

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE
INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE
NOCHOZ ANTE SOLICITACIONES SISMICAS EN EL
DISTRITO DE PUERTO BERMÚDEZ, DE LA PROVINCIA DE
OXAPAMPA – REGIÓN PASCO – 2018”**

PRESENTADO POR

Jeffer Roussel CÓRDOVA DE LA CRUZ

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

CERRO DE PASCO-PERÚ

2018

UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD DEL PUENTE NOCHOZ ANTE SOLICITACIONES SISMICAS EN EL DISTRITO DE PUERTO BERMÚDEZ, DE LA PROVINCIA DE OXAPAMPA – REGIÓN PASCO – 2018”

Tesis para optar el Título Profesional de Ingeniero Civil, Sustentado y Aprobado el 20 de Noviembre del 2018, estando integrado el jurado calificador por:

Mag. Julio MARCERLO AMES
PRESIDENTE

Mag. Luis Alberto PACHECO PEÑA
MIEMBRO

Ing. Pedro YARASCA CÓRDOVA
MIEMBRO

DEDICATORIA

El presente trabajo es dedicado a Dios que me ha guiado en los momentos difíciles y me ha permitido llegar hasta donde ahora estoy.

A mis padres: Roberto y Vilma, quienes son mi principal motivación e inspiración para ser mejor cada día y seguir siempre adelante.

A mis hermanos Danny y Jhomar por sus consejos, su admiración y la confianza que tuvieron en mí para el desarrollo de esta investigación.

A todas las personas que de muy buena fe compartieron conmigo sus experiencias y conocimientos, para hacer posible este logro.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mi familia por todo su cariño y apoyo incondicional.

A mi colega y amiga la Ing. Yessica Belinda Herrera Advincula, quien fue la que me propuso la idea de esta tesis y me fue asesorando durante su desarrollo.

Al Ing. Vito Rey León Aguilar quien muy amablemente me brindó su apoyo, conocimientos y experiencias que fueron muy útiles para la elaboración de esta tesis.

A todos mis docentes de la Universidad quienes con esmero me impartieron sus conocimientos durante mi estadía en mi Alma Mater la “UNIVERSIDAD NACIONAL DANIEL ALCIDES CARRIÓN”, mostrándome lo bella y fantástica que es nuestra carrera.

RESUMEN

En el presente trabajo se evalúa la vulnerabilidad ante sollicitaciones sísmicas del puente Nochoz, que es una estructura de concreto armado de 50 metros luz, dividido en dos tramos por un pilar central tipo muro. Actualmente el puente cuenta con más de 30 años antigüedad y forma parte de la carretera Villar Rica – Puerto Bermúdez que pertenece a la ruta nacional PE-5N.

Para la evaluación de la vulnerabilidad del puente se hizo uso de dos metodologías, la primera fue mediante la determinación del índice de vulnerabilidad del puente, que consistió en la evaluación de nueve parámetros a los que se asignó un coeficiente de acuerdo a las características del puente y mediante los cuales se obtuvo un indicador de la vulnerabilidad del puente, que representará si el puente es o no vulnerable.

La segunda metodología fue la aplicación del espectro de capacidad, teniendo en cuenta los procedimientos y consideraciones del ATC-40, FEMA 273 y FEMA 440. Para la aplicación de este método se tuvo que hallar la curva de capacidad del Puente mediante un análisis estático no lineal (Pushover), que luego se transformó a un espectro de capacidad, así mismo se determinó los espectros de demanda para cada estado límite de la estructura, y mediante la intersección de estos se calculó los desplazamientos máximos, los que fueron comparados con los máximos permisibles determinando de esta forma la vulnerabilidad del puente.

La obtención de datos se realizó de forma directa mediante visitas campo y a través de documentación relacionada al puente como el Expediente Técnico del proyecto “Mejoramiento y Rehabilitación de la carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez” elaborado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones.

INDICE GENERAL

CONTENIDO	PÁGS.
DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTOS	iv
RESUMEN	v
INDICE GENERAL.....	vi
INDICE DE FIGURAS.....	x
INDICE DE TABLAS	xiv
INTRODUCCIÓN	15
CAPÍTULO I.....	16
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	16
1.1. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA	16
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	17
1.2.1. PROBLEMA GENERAL	17
1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS	17
1.3. OBJETIVOS	18
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	18
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	18
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	19
1.5. IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN.....	19
1.5.1. IMPORTANCIA	19
1.5.2. ALCANCES	20

1.6.	LIMITACIONES	20
CAPITULO II		21
2.	MARCO TEÓRICO	21
2.1.	ANTECEDENTES	21
2.2.	BASES TEÓRICO – CIENTIFICAS	27
2.2.1.	VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES	27
2.2.2.	COMPORTAMIENTO SISMICO DE PUENTES EN LAS ÚLTIMAS DÉCADAS	28
2.2.3.	PRINCIPALES FALLAS IDENTIFICADAS EN PUENTES DE CONCRETO ARAMADO PRODUCIDAS POR SISMOS	36
2.2.4.	METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO VULNERABILIDAD	43
2.1.1.	PUENTE NOCHOZ	65
2.1.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	78
2.2.	HIPÓTESIS	80
2.2.1.	HIPÓTESIS GENERAL	80
2.2.2.	HIPÓTESIS ESPECÍFICA	80
2.3.	IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES	80
2.3.1.	VARIABLES INDEPENDIENTES	80
2.3.2.	VARIABLES DEPENDIENTES	80
2.3.3.	VARIABLES INTERVINIENTES	80
CAPITULO III		81
3.	METODOLOGÍA	81

3.1.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	81
3.2.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	81
3.3.	POBLACIÓN MUESTRA.....	82
3.4.	MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.....	82
3.5.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS ..	83
3.6.	TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	83
3.6.1.	INDÍCE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE NOCHOZ	83
3.6.2.	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE NOCHOZ	91
	CAPÍTULO IV.....	107
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	107
4.1.	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	107
4.1.1.	INDÍCE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE NOCHOZ	107
4.1.2.	ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL PUENTE NOCHOZ	108
4.2.	PRUEBA DE HIPÓTESIS.....	111
4.2.1.	HIPÓTESIS GENERAL.....	111
4.2.2.	HIPÓTESIS ESPECIFICAS	111
4.3.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	112
	CONCLUSIONES	114
	RECOMENDACIONES.....	115
	BIBLIOGRAFÍA	116
	ANEXOS.....	118

ANEXO A.	118
A-1. ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL PUENTE NOCHOZ	118
A-2. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 0.0 Seg (PGA)	122
A-3. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 0.2 Seg	123
A-4. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 1.0 Seg	124
A-5. COEFICIENTES DE SITIO	125
ANEXO B.	126
B-1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA CARRETERA	126
ANEXO C.	127
C-1. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE NOCHOZ	127
C-2. PLANOS DE DETALLES DEL PUENTE NOCHOZ	148
ANEXO D.	151
D-1. ESTADO DE LOS PUENTES EN LA RED VIAL NACIONAL 2016	151

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Colapso del Vía Ducto Cypres en el Sismo de Loma Prieta 1989.....	28
Figura 2. Falla de una sección del puente Bay Bridge	29
Figura 3. Colapso del paso a desnivel Gavin Canyon	30
Figura 4. Esquema de la autopista Interestatal N° 5 y la ruta estatal N° 14.	30
Figura 5. Colapso de un vano del puente N° 53-1960F en el intercambio vial de la autopista interestatal N° 5 con la ruta estatal N° 14 (Ramp C).....	31
Figura 6. Colapso de un vano del puente N° 53-1964F en el intercambio vial de la autopista interestatal N° 5 con la ruta estatal N° 14 (Ramp M)	31
Figura 7. Daño a pilar en el cruce a desnivel Mission – Gothic	32
Figura 8. Daño al Pilar del puente "Bull Creek Canyon Channel"	32
Figura 9. Colapso del Carril y daño al pilar en el cruce a desnivel entre Cienaga Blvd y Venice Blvd.....	33
Figura 10. Colapso del Vano del puente sobre la Avenida Fairfax.....	33
Figura 11. Falla de la autopista Hanshin en el Sismo de Kobe 1995	34
Figura 12. Colapso de una sección del puente Nishinomiya 1995	35
Figura 13. Colapso del Puente Shi-wei, Sismo Chi-Chi 1999.....	35
Figura 14. Colapso del Claro del puente Nishinomiya por desplazamientos excesivos en el Sismo de Kobe 1995	37
Figura 15. Falla por Golpeteo en el Sismo de Loma Prieta 1989	37
Figura 16. Falla a flexión en la Base de las columnas del puente Hanshín en el Sismo de Kobe 1995	38
Figura 17. Falla por aplastamiento del concreto en columnas del puente Creek Canyon Channel en el Sismo de Northridge 1994	39

Figura 18. Falla de columna de la Vía expresa Hanshin, causado por el empalme de refuerzo en una misma sección en el Sismo de Kobe 1995.....	39
Figura 19. Falla por flexión a la mitad de la altura del pilar debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal, Sismo de Kobe 1995.....	40
Figura 20. Falla de columnas por cortante, Sismo Northridge 1994. (Izquierda) Cruce a desnivel entre Fairfax/ Washington; (Derecha) Cruce a desnivel entre Mission y Gothic.....	41
Figura 21. Falla de conexión viga-columnas en el Vía Ducto Cypres en el Sismo de Loma Prieta 1989.....	42
Figura 22. Esquema del Posible Modo de Fallo del vía ducto Cypres.....	42
Figura 23. Parámetros analizados para determinar el índice vulnerabilidad según Maldonado E.....	44
Figura 24. Esquema de la Rigidez de un Pilar.....	46
Figura 25. Longitud de Apoyo.....	47
Figura 26. Ángulo de Esvijamiento.....	48
Figura 27. Curva de Capacidad.....	54
Figura 28. Sistema de Múltiples Grados de Libertad.....	55
Figura 29. Sistema de MGD representado por un sistema simple de masa equivalente.....	56
Figura 30. Representación Bilineal de la curva de capacidad.....	59
Figura 31. Periodo efectivo en el grafico Aceleración vs Desplazamiento espectral.....	61
Figura 32. Modificación del espectro de evaluación teniendo en cuenta el amortiguamiento efectivo.....	61
Figura 33. Determinación del desplazamiento máximo en una iteración.....	62

Figura 34. (a) Mapa Político del Perú, (b) Mapa Provincial del departamento de Pasco, (c) Mapa Distrital de la Provincia de Oxapampa.....	65
Figura 35. (Izquierda). Ruta Nacional PE-5N tramo Villa Rica - Dv. Puerto Bermúdez; (Derecha) Imagen Satelital del Puente Nochoz.....	66
Figura 36. Ubicación del Puente Nochoz en el Plano Clave del Proyecto: "Rehabilitación y Mejoramiento de La Carretera Villa Rica-Puerto Bermúdez"	66
Figura 37. Sección Transversal Típica del Puente Nochoz.	67
Figura 38. Elevación y vista en planta del puente Nochoz.	68
Figura 39. Sección de Vigas Diafragma en el eje longitudinal del Puente Nochoz; (Izquierda) Sobre Estribos, (Derecha) Sobre el Pilar.	69
Figura 40. Detalle del Pilar del Puente Nochoz.	69
Figura 41. Placa del Puente Nochoz con la fecha de construcción del Puente.....	71
Figura 42. Losa del Puente sin superficie de Rodadura.....	72
Figura 43. Resanes de la losa del puente con concreto.....	72
Figura 44. (Izquierda) Inicio de la losa del puente Nochoz sin losa de aproximación; (Derecha) Junta Metálica Obstruida en el apoyo izquierdo del puente Nochoz	73
Figura 45. Estribo Izquierdo del Puente Nochoz	73
Figura 46. Estribo Derecho del Puente Nochoz	74
Figura 47. (Izquierda) Pilar central del Puente Nochoz; (Derecha) Base del Pilar con principios de socavación	74
Figura 48. (Izquierda) Vereda Izquierda obstruida por el crecimiento de la vegetación; (Derecha) Tubería de Drenaje Obstruida.....	75
Figura 49. Barandas Metálicas al Borde del Puente Nochoz	75

Figura 50. Grietas en la superficie de la Vereda del Puente Nochoz	76
Figura 51. Mapa Vial de estado Actual de los Puentes de la Red vial Nacional 2008 Fuente: Provias Nacional - MTC	77
Figura 52. Esquema de Investigación	82
Figura 53. Longitud de Asiento (Izquierda) En estribos; (Derecha) En el Pilar.....	87
Figura 54. Configuración de la Sección del Puente Nochoz en el CSI Bridge.....	91
Figura 55. Modelamiento del puente Nochoz en el CSI Bridge	91
Figura 56. Sección y diagrama momento curvatura del pilar del puente Nochoz	92
Figura 57. Espectro de diseño para el puente Nochoz.....	93
Figura 58. Curva de Capacidad o Pushover en la dirección longitudinal	94
Figura 59. Espectro de Capacidad del Puente Nochoz	96
Figura 60. Espectros de evaluación del Puente Nochoz	98
Figura 61. Espectros de demanda	98
Figura 62. Desplazamiento máximo para el estado límite de servicio	100
Figura 63. Desplazamiento Máximo para el estado límite de Control de Daño	101
Figura 64. Desplazamiento máximo para el estado límite de Seguridad.....	103
Figura 65. Desplazamiento Máximo para el espectro de diseño	104
Figura 66. Desplazamiento máximo para el estado límite de prevención del colapso	106
Figura 67. Desplazamientos para cada estado límite.....	109

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Correlación propuesta entre el Factor relacionado con la importancia del Puente del Manual de Puentes para la aplicación en el índice de Vulnerabilidad.....	51
Tabla 2. Acciones Recomendadas que deben adoptarse de acuerdo al valor del Iv	52
Tabla 3. Coeficientes (α_1 y PF_{R1}) para estructuras regulares.....	57
Tabla 4. Niveles de Amenaza Sísmica.....	58
Tabla 5. Clasificación del Puente Nochoz.....	70
Tabla 6. Carga muerta en los apoyos.....	89
Tabla 7. Resultados del Análisis Pushover Longitudinal (Curva de Capacidad) ...	94
Tabla 8. Datos del Espectro del Capacidad del Puente Nochoz	95
Tabla 9. Aceleraciones Espectrales para cada estado límite de evaluación	97
Tabla 10. Datos de los espectros de demanda para cada sismo de evaluación y de diseño.....	99
Tabla 11. Coeficientes para determinar el índice de Vulnerabilidad	107
Tabla 12. Desplazamientos máximos para cada estado límite.....	108
Tabla 13. Desplazamientos máximos permitidos	109
Tabla 14. Relación entre Desplazamiento límite y Desplazamiento máximo	110
Tabla 15. Perfil del Suelo según diferentes normativas	118
Tabla 16. Coeficientes de Sitio para una clase de sitio "D"	119

INTRODUCCIÓN

El Perú está comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra (Integra el “Cinturón de fuego del Pacífico”), por lo tanto está expuesto a este peligro, que trae consigo la pérdida de vidas humanas y pérdidas materiales. Por lo que es necesario efectuar estudios que permitan conocer el comportamiento más probable de este fenómeno para poder planificar y mitigar los grandes efectos que trae consigo (Castillo y Alva, 2003).

Durante estos últimos años se han realizado investigaciones y estudios sobre el comportamiento sísmico en estructuras sobre todo en Edificaciones. Sin embargo en las últimas décadas se han presentado sismos en el mundo que han demostrado la gran vulnerabilidad que tienen los Puentes ante éste fenómeno. Dentro de los sismos de mayor intensidad se pueden mencionar los siguientes: el de San Fernando en 1971, Tangshan en 1976, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995, entre otros.

Los puentes a través de la historia hasta el día de hoy han sido estructuras de gran importancia dentro de las infraestructuras viales, infraestructuras que son un indicador de crecimiento económico de un país, porque permite la integración de la población, el acceso a nuevas tecnologías, facilita el comercio mediante el transporte de productos y materia prima, entre otros.

Por tanto cuando un puente falla causa grandes repercusiones dentro de una sociedad, en el aspecto social de acuerdo al uso y la relación de la población con el puente, y en el aspecto económico, que pueden ser directas cuando se requiere su reposición total e indirectas debido a los costos adicionales en que genera en la población al utilizar rutas alternas y mayor pérdida de tiempo en el transporte.

CAPÍTULO I

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DETERMINACIÓN DEL PROBLEMA

En el Perú el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en el año del 2016 emitió una publicación sobre el estado situacional de los puentes de la Red Vial Nacional, de acuerdo a la antigüedad y a sus exigencias de diseño. Es así que dentro de esta publicación en la Región de Pasco se mostró que una gran cantidad de Puentes existentes se encontraban en un estado regular NO ADECUADO, uno ellos es el Puente Nochoz, el cual será objeto de la presente investigación.

El puente Nochoz ubicado en el distrito de Puerto Bermúdez – Oxapampa - Pasco, actualmente forma parte de la Red Vial Nacional Ruta PE-5N, y se encuentra dentro del tramo de la carretera que une los distritos de Villa Rica, Puerto Bermúdez y Ciudad Constitución. Es usado como único medio para salvar el río Nochoz, ya que no existen vías aledañas o alternas, por lo que se puede decir que dicho puente es de vital importancia dentro del sistema vial.

En cuanto a su antigüedad, este puente fue construido hace más de 30 años por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones, con un diseño concebido bajo normas ya no vigentes al día de hoy. En los que establecen cargas de diseño inferiores a las exigidas actualmente.

Por lo tanto el puente Nochoz, objeto del presente estudio, presenta motivos suficientes para poder suponer que representa un alto riesgo para la población usuaria por sus condiciones actuales y por la relevancia que tiene.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La presente investigación ante los diversos problemas operacionales está dirigida a buscar las respuestas necesarias a las siguientes interrogantes:

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Cuál es la vulnerabilidad del puente Nochoz ante solicitaciones Sísmicas, en el distrito de Puerto Bermúdez – Oxapampa – Pasco, 2018?

1.2.2. PROBLEMAS ESPECÍFICOS

- ¿Cuál es el estado actual y cuáles son las características del puente Nochoz?
- ¿Cuál es el índice de vulnerabilidad del puente Nochoz?
- ¿Cuál es la capacidad del puente Nochoz de soportar solicitaciones sísmicas?
- ¿Cuál son los desplazamientos que sufrirán los elementos resistentes del puente Nochoz ante el efecto de solicitaciones sísmicas?

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Estimar la vulnerabilidad del puente Nochoz ante solicitaciones sísmicas, en el distrito de Puerto Bermúdez – Oxapampa – Pasco, para el año 2018 mediante métodos cualitativos y cuasi experimentales.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Identificar las características y describir el estado actual en el que se encuentra el puente Nochoz.
- Determinar el índice de vulnerabilidad del puente Nochoz.
- Determinar la capacidad que posee el puente Nochoz de soportar solicitaciones sísmicas.
- Determinar los desplazamientos máximos que sufrirán los componentes resistentes del puente bajo el efecto de las solicitaciones sísmicas.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

El propósito de hacer una evaluación sísmica de un puente existente es determinar el nivel de riesgo actual asociado al mismo, pudiendo obtener datos e indicadores que nos permitan comprender los posibles escenarios de falla bajo el efecto de determinadas sollicitaciones sísmicas, de esta manera se puede proponer alternativas de rehabilitación, reforzamiento o la demolición y construcción de un nuevo puente.

Por dichas razones esta investigación tiene como fin la evaluación de la vulnerabilidad del puente Nochoz ante sollicitaciones sísmicas, por su gran relevancia porque pertenece a una Red Vial Nacional, por su estado y las características que presenta, ya que su construcción data de hace más de treinta años y fue diseñado bajo normas no vigentes.

Los beneficiarios de esta investigación serán directamente las entidades competentes, ya que estudios de esta índole permiten al gobierno local y al gobierno central contar con base de datos que les permita desarrollar medidas preventivas y planes de acción para reducir daños y las pérdidas económicas que suelen darse cuando se suscitan fenómenos naturales como los sismos.

1.5. IMPORTANCIA Y ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. IMPORTANCIA

El análisis de vulnerabilidad sísmica del puente Nochoz es muy importante ya que nos permitirá tener cierto grado de conocimiento del posible comportamiento que puede tener frente a un evento sísmico, ya que desconocer este comportamiento representa un riesgo para la población y para el estado, al no poder definir el nivel de seguridad que guardan esta estructura, la cual es una

obra de vital importancia para la comunicación y que si llegará a fallar, generaría múltiples daños colaterales, tales como: problemas de tráfico, inaccesibilidad y aislamiento de zonas, pérdidas económicas significativas y hasta la pérdida de vidas humanas.

1.5.2. ALCANCES

La presente investigación será un aporte significativo para las autoridades competentes del medio de manera que puedan tomar acciones en base a los resultados obtenidos frente a los posibles escenarios que se puedan suscitar en la estructura objeto de estudio, bajo el efecto de sismos.

Así mismo esto servirá como base para futuras investigaciones ampliando los conceptos y métodos aquí aplicados.

1.6. LIMITACIONES

- Escasa información, no existe normas en el ámbito nacional que establezcan el procedimiento a seguir para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de un puente.
- La falta de equipos y/o procedimientos sofisticados en nuestro medio para poder realizar una evaluación más precisa del puente.
- La presente evaluación tendrá una limitación temporal pudiendo variar conforme pasen los años y conforme puedan ocurrir posibles fenómenos naturales que puedan afectar la capacidad sísmica del puente.
- Los resultados y conclusiones del diagnóstico del presente estudio corresponderán específicamente al puente Nochoz, por tanto no se puede extender para hacer inferencias sobre otros puentes de la misma zona.

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

Se ha tomado como antecedentes diversos estudios realizados en la evaluación de la vulnerabilidad de puentes desarrollados a nivel internacional y estudios relacionados al Puente Nochoz.

- Informe de suficiencia titulado: “EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE NOCHOZ EN EL TRAMO II – VILLA RICA – PUERTO BERMUDEZ, OXAPAMPA” realizado para optar el título Profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería.

Autor: Jorge Antonio UMPIRE PORTOCARRERO

Ciudad - País: Lima - Perú

Año: 2015

RESUMEN:

En este informe de suficiencia se ha realizado la evaluación de la estructura del puente Nochoz teniendo como base la metodología AASHTO-LRFD y el

“Manual for Bridge Evaluation”, En este trabajo se indica además las sobrecargas y las normas con las que fue diseñado el puente Nochoz.

En el primer capítulo el autor realiza una descripción de las características del puente, en el segundo y tercer capítulo cita la bibliografía usada y los ensayos realizados de extracción de muestras de diamantina para el puente, y en el cuarto capítulo el autor realiza un análisis de las vigas del puente usando fórmulas de flexión para la carga viva y muerta, con los que calcula la resistencia nominal a la flexión de las vigas interiores y exteriores obteniendo los momentos negativos y positivos, valores que cita en sus conclusiones.

- Tesis de Investigación titulado: “ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE PEDRO DE VALDIVIA - CHILE” realizado para optar el título Profesional de Ingeniero Civil en Obras Civiles de la Universidad Austral de Chile.

Autor: Pilar Andrea ABURTO CALDERÓN

Ciudad - País: Valdivia - Chile

Año: 2013

RESUMEN:

En esta tesis el analiza la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, estructura de doscientos treinta y cinco metros de luz, dividido en cinco vanos y clasificado como un puente viga de canto variable tipo Gerber de hormigón armado. Éste puente se encuentra emplazado en la ribera del río Valdivia de la ciudad de Valdivia, Chile, y une la ciudad con la Isla Teja y el sector costero. El autor realiza el análisis de la vulnerabilidad sísmica del puente a partir de la generación de curvas de fragilidad y matrices de probabilidad de daño, en

dirección longitudinal y transversal, haciendo uso del método del espectro de capacidad.

Siendo la organización de su tesis es la siguiente: En el capítulo I el autor describe la introducción, las motivaciones, los objetivos de este estudio y la metodología de trabajo. En el capítulo II se expone el estudio bibliográfico a través de un estado del arte sobre la vulnerabilidad sísmica de puentes. Se realiza una revisión del panorama a nivel mundial y del panorama en Chile en el área señalada. En el capítulo III se aborda las distintas metodologías para el análisis de la vulnerabilidad sísmica de puentes, en especial abordando la metodología del espectro de capacidad y las curvas de fragilidad.

En el capítulo IV se da a conocer los antecedentes históricos del puente y los aspectos técnicos generales que abordan los antecedentes constructivos, la geometría, antecedentes de reparaciones, observaciones del estado actual del puente.

En el capítulo V se exponen los procesos y resultados de los estudios de campo y laboratorio desarrollado en este trabajo de investigación. En el capítulo VI está enfocado en la calibración del modelo estructural en base a los resultados de la caracterización dinámica de la estructura existente. En el capítulo VII se realiza el análisis estático no lineal en dirección de análisis longitudinal y transversal del puente, se aplica el método del espectro de capacidad y se obtienen las curvas de fragilidad y matrices de probabilidad daño en ambas direcciones de análisis y finalmente en el capítulo VIII se exponen las conclusiones en base a los resultados que indican que la vulnerabilidad sísmica del puente Pedro de Valdivia, no presentaría peligro de colapso estructural

inminente o existirían daños fácilmente reparables, como leves desprendimientos, grietas en la zona superior de las columnas, leves movimientos o asentamiento de los estribos. También existe una probabilidad similar de desprendimiento de hormigón en las columnas, que requiera una reparación más exhaustiva y/o grietas de corte.

En la misma dirección de análisis pero con una aceleración efectiva del suelo de 0,59g, se concentra el daño mayoritariamente en el estado moderado, es decir, se esperaría grietas de corte y desprendimiento de hormigón en las columnas.

- Tesis de Investigación titulado: “PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LA CAPACIDAD SÍSMICA DE PUENTES EXISTENTES” realizado para obtener el título de Maestro en Ingeniería en la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo – Facultad de Ingeniería Civil

Autor: Laura LANDA RUIZ

Ciudad - País: Michoacán - México

Año: 2006

RESUMEN:

El objetivo general de esta tesis fue el de proponer una metodología de evaluación de la capacidad sísmica de puentes existentes que pueda aplicarse a un gran número de puentes con una aproximación confiable.

La autora en primera instancia describe una evaluación simplificada que permita clasificar a una gran población de puentes con el propósito de identificar las estructuras que se encuentren en las peores condiciones de vulnerabilidad, después realiza una evaluación intermedia más detallada que se aplique a los

puentes que no superaron la primera etapa de evaluación y finalmente muestra un aplicación del método.

Siendo la organización de su tesis es la siguiente: En el capítulo uno se justifica este trabajo de tesis y se plantean los objetivos. En el capítulo dos se describen los daños producidos por sismos que se han Observado con más frecuencia en los puentes ya que a partir de esta información se plantea los métodos de evaluación y se mencionan los procedimientos de evaluación para puentes que han propuesto algunos autores. Posteriormente, en el capítulo tres se describen el procedimiento que se propone en esta tesis. Se presentan las características del procedimiento de evaluación simplificado y del procedimiento intermedio. Se explica mediante un diagrama de flujo la secuencia de la evaluación. En el capítulo cuatro se describe en forma detallada el procedimiento de evaluación simplificada. Esta evaluación se hace mediante la obtención de nueve coeficientes que clasifican la seguridad sísmica del puente en forma cualitativa. A partir de estos coeficientes se determina el índice de vulnerabilidad " I_v " para definir el tipo de acción recomendada y jerarquizar las estructuras para fines de evaluación.

En el siguiente capítulo (cinco) se detalla el procedimiento de evaluación intermedia. El procedimiento inicia con la determinación o estimación de las propiedades mecánicas de los materiales, a partir de las cuales se obtiene la relación momento – curvatura ($M-\phi$) para las columnas y para los diferentes tipos de falla que se puede presentar en un puente existente. Se realiza un análisis paramétrico para estimar la influencia que tienen las distintas variables en el comportamiento inelástico de la estructura. A partir de las propiedades de

las articulaciones plásticas se realiza un análisis no lineal para definir la curva de capacidad del puente. A través de un modelo lineal equivalente, en el que se determina un periodo efectivo y un amortiguamiento equivalente, se obtienen la demanda de desplazamientos de las pilas considerando espectros de evaluación para cuatro distintos estados límite.

- Cuaderno de Investigación titulado: “EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES URBANOS” Realizado por el Centro Nacional de Prevención de Desastres – Secretaría de Gobernación

Autor: Darío RIVERA VARGAS

País: México

Año: 2007

RESUMEN:

Se presenta una metodología para evaluar, de manera simplificada, la vulnerabilidad sísmica de puentes urbanos de concreto reforzado. Para analizar la vulnerabilidad de este tipo de estructuras se puso especial atención en el mecanismo de daño de las columnas de apoyo, las cuales han mostrado ser altamente vulnerables durante la ocurrencia de grandes eventos sísmicos en diferentes partes del mundo. Se describen las principales variables que repercuten en el comportamiento sísmico de las columnas de puentes y la forma de considerarlas en planteamientos analíticos para poder predecir la respuesta de dichas columnas ante la acción del sismo. Con lo anterior, se propone un procedimiento para obtener funciones de vulnerabilidad, con las cuales se puede relacionar el peligro sísmico y el daño físico en la estructura, con el menor número de datos de campo posibles para, de esta manera, simplificar la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de este tipo de estructuras.

2.2. BASES TEÓRICO – CIENTÍFICAS

2.2.1. VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES

La vulnerabilidad sísmica se define como el grado de susceptibilidad o nivel de propensión que tiene una estructura de ser afectado y sufrir daños por el efecto de una sollicitación sísmica de determinadas características. “En términos generales pueden distinguirse dos tipos: la vulnerabilidad física y la vulnerabilidad social” (CENAPRED, 2006, pág. 17).

- Vulnerabilidad Estructural o física: relacionado con el daño que pueden sufrir los elementos resistentes de un puente (Superestructura, Subestructura y la cimentación). Que dependen del comportamiento que este tiene frente a una sollicitación sísmica.
- Vulnerabilidad Social: relacionada con los aspectos económicos, educativos, y culturales que existe entre los usuarios y el puente.

Existen algunos factores inherentes al puente que harán imprescindible el desarrollo de un estudio de vulnerabilidad sísmica y son los que a continuación se describen:

1. **Ubicación del puente**, varía de acuerdo a la zona sísmica de cada región.
2. **Diseño estructural inadecuado**, por haber sido diseñados sin especificaciones sísmicas o con normas de diseño sísmico que no cumplen con las demandas actuales.
3. **Daño estructural existente**, producto de fenómenos naturales como sismos anteriores y grandes avenidas, o fenómenos inducidos como choques y explosiones.
4. **Materiales en mal estado**, producto de la degradación con el paso del tiempo o por no encontrarse en buenas condiciones.

2.2.2. COMPORTAMIENTO SISMICO DE PUENTES EN LAS ÚLTIMAS DÉCADAS

Durante las últimas décadas sismos de gran magnitud han ocurrido en todo el mundo causando el colapso o el daño severo de incontables puentes, haciéndonos ver de esta manera lo vulnerables que pueden llegar a ser este tipo de estructuras frente a determinadas sollicitaciones sísmicas.

A continuación se hace una pequeña revisión de los eventos sísmicos de mayor relevancia en el mundo y los efectos que tuvieron en puentes:

2.2.2.1. *Loma Prieta*



Figura 1. Colapso del Vía Ducto Cypress en el Sismo de Loma Prieta 1989. (Obtenida de: <https://www.nationalgeographic.org/thisday/oct17/loma-prieta-earthquake/family/>)

Ocurrido el 17 de octubre de 1989 en el Área de la Bahía de San Francisco de California, tuvo una Magnitud de 7.1 y una duración 15 segundos, Así mismo causó el daño o colapso de puentes en un radio de 60 millas desde el epicentro localizado en la montaña de santa cruz, provocando la muerte de 63 personas y un daño total en el sistema de puentes que ascendió a una suma de 300

millones de dólares (Gómez S., 2000). Los daños más resaltantes son: el colapso del viaducto de la calle Cypress (Figura 1) y la falla de una sección del puente Bay Bridge que une la ciudad de San Francisco y Oakland (Figura 2).



*Figura 2. Falla de una sección del puente Bay Bridge
(Obtenida de:
<https://www.flickr.com/photos/sanbeiji/220645446/in/photostream/>)*

2.2.2.2. Northridge

Ocurrido el 17 de enero de 1994 en el valle de San Fernando de la ciudad de Las Ángeles, tuvo una Magnitud de 6.7 en la escala de Richter. El sismo causó la muerte de 58 personas y se registró el colapso de 6 puentes en autopistas principales así como el daño en otros 157 alrededor del área afectada. Los costos de remplazo y/o reparación de los puentes dañados se estimó que fueron alrededor de 1.5 billones de dólares. (National Institute of Standards and Technology, 1994).

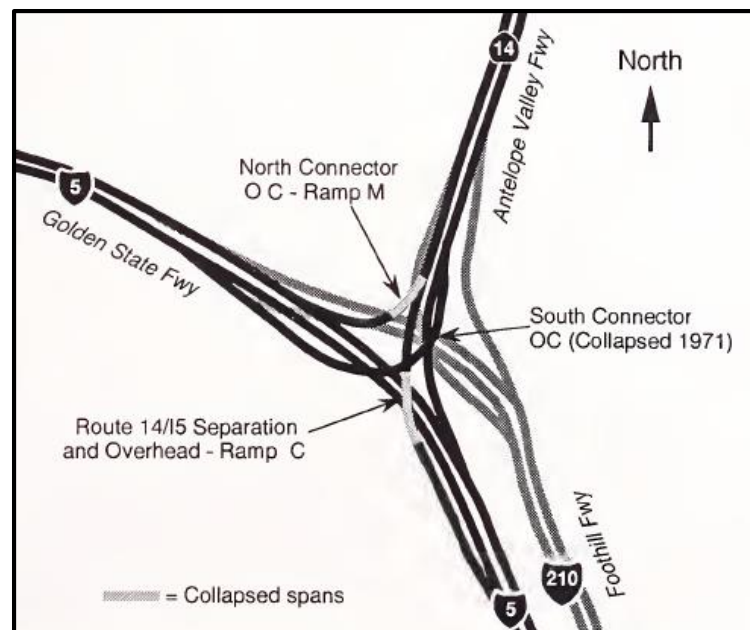
Los daños más resaltantes son:

- El colapso del pase a desnivel Gavin Canyon en la autopista interestatal N° 5 “The Golden State Freeway” (Figura 3).



*Figura 3. Colapso del paso a desnivel Gavin Canyon.
(Obtenida de <https://co.pinterest.com/pin/146718900334095793>)*

- El colapso de dos vanos de pórtico en el intercambio vial de la autopista interestatal N° 5 “The Golden State Freeway” con la ruta estatal 14 “The Antelope Valley Freeway”; A continuación se muestra una imagen general del Intercambio Vial donde se indica los tramos que han fallado durante el sismos de Northridge.



*Figura 4. Esquema de la autopista Interestatal N° 5 y la ruta estatal N° 14.
(National Institute of Standards and Technology, 1994)*



*Figura 5. Colapso de un vano del puente N° 53-1960F en el intercambio vial de la autopista interestatal N° 5 con la ruta estatal N° 14 (Ramp C).
(Priestley M, 1996)*



*Figura 6. Colapso de un vano del puente N° 53-1964F en el intercambio vial de la autopista interestatal N° 5 con la ruta estatal N° 14 (Ramp M).
(Obtenida de:
<https://sites.google.com/site/widowersbenches/mountains/history/a-geologically-active-region---the-1971-sylmar-quake-1994-northridge-quake>)*

- El daño severo que sufrieron los pilares en el cruce a desnivel del “Mission Boulevard y Gothic Avenue” (Figura 7) y en el puente denominado “Bull Creek Canyon Channel” (Figura 8) en la ruta estatal N° 118 “The Simi Valley Freeway”.



*Figura 7. Daño a pilar en el cruce a desnivel Mission – Gothic
(National Institute of Standards and Technology, 1994)*



*Figura 8. Daño al Pilar del puente "Bull Creek Canyon Channel"
(National Institute of Standards and Technology, 1994)*

- El daño severo de los pilares y colapso del cruce a desnivel entre “Cienega Boulevard y Venice Boulevard” (Figura 9) y el colapso del vano en el cruce a desnivel entre “The Fairfax Avenue y Washington Boulevard” (Figura 10), en la autopista interestatal N° 10 que une Santa Mónica y Los Ángeles.



Figura 9. Colapso del Carril y daño al pilar en el cruce a desnivel entre Cienega Blvd y Venice Blvd. (Obtenida de: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/94summer/p94su26.cfm>)



Figura 10. Colapso del Vano del puente sobre la Avenida Fairfax (National Institute of Standards and Technology, 1994)

2.2.2.3. *Hyogoken-Nambu (Kobe)*

Denominado también como el gran terremoto de Hanshin, Ocurrido el 17 de Enero de 1995 en Japón con el epicentro ubicado en la isla Awajishima a 32km al sur de Kobe, tuvo una Magnitud de 6.9 en la escala de magnitud de momento y una duración 20 segundos, El sismo causó la muerte de 6.434 personas (estimación final de 2006), y se registró el daño a 320 puentes alrededor del área afectada. Los daños del sismo han sido estimados entre 140,000 a 200,000 millones de dólares.

Los daños más resaltantes son: el colapso de 10 tramos de la autopista elevada Hanshin, bloqueando el tráfico entre Osaka y Kobe (Figura 11) y la falla de algunos segmentos del puente Nishinomiya así como el daño en algunos de sus pilares (Figura 12).



Figura 11. Falla de la autopista Hanshin en el Sismo de Kobe 1995
(Obtenida de: <https://japon-secreto.com/el-gran-terremoto/>)



*Figura 12. Colapso de una sección del puente Nishinomiya 1995
(Obtenida de: https://www.researchgate.net/figure/Collapse-of-a-section-of-the-Nishinomiya-in-1995-M-w-68-Hyogoken-Nanbu-earthquake_fig5_272971872)*

2.2.2.4. Sismo de Chi-Chi Taiwán

Denominado también como el terremoto 921 o el sismo de “Ji-Ji”, Ocurrido el 21 de Setiembre de 1999 en el centro de Taiwán con su epicentro en la ciudad de Chi-Chi, tuvo una Magnitud de 7.3 en la escala de magnitud de Momento, El sismo causó la muerte de 2.416 muertos (incluyendo desaparecidos). Los daños del sismo han sido estimados alrededor de 9,200 millones de dólares. “De los 590 puentes inspeccionados en el área, se encontraron que 30 puentes presentaron daños, de entre estos, 5 colapsaron, 9 requirieron reparaciones mayores y 16 sufrieron daños menores”. (Dong W. et al., 2000).



*Figura 13. Colapso del Puente Shi-wei, Sismo Chi-Chi 1999
(National Institute of Standards and Technology, 1994)*

2.2.3. PRINCIPALES FALLAS IDENTIFICADAS EN PUENTES DE CONCRETO ARAMADO PRODUCIDAS POR SISMOS

En una revisión de los daños causados a puentes por el efecto de sismos, el autor Priestley afirma que estos son una directa consecuencia del diseño elástico y la filosofía de diseño sísmico adoptada en esa época y en los años anteriores a 1970 (Priestley M, 1996, pág. 3).

Así mismo tal como afirma el autor Priestley, la mayor parte de los daños causados en los puentes, pueden ser atribuidos a una o a la combinación de los siguientes tipos de fallas

2.2.3.1. *Fallas Por Desplazamientos Sísmicos*

Es una directa consecuencia del sobreestimado desplazamiento sísmico basados en una teoría elástica con bajos niveles de fuerza lateral, y que causó que se adoptarán longitudes de apoyo relativamente cortas, así como las distancias inadecuadas con estructuras adyacentes:

2.2.3.1.1. *Falla por pérdida de Apoyo*

Son fallas debidas a los desplazamientos de los claros del puente en la dirección longitudinal que exceden el ancho de sus apoyos, causando su pérdida y colapso, así mismo se ha observado que los puentes esviajados, es decir los puentes con soportes no perpendiculares al alineamiento del puentes, presentan mayores desplazamientos que los puentes rectos y esto como una consecuencia de la tendencia de que pueden rotar provocando que las esquinas más alejadas del tablero de rodadura queden sin apoyo y colapsen.

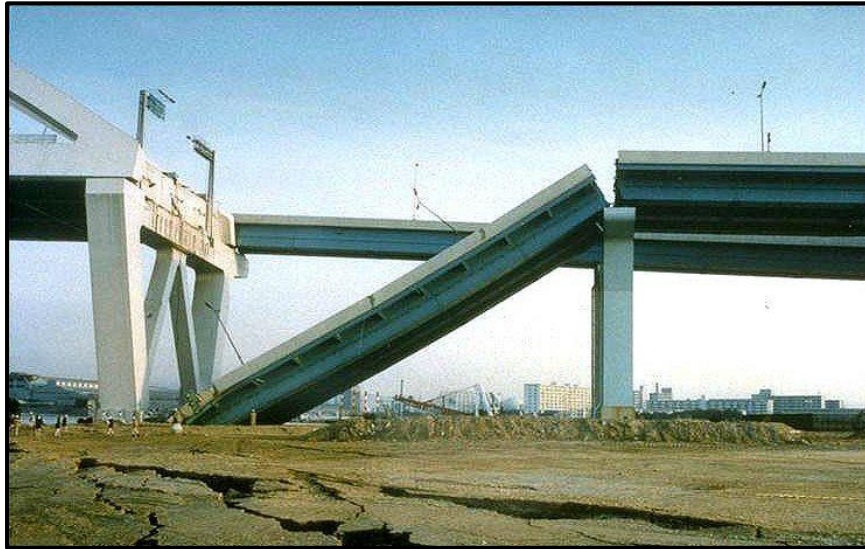


Figura 14. Colapso del Claro del puente Nishinomiya por desplazamientos excesivos en el Sismo de Kobe 1995
(Obtenido de: <https://depts.washington.edu/liquefy/selectpiclique/kobe95>)

2.2.3.1.2. *Falla por Golpeteo*

Son fallas que se dan cuando existen estructuras adyacentes al puente con separaciones que resultan ser menores a los desplazamientos que puede experimentar el puente durante un movimiento sísmico.

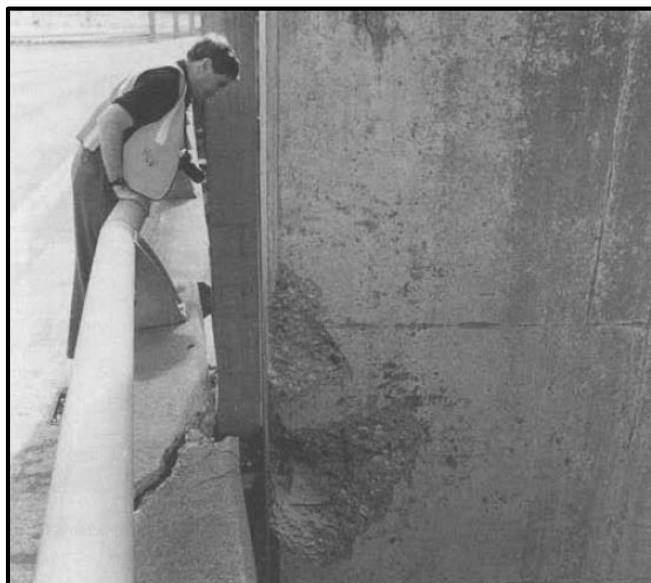


Figura 15. Falla por Golpeteo en el Sismo de Loma Prieta 1989
(Priestley M, 1996)

2.2.3.2. *Fallas En Columnas y/o Pilares*

Las fallas más comunes identificadas en columnas y pilares son las siguientes:

2.2.3.2.1. *Fallas por Flexión*

Debido especialmente a las siguientes causas:

- Sobreestimación de los esfuerzos de flexión:

Debido a los bajos niveles de fuerza sísmica lateral establecidos en los códigos antiguos de diseño, que conllevaron a realizar diseños de columnas con baja resistencia a la Flexión y con ductilidades Inadecuadas, dicho en otras palabras, las cuantías de aceros suministradas no fueron suficientes para resistir a los esfuerzos de flexión generados en los movimiento sísmicos (Figura 16). Así mismo la baja cuantía en las secciones causó que las columnas no mantengan un comportamiento dúctil, lo que conllevó a la generación de fallas frágiles o fallas por aplastamiento en el concreto (Figura 17).



Figura 16. Falla a flexión en la Base de las columnas del puente Hanshín en el Sismo de Kobe 1995.

(Obtenida de: http://zeenews.india.com/news/world/worlds-most-deadliest-kobe-earthquake-in-japan-watch-video_1874616.html)



Figura 17. Falla por aplastamiento del concreto en columnas del puente Creek Canyon Channel en el Sismo de Northridge 1994
(Priestley M, 1996)

- Por el mal detallado del Acero de Refuerzo.

Es debido a que las longitudes de desarrollo del acero de refuerzo en los empalmes de las columnas fueron insuficientes para lograr la resistencia de las varillas, así mismo también debido a la prematura terminación del refuerzo longitudinal en las columnas, creándose de esta forma zonas de falla.



Figura 18. Falla de columna de la Vía expresa Hanshin, causado por el empalme de refuerzo en una misma sección en el Sismo de Kobe 1995
(Priestley M, 1996)



Figura 19. Falla por flexión a la mitad de la altura del pilar debido a la terminación prematura del refuerzo longitudinal, Sismo de Kobe 1995 (Priestley M, 1996)

2.2.3.2.2. Fallas por Corte

Debido a la baja estimación de los niveles de fuerza cortante producidos durante un sismo, lo que conllevó a realizarse diseños con un bajo confinamiento transversal.

De acuerdo al autor Priestley, Las ecuaciones para el diseño del cortante en columnas, generalmente eran menos conservadoras que las ecuaciones de diseño de flexión en puentes antiguos; por lo que en el sismo de Northridge (1994) fue común encontrar el refuerzo transversal de columnas de puentes viejos con estribos del #4 espaciados verticalmente a cada 30 cm, independientemente del tamaño de la columna o fuerza cortante, lo que llevó a la sospecha de que el diseño por cortante no fue considerado esencial. (Priestley M, 1996).

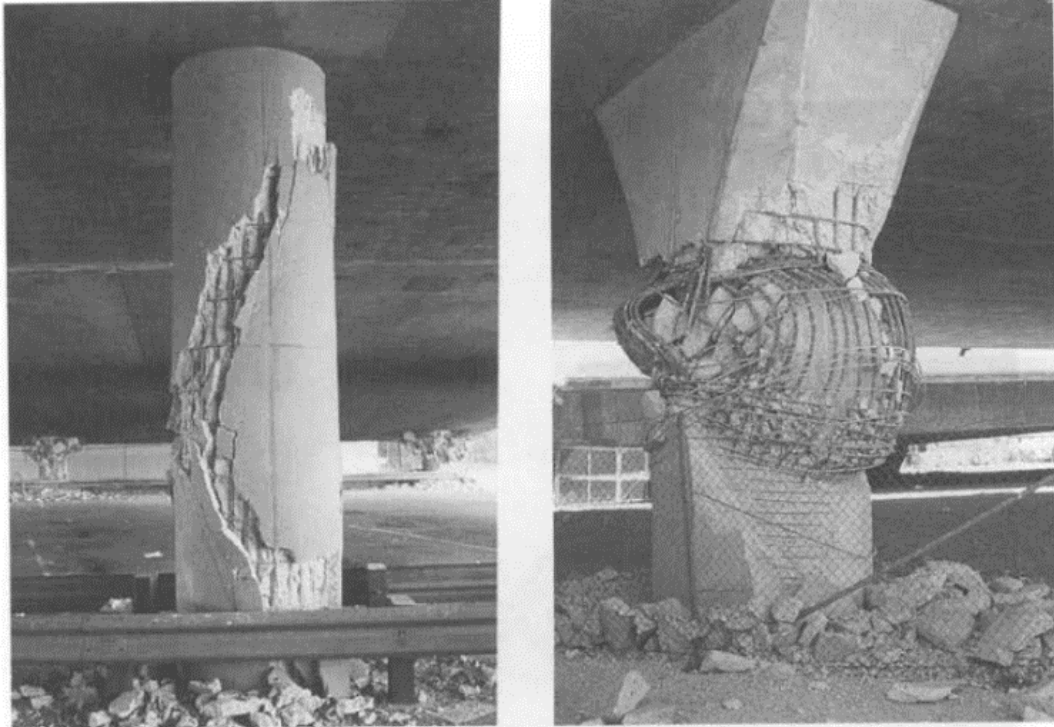


Figura 20. Falla de columnas por cortante, Sismo Northridge 1994. (Izquierda) Cruce a desnivel entre Fairfax/ Washington; (Derecha) Cruce a desnivel entre Mission y Gothic. (Priestley M, 1996)

2.2.3.3. Fallas En Juntas

En sismos pasados se observó la formación de grietas en las uniones del tablero con columnas, como es el caso del fallo del vía ducto Cypres en el sismo de Loma Prieta en 1989, Atribuido a la falta de conocimiento de prácticas sismo resistentes, presentó el fallo de las juntas superiores por el efecto de columna corta, lo que provocó el colapso de la losa superior; pero la principal causa que se atribuyó al fallo de esta estructura fue el adecuado confinamiento y escasas de refuerzo a cortante en el extremo superior de las columnas. (Gómez S., 2000).



Figura 21. Falla de conexión viga-columnas en el Vía Ducto Cypres en el Sismo de Loma Prieta 1989
(Obtenida de: <https://www.usgs.gov/media/images/cypress-viaduct-0>)

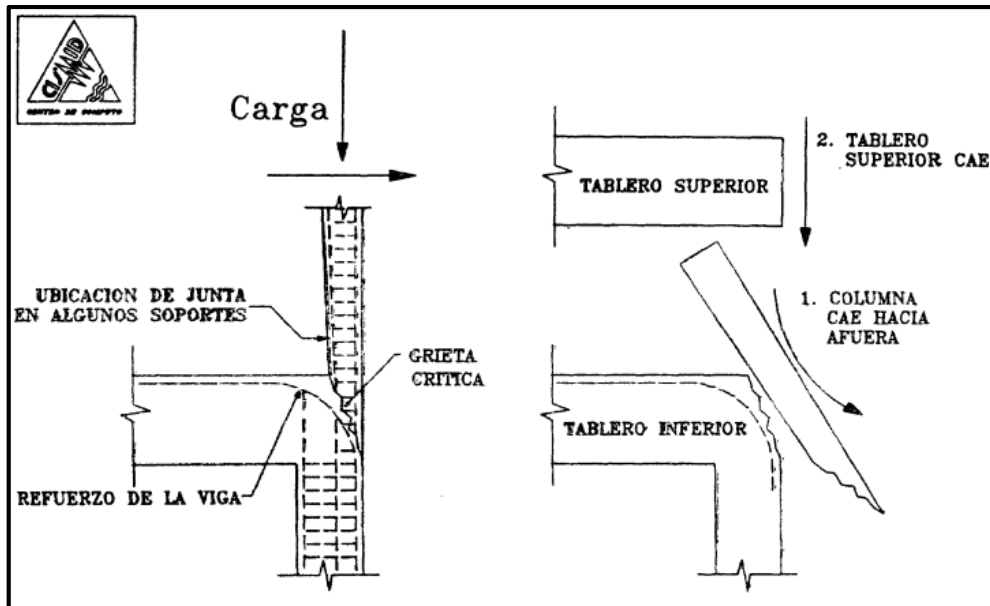


Figura 22. Esquema del Posible Modo de Fallo del vía ducto Cypres (CISMID, 1990)

2.2.4. METODOLOGÍA PARA EL ESTUDIO VULNERABILIDAD

Existen muchas metodologías que se pueden aplicar para poder estimar la vulnerabilidad de un puente frente a una determinada sollicitación sísmica, la principal diferencia entre estas metodologías es en el grado de confiabilidad que van a tener los resultados obtenidos.

A continuación se presentan dos metodologías usadas para definir la vulnerabilidad sísmica de puentes, que serán con las que se evaluará la vulnerabilidad del puente Nochoz frente a sollicitaciones sísmicas.

2.2.4.1. *Índice de Vulnerabilidad*

El método del índice de vulnerabilidad, también conocido como el método italiano, fue inicialmente propuesto por Benedetti y Petrini (1984). Esta metodología evalúa el desempeño que puede tener una estructura ante un evento sísmico, a través de un valor numérico de clasificación del daño, que es obtenido por medio de diferentes evaluaciones. (Aburto C, 2013).

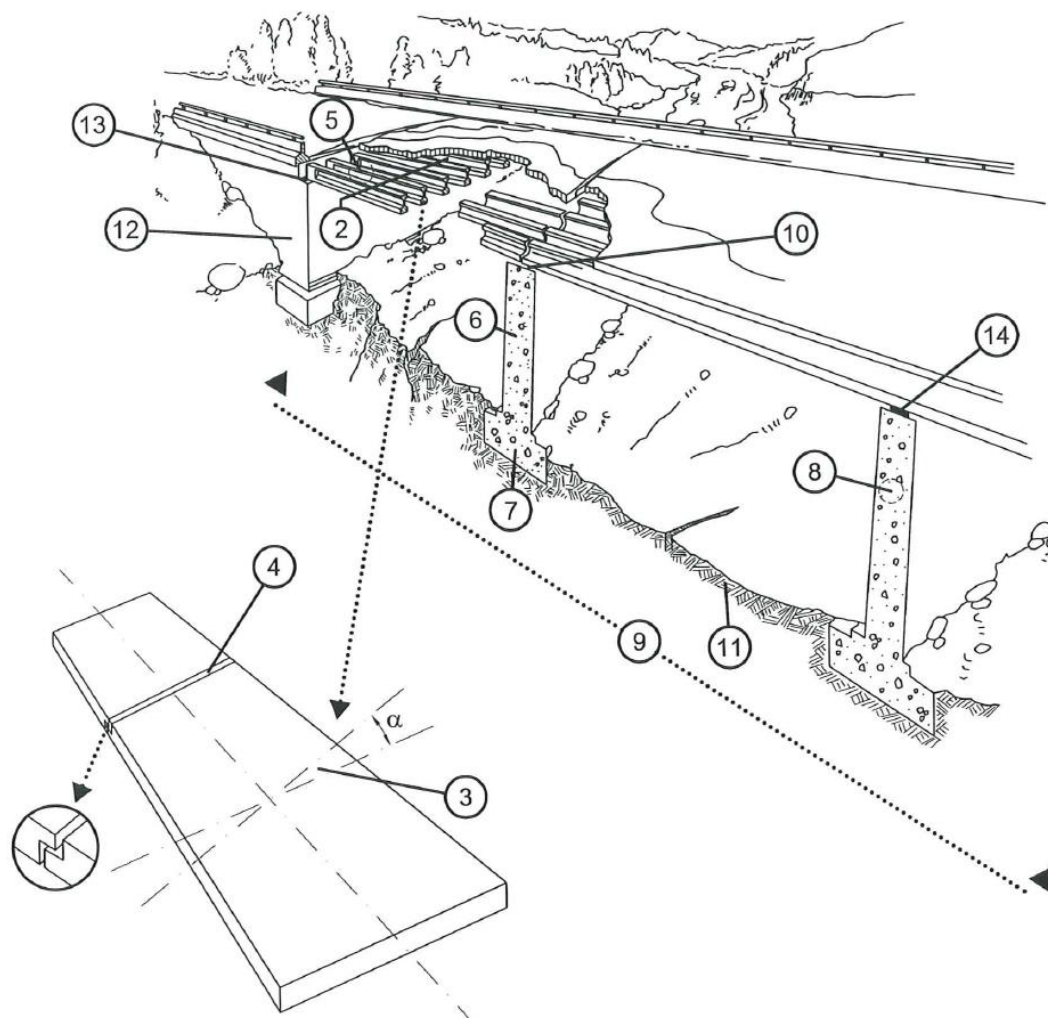
Maldonado (2000) propuso el cálculo del índice de Vulnerabilidad de puentes basado en la identificación de las características más relevantes e influyentes en el daño que sufrirá un puente bajo la acción de un sismo. La valoración de estas características fue realizada mediante la determinación de 19 parámetros a los cuales se les asignó un grado de vulnerabilidad y un valor de una importancia en base a la opinión de expertos. Los parámetros se indican en la Figura 23 y el índice de vulnerabilidad se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$I. V. = \frac{\sum_{i=1}^{19} W_i K_i}{\sum_{i=1}^{19} W_i} \quad (2.1)$$

Donde:

W_i = Es una medida de la opinión de la importancia asociada al parámetro "i"

K_i = Es una medida del grado de vulnerabilidad de la categoría del parámetro "i"



- | | |
|--|---|
| 1. Año de diseño y construcción del puente | 11. Tipo de suelo |
| 2. Tipo de superestructura | 12. Tipo de estribo |
| 3. Forma de superestructura | 13. Longitud de apoyo en estribos |
| 4. Existencia de articulaciones internas | 14. Tipo de aparato de apoyo |
| 5. Material de superestructura | 15. Estado de conservación del puente |
| 6. Tipo de pila | 16. Procedimiento constructivo de la superestructura (hormigón) |
| 7. Tipo de cimentación | 17. Procedimiento constructivo de las pilas (hormigón) |
| 8. Material de las pilas | 18. Potencial de licuefacción |
| 9. Irregularidad longitudinal en geometría o rigidez | 19. Elementos no estructurales |
| 10. Longitud de apoyo en pilas | |

Figura 23. Parámetros analizados para determinar el índice vulnerabilidad según Maldonado E. (Maldonado, Casas, & Canas, 2000)

Así mismo Landa (2006) también propone un procedimiento simplificado de evaluación que es una metodología para obtener el índice de vulnerabilidad sísmica de puentes, basado en el procedimiento propuesto por Jara y Gonzales (2000). para puentes simplemente apoyados o continuos, cuyos elementos que soportan el tablero trabajen principalmente por flexión.

La metodología consiste en la evaluación de 9 parámetros, que dependen de las características estructurales y no estructurales del puente, para los que se obtendrán un coeficiente numérico que representará la intervención de cada parámetro. Entonces el índice de Vulnerabilidad se obtendrá por la siguiente expresión:

$$I_V = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{\bar{C}_i^7} \right] \quad (2.2)$$

Donde:

\bar{C}_i = Es el promedio de las calificaciones de cada uno de los nueve parámetros analizados.

A continuación se describe los coeficientes de cada parámetro para determinar el índice de vulnerabilidad según el procedimiento propuesto por Landa (2006).

- **C₁ - Irregularidad en la Rigidez lateral del Puente:**

Analiza la irregularidad provocada por el cambio brusco de rigidez que puede existir entre dos apoyos consecutivos de un puente, el factor se define de acuerdo a la siguiente expresión:

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m} \quad (2.3)$$

Donde:

k_M = Es la mayor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo.

k_m = Es la menor rigidez lateral de una pila o estribo trabajando en serie con el apoyo.

k_M y k_m Se pueden calcular con las siguientes expresiones:

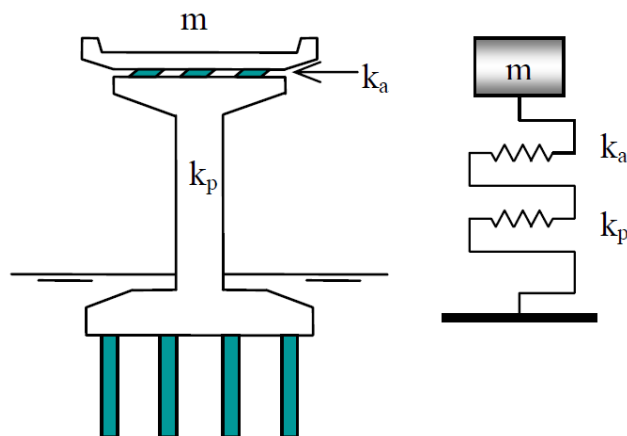


Figura 24. Esquema de la Rigidez de un Pilar (Landa, 2006)

$$k = \frac{k_a k_p}{k_a + k_p} \quad (2.4)$$

$$k_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} \quad (2.5)$$

Donde:

k_p = Es la rigidez del pilar.

k_a = Es la rigidez de los apoyos de neopreno calculada con la expresión (2.5).

n = Es el número de apoyos por pilar.

A_i = Es el área transversal del apoyo "i".

h_i = Es la altura del apoyo "i"

G_i = Es el módulo de rigidez a cortante del apoyo "i".

- **C₂ - Longitud de Asiento:**

Varía de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$\text{Si: } LA \geq LR \quad C_2 = 1.0$$

$$\text{Si: } LR > LA > 0.3 LR \quad C_2 = \frac{LA - 0.3LR}{0.7LR}$$

$$\text{Si: } 0.3 LR > LA \quad C_2 = 0$$

Donde:

LR = Es la longitud de asiento recomendado en mm; $LR = 400 + 2.5L + 10 H$

LA = Es la longitud real de apoyo existente en mm (Figura 25).

L = Es la longitud del claro en metros

H = Es altura de las pilas adyacentes en metros

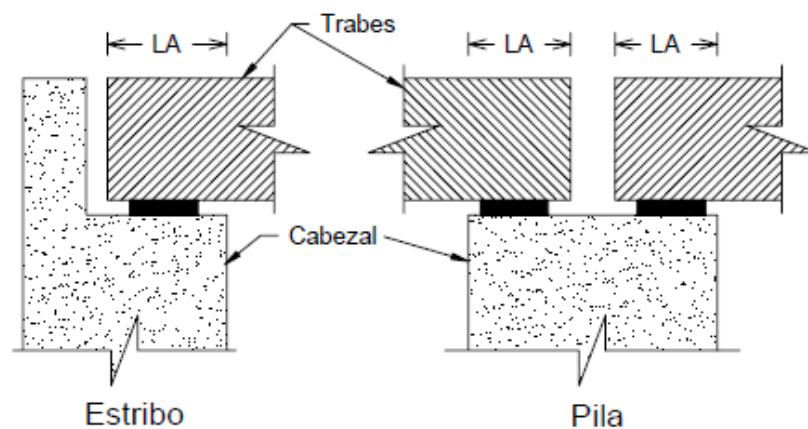


Figura 25. Longitud de Apoyo (Landa, 2006)

- **C₃ - Año del Proyecto:**

Se obtienen de la siguiente expresión:

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1.0 \quad (2.6)$$

Donde:

AC = Es el año del proyecto del puente.

- **C₄ - Irregularidad en Planta y Esvijamiento:**

El coeficiente varía de acuerdo a las siguientes condiciones:

$$\text{Si: } \alpha < 20^\circ \quad C_4 = 1.0$$

$$\text{Si: } 20^\circ < \alpha < 45^\circ \quad C_4 = 6 * 10^{-4}(90^\circ - \alpha) + 0.46$$

$$\text{Si: } 45^\circ < \alpha \quad C_4 = 0.40$$

Donde:

α = Es el ángulo de esvijamiento. (Figura 26)

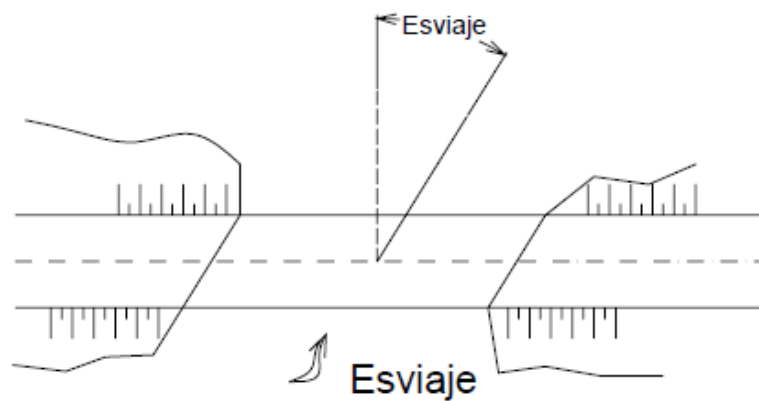


Figura 26. Ángulo de Esvijamiento (Landa, 2006)

- **C₅ - Tipo de Apoyos**

Para apoyos con disipadores 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 $C_5 = 0.7$

- **C₆ - Estado de Conservación:**

Se obtienen de la siguiente expresión:

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \geq 0 \quad (2.7)$$

Donde:

x_i = Representa el valor para cada uno de los siguientes aspectos.

I. *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 $x_1 = 1.0$

II. *Estado de Conservación de los 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 $x_2 = 1.0$

III. *Daños en elementos estructurales (x_3):*

- No se observa deterioro alguno $x_3 = 0$
- Se observan grietas menores que 0.7 mm $x_3 = 0.05$
- 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 $x_3 = 1.0$

IV. *Daños en uniones o conexiones (x_4):*

- No se observa deterioro alguno $x_4 = 0$
- Se observan grietas menores que 0.7 mm o corrosión en los elementos de acero $x_4 = 0.05$

- Se observan grietas entre 0.7 y 1.5 mm, corrosión importante o daños en los elementos de las conexiones $x_4 = 0.5$
- Se observan daños importantes que ponen en riesgo la inestabilidad del puente $x_4 = 1.0$

V. *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.) $x_5 = 0.5$

- **C₇ - Potencial de Licuefacción**

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

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

- **C₈ - Periodo de Vibración**

Si: $T_a \leq T_s \leq T_b$ $C_8 = 0.6$

Si: $0.7 T_a \leq T_s \leq T_b$ $C_8 = 0.8$

Si: $T_b \leq T_s \leq 1.3 T_b$ $C_8 = 0.8$

Si: $T_s < 0.7T_a$ y $T_s > 1.3T_b$ $C_8 = 1.0$

Donde:

T_s = Es el periodo de la estructura calculado con la expresión 2.8.

T_a y T_b = Son los valores característicos del espectro de diseño.

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (2.8)$$

Donde:

m = es la masa total del pilar y k es la rigidez del pilar calculada con la expresión 2.4

- **C_9 - Factor de Importancia**

$C_9 = 1$, Si la falla del puente se considera que no afecta en forma importante a la comunidad.

$C_9 \leq 1$, En la medida en que afecte mayormente a la población en general

La autora Landa (2006) no especifica el valor de este coeficiente dejando a criterio del profesional que está evaluando la vulnerabilidad del puente, por eso Basado en la importancia Operativa establecido por el Manual de Puentes, para el presente trabajo se ha realizado una equivalencia entre factores en la tabla N°1, teniendo en cuenta que la autora propone un factor de 0.67 para puentes muy importantes, que equivaldría a los puentes críticos o esenciales que describe el Manual de Puentes 2016.

Tabla 1.
Correlación propuesta entre el Factor relacionado con la importancia del Puente del Manual de Puentes para la aplicación en el índice de Vulnerabilidad.

Factor ⁽¹⁾	Importancia operativa	Factor acondicionado ⁽²⁾
$\eta_I \geq 1.05$	Para puentes críticos o esenciales	$C_9 = 0.67$
$\eta_I = 1.00$	Para puentes típicos	$C_9 = 0.7$
$\eta_I \geq 0.95$	Para puentes de relativa menor importancia	$C_9 = 0.74$

Nota:

⁽¹⁾ Es el factor establecido para el estado límite de resistencia de acuerdo a la importancia operativa del puente por el Manual de Puentes.

⁽²⁾ Es el factor para el índice de vulnerabilidad basado en los factores de límite de resistencia establecidos en el Manual de Puentes.

De acuerdo con la metodología ya descrita, Obtener un valor de “Iv” igual a cero significará que el puente evaluado es completamente vulnerable, mientras que si se obtiene un valor de Iv igual a 1.0 indicará que se trata de un puente nada vulnerable, así mismo Landa (2006) presenta la Tabla N°2 donde indica descripciones y Acciones recomendadas en función a el intervalo de valores correspondientes al Índice de Vulnerabilidad (Iv).

Tabla 2.
Acciones Recomendadas que deben adoptarse de acuerdo al valor del Iv

Intervalo de valores de <i>Iv</i>	Acción recomendada	
$Iv < 0.4$	<u>Acción urgente.</u> El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata
$0.4 \leq Iv < 0.6$	<u>Corto plazo.</u> El puente es susceptible de presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo.	Realizar una evaluación de la Vulnerabilidad más detallada
$0.6 \leq Iv < 0.8$	<u>Mediano plazo.</u> El puente presenta deficiencias importantes en algunos aspectos. Requiere evaluación intermedia	
$0.8 \leq Iv$	<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

2.2.4.2. Espectro de Capacidad

Conocido como Capacity Spectrum Method (CSM), Este método permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una estructura a mediante la intersección de las curvas de demanda sísmica (Espectro de demanda) y la capacidad de la estructura (Espectro de capacidad). (ATC-40, 1996).

A continuación se describe los componentes y el procedimiento para el desarrollo de este método.

2.2.4.2.1. Curva de Capacidad

La curva de capacidad es un gráfico que relaciona una fuerza aplicada y el desplazamiento que esta origina, dicho desplazamiento simboliza la capacidad que posee la estructura de incursionar dentro del rango elástico e inelástico. Esta curva consiste en una serie de segmentos de rectas decrecientes asociados a la progresiva disminución de rigidez, la cedencia y falla de los componentes y en general al daño. Para el caso particular de puentes la curva de capacidad es formada a través del cálculo de la fuerza cortante generada en el apoyo del puente, en función del desplazamiento de la superestructura. (Aburto, 2013).

La curva de capacidad se obtiene mediante la aplicación de un análisis estático no lineal comúnmente llamado análisis pushover. Que consiste en la aplicación de cargas laterales que se van incrementando de manera monótonica a una estructura hasta ocasionar su colapso.

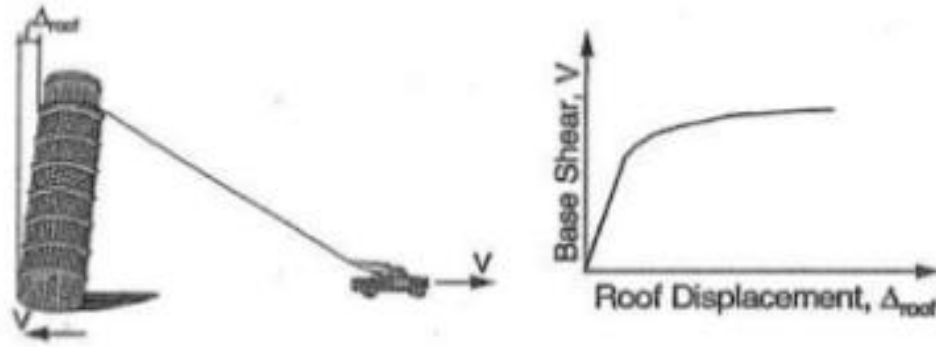


Figura 27. Curva de Capacidad. (ATC-40, 1996)

2.2.4.2.2. Espectro de Capacidad

El espectro de capacidad bien a ser la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover expresada en aceleración vs desplazamiento (ADRS- “Acceleration-Displacement Response Spectra), de manera que el cortante en la Base (V) se transforma a aceleración espectral (S_a), y el desplazamiento obtenido (Δ) en desplazamiento del espectro de respuesta (S_d). Para realizar esta transformación se hace uso de las siguientes expresiones especificadas en el ATC-40:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.9)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo1}} \quad (2.10)$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}^2} \quad (2.11)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right)\right] \left[\sum_{i=1}^N \left(\frac{w_i}{g}\right) \phi_{i1}^2\right]} \quad (2.12)$$

Donde:

S_a = Aceleración Espectral.

S_d = Desplazamiento Espectral.

V = Fuerza de la cortante basal.

W = Peso total de la estructura

α_1 = Coeficiente de masa efectiva para el primer modo natural

PF_1 = Facto de participación modal para el primer modo natural

w_i/g = Masa asignada al nivel i

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

N = Nivel más alto en la parte principal de la estructura.

Δ = Desplazamiento en el techo.

- *Factor de Participación Modal y Coeficiente de Masa Efectiva:*

Para entender mejor estos conceptos el ATC-40 presenta la Figura 28, donde se muestra una idealización de un sistema de múltiples grados de libertad, así mismo se muestra los diferentes modos de vibración con sus respectivas amplitudes de modo en cada nivel.

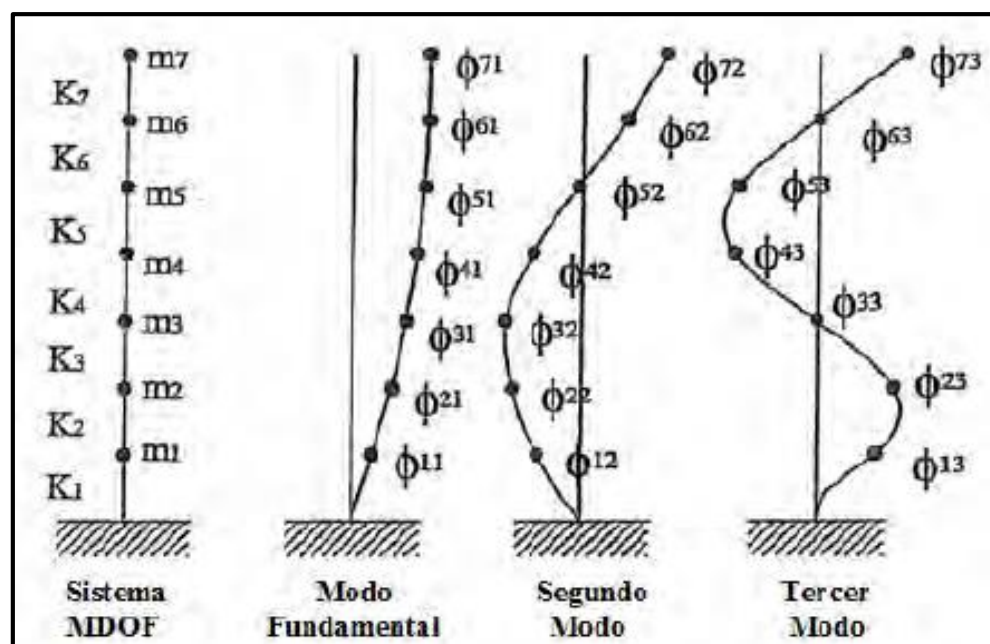


Figura 28. Sistema de Múltiples Grados de Libertad (ATC-40, 1996)

Cada modo de un sistema de múltiples MDOF puede ser representado por un sistema equivalente de un grado de libertad teniendo masas (M^*) y rigideces (K^*) equivalentes que estarán en función de las formas de modo, las masas y las rigideces en cada nivel, este concepto se muestra en la Figura 29.

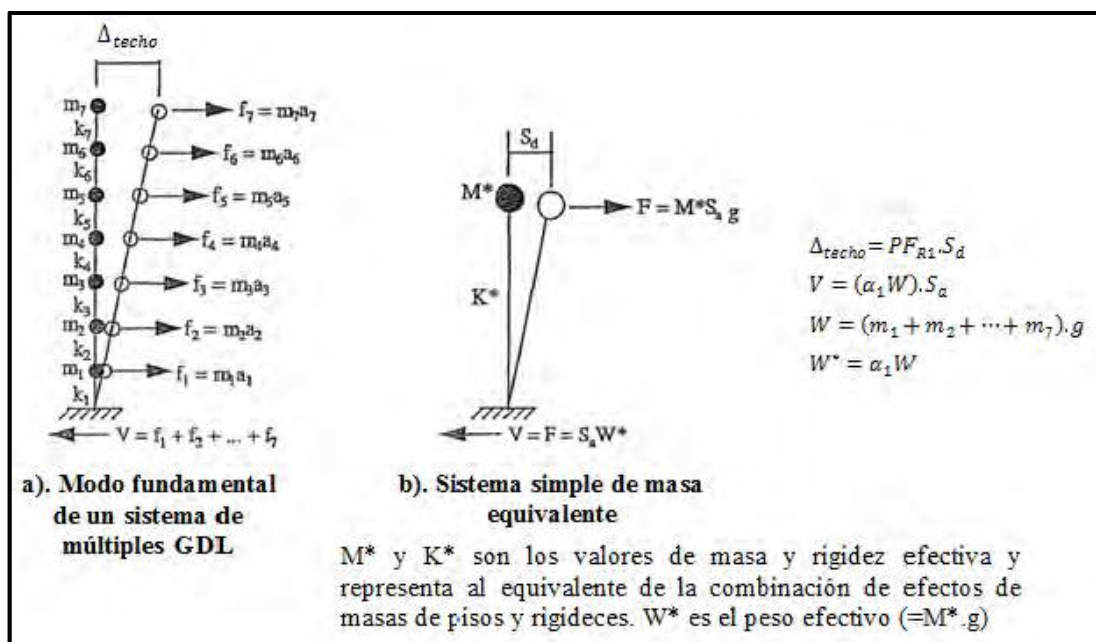


Figura 29. Sistema de MGD representado por un sistema simple de masa equivalente (ATC-40, 1996)

Factor de participación modal: En la Figura 29, el diagrama b) es equivalente al diagrama a). En otras palabras, si durante un terremoto se mueve la masa M^* una distancia de S_d , el techo del edificio se moverá una distancia Δ_{techo} . La proporción de Δ_{techo} a S_d , es definido por la participación modal para el modo fundamental en el nivel del techo. (ATC-40, 1996), entonces para la figura anterior tenemos:

$$P F_{R1} = P F_1 \cdot \phi_{71} \quad (2.13)$$

$$\Delta_{techo} = P F_{R1} \cdot S_d \quad (2.14)$$

Coeficiente de Masa Efectiva: En la Figura 29 (a), la suma de las fuerzas f_1 a f_7 es la cortante V para el modo fundamental. Los valores de f_i son los mismos que los valores F_{i1} en la ecuación $F_{i1} = PF_{1i} \phi_{techo,1} S_{a1} W$ (por ejemplo, $f_7 = F_{71}$). La suma de las fuerzas de los pisos F_{i1} para el modo 1, es igual a la cortante basal V . (ATC-40, 1996).

$$V = (W^*)S_a \quad (2.15)$$

$$W^* = \alpha_1 \cdot W \quad (2.16)$$

Adicionalmente El ATC-40 presenta la Tabla N°3, donde muestra valores para los coeficientes α_1 y PF_{R1} , que pueden ser usados como aproximaciones en estructuras regulares con masa uniforme.

Tabla 3.
Coeficientes (α_1 y PF_{R1}) para estructuras regulares.

Numero de niveles	α_1	PF_{R1}
1	1	1
2	0.9	1.2
3	0.86	1.3
5	0.82	1.35
≥ 10	0.8	1.4

2.2.4.2.3. Espectro de Demanda

El espectro de demanda viene a ser la conversión de un espectro de respuesta elástico que se expresa en Aceleración espectral (S_a) vs Periodo (T), a un formato de Aceleración espectral (S_a) vs desplazamiento espectral (S_d), para realizar esta conversión de periodos a desplazamientos haciendo uso de la siguiente expresión:

$$S_d = \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 S_a \cdot g \quad (2.17)$$

Donde:

S_a = Aceleración Espectral.

S_d = Desplazamiento Espectral.

T = Periodo

g = Gravedad

Para fines de evaluación de la capacidad sísmica de una estructura existente, se debe de utilizar un espectro que represente un nivel de riesgo aceptable al estado límite que se esté considerando (Landa, 2006).

A continuación se presenta la Tabla N°4 que muestra sismos con diferentes periodos de retorno para los cuales el FEMA 273 (1997) recomienda su evaluación, así mismo se incluye el nivel de desempeño esperado para clase de sismo.

Tabla 4.
Niveles de Amenaza Sísmica

Probabilidad	Periodo de Retorno	Frecuencia	Estado límite / Desempeño
50% - 50 años	72 años	Frecuente	Servicio
20% - 50 años	225 años	Ocasional	Control de daño
10% - 50 años	474 años	Raro	Seguridad
2% - 50 años	2475 años	Muy raro	Prevención de Colapso

2.2.4.2.4. Obtención de la demanda de Aceleración y Desplazamiento

Para calcular la demanda de aceleración y desplazamientos para cada espectro de demanda anteriormente definido, se empleará los procedimientos y expresiones basados en los propuestos por el FEMA 440 (2005), los que a continuación se describen.

PASO 1

A partir del espectro de capacidad se define el desplazamiento y la aceleración de fluencia (d_y , a_y), pudiendo realizarse la representación bilineal del espectro de capacidad según el ATC-40, con dichos valores se define el Periodo Inicial (T_0) con la expresión 2.18:

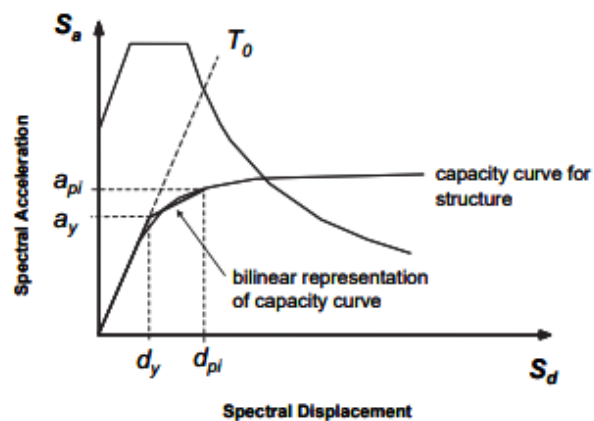


Figura 30. Representación Bilineal de la curva de capacidad (Landa, 2006)

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y \cdot g}} \quad (2.18)$$

PASO 2

Se selecciona un desplazamiento inicial (d_i) y su correspondiente aceleración inicial (a_i), y se calcula la ductilidad de desplazamiento con la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{d_i}{d_y} \quad (2.19)$$

PASO 3

Con los valores hallados en los pasos anteriores se calcula el periodo efectivo (T_{eff}) y el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) para el nivel de desplazamiento supuesto, con las expresiones optimizadas para la aplicación a cualquier espectro de capacidad descritas en el FEMA 440 (2005):

Para: $1.0 < \mu \leq 4.0$:

$$T_{eff} = \{0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1\}T_0 \quad (2.20)$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (2.21)$$

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0 \quad (2.22)$$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 \quad (2.22)$$

Para: $\mu > 6.5$:

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0 \quad (2.24)$$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0 \quad (2.25)$$

Donde:

β_0 = Es el amortiguamiento inicial con el que se ha construido el espectro de evaluación, generalmente los códigos establecen que es un 5%.

PASO 4

Calculado el T_{eff} para el desplazamiento inicial, este se grafica como una línea radial que parte desde el origen tal como se ve en la Figura.31.

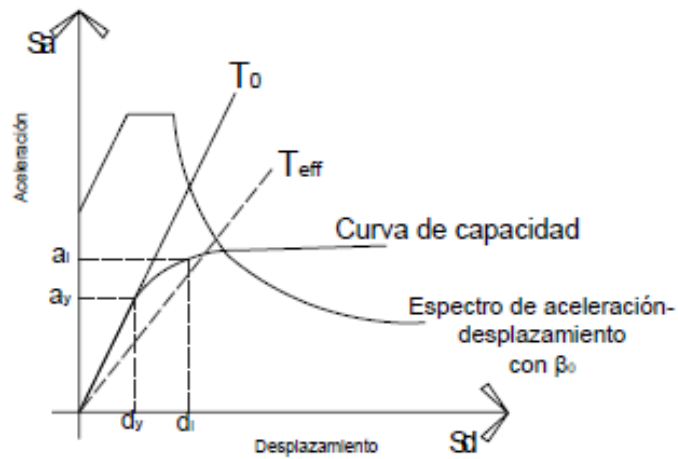


Figura 31. Periodo efectivo en el gráfico Aceleración vs Desplazamiento espectral (Landa, 2006)

Para realizar la reducción del espectro de demanda teniendo en cuenta el amortiguamiento efectivo calculado, se hace uso de las expresiones del FEMA 440 (2005):

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \quad (2.26)$$

Donde B es igual a:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} \quad (2.27)$$

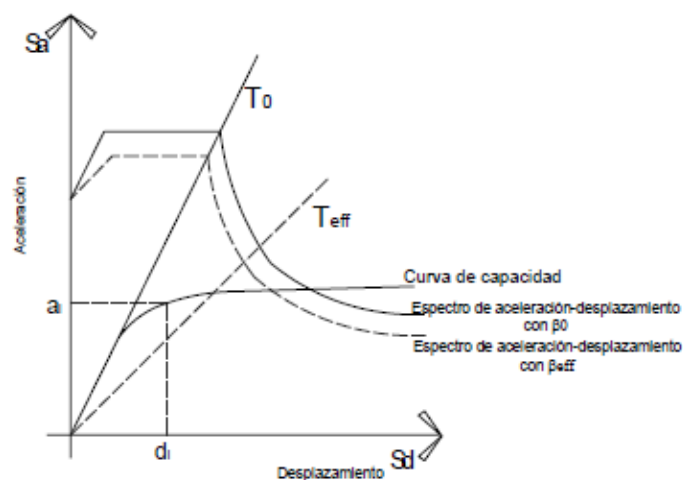


Figura 32. Modificación del espectro de evaluación teniendo en cuenta el amortiguamiento efectivo (Landa, 2006)

PASO 5:

Se determina el desplazamiento máximo estimado (d_{i+1}) usando la intersección de la recta radial del periodo efectivo T_{eff} con el espectro de demanda reducido con el amortiguamiento efectivo β_{eff} , así mismo se define su aceleración máxima (a_{i+1}) correspondiente en la curva de capacidad.

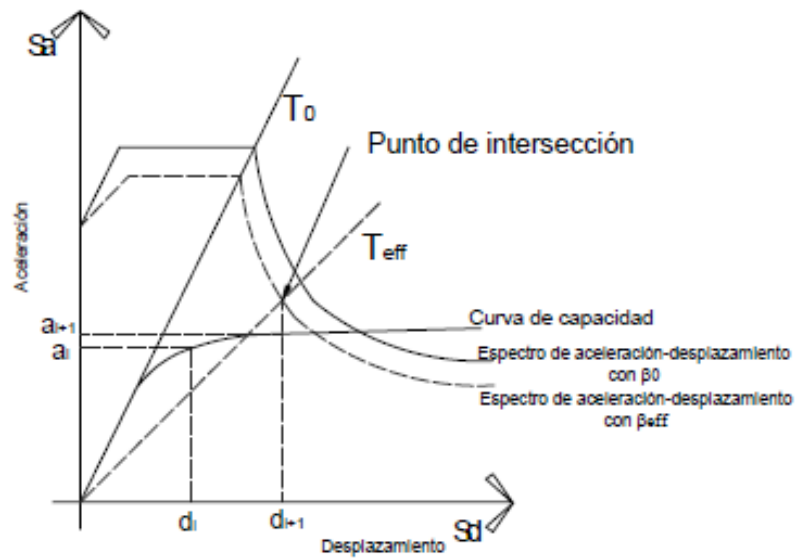


Figura 33. Determinación del desplazamiento máximo en una iteración (Landa, 2006)

Finalmente se evalúa la diferencia de este nuevo desplazamiento con el inicial propuesto mediante la siguiente expresión (Landa, 2006).

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \varepsilon \quad (2.28)$$

Donde:

ε = es la tolerancia admitida "Landa (2006) propone un valor de 0.01".

Si no se cumple con la desigualdad anterior, se hace otra iteración repitiendo el procedimiento, tomando como desplazamiento inicial el nuevo desplazamiento hallado.

PASO 6:

Una vez determinados los desplazamientos y aceleraciones para cada espectro demanda, se deberá de verificar la capacidad de los pilares para cada estado límites propuestos en el FEMA 273, para ello se puede tener en cuenta los valores de rotación máximos propuestos por el autor Jara citado en Landa (2006):

- **Estado límite de servicio.** En este estado se esperan grietas menores que se cierren al finalizar la acción sísmica. Solo se requerirá inspección y mantenimiento de rutina después de ocurrido el evento. La rotación máxima de la base de la columna se obtiene con la expresión 2.29

$$\phi_{max} = \frac{0.7f_y + 0.0015E_s}{3E_s d} L \quad (2.29)$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del Acero.

E_s = Módulo de elasticidad del Acero.

d = Peralte efectivo de la sección

L = Longitud

- **Estado límite de control de daño.** Las grietas que se formen son menores que 1mm. y las deformaciones del acero de refuerzo no llegan a la fluencia. Después del sismo se espera que, la máxima intervención requerida consista en la inyección de grietas. La expresión 2.30 da el valor de la rotación máxima.

$$\phi_{max} = \frac{0.7f_y}{E_s h} L + 0.0025 \quad (2.28)$$

Donde:

f_y = Esfuerzo de fluencia del Acero.

E_s = Módulo de elasticidad del Acero.

h = altura de la sección.

L = Longitud

- **Estado límite de seguridad.** El acero llega a la fluencia, hay pérdida del recubrimiento y señales de formación de una articulación plástica. Las medidas de rehabilitación consisten en la sustitución del recubrimiento perdido, y el reemplazo local de alguna sección de concreto y del refuerzo. Basándose en datos experimentales se propone una $\phi_{max} = 0.015$
- **Estado límite de prevención del colapso.** Se presenta la pérdida de recubrimiento a lo largo de la zona de la articulación plástica, el núcleo de concreto está ligeramente dañado y el refuerzo transversal no se fractura. En este caso se requerirá de una intervención mayor en el elemento o su posible sustitución. Basándose de nuevo en resultados experimentales se propone $\phi_{max} = 0.025$

2.1.1. PUENTE NOCHOZ

2.1.1.1. Ubicación Geográfica y Política

El puente Nochoz se encuentra ubicado en:

Región : Pasco
 Provincia : Oxapampa
 Distrito : Puerto Bermúdez

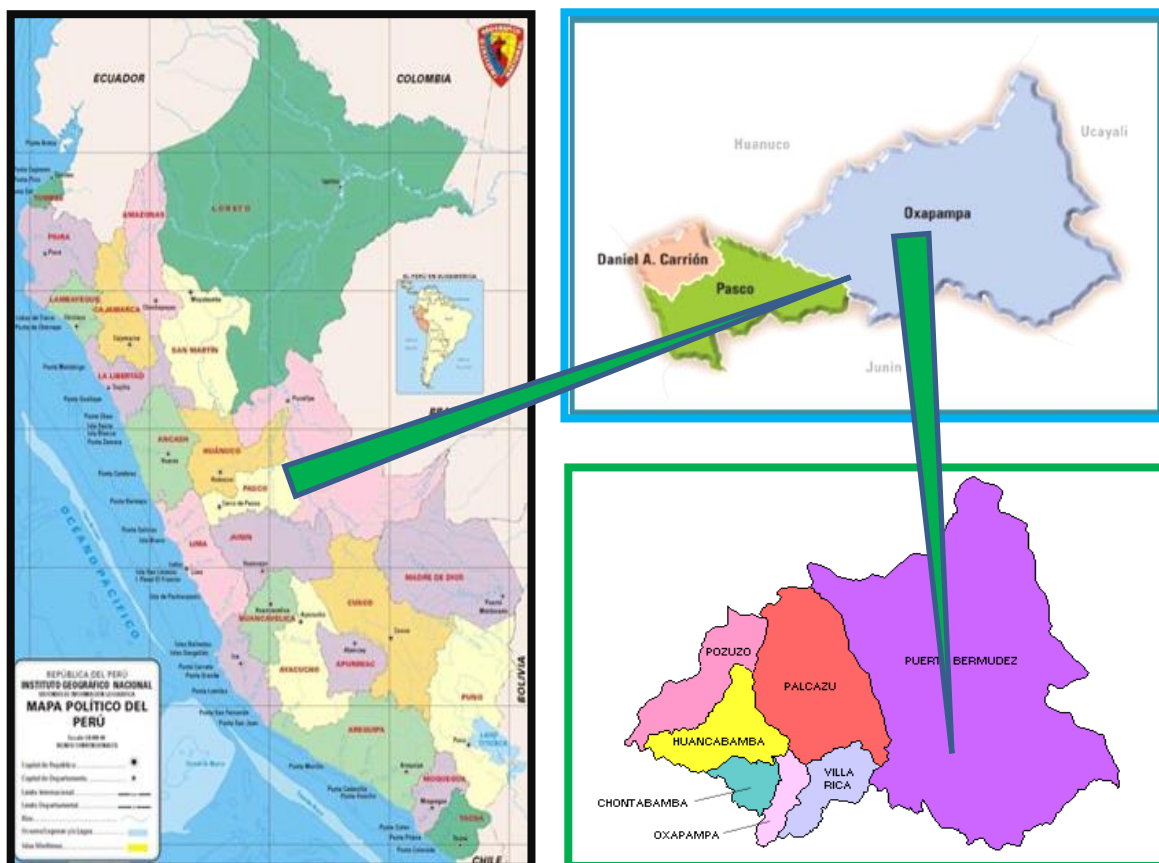


Figura 34. (a) Mapa Político del Perú, (b) Mapa Provincial del departamento de Pasco, (c) Mapa Distrital de la Provincia de Oxapampa

De acuerdo con la Última Actualización del Clasificador de Rutas del Sistema Nacional de Carreteras (SINAC), aprobado con D.S. N° 011-2016-MTC el 24 de julio del 2016, El puente forma parte de la red vial nacional, Ruta Nacional PE-5N, que une los centros poblados de la Selva Norte del País, específicamente se encuentra en el tramo que discurre entre: Villa Rica - Pte. Cocomas - Dv. Pto. Bermúdez.

EL Puente Nochoz se encuentra a 266 m.s.n.m. y geográficamente está ubicado en las siguientes Coordenadas UTM:

ESTE: 501268.13 m E

NORTE: 8857011.95 m S

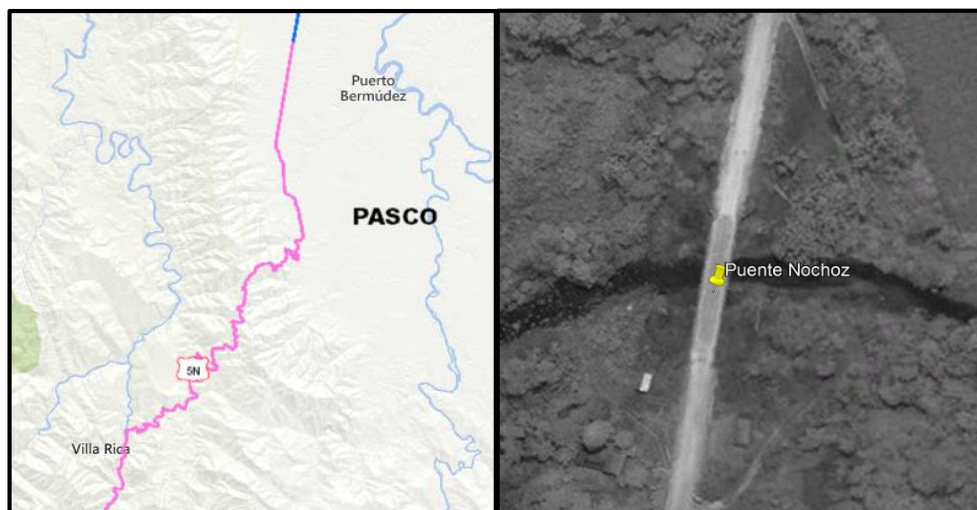


Figura 35. (Izquierda). Ruta Nacional PE-5N tramo Villa Rica - Dv. Puerto Bermúdez; (Derecha) Imagen Satelital del Puente Nochoz.

Así mismo de acuerdo al Proyecto denominado: “Rehabilitación y Mejoramiento de la Carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez” aprobado por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones mediante R.D. N° 141-2016-MTC/20 con fecha 4 de Marzo del 2016, el puente se encuentra Ubicado en la Progresiva: 95+770.93, desde el distrito de Villa Rica (0+000.00).



Figura 36. Ubicación del Puente Nochoz en el Plano Clave del Proyecto: "Rehabilitación y Mejoramiento de La Carretera Villa Rica-Puerto Bermúdez"

2.1.1.2. Descripción del Puente

2.1.1.2.1. Generalidades

El puente Nochoz es un puente de concreto Armado de doble sentido que atraviesa la quebrada Nochoz, El puente es del tipo viga losa con una luz total de 50 m que está dividido en dos tramos continuos de 25 m de longitud cada uno; Posee un ancho de calzada útil de 8m y tiene veredas a ambos costados de 0.80m con barandas metálicas al borde. En la Figura 38, se puede observar las principales características del puente.

2.1.1.2.2. Superestructura

La superestructura del puente está compuesto por un tablero de concreto armado monolítico de 0.15 a 0.179 m de espesor con cuatro vigas longitudinales tipo cajón multiceldas, de 0.30m de ancho y de peralte variable entre 1.50 y 1.544m, separadas a cada 2.20m entre sí (Figura 37); cuenta con tres vigas diafragma, dos de ellas con un ancho de 0.30m y peralte variable ubicadas en los ejes del apoyo entre la losa y los estribos, y la tercera de 0.60m de ancho ubicado sobre del pilar central. (Figura 39).

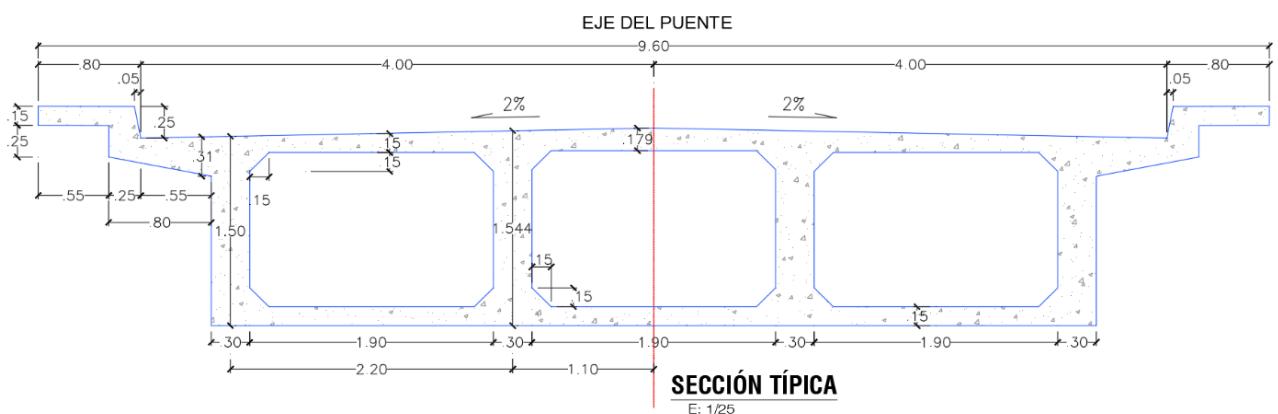


Figura 37. Sección Transversal Típica del Puente Nochoz
(Fuente: Elaboración Propia, basado en planos originales y medición en campo).

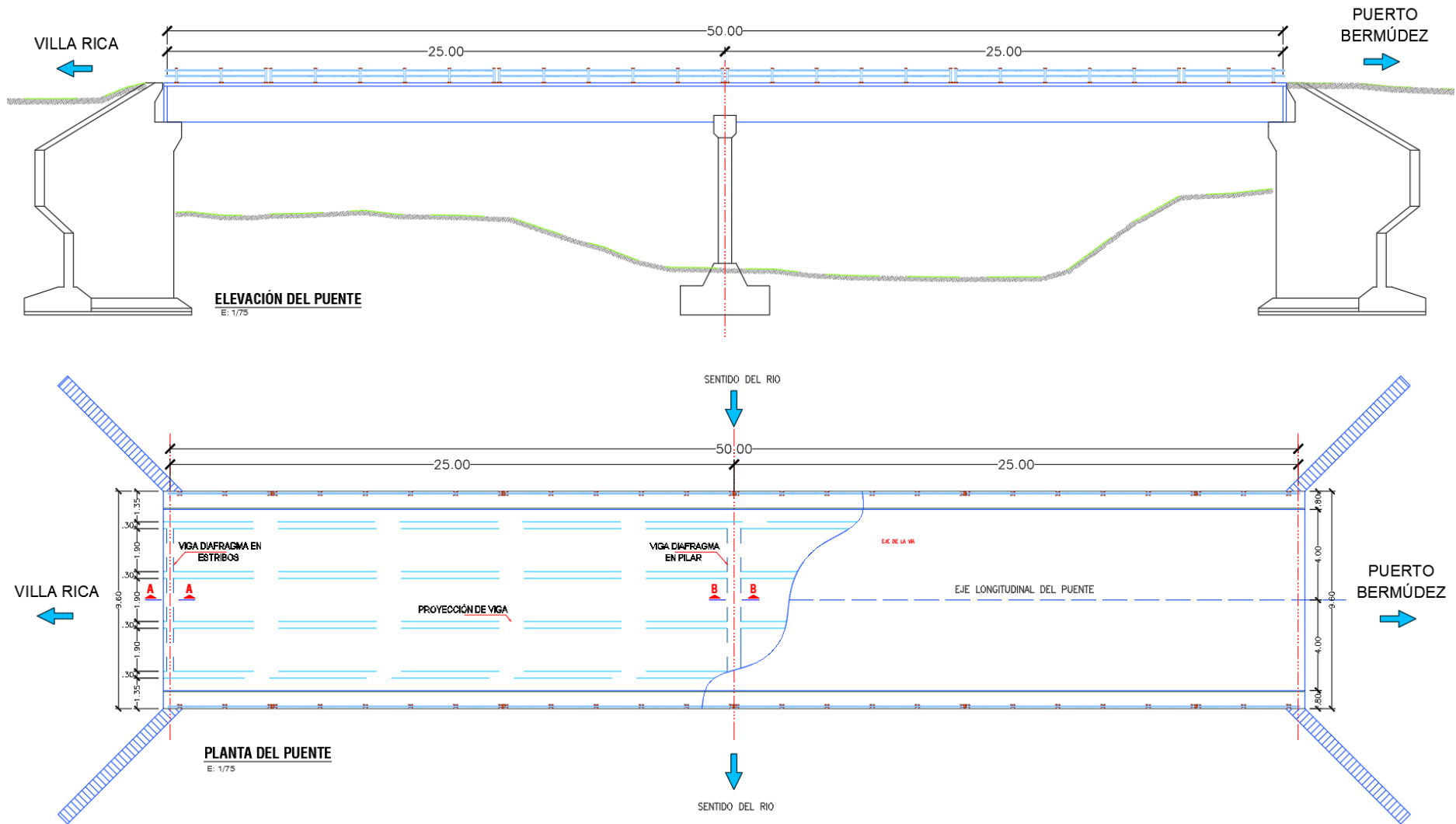


Figura 38. Elevación y vista en planta del puente Nochoz
 (Fuente: Elaboración Propia, basado en planos originales y medición en campo).

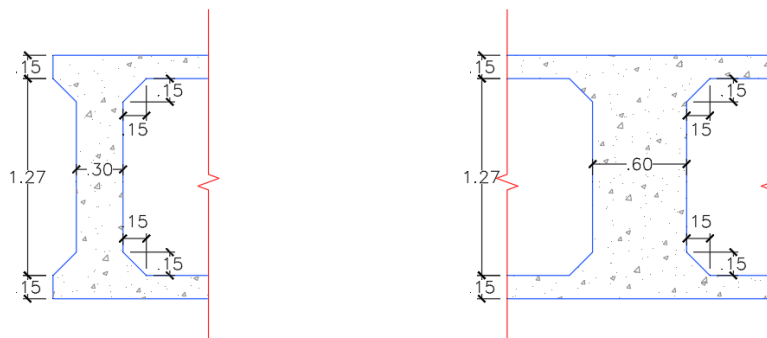


Figura 39. Sección de Vigas Diafragma en el eje longitudinal del Puente Nochoz; (Izquierda) Sobre Estribos, (Derecha) Sobre el Pilar
(Fuente: Elaboración Propia, basado en planos originales y medición en campo).

2.1.1.2.3. Subestructura

La subestructura del puente está compuesto por dos estribos de concreto armado tipo cantiléver a ambos extremos del puente y un pilar tipo pared o columna tarjera de 0.60m de ancho por 6.00m de largo ubicado al centro de la luz del puente. (Figura 40).

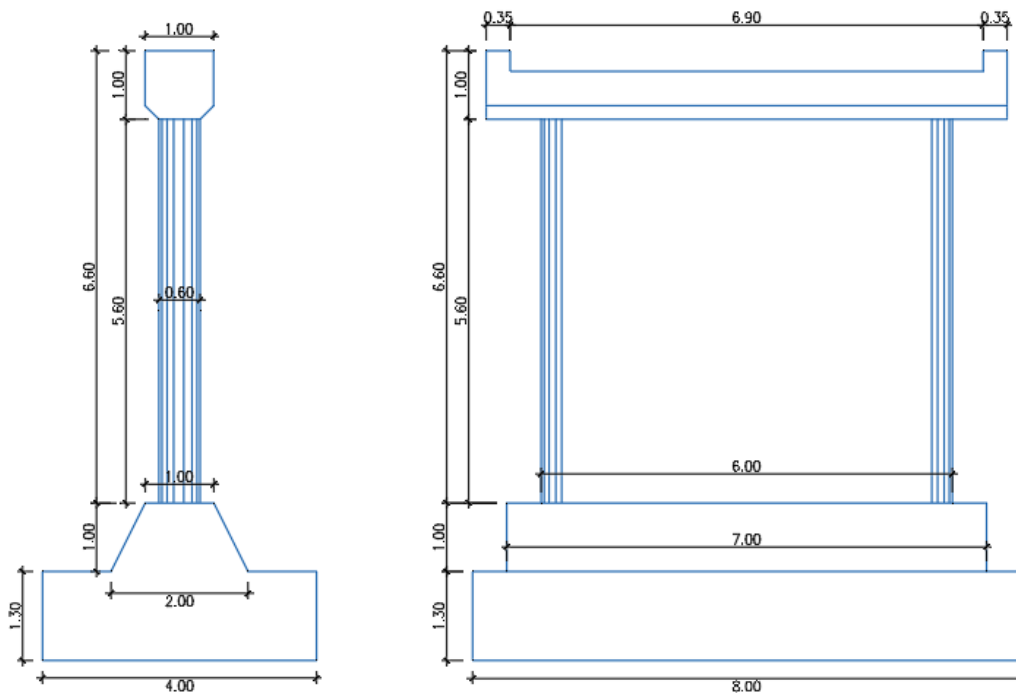


Figura 40. Detalle del Pilar del Puente Nochoz
(Fuente: Elaboración Propia, basado en planos originales y medición en campo).

2.1.1.3. Clasificación del Puente

De acuerdo al Manual de Puentes aprobado el 15 de marzo del 2016 con Resolución Directoral N° 09-2016-MTC/14, El puente Nochoz se clasifica tal como se indica en la Tabla 5:

Tabla 5.
Clasificación del Puente Nochoz.

N°	CLASIFICACIÓN SEGÚN	DESCRIPCIÓN:
01	Naturaleza de Vía Soportada	Puente Carretero
02	El Material	Puente de Concreto Armado
03	El sistema Estructural	Puente tipo Viga
04	La forma de la Geometría de la Planta	Puente Recto
05	El tiempo de vida Previsto	Puente Definitivo (No adecuado) ⁽¹⁾
06	Según la Demanda de Tránsito y Clase de la carretera	Puente para Carretera de 2° Clase ⁽²⁾
07	Importancia Operativa	Puente Importante ⁽³⁾
08	Para fines de Diseño Sísmico	Puente Esencial

Nota:

⁽¹⁾ La clasificación se realizó en base a la publicación del estado de los puentes de la Red vial Nacional al año 2016.

⁽²⁾ Corresponde a la clasificación de la carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez, Anexo B

⁽³⁾ De acuerdo a la importancia descrita del Puente.

2.1.1.4. Antecedentes Históricos

El puente Nochoz, fue construido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones en los años 80, culminando su ejecución en el año de 1987 tal como se puede apreciar en la placa existente del puente que se muestra en la Figura 41, (para efectos de la presente investigación se considerará ese como el año de construcción por ser el año que corresponde al tiempo en el que el puente entró en servicio).



Figura 41. Placa del Puente Nochoz con la fecha de construcción del Puente

La concepción del diseño del puente Nochoz fue basada en normas no vigentes al día de hoy, así mismo al no existir un reglamento de diseño exclusivo de puentes en el Perú, su diseño se basó en códigos extranjeros, como las normas AASHTO denominadas “Especificaciones Estándar” que predominaron en la práctica de diseño de puentes en nuestro país, y que tuvo vigencia hasta el año 1996 con su 16va. Edición. (Acero, 2004).

Sin embargo en la Práctica las sobrecargas adoptadas en la norma eran insuficientes para representar las acciones de muchos camiones en circulación, por lo que se optó por escalar las sobrecargas o sustituirlas por las establecidas en las normas francesas. (Escalante, 2006).

De tal forma fue la sobrecarga vehicular “C-30” de la Norma Francesa la que se usó para la concepción y el diseño del puente Nochoz, Tal como se puede corroborar en los documentos del Expediente Técnico del Proyecto “Rehabilitación y Mejoramiento de la carretera Villa Rica- Puerto Bermúdez”.

2.1.1.5. **Situación Actual del Puente**

Para describir la situación actual del puente, se llevó a cabo una visita de campo donde se realizó la inspección de cada uno de los componentes que conforman el puente Nochoz, para determinar posibles deficiencias o fallas que puedan tener relevancia en el análisis de vulnerabilidad. De la inspección se obtuvo que:

- La losa se encuentra expuesta, no cuenta la superficie de rodadura que se especifican en los planos originales (Figura 42), así mismo se identificó resanes de la losa hechos con concreto (Figura 43). Sin embargo, no se pudo apreciar la existencia de grietas significativas.

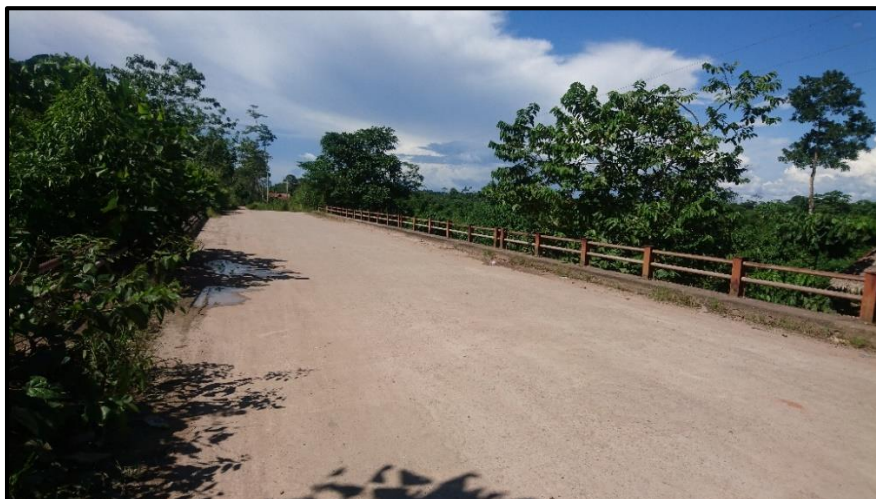


Figura 42. Losa del Puente sin superficie de Rodadura



Figura 43. Resanes de la losa del puente con concreto

- El puente no cuenta con losas de aproximación en ninguno de sus extremos, así mismo cuenta con una junta metálica que se encuentra obstruida (Figura 44).



Figura 44. (Izquierda) Inicio de la losa del puente Nochoz sin losa de aproximación; (Derecha) Junta Metálica Obstruida en el apoyo izquierdo del puente Nochoz

- Los estribos del puente se encuentran en un buen estado, no presentan grietas en su superficie, asentamientos apreciables ni socavación en su base, solo se pudo observar la presencia de moho en los muros, que es producto de la humedad.



Figura 45. Estribo Izquierdo del Puente Nochoz



Figura 46. Estribo Derecho del Puente Nochoz

- El pilar del puente Nochoz no presenta grietas en su superficie ni asentamiento apreciable, pero se puede apreciar el inicio del proceso de socavación en la base.



Figura 47. (Izquierda) Pilar central del Puente Nochoz; (Derecha) Base del Pilar con principios de socavación

- El crecimiento de la vegetación de la zona ha obstruido la vereda izquierda del puente, así mismo algunas tuberías de drenaje se encuentran obstruidas, lo que conllevó a la formación de charcos en la superficie.



Figura 48. (Izquierda) Vereda Izquierda obstruida por el crecimiento de la vegetación; (Derecha) Tubería de Drenaje Obstruida

- Se ha identificado la existencia de barandas en los bordes del puente (Figura 49) que se encuentran despintadas y con oxido en su superficie, estas son de 0.65m de altura y no cumplen con las alturas reglamentarias que de acuerdo al Manual de puentes no debe de ser menor a 1.10m.



Figura 49. Barandas Metálicas al Borde del Puente Nochoz

- Se ha identificado la existencia de pequeñas grietas que se extienden por la superficie de la vereda. que corresponde al recubrimiento producto de la expansión y contracción del concreto.



Figura 50. Grietas en la superficie de la Vereda del Puente Nochoz

En forma general se puede decir que los elementos estructurales del puente Nochoz se encuentran en buenas condiciones y en un estado regular de conservación a pesar de que el puente no recibe mantenimiento. Así mismo en el año 2008 el puente fue catalogado en estado regular por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones tal como se indica en al Figura 51, debido a que se le considera un puente definitivo no adecuado con un diseño de cargas previas a la exigencia del tráfico actual.

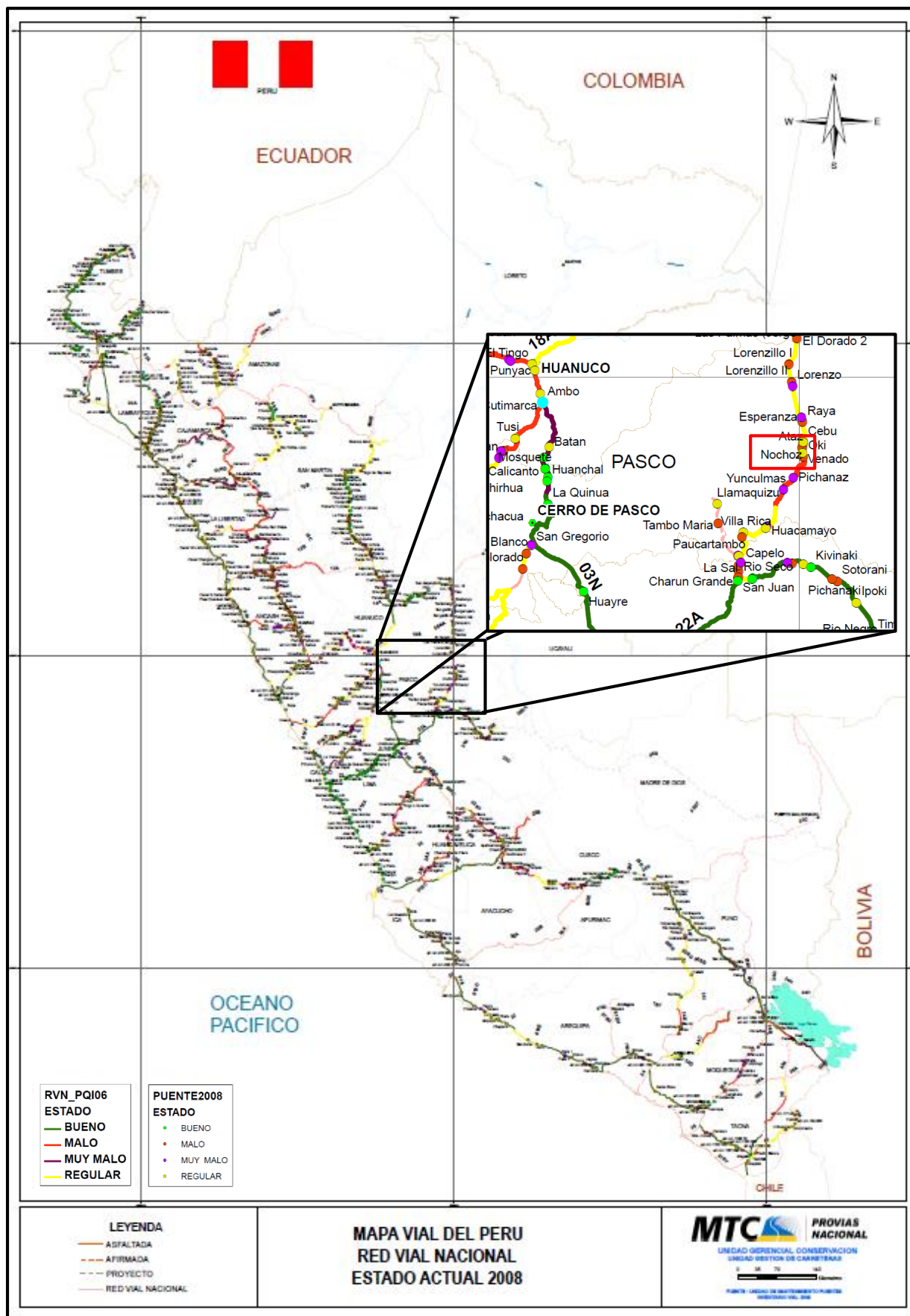


Figura 51. Mapa Vial de estado Actual de los Puentes de la Red vial Nacional 2008
 Fuente: Provias Nacional - MTC

2.1. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

- **Vulnerabilidad Sísmica:** La vulnerabilidad se define como la susceptibilidad o propensión de los sistemas expuestos a ser afectados o dañados por el efecto de un fenómeno perturbador, es decir el grado de pérdidas esperadas.
- **Solicitaciones Sísmicas:** Puede definirse como las cargas que se inducen a una estructura por un movimiento de su base producido por la propagación de las ondas sísmicas. Este movimiento es irregular y puede presentar componentes en los ejes de un sistema de coordenadas tridimensional.
- **Curva de Capacidad:** La curva de capacidad representa la fuerza aplicada a la estructura como función del desplazamiento que simboliza su capacidad dentro y fuera del límite elástico.
- **Espectro de Capacidad:** Es el espectro que representa un nivel de riesgo aceptable al estado límite que se esté considerando y que tome en cuenta la sismicidad local.
- **Subestructura:** La subestructura está formada por todos los elementos estructurales que requiere la superestructura para sustentarse y su función principal es transmitir correctamente las solicitaciones de peso propio de la superestructura y de la carga vehicular al suelo de cimentación.
- **Superestructura:** La superestructura está compuesta por la losa, los elementos principales y secundarios. Entre los elementos principales están:

vigas, cercha, arco y cables, etc. Entre los secundarios se citan aceras, diafragmas, portales, etc.

- **Calzada del puente:** Es la parte de la superficie del tablero, destinada al tránsito vehicular cuyo ancho se mide en forma perpendicular al Eje Longitudinal del Puente. Se compone de un cierto número de carriles más las bermas que constituyen el acceso de la carretera al puente.
- **Pilas o Pilares:** Son los elementos estructurales que sirven de apoyo intermedio a la superestructura. Deben ser capaces de soportar eficientemente las cargas y ser resistentes a la acción de agentes naturales como el agua o el viento.
- **Socavación:** Se denomina socavación a la excavación profunda causada por el agua. Suele presentarse Alrededor de los pilares, o debajo de la cimentación de los estribos de un puente, pudiendo provocar la caída del mismo.
- **Periodo de Retorno:** es una representación usada comúnmente para presentar un estimativo de la probabilidad de ocurrencia de un evento determinado en un periodo determinado.
- **Junta:** Separación establecida entre dos partes contiguas de una obra para permitir su expansión o retracción por causas de las temperaturas ambientales.
- **Cortante Basal:** Es la fuerza total sísmica en la base de la estructura que se puede determinar por métodos aproximados utilizando ecuaciones derivadas de la segunda Ley de Newton.

2.2. HIPÓTESIS

2.2.1. HIPÓTESIS GENERAL

El puente Nochoz del distrito de Puerto Bermúdez – Oxapampa – Pasco, es vulnerable antes solicitudes producidas por un sismo equivalente al de diseño y superiores.

2.2.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICA

- El puente Nochoz se encuentra en un estado regular y tiene características no muy óptimas.
- El índice de vulnerabilidad del puente Nochoz es bajo e indicará que el puente es vulnerable.
- La capacidad del puente Nochoz para soportar solicitudes sísmicas es baja.
- Los desplazamientos de los elementos resistentes del puente bajo el efecto de solicitudes producidas por un sismo equivalente al de diseño son mayores a los permisibles.

2.3. IDENTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES

2.3.1. VARIABLES INDEPENDIENTES

Solicitaciones Sísmicas.

2.3.2. VARIABLES DEPENDIENTES

Vulnerabilidad Sísmica.

2.3.3. VARIABLES INTERVINIENTES

Características y Estado actual de Puente.

CAPITULO III

3. METODOLOGÍA

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación es APLICATIVA, porque se analizará la vulnerabilidad símica a partir de bases teóricas, antecedentes de estudios y el desarrollo de modelos de análisis a partir de la aplicación del softwares.

Por el enfoque de la investigación, el presente trabajo es CUANTITATIVO, debido a que se obtuvieron datos que pueden ser medidos. Y tiene un alcance CORRELACIONAL.

3.2. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

En la presente tesis se usó un diseño CUASI EXPERIMENTAL y TRANSVERSAL porque se realizó la manipulación de la variable independiente en una población definida no escogida al azar y se realizó para un periodo de tiempo determinado que corresponde al presente año.

El diseño seguido en la presente investigación se representa en el siguiente esquema:



Figura 52. Esquema de Investigación (Elaboración Propia)

3.3. POBLACIÓN MUESTRA

Siendo el objeto de estudio de la presente tesis una infraestructura puntual, la población y la muestra en esta tesis es el puente Nochoz del distrito de Puerto Bermúdez, provincia de Oxapampa – Región Pasco.

3.4. MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

Para el presente se realizó investigaciones documentales y de campo, La investigación documental fue la recopilación de datos existentes o antecedentes en forma documental y la investigación de campo fue la recopilación de información directa enmarcada en lugar donde se ubica el puente Nochoz.

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Las principales técnicas usadas en la investigación fueron:

- **Observación.** Se usó la técnica de observación, para determinar las características del estado situacional actual del puente, lo que permitió la obtención de datos cualitativos y cuantitativos.

- **Análisis de contenido.** Se usó esta técnica para realizar una recopilación de datos primarios donde se buscó bibliografías, antecedentes, libros, manuales, etc. Relacionados con el objeto de estudio de la presente investigación.

Instrumentos:

Los principales instrumentos utilizados en la investigación fueron:

- Computadora o Laptop.
- Cámara fotográfica.
- Cuaderno de Campo.
- Wincha métrica.
- Antecedentes Bibliográficos.

3.6. TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

Para la estimación de la vulnerabilidad sísmica del puente Nochoz se hizo uso de las metodologías descritas en el apartado 2.2.4:

3.6.1. INDÍCE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE NOCHOZ

La determinación del índice de vulnerabilidad se realizó por el método propuesto por Landa (2006), teniendo en cuenta que es un procedimiento exclusivo para puentes continuos y apoyados, y que corresponde con la tipología del Puente Nochoz.

- **C₁ - Irregularidad en la Rigidez lateral del Punte:**

Este parámetro está relacionado con la variación de rigidez entre los apoyos del puente, para el puente Nochoz tenemos:

A. Pilar tipo muro

Rigidez del Pilar tipo Muro determinado con la siguiente expresión:

$$k_p = \frac{1}{\frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_v}} \quad (3.1)$$

Siendo:

k_f = Es la rigidez del muro a flexión. Expresado por:

$$k_f = \frac{3EI}{H^3} \quad (3.2)$$

k_v = Es la rigidez del muro a cortante

$$k_v = \frac{G \cdot A'}{H} \quad (3.3)$$

Donde:

E = Es el módulo de elasticidad del concreto que es $15000 \cdot \sqrt{f'c}$

I = Momento de Inercia del muro.

G = Es el módulo de rigidez al esfuerzo cortante que es igual a $E/2.3$

A' = Sección transversal que equivale a $(5/6 \cdot \text{Área del muro})$.

H = Altura del muro.

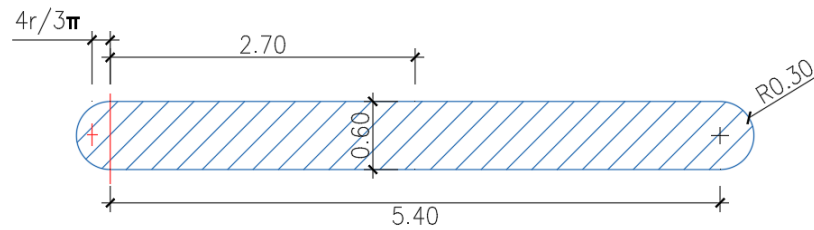
Entonces tenemos:

$$H = 5.60 \text{ m} <> 560 \text{ cm}$$

$$E = 15000 \sqrt{210} = 217,370.651 \text{ kg/cm}^2$$

$$G = \frac{217,370.651}{2.3} = 94,508.978 \text{ kg/cm}^2$$

Calculando la Inercia para la sección del pilar tenemos:



$$I = \frac{bh^3}{12} + 2 * \left[\frac{1}{8} \pi \cdot r^4 + \frac{\pi r^2}{2} \left(\frac{h}{2} + \frac{4r}{3\pi} \right)^2 \right]$$

$$I = \frac{(0.60)(5.40)^3}{12} + 2 * \left[\frac{1}{8} \pi \cdot (0.3)^4 + \frac{\pi(0.30)^2}{2} \left(2.7 + \frac{4(0.30)}{3\pi} \right)^2 \right]$$

$$I = 7.873 + 2 * [0.0032 + 1.130]$$

$$I = 10.139 \text{ m}^4 \text{ } \langle \rangle \text{ } 1013974432.75 \text{ cm}^4$$

Calculando el área de corte en el pilar:

$$A' = \frac{5}{6} (A) = \frac{5}{6} (A) 3.5227 = 2.935583 \text{ m}^2 \text{ } \langle \rangle \text{ } 29355.833 \text{ cm}^2$$

Entonces reemplazando en las ecuaciones 3.2, 3.3 tenemos:

$$k_f = \frac{3EI}{H^3} = \frac{3 * 217370.651 * 1013974432.75}{560^3} = 3765174.291 \text{ kg/cm}$$

$$k_v = \frac{G \cdot A'}{H} = \frac{94508.978 * 29355.833}{560} = 4954267.533 \text{ kg/cm}$$

Entonces reemplazando en las ecuaciones 3.1 tenemos la rigidez del pilar:

$$k_p = \frac{1}{\frac{1}{k_f} + \frac{1}{k_v}} = \frac{1}{\frac{1}{3765174.291} + \frac{1}{4954267.533}} = 2'139,320.515 \text{ kg/cm}$$

Calculando la rigidez del apoyo:

$$G = 1.045 \text{ Mpa } \langle \rangle \text{ } 10.61 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = 100 * 690 = 69000 \text{ cm}^2$$

$$h = 1" = 2.54 \text{ cm}$$

$$k_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} = \frac{6900 * 10.61}{2.54} = 28,882.441 \text{ kg/cm}$$

Como rigidez del apoyo total tenemos:

$$k = \frac{k_a k_p}{k_a + k_p} = \frac{28882.441 * 2139320.515}{28882.441 + 2139320.515} = 28,497.701 \text{ kg/cm}^2$$

B. Estribos:

Siendo el Estribo muy rígido ($k_{\text{estribo}} = \infty$), la rigidez en los estribos se tomará como la rigidez de los apoyos. Tenemos:

$$k = 28,882.441 \text{ kg/cm}$$

Entonces tenemos que:

$$C_1 = 1.0 - \frac{k_M - k_m}{10k_m} = 1.0 - \frac{28,882.441 - 28,497.701}{10 * 28,497.701} = 0.99$$

- **C₂ - Longitud de Asiento:**

Se calcula primero la longitud de asiento recomendada para el caso más desfavorable, sin embargo para el puente Nochoz que es de dos tramos iguales tendremos que:

$$L = 25 \text{ m}$$

$$H = 5.60 \text{ m}$$

Longitud de Asiento Recomendada LR:

$$LR = 400 + 2.5(25) + 10(5.6)$$

$$LR = 518.5 \text{ mm}$$

Longitud de Asiento del puente Nochoz:

$$LA = 0.80 \text{ m} \langle \rangle 800 \text{ mm (Tomando el menor Figura 53)}$$

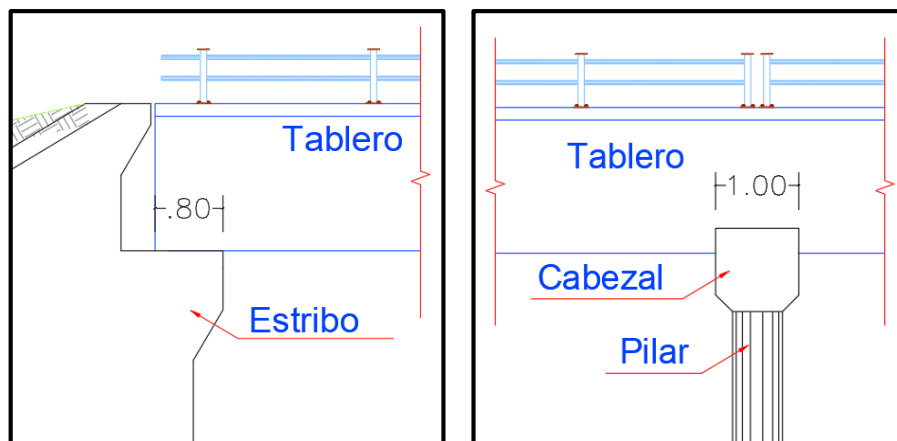


Figura 53. Longitud de Asiento (Izquierda) En estribos; (Derecha) En el Pilar
(Fuente: Elaboración Propia, basado en planos originales y medición en campo).

Entonces tenemos que:

$$LA \geq LR \quad \rightarrow \quad C_2 = 1.0$$

- **C₃ - Año del Proyecto:**

Según lo expuesto en el apartado 2.25.4. Tenemos que:

$$AC = 1987$$

Reemplazando en la expresión 2.6, tenemos:

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} = \frac{1987 - 1900}{100} = 0.87$$

- **C₄ - Irregularidad en Planta y Esvijamiento:**

En este caso el puente es recto ósea $\alpha = 0$ por lo que $C_4 = 1.0$

- **C₅ - Tipo de Apoyos:**

Los apoyos son de neopreno laminados por lo que $C_5 = 0.9$

- **C₆ - Estado de Conservación:**

- I. Efecto de Socavación (x_1):

Si se observa socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente

$$x_1 = 0.05$$

II. Estado de Conservación de los apoyos (x_2):

No se observa deterioro alguno $x_2 = 0$

III. Daños en elementos estructurales (x_3):

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

IV. Daños en uniones o conexiones (x_4):

No se observa deterioro alguno $x_4 = 0$

V. Mantenimiento y Rehabilitación (x_5):

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

Entonces según la expresión 2.7 tenemos que:

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i = 1 - (0.05 + 0 + 0.05 + 0.0 + 0.25) = 0.65$$

- **C₇ - Potencial de Licuefacción.**

El suelo no presenta potencial de licuefacción $C_7 = 1.0$

- **C₈ - Periodo de Vibración.**

Para determinar el coeficiente determinamos el periodo de la estructura con la Expresión 2.8, para lo cual primero determinamos el peso de la estructura sobre los apoyos:

Tabla 6.
Carga muerta en los apoyos.

Apoyo	Elemento	Cant	Long (m)	Área (m2)	Y (Ton/m3)	Parcial	Total (Ton)
Pilar	Tablero	1	25.00	4.3529	2.5	272.056	285.358
	Diafragma	3	1.90	0.8097	2.5	11.538	
	Barandas	2	25		0.07056 ⁽¹⁾	1.764	
Estribo	Tablero	1	12.50	4.3529	2.5	136.028	142.963
	Diafragma	3	1.90	0.4248	2.5	6.053	
	Barandas	2	12.50		0.07056 ⁽¹⁾	0.882	

Nota:

Solo se ha considerado la carga muerta del puente existente.

⁽¹⁾ Es el peso de la baranda existente expresado en (ton/m).

Tomamos la carga de pilar, por ser la más desfavorable, entonces tenemos:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{285.358}{9.81} = 29.088 \text{ t} - s^2/m$$

Calculando el periodo tenemos:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{\bar{m}}{k}} = 2\pi \sqrt{\frac{29.088}{2849.77}} = 0.635 \text{ s}$$

Se determina los periodos T_a , y T_b que equivaldrían a los valores de T_0 y T_s presentados por el Manual de Puentes 2016, que se encuentran en función del tipo del suelo y su cálculo se aprecia en el Anexo A-1, así tenemos:

I. Periodo de inicio de la platea de periodos cortos (T_0):

$$T_0 = 0.103 \text{ s}$$

II. Periodo final de la platea de periodos cortos (T_s):

$$T_s = 0.515 \text{ s}$$

Entonces tenemos que:

$$0.103s \leq 0.635s \leq 0.6695s \rightarrow T_b \leq T_s \leq 1.3 T_b \rightarrow C_8 = 0.8$$

- **C_9 - Factor de Importancia.**

De acuerdo al apartado 2.2.5.3. El puente se clasifica como un puente esencial, por lo tanto $C_9 = 1/1.5 = 0.67$

Una vez calculados todos los parámetros determinamos el índice de vulnerabilidad con ala expresión 2.2.:

$$I_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{\bar{C}_l^7} \right] = \frac{0.99 * 1 * 0.87 * 1 * 0.9 * 0.65 * 1 * 0.8 * 0.67}{0.876^7} = 0.685$$

De acuerdo al índice de vulnerabilidad (I_v) calculado tenemos que $I_v < 0.8$, y de acuerdo con la tabla N° 2, el puente requiere presenta deficiencias y requiere la realización de un evaluación más detallada.

3.6.2. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD PARA EL PUENTE NOCHOZ

3.6.2.1. Curva de Capacidad

Para determinar la curva de capacidad del puente Nochoz, mediante el análisis estático lineal (Pushover) se empleó el programa CSI Bridge en su versión 20.0.0., para eso se modeló la estructura completa del puente de acuerdo a las dimensiones y características mostradas en el apartado 2.1.1.

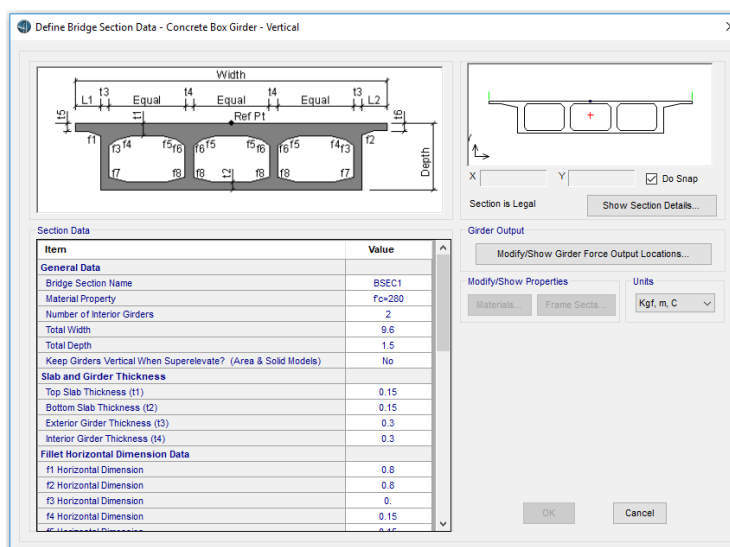


Figura 54. Configuración de la Sección del Puente Nochoz en el CSI Bridge (Elaboración propia)

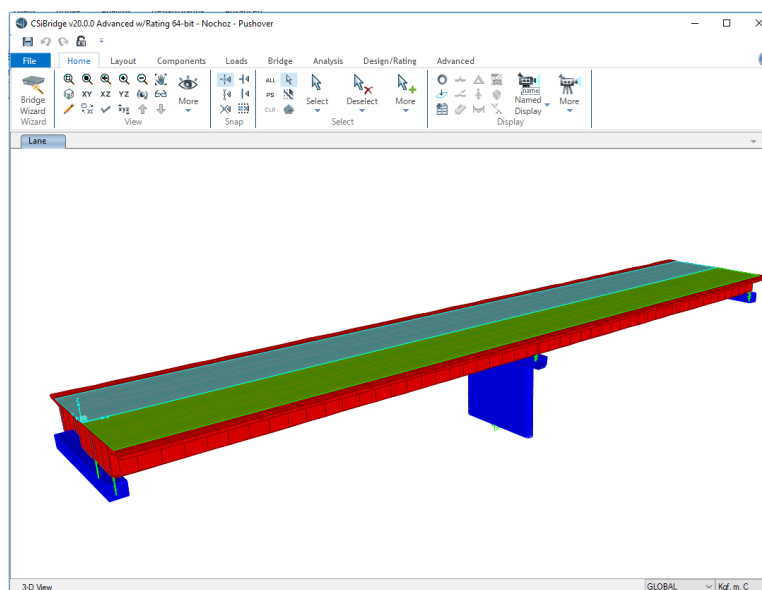


Figura 55. Modelamiento del puente Nochoz en el CSI Bridge (Elaboración Propia)

Las características de refuerzo y resistencias que se usaron para el modelamiento de la estructuras son las que se indican en el “Anexo C”- , y son a partir las cuales el programa determina los diagramas de momento curvatura que determinarán el comportamiento del elemento.

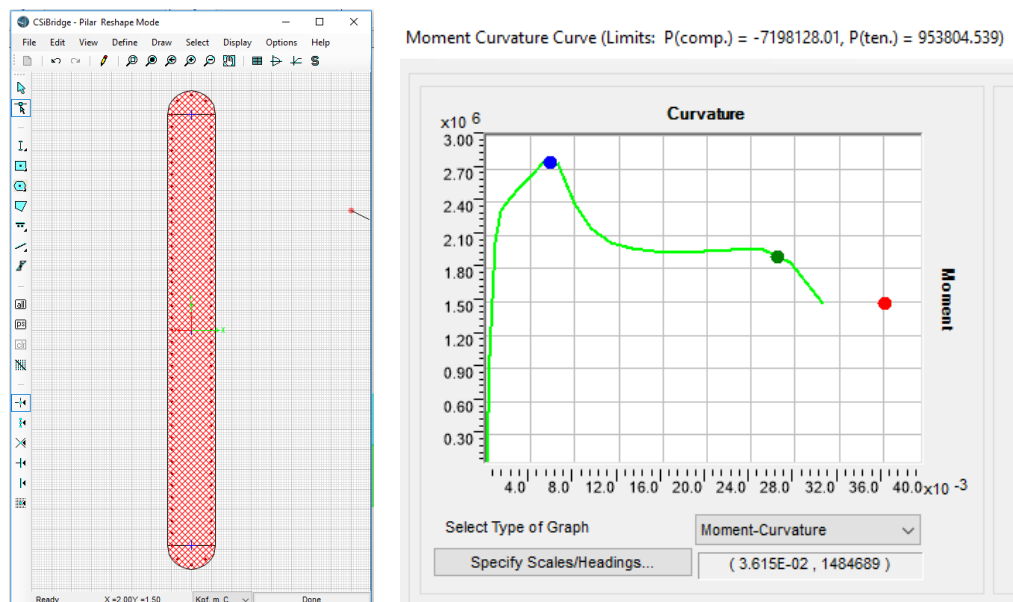


Figura 56. Sección y diagrama momento curvatura del pilar del puente Nochoz (Elaboración Propia)

Se asignó rótulas plásticas en las columnas, para definir las longitudes de las rótulas plásticas se usó las siguientes expresiones:

$$L_p = 0.08L + 0.15f_{ye} \cdot d_{bl}$$

Donde:

L = Longitud desde el punto de máximo momento al punto de momento de contraflexión (in).

f_{ye} = Esfuerzo de fluencia del acero longitudinal del acero de refuerzo (ksi).

d_{bl} = diámetro del acero de refuerzo longitudinal (in).

Se asignó el espectro de diseño para el puente cuyo cálculo y determinación se muestran en el Anexo A-1. Mediante el cual se determinará la cortante basal.

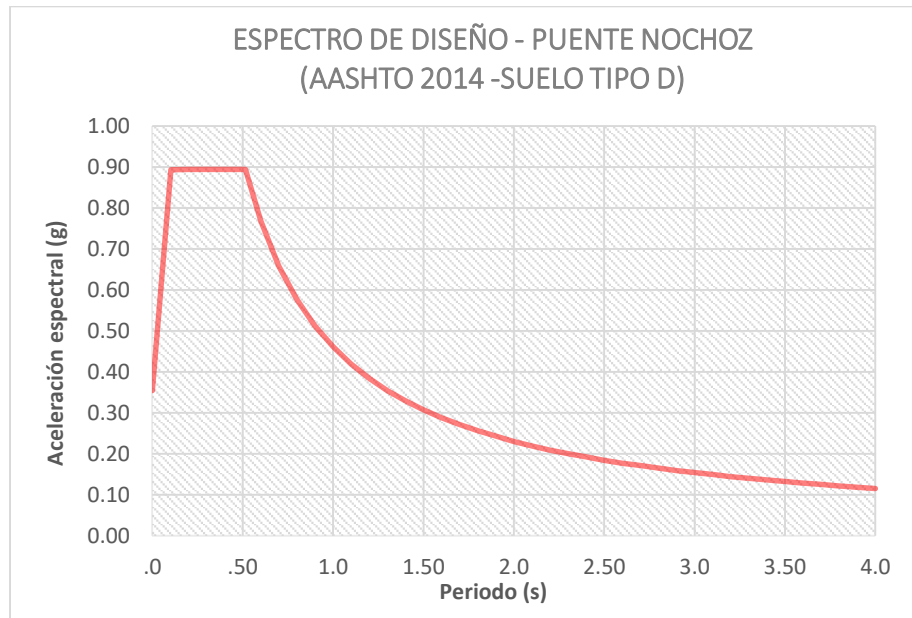


Figura 57. Espectro de diseño para el puente Nochoz
(Elaboración Propia)

Antes de realizar el análisis, se tiene que tomar en cuenta que la capacidad sísmica que tendrá el puente dependerá de la capacidad que tengan sus elementos de soportar las sollicitaciones sísmicas, y estando estas sollicitaciones expresadas en cortantes basales, serán los pilares los elementos que soportarán dichas fuerzas, por lo que al realizar el análisis estático no lineal se tuvo la parte superior del pilar como punto de control, dicho análisis se realizó en el sentido longitudinal por ser el sentido más débil del pilar del puente que es del tipo muro. De esta forma se obtuvo como resultado la curva de capacidad que se muestra en la Figura 58, expresada en cortante (V) vs desplazamiento (Δ):

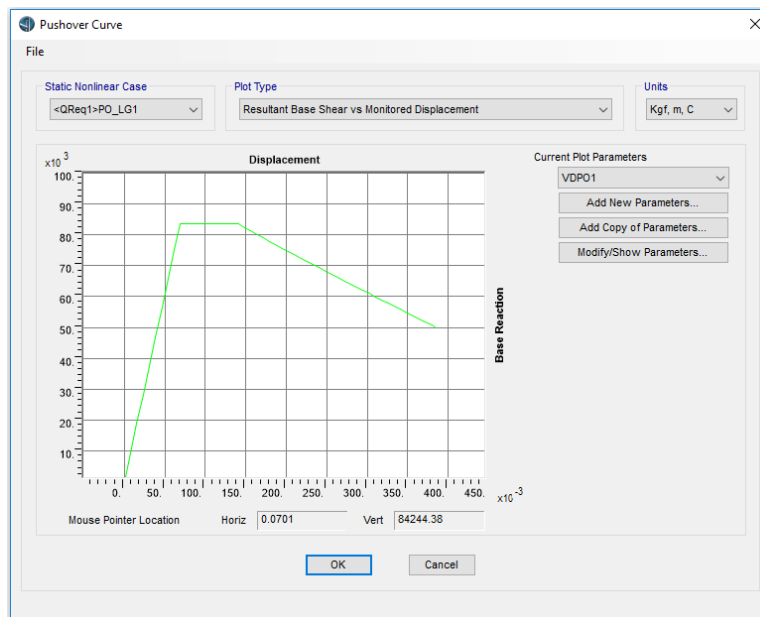


Figura 58. Curva de Capacidad o Pushover en la dirección longitudinal (Elaboración Propia)

Así mismo se obtuvieron los valores de cada punto de la curva y son los que se muestran en la Tabla 7:

Tabla 7.

Resultados del Análisis Pushover Longitudinal (Curva de Capacidad)

BaseForce Kgf	Displ m	BaseForce Kgf	Displ m	BaseForce Kgf	Displ m
0	0	83467.3	0.137784	66143.57	0.264118
9412.52	0.007711	83467.31	0.140737	65098.78	0.271830
18825.04	0.015423	83467.31	0.140737	64056.99	0.279541
28237.55	0.023134	82336.16	0.148448	63018.05	0.287252
37650.07	0.030845	81213.96	0.156159	61981.82	0.294964
47062.59	0.038557	80099.98	0.163871	60948.19	0.302675
56475.11	0.046268	78993.58	0.171582	59917.02	0.310386
65887.63	0.053979	77894.19	0.179294	58888.23	0.318098
75300.15	0.061691	76801.26	0.187005	57861.71	0.325809
83467.10	0.068382	75714.34	0.194716	56837.37	0.333521
83467.12	0.076093	74633.00	0.202428	55815.14	0.341232
83467.14	0.083804	73556.85	0.210139	54794.92	0.348943
83467.17	0.091516	72485.53	0.217850	53776.66	0.356655
83467.19	0.099227	71418.74	0.225562	52760.29	0.364366
83467.21	0.106938	70356.19	0.233273	51745.75	0.372077
83467.23	0.114650	69297.63	0.240984	50732.97	0.379789
83467.25	0.122361	68242.81	0.248696	49975.29	0.385568
83467.27	0.130073	67191.52	0.256407	-	-

3.6.2.2. Espectro de Capacidad

Después de definida la curva de capacidad, se construye el espectro de capacidad del puente Nochoz con las expresiones especificadas en la sección 2.2.4.2.2, teniendo en cuenta que los valores de: α_1 y PF_{R1} serán igual a 1 de acuerdo a lo especificado en dicho apartado, obteniendo de esta manera los valores de los desplazamientos y aceleraciones espectrales que son mostrados en la Tabla 8:

Tabla 8.
Datos del Espectro del Capacidad del Puente Nochoz

Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)	Sd (m)	Sa (g)
0	0	0.13778	0.26240	0.26412	0.20794
0.00771	0.02959	0.14074	0.26240	0.27183	0.20465
0.01542	0.05918	0.14074	0.26240	0.27954	0.20138
0.02313	0.08877	0.14845	0.25884	0.28725	0.19811
0.03085	0.11836	0.15616	0.25531	0.29496	0.19485
0.03856	0.14795	0.16387	0.25181	0.30268	0.19160
0.04627	0.17754	0.17158	0.24833	0.31039	0.18836
0.05398	0.20713	0.17929	0.24488	0.31810	0.18513
0.06169	0.23672	0.18701	0.24144	0.32581	0.18190
0.06838	0.26240	0.19472	0.23802	0.33352	0.17868
0.07609	0.26240	0.20243	0.23462	0.34123	0.17547
0.08380	0.26240	0.21014	0.23124	0.34894	0.17226
0.09152	0.26240	0.21785	0.22787	0.35666	0.16906
0.09923	0.26240	0.22556	0.22452	0.36437	0.16586
0.10694	0.26240	0.23327	0.22118	0.37208	0.16267
0.11465	0.26240	0.24098	0.21785	0.37979	0.15949
0.12236	0.26240	0.24870	0.21454	0.38557	0.15711
0.13007	0.26240	0.25641	0.21123	-	-

A partir de estos datos calculados, se grafica el espectro de Capacidad para el puente Nochoz mostrado en la Figura 59, del cual obtenemos la aceleración (a_y) y desplazamiento (d_y) de fluencia:

$$a_y = 0.2624$$

$$d_y = 0.0684 \text{ m}$$

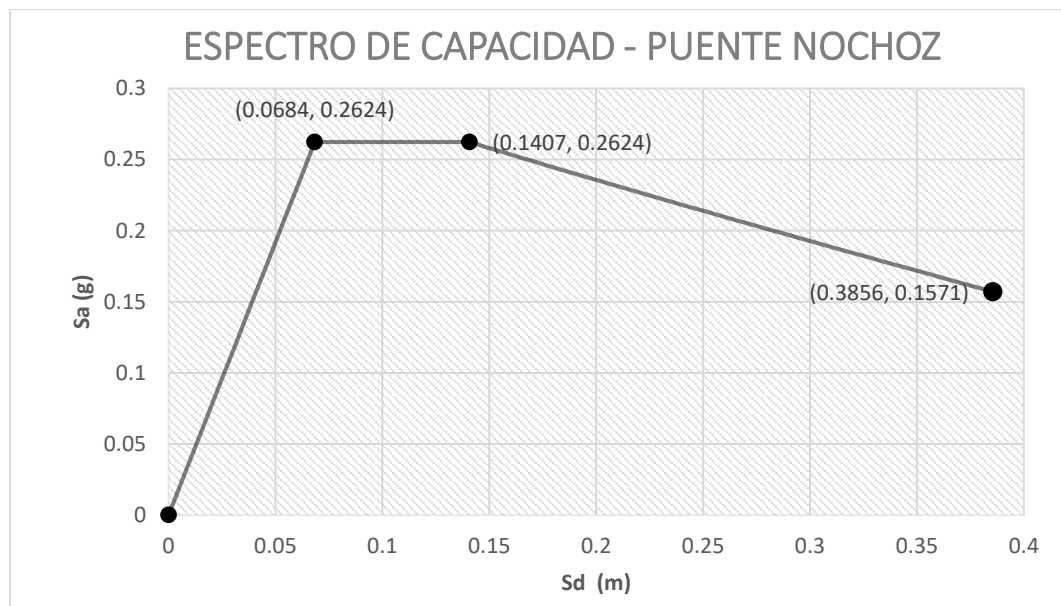


Figura 59. Espectro de Capacidad del Puente Nochoz
(Elaboración Propia)

3.6.2.3. Espectros de Demanda

Para fines de evaluación se hará uso de los cuatro estados límites y los periodos de retorno de los sismos especificados en la Tabla N°4. Las aceleraciones espectrales del espectro de cada estado límite se obtendrán a partir del espectro de diseño (Anexo A), mediante la siguiente expresión:

$$a_{T_R} = a_{T_{RD}} \left(\frac{T_R}{T_{RD}} \right)^{0.37}$$

Donde:

a_{T_R} = Aceleración para un nuevo periodo de retorno.

$a_{T_{RD}}$ = Aceleración para el periodo de retorno de diseño.

T_R = Nuevo periodo de Retorno.

T_{RD} = Periodo de Retorno de diseño

De acuerdo al manual de puentes 2016, el espectro de diseño corresponde a un sismo con un periodo de retorno de 1000 años, que equivale a una probabilidad de 7% de excedencia en 75 años de exposición.

Tabla 9.
Aceleraciones Espectrales para cada estado límite de evaluación

T (s)	ESPECTRO DE DISEÑO	SERVICIO	Sa (g)		
			CONTROL DE DAÑO	SEGURIDAD	PREVENCIÓN AL COLAPSO
0.00	0.354	0.134	0.204	0.268	0.495
0.103	0.893	0.337	0.514	0.678	1.249
0.20	0.894	0.338	0.515	0.678	1.250
0.30	0.894	0.338	0.515	0.678	1.250
0.40	0.894	0.338	0.515	0.678	1.250
0.515	0.894	0.338	0.515	0.678	1.250
0.60	0.768	0.290	0.442	0.583	1.074
0.70	0.658	0.249	0.379	0.499	0.920
0.80	0.576	0.218	0.332	0.437	0.805
0.90	0.512	0.193	0.295	0.388	0.716
1.00	0.461	0.174	0.265	0.350	0.645
1.10	0.419	0.158	0.241	0.318	0.586
1.20	0.384	0.145	0.221	0.291	0.537
1.30	0.354	0.134	0.204	0.269	0.495
1.40	0.329	0.124	0.189	0.250	0.460
1.50	0.307	0.116	0.177	0.233	0.429
1.60	0.288	0.109	0.166	0.218	0.403
1.70	0.271	0.102	0.156	0.206	0.379
1.80	0.256	0.097	0.147	0.194	0.358
1.90	0.243	0.092	0.140	0.184	0.340
2.00	0.230	0.087	0.132	0.174	0.322
2.10	0.219	0.083	0.126	0.166	0.306
2.20	0.209	0.079	0.120	0.159	0.292
2.30	0.200	0.076	0.115	0.152	0.280
2.40	0.192	0.073	0.111	0.146	0.268
2.50	0.184	0.070	0.106	0.140	0.257
2.60	0.177	0.067	0.102	0.134	0.248
2.70	0.171	0.065	0.098	0.130	0.239
2.80	0.165	0.062	0.095	0.125	0.231
2.90	0.159	0.060	0.092	0.121	0.222
3.00	0.154	0.058	0.089	0.117	0.215
3.10	0.149	0.056	0.086	0.113	0.208
3.20	0.144	0.054	0.083	0.109	0.201
3.30	0.140	0.053	0.081	0.106	0.196
3.40	0.136	0.051	0.078	0.103	0.190
3.50	0.132	0.050	0.076	0.100	0.185
3.60	0.128	0.048	0.074	0.097	0.179
3.70	0.125	0.047	0.072	0.095	0.175
3.80	0.121	0.046	0.070	0.092	0.169
3.90	0.118	0.045	0.068	0.090	0.165
4.00	0.115	0.043	0.066	0.087	0.161

A partir de los datos mostrados en la Tabla 9, se grafican los espectros de evaluación (S_a vs T) mostrados en la Figura 60.

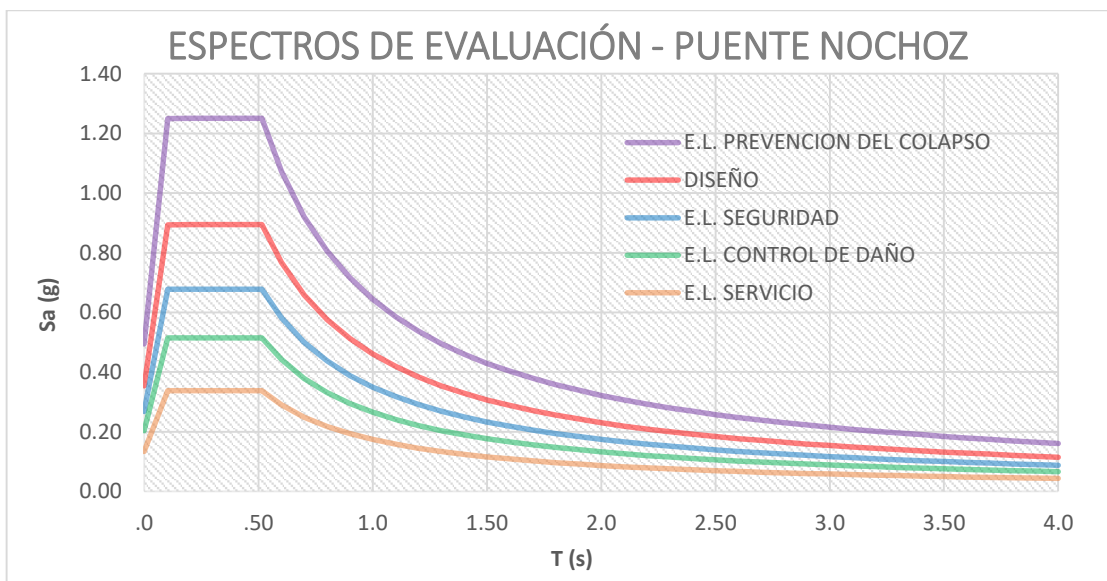


Figura 60. Espectros de evaluación del Puente Nochoz (Elaboración Propia)

Definidos los espectros de evaluación, estos se transforman a un formato de aceleración espectral (S_a) vs desplazamientos (S_d) de acuerdo a lo que se indica en la sección 2.2.4.2.3. Obteniendo así, los espectros de demanda que se muestran en la Figura 61, Graficada a partir de los datos de la Tabla 10.

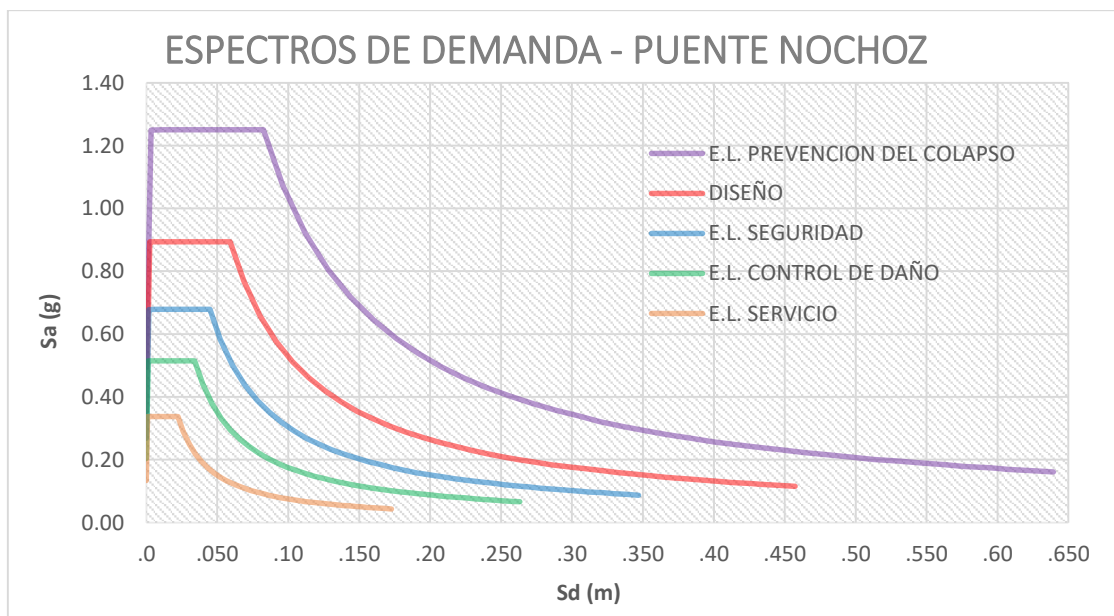


Figura 61. Espectros de demanda (Elaboración Propia)

Tabla 10.

Datos de los espectros de demanda para cada sismo de evaluación y de diseño

ESPECTRO DE DISEÑO		SERVICIO		CONTROL DE DAÑO		SEGURIDAD		PREVENCIÓN AL COLAPSO	
Sd	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa
0	0.354	0	0.134	0	0.204	0	0.268	0	0.495
0.002	0.893	0.001	0.337	0.001	0.514	0.002	0.678	0.003	1.249
0.009	0.894	0.003	0.338	0.005	0.515	0.007	0.678	0.012	1.250
0.020	0.894	0.008	0.338	0.012	0.515	0.015	0.678	0.028	1.250
0.036	0.894	0.013	0.338	0.020	0.515	0.027	0.678	0.050	1.250
0.059	0.894	0.022	0.338	0.034	0.515	0.045	0.678	0.082	1.250
0.069	0.768	0.026	0.290	0.040	0.442	0.052	0.583	0.096	1.074
0.080	0.658	0.030	0.249	0.046	0.379	0.061	0.499	0.112	0.920
0.092	0.576	0.035	0.218	0.053	0.332	0.069	0.437	0.128	0.805
0.103	0.512	0.039	0.193	0.059	0.295	0.078	0.388	0.144	0.716
0.115	0.461	0.043	0.174	0.066	0.265	0.087	0.350	0.160	0.645
0.126	0.419	0.048	0.158	0.073	0.241	0.096	0.318	0.176	0.586
0.137	0.384	0.052	0.145	0.079	0.221	0.104	0.291	0.192	0.537
0.149	0.354	0.056	0.134	0.086	0.204	0.113	0.269	0.208	0.495
0.160	0.329	0.061	0.124	0.092	0.189	0.122	0.250	0.224	0.460
0.172	0.307	0.065	0.116	0.099	0.177	0.130	0.233	0.240	0.429
0.183	0.288	0.069	0.109	0.105	0.166	0.139	0.218	0.256	0.403
0.195	0.271	0.074	0.102	0.112	0.156	0.148	0.206	0.272	0.379
0.206	0.256	0.078	0.097	0.119	0.147	0.156	0.194	0.288	0.358
0.218	0.243	0.082	0.092	0.126	0.140	0.165	0.184	0.305	0.340
0.229	0.230	0.086	0.087	0.132	0.132	0.173	0.174	0.320	0.322
0.240	0.219	0.091	0.083	0.138	0.126	0.182	0.166	0.336	0.306
0.251	0.209	0.095	0.079	0.145	0.120	0.191	0.159	0.351	0.292
0.263	0.200	0.099	0.076	0.151	0.115	0.199	0.152	0.368	0.280
0.275	0.192	0.104	0.073	0.158	0.111	0.208	0.146	0.384	0.268
0.286	0.184	0.108	0.070	0.165	0.106	0.217	0.140	0.400	0.257
0.297	0.177	0.112	0.067	0.171	0.102	0.226	0.134	0.416	0.248
0.310	0.171	0.117	0.065	0.178	0.098	0.235	0.130	0.433	0.239
0.321	0.165	0.121	0.062	0.185	0.095	0.244	0.125	0.450	0.231
0.332	0.159	0.126	0.060	0.191	0.092	0.252	0.121	0.465	0.222
0.344	0.154	0.130	0.058	0.198	0.089	0.261	0.117	0.482	0.215
0.356	0.149	0.134	0.056	0.205	0.086	0.270	0.113	0.498	0.208
0.366	0.144	0.138	0.054	0.211	0.083	0.278	0.109	0.512	0.201
0.379	0.140	0.143	0.053	0.218	0.081	0.287	0.106	0.530	0.196
0.391	0.136	0.148	0.051	0.225	0.078	0.296	0.103	0.546	0.190
0.402	0.132	0.152	0.050	0.231	0.076	0.305	0.100	0.562	0.185
0.412	0.128	0.156	0.048	0.237	0.074	0.313	0.097	0.576	0.179
0.425	0.125	0.161	0.047	0.245	0.072	0.323	0.095	0.595	0.175
0.434	0.121	0.164	0.046	0.250	0.070	0.329	0.092	0.607	0.169
0.446	0.118	0.168	0.045	0.257	0.068	0.338	0.090	0.624	0.165
0.457	0.115	0.173	0.043	0.263	0.066	0.347	0.087	0.639	0.161

3.6.2.4. Evaluación para cada estado límite

Después de definido los espectros de capacidad y demanda, se calcula el periodo inicial T_0 que será constante, y luego se procede la evaluación para cada estado límite.

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{dy}{a_y \cdot g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0.0684}{0.2624 (9.81)}} = 1.024s$$

A. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Para determinar los desplazamientos y aceleraciones de la demanda graficamos en un mismo diagrama: Aceleración espectral (S_a) vs Desplazamiento Espectral (S_d), los espectro de capacidad y demanda como se puede observar en la Figura 62. El espectro de demanda intersecta al espectro de capacidad en un punto que se encuentra del rango elástico, por lo tanto no es necesaria la aplicación de la metodología antes descrita, y el desplazamiento y aceleración a hallar serán los que correspondan al punto de intersección.

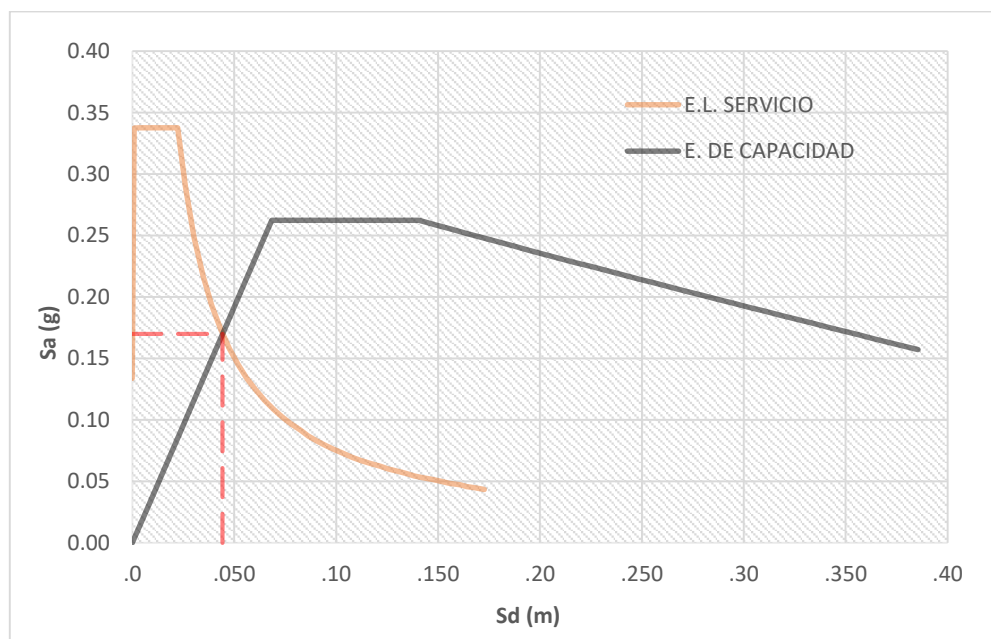


Figura 62. Desplazamiento máximo para el estado límite de servicio
(Elaboración Propia)

Para determinar el punto exacto de intersección se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{0.0075294}{S_d} \quad \rightarrow \text{Ecuación del E. demanda (Parte descendente)}$$

$$S_a = 3.83721383(S_d) \quad \rightarrow \text{Ecuación del E. capacidad (Rango Elástico)}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$a_1 = 0.17$$

$$d_1 = 0.0443 \text{ m}$$

B. ESTADO LÍMITE DE CONTROL DE DAÑO:

Para el estado límite de control de daño se tiene el mismo caso que el anterior (Figura 63), el espectro de demanda interseca al espectro de capacidad en el rango elástico, casi en el límite de incursionar al rango inelástico.

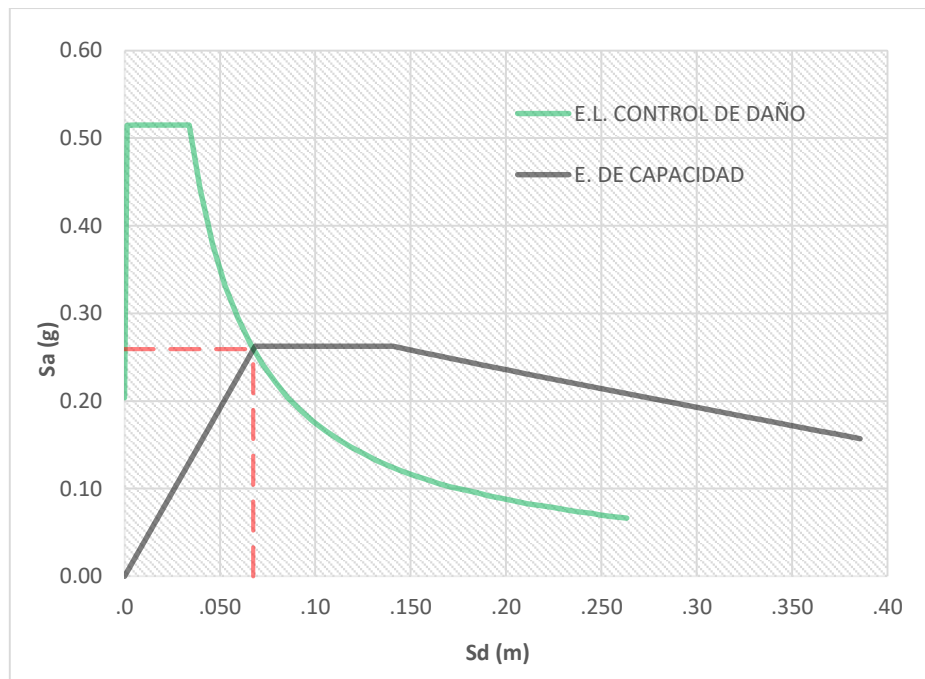


Figura 63. Desplazamiento Máximo para el estado límite de Control de Daño
(Elaboración Propia)

Para determinar el punto exacto de intersección se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{0.01749642}{S_d} \quad \rightarrow \text{Ecuación del E. demanda (Parte descendente)}$$

$$S_a = 3.83721383(S_d) \quad \rightarrow \text{Ecuación del E. capacidad (Rango Elástico)}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$a_2 = 0.2591$$

$$d_2 = 0.0675 \text{ m}$$

Para tener la certeza de lo anteriormente descrito, se compara el valor obtenido de d_2 y el de d_y (Descrito en el apartado 3.6.2.2), resultando que $d_2 < d_y$.

C. ESTADO LÍMITE DE SEGURIDAD:

Para la última iteración tenemos:

$$a_1 = 0.2624$$

$$d_1 = 0.0894 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \frac{d_i}{d_y} = \frac{0.0894}{0.0684} = 1.307$$

$$T_{eff} = \{0.20(1.307 - 1)^2 - 0.038(1.307 - 1)^3 + 1\}1.024 = 1.042s$$

$$\beta_{eff} = 0.49(1.307 - 1)^2 - 1.1(1.307 - 1)^3 + 5 = 5.43\%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} = \frac{4}{5.6 - \ln(5.43)} = 1.024$$

Con estos valores graficamos:

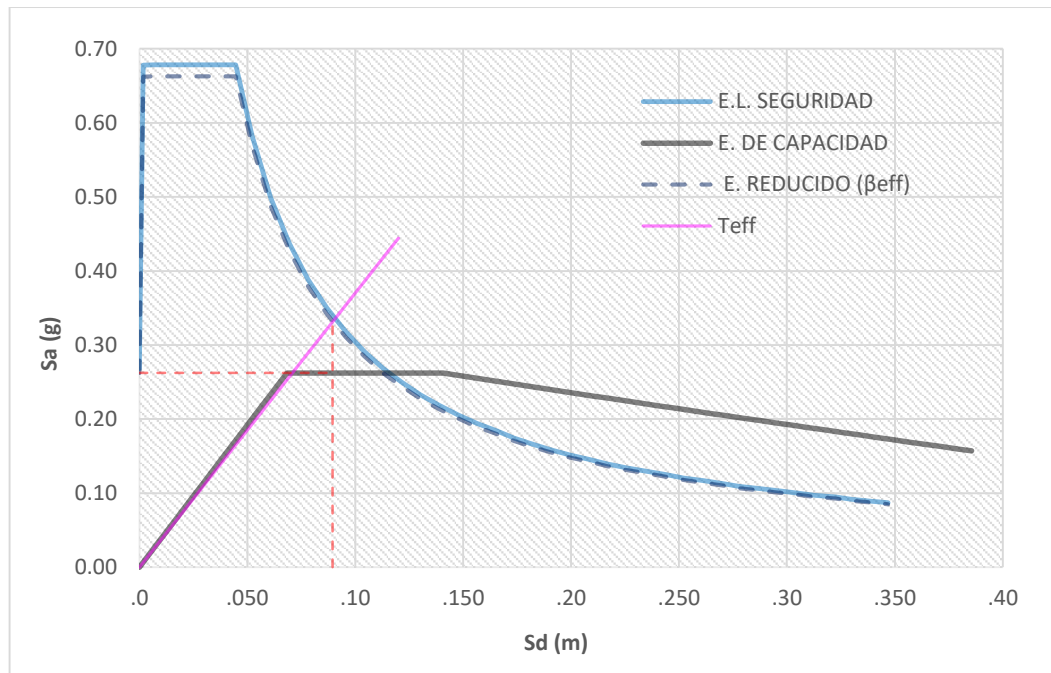


Figura 64. Desplazamiento máximo para el estado límite de Seguridad
(Elaboración Propia)

Para determinar el punto exacto de intersección se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{0.0296695}{S_d} \rightarrow \text{Ecuación del Espectro Reducido (Parte descendente)}$$

$$S_a = 3.7035958(S_d) \rightarrow \text{Ecuación del } T_{eff}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$d_3 = 0.08950 \text{ m}$$

Comprobando tenemos:

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \varepsilon \rightarrow \left| 1 - \frac{0.0894}{0.0895} \right| \leq 0.01 \rightarrow 0.0011 \leq 0.01$$

Entonces el error es permisible y se halla la aceleración teniendo:

$$a_3 = 0.2624$$

D. ESPECTRO DE DISEÑO:

Para la última iteración tenemos:

$$a_i = 0.2624$$

$$d_i = 0.1226 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \frac{d_i}{d_y} = \frac{0.1226}{0.0684} = 1.792$$

$$T_{eff} = \{0.20(1.792 - 1)^2 - 0.038(1.792 - 1)^3 + 1\}1.024 = 1.133s$$

$$\beta_{eff} = 0.49(1.792 - 1)^2 - 1.1(1.792 - 1)^3 + 5 = 7.529\%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} = \frac{4}{5.6 - \ln(7.529)} = 1.117$$

Con estos valores graficamos:

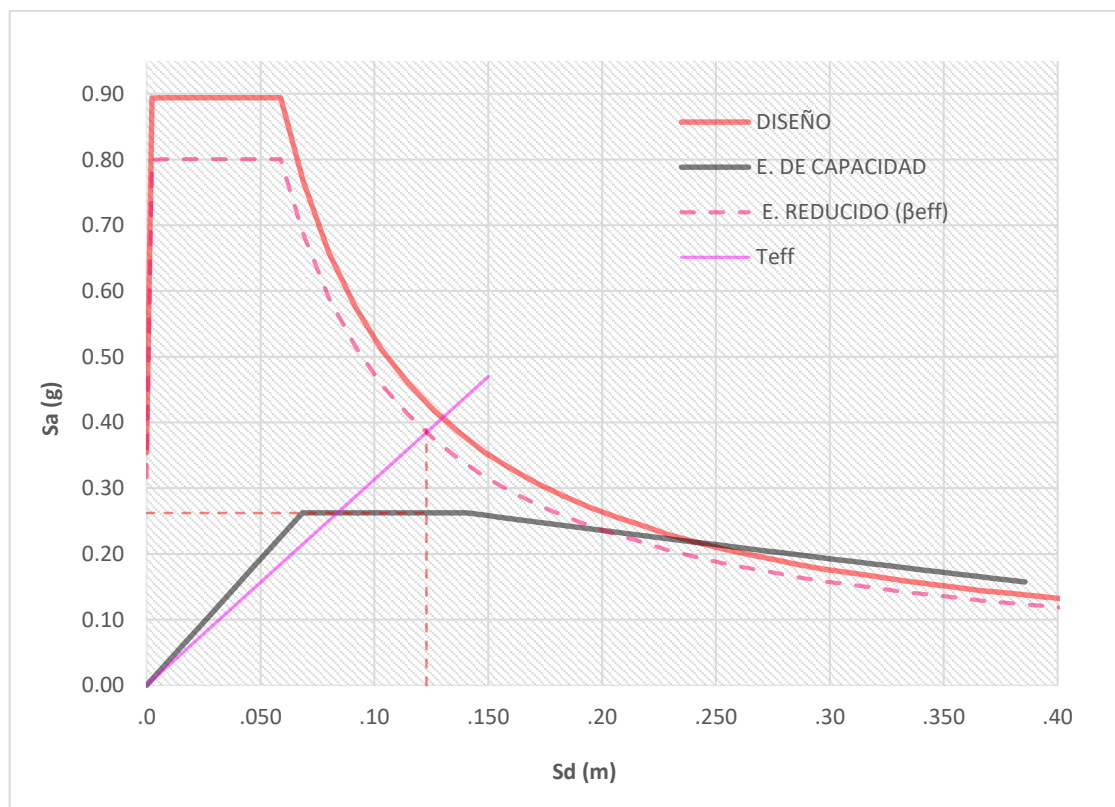


Figura 65. Desplazamiento Máximo para el espectro de diseño
(Elaboración Propia)

Para determinar el punto exacto de intersección se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{0.04723905}{S_d} \rightarrow \text{Ecuación del Espectro Reducido (Parte descendente)}$$

$$S_a = 3.84667454(S_d) \rightarrow \text{Ecuación del } T_{eff}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$d_4 = 0.1228 \text{ m}$$

Comprobando tenemos:

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \varepsilon \rightarrow \left| 1 - \frac{0.1226}{0.1228} \right| \leq 0.01 \rightarrow 0.0016 \leq 0.01$$

Entonces el error es permisible y se halla la aceleración teniendo:

$$a_4 = 0.2624$$

E. ESTADO LÍMITE DE PREVENSIÓN DEL COLAPSO:

Para la última iteración tenemos:

$$a_I = 0.2312$$

$$d_I = 0.2101 \text{ m}$$

$$\mu_1 = \frac{d_i}{d_y} = \frac{0.2101}{0.0684} = 3.072$$

$$T_{eff} = \{0.20(1.792 - 1)^2 - 0.038(1.792 - 1)^3 + 1\}1.024 = 1.557s$$

$$\beta_{eff} = 0.49(1.792 - 1)^2 - 1.1(1.792 - 1)^3 + 5 = 16.249\%$$

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}} = \frac{4}{5.6 - \ln(7.529)} = 1.423$$

Con estos valores graficamos:

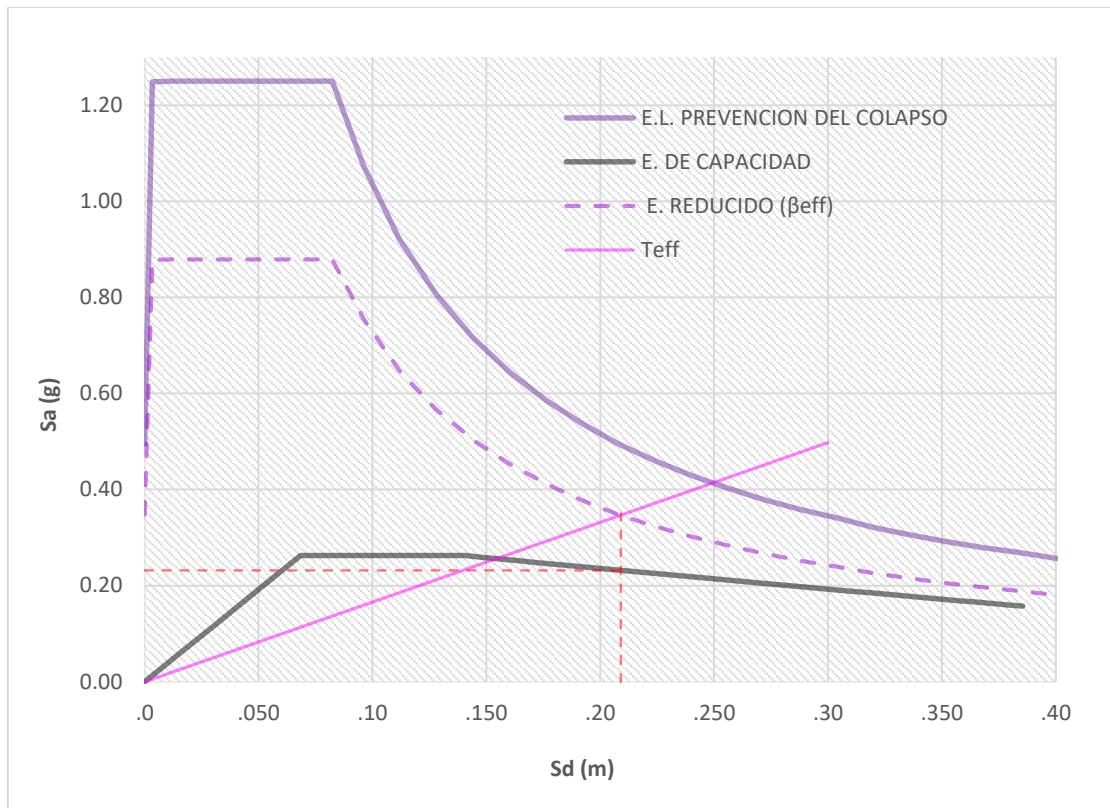


Figura 66. Desplazamiento máximo para el estado límite de prevención del colapso
(Elaboración Propia)

Para determinar el punto exacto de intersección se resuelven las siguientes ecuaciones:

$$S_a = \frac{0.07253156}{S_d} \rightarrow \text{Ecuación del Espectro Reducido (Parte descendente)}$$

$$S_a = 1.659369487(S_d) \rightarrow \text{Ecuación del } T_{eff}$$

Por lo tanto tenemos que:

$$d_5 = 0.2091 \text{ m}$$

Comprobando tenemos:

$$\left| 1 - \frac{d_i}{d_{i+1}} \right| \leq \varepsilon \rightarrow \left| 1 - \frac{0.2101}{0.2091} \right| \leq 0.01 \rightarrow 0.0048 \leq 0.01$$

Entonces el error es permisible y se halla la aceleración teniendo:

$$a_5 = 0.2317$$

CAPÍTULO IV

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1.1. INDÍCE DE VULNERABILIDAD DEL PUENTE NOCHOZ

De la aplicación de esta metodología en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Nochoz, se obtuvieron nueve coeficientes para cada categoría de evaluación del puente y son los que se detallan en la tabla N°7:

*Tabla 11.
Coeficientes para determinar el índice de Vulnerabilidad*

Índice	Descripción	Valor
C ₁	Irregularidad en la Rigidez lateral del Puente	0.99
C ₂	Longitud de Asiento	1.00
C ₃	Año del Proyecto	0.87
C ₄	Irregularidad en Planta y Esvijamiento	1.00
C ₅	Tipo de Apoyos	0.90
C ₆	Estado de Conservación	0.65
C ₇	Potencial de Licuefacción	1.00
C ₈	Periodo de Vibración	0.80
C ₉	Factor de Importancia	0.67

Así que a partir de estos valores se calculó el índice de vulnerabilidad para el Puente Nochoz, el cual resultó ser:

$$I_V = 0.685$$

Mediante el cual se puede determinar que el puente Nochoz presenta una vulnerabilidad media y que requiere de la realización de una evaluación de vulnerabilidad sísmica más detallada.

4.1.2. ESPECTRO DE CAPACIDAD DEL PUENTE NOCHOZ

De la aplicación de esta metodología se obtuvieron los desplazamientos máximos y las demandas de aceleración máximas para cada estado límite de desempeño propuesto por el FEMA 273 (1997), en la parte superior del pilar del puente Nochoz, siendo estos los que se muestran en la Tabla 12, y se representan en el la Figura 67.

Tabla 12.
Desplazamientos máximos para cada estado límite.

Espectro de Demanda	T_{retorno} (años)	d_{max} (m)	a_{max} (m/s²)
Servicio	72	0.0443	0.170
Control de Daño	225	0.0675	0.2591
Seguridad	474	0.0895	0.2624
Diseño	1000	0.1228	0.2624
Prevención del colapso	2475	0.2091	0.2317

Nota:

El d_{max} calculado corresponde al punto de desempeño de la estructura e implica un único estado de daño que está directamente relacionada a un sismo específico.

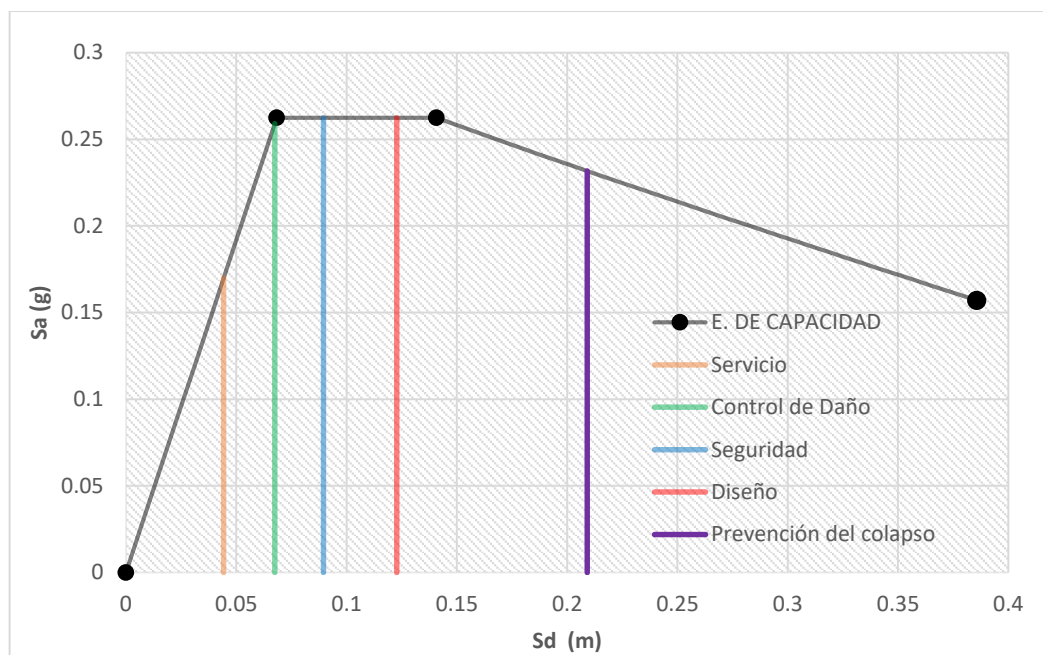


Figura 67. Desplazamientos para cada estado límite
(Elaboración Propia)

Tras la obtención de estos resultados, estos deben de compararse con los desplazamientos máximos permitidos mostrados en la tabla N°9, que fue elaborada con lo especificado en la sección 2.2.4.2.4.

Tabla 13.
Desplazamientos máximos permitidos

Espectro	Φ Permitido (Rad)	Desplazamiento Permitido (m)
Servicio	0.011	0.062
Control de Daño	0.013 ⁽²⁾	0.075
Seguridad	0.015	0.084
Diseño	0.020 ⁽¹⁾	0.112
Prevención del colapso	0.025	0.140

Nota:

(1) El valor del fue tomado como promedio de los valores de los estados de Seguridad y Prevención al colapso, así mismo es el valor adoptado por la autora Landa (2006).

(2) El valor calculado supero al valor asignado al nivel de seguridad, por lo que para efectos de mostrar una mejor correlación se ha obviado el factor que se adiciona, ya que el desplazamiento no sería superado.

En la tabla N° 10 se muestra la comparación de los valores:

Tabla 14.
Relación entre Desplazamiento límite y Desplazamiento máximo

Espectro	d_{\max} (m)	Desplazamiento Permitido (m)	$d_{\text{límite}} / d_{\max}$
Servicio	0.0443	0.062	1.40
Control de Daño	0.0675	0.075	1.11
Seguridad	0.0895	0.084	0.94
Diseño	0.1228	0.112	0.91
Prevención del colapso	0.2091	0.140	0.67

Como se puede observar en la tabla anterior, la relación entre los desplazamientos límites y los máximos calculados, para los estados límites de seguridad, prevención del colapso y de diseño son menores que la unidad, por lo que se espera que las sollicitaciones originadas por dichos sismos, causen daños mayores a los aceptables.

4.2. PRUEBA DE HIPÓTESIS

Se pudo comprobar que:

4.2.1. HIPÓTESIS GENERAL

El puente Nochoz del distrito de Puerto Bermúdez – Oxapampa – Pasco es vulnerable ante las sollicitaciones producidas por un sismo equivalente al de diseño con un periodo de retorno de 1000 años y a sismos superiores, Sin embargo el puente se muestra vulnerable a partir de un sismo menor, con un periodo de retorno 474 que corresponde a un estado límite de seguridad.

4.2.2. HIPÓTESIS ESPECIFICAS

- El puente Nochoz se encuentra en un buen estado de conservación a pesar de su antigüedad, sin embargo no posee características muy óptimas de sus elementos para soportar sollicitaciones sísmicas.
- El índice de vulnerabilidad del puente Nochoz tiene un valor de 0.685 que de acuerdo a la metodología indica que el puente presenta una vulnerabilidad media ante sollicitaciones sísmicas.
- El puente Nochoz tiene una capacidad de soportar una fuerza cortante equivalente a 83467.1 kgf dentro del rango elástico, en la dirección longitudinal que vendría a ser la dirección más débil del puente.
- Los desplazamientos de los elementos resistentes del puente bajo el efecto de sollicitaciones producidas por un sismo equivalente al de diseño son considerablemente mayores a los permisibles, y tienen una relación de 0.91

4.3. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Mediante la metodología del índice de vulnerabilidad (Iv) aplicado al puente Nochoz se obtuvo índice de 0.685, siendo este menor que 0.8 y de acuerdo a la descripción presentada en la Tabla N° 02, el puente presenta deficiencias y requiere de una evaluación más detallada. Siendo esta una metodología que evalúa las características más importantes del puente, se comprueba que el puente Nochoz no posee óptimas características para poder soportar solicitaciones sísmicas.

De la metodología del espectro de capacidad aplicado al puente Nochoz, se pudo obtener las relaciones entre los máximos desplazamientos calculados producto de las solicitaciones sísmicas para cada estado límite, con los desplazamientos máximos permisibles, dichos valores nos permiten determinar si el puente es vulnerable cuando se obtienen valores que son menores a 1, como el en caso de los sismos que corresponden a los estados límites de seguridad, control de daños, y para el sismo de diseño.

Así mismo la metodología nos permite saber si el puente incursiona en el rango elástico o plástico bajo el efecto de cada sismo evaluado, así como se muestra en la Figura 67, donde se aprecia que para las solicitaciones producidas por los sismos que corresponden a los estados límites de servicio y control de daño, el puente incursiona en el rango elástico, de la misma forma se puede apreciar que para el estado límite de seguridad y el sismo de diseño, el puente incursiona en un rango inelástico dentro del tramo después de la fluencia (Formación de rótulas plásticas) y antes de la resistencia última, mientras que para el estado límite de prevención al colapso, el puente incursionaría en el tramo de pérdida de resistencia

que supera a la resistencia última del puente, lo que indicaría que para ese sismo el puente colapsaría.

Para el sismo que corresponde al estado límite de seguridad con un periodo de retorno de 474 años, que dicho sea de paso es el sismo equivalente al establecido en la norma E-030 del R.N.E. con el que se diseñan las edificaciones, se puede apreciar que la diferencia entre el desplazamiento máximo y el permisible es de 5.5mm, siendo este un valor pequeño podría indicar que el puente no colapse para dicho estado, debido a la incertidumbre que siempre existe en la determinación de las propiedades mecánicas de los materiales que se usan tanto en el diseño como en este trabajo, Sin embargo se podría asegurar que es muy probable que este sismo de lugar a la existencia de daños considerables al puente evaluado por lo que se considera vulnerable.

Se puede observar además que la resistencia máxima del puente dentro del rango elástico correspondería a un sismo con un periodo de retorno de aproximadamente de 225 años (Estado límite de control de daños), ya que el punto de desempeño se encuentra muy cerca del punto de fluencia del puente.

CONCLUSIONES

1. Se determinó que el puente Nochoz es vulnerable ante las sollicitaciones que genera unos sismos raros con un periodo de retorno de 474 años, que corresponde a un estado límite de seguridad y por consiguiente es vulnerable a sismos superiores. Por tal razón el puente actualmente no cumple con los estándares mínimos de diseño sísmico que establece la normativa vigente en el país (Manual de Puentes 2016).
2. Los elementos estructurales del Puente Nochoz se encuentran en un buen estado de conservación a pesar de su antigüedad, sin embargo no cuenta con características óptimas para soportar sollicitaciones sísmicas, así mismo el puente requiere de trabajos de mantenimiento y construcción de obras complementarias como losas de Aproximación.
3. El índice de vulnerabilidad del puente nos arrojó un valor que refleja una condición acertada de la vulnerabilidad del puente que describe al puente con deficiencias en algunos aspectos y que requiere de una evaluación más detallada.
4. El puente Nochoz es capaz de soportar sismos frecuentes y ocasionales con periodos de retorno de 72 y 225 años respectivamente, siendo este último el que corresponde a un estado límite de control de daño, que ocasiona que el comportamiento del puente se encuentre casi al límite del rango elástico.
5. Los desplazamientos del puente para sismos frecuentes y ocasionales son aceptables, y se prevé que tendrán un efecto mínimo mientras que para sismos raros, muy raros e inclusive para el sismo de diseño, los desplazamientos superarán a los permisibles ocasionando la falla del puente y su colapso.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda a las entidades competentes, que tomen cartas en el asunto para poder prever de algún tipo reforzamiento al puente Nochoz a fin de que la estructura pueda cumplir con los estándares de diseño sísmico especificado en la normativa vigente y de esa manera poder evitar posibles grandes daños y/o el colapso total de la estructura.
2. Se recomienda realizar la construcción de obras complementarias como losas de aproximación en los ingresos a fin de proteger a los estribos, de la misma manera se recomienda la sustitución de las barandas existentes, que no cumplen con la altura reglamentaria.
3. Se recomienda realizar el mantenimiento del puente Nochoz, que contemple la limpieza de juntas, tuberías de drenaje y las superficies que la requieran, del mismo modo se debe de realizar una protección a la cimentación del pilar mediante un enrocado con la finalidad de prevenir un grado de socavación que pueda comprometer al estabilidad de la estructura.
4. Para realizar una evaluación de vulnerabilidad de un puente, se debe de hacer una verificación en campo para determinar su estado situacional así como la existencia de posibles fallas como que pueden afectar su comportamiento frente a sismos.
5. Para realizar el análisis estático no lineal pushover se debe de contar con información como características de la resistencia de concreto, del acero, así como planos con el detallado del refuerzo, ya que estos determinarán el comportamiento de la estructura en el cálculo de la curva de capacidad, que deberá ser evaluada en la dirección más desfavorable, es decir en la dirección donde los elementos resistentes tengan menos rigidez.

BIBLIOGRAFÍA

- Aburto C, P. A. (2013). *Análisis de la vulnerabilidad Sísmica del Puente Pedro de Valdivia-Chile (Tesis de Pregrado)*. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile.
- Aburto, P. (2013). *Análisis de la vulnerabilidad Sísmica del Puente Pedro de Valdivia-Chile (Tesis de Pregrado)*. Valdivia, Chile: Universidad Austral de Chile.
- Acero, J. (2004). *Comparación de las Normas Sísmicas más utilizadas para Puentes Continuos en el Perú y sus Métodos de Análisis (Tesis de Maestría)*. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of concrete buildings*. California, EE.UU.: Applied Technology Council.
- CENAPRED. (2006). *Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos*. Coayacán, México: Serie: Atlas Nacional de Riesgos.
- CISMID. (1990). *El Terremoto de Loma Prieta San Francisco del 17 de Octubre de 1989. CISMID/FIC UNI*.
- Dong W. et al. (2000). *Chi - Chi, Taiwan Earthquake*. California, USA.: Risk Management Solutions, Inc.
- Escalante, C. (2006). *Evaluación de la Nueva Sobrecarga AASHTO VR. LRFD en función del Tráfico Actual de Vehículos Pesados (Tesis de Pregrado)*. Lima, Perú: Universidad Nacional de Ingeniería.
- FEMA 273. (1997). *Nehrp Guidelines For The Buildings*. Washington, DC. EE.UU.: Federal Emergency Management Agency.
- FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Sismic Analysis Procedures*. Washington, D.C , EE.UU.: Federal Emergency Management Agency.

- Gómez S., B. A. (2000). *Vulnerabilidad de Puentes de Autopista. Un estado de arte.* Barcelona.
- Landa, L. (2006). *Procedimiento para determinar la capacidad Sísmica de Puentes Existentes (Tesis de Maestría).* Morelia, México: Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo.
- Maldonado, E., Casas, J., & Canas, J. (2000). *Modelo de vulnerabilidad Sísmica de puentes basado en "Conjuntos Difusos".* Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2016). *Manual de Puentes.* Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2003). *Manual de Diseño de Puentes.* Lima, Perú: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2014). *Norma Técnica E.030 "DISEÑO SISMO RESISTENTE".* Perú.
- National Institute of Standards and Technology. (1994). 1994 Northridge Earthquake, performance of Structures, Lifelines, and Fire Protection Systems. *NIST Special Publication 862.*
- Priestley M, S. F. (1996). *Seismic Design and Retrofit of Bridges.* New York, USA: Jhon Wiley & Sons, INC.

ANEXOS

ANEXO A.

A-1. ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL PUENTE NOCHOZ

El espectro de diseño se realizó según lo especificado en el Manual de Puentes 2016 (AASHTO 2014), Así mismo este se encuentra en función del tipo del suelo de la zona y según los documentos del Anexo C tenemos que para la zona donde se ubica el puente le corresponde un perfil del suelo: “**Tipo II**”.

Sin embargo, al tratarse de un perfil de suelo especificado en una normativa ya no vigente, se tuvo que actualizar según las nuevas clasificaciones establecidas en las normas como se indica en la Tabla N° 11:

Tabla 15.
Perfil del Suelo según diferentes normativas

Normativa	Manual de Diseño de Puentes – 2003	E-030 R.N.E.	Manual de Puentes - 2016
Tipo de Perfil / Clase de sitio	Tipo II	Tipo S ₂ : Suelos Intermedios	D
Descripción	Compuesto por arcilla Rígida o estratos poco profundos de suelos no cohesivos, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arena, gravas o arcillas rígidas. ⁽¹⁾	Suelos medianamente rígidos, con \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT, entre 15 y 50. Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada \bar{s}_u , entre 0,5 kg/cm ² y 1 kg/cm ² . ⁽²⁾	Suelo rígido con 600 ft/s < vs < 1,200 ft/s, o con cualquiera 15 < N < 50 golpes/ ft, o 1.0 < Su < 2.0 ksf. ⁽³⁾

Nota:

⁽¹⁾ (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2003).

⁽²⁾ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2014)

⁽³⁾ (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2016)

Entonces según el Manual de Puentes (2016), tenemos para el perfil de Suelo una Clase de sitio "D", para el cual determinamos:

I. Coeficiente de la aceleración pico del terreno sobre roca (PGA):

Del Mapa de isoaceleraciones espectrales del Manual de Puentes (2016). Anexo A-2.

$$PGA = 0.29g$$

II. Coeficiente de aceleración de Respuesta espectral horizontal en 0.2 segundos de periodo sobre roca (S_s):

Del Mapa de isoaceleraciones espectrales del Manual de Puentes (2016). Anexo A-3.

$$S_s = 0.74g$$

III. Coeficiente de aceleración de Respuesta espectral horizontal en 1 segundo de periodo sobre roca (S_1):

Del Mapa de isoaceleraciones espectrales del Manual de Puentes (2016). Anexo A-4

$$S_1 = 0.24g$$

IV. Coeficientes de Sitio (F_{PGA} , F_a , F_v):

De las tablas N°01 y N° 02 Anexo A-5

Tabla 16.
Coeficientes de Sitio para una clase de sitio "D"

PGA	F_{PGA}	S_s	F_a	S_1	F_v
0.20	1.4	0.5	1.4	0.2	2
0.29	1.22	0.74	1.208	0.24	1.92
0.30	1.2	0.75	1.2	0.3	1.8

Nota:

Los valores resaltados son producto de la interpolación de los valores.

V. Coeficiente de Aceleración (A_s):

$$A_s = F_{PGA} * PGA = 1.22 * 0.29 = 0.3538 g$$

VI. Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (S_{DS}):

$$S_{DS} = F_a * S_S = 1.208 * 0.74 = 0.89392 g$$

VII. Ordenada espectral del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos cortos (S_{D1}):

$$S_{D1} = F_V * S_1 = 1.92 * 0.24 = 0.4608 g$$

VIII. Periodo de inicio de la platea de periodos cortos (T_0):

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = (0.2) \frac{0.4608}{0.89392} = 0.103 s$$

IX. Periodo final de la platea de periodos cortos (T_s):

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.4608}{0.89392} = 0.515 s$$

X. Coeficiente Sísmico elástico (C_{sm}): Las ordenadas del espectro de diseño se determinarán teniendo en cuenta lo siguiente:

$$C_{sm} = (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s \quad \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s$$

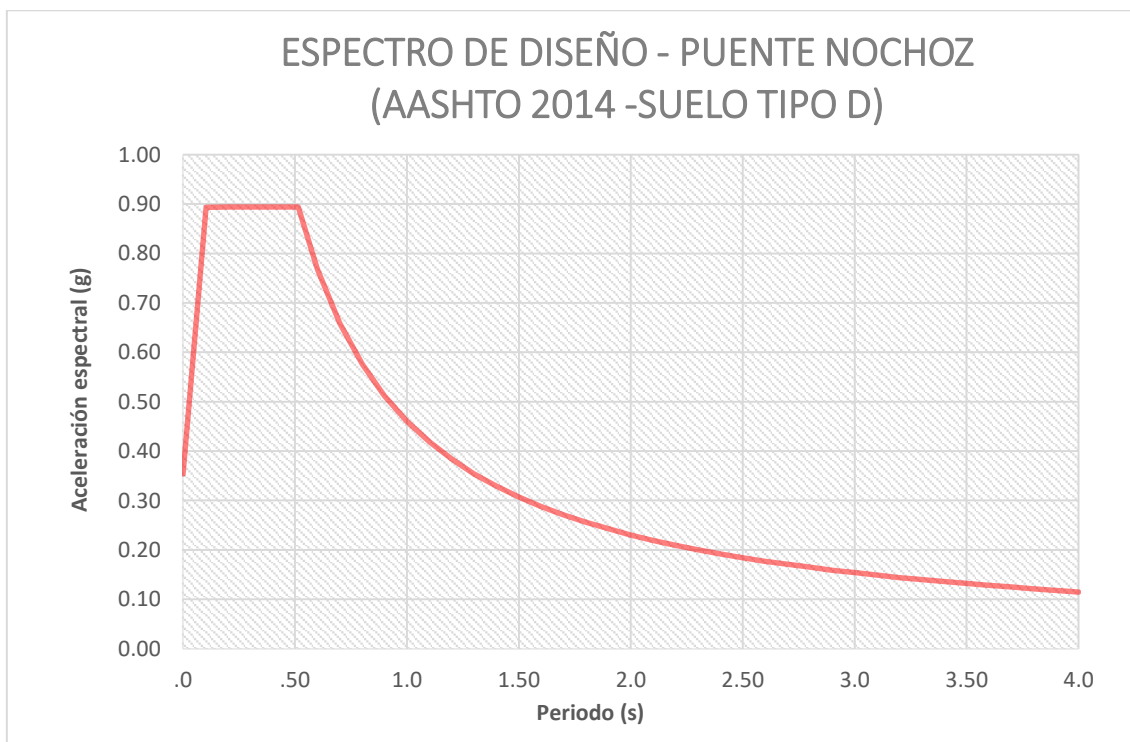
$$C_{sm} = S_{DS} \quad \rightarrow T_0 \leq T \leq T_s$$

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T} \quad \rightarrow T \geq T_s$$

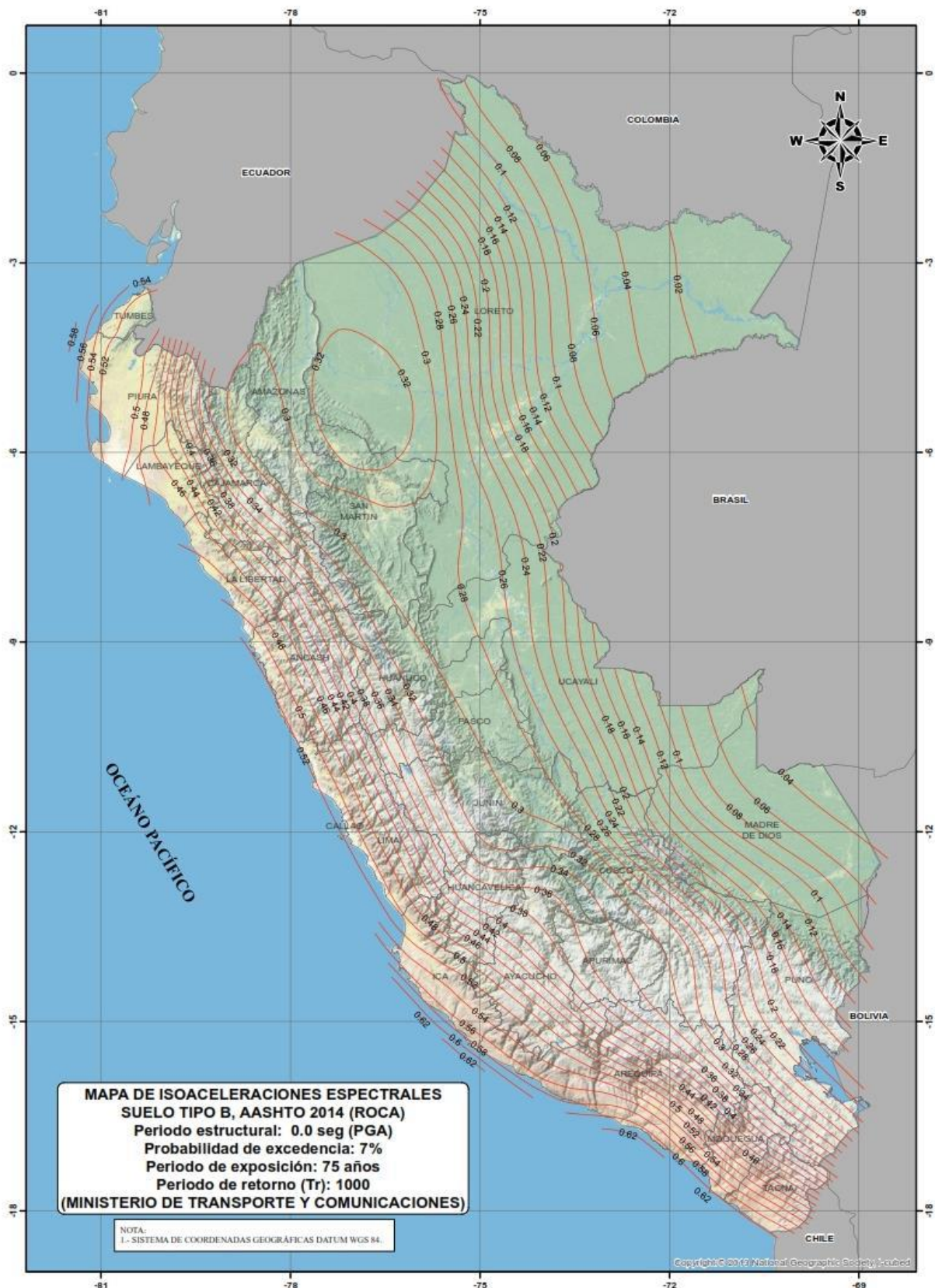
En base a los parámetros de construcción del espectro de diseño según la AASHTO, 2014 para el caso del puente Nochoz, se presenta su correspondiente espectro de diseño.

T	Csm
0.00	0.354
0.103	0.893
0.20	0.894
0.30	0.894
0.40	0.894
0.515	0.894
0.60	0.768
0.70	0.658
0.80	0.576
0.90	0.512
1.00	0.461
1.10	0.419
1.20	0.384
1.30	0.354
1.40	0.329
1.50	0.307
1.60	0.288
1.70	0.271
1.80	0.256
1.90	0.243
2.00	0.230

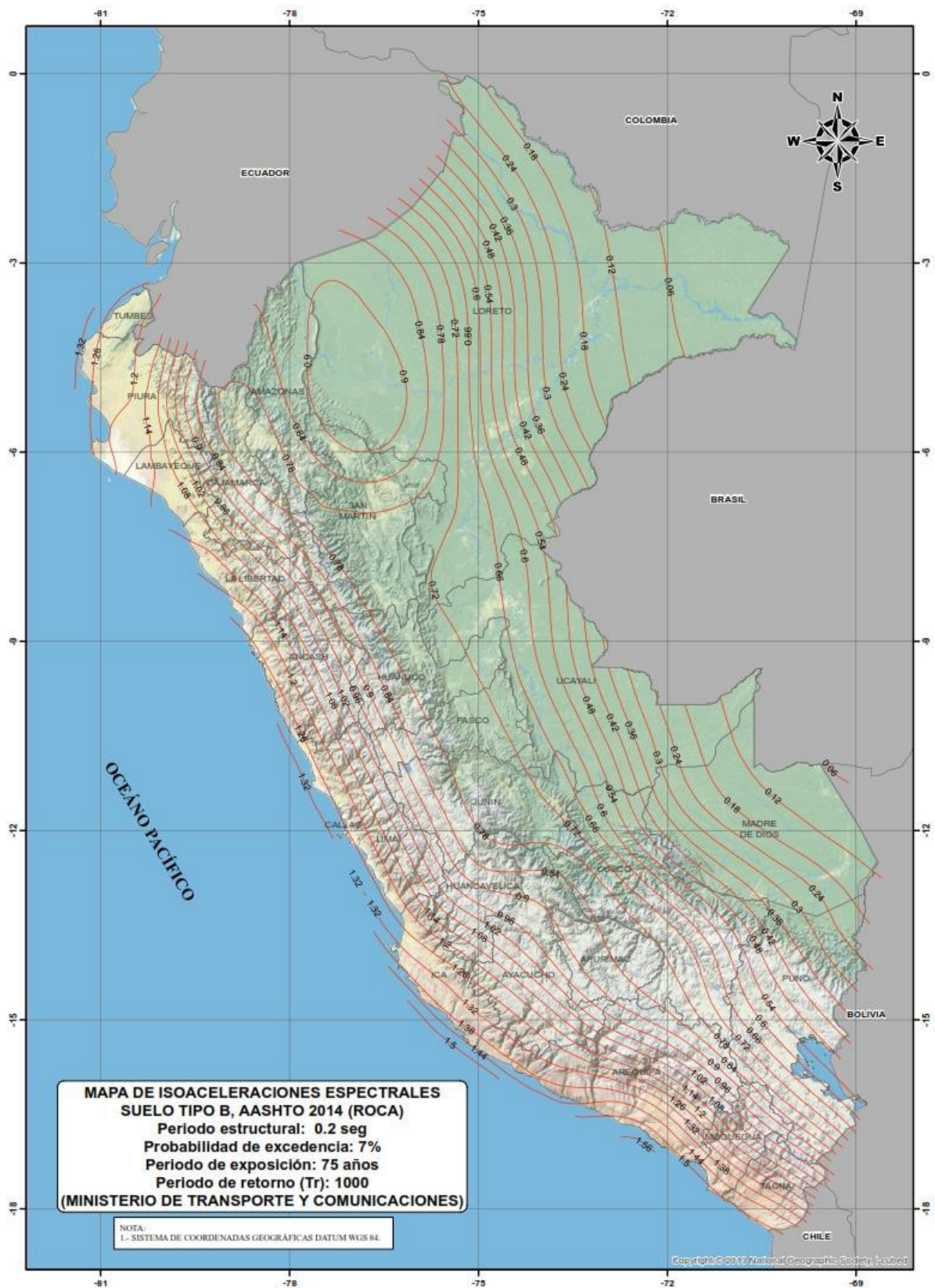
T	Csm
2.10	0.219
2.20	0.209
2.30	0.200
2.40	0.192
2.50	0.184
2.60	0.177
2.70	0.171
2.80	0.165
2.90	0.159
3.00	0.154
3.10	0.149
3.20	0.144
3.30	0.140
3.40	0.136
3.50	0.132
3.60	0.128
3.70	0.125
3.80	0.121
3.90	0.118
4.00	0.115



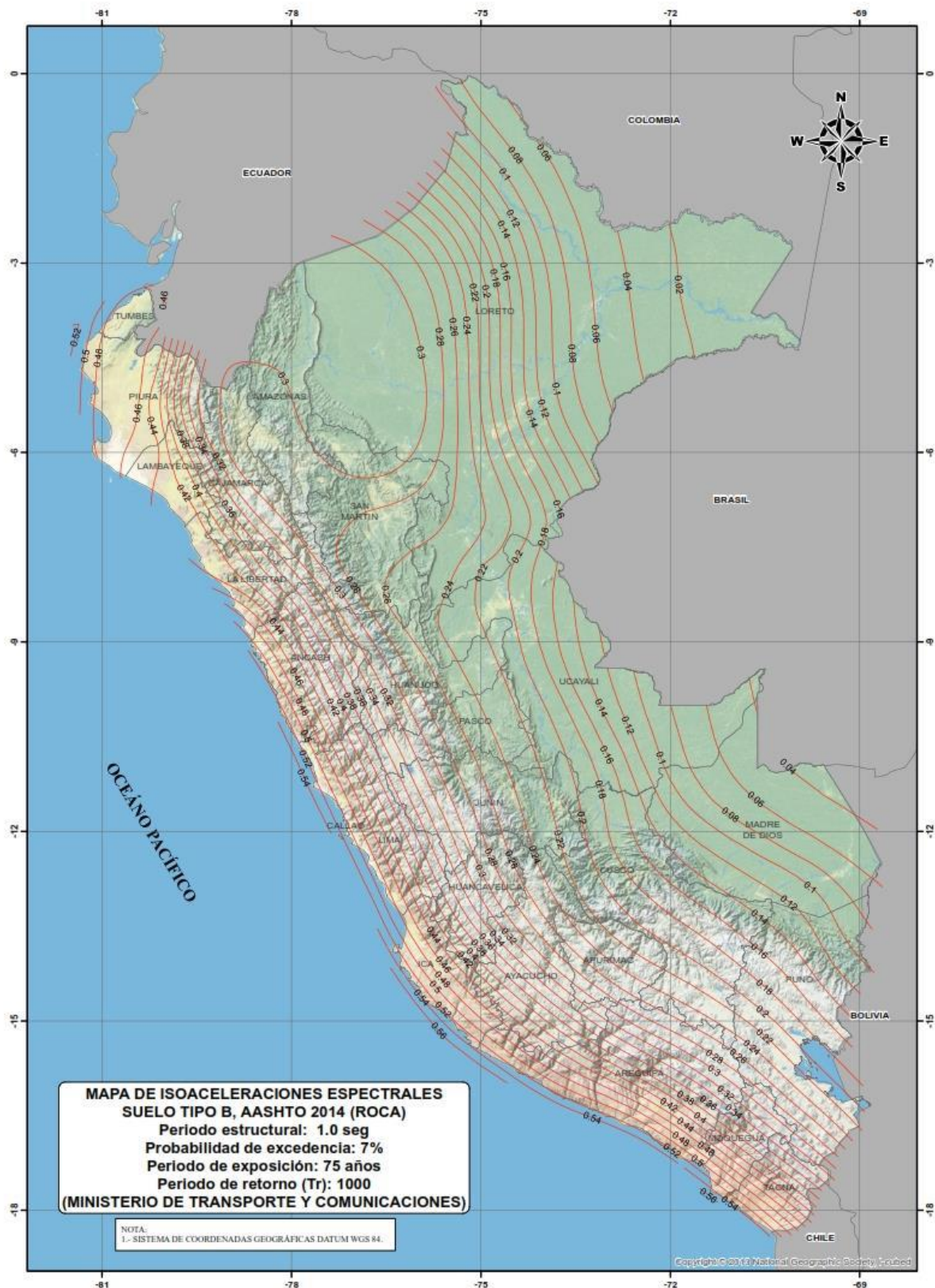
A-2. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 0.0 Seg (PGA) – Manual de Puentes 2016



A-3. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 0.2 Seg – Manual de Puentes 2016



A-4. MAPA DE ISOACELERACIONES ESPECTRALES SUELO TIPO B, AASHTO 2014 (ROCA) – Periodo Estructural 1.0 Seg – Manual de Puentes 2016



A-5. COEFICIENTES DE SITIO – Manual de Puentes 2016

Tabla 1: Coeficientes de Sitio F_{pga} y F_a

Clase del Sitio	Coeficientes para periodo corto de PGA y Aceleración Espectral				
	PGA ≤ 0.10 $S_S \leq 0.25$	PGA = 0.20 $S_S = 0.50$	PGA = 0.30 $S_S = 0.75$	PGA = 0.40 $S_S = 1.00$	PGA ≥ 0.50 $S_S \geq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de PGA y S_S .

Tabla 2: Coeficientes de Sitio F_v

Clase de Sitio	Coeficientes de Aceleración Espectral para periodo a 1 s				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 = 0.20$	$S_1 = 0.30$	$S_1 = 0.40$	$S_1 \geq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Se deben considerar investigaciones geotécnicas y análisis dinámicos específicos para la zona de estudio.				

Utilice interpolación lineal para valores intermedios de S_1 .

ANEXO B.

B-1. CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LA CARRETERA – Expediente Técnico:

“Mejoramiento y Rehabilitación de la carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez”

Características Técnicas del Proyecto

Las características principales del diseño geométrico adoptado para el tramo de carretera en estudio son las siguientes:

Característica	Tramo: Villa Rica - Dv. Pto. Bermúdez
Clasificación Vial	Segunda Clase: Una vía con Dos Carriles
Velocidad Directriz	30, 40 y 50 Km/h
Ancho de Superficie de Rodadura	7.00 m.
Tipo de Superficie de Rodadura	Carpeta asfáltica
Berma de Diseño	1.50 m.
Orografía Representativa	Tipos II y III
IMD (año 2034)	2,154 veh/día

En zona urbana la velocidad directriz es de 30 Km/h

Adicionalmente se tienen las siguientes consideraciones:

Cunetas trapezoidal	: 1.35 m. x 0.30 m.
Cuneta Rectangular	: 0.40 m. x 0.40 m., en zonas urbanas
Pendiente Máxima	: 6.95 %
Pendiente Mínima	: 0.50%
Bombeo	: 2.5%
Bermas	: 1.50 m.
Peralte	: De acuerdo a las Normas DG-2001 (3% a 8%)

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

 HAROLD JAVIER ECHEVARRIA UECHI
 DNI 06781480
 REPRESENTANTE LEGAL

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

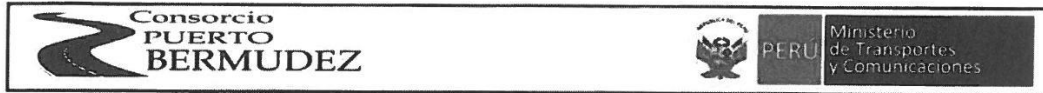
 Ing. Jaime Sotoca de Rivas
 Jefe de Estudios
 CIP 141125



ANEXO C.

C-1. VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DEL PUENTE NOCHOZ – Expediente

Técnico: “Mejoramiento y Rehabilitación de la carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez”



VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL PILAR PUENTE NOCHOZ

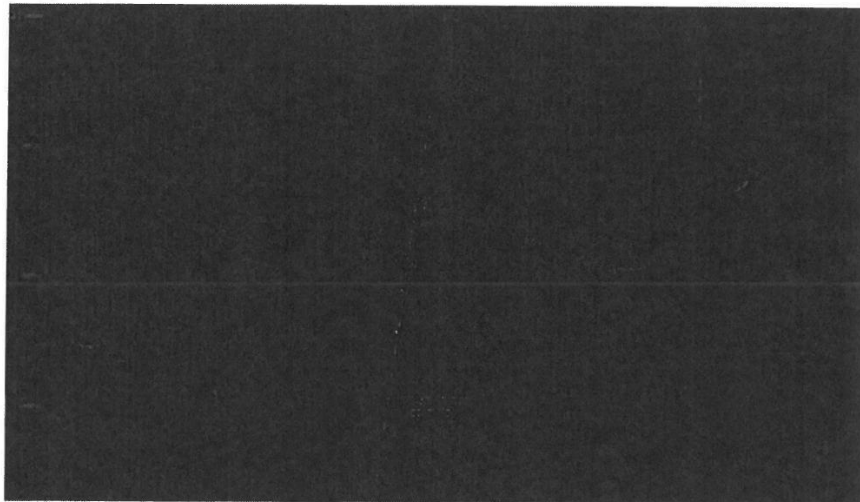
0304

1. DESCRIPCIÓN

En la presente evaluación se describen los criterios y procedimientos utilizados en el análisis y verificación estructural del **PILAR DEL PUENTE NOCHOZ**, con la finalidad de determinar si será necesario realizar labores de ampliación, rehabilitación y/o reforzamiento en los principales elementos resistentes del Pilar del puente.

Se presenta a continuación la evaluación LRFR para el pilar del puente acorde con lo indicado. Las propiedades de los materiales así como la geometría del puente, se han tomado de la información de planos así como documentos físicos oficiales existentes, relativas al puente, en la cual se indica:

- 1.-El puente Nochoz tiene una longitud de 50 metros, y consta de dos tramos de 25 metros, la sección corresponde a una viga cajón de tres celdas.
- 2.- De acuerdo a los planos la sobrecarga de diseño corresponde a la carga vehicular C-30.
- 3.-La sección cajón se apoya en los estribos y en pilar central de concreto maateria de este informe.



- Ubicación: Carretera Marginal de la Selva, Sector Villarica - Puerto Bermudez

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. [Signature]
 Gerente General

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. [Signature]
 Especialista en Estructuras

0305

2. OBJETIVO

El objetivo del presente informe es la evaluación estructural de los elementos importantes de puente bajo la norma **AASHTO-LRFR**.

3 . NORMAS TÉCNICAS Y REGLAMENTOS PARA EL DISEÑO.

La verificación de la estructura del puente estará basada en las partes aplicables de las normas técnicas y reglamentos para diseño siguientes:

- Especificaciones para Diseño de Puentes AASHTO LRFD (2007)
- Manual de diseño de puentes y Carreteras de la dirección general de caminos y ferrocarriles del Ministerio de Transportes y comunicaciones
- Guide Manual for Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges (AASHTO-2003)
- Norma ASTM(American Society for testing Materials)
- Norma AISC (American Institute of steel Construccion).

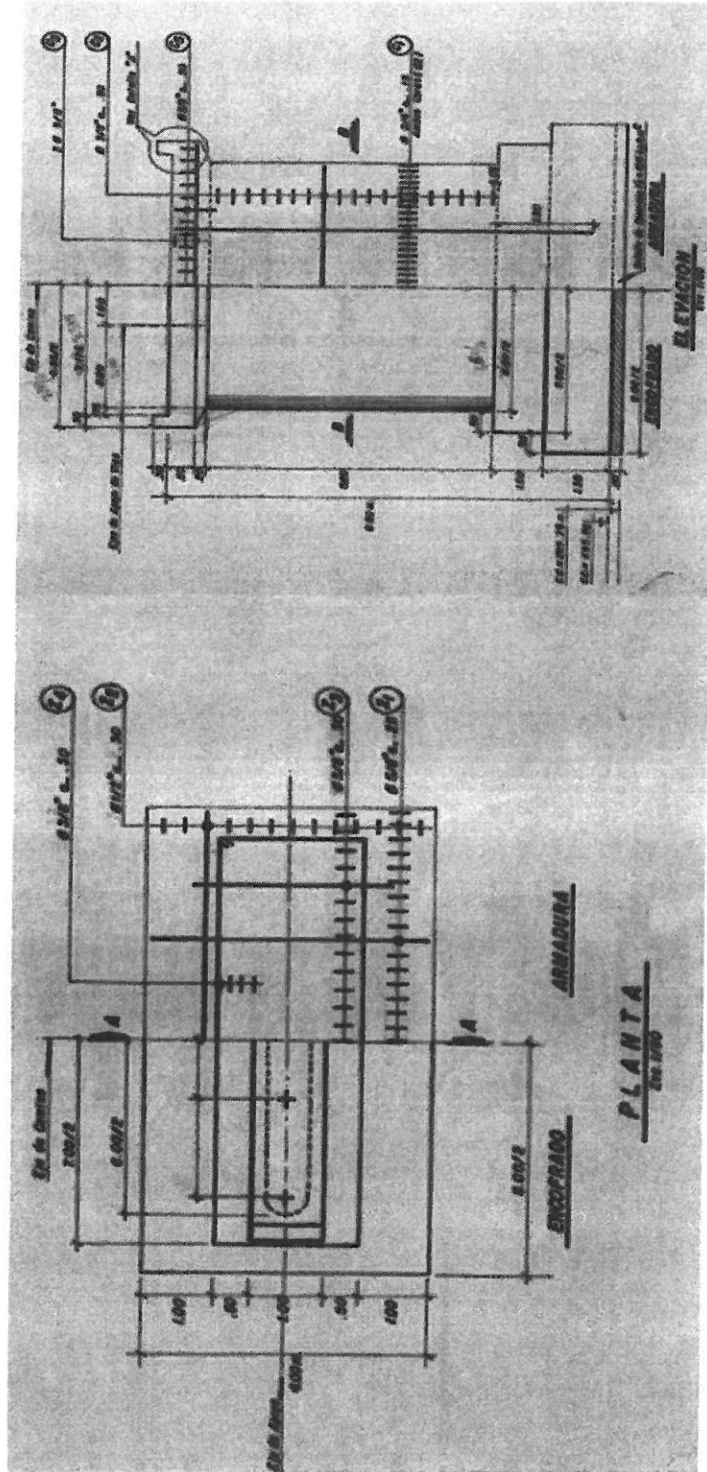
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. [Signature]
Especialista en Estructuras y Geotecnia

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis [Signature] Aranzaca
Especialista en Estructuras y Geotecnia



4. PLANOS DEL PUENTE EXISTENTE

4.01 PLANTA Y ELEVACION PILAR DE CONCRETO



00306

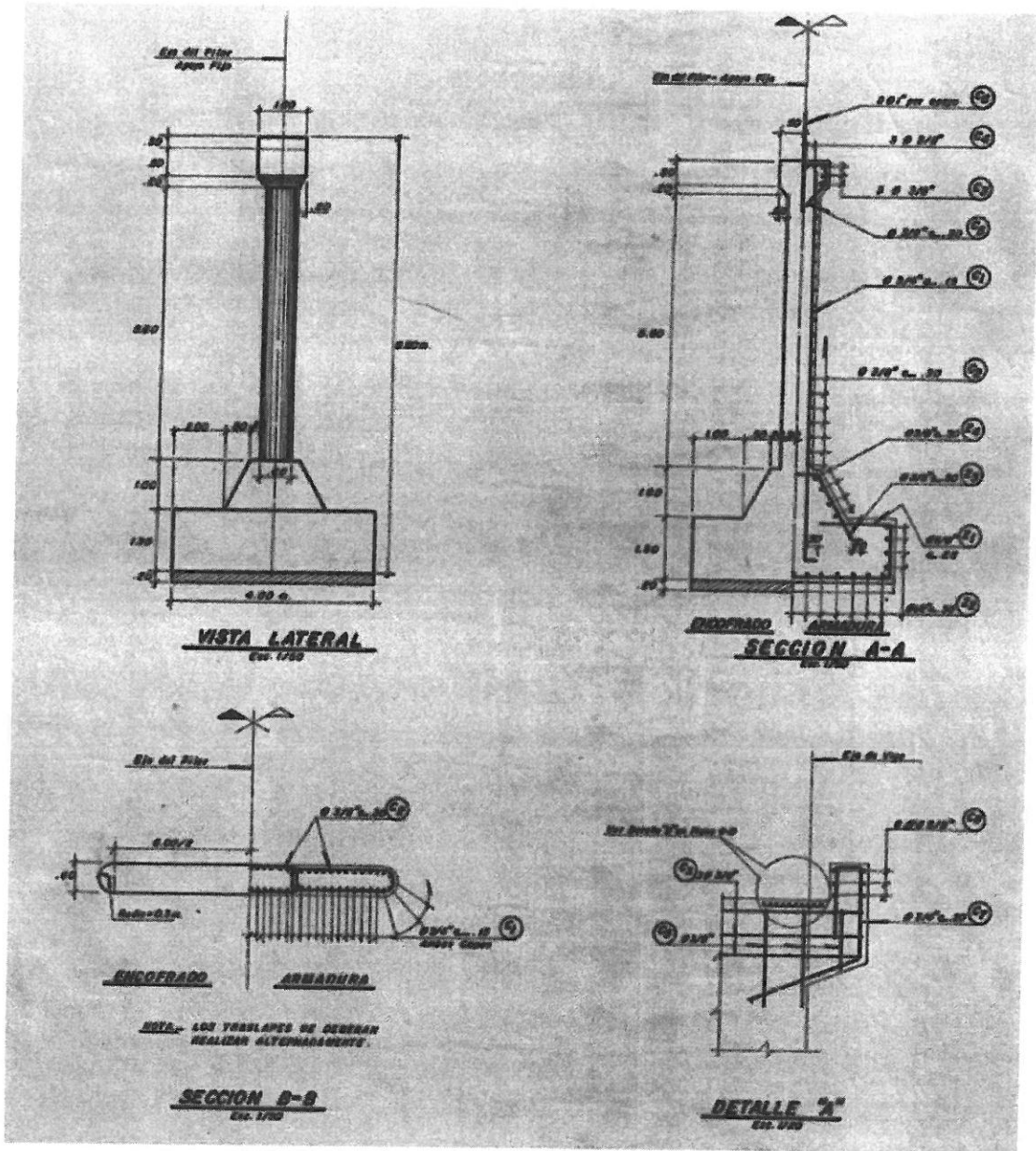
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista...

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista...



4.02 PLANO DEL PILAR

0307



INGENIERIA EN ESTRUCTURAS
 No 80
 DOYAL
 U.G.E.
 P.V.N.

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. [Signature]

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis [Signature] Valverde
 Especialista en Estructuras

0008

5. MATERIALES

Propiedades de los Materiales

5.1. CONCRETO

Según datos de planos de construcción existente, acerca del concreto tenemos:

- Vigas, diafragmas, losas $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$
- Cimentaciones, elevaciones, sardineles $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$.

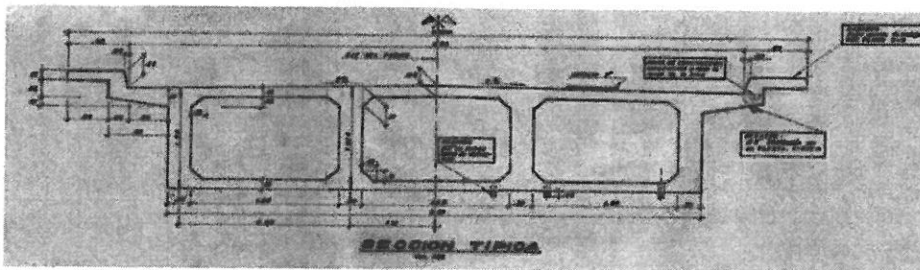
5.2. ARMADURA

Según datos de planos de construcción existente, la armadura existente tiene las siguientes características:

- Acero Grado 60 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- $E = 238,536.34 \text{ kg/cm}^2 = 2,385,363.4 \text{ ton/m}^2$

6. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente NOCHOZ es una estructura que consta de una viga cajón de tres celdas de concreto armado, de dos tramos 25 metros de cada una, apoyada sobre un pilar ubicado en el centro de luz. Las vigas longitudinales varían de peralte entre $h = 1.54 \text{ m}$ en el centro y $h = 1.50 \text{ m}$ hacia los extremos. El ancho de la calzada del puente es de dos vías y mide 8.00 metros de longitud con veredas de 0.80 metros a ambos lados de la calzada.



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Ariza
Especialista en Estructuras y Obras de Arte

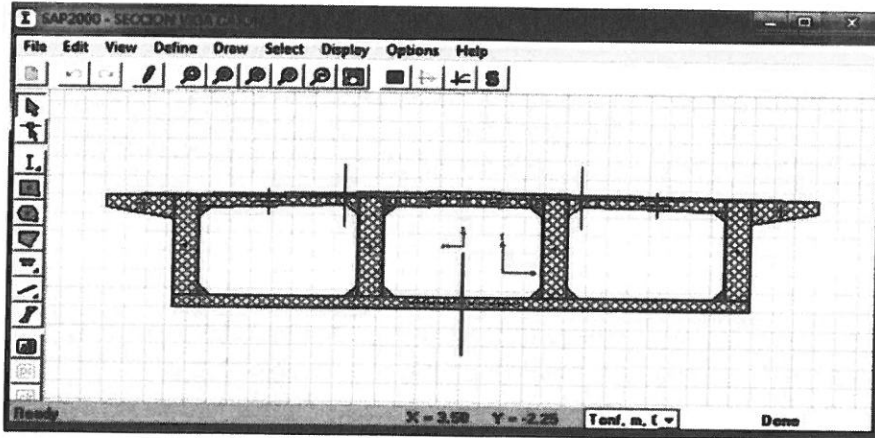
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Ariza
Especialista en Estructuras y Obras de Arte

0309

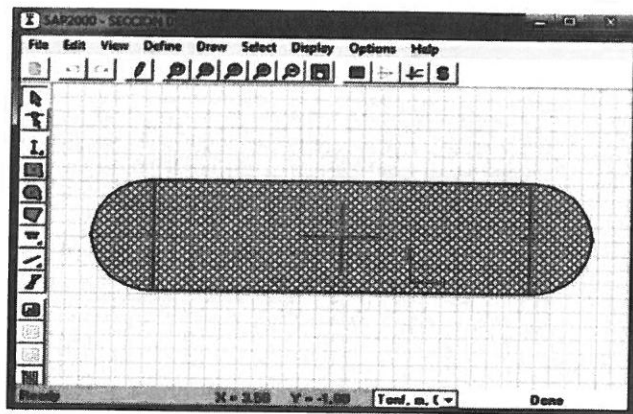
7.- MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA

PARA EL MODELAMIENTO DE LA ESTRUCTURA SE USARA EL PROGRAMA SAP 2000 V16

7.1 ENTRADA SECCIÓN VIGA SECCION CAJÓN



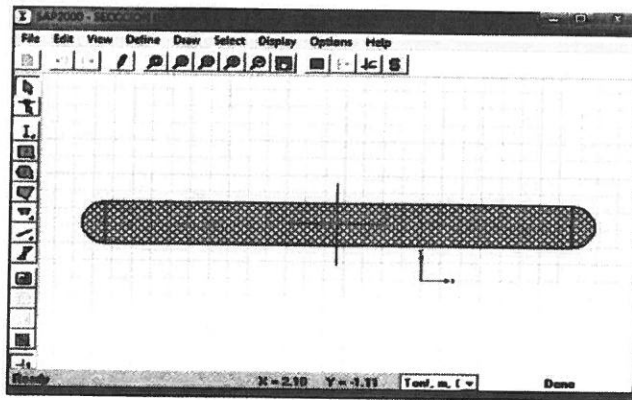
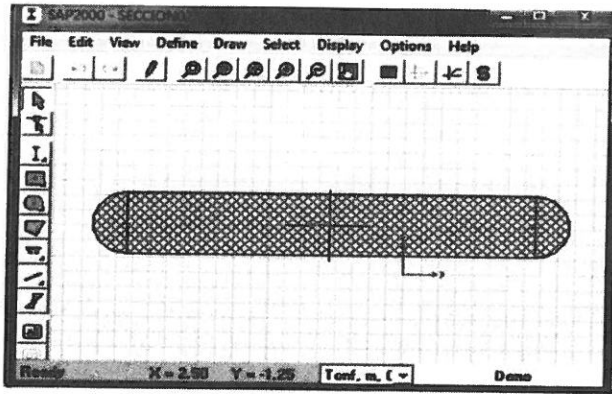
7.2 SECCIONES TRANSVERSALES DEL PILAR DEL PUENTE



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis Alberto Manzaera
 Gerente General

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis Alberto Manzaera
 Especialista en Estructuras y Geotecnia

0310



Nonprismatic Section Definition

Nonprismatic Section Name: **PILAR CENTRAL NOCHOZ** Display Color:

Section Notes:

Start Section	End Section	Length	Length Type	EI33 Variation	EI22 Variation
SECCION 01	SECCION02	1	Variable	Linear	Linear
SECCION02	SECCION 03	0.5	Variable	Linear	Linear
SECCION 03	SECCION 01	0.2	Variable	Linear	Linear
SECCION 01	SECCION 01	1	Variable	Linear	Linear

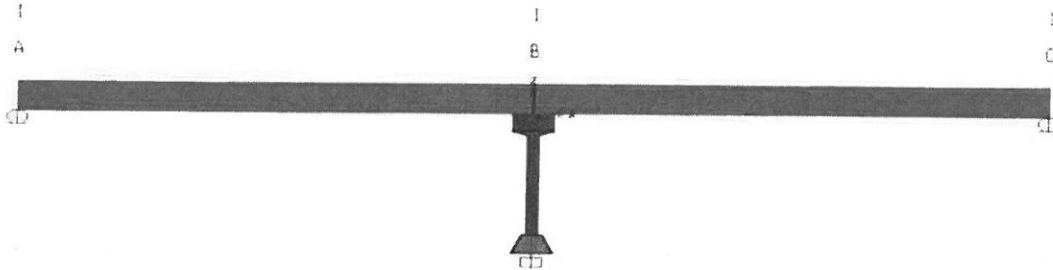


CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Especialista...

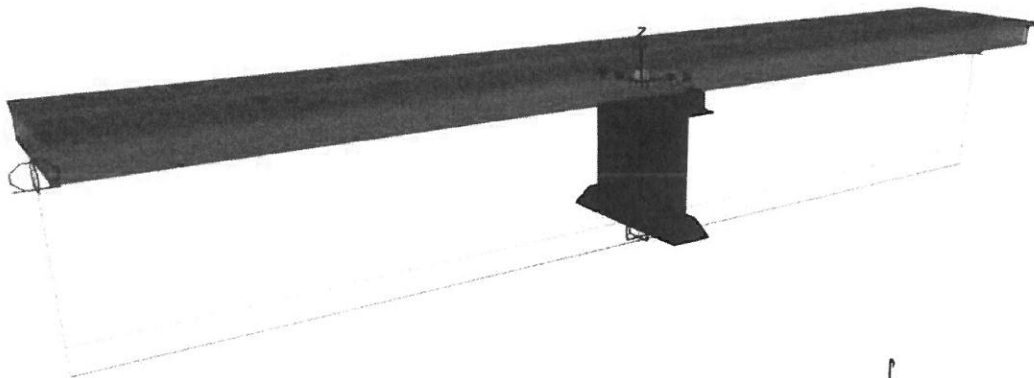
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Especialista...

0311

7.3 GEOMETRIA FINAL DEL PUENTE INGRESADA VISTA LONGITUDINAL.



7.4 GEOMETRIA FINAL DEL PUENTE INGRESADA VISTA 3D



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. *[Signature]*
Especialista

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. *[Signature]*
Especialista

8.00 METRADOS DE CARGAS

8.1 CARGAS POR PESO PROPIO(Dc)

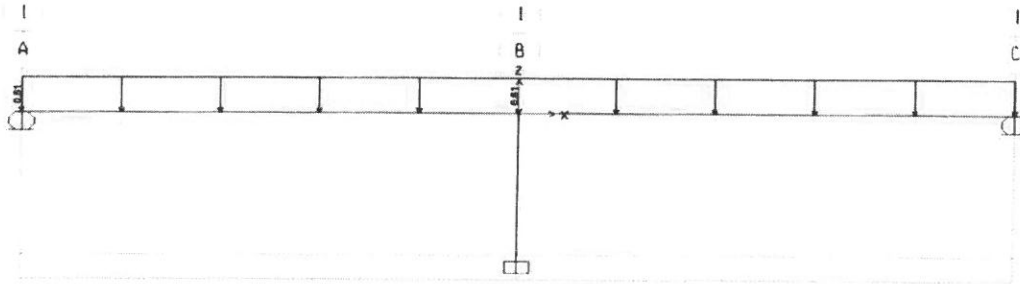
LAS CARGAS MUERTAS DEBIDAS AL PESO PROPIO SON ASUMIDAS POR EL SAP 2000 V16

0312

8.2 CARGAS MUERTAS Dw

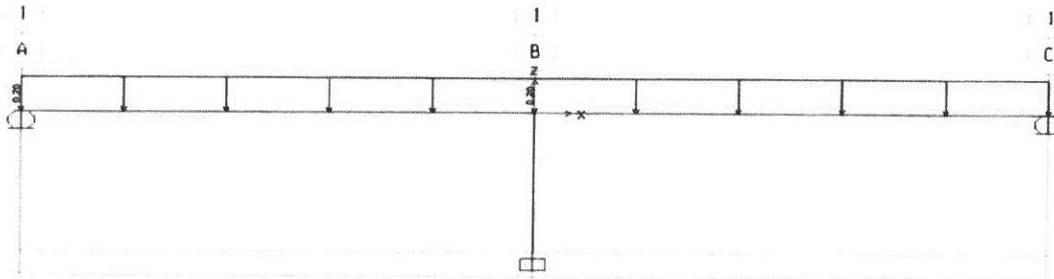
8.21 CARGAS VEREDAS

N° de veredas	02
Area de la seccion de la vereda	0.127 m ²
Peso especifico Concreto	2.40 tn/m ³
total carga lineal	0.6096 tn/ml



8.22 CARGAS BARANDAS

Se ha considerado un peso igual a 0.10 tn/ml para cada vereda total 0.20 tn/ml.



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

Ing. *[Signature]* 2013

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

Ing. Luis Alberto Manzaera
Especialista en Estructuras y Obras de Arte
DIP. N° 2000

0313

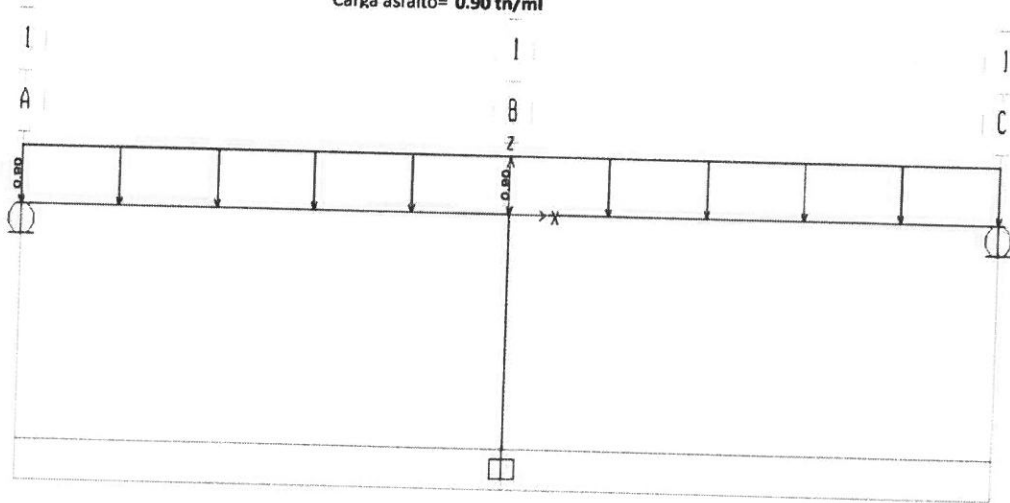
8.23 CARGAS ASFALTO

Espesor de asfalto= 0.05m.

Capa de rodadura: 8.00 m

Peso de asfalto= 2.25 tn/ml

Carga asfalto= 0.90 tn/ml



8.3 CARGAS VIVAS

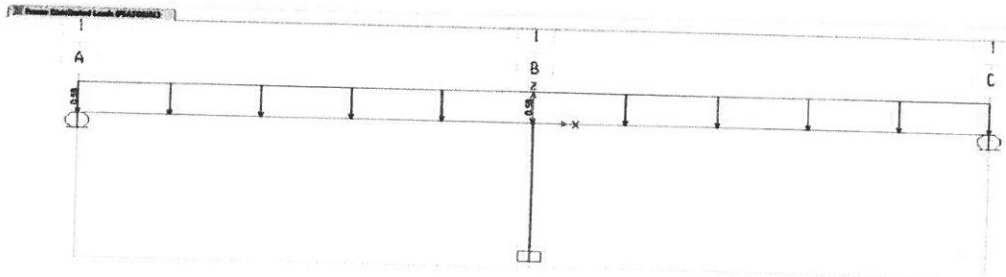
8.31 CARGA PEATONAL (LLP)

N° DE VEREDAS 02

Ancho vereda= 0.80 m.

Carga Unit. peatonal= 0.360 tn/m²

Carga peatonal= 0.576 tn/ml



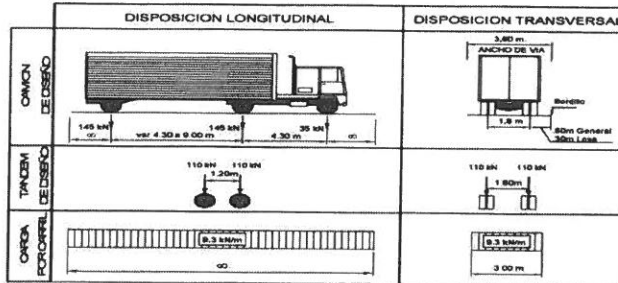
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

Ing. Juan Carlos Sánchez
Especialista en Estructuras

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Alberto Brangón
Especialista en Estructuras

8.32 CARGA VEHICULAR(LL+HM)

0314



CONSIDERACIONES SOBRE CARGA HL-93

Sobrecarga Vehicular HL-93 para AASHTO LRFR:

Se ha considerado la sobrecarga vehicular HL 93 (ASHTO - LRFD) tal como lo menciona la norma.

- a El camión de diseño + sobrecarga vehicular
- b El tandem de diseño + sobrecarga vehicular.
- c La carga especial de diseño para momentos máximos negativos (considerar el 90% del camión de diseño, separado como mínimo 15 metros entre dos camiones continuos).

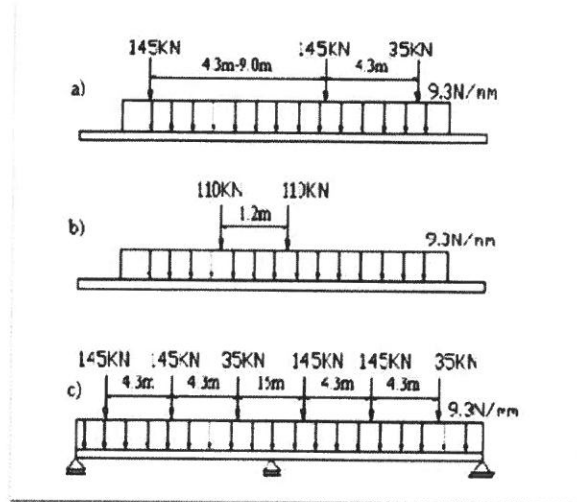


Tabla 2.2 Factores de carga viva.

Combinación de carga viva	Camión de diseño	Camión tandem de diseño	Camiones de diseño separados 15m	Línea de diseño
a	1.00			1.00
b		1.00		1.00
c			0.90	0.90

Adaptado de "Standard Specifications for Highway Bridges". AASHTO (1996).

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...

COEFICIENTE DE IMPACTO I=0.33

0315

8.33 ENTRADA BRIDGE SOBRECARGA VEHICULAR HL-93

Vehicle Data

Vehicle name: HL-93M Units: [m, C]

Load Elevation: [Diagram]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Auto Load
Leading Load	Infinite		9.3399	147.9029
Fixed Length	1.2152		9.3399	147.9029
Trailing Load	Infinite		9.3399	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

Vehicle name: HL-93K Units: [KN, m, C]

Load Elevation: [Diagram]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Auto Load
Leading Load	Infinite		9.3399	47.3289
Fixed Length	4.2672		9.3399	189.3164
Variable Length	4.2672	9.144	9.3399	189.3164
Trailing Load	Infinite		9.3399	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Data

Vehicle name: HL-93S Units: [KN, m, C]

Load Elevation: [Diagram]

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Auto Load
Leading Load	Infinite		8.4063	42.5662
Fixed Length	4.2672		8.4063	170.3847
Fixed Length	4.2672		8.4063	170.3847
Variable Length	15.24	0. (Infinite)	8.4063	42.5662
Fixed Length	4.2672		8.4063	170.3847
Fixed Length	4.2672		8.4063	170.3847
Trailing Load	Infinite		8.4063	

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: [CARGA(HL-93)]

Vehicle Name	Scale Factor
HL-93M	1
HL-93K	1
HL-93S	1

Buttons: Add, Modify, Delete

OK Cancel



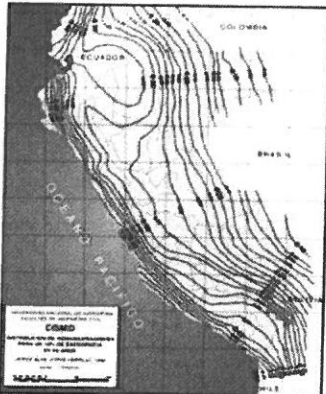
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. [Signature]

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. [Signature]
Especialista en Tránsito y Obras de Infraestructura

8.4 CARGAS SÍSMICAS

0316

Espectro elástico de aceleraciones(NOTAS)



F-2.1.3. Distribución de isoaceleraciones para 10% de excedencia en 50 años para el Perú (Alva y Castillo, 1993)



F-2.1.4. Zonas sísmicas del Perú. Norma Sismorresistente NTE 0.30-97. MTC/SENCICO (1997).

FACTORES DE ZONA	
ZONA	Z(coeficiente de aceleración del terreno g)
3.00	0.40
2.00	0.30
1.00	0.20

Para puentes A=Z

FACTOR S TIPO DE SUELO		
TIPO	FACTOR S	DESCRIPCIÓN
TIPO I	1.00	ROCA DE CUALQUIER CARACTERÍSTICA, SUELO RIGIDO
TIPO II	1.20	COMPUESTOS DE ARCILLA RIGIDA O ESTRATOS PROFUNDOS DE SUELOS NO COHESIVOS
TIPO III	1.50	ARCILLA BLANDAS O MEDIANAMENTE RIGIDAS Y ARENAS.



COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA ELASTICA(ESPECTRO DE DISEÑO)

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \dots \dots \dots (1)$$

- C_s**= Máxima aceleración horizontal expresada como una fracción de la gravedad , con un periodo modo de vibración.
- A**= Coeficiente de aceleración , expresada en fracción de la gravedad .
- S**= Coeficiente adimensional que expresa las características del perfil del suelo
- T**= Periodo en segundos.

PARA PERFILES DE SUELO TIPO III, EN ZONAS DONDE A≥0.3, EL ESPECTRO DE ACCELERACIONES ESTA DEFINIDO COMO:

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.0A \dots \dots \dots (2)$$

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis Alberto Cordova Ch.
 Espectralista

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis Alberto Cordova Ch.
 Espectralista

PARA PERFILES DE SUELO TIPO III, PARA OTROS MODOS DE VIBRACION DIFERENTE AL FUNDAMENTAL Y CUYO PERIODO DE VIBRACION ES MENOR DE 0.30 SEG. EL VALOR DE Cs SE PUEDE OBTENER DE:

0317

$$C_s = A(0.8 + 4.0T), T \leq 0.30 \text{ SEG} \dots\dots\dots(3)$$

PARA ESTRUCTURAS EN LAS CUALES CUELQUIER PERIODO DE VIBRACION $T > 4.0$ SEG. EL VALOR DE Cs=

$$C_s = \frac{3.0AS}{T^{4/3}} \quad T > 4.00 \text{ SEG} \dots\dots\dots(2)$$

FACTOR DE MODIFICACION DE RESPUESTA

Tabla D.7 Factores de modificación de respuesta para la subestructura.

[Adaptada de tabla 3.10.7.1-1 AASHTO LRFD 2005:p.3-53]

Subestructura	Categoría de importancia		
	Crítico	Esencial	Otro
Estribo tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Marcos de concreto reforzado			
• Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
• Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas individuales	1.5	2.0	3.0
Marco de acero o compuesto de acero y concreto			
• Solo pilotes verticales	1.5	3.5	5.0
• Con pilotes inclinados	1.5	2.0	3.0
Múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

Tabla D.8 Factores de modificación de respuesta para las conexiones.

[Adaptada de tabla 3.10.7.1-2 AASHTO LRFD 2005:p.3-53]

Conexión	Todas las categorías de importancia
Conexiones superestructura a estribo	0.8
Junta de expansión dentro de un claro de la superestructura	0.8
Uniones entre columnas, pilas a viga cabezal o superestructura	1.0
Conexiones entre columnas o pilas y las fundaciones	1.0



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Director

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Especialista Estructuras y Obras de Arte

8.4 1 CARGAS SÍSMICAS PILAR PUENTE NOCHOZ

0318

FACTOR DE ZONA(A)..... 0.19 ZONA 2
FACTOR DE SUELO(S)..... 1.20 TIPO II

$$C_s = \frac{1.2AS}{T^{2/3}} \leq 2.5A \dots\dots\dots(1)$$

Time	Value	Value	Acelerac
T	Cs(eval.)	Cs(adop)	Sa
(SEG)	(FRAC. DE g)	(FRAC. DE g)	(M/S2)
0.10	1.2699	0.475	4.660
0.20	0.8000	0.475	4.660
0.30	0.6105	0.475	4.660
0.40	0.5040	0.475	4.660
0.50	0.4343	0.434	4.261
0.60	0.3846	0.385	3.773
0.70	0.3470	0.347	3.404
0.80	0.3175	0.317	3.115
0.90	0.2935	0.294	2.879
1.00	0.2736	0.274	2.684
1.10	0.2568	0.257	2.519
1.20	0.2423	0.242	2.377
1.30	0.2297	0.230	2.253
1.40	0.2186	0.219	2.145
1.50	0.2088	0.209	2.048
1.60	0.2000	0.200	1.962
1.70	0.1921	0.192	1.884
1.80	0.1849	0.185	1.814
1.90	0.1784	0.178	1.750
2.00	0.1724	0.172	1.691
2.10	0.1668	0.167	1.637
2.20	0.1617	0.162	1.587
2.30	0.1570	0.157	1.540
2.40	0.1526	0.153	1.497
2.50	0.1485	0.149	1.457
2.60	0.1447	0.145	1.420
2.70	0.1411	0.141	1.384
2.80	0.1377	0.138	1.351
6.00	0.0829	0.083	0.813
10.00	0.0589	0.059	0.578

10.6152
265.38
199.035
1512.666
187.1424
1699.8084

2.7

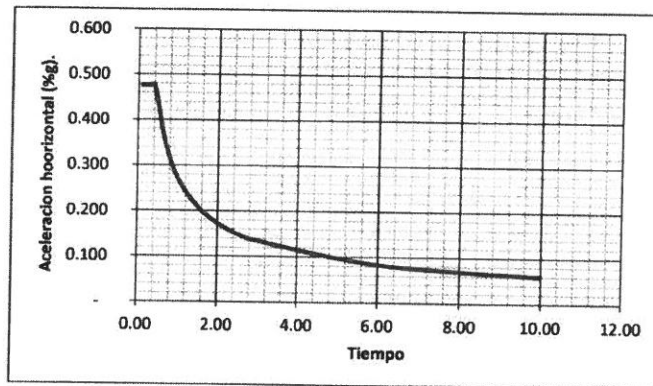
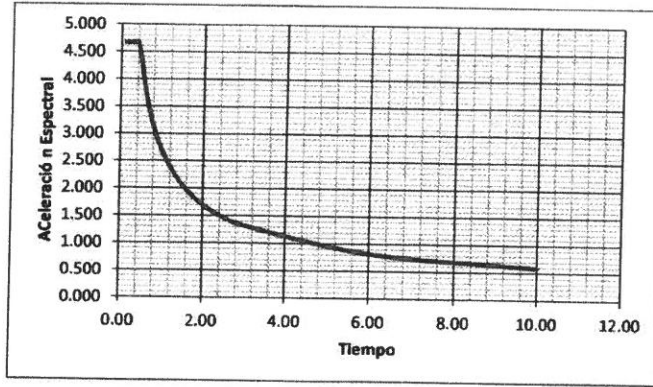


CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Daniel ...
E.P. ...

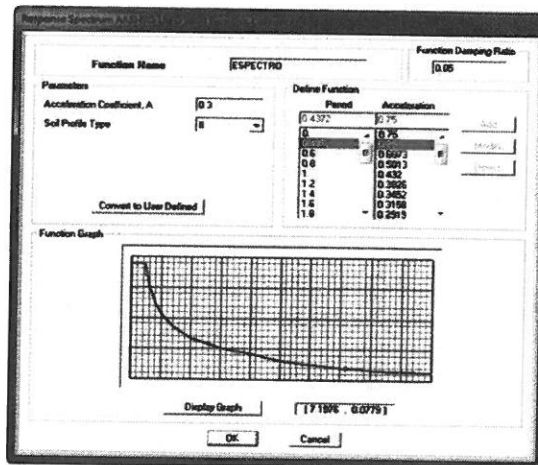
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis ...
Especialista ...

8.4.2 ESPECTRO DE ACCELERACIONES

0319



8.4.3 ASIGNACION DEL ESPECTRO SAP 2000 V-16



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Espectro...

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
 Ing. Luis...
 Espectro...

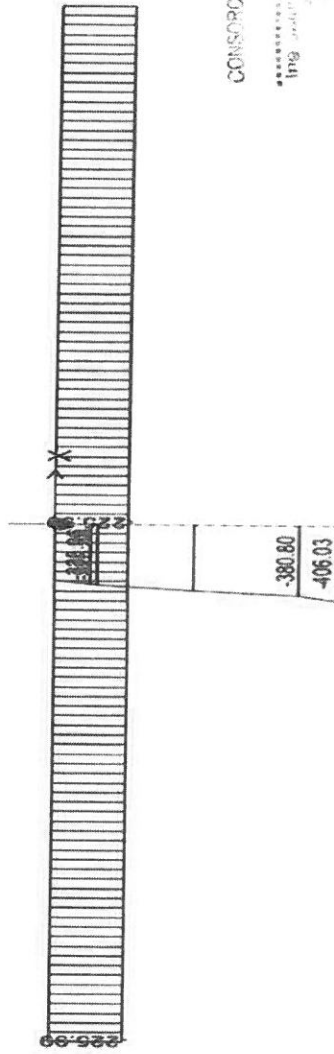
Consortio
PUERTO
BERMUDEZ



PERU

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

RESULTADO DIAGRAMA: FUERZA AXIAL Dc (PILAR)



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...
Calle...
Lima, Perú

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...
Calle...
Lima, Perú

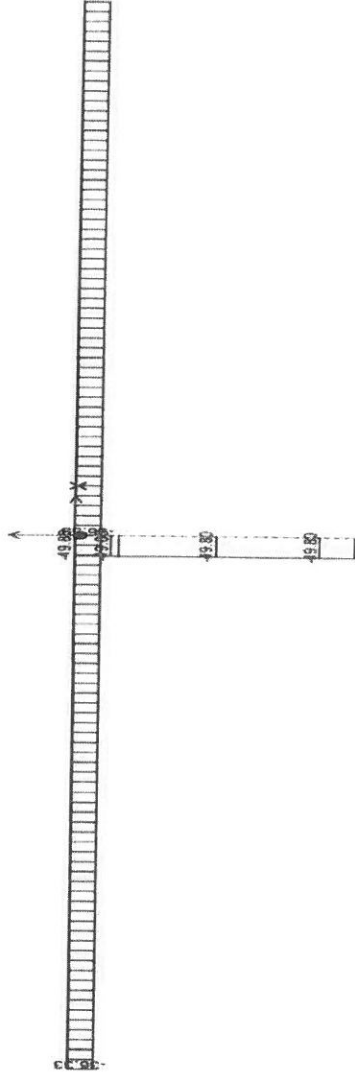
FUERZA AXIAL Dc= 406.03 ton

0320





RESULTADO DIAGRAMA: FUERZA AXIAL Dw (PILAR)



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...
Calle N. 2000

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis...
Especialista en...
Calle N. 2000

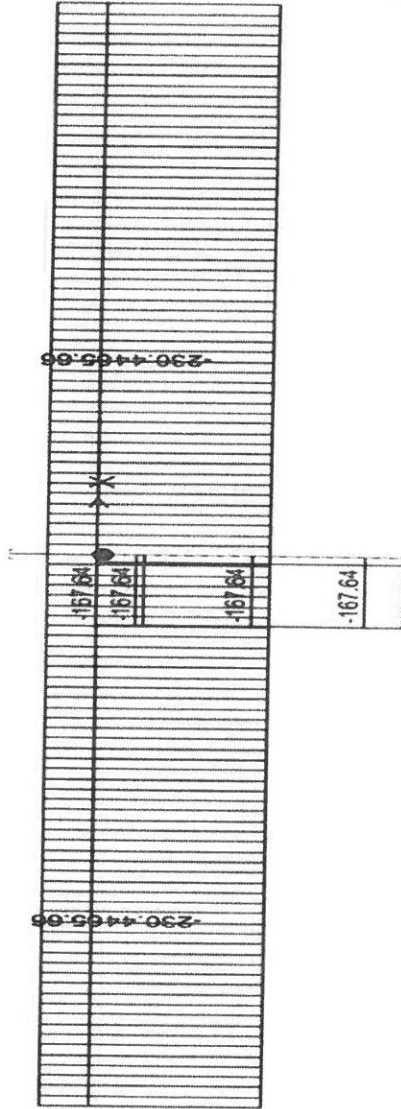
FUERZA AXIAL Dw= 49.80 ton

0321





RESULTADO DIAGRAMA: FUERZA AXIAL LL+IM+PLL (PILAR)



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. *[Signature]*
Especialista en Estructuras

CONSORCIO
PUERTO BERMUDEZ
Ing. *[Signature]*
Especialista en Estructuras

FUERZA AXIAL LL+IM+PLL= 167.64 ton

0322





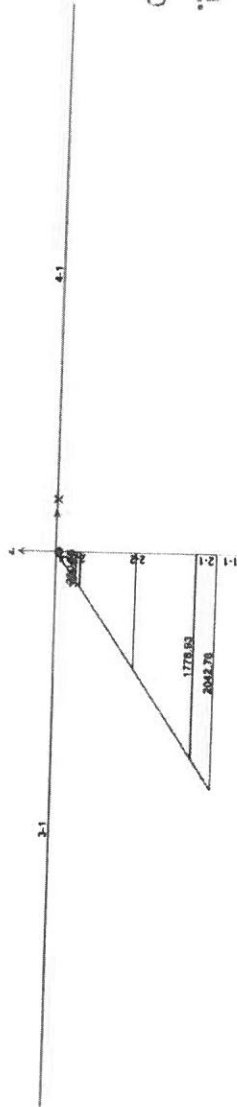
**Consorcio
PUERTO
BERMUDEZ**



PERU

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

RESULTADO DIAGRAMA: MOMENTO POR SISMO DIRECCION X



CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Juan P. Bermudez
Especialista en Estructuras
CIP-18. 500

CONS. PUERTO BERMUDEZ
Ing. Juan P. Bermudez
Especialista en Estructuras
CIP-18. 500

MOMENTO SISMO 2042.76 ton-m

70323



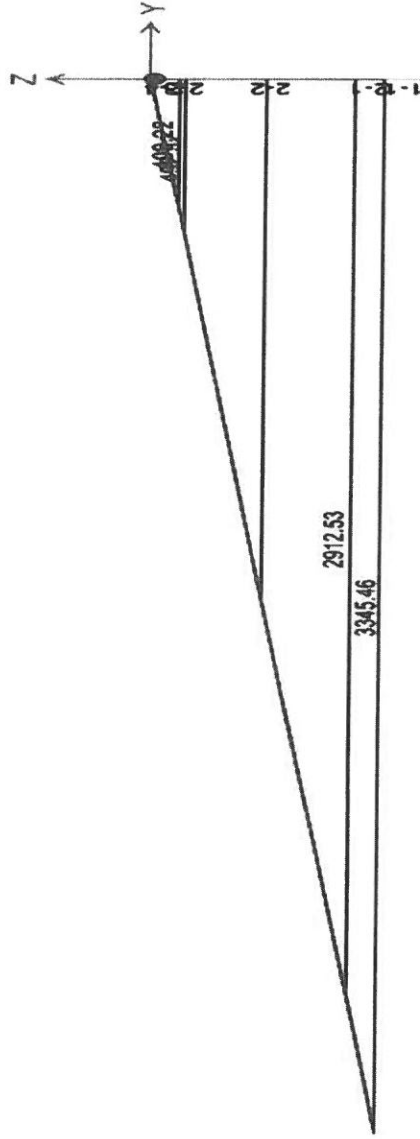
**Consortio
PUERTO
BERMUDEZ**



PERU

Ministerio
de Transportes
y Comunicaciones

RESULTADO DIAGRAMA: MOMENTO POR SISMO DIRECCION Y



MOMENTO SISMO

3345.46 ton-m CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ

Ing. Luis Alberto Cordova Chiriboga
Especialista en Estructuras y Obras de Arte



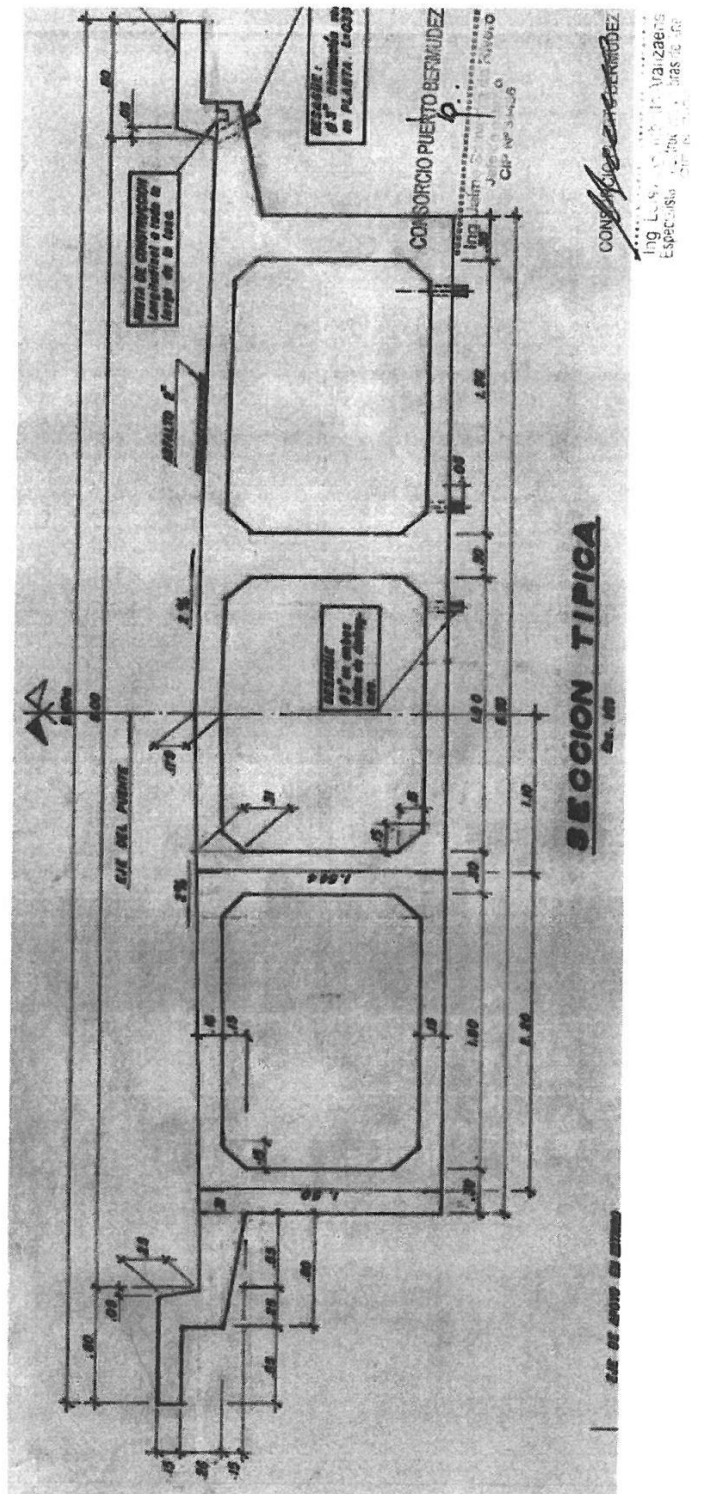
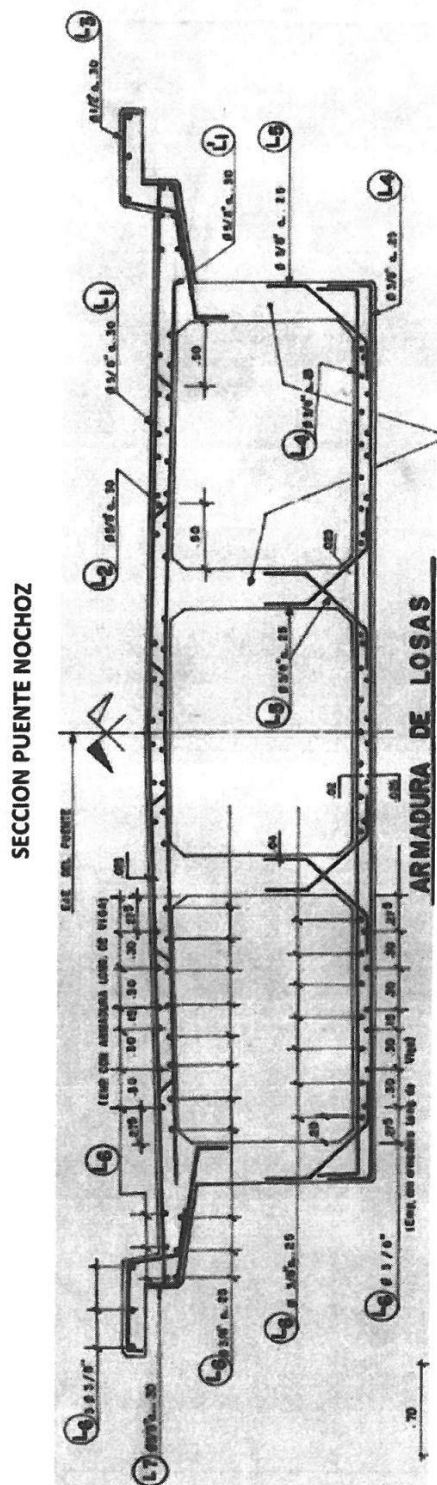
CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Alberto Cordova Chiriboga
Especialista en Estructuras y Obras de Arte

0224

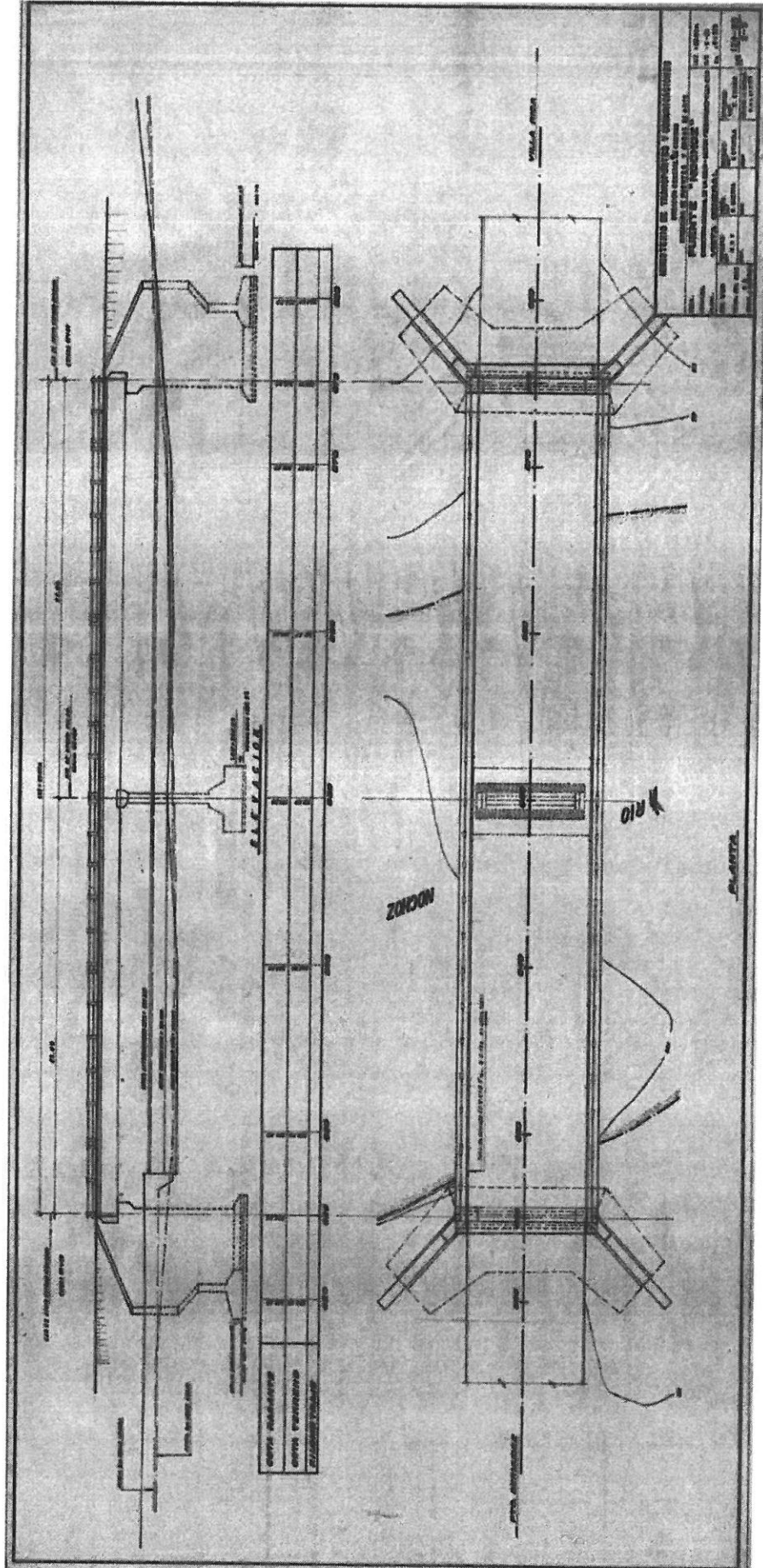
C-2. PLANOS DE DETALLES DEL PUENTE NOCHOZ – Expediente Técnico:

“Mejoramiento y Rehabilitación de la carretera Villa Rica – Puerto Bermúdez”

Logo of **Consortio PUERTO BERMUDEZ** and the logo of the **PERU** Ministry of Transport and Communications.



**4. PLANOS DEL PUENTE EXISTENTE
4.01 PLANTA Y ELEVACIÓN LATERAL DEL PUENTE**



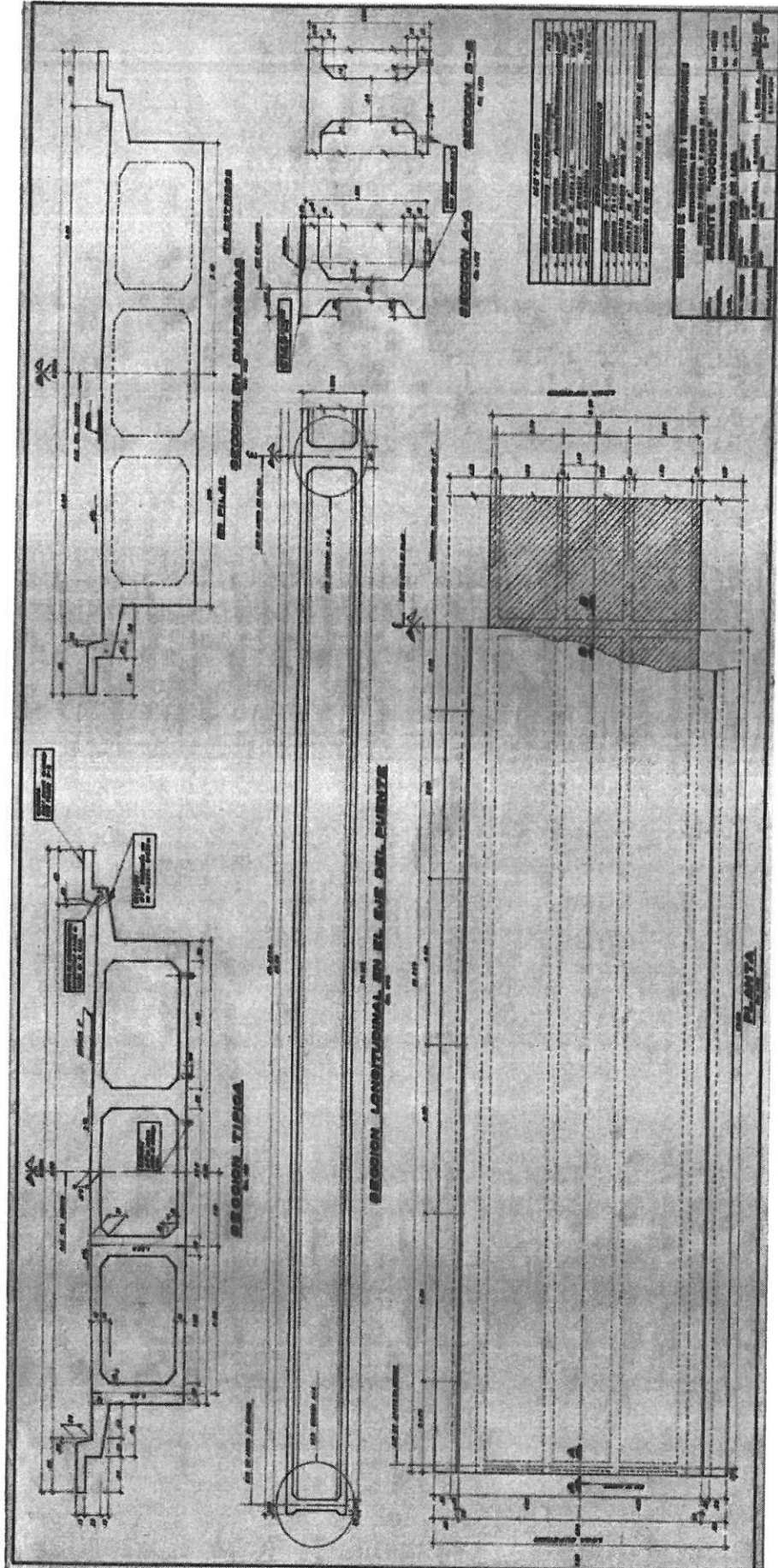
0274

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Alberto Valverde
Especialista en Estructuras

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. ...
Especialista en Estructuras



4.02 SECCIÓN TRANSVERSAL TIPO CAJÓN



00275

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Valera Bermudez
Especialista en Estructuras

CONSORCIO PUERTO BERMUDEZ
Ing. Luis Valera Bermudez
Especialista en Estructuras



ANEXO D.

D-1. ESTADO DE LOS PUENTES EN LA RED VIAL NACIONAL – 2016 – “Ministerio de Transportes y Comunicaciones”

**PUENTES EN LA RED VIAL NACIONAL OFICIAL
ESTADO DE LOS PUENTES AL AÑO 2016**

ID	DPTO	PROVINCIA	DISTRITO	cRuta	TIPO PUENTE	COD PUENTE	NOMBRE PUENTE	ESTADO ADECUADO
2157	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09592	PONTON VENADO	NO
2158	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09573	PTE. ATAZ	NO
2159	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09575	PTE. COCOMAS	NO
2160	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09580	PTE. GAVILAN	NO
2161	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09590	PTE. KIRISHARI	NO
2162	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09589	PTE. LA ESPERANZA	NO
2163	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09588	PTE. LA RAYA	NO
2164	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09601	PTE. LORENCILLO 1	NO
2165	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09597	PTE. LORENCILLO 2	NO
2166	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09596	PTE. LORENZO	NO
2167	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09577	PTE. NOCHOZ	NO
2168	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09586	PTE. PELMAZ	NO
2169	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09571	PTE. S/N KM. 137.162	NO
2170	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09579	PTE. S/N KM. 144.446	NO
2171	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09583	PTE. S/N KM. 153.946	NO
2172	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09584	PTE. S/N KM. 155.116	NO
2173	PASCO	OXAPAMPA	PUERTO BERMUDEZ	PE-5N		P09598	PTE. S/N KM. 184.291	NO
2174	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P10907	CHIVIS	SI
2175	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P10974	DOS OJOS	SI
2176	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P09535	LA SAL	SI
2177	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P10975	NAGAZU	SI
2178	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P10976	PAMPA ENCANTADA	SI
2179	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P09528	PTE. PAUCARTAMBO (PE-5N)	SI
2180	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09549	PONTON	NO
2181	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09555	PONTON	NO
2182	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09556	PONTON	NO
2183	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09561	PONTON CAKAZU	NO
2184	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09557	PONTON HUACAMAYO	NO
2185	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N		P09543	PTE. VILLARICA	NO
2186	PASCO	OXAPAMPA	VILLA RICA	PE-5N	DEFINITIVO	P10908	YUNCULMAS	SI
2187	PASCO	PASCO	HUARIACA	PE-3N		P06979	PTE. S/N KM. 164.144	NO
2188	PASCO	PASCO	HUARIACA	PE-3N		P06977	PTE. S/N(HUARIACA)	NO
2189	PASCO	PASCO	HUAYLLAY	PE-20A		P03723	PONTON	NO
2190	PASCO	PASCO	HUAYLLAY	PE-20A		P03721	PONTON ANTICONA	NO
2191	PASCO	PASCO	NINACACA	PE-3N		P06928	PONTON	NO
2192	PASCO	PASCO	PALLANCHACRA	PE-3N		P06983	PTE. S/N KM. 170.613	NO
2193	PASCO	PASCO	SAN FRANCISCO DE ASIS DE V	PE-3N		P06967	PTE. S/N KM. 158.521	NO
2194	PASCO	PASCO	SAN FRANCISCO DE ASIS DE V	PE-3N		P06968	PTE. SN KM. 161.631	NO
2195	PASCO	PASCO	YANACANCHA	PE-3N	MODULAR	P11179	GIBRALTAR	SI
2196	PASCO	PASCO	YANACANCHA	PE-3N	MODULAR	P11180	HUAYLAS	SI
2197	PIURA	AYABACA	AYABACA	PE-3N	MODULAR	P08369	PUENTE 3	NO
2198	PIURA	AYABACA	AYABACA	PE-3N	MODULAR	P02762	PUENTE 4	NO
2199	PIURA	AYABACA	MONTERO	PE-3N	MODULAR	P08419	PUENTE 2	NO
2200	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11293	BOLOGNESI	SI
2201	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11277	CITAN	SI
2202	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11121	COIPA	NO
2203	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11292	FAICAL	SI
2204	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P10903	GUANGAPE	SI
2205	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11291	OVEJERIA	SI
2206	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P10904	S/N	SI
2207	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11268	S/N	SI
2208	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P11270	S/N	SI
2209	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-3N	MODULAR	P10905	SALALA	SI
2210	PIURA	AYABACA	PACAIPAMPA	PE-1NR	MODULAR	P11215	VILCAS	SI
2211	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02800	CACHAQUITO	SI
2212	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P00181	MACARA	SI
2213	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02789	PTE. HUASIMO	SI
2214	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02787	PTE. LA CANTINA	SI
2215	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02796	PTE. MOROCHO II	SI
2216	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02797	PTE. MOROCHO III	SI
2217	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02788	PTE. PALO BLANCO	SI
2218	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02792	PTE. QUIROZ	SI
2219	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02795	PTE. ROCA RAJADA	SI
2220	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02791	PTE. SANTA ANA	SI
2221	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NL	DEFINITIVO	P02794	PTE. SUYO	SI
2222	PIURA	AYABACA	SUYO	PE-1NM	DEFINITIVO	P10914	PUENTE 2	SI
2223	PIURA	HUANCA BAMB	CANCHAQUE	PE-02A	MODULAR	P11274	FIERRO	SI
2224	PIURA	HUANCA BAMB	CANCHAQUE	PE-02A	DEFINITIVO	P00301	PTE. LA FILADERA	SI
2225	PIURA	HUANCA BAMB	HUANCA BAMB	PE-3N		P08400	PONTON	NO
2226	PIURA	HUANCA BAMB	HUANCA BAMB	PE-02A		P00316	PTE. HUANCA BAMB	NO
2227	PIURA	HUANCA BAMB	HUANCA BAMB	PE-3N		P08394	PTE. SONDOR	NO
2228	PIURA	HUANCA BAMB	HUARMACA	PE-04B	DEFINITIVO	P00427	PTE. HUALAPAMPA	SI
2229	PIURA	HUANCA BAMB	SAN MIGUEL DE EL FAIQUE	PE-02A	DEFINITIVO	P00299	PTE. CHANRO	SI
2230	PIURA	HUANCA BAMB	SONDOR	PE-02B		P00320	BANDEN	NO
2231	PIURA	HUANCA BAMB	SONDOR	PE-3N	MODULAR	P11273	CURLATA	SI
2232	PIURA	HUANCA BAMB	SONDOR	PE-3N		P08372	PONTON	NO
2233	PIURA	HUANCA BAMB	SONDOR	PE-3N		P08392	PONTON	NO