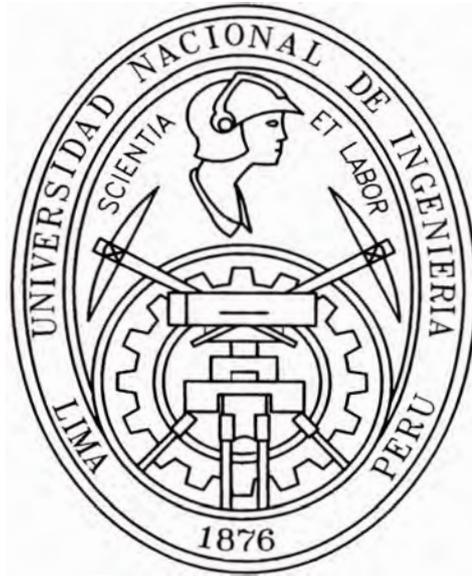


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Civil



EVALUACIÓN DE LA RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE
FRANCO
ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE PILARES

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

GERSON PINEDO TUESTA

Lima- Perú

2007

ÍNDICE

Resumen.	4
Lista De Cuadros.	6
Lista De Figuras.	8
Introducción.	10

Capitulo I Generalidades

1.1.	Antecedentes.	11
1.2.	Ubicación.	11
1.3.	Aspectos Topográficos	11
1.4.	Aspectos Geológicos.	12
1.5.	Aspectos Geotécnicos.	17
1.6.	Aspectos Hidráulicos.	20
1.7.	Aspectos Ambientales	22

Capitulo II Análisis Estructural

2.1.	Resumen	23
2.2.	Definición del sistema estructural existente	
2.2.1.	Superestructura	23
2.2.2.	Subestructura	25

2.2.3.	Cimentación	26
Capítulo III		
Diseño Estructural		
3.1.	Teoría de Cargas	27
3.2.	Predimensionamiento general.	28
3.3.	Metrado de Cargas	29
3.4.	Cargas y combinaciones de cargas.	31
3.5.	Análisis estructural	34
3.6.	Análisis Sísmico	37
3.7.	Memoria de Cálculo	39
Conclusiones		69
Recomendaciones		70
Bibliografía		71
Anexos		72

RESUMEN

Los puentes vienen a ser una de las obras de infraestructura de mayor importancia para el desarrollo de un país, por lo que su diseño y construcción requiere el aporte de las diversas áreas de la Ingeniería tales como: Geología, Hidráulica, Topografía, Geotecnia y Estructuras. En base a estos estudios los puentes deben ser proyectados y diseñados para cumplir satisfactoriamente las condiciones impuestas por los estados límite previstos en el proyecto.

En el presente informe se hace un análisis estructural de la superestructura y subestructura del puente Franco, tomando como base los estudios hechos anteriormente por el MTC, dicho análisis considera los nuevos parámetros y normas de diseño.

El Puente Franco se encuentra ubicado en el Departamento de Tumbes específicamente en el Km. 0+246.33 de la carretera Corrales – Pampas de Hospital.

Antes de producirse el fenómeno climatológico de EL NIÑO del año 98, el puente en mención se encontraba en proceso de construcción habiéndose construido dos de los tres tramos proyectados, la severidad del caudal de las aguas originó el colapso total del estribo derecho.

El tablero existente esta formado por vigas metálicas de 1.90 m de alma, 0.4 m de ala superior e inferior y presenta una losa de 0.25 m de espesor

La subestructura existente tiene las siguientes características:

El estribo izquierdo es tipo muro y está cimentado sobre un cajón de cimentación, no se han producidos daños.

El pilar existente nº 1 es tipo pórtico con columnas circulares de 1.9 m de diámetro y una viga cabezal de 1.9 m x 1.15 m. se encuentra cimentada sobre pilotes tipo Franki, este pilar ha sufrido asentamientos y efectos de socavación, el estribo derecho ha colapsado totalmente y se va a reemplazar por un pilar

El nuevo proyecto contempla la construcción de 4 nuevos tramos, haciendo un total de 6, con una longitud total de 243.35 m y un ancho de vía de 7.20 m

En cuanto a la nueva cimentación se va mantener el estribo izquierdo y se va reforzar la cimentación del pilar nº 1, el estribo derecho se va a convertir en el pilar nº 2 y se van a considerar 3 pilares adicionales más el estribo derecho.

Los nuevos tramos mantienen las características iniciales del proyecto, la superestructura tiene la misma sección que el primer tramo, en cuanto a la subestructura se mantiene los pilares de sección circular tipo pórtico.

Debido a las características del terreno los estudios geotécnicos determinaron usar cimentación profunda mediante pilotes excavados.

El análisis estructural se realizó mediante el programa SAP 2000 versión 9.1.6. Inicialmente se hizo el modelamiento de la superestructura donde se incluían los pilares, las cargas consideradas son peso propio, carga viva y las cargas por sismo. Asimismo se usaron las combinaciones de carga de la norma LRFD.

Una vez calculadas las fuerzas que se transmiten de la superestructura, se procedió a realizar el análisis de la cimentación donde se incluía a la zapata y los pilotes excavados, asimismo se colocaron las fuerzas que se producían en la superficie de contacto de la zapata y los pilares y que habían sido calculadas previamente en el análisis de la superestructura.

Posteriormente se hizo la verificación del diseño por corte tanto de los pilares, zapatas y pilotes excavados.

Finalmente se muestran las conclusiones y recomendaciones del presente informe donde se verifica que el diseño actual cumple para todas las combinaciones de carga que se puedan presentar.

LISTA DE CUADROS

Cuadro nº 1	Valores de T_p y S
Cuadro nº 2	Coefficiente de respuesta sísmica
Cuadro nº 3	Capacidad de carga admisible pilotes nº 1 y nº 2
Cuadro nº 4	Capacidad de carga admisible pilotes nº 3 y nº 4
Cuadro nº 5	Capacidad de carga admisible pilotes nº 5 y estribo derecho
Cuadro nº 6	Descargas máximas calculadas para el puente Franco
Cuadro nº 7	Velocidades y tirantes en la sección del puente Franco
Cuadro nº 8	Socavación producida en los elementos de la subestructura
Cuadro nº 09	Criterios de dimensionamiento
Cuadro nº 10	Dimensiones de las vigas del tablero
Cuadro nº 11	Estados de resistencia según norma LRFD
Cuadro nº 12	Estados de resistencia según norma LRFD
Cuadro nº 13	Dimensiones del puente
Cuadro nº 14	Estados de resistencia considerados en el análisis
Cuadro nº 15	Momentos máximos producidos en los tramos del puente
Cuadro nº 16	Espectro considerado para el análisis estructural
Cuadro nº 17	Sección de los pilares
Cuadro nº 18	Reacciones y momentos producidos por el peso del pavimento
Cuadro nº 19	Reacciones y momentos producidos por el peso propio
Cuadro nº 20	Reacciones y momentos producidos por la carga viva
Cuadro nº 21	Reacciones y momentos producidos por el sismo en la dirección X
Cuadro nº 22	Reacciones y momentos producidas por el sismo en la dirección Y
Cuadro nº 23	Reacciones y momentos producidos por la combinación 1
Cuadro nº 24	Reacciones y momentos producidos por la combinación 2
Cuadro nº 25	Reacciones y momentos producidos por la combinación 3
Cuadro nº 26	Reacciones y momentos del pilar nº 1
Cuadro nº 27	Reacciones y momentos del pilar nº 2

Cuadro nº 28	Reacciones y momentos del pilar nº 3
Cuadro nº 29	Reacciones y momentos del pilar nº 4
Cuadro nº 30	Reacciones y momentos del pilar nº 5
Cuadro nº 31	Constantes de los resortes pilar 1,2 y 3
Cuadro nº 32	Constantes de los resortes pilar 4 y 5
Cuadro nº 33	Combinación de carga 1 pilar 1
Cuadro nº 34	Combinación de carga 2 pilar 1
Cuadro nº 35	Combinación de carga 3 pilar 1
Cuadro nº 36	Combinación de carga pilote nº 1
Cuadro nº 37	Combinación de carga pilote nº 2
Cuadro nº 38	Combinación de carga pilote nº 3
Cuadro nº 39	Combinación de carga pilote nº 4
Cuadro nº 40	Combinación de carga 1 pilares 4 y 5
Cuadro nº 41	Combinación de carga 2 pilares 4 y 5
Cuadro nº 42	Combinación de carga 3 pilares 4 y 5

LISTA DE FIGURAS

Fig 1	Columnas estratigráfica del río Tumbes
Fig 2	Sisimidad de Tumbes
Fig 3	Factor de zona según norma E-030
Fig 4	Distribución de isoacelaciones
Fig 5	Perfil estratigráfico
Fig nº 6	Descargas medias mensuales medidas en la estación El Tigre para el periodo 1963/64 – 2003/04
Fig nº 7	Sección Típica del río Franco
Fig nº 8	Estructura existente
Fig nº 9	Pilar existente, ha sufrido asentamientos
Fig nº 10	Camión de diseño
Fig nº 11	Tandem de diseño
Fig nº 12	Vista en elevación Puente Franco
Fig nº 13	Modelo SAP de la estructura.
Fig nº 14	Sección de los pilares del puente
Fig nº 15	Combinación de carga nº 1
Fig nº 16	Diagrama de momentos del tablero
Fig nº 17	Diagrama de cortantes del tablero
Fig nº 18	Diagrama de espectro puente Franco
Fig nº 19	Combinación de carga nº 2
Fig nº 20	Combinación de carga nº 3
Fig nº 21	Resultado análisis programa PCACOL Pilar nº 1
Fig nº 22	Resultado análisis programa PCACOL Pilar nº 2
Fig nº 23	Resultado análisis programa PCACOL Pilar nº 3
Fig nº 24	Resultado análisis programa PCACOL Pilar nº 4
Fig nº 25	Resultado análisis programa PCACOL Pilar nº 5
Fig nº 26	Modelo de pilotes del pilar nº 1
Fig nº 27	Diagrama de momentos de los pilotes del pilar nº 01
Fig nº 28	Diagrama de fuerzas cortantes de los pilotes del pilar nº 01
Fig nº 29	Resultado del análisis programa PCACOL pilotes del pilar 1
Fig nº 30	Resultado del análisis programa PCACOL pilotes del pilar 1
Fig nº 31	Resultado del análisis programa PCACOL pilotes del pilar 1

- Fig nº 32 Resultado del análisis programa PCACOL pilotes del pilar 1
- Fig nº 33 Modelo de pilotes del pilar nº 4 y 5
- Fig nº 34 Resultado del análisis programa PCACOL Pilotes del pilar nº 4 y 5
- Fig nº 35 Resultados del nuevo análisis del programa PCACOL, para las nuevas dimensiones propuestas.

INTRODUCCIÓN

En el presente informe “Evaluación de la Reconstrucción del Puente Franco - Análisis Estructural de Pilares” se realiza una evaluación estructural de los pilares y pilotes del puente en mención. Previamente se ha hecho un análisis de la superestructura con la finalidad de calcular las fuerzas que se transmiten a la cimentación.

El Capítulo I empieza con una descripción de las generalidades del puente básicamente se mencionan los aspectos topográficos, geológicos, geotécnicos, hidráulicos y ambientales de la zona donde estará ubicado la futura estructura. El conocimiento de dichos parámetros será fundamental al momento de la evaluación.

En el capítulo II se describe de forma breve la estructura existente o parte de lo que quedó después de los efectos del fenómeno de El Niño del año 1998

Cabe mencionar que del proyecto inicial sólo se mantiene el estribo izquierdo, pilar nº 1 y el tablero de sección compuesta

En el Capítulo III se desarrolla un análisis detallado de la nueva estructura proyectada, dicho análisis implica la superestructura y la subestructura, sea considerado usar el método LRFD como herramienta de diseño, asimismo sean considerado los efectos de carga muerta, viva y los efectos de sismo.

El análisis del puente se ha hecho con los programas Sap 2000 y PCACOL, que actualmente son las herramientas mas utilizadas para este tipo de diseños.

Finalmente se dan las conclusiones y recomendaciones del análisis realizado.

CAPITULO I

I GENERALIDADES

1.1 Antecedentes

Dentro del desarrollo de un proyecto de puentes, es importante y necesario conocer los estudios básicos de Ingeniería, ya que de estos depende el buen funcionamiento de la futura estructura, a continuación se hace un resumen de los estudios realizados para dicho proyecto.

1.2 Ubicación

El Puente en estudio se encuentra ubicado en el Distrito de Pampa de Hospital, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes en Km. 0+246.33 de la carretera Corrales – Pampas de Hospital.

1.3 Aspectos Topográficos

El Puente Franco atraviesa las aguas del río Tumbes, en el poblado de Pampa de Hospital, localizado en las coordenadas Este 562,400 y Norte 9'592,200 con una altura de 25 a 30 m.s.n.m

La zona en estudio es un terreno semiondulado, con pendientes suaves que varían entre 0.0 % y 2.35 %

El área del proyecto se caracteriza por ser calurosa durante todo el año con lluvias estacionales entre los meses de enero y marzo, así mismo eventualmente se presentan condiciones climatológicas severas que aumentan el caudal del río Tumbes, con efectos destructivos.

En base a los estudios realizados se tienen las siguientes características:

Según función	Red Vial Departamental
Según función	Carretera de 3ra. Clase
Condiciones Orográficas	Carretera Tipo 1
Velocidad Directriz	30 Km. /h
Ancho de explanación	8.4 mts
Superficie de rodadura	6.6 mts
Bermas	0.9 c/ lado
Talud de corte	variable
Talud de relleno	1:1.5

Cunetas	1.0 x 0.5
Radio mínimo	30.0 mts
Pendiente máxima	9%

1.4 Aspectos Geológicos

1.4.1 Resumen

La geología de la región circundante al área del proyecto, está definida por una secuencia litológica sedimentaria desarrollada a lo largo de los últimos 30 ma.

La geología del área de cimentación del puente Franco consiste de una alternancia de sedimentos no diagenizados constituidos por capas subhorizontales de lodolitas, arcillas tobáceas, arenas gruesas y conglomerados finos, estudiados como Formación Cardalitos y datados en el Mioceno (10.5 - 14 ma), los cuales se encuentran fallados en las inmediaciones del proyecto, donde se localizan dos estructuras de rumbo NW y NE, respectivamente, las cuales tienden a converger en las inmediaciones del caserío Franco. Es una cuenca totalmente sedimentaria, presentando rocas cenozoicas y paleozoicas

COLUMNA ESTRATIGRAFICA AREA TUMBES - PUENTE FRANCO			
EDAD	NOMBRE	COLUMNA	DESCRIPCION LITOLOGICA
CUATERNARIO			Material Inconsolidado de origen preferentemente aluvial: Cantos, Gravas, Arena y Limo.
	FORMACION TUMBES		Lutitas abigarradas con capas de arena gruesa y conglomerados.
TERCIARIO	FORMACION CARDALITOS		Lodolitas, capas de arcilla con lentes y estratos de arena gruesa y conglomerados finos.
	FORMACION ZORRITOS		Areniscas cuarzosas con lutitas bentónicas y carbonosas con pirita.
	FORMACION HEATH		Lutitas arcillosas, yesíferas con areniscas cuarzosas y lutitas nodulares.
PALEOZOICO	INDIVISO		Complejo de sedimentos devónicos-carboníferos no diferenciados que sobreyacen a metamorfitas esquistosas y gneísicas y se encuentran intruidos por granitoides antiguos y granitos pegmatíticos.

Fig 1 Columnas estratigráfica del río Tumbes

1.4.2 Fundaciones

Margen Izquierda

Existen afloramientos geológicos identificados en la zona, básicamente se emplazan en la margen izquierda del río Tumbes, confinando el curso del agua por el lado sur y consisten en paquetes sedimentarios subhorizontales expuestos mediante taludes formados por cortes de la carretera y a lo largo de la riberia del río

Margen derecha

En la margen derecha existen una extensa playa aluvial que se extiende aproximadamente 1 Km. hacia el E y que constituye una llanura de inundación durante épocas de avenida, en esta zona se va proyectar la futura reconstrucción del puente.

Por las condiciones de esta zona se tiene un nivel freático alto localizado a 0.6 m el material observado en este sector corresponde típicamente a los depósitos de playas aluviales, mostrando una cobertura de 1.5 m de arena mal graduada y arena limosa

1.4.3 Riesgo Sísmico

En cuanto al riesgo sísmico de la zona, según registros del Instituto Geofísico del Perú, la región circundante al proyecto en un radio de 60 Km., registra desde el año de 1963, 232 sismos de magnitud $>$ de 4 mb (escala de Richter), en la siguiente figura se muestra la distribución de los epicentros.

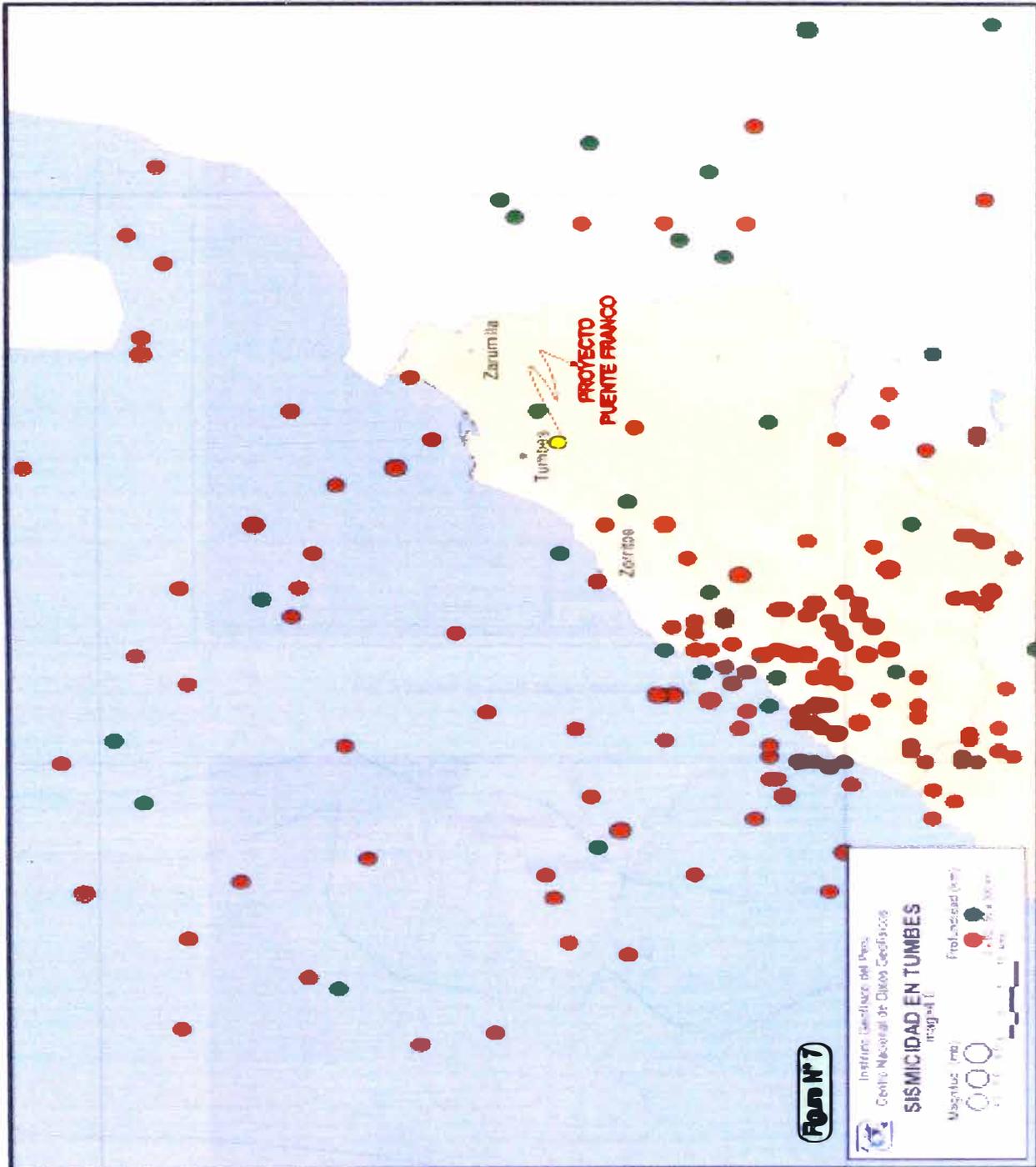


Fig 2 sisimidad de Tumbes

Zonificación Sísmica

Según la norma sísmica E-30, el área del proyecto pertenece a la zona 3, por lo que el factor de aceleración máxima del terreno es de 0.4g, con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años

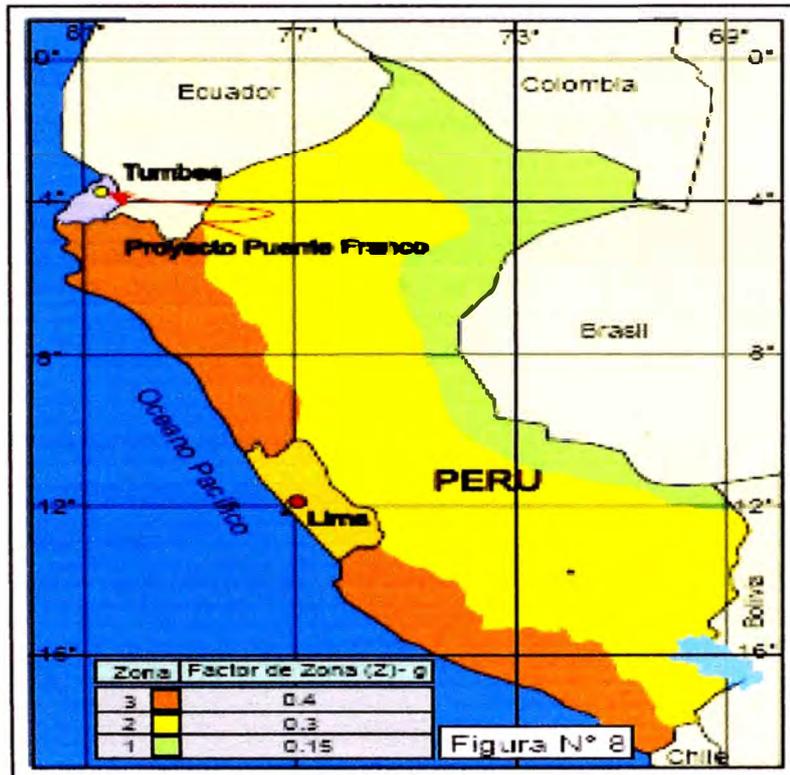


Fig. 3 Factor de zona según norma E-030



Fig. 4 Distribución de isoacelaciones

Perfil

Según los resultados el tipo de suelo según la norma E-030 es Tipo II

Periodo de vibración T_p y Factor de amplificación de suelos

Tipo de perfil	Descripción	T_p (s)	s
II	Suelo no cohesivo arena y grava	0.6	1.2

Cuadro n° 1 valores de T_p y s

Coefficiente de respuesta sísmica elástica

Esta referido a la ampliación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo según fórmula

$$C_{sn} = 1.2(ZS / T_p^{2/3})$$

Reemplazando tenemos:

Tipo de perfil	Z	T_p (s)	s	C_{sn}
II	0.4	0.6	01.2	0.8

Cuadro n° 2 Coeficiente de respuesta sísmica

1.5 Aspectos Geotécnicos

1.5.1 Cimentación del Puente Franco

Los estudios de suelos se realizaron mediante calicatas y ensayos SPT, a continuación se muestra el esquema con la clasificación respectiva.

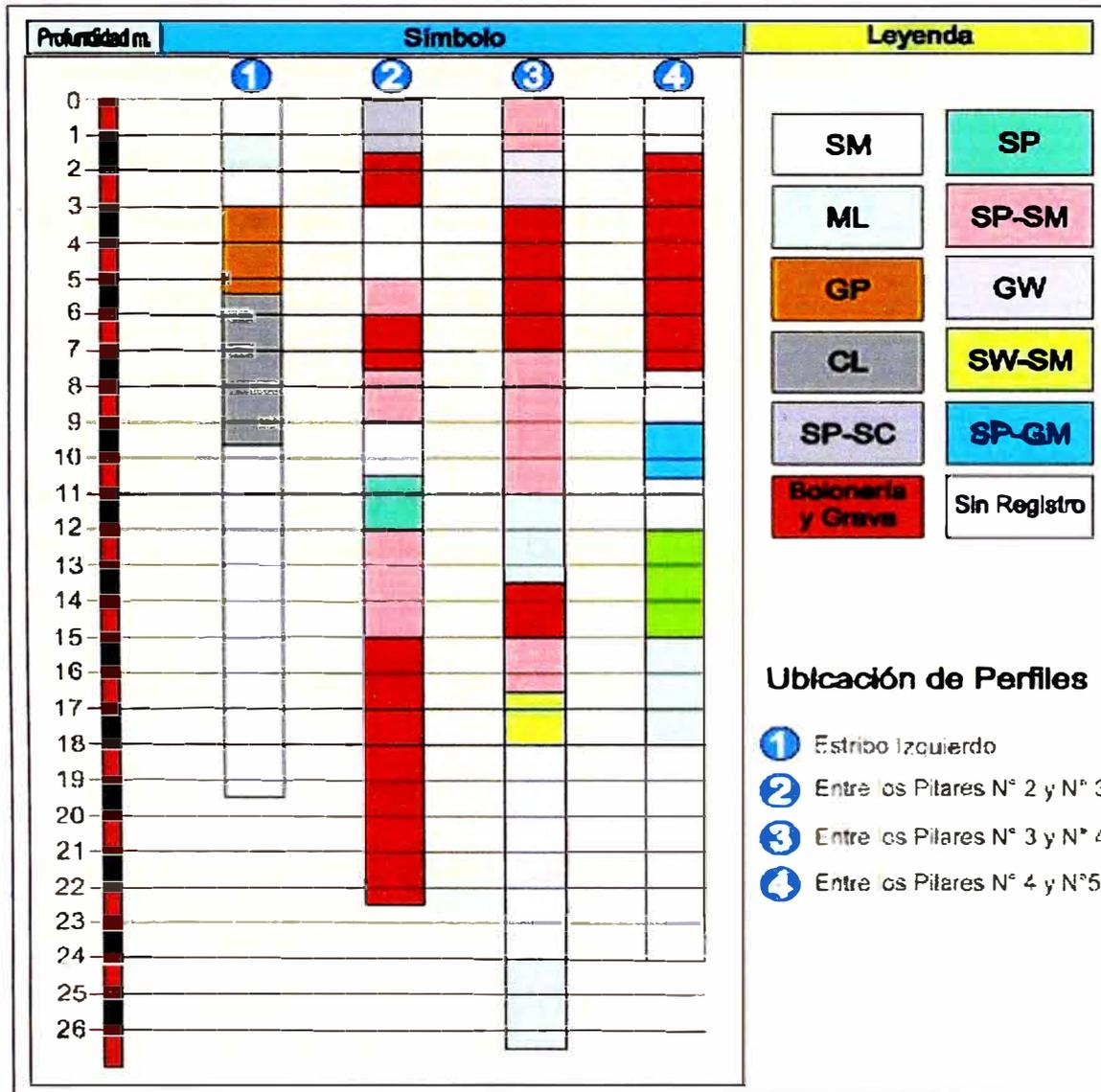


Fig 5 Perfil estratigráfico

De los ensayos de SPT realizados en 4 puntos diferentes se ha recomendado que el puente se proyectado sobre un suelo y subsuelo bastante competente, sin embargo los grandes volúmenes comprometidos en los proceso de descarga hídrica estacionalmente anómalos, definen como la variable crítica el grado de socavación máxima esperada que se estima en 9.1 m, por lo que se requerirá de una cimentación profunda que a través de los pilotes transmitirá las cargas de la estructura por debajo del nivel de socavación máxima esperado.

La profundidad de dichos pilotes se sitúa en estratos cuya densidad relativa queda correlacionada con valores de $N=40$ para transmitir las cargas a través de sus respectivas puntas. Que se traduce en una profundidad de 18 m

1.5.2 Capacidad portante del suelo

Según los estudios geotécnicos los resultados son los siguientes:

Pilotes de los pilares nº 1 y nº 2

Capacidad de carga Admisible $Q_{ca}=(Q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
116 Ton/m ²	176 Ton/m ²	215 Ton/m ²

Cuadro nº 3 capacidad de carga admisible pilotes nº 1 y nº 2

Pilotes de los pilares nº 3 y nº 4

Capacidad de carga Admisible $Q_{ca}=(Q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
120 Ton/m ²	181 Ton/m ²	222 Ton/m ²

Cuadro nº 4 capacidad de carga admisible pilotes nº 3 y nº 4

Pilotes de los pilares nº 5 y estribo derecho

Capacidad de carga Admisible $Q_{ca}=(Q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
121 Ton/m ²	183 Ton/m ²	224 Ton/m ²

Cuadro nº 5 capacidad de carga admisible pilotes nº 5 y estribo derecho

1.5.3 Capacidad portante del suelo

Asentamientos esperados

En base a los estudios geotécnicos el asentamiento esperado en el suelo granular es de **2.23 cm**

1.6 Aspectos Hidráulicos

A continuación se muestran los caudales de diseño para el puente Franco:

Periodo de Retorno	Caudal Q (m3/s)	Nivel del agua
100	4,393	26.60 msnm
200	4.890	
500	5.546	

Cuadro nº 6 Descargas máximas calculadas para el puente Franco

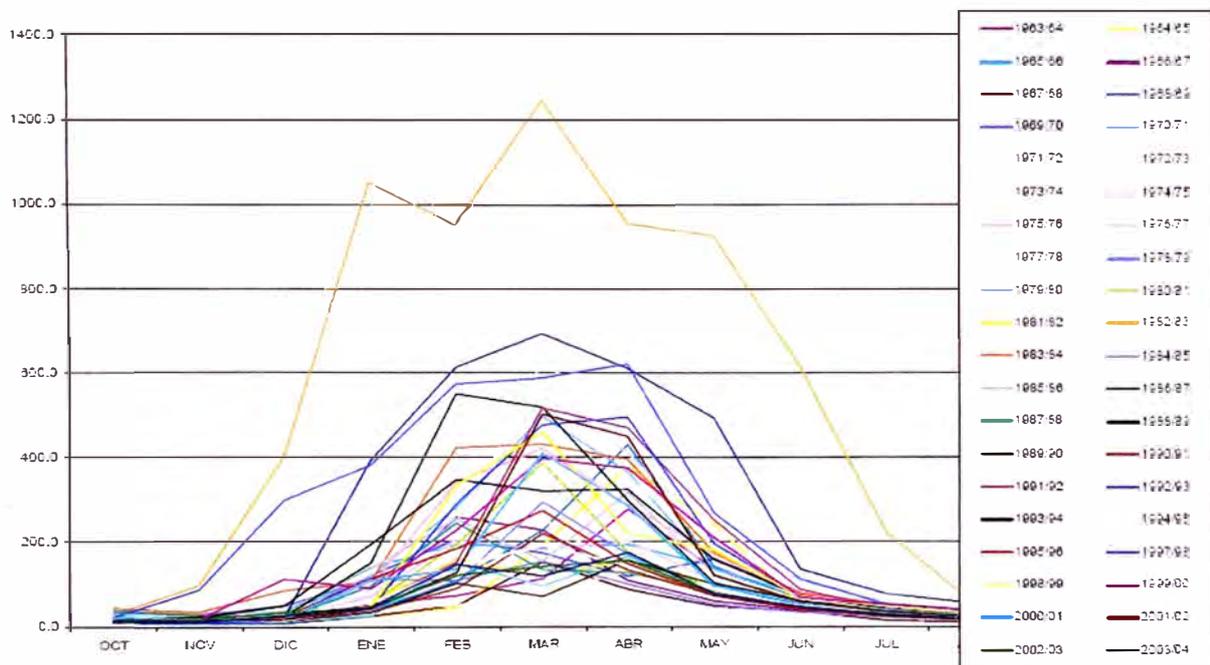


Fig nº 6 Descargas medias mensuales medidas en la estación El Tigre para el periodo 1963/64 – 2003/04

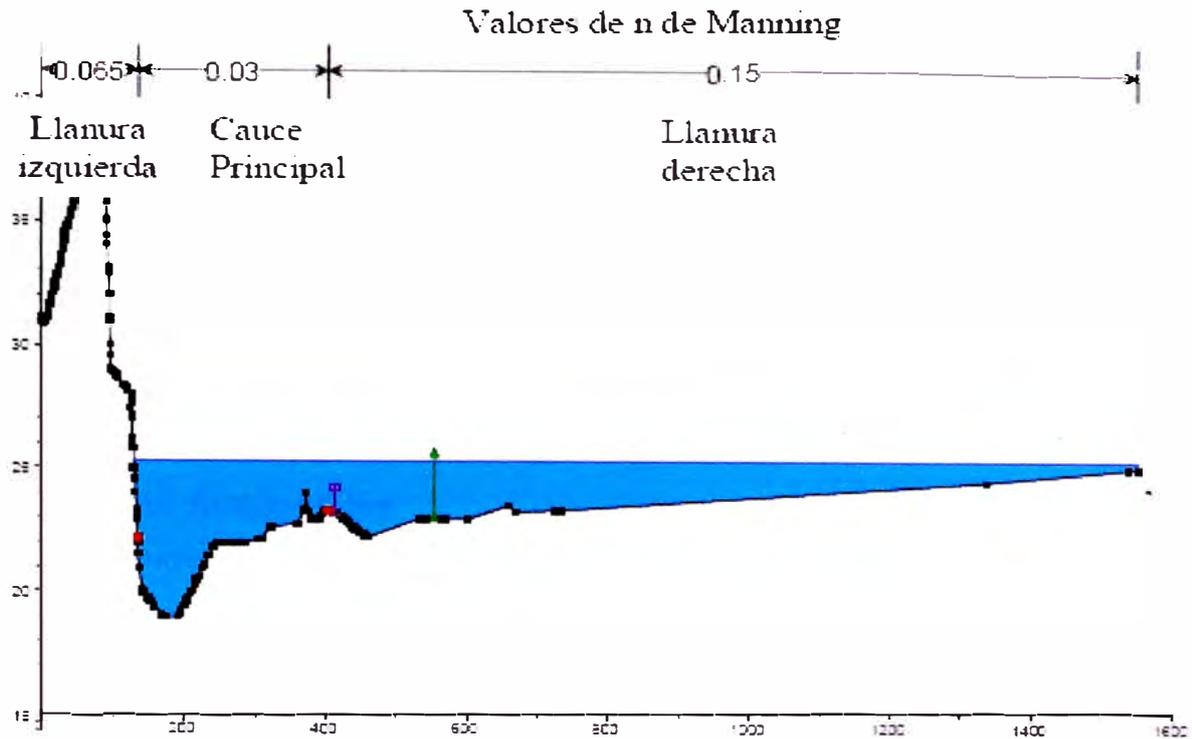


Fig nº 7 Sección Típica del río Franco

Otro de los parámetros a tener en consideración son la velocidad y el cálculo de la socavación, a continuación se presentan un resumen de los estudios hidráulicos realizados.

Sección (m ²)	Niveles de Agua (m)	Tirante (m)	Velocidad del canal (m/s)
1982.989	26.33	7.33	3.32
1934.86	25.78	6.78	4.24
Puente aguas arriba	24.8	5.8	5.72
Puente aguas abajo	24.72	5.72	5.83
1925.24	25.16	6.16	4.91
1905.99	25.33	6.33	4.01

Cuadro nº 7 Velocidades y tirantes en la sección del puente Franco

La socavación producida en los elementos de la subestructura es:

Elemento	Socavación General (m)	Socavación Local (m)	Socavación Total (m)
Estribo derecho	4.1	5.0	9.1
Pilares 1 y 2	4.1	4.0	8.1
Pilar 3,4 y 5	3.7	4.6	8.3

Cuadro n° 8 Socavación producida en los elementos de la subestructura

1.7 Aspectos Ambientales

Se han considerado implementar los siguientes programas ambientales:

- Programa de educación ambiental
- Programa de prevención y mitigación
- Programa de seguimiento y/o vigilancia
- Programa de contingencias
- Programa de abandono

CAPITULO II

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2.1 Resumen

El Puente inicialmente estaba formado por dos tramos de sección compuesta de 40.0 m, más un tramos tipo reticulado metálico Waagner Biro de 50.0 m, haciendo una longitud de 130.0 m

Sin embargo con al producirse el fenómeno de EL NIÑO, se produjo el colapso del estribo derecho, de la superestructura, de los accesos y las obras de arte construidas hasta ese entonces. Asimismo se produjo un asentamiento del pilar nº 1

2.2 Definición del sistema estructural existente.

2.2.1 Superestructura

El tablero está formado por cuatro vigas de acero (tipo plate girder) y una losa de concreto reforzado formando un elementos de sección compuesta para soportar las cargas vivas y muertas

Longitud Total

El proyecto inicial contemplaba la construcción de dos tramos de sección compuesta de 40 mt cada uno y un tramo tipo reticulado metálico Waagner Biro de 50 mt, la longitud total del proyecto finalmente era de 130 mt

Sistema estructural

Consta de un sistema estructural de vigas simplemente apoyadas, con un tablero de 4 vigas de acero A36.

Las especificaciones del proyecto inicial contemplaban lo siguiente

Concreto $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ (Losa de sección compuesta)

Acero $f_y = 36 \text{ Ksi} = 2,520 \text{ kg/cm}^2$

$$n = E_s/E_c = \frac{2.1 \times 10^6}{220,269} = 9.68$$

$$220,269$$

La superestructura presenta las siguientes características:

Espesor de losa	0.2 m
Ancho de calzada	7.2 m
Número de vigas	4.0
Número de vías	2.0
Separación de vigas (s)	2.0 m
Espesor del asfalto	0.05 m
Peso de veredas y barandas	0.072 ton/m
Ancho contribuyente (b losa)	2.0
Ancho equivalente (b losa/n)	0.21

Las características de la viga metálica existente son las siguientes:

Ancho del ala superior (cm)	40.0 cm
Ancho del ala inferior (cm)	40.0 cm
Espesor del ala superior (cm)	4.0 cm
tw= espesor del alma (cm)	1.6 cm
D= altura del alma (cm)	190 cm
Espesor del alma inferior (cm)	3.8 cm



Fig nº 8 Estructura existente

2.2.2 Subestructura.

Las características principales de la subestructura son:

Estribo izquierdo

Es un estribo tipo muro cimentado sobre un cajón de cimentación, no ha sufrido alteraciones durante el fenómeno de EL NIÑO, por lo que servirá para levantar la nueva estructura.

El fondo de cimentación se encuentra en la cota 14.86 m.s.n.m

Pilar nº 1

Es un pilar tipo pórtico con dos columnas circulares de 1.6 m de diámetro y una altura de 7.48 m, coronada con una viga cabezal de sección 1.9 m x 1.15 m, durante los efectos del fenómeno de EL NIÑO ha sufrido asentamientos.

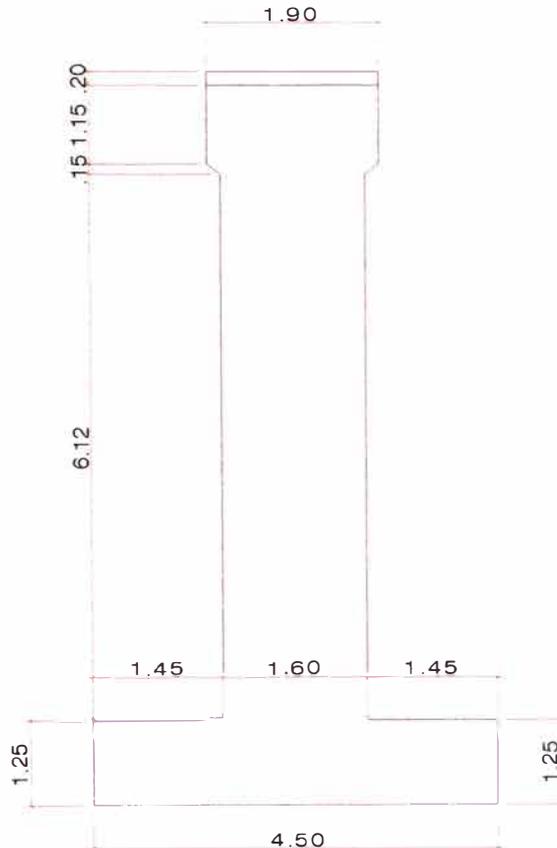


Fig nº 9 Pilar existente, ha sufrido asentamientos

Estribo Derecho

Tipo muro cimentado sobre zapatas de cimentación, esta estructura es la que ha colapsado durante los efectos del fenómeno de EL NIÑO, la fuerza de la avenidas causaron la destrucción total de dicho pilar.

2.2.3 Cimentación.

De los estudios realizados, se determinó que la cimentación del puente sea profunda, a continuación se presenta un resumen de la cimentación usada para las diversas estructuras.

Estribo izquierdo: Esta cimentado sobre un cajón de cimentación.

Pilar nº 1: Costa de 24 pilotes de 0.355 m de diámetro de fuste y
L= 9.0 m

Estribo derecho: Formado por 33 pilotes de 0.355 m de diámetro de fuste
y L = 9.0 m

CAPITULO III :

DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 Teoría de Cargas.

Las cargas son básicamente de 3 tipos:

- Cargas permanentes
- Cargas variables
- Cargas excepcionales

3.1.1 Cargas permanentes.

Actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente, o que varían en un solo sentido hasta alcanzar un valor límite. Corresponden a este tipo de cargas el peso propio de los elementos estructurales y las cargas adicionales tales como las debidas al peso de la superficie de rodadura, también se consideran cargas permanentes el empuje de tierra, los efectos debido a la contracción de fragua y el flujo plástico, la deformaciones permanentes originados por los procedimientos de construcción y los efectos de asentamientos de apoyo.

3.1.2 Cargas variables.

Son aquellas para las que se observan variaciones frecuentes y significativas en términos relativos a su valor medio. Las cargas variables incluyen los pesos de los vehículos y personas, así como las correspondientes a los efectos dinámicos, las fuerzas de frenado y aceleración, las fuerzas centrífugas, las fuerzas laterales sobre rieles.

También corresponden a este grupo las fuerzas aplicadas durante la construcción, las fuerzas debidas al empuje del agua y subpresiones, los efectos de variaciones de temperatura, las acciones de sismo y las acciones de viento.

3.1.3 Cargas excepcionales.

Son aquellas acciones cuya probabilidad de ocurrencia es muy baja, pero que en determinadas condiciones deben ser consideradas por el proyectista, como las debidas a colisiones, explosiones o incendios.

3.2 Predimensionamiento General

Para el predimensionamiento general se han usado los siguientes criterios de diseño:

Descripción	Tramo simple	Tramo continuo
d	0.033L	0.027L
h	0.040L	0.032L
tw	0.00667d	0.00667d

Cuadro nº 09 Criterios de dimensionamiento

Donde tenemos:

$$L=40\text{m}$$

Tramo continuo, reemplazando se tiene:

$$d= 0.027 \times 40 = 1.08 \text{ m}$$

$$h= 0.032 \times 40 = 1.28 \text{ m.}$$

$$tw= 0.00667 \times 1.08 = 0.72 \text{ cm}$$

Por efectos de estética con el tramo construido se van a considerar las siguientes dimensiones.

Descripción	Medida (m)
d	1.90 m
H	1.60 m
tw	1.6 cm
bw superior	40 cm
bw inferior	50 cm

Cuadro n° 10 dimensiones de las vigas del tablero

3.3 Metrado de Cargas.

Las características de los materiales a usar son:

Losa del Tablero, Estribos y Pilares Concreto $f'c = 28$ MPa

Veredas Concreto $f'c = 21$ MPa

Acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa

Vigas y Diafragmas ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250$ MPa

Las cargas a considerar durante el diseño son:

Cargas permanentes: (losa, pavimento, veredas y barandas)

Considerando toda la sección

$$\text{Peso de la losa} = 7.2 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 = 4,320 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del pavimento} = 7.2 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 2,200 \text{ kg/m}^3 = 804.67 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de las veredas} = 2 \times 0.75 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 = 576.0 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso de las barandas} = 2 \times 50 \text{ kg/m} = 100 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso de la Viga Metálica} = 4 \times 1 \text{ m} \times 0.0554 \times 7850 \text{ kg/m}^3 = 1,742.3232 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Peso Total} = 7,543.0 \text{ kg/m}$$

Para efectos de análisis se va considerar la carga que soporta cada viga, teniendo como sección 2.02 m y un espesor de losa de 0.25 m

$$\text{Peso de la losa (Dc)} = 2.02 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 2,400 \text{ kg/m}^3 = 1,212 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso del pavimento (Dw)} = 2.02 \text{ m} \times 0.05 \text{ m} \times 2,250 \text{ kg/m}^3 = 227.5$$

$$\text{Kg/m Peso de la Viga Metálica} = \text{Lo asume automáticamente el programa de diseño SAP 2000}$$

Cargas Vivas: (LL, IM)

Las cargas vivas se van analizar aplicando la carga HL93 de la norma AASHTO LRFD, la cual es una combinación del camión de diseño con la carga distribuida de diseño de 970 kg/m

El camión de diseño a usar es el siguiente:

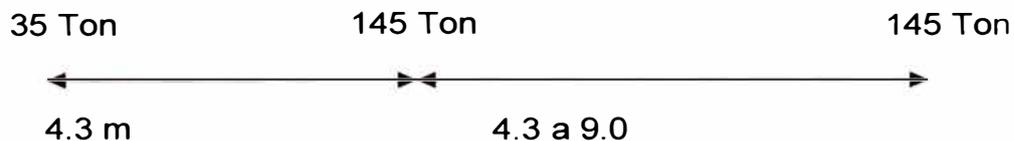
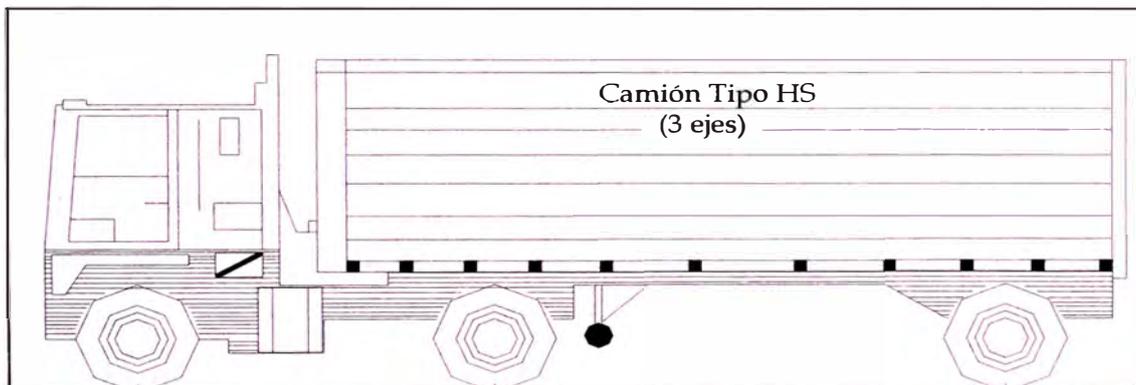


Fig nº 10 Camión de diseño

El tandem de diseño es el siguiente:

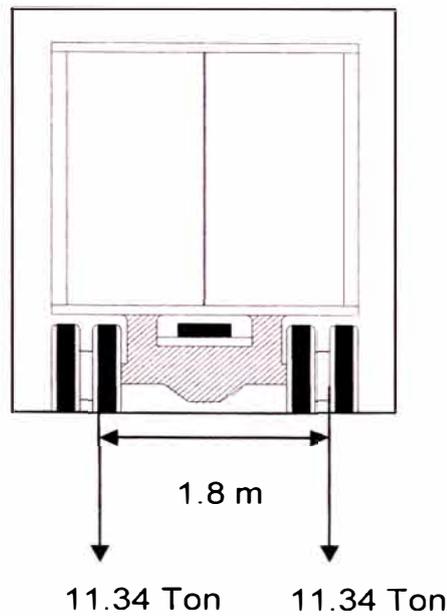


Fig nº 11 Tandem de diseño

3.4 Cargas y Combinaciones de Carga

Los factores y combinaciones de carga serán de acuerdo a la norma LRFD, que ha continución se
describe

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	IG	SE	Usar solo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Limite														
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 – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	
EVENO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	
EVENO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.0	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	-	1.0	-	-	-	-	
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Cuadro nº 11 Estados de resistencia según norma LRFD

Asimismo los factores de cargas para cargas permanentes γ_p son:

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1.25	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo 	1.50 1.35	0.90 0.90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00
<i>EV</i> : Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras. excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles 	1.00 1.35 1.30 1.35 1.95 1.50	N.A 1.00 0.90 0.90 0.90 0.90
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Cuadro n° 12 Estados de resistencia según norma LRFD

Se usará el programa SAP 2000 Versión 9.6.1, con las consideraciones de la carga HL93 del AASHTO LRFD.

Basicamente nos concentraremos en calcular las fuerzas que son transmitidas a los pilares y por ende a la zapata.

Se ha tomado un modelo que consiste en vigas simplemente apoyadas de 40 metros de longitud cada tramo, asimismo sea incluido en dicho modelo los pilares n° 1, 2, 3, 4, 5 y 6, con sus respectivas vigas cabezales.

El resumen de las dimensiones consideradas son:

Tramo/Pilar	Dimensiones (m)					
	Tramos			Viga Cabezal		
	Longitud	Pilares Diámetro	Longitud	Base	Altura	Longitud
1	40.3	1.6	6.12	1.9	1.15	6.87
2	40.85	1.3	5.3	2	1	6.87
3	40.55	1.3	6.7	1.6	1	6.87
4	40.55	1.3	6.7	1.6	1	6.87
5	40.55	1.3	6.7	1.6	1	6.87
6	40.55	1.3	6.7	1.6	1	6.87

Cuadro n° 13 Dimensiones del puente Franco

3.5 Análisis estructural

A continuación se presenta el modelo SAP usado para la verificación de las cargas.

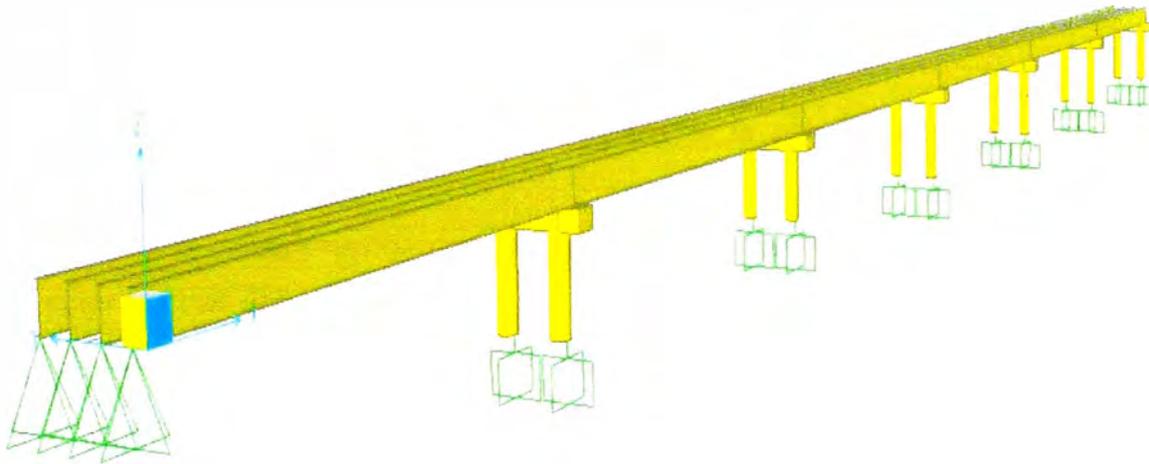


Fig nº 12 Modelo SAP de la estructura.

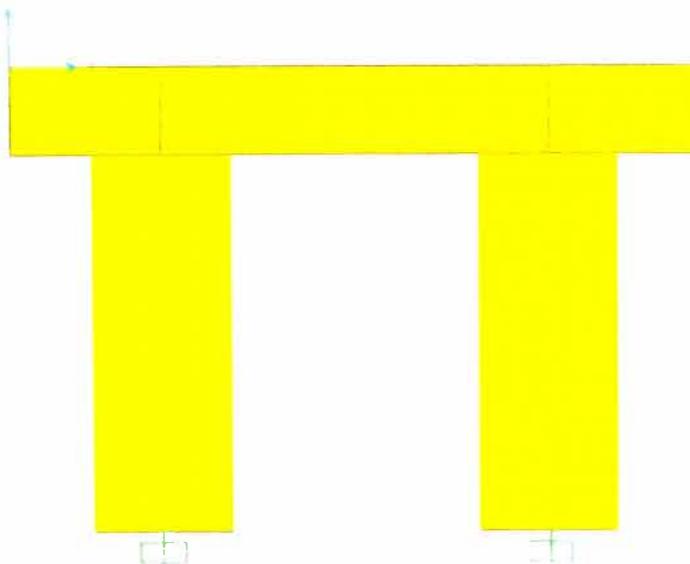


Fig nº 13 Sección de los pilares del puente

Como ya mencionamos se va usar para el análisis el Método LRFD (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)

La cual se resume en la siguiente ecuación

$$n \sum \gamma Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Para lo cual:

$$n = n_D n_R n_I > 0.95$$

Donde:

γ_i = Factor de carga determinado para un tipo de fuerza

ϕ = Factor de resistencia que se aplica a la resistencia nominal de un elemento estructural

n = Factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operacional del puente

n_D = Factor relativo a la ductilidad

n_R = Factor relativo a la redundancia

n_I = Factor relativo a la importancia operacional

Q_i = Fuerzas externas aplicadas al puente

R_n = Resistencia nominal

R_r = Resistencia facturada

Por ser un tramo simplemente apoyado, el momento máximo se va producir en el centro de Luz, asimismo se van a transmitir reacciones a los apoyos.

Para el análisis sean considerado los siguientes estados de resistencia

Combinaciones de Carga					
Estado Límite	λ_{DC}	λ_{DW}	λ_{LL}	λ_{EQx}	λ_{EQy}
Combo1	1.25	1.5	1.75	—	—
Combo2	1.25	1.5	—	1	0.3
Combo3	1.25	1.5	—	0.3	1

Cuadro n° 14 Estados de resistencia considerados en el análisis

Response Combination Data

Response Combination Name:

Combination Type:

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
DW	Linear Static	1.5
DW	Linear Static	1.5
DEAD	Linear Static	1.25
LL	Moving Load	1.75

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Fig nº 15 Combinación de carga nº 1

Los momentos producidos en las vigas son:

Cargas permanentes (viga, losa, baranda y veredas)

$$M_{DC} = 337.48 \text{ Ton-m}$$

Cargas permanentes (asfalto)

$$M_{DW} = 47.51 \text{ Ton-m}$$

Para el efecto de las cargas vivas tenemos:

$$M_{LL+IM} = 305.77 \text{ Ton-m (considerando dos carriles cargados)}$$

Finalmente para efectos de diseño se han considerado los siguientes estados de resistencia.

A continuación se presenta un cuadro resumen con los momentos máximos producidos en el tablero del puente, con el estado de resistencia I

Tramo	Momentos (ton-m)				Estado Límite (ton-m) $n= 0.95$
	MDC	MDW	MLL	$1.25MDC+1.5MDW+1.75MLL$	
1	329.01	46.68	298.88	1,004.32	954.11
2	338.05	47.96	306.23	1,030.41	978.88
3	337.54	47.91	305.61	1,028.61	977.18
4	333.11	47.27	302.83	1,017.25	966.38
5	333.06	47.27	302.8	1,017.13	966.27
6	328.61	46.67	299.29	1,004.53	954.30

Cuadro nº 15 Momentos máximos producidos en los tramos del puente

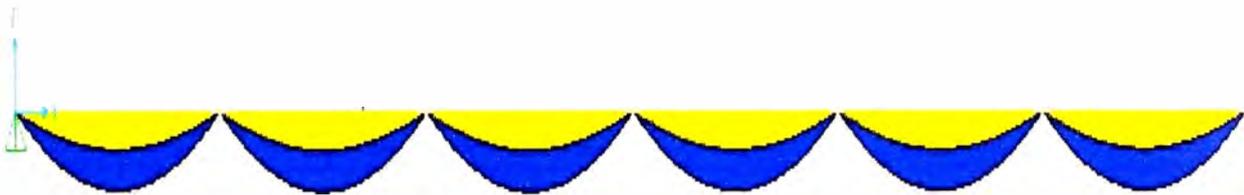


Fig nº 16 Diagrama de momentos del tablero

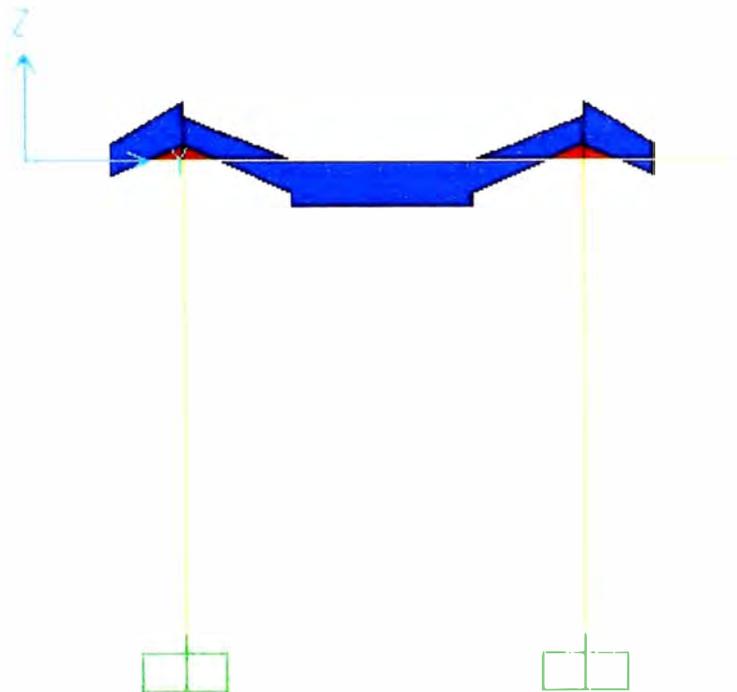


Fig nº 17 Diagrama de cortantes del tablero

En base a esta información calculada a través del programa SAP se va proceder al análisis de la cimentación:

3.6 Análisis Sísmico

Para el análisis sísmico sea considerado el siguiente espectro:

$$C_{sn} = 1.2AS/T_n^{2/3} \leq 2.5A$$

Los resultados son los siguientes:

T_p	$C_{sn} = 1.2AS/T_n^{2/3} \leq 2.5A$
0.05	9.81
0.06	9.81
0.07	9.81
0.08	9.81
0.09	9.81
0.1	9.81
0.2	9.81
0.3	9.81
0.4	9.81
0.5	9.81
0.6	7.9431
0.7	7.1674
0.8	6.5569
0.9	6.0617
1	5.6506
1.5	4.3122
2	3.5596
2.5	3.0676
3	2.7165
3.5	2.4512
4	2.2424
4.5	2.0731
5	1.9325
5.5	1.8135
6	1.7113
6.5	1.6224
7	1.5442
7.5	1.4747
8	1.4126

Cuadro n° 16 Espectro considerado para el análisis estructural

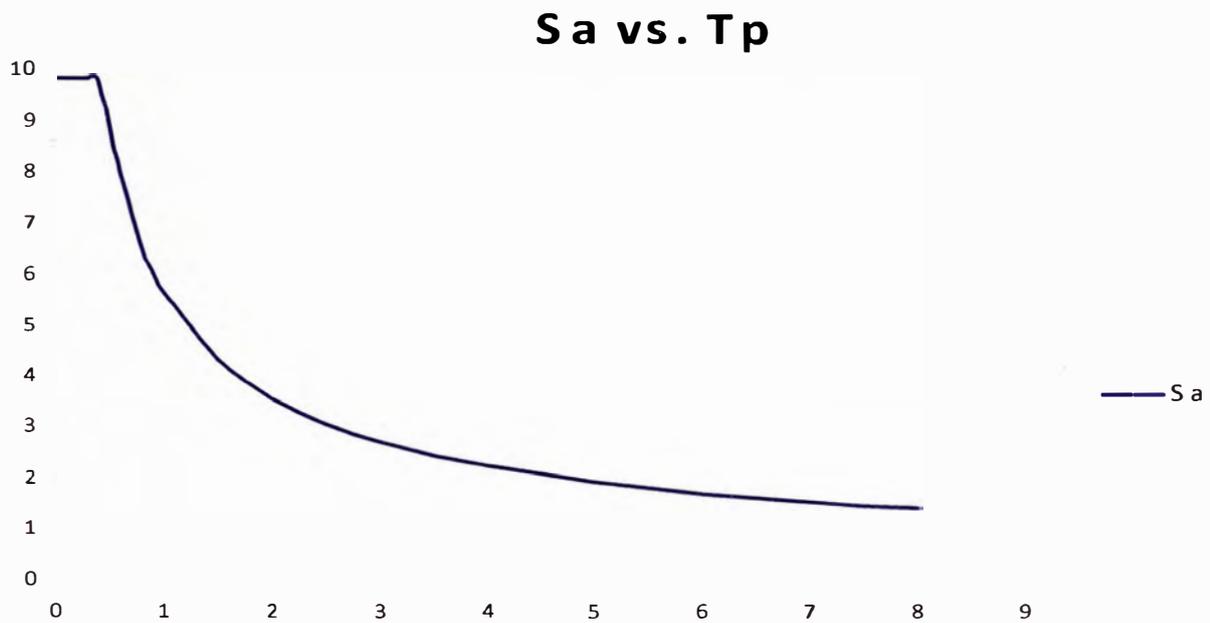


Fig n° 18 Diagrama de espectro puente Franco

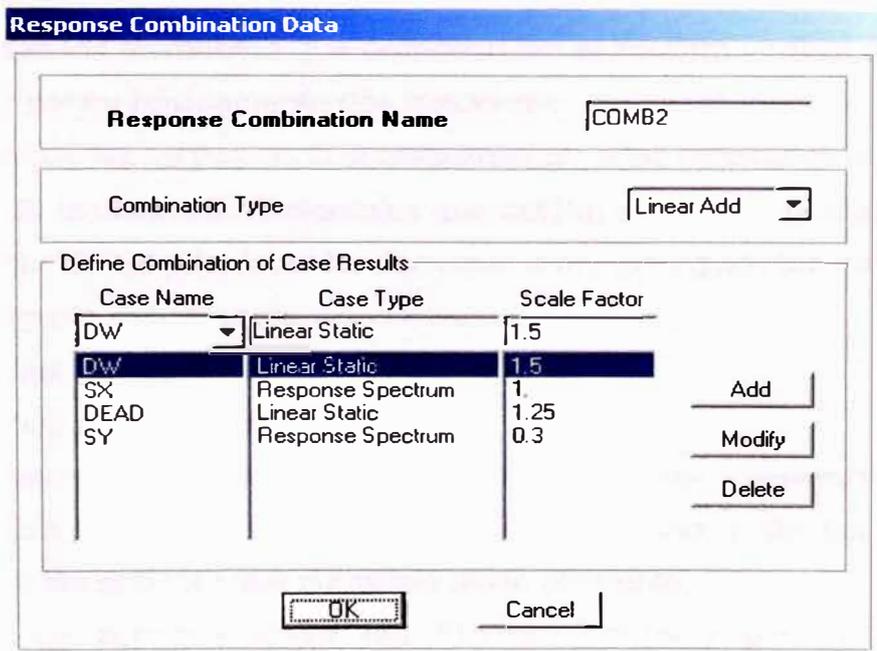


Fig n° 19 Combinación de carga n° 2 se incluye el sismo

Response Combination Data

Response Combination Name

Combination Type

Define Combination of Case Results

Case Name	Case Type	Scale Factor
DW	Linear Static	1.5
DW	Linear Static	1.5
SX	Response Spectrum	0.3
DEAD	Linear Static	1.25
SY	Response Spectrum	1.

Add

Modify

Delete

OK Cancel

Fig nº 20 Combinación de carga nº 3 se incluye el sismo

3.7 Memoria de cálculo

3.7.1 Diseño de Pilares

Los pilares son los elementos que proporcionan el soporte vertical a los tableros de puentes y tienen básicamente dos funciones:

- Transferir las cargas de la superestructura a las cimentaciones
- Resistir las fuerzas horizontales que actúan sobre los puentes

Para el análisis de los pilares es fundamental tener los siguientes estudios:

- Topografía del proyecto
- Estudios de suelo y geotécnico
- Estudios hidrológicos e hidráulicos

El predimensionamiento se hace en función de las características de la superestructura, de la capacidad portante del terreno y de las condiciones hidrológicas a las que va estar sometido dicho elemento.

Por el tipo de superestructura del Puente Franco y por las condiciones hidrológicas el tipo de pilar que más se adapta es el tipo aporticado con dos columnas circulares y una viga cabezal

Por las condiciones hidrológicas se ha determinado que los pilares tienen las siguientes dimensiones:

Pilar	Diámetro (m)
1	1.6
2	1.6
3	1.3
4	1.3
5	1.3
6	1.3

Cuadro n° 17 Sección de los pilotes

Para análisis de los pilares del Puente Franco se deben considerar las siguientes cargas de diseño:

- Cargas muertas
- Carga viva e impacto de la superestructura
- Subpresión de tierras (parte enterrada)
- Fuerza longitudinal debido a las cargas vivas (frenado)
- Subpresión sumergida (contacto con el agua)
- Presión de la corriente de agua
- Fuerza sísmica

Por las características de la zona las fuerzas de viento son despreciables.

Los criterios a usar para el análisis son:

Flexo compresión

De acuerdo al estado límite de resistencia, la resistencia factorizada se calcula multiplicando la resistencia nominal P_n por el factor de resistencia ϕ , siendo:

$\phi = 0.75$ para columnas con refuerzo en espiral

$\phi = 0.9$ para el otro tipo de columnas

Se definen los siguientes estados:

- **Compresión pura:**

Para columnas en espiral tenemos:

$$P_U = \phi P_n = \phi 0.85 [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y]$$

Para columnas con estribo de refuerzo:

$$P_U = \phi P_n = \phi 0.80 \left[0.80 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \right]$$

- **Flexión pura:**

$$M_U = \phi M_n = \phi \left[A_s f_y d \left(1 - 0.6 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right) \right] = \phi \left[A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Finalmente como condición balanceada tenemos

$$P_U = \phi P_b = \phi \left[0.85 f'_c b a_b + A'_s f'_s - A_s f_y \right]$$

$$M_U = \phi M_b = \phi \left[0.85 f'_c b a_b \left(d - d'' - \frac{a_b}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d' - d'') + A_s f_y d'' \right]$$

Donde:

$$a_b = \left[\frac{600}{600 + f_y} \right] \beta_1 d$$

$$f'_s = 600 \left[1 - \left(\frac{d'}{d} \right) \left(600 + \frac{f_y}{600} \right) \right] \leq f_y$$

Resistencia al corte:

Su cálculo es mediante la siguiente fórmula:

$$V_c = 0.165 \left[1 + (3.45) (10^{-6}) \frac{N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'_c A_e}$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección de la columna

A_e = área efectiva de la sección de la columna

N_U = Carga axial aplicada a la columna

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

Asimismo en las zonas extremas de la columna, el ATC ofrece las siguientes expresiones

$$V_c = 0.165 \left[0.5 + (6.9)(10^6) \frac{N_u}{A_g} \right] \sqrt{f'_c A_c}$$

En el caso del esfuerzo transversal tenemos:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

Para nuestro caso con refuerzo circular tenemos:

$$V_s = \frac{\pi A_h f_y D'}{2 s}$$

Donde:

A_v = Área total del refuerzo por corte.

A_h = Área de un paso del espiral

f_y = Fuerza de fluencia del acero

D' = Diámetro del refuerzo en espiral

S = Espaciamiento del refuerzo por corte

Ductibilidad en Columnas

Este término fue introducido en el manual de diseño de puentes del MTC

La relación mínima de refuerzo en espiral al volumen total de concreto en el cuerpo de la columna (sin considerar recubrimiento), medido con el diámetro exterior del refuerzo en espiral es:

$$\rho_s = 0.45 \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \frac{f'_c}{f_y}$$

El esfuerzo transversal de confinamiento en la articulación se define como:

$$\rho_s = 0.16 \frac{f'_c}{f_y} \left[0.5 + \frac{1.25 P_u}{A_g f'_c} \right] \frac{f'_c}{f_y}$$

Donde:

$$\left[0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right] \geq 1.0$$

Del mismo modo el área total de estribos de confinamiento A_s es:

$$A_s = 0.30ah_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

$$A_s = 0.12ah_c \frac{f'_c}{f_y} \left[0.5 + \frac{1.25P_u}{A_g f'_c} \right]$$

Donde:

a = Espaciamiento vertical del refuerzo transversal $\leq 100mm$

A_c = Área transversal de la columna medida en el diámetro externo del refuerzo en espiral (mm²)

A_g = Área bruta de la columna (mm²)

A_s = Área total de la sección de refuerzo transversal (mm²)

f'_c = Resistencia a la compresión especificada del concreto (Pa)

f_y = Resistencia de la fluencia del refuerzo transversal (Pa)

h_c = Dimensión del cuerpo (sin recubrimiento) de la columna estribada en la dirección considerada.

ρ_s = Relación del esfuerzo en espiral al volumen total del núcleo de concreto

P_u = Carga axial factorizada

Los resultados obtenidos para cada combinación de carga son los siguientes

Reacciones:

Peso Pavimento

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	DW	-1.333296	0.1564	18.6645	-0.242924	-9.366427	-0.10193
3	Pilar 1	DW	-1.333296	-0.1564	18.6645	0.242924	-9.366427	0.10193
5	Pilar 2	DW	-7.89E-02	0.160938	18.78525	-0.225121	-0.489294	-9.68E-02
7	Pilar 2	DW	-7.89E-02	-0.160938	18.78525	0.225121	-0.489294	9.68E-02
9	Pilar 3	DW	0.67367	0.132567	18.71625	-0.253766	5.123274	-7.94E-02
11	Pilar 3	DW	0.67367	-0.132567	18.71625	0.253766	5.123274	7.94E-02
13	Pilar 4	DW	0.632332	0.132261	18.653	-0.253487	4.808893	-8.03E-02
15	Pilar 4	DW	0.632332	-0.132261	18.653	0.253487	4.808893	8.03E-02
17	Pilar 5	DW	0.619724	0.131586	18.58975	-0.251703	4.713011	-7.81E-02
19	Pilar 5	DW	0.619724	-0.131586	18.58975	0.251703	4.713011	7.81E-02
21	Estribodertecho	DW	-0.513575	6.55E-02	9.26325	-0.124975	-3.905748	-0.037989
23	Estribodertecho	DW	-0.513575	-6.55E-02	9.26325	0.124975	-3.905748	3.80E-02

Cuadro n° 18 Reacciones y momentos producidos por el peso del pavimento

Peso Propio

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	DEAD	-10.38174	1.218451	182.1056	-1.892564	-49.2787	-0.794195
3	Pilar 1	DEAD	-10.38174	-1.218451	182.1056	1.892564	-49.2787	0.794195
5	Pilar 2	DEAD	-0.559843	1.242902	168.5153	-1.738476	7.513276	-0.747357
7	Pilar 2	DEAD	-0.559843	-1.242902	168.5153	1.738476	7.513276	0.747357
9	Pilar 3	DEAD	5.031812	1.006159	168.6496	-1.925946	52.15637	-0.602114
11	Pilar 3	DEAD	5.031812	-1.006159	168.6496	1.925946	52.15637	0.602114
13	Pilar 4	DEAD	4.708497	1.004074	168.2038	-1.924298	49.69755	-0.609423
15	Pilar 4	DEAD	4.708497	-1.004074	168.2038	1.924298	49.69755	0.609423
17	Pilar 5	DEAD	4.599105	0.99932	167.7581	-1.911727	48.86563	-0.593899
19	Pilar 5	DEAD	4.599105	-0.99932	167.7581	1.911727	48.86563	0.593899
21	Estribodertecho	DEAD	-3.397835	0.533281	102.0292	-1.018581	-11.95122	-0.311081
23	Estribodertecho	DEAD	-3.397835	-0.533281	102.0292	1.018581	-11.95122	0.311081

Cuadro n° 19 Reacciones y momentos producidos por el peso propio

Carga Viva

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	LL	10.72333	7.821339	82.77107	16.75223	62.77184	22.86779
3	Pilar 1	LL	10.72333	6.859985	82.77107	18.67153	62.77184	33.89181
5	Pilar 2	LL	8.23176	7.942622	82.79541	11.52855	56.192	6.479443
7	Pilar 2	LL	8.23176	6.839657	82.79541	11.06839	56.192	7.580244
9	Pilar 3	LL	7.576635	6.533322	82.72187	12.04862	63.26656	4.674779
11	Pilar 3	LL	7.576635	5.622581	82.72187	12.01907	63.26656	5.18469
13	Pilar 4	LL	7.36813	6.505878	82.37701	11.98823	62.02426	4.436968
15	Pilar 4	LL	7.36813	5.597684	82.37701	11.94968	62.02426	4.999493
17	Pilar 5	LL	7.077586	6.49764	82.26744	11.97381	60.18909	4.189395
19	Pilar 5	LL	7.077586	5.590761	82.26744	11.90991	60.18909	4.766217
21	Estribodertecho	LL	4.974534	4.659068	59.00075	8.647474	42.37588	3.427468
23	Estribodertecho	LL	4.974534	4.009044	59.00075	8.594408	42.37588	3.849191

Cuadro n° 20 Reacciones y momentos producidos por la carga viva

Sismo X

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	SX	94.6483	0.0302	11.6402	0.20618	611.64338	0.43332
3	Pilar 1	SX	94.6483	0.0302	11.6404	0.20623	611.6432	0.43334
5	Pilar 2	SX	67.3732	0.0103	9.8966	0.04188	369.58682	0.14541
7	Pilar 2	SX	67.3732	0.0103	9.8962	0.04179	369.58717	0.14537
9	Pilar 3	SX	43.0185	0.0135	8.3281	0.00948	274.08545	0.12057
11	Pilar 3	SX	43.0185	0.0135	8.328	0.00946	274.08551	0.12056
13	Pilar 4	SX	44.9785	0.0189	8.6936	0.01036	286.68141	0.0842
15	Pilar 4	SX	44.9785	0.0189	8.6935	0.01039	286.68153	0.08419
17	Pilar 5	SX	46.0135	0.0189	8.8877	0.0104	293.32835	0.08973
19	Pilar 5	SX	46.0135	0.0189	8.8875	0.01044	293.32851	0.08971
21	Pilar 5	SX	43.2585	0.0069	6.4965	0.00843	288.35012	0.05283
23	Pilar 5	SX	43.2585	0.0069	6.4966	0.00843	288.35002	0.05284

Cuadro n° 21 Reacciones y momentos producidos por el sismo en la dirección X

Sismo Y

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	SY	14.3036	63.6338	76.0958	233.09225	91.92787	46.7327
3	Pilar 1	SY	14.3038	63.6338	76.0969	233.09218	91.92919	46.73261
5	Pilar 2	SY	14.1579	56.0259	61.7056	168.77084	72.53629	29.12108
7	Pilar 2	SY	14.1578	56.026	61.7061	168.77095	72.53653	29.12117
9	Pilar 3	SY	12.7901	59.1007	79.7462	224.96469	88.55858	27.38394
11	Pilar 3	SY	12.7898	59.101	79.7432	224.96519	88.55597	27.38409
13	Pilar 4	SY	13.555	58.9043	79.4982	224.07362	91.28343	27.17019
15	Pilar 4	SY	13.5547	58.9043	79.4955	224.07357	91.28104	27.1702
17	Pilar 5	SY	13.8254	58.8374	79.4076	223.79514	92.02719	27.725
19	Pilar 5	SY	13.8251	58.8376	79.4046	223.7955	92.02469	27.7251
21	Pilar 6	SY	10.601	40.4138	54.5245	153.8269	66.64597	22.54148
23	Pilar 6	SY	10.6008	40.4138	54.5233	153.82684	66.64469	22.54144

Cuadro n° 22 Reacciones y momentos producidas por el sismo en la dirección Y

Combo 1

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	COMB1	3.79	15.45	400.48	26.59	34.20	38.87
3	Pilar 1	COMB1	3.79	10.25	400.48	35.41	34.20	60.46
5	Pilar 2	COMB1	13.59	15.69	383.71	17.66	106.99	10.26
7	Pilar 2	COMB1	13.59	10.17	383.71	21.88	106.99	14.34
9	Pilar 3	COMB1	20.56	12.89	383.65	18.30	183.60	7.31
11	Pilar 3	COMB1	20.56	8.38	383.65	23.82	183.60	9.94
13	Pilar 4	COMB1	19.73	12.84	382.39	18.19	177.88	6.88
15	Pilar 4	COMB1	19.73	8.34	382.39	23.70	177.88	9.63
17	Pilar 5	COMB1	19.06	12.82	381.55	18.19	173.48	6.47
19	Pilar 5	COMB1	19.06	8.34	381.55	23.61	173.48	9.20
21	Estribo dertecho	COMB1	3.69	8.92	244.68	13.67	53.36	5.55
23	Estribo dertecho	COMB1	3.69	6.25	244.68	16.50	53.36	7.18

Cuadro n° 23 Reacciones y momentos producidos por la combinación 1

Combo 2

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	COMB2	65.13354	17.23929	283.5381	54.05688	441.9261	10.55697
3	Pilar 1	COMB2	65.13358	13.72397	283.5385	59.51709	441.9263	12.84825
5	Pilar 2	COMB2	57.17263	15.41249	261.8241	38.51897	325.5296	6.11208
7	Pilar 2	COMB2	57.17266	11.82248	261.8238	43.54047	325.53	8.270889
9	Pilar 3	COMB2	45.23889	15.82352	265.0006	51.86537	316.3174	5.877706
11	Pilar 3	COMB2	45.23882	12.91049	264.9998	57.44164	316.3168	7.621145
13	Pilar 4	COMB2	46.54554	15.77712	264.5842	51.65211	323.633	5.785791
15	Pilar 4	COMB2	46.54547	12.87015	264.5835	57.22334	323.6326	7.550291
17	Pilar 5	COMB2	47.2936	15.75394	264.0673	51.6029	328.012	5.94774
19	Pilar 5	COMB2	47.29354	12.86095	264.0664	57.13744	328.0115	7.666836
21	Estribo dertecho	COMB2	32.58359	10.58725	159.9361	35.91196	228.8666	5.072457
23	Estribo dertecho	COMB2	32.58354	9.057657	159.9359	38.83332	228.8662	5.964122

Cuadro n° 24 Reacciones y momentos producidas por la combinación 2

Combo 3

TABLE: Joint Reactions								
Joint	Pilar	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text		Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	Pilar 1	COMB3	19.59529	53.28893	320.0706	186.0534	147.3587	36.79881
3	Pilar 1	COMB3	19.59546	49.77358	320.0715	191.5136	147.3597	39.09003
5	Pilar 2	COMB3	27.01094	47.16138	291.1887	134.1522	157.1656	22.53508
7	Pilar 2	COMB3	27.01094	43.57138	291.1889	139.1738	157.1658	24.69396
9	Pilar 3	COMB3	28.10589	49.31334	305.4794	179.3668	211.1634	21.3302
11	Pilar 3	COMB3	28.10563	46.40045	305.4769	184.9434	211.1613	23.07373
13	Pilar 4	COMB3	28.73514	49.15257	304.7153	178.648	212.8842	21.13775
15	Pilar 4	COMB3	28.73489	46.24559	304.713	184.2192	212.8823	22.90226
17	Pilar 5	COMB3	29.04988	49.09143	304.037	178.4409	213.9173	21.61102
19	Pilar 5	COMB3	29.04963	46.19853	304.0345	183.9757	213.9153	23.33019
21	Estribo dertecho	COMB3	14.07377	33.48931	187.1577	123.0941	103.2078	17.8187
23	Estribo dertecho	COMB3	14.07361	31.9597	187.1568	126.0154	103.2068	18.71034

Cuadro n° 25 Reacciones y momentos producidos por la combinación 3

3.7.1 Diseño de Pilares

Una vez hecho el análisis de la superestructura se procede a verificar el diseño de los pilares.

Para nuestro caso se ha usado como herramienta de cálculo el programa PCACOL V2.30 y SAP 2000 los resultados son:

Pilar 1 existente

Las combinaciones de carga del análisis de la superestructura son las siguientes:

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilar 1	COMB1	37.155	151.464	3927.349	260.7227	335.4139	381.2139
Pilar 1	COMB2	823.389	204.743	2844.887	661.0051	5526.7704	130.5019
Pilar 1	COMB3	271.85	641.36	3287.352	2259.6877	1959.1026	448.3311

Cuadro nº 26 Reacciones y momentos pilar nº 1

Según los planos del proyecto las características del pilar nº 1 son:

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

Refuerzo principal = 48 varillas de 1"

Diámetro = 1.6m

Con estos datos se procede a graficar el diagrama de interacción el cual se muestra a continuación:

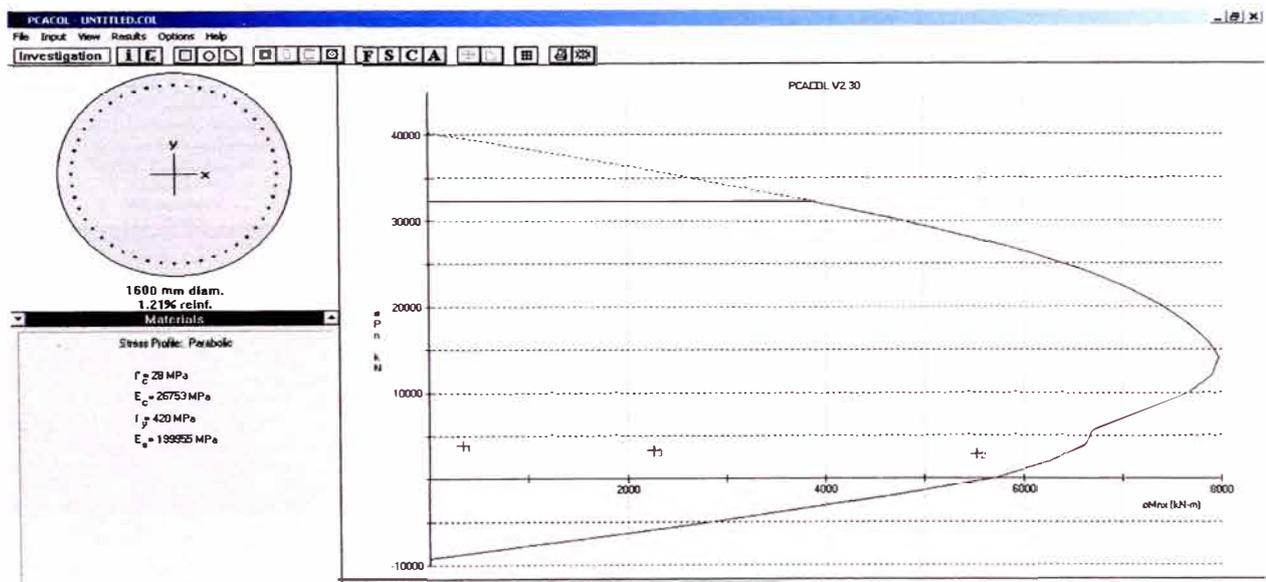


Fig nº 21 Diagrama de interacción Pilar nº 1

En el gráfico se observa que las 3 combinaciones de carga descritas en la tabla anterior se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo tanto cumple los requisitos de servicio

Pilar 2 existente (deberá ser modificado)

Las combinaciones de carga del análisis de la superestructura son las siguientes

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilar 2	COMB1	133.248	153.912	3762.949	173.2265	1049.2494	100.6125
Pilar 2	COMB2	694.335	182.532	2620.635	472.3114	3922.7126	76.5147
Pilar 2	COMB3	329.03	567.06	2976.285	1630.5775	1883.5631	275.4226

Cuadro n° 27 Reacciones y momentos pilar n° 2

De igual manera que el pilar n° 1 se procede a dibujar nuestro diagrama de interacción, los datos son:

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

Refuerzo principal = 40 varillas de 1"

Diámetro = 1.6 m

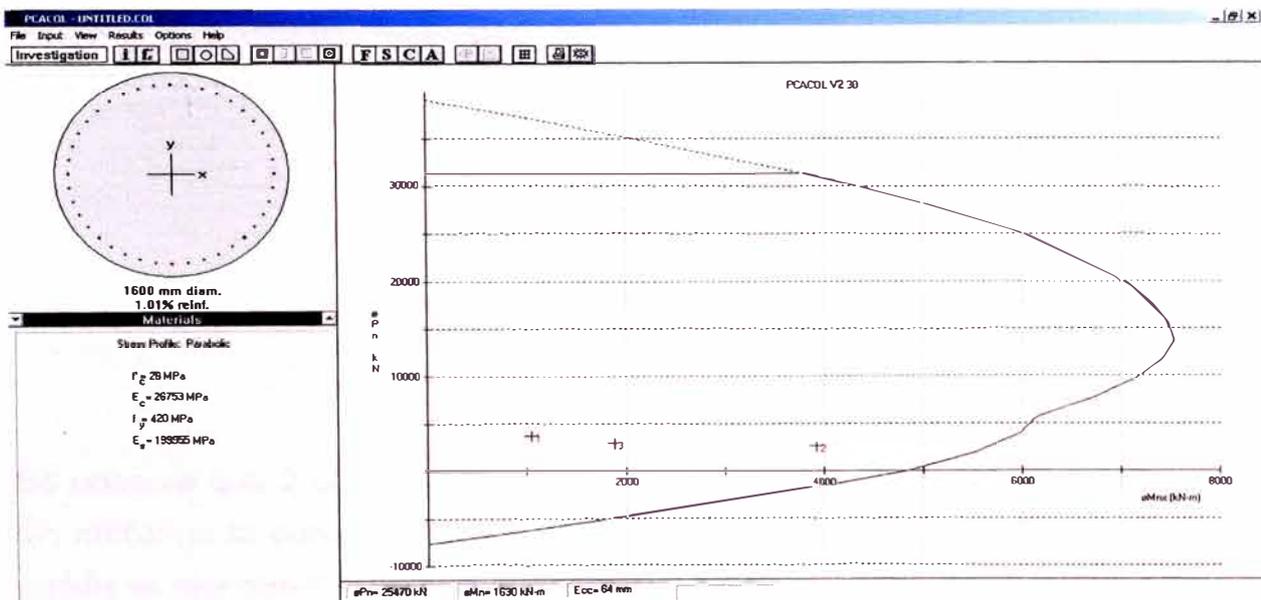


Fig n° 22 Diagrama de interacción Pilar n° 2

Las cargas de servicio se encuentran dentro del diagrama de interacción

Pilar 3 nuevo

Las combinaciones de carga del análisis de la superestructura son las siguientes

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilar 3	COMB1	201.619	126.406	3762.318	179.4323	1800.4701	71.6784
Pilar 3	COMB2	531.087	188.29	2658.958	634.5962	3663.1113	73.1973
Pilar 3	COMB3	323.579	593.904	3149.219	2178.8361	2389.5333	260.3509

Cuadro n° 28 Reacciones y momentos pilar n° 3

Los datos para el cálculo del diagrama de interacción son:

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

Refuerzo principal = 34 varillas de 1"

Diámetro = 1.3 m

Los resultados se muestran en el siguiente gráfico:

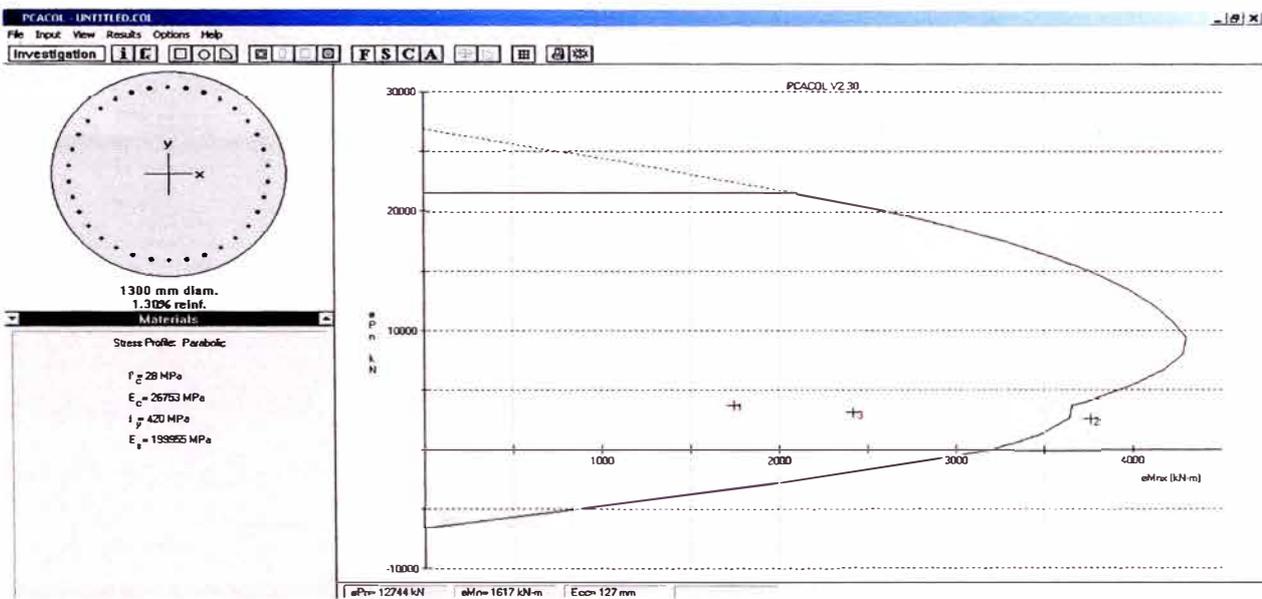


Fig nº 23 Diagrama de interacción Pilar nº 3

Se observa que 2 combinaciones de carga se encuentran dentro del diagrama, sin embargo la combinación de carga nº 2 se encuentra ligeramente fuera, se puede asumir que los 3 combos cumplen.

Pilar 4 nuevo

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilar 4	COMB 1	193.469	125.905	3750.005	178.4201	1744.3848	67.4937
Pilar 4	COMB2	547.987	187.735	2655.419	632.0076	3759.8865	72.1084
Pilar 4	COMB3	332.275	591.964	3141.468	2170.1246	2418.5467	258.0444

Cuadro nº 29 Reacciones y momentos pilar nº 4

Las características de este pilar es igual que el pilar nº 3, con los mismos datos se procede a calcular el diagrama de interacción:

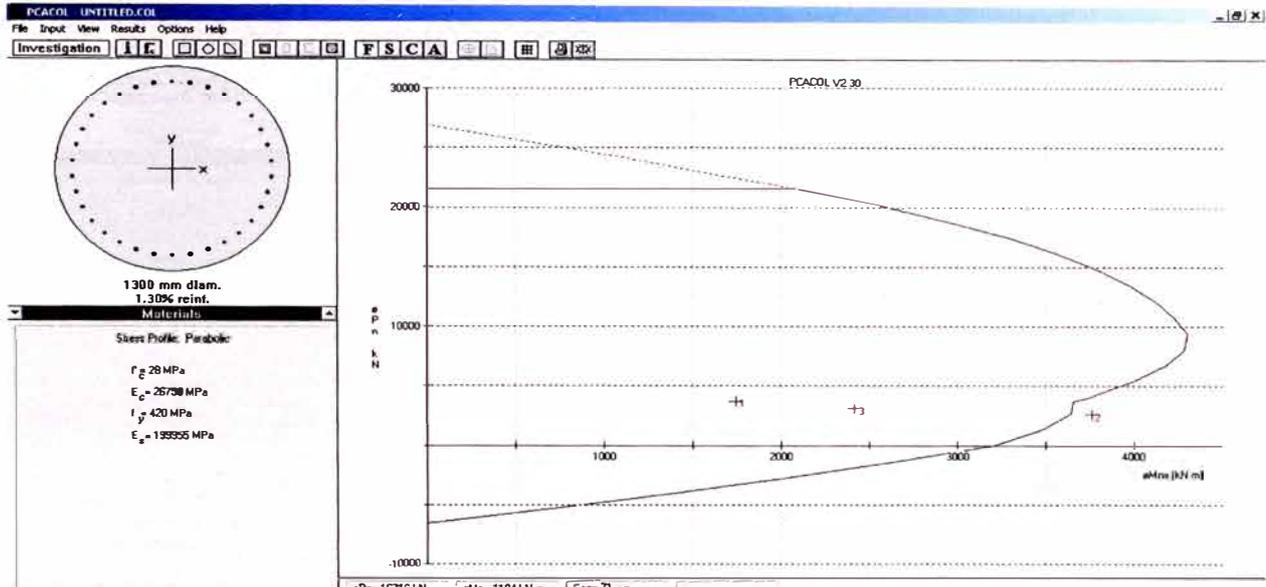


Fig nº 24 Diagrama de interacción Pilar nº 4

Se observa que la combinación de carga nº 2 se encuentra ligeramente fuera del diagrama, se puede asumir que los tres combos cumplen.

Pilar 5 nuevo

TABLE: Joint Reactions							
Joint	OutputCase	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilar 5	COMB1	186.956	125.696	3741.73	178.353	1701.2818	63.4677
Pilar 5	COMB2	557.406	187.471	2650.661	631.3691	3815.6505	74.0175
Pilar 5	COMB3	336.446	591.239	3134.755	2167.5742	2433.7874	263.7241

Cuadro nº 30 Reacciones y momentos pilar nº 5

Para el cálculo del diagrama de interacción se tiene los mismos datos que el Pilar 3 y 4

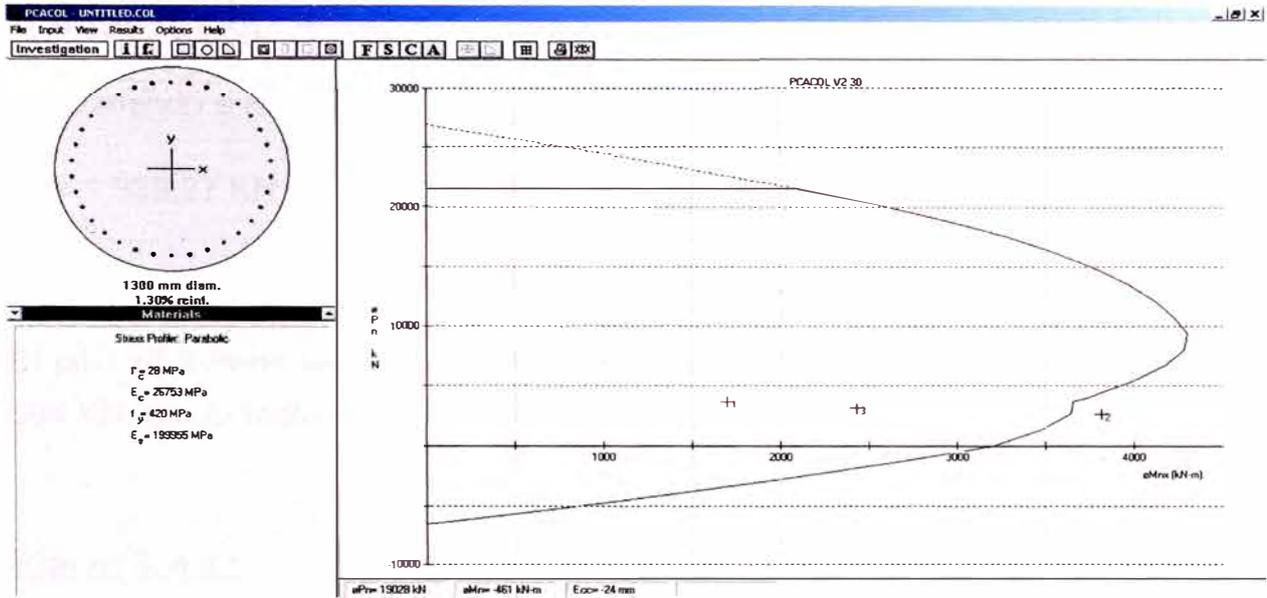


Fig nº 25 Diagrama de interacción Pilar nº 5

Del gráfico se observa que ligeramente una combinación de carga se encuentra fuera del diagrama de interacción.

Verificación por corte.

Para la verificación por corte se procederá a usar la siguiente fórmula

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w x d \text{ Kg}$$

En nuestro caso tenemos columnas circulares, el producto $b_w x d$ será el área dentro del refuerzo principal:

Bastará con analizar el pilar nº 1 y 3 ya que los demás son típicos.

Pilar nº 1 y 2

La fuerza máxima actuante es de:

$$F = 823.4 \text{ KN}$$

$$\text{La sección viene a ser } b_w x d = 3.1416 * 1.4 * 1.4 * 0.25 = 15,393 \text{ cm}^2$$

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

Reemplazando tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} x 15393 \text{ Kg}$$

$$V_c = 136,521 \text{ Kg}$$

Convirtiendo a KN se tiene:

$$V_c = 1,339.27 \text{ KN} > 823.4 \text{ KN} \text{ Ok}$$

Por lo tanto el pilar nº 1 cumple el diseño por corte

El pilar nº 2 tiene las mismas características pero actúa una fuerza máxima de 694 KN, por lo tanto cumple el diseño por corte

Pilar nº 3, 4 y 5

La fuerza máxima actuante es de:

$$F = 593.4 \text{ KN}$$

La sección viene a ser $b_w x d = 3.1416 * 1.1 * 1.1 * 0.25 = 9,503 \text{ cm}^2$

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} x 9503$$

$$V_c = 84,281 \text{ Kg}$$

Convirtiendo a KN se tiene:

$$V_c = 826.79 \text{ KN} > 593.4 \text{ KN} \text{ Ok}$$

Se verifica que los pilares 3,4 y 5 cumplen el diseño por corte.

3.7.2 Diseño de Pilotes

Los pilotes están sometidos a las presiones que se transmiten la superestructura, su peso propio y las presiones del suelo.

Para poder simular estas presiones, se ha considerado colocar resortes en toda la longitud del pilote, el cálculo de las constantes de los resortes está en función del tipo de suelo.

Para calcular el coeficiente de balasto usaremos la siguiente tabla:

Descripción de suelos	Símbolo	Kv (Kg/cm ³)	
		Rango	Promedio
Gravas bien graduadas	GW	14-20	17
Gravas arcillosas	GC	11-19	15
Gravas mal graduadas	GP	8-14	11
Gravas limosas	GM	6-14	10
Arenas bien graduadas	SW	6-16	11
Arenas arcillosas	SC	6-16	11
Arenas mal graduadas	SP	5-9	7
Arenas limosas	SM	5-9	7
Limos orgánicos	ML	4-8	6
Arcillas con grava o arena	CL	4-6	5
Limos orgánicos y arcillas limosas	OL	3-5	4
Limos inorgánicos	MH	1-5	3
Arcillas inorgánicas	CH	1-5	3
Arcillas orgánicas	OH	1-4	2

Cuadro n° 31 Coeficiente de balastro

OAT-2000 FECHA 09/02/2000
 SPT

PROSPECCION			Nº01	KM 0+343.15	MTC			
Pilar 1,2 y 3								
PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	Descripción	N(campo)	Kv (Kg/cm3)	D (m)	Área (cm2)	Kgff/cm	
0.00	SP-SC	Arenas mal graduadas - Arenas arcillosas		9.00	100	15,707.96	141,371.67	
1.00	SP-SC	Arenas mal graduadas - Arenas arcillosas	9	9.00	100	15,707.96	141,371.67	
2.00	SP-SC	Arenas mal graduadas - Arenas arcillosas	9	9.00	100	15,707.96	141,371.67	
3.00	SP-SC	Arenas mal graduadas - Arenas arcillosas	18	9.00	100	15,707.96	141,371.67	
4.00	SP-SC	Arenas mal graduadas - Arenas arcillosas	18	9.00	100	15,707.96	141,371.67	
5.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	18	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
6.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	33	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
7.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	23	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
8.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	21	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
9.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	21	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
10.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	25	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
11.00	SP	Arenas mal graduadas	25	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
12.00	SP	Arenas mal graduadas	32	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
13.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	
14.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	
15.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	
16.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	
17.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	
18.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas		7.00	100	15,707.96	109,955.74	

Cuadro nº 31 Constantes de los resortes pilar 1,2 y 3

OAT-2000 FECHA 09/02/2000
 SPT

PROSPECCION			Nº01	KM 0+343.15	MTC			
Pilar 4 y 5								
PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	Descripción	N(campo)	Kv (Kg/cm3)	D (m)	Área (cm2)	Kgff/cm	
0.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	0	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
1.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	0	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
2.00	GW	Gravas bien graduadas	50	17.00	100	15,707.96	267,035.38	
3.00	GW	Gravas bien graduadas	22	17.00	100	15,707.96	267,035.38	
4.00	GW	Gravas bien graduadas	22	17.00	100	15,707.96	267,035.38	
5.00	GW	Gravas bien graduadas	44	17.00	100	15,707.96	267,035.38	
6.00	GW	Gravas bien graduadas	44	17.00	100	15,707.96	267,035.38	
7.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	25	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
8.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	25	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
9.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	25	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
10.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	42	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
11.00	ML	Limos orgánicos	42	6.00	100	15,707.96	94,247.78	
12.00	ML	Limos orgánicos	30	6.00	100	15,707.96	94,247.78	
13.00	ML	Limos orgánicos	30	6.00	100	15,707.96	94,247.78	
14.00	ML	Limos orgánicos	100	6.00	100	15,707.96	94,247.78	
15.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	100	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
16.00	SP-SM	Arenas mal graduadas - Arenas limosas	42	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
17.00	SW-SM	Arenas bien graduadas - Arenas limosas	61	7.00	100	15,707.96	109,955.74	
18.00	SW-SM	Arenas bien graduadas - Arenas limosas	61	7.00	100	15,707.96	109,955.74	

Cuadro nº 32 Constantes de los resortes pilar 4 y 5

El modelo considerado es el siguiente:

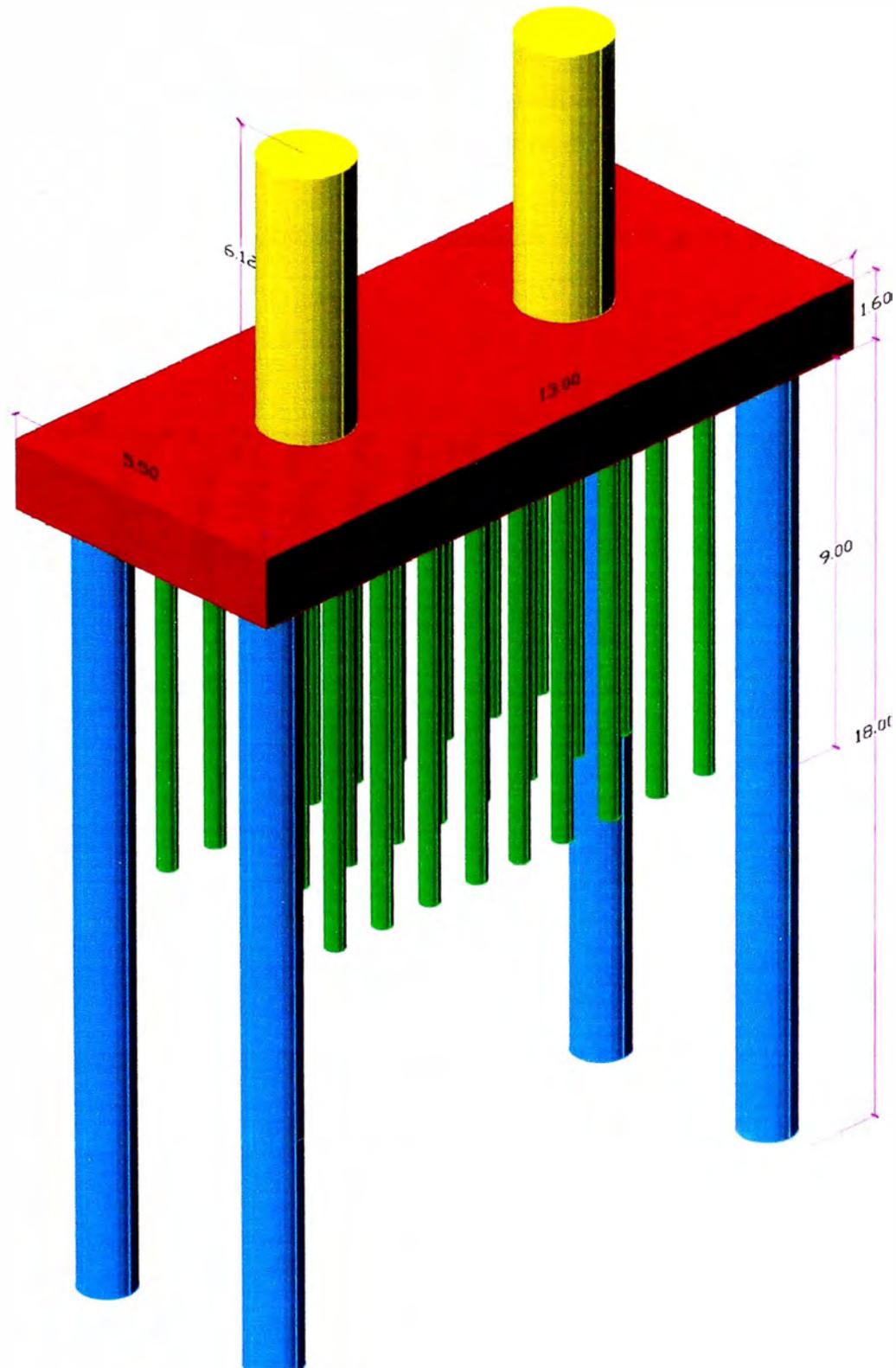


Fig nº 26 Modelo de pilotes del pilar nº 1

Como se observa se ha considerado un modelo compuesto entre los pilotes y la zapata que recibe a los pilares, la cantidad total de pilotes son:

27 pilotes existentes de 0.355 m de diámetro y 9 m de altura

4 pilotes nuevos de 1m de diámetro y 18 m de altura.

El diagrama de momentos que se produce en los nuevos pilotes se muestra a continuación:

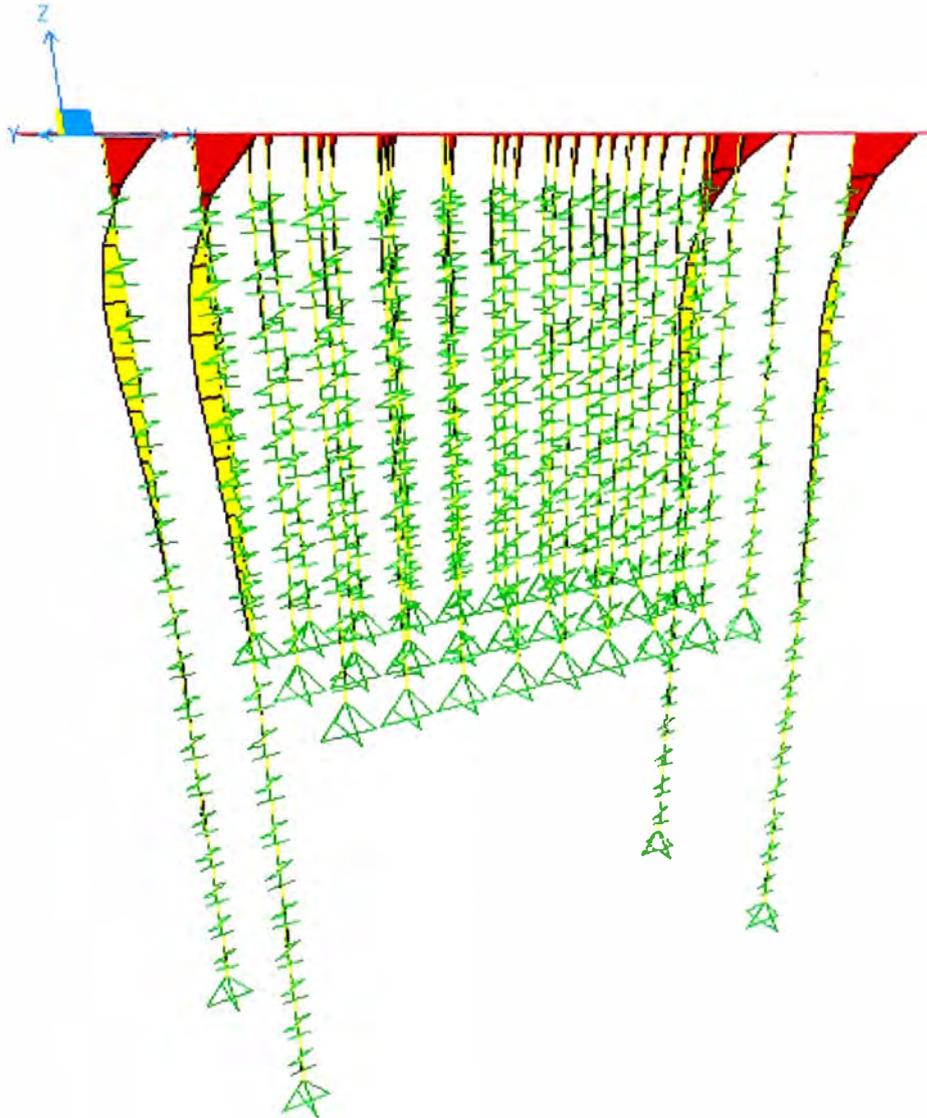


Fig n° 27 Diagrama de momentos en los pilotes del pilar n° 1

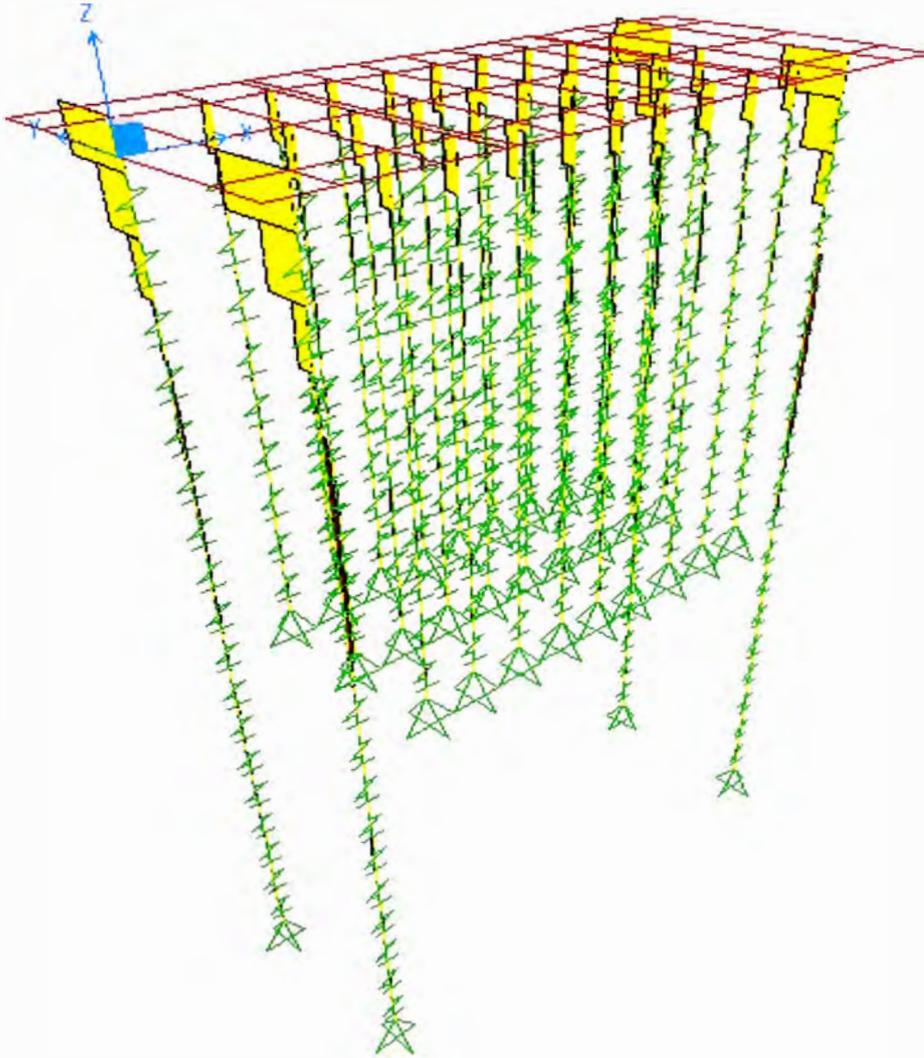


Fig nº 28 Diagrama de fuerza cortante en los pilotes del pilar nº 1

Se observa que los momentos producidos son asumidos por los 4 pilotes adicionales, los pilotes pequeños asumen un pequeño porcentaje de la fuerza transmitida.

Las relaciones que se transmiten a los 4 pilotes adicionales de la cimentación del pilar nº 1 son:

Combo 1

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	COMB1	-716.582	-281.616	-23.484	6.056E-15	225.3457	227.9062
Pilote 2	COMB1	-240.33	-96.405	-40.028	-2.715E-14	192.8851	-78.1077
Pilote 3	COMB1	-2445.738	-292.408	-7.399	8.115E-14	199.2655	271.2908
Pilote 4	COMB1	-1671.204	-54.678	-33.085	-4.967E-15	181.4703	-139.147

Cuadro nº 33 Combinación de carga 1 para 4 pilotes del pilar 1

Combo 2

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	COMB2	792.718	1371.673	856.654	-2.247E-14	-341.2909	-544.3497
Pilote 2	COMB2	-1455.457	1485.408	-17.16	-3.809E-13	189.9587	-752.5144
Pilote 3	COMB2	-442.325	1633.543	840.249	-5.536E-13	-316.7991	-674.8778
Pilote 4	COMB2	-2818.264	1810.91	24.305	-1.366E-13	123.5883	-954.3126

Cuadro nº 34 Combinación de carga 2 para 4 pilotes del pilar 1

Combo 3

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	COMB3	198.832	397.492	1540.88	-7.125E-14	-639.5583	-82.3936
Pilote 2	COMB3	-517.118	503.362	1363.551	-5.455E-13	-517.5826	-325.1179
Pilote 3	COMB3	-1617.4	397.002	1554.917	-7.487E-13	-664.6872	-79.4486
Pilote 4	COMB3	-2416.039	616.594	1397.257	-2.99E-14	-573.0005	-391.1372

Cuadro nº 35 Combinación de carga 3 para 4 pilotes del pilar 1

De manera general para cada uno de los 4 pilotes se tiene:

Pilote 1

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	COMB1	-716.582	-281.616	-23.484	6.056E-15	225.3457	227.9062
Pilote 1	COMB2	792.718	1371.673	856.654	-2.247E-14	-341.2909	-544.3497
Pilote 1	COMB3	198.832	397.492	1540.88	-7.125E-14	-639.5583	-82.3936

Cuadro nº 36 Combinación de carga pilote nº 1

Los datos para calcular el diagrama de interacción son:

Diámetro = 1m

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

Refuerzo principal = 18 varillas de 1"

A continuación se muestra el diagrama de interacción correspondiente, este se va repetir para los demás pilotes

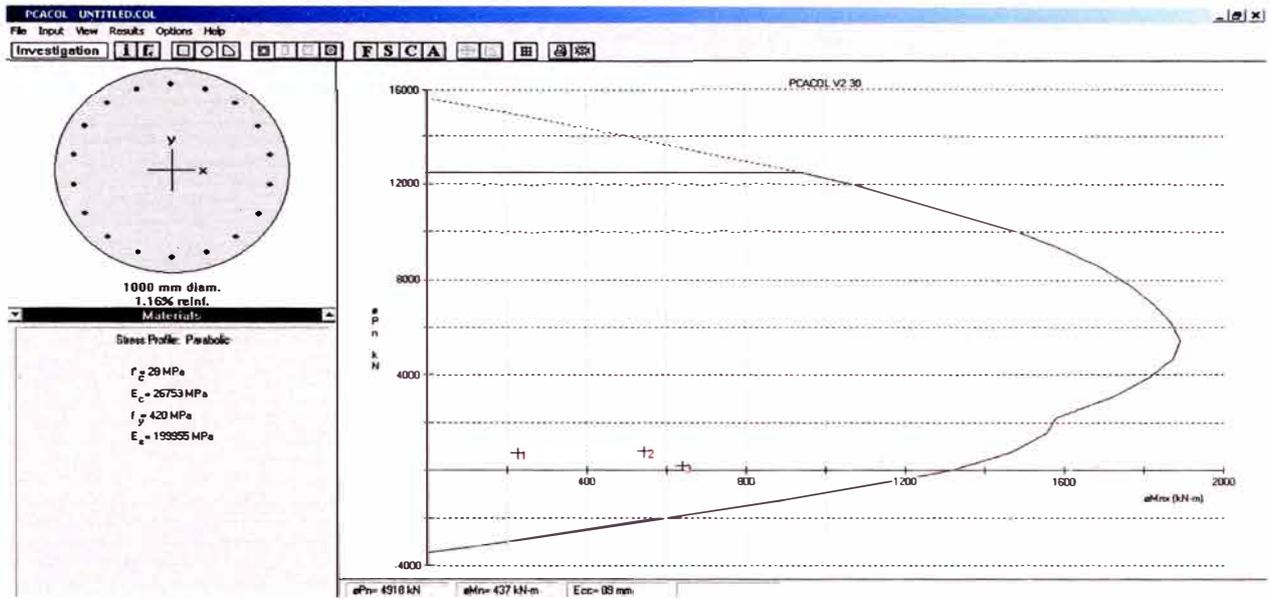


Fig nº 29 Diagrama de interacción pilote nº 1 del pilar 1

Las fuerzas actuantes se encuentran dentro del diagrama de interacción, los momentos y fuerzas actuantes son mucho menores

Pilote 2

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 2	COMB1	-240.33	-96.405	-40.028	-2.715E-14	192.8851	-78.1077
Pilote 2	COMB2	-1455.457	1485.408	-17.16	-3.809E-13	189.9587	-752.5144
Pilote 2	COMB3	-517.118	503.362	1363.551	-5.455E-13	-517.5826	-325.1179

Cuadro nº 37 Combinación de carga pilote nº 2

El diagrama de interacción tiene las mismas características del pilote nº 1

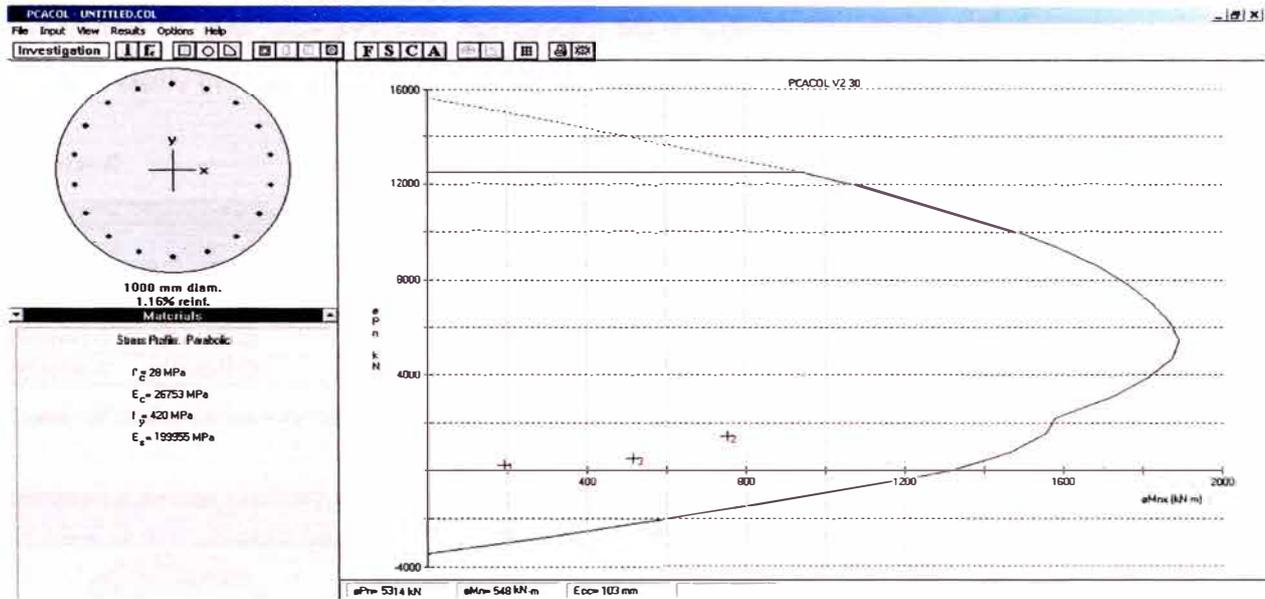


Fig nº 30 Diagrama de interacción pilote nº 2 del pilar 1

Las fuerzas actuantes se encuentran dentro del diagrama de interacción

Pilote 3

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 3	COMB1	-2445.738	-292.408	-7.399	8.115E-14	199.2655	271.2908
Pilote 3	COMB2	-442.325	1633.543	840.249	-5.536E-13	-316.7991	-674.8778
Pilote 3	COMB3	-1617.4	397.002	1554.917	-7.487E-13	-664.6872	-79.4486

Cuadro nº 38 Combinación de carga pilote nº 3

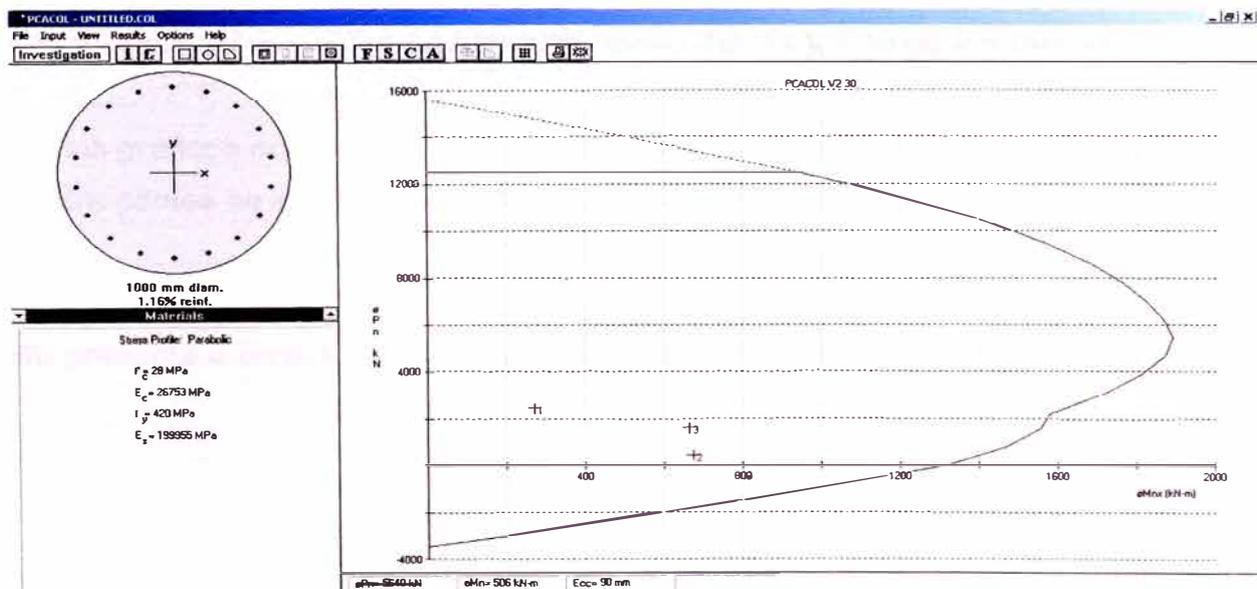


Fig nº 31 Diagrama de interacción pilote nº 3 del pilar 1

Se observa que Las fuerzas actuantes se encuentran dentro del diagrama de interacción, por lo que el diseño es óptimo.

Pilote 4

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 4	COMB1	-1671.204	-54.678	-33.085	-4.967E-15	181.4703	-139.147
Pilote 4	COMB2	-2818.264	1810.91	24.305	-1.366E-13	123.5883	-954.3126
Pilote 4	COMB3	-2416.039	616.594	1397.257	-2.99E-14	-573.0005	-391.1372

Cuadro nº 39 Combinación de carga pilote nº 4

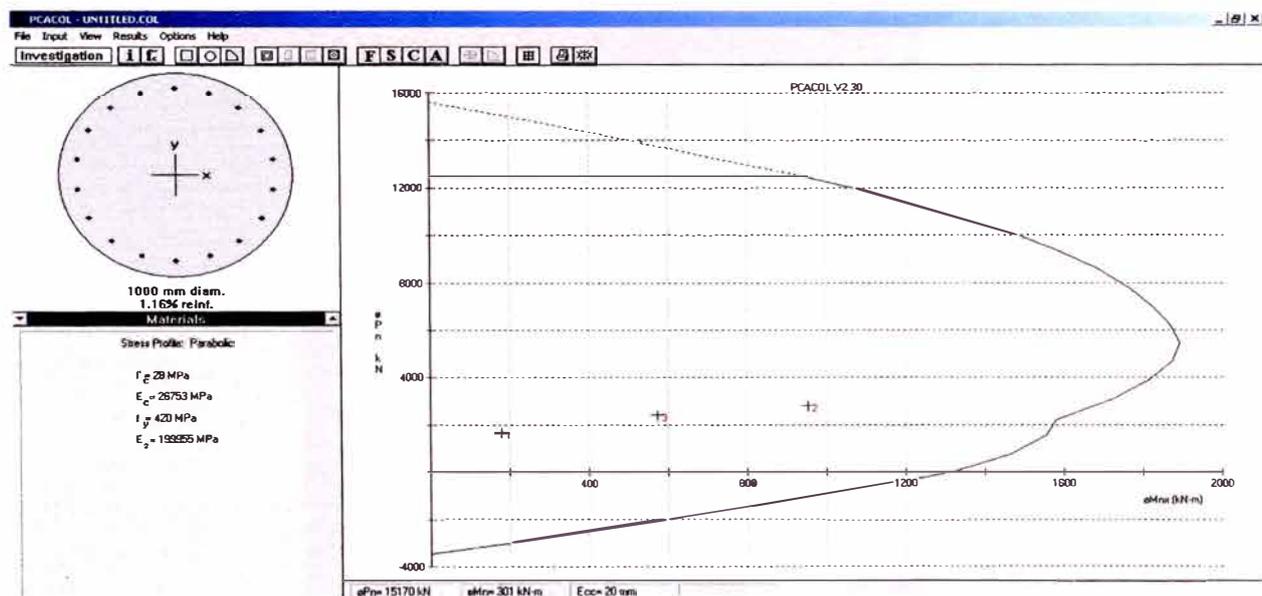


Fig nº 32 Diagrama de interacción pilote nº 4 del pilar 1

Las fuerzas actuantes se encuentran dentro del diagrama de interacción

De los gráficos anteriores se observa que las combinaciones de fuerza para los cuatro pilotes se encuentran dentro de los límites del diagrama de interacción

Pilares nuevos nº 4 y 5

Se presenta a continuación el modelo correspondiente a los pilotes del pilar nº 5

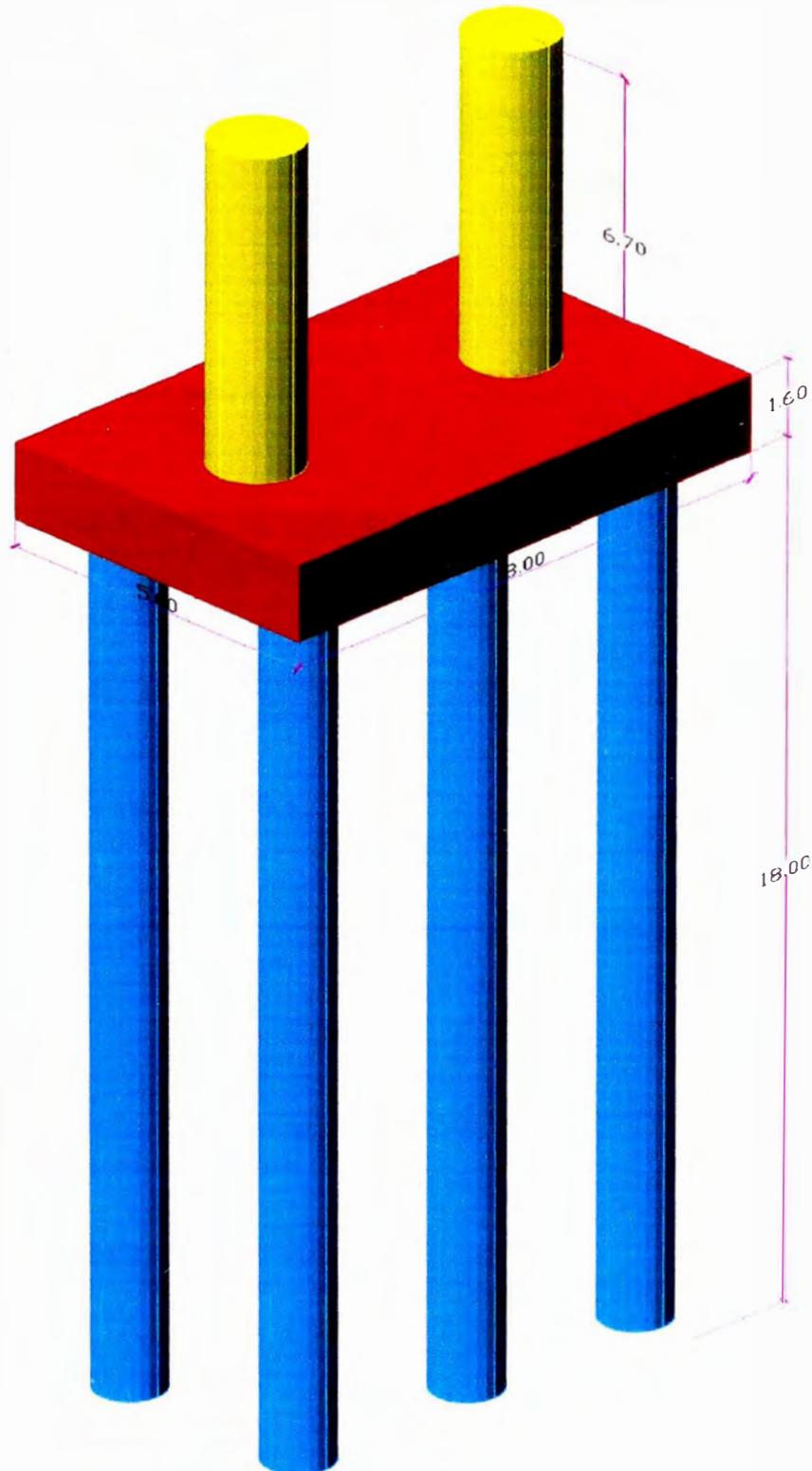


Fig. n° 33 Modelo de pilotes del pilar n° 4 y 5

Las fuerzas que se transmiten a los pilotes son:

Combo 1

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	0	COMB1	Combination	-1580.294	35.333	16.802	0	5.1868	40.7799
Pilote 2	0	COMB1	Combination	-1908.793	58.723	-17.654	-1.671E-14	29.2261	2.0036
Pilote 3	0	COMB1	Combination	-2210.856	57.33	-61.592	2.717E-15	69.6952	4.7603
Pilote 4	0	COMB1	Combination	-1575.189	69.697	53.092	3.025E-14	-55.482	16.5894
Pilote 5	0	COMB1	Combination	-1908.761	91.648	17.19	-1.271E-14	-28.8819	-20.088
Pilote 6	0	COMB1	Combination	-2215.991	90.469	-7.838	-6.454E-14	-19.7399	-18.4735

Cuadro n° 40 Combinación de carga 1 pilares 4 y 5

Combo 2

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	0	COMB2	Combination	-948.913	618.211	179.361	0	-103.1314	-253.7553
Pilote 2	0	COMB2	Combination	-1960.249	663.782	164.723	-9.978E-14	-88.5339	-329.8804
Pilote 3	0	COMB2	Combination	-2947.426	641.369	138.082	-6.348E-14	-53.1051	-292.2997
Pilote 4	0	COMB2	Combination	-1007.22	625.868	205.443	2.593E-13	-148.3019	-259.4601
Pilote 5	0	COMB2	Combination	-2028.043	670.247	201.872	3.125E-13	-150.4881	-332.677
Pilote 6	0	COMB2	Combination	-3020.157	647.588	208.001	-1.482E-13	-167.9683	-295.5149

Cuadro n° 41 Combinación de carga 2 pilares 4 y 5

Combo 3

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Pilote 1	0	COMB3	Combination	-1468.089	280.18	539.913	0	-326.8661	-92.2395
Pilote 2	0	COMB3	Combination	-2013.468	311.493	591.171	-2.953E-13	-364.8133	-146.1721
Pilote 3	0	COMB3	Combination	-2540.038	305.223	625.074	-2.708E-13	-372.5345	-135.2988
Pilote 4	0	COMB3	Combination	-1674.369	225.525	579.679	8.599E-13	-393.8678	-54.8086
Pilote 5	0	COMB3	Combination	-2239.525	256.217	631.895	1.099E-12	-432.7303	-103.9383
Pilote 6	0	COMB3	Combination	-2770.485	248.629	690.541	-3.433E-13	-480.9609	-91.801

Cuadro n° 42 Combinación de carga 3 pilares 4 y 5

Los efectos más desfavorables son:

Combo 1:

$$F = 2,210 \text{ KN}$$

$$M = 70 \text{ KN-M}$$

Combo 2:

$$F = 1,960 \text{ KN}$$

$$M = 329 \text{ KN-M}$$

Combo 3:

$F = 2,770 \text{ KN}$

$M = 480.97 \text{ KN-M}$

Los datos para calcular el diagrama de interacción son:

Diámetro = 1 m

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

Refuerzo principal = 18 varillas de 1"

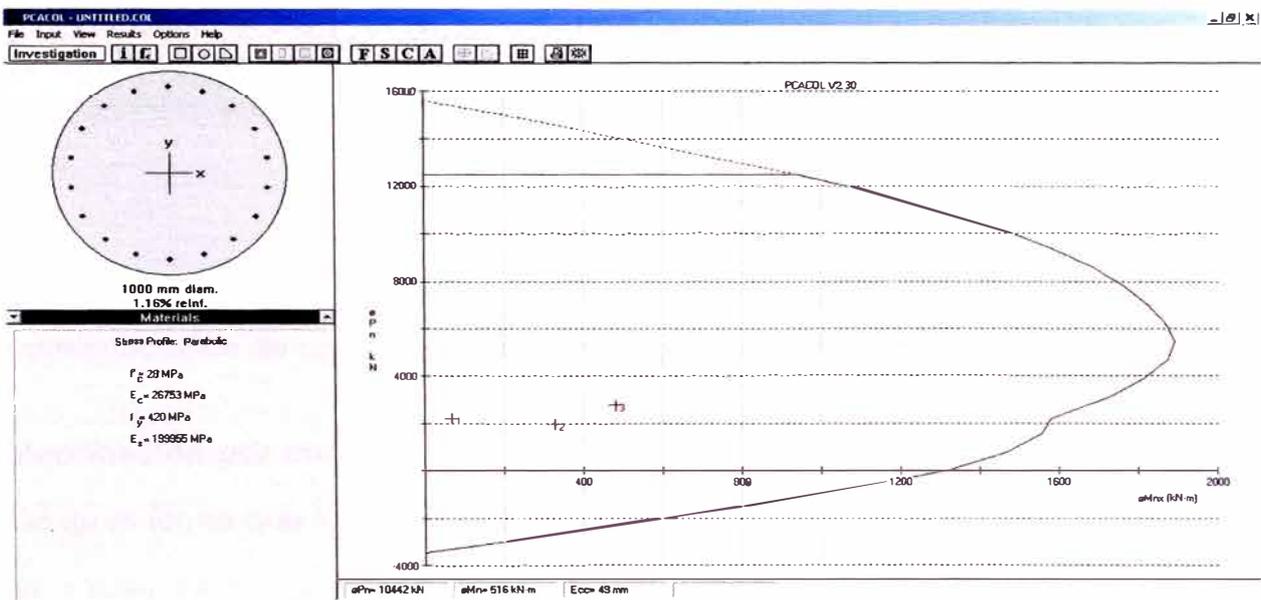


Fig nº 34 Resultado análisis programa PCCOL Pilotes del pilar nº 4 y 5

Como se observa en la gráfica todos los valores de las combinaciones se encuentran dentro del diagrama de interacción.

Se observa que todos los pilotes cumplen para todas las combinaciones de carga. Por lo tanto los pilotes del pilar nº 5 tienen un diseño óptimo

Como alternativa de diseño las nuevas dimensiones del pilote pueden ser las siguientes:

Diámetro = 0.8 m

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

Refuerzo principal = 12 varillas de 1"

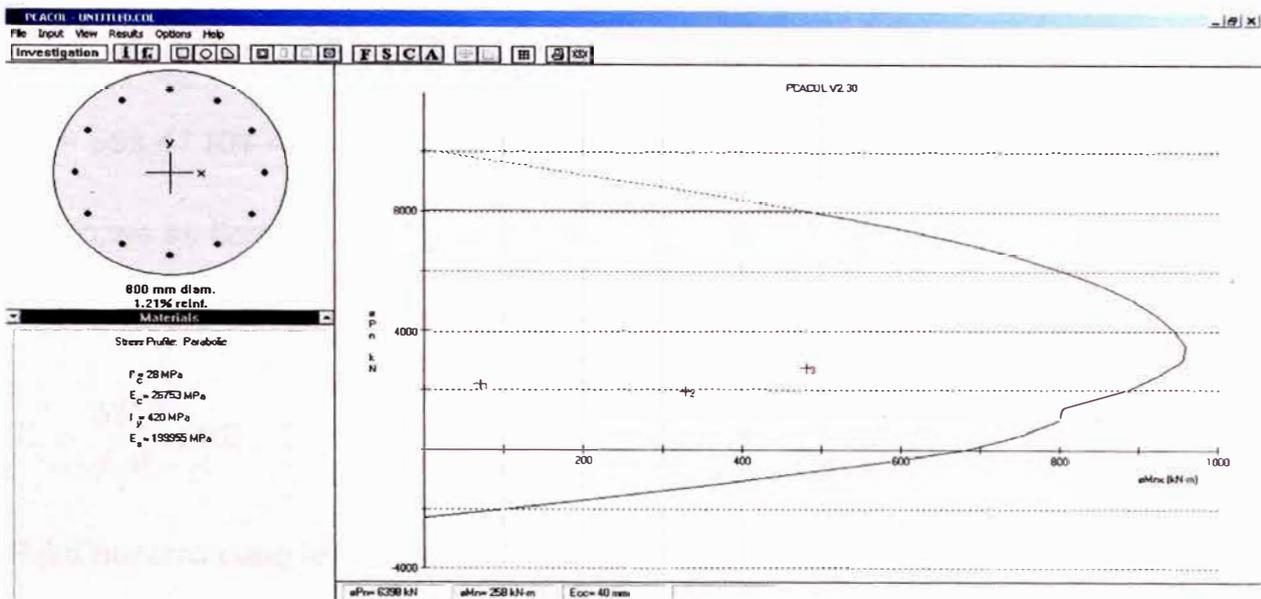


Fig n° 35 Nuevo análisis del programa PCCOL Pilotes del pilar n° 4 y 5

Se observa que con este nuevo diseño se estaría cumpliendo con todas las combinaciones de carga actuantes en los pilotes de los pilares n° 3, 4 y 5

Verificación por corte.

De igual forma que los pilares se tiene:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w x d$$

Pilotes Pilar n° 1

La fuerza máxima actuante es de:

$$F = 1,663.5 \text{ KN}$$

La sección viene a ser $b_w x d = 3.1416 * 0.9 * 0.9 * 0.25 = 6371.74 \text{ cm}^2$

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

Reemplazando tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} x 6371.74$$

$$V_c = 56,419 \text{ Kg}$$

Convirtiendo a KN se tiene:

$$V_c = 553.47 \text{ KN} < 1,633.5 \text{ KN} \text{ no cumple se necesita agregar refuerzo}$$

Entonces se tiene:

$$V_s = 1,633.5 - 553.37 = 1080.13 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{SV_s}{f_y d} \text{ cm}^2$$

Para nuestro caso tenemos:

$$d = 95 \text{ cm}$$

S = 5 cm (en la zona más crítica fondo de la zapata)

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

Reemplazando tenemos

$$V_s = 1.37 \text{ cm}^2 \text{ se considera una varilla de } \theta \ 1/2 \ \alpha \ 5 \text{ cm resto } 0.1$$

Pilotes Pilar nº 4 y 5

La fuerza máxima actuante es de:

$$F = 58.4 \text{ KN}$$

Se verifica que los pilares 3,4 y 5 cumplen el diseño por corte.

La sección viene a ser $b_w x d = 3.1416 * 0.9 * 0.9 * 0.25 = 6371.74 \text{ cm}^2$

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Reemplazando tenemos:

$$V_c = 0.53 \sqrt{280} x 6371.74$$

$$V_c = 56,419 \text{ Kg}$$

Convirtiendo a KN se tiene:

$V_c = 553.47 \text{ KN} < 663.7 \text{ KN}$ no cumple se necesita agregar refuerzo

Entonces se tiene:

$$V_s = 663.7 - 553.37 = 110.33 \text{ KN}$$

$$V_s = \frac{SV_s}{f_y d}$$

Para nuestro caso tenemos:

$$d = 95 \text{ cm}$$

$S = 20 \text{ cm}$ (en la zona más crítica fondo de la zapata)

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

Reemplazando tenemos

$$V_s = 0.56 \text{ cm}^2 \text{ se considera una varilla de } \theta \ 3/8 \ \alpha \ 20 \text{ cm}$$

Diseño de Plataforma.

Los momentos teóricos que se transmiten a la zapata son:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})} \quad \text{y} \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Para nuestro caso se tienen los siguientes datos

Zapata Pilar nº 1

Para M11

$$A_s = 40.53 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 144 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0.9$$

Reemplazando tenemos el momento teórico.

$$a = 7.15 \text{ cm}$$

$$M_u = 215 \text{ ton} - \text{m} > 209.15 \text{ ton-m Ok}$$

Para M22

$$A_s = 15.20 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 144 \text{ cm}$$

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

$$\phi = 0.9$$

Reemplazando tenemos el momento teórico.

$$a = 8.9 \text{ cm}$$

$$M_u = 80.17 \text{ ton} - \text{m} > 58.54 \text{ ton-m OK}$$

Se observa que los momentos actuantes son mucho menores que los teóricos, por lo tanto el diseño es óptimo

Verificación por corte

De igual forma que los pilares se tiene:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w x d$$

Reemplazando tenemos:

Para Eje 1

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 1.44 \text{ m}$$

$$b_w = 5.5 \text{ m}$$

$$V_c = 608 \text{ Ton} > 65 \text{ Ton Ok}$$

Para Eje 2

$$f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = 1.44 \text{ m}$$

$$b_w = 13 \text{ m}$$

$$V_c = 1,437 \text{ Ton} > 58 \text{ Ton Ok}$$

CONCLUSIONES

- De los resultados del análisis del pilar nº 1 y 2, se observa que el existente se encuentra sobredimensionado, pudiendo ser de 1.4 m de diámetro y con un refuerzo de 15 % menos que el diseño existente.
- Para los nuevos pilares 3, 4 y 5 se verifica que el diseño propuesto cumple para las cargas actuantes, asimismo se ha verificado el diseño por corte.
- Debido a los efectos de socavación que se producen en el pilar nº 1 sea ensanchado la zapata y adicionado 4 pilotes excavados, según los cálculos los 4 pilotes nuevos cumplen con el diseño por flexo compresión, sin embargo no cumple por corte, sea propuesto colocar estribos de $\frac{1}{2}$ " @ 5 cm en los 2 primeros metros por debajo de la zapata, debido a que en esta zona se producen las mayores fuerzas por corte
- Los momentos máximos en los pilotes se producen en la superficie de contacto entre pilote y zapata, el valor verdadero del momento es el que se localiza en el fondo de la zapata y no en el que está al eje de la misma
- Por la ubicación del puente, las fuerzas sísmicas son determinantes en el diseño, sean considerado todos los efectos de sismo, el espectro usado refleja las condiciones del sitio
- Para simular los efectos que transmite el suelo a los pilotes sea usado resortes cuyas constantes varían según el tipo de suelo, estas constantes han sido calculadas multiplicando el área de contacto con las constantes de balasto descritas en el cuadro 31, estos valores de las constantes son determinantes al momento del análisis ya que a mayor valor se van a generar menores desplazamientos y por ende menores momentos
- El grupo de pilotes de los pilares 4 y 5 soportan las cargas para el diseño por flexo compresión para todas las combinaciones de carga, asimismo se ha hecho su verificación por corte el cual no cumple, por lo que se ha propuesto adicionar en estos pilotes estribos de $\frac{3}{8}$ " @ 20 cm
- Se ha verificado el diseño de la plataforma o zapata de cimentación del pilar nº 01, esta verificación se ha hecho tanto por corte como por flexión, consideramos que cumple las solicitudes de diseño

RECOMENDACIONES

- Los diseños de puentes no sólo deben basarse en su buen comportamiento al momento de resistir una carga, sino también se deben ver aspectos económicos, para nuestro caso el proyecto inicial estaba sobredimensionado
- Los estudios de Ingeniería deben ser reales y no basarse en suposiciones, el puente Franco inicialmente estaba programado para dos tramos finalmente se va a convertir en un puente de 6 tramos, esto producto de que los estudios de Ingeniería, específicamente la parte hidráulica presentaban datos erróneos.
- Siempre se debe evaluar diversas alternativas de diseño, a fin de poder hacer comparaciones entre varias opciones y ver cual es el que mejor se adapta al proyecto
- Los diseños propuestos deberán cumplir todas las solicitudes de servicio, en el caso del pilar nº 1 se planteó reforzar la zapata para soportar los efectos de la socavación, se verifica que dicho diseño cumple sin embargo se puede disminuir las dimensiones y la cantidad de refuerzo.
- Todo diseño de puentes debe hacerse teniendo en cuenta el buen comportamiento de la estructura, la cual debe soportar las combinaciones de carga más desfavorable, asimismo dicho diseño debe contemplar la parte económica a fin de que el beneficio/costo siempre sea mayor que 1

BIBLIOGRAFIA

1. Aranís García – Rosell, César. “Análisis y diseño de Puentes de concreto armado método AASHTO – LRFD”. UNI. Lima 2006
2. Chariarse Cabrera, Vicente. Apuntes de clases “Concreto Armado I”. UNI. Lima. 2002
3. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. “Manual de diseño de Puentes”. MTC. Lima. 2003
4. Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Expediente Técnico “Reconstrucción del Puente Franco y accesos”. Lima. 2005.
5. Minnesota Department of Transportation. “LRFD - Bridge Design Manual”. Minnesota 2004
6. Morales Morales, Roberto. “Diseño en concreto armado”. ACI Perú. Lima. 2000
7. Rivera Reyes, Eduardo. “Cimentaciones de concreto armado en Puentes”
8. Santillán Grández, José Orid. Tesis de Grado. “Diseño y construcción del Puente Franco de 80 m de luz”. UNI. Lima. 1996.

Anexos

Anexo n ° 1

Informe Topográfico

REVISIÓN DEL TRAZO, DISEÑO GEOMÉTRICO DE LOS ACCESOS Y SEÑALIZACION



ESTUDIO DEFINITIVO DE INGENIERIA PARA LA RECONSTRUCCIÓN DEL PUENTE FRANCO Y ACCESOS.

TOPOGRAFIA Y DISEÑO VIAL

1.00 GENERALIDADES

1.1.0 UBICACIÓN

Se encuentra ubicado en el Distrito de Pampa de Hospital, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes, cuyo inicio (Km. 00.00) se ubica en la margen izquierda del río Tumbes en la carretera Corrales – Vaquería y su final en la margen derecha a la entrada del poblado de Pampa de Hospital (Km. 1+500.00) localizado en las coordenadas Este 562,400 y Norte 9'592,200, en la costa entre los 25 a 30 m.s.n.m.

1.2.0 ACCESOS

A la zona de estudio, Puente Franco, se accede por dos vías terrestres, primero por Tumbes - Corrales - Pampa de Hospital y la segunda, vía por Tumbes -San Juan –Pampa de Hospital.

1.3.0 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE DISEÑO

En base a la evaluación realizada de la topografía del terreno, ancho de la plataforma existente, las condiciones climáticas, se ha determinado las especificaciones técnicas mas concordantes con las Normas Peruanas para el Diseño de Carreteras DG-2001 y los términos de referencia del Proyecto, y son:

SEGÚN SU FUNCIÓN	Red Vial Departamental
SEGÚN LA DEMANDA	Carretera de 3ra. Clase
CONDICIONES OROGRÁFICAS	Carretera Tipo 1
VELOCIDAD DIRECTRIZ	30 Km./hora
ANCHO DE EXPLANACIÓN	8.40 mts.
SUPERFICIE DE RODADURA	6.60 mts.
BERMAS	0.90 c/ lado
TALUD DE CORTE	Variable
TALUD DE RELLENO	1: 1.5
CUNETAS	1.00 x 0.50
RADIO MÍNIMO	30.00 mts.
PENDIENTE MÁXIMA	9%
PENDIENTE MÍNIMA	0.5 %
TIPO DE PAVIMENTO	Asfaltado
ESPESOR DE PAVIMENTO	0.35 mts.
BOMBEO TRANSVERSAL	2.0%

1.4.0 CRITERIOS DE DISEÑO Y METODOLOGÍA DEL TRABAJO

La metodología del trabajo establecido a nivel de campo y gabinete se ha adecuado a lo indicado en los términos de referencia y al programa presentado en el calendario de actividades.

- El Estudio Topográfico se realizó utilizando el método convencional de Poligonal, trazo, nivelación y secciones, con equipos de alta tecnología como una Estación Total TOPCON 3000, Nivel automático Pentax AL-270 y 1 Eclímetros.
- Aplicando el programa del AIDC 2000 se procesó la Planta, el Perfil Longitudinal y las Secciones Transversales y luego se realizó el Diseño de la Subrasante computarizado, utilizándose los parámetros permisibles en las normas, términos de referencia y las Especificaciones Técnicas establecidas.
- Por las características topográficas existentes se han proyectado una sección típicas a nivel de explanaciones de 8.40 m. y 10.20 m. , durante el trazado del eje se ha respetado el proyecto original utilizado al máximo la actual plataforma existente; sin embargo se han proyectado pequeñas variantes a fin de mejorar el radio de las curvas.

2.0.0 ASPECTOS TÉCNICOS DEL ESTUDIO

2.1.0 GENERALIDADES

Dentro de los aspectos técnicos del Estudio realizado en el tramo de la carretera (Km. 00.00 – Km. 1+500.00); nos referimos en primer término a la topografía del terreno semi ondulada plana en un 100 %. Esta vía es un acceso al poblado de Pampas de Hospital desde la carretera Tumbes-Corrales-San Jacinto-Vaquería-Rica Playa.

La pendiente del trazo varía entre $\pm 0.5\%$ a $\pm 2.0\%$, excepcionalmente se tiene una pendiente mayor a $\pm 0.0\%$ en un tramo de 200 m.

2.2.0 TRAZO EN PLANTA

El trazo en planta del tramo se inicia en la Carretera Corrales Vaquería aprox. Km 17, con Rumbo S $65^{\circ} 20' 02''$ E y cuyas coordenadas del punto de inicio son Norte 9'592,396 Este 561038.

Del Km. 00 + 000 hasta el Km. 00 + 246.32, este tramo se encuentra en la margen izquierda del río Tumbes y termina en el Puente Franco y se encuentra asfaltado, el trazo de la carretera tiene las siguientes características, se desarrolla por un terreno de topografía semiplana en forma sinuoso, con tangentes y curvas cortas, teniendo radios mayores de 30.00 m (radio de ingreso al puente Franco).

Del Km. 00+246.32 hasta el Km. 00 + 489.88, el trazo corresponde al puente Franco se desarrolla en tangente en toda su longitud.

Del Km. 00 + 489.88 hasta el Km. 01 + 500.00, el trazo se desarrolla por un terreno de topografía plana semiondulada, con tangentes largas y curvas de radios amplios, con una pendiente descendente promedio de $\pm 1.70\%$, para luego cruzar el Puente Franquito, en la progresiva Km. 0+765, en esta comienza un tramo de la carretera con una pendiente de $\pm 0.0\%$ excepcional hasta la progresiva Km. 1+025, desde aquí comenzamos a descender con una pendiente de 0.25% hasta la progresiva Km. 1+260, y ascender con una pendiente de 0.31% hasta la progresiva 1+436, continuando ascendiendo con una pendiente de 2.35% encontramos en el Km. 1 + 500 el poblado de Pampa de Hospital.

2.3.0 PERFIL LONGITUDINAL

El perfil longitudinal se ha obtenido por nivelación cerrada efectuada a cada 500 mts., con la colocación de hitos de concreto y la ubicación de los BENCH MARK.

Cierre Vertical

En base a las Normas Peruanas de Carreteras se tiene el error permisible $E = 1 \text{ cm.} \cdot (N)^{1/2}$. $N = \text{Distancia en Km.}$: Para $N = 0.5 \text{ Km.}$, $E = 0.7 \text{ cm.}$, Para $N = 1 \text{ Km.}$, $E = 1.2 \text{ cm.}$ (12 mm).

RELACION Y UBICACIÓN DE BMS (Bench Marks)		
BM	Ubicación	Cota
Km. 0 + 246	Sobre estribo del puente- lado derecho	29.095
Km. 0 + 460	Lado derecho a 42 m.- Sobre terraplén existente en hito de concreto.	26.977
Km. 0 + 920	Lado derecho a 5 m. del eje, en hito de concreto.	25.372
Km. 1 + 500	Lado derecho sobre canal de concreto.	27.489

RELACION Y UBICACIÓN DE POLIGONAL DE APOYO		
PUNTO	ESTE	NORTE
Km. 0 + 246 (F)	561,801.020	9'592,142.959
Km. 0 + 460 (G)	561,453.000	9'592,287.000

La subrasante fue diseñada sobre el perfil longitudinal del terreno levantado, teniendo en consideración los pendientes máximos, radios permisibles en tangentes.

En los planos de perfil longitudinal se detalla la ubicación de alcantarillas sus características, todos los elementos de las curvas horizontales, BMS, alineamientos y pendientes.

2.4.0 SECCIONES TRANSVERSALES

Las secciones transversales fueron tomadas en el campo con un Eclímetro sobre el estaco del eje y a 30 m. a cada lado, y en las quebradas hemos seccionado de 20 a 40 mts., a ambos lados.

Luego de haber diseñado el perfil longitudinal del terreno, mediante el Software Vial AIDC 2000, se ha colocado los acotamientos de la

subrasante en la sección, considerando los peraltes, sobre anchos para la velocidad directriz de 30 Km. /hora.

El ancho de las Explanaciones se ha proyectado teniendo en cuenta el la plataforma existente y las obras de defensa ribereña proyectadas, la estructura final del pavimento a nivel de afirmado y las características topográficas del terreno, así tenemos superficie de rodadura de 7.20 berma de 1.50 hasta el puente Franco, 6.60 m., con bermas de 0.90 m. desde la salida del puente Franco hasta el final, las cunetas de base tiene la sección triangular de 1.00 mts. de ancho y 0.50 mts. de altura .

Las características de las secciones tipo del pavimento es el siguiente:

ANCHO DE EXPLANACIONES	:	10.20, 8.40 m.
SUPERFICIE DE RODADURA	:	7.20, 6.60 m.
PAVIMENTO	:	0.35 m.
CUNETAS	:	1.00 x 0.50
TALUD DE RELLENO	:	1: 1.5
TALUD DE CORTE	:	Variable
TIPO DE PAVIMENTO	:	Asfalto
BERMAS	:	1.50, 0.90 m. c/ lado
BOMBEO TRANSVERSAL	:	2.0 %

2.5.0 CONCLUSIONES DEL ESTUDIO GEOMÉTRICO

- La progresiva del trazado indica para el subtramo Km. 1+500.00 y la longitud de trazo es de 1,500.00 ml.
- En este tramo se ha ubicado 9 puntos de Inflexión, los radios son mayores a 30 m.
- Los BMs se encuentran monumentados en hitos de concreto y referenciados para su fácil identificación, sus características propias se indican en los planos de referencias, planta y perfil.
- La altimetría en promedio es descendente, la cota del BM Km. 00+000 es 29.095 m.s.n.m., y la cota del BM del Km. 01+500 es 27.489 m.s.n.m.
- La topografía del terreno es semi ondulado plano en un 100%, por lo que las pendientes varían entre 0.00% a 2.35%, excepcionalmente se tiene pendiente de 0.00% en un tramo de longitud de 200m.
- La sección típica proyectada es de dos tipos a nivel de subrasante, de 9.70 m. con una longitud de 246.32 ml., de 7.20m con una longitud de 80.00 m. en el puente Franco y de 8.40 una longitud de 1,010 m.

3.0.0 ESTUDIO DE SEÑALIZACIÓN Y SEGURIDAD VIAL

El presente Estudio de Señalización y Seguridad Vial aborda los aspectos siguientes:

- Señalización Vertical que comprende las Señales de prevención, de reglamentación y de información.
- Señalización Horizontal o marcas en el pavimento.
- Dispositivos de Seguridad Vial: guardavías.

3.1.0 SEÑALIZACION

La Señalización tiene por objeto controlar la operación de los vehículos que transitan por la vía en estudio, propiciando el ordenamiento del flujo del tránsito e informando a los conductores de todo lo que se relaciona con el camino que recorren. Para ello, debe de cumplir con las siguientes condiciones:

- Ser necesaria
- Destacar
- Ser de fácil interpretación
- Estar adecuadamente colocada
- Infundir respeto

Las señales están clasificadas de la siguiente forma: Señales Verticales y Señales Horizontales o Marcas en el pavimento, y han sido efectuadas en concordancia con el Manual de Dispositivos de Control del Tránsito Automotor para Calles y Carreteras del MTC; por tal motivo sólo resumiremos a continuación lo que es indispensable para su aplicación en el proyecto.

3.1.1 SEÑALIZACION VERTICAL

Las señales verticales, como dispositivos de control del tránsito, deberán ser colocadas donde se necesiten, de acuerdo a los estudios realizados.

Las señales que requiere el proyecto son:

PREVENTIVAS.- Advierten a los usuarios de las vías, la existencia y naturaleza de un peligro, se colocan en lugares visibles y a una distancia conveniente, a fin de que los conductores puedan realizar acciones oportunas y no interrumpan su marcha ó sufran un accidente. En el presente trabajo se han diseñado 6 Señales Preventivas, que se muestran en los planos de Planta Perfil.

INFORMATIVAS.- Son las que tienen la finalidad de guiar ú orientar a los conductores sobre las rutas, distancias y pueblos existentes en el recorrido de la vía. En el presente trabajo se han diseñado 2 Señales Informativas, que se muestran en los planos de Planta Perfil.

3.1.2 SEÑALIZACION HORIZONTAL

Son señales sobre el pavimento que sirven de instrumento para la dirección y el control de tránsito.

CLASIFICACIÓN

Teniendo en cuenta el propósito, las marcas en el pavimento que se usaran en el proyecto se clasifican en:

1. Línea central.
2. Línea de carril.
3. Marcas de prohibición de alcance y paso a otro vehículo.
4. Línea de borde de pavimento.
5. Transiciones en el ancho del pavimento
6. Líneas canalizadoras del tránsito.
7. Letras y símbolos.
8. Marcas para el control de uso de los carriles de circulación.

COLORES

El manual establece que las marcas en el pavimento serán de color blanco ó amarillo:

- Las Líneas Blancas: Indican separación de las corrientes vehiculares en el mismo sentido de circulación.
- Las Líneas Amarillas: Indican separación de las corrientes vehiculares en sentidos opuestos de circulación.

TIPO Y ANCHO DE LAS LINEAS LONGITUDINALES

Los principios generales que regulan el marcado de las líneas longitudinales en el pavimento son:

- Líneas segmentadas o discontinuas, sirven para demarcar los carriles de circulación del tránsito automotor.
- Líneas continuas, sirven para demarcar la separación de las corrientes vehiculares, restringiendo la circulación vehicular de tal manera que no deba ser cruzada.
- El ancho normal de las líneas es de 0.10 m. a 0.15 m. para las líneas longitudinales de línea central y línea de carril, así como de las líneas de barrera.
- Las líneas continuas dobles indican máxima restricción. Para las líneas de borde del pavimento tendrán un ancho de 0.10 m.

DEMARCACIÓN DE PALABRAS Y SÍMBOLOS

Las demarcaciones de palabras y símbolos sobre el pavimento se usarán para guiar, advertir y regular el tránsito automotor.

Los mensajes deberán ser concisos, nunca más de tres palabras. Las demarcaciones de palabras y símbolos no podrán ser usadas para mensajes mandatorios, excepto cuando sirvan de apoyo y complemento de las señales.

El diseño de las letras y símbolos deberá adoptar la forma alargada en dirección del movimiento del tránsito vehicular debido al ángulo desde el cual son vistas por el conductor que se aproxima.

Deben utilizarse tamaños de letras y símbolos no menores de 2.00 m, si el mensaje es de más de una palabra se debe leer hacia arriba, es decir, la primera palabra se debe encontrar primero que las demás. La distancia o espacio entre líneas de las palabras deberá ser por lo menos cuatro veces el tamaño de las letras.

3.2.0 SEGURIDAD VIAL

En este rubro se ha contemplado específicamente lo siguiente:

3.2.1 GUARDAVIAS

En líneas generales los guardavías se colocaran en zonas de rellenos altos, en accesos a pontones, alcantarillas y puentes.

Anexo nº 2

Informe Geológico

I ASPECTOS GENERALES

I.1 Objetivos

Los objetivos que direccionan el presente estudio se orientan a la complementación del Estudio de Geología y Geotecnia del Estudio Definitivo de Ingeniería para la Reconstrucción del Puente Franco y Accesos, para tal efecto, a lo largo del trabajo se incide en los siguientes aspectos:

- Conocer las características geológico – estructurales del subsuelo a lo largo del eje del Puente franco, de manera particular a la altura de los puntos de cimentación.
- Estudiar el comportamiento geomecánico del suelo en los estratos que inciden en la cimentación del puente.
- Evidenciar las características sísmo - tectónicas que presenta el área del proyecto.
- Identificar los problemas geotécnicos que eventualmente confronte el proyecto, así como plantear las respectivas alternativas de solución, particularmente en lo referente a los procesos de socavación, estabilidad de la estructura, tipo y cota de cimentación, así como asentamientos.

I.2 Ubicación y Acceso

El Puente Franco se ubica sobre el río Tumbes, en las inmediaciones de las localidades de Francos (Vertiente izquierda) y Pampas de hospital (Vertiente derecha), en el distrito de Pampas de Hospital, provincia de Tumbes, departamento de Tumbes, en el extremo septentrional del país.

Su ubicación geográfica se encuentra definida en términos de las coordenadas UTM: 561 289 E y 9 592 286 N, a una altitud de 30 m.s.n.m.

El acceso se realiza de acuerdo al itinerario detallado en el cuadro adjunto.

CARRETERA	TRAMO	TIPO	DISTANCIA Km
Tumbes - Cabuyal	Tumbes - Pampas de Hospital	Asfaltada	15.2
Pampas de Hospital - Puente	Pampas de Hospital - Puente Franco	Trocha Carrozable	1.2
Total Tumbes – Puente Franco			16.4

Cuadro N° 1

I.3 Clima y Cobertura Vegetal

Tratándose de una región costera y relativamente cercana al trópico, presenta un clima transicional entre las regiones calurosas y desérticas de la costa peruana y las regiones tropicales y húmedas que se desarrollan hacia el norte, en territorio ecuatoriano, en consecuencia, el área del proyecto se caracteriza por ser calurosa durante todo el año, con lluvias estacionales localizadas entre los meses de enero y marzo, las cuales presentan cíclicamente periodos anómalos de abundante pluviometría, tales eventos conocidos como fenómeno del Niño, suelen presentarse con gran intensidad, circunstancias en las que son particularmente destructivos ya que multiplican exageradamente el caudal del río Tumbes y de la escorrentía regional en general.



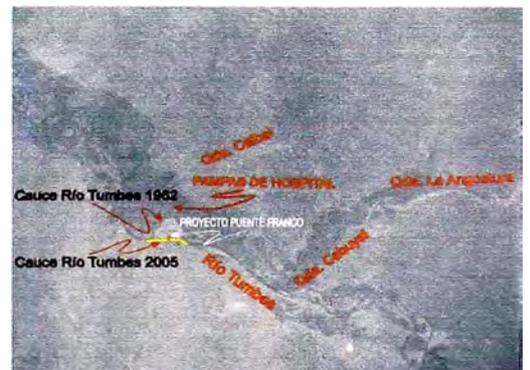
Puesto que la ocurrencia de lluvias tiene un corto periodo de recurrencia anual, la vegetación desarrollada en la zona es de tipo arbustivo - espinosa y de árboles bajos del tipo algarrobo que constituyen un bosque seco y no muy denso que en este caso en particular no constituyen obstáculo para la observación de los afloramientos geológicos, excepto en la llanura de inundación de la vertiente derecha del río Tumbes, donde se proyecta cimentar parte de la estructura del puente Franco.



I.4 Fisiografía y Drenaje

Las geoformas positivas que dominan el paisaje en el área del proyecto, están constituidas por una serie de colinas suavemente onduladas y relativamente aisladas en contraposición con una cadena de montañas bajas que se observan a la distancia y que son parte de la Cordillera de la Costa.

La geoforma negativa fundamental la constituye el valle del río Tumbes que en este sector evoluciona morfológicamente sobre un relieve maduro, por consiguiente muestra un cauce meandriforme y divagante lateralmente a lo ancho del fondo del valle que en este sector alcanza aproximadamente 1 Km.



Como puede observarse en la fotografía adjunta, el drenaje regional es complejo y con disposición dendrítica con respecto a la cuenca del río Tumbes que en este sector mantiene un curso N a NNW

I.5 Recursos y Suministros

I.5.1 Agua

La fuente más importante de agua la constituye el río Tumbes el cual tiene un régimen anual y un significativo grado de turbidez; en general, el área presenta déficit de este recurso por lo que los eventuales requerimientos tendrán que ser provistos a partir de pozos excavados para tal fin en la extensa playa que se localiza en la margen derecha del río Tumbes, en cualquier caso, la utilización de este recurso para fines del proyecto no afectará el requerimiento doméstico de los asentamientos urbanos y rurales de las inmediaciones.

I.5.2 Energía

A aproximadamente 1.5 Km, en la localidad de Pampas de Hospital se encuentra una red eléctrica local de media tensión cuyo usufructo eventualmente puede confrontar restricciones por lo que tal vez lo más aconsejable es prever el uso de grupos electrógenos en el área del proyecto a fin de satisfacer los requerimientos del mismo.

La demanda por otras fuentes energéticas como hidrocarburos ligeros (gasolina, diesel N° 2, diesel N° 6, etc) puede ser satisfecha en la ciudad de Tumbes.

I.5.3 Recursos Humanos

En la región abunda la mano de obra no calificada y eventualmente desocupada; la mano de obra especializada puede contratarse en las ciudades de Tumbes, Piura o en su defecto en Lima.

I.5.4 Suministros

Los suministros en general, como equipos, partes mecánicas, insumos de manufactura para construcción (fierro, cemento, estructuras de metal, etc.), y materiales de uso administrativo que se requieren para la ejecución del proyecto pueden ser adquiridos en las principales ciudades de la región: Tumbes, Piura, Trujillo que cuentan con algunas sedes establecidas de casas proveedoras del rubro construcción civil; se hará excepción respecto a los materiales de manufactura específica que deberán ser adquiridos en la ciudad de Lima que es la que cuenta con parque industrial y actividad mercantil de la especialidad.

Suministros del tipo Vitualla pueden ser provistos desde la ciudad de Tumbes.

II CONTEXTO GEOLOGICO REGIONAL

II.1 Marco Geológico Regional

La geología de la región circundante al área del proyecto, está definida por una secuencia litológica sedimentaria desarrollada a lo largo de los últimos 30 ma en una cuenca tectónicamente activa, con periodos alternos de subsidencia y emersión que condicionaron la formación de una cuenca sedimentaria epicontinental donde prevalecieron facies deltaicas y de marismas que se intercalan con niveles tobáceos que evidencian vulcanismo cercano, eventos coherentes con el estilo de tectónica distensiva que caracteriza la región.

La pila sedimentaria sobreyace mediante discordancia erosional sobre un complejo de granitoides y sedimentos no diferenciados, de edad paleozoica, que han sido sollevados constituyendo una cadena montañosa conocida como Cordillera de la Costa.

Seguidamente describimos someramente, del tope al piso, las unidades estratigráficas que definen la columna regional, cuyos respectivos emplazamientos los podemos observar en el plano geológico adjunto.⁽¹⁾

II.1.1 Rocas Cenozoicas

- **Depósitos Cuaternarios:-** Están constituidos por material inconsolidado predominantemente de origen aluvial emplazados a lo largo del cauce del río Tumbes y tributarios, así como en los paleocauces donde conforma terrazas de grava y arena limosa; se desarrollan de manera particular en los abanicos deyectivos.
- **Formación Tumbes:-** Consiste de una secuencia clástica de sedimentos pelíticos - arenosos que muestra horizontes conglomeráticos y tobáceos hacia el tope, con algunas intercalaciones de lutitas abigarradas y areniscas gruesas que gradan hacia el segmento medio a areniscas tobáceas bien clasificadas, de grano medio a grueso, poco consolidadas y de color beige y a lutitas arcillosas abigarradas, fisibles e intercaladas con niveles conglomeráticos y horizontes yesíferos, en la parte basal.

La serie descrita constituye el techo de la columna en las inmediaciones del proyecto, en áreas más distales se la observa subyaciendo a la secuencia arenácea de la Formación Mal Pelo,

mientras que en el área del proyecto sobreyace mediante discordancia erosional a la Formación Cardalitos; la edad atribuida a esta formación en base a criterios paleontológicos es Miocénica Superior.⁽²⁾

- **Formación Cardalitos:**- Está constituida por una serie areno - arcillosa que muestra, del tope al piso: bancos de arena arcillosa, lodolitas marrones y capas de arcilla plomiza con horizontes yesíferos que gradan hacia el segmento medio⁽³⁾ a argilitas de color gris claro, beige, marrón rojizo y gris - verdoso hospedando lentes pequeños de arenas gruesas, inconsolidadas y conglomerados finos bien clasificados que se intercalan con capas delgadas de arenas gruesas silíceas; hacia el piso se reportan⁽⁴⁾ arenas relativamente duras en capas delgadas intercaladas con arcillas arenosas y conglomerados.

La secuencia descrita infrayace a la Formación Tumbes y sobreyace a la Formación Zorritos mediante discordancia erosional paralela y la edad que se le atribuye en base a criterios de datación paleontológica es del Mioceno Medio.⁽⁵⁾

COLUMNA ESTRATIGRAFICA AREA TUMBES - PUENTE FRANCO			
EDAD	NOMBRE	COLIMINA	DESCRIPCIÓN LITOLÓGICA
CUATERNARIO			Material inconsolidado de origen preferentemente aluvial: Cantos, Gravas, Arena y Limo.
	FORMACION TUMBES		Lutitas ahigarradas con capas de arena gruesa y conglomerados.
TERCIARIO	FORMACION CARDALITOS		Lodolitas, capas de arcilla con lentes y estratos de arena gruesa y conglomerados finos.
	FORMACION ZORRITOS		Areniscas cuarzosas con lutitas bentoníticas y carbonosas con pirita.
	FORMACION HEATH		Lutitas arcillosas, yesíferas con areniscas cuarzosas y lutitas nodulares.
PALEOZOICO	INDIVISO		Complejo de sedimentos devónicos-carboníferos no diferenciados que sobreyacen a metamorfitas esquistosas y gnéisicas y se encuentran intruidos por granitoides antiguos y granitos pegmatíticos.

Figura N° 1

- **Formación Zorritos:**- Consiste de una secuencia lutácea - arenosa que aflora hacia los sectores NE y S del proyecto y muestra, del tope al piso: Horizontes de areniscas cuarzosas de grano medio a grueso, intercaladas con horizontes de lutitas bentoníticas y carbonosas con pirita⁽⁶⁾ diseminada, que varían hacia el segmento intermedio a pisos de areniscas finas interestratificadas con conglomerados finos, lutitas y capas de carbón piritoso,⁽⁷⁾ observándose en la parte basal lutitas ahigarradas, carbonosas, con lentes de areniscas cuarzosas.

Es interesante anotar, por la connotación tectónica implícita,⁽⁸⁾ que en el área continental se observa a la Formación Zorritos suprayaciendo concordantemente a la Formación Heath, mostrando una potencia entre 350 y 400 m mientras que en el subsuelo del zócalo continental presenta una potencia superior a los 2 500 m; la edad atribuida a esta unidad corresponde al Mioceno Inferior.⁽⁹⁾

- **Formación Heath:**- Constituye el piso de la columna geológica regional y aflora hacia el sector Sur del proyecto a manera de una franja elongada W-E, paralela a la cadena de montañas de los Amotape y consiste en su afloramiento típico, del techo al piso, de una secuencia de lutitas arcillosas marrones con abundante contenido de yeso que se intercalan en el segmento intermedio con niveles de areniscas cuarzosas gruesas con matriz arcillosa, las cuales pasan, hacia el piso de la unidad, a una serie de lutitas grises que contienen nódulos calcáreos (slumping - boudinage)⁽¹⁰⁾ y se intercalan con bancos de coquinas.⁽¹¹⁾

En las áreas periféricas al proyecto, se observa a la Formación Heat sobreyaciendo a la Formación Máncora; en base a criterios paleontológicos, se le atribuye una edad correspondiente al Mioceno Inferior - Oligoceno Superior.⁽¹²⁾

(1) Vid. Plano N° 1.

(2) Periodo Geológico del Cenozoico (5.5 - 10.5 ma).

(3) La estratigrafía del segmento medio - superior es la que se observa en el área del proyecto.

(4) Apud. George Petersen, (1936).

(5) Periodo Geológico del Cenozoico (10.5 - 14 ma).

(6) Mineral de sulfuro de hierro (S₂Fe), de color amarillo latón, formado, en este caso, por reducción del hierro y del azufre en un ambiente pantanoso.

II.1.2 Rocas Paleozoicas

El nivel de basamento que soporta la pila sedimentaria descrita en el ítem precedente, está conformado por una secuencia de rocas sedimentarias cuyas características litológicas así como su respectiva diferenciación geocronológica, no ha sido abordada por la carta geológica nacional, en la cual se ha graficado la región, que corresponde a los cerros de Amotape como un sector indiferenciado donde diversos autores reportan rocas carboníferas y devónicas sobreyaciendo a un complejo metamórfico del paleozoico inferior a precambriano en que se han identificado facies epi, meso y catazonales,⁽¹³⁾ rocas que se encuentran intruidas por un complejo de granitoides y granitoides pegmatíticos.⁽¹⁴⁾

Como se puede deducir, se trata de una región aún no estudiada pero que influye en la cuenca sedimentaria donde se emplaza el proyecto, dado que constituye la fuente que aportó los sedimentos predominantemente arenáceos, arcillosos y conglomeráticos que constituyeron el material de colmatación de la cuenca occidental de los Amotapes.

(7) Que contiene Pirita en cantidad apreciable.

(8) Nos sugiere el grado de subsidencia tectónica de la cuenca marina contemporánea.

(9) Periodo Geológico del Cenozoico (14 - 20 ma).

(10) Estructuras sinsedimentarias formadas por deslizamientos locales de los sedimentos durante su proceso de deposición,

(11) Paleontología. El concepto alude a capas formadas por acumulaciones de conchas de moluscos.

(12) Periodo Geológico del Cenozoico (20 - 25 ma).

(13) Facies de metamorfismo regional de baja, moderada y gran intensidad, respectivamente.

(14) Petrología. Pegmatita. Designa un tipo particular de granito.

III CONTEXTO TECTONICO - ESTRUCTURAL

III.1 Estilo Tectónico

El patrón estructural regional que podemos observarlo graficado en la figura N°3, nos sugiere un estilo de deformación estructural propio de una tectónica de bloques, la cual se caracteriza por un predominio de esfuerzos tectónicos verticales que dan lugar a estructuras de ruptura con planos de alto ángulo y dispuestos entre si en forma relativamente ortogonal, de tal manera que el resultado de la interacción de dichos esfuerzos es la disyunción cortical en bloques, los cuales experimentan movimientos relativos de elevación y hundimiento e incluso en sentido alterno, es decir, que un bloque que en un momento fue elevado, durante otra época puede ser hundido y viceversa.

En este contexto, los esfuerzos compresivos que eventualmente condicionan el desarrollo de pliegues de estratos, se encuentran muy subordinados y su efecto es despreciable, predominando los esfuerzos de tipo epirogenético que condicionaron las reiteradas transgresiones y regresiones marinas⁽¹⁵⁾ que depositaron las secuencias sedimentarias descritas en el capítulo precedente.

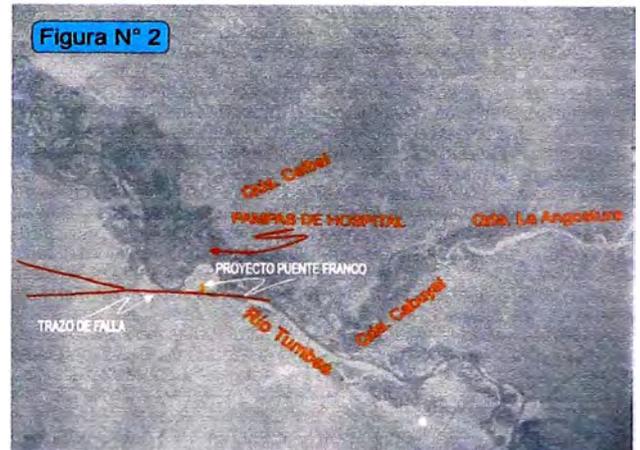
Según lo expuesto, identificamos la influencia tectónica en los rasgos topográficos del paisaje a través de altos estructurales o pilares tectónicos (horst) como la cadena montañosa de los Amotape, emplazada al SE del proyecto y de depresiones o cubetas tectónicas (graben) como la cuenca sedimentaria terciaria donde se ubica el proyecto, separados ambos por un fallamiento gravitacional, longitudinal y de alto ángulo.

El estilo tectónico es condicionante del patrón sísmológico regional e incide significativamente el modelado del relieve, tal como podemos apreciar a lo largo del valle del río Tumbes cuyo curso se encuentra controlado por estructuras semiortogonales, particularmente entre las localidades de San Jacinto y Pampas de Hospital donde el río divaga a lo ancho de un cauce labrado en zonas de debilidad estructural.

(15) Periodos de invasión y retiro del mar.

III.2 Neotectonia

El desarrollo de las terrazas marinas, morfológicamente conocidas como Tablazos, en la región situada al SW del proyecto así como la evidencia de trazos de escarpa de falla, como el lineamiento estructural observado en la fotografía aérea adjunta, el cual permanece visible, a pesar de encontrarse emplazado sobre afloramientos pobremente diagenizados,⁽¹⁶⁾ altamente susceptibles a ser erosionados, nos sugiere que la región experimenta actividad tectónica reciente, por consiguiente podemos referirnos al área donde se localiza el proyecto del Puente franco como una cubeta tectónica estructuralmente activa, apreciación cuyas implicancias guardan relación con el proyecto dado que el estribo del lado izquierdo se encuentra cimentado muy cerca al trazo de falla.



III.3 Dislocaciones Plicativas

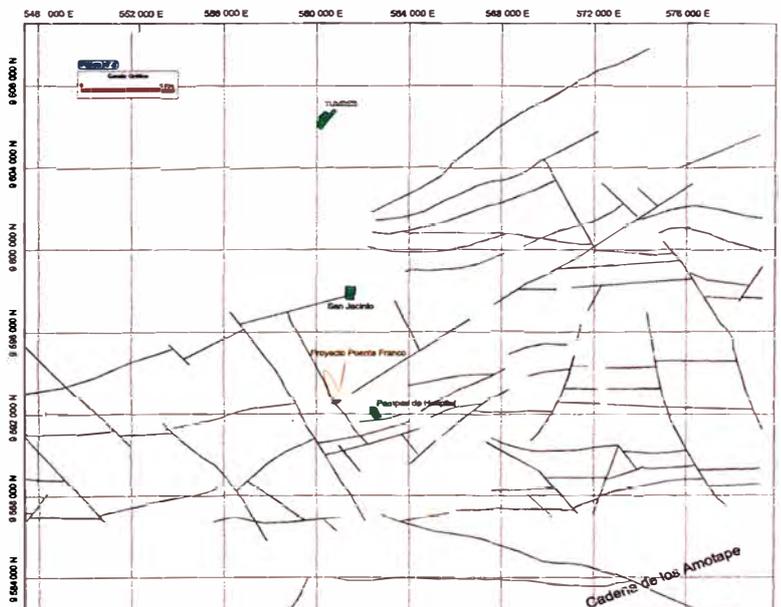
Se restringen a cambios locales de bajo ángulo en los planos de buzamiento de los estratos, generalmente entre $< 10^\circ$ y $< 20^\circ$ al NE, SW y NW, ya que la orientación de los planos de estratificación varía entre NW y NE, tendencias obviamente influenciadas por el estilo tectónico de bloques.

En términos cualitativos, podemos aseverar que las dislocaciones plicativas se encuentran condicionadas y subordinadas en importancia a las de tipo disyuntivo.

III.4 Dislocaciones Disyuntivas

En la figura N° 3, podemos apreciar los lineamientos estructurales relacionados con las estructuras disyuntivas que perfilan el estilo tectónico regional; en el cuadro N° 2 podemos observar las principales sistemas de fallamiento - fracturamiento asociados, mientras que en la figura N° 4 se grafican sus principales tendencias.

Las estructuras observadas consisten de fallas gravitacionales con planos de alto ángulo, subverticales, genéticamente relacionadas con una tectónica distensiva, la cual a su vez se encuentra influenciada por la deflexión de Huancabamba, lo cual nos sugiere que la naturaleza de los esfuerzos operados en la región, es predominantemente de tipo de relajación tensional, concordantemente con lo que cabría esperar del tectonismo continental a la altura del paralelo 5° .



(16) Sedimentología. Diagénesis. Concepto que involucra el proceso por el cual un sedimento se transforma en roca.

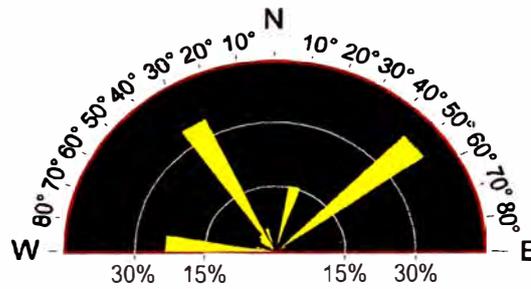
De lo graficado en la figura N° 3, podemos observar que el proyecto se emplaza en las proximidades del punto de intersección de dos estructuras importantes relacionadas con los sistemas N 50°E y N 30°W, el primero de comportamiento básicamente gravitacional mientras que el segundo evidencia además de movimientos normales, componentes de desplazamiento de rumbo, predominantemente dextrales.

Se ha logrado identificar tres sistemas principales y uno secundario de fallamiento - fracturamiento asociado, los cuales se reseñan a continuación:

SISTEMA	RUMBO	BUZAMIENTO
Sistema Principal	N 30°W	90°
Sistema Principal	N 50°E	90° - 80°NW
Sistema Principal	W - E	90°
Sistema Secundario	N 15°E	90° - 70°NW

Cuadro N° 2

Diagrama de Rosa



Sistemas de Fallamiento
Figura N°4

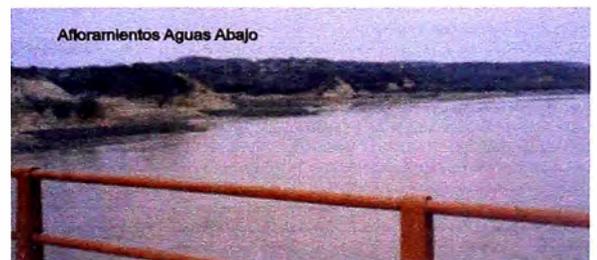
IV GEOLOGIA DEL AREA DE CIMENTACION DEL PUENTE FRANCO

IV.1 Afloramientos

Como podemos apreciar en las fotografías adjuntas, el área circundante al proyecto no es prolífica en afloramientos geológicos, debido al enmascaramiento parcial de la vegetación, que se extiende incluso a lo ancho de la ribera derecha la cual constituye una amplia llanura de inundación de aproximadamente 1 Km de ancho y fundamentalmente a que los pisos sedimentarios de la región consisten generalmente de horizontes no litificados, básicamente paquetes de arcillas con diferente grado de preconsolidación y capas de arenas gruesas y conglomerados finos, material muy susceptible de ser afectado por los procesos de intemperismo físico, que en la región ha logrado muy eficientemente suavizar la topografía.

Básicamente los afloramientos geológicos identificados en la zona, se emplazan en la margen izquierda del río Tumbes, confinando el curso de agua por el lado Sur y consisten de paquetes sedimentarios subhorizontales expuestos mediante taludes formados por cortes de carretera y, a lo largo de la ribera del río, mediante una escarpa de falla parcialmente erosionada.

La unidad estratigráfica aflorante corresponde a los niveles medios de la Formación Cardalitos cuyos horizontes se depositaron en la cuenca sedimentaria terciaria entre 10.5 y 14 ma, durante el Mioceno.



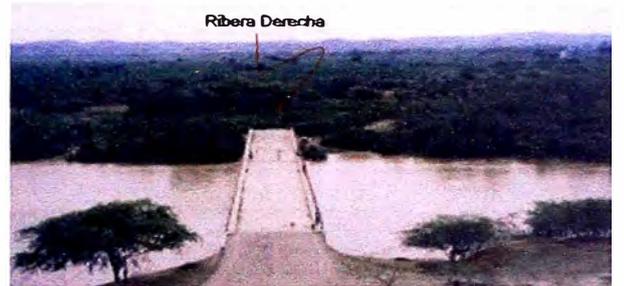
IV.2 Estratigrafía de la Margen Derecha del Río Tumbes

Actualmente el espejo de agua del río Tumbes, a la altura del proyecto, tiene un ancho aproximado de 100 m, discurre con dirección S-N y se encuentra temporalmente confinado entre los taludes de margen izquierda y una extensa playa aluvial que se extiende por la derecha, aproximadamente 1 Km hacia el E y que constituye una llanura de inundación durante las épocas de avenida, sobre dicha playa se proyecta cimentar el tramo del Puente Franco que se proyecta reconstruir.

La margen derecha, como podemos observar en la serie de fotografías adjuntas, constituye una superficie topográfica llana, apenas elevada por encima del nivel de la superficie del río, por consiguiente, en dicha área localizamos el nivel freático muy cerca de la superficie; una calicata exploratoria excavada a aproximadamente 80 m con respecto al río, interceptó el nivel freático a 0.60 m, por tanto, nuestra exploración de la estratigrafía del subsuelo en este lugar estuvo limitada por la presencia de agua en el subsuelo.

El material observado en este sector corresponde muy típicamente a los depósitos de playas aluviales, mostrando una cobertura de aproximadamente 1.5 m de arena mal graduada y arena limosa, la cual sobreyace⁽¹⁷⁾ a una serie de depósitos alternos de grava, arenas mal graduadas, bolonería y limos de baja plasticidad que profundizan por debajo de los 26 m.

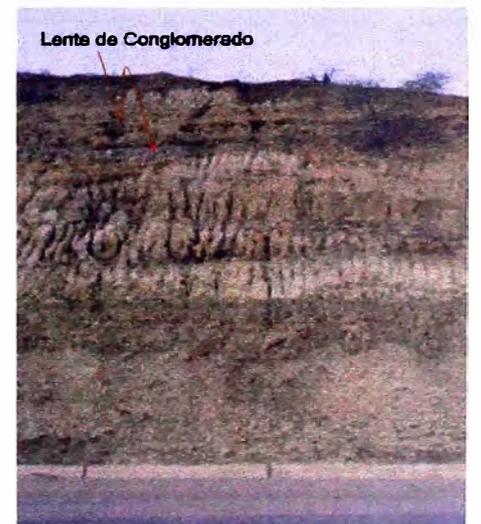
Por debajo del colchón aluvial, cuya profundidad no ha sido sondeada, estimamos que el subsuelo consiste de una alternancia de capas de arcilla preconsolidada de entre 1 y 4 m de potencia, con niveles más delgados de arenas gruesas y conglomerados finos bien clasificados.



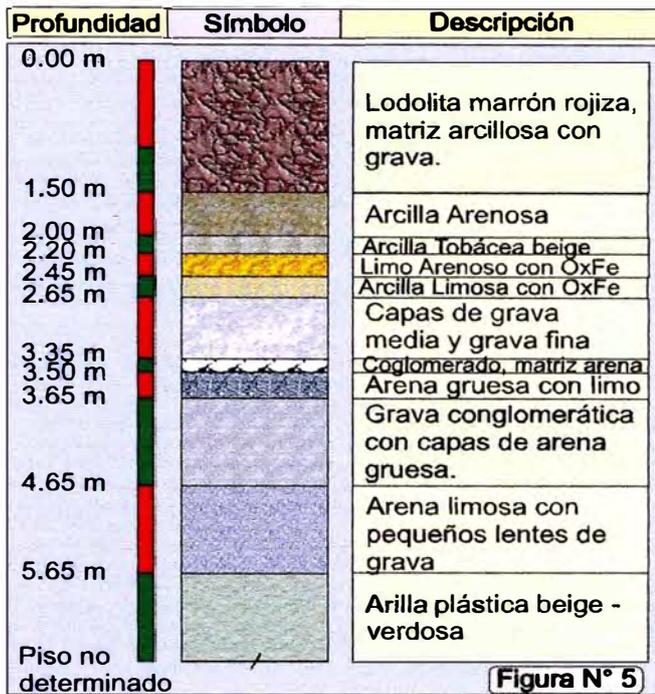
IV.3 Estratigrafía de la Margen Izquierda del Río Tumbes

Los afloramientos de la margen izquierda del río Tumbes corresponden a la serie sedimentaria de la Formación Cardalitos que en el sector del Puente Franco consiste de una secuencia de material inconsolidado constituido por un nivel superior de lodolitas, seguido hacia la base por una intercalación de arcillas preconsolidadas, arcillas tobáceas - arenosas, limos, arenas gruesas y lentes conglomeráticos finos, bien clasificados y de composición polimíctica.

Las capas de arena tienen una composición cuarzo - feldespática y presentan estratificación cruzada e impregnaciones limoníticas por lixiviación de hidróxido ferroso, mientras que los niveles y lentes conglomeráticos depositados en paleocanales, presentan una geometría redondeada obloide, muy típica de los guijarros trabajados por acción fluvial, observándose cantos de traquiandesitas y de intrusivos dioríticos ($< 0.15 \text{ Ø}$) m con piritas finamente diseminada (1%)



(17) Información reportada en el Estudio Geotécnico Inicial del Puente franco, obtenida a partir de ensayos SPT



Los estratos yacen en posición subhorizontal, puntualmente se logró determinar un rumbo de N10°W con 10° de buzamiento al NE.

En las fotografías adjuntas es posible observar afloramientos típicos de la secuencia estratigráfica de los afloramientos circundantes a la zona del proyecto, mientras que en la figura N° 5 se grafica la columna estratigráfica de una sección típica.

V GEODINAMICA

V.1 Geodinámica Externa

El concepto involucra a todos los fenómenos de transformación física y química que operan en la parte superior o externa de la corteza terrestre modificando de manera ininterrumpida su morfología y estructura, de tal manera que el paisaje de la región estudiada adquiere un carácter cambiante, en permanente evolución; constituyen por tanto, un conjunto de fenómenos exógenos susceptibles de ser observados.

Los procesos de geodinámica externa que eventualmente pueden incidir sobre el proyecto, básicamente se relacionan con fenómenos hidrológicos y sus implicancias son tratadas a continuación.

V.1.1 Flujos Hídricos

Constituyen todos los procesos de geodinámica que implican enérgico arrastre de materiales sólidos por acción del agua; como hicieramos mención en el capítulo I, la zona experimenta un periodo anual de incremento del índice pluviométrico y por consiguiente del nivel de escorrentía superficial, adicionalmente a este ciclo normal, se observan periodos de incremento anómalo en la pluviometría del área constituyendo fenómenos cíclicos de efectos catastróficos, conocidos como fenómeno del Niño.

En tales circunstancias se acentúan los desequilibrios naturales y subsecuentemente se generan condiciones que tienden a restituirlos, buscando una topografía más estable en concordancia con un nuevo perfil de equilibrio.

La consecuencia directa de tal dinámica se traduce en un incremento en la velocidad de erosión del suelo, tal como podemos observar en la fotografía adjunta; sin embargo, las implicancias para el proyecto se direccionan a través de la capacidad erosiva del volumen de agua que arrastra el río Tumbes, sobretodo durante los periodos anómalos.

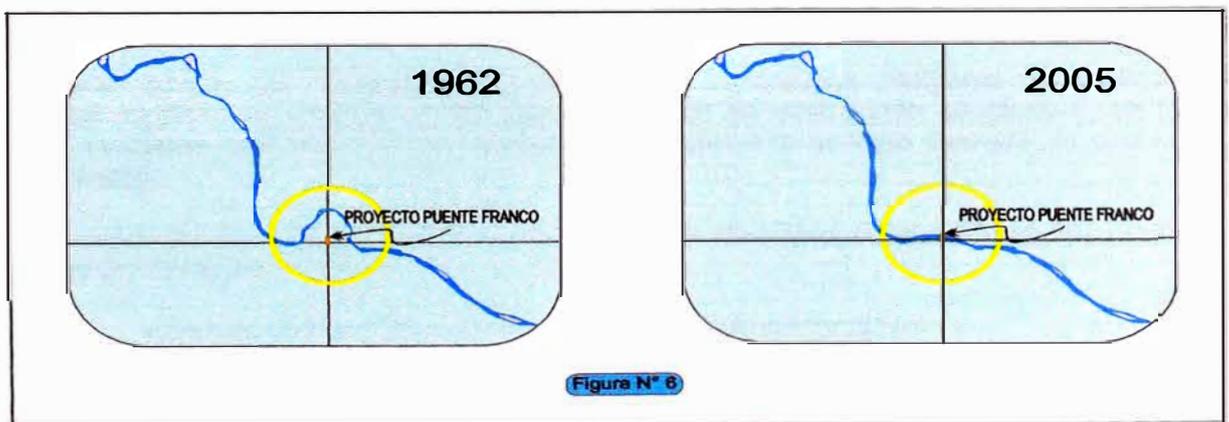


V.1.2 Efectos Erosivos del Río Tumbes

La acción erosiva del río Tumbes se evidencia a través del impacto directo de sus aguas sobre el estribo izquierdo, en el desborde de sus aguas a través de la llanura de inundación de la ribera derecha y en la intensidad y nivel de socavación de los cimientos del Puente Franco.

El impacto erosivo sobre el estribo izquierdo del Puente Franco y de la ribera del mismo lado del río Tumbes, se encuentra minimizado y adecuadamente controlado mediante un muro de protección de concreto armado construido en torno al estribo del puente y mediante una batería de gaviones disipadores de energía emplazados aguas abajo del Puente Franco que brindan protección contra la erosión al coadyuvar a mantener encausada la corriente fluvial durante los periodos de avenidas que podemos considerar como normales, tal como se aprecia en las fotografías adjuntas.

El efecto erosivo sobre la ribera opuesta adquiere una connotación distinta puesto que se trata de una playa de topografía relativamente llana, que alcanza en sus puntos más elevados apenas 2 m por encima del nivel de aguas actual, por tanto, se trata de un área inundable durante los periodos de creciente máxima y puesto que en este sector dicha llanura alcanza un ancho que bordea el kilómetro, se generan condiciones para que el cauce del río Tumbes migre constantemente; la figura N° 6, generada a partir de fotografías aéreas tomadas en 1962 y de la cartografía actual nos grafica en forma comparativa la migración lateral en más de 600 m del curso principal del río Tumbes en los últimos 43 años, tal fenómeno que sin duda alguna se repetirá en un futuro próximo incidirá sobre la plataforma de acceso al Puente Franco que se proyecta construir a manera de un terraplén de aproximadamente 1.2 Km transversalmente al área inundable; en tales circunstancias dicho acceso se comportará como un dique el cual a pesar de que se deberá proteger adecuadamente, como se sugiere más adelante,⁽¹⁸⁾ en nuestra opinión no soportará la descarga hidráulica máxima esperada,⁽¹⁹⁾ por tanto, esta construcción deberá considerarse como un elemento fusible del proyecto.



Respecto al nivel de socavación, el correspondiente estudio hidráulico⁽²⁰⁾ reporta un valor máximo esperado de 9.1 m, cifra significativa y concordante con los grandes volúmenes de descarga esperados durante los ciclos anómalos.

V.2 Geodinámica Interna

Este concepto está referido a los procesos endógenos de dinámica cortical originados en los niveles estructurales internos de la tierra y que no dependen de la interacción de los fenómenos atmosféricos; tales procesos en la zona del proyecto se restringen a los de naturaleza tectónica y consisten básicamente de eventuales movimientos relacionados con la reactivación de estructuras pre-existentes y manifestaciones sísmicas.

V.2.1 Reactivación de la Dinámica Estructural

La evidencia de procesos neotectónicos en el área circundante al proyecto nos sugiere un rango de probabilidad de reactivación estructural la cual constituye un fenómeno impredecible puesto que su ocurrencia involucra demasiadas variables al punto que puede considerarse como un fenómeno aleatorio, eventualmente, mediando un estudio estructural específico, podría ensayarse un estimado probabilístico que proporcione una cuantificación del problema, aunque siempre dentro de un valor probable.

V.2.2 Sismos

Conceptualmente sabemos que los sismos constituyen la expresión de la ruptura cortical de masas pétreas sometidas a enormes esfuerzos de deformación, durante estos procesos se acumulan grandes cantidades de energía la cual, superado el punto crítico del límite de deformación plástica, es liberada en forma de ondas elásticas que se perciben en la superficie como las vibraciones que dan lugar al fenómeno conocido como sismo.

El origen de los colosales esfuerzos involucrados en la génesis de este fenómeno, es explicado a través de la teoría de la tectónica de placas, la cual asume la corteza superior del planeta dividida en megabloques interactuando dinámicamente a lo largo de sus bordes de contacto, básicamente mediante procesos de colisión y fricción que tienden a deformar, fallar y desplazar a lo largo de las superficies de ruptura los bloques comprometidos.

Se conocen varias maneras en que dos bloques tectónicos pueden interactuar, de las cuales, el mecanismo de la subducción por el cual el bloque más denso se subducta debajo del de menor densidad es el que corresponde al estilo tectónico del borde occidental del continente, sin embargo, una deflexión continental a la altura del paralelo 5°, genera una variación local en el estilo de deformación tectónica durante el Terciario de tal forma que en la zona del proyecto predomina una tectónica distensiva que condiciona la formación de bloques menores que desarrollan una dinámica estructural predominantemente vertical la cual a su vez condiciona el patrón sismológico regional.

El fenómeno sismo incide sobre el proyecto a través de una serie de ondas subsecuentes a un foco sísmico que se desplazan en todas direcciones hasta alcanzar el suelo localizado debajo de las estructuras, al pasar por los cuales, sufren una amplificación que depende del tipo de suelo y que tienen el efecto de generar fuerzas inerciales de una magnitud tal que si la estructura no es capaz de transmitirlos, sufrirá daños o incluso colapsará.

Un sismo puede ser dimensionado en términos cualitativos mediante la medida de su intensidad que registra sus efectos en términos del grado de destrucción asociado y, en términos cuantitativos mediante la medida de su magnitud que registra la energía liberada, la cual varía en forma exponencial.

En la región de Tumbes se verifica la ocurrencia de dos tipos de sismicidad, discriminada en función de las profundidades focales:

- Sismos de Foco Superficial: 0-60 Km de profundidad.
- Sismos de Foco Intermedio: 60-300 Km de profundidad.

(18) Infra: Cap. VII.

(19) Vid: Estudio de Obras de Protección de Estructuras Hidráulicas del Puente Franco que forma parte del presente expediente técnico._

(20) Op. Cit., Referencia (19).

VI RIESGO SISMICO

VI.1 Antecedentes Sismológicos de la Región

En concordancia con el informe del Instituto Geofísico del Perú⁽²¹⁾ la region circundante al proyecto en un radio de 60 Km, registra desde el año de 1963 a la fecha, 232 sismos de magnitud ≥ 4.0 mb (escala de Richter), con una magnitud máxima histórica de 6.3 mb (escala de Richter);⁽²²⁾ una magnitud media de 4.6 mb (escala de Richter) y una moda de 4.4 mb (escala de Richter), cuyos focos o hipocentros se localizan a niveles corticales superiores⁽²³⁾ con una profundidad media de 56 Km y una moda de 33 Km, los cuales muestran la distribución espacial (epicentros) que se indica en la figura N° 7.

De la observación de dicha figura concluimos que la región está sometida a una significativa actividad sísmica (observación coherente con los fenómenos neotectónicos ya mencionados), aunque de intensidades moderadas.

VI.2 Parámetros Para la Aplicación de la Norma E-0.30 Sobre Diseño Sismo Resistente

En este acápite consignamos los parámetros mínimos que proporcionan los elementos fundamentales para un eventual cálculo y diseño sismo resistente orientado a minimizar el riesgo de daño material y a asegurar la continuidad operativa luego de un sismo, de cualquier supraestructura que se proyecte.

El marco conceptual básico que direcciona nuestro trabajo se refiere a la NTE-E0.30 del Reglamento Nacional de Construcción del Perú, por tanto, el contenido de este capítulo se orienta a proporcionar los parámetros necesarios para el cálculo de la fuerza total debida a un sismo, que eventualmente actúe sobre una estructura cualquiera que se diseñe como parte del proyecto, en este sentido, se buscará definir el factor de aceleración máxima de terreno (Z) que se relaciona con la ubicación geográfica y el factor S que involucra en el cálculo el efecto de amplificación del suelo.

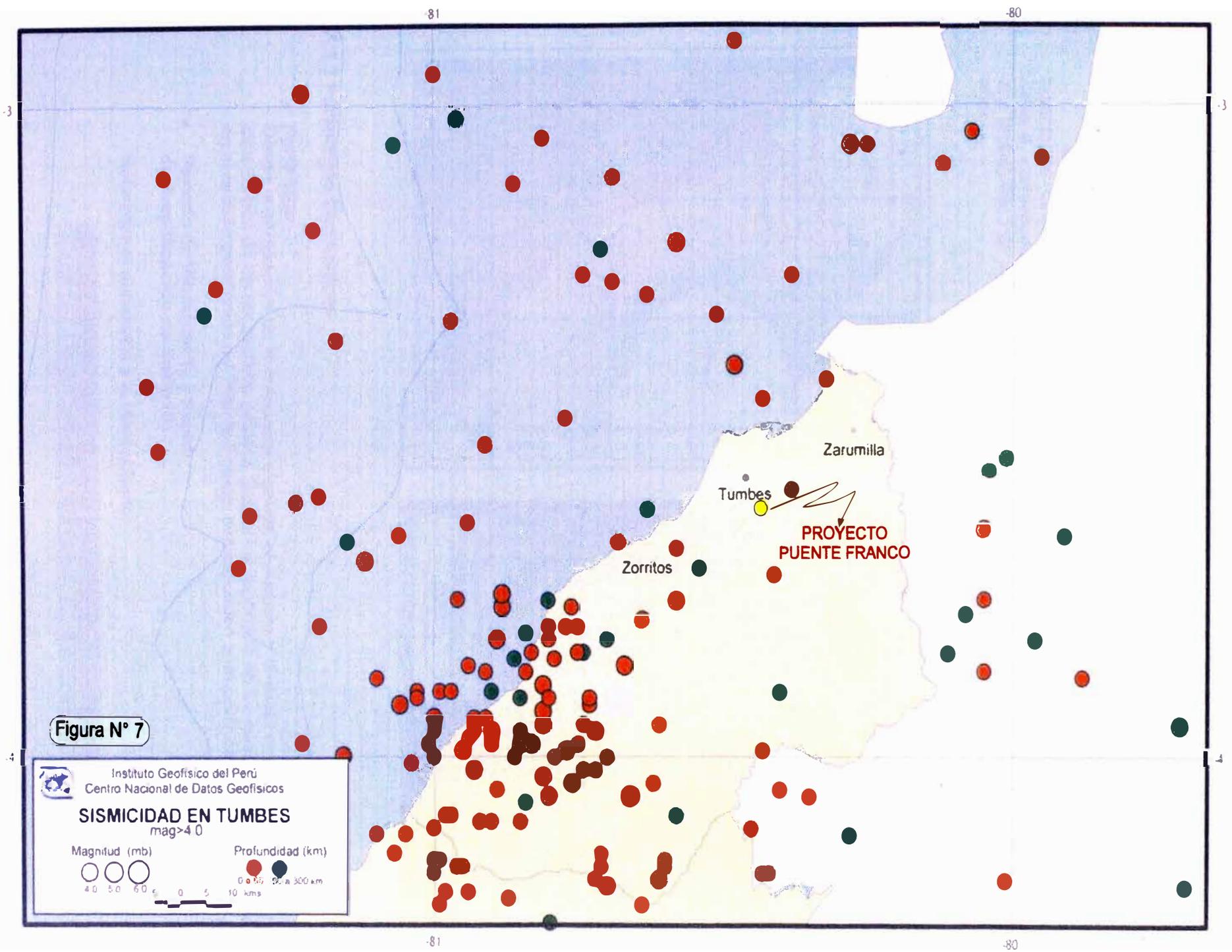


Figura N° 7

Instituto Geofísico del Perú
Centro Nacional de Datos Geofísicos

SISMICIDAD EN TUMBES
mag > 4.0

Magnitud (mb) Profundidad (km)

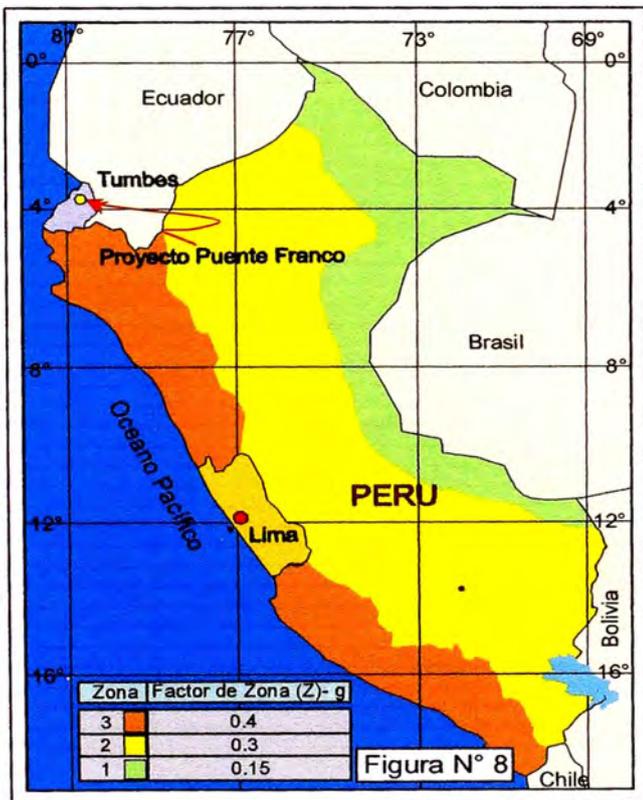
○ 4.0 ○ 5.0 ○ 6.0 ● 0 a 10 ● 20 a 300 km

0 5 10 kms

VI.2.1 Zonificación Sísmica

Para fines prácticos, en base a la distribución espacial de la sismicidad documentada en el país, así como a las características de los movimientos sísmicos y a las tendencias de intensidad decreciente según los epicentros se emplacen hacia el oriente con respecto a la fosa oceánica, la estadística sismológica nacional, permite que la norma E-0.30 asuma la división del territorio nacional en tres zonas y les asigna sus correspondientes parámetros de aceleraciones máximas, dentro de un rango de probabilidad determinado.

De esta manera, el territorio nacional queda segmentado tal como se muestra en el esquema adjunto, de donde se deduce que el proyecto se encuentra ubicado dentro del área de influencia de la **Zona 3**, correspondiéndole por tanto, un factor de aceleración máxima del terreno (**Z**) de **0.4g**, con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, equivalente a un periodo de recurrencia de 475 años. (24)



VI.2.2 Parámetros Geotécnicos

- **Perfil Tipo**

Desde la perspectiva de la respuesta sísmica, el sustrato y el suelo observado en los puntos de cimentación de los respectivos estribos, según los reportado en los ensayos de SPT consignados en el estudio geotécnico del Puente Franco, corresponden a un perfil de suelo del tipo II.

- **Periodo de Vibración T_p y Factor de Amplificación de Suelo (S)**

Referimos el parámetro a la tabla adjunta:

Perfil Tipo	Características	T_p (seg)	S
II	Suelo no cohesivo, arena y grava	0.6	1.2

- **Coefficiente de Respuesta Sísmica Elástica (C_{sn})**

Está referido a la ampliación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, para el "n-ésimo modo de vibración y lo definimos según la expresión:

$$C_{sn} = 1.2 (ZS/T_p^{2/3})$$

De donde:

Perfil Tipo	Z	T_p (seg)	S	C_{sn}
II	0.4	0.6	1.2	0.80

(21) Preparado a solicitud expresa; Vid. Anexo N° 2

(22) Registrada en el año de 1970, año de particular sismicidad en el planeta.

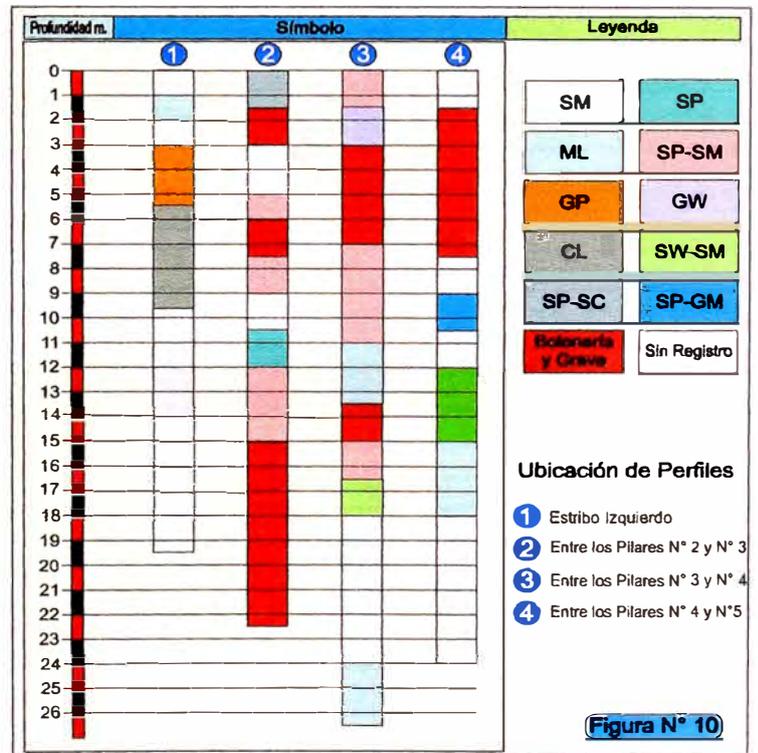
(23) Los sismos de poca profundidad suelen ser los más destructivos.

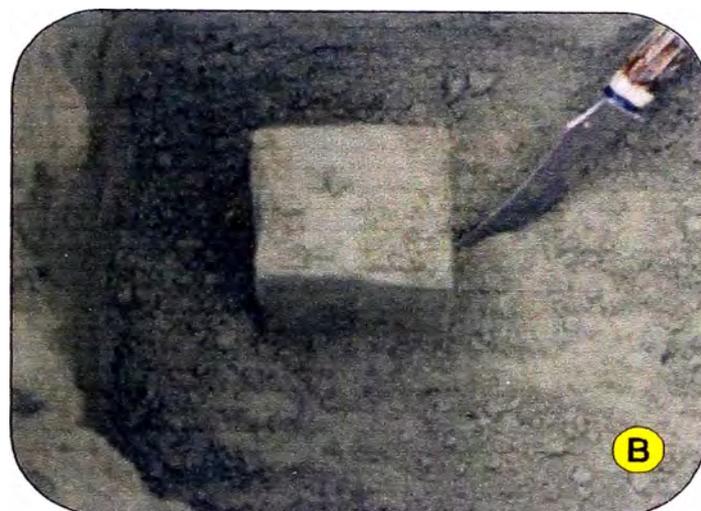
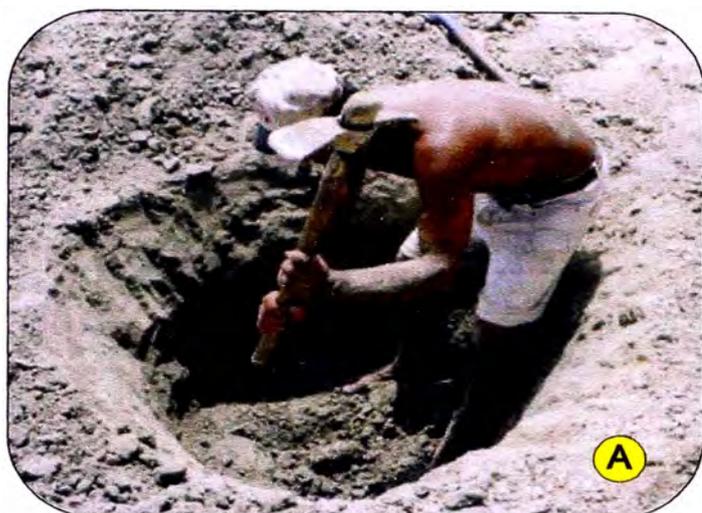
(24) Vid. Figura N° 9.

VII GEOTECNIA DEL PROYECTO

VII.1 Cimentación del Puente Franco

Para efectos de definir el tipo de cimentación se tendrán en cuenta las premisas: conferir a la estructura estabilidad, perdurabilidad y un valor admisible de deformación por asentamientos, para lo cual tomamos como punto de partida las características geomecánicas del suelo y del subsuelo; en el primer caso nuestro marco de referencia se apoya en los perfiles estratigráficos y en los resultados de los ensayos de SPT reportados por la consultora Riverco SRL₍₂₅₎ y para el segundo caso, nuestra investigación se sustenta en una inferencia estratigráfica a partir de la columna más próxima que nos permitió tomar dos muestras sobre estratos tipo que asumimos se repiten con cierta regularidad por debajo del material aluvial del lecho del río Tumbes; la figura N° 10 nos grafica los respectivos perfiles estratigráficos, los cuadros N° 3, N° 4 y N° 5 nos remiten a los resultados de los ensayos SPT mientras que en el cuadro N° 6 se consignan los parámetros geomecánicos de los estratos tipo que esperamos encontrar en el subsuelo; para efectos de identificación, las estructuras de cimentación se identifican de izquierda a derecha, como: Estribo Izquierdo, Pilar N° 1, Pilar N° 2, Pilar N° 3, Pilar N° 4, Pilar N° 5 y Estribo Derecho.





Recopilación de Muestras de Suelo: (A) Mediante Calicata
(B) Toma de Muestra Inalterada

• **Sondaje N° 2 (Perfil N° 2)**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (\emptyset)
00.00 – 01.50	SP-SC	-		
01.50 – 03.00	Bolonería	09	12	32°
03.00 – 05.00	No recuperado	18	16	33°
05.00 – 06.00	SP-SM	33	24	34°
06.00 – 07.50	Bolonería	23	19	33°
07.50 – 09.00	SP-SM	21	18	32°
09.00 – 10.50	No recuperado	25	20	33°
10.50 – 12.00	SP	32	23	33°
12.00 – 15.00	SP-SM	36	25	33°
15.00 – 22.50	Bolonería			

Cuadro N° 3

• **Sondaje N° 3 (Perfil N° 3)**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (\emptyset)
00.00 – 01.50	SP-SM	-		-
01.50 – 03.00	GW	50	32	37°
03.00 – 04.50	Bolonería	22	16	33°
04.50 – 07.00	Bolonería	44	29	35°
07.00 – 09.00	SP-SM	25	20	33°
09.00 – 11.00	SP-SM	42	28	34°
11.00 – 13.50	ML			
13.50 – 15.00	Bolonería	>100		
15.00 – 16.50	SP-SM	42	28	33°
16.50 – 18.00	SW-SM	61	38	34°
18.00 – 21.00	SM	73	44	35°
21.00 – 24.00	SM	61	38	34°
24.00 – 26.50	ML	69	42	34°

Cuadro N° 4

- **Sondaje N° 4 (Perfil N°4)**

PROFUNDIDAD (m)	SUELO (SUCS)	N (Campo)	N Corregido	ANGULO DE FRICCION (Ø)
00.00 – 01.50	SP-SM			
01.50 – 07.50	Bolonería			
07.50 – 09.00	GP-GM	62	38	39°
09.00 – 10.50	SM	75	45	37°
10.50 – 12.00	SP-SM	75	45	36°
12.00 – 15.00	SW-SM	66	40	35°
15.00 – 18.00	ML	80	47	35°
18.00 – 21.00	SM			
21.00 – 24.00	SM			

Cuadro N° 5

- **Muestra M-FI 1**

CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD	COHESION (C)	FRICCION (Ø)
SC	1.45	0.5 Kg / cm ²	20°

Cuadro N° 6

- **Muestra M-FI 2**

CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD	COHESION (C)	FRICCION (Ø)
SC	1.92	0.15 Kg / cm ²	33.1°

Cuadro N° 7

Tanto la tipología de suelos como el valor de N reportado en los ensayos SPT, nos permiten concluir que el puente Franco se proyecta cimentar sobre un suelo y subsuelo bastante competente, sin embargo, los grandes volúmenes comprometidos en los procesos de descarga hídrica estacionalmente anómalos⁽²⁶⁾ definen como la variable crítica el grado de socavación máxima esperada que se estima en 9.1 m.⁽²⁷⁾ por lo que se requerirá de una cimentación profunda que a través de pilotes transmita las cargas de la estructura por debajo del nivel de socavación máximo esperado; la profundidad teórica ideal de los pilotes se sitúa en estratos cuya densidad relativa pueda ser correlacionada con valores de $N > 30$, en nuestra opinión, una equivalencia de $N = 40$ sería satisfactorio para pilotes diseñados para transmitir las cargas a través de sus respectivas puntas; valor que se reporta en promedio por debajo de 18 m.

VII.2 Capacidad Portante del Suelo

Estimamos la capacidad portante del suelo que habrá de soportar la estructura del puente a efectos de conocer los parámetros que definirán un diseño de cimiento capaz de transmitir las sobrecargas, dispersándolas sobre una superficie óptima sin sobreesforzar al suelo, impidiendo por consiguiente, asentamientos por encima de los valores tolerables o la falla cortante local o general del mismo, lo cual obviamente generaría daños en la estructura.

Los elementos básicos del cálculo han sido reportados en el estudio Geológico - Geotécnico previo y que forma parte del presente expediente técnico; el fundamento teórico se apoya en las teorías de Terzaghi⁽²⁸⁾ y Meyerhof quien plantea a posteriori una simplificación del cálculo y bajo el supuesto de que cuando los pilotes descansan en punta sobre suelos densos a muy densos ($N = 30-50$; $N > 50$)⁽²⁹⁾ resulta lógico apelar al mismo fundamento teórico formulado para cimientos superficiales.

El procedimiento de cálculo se apoya en la expresión matemática:

$$q_c = cN'_c + \gamma D_f N'_q \text{ y puesto que } c = 0:$$

$$q_c = \gamma D_f N'_q$$

La cual está referida a los siguientes parámetros:

• Pilotes de los Pilares N° 1 y N° 2:

q_c	=	Capacidad de carga
c	=	Cohesión: 0 Kg/cm² ⁽³¹⁾
γ	=	Peso Específico del Suelo Sumergido: 0.6 Ton/m³ ⁽³²⁾
D_f	=	5.9 m; 8.9 m y 10.9 m
N'_q	=	Factor de Capacidad de Carga: 99
ϕ	=	Angulo de Fricción Interna: 33.0°
F_s	=	Factor de Seguridad: 3

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
116 Ton/m²	176 Ton/m²	215 Ton/m²

* El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

• Pilotes de los Pilares N° 3 y N° 4:

q_c	=	Capacidad de carga
c	=	Cohesión: 0 Kg/cm²
γ	=	Peso Específico del Suelo Sumergido: 0.6 Ton/m³
D_f	=	5.9 m; 8.9 m y 10.9 m
N'_q	=	Factor de Capacidad de Carga: 102
ϕ	=	Angulo de Fricción Interna: 34.0°
F_s	=	Factor de Seguridad: 3

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
120 Ton/m²	181 Ton/m²	222 Ton/m²

* El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

• Pilotes de los Pilares N° 5 y del Estribo Derecho:

q_c	=	Capacidad de carga
c	=	Cohesión: 0 Kg/cm²
γ	=	Peso Específico del Suelo Sumergido: 0.6 Ton/m³
D_f	=	5.9 m; 8.9 m y 10.9 m
N'_q	=	Factor de Capacidad de Carga: 103
ϕ	=	Angulo de Fricción Interna: 35.0°
F_s	=	Factor de Seguridad: 3

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
121 Ton/m²	183 Ton/m²	224 Ton/m²

* El Cálculo considera los primeros 9.1 m como no confinados por efectos de la socavación potencial

VII.3 Capacidad de Carga de Grupo de Pilotes

Estimar la capacidad de carga conjunta del grupo de pilotes, constituye por ahora un problema insoluto para el cálculo teórico; un concepto que nos aproxima a la respuesta, es el de Eficiencia de trabajo del conjunto de pilotes que se apoya en el supuesto lógico que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo, dentro de determinada área de influencia se traslapan con lo cual se ve reducida la capacidad de carga del conjunto de los pilotes, de ahí que se hace necesario determinar un espaciamiento ideal que garantice que la capacidad portante del grupo de pilotes no sea menor que la sumatoria de las capacidades individuales; este es un problema resuelto empíricamente adoptando un espaciamiento entre centros de los pilotes de tres veces el diámetro de los mismos, sin embargo, en base a resultados obtenidos en pruebas para grupos de pilotes excavados en suelos granulares no cohesivos cimentados en condiciones de separación convencional de tres veces su diámetro, recomendamos considerar un factor de eficiencia (Q_{gu}) que estaría determinado por la ecuación:

$$Q_{gu} = 0.66 \sum q_{cs}$$

VII.4 Asentamientos Esperados

En teoría, los asentamientos esperados de la cimentación sobre un suelo granular no cohesivo y medianamente denso, como el identificado en el área del proyecto, son instantáneos y por tanto tienen un efecto secundario despreciable.

La aproximación cuantitativa de los niveles de asentamientos en estos casos, no encuentra una respuesta satisfactoria en el cálculo teórico, tal es así que los resultados más confiables se derivan de la extrapolación de los resultados de pruebas de carga efectuadas individualmente sobre un pilote, al conjunto de pilotes ya que resulta natural suponer que un eventual asentamiento del conjunto de pilotes será de mayor magnitud que el de un pilote individual debido a que en conjunto soportan una mayor carga.

Para efectos del cálculo de una aproximación al asentamiento esperado, asumiendo grupos de dos pilotes no friccionantes separados a distancias $e \approx 3D$ y bajo condiciones límite de la capacidad portante de un suelo relativamente homogéneo, recurrimos a la expresión matemática sugerida por la AASHTO₍₃₃₎ según se indica a continuación:

$$S_c = [q_o(1-v^2)\sqrt{A}] / E_s\beta_z$$

En donde:

S_c	=	Asentamiento Total
q_o	=	Presión de Sobrecarga Aplicada: 18 Kg/cm² ₍₃₄₎
v	=	Ratio de Poisson: 0.35
A	=	Area de cimentación: 4 m²
E_s	=	Módulo de Young: 1200 Kg/cm²
β_z	=	Factor de Rigidez: 1.13

Desarrollando la ecuación con los parámetros indicados obtenemos el resultado mostrado a continuación:

ASENTAMIENTO TOTAL
2.33 cm

Valor que se encuentra por debajo del límite tolerable comúnmente aceptado de una pulgada (2.54 cm), lo cual nos indica que una sobrecarga de 18 Kg/cm² representa un límite extremo seguro.

(25) Vid. Estudio geotécnico previo que forma parte del presente expediente técnico.

(26) Vid. Estudio de Obras de Protección de Estructuras Hidráulicas del Puente Franco que forma parte del presente expediente técnico.

(27) Op.Cit. Referencia (26)

VII.5 Aspectos Críticos Observados

Básicamente guardan relación con los procesos de geodinámica que afectan la zona del proyecto y se refieren al asentamiento del pilar N° 1, a eventuales desbordes del cauce del río Tumbes a través de la llanura de inundación de la margen derecha durante los ciclos de avenidas críticas y a una eventual reactivación de la dinámica estructural de la zona.

- **Asentamiento del Pilar N° 1:**- Durante nuestro reconocimiento de campo pudimos observar que el pilar N° 1 ha sufrido un asentamiento diferencial aparente con respecto al estribo izquierdo y con respecto al pilar N° 2 que constituyen los elementos laterales de soporte de la estructura existente del puente Franco, sin embargo, los trabajos de nivelación reportan que dicho asentamiento es de apenas 2.2 cm, valor considerado dentro del rango de lo tolerable.

El grupo de tres pilotes que soporta la estructura del pilar N° 1 se encuentra cimentado en la cota 8.5, a menos de 11.5 m por debajo del lecho del río, lo cual implica que para un nivel de socavación máximo de 9.1 m, coherente con un Fenómeno del Niño particularmente intenso, la longitud confinada de los pilotes se reduciría a menos de 2.5 m, tal circunstancia, desde nuestra perspectiva, eventualmente puede haber incidido sobre el asentamiento sufrido por el pilar N° 1, por consiguiente se trata de un asentamiento por socavación y no por falla del suelo que soporta la cimentación; las profundidades de cimentación de los pilotes sugeridas en el presente estudio, por debajo de los 18 m, en nuestro concepto, eliminan el riesgo de colapso por socavación del cimiento de la estructura.

Con respecto al pilar N° 2, observamos que los niveles de cimentación se encuentran cerca al punto crítico de estabilidad para condiciones de extrema descarga que supone niveles de socavación de 9.1 m, por lo que se requiere tomar medidas para evitar asentamientos extralímite por socavación.

- **Desborde de Cauce del Río Tumbes:**- Como explicáramos en acápite precedentes, la margen derecha del río Tumbes, a la altura del puente franco y de su plataforma de acceso desde la localidad de Pampas de Hospital, constituye una extensa playa fluvial de aproximadamente 1 Km de ancho, la cual es en esencia, una llanura de inundación que es cubierta por las aguas durante las épocas de descarga máxima, evento cíclico de rigurosidad documentada, por tanto, es de esperar que en un futuro cercano se repita este fenómeno afectando la plataforma de acceso al puente Franco que en tal circunstancia se comportaría como un dique artificial el cual, por obvias razones de diseño, no constituiría una estructura capaz de embalsar ni de drenar adecuadamente, sin riesgo de erosión destructiva, el gran volumen de agua eventualmente embalsado ya que para efectos de drenaje solo cuenta con un pontón de 10 m de luz y de dos pequeñas alcantarillas que por efectos de la topografía del lugar actuarían como sifones que obviamente serían rápidamente obstruidos por la elevada carga hidráulica que arrastra el río bajo tales condiciones.
- **Reactivación de la Dinámica Estructural:**- Constituye una eventualidad impredecible cuya ocurrencia solo puede estimarse mediante la teoría de las probabilidades; en términos cualitativos sabemos que la región presenta cierto grado de actividad neotectónica, por consiguiente, las estructuras identificadas en las cercanías del puente Franco, constituyen estructuras eventualmente activas, por lo que en nuestra opinión sería deseable un estudio geofísico que determine los niveles reales de potenciales aceleraciones del suelo ante la eventualidad de un sismo de foco superficial generado por la reactivación de cualquiera de las estructuras cercanas al puente.

VII.6 Medidas Correctivas

A efectos de eliminar o en caso contrario minimizar el impacto de los eventuales inconvenientes con los que se pueda enfrentar el proyecto, a continuación se sugieren algunas medidas correctivas:

- Para efectos de brindar estabilidad al pilar N° 1, consideramos conveniente reforzar la cimentación mediante un conjunto de dos pilotes laterales cimentados a no menos de 18 m de profundidad y, en prevención de efectos desestabilizantes por socavación, sugerimos igualmente reforzar la cimentación del pilar N° 2 mediante dos pilotes laterales cimentados a no menos de 18 m. de profundidad.

- Para efectos de mitigar el impacto erosivo de los eventuales desbordes del río Tumbes sobre la plataforma de acceso al puente Franco desde la localidad de pampas de Hospital, así como para proteger el estribo derecho del puente, se sugiere rellenar la plataforma de acceso manteniendo un talud 1:1, impermeabilizarla con geomembrana para evitar erosión por tubidificación y protegerla con un enrocado que deberá mantener un talud de 1:1.5.

Tales medidas consideramos que deberán brindar protección a la plataforma durante avenidas moderadas, sin embargo somos escépticos de que sean capaces de protegerla durante los periodos en los cuales los volúmenes de descarga sean particularmente críticos, por consiguiente, en nuestra opinión, la plataforma de acceso, al menos en su tramo anterior al Puente Franquito, debe considerarse como una construcción fusible y concentrar las obras de protección en el tramo comprendido entre el estribo derecho del Puente Franco y el Puente Franquito, particularmente en lo concerniente al enrocado que procurará mantener solidez en solución de continuidad con la estructura de concreto armado del pontón denominado Puente Franquito a efectos de proteger el estribo derecho del Puente Franco.

(28) Vid. Terzaghi, 1943.

(29) Correlaciones propuestas por Terzaghi y Peck.

Vid. Terzaghi y Peck. 1967.

(30) Terzaghi Modificada por Meyerhof y que incluye los parámetros de N'_c y N'_q corregidos para pilotes circulares.

(31) Valor asumido tratándose de suelos no cohesivos:
Arenas y gravas con contenido subordinado de limo de baja plasticidad.

(32) Valor tomado del Estudio Geotécnico previo que forma parte del presente expediente técnico.

(33) Vid. Standard Specifications for Highway Bridges. American Association of State Highway and Transportation Officials. Inc. 1996, Section 4, Foundations. p. 62.

(34) Valor promedio entre 17.6 Kg/cm^2 , 18.1 Kg/cm^2 y 18.3 Kg/cm^2 , para una profundidad de cimentación de 18 m.

CONCLUSIONES

- Las condiciones climáticas de la región donde se emplaza el proyecto presentan rasgos transicionales entre el clima caluroso y desértico de la costa peruana y el tropical húmedo de la región ecuatoriana, por tanto se caracteriza por ser caluroso y por presentar lluvias estacionales con intensidades críticas durante periodos recurrentes conocidos como fenómenos del Niño, las cuales condicionan un sistema de drenaje dendrítico hacia la cuenca del río Tumbes y una cobertura vegetal tipificada como bosque seco.
- El proyecto se localiza en las inmediaciones de la localidad de Pampas de Hospital, en el valle del río Tumbes, el cual constituye una geoforma negativa excavada sobre terreno sedimentario no diagenizado, desarrollando a la altura del proyecto un ancho cauce, donde el río se encuentra confinado entre una escarpa de colinas bajas y suavemente onduladas por la margen izquierda y una playa inundable de aproximadamente 1 Km de ancho desarrollada en la margen derecha, la cual permite al río divagar lateralmente durante las épocas de creciente anómala modificando constantemente su cauce principal.
- El contexto geológico regional está definido por una cuenca sedimentaria terciaria, estructuralmente activa según un estilo definido como tectónica de bloques y que condiciona alternadamente periodos de subsidencia con sollevamientos, en una dinámica oscilante predominantemente vertical, a través de un patrón estructural de fallas fundamentalmente gravitacionales y subordinadamente de rumbo, de alto ángulo, dispuestas de manera aproximadamente ortogonal con tendencias preferentes al N 30°W, N 50°E y E-W.
- Localmente la estratigrafía del subsuelo en el área del proyecto consiste de una alternancia de sedimentos no diagenizados constituidos por capas subhorizontales de lodolitas, arcillas tobáceas, arenas gruesas y conglomerados finos, estudiados como Formación Cardalitos y datados en el Mioceno (10.5 - 14 ma), los cuales se encuentran fallados en las inmediaciones del proyecto donde se localizan dos estructuras de rumbo NW y NE, respectivamente, las cuales tienden a converger en las inmediaciones del caserío Franco .
- Los cimientos del puente Franco se fijarán sobre el lecho aluvial y el cual consiste de suelo granular, no cohesivo, constituido predominantemente por arenas, gravas, bolonería y subordinadamente limo y arcilla de baja plasticidad.
- Los procesos de geodinámica inciden sobre el proyecto a través de los periodos de inundación por desborde del cauce principal durante los periodos de descarga hídrica anómala que eventualmente plantean problemas de socavación de cimientos y erosión destructiva de accesos y mediante una eventual reactivación de la dinámica estructural que se relaciona con episodios sísmicos.
- Los antecedentes sismológicos de la región registran desde 1963 a la fecha, 232 sismos de magnitud $\geq 4mb$, con una magnitud máxima histórica de 6.3mb en 1970, una magnitud media de 4.6mb y una moda de 4.4mb, con focos sísmicos superficiales.
- Los parámetros mínimos que requiere la norma NTE-E 0.30 sobre diseño sismo resistente consignan valores de aceleración máxima esperada de terreno (determinada en base al plano de isoaceleraciones del país) de 0.4g; un perfil de suelo del tipo II; un factor de amplificación de suelo de 1.2 y un coeficiente de respuesta sísmica elástica de 0.8.
- El suelo de cimentación de las estructuras del puente Franco es un suelo competente de mediana a alta densidad a una profundidad > 18 m donde registra valores de $N > 30$ en sondajes SPT, sometido a procesos de socavación susceptibles de afectar profundidades de hasta 9.1m, por lo que se requiere de cimentaciones profundas mediante sistema de pilotaje.
- La capacidad de carga admisible del suelo calculada para los pilotes para profundidades de cimentación de 15m, 18m y 20 m se indica a continuación:

- Pilotes de los Pilares N° 1 y N° 2:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
116 Ton/m ²	176 Ton/m ²	215 Ton/m ²

- Pilotes de los Pilares N° 3 y N° 4:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
120 Ton/m ²	181 Ton/m ²	222 Ton/m ²

- Pilotes de los Pilares N° 5 y del Estribo Derecho:

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE $q_{ca} = (q_c/F_s)$		
15 m	18 m	20 m
121 Ton/m ²	183 Ton/m ²	224 Ton/m ²

- La eficiencia de trabajo de los pilotes como conjunto estructural debe considerar un espaciamientos entre centros de tres veces el diámetro de los mismos y deberá calcularse afectando la sumatoria de las capacidades de carga admisibles de cada pilote por el factor de eficiencia de 0.66.
- Puesto que el suelo de fundación es relativamente homogéneo ya que mantiene a lo largo del eje del puente sus características de suelo granular no cohesivo, medianamente denso, esperamos asentamientos instantáneos con efectos secundarios despreciables; para una presión de sobrecarga promedio de 18 Kg/cm² y para una profundidad de cimentación de 18 m, se estima un asentamiento promedio de 2.33 cm, cifra situada dentro de límites seguros.
- Los aspectos problema que confronta el proyecto se relacionan con la necesidad de reforzar la cimentación de los pilares N° 1 y N° 2; con la eventualidad de una reactivación de la dinámica estructural de la zona y; con los periodos de inundación que se espera que, una vez superado un punto crítico, como sin duda sucederá durante los periodos anómalos de máxima descarga hídrica, generen efectos erosivos catastróficos sobre gran parte del terraplén de acceso al puente Franco desde la Localidad de Pampas de Hospital.

RECOMENDACIONES

- Cimentar las estructuras del puente Franco mediante un sistema de pilotaje que permita transferir las cargas a niveles inferiores a la cota de socavación máxima esperada, manteniendo el cimiento bajo adecuadas condiciones de confinamiento a fin de garantizar el grado de suficiencia de los cimientos y por consiguiente la estabilidad de la supraestructura.
- Considerar como nivel de cimentación óptimo una profundidad mínima de 18 m por debajo del lecho aluvial.
- Reforzar los cimientos de los pilares N° 1 y N° 2 mediante dos grupos de dos pilotes adicionales, cada uno, cimentados a no menos de 18 m de profundidad.
- Proteger la plataforma de acceso al puente Franco desde la localidad de Pampas de Hospital mediante un enrocado que mantendrá el talud 1:1.5 sobre un relleno levantado con un talud de 1:1 e impermeabilizado con geomembrana a efectos de evitar la erosión por tubidificación, procurando reforzar la escollera de rocas en el segmento comprendido entre el estribo derecho del puente y la estructura de concreto armado del pontón denominado puente Franquito a efectos de mantener una protección efectiva sobre estribo derecho del puente Franco.
- La filosofía de diseño de la plataforma de acceso al puente Franco desde la localidad de Pampas de Hospital deberá considerar el primer tramo comprendido entre el puente Franquito y el comienzo de la rampa, como un elemento fusible del diseño.
- Procurar un estudio de aceleraciones máximas in-situ a efectos de poder dimensionar el mayor valor esperado ante una eventual reactivación de las estructuras tipo falla cuyos trazos se evidencian en las cercanías.

Anexo nº 3

Informe Hidráulico

**ESTUDIO DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE
ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL PUENTE
FRANCO**



CONSULTOR: MSc. Ing. Roberto Luis Campaña Toro
CIP: 52766

ESTUDIO DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL PUENTE FRANCO

CONTENIDO

1.- GENERALIDADES	5
1.1.- ANTECEDENTES	5
1.2.- OBJETIVO DEL ESTUDIO.....	5
2.- DESARROLLO DEL ESTUDIO	5
2.1.- INFORMACIÓN BASICA.....	5
2.2.- SECUENCIA DEL ESTUDIO	5
3.- ESTUDIOS BÁSICOS	6
3.1 HIDROLOGIA.....	6
3.1.1. ANALISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS.....	6
3.1.2. ANÁLISIS DE CAUDALES HISTORICOS	7
3.1.3. ANALISIS DE CAUDALES MÁXIMOS.....	10
3.1.3.1. CAUDALES MÁXIMOS EN LA ESTACION EL TIGRE	10
3.1.3.2. CAUDALES MÁXIMOS DE QUEBRADAS-TRAMO EL TIGRE – PUENTE FRANCO.....	11
3.1.3.3. CAUDALES MÁXIMOS EN EL PUENTE FRANCO.....	12
3.1.4. CONCLUSIONES	14
3.2 HIDRÁULICA FLUVIAL	16
3.2.1. DETERMINACION DE NIVELES DE AGUA.....	16
3.2.1.1. MODELO MATEMATICO	16
3.2.1.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD.....	16
3.2.1.3. PERDIDAS LOCALES.....	17
3.2.1.4. CONDICIONES DE BORDE	18
3.2.1.5. SOFTWARE EMPLEADO	18
3.2.1.6. RESULTADOS	18
3.2.1.7. CONCLUSIONES.....	19
3.2.2 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN	19
3.2.2.1 SOCAVACIÓN GENERAL	20
3.2.2.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES	22
3.2.2.3 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS	23
3.2.2.4 SOCAVACIÓN TOTAL.....	24
3.2.3. CONCLUSIONES	24
4.- DISEÑO DE MEDIDAS DE PROTECCION	25
4.1.- CONCEPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE PROTECCION	25
4.2.- DIMENSIONAMIENTO DE PROTECCIONES DE ENROCADO	25
4.2.1. DIAMETRO MEDIO.....	26
4.2.2. TAMAÑOS CARACTERÍSTICOS DEL ENROCADO DE PROTECCION ..	27
4.2.3. RESULTADOS OBTENIDOS.....	27

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	28
ANEXO I	29
<i>Sección 1 : Hidrología</i>	29
1.1 Generalidades	29
1.2 Cálculo de las descargas máximas	54
1.2.1 Método Regional de las Curvas Envolventes de Creager.....	54
ANEXO II	56
<i>Sección 2 : Hidráulica</i>	56
2.1 Generalidades	56
2.1.1.- Fórmulas para el cálculo de la erosión ⁽²⁾	56
2.1.2.- Erosión local en Pilas	59
2.1.3.- Erosión local en Estribos.....	60

INDICE DE TABLAS

Tabla 3. 1.- Precipitaciones Máximas en 24 horas	7
Tabla 3. 2.- Descargas Máximas estimadas para la estación El Tigre para el período de Retorno de 100 años con Diferentes Distribuciones Probabilísticas.....	10
Tabla 3. 3.- Descargas Máximas Totales calculadas para diferentes periodo de retorno en las Quebradas que descargan el río Tumbes en el Tramo Estación El Tigre – Puente Franco.	12
Tabla 3. 4.- Descargas Máximas transpuestas para el Puente Franco para la Distribución Gumbel.....	13
Tabla 3. 5.- Descargas Máximas calculadas para el puente Franco	14
Tabla 3. 6.- Valores de Manning asignados para el análisis hidráulico	17
Tabla 3. 7.- Coeficientes de Pérdidas Locales	17
Tabla 3. 8.- Parámetros Hidráulicos en las Inmediaciones del Puente	19
Tabla 3. 9.- Comparación de Socavación General	21
Tabla 3. 10.- Socavación en Pilares	22
Tabla 3. 11.- Comparación de Socavación en Estribos.....	24
Tabla 4. 1.- Guía para la selección del factor de estabilidad.....	26
Tabla 4. 2.- Diámetros mínimos de las piedras de protección, en centímetros.....	27

ESTUDIO DE OBRAS DE PROTECCIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS DEL PUENTE FRANCO

1.- GENERALIDADES

1.1.- ANTECEDENTES

El puente Franco es una estructura de 250 m de Luz, que durante las crecidas del Fenómeno El Niño de 1998 sufrió el colapso y destrucción de su estribo derecho y un tramo de 160 m de Luz. Actualmente PROVIAS Departamental ha iniciado los estudios de diseño de una estructura segura frente a las condiciones hidráulicas que se presenten en su sección.

1.2.- OBJETIVO DEL ESTUDIO

El objetivo del presente estudio es diseñar los elementos de protección ante las máximas crecidas que se presentarán en el Puente Franco.

2.- DESARROLLO DEL ESTUDIO

2.1.- INFORMACIÓN BASICA

Se cuenta con información proporcionada por diferentes fuentes:

- Expediente Técnico de Diseño del Puente Franco 1995.
- Expediente Técnico de Rehabilitación del Puente Franco 1998.
- Estudio de Diseño de Estructuras de Protección de la Bocatoma La Peña 2000.
- Procedimientos de Campo y Gabinete para la Evaluación de los registros Hidrométricos del Río Tumbes 1997.
- Plan Maestro de Encauzamiento del Río Tumbes 1996.
- Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología.
- Servicio Aerofotográfico Nacional.
- Proyecto Especial Binacional Puyango – Tumbes.

2.2.- SECUENCIA DEL ESTUDIO

El estudio se ha dividido en dos etapas:

- Estudios Básicos.
 - o Hidrología
 - o Hidráulica Fluvial

- Morfología

Diseño de Obras de Protección

En la primera etapa se realiza la estimación de las variables hidrológicas e hidráulicas necesarias para el diseño, se hace uso de las técnicas de análisis más apropiadas que resulten aplicables a la problemática en estudio.

En la segunda etapa se realiza el diseño propiamente dicho de las obras de protección del Puente Franco a fin de asegurar su integridad ante valores de caudales extraordinarios.

3.- ESTUDIOS BÁSICOS

3.1 HIDROLOGIA

Debido a la naturaleza del estudio, los análisis hidrológicos se orientarán al cálculo de máximas descargas en el puente Franco, considerada como la sección de interés. En los casos donde se cuenten con datos de caudales máximos, se obtendrán las estadísticas de manera directa, de no ser así será necesario calcular los caudales máximos a partir de los datos de precipitaciones máximas en 24 horas.

El uso de metodologías para el cálculo de máximas en zonas de influencia del Fenómeno El Niño, aun no es estándar en el Perú. Así, el presente estudio hidrológico, se ha iniciado con métodos tradicionales que son conservadores, analiza resultados de estudios anteriores específicos para la zona y toma consideración de las estadísticas directas de los datos históricos. Por otro lado se ha investigado alguna metodología de análisis de extremos tipo Niño para comprobar los datos de las conclusiones para el diseño.

3.1.1. ANALISIS DE LLUVIAS MÁXIMAS

Para el análisis de precipitaciones máximas se ha utilizado datos de la Estación hidrometeorológica El Tigre cuyas coordenadas geográficas son 03°46'01" de latitud sur, 80°27'01" de longitud oeste y 40 m.s.n.m. de altitud. Dicha estación cuenta con información para el periodo 1964-1999. Ver datos básicos en el Anexo H-I.

El año hidrológico comienza en el mes de Octubre y finaliza en el mes de Septiembre, con lluvias que van desde el mes de febrero a mayo, según el registro histórico la máxima

precipitación en 24 horas se presentó en el año 1998 (año Niño) y su valor fue de 220 milímetros.

En la tabla 3.1 se muestran los valores de precipitaciones máximas en 24 horas para diferentes periodos de retorno calculadas para la estación el Tigre en función de los registros existentes. Dichos valores fueron obtenidos mediante la distribución LogNormal, habiéndose comprobado la bondad de su ajuste mediante la prueba estadística de “Smirnov-Kolgomorov”.

Tabla 3. 1.- Precipitaciones Máximas en 24 horas calculadas para la estación El Tigre.

Tr (años)	Prec. Max. 24 horas (mm)
200	293
100	235
50	184
20	128
10	92
5	62
2	29

Estos valores servirán para calcular los caudales máximos en las secciones que no cuenten con mediciones de caudal.

3.1.2. ANÁLISIS DE CAUDALES HISTORICOS

Las descargas del río Tumbes han sido registradas a lo largo del tiempo en dos estaciones hidrológicas; El Tigre ubicada aguas arriba del Puente Franco y Puente Tumbes ubicada 29 km aguas abajo del Puente Franco.

La estación Puente Tumbes posee registros para los periodos 1940 – 1942 y 1950 – 1979, esta estación sería una fuente importante de información, sin embargo, dada la baja pendiente del río y su cercanía a la desembocadura (14 kilómetros) puede ser influenciada por el remanso. Debido a que no se ha podido comprobar la calidad de sus datos se ha optado por no usar el registro de esta estación.

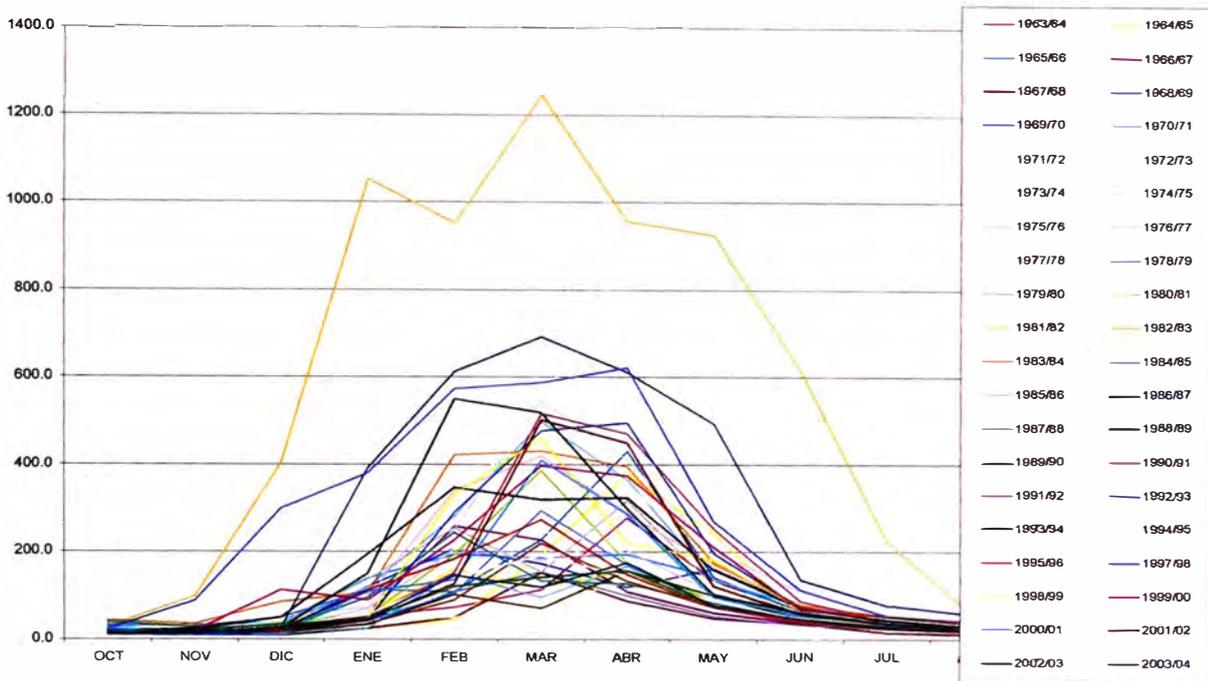
La estación El Tigre cuyas coordenadas geográficas son 3°46'01" latitud sur y 80°27'01" longitud oeste, posee un periodo de registro que va desde 1963 hasta 2004, esta estación controla un área de drenaje de 4350Km² . El registro de esta estación que posee valores máximos instantáneos y medios mensuales, será usado para el estudio hidrológico presente..

El caudal máximo instantáneo registrado en la estación corresponde al mes de febrero del año Niño 1983 y su valor fue 3712.5 m³/s, el mínimo valor registrado para la misma serie corresponde al mes de noviembre del año 1996 y su valor fue de 10 m³/s; el valor medio es 386.2 m³/s.

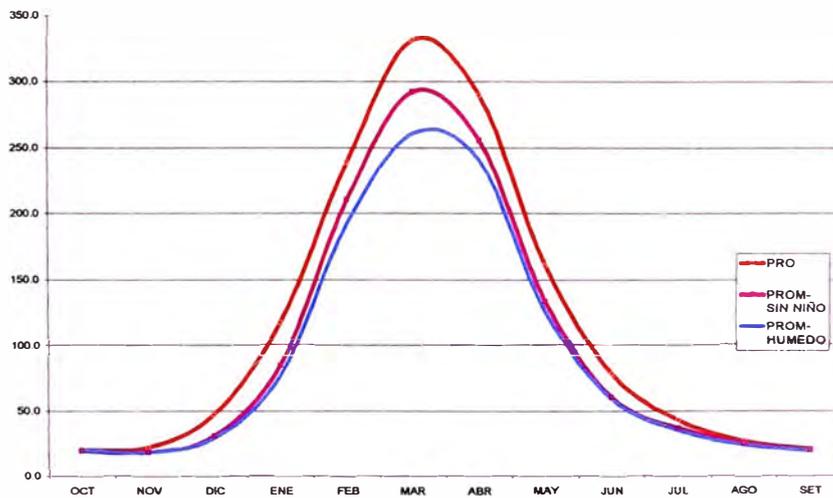
En la serie de descargas medias mensuales tenemos que los valores máximos se presentan entre los meses de enero – mayo, presentando un valor máximo de 1244.2 m³/s el cual corresponde al mes de marzo del año hidrológico 1982/83. El valor mínimo registrado fue de 7.7 m³/s y corresponde al mes de noviembre del año 1968/69, el valor promedio de la serie es 116.4 m³/s.

En la gráfica N°3.1 se han identificado los años que presentan los valores más altos para las descargas líquidas; siguiendo el orden de magnitud: 1982/83, 1986/87, 1997/98, 1988/89 y 1971/72 (años húmedos).

Gráfica 3.1.- Descargas Medias Mensuales medidas en la estación El Tigre para el periodo 1963/64 – 2003/04.



Gráfica 3.2.- Descargas Medias Mensuales promedio para la estación El Tigre



Se observa de la gráfica anterior que la variación entre valor promedio de la serie completa y la serie sin considerar eventos Mega Niño es de un 20%, este porcentaje es mayor cuando se compara con la serie que no considera años húmedos (30%).

3.1.3. ANALISIS DE CAUDALES MÁXIMOS

Hasta la ubicación del Puente Franco, el río Tumbes drena una cuenca de 4850 km² de extensión. La cuenca del río Tumbes es una cuenca Binacional, que abarca territorios de Ecuador (62%) y Perú (38%).

La estación hidrométrica más cercana al puente Franco, es la estación El Tigre que se emplaza a 14 Km. aguas arriba. Cuenta con registros de descargas líquidas instantáneas para el periodo 1979 a 2004.

Entre la estación el Tigre y el Puente Franco el río Tumbes recibe las descargas de varias quebradas de caudal variable. Entre estas, las quebradas Angostura, Higuerón y Vaquería son las que podrían contribuir con las mayores descargas líquidas.

3.1.3.1. CAUDALES MÁXIMOS EN LA ESTACION EL TIGRE

Las descargas máximas instantáneas registradas en la estación El Tigre han sido procesadas estadísticamente a fin de obtener valores de caudal de diseño para diferentes periodos de retorno. Ver datos básicos en el anexo Hidrología.

En la tabla 3.2 se ha resumido los valores de caudal de diseño estimado mediante diferentes distribuciones probabilísticas para el periodo de retorno de 100 años. Se ha realizado el análisis para los escenarios “Con” el Fenómeno El Niño y “Sin” el Fenómeno El Niño.

Tabla 3. 2.- Descargas Máximas estimadas para la estación El Tigre para el período de Retorno de 100 años con Diferentes Distribuciones Probabilísticas.

Estación	Periodo de registro	Años de registros	Análisis de Frecuencia			
			Log Normal 2 parámetros	Pearson III	Log Pearson III	Gumbel
El Tigre	1979 - 2004	26	5561	4000	5267	4287
El Tigre sin considerar años Niño	1979 - 2004	24	4725	3384	4520	3737

Se observa que la diferencia entre los valores calculados “Con” Fenómeno El Niño y “Sin” Fenómeno El Niño no supera el 20%.

Tomando en cuenta la Prueba de Bondad de Ajuste de Smirnov- Kolmogorov se obtiene que la distribución probabilística que mejor se ajusta a los registros empleados en el cálculo es la de Valores Extremos Tipo I también llamada Gumbel. Las tablas con los cálculos se encuentran en el anexo Hidrología.

3.1.3.2. CAUDALES MÁXIMOS DE QUEBRADAS-TRAMO EL TIGRE – PUENTE FRANCO.

En el tramo comprendido entre el tramo Estación El Tigre - Puente Franco, el río Tumbes drena una cuenca intermedia de 273 km² de extensión. El 85 % de dicha extensión se distribuye en tres quebradas importantes: Higuerón, sobre la margen izquierda, con 31 km², Angostura, sobre la margen derecha, con 176 km², y Vaquería, sobre la margen izquierda, con 28 km². El 15 % restante se distribuye en pequeñas quebradas. Ver plano H-01 de localización de quebradas.

Si bien no se cuenta con registros de caudales líquidos en dichas quebradas, se han estimado los valores de las descargas máximas en función las precipitaciones máximas en 24 horas registradas para la estación El Tigre.

Utilizándose el método de la Onda Cinemática mediante el modelo Hidrológico HEC-HMS del cuerpo de Ingeniero de los Estados Unidos, y asumiendo una distribución de tormenta del Tipo I del Servicio de Conservación de Suelos de los Estados Unidos, se estimó las máximas descargas de las quebradas.

Tabla 3. 3.- Descargas Máximas Totales calculadas para diferentes periodo de retorno en las Quebradas que descargan el río Tumbes en el Tramo Estación El Tigre – Puente Franco.

Periodo de retorno (Años)	Caudales Máximos (m³/s) : Quebradas Intermedias			Descarga Total (m3/s)
	Quebrada Higuerón	Quebrada Angostura	Quebrada Vaquería	
2	2	6	2	10
5	16	65	15	96
10	39	155	36	230
50	166	565	154	885
100	247	872	235	1354
200	367	1272	345	1984

Los valores nos muestran los aportes totales de las quebradas, si bien cada quebrada tiene un tiempo de concentración diferente y por lo tanto los caudales totales no se superponen directamente, la tabla 3.3 nos da una idea de los caudales totales capaces de producirse por las mismas.

3.1.3.3. CAUDALES MÁXIMOS EN EL PUENTE FRANCO

Se ha analizado dos escenarios para la determinación de las descargas de diseño en el puente Franco. La factibilidad de ocurrencia de los escenarios esta en función de aceptar o no la posibilidad coincidencia de máximas precipitaciones tanto en la parte alta como en la parte baja de la cuenca.

A.- ESCENARIO 1: TRANSPOSICIÓN DE DESCARGAS DE LA ESTACION EL TIGRE AL PUENTE FRANCO

En el escenario 1 las descargas líquidas en el puente Franco se determinan transponiendo los caudales máximos obtenidos para el río Tumbes en al sección El Tigre mediante la expresión de Creager.¹

$$Q = 1.303 C (0.308 A)^{\left(\frac{0.936}{A^{0.043}}\right)} \quad \text{Ec. (3.1)}$$

Siendo:

¹ La ecuación 1.1 fue tomada del Anexo 2.2 Hidrología, Hidráulica Fluvial y Sedimentos del Estudio Definitivo para la Rehabilitación de la Infraestructura Principal de Riego de la Margen Izquierda del río Tumbes.

A: área de la cuenca.

C: coeficiente de escurrimiento.

Q: caudal máximo en m³/s.

Los resultados de la transposición de caudales se muestran en la tabla 3.4.

Tabla 3. 4.- Descargas Máximas transpuestas para el Puente Franco para la Distribución Gumbel

TR (años)	El Tigre Qmax (m3/s)	Puente Franco Qmax (m3/s)
5	2126	2179
10	2649	2715
20	3151	3229
50	3800	3894
100	4287	4393
200	4772	4890
500	5412	5546
1000	5895	6041

B.- ESCENARIO 2: ADICION DE LAS DESCARGAS OBTENIDAS EN LA ESTACION EL TIGRE MAS LAS DESCARGAS DE LAS QUEBRADAS DEL TRAMO ESTACION EL TIGRE – PUENTE FRANCO

En el escenario 2, las descargas en el Puente Franco son obtenidas adicionando los máximos caudales estimados para la estación El Tigre con los máximos caudales estimados para las quebradas del tramo Estación El Tigre-Puente Franco. Los valores son mostrados en la Tabla siguiente:

Tabla 3. 5.- Descargas Máximas calculadas para el puente Franco

Periodo de retorno (años)	El Tigre Qmax (m³/s)	Quebradas Intermedias Qmax (m³/s)	Puente Franco Qmax (m³/s)
5	2126	96	2222
10	2649	230	2879
50	3800	885	4685
100	4287	1354	5641
200	4772	1984	6756

Es necesario mencionar que este escenario es bastante conservador ya que asume la simultaneidad de ocurrencia de los máximos caudales en la estación El Tigre y en las quebradas intermedias.

3.1.4. CONCLUSIONES

- Los datos provenientes de la Estación El Tigre poseen un periodo de registro adecuado, con la mayoría de datos completos, a excepción del año 1997 que sólo posee información en los meses de septiembre, octubre, noviembre y diciembre.
-
- Se realizaron cuatro distribuciones de probabilidad: LogNormal, Pearson III, LogPearson III y Gumbel con el propósito de ubicar la que mejor se ajuste a la serie de caudales instantáneos.
- Como Prueba de Bondad de Ajuste se utilizó Smirnov – Kolmogorov, la cual indicó que la distribución de mejor ajuste corresponde a Gumbel cuyo valor para un periodo de retorno de 100 años es 4287 m³/s, valor que refleja las crecidas máximas existentes en el registro histórico.
- También se realizó un análisis estadístico para la serie sin “Años Niño”, los resultados no presentaron una gran variación con respecto al análisis anterior, debido a que existen varios años húmedos que no son considerados como “Años Niño”.

El caudal de diseño para el Puente Franco ha sido calculado teniendo en cuenta dos escenarios; el primero a través de una transposición de valores considerando el área de drenaje de la cuenca, obteniéndose el valor de $4393 \text{ m}^3/\text{s}$. El segundo mediante la suma de los aportes de las quebradas que se encuentran en el tramo comprendido entre la estación El Tigre y el Puente Franco, obteniéndose el valor de $5742 \text{ m}^3/\text{s}$.

Para fines de diseño de las obras de protección se ha adoptado el valor de $4393 \text{ m}^3/\text{s}$, que asume que los máximos caudales instantáneos en la estación El Tigre y en las quebradas que aportan al río Tumbes no ocurren simultáneamente.

3.2 HIDRÁULICA FLUVIAL

Como base para la evaluación de los requerimientos de las obras de rehabilitación de la estructura del Puente Franco y accesos, se ha realizado la caracterización hidráulica del tramo en estudio.

3.2.1. DETERMINACION DE NIVELES DE AGUA

3.2.1.1. MODELO MATEMATICO

El modelo matemático utilizado corresponde a un flujo unidimensional, no uniforme, permanente y de lecho fijo. El modelo se basa en la aplicación de la Ecuación de la Energía:

$$Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} = Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + E \quad (\text{Ec. 3.2.1})$$

Donde:

- $Z_n + P_n$; (metros) - nivel del pelo de agua en los extremos del tramo.
- V_n ; (metros) - velocidad media en la sección mojada en los extremos del tramo.
- $\alpha_1, \alpha_2,$ - coeficiente de la no-uniformidad de distribución de las velocidades en la sección mojada.
- $g = 9.81 \text{ m}^2/\text{s}$ - aceleración por gravedad
- E ; (metros) - total de pérdidas de energía en el tramo del curso de agua considerado en el cálculo, de una longitud L .

3.2.1.2. COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

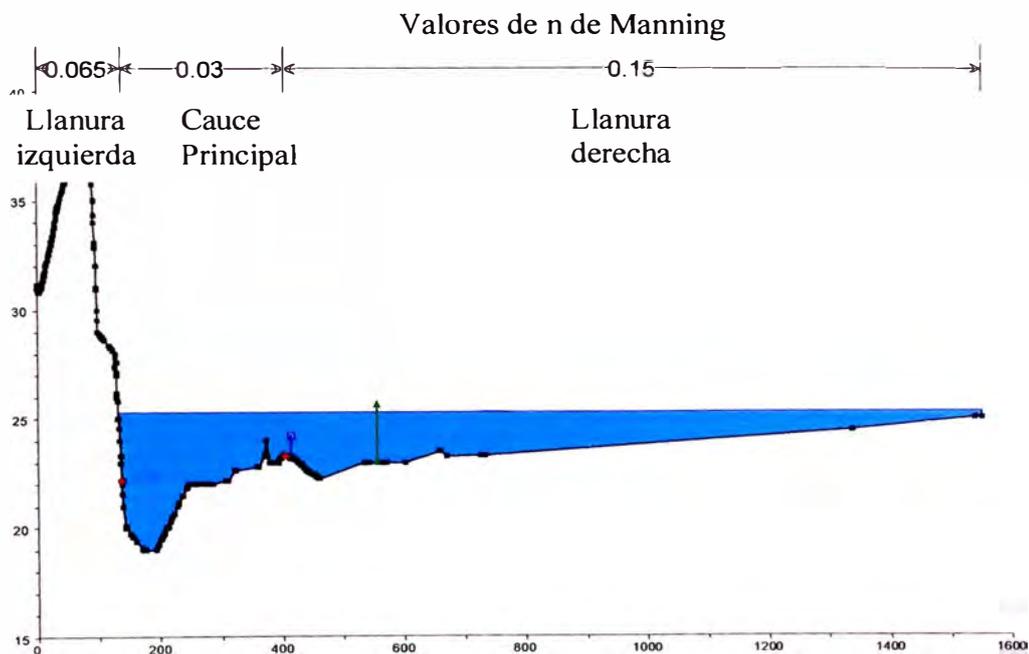
Los coeficientes de Manning han sido adoptados sobre la base de publicaciones técnicas reconocidas para casos similares y la experiencia del Consultor. Además fueron evaluados teniendo en cuenta la vegetación de las márgenes, el área de inundación y las características granulométricas del terreno en el cauce principal del río.

En la tabla 3.6 se indican los valores adoptados para el cauce principal y las llanuras de inundación:

Tabla 3. 6.- Valores de Manning asignados para el análisis hidráulico
Rugosidad según Manning (n)

Llanura de inundación sin cultivos	Cauce principal	Llanura de inundación con cultivos
0.065	0.03	0.12

Figura 3.1.- Gráfico que muestra sección típica del río Tumbes ubicada en el área de estudio.



3.2.1.3. PERDIDAS LOCALES

Para el cálculo de pérdidas locales, que aparecen como pérdidas de contracción y expansión de la sección mojada debido a la variabilidad de las características geométricas, se ha adoptado los valores de la tabla 3.7:

Tabla 3. 7.- Coeficientes de Pérdidas Locales

	Contracción	Expansión
Secciones comunes	0.1	0.3
Secciones con puente	0.3	0.5

3.2.1.4. CONDICIONES DE BORDE

La longitud del curso modelado es de aproximadamente 3 kilómetros: 1 Km aguas arriba y 2 km, distribuidos de la siguiente forma: 1 Km. aguas arriba y 2 Km. aguas abajo. La extensión aguas abajo toma en cuenta la existencia de la bocatoma La Peña, ubicada a 1.5 km. aguas abajo del puente, que eventualmente afectaría el perfil de flujo en el puente..

Considerando que el régimen de flujo en el tramo en estudio es subcrítico se tomó como condición de borde para el cálculo el tirante normal aguas abajo, definida para la ecuación de energía en la cual equilibra la ecuación de acuerdo a la pendiente normal del río, que es igual a 0.0013.

3.2.1.5. SOFTWARE EMPLEADO

Para la aplicación del modelo matemático se ha empleado el Sistema de Análisis de Ríos del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos HEC – RAS versión 3.1.2.

Este software realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales en una dirección (unidimensional) y cuenta además con los procedimientos de cálculo para simular los efectos hidráulicos debido a estructuras hidráulicas ubicadas en el cauce del río (puentes, vertederos, alcantarillas, etc.).

3.2.1.6. RESULTADOS

En la tabla 3.8 se muestra un resumen de los parámetros hidráulicos en las inmediaciones del puente.

Tabla 3. 8.- Parámetros Hidráulicos en las Inmediaciones del Puente

SECCIÓN	NIVELES DE AGUA	TIRANTE	VELOCIDAD DEL CANAL
	(m)	(m)	(m/s)
1982.989	26.33	7.33	3.32
1934.86*	25.78	6.78	4.24
Puente (aguas arriba)	24.8	5.8	5.72
Puente (aguas abajo)	24.72	5.72	5.83
1925.24*	25.16	6.16	4.91
1905.99	25.33	6.33	4.01

Se aprecia que los niveles de agua sufren una depresión en la sección del puente y una sobre-elevación aguas arriba del puente, este comportamiento es normal ya que el agua debe ganar energía potencial a fin de que pueda atravesar por la sección contraída.. De la misma manera las velocidades se hacen máximas en la sección contraída.

3.2.1.7. CONCLUSIONES

Los niveles de agua estimados para la avenida de diseño no tocarán la parte inferior del tablero del puente (26.6 m) motivo por el cual no será necesario analizar el escenario estructural con fuerza de arrastre en el tablero.

Se aprecia que aguas arriba del puente los niveles de agua se sobre-elevan. Los cálculos muestran que de ocurrir esta eventualidad el agua sobrepasará el terraplén derecho que tiene una cota mínima de (25.6 m) y eventualmente creará una brecha en el mismo.

3.2.2 CÁLCULO DE SOCAVACIÓN

Se ha realizado estimaciones de la socavación que ocurrirá en las cimentaciones del puente a fin de diseñar la protección de las mismas. Los cálculos han considerado la estimación de las socavaciones generales y las socavaciones locales que ocurrirán al paso de la crecida de diseño.

3.2.2.1 SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación general de diseño es la máxima erosión temporal que ocurrirá en el lecho ante el paso de las crecidas de 100 años de período de retorno.

A continuación se expone su cálculo mediante la aplicación de los métodos de Blench, Blench Modificado y del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Ambos métodos, basados en la teoría del régimen, determinan los valores de la profundidad de socavación en función de la descarga de diseño y la granulometría del material de fondo.

➤ **Método de Blench:**

$$d = 0.476 \left(\frac{Q}{F} \right)^{1/3}$$

d : profundidad de socavación (m)

Q : descarga total (m³/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

D₅₀ : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

➤ **Ecuación de Blench Modificada**

$$y_r = \alpha \left[\frac{q}{\sqrt{g}} \right]^{2/3} = \alpha y_c$$

siendo:

Y_r = calado del régimen

q = Caudal por unidad de anchura

g = aceleración de la gravedad

α = factor adimensional en función del material del lecho, que se puede obtener del gráfico 4.9

Y_c = calado crítico

➤ **Ecuación Departamento de Transportes de los Estados Unidos**

$$ds = 1.74 D_{50}^{-0.11} \quad \text{para } D_{50} > 0.0015 \text{ m}$$

donde:

ds = Profundidad de Socavación

D₅₀ = Diámetro medio del material del lecho del cauce (m)

La granulometría de fondo ha sido asumida en función de la información estratigráfica presentada en el expediente para la Rehabilitación del Puente Franco presentado por RIVERCO S.R.L. De acuerdo a dicha información, si bien la granulometría superficial corresponde a arenas limosas, esta clasificación es solo adecuada para describir los primeros 1.5 m de material del lecho, debajo de dicho estrato se encuentran estratos de gravas arenosas y boloneras y gravas hasta aproximadamente los 8 metros de profundidad debajo del nivel superficial del lecho. Por dicho motivo los cálculos de socavación han sido realizados asumiendo diámetros característicos de 1” a 3” para el material del lecho.

La tabla 3.9 muestra los resultados de los cálculos efectuados.

Tabla 3. 9.- Comparación de Socavación General (m)

Método	D₅₀ = 25.4 mm	D₅₀ = 76.2 mm
Blench	3.77	3.14
Blench Modificado	4.06	3.66
HEC 11	2.61	2.31

Se aprecia que las socavaciones generales no superarán los 4.10 metros de profundidad.

3.2.2.2 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILARES

La socavación local en los pilares es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia de los pilares. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

El cálculo ha sido realizado empleando el método de Laursen modificado que toma en cuenta las características geométricas del pilar y el tirante del flujo en las inmediaciones.

➤ **Método de Laursen modificado**

La máxima profundidad de erosión, medida desde el fondo general del cauce en el tramo, viene definida por la fórmula:

$$e = 1.5 b^{*2/3} y^{1/3}$$

Donde:

y = Calado,

b* = Anchura proyectada

La aplicación del método de Laursen modificado proporciona los resultados de la tabla 3.10.

Tabla 3. 10.- Socavación en Pilares (m)

Estructura	Socavación (m)
Pilar 1	3.9
Pilar 2	3.5
Pilar 3	4.6
Pilar 4	4.5
Pilar 5	4.3

De acuerdo a los cálculos las socavaciones locales en los pilares no superarán los 5 m.

3.2.2.3 SOCAVACIÓN LOCAL EN ESTRIBOS

La socavación local en los estribos es la máxima erosión localizada que se manifestará debido a la presencia del estribo. Es el resultado de un proceso vorticoso provocado por la obstrucción del flujo.

Se ha calculado su valor mediante los métodos de Blench y Laursen Modificado.

➤ Método de Blench

El método de Blench toma en cuenta el caudal de diseño y la granulometría del material de fondo.

$$d = 0.7 (Q/f)^{1/3}$$

d : profundidad de socavación (m)

Q : descarga total (m³/s)

f : factor del sedimento

$$f = 1.76 \sqrt{D_{50}}$$

D₅₀ : Diámetro medio de partículas del lecho (mm).

➤ Método de Laursen Modificado

El método de Laursen Modificado toma en cuenta las características hidráulicas de la corriente en las inmediaciones del estribo.

$$\frac{e}{y} = 1.1 \left[\frac{Q_o}{q_c y} \right]^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

Q_o = caudal interceptado por el estribo

q_c = Caudal unitario en la franja del cauce menor próxima al estribo

y = Calado medio en la franja antes mencionada

Los resultados de la aplicación de los métodos de Blench y Laursen Modificado se muestran en la tabla 3.11

Tabla 3. 11.- Comparación de Socavación Local en Estribos (m)

Método	Socavación (m)
Blench (D50 =76.2 mm)	4.61
Laursen Modificado	5.29

Se aprecia que los resultados son del mismo orden de magnitud. Se ha asumido una socavación local del orden de 5 metros.

3.2.2.4 SOCAVACIÓN TOTAL

La socavación total potencial que se produciría en las cimentaciones resultaría de la adición de las socavaciones general y local en cada uno de los elementos. En la tabla 3.12 se muestra los resultados de realizar esta operación.

Tabla 3. 12.- Socavaciones Totales

ELEMENTO	SOCAVACION GENERAL (m)	SOCAVACION LOCAL (m)	SOCAVACION TOTAL (m)
Estribo Derecho	4.1	5.0	9.1
Pilares 1 y 2	4.1	4.0	8.1
Pilar 3, 4 y 5	3.7	4.6	8.3

Se aprecian que las socavaciones del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superarán las profundidades de cimentación actuales.

3.2.3. CONCLUSIONES

- Dado que las socavaciones totales en la zona del estribo derecho y los pilares 1 y 2 superan la profundidad de las cimentaciones actuales, se recomienda protegerlas con protecciones de enrocado.
- Los pilares 3, 4 y 5 deberán ser proyectados a profundidades mayores de 8.3 m.

4.- DISEÑO DE MEDIDAS DE PROTECCION

El diseño de las medidas de protección del puente toma en cuenta los parámetros hidráulicos calculados en las secciones previas y también la dinámica fluvial del río Tumbes en la sección de estudio.

4.1.- CONCEPCIÓN DE LAS MEDIDAS DE PROTECCION

El análisis de la dinámica fluvial del río realizado en función de información de fotografías aéreas y cartas nacionales muestra que históricamente el cauce principal se ha desplazado lateralmente a lo largo de las planicies. Así de acuerdo a la información de la carta nacional que recoge la topografía en el año 1965, el cauce principal se hallaba a 600 m hacia la margen derecha.

Actualmente existe una tendencia del cauce principal de aguas arriba a desplazarse hacia la margen derecha, eventualmente esto podría ocasionar el ataque del estribo derecho y del terraplén ubicado en la planicie derecha del río.

Asimismo, de acuerdo a los cálculos realizados en las secciones anteriores se aprecia que las socavaciones totales que ocurrirían para la avenida de diseño podrían poner en peligro el estribo y los pilares existentes.

Por lo expuesto anteriormente se plantea el un esquema de protección que considere:

- Protecciones de enrocados a los pilares existentes a fin de atenuar la socavación local que se produciría durante las máximas crecidas.
- Un dique guía que permita orientar el flujo hacia la abertura principal y que permita defender el terraplén de acceso de eventuales desplazamientos laterales del cauce principal.

4.2.- DIMENSIONAMIENTO DE PROTECCIONES DE ENROCADO

Se ha realizado dimensionamiento del enrocado de protección de acuerdo a los métodos del Departamento de Transportes de los Estados Unidos.

4.2.1. DIAMETRO MEDIO

➤ Para la Protección del Dique Guía

$$D_{50} = \frac{0.001 \cdot V_a^3}{d_{avg}^{0.5} \cdot K_1^{1.5}}$$

Donde:

D_{50} = Tamaño medio de las partículas del enrocado

C = Factor de corrección

$$C = C_{ag} * C_{sf}$$

Donde:

$$C_{ag} = \frac{2.12}{(S_s - 1)^{1.5}}$$

Donde: S_s : Peso específico del material del enrocado.

$$C_{sf} = \left(\frac{SF}{1.2} \right)^{1.5}$$

Donde: SF : factor de estabilidad, tomado de la Tabla 4.1

Tabla 4. 1.- Guía para la selección del factor de estabilidad

Condición	Rango del factor de estabilidad
Flujo uniforme, tramos rectos o medianamente curvos	1.0 – 1.2
Flujo gradualmente variado, curvatura moderada	1.3 – 1.6
Flujo rápidamente variado, flujos de alta turbulencia, flujo de turbulencia mixta en estribos de puentes.	1.6 – 2.0

V_a = Velocidad promedio en el canal principal (ft/s (m/s))

d_{avg} = Profundidad de flujo promedio en el canal principal

K_1 = Se describe a continuación

$$K_1 = \left[1 - \left(\frac{\text{sen}^2 \theta}{\text{sen}^2 \phi} \right) \right]^{0.5}$$

θ : Ángulo del banco con la horizontal.

ϕ : Ángulo de reposo del material de enrocado.

➤ **Para la Protección de los Pilares**

$$D_{50} = \frac{1}{2} \frac{1.384 V^2}{(s-1)2g}$$

4.2.2. TAMAÑOS CARACTERÍSTICOS DEL ENROCADO DE PROTECCION

De acuerdo a las recomendaciones de Simons y Senturk:

- La relación entre el tamaño máximo de la roca y el d_{50} debe ser aproximadamente 2, entonces: $D_{max} = 2 D_{50}$
- La relación entre el d_{50} y el d_{20} debe ser aproximadamente 2, entonces: $D_{20} = D_{50}/2$

4.2.3. RESULTADOS OBTENIDOS

La aplicación de las metodologías arriba descritas conducen a los resultados de la tabla 4.2.

Tabla 4. 2.- Diámetros mínimos de las piedras de protección (m)

ELEMENTO	D50	DMAX	D20	DMIN
Terraplén del muro guía				
Porción Superior	0.80	1.60	0.40	0.30
Porción Inferior	1.60	3.20	0.80	0.30
Pilares	1.0	2.0	0.50	0.30

Los diámetros son mayores en el cauce principal debido a las mayores exigencias hidráulicas a las que se verá expuesto el material de fondo.

5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La avenida de diseño para el periodo de retorno de 100 años asciende a 4393 m³/s.
- Durante la ocurrencia de la avenida de diseño se presentaran las siguientes características del flujo:

Tirante máximo bajo el tablero del puente	5.8 m
Velocidad del flujo en el puente..	5.83 m/s
Tirante máximo aguas arriba del puente	6.33 m

- La profundidad de socavación general durante la avenida de diseño estará en el orden de los 4 metros.
- Las profundidades de socavación local en los pilares y estribos estarán en el orden de 5 metros.
- Las profundidades de socavación total en pilares y estribos estarán en el orden de los 9 metros.
- Se recomienda que las cimentaciones del puente se profundicen por debajo de la máxima socavación total esperada, en caso de no ser posible profundizar la cimentación se protegerá con un enrocado de protección que se colocará al nivel de la socavación general.
- Se ha previsto el diseño de un dique guía debido a fin de orientar al flujo para que atraviese el puente de manera perpendicular a la abertura evitando así una mayor sobre-elevación aguas arriba del puente.

Anexo nº 4

Memoria de cálculo Proyecto Inicial

Estudio Definitivo de Ingeniería para la Reconstrucción del Puente Franco y Accesos

MEMORIA DE CÁLCULO

1.0 ANTECEDENTES

El Proyecto del Puente Franco y Accesos, aprobado por Resolución Directoral N° 280-98-MTC/15.14 de fecha 13 de setiembre de 1 995 y el Proyecto Puente Franco Reestructurado, aprobado por Resolución Directoral N° 001-98-MTC/15.17 de fecha 02 de Enero de 1 998, contemplaba la construcción de un puente de 2 tramos de sección compuesta de 40.0 m más un tramo tipo reticulado metálico Waagner Biro de 50.0 m, haciendo una longitud total de 130.0 m.

A inicios del año del año 1,998 los dos tramos se sección mixta se encontraban terminados, faltando solo la colocación de la carpeta asfáltica; mientras que la estructura reticulada se encontraba lista a recibir el encofrado de la losa cuando se presento el fenómeno del Niño (Diciembre 1 997 – Mayo 1 998), causando el colapso del estribo derecho construido, de la superestructura, de los accesos y las obras de arte construidas.

Debido a la existencia de asentamiento diferencial en el Pilar No 1, se han previsto modificaciones al proyecto del año 1 999 efectuado por RIVERCO S.R.L., con la finalidad de reforzar la cimentación existente y evitar su colapso ante otro evento extraordinario.

2.0 DATOS GENERALES

El Puente Franco actualmente consta de dos tramos y se encuentra ubicado en el Km 0+246.33 de la Carretera Corrales - Pampas de Hospital uniendo las rutas departamentales 117 y 106, Distrito de Pampas de Hospital, Provincia de Tumbes, Departamento de Tumbes.

3.0 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

El Proyecto contempla la construcción cuatro nuevos tramos de 40.55 m de luz cada uno entre ejes de Pilares, de sección mixta con vigas de acero de sección tipo I (plate girder) y losa de concreto, que sumados a los dos tramos existentes de longitud 40.30 y 40.85 m hacen una longitud total de **243.35** m de puente entre ejes de estribos.

Las características de la superestructura del nuevo proyecto son similares a las del existente para guardar armonía y conservar la estética de esta. Igualmente se ha previsto que los Pilares de la subestructura sean del tipo pórtico con columnas circulares para mantener la uniformidad en el diseño de estas.

También se ha considerado otros trabajos, como la demolición y acondicionamiento del Estribo derecho existente para transformarlo en Pilar, y el reforzamiento de la

cimentación existente para proporcionarle estabilidad y prevenir cualquier asentamiento debido a fenómenos erosivos por incremento de caudales y/o avenidas máximas.

Debido a la existencia de asentamiento diferencial en el Pilar No 1, se han previsto modificaciones al proyecto del año 1 999 efectuado por RIVERCO S.R.L. con la finalidad de reforzar la cimentación existente y evitar su colapso ante otro evento extraordinario.

3.1 Descripción del Puente

Las características del puente son las siguientes:

Superestructura:

Longitud:	$40.30+40.85+40.825+40.55 \times 2+40.275 = 243.35 \text{ m}$
Número de tramos:	6 (2 existentes y 4 nuevos)
Sistema Estructural:	Vigas simplemente apoyadas.
Tablero:	Cuatro Vigas de acero A36 tipo Plate Girder trabajando como sección compuesta con una losa de concreto de espesor constante.
Ancho Total	8.80 m
Ancho de Vía:	7.20 m (Doble Vía)
Veredas:	2 de 0.80 m = 1.60 m

Materiales:

Vigas	Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250 \text{ MPa}$
Diafragmas y otros	Acero ASTM A709 Grado 36 $F_y = 250 \text{ MPa}$
Soldadura de Vigas	Electrodos AWS E7018.
Losa del Tablero	Concreto $f_c = 28 \text{ MPa}$
Veredas	Concreto $f_c = 21 \text{ MPa}$
Acero de Refuerzo	$f_y = 420 \text{ MPa}$

Subestructura:

Estribo Izquierdo:	Estribo existente tipo Muro, cimentado sobre un cajón de cimentación. No se ha previsto trabajos en este debido a su buena condición de conservación.
Pilar N° 1:	Pilar existente, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1 600 mm de diámetro y una viga cabezal de sección 1 900x1 150. En este se ha previsto el reforzamiento de la cimentación, adicionando cuatro pilotes excavados para dotarlo de mayor estabilidad ante fenómenos erosivos.

Pilar N° 2:	Antes estribo derecho, Se le ha transformado en Pilar para brindar continuidad y apoyo a la superestructura. Se ha previsto que sea de tipo pórtico con columnas circulares de 1 600 mm de diámetro con una viga cabezal de 2 000x1 000.								
Pilares N° 3, 4 y 5:	Pilares nuevos tipo pórtico con dos columnas circulares de 1 300 mm de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1 600x1 000.								
Estribo Derecho:	Estructura nueva, tipo pórtico con dos columnas circulares de 1 300 mm de diámetro y una viga cabezal de sección rectangular 1 600x1 000. Para la contención del material de relleno se le ha colocado un macizo con muros laterales. Se ha previsto su trabajo como Pilar en caso de avenidas extraordinarias.								
Materiales:	<table border="0" style="width: 100%;"> <tr> <td>Concreto $f_c = 28$ MPa</td> <td>Pilares.</td> </tr> <tr> <td>Concreto $f_c = 28$ MPa</td> <td>Estribos.</td> </tr> <tr> <td>Concreto $f_c = 21$ MPa</td> <td>Losa de aprox.</td> </tr> <tr> <td>Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa</td> <td></td> </tr> </table>	Concreto $f_c = 28$ MPa	Pilares.	Concreto $f_c = 28$ MPa	Estribos.	Concreto $f_c = 21$ MPa	Losa de aprox.	Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa	
Concreto $f_c = 28$ MPa	Pilares.								
Concreto $f_c = 28$ MPa	Estribos.								
Concreto $f_c = 21$ MPa	Losa de aprox.								
Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa									
<p>Se ha previsto que para la preparación de concreto se utilice cemento Pórtland tipo I y aditivos plastificantes y retardantes de fragua, para atenuar los efectos de las altas temperaturas.</p>									
Cimentación:	Pilotes de excavados o Columnas de cimentación de concreto reforzado (Drilled Shaft) de 1 000 mm de diámetro de sección.								
Pilar N° 1	24 pilotes de 355 mm de diámetro de fuste y L=9.0 m (existentes) y 4 pilotes excavados de 1000 mm de diámetro y L=18.0 m de longitud (nuevos) para el reforzamiento de la cimentación.								
Pilar N° 2	33 pilotes de 355 mm de diámetro de fuste y L=9.0 m (existentes) y 4 pilotes excavados de 1 000 mm de diámetro y L=18.0 m de longitud (nuevos) para el reforzamiento de la cimentación.								
Pilares N° 3, 4 y 5	6 pilotes excavados por cada Pilar de 1 000 mm de diámetro de fuste y L=18.0 m de profundidad.								
Estribo Derecho	6 pilotes excavados de 1000 mm de diámetro de fuste y L=18.0 m de profundidad.								
Materiales:	<table border="0"> <tr> <td>Concreto $f_c = 28$ MPa</td> </tr> <tr> <td>Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa</td> </tr> </table>	Concreto $f_c = 28$ MPa	Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa						
Concreto $f_c = 28$ MPa									
Acero de Refuerzo $f_y = 420$ MPa									

3.2 Especificaciones Técnicas Generales

- Sobrecarga de Diseño HL 93

El puente se ha diseñado de acuerdo a:

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.
- Standard Specifications for Highway Bridges AASHTO 1 996 (en lo aplicable).
- American Institute of Steel Construction ASD 1 989 y LRFD 1 993.
- ANSI/AASHTO/AWS D1.5 Bridge Welding Code.
- Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI Standard 1 999.
- Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E-030.

3.3 Análisis Estructural

Para el análisis de la estructura se ha utilizado el método de los desplazamientos o método de las rigideces.

4.0 ANÁLISIS y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

4.1 Descripción del Sistema Estructural

Para el tramo proyectado se han considerado tres etapas de carga:

- La primera etapa en donde actúa el peso propio de la viga y que es resistido únicamente por la viga de acero.
- Una segunda etapa en donde la losa de concreto y las cargas muertas (asfalto, veredas y barandas) son resistidas por una sección compuesta parcial; y
- Una tercera etapa de carga, en donde la carga viva es resistida por la sección compuesta total.

4.2 Elementos del Tablero

El tablero está formado por cuatro vigas de acero (tipo plate girder) y una losa de concreto reforzado formando un elemento de sección compuesta para soportar las cargas de peso muerto y la sobrecarga vehicular

4.2.1 Vigas

Las vigas se han formado a partir de planchas soldadas de acero A36 o su equivalente en aceros similares (PG EC24 de Sider Perú o ST37 norma DIN). Se ha preferido diseñarlas en dimensiones comerciales (o fracciones) para mayor facilidad en el proceso de fabricación y se ha tratado de seguir el esquema de las vigas existentes (peralte) para mantener la estética del conjunto.

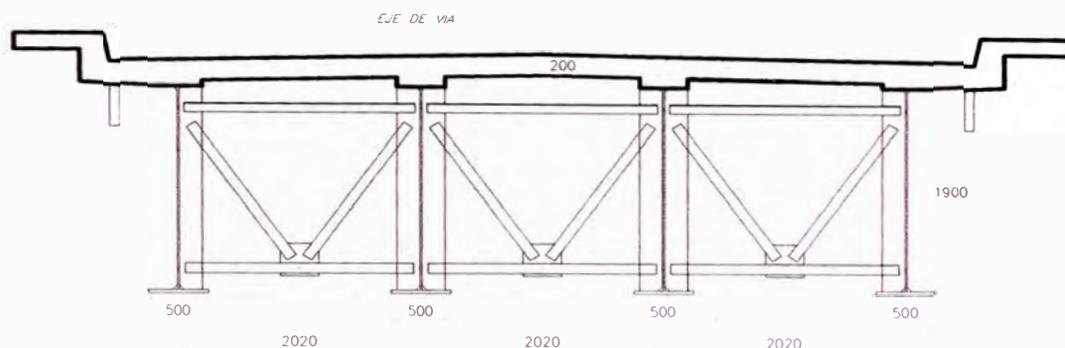


Fig. 1: Sección Transversal del Tablero en el centro de Luz

Respecto al tablero existente podemos indicar que se encuentra en buenas condiciones de conservación ya que nunca entro en funcionamiento. Tiene un peso de 96.0 t, mayor que el peso del tablero proyectado para sobrecarga HL93 y dimensiones que satisfacen el paso de la nueva sobrecarga.

4.2.2 Losa de Concreto Armado

La losa ha sido diseñada utilizando concreto $f_c=28$ MPa.

4.3 Cargas Aplicadas

Cargas Permanentes (DC1, DC2, DW)

La carga permanente ha sido dividida en tres partes: el peso propio de los elementos estructurales (DC1), la carga muerta superpuesta (DC2) y la carga muerta debida a la superficie de desgaste (DW). Se ha dividido de esta manera debido a que las cargas DC1 son resistidas por la viga metálica sola y las cargas DC2 y DW por la sección compuesta parcial. De acuerdo a la figura mostrada, se tiene:

Cargas permanentes (kN/m/puente)						
Tipo de Carga	Elemento	Cargas por Sección				
		1	2	3	4	5
DC1	Vigas	11.27	13.76	14.19	16.13	16.56
	Losa	54.40	54.40	54.23	54.23	54.11
	Suma	65.66	68.16	68.42	70.36	70.68
DC2	Veredas	6.52				
	Barandas	1.00				
	Suma	7.52				
DW	Asfalto	7.42				

Carga Viva (LL, IM)

El análisis por carga viva ha sido realizado aplicando la carga HL93 del artículo 3.6.1.2 de la norma AASHTO LRFD la cual consiste en una combinación del

camión de diseño con la carga distribuida de diseño de 9.3 N/mm. La carga viva es resistida por la sección compuesta total.

Las características del camión de diseño se muestran en la siguiente figura:

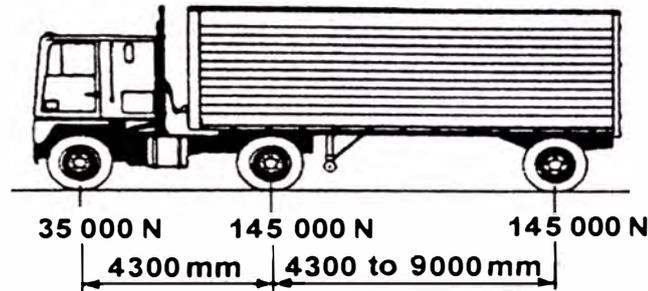


Fig. 2: Camión de Diseño

Al camión de diseño se le ha considerado un incremento de carga de IM=33% debido a las cargas dinámicas que éste genera, tal y como se especifica en el artículo 3.6.2.1 de la norma AASHTO LRFD.

La carga distribuida de diseño consiste en una carga de 9.3 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal del puente. Esta carga no presenta un incremento debido a cargas dinámicas. (IM=0).

Cada viga recibe una carga igual a la de un carril, multiplicado por el valor del factor de distribución FD. Por tratarse de una viga tipo plate girder, el cálculo factor de distribución se realiza mediante el siguiente procedimiento:

$$K_g = n \cdot (I + A \cdot e_g^2)$$

Donde:

- K_g : Parámetro de rigidez longitudinal
- n : Relación de módulos de elasticidad de la viga y losa
- I : Inercia
- A : Area
- e_g : Distancia entre centros de gravedad de la viga y losa

	Sección			
	1	2	3	4
$Y_t =$	1079	1121	1144	1110
Haunch =	55	50	43	43
c.g. losa =	100	100	100	100
e_g (mm) =	1234	1271	1287	1253
A (mm ²) =	49 880	52 380	57 480	59 482
I (mm ⁴) =	2.619651e10	2.789345e10	3.223840e10	3.483332e10
$n =$	8	8	8	8
$K_g =$	8.172126e11	9.000820e11	1.019572e12	1.025740e12

Luego el cálculo del factor de distribución para momentos para vigas interiores es:

$$mg_{flexión}^{SI} = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{Para una vía cargada}$$

$$mg_{flexión}^{MI} = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \cdot \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \cdot \left(\frac{K_g}{L \cdot t_s^3}\right)^{0.1} \quad \text{Para dos vías cargadas}$$

Donde:

- S: Distancia entre ejes de vigas = 2000 mm
- L: Longitud del puente = 40 000 mm
- t_s: Espesor de losa = 200 mm
- K_g: Parámetro de rigidez longitudinal

Reemplazando en la expresión se obtiene lo siguiente:

	factor de distribución para viga interior			
	Sección			
	1	2	3	4
K _g =	8.172126e11	9.000820e11	1.019572e12	1.025740e12
mg _{flexión} ^{SI} =	0.389	0.392	0.396	0.397
mg _{flexión} ^{MI} =	0.558	0.562	0.568	0.569

Para las vigas exteriores se aplica:

$$g = e \cdot g_{interior}$$

Donde:

$$e = 0.77 + \frac{d_e}{2800}, \quad -300 \leq d_e \leq 1700$$

d_e: distancia desde el eje del alma de la Viga o eje de viga a la cara interior de la vereda o sardinel.

	factor de distribución para viga exterior			
	Sección			
	1	2	3	4
d _e =	570	570	570	570
e =	0.974	0.974	0.974	0.974
mg _{flexión} ^{SI} =	0.379	0.381	0.386	0.387
mg _{flexión} ^{MI} =	0.543	0.547	0.553	0.554

Como se observa estos valores menores que los calculados para la viga interior.

4.4 Análisis Estructural de la Viga de Acero

Para la sección crítica (centro de luz) de la viga se tiene lo siguiente:

		Momentos KN-m/viga
		@ 20.00
Vigas + Losa	$M_{DC1} =$	2 883.15
Veredas + Barandas	$M_{DC2} =$	382.71
Asfalto	$M_{DW} =$	38.00

Por efecto de la carga viva vehicular tenemos

		Momentos KN-m/vía
Momento producido por el Camión	$M_T =$	2 868.31
Momento producido por la carga repartida	$M_{Ln} =$	1 869.79

Entonces el momento por actuante por carga viva será:

$$M_{LL+IM} = mg \cdot \left[M_T \cdot \left(1 + \frac{IM}{100} \right) + M_{Ln} \right]$$

$IM = 33\%$ Para la verificación por Resistencia

		Momentos KN-m/viga
Una vía cargada	$M_{LL+IM} =$	2 708.16
Dos vías cargadas	$M_{LL+IM} =$	3 234.56

$IM = 15\%$ Para la verificación por fatiga

		Momentos KN-m/viga
Una vía cargada	$M_{LL+IM} =$	1 571.43
Dos vías cargadas	$M_{LL+IM} =$	1 876.88

4.5 Combinaciones de Carga (U1, U2)

El cálculo del efecto total factorado de la fuerza Q para cada estado límite se realiza mediante la siguiente fórmula:

$$Q = \eta \sum \gamma_i Q_i$$

Donde: η = modificador de carga,
 γ_i = factor de carga para el caso de carga i, y
 Q_i = efecto de las fuerzas para el caso de carga i.

A continuación se presentan los factores de carga para el estado límite de resistencia (U1) y el estado límite de fatiga (U2):

Combinaciones de Carga				
Estado Límite	η	γ_{DC}	γ_{DW}	γ_{LL+IM}
U1	0.95	1.25	1.50	1.75
U2	1.00	—	---	0.75

4.6 Verificación del Diseño de la Viga de Acero

Conforme al sistema estructural y etapas de carga adoptadas se procederá a realizar la verificación de las vigas de acero. Con este criterio obtenemos las siguientes propiedades geométricas de cada una de las secciones consideradas. A continuación se muestran las propiedades en el centro de luz:

Viga de acero	y_{b1} mm	A_1 mm ²	I_{xx1} mm ⁴	S_{b1} mm ³
$H_1 = 1\ 957\ \text{mm}$	835	59482	34 833 324 864.4	41 728 954.6

Sección Compuesta/3n	y_{b2} mm	A_2 mm ²	I_{xx2} mm ⁴	S_{b2} mm ³
$H_2 = 2\ 157\ \text{mm}$	1 092	75355	53 603 871 980.1	49 078 298.2

Sección Compuesta/n	y_{b3} mm	A_3 mm ²	I_{xx3} mm ⁴	S_{b3} mm ³
$H_3 = 2\ 157\ \text{mm}$	1 378	107 101	74 500 515 530.8	54 056 892.1

A partir de los momentos flectores calculados en el análisis obtenemos los siguientes momentos flectores factorados producidos en las secciones críticas que corresponden a las ubicadas en el centro de luz (sección 4):

Momentos Flectores (KN-m/viga)		
Estado de Carga		Momentos KN-m/viga
DC1	$M_{DC1} =$	2 883.15
DC2	$M_{DC2} =$	382.71
DW	$M_{DW} =$	372.65
LL	$M_{LL+IM} =$	3 234.56
U1		9 786.69
U2		2 425.92

Verificación por Resistencia:

Para verificar la resistencia de la sección se debe verificar la siguiente ecuación general de diseño:

$$M_U \leq \phi_f M_n$$

Donde: M_U = Momento actuante factorado,
 ϕ_f = Factor de resistencia por flexión (1.00), y
 M_n = Resistencia nominal a la flexión.

De las ecuaciones para el cálculo de la resistencia nominal podemos obtener que (AASHTO LRFD sección 6.10.4.2):

$$1.3 R_h M_y < M_n < M_p$$

Donde: M_y = capacidad de momento a la primera fluencia, y
 M_n = momento plástico.

Luego, conservadoramente podemos escribir la ecuación de diseño como sigue:

$$M_U \leq \phi_f \cdot 1.30 \cdot R_h \cdot M_y$$

Para la sección en el centro de luz

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + S_{inf,III}^+ \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_{inf,I}^+} - \frac{M_{D2}}{S_{inf,II}^+} \right)$$

Donde: $M_{D1} = 0.95 \times 1.25 \times M_{DC1}$
 $M_{D2} = 0.95 \times (1.25 \times M_{DC2} + 1.5 \times M_{DW})$

Momentos Flectores (KN-m/viga)	
Estado de Carga	Centro de Luz
M_{U1}	9 786.69
M_{D1}	3 423.74
M_{D2}	508.62
M_{AD}	7 207.20
M_y	11 139.56
$M_n = 1.3 R_h M_y$	14 481.43
$M_{U1} / (1.3 R_h M_y)$	0.68

El Momento plástico de la sección es $M_p = 17\ 173$ KN-m

De los cálculos se deduce que $M_n < M_p$, por lo tanto $M_n = 14\ 481$ KN-m y $M_r = \phi_f \cdot M_n$ es $M_r = 14\ 481.43$ KN-m mayor que el actuante M_{U1} .

Entonces se verifica que las secciones consideradas cumplen con el estado de Resistencia I.

Verificación de Esfuerzos de Flexión:

Los esfuerzos de flexión se verifican facturando los esfuerzos de acuerdo al tipo de carga considerado (similar al de resistencia) y se debe cumplir que el esfuerzo ultimo actuante sea menor que el esfuerzo de fluencia del material.

	En el centro de Luz (MPa)
$f_{DC1} =$	86.34
$f_{DC2} =$	9.75
$f_{DW} =$	11.40
$f_{LL+IM} =$	<u>104.71</u>
$f_{bU1} =$	201.60
Acero Grado 36 ó PG EC24 $F_y = 250$ MPa	250.00

Entonces se verifica que el esfuerzo producido por las cargas actuantes factorizadas es menor que el esfuerzo de fluencia del material.

4.7 Losa del Tablero

El diseño del refuerzo de la losa se ha realizado utilizando el procedimiento establecido en las especificaciones AASHTO, con las siguientes consideraciones:

Longitud de losa = 7 700 mm
 Espesor de losa $e =$ 200 mm
 Separación entre alas superiores de vigas $s =$ 2 000 mm

4.8 Dispositivo de Apoyo

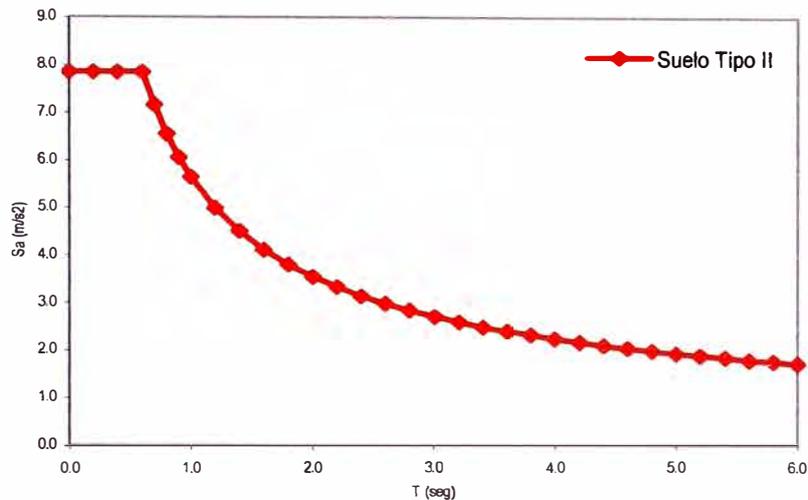
Consta de capas de neopreno de dureza 60 shore A vulcanizadas con planchas de acero estructural del tipo ASTM A 709 Grado 36 ó similar (PG EC24). El dispositivo de apoyo ha sido diseñado según el método presentado en el artículo 14.4.1.1 de la sección 14 ELASTOMERIC BEARINGS de la especificación AASHTO y además se ha recubierto en todo el perímetro lateral para prevenir los efectos de corrosión. Se adjuntan los cálculos correspondientes.

5.0 ANÁLISIS SÍSMICO

Para determinar los efectos causados por un sismo severo, se ha realizado un análisis dinámico mediante el método espectral multimodal. Las fuerzas sísmicas son el resultado de la multiplicación las masas efectivas del puente y sus respectivas aceleraciones espectrales.

El espectro de aceleraciones con el que se ha realizado el análisis sísmico corresponde al de la Zona 3 de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030. Según ella, se espera en la zona del puente una aceleración de 0.40g.

Espectro de Pseudo aceleraciones AASHTO



Estas cargas sísmicas representadas por los coeficientes de aceleración tienen un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años. Esto corresponde a un período de retorno de 475 años.

De acuerdo al “Estudio Geotécnico para la Cimentación del Puente Franco”, el perfil de suelo en donde se cimentara el puente corresponde a un perfil de suelo equivalente al tipo II de la especificación para diseño sísmico de AASHTO.

Según AASHTO el suelo tipo II corresponde a un perfil con suelos cohesivos rígidos o suelos sin cohesión, donde el estrato de suelo tiene 60 000 mm de profundidad, y se encuentran sobre la roca o depósitos de suelos estables como arenas, gravas o arcillas rígidas.

De acuerdo con el estudio geotécnico, los suelos corresponden a arenas limosas con o sin presencia de gravas con valores de penetración estándar por encima de 30 después de los 3.0 m de profundidad. Lo que indica la presencia de suelos de alta compactación.

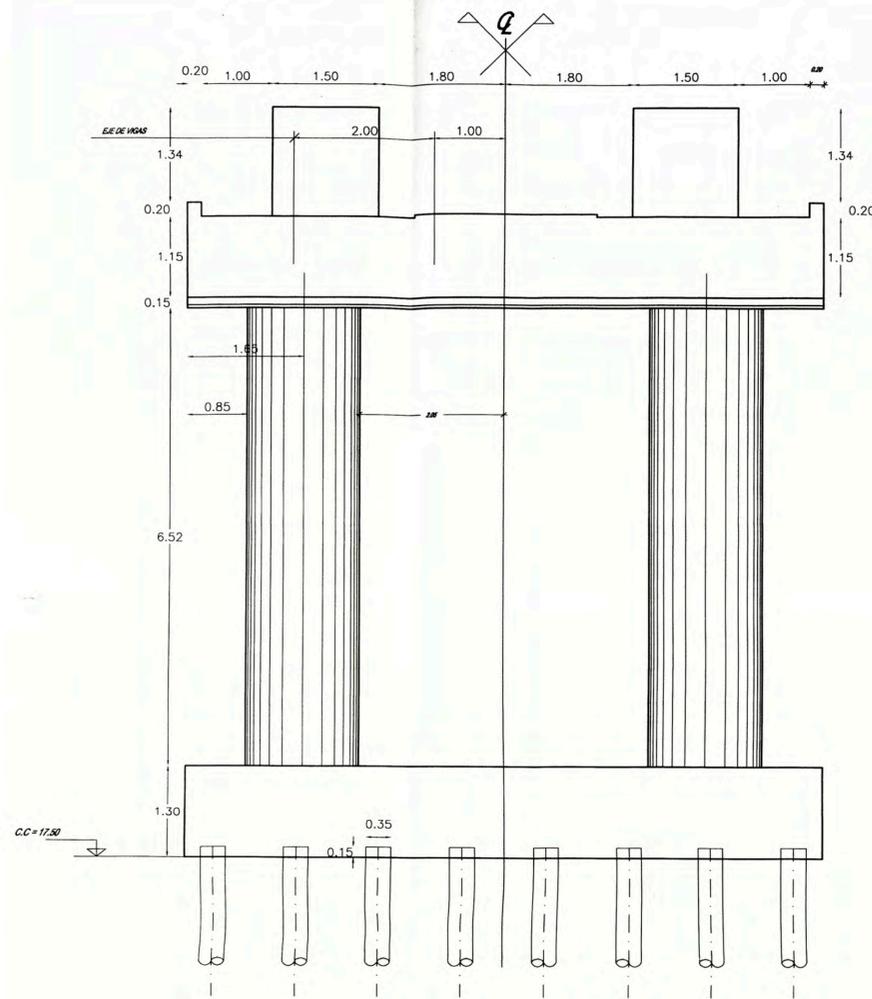
5.1 Modelo para el Análisis

Se considerado para el análisis un modelo integral superestructura – subestructura - cimentación, considerando la interacción del terreno con la cimentación mediante resortes de tipo traslacional en las direcciones horizontales x e y. De modo conservador se ha despreciado el aporte del terreno en la parte superior del suelo hasta los 8.7 m de profundidad y a partir de allí considerar la acción conjunta del terreno con los pilotes.

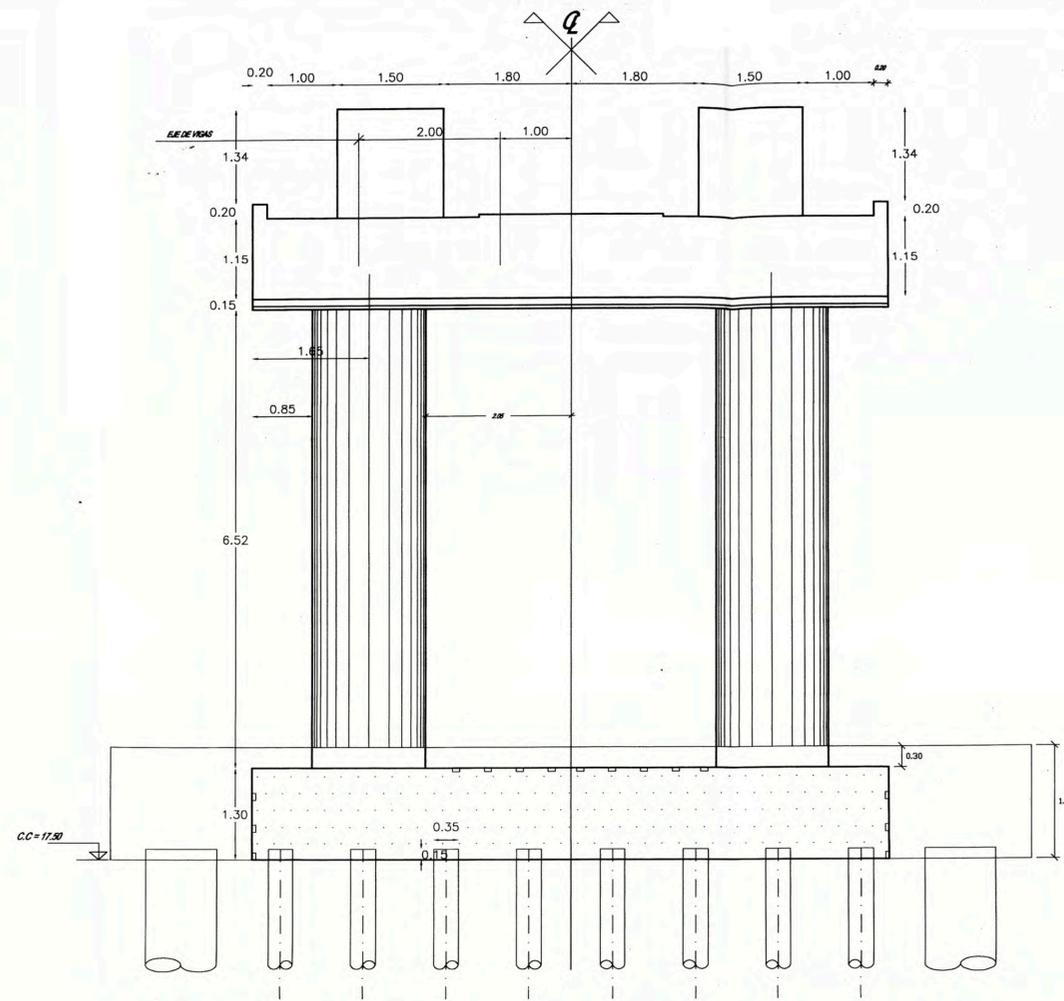
Las constantes de resorte horizontales se han calculado en función a los valores del ensayo de penetración estándar en cada ubicación (S01, S02 y S03) siguiendo la metodología desarrollado por Bowles.

Anexo nº 5

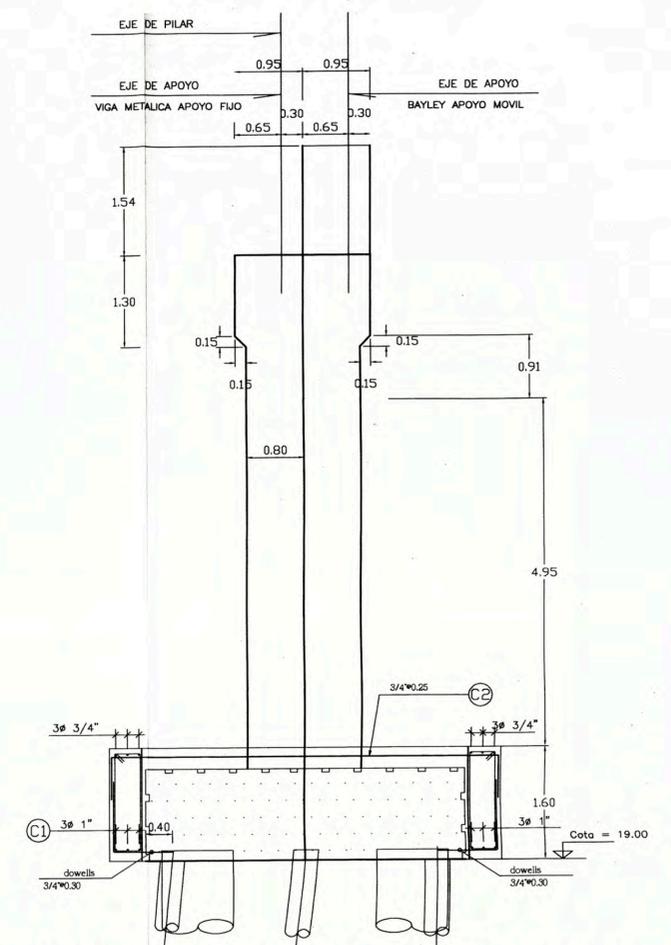
Planos



ELEVACION PILAR EXISTENTE



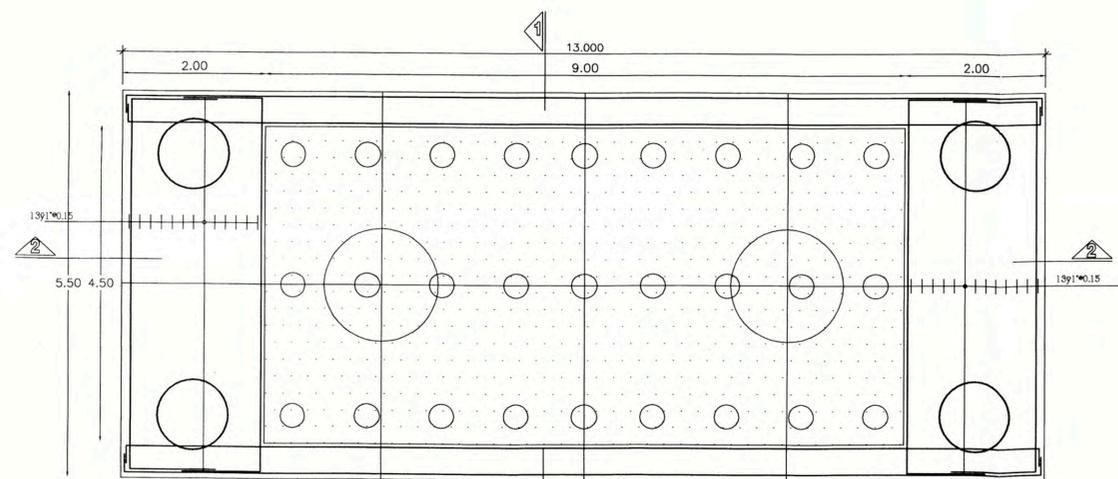
ELEVACION PILAR MODIFICADO



VISTA LATERAL REFORZAMIENTO DEL PILAR P1

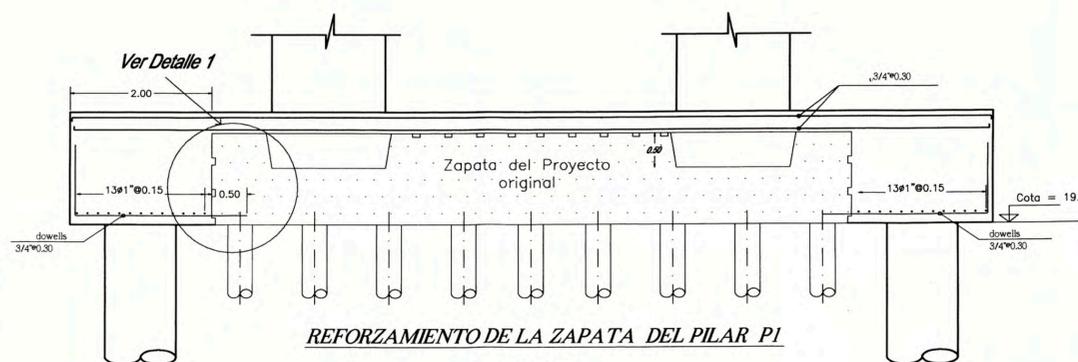
ESC: 1/50

CORTE 1-1



VISTA EN PLANTA REFORZAMIENTO DE LA ZAPATA DEL PILAR P1

ESC: 1/50

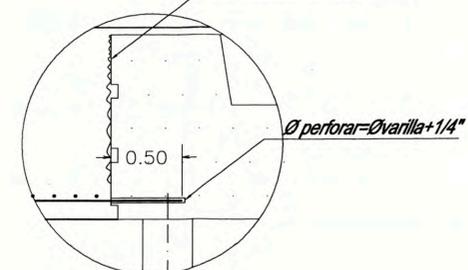


REFORZAMIENTO DE LA ZAPATA DEL PILAR P1

ESC: 1/50

CORTE 2-2

Escarificar superficie existente



Detalle 1

- Limpiar orificio y colocar SIKADUR 31 y/o similar
- Antes del vaciado colocar en la superficie escarificada SIKADUR 32 y/o similar

ESPECIFICACIONES TECNICAS

- Pilotes Excavados $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Ampliación de Zapata $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de Refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Tipo de cemento TIPO I

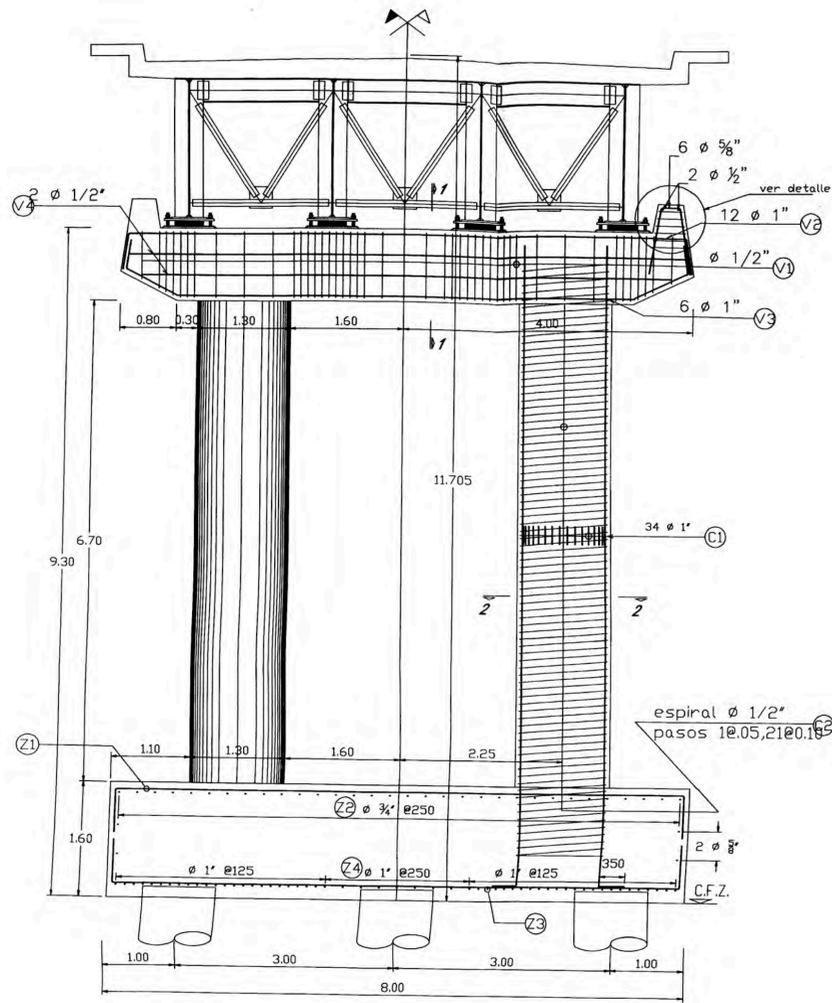
NOTAS:

- Para ampliar la zapata existente se deberá retirar sus recubrimientos superior y laterales y efectuar llaves de corte en las superficies.
- Utilizar aditivos para superficies en contacto (concreto nuevo y concreto existente).

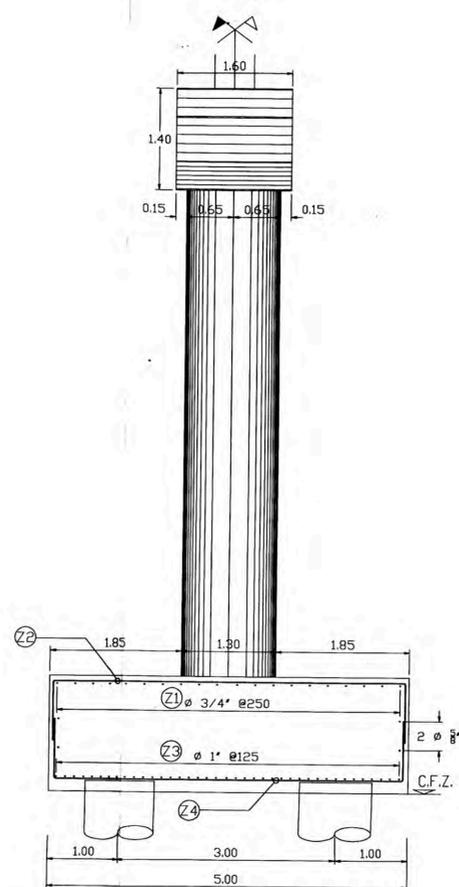
TERRENO:

Capacidad Portante a 18.0 m es 1.76Kg/cm2

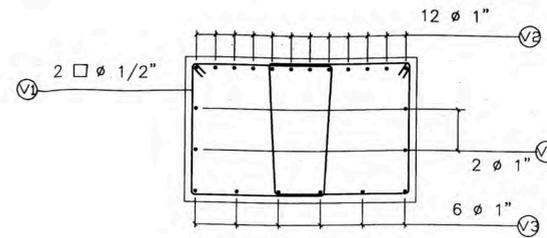
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA			
Facultad de Ingeniería Civil			
Título:	Evaluación de la Reconstrucción del Puente Franco - Análisis Estructural		
Ubicación:	KM 0+100.00 AL KM 1+500.00		
PILAR EXISTENTE N° P1			
DEPARTAMENTO:	PROYECTO:	REVISADO POR:	REVISADO POR:
TUMBES	Gerson Pinedo Tuesta	Ing. Guillermo Huanzo	Ing. Carlos Iván Candotti
PROVINCIA:	FECHA:	ESCALA:	PLANO:
TUMBES	Diciembre 2007	1/50	N° 01/03
DISTRITO:	COORDINADOR:		
PAMPAS DE HOSPITAL	Gerson Pinedo Tuesta		



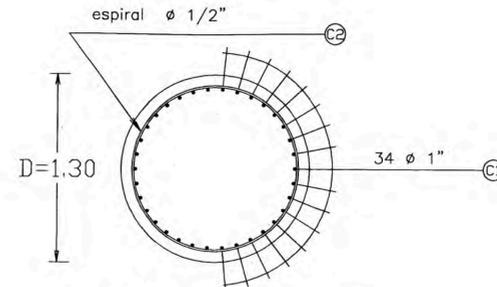
ELEVACION DE PILAR TIPICO
ESCALA 1/50



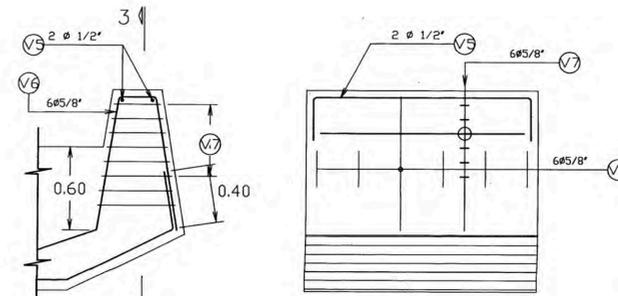
ELEVACION DE PILAR TIPICO
ESCALA 1/50



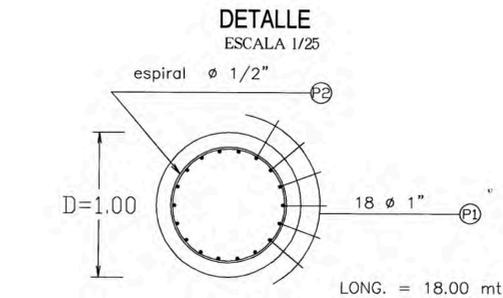
CORTE 1-1
ESCALA 1/25



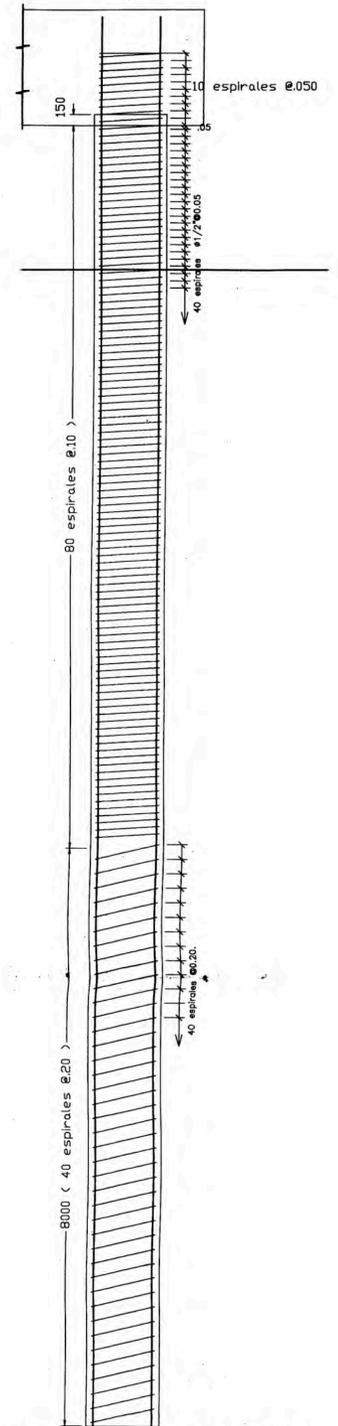
CORTE 2-2 PILAR TIPICO
ESCALA 1/25



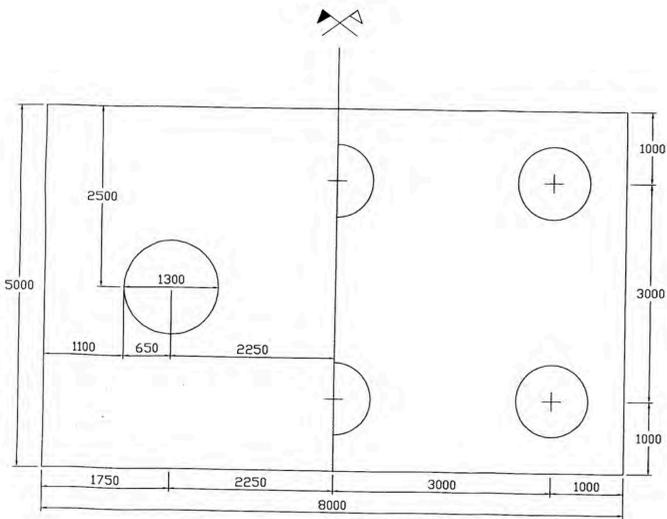
CORTE 3-3



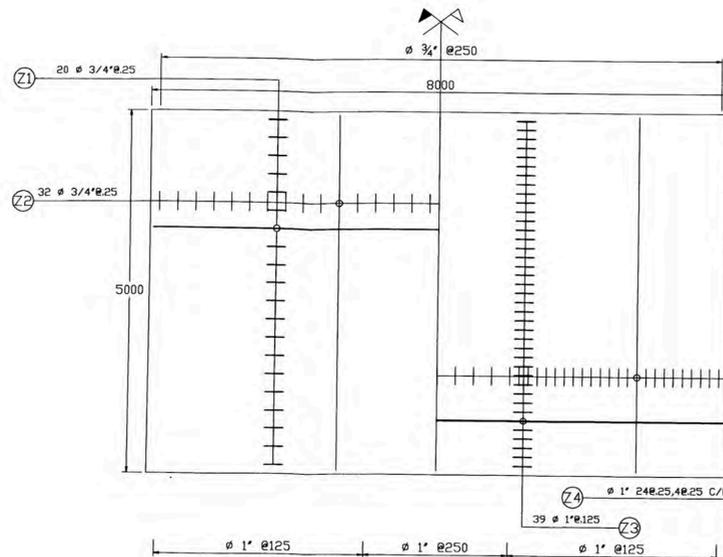
DETALLE DE PILOTES NUEVOS
ESCALA 1/25



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS
ESCALA 1/50



SEMI PLANTA UBICACION DE PILOTES
PLANTA DE PILAR TIPICO
ESCALA 1/50

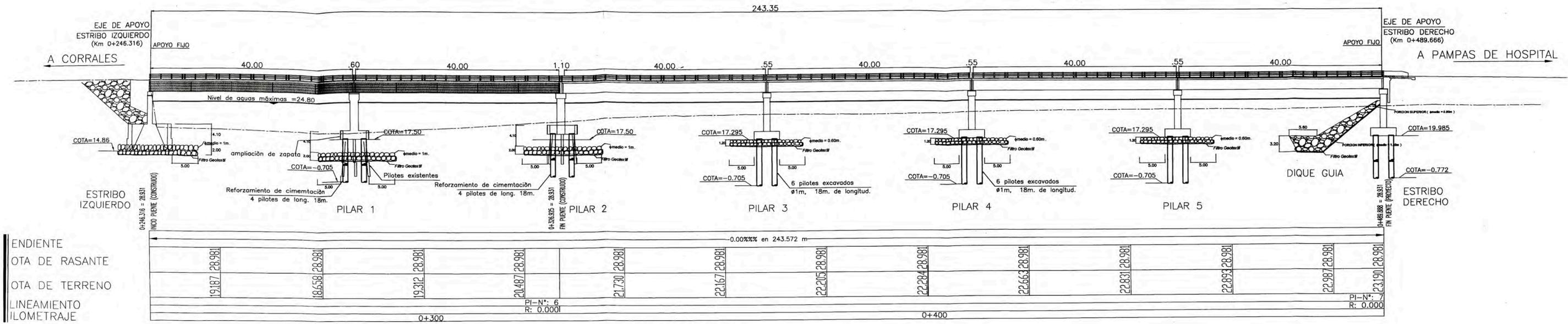


PARRILLA SUPERIOR PARRILLA INFERIOR
ARMADURA DE ZAPATA
ESCALA 1/50

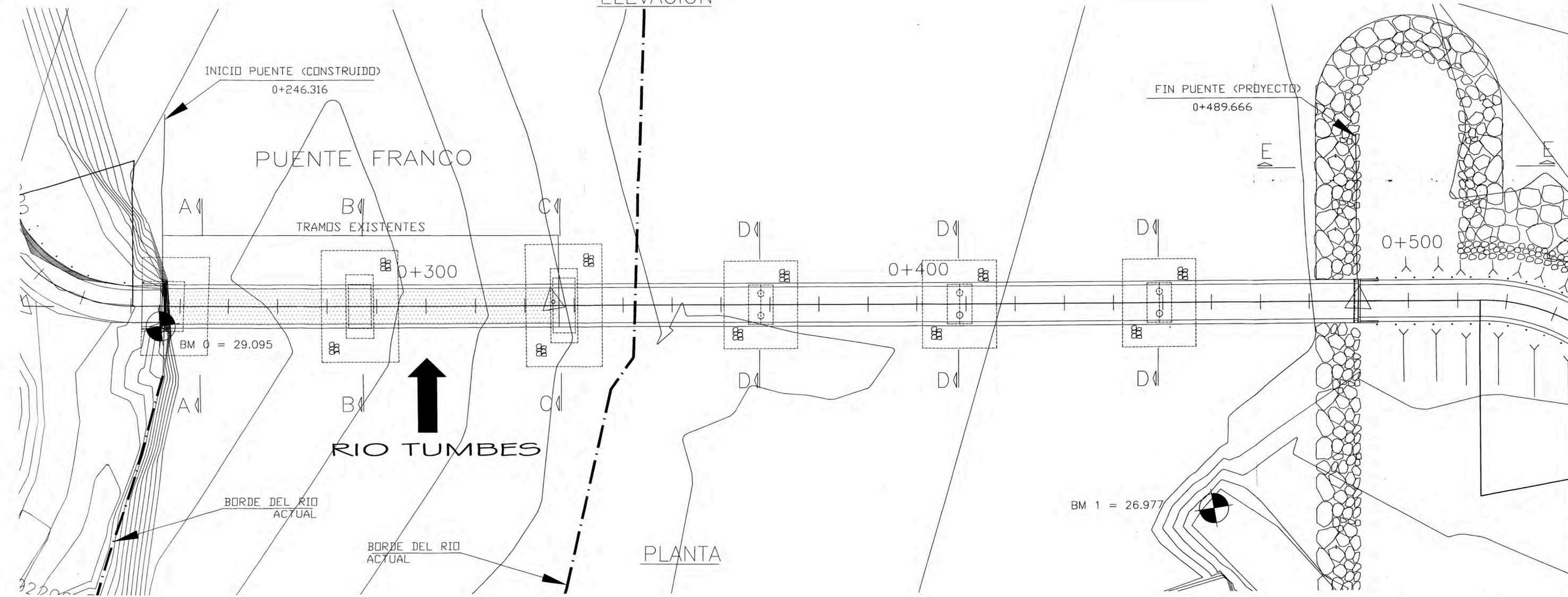
ESPECIFICACIONES TECNICAS

- Pilotes* $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- Zapatas* $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Columnas y Vigas* $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$.
- Macizo, Muros y Losa de* $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$.
- aproximación*
- Acero de Refuerzo* $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- Recubrimientos*
- *Zapatas y Pilotes* 7.5 cm
- *Pilares* 5.0 cm
- Notas:*
- 1.- *Los llenados de concreto deberan efectuarse a temperatura menor de 24 °C.*
- 2.- *El relleno de excavación y relleno de estructuras se compactaran al 95% de la M.D.S.*
- 2.- *Usar aditivos plastificantes para elaboración del concreto*

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil					
Título : Evaluación de la Reconstrucción del Puente Franco - Análisis Estructural					
Ubicación : KM 0+100.00 AL KM 1+500.00					
PILARES NUEVOS P3,P4 y P5					LONG 243.35 m
					SC HL-93
					PI D=246.316
DEPARTAMENTO	PROYECTO	DESEÑADOR	PROYECTISTA	APROBADOR	FECHA
TUMBES	Gerson Pinedo Tuesta	Ing° Guillermo Huaco	Ing° Carlos Isala Candotti		
PROVINCIA	DISEÑO	FECHA	ESCALA	PLANO	
TUMBES	Gerson Pinedo Tuesta	Diciembre 2007	1:50	N°= 02/03	
DISTRITO	DISTRIBUCION				
PAMPAS DE HOSPITAL	Gerson Pinedo Tuesta				



ELEVACION



PLANTA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA Facultad de Ingeniería Civil			
TÍTULO : Evaluación de la Reconstrucción del Puente Franco Análisis Estructural			
UBICACIÓN: KM 0+100.00 AL KM 1+500.00			
VISTA GENERAL			
PROYECTO: TUMBES	DISEÑO: Gerson Pinedo Tuesta	REVISADO POR: Ing. Guillermo Huaco	APROBADO POR: Ing. Carlos Inala Candiotti
UBICACIÓN: PAMPAS DE HOSPITAL	FECHA: Diciembre 2007	ESCALA: 1/200	PLANO: N° 03/03