

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**DISEÑO DEL NUEVO MUELLE DEL TERMINAL
PORTUARIO DE SALAVERRY**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JEFERSON EVER MENACHO CASO

Lima- Perú

2011

Todo el esfuerzo y empeño de este trabajo
Y haber llegado hasta aquí se lo dedico
Primeramente a Dios y a mi Padre que han sido
Mi guía durante mi paso por este mundo.
También tengo que agradecer el apoyo de mi
Madre y mi familia por haber estado
a mi lado en las buenas y las malas.

ÍNDICE

RESUMEN	3
LISTA DE TABLAS	4
LISTA DE FIGURAS	4
INTRODUCCIÓN	6
CAPITULO GENERALIDADES	7
1.1 UBICACIÓN	7
1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO	8
1.3 ANTECEDENTES	9
CAPITULO II: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	10
2.1 BATIMETRÍA	10
2.2 OCEANOGRAFÍA	11
2.3 GEOTECNIA	15
CAPITULO III: DISEÑO DEL MUELLE	16
3.1 CRITERIOS DE DISEÑO	16
3.1.1 Nave de Diseño	16
3.1.2 Esquema de Diseño	16
3.1.3 Materiales	19
3.1.4 Cargas	20
3.1.5 Combinaciones de Carga	22
3.2 CALCULO ESTRUCTURAL	23
3.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO	25
3.3.1 Pilotes	25
3.3.2 Vigas y Losa	30

3.3.3 Obras conexas	36
CAPITULO IV: EXPEDIENTE TÉCNICO	40
4.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	40
4.2 METRADOS	42
4.3 PRESUPUESTO	44
4.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	45
4.5 CRONOGRAMA	61
4.6 PLANOS	62
CONCLUSIONES	63
RECOMENDACIONES	64
BIBLIOGRAFÍA	65

RESUMEN

Actualmente el Terminal Portuario de Salaverry no tiene la capacidad para atender más de 60,000 FTU que la demanda lo requiere.

Para poder atender a dicha demanda se ha visto en la necesidad de proyectar un nuevo muelle el cual tenga la capacidad y características necesarias para permitir el atraque de naves POST-PANAMAX con un calado de 14m.

Dicho muelle se emplazará adyacente al rompeolas existente, con una longitud de 330m. de largo y 30m. de ancho y estará constituido de una estructura a porticada de concreto armado con vigas transversales y longitudinales las cuales irán apoyadas sobre pilotes de concreto de 0.85 m. de diámetro.

Para poder disponer de una mayor área se ha previsto también conformar una plataforma de relleno. Esta plataforma estará compuesta de un pavimento flexible con adoquines de concreto para una mayor facilidad de mantenimiento.

Tanto la estructura del muelle como la plataforma mencionada estarán unidas a través de un conjunto de elementos de concreto armado a los cuales se les ha denominado puente de unión muelle-plataforma. Este puente de concreto armado de 6m. de longitud. permitirá una mejor operación a través del muelle hacia el patio o viceversa, además ante un evento sísmico permitirá un mejor comportamiento de ambas estructuras.

Para su construcción se ha tenido en cuenta dragar la zona de emplazamiento del muelle hasta alcanzar los 14 metros de profundidad necesarios para este tipo de naves.

Así también el equipo mínimo necesario para el hincado de pilotes consta de 2 grúas sobre Orugas de 40 tn y 20 tn respectivamente y un martillo diesel marca DELMAG tipo D-44. Para la conformación del plataforma se necesitaran cuadrillas de volquetes, bulldozzers y tractores.

De este modo el muelle proyectado con costo total de s. / 24'859,015 tendrá la capacidad de atender un mayor número de cargas ya que contara con una grúa pórtico, la cual permitirá un embarque y desembarque de contenedores en menor tiempo al que actualmente se desarrolla.

LISTA DE TABLAS

Tabla N° 2.1 Olas	11
Tabla N° 2.2 Coeficientes de Refracción	13
Tabla N° 3.1 Características de la Nave	16
Tabla N° 3.2 Característica de los materiales de concreto	19
Tabla N° 3.3 Granulometría del material de préstamo	19
Tabla N° 3.4 Parámetros geotécnicos	27
Tabla N° 3.5 Coeficiente de carga	28
Tabla N° 3.6 Factores de capacidad cortante	29
Tabla N° 3.7 Carga por eje en Stacker	37
Tabla N° 3.8 Carga por eje en trailer	37
Tabla N° 3.9 Numero de ejes equivalente	37
Tabla N° 3.10 Diseño de pavimento- Metodo AASHTO 93	38
Tabla N° 4.3 Granulometría de base granular	48
Tabla N° 4.4 Tipos de vibrado en concreto	56

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1.1 Ubicación general	7
Figura N° 1.2 Ubicación regional	8
Figura N° 1.3 Vista de Planta del Puerto	8
Figura N° 2.1 Levantamiento Batimétrico	10
Figura N° 3.1 Sección Típica	18
Figura N° 3.2 Tren de carga sobre vigas carrilera	20
Figura N° 3.3 Espectro de diseño	22
Figura N° 3.4 Modelo SAP200022	23
Figura N° 3.5 Deformaciones por Sismo	23
Figura N° 3.6 Diagrama de Cortantes	24
Figura N° 3.7 Diagrama de Momentos	24
Figura N° 3.8 Esfuerzos en Pilotes	25

Figura N° 3.9 Diagrama de Interacción en Pilote	26
Figura N° 3.10 Sección de Pilote	26
Figura N° 3.11 Diseño de vigas VG30	30
Figura N° 3.12 Sección de Viga Carrilera	30
Figura N° 3.13 Diseño de Viga VL	31
Figura N° 3.14 Sección de viga Longitudinal	31
Figura N° 3.15 Diseño de Vigas VT	32
Figura N° 3.16 Sección de Viga Transversal	32
Figura N° 3.17 Sección de Viga de Borde	34
Figura N° 3.18 Diseño de Losa	35
Figura N° 3.19 Diseño de Puente	36
Figura N° 3.20 Diseño de Pavimento	39
Figura N° 4.1 Sistema Cantitravel	40
Figura N° 4.2 Vista de Perfil de Sistema Cantitravel	41

INTRODUCCIÓN

El Terminal Portuario de Salaverry, es uno de los principales puertos que se encuentra bajo la administración de ENAPU, sin embargo este no cuenta las condiciones necesarias para atender a naves de gran calado con un mayor número de cargas.

El proyecto propone el diseño de un nuevo muelle adyacente al rompeolas el cual tenga la capacidad suficiente para el atraque de naves Post-Panamax con un calado de 14m.

Además de contar con equipamiento de Grúas Pórtico las cuales reducirán considerablemente los tiempos de espera de estas y otras naves que lleguen al puerto.

El desarrollo del proyecto se describe en los siguientes capítulos:

En el capítulo I se hace mención a las generalidades del proyecto en las cuales se indica la ubicación, objetivos y antecedentes.

En el Capítulo II se describe del proyecto en base a los estudios básicos necesarios para poder conocer las características del sitio de emplazamiento del nuevo muelle, tales como batimetría, oceanografía y geotecnia.

Conocidas dichas características en el capítulo III se desarrolla el diseño tanto del muelle como de la plataforma adyacente. En donde se establecen los criterios diseño, el análisis estructural y el diseño propiamente de las estructuras de concreto armado.

Finalmente en el capítulo IV se describe el expediente técnico para la Construcción del nuevo muelle en el cual se detallan puntos como procedimiento constructivo, especificaciones técnicas, presupuesto de obra, cronograma de ejecución y planos.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 UBICACIÓN

El área de estudio se encuentra ubicada a 258 millas náuticas al norte del Callao. A 12 Km. de la ciudad de Trujillo y a 8 Km. de la Carretera Panamericana. De fácil acceso al Terminal Portuario (Provincia de Trujillo, Dpto. de La Libertad). Geográficamente la zona de estudio se encuentra ubicada en las coordenadas:

08° 13' 40" S 78° 58' 50" W

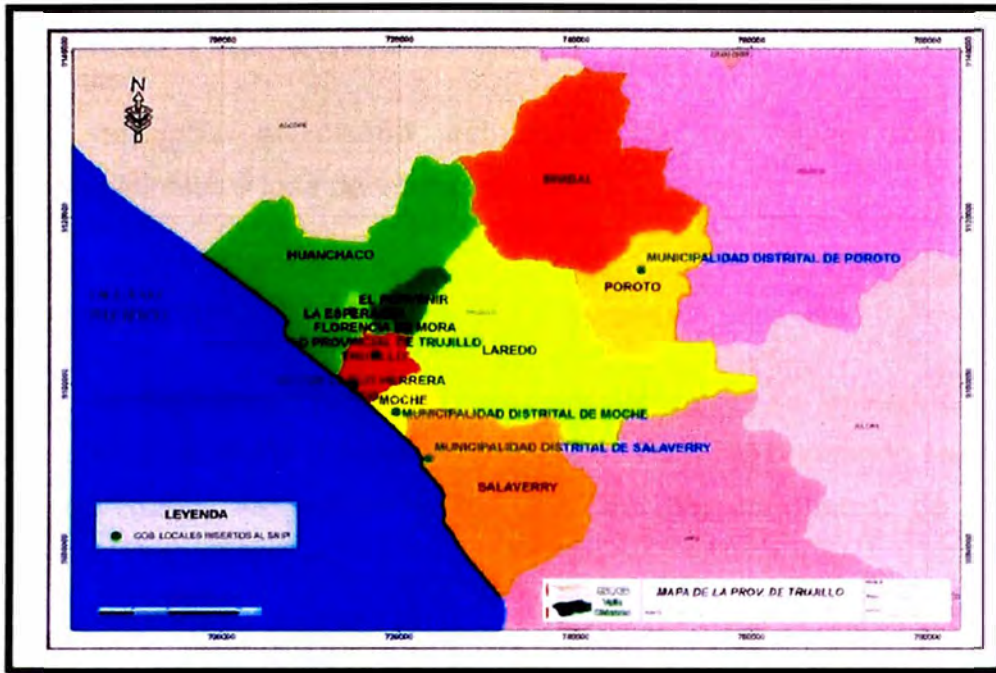
Y su ámbito de influencia del Proyecto comprende todo el departamento de la libertad así como a sus vecinos departamentos de Ancash, Cajamarca, Lambayeque, etc. (ver figura N° 1.1, 1.2 y 1.3)

Figura N° 1.1 Ubicación general



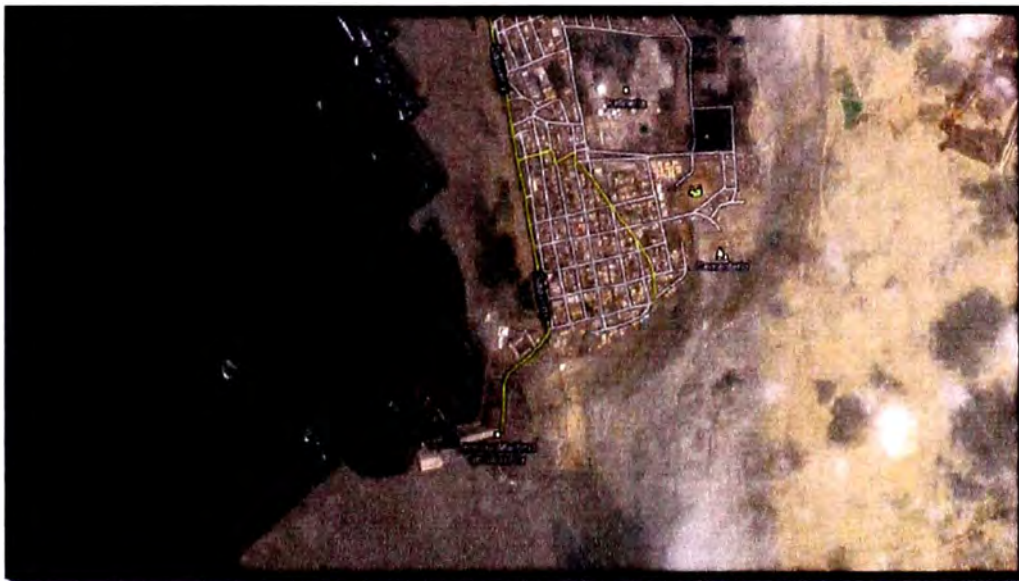
Fuente: www.enapu.com.pe

Figura N° 1.2 Ubicación regional



Fuente: www.enapu.com.pe

Figura N° 1.3 Vista de Planta del Puerto



Fuente: google maps.

1.2 OBJETIVO DEL PROYECTO

Objetivo general:

- Proyectar un nuevo muelle con cimentación de pilotes de concreto.

Objetivo específicos:

- Se propone el diseño de los pilotes de concreto en la cimentación capaz de soportar las cargas del nuevo muelle.
- Se propone la ampliación de la plataforma de enrocado para el nuevo muelle.
- Se propone el diseño estructural de las vigas transversales, longitudinales y losa del nuevo muelle.

1.3 ANTECEDENTES

El Puerto de Salaverry (Terminal Portuario Salaverry) se encuentra bajo la administración de ENAPU (Empresa Nacional de Puertos) brindando servicio a la ciudad de Trujillo así como a los vecinos departamentos de Ancash, Lambayeque, Cajamarca, etc.

Dicho puerto se encuentra ubicado a 258 millas náuticas al norte del Callao. La cercana ubicación con la ciudad de Trujillo (12 Km.) y con la Carretera Panamericana (8 Km.), le otorga un fácil acceso al puerto, beneficiando a los embarcadores y consignatarios, principalmente de harina de pescado, fertilizantes, concentrado de mineral, arroz y azúcar, productos que se encuentran dentro de su área de influencia.

Además de ser un puerto artificial del tipo "puerto muelle", constantemente expuesto a la presencia de oleajes.

El arenado en el puerto es constante por lo que el dragado se realiza permanentemente.

Actualmente el Puerto de Salaverry no tiene la infraestructura ni equipamiento para atender a 60,000 FEU.

En tal sentido se tiene la necesidad de proyectar un nuevo terminal de contenedores con amarraderos que permitan el atraque de naves de mayor tamaño y calado tales como las PANAMAX (3000 a 4000 TEU).

CAPITULO II.- DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1 BATIMETRÍA

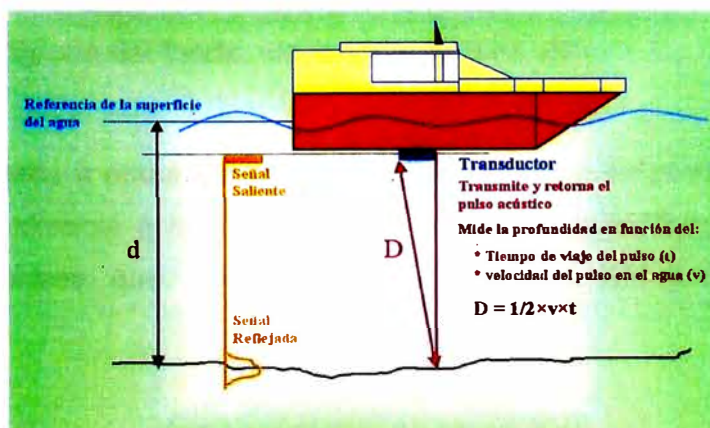
La consultora H&O INGENIEROS realizó un levantamiento batimétrico a solicitud de ENAPU en el mes marzo del 2007 el cual se desarrollo de acuerdo a las especificaciones siguientes:

Líneas principales	Perpendiculares a la línea de costa separadas cada centímetro de acuerdo a la escala del levantamiento.
Líneas de Verificación	Paralelas a la línea de costa.
Registros de Ecosonda	Continuo en metros
Calibración de Ecosonda	Al inicio y fin del sondaje.
Reducción de sondajes	Los sondajes son reducidos por marea y por inmersión de transducer.

Se efectuó un levantamiento batimétrico entre las zonas de los muelles y desde el cabezo de los muelles hasta 500 m. al norte del Molo N° 3; haciendo una longitud total de 1600 m., con líneas separadas cada 25 metros; las líneas de verificación se hicieron cada 100 metros. Las profundidades varían entre 1.5 y 14 m. con una pendiente regular, el resultado del levantamiento batimétrico se muestra en el plano N°1.

- Levantamiento batimétrico con Ecosonda para las áreas del canal de acceso, zona de maniobras y amarraderos. (ver figura N° 2.1)
- Levantamiento batimétrico con Escandallo en la zona de muelles.

Figura N° 2.1 Levantamiento Batimétrico



Fuente: www.hoingenieros.com.pe

2.2 OCEANOGRAFÍA

Dirección de Olas

Específicamente en el área de estudio, de acuerdo a una estadística de dirección de olas de 8,224 observaciones, en la costa norte del Perú, (información del Sailing Directions for South America) se ha determinado que el 59.2 % de las olas provienen del Sur, y un 16.2 % y 16.3 % del Suroeste y Sureste respectivamente. Sin embargo, a medida que se acercan a costa, por efectos del fondo y/o obstáculos, como por ejemplo puntas e islas, el oleaje se reorienta o cambia de dirección, produciéndose los fenómenos de refracción y difracción respectivamente. (Ver tabla N°2.1)

DISTRIBUCIÓN DE OLAS SWELL

(05° a 10°)

Tabla N° 2.1 Olas

O (%)	SO (%)	S (%)	SE (%)	E (%)
1.1	16.2	59.2	16.3	1.2

Corrientes

El sistema de corrientes frente a las costas del Perú tiene una dirección hacia el Norte y difiere del sistema de orilla donde se presenta una alta variabilidad debido principalmente al perfil de los accidentes costeros y otros factores como las mareas, la topografía del fondo, los vientos locales, etc.

Además, superpuesta a estas corrientes está aquella que se produce debido al oleaje que al aproximarse a la costa del Sur y Suroeste principalmente, genera las corrientes litorales que son las más importantes en el transporte de sedimentos.

Esta corriente litoral, en general, es también hacia el norte, hay que tener mucho cuidado en identificar y caracterizar dicha corriente litoral que en algunos casos,

al tener ésta una gran dinámica, puede ocasionar procesos de erosión y sedimentación importantes al ser interrumpidos en su trayectoria.

Otra corriente importante que se genera cuando la ola rompe en la playa, es la corriente de "fondo" o corriente de "resaca", que viene a ser el retroceso del agua que llega a costa producto del oleaje.

Como sabemos, en años normales, durante el Invierno los vientos alisios son más intensos, lo que origina que el sistema de corrientes del Perú, que se dirige hacia el norte, y específicamente la corriente costera peruana, al igual que el oleaje, va a ser más intensa, por lo tanto la corriente en orilla, principalmente en bahías, sufre cambios, disminuyendo la influencia de las corrientes de marea.

Asimismo, cuando se presenta el fenómeno "El Niño" los vientos alisios se relajan disminuyendo considerablemente su intensidad y por ende las corrientes marinas costeras sufren cambios notorios en su intensidad.

En el caso del área de estudio, por la configuración de la costa, las mareas tienen poca influencia en las corrientes costeras.

Mareas

Para llevar a cabo el monitoreo de las profundidades dentro del área de operatividad de terminal portuario, que involucran principalmente el estudio del transporte marino, erosión costera y diseño de defensas contra las inundaciones, se debe tener conocimiento de los fenómenos originados por las mareas en sentido horizontal (corrientes de marea), y en sentido vertical (alturas de pleamares y bajamares).

Científicamente, las mareas y los cambios de nivel del mar ejercen una influencia importante en los procesos biológicos y geológicos marinos. El nivel medio del mar, es considerado el más importante indicador de los cambios del clima y de los procesos relacionados con el cambio. Entre estos procesos se hallan el derretimiento glacial, la expansión del agua marina debida al calor y los cambios de las gradientes de la superficie marina relacionados con los cambios de las corrientes a través del balance geostrofico.

Para efectuar las correcciones de los sondajes y las mediciones de corrientes, es necesario contar con información de mareas.

La metodología empleada para la reducción de los diferentes planos de referencias y de análisis armónico de las mareas, se fundamentan en los

principios desarrollados en publicaciones sobre planos de referencia de mareas del U.S. & Inter American Geodetic Survey, método de predicción de mareas del Almirantazgo Británico descrito por Doopson y Warburg, y posteriormente Foreman.

Para determinar las características de las mareas, se ha utilizado la Tabla de Mareas del 2007, que edita la Dirección de Hidrografía y Navegación.

Oleaje

Se hizo intervenir la influencia del oleaje que se aproxima a la zona de maniobras. La mayor ocurrencia de olas es la de tipo "swell", provenientes de las direcciones S y SO. Las olas provenientes de la dirección S son las de mayor frecuencia de ocurrencia, sin embargo las que provienen del SO son las que atacan directamente, pero con menos frecuencia de ocurrencia.

Se ha ponderado la influencia del oleaje según cada dirección obteniéndose la siguiente tabla N° 2.2:

Tabla N° 2.2 Coeficientes de Refracción

Dirección	Frecuencia Acumulada	Kr
Sur	93.30	0.345322
Sur Oeste	23.70	0.662219

Promedio ponderado = 0.4095

Resultando un coeficiente de refracción ponderado de $K_r = 0.4095$, para la zona de maniobras.

Para evaluar el coeficiente de bajos (K_s) se ha calculado previamente la longitud de la ola en la batimétrica – 9.0 m, haciendo uso de las formulas respectivas y de las Tablas de Wiegel, teniendo en consideración la condición de profundidad intermedia. De este modo se ha calculado:

$$L_o = 127.43 \text{ m}$$

$$K_s = 1.1295$$

La transformación del oleaje de aguas profundas a la profundidad de -9.0 m, en la zona de maniobras, se realiza por:

$$H_{-9.0 \text{ m}} = H_o * K_r * K_s = H_o * 0.4095 * 1.1295 = 0.4625 H_o$$

La ola para aguas profundas ha sido tomada de la macro distribución (H_s).

Se ha considerado el 50% de ocurrencia a lo cual corresponde una ola en aguas profundas de 1.25 m.

Considerando los efectos de la refracción y de bajos, esta ola a la profundidad de -9.0 m en la zona de maniobras será:

$$H_{-9.0 \text{ m}} = 0.4625 * 1.25 = 0.578 \text{ m}$$

Por lo tanto, la ola en el T.P. Salaverry, a la profundidad de -9.0 m y con la ocurrencia del 50% es de 0.578 m.

Vientos

Climatológicamente los vientos son variables ligeros, siendo las componentes más frecuentes del Suroeste a Noroeste, oscilando su velocidad media mensual multianual entre 4.2 a 5.6 nudos, en dirección Sur.

Generalmente, durante la madrugada y primeras horas de la mañana, el viento es débil con tendencia a la calma y se intensifica en horas de la tarde entre 14:00 a 20:00 horas.

Normalmente durante el verano, las aguas cálidas tropicales avanzan hacia la zona de interés y su intensificación comúnmente es llamada corriente "El Niño" por los pescadores del litoral Norte del Perú. La comunidad científica, al intensificarse aún más dicha corriente y sobrepasar su influencia hacia el Sur de Punta Aguja, la ha denominado Fenómeno de "El Niño". Este fenómeno generalmente se presenta a intervalos de 3 a 11 años, cada 3 a 5 años los de menor intensidad y de 8 a 11 años los de mayor intensidad; los fenómenos extraordinariamente intensos tienen una recurrencia mayor de 50 años. Su duración se extiende entre 6 a 12 meses y en otros casos hasta 18 meses. La ocurrencia de este fenómeno trae como consecuencia alteraciones climáticas, con aumentos de la temperatura superficial del mar y del aire, respecto de sus valores medios normales, entre 2 a 5° C y excepcionalmente mayores de 7° C; disminuye la intensidad de los vientos a ligeros variables y calmas, variando sus direcciones hacia las componentes del Oeste y Norte; asimismo, baja la Presión Atmosférica entre 2 a 5 Hectopascales.

Condiciones de oleaje irregular son poco frecuentes, sin embargo, durante la presencia del fenómeno de "El Niño", la probabilidad de ocurrencia de oleaje irregular es mayor, especialmente proveniente del Oeste y Noroeste.

2.3 GEOTECNIA

El estudio o conocimiento de los depósitos que cubren el fondo marino, así como de los factores que inciden en su distribución es de suma importancia cuando se desean construir instalaciones fijas diversas, tales como muelles, desembarcaderos, espigones, terraplenes, rompeolas, y otras instalaciones similares.

Así mismo en el estudio realizado por H&O INGENIEROS extrajeron muestras de sedimentos del fondo marino en la zona de entre los muelles existentes, en la zona de maniobras, y en la entrada al puerto entre las boyas.

Las muestras de fondo fueron obtenidas con un muestreador de fondo Van Veen. Las muestras del sedimento fueron analizadas en el Laboratorio de Mecánica de Suelos, Concreto y Asfalto GEOCONSULT S.A.

Los resultados de laboratorio muestran fundamentalmente que el tipo de material predominante en el fondo marino son del Tipo Arenas Limosas.

CAPITULO III.- DISEÑO DEL MUELLE

3.1 CRITERIOS DE DISEÑO

3.1.1 Nave de Diseño

Los criterios de Diseño han sido establecidos en función a las características y necesidades de las naves que atracarán en el puerto de Salaverry.

- Las Características de las naves que atracarán en el nuevo muelle.
- Tráfico de mercaderías: movimiento de TEU.
- Naturaleza y profundidad del suelo de fundación.

Para el caso del nuevo muelle del terminal portuario de Salaverry deberá contar las condiciones y características necesarias para permitir el atraque de naves Post-Panamax. (Ver tabla N°3.1)

Tabla N° 3.1 Características de la Nave

TAMAÑO DE BARCOS	Capacidad en TEUs	Manga Máx. (m.)	Eslora Máx. (m.)	Calado Máx. (m.)
SUB-PANAMAX	2,500	29.00	225.00	11.50
PANAMAX (*)	4,000	32.00	275.00	12.50
POST-PANAMAX	5,000	40.00	300.00	14.00
SUPER POST-PANAMAX	8,000	43.00	345.00	15.50
EMMA MAERSK	13,500	56.00	398.00	16.00
"S/Denominación"	22,000	60.00	450.00	18.00

Se recomienda que el muelle a proyectar deba ser como mínimo 10% más largo que la nave de diseño.

3.1.2 Esquema del Diseño

Los elementos constituyentes del muelle son la infraestructura y la superestructura.

Los elementos de la infraestructura son aquellos que constituyen en la parte resistente del muelle, y los elementos de la superestructura serán los que sirven para soportar el rodamiento de los equipo tales como grúa pórtico.

Elementos de la infraestructura

Pilotes

Constituyen los elementos de soporte del muelle, pues trabajan a manera de columnas empotradas en el terreno.

Elementos de la superestructura

Vigas Transversales

Como su nombre lo indica, son aquellas vigas que se encuentran perpendicularmente al eje del muelle. Conjuntamente con los pilotes forman el pórtico resistente y reciben al tablero de rodamiento.

Viga Longitudinal

Son vigas paralelas al eje del muelle, que unen los pórticos entre si y además transfieren las cargas del tablero de rodadura hacia las vigas transversales.

Tablero o Losa

Son las que se vacían in situ, y sirven para llenar el espacio debajo entre las dos vigas que constituyen el tablero, además cumplen la función de dar monolitismo a toda la estructura.

Partiendo de estos conceptos el proyecto comprende:

Muelle:

Compuesto de una estructura aporricada de 330m. de largo y 30m. de ancho. en donde las columnas serán pilotes de concreto armado de 0.85 m. de diámetro y 21m. de longitud; considerado una longitud de empotramiento de 4 metros. Las vigas transversales, Carrileras y longitudinales de sección 0.80x0.50 m.; estos elementos sostendrán el peso de la losa de concreto armado de 0.30 m. de espesor. El nivel de cota de final del muelle será la +3.00 msnm.

Plataforma adyacente:

Esta plataforma de 30m. de ancho y 330m. de largo será conformada mediante un terraplén adyacente al rompeolas existente. El material de préstamo para la conformación del terraplén será extraído de la cantera del cerro carreta.

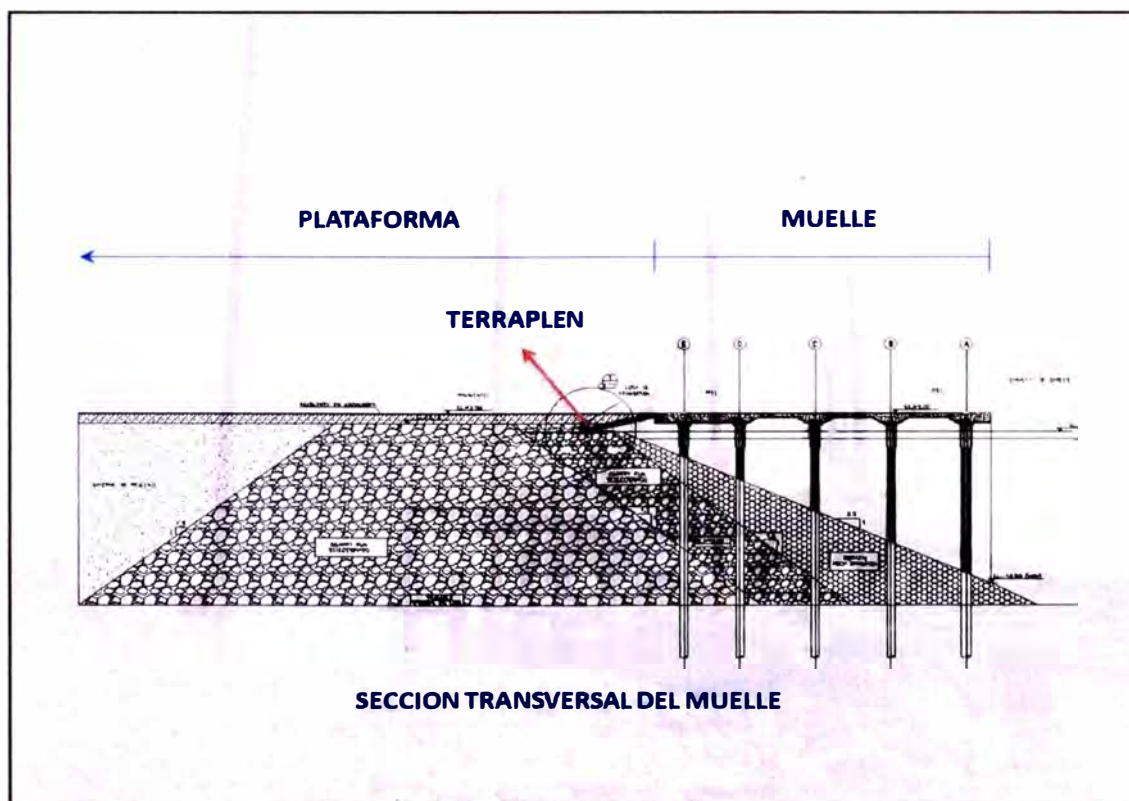
Sobre este terraplén se conformara el pavimento flexible compuesto de una sub-base, base y adoquines de concreto.

Así mismo la cota final de la plataforma será la misma del muelle +3.00 msnm.

Estas dos estructuras estarán unidas por un conjunto de puentes de concreto armado prefabricados de 1.00m. de ancho y 1.50 de longitud.

De este modo las dos estructuras tendrán comportamientos independientes en un posible evento sísmico, pero a la vez estarán unidas por este elemento para una mejor operación. (Ver figura N° 3.1)

Figura N° 3.1 Sección Típica



Fuente: Ing. Moises Tang

3.1.3 Materiales

- Concreto

Tabla N° 3.2 Características de los materiales de concreto

Estructura	Resistencia del Concreto (f'c)
Pilotes	f'c = 280 kg / cm ²
Vigas longitudinales	f'c = 280 kg / cm ²
Vigas Transversales	f'c = 280 kg / cm ²
Losa de concreto	f'c = 280 kg / cm ²

- Acero de Refuerzo

Esfuerzo de fluencia: $F_y = 4200 \text{ kg / cm}$

Corrugaciones según ASTM A-305

- Material de Préstamo para Plataforma

Tabla N° 3.3 Granulometría del material de Préstamo

Tamaño malla	% que pasa
2"	100
1"	75-95
3/8"	40-75
N°4	30-60
N°10	20-45
N°40	15-30
N°200	5-15

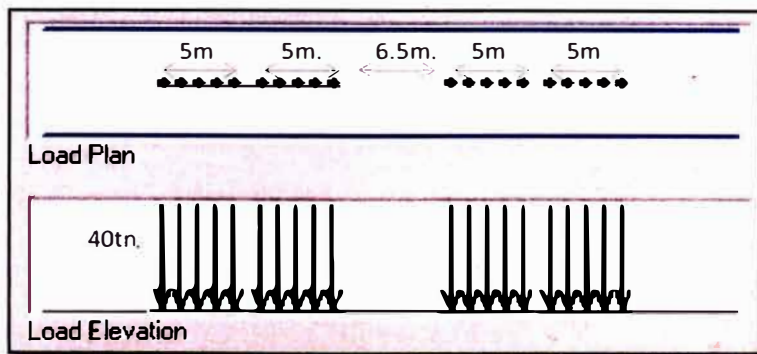
3.1.4 Cargas

Para el análisis estructural se han considerado los siguientes estados de carga:

Cargas de Verticales:

- **Peso Propio**
Peso propio de las estructuras de concreto armado, como pilotes, vigas y losa.
- **Carga Viva**
Se considera 6.0 tn/m² como sobrecarga en el muelle.
- **Carga Móvil (Sobre las Vigas Carrileras)**
Tren de Cargas generado por el tránsito de una Grúa Pórtico de 1000 tn. de peso estático.
Dado que la grúa Pórtico se apoya sobre la viga carrilera mediante un sistema de ruedas a cada lado, dicho sistema ha sido idealizado mediante el siguiente tren de cargas. (Ver figura N° 3.2)

Figura N° 3.2 Tren de cargas Sobre vigas Carrileras.



Fuente: SAP2000 v.14

Cargas de Horizontales:

- **Fuerza de Ataque**

$$E = \frac{W * y^2 * C_m * C_e * C_s}{2g}$$

Velocidad de diseño 0.10 m/s para una Nave de (50000tn)

Donde:

W: pesa (70000 t)

V: velocidad de ataque (0.10) m/s

C_m : factor de masa (1.3)

C_e : factor de excentricidad (0.5)

C_s : factor de blandura (0.9)

g: aceleración de la gravedad (9.8 m/s²)

Reemplazando valores:

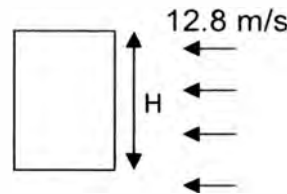
$$E = \frac{70000 \times 0.0.10^2 \times 1.3 \times 0.5 \times 0.9}{2 \times 9.8}$$

$F_{\text{ataque}} = 20.9 \text{ tn.}$

- Fuerza de Viento

Del informe 4.2 -5.6 nudos

Máx. 25 nudos \cong 12.8 m/s



$$\text{La presión } q = \frac{v^2}{16} \rightarrow q = \frac{12.8^2}{16}$$

$$q = 10.24 \text{ kg/m}^2$$

$$F_{\text{viento}} = q \times 0.5$$

$$F_{\text{viento}} = 0.005 \text{ tn/m}$$

- Fuerza de Sismo

Se consideró la aceleración sísmica del suelo actuando en dos direcciones ortogonales: dos horizontales (direcciones X y Y).

Estas dos fuerzas serán consideradas en el análisis modal-espectral.

La magnitud de la aceleración sísmica en las direcciones horizontales es igual a la multiplicación de la aceleración de la gravedad (g) por el coeficiente de respuesta sísmica elástica (C_{sn}).

$$\text{Acel sísmica X} = C_{sn} \times g$$

$$\text{Acel sísmica Y} = C_{sn} \times g$$

El coeficiente de aceleración sísmica varía según el periodo correspondiente a cada modo de vibración de la estructura:

$$C_{sn} = 1.2 \text{ AS} / T_n^{2/3}$$

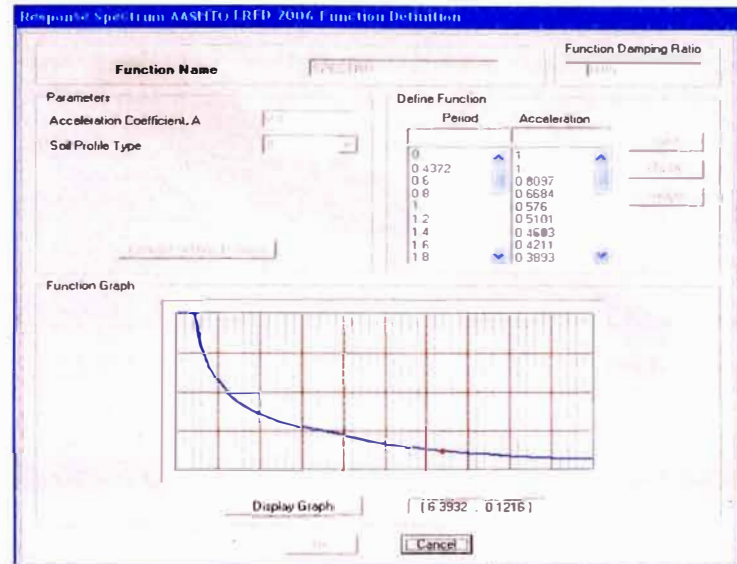
Donde A: coeficiente de aceleración de la zona donde se ubica el Puente, según el Mapa de Distribución de Isoaceleraciones del Perú. (A =0.4)

S: Coeficiente de sitio de un Suelo Perfil Tipo II

Conservadoramente se asumió un Coeficiente de sitio correspondiente a un suelo Perfil Tipo II.

El espectro de aceleraciones usado ha sido el de la AASHTO LRFD 2006: (ver figura N°3.3)

Figura N° 3.3 Espectro de Diseño



Fuente: SAP2000 v.14

3.1.5 Combinaciones de carga

De acuerdo a las tablas definidas por el código AASHTO – LRFD para el diseño de puentes.

Las combinaciones básicas utilizadas en el análisis han sido las siguientes:

$$1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL}$$

$$0.90 \text{ DC} + 0.65 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL}$$

$$1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.0 \text{ W}_v + \text{EQ}$$

$$0.90 \text{ DC} + 0.65 \text{ DW} + 1.0 \text{ W}_v + \text{EQ}$$

Donde:

DC: Peso Propio

DW: Carga Viva

LL: Carga Móvil

Wv: Carga de Viento

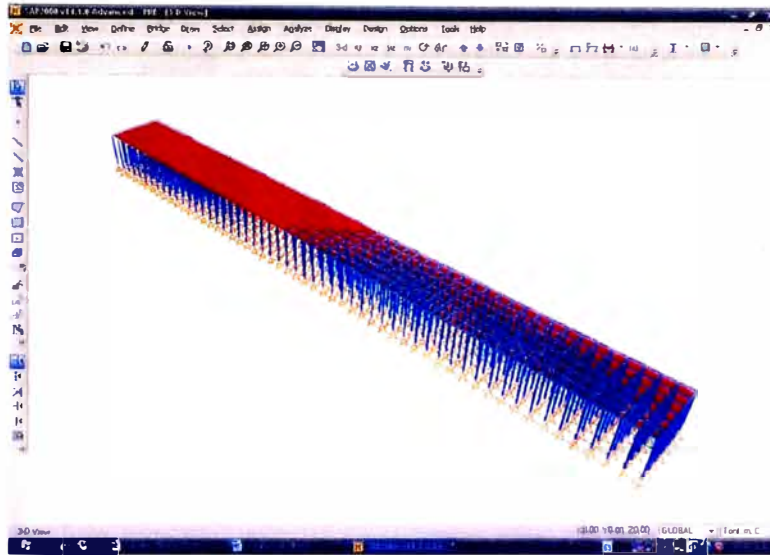
EQ: Carga de Sismo

3.2 CALCULO ESTRUCTURAL

Para el cálculo estructural se ha utilizado el programa SAP 2000 v.14.0.

A continuación se presenta el modelo analizado. (Ver figura N° 3.4)

Figura N° 3.4 Modelo SAP2000

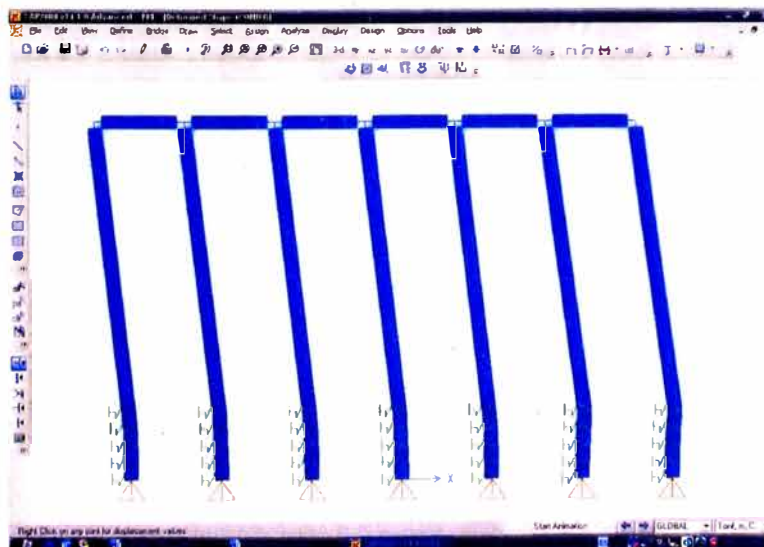


Fuente: SAP2000 v.14

Para idealizar la zona de empotramiento del pilote correspondiente a la interface entre el estrato de suelo y pilote enterrado se consideró la colocación de resortes con rigideces en función al coeficiente de balastro. Estos resortes han sido colocados a cada 1m. en una altura de 4m. (Longitud de empotramiento).

(Ver figura N° 3.5)

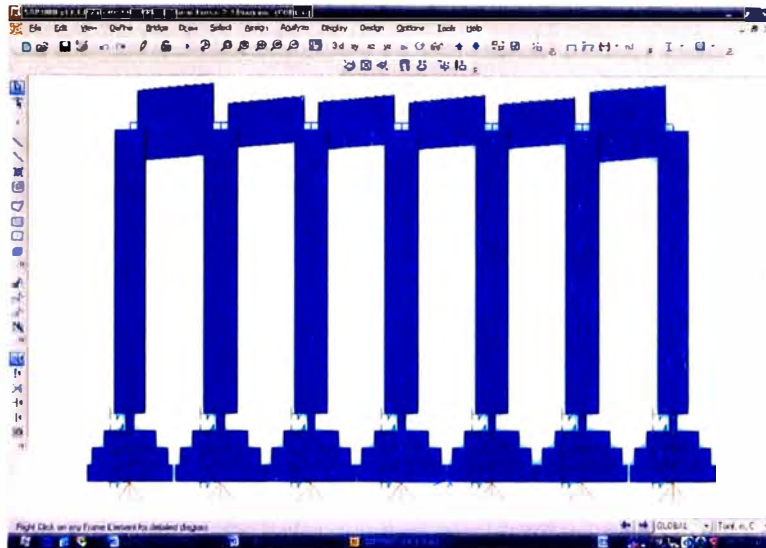
Figura N° 3.5 Deformaciones por Sismo



Fuente: SAP2000 v.14

Los resultados de los momentos máximos obtenidos corresponden a la Combinación 4, Los cuales son mostrados en la siguiente grafico.
(Ver figura N° 3.6)

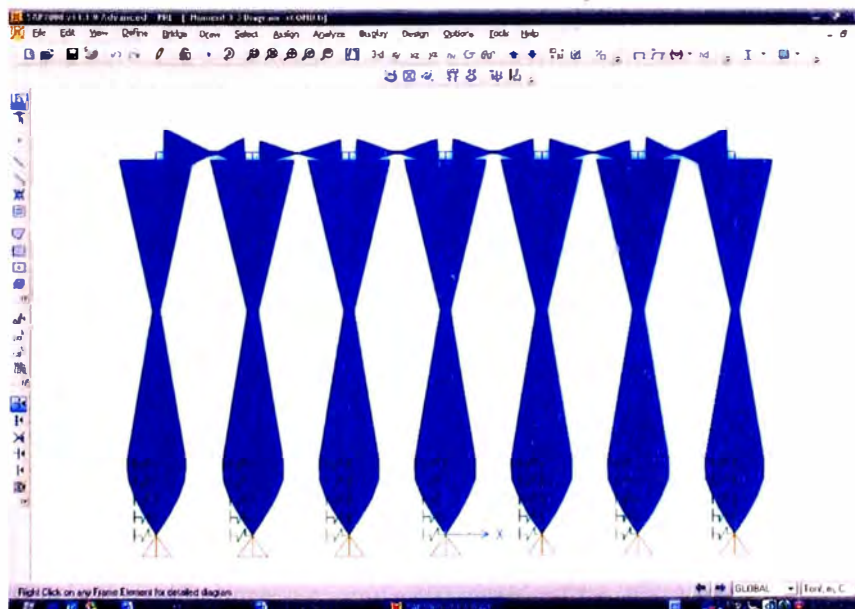
Figura N° 3.6 Diagrama de Cortantes



Fuente: SAP2000 v.14

Los resultados de los momentos máximos obtenidos corresponden a la Combinación 4, Los cuales son mostrados en la siguiente grafico.
(Ver figura N° 3.7)

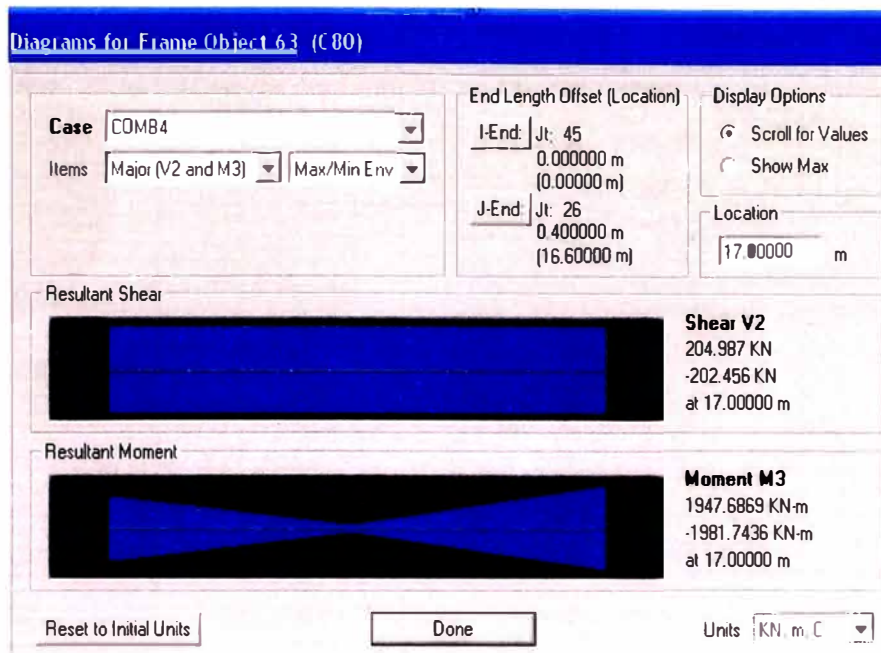
Figura N° 3.7 Diagrama de Momentos



Fuente: SAP2000 v.14

Así mismo se presenta los valores de esfuerzos cortantes y momentos flectores en el pilote más representativo. (Ver figura N°3.8)

Figura N° 3.8 Esfuerzos en Pilotes



Fuente: SAP2000 v.14

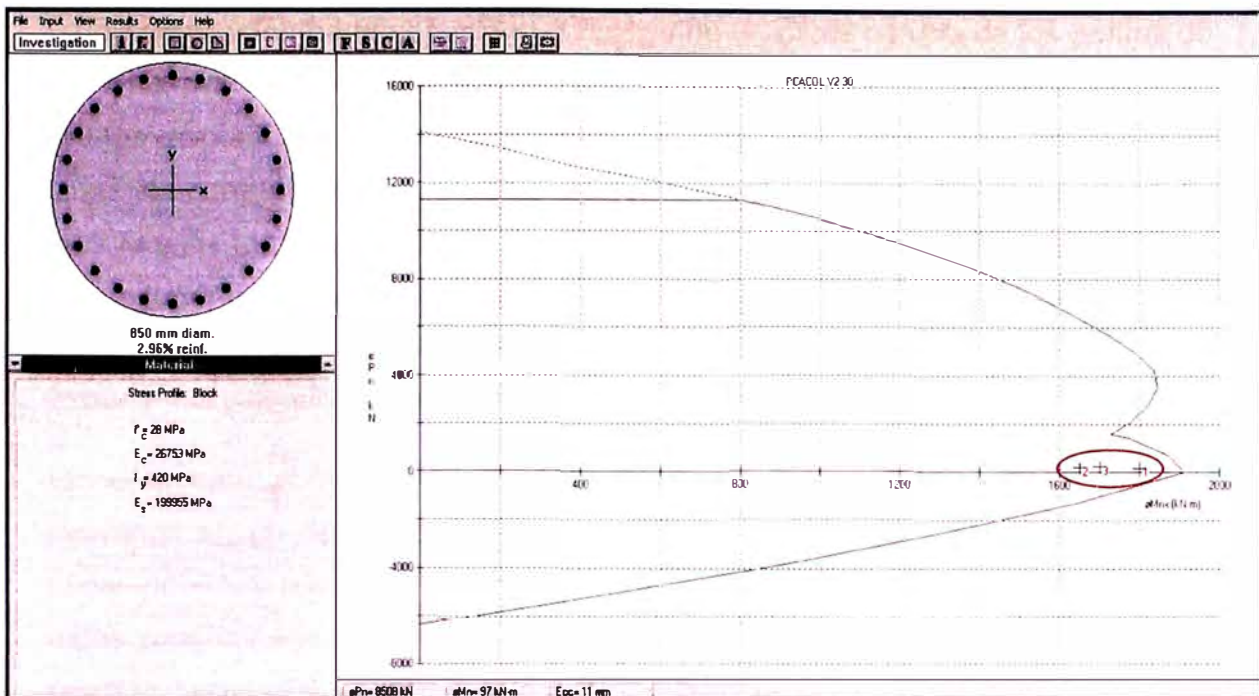
Se han considerado estos valores últimos para el diseño del pilote como elemento sometido a flexo-compresión, teniendo como $M_u = 1947 \text{ KN-m}$ y $P_u = 204 \text{ KN}$. Del mismo modo se procede para el diseño de los demás elementos estructurales del muelle (vigas y losa).

3.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

3.3.1 Pilotes

Para el diseño de los pilotes sometidos a flexo-compresión se hará uso de la verificación con el diagrama de interacción entre momentos flectores y fuerzas axiales. (Ver figura N° 3.9)

Figura N° 3.9 Diagrama de Interacción en Pilote



Fuente: PCACOL versión 2.3

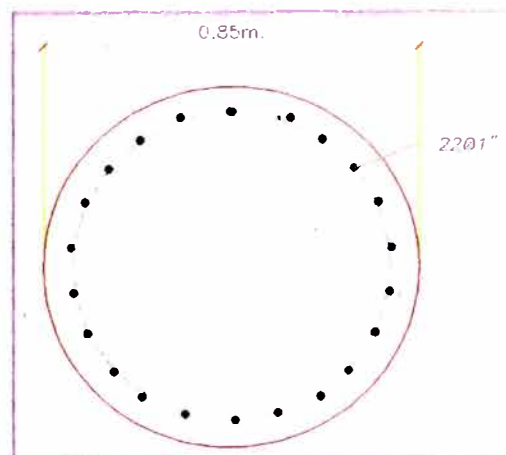
Para este procedimiento se hecho uso del programa PCACOL.

Ha sido necesario aumentar la sección del pilote a un diámetro de 0.85m. para que así este pueda soportar los estado de carga a los que estará sometido.

Según se muestra en la salida del programa los estados de carga están dentro de los límites de esfuerzos admisibles.

El detalle del refuerzo se muestra en la figura N° 3.10.

Figura N° 3.10 Sección de Pilote



Fuente: Elaboración Propia

Capacidad Portante del Suelo

La determinación de la capacidad de carga de un pilote es uno de los puntos de la actual mecánica de suelos con más incertidumbre, dada la inexactitud de las teorías disponibles. Sin embargo los ingenieros proyectistas y constructores de cimentaciones piloteadas consideran dos tipos de análisis; análisis estático, el cual usa los métodos normales de la mecánica de suelos y análisis dinámico, el cual estima la capacidad de carga en base de al análisis de datos del hincado. Estos tipos de análisis han dado resultados aceptables, dependiendo del criterio, experiencia y sentido común para aplicarlos.

Generalmente, el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en un determinado lugar, es el realizar una prueba de carga de un pilote individual a escala natural en el mismo lugar. El principal inconveniente de estas pruebas estriba en el costo y el tiempo requerido para realizarlas; pero resultan necesarias en obras de gran importancia.

Análisis Estático.-

Los parámetros de suelo necesarios para determinar la capacidad estática de un pilote son el ángulo de fricción interna (ϕ) y la cohesión (c). Estos parámetros pueden ser obtenidos de ensayos triaxiales en muestras inalteradas; sin embargo los parámetros resultantes no son muy buenos para pilotes hincados, ya que el suelo en la vecindad del pilote sufre un remoldeo, cambiando su contenido de humedad e incrementando su densidad. (Ver tabla N° 3.4)

En este caso para un potente estrato de arena limosa según las tablas podemos considerar $\phi=25^\circ$ y $C=0$.

Tabla N° 3.4 Parámetros Geotécnicos

Tipo de suelo	Consistencia	ϕ
Arena gruesa o arena con grava	Compacto	40°
	Suelto	35°
Arena media	Compacto	40°
Arena limosa fina o limo arenoso	Suelto	30°
	Compacto	25°
Limo uniforme	Suelto	30°
	Compacto	25°
Arcilla - Limo	Suave a mediano	20°
Arcilla limosa	Suave a mediano	15°
Arcilla	Suave a mediano	0° - 10°

Fuente: Ingeniería Portuaria, Fuentes Ortiz.

a.- Capacidad de Carga por punta.-

Por medio experimental, Terzaghi dedujo la siguiente ecuación semiempirica que proporciona la capacidad de carga por punta de un pilote de sección circular de radio r que descansa sobre un suelo denso o resistente:

$$P_p = \pi r^2 (1,3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0,6 \gamma r N_\gamma)$$

Donde:

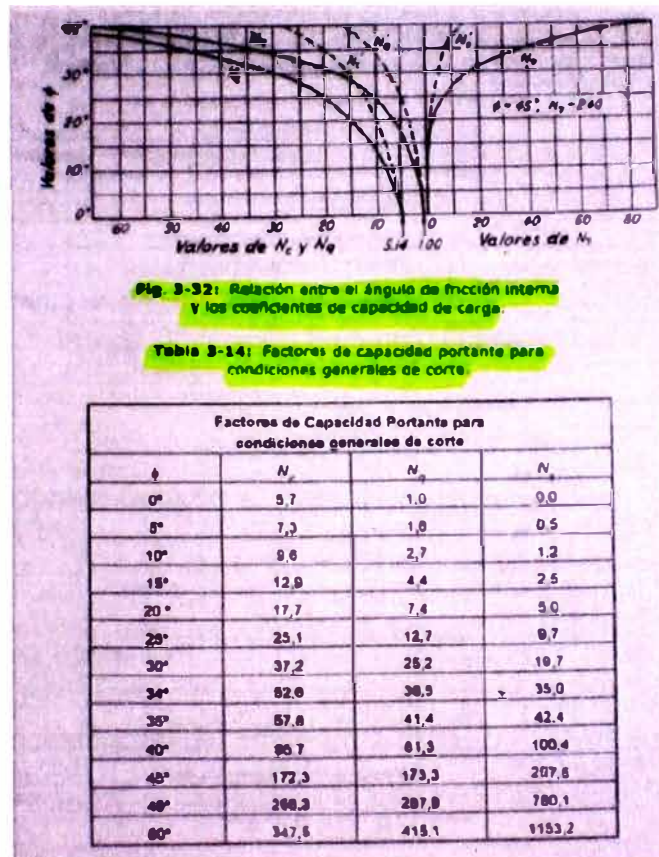
- ✓ C cohesión(c=0)

El termino 1,3 c N_c se emplea únicamente en suelos cohesivos.

- ✓ Y peso específico del pilote.
- ✓ D_f profundidad de la cimentación.

De las tablas se obtiene:

Tabla N° 3.5 Coeficientes de Carga



Fuente: Ingeniería Portuaria, Fuentes Ortiz.

N_c=25.1, N_q=12.7, N_γ=9.7

P_p=3.1416x0.42²x (2400x4.2x12.7 + 0.6x2400x0.42x9.7)

$P_p = 74,000 \text{ kg}$

b.- Capacidad de carga por fricción lateral.-(P_f)

La capacidad de carga de los pilotes resistentes por fricción depende de la fricción f_s entre pilote y suelo, cuya determinación mediante ensayos de laboratorio es imprecisa, ya que el cálculo de las tensiones producidas por el desplazamiento parcial o total del suelo durante la hincada del pilote se halla fuera de las posibilidades del análisis matemático. Por ello la capacidad de carga por fricción, puede determinarse solo por medio de ensayos de carga en el terreno; o bien, en forma menos exacta, en función de valores empíricos de f_s como los que dan para los principales tipos de suelo. (Ver tabla N° 3.6)

Tabla N° 3.6 Factores de capacidad cortante

Valores aproximados de f_s (kg/cm²)	
Limo y arcilla blanda	0,075-0,300
Arcilla muy compacta	0,500-2,000
Arena suelta	0,125-0,350
Arena densa	0,350-0,700
Grava densa	0,500-1,000

Fuente: Ingeniería Portuaria, Fuentes Ortiz.

$P_f = A_s \times f_s$

De la tabla (arena densa) $f_s = 0.50$

$A_s = 100,640.0 \text{ cm}^2$

$P_f = 100640 \times 0.5 = 50,320 \text{ kg}$

Por lo tanto la capacidad total del suelo $P_t = 124 \text{ tn}$.

Hincado de Pilotes

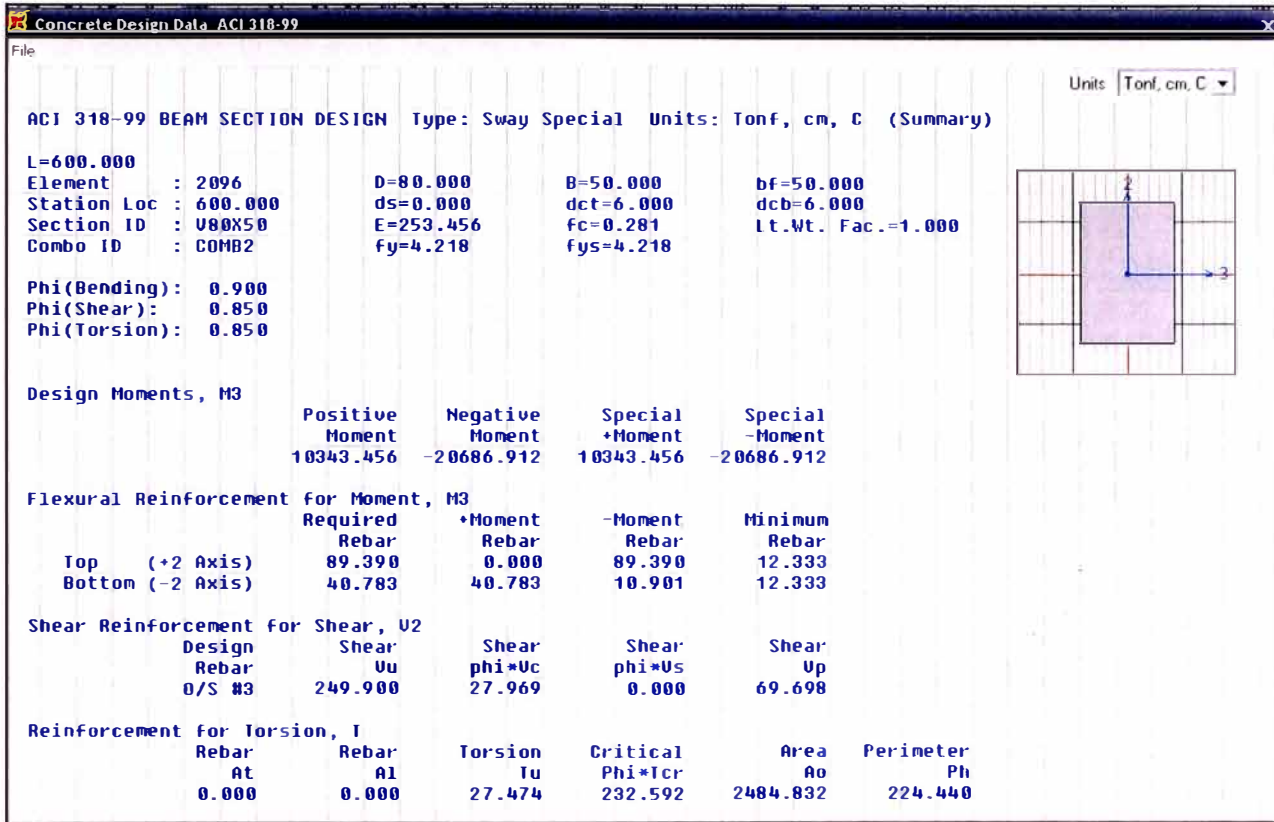
El hincado de pilotes se hará con un martillo del tipo Diesel DELMAG D-44 ya que estos responden de manera eficiente en suelos arenosos.

Cabe mencionar que se deberá realizar en obra las respectivas pruebas de carga previa al hincado de los pilotes.

3.3.2 Vigas y Losa

Viga Carrilera tipo VG 0.80X0.50:

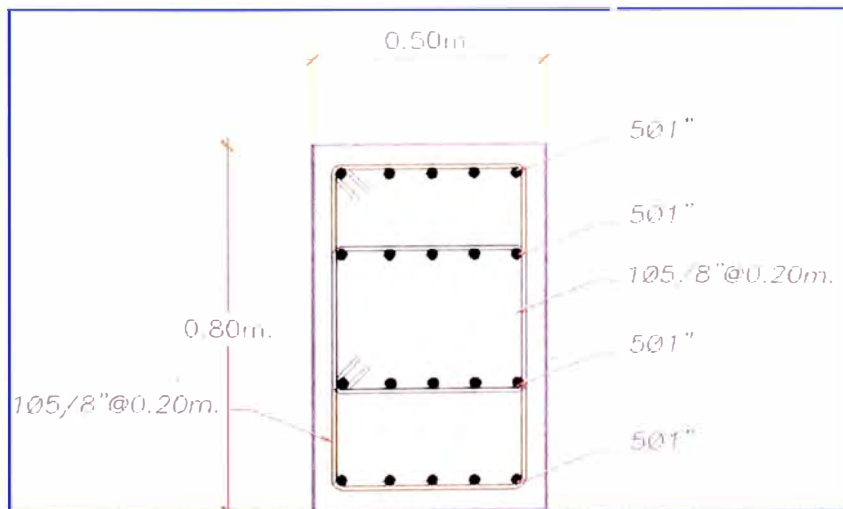
Figura N° 3.11 Diseño de vigas VG



Fuente: SAP2000 v.14

Del análisis y diseño con el programa SAP2000 v.14 se propone la siguiente distribución de acero para la viga VG 0.80x0.50. (Ver figura N° 3.12)

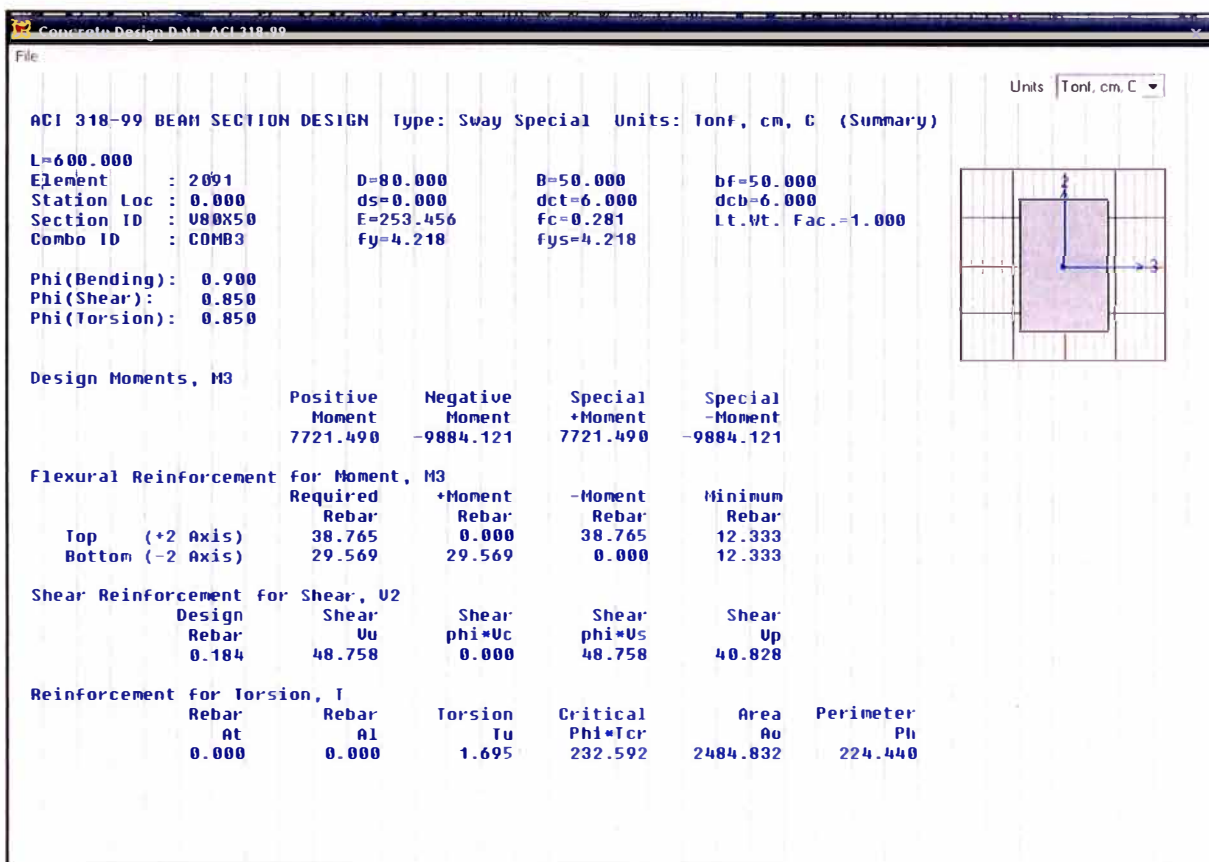
Figura N° 3.12 Sección de Viga Carrilera



Fuente: Elaboración Propia

Viga longitudinal tipo **VL 0.80X0.50**:

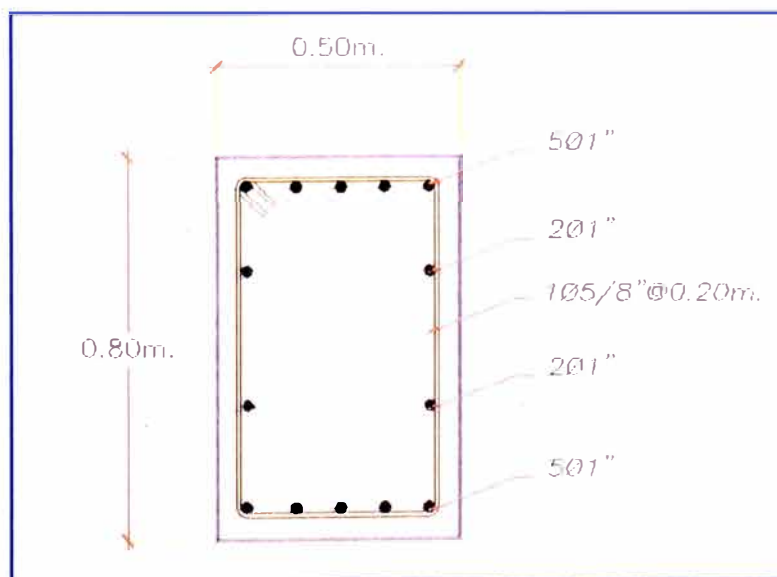
Figura N° 3.13 Diseño de vigas VL



Fuente: SAP2000 v.14

Del análisis y diseño con el programa SAP2000 v.14 se propone la siguiente distribución de acero para la viga VL 0.80x0.50. (Ver figura N°3.14)

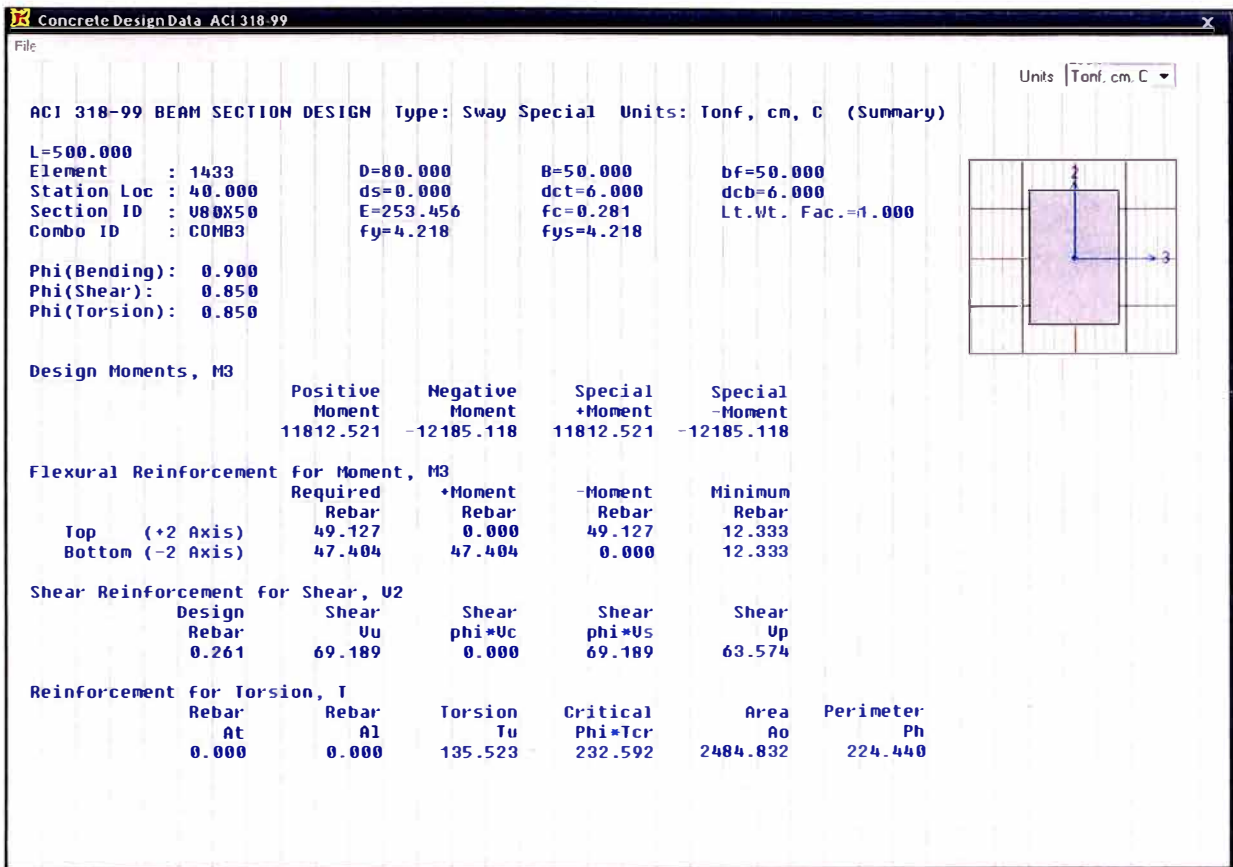
Figura N° 3.14 Sección de Viga Longitudinal



Fuente: Elaboración Propia

Viga Transversal tipo VT 0.80X0.50:

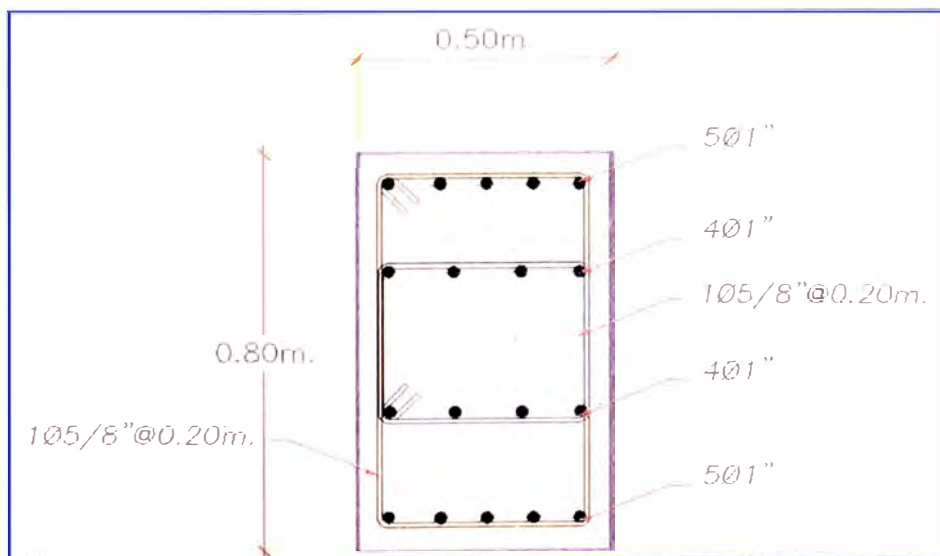
Figura N° 3.15 Diseño de vigas VT



Fuente: SAP2000 v.14

Del análisis y diseño con el programa SAP2000 v.14 se propone la siguiente distribución de acero para la viga VT 0.80x0.50. (Ver figura N° 3.16)

Figura N° 3.16 Sección de Viga Transversal



Fuente: Elaboración Propia

Viga de Borde:

Diseño por Flexión:

Peso propio: $W_{PP} = (0.8 \times (0.8 + 0.5) / 2 + 0.3 \times 1.0) \times 2.4 = 1.92 \text{ t/m}$

Sobrecarga: $W_{S/C} = 0.25 \times 1.00 = 0.25 \text{ t/m}$

Entonces:

$$W_D = 1.92 \text{ t/m}$$

$$W_L = 0.25 \text{ t/m}$$

Por lo tanto:

$$W_U = 1.5 \times 1.92 + 1.8 \times 0.25 \quad W_U = 3.33 \text{ t/m}$$

Para una viga simplemente apoyada:

$$M = \frac{W L^2}{8}$$

$$M = (3.33 \times 6^2) / 8 = 15.0 \text{ t.m}$$

Consideramos para el diseño

$$b = 50 \text{ cm}$$

$$d = 100 \text{ cm}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0.00333$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

Obtenemos una cuantía $\rho = 0.0007 < 0.0033$

Usamos la cuantía mínima: $A_s = 16.5 \text{ cm}^2$

$$A_s (+) = 16.5 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

$$A_s (-) = 16.5 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8''$$

Diseño por Corte:

Sabemos que:

Cortante en y-y: (peso propio)

$$V_u = WL/2 = 3.33 \times 6/2 = 9.99 \text{ tn.}$$

Cortante en x-x: (Atraque)

$$V_u = 20.9 \text{ tn.}$$

Diseñamos con $V_u = 20.9 \text{ tn.}$

$$A = 0.80 \text{ m}^2$$

$$V_c = 0.5\sqrt{280} = 8.36 \text{ kg/cm}^2$$

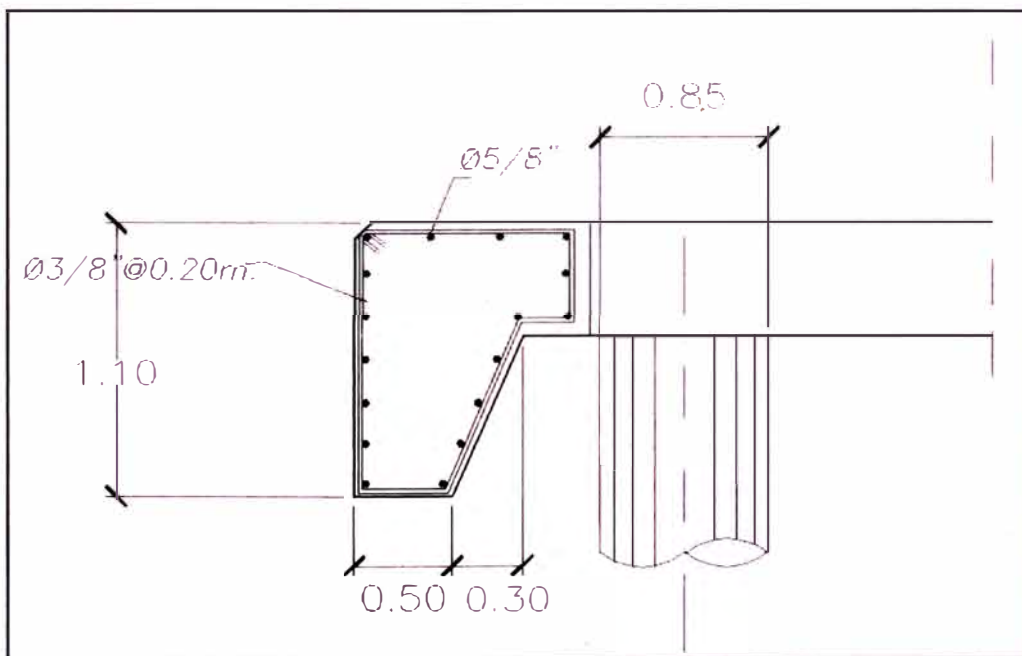
$$V_u = 20.9/0.80 = 29.58 \text{ tn/m}^2 \rightarrow V_u = 2.95 \text{ kg/cm}^2$$

$V_u < V_c$ pasa con acero mínimo.

$\emptyset 3/8'' @ 0.20\text{m.}$

Por lo tanto la sección reforzada de la viga se muestra en la figura N° 3.17.

Figura N° 3.17 Sección de Viga Borde



Fuente: Elaboración Propia

Losa Maciza

Considerando la norma de diseño del American Concrete Institute (ACI).

Diseñamos por flexión:

$$M_u = 8000 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 30 - 5 = 25 \text{ cm}$$

La armadura mínima requerida en losas es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.00333$$

$$\rho_{\min} = 0.5 \frac{(0.85 f'_c) f_y}{F_y} = 0.014$$

$$A_s = \frac{0.85 f'_c b \cdot d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{0.85 f'_c b \cdot d^2}} \right]$$

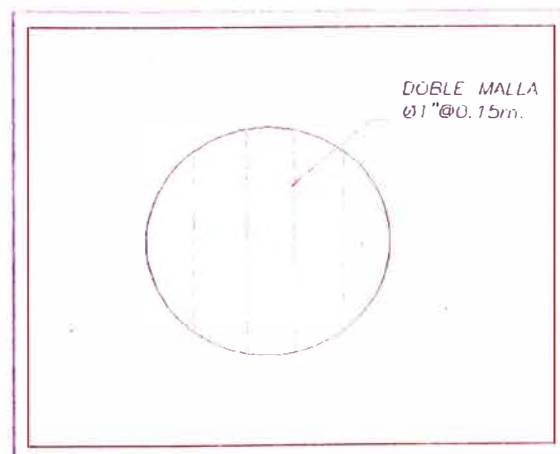
Debido a que la cuantía es $0.05 > \rho_{\max} (0.014)$

Se toma la cuantía máxima. 0.014

$$A_s = 0.014 \cdot 100 \cdot 25 = 35 \text{ cm}^2 \text{ por 1m. de ancho.}$$

Entonces el refuerzo será Ø1" a cada 15cm. (doble malla superior e inferior).

Figura N° 3.18 Diseño de Losa



Fuente: Elaboración Propia

3.3.3. Obras Conexas

Puente unión Muelle-Plataforma

Diseñando por flexión:

$$M_u = 35000 \text{ kg-m}$$

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

La armadura mínima requerida en vigas es:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{F_y}$$

$$\rho_{\min} = 0.00333 \quad \text{y} \quad \rho_{\max} = 0.5 \frac{0.85\beta_1 F'_c}{F_y}$$

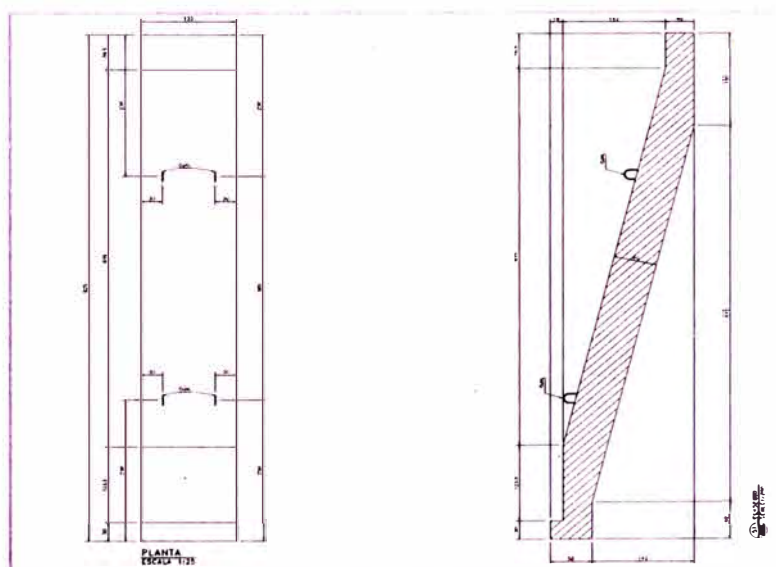
$$A_s = \frac{0.85 f'_c b d}{F_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{0.85 \phi f'_c b d^2}} \right]$$

La cuantía requerida es $0.0033 < \rho = 0.008 < \rho_{\max} (0.014)$ ¡OK.

$$A_s = 0.008 * 100 * 35 = 28 \text{ cm}^2 \text{ por 1 de ancho.}$$

5Ø1" @ 0.20 m. (superior e inferior)

Figura N° 3.19 Diseño de puente



Fuente: Elaboración Propia

Pavimento Flexible (con adoquines de concreto)

Para el cálculo y diseño del pavimento Flexible que conformara la plataforma de relleno adyacente al muelle, se ha considerado las cargas vehiculares de los equipos que transitaran por esta, los equipos considerados son Tráileres y Stackers.

La carga considerada para el stacker y tráiler cargado se muestra en la tabla N° 3.7. y N° 3.8

Tabla N° 3.7 Carga por eje en Stacker

Eje	Vacío/ cargado	Número de llantas	Carga [kN]	
			Carga eje	Carga llanta
Frontal	Vacío	4	403	101
	Cargado (210kN)		703	176
	Cargado (450kN)		975	244
Posterior	Vacío	2	322	161
	Cargado (210kN)		232	116
	Cargado (450kN)		150	75

Tabla N° 3.8 Carga por eje en Tráiler

	Tractor 1 eje [kN]	Por llanta [kN]	Tractor 2 ejes [kN]	Por llanta [kN]	Tráiler [kN]	Por llanta [kN]
Vacío	60	30	30	7.5	2 x 36	9
Cargado (max 550 kN)	90	45	200	50	380	47.5

Conocidas las cargas se calcula el número de ejes equivalentes (EAL8.2). (Ver tabla N°3.9)

Tabla N° 3.9 Numero de Ejes Equivalente

TIPO DE VEHICULO	N° DE VEHICULOS X AÑO	FACTOR DE CARGA x eje	TASA DE CRECIMIENTO	EAL
TRAILERS	10,585	63.4	15	10,066,335
STACKERS	6,235	7.2	10	448,920
			EAL	1.47 x 10⁷

Además considerando un $M_r=13.2$ Ksi , $Z_r=-0.841$, $S_o=0.45$, $P_i=2.0$, $P_f= 4.2$ y un periodo de Diseño de 20 años.

Diseñamos haciendo uso de una hoja de cálculo con el método AASHTO 1993 como se muestra en la tabla N° 3.10.

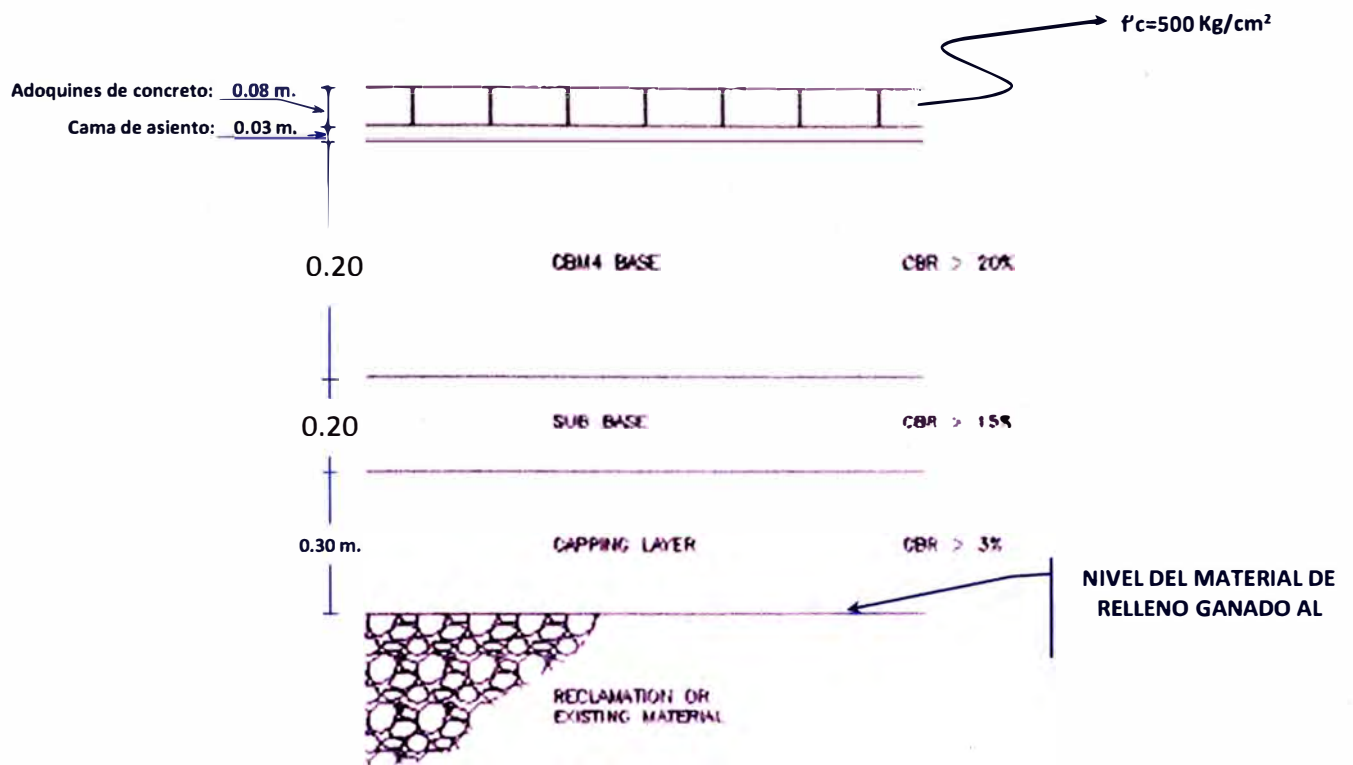
Tabla N° 3.10 Diseño del Pavimento-Método AASHTO 93

DISEÑO DEL PAVIMENTO METODO AASHTO 1993	
PROYECTO : NUEVO MUELLE SALAVERRY	TRAMO : PLATAFORMA ADYACENTE
	FECHA : ENERO 2011
DATOS DE ENTRADA (INPUT DATA) :	
1. CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES	
B. MODULO DE RESILIENCIA DE LA BASE GRANULAR (ksi)	38.00
C. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUB-BASE (ksi)	15.00
2. DATOS DE TRAFICO Y PROPIEDADES DE LA SUBRASANTE	
A. NUMERO DE EJES EQUIVALENTES TOTAL (W18)	1.47E+07
B. FACTOR DE CONFIABILIDAD (R)	80%
STANDARD NORMAL DEVIATE (Zr)	-0.841
OVERALL STANDARD DEVIATION (So)	0.45
C. MODULO DE RESILIENCIA DE LA SUBRASANTE (Mr, ksi)	13.20
D. SERVICIABILIDAD INICIAL (pi)	4.0
E. SERVICIABILIDAD FINAL (pf)	2.0
F. PERIODO DE DISEÑO (Años)	20
3. DATOS PARA ESTRUCTURACION DEL REFUERZO	
A. COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA	
Concreto Asfáltico Convencional (a1)	0.35
Base granular (a2)	0.11
Subbase (a3)	0.035
B. COEFICIENTES DE DRENAJE DE CAPA	
Base granular (m2)	1.00
Subbase (m3)	1.00
DATOS DE SALIDA (OUTPUT DATA) :	
NUMERO ESTRUCTURAL BASE GRANULAR (SN _{BC})	0.90
NUMERO ESTRUCTURAL SUB BASE (SN _{SB})	0.30
ESTRUCTURA DEL PAVIMENTO PROPUESTA	
	TEORICO PROPUESTO
ESPESOR BASE GRANULAR (cm)	20.8 20.0
ESPESOR SUB BASE GRANULAR (cm)	23.9 20.0
ESPESOR TOTAL (cm)	44.7 40.0

Fuente: <http://www.camineros.com>

Según los cálculos obtenidos el diseño del pavimento que conformara la plataforma adyacente al muelle es como se muestra en la figura N° 3.20.

Figura N° 3.20 Diseño de Pavimento



PAVIMENTO TÍPICO

CAPITULO IV: EXPEDIENTE TECNICO

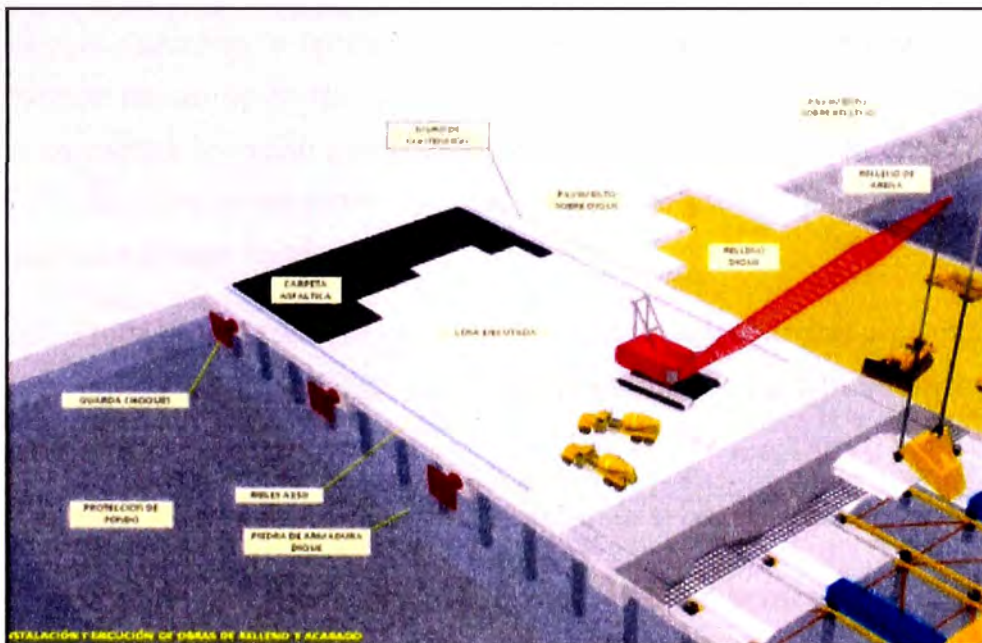
4.1 PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para la construcción del muelle se utilizara la siguiente metodologia constructiva:

Se utilizara el sistema "Cantitravel" el cual consiste de una Plataforma móvil, capaz de soportar una grúa responsable por las actividades de hincado de los pilotes, además una segunda Grúa en la retaguardia de la patrulla de construcción, que brinda el apoyo para montaje de armaduras y servicios de vaciado del concreto, así como por la colocación de la coraza de enrocado para la plataforma adyacente del muelle.

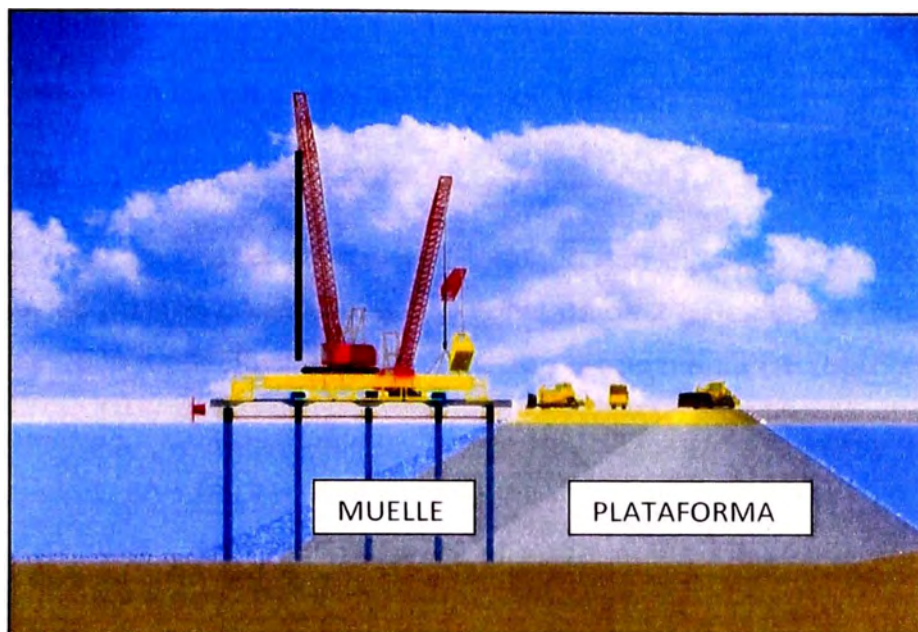
El "Cantitravel" se apoya sobre unas vigas rieles, las cuales están soportadas por los pilotes hincados, lo que permite que pueda operar y avanzar de manera independiente de las condiciones del mar y el clima. (Ver figura N° 4.1).

Figura N° 4.1 Sistema Cantitravel



Fuente: Ing. Moises Tang

Figura N° 4.2 Vista de Perfil Sistema Cantitravel



Fuente. Ing. Moises Tang

Como se muestra en la figura N° 4.2 la construcción de la plataforma se hará en paralelo y consecutivo a la construcción del muelle, cabe resaltar que en la conformación del terraplén de un determinado tramo se llevara a cabo luego del hincado de pilotes en dicho tramo, debiendo así tener un cuidado especial en la colocación del material de relleno ya que este por la presión ejercida tenderán a desplazar a los pilotes instalados.

En la conformación del terraplén se prevé patrullas conformadas por volquetes y bulldozers, los cuales irán construyendo la plataforma de 30.0 m de ancho y 330 m. de longitud.

La construcción de la plataforma se realizará en la siguiente secuencia:

1. Extracción y transporte del material de cantera a la obra.
2. Relleno y conformación del terraplén con material de préstamo.
3. Luego del relleno se procede a la conformación de la sub-base y base con material seleccionado.
4. Tendido de la cama de apoyo de arena fina para los adoquines de concreto.
5. Colocación de los adoquines de concreto en toda el área de plataforma.

Del mismo modo la secuencia para la construcción del muelle será de la siguiente manera:

1. Fabricación de los pilotes de concreto armado.
2. Traslado de pilotes de la cancha de fabricación hacia la obra.
3. Hincado de pilotes de concreto armado con el sistema cantitravel y un equipo mínimo necesario el cual constará de 2 grúas sobre Orugas de 40 tn y 20 tn respectivamente y un martillo diesel marca DELMAG tipo D-44.
4. Encofrado, habilitación de las armaduras de fierro corrugado y vaciado de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ en vigas transversales.
El encofrado será metálico e ira apoyada sobre los pilotes en cada uno de los pórticos logrando así luego del vaciado una estructura monolítica.
5. Encofrado, habilitación de las armaduras de fierro corrugado y vaciado de concreto $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ en vigas longitudinales y Carrileras.
El encofrado será metálico e ira apoyada sobre los pórticos formados por las vigas transversales y pilotes.
6. Encofrado, habilitación de las armaduras de fierro corrugado y vaciado de concreto en la losa maciza.
El encofrado será metálico y estará apoyado sobre las vigas longitudinales y pórticos transversales.
6. Montaje y colocación de puente de unión (plataforma – muelle).

4.2 METRADOS

A continuación se muestra la planilla de metrados en la tabla N° 4.1.

Tabla N° 4.1 Metrados

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES		
1.01.00	DRAGADO	m3	165,000.00
2.00.00	MUELLE		
2.01.00	CONCRETO ARMADO		
2.01.01	VIGAS TRANSVERSALES	m3	792.0
2.01.01.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	792.0
2.01.01.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	71,280.0
2.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,158.0
2.01.02	VIGAS LONGITUDINALES		
2.01.02.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	924.0
2.01.02.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	83,160.0
2.01.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,851.0
2.01.03	VIGAS CARRILERAS		
2.01.03.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	264.0
2.01.03.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	23,760.0
2.01.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,212.0
2.01.04	VIGAS DE BORDE		
2.01.04.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	440.0
2.01.04.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	39,600.0
2.01.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,350.0
2.01.05	LOSAS MACIZAS		
2.01.05.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	2,970.0
2.01.05.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	267,300.0
2.01.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	7,920.0
2.01.06	PUENTE UNION (PLATAFORMA-MUELLE)		
2.01.06.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	792.0
2.01.06.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	71,280.0
2.01.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,980.0
2.01.07	PILOTAJE DE CONCRETO		
2.01.07.01	CONCRETO f'c=280 KG/CM2 CEMENTO TIPO V	m3	4,180.0
2.01.07.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	376,136.0
2.01.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	3,980.0
2.01.07.04	CANCHA DE FABRICACION	glb	1.0
2.01.07.05	TRANSPORTE Y MANIPULEO DE PILOTES	ton	10,032.0
2.01.07.06	HINCADO DE PILOTES VERTICALES	und	396.0
2.01.07.07	CORTE DE PILOTES	und	396.0
2.01.07.08	PRUEBA DE CARGA	glb	1.0
2.01.08	PILOTE GUIA		
2.01.08.01	ADQUISICION DE PILOTES GUIA	und	358.0
2.01.08.02	TRANSPORTE Y MANIOPULEO DE PILOTES GUIA	und	358.0
2.01.08.03	HINCADO DE PILOTES GUIA	und	358.0
3.00.00	PLATAFORMA		
3.01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
3.01.01	EXPLOTACION Y EXTRACCION DE MATERIAL DE CANTERA	m3	202,950.0
3.01.02	CARGUIO Y TRANSPORTE DE MATERIAL D < 1KM	m3	202,950.0
3.01.03	RELLENO DE DIQUE PARA PLATAFORMA	m3	202,950.0
3.02.00	PAVIMENTO FLEXIBLE		
3.02.01	SUB-BASE GRANULAR E=0.25m	m2	9,000.0
3.02.02	BASE GRANULAR E=0.20m	m2	9,000.0
3.02.03	CAMA DE ARENA E=0.10m.	m2	9,000.0
3.02.04	ADOQUINES DE CONCRETO	m2	9,000.0

4.3 PRESUPUESTO

De la planilla de metrados obtenemos el presupuesto total del nuevo muelle que a continuación se muestra en la tabla N° 4.2.

Tabla N° 4.2 Presupuesto

ITEM	DESCRIPCION	UND.	METRADO	P.U	PARCIAL
1.00.00	OBRAS PRELIMINARES				1,650,000.0
1.01.00	DRAGADO	m3	165,000.00	10.00	1,650,000.0
2.00.00	MUELLE				
2.01.00	CONCRETO ARMADO				
2.01.01	VIGAS TRANSVERSALES	m3	792.0		721,904.0
2.01.01.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	792.0	423.50	335,412.0
2.01.01.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	71,280.0	2.18	155,390.4
2.01.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,158.0	55.58	231,101.6
2.01.02	VIGAS LONGITUDINALES				842,221.4
2.01.02.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	924.0	423.50	391,314.0
2.01.02.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	83,160.0	2.18	181,288.8
2.01.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	4,851.0	55.58	269,618.6
2.01.03	VIGAS CARRILERAS				230,963.8
2.01.03.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	264.0	423.50	111,804.0
2.01.03.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	23,760.0	2.18	51,796.8
2.01.03.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,212.0	55.58	67,363.0
2.01.04	VIGAS DE BORDE				403,281.0
2.01.04.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	440.0	423.50	186,340.0
2.01.04.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	39,600.0	2.18	86,328.0
2.01.04.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	2,350.0	55.58	130,613.0
2.01.05	LOSAS MACIZAS				2,280,702.6
2.01.05.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	2,970.0	423.50	1,257,795.0
2.01.05.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	267,300.0	2.18	582,714.0
2.01.05.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	7,920.0	55.58	440,193.6
2.01.06	PUENTE UNION (PLATAFORMA-MUELLE)				600,850.8
2.01.06.01	CONCRETO f'c=280 kg/cm2 CEMENTO TIPO V	m3	792.0	423.50	335,412.0
2.01.06.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	71,280.0	2.18	155,390.4
2.01.06.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	1,980.0	55.58	110,048.4
2.01.07	PILOTAJE DE CONCRETO				7,376,026.5
2.01.07.01	CONCRETO f'c=280 KG/CM2 CEMENTO TIPO V	m3	4,180.0	423.50	1,770,230.0
2.01.07.02	ACERO DE REFUERZO GRADO 60	kg	376,136.0	2.18	819,976.5
2.01.07.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	3,980.0	55.58	221,208.4
2.01.07.04	CANCHA DE FABRICACION	glb	1.0	125,000.00	125,000.0
2.01.07.05	TRANSPORTE Y MANIPULEO DE PILOTES	ton	10,032.0	363.40	3,645,628.8
2.01.07.06	HINCADO DE PILOTES VERTICALES	und	396.0	1,687.31	668,174.8
2.01.07.07	CORTE DE PILOTES	und	396.0	238.80	94,564.8
2.01.07.08	PRUEBA DE CARGA	glb	1.0	31,243.30	31,243.3
2.01.08	PILOTE GUIA				1,067,914.0
2.01.08.01	ADQUISICION DE PILOTES GUIA	und	358.0	1,300.00	465,400.0
2.01.08.02	TRANSPORTE Y MANIOPULEO DE PILOTES GUIA	und	358.0	1,500.00	537,000.0
2.01.08.03	HINCADO DE PILOTES GUIA	und	358.0	183.00	65,514.0
3.00.00	PLATAFORMA				
3.01.00	MOVIMIENTO DE TIERRAS				10,005,435.0
3.01.01	EXPLOTACION Y EXTRACCION DE MATERIAL DE C	m3	202,950.0	13.70	2,780,415.0
3.01.02	CARGUIO Y TRASNPORTE DE MATERIAL D <1KM	m3	202,950.0	15.80	3,206,610.0
3.01.03	RELLENO DE DIQUE PARA PLATAFORMA	m3	202,950.0	19.80	4,018,410.0
3.02.00	PAVIMENTO FLEXIBLE				747,630.0
3.02.01	SUB-BASE GRANULAR E=0.25m	m2	9,000.0	11.34	102,060.0
3.02.02	BASE GRANULAR E=0.20m	m2	9,000.0	12.95	116,550.0
3.02.03	CAMA DE ARENA E=0.10m.	m2	9,000.0	5.87	52,830.0
3.02.04	ADOQUINES DE CONCRETO	m2	9,000.0	52.91	476,190.0
	COSTO DIRECTO			S/.	24,859,015.1

4.4 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

1.1. Materiales, Normas y Pruebas

1.1.1. Alcances de las especificaciones.-

En el presente capítulo se especifican las normas de cada material, las normas de ensayos de aceptación de materiales y ejecución así como la periodicidad de las mismas.

1.1.2 Normas.-

La calidad de los materiales, su modo de utilización y las condiciones de ejecución de los diversos de ensayos a los que le deberá someter, salvo que se le estipule lo contrario en los planos del proyecto, en conformidad con la última edición de las normas siguientes:

- ✓ ASTM (American Society of Testing Materials)
- ✓ ACI (American Concrete Institute)
- ✓ AISC (American Institute of Steel Construction)

2.2. Movimiento de Tierras:

2.2.1 Explotación de Canteras

A.- Alcances.-

Se entiende como Explotación de Cantera, las tareas que se debe realizar para la obtención de materiales de enrocados y rellenos, para la construcción de la explanada ganada al mar, con las dimensiones y cotas especificadas en los planos correspondientes.

B.- Ubicación.-

En relación a la Cantera se tiene que tener en cuenta que estará lo más cercano al lugar del Proyecto lo cual se seleccionara exclusivamente para el relleno a la que hemos diseñado.

C.- Previsiones.-

Se debe tomar las medidas oportunas para:

- ✓ No condicionar en ningún momento la futura explotación de la cantera.

- ✓ La situación final de la excavación será tal que no afecte los accesos.
- ✓ De acuerdo con la calidad de materiales que aparezcan en las diferentes zonas explotadas, deberá obtener un perfil de excavación estable
- ✓ Los taludes de excavación deberán ser perfilados y limpiados de forma tal que no queden en el mismo, rocas o elementos sueltos que representen peligro de desprendimiento.

2.2.2 Relleno:

A.- Alcances.-

Están comprendidos en estas especificaciones los rellenos compactados con capas, y que comprenden a su vez tres tipos de relleno de espesores que varían de acuerdo a los planos y definidos como:

- ✓ Relleno con material grueso.
- ✓ Relleno para sub- base granular(0.20m)
- ✓ Relleno para base granular (0.20m.)

B- Relleno con material Grueso

a. Descripción.-

Este trabajo consiste en la colocación de los materiales de relleno en capas, de acuerdo a estas Especificaciones y cumpliendo con las dimensiones señaladas.

b.- Material de Relleno.-

El material grueso de relleno será proveniente de la cantera aprobada en el estudio para tal fin y consistirá esencialmente de roca que contenga una cantidad suficiente de finos para rellenar completamente los intersticios entre las rocas.

c.- Ejecución.-

El área sobre el cual será colocado el relleno deberá ser limpiada y despejada. Para un relleno que haya alcanzado su asentamiento, se requiere de material suplementario para elevarlo al nivel exigido, escarificada antes de la colocación del material adicional.

Cuando el contratista hubiera colocado material inapropiado en el relleno, la remoción del mismo correrá por su cuenta.

C.- Relleno para sub-base Granular

a.- Descripción.-

Bajo este ítem el Contratista construirá una capa de 0.20m de espesor compactado, y se colocara sobre la superficie del relleno con material grueso, previamente compactada y preparada para dicho fin.

b.- Materiales.-

El material procederá de la cantera definida del estudio y de las otras canteras aprobadas por el Supervisor, en el cual se eliminara las partículas mayores de 4".

En todo caso el material a usarse estará de acuerdo a AASTHO T-89, deberá tener un límite liquido mayor de 25% AASTHO T-91, índice plástico menor de 6% AASTHO T-176, equivalente de arena mayor de 25% ASTM D-1883, y un C:B:R mayor que 30%.

No se permitirá la presencia de basura o materia orgánica dentro de los materiales para sub-base granular.

D.- Relleno para Base Granular.-

a.- Descripción.-

Este ítem consistirá de una capa de 0.20m. de espesor, compuesta por grava o piedra chancada y fino provenientes de la cantera definida en el estudio, construida sobre el relleno de sub-base, de acuerdo con las presentes especificaciones y en conformidad con los alineamientos, rasantes y secciones transversales típicas indicadas en los planos.

b.- Materiales.-

El material se deberá encuadrar dentro de los requisitos de graduación, empleando el método AASTHO, los que podrán estar de acuerdo con la siguiente granulometría: (ver tabla N°4.3)

Tabla N° 4.3 Granulometría de Base Granular

Malla	Porcentaje que pasa:
2"	100
1"	75-95
3/8"	40-75
Nº4	30-60
Nº10	20-45
Nº40	15-30
Nº200	5-15

Fuente: Elaboración Propia

2.3 Enrocado de Protección y Base de Enrocado

A.- Alcances.-

Están comprendidos en estas especificaciones, la capa de enrocado de 1.70 m. de espesor, de peso mínimo por piedra 1500kg y la base del enrocado de 1.00m de espesor con peso de rocas mínimo 500kg cuya conformación y taludes harán de acuerdo a los planos.

El material para su ejecución se obtendrá de la cantera de enrocados, definida en el estudio para tal efecto.

B.- Condiciones.-

Las rocas naturales para los trabajos de enrocado deberán ser de buena calidad.

Los enrocados tendrán un peso comprendido entre los cuatro quintos (4/5) y seis quintos (6/5) del peso mínimo expresado en los planos y cumplirán las condiciones que a continuación se especifican.

- ✓ Resistencia a compresión, en probeta cubica de 7cm. De lado superior a cuatrocientos (400) kg/cm².
- ✓ Peso especifico no inferior a dos setenta (2.70) Tn/m³.
- ✓ Coeficiente de calidad medido por el ensayo tipo Los Ángeles inferior a cuarenta (40).

Los ensayos antes mencionados se realizaran al comienzo de la explotación de la Cantera, y siempre que se observe cambios importantes de las características de las rocas y como mínimo los siguientes.

- ✓ Ensayo a comprensión, cada cincuenta mil metros cúbicos (50,000 m³).
- ✓ Peso específico, cada dos mil metros cúbicos (2,000 m³).
- ✓ Ensayo de abrasión de los Ángeles, cada veinticinco mil metros cúbicos (25,000m³).

Para controlar el peso de las rocas, se realizarán muestreos y se realizarán muestreos y se pesarán las mismas.

- ✓ Para base del enrocado de 500kg., una prueba cada ochocientos metros cúbicos (800 m³).
- ✓ Para enrocado de 1.5 Ton., una prueba cada mil metros cúbicos (1000m³).

Carecerán de grietas, pelos, coqueas restos orgánicos incluidos en la masa, módulos o riñones, blandones, oquedades, fisuras o daños causados por los explosivos usados en su extracción.

Se presentarán limpias de barro, yeso, o de cualquier materia que pueda disimular los defectos de la misma.

C.- Procedimiento de Ejecución.-

Este material podrá ser de la forma más conveniente siempre que la conformación de estos resulte de la forma, dimensiones y situación especificadas en los distintos documentos del Proyecto y que por dicho procedimiento pueda darse cumplimiento en todas sus condiciones.

En el enrocado solo se admitirán tolerancias en más o menos 0.15m., respecto a los perfiles exteriores teóricos fijados.

2.4 Obras del Muelle:

2.4.1. Pilotes de Concreto.-

A.- Alcances de la Especificación.-

Esta partida se refiere a la recepción, control, fabricación, protección, manipuleo e hincas de pilotes de concreto.

B.- Materiales, Normas y Pruebas.-

Los pilotes serán de concreto armado de $f'c = 280$ kg/cm², de diámetro mostrados en los planos. (Ver plano N°5)

Se utilizara acero de refuerzo de $f_y = 4200$ grado 60.

C.-Prueba de Carga Axial en Pilotes.-

Antes del hincado general de los pilotes el Contratista debe llevar a cabo las pruebas de carga axial, una de ellas al inicio del muelle y la otra a la altura del eje 60cm en conformidad con lo especificado en la norma "METODO DE PRUEBA PARA LA RELACION CARGA ASENTAMIENTO DE PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA VERTICAL AXIAL". La carga se obtendrá mediante peso aplicado a un pilote de 0.85m de diámetro exterior, y mediante una gata hidráulica calibrada, colocada entre la cabeza del pilote y la carga. La carga total se aplicara en incrementos según especifica la norma mencionada.

Se medirá las deformaciones con una precisión de 0.3mm., con lecturas antes y luego de aplicado efectuara lecturas con igual precisión .La Supervisión aprobara el lugar de la obra donde deberá ser coordinada y realizada la prueba en su presencia; para su ejecución el Contratista usara el mismo equipo que empleara en la Construcción de la Obra.

Una vez confirmado por el Contratista el martillo o martillos a usar para el hincado de los pilotes deberá permanecer en la obra en sitio asequible por la grúa de hinca, un martillo similar al que este empleando y en condición de trabajo, para ser utilizado en caso que sea necesario.

D.- Fabricación de los Pilotes.-

a.- Largo.-

En base a la información del proyecto y su confirmación y rectificación según los resultados del hincado de los primeros pilotes, el Contratista procederá a fabricar los pilotes en longitudes tales que el enterramiento de estos cumpla con las dimensiones mínimas especificadas en los planos.

b.- Lista de Pilotes.-

Los pilotes serán llevados al sitio de hincado con el largo total indicado en la lista aprobada; se espera que la necesidad de aumentar la longitud de los pilotes durante la hinca sea mínima, en cualquier caso si esto fuese necesario.

c.- Equipo para la hinca.-

Las guías tendrán suficiente rigidez y arriostre para mantener el pilote en posición y alineamiento durante el hincado y hasta la colocación de las vigas transversales y vigas longitudinales.

El equipo de hinca y de manipuleo será aprobado por la supervisión antes de iniciar las operaciones.

Los pilotes serán hincados por medio de un martillo, con energía suficiente para hincar los pilotes pero sin dañarlos sin exceso de impacto. En ningún caso se utilizara martillo que pueda producir en los pilotes esfuerzos de hincado superiores al 90% de la resistencia estructural de fluencia del pilote. Los martillos tendrán guías fijas que se extenderán hasta el punto más bajo que alcance el martillo.

En todos los casos el centro del impacto deberá coincidir con el centro del pilote.

d.- Hinca de Pilotes.-

Los pilotes serán hincados en las ubicaciones indicadas en los planos y en concordancia con el programa aprobado. El hincado se hará mediante martillo Diesel tipo DELMAG -44.

El martillo hará penetrar al pilote en el suelo hasta alcanzar el rechazo correspondiente a la carga útil con un factor de seguridad de 2.5. Cada uno de los pilotes deberá ser hincado sin interrupción desde el primer golpe del martillo hasta obtener un rechazo aprobado y alcanzar la profundidad mínima especificada.

e.- Carga de Servicio y Control.-

Los pilotes serán hincados hasta la obtención del rechazo requerido para alcanzar la carga de servicio o hasta obtener la penetración mínima en el terreno indicada en los planos.

El rechazo se medirá sobre 5 tandas de 10 golpes de martillo.

El rechazo de los pilotes será evaluado, en función a su carga de servicio dada en los planos, por la formula de jambu con un coeficiente de seguridad igual a 2.5.

f.- Tolerancias de hincado.-

Los pilotes deberán ser hincados aplomados en la ubicación indicada en los planos. Los pilotes se hincaran con una desviación de la vertical no mayor de 1 cm. y con una variación horizontal en la cabeza del pilote, no mayor de 10 cm. En relación a la posición indicada en los planos. Si alguna de estas tolerancias fuera sobrepasada, deberá extraerse el pilote y rehincarlo en su lugar.

g.- Pilotes Dañados.-

Los pilotes que resulten dañados, desubicados o hincados fuera de sus alineamientos y tolerancias aceptables, serán sacados o reemplazados por pilotes nuevos o en su defecto cortados a ras del fondo marino, hincándose pilotes nuevos. Dicho pilote podrá ser vuelto a hincar si es a juicio de la Supervisión se encontrará en condiciones satisfactorias.

h- Arriostramiento de los pilotes.-

Los pilotes deben permanecer arriostrados luego de su hincado a fin de proveerles protección contra la acción del oleaje y otras causas y prever su movimiento y desalineamiento hasta la construcción del enrocado, colocación y construcción de las vigas longitudinales, o de construcción de otras estructuras definitivas.

I.-Evaluación de la Capacidad de carga de los pilotes.-

La evaluación de la capacidad de carga de los pilotes será realizada con la fórmula que indica el fabricante del martillo, debiendo previamente constatarse y/o determinarse todos los parámetros involucrados en tal evaluación y/o mediante la fórmula de jambu, que se detalla a continuación:

$$Q_{dy} = (1/K_u)(E_n/S)$$

Donde:

Q_{dy} Capacidad resistente del pilote (ton)

K_u $C_d(1+(1+(1/2 C_d)(S_e^2/S^2)))$

C_d $0.75 + 0.15 (W_p/W_H)$

Wp	Peso de pilote + Protección de la cabeza (Kgs)
Wh	peso de la masa del martinete que produce la energía (Kgs)
S	Penetración por golpe (cm)
Se	(2EnL/EA)
E	Módulo de elasticidad del acero (Kg/cm ² -)
A	Area de acero del pilote (cm ²)
En	energía efectiva del martillo (Kg/m)= WhxH
L	Longitud total del pilote (mt)
H	recorrido del martinete (mt)

El coeficiente de seguridad se calcula de la relación entre la capacidad resistente obtenida de la formula y la carga de servicio Qa :

$$C.S. = Qdy/Qa$$

j.- Medición de pago.-

El pilotaje se abonará por metro lineal (ml.)

2.4.2 Concreto

A.- Alcance de la especificación.-

Esta partida se refiere al concreto, usado como material simple o reforzado con acero, norma su producción, manipuleo, transporte, colocación, curado, protección y evaluación mediante pruebas de resistencia.

B.- Materiales.-

Los materiales del concreto se ajustarán a los requerimientos del proyecto.

Se considera materiales del concreto:

- a) Cemento Portland Tipo V.
- b) Agregados
- c) Agua
- d) Acero de refuerzo
- e) Aditivos

Solo se podrán emplear los aditivos especificados en el proyecto o similares aprobados por la Supervisión; en cualquier caso queda expresamente prohibido el uso de aditivos que contengan cloruros y/o nitratos.

C.- Almacenaje y protección de los Materiales.-

El cemento y acero serán almacenados en lugar seco, aislado del suelo y protegido de la humedad.

El acero se protegerá del polvo y suciedad, especialmente del aceite y grasa, y se mantendrá libre de contaminación con agua salada.

Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, libres de alteración en su contenido de humedad, contenido de arcilla y materia orgánica.

D.- Producción del Concreto.

La dosificación, mezclado de componentes, transporte y colocación se ceñirá a la norma ACI-304. Cuando el concreto se coloque en bomba o faja transportadora, aplicarán adicionalmente las normas ACI-304.2R o ACI-304.4R.

1.-Definiciones.-

Concreto Simple.- Se define concreto simple aquel que no tiene armadura de refuerzo. El concreto simple podrá tener incorporados pedrones de la dimensión y cantidad que especifiquen los planos, siempre y cuando cada pedrón este limpio y pueda ser envuelto íntegramente por concreto.

Cuando se especifique concreto simple con resistencia $f_c=100 \text{ Kg/cm}^2$, se puede reemplazar los agregados fino y grueso por hormigón.

Concreto Armado.- Se define como concreto armado aquel que se produce en concordancia con la norma ACI-301 y que tiene armadura de refuerzo.

2.- Clases de Concreto.-

Esta clase se tipifican por su uso y por su resistencia a la compresión f_c , medida en cilindros estándar ASTM a los 28 días.

Para la evaluación de la resistencia f_{cr} se usa la norma ACI – 214 y ACI – 318.

3.- Dosificación de cada clase de concreto.-

Previamente a la producción de concreto para la fabricación o construcción de elementos definitivos se hará la dosificación de cada clase de concreto. Para tal efecto deberá presentar:

- ✓ Calidad del cemento
- ✓ Granulometría
- ✓ Proporciones de la mezcla
- ✓ Resultado de pruebas de testigo a los 7 y a los
- ✓ 28 días como mínimo.

La mezcla de cada clase de concreto deberá ser avalada por lo menos por seis testigos probados a la misma edad, obtenidos de mezclas de prueba con los materiales que se propone usar.

4.-Control de dosificación en obra.-

Todos los componentes del concreto, excepto el agua, serán medidos exclusivamente por peso.

Los indicadores del peso tendrán una precisión en el pesado del + ó - 1% debiendo obtener una precisión en el pesado de los agregados no inferior al 3% y en el cemento no inferior al 2%.

No se exigirá pesar el cemento contenido en bolsas selladas y que tengan visiblemente indicado su peso.

Se deberá tener en cuenta la humedad de los agregados para corregir el agua a agregarse.

El agua puede ser medida por peso o volumen y la tolerancia para su medición será de 1%. Todos los dispositivos para el pesado serán controlados y calibrados periódicamente en presencia de la Supervisión. La periodicidad máxima de control será cada 30 días, la Supervisión podrá ordenar controles adicionales cuando así lo juzgue conveniente.

5.- Transporte y Colocación.-

Se someterá a los medios que se propone usar para el transporte y colocación del concreto. El concreto usado en la obra, en ningún caso tendrá más de 45 minutos entre su preparación y colocación.

6.- Compactación.-

La compactación del concreto se ceñirá a la norma ACI – 309. El tipo de vibrador a utilizarse para los diferentes llenados y clases de concreto por compactar, será sometido a la aprobación de la supervisión; quien podrá exigir vibradores de diámetro y características específicas y condicionar o limitar el ritmo de colocación del concreto en función del equipo con que cuente el Contratista.

En el llenado. Los vibradores deben presentar verticalmente unos 10cms, en la llenada previa se procederá colocando el vibrador a distancias regulares, sistemáticas, con el objeto de lograr una compactación correcta. No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa. No se podrá iniciar el vaciado de una nueva capa, antes de que la inferior haya sido completamente vibrada.

El equipo mínimo constará de dos vibradores de cada tipo, por cada frente de trabajo. Los vibradores serán de tres tipos según el cuadro:

Tabla N° 4.4 Tipos de Vibrado en Concreto

Llenado	Diam. Cabeza (cms)	Frecuencia (ciclosxseg)	Fza. Centrifuga	Amplitud Acele
Losas	2.5 a 4	170-250	45-180	40-200 .4-.8
Vigas y Muros	6 a 9	130-200	320-900	40-200 .6-.13
Secciones Masivas	8 a 15	120-180	680-1800	40-200 .8- .15

Fuente: Elaboración Propia

7.- Curado.-

En general, el concreto será curado por vía húmeda. El curado deberá iniciarse tan pronto como sea posible sin dañar la superficie y prolongarse ininterrumpidamente por un mínimo de siete días.

En el caso de superficies verticales, se podrá aplicar una membrana selladora desvaneciente, en reemplazo del curado por vía húmeda.

8.-Evaluación del Concreto.-

La evaluación de la resistencia del concreto se efectuará aplicando las normas ACI-214 y ACI- 318. Se llevará un record estadístico de los resultados de las pruebas, estableciendo de esta manera la resistencia promedio, la resistencia característica y la desviación estándar obtenidas.

El valor $f'c$ especificado en el proyecto, corresponde a la resistencia característica. Los cilindros romperán de acuerdo ACI.

9.-Pruebas.-

La resistencia del concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tomarán testigos cilíndricos de acuerdo a la norma ASTM-31 en la cantidad mínima de cuatro testigos por día para cada clase de concreto.

En cualquier caso cada clase de concreto será comprobada al menos por cinco "pruebas".

La "prueba" consistirá en romper dos testigos de la misma edad y clase de acuerdo a lo indicado en la norma ASTM C – 39. Se llamará resultado de la "prueba" al promedio de los valores. Con el objetivo de control y se llevará un registro de testigos fabricados, en el constará su número correlativo, la fecha de elaboración, la clase de concreto, momento de ensayo, la resistencia de cada testigo y el resultado de la "prueba".

10.- Fallas en las pruebas de concreto.-

Obras de mar:.- La deficiencia de las pruebas será razón suficiente para desechar el o los elemento cuyo concreto está representado por dichas pruebas.

11.-Juntas de Construcción.-

Las juntas no indicadas en los planos serán ubicadas de tal manera de no reducir la resistencia de la estructura. La junta será tratada de modo tal de recuperar el monolitismo del concreto. Parra este fin, en todas las juntas verticales, se dejaran llaves de dimensión igual a un tercio del espesor del elemento con una profundidad de 2.5 cm en todo el ancho o largo del mismo.

Adicionalmente , en todas las juntas horizontales o verticales, se tratará la superficie del concreto hasta dejar una superficie rugosa con el agregado grueso descubierto, inmediatamente antes de colocar el concreto fresco se limpiará la superficie dejándola libre el polvo y material extraño y se rociará la superficie con lechada y cemento.

12.- Elementos embebidos en el concreto.-

Todos los insertos, anclajes, tuberías, etc., que deban dejarse en concreto serán colocados y fijados firmemente en su posición definitiva antes de iniciarse el llenado del mismo. El personal que efectúe este trabajo, deberá recibir aviso con tiempo suficiente para impedir que se encuentren trabajando el momento de iniciarse la colocación del concreto.

2.4.3 Encofrados.-

Características.-

Los andamiajes y encofrados se construirán parra resistir con seguridad y sin deformaciones las cargas impuestas por su peso propio, el peso o empuje del concreto y una sobrecarga no inferior a 200Kg/m², en todos los elementos menos las tablas que deberán resistir una sobrecarga de 400Kg/m².

Los encofrados serán herméticos a fin de evitar la pérdida de lechada y serán adecuadamente arriostrados y unidos entre sí a fin de mantener su posición y forma.

Los encofrados serán debidamente alineados y nivelados de tal manera que formen elementos en la ubicación y de las dimensiones indicadas en los planos.

No deberán dejar anclajes metálicos en las estructuras de concreto para soportar los encofrados ni se deberán soldar elementos a los pilotes con el mismo objeto.

En referencia al encofrado de los pilotes estos serán metálicos compuesto por planchas metálicas soldadas para dar la forma cilíndrica con el diámetro indicado en los planos.

Este proceso se realizara en el área de fabricación de pilotes.

2.4.4 Acero de Refuerzo.-

A. Material.-

Todo el acero de refuerzo conformara con la norma ASTM-615, grado 60.

B. Condiciones.-

Para la colocación del refuerzo de concreto armado en los encofrados, toda la armadura deberá ser cortada a la medida y fabricada estrictamente como se indica en los detalles y dimensiones mostrados en los planos del proyecto.

La tolerancia de fabricación en cualquier dimensión será + o – 1cm. Antes de su instalación el acero se limpiará, quitándoles las escamas de laminado, escamas de oxido y cualquier extraña.

En las obras marinas, en todos los casos en que el refuerzo hay sido contaminado con agua salada, se efectuará una limpieza cuidadosa con agua limpia inmediatamente antes de llenar el concreto.

C.- Enderezamiento y redoblado.-

Las barras no deberán enderezarse o volverse a doblar en forma tal que el material sea dañado. No se usarán las barras con ondulaciones o dobleces no mostrados en los planos, o las que tengan fisura o roturas. Está prohibido doblar fierros parcialmente empotrados en concreto.

D.- Colocación.-

La fabricación y colocación de la armadura será realizada en estricto acuerdo con los planos y en concordancia con las normas ACI-301 y ACI-318, las que se especifican además tolerancias. Ella se asegura contra cualquier desplazamiento, por medio de amarres de alambre ubicados en las intersecciones, o mediante barras de refuerzo auxiliares. El recubrimiento de la armadura se logrará por medio de espaciadores de concreto tipo anillo u otra forma que presente un área mínima de contacto con el encofrado.

E.- Empalmes.-

Los empalmes críticos y los empalmes de elementos no estructurales se muestran en los planos. Para otros empalmes usar condiciones indicadas en empalmes de armadura del plano de especificaciones.

Si el contratista propone usar empalmes con soldadura o de otro tipo, estos deberán ser autorizados por la supervisión; en este caso, se usaran electrodos de la clase. Deberá precalentarse la barra a 100°C aproximadamente y usarse electrodos completamente secos.

4.5 CRONOGRAMA

CRONOGRAMA PROGRAMADO																						
Partidas	2011												2012					2012				
	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov	dic	ene	feb	mar	abr	may	jun	jul	ago	sep	oct	nov
Nuevo muelle del T.P de Salaverry																						
INICIO																						
+TRABAJOS PRELIMINARES																						
+INSTALACIONES TEMPORALES																						
+MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION																						
+MUELLE																						
+PLATAFORMA																						
+PAVIMENTO																						

4.6 PLANOS

Plano N°1: Levantamiento Batimétrico

Plano N°2: Diseño del Muelle

Plano N°3: Sección Típica

Plano N°4: Distribución de Pilotes y Vigas

Plano N°5: Detalles de Armadura

CONCLUSIONES

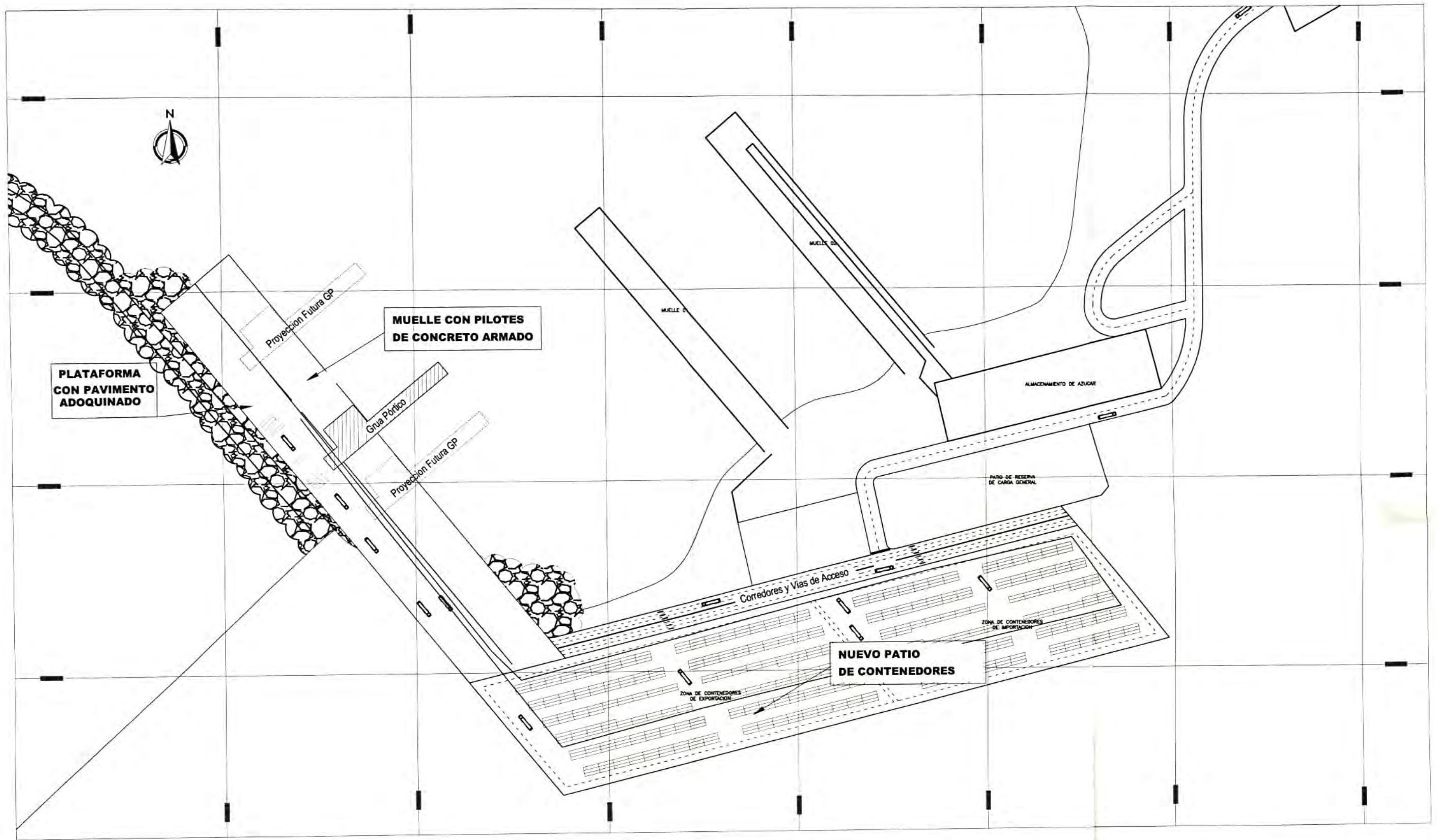
- La nave de diseño considerada para el proyecto del nuevo muelle ha sido una nave POST-PANAMAX.
- Se deberá de dragar un volumen de 165,000m³ tanto en la zona de emplazamiento del muelle como en el patio de maniobras para permitir el atraque de naves POST-PANAMAX con calado de 14 m.
- No ha sido necesario colocar en el diseño pilotes inclinados ya que la estructura propuesta será capaz de resistir las fuerzas de sismo en las 2 direcciones.
- No se han considerado fuerzas de oleaje debido a que se ha considerado la ubicación del muelle en aguas tranquilas y por lo tanto las fuerzas de oleaje serán mínimas.
- Al considerar los pilotes diseñados como pilotes pesados se ha elegido utilizar un martillo del tipo Diesel DELMAG-D44, ya que este proporcionara la suficiente energía de hincado al pilote propuesto.
- El equipo mínimo necesario para el hincado de pilotes constará de 2 grúas sobre Orugas de 40 tn y 20 tn respectivamente y un martillo diesel marca DELMAG tipo D-44. Para la conformación de la plataforma se necesitaran cuadrillas de volquetes, bulldozers y tractores.
- El muelle propuesto tendrá un costo total de s. / 24'859,015.
- El nuevo muelle tendrá capacidad de atender a más 60,000 FTE al año, así mismo con el equipamiento de una grúa pórtico permitirá reducir los tiempo de espera de las naves.

RECOMENDACIONES

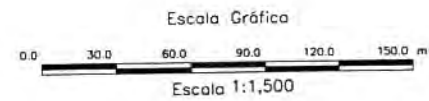
- Se deberá de hincar primeramente los pilotes y luego colocar el relleno de la plataforma adyacente.
- Luego de la colocación del relleno se deberá verificar la posición de los pilotes para evitar posibles desplazamientos por empuje del relleno.
- Se deberá de realizar muestreo de suelos en la zona de emplazamiento del muelle con el fin de corroborar los parámetros geotécnicos asumidos en el diseño de la capacidad portante del terreno.
- Se recomienda que en un estudio a nivel de detalle se realice un análisis estructural por desplazamiento del muelle ya que esto permitirá un mejor diseño antisísmico.

BIBLIOGRAFIA

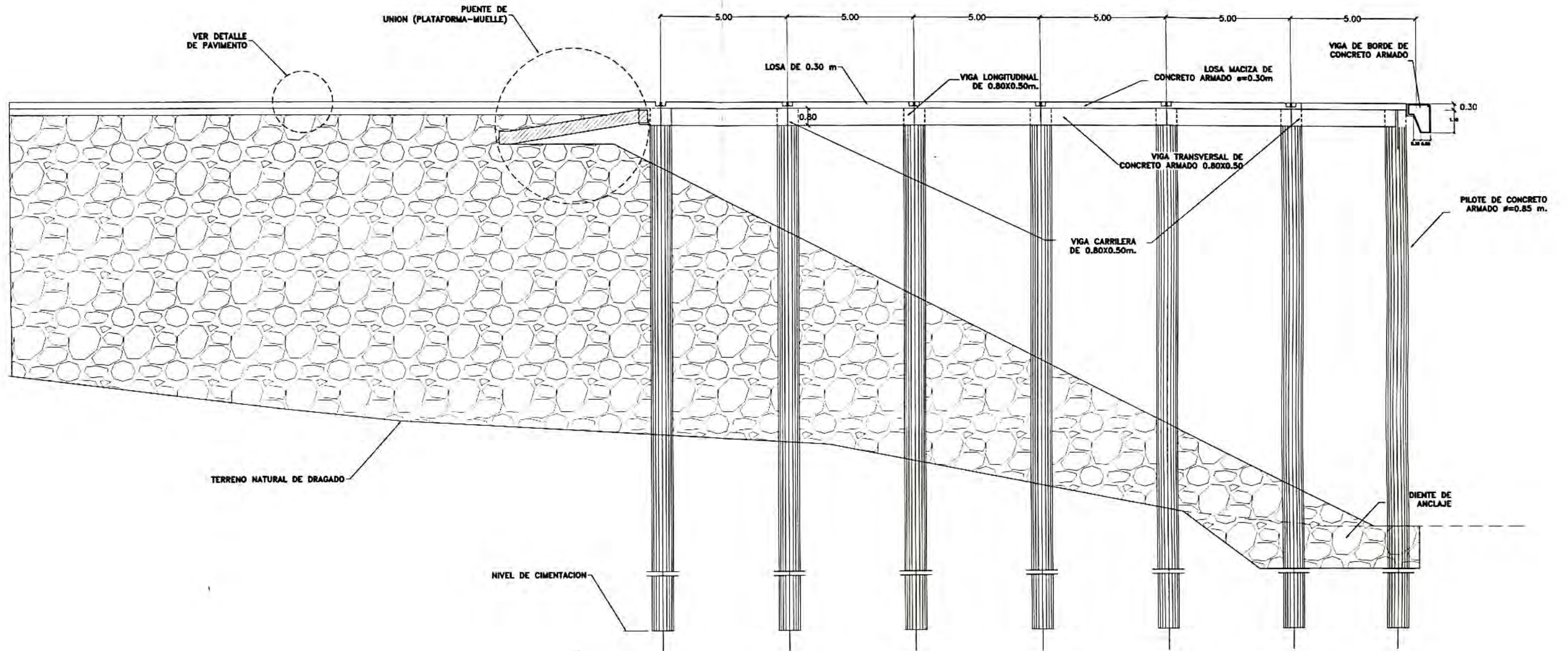
- Chelis, Robert D., Cimentaciones Profundas 2da edición, 1972
- Fuentes Ortiz, Cesar, Ingeniería Portuaria, 1ra edición, 2001. Lima Perú
- Herrejon de la torre, Luis, Estructuras Maritimas, 1ra Edición, 1982
- www.enapu.com.pe
- www.apn.gob.pe



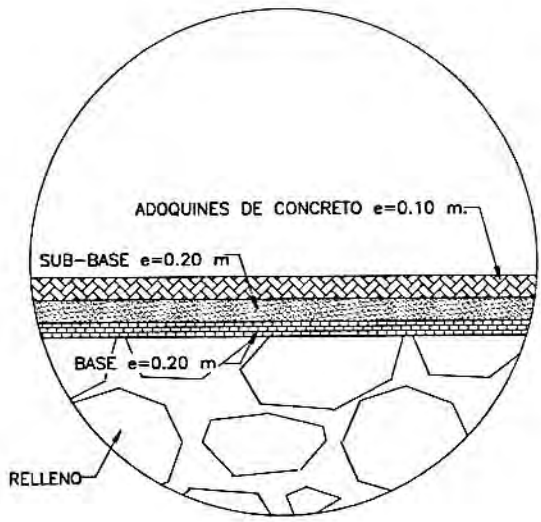
PLANTA
Escala: 1/1500



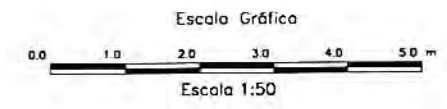
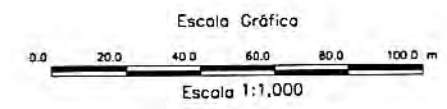
REV.	DESCRIPCION	DIS.	DIB.	APR.	FECHA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
NOMBRE DEL PROYECTO:					
DISEÑO DE UN NUEVO MUELLE CON CIMENTACION DE PILOTES DE CONCRETO ARMADO					
TITULO:					
DISEÑO DEL MUELLE PLANTA GENERAL					
Diseño:	J.M.C.	Aprobó:	M.D.L.T.	File:	PLANO N°2.dwg 08/02/2011
Dibujó:	J.M.C.	Escala:	INDICADA	N° Plano:	
Revisó:	M.D.L.T.	Fecha:	ENE. 2011	PLANO N°2	M.D.L.T.



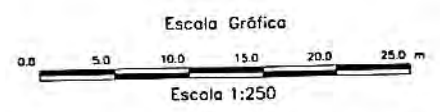
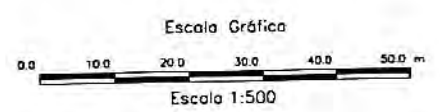
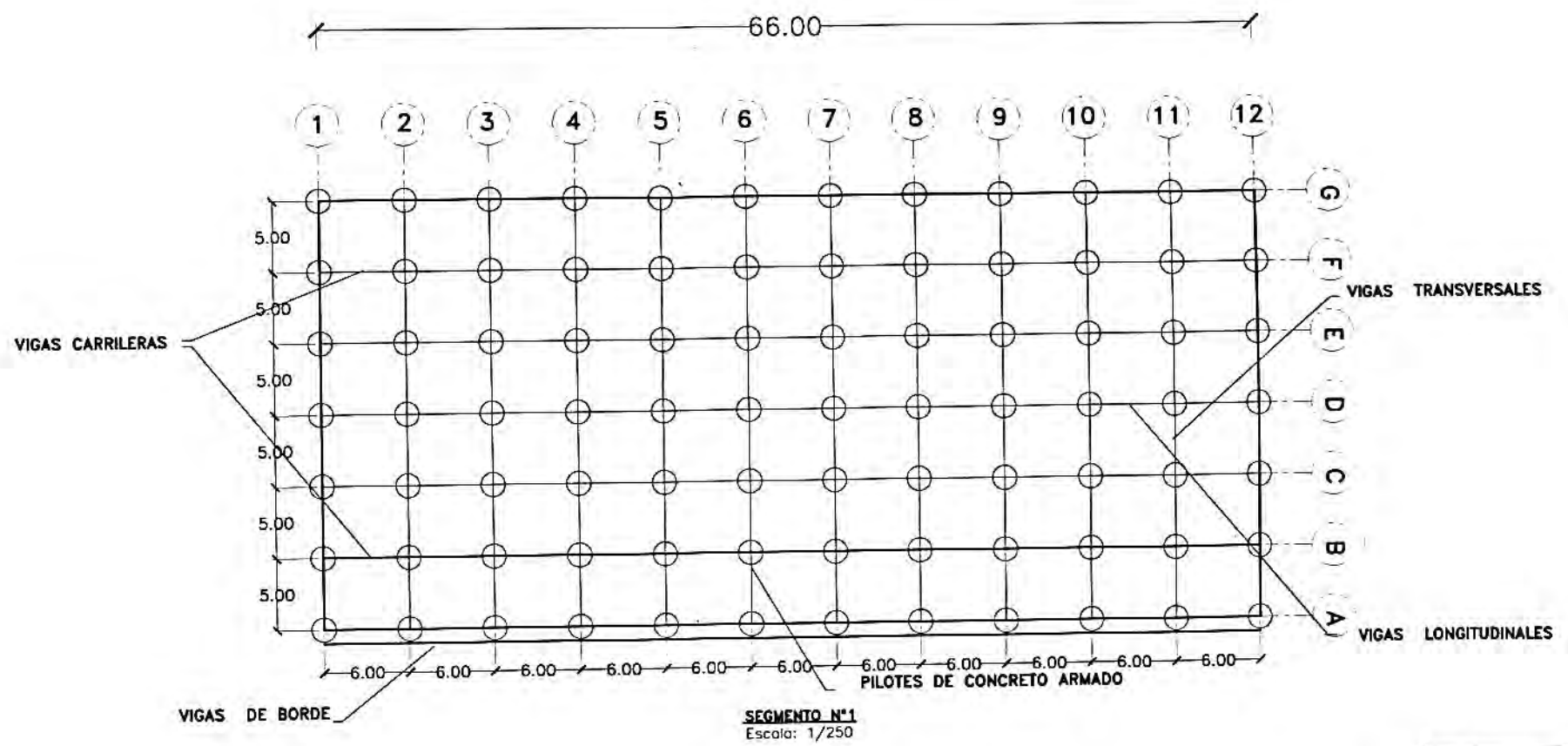
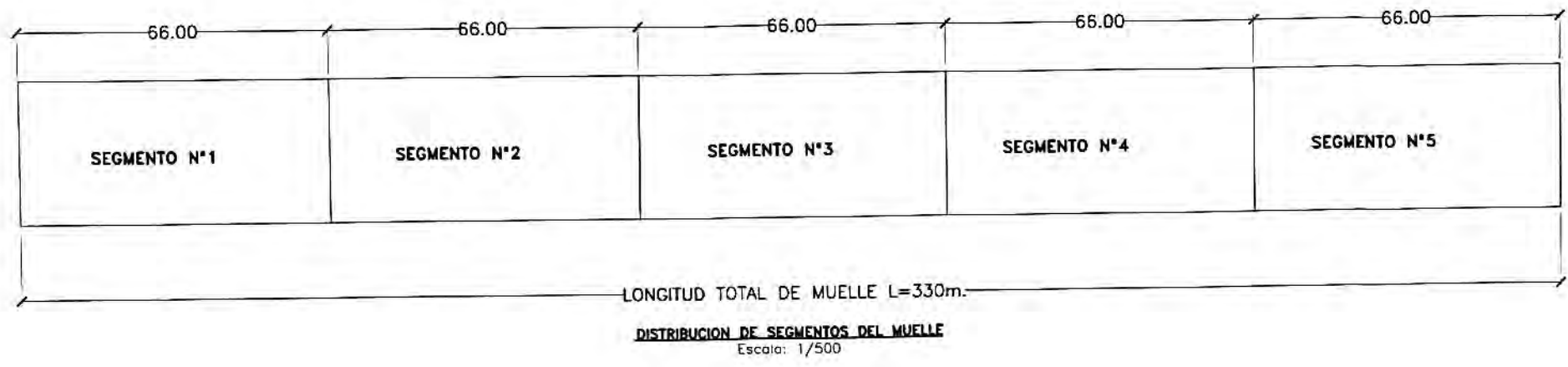
SECCION TIPICA
Escala: 1/100



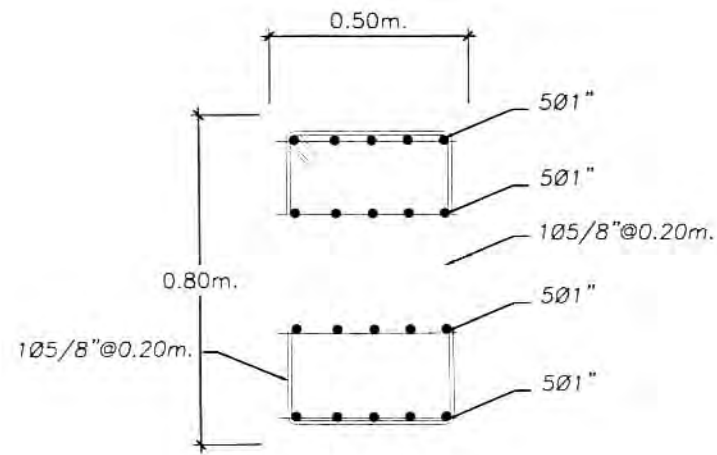
DETALLE
Escala: 1/50



REV.	DESCRIPCION	DIS.	DB.	APR.	FECHA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
NOMBRE DEL PROYECTO:					
DISEÑO DE UN NUEVO MUELLE CON CIMENTACION DE PILOTES DE CONCRETO					
TITULO					
PLATAFORMA-MUELLE SECCION TIPICA					
Diseñó:	J.M.C.	Aprobó:	M.D.L.T.	File:	PLANO N°3.dwg 08/02/2011
Dibujó:	J.M.C.	Escala:	INDICADA	N° Plano:	
					PLANO N°3
					M.D.L.T.

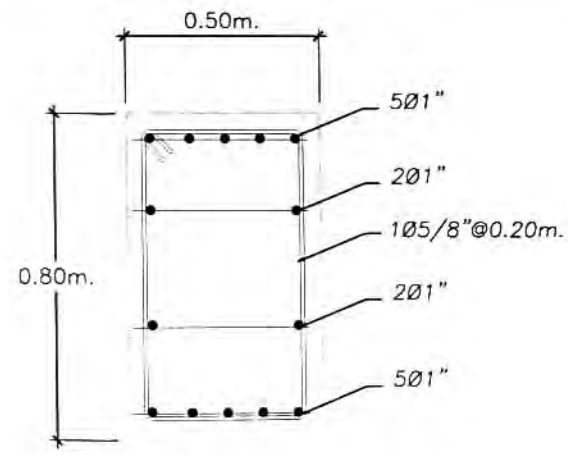


REV.	DESCRIPCION	DIS.	DB.	APR.	FECHA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL					
NOMBRE DEL PROYECTO:					
DISEÑO DE UN NUEVO MUELLE CON CIMENTACION DE PILOTES DE CONCRETO					
TITULO:					
DISTRIBUCION DE PILOTES Y VIGAS EN MUELLE PLANTA					
Elaboró:	J.M.C.	Aprobó:	M.D.L.T.	File:	PLANO N°4.dwg 08/02/2011
Dibujó:	J.M.C.	Ejecutó:	INDICADA	N° Plano:	PLANO N°4 M.D.L.T.
Revisó:	L.D.D.	Fecha:	ENE. 2011		PLANO N°5 M.D.L.T.
Revisó:	M.D.L.T.	Fecha:	ENE. 2011		



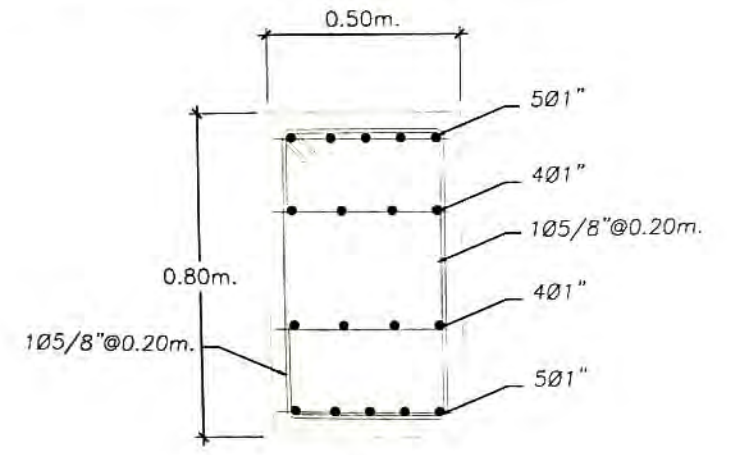
VIGA CARRILERA
TIPO VG

DETALLE
Escala: 1/10



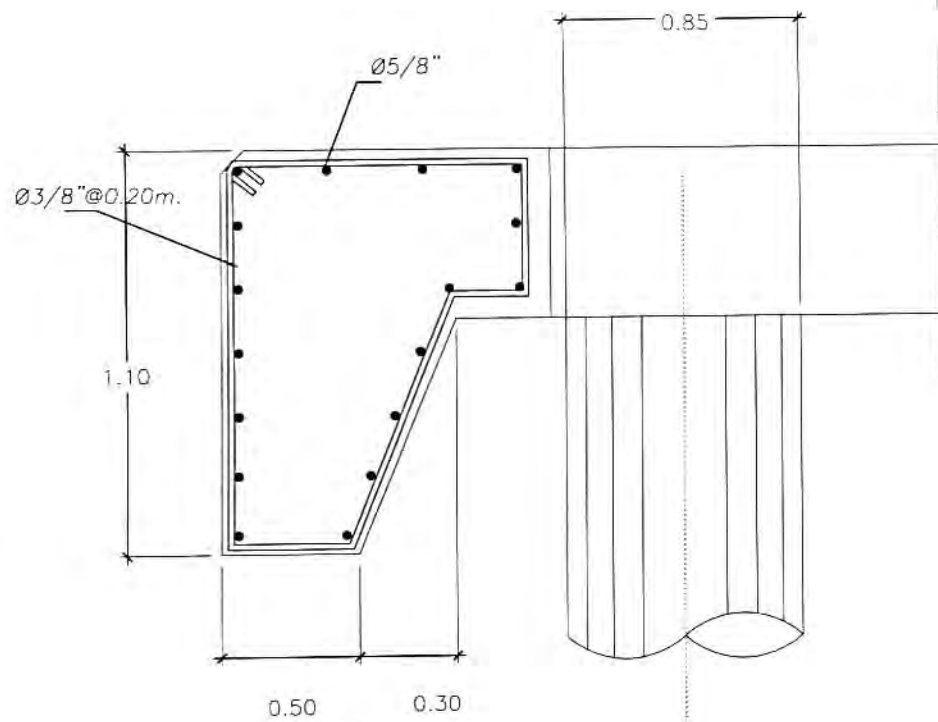
VIGA LONGITUDINAL
TIPO VL

DETALLE
Escala: 1/10



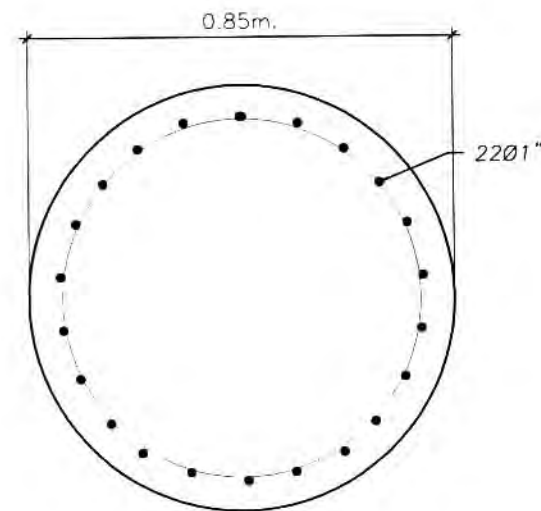
VIGA TRANSVERSAL
TIPO VT

DETALLE
Escala: 1/10



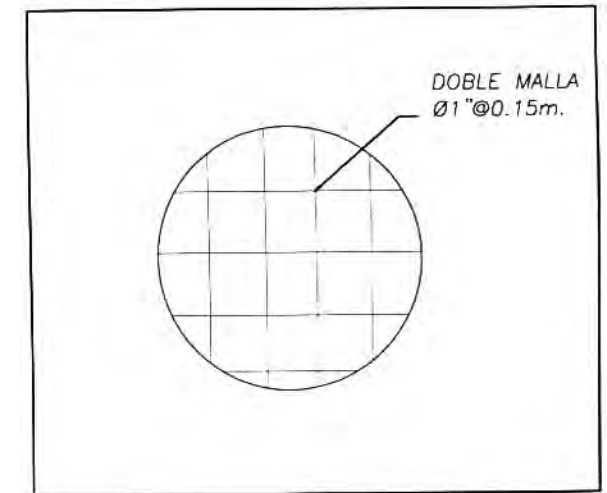
VIGA DE BORDE
SECCION TIPICA

DETALLE
Escala: 1/10



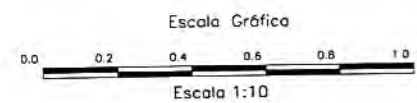
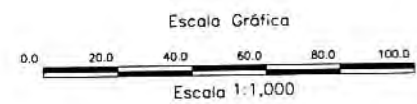
PILOTE DE CONCRETO
SECCION TIPICA

DETALLE
Escala: 1/10



LOSA MACIZA
DETALLE DE REFUERZO

DETALLE
Escala: 1/10



REV.	DESCRIPCION	DIS.	DIB.	APR.	FECHA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

MONBRE DEL PROYECTO:
DISEÑO DE UN NUEVO MUELLE CON CIMENTACION DE PILOTES DE CONCRETO

TITULO:
**PILOTES, VIGAS Y LOSA
DETALLES DE ARMADURA**

Diseñó:	J.M.C.	Aprobó:	M.D.L.T.	File:	PLANO N°5.dwg	08/02/2011
Dibujó:	J.M.C.	Escala:	INDICADA	N° Plano:		
Revisó:	M.D.L.T.	Fecha:	ENE. 2011			

PLANO N°5

M.D.L.T.