnicas y los parámetros geotécnicos de diseño.

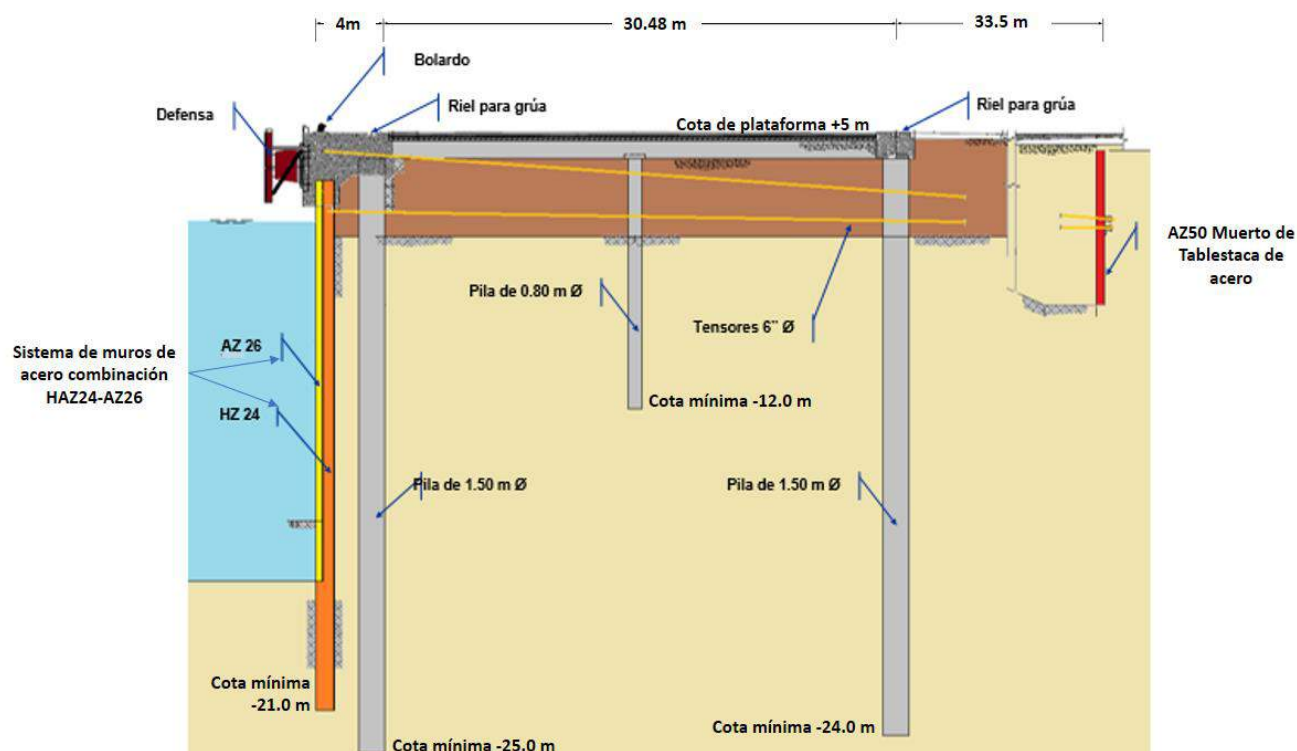
FIGURA 4. Perfil estratigráfico tipo del muelle. “TYPISA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (27).”



1.3.2 Proyecto Base Muro Combinado Tablestacado (Combi-Wall)

La primera alternativa planteada en la ingeniería básica surge de la idea de aprovechar al máximo las condiciones topográficas del proyecto, disociando además claramente las dos necesidades estructurales a cubrir: contener las tierras del muelle mediante un sistema de retención y crear unos elementos adicionales que soporten las cargas verticales. El planteamiento puede verse en la siguiente figura y se comenta a continuación.

FIGURA 5. Corte longitudinal solución Combi-Wall. “TYPISA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de estudio de alternativas y comparativas de ingeniería -TEC II, p.p. (41).”



El muelle se diseñó para aceptar grúas con un ancho de vía de 30.48 m (100'). La profundidad a lo largo del muelle es de -18 m = (-16 m calado máximo del buque) – 1.5 m (resguardo de seguridad) – 0.5 m (tolerancia de sobre-dragado para acomodar los cambios en el calado del barco al momento de ser estibado). La elevación del riel de la grúa es de +5 m NBMI (Nivel Bajamar Media Inferior).

El sistema parte de un muro de acero anclado con pilotes de concreto pre-excavado para soportar las vigas de los rieles de las grúas. Los criterios de diseño especifican que el muelle deberá soportar el atraque de buques porta contenedores de séptima generación o clase E y las acciones derivadas del tránsito de las grúas súper post panamax para manipulación de contenedores.

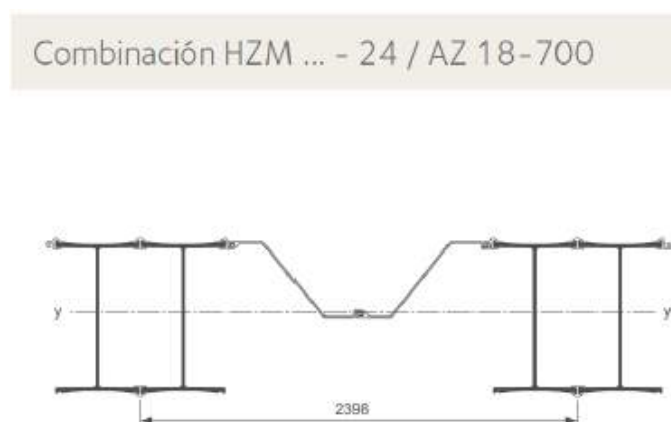
El diseño conceptual asume un frente de contención con un potente tablestacado frontal en combinación con pilotes de acero hincados a una profundidad de -21 m. El riel de la grúa tanto del lado agua como tierra será apoyado sobre pilotes de concreto colados in-situ a una profundidad

estimada de -25 m y un eje de pilotes intermedio a una profundidad de -12 m. La tablestaca frontal es arriostrada con un escudo de retención pasivo trasero (muerto de tablestaca) mediante tirantes de acero de 120 mm de diámetro a una distancia de 68 metros, ya que el puntal de 18 metros necesario para recibir las embarcaciones es excesivo como para ser resistido en cantiléver además de asegurar su operabilidad en caso de sismo, una primera línea se conecta con la línea interior con un tirante superior que sirve al mismo tiempo para construir el patio del muelle. Adicionalmente a cada 24 metros se completa el sistema conectando el tablestacado con una potente viga de amarre (cantil) que recoge tanto los bolardos como las defensas (Fender) para asegurar que la distancia entre los rieles no se altere tras la ocurrencia de un sismo, ni que las grúas sean sujetas a esfuerzos innecesarios durante un evento sísmico.

1.3.2.1 Elementos estructurales del sistema

- Pantalla de tablestacas de características HZ1180MB-24 / AZ18-700, con un peso por metro cuadrado de 409 kg/m², considerando que los perfiles AZ alcanzan el 80% de la altura total de las tablestacas. Y con un área de recubrimiento en el lado agua de 3.00 m²/m.

FIGURA 6. Sección tipo muro tablestacado de acero. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de estudio de alternativas y comparativas de ingeniería -TEC II, p.p. (106).”

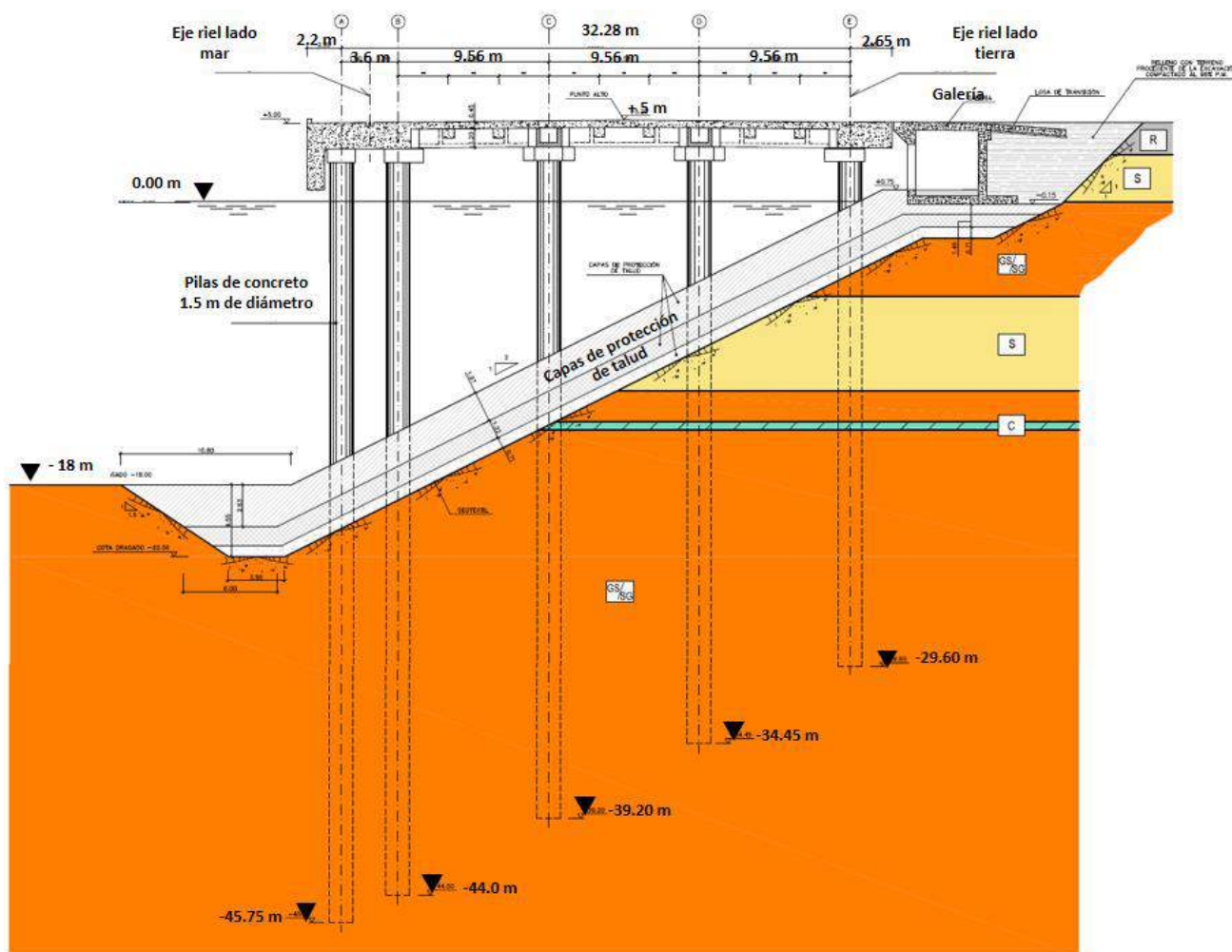


- 2 tirantes de acero de diámetro 120 mm de acero 460 MPa
- 2 alineaciones de pilotes de 1.50 m de diámetro y longitudes 38 m en el frente y 35 m en el lado tierra para soporte de los carriles de las grúas portacontenedores.
- Contra-tablestacado de 9 m de altura con perfiles AZ50 de 202 kg/m² Vigas de atado entre líneas de pilotes 0.9 x 0.95, soportadas por un pilote de diámetro 800 mm y 14 metros de longitud.

1.3.3 Proyecto Definitivo a Base de Pilas y Talud de Enrocamiento (danés)

Esta alternativa es más flexible e independiente del tipo de terreno de cimentación. Su esquema básico se recoge en la siguiente figura y su concepto se explica a continuación.

FIGURA 7. Corte longitudinal solución tipo danés. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de Análisis de ingeniería -TEC II, p.p. (8).”

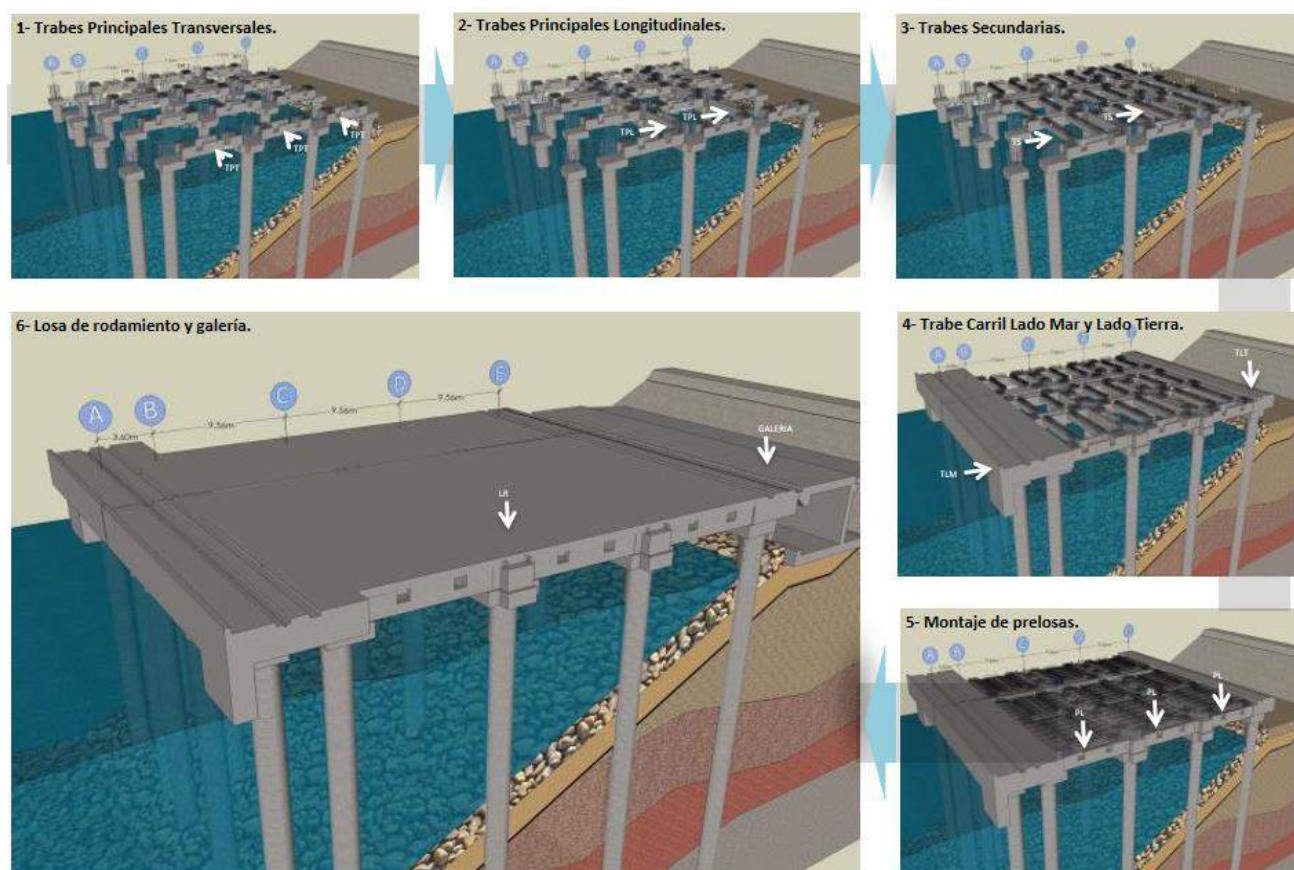


La estructura proyectada es la plataforma de atraque y amarre de la terminal de contenedores, el área de operaciones, donde se estiban/desestiban los buques portacontenedores. Permite el estacionamiento de los contenedores antes de su tráfico hacia el patio de almacenaje; el equipo principal de operación es una grúa fija sobre carriles, condicionante de la geometría. La anchura necesaria para la plataforma es de unos 37.13 m: está impuesta por la separación entre patas de las grúas principales, de 30.48 m entre ejes de carriles. La anchura restante se corresponde con los espacios para las instalaciones y equipos de amarre, tanto en el lado mar como en el lado tierra. Este esquema funcional es modular: se repite a lo largo de toda la longitud de muelle, separándose en módulos de 117 m con las juntas de dilatación.

La placa se apoya sobre pilas de concreto reforzado de 1.50 m de diámetro; su profundidad es de 25 m por debajo del nivel de dragado, hasta alcanzar la capacidad portante en el terreno necesaria. Se construyen por perforación, ya que los grandes boleos del terreno dificultan la hinca, antes de realizar el dragado, lo cual permite una construcción más sencilla y económica. Las separaciones básicas de las pilas son de 9.00 m en longitudinal y 9.56 m en transversal.

La placa tiene un peralte de 1.65 m, necesario para empotrar las pilas en cabeza de forma suficiente. Consta de un sistema de piso a base de traves principales y secundarios prefabricados que se completa con placas de menor tamaño. Las traves principales son piezas prefabricadas con sección en U de ancho 1.60 m y peralte 1.20 m, con espesores de pared de 25 cm; se lanzan sobre las pilas, una vez hecho el dragado.

FIGURA 8. Elementos prefabricados que conforman el sistema de piso. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de Análisis de ingeniería -TEC II, p.p. (45).”



Paralelos al lado tierra se colocan, entre traves principales y apoyados a $\frac{1}{4}$ de la luz de estos, las traves secundarias del sistema. Son pretensadas y tienen una sección cuadrada de ancho 0.71 m y peralte 0.60 m, preparados para recibir el firme o losa superior de reparto. Con estos elementos se reduce la luz (3.20 m) lo suficiente para construir la losa superior con elementos prefabricados de menor envergadura. El sistema de piso común, que se cuela al final para hacer monolítico el conjunto, se

construye con losas extruidas de 25 cm, utilizadas también como encofrado para completar con otros 20 cm la capa de firme común del piso. La parte del piso de las trabes carrileras, que en el lado mar tiene dimensiones de losa, se construye con medios auxiliares in situ, de forma maciza.

Entre el muelle y el patio se construye una galería visitable, que tiene además la función de contener las tierras en esta parte y crear la conexión entre zonas. La galería es el elemento estructural de sección rectangular que se coloca entre el muelle y el patio de contenedores, en un extremo de la parte superior de la galería se coloca una losa de transición, para ligar la superficie de rodamiento de la galería con el pavimento asfáltico. En la base de la galería se extiende el geotextil y la geomembrana, para colocar 1.6m de enrocamiento, como el nivel del agua queda por debajo del nivel de desplante de la galería, se diseñaron elementos prefabricados para la base y posteriormente se concluyen los muros y la losa superior con colados in situ con una cimbra deslizante.

En el lado norte la galería se continúa con un muro para crear el contorno final del muelle. Las juntas de dilatación entre módulos de muelle se colocan cada 117 m, aprovechando la modulación de la estructura. En las juntas se desdobl原因 pilas; se diseñan con una holgura de 200 mm, y disponen de llaves de cortante. Absorben el esfuerzo térmico y la retracción del concreto en la dirección significativa; la disposición de llaves de cortante permite conectar los módulos frente a las acciones horizontales en sentido transversal y controlar el modo torsional en funcionamiento sísmico.

El dragado se realiza con un talud 2:1 con retroexcavadora desde el lado tierra y con una draga desde el lado mar, para llegar a la cota de dragado de -18m, en la base del talud se deja un dentellón a la cota -22m. Para la protección del talud se coloca un geotextil y una geomembrana antes de la colocación del enrocamiento, cuyo espesor es de 3.4m.

1.3.4 Justificación de Cambio de Proyecto Combi-Wall por Tipo Danés

➤ **FACTIBILIDAD:**

En el estudio geotécnico se encontraron suelos cementados y boleos en profundidades menores a 25m lo que representaba un riesgo para el hincado de la tablestaca y su ejecución además por recomendación de la APILAC todas las obras en el Puerto de Lázaro Cárdenas se hacen con pilas o con muro Milán, por las condiciones del terreno (compacidad alta y tamaño grande de las gravas y boleos).

➤ **SISMO:**

El muelle de pilotes tiene un mejor desempeño contra sismo ya que el suelo actúa de sostenimiento de los pilotes y por lo tanto no participa como agente inercial que precisa ser sostenido cuando se ve sometido a excitaciones oscilatorias. Existe una contención en el frente del muelle, pero esta, por sus dimensiones, moviliza una masa de terreno mucho más reducida. Esta solución hace que la masa movilizada sea menor. Además, el concreto tiene un funcionamiento más semejante al comportamiento elástico y lineal que el suelo.

Para el comportamiento horizontal la profundidad de los pilotes no rige, ya que tienen suficiente longitud de empotramiento en el suelo y a partir de una cierta profundidad los esfuerzos de flexión se disipan, no siendo relevantes: la profundidad viene condicionada exclusivamente por las necesidades de carga admisible que en el apartado siguiente se explicaran.

➤ **CONSTRUCTABILIDAD:**

Es una solución ejecutable con una importante capacidad de prefabricación y optimización del proceso constructivo reflejándose en una reducción en los plazos de ejecución.

➤ **ESTRUCTURAL:**

El comportamiento del sistema estructural frente a cargas verticales es sencillo ya que se trata de una placa sobre apoyos puntuales; Esta solución conforma una plataforma rígida, con un control de las deformaciones derivado de la propia rigidez de la placa. Es la alternativa que ofrece mejores prestaciones desde este punto de vista.

➤ **DURABILIDAD:**

Permite un diseño con una durabilidad adecuada, eligiendo los materiales adecuados, su geometría y recubrimiento; en el pilotaje se consideró una limitación tensional para controlar la abertura de fisura y minimizar el ataque contra la armadura. Todas estas estrategias son pasivas, de diseño, de manera que si se cumplen no se requieren grandes operaciones de mantenimiento ni realizar sobredimensionados de sacrificio malgastando material, asegurándose por el contrario la vida útil de 50 años exigida.

➤ **COSTO:**

Analizando una ingeniería de valor el muelle de pilotes resulta económicamente favorable respecto al tablestacado en un 5% de diferencia con un importe de “\$ 758,841,232.01 M.N. TYP SA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de estudio de alternativas y comparativas de ingeniería - TEC II, p.p. (111).”

1.4 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS DE DISEÑO

1.4.1 Determinación Analítica de la Profundidad de Desplante de los Pilotes

El primer estudio realizado fue el empotre del pilotaje: donde se estudiaron conjuntamente los diámetros comerciales, la capacidad de carga a exigir a cada uno de ellos y las áreas tributarias de carga disponibles en cada caso, en función de las cargas verticales de diseño.

En el caso de los diámetros se ha preferido elegir una única dimensión, con dos objetivos: simplificar la construcción e intentar homogeneizar la rigidez transversal del pórtico.

Se ha partido del concepto de tope estructural para comenzar el diseño; elegido un pilote de concreto armado ejecutado in situ mediante camisas de acero auxiliares, se le asigna un tope estructural en torno a los 5 MPa. Dado que se van a utilizar concretos de altas resistencias para tener una buena durabilidad (resistencias características iguales o superiores a los 35 MPa) y grandes diámetros con una buena ejecución, se ha decidido apretar este tope, permitiendo subir este valor a un entorno de los 6 MPa en determinadas zonas (entorno de las grúas carril).

Tras tantear distintas alternativas se ha adoptado el diámetro de 1500 mm del proyecto de ingeniería básica, permitiéndoles trabajar hasta 650 t (6500 kN). Se ha obtenido una malla de separación 7.50 m en longitudinal y unos 9.00 m en transversal. Las dos primeras filas más cercanas al cantil y las traseras, que soportan los carriles de la grúa han de aproximarse hasta los 5 m como máximo aproximadamente para recoger esta carga adecuadamente.

La profundidad de los pilotes es un problema geotécnico: se trata de determinar a qué profundidad el terreno es capaz de absorber la carga transmitida. De acuerdo con la información de la campaña geotécnica, Las pilas serán perforadas en la unidad geotécnica compuesta por gravas y gravas arenosas. Los ensayos SPT efectuados sobre esta unidad muestran que se obtiene de manera sistemática como resultado valores de golpeo mayores de 50 o rechazo por debajo de 5 m de profundidad (respecto del nivel medio del mar). Para la estimación de la profundidad. Se emplean fórmulas analíticas simplificadas, usuales para la determinación de la carga admisible, alimentándolas con los parámetros disponibles. La carga admisible por pilote se determina:

$$Q_{adm} = Q_p + Q_f$$

Donde:

Q_p es la carga resistida por punta, determinada multiplicando el área de la sección del pilote por la resistencia por punta unitaria.

La resistencia por punta unitaria para suelos granulares tiene la siguiente expresión:

$$q_p = f_p \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q$$

- **σ'_{v0}** es la tensión efectiva en el terreno a la cota de soporte del pilote
- **N_q** es el factor de carga, función del ángulo de rozamiento del terreno
- **f_p** es un factor adimensional que depende del tipo de ejecución
 - = 3 para pilotes hincados
 - = 2.5 para pilotes colados en sitio

La resistencia por punta tiene una limitación a 20 MPa como máximo y de profundidad a considerar (**L = D · √N_q**).

Q_f es la carga resistida por fuste, determinada multiplicando el área del fuste del pilote por la resistencia unitaria por fuste del pilote.

La resistencia unitaria por fuste tiene la siguiente expresión:

$$\tau_f = \sigma'_v \cdot K \cdot t_{gu}$$

- σ'_v es la tensión efectiva considerada a la cota de evaluación
- K es el coeficiente de empuje
- t_{gu} es la tangente del ángulo de rozamiento

La resistencia por fuste tiene a su vez una serie de limitaciones, en concreto no debe superar los 90 kPa para pilotes excavados.

Aplicando las anteriores expresiones al pilote de 1500 mm y considerando el estrato homogéneo de gravas, se determina que la profundidad necesaria de pilote para alcanzar las 650 toneladas es de 25 metros de profundidad bajo la cota del nivel de dragado en el talud.

En los pilotes interiores se hace una optimización de la profundidad al ser los menos cargados.

II

ESTUDIOS PREVIOS

2.1 ENCUADRE GEOLOGICO

2.1.1 GEOLOGIA DE LA ZONA DE ESTUDIO

En el entorno del delta del río Balsas existe una zona marginal, constituida por depósitos aluviales, apareciendo zonas pantanosas. Al Norte existen zonas aluviales planas constituidas por conglomerados.

La zona de emplazamiento de la Terminal II se encuentra caracterizada por la presencia de depósitos cuaternarios, sedimentarios deltaicos.

En superficie se reconocieron rellenos antrópicos, constituidos por limos y arcillas, en su mayor parte se encuentran mezclados con depósitos granulares constituidos por gravas y arenas.

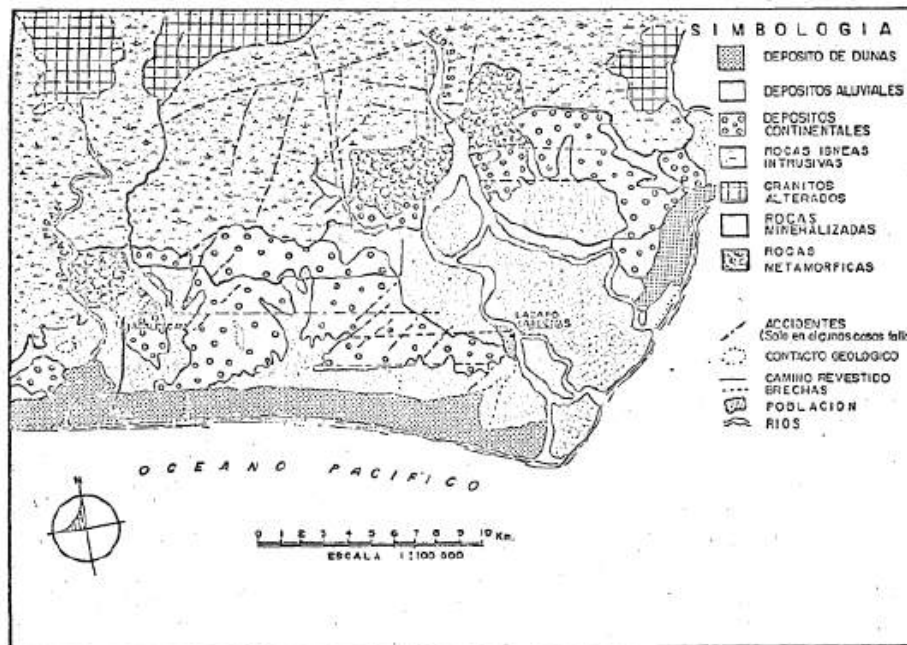
Estos rellenos se encuentran emplazados sobre un potente depósito granular errático, constituido por mezclas de boleos, gravas y arenas (SG – GS), con gravas subredondeadas y subangulares, con golpes elevados (NSPT de 13 a >50), con espesores desde los 9 m hasta la máxima profundidad de exploración 60 m.

A diferentes profundidades, a modo de canales intercalados en la unidad anterior, aparecen arenas (S) con golpes comprendidos entre NSPT=7 y rechazo, y espesores medios de 2 a 5 m. Estos materiales corresponden probablemente a arenas depositados en planicie deltaica.

De manera puntual y a profundidades variables, con espesores centimétricos, aparece una capa de arcilla y limo.

El siguiente esquema muestra la distribución de materiales existente en la zona de estudio.

FIGURA 9. Esquema de los depósitos presentes en la zona de estudio. “TYPISA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (14).”



2.1.2 SISMICIDAD

La clasificación mostrada en la Tabla de abajo es acorde con la Regionalización Sismotectónica de la República Mexicana que se muestra en la Figura 10 por lo que el Puerto Lázaro Cárdenas, la Ciudad de Petacalco y obviamente el Proyecto TEC-II en cuestión se localiza en la zona de riesgo sísmico denominada "D", caracterizada por presentar sismos frecuentes e intensos que ocasionalmente pueden llegar a ser de gran magnitud.

De acuerdo con las observaciones de Figueroa (1970), en las inmediaciones del Puerto Lázaro Cárdenas y de la Ciudad de Petacalco se han detectado 108 sismos en la primera mitad del presente siglo con epicentro a 220 Km o menos de Guadalajara y con magnitudes de 5.6 a 7 grados en la escala de Richter. En la mayoría de los sismos detectados el epicentro se determinó a 33 km de profundidad.

Más recientemente, la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, A.C., publicó el Catálogo General de acelerogramas de Sismos Fuertes comprendidos en el período de 1960 a 1997, en el cual se corrobora que al menos 7 eventos importantes han ocurrido en las inmediaciones de la desembocadura del Río Balsas, esto sin considerar los macrosismos de 8.1 y 7.6 grados en la escala de Richter que acontecieron entre las costas de Guerrero y Michoacán los días 19 y 21 de Septiembre de 1985, sin precedente en la historia de México, los cuales destruyeron gran parte de Ciudad Guzmán y Ciudad de México.

FIGURA 10. Regionalización sísmica de la República Mexicana. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (12).”

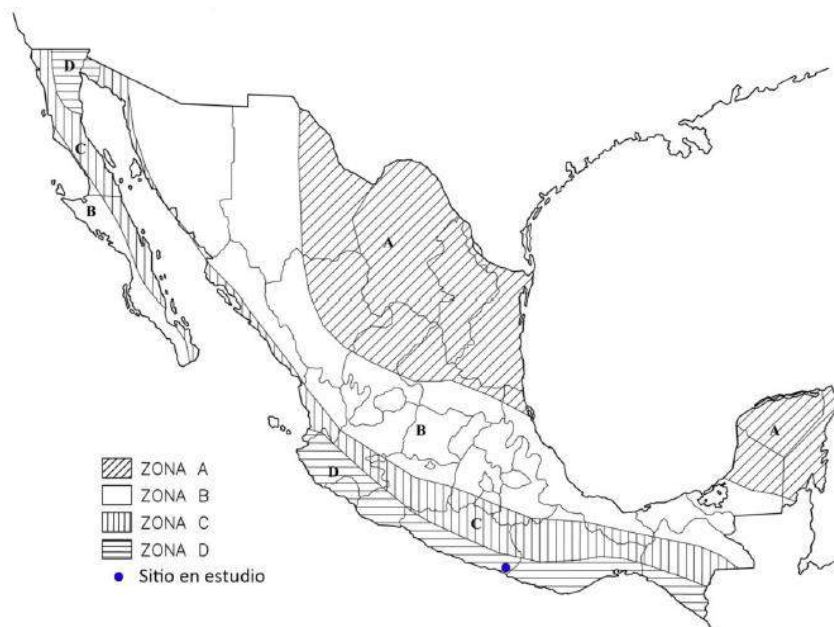


TABLA 7. Clasificación sísmica de la Republica Mexicana. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (12).”

ZONA	CARACTERÍSTICAS
A	Zona donde no hay registros históricos de sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10 % de la aceleración a causa de temblores
B y C	Zonas intermedias, donde se reportan sismos no tan frecuentes o afectadas por altas aceleraciones que no sobrepasan el 70 % de la aceleración del suelo
D	Zonas donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia del sismo es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70 % de la aceleración de la gravedad

2.2 DESCRIPCION DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

2.2.1 CRITERIOS GENERALES

Teniendo en cuenta la configuración geométrica de la zona en proyecto, así como las diferentes tipologías de la obra, se estimó conveniente la realización de una propuesta de investigación geotécnica adaptada a las diferentes zonas funcionales de la terminal.

- Zona de Muelle. Para el estudio del muelle se propuso una campaña de sondeos con un espaciado medio de 80 m y una profundidad a investigar de 30 m desde la cota 0 de referencia del canal.

- Plataforma de contenedores. En esta zona se propuso una malla de sondeos con espaciado medio de 100 m. La profundidad de estos sondeos es de 15 a 20 m, desde la cota 0 de referencia del canal.
- Zona de la Terminal ferroviaria. El espaciado medio entre puntos de investigación es de unos 80 m, con una profundidad a investigar de hasta 30 m desde la cota 0 de referencia del canal.
- Viario e instalaciones auxiliares. Se propuso una malla de sondeos, cuyo espaciado medio es de 100 m, y unas profundidades de 15 a 20 m para el estudio de la cimentación de estos, desde la cota 0 de referencia del canal.

Además, fueron previstos tres perfiles geofísicos de sismica de refracción, con objeto de identificar el espesor de rellenos antrópicos, las características de los depósitos sedimentarios, la continuidad de los diferentes niveles y la presencia del substrato rocoso en profundidad.

A continuación, se muestra una imagen con la localización aproximada de los sondeos propuestos y las líneas de sismica de refracción, indicándose las zonas referidas anteriormente:

FIGURA 11. Ubicación del sitio en estudio. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (15).”



FIGURA 12. Esquema de localización de los puntos de investigación. “TYPISA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (16).”



2.2.2 CAMPAÑAS GEOTECNICAS

La caracterización geotécnica se basó en los datos de las prospecciones de campo y en los datos obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio en las siguientes campañas:

- Campaña preliminar para el estudio de alternativas y diseño conceptual, constituida por:
 - 6 sondeos percusivos con ensayos SPT (SPT)
 - 10 sondeos perforados a rotación o percusión según el tipo de terreno (SM)
 - 5 sondeos con realización de ensayos Presiométricos (SMP)
 - 5 pozos a cielo abierto o calicatas (PCA)
 - perfiles de refracción sísmica (PS)
 - Ensayos de laboratorio para la clasificación y medida de parámetros geotécnicos
- Campaña complementaria para el proyecto de detalle, constituida por:

- 6 sondeos perforados a rotación o percusión según el tipo de terreno (SM)
- 9 sondeos con realización de ensayos Presiométricos (SMP)
- Ensayos Cross-Hole y 4 ensayos Down-Hole
- Ensayos de laboratorio para la clasificación y medida de parámetros geotécnicos

A continuación, se incluyen las coordenadas UTM de las prospecciones, la profundidad y la cota absoluta (referida a la cota 0 del canal), para los diferentes tipos de sondeos.

2.2.3 POZOS A CIELO ABIERTO (PCA)

TABLA 8. Ubicación y profundidad de los pozos a cielo abierto. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (17).”

Pozo a cielo abierto	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
PCA-02	799446	1989800	9,00	3,00	6,00
PCA-05	799197	1989605	9,30	1,00	8,30
PCA-08	799040	1989693	7,50	3,00	4,50
PCA-10	798970	1989810	7,50	3,20	4,30
PCA-12	798918	1989405	11,20	3,00	8,20

2.2.4 SONDEOS MIXTOS (SM)

TABLA 9. Ubicación y profundidad de sondeos tipo SM. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (17-18).”

Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
SM-01	799379	1989662	8,0	30,0	-22,0
SM-02	799336	1989494	7,2	25,0	-17,8
SM-03	799241	1989684	12,5	15,0	-2,5
SM-04	799244	1989884	9,4	15,0	-5,6
SM-05	799149	1989784	14,5	30,0	-15,5
SM-06	798931	1989735	8,5	29,4	-20,9

Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
SM-07	798840	1989775	7,7	30,0	-22,3
SM-08	799016	1989488	6,4	24,7	-18,3
SM-09	798910	1989314	12,9	15,0	-2,1
SM-10	798930	1988952	11,1	15,0	-3,9
SM-11	799439	1989497	7,7	44,0	-36,3
SM-12	799416	1989858	9,8	45,0	-35,2
SM-13	799417	1989863	9,8	30,0	-20,2
SM-16	799485	1989713	6,0	41,0	-35,0
SM-17	799202	1989605	7,0	22,0	-15,0
SM-18	799467	1989972	7,5	40,0	-32,5

2.2.5 SONDEOS SPT

TABLA 10. Ubicación y profundidad de sondeos tipo SPT. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (18).”

Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
SPT-01	798925	1989040	11,2	19,9	-8,7
SPT-02	799372	1989789	12,5	15,0	-2,5
SPT-03	799293	1989569	7,5	20,0	-12,5
SPT-04	799149	1989603	8,5	30,2	-21,7
SPT-05	798872	1989680	10,5	45,0	-34,5
SPT-06	798921	1989221	13,5	19,9	-6,4

2.2.6 SONDEOS MIXTOS PRESIOMÉTRICOS (SMP)

TABLA 11. Ubicación y profundidad de sondeos tipo SMP. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (19).”

Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
SMP-01	798920	1989128	14,2	20,1	-5,9
SMP-02	799127	1989501	5,2	30,1	-24,9
SMP-03	799072	1989882	10,7	30,1	-19,4
SMP-04	799340	1989500	7,0	20,0	-13,0
SMP-05	799369	1989890	10,2	20,1	-9,9
SMP-06	799452	1989450	10,2	30,0	-19,8
SMP-07	799437	1989659	8,5	30,1	-21,6
SMP-08	799433	1989782	9,0	30,2	-21,2
SMP-09	798934	1988881	11,5	27,0	-15,5
SMP-10	799306	1989700	8,0	30,0	-22,0
SMP-11	798903	1989632	13,0	35,0	-22,0
SMP-12	799190	1989791	11,5	45,0	-33,5
SMP-13	798904	1988648	8,0	30,0	-22,0
SMP-14	799508	1989285	3,5	35,0	-31,5

A continuación, se muestran los resultados de los ensayos Presiométricos realizados en los diferentes sondeos a profundidades variables:

TABLA 12. Resultados de los ensayos Presiométricos SMP. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (19-21).”

Sondeo	Prof. (m)	E_m (kg/cm ²)	P_1 (kg/cm ²)	P_2 (kg/cm ²)	P_0 (kg/cm ²)	$E_m / (P_1 - P_0)$	$(P_1 - P_0) / (P_1 - P_0)$	v_s (cm ³)	n
SMP-1	10	115	3.8	9.7	1.0	13.2	3.1	34	5

	15	20	5.0	6.6	1.5	3.9	1.5	80	2
SMP-2	5	142	6.4	15.9	0.5	9.2	2.6	133	4
	10	158	19.0	34.0	1.0	4.8	1.8	355	1
	15	44	7.6	12.2	1.5	4.1	1.7	308	0
	20	186	12.0	35.5	2.0	5.6	3.4	143	4
	25	181	27.2	45.0	2.5	4.3	1.7	141	1
SMP-3	7,5	47	4.4	6.1	0.8	8.8	1.5	133	4
	15	67	11.2	16.1	1.5	4.6	1.5	355	1
	22	131	18.7	30.0	2.2	4.7	1.7	355	1
	27	95	16.0	25.6	2.7	4.1	1.7	143	4
SMP-4	10	110	13.0	21.8	1.0	5.3	1.7	223	3
	16	42	7.1	9.5	1.6	5.3	1.4	233	2
SMP-5	10	125	15.8	24.0	1.0	5.4	1.6	242	1
	15	84	11.0	17.0	1.5	5.4	1.6	256	2
SMP-6	3	58	4.1	11.5	0.3	5.2	2.9	144	4
	6	74	6.1	13.3	0.6	5.8	2.3	104	3
	9	86	10.4	18.8	0.9	4.8	1.9	173	2
	12	143	10.4	21.5	1.2	7.0	2.2	108	3
	14	121	10.5	20.0	1.4	6.5	2.0	207	2
	18	132	10.3	26.5	1.8	5.3	2.9	143	4
	22	161	19.0	30.6	2.2	5.7	1.7	205	2
	26	227	14.0	36.5	2.6	6.7	3.0	147	5
SMP-7	2	25	2.9	4.1	0.2	6.4	1.4	199	2
	4	19	145	2.5	0.4	9.0	2.0	70	4
	7.5	124	6.5	12.7	0.8	10.4	2.1	34	4
	15	196	19.0	45.4	1.5	4.5	2.5	131	3
	22	115	20.0	36.0	2.2	3.4	1.9	371	0
	27	316	35.0	60.9	2.7	5.4	1.8	179	2

Sondeo	Prof. (m)	E_m (kg/cm ²)	P_1 (kg/cm ²)	P_2 (kg/cm ²)	P_0 (kg/cm ²)	$E_m / (P_1 - P_0)$	$(P_1 - P_2) / (P_1 - P_0)$	v_1 (cm ³)	n
SMP-8	3	45	3.3	9.0	0.3	5.2	2.9	139	3
	6	155	20.20	31.5	0.6	5.0	1.6	251	2
	9	108	16.0	26.0	0.9	4.3	1.7	301	1
	12	289	35.5	55.7	1.2	5.3	1.6	105	2
	14	142	20.0	36.0	1.4	4.1	1.9	127	1
	18	224	16.0	32.7	1.8	7.2	2.2	147	3
	22	168	24.5	38.5	2.2	4.6	1.6	280	1
	26	232	30.5	55.0	2.6	4.4	1.9	366	1

2.2.7 ENSAYOS DOWN HOLE Y CROSS HOLE

A continuación, se muestra la ubicación y características de este tipo de ensayos para la caracterización dinámica del terreno:

TABLA 13. Resultados de los ensayos Presiométricos SMP. “TYPSA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (21-22).”

Sondeo	Coordenadas			Profundidad (m)	Cota de fondo (m)
	x	y	z		
DH-01	799501	1989405	11.0	46.0	-35.0
DH-02	799200	1989914	9.0	39.0	-30.0
DH-03	799027	1989785	12.0	42.0	-30.5
DH-04	798924	1989395	7.0	37.0	-30.0
CH-01	799501	1989405	11.0	46.0	-35.0
CH-02	799027	1989785	12.0	42.0	-30.5

2.3 RESULTADOS DE LABORATORIO

A partir de los registros de los sondeos de campo y conociendo las características de las muestras extraídas, se planteó el programa de ensayos de laboratorio.

En función de la cantidad de material obtenido con tubo muestreador y conforme a sus características se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Granulometría por tamizado
- Contenido en finos
- Límites de Atterberg
- Densidad de sólidos
- Contenido de agua
- Clasificación SUCS

De igual modo se procedió con los pozos a cielo abierto, los cuales incluyen:

- Granulometría por tamizado
- Límites de Atterberg
- Peso volumétrico
- Densidad de sólidos
- Prueba de Compactación Proctor
- % CBR

2.3.1 DESCRIPCION DE LOS MATERIALES INVESTIGADOS

Atendiendo a los resultados de las pruebas in situ y en laboratorio, se describen a continuación las condiciones de los materiales pertenecientes a las unidades geotécnicas diferenciadas:

- Unidad 1. Rellenos antrópicos (R)

Se trata de materiales procedentes de antiguos dragados, de varios metros de espesor, formados por arenas de finas a medias con intercalaciones de limos y gravas, de compacidad floja y densa. Por su naturaleza y heterogeneidad deberán ser retirados o tratados de cara a la construcción de la infraestructura portuaria.

- Unidad 2. Alternancia de gravas con niveles de arenas (GS-SG)

Se trata de una alternancia de paquetes de gravas arenosas intercaladas con niveles de arenas finas a gruesas, de compacidad densa a muy densa, registrada hasta la máxima profundidad reconocida. Se presenta de manera generalizada en toda el área afectada por la ampliación portuaria.

- Unidad 3. Arenas finas poco limosas (S)

Se trata de arenas finas de color café con escaso contenido en limo, de compacidad media a densa, que se localizan de forma ocasional intercaladas entre los materiales de la Unidad 2, entre los 5 y los 15 m de profundidad. Su espesor es variable, no superior en general a 4 ó 5 m.

- Unidad 4. Limos de baja plasticidad (M)

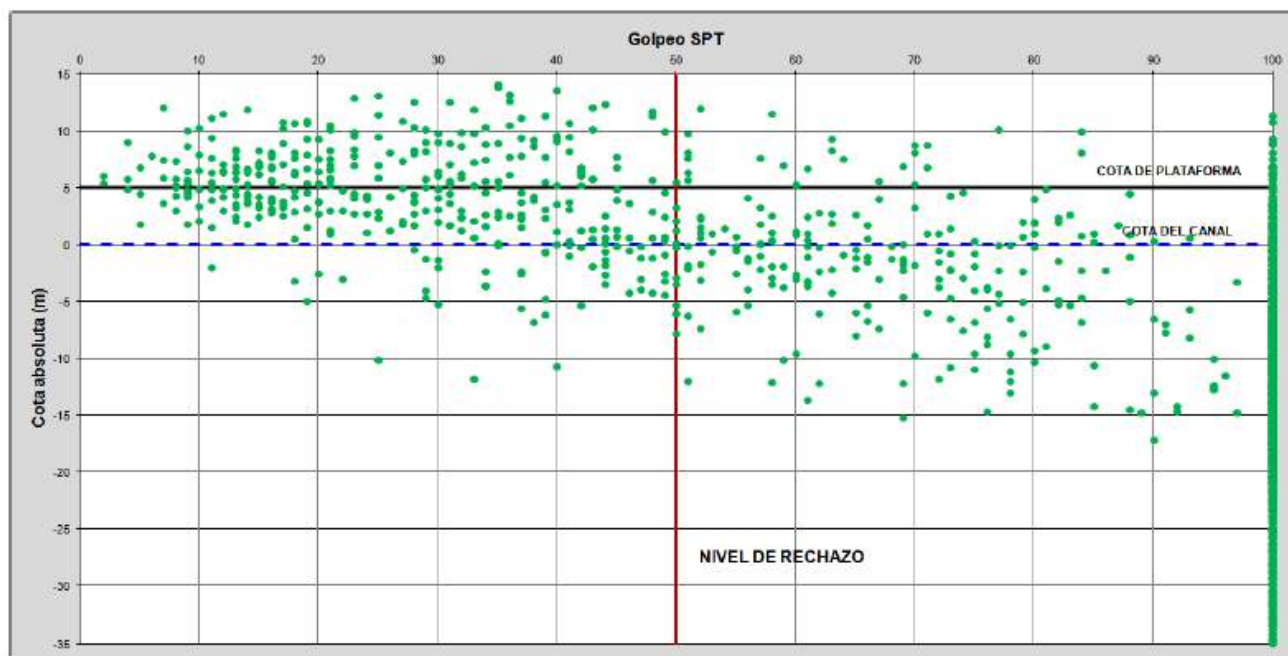
Se trata de limos de color café con arena fina, que se localizan de manera muy puntual alternando con las arenas de la Unidad 3 en espesores reducidos, hasta los 10 m de profundidad.

- Unidad 5. Arcillas (C)

En los sondeos SM-1 y SMP-2 se identificaron niveles arcillosos en espesores muy reducidos (del orden de 0.30 m) a 22 y 15 m de profundidad respectivamente. Dada su escasa representatividad no se tienen ensayos de laboratorio sobre muestras en esta unidad.

El gráfico siguiente muestra los resultados de los golpes del ensayo SPT en los sondeos realizados respecto a la profundidad de las muestras ensayadas. Este gráfico da información sobre el grado de compacidad de los materiales y su evolución en profundidad.

FIGURA 13. Golpeos SPT en los sondeos. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (24).”



Desde el punto de vista del **número de golpes NSPT** en el ensayo de penetración estándar, se puede observar que los materiales menos competentes se encuentran desde el nivel superficial hasta una cota absoluta comprendida entre 0 y 5 m, a partir de donde el número de golpes es casi sistemáticamente mayor a 50, indicativo de un material de compacidad muy densa.

A la hora de interpretar estos datos es preciso tener en cuenta que, debido a presencia de gravas y boleos de cierta entidad, los valores de SPT pueden no ser suficientemente representativos los materiales investigados. Este hecho se puso de manifiesto en las diversas visitas a campo para la inspección del emplazamiento.

En los gráficos siguientes se muestra una zonificación de la terminal en función de las profundidades a las que se han registrado distintos golpes SPT, referidas siempre a la cota de implantación de la plataforma (+5.0):

- Espesores de suelos con golpes NSPT < 25, indicativos de la existencia de materiales de compacidad floja a media.
- Espesores de suelos con golpes NSPT < 50, por debajo de los cuales la compacidad de los materiales puede clasificarse como muy densa.

En estas dos figuras se muestra con diferentes colores el intervalo de profundidades en las que se localizan las superficies con golpes de 25 y 50 en el ensayo normalizado SPT.

FIGURA 14. Espesores de suelos con golpes $N_{spt} < 25$ en el emplazamiento de la terminal. “TYPASA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (25).”

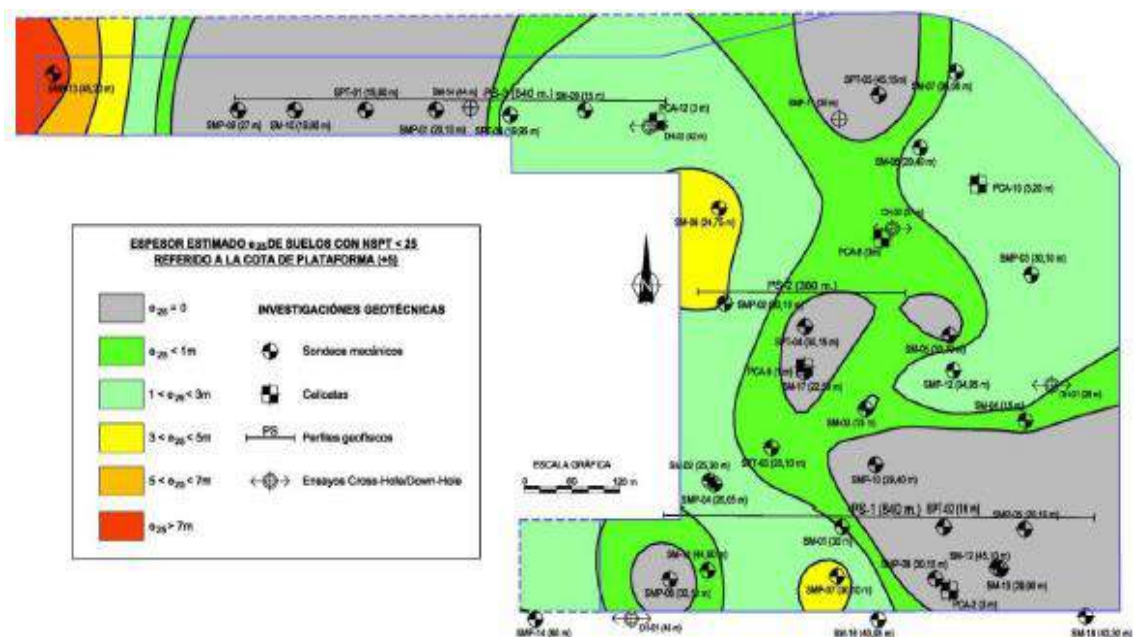
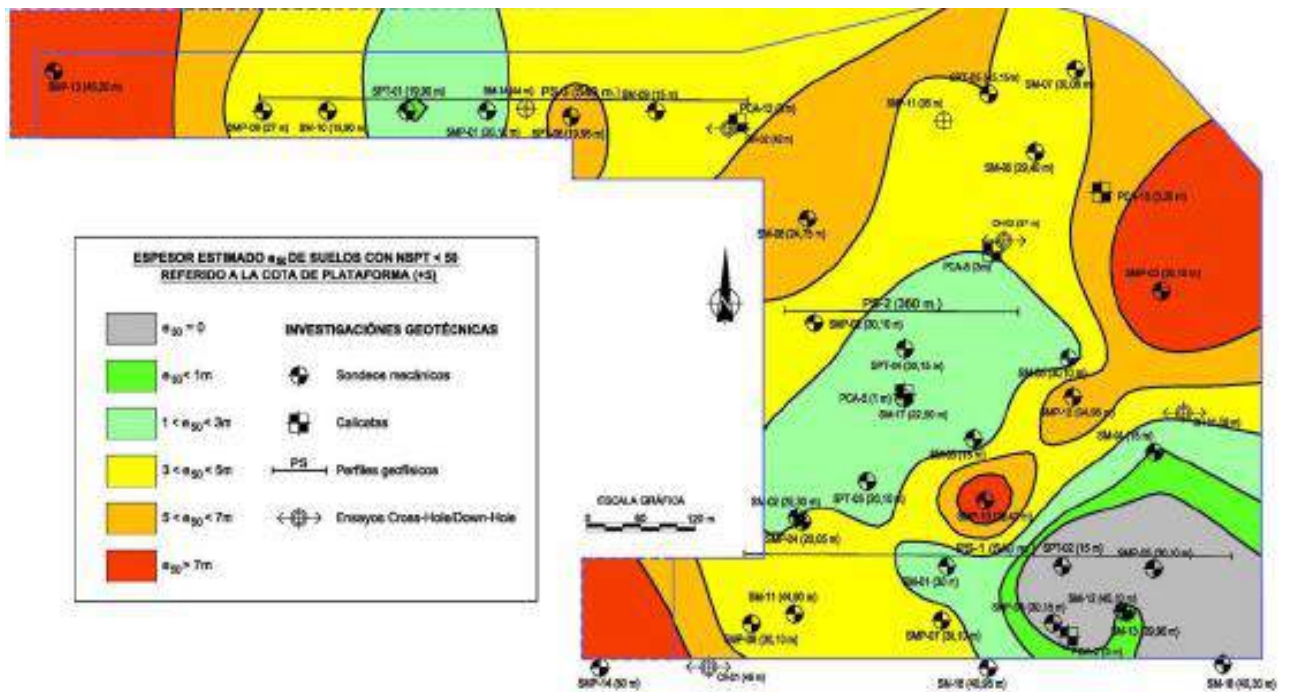
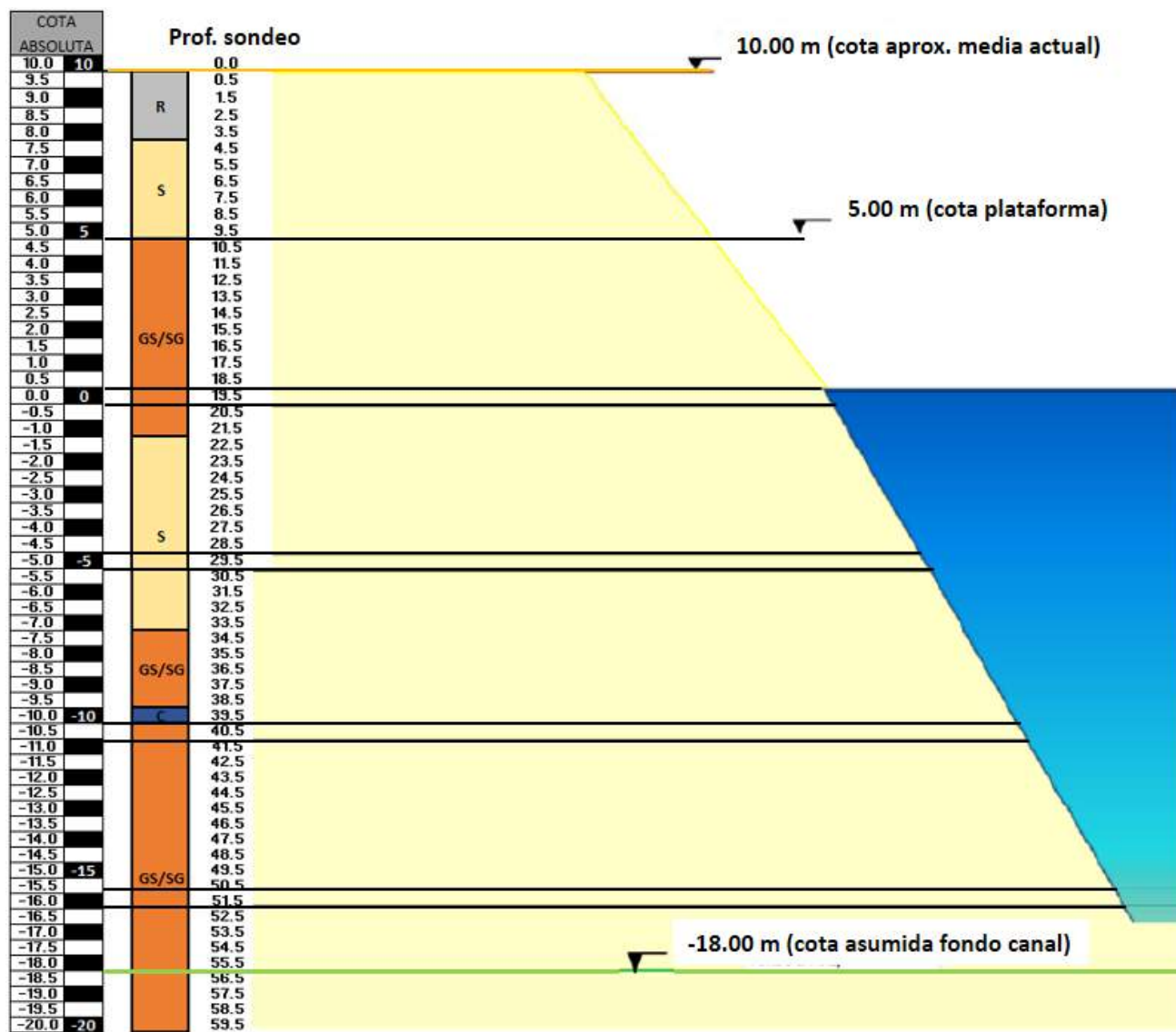


FIGURA 15. Espesores de suelos con golpes N_{spt} <50 en el emplazamiento de la terminal. "TYPASA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (26)."



Se presenta a continuación un perfil esquemático del terreno, donde puede observarse una distribución típica de las unidades geotécnicas diferenciadas.

FIGURA 16. Perfil estratigráfico tipo. TYPESA. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (27).”



El nivel de agua registrado en los sondeos es variable, debido a que hay diferencias significativas en el relieve del sitio del proyecto. En promedio, se ubica entre los 2 y los 5 metros de profundidad de acuerdo con los registros de campo. En algunas áreas del TEC II se han observado zonas encharcadas, posiblemente asociadas a la presencia de niveles de depósitos cohesivos de baja permeabilidad.

2.4 PARAMETROS GEOTECNICOS DE DISEÑO

Para la definición de los parámetros de cálculo de cada unidad se analizaron los resultados de los ensayos realizados. Además, se adoptó como bibliografía geotécnica de referencia:

- AASHTO LRFD (Section 10. Foundations)
- ROM 05-0.5

Los materiales caracterizaron así de acuerdo con sus propiedades fundamentales:

- Identificación y estado: peso específico y humedad
- Resistencia al corte: cohesión y ángulo de fricción
- Deformabilidad: módulo de Young, módulo de corte, coeficiente de Poisson
- Parámetros de empuje activo, pasivo y al reposo
- Módulos de reacción horizontal
- Coeficiente de permeabilidad

Por su importancia e influencia en los modelos de cálculo, se presenta a continuación la metodología seguida para la determinación del ángulo de rozamiento interno y del módulo de deformación.

2.4.1 ESTIMACION DEL ANGULO DE ROZAMIENTO INTERNO

Para la estimación del ángulo de rozamiento interno se realizó un análisis desde dos puntos de vista:

- Análisis basado en golpes SPT
- Análisis basado en la granulometría y la compacidad del material

2.4.1.1 ESTIMACION A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAYOS SPT

Se estimó el valor de dicho parámetro a partir de los golpes NSPT, según el procedimiento descrito en AASTHO (Section 10. Foundations. Table 10.4.6.2.4-1, Bowles, 1977).

TABLA 14. Correlación entre el N60 y el ángulo de fricción en suelos granulares (AASHTO,2007). “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (43).”

N_{60}	ϕ_f
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

Para la estimación de los valores (N1)60 asociados a cada unidad geotécnica se adoptaron las siguientes hipótesis:

- El CN se obtiene mediante la correlación propuesta por Peck, Hanson y Thorburn (1974), con la siguiente formulación:

$$C_N = [0.77 \log_{10}(1.92/\sigma'_v)], \text{ con } C_N < 2.$$

- Se supone una eficiencia de golpeo del 60%.

Como rango de valores de golpeo de SPT se adoptaron los correspondientes al 1º y 3º percentil, y como profundidad se tomó la profundidad media asociada a la formación.

A continuación, se muestra una tabla resumen de los parámetros empleados y los resultados obtenidos:

TABLA 15. Estimación de ángulos de rozamiento según el análisis SPT. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (44).”

UNIDAD	Nspt	Prof. Media	σ' (MPa)	C_N	(N1)60	ϕ (°)
Ra	14 - 36	2,38	0,04284	1,27162	18 - 46	33 - 39
GS-SG	100	19,27	0,34686	0,57222	57	38 - 43
S	26 - 100	12,93	0,23274	0,70565	18 - 71	32 - 41
M	24 - 28	7,74	0,13932	0,87725	21 - 25	-
C	16 - 48	11,63	0,20934	0,74109	12 - 36	-

*El C_N se obtiene mediante la correlación propuesta por Peck, Hanson y Thorburn (1974)

Este análisis está concebido para materiales granulares tipo arena o grava. En este sentido, puede llevar a resultados de ángulo de rozamiento no representativos en el caso de limos y suelos cohesivos blandos.

2.4.1.2 ESTIMACION A PARTIR DE LA GRANULOMETRIA

Para definir los valores del ángulo de rozamiento en base a la granulometría de las diferentes unidades geotécnicas se tuvo también en cuenta las recomendaciones del Manual de taludes (Hunt ,1984) que incorpora criterios específicos para arenas finas y limos. En el caso de las arcillas, se tomaron en cuenta las recomendaciones indicadas en la ROM (recomendaciones geotécnicas para obras marítimas portuarias españolas) 05-0.5.

TABLA 16. Valores del ángulo de rozamiento por granulometría según Hunt, 1984. “TYPASA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (45).”

Material	Compacidad	D_r (%)	N (1)	Densidad seca (2) γ_d (g/cm ³)	Indice de poros e	Angulo de rozamiento interno
GW: Gravas bien graduadas, mezclas de grava y de arena	Densa	75	90	2,21	0,22	40
	Medianamente densa	50	55	2,08	0,28	36
	Suelta	25	< 28	1,97	0,36	32
GP: Gravas mal graduadas, mezclas de grava y arena	Densa	75	70	2,04	0,33	38
	Medianamente densa	50	50	1,92	0,39	35
	Suelta	25	< 20	1,83	0,47	32
SW: Arenas bien graduadas, arenas con grava	Densa	75	65	1,89	0,43	37
	Medianamente densa	50	35	1,79	0,49	34
	Suelta	25	< 15	1,70	0,57	30
SP: Arenas mal graduadas, arenas con grava	Densa	75	50	1,76	0,52	36
	Medianamente densa	50	30	1,67	0,60	33
	Suelta	25	< 10	1,59	0,65	29
SM: Arenas limosas	Densa	75	45	1,65	0,62	35
	Medianamente densa	50	25	1,55	0,74	32
	Suelta	25	< 8	1,49	0,80	29
ML: Limos inorgánicos, arenas muy finas	Densa	75	35	1,49	0,80	33
	Medianamente densa	50	20	1,41	0,90	31
	Suelta	25	< 4	1,35	1,00	27

(1) N es el número de golpes por 30 cm de penetración en el SPT. La Tabla V.5 relaciona D_r y N .
(2) Los valores corresponden a $\gamma_s = 2,65$ (partículas de cuarzo).

Teniendo en cuenta el cuadro anterior, se establecen los siguientes valores:

TABLA 17. Estimación de ángulos de rozamiento en función de la granulometría. “TYP SA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (45).”

UNIDAD	Material	Compacidad	phi(°)
Ra	Arenas limosas con gravas	Sueltas a medianamente densas	28 - 33
GS-SG	Mezclas de gravas y arenas	Medianamente densa a densa	34 - 40
S	Arenas finas	Medianamente densa a densa	32 - 35
M	Limos	Flojos a medianamente densos	27 - 31
C	Arcillas	Medianamente firme a firme	23 - 28

2.4.2 ESTIMACION DEL MODULO DE YOUNG (E)

Para realizar este análisis se tomó en cuenta las recomendaciones propuestas en la AASHTOO LRFD (Section 10-20”) a partir de la formulación de Bowles, 1988. A continuación, se muestra una tabla resumen con dichas recomendaciones:

TABLA 18. Valores del módulo de deformación recomendados en AASHTO,2007. “TYP SA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (46).”

Table C10.4.6.3-1 Elastic Constants of Various Soils (Modified after U.S. Department of the Navy, 1982, and Bowles, 1988).

Soil Type	Typical Range of Young's Modulus Values, E_s (MPa)	Poisson's Ratio, ν (dim.)
Clay: Soft sensitive Medium stiff to stiff Very stiff	2.4-15 15-50 50-100	0.4-0.5 (undrained)
Loess Silt	15-60 2-20	0.1-0.3 0.3-0.35
Fine Sand: Loose Medium dense Dense	7.5-10 10-20 20-25	0.25
Sand: Loose Medium dense Dense	10-25 25-50 50-75	0.20-0.36 0.30-0.40
Gravel: Loose Medium dense Dense	25-75 75-100 100-200	0.20-0.35 0.30-0.40
Estimating E_s from SPT N Value		
Soil Type	E_s (MPa)	
Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures	$0.4 N_{60}$	
Clean fine to medium sands and slightly silty sands	$0.7 N_{60}$	
Coarse sands and sands with little gravel	$1.0 N_{60}$	
Sandy gravel and gravels	$1.1 N_{60}$	
Estimating E_s from q_c (static cone resistance)		
Sandy soils	$4q_c$	

De igual manera que en el caso anterior, se procedió a la estimación del parámetro E mediante diferentes tipos de análisis:

- Análisis basado en golpes SPT
- Análisis basado en la granulometría y la compacidad del material
- Análisis de los datos de los ensayos presiométricos

2.4.2.1 ESTIMACION A PARTIR DE RESULTADOS DE ENSAYOS SPT

Teniendo en cuenta las recomendaciones anteriores, se muestra a continuación la clasificación de las diferentes unidades geotécnicas:

- Unidad 1 (R): Se clasificó como “Clean fine to medium sands and slightly silty sands” aplicando la formula $E = 0.7(N_1)60$.
- Unidad 2 (GS-SG): Se clasificó como “Sandy gravels and gravels” aplicando la fórmula $E = 1.1(N_1)60$.
- Unidad 3 (S): Se clasificó como “Clean fine to medium sands and slightly silty sands” aplicando la formula $E = 0.7(N_1)60$.
- Unidad 4 (M): Se clasificó como “Silts, sandy silts, slightly cohesive mixtures” aplicando la formula $E = 0.4(N_1)60$.

Procediendo como en el apartado anterior en cuanto a la definición de los rangos de golpes, se muestran los valores obtenidos para cada unidad:

TABLA 19. Valores del módulo de deformación según análisis de SPT. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (47).”

UNIDAD	N_{SPT}	Prof. Media	σ' (MPa)	C_N	$(N_1)_{60}$	E_s (MPa)
Ra	14 - 36	2,38	0,04284	1,27162	18 - 46	12 - 32
GS-SG	50 - 100	19.27	0,34686	0,57222	57	63
S	26 - 100	12.93	0,23274	0,70565	18 - 71	13 - 49
M	24 - 28	7.74	0,13932	0,87725	21 - 25	8 - 10
C	16 - 48	11.63	0,20934	0,74109	12 - 36	-

2.4.2.2 ESTIMACION A PARTIR DE LA GRANULOMETRIA

Adicionalmente, para definir los valores del módulo de deformación desde el punto de vista de la granulometría y la compacidad, se tomaron en cuenta las recomendaciones de la figura anterior:

TABLA 20. Valores del módulo de deformación en función de la granulometría (AASHTO,2007). “TYP SA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (27).”

UNIDAD	Compacidad	Tipo de terreno	Es (MPa)
Ra	Floja	Arena / Limo	2 - 20
GS-SG	Medianamente densa / densa	Grava / Arena	25 - 100
S	Medianamente densa	Arena fina / Arena	10 - 50
M	Floja a medianamente densa	Limo	7 - 20
C	Medium stiff to stiff	Arcilla	15 - 50

2.4.2.3 ESTIMACION A PARTIR DE LOS DATOS DE LOS ENSAYOS PRESIOMETRICOS

En este sentido, se procedió a la clasificación del tipo de material de acuerdo con los principales parámetros del ensayo (módulo presiométrico y presión límite), y teniendo en cuenta los registros de los sondeos. La siguiente tabla muestra los valores propuestos por Costet y Sanglerat.

TABLA 21. Valores Ep y Pl para distintos tipos de terreno según Costet y Sanglerat. “TYP SA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (48).”

Terreno	Ep (N/mm ²)	Pl (N/mm ²)
Arcilla blanda	0,5 - 3	0,05 - 0,3
Arcilla plástica	3 - 8	0,3 - 0,8
Arcilla dura	8 - 40	0,6 - 2
Limos	2 - 10	0,2 - 1,5
Arena y grava	8 - 100	1,2 - 5
Arenas sedimentarias	7,5 - 40	1 - 5
Rocas calizas	80 - 20.000	> 10
Rellenos recientes	0,5 - 1	0,05 a 0,3
Rellenos antiguos	4 - 15	0,4 - 1
Rellenos granulares bien compactados	10 - 15	1 - 2,5

Para realizar este análisis, a partir de los valores de E_p en profundidad, se empleó la correlación propuesta por Menard y Rousseau (1962), que relaciona el módulo presiométrico con el módulo edométrico mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = EP / Em$$

- EP = Módulo presiométrico
- Em = Módulo edométrico

Donde el coeficiente α vale 1 para turbas, 2/3 para arcillas, 1/2 para limos, 1/3 para las arenas y 1/4 para la zahorra. Para el caso de la unidad II constituida por intercalaciones de capas de grava y arena, se ha considerado en los cálculos un valor de 1/3.5.

Finalmente, para la obtención del módulo de Young del terreno, se ha considerado la siguiente correlación, de la que se puede obtener fácilmente el valor de E' asumiendo la hipótesis de un coeficiente de Poisson de 0.33 correspondiente a materiales densos.

$$E_m = E' \left[\frac{1 - \nu'}{1 - \nu' - 2\nu'^2} \right]$$

- Em = Módulo edométrico
- E' = Módulo de Young

En la siguiente tabla se muestran los resultados de los parámetros de deformabilidad en función del tipo de terreno:

TABLA 22. Valores del módulo Presiométrico y estimación del módulo de Young. (E). “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (50).”

SONDEO	Prof. (m)	Cota de boca (m)	Cota de ensayo (m)	DATOS DEL ENSAYO		CAMBIO UNIDADES		TIPO DE TERRENO SEGÚN PERFILES	TIPO DE TERRENO SEGÚN E_p Y ν	Valor de α	E_{50} (kPa)	ν	E' (kPa)
				E_w (kg/cm ³)	ρ (kg/cm ³)	E_w (kPa)	ρ (kPa)						
SMP-01	10	14.2	4.2	115	9.7	11500	970	SC	Arena y grava	0.2857	40252	0.33	27
	15	14.2	-0.8	20	8.6	2000	660	SC	Limos	0.5	4090	0.33	3
SMP-02	5	5.2	0.2	142	15.9	14200	1590	SC	Arena y grava	0.2857	49702	0.33	34
	10	5.2	-4.8	158	34.0	15800	3400	SC	Arena y grava	0.2857	55303	0.33	37
	15	5.2	-9.8	44	12.2	4400	1220	SC	Limos	0.2857	15401	0.33	10
	20	5.2	-14.8	185	35.5	18500	3550	SC	Arena y grava	0.2857	65103	0.33	44
	25	5.2	-19.8	161	45.0	16100	4500	SC	Arena y grava	0.2857	63252	0.33	43
SMP-03	7.5	10.7	3.2	47	9.1	4700	910	S	Limos	0.5	8400	0.33	6
	15	10.7	-4.3	87	16.1	8700	1610	SC	Arena y grava	0.2857	23451	0.33	16
	22	10.7	-11.3	131	30.0	13100	3000	SC	Arena y grava	0.2857	45852	0.33	31
	27	10.7	-18.3	95	25.6	9500	2560	SC	Arena y grava	0.2857	33252	0.33	22
SMP-04	10	7.7	-2.3	110	21.6	11000	2160	SC	Arena y grava	0.2857	38502	0.33	26
	16	7.7	-8.3	42	9.5	4200	950	SC	Limos	0.5	8400	0.33	6
SMP-05	10	10.2	0.2	125	24.0	12500	2400	SC	Arena y grava	0.2857	43752	0.33	30
	15	10.2	-4.8	84	17.0	8400	1700	SC	Arena y grava	0.2857	29401	0.33	20
SMP-06	3	6.5	3.5	58	11.5	5800	1150	R	Reellenos antiguos	0.333	17417	0.33	12
	6	6.5	0.5	74	13.3	7400	1330	SC	Arena y grava	0.2857	25901	0.33	17
	9	6.5	-2.5	86	16.8	8600	1680	SC	Arena y grava	0.2857	30102	0.33	20
	12	6.5	-5.5	143	21.5	14300	2150	SC	Arena y grava	0.2857	60052	0.33	34
	14	6.5	-7.5	121	20.0	12100	2000	S	Arena y grava/Arena sedimentaria	0.333	36336	0.33	25
	18	6.5	-11.5	132	26.5	13200	2650	S	Arena y grava/Arena sedimentaria	0.333	39640	0.33	27
	22	6.5	-15.5	161	30.6	16100	3060	SC	Arena y grava	0.2857	56353	0.33	38
SMP-07	26	6.5	-19.5	227	36.5	22700	3650	SC	Arena y grava	0.2857	79454	0.33	54
	2	8.5	6.5	25	4.1	2500	410	R	Reellenos recientes	0.333	7590	0.33	5
	4	8.5	4.5	19	2.5	1900	250	RL	Reellenos recientes	0.333	5705	0.33	4
	7.5	8.5	1	124	12.7	12400	1270	S	Arenas sedimentarias	0.333	37227	0.33	25
	15	8.5	-6.5	196	45.4	19600	4540	SC	Arena y grava	0.2857	68603	0.33	46
	22	8.5	-13.5	115	36.0	11500	3600	SC	Arena y grava	0.2857	49252	0.33	27
	27	8.5	-18.5	316	60.9	31600	6090	R	Arena y grava	0.2857	110505	0.33	75
SMP-08	3	9	6	45	9.0	4500	900	SC	Reellenos antiguos	0.333	13514	0.33	9
	6	9	3	155	31.5	15500	3150	SC	Arena y grava	0.2857	54253	0.33	37
	9	9	0	108	20.0	10800	2000	SC	Arena y grava	0.2857	37802	0.33	26
	12	9	-3	269	55.7	26900	5570	SC	Arena y grava	0.2857	101155	0.33	66
	14	9	-5	142	36.0	14200	3600	SC	Arena y grava	0.2857	49702	0.33	34
	18	9	-9	224	32.7	22400	3270	SC	Arena y grava	0.2857	78404	0.33	53
	22	9	-13	168	38.5	16800	3850	SC	Arena y grava	0.2857	58803	0.33	40
SMP-09	26	9	-17	232	55.0	23200	5500	SC	Arena y grava	0.2857	81204	0.33	55
	12	11.5	-0.5	171	41.5	17100	4150	SC	Arena y grava	0.2857	59853	0.33	40
	15.5	11.5	-4	180	40.0	18000	4000	SC	Arena y grava	0.2857	63003	0.33	43
	19	11.5	-7.5	119	20.2	11900	2020	SC	Arena y grava	0.2857	41652	0.33	28
SMP-10	22.5	11.5	-11	177	21.0	17700	2100	SC	Arena y grava	0.2857	61953	0.33	42
	8	8	0	115	19.5	11500	1950	SC	Arena y grava	0.2857	40252	0.33	27
	13.5	8	-5.5	123	24.0	12300	2400	SC	Arena y grava	0.2857	43052	0.33	29
	19	8	-11	142	45.0	14200	4500	SC	Arena y grava	0.2857	49702	0.33	34
	24.5	8	-16.5	298	59.6	29800	5960	SC	Arena y grava	0.2857	104305	0.33	70
SMP-12	12	11.5	-0.5	24	6.4	2400	640	SC	Arena y grava	0.2857	8400	0.33	6
	15	11.5	-3.5	94	30.0	9400	3000	SC	Arena y grava	0.2857	32902	0.33	22
	18	11.5	-6.5	344	55.0	34400	5500	SC	Arena y grava	0.2857	120406	0.33	81
	21	11.5	-9.5	182	33.0	18200	3300	SC	Arena y grava	0.2857	63703	0.33	43
	24	11.5	-12.5	157	37.9	15700	3790	SC	Arena y grava	0.2857	54953	0.33	37
	27	11.5	-15.5	280	64.0	28000	6400	SC	Arena y grava	0.2857	98005	0.33	66
	30	11.5	-18.5	303	32.0	30300	3200	SC	Arena y grava	0.2857	106955	0.33	72
33	11.5	-21.5	254	47.8	25400	4780	SC	Arena y grava	0.2857	88904	0.33	60	

En los siguientes gráficos se muestran los valores del módulo presiométrico obtenidos en campo y los resultados del Módulo de Young obtenidos siguiendo el anterior procedimiento:

FIGURA 17. Valores del E_p y E' en profundidad desde la cota de plataforma (+5). “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (51).”

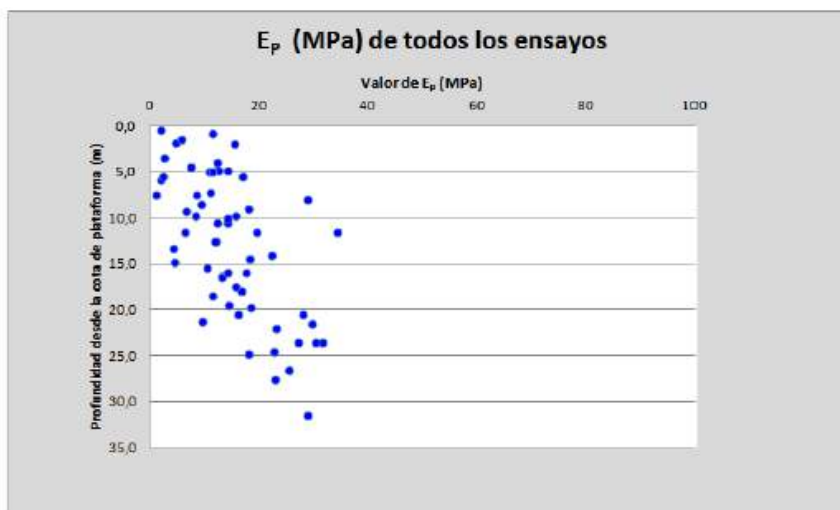
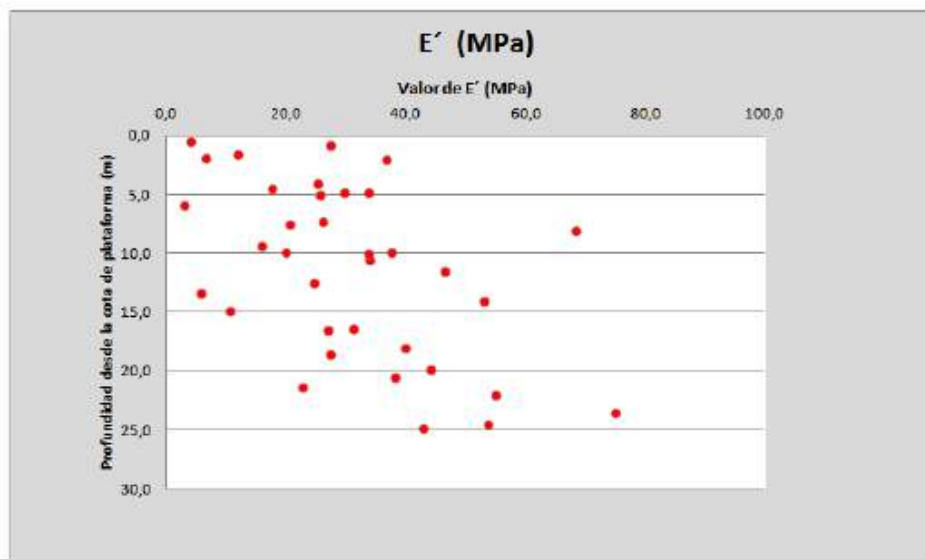


FIGURA 18. Valores del E_p y E' en profundidad desde la cota de plataforma (+5). “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (51).”



2.4.3 RANGO DE PARAMETROS DE CALCULO

Tomando en cuenta lo expuesto en apartados anteriores, se definió el intervalo de valores más probable que corresponde a cada parámetro fundamental, como envolvente de valores obtenidos en los distintos métodos para cada una de las unidades geotécnicas diferenciadas.

TABLA 23. Parámetros de cálculo recomendados por unidades geotécnicas. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (52).”

UNIDAD	Tipo de material	Densidad aparente γ_{ap} (KN/m ³)	Cohesión efectiva c' (kPa)	Angulo rozamiento efectivo Φ' (°)	Módulo de Young E (MPa)
Ra	Rellenos antrópicos	17 - 21	0 - 15	28 - 39	2 - 30
GS-SG	Alternancia de gravas con intercalaciones de arena	19 - 21	0 - 5	34 - 43	25 - 100
S	Arenas finas poco limosas	18 - 20	0 - 5	32 - 41	10 - 50
M	Limos de baja plasticidad	17 - 21	5 - 50	27 - 35	7 - 40
C	Arcillas	18 - 22	50 - 100	23 - 35	5 - 50

2.5 PERFILES ESTRATIGRAFICOS

Hasta el momento, se definieron los parámetros de cálculo de las diferentes unidades geotécnicas considerando conjuntamente los datos obtenidos en toda el área de la terminal. En este apartado se establecen los perfiles tipo de cálculo para cada uno de los usos definidos dentro del área de proyecto:

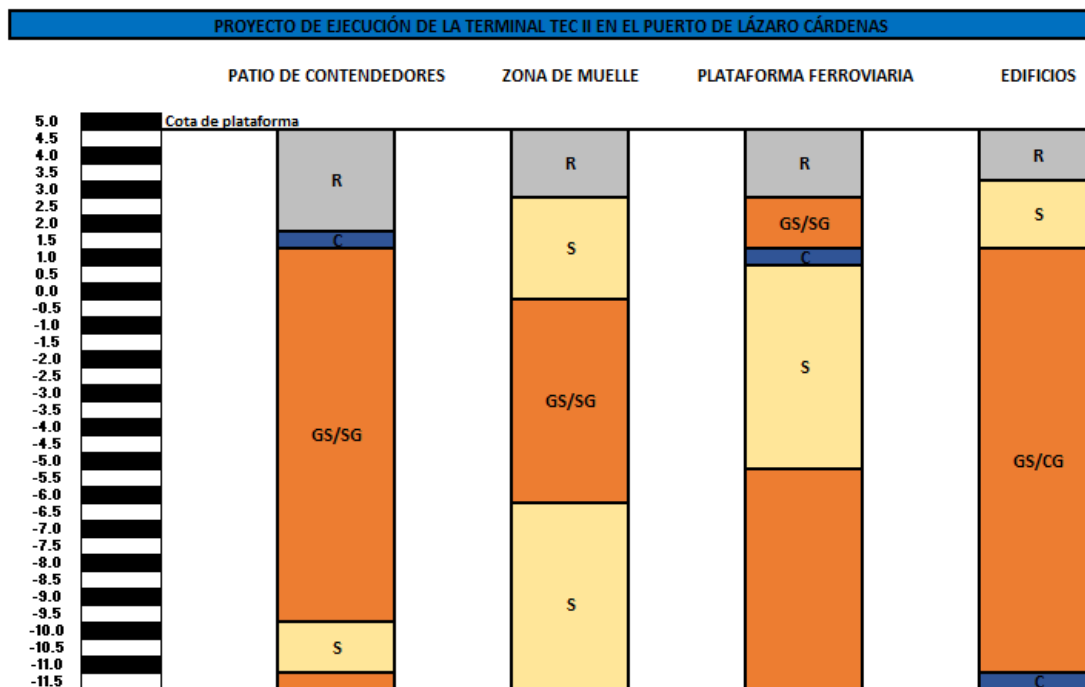
Para la definición de los perfiles tipo de cálculo se estudiaron los sondeos localizados dentro de cada uso, adoptándose la estratigrafía más desfavorable a la vista de los registros de campo:

Los sondeos pertenecientes a cada uso se muestran a continuación:

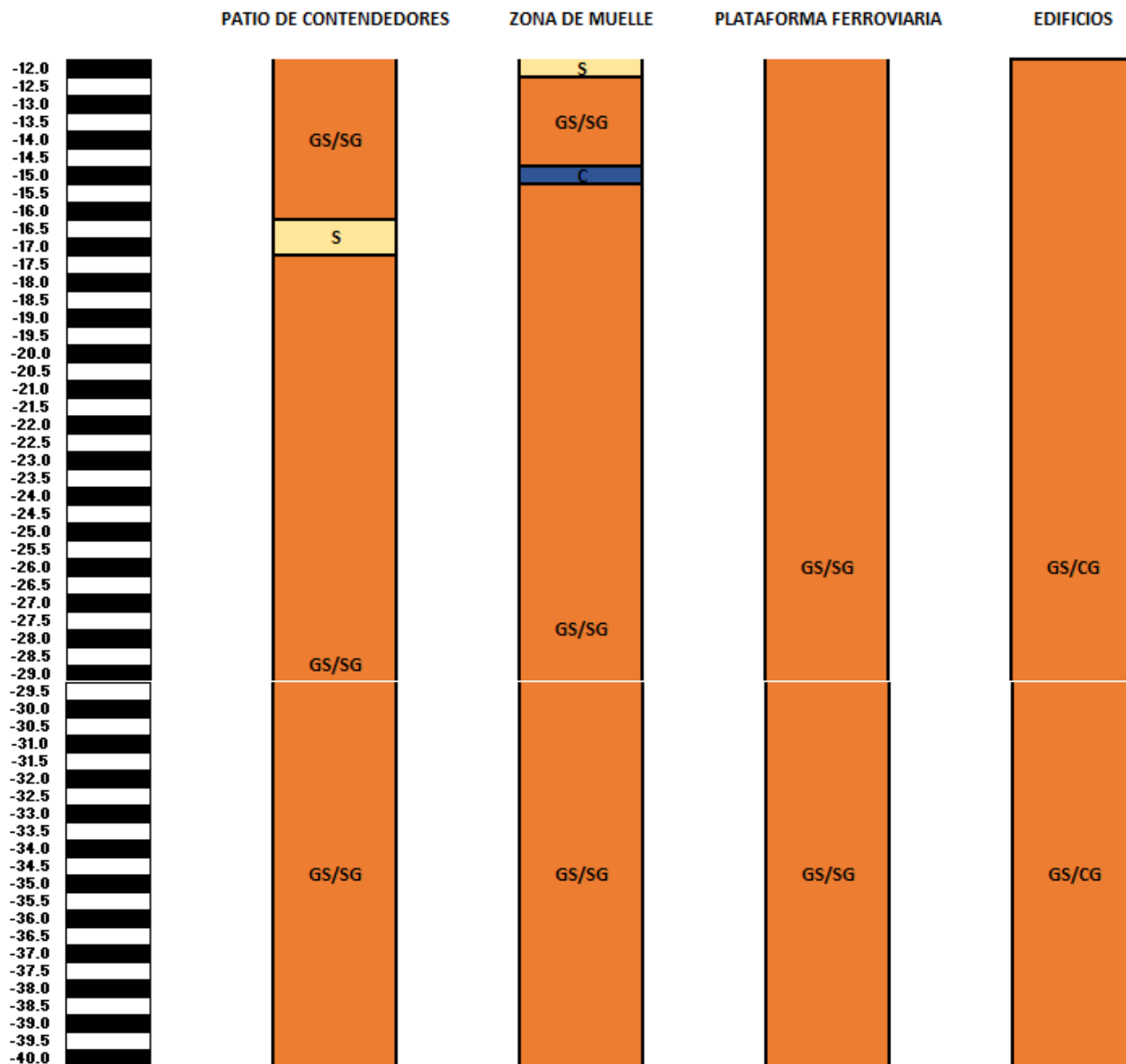
- Patio de contenedores: SM-2, SM-3, SM-4, SM-5, SM-8, SM-17, SMP-2, SMP-4, SMP-10, SMP-12, SPT-3, SPT-4.
- Zona de muelle: SM-1, SM-11, SM-12, SM-13, SM-16, SM-18, SMP-5, SMP-6, SMP-7, SMP-8, SPT-2.
- Plataforma ferroviaria: SM-9, SM-10, SMP-1, SMP-9, SMP-13, SPT-6.
- Edificios y otros usos: SM-6, SM-7, SMP-3, SMP-11, SPT-5.

En cuanto a los parámetros recomendados a lo largo de cada perfil, se particularizaron los valores definidos en el apartado anterior de acuerdo con la localización y profundidad de cada unidad geotécnica, siempre dentro del rango de valores establecidos.

FIGURA 19. Perfiles estratigráficos tipo adoptados para cada uso del muelle. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (55).”



PROYECTO DE EJECUCIÓN DE LA TERMINAL TEC II EN EL PUERTO DE LÁZARO CÁRDENAS



Finalmente, en la siguiente tabla se muestran los parámetros recomendados a lo largo de estos perfiles en cada una de las áreas portuarias:

TABLA 24. Parámetros recomendados para cada área portuaria. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (56).”

Patío de contenedores

Cota absoluta (m)		Unidad geotécnica (síntesis)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad aparente γ_{sum} (kN/m ³)	Cohesión efectiva c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ' (°)	Coeficiente de Poisson ν	Módulo de Young E (MPa)	Módulo de rigidez G (MPa)	Módulo de deformación volumétrica K (MPa)	Coef. de balasto horizontal para cálculo de pilotes kh (kN/m ³)	Coef. de empuje al reposo k_0	Coef. de empuje activo en muros k_a	Coef. de empuje pasivo en muros k_p
De	a													
5,00	2,00	R	17	7	10	28	0,35	10	3,7	11,1	2500	0,531	0,361	2,770
2,00	1,50	C	18	8	50	24	0,30	15	5,8	12,5	3200	0,593	0,422	2,371
1,50	-9,50	GS/SG	19	9	5	34	0,30	17	39	14,2	7000	0,441	0,283	3,537
-9,50	-11,00	S	18	8	5	32	0,30	25	9,6	21	30500	0,470	0,307	3,255
-11,00	-16,00	GS/SG	20	10	5	36	0,30	42	52	35,0	64000	0,412	0,260	3,852
-16,00	-17,00	S	18	8	5	33	0,30	40	15,4	33	86000	0,455	0,295	3,392
-17,00	-40,00	GS/SG	21	11	5	38	0,30	54	100	45,0	88000	0,384	0,238	4,204

Zona de Muelle

Cota absoluta (m)		Unidad geotécnica (síntesis)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad aparente γ_{sum} (kN/m ³)	Cohesión efectiva c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ' (°)	Coeficiente de Poisson ν	Módulo de Young E (MPa)	Módulo de rigidez G (MPa)	Módulo de deformación volumétrica K (MPa)	Coef. de balasto horizontal para cálculo de pilotes kh (kN/m ³)	Coef. de empuje al reposo k_0	Coef. de empuje activo en muros k_a	Coef. de empuje pasivo en muros k_p
De	a													
5,00	3,00	R	17	7	10	28	0,35	10	3,7	22,2	1000	0,531	0,361	2,770
3,00	0,00	S	18	8	5	32	0,30	25	9,6	21	3500	0,470	0,307	3,255
0,00	-6,00	GS/SG	19	9	5	34	0,30	20	32	16,7	10000	0,441	0,283	3,537
-6,00	-12,00	S	18	8	5	33	0,30	40	15,4	33	45000	0,455	0,295	3,392
-12,00	-14,00	GS/SG	20	10	5	36	0,30	44	48	36,7	68000	0,412	0,260	3,852
-14,00	-14,50	C	18	8	50	24	0,30	50	19,2	41,7	77000	0,593	0,422	2,371
-14,50	-40,00	GS/SG	21	11	5	38	0,30	49	100	40,8	78000	0,384	0,238	4,204

Plataforma ferroviaria

Cota absoluta (m)		Unidad geotécnica (síntesis)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad aparente γ_{sum} (kN/m ³)	Cohesión efectiva c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ' (°)	Coeficiente de Poisson ν	Módulo de Young E (MPa)	Módulo de rigidez G (MPa)	Módulo de deformación volumétrica K (MPa)	Coef. de balasto horizontal para cálculo de pilotes kh (kN/m ³)	Coef. de empuje al reposo k_0	Coef. de empuje activo en muros k_a	Coef. de empuje pasivo en muros k_p
De	a													
5,00	3,00	R	17	7	10	28	0,35	10	3,7	22,2	1000	0,531	0,361	2,770
3,00	1,50	GS/SG	19	9	5	34	0,30	14	17	11,7	2700	0,441	0,283	3,537
1,50	1,00	C	18	8	50	24	0,30	50	19,2	41,7	3700	0,593	0,422	2,371
1,00	-4,50	S	18	8	5	32	0,30	25	9,6	21	13500	0,470	0,307	3,255
-4,50	-40,00	GS/SG	20	10	5	38	0,30	29	100	24,2	38000	0,384	0,238	4,204

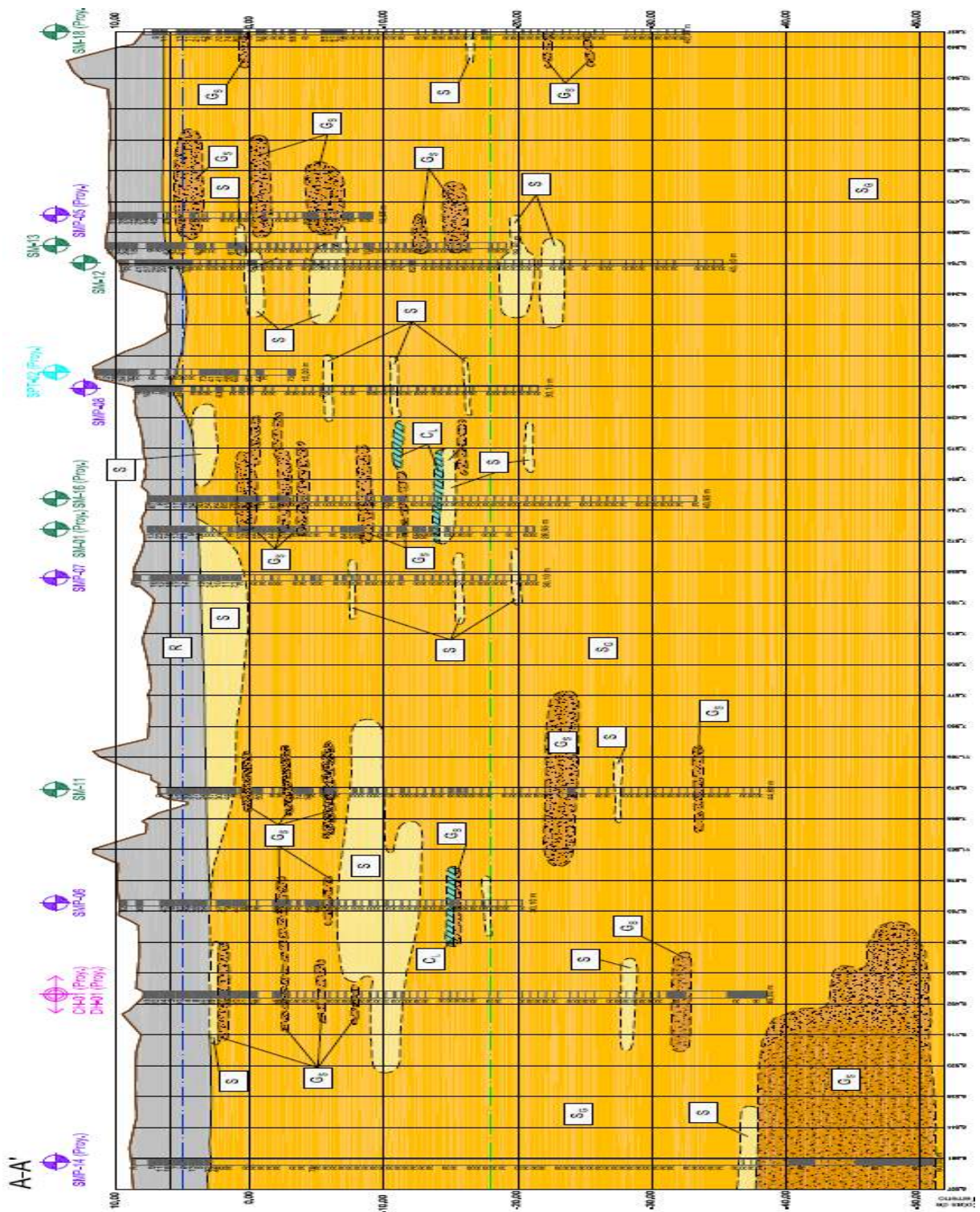
Edificios

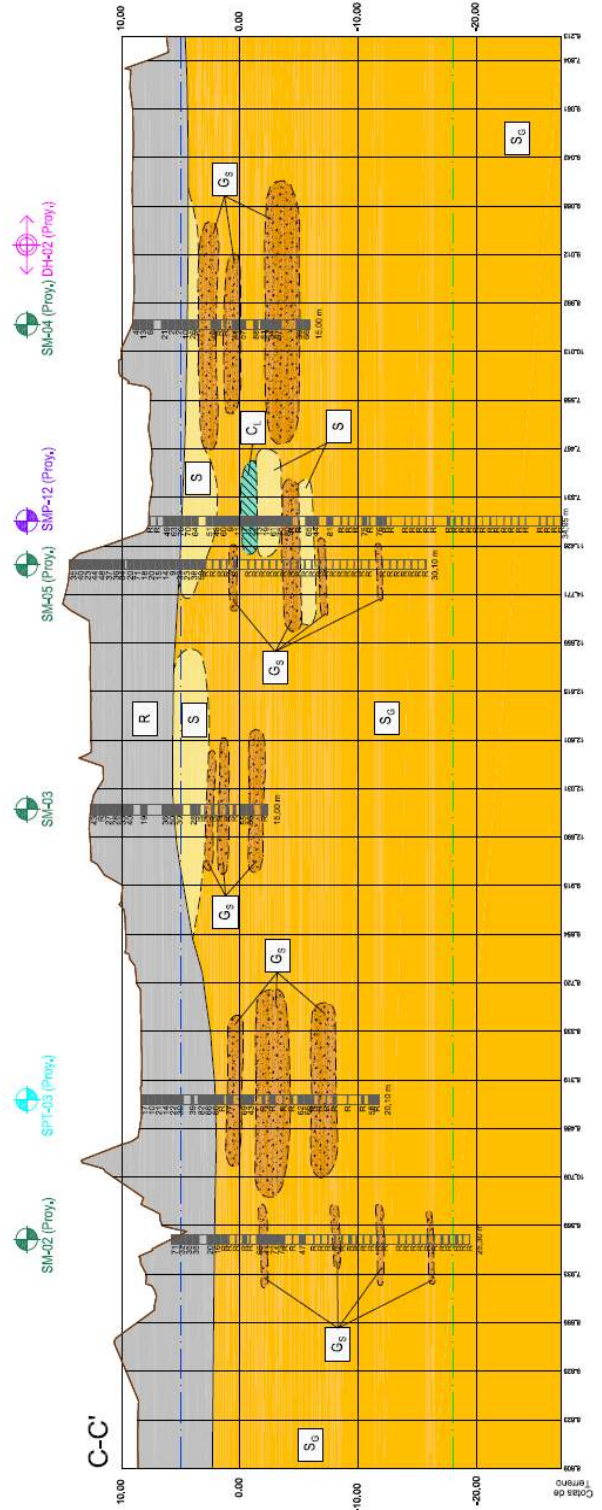
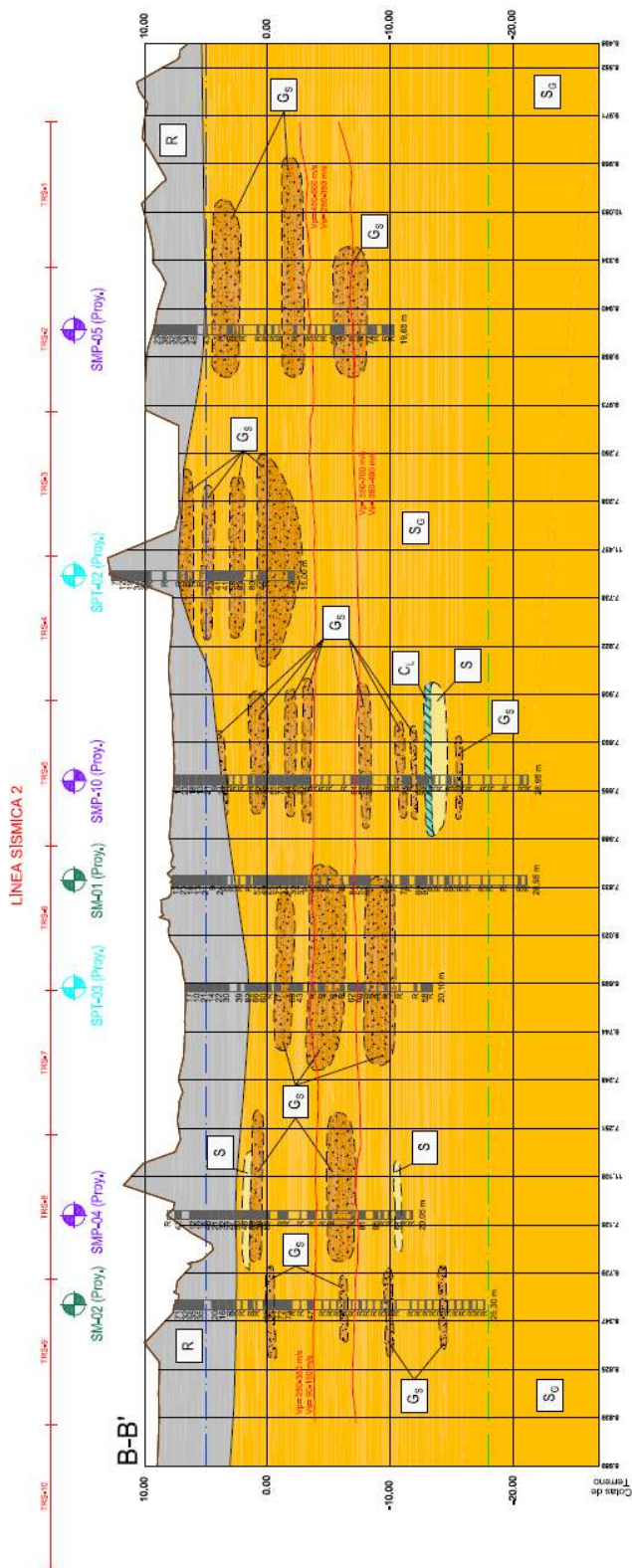
Cota absoluta (m)		Unidad geotécnica (síntesis)	Densidad aparente γ_{ap} (kN/m ³)	Densidad aparente γ_{sum} (kN/m ³)	Cohesión efectiva c' (kPa)	Ángulo de fricción ϕ' (°)	Coeficiente de Poisson ν	Módulo de Young E (MPa)	Módulo de rigidez G (MPa)	Módulo de deformación volumétrica K (MPa)	Coef. de balasto horizontal para cálculo de pilotes kh (kN/m ³)	Coef. de empuje al reposo k_0	Coef. de empuje activo en muros k_a	Coef. de empuje pasivo en muros k_p
De	a													
5,00	3,50	R	17	7	10	28	0,35	10	3,7	22,2	700	0,531	0,361	2,770
3,50	1,50	S	18	8	5	32	0,30	25	9,6	21	2500	0,470	0,307	3,255
1,50	-10,50	GS/SG	19	9	5	36	0,30	23	41	19,2	7000	0,412	0,260	3,852
-10,50	-11,00	C	18	8	50	24	0,30	50	19,2	41,7	31500	0,593	0,422	2,371
-11,00	-40,00	GS/SG	21	11	5	38	0,30	42	100	35,0	64000	0,384	0,238	4,204

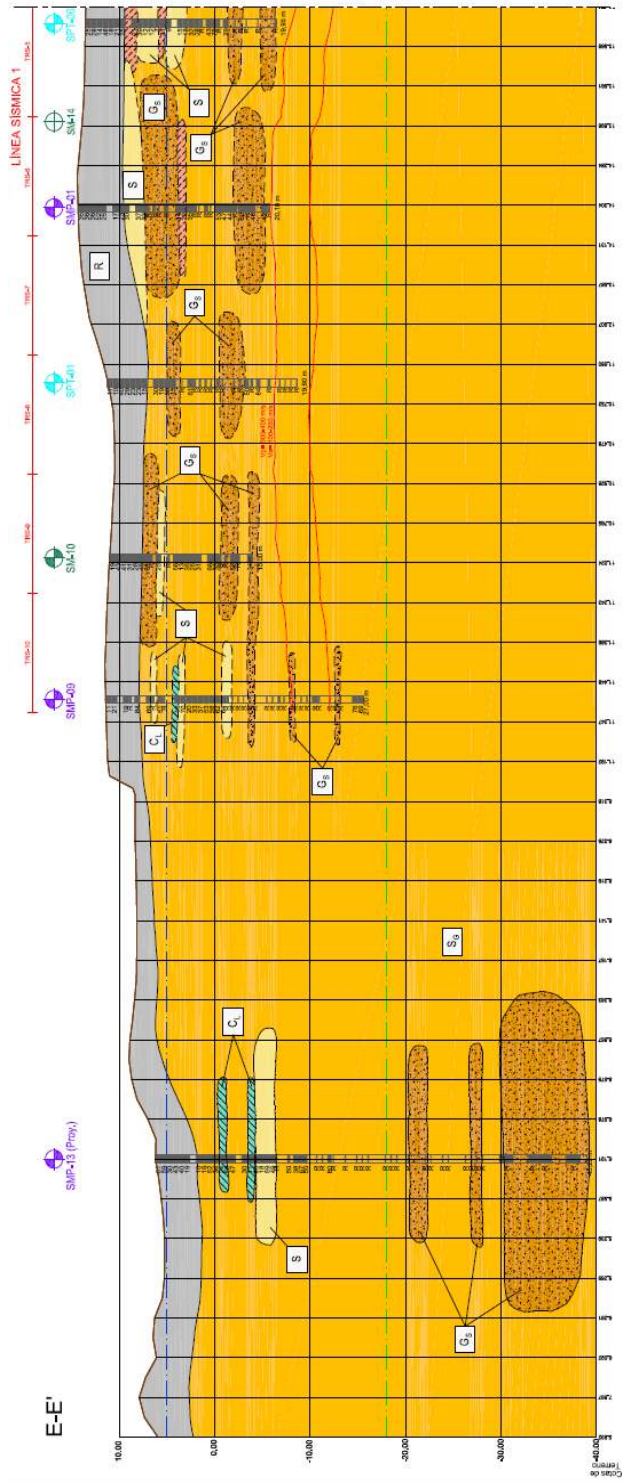
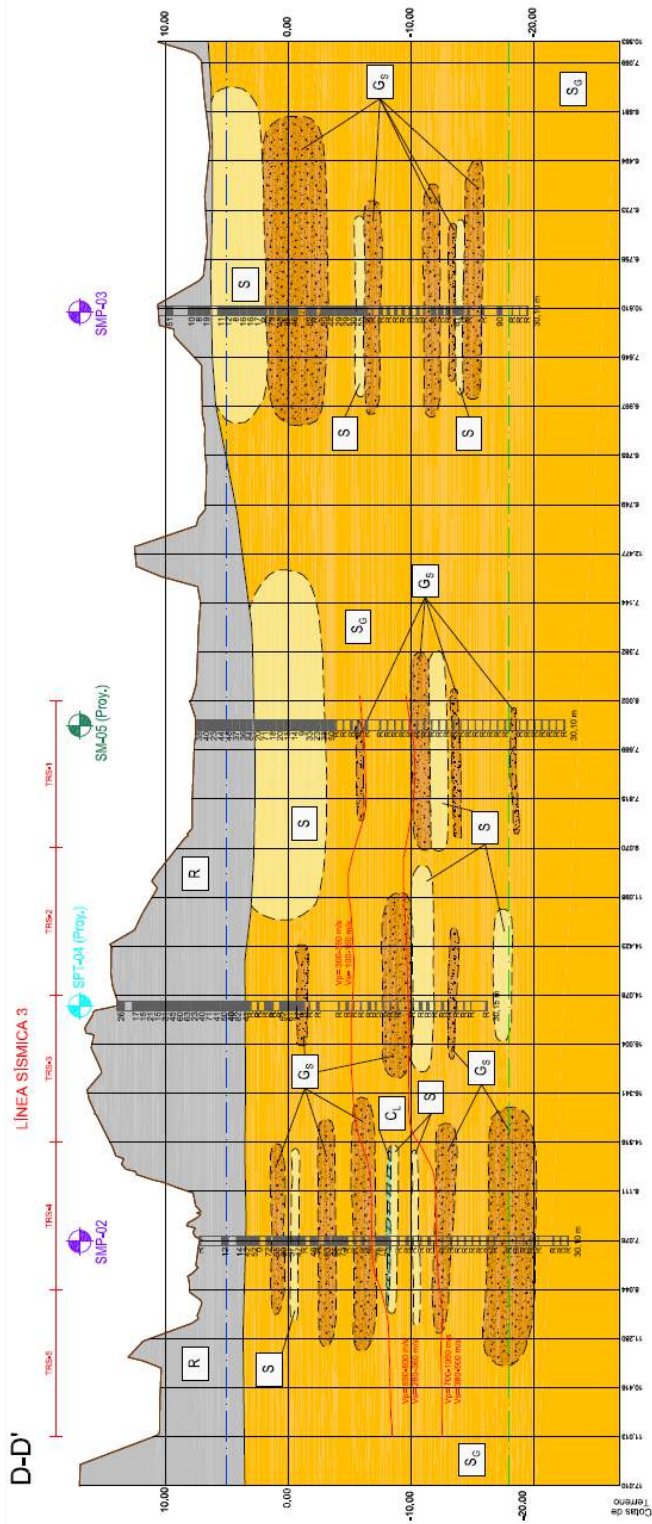
* En la unidad GS/SG el parámetro E está en función de z (profundidad desde la cota de plataforma +5,0 m), según la expresión $E=10^{(1+0,2z)}$ (MPa)

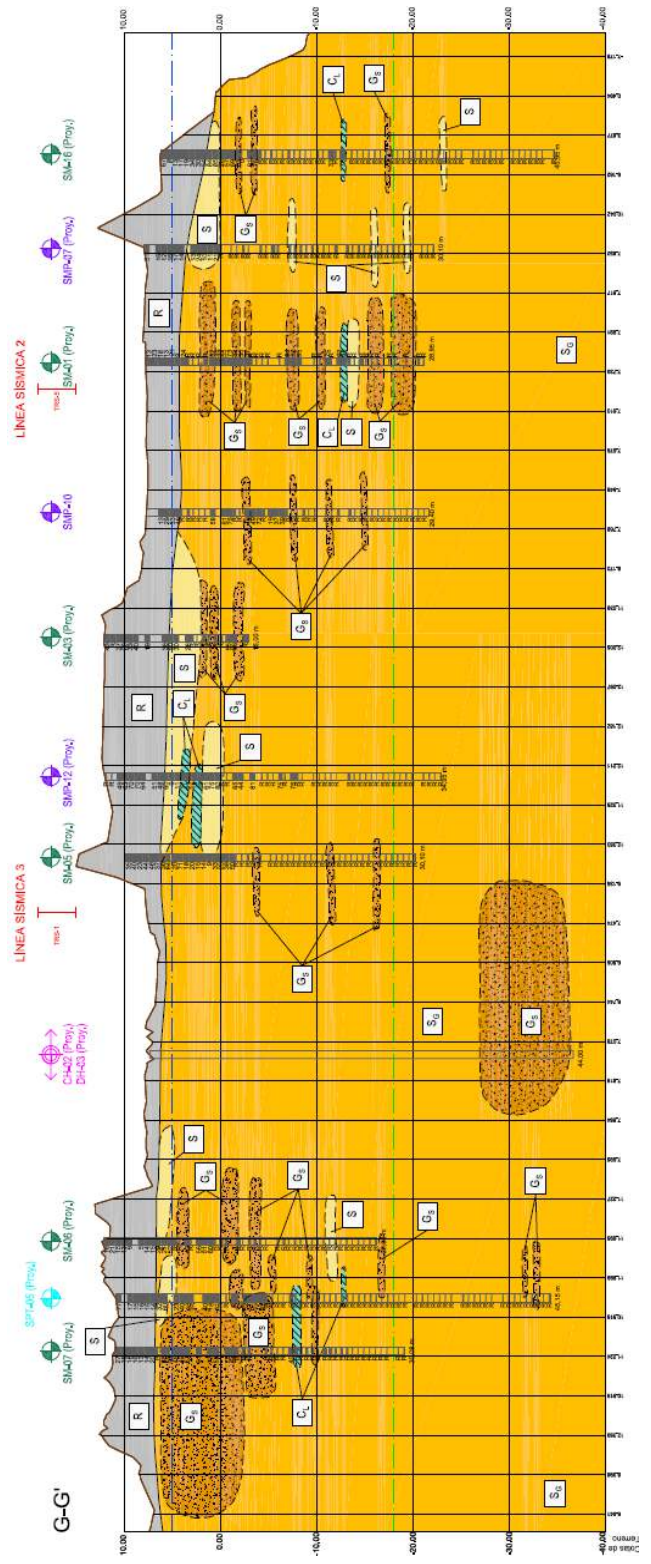
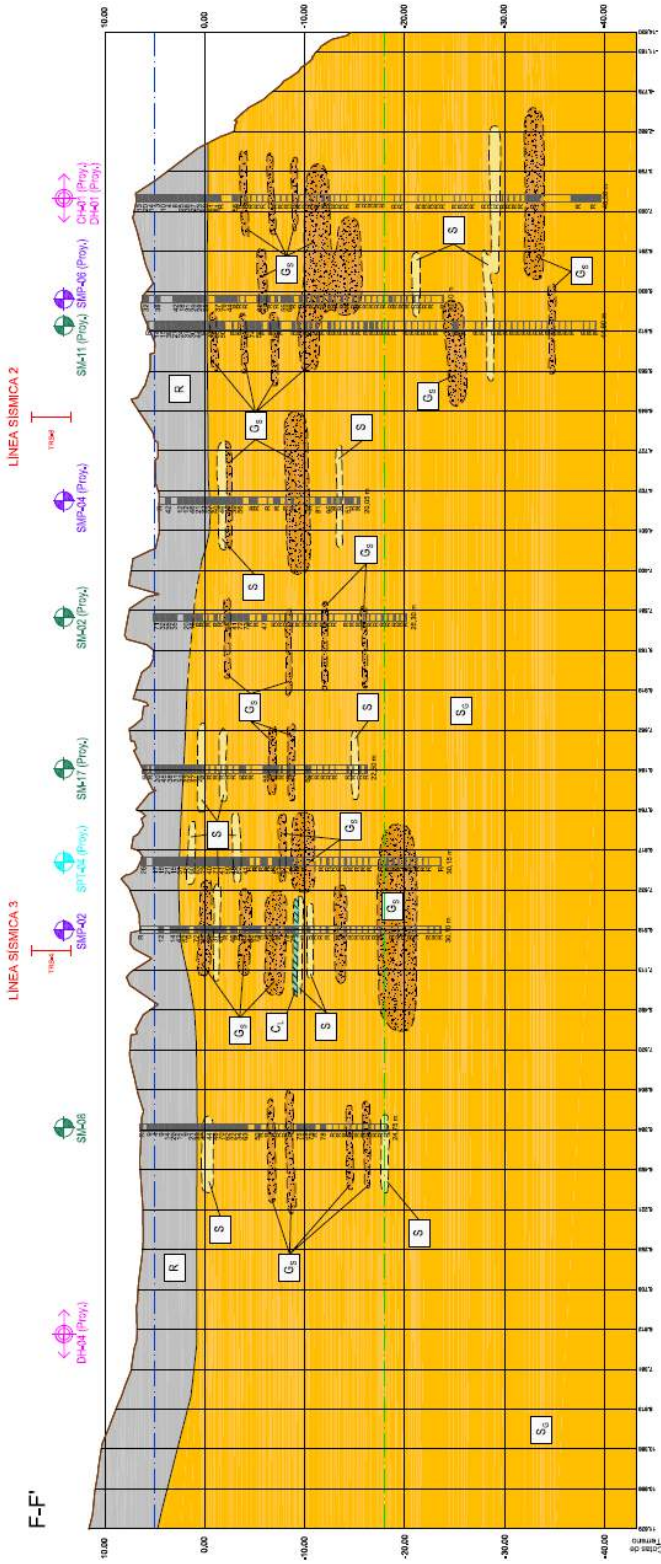
** El coeficiente de balasto horizontal en pilotes se corresponde con pilotes de 1,5 m de diámetro.

FIGURAS 20-27. PERFILES GEOTECNICOS. “TYPESA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (60-68).”









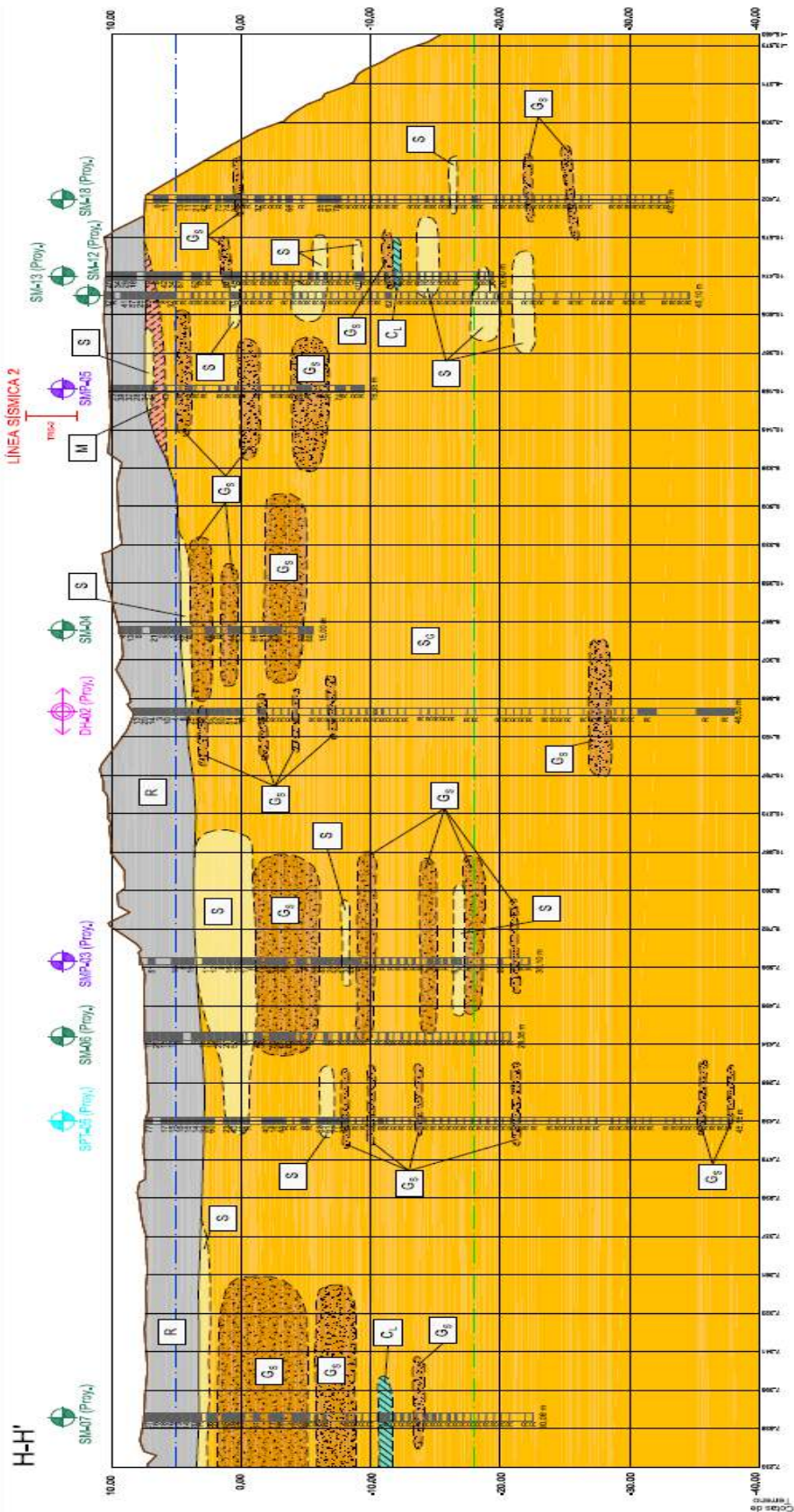
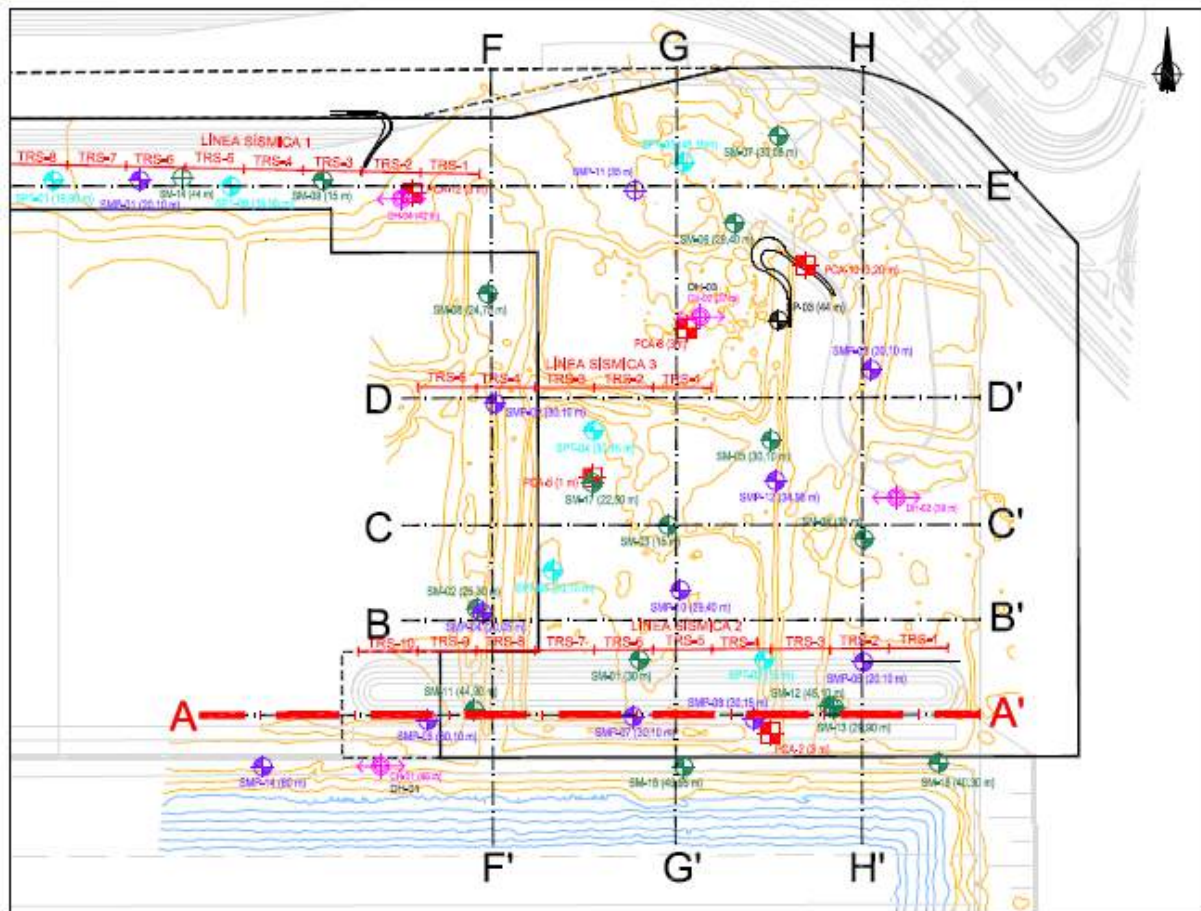


FIGURA 28. Vista en planta y nomenclatura de los perfiles estratigráficos. “TYPISA, Ingenieros consultores y arquitectos (2012), Informe de caracterización geotécnica-TEC II, p.p. (68).”



NOTAS:
 • LAS CONDICIONES DEL TERRENO SE CONOCEN ÚNICAMENTE EN LOS PUNTOS INVESTIGADOS. EL PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO CONSTITUYE UNA INTERPRETACIÓN RAZONABLE BASADA EN LOS DATOS DISPONIBLES.



DETALLE PLANTA

III

PLANEACION

3.1 LOGISTICA DE EJECUCION DE OBRA

De acuerdo con la solución técnica definida en el proyecto revisada en el capítulo I se partió primeramente por definir las fases de construcción de la obra y a su vez los frentes de trabajo planteando para cada frente el esquema operativo de ejecución identificando las necesidades de recursos y adecuación de espacios necesarios para la integración sistémica de las actividades que conformaron los procedimientos y métodos constructivos diseñados e implementados para el desarrollo de la terminal que en el siguiente capítulo se describirán detalladamente.

A continuación se mostrará de manera esquemática y gráfica la integración de cada frente de trabajo por fases de construcción señalando las partes que integran la logística de ejecución en un croquis:

TABLA 25. (Autoría propia.)

FASE I CONSTRUCCION DE PILAS DE CIMENTACION	
FRENTES DE CONSTRUCCION	
A	HABILITADO E IZAJE DE ACERO
B	FABRICACION DE LODOS
C	PERFORACION
D	CARGA Y ACARREO
E	COLADO DE PILAS
F	CONSTRUCCION DE CAPITELES

El frente de construcción de perforación se atacó mediante 4 equipos de perforación, repartidos a lo largo de la longitud del muelle, la secuencia de excavación fue mediante la intercalación de los ejes transversales para no obstruirse con las actividades de izaje y colocación de acero y colocación de concreto y de esta manera ir cerrando tramos completos. Se contaba con un patio de habilitado que abastecía a cada frente de perforación para evitar el trapaleo de armados y tenerlos lo más cercano al punto de colocación en cada frente., para el suministro de lodo se construyó una planta de lodos de bastante capacidad la cual se describirá a detalle en el siguiente capítulo, esta se ubicó al centro de la longitud total del muelle para distribuir a cualquier punto el lodo bentonítico y evitar distancias muy largas de recorrido en las líneas de suministro. Adicionalmente se instalaron cárcamos superficiales de almacenamiento de material de rezaga producto de la perforación para no interrumpir las actividades por falta de camiones de carga ya que en ocasiones no se contaban con

las unidades suficientes para atender los 4 frentes de excavación que normalmente se encontraban trabajando al mismo tiempo. Por último, se construyeron los capiteles una vez coladas las pilas.

FIGURA 29. Croquis de ejecución Fase I Pilas de Cimentación. (Autoría propia).



TABLA 26. (Autoría propia).

FASE II DRAGADO	
FRENTES DE CONSTRUCCION	
A	CONSTRUCCION DE TARQUINA
B	DRAGADO LADO TIERRA
C	DRAGADO MARINO
D	AFINE Y LIMPIEZA DE TALUD
E	DRAGADO DE DENTELLON

Para la fase de dragado fue necesario la construcción de una tarquina para el depósito del material producto del dragado, se construyó a base de bordos con una fosa de sedimentación para alojar los finos arrastrados, posteriormente se inició con el dragado lado tierra mediante excavadoras tipo Caterpillar 330 para materiales secos y poco saturados y para materiales saturados se utilizaron

excavadoras Caterpillar 385, la secuencia de ataque fue mediante franjas intercaladas definidas por los entre ejes transversales, después del dragado terrestre se inició con el dragado marino mediante dos dragas marinas posicionadas frente al eje A, posteriormente se realizó el afine y limpieza de talud mediante una grúa sobre terreno LS 138 utilizando un bote de arrastre 1 ½ yardas y aplicando chorro de agua a presión por medio de hidrojet y por último se realizó el dragado del dentellón con una grúa LS 138 apoyada sobre una plataforma de pontones (lado mar) y equipada con una almeja de 3 yardas.

FIGURA 30. Croquis de ejecución Fase II de Dragado. (Autoría propia).



TABLA 27. (Autoría propia).

FASE III PROTECCION DE TALUD	
FRENTES DE CONSTRUCCION	
A	COLOCACION Y DESPLAZAMIENTO RED DE PROTECCION
B	COLOCACION DE GEOTEXTIL
C	SUMINISTRO DE MATERIALES
D	COLOCACION DE ENROCAMIENTO LADO MAR
E	COLOCACION DE ENROCAMIENTO LADO TIERRA

En esta fase previo a los trabajos se colocó una red de protección a lo largo del muelle en paneles de 50m x 50m x 18 m de profundidad, la cual se fue desplazando de acuerdo con la secuencia de avance

de la colocación del material para la protección del talud en sentido de Norte a Sur, posterior se colocó una malla de geotextil sobre el talud.

Un punto crítico en esta fase fue el suministro de los materiales de protección para lo cual se adecuó un muelle provisional con tablestacado en el lado sur del muelle por el cual la maquinaria tenía acceso a una plataforma de pontones en forma de T para darle estabilidad compuesta por 5 pontones de 12m x 3m y dos pontones de 6m x 3m donde se transportaba la roca a la barcaza para el enrocamiento lado mar.

Para los trabajos lado mar se necesitó de 2 grúas tipo Link belt 138 equipadas con una almeja de 3 yardas o una jaula metálica con capacidad de 19 ton para la colocación de la roca, estas grúas se montaron sobre una barcaza las cueles se subieron por medio del muelle provisional y posteriormente la barcaza se posicionó con ayuda de un remolcador o empujador que también sirvió para la logística de suministro realizando el movimiento de la plataforma de pontones del muelle provisional a la barcaza por donde se transportaban las jaulas metálicas con roca.

La protección del talud inició en el lado mar mediante el sistema antes mencionado llegando a la cota -14.5m se continuó desde el lado tierra con ayuda de una grúa Link-belt 518.

FIGURA 31. Croquis de ejecución Fase III Protección de Talud. (Autoría propia).



TABLA 28. (Autoría propia).

FASE IV CONSTRUCCION DE PLATAFORMA	
FRENTES DE CONSTRUCCION	
A	COLOCACION DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
B	COLOCACION DE TRABES CARRIL
C	ENCOFRADO Y PRELOSAS
D	LOSA DE RODAMIENTO
E	GALERIA
F	ACCESORIOS

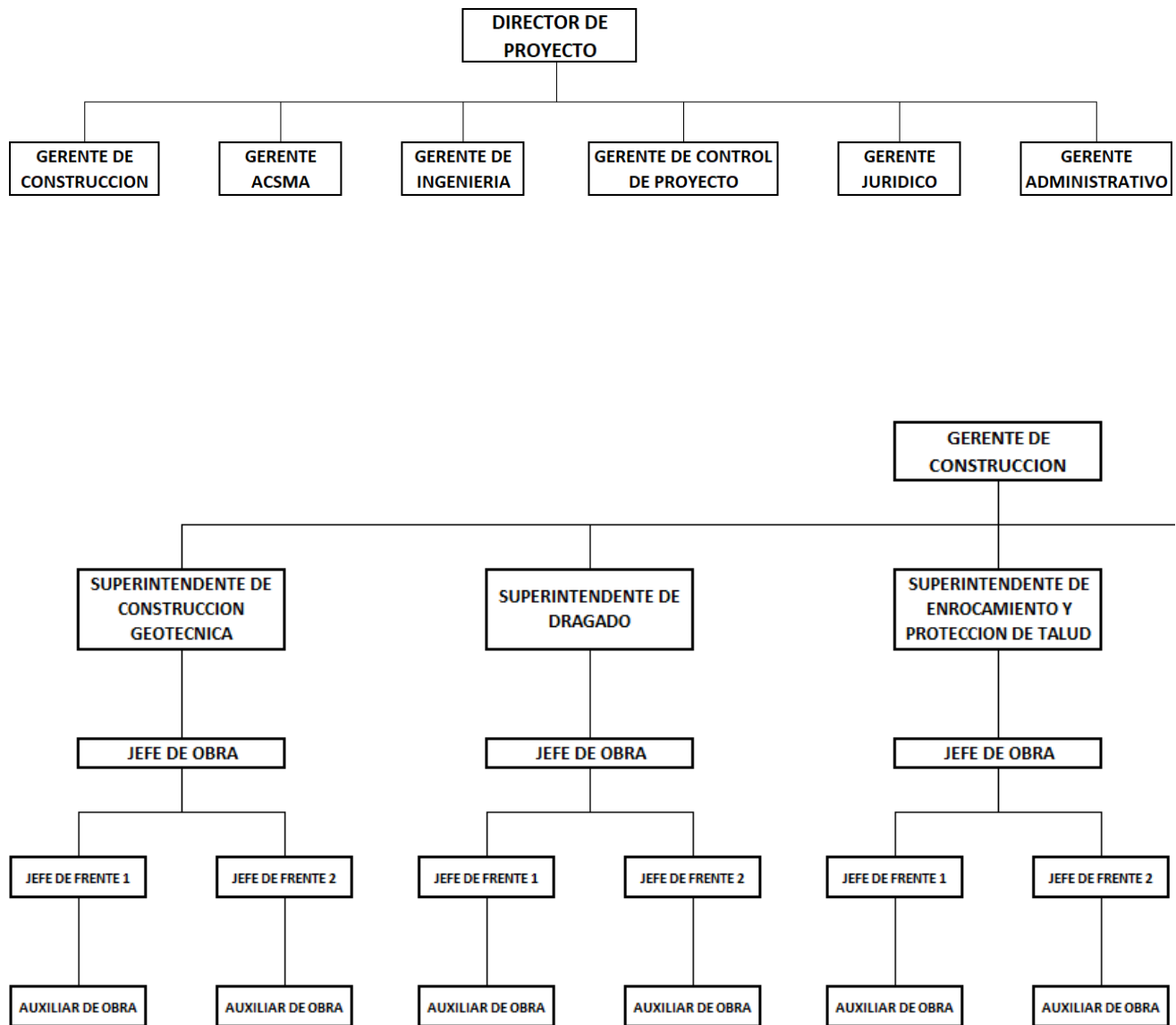
Para esta última fase se empleó una grúa modelo DEMAG AC 1600 posicionada el centroide de la grúa a 20 m del paño del lado tierra de los capiteles del EJE, desde donde se lanzaron y montaron los elementos prefabricados como traveses principales y secundarios, ya colocados estos elementos por sus dimensiones se armaron y colaron en sitio las traveses carril para posteriormente colocar las placas perdidas de encofrado y prelosas de concreto reforzado que de igual manera fueron colocadas con la misma grúa, una vez montadas se armó y coló en sitio la losa de rodamiento de 20 cm de espesor simultáneamente a la losa de rodamiento se armó y coló la galería y por último se colocaron los accesorios como bitas, escaleras y defensas.

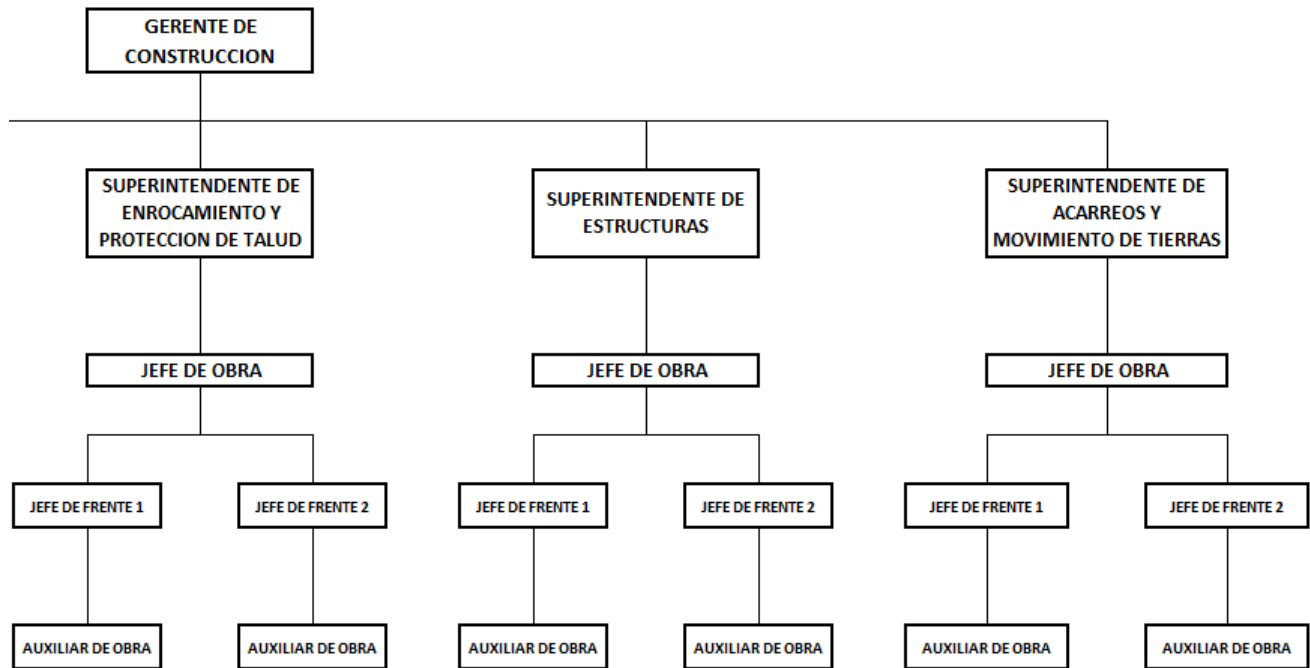
FIGURA 32. Croquis de ejecución Fase IV Construcción de plataforma. (Autoría propia).



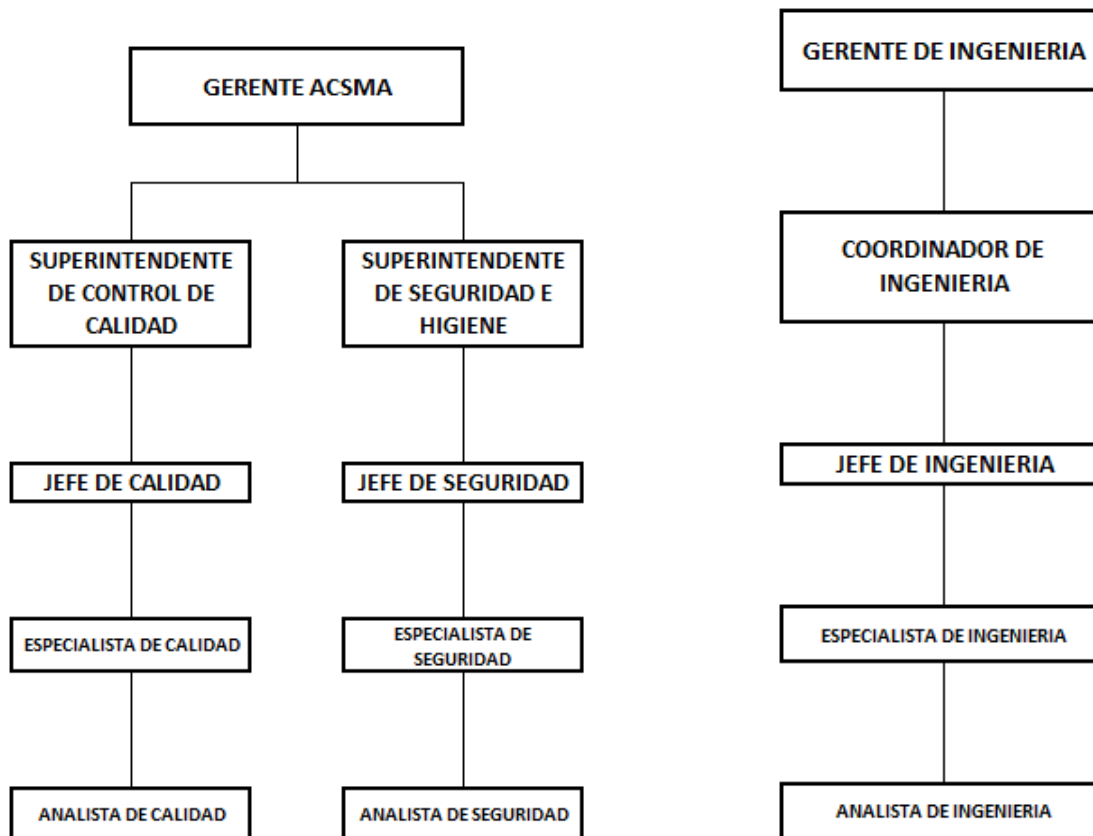
3.2 ORGANIGRAMA TECNICO ADMINISTRATIVO

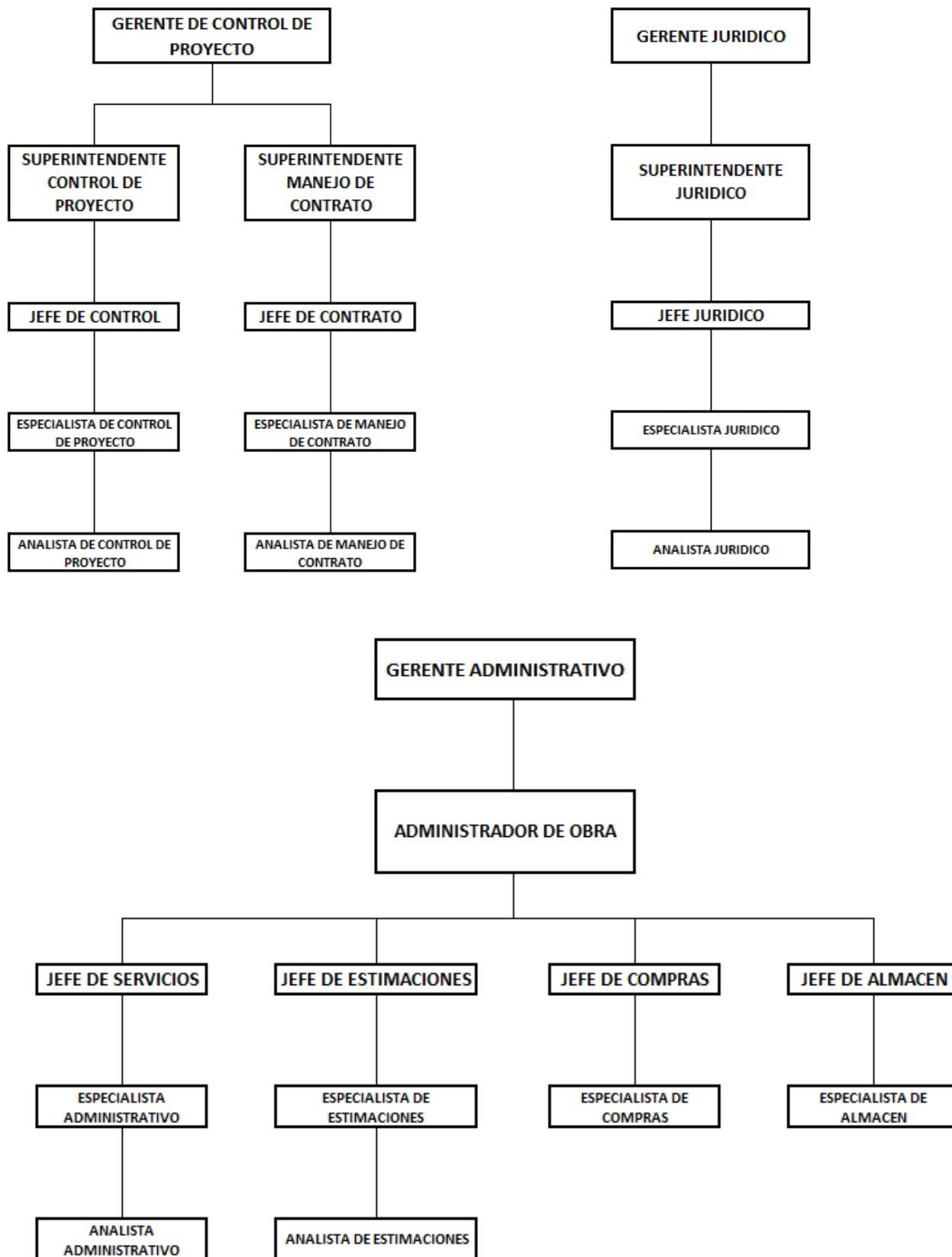
FIGURA 33. (Autoría propia).





*AC SMA (Aseguramiento de calidad, seguridad y medio ambiente).





3.3 PROFORMA DE UTILIZACION DE MAQUINARIA Y EQUIPO

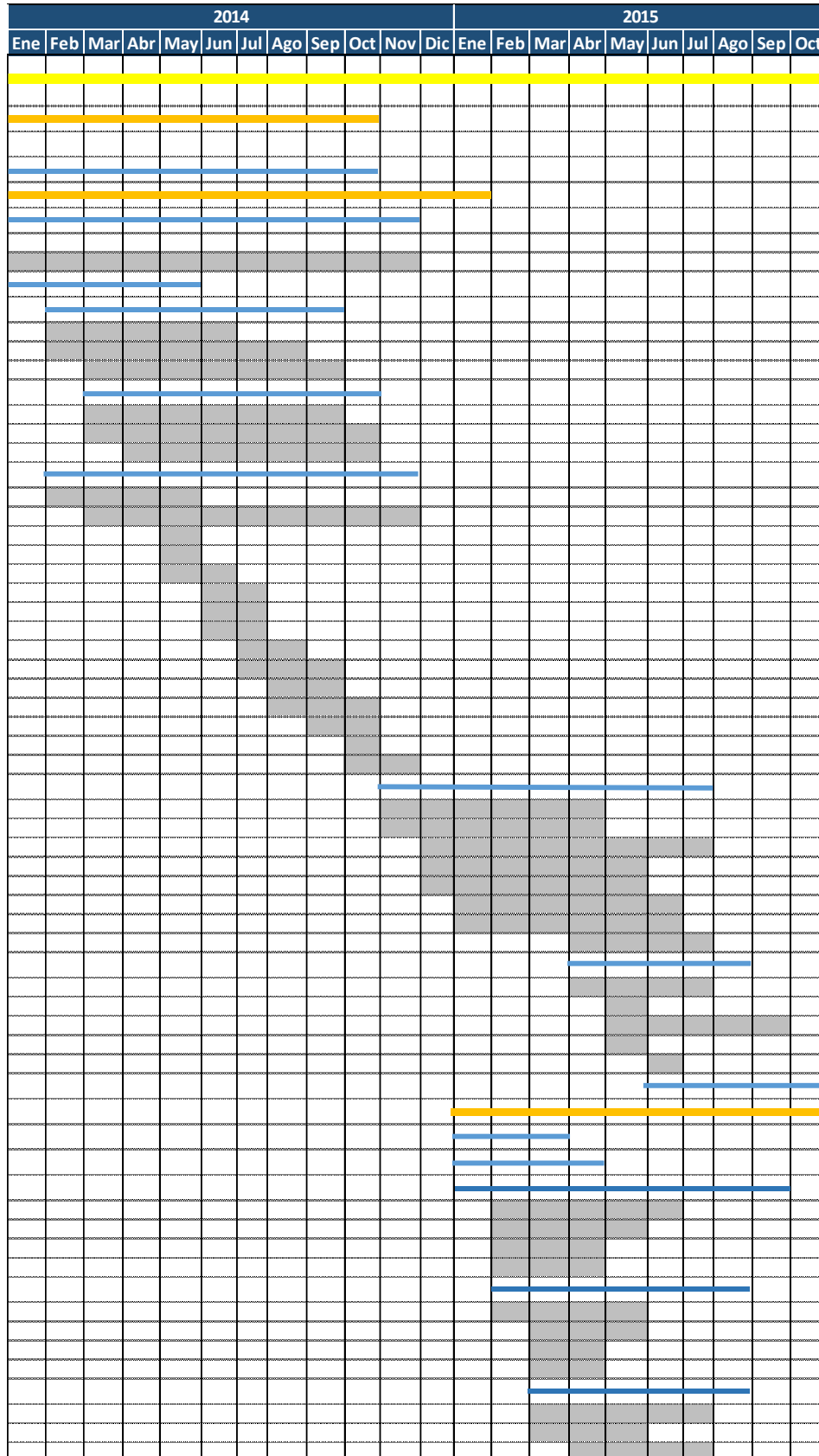
TABLA 29. (Autoría propia).

PRFORMA DE UTILIZACION DE MAQUINARIA Y EQUIPO POR MESES Y CANTIDADES PARA CADA FASE DE CONSTRUCCION																					
MAQUINARIA Y EQUIPO	2013		2014										2015						CANTIDAD TOTAL		
	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr		May	Jun
CONSTRUCCION DE PILAS DE CIMENTACION																					
Perforadora hidráulica Soilmecc SR-70	2	2	3	3	3	3	3														19
Perforadora hidráulica Bauer BG-28			1	1	1	1	1														5
Grúa sobre orugas Link-Belt LS-518	2	2	3	3	3	3	3														19
Grúa sobre orugas Liebherr LB-138			1	1	1	1	1														5
Ademe metálico Diam. 1.50 m Long. 10 m	1	1	1	1	1	1	1														7
Vibrohincador APE 400 150 Kg m	1	1	1	1	1	1	1														7
Centralinea Caterpillar C27 1050 hp	1	1	1	1	1	1	1														7
Desarenador Bauer	3	3	3	3	3	3	3														21
Mezcladora de Bentonita Bauer	2	2	2	2	2	2	2														14
Silo 80 t	1	1	1	1	1	1	1														7
Silo 60 t	1	1	1	1	1	1	1														7
Contenedor metálico 30 m3	5	5	5	5	5	5	5														35
Contenedor metálico 60 m3	1	1	1	1	1	1	1														7
Tina 120 m3	2	2	2	2	2	2	2														14
Tina 60 m3	9	9	9	9	9	9	9														63
Tinaco 25 m3	8	8	8	8	8	8	8														56
Bomba de lodos Gorman Rupp	5	5	7	7	7	7	7														45
Compresor	1	1	1	1	1	1	1														7
Pipa 40 m3	1	1	2	2	2	2	2														12
Cargador Caterpillar 966	1	1	1	1	1	1	1														7
Retroexcavadora Caterpillar 420e	1	1	3	3	3	3	3														17
Equipo electrógeno	1	1	3	3	3	3	3														17
Soldadora de combustión	1	1	3	3	3	3	3														17
DRAGADO																					
Excavadora Caterpillar 320C L			8	8																	16
Tractor Caterpillar D8 T			3	3																	6
Cargador Caterpillar 966			3	3																	6
Excavadora Caterpillar 330C L					5	5	5														15
Excavadora Caterpillar 385C L					5	5	5														15
Draga marina Morsa IHC Beaver 50							1	1													3
Draga marina Cachalote IHC Beaver 5020							1	1	1												3
Grúa sobre orugas Link-Belt LS-138									1	1	1										3
Bote de arrastre de 3 yardas									1	1											2
Hidrojet									1	1											2
Plataforma de pontones											1	1									2
Almeja de 3 yardas											1	1									2
Remolcador Landing Craft LCM-6											1	1									2
PROTECCION DE TALUD																					
Grúa sobre orugas Link-Belt hsl-238			1	1																	2
Vibrohincador APE 400 150 Kg m			1	1																	2
Centralinea Caterpillar C27 1050 hp			1	1																	2
Plataforma de pontones "T"					1	1	1	1	1	1	1										7
Barcaza Barge 15					1	1	1	1	1	1	1										7
Remolcador Landing Craft LCM-6			1	1	1	1	1	1	1	1											7
Grúa sobre orugas Link-Belt LS-138			2	2	2	2	2	2	2	2											14
Almeja de 3 yardas			2	2	2	2	2	2	2	2											14
Excavadora Caterpillar 330C L			2	1	1	1	1	1	1	1											8
Balancín			2	2	2	2	2	2	2	2											14
Grúa sobre orugas Link-Belt LS-518					2	2	2	2	2	2	2	2									16
GPS Trimble 4700					1	1	2	1	1	1	1	1	1								10
CONSTRUCCION DE PLATAFORMA																					
Grúa modelo DEMAG AC1600													1	1	1	1	1	1	1	1	6
Grúa sobre orugas Link-Belt LS-118													1	1	1	1	1	1	1	1	9
Grúa telescópica Groove RT650E													1	1	1	1	1	1	1	1	9
TOTAL DE EQUIPOS UTILIZADOS																			619		

3.4 PROGRAMA GENERAL DE LOS TRABAJOS POR WBS (ESTRUCTURA DESGLOSADA DEL TRABAJO)

TABLA 30. (Autoría propia).

WBS	NOMBRE	COMIENZO	DURACION DIAS	FIN	2012		2013											
					Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
LZ	PROGRAMA GENERAL DE INGENIERIA, PROCURACION Y CONSTRUCCION TEC II	06-nov-12	1,084	25-oct-15														
LZ.01	Ingeniería	06-nov-12	472	10-oct-14														
LZ.01.01	Diseño original	06-nov-12	215	14-ago-13														
LZ.01.02	Diseño actual	23-ago-13	251	10-oct-14														
LZ.02	Muelle	22-jul-13	350	28-ene-15														
LZ.02.01	Preliminares y Procuración	29-jul-13	295	21-nov-14														
LZ.02.01.01	Preliminares y Procuración Pilas	19-ago-13	4	23-ago-13														
LZ.02.01.02	Preliminares y Procuración Muelle	29-jul-13	295	21-nov-14														
LZ.02.02	Pilas	12-nov-13	125	05-may-14														
LZ.02.03	Descabezado y construcción de capiteles	08-feb-14	136	13-sep-14														
LZ.02.03.01	Excavación a la cota 2.3	08-feb-14	98	18-jun-14														
LZ.02.03.02	Descabezado	08-feb-14	121	11-ago-14														
LZ.02.03.03	Construcción de cabezales	05-mar-14	117	13-sep-14														
LZ.02.04	Dragado	07-mar-14	123	09-oct-14														
LZ.02.04.01	Excavación de cota 0.7 a -7.30m	07-mar-14	116	15-sep-14														
LZ.02.04.02	Dragado	31-mar-14	161	07-oct-14														
LZ.02.04.03	Excavación Dentellón	25-abr-14	86	09-oct-14														
LZ.02.05	Protección del talud	24-feb-14	161	24-nov-14														
LZ.02.05.01	Suministro del 0.3 de Material	24-feb-14	69	27-may-14														
LZ.02.05.02	Suministro del 0.7 de Material	07-mar-14	151	24-nov-14														
LZ.02.05.03	Protección del talud cad. 50m	07-may-14	11	20-may-14														
LZ.02.05.04	Protección del talud cad. 100m	15-may-14	11	29-may-14														
LZ.02.05.05	Protección del talud cad. 150m	29-may-14	11	11-jun-14														
LZ.02.05.06	Protección del talud cad. 200m	03-jun-14	14	01-jul-14														
LZ.02.05.07	Protección del talud cad. 250m	09-jun-14	15	09-jul-14														
LZ.02.05.08	Protección del talud cad. 300m	18-jun-14	15	17-jul-14														
LZ.02.05.09	Protección del talud cad. 350m	07-jul-14	15	08-ago-14														
LZ.02.05.10	Protección del talud cad. 400m	15-jul-14	15	01-sep-14														
LZ.02.05.11	Protección del talud cad. 450m	06-ago-14	16	09-sep-14														
LZ.02.05.12	Protección del talud cad. 500m	13-ago-14	16	02-oct-14														
LZ.02.05.13	Protección del talud cad. 550m	01-sep-14	19	10-oct-14														
LZ.02.05.14	Protección del talud cad. 600m	02-oct-14	13	18-oct-14														
LZ.02.05.15	Protección del talud cad. 650m	09-oct-14	14	04-nov-14														
LZ.02.06	Superestructura	08-nov-14	260	26-jul-15														
LZ.02.06.01	Trabe lado tierra	18-nov-14	141	07-abr-15														
LZ.02.06.02	Trabe lado mar	28-nov-14	141	17-abr-15														
LZ.02.06.03	Trabes Transversales, Longitudinales, Secundarias	08-dic-14	211	07-jul-15														
LZ.02.06.03.01	Fabricación	18-dic-14	154	21-may-15														
LZ.02.06.03.02	Montaje	28-dic-14	141	17-may-15														
LZ.02.06.04	Nodos	07-ene-15	150	06-jun-15														
LZ.02.06.05	Prelosas	17-ene-15	150	16-jun-15														
LZ.02.06.06	Losa de rodamiento	25-abr-15	93	26-jul-15														
LZ.02.07	Accesorios del muelle	15-abr-15	124	16-ago-15														
LZ.02.07.01	Bitas, defensas y escalerillas	25-abr-15	92	26-jul-15														
LZ.02.07.02	Toperas Grua	05-may-15	2	07-may-15														
LZ.02.07.03	Colocación de riel	15-may-15	113	04-sep-15														
LZ.02.07.04	Boya	25-may-15	5	30-may-15														
LZ.02.07.05	Rejilla	04-jun-15	1	05-jun-15														
LZ.02.08	Galería de contención	14-jun-15	117	09-oct-15														
LZ.03	Edificación y Patios	12-ene-15	286	24-oct-15														
LZ.03.01	Preliminares y Procuración	17-ene-15	73	30-mar-15														
LZ.03.02	Patio de Contenedores	22-ene-15	73	04-abr-15														
LZ.03.02.01	Etapa I	27-ene-15	246	29-sep-15														
LZ.03.02.01.01	Patio de Contenedores (3 Stacks)	01-feb-15	134	14-jun-15														
LZ.03.02.01.02	Patio de Contenedores vacíos	06-feb-15	92	08-may-15														
LZ.03.02.01.03	Vialidad Muelle	11-feb-15	54	06-abr-15														
LZ.03.02.01.04	Edificio administrativo	16-feb-15	246	19-oct-15														
LZ.03.02.02	Etapa II	21-feb-15	162	02-ago-15														
LZ.03.02.02.01	Patio de Contenedores (2 Stacks)	26-feb-15	93	30-may-15														
LZ.03.02.02.02	Garita de Entrada y de Salida	03-mar-15	69	11-may-15														
LZ.03.02.02.03	Edificio OCR	08-mar-15	51	27-abr-15														
LZ.03.02.02.04	Edificio de asistencia al conductor	13-mar-15	44	26-abr-15														
LZ.03.02.03	Etapa III	18-mar-15	144	08-ago-15														
LZ.03.02.03.01	Patio de Contenedores (3 Stacks)	23-mar-15	105	06-jul-15														
LZ.03.02.03.02	Patio de Contenedores vacíos	28-mar-15	57	23-may-15														
LZ.03.02.03.03	Patio Intermodal - Acceso	02-abr-15	104	14-jul-15														



WBS	NOMBRE	COMIENZO	DURACION DIAS	FIN	2012		2013																	
					Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic						
LZ.03.02.04	Etapa IV	07-abr-15	129	14-ago-15																				
LZ.03.02.04.01	Patio de Contenedores (3 Stacks)	12-abr-15	129	19-ago-15																				
LZ.03.02.04.02	Sanitario De Estibadores	17-abr-15	53	09-jun-15																				
LZ.03.02.05	Etapa V	22-abr-15	158	26-sep-15																				
LZ.03.02.05.01	Sistemas	27-abr-15	4	01-may-15																				
LZ.03.02.05.02	Pavimentos	02-may-15	37	08-jun-15																				
LZ.03.02.05.03	Caseta de Guardia Tipo A y B	07-may-15	26	02-jun-15																				
LZ.03.02.05.04	Edificio de Aduana	12-may-15	77	28-jul-15																				
LZ.03.02.05.05	Parada de Autobus	22-may-15	15	06-jun-15																				
LZ.03.02.05.06	Edificio de Almacen	01-jun-15	137	15-oct-15																				
LZ.03.02.06	Etapa VI	11-jun-15	136	25-oct-15																				
LZ.03.02.06.01	Patio Intermodal	21-jun-15	110	08-oct-15																				
LZ.03.02.06.02	Taller de Mantenimiento y Reparacion	01-jul-15	97	06-oct-15																				
LZ.03.02.06.03	Estación de combustible	11-jul-15	99	18-oct-15																				
LZ.03.02.06.04	Malla Perimetral	26-jul-15	92	25-oct-15																				

2014												2015											
Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct		

IV

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

4.1 PILAS DE CIMENTACION

4.1.1 DEFINICIONES

PILA. - Elemento de cimentación profunda colado en sitio, que transmite el peso y las cargas de la superestructura al subsuelo.

ADEMADO. - Acción de contener las paredes de la perforación de la pila, por medio de un ademe metálico y lodos bentoníticos.

ADEME METÁLICO RECUPERABLE. - Tubo de acero con diámetro ligeramente mayor que el de la perforación de proyecto.

HINCADO DE ADEME. - Acción de introducir un ademe metálico dentro del terreno natural, utilizando Vibrohincador.

4.1.2 RESPONSABILIDADES DEL PERSONAL TECNICO ADMINISTRATIVO

El gerente y el superintendente de construcción fueron los responsables de la correcta implantación y cumplimiento del procedimiento constructivo, vigilando que el personal a su cargo realizara las actividades consideradas de una manera planeada para conseguir la calidad establecida y apegándose estrictamente a las normas de seguridad laboral aplicables.

El jefe de obra de construcción, fue responsable de verificar que se llevaran a cabo todos y cada uno de los pasos indicados en el siguiente procedimiento, y registrar las inspecciones realizadas en los formatos particulares de cada actividad, también fue responsable de conciliar con la supervisión los trabajos ejecutados, y entregar los soportes de generadores para la elaboración de la estimación; además fue responsable del retiro de los desechos sólidos que se generen durante los trabajos, llevándolos a los lugares autorizados. Tuvo así mismo, la responsabilidad de asegurar que se cumplan durante el proceso, todas y cada una de las normas de seguridad.

El jefe de topografía fue el responsable de la realización del trazo definitivo y conciliación con supervisión para la ubicación y construcción de pilas, así como el monitoreo continuo para asegurar la posición y verticalidad de cada pila.

El jefe de obra y el jefe de topografía estuvieron en constante comunicación para que en caso de que se observara alguna desviación en el trazo o verticalidad de alguna pila, esta fuera corregida de inmediato, en caso de que por alguna razón no se pudiera corregir la desviación de cualquier pila, el jefe de topografía debía reportarlo de inmediato por escrito al superintendente de construcción, para que conjuntamente se diera la solución correspondiente; en caso necesario el Superintendente convocaría una reunión con al área de ingeniería para buscar la solución más adecuada.

El responsable de maquinaria fue el encargado de suministrar las máquinas necesarias para la ejecución de las pilas, en perfecto estado de funcionamiento mecánico, hidráulico y electrónico. Fue responsable de que se llevara a cabo el mantenimiento rutinario, preventivo y correctivo de los equipos, así como de las condiciones de seguridad de los mecanismos de izaje de las máquinas. Tuvo la responsabilidad así mismo, del manejo (recolección, transporte, almacenamiento y disposición final) de los residuos peligrosos generados por las actividades del mantenimiento preventivo, correctivo y de trabajo de la maquinaria y equipo.

4.1.3 ANTECEDENTES AL INICIO DE LOS TRABAJOS

Anticipadamente se debieron tener elaborados y aprobados por la supervisión, los procedimientos técnicos constructivos particulares del proyecto, liberadas las áreas de trabajo de interferencias aéreas y/o subterráneas, y habilitados los accesos a los sitios de trabajo para el paso de las plataformas en las que llegarán los equipos; y el terreno en donde se construyeron las pilas, debió quedar sensiblemente plano, para que se pudiera trabajar adecuadamente con los equipos de perforación y colado.

Se debió elaborar un check list de todos los elementos necesarios para la construcción de las pilas y verificarlo exhaustivamente.

Se debieron efectuar los análisis de estabilidad de las pilas, utilizando para ello la combinación de ademes y lodos, y difundir a todo el personal involucrado en el procedimiento de construcción de pilas los parámetros de densidad y viscosidad de los lodos bentoníticos, y el nivel superior mínimo del lodo dentro de las perforaciones.

Las características del lodo bentonítico fueron las siguientes:

TABLA 31. Parámetros recomendados para el lodo bentonítico. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (5).”

Parámetro	Valor
Densidad	1.05 gr/cm ³ a 1.15 gr/cm ³
Viscosidad en cono Marsh	30 a 70 seg
Contenido de arena máximo	3% en los depósitos; 8% antes del vaciado del concreto.
Cake	2 a 3 mm
Volumen de agua libre	30 ml máximo
pH	7 a 9.5

Se elaboró un plan de inspecciones para la verificación de las actividades, de tal manera que se programaron, conciliaron y autorizaron cada una de las etapas de construcción de acuerdo con los resultados obtenidos inicialmente.

Se habilitó el armado de acero de refuerzo de las pilas, antes de iniciar la perforación correspondiente, apeándose a las normas, planos, procedimientos y especificaciones.

Fue importante que al inicio de los trabajos se divulgara y capacitara al personal con relación al contenido del procedimiento constructivo de pilas, conforme al procedimiento general de capacitación, concientización y competencia.

Antes de iniciar los trabajos, se debió tener autorizado para construcción el proyecto definitivo de la cimentación profunda a base de pilas.

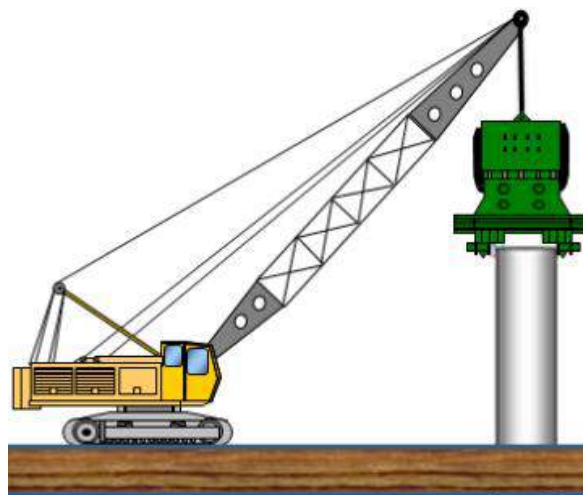
Todo el personal que participo en estos trabajos debió contar con el siguiente equipo de seguridad como mínimo: casco de protección, zapatos o botas de trabajo y guantes para maniobrista.

4.1.4 PERFORACION

El personal de topografía de la obra localiza y posiciona el punto exacto en donde se construye la pila, posteriormente y antes de iniciar la perforación, se ubican estacas de varilla por fuera del perímetro de la pila, con el fin de tener referencias y cuidar siempre el centro de la perforación.

Se realiza una perforación de 2 m como guía del ademe metálico. Se procede a la colocación y al hincado del ademe metálico, esta actividad se realiza con el Vibrohincador APE 400 Súper Kong con la ayuda de una grúa Link-Belt LS-518 de 136 t., esto se realiza hincando un tramo de ademe de 10 m, dejando por arriba del nivel de la perforación 0.5 m, posteriormente se perforan los 9.5 m ya protegidos con el ademe metálico. En caso de que por la densidad del subsuelo no penetren los 9.5 m completos, se perfora por el interior hasta la profundidad de hincado.

FIGURA 34-35 Hincado de ademe metálico. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (6).”



Una vez hincado el ademe a la profundidad que permite el terreno y si esta es menor a la profundidad de proyecto, se procedió a continuar la perforación por el interior del ademe utilizando una broca o un bote de perforación con el diámetro de proyecto, que, al girar en sentido directo, actúa sobre el material empacándolo dentro de él, esto se realiza utilizando lodo bentonítico con las características descritas en la tabla del apartado anterior, hasta el nivel de desplante del proyecto.

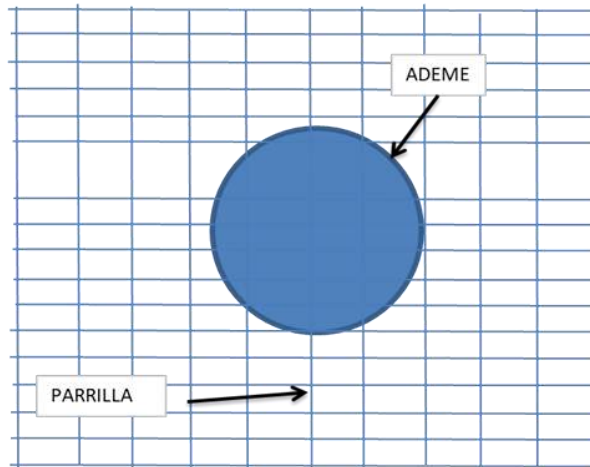
Si es el caso que durante la perforación se encuentre roca, para realizar esta perforación se utilizó un trepano, broca para roca y bote corona.

La Perforadora Bauer BG28 o similar, viene equipada con una pantalla de control en la cabina del operador en la cual se puede ajustar la verticalidad y verificar la profundidad de perforación, también cuenta con sensores automáticos en los gatos del mástil, los cuales corrigen en forma automática la verticalidad.

Posterior a la colocación del ademe se procedió a colocar una parrilla de rejilla tipo irving en un área de 6 m x 6 m para seguridad del personal.

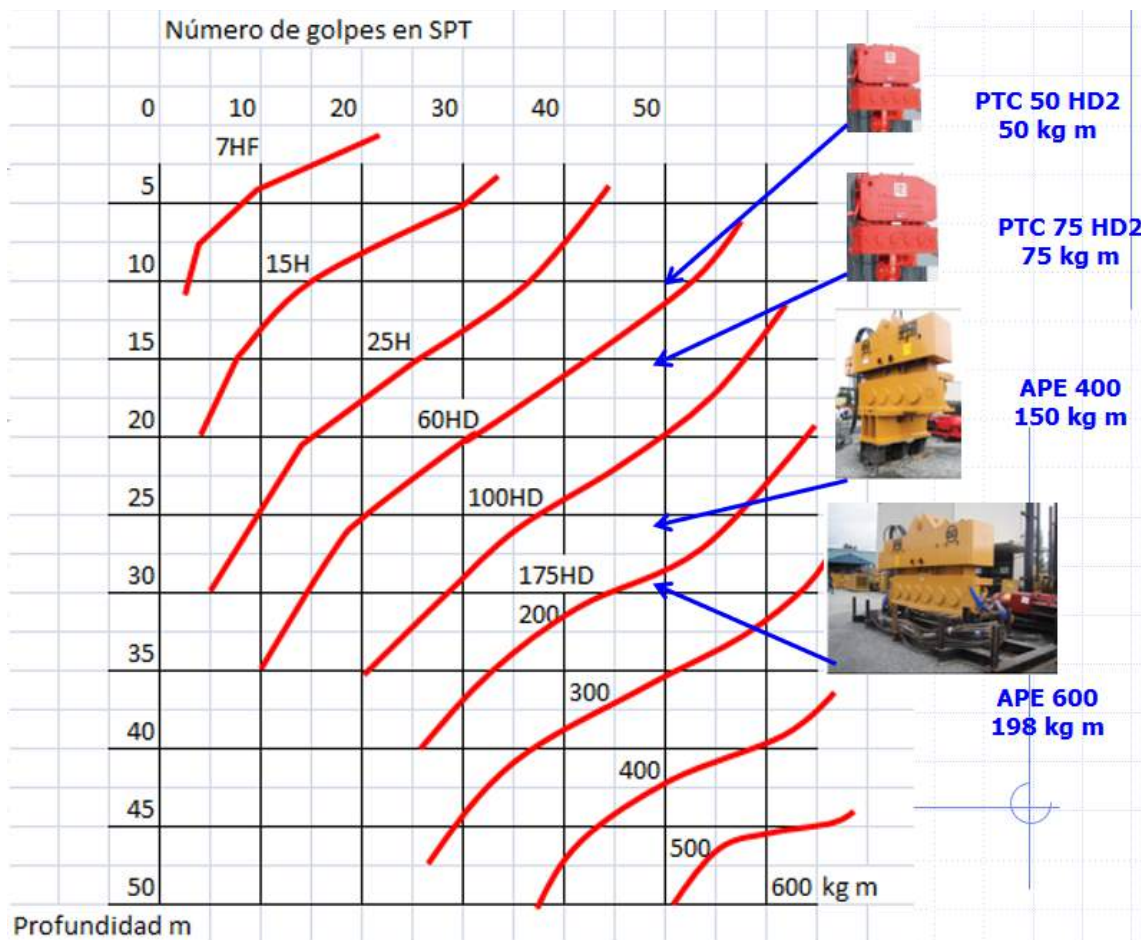
FIGURA 36-37. Dispositivo de seguridad para plataforma de trabajo del personal. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (7).”





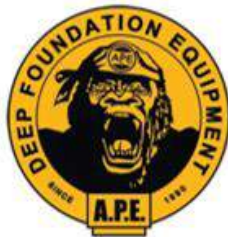
4.1.4.1 SELECCION DEL VIBROHINCADOR

FIGURA 38. Gráfico para selección del Vibrohincador. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (8).”



De acuerdo con el grafico anterior se eligió el modelo APE 400 de 150 kg m considerando el número de golpes en la prueba SPT a profundidades variables.

FIGURA 39-40. Vibrohincador APE 400 Super Kong. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (9).”



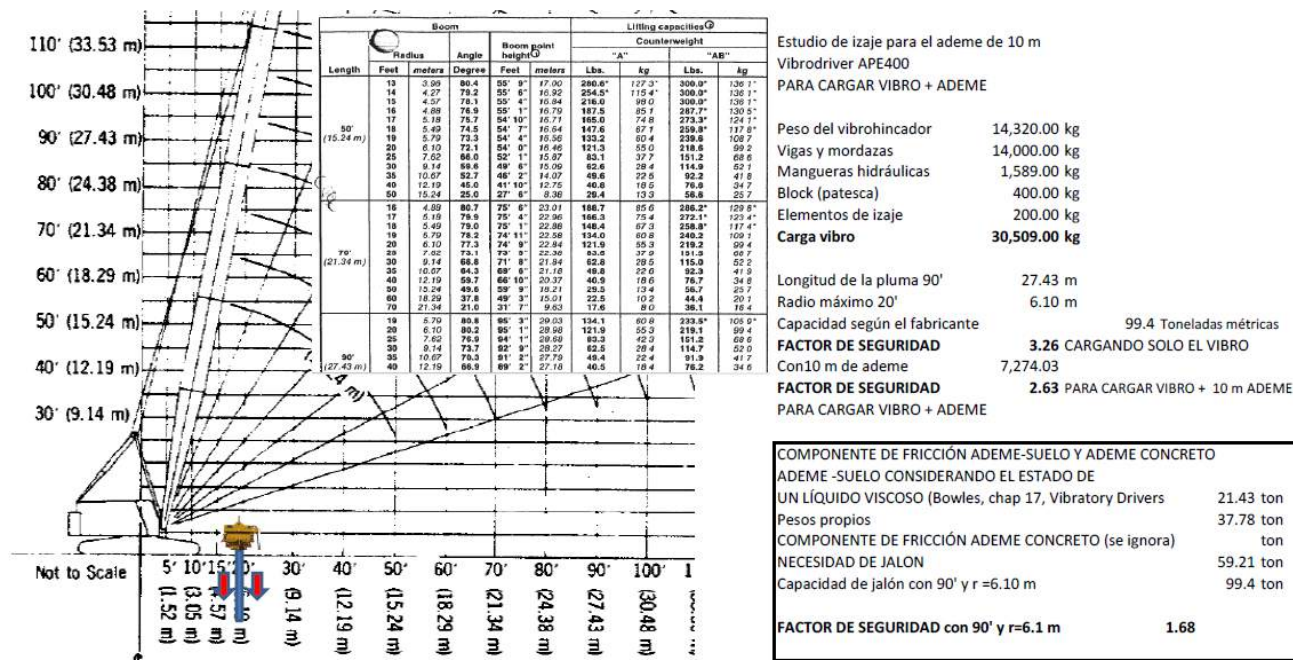
APE Model Vibratory Driver Extractor
 The Worlds Largest Provider of
 Foundation Construction Equipment



SPECIFICATIONS	DATA
Eccentric Moment	13,000 in-lbs (149.78 kgm)
Drive Force	361 tons (3,212 kN)
Frequency Maximum (VPM)	0 - 1,400 vpm
Max Line Pull	234 tons (2,082 kN)
Max Bare Hammer Weight	31,570 lbs (14,320 kg)
Throat Width	33.00 in (84 cm)
Length	141.00 in (358 cm)
Height w/o Clamp	88.50 in (225 cm)

4.1.4.2 ESTUDIO DE IZAJE PARA VIBROHINCADOR Y RETIRO DE ADEME RECUPERABLE

FIGURA 41. Gráfico para selección de grúa. "ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (10)."



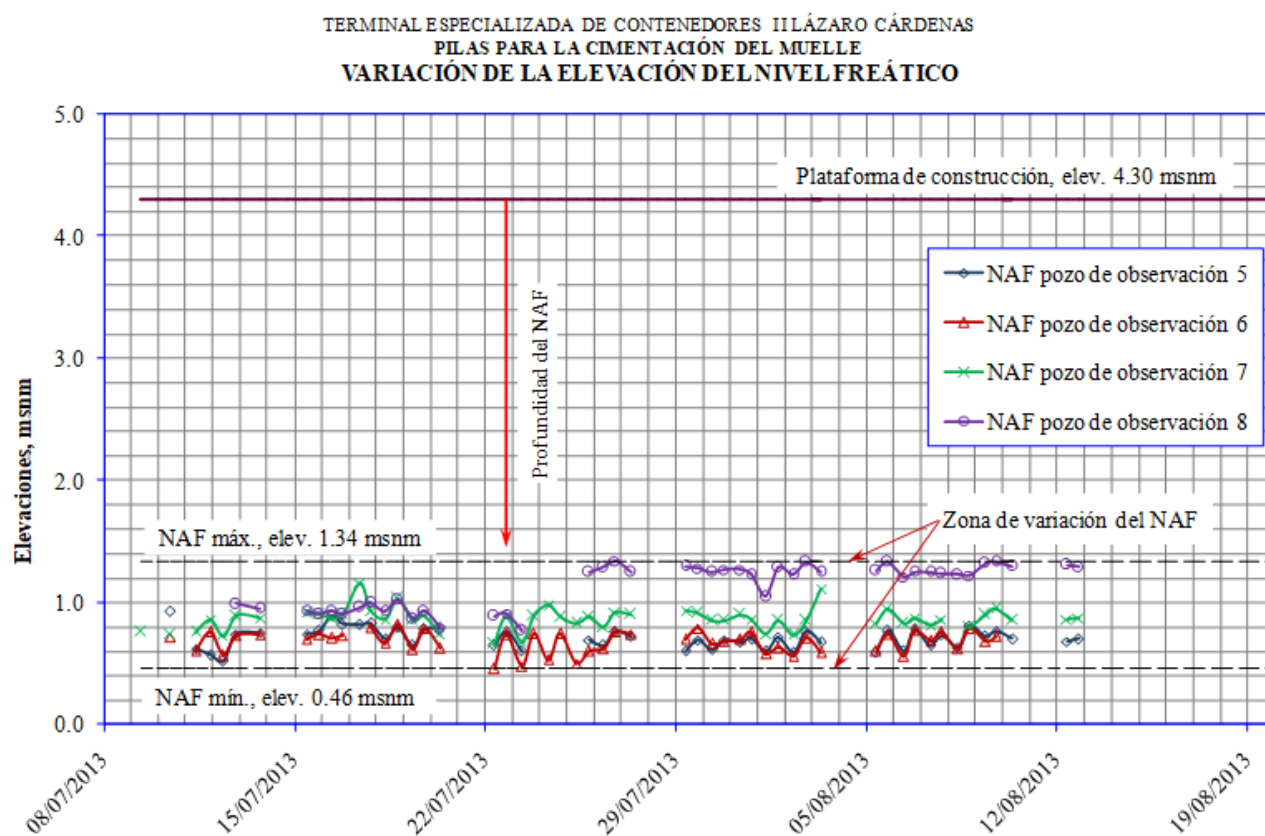
Durante el proceso de perforación al interior del ademe, y conforme se avance en la perforación, se debe colocar lodo bentonítico. El nivel del lodo, en función de la profundidad de perforación, se debe mantener rebozando el ademe.



Durante todo el proceso de perforación, se debe monitorear las propiedades o características del lodo bentonítico.

A partir de límite inferior del ademe metálico, la perforación se continua hasta la profundidad de desplante, ademando la excavación con lodo bentonítico, manteniendo en todo momento por lo menos en la elevación +4.30 m de acuerdo con el siguiente estudio realizado:

FIGURA 42. Gráfico de pozos de observación del nivel de aguas freáticas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (11).”

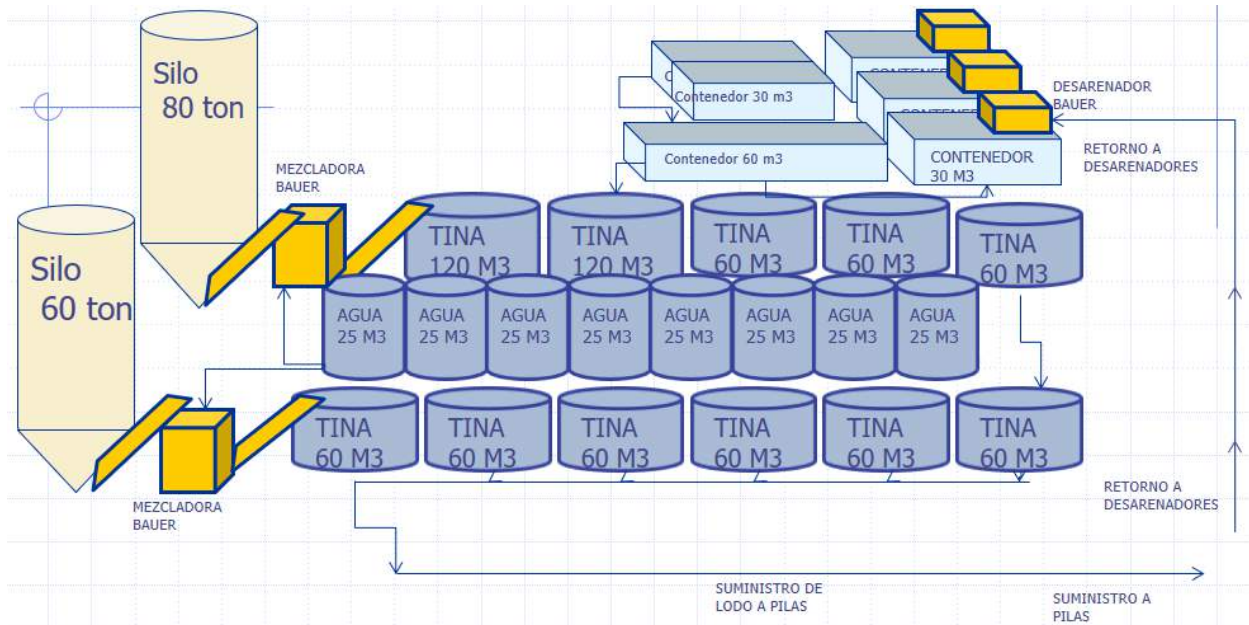


NOTA: la variación que se registra en los pozos de observación en operación indica una **profundidad máxima del nivel freático igual a 3.84 m** y una **profundidad mínima igual a 2.96 m**, con respecto a la plataforma de construcción de las pilas (elev. 4.30 msnm). Se debe tener en cuenta que cuanto menos profundo se encuentre el NAF, mayor será el riesgo durante la construcción de las pilas, lo que deberá manejarse mediante los niveles y características del lodo bentonítico de ademe.

4.1.4.3 FABRICACION DE LODO BENTONITICO

Para la fabricación de lodos se dispuso de una planta con capacidad de producción de 1,000 m³ para cubrir con el doble de la necesidad de volumen de pilas a perforar con las siguientes características:

FIGURA 43-44. Gráfico de pozos de observación del nivel de aguas freáticas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (11).”



LAS PROPIEDADES FÍSICAS DEL LODO EN LOS DEPÓSITOS DEBIAN SER:
VISCOSIDAD 30 A 70 SEGUNDOS
DENSIDAD: 1.05 A 1.07gr/cm3
CONTENIDO DE ARENA 3% depósitos; 8% antes del colado



4.1.4.4 CALCULO DEL FACTOR DE SEGURIDAD PARA ASEGURAR LA ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION CON LODO.

FIGURA 45. Gráfico para obtención del factor de seguridad del lodo bentonítico. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (12).”

$$FS = \frac{(\gamma_L n - \gamma_w m) [N_\phi]^2}{\gamma_L F_2 - (\gamma_L n - \gamma_w m) N_\phi}$$

Donde:

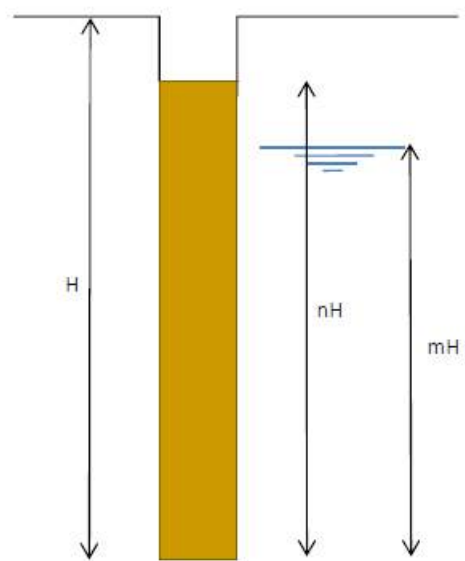
- γ_L , peso volumétrico del lodo.
- γ , peso volumétrico del suelo.
- γ_w , peso volumétrico del agua.
- γ' , peso volumétrico sumergido del suelo.
- ϕ , ángulo de fricción interna del suelo.

$$F_2 = 1 - m(1 - \gamma'/\gamma) \quad N_\phi = \tan[(45 + \phi/2)^2]$$

naf=	3		
N. Lodo=	0		
m=	0.940	$\gamma_w =$	1.02 t/m ³
n=	1.000	$\gamma' =$	0.9 t/m ³
H=	50 m	$\phi =$	40 °
$\gamma_L =$	1.06 t/m ³	$F_2 =$	0.51
$\gamma =$	1.9 t/m ³	$N_\phi =$	4.60

FS= **1.5** Es admisible

Adicionalmente, se recomienda hacer uso de barita y arcilla atapulgita.



Referencia:

- "Manual de Cimentaciones Profundas", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C. 2001.

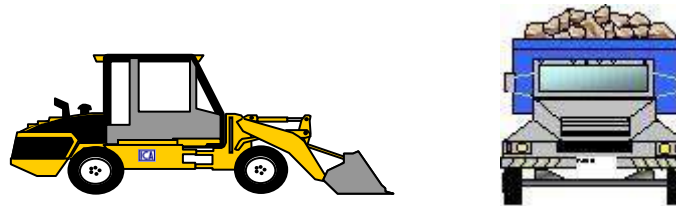
Finalmente y antes de colocar el acero de refuerzo, se verifica que el fondo de la perforación esté libre de azolve, limpiando el fondo con el bote de perforación, se verifica con la pantalla del equipo de perforación y se corrobora con una sonda la profundidad final de la pila, se toma una muestra del lodo a 1.0 m del fondo de la pila; es importante que los datos obtenidos del lodo bentonítico cumplan con lo estipulado en la tabla del apartado anterior ; en su caso regenerar el lodo bentonítico.

Cada vez que por necesidades del trabajo una persona tenga que acercarse al borde de la pila perforada, esta debe portar un arnés de seguridad y estar asegurado por una línea de vida sujeta a la

draga o a otro elemento fijo capaz de sostener el peso de la persona.

Al termino de las actividades de perforación, el material extraído fue retirado del sitio de trabajo, transportándolo al tiro autorizado.

FIGURA 46-47. Carga y acarreo del material de rezaga. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (13).”



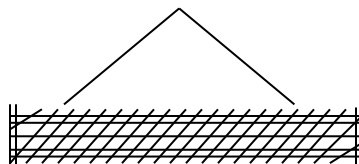
4.1.5 COLOCACION DEL ARMADO

Una vez terminada la perforación de cada pila, libre de azolves y con el lodo dentro de especificaciones, se colocó dentro de éste el acero de refuerzo previamente habilitado, utilizando para ello una grúa LS 518, la cual también se utiliza en el colado de las pilas.

El armado se colocó en un solo tramo y debió estar previamente habilitado en superficie conforme al proyecto.

El encargado del frente de construcción de pilas, periódicamente debió revisar el equipo y herramienta que se utilizó, para que se encuentren en buen estado de uso, tales como: grúas, estrobos, cables de acero y manila, grilletes, etc.

FIGURA 48. Esquema izaje de armados de acero. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (14).”



El armado de acero de refuerzo debe permitir su manejo y depende de la longitud y peso de este. El izaje debe realizarse estrobándolo adecuadamente, con el fin de que no experimente algún desprendimiento del elemento de izaje y que su descenso dentro de la perforación sea centrado, así mismo, los tubos de acero instalados para posterior monitoreo de la heterogeneidad del concreto de la pila deben permanecer en todo momento firmemente sujetos al armado de acero.

FIGURA 49. Armado de jaulas de acero. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (14).”



Antes de realizar la maniobra, el encargado revisa el área donde se llevará a cabo, para evitar daños al personal, equipos de trabajo, vehículos, maquinaria o instalaciones.

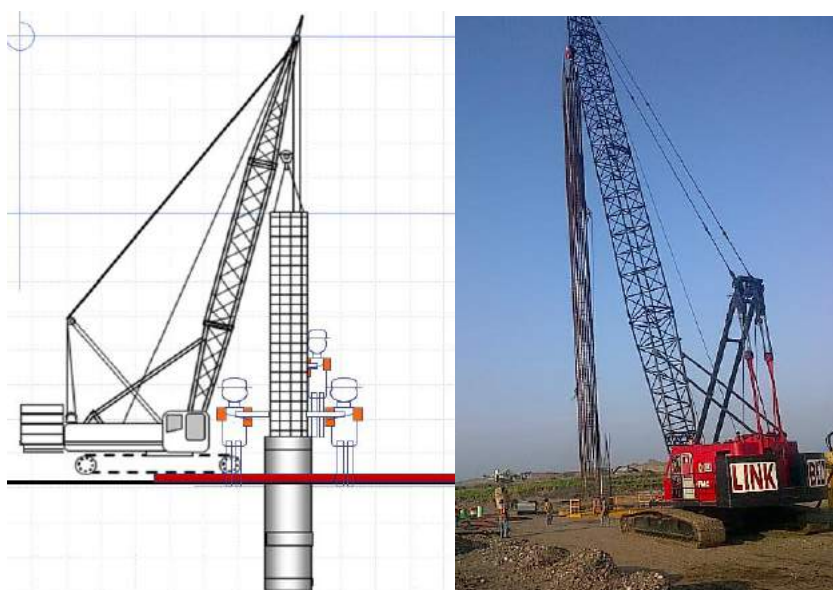
Solamente una persona se encarga de hacer las señales al operador de la grúa.

No se permite la maniobra si existen personas, vehículos, equipos y maquinaria que puedan quedar debajo del armado.

En la cara exterior del acero de refuerzo, se colocan separadores de concreto o plástico, para garantizar el recubrimiento de concreto especificado.

Se aseguran todos los traslapes y otros elementos incluidos en el armado, dentro de sus ubicaciones mostradas en los planos constructivos, con el fin de no dañarlos o desplazarlos durante la instalación del armado o durante el colado.

FIGURA 50-51. Gráfico de pozos de observación del nivel de aguas freáticas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (15).”



Para cumplir con el recubrimiento de concreto indicado en el proyecto de las pilas se colocaron guías o separadores construidos de acero de refuerzo liso o espaciadores de concreto o plástico.

FIGURA 52. Imágenes de separadores de concreto y plásticos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (16).”



4.1.6 COLOCACION DE CONCRETO

Teniendo colocado el acero de refuerzo dentro de la pila, se procedió a colocar la tubería tremie de 10" Ø debidamente limpia. Se coloca el concreto tan pronto como sea posible.

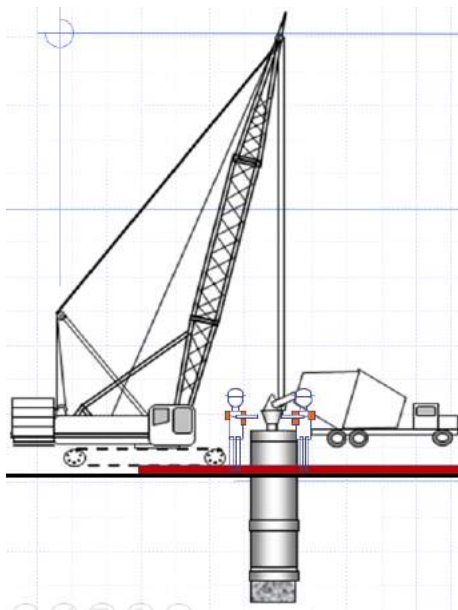
FIGURA 53-54. Colocacion de la tubería tremie. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (17).”



Utilizando únicamente una línea de tubería tremie centrada en el área transversal de la pila, esta se deja a 50 cm del fondo de la perforación para iniciar con el colado, se colocó en la tubería un balón

de látex para evitar la contaminación del concreto cuando se vacía directo de la olla revolvedora dentro del cono receptor de la tubería, y durante el colado se debe tener mucho cuidado en mantener ahogada la tubería tremie un mínimo de 1.50 m dentro del concreto, para evitar segregación y contaminación. Para garantizar que el acero no se mueva de manera ascendente durante el proceso de colado, se realizan cortes de tubería tremie, desacoplando tramos de esta, en los momentos oportunos, cuidando siempre que la tubería tremie este ahogado dentro del concreto un mínimo de 1.50 m; para ello se llevó un registro numérico y gráfico de los niveles teórico y real del concreto, así como la posición del extremo inferior de la tubería tremie.

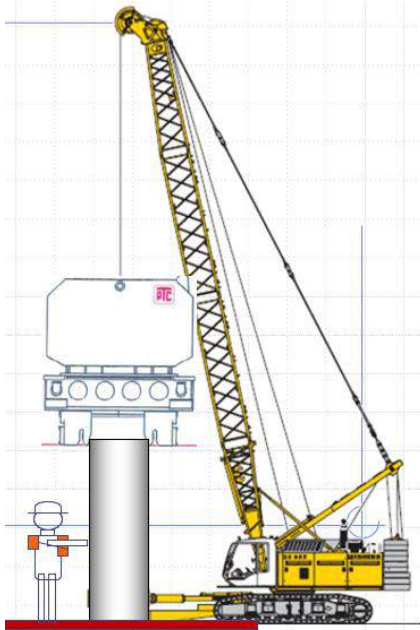
FIGURA 55-56. Colocación de concreto. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (18).”



El colado de la pila debe ser continuo, manteniendo un nivel horizontal del concreto a lo largo del colado, para que después que se haga el descabece del concreto contaminado, se produzca una conexión adecuada entre la pila y la losa de cimentación, el cabezal, o la continuación de la columna.

El colado de la pila se efectúa en una sola operación considerando para ello que el concreto tendrá una permanencia mínima de 6 horas; posteriormente se procedió a extraer el ademe metálico con ayuda del Vibrohincador APE 400, Super Kong. La extracción se efectúa en su totalidad, para lo cual se emplea la grúa de 136 t con 90 pies de pluma y el radio máximo de 6.00 m.

FIGURA 57-58. Retiro del ademe metálico posterior a la colocación del concreto. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (19).”

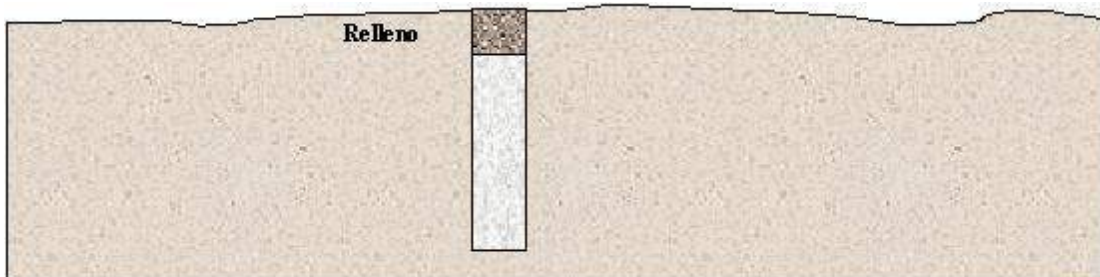


Una vez que el concreto tiene el nivel de proyecto, se corroboró el nivel utilizando una sonda o referencias externas, y se procedió de inmediato a extraer y lavar el total de la tubería tremie y del ademe, para evitar que fragüe el concreto en su interior.

El volumen del ademe y oquedades por detrás de este, fueron sustituidos por concreto, por lo cual, para que este no descienda demasiado del nivel de proyecto, se dejó la tubería Tremie embebida, y se colocó el ajuste de concreto necesario, en caso de requerirlo.

Después del fraguado inicial del concreto, y en el caso de que el nivel superior del concreto quede por debajo del nivel de terreno correspondiente a la plataforma de trabajo, se relleno la parte superior de la pila con material seco para evitar que alguna persona o equipo caigan dentro.

FIGURA 59. Relleno de pilas a nivel de plataforma de trabajo. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (20).”



4.1.7 TOLERANCIAS

Tolerancias verticales. - La tolerancia de plomeo para la pila no excedió el 2% de la profundidad de perforación.

Tolerancias horizontales. - La variación del centro de la parte superior de la pila se limitó a una dimensión lateral de 0.1D del centro teórico.

4.1.8 RECURSOS

4.1.8.1 MANO DE OBRA

Una brigada de perforación está constituida por:

- Un operador especializado de perforadora hidráulica.
- Un maniobrista.

Una brigada para la colocación del armado y colado de pilas está constituida por:

- Un operador especializado de grúa.
- Un cabo de oficios.
- Tres maniobristas.

Para los servicios generales:

- Un soldador.
- Un chofer.

Una brigada para el hincado de ademe metálico constituida por:

- Un operador especializado de grúa
- Soldador.
- Maniobrista.
- Operador de martillo Vibrohincador.

4.1.8.2 MAQUINARIA Y EQUIPO

- Grúa LS 518 de al menos 136 t.
- Perforadora Bauer BG28 o similar.
- Camioneta estacas.
- Mezcladora de lodos Bauer MAT
- Soldadora de combustión Lincoln SAE 300.
- Un lote de herramientas de perforación brocas y botes de perforación.
- Desarenadores BAUER B100 o equivalentes

4.1.8.3 MATERIALES

- Concreto Estructural $F'c= 400 \text{ Kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo $F'y= 4200 \text{ Kg/cm}^2$
- Bentonita sódica
- Barita
- CMC
- Agua de calidad apropiada para la elaboración de lodos.

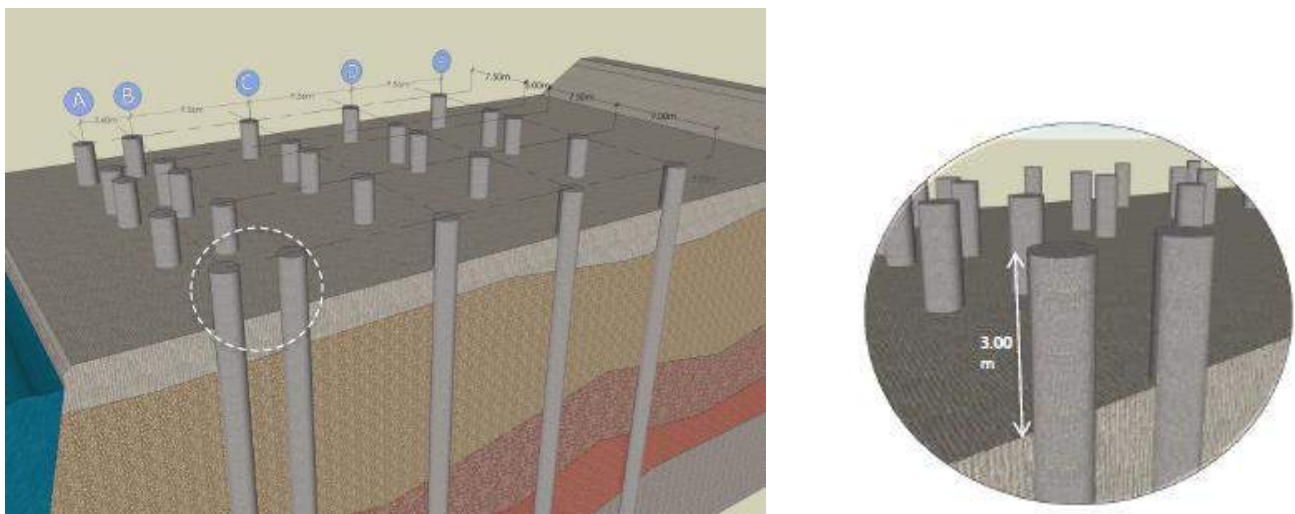
El rendimiento promedio de las pilas fue de una por jornal y por equipo de perforación.

4.2 CAPITELES

4.2.1 EXCAVACION

Una vez construidas las pilas se realiza una primera excavación de 3 metros, es decir se retira material comprendido entre las cotas +5.0 y +2.0 tal y como se indica en la siguiente figura:

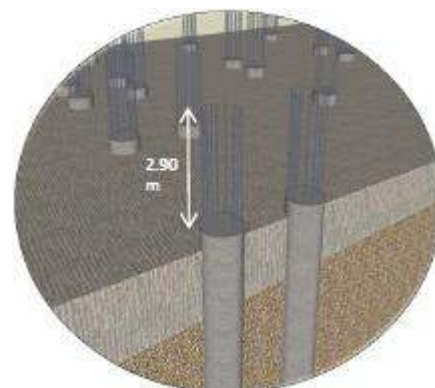
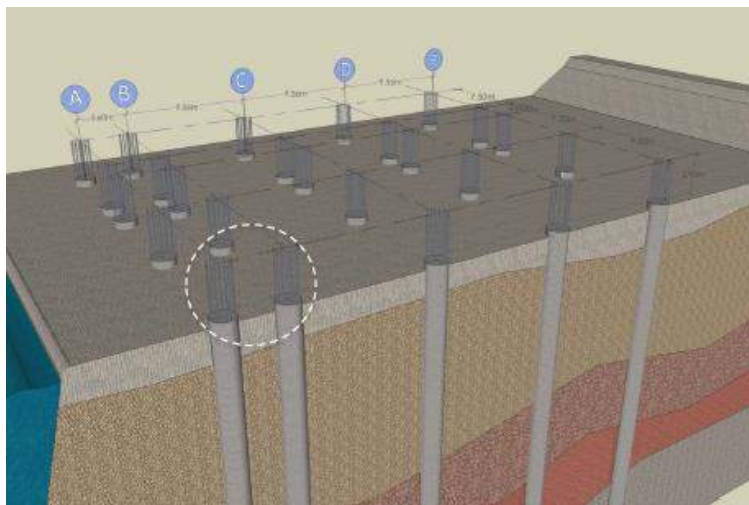
FIGURA 60. Descubrimiento de pilas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (5).”



4.2.2 DESCABECE DE PILAS

Una vez realizada la excavación hasta la cota +2.0, se realizó la demolición de la parte superior de la pila, descubriendo el acero de refuerzo de esta. La demolición se realizó con medios mecánicos a través de martillos rompedor hidráulico montado sobre un retrocargador.

FIGURA 61. Descabece de pilas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (6).”

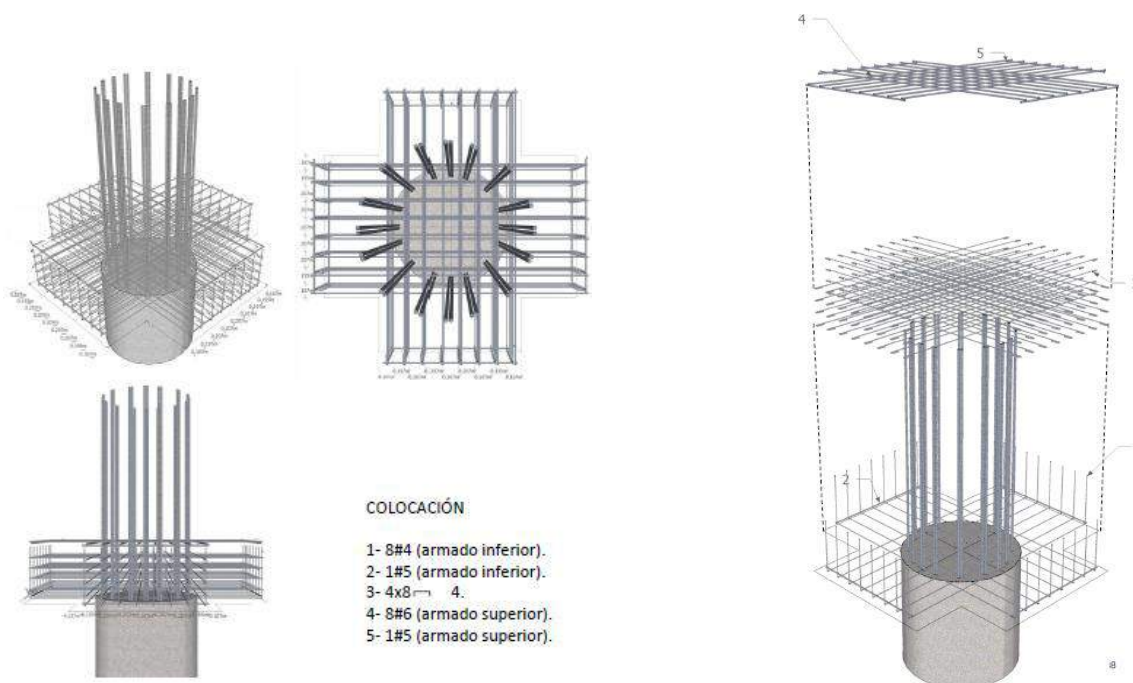


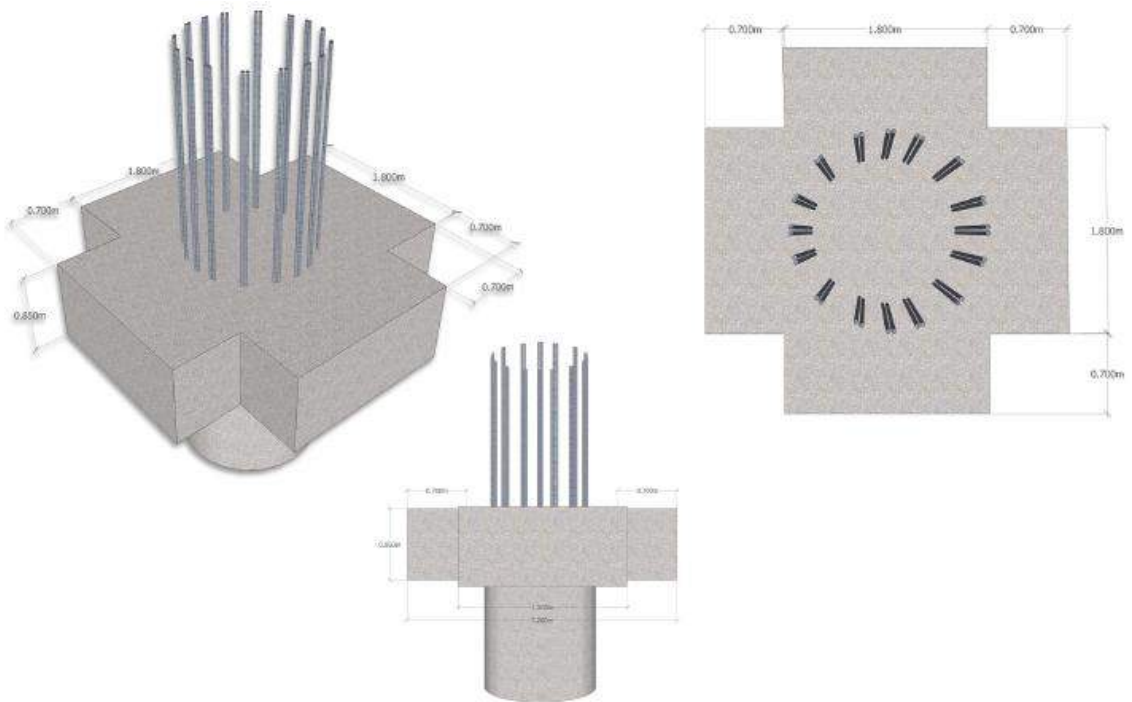
4.2.3 ARMADO DE CAPITILES

Una vez realizada la demolición de la parte superior, se procedió al habilitado de los capiteles, se tuvieron 4 tipos de capiteles, en las imágenes siguientes se muestran los de armado para cada uno:

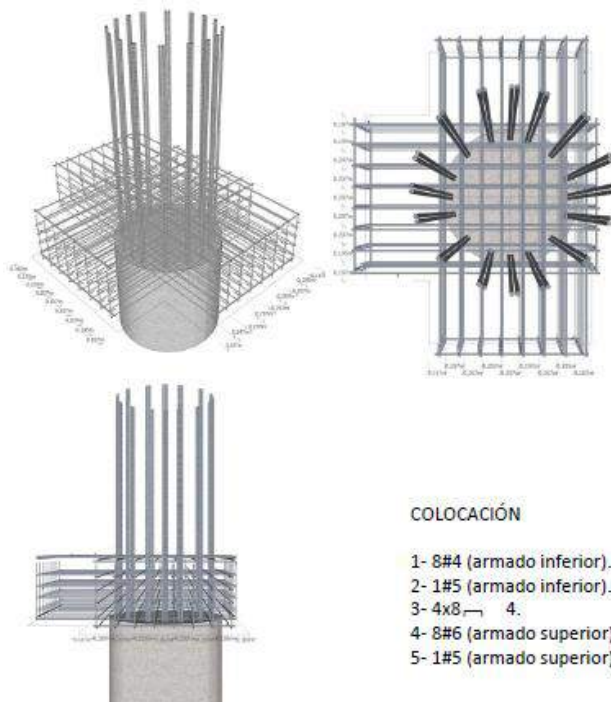
FIGURA 62-65. Armados de capiteles. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (8-15).”

CAPITEL 1



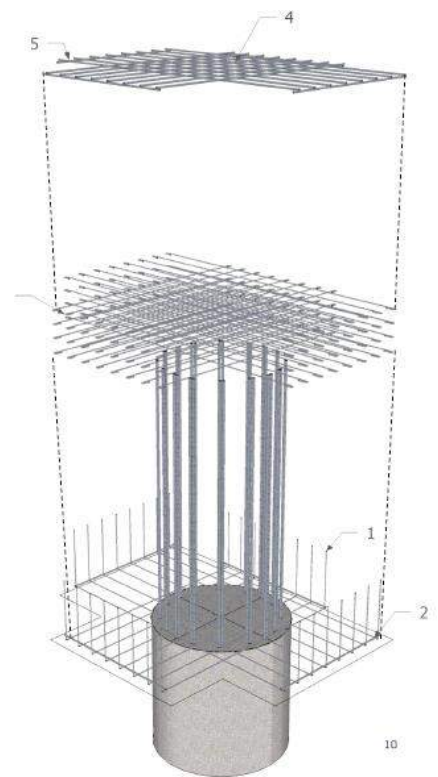


CAPITEL 2

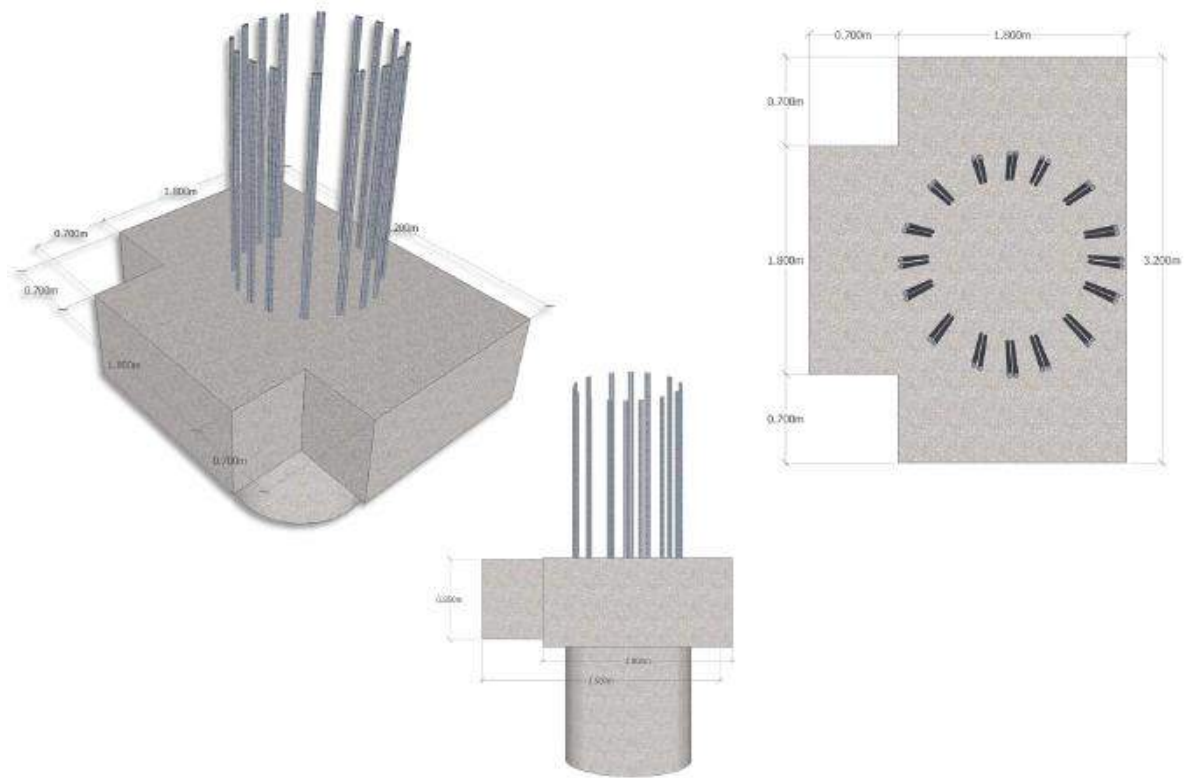


COLOCACIÓN

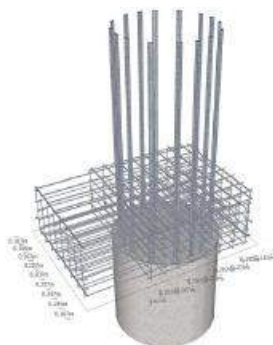
- 1- 8#4 (armado inferior).
- 2- 1#5 (armado inferior).
- 3- 4x8 — 4.
- 4- 8#6 (armado superior).
- 5- 1#5 (armado superior).



10

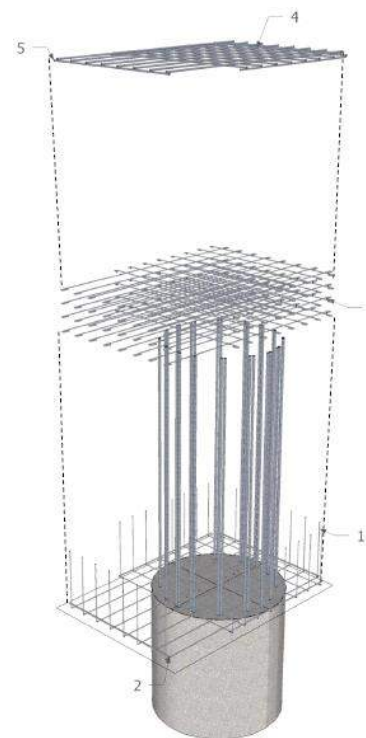


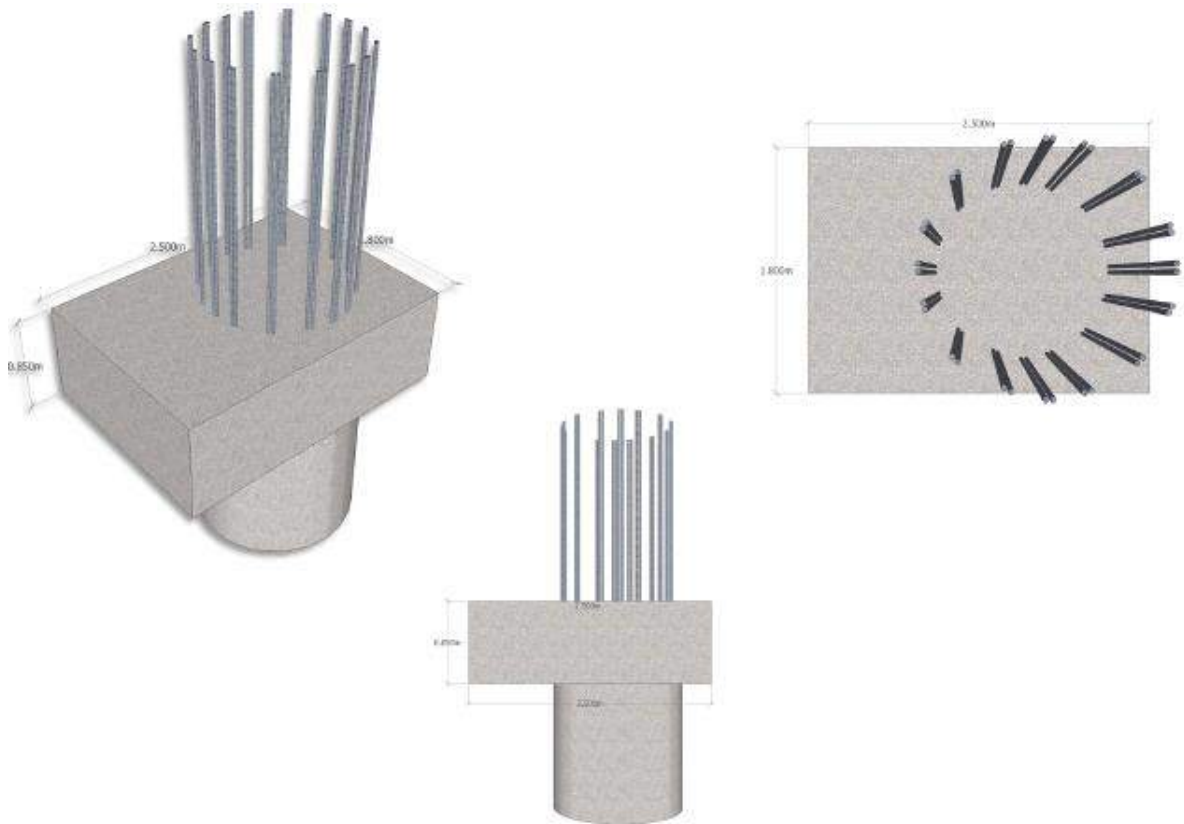
CAPITEL 3



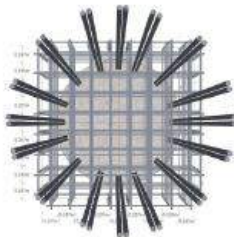
COLOCACIÓN

- 1- 8#4 (armado inferior).
- 2- 1#5 (armado inferior).
- 3- 4x8 — 4.
- 4- 8#6 (armado superior).
- 5- 1#5 (armado superior).



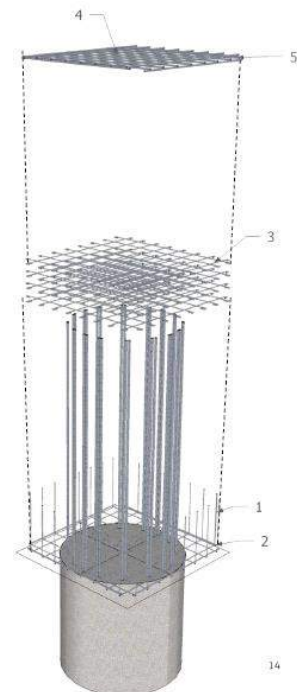


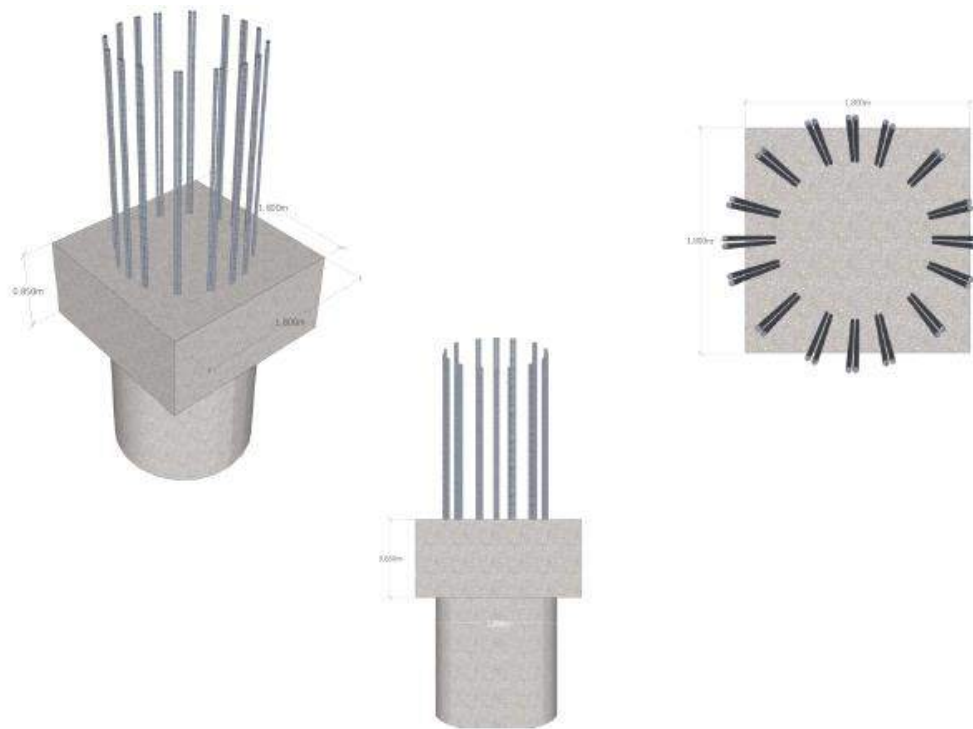
CAPITEL 4



COLOCACIÓN

- 1- 8#4 (armado inferior).
- 2- 1#5 (armado inferior).
- 3- 4x8 — 4.
- 4- 8#6 (armado superior).
- 5- 1#5 (armado superior).





Una vez construidos los capiteles, se procedió con el dragado terrestre y marino, así como con la colocación del geotextil y enrocamiento.

FIGURA 66. Capiteles construidos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (16).”



4.3 DRAGADO

Para la formación del talud del muelle se requiere llevar a cabo las actividades de dragado del suelo debajo de la superestructura y enfrente de la zona de cimentación con pilas; este dragado se desarrolló en dos etapas, la primera desde la tierra para retirar el suelo existente comprendido entre las pilas de cimentación (Ejes A al E), y posteriormente desde la dársena, para retirar el material que queda fuera de los límites del muelle desde el nivel del terreno natural hasta una profundidad aproximada de 22m en la zona del dentellón. Posteriormente se realizó el procedimiento de afine del talud mediante un bote de arrastre.

FIGURA 67-68. Etapas de dragado. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (18).”

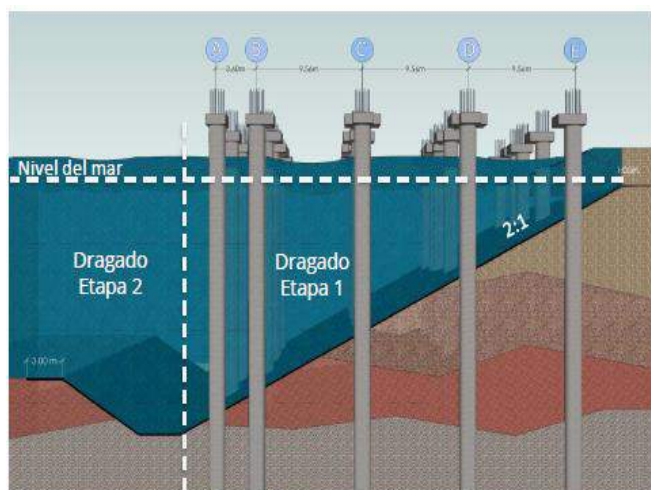


Fig 1. Vista frontal del Talud final. Separación de etapas de Dragado.

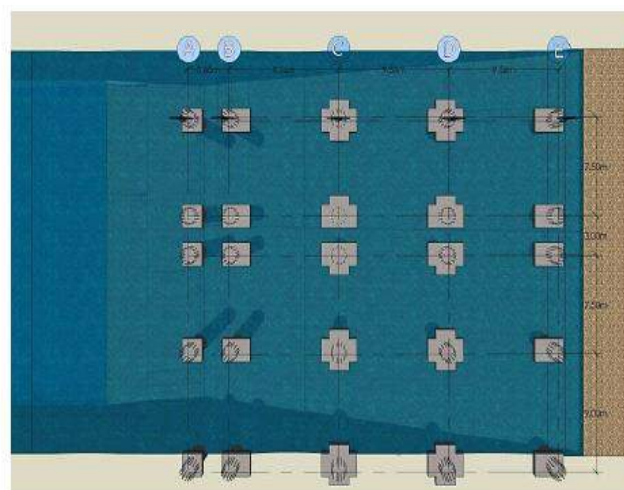


Fig 2. Vista en planta del Dragado final.

4.3.1 PRELIMINARES

4.3.1.1 BATIMETRIA

Previo a las actividades de dragado, se debió contar con el levantamiento topográfico del terreno entre los ejes A al E, así como con la batimetría de la zona a dragar enfrente de la superestructura. Para tales actividades se debió establecer los bancos de nivel y referencias de coordenadas.

4.3.1.1 PLANOS

A partir de la información anterior, Se realizaron los planos y documentos con el estado inicial de los calados, así como en la topografía entre pilas.

4.3.1.1 CONSTRUCCION DE TARQUINA

Para el depósito del material producto del dragado, fue necesaria la construcción de una tarquina en el área designada con las dimensiones suficientes para poder recibir dicho material. Dicha Tarquina se construyó a base de bordos con una fosa de sedimentación para alojar los finos arrastrados.

FIGURA 69. Construcción de tarquina. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (19).”

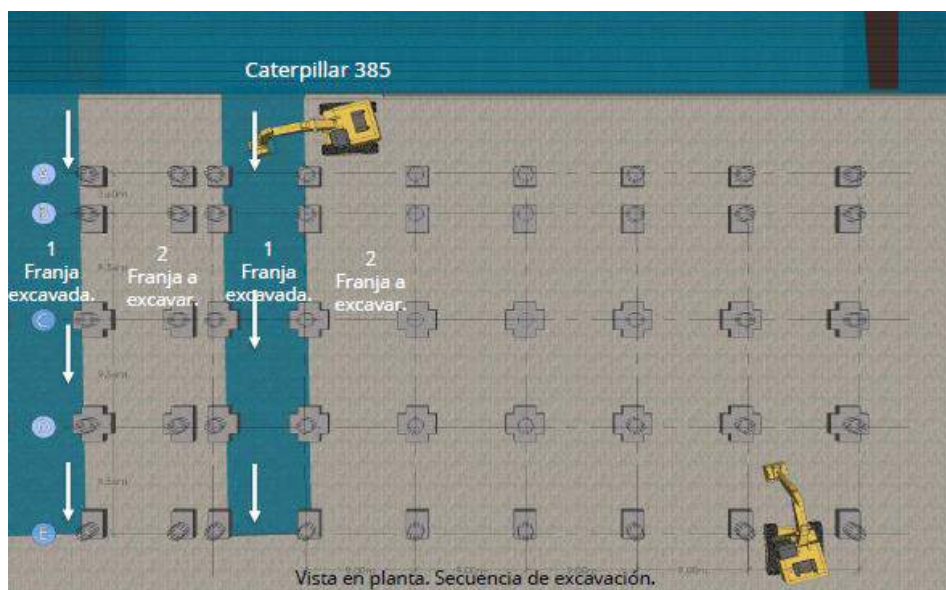


Vista de tarquina (vista este).

4.3.2 EXCAVACION ENTRE PILAS

Como se observa en la figura, el plan de acción fue mediante la excavación de franjas intercaladas definidas por los entre ejes transversales utilizando una Caterpillar 330. Este procedimiento de excavación fue de operación continua, durante las 24 hrs.

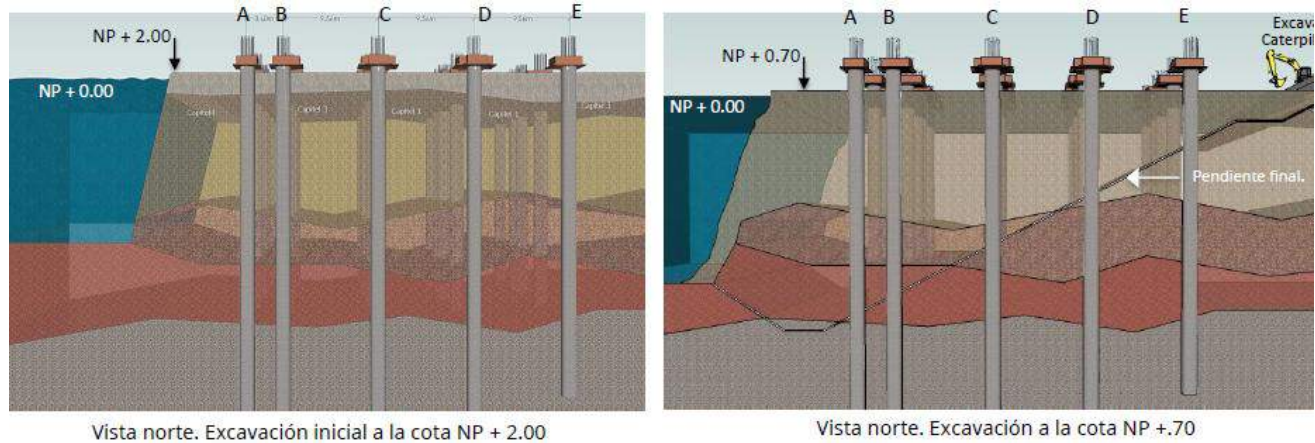
FIGURA 70. Secuencia de excavación. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (20).”



4.3.3 EXCAVACION LADO TIERRA

Se inicia con excavación y retiro de material seco o poco saturado hasta la cota +2.0 y posteriormente hasta la cota + 0.70 apoyados con una excavadora Caterpillar 330.

FIGURA 71-72. Excavación lado tierra. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (11).”

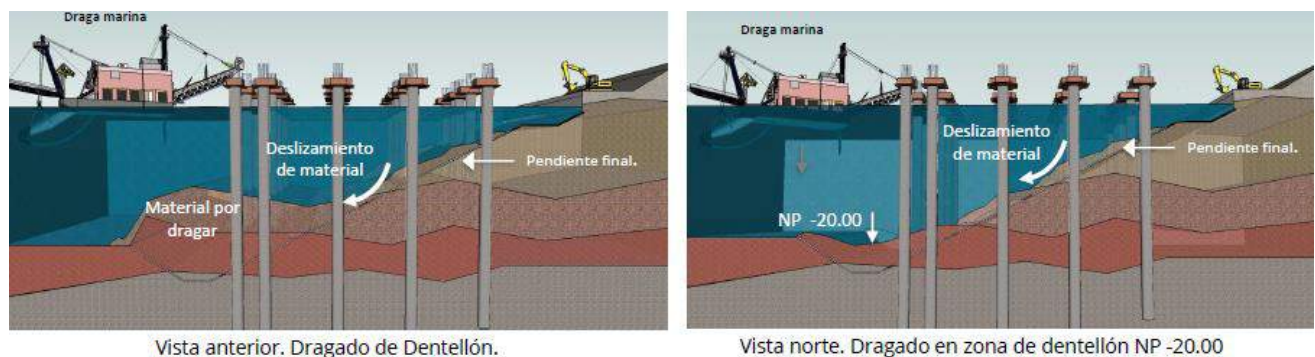


4.3.4 DRAGA MARINA

La draga estacionaria, fue posicionada frente el eje A (extremo Norte del área a dragar), aproximadamente en el encadenamiento 0+100.

Realizado lo anterior, El dragado marino fue ejecutado por medio de procedimiento de corte y succión, utilizando la draga “Cachalote” con cortador de 20” de diámetro Beaver y la draga “Morsa” con cortador de 18” de diámetro Beaver hasta llegar a la cota de -20.0m en la zona del dentellón.

FIGURA 73-74. Dragado marino. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (23).”

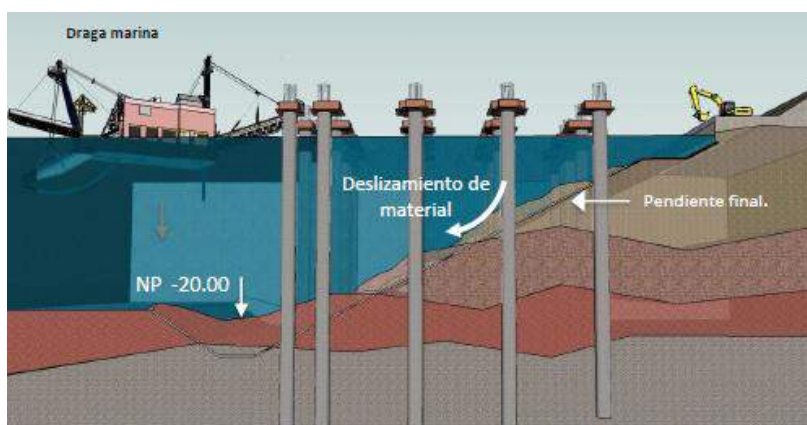


El rendimiento promedio entre las dragas Cachalote y Morsa fue de 7,020.0 m³/día, teniendo:

- Cachalote de 3,725 m³/día y
- Morsa de 3,295 m³/día Los equipos tuvieron un rendimiento sostenido que superó lo programado (3139.7 m³/día).

Habiendo realizado el Dragado hasta los -20m en la zona del dentellón, se procedió a dragar el área definida para la Fosa de depósito en la cual se vertió el material extraído de la zona del dentellón.

FIGURA 75-76. Draga marina. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (24).”



Vista anterior. Dragado de Dentellón.

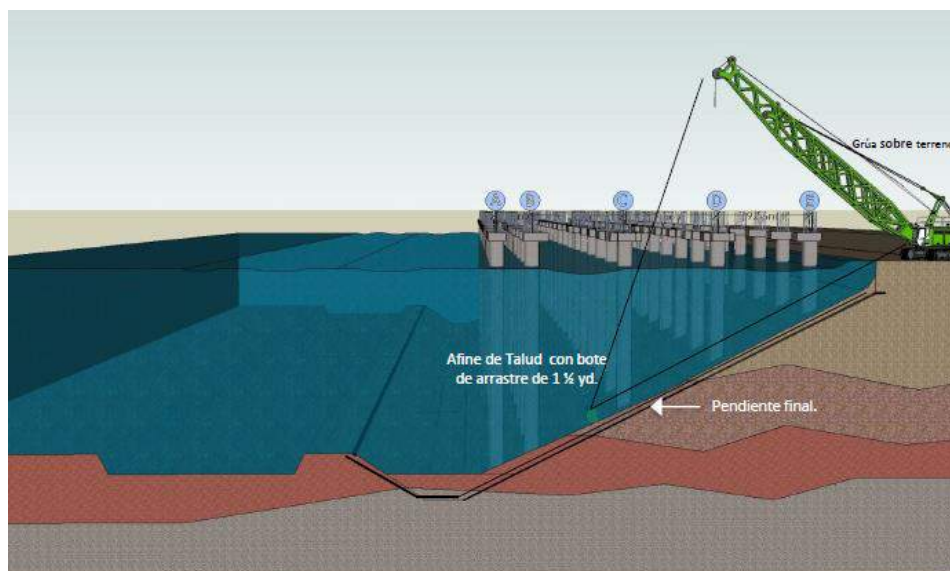


Vista posterior. Dragado de Fosa de depósito.

4.3.5 AFINE Y LIMPIEZA DE TALUD

Con el fin de lograr las dimensiones de talud, fue necesario retirar el material sobrante utilizando un bote de arrastre de 1 ½ yds³ en el sentido transversal del muelle, así mismo se perfilará las zonas entre pilas aplicando un chorro de agua a alta presión mediante un Hidrojet.

FIGURA 77. Afine de talud con bote de arrastre. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (25).”

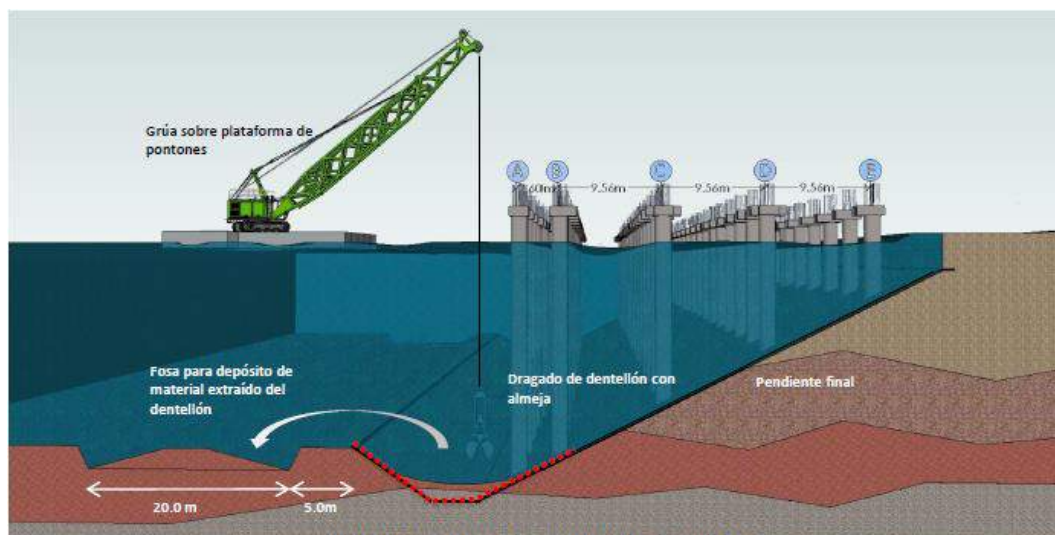


Vista norte. Afine de Talud con bote de arrastre.

4.3.6 DRAGADO DE DENTELLON

Teniendo finalizado el afinado del talud, se continuó con el retiro del material restante utilizando una grúa LS 138 (equipada con almeja de 3 yds³) posicionada sobre una plataforma marina de pontones, dicho material se colocó en la fosa de depósito anteriormente formada hasta llegar a la profundidad establecida en el proyecto, tanto para el talud como para el dentellón.

FIGURA 78. Descabece de pilas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (26).”

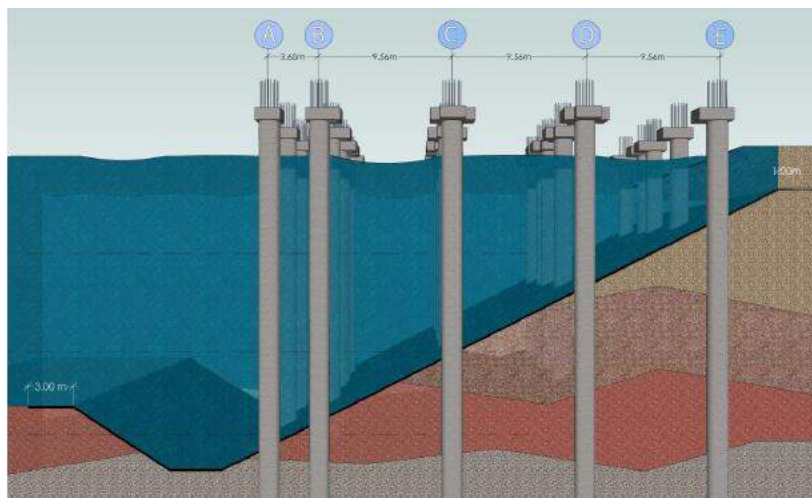


Vista norte. Dragado en zona de dentellón.

Para la actividad antes descrita se contempló un rendimiento de 130m³/día. Tomando como referencia la experiencia en el Proyecto TUM III (terminal de usos Múltiple) en APILAC.

Finalmente se obtuvo la conformación del talud establecido en el proyecto.

FIGURA 79. Conformación de talud. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (27).”



Vista norte. Conformación final del talud.

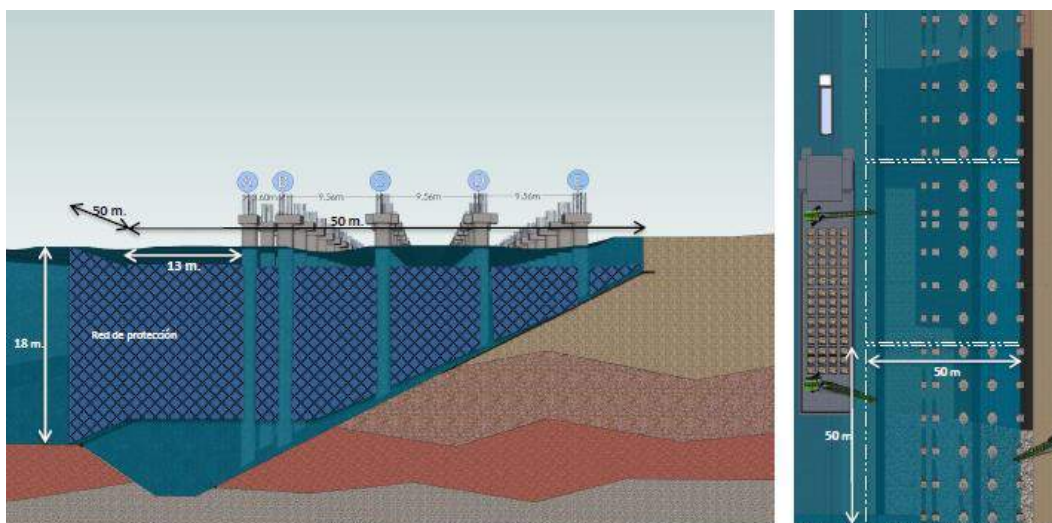
4.4 PROTECCION DE TALUD

4.4.1 COLOCACION DE RED DE PROTECCION

Previo al inicio de la colocación del geotextil se colocó una red de protección a lo largo del muelle y paralela al eje A de las columnas.

La red se colocó a 13 m del eje A de dimensiones 50m x 50m y una altura de 18 m.

FIGURA 80. Malla de protección. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (29).”



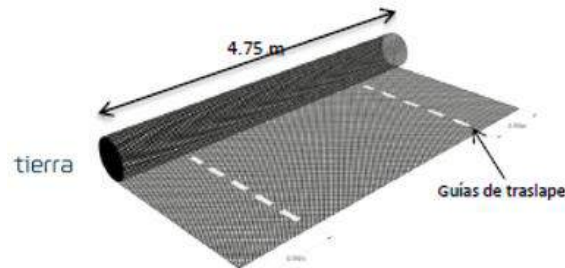
Vista Norte. Colocación de malla de protección.

Planta del extremo Norte.
Colocación de malla de protección.

4.4.2 PRELIMINARES EN COLOCACION DEL GEOTEXTIL

La lámina de geotextil tiene una dimensión de 4.57 m de ancho por 75 m de largo. En el cual se establecen guías de traslape, las cuales sirvieron de referencia al buzo para la colocación de la siguiente línea de geotextil.

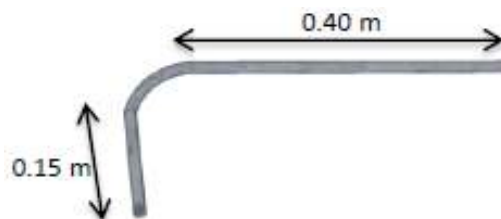
FIGURA 81-84. Rollo de geotextil. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (30).”



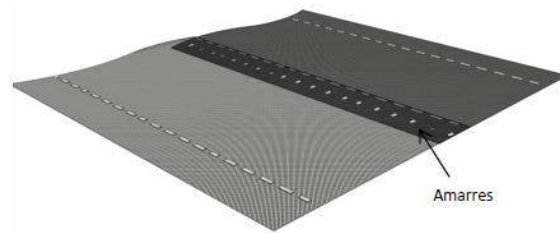
Una vez que se marcaron las guías de traslape en cada rollo de geotextil, se enrolló en una varilla del No. 12 con la longitud de la lámina de geotextil, mas 0.40 m en cada extremo de rollo como contrapeso, las cuales se utilizaron para su colocacion sobre el talud.



El geotextil se fijó con anclas en forma de “L” con varilla del No. 3. Dichas anclas fueron clavadas al terreno natural del talud a cada 0.90 m a tresbolillo.



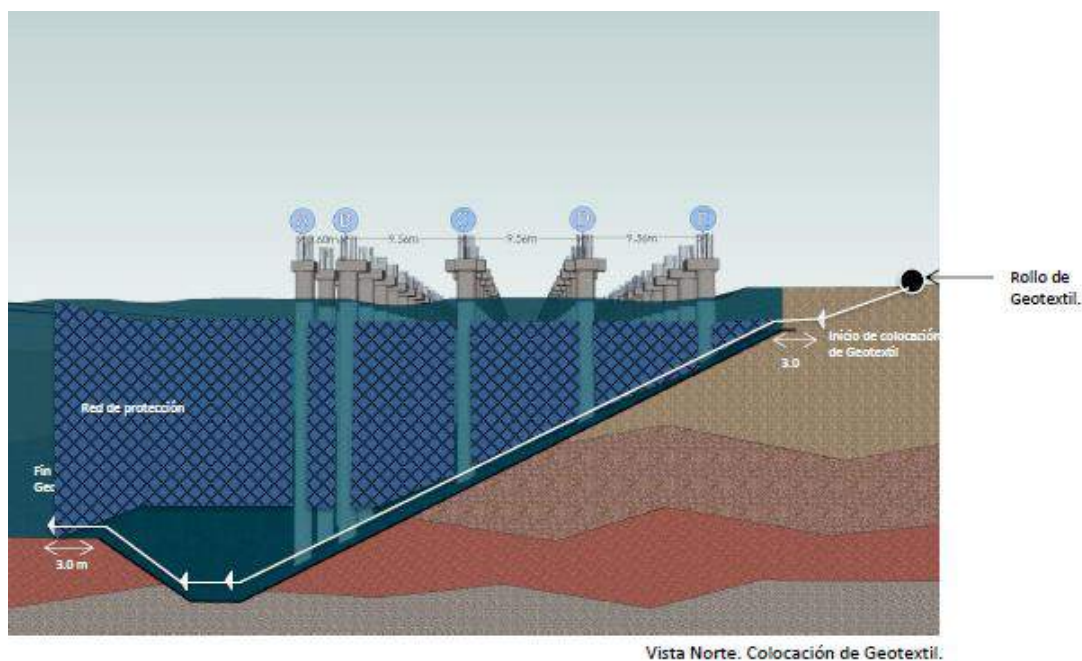
Los traslapes entre las láminas de geotextil se reforzaron con amarres con cabo de polipropileno de 1/8”. realizados por los buzos.



4.4.3 COLOCACION DE GEOTEXTIL

Una vez colocada la malla de protección se procedió a la distribución del geotextil sobre el talud. Este procedimiento comienza desenrollando el geotextil con el contrapeso desde tierra, el cual se fue jalando hasta el dentellón por medio de buzos. Los buzos verificaron en todo momento que se respeten las guías de traslape y corrigieron desviación que pudo presentarse.

FIGURA 85. Colocación de geotextil. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (31).”

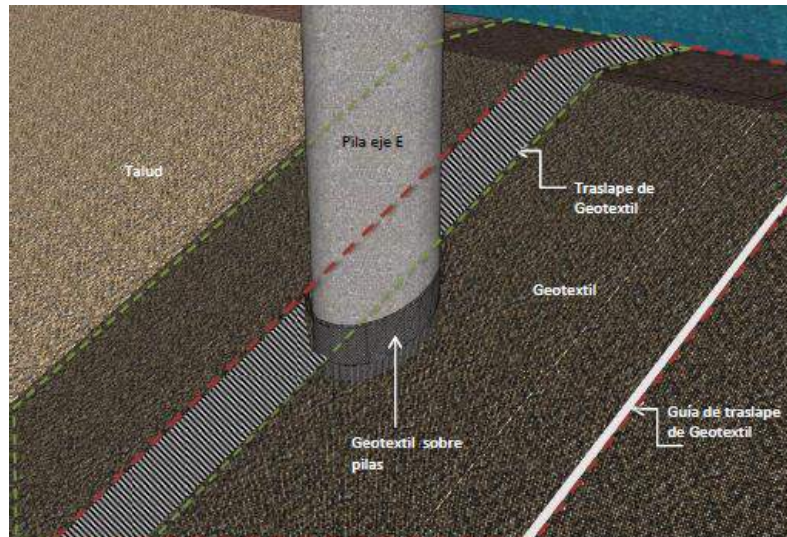


Vista Norte. Colocación de Geotextil.

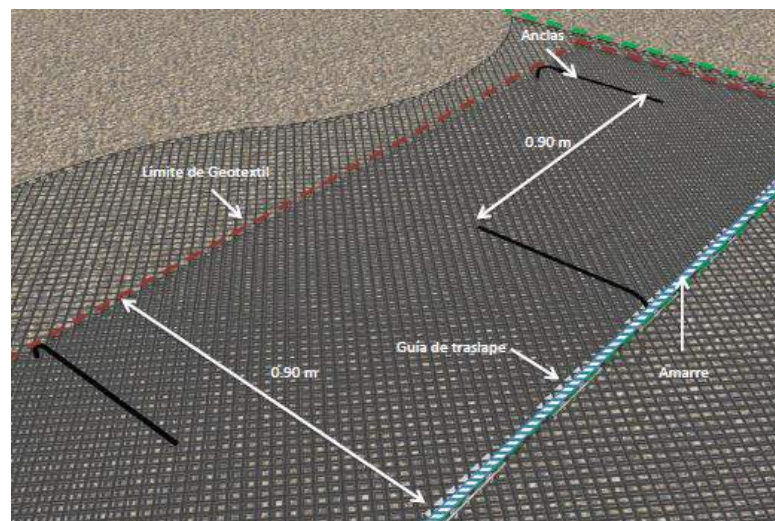
4.4.3.1 TRASLAPE DEL GEOTEXTIL

En la siguiente imagen se muestran los traslapes de las láminas de geotextil. Este traslape fue de 0.90 m, el cual se fijó con las anclas y se reforzó con el amarre de polipropileno.

FIGURA 86-87. Traslape de geotextil. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (32).”



Como parte del procedimiento de fijación del geotextil, se muestra un esquema de la unión entre láminas. Las anclas que se fijaron al talud tienen una longitud aproximada de 0.80 m y la separación entre ellas fue de 0.90 m a tresbolillo. Para reforzar el traslape se realizarón amarres por toda la longitud del geotextil.



4.4.4 PRELIMINARES EN ENROCAMIENTO

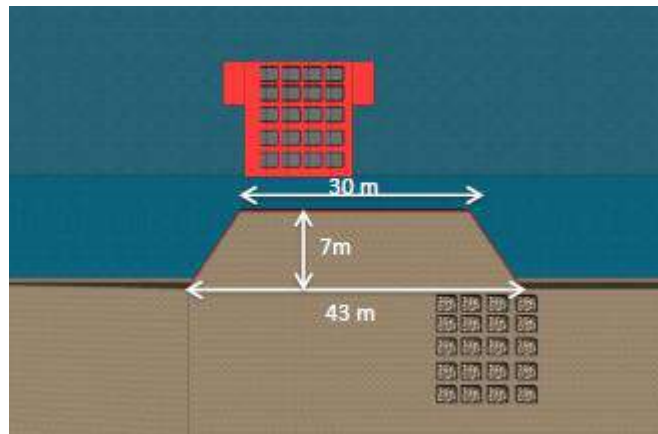
Concluida la colocación del geotextil, se continuó con la distribución de roca sobre el talud. Para este procedimiento se consideran los siguientes preliminares.

4.4.4.1 MUELLE PROVISIONAL

La zona de muelle provisional se ubicó en la orilla del lado sur poniente del muelle por el cual la maquinaria tuvo acceso a la plataforma de pontones para la ejecución de los trabajos desde lado mar.

Esta estructura se conformó por tablestacado.

FIGURA 88. Muelle provisional. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (34).”

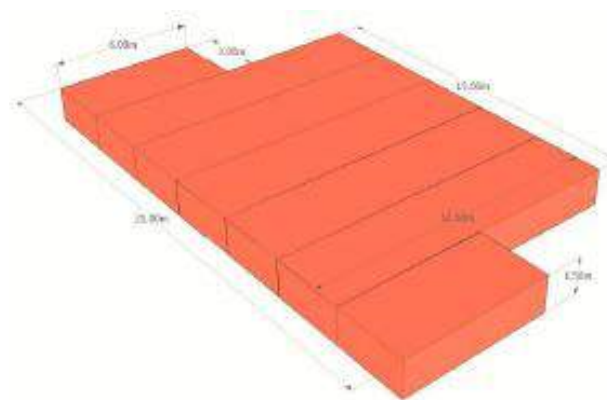


4.4.4.2 PLATAFORMA DE PONTONES

La plataforma de pontones se utilizó para el suministro de roca a la barcaza. La plataforma estuvo compuesta por 5 pontones de 12 m x 3 m y 2 pontones de 6 m x 3 m. La cual debió formar una “T” para darle estabilidad a la plataforma.

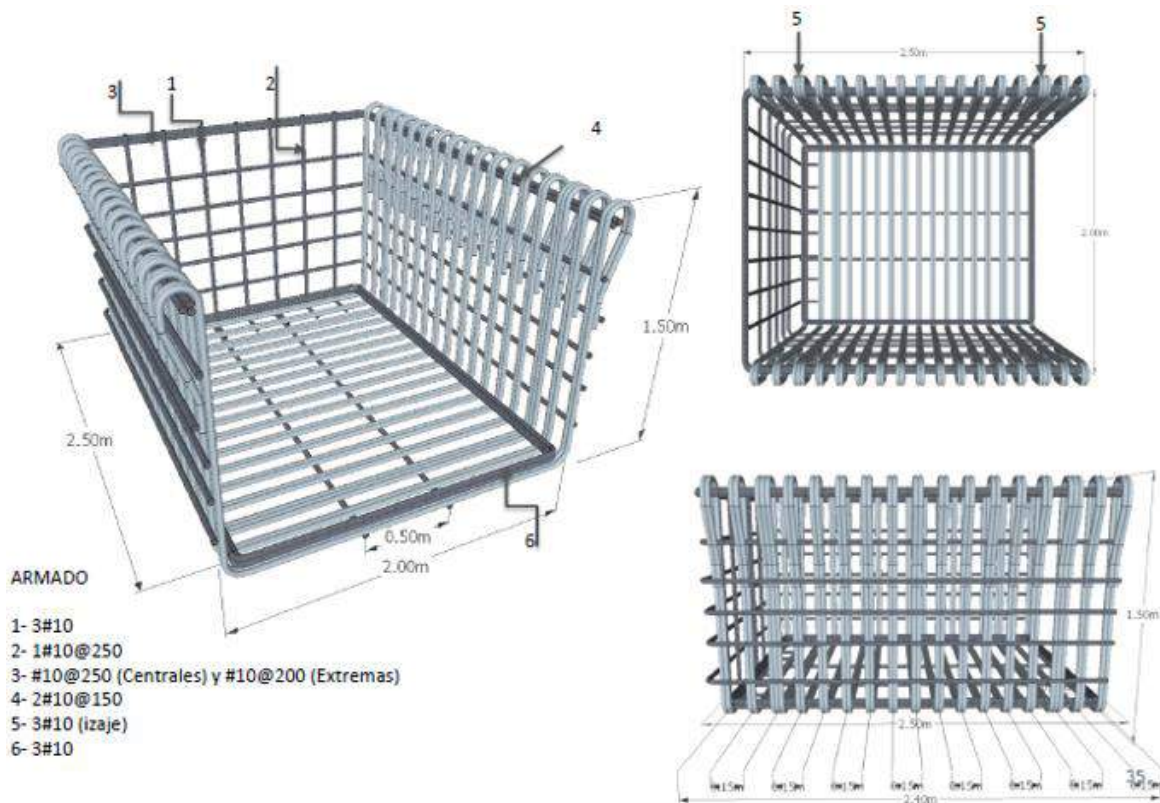
Los pontones se fiaron por medio de candados metálicos. Los cuales impiden la deformación de la plataforma.

FIGURA 89. Plataforma de pontones. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (34).”



4.4.4.3 JAULA METALICA

FIGURA 90. Jaula metálica. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (35).”



4.4.4.4 BARCAZA Y REMOLCADOR

Para la colocación de la roca del dentellón se utilizó una barcaza Barge 15, en la cual se montaron 2 grúas y 60 jaulas metálicas llenas de roca.

Una vez cargada la barcaza se impulsó por medio de un empujador o remolcador Landing Craft LCM-6. Este remolcador también fue utilizado para trasladar la plataforma de pontones hacia la barcaza.

FIGURA 91-92. Barcaza y remolcador. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (36).”



FIGURA 93. Barcaza trabajando. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (36).”



4.4.4.5 GRUAS

Para la colocación de roca sobre el Geotextil se utilizaron 2 grúas Link-Belt 138 montadas sobre la barcaza, las cuales estuvieron equipadas con almeja o jaulas metálicas según el caso.

FIGURA 94-95. Almeja y jaula. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (37).”



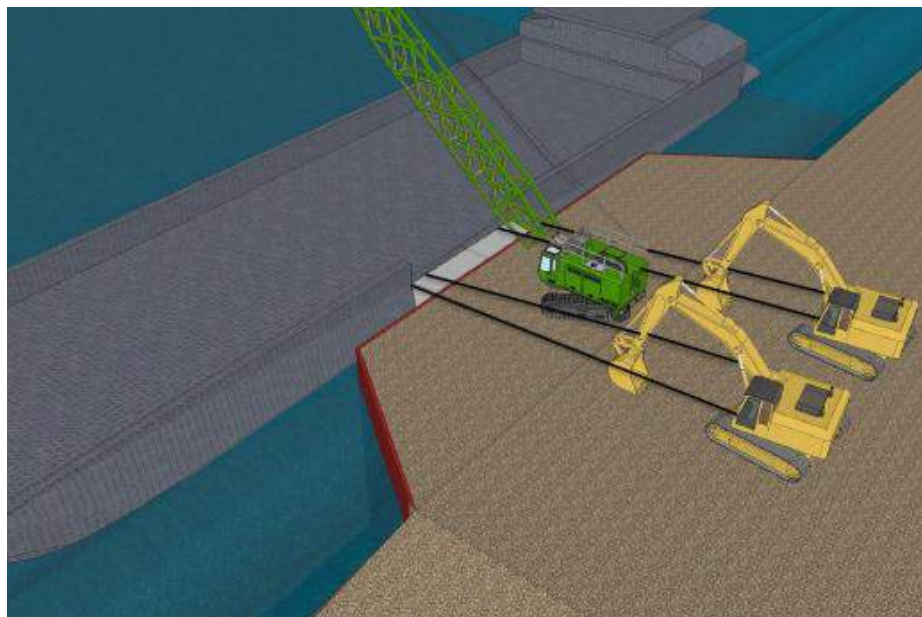
FIGURA 96. Grúa para colocación de roca. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (37).”



4.4.4.6 PUNTO DE APOYO

Para el montaje de los equipos en la barcaza se construyeron 2 muertos de concreto para fijar la barcaza, como soporte complementario se utilizaron 2 excavadoras como punto de apoyo, para evitar el movimiento cuando se esté subiendo la grúa a la barcaza.

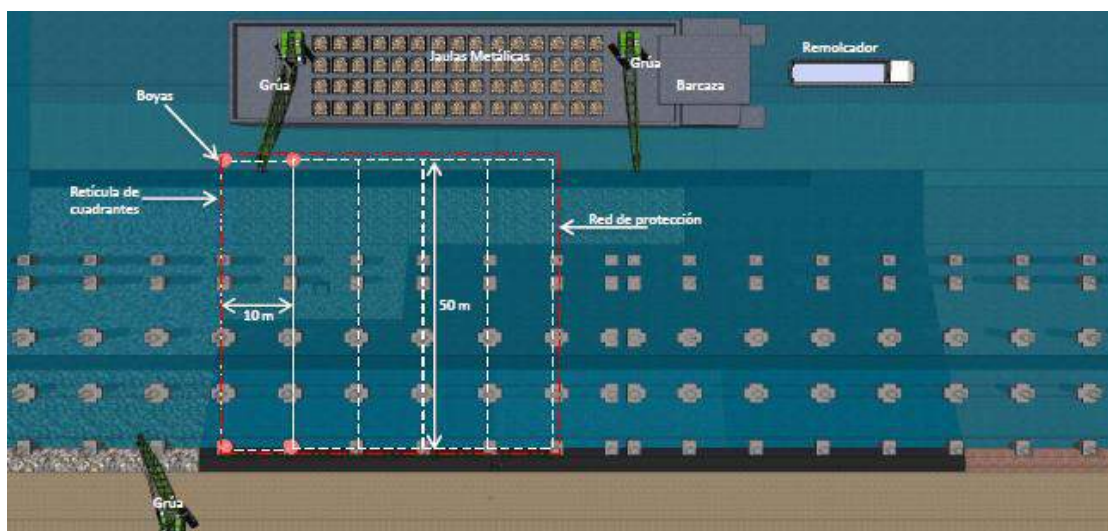
FIGURA 97. Punto de apoyo. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (38).”



4.4.4.7 COLOCACION DE BOYAS Y POSICIONAMIENTO DE LA BARCAZA

Para delimitar el área de descarga de la roca, se colocaron boyas a cada 10 m por medio de buzos, los cuales realizaron una inspección submarina para ubicar el punto de inicio de colocación de la roca.

FIGURA 98. Posicionamiento de barcaza. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (39).”

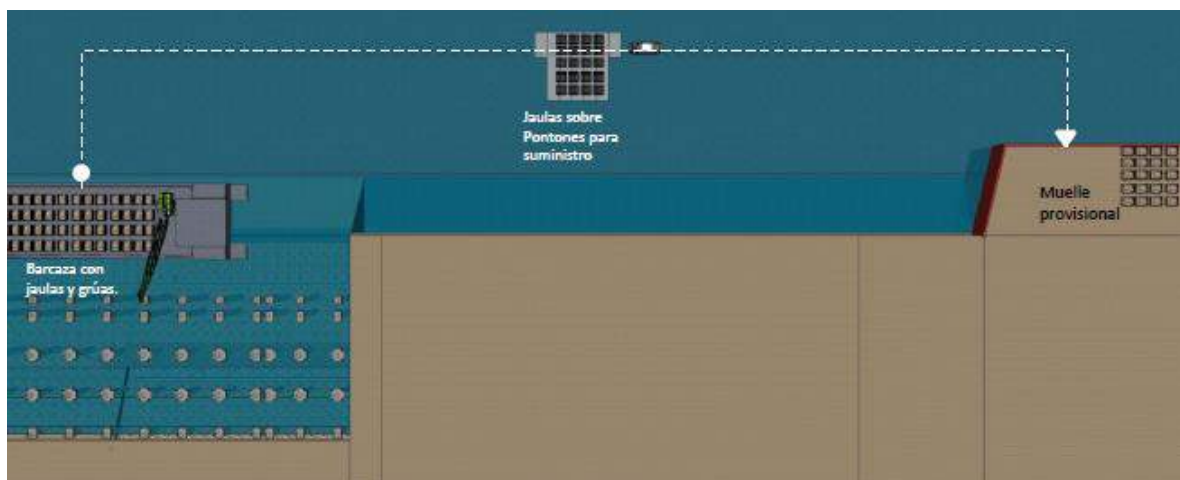


Las posiciones de tiro de la roca fueron referenciadas por medio de una retícula de cuadrantes (10 m x 50 m). Este procedimiento se realizó por medio de un dispositivo de control de tiro de material el cual consistió en un GPS referenciado en la pluma de la grúa.

4.4.4.8 LOGISTICA DE SUMINISTRO

Una vez que se colocó la barcaza y las grúas en la posición establecida se procedió al suministro de las jaulas. Dichas jaulas fueron llenadas en tierra con 7 toneladas de roca de tamaño que se requería (filtro o protección), por medio de un cargador o excavadora, una vez que se suministraron las jaulas se colocaron en la plataforma de pontones sobre el agua para que fueran llevadas por la barcaza.

FIGURA 100. Suministro de roca. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (40).”

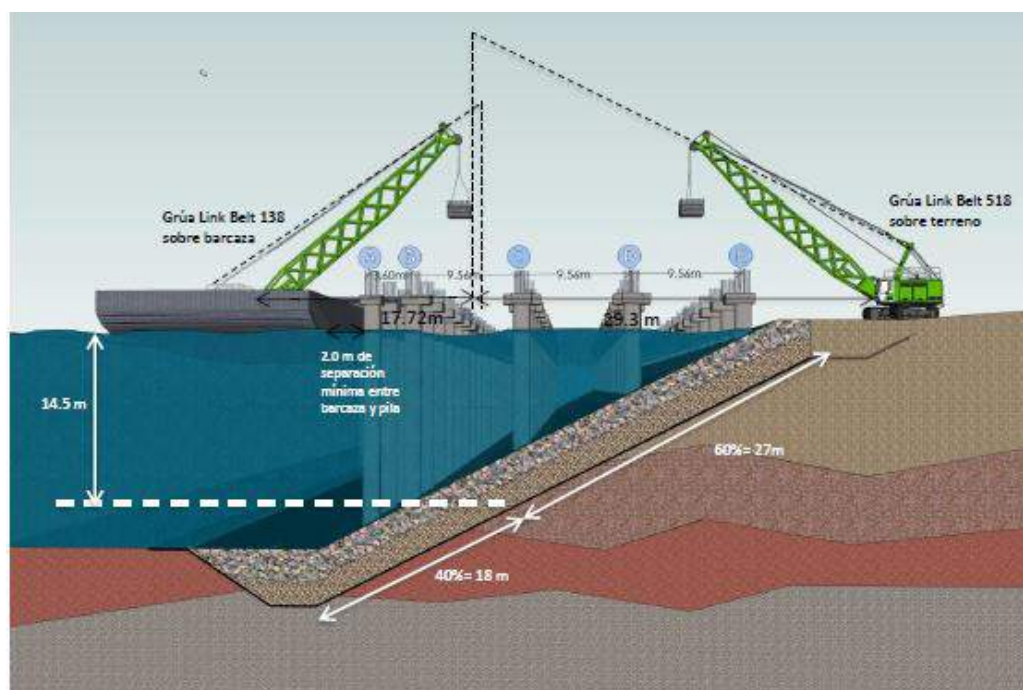


Cuando la plataforma se encontraba a un costado de la barcaza se intercambiaban las jaulas llenas de la plataforma hacia la barcaza y las vacías hacia los pontones, las cuales eran llevadas nuevamente hacia el muelle provisional para ser cargadas.

4.4.4.9 ESQUEMA DE TRABAJOS

El siguiente esquema muestra las longitudes máximas que alcanzaron las plumas de las grúas, las cuales definieron las distancias máximas alcanzadas para el tiro de roca desde lado mar y lado tierra.

FIGURA 101. Grúas trabajando simultáneamente. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (41).”



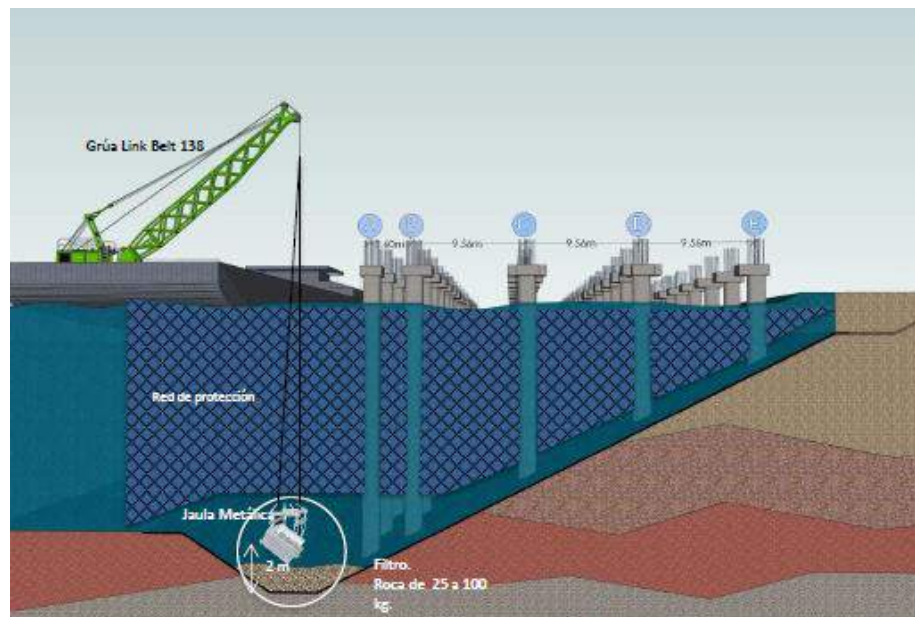
4.4.5 INICIO DE COLOCACION

Una vez posicionada la barcaza se procedió a la colocación de roca de filtro del dentellón por medio de jaulas metálicas. El rendimiento de este procedimiento fue de 5.56 ciclos/hora.

FIGURA 102-103. Colocacion de roca “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (42).”



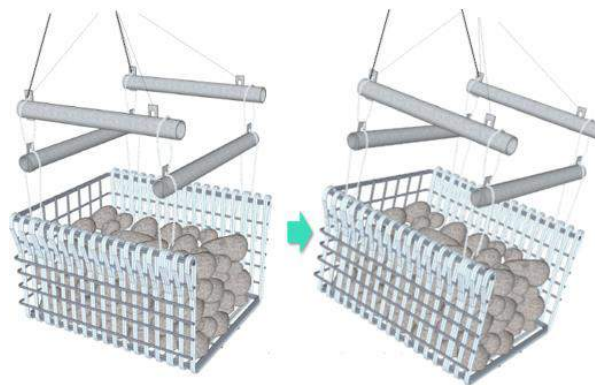
Perspectiva de jaula con 7 ton de roca para filtro.



Vista Norte de colocación de filtro en dentellón.

El mecanismo de vaciado de la jaula metálica fue por medio de un balancín.

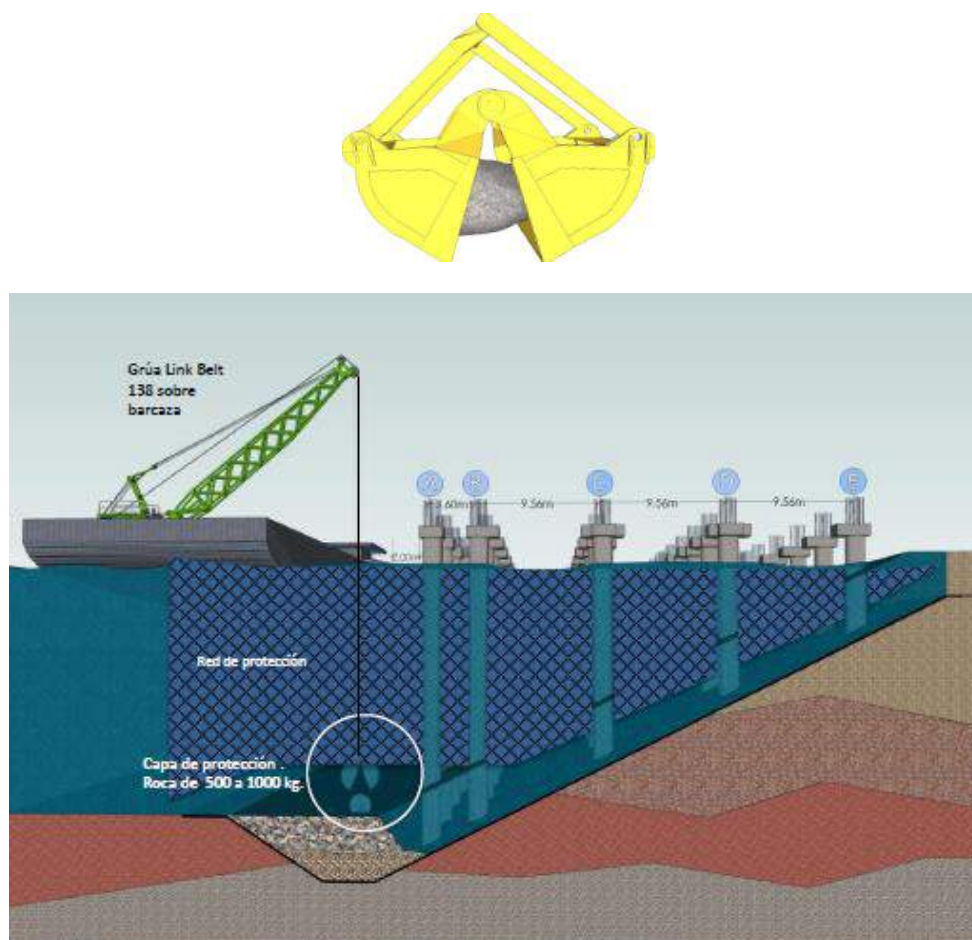
FIGURA 104. Balancín. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (43).”



4.4.6 ETAPA 2

Seguido de la colocación de roca de filtro se colocaron rocas de 500 a 1000 kg las cuales sirvieron de capa de protección, este procedimiento se realizó por medio de almeja.

FIGURA 105-106. Capa de protección de dentellón. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (44).”

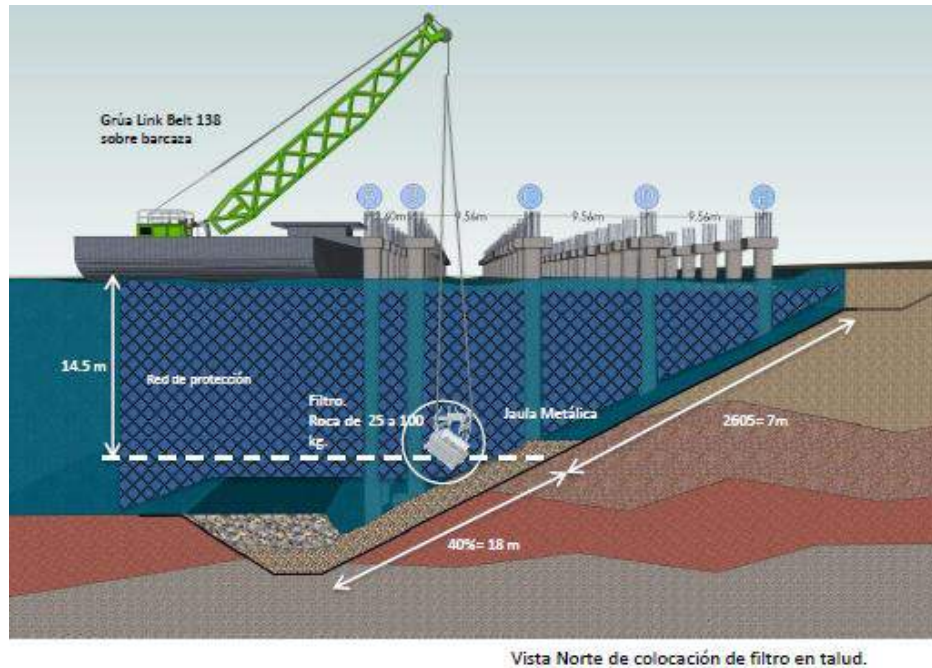


Vista Norte de colocación de capa de protección en dentellón.

4.4.7 ETAPA 3

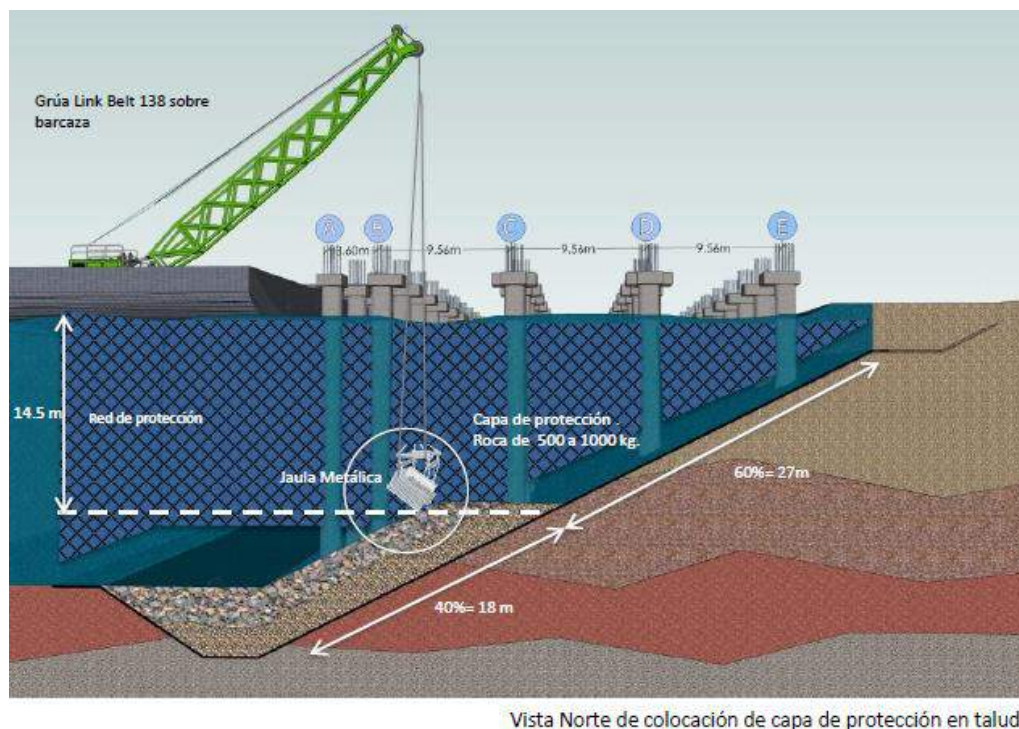
Concluida la colocacion de roca de protección, se comenzaron los trabajos sobre el talud. Dentro de este procedimiento se colocaron rocas de filtro por medio de jaulas metálicas sobre el 40% del talud, es decir hasta la cota – 14.5 m. El rendimiento diario de esta actividad fue de 5.56 ciclos/hora.

FIGURA 107. Colocacion de filtro en talud. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (45).”



Una vez que fueron situadas las rocas de filtro sobre el talud hasta la cota – 14.5 m se continuo con la colocación de la capa de protección por medio de jaulas metálicas.

FIGURA 108. Colocación de capa de protección. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (46).”



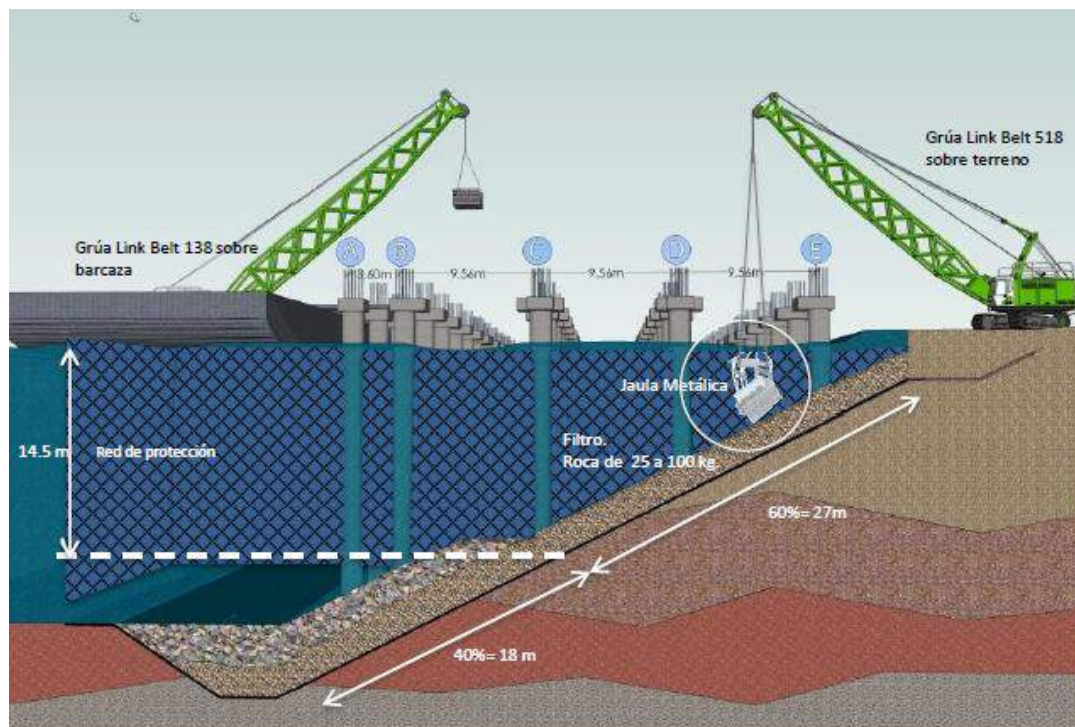
4.4.8 ETAPA 4

Una vez que se colocó a roca de protección hasta la cota – 14.5 m se comenzó la etapa final del enrocamiento, la cual consistió en colocar roca para filtro por medio de jaulas metálicas desde el lado tierra sobre la superficie restante del talud.

FIGURA 109-110. Colocación de filtro en talud. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (47).”



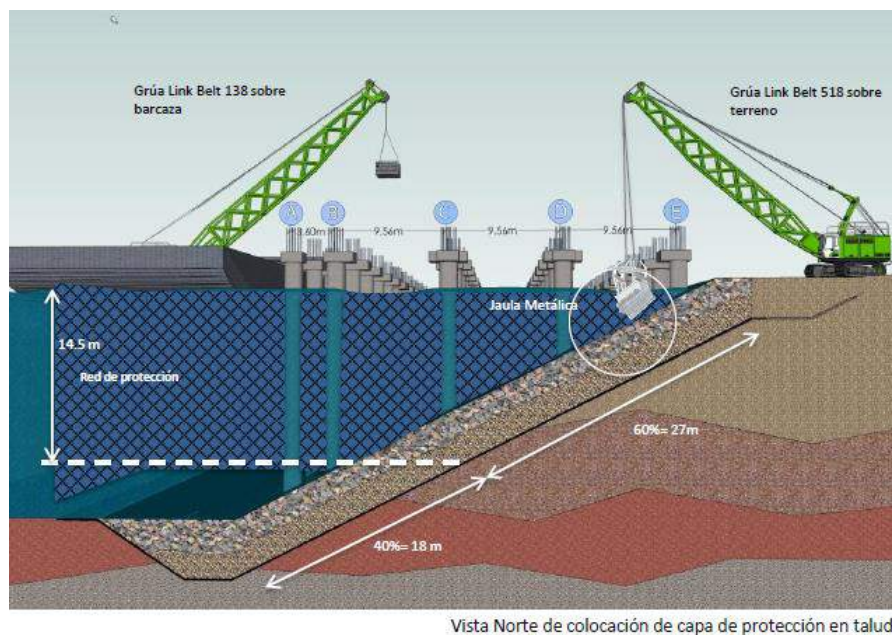
Perspectiva de jaula con 7 ton de roca para filtro.



Vista Norte de colocación de filtro en talud.

Concluida la colocación de roca de filtro se procedió a la distribución de la roca en la capa de protección en los 27 metros restantes del talud. El rendimiento diario de esta actividad fue de 4.76 ciclos/hora.

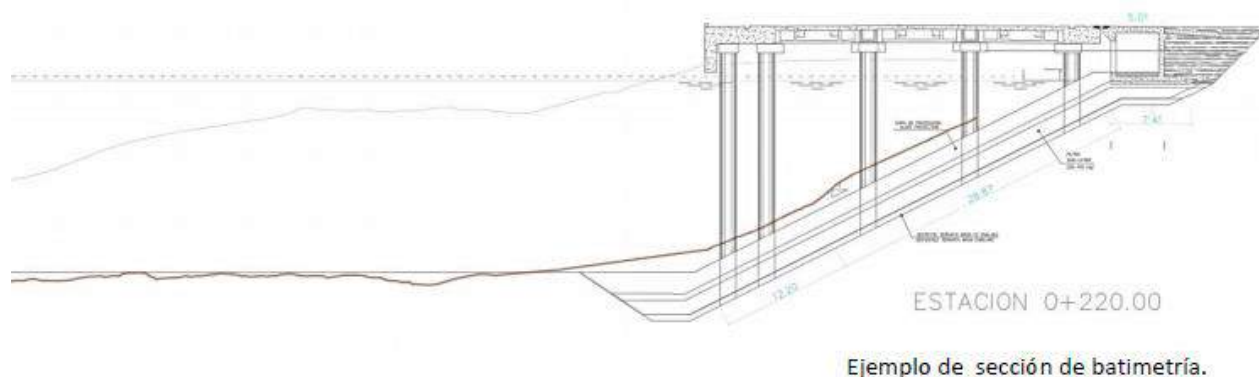
FIGURA 111. Colocación de capa de protección. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (48).”



4.4.9 BATIMETRIA

Después de concluir cada ciclo de tiro se realizaron batimetrías para verificar los espesores de las capas, para identificar puntos altos y bajos, así como los espacios que necesitaron depósito de material, estos trabajos se realizaron con la frecuencia necesaria para controlar y definir correctamente la colocación de la roca.

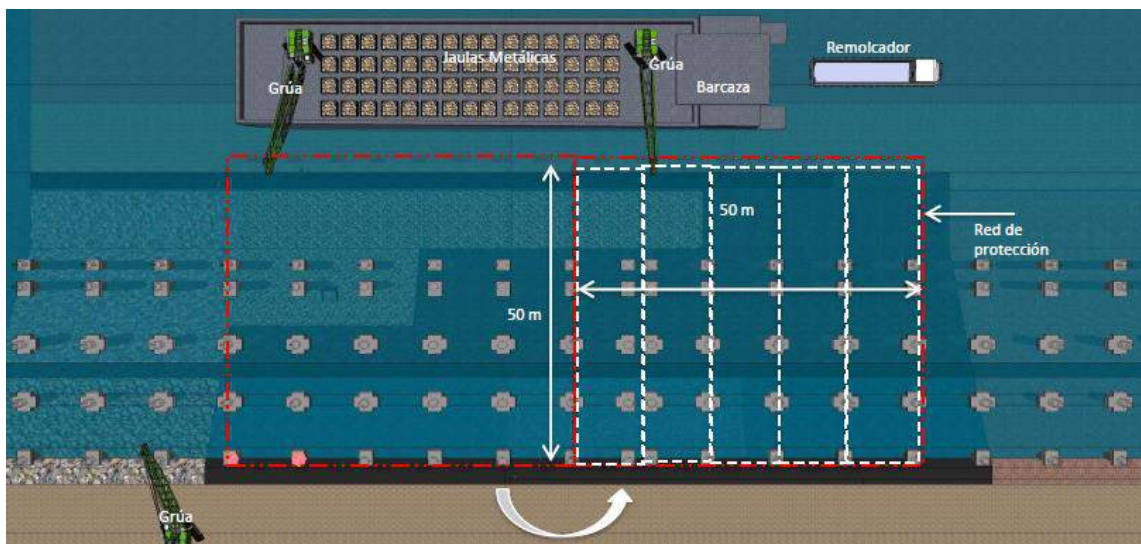
FIGURA 112. Batimetría. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (49).”



4.4.10 DESPLAZAMIENTO DE RED DE PROTECCION

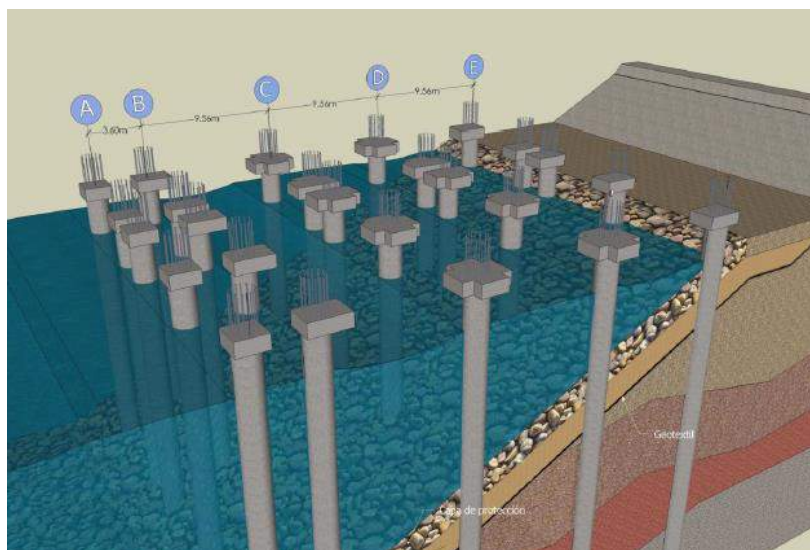
Una vez verificada la batimetría sobre los módulos determinados, se fue moviendo la red a la siguiente posición (cinco cuadrantes consecutivos), para repetir el procedimiento antes descrito.

FIGURA 113. Desplazamiento de red de protección “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (50).”



Ya concluido el dragado terrestre y marino, así como la colocación del geotextil y enrocamiento, se procedió con el montaje de los prefabricados para la construcción de la plataforma como se indica en el apartado siguiente.

FIGURA 114. Conformación de protección de talud. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (51).”

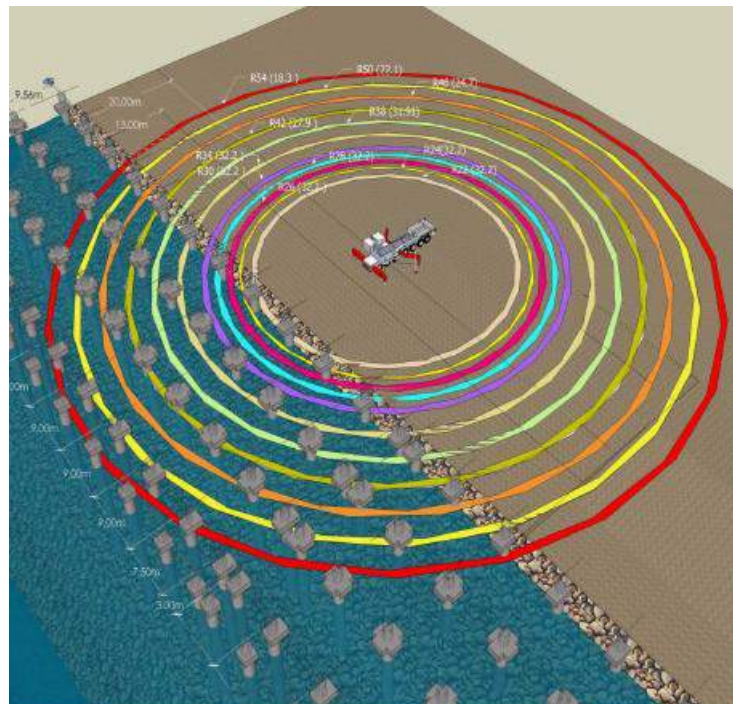


4.5 PLATAFORMA

4.5.1 GRUA PARA MONTAJE

Para la ejecución del montaje de los prefabricados, se empleó una grúa modelo DEMAG AC1600. Para el montaje se posicionó el centroide de la grúa a 20 m del paño del lado tierra de los capiteles del eje E, como se aprecia en la siguiente figura donde se indican los radios de alcance.

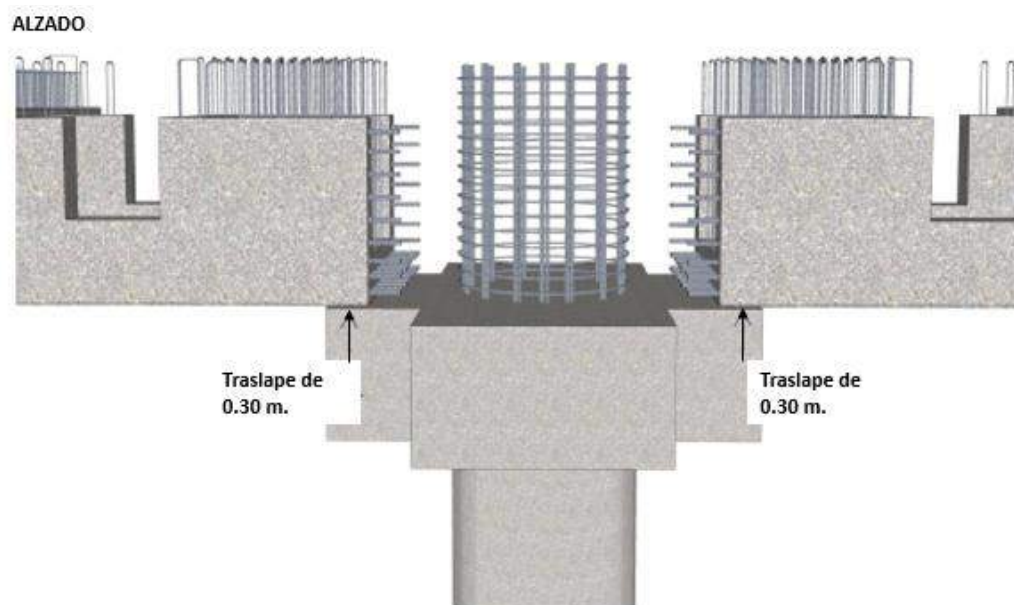
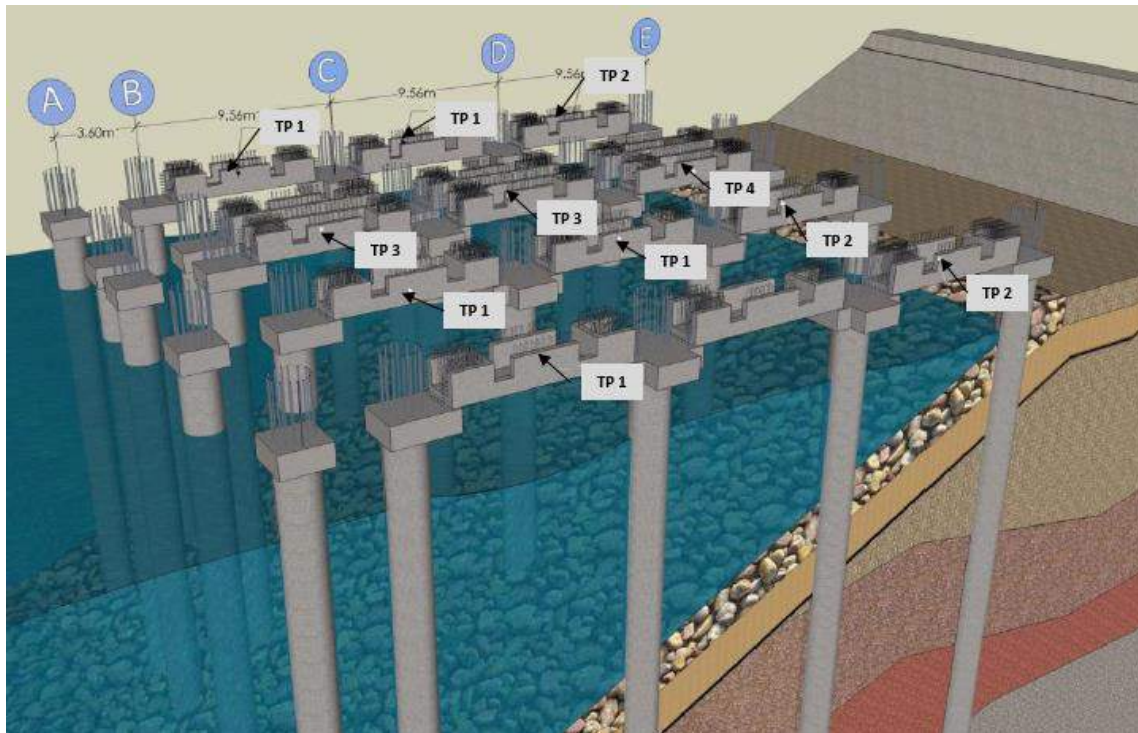
FIGURA 115. Montaje de prefabricados. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (53).”



4.5.2 TRABES PRINCIPALES TRANSVERSALES (TPT)

El montaje inició por las traveses TPT, dichas traveses serán fabricadas conforme a lo indicado en los planos ejecutivos. Dentro de cada módulo existen 4 tipos de traveses TPT de los cuales las TP1 y 2 se colocaron en los ejes B-C, C-D Y D-E, excepto en los apoyos de los capiteles de borde de módulo, las TP3 Y TP4 se colocaron en los bordes de los módulos como se indica en las siguientes figuras.

FIGURA 116-117. Traveses principales transversales. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (54).”

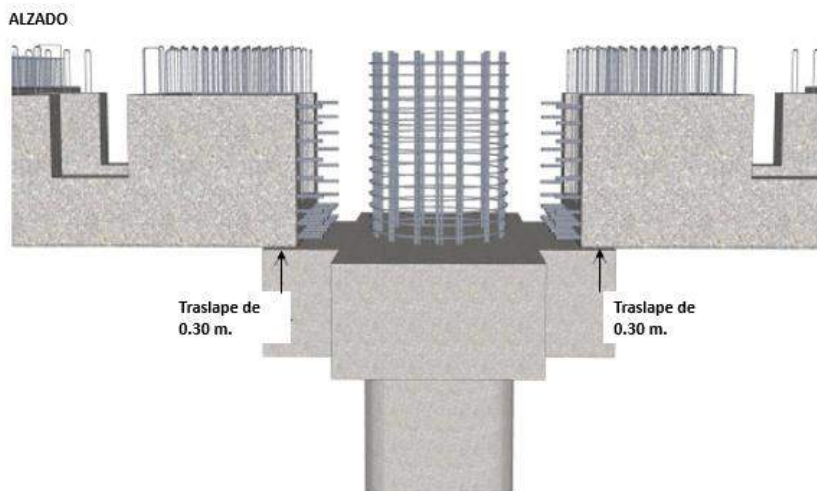
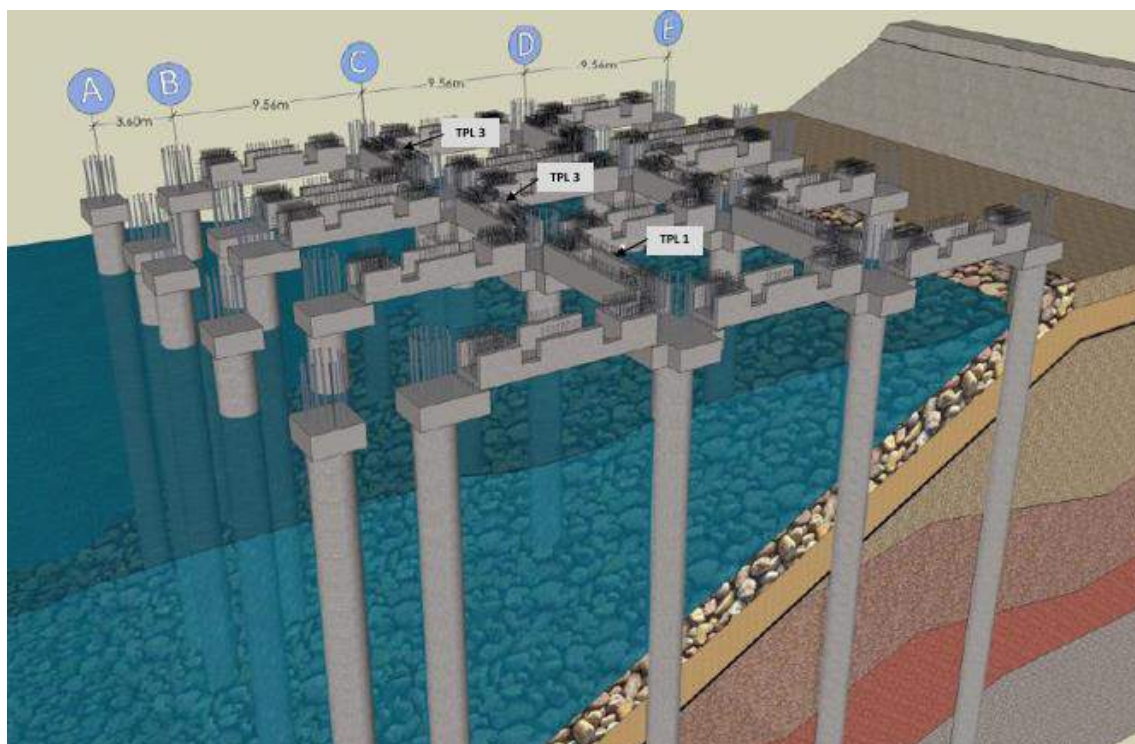


Una vez que se posiciono la grúa se inicio con el montaje de las TPT. Se garantizo que el traslape entre el capitel y la TPT no sea menor a 0.30m así como la separación entre el borde del capitel y la TPT fuera de 0.10 m de cada lado.

4.5.3 TRABES PRINCIPALES LONGITUDINALES (TPL)

Una vez que se colocaron las travesas TPT, se procedió con el montaje de las travesas TPL, empleando la grúa DEMAG AC 1600. Las TPL se dividieron en tres tipos, de las cuales la 1 y 2 se ubicaron en lo largo del eje C y D, excepto en el capitel ubicado en el borde de los módulos, mientras que las tipo 3 se colocaron en el borde.

FIGURA 118-119. Travesas principales longitudinales. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (61).”



Una vez que se verificó la posición exacta de las TPT, se procedió a la colocación de las TPL, respetando las mismas distancias establecidas para las TPT (traslape de 0.30 m y separación de 0.10 m).

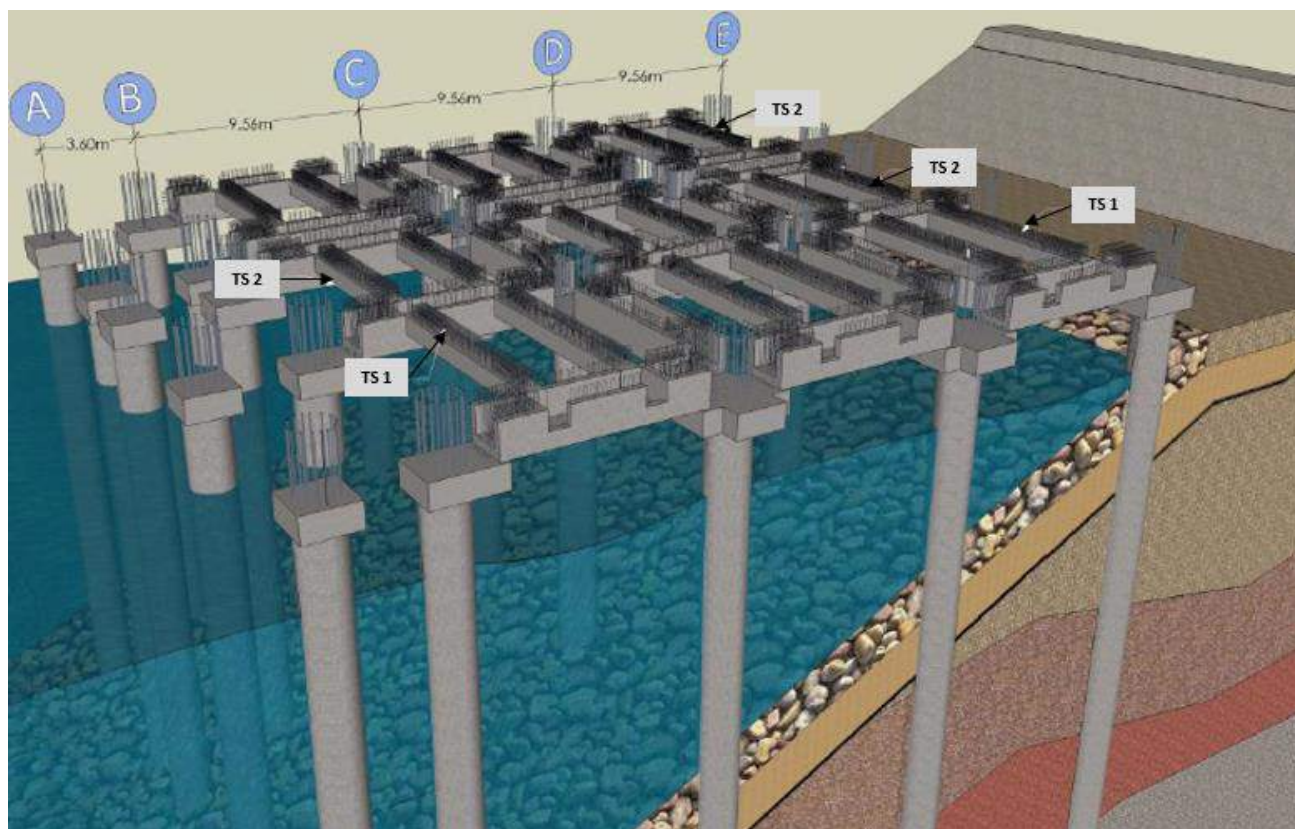
Topográficamente las TPL, al igual que las TP se alinearon ortogonalmente con respecto al eje del proyecto, procurando mantener las distancias como se muestra en la figura anterior.

4.5.4 TRABES SECUNDARIAS (TS)

Una vez que se colocaron las traveses TPT y TPL, se hizo una verificación geométrica para garantizar el correcto funcionamiento de todas las traveses ya que las traveses TS se colocaron sobre estas.

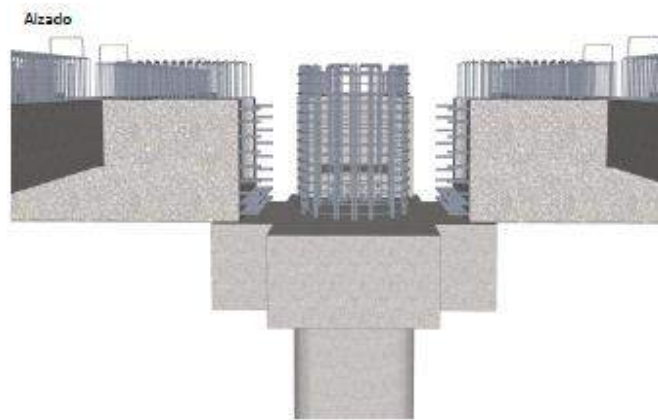
Las traveses secundarias se dividen en dos tipos. La tipo 1 se ubicó entre los ejes B-C y C-D, a excepción de los ejes donde se cerró el módulo, por lo que la tipo 2 se colocó en los cierres como se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 120-121. Traveses secundarias. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (68).”



Las TS fueron colocadas en los vanos de los TPT, cuidando que el traslape entre dichos elementos sea de 0.25 m.

Las TS se alinearon ortogonalmente con respecto a las TPT procurando mantener los traslapes como se muestra en la siguiente figura.



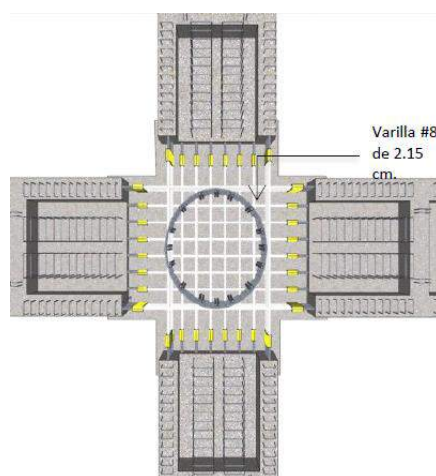
4.5.5 ARMADO Y COLADO DE NODOS

Una vez que se colocaron las traveses TPT, TPL y TS, se procedió con el habilitado de los nodos de la zona de capiteles.

La conexión de los elementos prefabricados en los nodos se realizó mediante acopladores de transición A12 de 10 cm de longitud.

Cada elemento prefabricado contaba con un roscado de varilla ubicados en los extremos de cada barra o armadura que se conectó como se muestra en la siguiente figura.

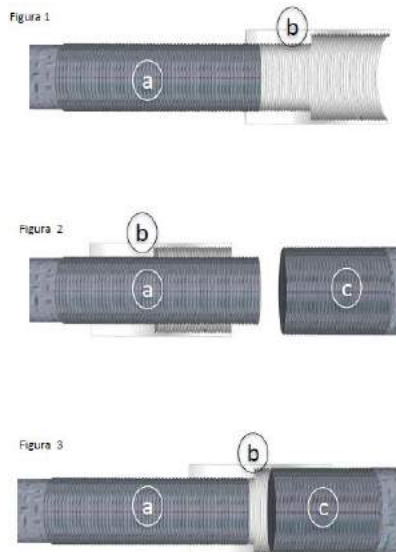
FIGURA 122. Armado de nodos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (76).”



El conector mecánico se colocó sobre la rosca de la varilla de conexión del #8 (a), Figura 1. Una vez que se ubicó la varilla de conexión cerca de la varilla del prefabricado. Se introdujo completamente

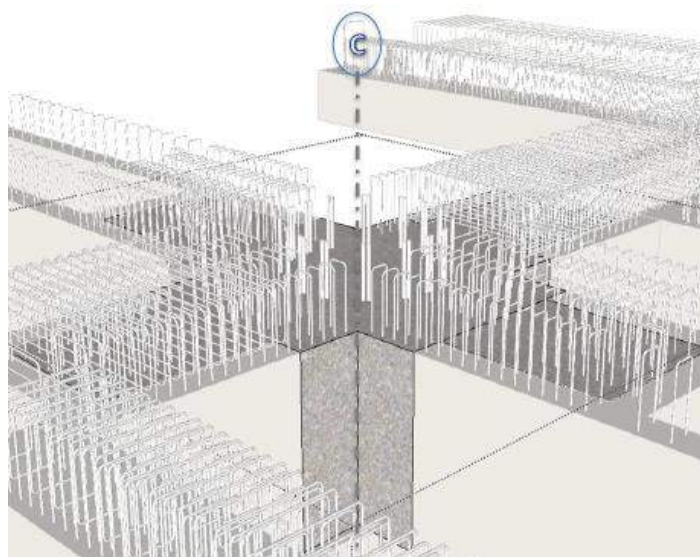
el conector mecánico (b) dentro de la varilla de conexión (a) (figura 2). Posteriormente se hizo la unión de ambos elementos moviendo el conector hacia la varilla del elemento prefabricado (c) (figura 3). Como se muestra en las siguientes figuras.

FIGURA 123. Acopladores. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (77).”



Una vez colocada la barra de acoplamiento se procedió a la colocación de armado complementario conformado por 20 estribos del número 4 en cada elemento. Una vez conectado el acero de las TPT, TPL y el capitel se procedió al armado de cimbra para el colado de los nodos.

FIGURA 124. Colado de nodos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208- Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (79).”

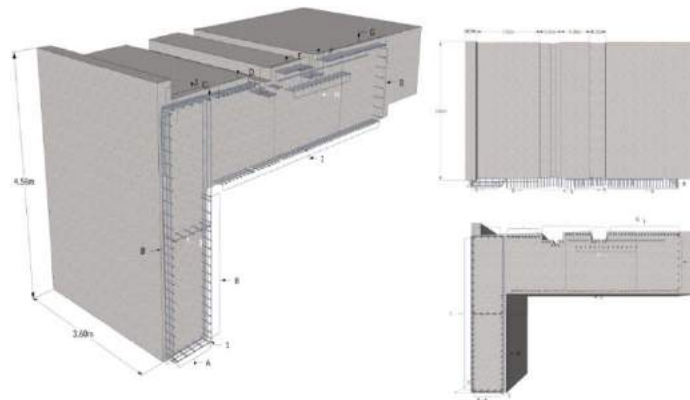


4.5.6 TRABES CARRIL

4.5.6.1 TRABE CARRIL LADO MAR (TCLM)

Debido a las dimensiones de este elemento fue necesario el armado en el sitio, para lograr el colado se colocó una cimbra metálica deslizable, apoyada en los cabezales del eje A y B. En la siguiente figura se muestra el detalle geométrico.

FIGURA 125. Geometría trabe carril lado mar. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (84).”

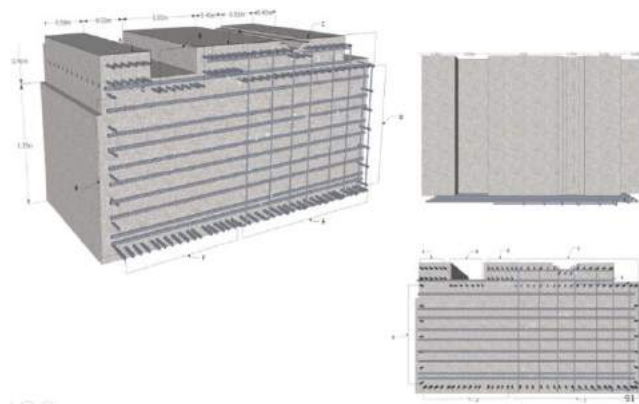


Los accesorios de anclaje y sujeción de las bitas y defensas se colocaron en el armado, previo al colado de concreto. Su posición la verifíco la cuadrilla de topografía, asegurando así la correcta colocación posterior de los accesorios.

4.5.6.1 TRABE CARRIL LADO TIERRA (TCLT)

Al igual que la trabe carril lado mar, se armó en sitio el elemento sobre el eje E y se utilizó una cimbra metálica deslizable. A continuación, se muestra el detalle geométrico.

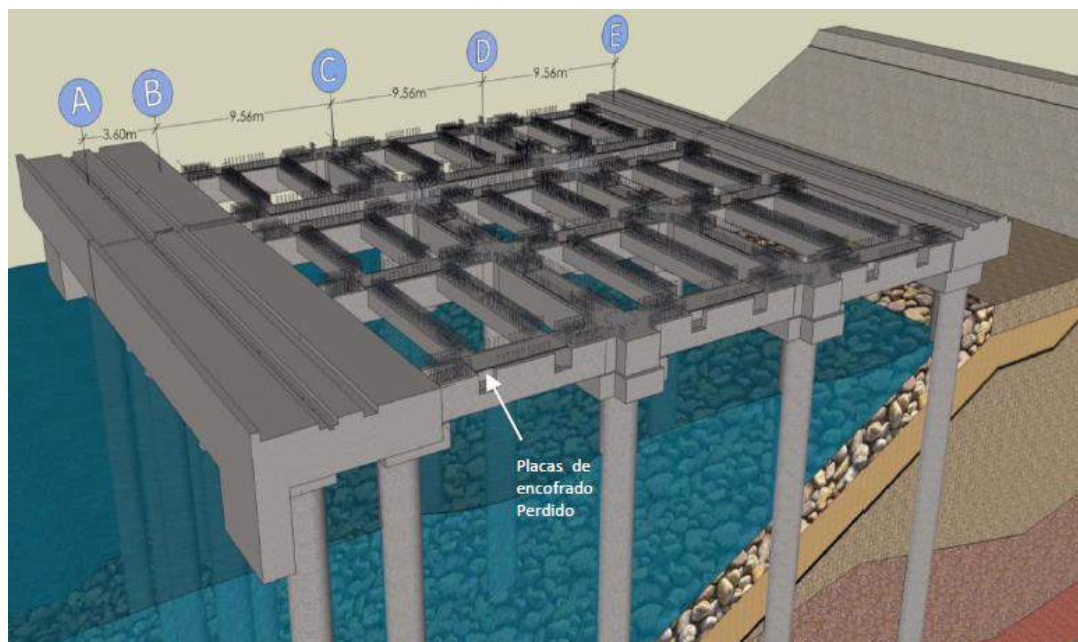
FIGURA 126. Geometría trabe carril lado tierra. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (91).”



4.5.7 ENCOFRADO Y PRELOSAS

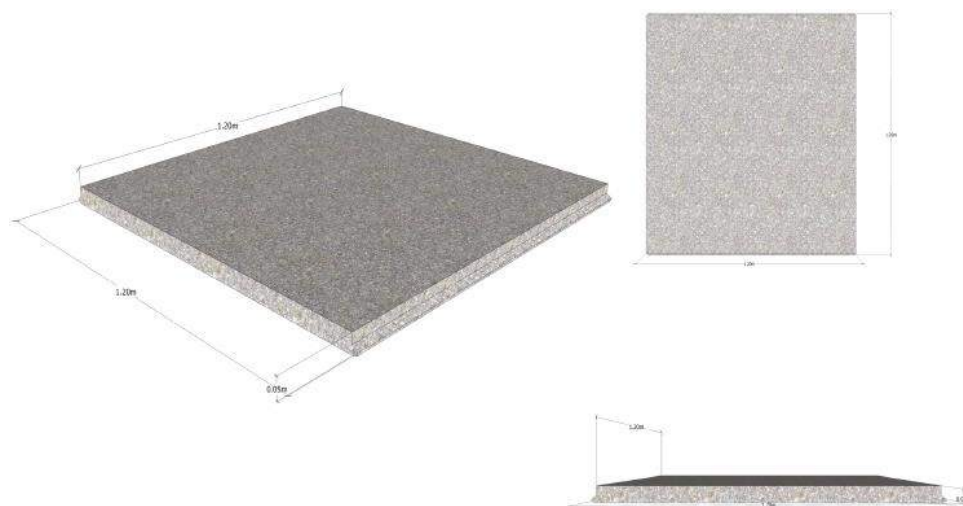
La siguiente actividad fue la colocación de placas perdidas, las cuales se ubicaron sobre las TPT y TPL. Como se muestra en las siguientes figuras.

FIGURA 127. Placas de encofrado perdido. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (93).”



El detalle geométrico de encofrado perdido se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 128. Detalle geométrico encofrado perdido. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (96).”

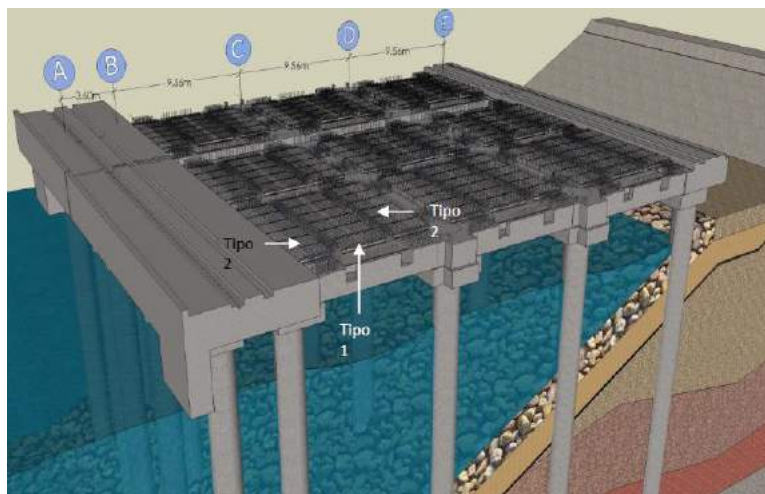


4.5.8 COLOCACION DE PRELOSAS

Una vez que se colocaron las placas de encofrado perdido, se comenzó el montaje de prelosas con la grúa DEMAG AC1600, verificando que no quedaran espacios vacíos que permitieran que el concreto se perdiera.

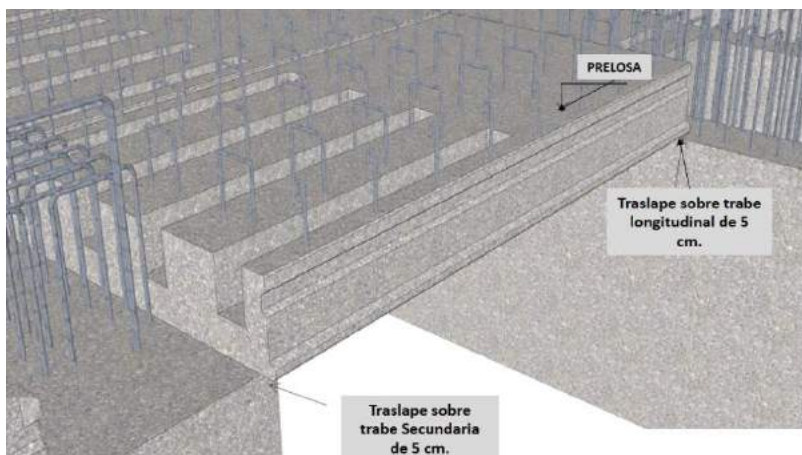
Existen 2 tipos de prelosas, las tipo 1 se colocaron sobre el centro de los entre ejes B-C, C-D y D-E, mientras que las tipo 2 en los extremos de estos. Como se muestra en la siguiente figura.

FIGURA 129. Colocación de prelosas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (97).”



Las prelosas se colocaron perpendicularmente sobre las TPL y las TS procurando mantener el traslape de 0.05 m en ambas travesas, además se verificó que no quedaran huecos entre las piezas como se muestra en la siguiente figura.

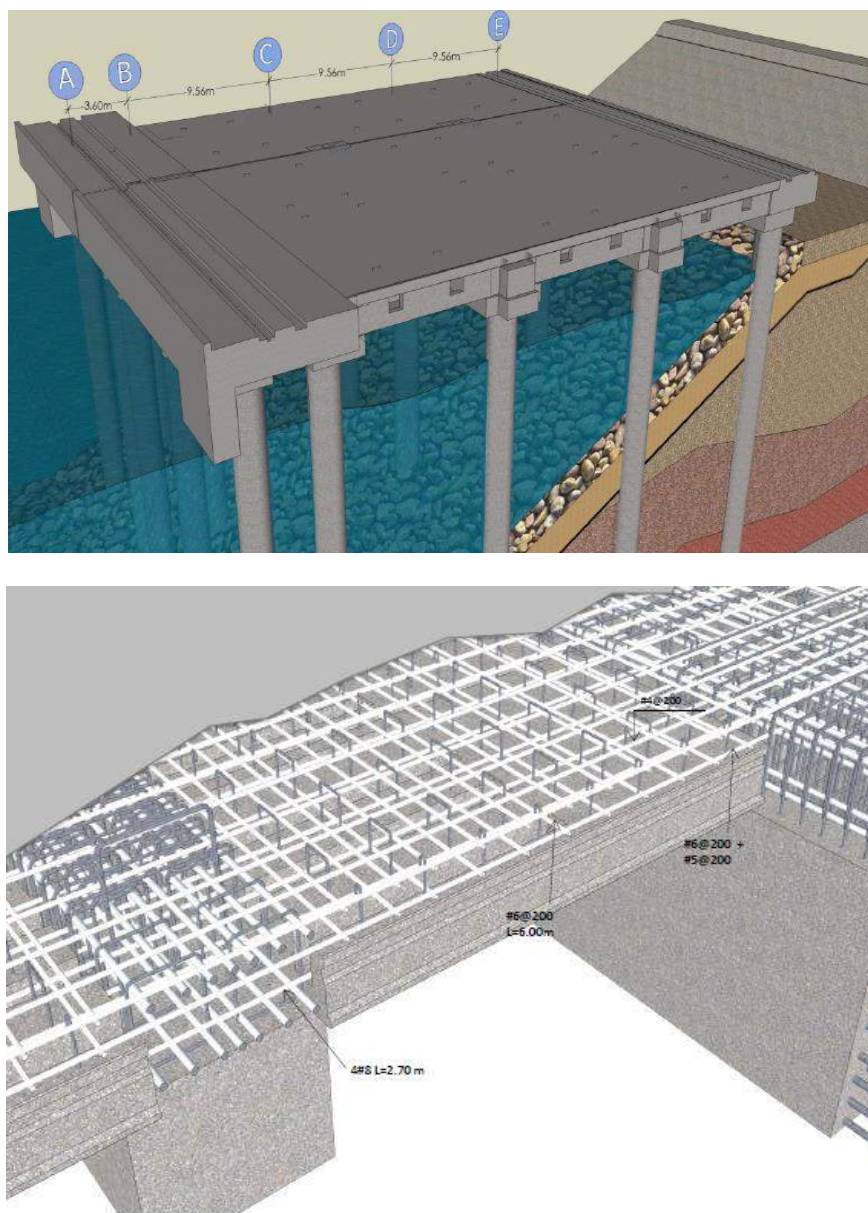
FIGURA 130. Detalle geométrico de prelosas. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (101).”



4.5.9 LOSA DE RODAMIENTO

Una vez que se colocaron las prelas sobre todos los elementos prefabricados se dio inicio al armado del acero de refuerzo de la losa de rodamiento sobre los elementos prefabricados. El espesor de la losa es de 0.20 m. Se colocó mediante concreto bombeable de resistencia $f'c$ 300 kg/cm² resistente a los sulfatos y de resistencia rápida. En las siguientes figuras se muestra de manera esquemática esta losa de rodamiento.

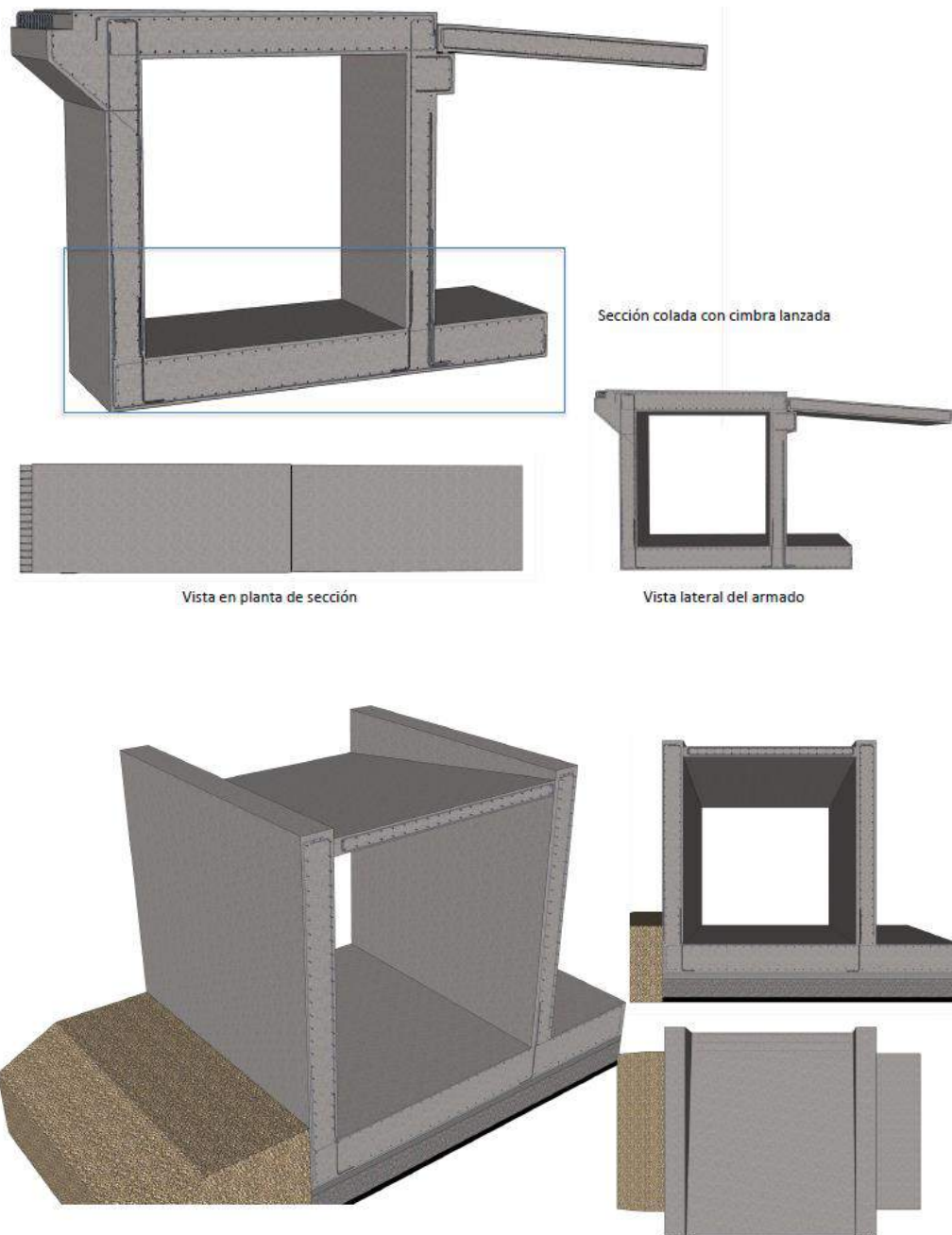
FIGURA 131-132. Construcción de losa de rodamiento. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (105).”



4.5.10 GALERIA

Una vez comenzado el colado de la losa de rodamiento se procedió simultáneamente al armado y colado de la galería. En las siguientes figuras se muestra el detalle geométrico de la galería.

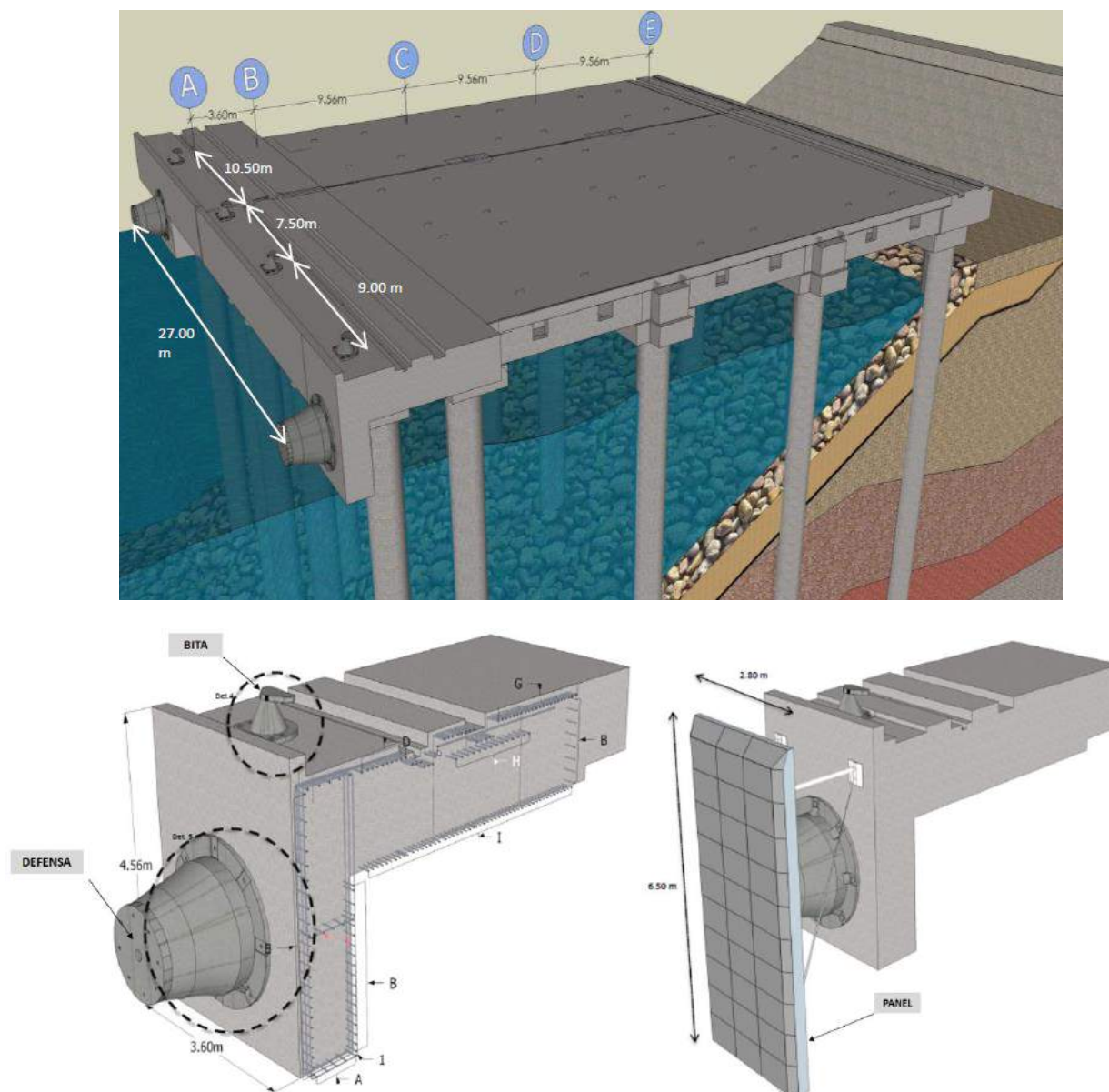
FIGURA 133-134. Detalles geométricos de la galería. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (112).”



4.5.11 COLOCACION DE ACCESORIOS

Una vez fraguada la losa de rodamiento se continuo con la colocación de todos los accesorios correspondientes al muelle como son las bitas y defensas. Las bitas de 200 t se colocaron en cada eje numérico, es decir a cada 9, 7.5 y 10 m, las defensas se ubicaron a cada 27 m y las escaleras a cada 54 m, los paneles que se colocaron son modelo UHMW-PE FQ 40 mm con una longitud de 6.50 m. A continuación se muestran algunas imágenes de estos accesorios.

FIGURA 135-136. Colocacion de accesorios. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1208-Procedimiento Constructivo del muelle, Rev. 02 (28-agosto-2014), p.p. (121).”



V

SEGURIDAD, CALIDAD Y MEDIO AMBIENTE

5.1 SEGURIDAD EN EL TRABAJO

Como parte de los protocolos de seguridad y medidas de mitigación para prevenir riesgos de trabajo se implementó un sistema de gestión el cual consistió en tres aspectos principales, la identificación de peligros, la asignación de tareas seguras y una matriz de evaluación y control de riesgos. Con base en estos tres elementos cada actividad de trabajo dentro de la obra fue analizada por el responsable directo de los trabajos en cada frente de construcción y evaluada y autorizada por el responsable de seguridad ACSMA, este procedimiento era realizado previo al inicio de los trabajos de cada actividad y monitoreado constantemente por los responsables de seguridad hasta el término de los trabajos, por ningún motivo se permitía la omisión a este protocolo y era requisito indispensable para el dar el inicio a cada actividad dentro del proyecto de la TEC II.

A continuación, se muestra el sistema de gestión de seguridad implementado para la construcción de las pilas de cimentación:

- 1) Todas las cargas de izaje con grúa, se realizaron con operadores y maniobristas calificados, utilizando las herramientas y accesorios adecuados, y fueron guiadas por cuerdas de polipropileno (viento) de longitudes necesarias según la maniobra.
- 2) El jefe de frente realizaba periódicamente una inspección visual de los accesorios de izaje, tales como; eslingas, poleas y sus pernos, estrobos, grilletes y cables de acero del tipo adecuado. El reemplazo de estrobos se efectuaba de acuerdo con las recomendaciones del fabricante o con lo establecido en los manuales y procedimientos de seguridad de la empresa constructora.
- 3) Todo el personal que tenga que acercarse al borde de la pila perforada, debía portar un arnés de seguridad y estar asegurado por una línea de vida sujeta a la draga o a otro elemento fijo capaz de sostener el peso de la persona.
- 4) El personal debía usar su equipo de protección personal EPP (casco de polipropileno, guantes, lentes de seguridad, etc.) de acuerdo con sus actividades y riesgos identificados. Por ningún motivo los soldadores podían cortar o soldar, sin los lentes o caretas de protección.

- 5) Durante todo el proceso debía estar presente personal de construcción (jefe de frente) así como de seguridad.
- 6) En caso extraordinario que una perforación, parcialmente o totalmente realizada, no pudiera ser colada, esta se rellenaba con mortero pobre de $f'c$ 15 kg/cm² o con grava para evitar el colapso del terreno.
- 7) Para los trabajos de perforación se utilizaba una plataforma reticular a base de acero estructural donde se posicionaba el equipo de perforación hidráulico y de esta manera la cuadrilla de perforación pudiera apoyarse y desplazarse para las maniobras necesarias de sondeo de profundidad y verificación del nivel de lodo bentonítico sobre una superficie segura y uniforme de trabajo. En la siguiente imagen se muestra el dispositivo utilizado.

FIGURA 137. Dispositivo de seguridad para plataforma de trabajo del personal. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (7).”



- 8) El área de trabajo donde se encontraban operando o realizando maniobras equipos de construcción pesada como grúas o perforadoras, así como cargadores y retroexcavadoras para la carga y descarga del material de rezaga y limpieza del área de trabajo debían ser acordonados y señalizados con cintas de precaución y elementos deflectores de tránsito para los movimientos y desplazamientos de camiones de carga.
- 9) Previo al inicio de cada jornada de trabajo tanto en el primer como segundo turno se debía realizar una plática informática de seguridad con diversos tópicos referentes a la prevención de riesgos y accidentes en las labores cotidianas del trabajo, estas pláticas debían ser convocadas y dirigidas por los jefes de frente o responsables directos de los frentes de trabajo.
- 10) Para los turnos nocturnos debía contarse siempre con iluminación suficiente en cada área de trabajo, utilizando torres de iluminación tipo maxi light.

A continuación, se muestran a manera de ejemplo parte de los documentos de gestión implementados para el análisis y evaluación del procedimiento de construcción de las pilas de cimentación:

5.1.1 DOCUMENTO DE IDENTIFICACION DE PELIGROS

TABLA 32. Identificación de peligros. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2015), Documento 1205 TC-SEG-IDP-001, Rev. 03, p.p. (1).”

IDENTIFICACION DE PELIGROS			
PROCESO	ACTIVIDADES	IDENTIFICACION DE PELIGROS	CONSECUENCIAS POTENCIALES
1.- Preparación de lodos bentonítico	1.- Descarga de agua de pipas a tanques de almacenamiento	Trabajos en plataforma de tanques con altura de 2.5 metros o mayor. Trabajos al borde de tanques abiertos de almacenamiento de agua de cap. De 20,000 lts3. Operación de vehículos pesados cerca de plataforma de tanques de almacenamiento de agua.	Muerte por ahogamiento por caída dentro del tanque. Daño a las instalaciones por colisión de pipas contra plataforma de tanques de almacenamiento de agua.
	2.- Descarga de bentonita a granel directo a silos	Operación de vehículos pesados cerca de los silos Trabajos en altura en silos Contacto en piel, ojos o vías respiratorias con bentonita	Contusiones, fracturas o muerte por caída de diferentes niveles. Daños a las instalaciones, muerte por atropellamiento. Irritación en ojos, piel o vías respiratorias por contacto con polvo de bentonita.
	3.- Operación de bombas	Desacoplamiento violento de mangueras con fluidos a presiones altas y fuga de lodos bentónicos.	Contusiones, fracturas y lesiones. Irritación en ojos, piel, vías respiratorias por contacto con lodo bentonítico.
	4.- Mezcla de agua/bentonita en equipo (MAT)	Contacto con bentonita en piel ojos o vías respiratorias.	Irritación de piel, ojos, vías respiratorias
	5.- Llenado de contenedores para almacenamiento	Superficies resbalosas por existencia de lodos bentónicos dispersos en el piso.	Fracturas y lesiones por caídas a distinto y al mismo nivel ya sea de la parte superior de los contenedores o a nivel de piso.

5.1.2 DOCUMENTO DE ASIGNACIÓN DE TAREA SEGURA

TABLA 33. Asignación de tarea segura. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2015), Documento 1205 TC-SEG-ATS-001, Rev. 03, p.p. (1).”

ASIGNACIÓN DE TAREA SEGURA							
ACTIVIDADES	MEDIDAS PREVENTIVAS	CUMPLE		CONTROL OPERACIONAL	CUMPLE		OBSERVACIONES
		Sí	No		Sí	No	
1 GENERAL	Identificación de peligros en conjunto con trabajador.			Prohibido iniciar trabajos de alto riesgo sin contar con “Autorización” correspondiente, formato GSI-INS-216 A1 Rev. 4, “Autorización de actividades de alto riesgo”.			
GENERAL	Difusión de los peligros identificados y los controles operacionales a todas las personas involucradas en la operación.			Prohibido el uso de anillos, alhajas, relojes, cadenas, pearingis, aretes cabello largo y suelto, ropa holgada o rota en las áreas de operación.			
GENERAL	Contar, durante las actividades, con atención de primeros auxilios y traslado en caso de urgencia.			Uso obligatorio de Equipo de Protección Personal (EPP) básico en todas las actividades: casco, zapato de seguridad, chaleco, lentes de seguridad.			
GENERAL	Es obligatorio que todo el personal de las áreas involucradas (construcción, topografía, maquinaria, ACSMA, etc), asista a las pláticas diarias de 5 minutos.			Salvo que exista equipo de seguridad específico que sustituya al mismo.			

5.1.3 DOCUMENTO DE EVALUACIÓN Y CONTROL DEL RIESGO

TABLA 34. Evaluación y control del riesgo. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2015), Documento 1205 TC-SEG-ECR-001, Rev. 03, p.p. (1).”

TABLA DE EVALUACION Y CONTROL DE RIESGO																					
#	ACTIVIDAD	AREA DONDE SE PRESENTA	CONSECUENCIAS POTENCIALES	EVALUACION											MEDIDAS PREVENTIVAS	CONTROL OPERACIONAL					
				PROBABILIDAD DE LA						MAGNITUD DE							RIESGO				
				1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5			Tolerable	Bajo	Medio	Alto	Muy alto
1	1.- Descarga de agua de pipas a tanque de almacenamiento	Tanques de almacenamiento de agua.	-Contusiones, fracturas o muerte por caída de diferentes niveles -Muerte por ahogamiento por caída dentro del tanque. Daño a las instalaciones por colisión de pipas contra plataforma de tanques de almacenamiento de agua.															- Verificar que la velocidad del viento no exceda los 70 km/hr antes de inicio o durante los trabajos. - Que los operadores de las pipas sean calificados y evaluados por maquinaria. - Colocar señalamiento restrictivo en tanques de almacenamiento.	- Verificar las condiciones seguras de la plataforma de trabajo y escaleras de acceso una vez a la semana. -No realizar trabajos en alturas en condiciones de vientos fuertes arriba de 70 km/hr. -No accesar a la parte superior de los tanques de almacenamiento		
	2.- Operación de bombas.	Área de Bombas	-Contusiones y/o fracturas - Irritación en ojos, piel, vías respiratorias por contacto con lodo bentonítico.															- Revisión visual y física de los acoplamientos de mangueras.	- Mantener la plataforma libre de obstáculos. - Uso obligatorio de casco con barbiquejo, guantes de seguridad, chaleco - Guiar por medio de un maniobrista los vehículos que descargan bentonita al momento de posicionarse. - Verificar que los operarios de las bombas en turno estén en las listas de personal autorizado.		

5.2 CONTROL DE CALIDAD

5.2.1 GENERALIDADES

El equipo necesario para la ejecución de las pilas ofreció garantías suficientes en relación con la calidad del concreto, precisión en la hincas de los ademes, mínima perturbación del terreno y, sobre todo, continuidad de las pilas.

El Contratista sometió a la Dirección de Obra, con la antelación suficiente, el procedimiento para la ejecución de las pilas, el equipo y plan de trabajo.

La secuencia constructiva de las pilas será el siguiente:

- Perforación de la pila.
- Colocación de acero de refuerzo.
- Colado del concreto.

Para los trabajos de perforación, se ubicaron los puntos de perforación.

La máquina utilizada para la hincas de los ademes debió estar orientada de tal manera que los ademes estén centrados sobre los puntos de la perforación.

- Los ademes deben tener un diámetro no menor al diámetro de la pila.
- Una vez centrados, nivelados e hincados los ademes, se procedió al inicio de la perforación, con la maquinaria específica para atravesar los diferentes estratos, verificando en todo momento la verticalidad de los ademes.
- Tras llegar a la profundidad de la excavación con los ademes, se continuó la perforación con lodos bentoníticos, hasta la profundidad total de la pila indicada en planos, previo aviso y aceptación de la Dirección de Obra.
- Los lodos bentónicos deberán al menos tener las características especificadas en la norma de la construcción NTC:

TABLA 35. Propiedades del lodo bentonítico. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (52).”

Propiedad del lodo bentonita	RANGO	
	Mínimo	Máximo
Viscosidad dinámica en Pa. s (centipoises)	0.010 (10)	0.015 (15)
Gelatinosidad (determinada con Sherómetro) en kgf/100m ² (1 Lib./100 pies ²)		
A los 10 seg.	5 (1)	48 (10)
A los 10 min.	15 (3)	122 (25)
Viscosidad cinemática (determinada en el cono de Marsh) en segundos	30	90
Contenido de arena en %		3.5*
Volumen de agua filtrada en m ³		2.5
Densidad en g/cm ³	1.03	1.07
Potencial hidrógeno pH	7	10
Espesor de la costra (cake) en mm	1	2

Antes del inicio de la colocación del refuerzo y el colado de las pilas se limpió debidamente el fondo de la perforación, prestando especial atención a no dejar restos (fango, detritus, etc.) en el fondo de la pila.

- Posteriormente se procedió a la colocación del acero de refuerzo, en esta fase también se colocaron seis tubos en el interior que sirvieron para realizar a posteriori las pruebas de integridad al concreto. La fabricación el transporte y la puesta en obra del acero de refuerzo estuvo sujeta a las especificaciones descritas en el subcapítulo 5.2.6 “Especificaciones técnicas de los materiales”.

Una vez que se niveló, centró y sujetó el refuerzo en el interior de la perforación, y bajo previa aprobación de la Dirección de Obra, se procedió al colado de la pila. Para evitar disgregaciones del concreto el colado se realizó con una tubería Tremie que deberá tener la longitud necesario para asegurar que el vertido del concreto se realizara a 50 cm por encima del fondo de la excavación. La fabricación el transporte y la puesta en obra del concreto estuvo sujeta a lo prescrito en el subcapítulo 5.2.8

- Para la recuperación de los ademes metálicos fue necesario que estos sobresalieran de la superficie una altura de aproximadamente 2.50 m, por esta razón fue necesario ejecutar una rampa para realizar el vertido del concreto dentro del tubo Tremie.
- La extracción del ademe metálico se inició cuando el concreto se encontraba en contacto en toda su longitud con el tramo de ademe más profundo, de forma que la actividad se realizó de forma cíclica: vaciado del concreto – corte de la tubería Tremie, recuperación del ademe, hasta la finalización del colado.

- El ademe debió mantenerse vertical durante la extracción, para evitar que se moviera el refuerzo y que se mezclara el suelo con el concreto en los lados de la pila. Después de comenzar el colado, la extracción debió hacerse dentro de la hora siguiente, antes de que el concreto adquiriera su fraguado inicial. Si ocurría un retraso mayor que este periodo, ya no debía extraerse el ademe y la porción que no se había extraído todavía debía cortarse.
- Durante el proceso de vaciado del concreto, se realizó simultáneamente el retiro de lodo bentonítico, mediante bomba.
- El Contratista realizó un registro de trabajo de cada pila; en el que figuraban, al menos:
 - La fecha y hora de comienzo y fin de la introducción del ademe.
 - La profundidad de la excavación total alcanzada con el ademe y con los lodos.
 - La profundidad hasta la que se introdujo el acero de refuerzo.
 - La relación volumen de concreto-altura alcanzada.
 - La fecha y hora del comienzo y terminación del colado del concreto.
- Se registró la calidad y espesor de los estratos atravesados; y se tomaron muestras del terreno.

Sobre alguna de las pilas de prueba, o bien sobre cualquiera de las de trabajo, se efectuaron las pruebas de carga y los ensayos sónicos, de impedancia mecánica ordenado por la Dirección de Obra.

5.2.2 DESCABEZADO DE PILAS

Para facilitar las labores de descabezado de las pilas se debió evitar la adherencia entre el refuerzo y el concreto, una longitud igual o superior a la especificada en la tabla 35.

TABLA 36. Longitud mínima de anclaje pila-sistema piso. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (15).”

Designación	Diámetro nominal (mm)	Longitud de empotramiento pila-sistema de piso (mm)
#10	31.80	634

Tabla 11. Longitud mínima de anclaje pila-sistema de piso

- Para este fin se pudieron utilizar barnices antiadherentes compuestos de silicona, o preparados a base de aceite solubles en agua o grasa diluida, se debió evitar el uso de gasóleo, grasa corriente, o cualquier otro producto análogo.
- El descabezado de las pilas no debió producir daño alguno en la armadura ni en la geometría de las pilas.

5.2.3 TOLERANCIAS Y CONTROL DE CALIDAD

Debieron comprobarse las coordenadas de los ejes de cada pila teniendo como tolerancia por desviación en planta un cinco por ciento (5%) del diámetro indicado en los planos.

- Se debió verificar la inclinación real, en relación con la teórica, y esta no debe ser mayor del 2% de la longitud total de la pila indicada en los planos.
- La desviación admisible en el diámetro de la pila fue de $+0.1d$; -20 mm.
- Los ensayos en las pilas se realizaron para estimar los parámetros de cálculo, estimar la capacidad portante; probar las características resistente-deformacionales en el rango de las acciones especificadas, comprobar el cumplimiento de las especificaciones y probar la integridad de la pila.
- Las pilas proyectadas fueron elementos de la máxima importancia en la seguridad del conjunto estructural, por lo que, además de una muy cuidada ejecución, debió comprobarse su estado previamente a la continuación del proceso constructivo vinculado a su entrada en carga. Para ello se dotarán todas las pilas de 6 tubos de acero para detección por barrido (por emisor de ultrasonidos) de las posibles discontinuidades en el concreto.
- Convino que los ensayos de carga estática y dinámica no se efectuaran hasta después de un tiempo suficiente para tener en cuenta el aumento de resistencia de los materiales del pilote, así como la evolución de la resistencia de los suelos debida a las presiones intersticiales.

En función de los resultados de los ensayos, la supervisión de obra determinó la aceptación o rechazo de la pila, y la necesidad de efectuar inyecciones de rellenos en cavidades detectadas.

5.2.4 PRUEBAS

5.2.4.1 Acero de refuerzo

Conforme al Plan de Inspección y Pruebas (PIP), a cada lote de acero de refuerzo que llegó a la obra, se le tomaron muestras aleatorias, a fin de determinar su resistencia a la tensión, comprobando que cumpla con lo indicado en las especificaciones particulares del proyecto.

5.2.4.2 Concreto

Conforme al PIP, al concreto se le tomaron muestras a fin de determinar en laboratorio su resistencia a 7 y 28 días, comprobando que cumpla con lo indicado en las especificaciones particulares del proyecto.

De forma similar al concreto de cada olla que llegó a la obra, previo a su colocación, deberá practicársele la prueba de revenimiento comprobando que cumpla con lo indicado en el PIP, así como en las especificaciones particulares del proyecto. En caso de que no cumpliera, no podía ser vaciado en la perforación.

5.2.4.3 Lodo Bentonítico

El lodo bentonítico, debió ser fabricado en base a los resultados de las pruebas de laboratorio, verificando el cumplimiento de las características indicadas en la tabla del subcapítulo anterior. Para tal fin el laboratorio debió tomar muestras del volumen fabricado en superficie (1 muestra por cada 25 m³ de lodo bentonítico), y se verificaba el cumplimiento de las propiedades del lodo bentonítico.

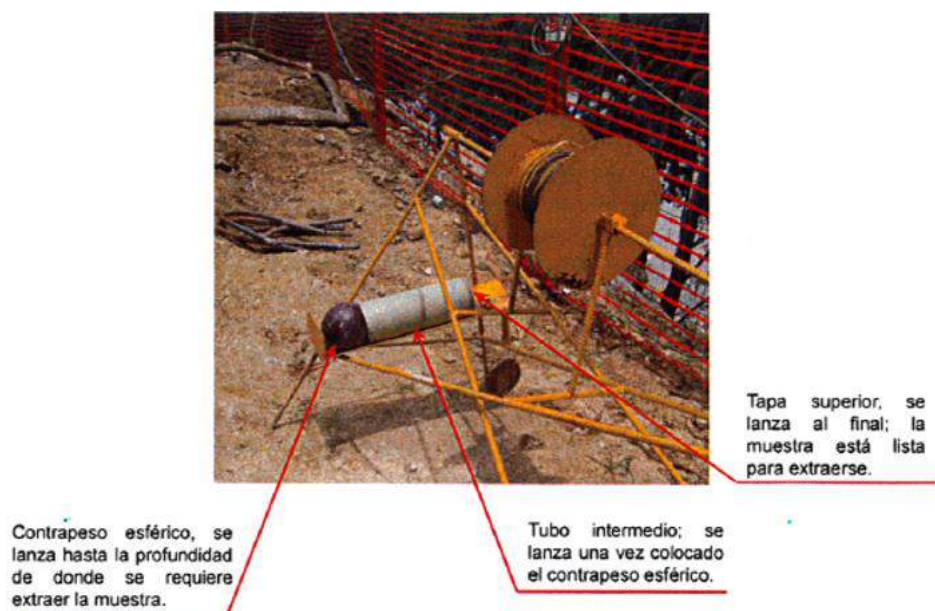
Una vez iniciada la colocación del lodo bentonítico al interior de la perforación, se debió monitorear sus características, para lo cual se tomaba una muestra a los primeros 20 m de perforación, una a los 30 m, y una a los 45 m.

Las muestras se tomaron bajo el siguiente criterio:

Se llevó a cabo un registro y control de los resultados de las pruebas. La verificación de las propiedades del lodo bentonítico debió realizarse en campo, para lo cual se debió contar con el equipo y personal correspondiente. Las pruebas debieron realizarse de manera inmediata a la toma de las muestras e informar al personal de construcción de los resultados.

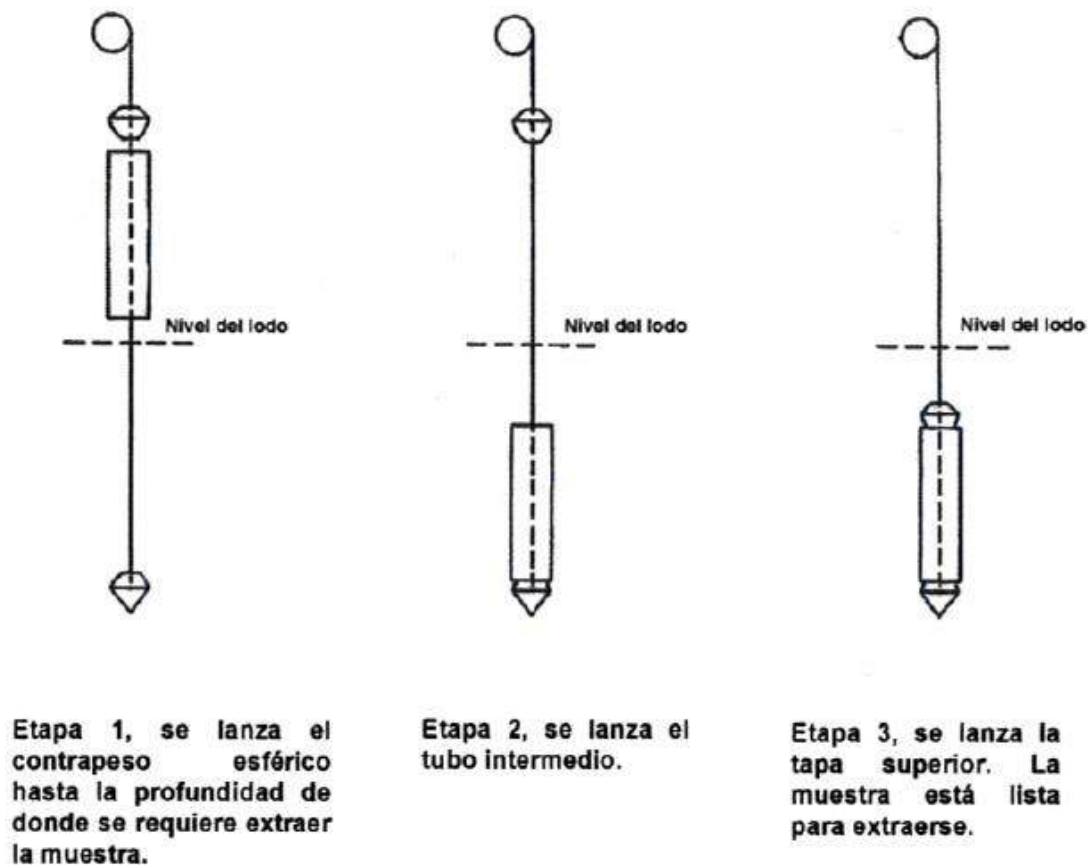
Las muestras de lodo se tomaron con un muestreador de lodos como el que se muestra en la figura siguiente:

FIGURA 138. Muestreador de lodos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (12).”



A continuación se muestra la secuencia para la toma de muestra de lodo bentonítico:

FIGURA 139. Toma de muestra de lodos. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-CON-PTC-001, Rev. 03, p.p. (13).”



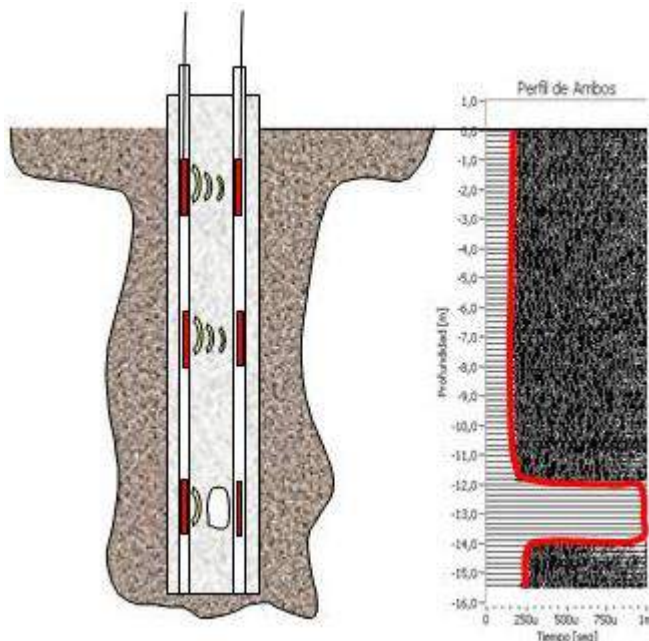
En caso de que por el contacto del lodo bentonítico con agua subterránea con alto contenido salino, se obtuviera un volumen de agua libre superior a 30 ml en la prueba de prensa hidráulica, o bien que se observara una separación importante del agua libre del lodo en el interior de la pila, se agregaba polímero directamente a la perforación, a razón de 350 gr/m³ y se agitaba haciendo girar lentamente la herramienta de perforación, y haciéndola descender y ascender suavemente hasta que se mejoraba a simple vista la viscosidad del lodo; inmediatamente se obtenía una muestra a la mitad de la altura de la perforación efectuada y se le determinaba su viscosidad en el cono Marsh. Si el resultado estaba por debajo de la especificación, (30 segundos), se agregaban otros 150 gr de polímero por cada m³, para completar 500 gr/m³ y se repetía la prueba.

5.2.4 PRUEBAS DE INTEGRIDAD

Para la determinación de la integridad de la pila y verificar su calidad, longitud y continuidad se aplicaron pruebas de tipo Cross-Hole que son del tipo no destructivas. El ensayo es un método geofísico el cual funciona introduciendo una línea de geófonos por unos sondeos, y se mide la variación de la amplitud y velocidad de propagación de una onda de compresión en el concreto de la pila entre un emisor y el receptor, a lo largo de la longitud de la pila.

La variación de velocidad de onda se asocia con la calidad del concreto, la presencia de discontinuidades o la existencia de oquedades en la masa de concreto, en la siguiente figura se observa de manera esquemática lo antes mencionado:

FIGURA 140. Esquema prueba de integridad. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (25).”



El ensayo se realizó siguiendo las recomendaciones de la norma ASTM-6760 los defectos más comunes observados fueron la presencia de oquedades, concreto segregado, fracturas, e inclusiones de lodo y suelo.

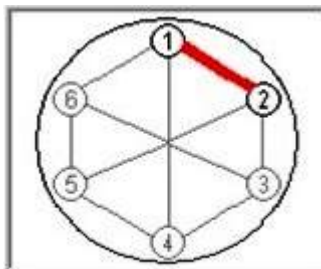
5.2.4.4.1 PROCEDIMIENTO

Se dispuso 6 tubos de 50 mm de diámetro. Los tubos se colocaron durante la construcción de las pilas, atados a las armaduras de acero, previo al colado del concreto.

Una vez dispuestos los tubos y dejado fraguar el concreto se procedió a realizar las mediciones. Para ello se trabajó por pares de tubos, introduciendo en uno de los tubos un emisor, que actúa como generador de pulso, y en otro tubo el receptor. Los dos sensores se bajaron por los tubos en forma simultánea, quedando siempre a la misma altura. Para que la onda se transmitiera, se requirió que los tubos se encentraran limpios y llenos de agua. Los equipos electrónicos conectados a los sensores permitieron recibir y grabar los registros y determinar el tiempo transcurrido entre que el pulso sale del emisor y es recibido en el otro tubo por el receptor. El procedimiento se repite prácticamente en forma continua en toda la profundidad de la pila en donde se obtenía la variación de los tiempos de arribos (Δt) y/o de la velocidad de propagación V_p a lo largo de todo el fuste entre los dos tubos. Una vez concluido este perfil se procedía a cambiar de tubo las sondas y se repetía la misma operación

descripta precedentemente. Las combinaciones posibles de perfilado eran de 9 combinaciones para los 6 tubos colocados como se muestra en la siguiente imagen:

FIGURA 141. Arreglo de tubos de acero en la prueba de integridad. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (26).”



5.2.5 REMEDIACION DE PILAS CON REDUCCION DE VELOCIDAD EN PRUEBAS CROSS HOLE

Como parte de las medidas de control de calidad implementadas para las pilas se diseñó un procedimiento para realizar los trabajos de mejoramiento de pilas por reducción de velocidad en las pruebas antes mencionadas Cross-Hole.

Este procedimiento contempló únicamente las actividades de mejoramiento de pilas con reducción de velocidad durante la prueba de Cross-Hole, mediante inyección de mezcla como se describe a continuación:

5.2.5.1 DEFINICIONES

Barreno: Perforación realizada con equipo mecánico en la pila de cimentación, con la profundidad y diámetros que se especifiquen, que sirvió como conducto para el paso de la mezcla de inyección hasta el lugar en donde se requirió el mejoramiento.

Mezcla: Combinación de agua y grout (Máster Flow o similar) para realizar un mortero que permitiera la resistencia a la compresión igual a la indicada en proyecto con la plasticidad suficiente para ser inyectada a la presión indicada en las especificaciones.

Inyección: Colocación de la mezcla a la presión indicada para penetrar y sellar la zona en donde se detectó la disminución de velocidad durante la prueba de Cross-Hole.

5.2.5.2 ANTECEDENTES

- Toda vez que se contaba con los datos de profundidad de perforación requerida y la ubicación en planta de las pilas por mejorar, se podía iniciar con las actividades.
- Par poder iniciar los trabajos de remediación era necesario identificar las pilas a remediar.
- Se tomaron las medidas de seguridad necesaria por actividades a realizar cercanas al agua.

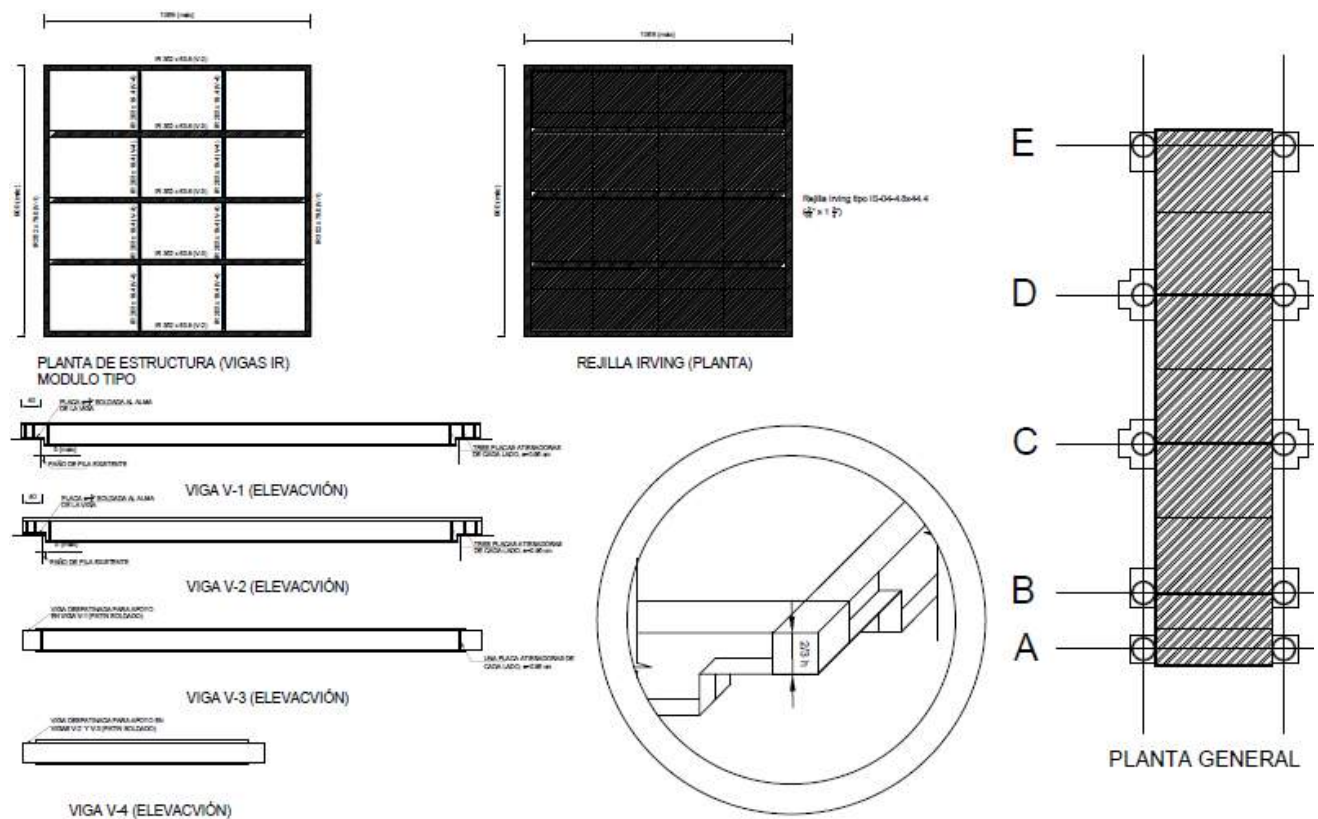
- Todo el personal operativo, técnico y de seguridad involucrado participó en una reunión previa donde se detallaron las actividades a ejecutar, las funciones que cada uno realizaría y los controles operacionales de seguridad a implementar.
- El área de trabajo debió ser confinada para evitar el paso de maquinaria y personal no autorizado que pudiera ponerse en riesgo.

5.2.5.3 PROCEDIMIENTO

1) Colocacion de plataforma metálica desmontable.

En la siguiente figura se muestra de manera esquemática un croquis de la plataforma desmontable:

FIGURA 142. Plataforma metálica. “ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-PTC-CON-020, Rev. 03 (junio-2014), p.p. (2).”



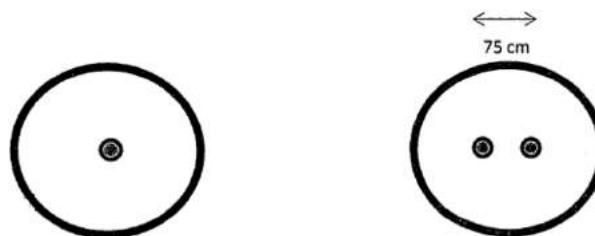
2) Se utilizo una plataforma metálica desmontable con capacidad de carga para soportar el peso del equipo, material y personal, dicha plataforma se colocó sobre los capiteles construidos previamente y se armó desde el eje E hasta el eje A.

5.2.5.3.1 PERFORACION

Se realizaron una o dos perforaciones hasta la profundidad a la que se detectó la zona con baja velocidad según la prueba Cross-Hole, de un diámetro de 4" la distancia entre los barrenos debió ser de aproximadamente 75 cm equidistante entre ellos, con equipo mecánico a rotación y/o roto percusión, en caso de ser una sola perforación esta se realizó al centro de la pila.

Una vez alcanzada la profundidad final, se instaló la tubería y un obturador neumático de 3" de diámetro.

FIGURA 143. Arreglo de tubería para perforación. "ICA Dirección de Puertos, agua y minería (2014), Documento 1205 TECII-PTC-CON-020, Rev. 03 (junio-2014), p.p. (3)."



5.2.5.3.2 EQUIPAMIENTO DEL BARRENO

Una vez terminada la perforación se procedió a introducir la tubería dentro de la misma, iniciando con el obturador y posteriormente acoplado barras de 1" hasta llegar a la longitud a mejorar, posteriormente en superficie se colocó un medidor de presión (manómetro) conectado al equipo de inyección.

5.2.5.3.3 PREPARACION DE LA MEZCLA

A la terminación del barreno y equipado, se fabricó la mezcla de acuerdo con las especificaciones del fabricante, para ello se utilizó un equipo de mezclado y fue impulsado por medio de una bomba hasta la sección a mejorar.

5.2.5.3.4 INYECCION DE LA MEZCLA

Preparada la mezcla y colocado en posición el obturador neumático, se inició la inyección hasta alcanzar el 40% del volumen teórico de la pila para evitar fugas en el fondo de esta. Las inyecciones se realizaron a una presión recomendada medido en manómetro en la superficie.

Se suspendió la inyección por 24 horas para permitir su fraguado. Transcurrido este lapso se continuo con la inyección hasta alcanzar el nivel superior de la pila de cimentación.

Para los casos en que la reducción de velocidad se presentó en zona diferente a la punta de la pila, el procedimiento fue el mismo, con la particularidad de que en lugar de un obturador neumático sencillo se utilizó un obturador doble, terminada la actividad se retiraba la tubería de inyección.

5.2.5.3.5 CONTROL DE CALIDAD

Se tomaron las muestras necesarias para determinar la resistencia de la mezcla de acuerdo con lo indicado por el laboratorio.

Para verificar la integridad de la pila se ejecutaba la prueba de Cross-Hole 7 días después de la inyección.

5.2.5.3.6 SEGURIDAD

El jefe de obra debía realizar periódicamente una inspección visual de las herramientas y equipo a utilizar, así como de las superficies de trabajo, incluyendo la colocación de la plataforma metálica.

Se llevaba un registro del mantenimiento e inspección de la maquinaria, indicando estado y funcionamiento.

El personal debía usar su equipo de protección personal (casco de polipropileno, guantes, goles, etc.), de acuerdo con sus actividades y riesgos identificados.

Para trabajos nocturnos era necesario contar con iluminación suficiente. El área de trabajo era confinada para evitar el paso de maquinaria, equipo y detener cualquier maniobra que no correspondía con los trabajos.

5.2.5.3.7 RECURSOS

MANO DE OBRA

- Una brigada de perforación e inyección está integrada por:
 - Un sobrestante de inyección.
 - Un operador de roto-percutor.
 - Un cabo de inyección.
 - Tres inyectistas.
 - Ayudantes generales.

MAQUINARIA Y EQUIPO

- Perforadora con rotación o rotopercusión.
- Mezcladora Hanny.
- Generador 100 Kw.
- Bombas de inyección Hanny.
- Manómetro de glicerina para 14 kilos.
- Obturadores de 4" sencillo.
- Obturadores de 4" doble.
- Plataforma metálica modular.

MATERIALES

- Grout
- Agua

5.2.6 ESPECIFICACIONES TECNICAS DE LOS MATERIALES DE MAYOR IMPACTO EN LA OBRA

5.2.6.1 CEMENTO

- El cemento debió cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-414-ONNCCE-2004.
- El cemento empleado en todos los elementos estructurales fue CPC 40 RS con la siguiente composición:

TABLA 37. Componentes del cemento. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (7).”

Cemento Pórtland		Clinker Pórtland + Sulfato de cálcio	Componentes principales				Componentes minoritarios
Tipo	Denominación		Puzolanas	Escorias Granuladas de alto horno	Humo de sílice	Caliza	
CPC *	Cemento Pórtland compuesto	50 - 94	6 - 35	6 - 35	1 - 10	6 - 35	0 - 5

*El cemento Pórtland compuesto contendrá dos componentes principales como mínimo, excepto cuando se trate de caliza, la que puede ser el único componente principal.

- Unidades en % en masa.

- El contenido de carbonato de calcio (CaCO_3) en la caliza que se utilizó como componente principal del cemento Pórtland compuesto (CPC), determinado mediante cualquier método de análisis convencional, fue como mínimo el 75% en masa.
- En cualquier tipo de cemento Pórtland el contenido máximo de trióxido de azufre (SO_3) fue tal que no causara una expansión mayor de 0.02% a los 14 días de inmersión en agua, determinada de acuerdo con el procedimiento descrito en el Manual M-MMP-2-02-011, Expansión Potencial por la Acción de los Sulfatos.
- La expansión por ataque de sulfatos en los cementos portland, con característica especial RS (resistencia a los sulfatos) fue como máximo de 0.05% a 6 meses y de 0.1% a 1 año, de acuerdo con el procedimiento del manual M-MMP-2-02-012.
- Especificaciones mecánicas que debe cumplir el cemento:

TABLA 38. Especificaciones del cemento. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (8).”

Clase resistente	Estabilidad de resistencia a la compresión			Tiempo de fraguado (mín.)		Estabilidad de volumen en autoclave (%)	
	3 días	28 días		Inicial	Final	Expansión	Contracción
40 RS	Mínimo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
	-	40	-	45	600	0.80	0.20

5.2.6.2 AGREGADOS

Los agregados debieron cumplir con las especificaciones de la norma NMX-C-111-ONNCCE-2004.

- Agregado fino:

Fue arena natural seleccionada u obtenida mediante trituración y cribado, con partículas de tamaño comprendido entre 75 micrómetros (malla N°200) y 4.75 milímetros (malla N°4), pudiendo contener finos de menor tamaño, dentro de las proporciones establecidas en la Norma.

- Agregados Grueso:

Pudo ser grava natural seleccionada u obtenida mediante trituración y cribado, escorias de altos hornos enfriadas en aire o una combinación de dichos materiales, con partículas de tamaño máximo, generalmente comprendido entre 19 mm ($\frac{3}{4}$ "") y 75 mm (3"), pudiendo contener fragmentos de roca y arena, dentro de las proporciones establecidas en la Norma.

- Los agregados se debieron manejar y almacenarse de manera que conservaran todas sus propiedades y características, desde que se clasificaron hasta que se emplearon y se evitó segregaciones en las partículas.

5.2.6.3 AGUA

Los requisitos para las aguas naturales o contaminadas, diferentes de las potables que se emplearon en la elaboración o curado del concreto hidráulico debieron cumplir con los requisitos establecidos en la norma NMX-C-122-ONNCCE-2004.

5.2.6.4 ADITIVOS

- Cuando se requirió de aditivos para modificar una o más de las propiedades del concreto, estos debieron cumplir, dependiendo del requerimiento específico que se tuvo, con la norma NMX-C-255-ONNCCE-2006.

- Los aditivos que contuvieran cloruro no debieron ser empleados en concreto presforzado.
- La incorporación de aditivos pudo realizarse bien en planta o en obra. Sin embargo, en algunas ocasiones, para conseguir concretos de características especiales pudo ser conveniente la combinación de ambas situaciones.

5.2.6.5 ACERO

- Se utilizaron varillas corrugadas.
- El acero fue grado 42 de alta ductilidad, según la norma NMX-B-457-1988, los requisitos tensionales de un refuerzo de estas características son:

TABLA 39. Especificaciones del acero de refuerzo. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (9).”

Norma NMX-B-457-1988*	Grado 42
Límite de fluencia mínimo, (MPa) (kgf/mm ²)	412(42)
Límite de fluencia máximo, (MPa) (kgf/mm ²)	540(55)
Resistencia a la tensión mínima, (MPa) (kgf/mm ²)	550(56)
Alargamiento en 200 mm, mín., en %.	
Varilla número 3	14%
Varilla número 4,5,6	14%
Varilla número 7,8	12%
Varilla número 9,10,11	12%
Relación mínima del esfuerzo de fluencia al esfuerzo máximo	1.25(*)

*Equivalente a la norma ASTM A-706

Características del acero según NMX-B-457-1988.

(*) Caso de acero con límite de fluencia mínimo > 412 MPa, se aceptará una relación mínima del esfuerzo de fluencia al esfuerzo máximo menor de 1.25 siempre que no quede por debajo de 1.20

- El módulo de elasticidad del acero $E = 200.000 \text{ N/mm}^2$.
- El número de designación, masa y dimensiones nominales de las varillas corrugadas para refuerzo de concreto son:

TABLA 40. Características de la varilla corrugada. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (10).”

Número de designación	Masa nominal kg/m	Dimensiones nominales		
		Diámetro mm	Área de la sección Transversal mm ²	Perímetro mm
#4	0.994	12.7	127	39.9
#5	1.552	15.9	198	50.0
#6	2.235	19.0	285	60.0
#7	3.042	22.2	388	69.7
#8	3.973	25.4	507	79.8
#9	5.033	28.6	642	89.8
#10	6.225	31.8	794	99.9
#11	7.503	34.9	957	109.8
#12	8.938	38.1	1,140	119.7
#14	12.147	44.5	1,552	139.6

Características de las varillas corrugadas

5.2.6.5.1 RECUBRIMIENTO

Los recubrimientos mínimos para el acero de refuerzo estuvieron basados en la norma ACI 318-08. El recubrimiento debió ser medido desde el paño exterior del concreto hasta el paño del acero de refuerzo más próximo.

- Para concreto no presforzado colado en obra, se dispusieron los siguientes recubrimientos:
 - Concreto colado en contacto con el suelo y permanentemente expuesto a él, para varillas o paquetes de varillas = 75 mm.
 - En elementos de concreto armado, no colados contra el terreno expuesto a fuentes externas de cloruros, tales como agua de mar, para barras o paquetes de barras = 50 mm.
- Para elementos prefabricados de concreto no presforzado, expuesto a fuentes externas de cloruros, tales como agua de mar, se dispuso un recubrimiento mínimo para varillas o paquetes de varillas igual a 50 mm.

5.2.6.5.2 LONGITUDES DE DESARROLLO Y TRASLAPES

- Las longitudes de desarrollo y traslapes se realizó según la norma ACI 318-08.
 - Barras a tracción

TABLA 41. Longitudes de traslape barras a tracción. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (13).”

$f_y =$	420 MPa
$f'_c =$	40 MPa
$l_d \text{ min} =$	300 mm

		BARRAS A TRACCIÓN			
		Refuerzo inferior		Refuerzo superior	
Designación	Diámetro nominal (mm)	Longitud de desarrollo (l_d) (mm)	Longitud traslapes (1.3 l_d) (mm)	Longitud de desarrollo (l_d) (mm)	Longitud traslapes (1.3 l_d) (mm)
#4	12.70	496	660	645	858
#5	15.88	620	825	806	1,073
#6	19.00	742	987	965	1,283
#7	22.20	867	1,153	1,127	1,499
#8	25.40	992	1,320	1,290	1,716
#9	28.60	1,117	1,486	1,452	1,932
#10	31.80	1,242	1,652	1,615	2,148
#11	34.90	1,363	1,813	1,772	2,357
#12	38.10	1,488	1,979	1,935	2,573
#14	44.50	1,738	2,312	2,260	3,006
#16	50.80	1,984	2,639	2,580	3,431

○ Barras a compresión

- **TABLA 42. Longitudes de traslape barras a compresión.** “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (13).”

$f_y =$	420 MPa
$f'_c =$	40 MPa
$l_{dc} \text{ min} =$	200 mm

		BARRAS A COMPRESIÓN	
Designación	Diámetro nominal (mm)	Longitud de desarrollo (l_{dc}) (mm)	Longitud traslapes (1,3 l_{dc}) (mm)
#4	12.7	229	305
#5	15.88	287	381
#6	19.00	343	456
#7	22.20	401	533
#8	25.40	459	610
#9	28.60	517	687
#10	31.80	574	764
#11	34.90	630	838
#12	38.10	688	915
#14	44.50	803	1,069

Se recomendó que los empalmes estuvieran escalonados 600 mm, de manera que no coincidan en una sección más de la mitad de los empalmes.

- Los traslapes de paquetes de varillas debieron basarse en la longitud de traslape requerida para las varillas individuales incrementada de acuerdo con lo siguiente:
 - La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete de varillas sometido a tracción o a compresión, debió ser aquella de la varilla individual aumentada un 20% para un paquete de 2 y 3 varillas.
- La longitud de desarrollo de cada varilla individual dentro de un paquete de varillas sometido a tracción o a compresión, debió ser aquella de la varilla individual aumentada un 33% para un paquete de 4 varillas.
- Siguiendo los criterios de la guía de diseño sísmico para estructuras de puertos “SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR PORT STRUCTURES”, La conexión de la pila con el sistema de piso se realizó prolongando de forma recta las varillas de la pila una longitud mínima =

TABLA 43. Longitud mínima de anclaje pila-sistema de piso. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (15).”

$$l_e = 0.3d_b \frac{f_{yc}}{\sqrt{f'_c}} \quad (\text{MPa, mm})$$

$f_y =$	420 MPa	
$f_c =$	40 MPa	
Designación	Diámetro nominal (mm)	Longitud de empotramiento pila-sistema de piso (mm)
#10	31.80	634

Longitud mínima de anclaje pila-sistema de piso

5.2.6.6 CONECTORES MECANICOS

Las uniones con elementos mecánicos son dispositivos que permiten el empalme entre varillas de refuerzo corrugadas del mismo o de diferente diámetro, reduciendo de esta forma la disposición de la longitud por traslape.

- Los conectores mecánicos debieron cumplir las especificaciones de la norma ACI-318.08 y la NTC para diseño y construcción de estructuras de concreto del reglamento de construcciones del distrito federal:
- Con el fin de asegurar la suficiente resistencia en los empalmes, de manera que se pudiera alcanzar la fluencia del acero en un elemento, evitando la rotura frágil, se debió adoptar como tensión de fluencia de los conectores un incremento del 25 % de la tensión de fluencia especificada de las varillas.
- Los anclajes mecánicos debieron ser capaces de desarrollar la resistencia del refuerzo por anclar, sin que se dañe el concreto.
- Los conectores debieron diseñarse y en su caso comprobarse por medio de ensayos para justificar experimentalmente su eficacia.
- Los conectores mecánicos fueron de dos tipos según la forma de instalación.
 - Varillas unidas con conectores apretados con tornillos.
 - Unión de varillas con conectores enroscados.

5.2.6.7 REFUERZO EN PILAS

- Refuerzo longitudinal
 - El número mínimo de varillas de refuerzo longitudinal debió ser de 6 en pilas circulares confinadas por espirales.
- Refuerzo transversal por medio de estribos o anillos.
 - Todas las varillas de refuerzo longitudinal de elementos en compresión debieron estar confinadas por estribos o anillos cuyo diámetro mínimo debió ser de acuerdo con lo indicado a continuación:
 - Del No. 3 para varillas longitudinales del No. 10 y menores.
 - Del No. 4 para varillas del No. 11, 14 y 18 y varillas longitudinales en paquete.
 - El espaciamiento vertical entre estribos o anillos no debieron exceder alguno de los siguientes valores:
 - 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal.
 - 48 veces el diámetro de la varilla o alambre del estribo.

- La mitad de la menor dimensión del elemento sometido a compresión.
- La posición del remate de los estribos debió alternarse entre uno y otro a lo largo del elemento.

5.2.6.7.1 CONTROL

Debió efectuarse un análisis de colada del acero en muestras tomadas, de preferencia, durante el vaciado.

- El análisis debió efectuarse en varillas que representen cada colada de acero.
- Debió efectuarse una prueba de tensión y una de doblado por cada tamaño de varilla proveniente de una colada.
- Debió permitirse repetir la prueba, si cualquier probeta utilizada en las pruebas de tensión presento valores menores que los especificados y, además, si una parte de la fractura se presentó fuera del tercio medio de la longitud calibrada, lo cual se indica por las marcas en la probeta antes de la prueba.
- Si los resultados de la prueba de tensión no cumplieron con los requisitos mínimos especificados, pero la resistencia a la tensión fue igual o superior a 536 N/mm² (55 kgf/mm²), el límite de fluencia no fue menor que 405 N/mm² (41 kgf/mm²) y el alargamiento no fue inferior a 2 unidades porcentuales del indicado, debió permitirse repetir la prueba en dos probetas tomadas al azar, del lote que no haya cumplido. Si los resultados de esta repetición de pruebas cumplieron con lo indicado, debió aceptarse el lote. Las repeticiones de prueba debieron realizarse a temperatura ambiente, pero a no menos de 16 °C.
- Si cualquier probeta no cumplió con los requisitos especificados debido a fallas mecánicas, tales como problemas en el equipo de prueba, preparación inadecuada, o presenta defectos, debió descartarse y sustituirse por otra del mismo tamaño y de la misma colada.
- En obra el material se debió almacenar bajo cobertizos, colocado sobre tarima o polines, para aislarlo del terreno y ser clasificado por diámetros
- Se debieron almacenar por lotes y tomarse muestras de cada uno, dichos ejemplares se enviaron al laboratorio para realizar pruebas de tensión y de doblado, el lote no fue utilizado antes de la aceptación de los resultados.
- Los métodos que debieron emplearse para determinar la composición química se indican en la norma NMX-B-01.

- La prueba de doblado debió efectuarse por cualquiera de los métodos indicados en la NMX-B-113.
- El límite de fluencia debió determinarse por cualquiera de los siguientes métodos: el de la caída de la viga o detención de la aguja indicadora de la máquina de prueba, alargamiento bajo carga, empleando el diagrama autográfico o un extensómetro. El alargamiento debió ser de 0.35%. Estos métodos se indican en la NMX-B-172.
- Las varillas corrugadas conforme a esta norma debieron identificarse con número, letras y/o símbolos realzados que identifiquen los siguientes datos:
 - Correspondencia con la norma NMX-B-457-1988 (con la letra W).
 - Marca del fabricante (letra o símbolo).
 - Número correspondiente a la designación de la varilla.
 - Número 42, que indica El grado.
- A menos que se especificara de otra manera, cualquier rechazo en pruebas efectuadas, debió informarse al fabricante, dentro de los 60 días hábiles siguientes al recibo de las muestras por el comprador.
- El material que mostrara defectos perjudiciales posteriores a su aceptación en la fábrica debía rechazarse, notificando al fabricante.
- Las muestras analizadas que representaron material rechazado debieron conservarse durante tres semanas a partir de la fecha en que se notificó al fabricante del rechazo, En caso de desacuerdo con los resultados de las pruebas, el fabricante pudo haber apelado dentro de ese lapso.

5.2.6.8 CONCRETO

5.2.6.8.1 CONCRETO FRESCO

- Las mezclas de concreto debieron diseñarse con el revenimiento más bajo que pueda usarse, de acuerdo con el tipo de estructura en que fue empleado, los revenimientos que se especificaron no debieron exceder los que indican a continuación.

TABLA 44. Revenimientos máximos y tolerancias del concreto en estado fresco. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (28).”

Clase de elemento	Revenimiento máximo de diseño (cm)	Tolerancia
Pilas y Trabes	10	±2.5
Placas	8	±2.5
Otros elementos	10	±2.5

- Al concreto fresco, antes de su colocación, se le debieron hacer pruebas para verificar que cumplió con los requisitos de revenimiento. La prueba del revenimiento al concreto en obra se hace de acuerdo con la norma NMX-C-156-1997-ONNCCE.
- Para aquellos casos en que se procedió a calentar los materiales para compensar las bajas temperaturas ambientales, la temperatura máxima del concreto hidráulico en el momento de la producción y colocación no debía exceder de 305 K (32 °C).
- En climas cálidos, la temperatura del concreto hidráulico en el momento de su producción y colocación no debía exceder de 305 K° (32 ° C). No debía tener una evaporación mayor de 1 l/m² /h (un litro por metro cuadrado de superficie por hora).
- Para contrarrestar el efecto de las temperaturas ambientales altas, el responsable de la obra, y con la aprobación del supervisor de obra, debía determinar si es oportuno enfriar los materiales y la posibilidad de escarchar el agua, sin que la temperatura del concreto fresco descendiera a menos de 283 K° (10 °C).
- Estas especificaciones se verificaron de acuerdo con el método de prueba indicado en el ASTM-C-1064-93.

5.2.6.8.2 CONCRETO ENDURECIDO

- El concreto que se empleó en toda la obra tuvo una resistencia característica a los 28 días igual o superior a $f'c = 40$ MPa.
- El módulo resistente del concreto a los 28 días debía ser igual $E_c = 29.725$ MPa.
- Cuando se pretendía modificar la fuente de agregados, se debía demostrar previamente el cumplimiento del módulo de elasticidad indicado en el proyecto y ser revisado por la Supervisión de Obra.
- La relación máxima de agua cemento era de 0.40 según la agresividad del ambiente y de acuerdo con la norma ACI 318-08. Con un contenido mínimo de cemento de 370 Kg/m³.

- Contenido máximo de iones cloruro solubles en agua, en relación con el peso del cemento, era de 0.15%, según la norma ACI 318-08.

5.2.6.8.3 DURABILIDAD

- Las estructuras de concreto se debieron diseñar y construir con el propósito de cumplir requisitos de funcionalidad y durabilidad, sin causar gastos extraordinarios debidos a mantenimientos y reparaciones, considerando su integridad y capacidad durante su vida útil.
- De acuerdo con la agresividad del medio externo se debieron tomar medidas adecuadas para lograr la expectativa de vida útil requerida. Como regla general se estableció que el concreto para elementos estructurales debía tener una relación agua/cementante inferior a 0.4.
- Los factores que de manera más importante intervinieron en la durabilidad del concreto estructural son, entre otros, la permeabilidad, la adecuada compactación, la protección al acero de refuerzo, el curado y la existencia de recubrimientos adecuados definidos en la norma NMX-C-403-ONNCCE-1999).
- El Contratista debió contratar los servicios de un laboratorio de control de calidad de materiales, que permitiera realizar los estudios previos de los materiales a utilizar: agregados pétreos, cemento, proporciones para el diseño de concretos, banco de materiales, etc.; así como las especificaciones requeridas para el concreto fresco y el concreto endurecido. De igual forma la Supervisión de Obra debió contar con un laboratorio independiente al del Contratista para contrarrestar sus resultados.

5.2.6.8.4 AUTORIZACION PARA COLADO

- El contratista no podía iniciar ningún colado si no contaba con la autorización escrita del representante de la dirección de obra. No se autorizaba la iniciación de ningún colado si no se disponía de constancia de que se habían revisado todos los aspectos señalados en la especificación de calidad y que se había cumplido los requisitos correspondientes.
- El contratista debía llevar un registro en el que se asentaban los siguientes datos, como mínimo, correspondientes a cada colado:
 - Fecha y número del colado.
 - Estructura y localización.
 - Volumen y clase de concreto (resistencia de proyecto, tamaño máximo de agregado, revenimiento de trabajo).
 - Constancia de verificación de disposiciones previas.
 - Hora de inicio y terminación.
 - Causas y duración de interrupciones.
 - Ocurrencia de juntas no previstas, ubicación y forma de tratamiento.

- Temperatura máxima y mínima durante la colada.

5.2.6.8.5 DOSIFICACION DE LOS ADITIVOS

- El uso de aditivos requería la autorización por escrito de la Dirección de Obra.
- Los aditivos podían dosificarse por peso o por volumen, según su forma de presentación.
- En obras en donde se dosificaron los agregados por volumen, podía permitirse que la dosificación de cualquier aditivo se haga por volumen, empleando recipientes de capacidad perfectamente calibrada. Si el aditivo no era soluble en agua era necesario dosificarlo en forma de polvo, en cuyo caso debía hacerse la medición por sacos enteros como en el caso del cemento, y solamente en casos en que resultaba absolutamente imposible hacerlo así, podía permitirse que se le dosificara por volumen, empleando recipientes rígidos de capacidad perfectamente conocida.
- En obras en donde la dosificación del concreto se hacía por peso, podía permitirse que los aditivos que se administraran a la mezcla en forma líquida se midieran manualmente por volumen, ya sea empleando un recipiente perfectamente calibrado, o bien, empleando un medidor volumétrico que contuviera una válvula de operación manual y un dispositivo indicador de nivel que permitiera definir visualmente la cantidad de aditivo que debía administrarse.
- Los aditivos que debían administrarse en forma de polvo, solamente podía permitirse que se dosificaran por peso, o bien utilizando sacos completos de peso conocido.
- En las obras que requería la instalación de una planta para elaborar el concreto, era necesario que la planta contara con un dispositivo de operación semiautomática que permitiera incorporar los aditivos líquidos directamente a la mezcladora. Estos dispositivos no debían basar su funcionamiento en la medición del tiempo de flujo, sino en la medición directa del volumen ya sea por medio de un medidor de flujo, de desplazamiento positivo, o bien por medio de un recipiente equipado con un flotador, que permitiera obturar la descarga en posiciones predeterminadas. La dosificación de aditivos en polvo debía continuar haciéndose en peso, ya sea por pesadas directas o mediante la incorporación de sacos enteros.
- Preparación y tolerancias:
 - **Aditivos líquidos:** Son los que se presentan en forma líquida y los sólidos solubles en agua.
 - Los primeros, si su viscosidad lo permitía, debían dosificarse en sus condiciones originales de concentración. Se les mantenía en depósitos cerrados antes y durante su uso, a fin de evitar que se produjera evaporación que aumentara su concentración y que se contaminara con cuerpos extraños; se agitaban periódicamente durante su utilización con objeto de mantener en suspensión las partículas que no fueran solubles en agua.

- Los segundos debían disolverse en agua previamente a su empleo, formando una solución de la mayor concentración que se pudiera mezclar eficientemente. El recipiente permanecía tapado y se agitaba antes de emplearse.
- Cuando se requería emplear dos aditivos simultáneamente, se incorporaban por separado a la mezcladora. Solamente podían revolverse previamente, si mediante pruebas se demostraba que su combinación producía una mezcla estable, sin precipitación de algunos de sus componentes.
- Los aditivos cuya presentación normal fuera en forma líquida y se incorporaban a la mezcladora con su concentración original, se les dosificaba con una tolerancia de 2% en volumen.
- En aquéllos otros cuya presentación normal fuera en forma sólida, pero que se disolvían en agua para incorporarlos a la mezcladora, se debían dosificar con una tolerancia de 3% por volumen de solución.
- **Aditivos en polvo:** Son productos sólidos que no pueden disolverse en agua para dosificarlos en forma líquida. Se distinguía entre aquellos que se medían en términos de kilogramos, como las puzolanas, y los que se medían en términos de gramos, como el polvo de aluminio. Los primeros se dosificaban en las mismas condiciones y tolerancias establecidas para el cemento. Los segundos se debían mezclar con otro material, tal como el cemento, para que actuara como vehículo para mejorar la uniformidad de su distribución dentro de la mezcladora.
- La dosificación de la mezcla de aditivo y material se hacía con una tolerancia de $\pm 3\%$ en el peso o volumen que debía administrarse.

5.2.6.8.6 CONTROL

- En la siguiente tabla se muestran la frecuencia del muestreo y pruebas que se realizaban en el concreto:

TABLA 45. Muestreo y pruebas en el concreto. “ICA INGENIERIA (2013), Documento Especificaciones técnicas DDTLC-I-ES-Z1-ESP (marzo 2013), p.p. (50).”

FRECUENCIAS MÍNIMAS DE MUESTREO		
Prueba y método	Concreto dosificado por:	
	Masa	Volumen
Revenimiento (NMX-C-156-ONNCCE)	Al inicio del colado y cuando haya sospecha de cambio consistencia, pero no menos de una por cada 40 m ³ o fracción	Al inicio del colado y cuando haya sospecha de cambio de consistencia, pero no menos de una por cada 3 m ³ o fracción.
Masa unitaria (NMX-C-162-ONNCCE)	Una por cada día de colado	Al inicio de la obra después de cada cambio en el suministro de agregados, pero no menos de tres por cada obra.
Temperatura Si la temperatura ambiente es menor de 280 °K (7 °C) o mayor de 305 °K (32 °C).	Cada entrega. En caso de producción continua, cada 12.0 m ³	Cada 4 m ³ o fracción

- El Contratista debía contratar los servicios de un laboratorio de control de calidad de materiales, que permitiera realizar los estudios previos de los materiales a utilizar: agregados pétreos, cemento, proporciones para el diseño de concretos, banco de materiales, etc.; así como las especificaciones requeridas para el concreto fresco y el concreto endurecido.
- Al concreto en estado fresco, se le debían hacer pruebas antes de su colocación en las cimbras, para verificar que cumpliera con los requisitos especificados para su aceptación. Se debían hacer las pruebas de revenimiento y masa unitaria, la prueba de contenido de aire incluido, y la prueba de temperatura. Las muestras se debían tomar de acuerdo con la norma NMX-C-161-ONNCCE-1997. Estas pruebas se realizaban al concreto obtenido de la obra, mediante el muestreo realizado con la frecuencia mínima que se indicaba en la tabla anterior o la que indicaba la Supervisión de Obra.
- La calidad del concreto endurecido se verificaba mediante pruebas de resistencia a la compresión en cilindros elaborados, curados y probados de acuerdo con las normas NMX-C-160-ONNCCE-2004 y NMX-C-083-ONNCCE-2002. Las pruebas debían efectuarse a los 28 días de edad o a otra edad de común acuerdo entre productor contratista y con la aprobación del Supervisor de la Obra. Se debían realizar al menos 2 ensayos y los valores obtenidos eran indicativos de la resistencia potencial del concreto en la estructura.
- A todo el concreto para una obra determinada y nivel de resistencia, se le debían tomar al menos dos muestras de concreto y de cada muestra se debían elaborar y ensayar por lo menos dos cilindros. Se entiende por resistencia de una muestra la media de las resistencias de los cilindros que se elaboren de ella.
- Módulo de Elasticidad.

- A menos que la Supervisión de Obra estableciera otro criterio, durante el proceso de obra se debían hacer como mínimo 3 determinaciones del módulo de elasticidad, cada determinación se hacía en una muestra de al menos tres especímenes de acuerdo con el método de prueba señalado en la norma NMX-C-128-1997-ONNCCE.
- El módulo de elasticidad promedio de tres muestras consecutivas cualesquiera debían ser igual o mayor al módulo de elasticidad de diseño (característico) especificado en el proyecto. El valor mínimo obtenido de muestras individuales debía ser el característico menos una desviación estándar.
- Esto se verificaba de acuerdo con el método de prueba indicado en la norma NMX-C-128-1997-ONNCCE.

5.3 MEDIDAS DE MITIGACION DE IMPACTO AMBIENTAL

5.3.1 IDENTIFICACION DE IMPACTOS NEGATIVOS DURANTE LA ETAPA DE CONSTRUCCION

Las fuentes de los impactos potenciales derivados de las etapas de construcción y operación de los proyectos se refieren en su totalidad a impactos temporales, restringidos al plazo de ejecución de las obras, es decir a modificaciones de las características del suelo en el sitio donde se llevó cabo el proyecto, sin embargo, el efecto se considera positivo ya que dichas obras incrementaron la capacidad de almacenamiento del puerto y sus zonas de operación, lo que impactó positivamente en su productividad y eficiencia.

Los efectos negativos se identificaron como a continuación se indica:

1. Se presentó un efecto adverso sobre la flora y fauna que habita en los predios afectados, sin embargo, estos daños estuvieron confinados a las áreas del desarrollo portuario y correspondieron a actividades necesarias para llevar a cabo el mejoramiento sustancial de su capacidad de manejo de carga, almacenamiento y operación.
2. Hábitats y comunidades terrestres. El impacto adverso de las actividades portuarias estuvo fundamentalmente a la etapa de preparación del sitio, ya que la obra en sí no representó mayor disturbio que el ocasionado por los proyectos en forma previa a su construcción, que implicaron la remoción de toda la vegetación terrestre existente en la superficie destinada a su construcción.
3. En cuanto a los efectos estéticos, el paisaje corresponde a un entorno ya modificado desde su origen, tal como lo es un Recinto Portuario, por lo que la infraestructura adicional vino a sumarse a las instalaciones ya existentes, por lo que dicha afectación fue poco significativa. La duración de este impacto ha sido permanente y se considera dentro del aspecto de relieve y características topográficas. Como parte del proyecto de obras de infraestructura del puerto se tuvo reservada un área perimetral, la cual es una zona de conservación con especies propias de la región.

4. Manejo y disposición final de residuos durante la etapa de construcción y operación del puerto. Este factor fue uno de los más importantes de esta etapa, ya que se presentaron los residuos de la obra civil y la operación portuaria. El manejo adecuado de los mismos desde la etapa de la planeación a través de procedimientos dio como resultado que el impacto fuera mínimo, ya que la etapa de construcción generó en su mayor parte materiales reciclables por lo que se promovió en la medida de lo posible por la infraestructura municipal. Asimismo, durante la operación se dispuso de todos aquellos elementos (señalamientos, contenedores, vehículos, convenios, contratos) que permitieron llevar a cabo una disposición adecuada de los desechos generados por las actividades del Recinto Portuario. Los residuos que requirieron disposición como lo fue la bentonita durante la fase de pilas de cimentación se llevaron a los sitios autorizados por el municipio.

5.3.2 MEDIDAS PREVENTIVAS

Las medidas preventivas se aplicaron a los impactos que pudieron ser evitados o minimizados mediante acciones antes y durante las actividades del proyecto en sus diferentes etapas, de los cuales se estimó una probabilidad de ocurrencia media a baja.

Estas medidas aplicaron a partir del inicio de las obras contempladas en la ampliación del puerto hasta la terminación de este.

1. Medidas de administración del tránsito vehicular tales como:

- La prohibición de cierto tipo de escapes y restricciones de horario para vehículos de carga con escape abierto que producían altos niveles de ruido, y que circulaban por el recinto portuario.
- Control de los límites de velocidad en las vialidades interiores del Recinto Portuario, se sabe que por cada 8 km de disminución de velocidad se disminuye aproximadamente 1 dB (decibel).

2. Manejo de materiales áridos.

- Durante la construcción, debió prevenirse que los áridos se dispersaran durante su traslado, su almacenamiento o manejo. Una de las medidas más usadas fue utilizar lonas para cubrir los materiales, de tal forma que no haya dispersión de este al trasladarse. Se realizaron riegos periódicos de agua reciclada o cruda para evitar la emisión de polvos sobre caminos sin pavimentar cuando existía un tránsito intenso sobre los mismos.

3. Construcción de barreras con especies vegetales que permitan el amortiguamiento del ruido hacia el exterior de recinto.

- Selección de especies de árboles de fronda espesa, preferentemente nativos del sitio, ya que la vegetación para amortiguar el ruido de manera sensible debió ser tan densa que no hubiera visibilidad a través de ella. Por cada 30 m de espesor de vegetación muy densa (de por lo menos 5 m de altura), se obtenían 5 dB de atenuación. Esto se aplicó a los camellones arbolados o con arbustos para amortiguar el ruido de los escapes y al área de amortiguamiento. En la zona perimetral del puerto se plantó también palma de coquito y

palma de coco ya que son especies muy resistentes y favorecidas por las alteraciones en el uso de suelo.

4. Consumo de agua.

- Se establecieron programas de ahorro en el consumo de agua, de tal forma que durante las obras no se utilizó agua para otros fines que no sea el de las obras.

5. Descarga de agua residual.

- Se solicitó y verificó que los contratistas instalaran baños portátiles en las áreas de obra, así como asegurar el mantenimiento oportuno de los mismos, de tal forma que se evitaran las prácticas inadecuadas.
- Se verificó periódicamente la calidad del agua de la dársena, mediante análisis de agua, como parte del programa de seguimiento de las medidas de mitigación propuestas.
- Se estableció dentro de las reglas de operación de la APILAC la prohibición de verter aceite quemado e hidrocarburos en general, ni químicos líquidos de ninguna índole al mar o al drenaje, para evitar la contaminación de estos cuerpos.
- Se estableció dentro de las reglas de operación de la APILAC la prohibición de descarga de sentinas a la dársena y canales, tal como lo establece el Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales.

6. Contaminación del agua.

- Durante la carga, descarga y el manejo de materiales a granel en muelles, se colocaron lonas y/o placas de acero al carbón que evitaron la caída de estos materiales al canal de navegación adyacente al muelle.
- Se prohibió el mantenimiento de cascos de embarcaciones en el puerto, a menos que se realizara en instalaciones portuarias autorizadas y diseñadas para tal fin.

5.3.3 MEDIDAS DE MITIGACION

Las medidas de mitigación fueron de carácter correctivo, y fueron necesarias cuando se tenía una alta probabilidad de ocurrencia del impacto. Se aplicaron a impactos temporales o permanentes y en general se admitió que aún después de su aplicación habría impactos residuales. Estas medidas aplicaron a partir del inicio de las obras contempladas en la TEC II.

7. Cambio de las propiedades fisicoquímicas del suelo:

- Se evitó usar sustancias que produjeran lixiviados en los riegos para pavimentación.
- Se estableció dentro de las reglas de operación de la APILAC la prohibición de rellenar terrenos con basura o materiales reactivos.
- Para rellenos, se utilizó material del mismo tipo geológico. Los bancos de donde provenía el material debían ser únicamente los autorizados por el municipio o con material de dragado de los canales del puerto.

- Se usó la capa fértil del suelo de despalme para mejorar suelo en sitios deteriorados o por reforestar. Esto se hizo de manera coordinada con las autoridades federales, estatales y municipales para que se designaran los sitios adecuados de disposición final.
- Se dispusieron los residuos sólidos no peligrosos en el sitio destinado para tal fin por las autoridades municipales.
- Se responsabilizó a los contratistas y cesionarios respecto del manejo de los residuos peligrosos generados, estableciendo dentro de las reglas de operación de la APILAC la obligación de presentar manifiestos y reportes.
- APILAC exigió a todas las empresas y terminales dentro del Recinto Portuario, que implementaran planes de contingencia para casos de derrames y fugas de sustancias al medio ambiente.
- Para el abastecimiento de combustible a la maquinaria y equipo, se debieron prever medios de transporte determinados para esta actividad.
- En los trabajos de reparación y mantenimiento de la maquinaria, el encargado de maquinaria fue responsable del transporte de los materiales peligrosos (grasas, aceites, combustibles), y realizar de manera adecuada las reparaciones y el mantenimiento correspondiente, evitando derrames por mal manejo de las sustancias, así como el retiro de los residuos peligrosos para su almacenamiento respectivo en el almacén provisto para el proyecto.
- El responsable del frente debió proveer tambos de 200 litros para coleccionar los desechos sólidos municipales (basura) que se generaban por las personas que participaron en los trabajos. También fue responsable de retirar los desechos una vez que los tambos alcanzaban su capacidad de almacenaje, para su disposición final en el basurero municipal por parte del área de servicios generales, la cual debía regresar los tambos nuevamente al frente de trabajo.
- Para los trabajos de soldadura, los sobrantes de soldadura (colillas) debían ser depositados en recipientes exclusivos para este fin.
- Quedaba prohibido verter aguas residuales o infiltrarlas al subsuelo, por lo cual se debían proveer letrinas móviles ubicadas en lugares accesibles para su mantenimiento.
- Para el retiro de lodo bentonítico usado y que ya no cumplía las especificaciones; así como el sobrante de las últimas pilas que se construían, este se disponía en el tiro oficial autorizado.

5.3.4 MEDIDAS DE COMPENSACION

Se aplicaron a impactos que fueron irreversibles y no admitieron mitigación, se tuvo la certeza de su ocurrencia. El período de ejecución de estas medidas comenzó desde la obtención de la autorización y debió revisarse al final de la construcción de la TEC II.

Como medidas compensatorias, la Administración Portuaria Integral de Lázaro Cárdenas debió de llevar a cabo lo siguiente:

8. Se implementó un programa de reubicación y protección de especies bajo algún grado de protección en la normatividad (NOM-059-SEMARNAT-2001 mismas que aparecieron también registradas nuevamente en el Proyecto de Modificación a la Norma Oficial mexicana NOM-059-SEMARNAT-2001, Protección Ambiental - Especies Nativas de México de Flora y Fauna Silvestres -

Categorías de riesgo y especificaciones para su inclusión, exclusión o cambio - lista de especies en riesgo, DOF, viernes 5 de diciembre 2008).

- Se evaluó el establecimiento de programas de protección para otras especies vegetales (cayaco, mangles) y animales como las iguanas verde y negra.
- Cuando aplicó, se llevó a cabo la captura y reubicación de fauna con algún estatus de protección en áreas del Recinto Portuario a donde la autoridad ambiental lo determino. Para el efecto se realizó esta actividad con personal debidamente capacitado y acreditado por la autoridad competente utilizando el equipo y técnicas de captura que ésta determino.

9. Se mantuvo el programa de reforestación en el cinturón ecológico:

- Se hizo un programa de limpieza para saneamiento del sitio.
- Se recolectó en las áreas donde existían aún, dentro del Recinto Portuario, semillas y plántulas de las especies de mangle para trasplante en el área de protección ambiental (ribera del brazo izquierdo del Río Balsas).
- Se llevó a cabo un programa de reproducción y protección del cayaco (*Attalea cohune*, sinonimia *Orbygnia guayacule*).
- Se protegieron especies de la fauna tales como el caso de los de reptiles como el cocodrilo, iguanas, tortugas, etc. a través de programas de educación ambiental.
- Se recolectaron semillas maduras y se prepararon esquejes de algunos árboles importantes por estar en la norma oficial mexicana NOM-059-SEMARNAT-2001. Para el efecto se realizó esta actividad con personal debidamente capacitado y acreditado por la autoridad competente utilizando el equipo y técnicas de recolección y preparación que esta determinó.
- De acuerdo con los resultados de los estudios ambientales en la zona se determinó que existían 8 especies con relevancia ecológica y botánica en el área de estudio, por ello, se debieron tomar medidas preventivas para implementar un programa de manejo y conservación de estas especies, que consistió en:
 - a) Recolección de semillas de las especies citadas.
 - b) Selección de especies en estado adulto y en plántula que debían ser rescatadas para repoblar el área.
 - c) Selección de los sitios donde serian reubicadas que cumplieran con las condiciones de adaptación para asegurar un buen desarrollo y permanencia en la zona.
 - d) Establecimiento de un vivero temporal o permanente para la propagación y manejo de las plantas rescatadas.
 - e) En las labores de despalme y remoción de la vegetación no se permitió el uso de fuego o agroquímicos (herbicidas).
 - f) La vegetación existente fuera de la zona de construcción, debió permanecer intacta, ya que las funciones en la conservación del suelo, amortiguamiento de los daños por la remoción de la cobertura vegetal y como refugio de otros organismos requirieron de protección para su permanencia.

CONCLUSIONES

- La TEC II surgió como una necesidad a la gran demanda creciente en el manejo de TEUS a mediados de la década pasada y con proyección a 30 años, el origen principal fue el contexto internacional de la saturación de los puertos del pacífico principalmente en los estados unidos en los Ángeles y Long Beach y desde este punto de vista fue bien aprovechado este escenario por el gobierno mexicano para planear e incluir este proyecto dentro del programa nacional de desarrollo 2007-2012.
- Sin duda la TEC II ha sido una de las obras portuarias más importantes construidas en México en los últimos años, impulsando la economía con la generación de empleos y principalmente mejorando el comercio nacional y extranjero con los miles de toneladas en el manejo de carga especializada que se movilizan cada día a través de este puerto.
- Un punto importante que tomar en cuenta en la ejecución de esta obra fue la solución técnica para el diseño del muelle, partiendo de un diseño original con ingeniería básica a base de muro tablestacado (Combi-Wall) y finalmente definiéndose un muelle tipo danés a base de pilas de cimentación con talud protegido. Este cambio de proyecto significó un retraso importante en la ejecución del proyecto al ser el primer hito importante dentro de la programación del proyecto. Este hecho pudo ser evitado si se hubiesen tomado en cuenta la experiencia previa en obras similares en el recinto portuario resueltas a base de muro millan y pilas y por otro lado teniendo los estudios previos necesarios como la exploración geotécnica y la mecánica de suelos completada al 100% antes del desarrollo conceptual del proyecto. De esta manera se hubiera detectado de manera temprana la incertidumbre geológica y factibilidad técnica para la colocación de la tablestaca por la presencia de boleos en los estratos menores a la profundidad de hincado.
- Desde mi punto de vista el muelle pudo ser resuelto a base de muro diafragma tomando en cuenta la experiencia de otras obras en el recinto portuario como la TEC I, de esta manera se minimizaría el riesgo por la incertidumbre geológica para el hincado de la tablestaca y los muros cumplirían la función para el sistema de contención de tierras arriostrados mediante tensores de acero a un elemento pasivo en el lado tierra (muro diafragma) como elemento de retención, adicional dos líneas intermedias de pilas como se tenía en el diseño original para el soporte de las trabes carril. Con este diseño se pudieron optimizar tiempos y al mismo tiempo recursos en la cimentación del muelle al tener menos volumen de excavación, acero y concreto y posteriormente las obras de protección de talud que no hubieran sido necesarias y que representaron un costo importante y tiempo en la ejecución.
- El manejo contractual en este tipo de proyectos es una parte medular y fundamental para el buen término de los trabajos y cumplimiento de los alcances y plazos previstos. Para esto es importante que durante la ejecución exista un buen control documental de todos los cambios, actualizaciones y modificaciones al proyecto y adecuar un modelo de contratación ad hoc a

este tipo de obras en el que la contratista desarrolla la ingeniería, procuración, construcción y puesta en marcha; incluyendo mecanismos sofisticados para la resolución de controversias que surjan durante la ejecución a fin de evitar retrasos, retrabajos por falta de calidad, sobrecostos y problemas legales principalmente que demeriten la correcta finalización de este tipo de obras tan complejas.

- En la etapa de planeación de obra, al ser una obra multi-disciplinaria en la que intervienen varias especialidades de construcción, un factor decisivo fue contar con el equipo de trabajo y recursos humanos adecuados, el proyecto exigió una plantilla de trabajo muy bien definida y estructurada en sus diferentes áreas como producción, administración, control de proyecto, jurídico, ingeniería, seguridad y calidad y a la cabeza un director de proyecto con gran experiencia en este tipo de obras.
- La planeación de recursos materiales y equipos de construcción fue muy importante para contar con los suministros en tiempo y forma que por la cantidad de actividades de trabajo que se tenían simultáneamente, los tiempos tan acortados que exigía el proyecto y el grado de especialidad del proyecto representó un reto importante la elaboración de un plan de compras y la gestión de procuración durante las distintas fases del proyecto.
- Durante la construcción fue necesario implementar procedimientos constructivos seguros y que garantizaran la calidad total del proyecto, hablando de las pilas de cimentación se utilizaron equipos adecuados y en condiciones óptimas de funcionamiento en la perforación, hincado de ademe e izaje y colocación del acero que fueron las actividades más críticas durante esta fase.
- La logística de ejecución jugó un papel importante en cada fase del proyecto, se requirió de distintos equipos de trabajo y frentes de construcción trabajando simultáneamente, el mayor reto se tuvo en la fase de protección del talud en el que se tenía que tener una gran coordinación en los suministros de roca y traslado del material del muelle provisional a la plataforma de pontones en el mar.
- Un punto importante a destacar en el tema de seguridad es el cuidado en el diseño de los procedimientos constructivos y en la ejecución de este tipo de obras ya que debido a un error en la consideración de la altura de la columna vertical del lodo bentonítico se tuvo una falla por sifonamiento en el fondo de una perforación de prueba, el lodo bentonítico se dejó por debajo del nivel de aguas freáticas provocando inestabilidad en la excavación, derrumbándose y provocando la caída y hundimiento del material de las paredes de la perforación, esto trajo consigo consecuencias muy graves en el tema de seguridad arriesgando la vida del personal que se encontraba realizando los trabajos además de considerables atrasos al quedar suspendidos los trabajos temporalmente, debido a esto se tomaron medidas emergentes de seguridad y correctivas de los protocolos y dispositivos para protección del personal. Esto fue un parteaguas importante en la obra y en la ejecución no solo de la TEC II sino en la construcción de todo tipo de cimentaciones profundas en las que se deben diseñar y revisar

técnicamente los procedimientos constructivos garantizando siempre la seguridad del personal de trabajo.

- Debido al punto anterior la seguridad del personal fue la actividad más crítica a controlar por el alto riesgo que implicaban las actividades de perforación, izaje colocación y montaje de elementos pesados, operación de maquinaria pesada y sobre todo porque se tenían trabajos un terreno bastante complejo por sus características geotécnicas y su cercanía al mar además de la alta sismicidad de la zona por lo que se implementaron y rediseñaron protocolos de seguridad especializados para cada procedimiento constructivo llevado a cabo dentro de la TEC II.
- Una de las particularidades de este proyecto fue la exigencia por parte del cliente y del mismo proyecto para el cumplimiento de las normas de calidad establecidas basadas en estándares tanto nacionales como internacionales para lo cual se implementó un sistema de gestión de calidad con un manual de especificaciones en cuanto a las características de los materiales utilizados en el proyecto y procedimientos para la medición de los parámetros de calidad. La calidad del proyecto siempre estuvo por encima de cualquier interés de las partes involucradas en la TEC II.
- Por último y por ello no menos importante el cuidado al medio ambiente estuvo presente desde la etapa de planeación, durante la ejecución y posterior operación implementándose medidas preventivas, de mitigación y compensación para minimizar riesgos e impactos negativos ambientales para ello lo más importante fue el cuidado de la flora y la fauna de especies endémicas de la zona, respeto total a las zonas protegidas y exhaustivo cuidado en el manejo y disposición de los residuos peligrosos producidos por la obra y otro punto muy importante en la TEC II fue el reciclaje de materiales para su utilización en obras y servicios municipales.

REFERENCIAS

- 1.- Container Terminal at Lázaro Cárdenas, México-Design Criteria, Issue Date: June 13, 2008, (Nombre del archivo: Basis of Design Lázaro Cárdenas 061308.pdf).
- 2.- Manual de cimentaciones profundas de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Edición 2001.
- 3.- Planos y especificaciones particulares del proyecto emitidas por ICA Ingeniería – Mextypsa.
- 4.- Norma ASTM 703 Drilled Shafts.
- 5.- Norma Española UNE 1538.
- 6.- Normas Mexicanas aplicables.
- 7.- Civil Engineering Technical guide No. 8, DOE and CIRIA Piling development Group, Report PG3, September 1977.
- 8.- Illinois Department of Transportation, Acceptable Slurry Properties.
- 9.- Soil Mechanics in Engineering Practice, Terzaghi and R. B. Peck.
- 10.- Manual de ACI, para la caracterización del concreto y su comprobación.
 - ACI 318S-08: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
 - ACI 224R-01: Control de la fisuración en el hormigón.
 - ACI 209R-92: Predicción de los efectos de la retracción, fluencia y temperatura en el hormigón estructural.
- 11.- Normas Europeas.
 - Eurocódigo 1: Acciones sobre estructuras.
 - Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.
 - Eurocódigo 8: Disposiciones para el proyecto de estructuras sismorresistentes.
- 12.- Manual de diseño de obras civiles. Diseño por sismo. CFE, 2008.
- 13.- Guías y recomendaciones internacionales:
 - Seismic design guidelines for port structures, PIANC. Asociación internacional de navegación. (2001).

- POLB. Port of Long Beach. Wharf Design Criteria. 2012.
- ROM 2.0-11: Recomendaciones para obras marítimas. Recomendaciones para el proyecto y ejecución de obras de atraque y amarre. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. 2012.
- ROM 0.4-95: Recomendaciones para obras marítimas. Acción del viento. Ministerio de Fomento. Gobierno de España. 1995.
- Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas de ANIPPAC basada en la PIC (Prestressed Concrete Institute).

MEMORIA FOTOGRAFICA























