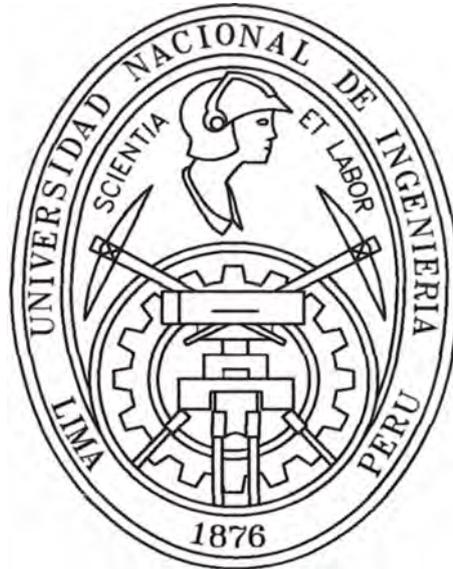


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**PILOTES EXCAVADOS PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS
APLICACIÓN PUENTE IGNACIO ESCUDERO
ASPECTOS ESTRUCTURALES**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

LUIS ALBERTO VENTURA AYALA

Lima- Perú

2007

RESUMEN

El presente informe presenta los trabajos realizados en la evaluación estructural de la cimentación del puente Ignacio Escudero ubicado en el Km. 1043+000 de la carretera Panamericana Norte.

En el Marco del proyecto Piura Guayaquil se ha proyectado en la quebrada Ignacio Escudero un puente de 250.00m de longitud, compuesto de 7 tramos de 30.00 metros y en los extremos, dos tramos de 20.00 metros. La cimentación esta prevista que sea profunda mediante el empleo de pilotes excavados.

El objetivo principal de este informe será la evaluación estructural de los pilotes excavados en los pilares, y de los elementos que influyen en el diseño de estos, como son la zapata y las columnas que descansan sobre ellas.

Para la correcta evaluación de los esfuerzos en los pilotes se estudian algunos modelos de interacción suelo-pilote que han probado su validez. Se hará una introducción a los modelos de bielas y tirantes para el diseño de las zapatas.

Se elaboró un modelo estructural para el puente que simule el comportamiento de la estructura bajo la acción de diferentes hipótesis de carga. Este modelo representa de manera correcta la rigidez y distribución de masas de la estructura. Para la determinación de cargas se seguirán las recomendaciones del AASHTO LRFD. Se asume que el diseño de la superestructura es conforme

Una vez determinadas las fuerzas en los distintos miembros de la estructura, nos centraremos en el estudio de las columnas, zapatas y pilotes. La verificación y reforzamiento seguirá las recomendaciones del AASHTO LRFD.

ÍNDICE

RESUMEN	1
ÍNDICE	2
LISTA DE CUADROS.....	4
LISTA DE FIGURAS	5
INTRODUCCIÓN.....	9
CAPITULO I: GENERALIDADES.....	10
1.1 CONSIDERACIONES GENERALES	10
1.2 BREVE HISTORIA DEL DESARROLLO DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO. 10	
1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS ESTRUCTURALES	11
CAPITULO II: CONSIDERACIONES BÁSICAS.....	13
2.1 NATURALEZA DE LAS CARGAS.....	13
2.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO	14
2.3 MODELOS USUALES PARA PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL Y AXIAL.....	16
2.4 INFLUENCIA DE LA ACCIÓN DE UN GRUPO DE PILOTES	25
2.5 INFLUENCIA DE LA LICUEFACCIÓN Y LA SOCAVACIÓN	26
CAPITULO III: DISEÑO DE LOS PILOTES Y ZAPATAS.....	27
3.1 REQUISITOS MÍNIMOS EN EL DISEÑO DE PILOTES	27
3.2 FUERZAS DE DISEÑO	28
3.3 DISEÑO POR FLEXIÓN BIAxIAL	30
3.4 DISEÑO POR CORTE	31

3.5 DISEÑO DE LA ZAPATA EMPLEANDO EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES.....	34
CAPITULO IV: APLICACIÓN AL PUENTE IGNACIO ESCUDERO.....	45
4.1 GENERALIDADES.....	45
4.2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE.....	47
4.3 NORMATIVA EMPLEADA.....	50
4.4 MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE.....	50
4.5 METRADO DE CARGAS	59
4.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	67
4.7 DISEÑO DEL PILAR	69
4.7 DISEÑO DE LOS PILOTES	72
4.8 DISEÑO DEL ZAPATA.....	79
CONCLUSIONES.....	84
RECOMENDACIONES	85
BIBLIOGRAFÍA	86
ANEXOS	87
ANEXO I: PLANOS DEL PROYECTO ORIGINAL.....	88
ANEXO II: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS.....	89
ANEXO III: PROPIEDADES MECÁNICAS Y METRADO DE CARGAS.....	90

LISTA DE CUADROS

Cuadro 2.1. Combinaciones de carga para los distintos estados límites	16
Cuadro 2.2. Modulo de balasto horizontal para suelos cohesivos	17
Cuadro 2.3. Módulo de balasto horizontal para suelos granulares	17
Cuadro 2.4. Módulo de balasto horizontal para arcillas blandas.....	18
Cuadro 2.5 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).....	19
Cuadro 2.6 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988).....	20
Cuadro 2.7. valores de n_h , para arenas.....	21
Cuadro 2.8 Factor de reducción de grupo.....	26
Cuadro 3.1 Zonas sísmicas de acuerdo al coeficiente de aceleración	27
Cuadro 3.2 Requisitos mínimos para pilotes excavados.....	27
Cuadro 3.2 Valores especificados para evaluar la sobrerresistencia en las columnas	29
Cuadro 3.4. Valores de θ y β	32
Cuadro 3.5, Valores de ϕ según AASHTO LRFD	42
Cuadro 4.1 Factores de presencia múltiple.....	63
Cuadro 4.2 Coeficiente de sitio	65
Cuadro 4.3 Valores del espectro AASHTO	65
Cuadro 4.4 combinaciones consideradas	67
Cuadro 4.5 Factores de modificación de respuesta para EQ.....	67
Cuadro 4.6 Fuerzas de diseño para la columna.....	68
Cuadro 4.7 Parámetros para la evaluación de sobrerresistencia.....	73

Cuadro 4.8 Fuerzas en la zapata por rótula plástica.....	74
Cuadro 4.9 Fuerzas en la zapata para la evaluación de los pilotes	74
Cuadro 4.10 Fuerzas en los pilotes.....	75

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Pilote corto	21
Figura 2.2. Pilote largo apoyado en un medio elástico.....	22
Figura 2.3. Pilote largo apoyado sobre resortes.....	23
Figura 2.4 Análisis mediante curvas P-y	24
Figura 2.5 Tramos del pilote no consideradas en el diseño.....	25
Figura. 3.1 Localización de posibles rótulas plásticas. Respuesta transversal...	28
Figura. 3.2 Localización de posibles rótulas plásticas. Respuesta Longitudinal .	29
Figura 3.1 Diagramas de interacción para una columna.....	30
Figura 3.2 Diagrama de interacción típica en columnas	30
Figura 3.3 Sección transversal del pilote.....	31
Figura 3.3. Fuerzas actuantes y esfuerzos en la sección	33
Figura 3.4. Tipos de discontinuidades.....	34
Figura 3.5 Identificación de regiones B y D.....	35
Figura 3.6 Flujo de fuerzas en un elemento sometida flexión simple.....	36
Figura 3.7 Flujo de fuerzas de un elemento sometido a torsión.....	36
Figura 3.8 Modelo de bielas y tirantes para una ménsula	37
Figura 3.9 Modelo de bielas y tirantes adecuado para la viga de gran altura.	37

Figura 3.10 Modelo que requiere de mayor capacidad plástica para la misma viga de gran altura.....	37
Figura 3.11 Refinamiento de un campo de compresión para tomar en cuenta las tracciones generadas.	38
Figura 3.12 Clasificación de una zapata.	39
Figura 3.13 Zapata sometida a flexión biaxial.....	39
Figura 3.14 Esquema 3D de bielas y tirantes para una zapata sometida sólo compresión.....	40
Figura 3.15 Esquema 2D para el cálculo del refuerzo en el caso de presentarse sólo compresión	40
Figura 3.16 Armado típico de zapatas con pilotes- Vista en planta	40
Figura 3.17 Armado típico en zapatas con pilotes- Vista en elevación	41
Figura 3.18 Ancho de banda para la distribución de la armadura.....	41
Figura 3.19 Esquema para el cálculo de la armadura secundaria	41
Figura 3.20 Esquema de flujo de fuerzas en una viga de gran altura	43
Figura 3.21 Modelo de bielas y tirantes para la viga de gran altura.....	43
Figura 4.1 Actual pase vehicular en la quebrada Ignacio escudero.....	45
Figura 4.2 Ubicación del puente Ignacio escudero dentro del proyecto Piura Guayaquil.	46
Figura 4.3 Elevación.....	47
Figura 4.4 Planta	47
Figura 4.5 Sección transversal del puente	47
Figura. 4.6 Pilar - elevación frontal.....	49
Figura. 4.7 Pilar - Planta.....	49
Figura 4.8 Modelo 1	51

Figura 4.9 Modelo 2	52
Figura 4.10 Modelo 3	53
Figura 4.11 Esquema del modelo del pórtico	54
Figura 4.12 Modelo del pórtico	55
Figura 4.13 Elementos de conexión	56
Figura 4.14 Relajación de los grado de libertad del los extremos de las barras de conexión para simular la acción de los neoprenos	56
Figura 4.15 Esquema de resortes sobre los estribos para simular la acción de los neoprenos	57
Figura 4.16 Tablero, anchos tributarios por viga	57
Figura 4.17 Sección del tablero y elemento para simular la conexión entre tablero y pilares.	58
Figura 4.18 Modelo del tablero	58
Figura 4.19 Modelo 1 con las cargas por peso propio en cada viga	59
Figura 4.20 Descompensación de cargas en los pilares extremos	60
Figura 4.21 Camión de diseño, vista longitudinal	60
Figura 4.22 Camión de diseño, vista transversal	61
Figura 4.23 Posición 1: una vía cargada, máxima excentricidad	62
Figura 4.24 Posición 2: dos vías cargadas, máxima excentricidad	62
Figura 4.25 Posición 3: tres vías cargadas, máximo axial	62
Figura 4.26 Espectro AASHTO	66
Figura 4.27 Primer modo de vibración, longitudinal	68
Figura 4.28 Segundo modo de vibración, transversal	68
Figura 4.29. Sección trasversal de la columna del proyecto original	69

Figura 4.30 Sección transversal de la columna propuesta.....	69
Figura 4.31 Diagrama de interacción para la columna propuesta.....	70
Figura 4.32 Estado tensional en la columna para la carga de diseño.....	71
Figura 4.33 Refuerzo en pilotes según proyecto original	72
Figura 4.34 Diagrama de interacción por sobrerresistencia para la columna	73
Figura 4.35 Mecanismo de falla en el pilar.....	74
Figura 4.36 Refuerzo propuesto en el pilote	75
Figura 4.37 Diagrama de interacción para el refuerzo propuesto	76
Figura 4.38 Estado tensional en el pilote	77
Figura 4.39 Modelo 3D de bielas y tirantes	80
Figura 4.40 Modelo de bielas y tirante para cada caso de carga, superior: columna izquierda, inferior: Columna derecha	81
Figura 4.41 Modelo de bielas y tirantes.....	82
Figura 4. 42 Detalle de armado del la zapata.....	83

INTRODUCCIÓN

Los pilotes excavados son un tipo de cimentación profunda que últimamente están siendo usados con mayor frecuencia en las obras de ingeniería debido a su buen comportamiento frente a eventos extremos, como son los sismos y las avenidas extraordinarias. Actualmente se han mejorado las técnicas de análisis y construcción, haciendo que este tipo de cimentación sea confiable.

Para el diseño de los pilotes excavados es necesario conocer la interacción pilote-suelo. Este tema ya ha sido estudiado extensamente y se pueden usar desde modelos muy refinados hasta modelos simples que simulan el comportamiento del suelo de manera aceptable. Estos modelos dependen de las propiedades del suelo, que demandan realizar un estudio geotécnico. Asumiendo algunas hipótesis simples se puede simular el comportamiento de los pilotes bajo las acciones de socavación y licuefacción.

El diseño estructural se basará en estados límites, filosofía de diseño adoptada por el AASHTO LRFD. Todos los elementos deberán de verificar los requerimientos de diseño especificados en el AASHTO LRFD.

CAPITULO I: GENERALIDADES

1.1 CONSIDERACIONES GENERALES

Muchos factores deben ser considerados cuando seleccionamos una apropiada cimentación para una estructura hidráulica. Los estudios hidráulicos y geotécnicos influyen en la elección del diámetro y la longitud del pilote. También se tiene que tomar en cuenta los procesos constructivos y los costos frente a otras posibilidades, como son los pilotes hincados y los cajones de cimentación.

Una vez seleccionado el diámetro y la longitud del pilote, se procede a evaluar su capacidad estructural. Dependerá de la evaluación estructural si el diámetro y la longitud del pilote son correctos.

1.2 BREVE HISTORIA DEL DESARROLLO DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO

La construcción de altas y más pesadas edificaciones en ciudades como Chicago, Cleveland, Detroit, y Londres, donde las condiciones del terreno consistían en delgadas capas de arcillas sobre depósitos glaciales o manto rocoso permitieron el desarrollo de las primeras versiones de las fundaciones de pilotes excavados (Drilled Shaft). Los primeros diseños especificaron presiones de carga para las capas duras muy conservadores, alrededor de 380 kPa.

El rápido avance de la tecnología de construcción después de la segunda guerra mundial, hizo que las teorías de diseño y técnicas analíticas se fueran quedando rezagadas. En los últimos años de los 1950' y los primeros de los 1960', las computadoras, los métodos analíticos, y las pruebas de carga a escala natural empezaron a producir un mejor entendimiento del comportamiento de los pilotes excavados. Fueron observadas marcadas diferencias entre el comportamiento de pilotes excavados y pilotes hincados, y también fue comprobada la importancia de un apropiado control de calidad e inspección. Extensivas investigaciones fueron llevadas a cabo en los años 1960' y en los 1980'

(Whitaker and Cooke, 1966; Reese, 1978; Kulhawy, 1989), métodos de diseño mejorados y procedimientos constructivos fueron desarrollados de tal manera que los pilotes excavados fueron considerados como un sistema de cimentación confiable para estructuras en carreteras por numerosos estados DOT's (Department of Transportation). En los 1980' y 1990' extensivas investigaciones fueron continuadas, mucha de esta auspiciado por los estados DOT's, el FHWA y "The Electric Power Research Institute". Mucha de esta investigación fue enfocada en la colección y análisis de grandes bases de datos de ensayos a escala natural, desarrollo de métodos convenientes para desarrollar pruebas de carga, perfeccionamientos en métodos por caracterizar incertidumbre en la predicción de resistencia y asentamientos, adaptaciones de los principios de la mecánica de rocas para el diseño de pilotes excavados, y mejoramiento de procedimientos para evaluar la integridad estructural de los pilotes excavados.

En 1977 una serie de manuales de diseño para pilotes excavados fueron producidos por primera vez por el FHWA, basados en la experiencia hasta ese tiempo. Un nuevo manual de diseño fue publicado por el FHWA en 1988, el cual trató profundamente procedimientos constructivos, y dio propuestas simples para métodos de diseño conservadores.

A la fecha se ha desarrollado muchos manuales modernos, actualmente el ASSHTO LRFD¹ presenta en sus manuales métodos de diseño a seguir tanto para el diseño en servicio como el diseño en cargas ultimas.

1.3 VENTAJAS Y DESVENTAJAS ESTRUCTURALES

Podemos citar algunas ventajas y desventajas que tiene los pilotes excavados en comparación con otros sistemas de cimentaciones profundas como pilotes hincados y cajones de cimentación.

VENTAJAS:

Menor número en comparación con los pilotes hincados.

Mayor rigidez, debido al mayor diámetro en comparación con los pilotes hincados, se obtienen menores deformaciones, muy importante en el estado límite de servicio.

Mayor seguridad frente al pandeo.

DESVENTAJAS:

Debido a las irregularidades de construcción, para este tipo de pilotes se tiene un menor coeficiente de resistencia.

La compleja interacción pilote-suelo hace que la determinación de fuerzas en los pilotes este sujeta a muchas variables.

CAPITULO II: CONSIDERACIONES BÁSICAS

2.1 NATURALEZA DE LAS CARGAS

En general podemos clasificar a las cargas que actúan en un puente y que luego se transmitirán a los pilotes de la siguiente manera:

Cargas permanentes de valor constante.

- DC: peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales
- DW: peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos.

Cargas Permanentes de valor no constante.

- EH: empuje horizontal del suelo. Incluye el empuje en reposo y el empuje activo
- EV: presión vertical debido al peso propio del suelo de relleno.

Cargas variables.

- BR: fuerza de frenado vehicular.
- CE: fuerza centrífuga vehicular.
- CR: fluencia lenta (creep).
- FR: fricción.
- IM: incremento por carga vehicular dinámica.
- LL: sobrecarga vehicular.
- LS: sobrecarga viva.
- PL: sobrecarga peatonal.
- SE: asentamientos.
- SH: contracción por fragua.

- TG: gradiente de temperatura.
- TU: temperatura uniforme.
- WA: carga hidráulica y presión del flujo de agua.
- WL: viento sobre la sobrecarga.
- WS: viento sobre la estructura.

Cargas de evento extremo.

- EQ: Sismo
- IC: Carga de hielo
- CT: Colisión vehicular
- CV: Colisión de naves

Detalles de cada carga se pueden encontrar en la *Sección 3* del AASHTO LRFD¹.

2.2 FILOSOFÍA DE DISEÑO

El diseño del AASHTO LRFD está basado en cargas factoradas, factores de resistencia y estados límites.

LRFD

Esta basado en el estudio probabilístico de las cargas. Se tiene que cumplir la siguiente ecuación para todos los estados límites:

$$\phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (2.1)$$

Donde:

R_n : es la resistencia nominal

ϕ : es el factor de resistencia, este factor cubre las incertidumbres acerca de la determinación de la resistencia nominal.

η_i : Modificador de las cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa

Q_i : es la carga actuante.

γ_i : es el factor de mayoración, determinado en base a un estudio probabilístico de incidencia de la carga Q_i

Detalles sobre esta ecuación se puede encontrar en la *Sección 1* del AASHTO LRFD¹.

ESTADOS LÍMITES

Los estados límites incluidos en el AASHTO LRFD son:

Estado límite de servicio.

Estado límite de fatiga y fractura.

Estado límite de resistencia.

Estado límite de evento extremo.

Para el diseño de los pilotes se toman en cuenta los tres primeros.

Detalles sobre los estados límites y su aplicabilidad se pueden encontrar en la *Sección 3* del AASHTO LRFD¹.

Las combinaciones de carga empleadas por el AASHTO LRFD se pueden ver en el cuadro 2.1

Cuadro 2.1. Combinaciones de carga para los distintos estados límites

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	IC	CT	CV	
Estado Límite														
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}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00	-
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	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

2.3 MODELOS USUALES PARA PILOTES INDIVIDUALES BAJO CARGA LATERAL Y AXIAL.

MODELOS EN EL RANGO ELÁSTICO.

Para el análisis en rango elástico se va a emplear el modelo de Winkler para el suelo..

La respuesta del suelo es descrita por la siguiente ecuación:

$$kh = \frac{P}{y} \quad (2.2)$$

kh = Coeficiente de balasto horizontal a una profundidad z .

P = reacción del suelo a una profundidad z .

y = Deformación del suelo a una profundidad z .

Coefficiente de balasto horizontal

En general k_h depende de muchos parámetros. En los siguientes cuadros se dan diferentes expresiones para el cálculo de k_h según el tipo de suelo.

Cuadro 2.2. Modulo de balasto horizontal para suelos cohesivos

General	$k_h = \frac{E_s}{D}$
Vesic	$k_h = 0.65 \cdot 0.12 \sqrt{\frac{E_s \cdot D^4}{E_p I_p} \frac{E_s}{(1-\mu^2)}}$
Biot	$k_h = \frac{0.95 \cdot E_s}{(1-\mu^2)} \left[\frac{E_s \cdot D^4}{(1-\mu^2) \cdot E_p I_p} \right]^{0.108}$
FHWA	$k_h = k_o + k_1 \cdot z \text{ con } k_o = 0.6 \cdot c / \varepsilon_c \text{ y}$ $k_1 = \frac{0.2}{\varepsilon_c} \cdot \left(\gamma + \frac{0.25 \cdot c}{D} \right)$

Cuadro 2.3. Módulo de balasto horizontal para suelos granulares

FHWA	$k_h = n_h \cdot \frac{z}{D}$ $n_h = \left[\frac{Nc}{Nc \cdot 0.18 + 22} \right]^{1.5} + 0.08, \text{ para arenas secas o húmedas}$ $n_h = \left[\frac{Nc}{Nc \cdot 0.36 + 32} \right]^{1.7} + 0.03, \text{ para arenas saturadas}$
TERZAGHI	$k_h = n_h \cdot \frac{z}{D}$ $n_h = \frac{C \cdot \gamma'}{1.35}$ $C = \left[\frac{Nc}{0.5 + 0.015 \cdot Nc} \right]^2 + 80$

Cuadro 2.4. Módulo de balasto horizontal para arcillas blandas

TERZAGHI	$k_h = n_h \cdot \frac{z}{D}$ $n_h = C \cdot \gamma'$ $C = \frac{2000}{w_L - 10}$
----------	---

E_s = Módulo de elasticidad del suelo

D = Diámetro del pilote

μ = Coeficiente de Poisson del suelo

E_p = Módulo de elasticidad del pilote.

I_p = Momento de inercia del pilote

c = Cohesión del suelo

ε_c = deformación de suelo correspondiente a la mitad del esfuerzo de falla.

γ = peso específico del suelo.

N_c = Número de golpes, obtenido a través de un ensayo SPT

γ' = peso específico efectivo = $\gamma - 1$

w_L = Límite líquido

Cuadro 2.5 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

Tipo de Suelo	Rango de valores típicos	Coeficiente de Poisson, ν (adimensional)
	Módulo de Young, E_s (MPa)	
Arcilla:		
Blanda sensible	2,4 - 15	0,4 - 0,5 (no drenada)
Medianamente rígida a rígida	15 - 50	
Muy rígida	50 - 100	
Loes	15 - 60	0,1 - 0,3
Limo	2 - 20	0,3 - 0,35
Arena fina:		
Suelta	7,5 - 10	0,25
Medianamente densa	10 - 20	
Densa	20 - 25	
Arena:		
Suelta	10 - 25	0,20 - 0,35
Medianamente densa	25 - 50	
Densa	50 - 75	0,30 - 0,40
Grava:		
Suelta	25 - 75	0,2 - 0,35
Medianamente densa	75 - 100	
Densa	100 - 200	0,3 - 0,4

Cuadro 2.6 Constantes elásticas de diferentes suelos modificadas de acuerdo con el U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles (1988)

Estimación de E_s a partir de N	
Tipo de suelo	E_s (MPa)
Limos, limos arenosos, mezclas levemente cohesivas	$0,4 N_1$
Arenas limpias finas a medias y arenas levemente limosas	$0,7 N_1$
Arenas gruesas y arenas con poca grava	$1,0 N_1$
Grava arenosa y gravas	$1,1 N_1$
Grava arenosa y gravas	$1,1 N_1$
Estimación de E_s a partir de S_u	
Arcilla blanda sensible	$400 S_u - 1000 S_u$
Arcilla medianamente rígida a rígida	$1500 S_u - 2400 S_u$
Arcilla muy rígida	$3000 S_u - 4000 S_u$
Estimación de E_s a partir de q_c	
Suelos arenosos	$4 q_c$

Cuadro 2.7. valores de n_h , para arenas

CONSISTENCIA	SECA O HÚMEDA	SUMERGIDA
Suelta	$9,4 \times 10^{-3}$	$4,7 \times 10^{-3}$
Media	0,025	0,013
Densa	0,063	0,031

Pilotes Cortos

Para este tipo de pilotes podemos asumir un comportamiento de cuerpo rígido, tal como se muestra en la figura. A partir de alguna función de $kh=kh(z)$, podemos obtener los esfuerzos por equilibrio y por compatibilidad de deformaciones. Debemos asumir dos hipótesis, la primera será cuando la base se pueda deslizar, la segunda Hipótesis será cuando la base no se pueda deslizar. En base a estas hipótesis obtenemos las fuerzas que actúan en el pilote corto. El refuerzo se calcula en base a modelos de bielas y tirantes.

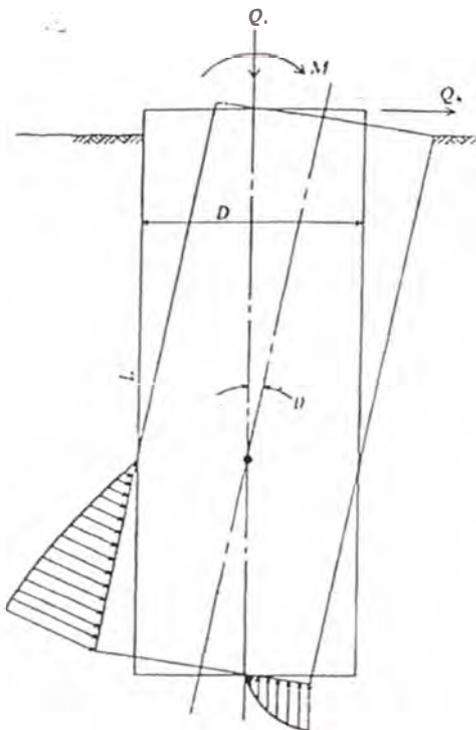


Figura 2.1. Pilote corto

Análisis elástico en un Medio continuo.

En este caso podemos usar la ecuación de una viga apoyada sobre un medio elástico.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - P_x \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + p = 0 \quad (2.3)$$

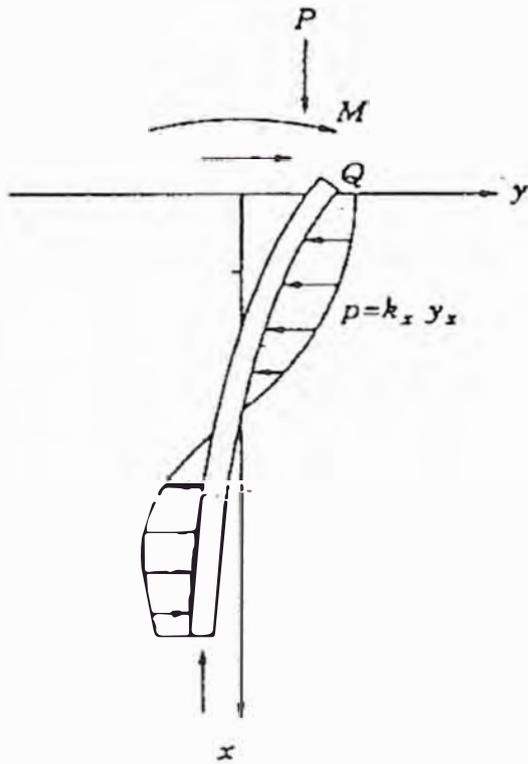


Figura 2.2. Pilote largo apoyado en un medio elástico

Análisis mediante módulo de reacción.

Es una simplificación del método anterior.

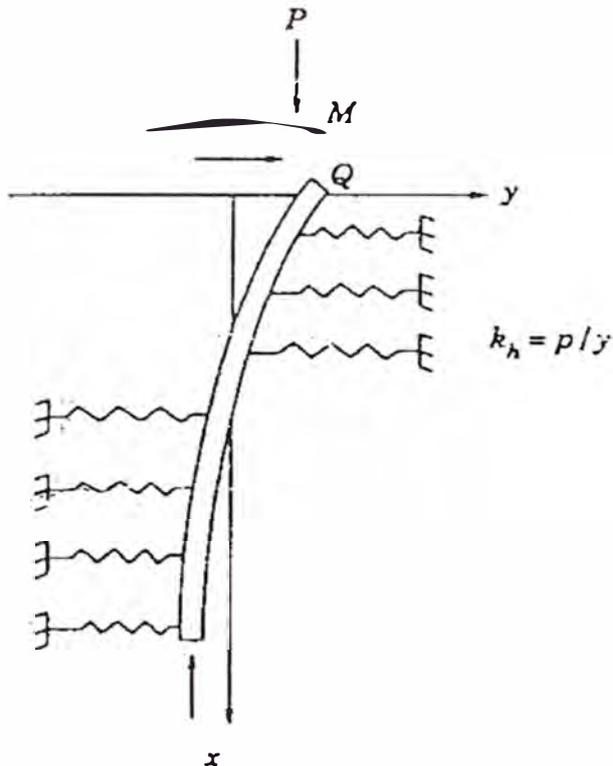


Figura 2.3. Pilote largo apoyado sobre resortes.

MODELOS MÁS ALLÁ DEL RANGO ELÁSTICO, CURVAS P-Y

El fundamento teórico está basado en la ecuación $kh=P/y$, en este caso kh será no lineal, la ecuación que gobernará será:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} - P_x \cdot \frac{d^2 y}{dx^2} + p = 0 \quad (2.3)$$

y = Deflexión lateral a una profundidad x

EI = Rigidez a la flexión del pilote

P_x = Fuerza axial en la columna

p = Reacción del suelo por unidad de longitud, $p=-E_s \cdot y$

E_s = Módulo secante del suelo.

La relación entre carga y deformación del suelo será no lineal. Esta relación está dada por las curvas P-y, que son obtenidas mediante ensayos para determinado diámetro de pilote y para determinadas características del suelo. Existe diverso

procedimientos para generar curvas P-y a partir de otras. Una vez obtenida la curva P-y para un pilote se sigue un proceso iterativo, asumiendo un kh inicial e ir corrigiendo según la nueva deformación obtenida, hasta que se tenga una convergencia aceptable.

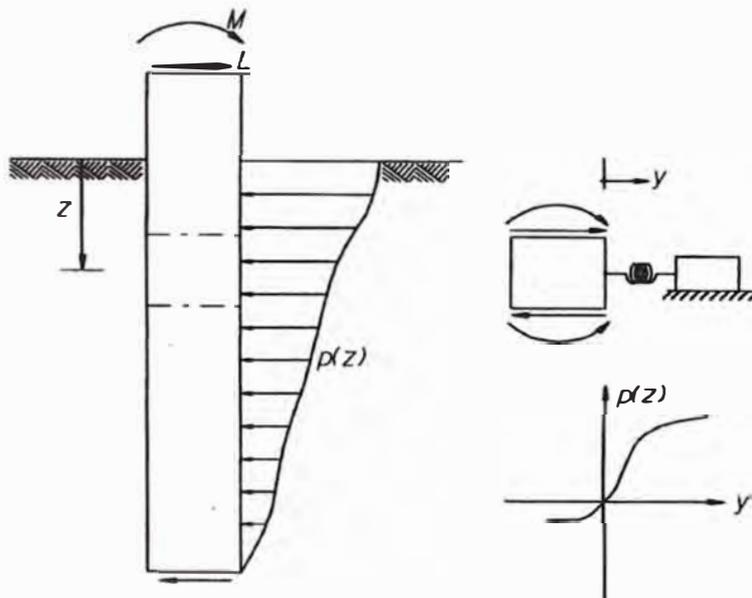


Figura 2.4 Análisis mediante curvas P-y

Aunque la base teórica de este modelo es el modelo de Winkler, donde se considera resortes independientes entre si, la interacción entre resortes es de alguna manera cubierta por el empleo de las curvas P-y. Las curvas P-y son obtenidas mediante ensayos en un solo pilote y la interacción entre resortes es implícita en el ensayo.

La elaboración de estas curvas escapan al objetivo de este informe.

CONSIDERACIONES ADICIONALES

El AASHTO LRFD especifica cierta longitud del pilote que no se debe de considerar en la resistencia lateral..

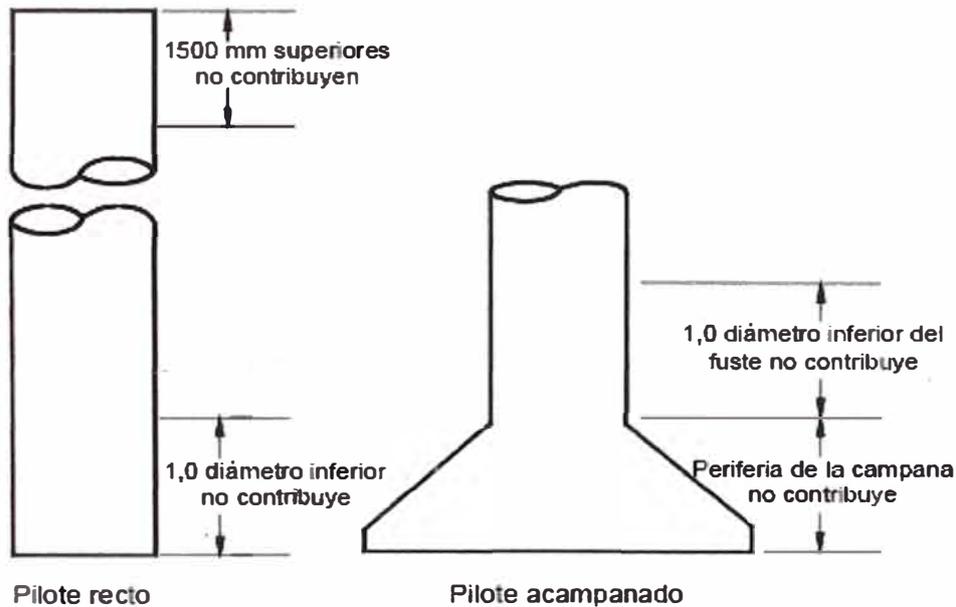


Figura 2.5 Tramos del pilote no consideradas en el diseño.

2.4 INFLUENCIA DE LA ACCIÓN DE UN GRUPO DE PILOTES

El comportamiento de un grupo de pilotes es mucho más complejo que el comportamiento de un solo pilote, debido sobre todo a la combinación de pilotes, al efecto de la zapata, a la interacción entre pilotes, etc.

El efecto que más nos importa en el análisis de pilotes es la deflexión lateral, y esta depende de k_h , el cual es afectado por la separación entre pilotes. Para separaciones mayores a 8 veces el diámetro del pilote, k_h no es afectado, pero para separaciones menores a 3 veces el diámetro, este se reduce al 25%. Para separaciones intermedias se puede interpolar linealmente.

Cuadro 2.8 Factor de reducción de grupo

Separación entre pilotes en la dirección de la carga	Factor de reducción de grupo
3D	0.25
4D	0.40
6D	0.70
8D	1.00

2.5 INFLUENCIA DE LA LICUEFACCIÓN Y LA SOCAVACIÓN

Licuefacción: Se toma en cuenta asumiendo que el estrato con potencial de licuefacción y los estratos superiores a esta no aportan en la rigidez lateral del suelo. Esta comprobación pertenece al evento extremo tipo I

Socavación: Se toma en cuenta eliminando el material con posibilidades de socavación.

En ambos casos, al quedar una parte del pilote descubierto, existe una longitud sin restricción lateral. En estos casos se debe de considerar los efectos de segundo orden con una longitud de pilote hasta donde se asume que está empotrado. Bajo carga axial exclusivamente se pueden tomar las siguientes relaciones para estimar esa longitud.

Arcillas:

$$1.4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{0.25} \quad (2.4)$$

Arenas:

$$1.8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0.2} \quad (2.5)$$

Para estas relaciones se ha asumido que el pilote está empotrado en ambos extremos.

El módulo del suelo n_h está afectado por la separación de pilotes, ver cuadro 2.8

CAPITULO III: DISEÑO DE LOS PILOTES Y ZAPATAS

3.1 REQUISITOS MÍNIMOS EN EL DISEÑO DE PILOTES

Los requisitos mínimos para el diseño de pilotes se dan en la siguiente Cuadro, los requisitos mínimos dependen de la zona sísmica donde se ubique el puente. La zona sísmica dependerá del valor del coeficiente de aceleración.

Cuadro 3.1 Zonas sísmicas de acuerdo al coeficiente de aceleración

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

Cuadro 3.2 Requisitos mínimos para pilotes excavados.

	Zona 1	Zona 2	Zona 3 y 4
f'c mínimo	210kg/cm ²	similar	similar
Diámetro mínimo	30cm	similar	similar
Ancho de punta	3 veces el diámetro	similar	similar
Refuerzo longitudinal	0.8%	similar	similar
Longitud de refuerzo longitudinal	Tres metros bajo el plano donde el suelo aporte rigidez	1/3 de la longitud del pilote	Toda la longitud del pilote
Espaciamiento del refuerzo longitudinal	5 veces tamaño máximo de agregado o 12.5cm	similar	similar
Tipo de refuerzo transversal	Zunchado	similar	similar

	Zona 1	Zona 2	Zona 3 y 4
Longitud de confinamiento	-	-	2 veces el diámetro o 0.60m, ó hasta la región donde se prevea la formación de rotula plástica

3.2 FUERZAS DE DISEÑO

FUERZAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las fuerzas de diseño serán las obtenidas del análisis estructural. Se deberán de chequear los siguientes estados límites:

- Estado límite de resistencia
- Estado límite de servicio
- Estado límite de evento extremo

FUERZAS POR SOBRE RESISTENCIA.

Se deberá chequear la resistencia de los pilotes debido a la acción de la rótula plástica en las columnas, en este caso se deberá evaluar la sobrerresistencia de la columna o muro.

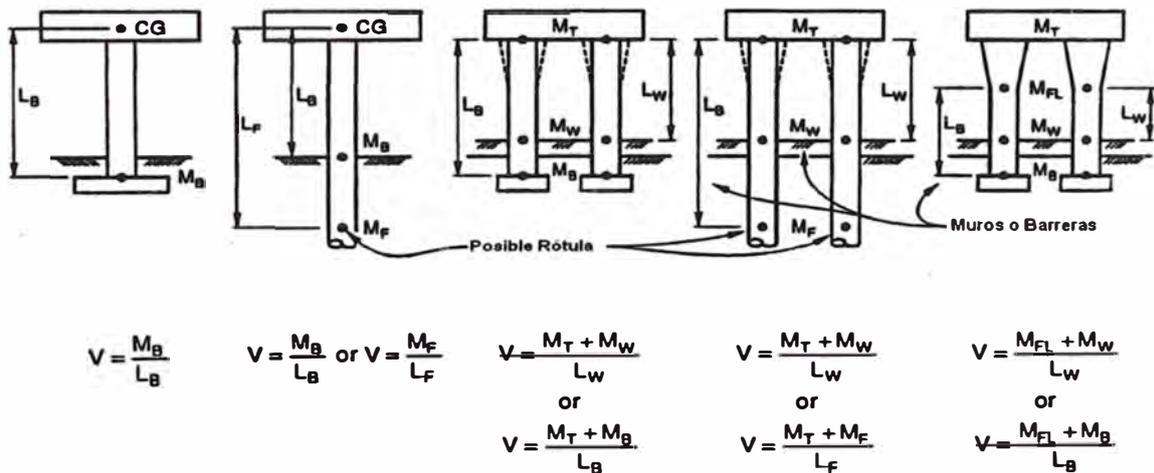


Figura. 3.1 Localización de posibles rótulas plásticas. Respuesta transversal

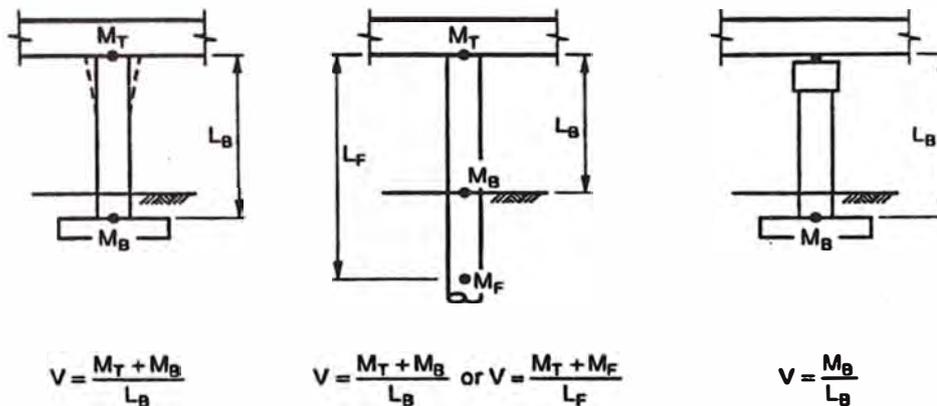


Figura. 3.2 Localización de posibles rótulas plásticas. Respuesta Longitudinal

La sobrerresistencia se debe a que las propiedades reales de los materiales son superiores a los valores mínimos especificados y se implementa especificando factores de resistencia mayores que la unidad.

Cuadro 3.2 Valores especificados para evaluar la sobrerresistencia en las columnas

Resistencia del refuerzo	1.25f _y
Resistencia del concreto	1.5f' _c
Deformación unitaria de compresión (ϵ_c)	0.01
Recubrimiento	Máximo 5cm

Como simplificación de lo anterior podemos multiplicar la curva de interacción de la columna por 1.3, la figura 3.2 muestra las curvas de interacción típica de un columna.

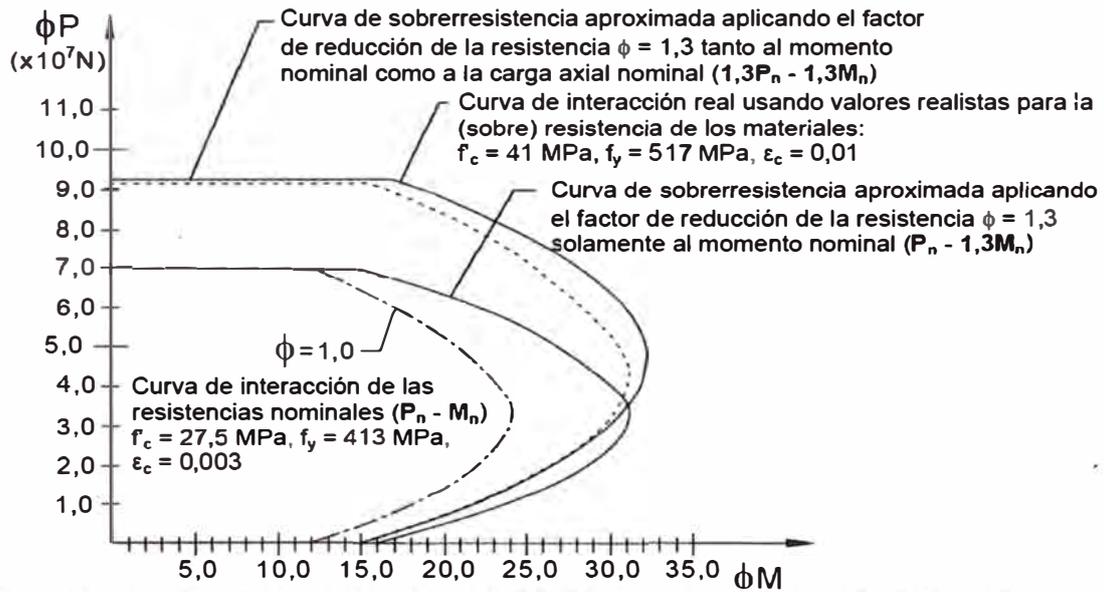


Figura 3.1 Diagramas de interacción para una columna

3.3 DISEÑO POR FLEXIÓN BIAxIAL

Determinadas las fuerzas actuantes, se procede a diseñarlas como si fueran columnas. Se debe de evaluar los efectos de esbeltez, según las recomendaciones dadas en 2.5. En zonas sísmicas se deberá analizar el efecto de la rótula plástica en la evaluación de los esfuerzos en los pilotes.

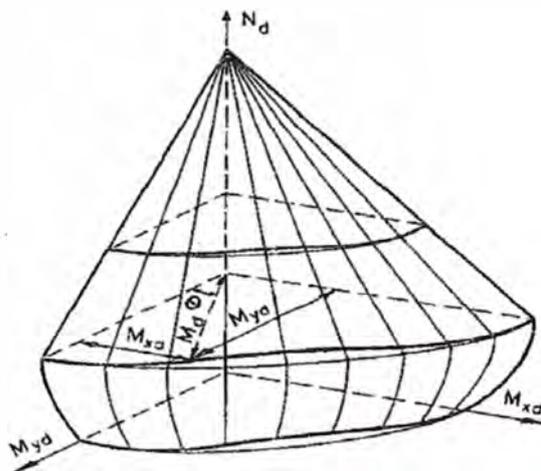


Figura 3.2 Diagrama de interacción típica en columnas

Los diagramas de interacción se obtendrán a partir del equilibrio y la compatibilidad de deformaciones. Debido a que los pilotes están bien confinados por el zuncho, se puede emplear una deformación unitaria de rotura en el concreto mayor a 0.003. La tensión en la armadura será obtenida a través de la curva tensión deformación representativa del acero o en una representación matemática probada. Se asume que la relación entre deformación y esfuerzo de compresión es parabólica, rectangular, o de alguna forma que sea compatible con los resultados de ensayos. Existe amplia bibliografía que trata sobre la obtención del diagrama de interacción.

3.4 DISEÑO POR CORTE

Los pilotes largos son diseñados usando el método seccional. El AASHTO LRFD emplea para el diseño cortante el método de campo modificado, en el cual, aparte de satisfacer las ecuaciones de equilibrio, se satisfacen las condiciones de compatibilidad de deformaciones. Las siguientes ecuaciones son usadas para el cálculo del refuerzo.

$$V_n = V_c + V_s < 0.25 f'_c b_v d_v \quad (3.1)$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (3.2)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \text{sen}(\alpha)}{s} \quad (3.3)$$

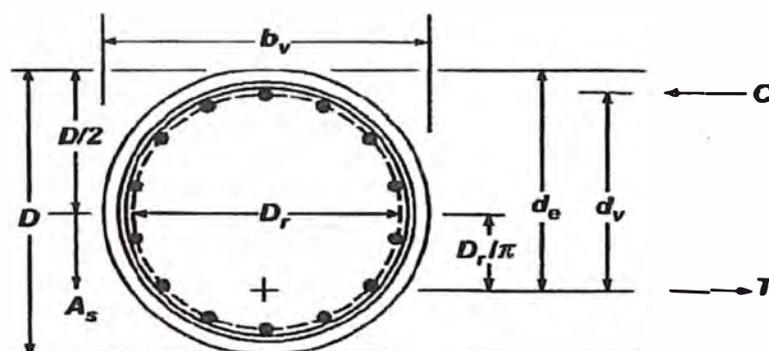


Figura 3.3 Sección transversal del pilote

b_v = Ancho, igual al diámetro del pilote

d_v = Profundidad efectiva de corte

s = Espaciamiento de los estribos o del zunchado

β = Factor que indica la capacidad de la grieta de transmitir tensiones

θ = Angulo de la diagonal en compresión

α = Inclinación del refuerzo transversal (90°)

A_v = Área del refuerzo transversal para la sección en estudio

Cuadro 3.4. Valores de θ y β

$\frac{v}{f_c}$	$\epsilon_x \times 1000$								
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	≤ 0	$\leq 0,125$	$\leq 0,25$	$\leq 0,50$	$\leq 0,75$	$\leq 1,00$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24	26,6 2,94	30,5 2,59	33,7 2,38	36,4 2,23
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91	27,1 2,75	30,8 2,50	34,0 2,32	36,7 2,18
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74	27,9 2,62	31,4 2,42	34,4 2,26	37,0 2,13
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60	28,8 2,52	32,1 2,36	34,9 2,21	37,3 2,08
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52	29,7 2,44	32,7 2,28	35,2 2,14	36,8 1,96
$\leq 0,200$	24,7 2,63	26,1 2,59	26,7 2,52	27,4 2,51	29,0 2,43	30,6 2,37	32,8 2,14	34,5 1,94	36,1 1,79
$\leq 0,225$	26,1 2,53	27,3 2,45	27,9 2,42	28,5 2,40	30,0 2,34	30,8 2,14	32,3 1,86	34,0 1,73	35,7 1,64
$\leq 0,250$	27,5 2,39	28,6 2,36	29,1 2,33	29,7 2,33	30,6 2,12	31,3 1,93	32,8 1,70	34,3 1,58	35,8 1,50

Se debe empezar con un valor de $\epsilon_x < 0.001$ y luego se debe de ir corrigiendo mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5V_u \cdot \cot(\theta)}{2E_s A_s} \quad (3.4)$$

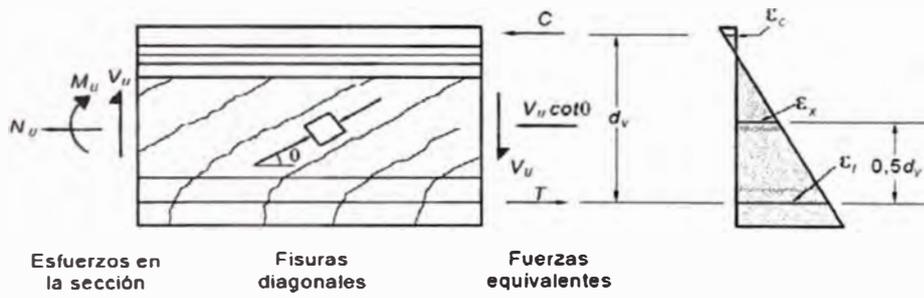


Figura 3.3. Fuerzas actuantes y esfuerzos en la sección

3.5 DISEÑO DE LA ZAPATA EMPLEANDO EL MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES.

REGIONES D

Son regiones D (regiones de discontinuidad) las estructuras o partes de una estructura en las que no sea válida la teoría general de flexión, es decir, donde no sean aplicables las hipótesis de Bernoulli-Navier o Kirchhoff. Por el contrario, las estructuras o partes de las mismas en que se cumplen dichas hipótesis se denominan regiones B.

Las regiones D existen en una estructura cuando se producen cambios bruscos de geometría (discontinuidad geométrica, figura 3.4.a), o en zonas de aplicación de cargas concentradas y reacciones (discontinuidad estática, figura 3.4.b). Igualmente, una región D puede estar constituida por una estructura en su conjunto debido a su forma o proporciones (discontinuidad generalizada). Las vigas de gran canto o ménsulas cortas (figura 3.4.c) son ejemplos de discontinuidad generalizada.

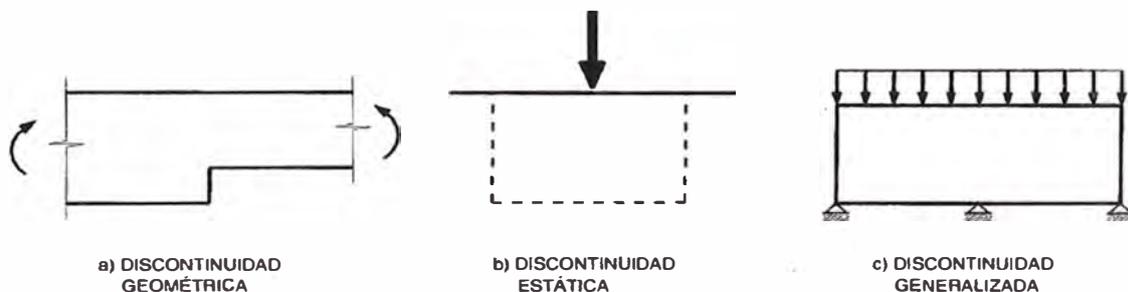


Figura 3.4 Tipos de discontinuidades

En la estructura de la figura 3.5 se identifican distintas zonas que constituyen regiones D, debidas a discontinuidades geométricas o estáticas. Las restantes zonas de la estructura se identifican, por el contrario, como regiones B, es decir, zonas en que es válida la teoría general de flexión y las hipótesis de Bernoulli-Navier.

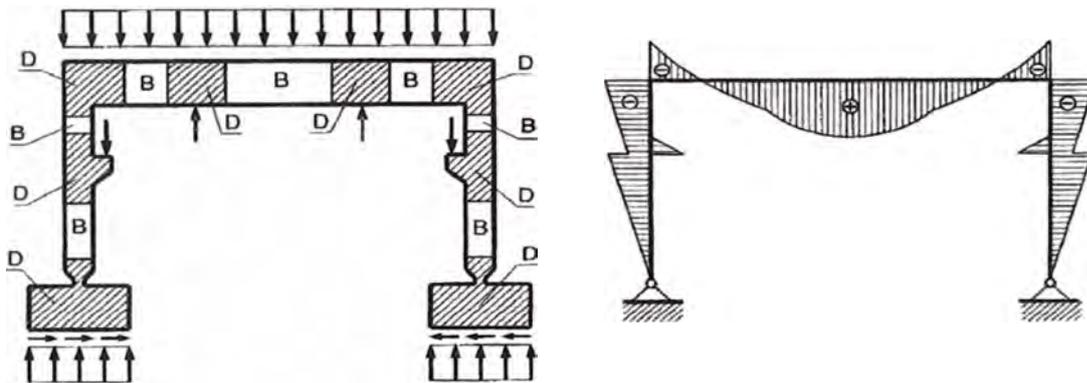


Figura 3.5 Identificación de regiones B y D.

MÉTODO DE LAS BIELAS Y TIRANTES

Este método consiste en sustituir la estructura, o la parte de la estructura que constituya la región D, por una estructura de barras articuladas, generalmente plana o en algunos casos, espacial, que representa su comportamiento. Las barras comprimidas se definen como bielas y representan la compresión del hormigón. Las barras traccionadas se denominan tirantes y representan las fuerzas de tracción de las armaduras.

El modelo debe equilibrar los esfuerzos exteriores existentes en la frontera de la región D, cuando se trata de una zona de la estructura, las cargas exteriores actuantes y las reacciones de apoyo, en el caso de una estructura con discontinuidad generalizada. Este tipo de modelos, que suponen un comportamiento plástico perfecto, satisfacen los requerimientos del teorema del límite inferior de la teoría de la plasticidad y, una vez decidido el modelo, el de unicidad de la solución.

Este método permite la comprobación de las condiciones de la estructura en Estado Límite Último y evento extremo.

Las comprobaciones relativas al Estado Límite de Servicio, especialmente la fisuración, no se realizan explícitamente, pero pueden considerarse satisfechas si el modelo se orienta con los resultados de un análisis lineal y se cumplen algunas condiciones para los tirantes, como limitar el esfuerzo en ellas.

El método de las bielas y tirantes se utiliza en regiones B para explicar el comportamiento de elementos lineales sometidos a cortante (reticulado plano, figura 3.6) o a torsión (reticulado espacial, 3.7).

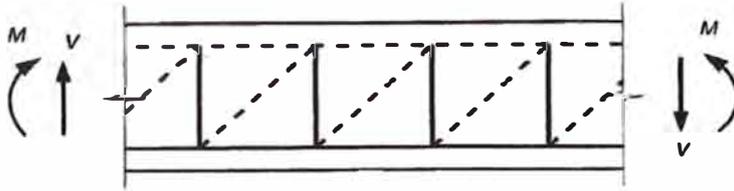


Figura 3.6 Flujo de fuerzas en un elemento sometida flexión simple.

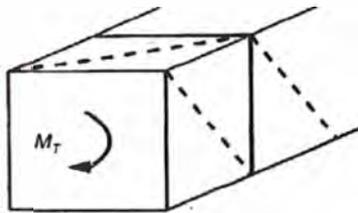


Figura 3.7 Flujo de fuerzas de un elemento sometido a torsión.

Es aconsejable plantear el modelo de barras teniendo en cuenta la distribución de tensiones que se obtiene en un análisis lineal, orientando las bielas comprimidas de acuerdo con las orientaciones de las tensiones principales de compresión y los tirantes con las tensiones principales de tracción, adaptándose a las disposiciones de armadura posibles en el elemento estructural. Si se dispone de resultados experimentales que muestran un adecuado comportamiento en Estado Límite de Servicio y en Estado Límite Último, debe, en la medida de lo posible, orientarse el modelo teniendo en cuenta las disposiciones de armaduras del ensayo. Es preferible el uso de modelos isostáticos, es decir, en los que para la obtención de las distintas fuerzas de las barras no se requiera el planteamiento de condiciones de compatibilidad.

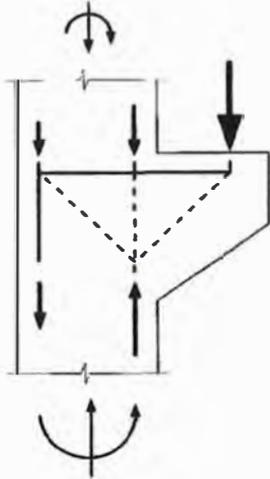


Figura 3.8 Modelo de bielas y tirantes para una ménsula.

De todos los modelos de barras posibles, resultan más adecuados aquellos que requieren una menor capacidad de deformación en régimen plástico y, por lo tanto, aquellos en los que los tirantes traccionados tienen menor longitud. (3.9 y 3.10).

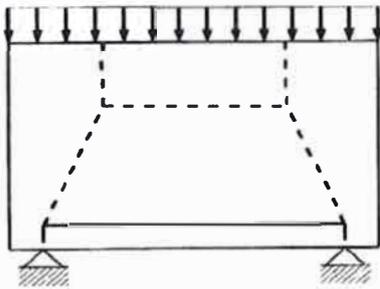


Figura 3.9 Modelo de bielas y tirantes adecuado para la viga de gran altura.

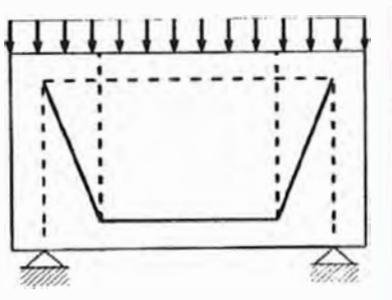


Figura 3.10 Modelo que requiere de mayor capacidad plástica para la misma viga de gran altura.

El modelo puede ser lo suficientemente refinado como para tener en cuenta las tracciones generadas por la dispersión de los campos de compresión, que dan lugar a armaduras secundarias, tal como se muestra en la figura 3.11.

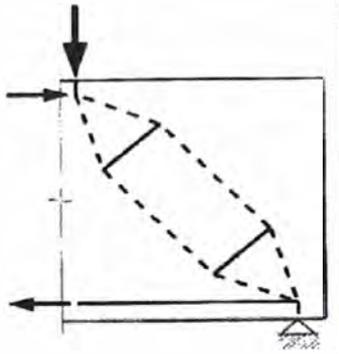


Figura 3.11 Refinamiento de un campo de compresión para tomar en cuenta las tracciones generadas.

En general, el método de las bielas y tirantes debe plantearse siguiendo las siguientes secuencias:

- Definición de las cargas exteriores, esfuerzos de continuidad y reacciones de la región D.
- Estudio de la distribución de tensiones con un análisis lineal. Este cálculo puede evitarse cuando se trate de elementos ya estudiados en la bibliografía.
- Establecimiento de un modelo de barras (bielas y tirantes) en el que estén en equilibrio las cargas exteriores actuantes, esfuerzos de continuidad y las reacciones de los apoyos existentes, siguiendo las distintas indicaciones de este apartado.
- Cálculo de esfuerzos de las barras del modelo.-Comprobación de las condiciones de las bielas, tirantes y nudos
- Cuando las comprobaciones anteriores supongan modificaciones de las dimensiones de las barras y, por tanto, de la geometría del modelo, deberá ajustarse la geometría y procederse a un nuevo cálculo.

MÉTODO DE BIELAS Y TIRANTES EN LAS CIMENTACIONES PARA PILOTES

Clasificación de las cimentaciones

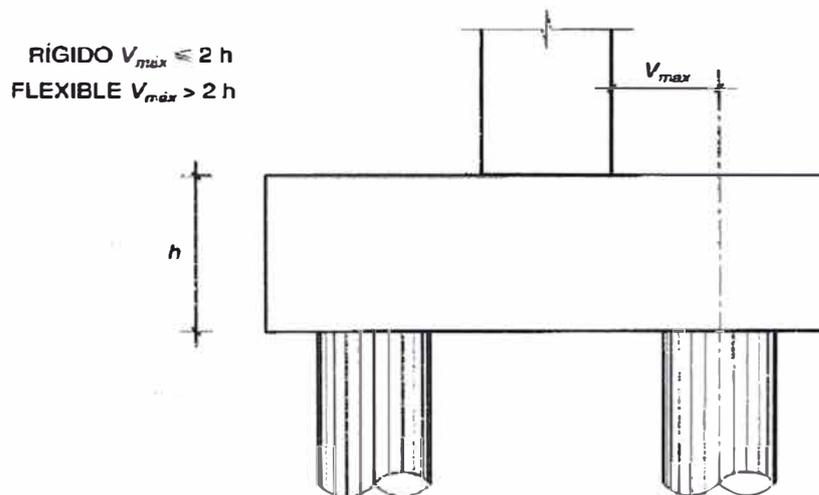


Figura 3.12 Clasificación de una zapata.

Cimentaciones flexibles

Si la cimentación es flexible, se pueden utilizar las ecuaciones del método seccional para el cálculo del refuerzo por flexión y corte.

Cimentaciones rígidas

En las cimentaciones de tipo rígido, la distribución de deformaciones es no lineal a nivel de sección, y, por tanto, el método general de análisis más adecuado es el de bielas y tirantes.

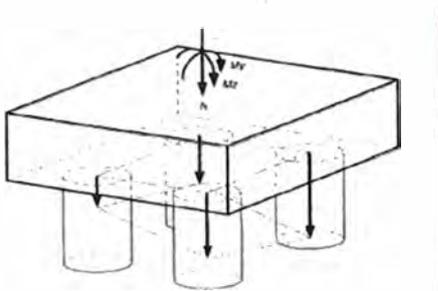


Figura 3.13 Zapata sometida a flexión biaxial

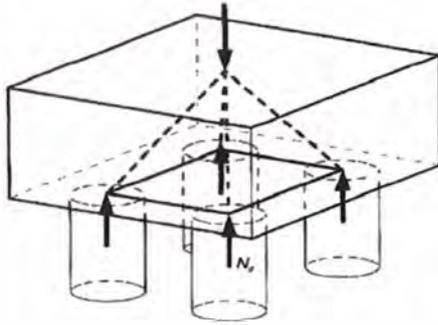


Figura 3.14 Esquema 3D de bielas y tirantes para una zapata sometida sólo compresión.

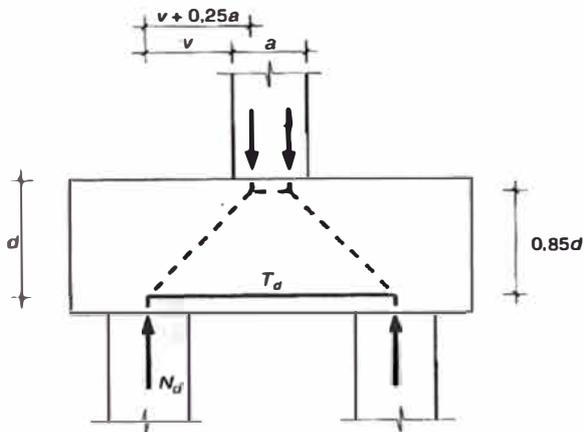


Figura 3.15 Esquema 2D para el cálculo del refuerzo en el caso de presentarse sólo compresión

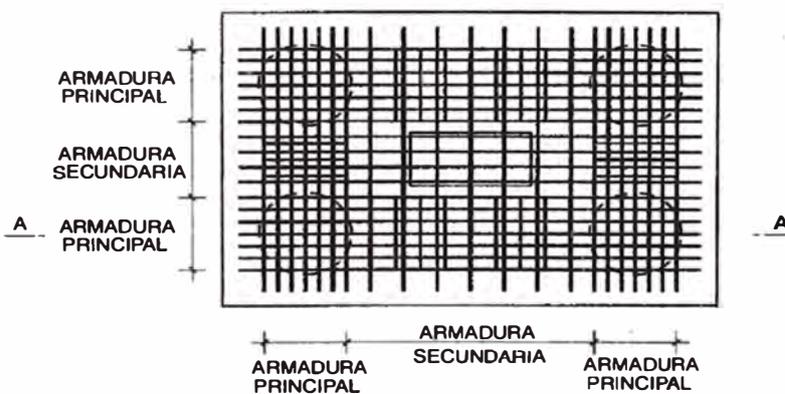


Figura 3.16 Armado típico de zapatas con pilotes- Vista en planta

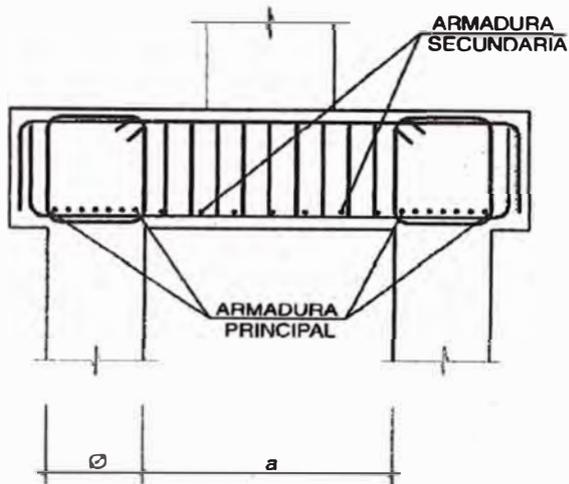


Figura 3.17 Armado típico en zapatas con pilotes- Vista en elevación

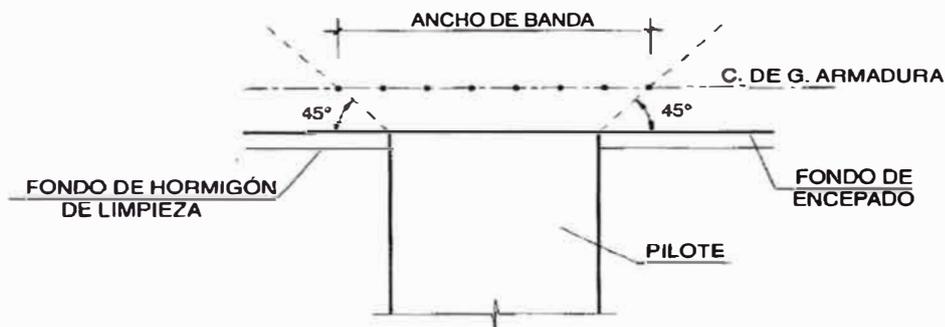


Figura 3.18 Ancho de banda para la distribución de la armadura

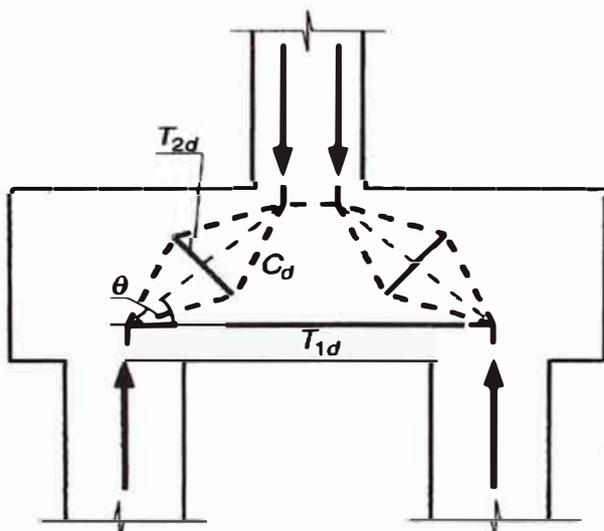


Figura 3.19 Esquema para el cálculo de la armadura secundaria

Límites para el cálculo de bielas y tirantes

Los límites establecidos en el AASHTO LRFD son los siguientes:

La resistencia de una Biela o Tirante se tomará como:

$$P_r = \phi \cdot P_n \quad (3.5)$$

Cuadro 3.5, Valores de ϕ según AASHTO LRFD

Tracción	$\phi = 0.9$
Compresión	$\phi = 0.7$

Resistencia de una biela no armada

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \quad (3.6)$$

El esfuerzo máximo en una biela es:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \leq 0.85 f'_c \quad (3.7)$$

Siendo:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002) \cot^2 \alpha_s$$

α_s = Menor ángulo entre la biela comprimida y los tirantes adyacentes ($^\circ$)

ε_s = Deformación específica por tracción del concreto en la dirección del tirante traccionado.

f'_c = Resistencia a la compresión.

Resistencia de una biela Armada

$$P_n = f_{cu} + f_y A_{ss} \quad (3.8)$$

Resistencia de un tirante

$$P_n = f_y A_{st} \quad (3.9)$$

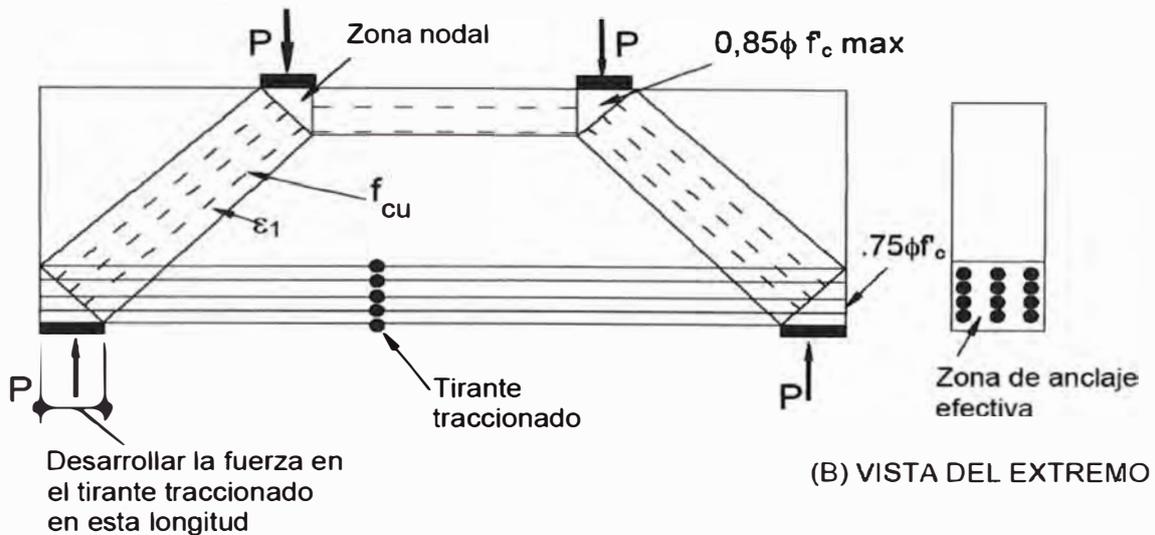


Figura 3.20 Esquema de flujo de fuerzas en una viga de gran altura

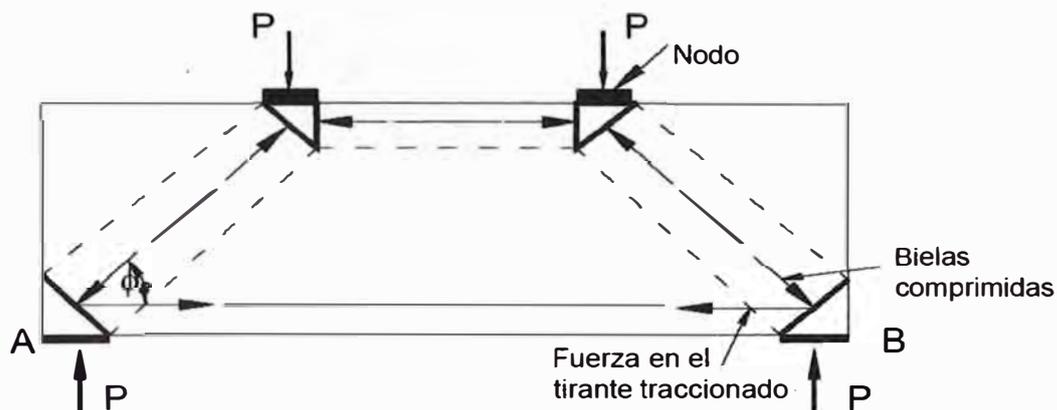


Figura 3.21 Modelo de bielas y tirantes para la viga de gran altura

Comprobación de zonas nodales

A menos que se provea armadura de confinamiento y su efecto se compruebe mediante análisis o ensayos, la tensión de compresión del hormigón en las zonas nodales de la biela no deberá ser mayor que:

- Para regiones nodales limitadas por bielas comprimidas y áreas de apoyo: $0.85 \phi f_c$

Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en una dirección:
 $0.75 \phi f_c$

Para regiones nodales que anclan tirantes traccionados en más de una dirección: $0.65 \phi f_c$

ϕ = factor de resistencia para apoyo sobre hormigón = 0.70

El refuerzo de los tirantes se deberá de distribuir en un área igual a la tensión, dividida entre los límites de compresión según corresponda el caso

Armadura para limitar la fisuración:

Se proveerá de una cuantía de 0.003 en cada dirección como mínimo, la separación no será mayor a 30cm. la armadura de fisuración se considerará parte de un tirante traccionado si es que se encuentra en zona de esta. Esta armadura no aplica a zapatas y losas.

CAPITULO IV: APLICACIÓN AL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

4.1 GENERALIDADES

ANTECEDENTES

El puente Ignacio escudero se ubicará en la quebrada Ignacio escudero, esta discurre perpendicular a la carretera Panamericana, con un ancho de cauce que va desde 150 a 300 metros y una altura de tirantes de 2.00 a 3.00 metros aproximadamente. Actualmente existe un desvío que consiste en una obra de drenaje.



Figura 4.1 Actual pase vehicular en la quebrada Ignacio escudero.

UBICACIÓN

La quebrada Ignacio Escudero se encuentra en el Km. 1043+000.00 de la carretera Panamericana Norte en el distrito de Ignacio Escudero, Provincia de Sullana, Departamento de Piura. Su altitud es de unos 35 metros sobre el nivel del mar

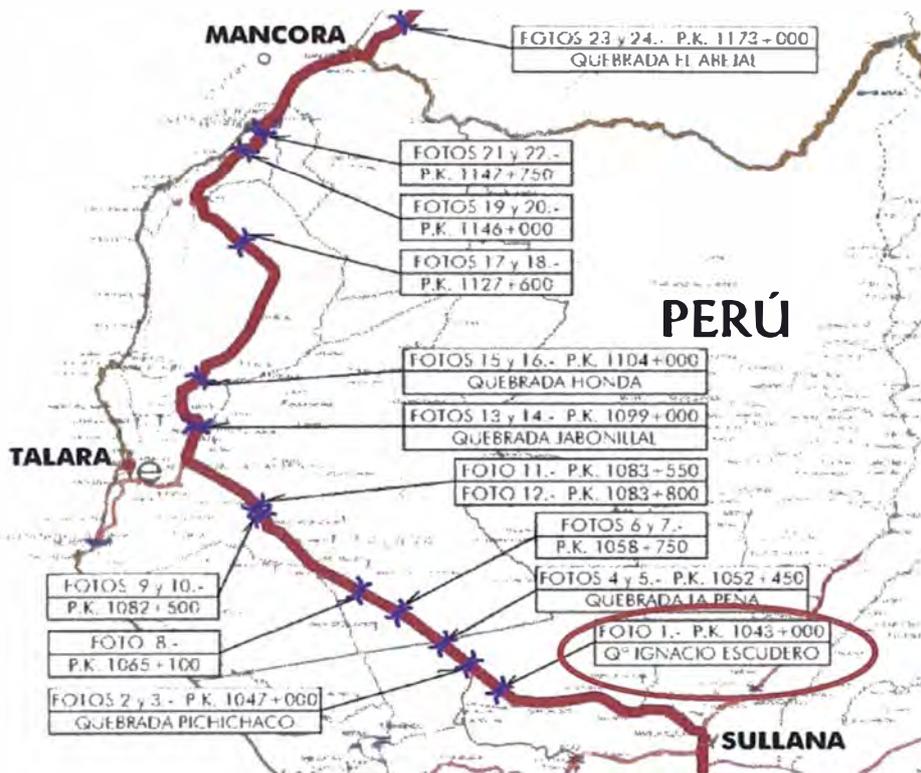


Figura 4.2 Ubicación del puente Ignacio escudero dentro del proyecto Piura Guayaquil.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL PUENTE

De acuerdo con los estudios realizados, tanto a nivel de diseño geométrico como de estudios topográficos, hidrológicos, estructurales, etc., en esta quebrada, se ha proyectado un puente de 250 metros de longitud, compuesto de 7 tramos de 30.00 metros y 2 tramos en los extremos de 20 metros cada uno.

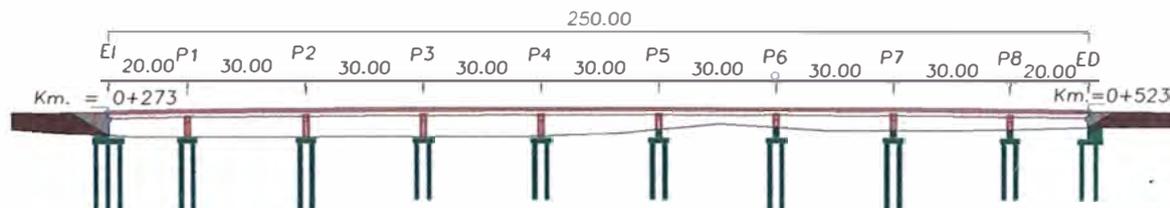


Figura 4.3 Elevación

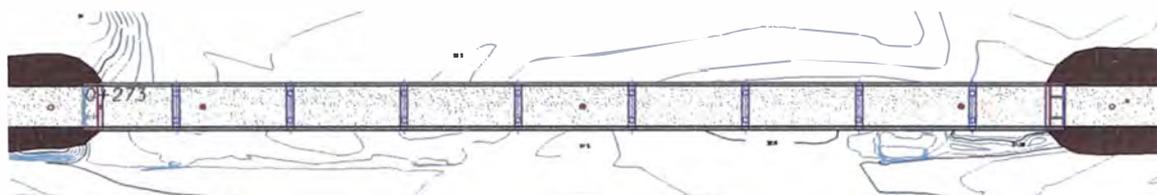


Figura 4.4 Planta

SUPERESTRUCTURA

El tablero consiste en dos carriles de 3.60m, dos bermas de 2.25m y veredas de 1,20, tal como se puede apreciar en la figura 4.3

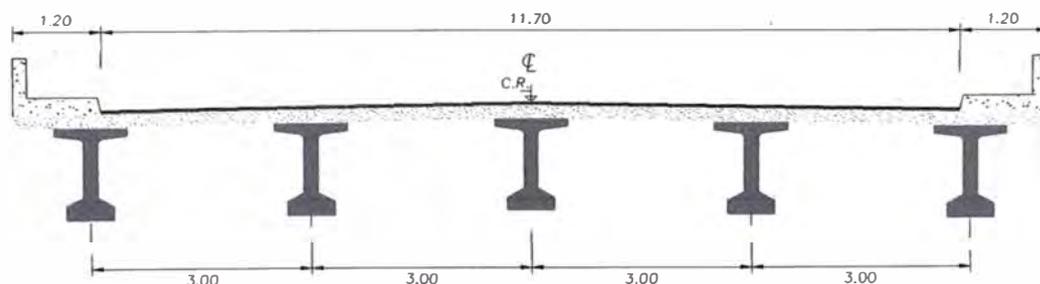


Figura 4.5 Sección transversal del puente

Losa: La losa es de 20cm, la calidad del concreto es de 28MPa (280kg/cm²)

Veredas: Son dos veredas de C^oA^o, la calidad del concreto empleado es de 21MPa (210 kg/cm²)

Vigas: 5 vigas prefabricadas postensadas, de sección estándar, la calidad del concreto es de 40MPa (400 kg/cm²)

Diafragmas: 1 diafragma a la mitad de cada tramo, y diafragmas sobre los pilares y estribos, la calidad del concreto empleado es de 21MPa (210kg/cm²)

Apoyos: Se han empleado apoyos de neopreno con topes sísmicos

SUBESTRUCTURA

Consiste en un pórtico de concreto armado, las columnas son octogonales con radio inscrito de 1.40m, la altura del pilar es de 5.00m. La viga cabezal es de 1.60mx1.40m.

Cada columna descansa sobre una zapata de 5.00x5.00x1.50, y que a su vez descansa sobre 4 pilotes de $\varnothing=1.00\text{m}$

Los pilotes tienen distintas longitudes según se puede apreciar en la figura 4.3, la cota de fondo de los pilotes se puede ver en el Anexo I: Planos del Proyecto

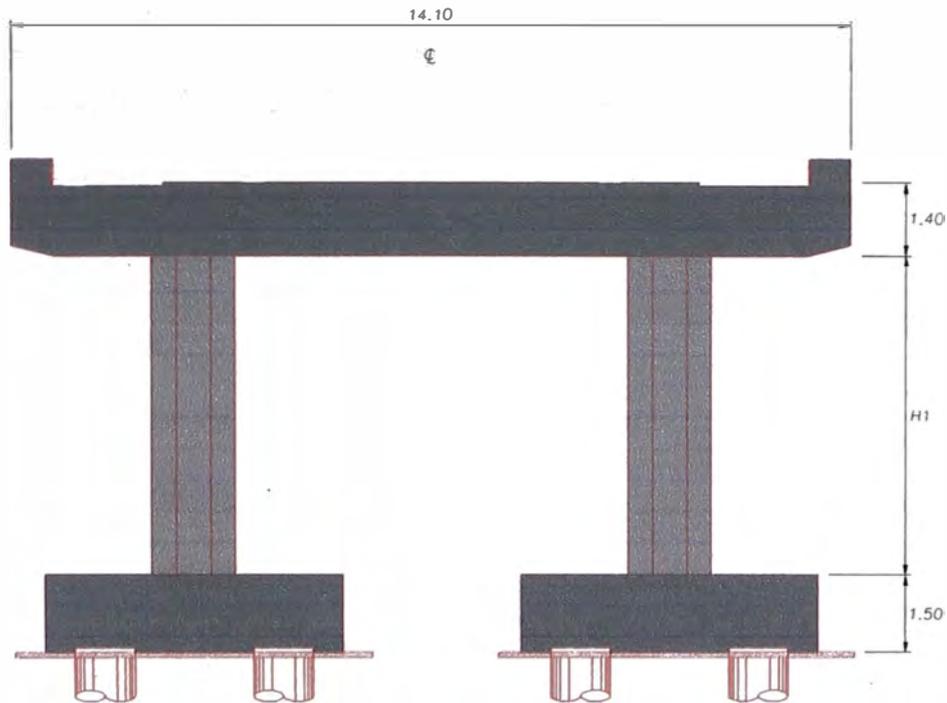


Figura. 4.6 Pilar - elevación frontal

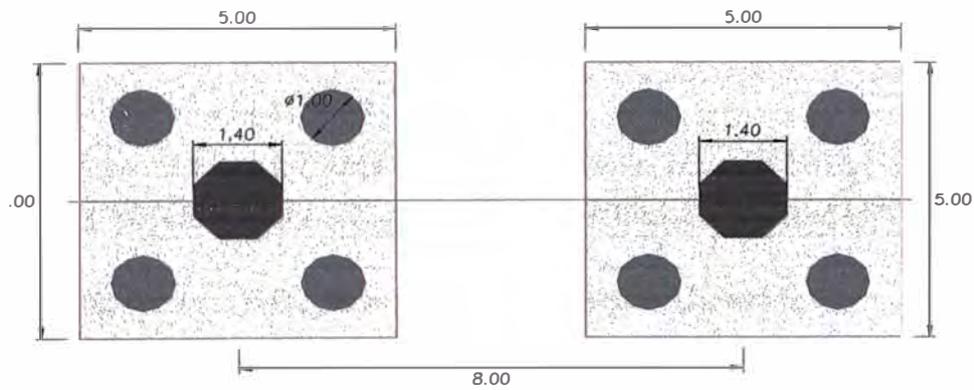


Figura. 4.7 Pilar - Planta

PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo será:

- Perforación e Instalación de pilotes
- Construcción de zapatas
- Construcción de columnas
- Construcción de la viga del pórtico
- Construcción de los estribos
- Instalación de apoyos
- Colocación de las vigas prefabricadas
- Vaciado de losa + diafragmas
- Instalación de barandas.
- Asfalto.

4.3 NORMATIVA EMPLEADA

Para este diseño se está usando el AASHTO LRFD 3th Edition. El proyecto original fue elaborado en base a las especificaciones AASHTO Estándar.

4.4 MODELO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

El modelo para el reparto de las fuerzas sobre la subestructura tendrá las siguientes características:

El tablero será modelado como una única barra con las propiedades de la sección compuesta.

Los pilares serán modelados con elementos tipo barra, las propiedades corresponden a la sección bruta.

Las zapatas será modeladas mediante elementos tipo Shell, con el espesor de la zapata.

Los pilotes serán modelados mediante elementos tipo barra, las propiedades corresponden a la sección bruta

La acción del suelo será modelado por medio de resortes lineales, se empleará el módulo secante del suelo. La rigidez de estos resortes será disminuido por la acción de grupo.

Los estribos se consideran infinitamente rígidos.

El programa que se va a utilizar en el análisis estructural es el SAP2000 10.0.1

Tomando en cuenta el proceso constructivo se han elaborado 3 modelos para determinar las acciones sobre los pilotes.

MODELO 1

El primer modelo consistirá a la etapa en que se colocan las vigas prefabricadas y se vacía la losa de concreto.

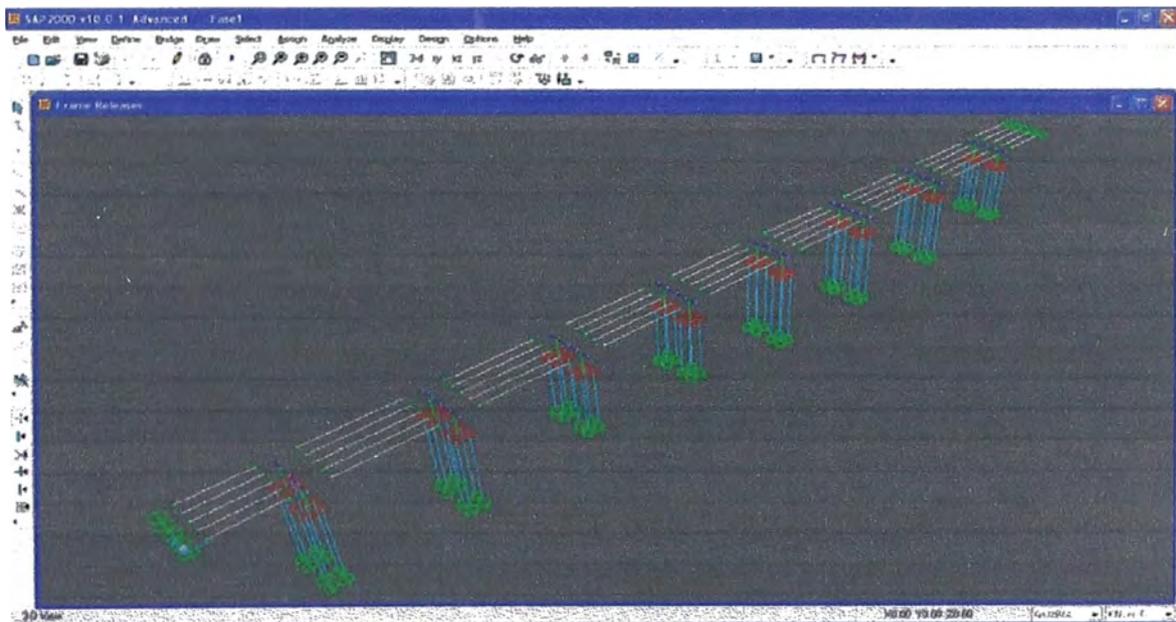


Figura 4.8 Modelo 1

Acciones consideradas:

DW1: Peso propio de las vigas mas el peso tributario del concreto aun en estado fluido.

El peso de otros elementos como las vigas, Columnas, Zapatas y pilotes es tomado en cuenta por el programa

MODELO 2

El segundo caso consiste al funcionamiento normal del puente, en este modelo se está considerando el tablero como continuo, y se han incluido los neoprenos en la rigidez.

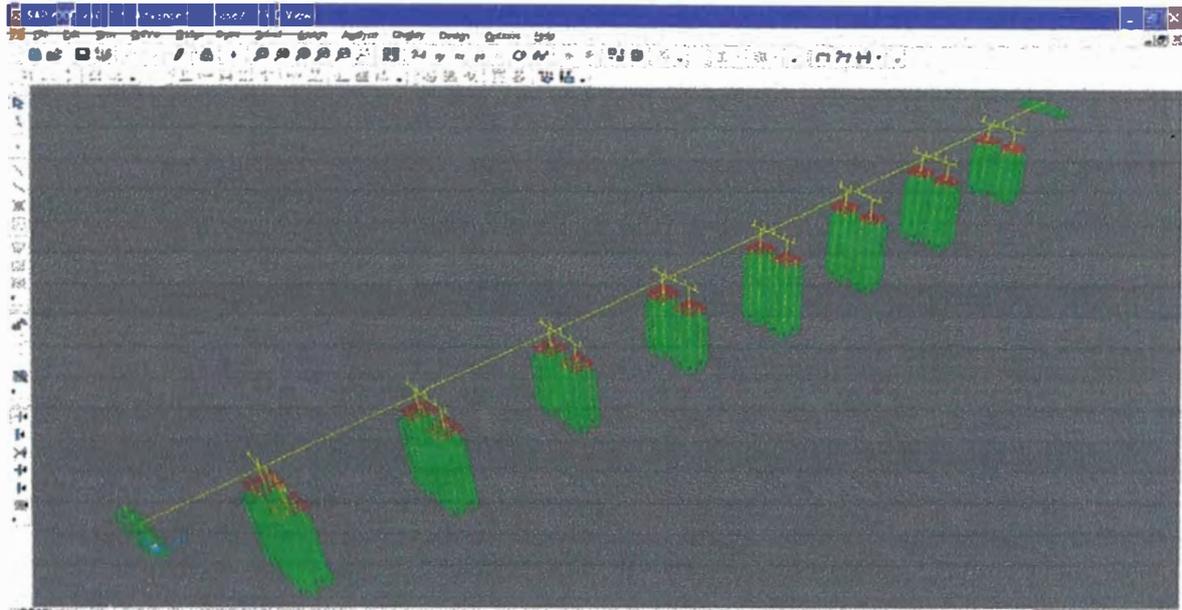


Figura 4.9 Modelo 2

Acciones Consideradas:

DW2: peso de los elementos estructurales colocados luego del vaciado y curado de la losa.

LL: Sobrecarga Vehicular

IM: Impacto dinámico

WS: Viento sobre la superestructura y sobre la subestructura

WL: viento sobre la carga móvil.

T: Temperatura

CR: Creep

SH: Contracción y fragua

MODELO 3

Modelos para el análisis sísmico. En este modelo se consideran los topes sísmicos en la estructura (Los neoprenos dejan de actuar)

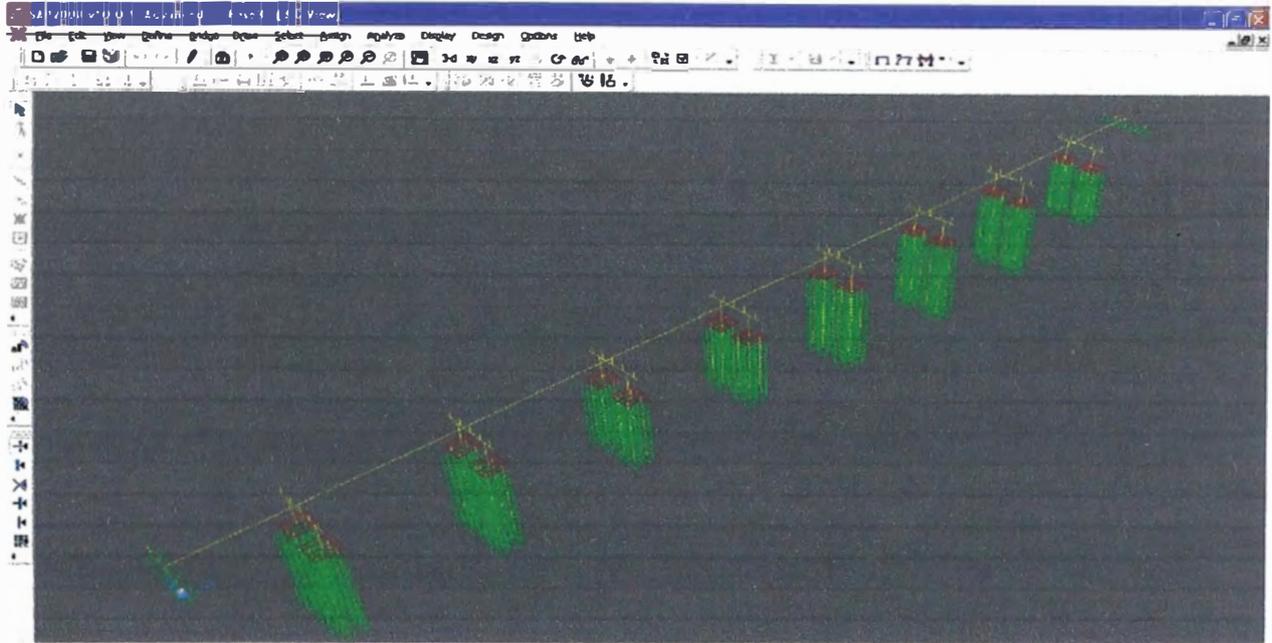


Figura 4.10 Modelo 3

Acciones Consideradas

Sismo Sx

Sismo Sy

DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMARÁN LOS MODELOS:

Materiales:

Material	Densidad	Peso específico	Módulo de elasticidad	Coefficiente de Poisson	Coefficiente de expansión termal
f _c 28	2.5 Kg/m ³	25 kN/m ³	25399212 kN/m ²	0.2	0.000011x1/°C
f _c 40	2.5 Kg/m ³	25 kN/m ³	30357865 kN/m ²	0.2	0.000011 x1/°C

El módulo de elasticidad se ha calculado en base a la siguiente ecuación:

$$E_c = 0.043 \cdot \gamma^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

E_c = Módulo de elasticidad.

γ = densidad del concreto (kg/m³).

f'_c = Resistencia del concreto (MPa)

El coeficiente de poisson y el coeficiente de expansión termal también están especificados en el AASHTO LRFD. Ver Cuadro 2.5A

Modelo del pórtico:

Consistirán en elementos tipo barra que modelen cada elemento del pórtico.

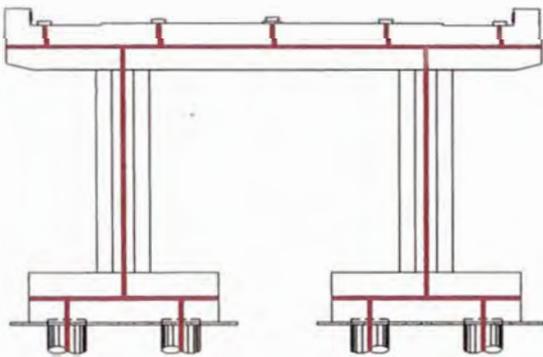


Figura 4.11 Esquema del modelo del pórtico

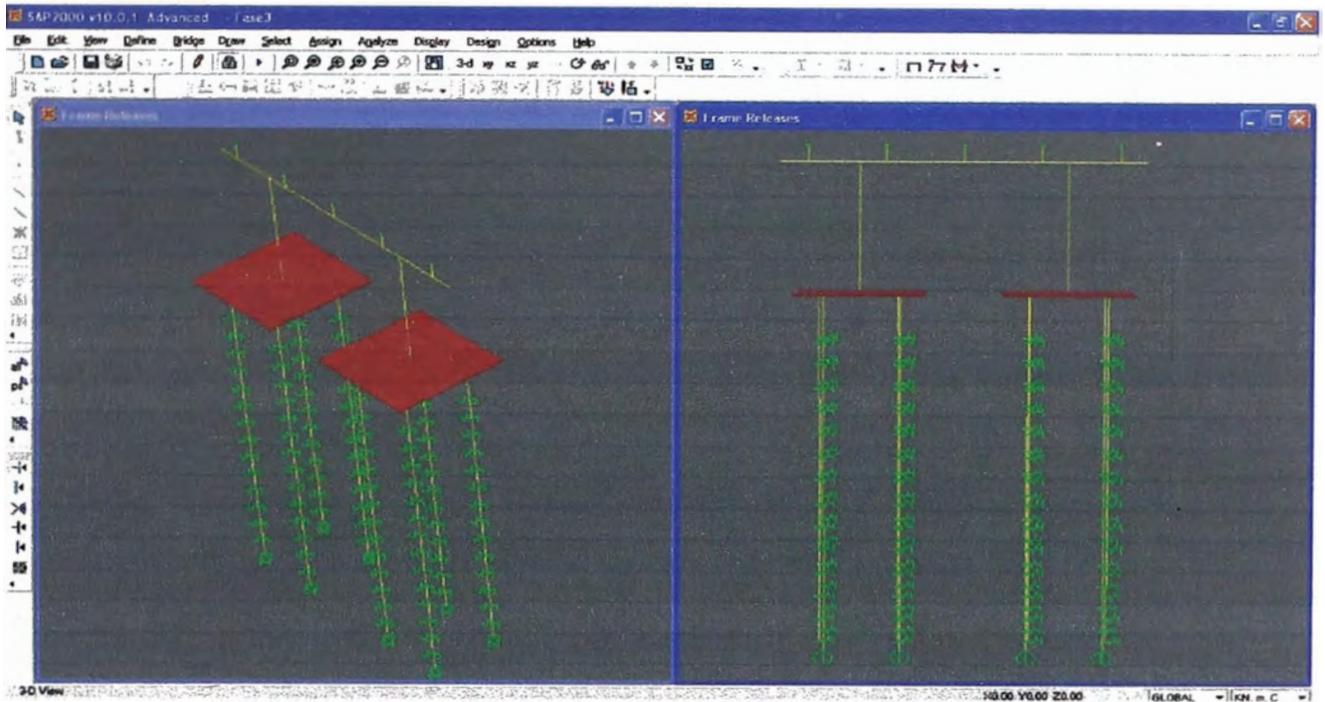


Figura 4.12 Modelo del pórtico

Elementos del pórtico

Columnas: $\phi = 1.40\text{m}$

Viga: $1.60\text{m} \times 1.40\text{m}$

Zapata: $5.00\text{m} \times 5.00\text{m} \times 1.50\text{m}$

Pilotes: $\phi = 1.00\text{m}$

Neoprenos: $0.40\text{m} \times 0.40\text{m} \times 0.10\text{m}$

Elementos de conexión: sirven de enlace entre el pórtico y el tablero, son elementos muy rígidos sin peso y sin masa.

Las propiedades mecánicas de cada elemento son calculadas por el programa, menos las del neopreno.

Propiedades de los neoprenos:

$G = 1.00 \text{ MPa}$ (varía entre 0.90MPa y 1.38MPa)

$$k = G \frac{a \cdot b}{e}, \quad a=0.40\text{m}, \quad b=0.40\text{m}, \quad e=0.10\text{m}$$

$$k = 1600 \text{ kN/m}$$

En los pilares existen dos neoprenos por cada línea de viga

$$K \text{ pilar} = 3200 \text{ kN/m}$$

Esta propiedad se ingresa en el relajamiento que se hacen a los elementos que sirven de conexión con el tablero.

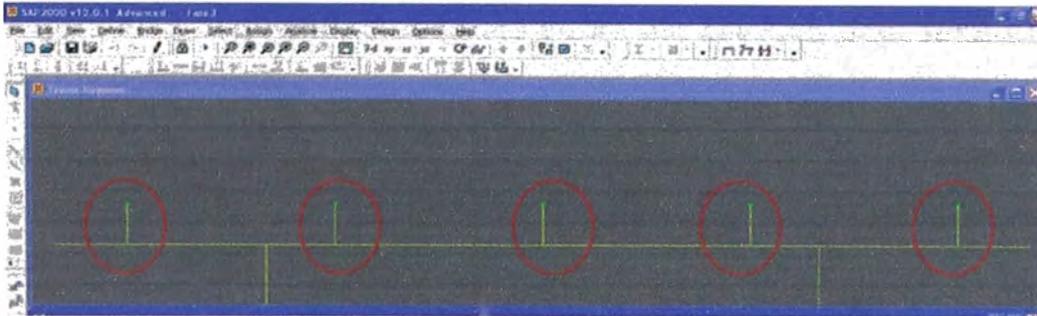


Figura 4.13 Elementos de conexión

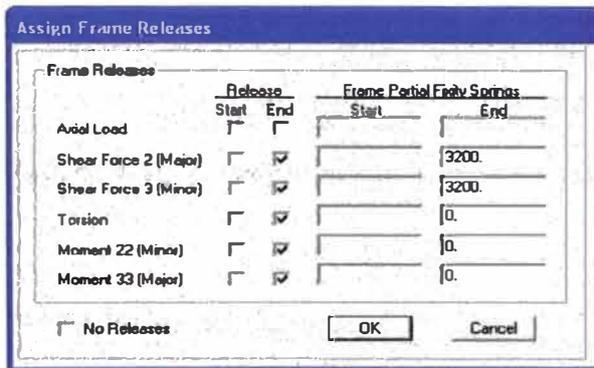


Figura 4.14 Relajación de los grado de libertad de los extremos de las barras de conexión para simular la acción de los neoprenos

La acción del suelo se modela mediante resortes. Para determinar la rigidez de los resortes, se está empleando las ecuaciones recomendadas por el FHWA, el factor de grupo en este caso es 0.25 correspondiente a la mínima separación entre pilotes (3D), la información sobre los estratos considerados se encuentra en el anexo II.

Modelo del estribo:

Sobre el estribo se colocan Resortes simples en la dirección X e Y

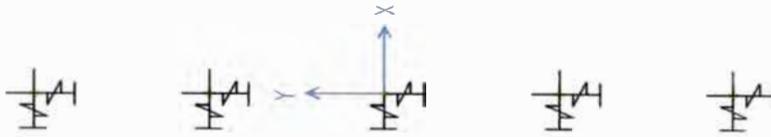


Figura 4.15 Esquema de resortes sobre los estribos para simular la acción de los neoprenos.

Modelo del tablero

Consistirá en un solo elemento barra, con las propiedades geométricas de la sección total transversal.

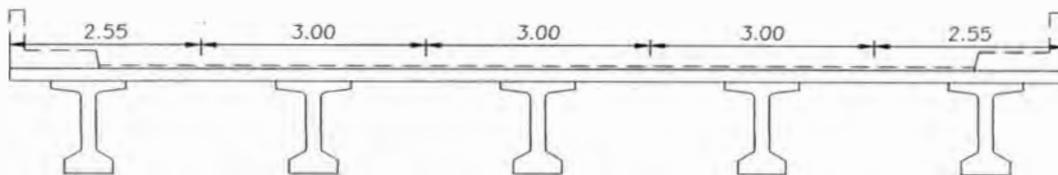


Figura 4.16 Tablero, anchos tributarios por viga

Propiedades del tablero.

Propiedades geométricas

Área bruta = 5.4435m²

Centro de gravedad = 1.12m desde el fondo de las vigas, 0.53m desde la rasante

Propiedades mecánicas

Área = 4.03m²

$I_{xx} = 1.308m^4$ respecto al centro de gravedad

$I_{yy} = 70.6727m^4$

$J = 0.1m^4$

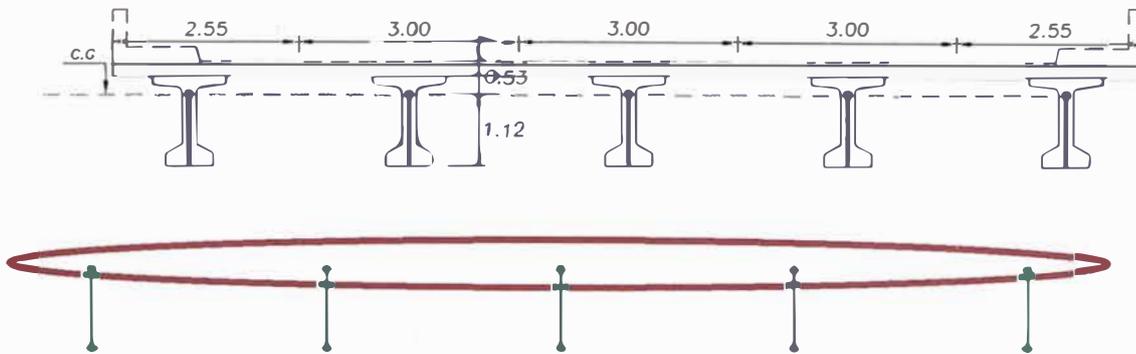


Figura 4.17 Sección del tablero y elemento para simular la conexión entre tablero y pilares.

Notar que en la figura 4.17 los nudos superiores están unidos mediante “constrains” tipo Body (cuerpo rígido). En la figura 4.18 se aprecia el modelo para el tablero.

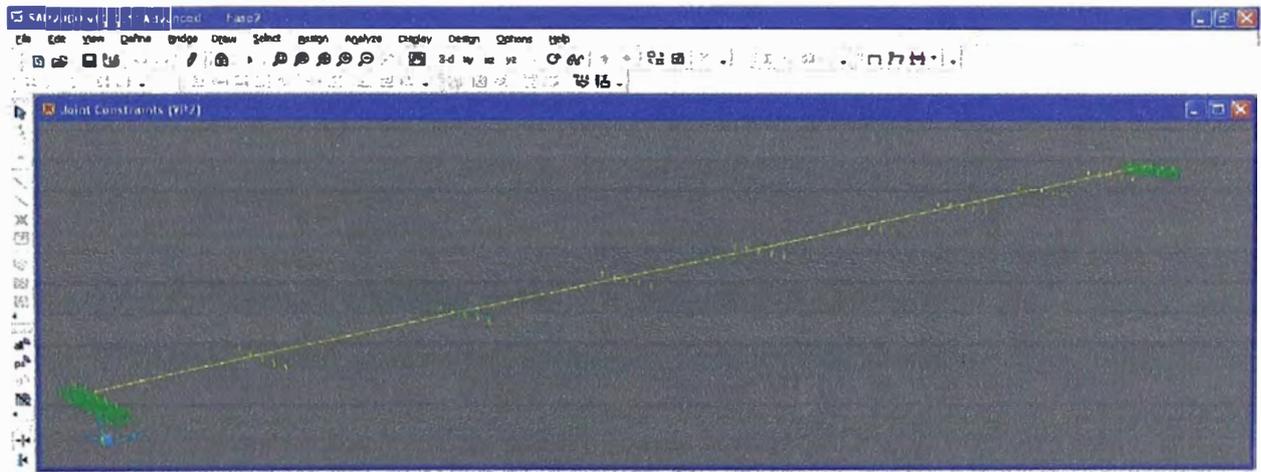


Figura 4.18 Modelo del tablero.

4.5 METRADO DE CARGAS

Aquí se presenta un resumen del metrado de cargas del puente Ignacio Escudero. Para más detalle ver anexo A.1

DC:

Cargas para la sección no compuesta:

Usaremos $\gamma_c=25 \text{ KN/m}^3$

Viga interior = 28.1175 kN/m

Viga Exterior = 25.8675 kN/m

Peso de pórtico: Será tomado en cuenta por el programa SAP2000

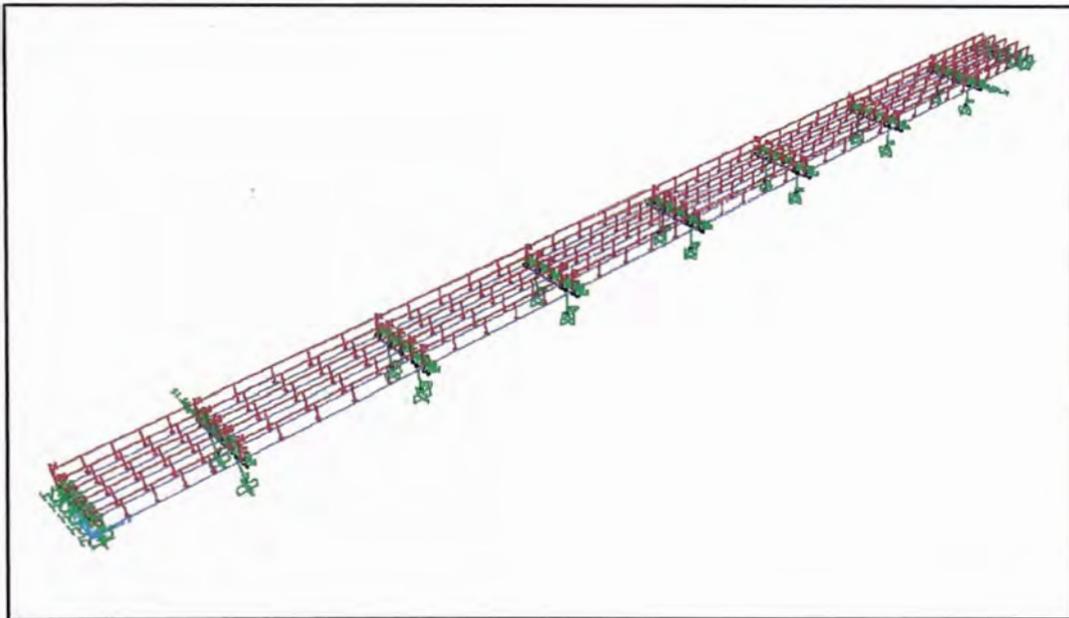


Figura 4.19 Modelo 1 con las cargas por peso propio en cada viga.

En los pilares extremos se producirá un momento debido a la diferencia de cargas que llegan al pilar.

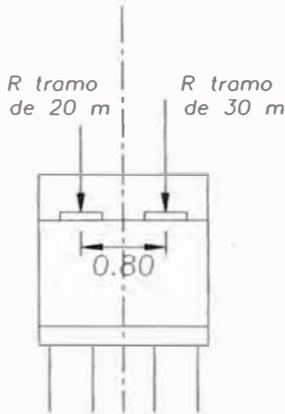


Figura 4.20 Descompensación de cargas en los pilares extremos

Viga interior: $(30/2-20/2) \times 28.1175 \times 0.8/2 = 56.235 \text{ kN-m}$

Viga exterior: $(30/2-20/2) \times 25.8675 \times 0.8/2 = 51.735 \text{ kN-m}$

Cargas para la sección compuesta:

Veredas = 21.41 kN/m

Barandas = 3.0 kN/m (1.5 kN/m cada vereda)

DW:

Carga = $11.70 \times 0.05 \times 22.5 = 13.16 \text{ N/mm}$

LL:

Se usará la sobrecarga HL93

Camión de diseño:

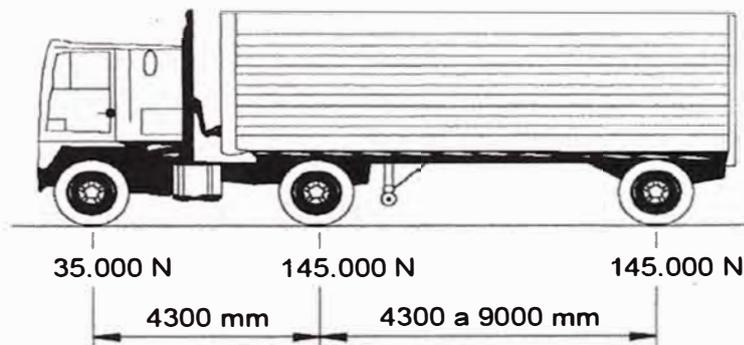


Figura 4.21 Camión de diseño, vista longitudinal

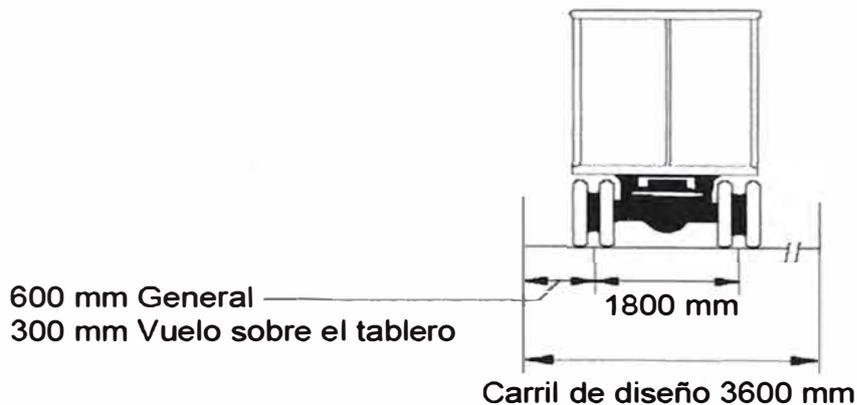


Figura 4.22 Camión de diseño, vista transversal

Sobrecarga de diseño:

Una sobrecarga uniforme de 9.3 kN/m por vía, esta carga se distribuye transversalmente en un ancho de 3.00 m.

Tandem de Diseño

Alternativamente al camión se verificará el tandem de diseño. El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800 mm.

Posicionamiento transversal de la sobrecarga vehicular

Se verificarán tres posiciones, las que generarán la máxima fuerza axial, y la máxima excentricidad.

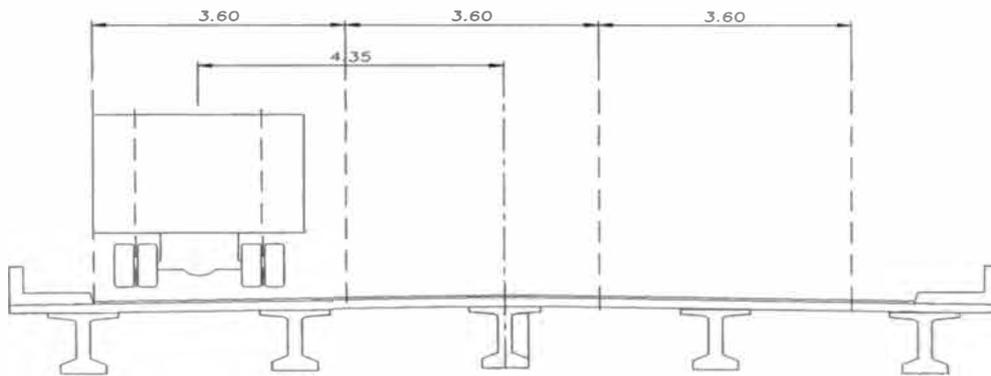


Figura 4.23 Posición 1: una vía cargada, máxima excentricidad

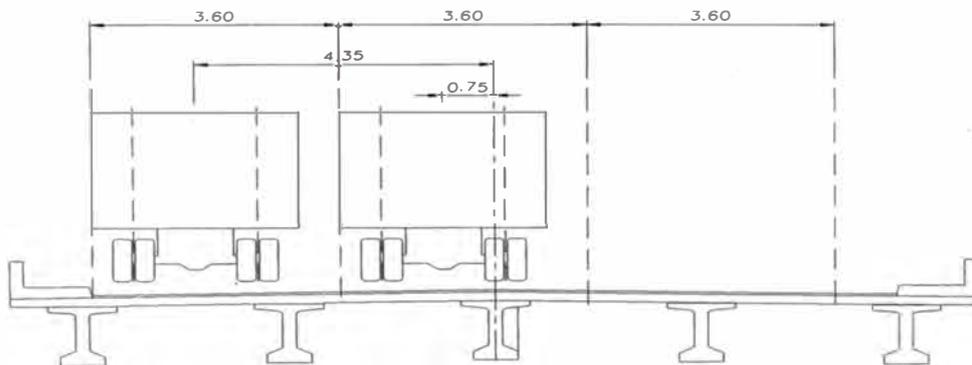


Figura 4.24 Posición 2: dos vías cargadas, máxima excentricidad

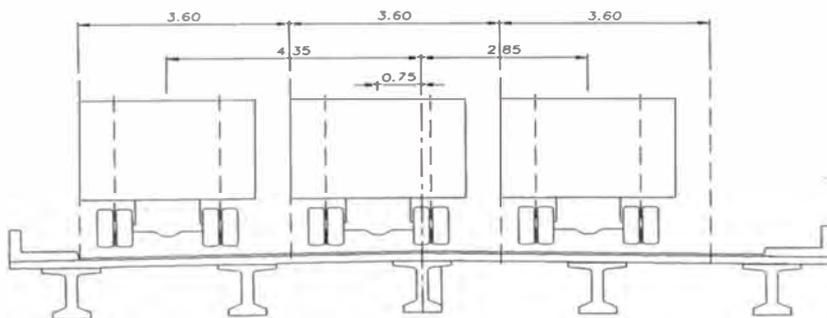


Figura 4.25 Posición 3: tres vías cargadas, máximo axial

El programa de cómputo usado tomará en cuenta los factores de presencia múltiple.

Cuadro 4.1 Factores de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1,20
2	1,00
3	0,85
> 3	0,65

IM:

Para el caso del diseño de la subestructura se empleará 33% de la carga vehicular (Sólo aplica al camión o Tandem de diseño)

BR

Esta fuerza es simultánea con la carga viva vehicular presente en el puente,

$$BR = 397.5 \text{ kN}$$

$$\text{Repartido a lo largo del tablero} = 1.59 \text{ kN/m}$$

WS

Fuerza de viento sobre la superestructura

Horizontal

$$\text{Fuerza} = 5.904 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento de volteo} = 0.7085 \text{ kN-m/m}$$

Vertical

$$\text{Fuerza ascendente} = 10.944 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento de volteo} = 31.1904 \text{ kN-m/m}$$

Fuerza de viento sobre la subestructura

$$\text{Fuerza por pilar} = 1.9 \times 2.1991 = 4.1783 \text{ kN/m}$$

WL

$$WL = 1.46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Momento} = 1.46 \times 2.33 = 3.4018 \text{ kN-m/m}$$

T

$$\varepsilon = 0.00001 \times 30 = 0.0003 \text{ mm/mm}$$

CR, SH

Se puede considerar los siguientes valores típicos

$$\text{CR: } \varepsilon = 0.00030$$

$$\text{SH: } \varepsilon = 0.00025$$

$$\text{CR} + \text{SH} : \varepsilon = 0.00055 \text{ mm/mm}$$

EQ

Coeficiente de aceleración

$$A = 0.4g$$

Zona Sísmica

Cuadro 3.1 Zonas sísmicas de acuerdo al coeficiente de aceleración

Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

$$Z = 4.0$$

Coeficiente de sitio

Cuadro 4.2 Coeficiente de sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

El suelo se puede clasificar como del tipo II

$$S = 1.20$$

El coeficiente de respuesta elástica se evalúa como:

$$C_{sm} = \frac{1.2 AS}{T_m^{2/3}} \leq 2.5 A$$

Cuadro 4.3 Valores del espectro AASHTO

T	Cm
0.00	1.00
0.10	1.00
0.20	1.00
0.30	1.00
0.40	1.00
0.50	0.91
0.75	0.70
1.00	0.58
1.50	0.44
2.00	0.36
2.50	0.31
3.00	0.28

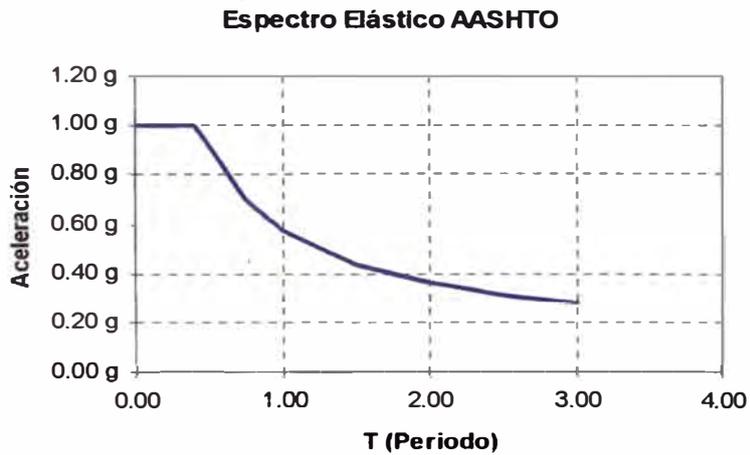


Figura 4.26 Espectro AASHTO

Combinación de fuerzas sísmicas

Combinación 1: $Q_x + 0.30Q_y$

Combinación 2: $0.30Q_x + Q_y$

Se va a emplear un análisis elástico multimodal, la combinación de respuestas será empleando el método de combinación cuadrática completa (CQC)

4.6 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Se van a considerar los siguientes estados límites:

Cuadro 4.4 combinaciones consideradas

	DC	DW	LL IM BR PL	WS	WL	TU CR SH	EQ
Resistencia I	0.90/1.25	0.60/1.50	1.75	0.00	0.00	0.5/1.20	0.00
Resistencia III	0.90/1.25	0.60/1.50	0.00	1.40	0.00	0.5/1.20	0.00
Resistencia V	0.90/1.25	0.60/1.50	1.35	0.40	1.00	0.5/1.20	0.00
Evento Extremo I	0.90/1.25	0.60/1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

	DC	DW	LL IM BR PL	TU CR SH
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20

Cuadro 4.5 Factores de modificación de respuesta para EQ

	Dirección Longitudinal	Dirección transversal
Pilares	R=3	R=5
Zapatas y pilotes	R=1	R=1

Se efectuó el análisis estructural empleando el programa SAP2000, los dos primeros periodos son:

$$T_x = 0.81\text{seg}$$

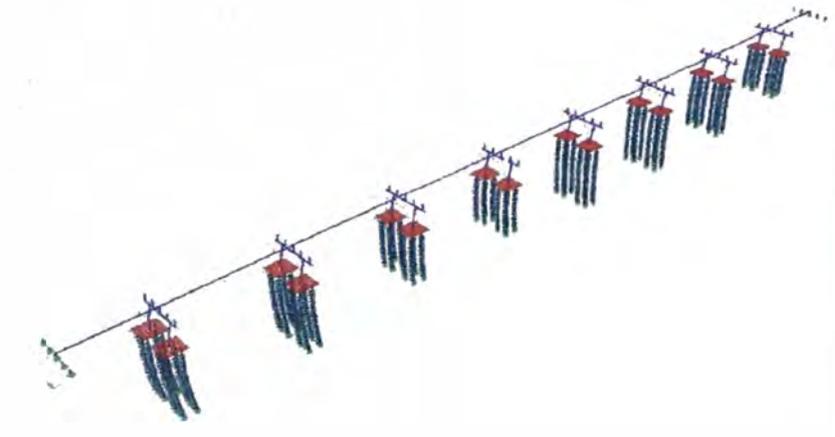


Figura 4.27 Primer modo de vibración, longitudinal

$T_y = 0.57\text{seg}$

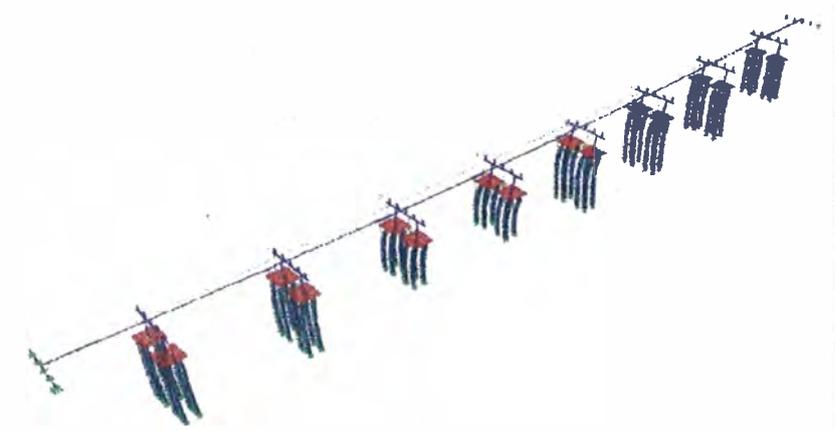


Figura 4.28 Segundo modo de vibración, transversal

Cuadro 4.6 Fuerzas de diseño para la columna

	P (kN)	V(kN)	M (kN-m)	
Resistencia I	-6114.90	116.58	745.67	Axial máximo
	-2161.96	578.70	939.55	Axial mínimo
	-2337.99	652.23	4297.07	Momento máximo
Resistencia III	-2381.14	635.80	4109.71	Momento máximo
Resistencia V	-2304.48	645.25	4239.15	Momento máximo
Evento extremo I	2237.19	3772.63	2220.72	Axial mínimo
	-9005.82	4012.04	2288.11	Axial máximo
	-2989.66	2601.97	5497.49	Momento máximo

4.7 DISEÑO DEL PILAR

REFUERZO DEL PROYECTO ORIGINAL

En los planos figura el siguiente refuerzo en los pilares

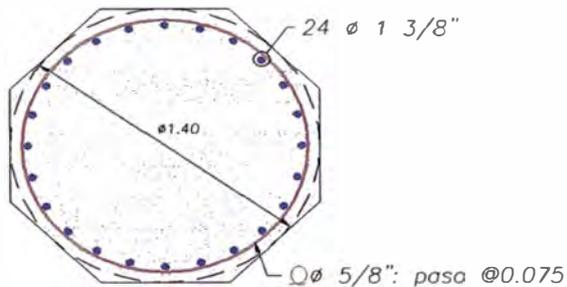


Figura 4.29. Sección transversal de la columna del proyecto original

FUERZAS DE DISEÑO

Según el análisis efectuado, los esfuerzos que controlan el diseño son:

Estado límite de evento extremo: $0.90DC+0.65DW+Qx/Rx+0.30xQy/Ry$

P	M	V
-2989.66kN	5497.49kN-m	2601.97kN

DISEÑO

Refuerzo por flexocompresión o flexotracción

Para estas fuerzas se propone el siguiente refuerzo en el pilar

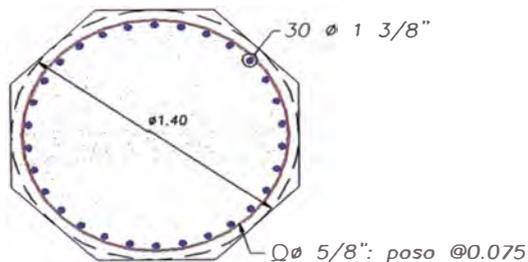


Figura 4.30 Sección transversal de la columna propuesta

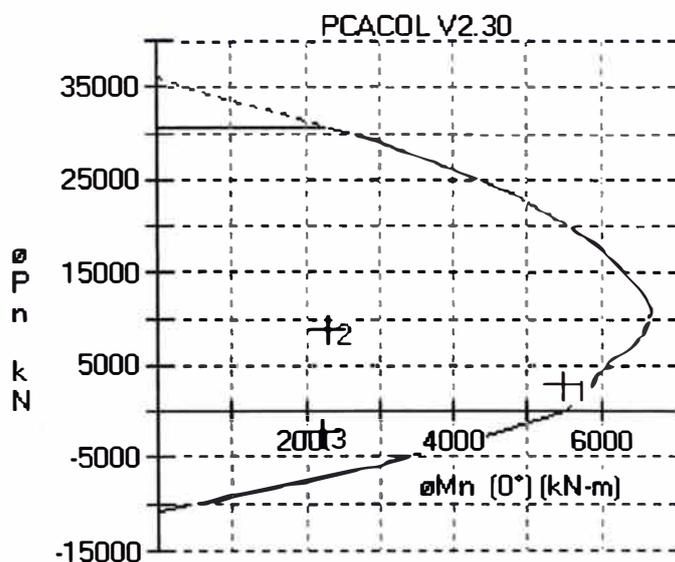


Figura 4.31 Diagrama de interacción para la columna propuesta

El refuerzo propuesto significa un incremento del 25% del refuerzo del proyecto.

Refuerzo Transversal.

Cuantía volumétrica mínima:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

$A_g = \text{Área bruta} = 3.1416 \times 1.40^2 / 4 = 1.54 \text{ m}^2$

$A_c = \text{Área del Núcleo del concreto} = 3.1416 \times (1.40 - 0.07 - 0.016 - 0.035/2)^2 / 4$

$A_c = 1.32 \text{ m}^2$

$f_c = 28 \text{ MPa}$

$f_{yh} = 420 \text{ MPa}$

$\rho_s = 0.005$

Usando zuncho con $\phi = 5/8" = 15.8 \text{ mm}$

El espaciamiento será

$$S = 4 \times (140 - 7 - 15.8/2) \times 1.96 / (0.005 \times 140^2) = 10.0 \text{ cm}$$

Usaremos el espaciamiento original = 0.075m

Estado tensional para la carga de diseño

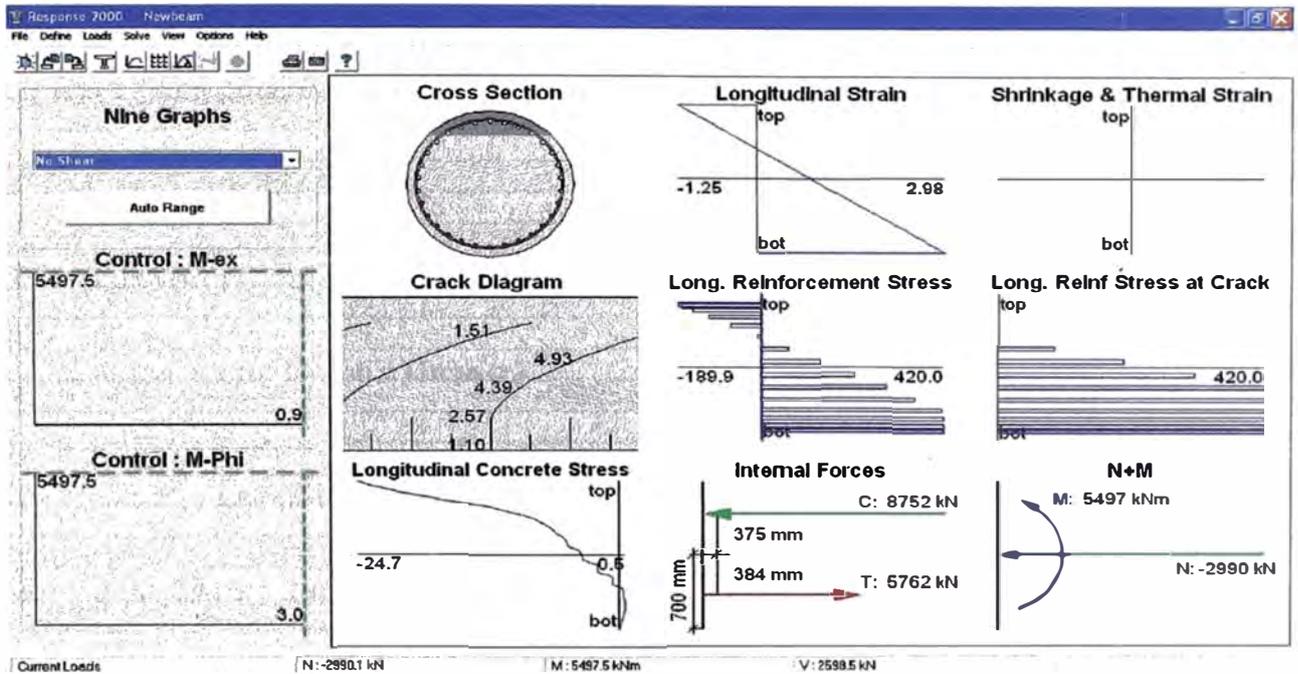


Figura 4.32 Estado tensional en la columna para la carga de diseño

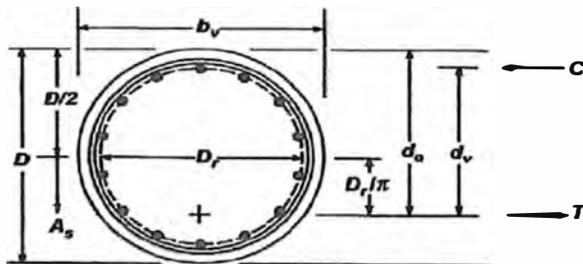


Figura 3.2

$$b_v = 1.40$$

$$D_r = 1.40 - 0.07 - 0.0158 - 0.035 = 1.28 \text{ m}$$

$$d_v = 0.759 \text{ m (del gráfico)}$$

$$A_s = 15 \times 957 = 14355 \text{ mm}^2$$

Usando las ecuaciones del AASHTO LRFD obtenemos la siguiente capacidad para el corte.

$$s_x = 0.001 \qquad \beta = 2.18$$

$$\theta = 36.7 \qquad \alpha = 90^\circ$$

$$A_v = 2 \times 1.96 = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$V_u = V_c + V_s < 0.25 f'_c b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.083 \times 2.18 \times (21)^{0.5} \times 1400 \times 759 = 881.1 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \text{sen}(\alpha)}{s} = \frac{392 \times 420 \times 759 \times \cot(36.7) / 75}{1} = 2235 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 881 \text{ kN} + 2235 \text{ kN} = 3116 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.90 \times 3116 = 2804 \text{ kN}$$

Se verifica que $\phi V_n > V_u$

4.7 DISEÑO DE LOS PILOTES

REFUERZO DEL PROYECTO

En los planos figura el siguiente refuerzo en los pilares.

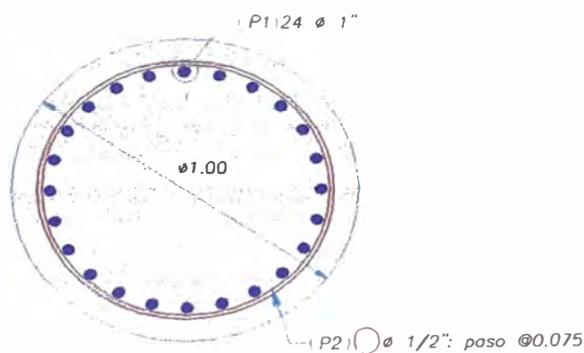


Figura 4.33 Refuerzo en pilotes según proyecto original

FUERZA DE DISEÑO

Las fuerzas empleadas en el diseño de los pilotes serán obtenidas evaluando la formación de rótulas plásticas en el pilar. Los parámetros empleados en la evaluación de la sobrerresistencia de las columnas dadas en el cuadro 4.7, son las recomendadas por el AASHTO LRFD. El diagrama de interacción obtenida con los parámetros del cuadro 4.7 se puede apreciar en la figura 4.34

Cuadro 4.7 Parámetros para la evaluación de sobrerresistencia

Resistencia del refuerzo	$1.25f_y = 525\text{MPa}$
Resistencia del concreto	$1.5f'_c = 42\text{MPa}$
Deformación unitaria de compresión (ϵ_c)	0.01 mm/mm

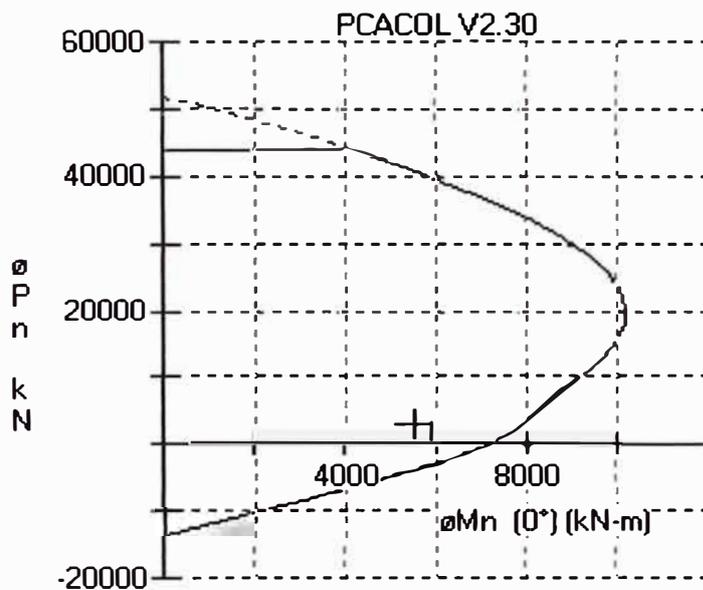


Figura 4.34 Diagrama de interacción por sobrerresistencia para la columna

El mecanismo de falla por la formación de rótulas plásticas se muestra en la siguiente figura:

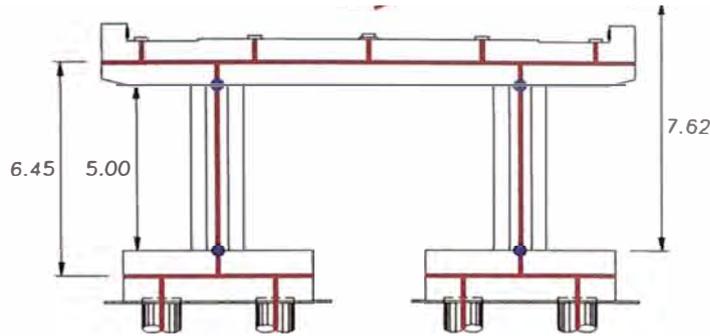


Figura 4.35 Mecanismo de falla en el pilar.

Las fuerzas que cumplen el equilibrio para la configuración de la figura 4.35 para la combinación 0.90DC+0.65DW+EQ Son las siguientes.

Cuadro 4.8 Fuerzas en la zapata por rótula plástica

Pilar	Axial	Momento plástico	Cortante
Izquierdo	-1564.5kN	6590kN-m	2636kN
Derecho	6028.48kN	8360kN-m	3344kN

Estas fuerzas estarán actuando en la parte superior de la zapata. Para evaluar las fuerzas en los pilotes al cortante se le adicionará la fuerza inercial de la zapata con $A=1.0g$

$$F_{zapata}=2.5 \times 5 \times 5 \times 1.5 \times 10 = 937.5 \text{ kN}$$

Cuadro 4.9 Fuerzas en la zapata para la evaluación de los pilotes

Pilar	Axial	Momento plástico	Cortante
Izquierdo	-1565kN	6590kN-m	3574kN
Derecho	6029kN	8360kN-m	4282kN

Aplicando estas fuerzas a la zapata con los pilotes se obtienen las siguientes fuerzas de diseño en los pilotes.

Cuadro 4.10 Fuerzas en los pilotes

	Axial	Momento	Cortante
Minimo Axial	-3008kN	1989kN-m	896kN
Máximo Momento	5261kN	2403kN-m	1080kN

DISEÑO

Diseño por flexocompresión o flexotracción

Para esas fuerzas se propone la siguiente armadura en los pilotes:

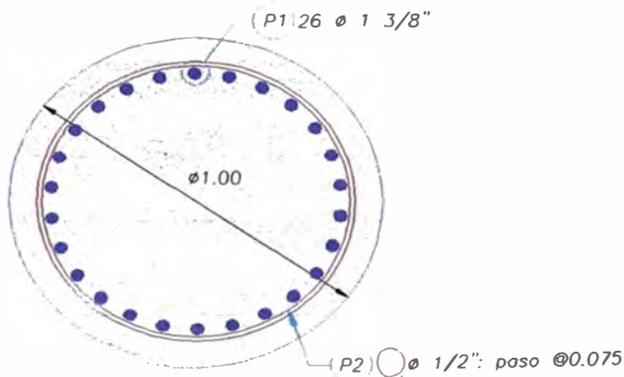


Figura 4.36 Refuerzo propuesto en el pilote

La verificación de los pilotes se ha hecho con el programa PCACOL.

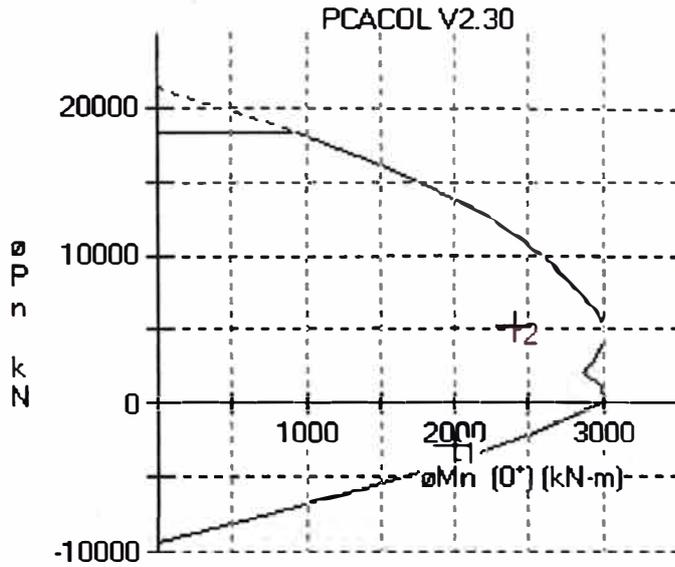


Figura 4.37 Diagrama de interacción para el refuerzo propuesto

El incremento del refuerzo respecto al proyecto original es notable, casi 100% de incremento.

Diseño por Corte.

Cuantía volumétrica mínima:

$$\rho_s \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_g = \text{Área bruta} = 3.1416 \times 1.00^2 / 4 = 0.79 \text{ m}^2$$

$$A_c = \text{Área del Núcleo del concreto} = 3.1416 \times (1.00 - 0.07 - 0.016 - 0.035/2)^2 / 4$$

$$A_c = 0.63 \text{ m}^2 \quad f'_c = 28 \text{ MPa}$$

$$f_{yh} = 420 \text{ MPa} \quad \rho_s = 0.00761$$

Usando zuncho con $\phi = 5/8" = 15.8 \text{ mm}$

El espaciamiento será

$$S = 4 \times 1.96 \times (100 - 7 - 1.59/2) / (0.00761 \times 100^2) = 9.5 \text{ cm}$$

$$S = 0.075 \text{ m}$$

La combinación que gobierna el diseño es

Axial	Momento	Cortante
5261kN	2403kN-m	1080kN

Estado tensional para esas fuerzas

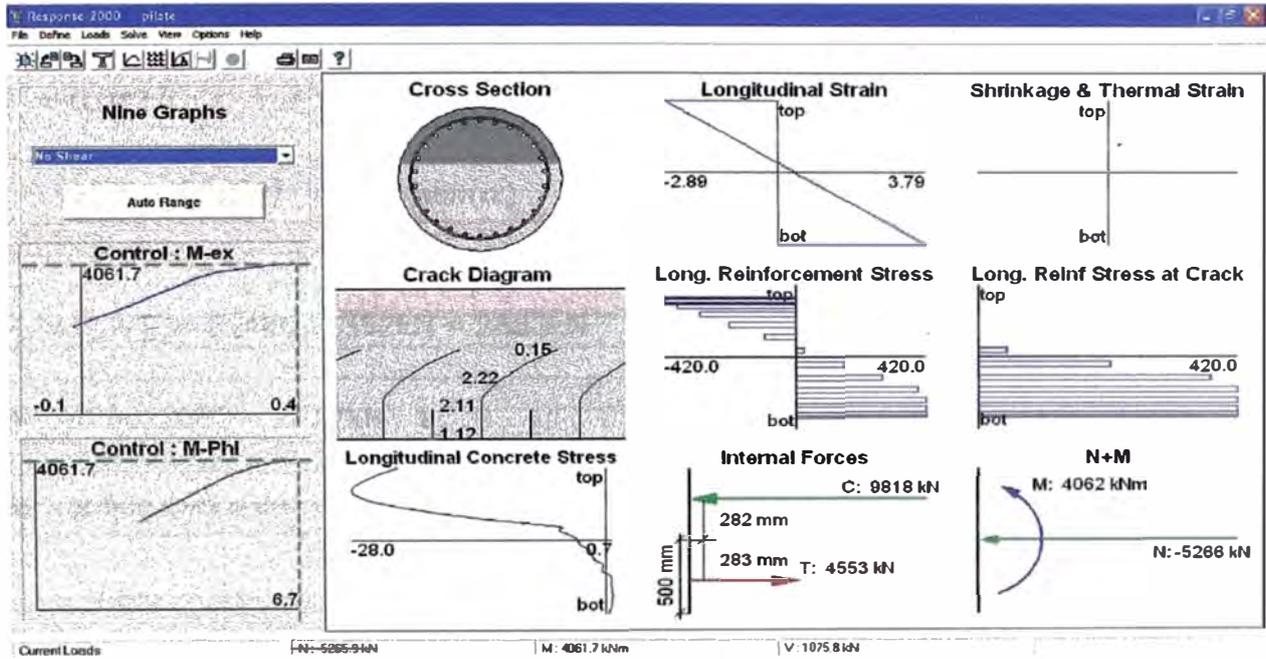


Figura 4.38 Estado tensional en el pilote

El diseño por corte se hace en base a la teoría de campo modificado

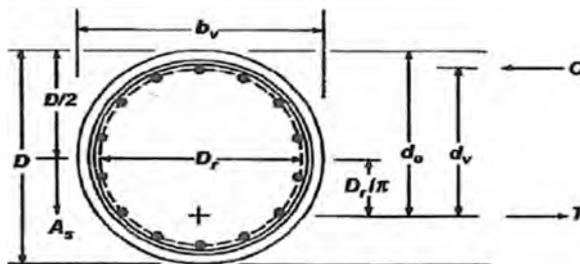


Figura 3.2

$$b_v = 1.00$$

$$D_r = 1.00 - 0.07 - 0.0125 - 0.025 = 0.8925 \text{ m}$$

$$d_v = 0.565 \text{ m (del gráfico)}$$

$$A_s = 13 \times 957 = 12441 \text{ mm}^2$$

Usando las ecuaciones del AASHTO LRFD obtenemos la siguiente capacidad para el corte.

$$s_x = 0.0033 \quad \beta = 2.83$$

$$\theta = 27.8 \quad \alpha = 90^\circ$$

$$A_v = 2 \times 1.96 = 3.92 \text{ cm}^2 \quad V_n = V_c + V_s < 0.25 f'_c b_v d_v$$

$$V_c = 0.083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.083 \times 2.18 \times (21)^{0.5} \times 1000 \times 565 = 511.2 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot(\theta) + \cot(\alpha)) \text{sen}(\alpha)}{s} = \frac{392 \times 420 \times 565 \times \cot(27.8) / 75}{1} = 2352 \text{ kN}$$

$$V_n = V_c + V_s = 511 \text{ kN} + 2352 \text{ kN} = 2863 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.90 \times 2863 = 2577 \text{ kN}$$

Se verifica que $\phi V_n > V_u$

4.8 DISEÑO DEL ZAPATA

REFUERZO DEL PROYECTO

En el anexo x. Planos de estructuras se puede ver el refuerzo del proyecto

FUERZAS DE DISEÑO

Dirección Transversal

De la Cuadro 4.8, obtenemos las fuerzas para rótula plástica en las zapatas

Cuadro 4.8

Pilar	Axial	Momento plástico	Cortante
Izquierdo	-1564.5 kN	6590 kN-m	2636 kN
Derecho	6028.48 kN	8360 kN-m	3344 kN

Dirección longitudinal

Las obtenemos por medio de las rotulas plásticas

Carga axial en la columna para evento extremo I

Axial = 2333

Momento plástico correspondiente: 7830KN-m

Cortante = $7830/7.62=1028\text{KN}$

DISEÑO

Se han preparados dos esquemas de bielas y tirantes para la zapata. Los modelos preparados son modelos 2D. También se ha preparado un modelo 3D donde se verifica que las fuerzas obtenidas por el modelo 2D son del orden de las obtenidas con el modelo 3D.

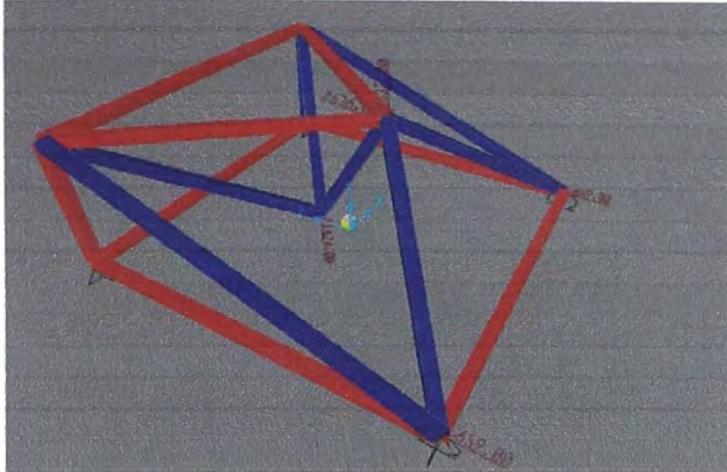


Figura 4.39 Modelo 3D de bielas y tirantes

Las columnas de $\phi=1.40$, es equivalente a uno rectangular de 1.24×1.24 .

Las fuerzas de frontera se calculan de la siguiente manera:

$$F1 = P/2 + M/(0.50B)$$

$$F2 = P/2 - M/(0.50B)$$

Donde:

P= Fuerza axial actuante

M = Momento actuante

B = dimensión de la columna en la dirección considerada (en este caso 1.24m)

Dirección Transversal

Fuerzas de frontera

Columna	F1	F2	Fh
Izquierdo	-11426kN	9832kN	2636kN
Derecho	-10469kN	16498kN	3344kN

Para el máximo momento tendremos el siguiente esquema de bielas y tirantes para el cálculo del refuerzo en la zapata.

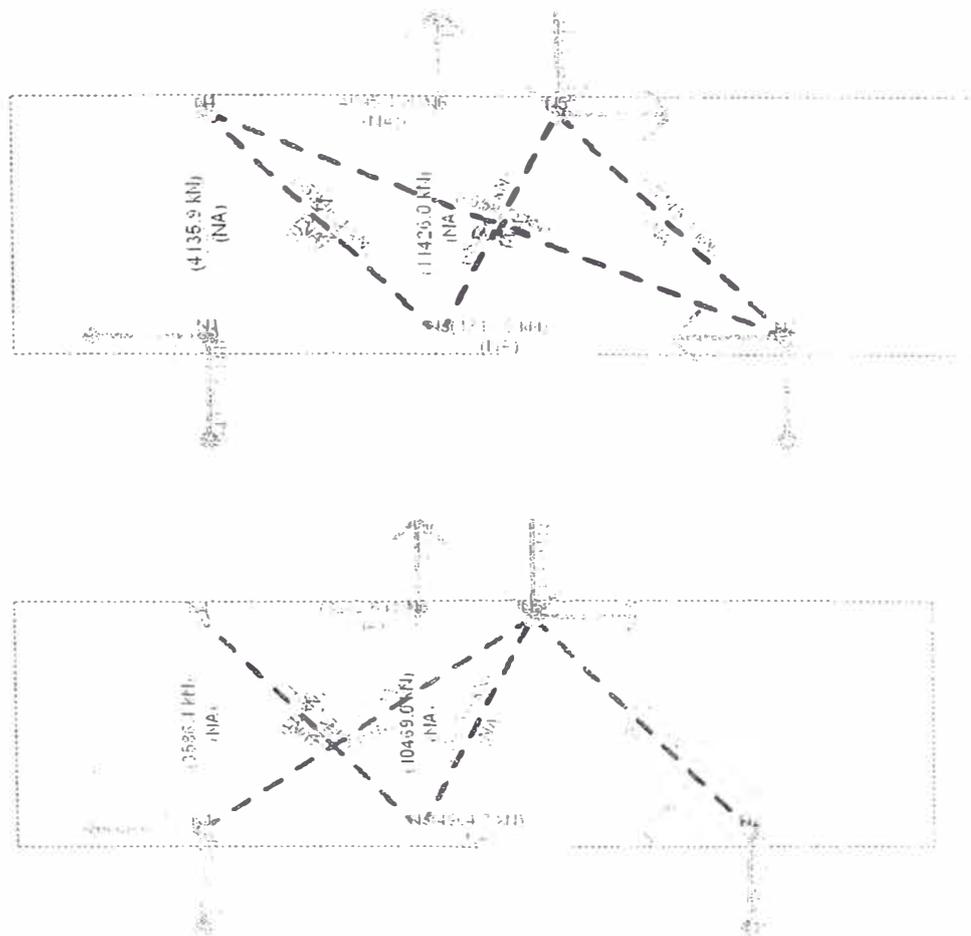


Figura 4.40 Modelo de bielas y tirante para cada caso de carga, superior: columna izquierda, inferior: Columna derecha

En los modelos anteriores el tirante inferior y superior no están conectados con los nudos intermedios que aparecen sobre los tirantes.

Refuerzo superior:

$$4095 \times 1000 / (0.9 \times 420) = 10830 \text{ mm}^2 = 109 \text{ cm}^2 \text{ repartidos en } 1.40 + 2 \times 0.10 = 1.60 \text{ m}$$

Usar $\varnothing 1 \frac{3}{8}$ " @ 15cm

Refuerzo inferior:

$$4964 \times 1000 / (0.9 \times 420) = 13132 \text{ mm}^2 = 100 \text{ cm}^2 = 14 \varnothing 1 \frac{3}{8}$$

El ancho de distribución será $1.00 + 2 \times 0.10 = 1.20 \text{ m}$

Dirección Longitudinal

Usando las fuerzas por rótula plástica en la dirección longitudinal obtendremos las siguientes fuerzas de frontera.

	F1	F2	Fh
Izquierdo	-11462kN	13796kN	1028kN

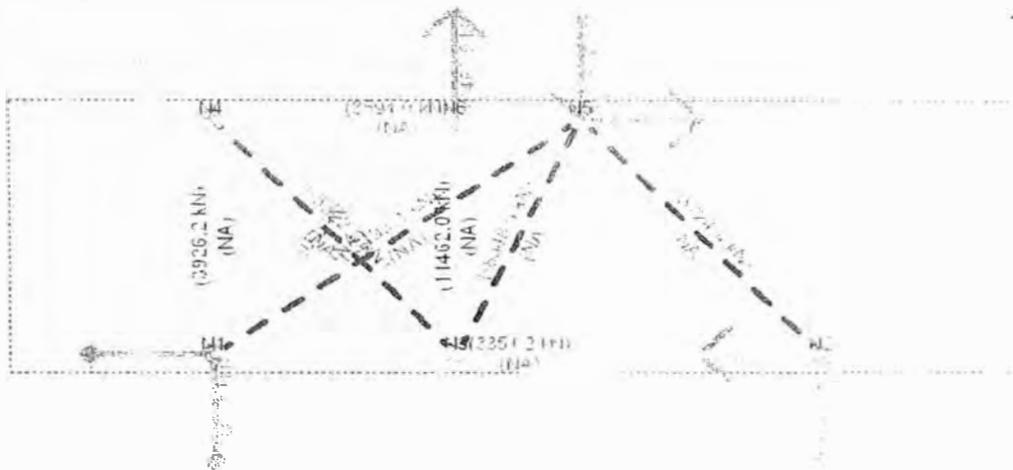


Figura 4.41 Modelo de bielas y tirantes

Refuerzo superior:

$3594 \times 1000 / (0.9 \times 420) = 9508 \text{ mm}^2 = 96 \text{ cm}^2$ repartidos en $1.40 + 2 \times 0.10 = 1.60$, usar \varnothing 1 3/8" @ 15cm

Refuerzo inferior:

$3351 \times 1000 / (0.9 \times 420) = 8865 \text{ mm}^2 = 89 \text{ cm}^2 = 10 \varnothing$ 1 3/8" por dos filas de pilotes

Por cada fila de pilotes = $5 \varnothing$ 1 3/8"

Repartidos en $1 + 2 \times 0.10 = 1.20$

El detalle del refuerzo se puede ver en la siguiente figura.

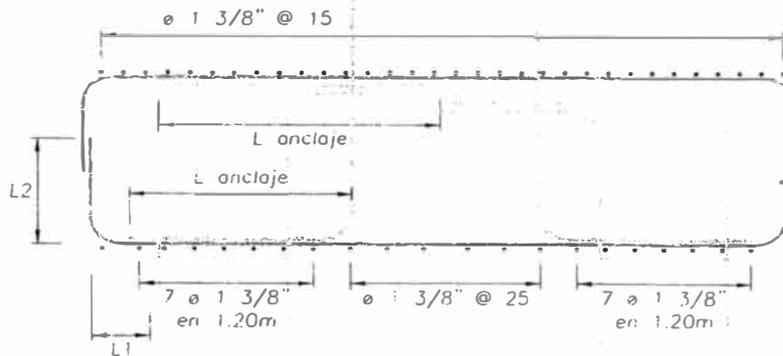


Figura 4. 42 Detalle de armado del la zapata

Según el modelo de bielas y tirantes empleado, se requiere que la tracción en la columna llega hasta el nivel inferior de la zapata y a partir de ahí se requiere desarrollar la longitud de anclaje. El modelo también requiere que la tracción del pilote llegue hasta la parte superior de la zapata y de ahí es transmitida a la armadura superior, por eso se debe de disponer también de la longitud anclaje. La armadura inferior requiere longitud de anclaje a partir de la cara de la columna, en este caso $L1+L2$ tiene que ser mayor o igual a la longitud de anclaje.

No se verifican las bielas ya que la calidad del concreto es la misma que la de la columna.

RECOMENDACIONES

Siempre que se opte por el empleo de este tipo de cimentación se tiene que verificar que estén todos los estudios básicos necesarios, como son los estudios geotécnicos e hidráulicos.

Definir un modelo que refleje de manera aceptable la rigidez y distribución de masas de la estructura. Si se incorpora la interacción suelo-estructura, emplear modelos aceptados y que hayan dado resultados compatibles con ensayos.

Tomar en cuenta el efecto de la rótula plástica en la evaluación de los esfuerzos en la zapata y los pilotes, con los factores de sobrerresistencia adecuados. Para esta evaluación se debe de seguir el procedimiento dado en el AASHTO LRFD¹.

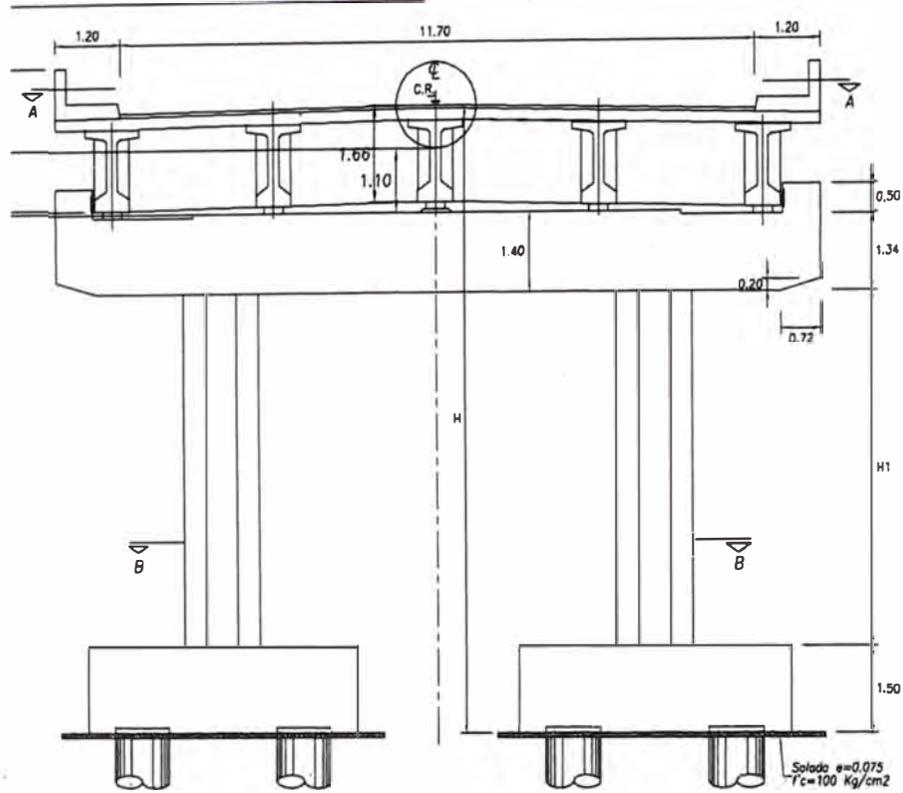
Emplear siempre en las regiones D modelos de bielas y tirantes verificados por ensayos y que sigan trayectoria de análisis elásticos para garantizar un comportamiento adecuado en estado límite de servicio. Conforme al modelo empleado hacer un detallado del refuerzo que garantice la hipótesis de falla en estado límite último.

BIBLIOGRAFÍA

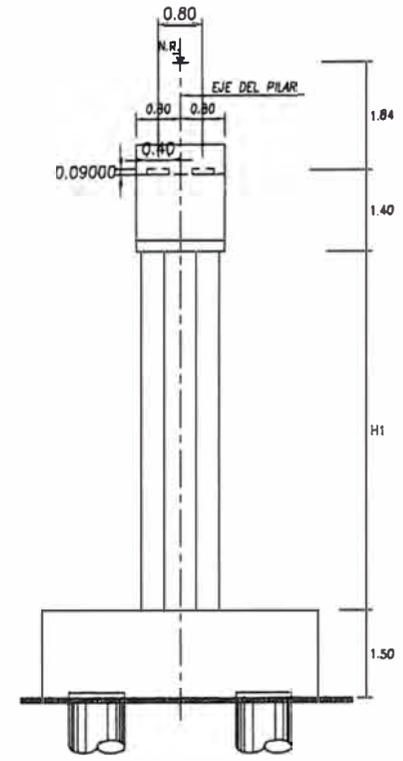
1. AASHTO; AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (2005); American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc; USA / 2005
2. AASHTO; STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (1996); American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc; USA / 1996
2. MTC; MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES; MTC; Lima, Perú/2003
3. Barker, Richard; Puckett, Jay; DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES: BASED ON AASHTO LRFD; Wiley-Interscience; New York/1997
4. Taly, Narendra; DESIGN OF MODERN HIGHWAY BRIDGES; McGraw-Hill; New York/1997
5. Xanthakos, Petros; BRIDGE SUBSTRUCTURE AND FOUNDATION DESIGN; Prentice Hall PTR; New Jersey/1999
6. Park, R.; Paulay, T.; ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO; Editorial Limusa; México/1986
7. Calavera, José; PROYECTO Y CÁLCULO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO; ITEMAC; España/1999
8. Rivera Reyes, Eduardo; CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN PUENTES; Lima, Perú
9. ACI Capitulo Peruano; CIMENTACIONES DE CONCRETO ARMADO EN EDIFICACIONES; Lima, Perú/1998.

ANEXOS

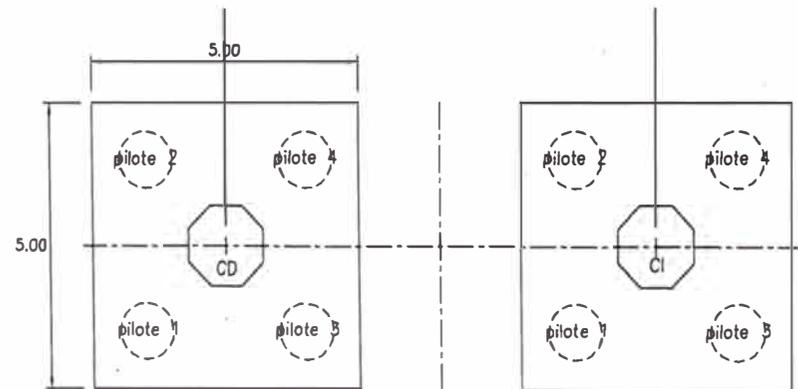
ANEXO I: PLANOS DEL PROYECTO ORIGINAL



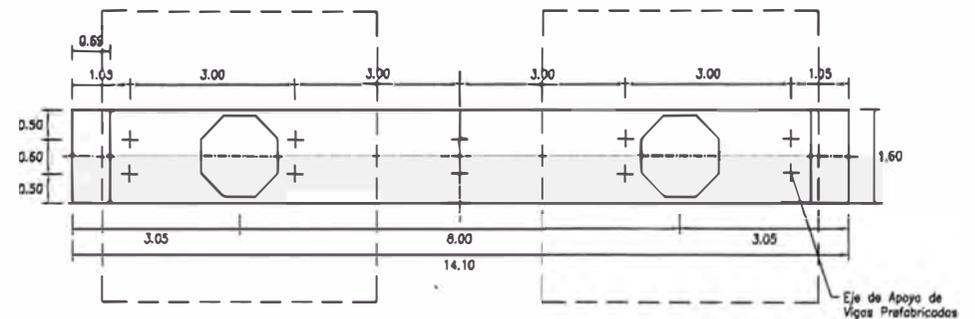
ELEVACION FRONTAL



ELEVACION LATERAL



CIMENTACION -CORTE B-B



PLANTA - VISTA A-A

JEFE DE PROYECTO

SUPERVISOR

ESCALA

5/E

PROYECTO

TITULACION 2007
PUENTE IGNACIO ESCUDERO

Nº DE PLANO

2

DESCRIPCION DEL PLANO

PILARES - GEOMETRIA

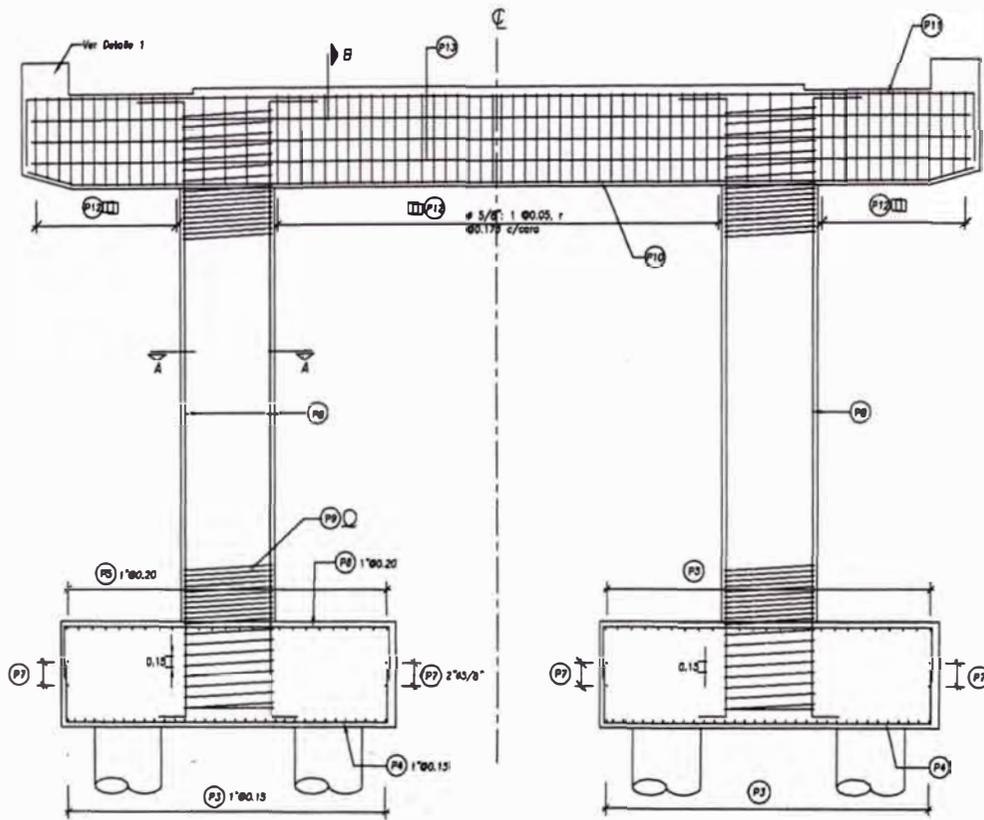
FECHA

DICIEMBRE
2007

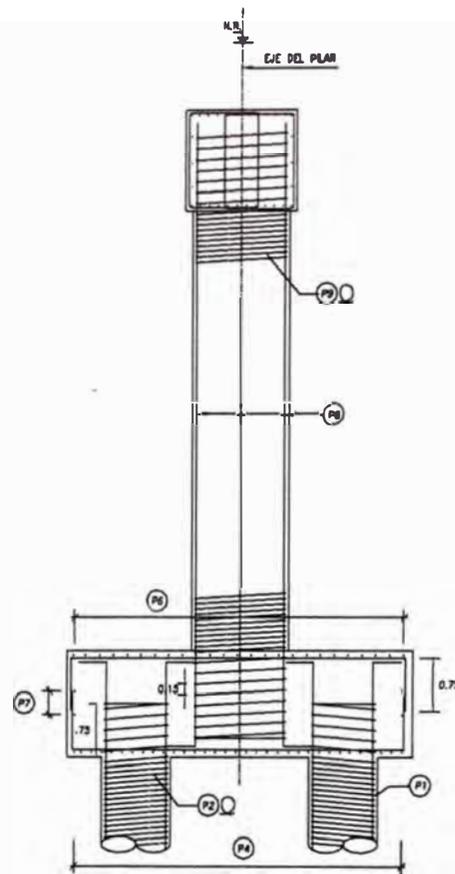
DIBUJO

NOTA

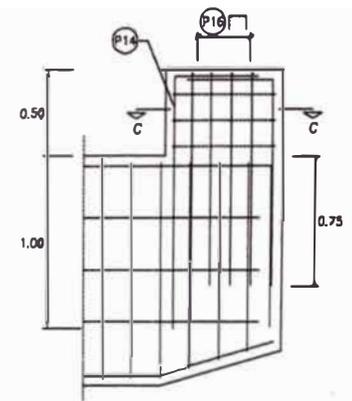
02/03



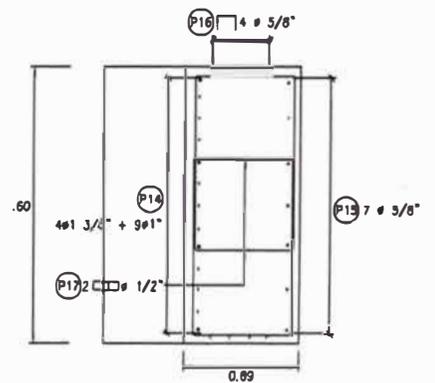
ELEVACION FRONTAL



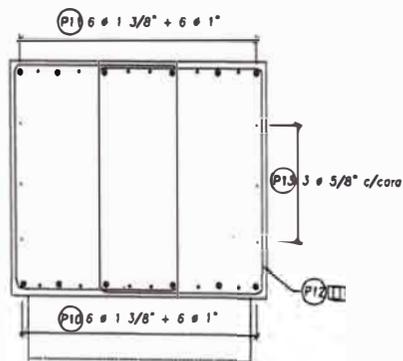
ARMADURA - ELEVACION LATERAL



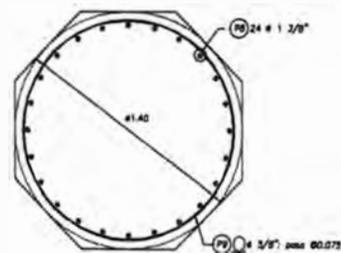
DETALLE 1



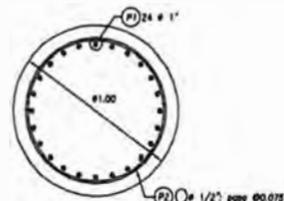
CORTE C-C



SECCION B-B
ARMADURA VIGA CABEZAL



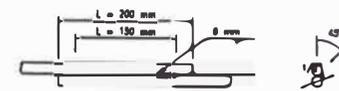
SECCION A-A
COLUMNA



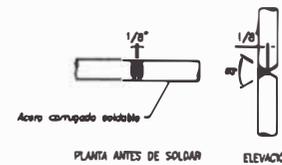
SECCION TIPICA
DE PILOTE

Notas:

- 1.- No empalmar más del 50% del área de acero de refuerzo en una misma sección.
- 2.- Ver Cota de Rasante (C.R.) y Cota de Fondo de Zapata (M.F.Z.) en Plano PG-P1-VG.
- 3.- Ver Especificaciones Técnicas en el Plano PG-P1-E-10.



DETALLE TIPICO DE EMPALME POR SOLDADURA PARA BARRAS DE 1/2" EN COLUMNAS (ASTM A 706)



EMPALME POR SOLDADURA A TOPE PARA BARRAS DE 1" EN PILOTES (ASTM A 706)

JEFE DE PROYECTO
DISEÑO
DIBUJO:

SUPERVISOR

ESCALA
3/4"
NOTA

PROYECTO

TITULACION 2007
PUENTE IGNACIO ESCUDERO

Nº DE PLANO
3
03/03

DESCRIPCION DEL PLANO
PILARES - ARMADURA

FECHA
DICIEMBRE
2007

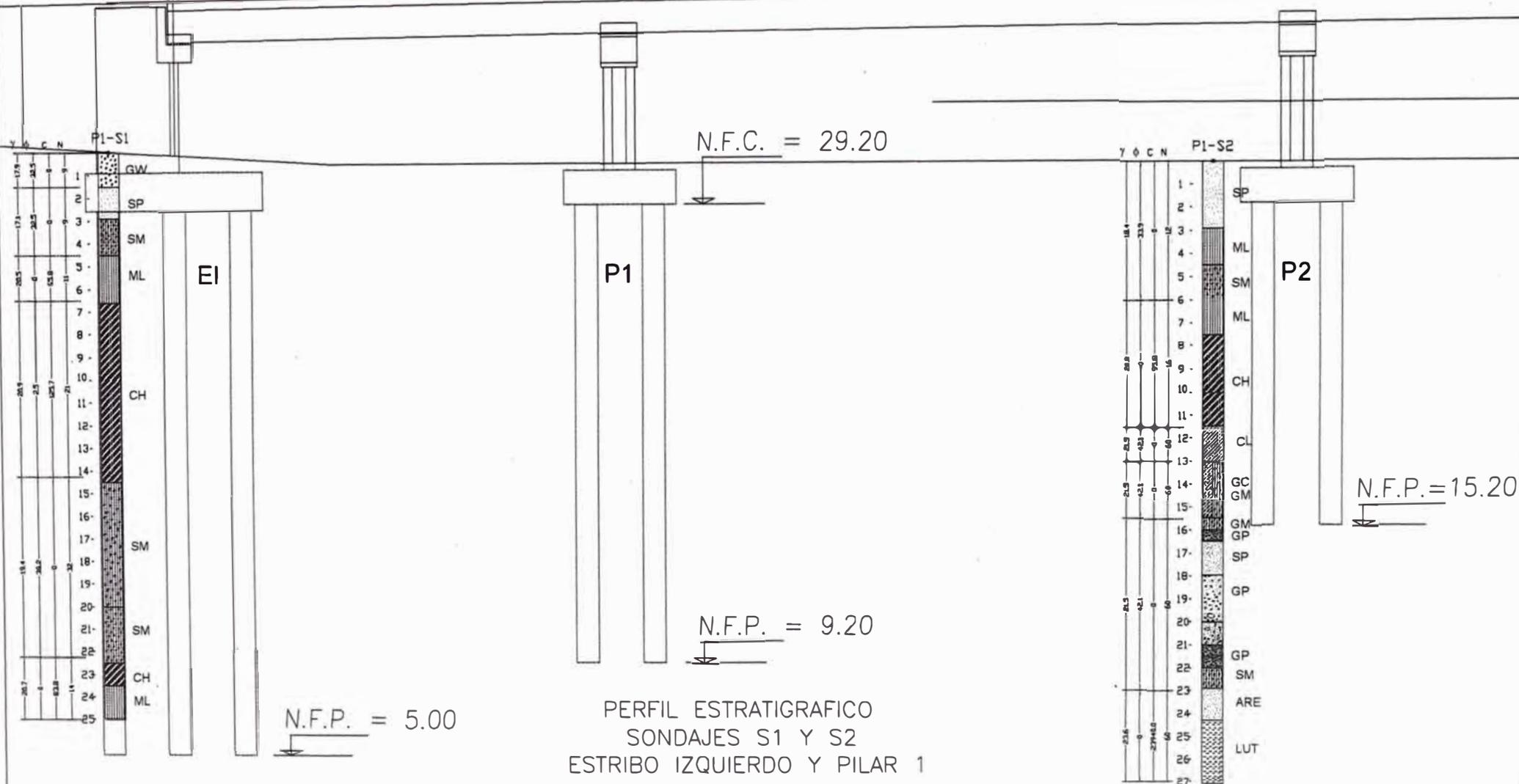
ANEXO II: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

Km. = 0+273

C.R.=38.15

C.R.=38.41

C.R.=38.72

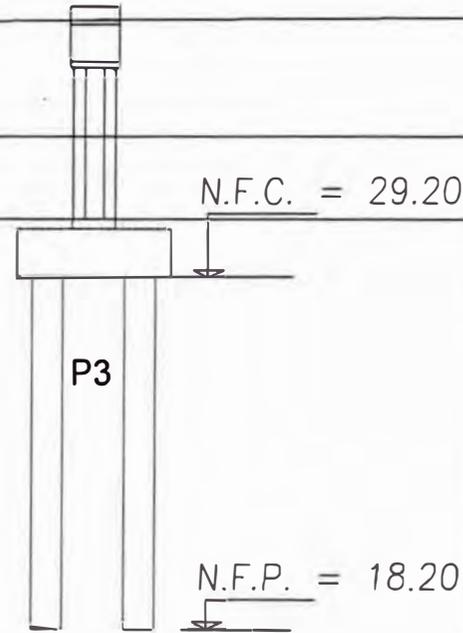
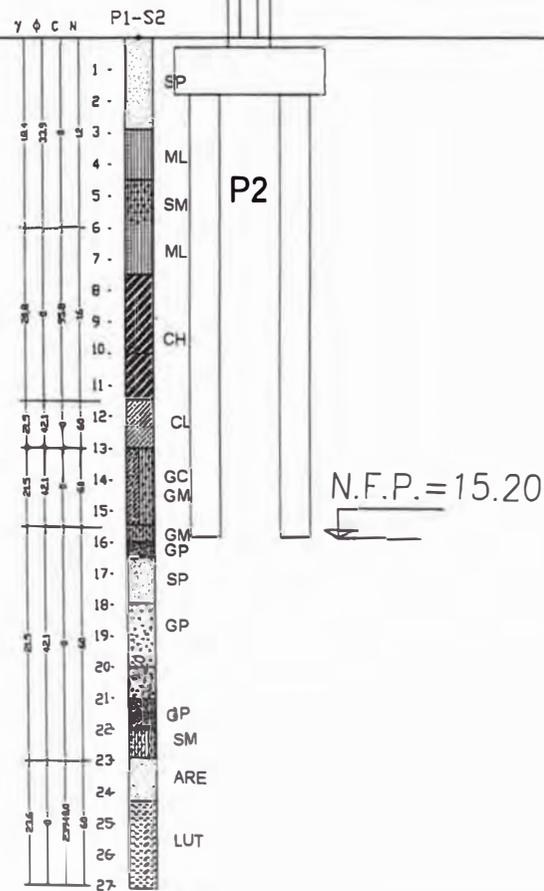


PERFIL ESTRATIGRAFICO
SONDAJES S1 Y S2
ESTRIBO IZQUIERDO Y PILAR 1

C.R.=38.72

C.R.=38.95

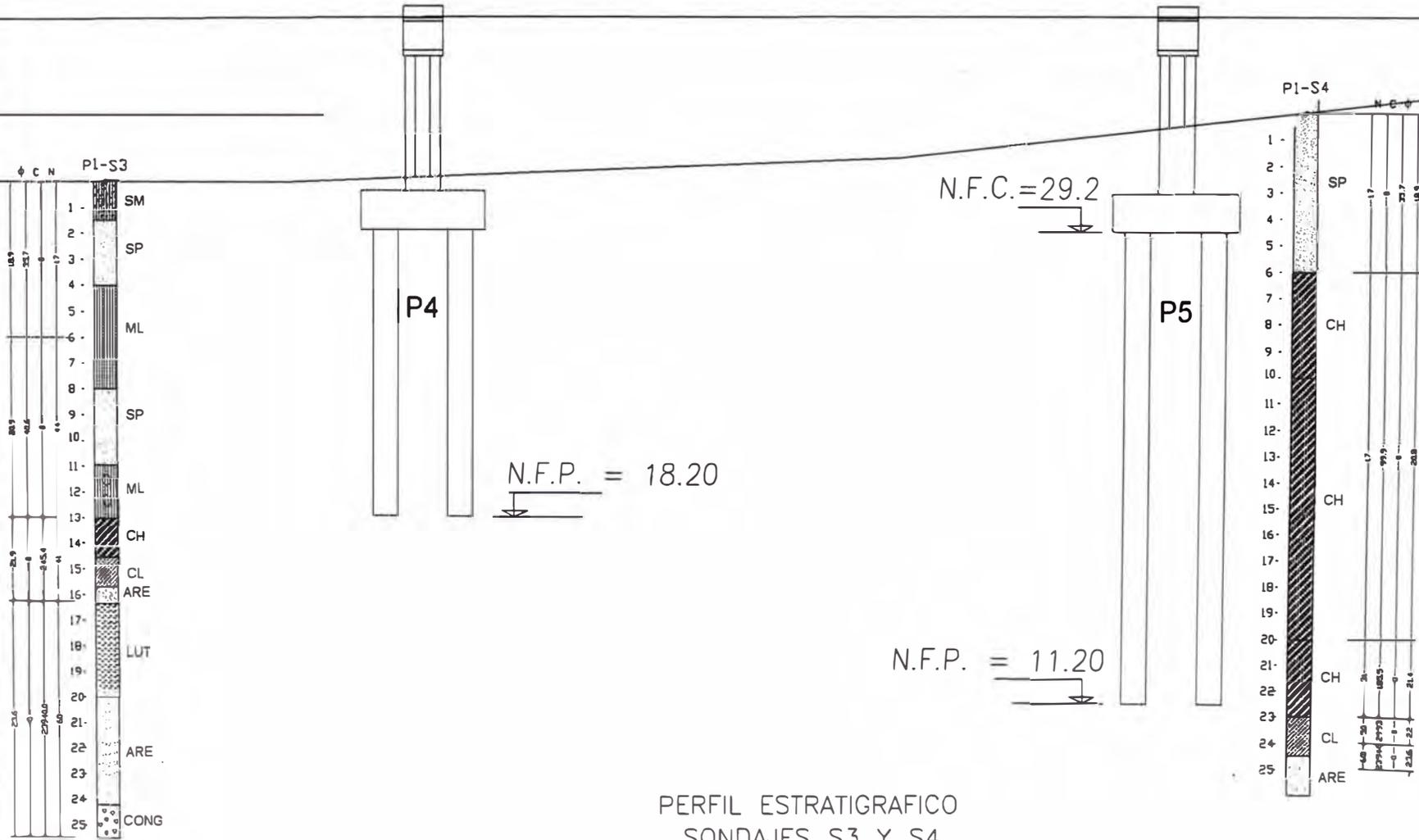
NAME=33.56



PERFIL ESTRATIGRAFICO
SONDAJES S2 Y S3
PILAR 2 Y PILAR 3

C.R.=39.09

C.R.=39.13



PERFIL ESTRATIGRAFICO
SONDAJES S3 Y S4
PILAR 4 Y PILAR 5

C.R.=38.95

C.R.=38.73

C.R.=38.53

- 1 -
- 2 -
- 3 -
- 4 -
- 5 -
- 6 -
- 7 -
- 9 -
- 10 -
- 11 -
- 12 -
- 13 -
- 14 -
- 15 -
- 16 -
- 17 -
- 18 -
- 19 -
- 21 -
- 22 -
- 23 -
- 24 -
- 25 -
- 26 -
- 27 -
- 28 -
- 29 -
- 30 -

P7

N.F.P.=13.2

P8

N.F.P.=13.20

- γ φ c n P1-S6
- 1 - SM
 - 2 - GP
 - 3 - ML
 - 4 -
 - 5 - SM
 - 6 -
 - 7 - SP
 - 8 - CL
 - 9 -
 - 10 -
 - 11 - ML
 - 12 - SW
 - 13 -
 - 14 -
 - 15 - SM
ML
 - 16 -
 - 17 -
 - 18 -
 - 19 -
 - 20 -
 - 21 - LUT
 - 22 -
 - 23 -
 - 24 -
 - 25 -
 - 26 -
 - 27 -

ED

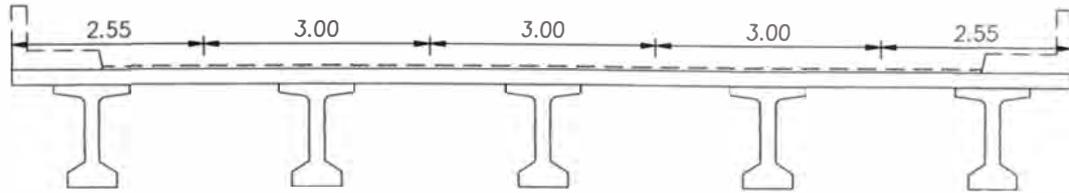
N.F.C.=29.

N.F.P.=16.0

PERFIL ESTRATIGRAFICO
SONDAJES S5 Y S6
PILAR 8 Y ESTRIBO DERECHO

**ANEXO III: PROPIEDADES MECÁNICAS Y
METRADO DE CARGAS**

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DEL TABLERO



Losa

Ancho = 14.1 m Ancho de la losa del tablero
 Espesor = 0.2 m Espesor de la losa del tablero

$I_{xx} = 0.0094 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la losa del tablero (Eje X)
 $I_{yy} = 46.7204 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la losa del tablero (Eje y)

Viga prefabricada

Área = 0.5247 m² Área de una viga
 h = 1.4 m Altura de la viga
 CG = 0.7118 m Centro de gravedad respecto al fondo
 $I_{xx} = 0.1324 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la viga (Eje Xcg)
 $I_{yy} = 0.0179 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la viga (Eje Ycg)
 # = 5 # de vigas
 s = 3 m Separación entre vigas

Propiedades de las 5 vigas

Área = 2.6235 m² Área de una viga
 CG = 0.7118 m Centro de gravedad respecto al fondo
 $I_{xx} = 0.662 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la viga (Eje Xcg)
 $I_{yy} = 47.31 \text{ m}^4$ Momento de Inercia de la viga (Eje Ycg)

Propiedades geométricas de la sección compuesta

	f _c	E _c	Áreas	y _{cg} local	I _{xx_o}	I _{yy_o}	A*y
	N/mm ²	N/mm ²	m ²	m	m ⁴	m ⁴	m ⁴
Losa	28	25399	2.82	1.50	0.01	46.72	4.23
Vigas	40	30358	2.62	0.71	0.66	47.31	1.86741
			5.4435				6.10

y_{cg} = 1.12 ← desde el fondo
 y_{sup} = 0.53 ← Desde la rasante

n = 2.00 Relación modular

Propiedades mecánicas de la sección compuesta

	Areas	y	I_{xx_o}	I_{yy}	A^*y	y-ycg	I_{xx}
	m^2	m	m^4	m^4	m^4	m	m^4
Losa	1.41	1.50	0.00	23.36	2.12	0.51	0.38
Vigas	2.62	0.71	0.66	47.31	1.87	-0.28	0.86
	4.03			70.67	3.98		1.24

YCG = 0.987 m <----- desde el fondo de vigas
 yt = 0.663 m <----- Desde la rasante
 $I_{xx} = 1.2365 \text{ m}^4$ Momento de Inercia respecto al eje centroidal x
 $I_{yy} = 70.6727 \text{ m}^4$ Momento de Inercia respecto al eje centroidal y

Transformando la inercia respecto al centro de gravedad

$I_{xx} = 1.308 \text{ m}^4$ Momento de Inercia respecto al centro de gravedad X
 $I_{yy} = 70.673 \text{ m}^4$ Momento de Inercia respecto al centro de gravedad Y
 $J = 0.092 \text{ m}^4$ Constante torsional

Neoprenos

G = 1.00 MPa Módulo de corte
 a = 400 mm Dimensión longitudinal
 b = 400 mm Dimensión transversal
 e = 100 mm Espesor neto del neopreno
 k = 1600 N/mm Rigidez de un resorte

Estribos

k = 1600 N/mm Rigidez de los neoprenos en los estribos

Pilares

k = 3200 N/mm Rigidez de los neoprenos en los pilares

METRADOS DE CARGAS PARA EL PUENTE IGNACIO ESCUDERO

$$\gamma_c = 2.50E-05 \text{ N/mm}^3$$

$$\gamma_{asf} = 2.25E-05 \text{ N/mm}^3$$

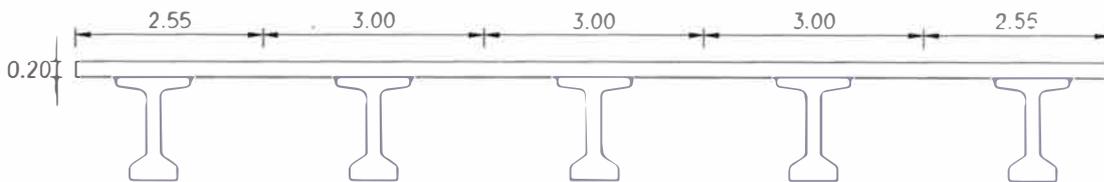
L puente =	250000 mm	Longitud del puente entre apoyos
B tablero =	11400 mm	Ancho del Tablero
B calzada =	11700 mm	Ancho de la calzada
e =	200 mm	Espesor del tablero
e _{asf} =	50 mm	Espesor de la carpeta asfáltica
R =	1000 m	Radio en planta
V =	17 m/s	Velocidad de diseño (60 km/hr)
ht =	1650 mm	Altura del tablero desde la base de los neoprenos

Metrado de cargas

DC1: Carga para el modelo 1

$$\text{Área de viga} = 524700 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso de viga} = 13.12 \text{ N/mm}$$



	Ancho tributario	Peso Tablero	Carga por viga
	mm	N/mm	N/mm
Viga interior	3000	15.00	28.12
Viga exterior	2550	12.75	25.87

DC2: Carga para el modelo 2

	Área	Carga	# veces	Carga
	mm ²	N/mm		N/mm
Veredas	428200	10.71	2	21.41
Barandas		1.50	2	3.00

DW: Peso de accesorios

$$DW = 13.16 \text{ N/mm} \quad \text{Peso del asfalto}$$

CE: Fuerza centrífuga

Factor C

$$C = 0.039$$

$$C = \frac{4}{3} \frac{v^2}{gR}$$

BR: Fuerza de frenado

Tal como especifica el AASHTO

25% (camión de diseño)

5% (Camión de diseño + Línea de carga)

Carga total: 35+145+145

Carga Camión = 325 kN/vía

Carga de la línea cargada: 9.3x(Longitud del puente)

Carga línea = 2325 kN

25% camión = 81.3 kN

5% cam+lin = 132.5 kN

Máximo 132.5

vías = 3

de vías cargadas

BR = 397.5

CT: Colisión vehicular

No se considerará impacto sobre las barrera y pilares

WA: Fuerzas debido a la precencia de agua

No se considerará la presencia de agua

WS: Fuerza del viento sobre la estructura

V10 = 80.000 km/hr

Tomado del MAPA DE ISOTACAS

VB = 160.000 km/hr

Vo = 13.200 km/hr

Tabla 3.8.1.1-1

Zo = 70.000 mm

Z = 7700.000 mm

Tabla 3.8.1.1-1

$$V_{DZ} = 2,5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$$

VDZ = 77.558 km/hr

CONDICIÓN	TERRENO ABIERTO	ÁREA SUBURBANA	ÁREA URBANA
V_0 (km/h)	13,2	17,6	19,3
Z_0 (mm)	70	1000	2500

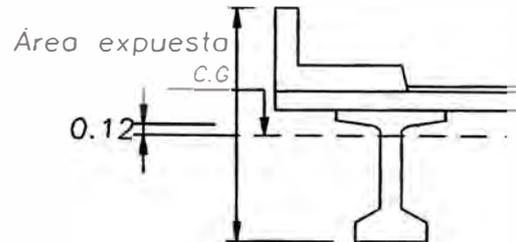
Como $Z < 10000\text{mm}$ se tomará como $VDZ = VB$

WS Horizontal

Área expuesta = 2460 mm²/m

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25.6 \bullet \bullet}$$

PB = 0.0024 MPa
 PD = 0.0024 MPa
 Fuerza = 5.90 N/mm
 Excentricidad = 120.00 mm
 Momento = 708.5 N-mm/mm



WS Vertical

Vertical

w = 0.00096 Mpa
 Ancho tablero = 11400 mm
 wl = 10.94 N/mm
 Excentricidad = 2850.00 mm
 Momento = 7797.60 N-mm/mm

En dirección +Z
 Aplicado a 1/4 del tablero

WS subestructura

W sobre la subestructura

Wsub = 0.0019 Mpa
 D = 1400 mm
 Área lateral = 2199.11 mm²/mm
 Fuerza = 4.18 N/mm

Diámetro de las columnas
 Área expuesta

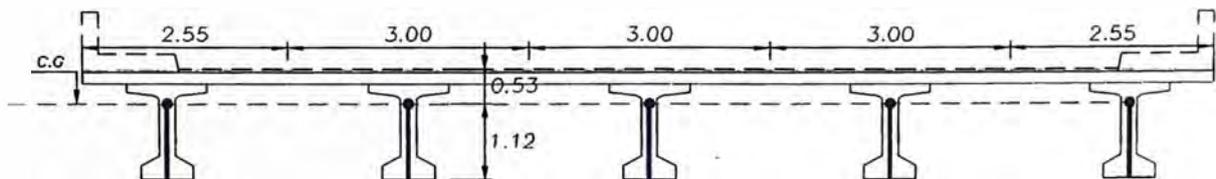
WL: Fuerza del viento sobre la carga vehicular

Horizontal

wl = 1.46 N/mm

actuando a 1800mm de la carpeta asfáltica

Fuerza = 1.46 N/mm
 Excentricidad = 2330 mm (530+1800)
 Momento = 3401.8 N-mm/mm



EQ: Sismo

A = 0.4 g Tomado del mapa de Isoaceleraciones
 Z = 4 Zona sísmica
 S = 1.2 Coeficiente de sitio

Zona sísmica

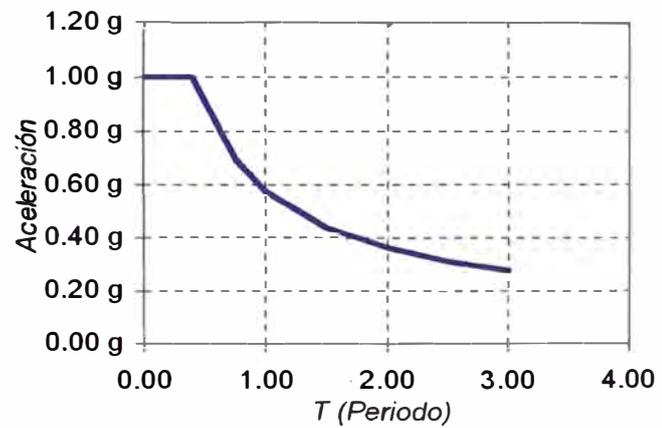
Coeficiente de aceleración	Zona sísmica
$A \leq 0,09$	1
$0,09 < A \leq 0,19$	2
$0,19 < A \leq 0,29$	3
$0,29 < A$	4

Coeficiente de sitio

Coeficiente de sitio	Tipo de perfil de suelo			
	I	II	III	IV
S	1,0	1,2	1,5	2,0

T	Cm
0.00	1.00
0.10	1.00
0.20	1.00
0.30	1.00
0.40	1.00
0.50	0.91
0.75	0.70
1.00	0.58
1.50	0.44
2.00	0.36
2.50	0.31
3.00	0.28

Espectro Elástico AASHTO



T: Temperatura uniforme

Empleando el procedimiento A

$T_{max} = 40 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$T_{min} = 10 \text{ }^{\circ}\text{C}$

$\alpha = 1.05\text{E-}05$ Coeficiente de expansión térmica

$\varepsilon = 0.000315 \text{ mm/mm}$ Deformación unitaria

SH, CR: Fuerzas debido a contracción y fragua (SH), y fluencia del concreto (CR)

$\varepsilon_{SH} = 0.0003 \text{ mm/mm}$

$\varepsilon_{CR} = 0.00025 \text{ mm/mm}$

CÁLCULO DEL MÓDULO DE SUBREACCIÓN HORIZONTAL (MÓDULO SECANTE)

D (m) 1.00 Diámetro del pilote
 ϵ_c (m) 0.002 Defromación al 50% de la capaidad máxima
 F.G 0.250 Factor de grupo

Estrato	profundidad	Zi	Zf	γ	ϕ	C	N			nh	k0	k1
		m	m	kN/m2		kN/m2				kN/m3	kN/m3	kN/m3
1	6	0	6	18.4	33.9	0	12	Arena	Seca o Hum	4300	0	4300
2	5.5	6	11.5	20.8	0	95.8	16	Arcilla	Seca o Hum	5957	28740	4475
3	1.5	11.5	13	21.5	42.1	0	60	Arena	Seca o Hum	25541	0	25541
4	2.5	13	15.5	21.5	42.1	0	60	Arena	Seca o Hum	25541	0	25541
5	7.5	15.5	23	21.5	42.1	0	60	Arena	Seca o Hum	25541	0	25541
6	4	23	27	23.6	0	23940	60	Arcilla	Seca o Hum	25541	7182000	600860
7		27	27					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
8		27	27					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
9		27	27					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
10		27	27					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0

CÁLCULO DEL MÓDULO DE SUBREACCIÓN HORIZONTAL (MÓDULO SECANTE)

D (m) 1.00 Diámetro del pilote
 εc(m) 0.002 Defromación al 50% de la capaidad máxima
 F.G 0.250 Factor de grupo

Estrato	profundidad	Zi	Zf	γ	ø	C	N			nh	k0	k1
		m	m	kN/m2		kN/m2				kN/m3	kN/m3	kN/m3
1	6	0	6	18.9	35.7	0	17	Arena	Seca o Hum	6387	0	6387
2	7	6	13	20.9	40.6	0	44	Arena	Seca o Hum	18634	0	18634
3	3.5	13	16.5	21.9	0	245.4	41	Arcilla	Seca o Hum	17285	73620	8325
4	9	16.5	25.5	23.6	0	23940	60	Arcilla	Seca o Hum	25541	7182000	600860
5		25.5	25.5					Arena	Seca o Hum	800	0	800
6		25.5	25.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
7		25.5	25.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
8		25.5	25.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
9		25.5	25.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
10		25.5	25.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0

CÁLCULO DEL MÓDULO DE SUBREACCIÓN HORIZONTAL (MÓDULO SECANTE)

D (m) 1.00 Diámetro del pilote
 ϵ_c (m) 0.002 Deformación al 50% de la capacidad máxima
 F.G 0.250 Factor de grupo

Estrato	profundidad	Zi m	Zf m	γ kN/m ²	ϕ	C kN/m ²	N			nh kN/m ³	k0 kN/m ³	k1 kN/m ³
1	6	0	6	18.9	35.7	0	17	Arena	Seca o Hum	6387	0	6387
2	4	6	10	20.8	0	99.9	17	Arcilla	Seca o Hum	6387	29970	4578
3	10	10	20	21.4	0	185.5	31	Arcilla	Seca o Hum	12717	55650	6778
4	3	20	23	22	0	2993	50	Arcilla	Seca o Hum	21284	897900	77025
5	1.5	23	24.5	23.6	0	23940	60	Arcilla	Seca o Hum	25541	7182000	600860
6		24.5	24.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
7		24.5	24.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
8		24.5	24.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
9		24.5	24.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
10		24.5	24.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0

CÁLCULO DEL MÓDULO DE SUBREACCIÓN HORIZONTAL (MÓDULO SECANTE)

D (m) 1.00 Diámetro del pilote
 ϵ_c (m) 0.002 Defromación al 50% de la capacidad máxima
 F.G 0.250 Factor de grupo

Estrato	profundidad	Zi	Zf	γ	ϕ	C	N			nh	k0	k1
		m	m	kN/m ²		kN/m ²				kN/m ³	kN/m ³	kN/m ³
1	8	0	8	19.1	36.4	0	20	Arena	Seca o Hum	7705	0	7705
2	12	8	20	20.9	0	125.7	21	Arcilla	Seca o Hum	8152	37710	5233
3	4	20	24	21.1	41	0	56	Arena	Seca o Hum	23864	0	23864
4	3.5	24	27.5	22	0	359.1	60	Arcilla	Seca o Hum	25541	107730	11178
5	3	27.5	30.5	23.6	0	23940	60	Arcilla	Seca o Hum	25541	7182000	600860
6		30.5	30.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
7		30.5	30.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
8		30.5	30.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
9		30.5	30.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0
10		30.5	30.5					Arcilla	Seca o Hum	800	0	0