

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



TESIS

**“EVALUACIÓN DE SISTEMAS NO CONVENCIONALES PARA
PUENTES DE MUELLES, UTILIZACIÓN DE SOLUCIONES
ATIRANTADAS”**

**PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO
CIVIL**

ELABORADO POR

RENIO FLORES CHAHUA

ASESOR

DR. CESAR A. FUENTES ORTIZ

Lima- Perú

2019

© 2018, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados
**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Flores Chahua, Renio
renioflores@gmail.com
960456347 – 2929748

DEDICATORIA

A mis padres, por ser mi inspiración y los grandes artífices en cada uno de mis logros; mi agradecimiento infinito por el apoyo incondicional y todo el afecto que me han brindado siempre.

Renio Flores Chahua

ÍNDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	8
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	11
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	15
1.1. GENERALIDADES	16
1.1.1. Antecedentes	16
1.1.2. Desarrollo de la Construcción Portuaria en el Perú	16
1.1.3. Métodos Constructivos en Muelles Portuarios	18
1.1.4. Antecedentes del Uso de Sistemas no Convencionales	19
1.2. PROBLEMÁTICA	22
1.2.1. Abrasión Marina	25
1.3. OBJETIVOS	27
1.3.1. Objetivo General	27
1.3.2. Objetivos Específicos	27
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	28
2.1. PUERTOS	29
2.1.1. Definición y Tipos	29
2.1.2. Elementos de un Puerto Marítimo	30
2.1.2.1. <i>Obras en tierra</i>	30
2.1.2.2. <i>Obras en mar</i>	30
2.2. MUELLES PORTUARIOS	31
2.2.1. Definición y Tipos	31
2.2.2. Partes de un Muelle	31
2.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PROYECCION DE MUELLES	33
2.3.1. Condiciones Topográficas	33
2.3.1.1. <i>Batimetría y Relieve</i>	33
2.3.2. Condiciones Hidro-Oceanográficas	33
2.3.2.1. <i>Movimientos del mar</i>	33
2.3.2.2. <i>Modificación de las olas</i>	34

2.3.3. Condiciones Geotécnicas y Mecánica de Suelos	35
2.3.3.1. <i>Mecánica de suelos y Geotecnia</i>	35
2.3.3.2. <i>Sismicidad</i>	35
2.3.4. Condiciones Climatológicas	35
2.3.4.1. <i>Presión atmosférica</i>	35
2.3.4.2. <i>Temperatura ambiental</i>	36
2.3.4.3. <i>Vientos</i>	36
2.3.4.4. <i>Humedad</i>	36
2.3.4.5. <i>Corrosión del acero</i>	37
2.3.4.6. <i>Precipitación</i>	37
2.4. SISTEMAS NO CONVENCIONALES EN PUENTES	38
2.4.1. Definición	38
2.4.2. Tipos de sistemas No Convencionales	39
2.5. PUENTE ATIRANTADO	42
2.5.1. Descripción	42
2.5.2. Comportamiento Estructural	42
2.6. PUENTES NETWORK	43
2.6.1. Descripción	43
2.6.2. Comportamiento Estructural	43
CAPÍTULO III: EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS NO CONVENCIONALES EN MUELLES PORTUARIOS	44
3.1. APLICACIÓN A PROBLEMA ESPECIFICO	45
3.2. ALTERNATIVA 01: PUENTE ATIRANTADO	48
3.2.1. Configuración del Proyecto	48
3.2.2. Criterios Preliminares de Dimensionamiento	49
3.2.3. Dimensionamiento Preliminar	51
3.3. ALTERNATIVA 02: PUENTE NETWORK	63
3.3.1. Configuración del Proyecto	63
3.3.2. Criterios Preliminares de Dimensionamiento	64
3.3.3. Dimensionamiento Preliminar	67
3.4. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS ADECUADA	73

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ESTRUCTURA TIPO	76
4.1. CONSIDERACIONES GENERALES	77
4.2. MATERIALES	79
4.3. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS	80
4.4. CARGAS Y CRITERIOS DE APLICACIÓN EN EL MODELO	85
4.5. DISEÑO DE ESTRUCTURAS	89
4.5.1. Diseño del tablero del puente	89
4.5.1.1. <i>Sistema de postensado</i>	89
4.5.1.2. <i>Viga tirante</i>	97
4.5.1.3. <i>Losa de concreto</i>	104
4.5.2. Diseño de la estructura metálicas	107
4.5.2.1. <i>Arcos</i>	107
4.5.2.2. <i>Arriostres horizontales</i>	112
4.5.2.3. <i>Arriostres diagonales</i>	115
4.5.3. Diseño de los cables de sostenimiento	118
4.5.3.1. <i>Cables o péndolas</i>	118
4.5.4. Diseño de la estructura de llegada	122
4.5.4.1. <i>Pilotes de concreto</i>	122
CAPÍTULO V: EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA	132
5.1. TÉCNICA CONSTRUCTIVA	133
5.1.1. Procedimientos Constructivos	133
5.1.2. Procedimiento Propuesto – Alternativa tipo Network	134
5.2. EVALUACIÓN ECONÓMICA	135
5.2.1. Metrado de Elementos – Alternativa tipo Network	136
5.2.2. Estimación del Presupuesto - Alternativa Tipo Network	143
5.2.3. Metrado de Elementos – Alternativa Tradicional	145
5.2.4. Estimación del Presupuesto del puente con Alternativa Tradicional	153
5.2.5. Análisis comparativo	155
CONCLUSIONES	159
RECOMENDACIONES	161
BIBLIOGRAFÍA	162
ANEXOS	164

RESUMEN

Los muelles portuarios obedecen normalmente a un arreglo tradicional de pórticos, los cuales se conforman por pilotes, vigas cabezales y vigas longitudinales. Este sistema permite una ejecución relativamente sencilla, pero presenta serios problemas cuando la estructura se encuentra emplazada en costas donde la abrasión marina es muy agresiva. Se muestra el caso particular del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, el cual presenta su puente de acceso colapsado debido a este factor.

En la búsqueda de soluciones que permitan disminuir dichos efectos negativos, se plantea la utilización de sistemas no convencionales en la construcción del puente de dicho muelle, que hagan uso de tirantes o cables para sostener el tablero de concreto, evitando la necesidad de hincar pilotes en toda la zona central del muelle.

Para este fin, se evalúa como posibilidad dos alternativas, la primera se trata de una superestructura atirantada y la segunda de una tipo Network. Una vez decidida la estructura no convencional más óptima, se realiza un análisis comparativo para determinar las ventajas de esta última con respecto de la tradicionalmente utilizada en muelles portuarios, consistente de pilotes hincados continuamente a lo largo del puente.

ABSTRACT

Wharfs normally follow a traditional arrangement of frames, which are formed by piles, header and longitudinal beams. This system allows a relatively easy execution, but presents serious problems when the structure is located in shores where the marine abrasion is very aggressive. It shows the particular case of the wharf of Hydrography and Navigation Directorate of Peruvian Navy, which presents its bridge collapsed due to this factor.

Searching for solutions to reduce these negative effects, it is proposed the use of non-conventional systems in bridge construction of that wharf, which use braces or cables to support the concrete board, avoiding the necessity to drive piles in the whole central area of the pier.

For this purpose, two alternatives are evaluated as possibility, the first one is a cable-stayed superstructure and the second is an option Network. Once the optimum non-conventional structure has been decided, a comparative analysis is made in order to determinate the advantages of the best option with respect to the traditional configuration used in wharfs, consisting of piles continuously driven along the bridge.

PRÓLOGO

El muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú se mantuvo en operación aproximadamente por 25 años, antes de sufrir el colapso de su puente.

Al poco tiempo de haberse construido este muelle, sus pilotes mostraban ya daños de importancia, lo cual motivó a reparaciones y reforzamientos que se sucedieron de manera continua. A pesar de ello, el proceso erosivo, ejercido por los cantos rodados que recubren el lecho marino, sobrepasó las expectativas a tal punto de producir el derrumbe inesperado de la zona central del puente.

Desde entonces se han venido esbozando distintas soluciones para hacer frente a este hecho. Una de ellas vislumbra la posibilidad de hacer uso de algún tipo de estructura no convencional, como las utilizadas en muchos puentes viales.

Es en ese punto en la cual que se enfoca la presente tesis, al pretender hacer tangible dicha posibilidad, mediante el desarrollo de un sistema no convencional que soporte el puente del muelle a través de cables, y evite así, el hincado de pilotes en toda su longitud.

Diseñado para las solicitaciones contempladas en nuestra normativa y bajo las condiciones de tránsito particulares de este proyecto, se brinda un análisis comparativo de los beneficios respecto de una hipotética estructura tradicional, evidenciando un panorama verdaderamente alentador.

Soluciones similares, sin duda, pueden partir de los análisis que aquí se muestran y ser aplicados en proyectos que presenten condiciones del litoral tan adversas como las encontradas en el muelle estudiado.

Dr. Cesar A. Fuentes Ortiz
Asesor de Tesis

LISTA DE TABLAS

- Tabla 2.1 : Clasificación de los vientos según su intensidad
- Tabla 3.1 : Longitud de cables en alternativa atirantada
- Tabla 3.2 : Peso aproximado de la alternativa no convencional atirantada
- Tabla 3.3 : Longitud de cables en alternativa Network
- Tabla 3.4 : Peso aproximado de la alternativa no convencional Network
- Tabla 3.5 : Resumen de elección de alternativa no convencional más adecuada
- Tabla 4.1 : Límites de esfuerzo para los tendones de pretensado
- Tabla 4.2 : Coeficientes de fricción para cables postensados
- Tabla 4.3 : Refuerzo final de losa de tablero
- Tabla 4.4 : Fuerzas axiales en cables, estados límite de fatiga y resistencia
- Tabla 4.5 : Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)
- Tabla 4.6 : Combinaciones de carga y factores de carga
- Tabla 4.7 : Carga axial última, momentos últimos y momentos debidos a cargas permanentes
- Tabla 4.8 : Carga crítica de pandeo y factores de amplificación de momentos
- Tabla 4.9 : Momentos amplificados por efectos de segundo orden
- Tabla 5.1 : Planilla de metrados de elementos para puente proyectado con sistema Network - muelle DHN
- Tabla 5.2 : Presupuesto estimado para puente proyectado con sistema Network - muelle DHN
- Tabla 5.3 : Plantilla de metrados de elementos para puente proyectado con sistema tradicional – muelle DHN
- Tabla 5.4 : Presupuesto estimado para puente proyectado con sistema tradicional – muelle DHN
- Tabla 5.5 : Márgenes de ahorro en mantenimiento que genera una alternativa tipo Network respecto del sistema a tradicional – muelle DHN

LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 : El Puerto del Callao a principios del siglo XIX
- Figura 1.2 : El Puerto del Talara a mediados del siglo pasado
- Figura 1.3 : Primera estructura del Puente del Ejército, Lima 1936
- Figura 1.4 : Puente Bellavista, San Martín 2010
- Figura 1.5 : Puente Nieva, San Martín 2005
- Figura 1.6 : Keppel Bay Bridge, Bahía de Keppel, Bukit Merah, Singapur, 2008
- Figura 1.7 : Pamban Bridge, Rameswaram, India, 2009
- Figura 1.8 : Localización de anomalías en el concreto, según la zona en la cual se encuentre el elemento de concreto armado
- Figura 1.9 : Muelle colapsado de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, Chucuito, Callao 2017.
- Figura 1.10 : Vista de un pilote del Muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, deteriorado por efecto de la abrasión, Chucuito, Callao 2017.
- Figura 2.1 : Elementos comunes en complejos portuarios
- Figura 2.2 : Puente de acceso del muelle Johnnie Mercer, Wrightsville Beach, North Carolina.
- Figura 2.3 : Partes componentes del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina
- Figura 2.4 : Relación adimensional de costos por m² entre diferentes tipos de superestructura versus rango de luz central que cada uno puede alcanzar (m)
- Figura 2.5 : Puente en arco de tablero inferior sobre el río Elba, Tangermünde, Alemania
- Figura 2.6 : Puente colgante Höga Kusten sobre el río Ångerman, Västernorrland, Suecia
- Figura 2.7 : Puente atirantado Ting Kau sobre el canal Rambler, Hong Kong, China
- Figura 2.8 : Puente sobre el río Saone, Lyon, Francia 1888
- Figura 2.9 : Puente atirantado East Huntington sobre el río Ohio, West Virginia, Estados Unidos
- Figura 2.10 : Puente network sobre el río Deba, Guipúzcoa, España

- Figura 3.1 : Plano de Ubicación del Proyecto
- Figura 3.2 : Detalle de la ubicación y accesos al muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación
- Figura 3.3 : Estado actual del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación, año 2017.
- Figura 3.4 : Vista en Planta de los componentes del muelle proyectado
- Figura 3.5 : Corte longitudinal de Alternativa de Puente Atirantado
- Figura 3.6 : Cantidad aproximada de cables por tipo de puente
- Figura 3.7 : Sección transversal del tablero de concreto
- Figura 3.8 : Componentes del puente atirantado
- Figura 3.9 : Sistema estructural del puente atirantado
- Figura 3.10 : Corte longitudinal de Alternativa de Puente Network
- Figura 3.11 : Espesor necesario de losa entre los ejes de los arcos, para concretos con $f'c$ entre 40MPa y 50MPa
- Figura 3.12 : Dimensiones sugeridas para un Arco Network de 150 m de luz
- Figura 3.13 : Ilustración esquemática de la forma de un arco Network
- Figura 3.14 : Configuración de la péndolas puente Network
- Figura 3.15 : Arreglo radial de cables para el puente del muelle DHN
- Figura 3.16 : Configuración de arriostres en el puente de muelle DHN
- Figura 4.1 : Vista 3D de Muelle Proyectado
- Figura 4.2 : Vista en Planta de los componentes del muelle proyectado
- Figura 4.3 : Sección transversal del arco
- Figura 4.4 : Sección transversal de los arriostres horizontales
- Figura 4.5 : Sección transversal de los arriostres diagonales
- Figura 4.6 : Sección transversal de las vigas de cierre
- Figura 4.7 : Sección transversal de las péndolas
- Figura 4.8 : Sección transversal de los torones
- Figura 4.9 : Sección transversal del tablero en la zona central del puente
- Figura 4.10 : Vista frontal de la estructura de arranque del puente
- Figura 4.11 : Vista frontal de la estructura de llegada del puente
- Figura 4.12 : Vista en planta del cabezal alto o cepa en el final del puente
- Figura 4.13 : Cargas vehiculares aplicadas en dos ubicaciones diferentes
- Figura 4.14 : Cargas distribuida de carril aplicadas en dos ubicaciones diferentes
- Figura 4.15 : Mapa de isoaceleraciones para la aceleración máxima del terreno (PGA)

- Figura 4.16 : Espectro de diseño sísmico calculado para el muelle DHN
- Figura 4.17 : Segmentos que conforman el arco de la superestructura
- Figura 4.18 : Numeración de arriostres horizontales entre un arco y otro
- Figura 4.19 : Numeración de arriostres diagonales entre un arco y otro
- Figura 4.20 : Numeración de cables según modelo estructural
- Figura 4.21 : Sección transversal de pilotes
- Figura 4.22 : Configuración en planta de pilotes
- Figura 4.23 : Cortes A-A y B-B en los sentidos transversal y longitudinal del puente
- Figura 4.24 : Diagrama de interacción de pilotes
- Figura 4.25 : Superficie de interacción de los pilotes
- Figura 5.1 : Esquema de las alturas promedio para la protección de los pilotes en los sistemas convencional y no convencional
- Figura 5.2 : Planta del muelle DHN, con la configuración tradicional

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

- a : Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos
- a : Longitud mayor de la sección transversal de un elemento estructural
- A : Área de la sección transversal de elemento estructural
- A_{cp} : Área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto
- A_g : Área bruta de la sección transversal de un elemento estructural
- A_{ps} : Área total del acero de presfuerzo
- A_s : Área de la sección transversal del refuerzo longitudinal
- A_v : Área de la armadura transversal en una distancia s
- b : Longitud menor de la sección transversal de un elemento estructural
- b_f : Ancho del ala de un perfil metálico
- b_v : Ancho del alma ajustado de una viga de concreto pretensado
- $b_{1,2,3...}$: Ubicación de los cables posteriores sobre un tablero atirantado
- B : Ancho de la sección de un pilote cuadrado
- c : Distancia entre el eje neutro de la sección y la fibra más comprimida
- C : Cohesión del suelo
- C_F : Factor de dimensionamiento para puentes atirantados
- CL : Carga viva concentrada
- $C_{máx}$: Límite de compresión para elementos de concreto pretensado
- d : Peralte efectivo de una sección transversal de concreto armado
- d_p : Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones
- D : Altura de la sección transversal de un perfil metálico
- DL : Carga permanente por unidad de longitud
- e : Excentricidad de tendones de pretensado
- e_m : Excentricidad promedio en mitad del tramo de una sección pretensada
- E_c : Módulo elástico del concreto
- E_{ci} : Módulo elástico del concreto al momento de iniciar el tensado
- E_p : Módulo elástico del acero de pretensado
- E_s : Módulo elástico del acero de refuerzo
- $f_{C DL}$: Esfuerzo último de compresión en la sección de concreto producto de la carga permanente
- f_a : Esfuerzo total debido a la flexión

- f_b : Esfuerzo total debido a la carga axial
- f_c : Esfuerzos permisibles en una sección de concreto armado
- f'_c : Resistencia característica del concreto para esfuerzos de compresión
- f'_{ci} : Resistencia a la compresión del concreto al momento de iniciar el tensado
- f_{GUTS} : Esfuerzo útil garantizado del acero de cables paralelos
- f_i : Posición de los cables anteriores
- f_{Inf} : Esfuerzo último en la fibra extrema en compresión de la sección
- f_{Sup} : Esfuerzo último en la fibra extrema en tracción de la sección
- f_{pbt} : Esfuerzo máximo en los tendones inmediatamente antes de la transferencia
- f_{pc} : Tensión a compresión en el concreto después de las pérdidas en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias
- f_{pj} : Esfuerzo en el tendón en el momento del tensado (ksi)
- f_{pu} : Esfuerzo último de alambre de prestensado
- f_{py} : Esfuerzo de fluencia de alambre de prestensado
- f_u : Resistencia última de los cables de Puente network
- f_y : Esfuerzo de fluencia de los cables paralelos
- FS : Factor de seguridad
- G_F : Peso de cables de acero
- h : Altura de la torre sobre la superficie de rodadura
- H : Promedio anual de humedad (%)
- h_f : Peralte de la losa del tablero de concreto
- I : Inercia de sección transversal de elemento estructural
- I_g : Inercia de sección bruta para elemento de concreto
- I_x : Inercia de sección alrededor de eje horizontal
- K : Coeficiente de fricción por desviación de la vaina (por ft de tendón)
- k : Factor de longitud efectiva
- L : Longitud de elemento estructural
- L_E : Longitud de empotramiento de pilote
- LL : Carga viva por unidad de longitud
- M_g : Momento flector en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento

M_{nx}	: Momento nominal respecto al eje transversal horizontal
M_{ny}	: Momento nominal respecto al eje transversal vertical
M_r	: Momento flector resistente en el elemento en estudio
M_u	: Momento flector último en el elemento verificado
M_{ux}	: Momento ultimo respecto al eje transversal horizontal
M_{uy}	: Momento ultimo respecto al eje transversal vertical
n	: Número de alambres que conforman un cable atirantado
N	: Número de tendones pretensados idénticos en una viga
N_h	: Módulo de subgrado horizontal (Lb/pulg ³)
NPT	: Nivel de piso terminado
N_{viga}	: Fuerza normal en la viga
P_c	: Longitud del perímetro exterior de la sección de concreto
P_f	: Capacidad por unta del fricción para un pilote
P_n	: Fuerza nominal
PP	: Peso propio de elementos por unidad de longitud
P_p	: Capacidad por punta del terreno para un pilote
P_r	: Resistencia a la compresión axial
P_t	: Capacidad total del terreno para un pilote
P_u	: Fuerza axial última
q	: Carga Permanente en la viga más carga viva
r	: Radio de giro de la sección de un elemento estructural
rec	: Recubrimiento de un elemento de concreto armado
s	: Separación de las varillas de refuerzo transversal
S_B	: Esfuerzo en el cable posterior
$SIDL$: Carga Permanente sobrepuesta por unidad de longitud
S_{sup}	: Módulo de la sección para la fibra extrema a compresión
S_{inf}	: Módulo de la sección para la fibra extrema a tracción
$T_{máx}$: Limite de tracción para elementos de concreto pretensado
T_{cr}	: Momento de fisuración por torsión
t_f	: Ancho del ala de la sección transversal metálica
T_u	: Momento torsional último factorado
t_w	: Ancho del alma de la sección de un perfil metálico
UDL	: Carga viva uniformemente distribuida

- V_c : Resistencia nominal al corte del concreto
- V_p : Componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte
- V_s : Resistencia nominal al corte del acero
- V_u : Fuerza de corte última factorada
- x : Longitud desde el punto considerado hasta el extremo del gato
- Y : Ordenada a partir del eje neutro del tablero
- α : Ángulo de inclinación de los cables del arco network
- α_B : Ángulo que forma el cable atirantado posterior extremo con el tablero
- α_F : Ángulo que forma el cable atirantado anterior extremo con el tablero
- β_1 : Factor de bloque rectangular de esfuerzos
- γ : Peso específico del material considerado
- γ_h : Factor de corrección para la humedad relativa del medio ambiente
- γ_{st} : Factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia presfuerzo al concreto del elemento
- δ : Deflexión en la parte superior de la torre de puente atirantado
- Δf_{pA} : Pérdida por acuanamiento de anclajes
- Δf_{pES} : Suma de pérdidas debidas al acortamiento elástico o alargamiento del tiempo de aplicación del postensado y/o cargas externas
- Δf_{pF} : Pérdidas por fricción
- Δf_{pLT} : Pérdidas a largo plazo debidas a la retracción por fragua, flujo plástico del concreto y relajación del acero de presfuerzo
- Δf_{pR} : Estimado de la pérdida por relajación
- Δf_{pT} : Pérdida total de esfuerzos del acero pretensado (ksi)
- Δf_s : Esfuerzo permisible de fatiga en el acero de los cables paralelos
- ϵ_s : Deformación longitudinal por tracción en el acero de refuerzo
- μ : Coeficiente de fricción
- ρ : Cuantía del acero en una sección transversal de concreto
- σ : Esfuerzo permisible del cable en servicio
- ΣM_A : Sumatoria de momentos alrededor del punto A
- ϕ : Ángulo de fricción del terreno
- ϕ : Factor de reducción de resistencia

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

1.1.1. Antecedentes

La actividad portuaria a través del tiempo ha jugado un papel fundamental en la economía de nuestro país; producto de una extensión del litoral mayor a los 2,500 km, el potencial de liderazgo en la región para el desarrollo de esta actividad es invaluable; sin embargo, existe todavía una brecha muy grande por saldar en infraestructura.

Una de las construcciones más importantes dentro de los complejos portuarios y que se encuentran sujetas a innumerables efectos externos, son los muelles, es por ello que a lo largo de los siglos se ha buscado la manera de proporcionarles el mayor tiempo de vida posible.

1.1.2. Desarrollo de la Construcción Portuaria en el Perú

El desarrollo de infraestructura portuaria en el Perú data de la época colonial, con la creación del puerto del Callao en el siglo XVI, el cual llegó a convertirse durante esa etapa en el centro comercial de mayor intensidad en toda Sudamérica. Por otro lado, si bien el puerto del Callao contaba con gran capacidad y tenía el equipamiento necesario, los materiales de construcción de los muelles consistían básicamente de piedra de canteras cercanas y madera, puesto que aún no se desarrollaban materiales y técnicas construcción más sofisticados. Ello se hace visible en la figura 1.1 donde se muestra el puerto del Callao a inicios del SXIX.

Entre 1860 y 1920 se construyen los primeros puertos modernos de la época, en los cuales se hace uso del fierro. Ejemplo de ello son el muelle y dársena del Callao culminados en el año 1877 que fue la más emblemática de este período, también se culmina el muelle de Talara (figura 1.2) en el año 1892, que tenía 250 m de longitud y para el cuál se utilizó ya el concreto reforzado.

En la etapa comprendida entre las décadas de 1920 y 1950 se intensifica el concreto armado como tecnología principal debido a su gran estudio y difusión

por ese entonces. Proyectos destacables de este período son el muelle de la Hacienda Casa Grande, los muelles de las haciendas Paramonga y San Nicolás, y el terminal marítimo del Callao que constó de 4 espigones y un muelle de 1350 pies de longitud, el muelle marginal de Matarani de 450 m.



Figura 1.1. Puerto del Callao a principios del siglo XIX

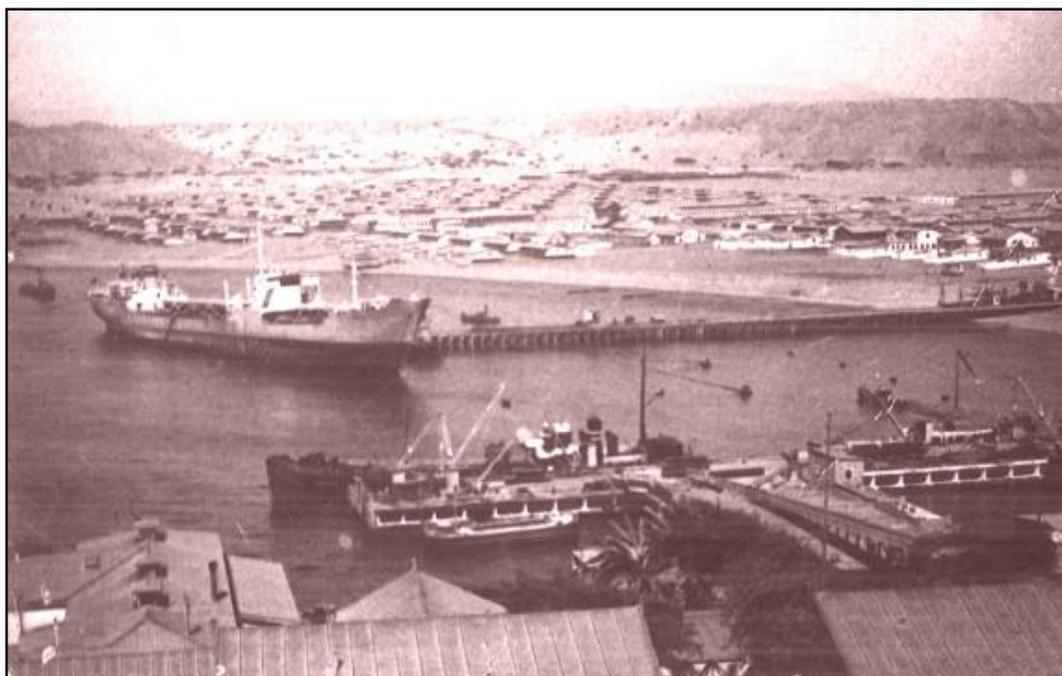


Figura 1.2. Puerto del Talara a mediados del siglo pasado.

Desde la década de 1950, ya se empieza a utilizar los métodos constructivos que conocemos hoy en día, en los cuáles el uso del concreto prefabricado se ha extendido en pilotes, vigas y losas con excelentes resultados en costos y en tiempo de ejecución. En este tiempo ha habido gran actividad constructiva por mencionar los más importantes están la ampliación del muelle de Matarani, el muelle de Southern en Ilo, los puertos de Salaverry y Paita, el muelle de Southern Perú en Chimbote y San Martín en Pisco.

1.1.3. Método Constructivo en Muelles Portuarios

La técnica constructiva más utilizada actualmente es el avance de tierra a mar, y consiste en el hincado de pilotes prefabricados en los ejes definidos (usualmente espaciados entre 4 y 6 metros), una vez que se han colocado los pilotes pertenecientes a un eje se ubica sobre ellos la viga cabezal también prefabricada y se sellan con concreto los espacios entre pilotes y viga.

Cuando ya se tienen dos pórticos finalizados, se colocan las vigas longitudinales sobre las vigas cabezales para cubrir la luz correspondiente. Posteriormente se vacía la losa con concreto in situ, lo cual permite el sellado con las viguetas.

De esta manera se culmina un tramo del muelle y se procede de manera secuencial con los siguientes, realizando comúnmente un avance desde tierra firme hacia el mar.

Aunque la ejecución es relativamente sencilla, existen casos en los que las condiciones del lecho marino dificultan significativamente la tarea. Uno de estos es cuando se cimenta sobre terreno rocoso, en este caso se deberá realizar perforaciones previas a la inclusión de los pilotes lo cual resulta bastante costoso por la cantidad de pilotes proyectados; otra condición se presenta cuando el material del lecho marino acentúa la actividad abrasiva del mar, lo cual produce el rápido deterioro de los pilotes de concreto, llevando al colapso un muelle de configuración tradicional.

1.1.4. Antecedentes de Sistemas no Convencionales

En nuestro país se utilizan sistemas no convencionales desde hace décadas en puentes carreteros, con la finalidad de salvar luces de varios cientos de metros, de esta experiencia se puede destacar que ante eventos extremos han mostrado un comportamiento adecuado y su entendimiento a nivel de diseño y construcción es cada vez mayor por parte de los profesionales involucrados.

Los sistemas no convencionales son aquellas estructuras que se diferencian tanto en configuración como en comportamiento de los clásicos sistemas tipo pórtico; dado que estos utilizan para su sostenimiento tirantes, arcos, péndolas, cables y otros. Como antecedentes de este tipo de estructuras en nuestro país se puede mencionar a los siguientes: Puente del Ejército en Lima, el cual consiste de un arco metálico con péndolas verticales (en la figura 1.3 se observa una fotografía de dicha estructura en 1936); Puente Bellavista en San Martín, configurado como puente atirantado de dos torres y cuya construcción culminó en 2010 (figura 1.4); y al Puente Nieva también en San Martín, de superestructura colgante y abierta al tránsito en el año 2005 (figura 1.5).



Figura 1.3. Primera estructura del Puente del Ejército, Lima 1936.



Figura 1.4. Puente Bellavista, San Martín 2010.



Figura 1.5. Puente Nieva, San Martín 2005.

En cuanto al uso de sistemas no convencionales en complejos marítimos o en vías que atraviesen una porción del océano, se debe indicar que no existe antecedente alguno en el Perú. Sin embargo como ejemplos de ellos a nivel mundial se pueden citar a los siguientes:

Keppel Bay Bridge: el cual se observa en la figura 1.6, se trata de un puente atirantado asimétrico ubicado en la bahía de Keppel en Singapur. Esta estructura cuenta con una longitud total de 250 m y la luz libre de mayor dimensión es de 95 m. La estructura oficialmente abierta al tránsito en el año 2008, conecta la zona continental con la pequeña isla privada de Keppel.

Pamban Bridge: el cual se observa en la figura 1.7, es un puente marítimo que cuenta con un tramo de 66 m de luz libre constituido por una armadura de acero, ubicado en India. Como dato adicional se puede mencionar que el puente se encuentra sobre uno de los ambientes más corrosivos del mundo y en una activa zona de ciclones, lo cual ha suscitado que sea necesario un trabajo de mantenimiento continuo.



Figura 1.6. Keppel Bay Bridge, bahía de Keppel, Bukit Merah, Singapur, 2008.



Figura 1.7. Pamban Bridge, Rameswaram, India, 2009.

1.2. PROBLEMÁTICA

Puesto que los elementos sobre los que se erigen los muelles portuarios son en su mayoría pilotes de concreto armado, es necesario revisar rápidamente los principales problemas que presentan las estructuras de concreto producto de la acción ambiental y luego se desarrollará con mayor detalle el fenómeno de abrasión marina.

Permeabilidad. Una de las claves para proporcionar mayor durabilidad a las estructuras marinas consiste en minimizar la permeabilidad del material. Una alta permeabilidad permite mayor penetración capilar del agua de mar, acrecentando el ingreso de cloruros y sulfatos en la estructura, además hace posible la reacción álcali – agregado y acelera la corrosión del acero.

Agrietamiento. La formación de grietas es un fenómeno inevitable en el concreto y tiene su origen en las contracciones por secado, contracciones plásticas y cambios de temperatura en el concreto nuevo y a reacciones con

sulfatos y cloruros, reacciones álcali – agregado, corrosión y otros en concretos con cierta antigüedad. Las grietas evidentemente permiten el ingreso de agua y agentes químicos nocivos para la durabilidad del concreto.

Corrosión. Es un proceso electroquímico que se manifiesta en el acero de refuerzo en su interacción con el medio ambiente. En esta reacción, se establece un flujo de electrones a través de la sección metálica y de iones a través de otro medio acuoso. Las consecuencias principales son la acumulación de los productos de la corrosión sobre el acero lo cual provoca el agrietamiento del concreto por expansión, y la reducción considerable del área efectiva del acero.

Carbonatación. Se origina por la reacción entre el dióxido de carbono del aire con el hidróxido de calcio del concreto, lo que da como resultado el reemplazo de este último compuesto por el carbonato de calcio producido y consecuentemente disminuye el pH del concreto. Cuando el proceso de carbonatación avanza y se acerca al acero de refuerzo, hace inestable la capa pasiva que recubre al acero, dejándolo vulnerable frente a procesos corrosivos.

Ataque de Sulfatos. Estos compuestos ingresan a través de la estructura capilar del concreto generando reacciones con los compuestos hidratados de la pasta del cemento, lo que se traduce en degradación por expansión volumétrica, fisuración, pérdida de cohesión y adherencia de los componentes del concreto.

Ataque de Cloruros. La presencia elevada de cloruros, contenidos en grandes cantidades en el agua de mar, proporcionan el medio ideal para la destrucción de la capa pasiva que recubre al acero. Por tanto la corrosión se desarrolla con mayor rapidez con las consecuencias dañinas que esta acarrea.

Reactividad Álcali – Agregado. Sucede cuando en presencia de una humedad considerable, los álcalis contenidos en la solución que rellena los poros del elemento reaccionan con la sílice de los agregados, formando un gel expansivo que al extenderse genera fisuración en el concreto.

Abrasión Marina. Es generada por el impacto constante de partículas granulares desplazadas por las olas sobre las estructuras portuarias. Esta

actividad mecánica produce el desgaste progresivo de las secciones de concreto, la reducción en su resistencia y la hacen susceptible de sufrir ataques de otra naturaleza.

La incidencia de los problemas mencionados depende en gran medida de la zona en la cual se ubique el elemento. Para representar ello, la figura 1.8 muestra una sección de concreto armado que se encuentra expuesta a las zonas atmosférica, de oleaje y sumergida, y en virtud de las condiciones que cada una de ellas posee, se presentarán con mayor intensidad los fenómenos indicados a la izquierda de dicha sección.

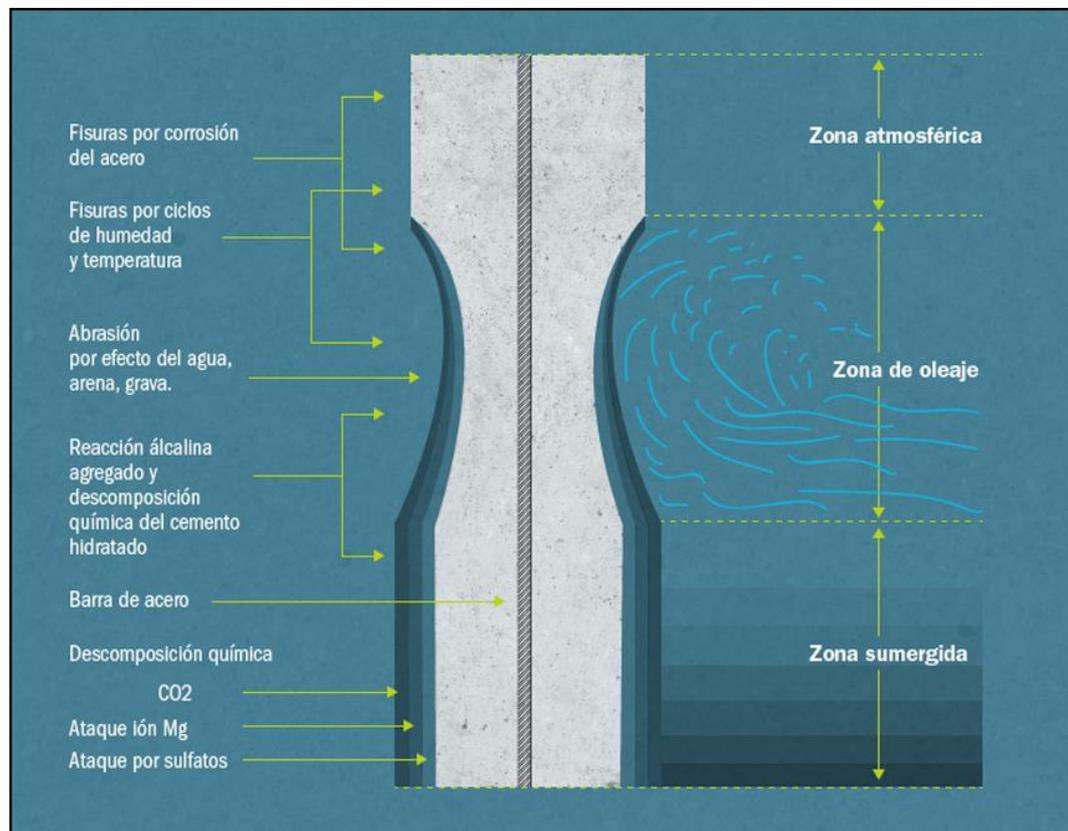


Figura 1.8. Localización de anomalías en el concreto, según la zona en la cual se encuentre el elemento de concreto armado.

1.2.1. Abrasión Marina

La abrasión es una condición que todos los mares ejercen sobre las cimentaciones de los muelles, y su intensidad o agresividad, medida en tiempo de vida de la estructura, depende principalmente del tipo de material del cual se compone el litoral.

El daño por abrasión en obras portuarias se produce debido al arrastre de agua, arena y gravas que realizan las olas en su movimiento de vaivén, los que impactan una y otra vez sobre la estructura, ocasionando el desprendimiento de las partículas que componen el elemento estructural. En el concreto armado, el efecto es el desgaste progresivo de la capa superficial del concreto, el incremento de la permeabilidad y por tanto mayor facilidad para el ataque de cloruros y sulfatos; es común luego, que en combinación con los otros factores ya mencionados se produzca un rápido deterioro de los elementos y finalmente el colapso del muelle entero.



Figura 1.9. Muelle colapsado de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, Chucuito, Callao 2017.

El desgaste en el elemento se presenta en la zona de oleaje cuando las partículas involucradas son básicamente arenas y en la zona sumergida cuando éstas son de mayor tamaño, es decir, se mantiene una relación directa entre el tamaño de la partícula movilizada por el mar y la profundidad en la cual el deterioro por abrasión se hace crítico.



Figura 1.10. Vista de un pilote del Muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, deteriorado por efecto de la abrasión, Chucuito, Callao 2017.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo es evaluar la factibilidad de aplicar los sistemas no convencionales utilizados en puentes carreteros para resolver problemas específicos en puentes o pasarelas de muelles portuarios. Los sistemas no convencionales considerados en este estudio son aquellos que permiten el sostenimiento del puente a través de tirantes o péndolas y prescinden de pilares centrales.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Presentar dos alternativas no convencionales para el puente de un muelle portuario; en la primera de ellas se desarrollará el concepto de puente atirantado suspendido de un único pilón, mientras que en la segunda alternativa se hará uso de un arco tipo network con péndolas entrecruzadas.
2. Realizar el análisis y el diseño de la estructura del puente que resulte más factible, abarcando todos sus componentes, desde los elementos de acero estructural, hasta los de concreto armado y/o presforzado.
3. Presentar un análisis comparativo entre la alternativa no convencional seleccionada y una hipotética construcción tradicional sostenida a base de pilotes a lo largo del muelle.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. PUERTOS

2.1.1. Definición y Tipos

Los puertos son lugares de transición entre los medios de transporte terrestre y acuático, en ellos se hace posible el intercambio de mercancías de manera eficiente, económica y segura. Debido a su gran importancia comercial conforman un factor fundamental para el desarrollo de un país.

Atendiendo el servicio que prestan o las funciones que cumplen los puertos, se pueden dividir en:

Comerciales

Que hacen posible el intercambio de mercadería en general. Su infraestructura incluye muelles, almacenes, grúas, controles aduaneros, etc.

Industriales

Cuyas funciones permiten el desarrollo de la industria pesquera y minera.

Los muelles pesqueros varían de acuerdo al tipo de pesca que recogen sus embarcaciones; pudiendo ser artesanales, cuando albergan embarcaciones pequeñas como lanchas y botes; o industriales, cuando acogen embarcaciones de mayor tamaño como bolicheras y barcos de arrastre.

Los muelles mineros están destinados al transporte de recursos minerales, agregados, aglomerantes y otros. La principal característica de estos es la gran longitud del puente que comunica la zona de descargar con tierra.

Recreacionales – Deportivos

Que albergan en sus instalaciones a yates y lanchas deportivas. Estos muelles se ubican en zonas muy abrigadas y poseen dimensiones pequeñas, otros nombres como se les conocen son yachts o marinas.

De Defensa Nacional

Que tienen como función actividades mayormente militares. El tamaño de estos muelles también varía de acuerdo a las embarcaciones que albergan, las cuales pueden ser corbetas, fragatas, misileras, buques o submarinos.

2.1.2. Elementos de un Puerto Marítimo

2.1.2.1. Obras en tierra

Las obras en tierra son aquellas que se centran en el manejo de la mercancía, y en las operaciones logísticas y administrativas que ella requiere. Se debe asegurar por tanto, su adecuado acopio, almacén y transporte dentro de las instalaciones del puerto de tal forma que el flujo marítimo – terrestre esté regulado.

Las principales obras en tierra se conforman por frigoríficos, depósitos, vías de circulación y oficinas administrativas. Cabe mencionar que algunos puertos pueden incluir zonas donde brinden algunos otros servicios, tal es el caso de los desembarcaderos pesqueros que a menudo cuentan zonas para el lavado y desinfección del material hidrobiológico.

2.1.2.2. Obras en mar

Las obras en mar son aquellas que se centran básicamente en la recepción de embarcaciones, en su protección o abrigo y en la delimitación de los espacios para que estos operen de forma adecuada.

Las instalaciones en mar más comunes son los diques, rompeolas, canales, esclusas, muelles portuarios y elementos de señalización tales como boyas, balizas, faros, etc.



Figura 2.1. Elementos comunes en complejos portuarios.

2.2. MUELLES PORTUARIOS

2.2.1. Definición y Tipos

Un muelle es una estructura ubicada en la orilla de mares, ríos o lagos, especialmente diseñada para permitir el atraque de embarcaciones con características definidas.



Figura 2.2. Puente de acceso del muelle Johnnie Mercer, Wrightsville Beach, North Carolina.

2.2.2. Partes de un Muelle

Los muelles se componen de las siguientes partes:

Estructura de arranque

Se denomina así a la plataforma inicial del muelle que hace posible alcanzar el nivel de operación deseado y los taludes expuestos al oleaje pueden ser inclinados y protegidos con enrocado, o verticales y bordeados por muros de contención de concreto armado o tablestacados.

Puente de acceso o pasarela

El puente es la vía que une la estructura de arranque con el cabezo, y que tiene por finalidad el transporte de personas y vehículos involucrados en las actividades del muelle. La configuración tradicional consta de pilotes de concreto

o acero ubicados en ejes transversales espaciados entre 4 y 6 metros sobre los cuales se apoya el sistema de vigas y losa.

Cabezo

Es la parte final del muelle, ubicada sobre las isobatas de mayor profundidad, y tiene por objetivo ser el lugar donde se realizan las operaciones portuarias, en él se instalan los equipos de carga y descarga, grúas, rieles y otros. Su configuración estructural es similar a la del puente, pero con un ancho mayor para facilitar los trabajos que allí se efectúan. Es necesaria también la instalación de protección en los bordes del cabezo para disipar la energía que produce el impacto de las embarcaciones durante el atraque. Estas defensas pueden fabricarse a base de madera, caucho, o neumáticos de vehículos.

Plataformas bajas o embarcaderos

Estas estructuras apoyadas también sobre pilotes se colocan a un nivel inferior del cabezo y se comunican con él por medio de escaleras, las plataformas bajas son utilizadas para el acoderamiento de embarcaciones menores.

Su construcción responde a necesidades particulares de un proyecto específico y su presencia aunque no es vital, confiere mayor funcionalidad al muelle.

En la figura 2.3 se aprecia una vista en planta del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación con las partes que lo componen.

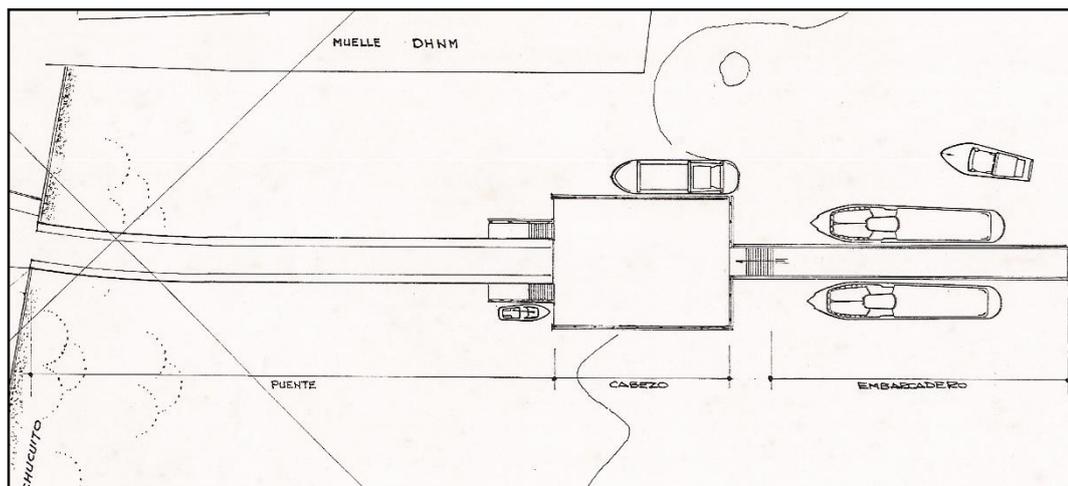


Figura 2.3. Partes componentes del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación.

Fuente: César Fuentes Ortiz Ingenieros S.A., Lima 1985.

2.3. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA PROYECCIÓN DE LOS MUELLES PORTUARIOS

2.3.1. Condiciones Topográficas

2.3.1.1. Batimetría y Relieve

La batimetría es conocida como el levantamiento topográfico bajo el nivel del mar; es decir, es el sistema de medición de la profundidad del mar en diferentes puntos, el cual nos permitirá conocer el relieve del fondo marino.

La representación del fondo marino en el plano batimétrico, al igual que los topográficos, se obtienen mediante el trazado de curvas de nivel denominadas curvas batimétricas o veriles. Una curva a una determinada altura recibe el nombre de isóbata; así por ejemplo a la curva que representa un nivel de -2.00 m bajo el nivel medio del mar se le llama isóbata -2.00.

Para la determinación de las curvas batimétricas se requiere que para cada punto tomado en el mar se determine tanto su ubicación como su cota (altura).

La medición directa de la profundidad tendrá que ser referida al nivel medio del mar o también puede ser referido al nivel de bajas mareas; esto último es lo más usado. Para la proyección de estructuras en el mar es recomendable realizar un levantamiento general de la zona, puesto que la configuración del fondo marino es variable con el tiempo y en algunos casos este cambio puede llegar a ser muy considerable con respecto a la información pasada que se tenga.

2.3.2. Condiciones Hidro-Oceanográficas

2.3.2.1. Movimientos del mar

El mar se encuentra sujeto a movimientos producto de la influencia sobre él, de diversos factores como: el viento, los movimientos de los astros, las variaciones de temperatura, movimientos sísmicos, entre otros. Los movimientos principales del mar son el oleaje, las mareas, las corrientes y los tsunamis.

Las olas son movimientos ondulatorios y armónicos que se desarrollan en la superficie del mar su comportamiento depende de su distancia al radio de acción

de los vientos que los producen, entre más cerca a estos las olas tienden a tener un movimiento caótico y carente de orden; conforme se van alejando van adquiriendo longitudes de onda más largas, y un orden y ritmo bien definidos para luego disiparse en las costas

Las mareas son movimientos de ascenso (flujo creciente) y descenso (reflujo o vaciante) del nivel del mar, generados por la atracción gravitatoria del sol y la luna. El nivel más alto que alcanza la marea se denomina pleamar y el más bajo bajamar, resultando la diferencia entre ambos la amplitud de marea

Las corrientes son movimientos de traslación de aguas a distintas profundidades y pueden ser ocasionados debido a la acción de los vientos en la superficie marina, diferencias de densidad, salinidad y temperatura, condiciones topográficas movimiento de rotación de la tierra, sobre elevación del nivel medio del mar, etc. Las corrientes deben ser tomadas en cuenta en la proyección de estructuras, especialmente las que se encuentran más cercanas a las costas, dado sus efectos erosivos en las zonas de cimentación.

Los tsunamis son movimientos del mar conformado por olas de grandes longitudes de onda y períodos largos, causados por desplazamientos de considerables volúmenes de agua, debido a movimientos sísmicos, erupciones volcánicas, deslizamientos, etc. Los tsunamis tienen un foco de inicio en las profundidades marinas, ubicadas entre los 30 y 80 km de profundidad; a partir del cual se propagan en dirección radial a lo largo de cientos de kilómetros hasta llegar a las costas, en donde su efecto se denomina “maremoto”, fenómeno que ocasiona grandes daños materiales y personales

2.3.2.2. Modificación de las olas

Las olas al desplazarse sobre la superficie del mar se encuentran sujeto a deformaciones causadas por los cambios en la configuración del fondo marino o por la presencia de obstáculos naturales o artificiales, produciéndose los fenómenos de refracción, difracción, reflexión

2.3.3. Condiciones Geotécnicas y Mecánica de Suelos

2.3.3.1. Mecánica de suelos y Geotecnia

Conocer las condiciones del terreno sobre el cual va a descansar la estructura es crucial para la proyección de cualquier construcción, y por tanto el cuidado y el grado de detalle tienen que ser adecuados especialmente cuando se trabaja con terrenos poco predecibles como es el lecho marino y sus capas subyacentes.

Se debe monitorear el suelo para conocer sus características físicas y mecánicas, determinar los parámetros del suelos y obtener un perfil estratigráfico de la zona de estudio; que permitan establecer el tipo de cimentación a utilizar, las dimensiones de la misma y la profundidad a la que esta necesita llegar, de manera que se eviten asentamientos no previstos y se asegure la integridad de las instalaciones en general. Además se debe conocer cómo funcionan los mecanismos de sedimentación en el lugar del proyecto y el movimiento del material que conforma el fondo marino. Se deben realizar investigaciones geotécnicas, o prospecciones geofísicas con perforaciones en la zona de la playa

2.3.3.2. Sismicidad

Los terremotos en la costa peruana generalmente están asociados con la actividad sísmica o desplazamientos tectónicos súbitos violentos del fondo del océano, lo que puede originar en la costa olas sísmicas, maremotos o tsunamis; para fines de diseño estructural de los elementos ubicados tanto en el mar como en tierra, se debe determinar el coeficiente sísmico y la aceleración horizontal máxima.

2.3.4. Condiciones Climatológicas

2.3.4.1. Presión atmosférica

Se entiende como la carga o peso que ejerce la columna de aire sobre un punto en la superficie terrestre. La presión atmosférica disminuye con la altitud, pues a mayor altitud menor es la densidad del aire y también es menor la distancia existente a la capa más lejana de la atmósfera.

2.3.4.2. *Temperatura ambiental*

Está determinado por el grado de calor existente en un lugar y momento dados y tiene su origen en la radiación solar, la cual al llegar a la superficie terrestre es reemitida en forma de rayos infrarrojos hacia la atmósfera, la que a su vez la dirige nuevamente hacia la superficie de la tierra, constituyendo un fenómeno de circulación

2.3.4.3. *Vientos*

Es el flujo de masas gaseosas y tiene su origen en las diferencias de presión atmosférica en el planeta. Son la fuerza generadora del oleaje y fuente importante para el origen de las corrientes.

Los vientos representan una carga importante en el diseño de estructuras portuarias, por lo que es necesario tener registros de los vientos predominantes de la zona, sus valores promedio y sus intensidades máximas; pues son cruciales en su orientación. A la velocidad de los vientos se le denomina intensidad y para su medición se utiliza la escala de Beaufort modificada

Tabla 2.1: Clasificación de los vientos según su intensidad

Fuente: National Weather Service – U.S.

Clasificación	Velocidad del Viento a 10 m de Altura (Km/h)	Altura Promedio de las Olas (m)
Calma	0 - 1	0
Brisa	1 - 5	0
Viento suave	6 - 11	0.0 - 0.3
Viento leve	12 - 19	0.3 - 0.6
Viento moderado	20 - 28	0.6 - 1.2
Viento regular	29 - 38	1.2 - 2.4
Viento fuerte	39 - 49	2.4 - 4.0
Ventarrón	50 - 61	4.0 - 6.0
Temporal	62 - 74	4.0 - 6.0
Temporal fuerte	75 - 88	4.0 - 6.0
Temporal muy fuerte	89 - 102	6.0 - 9.0
Tempestad	103 - 117	9.0 - 14.0

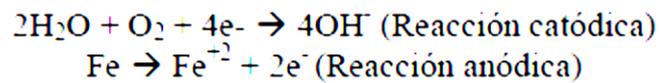
2.3.4.4. *Humedad*

Se define como la cantidad de vapor de agua contenida en el aire; y puede ser medida de manera absoluta (humedad absoluta) o en forma relativa (humedad relativa), midiendo la razón entre el vapor de agua presente y la máxima

cantidad de vapor de agua que podría contener el aire a determinada temperatura expresado como porcentaje. El problema más importante ocasionado por la humedad es la corrosión, se indica a continuación el caso específico del acero, al ser el material de construcción más utilizado y sobre el que los efectos son mayores.

2.3.4.5. Corrosión del acero

Este es un proceso electroquímico que deviene en la oxidación del hierro, elemento constitutivo del acero. La corrosión se produce al reaccionar los átomos de oxígeno contenidos en el ambiente con los átomos de hierro del acero, generando reacciones químicas bien diferenciadas tanto en el cátodo y como en el ánodo



2.3.4.6. Precipitación

Es el fenómeno de caída de agua en estado sólido o líquido, producto de la condensación del vapor de agua contenido en el aire, que a su vez se origina por la saturación de vapor de agua en el aire, es decir humedad relativa de 100% y por la presencia de puntos de condensación. Para el caso en mención es necesario trabajar con data histórica para diseñar sistemas de drenaje pluviales de forma que la estructura no se vea afectada

2.4. SISTEMAS NO CONVENCIONALES EN PUENTES

2.4.1. Definición

Se denominan sistemas no convencionales a las estructuras que se diferencian tanto en configuración como en comportamiento de los clásicos sistemas tipo pórtico; dado que estos utilizan para su sostenimiento tirantes, arcos, péndolas, cables y otros; ejemplos de ellos son los puentes atirantados propiamente dichos, los puentes en arco con péndolas verticales o inclinadas y los puentes colgantes.

La utilización de los puentes no convencionales ha permitido alcanzar luces enormes que hubieran sido impensadas con los sistemas tradicionales o convencionales. La figura 2.4 extraída del libro “Cable-Stayed Bridges. 40 Years of Experience Worldwide” del autor Holger Svensson da cuenta de lo mencionado; en ella se representa en la abscisa el alcance que posee cada tipo de superestructura conforme la luz central del puente crece en longitud, mientras que la ordenada muestra de manera adimensional la relación de los costos por m² entre cada una.

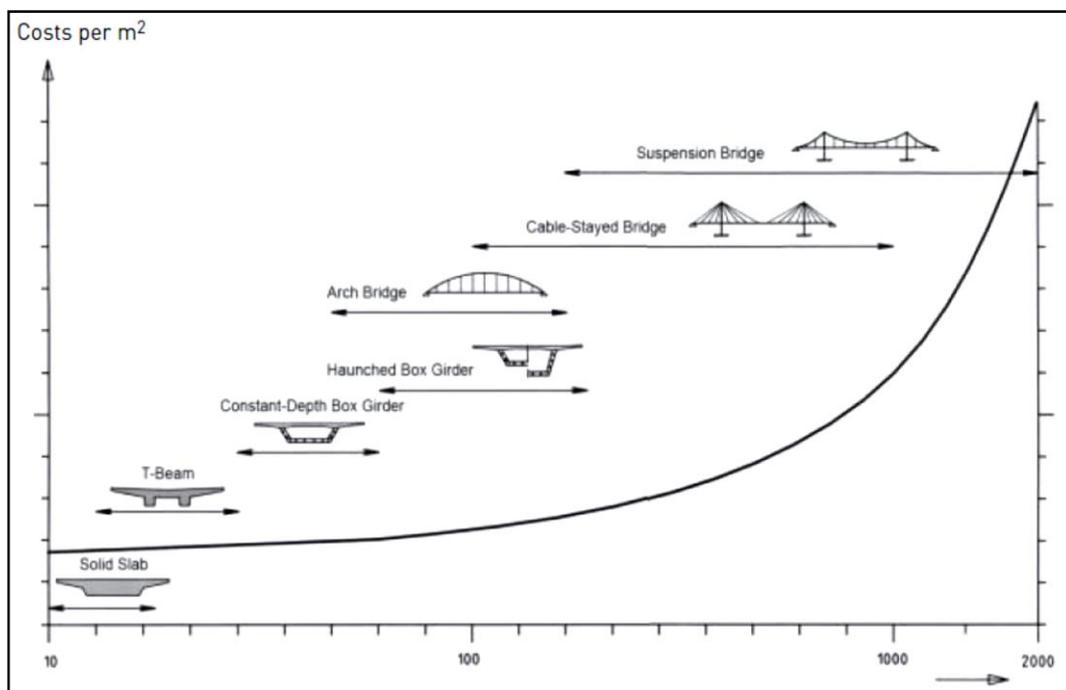


Figura 2.4. Relación adimensional de costos por m² entre diferentes tipos de superestructura versus rango de luz central que cada uno puede alcanzar (m).

2.4.2. Tipos de sistemas No Convencionales

Existen diversos tipos de puentes no convencionales, dentro de los más antiguos se pueden citar a los puentes en arco construidos desde tiempos remotos a base de piedra y que han sobrevivido hasta el día de hoy, ejemplos de estos son los puentes de la civilización romana. Otros de los que se cuentan con mucha historia son los puentes colgantes, muy famosos son los puentes colgantes de las culturas precolombinas en Sudamérica, como la cultura incaica que los desplegó en sus célebre red de caminos.

Con el avance de la tecnología y el desarrollo de nuevos materiales de construcción, estas estructuras se adecuaron a la utilización de componentes como el hierro, el acero, el concreto armado, los elementos prefabricados, presforzados y los sistemas mixtos. Así por ejemplo, es cada vez más común el desarrollo de puentes no convencionales con gran desempeño estructural y valor arquitectónico apreciable, como es el caso de los siguientes:

Puentes en arco, los cuales se valen de secciones curvas de concreto o acero, de las que subtienden cables que soportan el peso del tablero del puente y las cargas que sobre él se aplican. (Figura 2.5)

Puentes colgantes, sus elementos de soporte están conformados por dos torres, situadas a los extremos de la luz central del puente, a los que se subtienden cables principales de forma parabólica. A partir de estos últimos penden cables secundarios verticales que soportan al tablero. (Figura 2.6)

Puentes atirantados, se valen de torres o pilones colocados a los extremos de la luz a salvar o en su zona central. Cables inclinados con cierta tensión se anclan a las torres para soportar las cargas transmitidas por el tablero. (Figura 2.7)

Muchas otras estructuras no convencionales se desprenden de estos principales tipos e inclusive pueden involucrar a más de uno en su concepción, como se aprecia en la figura 2.8.



Figura 2.5. Puente en arco de tablero inferior sobre el río Elba, Tangermünde, Alemania.



Figura 2.6. Puente colgante Høga Kusten sobre el río Ångerman, Västernorrland, Suecia.,



Figura 2.7. Puente atirantado Ting Kau sobre el canal Rambler, Hong Kong, China.



Figura 2.8. Puente sobre el río Saone, Lyon, Francia 1888.

2.5. PUENTE ATIRANTADO

2.5.1. Descripción

Es aquel puente en el que el tablero se encuentra sostenido por cables en tensión que luego se anclan a torres o pilones de suficiente rigidez, los cuales finalmente reciben finalmente las cargas originadas en el tablero.



Figura 2.9. Puente atirantado East Huntington sobre el río Ohio, West Virginia, Estados Unidos.

2.5.2. Comportamiento Estructural

El sistema atirantado nace como una variante de los puentes colgantes, producto de la búsqueda de una solución que brinde mayor rigidez al conjunto. Estos últimos cuentan con cables principales de cierta flexibilidad, bajo los cuales se sostienen cables secundarios verticales espaciados convenientemente, esto hace que la estructura global sea muy flexible y por ende las deformaciones considerables. En contraste, en un sistema atirantado solamente existe un tipo de cable y todos van dispuestos diagonalmente, además son tensados, lo cual procura mayor rigidez al tablero disminuyendo las deformaciones. Como consecuencia, las estructuras pueden ser más esbeltas que en el caso de los sistemas colgantes.

Otro aspecto a tomar en cuenta es que la resultante de la interacción entre el cable y tablero genera fuerzas de compresión en este último, por lo que el uso de concreto en conjunción con el acero en esta zona mejora su desempeño.

2.6. PUENTE NETWORK

2.6.1. Descripción

Los puentes network son aquellos en donde el tablero esta soportado por tirantes o péndolas inclinadas que se cruzan unas con otras, formado una especie de reticulado en un plano vertical encima de los cuales se erigen los arcos que finalmente toman las cargas del puente.



Figura 2.10. Puente network sobre el río Deba, Guipúzcoa, España.

2.6.2. Comportamiento Estructural

El puente network nace como una mejora de los puentes en arco. Mientras los sistemas tradicionales de arcos tienen cables de sostenimiento verticales espaciados a distancias considerables; los network disponen sus péndolas de forma diagonal, permitiendo el cruce de ellos. Esto hace que las luces libres del tablero disminuyan considerablemente y por tanto, decrece el efecto del momento flector ante cargas verticales.

Por otra parte, debido a que el tablero se encuentra sometido a fuerzas de tracción importantes, se proyectan las vigas tirantes de concreto con sistemas postensados para eliminar este efecto negativo.

CAPÍTULO III:
**EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS NO
CONVENCIONALES EN MUELLES PORTUARIOS**

3.1. APLICACIÓN A PROBLEMA ESPECÍFICO

En este capítulo se mostrará la aplicación directa de las soluciones no convencionales, de manera que puedan hacer frente a un problema real presentado en un muelle marítimo.

La infraestructura a tratar, será el muelle embarcadero de la Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina (DHN) y se ubica en la playa Chucuito, distrito de la Punta, provincia constitucional del Callao. El acceso hacia la zona del proyecto se realiza sin dificultad a través de autopistas asfaltadas, las cuales se encuentran en buenas condiciones. La figura 3.1 muestra la ubicación general del muelle en estudio, mientras que en la figura 3.2 se puede observar el detalle de la ubicación y los accesos al mismo.

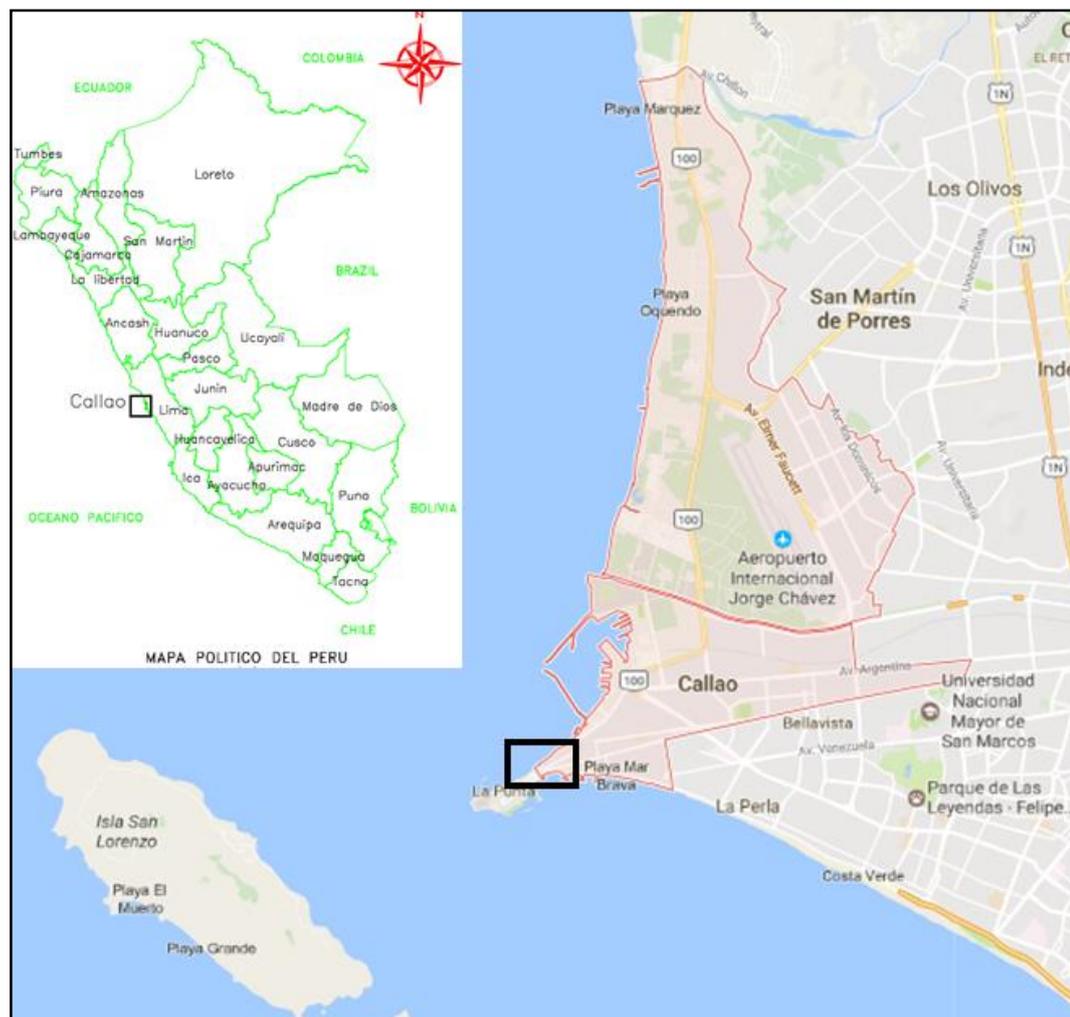


Figura 3.1. Plano de Ubicación del Proyecto.



Fig. 3.2: Detalle de la ubicación y accesos al muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación

Se ha elegido este muelle debido a que parte de su puente se encuentra colapsado y la restante tiene la mayoría de sus pilotes dañados severamente, tal como se aprecia en la figura 3.3, por lo cual el proceso de demolición y reposición tienen carácter de urgencia.



Figura 3.3. Estado actual del muelle de la Dirección de Hidrografía y Navegación, año 2017.

El principal factor para la ocurrencia de este deterioro es la abrasión marina, que se acrecienta debido al alto contenido de material granular y cantos rodados presentes en la playa de Chucuito. Además de ello se debe mencionar otros factores como el poco recubrimiento con el que fueron proyectados los elementos de concreto armado y el tardío mantenimiento que han recibido.

El propietario debe realizar la demolición del tablero y los pilotes, la extracción de estos últimos, dado que el emplazamiento será en el mismo lugar, la construcción de la cimentación en el arranque del muelle, así como el enrocado del mismo y finalmente proceder con la ejecución de la estructura convencional, es decir utilizando el sistema pilotes – vigas cabezales – losas.

Adicionalmente se deberá suministrar la protección adecuada a los pilotes de concreto de modo que incrementen su durabilidad ante la agresiva erosión del lugar.

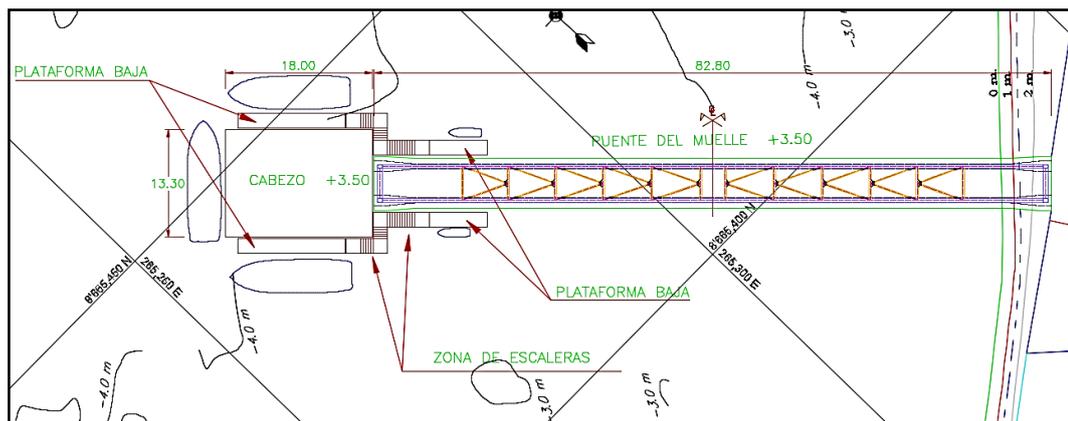


Figura 3.4: Vista en Planta de los componentes del muelle proyectado

Se proponen, en lugar del método tradicional de hincado de pilotes a través de toda la longitud del muelle, dos soluciones alternativas que se basan en el sostenimiento del tablero mediante cables de acero, evitando la colocación de pilotes sobre todo en la zona central del puente.

La alternativa 01 se trata de un puente atirantado propiamente dicho, mientras que la alternativa 02 se trata de uno tipo network.

3.2. ALTERNATIVA 01: PUENTE ATIRANTADO

3.2.1. Configuración del Proyecto

Se proyectará un nuevo muelle haciendo uso de un sistema atirantado asimétrico de una sola torre, el cual posee una longitud principal de 82.10 m. y una secundaria o lateral de 20.00 m, mientras que la altura total de la torre desde el NPT del tablero es de 33.00 m. La luz del puente, es la requerida para acceder al cabezo de 18.00 m de longitud, considerando que este último mantendrá su ubicación actual.

La figura 3.5 muestra un corte longitudinal de la estructura atirantada con las dimensiones de los principales componentes del muelle

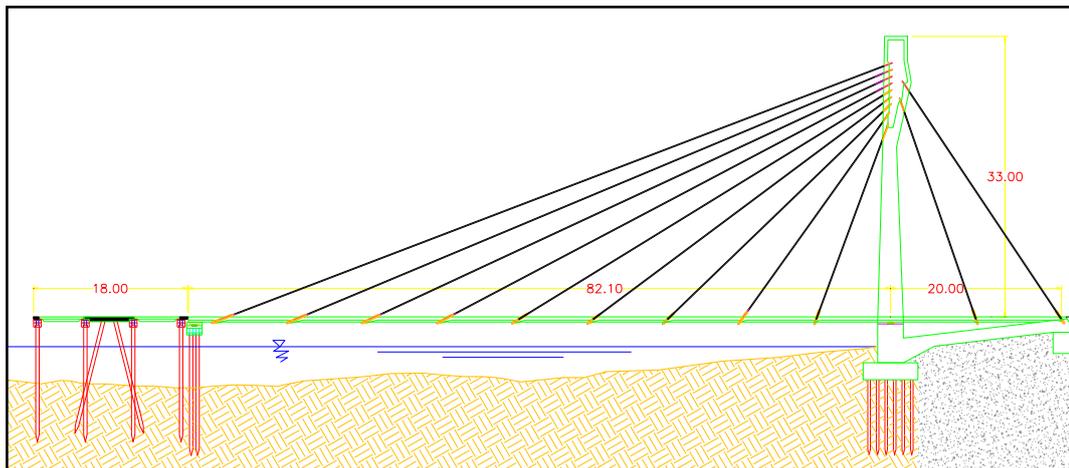


Figura 3.5. Corte longitudinal de Alternativa de Puente Atirantado.

El tablero será de concreto armado y estará sostenido por cables de acero en ambos extremos, a su vez estos se anclarán a la torre de sostenimiento también de concreto armado. La cimentación estará formada por zapatas de gran dimensión diseñadas para soportar prácticamente el peso total de la estructura, al inicio de la luz secundaria se colocará un cajón de anclaje para tomar los esfuerzos de tracción generados en la conexión con el cable. Al final del puente se colocará una cepa, provista de una viga cabezal y 18 pilotes (inclinados y rectos) debidamente revestidos para aumentar la durabilidad del conjunto.

Se contempla el uso de concreto con resistencia a la compresión $f'c$ de 350 kg/cm² en todos los elementos de concreto armado.

3.2.2. Criterios Preliminares de Dimensionamiento

Los criterios que se incluyen en esta sección y se desarrollan en la siguiente, han sido extraídos del texto “Cable Stayed Bridges, 40 Years of Experience Worldwide” del autor Holger Svensson, año 2012. El cual se basa en experiencias de puentes diseñados bajo la normativa AASHTO LRFD Bridge Design Specifications a través de sus distintas versiones.

Relación luz lateral - luz principal

Se entiende que un valor menor a uno para esta relación representa una situación de asimetría, siendo esta última más acusada conforme dicho valor disminuye.

Los cambios de esfuerzos en los cables posteriores, se ven incrementados, conforme crece la relación luz lateral – luz principal, por lo que en estos casos los esfuerzos de fatiga son los que predominan en el dimensionamiento de los cables posteriores, y se debe evitar que sobrepasen los límites permitidos.

Por otra parte, las fuerzas de anclaje al inicio del puente decrecen con el aumento de la relación luz lateral – principal.

Relación altura de la torre - luz principal

En un puente simétrico de dos torres se considera como luz principal a aquella longitud del tablero comprendida entre ambas torres, mientras que la altura de la torre corresponde a la elevación de esta sobre la superficie de rodadura del tablero. Bajo las consideraciones antes mencionadas, la altura de la torre óptima se encuentra entre $1/5$ y $1/6$ del valor de la luz principal.

Dimensiones del tablero

El ancho del tablero dependerá exclusivamente de las necesidades propias del proyecto. Un elemento importante aquí, será la determinación transversal del arreglo de los cables y donde van sujetos al tablero. Un espaciamiento menor de los cables evitará momentos flectores elevados en la sección transversal del tablero y por tanto permitirá un espesor de losa más esbelto.

Una solución muy común es sujetar el tablero lo más cerca posible de la superficie de rodadura de modo que las veredas queden fuera de los planos de los cables.

Cantidad de cables de acero

La cantidad de cables de acero, expresado como peso, puede estimarse de forma muy aproximada haciendo uso de las fórmulas contenidas en el gráfico mostrado a continuación.

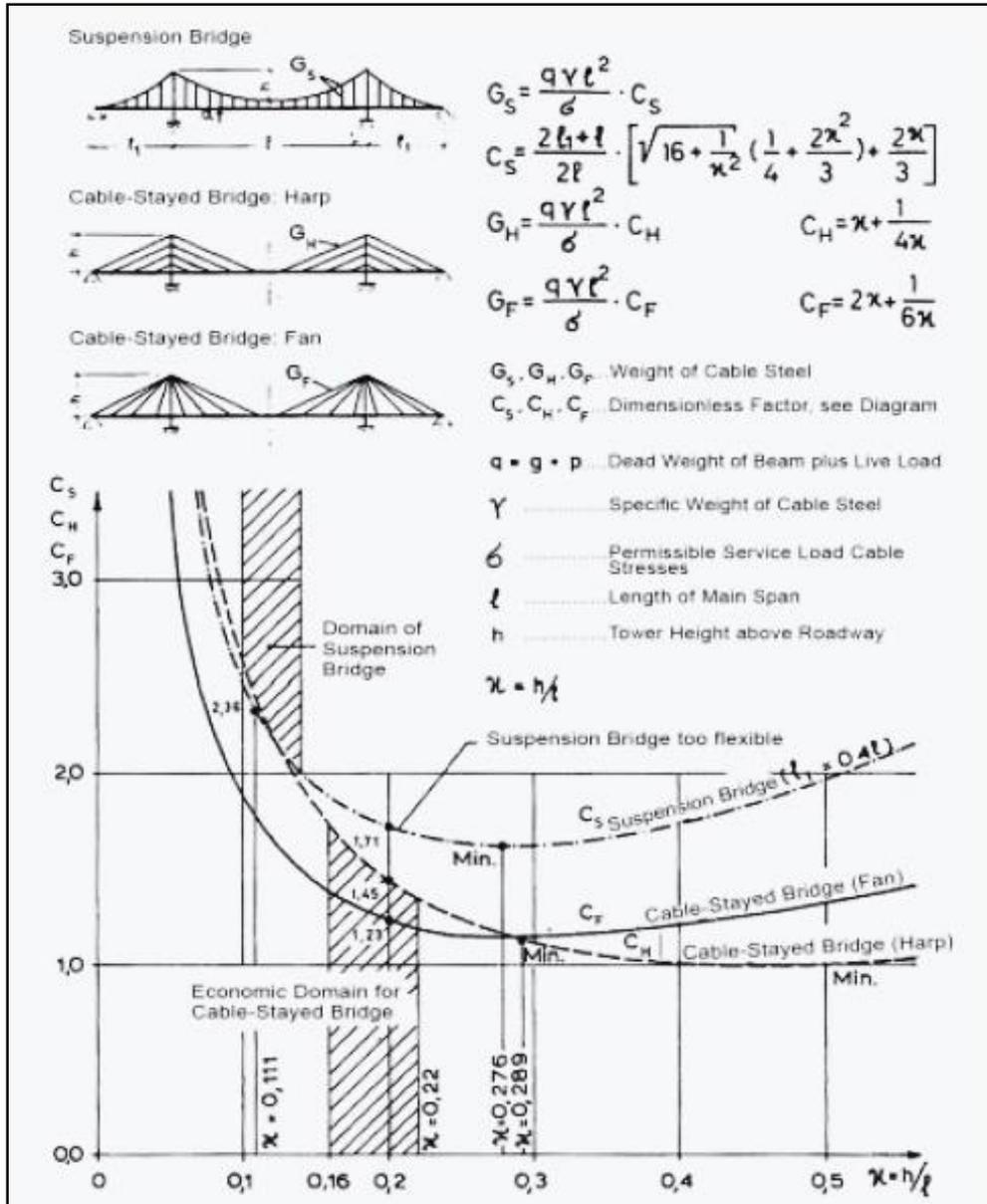


Figura 3.6. Cantidad aproximada de cables por tipo de puente.

Fuente: "Cable Stayed Bridges, 40 Years of Experience Worldwide", cap. 4, Preliminary design of cable-stayed bridges.

Donde G_F es el peso total de los cables de acero y C_F es el factor de dimensión para un puente con arreglo de abanico, obtenido en base a la relación altura de la torre – luz y a la carga total aplicada en las vigas del puente.

3.2.3. Dimensionamiento Preliminar

Luz principal y Lateral

La luz principal del puente será la necesaria para alcanzar el cabezo del muelle partiendo desde el arranque existente, es decir:

Luz de muelle (principal)	=	81.40	m
---------------------------	---	-------	---

En cuanto a la luz lateral, existe una restricción de su longitud debido al espacio, por tanto esta se tomará como la máxima posible:

Luz lateral	=	20.00	m
-------------	---	-------	---

Altura de la torre

En un puente de dos torres una razón adecuada entre la altura de estas y la longitud entre torres y se encuentra entre 1/5 y 1/6.

Por tratarse de un puente de una sola torre, se cuenta con la mitad de la longitud de referencia, por ello se trabajará con el valor de dos veces la longitud del muelle para el cálculo de la altura.

$$1/6 (2 \text{ Luz muelle}) = 27.13 \text{ m}$$

$$1/5 (2 \text{ Luz muelle}) = 32.56 \text{ m}$$

$$H \text{ torre (entre ejes)} = 30.00 \text{ m}$$

H torre total	=	33.00	m
---------------	---	-------	---

Peso de los cables de acero

El cálculo preliminar del peso requerido de cable a lo largo de una viga para un puente atirantado tipo abanico, se representa mediante la notación G_F y viene dada según:

$$G_F = \frac{q \gamma l^2}{\sigma} \cdot C_F$$

Donde:

q	=	Carga Permanente en la viga más carga viva
γ	=	Peso específico del cable
σ	=	Esfuerzo permisible del cable en servicio
L	=	Longitud principal del puente
h	=	Altura de la torre sobre la superficie de rodadura
C_F	=	Factor de dimensionamiento
G_F	=	Peso de cables de acero (KN)

Para una tablero de concreto armado, con una sección como la mostrada en el gráfico siguiente, la carga permanente será:

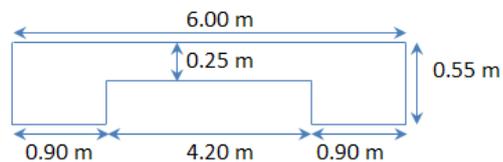


Figura 3.7: Sección transversal del tablero de concreto.

PP	=	24.00	KN/m	Peso Propio
SIDL	=	3.50	KN/m	C. Perm. Sobreimp.

En puentes carreteros el nivel de carga viva corresponde normalmente a un 25% de la carga permanente, con lo cual:

LL	=	6.88	KN/m	Carga viva
q	=	34.38	KN/m	

Se trabajará con cables del tipo "parallel stranded cables" formado por hilos o alambres con las siguientes características:

ϕ	=	7	mm	Diámetro de hilo
A	=	38.48	mm ²	Área de hilo
E_{ef}	=	200000	N/mm ²	Módulo de elasticidad
f_y	=	1,470	N/mm ²	Esf. Fluencia
f_{GUTS}	=	1,670	N/mm ²	Esf. Ulti. Garantizado
$f_s (\sigma)$	=	752	N/mm ²	Esf. Perm. Servicio
Δf_s	=	200	N/mm ²	Esf. Perm. Fatiga
γ	=	76.96	KN/m ³	Peso Volumétrico

La fórmula para determinar G_F ha sido obtenida a partir de un puente apoyado en dos torres, tal como se observa en la figura 3.6.

Por ello, y dado que el puente del DHN posee una sola torre, la longitud L se tomará como dos veces la luz del muelle proyectado.

Una vez finalizados los cálculos, se debería dividir dicho peso entre dos, y debido a que los cables se configuran en dos ejes este valor se duplicaría nuevamente, lo que hace innecesario modificar el resultado originalmente obtenido de la fórmula para G_F .

$$\begin{aligned} L &= 162.80 \text{ m} \\ h &= 30.00 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de C_F :

$$\kappa = \frac{L}{h} \qquad \kappa = 0.18$$

$$C_F = 2\kappa + \frac{1}{6\kappa} \qquad C_F = 1.27$$

Finalmente:

$G_F = 118.77 \text{ KN} = 12.115 \text{ Ton}$
--

Dimensiones de cables

A continuación se calcularán los cables posteriores del puente, es decir el cable posterior al inicio del tramo lateral:

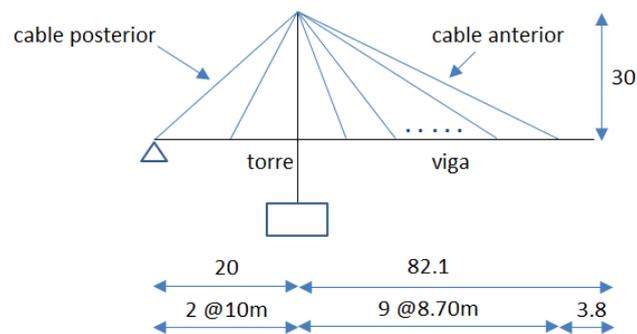


Figura 3.8: Componentes del puente atirantado.

Propiedades del tablero y las vigas:

f'_c	=	35	MPa	Calidad del concreto
E_c	=	29,910	MN/m ²	Módulo elástico
A_{tot}	=	2.04	m ²	Área del tablero
A_{viga}	=	1.02	m ²	Área de la viga
Y	=	0.3522	m	Ordenanda de E.N.
$I_{x_{tot}}$	=	0.0419	m ⁴	Inercia del tablero
$I_{x_{viga}}$	=	0.0209	m ⁴	Inercia de la viga
S_{sup}	=	-0.106	m ³	Módulo sección para la fibra sup.
S_{inf}	=	0.0595	m ³	Módulo sección para la fibra inf.
f_C	=	11.50	MN/m ²	Esf. Perm. Comp. para esf. normales
f_C	=	-17.00	MN/m ²	Esf. Perm. Comp. en fibras extremas
f_C	=	0.00	MN/m ²	Esf. Perm. Tensión en fibras extremas

Propiedades de los cables:

Los cables se disponen a los extremos del tablero, se contará con 9 pares de cables anteriores (f_i) y 2 pares posteriores (b_i).

Las longitudes de los cables se indica a continuación, en tanto que sus propiedades fueron detalladas en la sección anterior:

Tabla 3.1: Longitud de cables en alternativa atirantada

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Long. m
b2	34.20
b1	28.10
f1	25.10
f2	30.50
f3	37.20
f4	44.40
f5	52.20
f6	60.20
f7	68.40
f8	76.80
f9	85.20
1 PLANO	542.30

Long. total de cables	=	1,085	m
-----------------------	---	-------	---

Cargas aplicadas a cada viga:

DL	=	27.50	KN/m	Carga Permanente
UDL	=	3.00	KN/m	Carga Viva Uniforme Distribuida
CL	=	90.00	KN	Carga Viva Concentrada

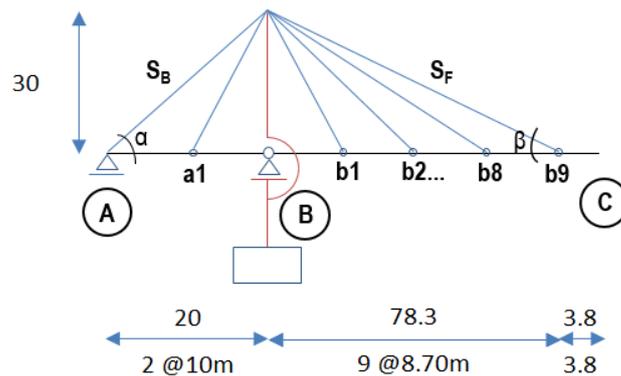


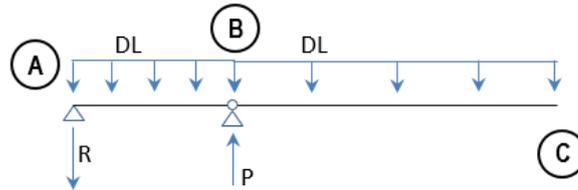
Figura 3.9: Sistema estructural del puente atirantado.

$$\alpha = 0.98 \text{ rad} \quad 56.3^\circ$$

$$\beta = 0.37 \text{ rad} \quad 21.0^\circ$$

Cable posterior (S_B)

Carga Permanente:



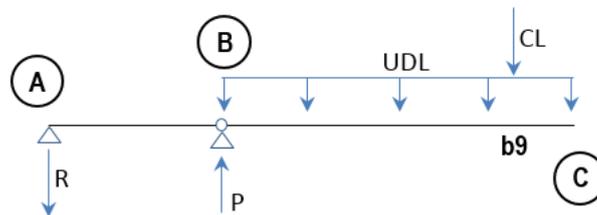
$$R = \frac{(L_{BC} \cdot DL) \cdot (0.5 L_{BC}) - (L_{AB} \cdot DL) \cdot (0.5 L_{AB})}{L_{AB}}$$

$$R = 4,359 \text{ KN}$$

$$S_B = 5,239 \text{ KN} \text{ tracción en el cable posterior}$$

Carga Viva Máxima:

Se coloca la carga repartida sobre sobre el tramo BC y la carga concentrada sobre el punto b9.



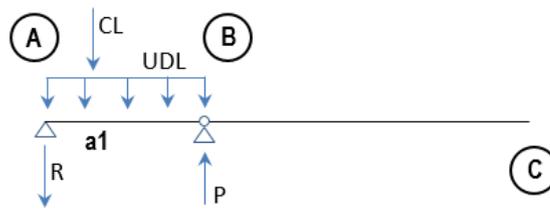
$$\Sigma M_B = 0 \quad R = \frac{(L_{BC} \cdot UDL) \cdot (0.5 L_{BC}) + (CL) \cdot (L_{B b9})}{L_{AB}}$$

$$R = 858 \text{ KN}$$

$$S_B = 1,031 \text{ KN} \text{ tracción en el cable posterior}$$

Carga Viva Mínima:

Se produce con la carga repartida sobre sobre el tramo AB y la carga concentrada sobre el punto a1.



$$\Sigma M_B = 0 \quad R = \frac{-(L_{AB} \cdot UDL) \cdot (0.5 L_{AB}) - (CL) \cdot (L a_{1B})}{L_{AB}}$$

$$R = -75 \text{ KN}$$

$$SB = -90 \text{ KN} \quad \text{Compresión en cable posterior}$$

Dimensionamiento por Flexión

$$DL + LL \text{ máx} = 6,270 \text{ KN}$$

$$As = 8,343 \text{ mm}^2$$

Dimensionamiento por Fatiga

$$|LL \text{ mín}| + |LL \text{ máx}| = 1,121 \text{ KN} \quad 100\% \text{ de la carga viva}$$

$$As = 5,606 \text{ mm}^2$$

Gobierna el diseño por flexión y por tanto el área a cubrir será

$$As = 8,343 \text{ mm}^2$$

Arreglo del cable

La configuración del cable será hexagonal del tipo 6n+1

$$\# \text{ de hilos} = 217$$

$$\# \text{ cables} = 1$$

$$n = 36$$

1 cable de 217 hilos

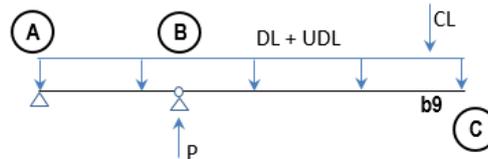
A final = 8,351 mm²

Dimensiones de la Torre

Fuerza Normal en la torre

Para lograr los máximos efectos sobre la torre las cargas uniformemente repartidas se aplican en su totalidad.

La carga concentrada se situa sobre el punto b9.



Esta componente horizontal se puede aproximar según:

$$\Sigma M_A = 0 \quad P = \frac{(DL + UDL) \cdot (L_{AC}) \cdot (0.5L_{AC}) + (CL) \cdot (L_{Ab9})}{(L_{AB})}$$

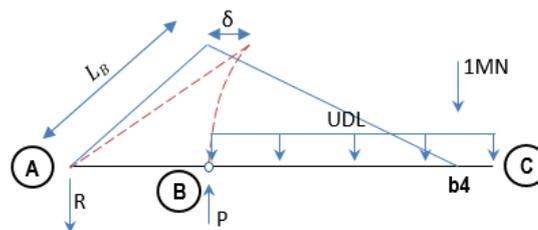
$$P = 8,391 \text{ KN}$$

Momento Flector en la torre

Deflexión en la torre:

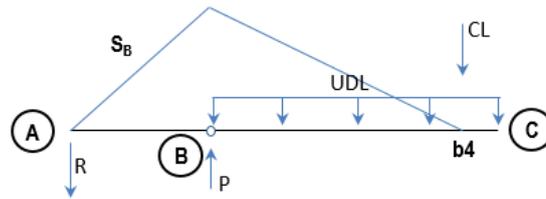
Se calcula el momento en la torre a partir de la deflexión superior δ .

Dado que la torre está unida al cable posterior extremo, bastará con determinar la deformación de este último.



$$\lambda_n = 8.7 \text{ m}$$

Estado 01



Reacción en el punto A:

$$\Sigma M_B = 0 \quad R = \frac{(UDL \cdot L_{BC}) \cdot (0.5L_{BC}) + (CL) \cdot (L_{Bb4})}{(L_{AB})}$$

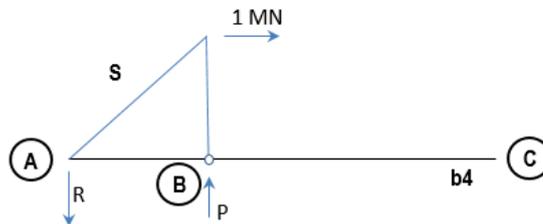
$$R = 858 \quad \text{KN} \quad \text{Componente vertical de la tensión en el cable}$$

Luego:

$$S_B = \frac{R}{\text{Sen}(\alpha)}$$

$$S_B = 1,031 \quad \text{KN}$$

Estado 02



Reacción en el punto A:

$$\Sigma M_B = 0 \quad R = \frac{(1 \text{ MN} \cdot h)}{(L_{AB})}$$

$$R = 1,500 \quad \text{MN} \quad \text{Componente vertical de la tensión en el cable}$$

Luego:

$$S = \frac{R}{\text{Sen}(\alpha)}$$

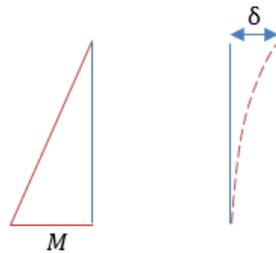
$$S = 1,803 \quad \text{MN}$$

Deflexión en el pico de la torre

$$\delta = S_1 \cdot S_2 \cdot \frac{l_i}{E_s \cdot A_s}$$

$\delta = 0.040 \text{ m}$

Momento Flector en la torre



$$M = \frac{\delta \cdot 3 EC \cdot I_{torre}}{h^2}$$

Propiedades tentativas de la torre:

a	=	1.20	m	Largo
b	=	0.80	m	Ancho
A torre	=	0.96	m ²	Área de la torre
c	=	0.60	m	Dist. a la fibra más comprimida
M	=	461	KN.m	Momento Flector en la base
I torre	=	0.1152	m ⁴	Inercia de la torre
S _{sup}	=	0.192	m ³	Módulo sección para la fibra sup.
S _{inf}	=	-0.192	m ³	Módulo sección para la fibra inf.

Esfuerzo normal máximo en la torre

$$P = 8,391 \text{ KN}$$

$$f_c = \frac{N_{viga}}{A_{viga}}$$

$$f_c = 8.7 \text{ MN/m}^2 < 11.5 \text{ MN/m}^2$$

Esfuerzos en las fibras extremas de la viga

$$M_{\max} = 461 \text{ KN.m}$$

$$f_c = \frac{M_{\text{viga}}}{S_{\text{viga}}}$$

$$f_{\text{Sup}} = 2.4003 \text{ MN/m}^2 > 0 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{Inf}} = -2.4 \text{ MN/m}^2 < -17 \text{ MN/m}^2$$

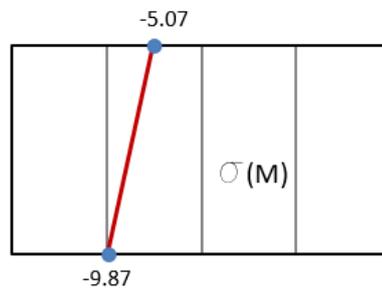
Considerando la acción de compresión de la carga permanente, que actúa en todo momento sobre la torre.

$$f_{c_DL} = -7.5 \text{ MN/m}^2$$

Finalmente los esfuerzos en las fibras extremas de la torre son:

$$f_{\text{Sup}} = -5.1 \text{ MN/m}^2 < 0.0 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{\text{Inf}} = -9.9 \text{ MN/m}^2 < -17 \text{ MN/m}^2$$



Con lo cual se considera que la sección es adecuada:

Sección de la torre	=	1.20 x 0.80 m
---------------------	---	---------------

Cabe resaltar que esta sección se ha calculado en base a las cargas que toma una viga dentro de un plano del sostenimiento del puente. La torre se conforma de 2 columnas con la sección indicada.

Peso de la estructura

Haciendo uso de dimensiones preliminares calculadas previamente se determinará de forma muy aproximada el peso de la estructura, ya que este valor es determinante en su respuesta ante eventos sísmicos, además de influir directamente en el costo total del sistema.

Tabla 3.2: Peso aproximado de la alternativa no convencional atirantada

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Area (m2)	long (m)	Peso (ton)
Concreto Armado			
Tablero	2.0400	101.4	496.5
Veredas	0.1950	101.4	47.5
Torre	1.9200	33.0	152.1
Otros	(ton/m)		
Barandas	0.2000	101.4	20.3
Cables de acero	-	1,085	12.1
Peso Total	=	728.4	ton

3.3. ALTERNATIVA 02: PUENTE NETWORK

3.3.1. Configuración del Proyecto

El nuevo muelle ha sido configurado para efectos de esta tesis, como un puente tipo Network de 82.80 m de longitud total, lo que permite llegar al cabezo considerando que este último se mantendrá su actual ubicación, y 11.05 m de flecha (altura máxima del arco sobre el NPT). El muelle se complementa con el cabezo, de 18.00 m de longitud, que es concebido como un sistema que conjuga elementos prefabricados y vaciados en sitio, anclados al fondo marino mediante pilotes prefabricados de concreto armado; y otros elementos secundarios como las plataformas bajas.

La figura 3.10 muestra un corte longitudinal de la estructura tipo network con las dimensiones de los principales componentes del muelle.

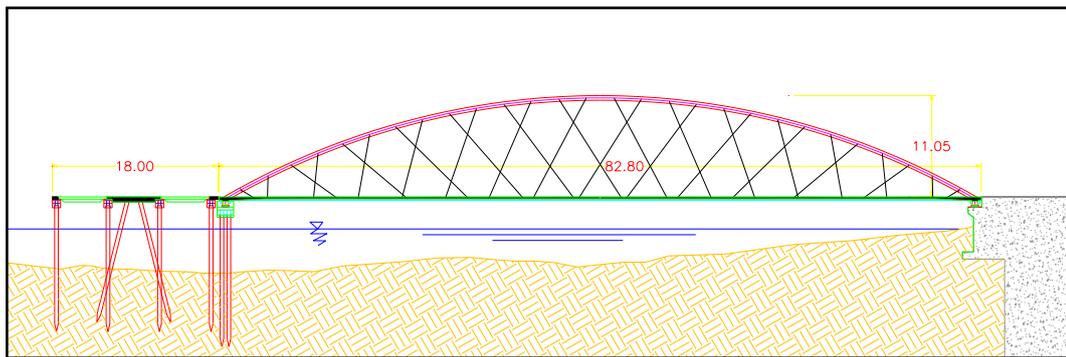


Figura 3.10. Corte longitudinal de Alternativa de Puente Network.

La superestructura conformada por un tablero monolítico de concreto (losa y dos vigas tirante en los planos de los arcos), cables de acero, y arcos y arriostres metálicos; se apoya inicialmente en un estribo de concreto armado, el cual forma parte de la estructura de arranque, y en su parte final a un núcleo o cepa formada por una viga cabezal y 18 pilotes, entre inclinados y rectos, protegidos mediante un revestimiento que evite su pronta abrasión.

Para brindar mayor durabilidad a los elementos de concreto armado se proyectará el uso de concreto premezclado con resistencia a la compresión $f'c$ de 350 kg/cm².

3.3.2. Criterios Preliminares de Dimensionamiento

A continuación se presentan algunos de los criterios utilizados para el dimensionamiento de la superestructura tipo Network para el muelle DHN, las mismas que han sido recopiladas de los distintos trabajos e investigaciones desarrollados por el Dr. Per Tveit, siendo uno de los principales su texto "Genesis and Development of the Network Arch Concept", del año 2009.

Ancho de las partes del puente que soportan las cargas del tránsito. El ancho tanto de los carriles como de las veredas dependerá de las necesidades particulares del puente, si estas son muy cambiantes generalmente se dimensiona tomando en cuenta el tráfico esperado en un tiempo relativamente próximo. Es conveniente en estos tipos de puente proyectar los pasos peatonales fuera de los arcos, con la finalidad de reducir la luz entre los arcos y así minimizar el espesor del tablero.

Determinación de la flecha del arco. Por razones estéticas, lo más común para obtener la flecha del arco es tomar un porcentaje de la luz del puente comprendido entre un 15% y 17%. Una flecha menor puede ser tomada, siempre y cuando el incremento de la fuerza de tracción en la viga tirante sea compensado con la tensión en los tendones de presfuerzo.

Elección de las dimensiones del tablero de concreto entre los arcos. Se puede tomar de la figura 3.11 considerando una variación parabólica del espesor de la losa, esto es para asegurarse de que el refuerzo transversal es decidido por el máximo momento flector en el centro de la losa. La deflexión del tablero puede ser contrarrestado por una curvatura adecuada. Puesto que las fuerzas en la losa serán controladas mediante programas computacionales no es necesario tener tanto cuidado en la elección de este parámetro. Si el espesor de la losa se reduce en el proceso de diseño, se debe asegurar que la reducción en el peso de la viga tirante no lleve a momentos de flexión demasiado grandes, debido a la relajación de las péndolas.

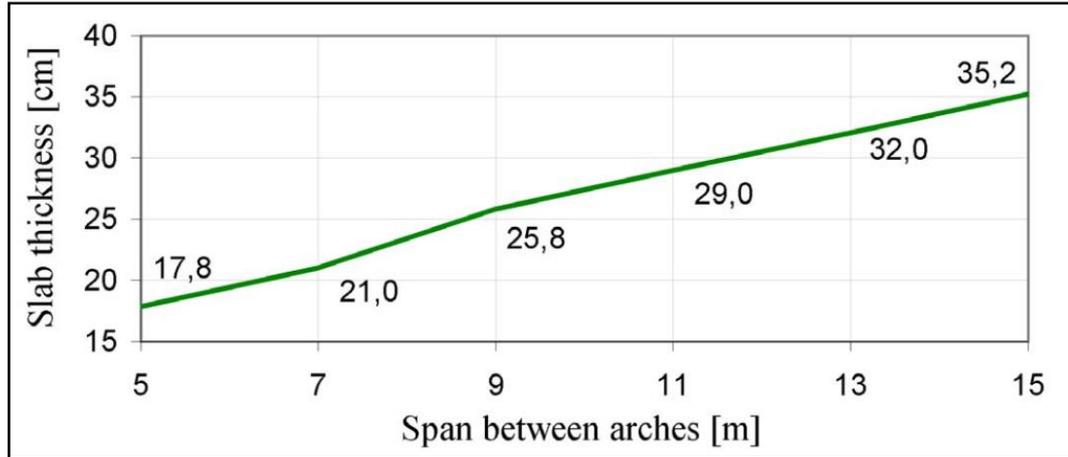


Figura 3.11: Espesor necesario de losa entre los ejes de los arcos, para concretos con $f'c$ entre 40MPa y 50MPa. (Aprox. 400 kg/cm² – 500 kg/cm²)

Forma de la viga de rigidez o tirante. Debe tener entre 0.40 y 0.50 m de peralte, el espacio debe ser el suficiente para albergar a los cables de postensado longitudinal y tomar las fuerzas transversales de las péndolas. El espesor de los pasos puede variar desde 0.15 m en el borde exterior hasta los 0.18 ó 0.25 m en el inicio. Una sección típica se muestra en la figura 3.12.

Estimación del ancho de la sección del arco. Para luces menores de 170 m se pueden usar como secciones a las columnas universales o perfiles de ala ancha, estas secciones compactas son capaces de tomar esfuerzos de pandeo importante, además simplifican los detalles de conexión entre los arcos y las péndolas. Una sección de arco tipo columna se muestra en la figura 3.12.

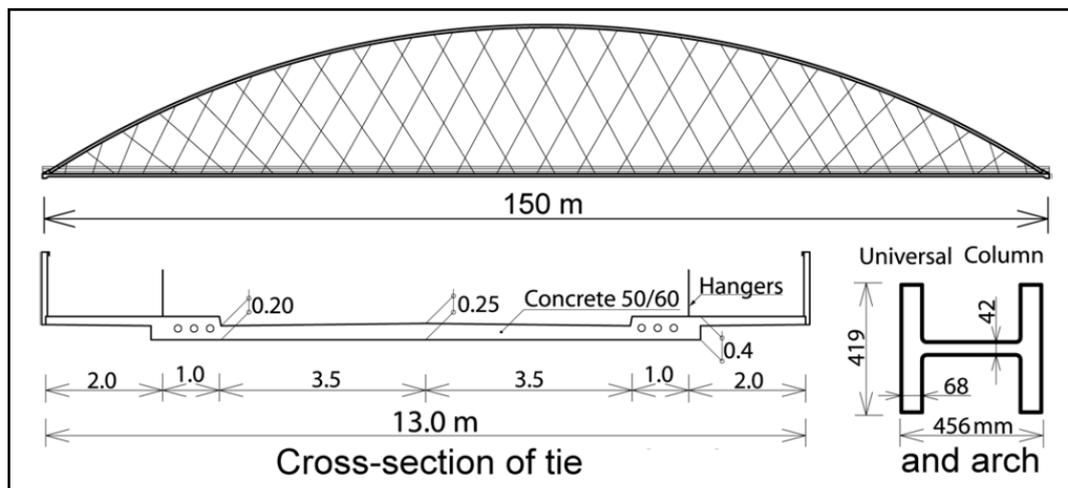


Figura 3.12: Dimensiones sugeridas para un Arco Network de 150 m de luz.

Definición de la forma del arco y la disposición de las péndolas. La forma de un arco Network se origina de una circunferencia, en la cual el arco es una porción de esta última. Para el arreglo de las péndolas primero se proyectan rayos con origen en el centro de la misma circunferencia que dio inicio al arco, manteniendo un ángulo constante de separación. Tanto el origen del arco, como la disposición de las péndolas se aprecian en las figuras 3.13 y 3.14.

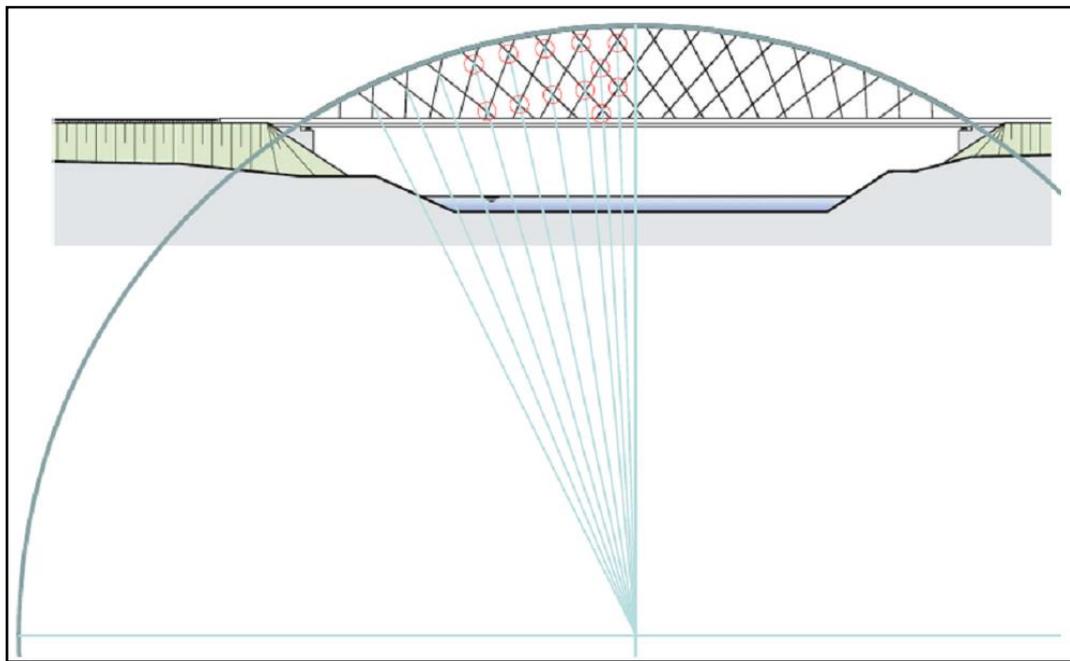


Figura 3.13: Ilustración esquemática de la forma de un arco Network.

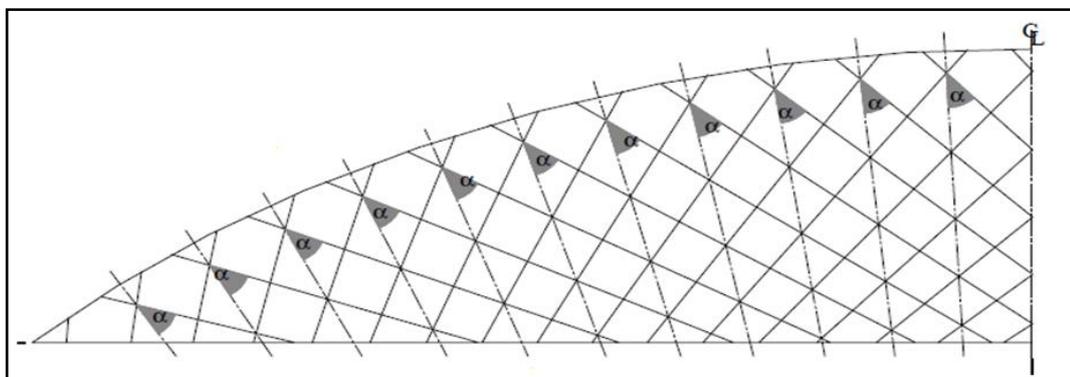


Figura 3.14: Configuración de la péndolas de un puente Network

3.3.3. Dimensionamiento Preliminar

Ancho del Tablero

Se considerará las veredas con el espacio necesario para el anclaje de las péndolas y las barandas.

Número de carriles	=	1	carril
Ancho de carriles	=	3.60	m
Cantidad de veredas	=	2	veredas
Ancho de veredas	=	1.30	m

Ancho mínimo	=	6.20	m
--------------	---	------	---

La separación entre arcos será la sumatoria del ancho total de los carriles más el ancho estimado de la sección del arco y más los dos bordes libres entre los arcos y el inicio de la superficie de rodadura.

Ancho estimado del arco	=	0.45	m
Espaciamiento arco - carril	=	0.10	m

Separación entre arcos	=	4.25	m
------------------------	---	------	---

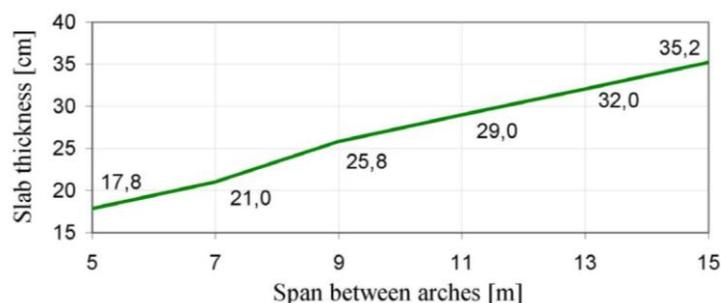
Flecha del Arco

Longitud total del puente	=	82.80	m
Luz libre del puente	=	81.40	m
Ratio flecha - Luz	=	13.6%	

Flecha del arco	=	11.05	m
-----------------	---	-------	---

Espesor del Tablero de concreto entre los arcos

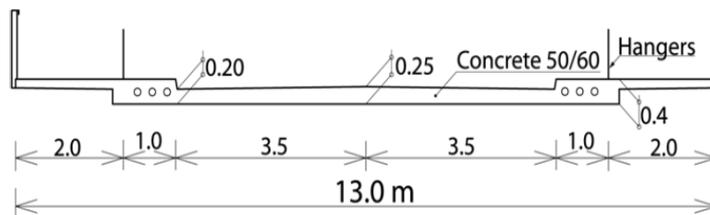
Con la longitud de separación de los arcos igual a 4.25 m y con ayuda de la figura 3.11, la misma que se muestra nuevamente a continuación:



Se observa que la separación de los arcos es menor al límite inferior, por tanto bastaría seleccionar un espesor de 0.178 m, sin embargo y dado que la calidad del concreto es aproximadamente de 35 MPa, menor a los 40 MPa que indica la gráfica y para contar con un mayor recubrimiento, la zona central tendrá el siguiente espesor:

Espesor del tablero	=	0.23	m
---------------------	---	------	---

Sección de Vigas Tirante

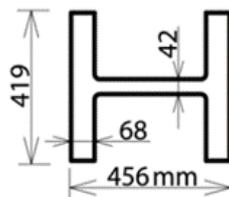


Dada la menor magnitud respecto a las dimensiones de la figura 3.12 se propondrá la siguiente sección:

Sección de viga tirante	=	0.40 x 0.80 m
-------------------------	---	---------------

Vigas Tirante

Para luces menores a 170 m es posible utilizar una sección como la mostrada en la figura 3.12



En este proyecto se propondrá el uso de una sección rectangular con las siguientes dimensiones:

Sección de arcos	=	450 x 450 x 19 mm
------------------	---	-------------------

Forma de arco y arreglo de péndolas

En la 3.15 se muestra el arreglo geométrico tanto para el arco como para los cables de sostenimiento, en el cual se han utilizado los siguientes parámetros:

Radio de circunferencia	=	77.60	m
Longitud de segmento	=	6.01	m
α° subtendido por cable	=	30°	

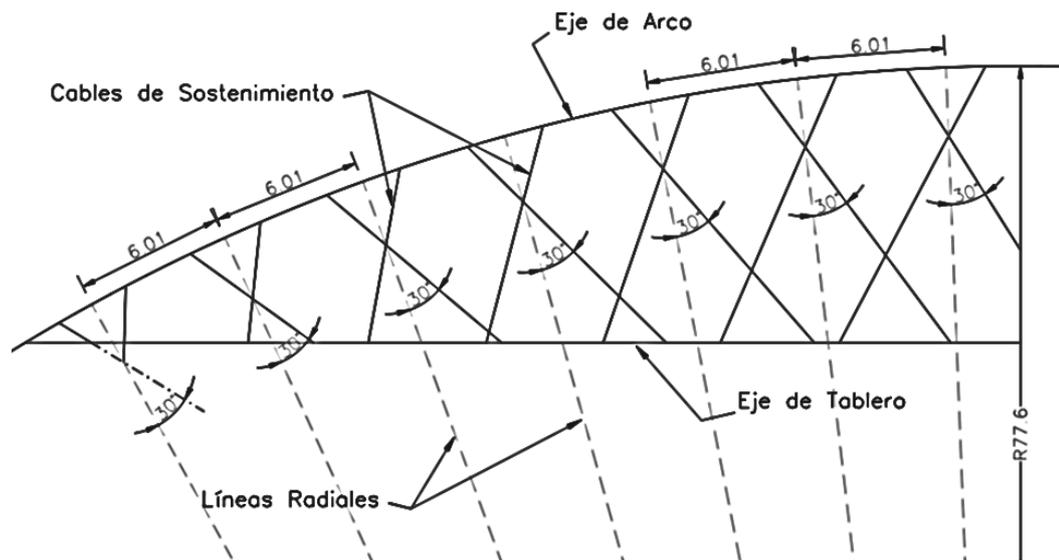


Figura 3.15: Arreglo radial de cables para el puente del muelle DHN.

Se aprovechará la simetría de la estructura y se calculará la longitud de arco de un cuadrante para luego duplicar dicho valor. Se considera también que 0.60 m del arco estará envebido en el tablero de concreto en cada extremo.

Por tanto:

$$L_{Arco} = 2 [(L_{segmento}) \cdot (N^{\circ}_{segmentos}) + L_{envebida}]$$

Longitud de cada arco	=	85.30	m
-----------------------	---	-------	---

En total habrán 28 cables de sostenimiento o péndolas que transmitirán las cargas aplicadas a cada arco. Las dimensiones de las péndolas se presentan en la tabla 3.3, en la cual se enumeran solamente las que corresponden a un cuadrante, partiendo desde la unión del arco con el tablero hasta el centro de la luz del puente. Finalmente, La longitud total a utilizar en el puente será cuatro veces dicho valor.

Tabla 3.3: Longitud de cables en alternativa Network

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Long. m
Pe-1	1.83
Pe-2	2.50
Pe-3	6.29
Pe-4	4.99
Pe-5	9.28
Pe-6	7.14
Pe-7	11.21
Pe-8	8.96
Pe-9	12.34
Pe-10	10.45
Pe-11	12.85
Pe-12	11.61
Pe-13	12.85
Pe-14	12.42
1 CUADRANTE	124.72

Longitud total de cables	=	498.90	m
--------------------------	---	--------	---

Arriostres horizontales y diagonales

La configuración de arriostres se muestra en la figura 3.16. Los arriostres horizontales (12 en total) se propondrán de sección cuadrada similar a los arcos pero con dimensiones menores, en tanto que las diagonales (20 elementos) serán vigas H. Las dimensiones de sus secciones se indican a continuación:

Sección A. Horiz.	=	300 x 300 x 9.5 mm
-------------------	---	--------------------

Sección A. Diag.	=	200 x 200 x 9.5 mm
------------------	---	--------------------

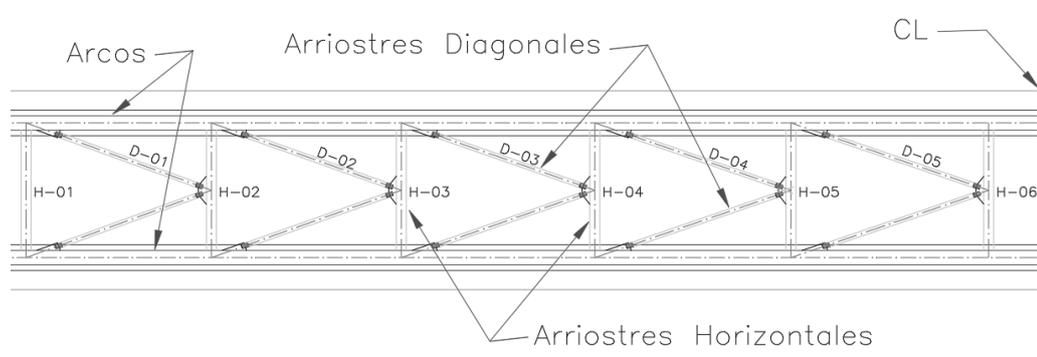


Figura 3.16: Configuración de arriostres en el puente de muelle DHN.

Los arriostres horizontales tienen todos la misma longitud que es 3.75 m, por tanto la longitud total será:

Long. Total de A. Horiz.	=	45.00	m
--------------------------	---	-------	---

Las diagonales tienen largos diferenciados, sin embargo una longitud de 5.35 m puede ser tomada como media:

Long. Total de A. Diag.	=	107.40	m
-------------------------	---	--------	---

Peso de la estructura

En base a las dimensiones preliminares calculadas previamente se buscará determinar de forma muy aproximada el peso de la estructura, ya que este valor es determinante en su respuesta ante eventos sísmicos, además de influir directamente en el costo total del sistema.

Tabla 3.4: Peso aproximado de la alternativa no convencional Network

Fuente: Elaboración propia

Descripción	Area (m ²)	long (m)	Peso (ton)
Concreto Armado			
Tablero	1.6980	82.8	337.4
Veredas	0.1950	82.8	38.8
Estructura Metálica			
Arcos	0.0328	170.6	43.9
A. Horizontales	0.0110	45.0	3.9
A. Diagonales	0.0055	107.4	4.7
Conexiones 15% EM			7.9
Otros	(ton/m)		
Barandas	0.2000	82.8	16.6
Cables/péndolas	0.0068	498.9	3.4
Peso Total		= 436.5	ton

3.4. ELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA MÁS ADECUADA

A partir del dimensionamiento preliminar se pueden inferir algunos puntos que contribuyan a definir el tipo sistema no convencional más adecuado a proyectar para el muelle del DHN.

En vista de ello se discute cada uno de los principales criterios de elección, y se muestran las ventajas y desventajas al considerar como solución o una alternativa Atirantada u otra de tipo Network.

Se incluye luego la tabla 3.5, en la cual se recoge un resumen del análisis realizado previamente; para finalmente dejar claro con que alternativa se pretende diseñar el puente del muelle DHN.

Peso de estructura.

Uno de los ítems más importantes radica en el peso de la estructura; en este punto existe una gran diferencia entre el sistema atirantado y el sistema network, ya que este último representa solamente el 60% del peso de la primera alternativa. Las razones en las cuales se fundamenta esta disminución del peso propio son las siguientes:

Mientras que la alternativa 01 cuenta con cables distanciados regularmente cada 8.70 m en las uniones con el tablero, la alternativa 02 posee distanciamientos variables siendo el máximo 5.00 m. Esta menor longitud hace que las vigas de concreto de un puente network presenten momentos flectores de menor magnitud y como resultado es posible diseñarlas con mayor esbeltez.

También se destaca que la alternativa 01 requiere de una torre con suficiente sección para resistir los esfuerzos de flexo compresión transmitidos por los cables de sostenimiento. Dicha torre de concreto aporta una carga significativa en el cálculo del peso de la estructura.

Cimentación del puente.

Otro factor que se desprende de este análisis es el tamaño que deben tener las cimentaciones. En el caso de la alternativa 01, por tener un peso considerablemente mayor, la subestructura deberá cimentarse a una mayor profundidad y distribuirse en un área mayor al de la alternativa 02 y/o deberá apoyarse en pilotes cuando la calidad del terreno no permita llegar a un estrato consistente mediante zapatas. Se debe agregar el hecho de que con la alternativa 02 las cargas se distribuyen de forma homogénea entre sus dos apoyos, en tanto que la alternativa 01 la concentra en el primer apoyo, lo que resulta en una subestructura mucho más potente.

Cantidad de cables en la estructura.

La longitud de cables en la alternativa 02 representa un 46% de que se requiere en la alternativa 01. Además, las dimensiones de los cables en la alternativa 01 son mayores que las del puente network, por lo que el peso total de los cables se convierte en un factor crucial en un puente atirantado, ello incide directamente en los costos del proyecto.

Superficie de estructura metálica.

Un punto verdaderamente a favor de la alternativa 01 es que no se requerirá protección para estructura metálica alguna, salvo cables y anclajes; todo lo contrario a lo que sucede con la alternativa 02 en donde se tiene una superficie metálica expuesta importante (correspondiente a arcos, arriostres horizontales y diagonales) que deberá ser revestida a través de procedimientos especiales, lo que a fin de cuentas se reflejará en más ciclos de mantenimiento que la necesaria en la alternativa 01.

Tabla 3.5: Resumen de elección de Alternativa No Convencional
más adecuada

Fuente: Elaboración propia

Criterios de elección	Alternativa 01 P. Atirantado	Alternativa 02 P. Network
Peso de la estructura	Vigas de gran peralte y una torre de concreto muy rígida elevan el peso propio de la estructura.	Vigas esbeltas. Se prescinde de torre alguna. Su Peso equivale al 60% de la alternativa 01.
Cimentación	El mismo peso de los elementos conduce a una cimentación con dimensiones considerables.	Menor tamaño de la cimentación y menor profundidad de desplante.
Cantidad de cables	Longitud de cables considerable debido al trazado del sistema.	Longitud de cables equivalente al 46% de la necesaria en la alternativa 01.
Superficie metálica expuesta	Salvo cables y anclajes no existen otros elementos que se deban proteger.	La superficie de los arcos, arriostres y diagonales debe estar en constante mantenimiento.

Luego de verificados los factores anteriores para definir la solución más adecuada, queda claro que la alternativa 02 es la que brinda mayores ventajas para este proyecto en particular.

En adelante se utilizará solamente la estructura tipo Network en las etapas de análisis, diseño, detallado y determinación de costos del proyecto; y luego se analizarán las ventajas que presenta respecto del sistema tradicional de construcción de muelles.

CAPÍTULO IV: DISEÑO DE ESTRUCTURA TIPO

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

CONFIGURACION

El nuevo muelle ha sido configurado para efectos de esta tesis, como un puente en arco tipo Network de 82.80 m de longitud total y 11.05 m de flecha (altura máxima del arco sobre el NPT). Este se apoya inicialmente en el molón de acceso, y en su parte final a un núcleo o cepa formada por 18 pilotes, entre inclinados y rectos.

Inmediatamente después del puente continúa el cabezo, con una longitud de 18.00 m, apoyado sobre un sistema que conjuga elementos prefabricados y vaciados en sitio, anclados al fondo marino mediante pilotes prefabricados de concreto armado, estos últimos protegidos mediante una funda de revestimiento para evitar su pronta abrasión.



Figura 4.1: Vista 3D de Muelle Proyectado

En ambos costados del cabezo existirán plataformas bajas para el atraque de embarcaciones, de similar forma se instalarán en la parte final del puente otras dos plataformas bajas de menores dimensiones.

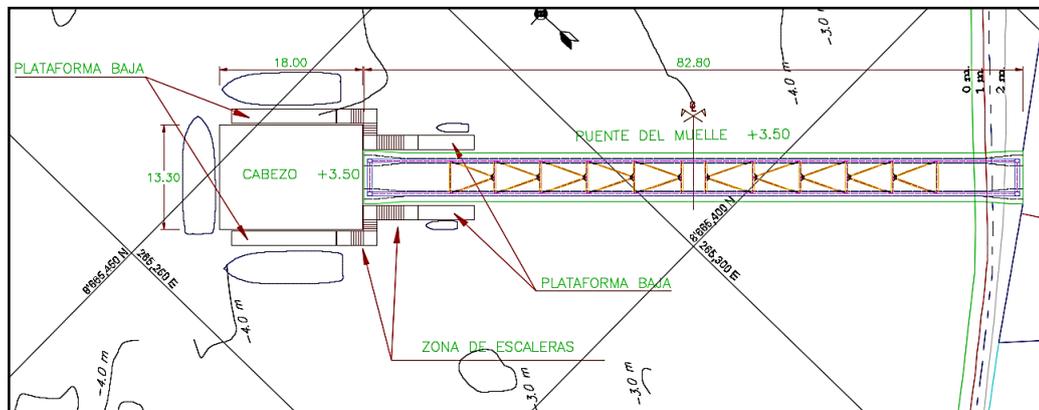


Figura 4.2: Vista en Planta de los componentes del muelle proyectado

El puente del muelle a su vez, presenta las siguientes partes:

Superestructura

Compuesta por un conjunto de elementos metálicos y de concreto armado que posibilitan un adecuado comportamiento ante cualquier sollicitación. Dentro de las estructuras metálicas se encuentran los arcos, los arriostres horizontales, diagonales, las vigas de cierre y las péndolas. En cuanto al concreto armado se tiene al tablero del puente, que cuenta además con un sistema de postensado en las vigas tirante.

Subestructura

Forman parte de la subestructura las cimentaciones ubicadas a los extremos del puente. En la parte inicial una estructura tipo estribo soportará las cargas del muelle, mientras que en la final un cabezal alto erigido sobre pilotes se encargará de brindar el sostenimiento correspondiente.

Estructuras complementarias

Estos elementos son auxiliares pues no forman parte del sistema estructural, los principales son las veredas de concreto en ambos lados del puente y las barandas metálicas ubicadas sobre las veredas.

4.2. MATERIALES

Las características de los materiales con los cuales se proyectarán las estructuras serán las siguientes:

Concreto

El concreto de la superestructura tiene una resistencia a la compresión $f'c = 350$ kg/cm², sin embargo las estructuras complementarias tendrán una resistencia a la compresión $f'c = 280$ kg/cm².

Acero de refuerzo

El refuerzo lo conforman barras de acero corrugado ASTM A615-GRADO 60, lo cual indica que su resistencia a la fluencia es de $f_y = 4200$ kg/cm².

Péndolas

Las péndolas del arco están conformadas por cables de acero cuyo peso unitario es de 6.8 T/m³, su resistencia a la fluencia es $f_y = 8121$ kg/cm². El área de la sección transversal de una péndola es igual a 808 mm².

Acero estructural

Las secciones de acero correspondientes a los arcos, arriostres y vigas de cierre han sido diseñadas con acero A709 Gr50.

Acero de preesfuerzo

Se considera torones de acero de alta resistencia de 0.6" de diámetro, los cuales cumplen con las normas ASTM A-416.

Cada torón está conformado por siete alambres sin recubrimiento, fabricados de acuerdo a las especificaciones de la norma ASTM A-421.

4.3. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS

Arcos: Describen la forma de un arco de circunferencia; su sección transversal es cuadrada de 0.45 m de longitud y 19 mm de espesor. Se separan 4.20 m de eje a eje para dar espacio al paso de los vehículos. El material del que se han diseñado es acero A709 Gr 50 y sus detalles se muestran a continuación.

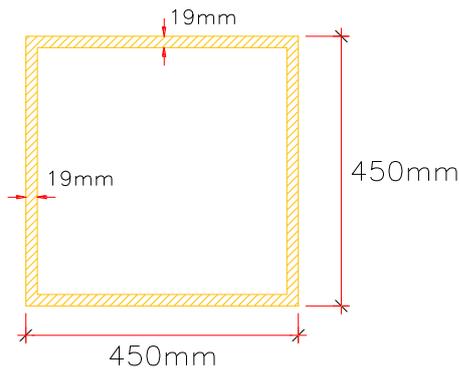


Figura 4.3: Sección transversal del arco

Arriostres horizontales: Unen ambos arcos de manera que se evite el pandeo de estos. Su sección es cuadrada al igual que los arcos y están diseñados en acero A709 Gr 50. Sus dimensiones son mostradas en la figura 4.4.

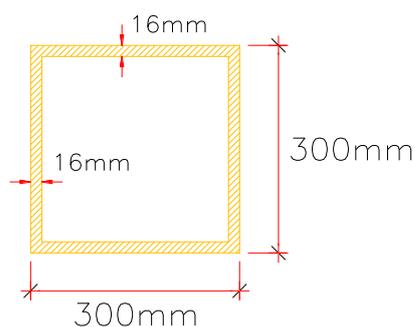


Figura 4.4: Sección transversal de los arriostres horizontales

Arriostres diagonales: Estos elementos restringen los desplazamientos laterales de la superestructura y están diseñados a base perfiles W de acero A709 Gr 50. La figura 4.5 indica sus dimensiones.

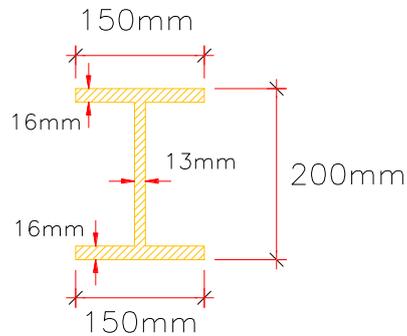


Figura 4.5: Sección transversal de los arriostres diagonales

Viga de cierre: Estos elementos conectan transversalmente a los arcos en sus extremos, una vez que estos últimos han atravesado el tablero de concreto. El material del cual están proyectados es acero A709 Gr 50 y sus dimensiones se muestran a continuación.

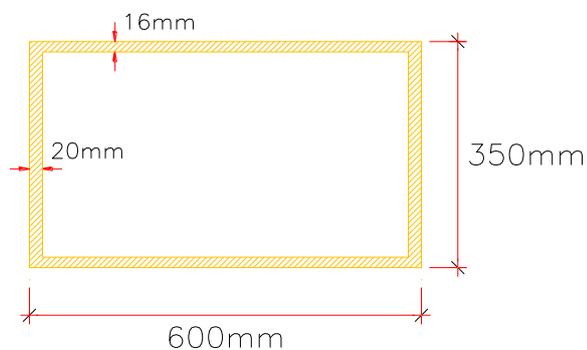


Figura 4.6: Sección transversal de las vigas de cierre

Péndolas: Los cables que conforman las péndolas se encargan de transmitir las cargas del tablero a los arcos. Están diseñados en acero de alta resistencia y su sección es del tipo VVS-2 de 35mm x 263 Kips, tal como se aprecia en la figura 4.7.

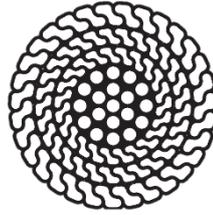


Figura 4.7: Sección transversal de las péndolas

Torones: Agrupado en tendones, van colocados en la vigas tirante para luego ser tensados cuando el concreto del tablero alcanza su resistencia especificada. Cada torón cumple con la normativa ASTM A416 Gr270 y se compone de siete hilos en acero de alta resistencia, para alcanzar un diámetro total de 0.6”.

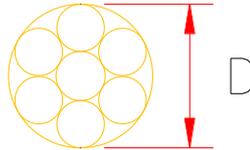


Figura 4.8: Sección transversal de los torones

Tablero: El tablero de concreto posee una resistencia $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ y en él funcionan monolíticamente la losa y las vigas tirante. Estas últimas tienen una sección de $0.80 \times 0.40 \text{ m}$ en la parte central, mientras en los extremos su sección se amplía hasta $1.30 \times 0.40 \text{ m}$ en una longitud de 1.40 m . La losa tiene un espesor máximo de 0.23 m en su parte central, reduciéndose a los lados a 0.21 m . El tablero cuenta con volados de 0.60 sobre los que se apoyan las veredas.

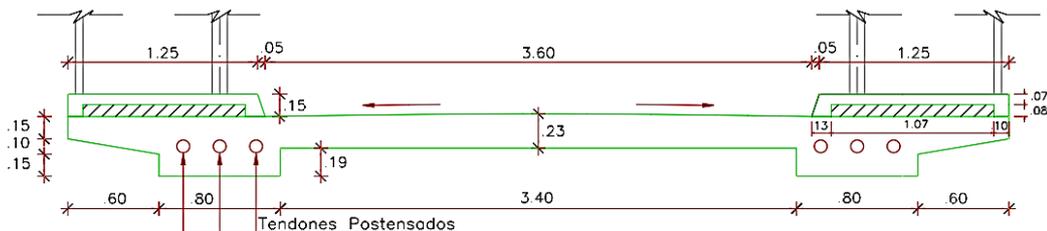


Figura 4.9: Sección transversal del tablero en la zona central del puente

Estructura de arranque: Se ha dispuesto la construcción de un estribo de concreto armado con una altura total de 5.50 m, sobre el que descansarán los dos apoyos al inicio del puente.

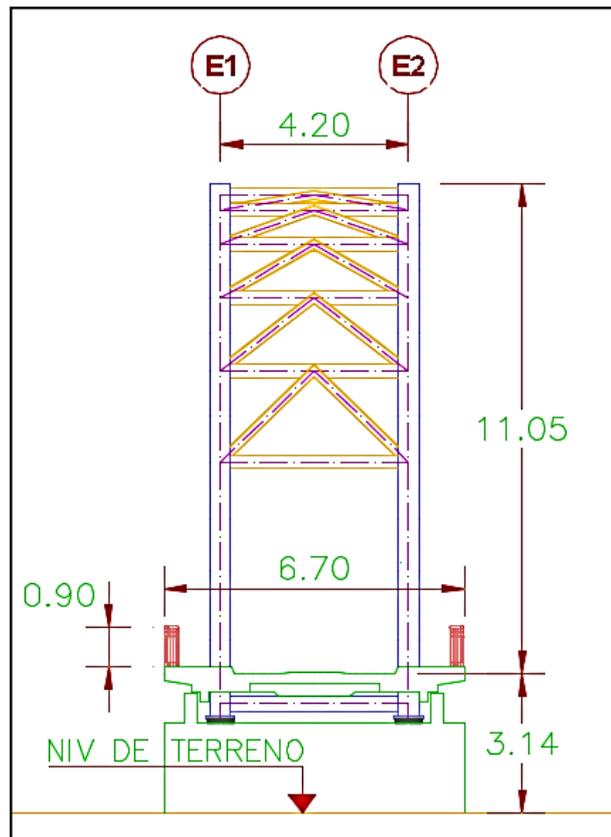


Figura 4.10: Vista frontal de la estructura de arranque del puente

Estructura de llegada: Está formada por una cepa de concreto armado de 7.70 m de largo x 3.50 m de ancho, la cual recibe los dos apoyos finales de la superestructura, bajo estos apoyos la altura de la cepa alcanza los 1.10 m. La cimentación y soporte está a cargo de 18 pilotes de concreto prefabricado configurados de acuerdo a lo indicado en la fig. 4.12.

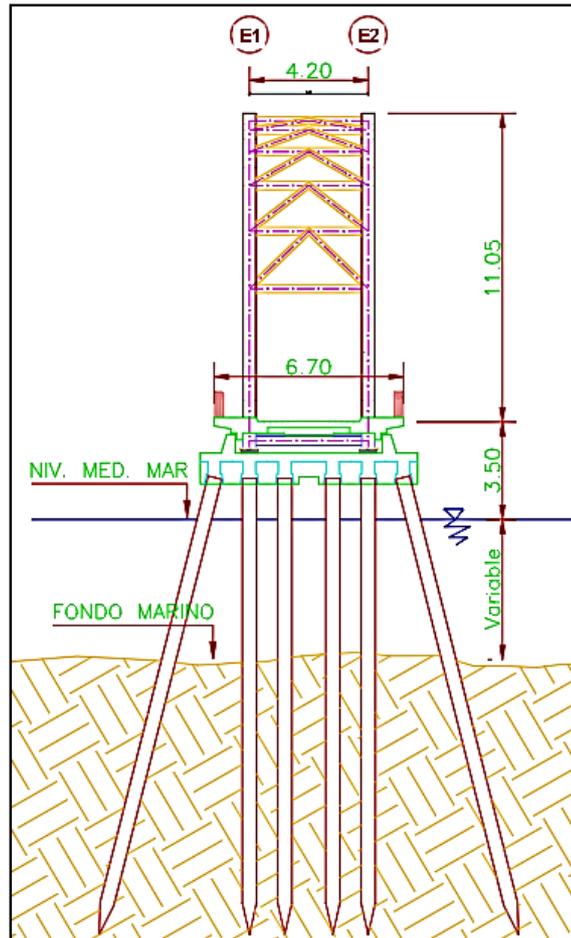


Figura 4.11: Vista frontal de la estructura de llegada del puente

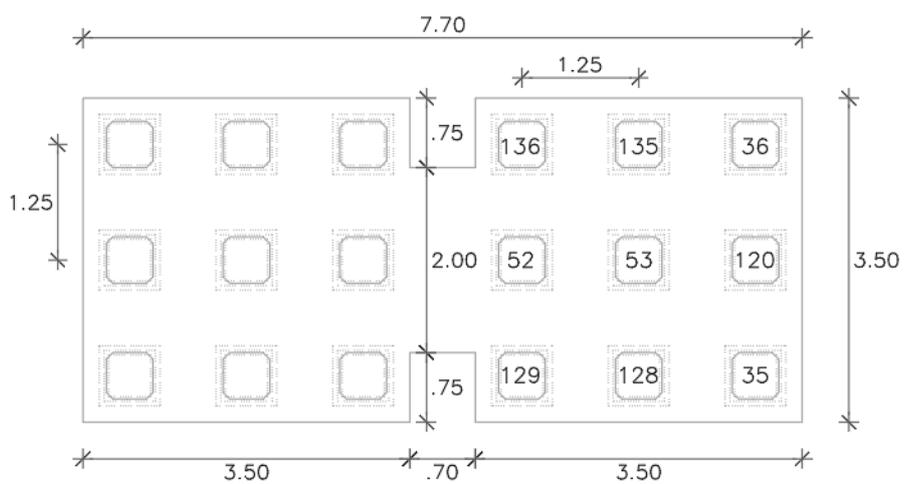


Figura 4.12: Vista en planta del cabezal alto o cepa en el final del puente.

4.4. CARGAS Y CRITERIOS DE APLICACIÓN EN EL MODELO

Peso propio y cargas muertas

Se considera como peso propio al peso de aquellos elementos estructurales, esenciales para el correcto comportamiento de la estructura; estos son los arcos, arriostres, péndolas, vigas de cierre y el tablero. Como cargas muertas adicionales se consideran a las que son aportadas por los elementos secundarios o no estructurales como veredas y barandas.

El peso propio es tomado en cuenta de manera directa en el modelo según las características de los materiales de la estructura. Además de estas, las cargas correspondientes a los elementos no estructurales se incluyen como cargas uniformemente distribuidas sobre el tablero del puente.

Fuerzas de preesfuerzo

Se incluirá el valor de la fuerza de postensado en el sentido longitudinal del tablero del puente, la naturaleza del postensado es la de carga permanente y por tanto tomará los valores de los factores que a esta última le corresponden.

Todas las consideraciones relativas al sistema de postensado se incluyen en el sub capítulo siguiente.

Sobrecargas de tránsito

Según los requerimientos del propietario se ha considerado un vehículo particular, el mismo que consta de:

- Camión de 18 toneladas.
- Sobrecarga distribuida de 0.20 T/m².

Dado que únicamente se tiene un carril, el factor de presencia múltiple (FPM) será de 1.20.

Para los efectos de fatiga se considerará solamente el camión de diseño, con una separación fija de 9.00m.

Las cargas móviles han sido aplicadas al modelo tridimensional en distintas ubicaciones a lo largo del puente, mientras se coloca un vehículo se le acompaña con la carga distribuida en dicha ubicación, manteniendo las colocadas previamente en las ubicaciones anteriores.

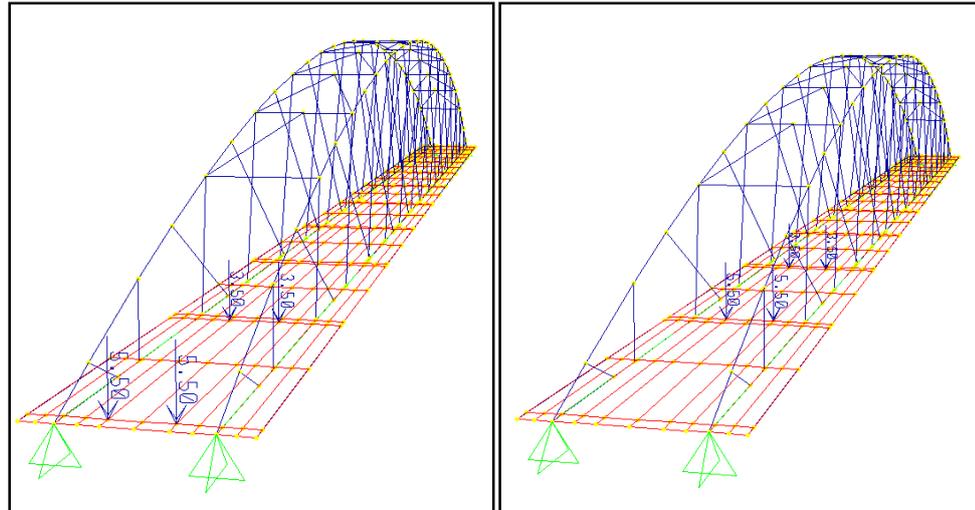


Figura 4.13: Cargas vehiculares aplicadas en dos ubicaciones diferentes.

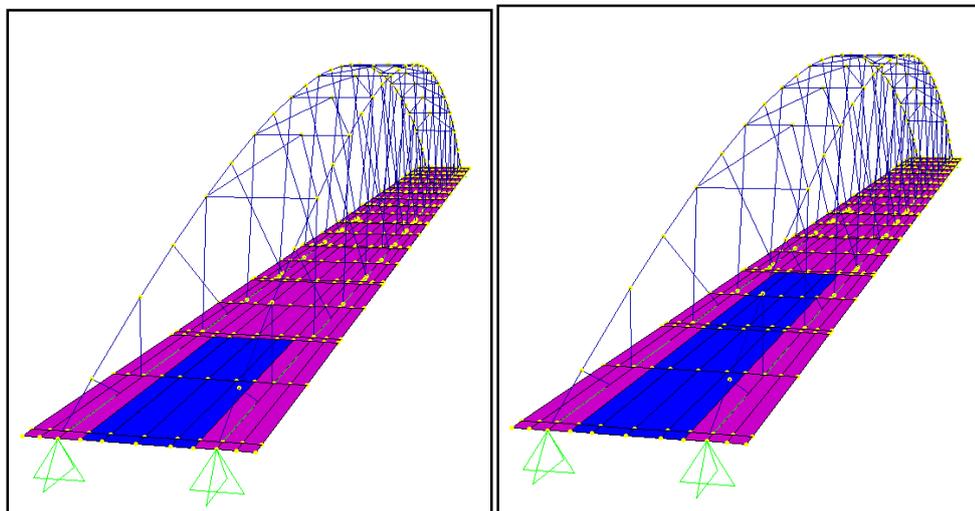


Figura 4.14: Cargas distribuida de carril aplicadas en dos ubicaciones diferentes.

Efectos dinámicos

Estos efectos se tomarán como un incremento de la carga viva en la proporción especificada dependiendo del elemento a diseñar y el estado límite, indicados en el manual de diseño de puentes del MTC.

Cargas de viento

Estas dependen de la velocidad del viento, y la altura de la estructura; para alturas menores de 10m se podrá considerar la presión del viento constante. Se tomará en cuenta las cargas de viento aplicadas tanto al arco como a la sección lateral del tablero, puesto que el proyecto se encuentra expuesto a estas acciones.

Carga sísmica

Los efectos debido a sismos se valoraran a partir del cálculo de los coeficientes de aceleración para una probabilidad de excedencia de 7% en 75 años (período de retorno de 1000 años), hallado según se especifica en el manual de Diseño de Puentes del Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

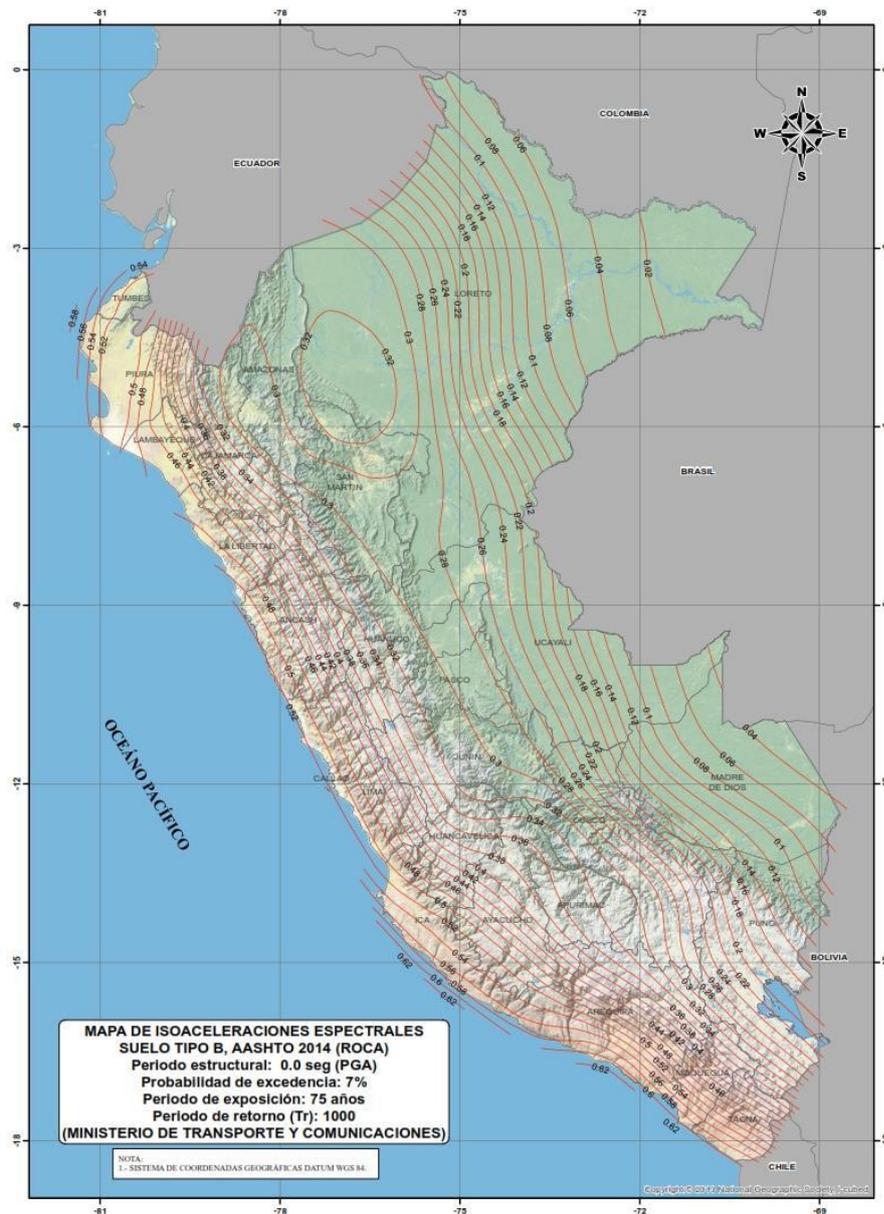


Figura 4.15: Mapa de isoaceleraciones para la aceleración máxima del terreno (PGA).

Las cargas sísmicas se han considerado mediante la inclusión del espectro de respuesta mostrado en la figura 4.16, y finalmente haciendo uso de los modos de vibración de la estructura se determina la respuesta lateral total.

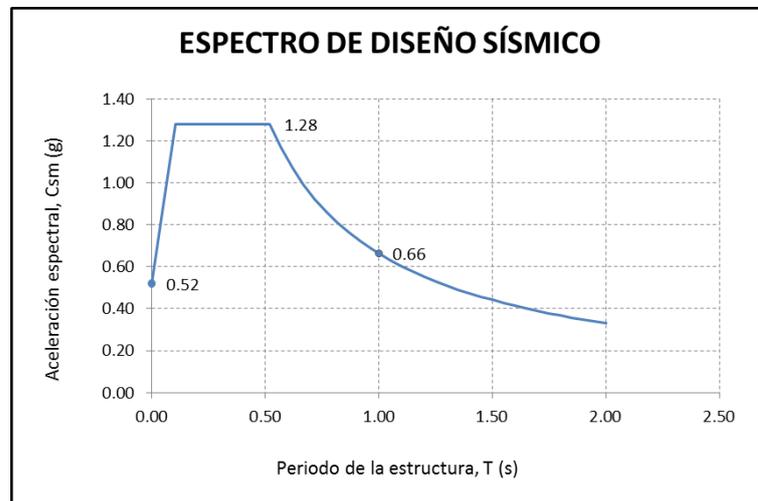


Figura 4.16: Espectro de diseño sísmico calculado para el muelle DHN.

El tipo de análisis utilizado para este proyecto ha sido el método espectral multimodal, en el que se han tomado en cuenta 100 modos de vibración de manera que se cuente con una masa participante superior al 90%. Se ha recurrido al programa SAP2000 versión 19 para el modelamiento y análisis de la estructura.

El procedimiento para la obtención del espectro de diseño sísmico se adjunta en el Anexo A1.

Condiciones de borde

Dentro del análisis se debe procurar que no exista transmisión de momentos entre las péndolas y los elementos a los cuales van conectados (arcos y vigas tirante).

4.5. DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para el diseño de la superestructura se ha tenido como marco la última versión del “Manual de Diseño de Puentes” del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, el mismo que sigue los lineamientos de la séptima edición del “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” del año 2014.

4.5.1. Diseño del tablero del puente

4.5.1.1. Sistema de postensado

Propiedades de los torones de 7 hilos

Gr	=	270	ksi
ϕ torón	=	0.6	in
A torón	=	0.217	in ²
fpu	=	270	ksi
fp _y	=	243	ksi
E _p	=	28,500	ksi

El esfuerzo máximo en los tendones inmediatamente antes de la transferencia se tomará como un 85% de fp_y, y se denominará fbt.

$$f_{bt} = 206 \text{ ksi}$$

Tabla 4.1: Límites de Esfuerzos para los tendones de pretensado

Fuente: Sección 5.9.3-1 AASHTO

Condición	Tipo de Tendón		
	Cables Aliviados de Tensiones y Barras Lisas de Alta Resistencia	Cables de Baja Relajación	Barras de Alta Resistencia Deformadas
Pretensados			
Inmediatamente antes de la transferencia: (f_{pbt})	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	---
En estado límite de servicio después de todas las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$
Postensados			
Antes del acuanamiento, se puede permitir (f_{pbt}) a corto plazo	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acuanamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acuanamiento del anclaje	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
En estado límite de servicio después de las pérdidas (f_{pe})	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Propiedades del concreto

$$f'_c = 5 \text{ ksi} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

Resistencia del concreto al momento de iniciar el tensado:

$$f'_{ci} = 0.80 f'_c$$

$$f'_{ci} = 4 \text{ ksi}$$

Resistencia del concreto al momento de iniciar el tensado:

$$E_c = 33,000 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

$$K_1 = 1 \quad \text{Correc. debido al origen de agregados}$$

$$w_c = 0.155 \text{ kcf} \quad \text{Densidad del concreto (kcf)}$$

$$E_c = 4,503 \text{ ksi}$$

De forma análoga en el momento de la transferencia:

$$E_{ci} = 4,028 \text{ ksi}$$

Propiedades geométricas de la viga tirante

$$L = 265.75 \text{ ft} \quad \text{Longitud máxima}$$

$$b = 31.50 \text{ in} \quad \text{Ancho}$$

$$h = 15.75 \text{ in} \quad \text{Peralte}$$

$$A_g = 496 \text{ in}^2 \quad \text{Área bruta de la sección}$$

$$I_g = 10,251 \text{ in}^4 \quad \text{Inercia de la sección bruta}$$

Dimensionamiento de los cables de postensado

La Fuerza máxima que desarrolla un torón es la siguiente:

$$0.80 * F_{cable} = 0.80 * f_{pbt} * A_{torón}$$

$$F_{cable} = 35.836 \quad \text{kips}$$

Tracción máxima en la viga tirante en el estado límite de Resistencia I:

$$F_{axial} = 1,101 \quad \text{kips}$$

Para tomar la tracción en la viga:

$$\# \text{ torones} = \frac{F_{tracción \text{ en viga}}}{F_{cable}}$$

$$\# \text{ toron} = 31 \quad \text{und}$$

La cantidad final de torones será:

$\# \text{ toron} = 36 \quad \text{und}$
--

La distribución final de los torones consistirá en 3 grupos de tendones por viga, cada tendón estará provisto por tanto de doce torones.

Dado que estos contrarrestarán únicamente la acción de la fuerza axial, se ubicarán en el centro de la sección sin ninguna excentricidad.

En una viga se tendrá:

Aps	=	7.81	in ²	Área total de aceo presforzado
N	=	3		Número de tendones idénticos
e	=	0.00	in	Excentricidad de los tendones

Pérdida de esfuerzos de postensado

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$$

Δf_{pT} = Pérdida total (ksi)

Δf_{pF} = Pérdidas por fricción

Δf_{pA} = Pérdida por acuanamiento de anclajes

Δf_{pES} = Suma de pérdidas debidas al acortamiento elástico o alargamiento del tiempo de aplicación del postensado y/o cargas externas

Δf_{pLT} = Pérdidas a largo plazo debidas a la retracción por fragua, flujo plástico del concreto y relajación del acero de presfuerzo.

Pérdida por acuanamiento de los anclajes

$$\Delta Pi = \frac{a}{L} * Ep * Aps$$

a = 0.0787 in Penetración de cuña

L = 265.75 ft Longitud total de la viga

$\Delta f_{pA} = 5.50 \text{ ksi}$

Pérdidas por fricción

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + u\alpha)})$$

f_{pj} = Esfuerzo en el tendón en el momento del tensado (ksi)

x = Longitud desde el punto considerado hasta el extremo del gato (ft)

K = Coeficiente de fricción por desviación de la vaina (por ft de tendón)

μ = Coeficiente de fricción.

α = Sumatoria de valores absolutos de la variación angular del trazado del acero de presfuerzo entre el gato y el punto investigado (rad)

Tabla 4.2: Coeficientes de fricción para cables postensados

Fuente: Sección 5.9.5.2.2b-1 AASHTO

<i>Tipo de acero</i>	<i>Tipo de Vaina</i>	<i>K</i>	<i>μ</i>
<i>Alambres o cables</i>	<i>Vaina rígida y semirígida de metal galvanizado</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.15-0.25</i>
	<i>Polietileno</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.23</i>
	<i>Desviadores de tubería de acero rígida para tendones externos</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.25</i>
<i>Barras de alta resistencia</i>	<i>Vaina de metal galvanizado</i>	<i>0.0002</i>	<i>0.30</i>

Como el trazado es recto entonces:

$$\begin{aligned}
 K &= 0.0002 \text{ rad/ft} && \text{Coef. de Wobble} \\
 \mu &= 0.2 \text{ rad}^{-1} && \text{Coef. de curvatura} \\
 \alpha &= 0 \text{ rad} \\
 f_{pj} &= 206.43
 \end{aligned}$$

Posición	Δf_{pF}	f (x)
ft	ksi	Tonf
16.4	0.7	205.8
32.8	1.4	205.1
65.6	2.7	203.7
98.4	4.0	202.4
133.5	5.4	201.0
164.0	6.7	199.8
196.9	8.0	198.5
229.7	9.3	197.2
267.1	10.7	195.7

$\Delta f_{pF} = 10.736 \text{ ksi}$

Pérdidas por acortamiento elástico

$$\Delta f_{pES} = \frac{N - 1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$$

- e_m = Excentricidad promedio en la mitad del tramo (in)
 M_g = Momento en la mitad del tramo debido al peso propio del elemento (kip-in)
 N = Número de tendones de pretensados idénticos.

$\Delta f_{pES} = 6.90 \text{ ksi}$

Pérdidas dependientes del tiempo

$$\Delta f_{pLT} = 10.0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 12.0 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR}$$

$$\gamma_h = 1.7 - 0.01H \quad \gamma_{st} = \frac{5}{(1 + f'_{ci})}$$

- f_{pi} = Esf. en el tendón inmediatamente antes de la transferencia
 H = Promedio anual de humedad (%)
 γ_h = Factor de corrección para la humedad relativa del medio ambiente
 γ_{st} = Factor de corrección para la resistencia del concreto en el momento de la transferencia presfuerzo al concreto del elemento.
 Δf_{pR} = Estimado de la pérdida por relajación, 2.4 ksi para torones de baja relajación.

$$\begin{aligned} H &= 85.0\% \\ \gamma_h &= 0.85 \\ \gamma_{st} &= 1.00 \\ \Delta f_{pR} &= 2.40 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$\Delta f_{pLT} = 37.14 \text{ ksi}$

Las pérdidas totales en el acero de presfuerzo será igual a:

$\Delta f_{pT} = 60.27 \text{ ksi}$

Verificación de esfuerzos en el concreto

La verificación de esfuerzos para los elementos de concreto postensados debe realizarse de la siguiente manera: en la combinación de Servicio III se evaluará que el esfuerzo presentado en las fibras extremas del elemento de concreto no superen el límite de tracción especificado, en tanto que en la combinación de Servicio I se evaluará el límite de compresión respectivo.

Servicio III

Límite de tracción para concreto en condiciones severas:

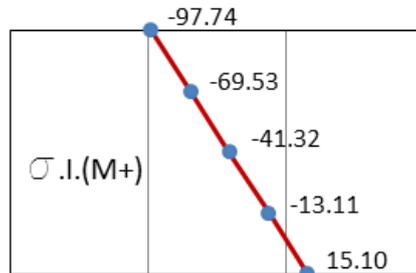
$$T_{\text{máx}} = 0.098 \sqrt{f'c} \quad (\text{ksi})$$

$$T_{\text{máx}} = 0.2191 \text{ ksi} = 15.339 \text{ Kg/cm}^2$$

Posición de máximo momento positivo

F Axial ton	Momento ton.m
-132.2	12.0

Estado de Esfuerzos Finales en kg/cm²



$$15.10 \text{ Kg/cm}^2 < 15.339 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección cumple esta condición.

Servicio I

Limite de tracción para concreto en condiciones severas:

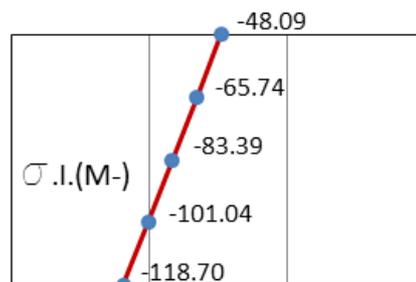
$$C_{\text{máx}} = 0.45 f'c \quad (\text{ksi})$$

$$C_{\text{máx}} = -2.25 \text{ ksi} = -157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Posición de máximo momento negativo

F Axial ton	Momento ton.m
-266.9	-7.5

Estado de Esfuerzos Finales en kg/cm²



$$-118.7 \text{ Kg/cm}^2 < -157.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo tanto la sección cumple también esta condición.

4.5.1.2. Viga tirante

Propiedades de las vigas tirantes

Vigas de concreto

L	=	266	ft
b	=	31.496	in
h	=	15.748	in
Ag	=	496	in ²
Ig	=	10,251	in ⁴
f'c	=	5	ksi
Ec	=	4,503	ksi
β1	=	0.80	

Acero de refuerzo

fy	=	60	ksi
Es	=	29,000	ksi
n	=	7	

Diseño por flexión

φ	=	0.9	Factor de reducción de resistencia
Mu	=	23.03	t.m = 1,998 kip.in
d	=	0.32	m = 12.598 in
ku	=	10.892	
m	=	14.118	
ρ	=	0.0026	

Area del acero en tracción requerida:

$$A_s = 20.16 \text{ cm}^2$$

Armado final:

$4 \phi 1" = 20.4 \text{ cm}^2$

Momento Nominal Resistente

En el estado límite de Resistencia I:

Tensión media en el acero de postensado (fps)

$$f_{pe} = 146 \text{ ksi}$$

$$0.5 f_{pu} = 135 \text{ ksi}$$

$$f_{pe} \geq 0.5 f_{pu}$$

Cumplida la condición anterior, la tensión media en el acero postensado:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

d_p = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide de los tendones

c = Distancia del eje neutro a la cara comprimida

β_1 = Factor en bloque de esfuerzos

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

$$k = 0.28$$

$$f_{ps} = 158 \text{ ksi}$$

Asumiendo comportamiento de sección rectangular

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

$$c = 11.612 \text{ in} \geq h_f = 9.06 \text{ in}$$

Resistencia a la Flexión (M_r)

$$M_r = \phi M_n$$

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 4,056 \text{ kip. In}$$

$$M_r = 3,650 \text{ kip. In}$$

Momento actuante

$$M_u = 1,998 \text{ kip. In}$$

Diseño por torsión

$$\begin{aligned} L_i &= 127.66 \text{ in} && \text{Longitud máxima del elemento} \\ P_c &= 94.488 \text{ in} && \text{Perímetro de la sección de concreto.} \end{aligned}$$

Zonas donde se requiere refuerzo transversal

$$T_u > 0.25 \phi T_{cr}$$

$$T_{cr} = 0.125 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.125 \sqrt{f'_c}}}$$

T_u = momento torsional factorado (kip-in) ó (N-mm).

T_{cr} = momento de fisuración por torsión (kip-in) ó (N-mm).

A_{cp} = área total encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto (in^2) ó (mm^2).

p_c = longitud del perímetro exterior de la sección de concreto (in) ó (mm).

f_{pc} = tensión a compresión en el concreto después de las pérdidas, ya sea en el baricentro de la sección transversal que resiste cargas temporarias o en la unión del alma y el ala si el baricentro se encuentra en el ala (ksi) ó (N-mm).

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASHTO).

Se analizará la sección sometida a mayor torsión, la cual se encuentra en el último tramo.

Los resultados extraídos de la envolvente de momentos torsores en el estado límite de Resistencia I, son:

Ubicac	Tu (t.m)	Tu (kip.in)	Acp (in ²)	Lcp (in)	fpc (ksi)
81.4	-2.025	175.74	496	94.488	-0.966
81.4	-3.54	307.32	496	94.488	-1.451

Ubicac	Tcr (kip.in)	0.25φTcr
81.4	1,786	402
81.4	3,049	686

Se aprecia que:

$$T_u \leq 0.25\phi T_{cr}$$

De ello se desprende que el refuerzo por torsión no es requerido en las vigas tirante.

Únicamente se proveerá de refuerzo transversal por corte.

Diseño por cortante

Zonas donde se requiere refuerzo transversal

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$$

V_u = fuerza de corte factorada (kip) o (N)

V_c = resistencia nominal al corte del concreto (kip) o (N)

V_p = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte; $V_p = 0$ cuando se usa el método simplificado indicado en Artículo 5.8.3.4.3 AASTHO (kip).

ϕ = factor de resistencia especificado en el Artículo 2.7.1.1.4.2 (5.5.4.2 AASTHO)

Se analizarán las secciones más críticas, ubicadas a 9.56 m del primer apoyo y a 18.53 m del segundo.

Ubicac	Mu (kin.in)	Nu (kip)	Vu (kip)	ϵ_s	β
9.56	642.87	-283.8	56.7	0.0046	1.0775
62.87	726.09	-419.1	64.0	0.0044	1.109

Ubicac	Vc (kip)	$0.5\phi(V_c+V_p)$
9.5612	27.2	12.2
62.867	28.0	12.6

Dado que el acero de presfuerzo es totalmente horizontal, el aporte de V_p a la resistencia al corte de la sección es nula.

Resistencia al corte del concreto

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\epsilon_s)}$$

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}\right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

Se verifica que las secciones en estudio requieren armadura transversal, puesto que: $V_u > 0.5\phi(V_c + V_p)$

Cálculo del refuerzo transversal

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (1)$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (2)$$

$$V_r = \phi V_n \quad (3)$$

A partir de igualar V_r al cortante último en (3), se calcula el V_s requerido según la ecuación (1).

La disposición de la armadura transversal se conformará de un estribo cerrado de 1/2".

Adicionalmente se añadirán en la zona central de la viga dos ganchos de 3/8".

Esta se colocará en posición vertical, con lo cual

$$\alpha = 90^\circ$$

El espaciamiento se determinará luego de despejar "s" en la ecuación:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \text{sen}\alpha}{s}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

Ubicac	V_u (kip)	V_c (kip)	V_s (kip)	A_v (in ²)	θ °
19.16	56.698	27.189	35.808	0.62	45.123
72.356	64.037	27.984	43.169	0.62	44.532

Ubicac	s (in)	s (cm)
19.16	12	29
72.356	10	25

Mínima armadura transversal y máximo espaciamiento

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

A_v = área de la armadura transversal en una distancia s (in²) o (mm²).

b_v = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de ductos como se especifica en el Artículo 2.9.1.5.6.2.9 (5.8.2.9 AASHTO) (in) o (mm).

s = separación de la armadura transversal (in) o (mm).

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (ksi) ≤ 100 ksi.

Espaciamiento máximo

$$v_u < 0.125f'_c \quad s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in o (600 mm)}$$

$$v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{max} = 0.4d_v \leq 12.0 \text{ in o (300 mm)}$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v}$$

Disposición real del acero transversal

Ubicac (m)	V_u (kip)	$0.125f'_c$ (ksi)	s real (in)	s real (m)
28.599	0.1764	0.625	7.87	0.20
0	0.1992	0.625	7.87	0.20

Ubicac (m)	s máx (in)	Av real (in²)	Av min (in ²)
28.599	9.07	0.62	0.29
0	9.07	0.62	0.29

Se aprecia que en ambos casos:

$$\mathbf{s \text{ real}} \leq \mathbf{s \text{ máx}}$$

$$\mathbf{Av \text{ real}} \geq \mathbf{Av \text{ mín}}$$

Se cumplen con los requerimientos de reforzamiento debido al cortante en las vigas tirante.

4.5.1.3. Losa de concreto

Sección Transversal y propiedades de los materiales

Ancho	=	6.20	m	=	244.09	in
ts	=	21.21	cm	=	8.35	in
d+	=	16.21	cm	=	6.38	in
d-	=	16.21	cm	=	6.38	in

Momento últimos

	Transv.	Longit.
M+max	6.48	6.96
M-max	-3.74	-1.51

Acero por flexión

$$\rho_{\min} = 0.0025$$

Mu	Ku	m	ρ	As	a
6.48	27.401	14.118	0.0069	11.113	1.5689
6.96	29.431	14.118	0.0074	11.984	1.6919
-3.74	15.815	14.118	0.0039	6.2752	0.8859
-1.51	6.3851	14.118	0.0025	4.0525	0.5721

Mu	c	c/d
6.48	1.96	0.12
6.96	2.11	0.13
-3.74	1.11	0.07
-1.51	0.72	0.04

Acero de distribución

Armadura Principal Transversal

$$220/\sqrt{S} \leq 67 \text{ por ciento.}$$

$$f_{pe} = 146.16 \text{ ksi}$$

$$S = 11.155 \text{ ft} \quad \text{espaciamiento entre vigas}$$

$$A_s \text{ dist} = 65.87 \% \quad \text{del refuerzo transversal}$$

Armadura Principal Longitudinal

$$\frac{100 f_{pe}}{\sqrt{L} 60} \leq 50\%$$

$$f_{pe} = 146.16 \text{ ksi}$$

$$L = 16.404 \text{ ft} \quad \text{luz máxima del tramo}$$

$$A_s \text{ dist} = 60.144 \% \quad \text{del refuerzo longitudinal}$$

El acero principal se colocará en las dos direcciones en la parte inferior de la losa, y dado que la cantidad de éste es mayor que el acero de distribución, reemplaza totalmente a este último.

Acero de temperatura y acortamiento de fragua

$$A_s \geq \frac{1.30bh}{2(b+h)f_y}$$

$$0.11 \leq A_s \leq 0.60$$

$$A_s = \text{área de refuerzo en cada dirección y en cada en cada cara (in}^2\text{/ft)}$$

$$b = \text{menor ancho de la sección}$$

$$h = \text{menor espesor de la sección.}$$

$$f_y = \text{fluencia especificada de las barra de refuerzo} \leq 75 \text{ ksi}$$

$$\begin{aligned} b &= 133.86 \text{ in} \\ h &= 8.2677 \text{ in} \\ f_y &= 60 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$A_s = 0.0844 \text{ in}^2/\text{ft}$$

$$A_s T^\circ = 0.11 \text{ in}^2/\text{ft} = 2.3286 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Espaciamiento mínimo

$$S_{\text{temp}} = 63.63 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad 45 \text{ cm}$$

Cuadro de refuerzo de losa

Tabla 4.3: Refuerzo final de losa de tablero.

Fuente: Elaboración propia

ubicación	A_s	a_s	s
inferior transv.	11.113	1.99	17.906
inferior long.	11.984	1.99	16.605
superior transv. volado	6.2752	1.29	20.557
superior long. centro	4.0525	1.29	31.832
superior transv. centro	2.3286	0.71	30.491

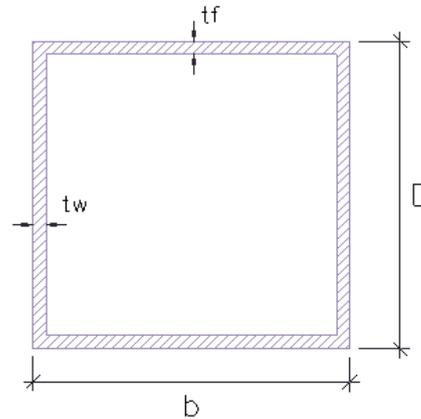
ubicación	distribución del refuerzo			
inferior transv.	ϕ 5/8"	@	0.15	m
inferior long.	ϕ 5/8"	@	0.15	m
superior transv. volado	ϕ 1/2"	@	0.20	m
superior long. centro	ϕ 1/2"	@	0.30	m
superior transv. centro	ϕ 3/8"	@	0.30	m

4.5.2. Diseño de la estructura metálicas

4.5.2.1. Arcos

Propiedades de la sección

D	=	17.717	in
tw	=	0.75	in
b	=	17.717	in
tf	=	0.75	in
A	=	53.15	in ²
Ixx	=	2782	in ⁴
Sxx	=	290	in ³
rx	=	7.23	in
Iyy	=	2782	in ⁴
Syy	=	290	in ³
ry	=	7.23	in
Fy	=	50	ksi
γ	=	7.85	t/m ³
Lmáx	=	442.52	in



Diseño del Arco

Según la sección 6.9.4.2.1 del AASHTO LRFD

$$\frac{b}{t} = 23.622 \quad (\text{en las alas})$$

$$\frac{D}{t_w} = 22.955 \quad (\text{en el alma})$$

$$k \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 33.716 \quad (K = 1.40 \text{ según la Tabla AASHTO 6.9.4.2.1-1})$$

Dado que: $\frac{b}{t} \leq k \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

Se considera el segmento de arco como un miembro no esbelto.

Por lo tanto, la fórmula de interacción para miembros sometidos a compresión axial y flexión será:

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

Compresión Axial en el Arco

Según la sección 6.9.4.1.2 del AASHTO LRFD

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ell}{r_s}\right)^2} A_g$$

$$P_e = 4,066 \text{ kip}$$

$$P_o = QF_y A_g \quad Q = 1 \quad (\text{para elementos no esbeltos})$$

$$P_o = 2,657 \text{ kip} = 1,206 \text{ ton}$$

$$\frac{P_e}{P_o} = 1.5299 \quad \text{--->} \quad \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$$

Se hará uso de la siguiente expresión para el cálculo de la fuerza nominal, según Sec. AASHTO 6.9.4.1

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] P_o$$

$$P_n = 2,021 \text{ kip} = 918 \text{ ton}$$

de la sección 6.9.2.1 del AASHTO LRFD, el factor de resistencia para compresión axial viene dado por:

$$P_r = \phi_c P_n$$

donde:

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_r = 1,819 \text{ kip} = 826 \text{ ton}$$

Flexión en el Arco

La resistencia nominal a la flexión se calculará según se determina en la sección 6.12.2.2.2 del AASHTO LRFD

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S \ell}{AE} \left(\frac{\sum \left(\frac{b}{t} \right)}{I} \right)^{0.5} \right]$$

$$\ell = 442.52 \text{ in}$$

$$\sum \left(\frac{b}{t} \right) = 93.15$$

$$M_{nx} = 1,148 \text{ kip.ft} = M_{ny}$$

Dado que:

$$\phi_f = 1$$

$$M_r = \phi_f M_n$$

$$M_{rx} = 1,148 \text{ kip.ft} = M_{ry}$$

En la figura se muestra, con la letra inicial A, a los tramos del arco comprendidos entre los arriostres horizontales.

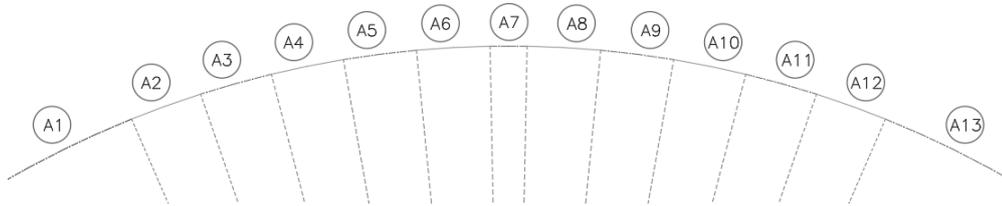


Figura 4.17: Segmentos que conforman el arco de la superestructura.

Del análisis realizado se obtiene que los elementos extremos resultan con las máximas demandas tanto en fuerzas axiales como en momentos flectores.

Segm. #	Long. (in)	P kip	M2 kip-ft	M3 kip-ft
A1	442.52	-909.9	45.0	113.3

Reemplazando en la fórmula de interacción :

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} = 0.64 < 1.00 \quad \text{OK!}$$

Como el arco no está sujeto a fuerzas de tracción, no es necesario verificar por fatiga.

Verificación por Pandeo de los elementos del Arco.

Según la Sec. AASHTO LRFD 6.14.4.3 la estabilidad de las alas de arcos sólidos deben satisfacer:

$$\frac{b}{t} \leq 1.06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}}$$

donde

$$f_b = \text{Esfuerzo total debido a la carga axial}$$

$$f_a = \text{Esfuerzo total debido a la flexión}$$

como

$$\frac{b}{t} = 23.622$$

$$f_a + f_b = 21.817$$

Entonces

$$1.06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} = 38.646 > \frac{b}{t} \quad \text{OK!}$$

Además según la Sec. 6.14.4.2, las almas en arcos sólidos deben satisfacer:

$$\frac{D}{t_w} \leq k \sqrt{\frac{E}{f_a}}$$

como

$$\frac{D}{t_w} = 23.622$$

$$K = 1.25$$

$$f_a = 17.119 \quad \text{ksi}$$

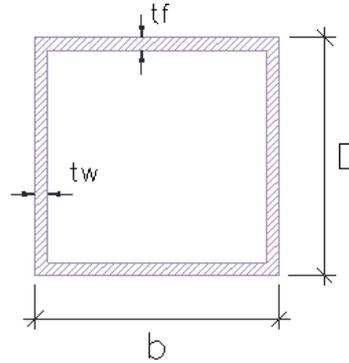
Entonces

$$k \sqrt{\frac{E}{f_a}} = 51.447 > \frac{D}{t_w} \quad \text{OK!}$$

4.5.2.2. Arriostres horizontales

Propiedades de la sección

D	=	12	in
tw	=	3/8	in
bf	=	12	in
tf	=	3/8	in
A	=	17.44	in ²
I _{xx}	=	393.16	in ⁴
S _{xx}	=	65.53	in ³
r _{xx}	=	4.75	in
I _{yy}	=	393.16	in ⁴
S _{yy}	=	65.53	in ³
r _{yy}	=	4.75	in
F _y	=	50	ksi
γ	=	7.85	t/m ³
L _{máx}	=	165.35	in



Diseño del arriostre transversal

Según la Sec. 6.8.2.1 de AASHTO LRFD, la resistencia a la tracción viene dada por el menor valor de:

$$P_r = \phi_y P_{ny} = \phi_y F_y A_g$$

$$P_r = \phi_u P_{nu} = \phi_u F_u A_n R_p U$$

$$\phi_y = 0.95$$

$$\phi_u = 0.80$$

$$R_p = 1.00 \quad (\text{Perfil laminado})$$

$$U = 1.00 \quad (\text{Perfil laminado})$$

$$F_u = 65 \quad \text{ksi}$$

Además como la sección no presenta reducciones de área puesto que es laminada:

$$A_n = A_g$$

se tiene

$$Pr = 828.28 \text{ kips} \quad (\text{Por fluencia})$$

$$Pr = 906.75 \text{ kips} \quad (\text{Por fractura})$$

$$Pr = 828.28 \text{ kips}$$

El siguiente diagrama muestra la numeración utilizada en el modelo para cada uno de los arriostres horizontales, seguido de las demandas máximas fuerza axial y momentos flectores encontrados en dichos elementos.



Figura 4.18: Numeración de arriostres horizontales entre un arco y otro.

Long. (in)	Pu kip	M2 kip-ft	M3 kip-ft
165.35	7.7	23.3	73.3

$$\frac{P_u}{P_r} = 0.0093 < 0.2$$

por lo tanto la fórmula de interacción es:

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

La resistencia nominal a la flexión se calculará según se determina en la sección 6.12.2.2.2 del AASHTO LRFD

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S \ell}{AE} \left(\frac{\Sigma \left(\frac{b}{t} \right)}{I} \right)^{0.5} \right]$$

$$\ell = 165.35 \text{ in}$$

$$\Sigma \left(\frac{b}{t} \right) = 128.00$$

$$M_{nx} = 262 \text{ kip.ft} = M_{ny}$$

Dado que:

$$\phi_f = 1$$

$$M_r = \phi_f M_n$$

$$M_{rx} = 262 \text{ kip.ft} = M_{ry}$$

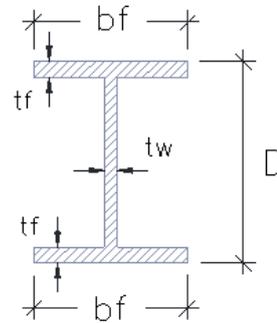
Reemplazando en la fórmula de interacción :

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.3728 < 1.00 \quad \text{OK!}$$

4.5.2.3. Arriostres diagonales

Propiedades de la sección

D	=	7.874	in
tw	=	0.375	in
b	=	7.874	in
tf	=	0.375	in
A	=	8.577	in ²
Ixx	=	94.392	in ⁴
Sxx	=	23.976	in ³
rxx	=	3.3174	in
Iyy	=	30.543	in ⁴
Syy	=	7.0833	in ³
ryy	=	1.8871	in
Fy	=	50	ksi
γ	=	7.85	t/m ³
Lmáx	=	249.21	in



Diseño del Arriostre

según la sección 6.9.4.2.1 del AASHTO LRFD

$$\frac{b}{t} = 21.00 \quad (\text{en las alas})$$

$$\frac{D}{t_w} = 21.00 \quad (\text{en el alma})$$

$$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 10.837$$

$$0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 55.31$$

$$\text{como } 0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{b}{t} \leq 0.91 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{--->} \quad Q_s = 1.34 - 0.76 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$$Q_s = 0.68$$

Compresión Axial en el Arriostre

Según la sección 6.9.4.1.2 del AASHTO LRFD

$$P_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K\ell}{r_s}\right)^2} A_g$$

$$P_e = 435 \text{ kips} = 197 \text{ ton}$$

$$P_o = QF_y A_g \quad Q = 0.68 \text{ (para elementos no esbeltos)}$$

$$P_o = 290 \text{ kips} = 132 \text{ ton}$$

$$\frac{P_e}{P_o} = 1.4975 \quad \text{--->} \quad \frac{P_e}{P_o} \geq 0.44$$

Se hará uso de la siguiente expresión para el cálculo de la fuerza nominal, según Sec. AASHTO 6.9.4.1

$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] P_o$$

$$P_n = 220 \text{ kips} = 100 \text{ ton}$$

de la sección 6.9.2.1 del AASHTO LRFD, el factor de resistencia para compresión axial viene dado por:

$$P_r = \phi_c P_n$$

donde:

$$\phi_c = 0.9$$

$$P_r = 197.69 \text{ kips} = 89.753 \text{ ton}$$

De acuerdo con la sección 6.9.2.2

$$\frac{P_u}{P_r} = 0.2829$$

$$\text{Dado que: } \frac{P_u}{P_r} \geq 0.2 \quad \text{--->} \quad \frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) \leq 1.0$$

Flexión en el Arriostre

La resistencia nominal a la flexión se calculará según se determina en la sección 6.12.2.2.2 del AASHTO LRFD

$$M_n = F_y S \left[1 - \frac{0.064 F_y S \ell}{AE} \left(\frac{\Sigma \left(\frac{b}{t} \right)^{0.5}}{I} \right) \right]$$

$$\ell = 249.21 \text{ in}$$

$$\Sigma \left(\frac{b}{t} \right) = 83.99$$

$$M_{nx} = 87 \text{ kip.ft}$$

$$M_{ny} = 27 \text{ kip.ft}$$

Dado que:

$$\phi_f = 1$$

$$M_r = \phi_f M_n$$

$$M_{rx} = 87 \text{ kip.ft}$$

$$M_{ry} = 27 \text{ kip.ft}$$

El siguiente diagrama muestra la numeración utilizada en el modelo para cada uno de los arriostres diagonales, seguido de las demandas máximas de fuerza axial y momentos flectores encontrados en dichos elementos.



Figura 4.19: Numeración de arriostres diagonales entre un arco y otro.

Long. (in)	Pu kip	M2 kip-ft	M3 kip-ft
249.21	55.9	3.3	9.9

Reemplazando en la fórmula de interacción :

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left(\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right) = 0.4919 < 1.00 \quad \text{OK!}$$

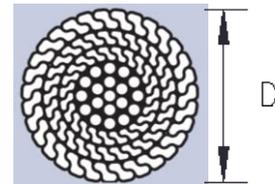
4.5.3. Diseño de los cables de sostenimiento

4.5.3.1. Cables o péndolas

Cables de Sostenimiento

Propiedades de los cables propuestos

D	=	35	mm	=	1.26	in
A	=	808	mm ²	=	1.25	in ²
# cab	=	1				
A _T	=	808	mm ²	=	1.25	in ²
γ _{Lineal}	=	6.8	kg/m	=		
Pr	=	1,170	KN	=	119	ton
f _y	=	796	MPa	=	8,121	kg/cm ²
f _{GUTS}	=	1,448	MPa	=	14,765	kg/cm ²
f _S (σ)	=	608	MPa	=	6,201	kg/cm ²
Δf _S	=	150	MPa	=	1,530	kg/cm ²



Estimación de las demandas máximas

En la figura 4.20 se muestra la numeración considerada para los cables del puente network en el modelo estructural.

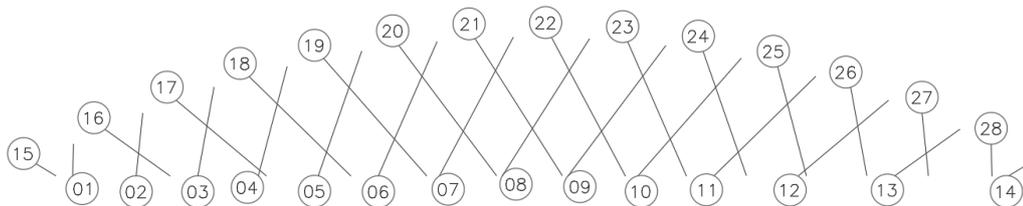


Figura 4.20: Numeración de cables según modelo estructural.

En la tabla 4.4 se muestra el resumen de los resultados obtenidos del análisis para los cables del puente network.

Dichos resultados provienen de las combinaciones de carga para los estados límite de Fatiga I y Resistencia I.

Tabla 4.4: Fuerzas axiales en cables, estados límite de fatiga y resistencia.

Fuente: Elaboración propia

Elem. #	Máx Tonf	Mín Tonf	P fatiga Tonf	Pu Tonf
1	1.94	-0.11	2.05	18.45
2	5.56	-0.52	6.08	26.86
3	4.87	-1.16	6.03	24.66
4	4.84	-1.12	5.96	23.82
5	4.18	-1.57	5.75	22.77
6	4.06	-1.56	5.62	21.84
7	3.66	-2.06	5.72	21.15
8	3.53	-2.18	5.70	20.23
9	3.41	-2.81	6.22	20.11
10	3.09	-3.13	6.22	18.95
11	3.31	-4.06	7.37	19.51
12	2.58	-1.96	4.54	17.95
13	2.29	0.15	2.43	17.40
14	0.87	0.06	0.93	10.18
15	0.89	0.02	0.91	9.05
16	2.33	-1.92	4.25	14.00
17	2.58	-3.50	6.08	13.88
18	3.77	-3.84	7.61	15.49
19	3.30	-2.72	6.02	15.74
20	3.85	-2.62	6.47	16.77
21	3.93	-1.94	5.87	18.03
22	3.95	-1.87	5.83	18.22
23	4.60	-1.40	6.00	20.57
24	4.35	-1.38	5.73	20.34
25	5.59	-1.04	6.63	24.33
26	4.87	-0.99	5.86	23.76
27	3.60	-0.49	4.09	22.77
28	1.35	-0.07	1.42	17.52

Verificación del Factor de Seguridad

En este apartado se verificará que el factor de seguridad FS alcance un valor mínimo 4.00 respecto de la carga de ruptura del elemento.

El factor de seguridad queda definido como:

$$FS = \frac{(Pr) (\# \text{ cables})}{(Pu)}$$

Donde:

Pu = Carga última factorada en el elemento, para el estado de resistencia I

Pr = Carga de ruptura del elemento (Breaking load)

De la tabla 4.4:

$$Pu = 26.86 \text{ ton}$$

$$Pr = 119.30 \text{ ton}$$

$$FS = 4.44 > 4.00 \quad \text{OK!}$$

Verificación por Fatiga

La verificación por fatiga se ha realizado para tomar en cuenta la variación existente entre los máximos y mínimos efectos que produce el paso del vehículo de diseño, incluyendo las amplificaciones de impacto indicadas en la tabla y según las combinaciones de carga indicadas:

Tabla 4.5: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM).

Fuente: Sección 3.6.2.1-1 AASHTO

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

De la tabla se obtiene como máxima demanda por fatiga:

$$P_u = 7.61 \text{ ton} = 74.598 \text{ KN}$$

El esfuerzo máximo por fatiga será:

$$P_u = 92.32 \text{ MPa}$$

$$P_u = 92.32 < 150 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

4.5.4. Diseño de la estructura de llegada

4.5.4.1. Pilotes de concreto

Propiedades del suelo

El suelo ubicado en la zona de la cimentación de los pilotes consiste de grava arenosa (GP), la cual es interrumpida por un estrato limo arcilloso de baja plasticidad (ML). Los Resultados de los ensayos realizados como parte del Estudio de Mecánica de suelos, y a partir de los cuales se obtienen las propiedades indicadas, se presentan en el Anexo A-4 (pg.180)

Suelo GP	ϕ	=	35 °
	C	=	0
	γ	=	2,250 kg/m ³

Conservadoramente, se obviará el aporte de la capa de limo en el cálculo de la capacidad del suelo de fundación, en el cual se cimentarán los pilotes hincados que soportan un cabezal de concreto armado en el tramo final del puente.

Longitud de empotramiento de los pilotes

A través de la siguiente expresión para suelos granulares, se calcularán las dimensiones de emplazamiento de los pilotes:

$$T = 5 \sqrt{\frac{EI}{n_h}} \quad \text{AASHTO (C10.7.3.13.4-2)}$$

$$L_S = 1.8 T ; \quad L_E \geq 4 T$$

Donde:

n_h = Módulo de subgrado horizontal (ksi/pie)

E = Módulo de elasticidad del pilote (ksi)

I = Inercia de la sección del pilote (pie⁴)

L_S = Distancia de la superficie al punto de empotramiento (pie)

L_E = Profundidad de emplazamiento del pilote (pie)

$$n_h = 0.973 \quad \text{ksi/pie} \quad \quad \quad T = 4.80 \quad \text{pie}$$

$$E = 4,380 \quad \text{Ksi} \quad \quad \quad \text{----->} \quad L_S = 8.60 \quad \text{pie}$$

$$I = 0.60 \quad \text{pie}^4 \quad \quad \quad L_E = 19.20 \quad \text{pie}$$

Finalmente:

$$L_S = 2.60 \quad \text{m}$$

$$L_E = 10.00 \quad \text{m}$$

Capacidad de carga del suelo de fundación

Capacidad por punta

$$q_p = \frac{0.8(N160)Db}{D} \leq q_t$$

$$N1_{60} = 50 \text{ golpes}$$

$$D = 1.6404 \text{ ft}$$

$$Db = 16.404 \text{ ft}$$

$$q_p = 400 \text{ ksf}$$

$$R_p = 1076.4 \text{ kip}$$

Capacidad por fricción

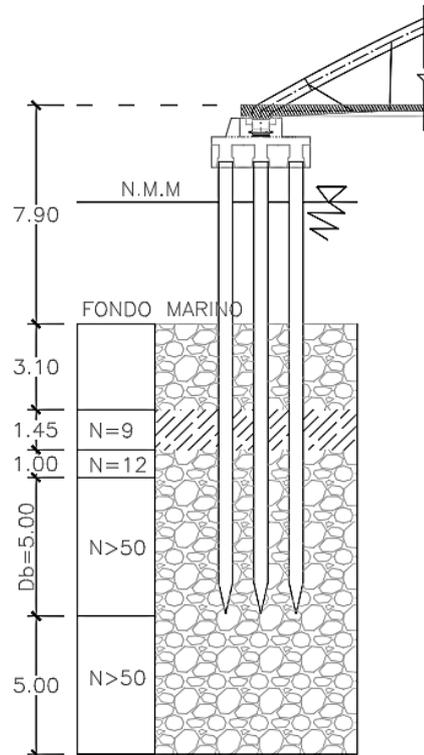
$$q_p = \frac{(\bar{N}160)}{25}$$

$$N1_{60} = 31.857 \text{ golpes}$$

$$L = 9.1 \text{ m}$$

$$q_s = 1.2743 \text{ ksf}$$

$$R_s = 249.64 \text{ kip}$$



Resistencia Nominal

$$\phi R_n = \phi_{stat} R_p + \phi_{stat} R_s$$

Debido a que se está haciendo uso de las expresiones de Meyerhof, el factor de resistencia de acuerdo a la tabla 10.5.5.2.3-1 de AASHTO es 0.30.

$$\phi R_n = 397.81 \text{ kip} = 180 \text{ Ton}$$

Se verifica que la resistencia de 180 ton es superior la máxima fuerza axial 117.66 ton. que actúa sobre un pilote aislado.

Detalles de los pilotes

Se colocarán 18 pilotes cuadrados de 0.50 m de lado, en el apoyo final del puente, distanciados 1.25 m uno del otro y emplazados hasta una profundidad de 10.00 m bajo el lecho marino. Sobre ellos se colocará un cabezal de concreto armado, que tendrá por función permitir la distribución homogénea de las cargas transmitidas por el puente.

En la figura 4.21 se aprecia la sección transversal de los pilotes con el arreglo del refuerzo propuesto inicialmente.

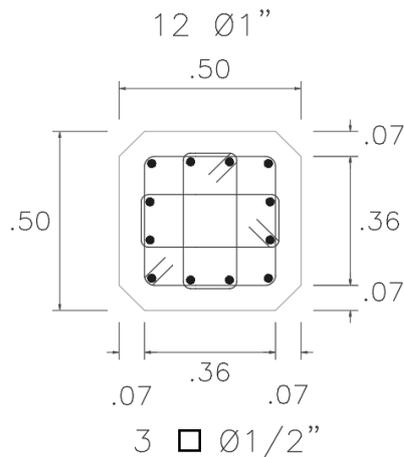


Figura 4.21: Sección transversal de pilotes.

En figura 4.22 se observa el arreglo de los pilotes en el cabezal, la numeración de cada pilote en la derecha representa la utilizada en el modelo. Mientras que en la figura 4.23 se muestra la configuración vertical de los pilotes en su recorrido a través de los estratos del fondo marino.

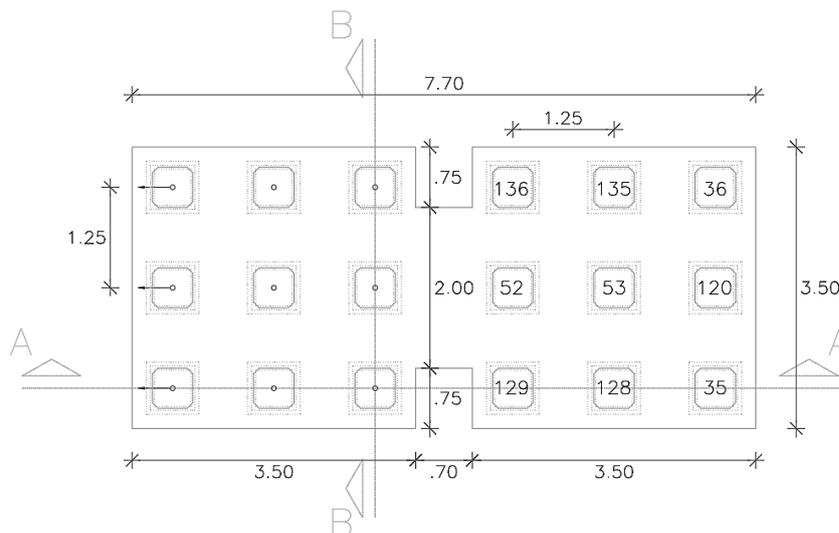


Figura 4.22: Configuración en planta de pilotes.

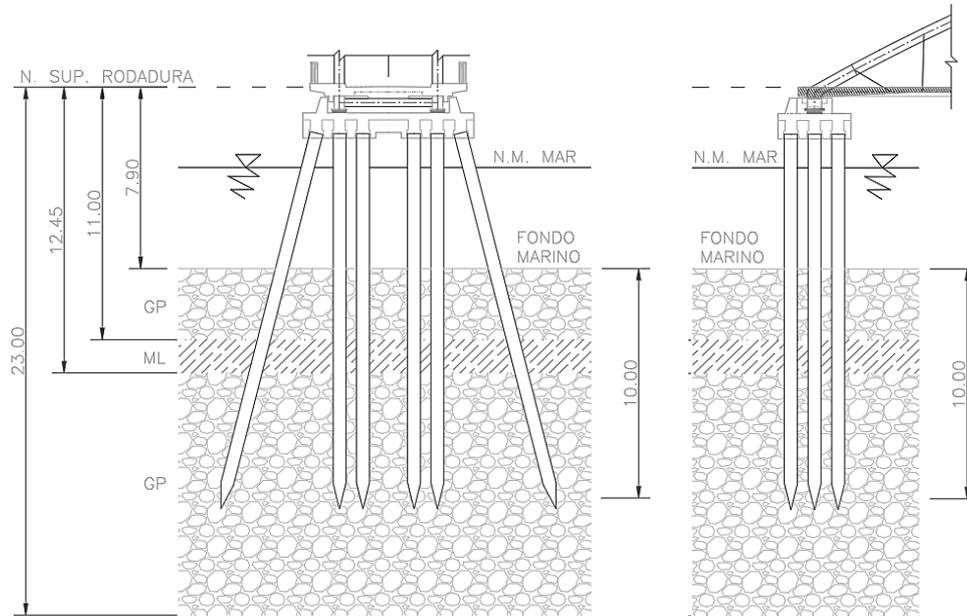


Figura 4.23: Cortes A-A (izquierda) y B-B (derecha) en los sentidos transversal y longitudinal del puente, respectivamente.

Propiedades de los pilotes

$f'c$	=	350	kg/cm ²	Resist. a compresión del concreto
f_y	=	4,200	kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero
B	=	50.00	cm	Ancho del pilote
A_g	=	2,500	cm ²	Área bruta del pilote
A_{ST}	=	60.80	cm ²	Área del refuerzo
I	=	520833	cm ⁴	Inercia del pilote
r	=	14.424	cm	Radio de giro
ρ	=	0.024		Cuantía de acero
rec	=	7.00	cm	Recubrimiento del pilote
L	=	8.15	m	Longitud libre del pilote
k	=	1.5		Factor de longtud efectiva

Relación de esbeltez

$$kL/r = 84.756$$

La relación de esbeltez mayor a 22, esto indica que el pilote deberá ser verificado a solicitaciones de flexocompresión.

Combinación de cargas y máxima demanda

La combinación de carga en las cuales se presentan las mayores demandas en los pilotes corresponde a aquella en la cual el fenómeno sísmico está presente. Esto es en la combinación de cargas "Evento Extremo I", para el que se ha tomado el factor γ_{EQ} igual a la unidad.

Se adjunta la tabla 4.6, la cual contiene todas las combinaciones de carga descritas en el Manual de Puentes del MTC con los factores de carga aplicables a cada una de ellas.

Tabla 4.6: Combinaciones de Carga y Factores de Carga.

Fuente: Sección 3.4.1-1 AASHTO

Combinación de Cargas Estado Límite	DC																						
	DD	DW	EH	EV	ES	EL	PS	CR	SH	LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	EQ	BL	IC	CT	CV	
RESISTENCIA I A menos que se especifique lo contrario	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	1.00	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.00/1.20	-	1.00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA I Solamente LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II- Solamente LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Los criterios para la determinación de los efectos sísmicos se desarrollan en el Anexo A-1, y guardan conformidad con el reglamento vigente para el diseño de puentes del MTC.

Flexo compresión

En la figura 4.24 se muestra el diagrama de interacción $P_u - M_{ux}$ para la sección de los pilotes descrita anteriormente. Debido a la simetría del elemento el diagrama de interacción $P_u - M_{uy}$ toma los mismos valores.

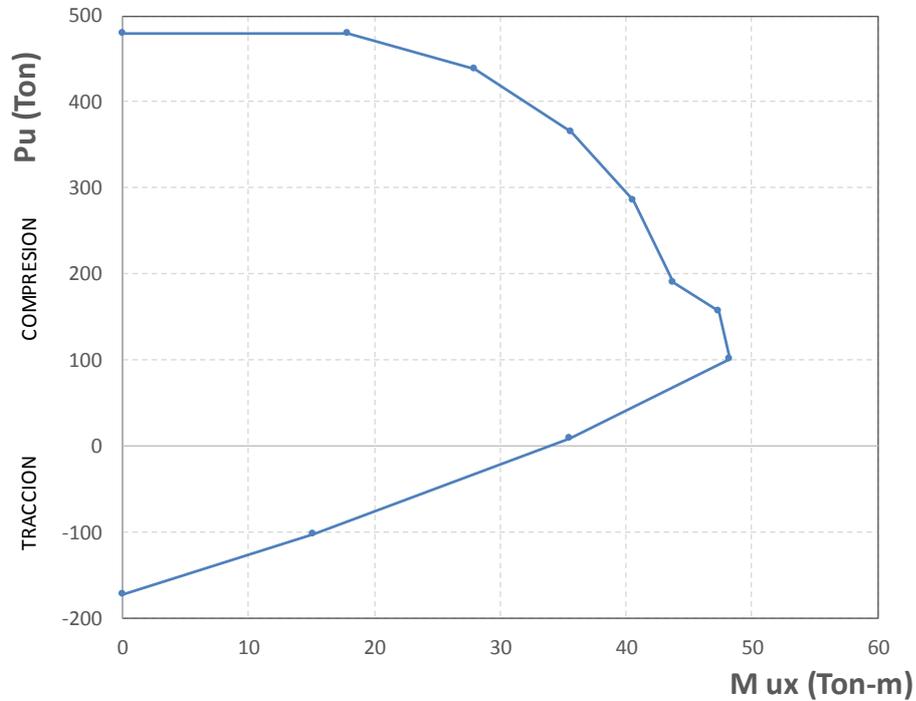


Figura 4.24: Diagrama de interacción de pilotes.

Cabe señalar que los pilotes en realidad están sometidos a flexión biaxial, por lo que la curva de interacción mostrada representa solamente a una de las infinitas curvas que conforman la superficie de interacción de cada elemento. En la figura 4.25 se muestra dicha superficie intersectada con la curva $P-M_{ux}$ y $P-M_{uy}$, ambas resaltadas en magenta.

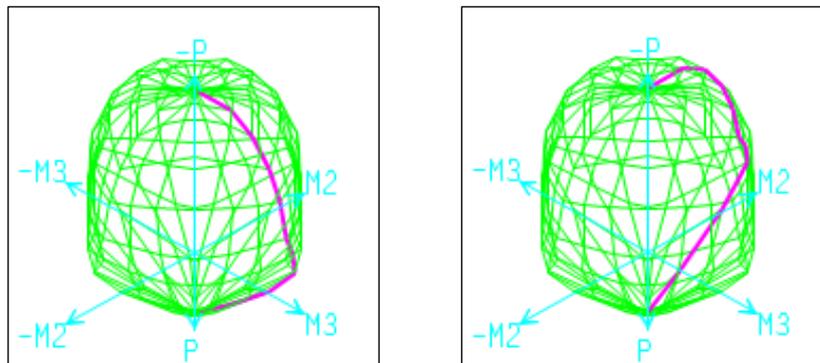


Figura 4.25: Superficie de interacción de los pilotes.

Flexión Biaxial

Dado que la carga axial última cumple la siguiente condición:

$$P_u \geq 0.10 \phi f'c A_g$$

Los pilotes deben satisfacer la relación indicada a continuación:

$$\frac{1}{\phi P_i} = \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_0}$$

$$P_0 = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y$$

Donde:

- ϕ = Factor de resistencia para miembros a compresión axial
- P_{rxy} = Resistencia axial factorada en flexión biaxial
- P_{rx} = Resistencia axial factorada correspondiente al M_x aplicado
- P_{ry} = Resistencia axial factorada correspondiente al M_y aplicado
- P_0 = Resistencia axial nominal con excentricidad cero

Pandeo y Efectos de Segundo Orden

Debido a la esbeltez de los pilotes y a los desplazamientos producidos se debe analizar los efectos de segundo orden. Ello se toma en cuenta de manera indirecta, mediante el cálculo del factor de amplificación δ que incrementa los momentos flectores extraídos del análisis de primer orden.

Se verificará luego que la sección sea capaz de soportar dichos momentos amplificados en conjunto con las cargas axiales últimas y de ser necesario se deberá replantear la sección y/o el refuerzo de los pilotes.

La formulación utilizada se muestra a continuación, así como la notación de cada variable.

$$\delta = \frac{Cm}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\phi \Sigma P_{cr}}}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(KL)^2}$$

$$EI = \frac{Ec I_g}{2.5(1 + \beta d)}$$

$$\beta_d = \frac{M_{DL} (\text{DEBIDO A CARGAS PERMANENTES})}{M_{\text{ÚLTIMO TOTAL}}}$$

Donde:

- δ = Factor de amplificación de momentos flectores
- C_m = Factor de efecto de extremo (1 para pilotes no arriostrados)
- β_d = Factor de flujo plástico del concreto
- P_{cr} = Carga de pandeo crítico
- ϕ = Factor de reducción de la capacidad de la sección del pilote
- EI = Rigidez a la flexión del pilote
- E_c = Módulo de elasticidad del concreto
- I_g = Momento de inercia de la sección bruta del pilote
- K = Factor de flujo longitud efectiva
- L = Longitud libre del pilote

La tabla 4.7 recoge las solicitaciones máximas para los pilotes numerados en la figura 4.22. Dichos valores últimos corresponden a la combinación de cargas de "Evento Extremo I" y con el caso de carga sísmico actuando en dirección transversal al muelle (Sy).

Tabla 4.7: Carga axial, Momentos últimos y Momentos debidos a cargas permanentes

Fuente: Elaboración Propia

Elem. #	P_U Tonf	M_{Ux} Tonf-m	M_{Uy} Tonf-m	M_{DLx} Tonf-m	M_{DLy} Tonf-m
120	-110.8	-11.9	-19.4	-1.2	-1.6
128	-103.3	-18.5	-10.9	0.2	1.6
129	-50.0	-17.4	-10.9	0.2	1.5
135	-98.6	-18.0	-11.4	0.2	0.9
136	-46.7	-16.8	-11.3	0.2	1.0
35	-112.2	-12.0	-19.4	-1.5	-1.4
36	-105.9	-11.7	-18.9	-0.9	-1.4
52	-107.4	-17.9	-11.1	0.3	1.2
53	-47.5	-17.2	-11.2	0.3	1.2
128	-108.8	-16.6	-13.5	-0.1	-1.5
129	-55.5	-16.1	-13.4	-0.1	-1.4
135	-104.1	-16.1	-13.2	-0.1	-1.2
136	-52.1	-15.6	-13.2	-0.1	-1.2
52	-112.8	-16.2	-13.3	-0.1	-1.3
53	-53.0	-15.9	-13.3	-0.2	-1.3
120	-116.3	-11.1	-17.0	1.2	-1.6
35	-117.7	-10.9	-17.2	1.4	-1.7
36	-111.4	-11.1	-16.7	1.1	-1.7

Tabla 4.8: Valores de Carga crítica de Pandeo y Factores de amplificación de momentos.

Fuente: Elaboración Propia

Elem. #	P_{crx} Tonf	P_{cry} Tonf	δ_x	δ_y
120	394.9	400.1	1.67	1.66
128	429.2	378.6	1.52	1.64
129	428.3	381.5	1.20	1.23
135	429.1	401.5	1.49	1.54
136	428.3	398.4	1.18	1.20
35	386.9	403.9	1.71	1.66
36	403.4	403.1	1.60	1.60
52	426.5	390.2	1.56	1.65
53	426.1	390.0	1.19	1.21
128	431.1	390.4	1.56	1.66
129	430.7	391.5	1.23	1.25
135	431.1	398.8	1.53	1.59
136	430.7	397.7	1.21	1.23
52	429.8	394.6	1.60	1.69
53	429.6	394.5	1.21	1.24
120	389.8	395.7	1.74	1.72
35	384.9	394.1	1.78	1.74
36	394.8	393.3	1.67	1.68

En la tabla 4.8 la primera columna indica la numeración de los pilotes analizados, en tanto que las dos siguientes muestran las cargas críticas de pandeo calculadas para cada uno de estos elementos.

Finalmente las dos columnas a la derecha presentan los factores de amplificación de momentos debido a los efectos de segundo orden, siendo el valor máximo de 1.78.

Tabla 4.9: Momentos amplificados por efectos de segundo orden; y ratio (P axial última) / (Resistencia Axial en flexión biaxial)

Fuente: Elaboración Propia

Elem. #	$M_{Amp.x}$ Tonf-m	$M_{Amp.y}$ Tonf-m	ϕP_i Tonf	$P_u/\phi P_i$
120	-19.9	-32.2	314.8	0.35
128	-28.2	-17.9	341.9	0.30
129	-20.8	-13.5	360.8	0.14
135	-26.8	-17.5	346.3	0.28
136	-19.9	-13.6	363.0	0.13
35	-20.5	-32.1	313.7	0.36
36	-18.7	-30.3	328.2	0.32
52	-27.9	-18.3	342.7	0.31
53	-20.4	-13.5	361.8	0.13
128	-26.0	-22.3	345.3	0.31
129	-19.7	-16.8	363.6	0.15
135	-24.6	-21.1	344.7	0.30
136	-18.8	-16.3	365.7	0.14
52	-26.0	-22.5	338.3	0.33
53	-19.3	-16.5	364.5	0.15
120	-19.3	-29.2	333.3	0.35
35	-19.4	-30.0	328.7	0.36
36	-18.7	-28.1	341.3	0.33

De los resultados obtenidos se aprecia que aún cuando los momentos flectores son amplificados, las carga axiales últimas son siempre menores que la resistencia axial de los pilotes en flexión biaxial (ratios menores a 1)

Se verifica que cada una de las combinaciones Muxi, Muyi, Pui, se encuentra contenida dentro de la superficie de interacción de los pilotes (Fig. 4.25); y por tanto se concluye que estos elementos son capaces de soportar las sollicitaciones impuestas con las dimensiones y armado propuestos.

CAPÍTULO V: EVALUACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

5.1. TÉCNICA CONSTRUCTIVA

5.1.1. Procedimientos Constructivos

Alternativa Tradicional

El método más utilizado es el denominado avance de tierra a mar, y consiste del hincado de pilotes de forma secuencial, al igual que el tablero; partiendo desde el molón de acceso, lo cual permite a la grúa de moverse de un tramo al otro.

Se inicia con la colocación de los pilotes correspondientes al primer eje transversal del muelle, se ubica sobre ellos una viga cabezal también prefabricada, y en cuanto se tenga el pórtico del siguiente eje finalizado, se montan las vigas longitudinales (tipo T) necesarias para cubrir dicha luz.

Culminado dicho tramo del muelle, se procede de igual manera con los siguientes hasta alcanzar la ubicación inicial del cabezo. Para terminar se realiza el vaciado del concreto in situ, en elementos como losas, sardineles, núcleos, juntas longitudinales y juntas transversales, lo cual permite un óptimo sellado entre las estructuras prefabricadas y las recientemente vaciadas.

Alternativa Network

Existe gran cantidad de procedimientos para la ejecución de puentes tipo network, cada uno con sus propias ventajas y desventajas, se nombrarán las más comunes:

Construcción por etapas; requiere de erigir dos torres en los extremos del puente, a partir de los cuales comienza recién la construcción del puente en sí. Dado que es sumamente complicado edificar sobre el cabezo del muelle una torre con un anclaje adecuado, este método se hace inviable.

Ejecución externa; la construcción puede ser llevada a cabo sin problemas en una ubicación cercana al lugar de emplazamiento final. Sin embargo el traslado y colocación de la superestructura completa es prácticamente imposible, debido a que el peso de esta supera las capacidades de carga de las grúas disponibles en nuestro país.

Elementos de sostenimiento; este procedimiento se basa en la construcción de estructuras tales como andamios, falsos puentes y hasta terraplenes, en el caso que sea posible, para brindar soporte a la totalidad o a parte de la superestructura, mientras dura el proceso de ejecución. Una vez que el puente tiene la capacidad de auto sostenerse, estos elementos son removidos completamente.

5.1.2. Procedimiento Propuesto – Alternativa tipo Network

A partir de las alternativas indicadas en el inciso anterior, se concluye que el procedimiento más adecuado es el uso de elementos de sostenimiento, los cuales serán necesarios desde el momento que inicia el montaje de la estructura metálica del arco hasta que el tablero de concreto alcanza su resistencia especificada.

El método que se utilizará consiste del uso de un falso puente, erigido a través de toda la longitud del muelle, a base de perfiles metálicos debidamente arriostrados. Su cimentación en la superficie marina se realizará mediante el uso de micro pilotes, en las zonas donde sean requeridas.

El programa para la construcción de la superestructura será el siguiente:

1. Construcción del falso puente.
2. Colocación del encofrado y refuerzo del tablero de concreto.
3. Ubicación de ductos y cables de postensado.
4. Instalación de los ductos de las péndolas.
5. Vaciado de concreto.
6. Montaje de la estructura metálica.
7. Colocación de las péndolas.
8. Postensado parcial de los cables del tirante.
9. Tensado parcial de las péndolas.
10. Postensado final de los cables del tirante.
11. Tensado final de las péndolas.
12. Retiro del falso puente.
13. Colocación de estructuras auxiliares y acabados.

5.2. EVALUACIÓN ECONÓMICA

El procedimiento para la evaluación económica consistirá primero en la estimación del presupuesto del puente bajo la alternativa del sistema network, luego se realizará una estimación del mismo pero con el sistema tradicional, y finalmente se presentará una evaluación comparativa entre ambas propuestas.

Los presupuestos mostrados en esta sección corresponderán únicamente al costo directo del proyecto, es decir que no se tomarán en cuenta impuestos, gastos generales ni utilidades.

Es importante mencionar también, que solamente será cuantificada aquella infraestructura y/o partidas no comunes para ambas alternativas, con la finalidad de observar las diferencias entre una y otra. Casos como el enrocado en el arranque del muelle o el propio molón de acceso, actualmente en condiciones deficientes, corresponden a estructuras comunes que deben ser construidas independientemente de la alternativa que se elija.

Las exclusiones más importantes que se tendrán tanto en la determinación de costos como en la evaluación económica, serán las siguientes:

Brecha de costos generada debido a la diferencia en las dimensiones de las cimentaciones entre ambas alternativas. Existe en este punto una ventaja considerable en el sistema tradicional respecto del network, dado que su cimentación recibe cargas menores.

Diferencia de costos producto del proceso de extracción de pilotes del muelle actual colapsado. Esto representa una clara ventaja para el sistema network, puesto que para la construcción tradicional del muelle es imperativo extraer la totalidad de los pilotes existentes, pues la ubicación del nuevo puente se mantendrá.

Indicado todo lo anterior, se procederá a mostrar los resultados de las evaluaciones económicas en los siguientes subcapítulos.

5.2.1. Metrado de Elementos - Alternativa tipo Network

Con las dimensiones de los elementos del muelle ya definidas a través de la fase de diseño, se lleva cabo la cuantificación de las partidas necesarias para la ejecución del proyecto. Los detalles y las especificaciones técnicas se incluyen en los planos del P-01 al P-04.

A continuación se muestra como resultado de este proceso la plantilla de metrados respectiva.

Tabla 5.1: Planilla de metrados de elementos para puente proyectado con Sistema Network – muelle DHN
Fuente: Elaboración propia

01 SUPERESTRUCTURA

01.01 TABLERO DE CONCRETO ARMADO

01.01.01 CONCRETO DE TABLERO

160.20 M3

Descripción	Cant.	Largo (m)	Ancho/Alto (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
Losa+Tirantes					
Losa - zona central	1	72.80	3.40	0.22	55.59
Losa - zona de transición	2	3.60	3.15	0.32	7.22
Losa - zona de arranque	2	1.40	2.90	0.41	3.35
Llaves de corte long.	4	1.05	0.30	0.25	0.32
Llaves de corte transv.	8	0.48	0.30	0.25	0.29
Bloque de anclaje viga de cierre - los	2	1.70	0.70	0.10	0.24
Tirantes Centro	2	72.80	0.80	0.40	46.59
Transición	4	3.60	1.05	0.40	6.05
Bordes	4	1.40	1.30	0.40	2.91
Voladizos					
Longitud total	2	82.80	0.60	0.20	20.02
Vereda					
Centro	2	72.80	0.11		15.29
Transición	4	3.60	0.11		1.64
Bordes	4	1.40	0.12		0.69
TOTAL					160.20

01.01.02 ENCOFRADO DE TABLERO

602.23 M2

Descripción	Cant.		Largo (mt)	Perim. (mt)	Area (m2)
Losa					
Fondo - zona central	1		72.80	3.40	247.52
Fondo - zona de transición	2		3.60	3.15	22.68
Fondo - zona de arranque	2		1.40	2.90	8.12
Tirantes					
Fondo - zona central	2		72.80	0.80	116.48
Fondo - zona de transición	4		3.60	1.05	15.12
Fondo - zona de arranque	4		1.40	1.30	7.28
Costados - zona central	2		72.80	0.32	46.59
Costados - zona de transición	4		3.60	0.225	3.24
Costados - zona central	4		1.40	0.13	0.73
Voladizos					
Fondo	2		82.80	0.60	99.36
Costados	2		82.80	0.15	24.84
Llaves de corte					
Costados - llaves de corte	4		0.30	3.20	3.84
Costados - bloque de anclaje	2		0.14	5.20	1.47
Tapas					
Lados	2	2.48			4.96
TOTAL					602.23

01.01.03 ACERO DE REFUERZO FY=4,200 KG/CM2

18,273 KG

Descripción	Nº LADOS	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
LLAVES DE CORTE								
C1	4	4	4	0.71	0.00	0.4	2/25	1
C2	4	8	4	1.26	0.00	0.4	7/50	4
C3	4	2	4	1.20	0.00	0.4	7/50	1
C4	4	6	4	1.26	0.00	0.4	7/50	3
LOSA								
Trans. Inf. L1	1	276	5	5.40	0.00	0.5	3/5	166
L2	1	276	5	2.90	0.00	0.5	1/3	91
Long. Inf. L4	1	23	5	82.70	9.00	0.5	9 20/29	220
Trans. Sup. L5	1	276	3	3.30	0.00	0.4	10/27	102
L6	1	414	4	1.85	0.00	0.4	17/81	87
Long. Sup. L7	1	11	4	82.70	9.00	0.4	9 23/39	109
L15	2	11	5	1.43	0.00	0.5	4/25	4
L18	2	8	5	1.30	0.00	0.5	3/20	2
TIRANTE								
Longitudin: V1	1	16	8	82.70	9.00	1.2	10 16/41	166
V17	0	8	8	1.11	0.00	1.2	3/23	0
Transvers: V4	1	828	4	2.10	0.00	0.4	6/25	199
V5	1	1,656	4	0.51	0.00	0.4	3/50	99
VEREDAS								
L11	1	4	3	82.70	9.00	0.4	9 23/39	38

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	140	733.31
1/2	9.00	504	4,535.52
5/8	14.40	482	6,944.26
1	36.45	166	6,059.45
PESO =			18,273.00

01.02 SISTEMA DE POSTENSADO

03.04.04 POSTENSADO DE TABLERO

121,241 TN-M

Descripción	Long. m	Fuerza tn	Peso tn-m
Desde el Arranque	82.80	1464.26	121,240.64
TOTAL			121,240.64

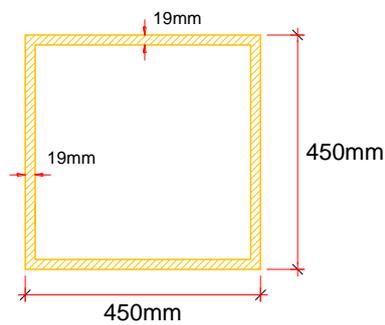
01.03 ESTRUCTURA METALICA

01.03.01 FABRICACION DE ESTRUCTURA METALICA

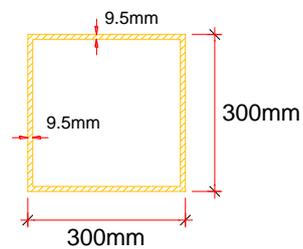
62.02 TN

P.E. Acero 0.00000785 kg/mm³

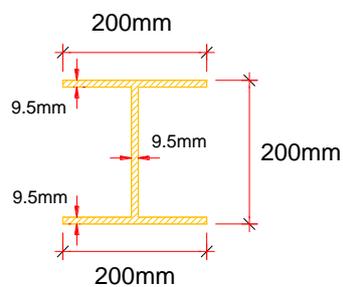
Descripción	Nro	Largo mm	Sección mm ²	Peso Elem.	Peso Total Kg
Segmentos de Arco					
ARCO	2	85303	32756	21934	43868
Arriostres					
HORIZ	12	3750	11039	325	3900
DIAG	20	5369	5520	233	4660
Víga de Cierre					
V.CIERRE	2	3750	25560	752	1504
PARCIAL					53932
Conexiones				0.15	8090
TOTAL					62022



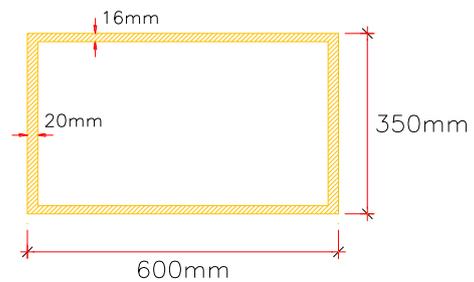
ST - ARCO



ST - A. HORIZ



ST - A. DIAG



ST - V. CIERRE

01.03.02 TRANSPORTE DE ESTRUCTURA METALICA

62.02 TN

Descripción	Cant.	Parcial (TN)	Total (TN)
Pintura en estructura	1	62.02	62.02
TOTAL			62.02

01.03.03 MONTAJE DE ESTRUCTURA METALICA

62.02 TN

Descripción	Cant.	Parcial (TN)	Total (TN)
Momtaje de estructura metalica	1	62.02	62.02
TOTAL			62.02

01.03.04 PINTURA EN ESTRUCTURA METALICA

62.02 TN

Descripción	Cant.	Parcial (TN)	Total (TN)
Pintura en estructura	1	62.02	62.02
TOTAL			62.02

01.03.05 PENDOLAS

498.88 M

Descripción	Long. mm
Desde el Arranque	
Pe-1	1,829.000
Pe-2	2,503.100
Pe-3	6,290.600
Pe-4	4,994.500
Pe-5	9,278.400
Pe-6	7,140.600
Pe-7	11,207.900
Pe-8	8,956.500
Pe-9	12,341.500
Pe-10	10,447.400
Pe-11	12,851.000
Pe-12	11,607.700
Pe-13	12,851.300
Pe-14	12,419.800
1/2 BANDA	124,719
PUENTE	498,877

02.01 CABEZAL ALTO

02.01.01 PILOTES DE CONCRETO

76.50 M3

Descripción	Cant.		Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
Pilotes de concreto						
Pilotes	18		17.00	0.50	0.50	76.50
TOTAL						76.50

02.01.02 CABEZAL DE CONCRETO

22.96 M3

Descripción	Cant.		Largo (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	Volumen (m3)
Cabezal de concreto						
Cepas extremas	2		3.10	3.10	1.10	21.14
Bloque de unión	1		1.50	1.10	1.10	1.82
TOTAL						22.96

03 SISTEMA DE PROTECCION

03.02 SISTEMA DE PROTECCION EN ACERO Y CONCRETO ARMADO

03.02.01 PROTECCION DE SUPERFICIE METÁLICA

563.00 M2

Descripción	Nro	Largo m	Perímetro m	A elem m2	A total m2
Segmentos de Arco					
ARCO	2	85.30	1.80	153.55	307.00
Arriostres					
HORIZ	12	3.75	1.20	4.50	54.00
DIAG	20	5.37	1.18	6.34	127.00
Víga de Cierre					
V.CIERRE	2	3.75	1.90	7.13	14.00
PARCIAL					502.00
Conexiones				0.12	61.00
TOTAL					563.00

03.02.01 PROTECCION DE PILOTES

280.80 M2

Descripción	Nro	Largo m	Perímetro m	A elem m2	A total m2
Pilotes PILOTES	18	7.80	2.00	15.60	280.80
TOTAL					280.80

En la figura 5.1 se presenta un esquema, que ha sido utilizado para la determinación de las alturas necesarias para brindar revestimiento a los pilotes de concreto armado.



Figura 5.1: Esquema de las alturas promedio para la protección de los pilotes en los sistemas tradicional y no convencional.

En el caso de un muelle tradicional se considerará que todos los pilotes se revisten con una funda de protección de 3.80 m de longitud, la cual finaliza 1.00 m por debajo de la superficie marina.

Para la alternativa tipo network esta longitud asciende a 7.80 m, por encontrarse los pilotes a mayor profundidad bajo el nivel medio del mar. Tal como en el caso anterior, el revestimiento se aplicará también a la totalidad de pilotes, es decir a las 18 unidades.

5.2.2. Estimación del Presupuesto - Alternativa tipo Network

A partir de los metrados se ha determinado el presupuesto para la ejecución del puente del muelle DHN.

Tabla 5.2: Presupuesto estimado para puente proyectado con Sistema Network - muelle DHN
Fuente: Elaboración propia

PARTIDA	METRADO	UND	P.U.	PARCIAL	TOTAL
1 SUPER ESTRUCTURA					
1.1 TABLERO DE CONCRETO ARMADO					211,003.00
1.1.1	CONCRETO DE TABLERO	160.20	M3	638.78	102,332.56
1.1.2	ENCOFRADO DE TABLERO	602.23	M2	56.65	34,116.60
1.1.3	ACERO DE REFUEZO TABLERO	18,273	KG	4.08	74,553.84
1.2 SISTEMA DE POSTENSADO					164,887.27
1.2.1	POSTENSADO DE TABLERO	121241	TN-M	1.36	164,887.27
1.3 ESTRUCTURA METALICA					558,227.32
1.3.1	FABRICACION	62.02	TN	5,700.00	353,514.00
1.3.2	TRANSPORTE	62.02	TN	380.00	23,567.60
1.3.3	MONTAJE	62.02	TN	1,400.00	86,828.00
1.3.4	PINTURA	62.02	TN	600.00	0.00
1.3.5	PENDOLAS	498.88	M	189.06	94,317.72
1.4 FALSO PUENTE					372,600.00
3.3.1	FALSO PUENTE	1.00	GB	372,600.00	372,600.00
2 SUBESTRUCTURA					
4.1 CABEZAL ALTO					382,284.76
4.1.1	PILOTES DE CONCRETO	76.50	M3	3,177.84	243,104.82
4.1.2	CABEZAL DE CONCRETO	22.96	M3	1,379.36	31,665.93
4.1.3	COLOCACIÓN E HINCADO	1.00	GB	107,514.01	107,514.01
3 SISTEMA DE PROTECCIÓN					
5.1 PROTECCION DE SUPERFICIE METÁLICA					27,480.48
5.1.1	PRODUCTOS DE RECUBRIMIENTO	563.00	M2	37.81	21,287.48
5.1.2	APLICACIÓN	563.00	M2	11.00	6,193.00
5.2 PROTECCION DE PILOTES					708,588.00
5.2.1	PREPARACION DE SUPERFICIE	18.00	UND	1,458.00	26,244.00
5.2.2	ENCAPSULADO DE PILOTE	280.80	M2	2,430.00	682,344.00
COSTO DIRECTO					2,425,070.83

Los sistemas de protección para los elementos de concreto armado, en este caso pilotes, se componen de fundas de fibra de vidrio adheridas a la superficie del concreto mediante adhesivos epóxicos. Los 18 pilotes de la estructura de llegada reciben este tratamiento desde el nivel +0.80m sobre el nivel medio del mar hasta una profundidad de -1.00 por debajo del suelo marino. El presupuesto incluye todos los costos asociados a dicho servicio.

En lo que respecta a la estructura metálica, su superficie estará protegida externamente por un revestimiento de poliuretano, al que previamente se le aplicará una base rica en zinc y dos coberturas de pintura epóxica. Los costos determinados consideran también la preparación de la superficie metálica y el proceso de aplicación.

5.2.3. Metrado de Elementos - Alternativa Tradicional

Los metrados del muelle DHN, proyectados bajo un sistema tradicional, se desprenden de los detalles y las especificaciones técnicas incluidos en los planos del P-05 al P-07, disponibles en la sección de Anexos.

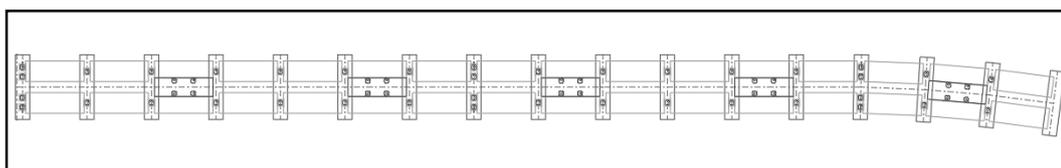


Figura 5.2: Planta del muelle DHN, con la configuración tradicional.

En la imagen 5.2 se presenta un trazado en planta del puente de acceso - muelle DHN - configurado de forma tradicional; esto incluye pilotes hincados, vigas cabezales, losas nervadas, y losas, núcleos, sardineles y juntas vaciadas in situ.

Tabla 5.3: Planilla de metrados de elementos para puente proyectado con Sistema Tradicional – muelle DHN

Fuente: Elaboración propia

01 PUENTE DE ACCESO

01.01 FABRICACIÓN DE PILOTES DE CONCRETO

01.01.01 CONCRETO DE PILOTES 217.50 M3

Descripción	Cant.	H (m)	A (m)	B (m)	Volumen (m3)
Pilotes de concreto					
Pilotes	58	15.00	0.50	0.50	217.50
TOTAL					217.50

01.01.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO 1740.00 M2

Descripción	Cant.	L (mt)	P (mt)	Area (m2)
Pilotes				
Fondo - zona central	58	15.00	2.00	1740.00
TOTAL				1740.00

01.01.03 ACERO DE REFUERZO

87,050 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
PILOTES								
Longitudinal	58	12	8	16.00	1.00	1.2	1 23/25	1336
Estribo 1	58	113	4	2.20	0.00	0.4	1/4	1639
Estribo 2	58	113	4	1.80	0.00	0.4	1/5	1311
Estribo 3	58	113	4	1.80	0.00	0.4	1/5	1311

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	4,260	38,340.90
5/8	14.40	0	0.00
1	36.45	1,336	48,708.86
PESO =			87,050.00

01.02 FABRICACIÓN DE VIGAS TRANSVERSALES

01.02.01 CONCRETO EN VIGAS TRANSV.

53.53 M3

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Volumen (m3)
Vigas transversales					
losa	17	0.25	1.14	5.20	25.19
vigas	34	0.25	0.50	5.20	22.10
cuñas longitudinales	68	0.15	0.23	0.25	0.57
cuñas transversales	68	0.13	1.00	0.64	5.66
TOTAL					53.53

01.02.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

407.35 M2

Descripción	Cant.	A (mt)	B (mt)	L (mt)	Area (m2)
Vigas transversales					
lateral	17	3.64	1.00	5.20	321.78
frontal losa	34	0.25	1.00	1.14	9.69
frontal vigas	68	0.25	1.00	0.50	8.50
lateral cuñas	68	0.38	1.00	0.25	6.46
frontal cuñas	68	1.40	1.00	0.64	60.93
TOTAL					407.35

01.02.03 ACERO DE REFUEZO

14,565 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
ACERO LONGITUDINAL								
L1	17	4	8	5.90	0.00	1.2	33/50	45
L2	17	4	5	3.80	0.00	0.5	3/7	29
L3	17	4	4	5.50	0.00	0.4	31/50	42
L4	17	4	5	5.60	0.00	0.5	46/73	43
L5	17	2	4	5.60	0.00	0.4	46/73	21
L6	17	6	6	5.80	0.00	0.75	13/20	66
JUNTA LONGITUDINAL								
L1	17	2	6	4.80	0.00	0.75	27/50	18
L2	17	6	8	4.80	0.00	1.2	27/50	55
ESTRIBOS								
E1	17	39	4	1.74	0.00	0.4	1/5	133
E2	17	39	4	2.52	0.00	0.4	7/25	186
E3	17	39	4	1.74	0.00	0.4	1/5	133
E4	17	33	4	2.09	0.00	0.4	6/25	135
CUÑAS								
C1	17	6	4	0.80	0.00	0.4	1/11	9
C2	17	3	4	1.08	0.00	0.4	3/25	6
CAVIDAD P/ PILOTES								
T1	58	24	4	0.92	0.00	0.4	10/91	153
T2	0	7	4	1.18	0.00	0.4	7/50	0
T3	58	7	4	0.81	0.00	0.4	1/11	37
T4	58	7	4	1.09	0.00	0.4	3/23	53

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	907	8,161.20
5/8	14.40	72	1,037.95
3/4	20.34	85	1,721.98
1	36.45	100	3,643.54
PESO =			14,565.00

01.03 FABRICACIÓN DE LOSAS NERVADAS

01.03.01 CONCRETO DE LOSA NERVADA

85.23 M3

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Volumen (m3)
Losa nervada I					
losa	22	1.65	0.275	4.65	46.42
viga	22	0.35	0.475	4.05	14.81
Losa nervada II					
losa	10	1.35	0.275	4.65	17.26
viga	10	0.35	0.475	4.05	6.73
TOTAL					85.23

01.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

498.50 M2

Descripción	Cant.	A	B	L	Area
		(mt)	(mt)	(mt)	(m2)
Losa nervada I					
losa	22	3.15	1.00	4.65	322.25
viga	44	0.62	1.00	1.00	27.28
Losa nervada II					
losa	10	2.85	1.00	4.85	138.23
viga	20	0.54	1.00	1.00	10.75
TOTAL					498.50

01.03.03 ACERO DE REFUEZO

21,239 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
LOSA NERVADA I								
LONGITUDINAL								
L1	22	4	8	6.00	0.00	1.2	65/97	59
L2	22	1	6	5.32	0.00	0.75	3/5	13
L3	22	1	8	5.32	0.00	1.2	3/5	13
L4	22	2	5	4.40	0.00	0.5	24/49	22
L5	22	2	5	4.90	0.00	0.5	11/20	24
L6	22	8	4	4.90	0.00	0.4	11/20	97
L7	22	2	5	4.90	0.00	0.5	11/20	24
L8	22	4	4	4.90	0.00	0.4	11/20	48
L9	22	4	6	4.90	0.00	0.75	11/20	48
ESTRIBOS								
E1	22	28	4	1.94	0.00	0.4	11/50	136
E2	22	36	4	1.79	0.00	0.4	1/5	158
E3	22	36	4	1.39	0.00	0.4	4/25	127
E4	22	36	4	1.39	0.00	0.4	4/25	127
JUNTA								
J1	22	38	4	3.00	0.00	0.4	17/50	284
J2	22	24	4	2.80	0.00	0.4	8/25	169
LOSA NERVADA II								
LONGITUDINAL								
L1	10	4	8	6.00	0.00	1.2	65/97	27
L4	10	2	4	4.40	0.00	0.4	24/49	10
L6	10	6	5	4.90	0.00	0.5	11/20	33
L8	10	4	5	4.90	0.00	0.5	11/20	22
L9	10	4	6	4.90	0.00	0.75	11/20	22
ESTRIBOS								
E1	10	28	4	1.94	0.00	0.4	11/50	62
E2	10	36	4	1.99	0.00	0.4	3/13	83
E3	10	36	4	0.99	0.00	0.4	10/91	40
E4	10	36	4	0.99	0.00	0.4	10/91	40
JUNTA								
J1	10	24	5	1.55	0.00	0.5	9/50	43
J2	10	24	5	1.55	0.00	0.5	9/50	43
J3	10	24	4	0.99	0.00	0.4	10/91	26
J4	10	24	4	0.99	0.00	0.4	10/91	26

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	1,432	12,887.64
5/8	14.40	211	3,043.58
3/4	20.34	84	1,700.42
1	36.45	99	3,607.09
PESO =			21,239.00

01.04 NÚCLEOS LLENADOS IN SITU

01.04.01 CONCRETO EN NÚCLEO

33.64 M3

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Volumen (m3)
Núcleos					
Inferior	5	2.50	0.48	4.05	24.05
Superior	5	1.50	0.28	4.65	9.59
TOTAL					33.64

01.04.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

66.63 M2

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Area (m2)
Núcleos					
Fondo	5	2.50	1.00	4.05	50.63
Caras	10	1.60	1.00	1.00	16.00
TOTAL					66.63

01.04.03 ACERO DE REFUEZO

3,786 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (m)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
NÚCLEOS								
Longitudinal	5	27	6	6.35	0.00	0.75	22/31	96
E1	5	21	6	3.00	0.00	0.75	17/50	36
E2	5	21	6	4.65	0.00	0.75	13/25	55

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	0	0.00
5/8	14.40	0	0.00
3/4	20.34	186	3,786.29
1	36.45	0	0.00
PESO =			3,786.00

01.05 JUNTAS LONGITUDINALES Y TRANSV.

01.05.01 CONCRETO EN JUNTAS

37.77 M3

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Volumen (m3)
Juntas					
Longitudinal	22	0.90	0.28	4.65	25.32
Transversal	17	0.45	0.28	4.20	8.84
Superior	76	0.14	1.00	0.34	3.62
TOTAL					37.77

01.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

96.28 M2

Descripción	Cant.	A (mt)	B (mt)	L (mt)	Area (m2)
Juntas					
Fondo - Longitudinales	22	0.90	1.00	4.65	92.07
Caras - Transversales	34	0.45	0.28	1.00	4.21
TOTAL					96.28

01.05.03 ACERO DE REFUEZO

2,631 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
JUNTAS								
Longitudinal	22	7	6	7.50	0.00	0.75	21/25	129

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	0	0.00
5/8	14.40	0	0.00
3/4	20.34	129	2,631.18
1	36.45	0	0.00
PESO =			2,631.00

01.06 SARDINEL LLENADO IN SITU

01.06.01 CONCRETO EN SARDINEL

8.28 M3

Descripción	Cant.	A (m)	B (m)	L (m)	Volumen (m3)
Sardinel	2	0.05	1.00	82.80	8.28
TOTAL					8.28

01.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

66.24 M2

Descripción	Cant.	A (mt)	B (mt)	L (mt)	Area (m2)
Sardinel	2	0.40	1.00	82.80	66.24
TOTAL					66.24

01.06.03 ACERO DE REFUEZO

1,778 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
Longitudinal	2	4	4	89.01	9.00	0.4	10 20/69	82
Estribos	2	552	3	1.56	0.00	0.4	9/50	199

RESUMEN			
Ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	199	1,037.32
1/2	9.00	82	740.88
5/8	14.40	0	0.00
1	36.45	0	0.00
PESO =			1,778.00

01.07 LOSAS VACIADAS IN SITU

01.07.01 CONCRETO EN LOSA

69.55 M3

Descripción	Cant.	L (m)	A (m)	B (m)	Volumen (m3)
Losa	1	82.80	4.20	0.20	69.55
TOTAL					69.55

01.07.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO

36.48 M2

Descripción	Cant.	A (mt)	B (mt)	L (mt)	Area (m2)
Losa					
Caras longitudinales	2	0.20	1.00	82.80	33.12
Caras frontales	4	0.20	4.20	1.00	3.36
TOTAL					36.48

01.07.03 ACERO DE REFUEZO

9,627 KG

Descripción	Nº VECES	Nº Var.	Diam. (1/8")	Long. (mt)	Empalmes por pieza			Total Pzas (und)
					Cant.	Long.	Aprox.	
ACERO								
L1	16	21	8	3.60	0.00	1.2	2/5	134
L2	16	21	5	2.70	0.00	0.5	3/10	101
E1	16	18	5	4.20	0.00	0.5	8/17	135
E2	16	18	5	2.80	0.00	0.5	8/25	92

RESUMEN			
ø (pulg.)	Peso/Pieza	Total Piezas	Peso (Kg)
3/8	5.22	0	0.00
1/2	9.00	0	0.00
5/8	14.40	328	4,727.81
1	36.45	134	4,898.88
PESO =			9,627.00

03 SISTEMA DE PROTECCIÓN

03.01 PROTECCION DE PILOTES

03.01.02 ENCAPSULADO DE PILOTE

440.80 M2

Descripción	Nro	Largo m	Perímetro m	A elem m2	A total m2
Pilotes PILOTES	58	3.80	2.00	7.60	440.80
TOTAL					440.80

5.2.4. Estimación del Presupuesto - Alternativa Tradicional

A partir de los metrados calculados en la sección anterior se estima el presupuesto para la ejecución del puente de acceso al muelle DHN, bajo una configuración tradicional.

Es importante hacer notar que para la determinación del costo de los sistemas de protección únicamente se tienen pilotes de concreto armado. En este caso se revestirán los 58 pilotes que conforman la subestructura del muelle desde el nivel +0.80m sobre el nivel medio del mar hasta una profundidad de -1.00 por debajo del suelo marino. El sistema se basa en la instalación de fundas de fibra de vidrio adheridas a la superficie del concreto mediante adhesivos epóxicos.

Tabla 5.4: Presupuesto estimado para puente proyectado con Sistema Tradicional - muelle DHN
Fuente: Elaboración propia

PARTIDA	METRADO	UND	P.U.	PARCIAL	TOTAL
1 PUENTE DE ACCESO					
1.1 FABRICACIÓN DE PILOTES DE CONCRETO					592,669.65
1.1.1 CONCRETO DE PILOTES	217.50	M3	638.78	138,934.65	
1.1.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	1740.00	M2	56.65	98,571.00	
1.1.3 ACERO DE REFUEZO	87,050	KG	4.08	355,164.00	
1.2 FABRICACIÓN DE VIGAS TRANSVERSALES					116,692.73
1.2.1 CONCRETO EN VIGAS TRANSV.	54	M3	638.78	34,190.92	
1.2.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	407.35	M2	56.65	23,076.60	
1.2.3 ACERO DE REFUEZO	14,565	KG	4.08	59,425.20	
1.3 FABRICACIÓN DE LOSAS NERVADAS					169,336.93
1.3.1 CONCRETO DE LOSA NERVADA	85.23	M3	638.78	54,441.78	
1.3.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	498.50	M2	56.65	28,240.03	
1.3.3 ACERO DE REFUEZO	21,239	KG	4.08	86,655.12	
1.4 NÚCLEOS LLENADOS IN SITU					40,708.15
1.4.1 CONCRETO EN NÚCLEO	33.64	M3	638.78	21,486.96	
1.4.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	66.63	M2	56.65	3,774.31	
1.4.3 ACERO DE REFUEZO	3,786	KG	4.08	15,446.88	
1.5 JUNTAS LONGITUDINALES Y TRANSV.					40,316.98
1.5.1 CONCRETO EN JUNTAS	37.77	M3	638.78	24,128.38	
1.5.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	96.28	M2	56.65	5,454.12	
1.5.3 ACERO DE REFUEZO	2,631	KG	4.08	10,734.48	

PARTIDA	METRADO	UND	P.U.	PARCIAL	TOTAL
1.6 SARDINEL LLENADO IN SITU					16,295.83
1.6.1 CONCRETO EN SARDINEL	8.28	M3	638.78	5,289.10	
1.6.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	66.24	M2	56.65	3,752.50	
1.6.3 ACERO DE REFUEZO	1,778	KG	4.08	7,254.24	
1.7 LOSAS VACIADAS IN SITU					85,773.18
1.7.1 CONCRETO EN LOSA	69.55	M3	638.78	44,428.43	
1.7.2 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	36.48	M2	56.65	2,066.59	
1.7.3 ACERO DE REFUEZO	9,627	KG	4.08	39,278.16	
2 MANIOBRAS DE COLOCACIÓN E HINCADO					
2.1 MANIOBRAS DE COLOCACIÓN E HINCADO					330,791.08
2.1.1 TRANSPORTE DE PILOTES	58.00	UND	394.20	22,863.60	
2.1.2 TRANSPORTE DE VIGAS TRANSV.	17.00	UND	275.82	4,688.96	
2.1.3 TRANSPORTE DE LOSAS PREFAB.	32.00	UND	275.82	8,826.27	
2.1.4 PUNTA PARA PILOTES	58.00	UND	324.28	18,808.24	
2.1.5 HINCADO DE PILOTES	58.00	UND	3,417.61	198,221.15	
2.1.6 DESCABEZADO DE PILOTES	58.00	UND	94.15	5,460.47	
2.1.7 COLOCACIÓN DE VIGAS TRANSV.	17.00	UND	2,178.81	37,039.69	
2.1.8 COLOCACIÓN DE LOSAS NERVAD.	32.00	UND	1,090.08	34,882.70	
3 SISTEMA DE PROTECCIÓN					
3.1 PROTECCION DE PILOTES					1,155,708.00
3.1.1 PREPARACION DE SUPERFICIE	58.00	UND	1,458.00	84,564.00	
3.1.2 ENCAPSULADO DE PILOTE	440.80	M2	2,430.00	1,071,144.00	
COSTO DIRECTO					2,548,292.53

5.2.5. Análisis Comparativo

Si bien es cierto ambas alternativas, tanto la No Convencional como la Tradicional, se adecúan a la finalidad requerida, que es la de comunicar el cabezo del muelle con tierra firme para permitir el paso de personas y vehículos por medio de una estructura segura ante eventos extremos y con una durabilidad apropiada; existen diferencias técnico económicas que se hacen evidentes al momento de tomar una decisión para decantarse por alguna de ellas.

Procedimiento constructivo

Como ya se vio previamente, el procedimiento constructivo reviste mayor complejidad en la alternativa No Convencional, principalmente porque dentro de su proceso se debe incluir la instalación de un falso puente metálico para que éste último pueda soportar el tablero de concreto, el encofrado, los andamios necesarios para realizar el montaje de arcos y péndolas y la propia estructura metálica.

Ello determina que los tiempos de construcción se prolonguen en comparación a la alternativa tradicional, en la cual el avance de pódico a pódico se produce de manera continua; debido a la rapidez constructiva de los sistemas prefabricados para vigas y losas.

Peso de la Estructura

De los metrados es posible obtener los pesos de los tableros de los dos sistemas en estudio:

- El Tablero del puente con la alternativa tipo Network llega a las 524 ton
- El Tablero del puente con alternativa Tradicional alcanza las 745 ton

Lo cual indica una reducción del 30% en el peso de la superestructura cuando se utiliza el sistema No Convencional tipo Network.

Esta diferencia se debe en gran parte al posicionamiento de los cables en el sistema Network, los cuales al estar muy cercanos unos de otros reducen los momentos flectores en el tablero de concreto.

Sumado a ello, se recuerda que durante la construcción de la alternativa No Convencional, el falso puente es el encargado de soportar las cargas provenientes de cualquier maniobra de montaje; por el contrario, en un muelle tradicional, las losas nervadas son las que toman directamente la carga proveniente de la grúa utilizada para el izaje e hincado de los pilotes del tramo siguiente, lo que resulta en dimensiones de mayor consideración.

Costo de construcción

De los presupuestos determinados en las secciones anteriores se tiene que:

- El puente con la alternativa tipo Network asciende a S/. 2,425,070.83
- El puente con una alternativa Tradicional tiene un costo de S/. 2,548,292.53

Se aprecia que el costo por realizar la construcción del puente del muelle DHN, incluyendo los sistemas de protección, con el sistema No Convencional tipo Network resulta menor en S/. 123,221.70 con respecto a uno de configuración tradicional.

Ello representa una disminución aproximada del 5% del costo total, lo cual no es un margen que pueda ser muy determinante, como si lo representarían los costos de mantenimiento.

Sistemas de protección y Mantenimiento a largo plazo

Especial atención merece el mantenimiento de la estructura; en este apartado se considera que los sistemas de protección deben volverse a aplicar en su totalidad en ciclos definidos, esta es la única manera de asegurar el funcionamiento del muelle para un tiempo de vida prolongado.

A partir de las tablas 5.2 y 5.4 se desprenden los presupuestos para los sistemas de protección de ambas propuestas, con lo cual:

- En la alternativa tipo Network el monto es de S/. 736,068.48
- En la alternativa Tradicional se tiene un costo de S/. 1,155,708.00

De lo indicado, se observa que los costos de los sistemas de protección para la alternativa Network representan una reducción del 36% (S/.419,639.52) respecto de la configuración tradicional; esto evidentemente debido a la cantidad de pilotes que posee esta última.

Esta diferencia es la más importante en cuanto a costos se refiere, y alcanza mayor importancia si se toma en cuenta que dichos sistemas deberán ser reemplazados, ya sea en pilotes y/o en estructuras metálicas.

En la tabla 5.5 se presentan los montos y porcentajes de ahorro en gastos de mantenimiento cuando se utiliza un sistema No Convencional tipo Network respecto a uno tradicional, dependiendo de cuantos ciclos de mantenimiento se realicen en el puente del muelle.

Tabla 5.5: Márgenes de ahorro en mantenimiento que genera una alternativa tipo Network respecto del sistema tradicional – muelle DHN.

Fuente: Elaboración propia

		MANTENIMIENTO DE LA PROTECCION EN PILOTES			
		Inicio de Operaciones	1er Mantenimiento	2do Mantenimiento	3er Mantenimiento
PROTECCION DE LA ESTRUCTURA METALICA	1ra Aplicación	36%	37%	38%	38%
		S/. 419,640	S/. 866,760	S/. 1,313,880	S/. 1,761,000
	2da Aplicación	34%	36%	37%	37%
		S/. 392,159	S/. 839,279	S/. 1,286,399	S/. 1,733,519
	3ra Aplicación	32%	35%	36%	37%
		S/. 364,679	S/. 811,799	S/. 1,258,919	S/. 1,706,039
	4ta Aplicación	29%	34%	36%	36%
		S/. 337,198	S/. 784,318	S/. 1,231,438	S/. 1,678,558

Dichos ciclos de mantenimiento corresponden a las veces en las que los sistemas de protección serán cambiados (fundas de pilotes) o vueltos a aplicar (recubrimiento de estructuras metálicas).

De esta manera, el primer valor de la tabla 5.5 y que asciende a los S/.419,640, corresponde a la entrada en servicio del muelle (los pilotes han sido revestidos por primera vez y la estructura metálica cuenta con una aplicación de recubrimiento) y ya se mencionó al inicio del presente ítem, que se obtiene directamente de los presupuestos presentados en las tablas 5.2 y 5.4.

Finalmente, se puede apreciar que esta brecha no hará más que aumentar conforme se realicen más operaciones mantenimiento (reemplazo) en las fundas de los pilotes y disminuirá ligeramente cuanto más veces se deban volver a aplicar los recubrimientos a los arcos y arriostres de la superestructura tipo Network.

CONCLUSIONES

Un sistema no convencional, adecuadamente diseñado, puede ser salvar luces de muelles en los que bajo condiciones extraordinarias se dificulta el hincado o la conservación de los pilotes durante la vida útil del muelle.

A partir de la evaluación entre las dos posibles soluciones No Convencionales planteadas para el puente del muelle DHN, se concluye que es más adecuado el uso de una superestructura tipo network en lugar que una del tipo atirantado, los detalles de tal elección han sido resumidas en la tabla 6.1.

Tabla 6.1. Resumen de los criterios utilizados para definir la alternativa No Convencional más adecuada – muelle DHN.

Fuente: Elaboración propia

Criterios de elección	Alternativa 01 P. Atirantado	Alternativa 02 P. Network
Peso de la estructura	Vigas de gran peralte y una torre de concreto muy rígida elevan el peso propio de la estructura.	Vigas esbeltas. Se prescinde de torre alguna. Su Peso equivale al 60% de la alternativa 01.
Cimentación	El mismo peso de los elementos conduce a una cimentación con dimensiones considerables.	Menor tamaño de la cimentación y menor profundidad de desplante.
Cantidad de cables	Longitud de cables considerable debido al trazado del sistema.	Longitud de cables equivalente al 46% de la necesaria en la alternativa 01.
Superficie metálica expuesta	Salvo cables y anclajes no existen otros elementos que se deban proteger.	La superficie de los arcos, arriostres y diagonales debe estar en constante mantenimiento.

A partir del análisis comparativo entre el sistema No Convencional tipo Network y un muelle de Configuración Tradicional; se concluye que el primero brinda mayores ventajas respecto del segundo, principalmente por el hecho de que el sistema Network expone menor cantidad de elementos al efecto abrasivo del mar, lo cual facilita las labores de monitoreo, mantenimiento y reparación; lo cual se traduce en menores impactos económicos a mediano y largo plazo. La tabla 6.2 resume los puntos estudiados en dicho análisis comparativo.

Tabla 6.2. Resumen de las principales diferencias al optar por la ejecución del puente con un sistema No Convencional tipo Network en contraposición a una configuración tradicional – muelle DHN.

Fuente: Elaboración propia

Criterios Analizados	Configuración Tradicional	Sistema N.C. Network
Procedimiento Constructivo	Facilidad constructiva, producto del uso de elementos prefabricados.	Mayor complejidad debido a la instalación de falso puente, montaje de estructuras metálicas y postensado del tablero.
Peso de la Estructura	El Peso de la superestructura alcanza las 745 ton.	Su peso resulta 30% menor que una superestructura tradicional.
Costo de Construcción	El costo de ejecución del puente se estima en S/. 2,425,070.83	Existe una reducción del 5% en costos de construcción respecto al sistema tradicional.
Sistemas de Protección	El costo de los sistemas de protección inicialmente asciende a S/. 1,155,708.00.	Dicho costo se reduce 36% en el inicio de las operaciones.
Mantenimiento a largo plazo	Debido a la cantidad de pilotes este mantenimiento resulta sumamente costoso.	Se generan ahorros significativos respecto al sistema tradicional (Tab. 5.5)

RECOMENDACIONES

Es necesario que en la etapa de ejecución, el contratista corrobore con trabajos de campo, los datos del estudio de suelos con fines de cimentación elaborados por el consultor para el muelle DHN en el año 2015, y que se incluyen en el anexo A-4 (página 181).

Estudiar el fenómeno de abrasión, por medio de simulaciones hidráulicas a escala que representen las condiciones del litoral en un laboratorio. Y de esta manera se fijen ciclos de mantenimiento definidos en la subestructura.

En relación al texto anterior, se requiere también estudiar soluciones alternativas a los sistemas de protección propuestos en este trabajo, los cuales sean adecuados para pilotes de concreto armado expuestos a condiciones de abrasión extrema.

Realizar el análisis estructural y el diseño a detalle de la superestructura tipo atirantada para el muelle DHN, de tal manera que lleve a cuantificar con más precisión las diferencias técnicas y económicas entre la estructura No Convencional Atirantada respecto de la del tipo Network.

Se recomienda realizar un estudio minucioso de la interacción suelo - estructura que se presenta en los pilotes del muelle, los valores encontrados a partir de dicho análisis podrían ser luego comparados con los resultados mostrados en este trabajo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Alvarado Calderón César, "Análisis y Diseño de Puentes Según AASHTO - LRFD con Aplicación del SAP2000", Editorial ICG, Lima, 2009.
- [2] American Association of State Highway and Transportation Officials "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications", 7th Edition, 2014.
- [3] Brockenbrough Roger L. & Merrit Frederick S., "Structural Steel Designer's Handbook", 4th Edition, McGraw Hill, New York, 2006.
- [4] Chellis Robert, "Cimentaciones profundas", Segunda Edición, Editorial Diana, México DF, 1971.
- [5] Dirección de Hidrografía y Navegación de la Marina de Guerra del Perú, "Bases Integradas para la Elaboración del Expediente y Ejecución de Obra por Demolición y Reposición del Muelle de La DHN", Dirección de Hidrografía y Navegación, Callao, 2012.
- [6] Fuentes Ortiz César, "Ingeniería Portuaria", Segunda Edición, Coper Editores, Lima, 2001.
- [7] Hennings Marianyi Eduardo, "Puente en Arco Tipo Network sobre el Río Carbón, Departamento de Cusco, Perú", Lima, 2007.
- [8] International Navigation Association, "Seismic Design Guidelines for Port Structures", Swets & Zeitlinger B.V., Lisse, Netherlands, 2001.
- [9] Ministerio de Transportes y Comunicaciones Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, "Manual de Diseño de Puentes", Lima, 2016.
- [10] Piza Ortiz Juan, Pindter Vega Julio, Mcdonel Martínez Guillermo, Herrejón de la Torre Luis, López Gutiérrez Héctor, "Ingeniería Marítima y Portuaria", Alfa Omega, México, 1999.
- [11] Quinn Alonso, "Design and construction of Ports and Marine Structures", McGraw Hill, New York, 1996.
- [12] Svensson Holger, "Cable Stayed Bridges, 40 Years of Experience Worldwide", First Edition, Ernst & Sohn GmbH & Co.KG, Berlin, 2012.
- [13] Tveit Per, "Bits of Manuscript in December 2009 after Lectures in 50 Countries", <http://pchome.grm.hia.no/~ptveit>, Grimslund, Norway, 2009.

- [14] Tveit Per, "Genesis and Development of the Network Arch Concept" NSBA World Steel Bridge Symposium, San Antonio, Texas, 2009.
- [15] Wai-Fah Chen & Lian Duan, "Bridge Engineering Substructure Design", CRC Press LLC, Boca Raton, Florida, 2003.

ANEXOS

ANEXO A-1 DETERMINACIÓN DE ESPECTRO DE DISEÑO

Manual de Diseño de Puente (MTC - 2016)

Definiciones:

PGA (0.0s)	Aceleración pico del terreno
Ss (0.2s)	Aceleración de periodo corto en roca
S1 (1.0s)	Aceleración de periodo largo en roca
Fpga	Coefficiente de sitio
Fa	Coefficiente de sitio
Fv	Coefficiente de sitio
AS	Coefficiente de aceleración
SDS	Ordenada espectral para periodos cortos
SD1	Ordenada espectral para un periodo de 1 seg
T0	Periodo inicial de la platea de periodos cortos
TS	Periodo final de la platea de periodos cortos

Formulación:

$$A_S = F_{pga} PGA$$

$$S_{DS} = F_a S_S$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}$$

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S \quad \Rightarrow \quad T \leq T_0$$

$$C_{sm} = S_{DS} \quad \Rightarrow \quad T_0 \leq T \leq T_S$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \Rightarrow \quad T \geq T_S$$

Tablas de referencia:

Tabla 1: Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	$PGA \leq 0.10$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0.20$ $S_s = 0.50$	$PGA = 0.30$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0.40$ $S_s = 1.00$	$PGA \geq 0.50$ $S_s \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_s .

Tabla 2: Coeficientes de Sitio F_v

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

Procedimiento:

- Se hará uso de los mapas de isoaceleraciones para determinar los parámetros correspondientes al muelle DHN, Chucuito - Callao:
De la figura 1 se determina la aceleración pico del terreno PGA.
De la figura 2 se determina la aceleración de períodos cortos S_s .
De la figura 3 se determina la aceleración de períodos largos S_1 .
- Con los valores obtenidos se ingresa a las tablas 1 y 2, y se calculan los coeficientes de sitio F_{pga} , F_a y F_v .
- Con estos, se calcula A_s , SD_s y SD_1 , según se formuló en la página previa. Dichos valores son el coeficiente de aceleración y las ordenadas espectrales de período corto y largo del espectro de respuesta.
- Se calculan los períodos T_0 y T_S que corresponden al tramo inicial y final de la platea de períodos cortos, respectivamente.
- Se dibuja el espectro evaluando el coeficiente sísmico C_{sm} , y tomando en cuenta el tramo en el cual se encuentra el período evaluado.

Mapas de isoaceleraciones:

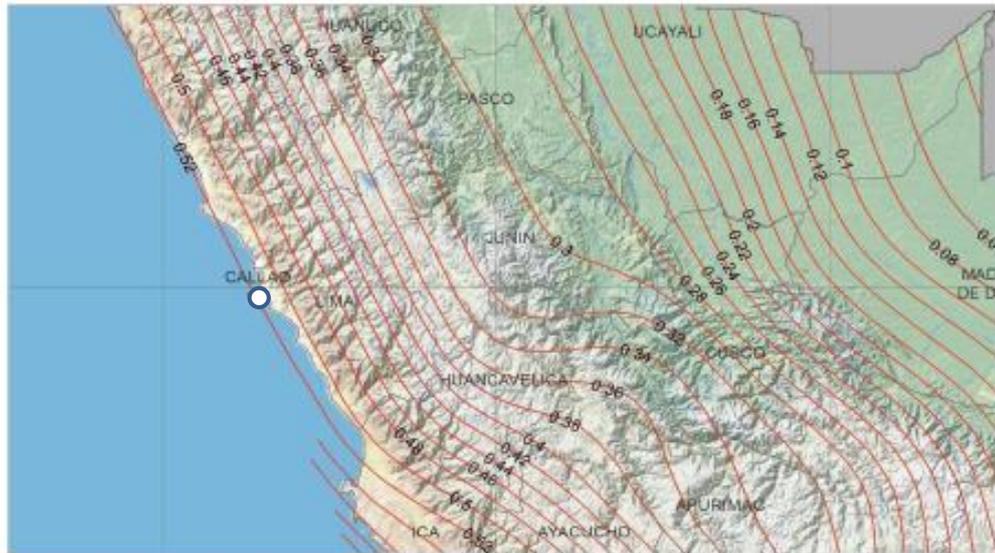


Figura 1. De acuerdo a la ubicación del proyecto en el mapa de isoaceleraciones espectrales para un período estructural de 0.00 seg, PGA toma el valor de 0.52g.

Cabe indicar que en la figura 4.15 de la página 87, se muestra este mismo mapa pero extendido para todo el territorio peruano.



Figura 2. De acuerdo a la ubicación del proyecto en el mapa de isoaceleraciones espectrales para un período estructural de 0.2 seg, Ss toma el valor de 1.28 g.

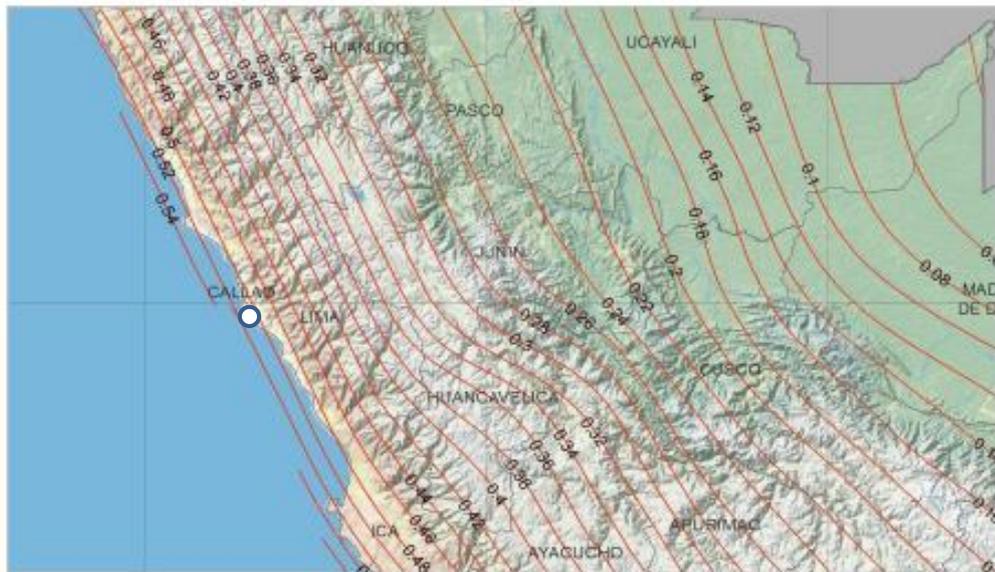


Figura 3. De acuerdo a la ubicación del proyecto en el mapa de isoaceleraciones espectrales para un período estructural de 1.0 seg, S1 toma el valor de 0.51 g.

Resultados:

PGA (0.0s)	=	0.52 g	Según Mapa de Isoacelerac. (Fig. 1)
Ss (0.2s)	=	1.28 g	Según Mapa de Isoacelerac. (Fig. 2)
S1 (1.0s)	=	0.51 g	Según Mapa de Isoacelerac. (Fig. 3)
Fpga	=	1.00	Según Tabla 1 del Anexo A-1
Fa	=	1.00	Según Tabla 1 del Anexo A-1
Fv	=	1.30	Según Tabla 2 del Anexo A-1
AS	=	0.52 g	} Coeficientes sísmicos y períodos para construcción de espectro
SDS	=	1.28 g	
SD1	=	0.66 g	
T0	=	0.10 s	
TS	=	0.52 s	

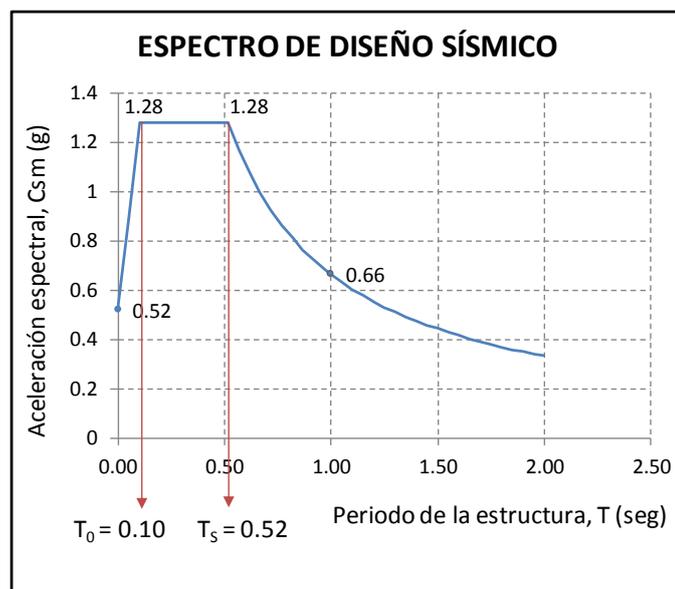
Construcción del espectro:

T (seg)	C_{sm} (g)
0.00	0.52
0.05	0.89
0.10	1.28
0.52	1.28
0.57	1.17
0.67	0.99
0.72	0.92
0.77	0.86
0.82	0.81
0.87	0.76
0.92	0.72
0.97	0.68
1.00	0.66
1.05	0.63
1.10	0.60
1.15	0.58
1.20	0.55
1.30	0.51
1.40	0.47
1.50	0.44
1.60	0.41
1.70	0.39
1.80	0.37
1.90	0.35
2.00	0.33

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S \Rightarrow T \leq T_0$$

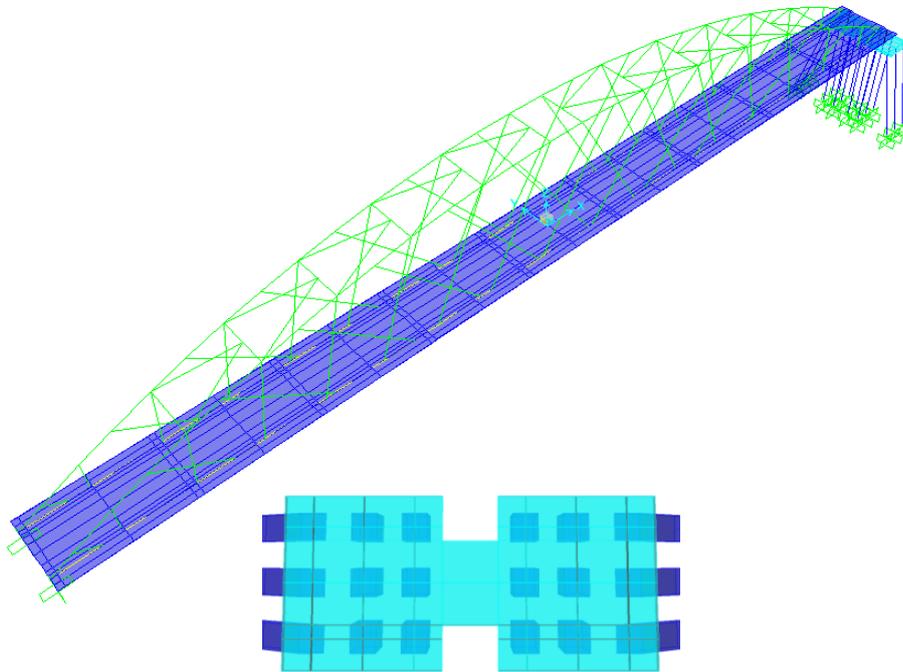
$$C_{sm} = S_{DS} \Rightarrow T_0 \leq T \leq T_S$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \Rightarrow T \geq T_S$$



El espectro obtenido se utiliza en el análisis sísmico, el cual desarrolla en el Anexo A-3 (página 174) y se hace referencia también en la figura 4.16 (página 88)

ANEXO A-2 : MODELO ESTRUCTURAL 3D



Estructura total y cabezal que alberga a los pilotes.

Materiales

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	CONC350 ■
Material Type	Concrete
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	2.500E-03
Mass per Unit Volume	2.549E-06
Units: Kgf, cm, C	
Isotropic Property Data	
Modulus of Elasticity, E	316592.3
Poisson, U	0.3
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	121766.25
Other Properties for Concrete Materials	
Specified Concrete Compressive Strength, f _c	350.
Expected Concrete Compressive Strength	350.
<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
Shear Strength Reduction Factor	
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

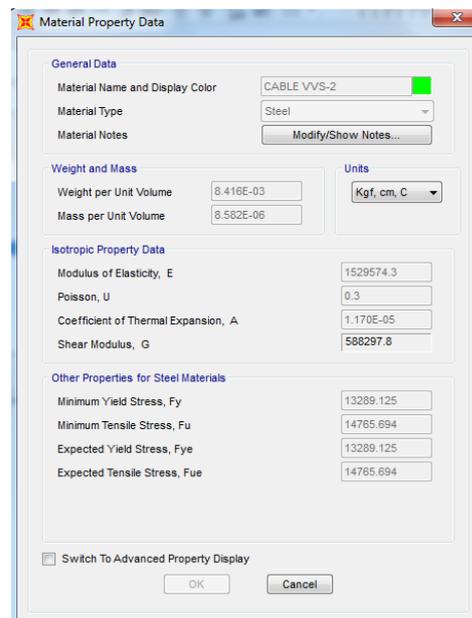
Concreto

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	A416Gr270 ■
Material Type	Tendon
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	7.849E-03
Mass per Unit Volume	8.004E-06
Units: Kgf, cm, C	
Uniaxial Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2003748.4
Poisson, U	0.
Coefficient of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	0.
Other Properties for Tendon Materials	
Minimum Yield Stress, F _y	17084.592
Minimum Tensile Stress, F _u	18982.88
<input type="checkbox"/> Switch To Advanced Property Display	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>	

Acero de presfuerzo

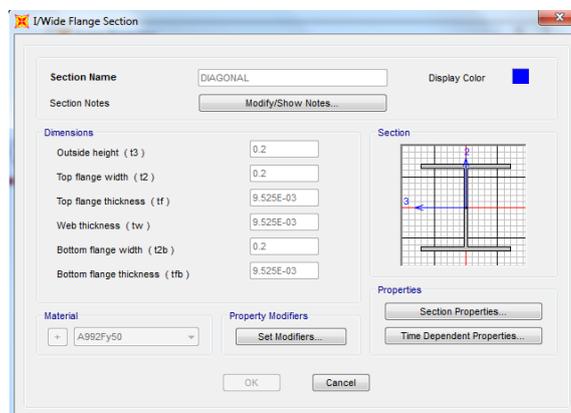
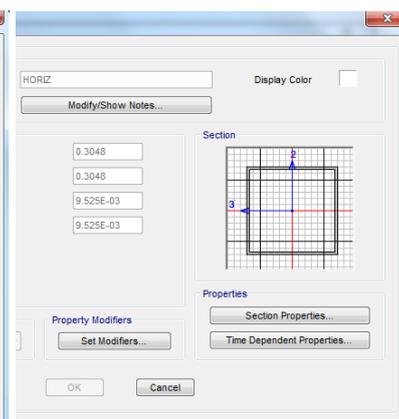
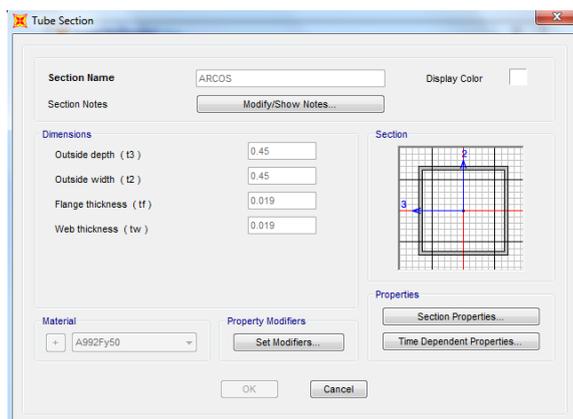


Acero estructural

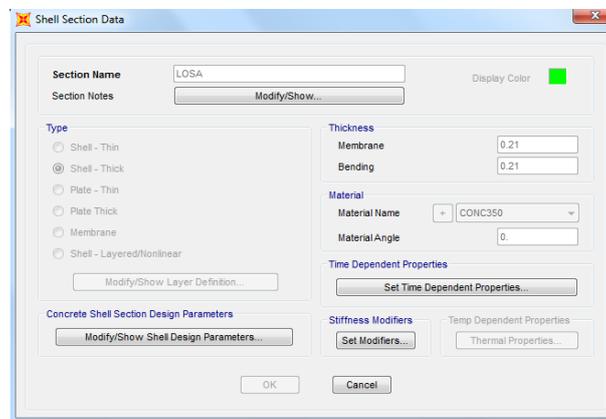
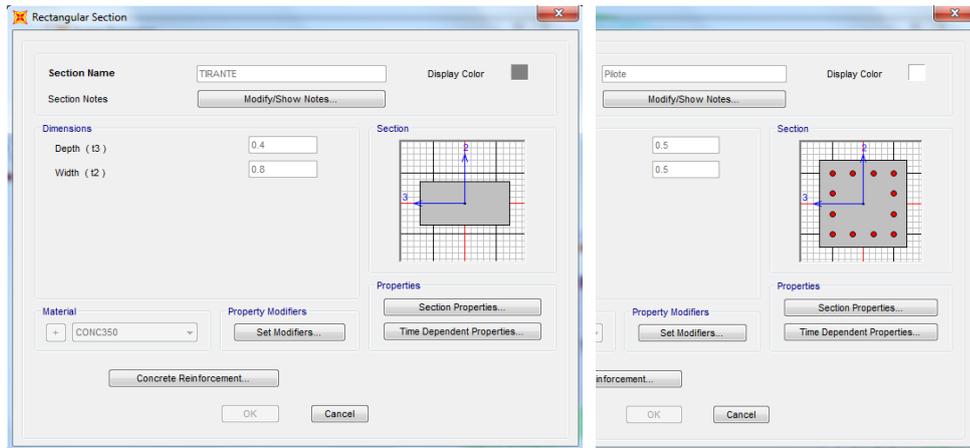


Cables de acero

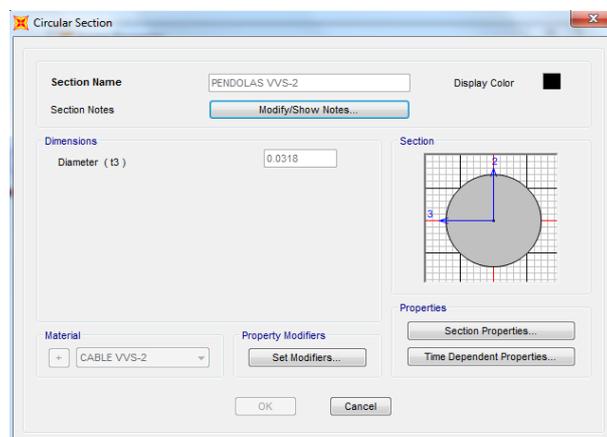
Secciones



Secciones transversales de elementos de acero



Secciones transversales de elementos de concreto armado



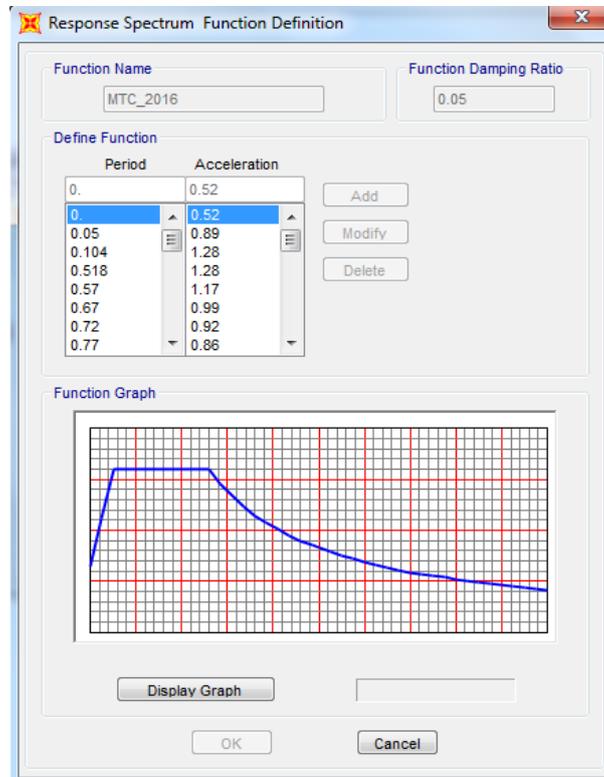
Sección transversal de los cables de acero

Sección transversal de tendones de postensado

Propiedades de los apoyos del puente

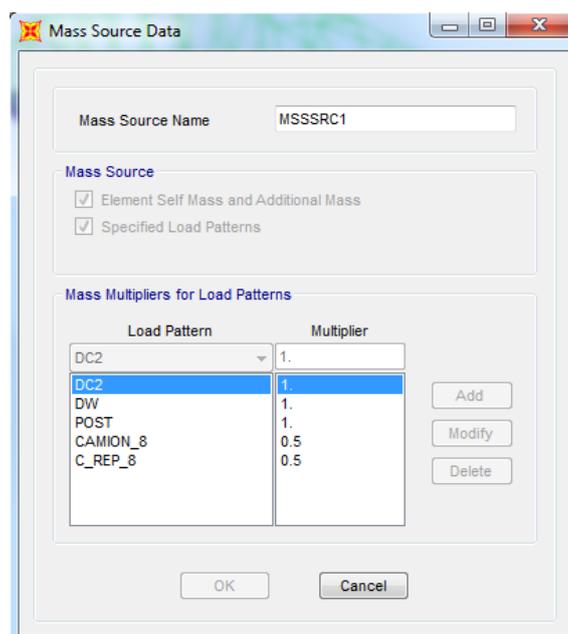
ANEXO A-3: ANÁLISIS SÍSMICO

Espectro de Respuesta



Detallado en el anexo A-1

Fuente de Masa



Casos de carga

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SX Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum

GMC f1: 1.
 GMC f2: 0.
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: SRSS CQC3 Absolute
 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.
 Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL
 Standard - Acceleration Loading
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	MTC_2016	9.81
Accel	U2	MTC_2016	2.943

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Load Case Data - Response Spectrum

Load Case Name: SY Set Def Name Modify/Show... Notes

Load Case Type: Response Spectrum Design...

Modal Combination: CQC SRSS Absolute GMC NRC 10 Percent Double Sum

GMC f1: 1.
 GMC f2: 0.
 Periodic + Rigid Type: SRSS

Directional Combination: SRSS CQC3 Absolute
 Scale Factor:

Mass Source: Previous (MSSSRC1)

Diaphragm Eccentricity: Eccentricity Ratio: 0.
 Override Eccentricities: Override...

Modal Load Case: Use Modes from this Modal Load Case: MODAL
 Standard - Acceleration Loading
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U2	MTC_2016	9.81
Accel	U1	MTC_2016	2.943

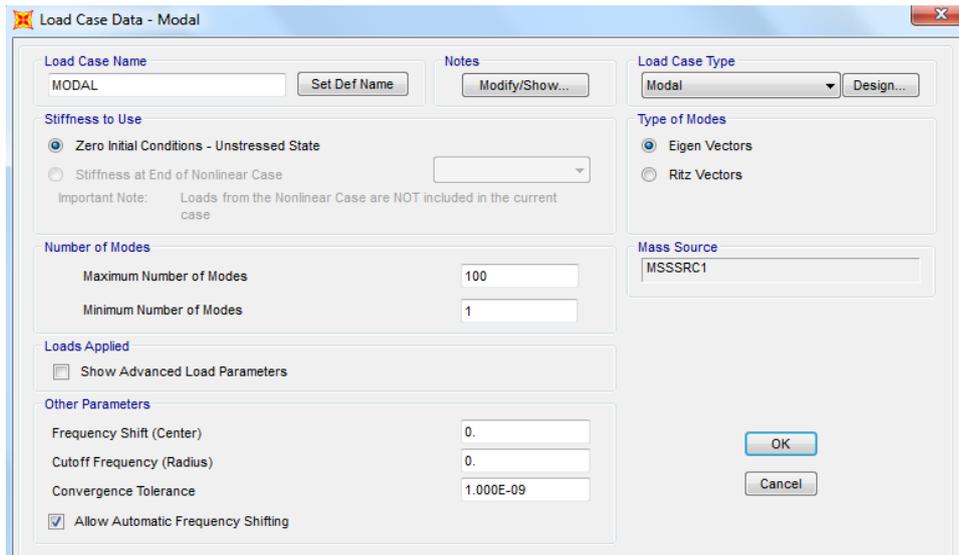
Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Other Parameters: Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

OK Cancel

Casos de carga Sísmica en las direcciones X e Y



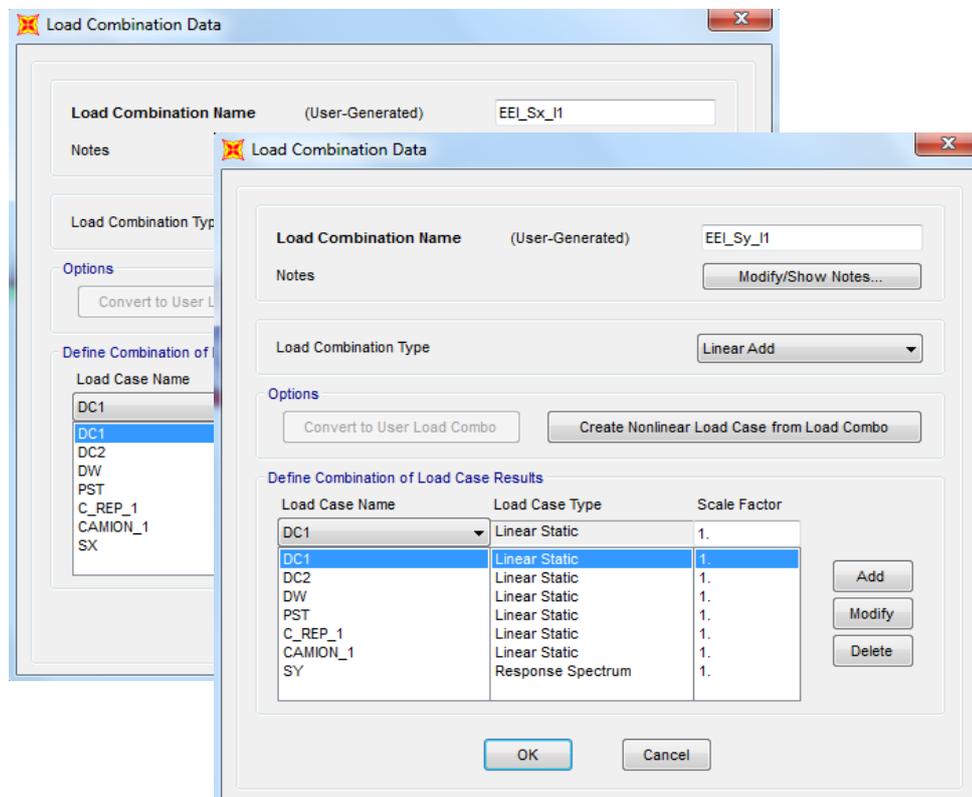
Casos de carga para el análisis modal

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se muestran en la tabla 4.6 (página 126), y respecto a los efectos sísmicos la más crítica es "Evento Extremo I".

$$EEI: 1.00 (DC + DW + PST) + \gamma_{EQ} (LL + IM) + 1.00 (EQ)$$

En la que se ha considerado a γ_{EQ} igual a la unidad.



Combinaciones de carga para el estado de Evento Extremo I

Resultados del análisis modal

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1.204188	0.83043482...	5.21777590...	27.2251853...
	MODAL	Mode	2	0.880743	1.13540523...	7.13396149...	50.8934065...
	MODAL	Mode	3	0.634463	1.57613651...	9.90315780...	98.0725345...
	MODAL	Mode	4	0.495942	2.01636291...	12.6691818...	160.508168...
	MODAL	Mode	5	0.453954	2.20286627...	13.8410169...	191.573751...
	MODAL	Mode	6	0.409752	2.44050081...	15.3341188...	235.135201...
	MODAL	Mode	7	0.398322	2.51052969...	15.7741232...	248.822965...
	MODAL	Mode	8	0.353177	2.83144469...	17.7904916...	316.501594...
	MODAL	Mode	9	0.290047	3.44772208...	21.6626767...	469.271564...
	MODAL	Mode	10	0.277965	3.59757059...	22.6042027...	510.949979...
	MODAL	Mode	11	0.276778	3.61300203...	22.7011612...	515.342724...
	MODAL	Mode	12	0.254662	3.92677435...	24.6726509...	608.739703...
	MODAL	Mode	13	0.240423	4.15933204...	26.1338540...	682.978325...
	MODAL	Mode	14	0.222124	4.50199095...	28.2868434...	800.145511...
	MODAL	Mode	15	0.206944	4.83221557...	30.3617059...	921.833186...

Períodos y frecuencias en los primeros modos de la estructura, en la cual se aprecia un período fundamental de 1.20 seg.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless
	MODAL	Mode	87	0.035849	4.633E-08	1.089E-13	0.002411	0.999931	0.965119
	MODAL	Mode	88	0.035382	6.327E-09	5.729E-13	0.000212	0.999931	0.965119
	MODAL	Mode	89	0.035015	1.866E-09	2.76E-13	0.003938	0.999931	0.965119
	MODAL	Mode	90	0.033815	1.805E-08	4.929E-14	0.000141	0.999931	0.965119
	MODAL	Mode	91	0.033433	5.813E-17	1.609E-07	1.808E-11	0.999931	0.96512
	MODAL	Mode	92	0.032401	8.71E-11	5.852E-14	0.003457	0.999931	0.96512
	MODAL	Mode	93	0.031277	1.715E-17	3.502E-06	2.132E-11	0.999931	0.965123
	MODAL	Mode	94	0.030899	1.309E-09	1.053E-13	1.1E-05	0.999931	0.965123
	MODAL	Mode	95	0.030621	3.18E-17	1E-05	4.665E-11	0.999931	0.965133
	MODAL	Mode	96	0.029981	1.335E-17	1.7E-05	1.925E-11	0.999931	0.96515
	MODAL	Mode	97	0.029591	1.431E-10	1.203E-14	0.000403	0.999931	0.96515
	MODAL	Mode	98	0.029248	1.672E-10	3.054E-14	0.004117	0.999931	0.96515
	MODAL	Mode	99	0.028707	8.27E-20	0.000136	3.666E-11	0.999931	0.965285
▶	MODAL	Mode	100	0.028105	2.278E-19	0.002973	1.04E-11	0.999931	0.968258

Se verifica que la masa participante en la direcciones longitudinal y transversal del muelle es superior al 90%.

Esfuerzos máximos en pilotes

Elem. #	P_U Tonf	M_{Ux} Tonf-m	M_{Uy} Tonf-m	M_{DLx} Tonf-m	M_{DLy} Tonf-m
120	-110.8	-11.9	-19.4	-1.2	-1.6
128	-103.3	-18.5	-10.9	0.2	1.6
129	-50.0	-17.4	-10.9	0.2	1.5
135	-98.6	-18.0	-11.4	0.2	0.9
136	-46.7	-16.8	-11.3	0.2	1.0
35	-112.2	-12.0	-19.4	-1.5	-1.4
36	-105.9	-11.7	-18.9	-0.9	-1.4
52	-107.4	-17.9	-11.1	0.3	1.2
53	-47.5	-17.2	-11.2	0.3	1.2
128	-108.8	-16.6	-13.5	-0.1	-1.5
129	-55.5	-16.1	-13.4	-0.1	-1.4
135	-104.1	-16.1	-13.2	-0.1	-1.2
136	-52.1	-15.6	-13.2	-0.1	-1.2
52	-112.8	-16.2	-13.3	-0.1	-1.3
53	-53.0	-15.9	-13.3	-0.2	-1.3
120	-116.3	-11.1	-17.0	1.2	-1.6
35	-117.7	-10.9	-17.2	1.4	-1.7
36	-111.4	-11.1	-16.7	1.1	-1.7

Solicitaciones máximas en los pilotes del modelo estructural
para el Estado de Evento Extremo I y Carga Permanente DL

Estos mismos resultados son los que se presentan en la Tabla 4.7. (página 129) de la presente tesis.

Debido a los desplazamientos de los pilotes y a la esbeltez de los mismos, se debe evaluar la inestabilidad por pandeo y los efectos de segundo orden que se pueden presentar en ellos.

En el diseño de los pilotes del muelle DHN se han incluido dichos efectos, siguiendo el método aproximado de amplificación de momentos flectores. Para, finalmente, verificar que las secciones cuenten con una resistencia a la compresión axial acorde a la establecida para elementos sometidos a flexión biaxial.

Elem.	M_{Amp.x}	M_{Amp.y}	φPi	Pu/φPi
#	Tonf-m	Tonf-m	Tonf	
120	-19.9	-32.2	314.8	0.35
128	-28.2	-17.9	341.9	0.30
129	-20.8	-13.5	360.8	0.14
135	-26.8	-17.5	346.3	0.28
136	-19.9	-13.6	363.0	0.13
35	-20.5	-32.1	313.7	0.36
36	-18.7	-30.3	328.2	0.32
52	-27.9	-18.3	342.7	0.31
53	-20.4	-13.5	361.8	0.13
128	-26.0	-22.3	345.3	0.31
129	-19.7	-16.8	363.6	0.15
135	-24.6	-21.1	344.7	0.30
136	-18.8	-16.3	365.7	0.14
52	-26.0	-22.5	338.3	0.33
53	-19.3	-16.5	364.5	0.15
120	-19.3	-29.2	333.3	0.35
35	-19.4	-30.0	328.7	0.36
36	-18.7	-28.1	341.3	0.33

En la columna final se verifica que las máximas sollicitaciones incluyendo efectos de pandeo y segundo orden no superan la capacidad de los pilotes ($Pu/\phi Pi < 1.00$)

Desplazamientos

El desplazamiento de los pilotes en el sentido longitudinal o transversal deberá satisfacer la siguiente relación:

$$\Delta P_u < 0.25\phi M_n$$

En la cual:

$$\Delta = R_d \Delta_e$$

Y dado que:

$$T \geq 1.25 T_s$$

$$1.2 > 1.25 \cdot 0.52 \text{ -----} \rightarrow R_d = 1$$

Notación:

- Δ = Desplazamiento desde el punto de fijación
- Δ_e = Desplazamiento según análisis sísmico elástico
- T = Período de modo fundamental de vibración
- T_s = Período de esquina
- P_u = Carga axial sobre el elemento
- ϕ = Factor de resistencia a la flexión
- M_n = Resistencia nominal a la flexión del elemento con la carga axial aplicada sobre él.

A partir de los elementos con mayor desplazamiento horizontal:

Elem. #	P_u Tonf	Δ m	ΔP_u Tonf-m	$0.25\phi M_n$ Tonf-m
120	-116.3	0.033	3.86	12.03
35	-117.7	0.035	4.06	12.01
36	-111.4	0.035	3.84	12.06

Finalmente se encuentra que la condición indicada es satisfecha.

ANEXO A-4 : ENSAYOS DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

PERFIL ESTRATIGRÁFICO




PERFIL DEL SUELO

Solicitante : CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN
 Proyecto : ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DE LA DEMOLICION Y REPOSICION DEL MUELLE DE LA
 DIRECCION DE HIDROGRAFIA Y NAVEGACION
 Ubicación : CALLE ROCA N°118 - CHILCUTO - LA PUNTA - CALLAO

Método de excavación :	Perforación	Fecha	: JUNIO - 2015	Largo	: m.	
Cotas	Referencia:	Nivel del terreno	Fondo	: 23.00	Ancho	: m.
	Superficie :	+/- 0.00 m	Nivel Freático :	7.90	Profundidad:	15.00 m

Prof. m.	SUCS	DESCRIPCION	MUESTRA		N°
			N°	Tipo	
0.00					
1.00		AIRE			
2.00					
3.00					
4.00					
5.00		AGUA			

LUIS MODESTO HUARHUA Y PARRAGA
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 49110

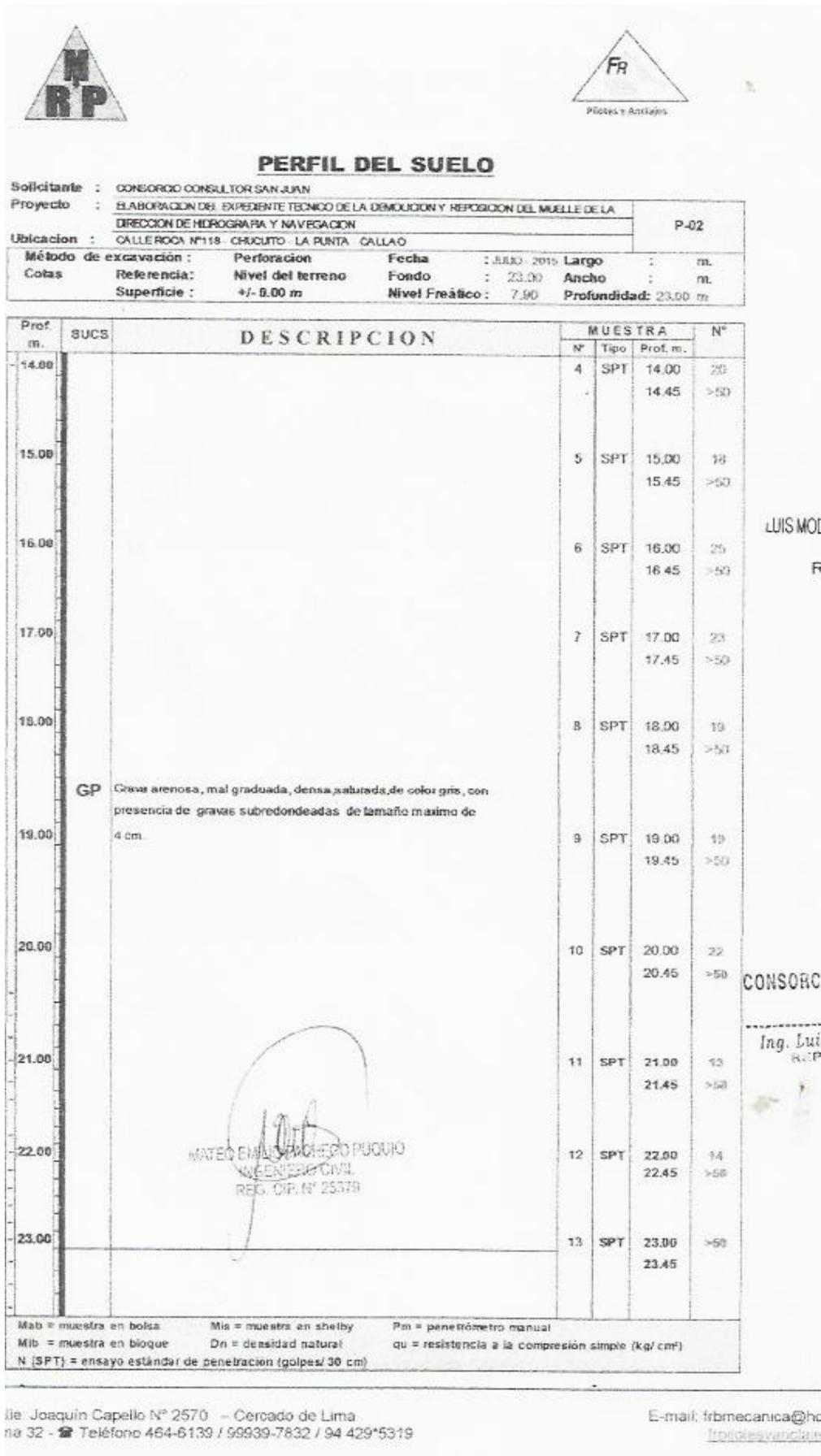
CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN

Ing. Luis Huarhua Yparragua
REPRESENTANTE LEGAL
Reg. CIP 49110

MATEO EMILIO VASQUEZ PUCQUIO
INGENIERO CIVIL
REG. CIP. N° 25375

Mab = muestra en bolsa Ms = muestra en shelly Pm = penetrometro manual
 Mib = muestra en bloque Dn = densidad natural qu = resistencia a la compresion simple (kg/cm²)
 N (SPT) = ensayo estándar de penetración (golpes/30 cm)

Ite. Joaquín Capello N° 2570 - Cercado de Lima E-mail: frbmeccanica@hotmail.com
 1a 32 - Teléfono 464-6139 / 99939-7832 / 94 429*5319 frbitesyarmelinas@gmail.com



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO



Pilotes y Anclajes



CURVA GRANULOMÉTRICA

SOLICITANTE: ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DE LA DEMOLICION Y REPOSICION DEL MUELLE DE LA DIRECCION DE HIDROGRAFIA Y NAVEGACION.

PROYECTO: CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN

UBICACION: CALLE ROCA N°118 - CHUCUITO - LA PUNTA - CALLAO

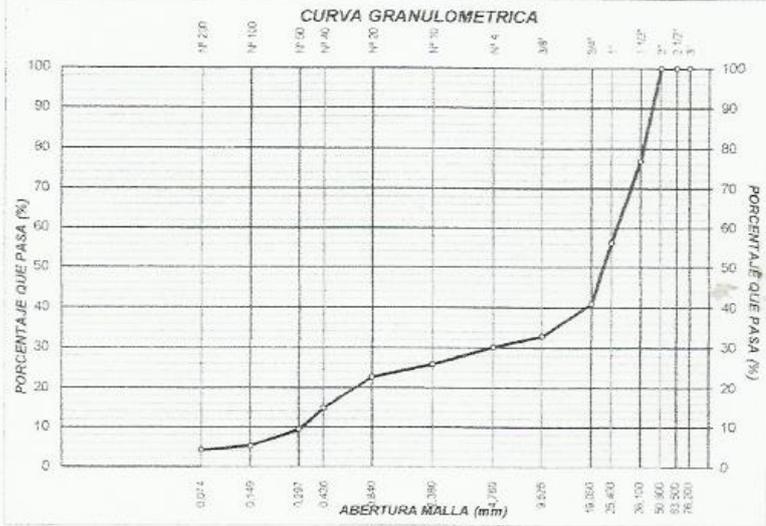
MUESTRA: P-2 **PROFUNDIDAD (m.):** 8.00-8.20 **FECHA:** JULIO - 2015

Tamiz ASTM	ABERTURA (mm)	PASA (%)	ESPECIFICACIONES	RESULTADOS DE ENSAYOS			
3"	76.200	100.00		W = 10.90	LL = -	CLASIFICACION	
2 1/2"	63.500	100.00					
2"	50.800	100.00		Gs = 2.68	LP = -	SUCS	AASHTO
1 1/2"	38.100	78.84					
1"	25.400	56.33		WS = 0.00	IP = -	GP	A-1-a(0)
3/4"	19.050	41.00					
3/8"	9.525	32.88		 <p>MATEO ELVIRA PACHECO RIQUEID ING. CIVIL REG. CIP N° 26379</p>			
N° 4	4.750	30.11					
N° 10	2.000	25.87					
N° 20	0.840	22.71					
N° 40	0.425	14.82					
N° 50	0.297	9.37					
N° 100	0.149	5.25					
N° 200	0.074	4.20					
-200							

TAMICES ASTM

LIMOS Y ARCILLAS	ARENAS			GRAVAS		
	MUY FINA	FINA	MEDIANA	FINA	MEDIANA	GRUESA

CURVA GRANULOMETRICA



LUIS MODESTO HUARHUA Y PARRAGUIRRE
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 49110

CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN

Ing. Luis Huarhua Yparaguirre
REPRESENTANTE LEGAL
Reg. CIP 49110

Calle: Joaquin Capello N° 2570 Mirones Bajo Cercado-Lima Teléfono: 464-6139 Celular: 99939-7832
E-mail: frbmecanica@hotmail.com RUC: 10423667953



Pilotes y Anclajes

CURVA GRANULOMÉTRICA

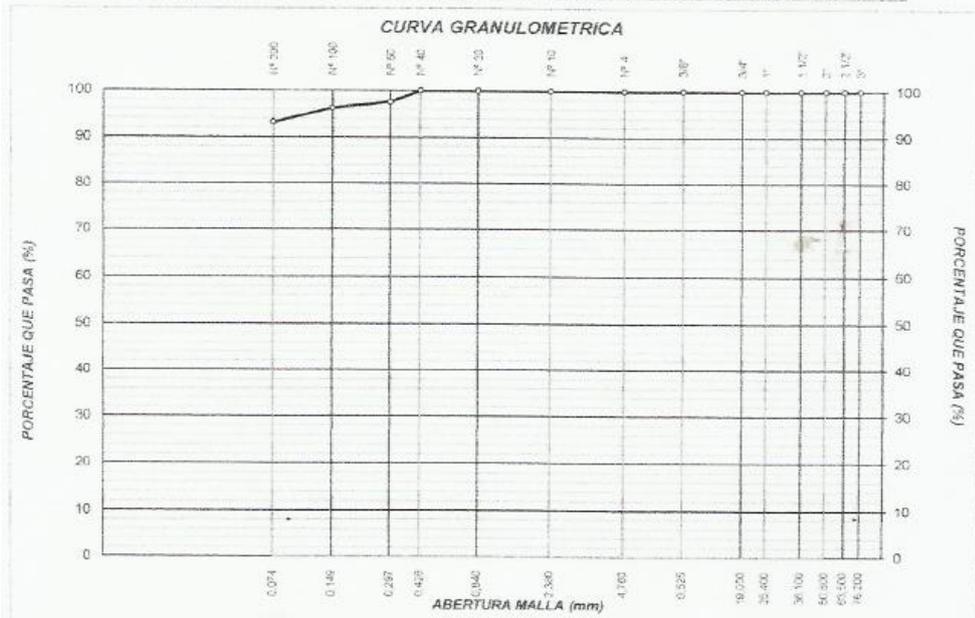
PROYECTO : ELABORACION DEL EXPEDIENTE TECNICO DE LA DEMOLICION Y REPOSICION DEL MUELLE DE LA DIRECCION DE HIDROGRAFIA Y NAVEGACION.
SOLICITADO : CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN
UBICACION : CALLE ROCA N°118 - CHUCUITO - LA PUNTA - CALLAO

MUESTRA : P-2 **PROFUNDIDAD (m.)** 11.00 - 11.20 mts **FECHA:** JULIO-2015

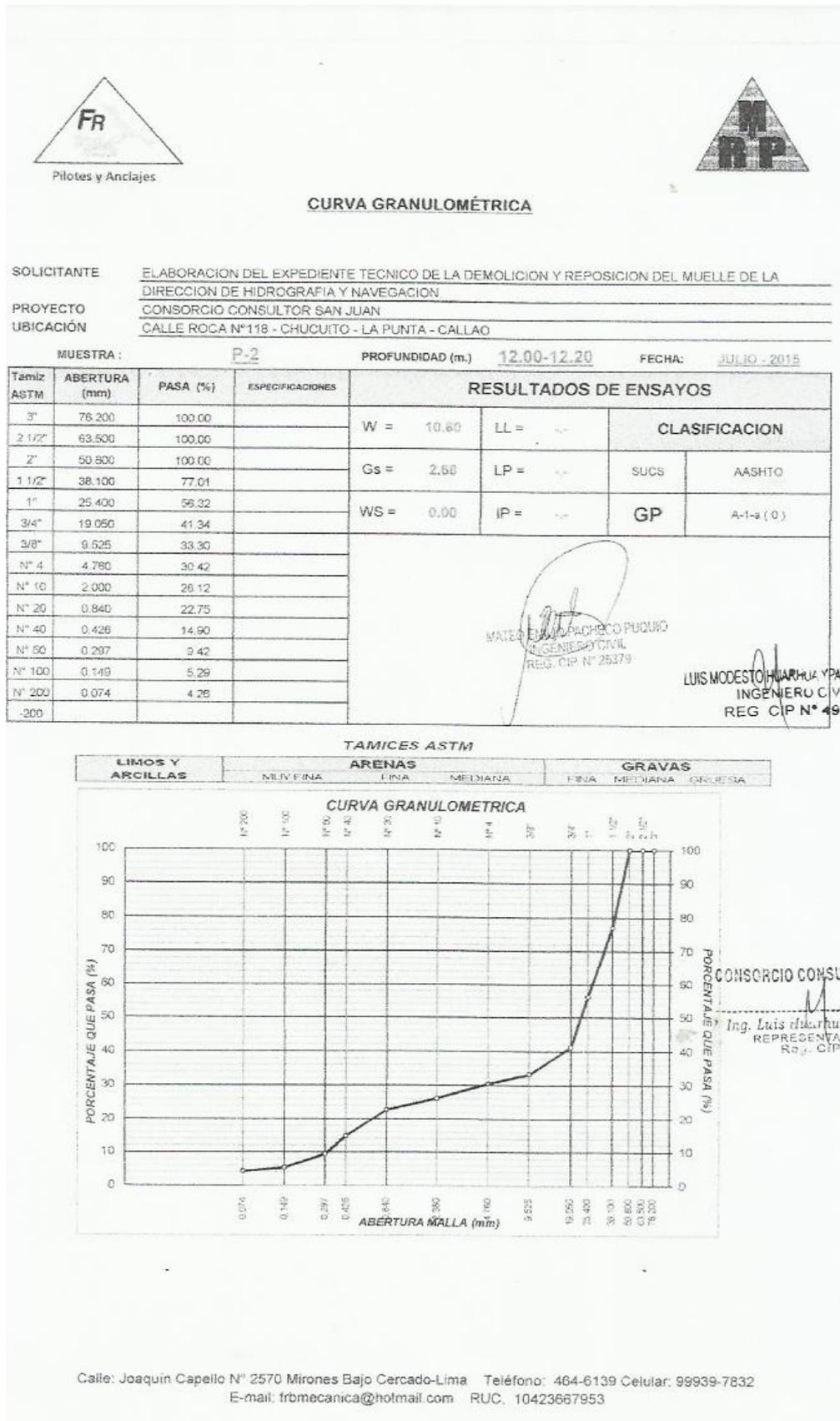
Tamiz ASTM	ABERTURA (mm)	PASA (%)	ESPECIFICACIONES	RESULTADOS DE ENSAYOS			
3"	76.200	100.00		W = 42.00	LL = 36.00	CLASIFICACION	
2 1/2"	63.500	100.00		Gs = -	LP = 33.00	SUCS	AASHTO
2"	50.800	100.00		WS =	IP = 3.00	ML	A-4 (5)
1 1/2"	38.100	100.00		<p>CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN</p> <p>Ing. Luis Huarhua Yparaguirre REPRESENTANTE LEGAL REG. CIP 49110</p> <p>MATEO KUALPACHAYO PUGLIO INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 25379</p> <p>LUIS MODESTO HUARHUA Y PARR INGENIERO CIVIL REG. CIP N° 4911</p>			
1"	25.400	100.00					
3/4"	19.050	100.00					
3/8"	9.525	100.00					
N° 4	4.760	100.00					
N° 10	2.000	100.00					
N° 20	0.840	100.00					
N° 40	0.425	100.00					
N° 50	0.297	97.54					
N° 100	0.149	96.30					
N° 200	0.074	93.20					
-200							

TAMICES ASTM

LIMOS Y ARCILLAS	ARENAS			GRAVAS		
	MUY FINA	FINA	MEDIANA	FINA	MEDIANA	GRUESA



Calle: Joaquin Capello N° 2570 Mirones Bajo Cercado-Lima Teléfono: 464-6139 Celular: 99939-7832
 E-mail: frbmeccanica@hotmail.com RUC: 10423667953



PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

ETAPA 3

Tipos de suelos presentes en la investigación de la tercera etapa.

.SUELO GRAVO ARENOSOS (GP)

Este suelo se encuentra en la parte superficial y de fondo de las muestras obtenidas de la perforación ,Con profundidad de 5.90-7.90 y 7.90-11 según descripción del sondaje y que corresponderían al inicio del suelo marino en SPT1 Y SPT2, con espesores de 2.0 a 3.10 m de suelo gravoso superficial.

Y que vuelve a repetirse entre los 10.45 -21.00 y 12.45-23.00 según descripción del sondaje y que corresponderían al suelo marino base en SPT1 y SPT2 ,con espesores de 10.55 m. de suelo gravoso de fondo.

.SUELO LIMOARCILLOSO (ML)

Este suelo se encuentra en una posición intermedia desde los 2 a 3.10m hasta los 4.55m .este suelo presenta un contenido de arena fina de 6.70% bajo tanto para suelo aluvionales ,fluviales y mas parecido a un suelo de formación lacustre.

LUIS MODESTO HUARHUA YPARRAGUIRRE
INGENIERO CIVIL
REG ICIP N° 49110

CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN
Ing. Luis Huarhua Yparraquirre
REPRESENTANTE LEGAL
Reg. CIP 49110

.PARAMETROS GEOTÉCNICOS PARA DISEÑOS Y CIMENTACIONES

Los parámetros geotécnicos para diseños de cimentaciones se han evaluado basándose en el análisis de resultados de los ensayos ,características geotecnicas de los suelos ,tablas y experiencias de proyectos anteriores. Los parámetros geotécnicos de suelos recomendados para el diseño de cimentaciones se presentan en el cuadro siguiente.

ITEM	TIPO DE SUELO	SUCS	PARAMETROS GEOTECNICOS		
			DENSIDAD γ (Tn/m3)	ANG.FRICCC. INTER. (ϕ°)	COHESION C (Tn/m2)
1	GRAVA ARENOSA	GP	2.25	35	0.0

MUELLE HIDROGRAFIA NAVAL

PANEL FOTOGRÁFICO

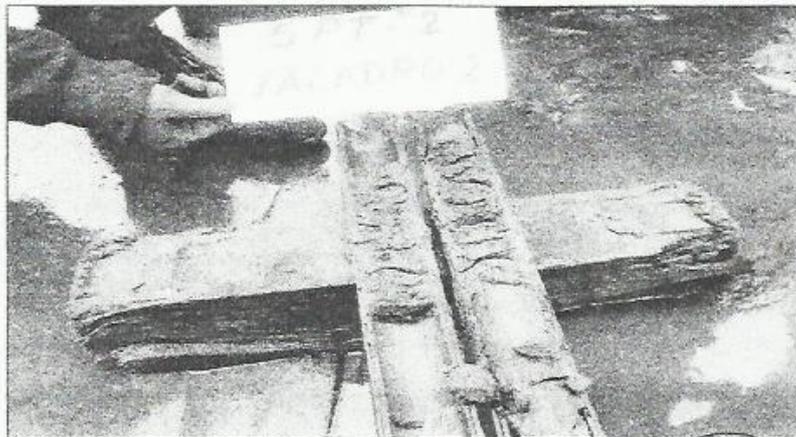


PANEL FOTOGRAFICO P-2



Vista Panorámica de ensayo SPT P-01

LUIS MODESTO HUARILAY
INGENIERO C
REG. CIP N° 4



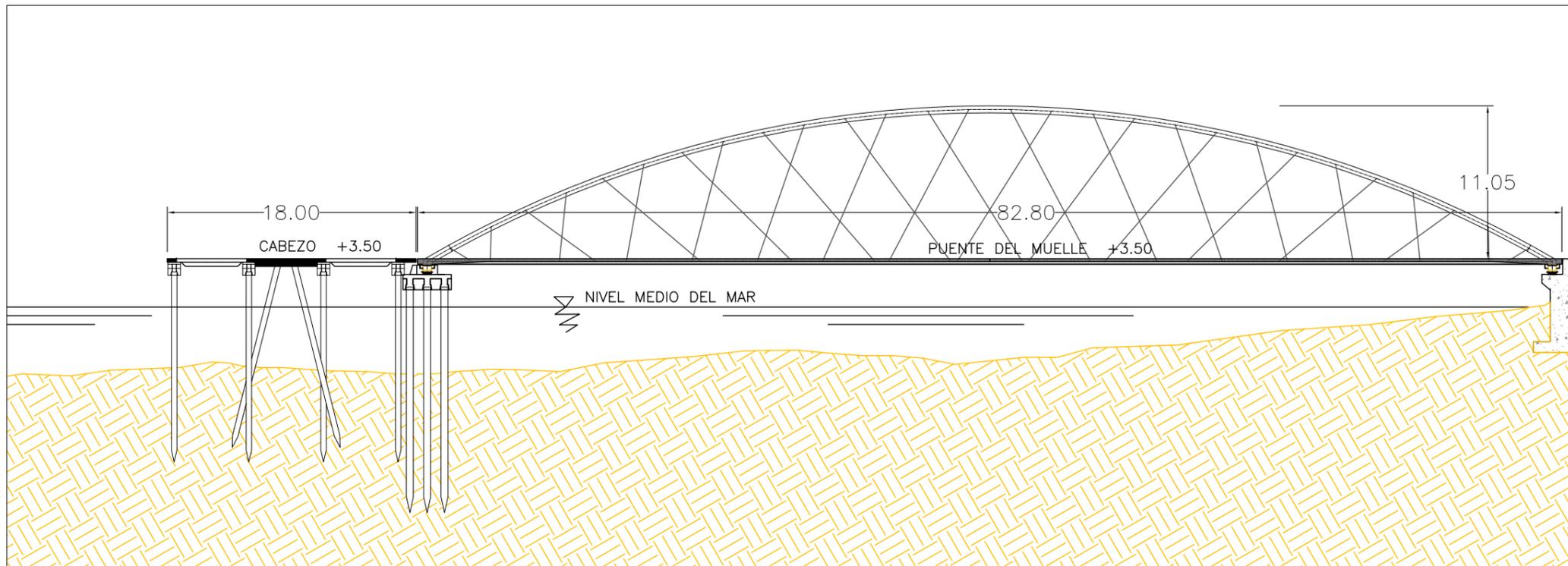
Vista de ensayo SPT

CONSORCIO CONSULTOR SAN JUAN
Ing. Luis Huarcaya Ybarreguerra
REPRESENTANTE LTDA.
Reg. CIP

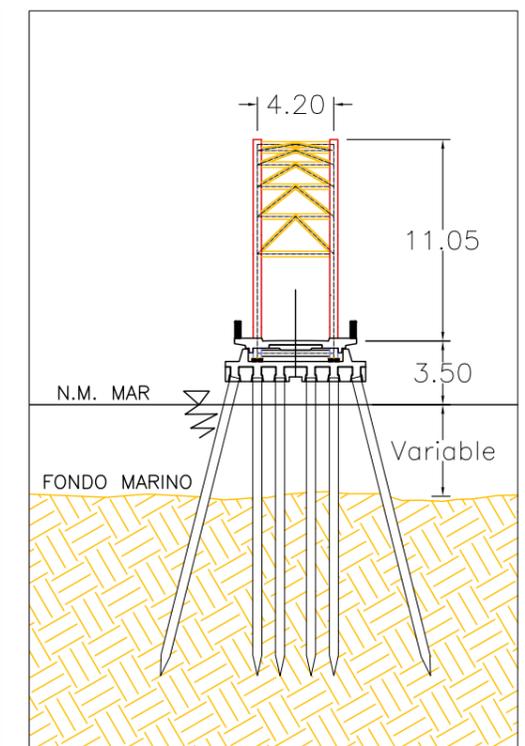
WALTER ENRIQUE FLORES PUQUIO
INGENIERO CIVIL
REG. CIP N° 25379

Calle: Joaquin Capello N° 2570 Miraflores Bajo Cercado-Lima Teléfono: 464-6139 Celular: 99939-7832
E-mail: frbmecanica@hotmail.com RUC: 10423667953

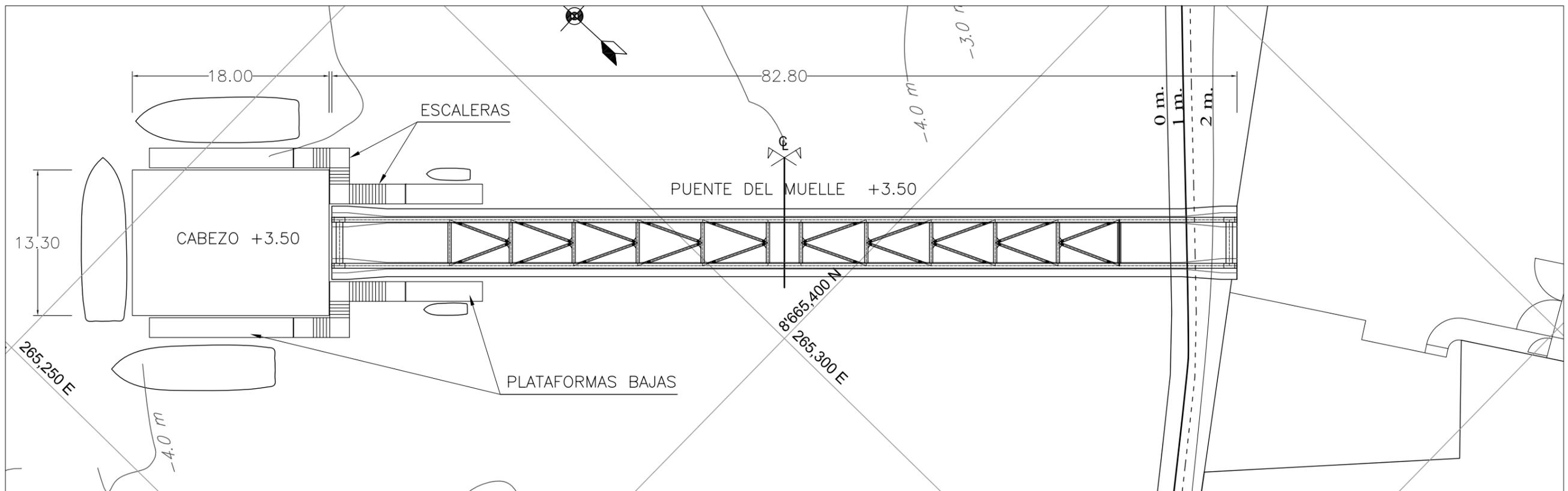
PLANOS



CORTE LONGITUDINAL DE MUELLE DHN
ESCALA: 1/400

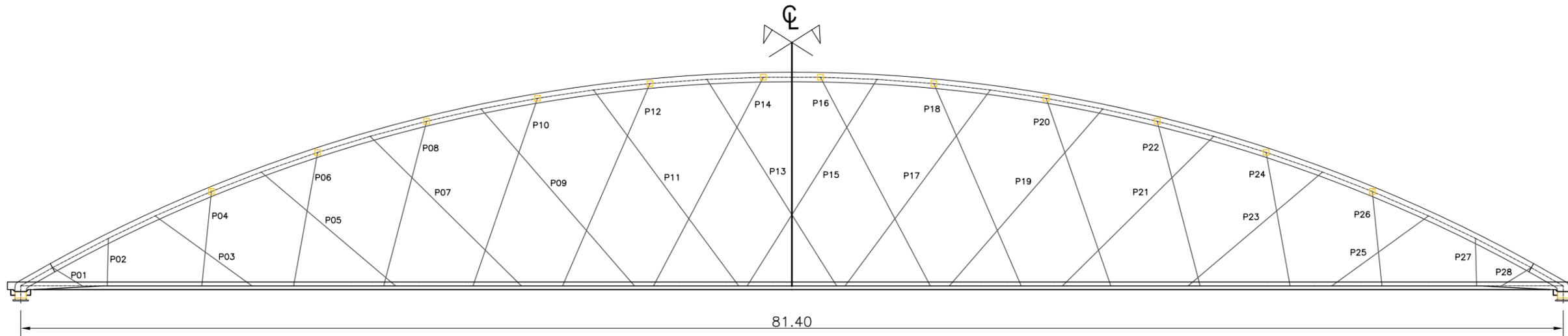


ESTRUCTURA DE LLEGADA - FRONTAL
ESCALA: 1/400



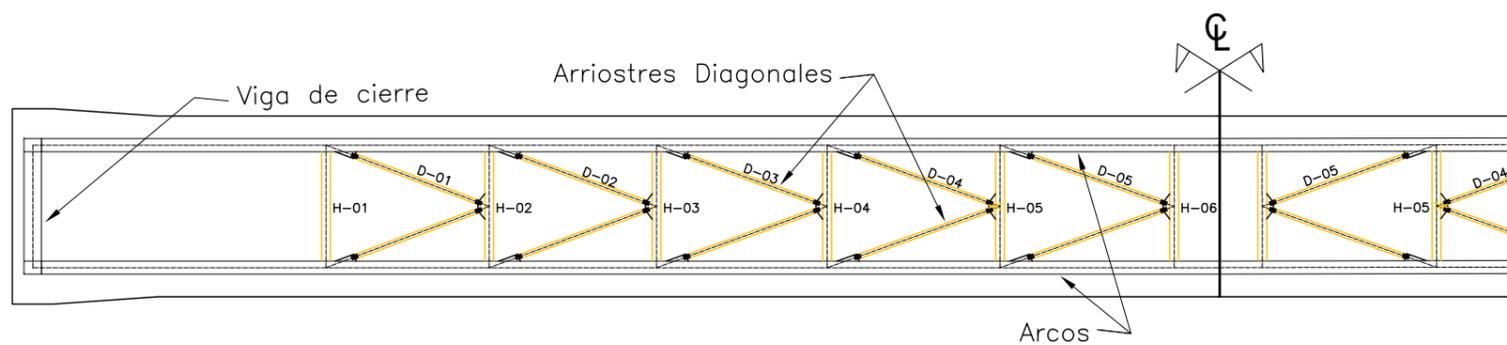
VISTA EN PLANTA DE COMPONENTES DEL MUELLE
ESCALA: 1/400

PROYECTO: MUELLE DE LA DIRECCION DE HIDROGRAFIA Y NAVEGACION DE LA MARINA	Región: CALLAO	Entidad: FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL – UNI	Asesor: DR. CESAR FUENTES ORTIZ	Fecha: JULIO 2018	Plano: VISTAS PRINCIPALES - MUELLE DHN	Lamina: P-01
	Prov.: CALLAO	Tema: EVALUACION DE SISTEMAS NO CONVENCIONALES PARA PUEBLOS DE MUELLES	Diseño: RENIO FLORES CHAHUA	Escala: INDICADAS	Especialidad: ARQUITECTURA	
	Dist.: LA PUNTA					



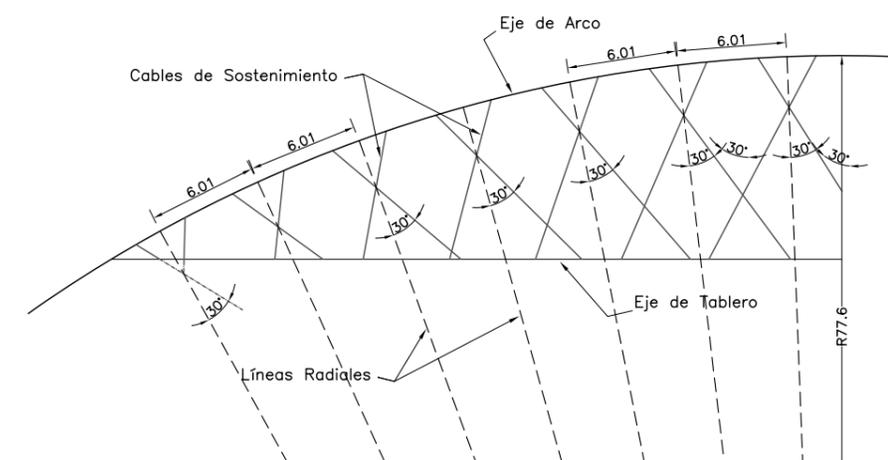
CONFIGURACIÓN DE CABLES

ESCALA: 1/250



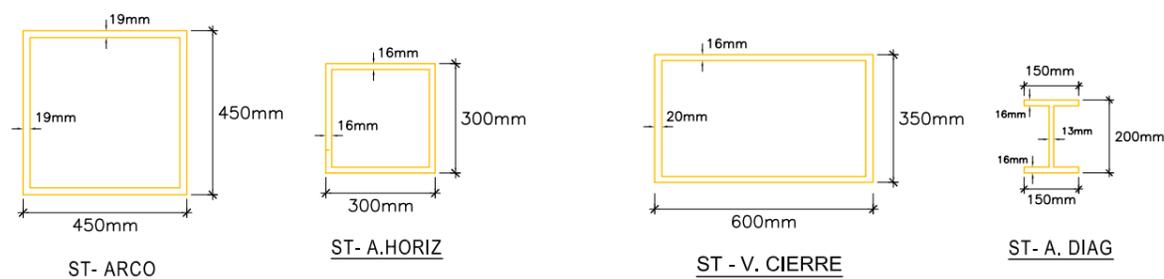
CONFIGURACIÓN DE ARRIOSTRES

ESCALA: 1/250



ARREGLO GEOMÉTRICO DE CABLES

ESCALA: 1/400



SECCIONES TRANSVERSALES DE ELEMENTOS

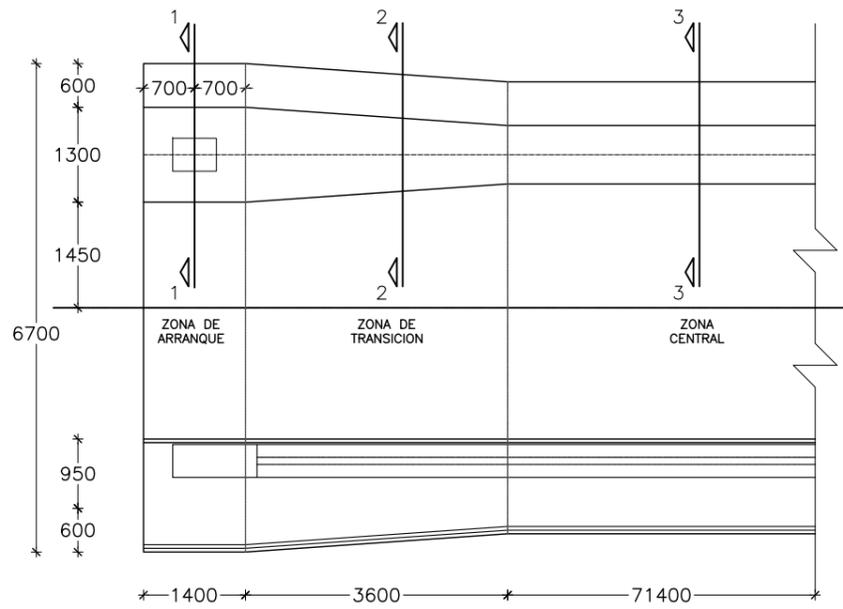
ESCALA: 1/20

VVS-1 VVS-2 VVS-3		
NOMINAL CABLE DIAMETER	CABLE CONSTRUCTION	METALLIC CROSS SECTION AREA
mm		mm ²
21.0	VVS-1	281.0
26.0	VVS-1	430.0
31.0	VVS-2	634.0
35.0	VVS-2	808.0
40.0	VVS-2	1060.0

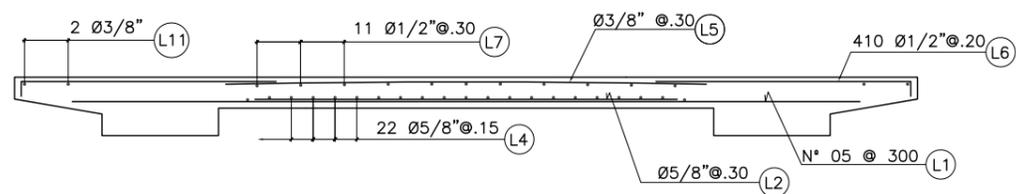
SECCIONES DE CABLES

ESCALA: S/E

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
ACERO ESTRUCTURAL	
- ACERO ASTM A709 Gr 50 [345 MPa]	
- ESFUERZO MÍNIMO A LA FLUENCIA DE 3,500 Kg/cm ²	
- PERNOS ASTM A-490M	
- ESFUERZO MÍNIMO A LA TRACCIÓN DE 10,550 Kg/cm ²	
- ARANDELAS ASTM F-346M	
- SOLDADURA CON ELECTRODOS E 7018	
- ESFUERZO MÍNIMO A LA TRACCIÓN DE 4,920 Kg/cm ²	
- CABLES DE ESPIRAL CERRADA ASTM A603, D=35mm	
- CARGA MÍNIMA DE RUPTURA DE 119,340 Kg	

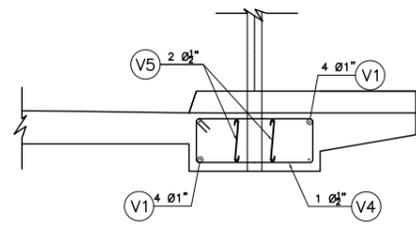


VISTA EN PLANTA DE TABLERO
ESCALA: 1/100

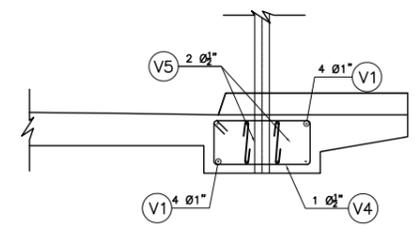


ARMADURA DE LOSA
ZONA CENTRAL

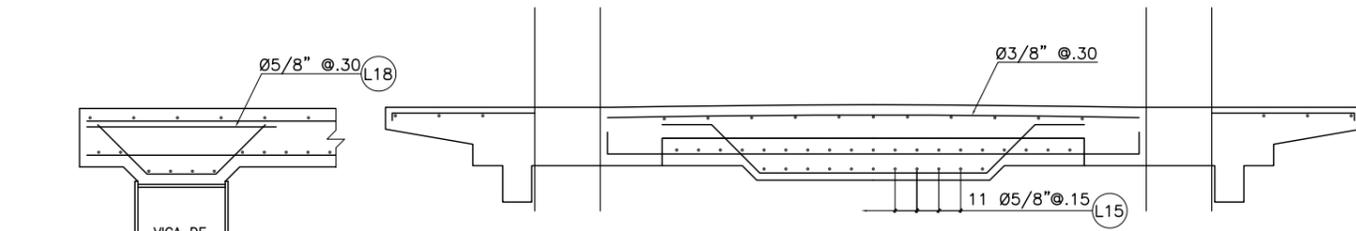
REFUERZO DE LOSA DE TABLERO
ESCALA: 1/50



ARMADURA DE VIGA
ZONA DE TRANSICIÓN



ARMADURA DE VIGA
ZONA CENTRAL

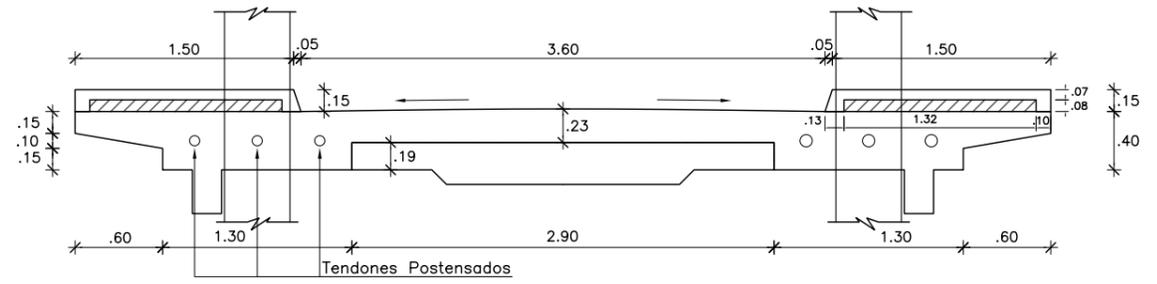


REFUERZO SOBRE VIGA DE CIERRE

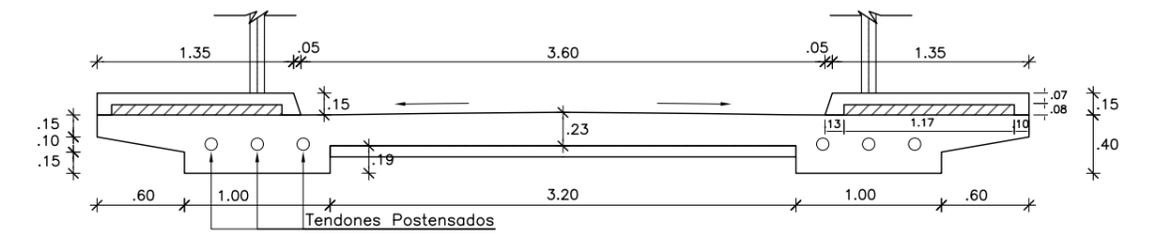
ARMADURA DE LOSA
ZONA DE ARRANQUE

REFUERZO DE VIGAS LOSA DE TABLERO
ESCALA: 1/50

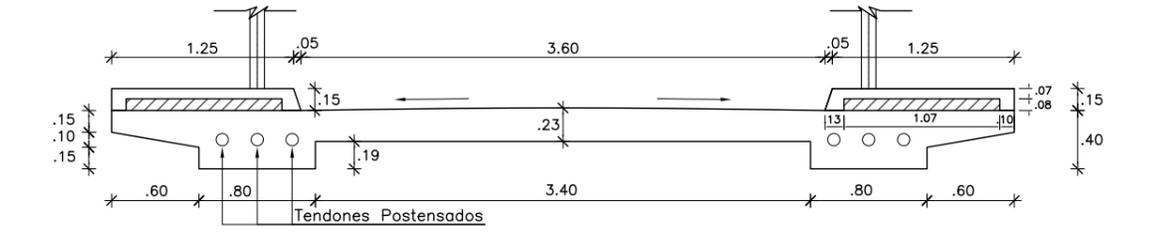
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
CONCRETO ARMADO	
- CALIDAD DEL CONCRETO	
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN, f'c
PILOTES	350 kg/cm ²
CABEZAL	350 kg/cm ²
TABLERO (VIGAS Y LOSA)	350 kg/cm ²
VEREDA	280 kg/cm ²
- ACERO DE REFUERZO	
REFUERZO	CALIDAD RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f'y
LONGITUDINAL	ASTM A615 - Gr.60 4,200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - Gr.60 4,200 kg/cm ²
- RECUBRIMIENTO	
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO (CM)
PILOTES	7.00 cm
CABEZAL	7.00 cm
VIGAS TIRANTE	5.00 cm
LOSA	5.00 cm
VEREDA	4.00 cm
ACERO DE POSTENSADO	
- CALIDAD DE LOS TORONES DE PRESFUERZO	
ELEMENTO	CALIDAD RESISTENCIA MIN A LA ROTURA, fpy
VIGAS TIRANTE	ASTM A416 - Gr.270 18,900 kg/cm ²



ST 1-1 ZONA DE ARRANQUE

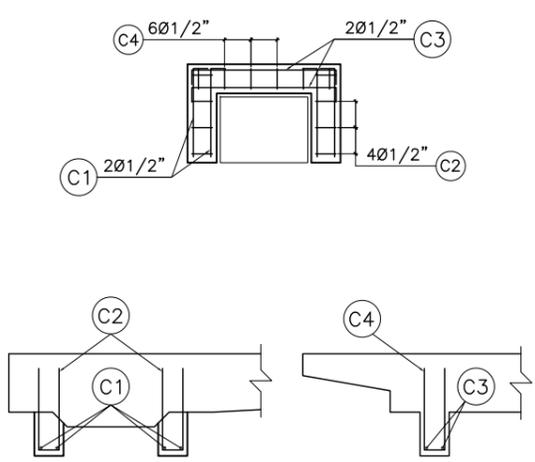


ST 2-2 ZONA DE TRANSICIÓN

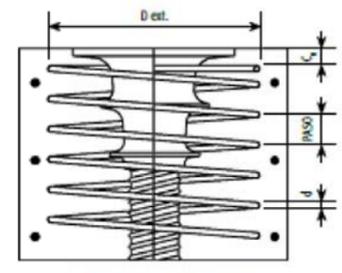


ST 3-3 ZONA CENTRAL

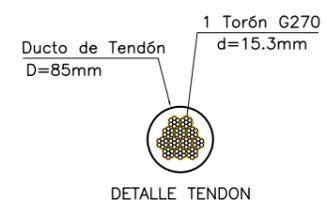
SECCIONES TRANSVERSALE DEL TABLERO
ESCALA: 1/50



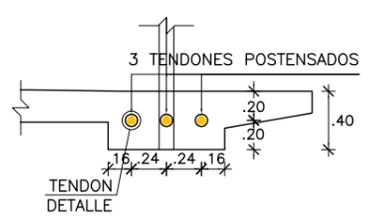
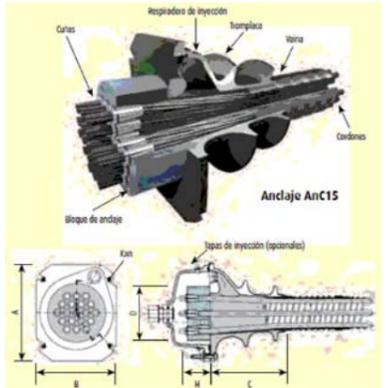
DETALLE DE LLAVES DE CORTE
ESCALA: 1/50



Zunchado y entramado
complementario

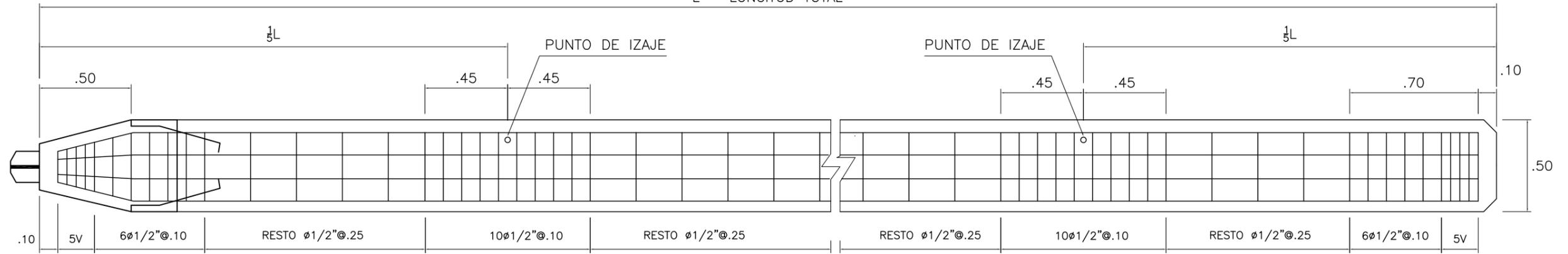


DETALLE TENDÓN



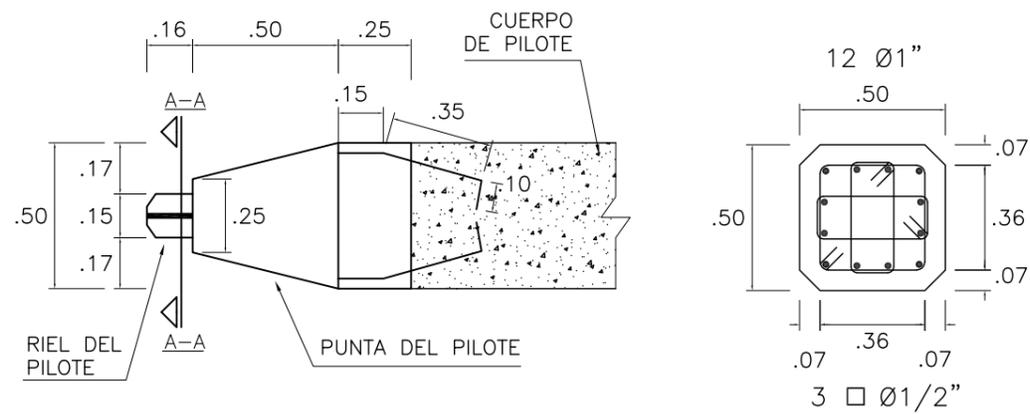
DETALLE DE TENDONES DE POSTENSADO
ESCALA: 1/50

L = LONGITUD TOTAL



DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL DE PILOTES

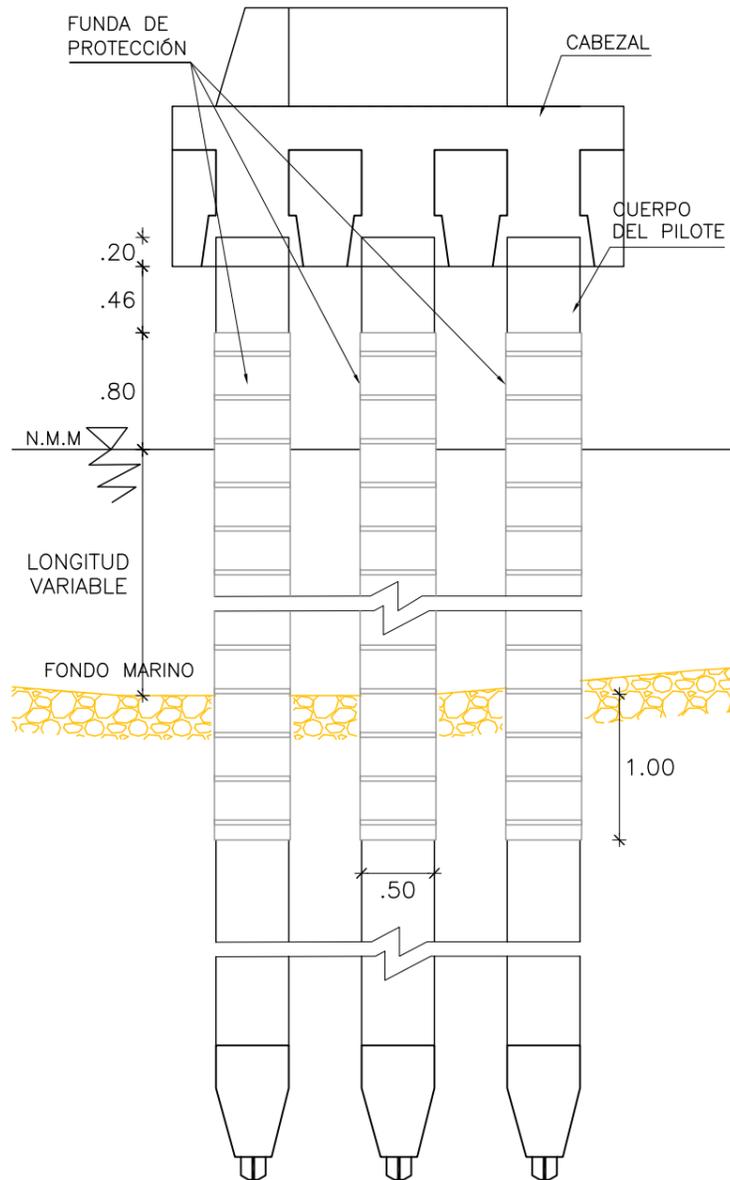
ESCALA: 1/25



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
FUNDA DE PROTECCIÓN DE PILOTES	
- PREPARACIÓN DE SUPERFICIE DE PILOTES CON SISTEMA DE CHORRO DE AGUA, PRESIÓN DE TRABAJO REGULABLE HASTA 20,000 PSI Y 17 GPM.	
- ENCAPSULADO DE PILOTES CON SISTEMA PATENTADO RISERCLAD	
INCLUYE LA COLOCACIÓN DE ADESIVO BIODUR 561, CURADOR PROMOTER L, CAMISAS DE FIBRA DE VIDRIO REFORZADO Y ABRAZADERAS EN LAS JUNTAS.	

CIMENTACIONES	
TIPO DE CIMENTACIÓN	PILOTES HINCADOS
ESTRATO DE APOYO	GRAVA ARENOSA Y LIMO ARCILLOSO
NIVEL DE CIMENTACIÓN	10.00 m
CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTE	180 TON
RECOMENDACIONES	SE UTILIZARÁ EN GENERAL EL CEMENTO PORTLAND TIPO V

PARÁMETROS SÍSMICOS	
ACELERACIÓN PICO DEL TERRENO	0.52 g
COEFICIENTE DE ACCELERACIÓN DE PERIODO CORTO (SDs)	1.28 g
COEFICIENTE DE ACCELERACIÓN DE PERIODO LARGO (SD1)	0.66 g
PERIODO INICIAL DE PLATEA DE PERIODOS CORTOS (T0)	0.10 s
PERIODO FINAL DE PLATEA DE PERIODOS CORTOS (Ts)	0.52 s

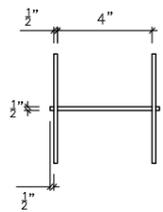


SISTEMA DE PROTECCIÓN DE PILOTES

ESCALA: 1/50

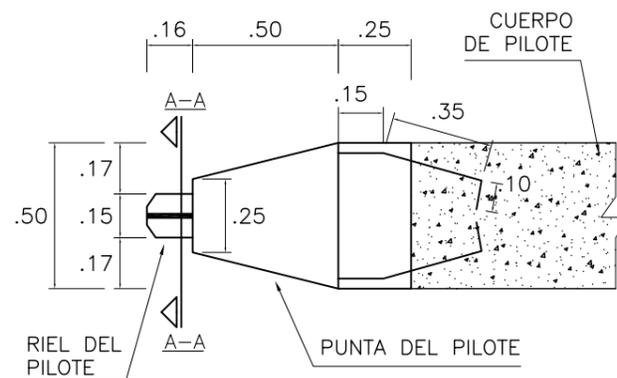
DETALLE DE RIEL

ESCALA: 1/10



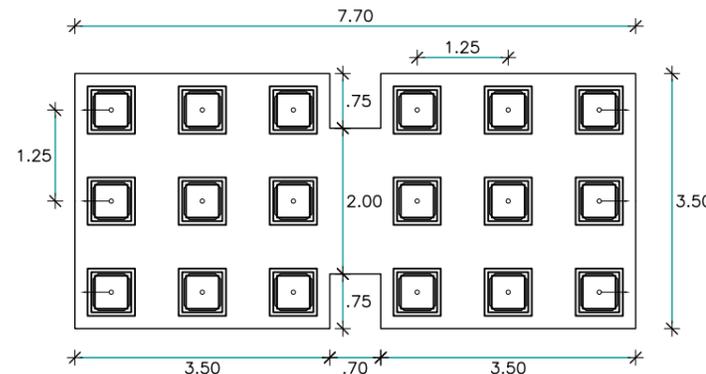
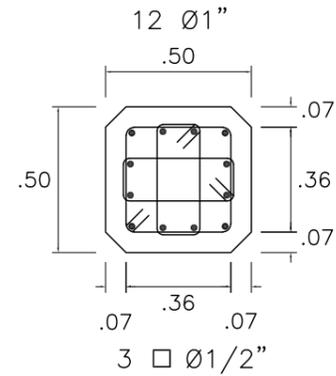
DETALLE DE PUNTA DE PILOTE

ESCALA: 1/25



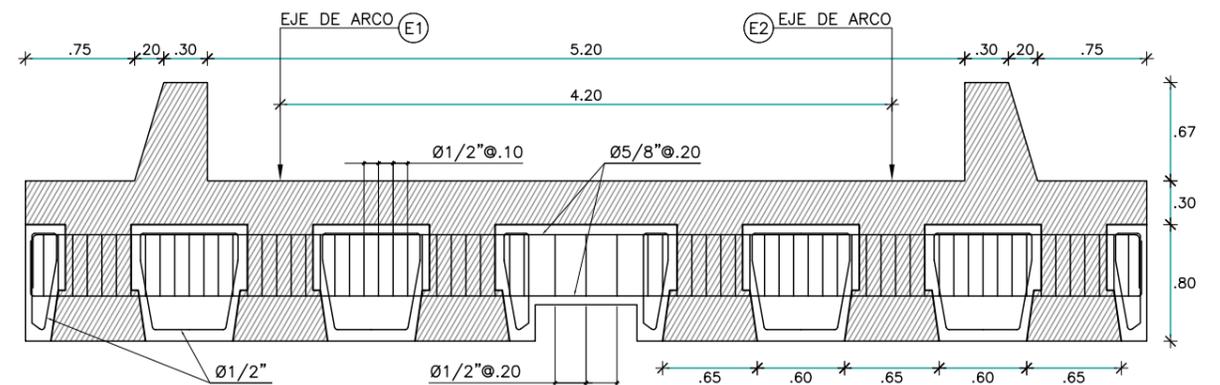
REFUERZO DE PILOTE

ESCALA: 1/25



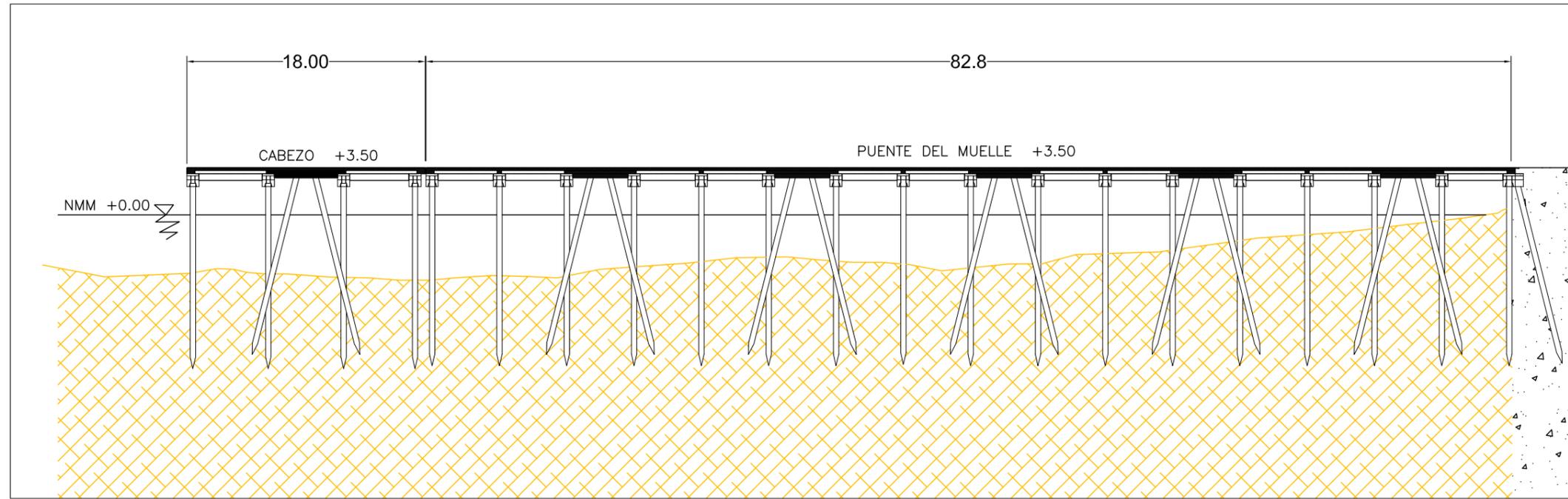
CONFIGURACIÓN EN PLANTA DE PILOTES

ESCALA: 1/100

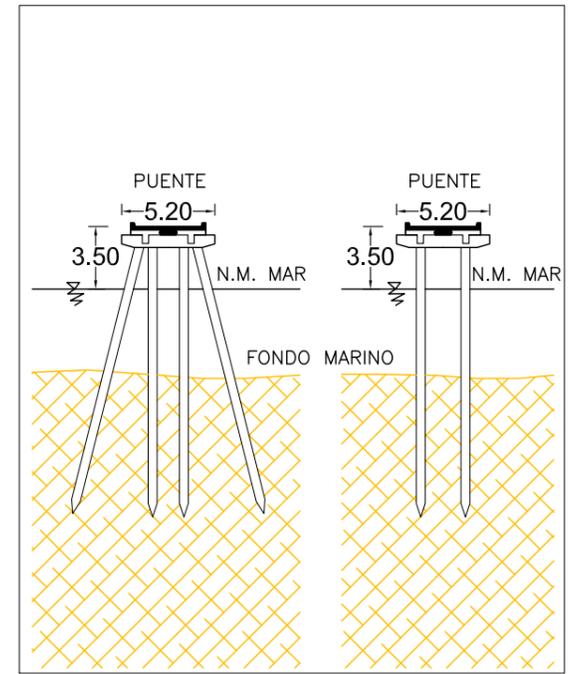


CORTE LONGITUDINAL DE CABEZAL

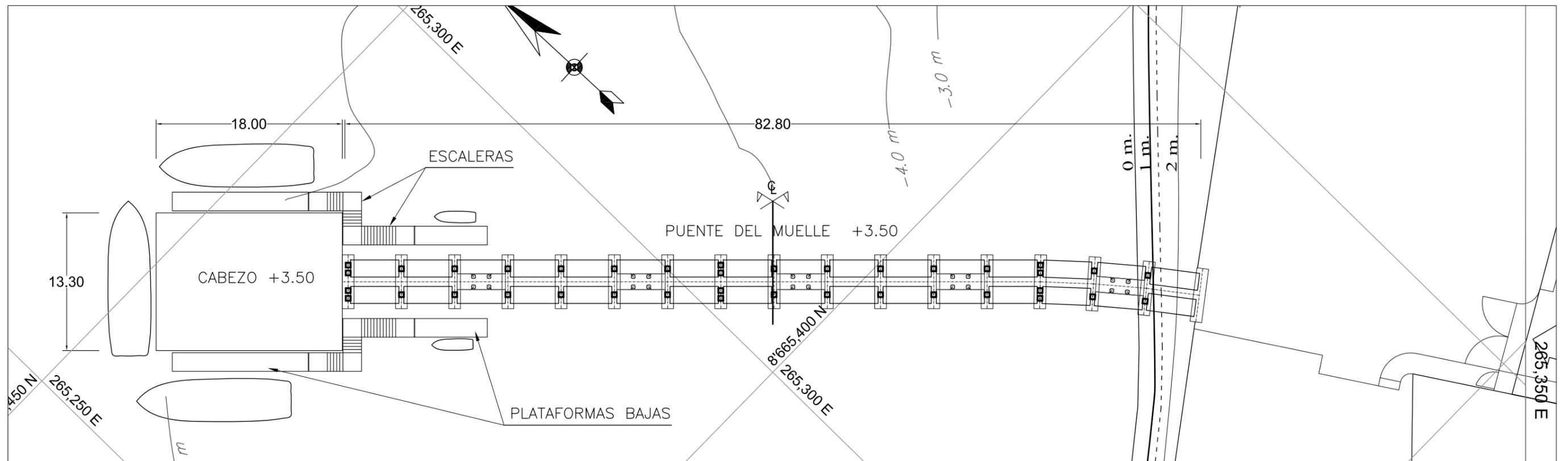
ESCALA: 1/50



CORTE LONGITUDINAL DEL MUELLE DHN - CONFIGURACIÓN TRADICIONAL
 ESCALA: 1/50

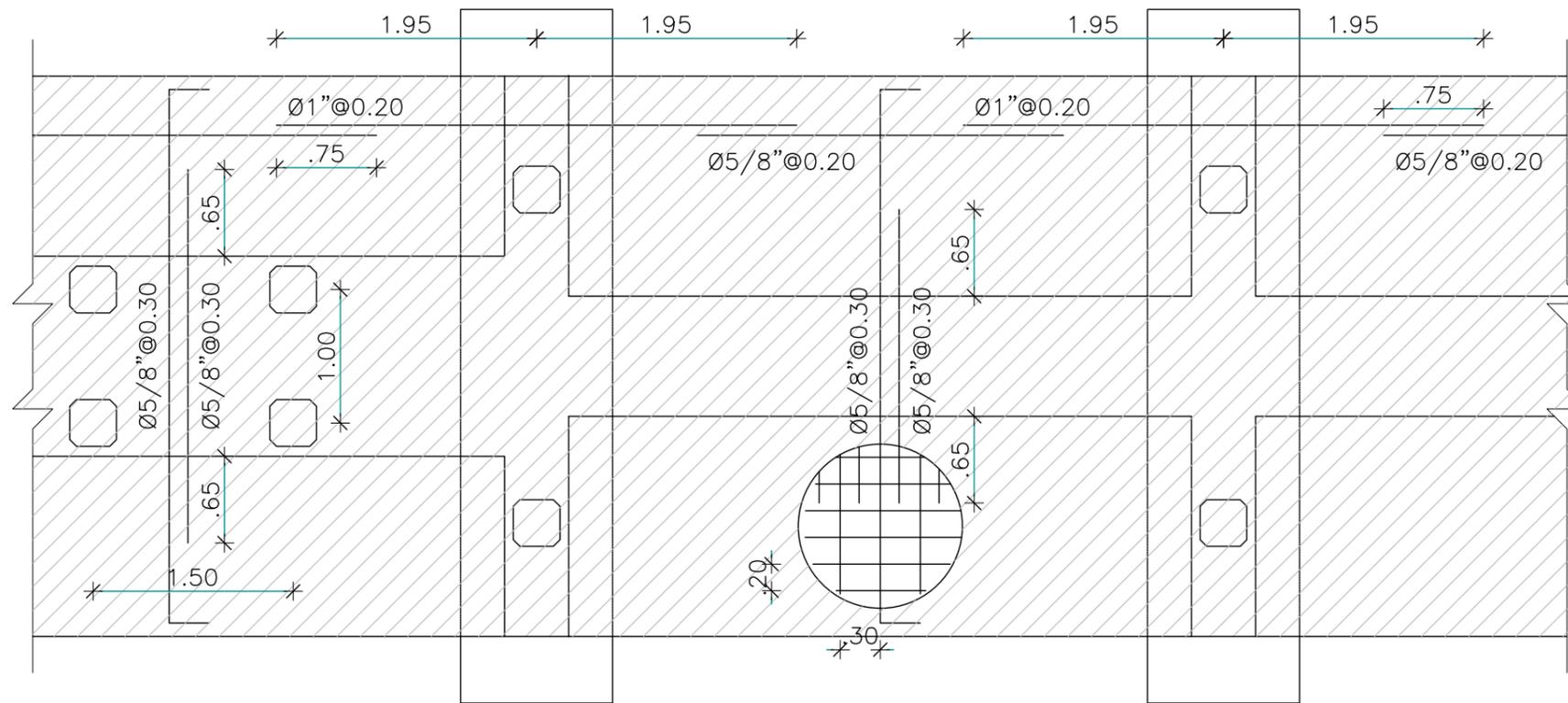


CORTES TRANSVERSALES DEL PUENTE DHN
 ESCALA: 1/50



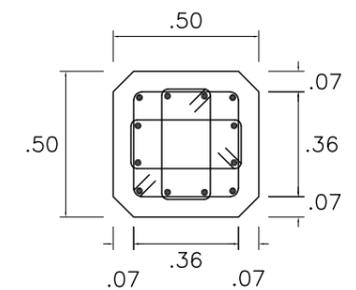
VISTA EN PLANTA DE LOS COMPONENTES DEL MUELLE DHN - CONFIGURACIÓN TRADICIONAL
 ESCALA: 1/400

PROYECTO: MUELLE TRADICIONAL - DIRECCIÓN DE HIDROGRAFÍA Y NAVEGACIÓN DE LA MARINA	Región:	CALLAO	Entidad:	FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL - UNI	Asesor:	DR. CESAR FUENTES ORTIZ	Fecha:	JULIO 2018	Plano:	VISTAS PRINCIPALES	Lamina: P-05
	Prov.:	CALLAO	Tema:	EVALUACION DE SISTEMAS NO CONVENCIONALES PARA PUEBLOS DE MUELLES	Diseño:	RENIO FLORES CHAHUA	Escala:	INDICADAS	Especialidad:	ARQUITECTURA	
	Dist.:	LA PUNTA									



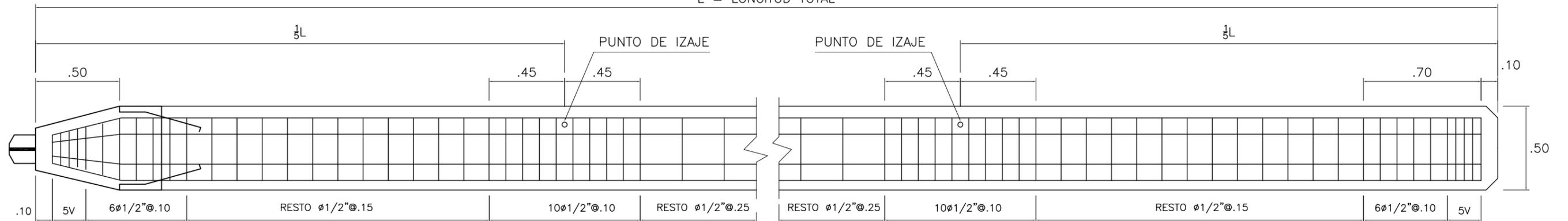
REFUERZO DE LOSA VACIADA IN SITU
ESCALA: 1/50

ESPECIFICACIONES TECNICAS		
CONCRETO ARMADO		
- CALIDAD DEL CONCRETO		
ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN, f'c	
PILOTES	350 kg/cm ²	
VIGAS (CABEZ. Y LONGITUD.)	350 kg/cm ²	
CONCRETO VACIADO IN SITU	350 kg/cm ²	
- ACERO DE REFUERZO		
REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA, f'y
LONGITUDINAL	ASTM A615 - Gr.60	4,200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - Gr.60	4,200 kg/cm ²
- RECUBRIMIENTO		
ELEMENTO	RECUBRIMIENTO (CM)	
PILOTES	7.00 cm	
VIGAS (CABEZ. Y LONGITUD.)	5.00 cm	
LOSA DE PUENTE Y NÚCLEOS	5.00 cm	

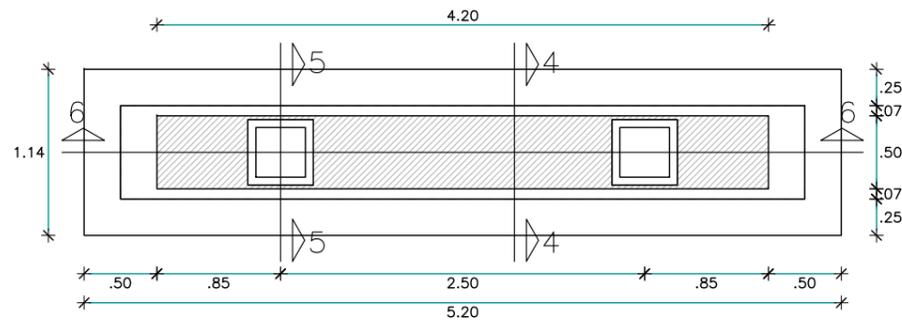


REFUERZO DE PILOTES
ESCALA: 1/25

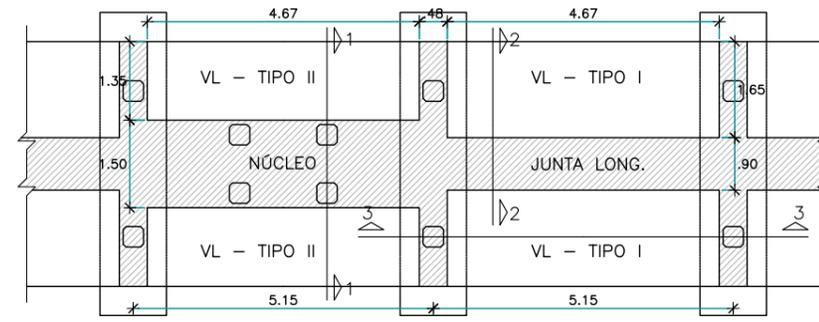
L = LONGITUD TOTAL



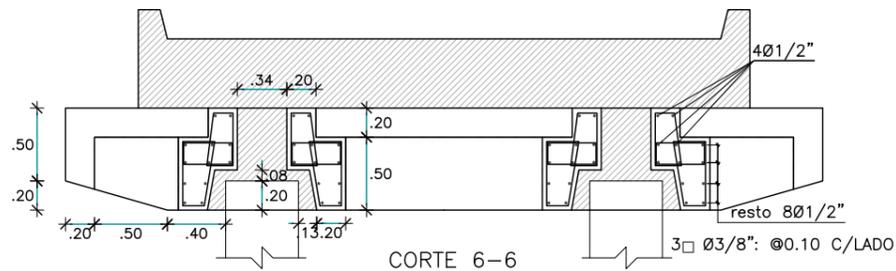
DETALLE DEL REFUERZO TRANSVERSAL DE LOS PILOTES
ESCALA: 1/25



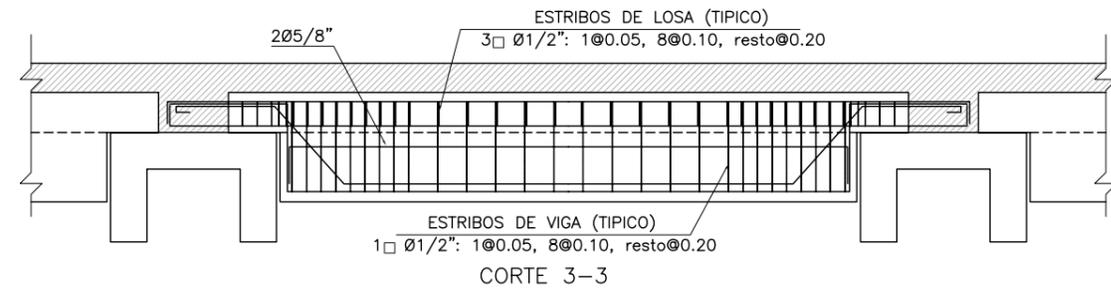
PLANTA DE VIGA CABEZAL
ESCALA: 1/50



PLANTA DE TABLERO - PUENTE DE ACCESO
ESCALA: 1/125

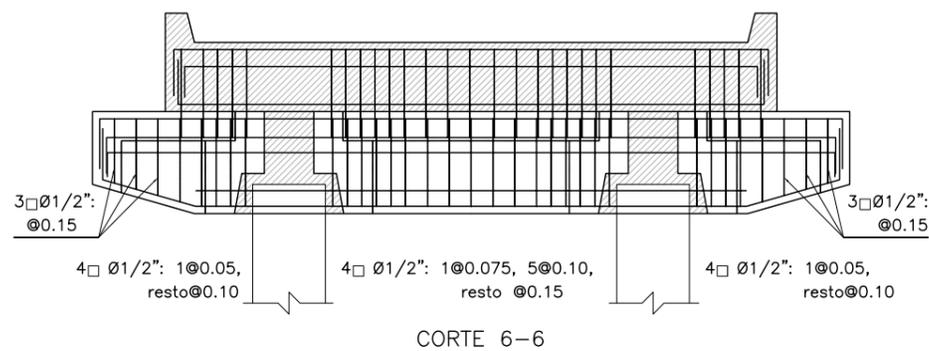


CORTE 6-6



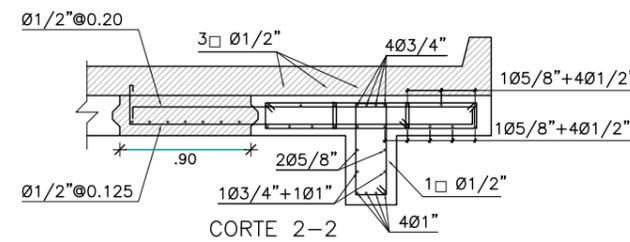
CORTE 3-3

DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN VIGA LONGITUDINAL "T"
ESCALA: 1/50



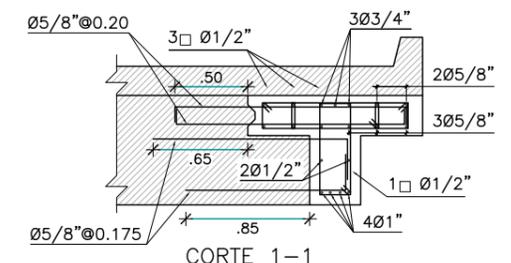
CORTE 6-6

REFUERZO EN CAVIDADES PARA PILOTES
Y DISPOSICIÓN DE ESTRIBOS EN VIGA CABEZAL
ESCALA: 1/50



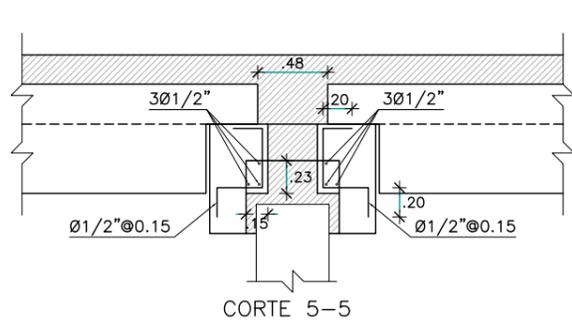
CORTE 2-2

REFUERZO DE VIGA LONGITUDINAL TIPO I
ESCALA: 1/50



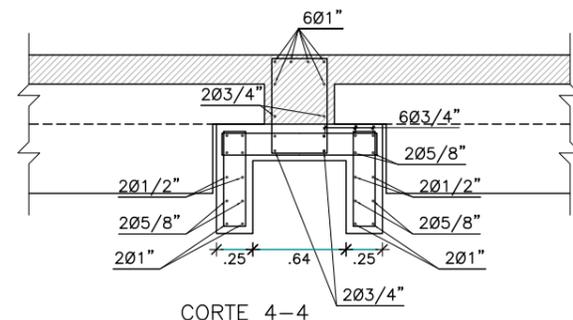
CORTE 1-1

REFUERZO DE VIGA LONGITUDINAL TIPO II
ESCALA: 1/50



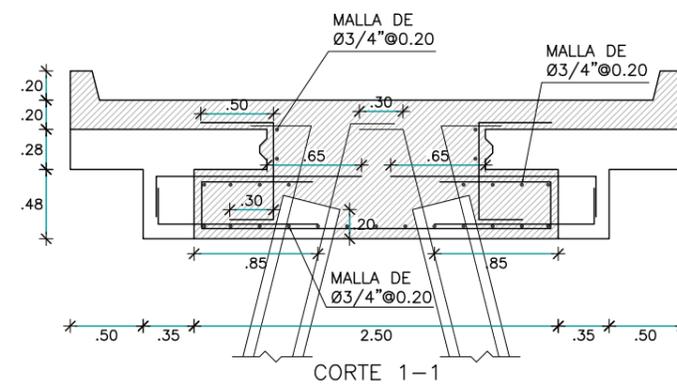
CORTE 5-5

REFUERZO EN CUÑAS
ESCALA: 1/50



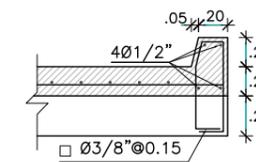
CORTE 4-4

REFUERZO DE VIGA CABEZAL
ESCALA: 1/50



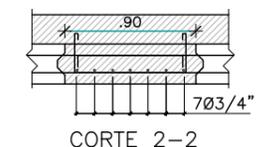
CORTE 1-1

REFUERZO DE NÚCLEO
ESCALA: 1/50



CORTE 2-2

REFUERZO DE SARDINEL
ESCALA: 1/50



CORTE 2-2

JUNTA LONGITUDINAL
ESCALA: 1/50