

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**“EVALUACIÓN DEL REFORZAMIENTO Y AMPLIACIÓN
DEL PUENTE REQUE”**

EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

KATIA LISSETH SIFUENTES TARAZONA

LIMA – PERU

2007

DEDICATORIA

Dedicado a nuestro Señor creador que me demuestra su presencia en cada momento de mi vida y en cada cosa que hago, a mi familia por ser las personas que motivan mi vida brindándome su amor y a los amigos que siempre me brindaron su apoyo.



	Página
RESUMEN	3
LISTA DE CUADROS	4
LISTA DE FIGURAS	5
LISTA DE FOTOS	6
INTRODUCCIÓN	7
CAPÍTULO 1.- GENERALIDADES	8
1.1 FUNDAMENTO TEÓRICO	8
1.1.1 Pilotes excavados	12
1.1.2 Uso	12
1.1.3 Profundidad	13
1.1.4 Resistencia	14
1.1.5 Espaciamiento	15
1.2 ALCANCES	15
1.2.1 Alcances Topográficos	15
1.2.2 Alcances Hidrológicos e Hidráulicos	17
1.2.3 Alcances Geotécnicos	16
1.3.1 Capacidad de carga Admisible (Q_{adm}).	16
CAPÍTULO 2.- ANÁLISIS DE CARGA EN EL RETICULADO	18
2.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL RETICULADO	20
2.1.1 Materiales	21
2.1.2 Descripción de Puente	21
2.1.3 Cargas Permanentes	22
2.1.3.1 Cargas por Peso Propio	24
2.1.3.2 Cargas por Peso Muerto	25
2.2 ANÁLISIS DE LA LOSA DEL TABLERO	27
2.2.1 Tablero de los Puentes	27
2.2.1.1 Tableros de Concreto Armado	27
2.2.1.2 Tableros de Acero	27
2.2.2 Momentos Flectores	28



2.2.3 Cargas Aplicadas	28
2.2.4 Análisis Sísmico	29
2.3 ANÁLISIS DEL ESTRIBO	32
CAPÍTULO 3.- DISEÑO DE PILOTES	33
3.1 CARGAS	33
3.1.1 Cargas Verticales	35
3.1.2 Cargas Horizontales	36
3.2 DISEÑO AL PANDEO DE LOS PILOTES	39
3.3 COMPORTAMIENTO DEL GRUPO DE PILOTES	47
3.3.1 Grupo de Pilotes en Suelos Granulares	48
3.3.2 Grupo de pilotes en suelos cohesivos	49
3.3.3 Diseño de los Pilotes con el Programa PCACOL	51
3.3.4 Diseño de la Losa	57
CONCLUSIONES	62
RECOMENDACIONES	64
BIBLIOGRAFÍA	65
ANEXOS Y PLANOS	66



RESUMEN

El presente informe profundiza el análisis, cálculo y diseño de las cimentaciones profundas del Puente Reque, por ello el presente trabajo se ha realizado el Análisis del Reforzamiento y Ampliación de la cimentación en base a pilotes excavados. La importancia de este análisis es verificar los diseños planteados, tratando de aportar conceptos y recomendaciones en caso hubiese alguna deficiencia en su diseño. Es necesario decir que este puente es considerado de importancia debido a que forma parte de la Red Vial de la Panamericana Norte, y debe ser mantenido y evaluado en su servicio de manera constante.



LISTA DE CUADROS

	Página
Cuadro N° 1. <i>Especificaciones del Acero</i>	18
Cuadro N° 2. <i>Valores de Coeficiente de sitio en función del tipo de suelo.</i>	30
Cuadro N° 3. <i>Valores de Coeficiente de sitio en función del tipo de suelo.</i>	31
Cuadro N° 4. <i>Valores obtenidos para las reacciones en los estribos</i>	32
Cuadro N° 5. <i>Valores de Coeficientes de Balasto vs Tipo de Suelo</i>	37
Cuadro N° 6. <i>Valores de Coeficiente de Balasto.</i>	38
Cuadro N° 7. <i>Resultados de Reacciones y Momentos en las secciones de los pilotes.</i>	46
Cuadro N° 8. <i>Valores máximos obtenidos de Fuerza y Momentos en los Pilotes</i>	55
Cuadro N° 9.a. <i>Cuadro de cálculo de Momento Resistente M1-1</i>	60
Cuadro N° 9.b. <i>Cuadro de cálculo de Momento Resistente M2-2.</i>	61



LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura N° 1. Tipos de Cimentaciones en función a la profundidad de desplante.	8
Figura N° 2. Esquema del puente incluido la Ampliación	22
Figura N° 3. Esquema del Puente Reticulado	23
Figura N° 4. Estructura de Acero del Puente Reticulado	25
Figura N° 5. Secciones de la estructura de Acero del Puente Reticulado	26
Figura N° 6. Modelamiento de la estructura y el pilar en el Programa Sap2000	27
Figura N° 7. Modelo de Camión HL93. Vista Lateral.	29
Figura N° 8. Modelo de Camión HL93. Vista Posterior.	29
Figura N° 9. Curva de Espectro de Aceleración Sísmica	31
Figura N° 10. Vista lateral de la Cimentación Profunda.	33
Figura N° 11. Vista en Planta de la Cimentación Profunda.	34
Figura N° 12. Modelamiento de la Losa y los Pilotes con el Programa Sap2000.	36
Figura N° 13. Coeficientes de Balasto asignados a cada pilote.	39
Figura N° 14.a. Diagrama de Momentos en los pilotes. COMB 1. – M3-3	40
Figura N° 14.b. Diagrama de Momentos en los pilotes. COMB 2. – M3-3	41
Figura N° 14.c. Diagrama de Momentos en los pilotes. COMB 3. – M3-3	42
Figura N° 15. Comportamiento de los pilotes bajo carga	47
Figura N° 16. Ingreso de las unidades para el diseño de los pilotes	51
Figura N° 17. Ingreso de Propiedades de los Materiales.	52
Figura N° 18. Ingreso de cantidad de varillas.	52
Figura N° 19. Curva de Interacción de Cargas	53
Figura N° 20. Verificación resistencia de las cargas sobre los pilotes.	56
Figura N° 21. Esquema de la Losa de Cimentación.	57
Figura N° 22.a. Momento Máximo M1-1 en la Losa de Cimentación.	58
Figura N° 22.b. Momento Máximo M1-1 en la Losa de Cimentación.	58
Figura N° 23. Refuerzo Planteado para la Losa	59



LISTA DE FOTOS

	Página
Foto N° 1. Puente Reque	20
Foto N° 2. Foto actual del Puente Reque	44



INTRODUCCIÓN

Con la necesidad de afrontar con mayor interés los aspectos del diseño de puentes y en especial de la cimentación, se realiza la Evaluación Estructural aplicada al Puente Reque.

El Puente Reque se ubica en el Km. 772+829.33 de la carretera Panamericana Norte, Sector Trujillo – Chiclayo, de la Red Vial nacional, Ruta 001-N, distrito de Reque, provincia de Chiclayo, Departamento de Lambayeque.

El puente fue construido en el año 1998 y durante todo este tiempo ha sufrido los estragos de la naturaleza, sin embargo, son los últimos acontecimientos los que han sido determinantes para tomar la decisión de realizar los estudios necesarios de plantear una alternativa de solución ante tales efectos. Este informe principalmente se ve enfocado en el aspecto estructural de la cimentación profunda exactamente de Pilotes. Actualmente se ha determinado que el pilar existente tiene problemas de asentamiento y uno de los estribos presenta problemas de inestabilidad debido a la socavación. Por ello que se ha determinado realizar un reforzamiento y ampliación, de tal manera que el actual estribo existente en lado izquierdo del río sea reemplazado por un pilar y el extremo ampliado estará apoyado sobre un estribo nuevo.

El Capítulo I, menciona los aspectos teóricos que se considerarán para el desarrollo del informe y también las conclusiones y recomendaciones sugeridas como resultado de los estudios Topográficos, Hidrológicos y Geotécnicos con el propósito de considerarlos para el diseño y el cálculo de las estructuras.

El Capítulo 2, comprende básicamente el cálculo de las cargas que serán transmitidas a la cimentación, debido a que dichos resultados son necesarios para el cálculo y diseño de los pilotes.

Finalmente en el Capítulo 3, se enfoca en tema principal del presente informe, el análisis y diseño de los pilotes, cuyo desarrollo comprende el cálculo de las cargas y las verificaciones para garantizar su resistencia.

CAPÍTULO 1.- GENERALIDADES

1.1 FUNDAMENTO TEÓRICO

En general, las cimentaciones permiten transmitir al terreno de forma amortiguada las cargas estructurales que no se pueden transmitir directamente al mismo por ser un material de baja resistencia y elevada deformabilidad.

Las cimentaciones se clasifican en tres tipos de acuerdo a la profundidad de su emplazamiento:

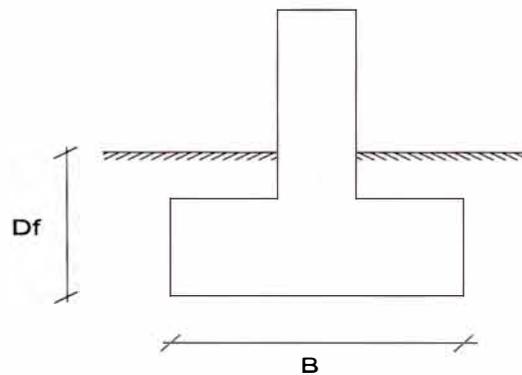


Figura N° 1. Tipos de Cimentaciones en función a la profundidad de desplante.

- Cimentaciones superficiales: $Df/B < 4$
- Cimentaciones semiprofundas $4 < Df/B < 8$ a 10
- Cimentaciones profundas 8 a $10 < Df/B$

Los Pilotes son elementos de cimentación de gran longitud que se hincan directamente en el terreno o bien se construyen en una cavidad previamente abierta en el mismo.

La cimentación mediante pilotes es necesaria cuando la cimentación superficial o semiprofunda no es posible por razones técnicas, de dimensiones o económicas.

La interrogante de saber el origen de los pilotes nos lleva a describir la siguiente lista de antecedentes históricos y motivos por los cuales fueron utilizados:

- Construir zonas elevadas en zonas húmedas: orillas de lagos (Lago de Ginebra, hace 4000 años).
- En Robenhausen (Suiza), 100 000 pilotes fueron encontrados bajo un depósito de terreno de 2000 años de antigüedad.
- En Lough Drumkeery (Irlanda) se encontraron 30 000 pilotes antiguos de madera de 3 m de profundidad.
- Herodoto (escritor Griego, 400 A.C.) explica que en una tribu africana (PEONIONS) vivían en una zona levantada con pilotes: para contraer matrimonio cada hombre tenía que hincar 3 pilotes. Eran polígamos.
- Los Fenicios usaban pilotes para las construcciones portuarias. Los constructores de barcos empezaron a construir las pantallas formadas por hileras de pilotes o tablestacas.
- Los cedros del Líbano prácticamente desaparecieron exportados a Egipto para construir pilotes
- Tanto los Griegos como los Romanos usaron pilotes en todas sus construcciones. Tuvieron problemas con el 'teredo navalis', lo que ha provocado la desaparición de dichas construcciones. Ejemplo de los Romanos es un puente en Newcastle (UK) con pilotes de madera negra de roble de 3 m.
- El Emperador Trajano construyó un puente en el Danubio. Cuando se descubrieron los pilotes estaban en fase de petrificación.
- Vitrubio (arquitecto romano del siglo 0), describe técnicas constructivas para la ejecución de pilotes y tablestacas.
- La mayoría de los edificios antiguos (siglo VIII) en Venecia se fundamentan mediante pilotajes. La ciudad empezó en una zona pantanosa.
- La ciudad de Amsterdam, fundada hace 1000 años, prácticamente se encuentra construida sobre pilotes de 15-20 m de longitud.
- Los pilotes de madera sumergidos han demostrado ser más duraderos que los sometidos a secado-mojado periódico (en tal caso se usaban grasas para proteger la superficie).



- La hincas se hacían mediante un simple trípode que permitía la caída de un peso que golpeaba el pilote.
- En el siglo XIX empezaron los cambios importantes, tanto en los materiales de los pilotes como en su ejecución.
- En 1830 se empezaron a usar los pilotes metálicos de forma tubular.
- En 1824 (siglo XIX) Joseph Aspdin patentó el cemento que más tarde se conoció como cemento Portland (se parece a las piedras de Portland).
- Hacia finales de siglo aparece el hormigón armado en Francia.
- A principios del siglo XIX empieza a usarse en Inglaterra la máquina de vapor para levantar las mazas.
- Durante este siglo aparecen otras técnicas basadas en la máquina de vapor (percusión directa) o con máquinas de aire comprimido e incluso con pólvora.
- En 1897 Raymond patentó su sistema de pilotes.
- En 1903 Beale desarrolló el sistema de entubación metálica, posterior vaciado del concreto interior y extracción de la entubación.
- El Belga Franki desarrolló un sistema similar que permitía el ensanchamiento de la base del pilote.
- En USA (1900) se empezaron a usar los pilotes metálicos en forma de viga-I y viga-H.
- A partir de 1946 empiezan a aparecer máquinas DIESEL para la hincas de pilotes.
- Los pilotes perforados fueron muy usados en la India, por ejemplo mediante "pozos de cimentación" que se rellenaban con piedra. Ej: Taj Mahal (construido entre 1632-1650).
- La maquinaria para perforación era más ligera que la maquinaria de hincas, lo que facilitó la técnica de la perforación.
- Originalmente se impedía la entrada de agua en la entubación mediante aire comprimido. Actualmente se vacía el concreto desde la zona inferior del tubo aunque exista agua en su interior.
- Actualmente existe maquinaria de perforación desde 150 mm. hasta 2 m.
- Actualmente se hincan pilotes prefabricados (machiembrados) o se hincan pilotes ejecutados in situ.



- Actualmente los pilotes tubulares hincados se suelen usar en plataformas off- shore.

Los criterios básicos de utilización de los pilotes son los siguientes:

- Cuando en superficie las capas no son suficientemente resistentes como para obtener tamaños de cimentación superficial aceptables cumpliendo las condiciones en rotura y de servicio.
- Relleno de suelo blando que nunca ha sido sometido a una carga exterior (suelo normalmente consolidado).
- Los pilotes son cimentaciones que dan lugar a movimientos muy pequeños en comparación con las cimentaciones superficiales.
- Cargas muy fuertes: Offshore, muelles en zonas portuarias, muros, apoyos de puentes, cargas verticales invertidas (tracción).

Por lo tanto las cimentaciones profundas se emplean cuando los estratos de suelo o de roca situados inmediatamente debajo de la estructura no son capaces de soportar la carga, con la adecuada seguridad o con un asentamiento tolerable. El hecho de llevar la cimentación hasta el primer estrato resistente que se encuentre no es suficiente, aunque esta sea la decisión que a menudo se toma, la cimentación profunda debe analizarse de la misma manera que la que es poco profunda. Como la cimentación superficial, también la cimentación profunda, incluyendo los estratos de suelo o roca situados debajo, deben ofrecer seguridad y no asentarse excesivamente por efecto de las cargas de la estructura que soportan.

Hay dos formas de cimentaciones profundas generalmente aceptadas: pilotes y pilares. Los pilotes son fustes relativamente largos y esbeltos que se introducen en el terreno. Aunque algunas veces se hinca en el terreno pilotes hasta de 1.50m de diámetro, por lo general sus diámetros son inferiores a 60 cms. Los pilares son de mayor diámetro y se construyen excavando y, por lo general, permiten una inspección ocular del suelo o roca donde se apoyaran. Los pilares son en realidad cimentaciones por superficie o sobre placa a gran profundidad.

1.1.1 Pilotes Excavados

Este sistema de pilotaje excavado requiere que las tierras de la excavación sean extraídas antes de la ejecución del vaciado del concreto en los pilotes. La excavación se puede realizar de diferentes modos, de acuerdo a las características del terreno. Para lo cual se utilizan maquinarias diferentes como cucharas, trépanos, barrenas y otros.

En terrenos poco cohesivos o cuando el terreno resistente queda debajo del nivel freático, se pueden producir desmoronamientos o filtraciones de la napa freática.

Para evitar estos problemas se recurre a una camisa metálica, es un tubo que tiene la misma función de un encofrado; esta camisa se va clavando al tiempo que se efectúa la excavación. Estas camisas pueden ser recuperables o perdidas si se dejan en el terreno; en este caso, el tubo metálico ha sido tratado en su cara externa con pinturas adecuadas para evitar la corrosión.

El procedimiento constructivo para pilotes excavados es de la siguiente manera:

- Se excava con cuchara.
- Se introduce la camisa de chapa a tiempo que se avanza con la cuchara.
- Se introduce la armadura en el interior vacío de la camisa.
- Se introduce un tubo para vaciar el concreto por el interior de la armadura.
- Se vacía el concreto desde el extremo inferior a medida que se extrae el agua.
- Se extrae la camisa, por tramos a medida que se vacía el concreto.

1.1.2 Uso

El pilotaje será considerado en caso en que las zapatas cimentadas sobre roca, suelo granular o cohesivo rígido o granular sean costosas. Los pilotes pueden ser usados como medio de protección de zapatas contra la socavación, donde exista un alto potencial de erosión.

Los pilotes se usan de muchas maneras. Los pilotes de carga que soportan las cimentaciones son los más comunes. Estos pilotes transmiten la carga de la estructura a través de estratos blandos a suelos más fuertes e incompresibles o a la roca que se encuentre debajo o distribuyen la carga a través de los estratos



blandos que no son capaces de resistir la concentración de la carga de un cimiento poco profundo. Los pilotes de carga se usan cuando hay peligro de que los estratos superiores del suelo puedan ser socavados por la acción de las corrientes o las olas o en los muelles y puentes que se construyen en el agua.

Los pilotes de tracción se usan para resistir fuerzas hacia arriba, como en las estructuras sometidas a supresión, tales son los edificios cuyos basamentos están situados por debajo del nivel freático, las obras de protección de presas o los tanques elevados. También se emplean para resistir el vuelco en muros y presas y como anclaje de los cables que sirven de contravientos en las torres o retenidas en los muros anclados y en las torres.

Los pilotes cargados lateralmente soportan las cargas aplicadas perpendicularmente al eje del pilote y se usan en cimentaciones sometidas a fuerzas horizontales, como son los muros de sostenimiento de tierras, los puentes, las presas y los muelles y como defensas y duques de alba en las obras de los puertos. Si las cargas laterales son grandes, los pilotes inclinados pueden resistirlas más eficazmente. Estos son pilotes que se hincan con un cierto ángulo. Frecuentemente se usa una combinación de pilotes verticales e inclinados. Los pilotes se usan algunas veces para compactar el suelo o como drenes verticales en estratos de baja permeabilidad.

1.1.3 Profundidad

La profundidad de hincado será determinar en base a la resistencia del pilote a las cargas verticales y laterales, así como a los desplazamientos esperados, tanto del pilote como de los materiales del subsuelo. En general, a menos que en las operaciones de hincado se llegue al rechazo, la profundidad mínima será:

3 metros, en suelos cohesivos rígidos y granulares compactos.

6 metros, en suelos cohesivos blandos y granulares sueltos.

Los pilotes inclinados estarán colocados a una profundidad no menor que un tercio de su longitud libre, a menos que se encuentre el rechazo durante el hincado. En caso de suelos blandos o sueltos sobre estratos firmes o duros, el



pilotaje deberá penetrar el estrato firme hasta una profundidad establecida para imitar el movimiento del pilote y proporcionar la capacidad portante adecuada.

1.1.4 Resistencia

Los pilotes deberán ser diseñados para tener capacidad portante y resistencia estructural adecuadas, y soportar asentamientos y desplazamientos laterales tolerables.

En el análisis de la resistencia de los pilotes se tendrá en cuenta:

La diferencia entre la resistencia de un pilote simple y de un grupo de pilotes.

Capacidad del estrato de suelo para soportar la carga del grupo de pilotes.

Efectos de hincado de pilotes sobre las estructuras adyacentes.

Efectos de socavación.

Transmisión de fuerzas tales como fricción negativa y la carga debida al asentamiento del terreno.

La capacidad de una cimentación de pilotaje para soportar cargas sin falla o asentamiento excesivo, depende de varios factores: la losa sobre los pilotes, el fuste del pilote, la transmisión de la carga que soporta el pilote al suelo, y el suelo y los estratos subyacentes de roca que finalmente soportan la carga. En el análisis y proyecto del fuste del pilote intervienen tanto el suelo como el pilote. Corrientemente la capacidad del fuste del pilote obedece a necesidades constructivas y es mucho mayor que la necesaria para la carga máxima; pero puede ser crítica en el caso de pilotes esbeltos con cargas pesadas o cuando se encuentran dificultades en la construcción. La transferencia de la carga del pilote al suelo es lo que se llama capacidad de carga del pilote y es frecuentemente causa de dificultades en las cimentaciones de pilotaje. La capacidad de los estratos inferiores para soportar la carga depende del efecto combinado de todos los pilotes actuando conjuntamente. Aunque la capacidad de los estratos inferiores rara vez recibe atención, es frecuentemente fuente de dificultades en las cimentaciones de pilotaje.



1.1.5 Espaciamiento

Los espaciamientos entre centros de pilotes serán no menores que 0.75 m ó 2.5 veces los diámetros o lados del pilote, el mayor entre los dos valores.

La distancia entre la cara de un pilote y el lado más cercano de la zapata será mayor que 0.225m.

Los pilotes deberán estar 0.30 m dentro de la zapata, luego de haber removido todo el material dañado en el pilote durante el hincado.

Si la unión del pilote con la zapata está dada mediante barras o torones, el pilote puede estar por lo menos 0.15m. dentro de la zapata. En caso de vigas de concreto armado usados como cabezales soportados por pilotes, el recubrimiento lateral de los pilotes será mayor que 0.15m. más un recubrimiento adicional para considerar desalineamientos laterales en el pilote; además, los pilotes quedarán por lo menos 0.15m dentro del cabezal.

1.2.- ALCANCES

1.2.1 Alcances Topográficos

El área del puente corresponde a una estratigrafía de origen reciente, conformado por arenas, limos, arcillas y gravas cuya potencia es aproximadamente de 18 m, este depósito corresponde al Cuaternario y constituye un material preconsolidado definido como roca arenisca que según lo estudiado por el INGEMMET, correspondería a la formación Goyllarizquizca.

1.2.2 Alcances Hidrológicos e Hidráulicos

Los resultados de los estudios Hidrológicos e Hidráulicos indican que durante los meses de lluvia, la profundidad del río podría llegar a los 10m. También es importante considerar la existencia de agua o nivel freático, el cual incidirá en el proceso constructivo, de ejecutarse la excavación a cielo abierto; así mismo en los sondajes diamantinos se detectó la presencia de fuerte flujo de agua subterránea el cual podría incidir sobre excavaciones abiertas generando una

red interna de flujo que pudiese causar alteraciones desfavorables para la compacidad del suelo.

Ante procesos extremos de geodinámica externa generado por el Fenómeno del Niño, se plantea la alternativa de construir un nuevo tramo de 40m de luz como mínimo por que será insuficiente el área hidráulica para evacuar caudales extremos de 2,000 m³/seg. Quiere decir que para una ampliación en un tramo no menor a 40 metros se logrará soportar el caudal de las máximas avenidas estimadas.

1.2.3 Alcances Geotécnicos

En el aspecto Geotécnico se sugiere ampliar el estribo izquierdo y proyectar la cimentación profunda mediante pilotes excavados de tal manera que se profundice hasta el nivel de roca arenisca.

La alternativa de proyectar caissons en los sondajes están limitados por la existencia de suelos finos, además de la presencia de nivel freático y elevada presión de agua que podrían dificultar el hincado del caisson debiendo requerirse una cámara neumática para alcanzar profundidades de por lo menos 18m de profundidad.

1.3.1 Capacidad de carga Admisible (Qadm).

Para el modelo geotécnico de cálculo se ha considerado dos estratos según los resultados de las prospecciones. El primero, desde los 10 a 22m de profundidad y el segundo a partir de los 22m de profundidad.

El primer nivel presenta los siguientes parámetros:

Material	Arenas limosa, principalmente.
N promedio	22 golpes/pie.
Angulo de fricción (ϕ)	31°
Peso Específico (γ)	2 Tn/m ³



El segundo nivel presenta los siguientes parámetros:

Material	Arenas compactadas y/o areniscas.
N promedio	50 golpes/pie.
Angulo de fricción (ϕ)	36°
Peso Específico (γ)	2.2 Tn/m ³
Resistencia Uniaxial	24 Kg/cm ² (promedio)
Cohesión	12° Tn/m ²
Coefficiente de Poisson	0.31
Modulo de elasticidad	8.248 Tn/m ²

- Condiciones criticas de socavación de 10m de profundidad y nivel freático superficial.



CAPÍTULO 2.- ANÁLISIS DE CARGA EL RETICULADO

Para el diseño de Puentes Metálicos se debe tener en cuenta las siguientes especificaciones:

- **Especificaciones de Acero**

	Acero Estructural al carbón	Acero de alta resistencia y baja aleación		Acero de baja Aleación tratado
AASHTO	M270 Gr. 36	M272 Gr. 50	M270 Gr. 50W	M270 Gr. 70W
ASTM	A-709 Gr. 36	A-709 Gr. 50	A-709 Gr. 50W	A-709 Gr. 70W
Espesor de Planchas	≤4"	≤4"	≤4"	≤4"
Perfiles	todos	todos	todos	N.A
Fv	58	65	70	90 KSI
Fy	36	50	50	70 KSI

Cuadro N° 1. Especificaciones del Acero

- **Estados Límites de Resistencia**

Se aplican las siguientes condiciones de carga:

Factores de resistencia:	Φ
Flexión	1.00
Corte	1.00
Compresión Axial	1.00
Fractura por Tracción en A_u	1.00
Fluencia por tracción en A_g	1.00
Conectores de corte	1.00
Soldadura de filete en el plano de garganta	1.00

- **Estados Límites de Eventos Extremos**

Se consideran las siguientes combinaciones de carga:

Consideraciones de fatiga y fractura

Para fatiga inducida por carga:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)n$$

$$\gamma = 0.75$$

Δf = Rango de esfuerzo debido a la carga de fatiga (KSI)

$\Delta F)n$ = Resistencia nominal a la fatiga (KSI)

- **Diafragmas y Arriostres en Cruz**

Requerimientos para dimensiones generales y detalles

Luz : Longitud entre ejes de apoyo

Contraflecha por carga muerta

Las estructuras de acero deben ser diseñadas para absorber contraflechas y deflexiones producidas por cargas muertas, durante el proceso de fabricación de las estructuras.

$$t_{min} \geq 5/16'' (8.00mm)$$

Se colocan en los apoyos extremos, apoyos interiores e intermitentemente a lo largo de los tramos.

Estos diafragmas o arriostres en cruz son necesarios por lo siguiente:

1. Transferir las cargas laterales de viento desde la parte inferior de la estructura al piso (losa) y desde el piso a los apoyos.
2. Estabilidad del inferior para todas las cargas cuando éste está en compresión.
3. Estabilidad del superior antes del curado de la losa de piso.
4. Distribución de las cargas verticales muertas y vivas aplicadas a la estructura.

Como mínimo los diafragmas y arriostres en cruz se diseñan para transferir las cargas de viento, pero en el caso específico del Perú se considera despreciable a excepción de algunos lugares donde este efecto es considerable.

2.1 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL RETICULADO

El Puente cuya estructura y cimentación es motivo de análisis mediante el siguiente informe, contempla la Ampliación mediante la construcción de un nuevo tramo del Puente Reque cuya longitud es de 50 metros. El sistema estructural adoptado consiste en el diseño de una estructura reticulada similar al reticulado de los dos tramos existentes, para ello el nuevo tramo del puente cuya estructura es del tipo reticulada contará con dos apoyos, uno a cada extremo, en el extremo que actualmente existen un estribo será reemplazado por un pilar apoyado sobre una zapata y grupo de pilotes y en el otro extremo se construirá una nueva cimentación a base de estribo, finalmente se hace monolítico con los estribos y pilares, para resistir las cargas permanentes superpuestas y la carga viva vehicular.

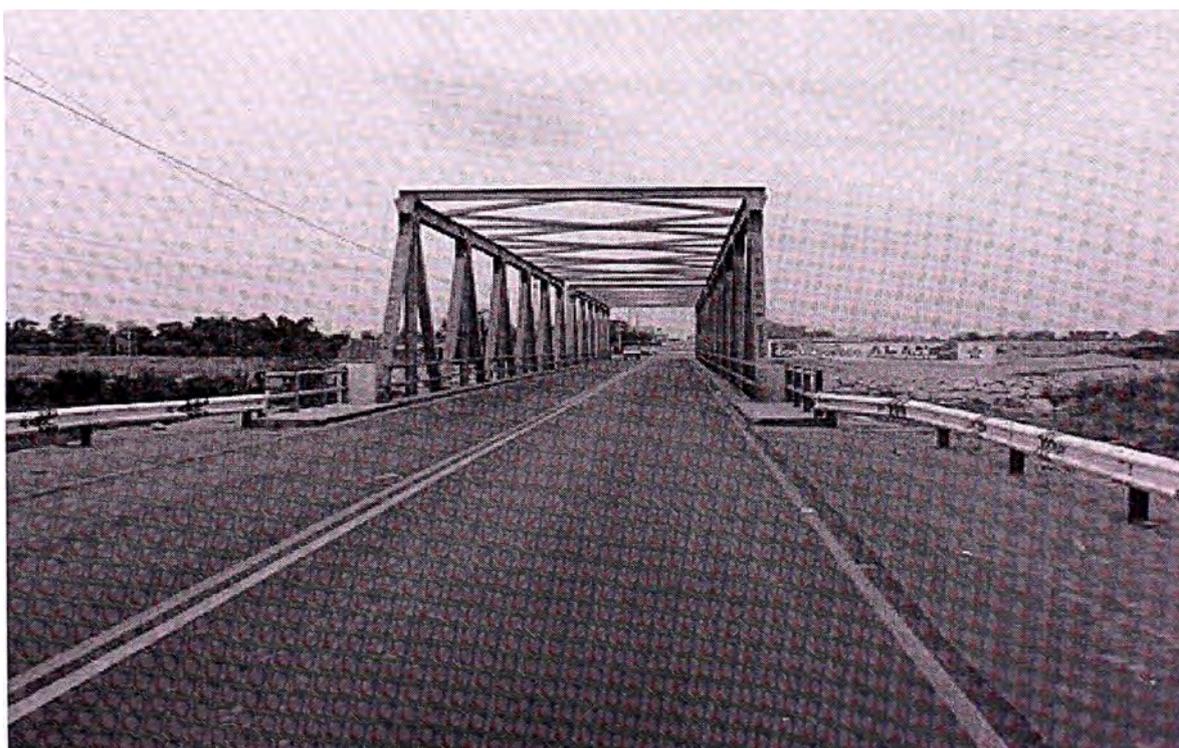


Foto N°1. Puente Reque

Además de lo indicado el estudio Hidrológico-Hidráulico ha determinado que es necesario realizar la ampliación del puente en un tramo no menos a 40 metros.



2.1.1 Materiales

Los distintos miembros del reticulado metálico serán fabricados con las planchas soldadas, de calidad ASTM A-70, Grado 50.

Características del Acero:

$$\begin{aligned}F_u &= 4.570 \text{ kg/cm}^2, && \text{resistencia última} \\F_y &= 3.515 \text{ kg/cm}^2, && \text{esfuerzo de fluencia} \\E_s &= 2,039.00 \text{ kg/cm}^2, && \text{Módulo de elasticidad} \\W_s &= 7.85 \text{ T/m}^3, && \text{Peso específico}\end{aligned}$$

Características del Concreto:

$$\begin{aligned}f'_c &= 280 \text{ Kg/c m}^2 \\E_c &= w^{1.5} 4270 \sqrt{f'_c} = 2.4^{1.5} \times 4270 \sqrt{280} \\E_c &= 265,658 \text{ kg/cm}^2, && \text{Modulo de elasticidad} \\v &= 0.17, && \text{Modulo de Poisson} \\W_c &= 2.4 \text{ T/ m}^3, && \text{Peso específico}\end{aligned}$$

2.1.2 Descripción de Puente

Las características del puente son las siguientes:

Superestructura:

Longitud total del puente existente : 50 + 50 = 100 m.

Numero de tramos : 3 (2 tramos existentes y 1 nuevo)

Sistema Estructural : Viga simplemente apoyados

Estructura reticulada con losa de concreto y carpeta asfáltica. La estructura del puente de acero reticulado es de planchas cortadas y soldada, conectadas con pernos mediante planchas de conexión y empalme.

Ancho Total : 8.70 m

Ancho de Vía : 7.20 m (Doble vía)

Vereda : 2 de 0.60 m

Subestructura

Estribo derecho : Estribo existente

Pilar derecho : Pilar existente

Estribo izquierdo : Será reemplazado por un pilar tipo muro pantalla.

Estribo izquierdo : Estribo nuevo.

Cimentación

Pilar Nuevo : 12 pilotes excavados



PUENTE REQUE

Figura N° 2. Esquema del puente incluido la Ampliación

2.1.3 Cargas Permanentes

Son aquellas que actúan durante toda la vida útil de la estructura sin variar significativamente o que varía en un solo sentido hasta alcanzar un límite.

El reticulado está conformado por elementos fabricados con planchas cortadas y soldadas, que se conectarán con conexiones emperradas mediante planchas de conexión y empalme.

En la Figura N° 3 se muestran los diferentes tipos de elementos que conforman el reticulado y las dimensiones básicas del reticulado.

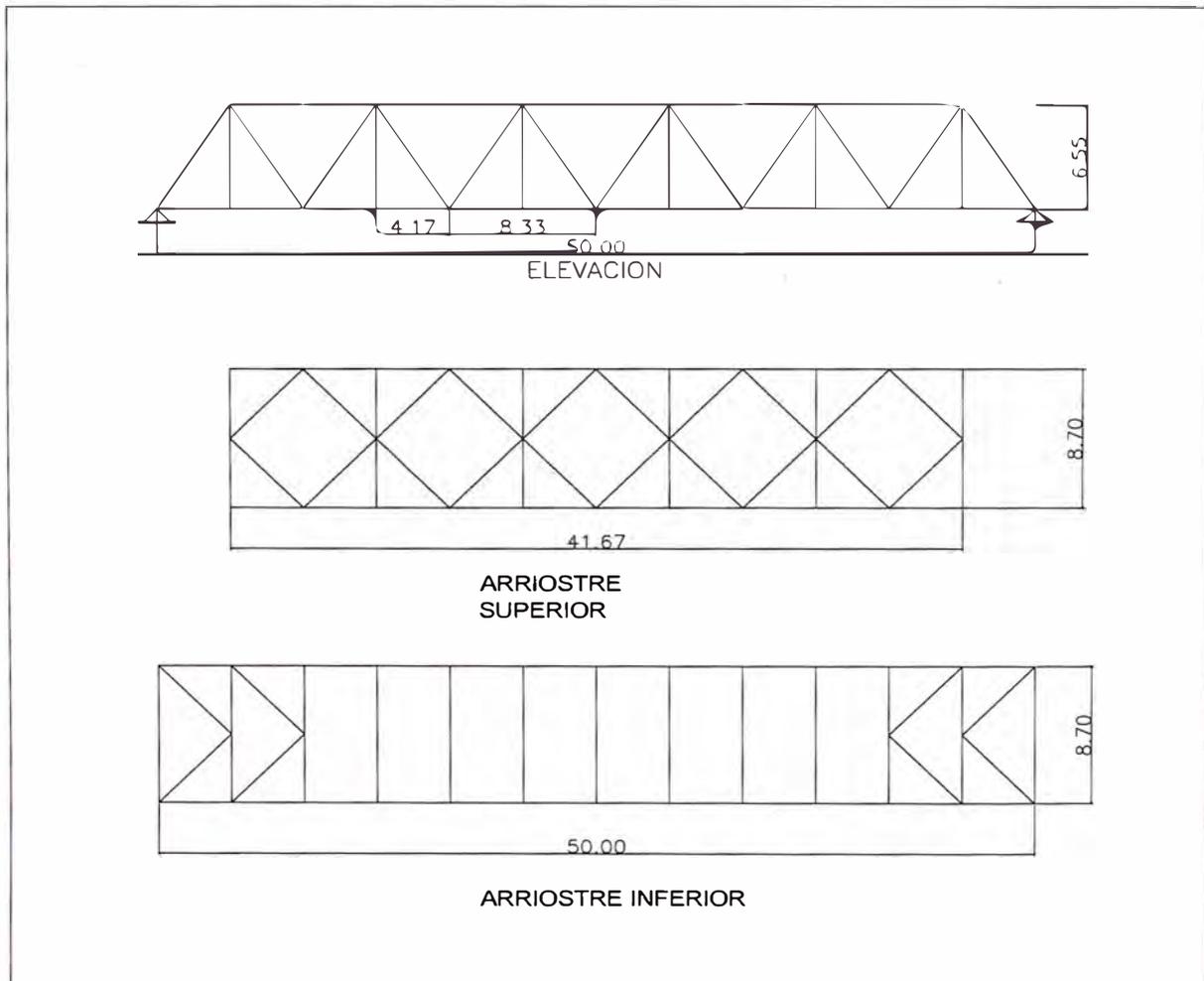


Figura N° 3. Esquema del Puente Reticulado

Para realizar el modelamiento del puente se va a considerar un modelo equivalente conformado por dos vigas cada una ubicada en el centro de luz de cada eje de la vía. En adelante serán denominadas como viga V1 y V2, dado que la vía es de dos carriles con vereda y sardinel a ambos lados, se va a realizar el modelamiento de una sola viga V1 y las repartición de carga viva y carga muerta total será distribuida entre las dos vigas de manera proporcional dado como resultado un solo tipo de viga sometido a las mismas cargas y condiciones.



2.1.3.1 Cargas por Peso Propio

Estas cargas son las que corresponden al peso propio de la estructura metálica, incluyendo el peso de los empalmes y conexiones.

En el caso de cargas DEAD, se incluye el peso propio de los elementos metálicos, el peso de la losa de concreto y se está añadiendo el peso adicional de las planchas de conexión, empalme y pernos, como una carga uniforme a lo largo de las bridas.

La calzada será de 7.20 de ancho, para dos vías de tránsito y vereda de 0.60 m a ambos lados, para un ancho total del tablero de 8.70m.

El reticulado metálico será de 5.00m de luz, entre apoyos y 6.55m de peralte entre las bridas inferior y superior serán secciones doble canal y los montantes sección W, de ala ancha.

Las vigas transversales serán sección I, de peralte

Plancha de empalme y conexión	8.852 Ton
Rigidizadores de brida y diagonales	1.369 Ton
Rigidizadores de VT	0.981 Ton
Conectores de corte	0.478 Ton
Pernos (estimado)	<u>2.380</u> Ton
Total	13.970 Ton

Longitud de las bridas:

$$L = 41.667 + 50.00 = 91.667 \text{ m.}$$

$$W = \frac{\text{Peso Total.}}{\text{Longitud total de bridas}}$$

$$W = \frac{13.9700}{2 \times 91.667} = 0.076 \text{ Ton/m a lo largo de ambas bridas.}$$

2.1.3.2 Cargas por Peso Muerto

Son las que corresponden al peso del tablero de concreto, el peso del sardinel y el peso del asfalto.

Peso del Sardinel

$$W = 0.25 \times 0.6 \times 50 \times 2.4 = 18.0 \text{ Ton}$$

Peso del concreto

$$W = 8.70 \times 0.20 \times 50 \times 2.4 = 208.8 \text{ Ton}$$

Para el análisis de la estructura del reticulado se ha utilizado el Programa de Sap2000 versión 10.0.

Para dicho análisis se ha considerado el siguiente procedimiento:

Se ha considerado el diseño de una estructura reticulada, similar al existente. Por lo tanto la estructura del puente se presenta según las Figuras N° 4 y 5.

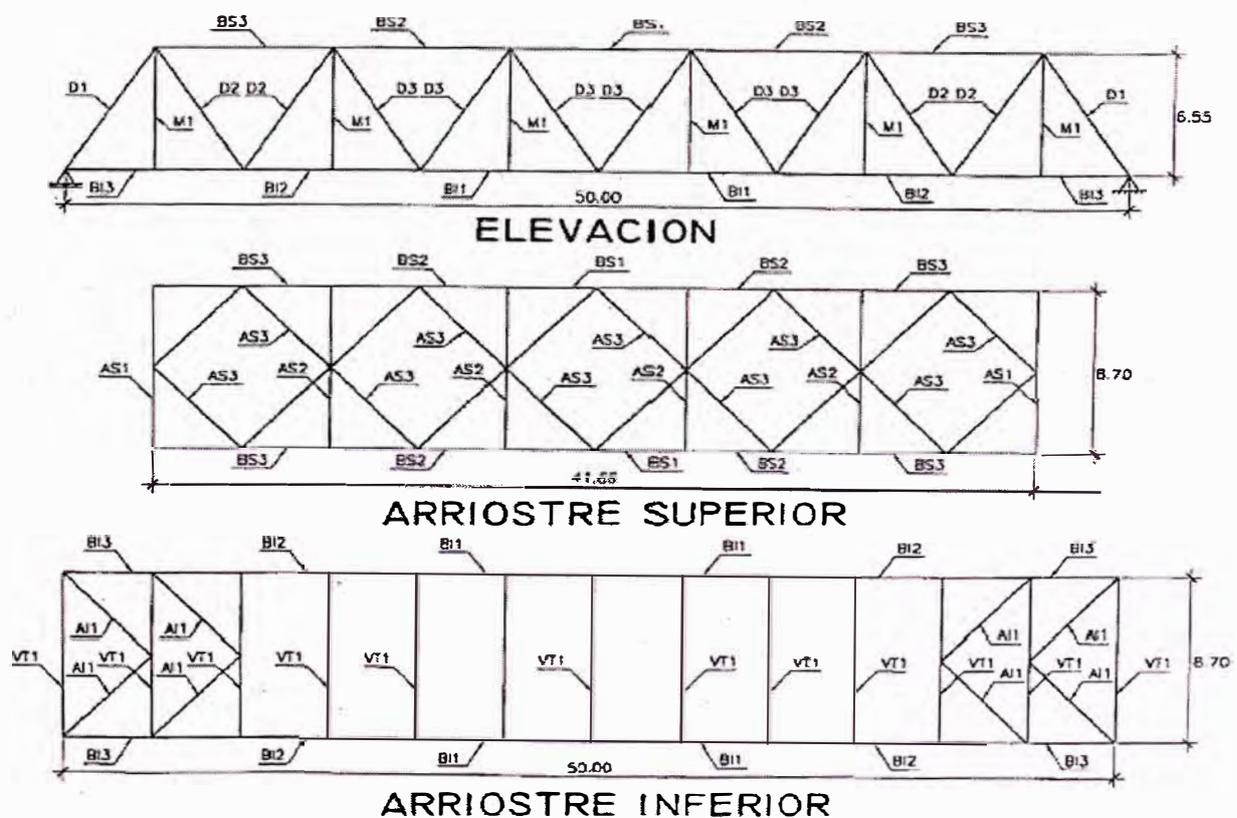


Figura N° 4. Estructura de Acero del Puente Reticulado

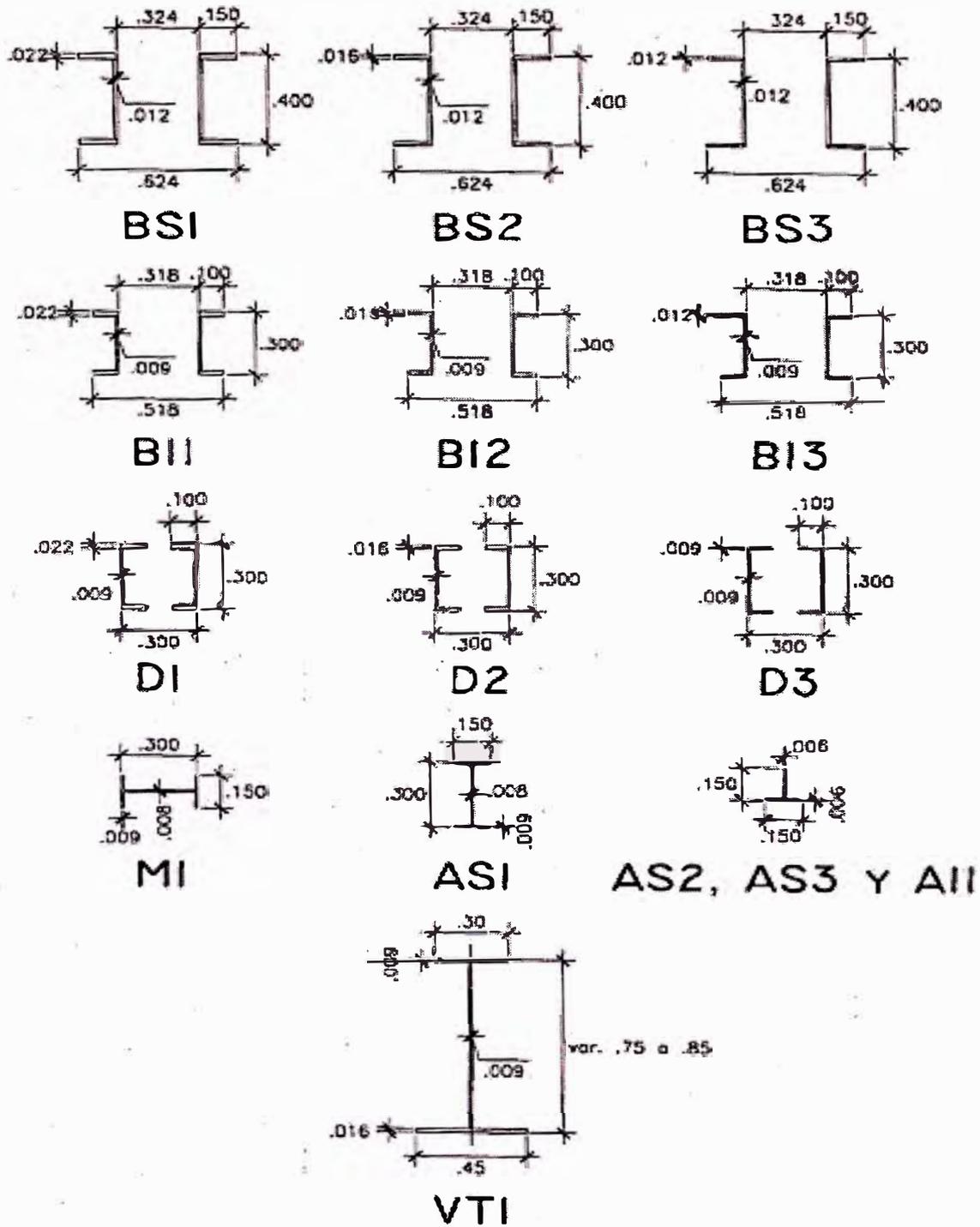


Figura N° 5. Secciones de la estructura de Acero del Puente Reticulado

La altura del pilar es de 7.7 metros con apoyo fijo en la base y la sección se ha dividido en dos para repartirlas en dos pilares equivalente debido a que se trata de un pilote tipo muro pantalla de 11.45m de largo por 2.5 m de ancho, éste a su vez estará apoyado sobre una losa de altura 2.00 m y un grupo de 12 pilotes. El otro apoyo será un estribo nuevo apoyado sobre un grupo de 20 pilotes.

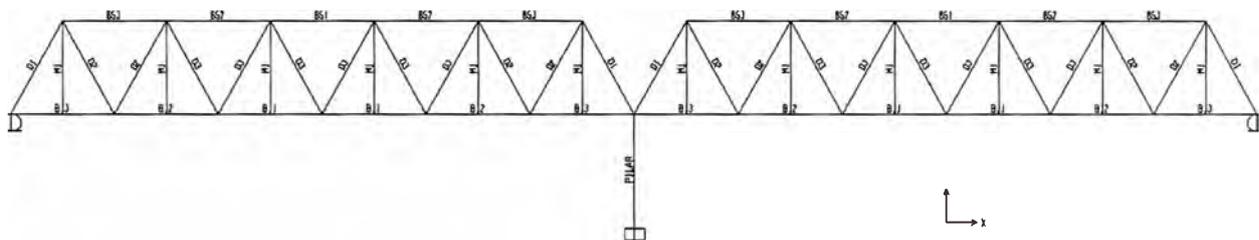


Figura N° 6. Modelamiento de la estructura y el pilar en el Programa Sap2000.

2.2 ANÁLISIS DE LA LOSA DEL TABLERO

2.2.1 Tablero de los Puentes

Se denomina así a la componente estructural de la superestructura de un puente que tiene por objeto soportar directamente las cargas vehiculares y transmitirla a los otros elementos principales de la superestructura.

Pueden ser elementos estructurales simples o sistemas estructurales más complejos, pudiendo ser integrales con los otros elementos estructurales sobre los que se apoya. De acuerdo al material pueden ser de acero o madera.

2.2.1.1 Tableros de Concreto Armado

En este caso la losa o placa plana de concreto armado es el componente estructural y puede estar apoyada e interactuar con las vigas longitudinales y/o vigas transversales tal como se muestra en la figura.

2.2.1.2 Tableros de Acero

Los tableros de acero pueden ser del tipo emparrillado de platinas abiertas, emparrillado de platinas con relleno total o parcial, emparrillados abiertos



compuestos o panchas metálicas corrugadas y finalmente pueden ser sistemas de tablero ortotrópico de acero.

La losa del tablero se comporta como una losa continua longitudinalmente a largo del Puente, apoyado elásticamente sobre las vigas transversales metálicas a cada 4.167m.

2.2.2 Momentos Flectores

La losa del tablero se comporta como una losa continua longitudinalmente a lo largo del Puente, apoyado elásticamente sobre las vigas transversales metálicas a cada 4.167 m.

Para el análisis del reticulado se ha considerado la losa como una carga DEAD de espesor de 0.20 m. a lo largo de la sección del puente.

2.2.3 Cargas Aplicadas

Cargas Permanentes (DW)

La carga aplicada ha sido considerada como el peso del pavimento.

Incluye el peso del asfalto y el peso de las barandas

$$W = 7.20 \times 0.05 \times 50 \times 2.2 = 39.6 \text{ Ton.}$$

Carga Viva (LL, IM)

El análisis por carga viva ha sido realizado aplicando la carga HL93 del artículo 3.6.1.2 de la Norma AASHTO LRFD, el cual consiste en una combinación del camión de diseño con la carga distribuida de diseño de 9.3 N/m. La carga viva es resistida por la sección compuesta total.

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

La carga distribuida de diseño consiste en una carga de 9.3 KN/m uniformemente distribuido en la dirección longitudinal del puente.

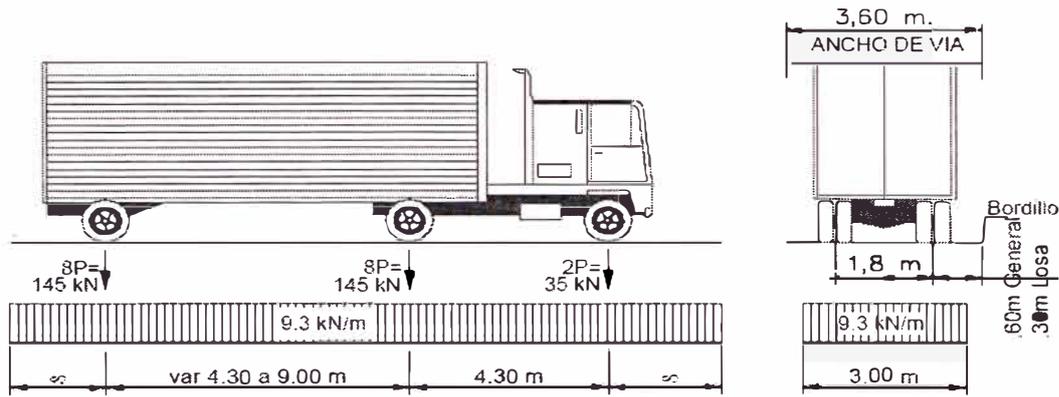


Figura N° 7. Modelo de Camión HL93. Vista Lateral.

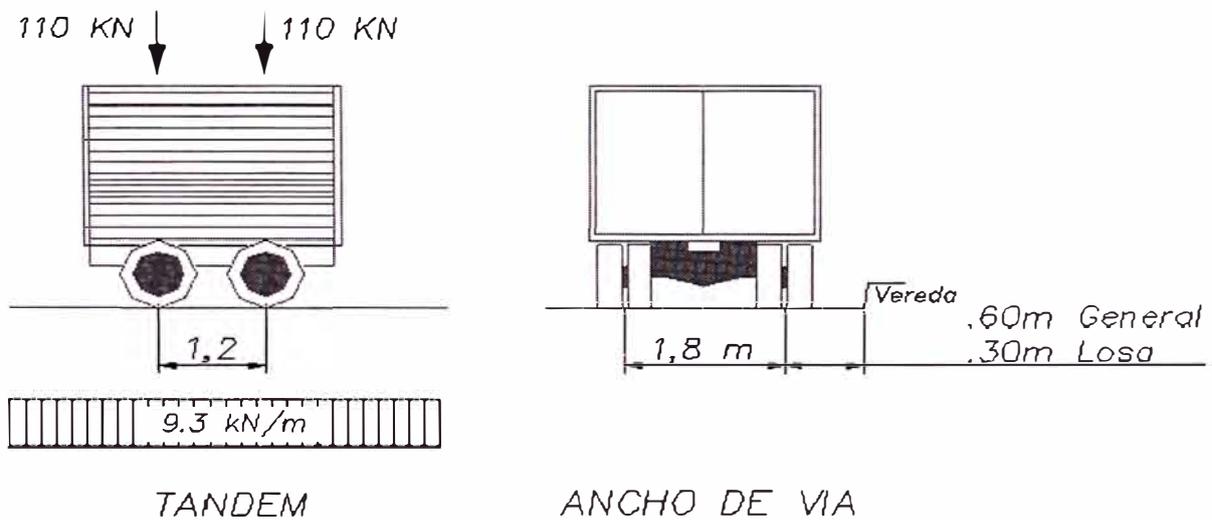


Figura N° 8. Modelo de Camión HL93. Vista Posterior.

2.2.4 Análisis Sísmico

El coeficiente de aceleración "A" deberá ser determinado del mapa de isoaceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Del mapa de distribución de isoaceleraciones del Reglamento Peruano, se ha obtenido el valor de la aceleración máxima en la zona del puente $A=0.44g$. Ver Figura N° 7.



Las Condiciones Locales para considerar la modificación de las características del sismo como resultado de las distintas condiciones de suelo, se usarán los parámetros según el perfil de suelo obtenido de los estudios geotécnicos. De acuerdo al perfil del suelo del área del puente es del tipo IV, cuyo coeficiente de sitio es igual a 2. Cuadro N° 2.

COEFICIENTE DE SITIO	TIPO DE PERFIL DE SUELO			
	I	II	III	IV
S	1.0	1.2	1.5	2.0

Cuadro N° 2. Valores de Coeficiente de sitio en función del tipo de suelo.

Para nuestro caso, el tipo de suelo es IV, por lo tanto el valor de S es 2.0.

Coeficiente de Respuesta Sísmica

A menos sea especificado de otra manera el coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sn} para el “n-ésimo” modo de vibración, deberá tomarse como:

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

Donde:

T_n = periodo de vibración del “n-ésimo” modo (s)

A = coeficiente de aceleración

S = coeficiente de sitio

Por lo tanto el máximo valor de $C_{ms} = 2 A = 2 \times 0.44 = 0.88$

Para T menos a 0.3 seg. $C_{sm} = A (0.8 + 4 T_m)$

Para T mayor 4 seg. $C_{sm} = 3AS / T_m^{2/3}$

Por lo tanto el espectro de respuesta $S_a = C_{sm} \times g$ (m/seg²).

Calculamos los valores según el cuadro siguiente:

Tm (m)	Cms	Sa (m/s ²)
0,00	0,352	3,45
0,30	0,880	8,63
1,00	0,880	8,63
1,50	0,806	7,91
2,00	0,665	6,52
2,50	0,573	5,62
3,00	0,508	4,98
3,50	0,458	4,49
4,00	0,419	4,11

Cuadro N° 3. Valores de Coeficiente de sitio en función del tipo de suelo.

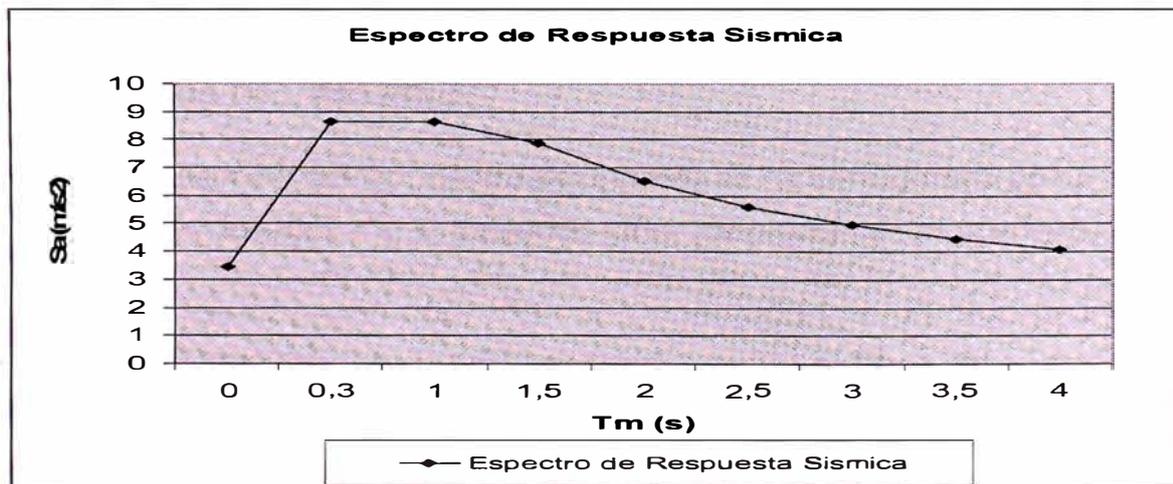


Figura N° 9. Curva de Espectro de Aceleración Sísmica

Las combinaciones de cargas para diseño son las siguientes:

$$\text{COMB1} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL}$$

$$\text{COMB2} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ Sx} + 0.30 \text{ Sy}$$

$$\text{COMB3} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.30 \text{ Sx} + 1.00 \text{ Sy}$$

Donde:

DC = Carga debido al peso propio

DW = Carga debido a la superficie de rodadura



LL = Carga Viva

Sx y Sy = Cargas de sismo en el eje X e Y

Procedimiento de Cálculo con el programa Sap2000

Creamos el modelo tipo 2D Trusses, dibujamos todas las secciones que conforman la estructura de acero del puente, los pilotes de concreto, y asignamos las secciones correspondientes a cada sección del diseño.

Se ingresa los valores ya antes calculados para el Espectro de AcelSeeraciones y se procede a restringir los desplazamientos.

Una vez ingresado y asignado los valores antes calculados procedemos a ejecutar la corrida del programa, cuyo resultado se encuentran detallados en el Anexo N°3.

2.3 ANÁLISIS DEL ESTRIBO

Para el análisis del estribo, dentro del modelo se ha considerado como apoyo restringido en los ejes Y y Z, pudiendo tener desplazamientos a lo largo del eje X del modelo.

Los resultados obtenidos para las reacciones en los estribos del puente son los siguientes según se muestran en el Cuadro N° 10.

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
7	sx	LinRespSpec	Max	0	4,1198	29,3923	0	0	0
7	sy	LinRespSpec	Max	0	42,7115	10,0617	0	0	0
7	DW	LinStatic		0	-0,033	10,9641	0	0	0
7	DEAD	LinStatic		0	-0,2289	80,4235	0	0	0
7	LL+IM	LinMoving	Max	0	2,3864	58,2591	0	0	0
7	LL+IM	LinMoving	Min	0	-0,8852	-0,027	0	0	0
20	sx	LinRespSpec	Max	0	4,1198	29,3923	0	0	0
20	sy	LinRespSpec	Max	0	42,7115	10,0617	0	0	0
20	DW	LinStatic		0	0,033	10,9641	0	0	0
20	DEAD	LinStatic		0	0,2289	80,4235	0	0	0
20	LL+IM	LinMoving	Max	0	0,9771	58,1102	0	0	0
20	LL+IM	LinMoving	Min	0	-2,3532	-0,027	0	0	0

Cuadro N° 4 Valores obtenidos para las reacciones en los estribos

CAPÍTULO 3.- DISEÑO DE PILOTES

3.1 CARGAS

El Análisis y diseño de la cimentación profunda se realizará utilizando como herramienta de cálculo el programa Sap2000, para ello debemos representar en dicho programa el modelo plateado, y es según se muestra en la Figura N° 10.

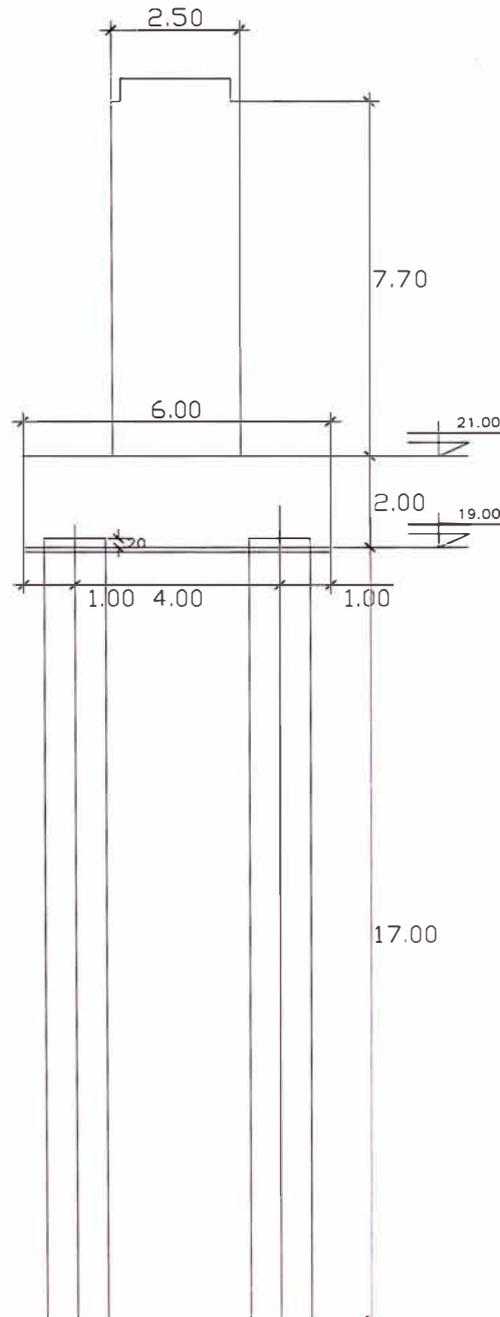


Figura N° 10. Vista lateral de la Cimentación Profunda.

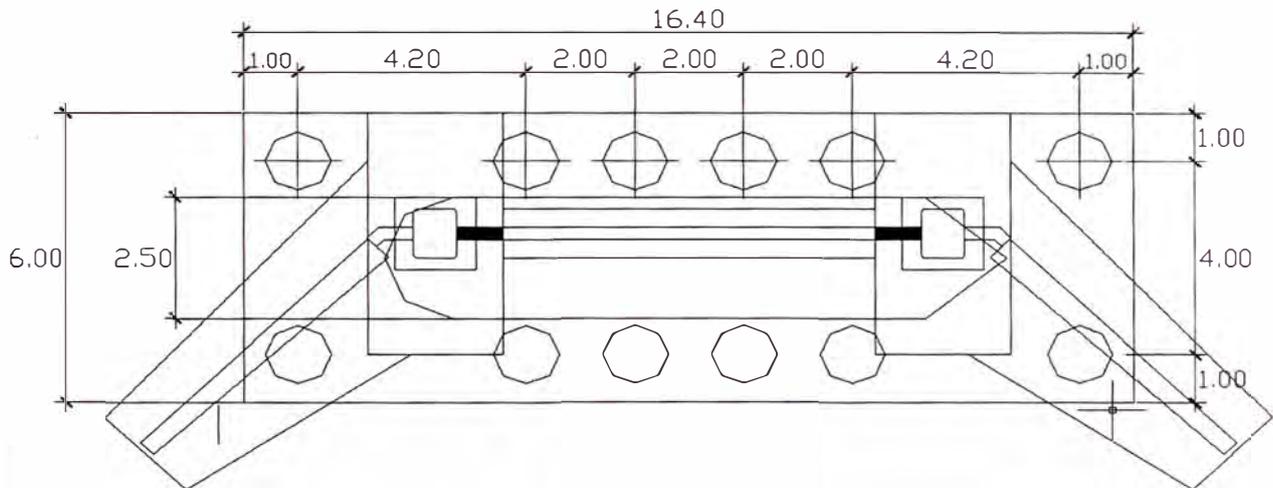


Figura N° 11. Vista en Planta de la Cimentación Profunda.

Para el diseño de los pilotes es necesario calcular las reacciones transmitidas desde el puente a través de pilar hacia la losa y los pilotes. Ver Anexo N° 3.

Los valores de S_x y S_y , para el diseño de los pilotes deben ser corregidos por el peso propio de la losa y de los pilotes.

Datos de la losa de cimentación y los pilotes.

Medida de la Losa de cimentación = 16.4 x 6.0 m y 2.0m de altura

Altura de pilotes = 17 m.;

de Pilotes = 12 unidades de 1.2 m de diámetro.

Calculamos el peso de la mitad de los pilotes y la losa para la corrección por sismo.

$$W = (\text{Peso de la losa} + \text{Peso de los 12 pilotes})/2 \times 2.4 \text{ kg/cm}$$
$$= (16.4 \times 6 \times 2 + 3,1416 \times 0.6 \times 0.6 \times 17 \times 12) \times 2.4 / 2 = 461.50 \text{ Ton}$$

La corrección de la carga por sismo en $S'_x = S_x + W \times S_a$

$$S'_y = S_y + W \times S_a$$



Donde:

g = gravedad

Sa = Máxima aceleración espectral en función de Tm.

Del análisis del modelo

Tm = 0.17, por lo tanto

Sa = 0.61 cm/seg²

Entonces:

Para el apoyo 59 corrección de Sx:

$$S'x(59) = 241,1342 + 461.5/2 = 471.88 \text{ Ton}$$

Para el apoyo 60 corrección de Sx:

$$S'x(60) = 241,1342 + 461.5/2 = 471.88 \text{ Ton}$$

Para el apoyo 59 Corrección de Sy:

$$S'xy(59) = 243.82 + 461.5/2 = 474.57 \text{ Ton}$$

Para el apoyo 60:

$$S'xy(60) = 243.82 + 461.5/2 = 474.57 \text{ Ton}$$

3.1.1 Cargas Verticales

Modelamos el puente en el programa Sap2000 y aplicamos las Reacciones y los Momentos provenientes de la estructura del puente y el pilar.

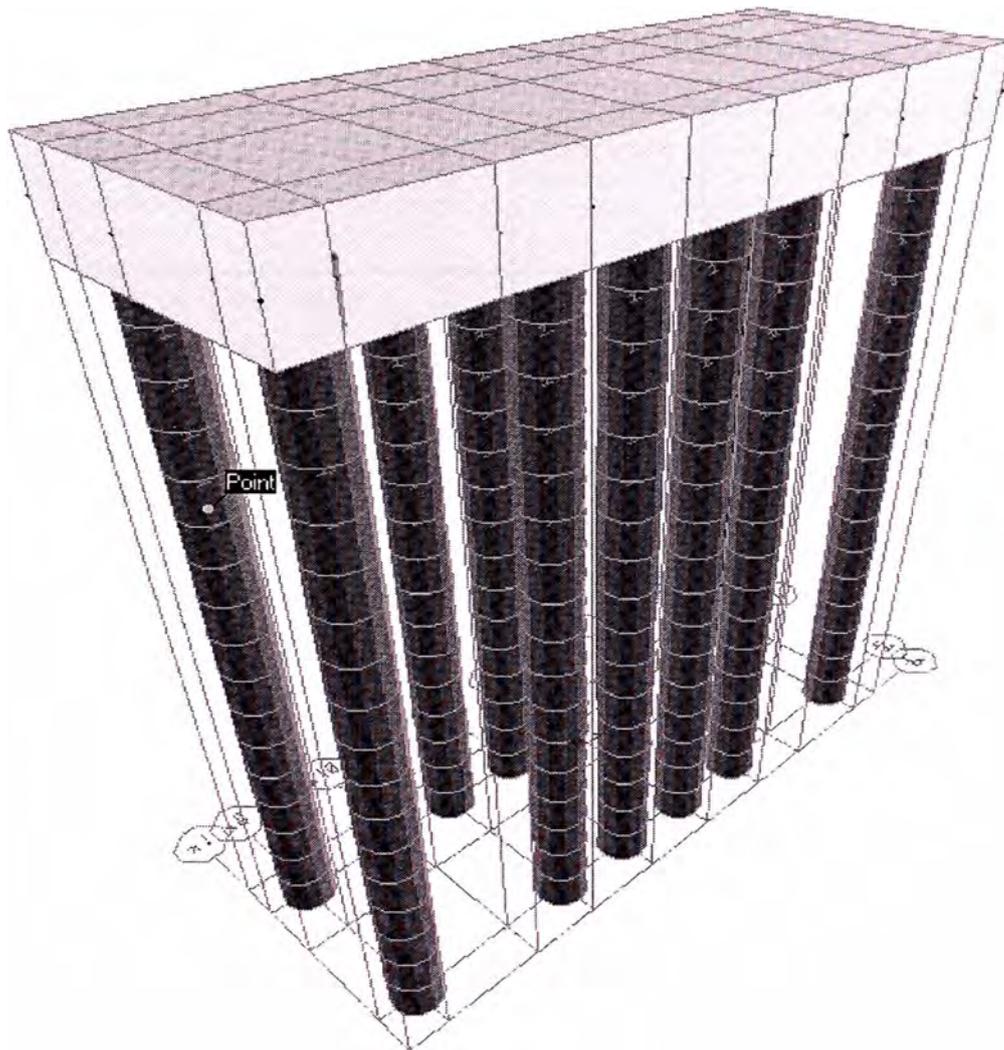


Figura N° 12. Modelamiento de la Losa y los Pilotes con el Programa Sap2000.

3.1.2 Cargas Horizontales

Las cargas horizontales las hallamos según el coeficiente de balasto calculado según el siguiente cuadro.

Valores de coeficiente de Balasto K_v

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

Cuadro N° 5. Valores de Coeficientes de Balasto vs Tipo de Suelo

Para este caso el tipo de suelo según los resultados Geotécnicos, se trata de un suelo de Arenas Arcillosas, por lo tanto usaremos para el cálculo el valor promedio de $K = 7$ (kg/cm³).

Este valor que será aplicado en cada pilote de manera puntual debe ser multiplicado por el área de contacto, esto será el producto de la semi-circunferencia de los pilotes cuyo radio es de 60 cm. y por una altura representativa de 100 cm.



Profundidad (m)	Kv (kg/cm ³)	Media Circunferencia (cm)	Altura (cm)	K (kg/cm)
1,00	7,00	188,50	100	131.947,20
2,00	7,00	188,50	100	131.947,20
3,00	7,00	188,50	100	131.947,20
4,00	7,00	188,50	100	131.947,20
5,00	7,00	188,50	100	131.947,20
6,00	7,00	188,50	100	131.947,20
7,00	7,00	188,50	100	131.947,20
8,00	7,00	188,50	100	131.947,20
9,00	7,00	188,50	100	131.947,20
10,00	7,00	188,50	100	131.947,20
11,00	7,00	188,50	100	131.947,20
12,00	7,00	188,50	100	131.947,20
13,00	7,00	188,50	100	131.947,20
14,00	7,00	188,50	100	131.947,20
15,00	7,00	188,50	100	131.947,20
16,00	7,00	188,50	100	131.947,20
17,00	7,00	188,50	100	131.947,20

Cuadro Nº 6. Valores de Coeficiente de Balasto.

Asignamos los valores en cada punto y obtenemos el siguiente gráfico:

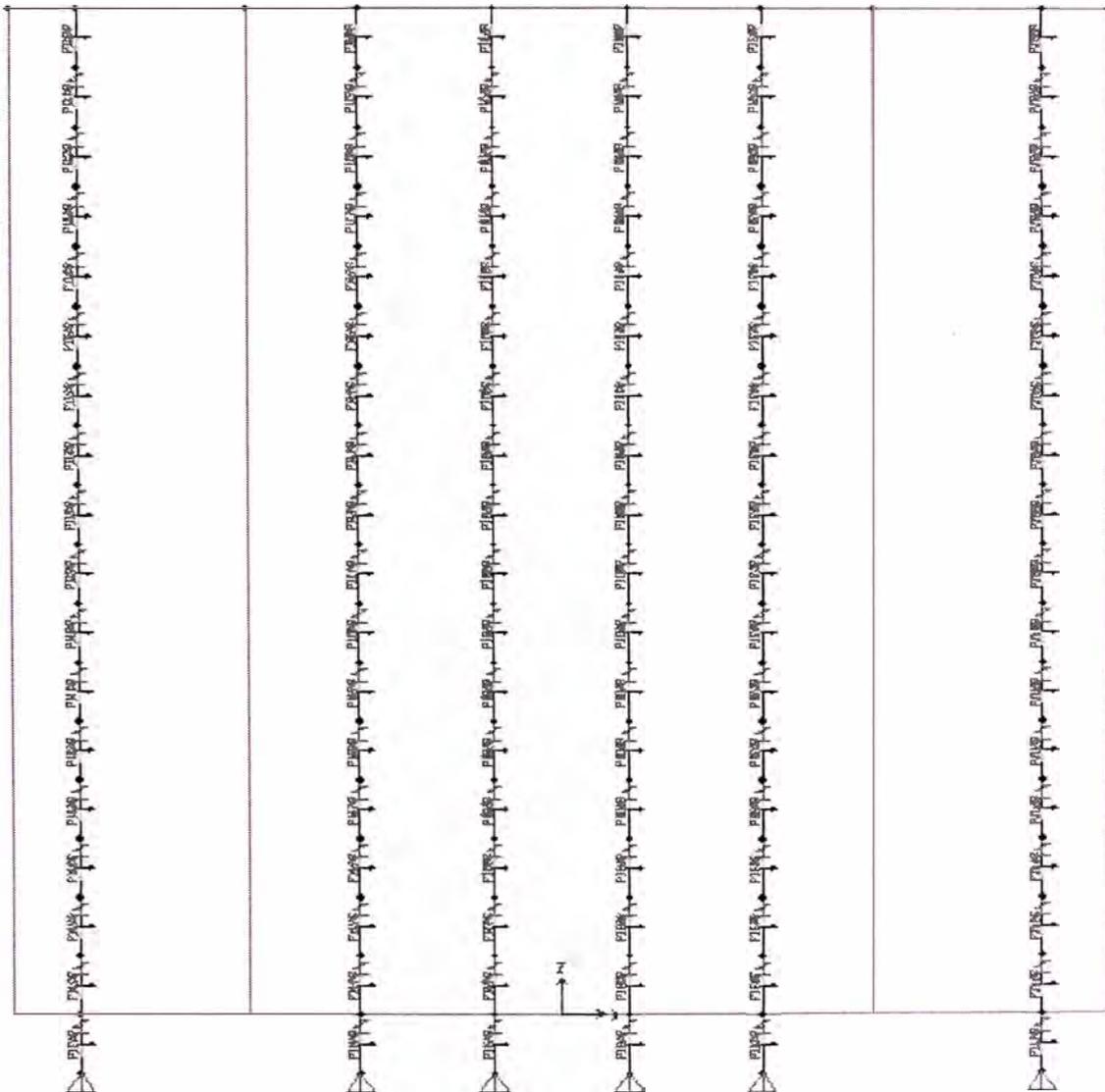


Figura N° 13. Coeficientes de Balasto asignados a cada pilote.

3.2 DISEÑO AL PANDEO DE LOS PILOTES

Ejecutamos el programa para calcular las cargas sobre la losa y el grupo de pilotes y obtenemos los siguientes resultados

Para este diseño utilizamos las mismas combinaciones de carga que se usó en el análisis del puente

$$\text{COMB1} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.75 \text{ LL}$$

$$\text{COMB2} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ Sx} + 0.30 \text{ Sy}$$

$$\text{COMB3} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.30 \text{ Sx} + 1.00 \text{ Sy}$$

Para la COMB1 M3-3

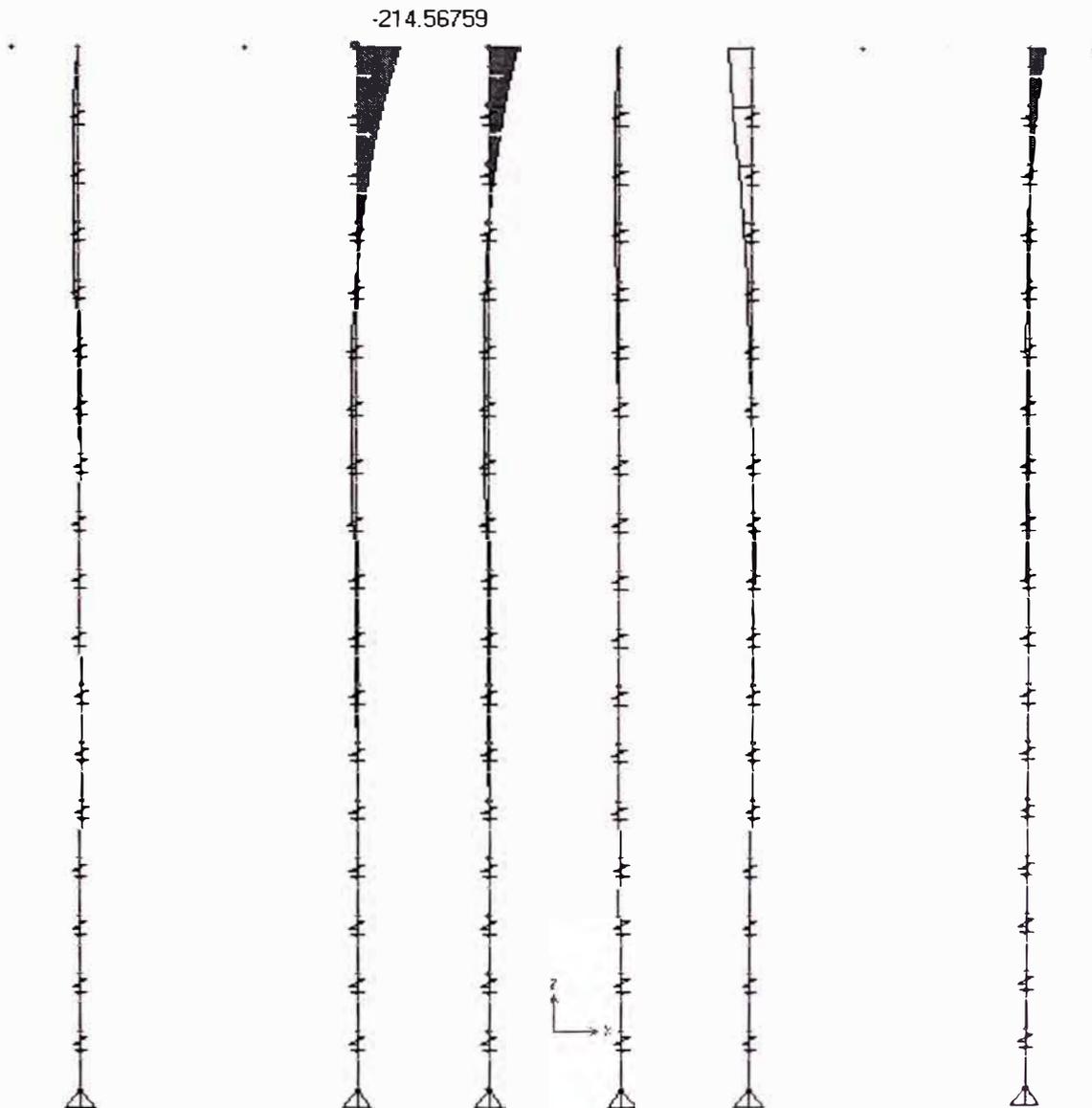


Figura N° 14.a. Diagrama de Momentos en los pilotes.

COMB 1. – M3-3

Para la COMB2 M3-3

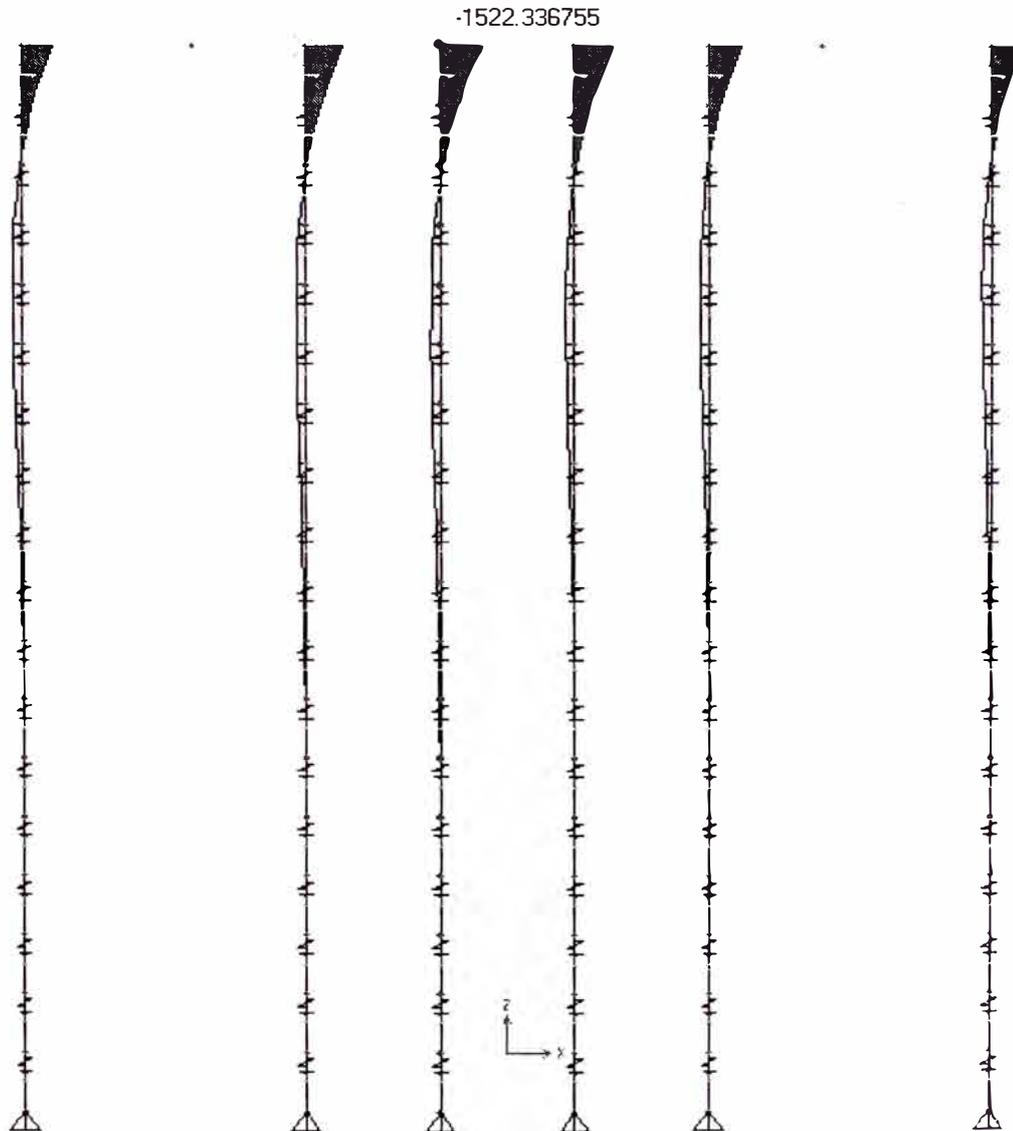


Figura N° 14.b. Diagrama de Momentos en los pilotes.
COMB 2. – M3-3

Para la COMB3 M3-3

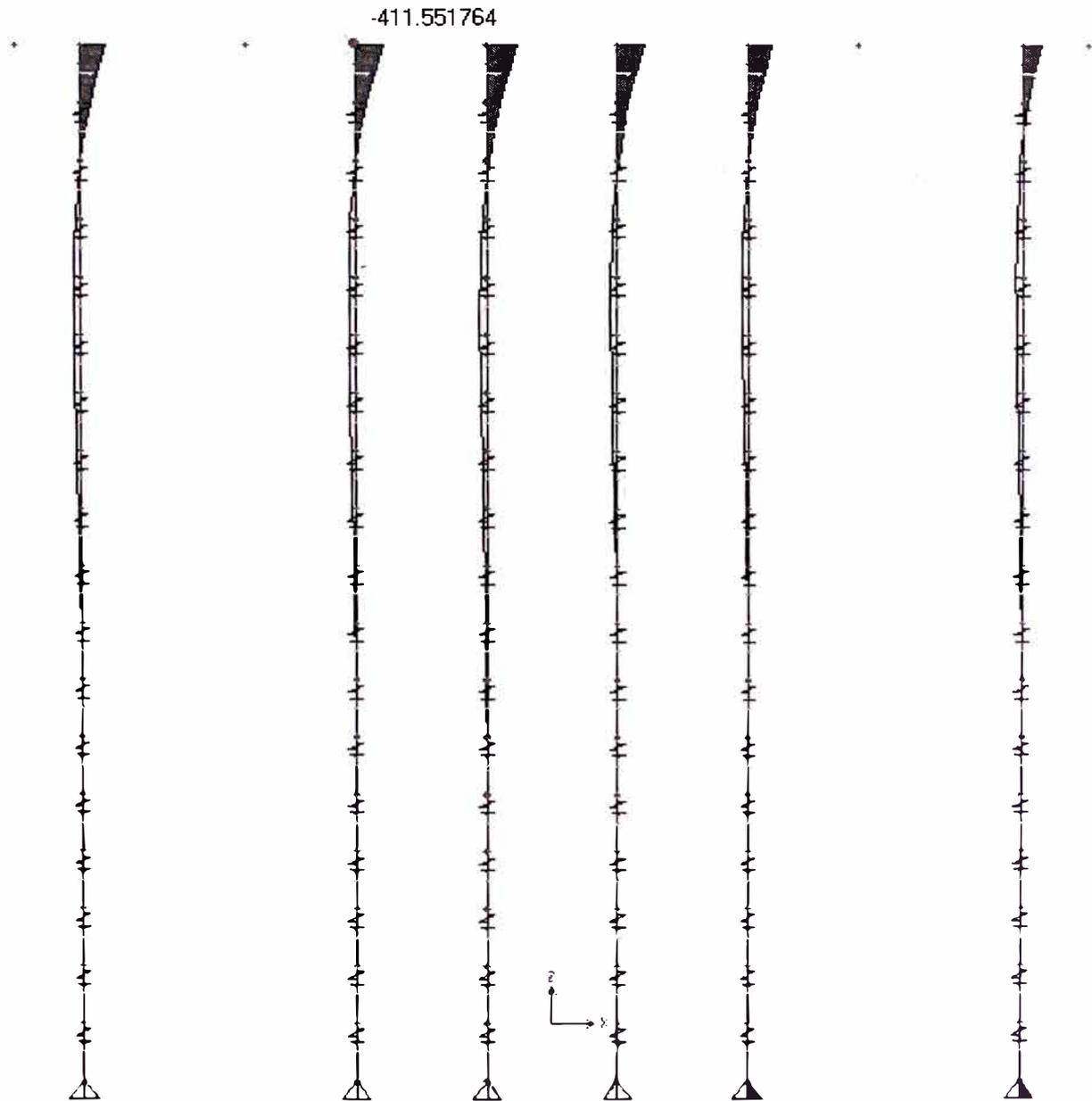


Figura N° 14.c. Diagrama de Momentos en los pilotes.

COMB 3. – M3-3



Ahora observamos la tabla de resultados de los máximos momentos, tales momentos se encuentran a una distancia de 1.00 m de profundidad por ello tomaremos esos valores para el diseño de los pilotes.

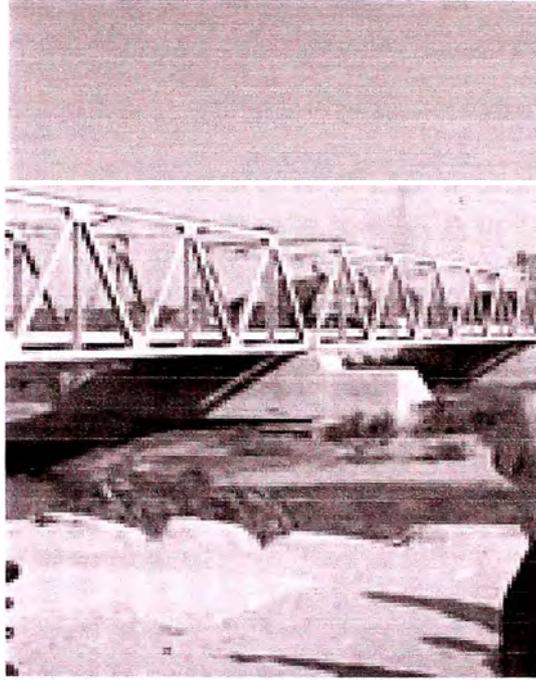


Foto N° 2. Foto actual del Puente Reque

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
243	0	COMB1	Combination	-2001,455	5,501	10,773	1,147E-14	23,5171	22,5931	125	0
243	0,5	COMB1	Combination	-1984,799	5,501	10,773	1,147E-14	18,1307	19,8427	125	0,5
243	1	COMB1	Combination	-1968,143	5,501	10,773	1,147E-14	12,7444	17,0923	125	1
243	0	COMB2	Combination	6,345	434,813	216,311	-3,501E-14	-41,9714	76,4432	125	0
243	0,5	COMB2	Combination	23,001	434,813	216,311	-3,501E-14	-150,1268	-140,9635	125	0,5
243	1	COMB2	Combination	39,656	434,813	216,311	-3,501E-14	-258,2821	-358,3701	125	1
243	0	COMB3	Combination	-614,648	145,527	564,867	-1,079E-13	-238,4999	1,6209	125	0
243	0,5	COMB3	Combination	-597,992	145,527	564,867	-1,079E-13	-520,9334	-71,1425	125	0,5
243	1	COMB3	Combination	-581,337	145,527	564,867	-1,079E-13	-803,3669	-143,9058	125	1
261	0	COMB1	Combination	-1871,672	64,296	16,227	2,246E-15	12,5255	-63,9647	143	0
261	0,5	COMB1	Combination	-1855,016	64,296	16,227	2,246E-15	4,4119	-96,1126	143	0,5
261	1	COMB1	Combination	-1838,36	64,296	16,227	2,246E-15	-3,7017	-128,2605	143	1
261	0	COMB2	Combination	-1283,235	510,719	209,126	-1,43E-14	-81,3866	-36,3029	143	0
261	0,5	COMB2	Combination	-1266,579	510,719	209,126	-1,43E-14	-185,9498	-291,6622	143	0,5
261	1	COMB2	Combination	-1249,923	510,719	209,126	-1,43E-14	-290,513	-547,0215	143	1
261	0	COMB3	Combination	-876,324	153,263	550,994	2,113E-13	-240,2765	-5,9264	143	0
261	0,5	COMB3	Combination	-859,668	153,263	550,994	2,113E-13	-515,7735	-82,5578	143	0,5
261	1	COMB3	Combination	-843,012	153,263	550,994	2,113E-13	-791,2705	-159,1893	143	1
279	0	COMB1	Combination	-1624,356	44,321	12,426	-8,608E-15	16,4822	-34,5922	161	0
279	0,5	COMB1	Combination	-1607,7	44,321	12,426	-8,608E-15	10,2692	-56,7526	161	0,5
279	1	COMB1	Combination	-1591,045	44,321	12,426	-8,608E-15	4,0561	-78,9129	161	1
279	0	COMB2	Combination	-1320,236	548,108	167,523	-4,563E-14	-49,0978	-95,292	161	0
279	0,5	COMB2	Combination	-1303,58	548,108	167,523	-4,563E-14	-132,8595	-369,346	161	0,5
279	1	COMB2	Combination	-1286,924	548,108	167,523	-4,563E-14	-216,6212	-643,4	161	1
279	0	COMB3	Combination	-878,167	168,184	505,589	-9,043E-15	-192,883	-31,6593	161	0
279	0,5	COMB3	Combination	-861,511	168,184	505,589	-9,043E-15	-445,6774	-115,7514	161	0,5
279	1	COMB3	Combination	-844,855	168,184	505,589	-9,043E-15	-698,4718	-199,8435	161	1
297	0	COMB1	Combination	-1621,46	2,704	11,384	-2,081E-14	16,4043	26,7774	179	0
297	0,5	COMB1	Combination	-1604,804	2,704	11,384	-2,081E-14	10,7125	25,4256	179	0,5
297	1	COMB1	Combination	-1588,149	2,704	11,384	-2,081E-14	5,0208	24,0739	179	1

297	0	COMB2	Combination	-1362,644	516,527	145,664	-3,452E-14	-42,1275	-49,6975	179	0
297	0,5	COMB2	Combination	-1345,988	516,527	145,664	-3,452E-14	-114,9592	-307,9608	179	0,5
297	1	COMB2	Combination	-1329,332	516,527	145,664	-3,452E-14	-187,791	-566,2241	179	1
297	0	COMB3	Combination	-890,275	152,887	498,957	-1,199E-13	-190,8847	-12,3125	179	0
297	0,5	COMB3	Combination	-873,619	152,887	498,957	-1,199E-13	-440,363	-88,7559	179	0,5
297	1	COMB3	Combination	-856,964	152,887	498,957	-1,199E-13	-689,8413	-165,1992	179	1
315	0	COMB1	Combination	-1890,976	-25,687	12,124	-2,73E-14	13,8799	68,7864	197	0
315	0,5	COMB1	Combination	-1874,32	-25,687	12,124	-2,73E-14	7,818	81,6297	197	0,5
315	1	COMB1	Combination	-1857,665	-25,687	12,124	-2,73E-14	1,7562	94,4731	197	1
315	0	COMB2	Combination	-1773,919	446,952	128,45	-2,099E-14	-38,6754	55,079	197	0
315	0,5	COMB2	Combination	-1757,263	446,952	128,45	-2,099E-14	-102,9004	-168,3969	197	0,5
315	1	COMB2	Combination	-1740,607	446,952	128,45	-2,099E-14	-167,1254	-391,8728	197	1
315	0	COMB3	Combination	-1022,442	135,491	526,558	-1,124E-13	-227,7127	11,4245	197	0
315	0,5	COMB3	Combination	-1005,786	135,491	526,558	-1,124E-13	-490,9918	-56,321	197	0,5
315	1	COMB3	Combination	-989,131	135,491	526,558	-1,124E-13	-754,2708	-124,0666	197	1
333	0	COMB1	Combination	-2234,027	26,497	7,31	4,593E-16	18,1732	-7,8869	215	0
333	0,5	COMB1	Combination	-2217,371	26,497	7,31	4,593E-16	14,5182	-21,1354	215	0,5
333	1	COMB1	Combination	-2200,715	26,497	7,31	4,593E-16	10,8631	-34,384	215	1
333	0	COMB2	Combination	-3481,481	440,312	121,441	-1,99E-14	-73,6253	68,6218	215	0
333	0,5	COMB2	Combination	-3464,825	440,312	121,441	-1,99E-14	-134,3456	-151,5343	215	0,5
333	1	COMB2	Combination	-3448,169	440,312	121,441	-1,99E-14	-195,0659	-371,6904	215	1
333	0	COMB3	Combination	-1665,088	118,08	535,858	-1,457E-14	-248,5393	42,3226	215	0
333	0,5	COMB3	Combination	-1648,433	118,08	535,858	-1,457E-14	-516,4685	-16,7172	215	0,5
333	1	COMB3	Combination	-1631,777	118,08	535,858	-1,457E-14	-784,3976	-75,757	215	1

Cuadro N° 7. Resultados de Reacciones y Momentos en las secciones de los pilotes.

3.3 COMPORTAMIENTO DE LOS PILOTES BAJO CARGA

El comportamiento de un grupo de pilotes es distinto al de un pilote aislado, tanto en la capacidad de carga, como en lo que se refiere a asentamientos.

En un grupo de pilotes puede ocurrir el colapso en función a dos mecanismos diferentes, que son:

- Colapso de Pilotes Individuales, en este caso el suelo comprendido dentro del grupo de pilotes actúan de manera independiente, donde cada pilote de manera individual se desplaza con respecto al suelo que lo rodea, según se muestra en la figura.
- Colapso de grupo de pilotes, en este caso el grupo de pilotes y el suelo contenido entre ellos actúan conjuntamente como una sola unidad, a lo largo del perímetro del grupo aparece un plano de deslizamiento, produciéndose el colapso del bloque y el grupo se hunde e inclina como una sola unidad.

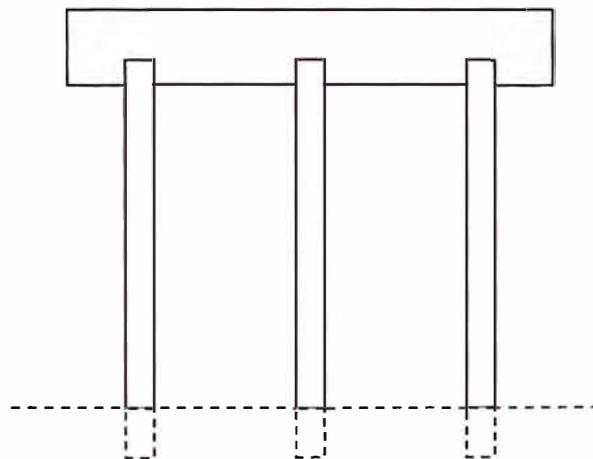


Figura N° 15. Comportamiento de los pilotes bajo carga

Es evidente que debe existir algún caso especial de espaciamiento en el que la forma de colapso sea distinta para un pilote individual y para un grupo de pilotes, por ello esta variación depende también de la forma del grupo y de la longitud de los pilotes.

La carga de colapso de grupo no es necesariamente la de un pilote individual multiplicado por el número de pilotes del mismo grupo, por ejemplo en arenas

puede ser mayor que esta proporción, en el caso de las arcillas probablemente es menor a dicha proporción. La capacidad de carga de un grupo se desarrollará frente a los dos mecanismos de colapso.

Sin embargo existen algunas reglas, como la distancia entre los pilotes, disposición del grupo de pilotes, tipo de suelo y de la forma de ejecución de los mismos; que sirve como un marco de referencia para encasillar debidamente el criterio teórico y con la experiencia del proyectista se puede lograr resultados óptimos.

Se exige una separación mínima entre pilotes para evitar que los efectos se traslapen, reduciendo la capacidad individual del pilote. Evidentemente, cuando se colocan los pilotes se colocan muy separados mejora la estabilidad lateral, pero la contraparte de ellos viene a ser la parte económica que se incrementa en función a la separación ya que el cabezal tendría que ser muy grande. Por estas razones se detalla respecto al factor de grupo, espaciamiento y la capacidad de carga tanto para suelos granulares y cohesivos.

3.3.1 Grupo de Pilotes en Suelos Granulares

Se detalla según el tipo de pilotes:

- Pilotes Hincados y Pilotes Hincados "in-situ".

El efecto de hincado aumenta la densidad del suelo, luego los hincados muy cercanos se hacen muy dificultosos por estar el suelo muy denso. El efecto de compactación de un pilote en arena y grava, se extiende como máximo una distancia de tres diámetros.

Inicialmente se hincan los pilotes centrales y luego los periféricos. El grupo de pilotes se debe mantener como una sola unidad e incluso como una sola pila formada por el área de todo el conjunto, probablemente con un factor de grupo mayor que la unidad.

Se establece, en base a ensayos realizados por Kezdi, en un grupo de pilotes hincados respecto al espaciamiento en que se logra; para un espaciamiento de dos diámetros, tiene un factor de grupo igual a dos y para distancias de seis diámetros un factor de grupo igual a uno. Para condiciones intermedias, se recomienda interpolar linealmente entre estos dos valores.

Sin embargo, este procedimiento es solo aplicable al caso de los pilotes hincados en gravas y arenas. No deberá emplearse si estos estratos se encuentran sobre arcillas compresibles, en los casos en que los esfuerzos transmitidos por el grupo de pilotes a las arcillas puede producir una sobrecarga o una consolidación excesiva.

El factor de grupo deberá emplearse únicamente para tener una idea previa de la carga de trabajo o plantear un presupuesto inicial a un anteproyecto. Se suele recomendar una separación mínima de dos a tres diámetros entre centros.

- Utilizando pilotes excavados

Para el caso de pilotes excavados en arenas o gravas no sucede la densificación del suelo sino más bien se produce un aflojamiento general del terreno alrededor de los pilotes y entre ellos, si están colocados con poca separación. Se sugiere para pilotes excavados en arenas y gravas no se instalen con una separación inferior a 75cms o dos veces la anchura más pequeña, sea cual fuere la menor de las dos. El factor de grupo puede tomarse igual a uno para todos los casos.

3.3.2 Grupo de pilotes en suelos cohesivos.

El comportamiento de las arcillas es diferente a los suelos granulares, ya que los pilotes hincados, como los excavados causan excesivo remoldeo del suelo, principalmente en las arcillas blandas y sensitivas.

El efecto de reconsolidación, con el paso del tiempo recupera su resistencia original a rotura. Por ello la reconsolidación provoca un rozamiento negativo en el cuerpo del pilote. Esta reconsolidación es extremadamente lenta y puede que la resistencia original a rotura de toda la masa de terreno próxima al grupo de pilotes no se alcance de nuevo durante la vida de la estructura. Los efectos de un rozamiento negativo son pequeños, y en caso de los pilotes excavados no llegan a producirse.

Cuando se aplica a un grupo de pilotes muy juntos, el suelo comprendido entre los pilotes se mueven hacia abajo junto con los pilotes, y en el instante de colapso, suelo y pilotes se mueven conjuntamente dando lugar al típico "falla en bloque". Idéntico proceso de colapso tiene lugar con los pilotes hincados y excavados.

Los pilotes excavados en grupo, en suelos cohesivos y compresibles (arcillas sensibles) provocan un amplio reamoldamiento del suelo entre pilotes, y una estructura del cabezal bien proyectada, la rigidez y resistencia de ésta obligara a que todos los pilotes asienten prácticamente la misma longitud y colapsen en bloque.

En los pilotes excavados, el sistema de compactación también estará ligado con el procedimiento de verter el concreto al momento de construcción y un adecuado espaciamiento entre pilotes.

Se establece en base a ensayos realizados por Whitaker, comprueba que el fallo en bloque tiene lugar para separaciones inferiores de dos a tres diámetros dando un factor de grupo igual a 0.70 y para separaciones más amplias los pilotes fallaban individualmente y creciendo el factor de grupo a la unidad para una separación de ocho diámetros.

También se acota que la separación de los pilotes en grupos, esta regida principalmente por consideraciones estructurales. Generalmente para arcillas, la separación no debe ser menor que 1.05m entre centros, o que el perímetro de los pilotes, eligiéndose el menor. Esta norma evita el riesgo de fallo en bloque aunque puede adoptarse una separación más pequeña si la estabilidad del grupo contra el fallo en bloque y contra el asentamiento excesivo se verifica.

Existe muchos planteamientos y fórmulas para calcular el factor de grupo en arcillas, pero ninguno es realmente confiable porque no consideran todas las variables actuantes, sin embargo es factible su uso para un predimensionamiento respecto a los espaciamientos mínimos entre pilotes.

Respecto a las cargas transmitidas a los pilotes se suponen como si estuvieran igualmente cargados. Esto puede que no sea cierto; los que están situados en la periferia del grupo pueden tener más resistencia por pilote que los que están próximos al centro. Sin embargo, teniendo en cuenta que la fuerza actúe en el centroide de la disposición de los pilotes, generalmente basta con suponer que las cargas aplicadas uniformemente sobre el grupo de pilotes, las soportan por igual cada uno de los pilotes.

Por supuesto, esto no es aplicable en caso de carga excéntrica, cuando las características y longitud de los pilotes difieren notablemente y para suelos que no son uniformes en cualquier sentido importante.

3.3.3 Diseño de los Pilotes con el Programa PCACOL

Obtenido los valores de las fuerzas actuantes en cada sección de los pilotes con el programa Sap2000, procedemos a realizar el diseño del refuerzo con la ayuda del programa PCACOL. El procedimiento de cálculo para el diseño en este programa se realiza de la siguiente manera, ingresamos el sistema en el cual haremos el cálculo según la Figura N° 15.

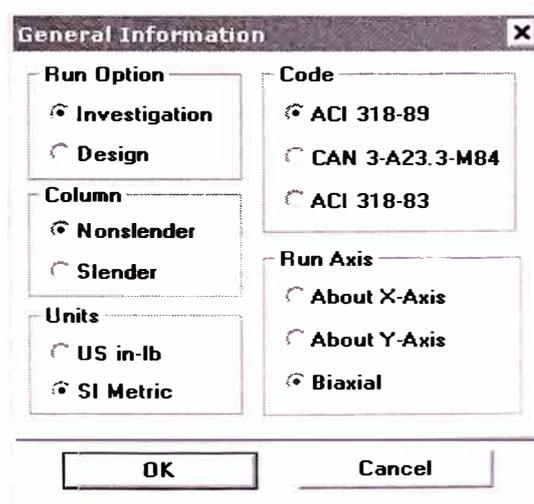


Figura N° 16. Ingreso de las unidades para el diseño de los pilotes.

Ingresamos los valores de las propiedades para el concreto y el acero de refuerzo utilizados para el diseño de los pilotes.

The dialog box titled "Material Properties" is divided into two main sections: "Concrete" and "Reinforcement".

- Concrete:**
 - f'_c : 27 MPa
 - E_c : 26270 MPa
 - f_c : 22.95 MPa
 - β_1 : 0.85
 - ϵ_u : 0.003
- Reinforcement:**
 - f_y : 413.7 MPa
 - E_s : 199955 MPa
 - r_{up} : 0
- Stress Profile:**
 - Block
 - Parabolic

Buttons: OK, Cancel

Figura N° 17. Ingreso de Propiedades de los Materiales

Ingresamos el valor del diámetro y la cantidad y diámetro de las varillas.

Radio de los Pilotes: 0.6m.

Ejecutamos el programa y obtenemos el siguiente resultado:

The dialog box titled "All Sides Equal" contains the following fields and options:

- No. of bars: 21
- Bar size: 26
- Clear cover: 75 mm
- Cover to:
 - Transverse bars
 - Longitudinal bars
- Bar Layout:
 - Rectangular
 - Circular

Buttons: OK, Cancel

Figura N° 18. Ingreso de cantidad de varillas.

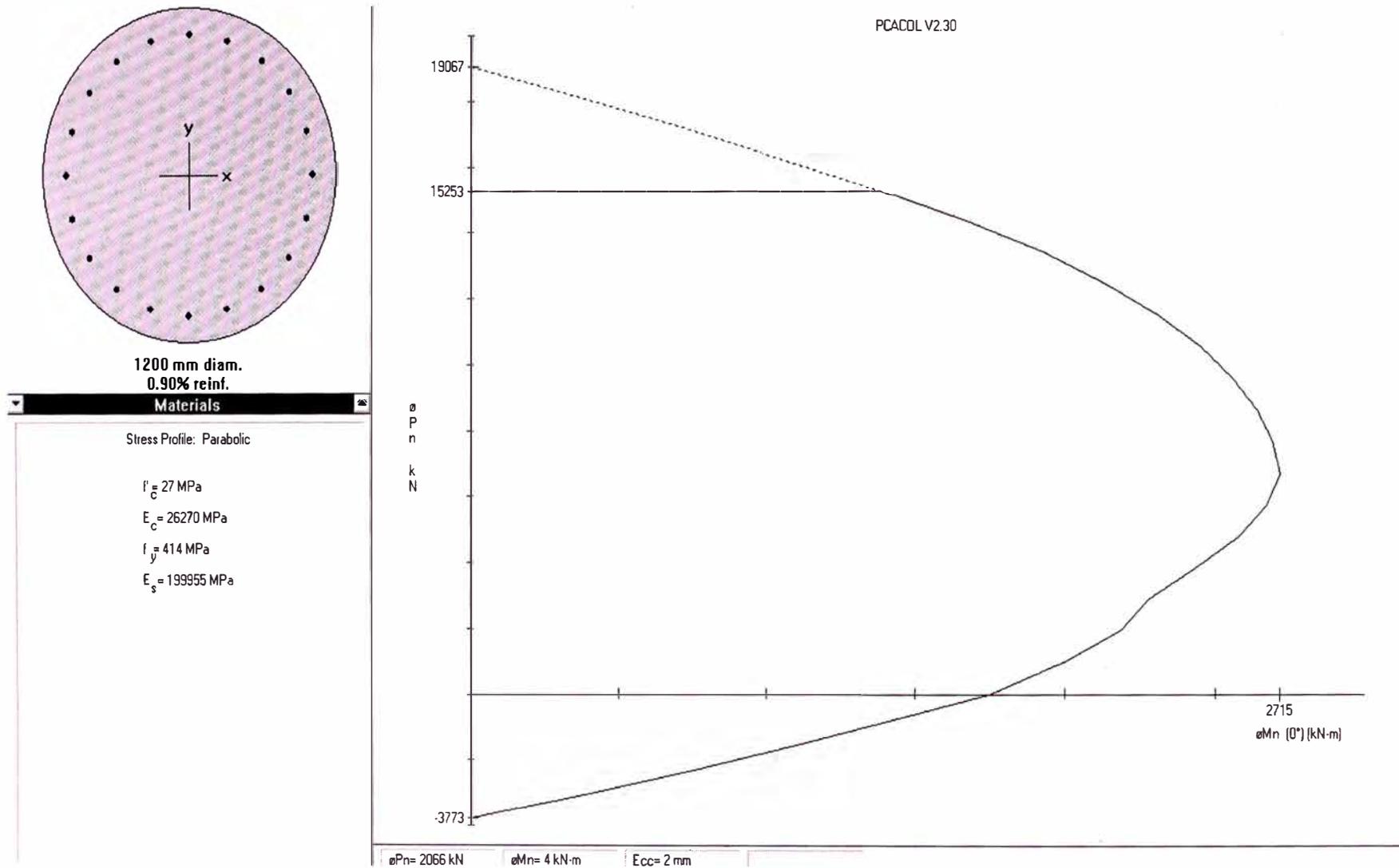


Figura N° 19. Curva de Interacción de Cargas.



Ahora de las fuerzas obtenidas que actúan en la sección de los pilotes, según en el *Cuadro N° 7. Resultados de Reacciones y Momentos en las secciones de los pilotes*. Debemos seleccionar aquellas fuerzas y momentos de mayor valor para graficarlas en el diagrama de Interacción y verificar si se encuentran dentro de la curva, solo así se podrá verificar que el diseño podrá resistir las cargas y momentos actuantes sobre los pilotes.

Como se mencionó anteriormente los valores más altos se encuentran a una profundidad de 1.00 metro por ello utilizaremos los resultados correspondientes a esa profundidad.

En el cuadro adjunto observaremos los valores más altos para los cuales debemos verificar el diseño. Ver Cuadro N° 8. Luego se procederá a ingresar los valores marcados en Negrita del cuadro en el programa según se muestra en el Gráfico N° 19.

TABLE: Element Forces - Frames											
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3	FrameElem	ElemStation
Text	m	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m	Text	m
243	1	COMB1	Combination	-1968,143	5,501	10,773	1,147E-14	12,7444	17,0923	125	1
243	1	COMB2	Combination	39,656	434,813	216,311	-3,501E-14	-258,2821	-358,3701	125	1
243	1	COMB3	Combination	-581,337	145,527	564,867	-1,079E-13	-803,3669	-143,9058	125	1
261	1	COMB1	Combination	-1838,36	64,296	16,227	2,246E-15	-3,7017	-128,2605	143	1
261	1	COMB2	Combination	-1249,923	510,719	209,126	-1,43E-14	-290,513	-547,0215	143	1
261	1	COMB3	Combination	-843,012	153,263	550,994	2,113E-13	-791,2705	-159,1893	143	1
279	1	COMB1	Combination	-1591,045	44,321	12,426	-8,608E-15	4,0561	-78,9129	161	1
279	1	COMB2	Combination	-1286,924	548,108	167,523	-4,563E-14	-216,6212	-643,4	161	1
279	1	COMB3	Combination	-844,855	168,184	505,589	-9,043E-15	-698,4718	-199,8435	161	1
297	1	COMB1	Combination	-1588,149	2,704	11,384	-2,081E-14	5,0208	24,0739	179	1
297	1	COMB2	Combination	-1329,332	516,527	145,664	-3,452E-14	-187,791	-566,2241	179	1
297	1	COMB3	Combination	-856,964	152,887	498,957	-1,199E-13	-689,8413	-165,1992	179	1
315	1	COMB1	Combination	-1857,665	-25,687	12,124	-2,73E-14	1,7562	94,4731	197	1
315	1	COMB2	Combination	-1740,607	446,952	128,45	-2,099E-14	-167,1254	-391,8728	197	1
315	1	COMB3	Combination	-989,131	135,491	526,558	-1,124E-13	-754,2708	-124,0666	197	1
333	1	COMB1	Combination	-2200,715	26,497	7,31	4,593E-16	10,8631	-34,384	215	1
333	1	COMB2	Combination	-3448,169	440,312	121,441	-1,99E-14	-195,0659	-371,6904	215	1
333	1	COMB3	Combination	-1631,777	118,08	535,858	-1,457E-14	-784,3976	-75,757	215	1

CUADRO N° 8. Valores máximos obtenidos de Fuerza y Momentos en los Pilotes

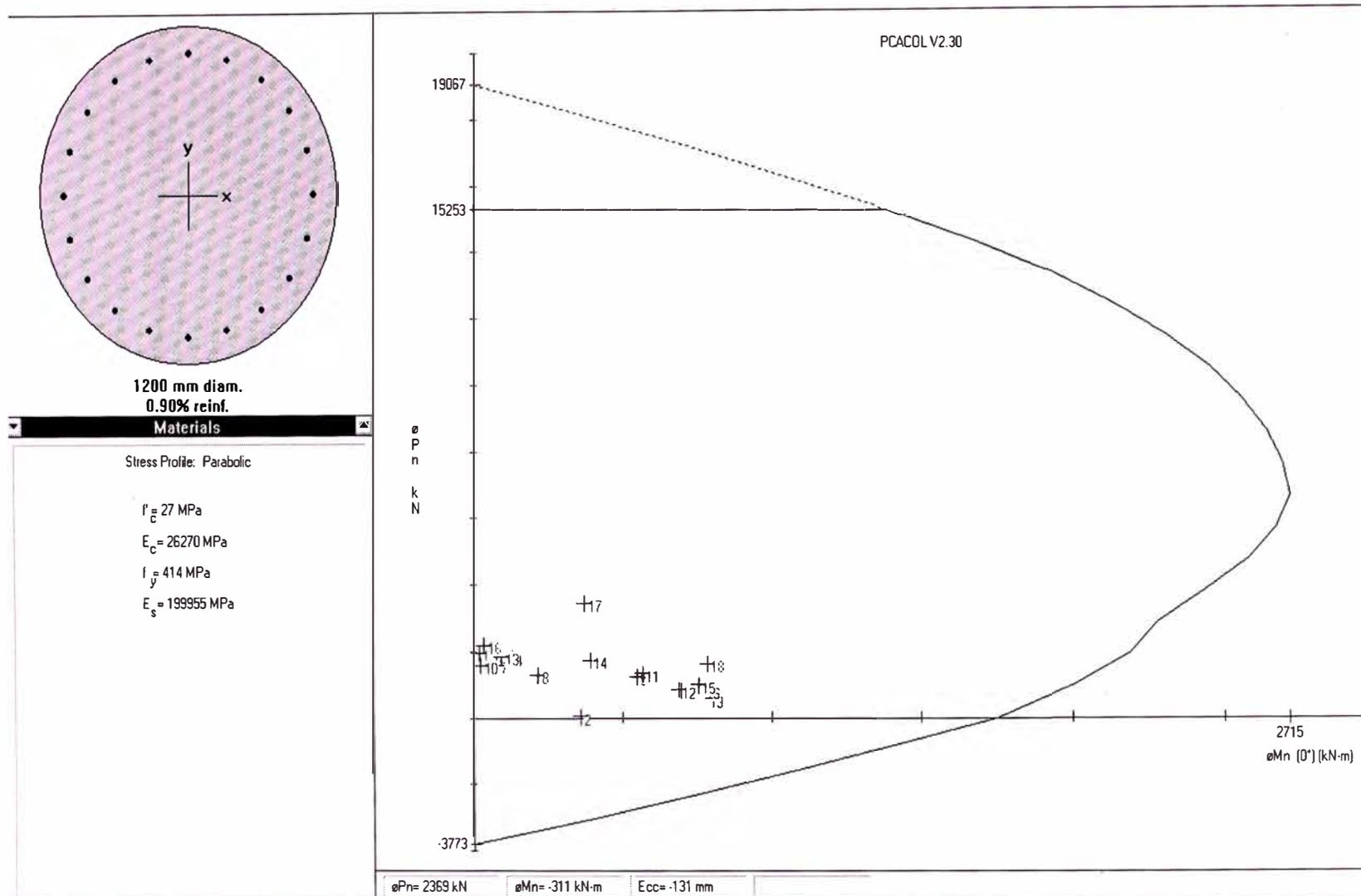


Figura N° 20. Verificación resistencia de las cargas sobre los pilotes.

3.3.4 Diseño de la Losa.

Las características de lo losa son las siguientes.

Largo: 16.40 m.

Ancho: 6.00 m.

Altura : 2.00 m.

Sobre dicha losa actúan las cargas transmitidas desde la estructura del puente y los pilares.

Del modelo con el programa Sap2000 tenemos el siguiente gráfico de la losa.

Ver Figura N° 20.

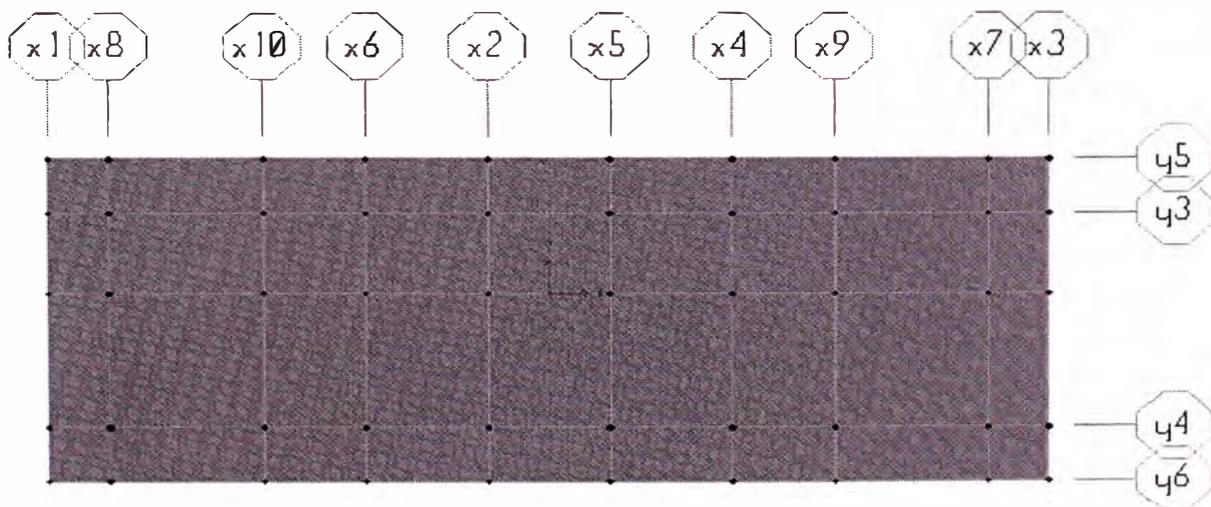


Figura N° 21. Esquema de la Losa de Cimentación.

El momento máximo, es obtenido por la envolvente de las tres combinaciones de caga y es como se observa en la figura el valor. Ver Figura N° 21.

$$M1-1max = 200.0 \text{ Ton.m}$$

$$M2-2max = 280.0 \text{ Ton.m}$$

Para el cálculo de los Momentos utilizamos la siguiente fórmula:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

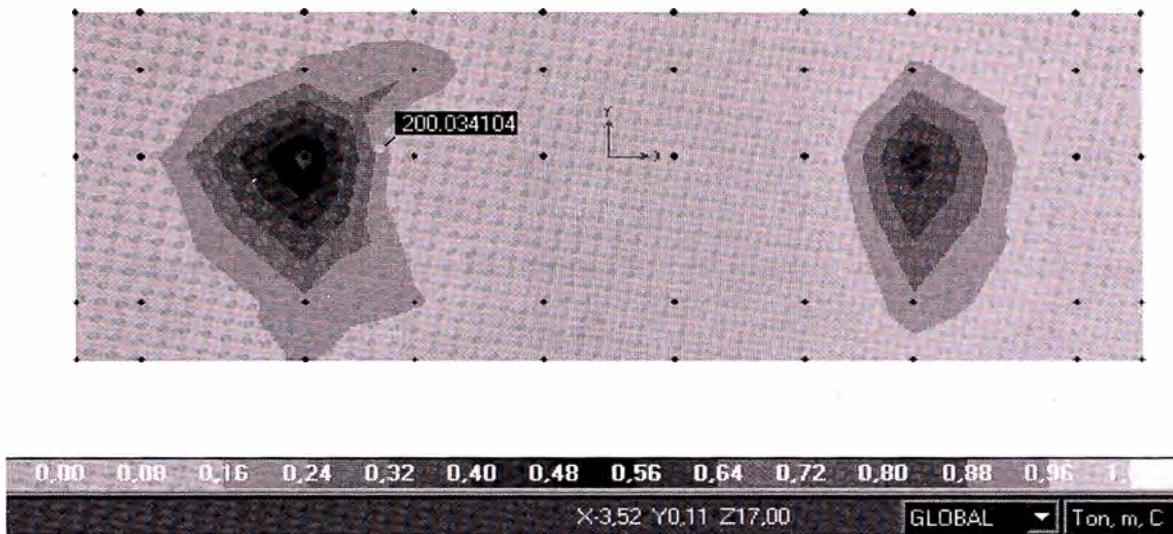


Figura N° 22.a. Momento Máximo M1-1 en la Losa de Cimentación.

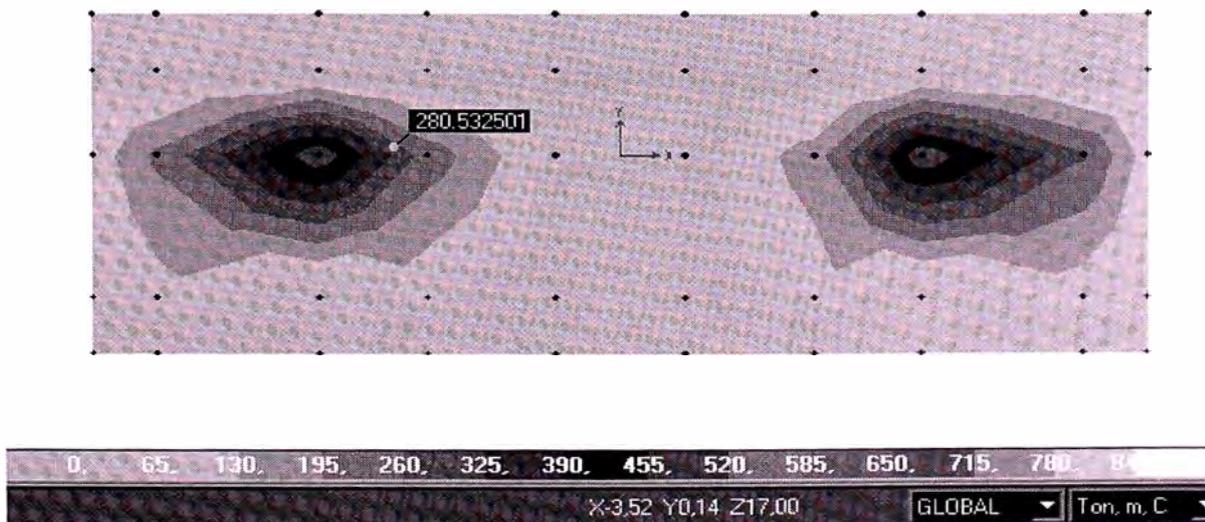


Figura N° 22.b Momento Máximo M2-2 en la Losa de Cimentación.

Para verificar que el Momento actuante sobre la losa, debe ser menor al momento que puede resistir con el diseño de refuerzo plateado, procedemos a calcular el Momento para el cual ha sido diseñado la losa. Para ello observamos la Figura N° 23., donde se indica el tipo de refuerzo que tiene la losa.

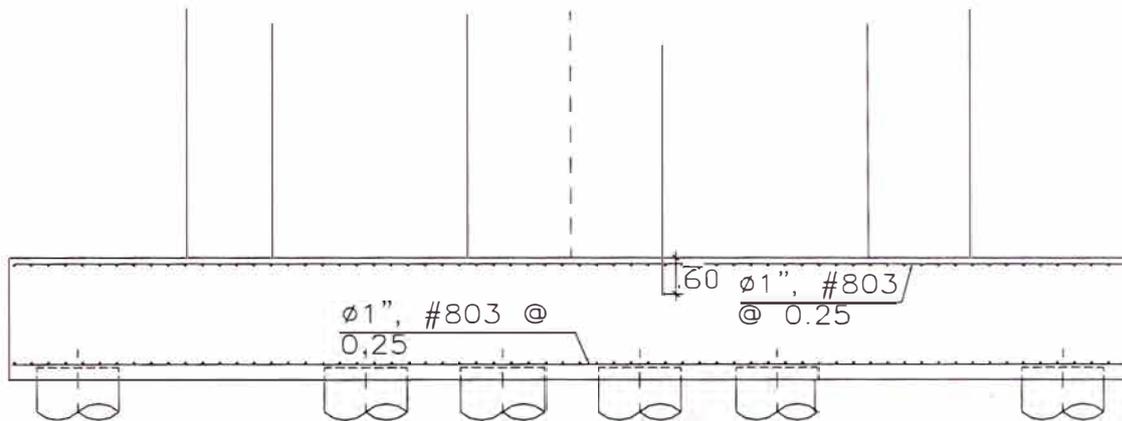


Figura N° 23. Refuerzo Planteado para la Losa

Como podemos observar, el refuerzo es de Varillas de 1" a cada 0.25 cm.

Procedemos a calculara el valor del M1-1(resistente)

Por ello en la cara transversal a "Y" tenemos la siguiente cantidad de varillas:

Cantidad de varillas perpendicular al eje X = 6m / 0.25 m = 24 varillas.

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

Donde $\phi = 0.9$

Realizamos el cálculo según la secuencia del Cuadro N° 8.a.

Sección de varilla de 1"	5,1	cm ²
# de varillas	24	
As	122,4	cm ²
f'c	280	kg/cm ²
b	100	cm
fy	4200	kg/cm ²
d	200	cm
a	21,6	cm
Calculo de M1-1		
d-a/2	189,2	
0.9xfy*(d-a/2)	715176	
M1-1	87537542,4	kgxcm
M1-1	875,375424	Ton.m

Cuadro N° 9.a Cuadro de cálculo de Momento Resistente M1-1

Observamos del cuadro el valor obtenido del Momento Resistente M1-1 que es de 875,38 Ton.m, y del diagrama de momento de la losa se obtuvo el valor del Momento Actuante sobre la losa y tiene como uno de sus máximos valores a M1-1= 200 Ton.m.

Entonces:

$$M_{1-1} \text{ Actuante} < M_{1-1} \text{ Resistente}$$

Del mismo modo procedemos al cálculo de los Momentos en 2-2.

Cantidad de varillas perpendicular al eje X = $16.4\text{m} / 0.25\text{ m} = 65.6 = 65$ varillas.

El cálculo del Momento según el siguiente Cuadro N° 8.b

Sección de varilla de 1"	5,1	cm ²
# de varillas	65	
As	331,5	cm ²
f'c	280	kg/cm ²
b	100	cm
fy	4200	kg/cm ²
d	200	cm
a	58,5	cm
Calculo de M2-2		
d-a/2	170,75	
0.9xfy*(d-a/2)	645435	
M2-2	213961703	kgxcm
M2-2	2139,61703	Ton.m

Cuadro N° 9.b. Cuadro de cálculo de Momento Resistente M2-2.

Observamos del cuadro el valor obtenido del Momento Resistente M1-1 que es de 2 139,62 Ton.m, y del diagrama de momento de la losa se obtuvo el valor del Momento Actuante sobre la losa y tiene como uno de sus máximos valores a M1-1= 280 Ton.m.

Entonces:

$$M_{2-2} \text{ Actuante} < M_{2-2} \text{ Resistente}$$

Por lo tanto el refuerzo calculado para la losa ambas direcciones X e Y superan el valor de los Momentos actuantes. Por lo tanto resistirán las cargas a las cuales estarán sometidos.



CONCLUSIONES

- De los resultados obtenidos en los cálculos, observamos que los momentos que actúan sobre la losa y que se transmiten hacia el grupo de pilotes son momentos de valores altos, ello debido a que se suma a estos momentos, los momentos originados por su peso propio ya que el pilar es tipo muro pantalla y que por su misma geometría poseen un peso elevado.
- Los efectos y cálculos por temperatura en el reticulado no son indispensables por tratarse de una estructura simplemente apoyada.
- Respecto a los valores asumidos para el cálculo de los Coeficientes de Balasto se ha considerado el valor promedio de 7 KN/m, debido a que se trata de un suelo tipo arena limosa predominante en toda la amplitud del pilote, por lo tanto valor de K_v es constante. Es importante definir con exactitud las características del suelo, ello reflejará su capacidad para resistir las cargas aplicadas sobre él, así como para resistir la fuerza por efecto de la fricción entre la cimentación y la losa.
- Las fuerzas máximas que actúan sobre los pilotes son de signo negativo en su mayoría, quiere decir que están sometidos a la compresión, y con la ayuda del programa PCACOL, verificamos que el diseño del refuerzo planteado para los pilotes está en condiciones de soportar sin problema alguno las cargas y momentos actuantes. Luego de los resultados obtenidos se observa el diagrama de interacción, en cual permite visualizar y verificar de manera práctica los resultados de las cargas y momentos que actúan sobre los pilares. De esta manera se comparan las fuerzas y momentos obtenidos del diseño, que han obtenido valores por debajo de los valores soportados por el diseño de los pilotes, esto quiere decir que el diseño planteado de los pilotes soportará las cargas transmitidas hacia la misma.



- Del diseño de la losa planteada originalmente en el proyecto de refuerzo igual a 20 varillas de 1", se han obtenido valores de momento resistentes por encima de los valores de momentos actuantes calculados en este informe. Es probable se haya sobreestimado los refuerzo.
- La estructura actual del puente Reque no requiere de construcción nueva, se ha analizado y evaluado la capacidad que tiene de seguir estando en uso, siempre y cuando se realice la ampliación debido a los problemas de disminuir el tirante por la ampliación del cauce del río.
- La cimentación puede realizarse a una profundidad mayor, dado que los resultados obtenidos son favorables al diseño planteado mejorando la cimentación en caso ocurriese socavación en los pilotes.
- Finalmente el Reforzamiento comprende el reemplazo del estribo existente por un pilar tipo muro pantalla apoyado sobre una losa soportada por un grupo de 12 pilotes.



RECOMENDACIONES

- Siempre se consideró que las cimentaciones con pilotes son seguras y se usa en condiciones de suelo más desfavorables, por ello se recomienda, que dicha propiedad de seguridad debe ser ampliada también a edificios altos en zonas sísmicas
- El cálculo de la cimentación con pilotes se recomienda se realice por resistencia, esto quiere decir a la acción de las fuerzas cortantes y momentos flectores, cuyos valores dependen de la magnitud y distribución de las reacciones de la presión del suelo sobre la cimentación.



BIBLIOGRAFÍA

1. Alva Hurtado J.E. “Estudio Verificatorio de la Capacidad de Carga Axial de los Pilotes de la Pila Central y Estribos del Puente Killman”, Informe presentado a P y V-GMI. Lima –Perú, (1992),
2. Alva Hurtado J.E. “Cimentaciones Profundas”, Seminario Cimentaciones de Estructuras, Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, Lima – Perú, (1993).
3. Aoki N. Decourt L. y Quaresma A.R. “Capacidad de Carga de Pilotes a partir de Valores de SPT”, 6to. Congreso Brasileiro de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Río de Janeiro, (1978).
4. Guillén N. “Capacidad Última de Carga de Pilotes en Carga Axial”, Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú. (1994),
5. Dirección General de Caminos y Ferrocarriles, MTC, Lima – Perú. 2003
6. Prakash S. y Sharma H.D, “Pile Foundations in Engineering Practice”, John Wiley, New York. (1990).
7. Velloso P.P.C. (1982), “Cimentaciones – Aspectos Geotécnicos”, Vol.3, Pontificia Universidad Católica, Río de Janeiro.

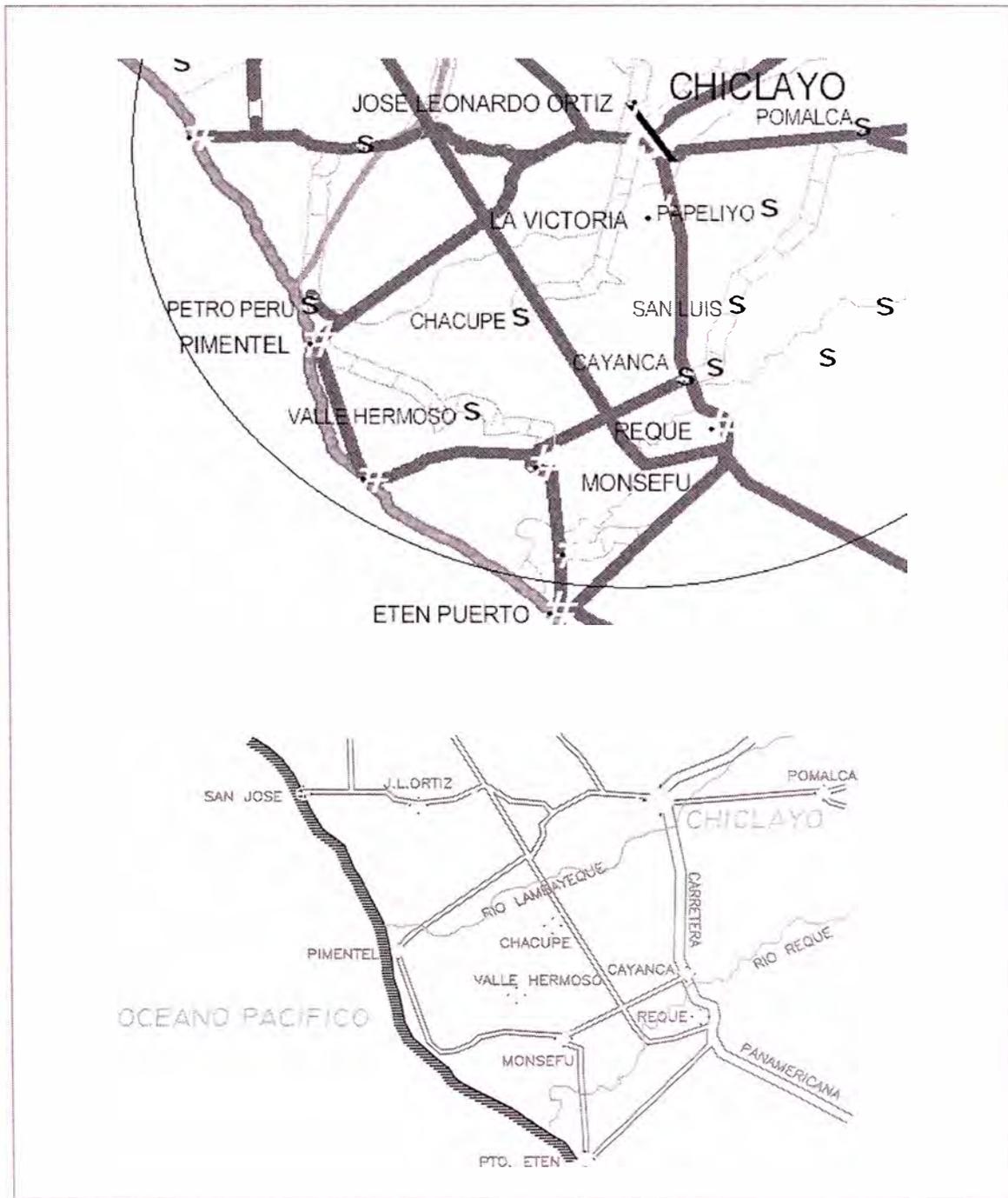


ANEXOS

Y

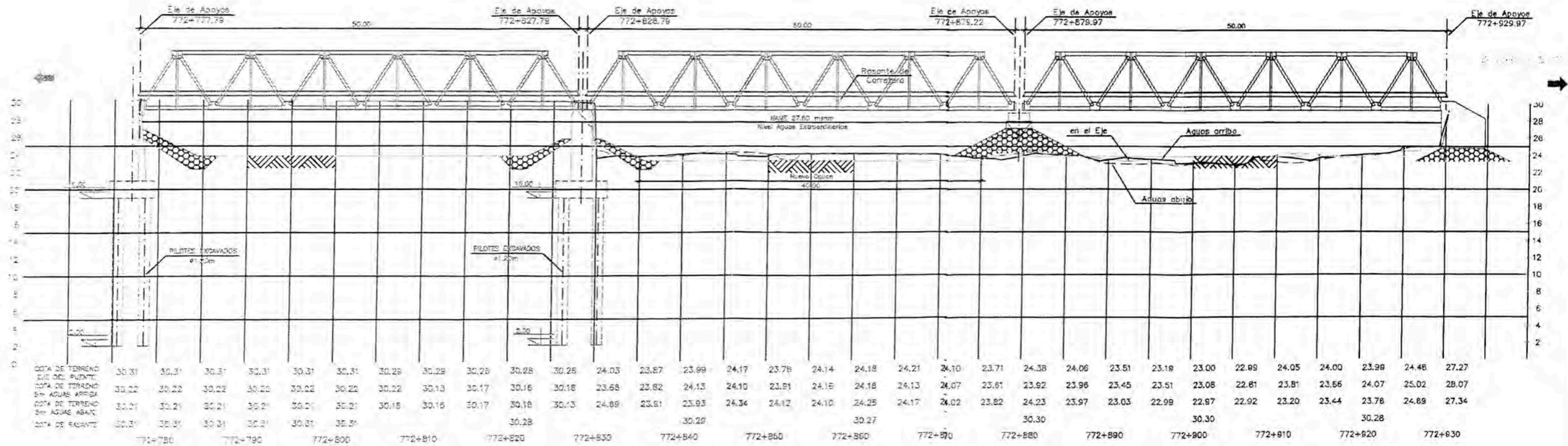
PLANOS

ANEXO N° 1. CROQUIS VIAL DE LA UBICACIÓN DEL
PUENTE REQUE



CROQUIS VIAL DE LA ZONA - PUENTE REQUE

ANEXO N° 2. VISTA DEL PUENTE REQUE AMPLIADO Y
REFORZADO



VISTA DEL PUENTE REQUE - AMPLIADO Y REFORZADO

**ANEXO N° 3. RESULTADO DE LAS REACCIONES TRANSMITIDAS A
LA CIMENTACIÓN**

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
59	sx	LinRespSpec	Max	241,1342	0,2895	33,8339	2,22894	1856,734	0,57211
59	sy	LinRespSpec	Max	0,5806	243,8252	34,0313	1877,454	4,47068	0,42077
59	DW	LinStatic		-7,5E-14	0,0771	22,0637	-0,59356	-5,8E-13	2,3E-05
59	DEAD	LinStatic		-3E-13	0,2856	426,1037	-2,19894	-2,3E-12	0,00011
59	LL+IM	LinMoving	Max	10,4319	2,305	58,0413	7,87336	80,32544	3,40676
59	LL+IM	LinMoving	Min	-11,282	-1,0225	-0,0315	-17,7488	-86,8712	-1,17526
60	sx	LinRespSpec	Max	241,1342	0,2895	33,8339	2,22892	1856,734	0,57211
60	sy	LinRespSpec	Max	0,5806	243,8252	34,0313	1877,454	4,47061	0,42078
60	DW	LinStatic		7,78E-14	-0,0771	22,0637	0,59356	5,99E-13	-2,3E-05
60	DEAD	LinStatic		4,68E-13	-0,2856	426,1037	2,19894	3,6E-12	-0,00011
60	LL+IM	LinMoving	Max	11,282	0,9605	59,0114	19,53594	86,87115	1,19706
60	LL+IM	LinMoving	Min	-10,4319	-2,5371	-0,0315	-7,3961	-80,3254	-3,51799

ANEXO N° 3. RESULTADO DE LAS REACCIONES TRANSMITIDAS A LA CIMENTACIÓN

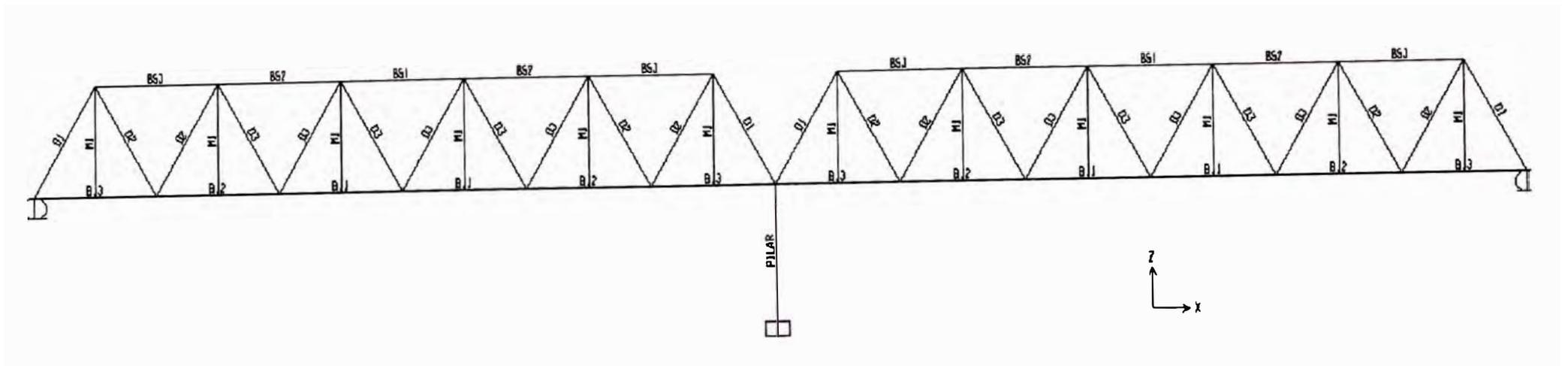
**ANEXO N° 4. RESULTADO DE LAS REACCIONES TRANSMITIDAS A
LA CIMENTACIÓN**

MODIFICADA POR EFECTOS DEL SISMO

TABLE: Joint Reactions									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
59	sx	LinRespSpec	Max	471,8825	0,2895	33,8339	2,22894	1856,734	0,57211
59	sy	LinRespSpec	Max	0,5806	474,5735	34,0313	1877,454	4,47068	0,42077
59	DW	LinStatic		-7,5E-14	0,0771	22,0637	-0,59356	-5,8E-13	2,3E-05
59	DEAD	LinStatic		-3E-13	0,2856	426,1037	-2,19894	-2,3E-12	0,00011
59	LL+IM	LinMoving	Max	10,4319	2,305	58,0413	7,87336	80,32544	3,40676
59	LL+IM	LinMoving	Min	-11,282	-1,0225	-0,0315	-17,7488	-86,8712	-1,17526
60	sx	LinRespSpec	Max	471,8825	0,2895	33,8339	2,22892	1856,734	0,57211
60	sy	LinRespSpec	Max	0,5806	474,5735	34,0313	1877,454	4,47061	0,42078
60	DW	LinStatic		7,78E-14	-0,0771	22,0637	0,59356	5,99E-13	-2,3E-05
60	DEAD	LinStatic		4,68E-13	-0,2856	426,1037	2,19894	3,6E-12	-0,00011
60	LL+IM	LinMoving	Max	11,282	0,9605	59,0114	19,53594	86,87115	1,19706
60	LL+IM	LinMoving	Min	-10,4319	-2,5371	-0,0315	-7,3961	-80,3254	-3,51799

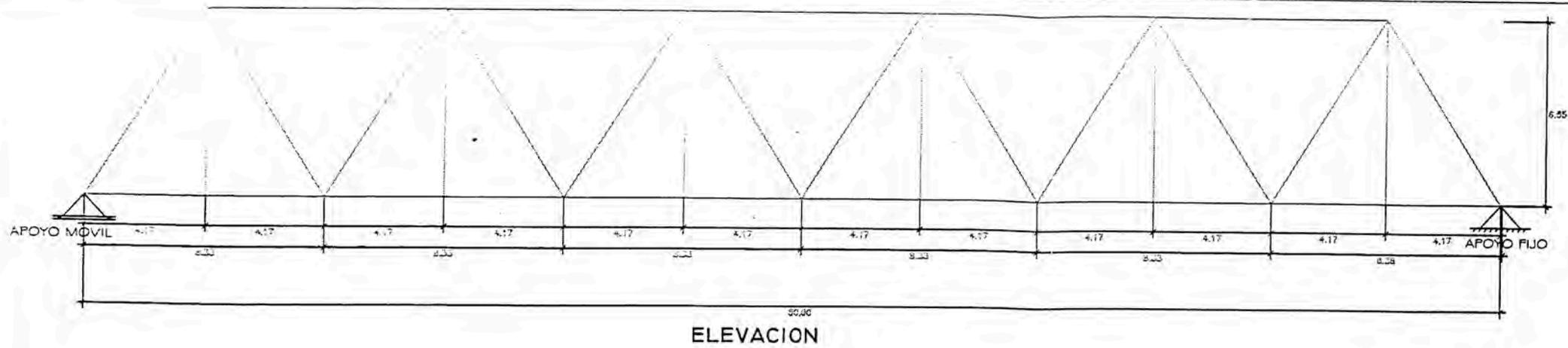
ANEXO N° 4. RESULTADO DE LAS REACCIONES TRANSMITIDAS A LA CIMENTACIÓN –CORREGIDAS POR SISMO

**ANEXO N° 5. MODELO EN EL PROGRAMA SAP2000 DE LA
ESTRUCTURA Y PILARES DEL PUENTE**

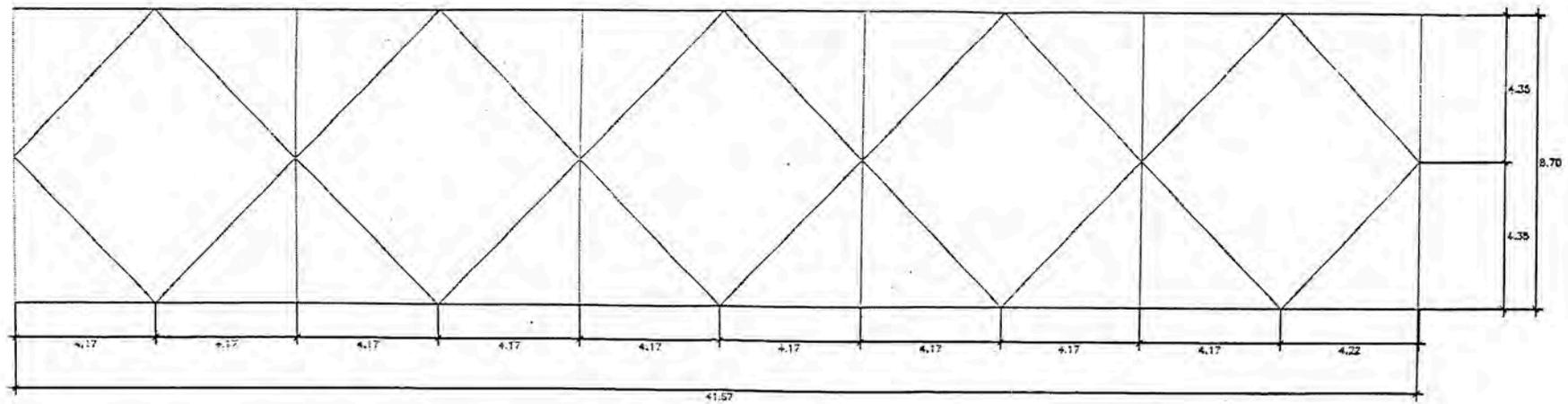


ANEXO Nº 5. MODELO EN EL PROGRAMA SAP2000 DE LA ESTRUCTURA Y PILARES DEL PUENTE

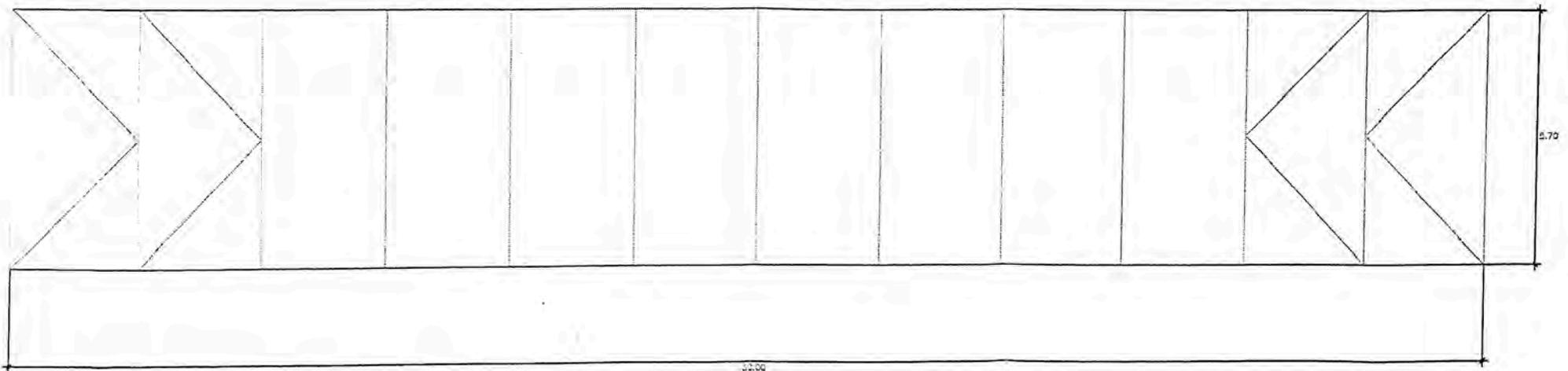
PLANOS



ELEVACION



ARRIOSTRE SUPERIOR



ARRIOSTRE INFERIOR

ESPECIFICACIONES

- PILOTES Y LOSA DEL TABLERO**
 $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
 PIEDRA CHANCADA, Máx. tamaño 3/4"
- ACERO ORDINARIO**
 $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
 CORRUGACIONES SEGUN ASTM A-305
 DOBLADOS Y GANCHOS SEGUN AASHTO, Art. 8.23
RECUBRIMIENTOS:
 Pilotes : 0.075 m
 Losa de tablero : 0.025 m
TRASLAPES MINIMOS :
 $\#3/8" - 0.35\text{m}$, $\#1/2" - 0.45\text{m}$, $\#5/8" - 0.80\text{m}$,
 $\#3/4" - 0.70\text{m}$, $\#1" - 0.90\text{m}$
- ENCORRABO**
SUPERFICIES EXPUESTAS:
 Cara vista con Triplay o con Planchas metálicas
SUPERFICIES NO EXPUESTAS:
 Madera aspillada
- BASES DE DISEÑO**
 REGLAMENTO PERUANO DE PUENTES
 REGLAMENTO AASHTO LRFD, PARA PUENTES
 RESISTENCIA AXIAL DEL TERRENO:
 $p = 24.0 \text{ kg/cm}^2$, de resistencia axial en la cota 2.00 msnm,
 bajo nuevo Estribo izquierdo y el Pilar (Estribo izquierdo actual)

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

INFORME DE SUFICIENCIA

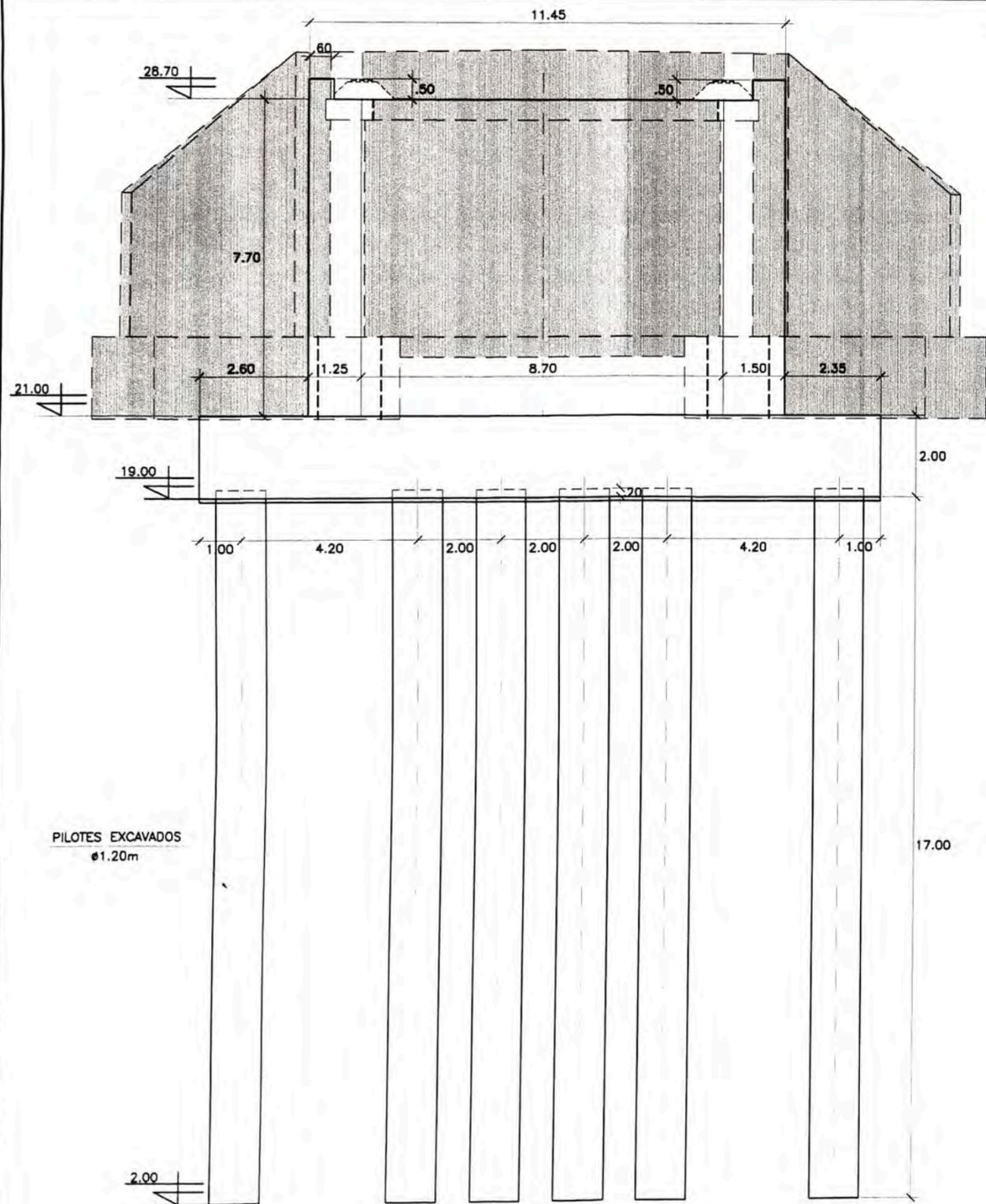
EVALUACIÓN DEL REFORZAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL PUENTE REQUE

RETICULADO DE ACERO

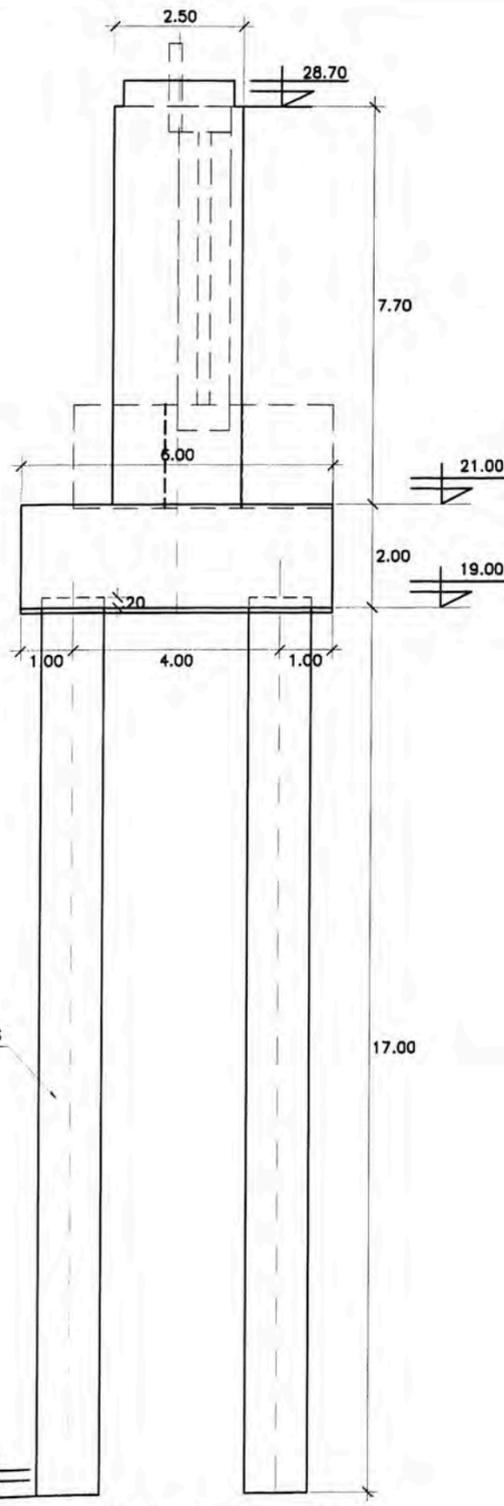
Diciembre 2007

Indicada

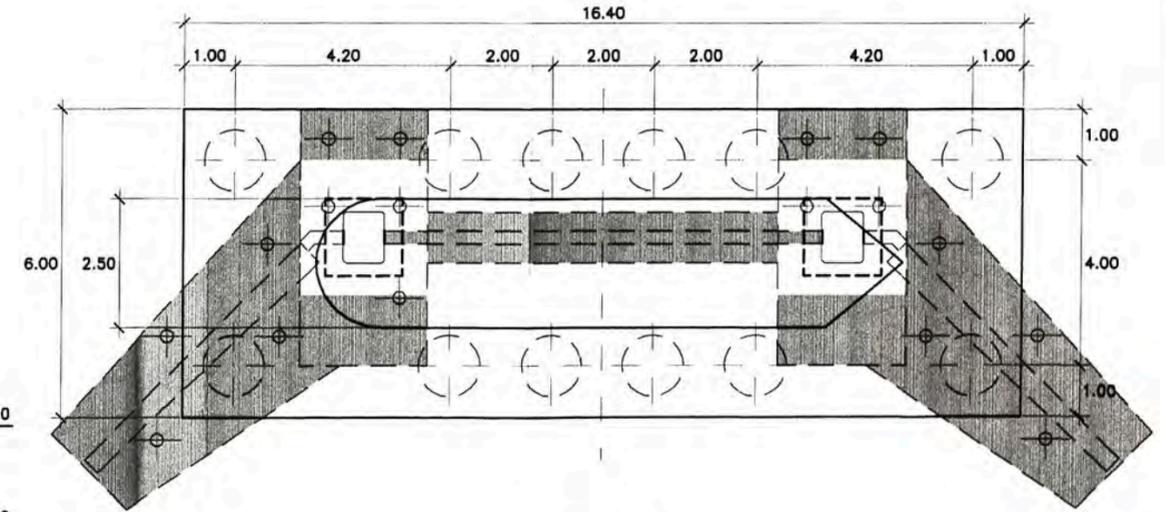
E-01



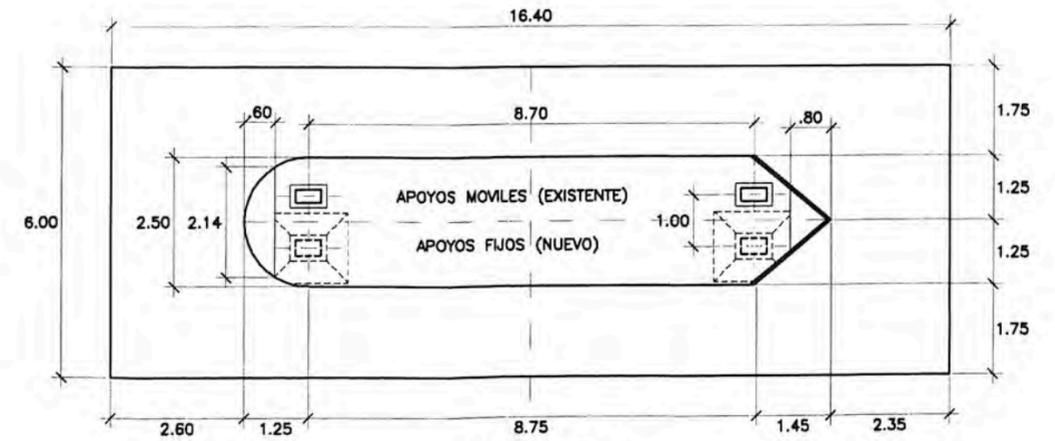
VISTA FRONTAL
ESCALA 1:100



VISTA LATERAL
ESCALA 1:100

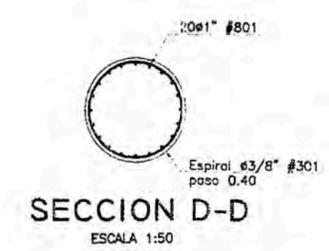
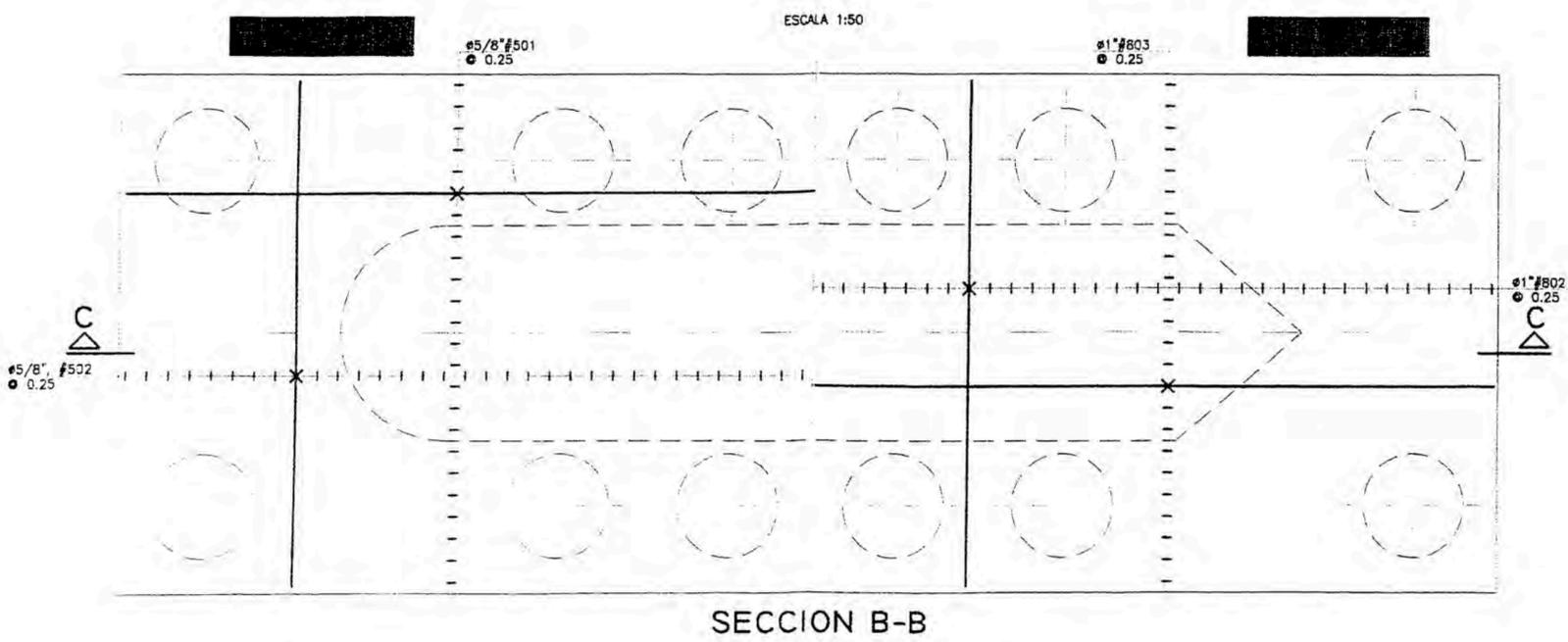
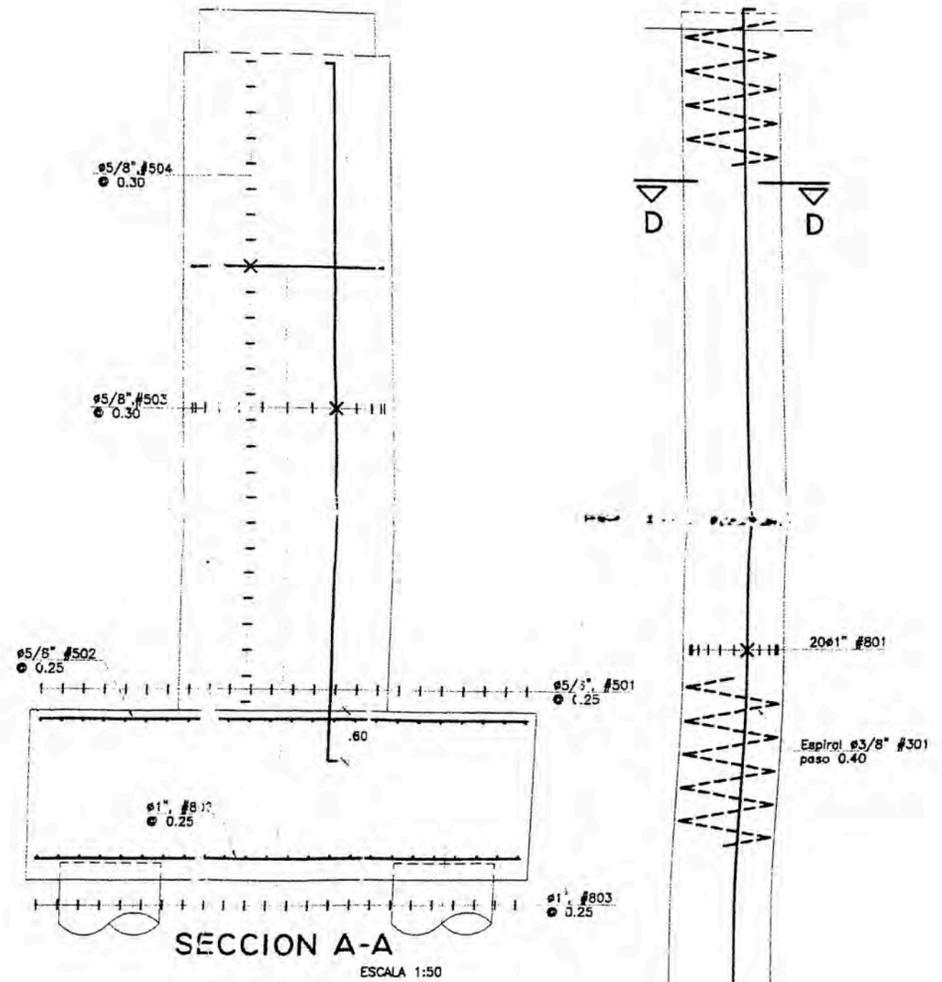
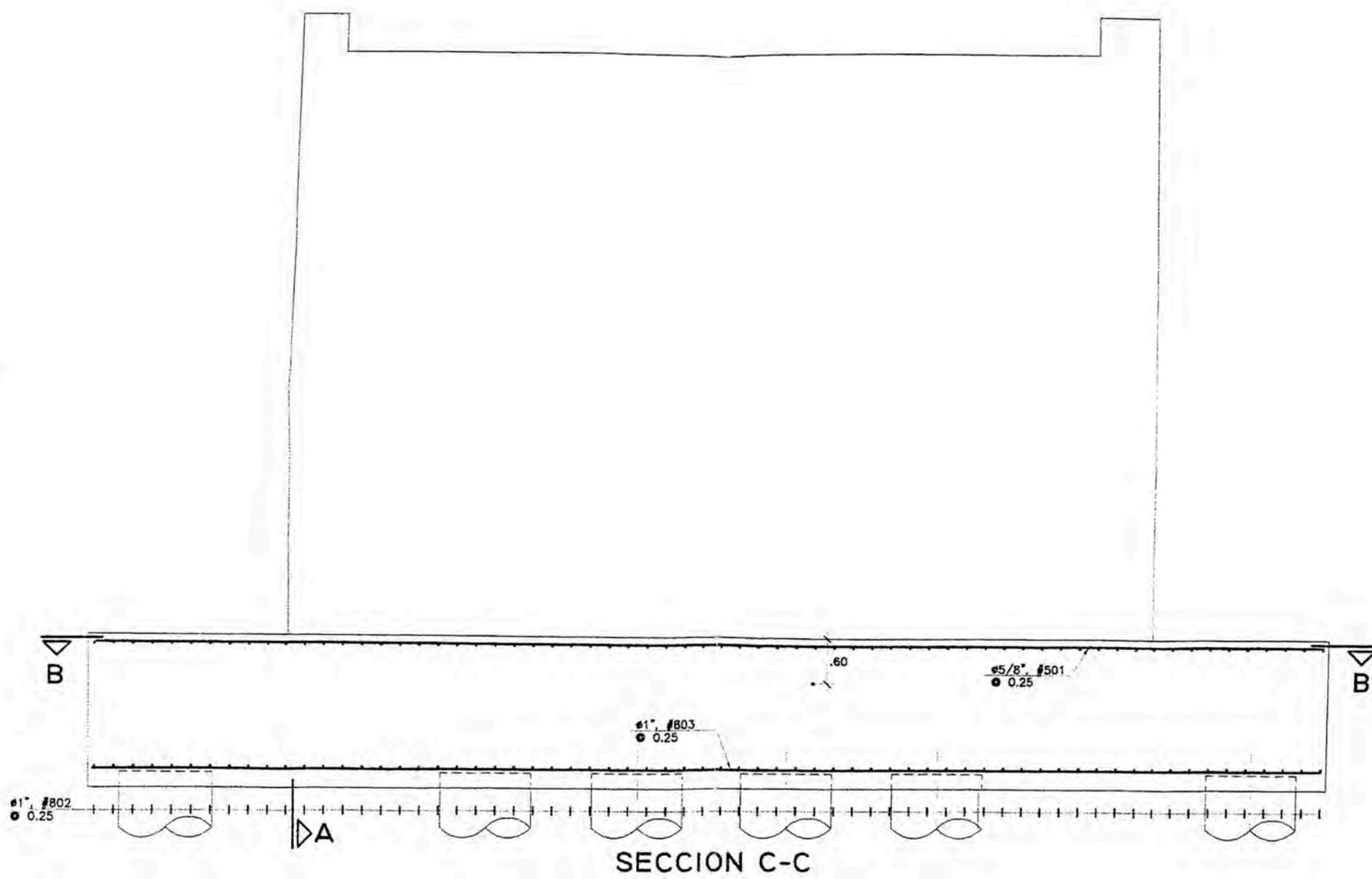


PLANTA
ESCALA 1:100



PLANTA
ESCALA 1:100

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL		LÁMINA
INFORME DE SUFICIENCIA		EC-01
TÍTULO	EVALUACIÓN DEL REFORZAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL PUENTE REQUE	
PLANO	PLANO DE LA OMENTACION DEL PUENTE REQUE	
FECHA	1/125	
Diciembre 2007		



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA	
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL	
INFORME DE SUFICIENCIA	
EVALUACIÓN DEL REFORZAMIENTO Y AMPLIACIÓN DEL PUNTE REQUE	
DETALLE DE REFUERZOS	
Diciembre 2007	1/125

EC-02