

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



TESIS

**“DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL
PUENTE ATOCONGO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

JEAN MARCOS CUTTI HUAMANI

ASESOR

Dr. JORGE MILCIADES OLARTE NAVARRO

LIMA- PERÚ

2018

AGRADECIMIENTO

Agradezco primeramente a Dios y a mi familia, mi madre, mi padre, hermanos y hermanas que siempre han estado a mi lado, motivándome a superarme cada día más.

Agradezco al Dr. Jorge Olarte, mi asesor, quien siempre estuvo incentivándome a culminar la presente tesis, contribuyendo con las críticas y observaciones pertinentes, las cuales fueron necesarias para la realización de la misma.

También agradezco al ing. Leonardo Flores por el apoyo y asesoramiento de la tesis, ya que su contribución enriqueció el contenido de la presente tesis.

RESUMEN	4
ABSTRACT	5
PRÓLOGO	6
LISTA DE FIGURAS.....	8
LISTA DE CUADROS.....	13
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN.....	15
1.1 ANTECEDENTES.....	15
1.1.1 Los puentes como líneas vitales.....	15
1.1.2 Perú y su sismicidad	15
1.1.2.1 <i>Lagunas Sísmicas en el Perú</i>	17
1.1.2.2 <i>Sismicidad de Lima metropolitana</i>	19
1.1.2.3 <i>Marco Sismotectónico de Lima Metropolitana y Callao</i>	19
1.1.2.4 <i>Contexto Geológico y Geomorfológico de Lima metropolitana</i>	21
1.1.3 Vulnerabilidad Sísmica de Puentes	24
1.1.3.1 <i>Vulnerabilidad Sísmica del Puente Atocongo</i>	25
1.2 PROBLEMÁTICA.....	25
1.3 OBJETIVOS.....	25
1.3.1 Objetivo principal.....	25
1.3.2 Objetivos específicos.....	26
1.4 HIPÓTESIS.....	26
1.4.1 Hipótesis general.....	26
CAPÍTULO II. FUNDAMENTO TEÓRICO.....	27
2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	27
2.2 DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS.....	30
2.2.1 Criterio de Diseño	30
2.2.2 Colapso en la Superestructura	31
2.2.3 Golpeteo en la junta de expansión.	32
2.2.4 Efecto de la Configuración Estructural.....	32
2.2.5 Fallas en Columnas.....	33
2.3 VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES EN PERÚ	35
2.3.1 Puentes y Viaductos de Lima y Callao	35
2.3.1.1 <i>Categorización de puentes según AASTHO- LRFD</i>	35
2.3.1.2 <i>Propuesta de categorización para puentes en Lima y Callao</i>	36
CAPÍTULO III. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA	40
3.1 INTRODUCCIÓN.....	40
3.2 MÉTODOS DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	41
3.2.1 Índice de vulnerabilidad según Rivera (2007).....	41
3.2.2 Índice de vulnerabilidad según Jara y Gonzales (2000)	42

3.3	MÉTODO DE LOS COEFICIENTES C/D	45
3.4	MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD	47
3.4.1	Espectro capacidad	50
3.4.1.1	<i>Obtención de la curva de capacidad</i>	50
3.4.1.2	<i>Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad</i>	51
3.4.1.3	<i>Representación Bilineal del espectro capacidad</i>	52
3.4.2	Espectro de demanda	53
3.4.2.1	<i>Obtención del espectro respuesta</i>	53
3.4.2.2	<i>Conversión del espectro de diseño al formato ADRS</i>	55
3.4.3	Obtención del punto desempeño	56
3.4.4	Niveles de desempeño	57
CAPITULO IV. EL PUENTE ATOCONGO, PERÚ		59
4.1	UBICACIÓN Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS	59
4.2	ASPECTOS GENERALES TÉCNICOS	59
4.2.1	Generalidades	59
4.2.2	Componentes Estructurales.....	60
4.3	CONDICIÓN ACTUAL DEL PUENTE.....	67
4.3.1	Tablero	67
4.3.2	Superestructura	69
4.3.3	Subestructura.....	71
4.4	ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO	73
4.4.1	Ensayo de Esclerómetro.....	73
4.4.2	Caracterización Dinámica de la Estructura Existente.....	76
CAPÍTULO V. DESARROLLO Y CALIBRACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL		83
5.1	MODELOS PRELIMINARES	83
5.2	ANÁLISIS MODAL DE LOS MODELOS PRELIMINARES.....	83
5.3	CALIBRACIÓN DEL MODELO	84
5.4	ANÁLISIS MODAL DE LOS MODELOS CALIBRADOS	85
5.5	ANÁLISIS DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN.	86
CAPÍTULO VI. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE ATOCONGO		90
6.1	MÉTODO DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD	90
6.2	MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD.....	98
6.2.1	Modelos de comportamiento de materiales.	98
6.2.1.1	<i>Modelo esfuerzo deformación elasto-plástico para el acero</i>	98
6.2.1.2	<i>Modelo esfuerzo deformación Hognestad para el concreto</i>	99
6.2.2	Análisis estático no lineal (Pushover) y obtención de la curva capacidad.	101
6.2.2.1	<i>Ductilidad de la estructura</i>	101
6.2.2.2	<i>Longitud de rotula plástica</i>	103

6.2.2.3	<i>Asignación de rótula plástica</i>	104
6.2.2.4	<i>Desarrollo del análisis pushover con Software Sap2000</i>	105
6.2.2.5	<i>Obtención de la curva capacidad</i>	106
6.2.3	Conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad	108
6.2.4	Espectro de demanda	109
6.2.4.1	<i>Espectro de respuesta elástico</i>	109
6.2.4.2	<i>Conversión de Espectro de respuesta elástico a espectro de demanda</i>	111
CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....		113
7.1	PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r= 500$ AÑOS.....	113
7.2	PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r=1000$ AÑOS.....	119
7.3	PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r=2500$ AÑOS.....	123
7.4	NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	127
CONCLUSIONES		130
RECOMENDACIONES.....		131
BIBLIOGRAFÍA.....		132
RESUMEN DE ANEXOS		136
ANEXO 1: CARGAS APLICADAS AL PUENTE ATOCONGO		137
ANEXO 2: CARGAS AXIALES EN COLUMNAS Y ESTRIBOS		145
ANEXO 3: ESPECTROS DE RESPUESTA.....		150
ANEXO 4: PARÁMETROS DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD		155
ANEXO 5: ENSAYOS DE ESCLEROMETRIA EN EL PUENTE ATOCONGO.		162
ANEXO 6: ENSAYOS DE VIBRACIONES EN EL PUENTE ATOCONGO.....		170
ANEXO 7: PLANOS ORIGINALES DEL PUENTE ATOCONGO		171

RESUMEN

En esta tesis de investigación se determinó la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo, mediante un método de índice de vulnerabilidad y el método de espectro capacidad frente a diferentes escenarios sísmicos. Para la determinación del índice de vulnerabilidad fue necesario realizar una inspección técnico–visual del puente Atocongo, teniendo como precedente el estudio realizado por Olarte et al. (2015) en conjunto con el Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (IIFIC-UNI). Con la necesidad de realizar una evaluación más detallada del puente Atocongo, se utilizó el método espectro capacidad, un método basado en la determinación del desplazamiento inelástico con parámetros de ductilidad, por medio de un análisis estático no lineal conocido también como “pushover”.

Para ello se elaboró un modelo numérico con el software “SAP2000”, para representar el comportamiento no lineal de la estructura frente a 3 diferentes escenarios sísmicos, para cada caso se obtuvo el punto desempeño. Finalmente cada punto desempeño calculado se ubicó entre 4 límites de daño, definidos en base al espectro de capacidad bilinealizado, que pueden representar los siguientes daños: leve, moderado, severo y colapso.

ABSTRACT

In this research thesis was determined the seismic vulnerability of the Atocongo bridge, by means of a vulnerability index method and the capacity spectrum method in front of different seismic scenarios. To determine the vulnerability index, it was necessary to carry out a technical-visual inspection of the Atocongo bridge, taking as precedent the study carried out by Olarte et al. (2015) in conjunction with the Research Institute of the Faculty of Civil Engineering (IIFIC-UNI) .With the need to perform a more detailed evaluation of the Atocongo bridge, the spectrum capability method was used, a method based on determining the displacement inelastic with ductility parameters, by means of a nonlinear static analysis also known as "pushover".

To do this, a numerical model was developed with the software "SAP2000", to represent the non-linear behavior of the structure against 3 different seismic scenarios, for each case the performance point was obtained. Finally, each calculated performance point was located between 4 damage limits, defined based on the spectrum of bilinearized capacity, which can represent the following damages: mild, moderate, severe and collapse.

PRÓLOGO

El motivo principal para la realización de esta tesis es incentivar a las autoridades correspondientes a la estandarización de métodos para el análisis de vulnerabilidad sísmica en puentes y viaductos del Perú, para ello en la presente tesis se aplicó 2 métodos de análisis de vulnerabilidad sísmica en el puente Atocongo. El primero es un método de índice de vulnerabilidad; cuyo objetivo es abarcar grandes áreas de estudios, con la finalidad de identificar los puentes más vulnerables; el segundo método es una evaluación más detallada de la vulnerabilidad de la estructura frente a posibles escenarios sísmicos, el cual parte de la identificación de los puentes más vulnerables, para que las autoridades gubernamentales competentes puedan tomar mejores decisiones respecto a dichas estructuras.

El primer método es un método de índice de vulnerabilidad, el cual se obtiene mediante la calificación de los siguientes parámetros:

1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente.
2. Longitud de apoyo.
3. Año de proyecto.
4. Irregularidad en planta y esviajamiento.
5. Tipos de apoyo.
6. Estado de conservación.
7. Potencial de licuefacción.
8. Periodo de Vibración.
9. Importancia del puente.

Los parámetros están muy vinculados con la capacidad sísmica del puente; finalmente del promedio geométrico de los parámetros mencionados se obtiene el índice de vulnerabilidad, con el cual se identifica cuáles son las acciones más recomendadas.

El segundo método, es el método de espectro capacidad, el cual se basa en determinar el comportamiento inelástico del sistema estructural del puente Atocongo frente a un sismo de 500 ,1000 y 2500 años de periodo de retorno; para ello se necesita conocer las propiedades de los materiales, refuerzos

longitudinales y transversales, dimensiones de las columnas, y espectro característico del sitio.

Finalmente los resultados de esta investigación concluyen que la configuración sísmo resistente está enfocada en las columnas y estribos, y que para un sismo con un periodo de retorno de 500 años se espera un daño moderado ;mientras que para un sismo con periodo de retorno de 1000 y 2500 años se espera un daño severo.

La presente tesis consta de siete capítulos, los cuales se detallan a continuación.

Capítulo I: En este capítulo se aborda los antecedentes de los sismos en la ciudad de Lima Metropolitana y Callao; así como también los parámetros sísmos tectónicos, geológicos y geomorfológicos.

CapituloII: En este capítulo se comenta sobre la vulnerabilidad sísmica de los puentes en diferentes países del mundo, los daños producidos en puentes después de haber sido afectos por un sismo, la vulnerabilidad sísmica de puentes en el Perú.

Capitulo III: En este capítulo se desarrolla una descripción de algunos métodos utilizados para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes.

Capitulo IV: En este capítulo se realiza una descripción técnica del puente Atocongo, detallando su configuración estructural (tablero, superestructura y subestructura). Asimismo se presenta los ensayos de esclerometria y vibraciones, realizados al puente Atocongo.

Capítulo V: En este capítulo se desarrolla la calibración del modelo estructural existente, de acuerdo a los resultados de los ensayos de vibraciones, asimismo se presenta los modos de vibración más importantes y los porcentajes de participación de las masas.

Capítulo VI: En este capítulo se desarrollara la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo, mediante 2 métodos, el primero se realizó con el método de índices de vulnerabilidad; mientras que el segundo se realizó con el método de espectro capacidad.

Capítulo VII: En este capítulo se presenta el análisis de los resultados obtenidos en la presente tesis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.-Esquema que muestra la geometría de la subducción y la ubicación de las principales fuentes sismogénicas en el Perú.	16
Figura 2.-Sismos históricos en borde occidental del Perú (Sladen et.al., 2010).	17
Figura 3.-Aceleración máxima del suelo (PGA) para el sacudimiento del suelo obtenido en la simulación numérica.	18
Figura 4.-Sismos en la zona de estudio.	20
Figura 5.-Densidad sísmica Sección A-A.	20
Figura 6.-Geomorfología de la ciudad de Lima.	21
Figura 7.-Extracto del mapa de Microzonificación sísmica de Lima, con la georeferenciación de puentes evaluados por la II-FIC.	22
Figura 8.-Geología de la ciudad de Lima.	23
Figura 9.-Rotación empleada como índice de daños en pilas.	27
Figura 10.-Puente Infiernillo II.	28
Figura 11.-Diagrama de momento flector del tramo central del puente.	29
Figura 12.-A la izquierda: Modelo de masa concentrada .A la derecha: Modelo masa distribuida.	30
Figura 13.-Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos.	31
Figura 14.-Falta de asiento en puentes con esviaje.	32
Figura 15.-Falla de la soldadura empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica (autopista de Hashin- Japon, sismo de Kobe 1995).	33
Figura 16.-Falla por flexión arriba de la base de la columna debida a una terminación prematura del refuerzo y un inadecuado confinamiento (Viaducto de Hashin- Japón, sismo de Kobe 1995).	34
Figura 17.-Falla por cortante en columna de un puente, (Taiwán, 1999).	34
Figura 18.-Ubicación de los puntos de línea cortina.	37
Figura 19.-Volumen de tránsito en la línea cortina del río Rímac y Panamericana Sur (Veh/día).	37
Figura 20.-Cambio de volumen de tráfico que cruza la Línea Cortina del Río Rímac.	38
Figura 21.-Cambio de volumen de tráfico que cruza la Línea Cortina de la Panamericana Sur.	38
Figura 22.-Métodos de evaluación de vulnerabilidad.	41

Figura 23.-Esquema que ilustra el método de coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo	46
Figura 24.-Espectro de capacidad y de demanda superpuestos, formato ADRS	47
Figura 25.-Punto desempeño y curva bilineal	49
Figura 26.-Curva de Capacidad.....	50
Figura 27.-Representación Bilineal del espectro capacidad.....	52
Figura 28.-Espectro de Respuesta de Diseño según LRFD, 2011.....	54
Figura 29.-Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda ..	55
Figura 30.-Estados límites adoptados por el RISK-UE.....	58
Figura 31.-Ubicación del puente Atocongo.	59
Figura 32.-a) Perfil Longitudinal y b) Vista en planta; del puente Atocongo	60
Figura 33.-Sección transversal de la viga cajón, de LIMA a VMT-VS.	61
Figura 34.-Sección transversal de la viga cajón, de VMT-VS a LIMA.	61
Figura 35.-Sección transversal de las vigas diafragma.....	61
Figura 36.-a) Elevación y b) Vista en planta del estribo.	62
Figura 37.-Sección A- A del estribo	62
Figura 38.-Sección transversal completa.....	63
Figura 39.-Vista en planta de la alineación de las columnas.....	63
Figura 40.-Vista en planta de la columna.....	64
Figura 41.-a) Corte A - A y b) Corte B - B de la vista en planta.....	64
Figura 42.-a) Corte C – C y b) Corte D - D de la vista en planta	65
Figura 43.-a) Corte G- G, base inferior y b) Corte F- F, a media altura de la columna.....	66
Figura 44.-Corte E - E, base superior de la columna	66
Figura 45.-Vista panorámica del puente Atocongo	67
Figura 46.-Deterioro en la carpeta asfáltica del puente Atocongo.....	68
Figura 47.-Corrosión y pérdida de sección en el parapeto	68
Figura 48.-Presencia de grietas y deterioro en veredas.....	68
Figura 49.-Desprendimiento del concreto en la base de la baranda.	69
Figura 50.-Obstrucción en las juntas de dilatación.....	69
Figura 51.-Vista del deterioro severo en el extremo inferior de la viga cajón.	70
Figura 52.-Pérdida de sección y desgaste del extremo de la viga.	70
Figura 53.-Vista de las planchas de neopreno.....	71

Figura 54.-Presencia de eflorescencia y evidente deterioro en la parte inferior de la viga cajón.....	71
Figura 55.-Vista de una columna del puente Atocongo.....	72
Figura 56.-Vista del muro de concreto que impide el acceso al estribo.....	72
Figura 57.-Vista del ensayo de esclerometria.	73
Figura 58.-Ubicación de los ensayos con esclerómetro a) Elevación y b) Vista en planta del puente Atocongo	74
Figura 59.-Ensayo con esclerómetro en el punto 1.....	74
Figura 60.-Equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión y Geófono Triaxial Estándar Instancel (versión ISEE o DIN).....	77
Figura 61.-Ejemplo del software Blastware, en donde se observan las señales de registro con sus tres componentes (Transversal, Vertical y Longitudinal).....	77
Figura 62.-Ubicación de los ensayos de vibraciones a) Elevación y b) Vista en planta del puente Atocongo	78
Figura 63.-Ensayo de medición de frecuencias estructurales en el puente Atocongo	78
Figura 64.-Señal de registro de vibración en las tres componentes (Long, trans y vert)	79
Figura 65.-Señal de registro de vibración en el punto 1, componente transversal y longitudinal	79
Figura 66.-Señal de registro de vibración en el punto 2, componente transversal y longitudinal.	80
Figura 67.-Señal de registro de vibración en el punto 3, componente transversal y longitudinal.	80
Figura 68.-Señal de registro de vibración en el punto 4, componente transversal y longitudinal.	81
Figura 69.-Señal de registro de vibración en el punto 5, componente transversal y longitudinal.....	81
Figura 70.-Señal de registro de vibración en el punto 6, componente transversal y longitudinal.	82
Figura 71.-Configuración estructural del modelo preliminar 1 y 2.	83
Figura 72.-Configuración estructural del modelo calibrado en elevación.	85
Figura 73.-Configuración estructural del modelo calibrado en planta.....	85
Figura 74.-Modo 1 Flexión vertical, T=0.358 s.....	88
Figura 75.-Modo 2 Longitudinal, T=0.331 s	88
Figura 76.- Modo 3 Transversal, T=0.278 s	88

Figura 77.-Modo 4, $T=0.201$ s	89
Figura 78.-Modo 6, $T=0.119$ s	89
Figura 79.-Modelo Esfuerzo –deformación Elastoplástico para el acero.....	98
Figura 80.-Modelo Esfuerzo–deformación del acero para el puente Atocongo. .	99
Figura 81.-Modelo Esfuerzo–deformación Hognestad para el concreto.....	100
Figura 82.-Modelo Esfuerzo –deformación Hognestad para el concreto.....	100
Figura 83.-Sección en la base de la columna.	101
Figura 84.-Sección en la base de la columna.	101
Figura 85.-Capacidad de la columna en la dirección transversal.	102
Figura 86.-Momento curvatura para diferentes cargas axiales.....	103
Figura 87.-Momento curvatura para diferentes cargas axiales.....	104
Figura 88.-Vista de las rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente.....	104
Figura 89.-Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal)	105
Figura 90.-Formación de rótulas plásticas en las columnas.....	105
Figura 91.-Curva de capacidad del puente Atocongo en la dirección transversal.....	106
Figura 92.-Curva de capacidad del puente Atocongo en la dirección transversal.....	108
Figura 93.-Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años.....	110
Figura 94.- Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años.	110
Figura 95.-Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años..	111
Figura 96.-Espectro de demanda para un periodo de retorno de 500 años	111
Figura 97.- Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años .	112
Figura 98.-Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2500 años ..	112
Figura 99.-Obtención del punto desempeño de prueba con el espectro de 500 años.....	113
Figura 100.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años	114
Figura 101.- Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años	116
Figura 102.-Tercera iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años.	118
Figura 103.-Obtención del punto desempeño de prueba con el espectro de 1000 años.....	119

Figura 104.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 1000 años	120
Figura 105.-Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 1000 años.....	122
Figura 106.-Obtención del punto desempeño de prueba con el espectro de 2500 años.....	123
Figura 107.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 2500 años	124
Figura 108.-Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 2500 años.....	126
Figura 109.-Niveles de desempeño en el espectro de capacidad del puente Atocongo	128
Figura 110.-Punto de desempeño del puente Atocongo para un $Tr=500$ años.	128
Figura 111.- Punto de desempeño del puente Atocongo para un $Tr=1000$ años.	129
Figura 112.- Punto de desempeño del puente Atocongo para un $Tr=2500$ años.	129

LISTA DE CUADROS

Tabla 1.-Terremotos significativos de subducción en la zona central del Perú, cerca de Lima.....	19
Tabla 2.-Interpretación del índice de daño físico I_{DF}	28
Tabla 3.-Propuesta de categorización de puentes críticos, esenciales u otros puentes.	39
Tabla 4.-Propuesta de categorización de puentes críticos en Lima metropolitana y Callao	39
Tabla 5.-Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de I_v	44
Tabla 6.-Valores del factor de modificación de amortiguamiento	48
Tabla 7.-Niveles de daños considerados según desplazamiento de la estructura	57
Tabla 8.-Estados de daño para un espectro capacidad	58
Tabla 9.-Registro del índice esclerométrico de los puntos 1, 2, 3 y 4.....	75
Tabla 10.-Registro del índice esclerométrico de los puntos 5, 6, 7, y 8.....	75
Tabla 11.-Resultado del índice esclerométrico de los puntos 1, 2, 3, y 4.....	76
Tabla 12.-Resultado del índice esclerométrico de los puntos 5, 6, 7, y 8.....	76
Tabla 13.-Periodos de vibración de la estructura y el modelo	84
Tabla 14.-Periodos de vibración de la estructura real y el modelo calibrado.....	86
Tabla 15.-Porcentajes de participación modal y direcciones asociadas a tales modos.	87
Tabla 16.-Momentos de inercia de secciones de la columna.	91
Tabla 17.-Características de los apoyos de neopreno	91
Tabla 18.-Cargas del puente.	96
Tabla 19.-Carga en los apoyos del puente	96
Tabla 20.-Parámetros del diagrama esfuerzo-deformación.	98
Tabla 21.-Valores de cortantes y desplazamientos de la curva capacidad en la dirección Y	107
Tabla 22.-Valores de aceleraciones y desplazamientos espectrales correspondientes al espectro de capacidad en la dirección Y.....	109
Tabla 23.-Espectro de demanda reducido (500 años) - tercera iteración	117
Tabla 24.-Espectro de demanda reducido (1000 años) - Segunda iteración....	121
Tabla 25.-Espectro de demanda reducido (2500 años) - Segunda iteración....	125
Tabla 26.-Punto desempeño para diferentes escenarios sísmicos.	127

Tabla 27.-Punto de cedencia y capacidad última.....	127
Tabla 28.-Límites de daño del puente Atocongo.....	127

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

1.1.1 Los puentes como líneas vitales

Las líneas vitales son sistemas y redes que proveen bienes y servicios públicos imprescindibles para las formas de vida modernas (sistemas y redes de acueducto, alcantarillado, energía, hidrocarburos, transporte y comunicaciones); por su carácter esencial se considera que el nivel de riesgo aceptable debe ser comparativamente muy bajo, es decir, todas sus componentes deben ser virtualmente invulnerables a probables influencias adversas, como por ejemplo, sismos de gran intensidad.

Desde tiempos históricos los puentes han sido indispensables y significativos para el desarrollo y funcionamiento de las sociedades, construidos para salvar obstáculos naturales y artificiales, con el fin de unir vías, formando parte del sistema de transporte, el cual es considerado una línea vital para la población actual. Es por ello que se debe considerar a los puentes como líneas vitales; siendo indispensable conservar su integridad ante un evento sísmico, por adquirir primordial importancia en caso de desastres, ya que serán fundamentales para el manejo de la emergencia y pronta recuperación.

1.1.2 Perú y su sismicidad

A nivel mundial, el Perú es uno de los países de mayor potencial sísmico, debido a que forma parte del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico. En este se desarrolla el proceso de convergencia de la placa de Nazca (oceánica) por debajo de la Sudamericana (continental) con velocidad promedio de 7 - 8 centímetros por año (Tavera, 2014), siendo el responsable de la geodinámica y geomorfología del territorio peruano. Este proceso da origen a sismos de diversas magnitudes, focos y profundidades, todos asociados a 3 fuentes sismogénicas: la fricción de ambas placas (oceánica y continental), deformación de la corteza y deformación interna de la placa oceánica por debajo de la cordillera.

La primera y más importante fuente está constituida por la superficie de fricción entre placas (entre la fosa y la línea de costa). Esta fuente ha sido la causante

de los sismos más importantes, en cuanto a la magnitud, intensidad y niveles de destrucción en superficie. Los sismos con magnitud mayor a 7.0 Mw son menos frecuentes, pero cuando ocurren producen importantes niveles de sacudimiento del suelo en áreas costeras relativamente grandes; es por ello el interés de la sismología en conocer la ubicación espacial de las áreas que se encuentran en actual estado de acumulación de deformación y energía, ya que estas serían las causantes de nuevos sismos en el futuro. Ejemplos de estos sismos son los ocurridos en región sur de Perú el 23 de junio de 2001 (8,2 Mw) y Pisco, el 15 de agosto de 2007 (8,0 Mw).

La segunda fuente está asociada a la deformación superficial de la corteza continental con la presencia de fallas geológicas de diversas geometrías y dimensiones. Esta fuente ha causado sismos con magnitudes de hasta 6.5 Mw. Ejemplos de estos sismos son los ocurridos en 1991 (6.5 Mw) en la región del Alto Mayo (San Martín) y en el año 1969 (6.6 Mw) en la zona del Huaytapallana (Huancayo).

La tercera fuente se asocia a la deformación interna de la placa de Nazca por debajo de la cordillera de los Andes, a profundidades del orden de 100 km a más; esta fuente ha causado sismos con magnitudes hasta de 7.0 Mw. Ejemplo de estos sismos es el ocurrido en el año 2005 (7.0 Mw) en Yurimaguas (Loreto). (Tavera, 2014).

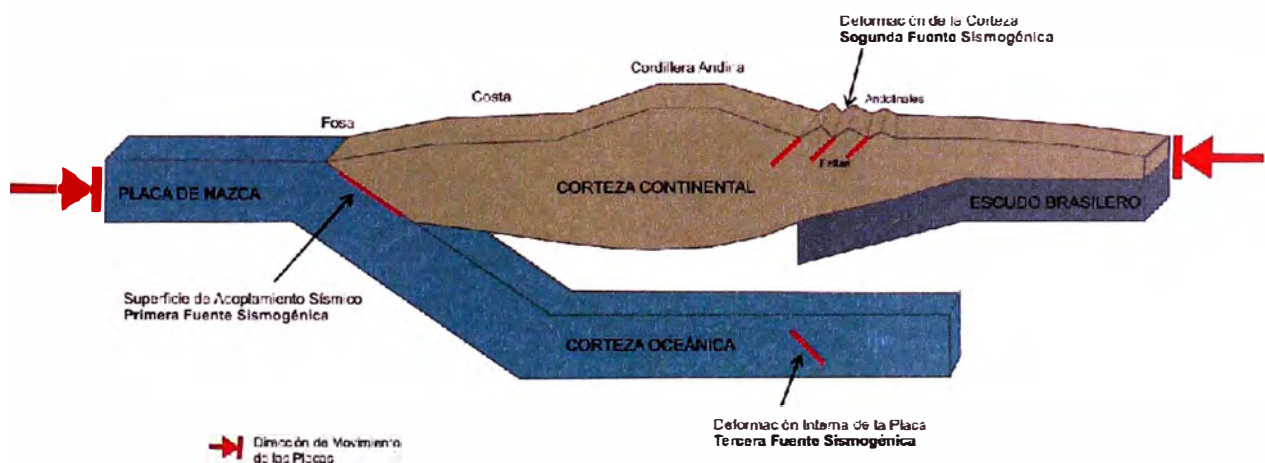


Figura 1.-Esquema que muestra la geometría de la subducción y la ubicación de las principales fuentes sísmicas en el Perú.

Fuente: Tavera H., 2014.

1.1.2.1 Lagunas Sísmicas en el Perú

Se define como laguna sísmica a las áreas o zonas que en el pasado han experimentado la ocurrencia de grandes sismos y que hasta la actualidad, después de transcurridas varias décadas y siglos todavía no se repiten, aumentando así la probabilidad de ocurrencia.

Tavera (2014) propuso un modelo de acoplamiento sísmico para el borde occidental de la región central del Perú, que consiste en registrar con precisión los desplazamientos mínimos de la corteza terrestre por medio de equipos GPS (Global Positioning System). Durante la convergencia de las placas, la Sudamericana se desplaza milimétricamente sobre la de Nazca en dirección Oeste (hacia el mar). Si en alguna zona no se evidencia desplazamientos o estos son menores que en las zonas adyacentes, se debe deducir que la tensión y la energía se están acumulando y que al liberarse darían origen a un sismo de gran magnitud.

El modelo indica la existencia de 2 zonas fuertemente acopladas o de mayor acumulación de energía frente al borde occidental de la región central del Perú, la primera ubicada al Norte de la costa de Lima y la segunda en su extremo Sur. Es posible que el terremoto de 1746 sea el de mayor magnitud ocurrido en esta región, hasta el año 2010 se tendría un periodo inter sísmico de 265 años, lo que corresponde a una tasa de déficit de desplazamiento entre placas, equivalente a un terremoto de magnitud 8.8 Mw. (Tavera, 2014).

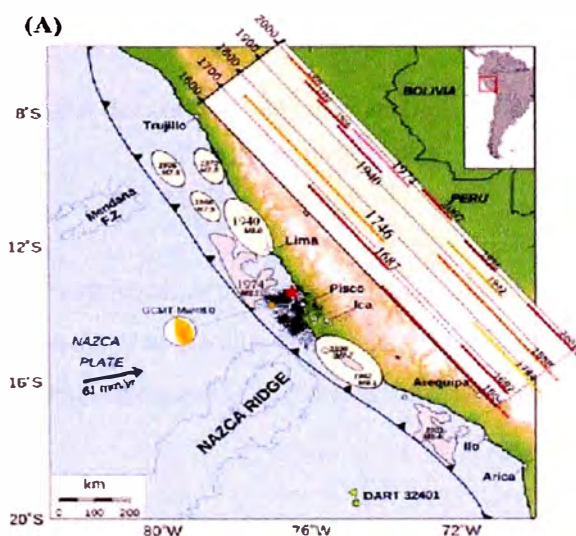


Figura 2.-Sismos históricos en borde occidental del Perú (Sladen et al., 2010).

Fuente: Talavera H., 2014

El Centro Peruano –Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID), realizó varios ensayos geofísicos con la finalidad de conocer las velocidades de las ondas sísmicas y los espesores de la capa sedimentaria en diversos distritos de Lima metropolitana y El Callao. Posteriormente elaboraron una malla teórica de estaciones acelerométricas separadas cada 5Km ,para simular los efectos del sismo que está acumulando energía desde el año 1746; a partir de la interpolación de los valores de aceleración (PGA) y velocidad (PGV) de sacudimiento del suelo medido en cada punto de malla, elaboraron el mapa de la figura 3. (Tavera, 2014).

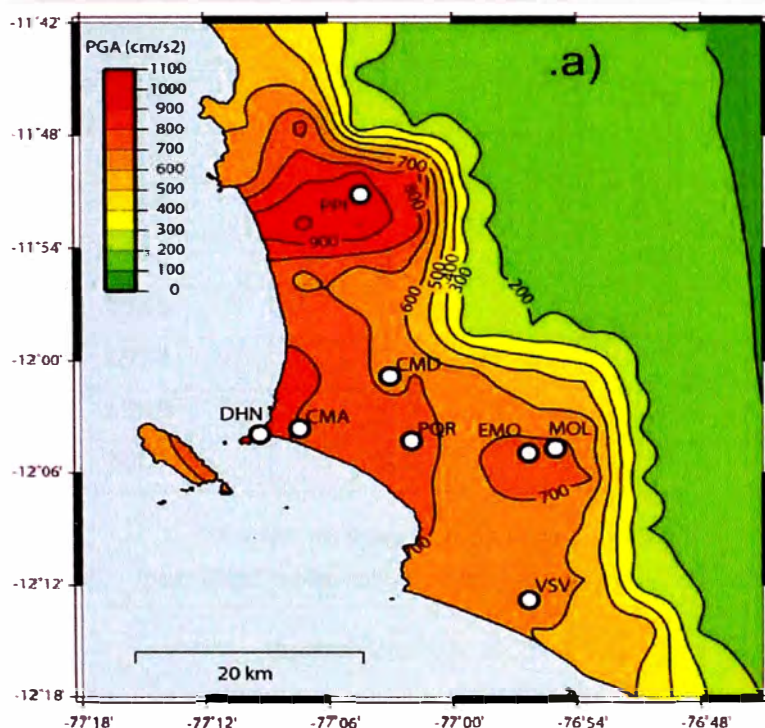


Figura 3.-Aceleración máxima del suelo (PGA) para el sacudimiento del suelo obtenido en la simulación numérica.

Fuente: Tavera H., 2014.

En la ciudad de Lima metropolitana se tendrían aceleraciones mayores a 500 cm/s^2 y en El Callao, desde Ventanilla hasta la zona portuaria, del orden de 900 cm/s^2 . En el distrito de Chorrillos serian de 800 cm/s^2 . (Tavera, 2014).

1.1.2.2 Sismicidad de Lima metropolitana

A través de su historia, Lima ha estado expuesta a varios terremotos destructivos de magnitudes mayores a 8 (Mw), con una recurrencia del orden de 100 años (Ver Tabla 1). La historia sísmica está constituida por los efectos causados por los movimientos sísmicos ocurridos desde 1555 hasta 1959, que aparecen en crónicas describiendo la destrucción de las edificaciones de ladrillo y adobe, especialmente los templos y en particular los campanarios. (Olarte et al, 2015).

Tabla 1.-Terremotos significativos de subducción en la zona central del Perú, cerca de Lima.

Año	Magnitud 1	Intensidad 2
1586	8.1	IX
1678	8.0	VIII
1687	8.3	VIII
1746	8.6	X
1940	8.2	VIII
1966	8.0	VIII
1974	8.1	VIII
1996	7.7	IV
2007	8.0	VI
1. Escala de magnitud de momento.(Mw) 2. Intensidad e Mercalli modificado, reportado en Lima		

Fuente: Olarte et al., 2015

1.1.2.3 Marco Sismotectónico de Lima Metropolitana y Callao

La sismicidad en Lima metropolitana y Callao debida a su ubicación geográfica propicia que la actividad sísmica que ocurre con más frecuencia en la ciudad sea producto de la ficción entre las placas de Nazca y Sudamericana.

Las Figuras 4 y 5 muestran un perfil transversal perpendicular a la costa de Lima; en este perfil claramente se observa la zona de contacto de estas placas tectónicas, así como una importante actividad sísmica superficial en la zona de subducción. Se aprecia que en la zona de estudio existe una alta concentración de movimientos sísmicos superficiales. (CISMID, 2010).

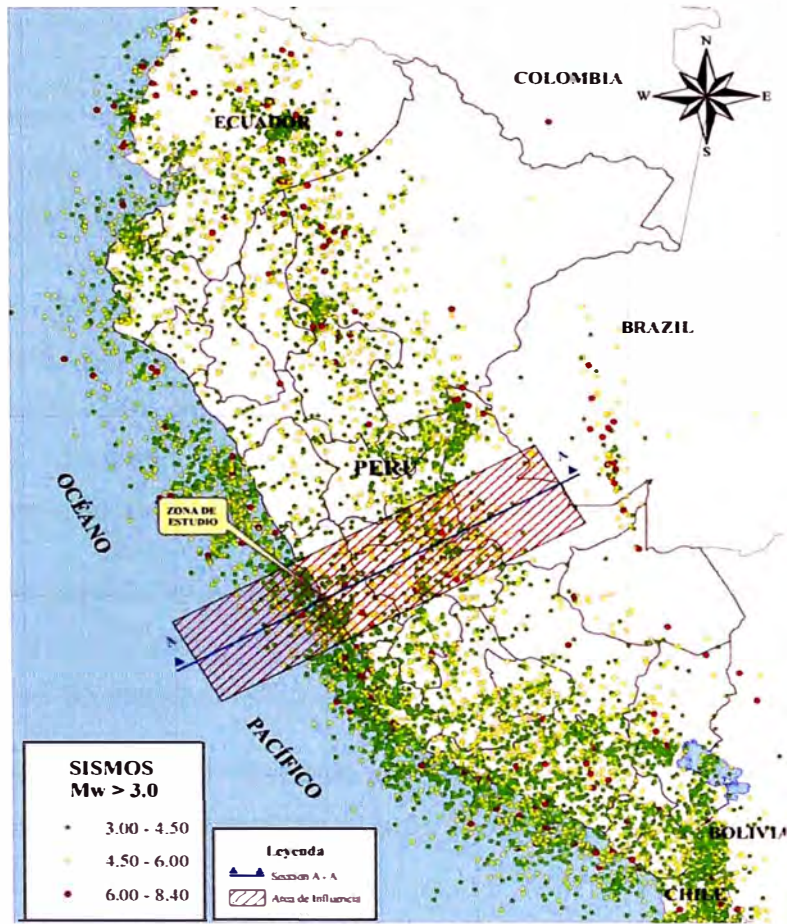


Figura 4.-Sismos en la zona de estudio.

Fuente: CISMID, 2010

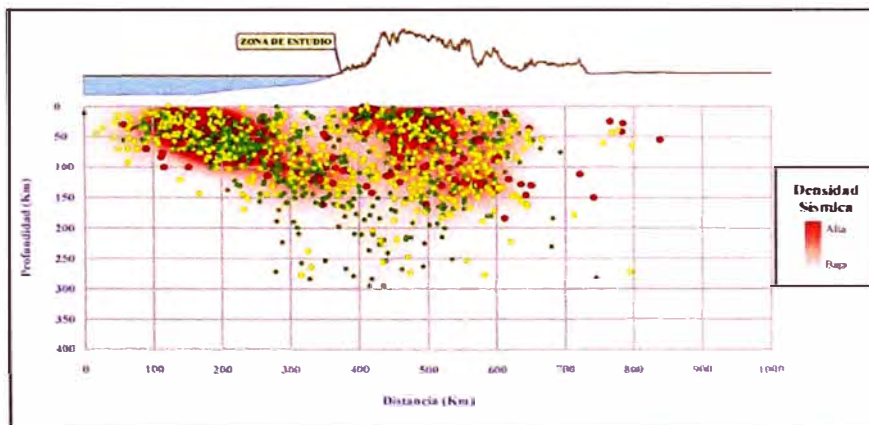


Figura 5.-Densidad sísmica Sección A-A.

Fuente: CISMID, 2010

1.1.2.4 Contexto Geológico y Geomorfológico de Lima metropolitana

Lima metropolitana se ubica sobre el abanico de deyección cuaternario de los ríos Rímac y Chillón, enmarcado en rocas sedimentarias del jurásico superior al cretáceo inferior y rocas intrusivas del Batolítico Andino.

Tectónicamente se trata de una suave estructura anticlinal, fallada por estructuras orientadas al N-S que condiciona espesores de 400 - 600 m de depósitos aluviales. Los sedimentos del río chillón son más finos y las gravas son de origen volcánico, en cambio los del río Rímac proviene de rocas intrusivas. El material aluvial se hace más arcilloso en profundidades

En Chorrillos se aprecia que en el acantilado los detritos arenosos predominan, mientras que en el Callao hay predominancia de limos arenosos. También existen depósitos de playa en Villa, Conchán, Chorrillos y la Punta.

Existen depósitos eólicos en Tablada de Lurín, margen derecha del río Chillón, Surco y La Molina. En la figura 6 se puede apreciar la morfología de la ciudad de Lima. (CISMID, 2004)

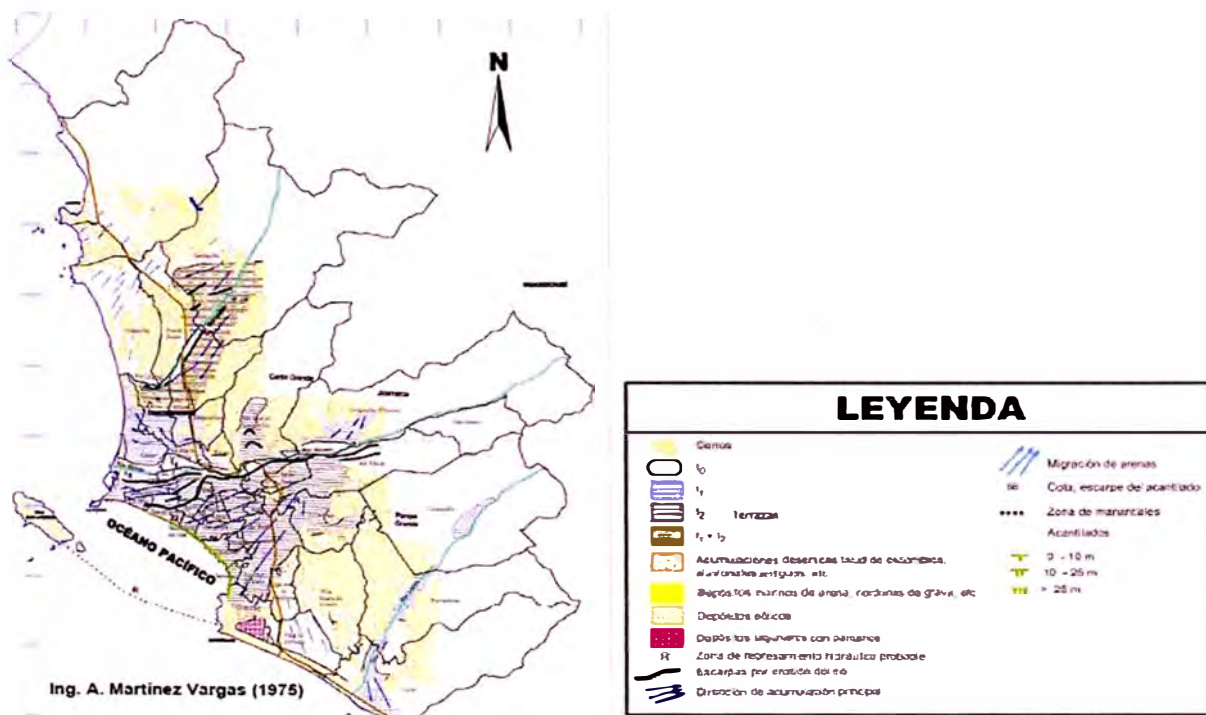


Figura 6.-Geomorfología de la ciudad de Lima.

Fuente: CISMID, 2004

En la Figura 7 se muestra un extracto del mapa de Microzonificación Sísmica de Lima, que ilustra las zonas cercanas al puente Atocongo para efectos de este estudio.

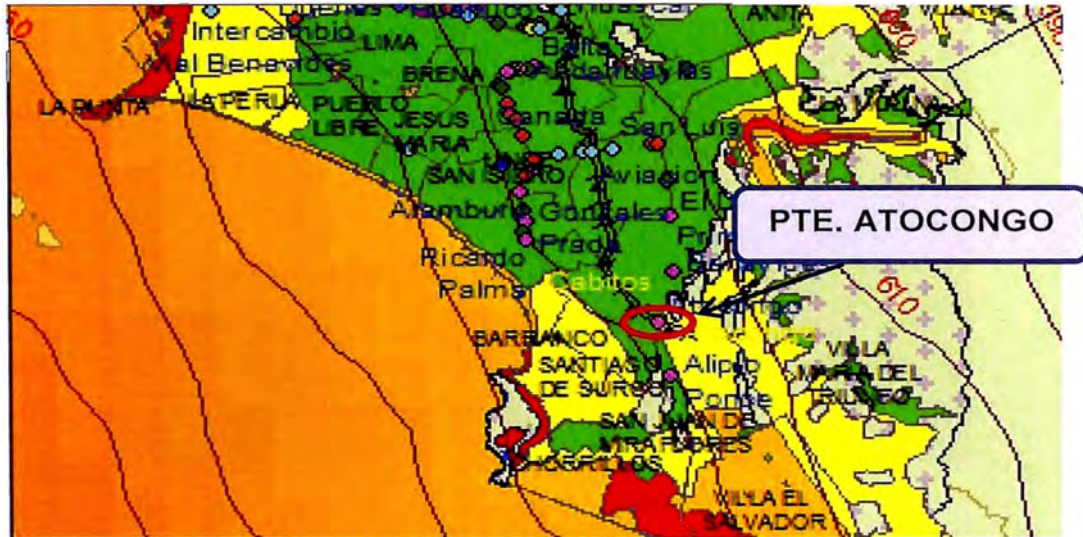


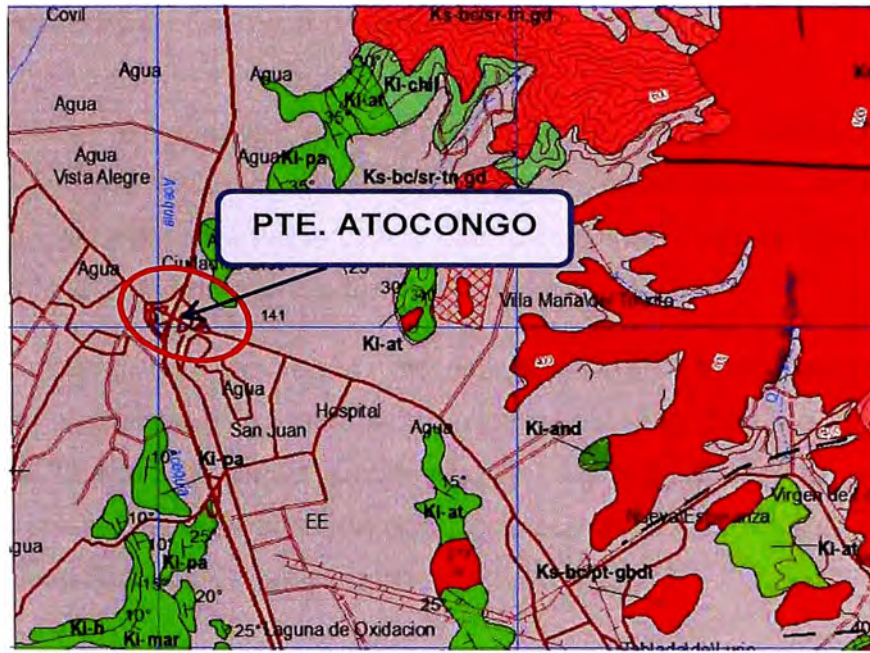
Figura 7.-Extracto del mapa de Microzonificación sísmica de Lima, con la georeferenciación de puentes evaluados por la II-FIC.

Fuente: Olarte et al. (2015)

De la figura anterior se puede observar que la zona donde el puente Atocongo apoya sus estribos y pilares, posee un color verde; esto indica que es un suelo bueno clasificado por el CISMID como suelo de tipo S1, conformada principalmente por grava aluvial, afloramientos rocosos, estratos potentes de grava que conforman los conos de deyección de los ríos Rímac y Chillón y los estratos de grava coluvial-aluvial de los pies de las laderas. Comportamiento rígido, con periodos de vibración naturales menores a 0.3 segundos.

En la figura 8 se presenta un extracto del mapa geológico, la zona de emplazamiento del puente posee el color gris; esto indica que es un conglomerado, grava y arenas que pertenecen al cono de deyección del río Rímac (INGEMMET, 2018).

De lo anterior se puede afirmar que el puente Atocongo está cimentado sobre un buen suelo, con características geológicas y geotécnicas favorables.



ERATEMA	SISTEMA	SERIE	EDAD (MA)	UNIDADES LITOSTRATIGRÁFICAS		
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	0-0.01	Depósito aluvial	Qh-al	Acumulaciones de fragmentos rocosos (arenas, cantos, bolos, etc.) depositados en forma de terrazas.
		PLEISTOCENO	Depósito aluvial	Qp-al	Acumulaciones de fragmentos rocosos (arenas, cantos, bolos, etc.) depositados en forma de terrazas antiguas.	
			Depósito eólico	Q-eo	Arenas cuarzosas formando dunas y pampas amplias.	
			Depósito marino	Q-ma	Arenas y cantos bien redondeados.	
	PALEOCENO NEÓGENO	PLIOCENO	2-4.8	Formación Huarochiri	Nm-h	Tobas riolíticas e nodacitas, ignimbrita riolítica color rosado.
		MIOCENO	5-3.3			
	PALEOCENO	OLIGOCENO	23-0.3	Grupo Rímac	P-r	Intercalaciones de flujos andesíticos porfíricos grises con toba de cristales rosáceos a pardusca.
		EOCENO	66-0		Discontinuidad	Discontinuidad
		PALEOCENO	66-0			
	MESOZOICO	CRETÁCICO	SUPERIOR	100-0	Formación Quilmaná	Ks-qui
Formación Chilca			Ki-chil		Tobas liticas y vitricas con intercalaciones de brechas volcánicas, calizas bioclásticas y areniscas volcánicas.	
Formación Atocongo			Ki-at		Calizas gris clara a beige, presenta silicificación por metamorfismo termal.	
Formación Pamplona			Ki-pa		Lutitas intercaladas con areniscas tobáceas, margas, calizas y esporádicos niveles de volcánicos.	
Formación Lurin			Ki-lu		Calizas micríticas grises con estratos de limolitas.	
Formación Pucusana			Ki-pu		Brechas volcánicas, aglomerados, tobas liticas y lavas.	
Formación Marcevilce			Ki-mar		Areniscas cuarzosas de grano fino a grueso de color gris blanquecino con estratificación paralela.	
Formación Herredura			Ki-h		Lutitas grises a gris oscuras intercaladas con areniscas de grano fino y raras calizas.	
Formación Salto del Fraile			Ki-sf		Areniscas cuarzosas de grano medio a fino, estratos delgados a medianos, con laminación oblicua plana.	
JURASICO			SUPERIOR		145-103.5	Grupo Piedra

Figura 8.-Geología de la ciudad de Lima.

Fuente: INGEMMET, 2017

1.1.3 Vulnerabilidad Sísmica de Puentes

La vulnerabilidad de puentes es la predisposición de ser afectados o de ser susceptibles a sufrir daño cuando se presenta un fenómeno amenazante; es decir el grado de pérdidas esperadas. Como resultado de la ocurrencia de un desastre, como por ejemplo un evento sísmico.

Se pueden dividir en dos tipos de vulnerabilidad: Vulnerabilidad física y vulnerabilidad social. La vulnerabilidad física es más factible de cuantificar, mientras que la vulnerabilidad social puede valorarse cualitativamente y es relativa ya que está relacionada con aspectos económicos, educativos, culturales y el nivel de preparación de las personas (Rivera, 2007).

Para el caso de esta tesis solo se tomará en cuenta a la vulnerabilidad física, a la cual a partir de ahora se le denominará vulnerabilidad sísmica de puentes.

Un puente puede evaluarse como vulnerable por causa de distintos factores:

- Ubicación desfavorable en relación con el peligro sísmico
- Diseño estructural inadecuado por haber sido diseñado sin especificaciones sísmicas o con códigos de diseño sísmico antiguos, que no cumplen con las recomendaciones actuales.
- Daño estructural
- Materiales en mal estado

La vulnerabilidad de puentes es un tema que cada vez toma mayor relevancia, lo que ha llevado a países desarrollados a tomar las medidas necesarias para mitigar este problema; sin embargo aún falta mucho por investigar, sobre todo en países menos desarrollados y con un alto nivel de sismicidad. Es el caso del Perú, donde no se ha dado prioridad a la investigación sobre el comportamiento sísmico en puentes, como la que se ha dado en las edificaciones, prueba de ello es que no se tiene una práctica común establecida en el diseño sísmico de puentes, lo que se atribuye a una carencia de normatividad nacional que permita justificar los criterios de diseños empleados.

1.1.3.1 Vulnerabilidad Sísmica del Puente Atocongo

La incertidumbre de la vulnerabilidad del puente Atocongo se debe principalmente a su antigüedad, ya que al ser construido en el año 1966, se usaron normas de diseño sísmico muy antiguas; sumado a ello el puente se encuentra en una zona de alta sismicidad, con una condición de deterioro avanzado. Debido a todo lo expuesto anteriormente existe gran incertidumbre en saber si el puente Atocongo será capaz de mantener el servicio de comunicación en caso de un evento sísmico como el ocurrido en Lima el 28 de octubre de 1746.

Es importante mencionar que el puente Atocongo juega un papel importante en el transporte y comunicación de la ciudad de Lima, ya que se encuentra en el eje cortina de la Panamericana Sur (JICA, 2013).

1.2 PROBLEMÁTICA

La falta de investigación sobre el comportamiento sísmico del puente Atocongo, el cual está sujeto a algunos parámetros como la alta sismicidad de la ciudad de Lima, la construcción del puente Atocongo con reglamentos antiguos (1966) y la falta de categorización de las infraestructuras según su importancia.

La vulnerabilidad sísmica debe ser evaluada para luego gestionar políticas de rehabilitaciones y/o reforzamientos que minimicen las pérdidas humanas, sociales y económicas.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo principal

Determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo, con el propósito de establecer los posibles daños frente a sismos de distintas intensidades.

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar la inspección técnico visual del puente Atocongo, con la finalidad de determinar el estado actual del puente.
- Realizar el levantamiento estructural del puente Atocongo, para obtener su geometría y dimensiones.
- Evaluar el puente Atocongo con un método simplificado.
- Generar un modelo matemático del puente Atocongo y realizar su calibración en base a resultados de ensayos y auscultación.
- Aplicar una evaluación más detallada al puente Atocongo; considerando el comportamiento inelástico.

1.4 HIPÓTESIS

1.4.1 Hipótesis general

Debido a la antigüedad del puente Atocongo se espera un alto grado de vulnerabilidad sísmica en el Puente, siendo necesario su reforzamiento estructural.

CAPÍTULO II. FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1 VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

Los terremotos ocurridos en diversos lugares del mundo han dejado en evidencia que los puentes son estructuras sísmicamente vulnerables. Debido a esta vulnerabilidad y su importancia como medio de comunicación entre diferentes puntos de las ciudades, es necesario que permanezcan operativas frente a un desastre.

En diferentes países se han desarrollado estudios que evalúan el grado de vulnerabilidad de los puentes frente a un sismo, con la finalidad de reforzar los puentes existentes en base a estudios que evidencien las deficiencias que puedan presentar.

A continuación se presenta un resumen de las principales investigaciones de vulnerabilidad sísmica de puentes en países americanos, europeos y asiáticos, elaborado en una tesis de la Universidad Austral de Chile.

Jara et al. (2009) elaboraron un procedimiento para determinar el nivel de daño en los pilares de hormigón armado, utilizando la rotación de las rotulas plásticas que se forman en la base de los pilares como un indicador del daño (ver figura 9). Aplicaron este procedimiento a tres puentes en el área de mayor sismicidad de México, obteniendo como resultados niveles de comportamiento de seguridad no deseados.

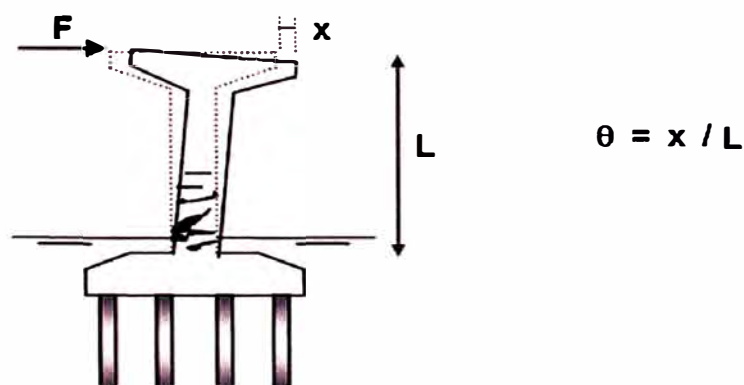


Figura 9.-Rotación empleada como índice de daños en pilas.

Fuente: Jara et al., 2009

Rivera Vargas (2008) elaboró una metodología para evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de hormigón armado, a través de la construcción de funciones de vulnerabilidad para diferentes tipologías de puentes urbanos de geometría simple (puentes rectos y ligeramente esviados), con una variación leve en la masa y rigidez, y considerando tramos similares.

Según Rivera Vargas la función de vulnerabilidad es un índice de daño físico en función a la aceleración de demanda del puente. El índice de daño físico (IDF) está en un rango de valores asociados a un nivel de daño y un grado de vulnerabilidad (ver tabla 2).

Tabla 2.-Interpretación del índice de daño físico I_{DF} .

I_{DF}	Nivel de daño	Vulnerabilidad
$0 < I_{DF} < 0,05$	Nulo	Muy bajo
$0,05 \leq I_{DF} \leq 0,15$	Casi nulo	Bajo
$0,15 < I_{DF} \leq 0,40$	Moderado	Medio
$0,40 < I_{DF} < 0,95$	Severo	Alto
$0,95 \leq I_{DF}$	Total	Muy alto

Fuente: Rivera Vargas, 2008

Jara et al. (2008) estudiaron la vulnerabilidad sísmica del primer puente aislado en México, Infiernillo II (ver figura 10). Determinaron la demanda del puente usando varios registros sísmicos de tipo subducción e interplaca, cerca de la costa del Pacífico de México, medidos por la red sismológica del país. También usaron un análisis de riesgo sísmico donde consideraron todas las fallas sísmicas del país.



Figura 10.-Puente Infiernillo II.

Fuente: Jara et al., 2008

El modelo analítico propuesto fue calibrado con los resultados obtenidos de las mediciones de vibración ambiental. Obtuvieron la capacidad del puente a través de un análisis estático no lineal (pushover), con el cual observaron la flexibilidad del puente en la dirección transversal, ya que los pilares tenían movimientos desfasados en la dirección transversal del puente, lo que no ocurrió en la dirección longitudinal. Sin embargo el tablero del puente no tenía movimientos desfasados debido al sistema de aislamiento sísmico. La conclusión del estudio reveló que se espera un ligero daño del puente para un período de retorno de 85 años, y el colapso de la estructura a un período de retorno de 3700 años.

Bhatti (2009) elaboró una tesis sobre la vulnerabilidad sísmica de un puente arco de mampostería que representa la estructura típica de puentes de Italia construidos entre 1830 y 1930, los cuales no fueron diseñados con una normativa sísmica. Esta tesis evaluó la vulnerabilidad del puente comparando las curvas de capacidad con las curvas de demanda, en función a los datos del sismo de mayor magnitud. La capacidad del puente fue obtenida por medio del análisis de elementos finitos. En la figura 11 se presenta el diagrama de momentos del tramo central del puente analizado. Finalmente se concluyó que un puente histórico de Italia puede sufrir daños, de presentase el sismo de mayor magnitud.

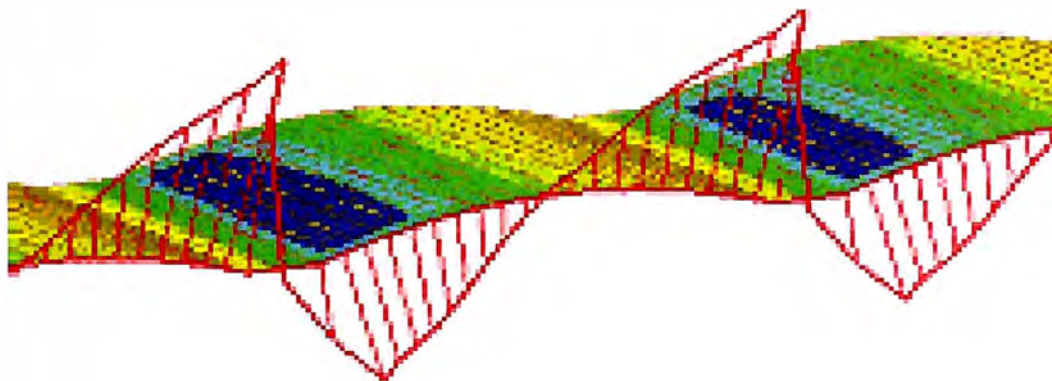


Figura 11.-Diagrama de momento flector del tramo central del puente.

Fuente: Bhatti, 2009

Kurian et al. (2006) realizaron la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente ferroviario de dos carriles, ubicado en una zona altamente sísmica, utilizando curvas de fragilidad y un análisis no lineal estático (pushover) y tiempo-historia, con la finalidad de determinar su capacidad estructural y demanda sísmica respectivamente. Utilizaron dos criterios de modelación estructural, la de masa concentrada y masa distribuida, con la finalidad de investigar la influencia del modelo estructural en las curvas de fragilidad. Finalmente se logró concluir que la probabilidad de exceder el nivel de daño es mayor en un modelo de masa concentrada que en una masa distribuida, para cualquier nivel de PGA.

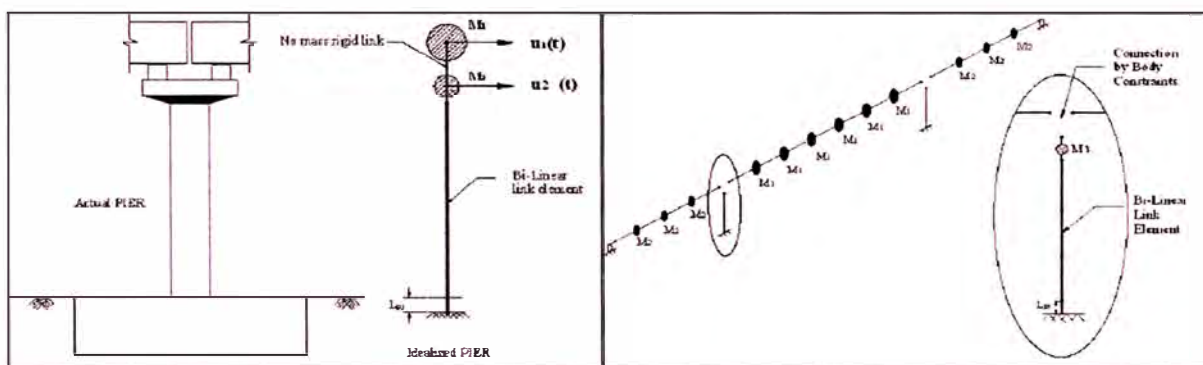


Figura 12.-A la izquierda: Modelo de masa concentrada .A la derecha: Modelo masa distribuida.

Fuente: Kurian et al., 2006.

2.2 DAÑOS EN PUENTES PRODUCIDOS POR SISMOS

En este subcapítulo se describe las causas principales que han dado origen a los daños sísmicos en este tipo de estructuras, con la finalidad de definir los parámetros que deben considerarse en una metodología de evaluación de la capacidad sísmica de puentes existentes.

Se detalla algunas deficiencias principales encontradas en el diseño y construcción de los puentes, las cuales han provocado daños en la estructura debido a los sismos a través de los años.

2.2.1 Criterio de Diseño

Las consideraciones que se usaban en los diseños antiguos ya no son adecuadas en la actualidad, debido a que se usaban criterios elásticos que se basan en considerar niveles de esfuerzos permisibles comparativamente bajos,

que corresponden a una fracción de las fuerzas reales que se originan en una estructura con comportamiento elástico. Las consecuencias de un diseño elástico son:

- Los desplazamientos sísmicos son subestimados debido a que se utiliza la rigidez de la sección gruesa y no la agrietada
- La relación de cargas gravitacionales y fuerza sísmica que se toma para el diseño es incorrecta. Los diagramas de momentos bajo la combinación de cargas gravitacionales y fuerzas sísmica son diferentes en cuanto a magnitud y forma.
- No se toma en cuenta las acciones inelásticas estructurales ni los conceptos de ductilidad y diseño por capacidad. Las articulaciones no se diseñan para soportar grandes deformaciones inelásticas sin degradación de resistencia, se observan errores en la distribución de los traslapes y la resistencia a cortante llega a ser menor que la resistencia a flexión posibilitando una falla súbita por cortante.

2.2.2 Colapso en la Superestructura

En general es poco probable que el daño a la superestructura sea la principal causa de colapso de un puente. Cuando se dañan los apoyos y la subestructura, se pueden generar daños a la superestructura, pero estos daños casi siempre son secundarios. Los problemas más importantes que se presentan en la superestructura son debido a la pérdida de longitud de apoyo sobre los pilares y/o estribos. En la figura 13 se ve un ejemplo del colapso en la superestructura de acero en el puente de San Francisco- Oakland durante el sismo de Loma Prieta.



Figura 13.-Falla ocasionada por desplazamientos longitudinales excesivos.

Fuente: Landa, 2006.

2.2.3 Golpeteo en la junta de expansión.

El golpeteo entre los extremos de los tableros de dos tramos adyacentes, genera daños en las calzadas de los puentes; en el caso de puentes esviados se produce una rotación relativa con respecto a los accesos. Esta condición genera el golpeteo en una esquina de los tableros y también la separación del tablero, lo cual puede llevar a una pérdida de longitud de asiento (ver figura 14). A pesar de los daños generados por el golpeteo de tableros adyacentes de la superestructura, generalmente no son de importancia y sirven como una fuente de disipación de energía.

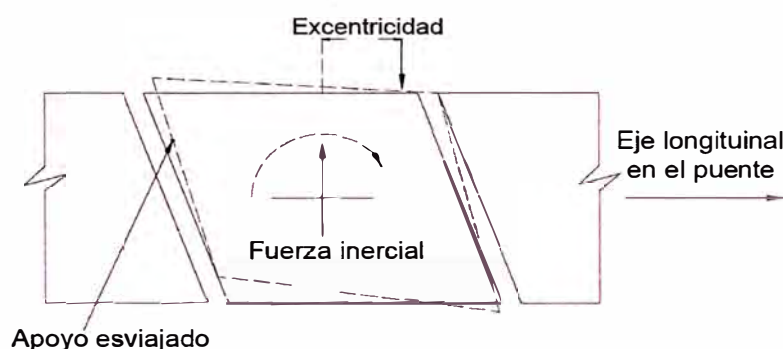


Figura 14.-Falta de asiento en puentes con esviaje.

Fuente: Landa, 2006

2.2.4 Efecto de la Configuración Estructural

La configuración estructural es un indicador de la vulnerabilidad del puente, lo cual señala que algunos puentes tienen mayor probabilidad de presentar daños:

- ✓ En los puentes donde exista una excesiva demanda de deformación en elementos frágiles.
- ✓ Los que presentan una configuración compleja.
- ✓ Falta de capacidad para soportar fallas locales sin llegar al colapso

La diferencia de altura de los pilares es una de las irregularidades más comunes en los puentes generando que la demanda de deformación en los pilares más cortos sea mayor, lo que podría generar su falla posiblemente frágil. Esta irregularidad es más frecuente observarla en puentes largos con varios tramos. Los puentes largos presentan un problema en la variación del movimiento de los suelos, ya que cada pilar está sometido a movimientos de suelos diferentes en tiempos simultáneos; pueden generar movimientos opuestos entre pilares.

2.2.5 Fallas en Columnas

La mayoría de las fallas en las columnas son consecuencia de un diseño elástico inapropiado para disipar energía. Debido a que la subestructura es considerada la parte más vulnerable de un puente, se espera que las columnas disipen la mayor parte de la energía sísmica de entrada; sin embargo las columnas de los puentes diseñados antes del año 1980 no han sido proyectadas específicamente para que desarrollen niveles de desplazamientos inelásticos en las zonas de potencial formación de articulaciones plásticas. Al contrario en dichas zonas, ubicadas generalmente en las bases de las columnas o en la unión de las columnas con el cabezal o viga, se tenía una reducida capacidad de rotación, debido a defectos comúnmente encontrados en las columnas de puentes existentes; tales como la falta de longitud de anclaje de la varillas ubicadas en la base de las columnas, el traslape del acero de refuerzo en las articulaciones plásticas y la falta de estribos para un adecuado confinamiento.

Uno de los problemas más comunes es la reducida capacidad a flexión de las columnas. Esto se debe, en parte, al bajo nivel de fuerza lateral que se empleaba para su diseño. Otro de los defectos que se han observado en las columnas de los puentes existentes es el uso de traslapes de varillas en zonas de articulación plástica, a una distancia mínima de la conexión con la cimentación; además es importante mencionar que antes de los años 1970, la longitud de los traslapes era insuficiente para desarrollar la fluencia de las varillas, generando la reducción de la ductilidad que podrían desarrollar las columnas en sus bases (ver figura 15).



Figura 15.-Falla de la soldadura empleada para el empalme de varillas en la zona de articulación plástica (autopista de Hashin- Japon, sismo de Kobe 1995).

Fuente: Jara Diaz, 2006.

También se debe tener presente que otra causa importante para la falla de las columnas es la escasa cuantía de estribos para soportar las fuerzas cortantes (ver figura 16). En gran parte de esos casos, se tenía una columna con una baja relación de esbeltez, donde se veía que la resistencia a flexión era claramente superior a la resistencia a cortante (ver figura 17). En los diseños antes del año 1970 no se priorizaba que la falla por cortante debería presentarse después de una falla a flexión, generando columnas con resistencias a flexión 2 o 3 veces superiores a la resistencia por cortante.



Figura 16.-Falla por flexión arriba de la base de la columna debido a una terminación prematura del refuerzo y un inadecuado confinamiento (Viaducto de Hashin- Japón, sismo de Kobe 1995).

Fuente: Landa, 2006.



Figura 17.-Falla por cortante en columna de un puente, (Taiwán, 1999).

Fuente: Landa, 2006.

Todas las deficiencias mencionadas anteriormente fueron estudiadas por (Landa, 2006).

2.3 VULNERABILIDAD SISMICA DE PUENTES EN PERÚ

El país actualmente no cuenta con un registro de vulnerabilidad de puentes. Esto se debe a la falta de cultura de prevención e indiferencia de las autoridades locales, regionales y nacionales; sin embargo el año 2014 y 2015 la Universidad Nacional de Ingeniería (UNI), a través del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil (II-FIC), realizó el primer proyecto de investigación relacionado a la vulnerabilidad de puentes en Lima Metropolitana y Callao, el cual tiene por nombre “Sistema de Gestión de Infraestructura para la Reducción del Riesgo Sísmico en Puentes y Viaductos Elevados de la Ciudad de Lima”.

2.3.1 Puentes y Viaductos de Lima y Callao

En el caso de la ciudad de Lima y Callao, los puentes y viaductos tienen una gran importancia; ya que según el INEI la ciudad de Lima tiene la tercera parte de la población del Perú y necesita ser abastecida por las demás regiones con productos, alimentos, gas, petróleo, etc. La inoperatividad o colapso de algunos puentes puede dejar desabastecido a la ciudad de Lima, generando cuantiosas pérdidas económicas, incremento de precios de los productos y malestar social. A esto se le suma el tema crítico de la sobrepoblación en Lima metropolitana.

2.3.1.1 Categorización de puentes según AASTHO- LRFD

Para la categorización de los puentes se utilizarán la siguiente Norma y Manual:

- ✓ Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2016)
- ✓ AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications (7th edition 2014)

Para efectos de establecer los procedimientos mínimos de análisis, así como determinar los factores de modificación de respuesta (R) en distintos casos, los puentes según AASHTO–LRFD se clasificarán en tres categorías de importancia

- ✓ Puentes Críticos
- ✓ Puentes Esenciales
- ✓ Otros Puentes

Según las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2014, los puentes esenciales son aquellos que como mínimo deberán quedar en condiciones operativas después de la ocurrencia de un sismo con las características de diseño, a fin de permitir el paso de vehículos de emergencia y de seguridad o defensa. Sin embargo algunos puentes deberán permanecer operativos luego de la ocurrencia de un gran sismo, que supere el sismo de diseño, y permitir en forma inmediata el paso de vehículos de emergencia, y de seguridad o defensa. Estos deberán ser considerados como puentes críticos.

2.3.1.2 Propuesta de categorización para puentes en Lima y Callao

Debido a que el Manual de Diseño de Puentes (MTC, 2016) no cuantifica los periodos de retorno asociados a los tipos de puentes de las tres categorías mencionadas anteriormente, ni tampoco especifica que puentes y viaductos se pueden catalogar como puentes críticos, esenciales u otros puentes; se vio por conveniente utilizar la propuesta de Olarte et al. (2015) el cual consiste en la categorización de puentes en Lima metropolitana y Callao, la cual se detalla en su proyecto de investigación denominado "Sistema de Gestión de Infraestructura para la Reducción del Riesgo Sísmico en Puentes y Viaductos Elevados de la Ciudad de Lima". Dicha investigación está basada en el estudio de volumen de tránsito vehicular realizado por la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA).

JICA (2013), estableció 2 líneas cortina en la ciudad de Lima, la primera que contiene 15 puentes que cruzan el Río Rímac y la segunda 8 puntos que cruzan la Panamericana Sur. En la figura 18 se aprecia la distribución de los puentes a lo largo de las 2 líneas cortina de la ciudad de Lima

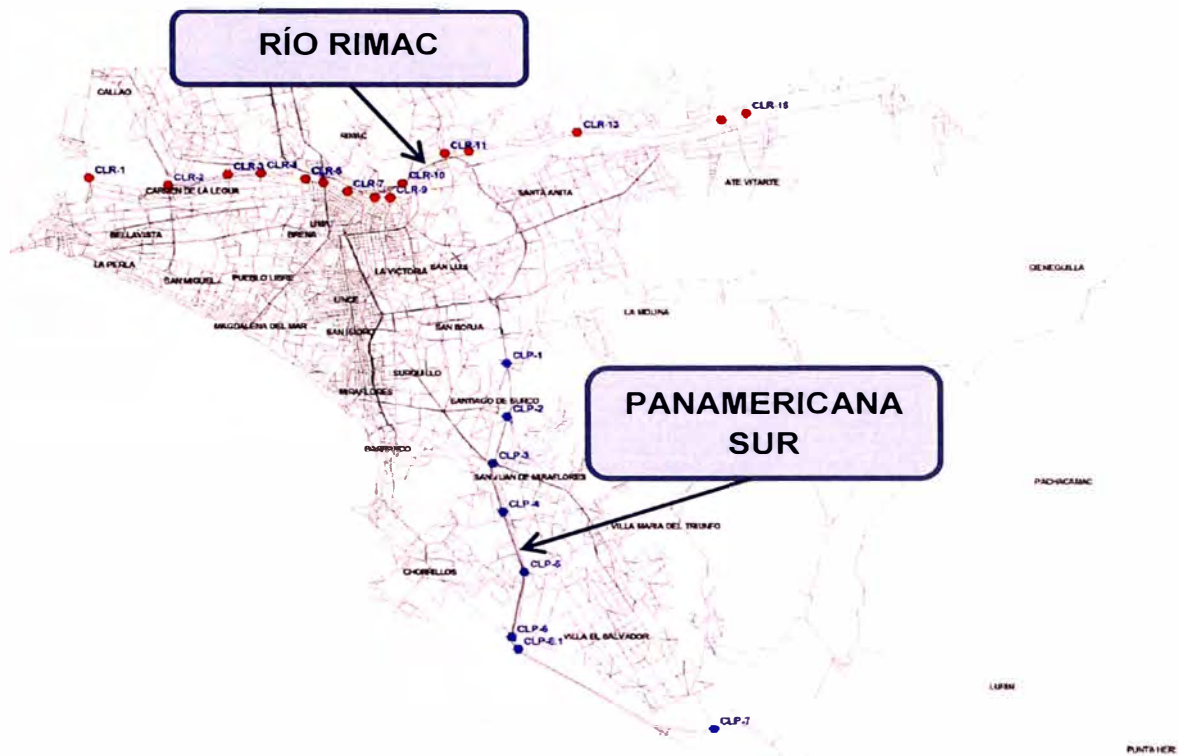


Figura 18.-Ubicación de los puntos de línea cortina.

Fuente: JICA (2013)

En la figura 19 se muestra el número total de viajes vehiculares que pasan por el río Rímac y Panamericana Sur siendo 785,614 y 280,973 vehículos/día, respectivamente, en ambas direcciones. Los cuales se han incrementado en un 24.4% y un 68% respectivamente, desde el año 2004 hasta el 2012.

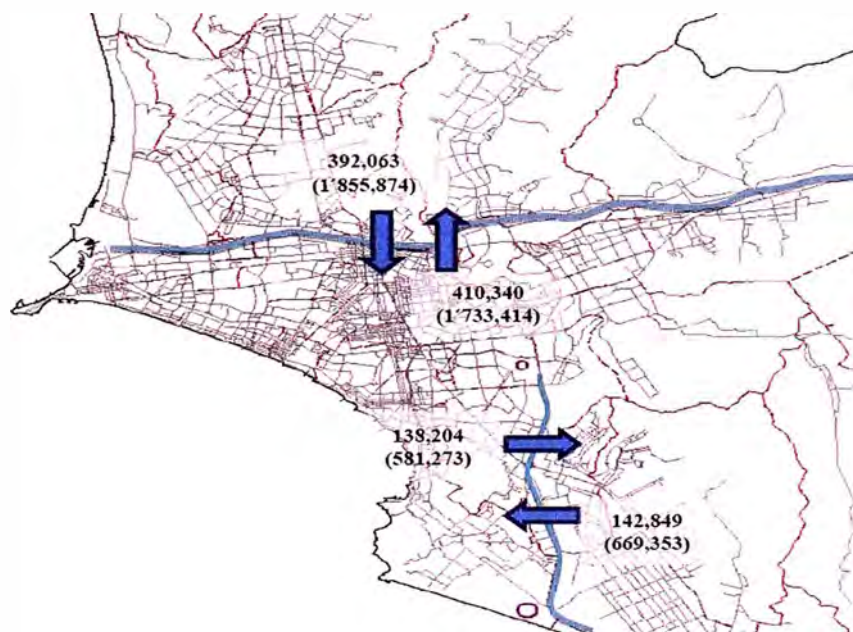


Figura 19.-Volumen de tránsito en la línea cortina del río Rímac y Panamericana Sur (Veh/día).

Fuente: JICA (2013).

La figura 20 muestra los volúmenes de tránsito en la línea cortina sobre el Río Rímac. El volumen del tránsito en el Puente Del Ejército es el mayor, con 105,494 veh/día, seguido por el Puente Faucett con 92,696 veh/día y el Puente Huáscar, en la Vía de Evitamiento, con 91,222 veh/día. Los volúmenes respecto al 2004, en general se han incrementado.

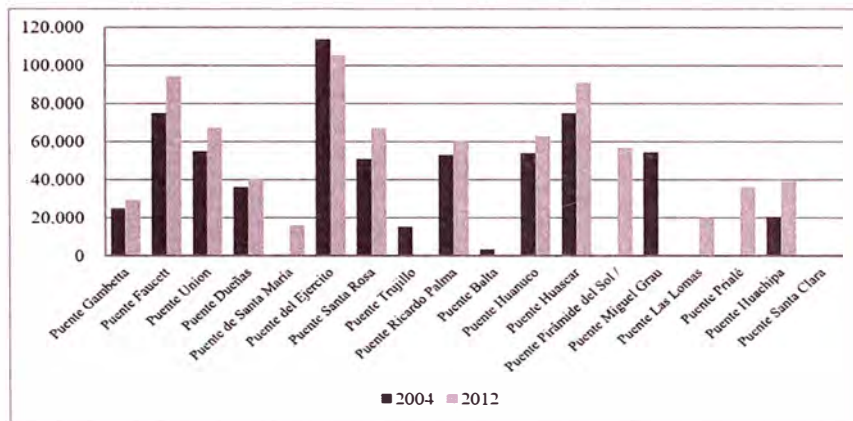


Figura 20.-Cambio de volumen de tráfico que cruza la Línea Cortina del Río Rímac.
Fuente: JICA (2013).

La figura 21 muestra el volumen en la Línea Cortina a lo largo de la Av. Panamericana Sur. Se observa el mayor volumen en el Puente Primavera (Av. Angamos con 69,924 veh/día), seguido del Puente Mateo Pumacahua con 44,782, luego el Puente Atocongo con 43,144 veh/día. En el año 2004 la prioridad la tenía el Puente Atocongo. (JICA, 2013).

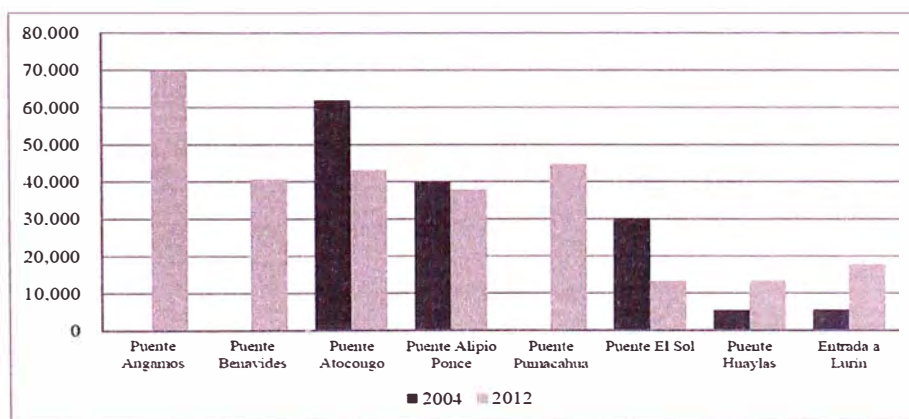


Figura 21.-Cambio de volumen de tráfico que cruza la Línea Cortina de la Panamericana Sur.
Fuente: JICA (2013).

Olarte et al. (2015) propone en la tabla 3 la categorización de puentes críticos, esenciales u otros puentes, asociados al tipo de sismo y al periodo de retorno. Asimismo propone en la tabla 4 la categorización de puentes críticos en la ciudad de Lima.

Tabla 3.-Propuesta de categorización de puentes críticos, esenciales u otros puentes.

VIDA UTIL (años)	50	75	75
TASA DE EXCEDENCIA (%)	10	7	5
PERIODO DE RETORNO	TR=500 años	TR=1000 años	TR=1500 años
TIPO DE SISMO	RARO	MUY RARO	CATASTRÓFICO
IMPORTANCIA	OTROS	ESENCIAL	CRÍTICO

Fuente: Olarte et al., 2015

Tabla 4.-Propuesta de categorización de puentes críticos en Lima metropolitana y Callao

CODE	Name (Rímac River Screen)	CODE	Name (Panamericana Sur Screen)
CLR1	Puente Gambeta	CLP1	Angamos
CLR2	Puente Faucet	CLP2	Benavides
CLR3	Puente Universitaria	CLP3	Tomas Marsano (Tren Eléctrico)
CLR4	Puente Dueñas	CLP4	Alipio (Panamericana y Salida)
CLR5	Puente Santa María	CLP5	Mateo Pumacahua
CLR6	Puente Ejercito	CLP6	Huaylas (Rampa)
CLR8	Puente Ricardo Palma	CLP6-1	El Sol
CLR7	Puente Santa Rosa	CLP7	Dv. Lurín (Carretera)
CLR9	Puente Huánuco		
CLR10	Puente Huáscar		
CLR11-1	Puente Nuevo (Av. Chinchaysuyo)		
CLR11-2	Puente Nuevo (Av. Pirámide del Sol)		
CLR12	Puente Las Lomas		
CLR13	Puente Prialé		
CLR14	Puente Huachipa		
CLR15	Puente Bayles Santa Clara		

Fuente: JICA (2013).

CAPÍTULO III. METODOLOGÍAS PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA

3.1 INTRODUCCIÓN

Existen diversas metodologías para la evaluación de la vulnerabilidad de los puentes, así como también diferentes parámetros y procedimientos considerados para la evaluación, cuyos resultados pretenden realizar una descripción global del daño que experimentarían los puentes, cuando se encuentren sometidos a la acción de un agente externo.

Los métodos de evaluación de la vulnerabilidad se pueden clasificar en tres tipos.

-Métodos empíricos

Son métodos basados en la observación de daños después de sismo o en ensayos de laboratorio y son básicamente dos: Matriz de probabilidades de daño y funciones de vulnerabilidad

-Métodos analíticos /mecánicos

Estos métodos tienden a utilizar la matemática, por medio de la cual permiten una calibración sencilla de varias características del material de construcción y el peligro.

Métodos Híbridos

Son un combinación de los dos métodos anteriores. Esto es debido a que en la práctica resulta difícil clasificar un método como puramente empírico o analítico.

Calvi et al. (2006) proponen una posible clasificación, la cual se presenta en la siguiente figura.

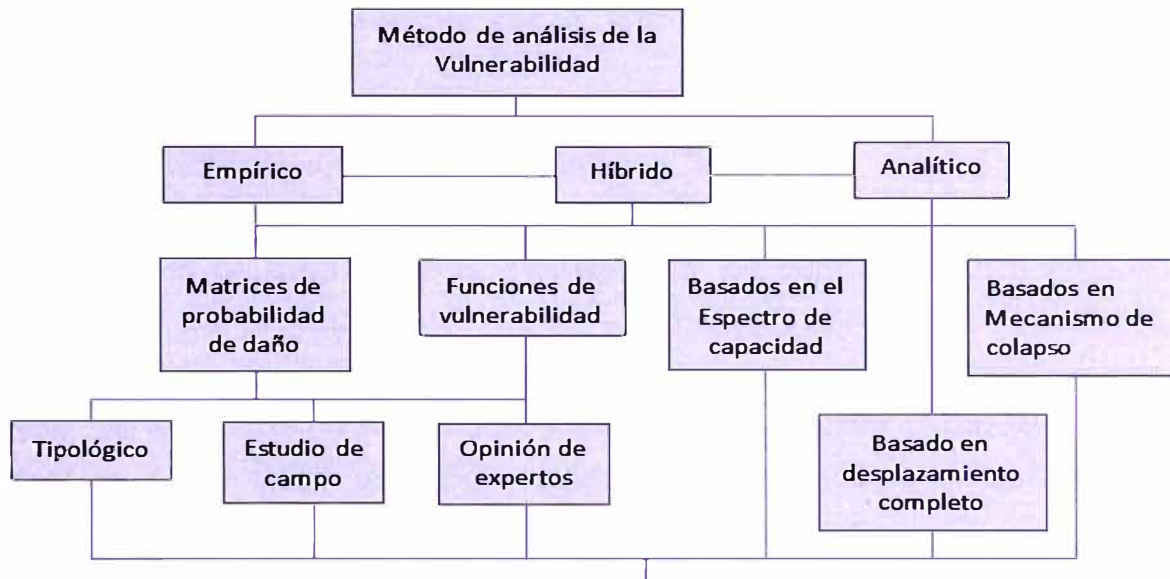


Figura 22.-Métodos de evaluación de vulnerabilidad.

Fuente: Calvi et al, 2006.

3.2 MÉTODOS DE ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

Son métodos basados en gran cantidad de datos de daños por sismos. A continuación se presentan dos metodologías adaptadas a puente.

3.2.1 Índice de vulnerabilidad según Rivera (2007)

Esta metodología está orientada a puentes urbanos de concreto reforzado, de geometría sencilla. Este método representa la vulnerabilidad sísmica mediante una función matemática o matriz de vulnerabilidad con valores entre cero y uno; cero significa que el daño sufrido ante una acción sísmica de cierta intensidad es nulo, mientras que uno implica que este daño es igual al valor del bien expuesto.

$$I_{DF}(y) = 1 - e^{-a \cdot u^m} \tag{3.1}$$

$$u = \frac{y_i(y)}{y_c} \tag{3.2}$$

Dónde:

a y m : Son parámetros que dependen de la estructura

y_i : Distorsión máxima asociada a la respuesta sísmica del sistema

y_c : Capacidad de deformación

y : Intensidad del movimiento sísmico considerado

3.2.2 Índice de vulnerabilidad según Jara y Gonzales (2000)

Este método propone una metodología para obtener el índice de vulnerabilidad sísmica de puentes, el cual toma en cuenta 9 factores de riesgo, combinados en una relación de multiplicación. Para definir los parámetros que se usarán en el procedimiento de evaluación se consideraron los daños ocurridos en sismos recientes y los procedimientos de obtención de vulnerabilidad sísmica que presentan algunos autores. Se eligieron los factores más relevantes con el objeto de simplificar la inspección y evitar en lo posible parámetros de tipo subjetivo o de difícil obtención durante una inspección al puente. Los parámetros seleccionados son:

1. Irregularidad en la rigidez lateral del puente.
2. Longitud de apoyo.
3. Año de proyecto.
4. Irregularidad en planta y esviajamiento.
5. Tipos de apoyo.
6. Estado de conservación.
7. Potencial de licuefacción.
8. Periodo de vibración.
9. Importancia del puente.

El procedimiento simplificado de la evaluación que se propone como parte de la metodología de evaluación de los puentes existentes es una adaptación del procedimiento propuesto por Jara y Gonzales (2000), según el cual el índice de vulnerabilidad se determina con la ecuación (3.3)

Es importante mencionar que en la determinación de los parámetros propuestos, se realizaron pequeñas modificaciones con la finalidad de adaptarlas a las condiciones del Perú.

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\bar{C}_i)^7} \right] \quad (3.3)$$

Donde \bar{C}_i es el promedio de las calificaciones de cada uno de los nueve parámetros definidos.

De acuerdo con lo anterior, un valor de I_v igual a cero significa que el puente es completamente vulnerable, mientras que un valor de I_v igual a 1.0, indica que es un puente nada vulnerable. Los diferentes niveles de vulnerabilidad quedan definidos por el valor del índice que resulte de la expresión anterior. A partir del nivel de vulnerabilidad se decidirá el tipo de acción que deberá seguirse en cada caso. Las acciones pueden variar desde una acción urgente para puentes altamente vulnerables, hasta recomendar que se sigan aplicando únicamente los programas de mantenimiento preventivos normales, en caso de un puente nada vulnerable.

El nivel de importancia de cada parámetro con respecto a la vulnerabilidad general del puente, se incluye dentro de las funciones que se asignan para cuantificar la contribución de cada uno de ellos en la capacidad global de la estructura. Las funciones de calificación C_i de los nueve parámetros que se eligieron para definir la vulnerabilidad sísmica de los puentes se presentan a continuación. Es importante mencionar que cada una de las calificaciones C_i asignadas está comprendida entre 0 y 1.

Si el potencial de licuefacción del suelo o su periodo de vibración no se pueden estimar en forma razonable, se recomienda eliminarlos de la fórmula anterior, y se restará al exponente del denominador el número de parámetros eliminados. Por ejemplo, si no se cuenta con la información de los dos parámetros mencionados, se usaran 7 parámetros C_i y el exponente de la expresión será 5. Si solo se elimina alguno de ellos, entonces se usarán 8 parámetros C_i y el exponente será 6. (Landa, 2006).

Landa (2006) propone la tabla 5 para decidir las acciones que deben tomarse como resultado del análisis de la vulnerabilidad.

Tabla 5.-Acciones recomendadas que deben adoptarse de acuerdo con el valor de I_v

Intervalos de valores de I_v	Acciones recomendadas	
$I_v < 0,4$	<u>Acción urgente.</u> El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata
$0.4 \leq I_v < 0,6$	<u>Corto plazo.</u> El puente es susceptible de presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo.	El puente pasa automáticamente a una segunda etapa de evaluación, más detallada.
$0.6 \leq I_v < 0,8$	<u>Mediano plazo.</u> El puente puede presentar deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación más detallada,	
$0,8 \leq I_v$	<u>Medidas preventivas rutinarias.</u> El puente no muestra deficiencias importantes pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventivo	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente

Fuente: Landa, 2006

Es recomendable elaborar fichas de inspección que permitan conseguir de manera organizada los datos necesarios para esta primera etapa de evaluación. Los formatos que actualmente utiliza el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC) para la evaluación de puentes no incluyen los aspectos necesarios para la revisión de su seguridad sísmica. (Landa, 2006)

3.3 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES C/D

Este método fue propuesto en el FEMA 273, y actualizado en el FEMA 356(FEMA, 2000). Este método modifica el desplazamiento elástico con coeficientes para calcular desplazamientos objetivos (target displacement) los cuales representan el desplazamiento en el punto de desempeño de la estructura. El desplazamiento se obtiene de:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.4)$$

C_0 : Es un coeficiente que considera la diferencia ente el desplazamiento en el “techo” de un sistema de varios grados de libertad y un sistema equivalente de un solo grado de libertad .Para puentes por tener un único “piso” $C_0 = 1.0$

C_1 : Es un coeficiente que considera la diferencia observada entre el desplazamiento máximo de la respuesta no lineal comparada con la respuesta lineal

$$C_1 = 1.0 \text{ Para } T_e \leq T_s$$

$$C_1 = [(1.0 + (R - 1)T_s/T_e)]/R \text{ Para } T_e \geq T_s$$

Dónde:

$$R = \frac{S_a}{V_y/W} C_m$$

S_a : Aceleración espectral para el periodo fundamental.

T_e : Periodo fundamental efectivo en la dirección de estudio.

T_s : Periodo característico del espectro de respuesta, defino como el periodo del paso de aceleración constante a velocidad constante

C_2 : Es un coeficiente que representa el efecto de la forma de los ciclos histeréticos. En general en puentes se puede tomar como $C_2 = 1.0$

C_3 : Es un coeficiente que puede tomar los siguientes valores:

$C_3 = 1.0$ Si la pendiente post-fluencia es positiva, de lo contrario

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e}$$

Donde α es la relación entra la pendiente post-fluencia y la pendiente elástica.

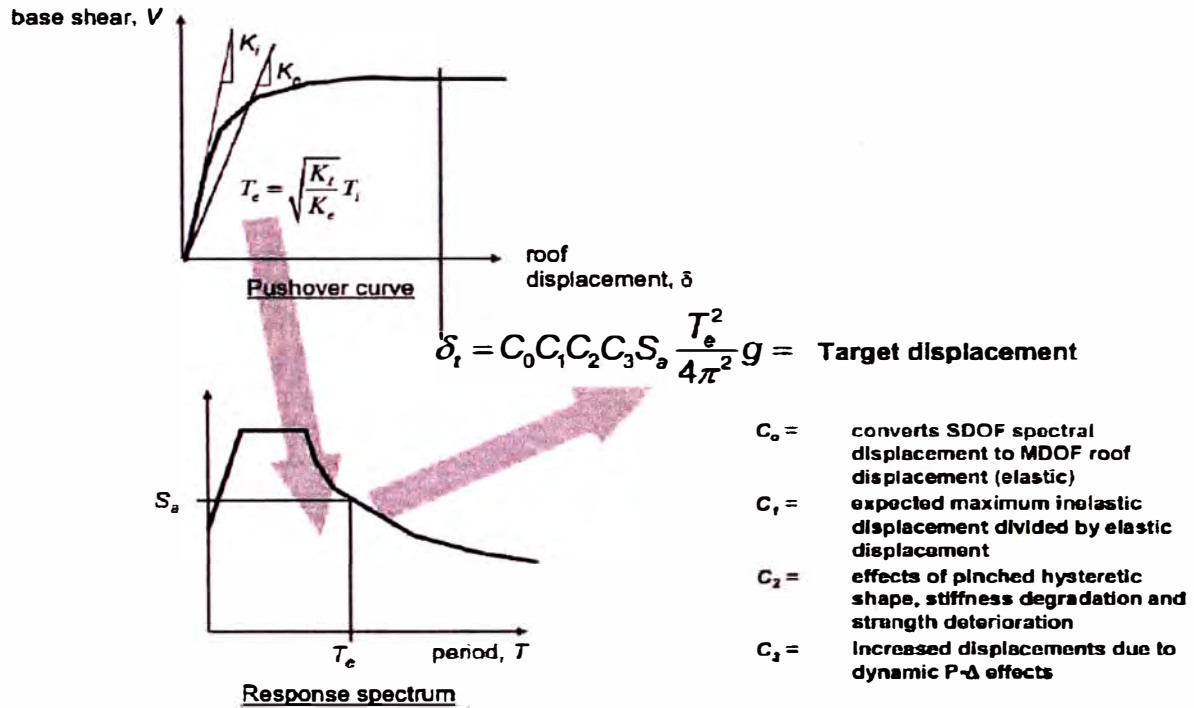


Figura 23.-Esquema que ilustra el método de coeficientes para estimar el desplazamiento objetivo

Fuente: FEMA 440, 2005.

3.4 MÉTODO DEL ESPECTRO CAPACIDAD

Fue elaborado por el ATC-40 (ATC, 1996), validado y confirmado en el FEMA 273 (FEMA, 1997) y el FEMA 356 (FEMA, 2000) en el apartado c3.3.3.2. El método espectro capacidad permite representar y comparar gráficamente el espectro de capacidad global de la estructura con el espectro de respuesta representativo de la demanda sísmica, facilitando una rápida interpretación de la respuesta ante un movimiento del terreno.

Este método requiere la determinación de tres elementos principales: el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño. Los espectros de capacidad y demanda deben estar en un formato espectral: respuesta espectral de aceleración–desplazamiento (ADRS), para realizar la superposición de las dos curvas, por lo cual es necesario realizar una transformación de coordenadas. A continuación se detallarán cada uno de los elementos principales que definen al método espectro de capacidad para una mejor comprensión. En la figura 24 se muestra los dos espectros superpuestos (capacidad y demanda).

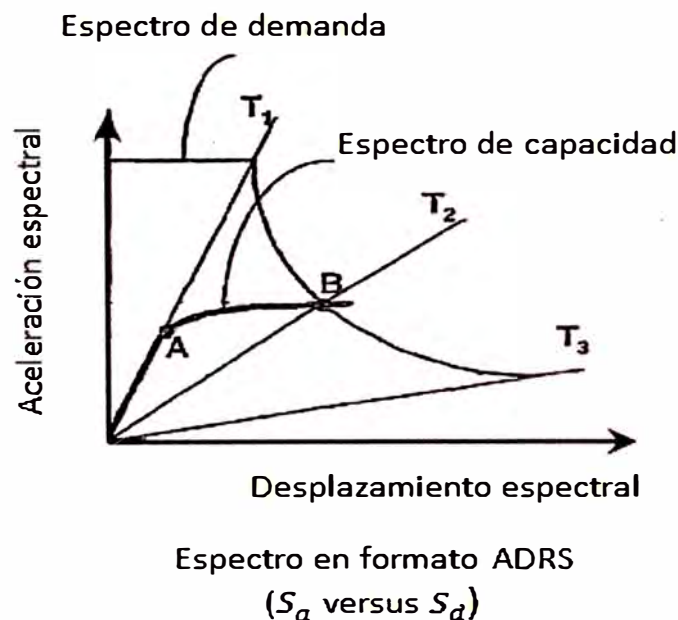


Figura 24.-Espectro de capacidad y de demanda superpuestos, formato ADRS

Fuente: ATC-40, 1996

Para respuestas inelásticas de la estructura, el espectro de demanda debe ser reducido teniendo en cuenta la energía disipada mediante ciclos histeréticos de los elementos, generando un amortiguamiento denominado amortiguamiento histerético. El ATC-40 reduce el espectro elástico suponiendo un amortiguamiento viscoso equivalente para un sistema de un grado de libertad, que genere el mismo amortiguamiento que el generado por el mecanismo histerético durante la respuesta sísmica de la estructura (Arroyave Franco H., 2013) .Por tanto el amortiguamiento viscoso equivalente es:

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \quad (3.5)$$

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (3.6)$$

Donde k es un factor de modificación de amortiguamiento. Este factor depende del comportamiento y calidad del sistema de resistencia sísmica y de la duración del sismo (ATC, 1996).

Tabla 6.-Valores del factor de modificación de amortiguamiento

Valores del factor de modificación del Amortiguamiento (Tabla 8-1, ATC 40)			
Tipo de Estructura	Estado de la Estructura	β_0 (porcentaje)	κ
Tipo A	Ciclos de histeresis estables y completos	≤ 16.25	1.00
		>16.25	$1.13 - 0.51(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}) / (a_{pi} * d_{pi})$
Tipo B	Moderada reducción de área durante los ciclos de histeresis	≤ 25	0.67
		> 25	$0.845 - 0.446(a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}) / (a_{pi} * d_{pi})$
Tipo C	Comportamiento Pobre de Histeresis con reducción del área del ciclo	Cualquier valor	0.33

Fuente: ATC-40, 1996.

El amortiguamiento debido al proceso histerético de los elementos de la estructura, genera una reducción en el espectro de demanda cuantificada por factores de reducción:

$$SR_A = \frac{1}{B_s} = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{1}{B_L} = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65}$$

Donde:

SR_A : Factor de reducción espectral en el rango de aceleración constante

SR_V : Factor de reducción espectral en el rango de velocidad constante

Las variables a_y , a_{pi} , d_y y d_{pi} corresponden a la definición de la curva bilineal determinada a partir del espectro de capacidad y el punto de intersección con el espectro amortiguado.

El punto (a_{pi}, d_{pi}) es el denominado punto de desempeño:

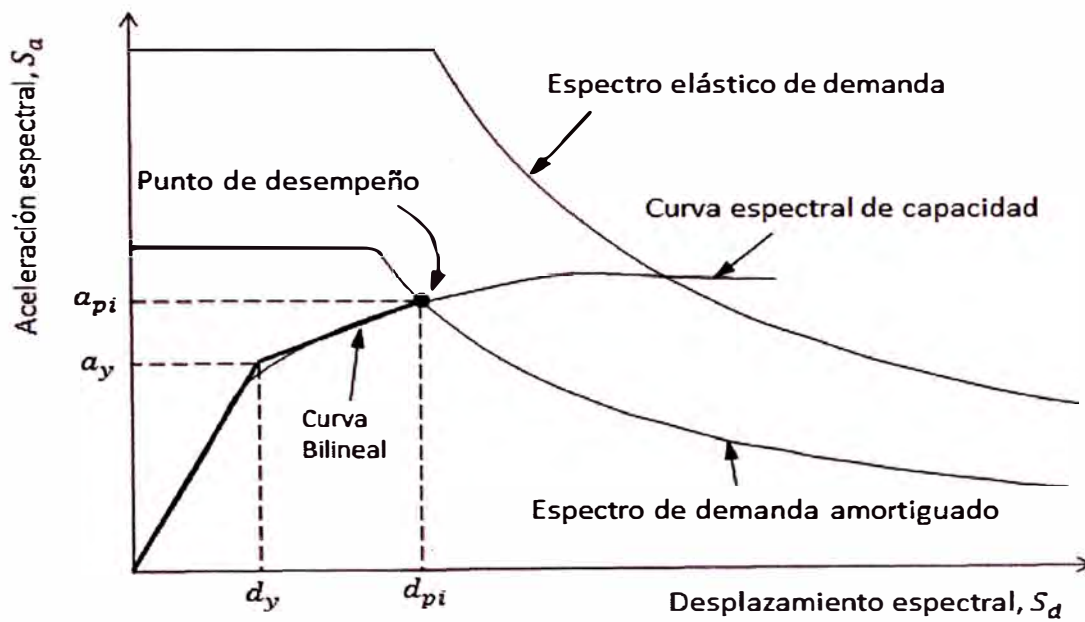


Figura 25.-Punto desempeño y curva bilineal

Fuente: ATC-40, 1996.

3.4.1 Espectro capacidad

3.4.1.1 Obtención de la curva de capacidad

La curva de capacidad se define como la relación que existe entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral característico. Típicamente se obtiene por medio de un análisis estático no lineal (pushover).

El análisis pushover se lleva a cabo aplicando un patrón de cargas laterales F_i a la estructura, que representan las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso (ver figura 26). Las fuerzas laterales se aplican siguiendo la forma del modo fundamental de vibración (como se ilustra en la ecuación 3.7) o una distribución más sencilla, como puede ser triangular, parabólica o uniforme.

$$F_i = \frac{(w_i \cdot \varphi_i)}{\sum_{i=1}^N w_i \varphi_i} \cdot V \quad (3.7)$$

Dónde:

- F_i : Fuerza lateral en el nudo i ($i=1, 2, 3, \dots, N$)
- w_i : Peso muerto asignado al nudo i
- φ_i : Amplitud del modo fundamental en el nudo i
- V : Cortante basal
- N : Número de nodos

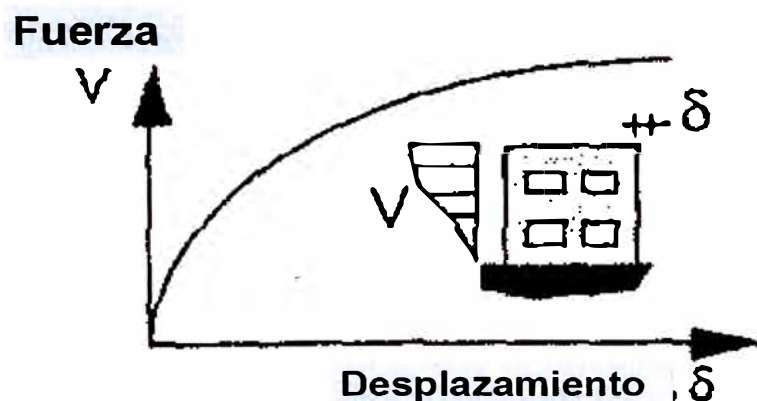


Figura 26.-Curva de Capacidad.

Fuente: Delgadillo Alanya J., 2005.

3.4.1.2 Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad

Luego de determinada la curva de capacidad y la representación bilineal de la misma, es necesario transformar esta curva a un formato de Espectro de Respuesta Aceleración–Desplazamiento (ADRS), usando propiedades dinámicas de la estructura como: modos de vibración y factor de participación modal asociados al modo fundamental de vibración; por ello el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura. El espectro de capacidad se determina a partir de la curva de capacidad, utilizando las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (3.8)$$

$$S_a = \frac{\Delta_{\text{tablero}}}{PF_1 \phi_{\text{tablero},1}} \quad (3.9)$$

$$PF = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g} \quad (3.10)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i/g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2)/g]} \quad (3.11)$$

Donde:

PF1= Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 =Coeficiente modal de masa para el primer modo natural

w_i /g =Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} =Amplitud del modo 1 en el nivel i

N=Cantidad de niveles, para el casos de puentes 1

V=Cortante en la base

W=Peso muerto de la estructura

Δ_{tablero} = Desplazamiento a nivel del tablero del puente.

S_a = Aceleración espectral

S_d = Desplazamiento espectral

3.4.1.3 Representación Bilineal del espectro capacidad

Con la finalidad de tener parámetros objetivos y cuantificables respecto al comportamiento de la estructura, el espectro capacidad se representa por medio de una curva bilineal simplificada, definida por dos puntos de control: Capacidad de cedencia (D_y, A_y) y Capacidad última (D_u, A_u).

El punto de cedencia representa el desplazamiento en el que la respuesta de la estructura empieza a ser fundamentalmente no lineal. Este punto viene definido por (D_y, A_y), donde D se refiere al desplazamiento, A a la aceleración y el subíndice “y” se refiere a la cedencia. El punto de capacidad última representa el desplazamiento en el que el sistema estructural global ha alcanzado el mecanismo de colapso. Este punto viene definido por (D_u, A_u), donde el subíndice “u” se refiere a la capacidad última.

Los puntos de capacidad de cedencia y capacidad última son fundamentales ya que se relacionan con la ductilidad global de la estructura. Para esta tesis de investigación la representación bilineal del espectro capacidad se determinó con un criterio de balance de energía. Así, se busca una curva bilineal que pueda absorber la misma energía que el espectro capacidad real (área bajo la curva) y que tenga el mismo punto de colapso. Partiendo de la rigidez elástica, el punto de cedencia se define de forma que el área bajo el espectro capacidad y el área bajo su aproximación bilineal coincidan. Esto quiere decir que se igualan las áreas que, comprendidas entre ambas curvas, quedan por encima y por debajo del espectro capacidad bilinealizado.

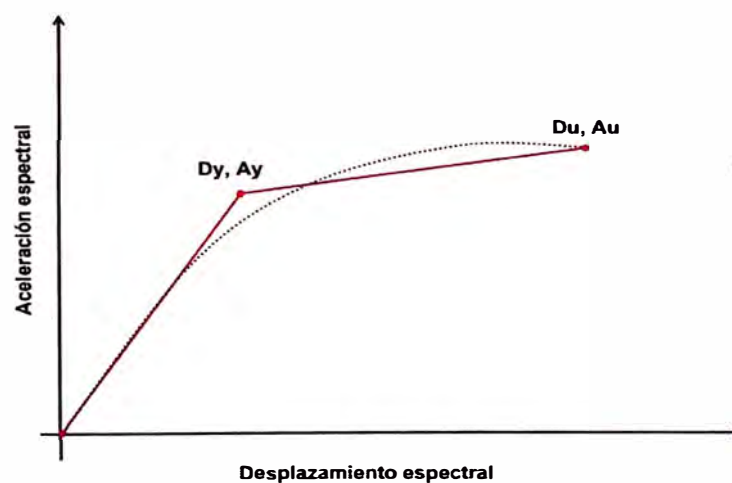


Figura 27.-Representación Bilineal del espectro capacidad

Fuente: Moreno González R. (2006)

3.4.2 Espectro de demanda

3.4.2.1 Obtención del espectro respuesta

Los espectros elásticos son curvas que definen las reacciones de las estructura ante el movimiento o vibraciones del suelo sobre el cual está cimentado. El más habitual en cálculos sísmicos es el que relaciona la aceleración con el periodo. Para el cálculo de espectros elásticos en puentes se utiliza el apartado 3.4.1 del documento LRFD Seismic Bridge Design (2011), el cual define cómo debe construirse el espectro de aceleraciones.

Los valores del espectro se definen de la siguiente manera:

- Coeficientes de aceleración:
 - PGA: Coeficiente de aceleración pico en terreno tipo C, suelo muy denso o roca blanda.
 - S_S : Coeficiente de aceleración espectral para un período de 0,2 s.
 - S_1 : Coeficiente de aceleración espectral para un período de 1,0 s.
 - Factores de sitio:
 - F_{pga} : Factor de sitio para la aceleración pico
 - F_a : Factor de sitio para la aceleración espectral de períodos de 0,2 s
 - F_v : Factor de sitio para la aceleración espectral de períodos de 1,0 s
 - Definición de los puntos principales del espectro:
 - A_S , coeficiente de aceleración
 - S_{DS} , ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (g)
 - S_{D1} , ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos de 1 s.
- $$A_S = F_{pga} \text{ PGA} \quad (3.12)$$
- $$S_{DS} = F_a S_S \quad (3.13)$$
- $$S_{D1} = F_v S_1 \quad (3.13)$$

- Períodos que definen la meseta del espectro:

T , periodo fundamental de la estructura (s)

T_0 , periodo de inicio de platea de periodos cortos (s)

T_S Periodo final de la platea de periodos cortos (s)

Los parámetros indicados se estiman de la siguiente manera

$$T_0 = 0.2T_S \quad (3.14)$$

$$T_S = S_{D1} / S_{DS} \quad (3.15)$$

- Una vez determinados los parámetros indicados, las ordenadas del espectro de respuesta de diseño (C_{sm}) se determina teniendo en cuenta las siguientes expresiones.

$$\begin{aligned} C_{sm} &= (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s & \Rightarrow & T \leq T_0 \\ C_{sm} &= S_{DS} & \Rightarrow & T_0 \leq T \leq T_S \\ C_{sm} &= \frac{S_{D1}}{T} & \Rightarrow & T \geq T_S \end{aligned} \quad (3.16)$$

La figura 28 muestra el espectro de respuesta de diseño desarrollado con las fórmulas previamente indicadas.

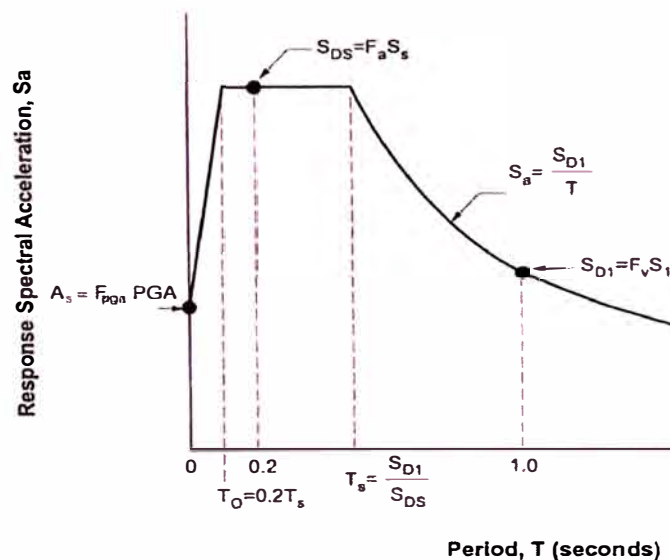


Figura 28.-Espectro de Respuesta de Diseño según LRFD, 2011.

Fuente: LRFD Seismic Bridge Design (2011).

3.4.2.2 Conversión del espectro de diseño al formato ADRS

El espectro de demanda es la representación de la acción sísmica y se basa en el espectro de diseño, de la zona de estudio, con 5 % de amortiguamiento. Este espectro se obtiene convirtiendo el espectro de respuesta elástico que está en términos de aceleración espectral (S_a) versus (T), a un formato ADRS (espectro de respuesta aceleración-desplazamiento). Lo anterior, se realiza a partir de la definición de espectro (ecuación 3.17 y 3.18), siendo necesario determinar el valor de S_d para cada punto de la curva (S_{a_i}, T_i), mediante las siguientes ecuaciones:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (3.17)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (3.18)$$

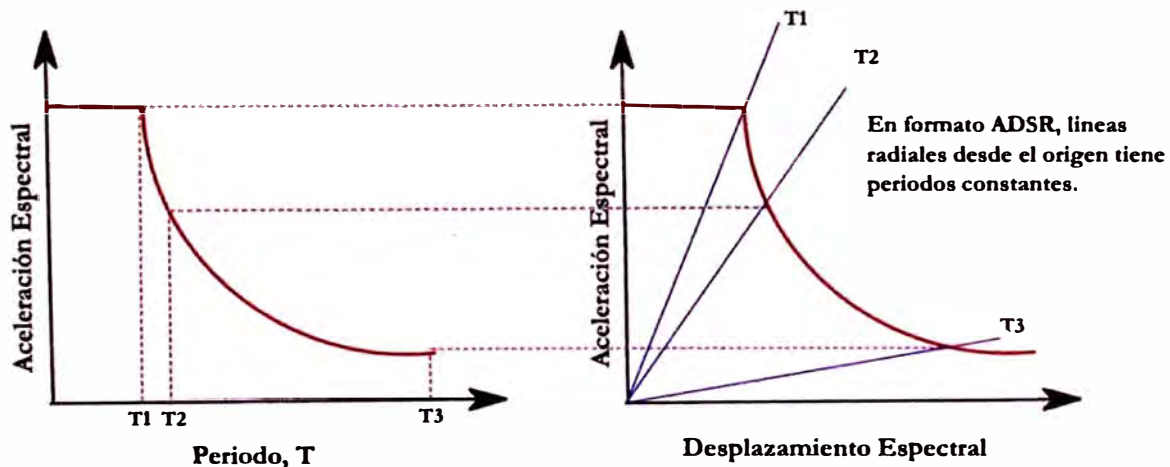


Figura 29.-Espectro de respuesta elástico tradicional y espectro de demanda

Fuente: Aburto Calderón, 2013.

3.4.3 Obtención del punto desempeño

El punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado para el sismo de demanda. Actualmente los métodos más empleados para determinar el punto de desempeño de una estructura son el método del espectro de capacidad y el método de coeficientes de desplazamientos. Asimismo el punto de desempeño deber ser un punto tal que sea parte de la curva espectral de capacidad y a su vez un punto del espectro amortiguado. Dadas las condiciones anteriores se debe realizar un proceso iterativo para determinar tanto el espectro amortiguado, la curva bilineal y el punto de desempeño.

Los pasos a seguir para llevar a cabo este procedimiento son:

1. Obtener el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento)
2. Transformar la curva de capacidad a espectro de capacidad
3. Seleccionar un punto de prueba (ap_i, dp_i) . Se recomienda tomar como punto de partida dp_i , el punto donde siguiendo con la misma pendiente inicial de la curva de capacidad, esta corta al espectro de respuesta. La ordenada ap_i será la correspondiente al dp_i en la curva de capacidad.
4. Construir una representación bilineal del espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y tener una apropiada reducción del espectro de demanda. La representación bilineal del espectro de capacidad se realiza de forma que las áreas bajo y sobre la curva de capacidad sean iguales.
5. Calcular los factores de reducción SR_a y SR_v y dibujar los espectros de demanda y de capacidad sobre un mismo gráfico.
6. Determinar si dp_i está dentro del intervalo de tolerancias. El ATC-40 (1996), recomienda el rango: $0.95dp_i \leq dp_i \leq 1.05dp_i$. Debe haber una intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad dentro de esa tolerancia, si esto no ocurre se debe seleccionar un nuevo punto de prueba y repetir el proceso. Se tiene que iterar hasta encontrar un dp_i dentro de la tolerancia.

3.4.4 Niveles de desempeño

En esta tesis se adoptarán las recomendaciones propuestas en el proyecto de la comisión Europea RISK-UE por Milutinovic y Trendafiloski (2003) para límites de desempeño. Ver la siguiente tabla.

Tabla 7.-Niveles de daños considerados según desplazamiento de la estructura

<i>Grado de Daño LM2</i>	<i>Límites de desplazamientos</i>	<i>Límites de desplazamiento espectral</i>	<i>Descripción</i>	<i>Índices de daño</i>
No Daño	$\Delta < 0.7\Delta y$	$D < 0.7Dy$	No Daño	0
Daño leve	$0.7\Delta y < \Delta < 0.7\Delta y + 0.05\Delta uy$	$0.7Dy \leq D < 1.0Dy$	Insignificante, daño leve	0-5%
Daño moderado	$0.7\Delta y + 0.05\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.2\Delta uy$	$1.0Dy \leq D < Dy + Duy$	Daño estructural leve y no estructural moderado	5-20%
Daño severo	$0.7\Delta y + 0.2\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 0.5\Delta uy$	$Dy + Duy \leq D < Du$	Daño estructural moderado y no estructural severo	20-50%
Daño muy fuerte	$0.7\Delta y + 0.5\Delta uy < \Delta < 0.7\Delta y + 1.00\Delta uy$	$Du \leq D$	Daño estructural muy fuerte o cerca del colapso	50-100%
	$\Delta uy = 0.9\Delta u - 0.7\Delta y$	$Duy = 0.25(Du - Dy)$		

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski (2003)

Según la tabla 7, para valores de espectro capacidad se establecieron cuatro estados límite: leve, moderado, severo y colapso, los cuales dependen directamente del desplazamiento de fluencia (Dy) y el desplazamiento último (Du). En la tabla 8 se muestra las fórmulas utilizadas para determinar los estados límite.

Tabla 8.-Estados de daño para un espectro capacidad

Estado límite	Desplazamiento (m)
DS0 Ninguno	$\leq 0.7 D_y$
Sd Level	$> 0.7 D_y$
Sd Moderado	$> D_y$
Sd Severo	$> D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Sd Colapso	$> D_u$

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski (2003)

Dónde:

D_y : Desplazamiento del punto cedente correspondiente a la curva bilinealizada

D_u : Desplazamiento máximo o último de la estructura.

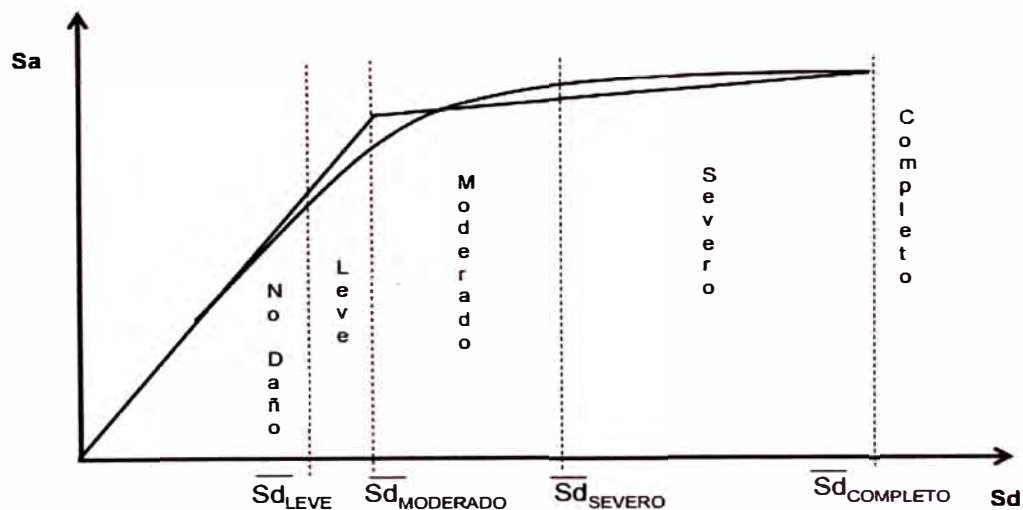


Figura 30.-Estados límites adoptados por el RISK-UE.

Fuente: Milutinovic y Trendafiloski (2003)

La evaluación de la capacidad de la estructura presentada solo considera la falla por flexo compresión en las columnas, debido a la rotura del refuerzo longitudinal a la rotura del concreto confinado (rotura del refuerzo transversal). En el caso de un puente.

CAPITULO IV. EL PUENTE ATOCONGO, PERÚ

4.1 UBICACIÓN Y ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El puente Atocongo está ubicado en el cruce de la Panamericana Sur y la Av. Tomás Marsano. Está en el límite de los distritos de San Juan de Miraflores y Santiago de Surco; con coordenadas geográficas de $76^{\circ}58'58''$ de longitud y $12^{\circ}8'59''$ de latitud. Este puente es de tipo trébol, con conexión inmediata a cualquier de las direcciones ya sea Norte, Sur, Este u Oeste.

Los planos del puente Atocongo fueron diseñados en el año de 1966 y su construcción se dió un año después, en el gobierno del presidente Fernando Belaunde Terry.

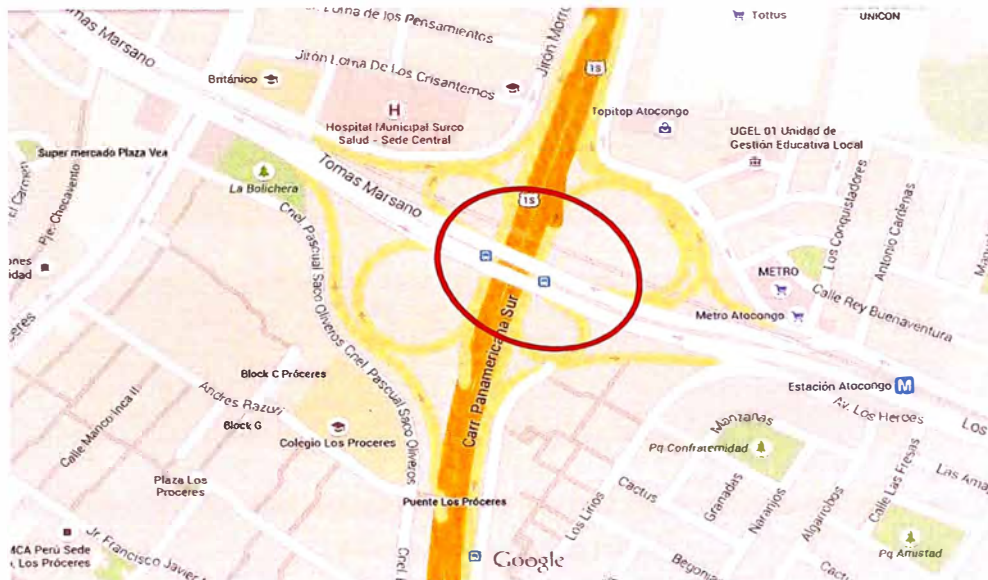


Figura 31.-Ubicación del puente Atocongo.

Fuente: Elaboración propia

4.2 ASPECTOS GENERALES TÉCNICOS

4.2.1 Generalidades

El puente Atocongo tiene una superestructura conformada por vigas cajón y una subestructura conformada por pilares y estribos. Es importante resaltar que existen 2 superestructuras independientes, en dos sentidos contrarios y con 4 carriles cada uno.

El puente está dividido en 3 tramos, los cuales tienen 20, 35.2 y 20 metros, de longitud, que suman un total de 75.2 m. La sección transversal del puente está formada por 3 vigas cajón pretensadas; posee un ancho útil de 16 m.

Cada superestructura está soportada por 4 columnas de sección variable, alineados de 2 en 2, en los extremos están apoyados sobre estribos. Para la transmisión del peso del tablero se utilizaron apoyos de neopreno colocando 2 de estos sobre cada columna (ver figura 32).

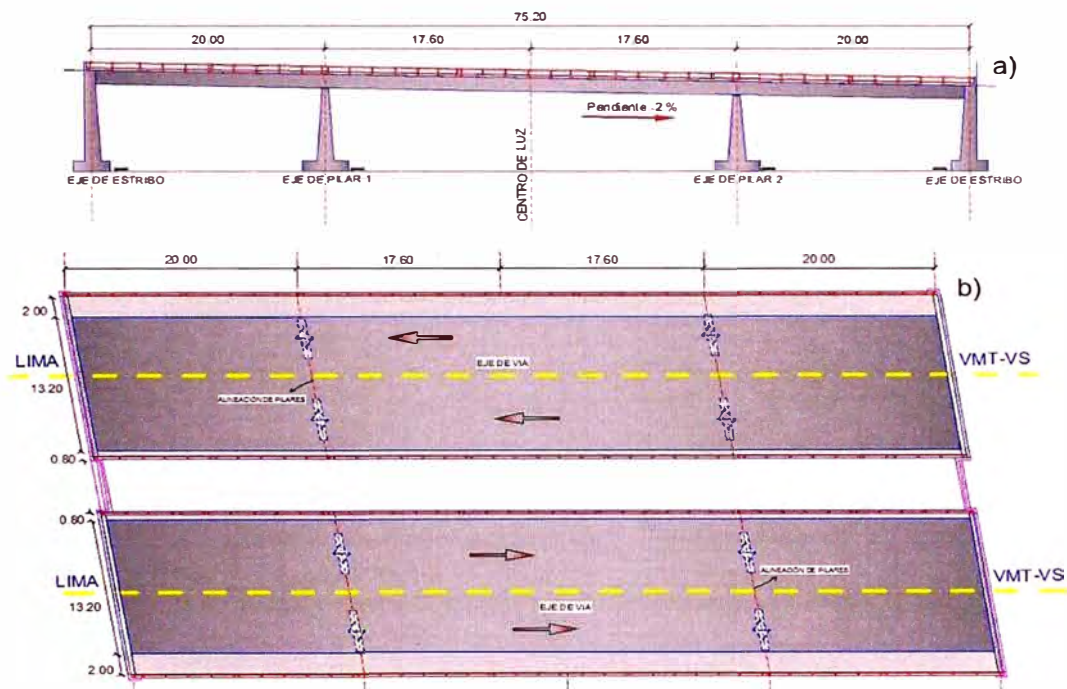


Figura 32.-a) Perfil Longitudinal y b) Vista en planta; del puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia

4.2.2 Componentes Estructurales

La superestructura es aquella parte del puente que permite la continuidad del camino en sus calzadas y aceras, y soporta el paso de las sobrecargas vehiculares, que se transmiten a la subestructura a través de los sistemas de apoyo.

El puente Atocongo tiene 2 superestructuras que son de tipo puente viga cajón de concreto pretensado, cada una de ellas va en un solo sentido, un lado va de Villa María del Triunfo-Villa el Salvador a Lima, mientras que el otro va de Lima a Villa María del Triunfo-Villa el Salvador (ver figura 33 y 34). Las vigas cajón

tienen diafragmas transversales de sección rectangular de 0.30 x 1.30 m sobre estribos y 0.60 x 1.30m sobre pilares (ver figura 35). La plataforma es de 16 m de ancho total, de los cuales 13.2 m son para el tránsito vehicular divididos en 4 carriles con solo un sentido por cada sección; solo tienen veredas para el tránsito peatonal en un extremo.

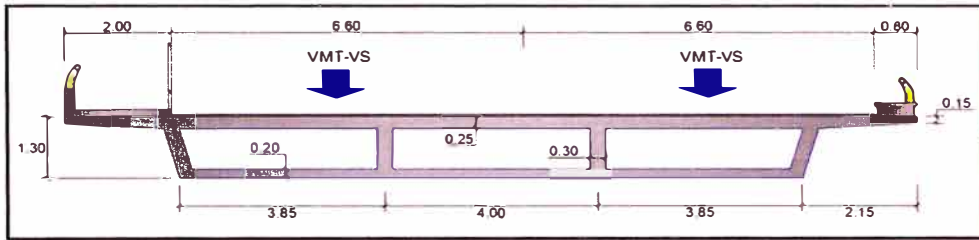


Figura 33.-Sección transversal de la viga cajón, de LIMA a VMT-VS.
 Fuente: Elaboración propia

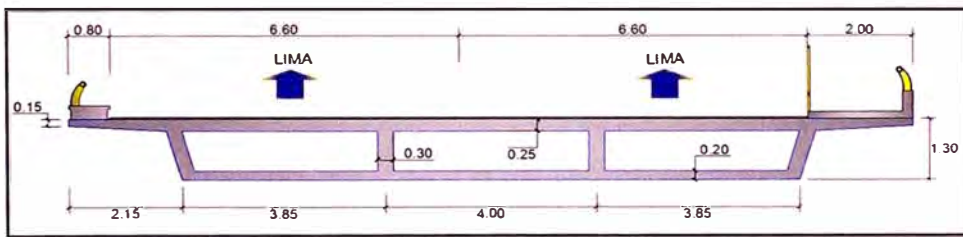


Figura 34.-Sección transversal de la viga cajón, de VMT-VS a LIMA.
 Fuente: Elaboración propia

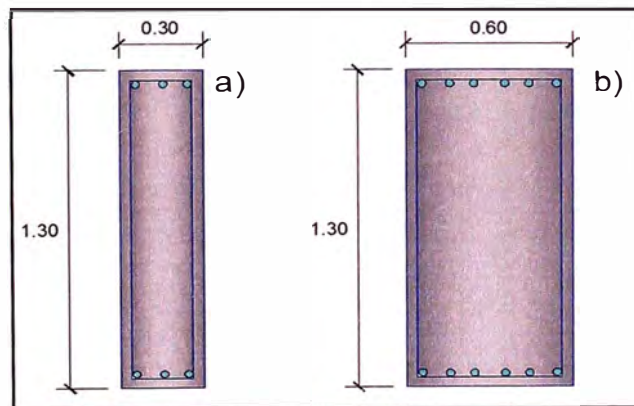


Figura 35.-Sección transversal de las vigas diafragma.
 Fuente: Elaboración propia

La Subestructura es aquella parte del puente donde se apoya la superestructura y a través de la cual se transmite las cargas al terreno de fundación. Está compuesta por estribos y pilares, que constituyen los 4 apoyos principales de la superestructura.

Los estribo del Este y Oeste son estructuras de concreto armado que poseen un muro frontal de 32.55 m de largo y una altura promedio de 7.4 m y 5.5 m respectivamente. La altura de la viga cabezal es de 1.5 m y tiene un espesor de 1 m; es igual para ambos estribos.

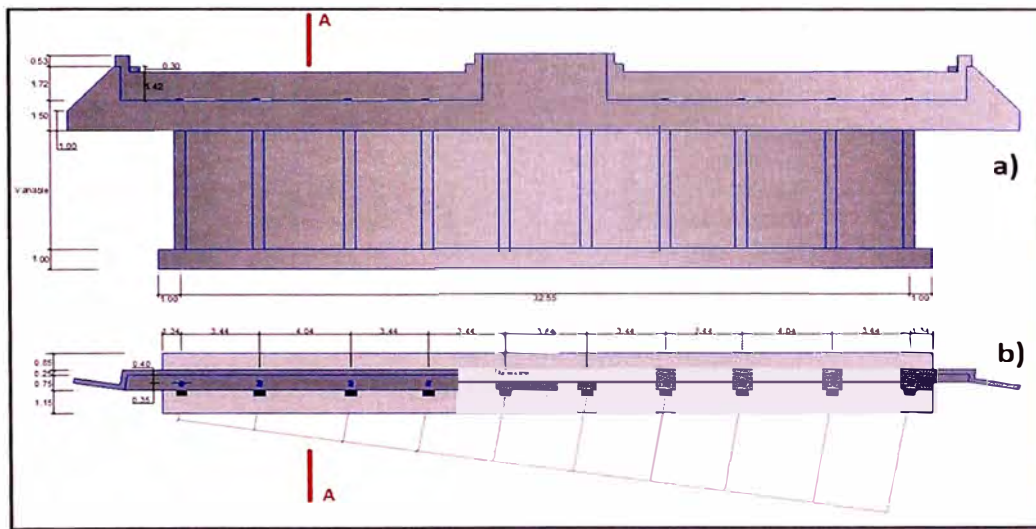


Figura 36.-a) Elevación y b) Vista en planta del estribo.

Fuente: Elaboración propia

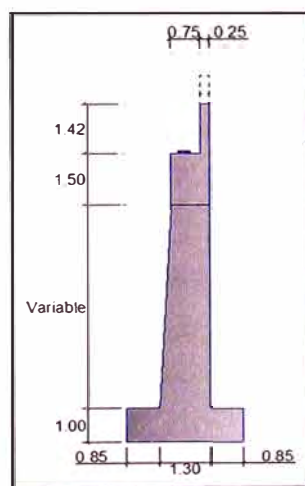


Figura 37.-Sección A- A del estribo

Fuente: Elaboración propia

Los pilares están conformados por 2 columnas de concreto armado, de sección variable a lo largo de su altura (ver figura 38).

En el pilar 1 y pilar 2 las alturas promedio de las columnas son de 7 m y 6.3m respectivamente.

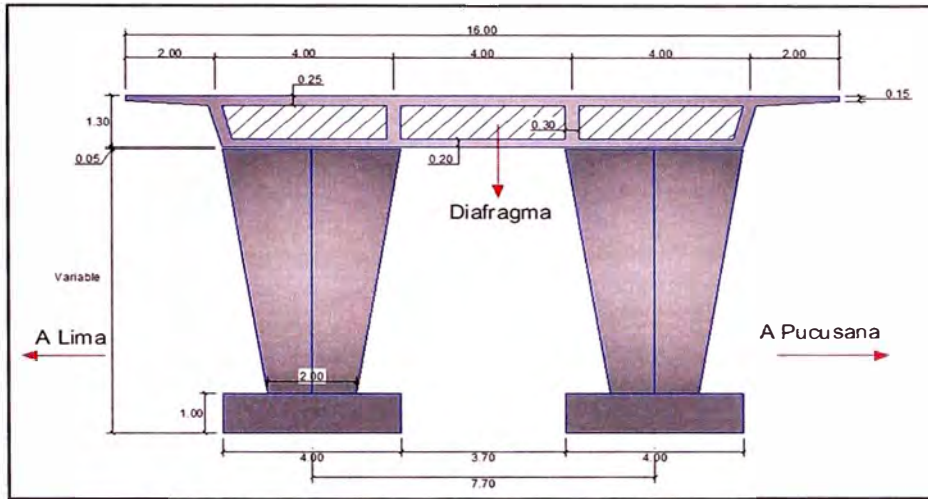


Figura 38.-Sección transversal completa

Fuente: Elaboración propia

En la figura 39 se observa la alineación de las columnas, evidenciándose la formación de un ángulo de esviajamiento de $8^{\circ}51'56''$.

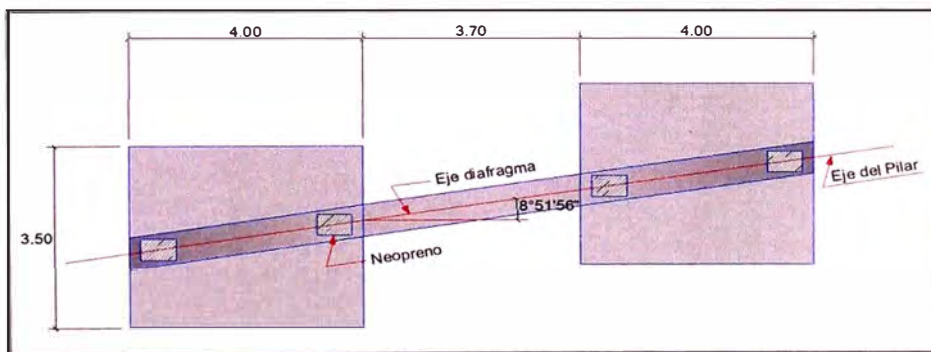


Figura 39.-Vista en planta de la alineación de las columnas.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 40 se puede observar la vista en planta de una de las columnas, con sus respectivos cortes para un mejor detalle.

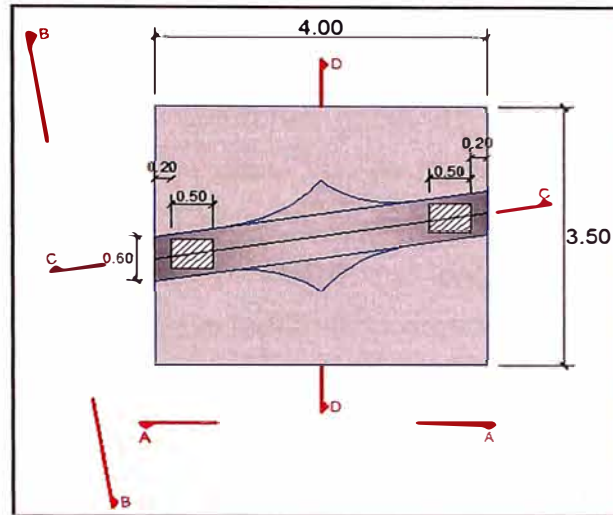


Figura 40.-Vista en planta de la columna.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 41 se observa las vistas frontal y lateral de la columna. En la vista frontal que corresponde al corte A – A, se observa una base de 2 metros que va aumentando hasta llegar a 4 metros en el extremo superior, presentando una superficie paraboloides hiperbólico; mientras que en la vista lateral correspondiente al corte B – B, se observa una base de 1.5 metros que va reduciéndose hasta llegar a 0.6 m en el extremo superior. Es importante señalar que cada columna tiene 2 apoyos de neopreno con una base de 40 x 50 cm y una altura de 3.8 cm.

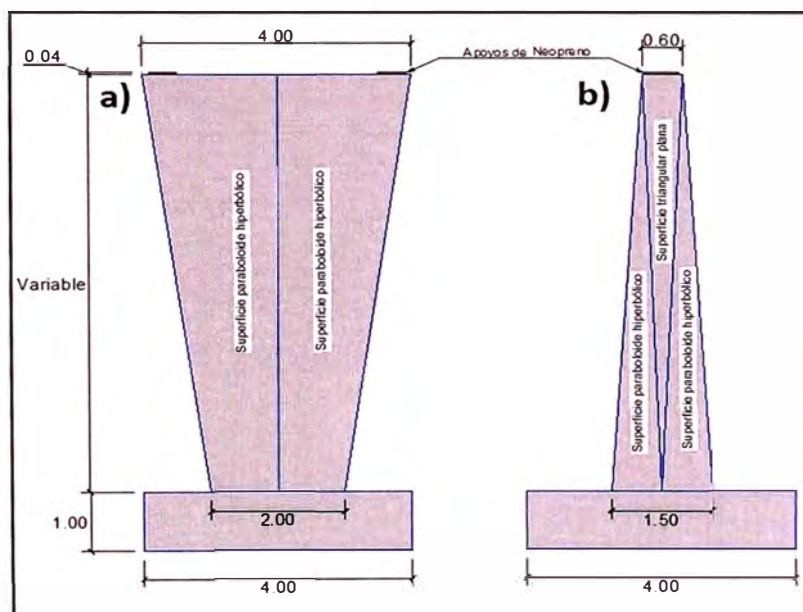


Figura 41.-a) Corte A - A y b) Corte B - B de la vista en planta.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 42 se presentan cortes longitudinales y transversales a la columna. En el corte longitudinal correspondiente al corte C – C, se observa la distribución del acero longitudinal de la columna, iniciando en su base inferior con un espaciamiento de 25 cm entre ellos y llegando a la base superior con un espaciamiento de 60 cm; mientras en el corte trasversal correspondiente al corte D – D , se observa la distribución del acero longitudinal de la columna , que empieza en la base con un espaciamiento promedio de 15 cm y termina con 40 cm de espaciamiento en el extremo superior.

Los aceros tienen una resistencia a la fluencia de $f_y=2800 \text{ kg/cm}^2$ y en total existen 48 varillas de acero longitudinal de un diámetro de 1", formando 16 grupos de 3 varillas cada uno. El acero transversal, está integrado por estribos de 3/8" de diámetro con un espaciamiento de 40 cm.

Es importante resaltar que en el extremo superior se adicionó varillas de 1/2" de diámetro, debido a que en los extremos de la superficie de la base superior están conectados a la superestructura mediante los 2 apoyos de neopreno. Se colocaron 18 varillas transversales al eje de la columna, ubicando 9 varillas en cada extremo, espaciadas a cada 10 cm; mientras que en el eje longitudinal de la columna se adicionó 5 varillas de 1/2" de diámetro, espaciadas cada 10cm.

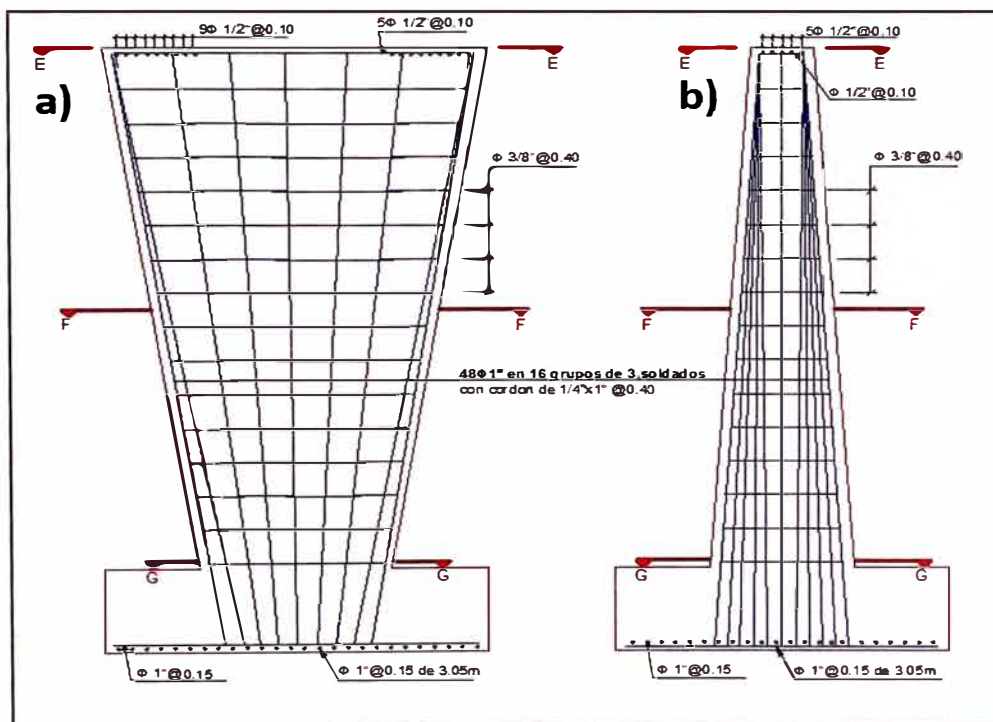


Figura 42.-a) Corte C – C y b) Corte D - D de la vista en planta

Fuente: Elaboración propia

En la figura 43 se observa las secciones generadas por los cortes G – G en la base y F - F a la mitad de la columna; como se mencionaba anteriormente en cada sección se observa 48 varillas de 1” de diámetro, en 16 grupos de 3 varillas cada uno, cuya distribución es diferente debido a que las sección de la columna es variable a lo largo de toda su altura.

En la figura 44 se muestra la sección generada por el corte E – E, que corresponde al extremo superior de la columna; en esta sección se observa varillas adicionales de 1/2” de diámetro que se colocaron tanto longitudinal como transversalmente, para reforzar las zonas sobre las cuales se colocaron los apoyos de neopreno; ya que la superestructura transmite las cargas a la columna mediante los apoyos de neopreno.

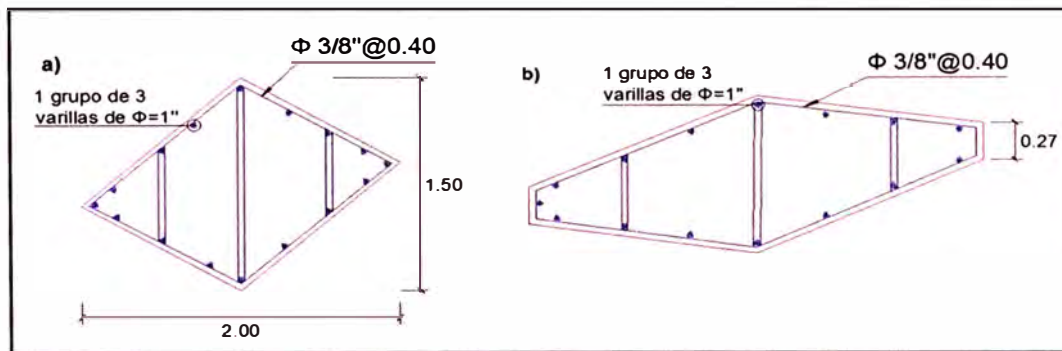


Figura 43.-a) Corte G- G, base inferior y b) Corte F- F, a media altura de la columna.

Fuente: Elaboración propia

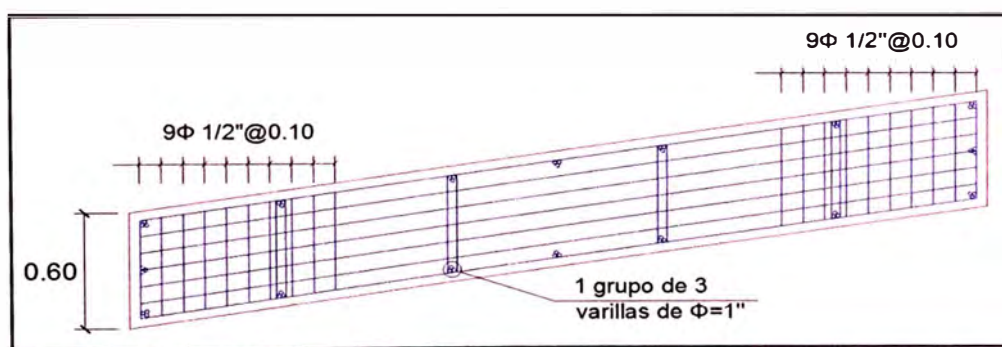


Figura 44.-Corte E - E, base superior de la columna

Fuente: Elaboración propia

4.3 CONDICIÓN ACTUAL DEL PUENTE

Se realizó una inspección técnico visual, para mostrar las condiciones actuales de los elementos estructurales y no estructurales del puente Atocongo. Para lo cual se utilizó unas fichas técnicas.

La inspección se realizó en 2 oportunidades, la primera el 04 de julio del 2015 y la 2da el 06 de febrero del 2017, con la finalidad de actualizar la información obtenida. En la figura 45 se observa una vista panorámica del puente Atocongo.



Figura 45.-Vista panorámica del puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia

4.3.1 Tablero

En general el estado del tablero presenta una condición severa, con pérdidas de sección y despostillamiento. En las veredas se observan fisuras considerables, las barandas presentan corrosión y desprendimientos en su base, evidenciando un deterioro crítico.

En el caso de la carpeta asfáltica, se puede evidenciar un deterioro avanzado con fisuras transversales de 1 a 1.5 m; se observa que las juntas de dilatación están totalmente obstruidas y agrietadas en sus bordes, condiciones en las cuales no podrá cumplir la función para la cual fueron diseñadas. Ver figuras 46, 47, 48, 49 y 50.



Figura 46.-Deterioro en la carpeta asfáltica del puente Atocongo
Fuente: Elaboración propia



Figura 47.-Corrosión y pérdida de sección en el parapeto
Fuente: Elaboración propia



Figura 48.-Presencia de grietas y deterioro en veredas.
Fuente: Elaboración propia



Figura 49.-Desprendimiento del concreto en la base de la baranda.

Fuente: Elaboración propia



Figura 50.-Obstrucción en las juntas de dilatación.

Fuente: Elaboración propia

4.3.2 Superestructura

La superestructura se encuentra en condiciones de deterioro, debido a su antigüedad y también a las colisiones de camiones y máquinas con alturas mayores a 4.5 metros.

En la primera superestructura se observan grietas, hoyos y pérdidas de secciones en el extremo inferior de la viga cajón, con mayor deterioro en el 2do y 3er tramo del puente. Ver las figuras 51 y 52.



Figura 51.-Vista del deterioro severo en el extremo inferior de la viga cajón.

Fuente: Elaboración propia



Figura 52.-Pérdida de sección y desgaste del extremo de la viga.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 53 se observa como la superestructura está apoyada sobre las columnas mediante unas planchas de neopreno; las cuales se encuentran deterioradas debido a las colisiones y su antigüedad. No se observan los diafragmas, sin embargo por medio de planos se sabe que existen diafragmas sobre los pilares y estribos.

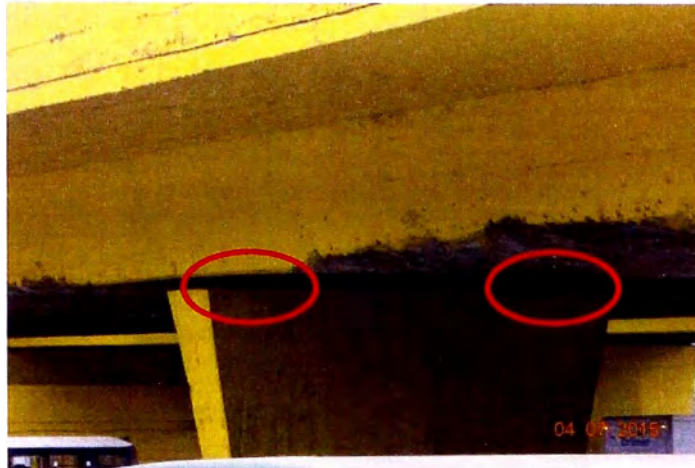


Figura 53.-Vista de las planchas de neopreno.

Fuente: Elaboración propia

En la figura 54 se puede observar la presencia de eflorescencia (aparición de residuos de sal blanca) en la base inferior de la viga cajón, en cantidades considerables. En general existe un notorio deterioro en la base de la viga, debido a la antigüedad del concreto, que es aproximadamente 50 años.



Figura 54.-Presencia de eflorescencia y evidente deterioro en la parte inferior de la viga cajón.

Fuente: Elaboración propia

4.3.3 Subestructura

En general se puede apreciar condiciones regulares, ya que los principales elementos estructurales son aceptables, con pequeñas pérdidas de sección.

Las columnas son de concreto armado y sección variable; algunas presentan pequeñas pérdidas de sección en su extremo superior; también se observa deterioro en la superficie del concreto. Ver figura 55.



Figura 55.-Vista de una columna del puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia

En los estribos no se pudo realizar la inspección técnica ocular correspondiente, debido a la existencia de un muro de concreto armado que impedía el acceso a los estribos del puente .Ver figura 56.

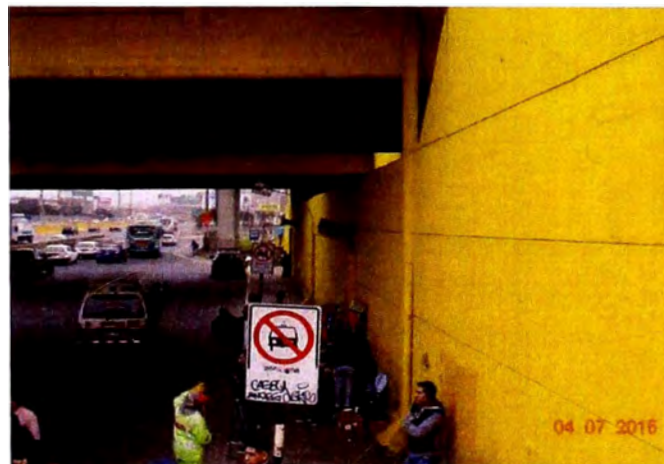


Figura 56.-Vista del muro de concreto que impide el acceso al estribo.

Fuente: Elaboración propia.

4.4 ESTUDIOS DE CAMPO Y LABORATORIO

4.4.1 Ensayo de Esclerómetro

La resistencia a la compresión es fundamental en las propiedades del concreto armado y fundamental para el diseño y evaluación de la calidad. Debido a que existe una incertidumbre en las condiciones actuales del concreto, se realizaron ensayos de compresión no destructivos en el puente Atocongo.

El instrumento empleado fue un esclerómetro PCE-HT-225A (ver figura 52), también conocido como martillo Schmidt. Este instrumento funciona mediante la descarga de una masa móvil, con cierta energía inicial, que impacta la superficie de una masa de concreto, produciendo una redistribución de la energía cinética inicial. Parte de la energía es absorbida como fricción mecánica en el instrumento y otra parte como energía de deformación plástica del concreto. La parte restante es restituida a la masa móvil en proporción a la energía disponible, generándose un rebote que es medido por el instrumento como índice esclerométrico, que relaciona la dureza superficial del concreto con su resistencia a compresión (ASOCEM, 1994).



Figura 57.-Vista del ensayo de esclerometria.

Fuente: Elaboración propia

El ensayo se realizó en las 8 columnas del puente Atocongo; en cada una de ellas se tomó 10 lecturas a una altura de 1.2m del suelo. El puente está conformado por 2 superestructuras, apoyadas cada una de ellas sobre 4 columnas alineadas de 2 en 2, ver figura 58 y 59.

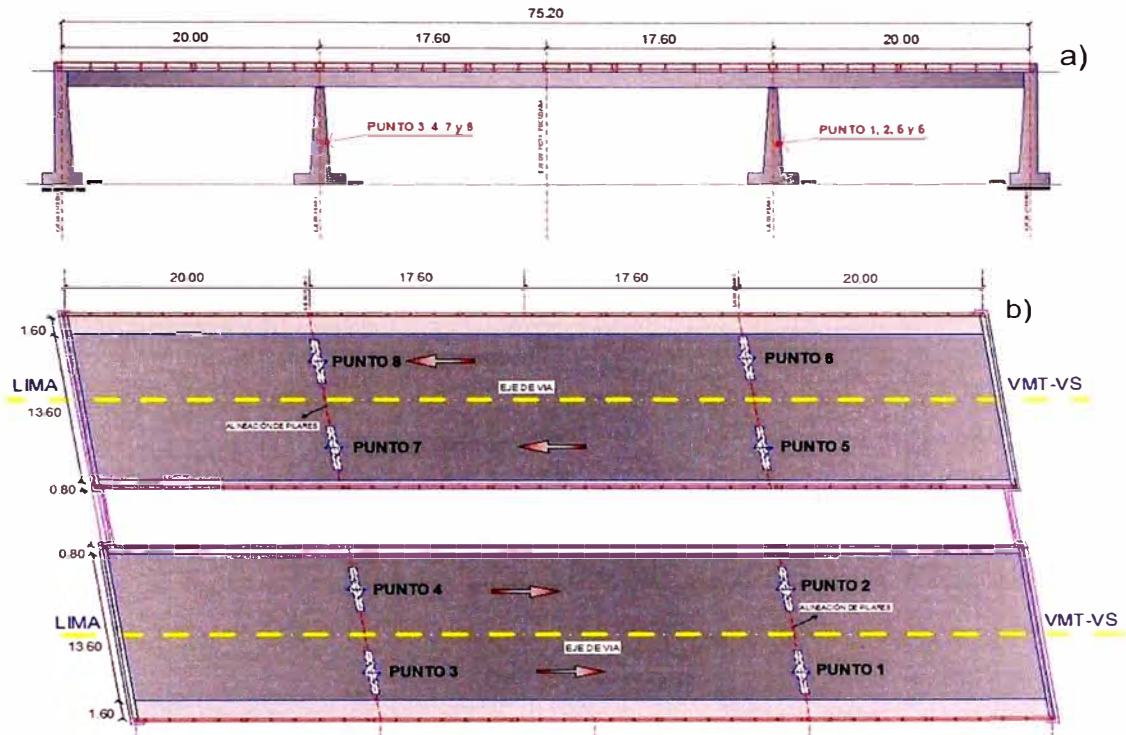


Figura 58.-Ubicación de los ensayos con esclerómetro a) Elevación y b) Vista en planta del puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia



Figura 59.-Ensayo con esclerómetro en el punto 1.

Fuente: Elaboración propia

En las tablas 9 y 10 se presentan los índices esclerométricos obtenidos en cada columna del puente.

Tabla 9.-Registro del índice esclerométrico de los puntos 1, 2, 3 y 4.

Nº	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3	PUNTO 4
1	45	42	46	48
2	44	50	50	50
3	43	48	49	45
4	48	46	42	42
5	50	45	45	43
6	46	43	42	42
7	48	44	50	44
8	50	42	43	40
9	42	48	46	43
10	48		47	50
Promedio	46.40	45.33	46.00	44.70

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10.-Registro del índice esclerométrico de los puntos 5, 6, 7, y 8

Nº	PUNTO 5	PUNTO 6	PUNTO 7	PUNTO 8
1	45	43	48	49
2	49	48	42	45
3	42	42	43	44
4	48	50	50	50
5	45	48	41	42
6	45	43	45	45
7	40	44	45	48
8	50	50	42	46
9	46	46	50	49
10	41			
Promedio	45.10	46.00	45.11	46.44

Fuente: Elaboración propia

Se descartó de las tablas cualquier lectura que difiera en más de 6 unidades del promedio de los 10 valores registrados, conforme a lo establecido a la norma ASTM C805. Posteriormente se obtuvo la resistencia de compresión de las 8 columnas a través de la relación índice esclerométrico – resistencia adosada al instrumento utilizado. Ver tabla 11 y 12.

Tabla 11.-Resultado del índice esclerométrico de los puntos 1, 2, 3, y 4

	PUNTO 1	PUNTO 2	PUNTO 3	PUNTO 4
I.E.	46.40	45.33	46.00	44.70
f'c (kgf/cm ²)	396	378	389	367

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12.-Resultado del índice esclerométrico de los puntos 5, 6, 7, y 8

	PUNTO 5	PUNTO 6	PUNTO 7	PUNTO 8
I.E.	45.10	46.00	45.11	46.44
f'c (kgf/cm ²)	374	389	374	396

Fuente: Elaboración propia

Los resultados muestran una distribución homogénea de las propiedades mecánicas del concreto, para los puntos 1 ,2 ,3 y 4 que corresponden a las columnas que soportan la superestructura 1, que va de VMT-VS a Lima; mientras que para los puntos 5 ,6 ,7 y 8 correspondientes a las columnas que soportan la superestructura 2, se muestra una distribución más homogénea.

Según los planos del puente Atocongo (Ver anexo N° 9) la resistencia del concreto (f'c) es de 350kg/cm², tanto para la superestructura como para la columna, sin embargo como se observa en los resultados anteriores el valor promedio de la resistencia del concreto es mayor a 350 kg/cm².

4.4.2 Caracterización Dinámica de la Estructura Existente

Para un estudio de vulnerabilidad sísmica basado en la confiabilidad estructural, es fundamental identificar experimentalmente las propiedades dinámicas de la estructura; es por ello que fue necesario realizar ensayos de caracterización dinámica experimental.

En este estudio se empleó el equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión, marca Canadiense Instantel, que incluye un Linear Microphone Serie UL1538 Triaxial Estándar Instantel (versión ISEE o DIN) de 4 canales. Ver figura 60.



Figura 60.-Equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión y Geófono Triaxial Estándar Instantel (versión ISEE o DIN)

Fuente: Olarte et al., 2015.

El procesamiento de los datos se realiza mediante la utilización del software Blastware. La figura 61 muestran un ejemplo de los registros obtenidos usando la aplicación Blastware.

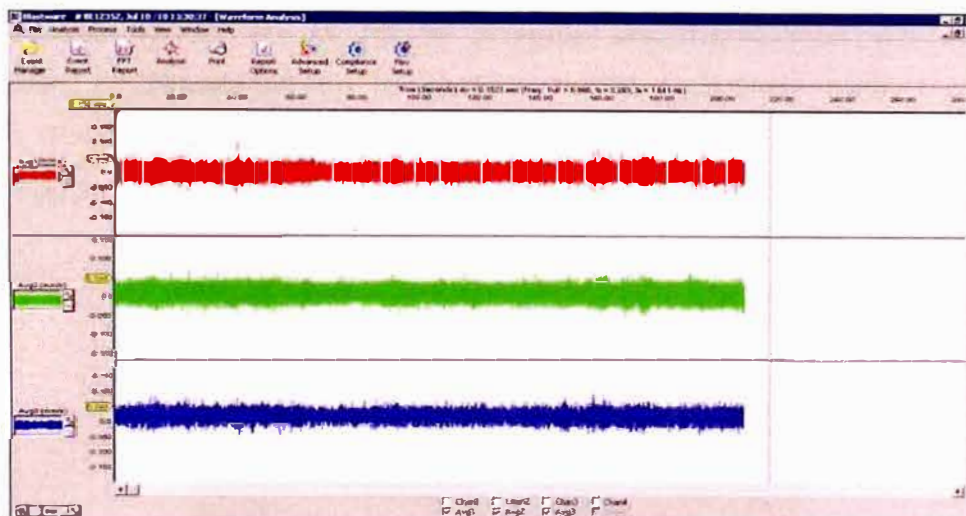


Figura 61.-Ejemplo del software Blastware, en donde se observan las señales de registro con sus tres componentes (Transversal, Vertical y Longitudinal).

Fuente: Olarte et al., 2015.

El ensayo para determinar el periodo real del puente Atocongo, se realizó a primeras horas del día buscando condiciones con menor tránsito vehicular. Para los ensayos se utilizó el equipo Micromate System (ISEE) de Monitoreo Avanzado de Vibraciones y de Sobrepresión, realizando 6 mediciones de vibraciones sobre las 2 superestructuras, 3 en cada una de ellas; ubicándolas a la mitad de cada tramo como muestra en la figura 62.

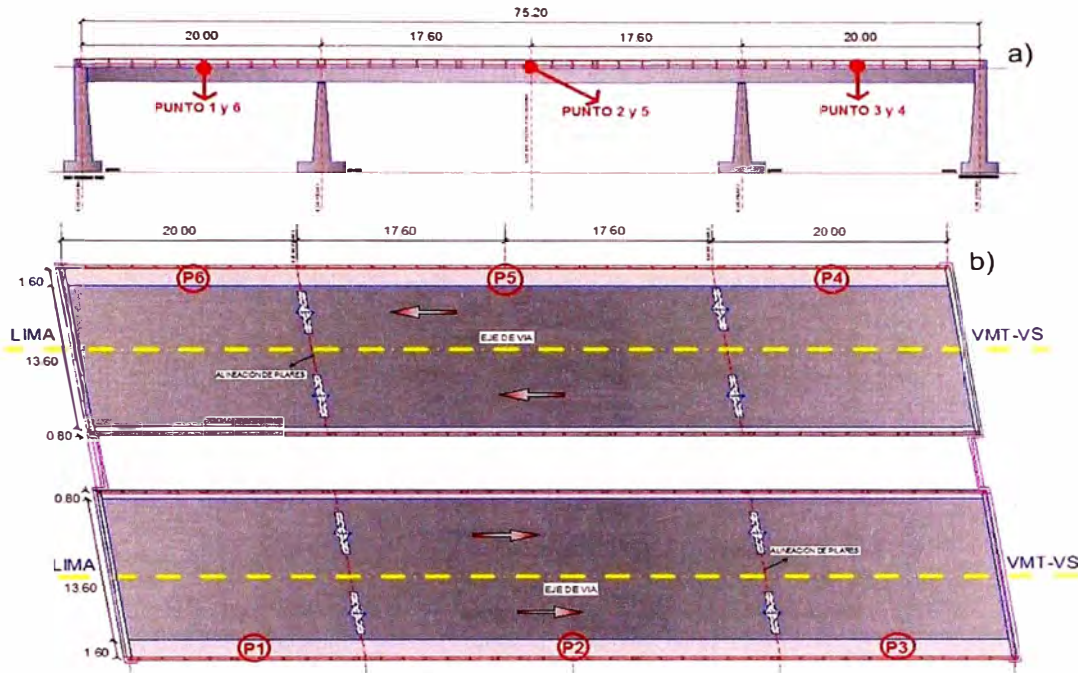


Figura 62.-Ubicación de los ensayos de vibraciones a) Elevación y b) Vista en planta del puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia.

Tal como se ilustra en la figura anterior las mediciones de vibraciones ambientales se realizaron en la vereda, en el centro de cada tramo; cada medición duró aproximadamente 1 min. La figura 63 muestra los ensayos de medición de las frecuencias estructurales.



Figura 63.-Ensayo de medición de frecuencias estructurales en el puente Atocongo

Fuente: Elaboración propia.

Una vez realizado todo el post - proceso, se obtuvieron como resultado 6 señales de registros de vibraciones, cada una de ellos en tres componentes (Longitudinal, transversal y vertical) como se muestra en la figura 64.

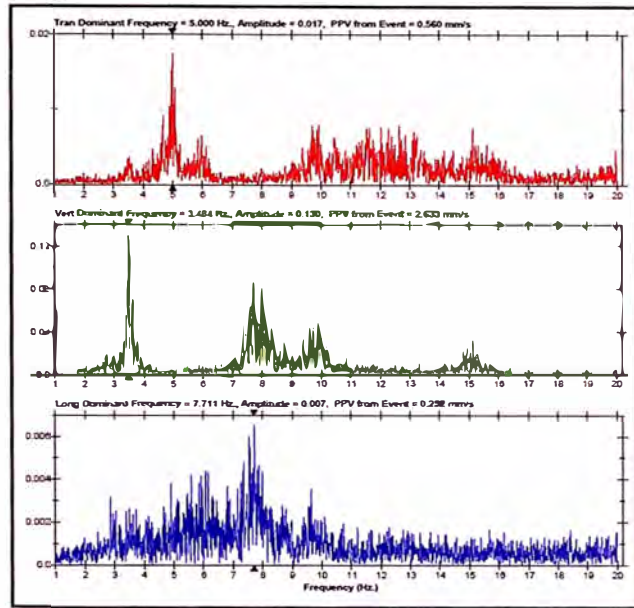


Figura 64.-Señal de registro de vibración en las tres componentes (Long, trans y vert)
Fuente: Olarte et al., 2015.

Los puntos P1, P2 y P3 corresponden a la superestructura 2; mientras que los puntos P4, P5 y P6 a la superestructura 1. Se analizaron los resultados de los ensayos, en la dirección longitudinal y transversal, para determinar cuál es la frecuencia que más se ajusta al puente. Ver figuras 65, 66, 67, 68,69 y 70.

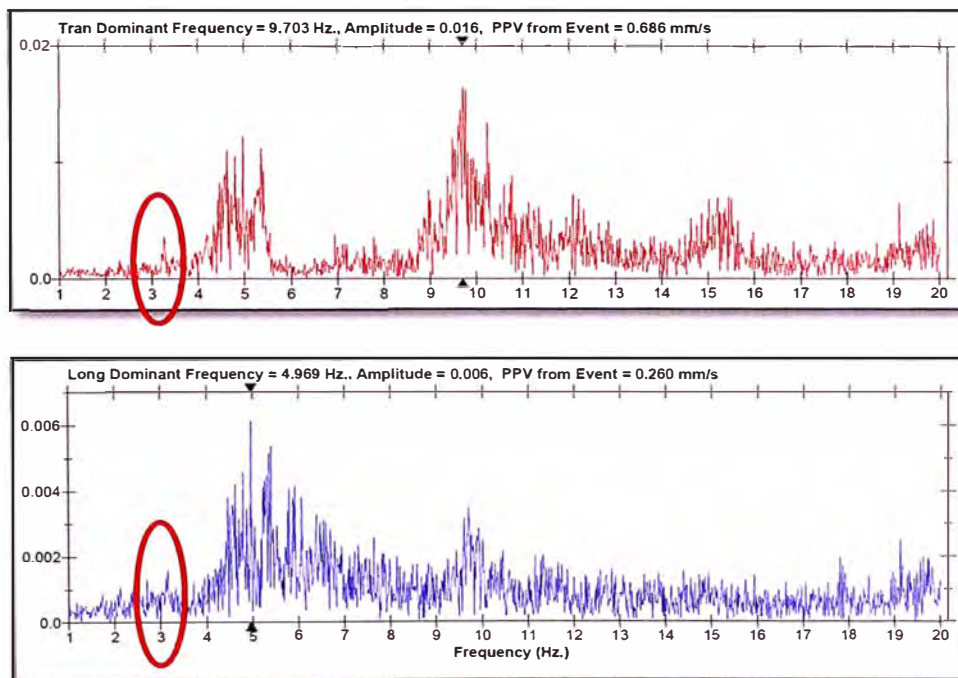


Figura 65.-Señal de registro de vibración en el punto 1, componente transversal y longitudinal
Fuente: Olarte et al., 2015.

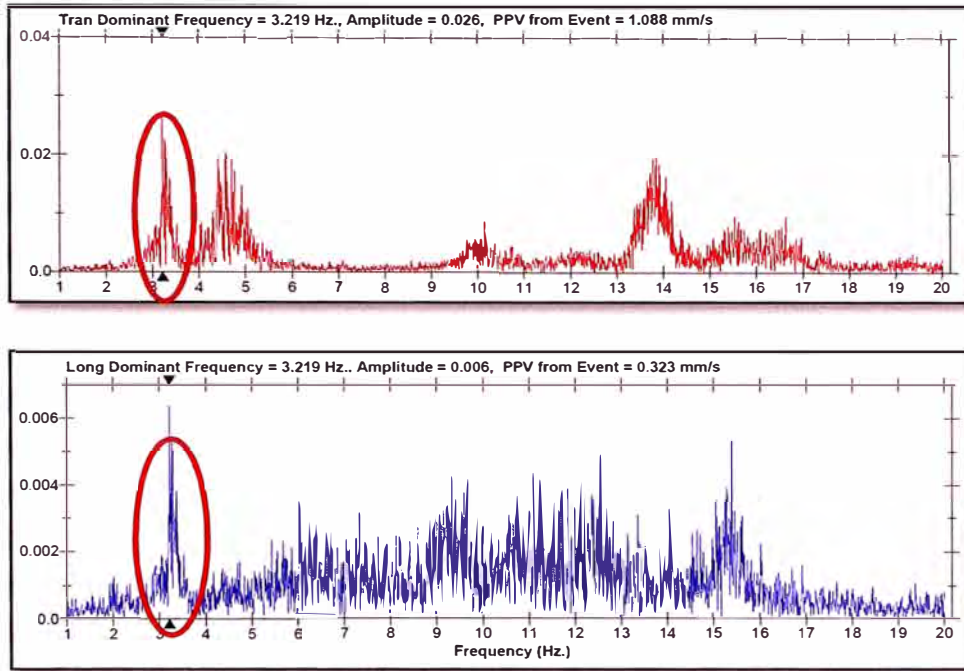


Figura 66.-Señal de registro de vibración en el punto 2, componente transversal y longitudinal.
Fuente: Olarte et al., 2015.

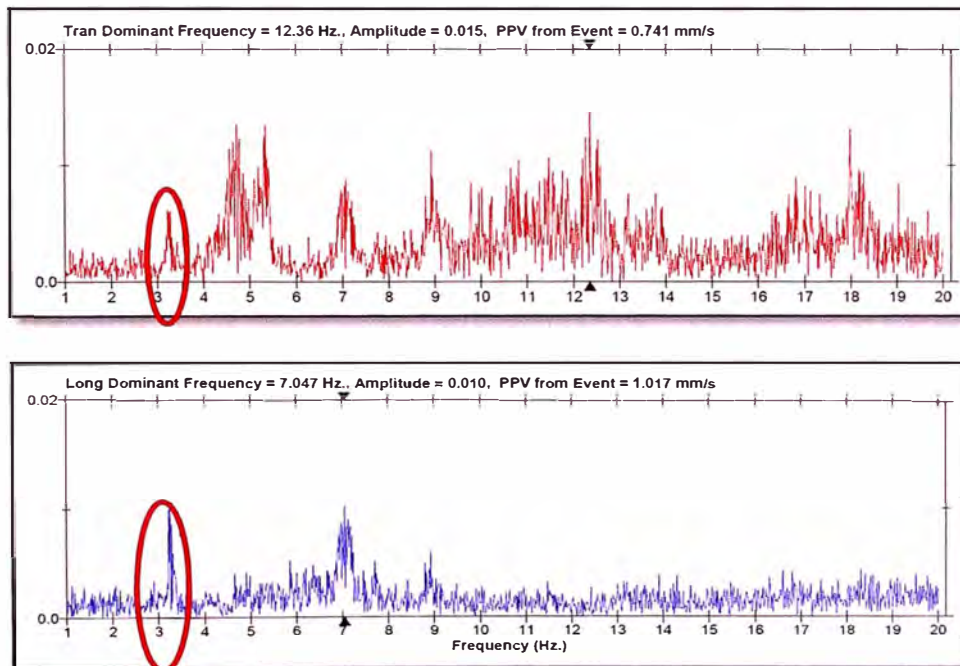


Figura 67.-Señal de registro de vibración en el punto 3, componente transversal y longitudinal.
Fuente: Olarte et al., 2015.

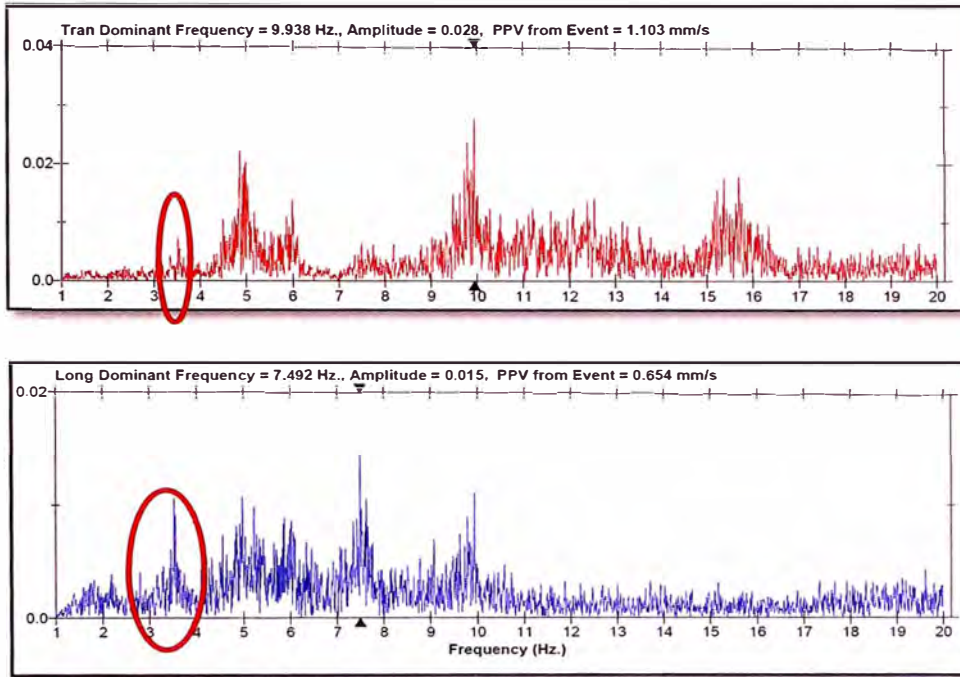


Figura 68.-Señal de registro de vibración en el punto 4, componente transversal y longitudinal.
Fuente: Olarte et al., 2015.

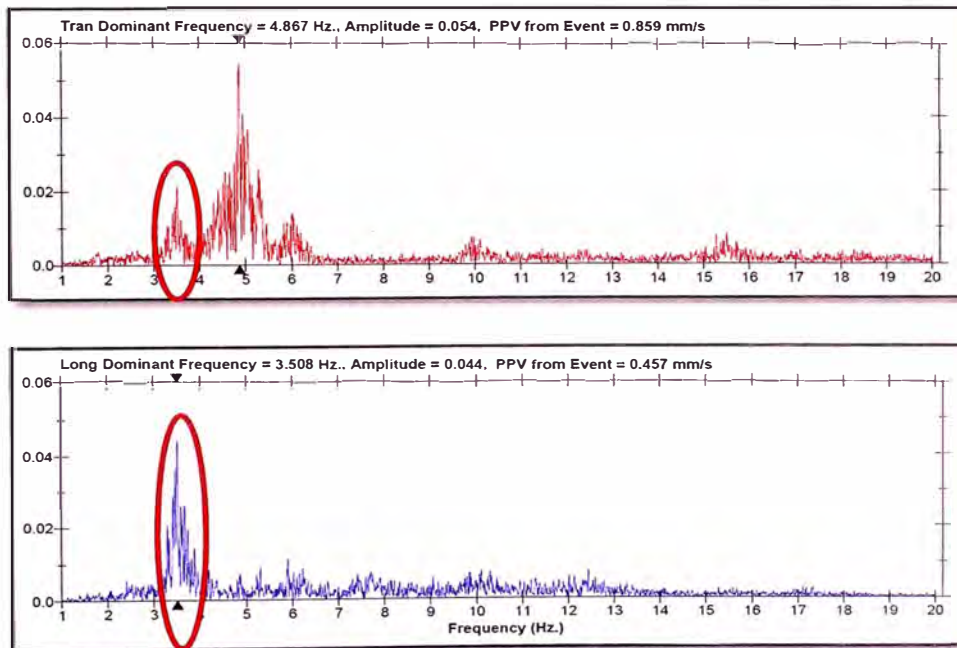


Figura 69.-Señal de registro de vibración en el punto 5, componente transversal y longitudinal.
Fuente: Olarte et al., 2015.

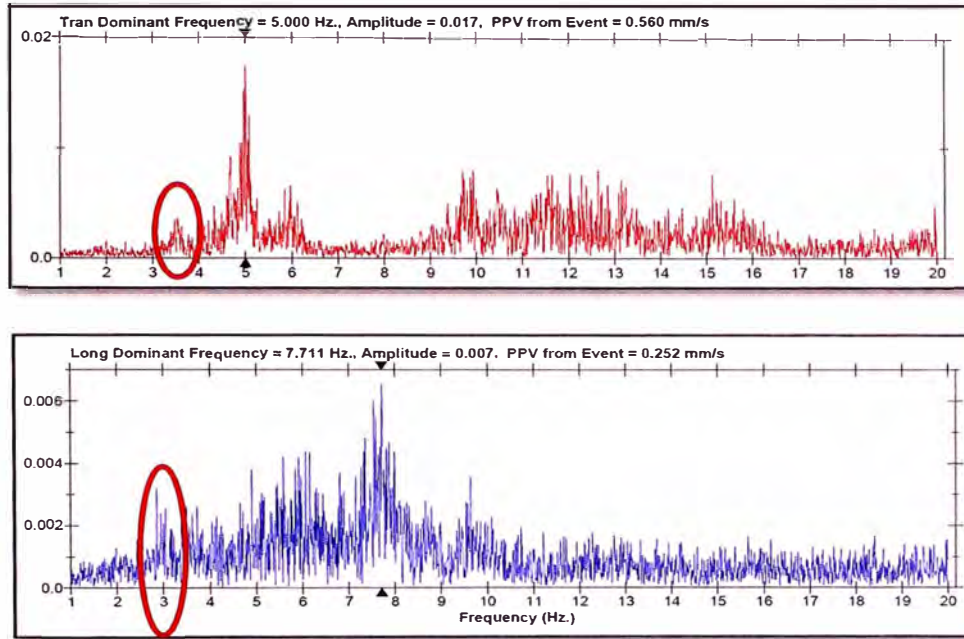


Figura 70.-Señal de registro de vibración en el punto 6, componente transversal y longitudinal.
Fuente: Olarte et al., 2015.

De las figuras anteriores, se observa que en la dirección longitudinal la menor frecuencia con mayor amplitud es 3.00 Hz, es decir, un periodo predominante de 0.33 s. Mientras que en la dirección transversal la menor frecuencia con mayor amplitud es 3.6 Hz, es decir, un periodo predominante de 0.28 s; por lo tanto se confirma que el puente se encuentra encajonado en sus extremos, debido a que solo cuenta con una junta de 1cm, la cual posiblemente se encuentre taponeado por tierra y desperdicios.

CAPÍTULO V. DESARROLLO Y CALIBRACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

5.1 MODELOS PRELIMINARES

Los modelos analítico del puente se realizaron con el software Sap 2000 v.15.0 Advance, en base a los planos de la estructura (ver anexo 7). Las propiedades de los materiales se obtuvieron de los ensayos de esclerómetro y planos existentes, con el respectivo criterio ingenieril.

Las vigas cajón se modelaron con elementos tipos frame, las columnas del puente se modelaron con elementos tipo frame, mientras que los apoyos de neopreno con elementos tipo link. El sistema de apoyo considerado en el puente se presenta en la figura 71; en ella se puede apreciar que las vigas cajón están apoyadas sobre los estribos y columnas por medio de neoprenos. Las bases de las columnas se consideran empotradas al suelo y no se tuvieron en cuenta efectos de interacción suelo estructura.

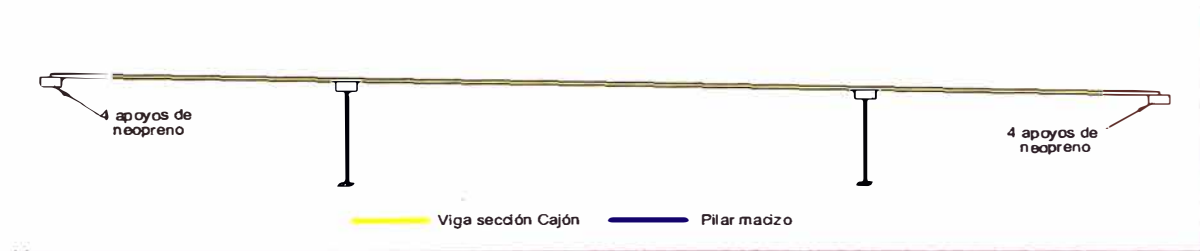


Figura 71.-Configuración estructural del modelo preliminar 1 y 2.

Fuente: Elaboración Propia.

5.2 ANÁLISIS MODAL DE LOS MODELOS PRELIMINARES

Se realizó un análisis modal preliminar para averiguar las diferencias entre los modelos propuestos y la estructura real. El resultado de este análisis muestra que el periodo fundamental de vibración en la dirección longitudinal para la estructura es igual a 0.71 s, correspondiente al primer modo de vibración, con un 97.64 % de masa participativa; mientras que en la dirección transversal se tiene un periodo fundamental de 0.35s, correspondiente al tercer modo de vibración, con un 98.03% de masa participativa. Si se compara estos valores con los resultados de la caracterización dinámica de la estructura del puente, podemos ver que existen grandes diferencias, tal como se muestra en la tabla 13.

Tabla 13.-Periodos de vibración de la estructura y el modelo

Dirección	Periodo de vibración (s)		Error relativo entre los periodos de vibración (%)
	Experimental	Teórico	
Longitudinal	0,33	0.71	115.15%
Transversal	0.28	0.35	20.69%

Fuente: Elaboración Propia.

Los porcentajes de error relativo entre los periodos de vibración de las estructuras y los modelos preliminares confirman las incertidumbres que existían respecto a los modelos, debido a la escasez de información estructural del puente; siendo evidente que los modelos propuestos no representan adecuadamente al comportamiento real de las estructuras. Por ello era imprescindible realizar una caracterización dinámica del puente, para posteriormente calibrar el modelo.

5.3 CALIBRACIÓN DEL MODELO

De acuerdo a lo mencionado anteriormente, es necesario ajustar los parámetros de los modelos preliminares, de tal forma que el periodo fundamental de los modelos se aproxime lo máximo posible al periodo fundamental real de las estructuras.

Los parámetros que intervienen en cálculo del periodo son la masa y la rigidez. La masa está condicionada por el peso propio de la estructura, las cargas permanentes; este parámetro no será modificado, debido a que son valores que se consideran correctos. La rigidez depende de la geometría, el módulo elástico y los sistemas de apoyo.

Debido a que existe incertidumbre en la resistencia de concreto, se experimentó con la resistencia del concreto que está ligada directamente al módulo elástico, observándose que al disminuir la resistencia aumenta el periodo; sin embargo la variación no fue significativa por ello no se consideró en la calibración.

Posteriormente se experimentó con los sistemas de apoyo, observándose la importancia de colocar correctamente estos elementos, al notar los cambios importantes que se producen en los resultados del análisis modal. Después de

tantear con varias opciones, se logró llegar al resultado que aproxima bastante al comportamiento real de la estructura. El cual consistió en modificar los sistemas de apoyo de la viga cajón que descansan sobre el estribo del puente, aumentando la rigidez de sus apoyos de neopreno. Ver figura 72 y 73.

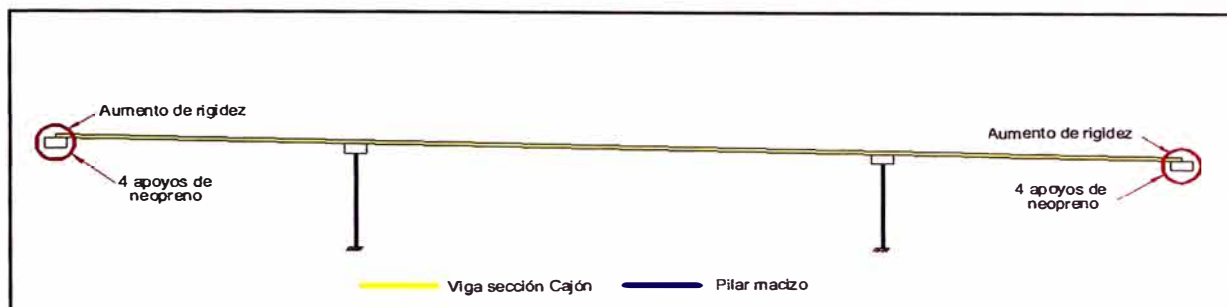


Figura 72.-Configuración estructural del modelo calibrado en elevación.

Fuente: Elaboración Propia.

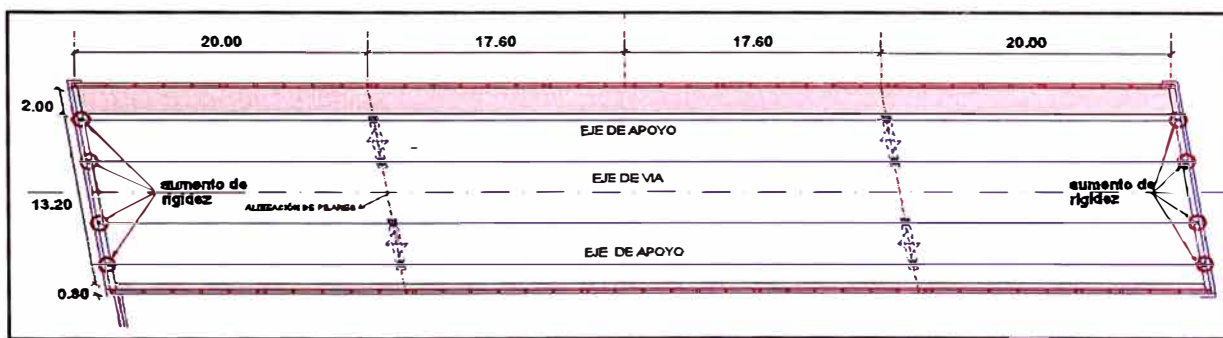


Figura 73.-Configuración estructural del modelo calibrado en planta.

Fuente: Elaboración Propia.

5.4 ANÁLISIS MODAL DE LOS MODELOS CALIBRADOS

En base a la calibración propuesta se realizó nuevamente un análisis modal, para observar las diferencias que existen ahora. El resultado de este análisis muestra que el periodo fundamental de vibración de la estructura en la dirección longitudinal es igual a 0.33 s, correspondiente al segundo modo de vibración, con un 98.06% de masa participativa; mientras que en la dirección transversal el periodo es de 0.28 s, correspondiente al tercer modo de vibración, con un 98.59% de masa participativa. En la tabla 14 se compara estos nuevos resultados con las estructuras reales, observándose un porcentaje de error en la dirección longitudinal y transversal de 0.31 % y 0.70% respectivamente.

Tabla 14.-Periodos de vibración de la estructura real y el modelo calibrado.

Dirección	Periodo de vibración (s)		Error relativo entre los periodos de vibración (%)
	Experimental	Teórico	
Longitudinal	0,33	0.331	0.31%
Transversal	0.28	0.278	0.70%

Fuente: Elaboración Propia.

La tabla anterior demuestra que los modelos calibrados se ajustan muy bien a los resultados de los ensayos experimentales. En base a estos resultados, lo más seguro es que la estructura con el paso de los años haya cambiado su frecuencia, ya que es muy probable que algunos de los apoyos de las vigas cajón que descansan en los estribo se hayan rigidizado con el tiempo. Es por ello que se considera que la estructura está funcionada de forma diferente a la original.

5.5 ANÁLISIS DE LOS MODOS DE VIBRACIÓN.

Una vez efectuadas las modificaciones mencionadas anteriormente en los modelos, se realiza un análisis modal para determinar las formas modales y periodos de vibración, lo que provee información importante sobre las características dinámicas de las estructuras del puente Atocongo.

Del análisis de los resultados del modelo analítico, se puede ver que, para la dirección "X", considerando los 12 primeros modos se logra activar un 98.06% de la masa modal. Mientras para la dirección "Y" con los 12 primeros modos se logró activar el 98.59% de la masa modal. En tanto, para la dirección Z, solo se activó el 83.53% de masa modal. En la tabla 15 se presentan los 12 primeros modos de vibración.

Tabla 15.-Porcentajes de participación modal y direcciones asociadas a tales modos.

MODO	PERIODO (s)	% MASA MODAL PARTICIPATIVA			% MASA MODAL PARTICIPATIVA ACUMULADO		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.358	0.0000	0.0000	0.1928	0.0000	0.0000	0.1928
2	0.331	0.9806	0.0000	0.0000	0.9806	0.0000	0.1928
3	0.278	0.0000	0.9531	0.0000	0.9806	0.9531	0.1928
4	0.201	0.0000	0.0013	0.0000	0.9806	0.9544	0.1928
5	0.148	0.0000	0.0000	0.2889	0.9806	0.9544	0.4817
6	0.119	0.0000	0.0311	0.0000	0.9806	0.9855	0.4817
7	0.061	0.0000	0.0003	0.0000	0.9806	0.9858	0.4817
8	0.050	0.0000	0.0000	0.0000	0.9806	0.9858	0.4817
9	0.043	0.0000	0.0001	0.0000	0.9806	0.9859	0.4817
10	0.038	0.0000	0.0000	0.0654	0.9806	0.9859	0.5471
11	0.032	0.0000	0.0000	0.2881	0.9806	0.9859	0.8353
12	0.029	0.0000	0.0000	0.0000	0.9806	0.9859	0.8353

Fuente: Elaboración Propia.

De la tabla 15, para el caso de análisis en dirección horizontal, se observa un único aporte de energía en el segundo modo con un 98.06% de masa participativa, a partir del modo 2 al modo 12 no existe aporte de energía apreciable; mientras que en la dirección transversal, se observa un aporte de energía en el tercer modo de 95.31% de masa participativa y también se observa pequeños aportes de energía en los modos 4to y 6to de 0.13% y 3.11% respectivamente.

Con las condiciones mencionadas se podría afirmar que los modelos propuestos funcionan al mismo compás que las estructuras del puente real, permitiendo de esta manera realizar el análisis de vulnerabilidad sísmica con mayor precisión, debido a que ya no existen las incertidumbres sobre el modelo que habían en el inicio.

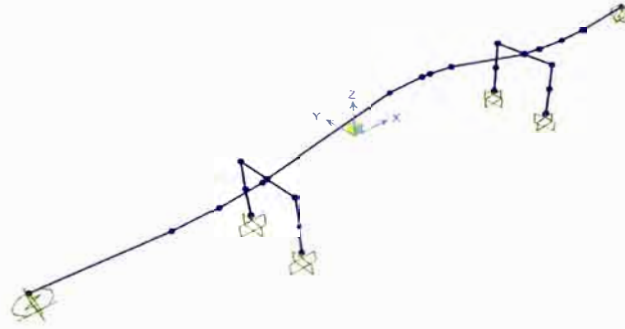


Figura 74.-Modo 1 Flexión vertical, $T=0.358$ s
Fuente: Elaboración Propia.

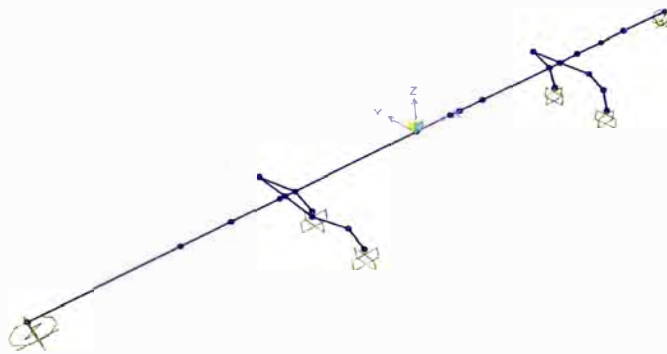


Figura 75.-Modo 2 Longitudinal, $T=0.331$ s
Fuente: Elaboración Propia.

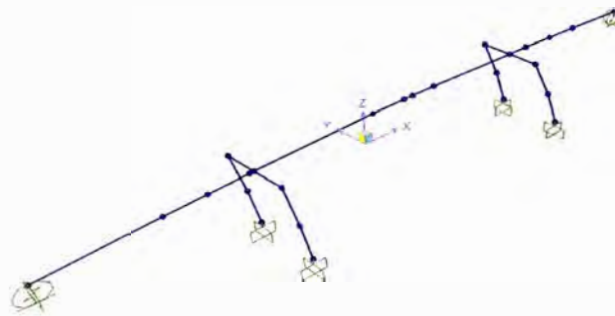


Figura 76.- Modo 3 Transversal, $T=0.278$ s
Fuente: Elaboración Propia.



Figura 77.-Modo 4, $T=0.201$ s
Fuente: Elaboración Propia.

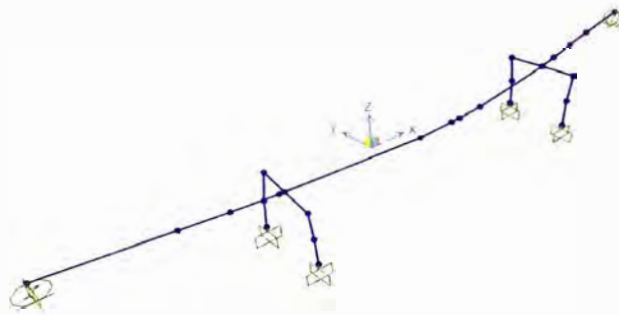


Figura 78.-Modo 6, $T=0.119$ s
Fuente: Elaboración Propia.

CAPÍTULO VI. EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE ATOCONGO

6.1 MÉTODO DE INDICE DE VULNERABILIDAD

Según el procedimiento descrito en el capítulo 3, el Método de Evaluación Simplificada de Landa se basa en la determinación del índice de vulnerabilidad del puente (I_v), el cual se obtiene mediante la calificación de 9 parámetros (C_i) que están muy vinculados con la capacidad sísmica del puente. El índice de vulnerabilidad se encuentra con la expresión (6.1)

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(C_i)^7} \right] \quad (6.1)$$

A continuación, se estima la vulnerabilidad del puente, como primera etapa de la evaluación de la capacidad sísmica del puente Atocongo, descrito en el capítulo IV. El procedimiento consiste en la estimación de los coeficientes C_i , como se ilustra a continuación:

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Este parámetro está relacionado con la variación de rigidez lateral entre los pilares del puente (Landa 2006).

El puente Atocongo presenta las siguientes rigideces en sus columnas

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 15000 \sqrt{f'c} \quad (6.2)$$

$$E = 15000 \sqrt{350} = 250998.00 \text{ kg/cm}^2 = 2806243 \text{ ton/m}^2$$

Por facilidad de cálculo se divide el pilar de 7m de altura en 10 segmentos de 0.7m de altura, generándose 11 secciones transversales desde la base hasta la corona del pilar. Para cada sección se obtienen los momentos de inercia en la dirección "x" e "y", para luego sacar un promedio de los momentos de inercia en cada dirección, obteniendo $\overline{I_x}$ e $\overline{I_y}$.

Tabla 16.-Momentos de inercia de secciones de la columna.

Sección	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
10	0,0720	3,2000
9	0,0794	2,6990
8	0,0784	2,1515
7	0,0877	1,7656
6	0,0896	1,3728
5	0,1009	1,1001
4	0,1138	0,8705
3	0,1232	0,6507
2	0,1282	0,4899
1	0,1330	0,3614
0	0,1406	0,2500
Promedio	$\bar{I}_x=0,1043$	$\bar{I}_y=1,3556$

Fuente: Elaboración propia

Se calculó la rigidez de los apoyos en los estribos y pilares, para ello se necesitó las características y propiedades del apoyo (Ver Tabla 17)

Primero se calculó el módulo de cizalladura

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (6.3)$$

Sea $\mu=0,5$

En la práctica se podría tomar $E=3 \text{ N/mm}^2 = 0.306 \text{ Kg/mm}^2$

$$G = \frac{0.306}{2(1 + 0.5)} = 0.102 \text{ kg/mm}^2$$

Tabla 17.-Características de los apoyos de neopreno

	L x B	H	G	Ka
	mm x mm	mm	kg/mm ²	kg/mm
Apoyo en estribos	300 x 250	70	0,102	109.286
Apoyo en Pilas	400 x 500	38	0,102	536.842

Fuente: Elaboración propia

$$K_{aestribo} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot G_i}{h_i} \quad (6.4)$$

$$K_{aestribo} = \frac{75000 \cdot 0.102}{70} = 109.29 \text{ kg/mm} = 109.29 \text{ ton/m}$$

$$K_{apilar} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i \cdot G_i}{h_i} \quad (6.5)$$

$$K_{apilar} = \frac{200000 \cdot 0.102}{38} = 536.84 \text{ kg/mm} = 536.84 \text{ ton/m}$$

Asumiendo la condición de losa infinitamente rígida, se calculó la rigidez lateral de las columnas.

$$K = \frac{12 EI}{h^3} \quad (6.6)$$

✓ Pilar de 7m

$$K_{col} = \frac{12 E \bar{I}_y}{h^3} = 133089.55 \text{ ton/m}$$

$$K_{apilar} = 2 * 536.84 \text{ ton/m} = 1073.68 \text{ ton/m}$$

$$K_{pilar1} = 2 * \left(\frac{K_{apilar} * K_{col}}{K_{apilar} + K_{col}} \right) = 2 * \left(\frac{1073.68 * 133089.55}{1073.68 + 133089.55} \right) = 2130.18 \text{ ton/m}$$

✓ Pilar de 6.3m

$$K_{col} = \frac{12 E \bar{I}_y}{h^3} = 182564.54 \text{ ton/m}$$

$$K_{apilar} = 2 * 536.84 \text{ ton/m} = 1073.68 \text{ ton/m}$$

$$K_{pilar2} = 2 * \left(\frac{K_{apilar} * K_{col}}{K_{apilar} + K_{col}} \right) = 2 * \left(\frac{1073.68 * 182564.54}{1073.68 + 182564.54} \right) = 2135.44 \text{ ton/m}$$

✓ Estribo

$$K_{aestribos} = 4 * 109.29 \text{ ton/m} = 437.16 \text{ ton/m}$$

$$K_p = \infty$$

$$K_{estribos} = 437.16 \text{ ton/m}$$

$$K_M = K_{pilar1} = 2130.18 \text{ ton/m}$$

$$K_m = K_{estribo} = 437.16 \text{ ton/m}$$

$$C_1 = 1 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} \quad (6.7)$$

$$C_1 = 1 - \frac{2135.44 - 437.16}{10 * 437.16} = 0.612 \text{ ton/m}$$

b) Longitud de asiento de la superestructura

Debido a que el puente Atocongo es continuo, no se tiene problemas de pérdidas de asiento en los pilares; sin embargo en los estribos si existe el riesgo.

Se calcula la longitud de asiento recomendada para el estribo.

$$L = 20 \text{ m}$$

$$H = 7.5 \text{ m}$$

$$LR = 400 + 2.5L + 10H \quad (6.8)$$

$$LR = 400 + 2.5(20) + 10(7.5) = 525 \text{ mm}$$

La longitud de asiento que existe en el estribo del puente Atocongo es:

$$LA = 750 \text{ mm}$$

De los valores obtenidos se verifica que:

$$LA = 750 \text{ mm} \geq LR = 525 \text{ mm}$$

Por lo tanto:

$$C_2 = 1.0$$

c) Año del proyecto

El puente Atocongo fue diseñado el año 1966, de manera que el coeficiente es:

$$AC = \text{Año de construcción} = 1966$$

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \quad (6.9)$$

$$C_3 = \frac{1966 - 1900}{100} = 0.66$$

d) Irregularidad en planta y Esviajamiento

Para estimar el efecto de la irregularidad en planta se determina el grado de esviajamiento, o el grado de curvatura del puente.

El puente Atocongo es recto y con esviajamiento de $\alpha = 9^\circ 08'$

Como $\alpha = 9^\circ 08' < 20^\circ$

$$C_4 = 1.0$$

e) Tipos de apoyo

Los apoyos son de neopreno laminado y tienen una antigüedad de 50 años aproximadamente; debido a su antigüedad es posible que el neopreno se haya convertido en un material más frágil, por ello solo se le considerara el 50% de su capacidad.

$$C_5 = 0.5$$

f) Estado de conservación

Efectos de socavación

No existen indicios de socavación $x_1 = 0.0$

Estado de conservación de apoyos

En los apoyos se observan deterioros menores $x_2 = 0.05$

Daños en elementos estructurales

Se observan grietas menores que 0.7mm $x_3 = 0.05$

Daños en uniones o conexiones

Se observa grietas menores que 0.7mm en uniones $x_3 = 0.05$

Mantenimiento y rehabilitación

Puente tiene más de 50 años y presenta desprendimientos en la viga $x_3 = 0.5$

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \quad (6.10)$$

$$C_6 = 1 - 0.0 - 0.05 - 0.05 - 0.05 - 0.5 = 0.35$$

g) Potencial de licuefacción

Debido a que es un método simplificado, que buscar facilitar la determinación del nivel de vulnerabilidad de los puentes, se tendrá que obviar este parámetro; ya que no se cuenta con mapas de las áreas con potencial de licuefacción en la ciudad de Lima. Se podría hacer estudios de campo para determinar el potencial de licuefacción, pero no sería factible para una evaluación simplificada.

h) Periodo de vibración

Como el puente se ubica en la zona sísmica 4, con un suelo tipo S1, los valores característicos del espectro son:

$$T_p = 0.4$$

Calculo de la masa

Superestructura :

Área de sección cajón : 7.16 m²

Longitud del puente : 75.2m

Peso Unitario : 2.4tn/m³

Peso de superestructura = 1292.24 tn

Subestructura:

Sección del pilar : Variable

Altura promedio : 6.65 m

Volumen del pilar : 7 m³

Nº de columnas : 4

Peso Unitario : 2.4tn/m³

Peso de subestructura = 67.2 tn

Peso de Asfalto

$$D_w = P_{\text{asfalto}} * \text{Espesor} * \text{Area} = 2.25 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.05 \text{ m} * (12.3 * 75.2) \text{ m}^2$$

$$D_w = 101.75 \text{ ton}$$

Peso de Vereda

$$W_{\text{vereda}} = P_{\text{concreto}} * \text{Espesor} * \text{Area} = 2.4 \frac{\text{tn}}{\text{m}^3} * 0.15 * ((2 + 0.8) * 75.2) \text{ m}^2$$

$$W_{\text{vereda}} = 75.8 \text{ tn}$$

Peso de Baranda-

$$W_{\text{baranda}} = 2 * P_{\text{mlineal}} * \text{Longitud} = 2 * 0.10 \frac{\text{tn}}{\text{m}} * 75.2 \text{ m} = 15 \text{ tn}$$

$$W_{\text{baranda}} = 15 \text{ tn}$$

Tabla 18.-Cargas del puente.

Elementos	Peso (Tn)
Superestructura	1294.24
Subestructura	67.20
Asfalto	101.75
Veredas	75.80
Baranda	15.00
Carga Total	1554

Fuente: Elaboración propia

Ahora se calculará el peso por metro lineal.

$$W_{lineal} = \frac{1554}{75.2} \text{ tn/m} = 20.66 \text{ tn/m}$$

De acuerdo al método de las áreas tributarias, se metra las cargas para los apoyos y estribos (Ver tabla 19).

Tabla 19.-Carga en los apoyos del puente

Elementos	Estribo 1 (Tn)	Pilar 1 (Tn)	Pilar 2 (Tn)	Estribo 2 (Tn)
Longitud	10	27,6	27,6	10
Wlineal	20.66	20.66	20.66	20.66
Carga Total	206.6	570.22	570.22	206.6

Fuente: Elaboración propia

$$m = \frac{W}{g} = \frac{570.22}{9.81} = 58.13 \text{ tn} - \frac{s^2}{m} \quad (\text{No se incluye la carga viva})$$

Pilar de 7 m de altura.

$$K_{y\text{ pilar } 1} = 2130.18 \text{ tn/m}$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \tag{6.11}$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{58.13}{2130.18}} = 1.04 \text{ s}$$

Pilar de 6.3 m de altura.

$$K_{y_{\text{pilar } 2}} = 2135.44 \text{ tn/m}$$

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{58.13}{2135.44}} = 1.03 \text{ s}$$

$$1.3T_p = 0.52 \text{ s}$$

$$\text{Como } T_s \geq 1.3T_p$$

$$C_9 = 1.0$$

i) Factor de importancia

Según JICA (2013) el puente Atocongo se considera un puente crítico, por tener una alta demanda vehicular, debido a que se encuentra dentro de uno de los ejes cortinas de la ciudad de Lima (Av. Panamericana Sur). Por ello se empleará un coeficiente adicional.

$$C_9 = \frac{1}{1.5}$$

$$C_9 = 0.67$$

Una vez calculados todos los parámetros se procede a determinar el índice de vulnerabilidad. Asimismo se debe tener en cuenta que al no incluir el parámetro de licuefacción solo se trabajará con 8 parámetros, por lo que el nuevo índice de vulnerabilidad quedará definido para la ecuación (6.12).

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_8}{(\bar{C}_i)^6} \right] \quad (6.12)$$

$$I_v = \frac{0.61 * 1 * 0.66 * 1 * 0.9 * 0.35 * 1 * 0.67}{0.77^6} = 0.40$$

Como $I_v = 0.40$ de acuerdo a la tabla 5, el puente es susceptible a presentar daños severos durante un sismo. Se necesita efectuar estudios más detallados en corto plazo.

6.2 MÉTODO DE ESPECTRO CAPACIDAD

6.2.1 Modelos de comportamiento de materiales.

Se listan algunos parámetros idealizados para el concreto y acero utilizados en el modelamiento del puente Atocongo, en el siguiente cuadro.

Tabla 20.-Parámetros del diagrama esfuerzo-deformación.

Concreto		Valor	Unid
f'_c	Resistencia a la compresión	350	kg/m ²
ϵ_0	Deformación en el esfuerzo máximo alcanzado	0.002	m/m
f_u	Deformación última	0.004	m/m
E_c	Módulo de elasticidad	250,000.00	kg/m ²
Acero		Valor	Unid
f_y	Esfuerzo de fluencia	2800	kg/m ²
ϵ_{sy}	Deformación en el punto de fluencia	0.00138	m/m
ϵ_{su}	Deformación máxima	0.12	m/m
E_y	Módulo de elasticidad	2,000,000.00	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

6.2.1.1 Modelo esfuerzo deformación elastoplástico para el acero

Es el más sencillo, debido a que no se toma en cuenta la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación.

De manera conservadora se asume este modelo para la presente tesis, debido a la antigüedad del puente (50 años).

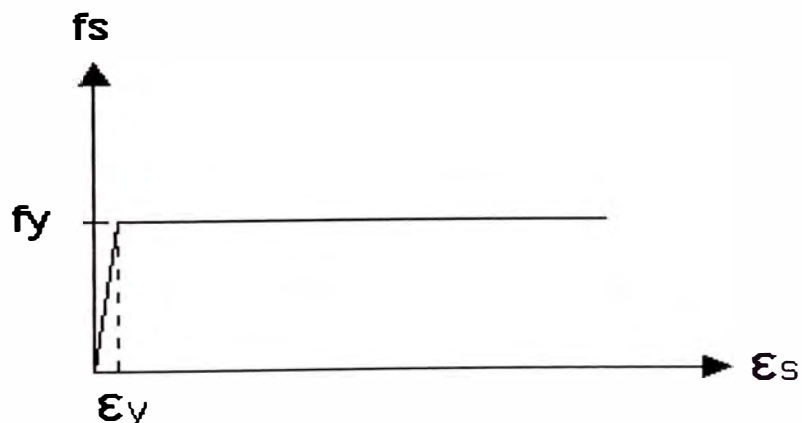


Figura 79.-Modelo Esfuerzo –deformación Elastoplástico para el acero.

Fuente: Elaboración Propia

A continuación se presenta el modelo elastoplástico adecuado a los parámetros y condiciones del puente Atocongo.

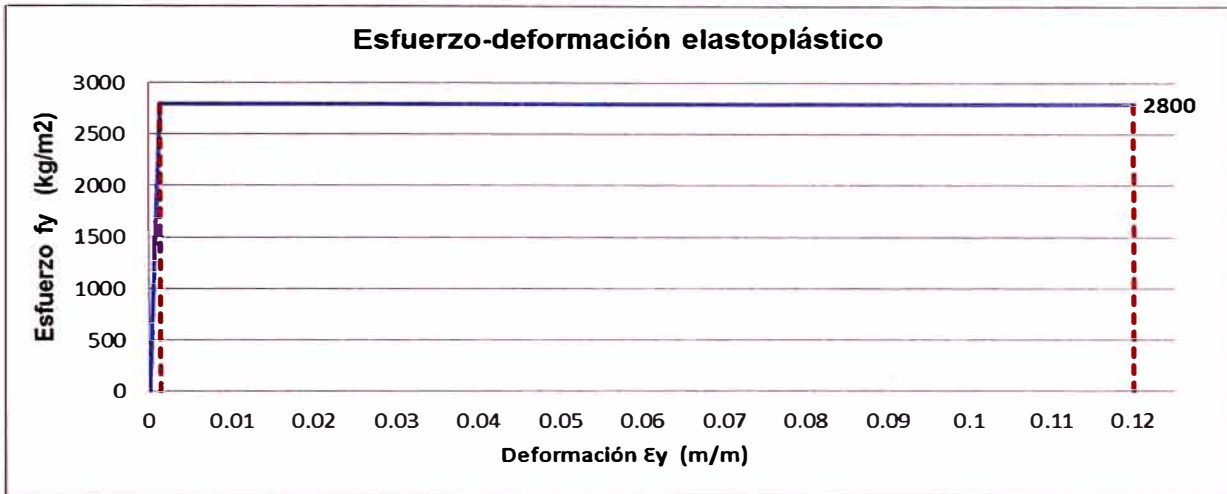


Figura 80.-Modelo Esfuerzo–deformación del acero para el puente Atocongo.

Fuente: Elaboración Propia.

6.2.1.2 Modelo esfuerzo deformación Hognestad para el concreto

Con la finalidad de representar de forma sencilla las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican en modelos teóricos tal como el modelo Hognestad. Este modelo es el más adecuado para el presente estudio, debido a que se usa para elementos no confinados, como es el caso de las columnas del puente Atocongo.

Se compone de un tramo parabólico de segundo grado y otro lineal. La expresión que representa este modelo es:

$$f_c = \begin{cases} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] f''_c & \varepsilon_c \leq \varepsilon_0 \\ [1 - 100(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] f''_c & \varepsilon_0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \end{cases} \quad (5.1)$$

Donde f_c y ε_c son el esfuerzo y la deformación unitaria en el concreto, respectivamente, mientras que la deformación unitaria correspondiente a f''_c es $\varepsilon_0 = 0.002$ y $\varepsilon_{cu} = 0.004$ es la deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión.

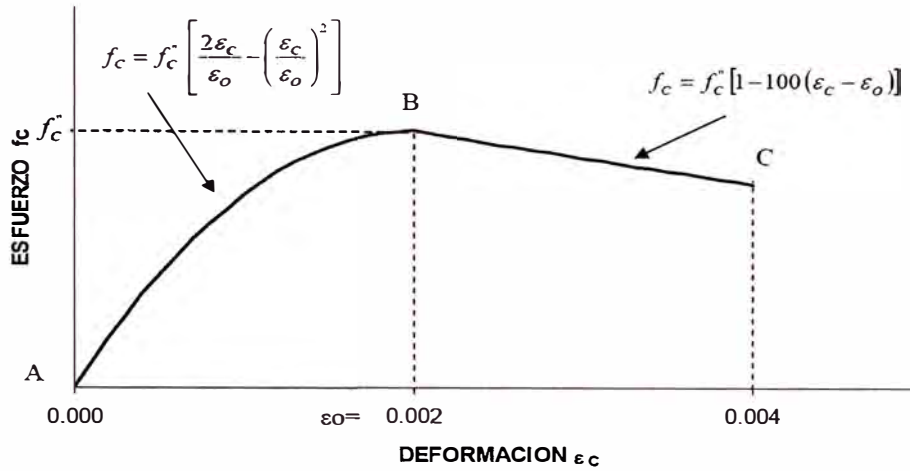


Figura 81.-Modelo Esfuerzo–deformación Hognestad para el concreto.
 Fuente: Park y Paulay, 1983.

A continuación en la figura 82 se presenta el modelo de Hognestad adecuado a los parámetros y condiciones del puente Atocongo.

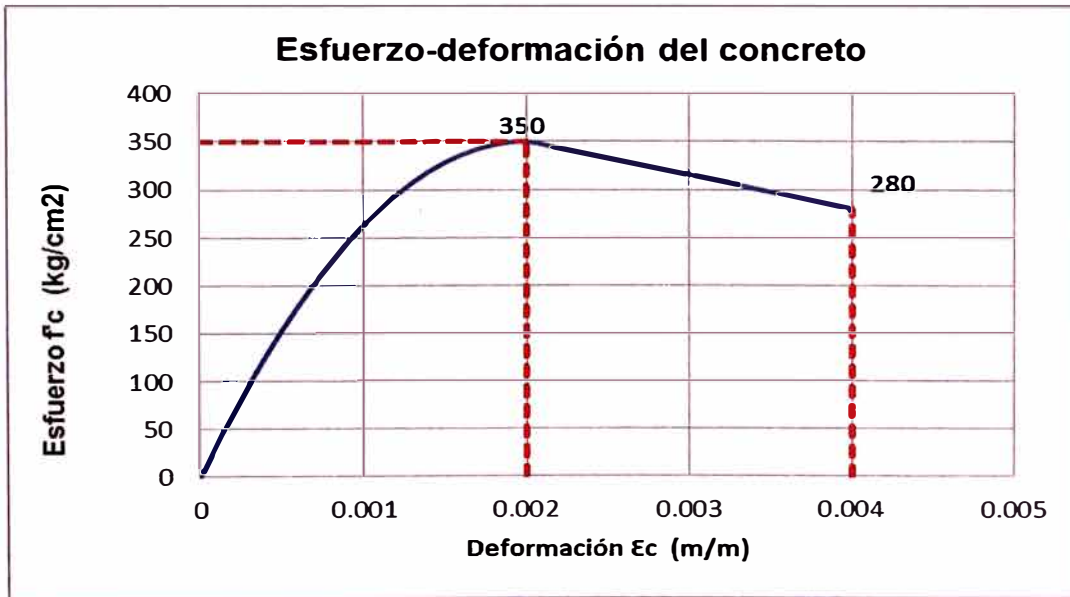


Figura 82.-Modelo Esfuerzo –deformación Hognestad para el concreto.
 Fuente: Elaboración propia

6.2.2 Análisis estático no lineal (Pushover) y obtención de la curva capacidad.

La curva capacidad es la representación gráfica del comportamiento general de la estructura dentro y fuera del rango elástico, obtenida del análisis estático no lineal o también conocido como análisis pushover. Para obtener la curva capacidad se usó el software Sap2000 v.15; para ello primero se definieron las rotulas plásticas en la base de las columnas.

6.2.2.1 Ductilidad de la estructura

La ductilidad es la capacidad que tiene un material estructural de resistir deformaciones donde el material ha superado el límite elástico. Para determinar la ductilidad, primero se evaluarán las relaciones momento curvatura de la columna. Debido a que la columna tiene la sección variable en toda su altura, se tomará la sección con la que inicia la columna. En la figura 81 se muestra la sección en la base de la columna, definida por el software Sap2000.

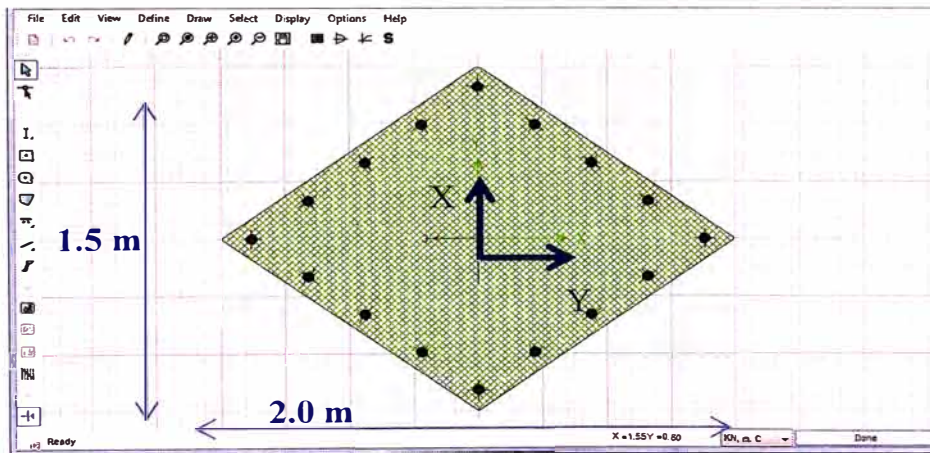


Figura 83.-Sección en la base de la columna.

Fuente: Elaboración Propia

En la figura 82 se presentan las propiedades de la sección de la columna en la base.

Axis Angle	90	>>
A	1.5	m ²
J	0.3064	
I33	0.1406	m ⁴
I22	0.25	m ⁴

Figura 84.-Sección en la base de la columna.

Fuente: Elaboración Propia

Para la evaluación de la idealización según CALTRANS (modelo elasto plástico) se estiman las cargas axiales en cada columna. Para ello se utiliza el software “Sap 2000”, asimismo también se verifica las cargas en un modelo 3D con el software Csi Bridge versión 2019 (Ver anexo 1). Finalmente se concluye que no existe una variación considerable entre ambos modelos debido a que es una estructura muy simétrica.

Carga para una sola columna ($P_{DC} + P_{DW}$)

$$P_{DC+DW} = 3860 \text{ kN}$$

$$P_{DC+DW} = 393.48 \text{ Tn}$$

En la figura 85 se muestra el momento curvatura para dicha sección, donde también se incluyen cargas axiales.

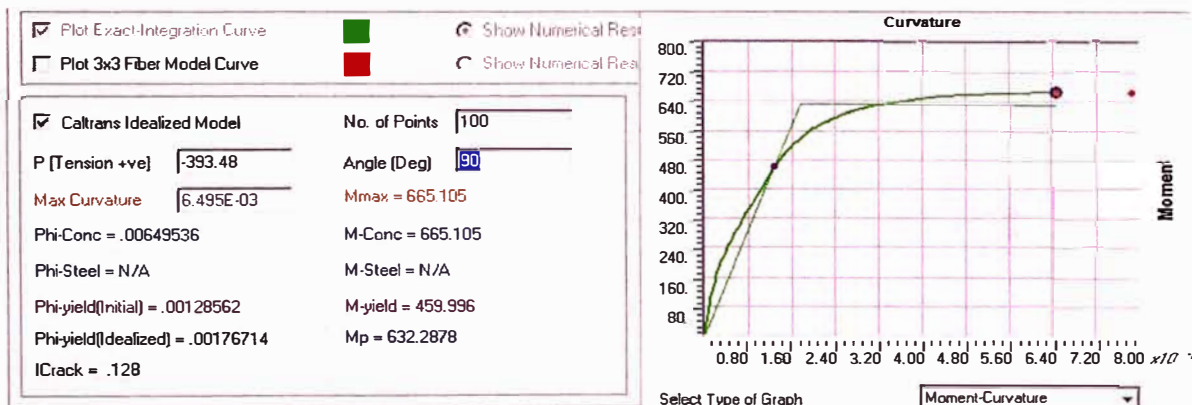


Figura 85.-Capacidad de la columna en la dirección transversal.

Fuente: Elaboración Propia

A partir de estos valores se elabora el diagrama momento curvatura bilineal según el criterio de idealización del CALTRANS. En la figura 86 se muestra el momento curvatura bilineal.

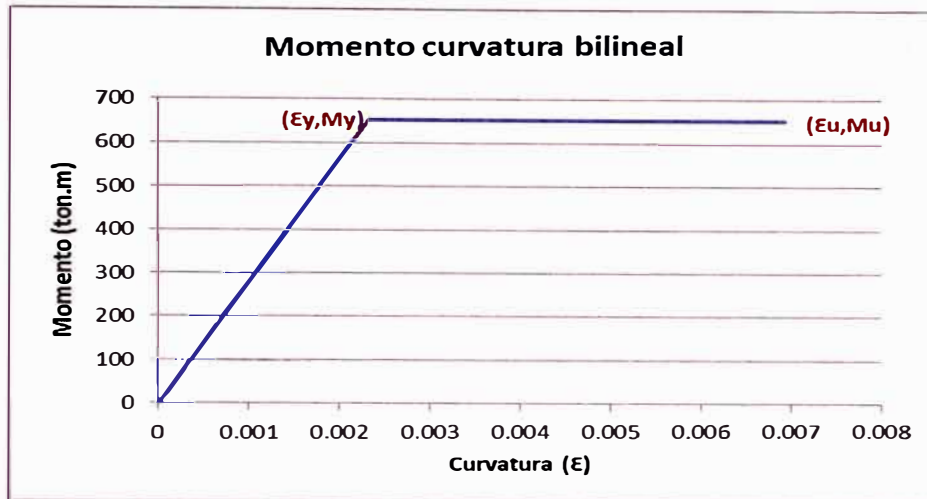


Figura 86.-Momento curvatura para diferentes cargas axiales

Fuente: Elaboración propia

A partir del gráfico 86, momento curvatura bilineal se calcula la ductilidad de la sección. Para ello se divide la curvatura última (ϵ_u) entre la curvatura de fluencia (ϵ_y).

$$\mu = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$$

$$\mu = \frac{0.006920}{0.00232} = 2.98$$

6.2.2.2 Longitud de rótula plástica

En el caso de la longitud de rótula plástica según Priestley, Seible y Calvi, (1996) se puede tener una buena estimación a partir de la siguiente expresión:

$$l_p = 0.08l + 0.022d_b f_y$$

Para el caso del puente Atocongo, se tiene los siguientes valores:

Altura de la columna $l = 7.00 \text{ m}$

Diámetro de la barra $d_b = 0.045 \text{ m}$

Esfuerzo de fluencia -acero Gr 40 $f_y = 280 \text{ MPa}$

$$l_p = 0.08(7\text{m}) + 0.022(280)(0.045) = 0.837 \text{ m}$$

$$l_p \approx 85.00 \text{ cm}$$

Para proporciones típicas de vigas y columnas, esta ecuación resulta en

$$l_p \approx 0.5h, \text{ donde } h \text{ es el peralte de la sección}$$

6.2.2.3 Asignación de rótula plástica

La capacidad disponible de rotación plástica depende de la geometría de la sección así como también de la cantidad y distribución de refuerzo transversal dentro de la zona de plastificación. Para generar las rótulas plásticas se necesitan los valores de ductilidad y la longitud de rótula plástica, determinados en las secciones 6.2.2.1 y 6.2.2.2 respectivamente. Una vez calculados los valores de ductilidad y longitud de rótula plástica se procede a ingresar los valores al software sap2000, tal como se muestra en la figura 87.

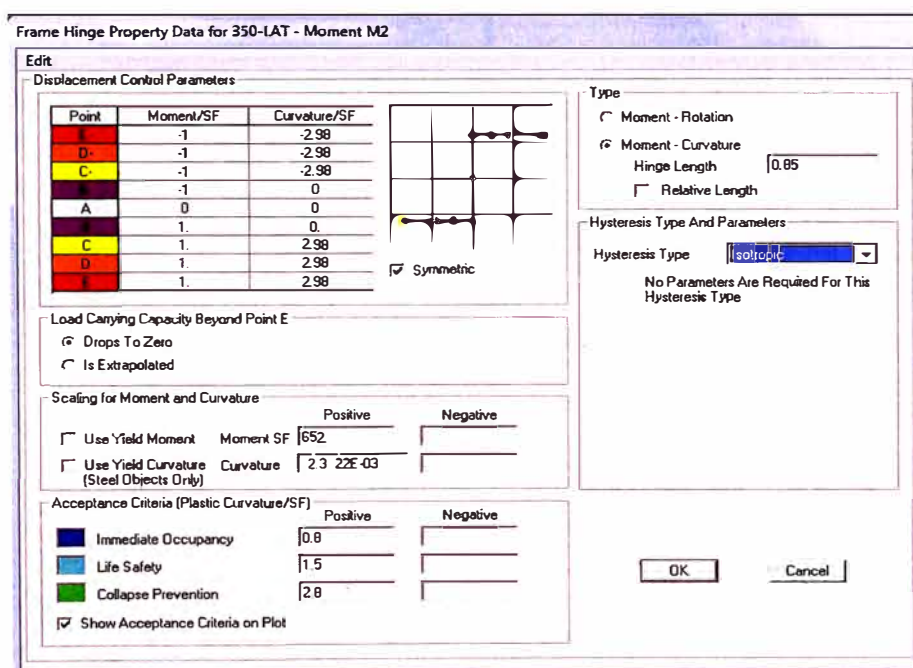


Figura 87.-Momento curvatura para diferentes cargas axiales

Fuente: Elaboración propia

En la figura 88 se presenta una vista con la asignación de rótulas plásticas en la base de las columnas del puente Atocongo.

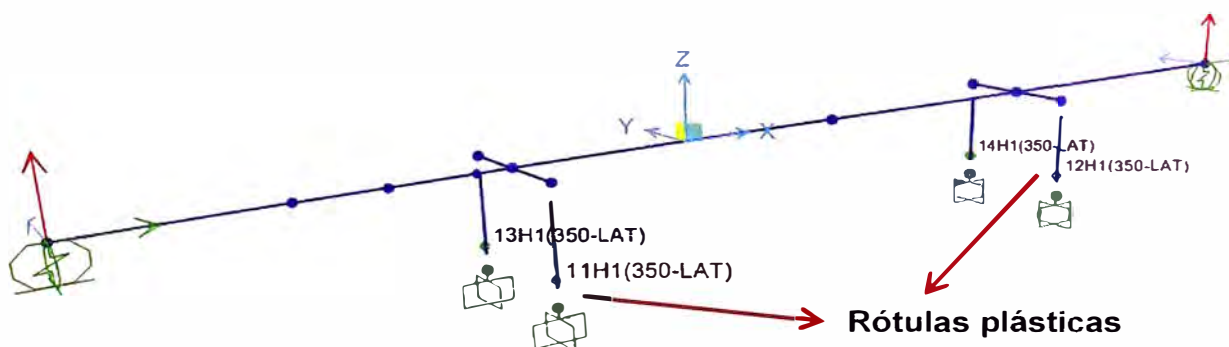


Figura 88.-Vista de las rótulas plásticas asignadas en la dirección transversal al puente.

Fuente: Elaboración propia

6.2.2.4 Desarrollo del análisis pushover con Software Sap2000

Se definió el centro geométrico del tablero como punto de desplazamiento de monitoreo para generar la curva de capacidad de la estructura, debido a que es el punto donde se generará el mayor desplazamiento lateral.

Una vez definido el punto de control se asigna unas cargas laterales, que actúan en la parte superior de las columnas. El valor de las cargas no es relevante, ya que el análisis pushover realiza una serie de iteraciones para la obtención de las fuerzas cortantes asociados a desplazamientos del puente en el punto de control.

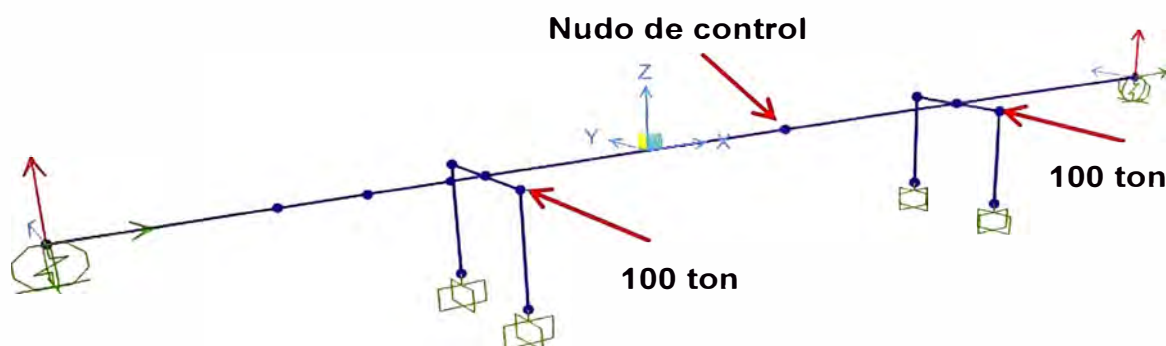


Figura 89.-Aplicación de carga horizontal en la dirección Y (transversal)

Fuente: Elaboración propia

Para el análisis se consideraron también las cargas permanentes DC más el 50 % de cargas vivas LL+I, sin factores de mayoración.

Se presenta el modelo del puente, donde se puede apreciar el estado y formación de rótulas plásticas en las columnas. El desplazamiento último de la estructura (D_u) se obtiene cuando al menos una rótula alcanza su máxima rotación plástica.

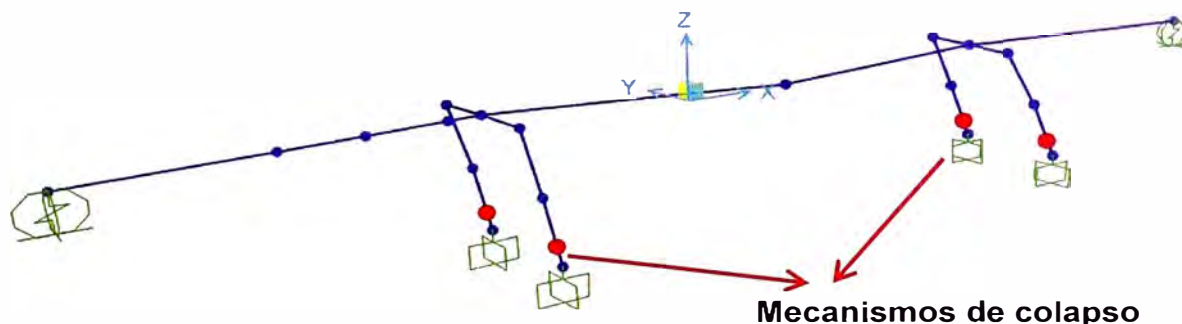


Figura 90.-Formación de rótulas plásticas en las columnas.

Fuente: Elaboración propia

6.2.2.5 Obtención de la curva capacidad

Del análisis pushover se obtuvo una representación gráfica del comportamiento general de la estructura, denominada curva capacidad. A continuación se presenta la gráfica de la curva capacidad del puente Atocongo en la dirección transversal al tráfico con su respectiva tabla de valores.



Figura 91.-Curva de capacidad del puente Atocongo en la dirección transversal

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21.-Valores de cortantes y desplazamientos de la curva capacidad en la dirección Y

Desplazamiento (m)	Cortante (tn)
0.00	0.00
0.20	155.38
0.40	310.73
0.60	466.07
0.80	621.42
0.83	648.21
1.03	704.17
1.23	760.48
1.43	816.44
1.63	872.79
1.83	928.75
2.03	985.10
2.23	1041.07
2.43	1097.38
2.63	1153.35
2.83	1209.65
3.03	1265.61
3.23	1321.96
3.43	1377.92
3.63	1434.22
3.83	1490.18
4.03	1546.54
4.23	1602.50
4.43	1658.85
4.54	1688.55

Fuente: Elaboración propia

6.2.3 Conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad

A partir de la curva capacidad, que está en términos de cortante basal y desplazamiento de techo, se debe obtener un Espectro de Capacidad, que está en un formato Espectral de Respuesta Aceleración–Desplazamiento (ADRS) (S_a vs S_d). Las ecuaciones necesarias para realizar la transformación han sido señaladas en la sección 3.4.1.2.

Del modelo matemático del puente se obtiene los siguientes valores para la dirección transversal.

Aceleración de la gravedad : $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Masa de la estructura : $W = 1600/g \text{ kN} \cdot \text{s}^2/\text{m}$

Factor de participación de masa : $\alpha_1 = 0.939$

Factor de participación modal : $PF_1 \phi_{\text{tablero},1} = 1.046$

Por medio de las siguientes ecuaciones, detalladas en el capítulo III, se realizó la conversión de la curva capacidad a espectro de capacidad

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \qquad S_d = \frac{\Delta_{\text{tablero}}}{PF_1 \phi_{\text{tablero},1}}$$

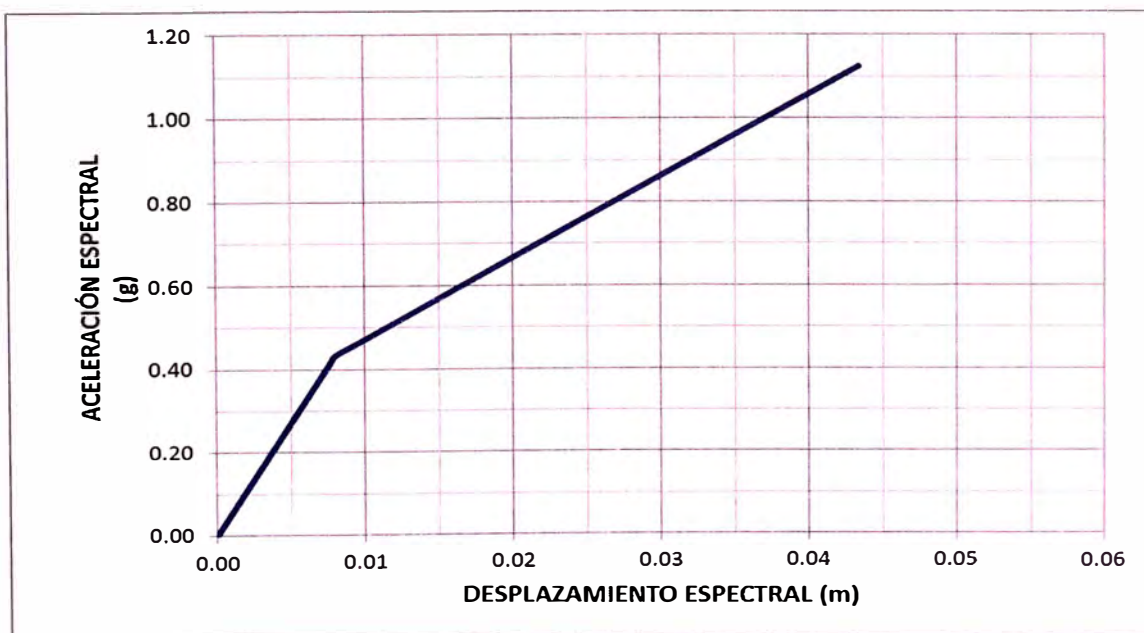


Figura 92.-Curva de capacidad del puente Atocongo en la dirección transversal

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22.-Valores de aceleraciones y desplazamientos espectrales correspondientes al espectro de capacidad en la dirección Y

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.000
0.002	0.103
0.004	0.207
0.006	0.310
0.008	0.414
0.008	0.432
0.010	0.469
0.012	0.506
0.014	0.544
0.016	0.581
0.018	0.618
0.019	0.656
0.021	0.693
0.023	0.731
0.025	0.768
0.027	0.805
0.029	0.843
0.031	0.880
0.033	0.917
0.035	0.955
0.037	0.992
0.039	1.030
0.040	1.067
0.042	1.104
0.043	1.124

Fuente: Elaboración propia

6.2.4 Espectro de demanda

6.2.4.1 Espectro de respuesta elástico

Para esta tesis se trabajará con espectros de respuesta para periodos de retorno de 500, 1000 y 2500 años (ver figuras 93, 94 y 95). Estos espectros de respuesta se obtuvieron con el apoyo del Dr. Jorge Olarte, quien realizó un estudio de peligro sísmico de una determinada área, que incluye la ciudad de Lima, y proporcionó las curvas de peligros sísmicos para el puente Atocongo.

Asimismo se identificó que el puente Atocongo está cimentado sobre un suelo de tipo "C", según el estudio de microzonificación de Lima (2013). En el anexo 3 se presenta el detalle del procedimiento que se siguió para obtener los espectros de respuesta.

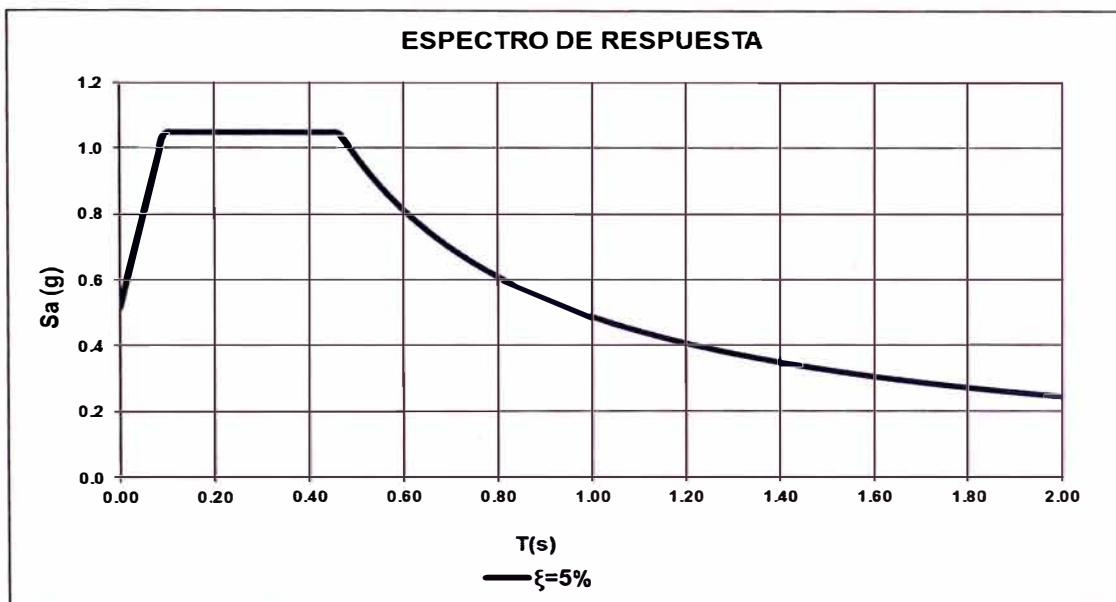


Figura 93.-Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años

Fuente: Elaboración propia.

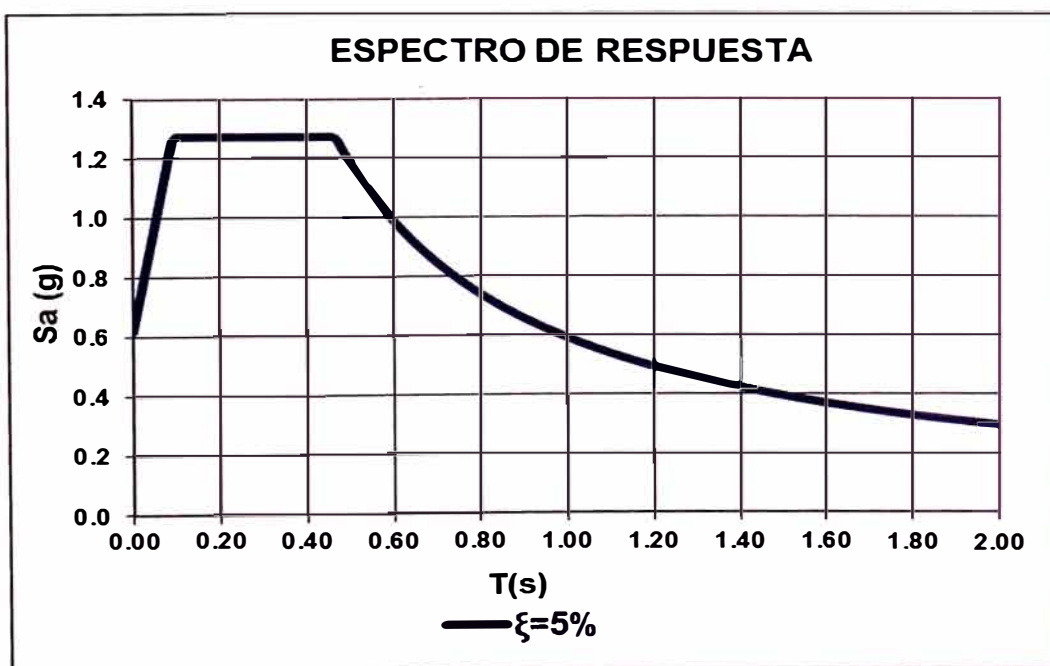


Figura 94.- Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años

Fuente: Elaboración propia.

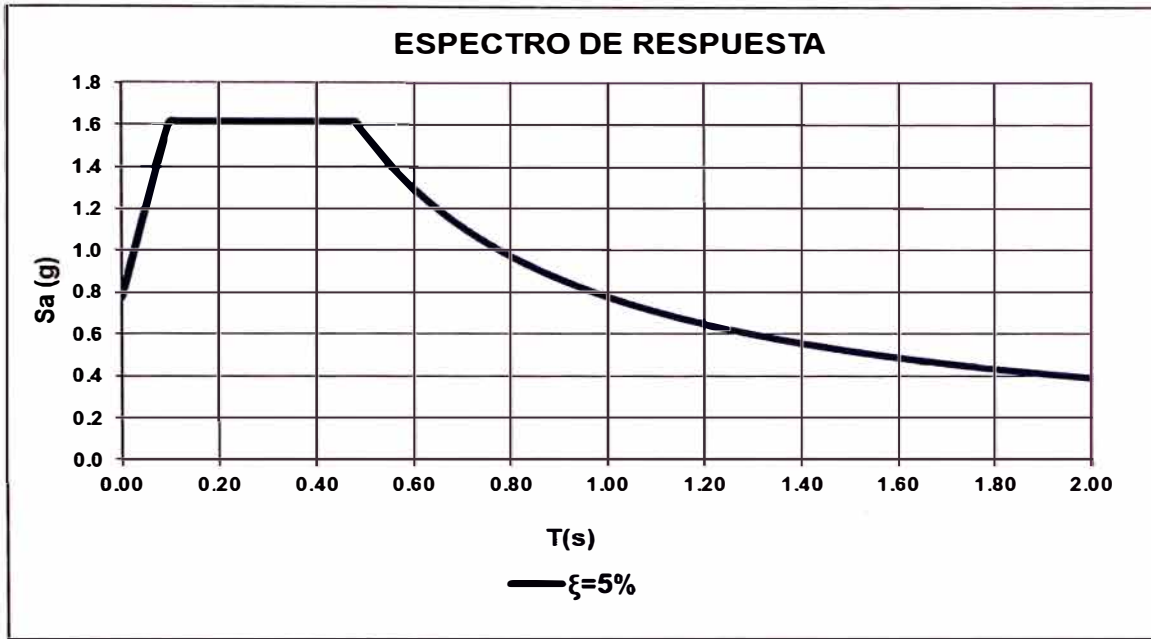


Figura 95.-Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años
Fuente: Elaboración propia.

6.2.4.2 Conversión de Espectro de respuesta elástico a espectro de demanda

A partir de los espectros de respuesta se obtiene los espectros de demanda, presentados a continuación.

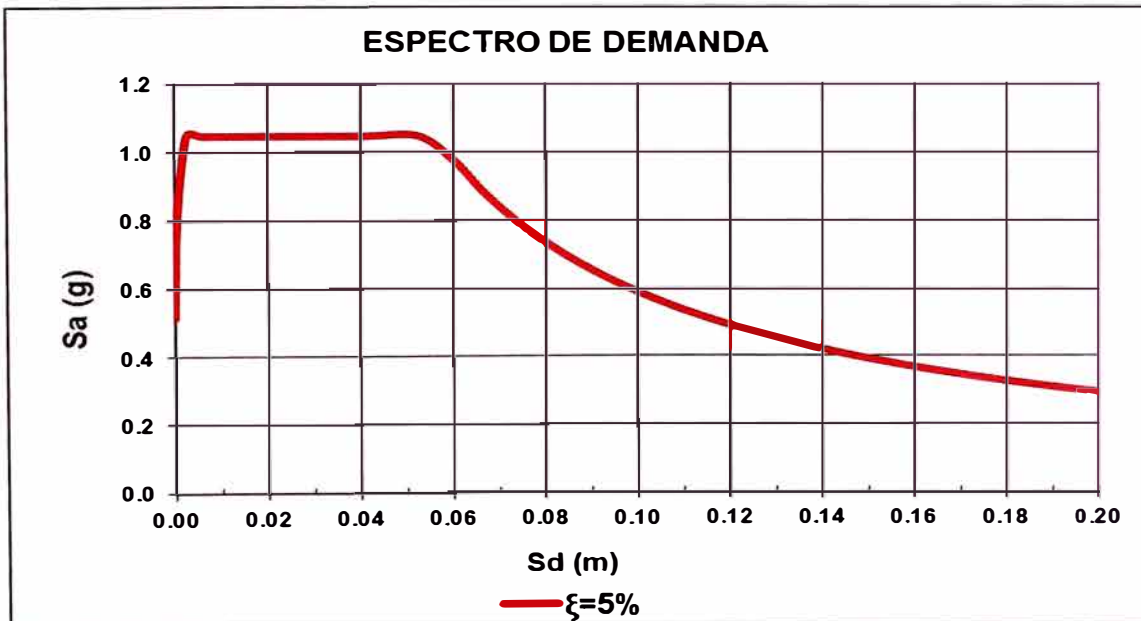


Figura 96.-Espectro de demanda para un periodo de retorno de 500 años
Fuente: Elaboración propia.

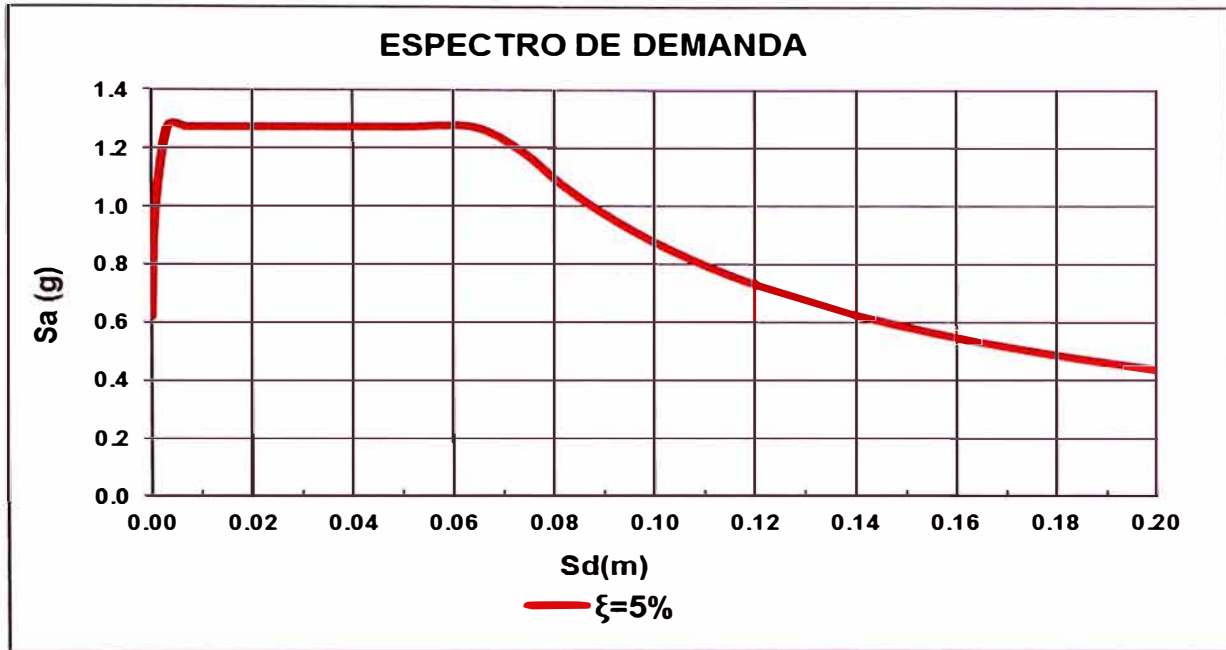


Figura 97.- Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años
Fuente: Elaboración propia.



Figura 98.-Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2500 años
Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO VII. ANÁLISIS DE RESULTADOS

7.1 PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r= 500$ AÑOS

Para determinar el punto desempeño primero se debe suponer un punto de prueba (dpi, api), detallado en la sección 3.4.3. Este punto inicial es la proyección sobre el espectro capacidad, de la intersección de la recta tangente al espectro capacidad y el espectro de demanda elástico.

La pendiente de la tangente al espectro capacidad es 54.106 g/m

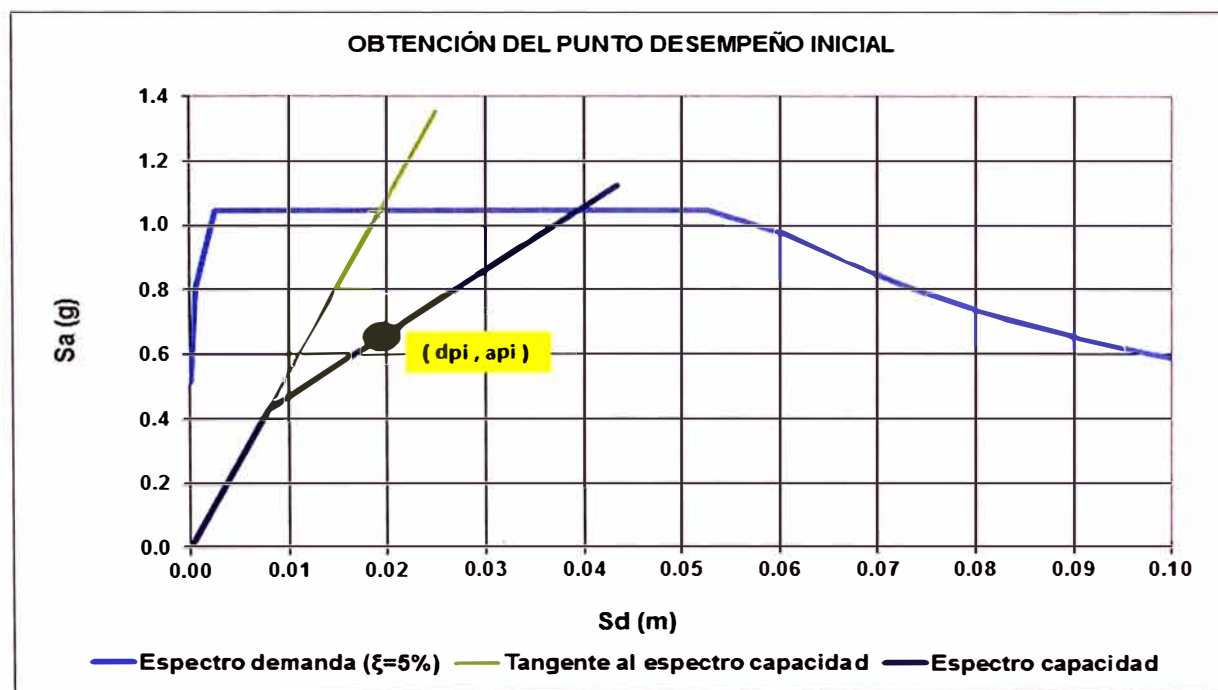


Figura 99.-Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de 500 años

Fuente: Elaboración propia

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial, cuyo resultado es el siguiente:

$$D_{pi} \text{ (m)} = 0.0194$$

$$A_{pi} \text{ (g)} = 0.6544$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 20.78\%$$

$$SRA = 0.540936543$$

$$SRV = 0.646062427$$

Con los valores presentados anteriormente se obtiene el espectro de demanda reducido, asimismo también se determina el nuevo punto desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura 100).

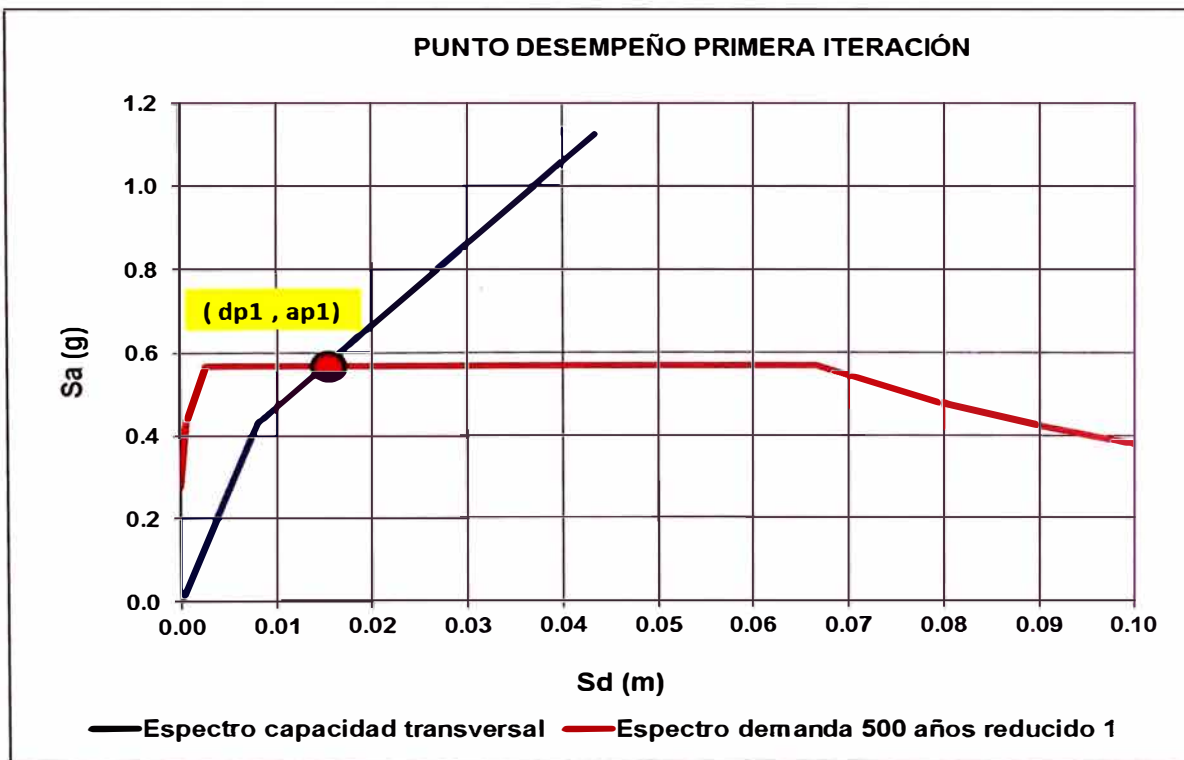


Figura 100.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años
 Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, cuyo resultado es el siguiente:

$$Dp1 (m) = 0.0149$$

$$Ap1 (g) = 0.5672$$

A continuación se verifica la variación entre los entre $Dp1$ y Dpi ; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0194 - 0.0149}{0.0149} \times 100$$

$$\%Error = 23.02\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite de 5%, se deberá seguir iterando hasta obtener un error menor al 5 %.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

β_{eff}	=19.40 %
SRA	=0.562968596
SRV	=0.663130396

Con estos valores se obtiene el espectro de demanda reducido, posteriormente se determina el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y espectro demanda reducido (ver figura 101).

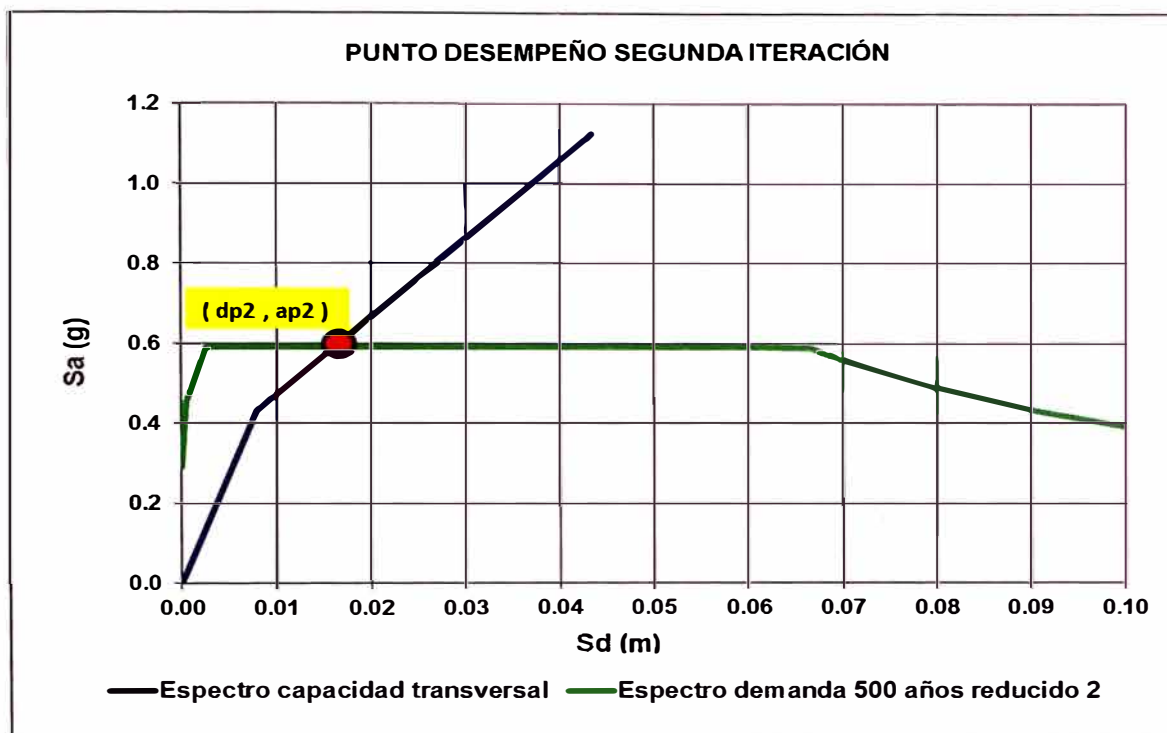


Figura 101.- Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años

Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el punto de desempeño de prueba que resulta

$$Dp2 (m) = 0.0161$$

$$Ap2 (g) = 0.590$$

A continuación se verifica la variación entre los entre Dp2 y Dp1; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0149 - 0.0161}{0.0161} \times 100$$

$$\%Error = 7.34\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite de 5%, se deberá seguir iterando hasta obtener un error menor al 5 %.

Tercera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 20.01\%$$

$$SRA = 0.553161855$$

$$SRV = 0.655533231$$

Con estos valores se obtiene el espectro de demanda reducido (Ver tabla 23), posteriormente se determina el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y espectro demanda reducido (Ver figura 102).

Tabla 23.-Espectro de demanda reducido (500 años) - tercera iteración

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.285
0.000	0.444
0.003	0.580
0.006	0.580
0.010	0.580
0.016	0.580
0.023	0.580
0.032	0.580
0.042	0.580
0.053	0.580
0.061	0.580
0.067	0.580
0.073	0.525
0.079	0.484
0.085	0.450
0.091	0.420
0.097	0.393
0.103	0.370
0.109	0.350
0.115	0.331
0.121	0.315
0.127	0.300
0.133	0.286
0.139	0.274
0.145	0.262
0.151	0.252

Fuente: Elaboración propia.

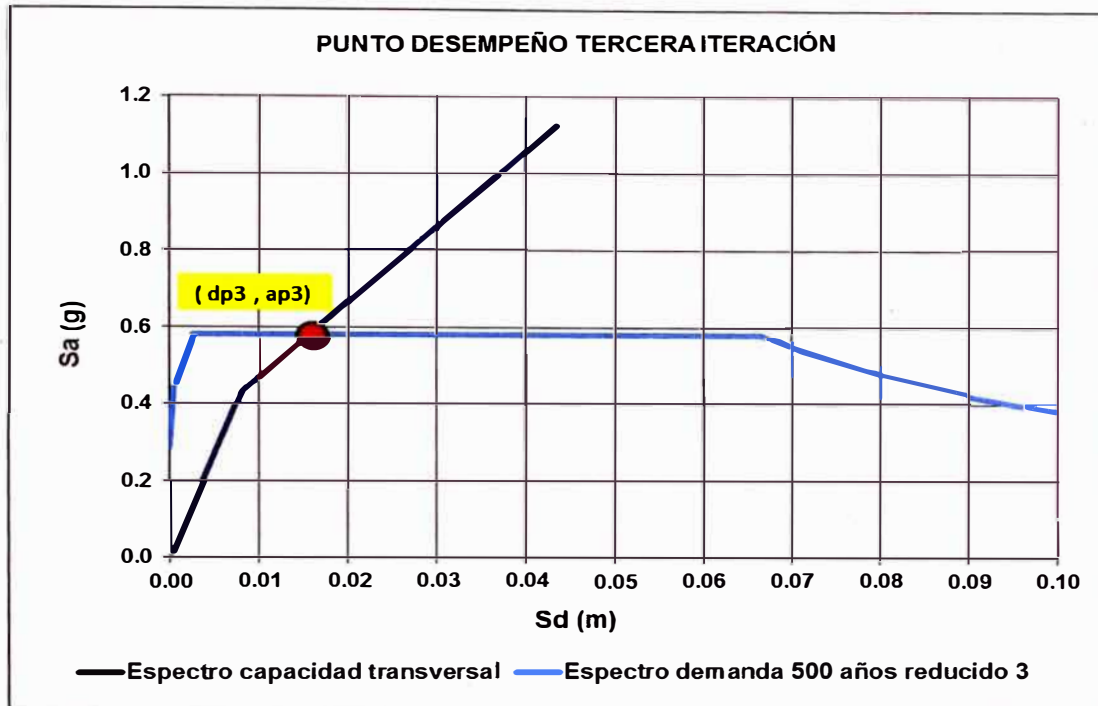


Figura 102.-Tercera iteración con el espectro de demanda reducido de 500 años.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se verifica la variación entre los entre Dp3 y Dp2; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.01610 - 0.01557}{0.01557} \times 100$$

$$\%Error = 3.27\%$$

Debido a que el porcentaje de error es menor al 5 %, se acepta como el punto desempeño de la estructura el siguiente:

$$Dp_{(Tr=500 \text{ años})} = 0.01557 \text{ m}$$

$$Ap_{(Tr=500 \text{ años})} = 0.580 \text{ g}$$

7.2 PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r=1000$ AÑOS

El procedimiento para determinar el punto desempeño se describe en la sección 7.1.

La pendiente de la tangente al espectro capacidad es 54.106 g/m

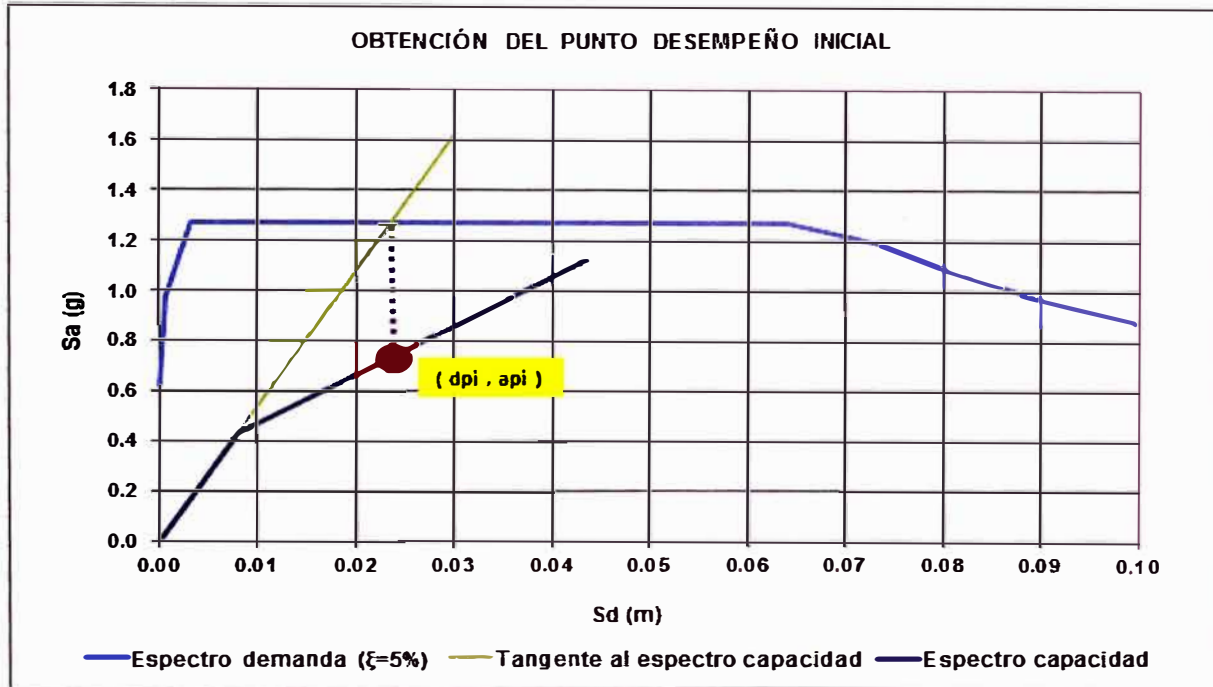


Figura 103.-Obtención del punto desempeño de prueba con el espectro de 1000 años

Fuente: Elaboración propia.

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial, cuyo resultado es el siguiente:

$$D_{pi} \text{ (m)} = 0.0235$$

$$A_{pi} \text{ (g)} = 0.7355$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 20.77\%$$

$$SRA = 0.541087434$$

$$SRV = 0.64617932$$

Con los valores presentados anteriormente se obtiene el espectro de demanda reducido, asimismo también se determina el nuevo punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura N° 104)

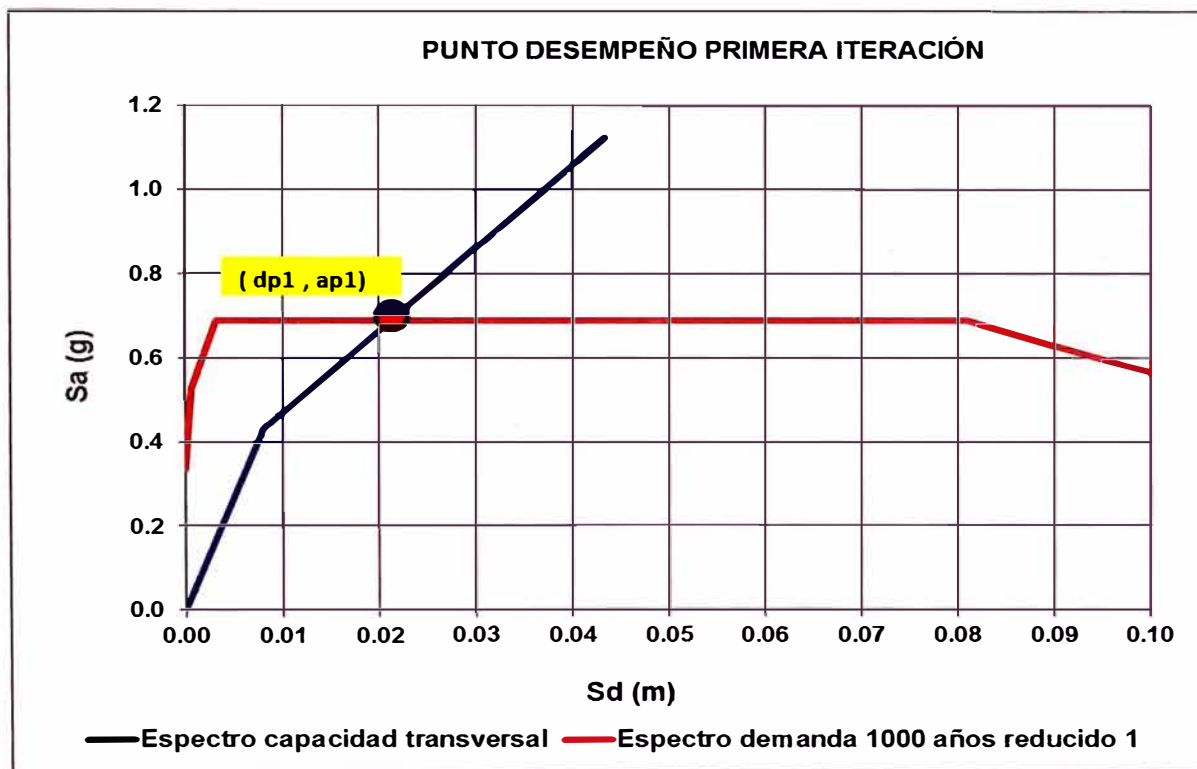


Figura 104.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 1000 años
 Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, cuyo resultado es el siguiente:

$$Dp1 \text{ (m)} = 0.0211$$

$$Ap1 \text{ (g)} = 0.6888$$

A continuación se verifica la variación entre los entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0235 - 0.0211}{0.0211} \times 100$$

$$\%Error = 10.16\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite de 5%, se deberá seguir iterando hasta obtener un error menor al 5%.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 20.87\%$$

$$SRA = 0.539640073$$

$$SRV = 0.645058068$$

Con estos valores se obtiene el espectro de demanda reducido (Ver tabla 24), posteriormente se determina el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y espectro demanda reducido (Ver figura 105).

Tabla 24.-Espectro de demanda reducido (1000 años) - Segunda iteración

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.335
0.001	0.524
0.003	0.687
0.007	0.687
0.013	0.687
0.020	0.687
0.028	0.687
0.039	0.687
0.051	0.687
0.064	0.687
0.074	0.687
0.081	0.687
0.088	0.638
0.096	0.589
0.103	0.547
0.111	0.510
0.118	0.478
0.125	0.450
0.133	0.425
0.140	0.403
0.147	0.383
0.155	0.365
0.162	0.348
0.170	0.333
0.177	0.319
0.184	0.306

Fuente: Elaboración propia.

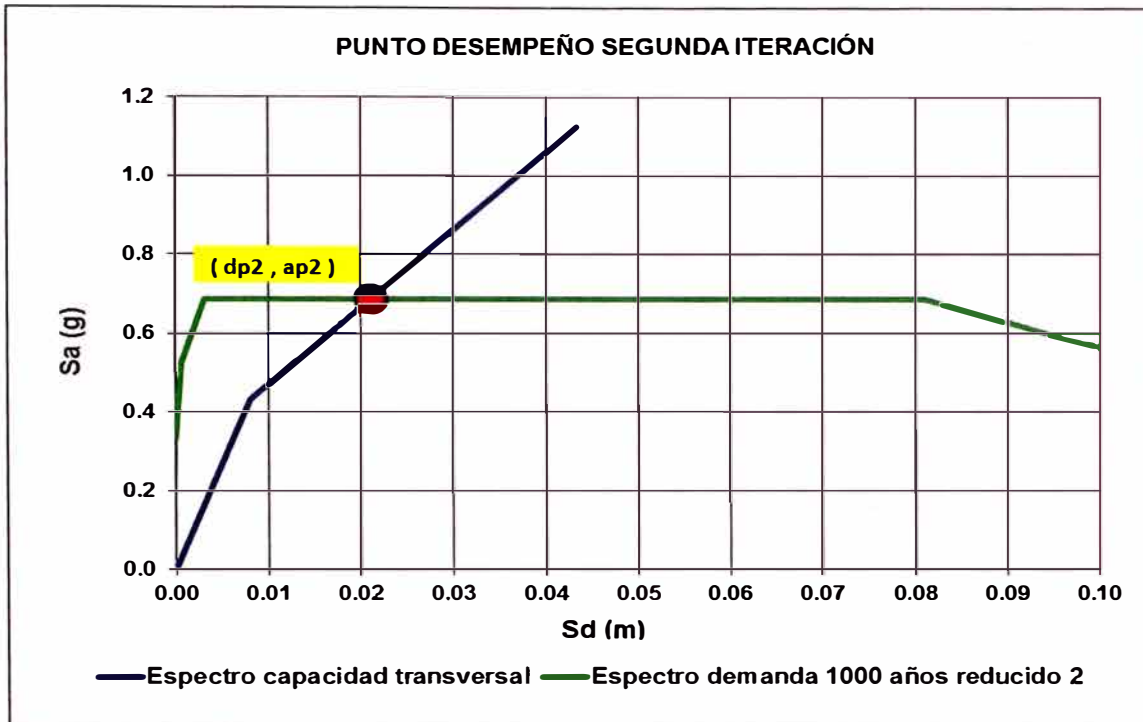


Figura 105.-Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 1000 años
 Fuente: Elaboración propia.

A continuación se verifica la variación entre los entre Dp2 y Dp1; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0211 - 0.02104}{0.02104} \times 100$$

$$\%Error = 0.45\%$$

Debido a que el porcentaje de error es menor al 5 %, se asume como el punto de desempeño de la estructura el siguiente:

$$Dp_{(Tr=1000 \text{ años})} = 0.02104m$$

$$Ap_{(Tr=1000 \text{ años})} = 0.687g$$

7.3 PUNTO DESEMPEÑO PARA UN SISMO DE $T_r=2500$ AÑOS

El procedimiento se describe en la sección 7.1

La pendiente de la tangente al espectro capacidad es 54.106 g/m

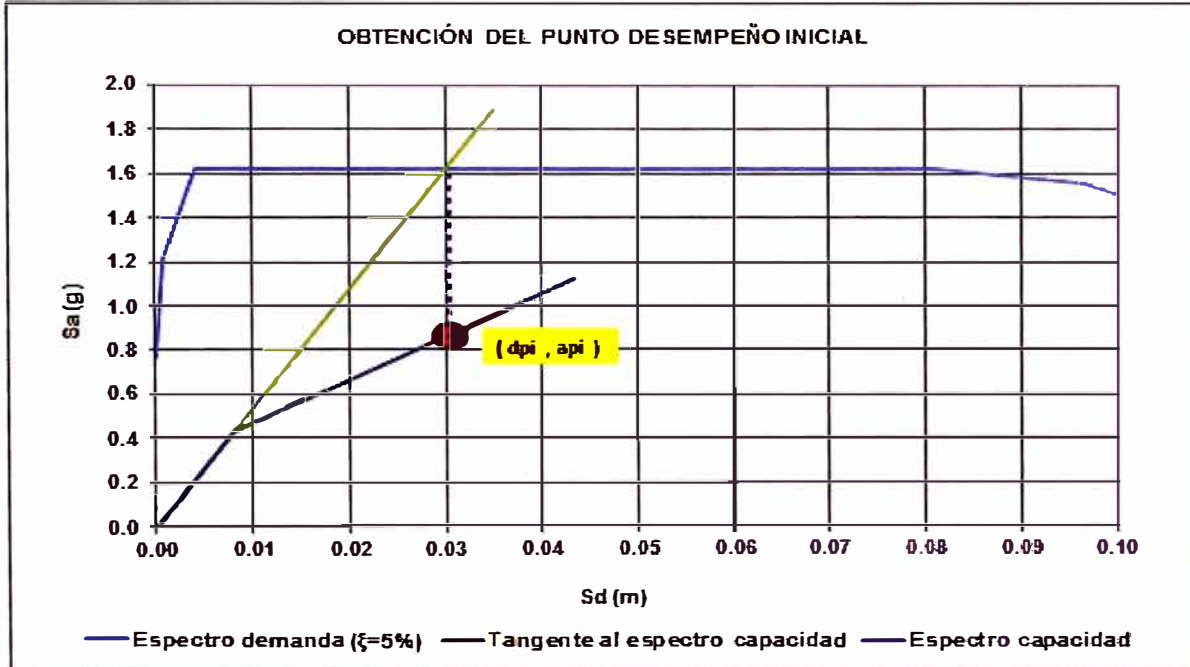


Figura 106.-Obtención del punto de desempeño de prueba con el espectro de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

La proyección de la intersección de estas curvas es el punto de desempeño inicial, cuyo resultado es el siguiente:

$$D_{pi} \text{ (m)} = 0.0235$$

$$A_{pi} \text{ (g)} = 0.7355$$

Primera iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 19.97\%$$

$$SRA = 0.553783876$$

$$SRV = 0.656015102$$

Con los valores presentados anteriormente se obtiene el espectro de demanda reducido, asimismo también se determina el nuevo punto de desempeño que resulta

de la intersección del espectro capacidad y el espectro de demanda reducido (ver figura 107).

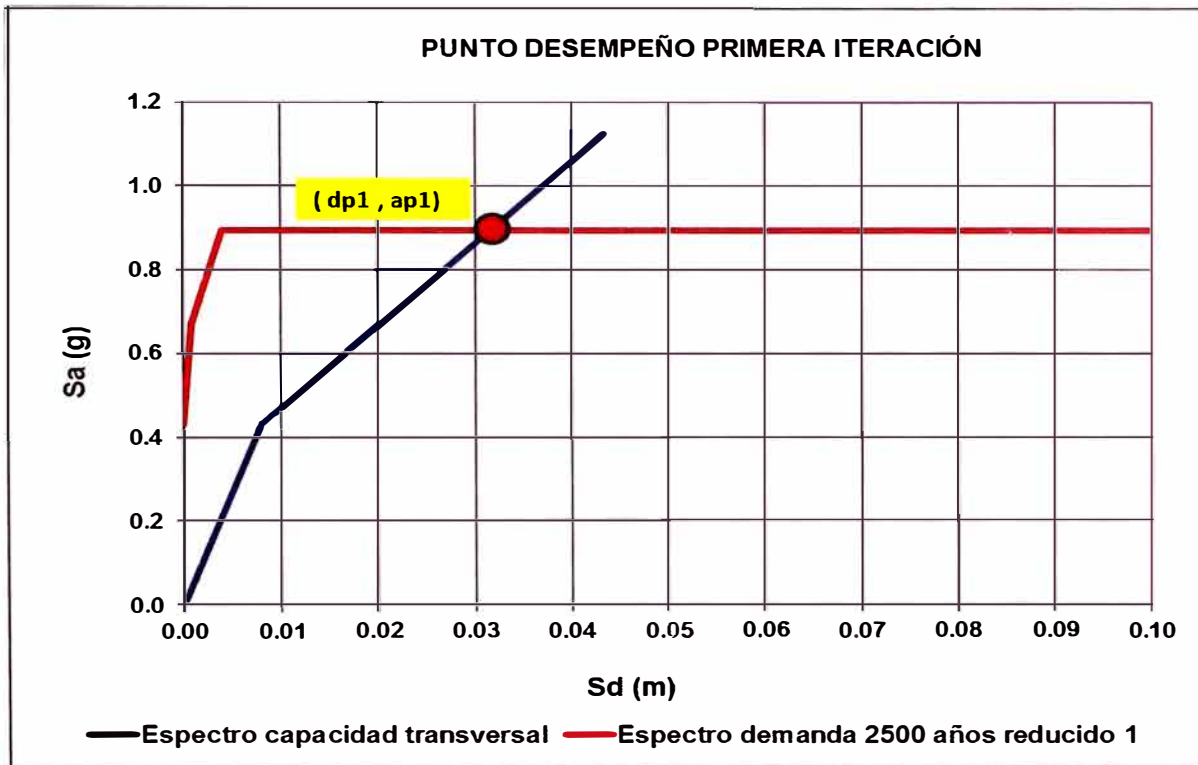


Figura 107.-Primera iteración con el espectro de demanda reducido de 2500 años
 Fuente: Elaboración propia.

La intersección de estas rectas será el nuevo punto de desempeño de prueba, cuyo resultado es el siguiente:

$$Dp1 \text{ (m)} = 0.0317$$

$$Ap1 \text{ (g)} = 0.8949$$

A continuación se verifica la variación entre los entre \$Dp1\$ y \$Dpi\$; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0299 - 0.0317}{0.0317} \times 100$$

$$\%Error = 6.06\%$$

Debido a que el porcentaje de error supera el límite de 5%, se deberá seguir iterando hasta obtener un error menor al 5 %.

Segunda iteración:

Se determina el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}) y los factores de reducción del espectro de demanda (SRA y SRV), según el procedimiento detallado en la sección 3.4.

$$\beta_{eff} = 19.67\%$$

$$SRA = 0.558525541$$

$$SRV = 0.659688414$$

Con estos valores se obtiene el espectro de demanda reducido (ver tabla 25), posteriormente se determina el punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro capacidad y espectro demanda reducido (ver figura 108).

Tabla 25.-Espectro de demanda reducido (2500 años) - Segunda iteración

Sd(m)	Sa (g)
0.000	0.433
0.001	0.677
0.004	0.903
0.009	0.903
0.016	0.903
0.025	0.903
0.036	0.903
0.049	0.903
0.064	0.903
0.081	0.903
0.097	0.903
0.106	0.903
0.116	0.855
0.126	0.789
0.135	0.733
0.145	0.684
0.155	0.641
0.164	0.603
0.174	0.570
0.184	0.540
0.193	0.513
0.203	0.488
0.212	0.466
0.222	0.446
0.232	0.427
0.241	0.410

Fuente: Elaboración propia.

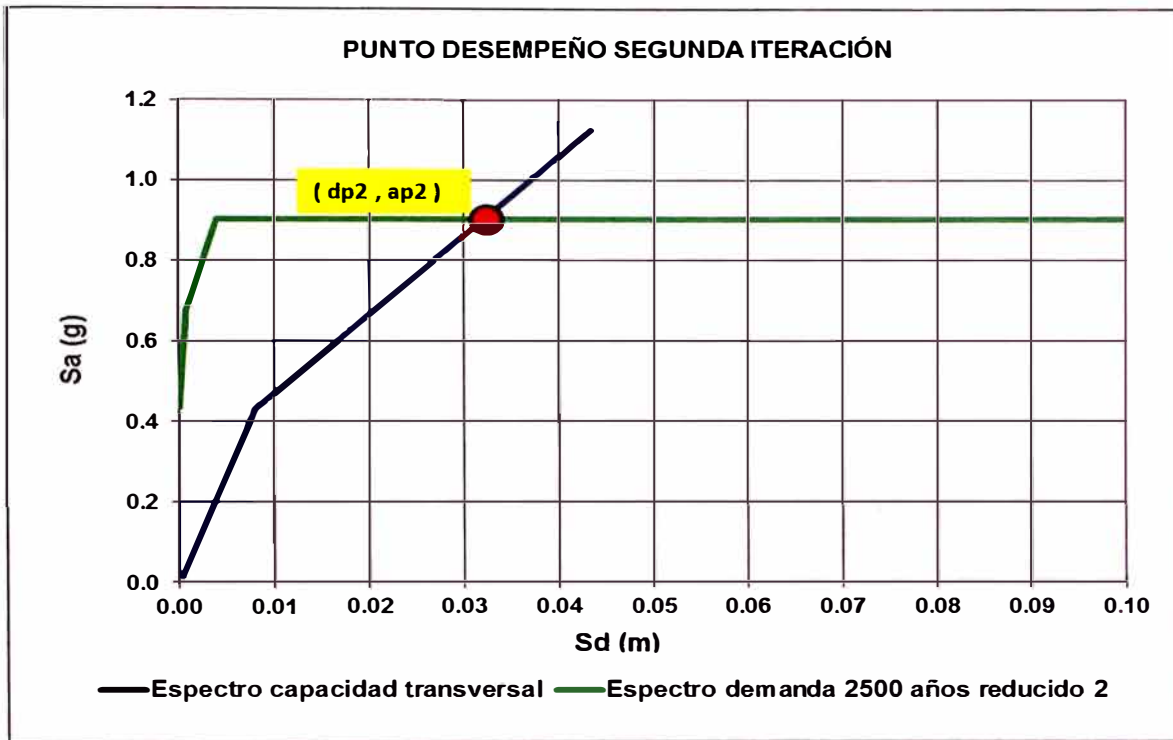


Figura 108.-Segunda iteración con el espectro de demanda reducido de 2500 años

Fuente: Elaboración propia.

A continuación se verifica la variación entre los entre Dp2 y Dp1; según lo descrito en la sección 3.4.3 se permite una tolerancia solo del 5%.

$$\%Error = \frac{0.0317 - 0.03207}{0.03207} \times 100$$

$$\%Error = 1.24\%$$

Debido a que el porcentaje de error es menor al 5 %, se asume como el punto de desempeño de la estructura el siguiente:

$$Dp_{(Tr=2500 \text{ años})} = 0.03207 \text{ m}$$

$$Ap_{(Tr=2500 \text{ años})} = 0.903 \text{ g}$$

7.4 NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Con el punto desempeño (ver tabla 26) y la bilinealización del espectro capacidad se determinará el nivel de daño que se espera en la estructura del puente Atocongo para sismos con periodo de retorno de 500, 1000 y 2500 años.

Tabla 26.-Punto desempeño para diferentes escenarios sísmicos.

PUNTO DESEMPEÑO		
Perido de retorno (años)	Sd (m)	Sa (g)
500	0.016	0.580
1000	0.021	0.687
2500	0.032	0.903

Fuente: Elaboración propia.

Se procede a bilinealizar el espectro capacidad, según lo descrito en la sección 3.4.1.3, obteniendo como resultado los siguientes valores (ver tabla 27).

Tabla 27.-Punto de cedencia y capacidad última.

Punto de cedencia		Punto de capacidad última	
Dy (m)	Ay (g)	Du (m)	Au (g)
0.008	0.43	0.043	1.12

Fuente: Elaboración propia.

A partir de los valores del punto de cedencia y capacidad última se obtienen los límites de daño para el puente Atocongo, descritos en la sección 3.4.1.5, (ver figura 109).

Tabla 28.-Límites de daño del puente Atocongo.

LÍMITES DE DAÑO (m)		
Ninguno	$\leq 0.7 Dy$	0.006
DS1 Leve	$> 0.7 Dy$	0.006
DS2 Moderado	$> Dy$	0.008
DS3 Severo	$> Dy+0.25*(Du-Dy)$	0.017
DS4 Colapso	$> Du$	0.043

Fuente: Elaboración propia.

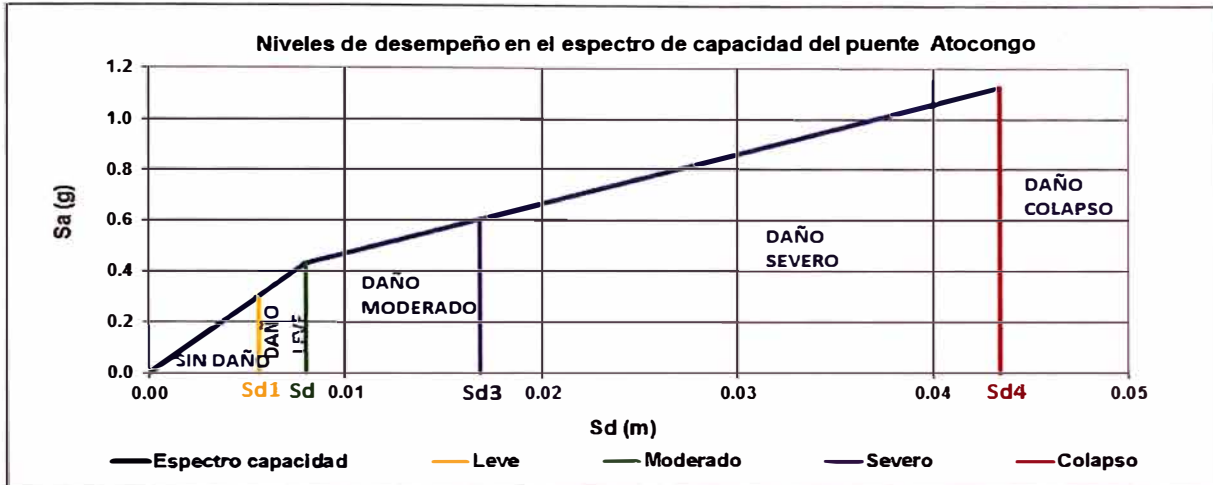


Figura 109.-Niveles de desempeño en el espectro de capacidad del puente Atocongo
 Fuente: Elaboración propia.

Finalmente se procede a ubicar el punto desempeño entre los límites de daño descritos en la sección 3.4.1.5, para los diferentes escenarios sísmicos.

Para un sismo con periodo de retorno de 500 años, se espera que se produzca un daño moderado en la estructura del puente Atocongo (ver figura 110).

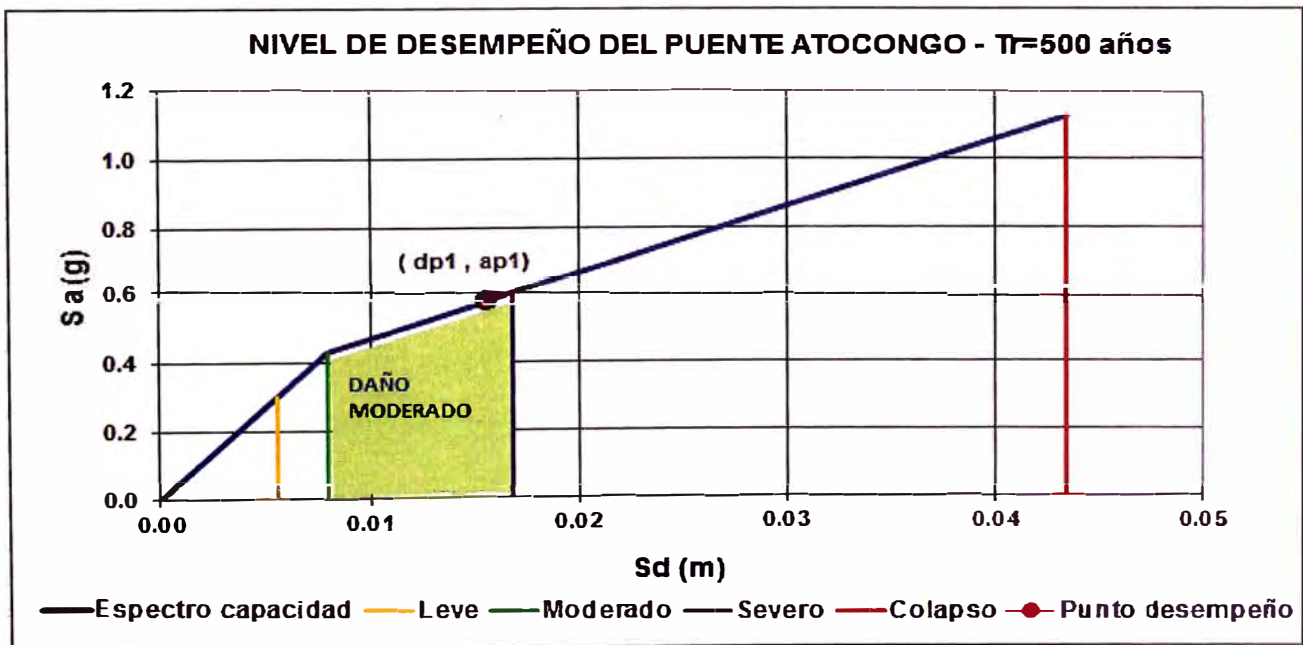


Figura 110.-Punto de desempeño del puente Atocongo para un Tr=500 años.
 Fuente: Elaboración propia.

Para un sismo con periodo de retorno de 1000 años, se espera que se produzca un daño severo en la estructura del puente Atocongo (ver figura 111).

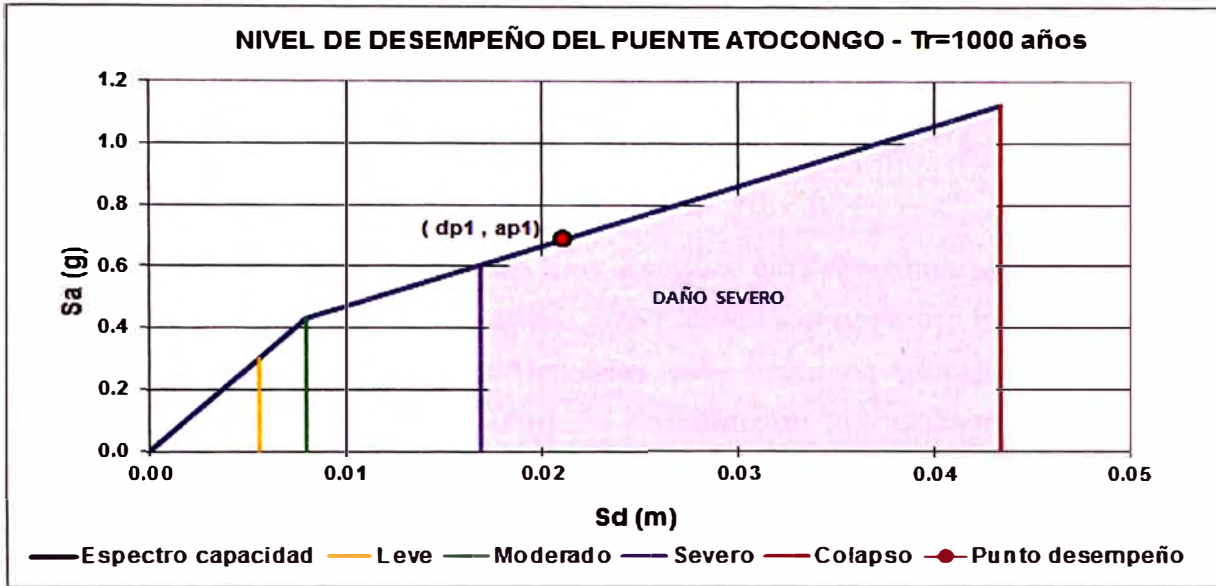


Figura 111.- Punto de desempeño del puente Atocongo para un Tr=1000 años.

Fuente: Elaboración propia.

Para un sismo con periodo de retorno de 2500 años, se espera que se produzca un daño severo en la estructura del puente Atocongo (ver figura 112).

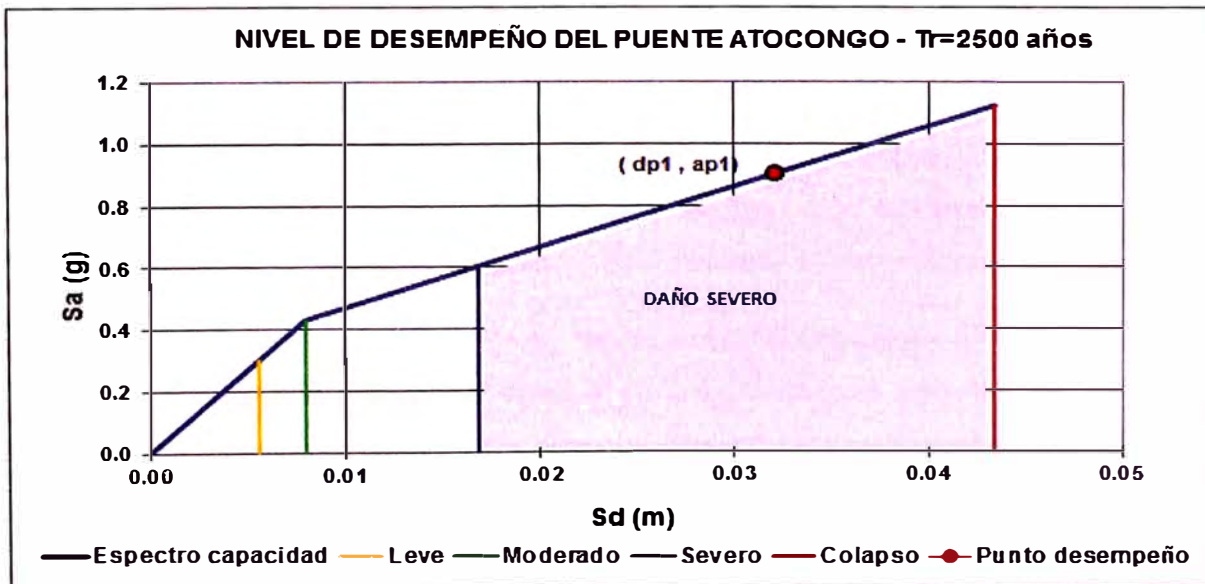


Figura 112.- Punto de desempeño del puente Atocongo para un Tr=2500 años.

Fuente: Elaboración propia.

CONCLUSIONES

En base al conocimiento generado por medio de una recopilación bibliográfica actualizada, se puede concluir que en los últimos años el estudio de vulnerabilidad sísmica en puentes ha cobrado mayor interés a nivel internacional; sin embargo a nivel nacional todavía no se le toma la debida importancia a pesar de ser el Perú uno de los países con alta sismicidad.

El puente Atocongo es un puente muy antiguo, con aproximadamente 52 años de antigüedad; es notorio el deterioro que presenta el concreto en el puente, así como sus demás elementos estructurales tales como los neoprenos y juntas de dilatación. Además, el puente también presenta un inadecuado confinamiento (estribos a cada 40 cm), producto de diseños con normas antiguas y una cuantía en la base de la columna de 1.6%.

Los resultados de la presente tesis de investigación muestran que la dirección transversal es crítica en comparación con la dirección longitudinal. Esto es debido a que en la dirección longitudinal se presenta un encajonamiento del tablero, considerándolo como un tablero rígido; mientras que en la dirección transversal el tablero se comporta como un tablero flexible, permitiendo desplazamiento lateral.

Según los resultados, para un sismo en dirección transversal con un periodo de retorno de 500 años se espera que la estructura del puente tenga daños moderados; mientras que para sismos con periodos de retorno de 1000 y 2500 años se espera que la estructura tenga daños muy severos, que podrían suspender la operatividad del servicio hasta realizar su respectivo reforzamiento.

Los aparatos de apoyo (neoprenos) del puente Atocongo se encuentran en un avanzado estado de deterioro, debido a su antigüedad; es por ello que se deben reemplazar por nuevos neoprenos que cumplan con los reglamentos vigentes.

Los resultados del método de índices de vulnerabilidad y el método de espectro de capacidad son muy similares, es por ello que se puede concluir que los análisis simplificados son el primer filtro para identificar a los puentes más críticos; a partir de ellos se puede elaborar estudios más detallados a un grupo más reducido de puentes.

RECOMENDACIONES

Realizar estudios de auscultación de armaduras, para constatar las condiciones en las que se encuentran los aceros.

Comparar los ensayos destructivos y no destructivos en concreto, con la finalidad de calibrar los ensayos no destructivos en las demás áreas de sondeo.

Ejecutar los ensayos de vibraciones en horarios donde haya menor tránsito vehicular, para evitar que las lecturas sean distorsionadas por el ruido del ambiente.

Realizar una comparación de los valores modales entre un modelo simplificado y modelo en 3 dimensiones.

BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO, “LRFD Bridge Design Specifications”, séptima edición, U.S.A, 2014.
- AASHTO, “LRFD Seismic Bridge Design”, segunda edición, U.S.A, 2011.
- Aburto Calderón Pilar Andrea, “Análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia-Chile”, Tesis para optar el título de ingeniero civil en obras civiles Facultad de ciencias de la ingeniería –Universidad Austral de Chile, Valdivia, 2013.
- Acero Martínez José Alberto, “Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis”, Tesis para optar el grado académico de Magister en Ingeniería Civil, PUCP. Lima, 2004.
- Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), “Encuesta de recolección de información básica del transporte urbano en el área metropolitana de Lima y Callao”, Nippon Koei Latin América – Caribbean CO., LTD. Lima, 2013.
- Arroyave Franco, “Evaluación del coeficiente de capacidad de disipación de energía dado por el código colombiano de diseño sísmico de puentes de 1995, para columnas y pórticos en puentes típicos”, Tesis para optar el grado de Magister en Ingeniería-Estructuras, Universidad Nacional de Colombia. Bogotá, 2013.
- ASOCEM, “Evaluación del concreto por el esclerómetro”. Boletín Técnico N°60, Lima, 1994
- ATC, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- Atiaga Galo, “Vulnerabilidad sísmica de pasos elevados y puentes que forman parte de la infraestructura vial del distrito metropolitano de Quito-Adaptación y aplicación de la metodología HAZUS®99”, Direcciones Metropolitanas de Territorio y Vivienda, Transporte y Vialidad. Quito, 2003.

- Bhatti A. Q., “Seismic vulnerability of historical arch type bridge structures in Italy”. Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña. Escuela técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Barcelona, 2009.
- Calvi et al., “development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years”, Department of Structural Mechanics University of Pavia, Pavia, Italia, 2006.
- CISMID, “Estudio de Microzonificación Sísmica y Vulnerabilidad en la Ciudad de Lima – Apéndice A: Evaluación del Peligro Sísmico en el Distrito de la Molina”, s/e, Lima, 2010.
- CISMID, “Microzonificación sísmica de Lima”, s/e, Lima, 2004.
- Delgadillo Alanya, “Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030”, Tesis para optar el grado de Maestro con Mención en Ingeniería Estructural FIC-UNI. Lima, 2005.
- Federal Emergency Management Agency 356, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Washington, D.C., 2000.
- Federal Emergency Management Agency 440, “Improvement of Nonlinear Static Seismic analysis”, Washington, D.C., 2005.
- Gómez C. et al., “Evaluación del daño sísmico en puentes de hormigón armado”, Revista Internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería. Barcelona, 2002.
- Gómez C. et al., “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Warth (Austria) mediante un modelo simplificado”, Revista Internacional de Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería. Barcelona, 2002.
- Gómez C. et al., “Influence of the substructure irregularity in Highway bridge seismic behavior”. The 14th World conference on earthquake engineering. Beijing, 2008.
- INGEMMET, “Mapa geológico del Perú”, Ministerio de Energía y Minas, Lima, 2018.

- Hsu, Y. T. and Fu, C. C. , “Seismic effect on highway bridges in Chi Chi earthquake”, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ASCE Vol. 18, No. 1, pp. 47-53, 2004.
- Jara Díaz et al., “Algunas deficiencias de puentes sísmicamente vulnerables”, XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, 2006.
- Jara M. y González A., “Evaluación de la Capacidad Sísmica de Puentes”, Proyecto de la Coordinación de Investigación Científica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Morelia, 2000.
- Jara, J. M. et al., “Seismic Vulnerability of an Isolated Bridge in Mexico”. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- Kurian, S. A. et al. “Seismic vulnerability assessment of a railway overbridge using fragility curves”. In *Proceedings of Fourth International Conference on Earthquake Engineering*. Taipei, 2008.
- Landa Ruiz, “Procedimiento para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes”, MsC.Tesis, División de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería Civil. Morelia, México ,2006.
- Maldonado E. et al., “Aplicación de los conjuntos difusos en la evaluación de los parámetros de la vulnerabilidad sísmica de puentes”, *Revista Internacional de Métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería*. Barcelona, 2002.
- Maldonado E., “Metodología para la Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica en Puentes”, Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona, 2000.
- M. J. N. Priestley et al., “Seismic Design and Retrofit of Bridges”, *Jonh Wiley & Sons, Inc.*, New York, 1996.

- Moreno González, “Evaluación del riesgo sísmico en la edificación mediante análisis estático no línea: Aplicación a diversos escenarios sísmico de Barcelona”, Tesis doctoral, Escuela Técnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, UPC, Barcelona, 2006.
- MTC, “Manual de Puentes”, Lima, 2016.
- Olarte J. et al., “Sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima”, Informe de investigación del Instituto de Investigación de la Facultad de Ingeniería Civil. Lima, 2015.
- Olarte J., “Datos de peligro sísmico para el puente Atocongo”, comunicación personal, Lima, 2017.
- Rivera Vargas, “Evaluación simplificada de la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos”, Informe de investigación, número 51, Centro Nacional de Prevención de Desastres, CENAPRED, México, 2007.
- Rivera Vargas, “Seismic Vulnerability Evaluation of RC Urban Bridges”, the 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, 2008.
- R. Park y T. Paulay, “Estructuras de concreto reforzado”, Editorial LIMUSA, S.A. segunda reimpresión, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Caterbury Christchurch, Nueva Zelandia, 1983.
- Tavera H., “Escenario de Sismo y Tsunami en el Borde Occidental de la Región Central del Perú”, IGP-Dirección de Sismología, Lima, 2014.
- Vargas Bejarano, “Evaluación del desempeño sísmico de puentes continuos”, Tesis para optar el grado de magister en ingeniería civil, PUCP, Lima, 2017.
- Zoran V. Milutinovic and Goran S. Trendafiloski, “WP4 Vulnerability of current buildings”, No. of pages 110 (Figs. 18, Tables 48, Appendices 2), Unión Europea, 2003.

RESUMEN DE ANEXOS

ANEXO 1: CARGAS APLICADAS AL PUENTE ATOCONGO

ANEXO 2: CARGAS AXIALES EN COLUMNAS Y ESTRIBOS

ANEXO 3: ESPECTROS DE RESPUESTA

ANEXO 4: PARÁMETROS DEL INDICE DE VULNERABILIDAD

ANEXO 5: ENSAYOS DE ESCLEROMETRÍA

ANEXO 6: ENSAYOS DE VIBRACIONES

ANEXO 7: PLANOS ORIGINALES DEL PUENTE ATOCONGO

ANEXO 1: CARGAS APLICADAS AL PUENTE ATOCONGO

1. Peso propio de la estructura P_{DC1}

Se obtiene de la definición de secciones transversales en el modelo CSI Bridge.

Item	Value
General Data	
Bridge Section Name	Sec_Cajón
Material Property	fc=35MPa
Number of Interior Girders	2
Total Width	16.
Total Depth	1.3
Left Exterior Girder Bottom Offset (L3)	0.3
Right Exterior Girder Bottom Offset (L4)	0.3
Keep Girders Vertical When Superelevate? (Area & Solid Models)	No
Slab and Girder Thickness	
Top Slab Thickness (f1)	0.25
Bottom Slab Thickness (f2)	0.2
Exterior Girder Thickness (f3)	0.3
Interior Girder Thickness (f4)	0.3
Fillet Horizontal Dimension Data	
f1 Horizontal Dimension	1.85
f2 Horizontal Dimension	1.85
f3 Horizontal Dimension	0.

Shape	Point	Material	X	Y
Reference Point			8.	1.3
Insertion Point			8.	1.3
Structural Polygon 1	1	fc=35MPa	0.	1.3
	2		16.	1.3
	3		16.	1.15
	4		16.	1.15
	5		14.15	1.05
	6		13.85	0.
	7		2.15	0.
	8		1.85	1.05
	9		0.	1.15
	10		0.	1.15
Opening Polygon 1	1		2.15	1.05
	2		2.15	1.05

Property	Value
Base	fc=35MPa
A	7.1864
J	5.8997
I33	1.8008
I22	121.9749
I23	0.
AS2	1.6467
AS3	5.7226
S33(+face)	3.26
S33(-face)	2.4088
S22(+face)	15.2469
S22(-face)	15.2469
Z33	3.1569
Z22	25.5637
r33	0.5006
r22	4.1198
Xcg	8.
Ycg	0.7476
Xpna	8.
Ypna	1.0676

$$P_{DC1_tab} = L * A_{trans} * \gamma_{conc}$$

$$P_{DC1_tab} = 75.2m * 7.186m^2 * 25 \frac{kN}{m^3}$$

$$P_{DC1_tab} = 13,509.68 kN$$

$$P_{DC1_diaf} = 2 * (V_{diaf1} * \gamma_{conc} + V_{diaf2} * \gamma_{conc})$$

$$P_{DC1_diaf} = 2 * (0.3m * 11.7m * 1.3m * 25 \frac{kN}{m^3} + 0.3m * 11.7m * 1.3m * 25 \frac{kN}{m^3})$$

$$P_{DC1_diaf} = 684.45kN$$

$$P_{DC1} = P_{DC1_tab} + P_{DC1_diaf} = 13,509.68 kN + 684.45kN = 14194.13 kN$$

2. Cargas de veredas P_{DC2}

La carga de vereda por m² se estima:

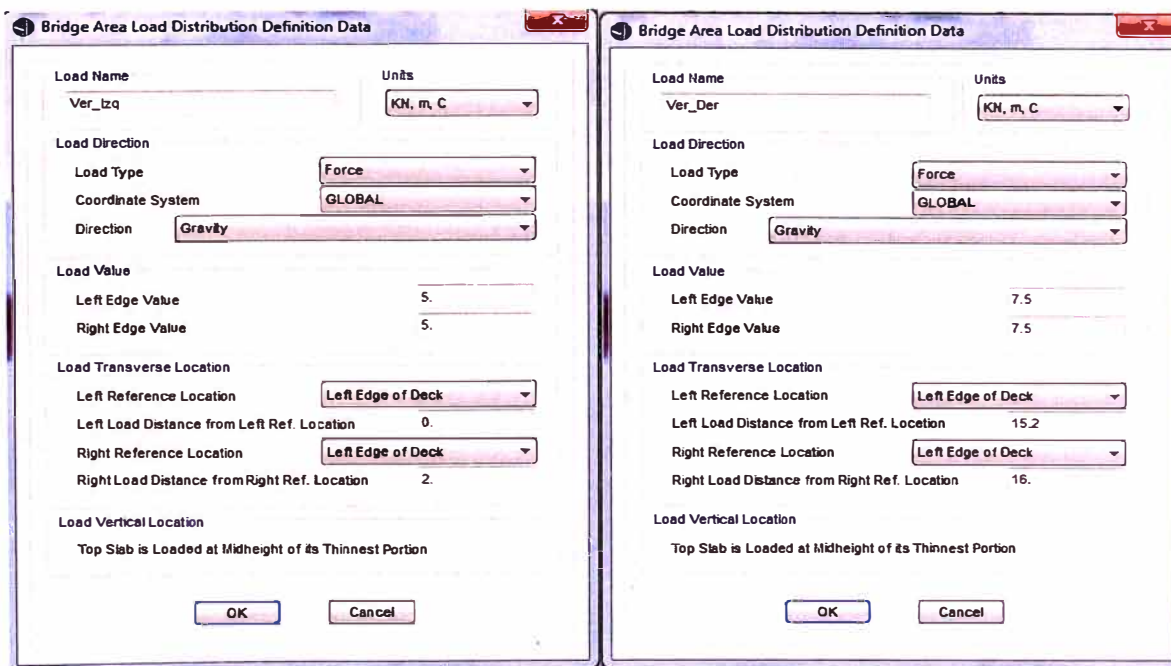
$$W_{DC2_izq} = e_{ver_izq} \cdot \gamma_{conc} = 0.20m * 25 \frac{kN}{m^3} = 5.00 \frac{kN}{m^2}$$

$$W_{DC2_der} = e_{ver_der} \cdot \gamma_{conc} = 0.30m * 25 \frac{kN}{m^3} = 7.50 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{DC2_izq} = A_{ver_izq} \cdot L \cdot \gamma_{conc} = 0.40m^2 * 75,20m * 25 \frac{kN}{m^3} = 752 kN$$

$$P_{DC2_der} = A_{ver_der} \cdot L \cdot \gamma_{conc} = 0.24 m^2 * 75,20m * 25 \frac{kN}{m^3} = 451.2 kN$$

$$P_{DC2} = P_{DC2_izq} + P_{DC2_der} = 752 kN + 451.2 kN = 1203.2 kN$$

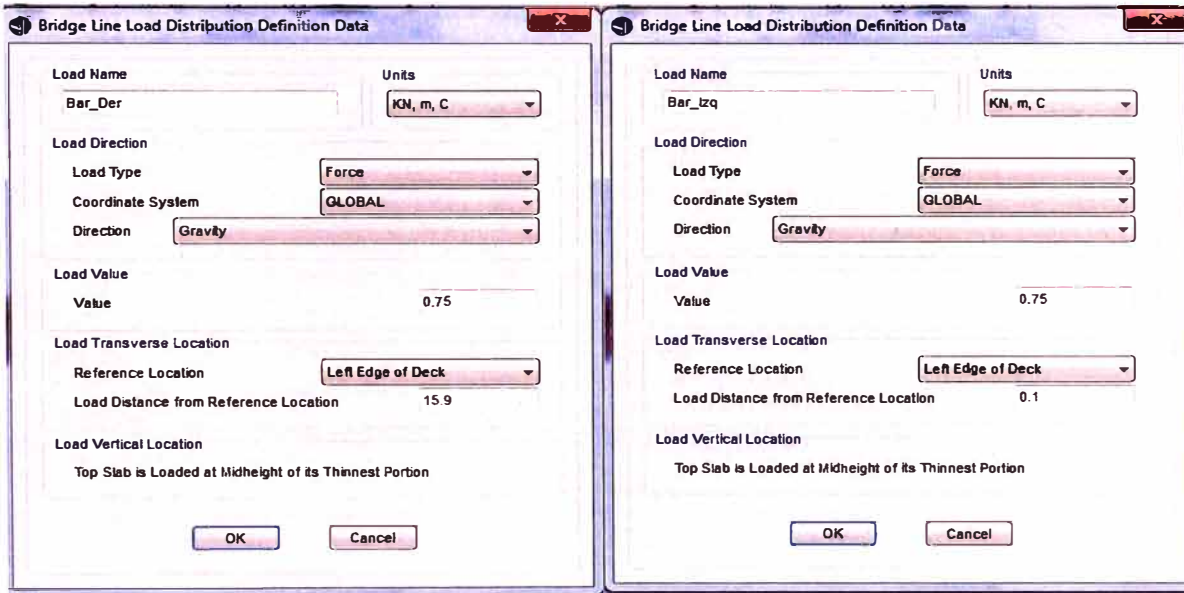


3. Cargas de baranda P_{DC3}

La carga de barrera por m se estima:

$$W_{DC3} = 0.75 \frac{kN}{m}$$

$$P_{DC3} = 2 * 0.75 \frac{kN}{m} * 75.2m = 112.8 kN$$

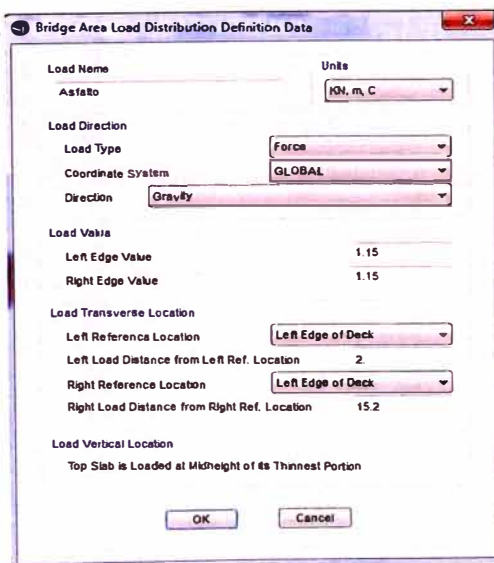


4. Cargas asfalto P_{DW}

La carga de asfalto por m2 se estima:

$$W_{DW} = e_{asf} \cdot \gamma_{asfalto} = 0.05m * 23 \frac{kN}{m^3} = 1.15 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{DW} = 1.15 \frac{kN}{m^2} * 75.2m * 13.2m = 1,141.54 kN$$

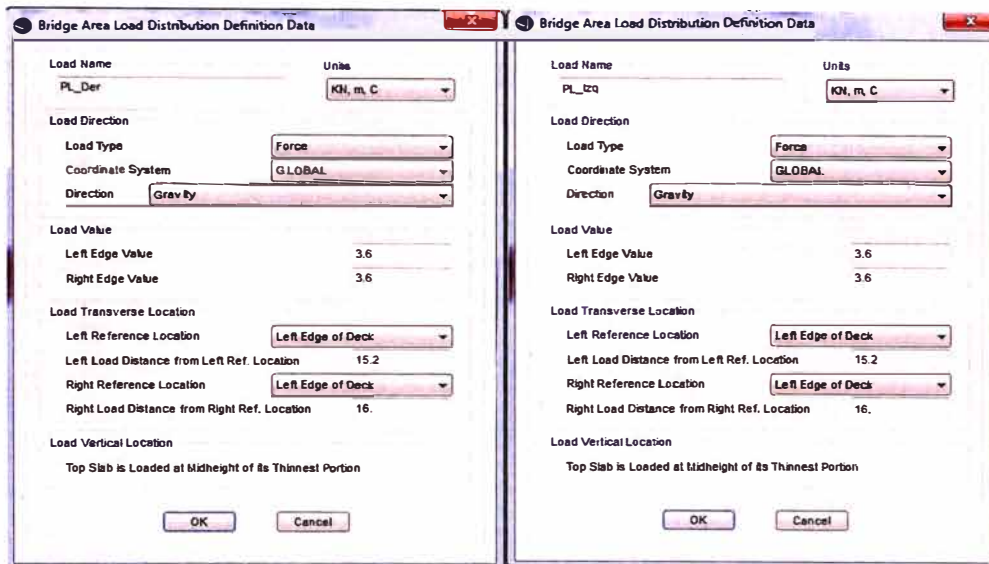


5. Carga viva peatonal (P_{PL})

Según el AASHTO-LRFD 2014 (Art.3.6.1.6), la carga peatonal por m² es:

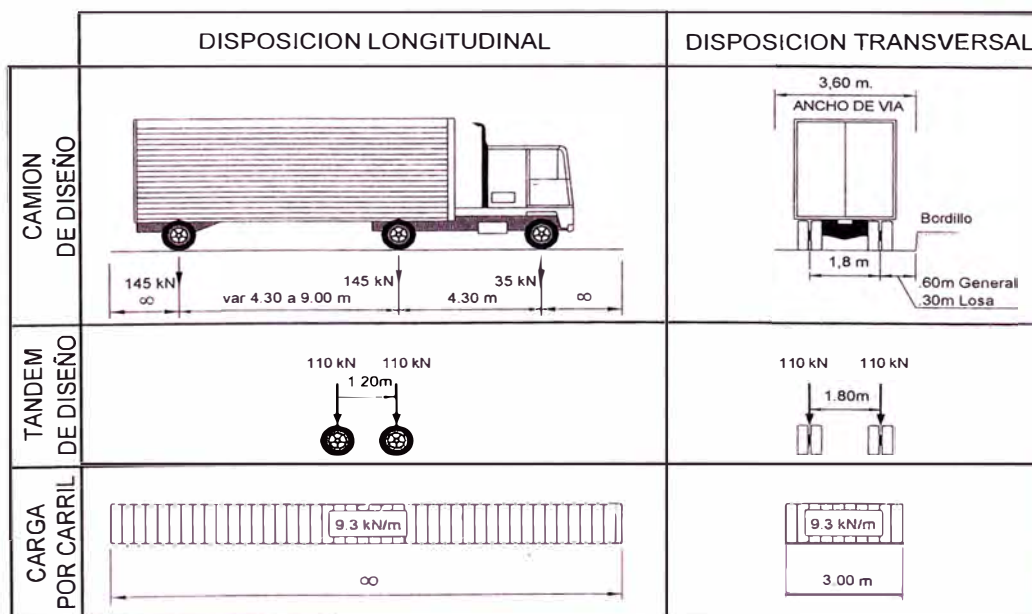
$$W_{PL} = 3.60 \frac{kN}{m^2}$$

$$P_{PL} = 3.60 \frac{kN}{m^2} * 75.2m * (2.0m + 0.8m) = 758.2 kN$$



6. Carga viva vehicular ($P_{LL,IM}$)

Según el AASHTO-LRFD 2014 (Art.3.6.1.2), se usa la sobre carga HL-93, que consiste en camión de diseño o tándem de diseño más la carga de carril.



Según el AASHTO-LRFD 2014 (Art.3.6.1.3.1), el vehículo de diseño considerado consiste en la envolvente producida por las 3 solicitaciones mencionadas arriba. Además se debe considerar el coeficiente de impacto que es 33% sólo a la carga de camión y a la de tándem

Vehículo de diseño:

1.33*Tándem + carga de carril.

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93M
 Design Type: Vehicle Live
 Units: KN, m, C

Source: AASHTO.xml
 Convert to User Defined

Length Effects
 Axle: None
 Uniform: None

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully in Lane in Lane Longitudinal Direction

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All Other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0.
 Height - Uniform Loads: 0.

Visuals: Load Plan (top view), Load Elevation (side view)

Buttons: OK, Cancel, Vertical Loading..., Horizontal Loading...

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1
 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8268
Fixed Length	1.2192		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8268
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	111.2056	Two Points	1.8268

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value 0, Width Type One Point, Axle Width 1
 For Other Responses: Value 0, Width Type One Point, Axle Width 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

Buttons: OK, Cancel

1.33*Camión + carga de carril.

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93K Design Type: Vehicle Live Units: KN, m, C

Source: AASHTO.xnd Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects
 Axle: None Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully in Lane (in Lane Longitudinal Direction)

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0.
 Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan
 Load Elevation

Modify/Show Loads
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	35.5858	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048	35.5858	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	9.3401	Fixed Width	3.048	142.3431	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		9.3401	Fixed Width	3.048	142.3431	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		9.3401	Fixed Width	3.048			

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1
 Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

OK Cancel

90%(1.33*2Camiones + carga de carril)

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93S Design Type: Vehicle Live Units: KN, m, C

Source: AASHTO.xml Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects
 Axle: Ifnone Modify/Show...
 Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
 Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only
 Straddle Reduction Factor:
 Vehicle Remains Fully In Lane in Lane Longitudinal Direction

Usage
 Lane Negative Moments at Supports
 Interior Vertical Support Forces
 All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load
 Lane Exterior Edge: 0.3048
 Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity
 Height - Axle Loads: 0
 Height - Uniform Loads: 0

Load Plan
 Load Elevation
 Modify/Show Loads
 Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Vehicle Data - Vertical Loading

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		8.4061	Fixed Width	3.048	128.1088	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		8.4061	Fixed Width	3.048	32.0272	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

Floating Axle Loads
 For Lane Moments: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 For Other Responses: Value: 0 Width Type: One Point Axle Width: 1
 Floating Axle Load Scale Factor: 1

Superelevation Effects
 Adjust Vertical Loads for Superelevation
 Axle Load Factor:
 Uniform Load Factor:

Double the Lane Moment Load when Calculating Negative Span Moments
 Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK Cancel

La envolvente de estas 3 solicitaciones corresponde a una vía de ancho 3.6m

Número de vías

Según el AASHTO-LRFD 2014 (Art.3.6.1.1.1) para determinar el número de carriles, se elige número entero del resultado de la división entre el ancho libre de la calzada y el ancho del carril.

$$N_{carriles} = \text{Número entero}\left(\frac{\text{Ancho libre de calzada}}{\text{ancho de carril}}\right)$$

$$N_{carriles} = \text{Número entero}\left(\frac{13.20m}{3.60m}\right) = 3.67$$

$$N_{carriles} = 3$$

Según el AASHTO-LRFD 2014 (Art.3.6.1.1.2) se debe multiplicar el número de carriles por un factor de presencia múltiple.

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

$$N_{carriles} = 0.85 * 3.00 = 2.55$$

Peso por carga vehicular:

$$L = 325 \text{ kN}$$

$$P_c = 325 \text{ kN}$$

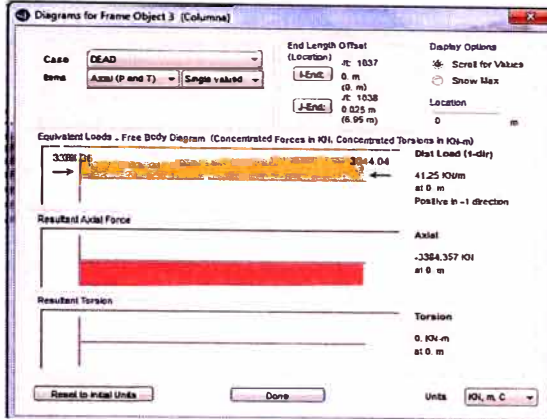
$$SC = 9.56 \text{ kN/m}$$

$$P_{LL-II} = N_{carriles} * (P_c + L * SC)$$

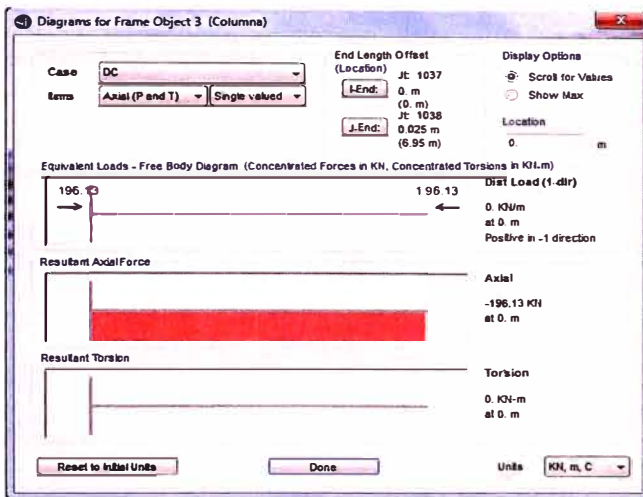
$$P_{LL-II} = 2.55 * \left(325kN + 75.2m * \frac{9.56kN}{m}\right) = 2,661.98 \text{ kN}$$

ANEXO 2: CARGAS AXIALES EN COLUMNAS Y ESTRIBOS

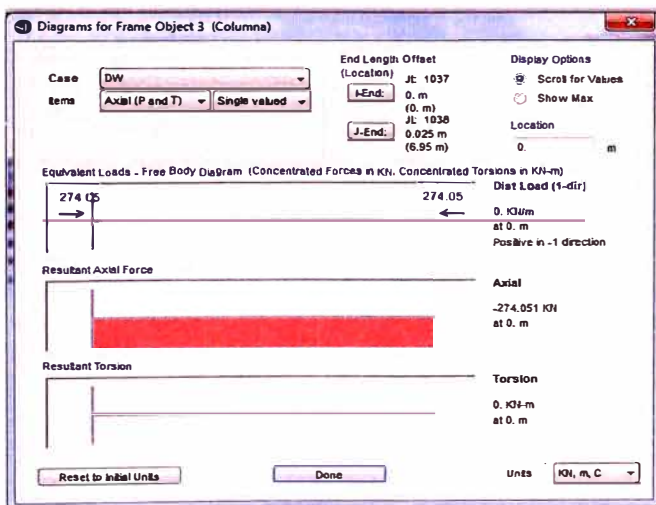
1. Peso propio de la estructura (P_{DC1})



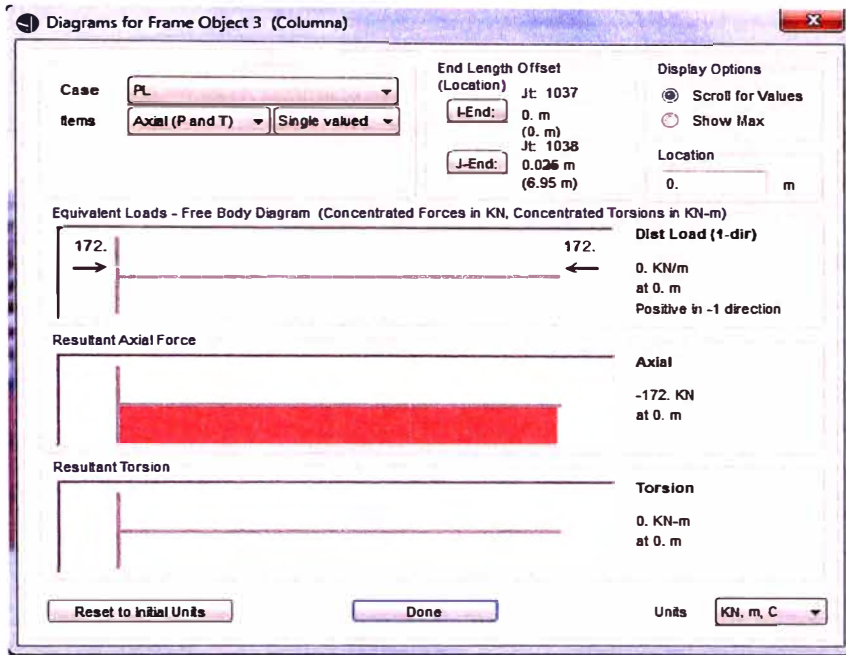
2. Peso de carga muerta de la estructura ($P_{DC2} + P_{DC3}$)



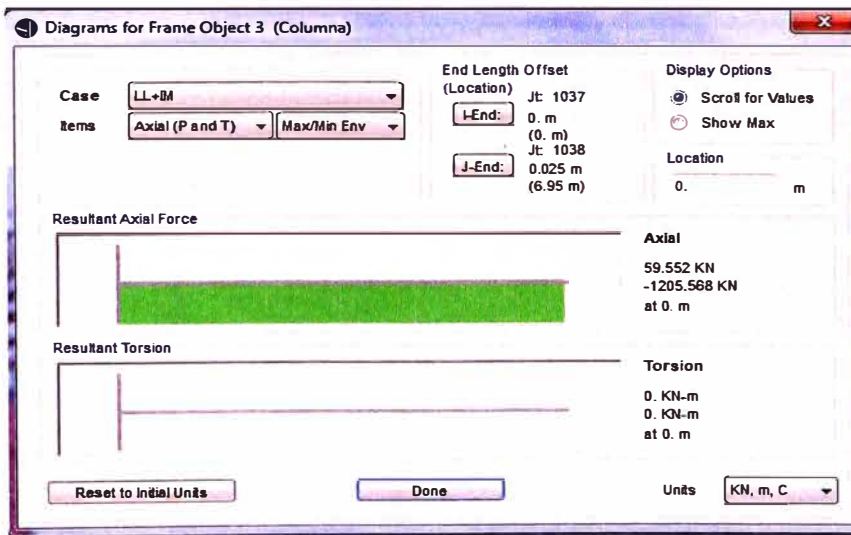
3. Peso de carga asfalto de la estructura (P_{DW})



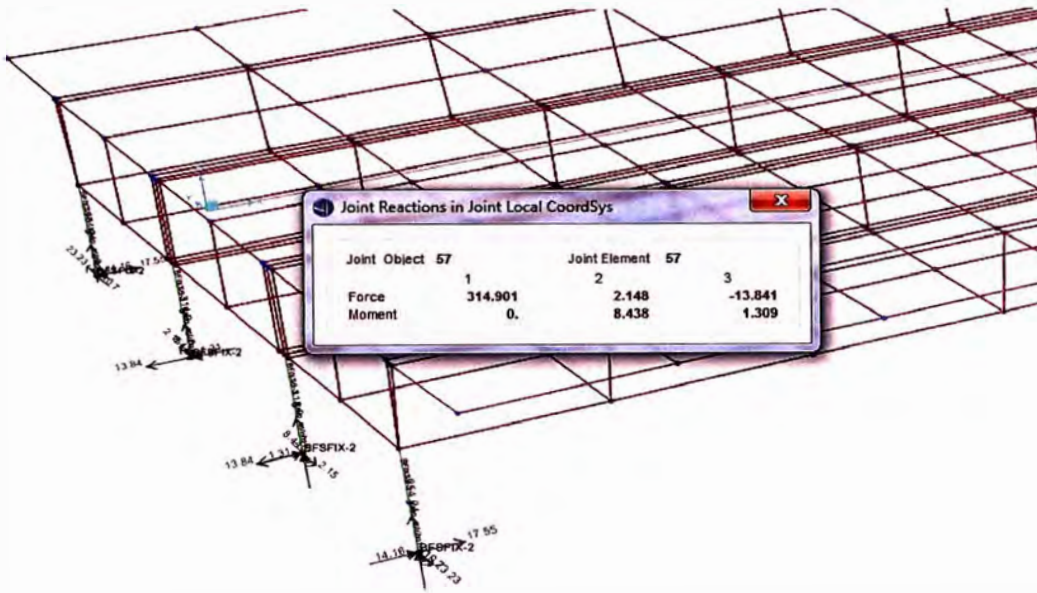
4. Peso de carga peatonal de la estructura (P_{PL})



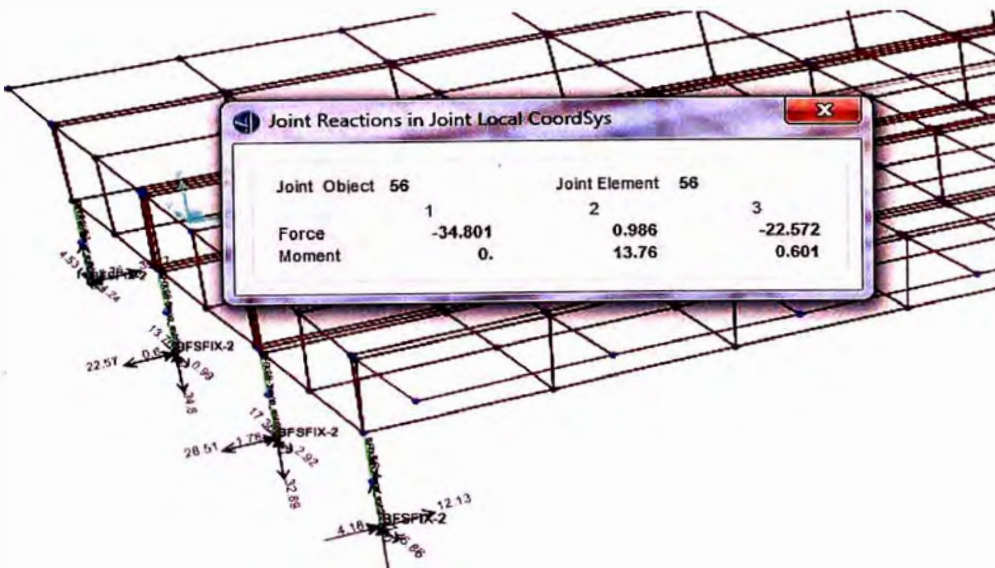
5. Peso de carga peatonal de la estructura (P_{LL+IM})



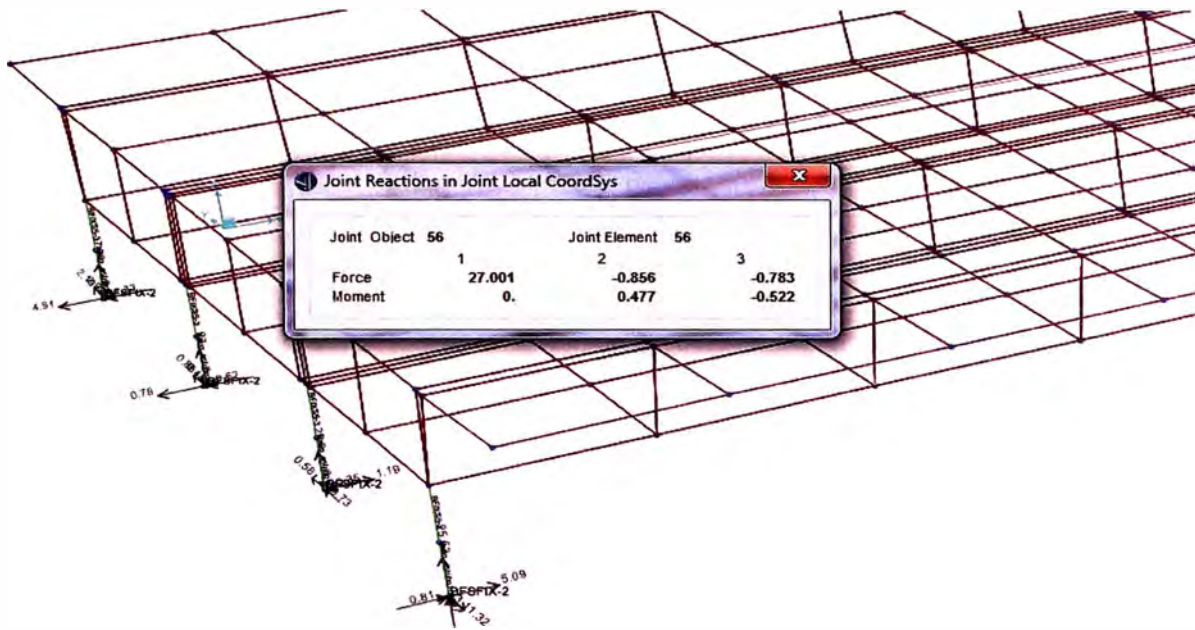
6. Peso propio de la estructura (P_{DC1})



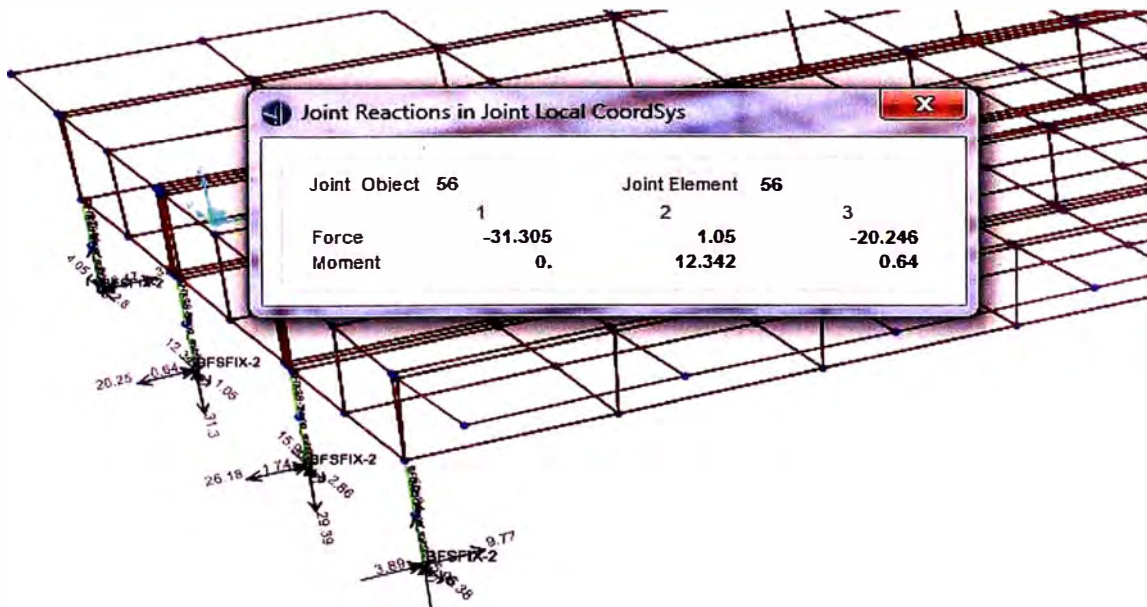
7. Peso de carga muerta de la estructura ($P_{DC2} + P_{DC3}$)



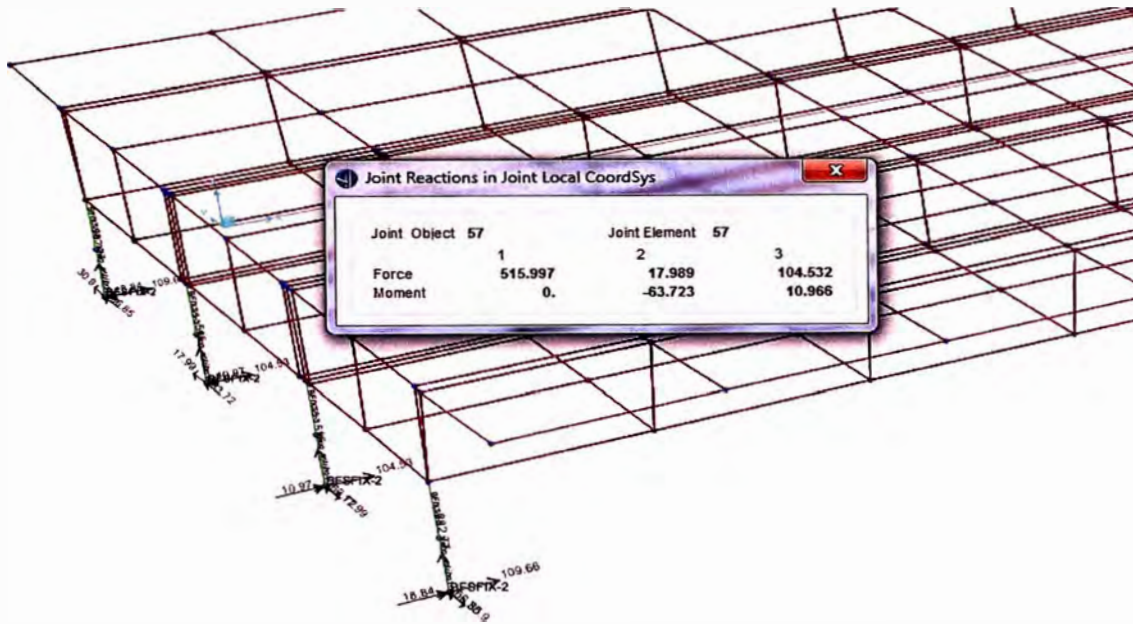
8. Peso de carga asfalto de la estructura (P_{DW})



9. Peso de carga peatonal de la estructura (P_{PL})



10. Peso de carga peatonal de la estructura (P_{LL+IM})



ANEXO 3: ESPECTROS DE RESPUESTA

Datos:

Coeficiente de aceleración pico	PGA
Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 0.2s	S_S
Coeficiente de aceleración espectral para un periodo de 1.0s	$S_S S_1$
Factor de sitio para un periodo de aceleración espectral 0s	F_{pga}
Factor de sitio para rangos de periodos cortos de aceleración espectral	F_a
Factor de sitio para rangos de periodos largos de aceleración espectral	F_v

Períodos que definen la meseta del espectro:

T_1 periodo fundamental de la estructura (s)

T_0 periodo de inicio de platea de periodos cortos (s)

T_S Periodo final de la platea de periodos cortos (s)

$$A_s = F_{pga} * PGA = 0.51 \qquad S_{DS} = F_a * S_S = 1.26 \qquad S_{D1} = F_v * S_1 = 0.65$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0.516 \qquad T_0 = 0.2 * T_s = 0.103$$

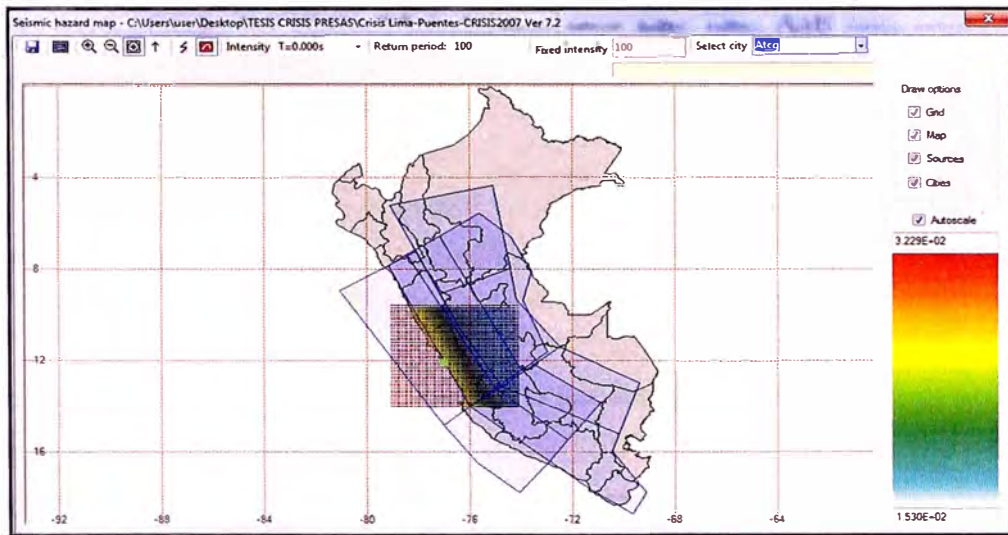
Coeficiente de respuesta sísmica elástica.

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \qquad \Rightarrow \qquad T \leq T_0$$

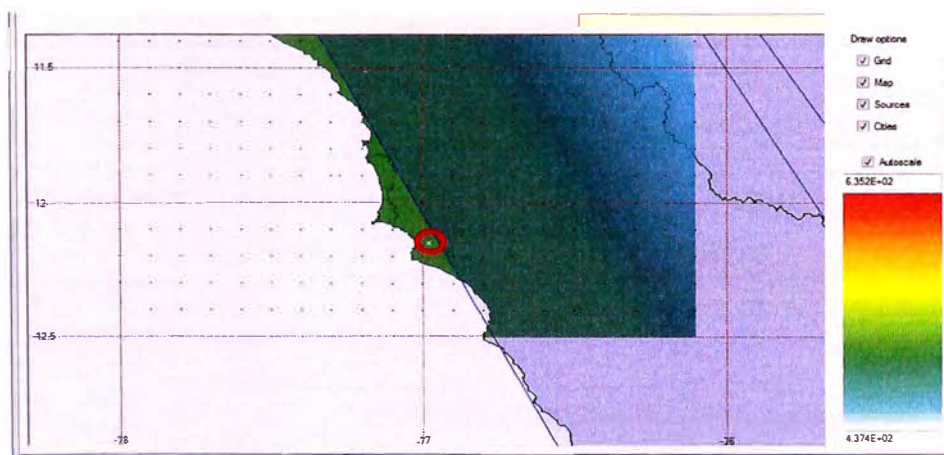
$$C_{sm} = S_{DS} \qquad \Rightarrow \qquad T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \qquad \Rightarrow \qquad T \geq T_s$$

Para obtener los espectros de respuesta para diferentes escenarios sísmicos, se utilizó la información personal proporcionada por el Dr. Jorge Olarte Navarro, quien para proyectos privados realizó el estudio de peligro sísmico de una determinada área, que incluye la ciudad de Lima. Para ello utilizó el software Crisis2007. Ver siguientes figuras.



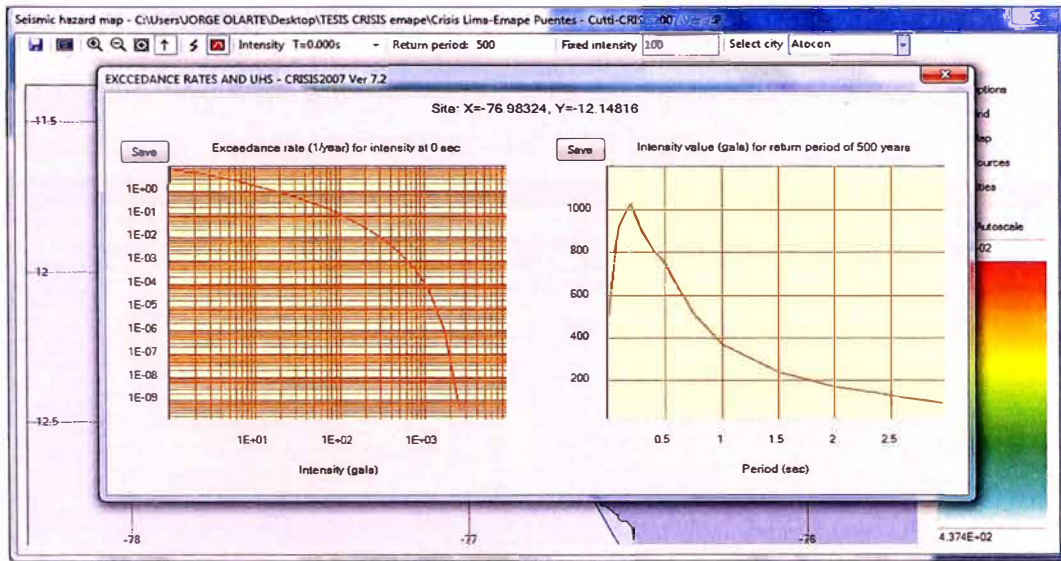
Fuentes sismogénicas del área de estudio.



Ubicación del puente atocongo

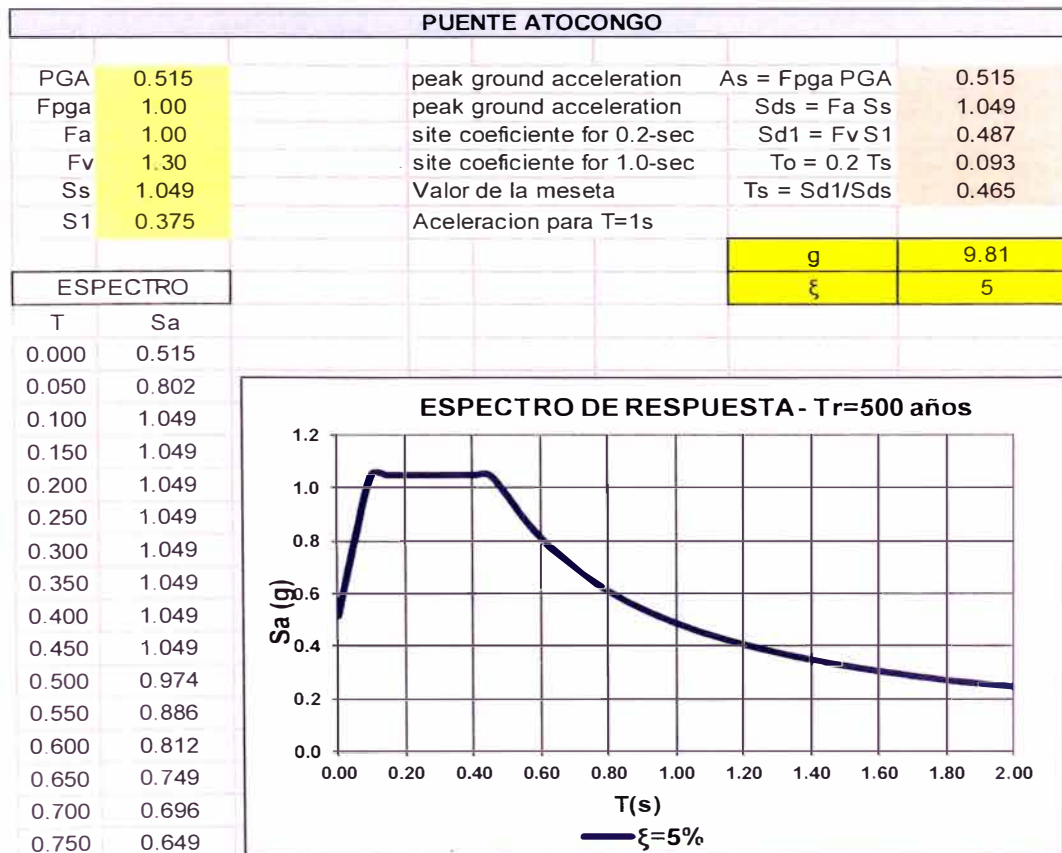
Periodo de retorno de 500 años

En la siguiente figura se presenta la curva de peligro sísmico del puente Atocongo para un periodo de retorno de 500 años, donde se relaciona la aceleración (gal) y el periodo de vibración (s).



Curva de peligro sísmico del puente Atocongo --Tr=500 años

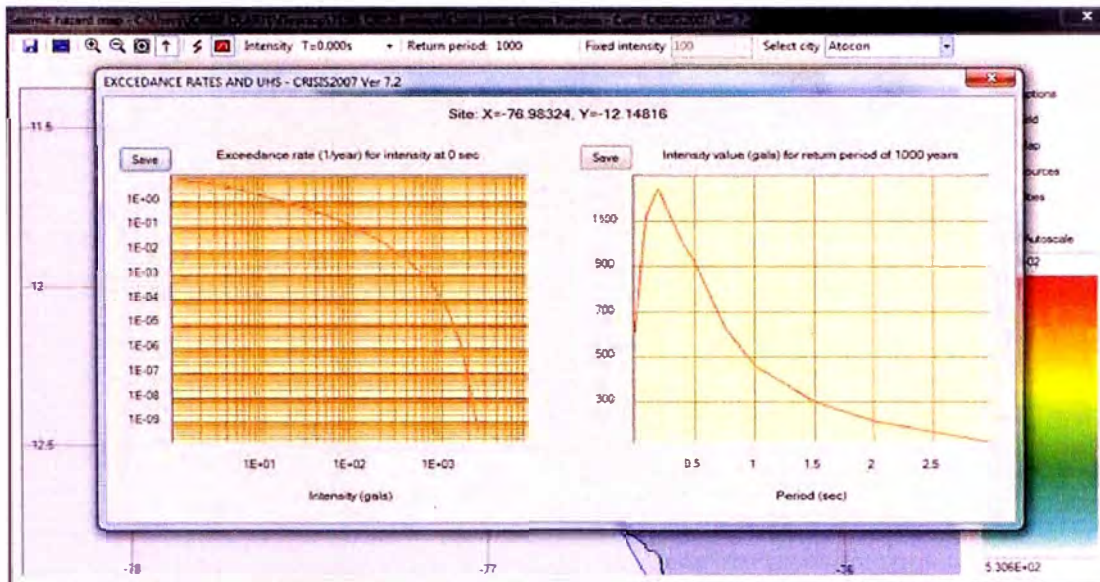
A partir de la curva de peligro del puente Atocongo se construye el espectro de respuesta para el periodo de retorno de 500 años, según el manual de diseño de puentes del MTC (2016). El archivo utilizado está en el CD adjunto a esta tesis. Ver siguiente figura.



Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 500 años

Periodo de retorno de 1000 años

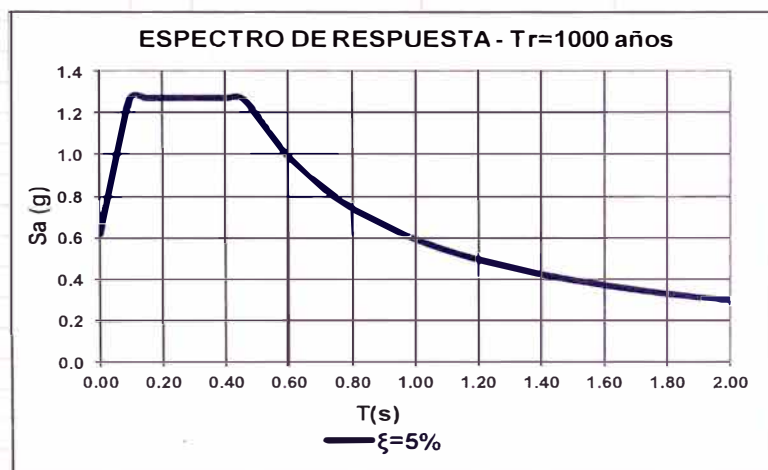
En la siguiente figura se presentan la curva de peligro sísmico del puente Atocongo para un periodo de retorno de 1000 años.



Curva de peligro sísmico del puente Atocongo –Tr=1000 años

A partir de la curva de peligro del puente Atocongo se construye el espectro de respuesta para el periodo de retorno de 1000 años.

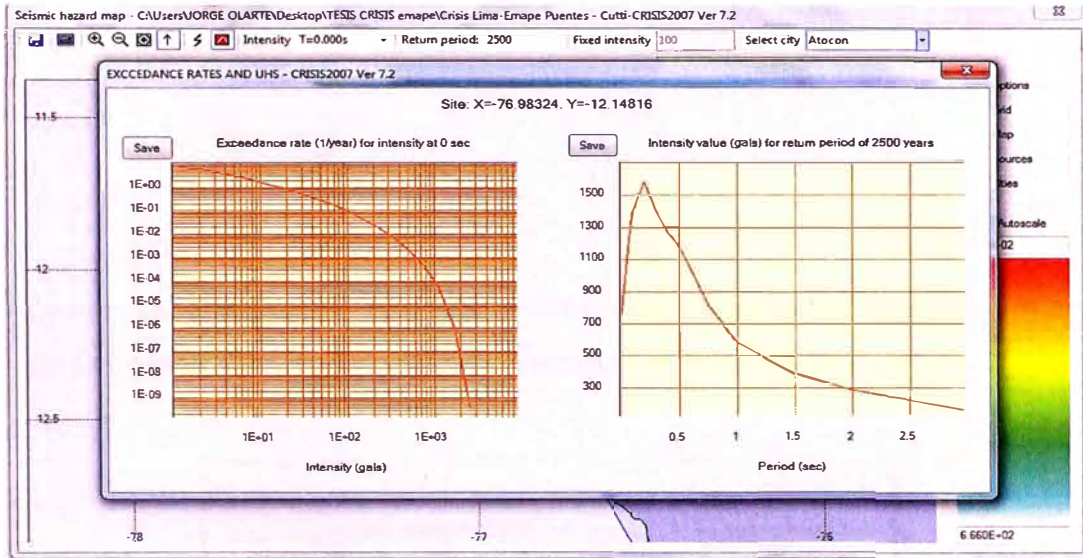
PUENTE ATOCONGO				
PGA	0.620	peak ground acceleration	As = Fpga PGA	0.62
Fpga	1.00	peak ground acceleration	Sds = Fa Ss	1.273
Fa	1.00	site coeficiente for 0.2-sec	Sd1 = Fv S1	0.593424
Fv	1.27	site coeficiente for 1.0-sec	To = 0.2 Ts	0.0932
Ss	1.273	Valor de la meseta	Ts = Sd1/Sds	0.4662
S1	0.468	Aceleracion para T=1s		
ESPECTRO				
T	Sa			
0.000	0.620			
0.050	0.970			
0.100	1.273			
0.150	1.273			
0.200	1.273			
0.250	1.273			
0.300	1.273			
0.350	1.273			
0.400	1.273			
0.450	1.273			
0.500	1.187			
0.550	1.079			
0.600	0.989			
0.650	0.913			
0.700	0.848			
0.750	0.791			



Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 1000 años

Periodo de retorno de 2500 años

En la siguiente figura se presentan la curva de peligro sísmico del puente Atocongo para un periodo de retorno de 2500 años.



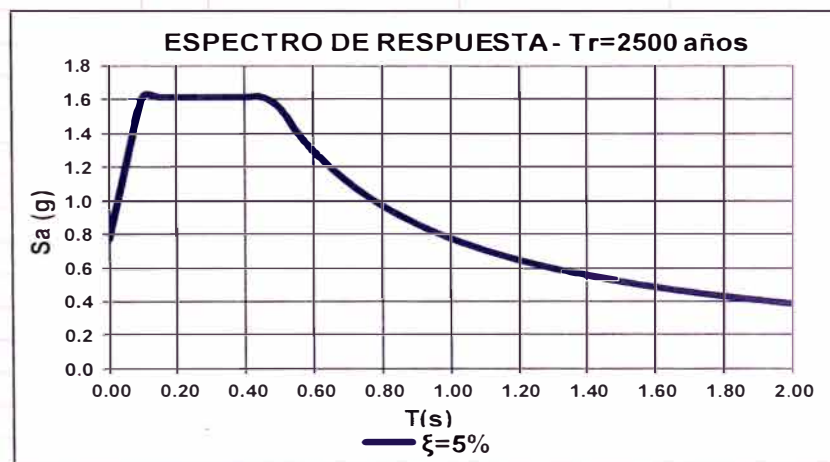
Curva de peligro sísmico del puente Atocongo –Tr=2500 años

A partir de la curva de peligro del puente Atocongo se construye el espectro de respuesta para el periodo de retorno de 2500 años.

PUENTE ATOCONGO			
PGA	0.776	peak ground acceleration	$A_s = F_{pga} \text{ PGA}$ 0.776
F _{pga}	1.00	peak ground acceleration	$S_{ds} = F_a S_s$ 1.616
F _a	1.00	site coeficiente for 0.2-sec	$S_{d1} = F_v S_1$ 0.7774
F _v	1.30	site coeficiente for 1.0-sec	$T_o = 0.2 T_s$ 0.0962
S _s	1.616	Valor de la meseta	$T_s = S_{d1}/S_{ds}$ 0.4811
S ₁	0.598	Aceleracion para T=1s	
			g 9.81
			ξ 5

ESPECTRO

T	S _a
0.000	0.776
0.050	1.213
0.100	1.616
0.150	1.616
0.200	1.616
0.250	1.616
0.300	1.616
0.350	1.616
0.400	1.616
0.450	1.616
0.500	1.555
0.550	1.413
0.600	1.296
0.650	1.196
0.700	1.111



Espectro de respuesta para un periodo de retorno de 2500 años

ANEXO 4: PARÁMETROS DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD

1. Irregularidad en la Rigidez Lateral

Para calificar la irregularidad provocada por el cambio brusco de rigidez que pueda existir entre dos apoyos consecutivos se emplea el factor C_1 .

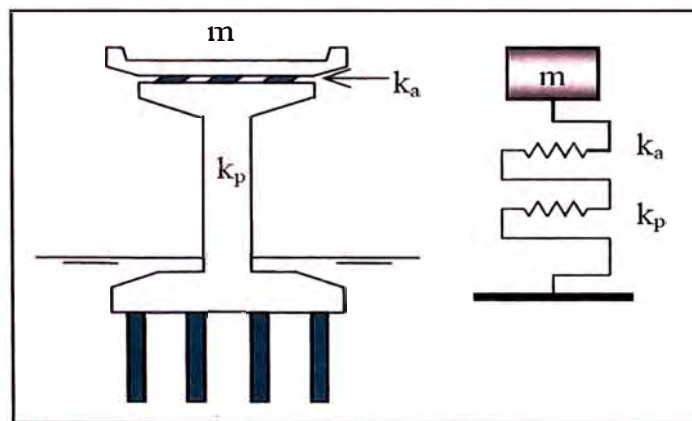
$$C_1 = 1 - \frac{K_M - K_m}{10K_m}$$

Dónde:

k_M Mayor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo

k_m Menor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo

k_M y k_m



Modelo estructural de un pilar con su aparato de apoyo.

Fuente: Landa, 2006.

$$K = \left(\frac{K_a K_p}{K_a + K_p} \right)$$

$$K_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i}$$

Dónde:

k_p Rigidez de la Pila

k_a Rigidez de los apoyos de neopreno

n Número de apoyos por pila

A_i Área transversal del apoyo

h_i Altura del apoyo i

G_i Módulo de rigidez a cortante del apoyo i

La rigidez lateral de la pila se puede calcular mediante la ayuda de la siguiente figura y el índice de rotación ρ , donde N es el número de columnas del marco.

$$K_a = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c}$$

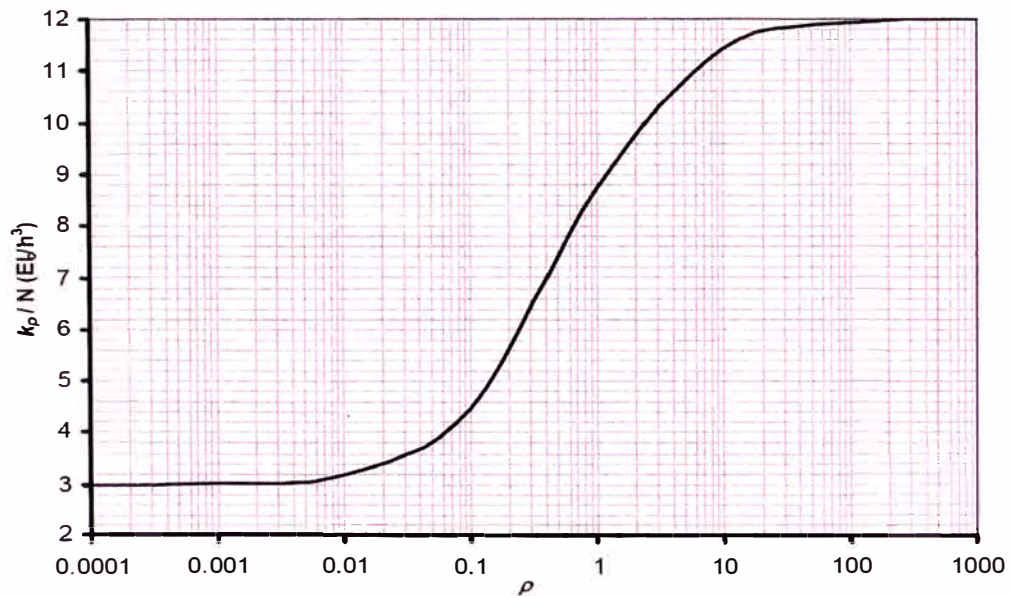
Dónde:

I_t Inercia de la trabe

I_c Rigidez de la columna

L_t Longitud de la trabe

L_c Longitud de columna



Rigidez lateral de una pila formada por N columnas.

Fuente: Landa, 2006.

2. Longitud de Asiento

Si	$LA \geq LR$	$C_2 = 1.0$
Si	$LR > LA > 0.3LR$	$C_2 = \frac{LA - 0.3LR}{0.7LR}$
Si	$0.3LR > LA$	$C_2 = 0$

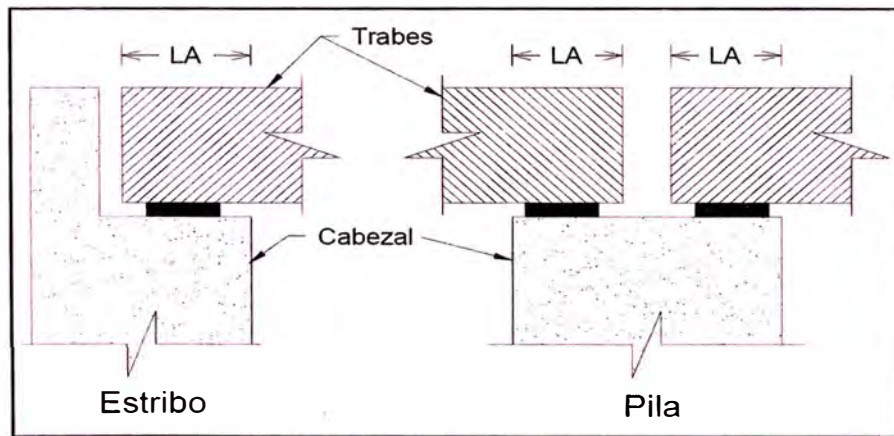
Dónde:

LR Longitud de asiento en mm; $LR = 400 + 2.5L + 10H$

LA Longitud real de apoyo en mm. (Ver figura 3.4)

L Longitud del claro en metros

H Altura promedio de las pilas adyacentes en metros



Longitud de apoyo

Fuente: Landa, 2006.

3. Año del Proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1.0$$

Dónde:

AC: Año del proyecto del puente

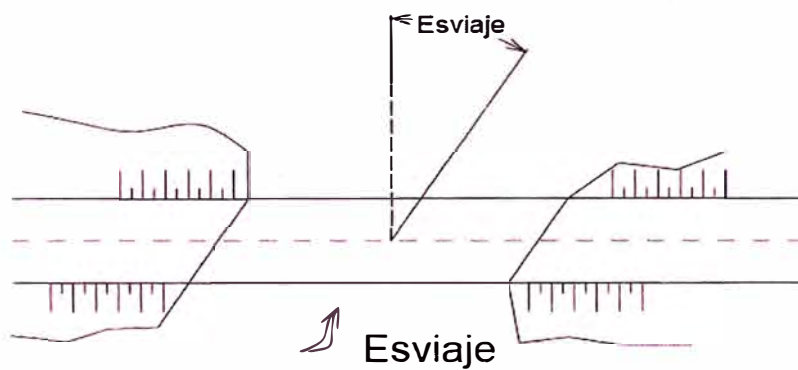
4. Irregularidad en la Planta y Esviajamiento

Si	$\alpha \geq 20^\circ$	$C_4 = 1.0$
Si	$20^\circ < \alpha < 40^\circ$	$C_4 = 6 * 10^{-4}(90 - \alpha) + 0.46$
Si	$45^\circ < \alpha$	$C_4 = 0.40$

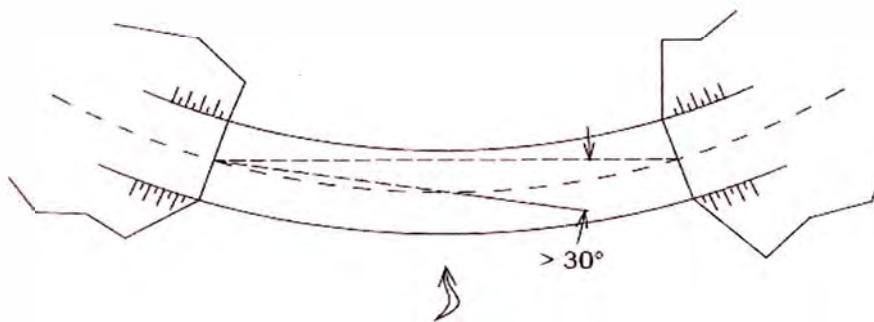
Dónde:

α Ángulo de esviajamiento

Según Jara y casas (2002), se debe usar un valor de $C_4 = 0.40$, para puentes con plantas irregulares o puentes curvos. Una planta se considera irregular cuando la excentricidad entre el centro de la masa y el centro de rigidez de los apoyos es mayor que el 10% de la longitud del puente; mientras que un puente es considerado curvo cuando el ángulo formado por las líneas que unen los apoyos del centro del puente es mayor de 30° .



Angulo de esviaje.
 Fuente: Landa, 2006.



Puente curvo.
 Fuente: Landa, 2006.

5. Tipos de Apoyo

Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico	$C_5 = 1.0$
Para apoyos laminados de neopreno	$C_5 = 0.9$
Para apoyos de rodillos	$C_5 = 0.8$
Para apoyos basculantes o de mecedoras	$C_5 = 0.7$

6. Estado de Conservación

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \geq 0$$

Donde x_i representa el valor para uno de los siguientes aspectos

a. Efecto de socavación (x_1)

Si no existen indicios de socavación	$x_1 = 0$
Si se observa socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 0.05$
Si existe socavación importante pero no está en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 0.3$
Si está en riesgo la estabilidad del puente	$x_1 = 1.0$

b. Estado de conservación de apoyos (x_2)

No se observa deterioro alguno	$x_2 = 0$
Se observan deterioros menores	$x_2 = 0.05$
Se observan deterioros importantes en los apoyos	$x_2 = 0.3$
Se observan daños que ponen en riesgo la estabilidad del puente	$x_2 = 1.0$

c. Daños en elementos estructurales (x_3)

No se observa ningún daño	$x_3 = 0$
Se observan grietas menores que 0.7mm	$x_3 = 0.05$
Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm	$x_3 = 0.5$
Se observan daños importantes que ponen en riesgo la estabilidad del puente	$x_3 = 1.0$

d. Daños en uniones o conexiones (x_4)

No se observa ningún daño $x_4 = 0$

Se observan grietas menores que 0.7mm
 o corrosión en los elemento de acero $x_4 = 0.05$

Se observa grietas entre 0.7 y 1.5mm, corrosión
 importante o daños en los elementos de conexión $x_4 = 0.5$

Se observan daños importantes que ponen en
 riesgo la inestabilidad del puente $x_4 = 1.0$

e. Mantenimiento y rehabilitación (x_5)

Puente reciente o con muy buen
 mantenimiento o trabajo de rehabilitación $x_5 = 0$

Puente con más de 30 años sin daño
 aparente y buen estado de conservación $x_5 = 0.25$

Puente viejo y/o en mal estado
 (agrietamientos, desconches, humedades, etc.) $x_5 = 0.50$

7. Potencial de Licuefacción

Si el suelo no tiene potencial de licuefacción $C_7 = 1.0$

Si el suelo tiene potencial de licuefacción $C_7 = 0.4$

8. Periodo de Vibración

Si $0 \leq T_s \leq T_p$ $C_8 = 0.6$

Si $T_p < T_s \leq 1.3T_p$ $C_8 = 0.8$

Si $T_s \geq 1.3T_p$ $C_8 = 1.0$

Dónde:

T_s Es el periodo de la estructura

T_p Valor característico del tipo de suelo

m La masa total del pilar

k Rigidez del pilar

9. Factor de Importancia

Este factor se utiliza para reducir el valor del índice de vulnerabilidad (I_v), en función al gran impacto en costos directos e indirectos, que podría generar la interrupción o colapso de un puente. En general se debe tomar en cuenta la relación pérdida /daño, habilidad para proveer servicios de emergencia, facilidad de actividades de recuperación después de un sismo y la afectación de la distribución de servicios a la comunidad.

Debido a la falta de un estudio más detallado en el sistema de transporte del país, se asume el valor propuesto en el método simplificado de la tesis de maestría (Landa, 2006), el cual señala un factor 1/1.5 para puentes críticos y 1/1 para puentes esenciales y otros.

ANEXO 5: ENSAYOS DE ESCLEROMETRIA EN EL PUENTE ATOCONGO

 Ingenieros Consultores SAC Ingeniería y Gestión de Riesgos		ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA EVALUACIÓN DE RIESGOS		
ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA				
Cliente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	P1	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	1.20m	Fecha de ensayo	15/05/2015	
Identificación del martillo y N° de serie	PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	46	Resistencia f_c estimada	396 kg/cm ²	
Ubicación		Vista de zona de trabajo		
				
Esquema de ensayos				
				



Ingenieros Consultores SAC
Ingeniería y Gestión de Riesgos

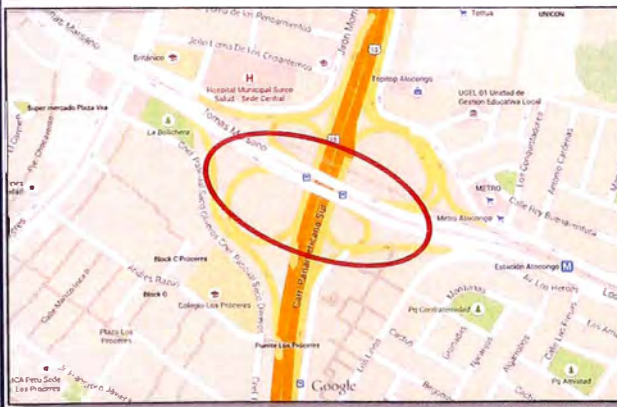
**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

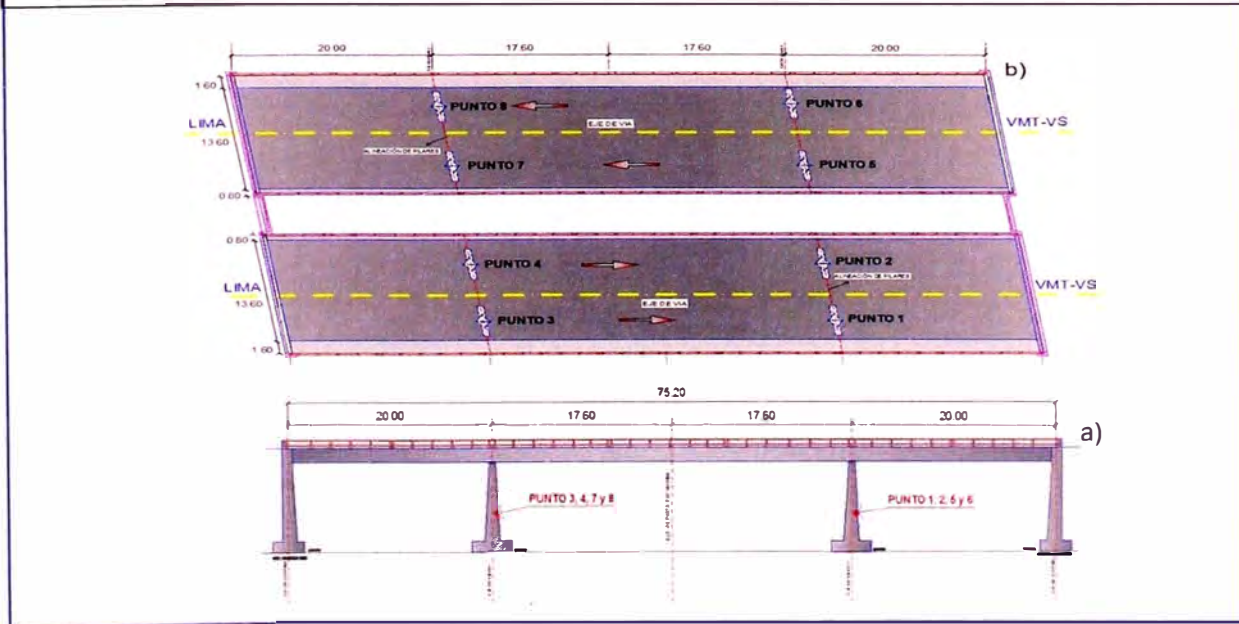
Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P2	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del martillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	: 45	Resistencia f_c estimada	: 378 kg/cm ²	

Ubicación

Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





Ingenieros Consultores SAC
Ingeniería y Gestión de Riesgos

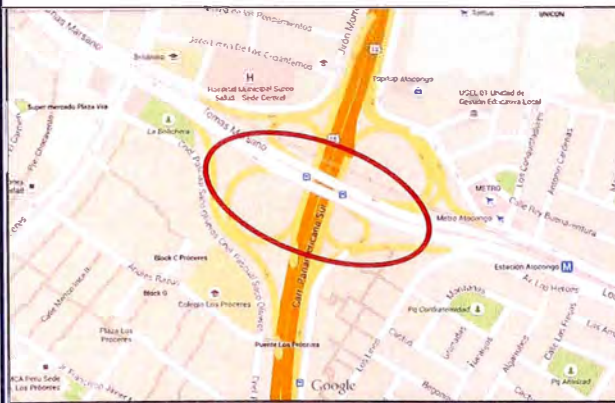
**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

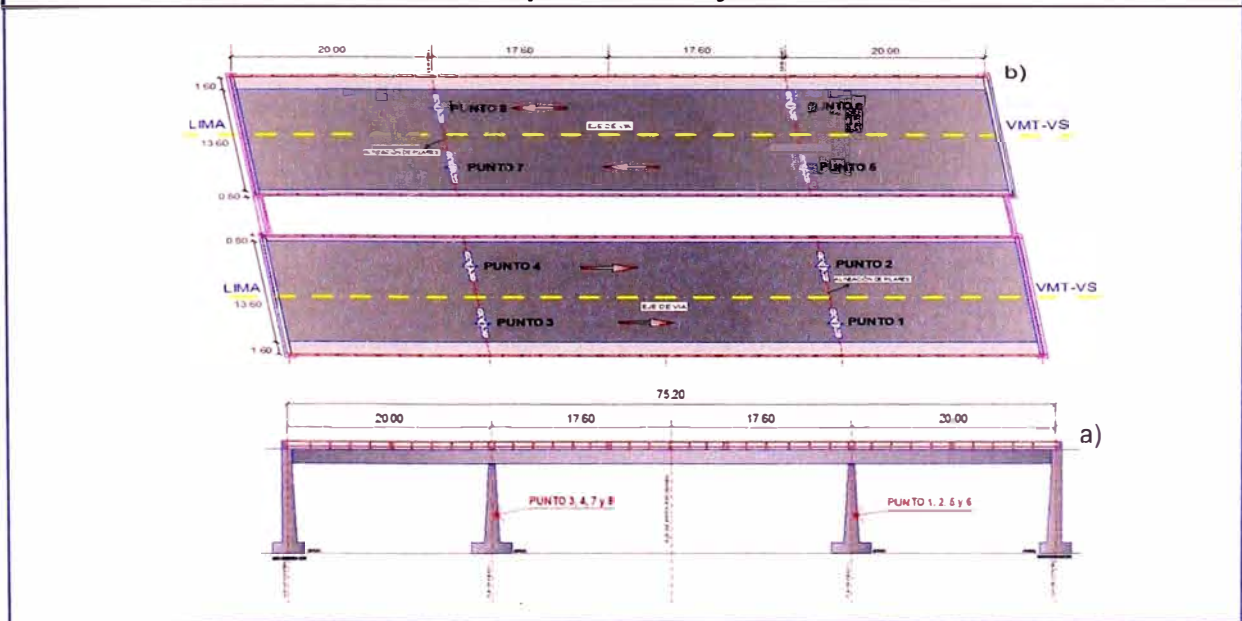
Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	: Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P3	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del martillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	46	Resistencia f_c estimada	: 389 kg/cm ²	

Ubicación

Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





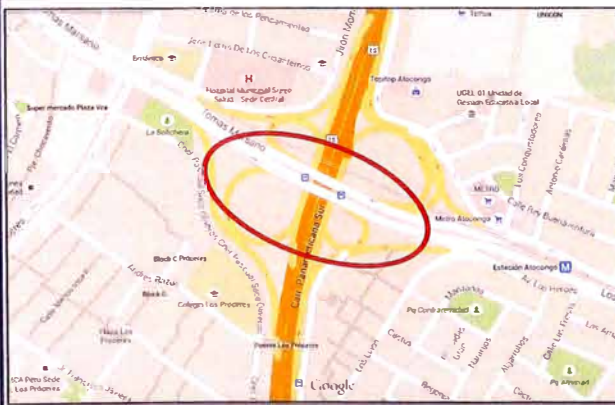
Ingenieros Consultores SAC
 Ingeniería y Gestión de Riesgos

**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
 EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P4	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del matillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	: 46	Resistencia f_c estimada	: 367 kg/cm ²	

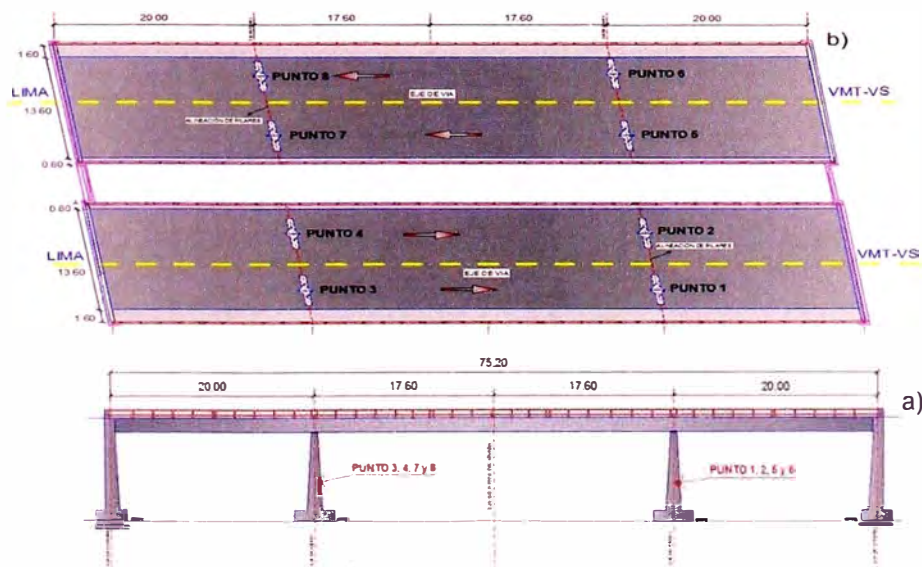
Ubicación



Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





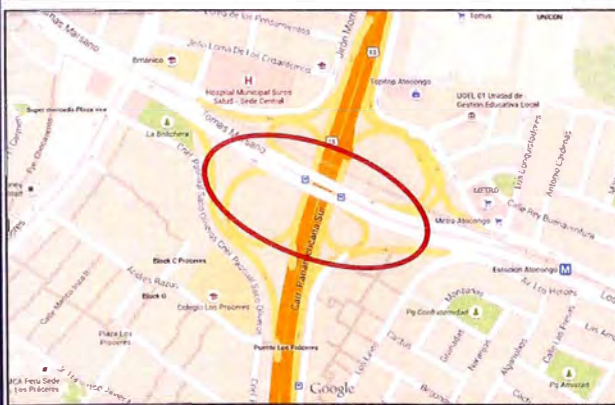
Ingenieros Consultores SAC
 Ingeniería y Gestión de Riesgos

**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
 EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	: Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P5	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del matillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	45	Resistencia f_c estimada	: 374 kg/cm ²	

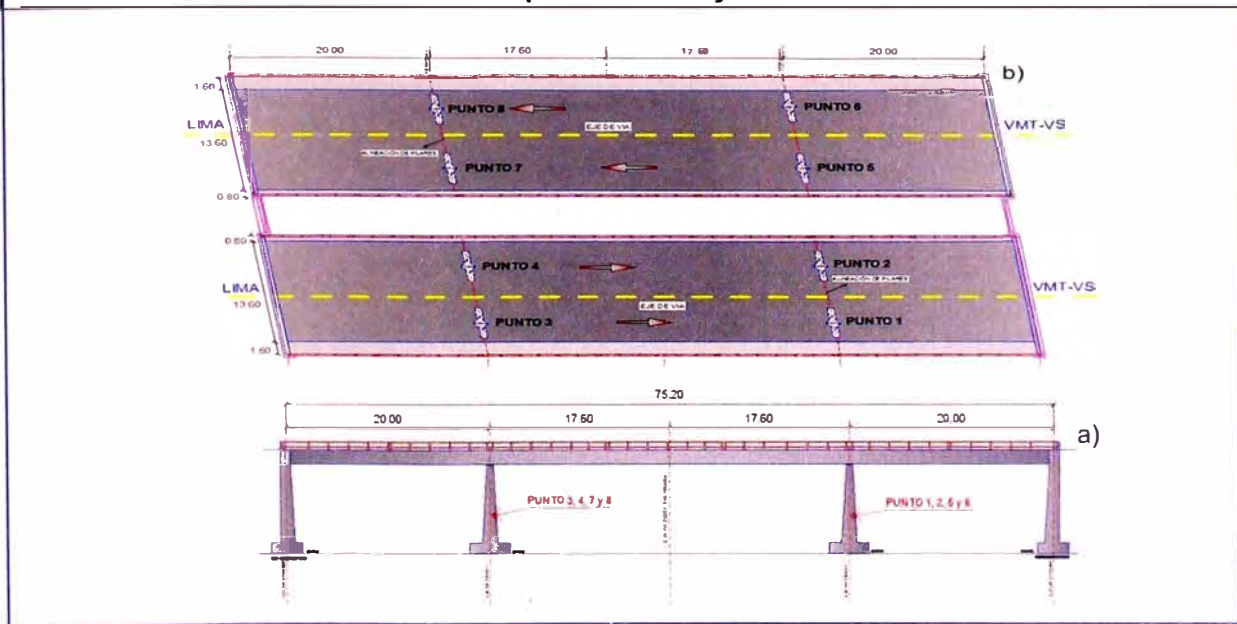
Ubicación



Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





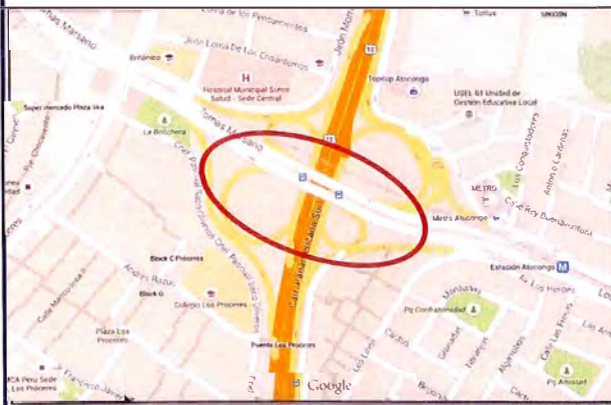
Ingenieros Consultores SAC
Ingeniería y Gestión de Riesgos

**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
EVALUACIÓN DE RIESGOS**

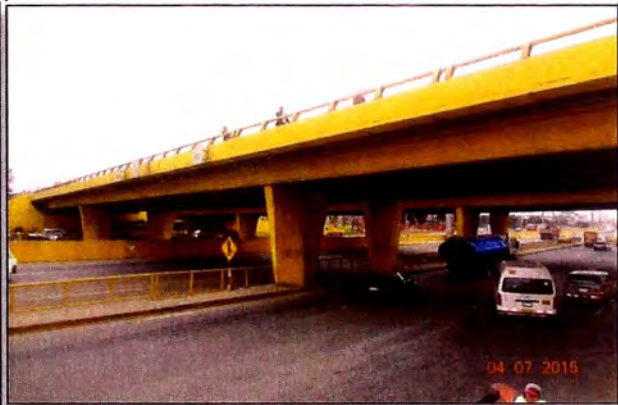
ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Cliente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P1	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del martillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	: 46	Resistencia f_c estimada	: 389 kg/cm ²	

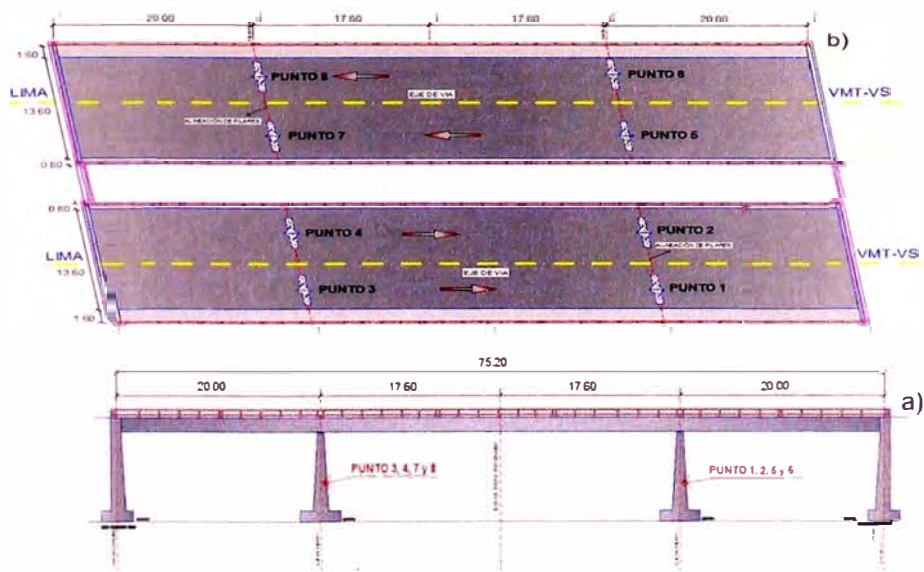
Ubicación



Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





Ingenieros Consultores SAC
 Ingeniería y Gestión de Riesgos

**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
 EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI			
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo			
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud	Latitud
			-76.9829520	-12.1499550
Estructura	: Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967	
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P7	
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015	
Identificación del martillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada	
Promedio de rebote de cada área de ensayo	: 45	Resistencia f_c estimada	: 374 kg/cm ²	

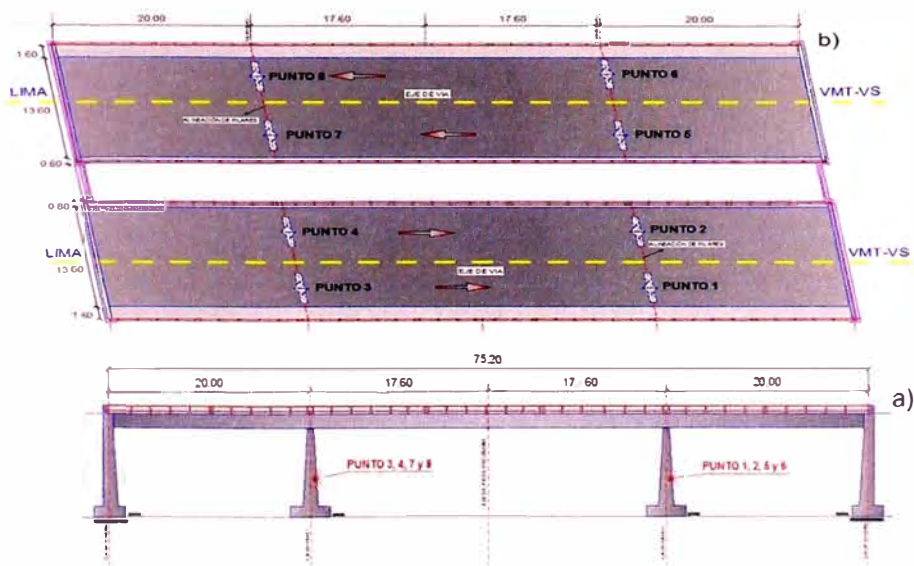
Ubicación



Vista de zona de trabajo



Esquema de ensayos





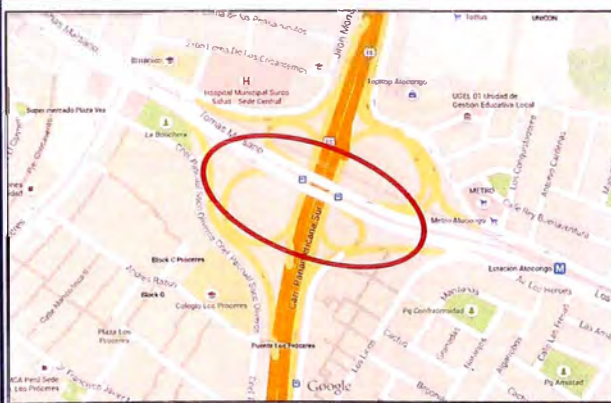
Ingenieros Consultores SAC
 Ingeniería y Gestión de Riesgos

**ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA
 EVALUACIÓN DE RIESGOS**

ENSAYO DE ESCLEROMETRÍA

Ciente	Trabajo de investigación IIFIC-UNI		
Nombre del proyecto	: Ensayo de esclerometría en el puente Atocongo		
Distrito	San Juan de Miraflores	Coordenadas	Longitud : -76.9829520 Latitud : -12.1499550
Estructura	: Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño	: 1967
Elemento Ensayado	Columna	Código de área de ensayo	: P8
Altura de la superficie sobre el nivel de terreno	: 1.20m	Fecha de ensayo	: 15/05/2015
Identificación del martillo y N° de serie	: PCE-HT-225A	Orientación de martillo durante el ensayo	: Perpendicular a la superficie ensayada
Promedio de rebote de cada área de ensayo	46	Resistencia f_c estimada	: 396 kg/cm ²

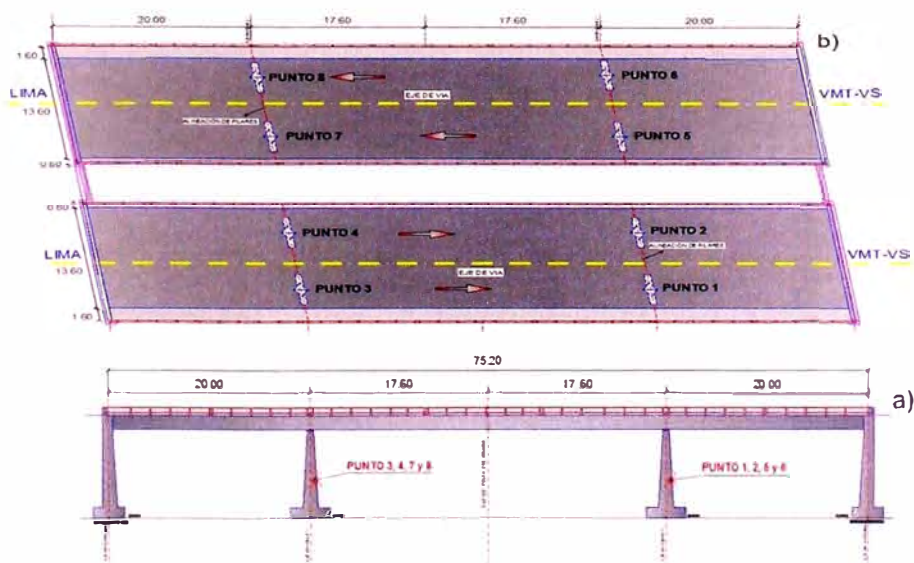
Ubicación






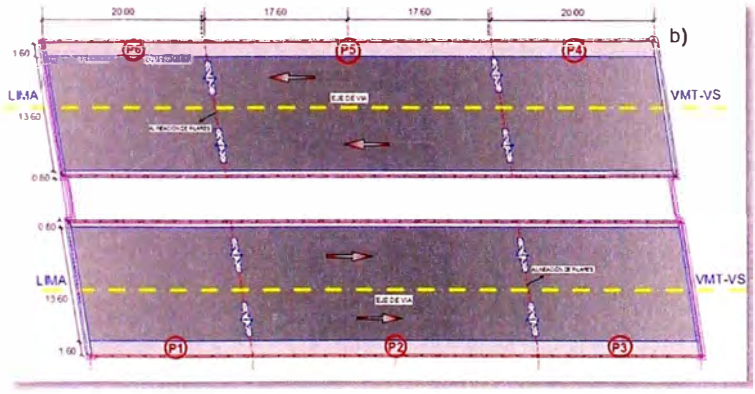
Vista de zona de trabajo



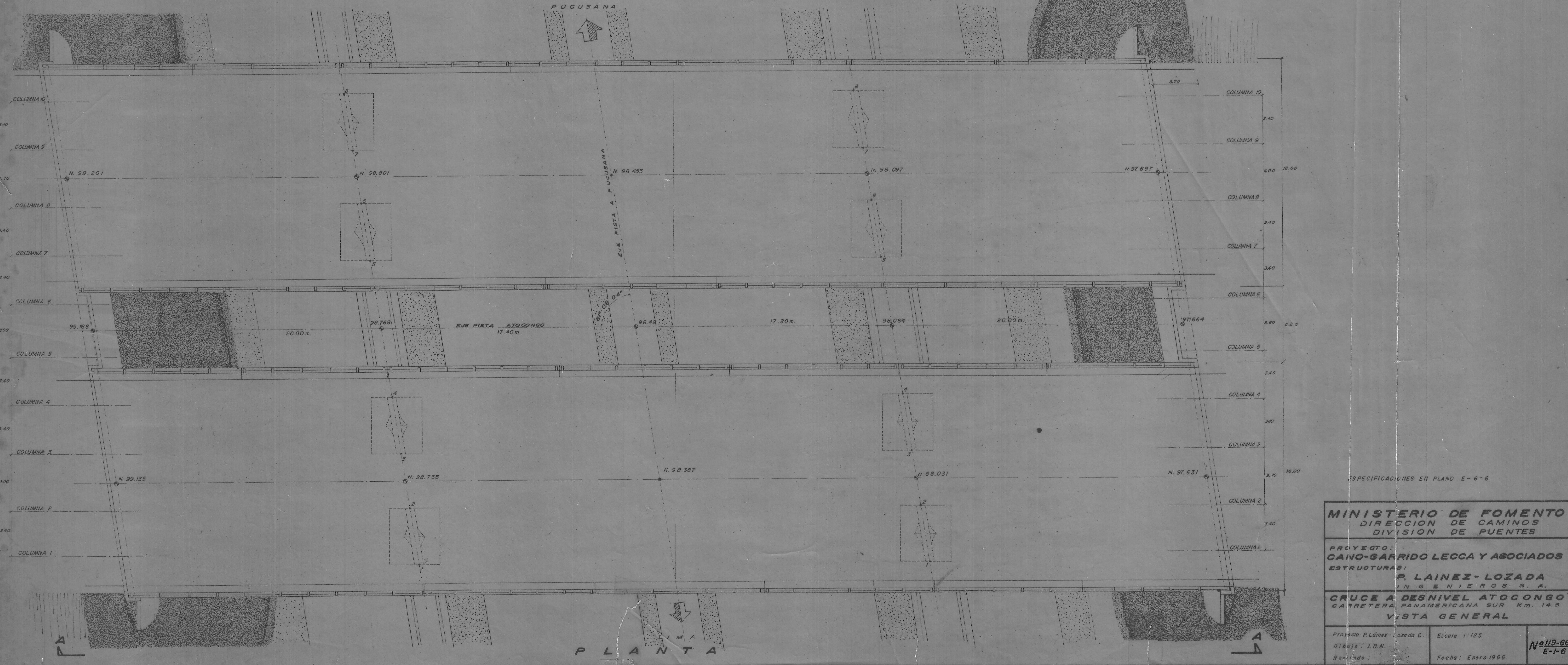
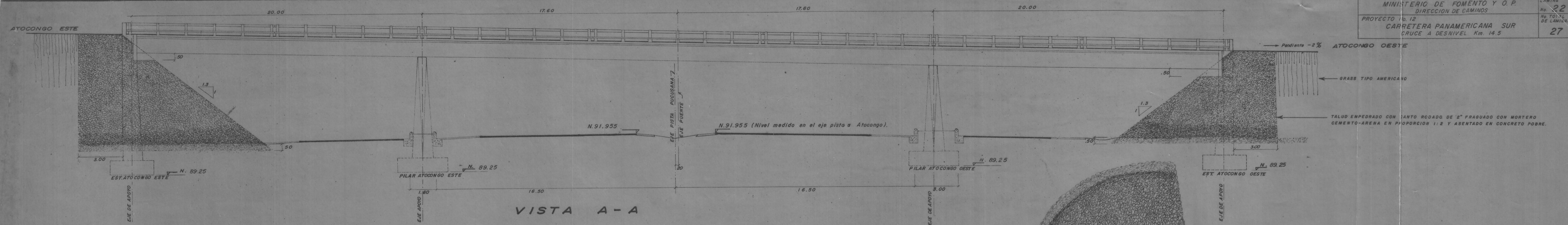
Esquema de ensayos



ANEXO 6: ENSAYOS DE VIBRACIONES EN EL PUENTE ATOCONGO

 Ingenieros Consultores SAC Ingeniería y Gestión de Riesgos		ESTRUCTURAS, INGENIERÍA SÍSMICA EVALUACIÓN DE RIESGOS	
ENSAYO DE VIBRACIONES			
Cliente	Trabajo de investigación IIFIC- UNI		
Nombre del proyecto	Estudio de vibraciones del puente atocongo.		
N° de puntos ensayados :	6	Fecha de ensayo :	15/05/2015
Ubicación	SJM - Lima	Coordenadas :	Longitud
			-76.9829520
Estructura :	Puente Losa-Viga de concreto	Año de diseño :	Latitud
			-12.1499550
Ubicación		Vista de zona de trabajo	
			
Esquema de ensayos			
			

ANEXO 7: PLANOS ORIGINALES DEL PUENTE ATOCONGO



MINISTERIO DE FOMENTO
 DIRECCION DE CAMINOS
 DIVISION DE PUENTES

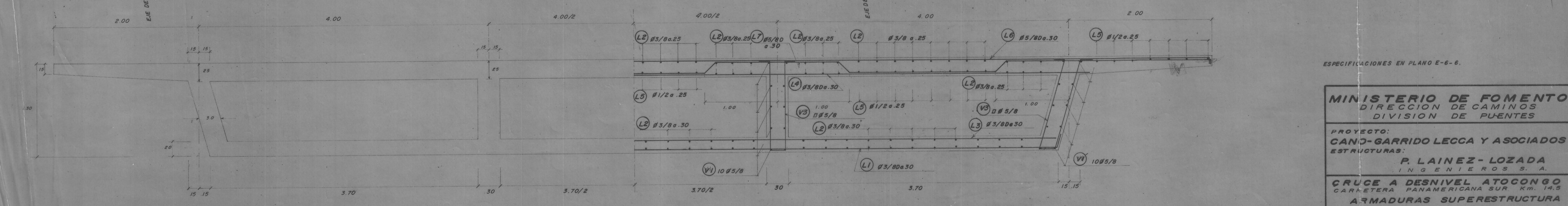
PROYECTO:
CANO-GARRIDO LECCA Y ASOCIADOS

ESTRUCTURAS:
P. LAINEZ-LOZADA
 INGENIEROS S.A.

CRUCE A DESNIVEL ATOCONGO
 CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
VISTA GENERAL

Proyecto: P. Lainez-Lozada C. Escala: 1:125
 Dibujo: J.B.N.
 Revisado: Fecha: Enero 1966.

No. 119-66
 E-1-6



CORTE A-A

ESPECIFICACIONES EN PLANO E-6-6.

MINISTERIO DE FOMENTO
 DIRECCION DE CAMINOS
 DIVISION DE PUENTES

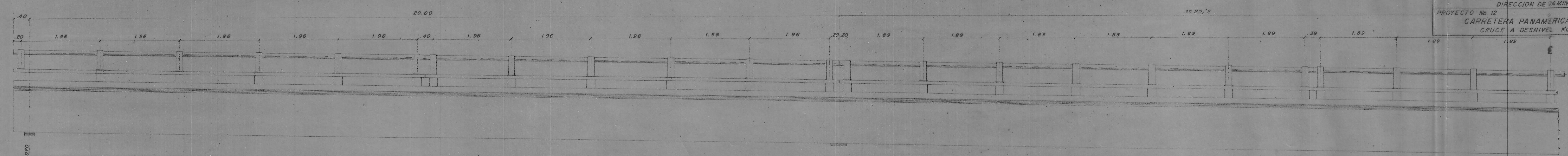
PROYECTO:
CAND-GARRIDO LECCA Y ASOCIADOS
 ESTRUCTURAS:

P. LAINEZ-LOZADA
 INGENIEROS S. A.

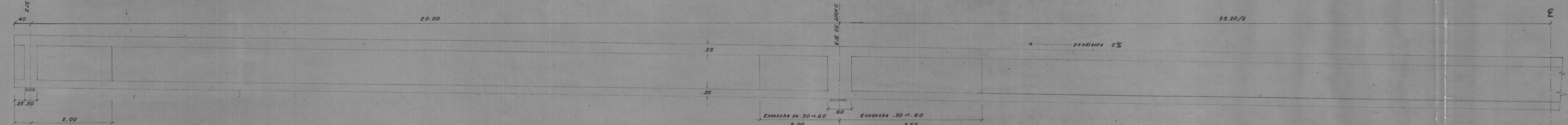
CRUCE A DESNIVEL ATOCONGO
 CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
 ARMADURAS SUPERESTRUCTURA

Proyecto: P. Láinez-Lozada Escala: 1:50 1:25
 Dibujo: J.S. Ch. Z.
 Revisado: Fecha: Enero 1966

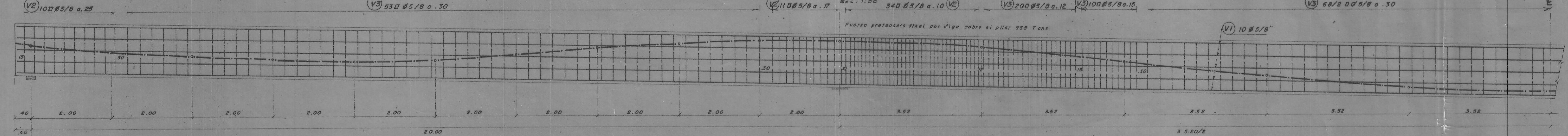
No. 119-66
 E-4-6



VISTA LATERAL BARANDAS
ESC: 1:50

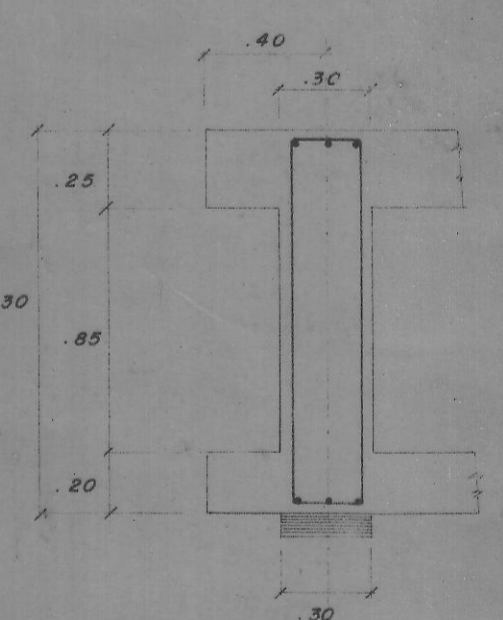


UBICACION DIAFRAGMAS
ESC: 1:50

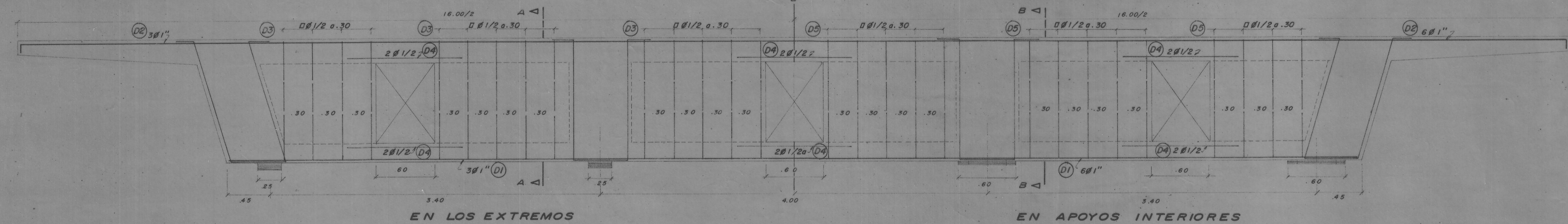


UBICACION ESTRIBOS Y CABLE RESULTANTE
ESC: 1:50

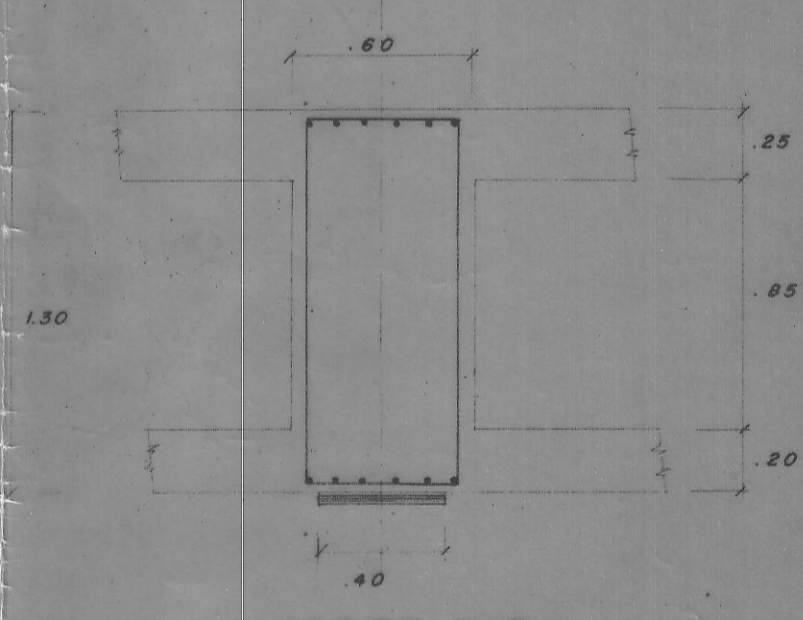
Distancia al eje de apoyo del estribo	0.00	2.00	4.00	6.00	8.00	10.00	12.00	14.00	16.00	18.00	20.00	23.52	27.04	30.56	34.08	37.50
Ordenada medida del fondo de la viga	75	61.9	52.5	46.9	45	50.8	68.3	188.7	103.3	112.00	115.0	105.0	75.0	41.7	21.7	15.0



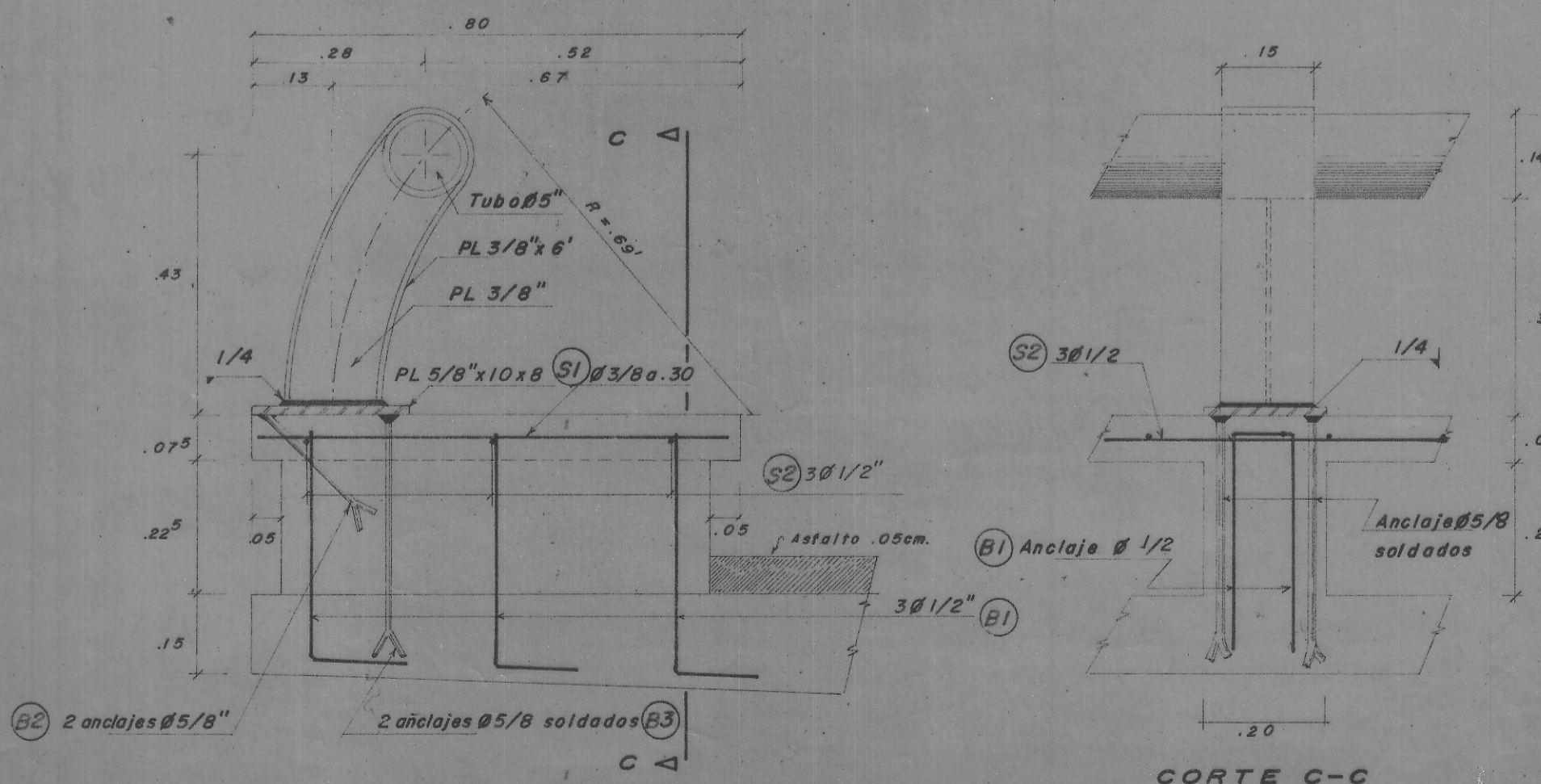
CORTE A-A



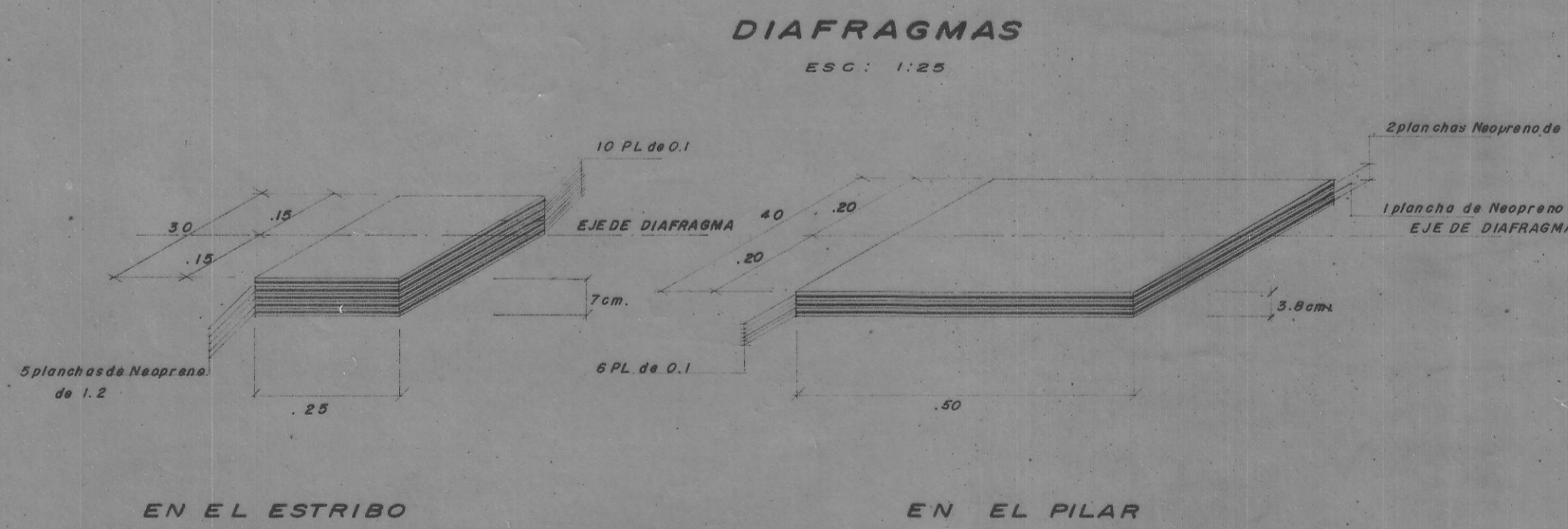
DIAFRAGMAS
ESC: 1:25



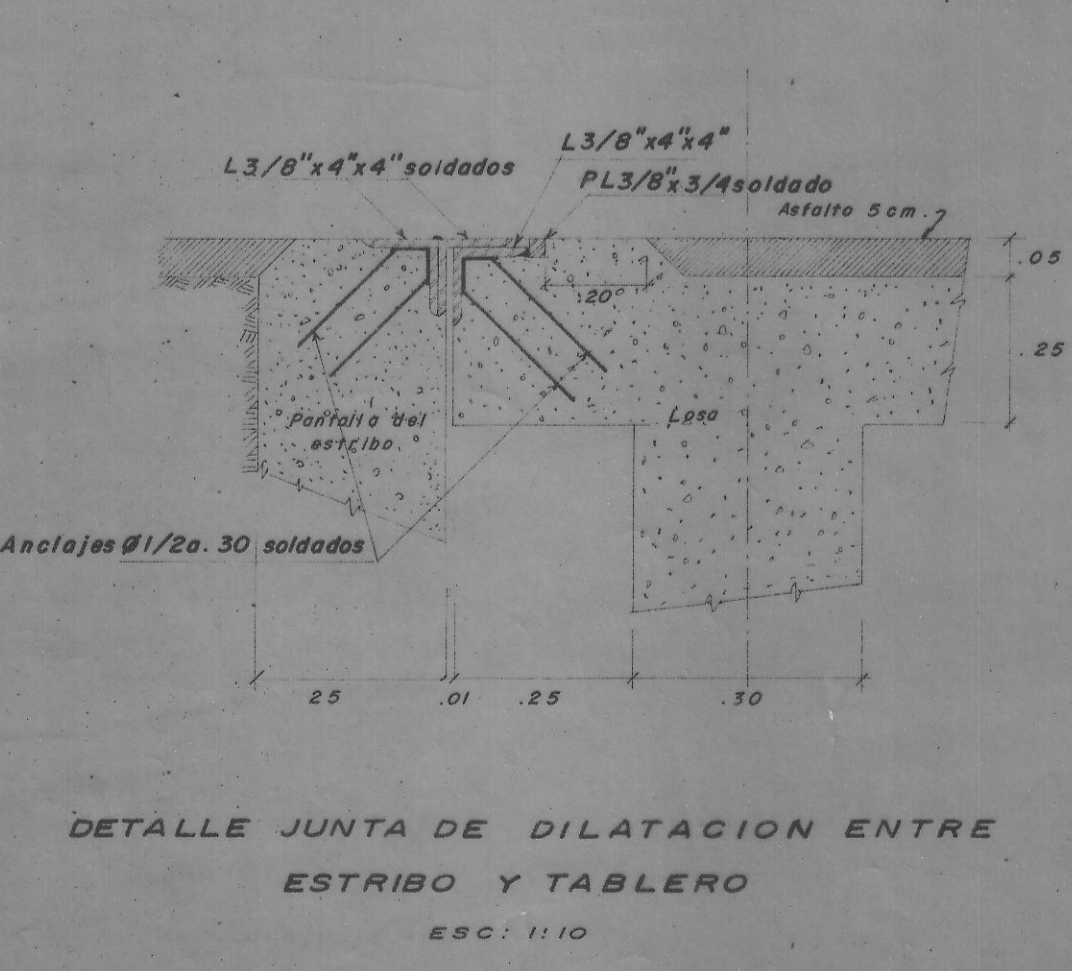
CORTE B-B



DETALLE BARANDA
ESC: 1:10



DETALLE APOYOS NEOPRENO
ESC: 1:10



DETALLE JUNTA DE DILATACION ENTRE
ESTRIBO Y TABLERO
ESC: 1:10

ESPECIFICACIONES EN PLANO E-6-6

MINISTERIO DE FOMENTO
DIRECCION DE CAMINOS
DIVISION DE PUENTES

PROYECTO:
CANO-GARRIDOLECCA Y ASOCIADOS

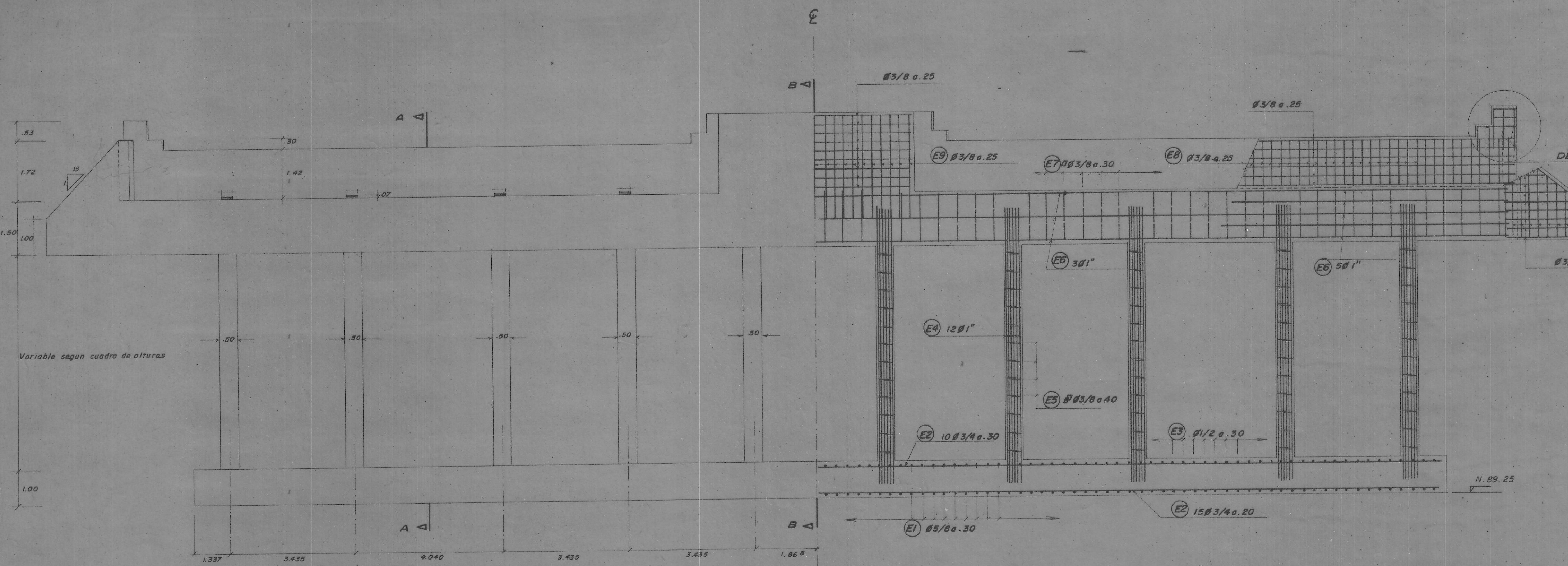
ESTRUCTURAS:
P. LAINEZ-LOZADA
INGENIEROS S. A.

CRUCE A DESNIVEL ATOCONGO
CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
BARANDAS, VIGAS, DIAFRAGMAS Y APOYOS

Proyecto: P. Lainez-Lozada
Dibujo: J.S.Ch.Z.
Revisado:

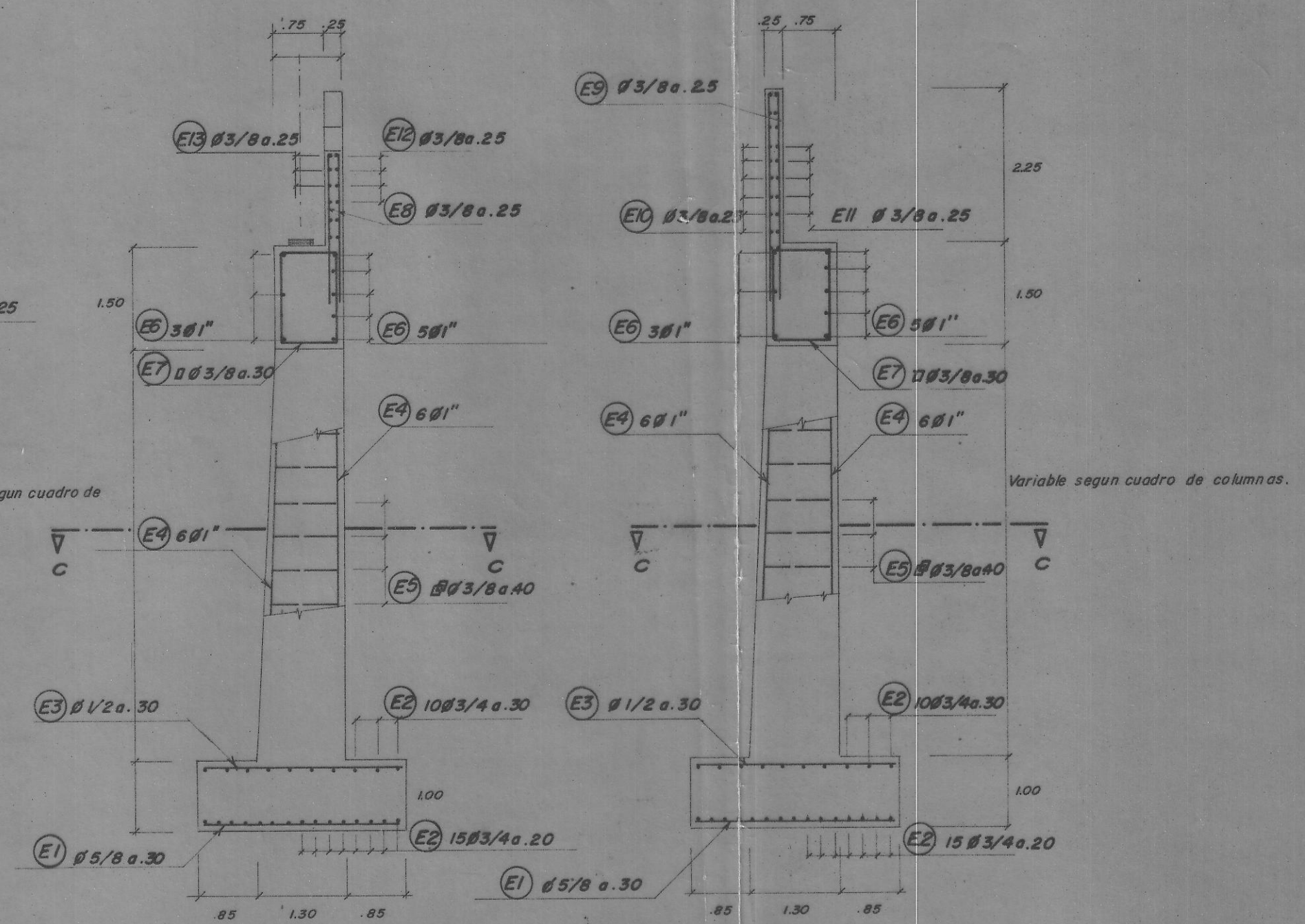
Escala: Indicadas.
Fecha: Enero 1966

No. 19-66
E-5-6



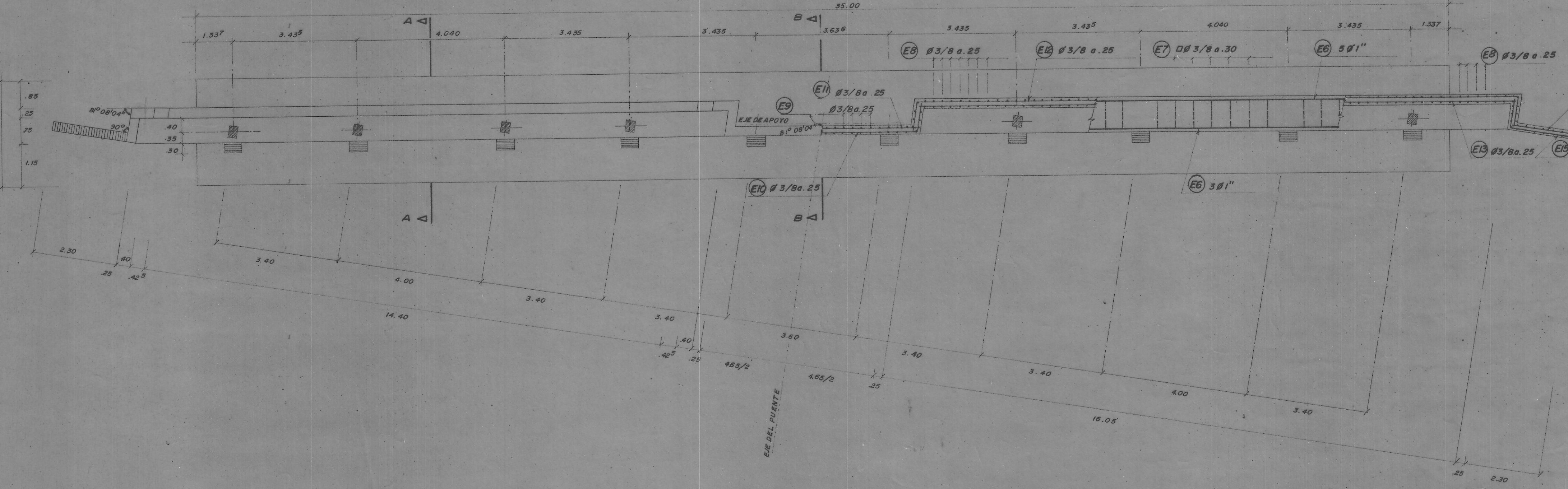
VISTA SEMIELEVACION

SEMICORTE ELEVACION



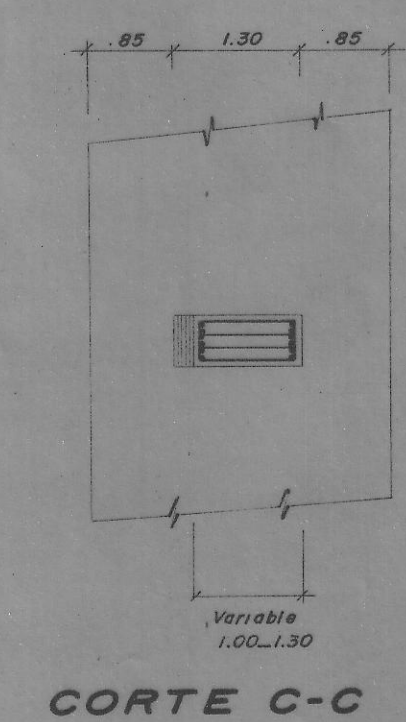
CORTE A-A

CORTE B-B

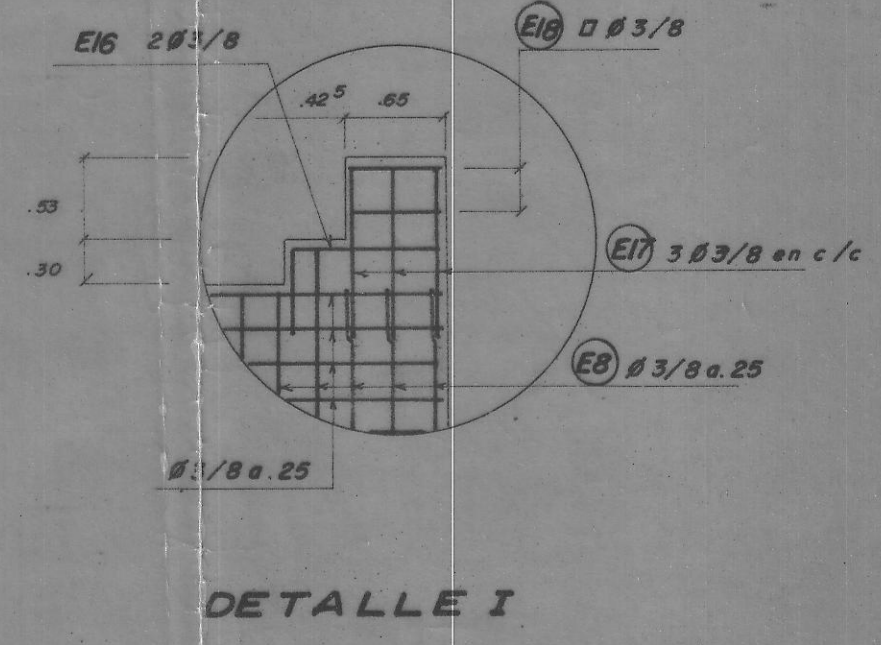


VISTA SEMIPLANTA

SEMICORTE PLANTA



CORTE C-C



DETALLE I

NOTA: El nivel de cimentación es 89.25m, igual para ambos estribos.
 La altura de la viga y parapetos es igual para ambos estribos,
 con una pendiente de .31% en consecuencia la altura de cada
 una de las columnas es diferente.

ESPECIFICACIONES EN PLANO E-6-6

ALTURA DE LAS COLUMNAS EN LOS ESTRIBOS		
UBICACION COLUMNA	Estribo Atocongo Este	Estribo Atocongo Oeste
1	5.948 m.	4.444
2	5.959	4.455
3	5.971	4.467
4	5.982	4.478
5	5.992	4.488
6	6.004	4.500
7	6.015	4.511
8	6.025	4.521
9	6.037	4.533
10	6.047	4.543

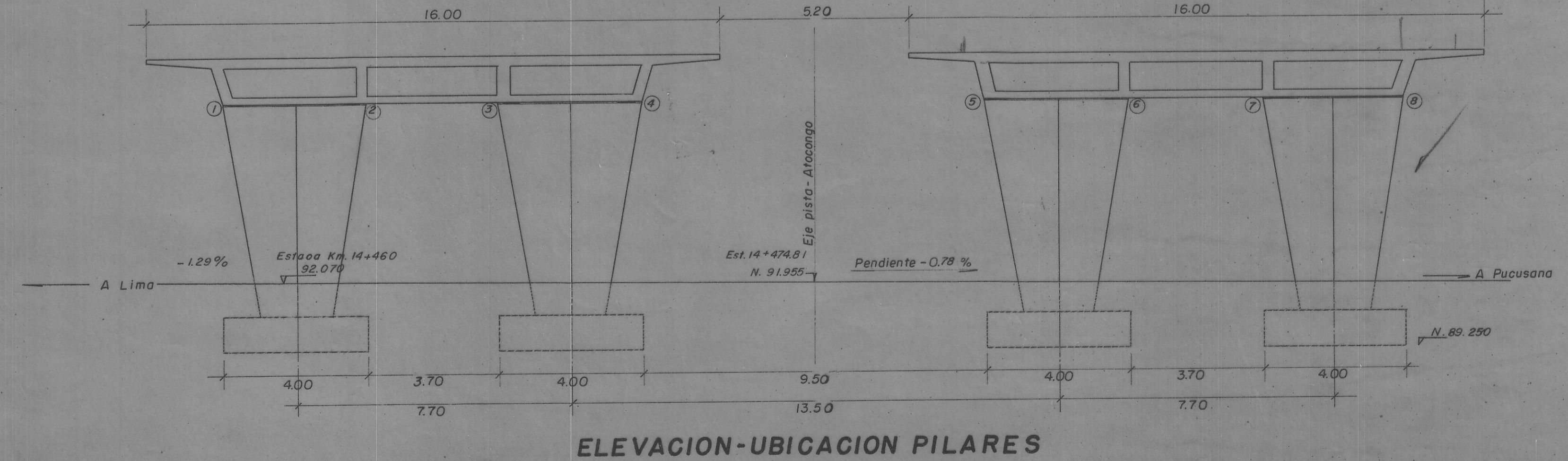
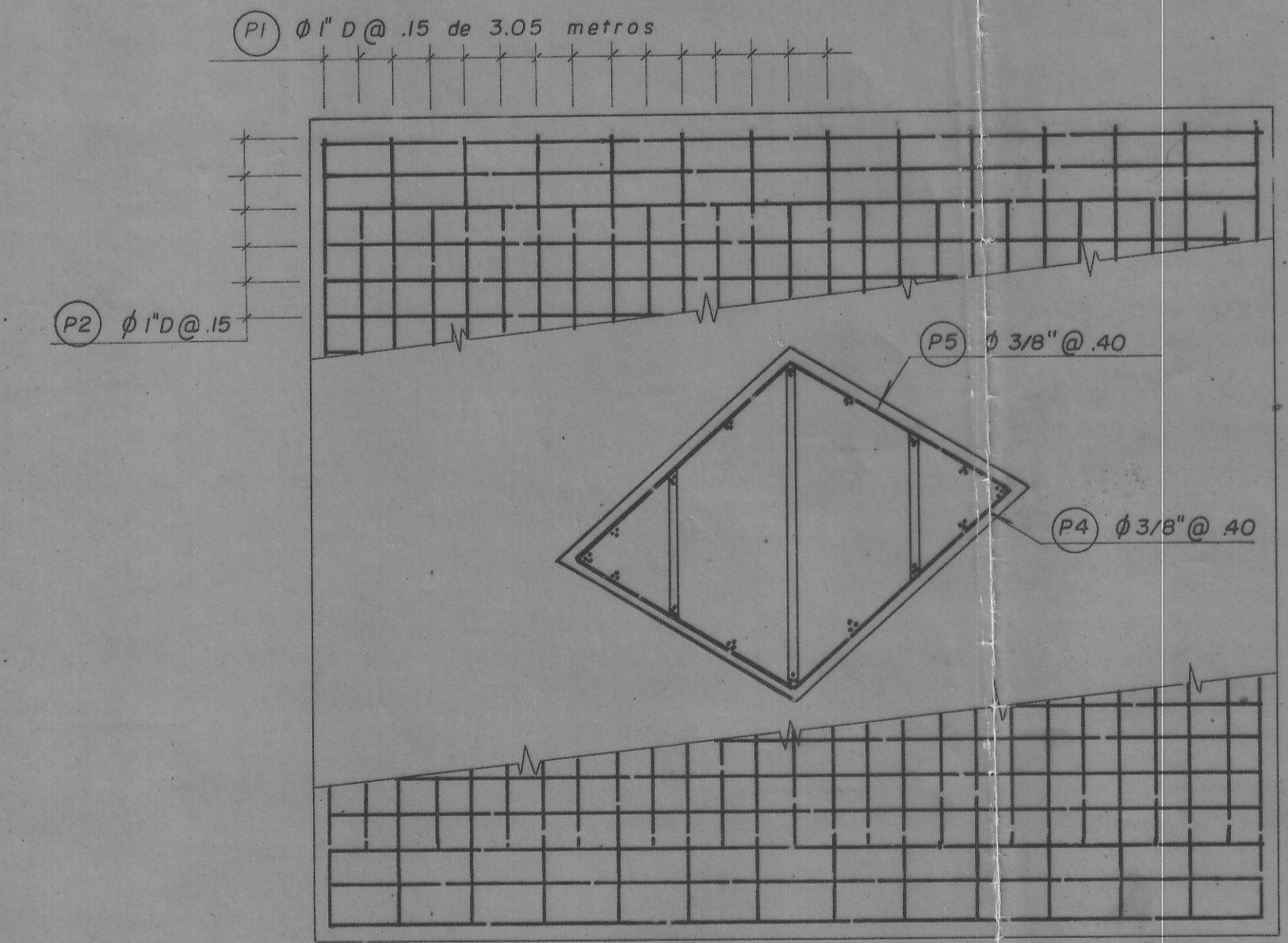
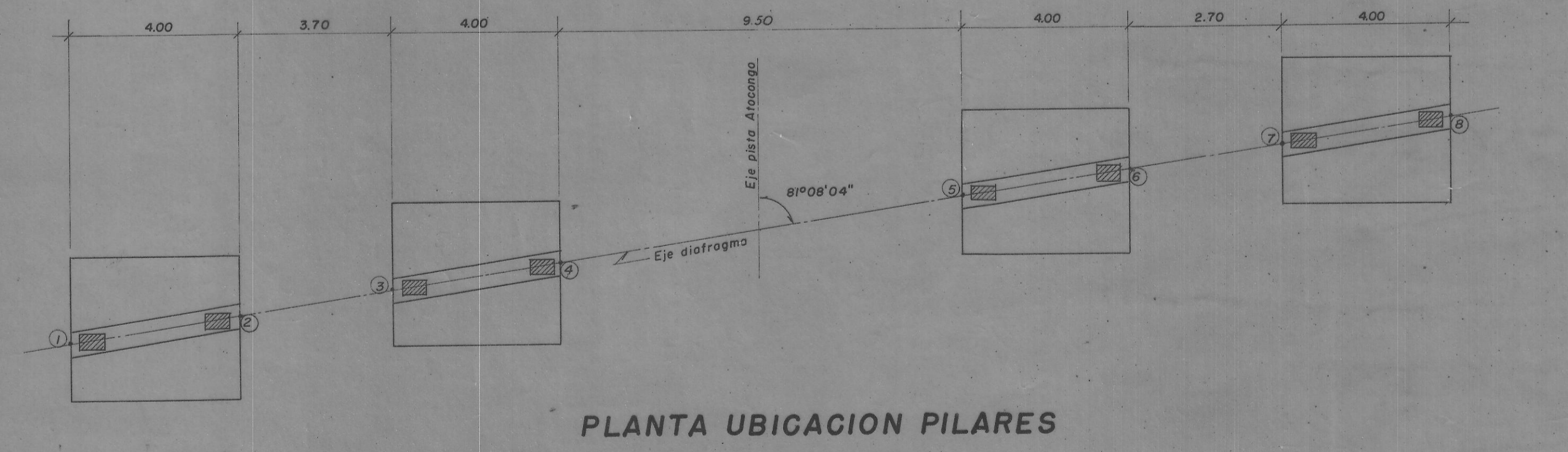
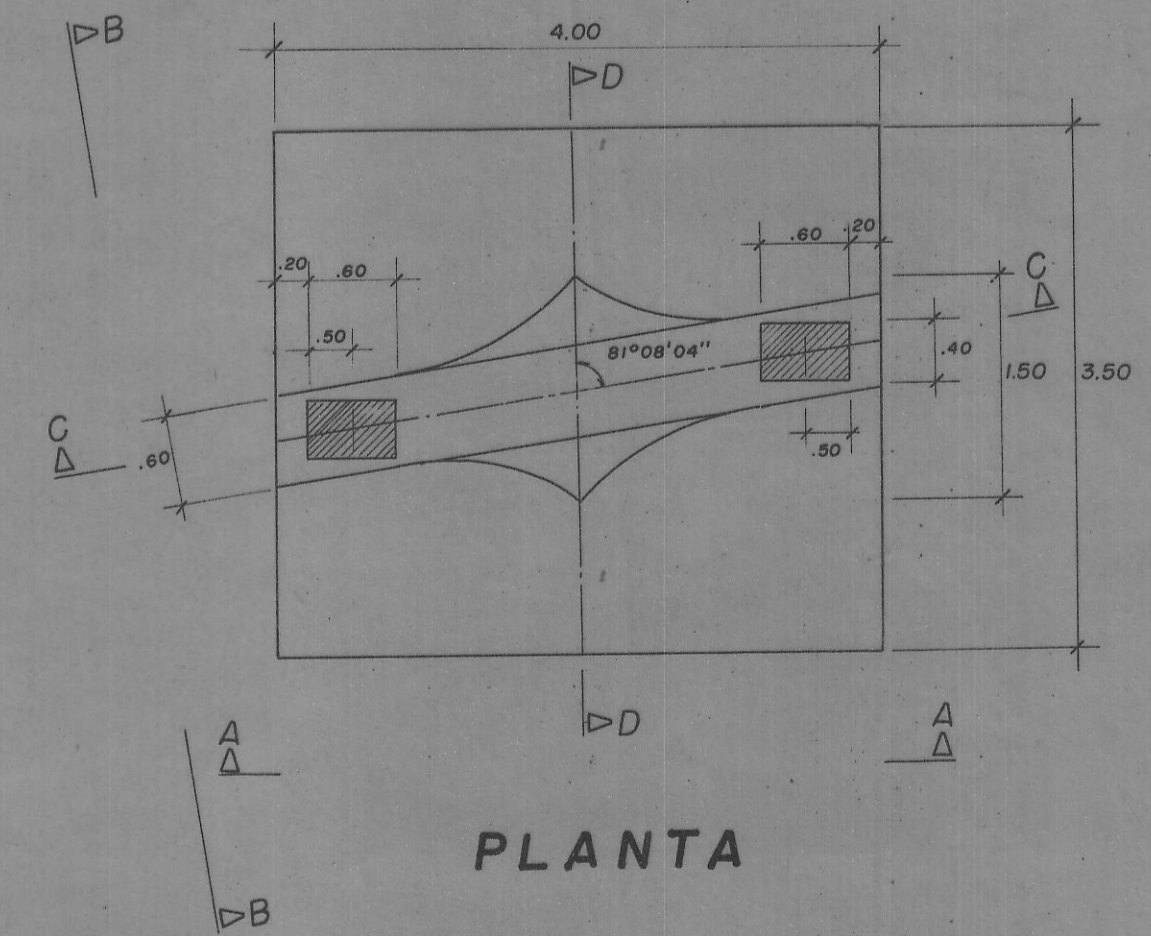
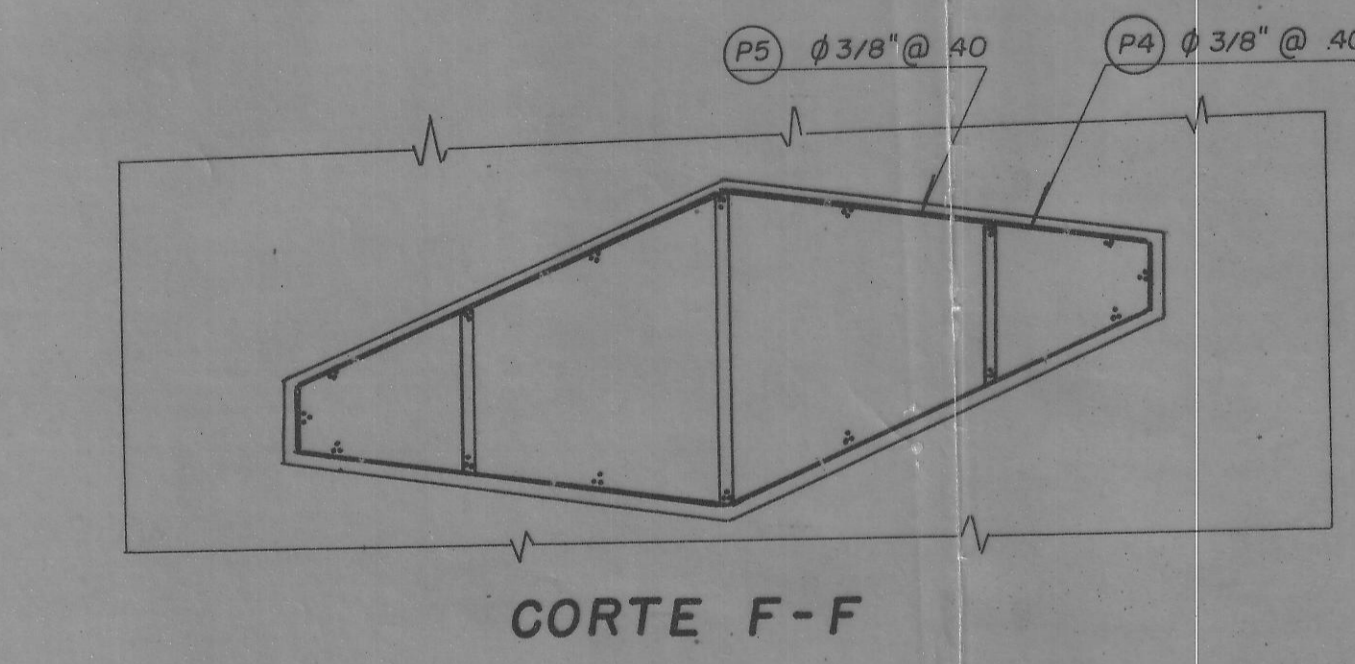
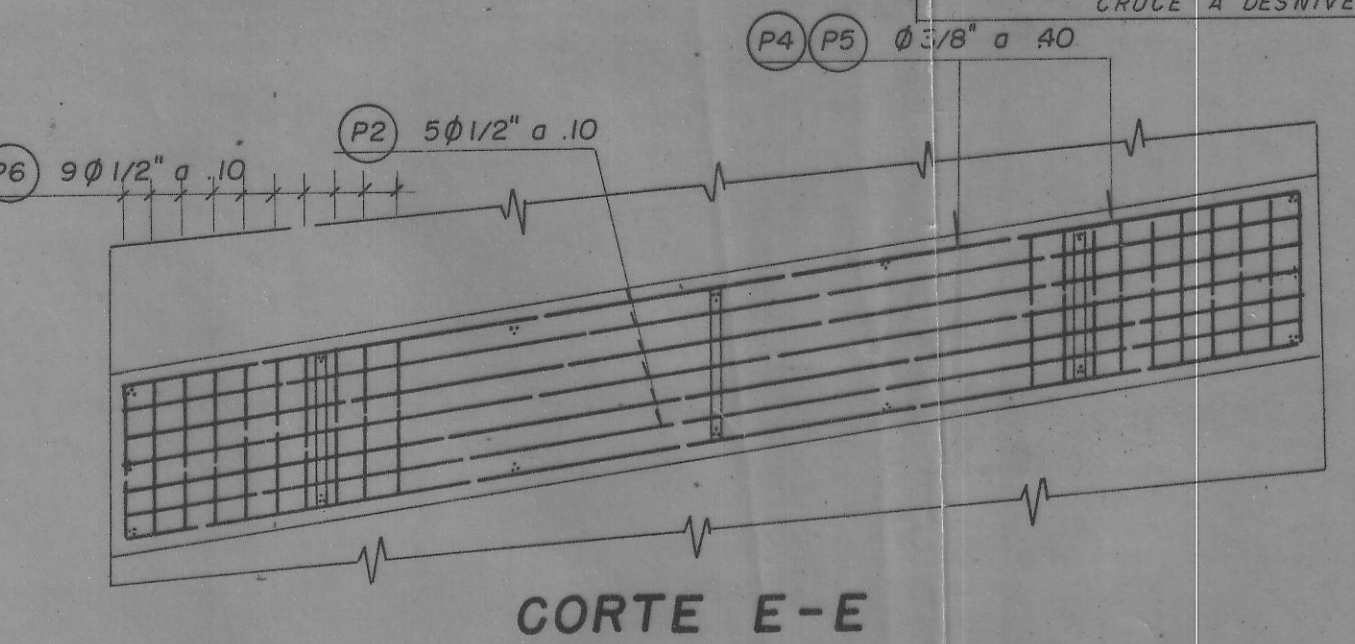
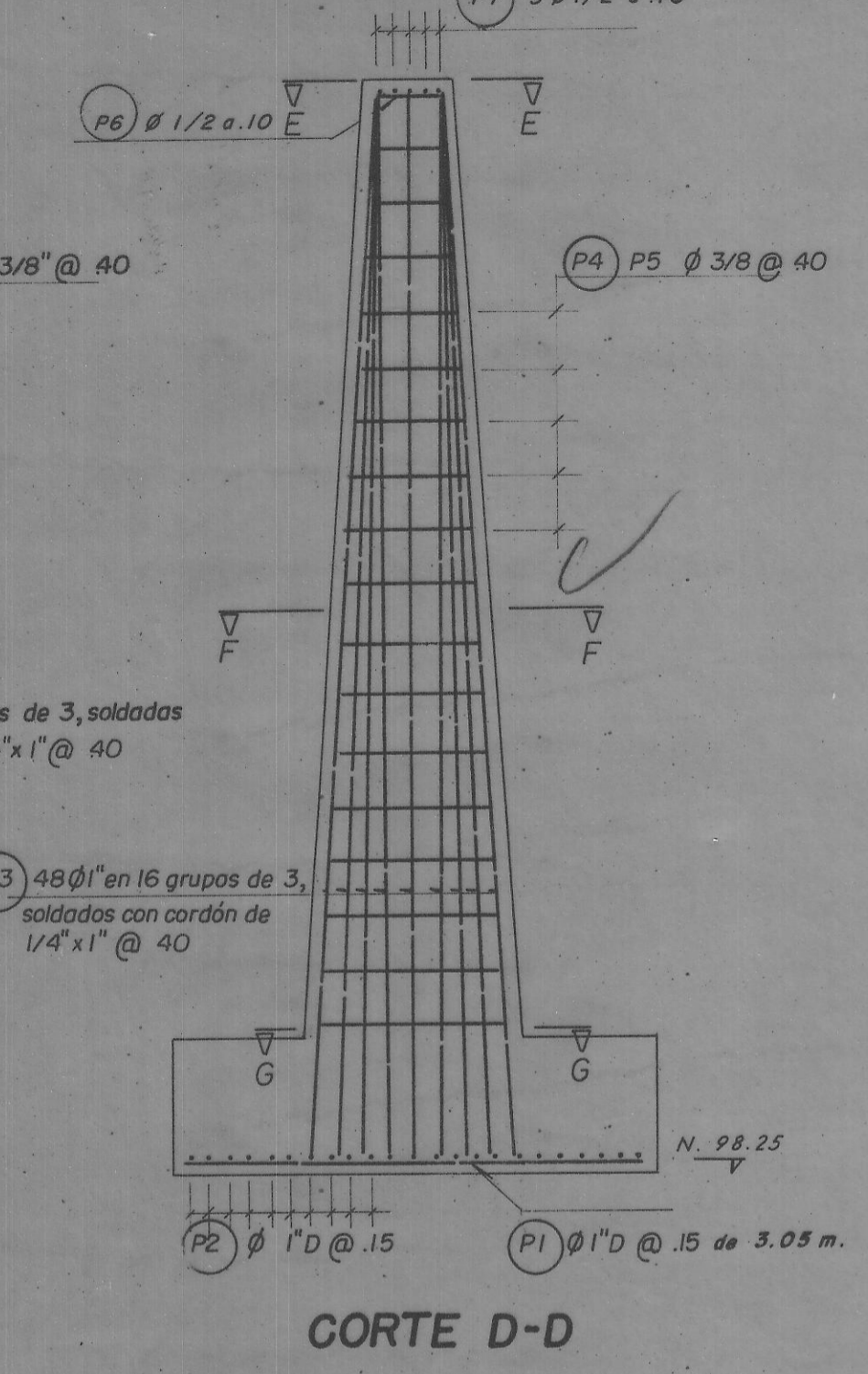
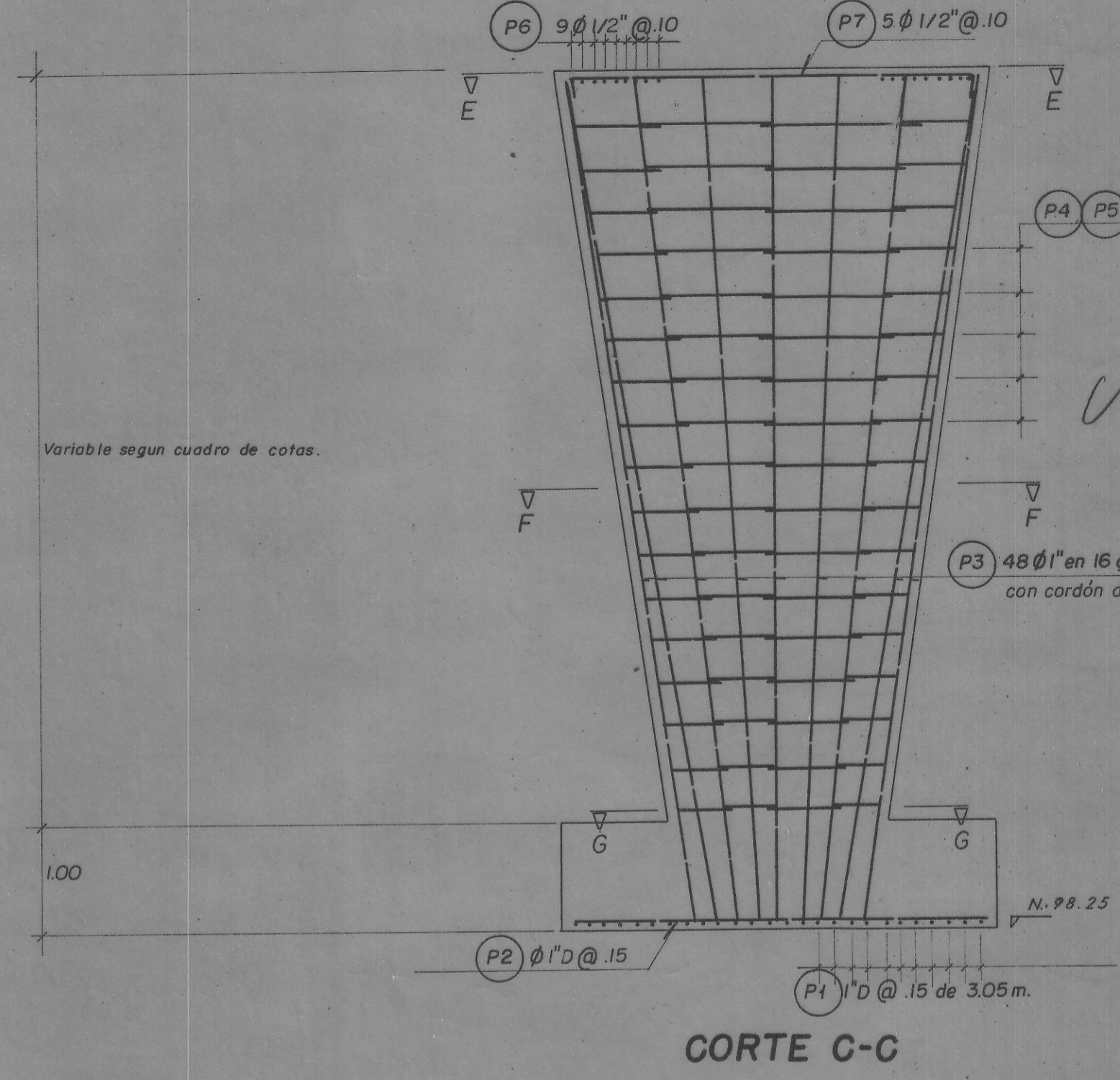
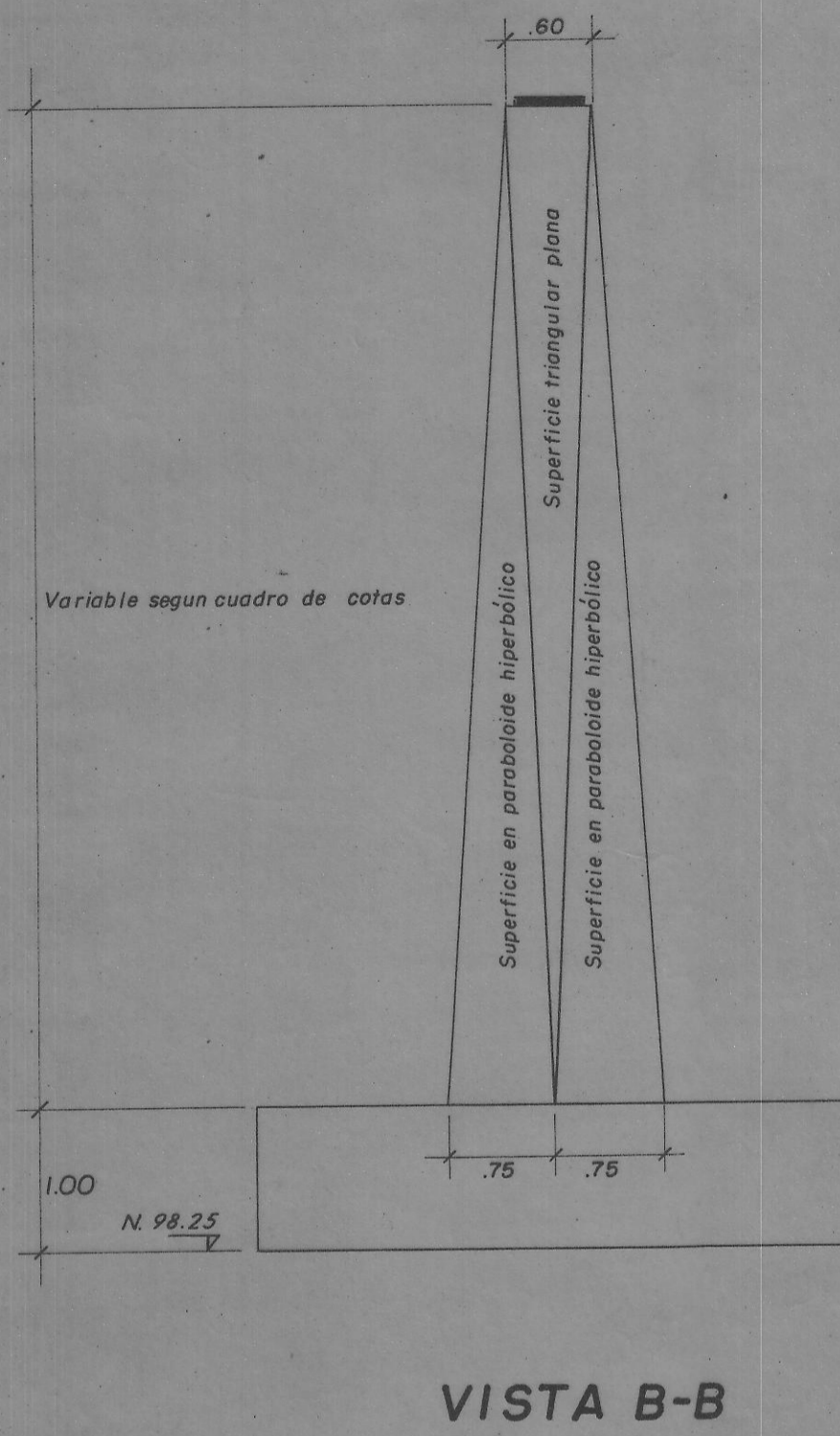
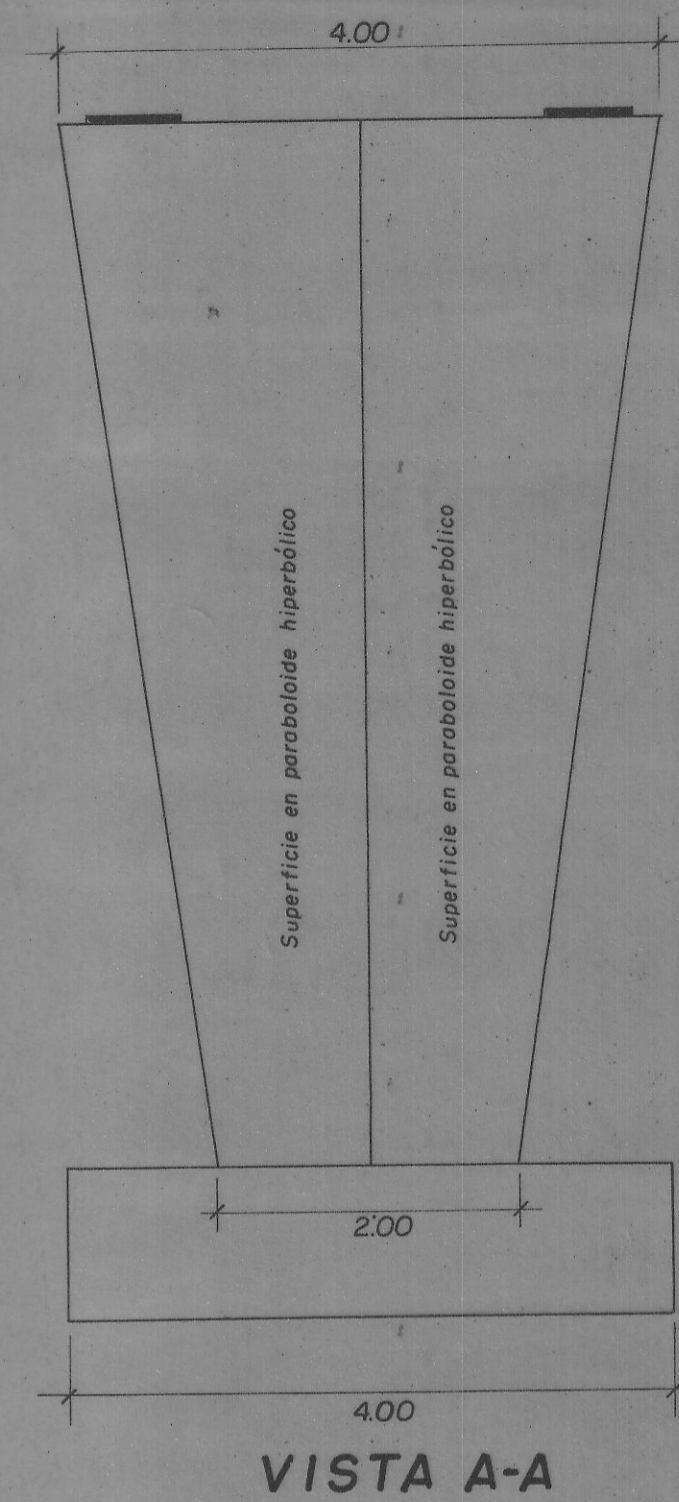
MINISTERIO DE FOMENTO
 DIRECCION DE CAMINOS
 DIVISION DE PUENTES

PROYECTO:
CANG-GARRIDO LECCA Y ASOCIADOS
 ESTRUCTURAS:
P. LAINEZ-LOZADA
 INGENIEROS S. A.

CRUCE A DESNIVEL ATOCONGO
 CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
ESTRIBOS

Proyecto: P. Láinez-Lozada Escala: 1:75
 Dibujo: I.S. Ch. Z.
 Revisado: Fecha: Enero 1966.

No. 119-66
 E-2-6



NOTA: La cota de cimentación es 98.25 m., igual en todos los pilares.
 La cota de la coronación del pilar es variable según el cuadro siguiente:

COTAS EN LA CORONACION DE LOS PILARES		
UBICACION PUNTO	Pilar Atocngo Este	Pilar Atocngo Oeste
1	97.329 m.	96.625 m.
2	97.341	96.637
3	97.352	96.648
4	97.364	96.660
5	97.395	96.691
6	97.408	96.704
7	97.419	96.715
8	97.431	96.727

MINISTERIO DE FOMENTO
 DIRECCION DE CAMINOS
 DIVISION DE PUENTES

PROYECTO:
CANO-GARRIDO LECCA Y ASOCIADOS

ESTRUCTURAS:
P. LAINEZ-LOZADA
 INGENIEROS S. A.

CRUCE A DESNIVEL ATOCNGO
 CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
PILARES

Proyecto: P. Láinez-Lozada C. Escala: 1:100 1:50 1:25
 Dibujo: L. Mateo
 Revisado: Fecha: Enero 1966.

Nº 119-66
 E-3-6

RELACION DE ARMADURAS															
UBICAC	MARCA	φ	LONGITUD	FORMA	BARRAS DE 30'	CANTIDAD	Nº DE BARRAS								
ESTRIBO ATOCONGO ESTE								E1	5/8"	2.90	2.90	1/3 barra de 30'	115	39	
								E2	3/4"	34.90	34.90	4	" de 30'	25	100
								E3	1/2"	2.90	2.90	1/3	" de 30'	115	39
								E4	1"	7.90	7.90	1	" de 30'	120	120
								E5	3/8"	Variable	VARIABLE	1/3	" de 30'	240	80
								E6	1"	38.20	38.20	4 1/2	" de 30'	9	41
								E7	3/8"	4.90	4.43	2/3	" de 30'	68	46
								E8	3/8"	2.20	2.20	1/4	" de 30'	268	67
								E9	3/8"	3.00	3.00	1/3	" de 30'	56	19
								E10	3/8"	6.90	5.30 / 1.60	1	" de 30'	9	9
								E11	3/8"	5.20	5.20	2/3	" de 30'	9	6
								E12	3/8"	18.20	16.60 / 1.60	2	" de 30'	12	24
								E13	3/8"	16.40	16.40	2	" de 30'	12	24
								E14	3/8"	Variable	VARIABLE	1/4	" de 30'	20	5
								E15	3/8"	Variable	VARIABLE	1/3	" de 30'	20	7
								E16	3/8"	2.20	1.00 / 1.60	1/4	" de 30'	8	2
								E17	3/8"	1.30	1.30	1/7	" de 30'	20	2
								E18	3/8"	1.50	1.50	Sobrante de E10		8	—
								E19	3/8"	Variable	VARIABLE	1/4 barra de 30'		40	10
PILARES ATOCONGO ESTE								P1	1"D	3.05	3.05	1/3	" de 30'	104	35
								P2	1"D	3.90	3.90	1/2	" de 30'	104	52
								P3	1"	7.90	7.90	1	" de 30'	192	192
								P4	3/8"	Variable	VARIABLE SEGUN PLANO	1/4	" de 30'	136	34
								P5	3/8"	Variable		1/2	" de 30'	136	68
								P6	1/2"	0.50	0.50	1/18	" de 30'	72	4
								P7	1/2"	4.50	3.90 / 1.30	1/2	" de 30'	20	10
PILARES ATOCONGO OESTE								P1	1"D	3.05	3.05	1/3	" de 30'	104	35
								P2	1"D	3.90	3.90	1/2	" de 30'	104	52
								P3	1"D	6.90	6.90	4/5	" de 30'	192	154
								P4	3/8"	Variable	VARIABLE SEGUN PLANO	1/4	" de 30'	120	30
								P5	3/8"	Variable		1/2	" de 30'	120	60
								P6	1/2"	0.50	0.50	1/18	" de 30'	72	4
								P7	1/2"	4.50	3.90 / 1.30	1/2	" de 30'	20	10
ESTRIBO ATOCONGO OESTE								E1	5/8"	2.90	2.90	1/3	" de 30'	115	38
								E2	3/4"	34.90	34.90	4	" de 30'	25	100
								E3	1/2"	2.90	2.90	1/3	" de 30'	115	38
								E4	1"	6.10	6.10	2/3	" de 30'	120	80
								E5	3/8"	Variable	VARIABLE	1/3	" de 30'	180	60
								E6	1"	38.20	38.20	4 1/2	" de 30'	9	40
								E7	3/8"	4.90	4.43	2/3	" de 30'	68	46
								E8	3/8"	2.20	2.20	1/4	" de 30'	268	67
								E9	3/8"	3.00	3.00	1/3	" de 30'	56	19
								E10	3/8"	6.90	5.30 / 1.60	1	" de 30'	9	9
								E11	3/8"	5.20	5.20	2/3	" de 30'	9	6
								E12	3/8"	18.20	16.60 / 1.60	2	" de 30'	12	24
								E13	3/8"	16.40	16.40	2	" de 30'	12	24
								E14	3/8"	Variable	VARIABLE	1/4	" de 30'	20	5
								E15	3/8"	Variable	VARIABLE	1/3	" de 30'	20	7
								E16	3/8"	2.20	1.00 / 1.60	1/4	" de 30'	8	2
								E17	3/8"	1.30	1.30	1/7	" de 30'	20	3
								E18	3/8"	1.50	1.50	Sobrante de E10		8	—
								E19	3/8"	Variable	VARIABLE	1/4 barra de 30'		40	10

RELACION DE ARMADURAS															
UBICAC	MARCA	φ	LONGITUD	FORMA	BARRAS DE 30'	CANTIDAD	Nº DE BARRAS								
SUPERESTRUCTURA								L1	3/8"	12.20	11.80 / 20	1 1/5 barras de 30'	490	588	
								L2	3/8"	75.90	75.90	8 1/2	" de 30'	256	2176
								L3	3/8"	11.80	11.80	1 1/3	" de 30'	490	654
								L4	3/8"	12.75	12.75	1 1/5	" de 30'	490	735
								L5	1/2"	75.90	75.90	8 1/2	" de 30'	48	408
								L6	5/8"	16.40	16.20 / 10	2	" de 30'	490	980
								L7	5/8"	16.96	16.96	2	" de 30'	484	968
								V1	5/8"	75.90	75.90	8 1/2	" de 30'	80	680
								V2	5/8"	Variable	VARIABLE	1/3	" de 30'	880	293
								V3	5/8"	3.02	3.02	1/3	" de 30'	1872	624
								D1	1"	11	11	1 1/5	" de 30'	36	43
								D2	1"	16.40	16.20 / 10	2	" de 30'	36	72
								D3	1/2"	3.05	3.05	1/3	" de 30'	112	38
								D4	1/2"	1.30	1.30	1/7	" de 30'	96	14
								D5	1/2"	3.70	3.70	1/2	" de 30'	112	56
								S1	3/8"	0.70	0.70	1/13	" de 30'	1016	78
								S2	1/2"	75.90	75.90	8 1/2	" de 30'	12	102
								B1	1/2"	1.12	1.12	1/8	" de 30'	540	68
								B2	5/8"	0.25	0.25	1/36	" de 30'	180	5
B3	5/8"	0.40	0.40	1/23	" de 30'	180	8								

RESUMEN GENERAL ARMADURAS fy = 2800 Kgs/cm ²		
CANTIDAD	PESO	
742 φ 1" de 30"	27,024 Kgs	
200 φ 3/4" de 30"	4,098 "	
1,687 φ 5/8" de 30"	24,006 "	
791 φ 1/2" de 30"	7,206 "	
3,030 φ 3/8" de 30"	15,544 "	
TOTAL	77,878 "	

RESUMEN PARCIAL ARMADURAS DE fy=4200 Kgs/cm ²		
UBICACION	CANTIDAD	PESO
Pilar Atocongo Este	87 φ 1"D de 30'	3,168.5 Kgs.
Pilar Atocongo Oeste	87 φ 1"D de 30'	3,168.5 "
Superestructura	1,948 φ 5/8" de 30'	27,720.0 "
	1,977 φ 3/8" de 30'	10,142.0 "
TOTAL		44,199.0 "

RESUMEN GRAL. fy=4200 Kgs/cm ²	
CANTIDAD	PESO
174 φ 1"D de 30"	6,337 Kgs.
1,948 φ 5/8" de 30"	27,720 "
1,977 φ	10,142 "
TOTAL	44,199 "

RESUMEN PARCIAL DE ARMADURAS fy = 2800 Kgs/cm ²		
UBICACION	CANTIDAD	PESO
ESTRIBO ATOCONGO ESTE	161 φ 1" de 30"	5,864 Kgs.
	100 φ 3/4 de 30'	2,049 "
	39 φ 5/8" de 30'	555 "
	39 φ 1/2" de 30'	355 "
	302 φ 3/8" de 30'	1,549 "
TOTAL	10,372 "	
PILAR ATOCONGO ESTE	192 φ 1" de 30"	6,993 "
	14 φ 1/2" de 30"	128 "
	102 φ 3/8" de 30'	523 "
TOTAL	7,644 "	
PILAR ATOCONGO OESTE	154 φ 1" de 30"	5,609 "
	14 φ 1/2" de 30"	128 "
	90 φ 3/8" de 30'	462 "
TOTAL	6,199 "	
ESTRIBO ATOCONGO OESTE	120 φ 1" de 30"	4,370 "
	100 φ 3/4" de 30'	2,049 "
	38 φ 5/8" de 30'	541 "
	38 φ 1/2" de 30'	346 "
TOTAL	1,447 "	
SUPERESTRUCTURA	115 φ 1" de 30"	4,188 "
	1,610 φ 5/8" de 30'	22,910 "
	686 φ 1/2" de 30"	6,249 "
	2,254 φ 3/8" de 30'	11,563 "
TOTAL	44,910 "	

METRADO GENERAL						
PARTIDA	DESCRIPCION	UBICACION				
		Estribos Atocongo Este	Pilar Atocongo Este	Pilar Atocongo Oeste	Estribos Atocongo Oeste	Superestructura
Movimiento de tierras	Excavación en seco	300 m ³	332 m ³	332 m ³	445 m ³	1,499 m ³
	Relleño	112 m ³	46 m ³	46 m ³	331 m ³	535 m ³
Encofrado	Caras visibles	496 m ²	264 m ²	228 m ²	447 m ²	2,610 m ²
	Caras no visibles	76 m ²	60 m ²	60 m ²	76 m ²	3,026 m ²
Concreto	f'c=210 Kg/cm ²	217 m ³	56 m ³	56 m ³	208 m ³	24 m ³
	f'c=350 Kg/cm ²	—	76	65	—	1,144 m ³
Armaduras	fy=2800 "	10,372 Kgs.	7,644 Kgs.	6,199 Kgs.	8,753 Kgs.	44,910 Kgs.
	fy=4200 "	—	3,168.5	3,168.5	—	37,862
Fuerza Pretensora final		—	—	—	7,480,000 Kgs.	7,480,000 Kgs.

ESPECIFICACIONES

CONCRETO:
Estribos y zapatas de los pilares f'c = 210 kg/cm²
Elevación de los pilares y super estructura f'c = 350 kg/cm²

ARMADURAS:
Armatura en general fy = 2800 kg/cm²
Armaduras indicadas con D fy = 4200 kg/cm²
Acero pretensor: A propuesta del contratista según el sistema que adapte sujeto a la aprobación del proyectista.

ENCOFRADOS:
Caras no visibles: Madera pino Oregon o playwood
Caras visibles: Playwood
Los encofrados deberán proyectarse para resistir las cargas del concreto fresco según las normas del ACI.
Todas las aristas visibles deberán ochavarse en 2.5 cm.
Terminado de la superficie:
Toda la superficie visible de concreto deberá terminarse con chorro de arena según lo indicado en las Normas del AASHO 1961.

CONTROL DE LA CALIDAD DE CONCRETO:
Deberá hacerse tomando probetas standard de acuerdo a lo indicado en las Normas A.C.I. 1963 para concreto proyectado a la rotura.

NORMAS GENERALES DE CONSTRUCCION ACI 1963.

RECUBRIMIENTOS:
Estribos y pilares 5 cm.
Superestructura 3 cm.
Acero pretensor 5 cm.

CARGA DE TRABAJO DEL TERRENO 4 kg/cm²

MINISTERIO DE FOMENTO
DIRECCION DE CAMINOS
DIVISION DE PUENTES

PROYECTO:
CANO GARRIDO LECCA Y ASOCIADOS
ESTRUCTURAS:
P. LAINEZ-LOZADA
INGENIEROS S. A.

CRUCE A DESNIVEL ATOCONGO
CARRETERA PANAMERICANA SUR Km. 14.5
METRADO

Proyecto: P. Lainez-Lozada C. Escala:
Dibujo: L. Lainez Revisado: L. Lainez
Fecha: Enero 1966.

Nº 119-66
E-6-6