

UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40

Presentado por:

Edwin Edilberto Suri Suni

Para optar el Título de Ingeniero Civil

Abancay, Perú

2023



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC
FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL




TESIS

**“DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE
COPORAQUE, MEDIANTE EL USO DEL SISTEMA ATC 40”**

Presentado por **Edwin Edilberto Suri Suni**, para optar el Título de:
INGENIERO CIVIL


Sustentado y aprobado el 01 de agosto del 2023 ante el jurado evaluador:

Presidente:



PhD. Lucy Marisol Guanuchi Orellana

Primer Miembro:




Mtro. Diomedes Napoleón Ferrel Sarmiento

Segundo Miembro:



Ing. Darwin Duhamel Loayza Encalada

Asesor:



Mtro. José Adolfo Cárdenas Catalán

Agradecimiento

A Dios, por permitirme completar este trabajo de investigación y expandirme mis conocimientos. A los docentes de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil, quienes me compartieron sus conocimientos y experiencias en mi formación profesional. A la UNAMBA por su excelencia y exigencia académica que nos impulsa a estar en constante aprendizaje y a ser cada día mejores personas y profesionales.



Dedicatoria

Quiero dedicar este trabajo a mi padre Luis Suri Chaco. A mi madre María Suni Quispe. A mis hermanos Nixon, Celestina y Diani, a toda mi familia y amigos que gracias a su apoyo y comprensión ha sido posible poder concretar esta meta.



“Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40”

Línea de investigación: Ingeniería de la construcción

Esta publicación está bajo una Licencia Creative Commons



ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
RESUMEN	2
ABSTRACT	3
CAPÍTULO I	4
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.1 Descripción del problema.....	4
1.2 Enunciado del Problema.....	5
1.2.1 Problema general.....	5
1.2.2 Problemas específicos.....	5
1.2.3 Justificación de la investigación.....	5
CAPÍTULO II	7
OBJETIVOS E HIPÓTESIS	7
2.1 Objetivos de la investigación.....	7
2.1.1 Objetivo general.....	7
2.1.2 Objetivos específicos.....	7
2.2 Hipótesis de la investigación.....	7
2.2.1 Hipótesis general.....	7
2.2.2 Hipótesis específicas.....	7
2.3 Operacionalización de variables.....	8
CAPÍTULO III	10
MARCO TEÓRICO REFERENCIAL	10
3.1 Antecedentes.....	10
3.2 Marco teórico.....	13
3.2.1 Peligrosidad sísmica.....	13
3.2.2 Sismicidad en Perú.....	13
3.2.3 Definición de Puentes.....	16
3.2.4 Vulnerabilidad.....	16
3.2.5 Vulnerabilidad sísmica en la estructura del puente.....	17
3.2.6 Daños producidos en puentes.....	18
3.2.7 Determinación del índice de vulnerabilidad.....	23
3.2.8 Espectro de capacidad.....	31



3.2.9	Espectro de demanda	40
3.2.10	Niveles de desempeño	57
3.2.11	Vulnerabilidad patológica en la estructura del puente.....	61
3.3	Marco conceptual	62
CAPÍTULO IV.....		66
METODOLOGÍA.....		66
4.1	Tipo y nivel de investigación.....	66
4.1.1	Tipo de investigación	66
4.1.2	Nivel de investigación	66
4.2	Diseño de la investigación.....	66
4.3	Descripción ética de la investigación	66
4.4	Población y muestra	66
4.4.1	Población	66
4.4.2	Muestra	67
4.4.3	Componentes estructurales del puente	68
4.5	Procedimiento.....	74
4.5.1	Verificación de los elementos estructurales del puente.....	74
4.5.2	Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque	78
4.5.3	Evaluación de la vulnerabilidad patológica del puente de Coporaque.....	108
4.6	Técnica e instrumentos	112
4.6.1	Técnicas de evaluación.....	112
4.6.2	Técnicas de inclusión	112
4.6.3	Instrumentos de Ingeniería	113
4.7	Análisis estadístico	114
CAPÍTULO V		116
RESULTADOS Y DISCUSIONES		116
5.1	Análisis de resultados	116
5.1.1	Obtención del punto desempeño para un sismo de diseño $Tr = 475$ años.....	116
5.1.2	Obtención del punto desempeño para un sismo raro de $Tr = 1000$ años.....	119
5.1.3	Obtención del punto desempeño para un sismo muy raro de $Tr = 2475$ años.....	122
5.1.4	Niveles de desempeño de la estructura.....	125
5.1.5	Niveles de las patologías en la estructura.....	129
5.2	Contrastación de hipótesis	133



5.2.1 Hipótesis general	133
5.2.2 Hipótesis específica	133
5.3 Discusión	134
CAPÍTULO VI.....	137
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	137
6.1 Conclusiones.....	137
6.2 Recomendaciones	138
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	140
ANEXOS	143

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 — Operacionalización de variables	9
Tabla 2 — Acciones recomendados que deben adoptarse de acuerdo con el valor de I_v	31
Tabla 3 — Definición de clase de sitio.....	44
Tabla 4 — Valores de factor de sitio F_{pga} , en periodo cero en el espectro de aceleración ...	45
Tabla 5 — Valores de factor de sitio F_a , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración	45
Tabla 6 — Valores de factor de sitio F_v , para el rango de periodo largo en el espectro de aceleración	46
Tabla 7 — Categorización de puentes en Lima y Callao	48
Tabla 8 — Valores para factor de modificación del amortiguamiento, k	54
Tabla 9 — Valores mínimos permitidos SR_A y SR_V	55
Tabla 10 — Niveles de desempeño para las estructuras.....	58
Tabla 11 — Deformaciones límites según el ATC-40	59
Tabla 12 — Niveles de vulnerabilidad patológica del puente	62
Tabla 13 — Características generales del puente Coporaque	68
Tabla 14 — Dimensiones del tablero tipo cajón de peralte variable	77
Tabla 15 — Dimensiones del pilar	78
Tabla 16 — Características de los apoyos del neopreno	79
Tabla 17 — Cargas del puente	82
Tabla 18 — Registro de índices de esclerometría de los puntos en puente Coporaque	85
Tabla 19 — Resultado de índices de esclerometría de los puntos en puente Coporaque.....	86
Tabla 20 — Porcentaje de participación de modos de vibración en las tres direcciones	90
Tabla 21 — Parámetros del diagrama de esfuerzo-deformación de los materiales.....	101
Tabla 22 — Valores de espectro de capacidad del puente en la dirección “Y”	103
Tabla 23 — Valores de espectro de respuesta para los periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años.....	105
Tabla 24 — Espectro de demanda reducida para $Tr=475$ años	118
Tabla 25 — Espectro de demanda reducida para $Tr=1000$ años.....	121
Tabla 26 — Espectro de demanda reducida para $Tr=2475$ años	124
Tabla 27 — Punto de desempeño de la estructura en escenario sísmico.....	125
Tabla 28 — Rango de daño del puente Coporaque	126

Tabla 29 — Niveles de desempeño sísmico del puente de Coporaque	129
Tabla 30 — Niveles de vulnerabilidad patológico del puente de Coporaque	132
Tabla 31 — Niveles de vulnerabilidad patológica del puente	133

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 — Mapa sísmica del Perú, periodo 1960 - 2022.....	14
Figura 2 — Subducción y ubicación de las tres fuentes sismogénicas en Perú	15
Figura 3 — Esquema estructural del puente longitudinal	16
Figura 4 — Falla del tablero de puente por terremoto	19
Figura 5 — Falla por corte en pilar del puente.....	20
Figura 6 — Falla por socavación en estribos	20
Figura 7 — Falla por insuficiencia de longitud del tablero.....	21
Figura 8 — Colapso de puente Solidaridad de Lima	21
Figura 9 — Colapso de puente Yanango Tarma	22
Figura 10 — Pilar en serie con el apoyo en puentes	25
Figura 11 — Rigidez lateral de una pila formado por N columnas.....	26
Figura 12 — Longitud del apoyo	27
Figura 13 — Angulo de esviaje en puentes recto.....	27
Figura 14 — Angulo de esviaje en puentes curvos	28
Figura 15 — Curva de capacidad estructural	32
Figura 16 — Relación de momento curvatura	33
Figura 17 — Momento-curvatura idealizada para análisis estático y dinámico	33
Figura 18 — Modelo esfuerzo-deformación-Hognestad para el concreto	34
Figura 19 — Esfuerzo-deformación elastoplástico para el acero.....	35
Figura 20 — Fuerza-deformación (P-d) o momento-rotación (M- θ).....	36
Figura 21 — Masa tributaria del puente para análisis Pushover	37
Figura 22 — Masa tributaria del puente para análisis Pushover	38
Figura 23 — Zona de rotula plástica en la columna y/o pila del puente	40
Figura 24 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s)	41
Figura 25 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s)	42
Figura 26 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s)	43
Figura 27 — Espectro de respuesta de diseño AASHTO LRFD	47
Figura 28 — Espectro de demanda elástico y espectro de demanda.....	48
Figura 29 — Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS.....	51
Figura 30 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad	52

Figura 31 — Obtención de amortiguamiento β_0 para la reducción espectral	53
Figura 32 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad	56
Figura 33 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad	56
Figura 34 — Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de capacidad	59
Figura 35 — Sectorización por niveles de desempeño de la curva generalizada fuerza-deformación para componente	61
Figura 36 — Ubicación del puente Coporaque	67
Figura 37 — Vista panorámica actual de longitudinal del puente Coporaque.....	67
Figura 38 — Esquema actual de corte longitudinal del puente Coporaque	68
Figura 39 — Esquema actual de corte transversal del puente Coporaque	68
Figura 40 — Sección transversal del tablero sobre los pilares.....	69
Figura 41 — Sección transversal del tablero sobre los estribos	69
Figura 42 — Distribución típica de armadura de acero en el tablero.....	70
Figura 43 — Vista lateral y frontal de los pilares	71
Figura 44 — Armadura de pilares	71
Figura 45 — Vista frontal de la zapata.....	72
Figura 46 — Vista lateral de la zapata	72
Figura 47 — Grietas, por la infiltración de agua en la cara inferior del tablero	73
Figura 48 — Inflorescencia, por la infiltración de agua en la cara inferior de la vereda	73
Figura 49 — Visita a campo para las tomas de datos en el puente Coporaque.....	74
Figura 50 — Medición de vista transversal del tablero del puente Coporaque.....	75
Figura 51 — Medición de las dimensiones de viga cajón.....	75
Figura 52 — Medición de la dimensión de estribos.....	76
Figura 53 — Longitud del apoyo	80
Figura 54 — Ensayo de esclerómetro en puente	84
Figura 55 — Ubicación de los puntos de ensayos de esclerometría en el puente	84
Figura 56 — Ensayo de esclerometría en el punto 1 estribo izquierdo.....	84
Figura 57 — Abaco para determinar la resistencia a compresión del concreto	86
Figura 58 — Modelo tridimensional del puente Coporaque	87
Figura 59 — Camión de diseño HL-93	88
Figura 60 — Modo 1 longitudinal, $T = 1.170$ s	90
Figura 61 — Modo 2 transversal, $T = 1.014$ s	91



Figura 62 — Modo 4 Vertical, $T = 0.508$ s	91
Figura 63 — Curva de esfuerzo-deformación del acero	92
Figura 64 — Curva de esfuerzo-deformación del concreto	93
Figura 65 — Sección de la base del pilar del puente Coporaque.....	94
Figura 66 — Propiedades de la Sección base del pilar del puente Coporaque	94
Figura 67 — Capacidad del pilar en dirección transversal del puente Coporaque	95
Figura 68 — Momentos de curvatura para diferentes cargas axiales.....	96
Figura 69 — Sectorización de comportamiento inelástico de la pila del puente	97
Figura 70 — Asignación de rotula plástica en la pila del puente.....	98
Figura 71 — Asignación de rotulas plásticas en los pilares del puente	98
Figura 72 — Asignación de cargas horizontales en los pilares del puente	99
Figura 73 — Rotulas plásticas en los pilares del puente Coporaque	100
Figura 74 — Curva de capacidad del puente Coporaque en la dirección “Y”	100
Figura 75 — Curva de espectro de capacidad del puente en la dirección “Y”	102
Figura 76 — Espectro de respuesta para un $Tr=475$ años.....	104
Figura 77 — Espectro de respuesta para un $Tr=1000$ años.....	104
Figura 78 — Espectro de respuesta para un $Tr=2475$ años.....	105
Figura 79 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 475 años.....	107
Figura 80 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años.....	107
Figura 81 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2475 años.....	108
Figura 82 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en los pilares	109
Figura 83 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en los estribos	110
Figura 84 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en el tablero	111
Figura 85 — Obtención del desempeño inicial con el espectro 475 años.....	116
Figura 86 — Iteración con el espectro de demanda reducida de $Tr = 475$ años	117
Figura 87 — Obtención del desempeño inicial con el espectro 1000 años.....	119
Figura 88 — Iteración con el espectro de demanda reducida para $Tr=1000$ años	120
Figura 89 — Obtención del punto desempeño inicial con el espectro 2475 años.....	122
Figura 90 — Iteración con el espectro de demanda reducida de $Tr=2475$ años	123
Figura 91 — Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección “Y”	126
Figura 92 — Niveles del desempeño en el espectro de capacidad del puente	127
Figura 93 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 475$ años	127

Figura 94 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 1000$ años	128
Figura 95 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 2475$ años	128
Figura 96 — Tipos de patologías encontrados en los pilares	129
Figura 97 — Tipos de patologías encontrados en los estribos	130
Figura 98 — Tipos de patologías encontrados en el tablero	131
Figura 99 — Nivel de porcentaje de patologías afectados en puente.....	132
Figura 100 — Nivel de porcentaje incidencia de patologías en puente	132
Figura 101 — Curva de capacidad dirección Y-Y	144
Figura 102 — Espectro de capacidad dirección Y-Y	145
Figura 103 — Espectro de respuesta elástico dirección Y-Y.....	147
Figura 104 — Espectro de respuesta elástico ADRS dirección Y-Y	147
Figura 105 — Punto de desempeño inicial dirección Y-Y	148
Figura 106 — Punto de desempeño dirección Y-Y.....	150
Figura 107 — Certificado de calibración del esclerómetro parte 1/2	152
Figura 108 — Certificado de calibración del esclerómetro parte 2/2	153
Figura 109 — Ensayo de esclerometría en estribo izquierdo en puntos 2	154
Figura 110 — Ensayo de esclerometría en pilar derecho en punto 3.....	155
Figura 111 — Ensayo de esclerometría en tablero pared lado derecho en punto 4	156
Figura 112 — Ensayo de esclerometría en tablero base derecho en punto 5	157
Figura 113 — Ensayo de esclerometría en tablero base derecho en punto 6.....	158
Figura 114 — Ensayo de esclerometría en tablero en punto 7.....	159
Figura 115 — Ensayo de esclerometría en pilar izquierdo en punto 8	160
Figura 116 — Mapa sísmica del Perú, periodo 1960 – 2022	161
Figura 117 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $Tr = 475$ años	162
Figura 118 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s), para $Tr = 475$ años.....	163
Figura 119 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s), para $Tr = 475$ años	164
Figura 120 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $Tr = 1000$ años	165
Figura 121 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s), para $Tr = 1000$ años	166
Figura 122 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s), para $Tr = 1000$ años.....	167
Figura 123 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $Tr = 2475$ años	168
Figura 124 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s), para $Tr = 2475$ años	169
Figura 125 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s), para $Tr = 2475$ años.....	170



INTRODUCCIÓN

La preferencia adoptada a esta tesis, surge de una necesidad de un idealista, con más energía que conocimiento sobre el tema de investigación, a los cuales me lleva a tomar la decisión de realizar mi trabajo de investigación basado en el siguiente argumento. El estado situacional del proyecto de un puente que se observa en el trayecto de la ciudad Espinar hacia el distrito de Coporaque, donde diariamente en rutina de trabajo se pasaba por dicho lugar, ya que la entidad pública donde laboro desde octubre del 2019 hasta la actualidad fue participe de ejecución de varios proyectos de igual similitud en la provincia de Espinar, durante estos periodos, los puentes siempre fueron mi atracción, por ello nace la demanda de analizar la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque.

La siguiente línea reafirma esta investigación de tesis, como un intento esmerado por seleccionar una alternativa al puente, ubicado se encuentra sobre el río Apurímac entre las comunidades Campesinas de Anansaya Ccollana y Hanccamayo en el distrito de Coporaque, en la provincia de Espinar, en el departamento Cusco, donde el esquema estructural del puente es de 130 m de longitud y posee dos pilares intermedios. Este puente se encuentra operativo después de un evento sísmica, pues su eventual falla se traduce pérdidas económicas al sur del país, por ser una estructura que interconecta a la provincia de Espinar con los principales proyectos mineros las Bambas, Hubay, y las regiones Apurímac, Cusco, Puno y Arequipa, donde específicamente, se pretende identificar la vulnerabilidad frente a posibles escenarios sísmicos y plantear como una alternativa la metodología simplificada para su estimación de la vulnerabilidad estructural de los puentes existentes en las infraestructuras viales en sus diferentes desempeños, donde un puente necesita ser medido no solo el tiempo o costo de construcción, sino también el estudio de nivel de vulnerabilidad sísmica en su vida útil de servicio, el impacto ambiental que este podría generar y el mantenimiento, rehabilitación y/o reforzamiento a corto o largo plazo.

La curiosidad, hace referencia a evaluar y determinar el nivel de la vulnerabilidad sísmica del puente de Coporaque, definiendo los parámetros y consideraciones, según la normativa de Manual de Puentes de Perú, además se presentan los cálculos de procedimientos realizados para la obtención de índice de la vulnerabilidad como el filtro de análisis inicial y la ubicación de punto de desempeño de la estructura mediante el análisis no lineal estático Pushover. Así si mismo se definen los rangos de límites de desempeño y daño del puente de Coporaque, luego se correlaciona el punto de desempeño calculado y el nivel de daño esperado frente a tres escenarios sísmicos, mediante el uso del sistema ATC 40.



RESUMEN

El puente de Coporaque de tipo segmentales de concreto armado y postensados de voladizo sucesivo considerado de tipo no convencional de esquema estructural de longitud total de 130 m, con tres vanos de 40, 50 y 40 metros, apoyado en dos pilares intermedios y dos estribos, ubicado en la vía de Red Vial Nacional que corresponde a eje longitudinal de la sierra sur PE-3SG (Ramal) trayectoria: Emp PE-3SF (Challhuahuacho) – Santo Tomas – Yauri – Emp: PE-3S (Ayaviri). En la investigación se planteó determinar la capacidad y demanda del nivel de vulnerabilidad frente a tres escenarios sísmicos en periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años, incidencias importantes en nuestra zona. La presente investigación tiene como objetivo principal determinar el nivel de la vulnerabilidad sísmica que presenta el puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, en base a conceptos, parámetros y consideraciones según las normativas del sistema ATC-40 (1996) y Manual de Puentes (2018). La vulnerabilidad del puente dependerá de sus propiedades estructurales, que se determinó mediante los ensayos no destructivos la resistencia a compresión del concreto $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, mediciones y planos de replanteos. Con el fin de conocer el comportamiento no lineal de la estructura, mediante la técnica de índice de vulnerabilidad y espectro de capacidad. Se hace uso de programas avanzados de elementos finitos para modelamientos 3D como Csi Bridge, de ello se obtuvo, mediante un análisis Pushover la curva de capacidad de la estructura, el punto de desempeño y luego la evaluación del nivel daño esperado de vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque.

Finalmente se determinó el punto de desempeño sísmico en cuatro límites de niveles de daño que presenta el sistema ATC-40, donde en rango de Operacional para $Tr = 475 \text{ años}$, pero tendrá un comportamiento inadecuado ingresando levemente en el rango inelástico. Mientras para el nivel de desempeño sísmico en rango de funcional Ocupación Inmediata para $Tr = 1000 \text{ años}$. El nivel de desempeño sísmico en rango de Seguridad de Vida para $Tr = 2475 \text{ años}$, pero cerca al colapso Estabilidad Estructural. Así mismo se determinó el nivel de vulnerabilidad patológico con áreas afectadas de 896.40 m^2 , que representa al 40.38 %, que tendría una calificación de numero 2 vulnerabilidad regular o leve. El puente requiere una atención a mediano plazo no cercano con el reforzamiento estructural.

Palabras clave: Norma ATC-40, Vulnerabilidad, Desempeño, Análisis Pushover, Patologías.

ABSTRACT

The bridge of Coporaque of segmental type of reinforced concrete and post-tensioned of successive cantilever considered of unconventional type of structural scheme of total length of 130 m, with three spans of 40, 50 and 40 meters, supported by two intermediate pillars and two abutments, located in the route of National Road Network that corresponds to longitudinal axis of the southern mountain range PE-3SG (Branch) trajectory: Emp PE-3SF (Challhuahuacho) – Santo Tomas – Yauri – Emp: PE-3S (Ayaviri). In the research it was proposed to determine the capacity and demand of the level of vulnerability against three seismic scenarios in return periods of 475, 1000 and 2475 years, important incidents in our area. The main objective of this research is to determine the level of seismic vulnerability presented by the Coporaque bridge, through the use of the ATC 40 system, based on concepts, parameters and considerations according to the regulations of the ATC-40 system (1996) and Bridge Manual (2018). The vulnerability of the bridge will depend on its structural properties, which were determined by non-destructive testing the compressive strength of concrete $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, measurements and stakeout drawings. In order to know the non-linear behavior of the structure, using the vulnerability index and capacity spectrum technique. Advanced finite element programs are used for 3D modeling such as Csi Bridge, from which it was obtained, through a Pushover analysis, the capacity curve of the structure, the performance point and then the evaluation of the expected level of seismic vulnerability of the Coporaque bridge.

Finally, the seismic performance point was determined in four limits of damage levels presented by the ATC-40 system, where in the Operational range for $T_r = 475$ years, but it will have an inadequate behavior entering slightly in the inelastic range. While for the level of seismic performance in functional range Immediate Occupation for $T_r = 1000$ years. The level of seismic performance in Life Safety range for $T_r = 2475$ years, but close to Structural Stability collapse. Likewise, the level of pathological vulnerability was determined with affected areas of 896.40 m^2 , which represents 40.38 %, which would have a rating of number 2 regular or mild vulnerability. The bridge requires medium-term attention not close to structural reinforcement.

Keywords: *ATC-40 Standard, Vulnerability, Performance, Pushover Analysis, Pathologies.*



CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción del problema

En las últimas décadas en todo el territorio peruano, en específico en la provincia de Espinar región Cusco; se han presentado importantes proyectos de inversión. Entre ellas tenemos edificaciones, presas, obras de saneamiento, puentes, pavimentaciones, etc. Estas obras ejecutadas y/o realizadas, ya sean por inversión pública o privada; en muchas ocasiones no se presentan ningún estudio de evaluación de comportamiento sísmico del estado actual y monitoreo de puentes existentes por parte de Ministerio de Transportes y Comunicaciones, tanto por parte de Instituto Vial de Gobiernos Locales, sujeto a los parámetros de alto sismicidad. Tal en el caso de los puentes en todo territorio de Espinar hasta la fecha.

Como es el caso del puente Coporaque, dado a su vida útil de tiempo de servicio, que ya cuenta con más de 20 años, actualmente transitan y se permite el paso de los vehículos pesados de alto tonelaje que pudiera ocasionar sobrecargas y generar una reducción en su vida útil. Por la razón mencionado, es de necesidad un estudio de determinación de nivel de vulnerabilidad sísmica en sus elementos estructurales, ayudaría a conocer el estado real de cómo se encuentra en un escenario sísmico.

Cabe mencionar que, el diseño del puente se realizó acorde a los parámetros indicados en las normas y reglamentos antiguos de AASHTO LRFD, y la falta de categorización de la infraestructura vial según su necesidad e importancia. Así mismo por parte de Provias Nacional no se hizo ninguna intervención de evaluación durante en su tiempo de servicio, ya que es un interés nacional que conecta las regiones Apurímac – Cusco – Puno.

En la actual investigación se realizó un trabajo de determinación de la vulnerabilidad sísmica de puente, será evaluada según la normativa de ATC 40, y proponer una metodología simplificada para su evaluación estructural, de acuerdo a los resultados obtenido se tomará decisiones para la intervención del puente Coporaque, rehabilitación y/o reforzamiento para así mejorar su funcionalidad y el estado de conservación de esta estructura.

1.2 Enunciado del problema

1.2.1 Problema general

¿Qué nivel de vulnerabilidad sísmica presenta el puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, ante un escenario sísmico?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cuál es el desempeño estructural del estado actual del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40?
- ¿Cuál es la medida del nivel de vulnerabilidad patológica del puente Coporaque, de los elementos estructurales de superestructura y subestructura de una muestra representativa?
- ¿Cómo influirá la metodología simplificada para efectuar la obtención de la vulnerabilidad estructural de puente en el ámbito del desarrollo de tesis?

1.2.3 Justificación de la investigación

La presente investigación está dirigida hacia el proyecto de puente Coporaque. En la actualidad presenta más de 20 años de vida útil y tiempo de servicio a la provincia de Espinar, como principal conexión entre la población de Espinar y el distrito de Coporaque y ruta para el corredor minero las Bambas, Hubay, provincia de Chumbivilcas y región Apurímac. Por lo que es necesario evaluar a la estructura y obtener la capacidad de resistencia del concreto ante un escenario sísmico para establecer el grado de vulnerabilidad sísmica del puente, bajo el procedimiento del sistema del ATC 40 (Applied Technology Council). Todo esto con el fin de obtener un diagnóstico acertado de acuerdo a los parámetros de manual de puentes, que nos permita una adecuada intervención de su estructura, para su reforzamiento y/o rehabilitación.

La finalidad conocer el estado en el que se encuentra actualmente el puente Coporaque, lo cual es factible a partir de la determinación de la vulnerabilidad sísmica que se podrían encontrar, muchas veces en el proceso constructivos hay posibles deficiencias o por desconocimiento no se cumplen las especificaciones técnicas que se presenta el documento del expediente técnico, esto con el paso de los tiempos ocasionan problemas de fallas o colapsos frente a los desastres sísmicos. Los resultados obtenidos serán presentados a las Municipalidad Provincial de Espinar y Municipalidad Distrital de Coporaque, como principal

interesado, para que tome acciones correspondientes en futuras decisiones de rehabilitación y/o reforzamiento. La presente línea de investigación será un gran aporte y referencia para las futuras investigaciones e intervenciones de acorde a lo que lo requieran y estudios técnicos relacionados.



CAPÍTULO II

OBJETIVOS E HIPÓTESIS

2.1 Objetivos de la investigación

2.1.1 Objetivo general

Determinar el nivel de la vulnerabilidad sísmica que presenta el puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, ante un escenario sísmico.

2.1.2 Objetivos específicos

- Evaluar el desempeño estructural del estado actual del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40.
- Evaluar el nivel de la vulnerabilidad patológica del puente Coporaque, de los elementos estructurales de superestructuras y subestructuras de una muestra representativa.
- Establecer la influencia la metodología simplificada para efectuar la evaluación de la vulnerabilidad estructural de puentes en el ámbito de desarrollo de tesis.

2.2 Hipótesis de la investigación

2.2.1 Hipótesis general

El puente Coporaque debido a la antigüedad presenta actualmente, el nivel de vulnerabilidad sísmica moderadamente alta, por ello es necesario el reforzamiento estructural.

2.2.2 Hipótesis específicas

- Al evaluar el desempeño estructural del estado actual del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, presentan el nivel de daño alto.
- Al evaluar el nivel de vulnerabilidad patológica de los elementos estructurales de la superestructura y subestructura de una muestra representativa del puente Coporaque, presentan el nivel de severidad.
- Al aplicar metodología simplificada para efectuar el diagnóstico acerca de la vulnerabilidad en las estructuras de puente, permiten conocer el estado situacional.

2.3 Operacionalización de variables

2.3.1 Variables independientes

El variable independiente es cuando el investigador a voluntad modifica para averiguar y evaluar, si sus modificaciones generan o no alteraciones en cambios en las demás variables:

X: Esquema estructural del puente de Coporaque.

- Idealización para el sistema de no linealidad de los elementos estructurales del puente, mediante el método de elementos finitos.
- Punto de desempeño estructural, mediante el sistema de ATC 40.
- Objetivo, Nivel de desempeño y daño de la estructura, dados por el sistema de ATC 40.

2.3.2 Variables dependientes

El variable independiente es cuando es afectada por la presencia de la variable independiente en el resultado. Esta variable es directamente son las designan las variables a dar resultados o efectos y explicar respecto a los cuales hay que buscar un motivo.

Y: Nivel de desempeño de la estructura del puente.

Tabla 1 — Operacionalización de variables

Variables (V)	Indicadores	Instrumentos	Índices
<p>Variable Independiente “X” Sistema ATC 40</p>	<p>Determinación de las deficiencias y estrategias en rediseño del puente</p>	<p>Cuestionario (Sistema ATC 40).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Nivel de desempeño sísmico. • Uso de niveles sísmicos. • Identificación del estado de operatividad del puente. • Aplicación de análisis no lineal Pushover. • Aplicación de método espectro capacidad y espectro de demanda. • Identificar fallas estructurales, • Verificar el nivel de desempeño. • Alternativas factibles para reforzamiento.
<p>Variable Dependiente “Y” Vulnerabilidad sísmica del puente de Coporaque</p>	<p>Determinación de la operatividad y estrategias de rediseño del puente</p>	<p>Csi Bridge, Excel.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Irregularidad en planta y altura. • Curva de capacidad estructural de puente. • Punto de desempeño del puente • Reforzamiento estructural del puente. • Nivel de desempeño estructural del puente.
	<p>Determinación de las patologías</p>	<p>Observación, recopilación de información y procesamiento de muestras.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Tipo y clases de lesiones patológicas. • Áreas afectadas. • Formas de lesiones afectadas.



CAPÍTULO III

MARCO TEÓRICO REFERENCIAL

3.1 Antecedentes

a) Antecedentes internacionales

(LANDA, 2006), en su investigación “Procedimientos para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes”, realizado en la Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo, tuvo como objetivo proponer un método para evaluar la capacidad sísmica de puentes existentes que se logre aplicar a una gran cantidad de puentes con aplicaciones fiables. La seguridad sísmica de los puentes se clasifica utilizando la técnica un procedimiento de evaluación simplificada con nueve coeficientes. Con base de estos se determinó la índice vulnerabilidad I_v , para definir el tipo de acciones recomendadas y prioriza las estructuras para fines de evaluación. Así mismo, se utilizó técnicas de evaluación de evaluación intermedia a través de las cuales determinó estimación de las propiedades de los materiales y los diferentes tipos de fallas que puede ocurrir en los puentes. Al realizar un análisis no lineal para definir la curva de capacidad de un puente, utilizo su propio programa computacional Fortran 90 para determinar el periodo efectivo y el amortiguamiento equivalente a través de un modelo lineal equivalente, considerando los requerimientos de desplazamiento de los pilares la evaluación del espectro para cuatro estados limites diferentes. Finalmente concluyo que se propuso y adopto un procedimiento simplificado a una escala para determinar las acciones que debe seguir posterior a la evaluación. A través del análisis estático no lineal determinó que las fallas detectadas en las pilas fueron por fallas por flexión, traslapes en la parte de rotulas plástica, falta de confinamiento y falla prematura por cortante (LANDA, 2006 págs. 2, 3, 108).

(MALDONADO, y otros, 2019), en su investigación “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente rio Capayan” realizado en la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional La Rioja, tuvieron como objetivo definir la vulnerabilidad sísmica y su importancia en el procedimiento general de evaluación del peligro sísmico y posterior refuerzo de puentes existentes. Utilizando como técnica de método de análisis no lineal estático (Pushover), donde se realizó la evaluación de la demanda sísmica, determinación de las capacidades

de la estructura del puente, determinación de coeficiente (C/D) y verificación de probabilidad de excedencia, lo cual se utilizó para su modelación tridimensional y para su respectivo análisis el modelo de elementos finitos en el software computacional de CSI BRIDGE V20.0.0, finalmente concluyeron que para el estado límite por desplazamiento de la superestructura en dirección longitudinal y transversal no es necesario realizar reforzamiento a nivel de apoyo debido existen topes sísmicos en pila y estribos, para el capacidad de desplazamiento según la ductilidad flexiona de las pilas se observa para el estado de límite de Serviciabilidad son menores a la admisible para dirección longitudinal por lo cual cumple el nivel desempeño esperado. En cambio, para el estado de control de daño es superado al límite admisible, esto indica que le puente presenta vulnerabilidad sísmica para este estado límite y debería reforzarse. Dicho refuerzo debería aumentarse la ductilidad flexional de la pila, confinado las secciones de formación de rotulas plásticas, mediante camisas de acero, hormigón o compuesto (MALDONADO, y otros, 2019 pág. 84).

(DANNA, y otros, 2013), en su investigación “Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente”, realizado en la Universidad Nacional de Tucumán, tuvieron como objetivo es evaluar la vulnerabilidad sísmica de puentes para estudiar posibles obras de refuerzo o restauración. Utilizaron diferentes técnicas: Método A1/A2 para verificación de fuerzas y anchos en apoyos o conexiones; métodos B para verificación capacidad de componentes, método C para coeficientes capacidad/demanda de los componentes, método D1 para espectro de capacidad, método D2 para análisis Pushover y método del programa dinámico E (Tiempo-Historia), utilizaron varios programas de elementos finitos como: Sap 2000, Midas Civil, Abaqus, Seismostruct, Ruaumoko, Opensys, etc. Finalmente concluyeron de una evaluación de los métodos aplicados que el puente es frágil y se debe desarrollar una estrategia de restauración, que incluye un plan completo de las tareas realizar, como refuerzo, mejoramiento de suelo en el sitio o restauración parcial (DANNA, y otros, 2013 pág. 1).

b) **Antecedentes nacionales**

(CHAVEZ, y otros, 2022), en su investigación “Vulnerabilidad estructural del puente Huaura ante solicitaciones sísmicas, ubicado en el Distrito de Huaura – Lima”, realizado en la Universidad Nacional de Barranca, tuvieron como objetivo



fue determinar la vulnerabilidad del puente Huaura al diseño para indicaciones sísmicas, según los descritos del Manual de Puentes 2018. Utilizando como técnicas el análisis no lineal estático (Pushover), realizó el modelado 3D y análisis en Sap 2000, en cual determinó la curva de capacidad portante, para entender el comportamiento no lineal del puente, luego determinó el requerimiento sísmico del sismo de diseño y obtuvieron el desempeño estructural del puente Huara, para un escenario sísmico de $Tr = 1000$ años, su deriva obtenida fue de $0.017 m$, incursionando en el nivel de daño Cerca de Colapso, como indica la normativa de Visión 2000 y para el sistema de ATC-40, se encontró en el nivel de daño Seguridad de Vida. Concluyeron que el puente estudiado se encuentra vulnerable para un evento sísmico esperado, por lo que el nivel de desempeño no alcanza al nivel de Ocupación Inmediata (CHAVEZ, y otros, 2022 págs. 3, 146).

(CUTTI, 2018), en su investigación “Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo”, realizado en la Universidad Nacional de Ingeniería, tuvo como objetivo fue determinar la vulnerabilidad sísmica del puente Atocongo, para identificar los posibles daños causados por sismo de diferentes magnitudes. Adopto como técnica un método de espectro de capacidad basado en la determinación el desplazamiento del intervalo inelástico, mediante el análisis estático no lineal (Pushover), modelado numéricamente en Sap 2000. Finalmente concluyo que obtuvo el punto de desempeño estructural del puente Atocongo, se ubicó entre cuatro intervalos de niveles de daño, definido en base a la curva de capacidad bilinealizada, para el escenario sísmico $Tr=500$ años en la dirección transversal encontró daño moderado y para los escenarios sísmicos de $Tr=1000$ años y $Tr=2500$ años, encontró daños muy severos, que el puente con los años de servicio y vida útil podría quedar inoperativo servicio para el uso de los ocupantes hasta su intervención de reforzamiento estructural (CUTTI, 2018 págs. 4, 25,130).

(ESCUADERO, y otros, 2021), en su investigación “Evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N – Moche por el Método del Espectro de Capacidad ante la acción de sismo severo”, realizado en la Universidad Privada Antenor Orrego, tuvieron como objetivo evaluar el grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PE1N. utilizó como técnica el método de Espectro de capacidad de desplazamiento mediante un análisis estático no lineal (Pushover), con la finalidad



de conocer el comportamiento inelástico de dicha estructura, lo cual se realizó el modelado y análisis en software de Csi bridge. Finalmente concluyeron que el grado de vulnerabilidad del puente Moche para un sismo severo con un periodo de retorno de 1000 años es bajo, pues que ocurre un 59 % de probabilidad de exceder el estado de daño para una aceleración de 1g, es decir el puente se encuentra en condiciones operacional después de ocurrido el sismo de estudio y para las aceleraciones entre 2.5 a 3.5 *g* resulta en un estado de daño cercano al colapso con una probabilidad del 80 % (ESCUDERO, y otros, 2021 págs. 3, 96).

3.2 Marco teórico

3.2.1 Peligrosidad sísmica

La República de Perú se encuentra en una de las regiones de mayor riesgo sísmico del mundo, por lo que los diseñadores estructuralistas deberían diseñar los puentes, edificios y obras de arte, tomando en cuenta que lo que más importante es la acción sísmica. Por ello es necesario concientizar a la población de que los terremotos no matan, son las estructuras que matan, si no están diseñados de manera adecuada de ingenieril (AGUIAR, 2008 pág. 15).

3.2.2 Sismicidad en Perú

La actividad sísmica en Perú es parte de la placa Sudamericana, la cual está chocando de frente con la placa de Nazca, a razón de unos 6 centímetros por año. Este proceso es el origen de los sismos en el Perú, este proceso no se detendrá, por lo tanto, siempre nos veremos afectados por sismos de diferentes magnitudes. Los terremotos son periódicos, no podemos evitarlos, aparecerán en algún momento y afectarán la dinámica de cada unidad tectónica dentro del continente. En la Figura 4, se presenta un mapa de actividad sísmica en Perú desde 1960 hasta 2022 ($M_w > 4.0$). Los terremotos se clasifican según los límites de profundidad focal en la superficie ($h < 60$ km), intermedios ($61 < h < 350$ km) y profundos ($h > 351$ km) (TAVERA, y otros, 2022 pág. 12).

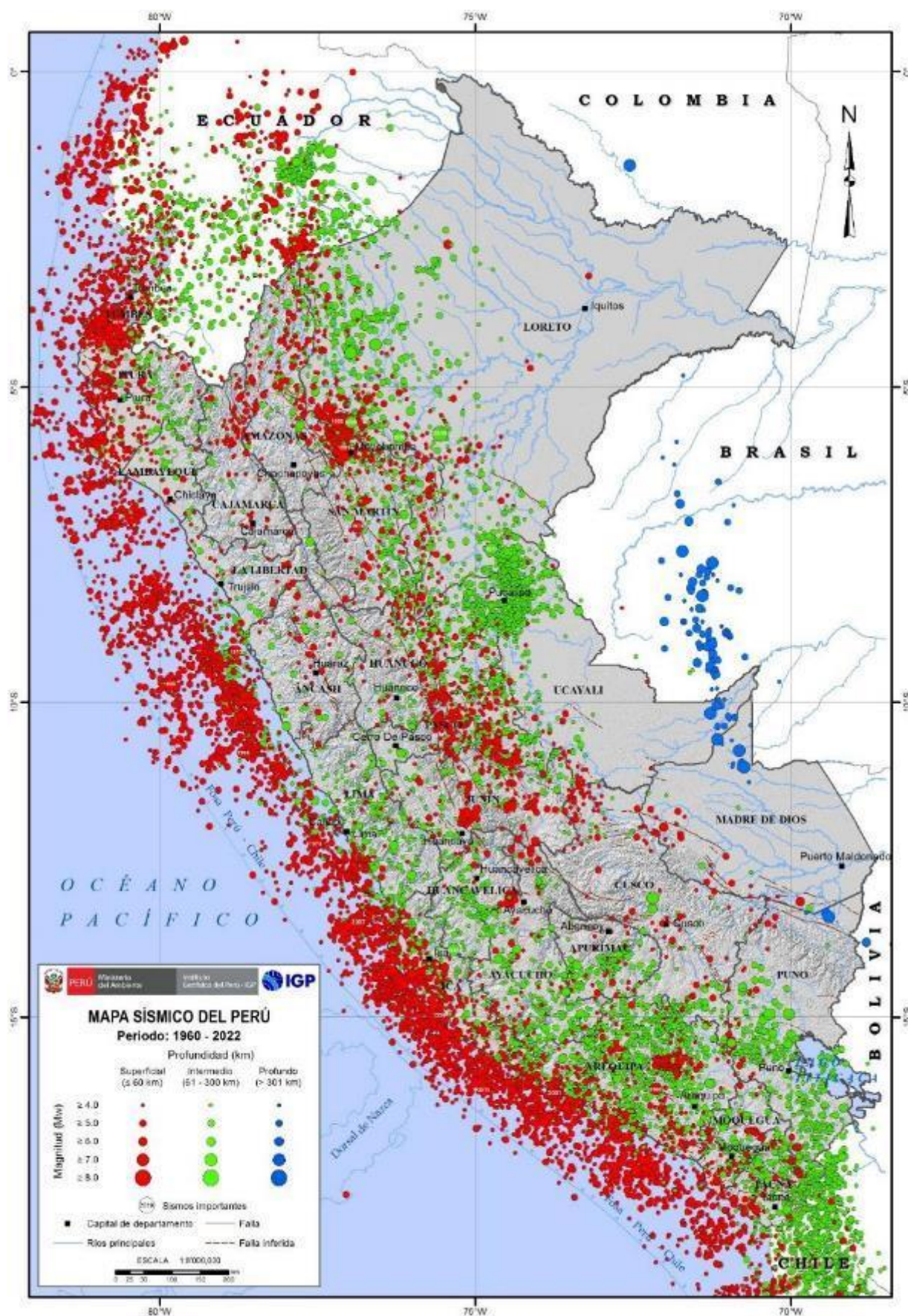


Figura 1 — Mapa sísmico del Perú, periodo 1960 - 2022

Extraído de: (IGP, 2022 pág. 1)

En Perú, la distribución espacial de los fenómenos sísmicos permitió identificar la presencia de tres hipocentros importantes y principales:

- La primera y más relevante origen es la superficie de choque entre la Placa de Nazca de océano pacífico y la Placa Sudamericana en el oeste de Perú. En el pasado, este origen es causante de grandes magnitudes, intensidades y daños superficiales por terremotos ($M > 7.0Mw$). Muchos de estos desastres naturales pasaron acompañados de tsunamis, lo que se sumó a las pérdidas, principalmente en todas las zonas costeras del océano pacífico. Por ello, es de interés e importante conocer los períodos de retorno de los desastres naturales de terremotos, o en el mejor de los casos, la ubicación particular de las regiones que actualmente se encuentran en un estado de deformación y acumulación de energía a medida que desencadenan nuevos terremotos en las regiones en el futuro (TAVERA, 2017 pág. 4).

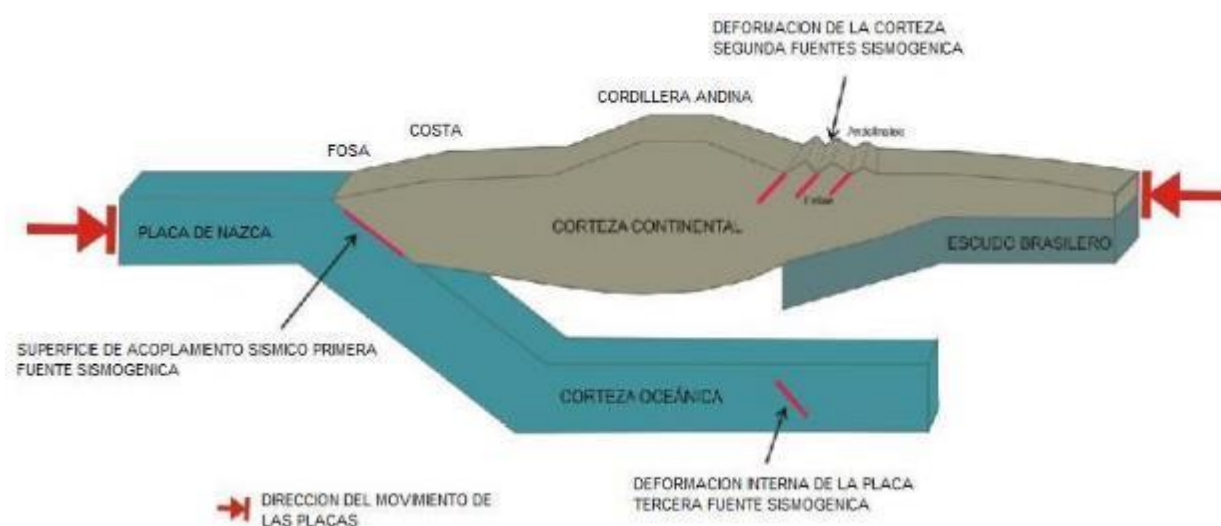


Figura 2 — Subducción y ubicación de las tres fuentes sísmogénicas en Perú

Extraído de: (TAVERA, 2017 pág. 4)

- El segundo origen considera la deformación superficial de la corteza continental y la presencia de fallas geológicas de diversas formas y tamaños. Estos orígenes producen sismos de magnitud moderada ($M > 7.0Mw$), pero cuando estos sismos ocurren cerca de zonas urbanas ya poca profundidad, generan daños y destrucción similares a los sismos de grandes magnitudes producidos por el primer origen (TAVERA, 2017).
- Un tercer origen corresponde a la deformación interna de la placa de Nazca debajo de la cordillera de los Andes a una profundidad de 100 km o más. En

general, esta fuente induce sismo de intensidad moderada que conduce a procesos de licuefacción del suelo (*magnitud* < 7,0 Mw) en la superficie de los valles andinos y subandinos (TAVERA, 2017).

3.2.3 Definición de Puentes

Los puentes están diseñados y edificados para ser estructuras de soporte de cargas vivas y cargas propios de el mismo. Además, son la extensión de caminos, carreteras o vía para continuarlo, es decir un puente permite la continuidad del camino y en el trayecto debe haber obstáculos naturales o artificiales que mantengan la naturaleza del entorno. La dificultad del trayecto puede ser creadas por el hombre, o pueden ser las clásicas naturales, como ríos y arroyos, lagos y océanos. Por su parte, los obstáculos artificiales pueden ser carreteras, caminos u otras estructuras artificiales creados por el hombre (GARCIA, 2006).

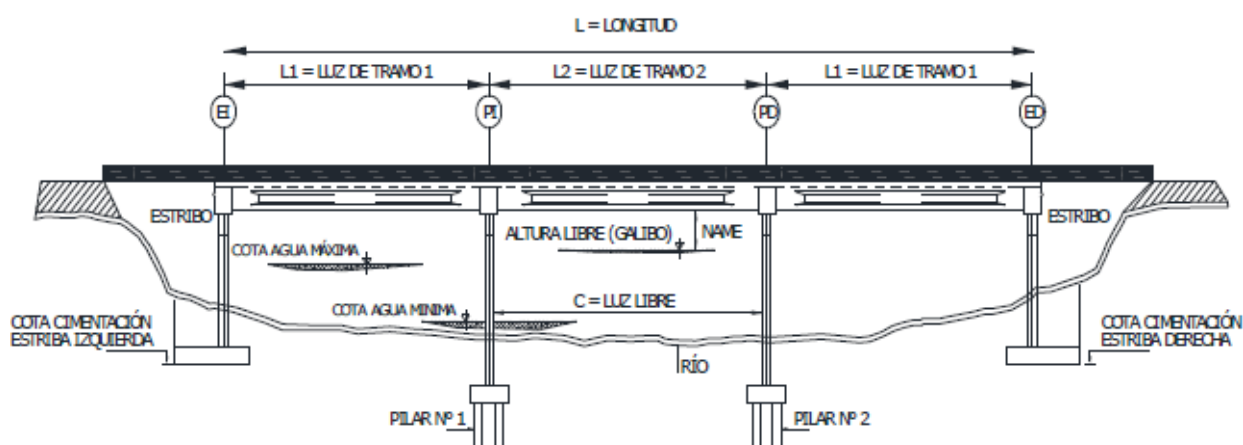


Figura 3 — Esquema estructural del puente longitudinal

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 61)

3.2.4 Vulnerabilidad

De acuerdo a (INDECI, 2006), la vulnerabilidad es la debilidad o de exhibición de un individuos o conjunto a la presencia de una amenaza natural o antropogénica en un espacio determinado. Cabe señalar, que puede ser un componente físico (infraestructura, viviendas, actividades productivas, nivel de organización sistema de alerta, desarrollo del sistema político, etc.), sujeto a daños personales y materiales. Expresada en posibilidad, como porcentaje de 0 a 100. Además, la vulnerabilidad o debilidad, es una situación anterior que se



muestra en caso de catástrofe, es necesario la adopción de actividades de prevención para minimizar el riesgo y que no sea muy alto (pág. 18).

Para (INDECI, 2006), los riesgos son flexibles y dinámicos, es decir, se adaptan y varían en el tiempo y afectan más o menos, dependiendo el grado de preparación individual, familiar, comunitaria institucional, nacional, así como la adaptación de actitudes, comportamientos, normas condiciones socioeconómicas y políticas. A ello la situación de vulnerabilidad se caracteriza por 3 elementos, expresado en la siguiente fórmula:

$$\text{Vulnerabilidad} = (\text{Exposición} * \text{Fragilidad}) / \text{Resiliencia}$$

Donde:

- **Exposición o grado de exposición:** ciudadanos, espacios protegidos, flora y fauna en una posición de vulnerable, esta vulnerabilidad implica perjuicios para el parte económico, cultural y social, también perjudica la transmisión de servicio y recursos, así como la marcha adecuada de construcciones, infraestructura, ambiente y entorno (IPCC, 2014 pág. 5).
- **Fragilidad:** Es la magnitud en la que un institución u organismo determinado puede estar afectado por la probabilidad de un peligro.
- **Resiliencia:** Esa la manera que una comunidad o sistema se adopta, resiste y se recupera ante los efectos causados por los peligros de forma eficiente y oportuna. Ello involucra la protección y construcción de sus edificaciones para continuar con sus funciones elementales.

3.2.5 Vulnerabilidad sísmica en la estructura del puente

La vulnerabilidad sísmica frente a un acontecimiento sísmico es una cualidad intrínseca de cada estructura, es por tal motivo que se dice que una estructura es vulnerable y no estar en riesgo siempre y cuando el sitio en el que se encuentra no presenta peligrosidad sísmica alguna.

La vulnerabilidad sísmica se origina en la observación y cuantificación de los daños como consecuencia de un evento sísmico o un terremoto, para posteriormente cuantificar los daños ocasionados a través de modelos matemáticos o mecánicos.

La mayor parte de fallas de puentes en el Perú, se dan debido a un diseño estructural defectuoso o por motivos ambientales (desastres o fenómenos naturales). Hay dos tipos de peligros, naturales y humanos, según su origen. A continuación, se presentan los primordiales peligros para los puentes en nuestro país según la guía (INDECI, 2006).

De carácter natural.:

- motivos ambientales (desastres o fenómenos naturales).

De carácter tecnológico o generado por la acción o negligencia del hombre.

- Defectos estructurales y de diseño frente a sismos y vientos. 24%
- Errores en la construcción y supervisión 7 %.

3.2.6 Daños producidos en puentes

A continuación, se detallan las diferentes variables que deben ser consideradas en los métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes existentes:

3.2.7 Criterios de diseño

Se debe considerar el no empleo de los diseños de puentes de los años 90, puesto que los diseños empleados son muy antiguos y no adecuados para los modelos actuales, dado que se usaba un criterio elástico el cual considera esfuerzos permisibles relativamente bajos las cuales son solo una parte de las fuerzas existentes que se generan en una estructura con desempeño lineal o elástico.

Los resultados de emplear el tradicional diseño elástico son:

- Los desplazamientos sísmicos se minimizan debido al uso de secciones gruesas en lugar de la rigidez de las secciones fisuras.
- Relación minimizados debido a que se utiliza la rigidez de la sección gruesa y no la agrietada.
- Relación incorrecta entre las cargas de gravedad y las fuerzas sísmicas utilizadas en el diseño. Los diagramas de momento bajo la combinación de carga de gravedad y fuerza sísmica varían en tamaño y forma.
- No se consideran los efectos inelásticos estructurales, ni los descritos de ductilidad y diseño según su capacidad. Las uniones no están diseñadas para resistir máximo deformación inelástica sin pérdida de resistencia, existen errores comunes por la distribución de la superposición y la resistencia al

corte se vuelve más pequeña que la resistencia a la flexión, por lo que es posible que falle repentinamente debido al corte.

3.2.7.1 Fallas y/o colapsos de los puentes en superestructura

Es muy improbable que la causa del colapso de un puente sea una falla de la superestructura. En su mayoría los daños en la superestructura son daños secundarios, como consecuencia de fallas en los apoyos, estribos o subestructura. Las fallas más conocidas se muestran en la superestructura son principalmente por la pérdida de ancho de la banqueta de descanso en los apoyos sobre la subestructura de los pilares y estribos.



Figura 4 — Falla del tablero de puente por terremoto

Extraído de: (SHARMA, 2016 pág. 3)

3.2.7.2 Fallas y/o colapso de los puentes en subestructuras

Son las causas principales de falla y/o colapso de puentes, puesto que la estructura general depende principalmente de la subestructura la cual se encuentra conformada por: Las columnas, los estribos que soportan directamente la superestructura y la cimentación, encargada de transmitir el esfuerzo al suelo. Las principales causas de fallo y/o colapso de los apoyos son: Los apoyos pueden verse afectados por errores de dimensionamiento del mismo, o por fuerzas de reacción verticales excesivas o insuficientes, desgaste de las juntas de dilatación: pueden tener su origen en un dimensionamiento incorrecto. Dimensionamiento, deslizamiento de muros y estribos, etc. Este tipo de falla puede ser causada por soluciones estructurales mal ejecutadas tales como juntas de dilatación, insertos y arriostramientos, aumentos significativos

de carga, enraizamiento de árboles, mala compactación del suelo y deslizamientos de lomas.

a) Fallas en Pilares

Fallas originadas por el aumento de su capacidad de carga, desgaste del material constructivo, fin del tiempo de vida útil de la estructura, inestabilidad elástica, esfuerzo flexional y falla frágil, etc.



Figura 5 — Falla por corte en pilar del puente

Extraído de: (SHARMA, 2016)

b) Fallas en estribos

Este tipo de falla suele suceder como consecuencia de incremento de cargas, enraizamiento de árboles, terrenos con mala compactación y deslizamientos de tierra.



Figura 6 — Falla por socavación en estribos

Extraído de: (MTC, 2018)

c) Fallas en tableros

Fallas originadas como consecuencia de insuficiencia en longitud de apoyo en tramos de puentes, amplificación del desplazamiento por efectos del suelo.



Figura 7 — Falla por insuficiencia de longitud del tablero

Extraído de: (MTC, 2018)

3.2.7.3 Fallas estructurales de puentes en el Perú

a) Puente Solidaridad (San Juan de Lurigancho– El Agustino)

El puente consta de una viga cajón de acero de 55 m de largo, una viga cajón de hormigón de 10 m de largo y una torre de hormigón de 25 m con tirantes de acero con buena resistencia a la tracción y un diámetro de 32 mm.



Figura 8 — Colapso de puente Solidaridad de Lima

Extraído de: (BALBIN, 2015 pág. 43)

Problemática

- Un diseño desigual del puente.
- Solo hay cuerdas de un solo lado, lo cual carga la estructura, lo que ocasiona que el peso de la estructura se dirija al mástil.
- La crecida del río Rímac disminuye el terreno de la ribera del río, que está conformado por relleno simple.
- El área consumida por el río debilitó uno de los puntos de apoyo y generó un desequilibrio en la estructura.

¿Qué se debió hacer?

Según, Augusto Ortiz de Zevallos se debieron edificar cimientos sólidos y pilotes, que son estructuras que transmiten cargas a la capa portante del suelo. Estos pilotes pueden expandirse más allá de la profundidad del río.

b) Puente Yanango (Tarma)

Este puente Atirantado se encuentra situado en Yanango - Tarma – Junín, el cual colapsó el 20 de noviembre de 2005, es un medio de transporte sustancial, ya que vincula la sierra central con el centro de la selva central.



Figura 9 — Colapso de puente Yanango Tarma

Extraído de: (BALBIN, 2015 pág. 43)

¿Qué se debió hacer?

Según el estudio es de gran necesidad establecer una base de datos para cada puente, la cual debe contener:

- Plano de la ubicación y diseño.
- Memorias de cálculos (hidráulicos, estructurales, procesos constructivos, etc.).
- El registro histórico del comportamiento estructural, como cambios morfológicos del cauce, niveles de agua, niveles de erosión o sedimentación, etc.
- Un correcto programa de manutención.

3.2.8 Determinación del índice de vulnerabilidad

3.2.8.1 Índice de vulnerabilidad

Con el fin de poder predecir un posterior daño producido por eventos sísmicos de diferentes magnitudes en puentes, muchos investigadores de la comunidad de la ingeniería sísmica han planteado diferentes clasificaciones de metodologías y técnicas simplificadas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, con el objetivo de disminuir el nivel de incertidumbre de las consecuencias. Estos métodos y técnicas varían, sin embargo, con diversos grados de confianza en la naturaleza y el propósito de la estimación, la calidad y disponibilidad de la información, las características de la estructura que se inspecciona, el alcance de la evaluación, los criterios del método, el nivel de precisión de los resultados obtenidos esperados, y el uso que el usuario final haga de la información generada (LANDA, 2006).

La estimación de la vulnerabilidad sísmica mediante el índice de vulnerabilidad es el filtro inicial en una evaluación simplificada de aproximaciones confiables que nos permitirá determinar las situaciones de vulnerabilidad en base a rango que van de cero a uno, enfocándonos en puentes urbanos de hormigón armado de geometría simple (LANDA, 2006).

Para la determinación del índice de vulnerabilidad se considera los siguientes factores:

- Irregularidad en la rigidez lateral del puente.
- Longitud de apoyo.
- Año de proyecto.

- Irregularidad en planta y esviajamiento.
- Tipos de apoyo.
- Estado de conservación.
- Potencial de licuefacción.
- Periodo de vibración.
- Importancia del puente.

3.2.8.2 Metodología simplificada para evaluación de índice vulnerabilidad

La metodología propuesta simplificada para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los puentes existentes, utilizando las siguientes expresiones:

$$l_v = \alpha_1 C_1 + \alpha_2 C_2 + \alpha_3 C_3 + \dots \dots \alpha_n C_n \quad (1)$$

Donde C_1 es la calificación del parámetro i-esimo; α_3 factor de importancia; l_v Índice de vulnerabilidad ante terremotos.

El índice de vulnerabilidad se expresa con la ecuación N° 2 de la siguiente manera:

$$l_v = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(\overline{C_1})^7} \right] \quad (2)$$

Donde $(\overline{C_1})$ es el promedio de los coeficientes de cada una de los 9 cuantificaciones definidos.

En donde, el valor de l_v igual a 0 indica que el puente se encuentra totalmente vulnerable, pero para el valor de l_v igual a 1.0 significa que el puente no se encuentra vulnerable en absoluto, lo que indica la necesidad de un estudio más precisa y detallada del puente. Vulnerabilidad sísmica de puentes de concreto armado de longitud mediana (LANDA, 2006).

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Para clasificar las irregularidades en la estructura del puente provocadas por posibles cambios bruscos de rigidez entre dos apoyos consecutivos, se utiliza el coeficiente C_1 :



$$C_1 = 1.0 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} \quad (3)$$

Donde:

K_M es la rigidez transversal máxima de la pila y/o estribo trabajan en serie con el apoyo.

K_m es la rigidez transversal mínima de la pila y/o estribo trabajan en serie con el apoyo.

K_M y K_m se determinará con la siguiente Ecuación 4.

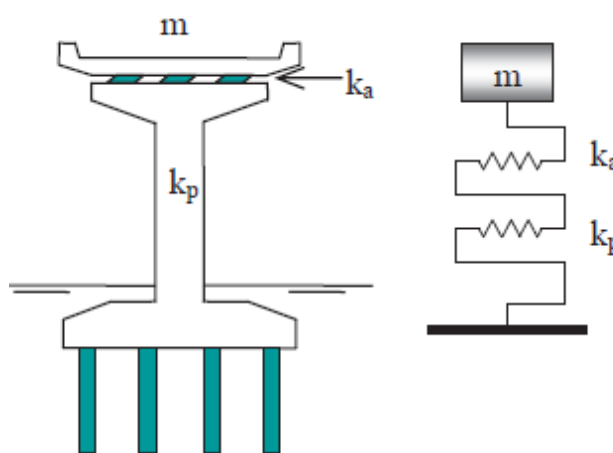


Figura 10 — Pilar en serie con el apoyo en puentes

Extraído de: (LANDA, 2006)

$$K = \frac{K_a K_p}{K_a + K_p} \quad (4)$$

$$K_a = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} \quad (5)$$

Donde:

K_p : Rigidez de la pila

K_a : Rigidez de los apoyos de neopreno calculada con la expresión 5

n : Numero de apoyos por pila

A_i : Área transversal del apoyo i

h_i : Altura del apoyo i

G_i : Modulo de rigidez a cortante del apoyo i

La rigidez transversal de la pila se determinará usando la Figura 11 y el índice de rotación ρ , donde N es la cantidad de pilas del pilar y ρ se determina usando la expresión 6.

$$\rho = \frac{I_t/L_t}{I_c/L_c} \quad (6)$$

Donde:

I_t : Inercia de la trabe

I_c : Inercia de la columna

L_t : Dimensión de la trabe

L_c : Dimensión de la columna

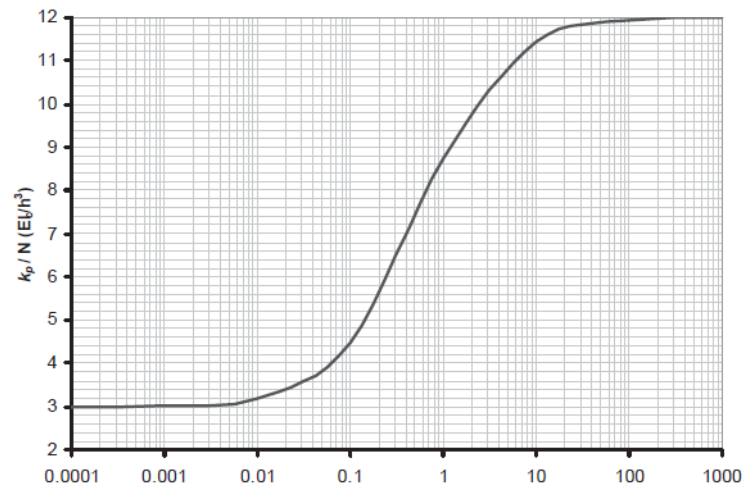


Figura 11 — Rigidez lateral de una pila formado por N columnas
 Extraído de: (LANDA, 2006)

b) Longitud del asiento

Si $LA \geq LR$ $C_2 = 1.0$

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

Si $0.3LR > LA$ $C_2 = 0$

Donde:

LR : Longitud del asiento recomendado en mm; $LR = 400 + 2.5L + 10H$

LA : Longitud real de apoyo existentes en mm. Figura 12.

L : Longitud del claro en metros



H : Altura promedio de las pilas adyacentes en metros.

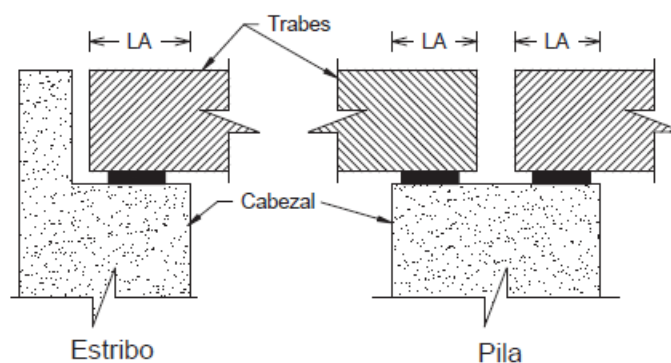


Figura 12 — Longitud del apoyo

Extraído de: (LANDA, 2006)

c) Año de proyecto

$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} \leq 1.0 \quad (7)$$

Donde: AC es el año de ejecución del puente

d) Irregularidad en planta y esviajamiento

Si $\alpha < 20^\circ$ $C_4 = 1.0$

Si $20^\circ < \alpha < 45^\circ$ $C_4 = 6 \times 10^{-3}(90^\circ - \alpha) + 0.46$

Si $45^\circ < \alpha$ $C_4 = 0.40$

Donde: α es el ángulo de esviajamiento

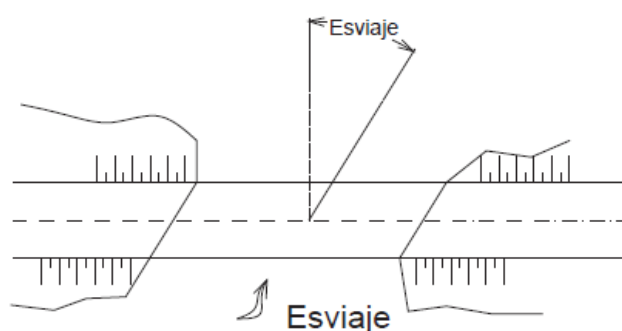


Figura 13 — Ángulo de esviaje en puentes recto

Extraído de: (LANDA, 2006)

En puentes de planta irregularidad y en puentes curvos usar el valor $C_4 = 0.40$, se considera a un puente recto con planta irregular cuando su excentricidad en el tablero, es mayor que el 10 % de la relación entre su

centro de masa y el centro de rigidez de los apoyos a la longitud del puente, en cambio para puentes curvos es cuando el ángulo que forman la línea que une los apoyos, con el centro del puente es mayor a 30° , como se muestra en la Figura 14 (JARA, y otros, 2000).

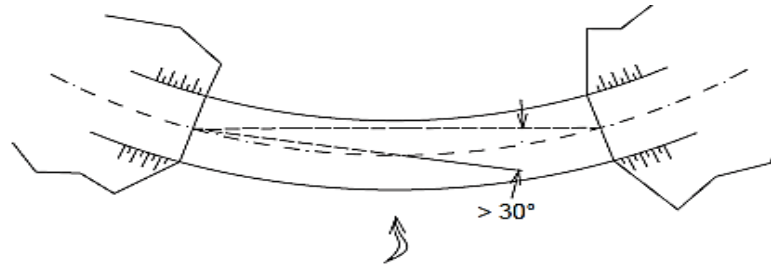


Figura 14 — Ángulo de esviaje en puentes curvos

Extraído de: (LANDA, 2006)

e) Tipos de apoyo

Para apoyos con disipadores de energía o aislamiento sísmico $C_5 = 1.0$

Para apoyos laminados de neopreno $C_5 = 0.9$

Para apoyos de rodillos $C_5 = 0.8$

Para apoyos basculantes o de mecedoras $C_5 = 0.7$

f) Estado de conservación

$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i \geq 0 \quad (8)$$

Donde: x_i representa el valor para cada una de los siguientes aspectos

f.1 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 $x_1 = 1.0$

f.2 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 observa deterioros importantes en los apoyos $x_2 = 0.3$

Se observa daños que ponen en riesgo la estabilidad del puente $x_2 = 1.0$

f.3 Daños en los elementos estructurales (x_3)

No se observa ningún daño $x_3 = 0$

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

Se observan grietas entre 0.7 a 1.5 mm $x_3 = 0.5$

Se observan daños importantes que ponen en riesgo la estabilidad del puente $x_3 = 1.0$

f.4 Daño en uniones o conexiones (x_4)

No se observan ningún daño $x_4 = 0$

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 $x_4 = 1.0$

f.5 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 (agrietamiento, desconches, humedades, etc.) $x_5 = 0.50$

g) Potencial de licuefacción

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

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

h) Periodo de vibración

$$\text{Si } T_a \leq T_s \leq T_b \quad C_8 = 0.6$$

$$\text{Si } 0.7T_a \leq T_s \leq T_a \quad C_8 = 0.8$$

$$\text{Si } T_b \leq T_s \leq 1.3T_b \quad C_8 = 0.8$$

$$\text{Si } T_s < 0.7T_a \text{ y } T_s > 1.3T_b \quad C_8 = 0.6$$

Donde:

T_s es el periodo de la estructura calculado con la expresión 4.6

T_a y T_b son los valores característicos del espectro de diseño

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} \quad (9)$$

Donde: m es la masa total de la pila y k es la rigidez de la pila calculada con la expresión 9.

i) Factor de importancia

El factor de importancia es un coeficiente multiplicado por l_v con el fin de disminuir su valor para orientar acciones a corto plazo para los puentes que fallan o demolición en un determinado periodo de tiempo tiene un mayor impacto en los costos directos e indirectos. Las operaciones de emergencia fueron interrumpidas después del terremoto (LANDA, 2006).

El factor de importancia debe tener en cuenta la elación perdidas/daños, la práctica, la práctica de brindar servicio de emergencia y facilitar las actividades de recuperación después de un evento sísmico y el impacto de la prestación de servicios a la comunidad a la comunidad en general, y sería 1.0, si falla en terremoto el puente, tendrá un impacto significativo y serán más pequeñas que las unidades que tienen el mayor impacto en la población general (LANDA, 2006).

3.2.8.3 Calibración y medidas que deben adaptarse

Para el análisis de índice de la vulnerabilidad (LANDA, 2006) toma en base a la Tabla 2 para los parámetros y los intervalos l_v , para puentes típicos existentes, con ello tomar acciones correspondientes de los resultados.

Tabla 2 — Acciones recomendados que deben adoptarse de acuerdo con el valor de I_v

Intervalo de valores de I_v	Acción recomendada	
$I_v < 0.4$	<u>Acción urgente.</u> El puente puede sufrir derrumbe parcial o total bajo una carga eventual	El puente debe ser rehabilitado en forma inmediata
$0.4 \leq I_v < 0.6$	<u>Corto plazo.</u> El puente es susceptible de presentar daños severos durante un sismo. Efectuar estudios detallados en corto plazo.	el puente pasa automáticamente a la segunda etapa de evaluación descrita en el capítulo 5
$0.6 \leq I_v < 0.8$	<u>Mediano plazo.</u> El puente presenta deficiencia importante en algunos aspectos. Requiere evaluación intermedia.	
$0.8 \leq I_v$	<u>Medidas preventivas rutinarias.</u> El puente no muestra deficiencias importantes, pero debe estar bajo un programa de mantenimiento e inspección preventivos.	No es necesario realizar una evaluación adicional al puente

Extraído de: (LANDA, 2006)

3.2.9 Espectro de capacidad

3.2.9.1 Obtención de la curva capacidad

La curva de capacidad global de la estructura de un puente depende de las capacidades de resistencia y deformación de los elementos individuales de la estructura. Para determinar la capacidad de la estructura de un puente, después del límite lineal o elástica. Se requiere un análisis no lineal estático (Pushover). El proceso emplea una serie de análisis elásticos correlativos descritos para aproximar un diagrama de capacidad de desplazamiento de fuerza de toda la estructura del puente (ATC-40, 1996 pág. 157).

Para el análisis Pushover no lineal estático, se utiliza una carga de fuerza lateral a la estructura hasta que alcanza su capacidad máxima. Este procedimiento continúa hasta que una estructura se encuentre inestable o la estructura existente colapsa (ATC-40, 1996 pág. 157).



$$F_i = \left(\frac{w_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N w_i \phi_i} \right) V \quad (10)$$

Donde:

F_i : Fuerza lateral en el nodo i .

w_i : Peso muerto asignado al nodo i .

ϕ_i : Amplitud de modo fundamental en el nodo i .

V : Cortante basal

N : Numero de nodos.

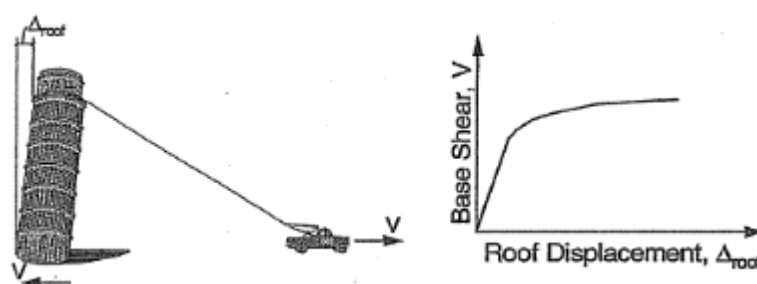


Figura 15 — Curva de capacidad estructural

Extraído de: (ATC-40, 1996 pág. 158)

a) Diagrama de momento-curvatura

Para el análisis no lineal de estructuras, es necesario conocer los diagramas de curvatura de momento ($M-\Phi$) para columnas y vigas de hormigón armado. Nos permite entender la ductilidad de la curvatura de la componente, indicando su potencial para entrar en el régimen no lineal antes de llegar a fallar. El diagrama momento-curvatura de una sección de hormigón depende principalmente del diagrama tensión-deformación de los materiales que la componen, como el hormigón y las barras de acero. La capacidad de determinar el momento plástico ideal se puede obtener equilibrando el área entre la curva real y la curva ideal de modo que las áreas superior e inferior de la línea horizontal ideal sean iguales, como se presenta en la Figura 16 a continuación (CALTRANS, 2010).

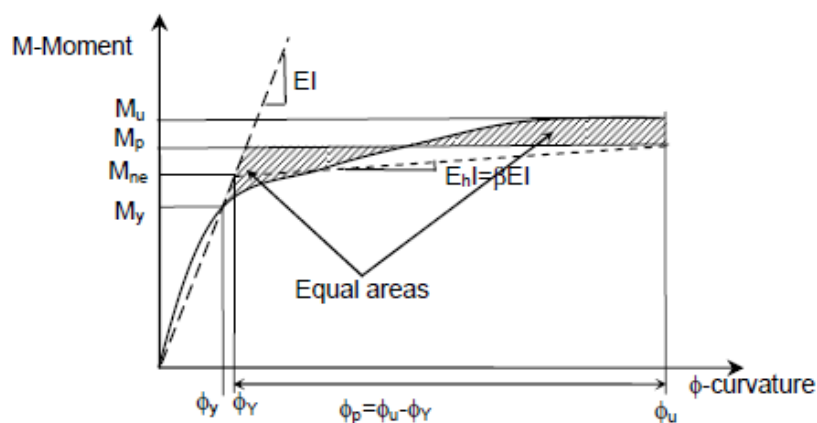


Figura 16 — Relación de momento curvatura

Extraído de: (CALTRANS, 2010 pág. 38)

Los valores que corresponden al punto de fluencia (ϕ_y, M_y), punto nominal (ϕ_u, M_{ne}), capacidad plástica (ϕ_u, M_p) y ductilidad de la curvatura ($\mu_\phi = \phi_u/\phi_y$), que se muestra en la Figura 16, se calcula en base al diagrama de Momento-Curvatura ($M-\phi$) de la columna o pilar bajo un determinado grado de carga axial. Para este cálculo recomienda (AVIRAM, y otros, 2018), los modelos bilineales resultantes estimados para los análisis estático y análisis dinámico se presenta en la siguiente Figura 17.

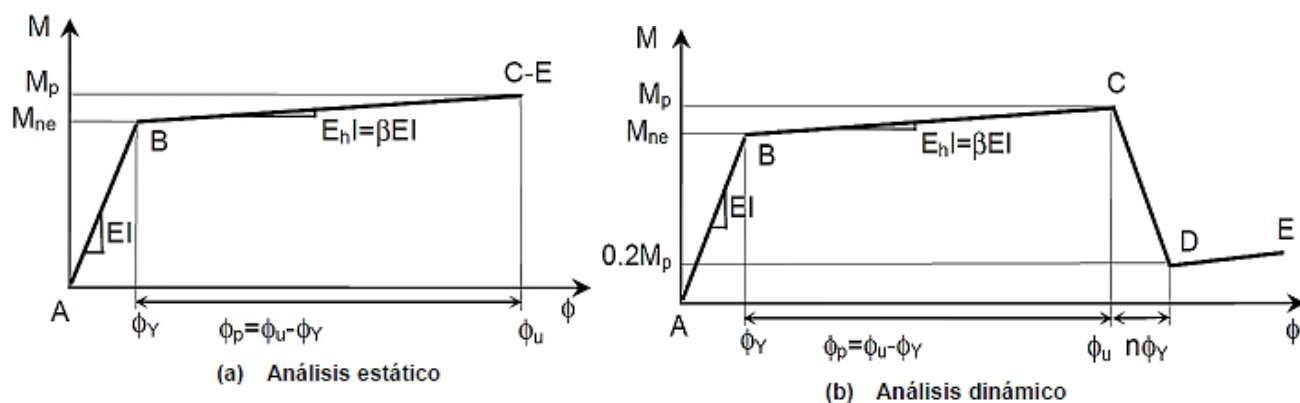


Figura 17 — Momento-curvatura idealizada para análisis estático y dinámico

Extraído de: (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 22)

Para el presente estudio se tomará los siguientes métodos más simplificados para concreto como Modelo Hognestad, utilizados para concreto no confinados. Para el acero refuerzo se utilizará el modelo simplificado de elastoplástico (OTTAZZI, 2003).



b) Modelo Hognestad para concreto

(OTTAZZI, 2003) la curva de Hognestad que contiene los puntos característicos que comienzan en el origen como una parábola invertida, con el vértice en las coordenadas (ε_o, f'_c) , en el cual se considera que el valor de ε_o es 0.002:

La ecuación de la parábola es la siguiente:

$$f(\varepsilon_c) = \left\{ \begin{array}{ll} f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_o} \right]^2 & ; 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \\ f'_c - \frac{0.15f'_c(\varepsilon_c - \varepsilon_o)}{\varepsilon_u - \varepsilon_o} & ; \varepsilon_o \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_u \end{array} \right\} \quad (11)$$

Llegando al vértice donde el valor del esfuerzo del concreto f'_c es el máximo y la deformación ε tiende aun valor de 0.002, la curva se convierte en una línea recta con pendiente negativa.

Según el modelo Hognestad para el valor de $\varepsilon_u = 0.0038$ es la deformación ultima de ruptura y un esfuerzo del $0.85f'_c$. A continuación, se muestra una curva característica de resistencia de concreto según Hognestad en la Figura 14 (OTTAZZI, 2003).

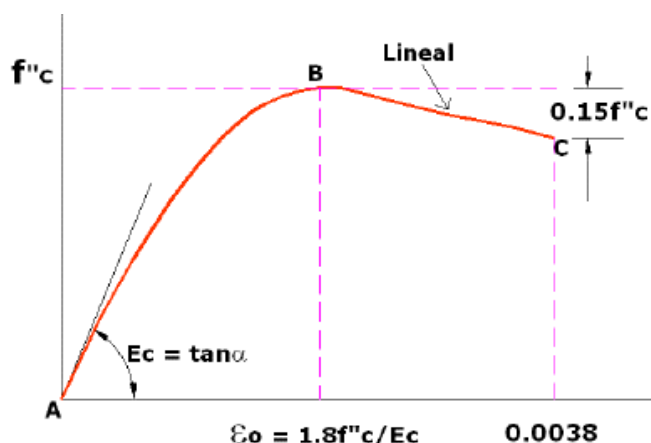


Figura 18 — Modelo esfuerzo-deformación-Hognestad para el concreto

Extraído de: (OTTAZZI, 2003)

Donde:

f'_c : Resistencia a la compresión especificada del concreto.

ε_o : Deformación unitaria para f'_c igual a $2f'_c/E_c$

E_c : Módulo de elasticidad de concreto.



ε_{cu} : Deformación unitaria máxima del concreto.

c) Modelo elastoplástico perfecto para el acero de refuerzo

Es el modelo bilineal más simple de refuerzo, ignorando el límite elástico superior y el incremento en el refuerzo por el endurecimiento por deformación (PARK, y otros, 1980).

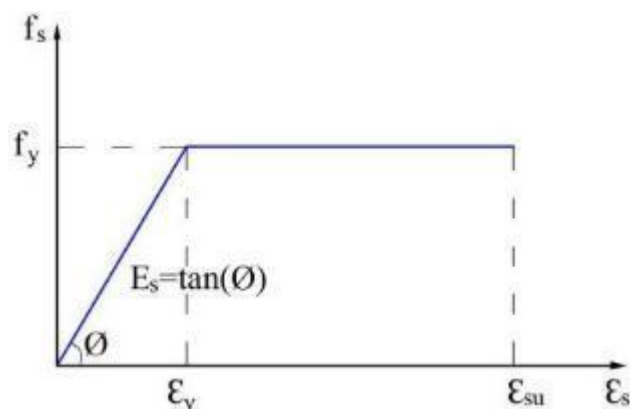


Figura 19 — Esfuerzo-deformación elastoplástico para el acero

Extraído de: (PARK, y otros, 1980)

Donde:

f_s : Esfuerzo de acero.

ε_s : Deformación unitaria del acero.

f_y : Esfuerzo de fluencia de acero.

ε_y : Deformación unitaria de fluencia de acero.

ε_{su} : Deformación unitaria ultima de acero.

E_s : Modulo de elasticidad de acero.

3.2.9.2 Análisis No Lineal Pushover

El análisis Pushover es un procedimiento no lineal estático en el que la magnitud de la carga lateral aumenta monótonamente, manteniendo un patrón de distribución predefinido a lo largo de la altura de la estructura del puente. La estructura se desplaza hasta que los "nodos de control" alcanzan un "desplazamiento objetivo" máximo o la estructura colapsa. Se observaron secuencias de agrietamiento, bisagras plásticas y fallas de los componentes estructurales a lo largo del proceso. Los puntos de corte básicos se trazan contra los desplazamientos de los nodos de control para todo el análisis Pushover.

Generación de cortante base: controlar las curvas de desplazamiento nodal es la parte más importante de un análisis Pushover. Esta curva a menudo se denomina curva Pushover o curva de capacidad. El análisis Pushover se puede realizar dos veces: (a) la primera vez hasta que el puente se derrumba para estimar el desplazamiento objetivo; (b) la próxima vez hasta el desplazamiento objetivo para estimar la demanda sísmica (SANDHYA, y otros, 2017 pág. 65).

En la Figura 20 se muestra el comportamiento de Fuerza-Desplazamiento, los valores asignados a cada uno de estos puntos, varía según el tipo de barra y modelo no lineal utilizado (AVIRAM, y otros, 2018).

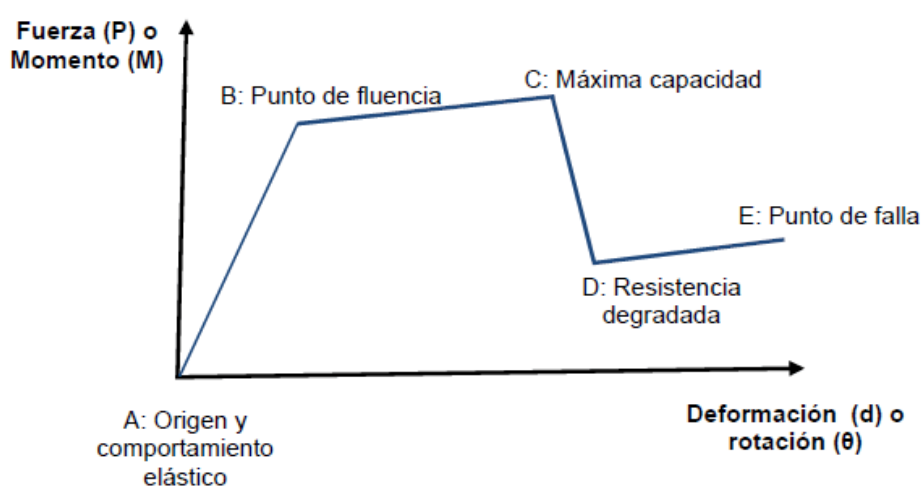


Figura 20 — Fuerza-deformación (P-d) o momento-rotación (M-θ)

Extraído de: (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 52)

a) Casos de carga Pushover

Para casos de cargas de empuje laterales realizados en la estructura del puente se especificaron a partir de la condición final de empuje por fuerza de la gravedad, donde se aplicó completamente la carga del peso propia de la superestructura del puente. El análisis de empuje de carga lateral se aplica en todas las direcciones, tanto laterales como longitudinales, formando un ángulo α con la dirección del eje principal del puente, como se presenta en la Figura 21 (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 67).

b) Patrón de fuerza en la estructura del puente

(AVIRAM, y otros, 2018), propone los criterios para la elección del patrón de fuerza adecuado en el análisis no lineal estático (Pushover) de estructuras de puentes, se aplicará el método de carga estática de manera separado para



cada una de las direcciones del análisis, donde la fuerza de empuje total se debe colocarse en la parte superior en los nodos de las columnas o pilas y en los extremos de la superestructura, donde se conectan con los estribos, como indica la masa de participación de los estribos, mientras que la masa tributaria de cada remate de pila se establecerá en base a la longitud tributaria del tablero del puente y la mitad de la altura del pilar (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 68).

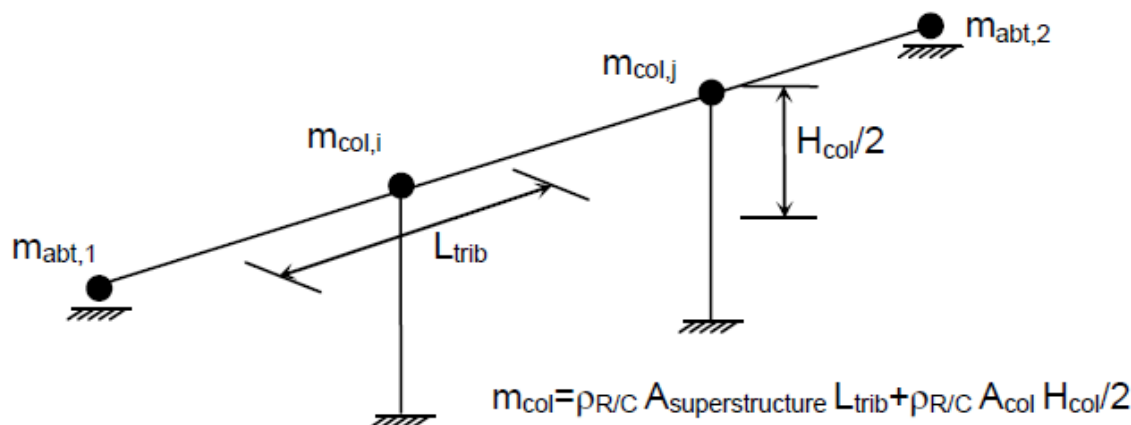


Figura 21 — Masa tributaria del puente para análisis Pushover

Extraído de: (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 68)

Donde:

m_{abt} : Masa nodal de estribo.

m_{col} : Masa nodal de columna y/o pila.

L_{trib} : Longitud tributarias de columna y/o pila.

H_{col} : Altura libre de columna y/o pila.

A_{supr} : Área de la superestructura.

A_{col} : Área de la columna y/o pila.

$\rho_{R/C}$: Peso volumétrico de concreto armado.

Un patrón de fuerza determinado por el investigador para el análisis de empuje se basa en la relación de la masa total entre la masa tributaria en cada punto del puente como indica a continuación:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i}$$

Donde: m_i es la masa tributaria en la columna o en el estribo, nodo superior.

El análisis Pushover simula fuerzas de inercia aplicando fuerzas puntuales estáticas en los nodos en la parte superior del pilar o al final de la superestructura. El modelo de carga lateral tiene en cuenta la distribución de masa traslacional a través del puente. Pero la masa giratoria de la superestructura no se consideró para el análisis (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 69).

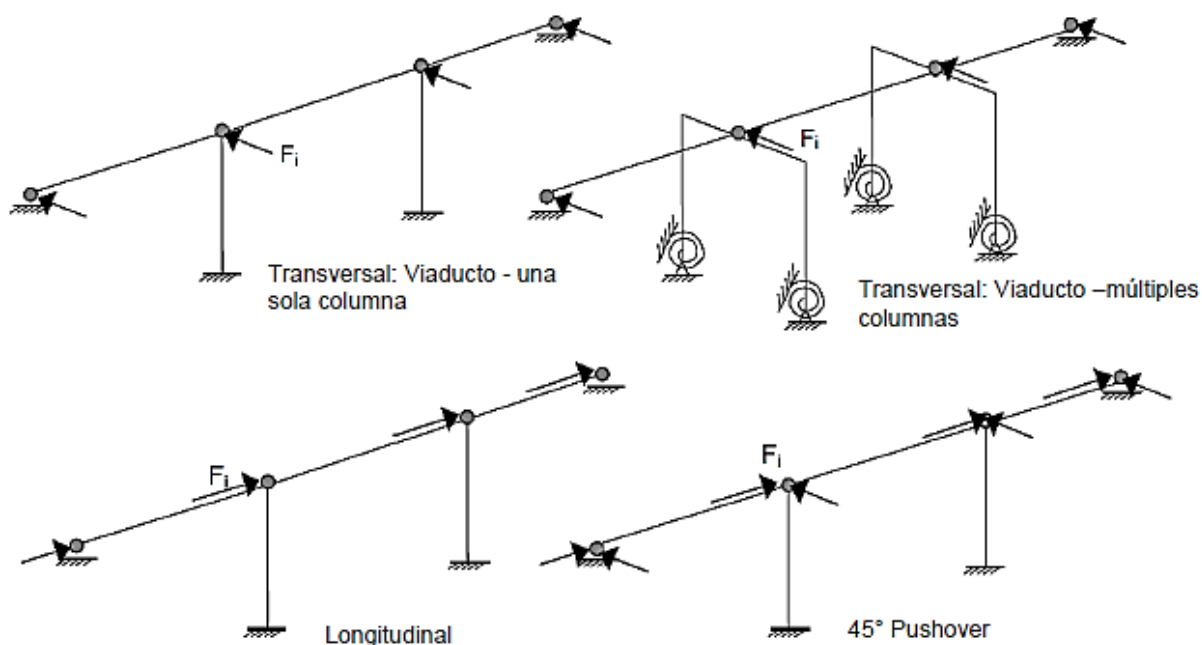


Figura 22 — Masa tributaria del puente para análisis Pushover

Extraído de: (AVIRAM, y otros, 2018 pág. 69)

c) Límite de valor desplazamiento

Para el análisis no lineal estático Pushover del puente se realiza mediante un método de desplazamiento controlado a un valor límite de desplazamiento específico para capturar el comportamiento de ablandamiento de la estructura al monitorear el desplazamiento en un punto de control asignado, como uno de los nodos superiores de la columna o en el centro de la estructura, luz de la superestructura. El desplazamiento máximo especificado para el punto de referencia calculado, excede el desplazamiento ultimo calculado para la columna en la sección, es aproximadamente un 50-100% es decir $\Delta_{max} = (1.5 - 2.0)\Delta_c$.



Para la evaluación de la idealización es de acuerdo CALTRANS (modo elástico plástico se evalúa cargas axiales en cada pila. Para ello también se utilizaron la normativa CALTRANS y el Software de Csi Bridge. A partir de ello, con los valores obtenidos se elabora el diagrama de momento curvatura bilineal. Se determina la ductilidad de la sección:

$$\mu = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} \quad (12)$$

Donde:

ε_u : Curvatura ultima.

ε_y : Curvatura de fluencia.

d) Longitud de la rótula plástica

Según (AASHTO LRFD, 2011) para el caso de cálculo de longitud de la rótula plásticas en los elementos de la estructura, para una buena estimación a partir de la siguiente ecuación:

$$l_p = \begin{cases} 0.08l + 0.022d_b f_y \geq 0.004d_b f_y & (mm, MPa) \\ 0.08l + 0.15d_b f_y \geq 0.3d_b f_y & (in, ksi) \end{cases} \quad (13)$$

Donde:

l : Altura de la columna.

d_b : Diámetro de la barra de acero de refuerzo.

f_y : Esfuerzo de la fluencia de acero de refuerzo.



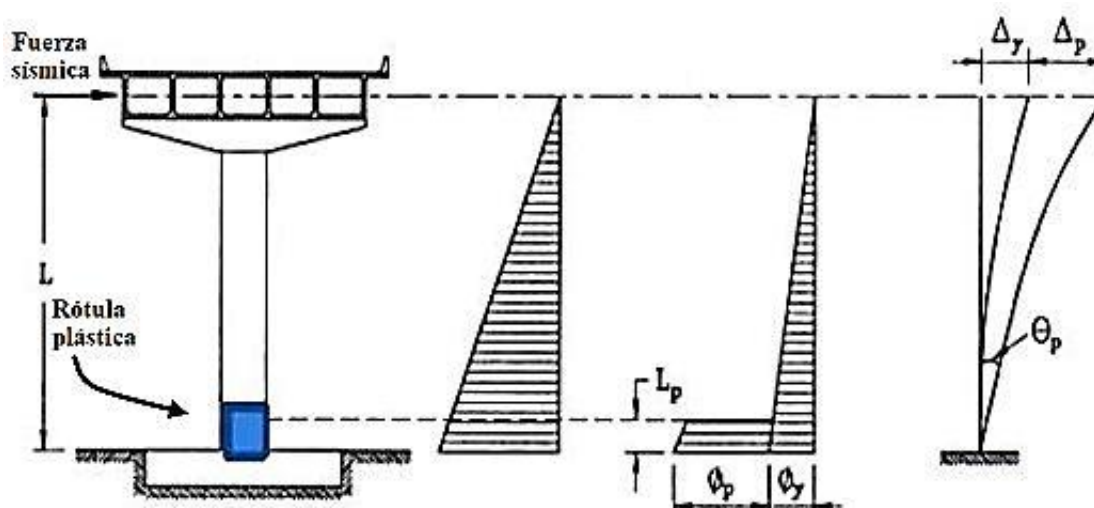


Figura 23 — Zona de rotula plástica en la columna y/o pila del puente

Extraído de: (ANTONIUS, y otros, 2013 pág. 2)

3.2.10 Espectro de demanda

3.2.10.1 Obtención del espectro de respuesta

(AASHTO LRFD, 2011), Se hace referencia a un espectro de frecuencia como una curva que define la respuesta sísmica de la estructura antes del movimiento del suelo o la vibración en la que se encuentra. Más común en los cálculos de terremotos, relaciona el periodo con la aceleración. Para el desarrollo de cálculo de los espectros elásticos de puentes, se utilizan los criterios del diseño de puentes sísmicos de LRFD y la Sección 3.4.1 del manual de puentes de MDP, y a continuación se define cómo se construyen los espectros de aceleración.

a) Procedimiento general

Se utilizaron los periodos espectrales de PGA (0.0 s), S_s (0.2 s) y S_1 (1.0 s) para un 5 % de amortiguamiento crítico y se utilizaron para realizar el espectro de diseño, estos periodos se determinaron a partir de los isacelerogramas peruanos en la norma del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 111).



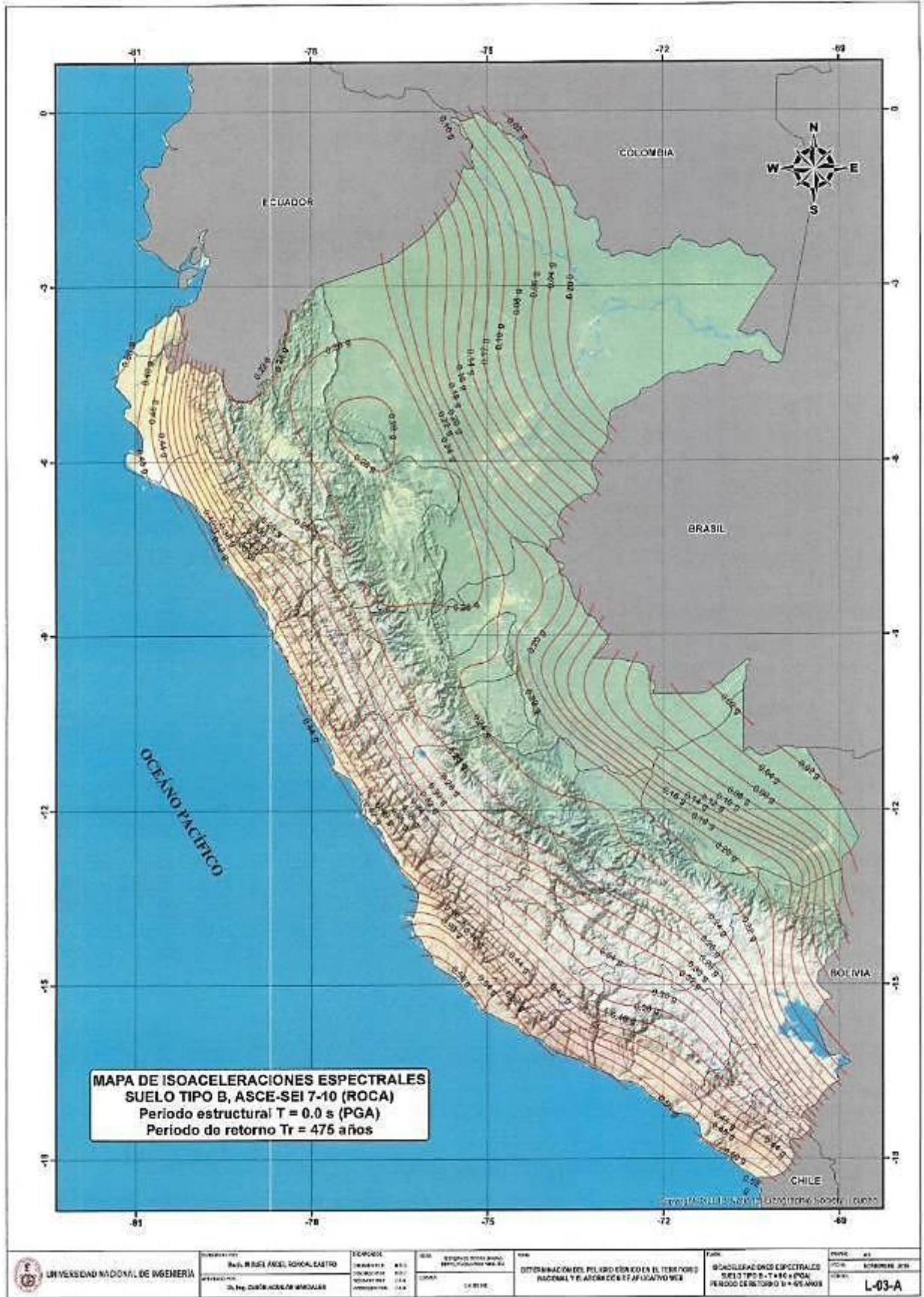


Figura 24 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s)

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 568)

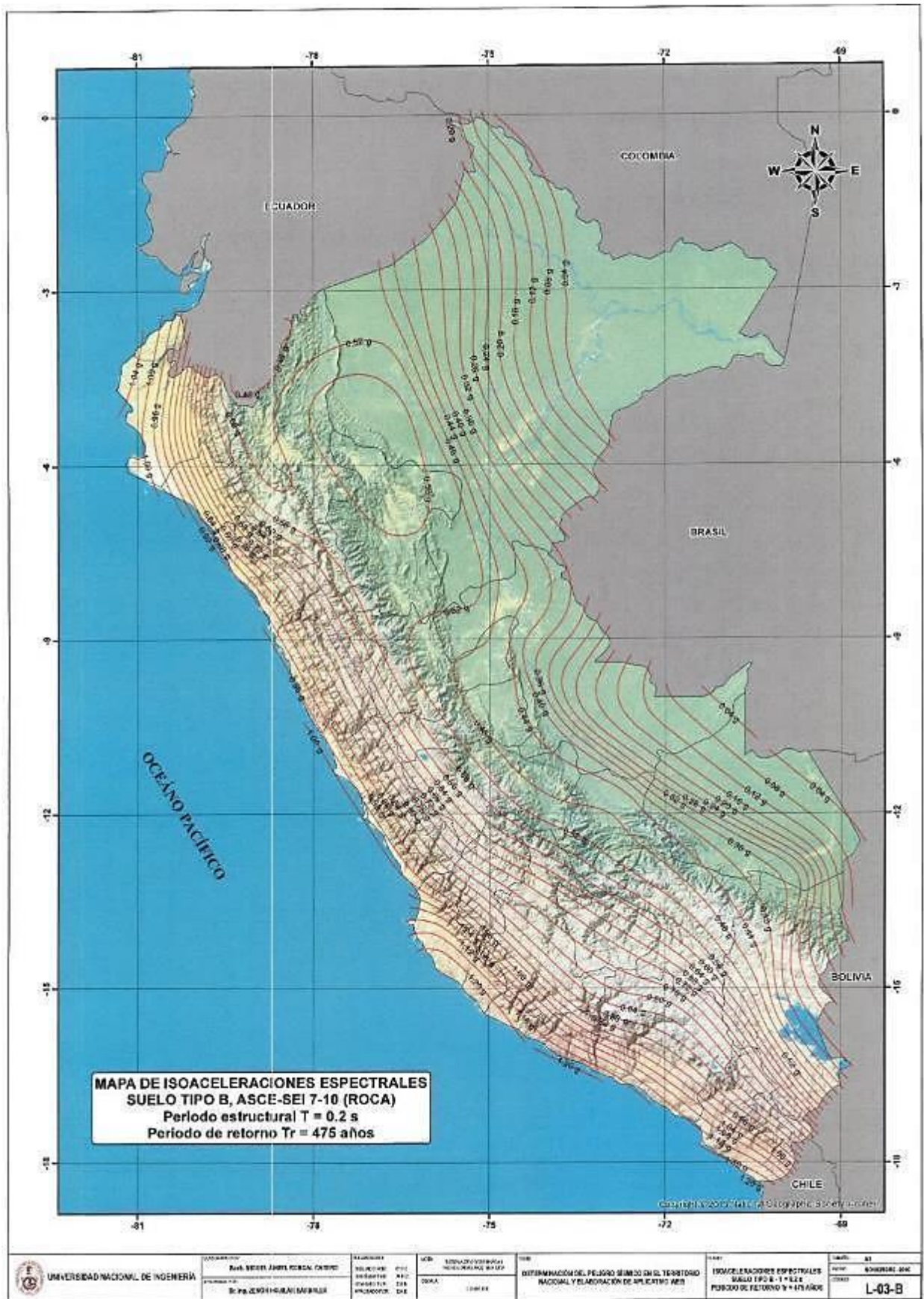


Figura 25 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s)

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 569)



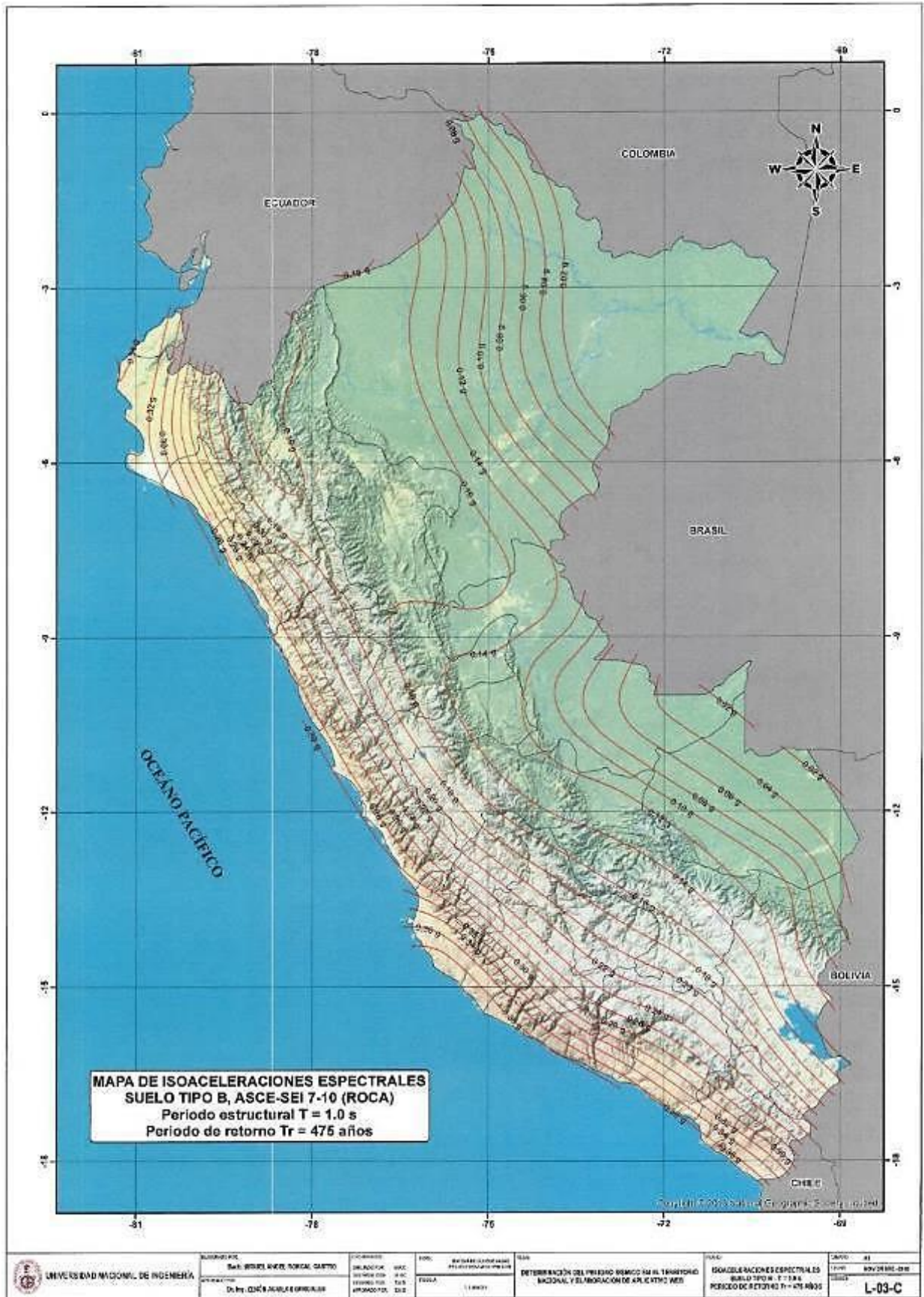


Figura 26 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s)

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 570)

b) Definición de clase de sitio

Los sitios se clasificarán como indica en la Tabla 3 desde A u F, de acuerdo con la definición apropiada de las normas actuales peruana de puentes, según su rigidez dada por velocidades de onda de corte mayores a 100 *ft*. Las pruebas SPT de número de golpes y resistencia al corte en tipos de suelo de pozo sin drenaje también se pueden usarse para la clasificación (MTC, 2018 pág. 112).

Tabla 3 — Definición de clase de sitio

Clases de Sitio	Tipo de Suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $\bar{v}_s > 5000 \text{ ft/s}$
B	Roca con $2500 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 5000 \text{ ft/s}$
C	Suelo muy denso y roca suelo $1200 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 2500 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $\bar{N} > 50 \text{ golpes/ft}$, o $\bar{S}_u > 2.0 \text{ ksf}$
D	Suelo rígido con $600 \text{ ft/s} < \bar{v}_s < 1200 \text{ ft/s}$, o con cualquiera $15 < \bar{N} < 50 \text{ golpes/ft}$, o $1.0 < \bar{S}_u < 2.0 \text{ ksf}$
E	Perfil de suelo con $\bar{v}_s < 600 \text{ ft/s}$ o con cualquiera $\bar{N} < 15 \text{ golpes/ft}$ o $\bar{S}_u < 1.0 \text{ ksf}$, o cualquier perfil con más de 10 <i>ft</i> de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40$ por ciento y $\bar{S}_u < 0.5 \text{ ksf}$
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 10 \text{ ft}$ de turba o arcilla altamente orgánica donde H = espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 25 \text{ ft}$ con $PI > 75$) • Estratos de Arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas ($H > 120 \text{ ft}$)

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 112)

Donde:

\bar{v}_s : Promedio de la velocidad de onda de corte para perfiles de suelo superiores a 100 *ft*.

\bar{N} : Promedio de cantidad de golpes (golpes/*ft*) de la prueba SPT (ASTM D1586) para perfiles de suelo superiores a 100 *ft*.

\bar{S}_u : promedio de resistencia al corte no drenado en ksf (ASTM D2166 o ASTM D2850) para perfiles del suelo superiores 100 *ft*.



PI : Índice de plástico (ASTM D4318).

w : Contenido de humedad (ASTM D2216).

c) Factores de sitio

Los coeficientes de sitio correspondiente F_{pga} , F_a y F_y mencionados en los siguientes Tablas 4, 5 y 6, a continuación, se utilizarán para los rangos de periodos cero, periodos cortos y periodos largos respectivamente. Estos factores se utilizarán para las clases de sitios mencionadas en la Tabla 3, y los valores de los factores de PGA , S_s y S_1 encontrados en los planos de isoaceleraciones (MTC, 2018 pág. 112).

Tabla 4 — Valores de factor de sitio F_{pga} , en periodo cero en el espectro de aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno PGA^1				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.30$	$PGA > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	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^2	-	-	-	-	-

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 117)

Tabla 5 — Valores de factor de sitio F_a , para rango de periodo corto en el espectro de aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Espectral en Periodo 0.2 sec (S_s) ¹				
	$S_s < 0.25$	$S_s = 0.50$	$S_s = 0.75$	$S_s = 1.00$	$S_s > 1.25$
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^2	-	-	-	-	-

Extraído del Manual de puentes (MTC, 2018 pág. 117)



Tabla 6 — Valores de factor de sitio F_v , para el rango de periodo largo en el espectro de aceleración

Clase de Sitio	Coeficiente Aceleración Pico del Terreno (PGA) ¹				
	$S1 < 0.1$	$S2 = 0.20$	$S3 = 0.3$	$S4 = 0.40$	$S5 > 0.5$
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 ²	-	-	-	-	-

Extraído del Manual de puentes (MTC, 2018 pág. 117)

d) Definición de puntos espectrales del espectro

Donde:

A_s : Coeficiente de aceleración.

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

S_{D1} : Ordenada del espectro de respuesta de aceleraciones para periodos de 1.0 s de periodo (g).

$$A_s = F_{pga}PGA \quad (14)$$

$$S_{DS} = F_a S_s \quad (15)$$

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (16)$$

e) Periodo que define la meseta del espectro

T : Periodo fundamental de la estructura (s).

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

T_s : Periodo final de la platea de periodo cortos (s).

Los parámetros indicados se estiman de la siguiente manera:

$$T_0 = 0.2T_s \quad (17)$$



$$T_s = S_{D1}/S_{DS} \quad (18)$$

Una vez determinados los parámetros indicativos, se puede determinar la ordenada del espectro de respuesta de diseño C_{sm} tomando en cuenta los siguientes factores:

$$C_{sm} = \left\{ \begin{array}{ll} (S_{DS} - A_s) \frac{T}{T_0} + A_s & ; \quad T \leq T_0 \\ S_{DS} & ; \quad T_0 \leq T \leq T_s \\ \frac{S_{D1}}{T} & ; \quad T \geq T_s \end{array} \right\} \quad (19)$$

La Figura 27 presenta el espectro de respuesta de diseño usando la ecuación mostrada anteriormente:

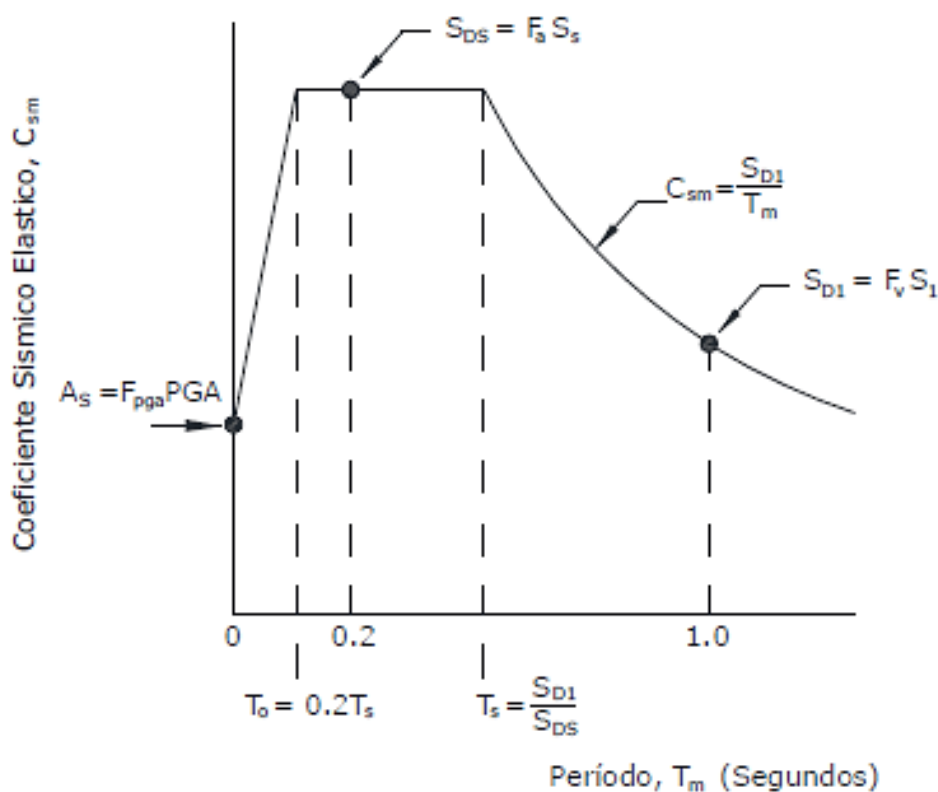


Figura 27 — Espectro de respuesta de diseño AASHTO LRFD

Extraído del Manual de puentes (MTC, 2018)

f) Conversión del espectro diseño al formato ADRS

(ATC-40, 1996) el espectro de demanda es una representación gráfica de la acción sísmica, con base en el espectro de diseño para el área de estudio, con un 5 % de amortiguamiento. Del espectro elástico convertido se obtiene el espectro con el método de aceleración espectral S_a vs T en formato de



espectro de aceleración-desplazamiento ADRS. Se desarrolla a partir del axioma de espectro de las Ecuaciones 20 y 21, el valor de S_{d1} para (S_{a_i}, T_i) , en cada punto de la curva debe determinarse mediante la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (20)$$

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (21)$$

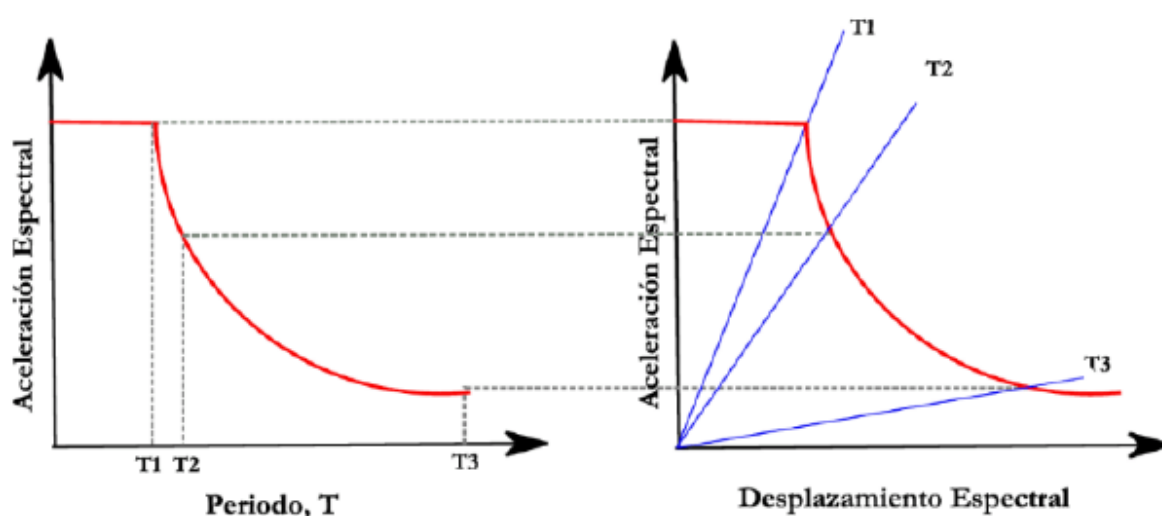


Figura 28 — Espectro de demanda elástico y espectro de demanda

Extraído de: (ATC-40, 1996)

(MTC, 2018), Para determinar tres espectros de aceleración para representar los tres eventos sísmicos diferentes de diferentes niveles respectivamente los cuales se establecen como la demanda sísmica. Los sismos considerados corresponden a la siguiente característica probabilísticas y según su importancia:

Tabla 7 — Categorización de puentes en Lima y Callao

Nro.	Tipo de puentes	Tipo de sismo	Periodo de retorno
1	Critico	Catastrófico	2475
2	Esencial	Muy raro	1000
3	Otros	raro	475

Extraído de: (OLARTE, y otros, 2015)

3.2.10.2 Obtención de punto de desempeño

Fue elaborado por el (ATC-40, 1996). El método se basa en una linealización equivalente del espectro de capacidad. La suposición básica del método lineal equivalente para el desplazamiento de un sistema no lineal de 1 GDL se puede estimar a partir del desplazamiento máximo de un sistema elástico lineal de 1 GDL con un período de amortiguamiento mayor que el valor inicial del sistema no lineal (ATC-40, 1996).

Los sistemas elásticos de un grado de libertad utilizados para estimar el desplazamiento inelástico máximo de los sistemas no lineales a menudo se denominan sistemas equivalentes o sustitutos. De manera similar, el período de vibración y el amortiguamiento de un sistema elástico se denominan período equivalente y amortiguamiento equivalente, respectivamente (ATC-40, 1996).

El método primero genera una curva de capacidad no lineal (Pushover) de la estructura y luego convierte el resultado en formato ADRS utilizando las propiedades dinámicas del sistema. Los requisitos sísmicos también deben convertirse al mismo formato. Este período se representa como una línea radial desde el origen (ATC-40, 1996).

Este método supone que el amortiguamiento equivalente del sistema es proporcional al área encerrada por el espectro de capacidad. Se supone que el período equivalente es el período secante donde la demanda sísmica (reducida por el amortiguamiento equivalente) intersecta el espectro de capacidad. Dado que el período y el amortiguamiento equivalente son funciones del desplazamiento, el objetivo de determinar el desplazamiento inelástico máximo (punto de desempeño) de la estructura es iterativo (ATC-40, 1996).

3.2.10.3 Procedimiento propuesto en el ATC-40

Este sistema (ATC-40, 1996) propone 3 programas (A, B y C) para efectuar el proceso interactivo. Se guía en los mismos enunciados y modelos matemáticos, pero difieren en su dependencia respectiva de los métodos analíticos y gráficas, respectivamente.

a) Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

Un espectro de capacidad es una representación de una curva de capacidad de la estructura en formato ADRS ($S_a - S_d$), convertida por la siguiente ecuación.

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (22)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} \quad (23)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (24)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (25)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el modo predominante (modo 1).

α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo predominante (modo 1).

$\frac{w_i}{g}$: Masa asignada al nivel i

ϕ_{i1} : Amplitud de modo predominante (modo 1) en el nivel i

N : Nivel N, el nivel más alto en la parte principal de la estructura.

V : Cortante basal.

W : Peso muerto de la estructura más probable carga viva (Peso Sísmico).

Δ_{roof} : Desplazamiento del techo (V y Δ_{roof} asociada a la curva de capacidad).

S_a : Aceleración espectral.

S_d : Desplazamiento espectral.



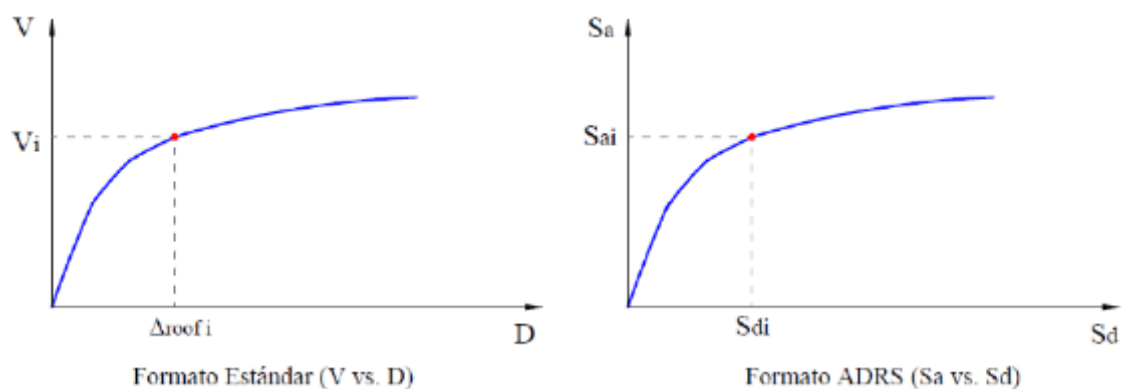


Figura 29 — Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS

Extraído de: (ATC-40, 1996)

Para cualquier punto del espectro ADRS, periodo T , se puede calcular con la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (26)$$

b) Representación bilineal de espectro de capacidad

De acuerdo con (ATC-40, 1996) se requiere una representación bilineal de espectro de capacidad para estimar el amortiguamiento efectivo y una reducción adecuada de la demanda espectral. Para esto, se requieren los puntos a_{pi} , d_{pi} que son los puntos de rendimiento de prueba estimados utilizados para calcular el espectro de respuesta de la demanda reducida. Se deben seguir los siguientes procedimientos:

- Para el intervalo elástico de la estructura, se comienza desde el punto origen O en el plano cartesiano se traza una línea con una pendiente inicial de rigidez de K_i (i es el número de interacciones).
- Defina el punto de prueba (a_{pi} , d_{pi}) como desempeño, como se muestra en la Figura 30 con la letra B, para calcular la demanda reducida de espectro.
- Desde el punto B como indica en la Figura 30 se traza una línea, que interseca con la línea del primer paso. En la segunda línea el pendiente debe ser igual, que cuando se interseca con la línea inicial en punto A (d_y , a_y), los términos $A1$ y $A2$ son áreas que están en la curva de capacidad por debajo y encima debe ser iguales.

Este término se aplica la curva de capacidad posea igual energía con su representación bilineal. La fluencia estructural representa con el punto A en una curva bilineal.

- La grafica bilineal de la curva de capacidad se define conectando los puntos AOB con una línea, como se muestra en la Figura 30.

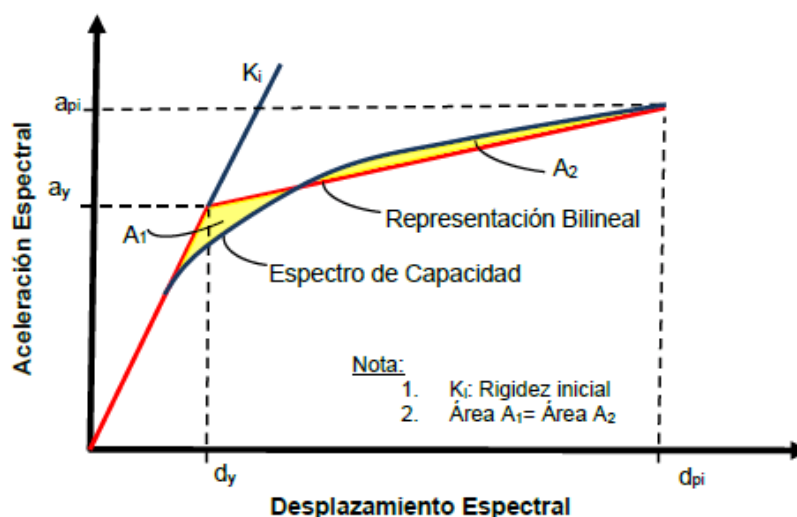


Figura 30 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad
 Extraído de: (ATC-40, 1996)

c) Amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y espectro de demanda reducido

El amortiguamiento que sucede es cuando un terremoto empuja la estructura hacia el intervalo inelástico, se puede expresar como una combinación del amortiguamiento viscoso e hysterético, que es inherente a la estructura. El amortiguamiento hysterético está relacionado con el área bajo el ciclo formado cuando las fuerzas sísmicas (corte de basal) se grafican versus el desplazamiento estructural (ATC-40, 1996). El amortiguamiento hysterético se puede expresar como el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} , relacionado con el desplazamiento máximo d_{pi} , que se puede expresar a través de la siguiente expresión:

$$\beta_{eq} = \beta_o + 0.05 \tag{27}$$

Donde:

β_o : Amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento Hysterético)



0.05 : 5 % de amortiguamiento viscoso inherente en la estructura (constante).

El termino β_o puede ser calculado como (CHOPRA, 1995):

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_o}} \quad (28)$$

Donde:

E_D : Energía disipada por amortiguamiento.

E_{S_o} : Energía de deformación máxima.

Los significados físicos de las técnicas E_D , E_{S_o} se muestran en la Figura 31, E_D representa la energía disipada para un periodo de histéresis, o sea el área calculada del paralelogramo. E_{S_o} representa la energía máxima asociada con el periodo de movimiento, o sea, el área calculada del triángulo (ATC-40, 1996).

Los términos E_D y E_{S_o} se determina con el apoyo del gráfico de la Figura 31, y con las siguientes expresiones obtenemos:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y) \quad (29)$$

$$E_{S_o} = \frac{a_{pi} d_{pi}}{2} \quad (30)$$

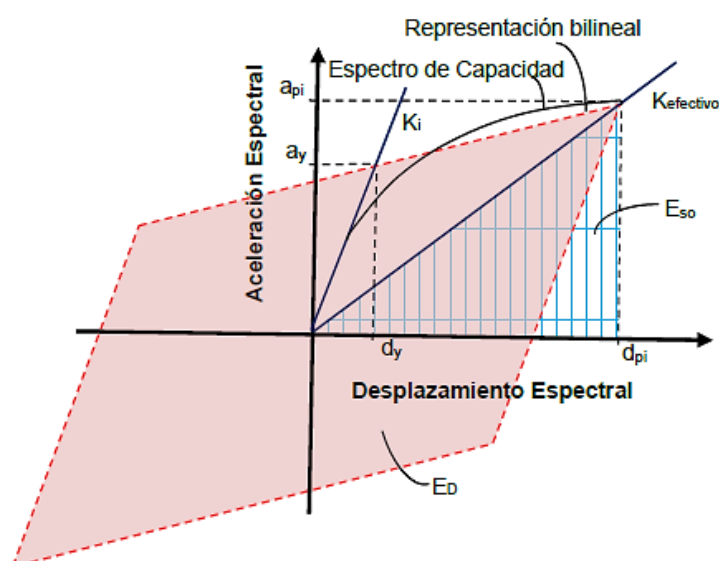


Figura 31 — Obtención de amortiguamiento β_o para la reducción espectral

Extraído de: (ATC-40, 1996)

Así, reemplazando para obtener β_o tenemos que:

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \frac{4(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}/2} = 0.637 \frac{a_y d_{pi} - a_{pi} d_y}{a_{pi} d_{pi}} \quad (31)$$

Escribiendo β_o representa el amortiguamiento critico en porcentajes y calculamos a través del amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y d_{pi} - a_{pi} d_y)}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (32)$$

(ATC-40, 1996) se muestra que el periodo de histéresis en la Figura 31, para los puentes dúctiles, se considera una aproximación razonable, en movimientos cortos y menos del 30 % de amortiguamiento viscoso equivalente. Por lo tanto, se describe que el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , usando un coeficiente k a la expresión β_o :

Los coeficientes de reductores SR_A y SR_V se expresan con las ecuaciones:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} \quad (33)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (34)$$

Tabla 8 — Valores para factor de modificación del amortiguamiento, k .

Tipo de comportamiento estructural	β_o (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
	> 25	
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Extraído de: (ATC-40, 1996).

La elección del tipo de desempeño estructural depende de la resistencia de los componentes principales y de la permanencia de la inducción sísmica. El intervalo de la duración de un evento sísmico debería ser considerada



cuando sea necesario determinar el nivel adecuado de amortiguamiento efectivo, porque un sistema estructural reducirá su capacidad de absorción de energía cuando se someta a ciclos repetidos de alta demanda sísmica:

De acuerdo al sistema ATC 40 plantea los siguientes criterios importantes para seleccionar el tipo de desempeño de la estructura.

Los valores de SR_A y SR_V deben ser mayores o iguales que:

Tabla 9 — Valores mínimos permitidos SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Extraído de: (ATC-40, 1996)

d) Procedimientos a del método del espectro de capacidad de acuerdo el ATC-40

Este procedimiento descrito por el sistema ATC-40, como un método simplificado para su aplicación, a continuación, se detalla:

- Se calcula el espectro de respuesta elástica basada en la demanda sísmica.
- Determina mediante el análisis no lineal estático (Pushover) la curva de capacidad de la estructura del puente.
- Convertir la curva de capacidad obtenida mediante el formato ADRS a espectro de capacidad y graficar en un mismo plano cartesiano junto al espectro de respuesta elástico.
- Definir un punto de prueba (d_{pi} , a_{pi}) de desempeño desde de una aproximación de desplazamientos iguales, donde el cambio espectral inelástico es el mismo cambio que ocurriría si la estructura del puente tuviera un comportamiento perfectamente elástico en desplazamiento.
- Después del punto asumido de prueba de desempeño, calcular el espectro de capacidad representado en una curva bilineal.
- Calcular el espectro de demanda reducido con los coeficientes reductores espectral SR_A y SR_V e incorporar en el grafico anterior.



- Posterior a ello determinar el punto donde se cruzará el espectro de capacidad del puente con el espectro de demanda reducida (d_p, a_p).

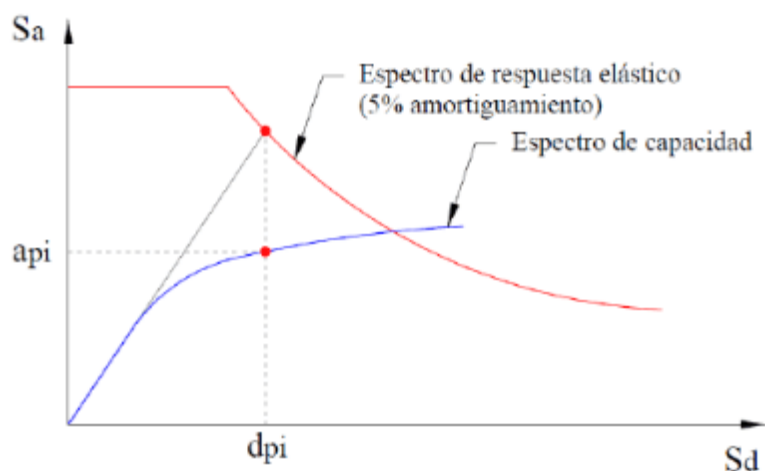


Figura 32 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad
 Extraído de: (ATC-40, 1996)

- Si el desplazamiento d_p obtenido, está dentro de los límites en un $\pm 5\%$ tolerancia permisible del desplazamiento d_{pi} asumido está en el intervalo de $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$. Entonces el punto de prueba (d_{pi}, d_{pi}) desempeño, se toma como el punto de desempeño (d_p, d_p). Por lo tanto, el desplazamiento d_p indica el desplazamiento máximo esperado de la estructura para el sismo de demanda concentrado.

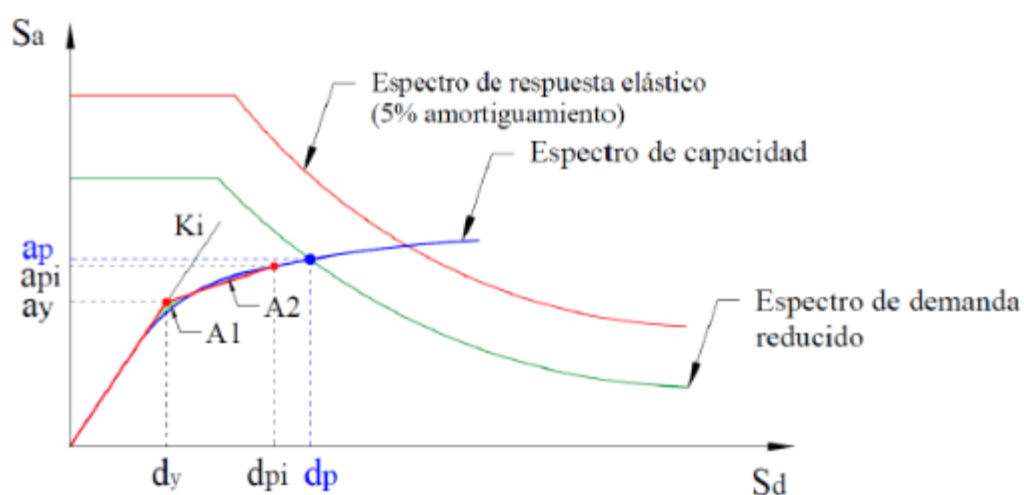


Figura 33 — Representación de la curva bilineal del espectro capacidad
 Extraído de: (ATC-40, 1996)

- Si en caso no cumple con la tolerancia permisible 5 % dada por la normativa ATC-40, continua con la iteración en un punto nuevo de prueba (d_{pi} , d_{pi}) desempeño y retroceder al paso 5.

3.2.11 Niveles de desempeño

El sistema (ATC-40, 1996), indica cuatro niveles de desempeño de la estructura de manera independiente para los componentes estructurales y no estructurales. El nivel de desempeño de la estructura del puente es una combinación de niveles de desempeño estructural y no estructural.

3.2.11.1 Niveles de desempeño para las estructuras según ATC-40

La combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural produce el nivel de desempeño estructural que describe completamente el estado de daño final deseado de la estructura y representa el comportamiento general del puente (ATC-40, 1996).

a) Operacional 1-A

Este es el nivel de desempeño en relación con la funcionalidad. El daño a la estructura del puente es despreciable, el uso normal siga siendo seguro para los ocupantes y no requiere reparaciones inmediatas la estructura después del sismo. El daño a los sistemas estructurales prácticamente no existe y no pondrá en peligro la funcionalidad del puente (ATC-40, 1996).

b) Ocupación inmediata 1-B

Este nivel corresponde al criterio más usados para puentes esenciales. Se encuentra operativo el puente, pero con daños leves de fácil e inmediata reparación después del sismo. Se mantiene la seguridad de los ocupantes (ATC-40, 1996).

c) Seguridad de vida 3-C

Este nivel corresponde a un estado de daño moderado en los componentes del puente, que presenta una baja porcentaje de atentar contra la seguridad de vida de la estructura y los componentes no estructurales se mantienen seguros después de un sismo. Siempre que no atente contra la vida de los usuarios. Este nivel corresponde al desempeño esperado de las estructuras que aplican los códigos de diseño tradicionales (ATC-40, 1996).

d) Estabilidades estructurales 5-E

Para este nivel de estado de daño de seguridad del sistema resistente a la carga lateral está cerca del límite, y la probabilidad de colapso en caso de réplicas es bastante alta, sin embargo, el sistema de carga vertical continúa asegurando la estabilidad del puente. Debido al alto nivel de daños estructurales que es peligro para vida, no se requiere una evaluación de daños no estructurales. La seguridad de los ocupantes o transeúntes no está garantizada, por ello requiere evacuaciones e incluso demolición del puente (ATC-40, 1996).

Tabla 10 — Niveles de desempeño para las estructuras

Niveles de Desempeño	Niveles de desempeño estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
No Estructural	Ocupación Inmediata	Control de daño	Seguridad de Vida	Seguridad Limitada	Estabilidad Estructural	No Considerado
NP-A Operacional	1-A Ocupación	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable
	Niveles de desempeño comúnmente utilizados					
	Otras posibles combinaciones de SP-NP					
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP					

Extraído de: (ATC-40, 1996)



Tabla 11 — Deformaciones límites según el ATC-40

Numero de desempeño				
Límite de deriva entre pisos	Ocupación inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33 \frac{V_i}{P_i}$
Máxima deriva inelástica	0.005	0.005-0.015	Sin limite	Sin limite

Extraído de: (ATC-40, 1996 pág. 310)

Donde: V_i es el cortante total, P_i es la carga de gravedad total en el puente i .

(ATC-40, 1996), desarrollaron la sectorización de representaciones bilineales de curvas de capacidad para clasificar los niveles de desempeño de las estructuras.

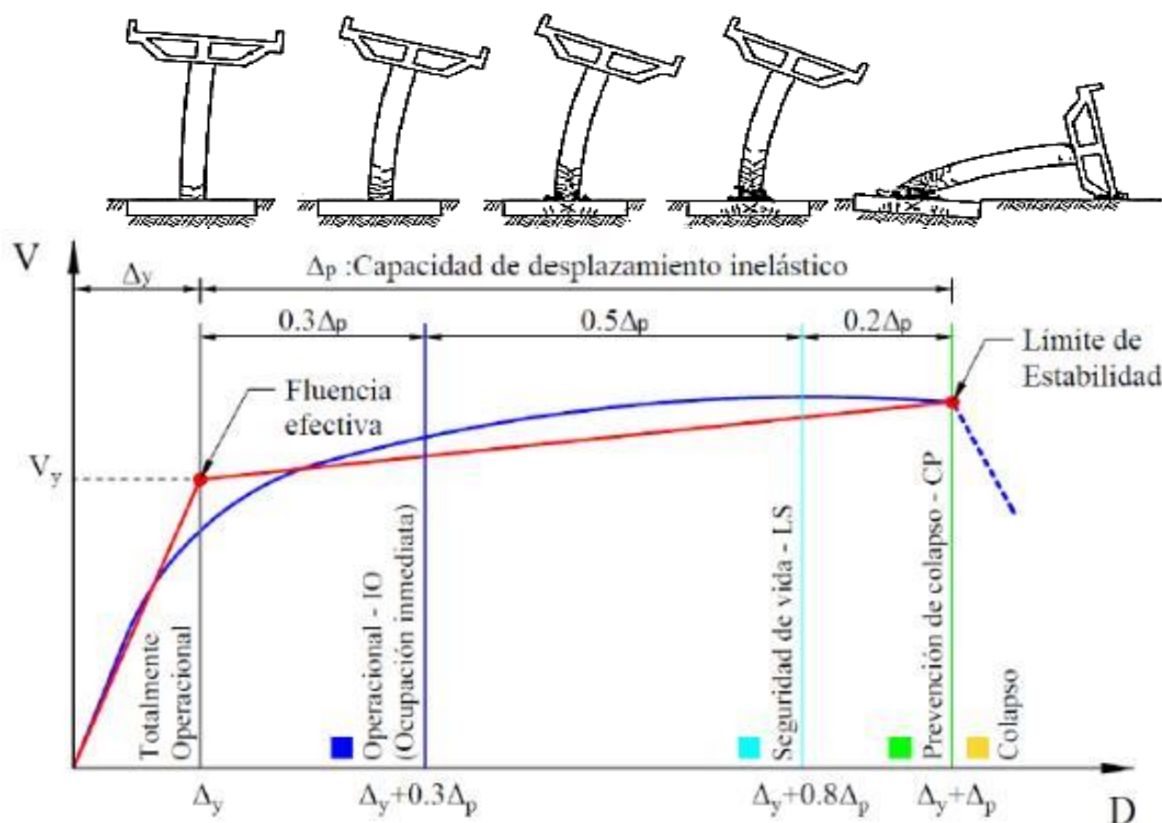


Figura 34 — Sectorización por niveles de desempeño de modelo bilineal de la curva de capacidad

Extraído de: (ATC-40, 1996)



3.2.11.2 Aceptabilidad de elementos y componentes de concreto armado

a) Resistencia de compresión

No se permite en el punto de desempeño, que las demandas de movimiento excedan la resistencia. Para efectos dúctiles controlados por deformación, es aceptable una respuesta inelástica siempre que no se exceda el límite de deformación.

b) Capacidad de deformación de componentes

Para el nivel específico de desempeño, la deformación determinada de los componentes no debe exceder el límite de deformación. Se toman en cuenta para los criterios de aceptación de deformación deben determinarse considerando como indica a continuación:

b.1 Componentes primarios y secundarios

- **Ocupación inmediata:** La deformación a la que se produce un daño permanente y visible, pero que no exceda 0,67 veces el límite de deformación para seguridad de vida.

b.2 Componentes primarios:

- **Seguridad de vida:** 0.75 veces la deformación en el punto C de la curva.
- **Prevención de colapso:** La deformación en el punto C en la curva, pero no mayor a 0.75 veces en el punto E

b.3 Componentes secundarios:

- **Seguridad de vida:** 0.75 veces la deformación en el punto E.
- **Prevención de colapso:** 1.0 veces la deformación en el punto E de la curva.

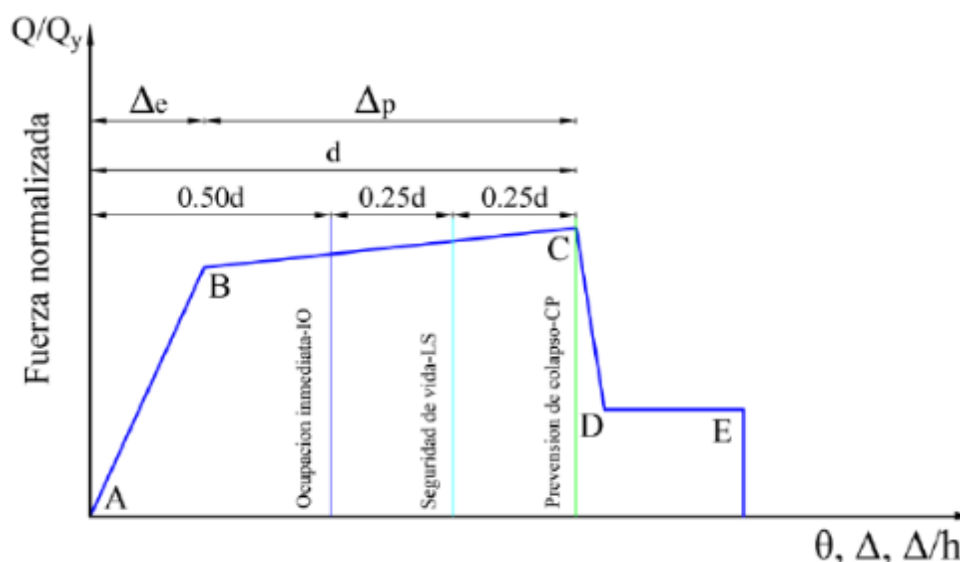


Figura 35 — Sectorización por niveles de desempeño de la curva generalizada fuerza-deformación para componente

Extraído de: (ATC-40, 1996)

3.2.12 Vulnerabilidad patológica en la estructura del puente

a) Patología estructural

Es el estudio del desempeño de las estructuras del puente cuando existe evidencia de falla o desempeño defectuoso (enfermedad) durante la fase de construcción, vida útil y uso, investiga sus motivos (diagnóstico) y propone medidas correctivas (tratamiento) para restablecer condiciones seguras. en el servicio de la estructura (PANOZO, 2016 pág. 4).

b) Patología del concreto

Se considera como el estudio sistemático de los procesos y características de las enfermedades o defectos y daños a que puede estar sometido el hormigón, con causas, consecuencias y soluciones (RIVA, 2006 pág. 3).

c) Patología de puentes

Esta es una anomalía de la estructura del puente. La enfermedad se identifica por inspección visual del puente y está relacionada con el tipo de puente, los materiales de construcción y el comportamiento del entorno en el que se encuentra el puente (p. ej., clima, reacciones químicas, tipo de suelo y todos los factores que hacer que ocurra). estructura de impacto (CARDOZO, 2014 pág. 37).

c.1 Tipos de patología

En los puentes de hormigón se pueden encontrar algunas categorías principales para evaluar el daño, siendo la primera el daño inducido por el diseño donde hay grietas, fracturas y vibraciones excesivas. Entre los daños a la construcción se pueden encontrar hormigüeo, agrietamiento y segregación. Entre los daños operativos encontramos fallas por penetración, carbonización, corrosión o impacto. Si el puente es una estructura metálica, se pueden encontrar algunas categorías principales para evaluar daños tales como corrosión, daños en cables o soportes, daños en perfiles o armaduras metálicas, daños en conexiones (CARDOZO, 2014 pág. 37).

c.2 Patologías más frecuentes detectadas en las inspecciones de puente

Las tareas de inspección, protección y mantenimiento son cada vez más importantes para el Estado, por lo que las diferentes administraciones públicas destinan más recursos presupuestarios a la protección de los edificios. El Ministerio de Transportes y Comunicaciones, a través de Provias, ha realizado varias inspecciones a edificios existentes a lo largo de los años, tendiendo puentes a nivel peruano y permitiendo así identificar enfermedades sistémicas muchas veces costosas e intratables. El daño más común en puentes ocurre en cimentaciones, especialmente en pilas y miembros en causas, arriostramientos y sistemas de drenaje e impermeabilización, incluyendo juntas de dilatación (OCHOA, 2017 pág. 3).

Tabla 12 — Niveles de vulnerabilidad patológica del puente

Nivel	Grado	Rango numérico	Valor (%)
Bajo	1	1 - 1.5	< 25
Regular	2	1.5 - 2.5	25 – 50
Alto	3	2.5 - 3.5	50 – 75
Muy alto	4	3.5 a mas	75 – 100

Extraído de: (BARRANTES, 2017 pág. 85)

3.3 Marco conceptual

- a) **ATC 40 “Applied Technology council”**: En su especificación sobre “Procedimientos para la Evaluación y Reforzamiento Sísmico de Edificaciones de



Concreto”, se consideran procedimientos para la determinación de la resistencia de estructuras con base en análisis estático no lineal o Pushover.

- b) **AASHTO LRFD “American “Association of state Highway and Transportation Officials”**: Provee guías para el diseño de autopistas.
- c) **MDP “Manual de Puentes de Ministerio de Transportes”**: Este manual tiene como objetivo definir los requisitos mínimos para un puente y su ubicación óptima en términos del nivel de seguridad o riesgo permitido o aceptable para las características específicas de la estructura, y diseñar puente estructuras de tal forma que, en la medida de lo posible, de la mejor manera.
- d) **ACI “American concrete Institute”**: Dentro de ello alberga normativas específicas para el diseño, construcción, reparación y evaluación de estructuras de puentes.
- e) **Puente**: Estructura necesaria en el atravesamiento de un accidente geográfico y obstáculo natural o artificial, su luz independiente es más o igual a 6.00 m (20 ft) y conforma un tramo de una carretera o está ubicado encima o por debajo de ella.
- f) **Superestructura**: Hace referencia al grupo de elementos que conforman la parte superior del puente.
- g) **Tablero**: Conformados por losas hechas de hormigón, que se les denomina capas rodantes, estas reciben de manera directa cargamento en movimiento” (4). Es decir que las llevan a cabo personas o vehículos, que implican el soporte de una carga para las barandillas metálicas, las aceras y separadores, o en su defecto, llega hasta el soporte de la estructura.
- h) **Estructuras portantes**: Constan en viga principal, viga auxiliar, diafragma y viga de cabecera, que soportan la carga móvil y las cargas del tablero, carga que puede ser transmitida a la subestructura.
- i) **Barandas**: Elementos implementados con el fin de salvaguardar la seguridad de los peatones al mismo tiempo tiene por objetivo evitar accidentes de caídas de los vehículos al vacío.
- j) **Subestructuras**: Es la parte de la estructura que soporta las cargas que se aplican en la superestructura y que son transmitidas al suelo.

- k) **Estribos:** Son elementos que forman parte de la estructura, como, por ejemplo, los puntos de soporte de los confines de los puentes que reciben el cargamento proveniente de la superestructura y que transmite las cargas a los cimientos.
- l) **Pilares:** Son los que soportan a nivel intermedio el puente, es decir, se encargan de recibir la reacción de los otros tramos implicados para luego transmitirla a los cimientos.
- m) **Cimentación superficial:** Con respecto a la cimentación, transmiten el cargamento a la superficie natural y llegan de manera sencilla a la profundidad que es de apoyo a la excavación.
- a) **Cimentaciones profundas:** Es una capa muy lejana y cuesta llegar a las cotas especificadas. Por ello, se usa equipamiento especial y de última generación para ejecutarlos con pilotes.
- n) **Ancho del puente:** Es la magnitud total de la anchura en la superestructura, involucra aceras, calzadas, ciclo vías, barandas, etc.
- o) **Calzada del puente:** Fracción superior de la tabla, con destino a someterse al movimiento vehicular, cuya magnitud de ancho se calcula de manera perpendicular al eje longitudinal del nexo. Compuesta por un determinado número de carriles con bermas que conforman la entrada a la carretera del puente.
- p) **Drenaje pluvial:** Partes de sistema vial que hacen posible la evacuación aguas pluviales que se trasladan por las aceras y veredas del puente.
- q) **Estudios básicos de ingeniería de puentes:** Según el (MTC, 2018 pág. 52), es el “conjunto de estudios para obtener los datos necesarios para la elaboración de los anteproyectos y proyectos del puente”. A continuación, se mencionan los estudios que probablemente sean de necesidad en base a la medida y profundidad que implica la obra:
- Estudios topográficos.
 - Estudios hidrológicos e hidráulicos.
 - Estudios geológicos y geotécnicos.
 - Estudios de riesgo sísmico.
 - Estudios de impacto ambiental.
 - Estudios de tráfico.

- Estudios complementarios.
 - Estudios de trazos de la vía.
 - Entre otros.
- r) **Gálibo o altura libre:** Espacio desocupado entre la superestructura del puente y el nivel de agua más alto del río. Para pasos a nivel sobre un solar, la distancia vertical entre el nivel más bajo (medido desde la base de la viga) y el nivel más alto correspondiente a la calzada del solar que atraviesa. En puentes de malla metálica, es la distancia más corta entre la parte inferior de la viga de soporte superior y el nivel de pendiente correspondiente.
- s) **Junta de expansión:** Tiene la finalidad de hacer viables la deformación longitudinal que se dan debido a los cambios de temperatura, movimientos telúricos, entre otros.
- t) **Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI):** Organización principal, rectora y conductora del SINADECI, se encarga de organizar, coordina, planear y controlar a la ciudadanía en las acciones de Defensa Civil.
- u) **Peligro:** Posibilidad de que ocurra un desastre natural o tecnológico que es dañino de manera potencial, en un tiempo y espacio determinados, en donde habitan individuos y elementos naturales. Mayormente, son identificables gracias a los avances científicos y tecnológicos.
- v) **Vulnerabilidad:** Nivel de exhibición de uno o un conjunto de elementos frente a la posibilidad de ocurrencia de un peligro. Puede involucrar daños físicos, sociales, económicos, culturales, institucionales, etc.
- w) **Riesgo:** Cálculo matemático de pérdida de vidas, daños físicos y materiales, a las propiedades, economía en un tiempo y espacio específicos ante un evento de emergencia. Se evalúa en base al peligro y vulnerabilidad.

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA

4.1 Tipo y nivel de investigación

4.1.1 Tipo de investigación

Según su finalidad es de tipo aplicada, mediante el presente alcanza pretender dar solución de los problemas planteados de los variables intervinientes.

4.1.2 Nivel de investigación

Por su grado de profundidad de análisis es de nivel descriptivo, tiene como función de especificar, dimensionar, evaluar las propiedades del fenómeno. Así mismo se considera correlacional, se encarga de determinar y medir la relación de las variables indicadas.

4.2 Diseño de la investigación

En énfasis de naturaleza diseño experimental, consiste en determinar y verificar cuantitativamente, y aplicar las técnicas de ingeniería conjuntamente con las teorías y lineamientos del uso del sistema ATC 40 y diseños de modelamientos matemáticos computarizados, apoyado en observaciones reales en la in situ.

4.3 Descripción ética de la investigación

La investigación se realizó con honestidad y de acuerdo con las normas establecidas por la Universidad Nacional Micaela Bastidas de Apurímac a través de la norma de ingeniería ISO 690, y los datos serán utilizados de manera responsable, respetando la autoría y respetando los principios de ética en investigación.

4.4 Población y muestra

4.4.1 Población

En cuanto a la población abarca exclusivamente al puente Coporaque, ubicado se entre las comunidades de Hanccamayo y Anansaya ccollana, en el distrito de Coporaque, provincia de Espinar, en el departamento de Cusco, pertenece a la vía de Red Vial Nacional que corresponde a eje longitudinal de la sierra sur PE-3SG (Ramal) trayectoria: Emp PE-3SF (Challhuahuacho) – Santo Tomas – Yauri – Emp: PE-3S (Ayaviri). El puente fue construido en el año 2003, a cargo

de la Municipalidad Distrital de Coporaque; geográficamente con coordenadas $71^{\circ}29'14.76''$ O de Longitud, $14^{\circ}48'29,31''$ S de Latitud y 3891 msnm. La resistencia del concreto utilizados fueron de $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$, y la resistencia de fluencia de acero de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.



Figura 36 — Ubicación del puente Coporaque

Fuente: Extraído del Google Heart



Figura 37 — Vista panorámica actual de longitudinal del puente Coporaque

4.4.2 Muestra

En cuanto a la muestra se consideran no pirobalística se caracteriza en elección es relacionado a la determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, por el muestreo se considera facilidad de cálculo, y así dar resultados a la investigación del fenómeno. El esquema estructural del puente tiene la siguiente característica y geometría.

Tabla 13 — Características generales del puente Coporaque

Uso	Puente
Ancho de la calzada	4.26 m
N° de vías	1
N° de pilares	2
Ancho de la vereda	0.90 m
longitud	130 m
barandas	0.90 m
tipo de estructura	Viga cajón
alineamiento	Recto

Según la norma AASHTO LRFD y el Manual de Diseño de Puentes, la estructura del puente en estudio esta categorizada como puentes volados sucesivos, con viga cajón de peralte variable de longitud total de 130 m apoyados en los estribos y pilares intermedios, 2 pilares intermedios monolíticos de sección rombo de concreto armado, divididos en 3 vanos de 40 m, 50 m y 40 m, con una sola vía. A continuación, detalla acuerdo a las siguientes Figuras 38 y 39 transversalmente y longitudinalmente.

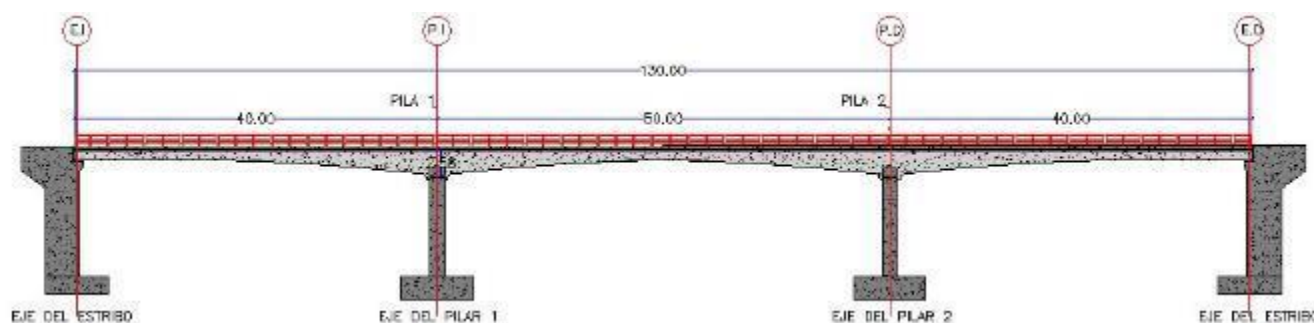


Figura 38 — Esquema actual de corte longitudinal del puente Coporaque

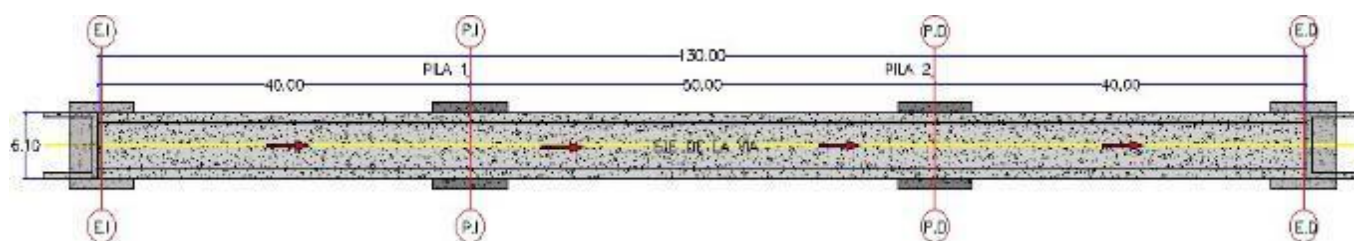


Figura 39 — Esquema actual de corte transversal del puente Coporaque

4.4.3 Componentes estructurales del puente

El puente Coporaque es una superestructura de puente tipo voladizo sucesivo, que solamente tiene una vía, dentro del cual transitan vehículos en ambos

sentidos que van del Espinar a Coporaque viceversa. Las vigas de sección tipo cajón variables de 1.50 m de peralte sobre los estribos en ambos lados y 3.00 m de peralte sobre los pilares intermedios. Ancho total del puente es de 6.10 m, de los cuales las veredas para el tránsito peatonal es 0.90 m en los extremos y para el tránsito vehicular de 4.26 m.

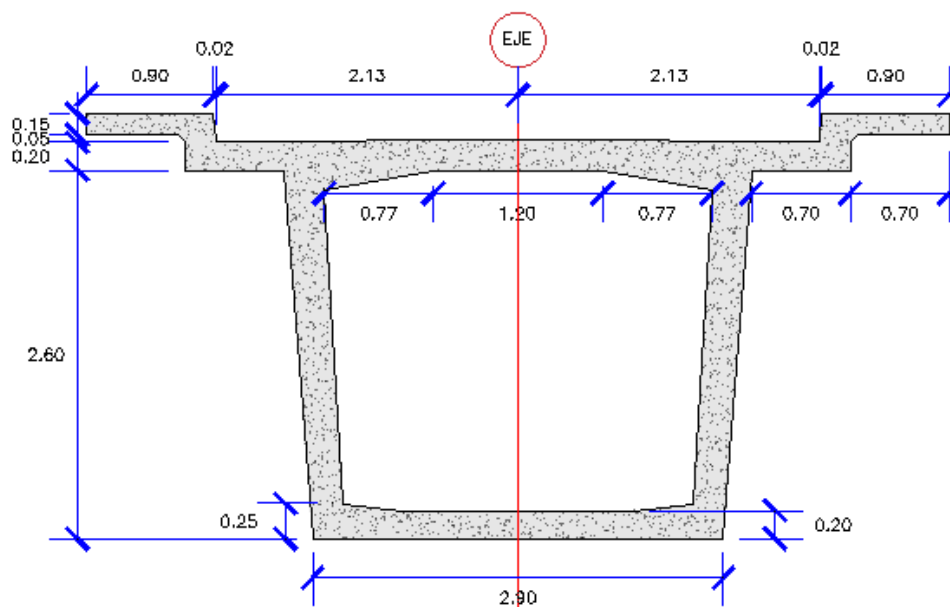


Figura 40 — Sección transversal del tablero sobre los pilares

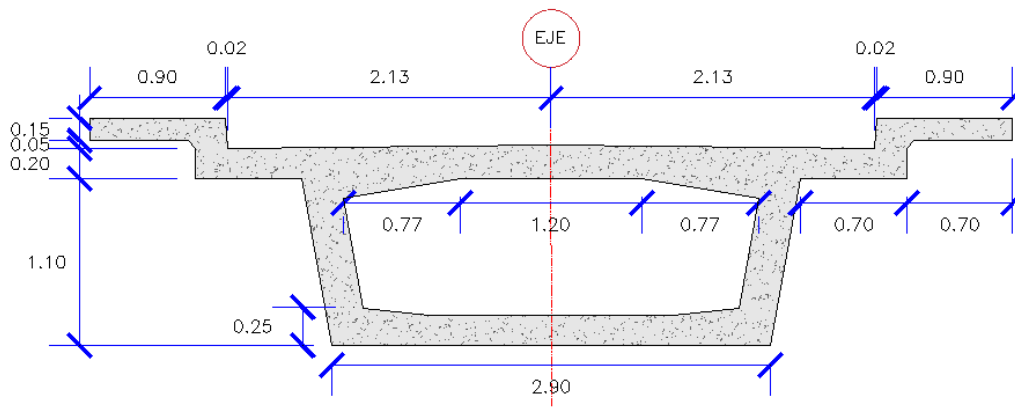


Figura 41 — Sección transversal del tablero sobre los estribos

En la Figura 42 se observa las distribuciones de acero en los corte de tablero sobre el estribo y pilar, distribuidos en la losa superior de viga cajón varillas de acero de 5/8" a cada 0.25 metros en la capa superior transversalmente y longitudinalmente varillas de acero de 5/8" a cada 0.20 metros, en la capa inferior está conformado de varillas de acero de 5/8" a cada 0.20 metros transversalmente y longitudinalmente de varillas de acero de 5/8" en tres partes variables de confinamiento de acero, en la primera parte a cada 0.20 metros, la

segunda parte a cada 0.15 metros y la tercera parte a cada 0.20 metros, en los muros del viga cajón la distribución de varillas de acero 1" a cada 0.15 metros verticalmente y transversalmente en ambas capas de varillas de acero 1" a cada 0.20 metros y en la base del viga cajón en la capa inferior y superior longitudinalmente varillas de acero de 1" a cada 0.20 metros, transversalmente en ambas capas varillas de acero de 1" a cada 0.15 metros. El concreto tiene la resistencia a la compresión $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ y los aceros una resistencia de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

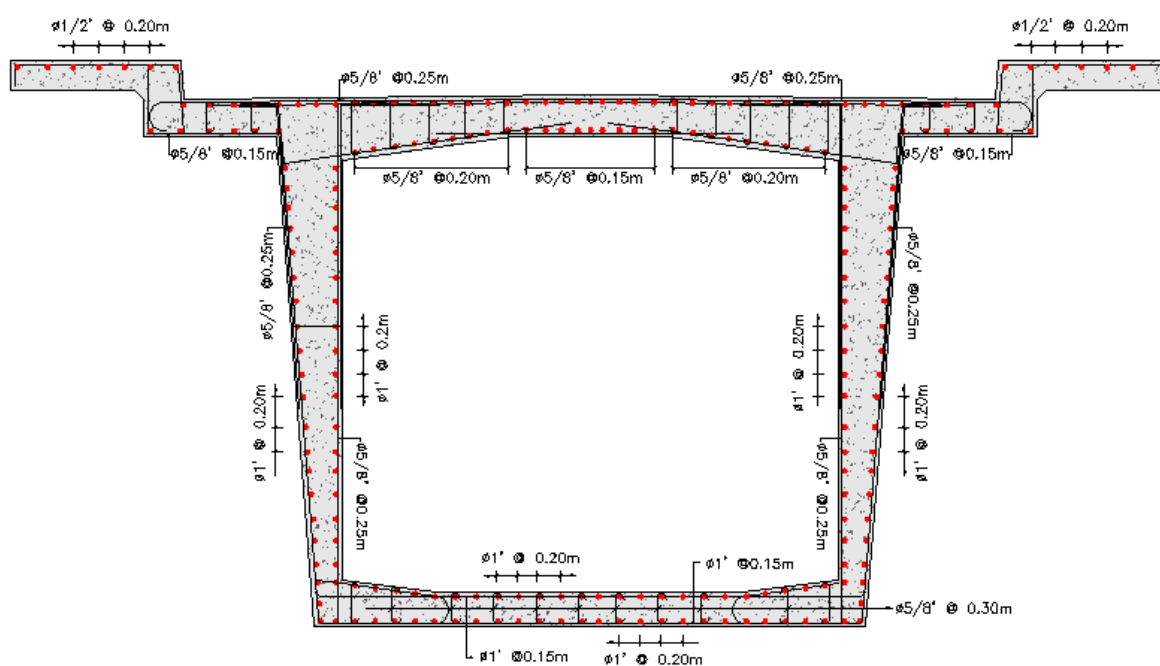


Figura 42 — Distribución típica de armadura de acero en el tablero

En la Figura 43 se muestra la vista lateral y frontal de los elementos estructural de los pilares y zapatas, se observa la altura del peralte de pilar de 8.00 m, la altura de los dentellones laterales de los pilares superiores de 0.76 m, así mismo también se observa la altura de peralte de las zapatas de 2.40 m. también importante mencionar tiene dos neoprenos que están colocados en la parte superior de los pilares de espesor 0.20 m y la base de 0.70 x 0.70 m.

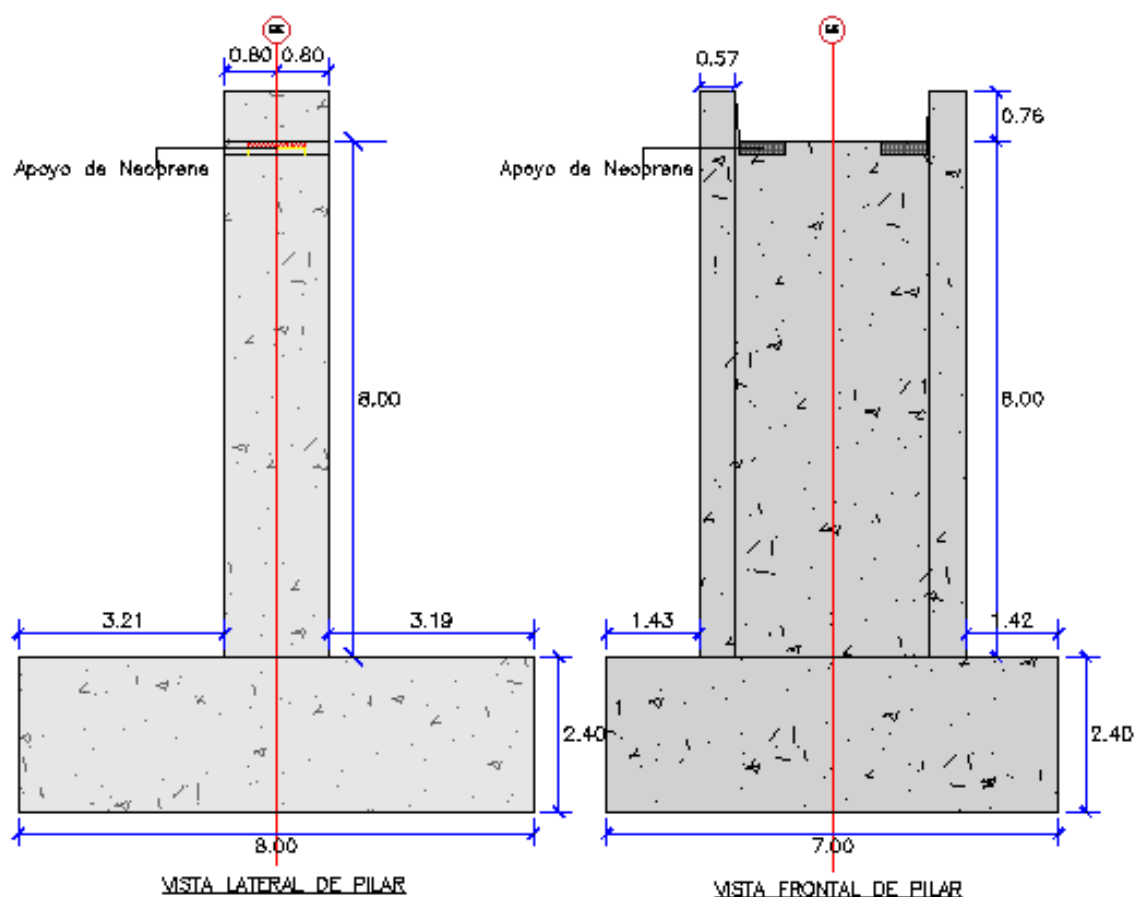


Figura 43 — Vista lateral y frontal de los pilares

En la Figura 44 se detalla la distribución de varillas acero en pilar de sección de tipo rectangular con nariz triangular o biselada, las varillas de acero de 1" a cada 0.10 m verticalmente, horizontalmente varillas de acero de 3/4" a cada 0.15 m y los ganchos de 5/8". El concreto tiene la resistencia a compresión de $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ y el acero de fluencia de $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

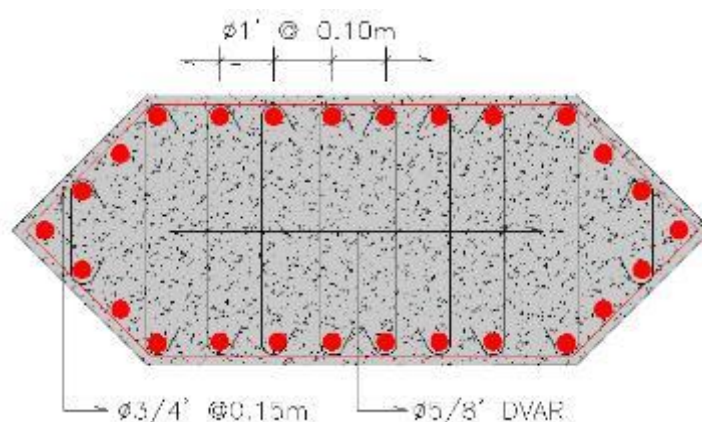


Figura 44 — Armadura de pilares

En la Figura 45 se observa las zapatas de vista frontal y lateral, así mismo se detalla la distribución de varillas de acero en la capa superior acero de 3/4" distribuidos a cada 0.15 m longitudinalmente, transversalmente acero de 1" a cada 0.15 m y en la capa inferior el acero 1" a cada 0.15 m transversalmente y longitudinalmente y los ganchos de 3/8". El concreto tiene la resistencia a compresión 350 kgf/cm² y el acero la resistencia de fluencia de $f_y = 4200$ kgf/cm².

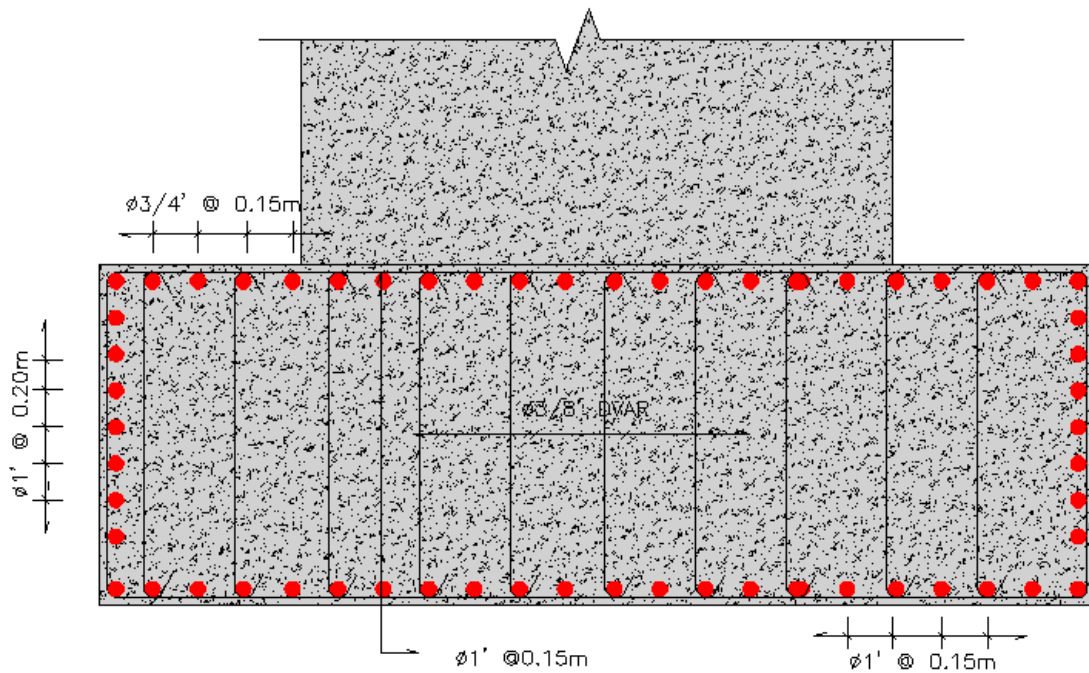


Figura 45 — Vista frontal de la zapata

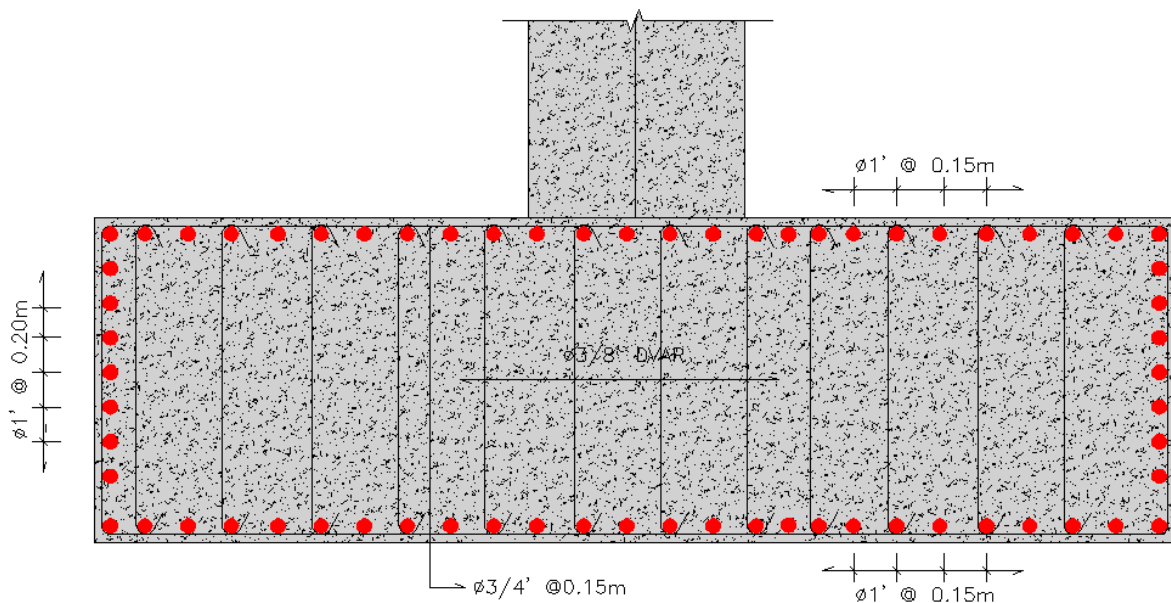


Figura 46 — Vista lateral de la zapata

a) Estado de conservación actual del puente Coporaque

Se realizó inspección técnica del puente Coporaque varias veces al in-situ de los elementos estructurales y no estructurales que contiene las condiciones actuales. Para el presente estudio se utilizó las fichas técnicas, con la finalidad de actualizar las informaciones obtenidas. Debido a las patologías de agrietamientos, a simple vista el puente se encuentra regularmente en estado de conservación, a continuación, se observa las muestras:



Figura 47 — Grietas, por la infiltración de agua en la cara inferior del tablero



Figura 48 — Inflorescencia, por la infiltración de agua en la cara inferior de la vereda

4.5 Procedimiento

4.5.1 Verificación de los elementos estructurales del puente

a) Equipos utilizados

Para su verificación y toma de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales del puente Coporaque, se utilizaron las fichas técnicas de recolección de datos por componente que tiene en planta y elevación, con cinta métrica, wincha, teléfono celular, libreta de campo, lapiceros y los implementos de protección personal.

b) Procedimiento de recolección de datos

Para su verificación y toma de las dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales del puente Coporaque se intervino el día 21 de noviembre del año 2022 a horas de 11:25 am, acompañado por el personal de apoyo. El procedimiento para la toma de datos de acuerdo a la siguiente manera:

- Ubicar el puente en el in-situ en el trayecto de la ciudad Espinar hacia el distrito de Coporaque y empezar por la vista de entrada, parte superior y perfil del puente.



Figura 49 — Visita a campo para las tomas de datos en el puente Coporaque

- Se toman las medidas de las distancias en planta del puente, la longitud total, calzada, bermas, veredas, altura de barandas y el eje central.



Figura 50 — Medición de vista transversal del tablero del puente Coporaque

- Se toman las medidas de las distancias en perfil del puente de los siguientes elementos estructurales el peralte de viga cajón y la base, estribos, pilares, zapatas y los elementos no estructurales de neoprene. Al mismo tiempo la ficha de toma de datos en los elementos estructurales se menciona en el Tabla 14 y 15.



Figura 51 — Medición de las dimensiones de viga cajón



Figura 52 — Medición de la dimensión de estribos

- El procedimiento de recolección de datos completos de las mediciones de los elementos estructurales y no estructurales se mencionan en la Tabla 14 y 15.

b.1 Toma de datos

Se tomo las medidas de los componentes estructurales y no estructurales para la toma de datos y para su posterior trabajo en gabinete con los procesamientos.

- Tablero.
- Pilares.
- Estribos.
- Neoprene.

En la Tabla 14 y 15 se muestran los datos tomados de las dimensiones del tablero, pilares y zapatas del puente Coporaque. realizados en visitas a campo con la ficha técnica.

Tabla 14 — Dimensiones del tablero tipo cajón de peralte variable



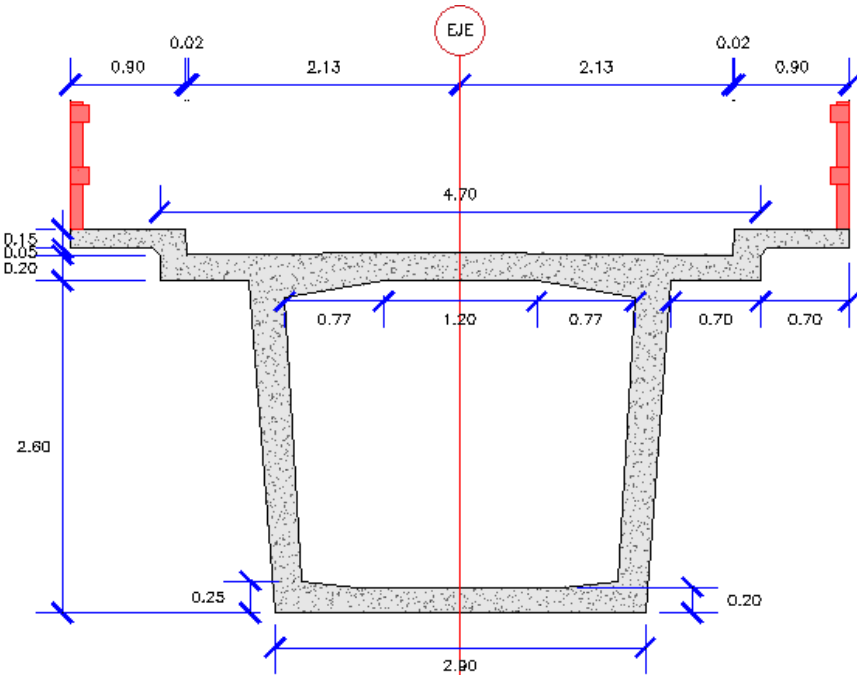
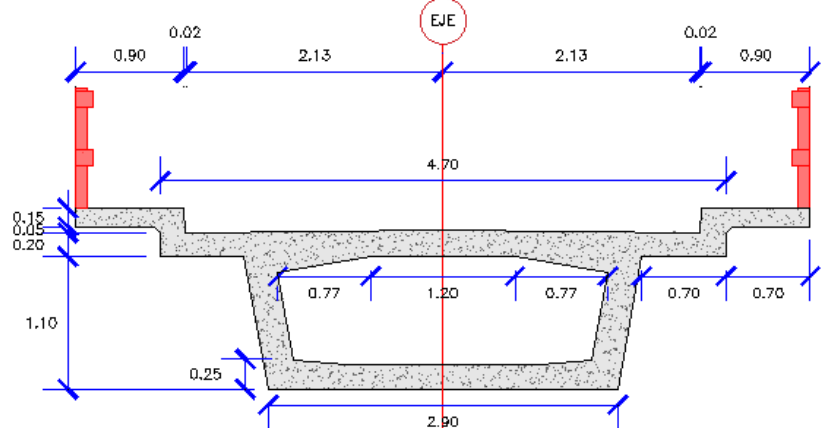
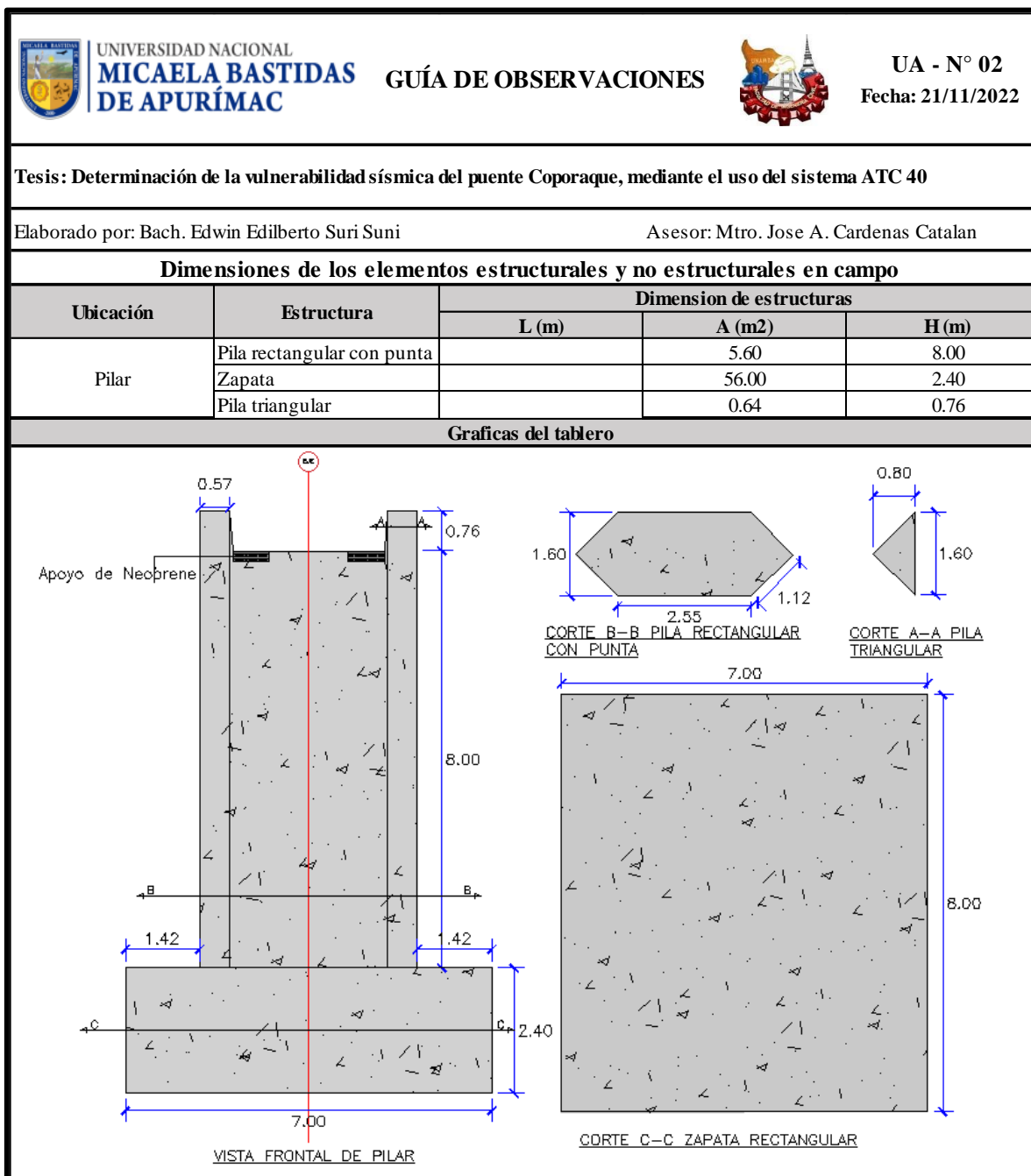
 UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC		GUÍA DE OBSERVACIONES		 UA - N° 01 Fecha: 21/11/2022	
Tesis: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40					
Elaborado por: Bach. Edwin Edilberto Suri Suni			Asesor: Mtro. Jose A. Cardenas Catalan		
Dimensiones de los elementos estructurales y no estructurales en campo					
Ubicación	Estructura	Dimension de estructuras			
		L (m)	B (m)	H (m)	
Tablero	Veredas	130	0.9	0.15	
	Viga Cajon variable	130	2.9 - 4.70	1.10 - 2.60	
	Barandas	130		0.9	
Graficas del tablero					
 <p style="text-align: center;">SECCIÓN DE TABLERO EN PILARES</p>					
 <p style="text-align: center;">SECCIÓN DE TABLERO EN ESTRIBOS</p>					

Tabla 15 — Dimensiones del pilar



4.5.2 Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque

4.5.2.1 Determinación del índice de la vulnerabilidad del puente

Con los parámetros indicados en la sección 3.2.6.1, del capítulo III, evaluaremos el índice de la vulnerabilidad del puente Coporaque, para ello tomaremos los 9 procedimientos correlacionales que se menciona.

4.5.2.1.1 Evaluación con el método simplificado

a) Irregularidad en la rigidez lateral del puente

Este es el parámetro está relacionado con la variación de rigidez entre los apoyos del puente. De ello calculamos la relación de inercia de columna y vigas, para obtener la rigidez lateral de los pilares intermedios.

Primero calculamos para los neoprenos módulo de cizalladura.

$$G = \frac{E}{2(1 + \mu)} = \frac{0.306 \text{ kgf/mm}}{2(1 + 0.5)}$$

Donde el módulo de elasticidad para el neoprene se tomará el valor de $E_N = 0.306 \text{ kgf/mm}$ y para Poisson de $\mu = 0.5$.

Calculamos la rigidez lateral para los apoyos de neoprenos.

$$K_{\text{Apoyo_Estribo}} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} = \frac{700 \times 600 \times 0.102}{200} = 214.20 \text{ kgf/mm}$$

$$K_{\text{Apoyo_Pila}} = \sum_{i=1}^n \frac{A_i G_i}{h_i} = \frac{800 \times 600 \times 0.102}{200} = 244.80 \text{ kgf/mm}$$

Tabla 16 — Características de los apoyos del neopreno

Descripción	LxB	H	G	K_r
	mmxmm	mm	Kgf/mm ²	Kgf/mm
Apoyo en estribos	700 x 600	200	0.102	214.2
Apoyo en pilas	800 x 600	200	0.102	244.8

Cálculos de rigidez lateral para las pilas de 8 m de altura y cuenta con 2 apoyos de neopreno en cada pila del puente.

$$I_{CY} = \frac{h^3(2c + d)}{24} = \frac{1.60^3(2 \times 2.55 + 0.8)}{24} = 1.006 \text{ m}^4$$

$$Ec = 15000 \sqrt{280 \text{ kgf/cm}^2} = 250998.01 \text{ kgf/cm}^2$$

$$K_{Pila} = \frac{12EI_Y}{h^3} = \frac{12 \times 2509.98 \times 1.006}{8^3} = 59180.62 \text{ tonef/m}$$

$$K_{\text{Apoyo_Pilas}} = 2 \times 244.80 = 489.6 \text{ tonef/m}$$

$$K_{Pila_Apoyo_Pilas} = \left(\frac{K_{Pila} \times K_{\text{Apoyo_Pilas}}}{K_{Pila} + K_{\text{Apoyo_Pilas}}} \right) = 485.58 \text{ tonef/m}$$



Cálculo de rigidez lateral para los estribos de 8 m de altura y cuenta con 2 apoyos de neopreno en cada estribo.

$$K_{\text{Apoyo_Estribo}} = 2 \times 214.20 = 428.4 \text{ tonef/m}$$

$$K_{\text{Estribo}} = \infty$$

$$K_{\text{Apoyo_Pilas}} = K_{\text{Estribo}} = 428.4 \text{ tonef/m}$$

Como resumen de los cálculos de rigidez laterales obtenemos los siguientes valores para K_M y K_m .

$$K_M = K_{\text{Pila}} = 485.58 \text{ tonef/m}$$

$$K_m = K_{\text{Estribo}} = 428.4 \text{ tonef/m}$$

$$C_1 = 1.0 - \frac{K_M - K_m}{10K_m} = 1.0 - \frac{485.58 - 428.4}{10 \times 428.4} = 0.986$$

b) Longitud de asiento de la superestructura

Primero calculamos la longitud de asiento de las pilas donde descansa la superestructura recomendada para el caso más desfavorable, esto para el tramo que se encuentran de mayor longitud $L = 50 \text{ m}$, con una altura de $H = 8 \text{ m}$ de pila.

$$LR = 400 + 2.5L + 10H = 400 + 2.5 \times 50 + 10 \times 8 = 605 \text{ mm}$$

En el caso del puente Coporaque la longitud del asiento (LA), al tratarse de un puente continuo con pilas intermedias no se tiene problemas de perdida de asiento.

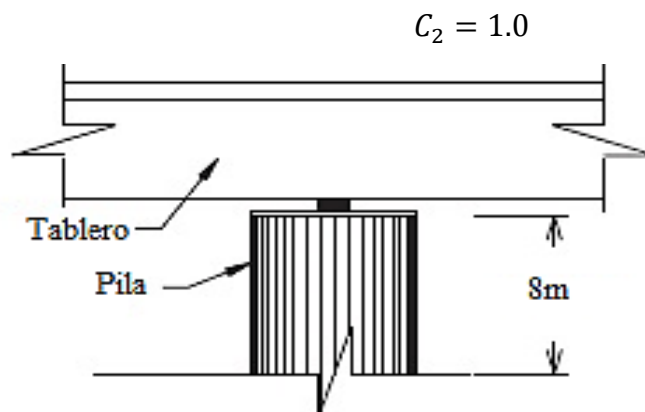


Figura 53 — Longitud del apoyo

c) Año de Proyecto

El puente de Coporaque se estima que fue construido en el año de 2002, de manera el coeficiente es:

$$AC = \text{Año de construcción} = 2002$$
$$C_3 = \frac{AC - 1900}{100} = \frac{2002 - 1900}{100} = 1.02$$

d) Irregularidad en planta y esviajamiento

Para estimar la irregularidad del puente se determina el grado de curvatura o el grado de esviajamiento. En el caso del puente de Coporaque no presenta curvatura vertical y horizontal, por lo que es recto y en tangente $\alpha = 0$.

$$C_4 = 1$$

e) Tipo de apoyos

Los apoyos en sobre las pilas y estribos del puente Coporaque es neopreno laminados por lo que se consideran su capacidad:

$$C_5 = 0.9$$

f) Estado de conservación

• **Efecto de socavación (x_1)**

Si se observan socavación ligera que no pone en riesgo la estabilidad del puente: $x_1 = 0.05$.

• **Estado de conservación de los apoyos (x_2)**

En los apoyos existen deterioros menores: $x_2 = 0.05$

• **Daños en elementos estructurales (x_3)**

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

• **Daños en uniones o conexiones (x_4)**

No se observa ningún daño: $x_4 = 0.0$

• **Mantenimiento y rehabilitación (x_5)**

Puente con más de 20 años sin daños aparentes y buen estado de conservación: $x_5 = 0.25$



$$C_6 = 1.0 - \sum_{i=1}^5 x_i = 1.0 - (0.05 + 0.05 + 0.05 + 0.00 + 0.25) = 0.6$$

g) Potencial licuefacción

El suelo no tiene potencial de licuefacción.

$$C_7 = 1.0$$

h) Periodo de vibración

El puente se ubica en la zona sísmica 3, con un perfil del suelo de s_2 suelos intermedios, los valores característicos del espectro son:

$$T_a = 0 \text{ s}$$

$$T_b = 0.6 \text{ s}$$

Luego calculamos los pesos sobre la pila del puente.

Tabla 17 — Cargas del puente

Elementos	Peso (W)
	Ton
Superestructura	401.77
Asfalto	26.37
Baranda	11.00
Carga Total	439.14

$$m = \frac{W}{g} = \frac{439.14}{9.81} = 44.76 \text{ tonf} - \frac{s^2}{m}; \text{ (No se incluye la carga viva)}$$

Para la pila del puente de 8 m de altura la rigidez lateral se toma de la sección A.1, $K_{Pila} = 485.58 \text{ tonef/m}$:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K}} = 2\pi \sqrt{\frac{44.76}{485.58}} = 1.90 \text{ s}$$

Donde el $T_s > 1.3T_b$

$$C_8 = 1.0$$

i) Factor de importancia

El puente Coporaque al formar parte del corredor minero del sur del Perú, dentro de Apurímac, Cusco y Arequipa se considera un puente crítico de



alta demanda de uso vehicular de alto tonelajes. Por ello se empleará el coeficiente adicional:

$$C_9 = \frac{1}{1.5} = 0.67$$

Al calcular los 9 parámetros del método simplificado, se procede a calcular el índice de vulnerabilidad del puente.

$$I_V = \left[\frac{C_1 * C_2 * \dots * C_9}{(C_1)^7} \right] = \frac{0.98x1x1.02x1x0.9x0.6x1x1x0.67}{0.908^7} = 0.71$$

De acuerdo a la Tabla 2 de la sección 3.2.7.3. El puente requiere atención y deberá ser evaluado más detallada.

4.5.2.2 Evaluación detallada del puente Coporaque

a) Ensayo no destructivo de esclerómetro

El estudio a las propiedades de concreto armado la resistencia a compresión en los elementos estructurales del puente es importante para la evaluación de control de calidad. Debido a que existe la probabilidad de la incertidumbre de las condiciones actuales del concreto en los elementos estructurales del puente de Coporaque.

Para la presente investigación se utilizó un esclerómetro de ZC3-A normalmente conocemos en el mercado como el martillo de rebote metálico con resorte de carga, que al ser liberado impacta sobre un embolo de acero en contacto con la superficie del concreto del elemento estructural del puente de Coporaque, luego del impacto, es medida sobre una escala lineal adherida al marco instrumental del esclerómetro, que relaciona la dureza del concreto superficial con su resistencia a la compresión.



Figura 54 — Ensayo de esclerómetro en puente

El ensayo en el puente Coporaque se desarrolló en los 2 pilares intermedios de tipo rectangular con punta, en los cuales se tomó 10 lecturas como indica la normativa NTP 339.181 a una altura 1.50 m del suelo del terreno. Así mismo se tomó en el debajo del tablero a la entra y salida del puente, haciendo un total de en 8 partes del puente como indica en los puntos de la Figura 55.

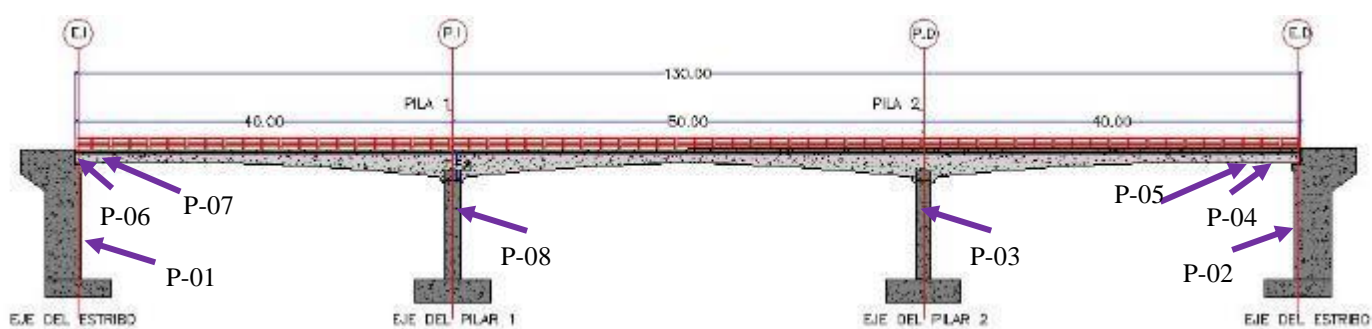


Figura 55 — Ubicación de los puntos de ensayos de esclerometría en el puente



Figura 56 — Ensayo de esclerometría en el punto 1 estribo izquierdo

En las Tabla 18 se presenta los resultados tomados del ensayo de esclerometría en cada punto en los elementos estructurales de los pilares intermedios y en debajo del tablero a la entrada y salida del puente.

Tabla 18 — Registro de índices de esclerometría de los puntos en puente Coporaque

Nro.	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
1	58	61	54	63	50	68	66	58
2	56	58	58	57	66	62	66	56
3	56	57	54	58	60	66	66	56
4	57	60	58	62	64	64	65	57
5	59	44	56	66	64	64	70	59
6	60	56	59	62	64	66	64	60
7	62	56	60	64	66	65	66	62
8	54	53	57	60	59	65	63	54
9	56	58	61	62	56	61	66	56
10	58	56	48	62	64	64	64	58
Promedio	46.08	45.78	45.20	49.28	50.04	51.60	52.48	46.08

De la lectura de índice de esclerómetro lectura de los 10 puntos obtenidos, se descartó se varia en más de 6 al promedio, según a la Norma ASTM C805, después con el Abaco de la Figura 57, se obtuvo los resultados de resistencia a la compresión de los estribos, pilares y el tablero del índice de esclerometría marcado en los puntos, como menciona a continuación en la Tabla 19:



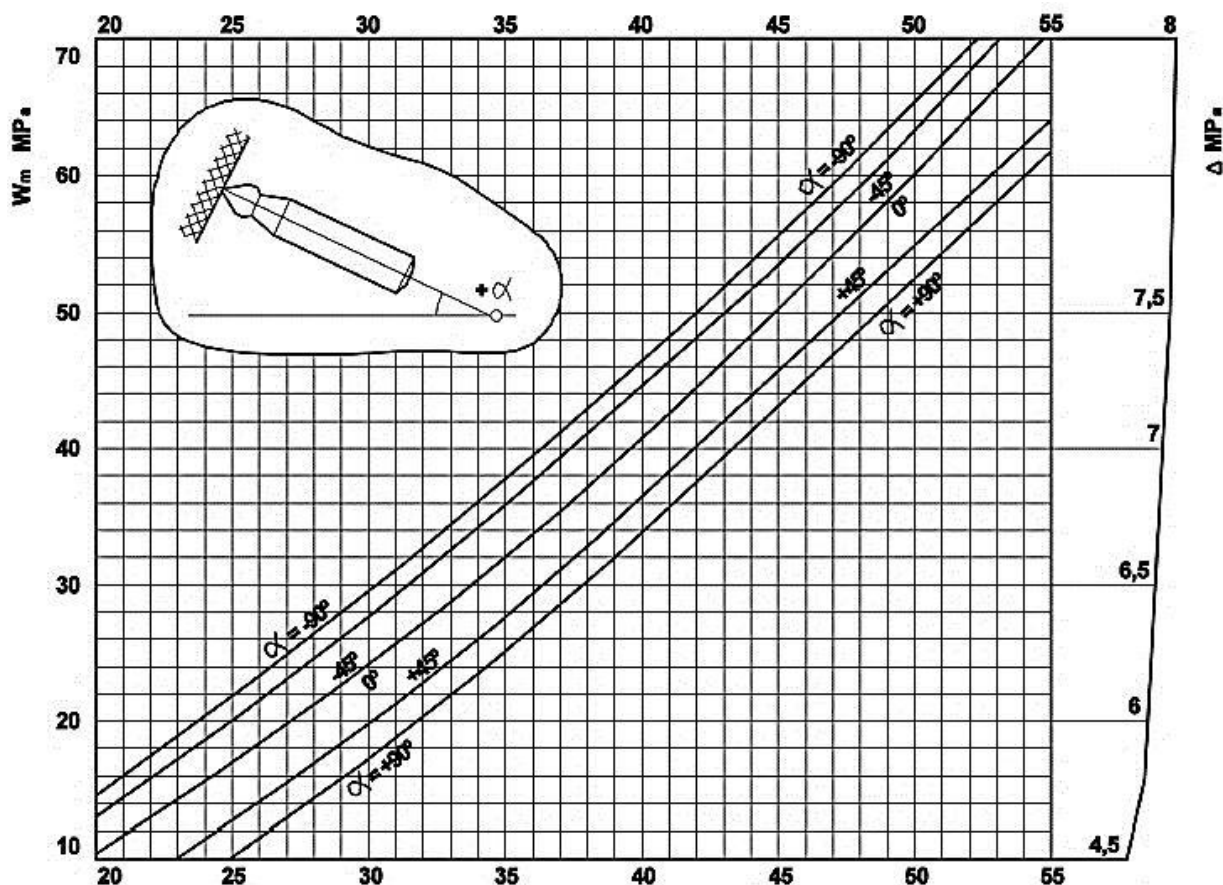


Figura 57 — Abaco para determinar la resistencia a compresión del concreto

Tabla 19 — Resultado de índices de esclerometría de los puntos en puente Coporaque

Nro.	P-1	P-2	P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8
I.E	46.08	45.78	45.20	49.28	50.04	51.60	52.48	46.08
f'c(kg/cm²)	305.91	381.37	361.99	423.18	372.19	438.47	387.49	305.91

Los resultados a continuación se muestran el P-1 y P-2 corresponde a los estribos izquierdo y derecho, P-3 corresponde a pilar derecho, el P-4 y P-5 corresponde al tablero a la salida del puente, el P-6 y P-7 corresponde al tablero de entrada del puente, el P-8 corresponde al pilar izquierdo. Según el puente Coporaque la resistencia de concreto en los pilares y estribos son de $f'c = 305.91 \text{ kgf/cm}^2$, para el tablero de $f'c = 405.33 \text{ kgf/cm}^2$, sin embargo, en los resultados muestran un promedio de la resistencia del concreto mencionado.



4.5.2.3 Desarrollo y calibración del modelo estructural

a) Geometría del modelo estructural del puente.

La geometría del puente Coporaque será modelada de acuerdo a los planos digitalizados y las propiedades de los materiales serán obtenidas de los ensayos no destructivos que se aplicaron a la infraestructura vial en el in-tu. Para el modelamiento en tridimensional 3D, se utilizarán los softwares estructurales Csi Bridge, Midas Civil y Sap 2000, programas de elemento finitos que son más versátiles para la ingeniería estructural en cálculos de análisis y diseño de estructuras.

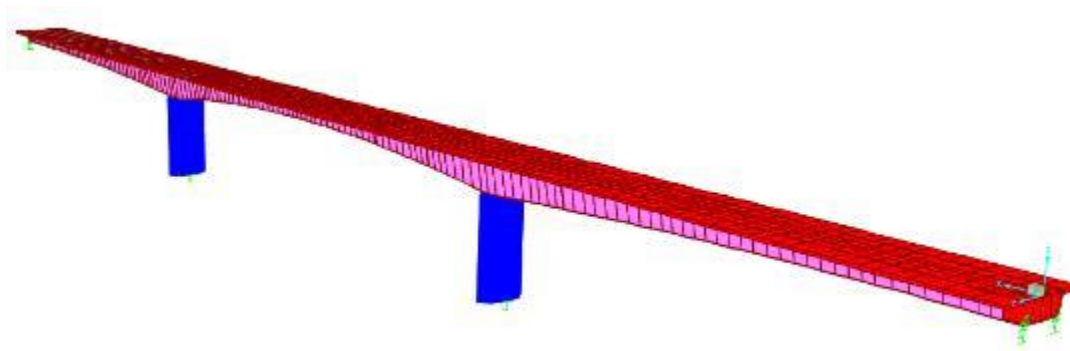


Figura 58 — Modelo tridimensional del puente Coporaque

b) Características de los materiales

b.1 Concreto

- Viga Post-tensada: $f'c = 400 \text{ kgf/cm}^2$.
- Pilares: $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$.
- Peso unitario: $\gamma = 2500 \text{ kgf/m}^3$.
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000\sqrt{f'c}$.

b.2 Armadura de refuerzo

- ASTM A615 grado 60: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- ASTM A706 grado 60: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

b.3 Acero Post-tensado

- ASTM A416 grado 270: $F_{py} = 1860 \text{ MPa}$.
- Esfuerzo de fluencia: $F_y = 90 \% F_{py}$.

- Módulo de elasticidad: $Ea = 197000 \text{ MPa}$.
- Pérdida de fricción por curvatura: $\mu = 0.25$.
- Pérdida de fricción por alabeo: $k = 0.003$.
- Asiento de la cuña: $Asiento = 6 \text{ mm}$.
- Los tendones fueron tensados a un nivel de esfuerzo correspondiente al: $75 \% F_{py}$.
- Torones de $0.6''$ (15 mm) para tendones de post-tensados longitudinal
10 torones para voladizo elevación-planta pilar, 5 torones para tramo central y laterales.

c) Cargas

El Manual de Puentes MDP-2018 y el AASHTO LRFD, se especifica las cargas muertas y transitorias respectivas para los análisis y diseños de las infraestructuras viales existentes y nuevos, por ello se basará en las normas mencionadas en la presente investigación.

c.1 Carga Muerta (DC, DW)

- Concreto armado: $\gamma_c = 2500 \text{ kgf/m}^3$
- Asfalto: $\gamma_a = 2250 \text{ kgf/m}^3$
- Barandas: 100 kgf/m

c.2 Carga viva vehicular (LL)

Se consideran según el manual de diseño de puentes, camión de diseño HL-93, para la evaluación de las solicitaciones del sismo de mayor magnitud.

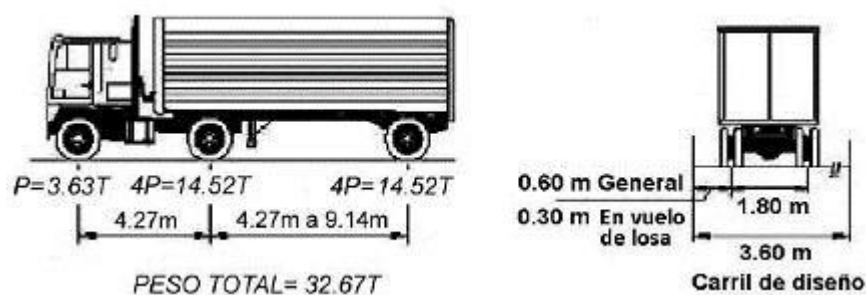


Figura 59 — Camión de diseño HL-93

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018)

c.3 Carga peatonal

La carga viva peatonal es de 366 kgf/m^2 (75 psf) conforme establecido en la sección 3.6.1.6 de la especificación AASHTO LRFD.

c.4 Sobrecarga distribuida (Carga de carril de diseño)

Las cargas son distribuidas de la siguiente manera 954 kgf/m (0.64 klf), tanto en forma longitudinal y transversalmente en el puente de Coporaque.

c.5 Cargas de Sismo

Para el análisis y diseño sísmico se utilizarán los estándares desarrollados en las Directrices para el Diseño de Puentes Sísmicos de AASHTO LRFD. Estos códigos establecen criterios de análisis estructural que permiten que las estructuras sufran daños mínimos durante sismos moderados y eviten el colapso estructural durante **eventos** sísmicos extremos, definidos como eventos con una probabilidad mayor al 7 % en un período de 75 años ($Tr = 475 \text{ años}$, $Tr = 1000 \text{ años}$ y $Tr = 2475 \text{ años}$).

d) Análisis modal

Con la finalidad de obtener los modos de vibración de la estructura modelado tridimensional en software de Csi Bridge, se realiza su análisis modal, a través de load case modal, lo cual ya se encuentra definido en el software mencionado, y así obteneos los modos de vibración con sus respectivos porcentajes de masa participada para análisis sísmico en puentes requiere una participación de modal mínimo debe ser es 90 %. Para que el análisis modal sea representativo de la condición real de la estructura.

Del análisis modal los resultados de modelo analítico se lograron obtener en la dirección “X” al 97.20 % de masa modal con 12 primeros modos vibración. Mientras para la dirección “Y” al 90.40 % de masa modal con 12 primeros modos de vibración. En tanto en la dirección “Z” al 65.90 %. en la Tabla 20 se presenta los 12 primeros de modos de vibración de las direcciones:

Tabla 20 — Porcentaje de participación de modos de vibración en las tres direcciones

Proporción de masa participación modal							
Modo	Periodo	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
	Seg						
1	1.1708	0.0000	0.2940	0.0000	0.0000	0.2940	0.0000
2	1.0143	0.0001	0.0000	0.0000	0.0001	0.2940	0.0000
3	0.5487	0.6680	0.0000	0.0000	0.6680	0.2940	0.0000
4	0.5090	0.0000	0.0006	0.0036	0.6680	0.2950	0.0036
5	0.4234	0.0000	0.5930	0.0000	0.6680	0.8880	0.0036
6	0.3594	0.2860	0.0000	0.0000	0.9540	0.8880	0.0036
7	0.3231	0.0000	0.0000	0.6260	0.9540	0.8880	0.6290
8	0.2560	0.0000	0.0000	0.0000	0.9540	0.8880	0.6290
9	0.1958	0.0000	0.0160	0.0000	0.9540	0.9040	0.6290
10	0.1700	0.0160	0.0000	0.0000	0.9700	0.9040	0.6290
11	0.1307	0.0000	0.0002	0.0300	0.9700	0.9040	0.6590
12	0.1296	0.0019	0.0000	0.0000	0.9720	0.9040	0.6590

Con las condiciones mencionados en los resultados ya se puede afirmar que el modelo tridimensional en software propuesto funciona a la misma manera que el modelo real, permitiéndonos así realizar el análisis de determinación de vulnerabilidad sísmica del puente con mayor precisión, debido que al inicio existía las incertidumbres sobre el modelo del tridimensional 3D.

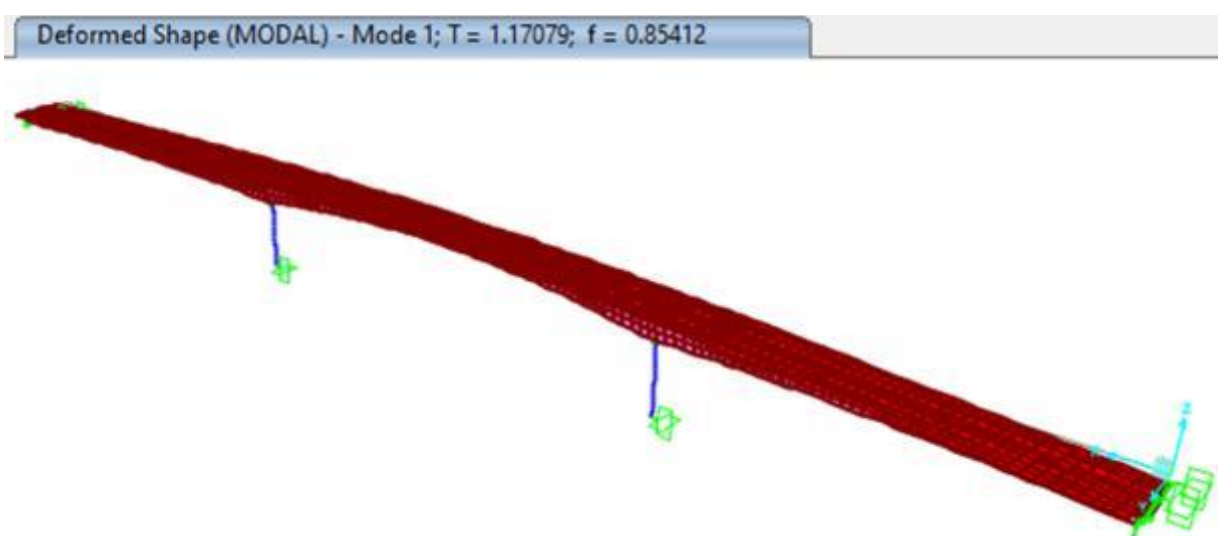


Figura 60 — Modo 1 longitudinal, T = 1.170 s

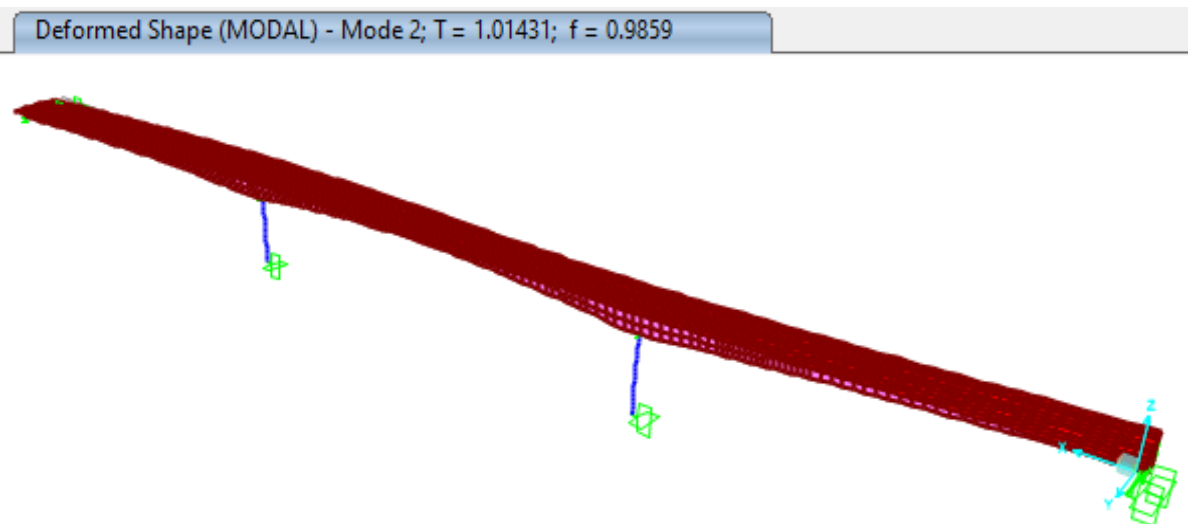


Figura 61 — Modo 2 transversal, T = 1.014 s

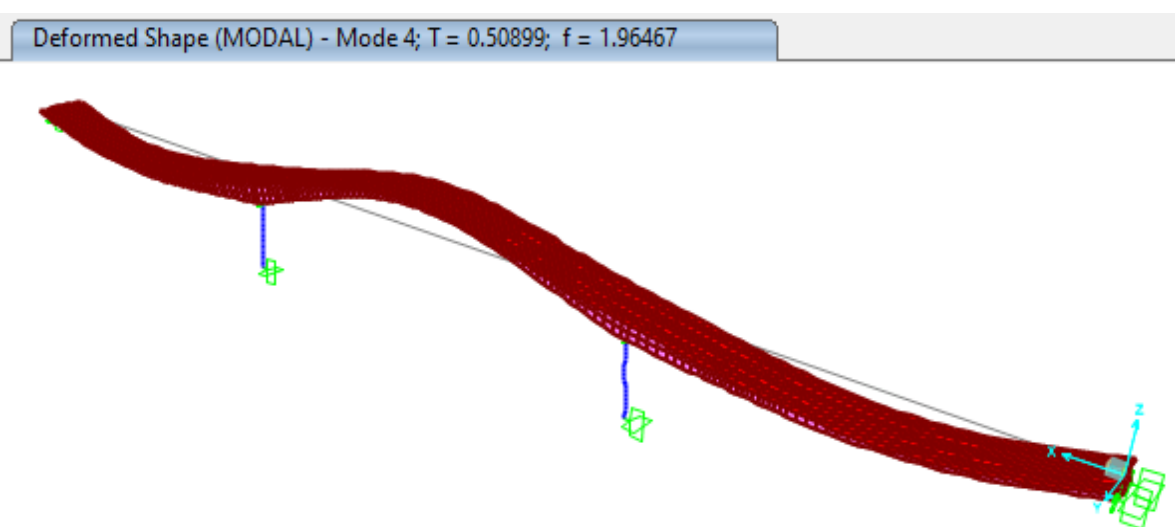


Figura 62 — Modo 4 Vertical, T = 0.508 s

4.5.2.4 Método de espectro de capacidad en puente

a) Modelo de comportamiento de materiales

Los parámetros del diagrama de los materiales idealizadas del concreto y acero, utilizado en la modelación real tridimensional 3D del puente de Coporaque, en la provincia de Espinar en la región de Cusco, a continuación, se mencionan:

a.1 Acero

- Esfuerzo de fluencia: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kgf/cm}^2$
- Deformación en el punto de fluencia: $\varepsilon_y = 0.0021$

- Deformación máxima de fluencia: $\epsilon_{us} = 0.12$

a.2 Concreto

- Resistencia a la compresión: $f'c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E_c = 280624.3 \text{ kgf/cm}^2$
- Deformación unitaria: $\epsilon_o = 0.002$
- Deformación unitaria máxima: $\epsilon_u = 0.004$

b) Modelo de esfuerzo deformación elastoplástico perfecto para el acero

La Figura 63 muestra el modelo elastoplástico para acero ajustado a los parámetros y condiciones del puente de Coporaque.

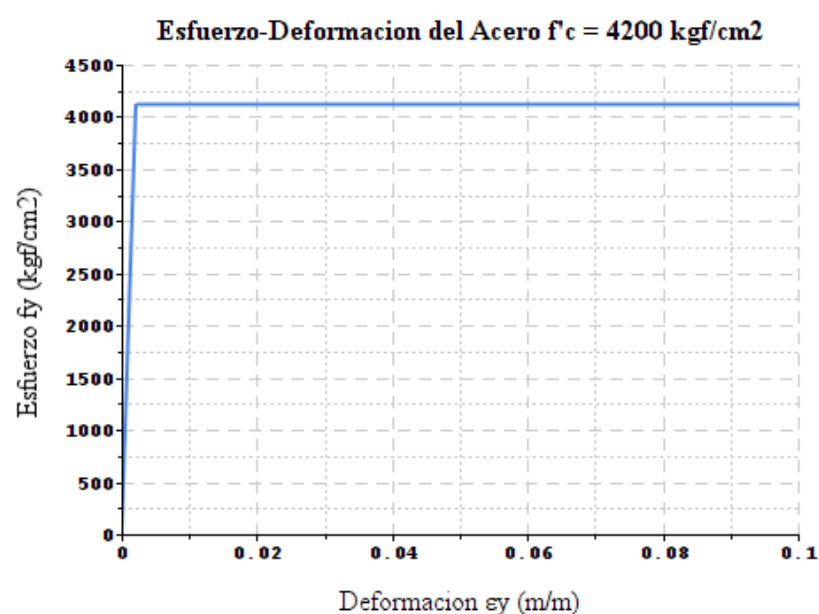


Figura 63 — Curva de esfuerzo-deformación del acero

c) Modelo esfuerzo deformación Hognestad para el concreto

La Figura 64 muestra el modelo de hormigón de Hognestad ajustado a los parámetros y condiciones actuales en el puente de Coporaque.



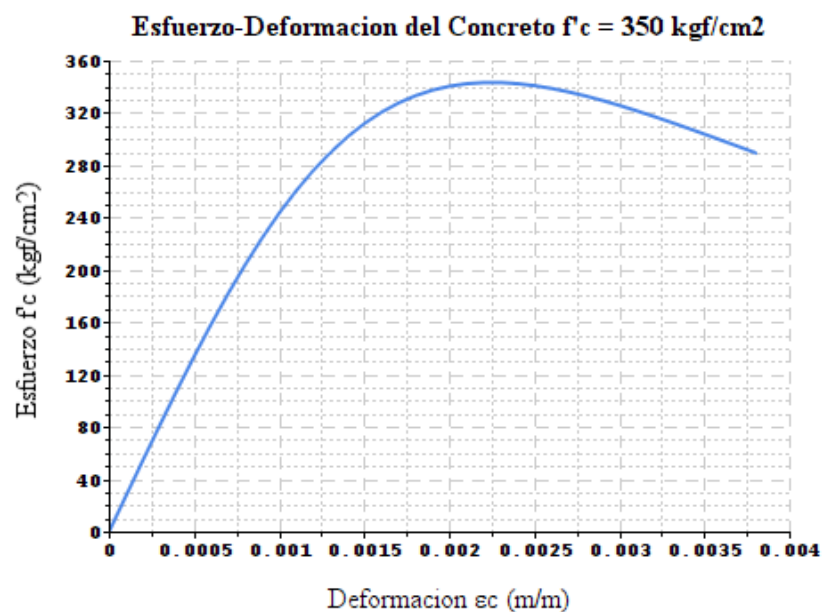


Figura 64 — Curva de esfuerzo-deformación del concreto

d) Análisis estático no lineal (Pushover) y obtención de la curva de capacidad del puente

Una curva de capacidad es una representación gráfica del comportamiento general de la estructura de un puente tanto dentro como fuera de los parámetros elásticos. Para obtener las curvas de capacidad, primero se definieron las rótulas plásticas en el puente, para lo cual se utilizó el software Csi Bridge y Sap 2000.

d.1 Ductilidad de la estructura del pilar de puente

La ductilidad se refiere a la capacidad del material para resistir la deformación de los elementos estructurales de la columna/pilar central cuando el material excede su límite elástico, como es el caso del puente Coporaque. Para analizar la ductilidad, primero se calcula el momento de curvatura de la columna, como se muestra en la sección de la Figura 65.

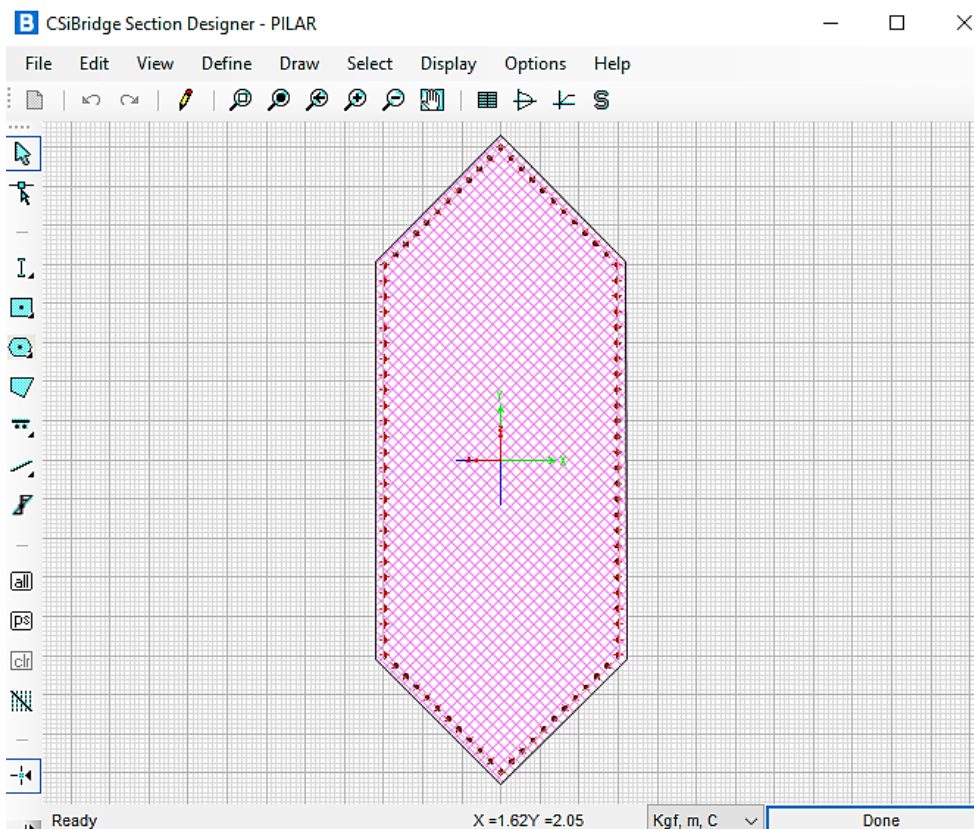


Figura 65 — Sección de la base del pilar del puente Coporaque

En la Figura 66 se presenta las propiedades de la sección base de los pilares del puente Coporaque.

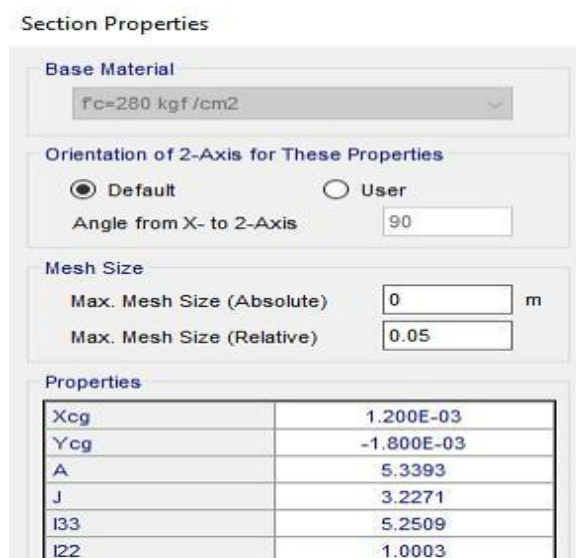


Figura 66 — Propiedades de la Sección base del pilar del puente Coporaque

Para evaluar este estudio se utilizaron dos métodos, como el modelo plástico-elástico CALTRANS, para estimar las cargas axiales sobre las bielas, para lo cual se utilizó el software Csi Bridge. Sobre esta base, concluye que no hay diferencia entre los dos modelos y entre los cálculos

manuales, ya que ambos modelos son muy simétricos. La Figura 67 muestra el momento de curvatura para una sección de base rectangular con punta en un puntal, incluyendo cargas axiales como:

Carga para un pilar monolítico $P_{DC+DW} = 251.00$ Ton



Figura 67 — Capacidad del pilar en dirección transversal del puente Coporaque

Calculamos el porcentaje del índice de fisuración (Cracking) del pilar rectangular con punta del puente:

$$I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y E_c} = \frac{M_y}{\phi_{Yield}(E_c)} = 1.29 \text{ m}^4$$

$$I = \frac{I_{eff}}{I_y} = \frac{1.29 \text{ m}^4}{5.25 \text{ m}^4} = 24.56 \%$$

De los resultados de criterios de idealización de CALTRANS obtenemos el porcentaje de fisuración de 25 % en cada pilar del puente, también a partir de ello, los momentos de curvatura bilineal se obtiene, que se muestra en la Figura 68.



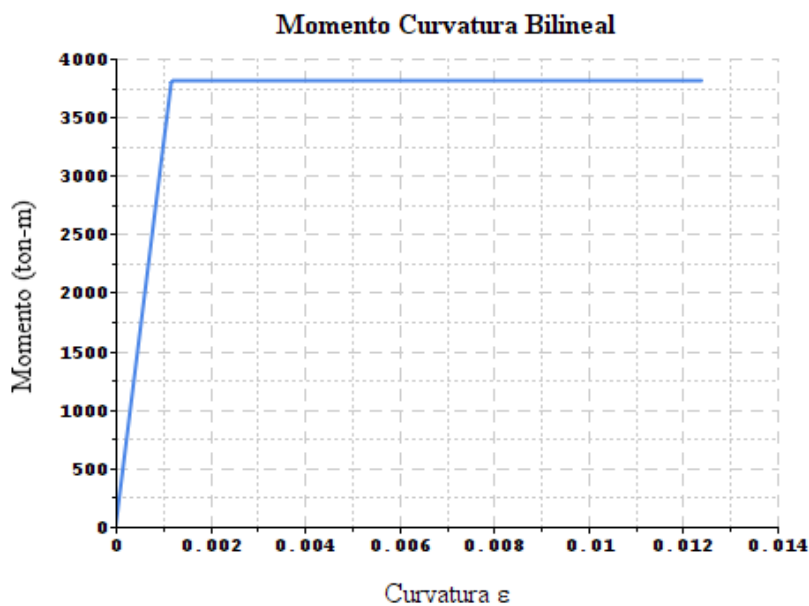


Figura 68 — Momentos de curvatura para diferentes cargas axiales

De la figura 68 anterior se obtienen los momentos bilineales de curvatura para la ductilidad parcial de las pilas del puente. Para ello aplicamos la siguiente fórmula: Curvatura límite $E\mu$ sobre curvatura de fluencia $E\gamma$.

$$\mu = \frac{E\mu}{E\gamma} \quad (35)$$

$$\mu = \frac{0.001177}{0.0124} = 0.094$$

d.2 Longitud de la rótula plástica

Para los cálculos de longitud de la rótula **plástica** del puente Coporaque, se debe considerar una buena estimación como menciona la siguiente expresión:

$$L_p = 0.08l + 0.15d_b f_y \geq 0.3d_b f_y \quad (36)$$

Donde:

- Altura de la columna de la pila del puente: $l = 8 \text{ m}$.
- Diámetro de la barra: $d_b = 0.0254 \text{ m}$.
- Esfuerzo de fluencia de acero grado 60: $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

$$l_p = 0.08(8 \text{ m}) + 0.15(0.0254 \text{ m})(4200 \text{ kgf/cm}^2) = 0.868 \text{ m}$$

d.3 Asignación de la rótula plástica en puente

Para generar la bisagra plástica, necesitamos los datos de ductilidad calculados, la longitud de la bisagra plástica y sectorizar la curva bilineal como se muestra en ATC-40, luego ingresamos los valores que se encuentran en el software Csi Bridge de la siguiente manera Figuras 69 y 70 a continuación:

B Moment Rotation Data for Rotulas Pilar Calstrans - Interacting P-M2-M3

Edit

Select Curve
 Axial Force: -858. Angle: 0. Curve #5

Units: Tonf, m, C

Moment Curvature Data for Selected Curve

Point	Moment/Yield Mom	Curvature/SF
A	0.	0.
B	1.	0.
C	1.	0.0235
D	0.2	0.0235
E	0.2	0.035

Copy Curve Data Paste Curve Data

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / SF)

- Immediate Occupancy: 7.050E-03
- Life Safety: 0.0188
- Collapse Prevention: 0.0235

Show Acceptance Points on Current Curve

3D View
 Current Curve - Curve #5
 Force #2; Angle #1
 3-D Surface
 Axial Force = -858

Plan: 315 Elevation: 35 Aperture: 0
 Axial Force: -858

Hide Backbone Lines
 Show Acceptance Criteria
 Show Thickened Lines
 Highlight Current Curve

Moment Curvature Information

- Symmetry Condition: None
- Number of Axial Force Values: 4
- Number of Angles: 4
- Total Number of Curves: 16

Angle Is Moment About

- 0 degrees = About Positive M2 Axis
- 90 degrees = About Positive M3 Axis
- 180 degrees = About Negative M2 Axis
- 270 degrees = About Negative M3 Axis

OK Cancel

Figura 69 — Sectorización de comportamiento inelástico de la pila del puente

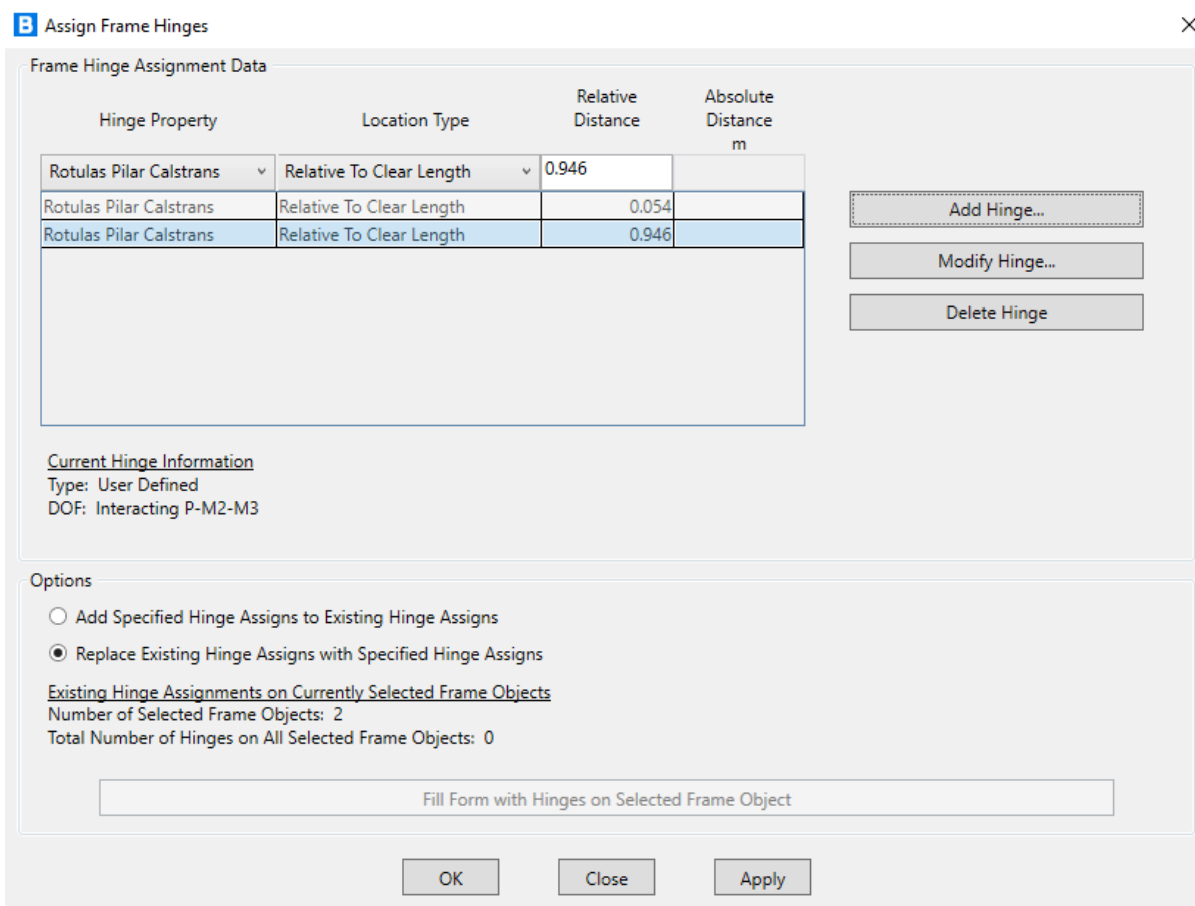


Figura 70 — Asignación de rotula plástica en la pila del puente

En la Figura 71 se muestra las rotulas plásticas generadas en los elementos estructurales de pilares intermedios del puente Coporaque.

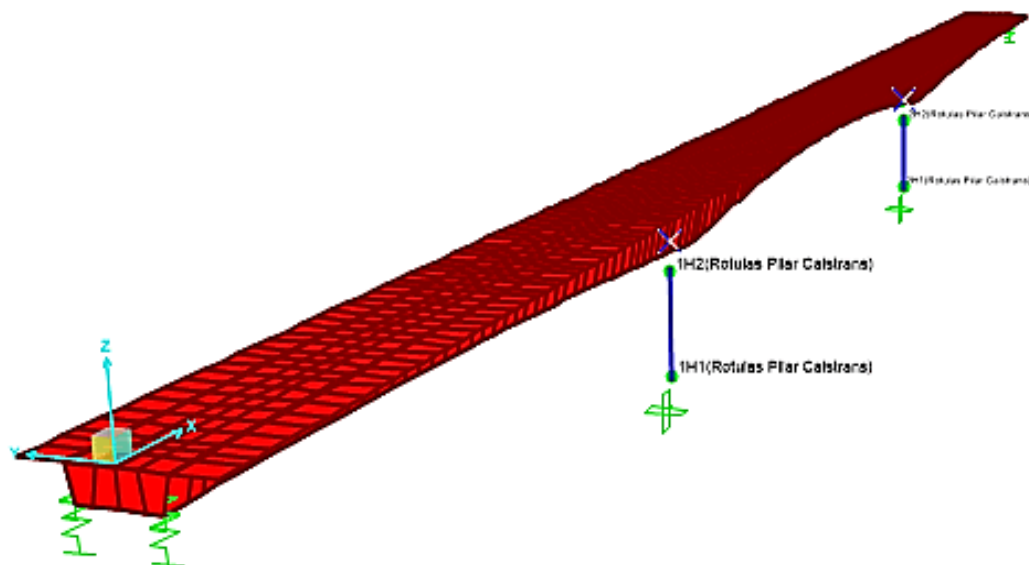


Figura 71 — Asignación de rotulas plásticas en los pilares del puente

d.4 Desarrollo de análisis no lineal (Pushover) con Csi Bridge

Para los cálculos de desplazamiento de monitorio en la geometría modelado tridimensional del puente Coporaque en Csi Bridge, asignamos un punto intermedio donde el cual se desarrollará el desplazamiento lateral máximo, y ello generará la curva de capacidad de la estructura del puente.

Una vez colocado el punto de control, se asignarán fuerzas laterales en los pilares intermedios del puente en la parte superior, pero esas cargas laterales no son relevantes, solo es necesario para realizar los cálculos de desplazamiento generados en el punto de control, en la interacción en análisis no lineal (Pushover).

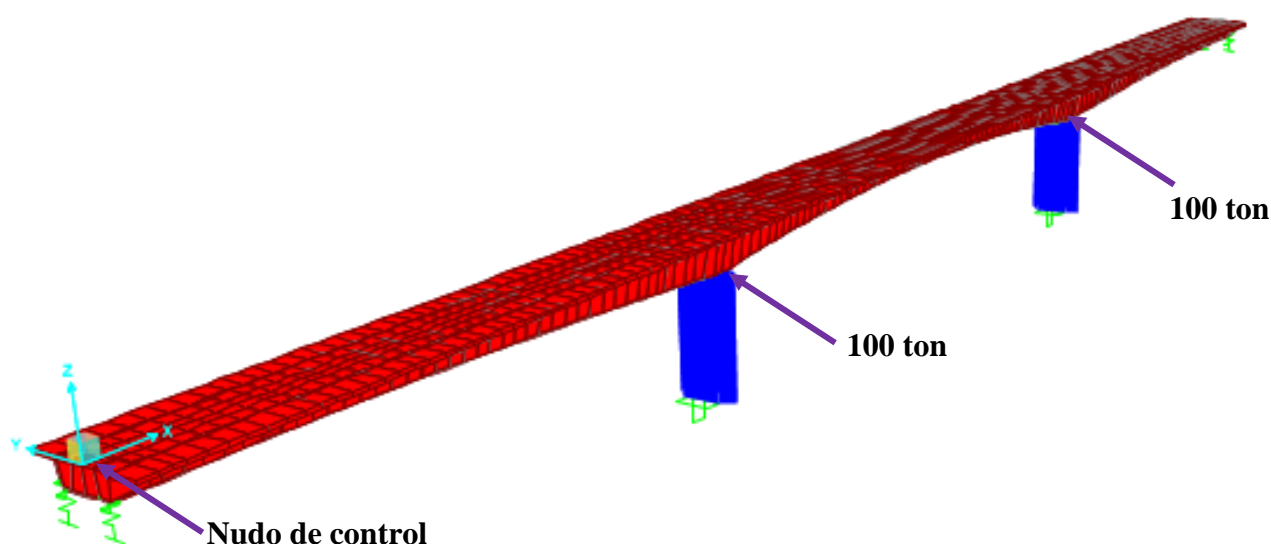


Figura 72 — Asignación de cargas horizontales en los pilares del puente

Para el análisis también es necesario considerar a las cargas permanentes (DC) un incremento al 50 % de cargas vivas de LL+I, sin factores de mayoración.

En la Figura 73 se puede ver los resultados de análisis de las rotulas plásticas cuando van pasando los estados hasta llegar su desplazamiento ultimo y llegar hasta su rotación máxima de rotula plástica al menos una rotula y entrar en estado de mecanismo de colapso del Puente Coporaque.

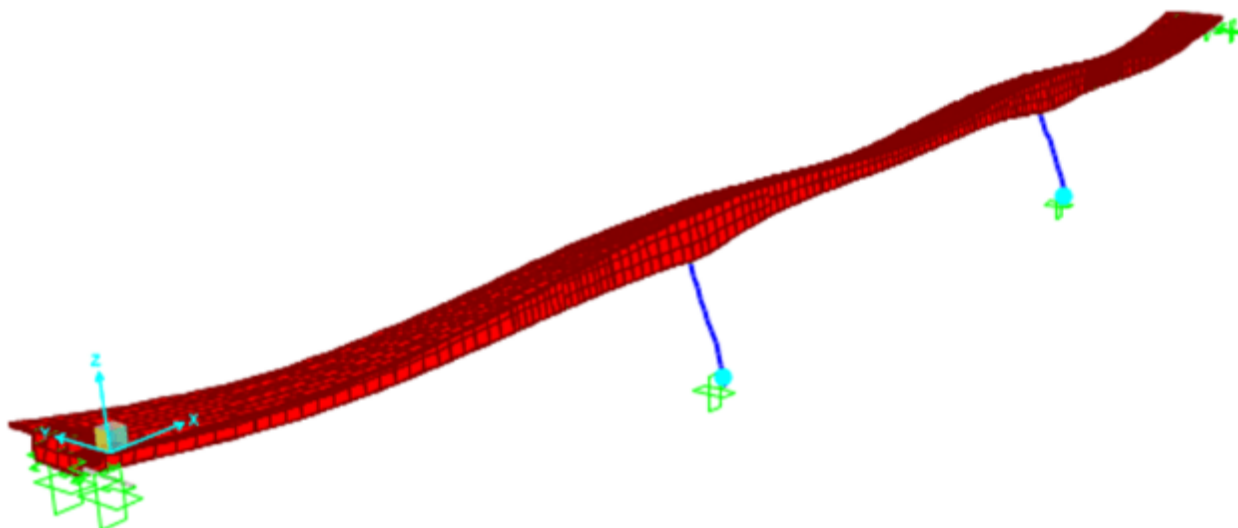


Figura 73 — Rotulas plásticas en los pilares del puente Coporaque

d.5 Obtención de la curva de capacidad del puente Coporaque

A continuación, presenta en la siguiente Figura 74 del análisis no lineal (Pushover), se obtuvo graficas de la curva de capacidad general de la estructura de Puente Coporaque en la dirección “Y” transversal, así mismo menciona con su respectiva tabla de datos.

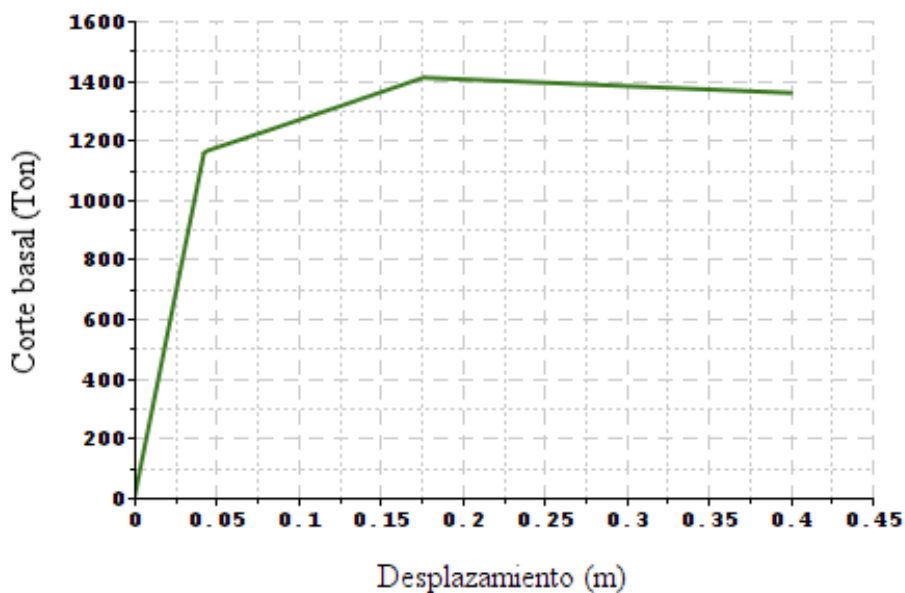


Figura 74 — Curva de capacidad del puente Coporaque en la dirección “Y”

Tabla 21 — Parámetros del diagrama de esfuerzo-deformación de los materiales

Desplazamiento (D)	Corte Basal (V)
m	Tonf
0.000	0.000
0.040	1100.389
0.042	1161.107
0.122	1308.747
0.175	1409.006
0.215	1399.875
0.255	1390.732
0.295	1381.588
0.335	1372.445
0.375	1363.302
0.400	1357.661

d.6 Conversión de la curva capacidad al espectro de capacidad

De la curva capacidad en el ítem anterior, que está en termino de cortante basal y el desplazamiento de masa del ultimo nivel, se tiene que obtener el resultado del espectro de capacidad, que está en relación del espectro de respuesta de aceleración Vs desplazamiento en términos de (*Sa vs Sd*). Las expresiones utilizadas mencionan en el ítem de sección 4.5 arriba.

Los siguientes datos se obtienen a partir de un modelo matemático de análisis en la dirección “Y”, normalmente en esta investigación es transversal en caso para los puentes. Donde el peso de la estructura del puente en el nivel único: $W_{puente} = 1037.66 \text{ tonf}$, fuerza lateral aplicada inicial: $F_1 = 100 \text{ tonf}$, desplazamiento en el punto de control, $\delta_1 = 3.695 \text{ cm}$, aceleración de la gravedad $g = 9.81 \text{ m/s}^2$.

$$\phi_1 = \left[\frac{\delta_i}{\delta_1} \right] = \left[\frac{3.695}{3.695} \right] = 1$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g}} \right] = \left[\frac{1110.29/9.81}{1037.66/9.81} \right] = 1.07$$



$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}}{g} \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i}{g} \right] \left[\sum_{i=1}^N \frac{w_i \phi_{i1}^2}{g} \right]} = \frac{[1037.66x1/9.81]^2}{[1110.29/9.81] \left[\frac{1110.29x1^2}{9.81} \right]} = 0.93$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} = \frac{V/W}{1.00}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} = \frac{D \Delta_{tablero}}{1.07}$$

A continuación, la Figura 75 presenta una figura de la ecuación mencionada en el ítem 3.2.9.3, realizando la conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad.

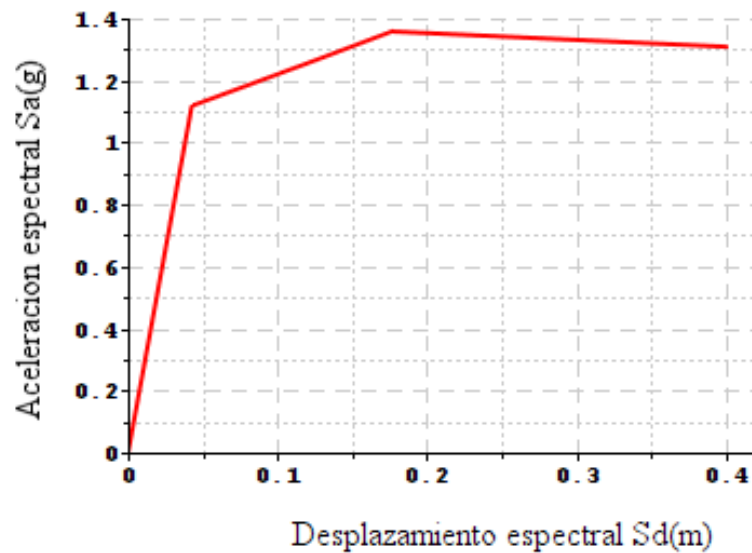


Figura 75 — Curva de espectro de capacidad del puente en la dirección “Y”

Tabla 22 — Valores de espectro de capacidad del puente en la dirección “Y”

Desplazamiento Espectral Sd	Aceleración Espectral Sa
m	g
0.000	0.000
0.040	1.060
0.042	1.119
0.122	1.261
0.175	1.358
0.215	1.349
0.255	1.340
0.295	1.331
0.335	1.323
0.375	1.314
0.400	1.308

4.5.2.5 Método de espectro de demanda del puente

a) Espectro de respuesta elástico

Para la presente investigación de la tesis se trabajará para la determinar el peligro sísmico en puente Coporaque para el periodo de retorno de 475, 1000 y 2475 años del espectro de respuesta, de las cuales están propuestas en las curvas de isoaceleraciones espectrales que brinda SENCICO.

Así mismo se identificó que el proyecto de estudio de tesis del puente Coporaque se encuentra cimentado la fundación sobre un suelo de tipo “D”, según los estudios de suelo. En el Anexo I se detalla los procedimientos para obtener los espectros de respuestas.

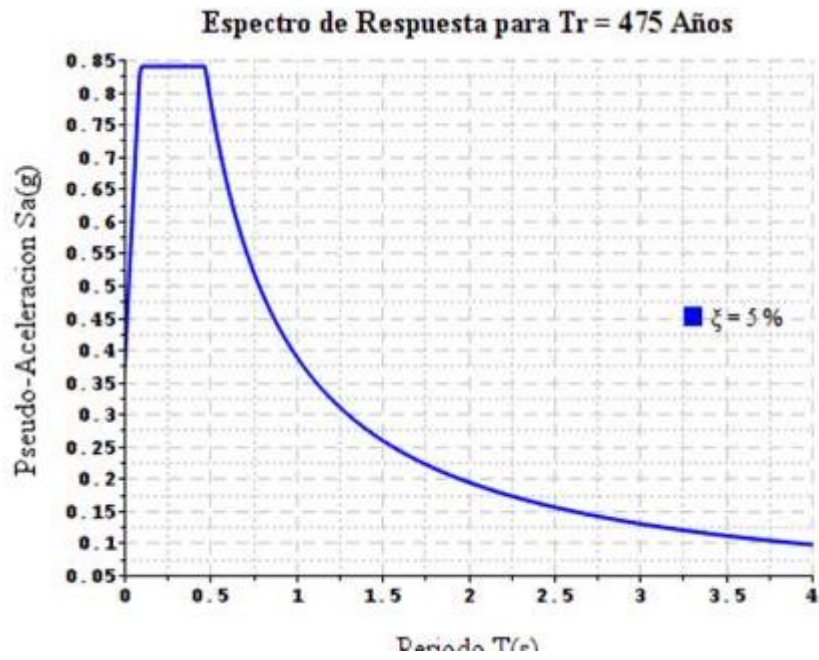


Figura 76 — Espectro de respuesta para un $Tr=475$ años

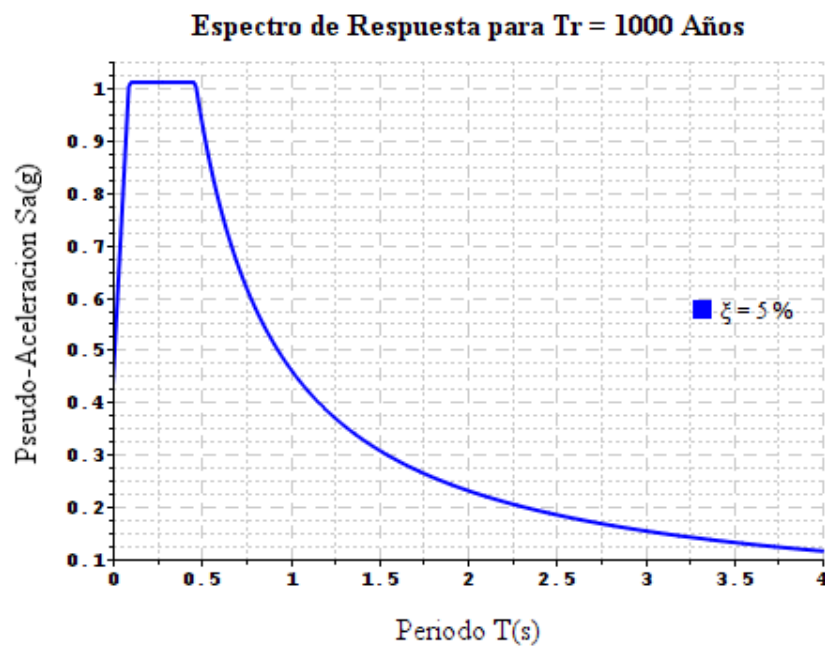


Figura 77 — Espectro de respuesta para un $Tr=1000$ años

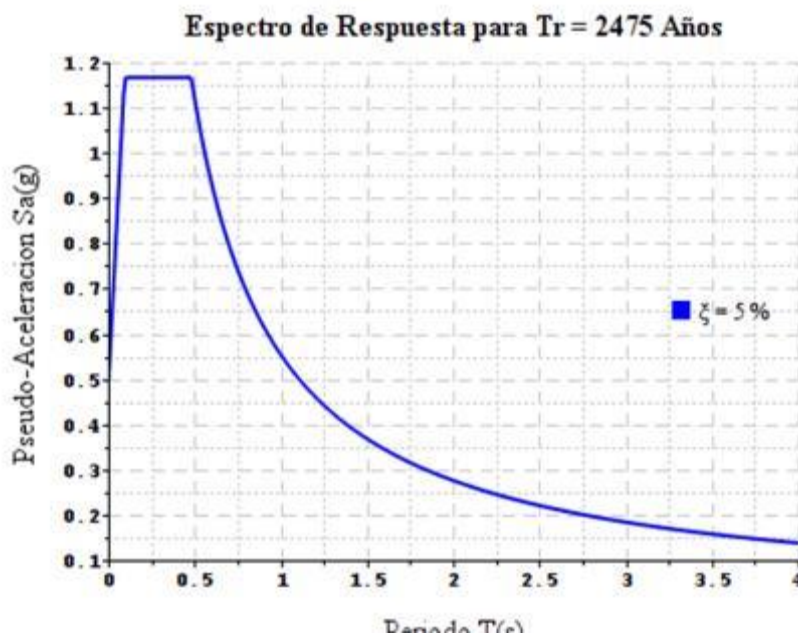


Figura 78 — Espectro de respuesta para un $Tr=2475$ años

Tabla 23 — Valores de espectro de respuesta para los periodos de retorno de 475, 1000 y 2475 años.

Periodo	TR = 475 Años	TR = 1000 Años	TR = 2475 Años
T (s)	S_a (m/s ²)	S_a (m/s ²)	S_a (m/s ²)
0.00	0.36	0.43	0.48
0.10	0.83	0.99	1.15
0.10	0.84	1.01	1.17
0.20	0.84	1.01	1.17
0.30	0.84	1.01	1.17
0.40	0.84	1.01	1.17
0.50	0.84	1.01	1.17
0.52	0.84	1.01	1.17
0.60	0.65	0.77	0.95
0.70	0.55	0.66	0.81
0.80	0.48	0.58	0.71
0.90	0.43	0.51	0.63
1.00	0.39	0.46	0.57
1.10	0.35	0.42	0.52

1.20	0.32	0.38	0.47
1.30	0.30	0.35	0.44
1.40	0.28	0.33	0.41
1.50	0.26	0.31	0.38
1.60	0.24	0.29	0.36
1.70	0.23	0.27	0.34
1.80	0.22	0.26	0.32
1.90	0.20	0.24	0.30
2.00	0.19	0.23	0.28
2.10	0.18	0.22	0.27
2.20	0.18	0.21	0.26
2.30	0.17	0.20	0.25
2.40	0.16	0.19	0.24
2.50	0.16	0.18	0.23
2.60	0.15	0.18	0.22
2.70	0.14	0.17	0.21
2.80	0.14	0.16	0.20
2.90	0.13	0.16	0.20
3.00	0.13	0.15	0.19
3.50	0.11	0.13	0.16
4.00	0.10	0.12	0.14
0.52	0.84	1.01	1.17

b) Conversión de espectro de respuesta elástico a espectro de demanda

A partir del espectro de respuesta se obtiene los espectros de demanda para el puente de Coporaque, a continuación, se muestra en la siguiente Figura 79, 80, 81 y la ecuación.

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g$$

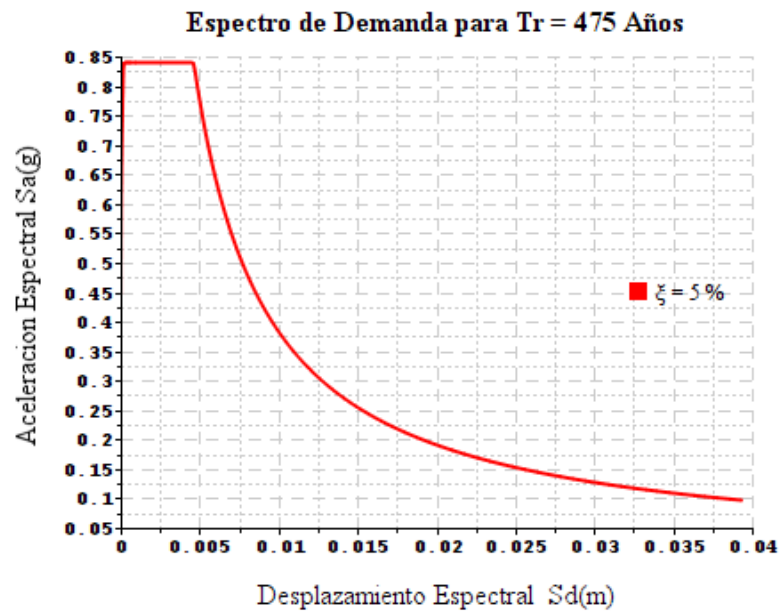


Figura 79 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 475 años

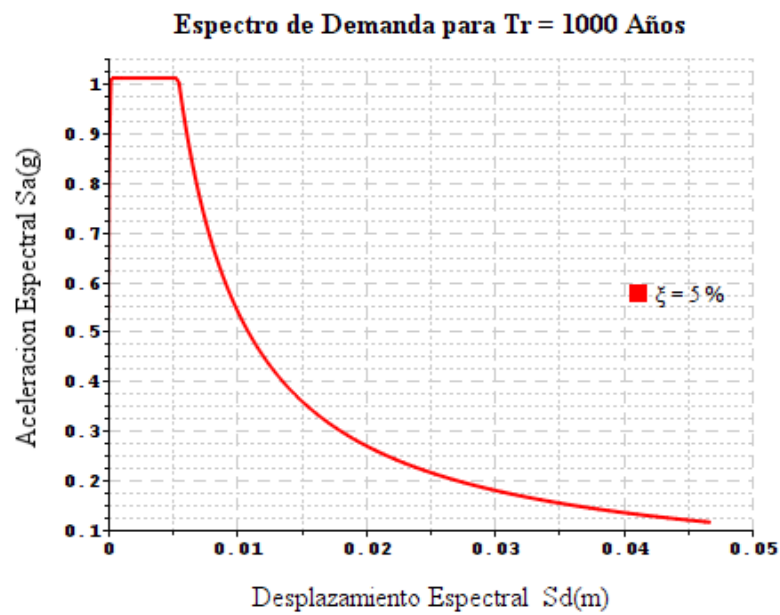


Figura 80 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 1000 años

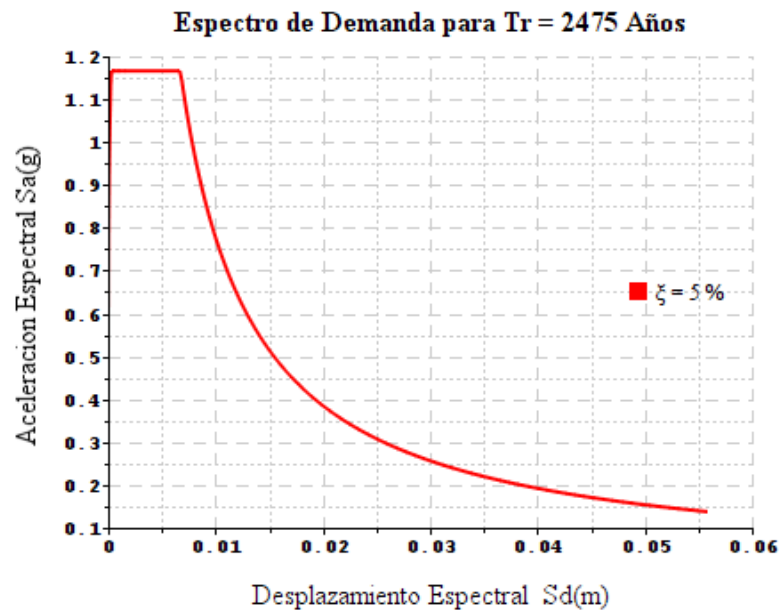


Figura 81 — Espectro de demanda para un periodo de retorno de 2475 años

4.5.3 Evaluación de la vulnerabilidad patológica del puente de Coporaque

a) Evaluación de los pilares

Se refiere a los pilares izquierdo y derecho del puente de Coporaque, que fue construido de material de concreto armado, y para su respectiva evaluación patológica se tomó el perímetro de caras laterales del pilar rectangular con punta.

b) Evaluación del tablero de viga cajón

Se refiere al tablero viga cajón de sección de peralte variable del puente de Coporaque, que fue construido de material de concreto armado, para su respectiva evaluación patológica se tomó el perímetro de caras laterales del tablero.

c) Evaluación de los estribos

Se refiere a los estribos izquierdo y derecho del puente de Coporaque, que fue construido de material de concreto armado, para su respectiva evaluación patológica se tomó el perímetro de caras exterior laterales del estribo de tipo U.




 UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC		FICHA DE INSPECCIÓN		 UA - N° 01 Fecha: 15/12/2022		
Tesis: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC-40						
Tesista : Bach. Edwin Edilberto Suri Suni			Asesor : Mtro. Jose A. Cardenas Catalan			
I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO						
Departamento : Cusco Provincia : Espinar Latitud : 14°48'29,31" S Nombre : Coporaque Distrito : Coporaque Longitud : 71°29'14,76" O Ruta Nacional : PE-3SG						
II. DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO						
Tipo : Segmental		Elemento Inspeccionado : Pilares				
Longitud total - Luz : 130 m.		Tipo de Elemento : Concreto Armado				
III.- CARACTERÍSTICAS DE DAÑOS ENCONTRADOS EN EL PUENTE						
1. Grietas		4. Descascaramiento		7. Filtración de humedad		
2. Fisuras		5. Acero expuesto		8. Deflexiones		
3. Desprendimiento		6. Corrosión del concreto		9. Eflorescencia		
III.- NIVEL DE VULNERABILIDAD PATOLÓGICA						
		Nivel	Grado	Rango numerico	Valor	
		Vulnerabilidad bajo	1	1 - 1.5	< 25%	
		Vulnerabilidad regular	2	1.5 - 2.5	25 - 50 %	
		Vulnerabilidad alto	3	2.5 - 3.5	50 - 75 %	
		Vulnerabilidad muy alto	4	3.5 a mas	75 - 100 %	
IV ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD PATOLÓGICA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES						
Componente	Área de componente (m ²)	Daños encontrados	Área afectada (m ²)	Área no afectada (m ²)	Estadísticas	
					Área afectada (%)	Área no afectada (%)
Pilares	159.408	Grietas	5.200	93.645	3.26%	58.75
		Fisuras	11.404		7.15%	
		Desprendimiento	3.840		2.41%	
		Descascaramiento	2.880		1.81%	
		Acero expuesto	0.190		0.12%	
		Corrosión del concreto	2.110		1.32%	
		Filtración de humedad	28.884		18.12%	
		Pandeo	0.160		0.10%	
		Eflorescencia	11.095	6.96%		
Resultado final			Total Área Afectada (m²)	Total Área No Afectada (m²)	Total de Área Afectada (%)	Total de Área No afectada (%)
			65.763	93.645	41.25	58.75
Nivel de vulnerabilidad patológica			Vulnerabilidad regular			
DETALLE DE LA INSPECCIÓN						
						
FOTO: Pilares						

Figura 82 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en los pilares




 UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC		FICHA DE INSPECCIÓN		 UA - N° 01 Fecha: 15/12/2022		
Tesis: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC-40						
Tesista : Bach. Edwin Edilberto Suri Suni			Asesor : Mtro. Jose A. Cardenas Catalan			
I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO						
Departamento : Cusco						
Provincia : Espinar		Latitud : 14°48'29,31" S		Nombre : Coporaque		
Distrito : Coporaque		Longitud : 71°29'14.76" O		Ruta Nacional : PE-3SG		
II. DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO						
Tipo : Segmental		Elemento Inspeccionado : Estribos				
Longitud total - Luz : 130 m.		Tipo de Elemento : Concreto Armado				
III.- CARACTERÍSTICAS DE DAÑOS ENCONTRADOS EN EL PUENTE						
1. Grietas		4. Descascaramiento		7. Filtracion de humedad		
2. Fisuras		5. Acero expuesto		8. Deflexiones		
3. Desprendimiento		6. Corrosion del concreto		9. Eflorescencia		
III.- NIVEL DE VULNERABILIDAD PATOLÓGICA						
		Nivel	Grado	Rango numerico	Valor	
		Vulnerabilidad bajo	1	1 - 1.5	< 25%	
		Vulnerabilidad regular	2	1.5 - 2.5	25 - 50 %	
		Vulnerabilidad alto	3	2.5 - 3.5	50 - 75 %	
		Vulnerabilidad muy alto	4	3.5 a mas	75 - 100 %	
IV ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD PATOLÓGICA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES						
Componente	Area de componente (m ²)	Daños encontrados	Area afectada (m ²)	Area no afectada (m ²)	Estadísticas	
					Area afectada (%)	Area no afectada (%)
Estribos	415.316	Grietas	17.100	302.176	4.12%	72.76
		Fisuras	67.670		16.29%	
		Desprendimiento	1.840		0.44%	
		Descascaramiento	3.480		0.84%	
		Acero expuesto	0.350		0.08%	
		Corrosion del concreto	1.220		0.29%	
		Filtracion de humedad	18.300		4.41%	
		Pandeo	0.130		0.03%	
Eflorescencia	3.050	0.73%				
Resultado final			Total Area Afectada (m²)	Total Area No Afectada (m²)	Total de Area Afectada (%)	Total de Area No Afectada (%)
			113.140	302.176	27.24	72.76
Nivel de vulnerabilidad patológica			Vulnerabilidad regular			
DETALLE DE LA INSPECCIÓN						
						
FOTO: Estribos						

Figura 83 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en los estribos




 UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS FICHA DE INSPECCIÓN DE APURÍMAC		 UA - N° 01 Fecha: 15/12/2022																					
Tesis: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC-40																							
Tesisista : Bach. Edwin Edilberto Suri Suni		Asesor : Mtro. Jose A. Cardenas Catalan																					
I. UBICACIÓN DEL PUENTE INSPECCIONADO																							
Departamento : Cusco																							
Provincia : Espinar	Latitud : 14°48'29,31" S	Nombre : Coporaque																					
Distrito : Coporaque	Longitud : 71°29'14,76" O	Ruta Nacional : PE-3SG																					
II. DATOS GENERALES DEL ELEMENTO INSPECCIONADO																							
Tipo : Segmental	Elemento Inspeccionado : Tablero tipo cajon																						
Longitud total - Luz : 130 m.	Tipo de Elemento : Concreto Armado																						
III.- CARACTERÍSTICAS DE DAÑOS ENCONTRADOS EN EL PUENTE																							
1. Grietas	4. Descaramiento	7. Filtracion de humedad																					
2. Fisuras	5. Acero expuesto	8. Deflexiones																					
3. Desprendimiento	6. Corrosion del concreto	9. Eflorescencia																					
III.- NIVEL DE VULNERABILIDAD PATOLÓGICA																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>Nivel</th> <th>Grado</th> <th>Rango numerico</th> <th>Valor</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Vulnerabilidad bajo</td> <td>1</td> <td>1 - 1.5</td> <td>< 25%</td> </tr> <tr> <td>Vulnerabilidad regular</td> <td>2</td> <td>1.5 - 2.5</td> <td>25 - 50 %</td> </tr> <tr> <td>Vulnerabilidad alto</td> <td>3</td> <td>2.5 - 3.5</td> <td>50 - 75 %</td> </tr> <tr> <td>Vulnerabilidad muy alto</td> <td>4</td> <td>3.5 a mas</td> <td>75 - 100 %</td> </tr> </tbody> </table>				Nivel	Grado	Rango numerico	Valor	Vulnerabilidad bajo	1	1 - 1.5	< 25%	Vulnerabilidad regular	2	1.5 - 2.5	25 - 50 %	Vulnerabilidad alto	3	2.5 - 3.5	50 - 75 %	Vulnerabilidad muy alto	4	3.5 a mas	75 - 100 %
Nivel	Grado	Rango numerico	Valor																				
Vulnerabilidad bajo	1	1 - 1.5	< 25%																				
Vulnerabilidad regular	2	1.5 - 2.5	25 - 50 %																				
Vulnerabilidad alto	3	2.5 - 3.5	50 - 75 %																				
Vulnerabilidad muy alto	4	3.5 a mas	75 - 100 %																				
IV ANÁLISIS DE LA VULNERABILIDAD PATOLÓGICA EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES																							
Componente	Area de componente (m ²)	Daños encontrados	Area afectada (m ²)	Area no afectada (m ²)	Estadísticas																		
					Area afectada (%)	Area no afectada (%)																	
Tablero tipo cajon	1645.198	Grietas	32.500	927.698	1.98%	56.39																	
		Fisuras	156.000		9.48%																		
		Desprendimiento	45.500		2.77%																		
		Descaramiento	91.000		5.53%																		
		Acero expuesto	9.100		0.55%																		
		Corrosion del concreto	97.500		5.93%																		
		Filtracion de humedad	273.000		16.59%																		
		Deflexion	9.850		0.60%																		
Eflorescencia	3.050	0.19%																					
Resultado final			Total Area Afectada (m²)	Total Area No Afectada (m²)	Total de Area Afectada (%)	Total de Area No Afectada (%)																	
			717.500	927.698	43.61	56.39																	
Nivel de vulnerabilidad patológica			Vulnerabilidad regular																				
DETALLE DE LA INSPECCIÓN																							
																							
FOTO: Tablero tipo cajon																							

Figura 84 — Evaluación de la vulnerabilidad patológica en el tablero

4.6 Técnica e instrumentos

4.6.1 Técnicas de evaluación

Para esta presente investigación de tesis se han seleccionado diversas técnicas de evaluación de las cuales menciona a continuación:

- Las cargas transitorias y cargas muertas que actúan sobre la superestructura y subestructura se calcularon de acuerdo a los parámetros establecido en la Normativa Americana de AASHTO LRFD y Manual de Puentes del Perú.
- El Código Americana de Diseño Sísmico de Puentes AASHTO LRFD, 2011 especifica los parámetros sísmicos a evaluar.
- La Norma Técnica Peruana de Manual de Concreto Armado E-060 (2017), nos recomienda y nos da los alcances de las propiedades y características de los materiales de concreto y acero de refuerzo.
- La Norma Americana de ATC-40, han sido utilizados para la investigación para determinar y conocer el nivel de falla y desempeño sísmico para el puente.
- También se hace referencia a las normativas de CALTRANS, ASCE 41-13, FEMA 356 y el manual de Softwares de MIDAS CIVIL, SAP 2000 Y CSI BRIDGE.

4.6.2 Técnicas de inclusión

- Se consideran los elementos estructurales de viga cajón del tablero y los pilares intermedios presentes en el modelo del puente, lo cual permite generar las rotulas plásticas y así desarrollar y conocer mediante el análisis Pushover no lineal estático, con los resultados confiables.
- Se consideran los pilares intermedios en el modelo tridimensional de puente, lo que permite asignar rotulas plásticas y diagramas de momento-curvatura, para obtener curvas de capacidad y realizar satisfactoriamente el análisis Pushover no lineal estático.
- Se consideraron los elementos estructurales de superestructura y subestructura, presentes en el in-situ del puente, que permiten predecir el

estado situacional de las patologías, posibilitando así análisis de vulnerabilidad con resultados confiables.

4.6.3 Instrumentos de Ingeniería

Los instrumentos utilizados para esta investigación de recolección de datos de campo fueron procesados para obtener los resultados a través de los cálculos necesarios de la siguiente manera:

a) Normas Nacionales

- **NTP de Manual de Diseño de Puentes (2018):** El objetivo de uso fueron para determinar y/o verificar los parámetros de los datos obtenidos del puente.
- **NTP de Diseño de Concreto Armado E-060 (2017):** El objetivo de uso fueron para validar y/o determinar los datos obtenidos del campo del concreto y acero de refuerzo.
- **NTP de Metrado de Cargas E-020 (2018):** El objetivo de uso fueron para obtener parámetros de los pesos específicos de materiales estructurales y no estructurales del puente y sobrecargas existentes.

b) Normas Internacionales

- **Norma Americana de Diseño Sísmico de Puentes AAHSTO:** El objetivo de uso fueron para determinar y validar los datos y parámetros sísmico en puentes.
- **ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings:** El objetivo de la norma americana la cual establece los procedimientos para evaluar y determinar el desempeño estructural de puentes existentes y nuevos cuando ocurre un sismo, a través de método del espectro de capacidad, obteniendo así el punto del desempeño y el nivel de daño a los elementos estructurales y no estructurales en el puente, la amenaza a la seguridad de los ocupantes y a la serviciabilidad del puente después del sismo.
- **FEMA 356 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures:** El objetivo de uso fueron para estimar la demanda de los desplazamientos del puente mediante las curvas de capacidad bilineal.

- **Método de elementos finitos MEF:** el objetivo busca resolver mediante métodos numéricos, consiste en dividir la figura del sistema en elementos que están conectados en nodos, describe el movimiento de los nodos del elemento, es como se calcula la respuesta del sistema. El MEF no genera soluciones exactas sino una aproximación de esta, la precisión dependerá del tamaño y forma de los elementos, también convierte el sistema de un espacio continuo a uno discreto.

c) Registro de control de calidad

- **Ensayos de calidad de resistencia a compresión en concreto:** El objetivo de uso fueron para recopilar los datos de concreto endurecido existentes en el puente, mediante los ensayos de pruebas no destructivas.

d) Fichas de reportes

- **Fichas técnicas de patologías:** El objetivo de uso fueron para recopilar los datos de las áreas infectadas por patologías en las estructuras de puente.
- **Fichas técnicas de acero refuerzo:** El objetivo de uso fueron para recopilar los datos de esfuerzo de fluencia f_y .
- **Softwares computacionales:** El objetivo de uso fueron para modelamiento de geometría tridimensional 3D, cálculos y análisis mediante de elementos finitos.
- Midas Civil v.22
- Csi Bridge v. 23
- Sap 2000 v.23
- Autodesk AutoCad 2021
- Mathcad Prime v.6.0.0, etc.

4.7 Análisis estadístico

Para esta investigación, los análisis estadísticos fueron descriptivos para estimar medidas de tendencia central y dispersión. Asimismo, los datos a procesar se obtendrán con la ayuda de software informático de elementos finitos de ingeniería estructural, tales como Csi Bridge, Sap 2000, Mathcad Prime y Excel, etc.



Con base en los parámetros y limitaciones de los estándares de las normas utilizadas por ATC-40, FEMA 440 y el sistema CALTRANS, la prueba de hipótesis se realizó implícitamente y los parámetros de evaluación son los puntos de desempeño, el nivel daño y desempeño de la estructura general del puente de Coporaque.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSIONES

5.1 Análisis de resultados

5.1.1 Obtención del punto de desempeño para un sismo de diseño $T_r = 475$ años

Para obtener el punto de desempeño, primero determinamos un punto inicial de prueba (d_{pi}, a_{pi}) como se muestra en la Figura 85, luego se traza una línea tangente desde el punto de origen, que esta recta es la pendiente y/o rigidez inicial K_i de la curva de espectro de capacidad en el intervalo elástico, su valor que corresponde es:

$$K_i = \frac{S_{a1} - S_{a0}}{S_{d1} - S_{d0}} = 18.343 \frac{g}{m}$$

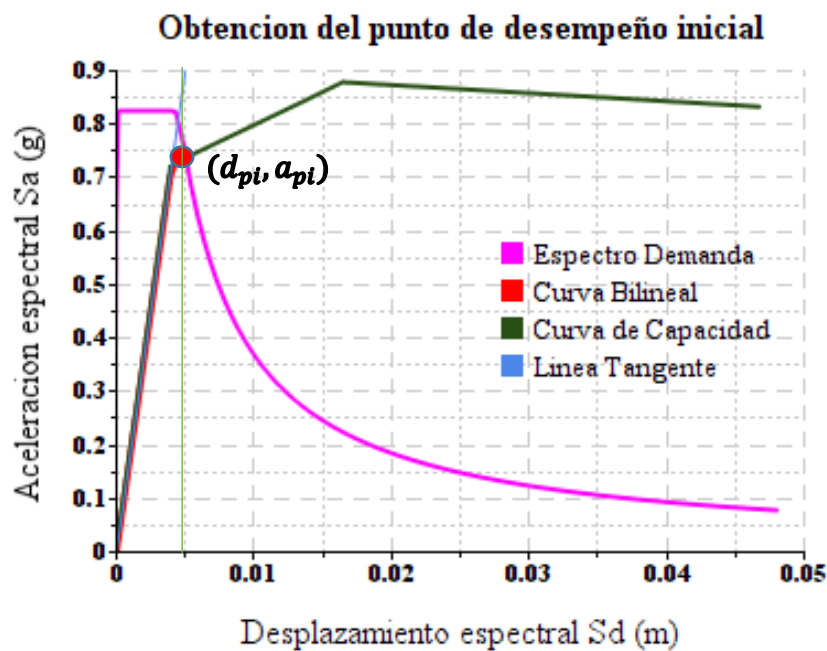


Figura 85 — Obtención del desempeño inicial con el espectro 475 años

El desplazamiento espectral del punto del desempeño del punto inicial y prueba (d_{pi}, a_{pi}) , se determina de la interacción de la curva del espectro de la demanda y la interacción de estas curvas se considerará el punto de desempeño inicial de la prueba, el resultado que se ha obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.046 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.746 \text{ g}$$

Iteración del punto de desempeño

Determinamos el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , coeficiente de corrección del amortiguamiento para el comportamiento estructural de tipo k y factores de reducción de la demanda por efectos no lineales SR_A, SR_V , como indica los procedimientos del sistema ATC-40 y en el Anexo I.

$$\beta_{eff} = 6.88 \%$$

$$SR_A = 0.895$$

$$SR_A = 0.921$$

Con los resultados obtenidos de la primera iteración se logra obtener el espectro de la demanda reducida, así mismo se calcula el nuevo punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida como indica en la Figura 86 y su respectivo Tabla 24.

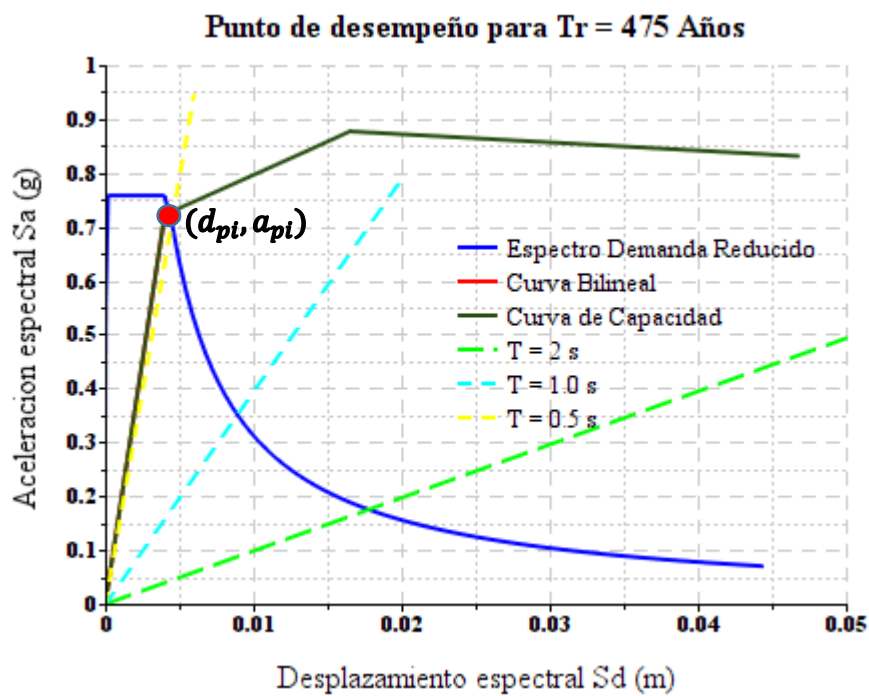


Figura 86 — Iteración con el espectro de demanda reducida de $Tr = 475$ años

Tabla 24 — Espectro de demanda reducida para Tr=475 años

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.331
0.000	0.570
0.002	0.773
0.004	0.773
0.008	0.773
0.012	0.773
0.017	0.773
0.024	0.773
0.031	0.773
0.039	0.773
0.044	0.714
0.049	0.649
0.053	0.595
0.058	0.549
0.062	0.510
0.066	0.476
0.071	0.446
0.075	0.420
0.08	0.397
0.084	0.376
0.089	0.357
0.093	0.340
0.098	0.324
0.102	0.310

La intersección de estas líneas será el nuevo punto de desempeño de prueba, el resultado obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.044 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.743 \text{ g}$$

Seguidamente, se verifica la diferencia entre los puntos de prueba inicial d_{pi} y el nuevo punto d_{p1} , obtenido de la intersección, según como indica el sistema ATC-40 en el ítem 3.3.4 se admite una tolerancia de 5 %.

$$\% \text{ Erro} = \frac{0.046 - 0.044}{0.044} = 2.22 \%$$

Dado que el porcentaje de error es menor al límite de 5 %, se toma como el punto de desempeño de la estructura del puente Coporaque, en caso se supera a la tolerancia anterior se debe continuar con las iteraciones hasta obtener el error sea inferior al 5 %, como indica el sistema ATC-40, por lo tanto, el resultado es lo siguiente:

$$\Delta_d = PF_1 \phi_{tope;1} = 0.047 \text{ m}$$

$$V_d = a_p \alpha_1 \frac{V}{g} = 1167.773 \text{ tonnef}$$

5.1.2 Obtención del punto desempeño para un sismo raro de Tr = 1000 años

Para obtener el punto de desempeño, se describe el procedimiento en la sección 5.1.1 y en el Anexo I, la pendiente y/o rigidez inicial K_i de la curva de espectro de capacidad en el rango elástico, su valor que corresponde es:

$$K_i = \frac{S_{a1} - S_{a0}}{S_{d1} - S_{d0}} = 18.347 \frac{g}{m}$$

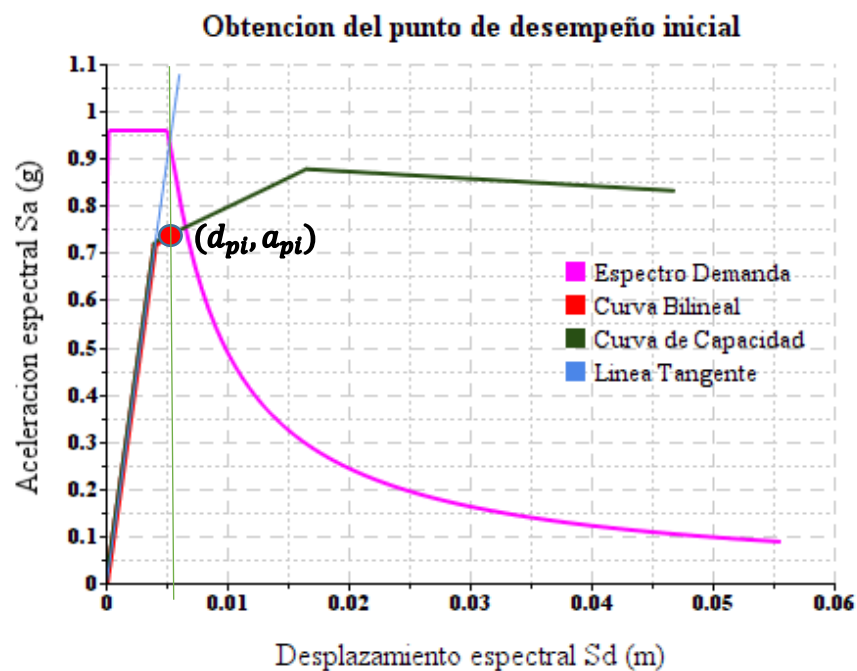


Figura 87 — Obtención del desempeño inicial con el espectro 1000 años

El desplazamiento espectral del punto del desempeño del punto inicial y prueba (d_{pi}, a_{pi}) , se determina de la interacción de la curva del espectro de la demanda y la interacción de estas curvas se considerará el punto de desempeño inicial de la prueba, el resultado que se ha obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.059 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.761 \text{ g}$$

Iteración del punto de desempeño

Determinamos el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , coeficiente de corrección del amortiguamiento para el comportamiento estructural de tipo k y **factores** de reducción de la demanda por efectos no lineales SR_A, SR_V , como indica los procedimientos del sistema ATC-40 y en el Anexo I.

$$\beta_{eff} = 6.68 \%$$

$$SR_A = 0.905$$

$$SR_A = 0.928$$

Con los resultados obtenidos de la primera iteración se logró obtener el espectro de la demanda reducida, así mismo se calcula el nuevo punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida como indica seguidamente en la Figura 88 y su respectivo Tabla 25.

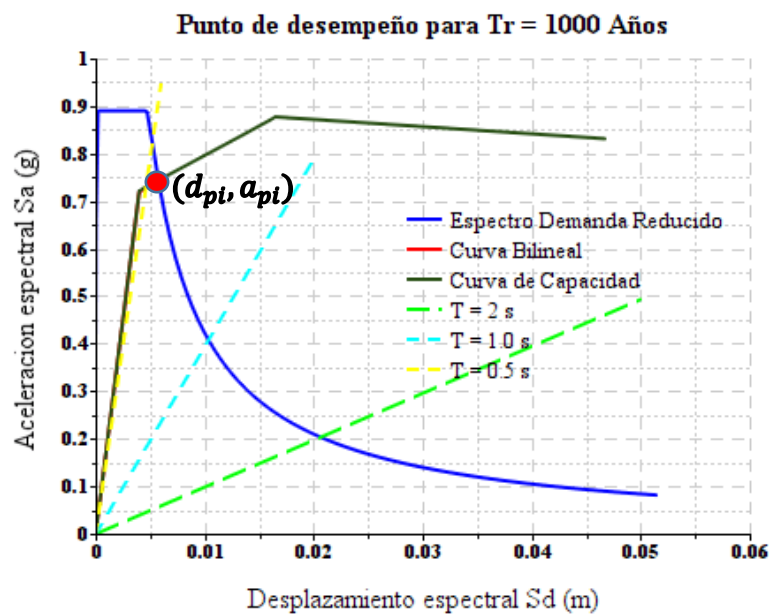


Figura 88 — Iteración con el espectro de demanda reducida para Tr=1000 años

Tabla 25 — Espectro de demanda reducida para $T_r=1000$ años.

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.395
0.000	0.676
0.002	0.907
0.005	0.907
0.009	0.907
0.014	0.907
0.020	0.907
0.028	0.907
0.036	0.907
0.046	0.907
0.051	0.828
0.057	0.753
0.062	0.690
0.067	0.637
0.072	0.592
0.077	0.552
0.082	0.518
0.087	0.487
0.093	0.460
0.098	0.436
0.103	0.414
0.108	0.394
0.113	0.376
0.118	0.360

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas líneas será el nuevo punto de desempeño de prueba, el resultado obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.057 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.756 \text{ g}$$

Seguidamente, se verifica la diferencia entre los puntos de prueba inicial d_{pi} y el nuevo punto d_{p1} , obtenido de la intersección, según como indica el sistema ATC-40 en el ítem 3.3.4 se admite una tolerancia de 5 %.

$$\% \text{ Erro} = \frac{0.059 - 0.057}{0.057} = 3.50 \%$$

Dado que el porcentaje de error es menor al límite de 5%, se toma como punto de desempeño de la estructura del puente Coporaque, en caso se superara a la tolerancia mencionada se debe continuar con la iteración hasta obtener el error sea inferior al 5 %, como indica el sistema ATC-40, por lo tanto, el resultado es lo siguiente:

$$\Delta_d = PF_1 \phi_{tope;1} = 0.061 \text{ m}$$

$$V_d = a_p \alpha_1 \frac{V}{g} = 1188.205 \text{ tonnef}$$

5.1.3 Obtención del punto desempeño para un sismo muy raro de $Tr = 2475$ años

Para obtener el punto de desempeño, se describe el procedimiento en la sección 5.1.1 y en el Anexo I, la pendiente y/o rigidez inicial K_i de la curva de espectro de capacidad en el rango elástico, su valor que corresponde es:

$$K_i = \frac{S_{a1} - S_{a0}}{S_{d1} - S_{d0}} = 18.347 \frac{g}{m}$$

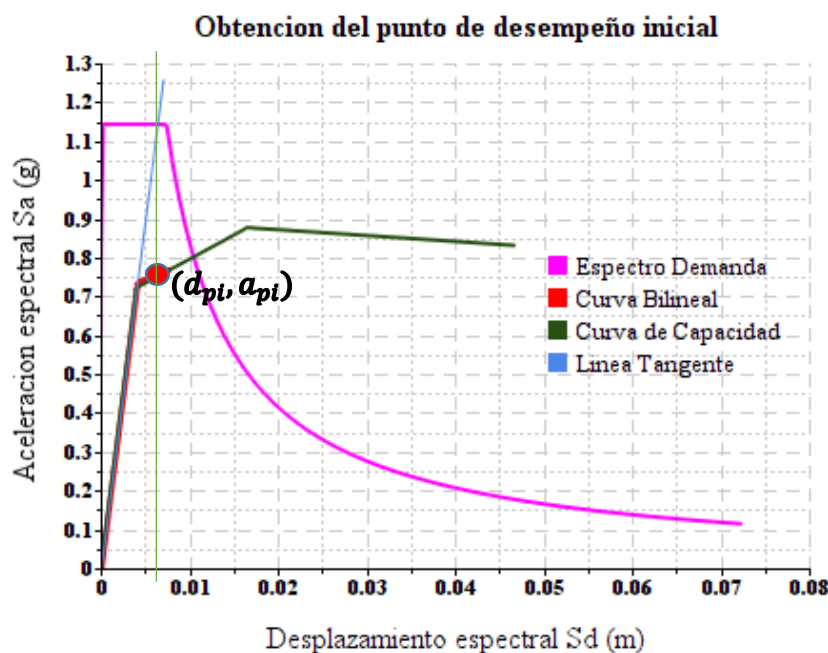


Figura 89 — Obtención del punto desempeño inicial con el espectro 2475 años

El desplazamiento espectral del punto del desempeño del punto inicial y prueba (d_{pi}, a_{pi}) , se determina de la interacción de la curva del espectro de la demanda y la interacción de estas curvas se considerará el punto de desempeño inicial de la prueba, el resultado que se ha obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.082 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.786 \text{ g}$$

Iteración del punto de desempeño

Determinamos el amortiguamiento viscoso efectivo β_{eff} , coeficiente de corrección del amortiguamiento para el comportamiento estructural tipo de k y coeficiente de reducción de la demanda por efectos no lineales SR_A, SR_V , como indica los procedimientos del sistema ATC-40 y en el Anexo I.

$$\beta_{eff} = 9.309 \%$$

$$SR_A = 0.799$$

$$SR_A = 0.846$$

Con los resultados obtenidos de la primera iteración se logró obtener el espectro de la demanda reducida, así mismo se calcula el nuevo punto de desempeño que resulta de la intersección del espectro de capacidad y el espectro de demanda reducida como indica seguidamente en la Figura 90 y su respectivo Tabla 26.

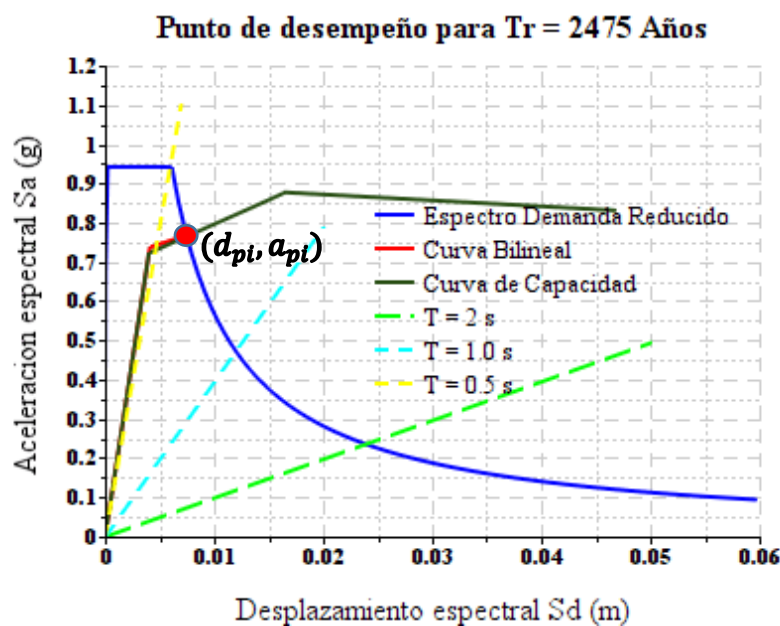


Figura 90 — Iteración con el espectro de demanda reducida de Tr=2475 años

Tabla 26 — Espectro de demanda reducida para $T_r=2475$ años

Sd (m)	Sa (g)
0.000	0.414
0.000	0.700
0.002	0.986
0.006	0.986
0.010	0.986
0.015	0.986
0.022	0.986
0.030	0.986
0.039	0.986
0.050	0.986
0.061	0.985
0.067	0.896
0.073	0.821
0.080	0.758
0.086	0.704
0.092	0.657
0.098	0.616
0.104	0.580
0.110	0.547
0.116	0.519
0.122	0.493
0.128	0.469
0.135	0.448
0.141	0.428

Fuente: Elaboración propia

La intersección de estas líneas será el nuevo punto de desempeño de prueba, el resultado obtenido fue lo siguiente:

$$d_{pi} = 0.081 \text{ m}$$

$$a_{pi} = 0.786 \text{ g}$$

Seguidamente, se verifica la diferencia entre los puntos de prueba inicial d_{pi} y el nuevo punto d_{p1} , obtenido de la intersección, según como indica el sistema ATC-40 en el ítem 3.3.4 se admite una tolerancia de 5 %.

$$\% \text{ Erro} = \frac{0.082 - 0.081}{0.081} = 1.23 \%$$

Dado que el porcentaje de error es menor al límite de 5 %, se toma como punto de desempeño de la estructura del puente Coporaque, en caso se supera a la tolerancia mencionada se debe continuar con la iteración hasta obtener el error sea inferior al 5 %, como indica el sistema ATC-40, por lo tanto, el resultado es lo siguiente:

$$\Delta_d = PF_1 \phi_{tope;1} = 0.087 \text{ m}$$

$$V_d = a_p \alpha_1 \frac{V}{g} = 1235.356 \text{ tonnef}$$

5.1.4 Niveles de desempeño de la estructura

Con los resultados obtenidos de los puntos de desempeño en la Tabla 27 y siguiendo los parámetros definidos en la sección 3.2.10, como indica el sistema ATC 40 se determina el nivel de daño que se espera en la estructura del puente de Coporaque para de sismo con periodo de retorno de 475, 1000 y 2475 años de periodo de retorno.

Tabla 27 — Punto de desempeño de la estructura en escenario sísmico

Dirección	Periodo de retorno (años)	Δ_d (m)	V_d (tonnef)
Y-Y	475	0.047	1167.773
	1000	0.061	1188.205
	2475	0.087	1235.356

Se procedió a bilinealizar el espectro de capacidad siguiendo el procedimiento propuesto del sistema ATC-40 y definido en el ítem 3.2.8 como resultado obtenemos el desplazamiento espectral del punto de cedencia y capacidad ultima de la estructura.

Desplazamiento ultimo: $(D_\mu, V_\mu) = (0.176 \text{ m}, 1405.474 \text{ tonnef})$

Punto de fluencia efectiva: $(D_y, V_p) = (0.043 \text{ m}, 1158.860 \text{ tonnef})$



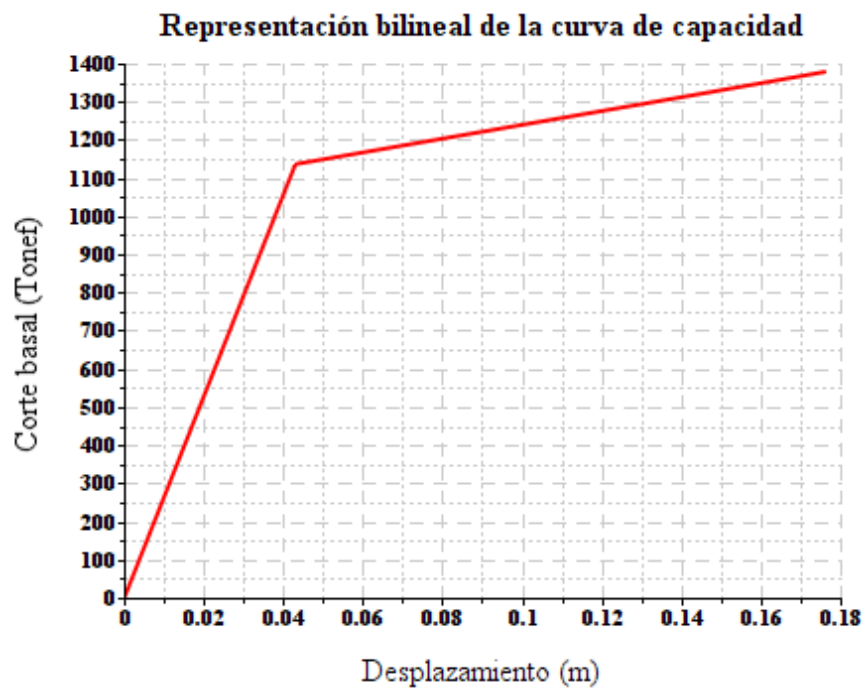


Figura 91 — Representación bilineal de la curva de capacidad en la dirección “Y”

Seguidamente, se obtiene los resultados de rango de niveles del daño del puente de Coporaque en la Tabla 28 y la Figura 92.

Tabla 28 — Rango de daño del puente Coporaque

Nivel de desempeño	Rango de desplazamiento			
	Límite inferior		Límite superior	
Totalmente operacional	0	0	Δ_y	0.043
Operacional	Δ_y	0.043	$\Delta_y + 0.3\Delta_y$	0.082
Seguridad de vida	$\Delta_y + 0.3\Delta_y$	0.082	$\Delta_y + 0.8\Delta_y$	0.149
Prevención de colapso	$\Delta_y + 0.8\Delta_y$	0.149	$\Delta_y + \Delta_p$	0.176
Colapso	$\Delta_y + \Delta_p$	0.176		



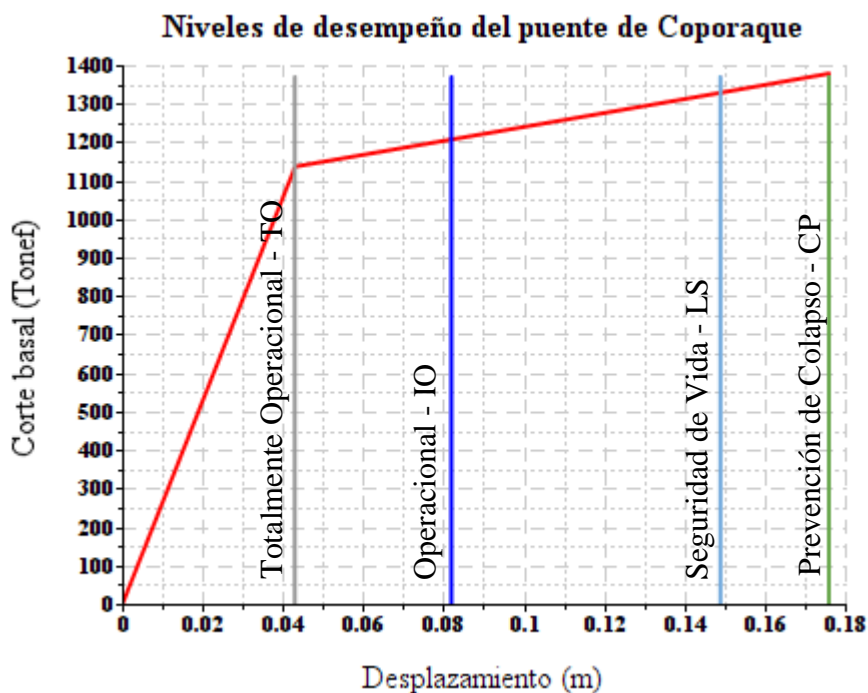


Figura 92 — Niveles del desempeño en el espectro de capacidad del puente

Se procedió a determinar el punto de desempeño del puente Coporaque entre el rango de niveles del daño en diferentes escenarios sísmico.

La siguiente Figura 93, muestra los puntos de desempeño estructural del puente Coporaque para la dirección transversal más crítica para un escenario sísmico de $Tr = 475$ años, se espera un daño operacional en la estructura, expresado en dos coordenadas de desplazamiento-corte basal:

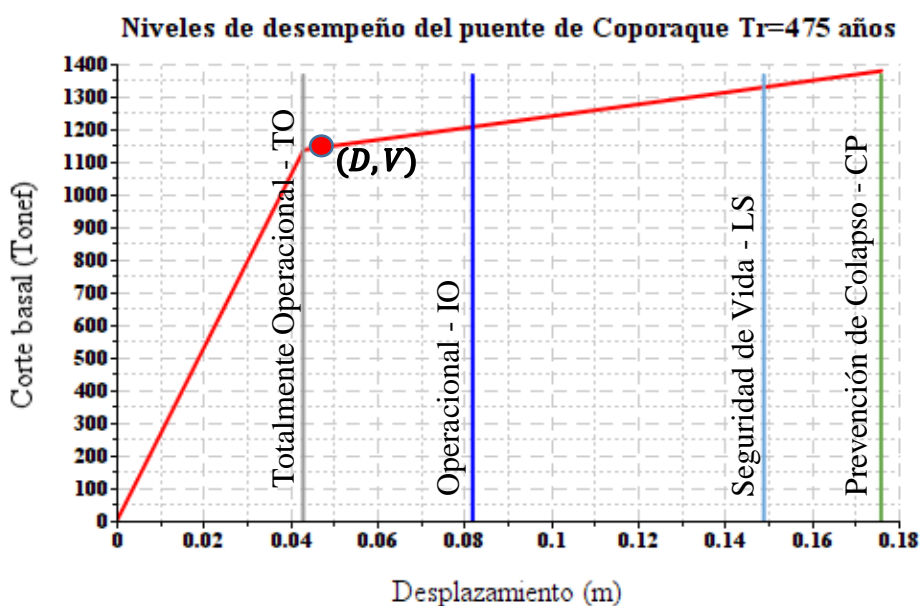


Figura 93 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 475$ años

En la Figura 94, muestra los puntos de desempeño estructural del puente Coporaque para la dirección transversal más crítica para un escenario sísmico de $Tr = 1000$ años, se espera un daño operacional en la estructura, expresado en dos coordenadas de desplazamiento-corte basal:

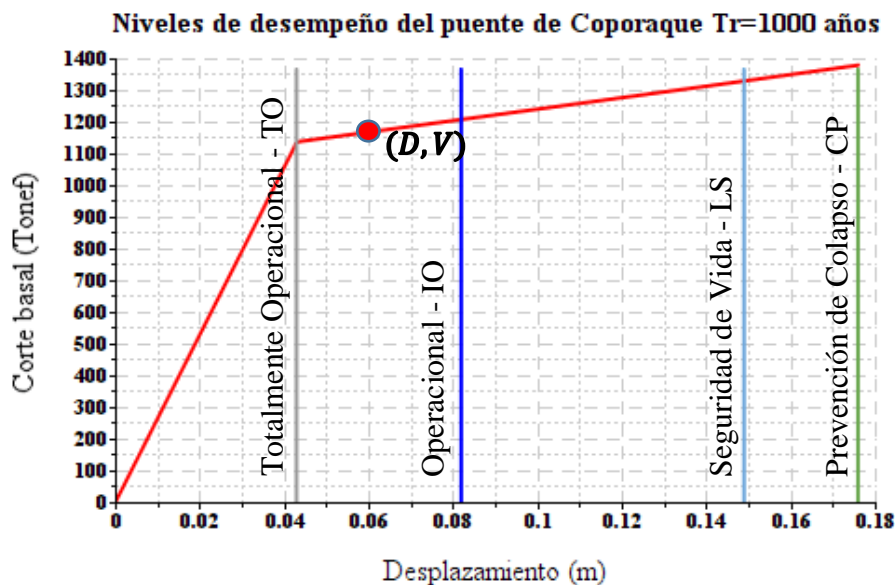


Figura 94 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 1000$ años

Así mismo en la Figura 95, muestra los puntos de desempeño estructural del puente Coporaque para la dirección transversal más crítica para un escenario sísmico de $Tr = 2475$ años, se espera un daño seguridad de vida en la estructura, expresado en dos coordenadas de desplazamiento-corte basal:

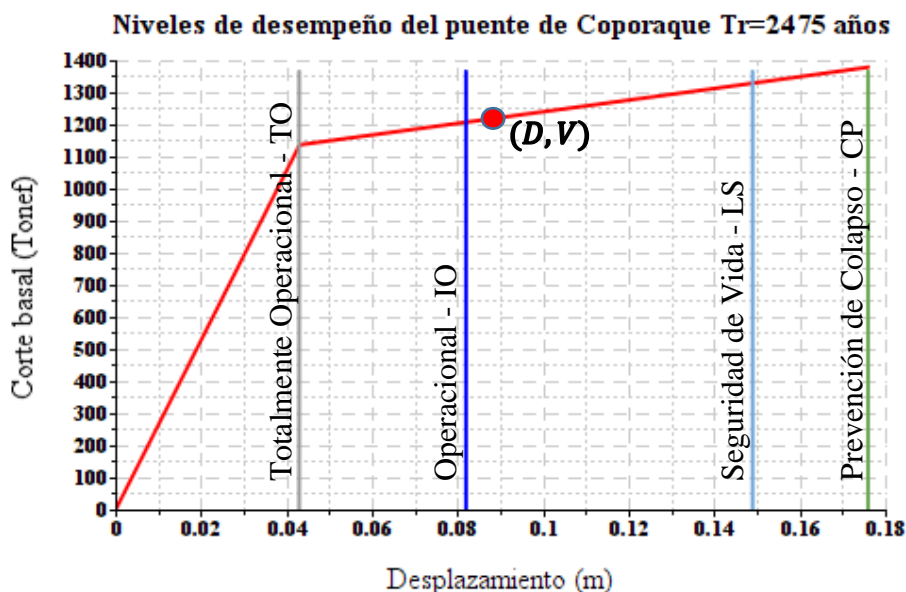


Figura 95 — Punto de desempeño sísmico, según ATC-40, para $Tr = 2475$ años

Finalmente se muestra el resultado de la evaluación del desempeño sísmico del puente de Coporaque en diferentes escenarios sísmicos, los niveles de daño, según la norma del sistema ATC-40, como indica en la Tabla 29.

Tabla 29 — Niveles de desempeño sísmico del puente de Coporaque

ATC-40	Niveles de desempeño			
	Operacional	Funcional (Ocupación Inmediato)	Seguridad de Vida	Cerca al colapso (Estabilidad Estructural)
Sismo 475 años	X	X		
Sismo 1000 años		X		
Sismo 2475 años			X	

El comportamiento sísmico del puente Coporaque tiene un adecuado desempeño para un escenario sísmico $Tr = 1000$ años, concluimos para un escenario sísmico de $Tr = 2475$ años se encuentra dentro del nivel de daño de **seguridad de vida**; así mismo para sismo con $Tr = 1000$ años esta dentro del nivel de daño **operacional** (ocupación inmediata); pero para un sismo con un período de retorno $Tr = 475$ años, se encuentra en nivel daño **operacional**, no se comporta lo suficientemente bien, entrando levemente en el rango inelástico (no lineal).

5.1.5 Niveles de las patologías en la estructura

a) Nivel patológico en los pilares

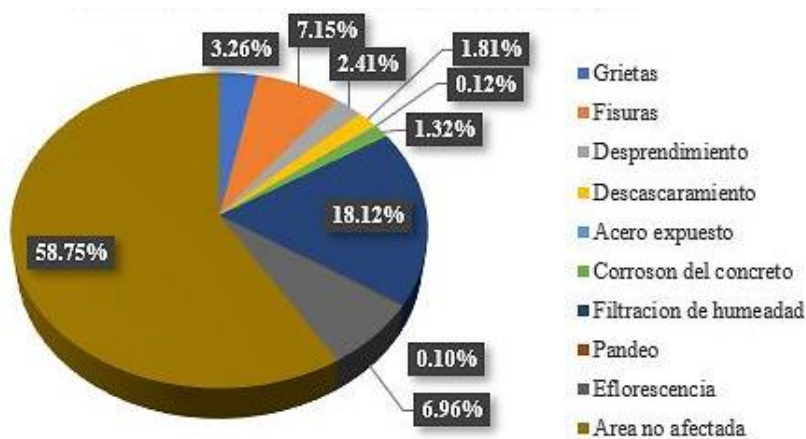


Figura 96 — Tipos de patologías encontradas en los pilares

Descripción e interpretación: para el análisis de nivel vulnerabilidad patológica en los pilares del puente de Coporaque se determinó patologías existentes las cuales son: Fisuras, desprendimiento, grietas, acero expuesto, pandeo, eflorescencia, descascaramiento. Dentro de ello, la tasa de incidencia más alta fue la filtración de humedad, en un 18.12 % y la menor incidencia fue pandeo 0.10 %.

El análisis de los pilares del puente Coporaque comprende en un área de 159.408 m² equivale al 100 %, de los cuales comprende 65.763 m² el área afectada por las patologías, que representa 41.25 % y el área no afectada por las patologías comprende 93.645 m², que representa 58.75 %.

Por lo tanto, el nivel de vulnerabilidad patologías en los pilares como resultado tiene de grado **Vulnerabilidad Regular** número 2, debido a las patologías encontradas en la muestra en los pilares, tal como se muestra en la Figura 82.

b) Nivel patológico en los estribos

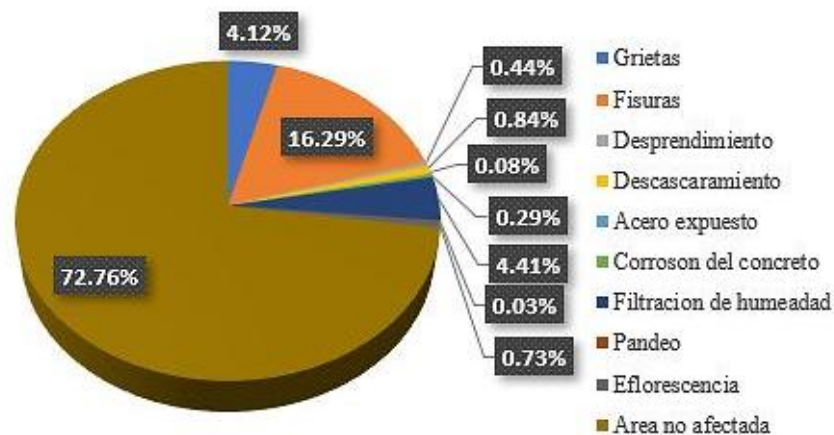


Figura 97 — Tipos de patologías encontrados en los estribos

Descripción e interpretación: para el análisis de nivel vulnerabilidad patológica en los pilares del puente de Coporaque se determinó patologías existentes las cuales son: Fisuras, desprendimiento, grietas, acero expuesto, pandeo, eflorescencia, descascaramiento. Dentro de ello, la tasa de incidencia más alta fue la fisura, en un 16.29 % y la menor incidencia fue pandeo 0.03 %.

El análisis de los estribos del puente Coporaque comprende en un área de 415.316 m² equivale al 100 %, de los cuales comprende 113.140 m² el área

afectada por las patologías, que representa 27.24 % y el área no afectada por las patologías comprende 302.176 m², que representa 72.76 %.

Por lo tanto, el nivel de vulnerabilidad patologías en los estribos como resultado tiene de grado **Vulnerabilidad Regular** número 2, debido a las patologías encontradas en la muestra, tal como se muestra en la Figura 83.

c) Nivel patológico en el tablero de tipo cajón

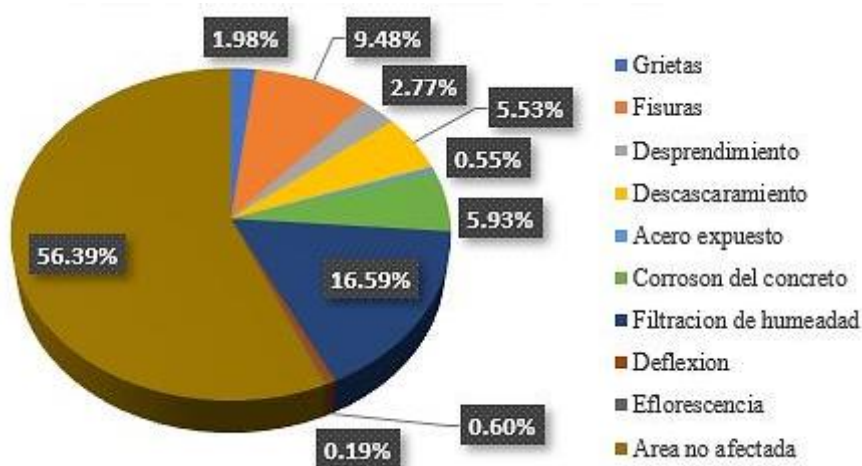


Figura 98 — Tipos de patologías encontrados en el tablero

Descripción e interpretación: para el análisis de nivel vulnerabilidad patológica en el tablero del puente de Coporaque se determinó patologías existentes las cuales son: Fisuras, desprendimiento, grietas, acero expuesto, deflexión, eflorescencia, descascaramiento. Dentro de ello, la tasa de incidencia más alta fue la filtración de humedad, en un 16.59 % y la menor incidencia fue eflorescencia 0.16 %.

El análisis de los pilares del puente Coporaque comprende en un área de 1645.198 m² equivale al 100 %, de los cuales comprende 715.50 m² el área afectada por las patologías, que representa 43.61 % y el área no afectada por las patologías comprende 927.698 m², que representa 56.39 %.

Por lo tanto, el nivel de vulnerabilidad patologías en los pilares como resultado tiene de grado **VULNERABILIDAD REGULAR** número 2, debido a las patologías encontradas en la muestra, tal como se muestra en la Figura 84.

d) Resumen de resultado de nivel de vulnerabilidad patología estructural

Tabla 30 — Niveles de vulnerabilidad patológico del puente de Coporaque

Nivel de vulnerabilidad patológico del puente						
Componente	Área Total (m ²)	Área Afectada (m ²)	Área No Afectada (m ²)	Área afectada (%)	Área No Afectada (%)	Nivel de Vulnerabilidad
Pilares	159.41	65.76	93.65	41.25	58.75	2
Estribos	415.32	113.14	302.18	27.24	72.76	2
Tablero	1645.20	717.50	927.70	43.61	56.39	2
Total	2219.92	896.40	1323.52	40.38	59.62	2

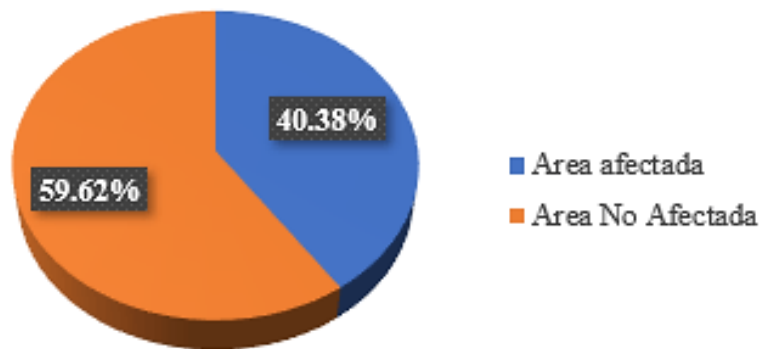


Figura 99 — Nivel de porcentaje de patologías afectados en puente

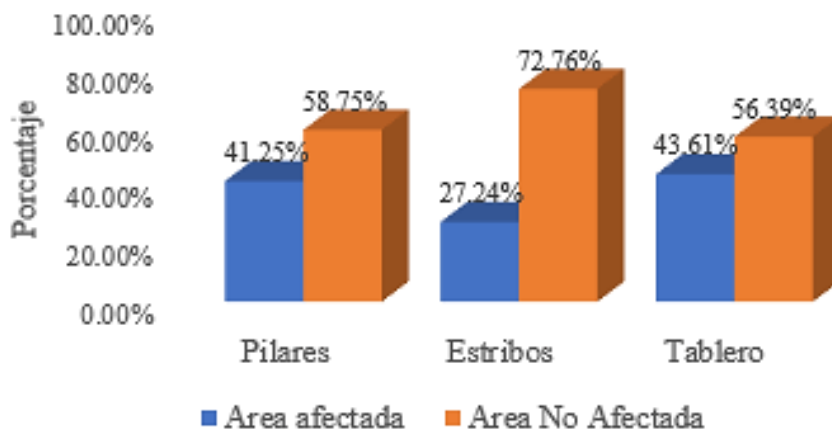


Figura 100 — Nivel de porcentaje incidencia de patologías en puente

Finalmente, se determinó el nivel de vulnerabilidad patológica del puente Coporaque de acuerdo a los resultados del análisis patológico, obteniéndose los siguientes resultados:

Tabla 31 — Niveles de vulnerabilidad patológica del puente

Nivel	Grado	Rango numérico	Valor (%)
Bajo	1	1 - 1.5	< 25
Regular	2	1.5 - 2.5	25 – 50
Alto	3	2.5 - 3.5	50 – 75
Muy alto	4	3.5 a mas	75 – 100

En la Tabla 31 se presenta, que las patologías encontradas regular (se asigna el valor numérico de 2); esto significa que el puente de Coporaque tiene vulnerabilidad regular cercano al nivel de la vulnerabilidad Alto.

5.2 Contrastación de hipótesis

5.2.1 Hipótesis general

Se verifica que la hipótesis “El puente Coporaque debido a la antigüedad presenta actualmente, el nivel de vulnerabilidad sísmica moderadamente alta, por ello es necesario el reforzamiento estructural”, es válido. ya que la respuesta estructural del puente de la muestra en estudio, se encuentra en el nivel de vulnerabilidad moderadamente alta en un escenario sísmicos de diseño, raro y muy raro en tiempo de retorno de 475, 1000 y 2475 años, por ello requiere a mediano plazo para su intervención para su reforzamiento estructural.

5.2.2 Hipótesis específica

- La hipótesis “Al evaluar el desempeño estructural del estado actual del puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, presentan el nivel de daño alto”, es válido según el sistema ATC-40, ya que el puente en la dirección Y-Y es más crítico, se encuentra en el punto de desempeño de seguridad de vida, próximos a prevención de colapso.
- La Hipótesis “Al evaluar el nivel de vulnerabilidad patológica de los elementos estructurales de la superestructura y subestructura de una muestra representativa del puente Coporaque, presentan el nivel de severidad”, es válido, ya que el sistema estructural del puente como la superestructura y subestructura se encuentran infectados con patologías en proporción de nivel regular.

- La hipótesis “Al aplicar metodología simplificada para efectuar el diagnóstico acerca de la vulnerabilidad en las estructuras de puente, permiten conocer el estado situacional”, es válido, ya que mejora el diagnóstico de manera más simplificada los resultados en los estudios de nivel de vulnerabilidad en puentes.

5.3 Discusión

El objetivo principal de este estudio de tesis es determinar el nivel de la vulnerabilidad sísmica que presenta el puente Coporaque, mediante el uso del sistema ATC 40, ante un escenario sísmico.

Se describió claramente un método para evaluar el nivel de desempeño de la estructural del puente Coporaque, y concluyo que el sistema de reglamento ATC-40 (Comité Tecnológica Aplicada) de EE.UU. y el Manual de Puentes 2018 son más aplicables porque al evaluar el desempeño de la estructura del puente, mediante el análisis no lineal estático (Pushover), se pudo encontrar el nivel de desempeño sísmico en el nivel de daño Operacional para el escenario sísmico de $Tr = 475$ años, pero tiene un comportamiento inadecuado ingresando levemente al intervalo no lineal. Así mismo se pudo encontrar el nivel de desempeño sísmico en el nivel de daño funcional Ocupación Inmediata para el escenario sísmico de $Tr = 1000$ años. Finalmente se encontró el nivel de desempeño sísmico en el nivel de desempeño sísmico en el nivel de daño Seguridad de Vida para el escenario sísmico de $Tr = 2475$ años, pero cerca al nivel de colapso Estabilidad Estructural.

Del estudio realizado del nivel de vulnerabilidad patológica de la muestra representativa de los componentes estructural del puente de Coporaque que se encuentra en el insitu, se logró determinar los principales niveles de daños patológicos y sus posibles causales de cada uno, anchos de las fisuras, desprendimiento, grietas, acero expuesto, pandeo, eflorescencia, descascaramiento y deflexión, como áreas afectadas de patología 896.40 m^2 , que representa al 40.38 %. Se observa que la mayoría de los daños patológicos son debido a las condiciones climáticas, como la contracción térmica inicial que es provocada por las temperaturas muy bajas y el rápido enfriamiento. Así mismo se produce por inadecuada colocación de juntas de movimiento en la superestructura del puente y cemento inadecuado como son las dosificación o proporción del insumo del cemento, y se concluye que la presencia de las patologías encontrados en la estructura del puente de Coporaque en sus componentes estructurales

más relevantes en el tablero tipo cajón, los estribos y los pilares intermedios implica a mediano y largo plazo que sea vulnerable estructuralmente por las patologías encontradas, para salir de esa incertidumbre requiere investigaciones experimentales avanzadas, más detalladas y especificadas para determinar las causas de daños profundos para emitir una opinión favorable al estudio.

Por lo tanto, se adopta un enfoque más simplificado para evaluar el nivel de vulnerabilidad del puente de Coporaque, mediante la metodología de índice de vulnerabilidad con los 9 factores iniciales. Así mismo los procedimientos técnicos se basan en identificar la demanda del puente de Coporaque su capacidad estructural, el punto de desempeño, el nivel de daño y el estudio de patologías, todos ellos mencionados dentro del alcance de los requisitos del servicio a los ocupantes del puente como son los comportamientos lineal y no lineal, impermeabilidad y la durabilidad de vida útil. Finalmente, para demostrar se desarrolló una aplicación práctica del método simplificado para el estudio de nivel de vulnerabilidad sísmica del puente de Coporaque de tipo segmental de voladizo sucesivo de 130 metros.

Los resultados que guardan relación con la presente investigación de tesis:

(CHAVEZ, y otros, 2022) obtuvieron el desempeño estructural del puente Huara, para un escenario sísmico de $Tr = 1000$ años, su deriva obtenida fue de 0.017 m, incurriendo en el nivel de daño Cerca de Colapso, como indica la normativa de Visión 2000 y para el sistema de ATC-40, se encontró en el nivel de daño Seguridad de Vida. Concluyeron que el puente estudiado se encuentra vulnerable para un evento sísmico esperado, por lo que el nivel de desempeño no alcanza al nivel de Ocupación Inmediata.

(CUTTI, 2018) obtuvo el punto de desempeño estructural del puente Atocongo, se ubicó entre cuatro intervalos de niveles de daño, definido en base a la curva de capacidad bilinealizada, para el escenario sísmico $Tr = 500$ años en la dirección transversal encontró daño moderado y para los escenarios sísmicos de $Tr = 1000$ años y $Tr = 2500$ años, encontró daños muy severos, que el puente con los años de servicio y vida útil podría quedar inoperativo servicio para el uso de los ocupantes hasta su intervención de reforzamiento estructural.

(ESCUADERO, y otros, 2021) obtuvo el grado de vulnerabilidad del puente Moche, en un escenario sísmico severo, para una aceleración $1g$ de $Tr = 1000$ años, el daño es bajo, puesto que los estudios realizados indican el 59 % de probabilidad de ingresar al

nivel de daño y se encuentra en el nivel de Operacional y para las aceleraciones entre 2.5g a 3.5g se encuentran en el nivel de daño Cerca al Colapso al 80 % de probabilidad.

(LANDA, 2006), adopto un procedimiento simplificado a una escala para determinar las acciones que debe seguir posteriormente de la evaluación. Del análisis Pushover no lineal estático se determinó que las fallas detectadas en las pilas fueron fallas por flexión, traslapes en el punto de articulación plástica, por falta de confinamiento y falla prematura por cortante.

(MALDONADO, y otros, 2019) obtuvieron para el estado limite por las derivas de la superestructura en dirección longitudinal y transversal no es necesario realizar reforzamiento a nivel de apoyo debido existen topes sísmicos en pila y estribos, para la capacidad de desplazamiento según la ductilidad flexional de las pilas se observa para el estado de límite de Serviciabilidad son menores a la admisible para dirección longitudinal por lo cual cumple el nivel desempeño esperado. En cambio, para el estado de control de daño es superado al límite admisible, esto indica que el puente presenta vulnerabilidad sísmica para este estado límite y debería reforzarse. Dicho refuerzo debería aumentarse la ductilidad flexional de la pila, confinado las secciones de formación de rotulas plásticas, mediante camisas de acero, hormigón o compuesto.

(DANNA, y otros, 2013) obtuvieron de la evaluación detallada de los métodos utilizados que el puente se encuentra en un estado de vulnerabilidad, se debe describir una estrategia de reforzamiento y rehabilitación de las estructuras de los puentes, que incluye un plan completo de las funciones a realizar como reforzar, mejorar la calidad de suelo en el sitio o reemplazo total.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 Conclusiones

De los resultados obtenidos sobre los estudios realizados del Análisis No Lineal Estático (Pushover) y de patologías del puente de Coporaque de tipo Segmental de voladizo sucesivo, tomado como caso de estudio ubicado en el trayecto de la vía de Espinar a Coporaque, sobre el río Apurímac, en el distrito de Coporaque, Provincia de Espinar, Cusco-Perú, se puede concluir lo siguiente:

- El nivel de desempeño deseado para el puente de Coporaque para los tres escenarios sísmicos, el nivel de daño de la estructura después de un sismo, mediante el sistema de ATC-40 se obtuvieron los resultados en nivel daño Operacional para el escenario sísmico de $Tr = 475$ años, pero tendrá un comportamiento inadecuado incursionando levemente en el rango inelástico de la estructura. Mientras para el escenario de $Tr = 1000$ años, se encontró el nivel de daño Ocupación Inmediata. Así mismo para el escenario sísmico de $Tr = 2475$ años, encontró un nivel de daño de Seguridad de Vida, pero cerca al Colapso (Estabilidad Estructural). Verificado el desempeño de la estructura del puente de Coporaque, se mantiene dentro de límite de rango inelástico, prácticamente operativo para el uso del servicio de los ocupantes, con llegamos a definir que a mediano plazo no cercano se requiere una intervención con los reforzamientos estructural necesarios en sus componentes.
- A partir de los resultados de la evaluación superficial de las patologías encontrados de los componentes del puente en el área del estudio, se puede observar que la mayoría de las patologías encontrados comprenden por las condiciones climáticas, como la contracción térmica inicial por enfriamiento demasiado rápido de temperaturas muy bajas en los andes de nuestro país Perú, por mucha diferencia de temperatura, mapas de patologías, el ancho de fisuras de 0.20 a 0.50 mm. Donde las áreas afectadas por patologías corresponden en pilares 65.76 m² (41.25 %), estribos 113.14 m² (27.24 %) y tablero 717.50 m² (43.61 %); esto significa que el puente de Coporaque se encuentra en vulnerabilidad regular cercano a la vulnerabilidad alto. También es probable que sea causado por técnicas inadecuadas de construcción de puentes.



- Para determinar las propiedades mecánicas y la geometría de la estructura del puente de Coporaque es importante contar con datos y planos de disposición, sin embargo, las pruebas realizadas deben ser no destructivas para no afectar la funcionalidad y servicio del puente. Esclerometría y/o detectores de cuantía de acero.
- Los diagramas de momento-curvatura para los pilares intermedios del puente de Coporaque, basados en diagramas de esfuerzo-deformación para concreto y acero, brindan información muy importante para comprender el comportamiento de los elementos estructurales. La ductilidad del concreto puede aumentar considerablemente si la zona de compresión de los elementos estructurales está confinada por un refuerzo transversal. Para el caso de puente Coporaque. Debido a la configuración del refuerzo (principalmente a través de flexión y compresión), se puede asumir de manera conservadora que, si tiene confinamiento en sí mismo, entonces si usa un modelo de confinados.
- Los resultados obtenidos mediante el método simplificado de índices de vulnerabilidad y el método de espectro de capacidad de la estructura para puentes son muy similares, de ello podemos concluir que los dos métodos de análisis simplificados son el filtro inicial para determinar a los puentes existentes críticos, con ello se puede realizar los estudios más detallados y especificados a una metodología más simplificada en puentes.

6.2 Recomendaciones

Respecto al estudio de la vulnerabilidad sísmica del puente de Coporaque:

- Este trabajo es aplicable al área de estudio en la provincia de Espinar en el departamento de Cusco, y así mismo para las regiones altoandinas, pero también puede ser utilizado como base para otros estudios regionales. Tener en cuenta siempre en consideración que son factores muy importantes que influyen en tipo de suelo, ubicación, condiciones de exposición, etc., esto puede producir variaciones en el modelo, comportamiento estructural y patología.
- Una práctica común, realizar el análisis no lineal estático (Pushover) en vinculado al diseño de puentes segmentales de tipo voladizo sucesivo, ya que el principal material utilizados son el concreto para los pilares y/o columnas y estas muchas veces no tienen comportamiento lineal durante un escenario sísmico. El método empleado de espectro de capacidad, son las metodologías simplificadas más realistas para calcular la respuesta sísmica del puente.

- Los coeficientes de reducción SR_A y SR_V del espectro de demanda del sistema ATC-40 se merece una cuidadosamente revisión en las normativas existentes, debido en el diseño sismorresistente para la disminución del espectro de la demanda, con el fin de dar una respuesta de mayor seguridad del valor de las coordenadas de los puntos ubicados.
- Aplicar el proceso de determinación de la capacidad y la demanda conforme a lo descrito de las normativas y de la evaluación del desempeño verificando el comportamiento de la capacidad de estructura del puente. Para las presencias de patologías como de fisuramiento en los puentes de concreto armado, para determinar la vulnerabilidad estructural del puente, se hace necesario realizar una investigación experimental más avanzado de manera detallado y especificado para emitir una opinión ingenieril más favorable.
- Se recomienda en las posteriores investigaciones, en referente de interacción con el suelo en estratos variables y análisis no lineal dinámico (Tiempo-Historia), con registros sísmicos reales ocurridos de mayor magnitud en nuestro país, en los puentes, para determinar el desempeño estructural ante los eventos sísmicos solicitados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO LRFD. *LRFD Seismic Bridge Design*. Washington : s.n., 2011. ISBN: 978-1-56051-621-7.

AGUIAR, Roberto. *Análisis sísmico de edificios*. Quito : Centro de Investigaciones Científicas, 2008. ISBN-13: ISBN-978-9978-30-104-3.

AMAYA, Teodoro. *Vulnerabilidad sísmica de puentes en viaductos considerando efectos del ángulo de esviaje y la geometría del tablero*. Santiago : Pontificia Universidad Católica de Chile, 2020.

ANTONIUS, Antonius y ISWANDI, Imran. *Ductility of Confined Bridge Piers in the Seismic Region*. Indonesia : s.n., 2013. ISBN 978-602-8605-08-3.

ATC-40. *Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de hormigón*. Estado de California : s.n., 1996.

AVIRAM, Aviram, MACKIE, Kevin y STOJADINOVIC, Bozidar. *Guidelines for Nonlinear Analysis of Bridge Structures in California*. California : University of California, Berkeley, 2018.

BALBIN, Rocio. *Vulnerabilidad sísmica de Puentes y Reparación de Construcciones*. Lima : s.n., 2015. 43.

CALTRANS. *Caltrans Seismic Design Criteria version 2.0*. California : California Department of Transportation, 2010.

CARDOZO, Beltran. *Posibles tipologías de puentes vehiculares para la ciudad de Bogotá*. Bogotá : Universidad de los Andes, 2014.

CHAVEZ, Wilmer y MALUQUISH, Reyner. *Vulnerabilidad estructural del puente Huaura ante solicitaciones sísmicas, ubicado en el Distrito de Huaura - Lima*. Barranca : s.n., 2022.

CHOPRA, Anil. *Dinámica de estructuras*. México : s.n., 1995.

CUTTI, Jean. *Determinación de la Vulnerabilidad Sísmica del Puente Atocongo*. Lima : Universidad Nacional Ingeniería, 2018.

DANNA, Javier y PEREZ, Gustavo. *Caracterización y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de puentes*. San Miguel de Tucumán : Universidad Nacional de Tucumán, 2013.

ESCUADERO, Jonathan y SEGURA, Laruz. *Evaluación del grado de vulnerabilidad sísmica del puente carretero ubicado en la vía nacional PEIN – Moche por el Método del Espectro de Capacidad ante la acción de sismo severo.* Trujillo : Universidad Privada Antenor Orrego, 2021.

FEMA 356. *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* Estados Unidos : s.n., 2000.

GARCIA, Cesar. *Análisis y Diseño de Puentes de Concreto Armado.* Lima : Capítulo de Estudiantes ACI - UNI, 2006.

INDECI. *Manual básico para la estimación del riesgo.* [aut. libro] Instituto Nacional De Defensa Civil. Lima : s.n., 2006.

IPCC. *Cambio Climático: Impactos, adaptación y vulnerabilidad.* Suiza : Intergubernamental de Expertos sobre el Cambio Climático, 2014.

JARA, M y GONZALES, A. *Evaluación de la capacidad sísmica de puentes.* Toluca : Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, 2000.

LANDA, Laura. *Procedimientos para determinar la capacidad sísmica de puentes existentes.* Morelia : Universidad Michoacana de San Nicolas de Hidalgo, 2006.

MALDONADO, Emilio y VILLACORTA, Fernando. *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del puente río Capayan.* La Rioja : s.n., 2019.

MTC. *Manual de puentes.* Lima : s.n., 2018.

OCHOA, Tomas. *Hidrología, Hidráulica y Socavación En Puentes.* Bogotá : ECOE Ediciones, 2017.

OLARTE, Jorge, y otros. *Sistema de gestión de infraestructura para la reducción del riesgo sísmico en puentes y viaductos elevados de la ciudad de Lima.* Lima : Universidad Nacional de Ingeniería, 2015.

OTTAZZI, Gianfranco. *Apuntes de curso de concreto armado.* Lima : Fondo Editorial PUCP, 2003.

PANOZO, Mario. *Patología de estructuras.* Lima : s.n., 2016.

PARK, R y PAULAY, T. *Estructuras de concreto reforzado.* Mexico : Limusa, 1980.

RIVA, Enrique. *Durabilidad y patologías del concreto.* Lima : s.n., 2006.



SANDHYA, A y SUBHA, K. *Pushover Analysis of Reinforced Concrete T - Beam Bridge.* India : Calicut University, 2017.

SHARMA, Nishant. *Desempeño de puentes de Concreto Armado Durante Terremoto.* India : International Journal of Engineering and Management Research, 2016.

TAVERA, Hernando. *Actualizacion del escenarios por sismo, tsunami y exposicion en la region central de Peru.* Lima : Instituto Geofisico del Peru, 2017.

TAVERA, Hernando, y otros. *Re-Evaluacion del peligro sismico probabelistico para el Peru.* Lima : Proyecto en Cooperación con el Banco Mundial, 2022.

VALER, Luis. *Evaluación de puente colgante vehicular, mediante método de elementos finitos y análisis de vibraciones; caso puente Cunyac-2018.* Cusco : Universidad Andina Cusco, 2019.



ANEXOS



ANEXO 1: Procedimientos para determinar el punto de desempeño

METODO DE ESPECTRO DE CAPACIDAD - ATC 40

1. Conversión de la curva de capacidad en espectro de respuesta

1.1 Curva de capacidad

$\Delta_{roof} :=$	$\begin{bmatrix} 0.000 \\ 0.043 \\ 0.143 \\ 0.176 \\ 0.226 \\ 0.276 \\ 0.326 \\ 0.376 \\ 0.426 \\ 0.476 \\ 0.500 \end{bmatrix}$	$\cdot m$	$V :=$	$\begin{bmatrix} 0.000 \\ 1158.860 \\ 1343.416 \\ 1405.474 \\ 1394.239 \\ 1382.889 \\ 1371.539 \\ 1360.188 \\ 1348.837 \\ 1337.487 \\ 1331.925 \end{bmatrix}$	$\cdot tonnef$
--------------------	---	-----------	--------	---	----------------

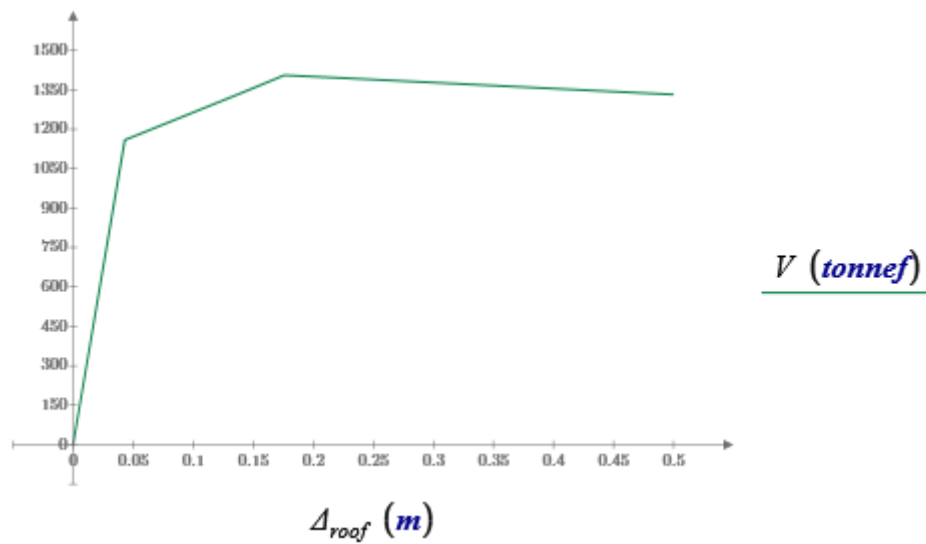


Figura 101 — Curva de capacidad dirección Y-Y

1.2 Curva de Capacidad en formato ADRS

- $PF_1 := 1.07$ Factor de participación modal para el modo
- $\alpha_1 := 0.93$ Coeficiente de masa modal para el modo predominante
- $W := 1690 \text{ tonnef}$ Peso sísmico
- $\phi_{topse;1} := 1$ Amplitud del modo predominante en el nivel del techo

$$S_a := \frac{V}{W \cdot \alpha_1} \cdot g \quad S_d := \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \cdot \phi_{topse;1}}$$



$$S_a = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.737 \\ 0.855 \\ 0.894 \\ 0.887 \\ 0.88 \\ 0.873 \\ 0.865 \\ 0.858 \\ 0.851 \\ 0.847 \end{bmatrix} g \quad S_d = \begin{bmatrix} 0 \\ 0.04 \\ 0.134 \\ 0.164 \\ 0.211 \\ 0.258 \\ 0.305 \\ 0.351 \\ 0.398 \\ 0.445 \\ 0.467 \end{bmatrix} m$$

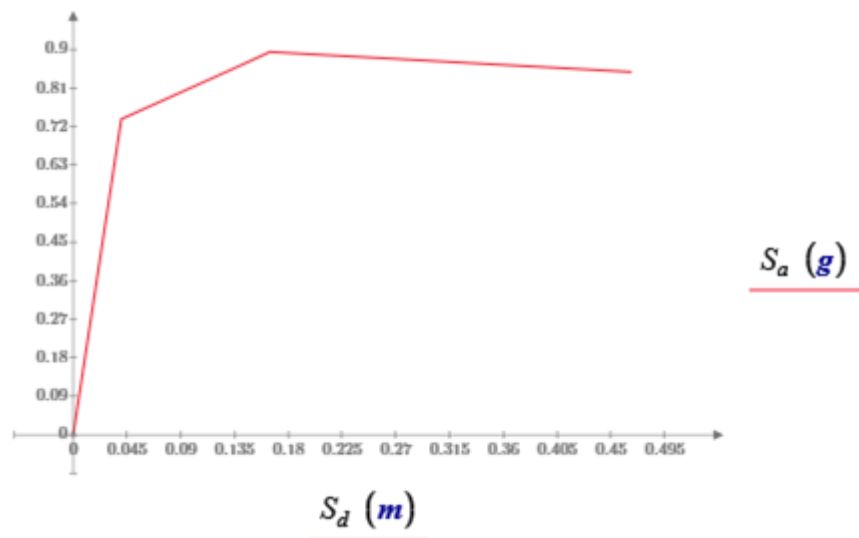


Figura 102 — Espectro de capacidad dirección Y-Y

2. Sismo diseño para $T_r = 475$ años

2.1 Espectro de respuesta en formato ADRS

Datos de los mapas de Isoaceleración:

$$PGA := 0.3 \cdot g \quad \text{Máxima aceleración horizontal del suelo}$$

$$S_S := 0.66 \cdot g \quad \text{Aceleración para periodos de 0.2 Seg.}$$

$$S_L := 0.19 \cdot g \quad \text{Aceleración para periodos de 1 Seg.}$$

Factores de sitio:

$$F_{pga} := 1.2 \quad \text{Factor de sitio modificador del PGA}$$

$$F_a := 1.272 \quad \text{Factor de sitio modificador para aceleraciones de periodos cortos}$$

$$F_v := 2.04 \quad \text{Factor de sitio modificador para aceleraciones de periodos largos}$$

$$S_{DI} := F_v \cdot S_L = 0.388 \text{ g} \quad S_{DS} := F_a \cdot S_S = 0.84 \text{ g} \quad A_s := F_{pga} \cdot PGA = 0.36 \text{ g}$$



$$T_S := \frac{S_{Dl}}{S_{DS}} \cdot s = 0.462 \text{ s} \quad T_0 := 0.2 \cdot T_S = 0.092 \text{ s}$$

$$FE := 0.38 \quad R := 1.0 \quad Z := 0.35 \quad T_p := 0.6 \text{ s} \quad U := 1 \quad T_L := 2.0 \text{ s} \quad S := 1.15$$

$$T := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 101 \\ \left\| \begin{array}{l} T_i \leftarrow (i \cdot 0.05 - 0.05) \cdot s \\ T \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$

$$S_A := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 101 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } T_i < 0.2 \cdot T_S \\ \left\| \begin{array}{l} A_{s_i} \leftarrow F_{pga} \cdot PGA \\ S_{A_i} \leftarrow A_{s_i} + (S_{DS} - A_{s_i}) \cdot \left(\frac{T_i}{T_0} \right) \end{array} \right\| \\ \text{if } 0.2 \cdot T_S \leq T_i \leq T_S \\ \left\| \begin{array}{l} S_{A_i} \leftarrow F_a \cdot S_S \end{array} \right\| \\ \text{if } T_S < T_i < 1 \text{ s} \\ \left\| \begin{array}{l} S_{A_i} \leftarrow \frac{S_{Dl}}{T_i} \cdot s \end{array} \right\| \\ \text{if } T_i \geq 1 \text{ s} \\ \left\| \begin{array}{l} S_{A_i} \leftarrow F_v \cdot \frac{S_l}{T_i} \cdot s \end{array} \right\| \end{array} \right\| \\ S_A \end{array} \right\|$$

$$S_D := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1 \dots 101 \\ \left\| \begin{array}{l} S_{D_i} \leftarrow \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} \cdot S_{A_i} \\ S_D \end{array} \right\| \end{array} \right\|$$



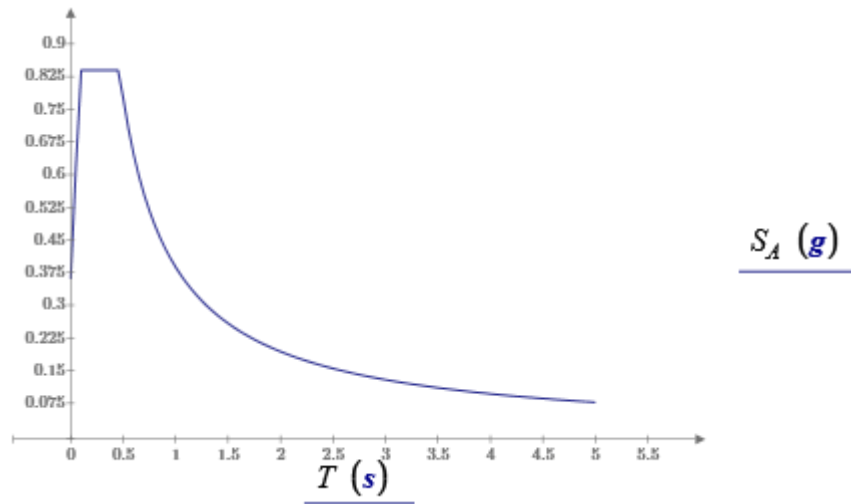


Figura 103 — Espectro de respuesta elástico dirección Y-Y

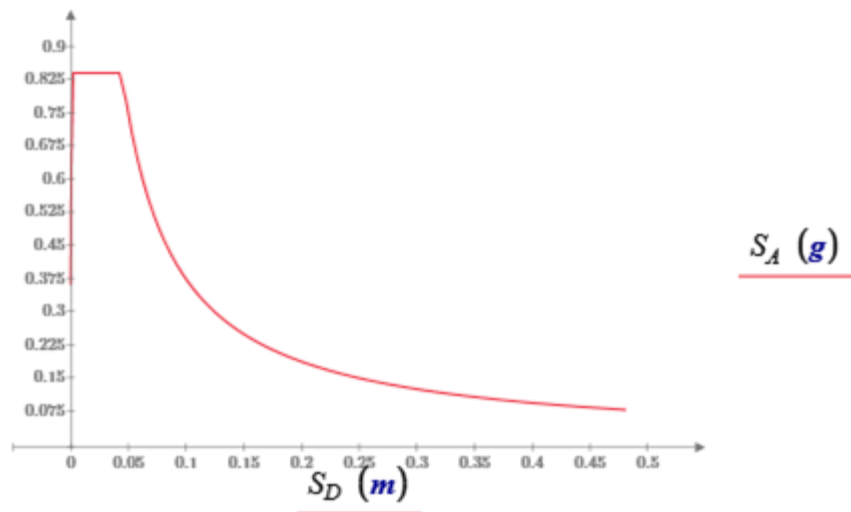


Figura 104 — Espectro de respuesta elástico ADRS dirección Y-Y

2.2 Representación Bilineal del espectro de capacidad

Rigidez inicial: $K_i := \frac{S_{a_2} - S_{a_1}}{S_{d_2} - S_{d_1}} = 18.347 \frac{g}{m}$ $S_{a_2} = 0.737 g$ $S_{d_2} = 0.04 m$

Punto de prueba: $d_{pi} := 0.046 m$ $a_{pi} := 0.746 \cdot g$

Punto de fluencia: $d_y := 0.039 m$ $a_y := K_i \cdot d_y = 0.716 g$

Curva Bilineal:

$$x := 0 m, 0.001 m \dots d_{pi}$$

$$CB(x) := \left\| \text{if} \left(x \leq d_y, K_i \cdot x, \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) \cdot (x - d_y) + a_y \right) \right\|$$

Verificación de áreas iguales:

$$n := 4$$

$$A_{\text{curva_Bilinsal}} := \int_0^{d_{pi}} CB(x) dx = 0.019 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$A_{Esp} := \sum_{i=1}^{n-1} \frac{(S_{a_{i+1}} + S_{a_i})}{2} \cdot (S_{d_{i+1}} - S_{d_i}) + \frac{(a_{pi} + S_{a_n})}{2} \cdot (d_{pi} - S_{d_n}) = 0.019 \text{ g} \cdot \text{m}$$

$$Error := \frac{A_{\text{curva_Bilinsal}} - A_{Esp}}{A_{Esp}} = 0.003$$

lineal Tangente:

$$p_y := K_i \cdot S_{d_2} = 0.737 \text{ g} \quad L(x_1) := \left\| \text{if} \left(x_1 \leq S_{d_2}, K_i \cdot x_1, \left(\frac{S_{a_2} - p_y}{S_{d_2} - S_{d_2}} \right) \cdot (x_1 - S_{d_2}) + S_{d_2} \right) \right\|$$

$$x_1 := 0 \text{ m}, 0.001 \text{ m}..0.005 \text{ m}$$

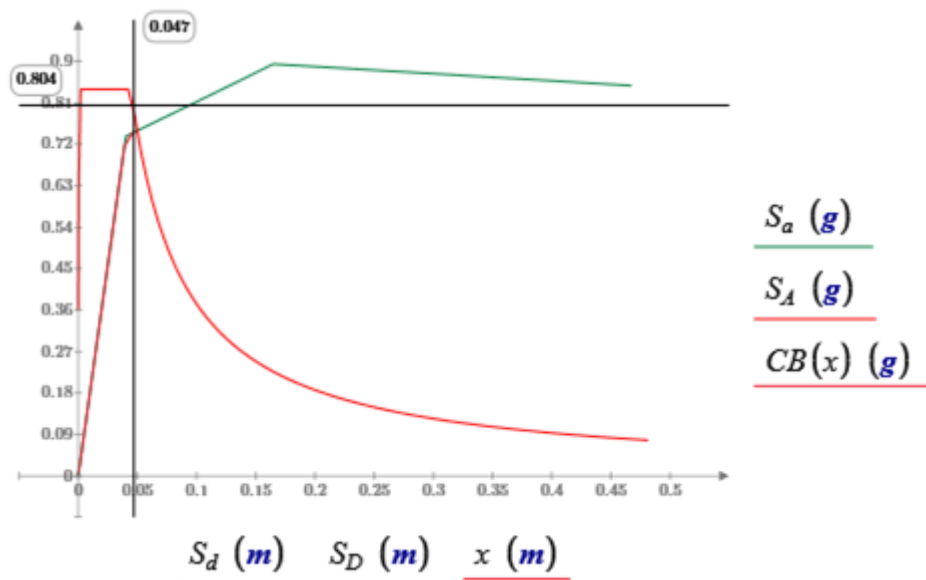


Figura 105 — Punto de desempeño inicial dirección Y-Y

2.3 Reducción de la demanda por efectos no lineales

Rigidez post elástica:

$$\alpha := \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right)}{\frac{a_y}{d_y}} = 0.237$$

Ductilidad:

$$\mu := \frac{d_{pi}}{d_y} = 1.179$$

Periodo efectivo:

$$T_O := 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{d_y}{a_y}} = 0.468 \text{ s}$$

$$T_{\text{eff}_0.5} := 0.5 \text{ s}$$

$$T_{\text{eff}_1} := 1 \text{ s}$$

$$T_{\text{eff}_2} := 2 \text{ s}$$

$$T_{\text{eff}_0.5}(d_{T0.5}) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_{T0.5}}{T_{\text{eff}_0.5}^2} \quad T_{\text{eff}_1}(d_{T1}) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_{T1}}{T_{\text{eff}_1}^2} \quad T_{\text{eff}_2}(d_{T2}) := 4 \cdot \pi^2 \cdot \frac{d_{T2}}{T_{\text{eff}_2}^2}$$

$$d_{T0.5} := 0.0, 0.001 \dots 0.006 \quad d_{T1} := 0.0, 0.01 \dots 0.027 \quad d_{T2} := 0.0, 0.01 \dots 0.05$$

Punto de intersección inicial:

$$\Delta_p := 0.043 \cdot m \quad a_p := 0.804 \cdot g$$

$$\Delta_y := 0.038 \text{ m} \quad a_{yi} := 0.746 \text{ g}$$

Energía disipada por amortiguamiento:

$$E_D := 4 (a_{yi} \cdot \Delta_p - \Delta_y \cdot a_p) = 0.006 \text{ m} \cdot \text{g}$$

Energía de deformación máxima:

$$E_{SO} := \frac{a_p \cdot \Delta_p}{2} = 0.017 \text{ m} \cdot \text{g}$$

Amortiguamiento viscoso equivalente (Amortiguamiento Histeretico)

$$\beta_{int} := 0.05 \cdot 100 = 5$$

$$\beta_O := \frac{1}{4 \cdot \pi} \cdot \frac{E_D}{E_{SO}} \cdot 100 = 2.81$$

Factor de modificación del amortiguamiento:

Tipo de comportamiento estructural: B

$$k := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \beta_O \leq 25 \\ \quad \left\| 0.67 \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| 0.845 - \frac{0.446 (a_y \cdot d_{pi} - d_y \cdot a_{pi})}{a_{pi} \cdot d_{pi}} \right\| \end{array} \right\| = 0.67$$

Amortiguamiento viscoso efectivo:

$$\beta_{\text{eff}} := k \cdot \beta_O + \beta_{int} = 6.883$$

Factores de reducción:

$$SR_A := \frac{2.31 - 0.68 \cdot \ln(\beta_{\text{eff}})}{2.12} = 0.895 \quad SR_V := \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{\text{eff}})}{1.65} = 0.921$$

2.4 Reducción de la demanda por efectos no lineales

$$S_{AR} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \text{if } T_i \leq T_0 \\ \quad \| S_A \cdot SR_A \\ \text{else} \\ \quad \| S_A \cdot SR_V \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0.331 \\ 0.57 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.773 \\ 0.714 \\ 0.649 \\ 0.595 \\ 0.549 \\ 0.51 \\ 0.476 \\ 0.446 \\ 0.42 \\ 0.397 \\ \vdots \end{bmatrix} \quad g \quad S_{DR} := \left\| \begin{array}{l} \text{for } i \in 1..101 \\ \text{if } T_i \leq T_0 \\ \quad \| S_D \cdot SR_A \\ \text{else} \\ \quad \| S_D \cdot SR_V \end{array} \right\| = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.002 \\ 0.004 \\ 0.008 \\ 0.012 \\ 0.017 \\ 0.024 \\ 0.031 \\ 0.039 \\ 0.044 \\ 0.049 \\ 0.053 \\ 0.058 \\ 0.062 \\ 0.066 \\ 0.071 \\ 0.075 \\ 0.08 \\ \vdots \end{bmatrix} m$$

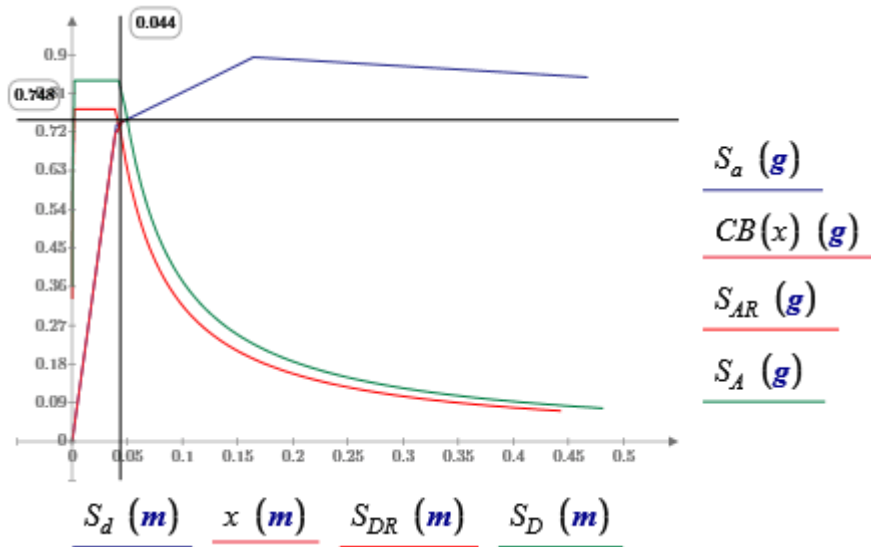


Figura 106 — Punto de desempeño dirección Y-Y

Iteración de Punto de desempeño $d_p := 0.044$ m $a_p := 0.743 \cdot g$

Error := if $(0.95 \cdot d_{pi} \leq d_p \leq 1.05 \cdot d_{pi}, \text{“OK”}, \text{“Nuevo punto de desempeño tentativo”}) = \text{“OK”}$

Punto de desempeño: $d_p = 0.044$ m $a_p = 0.743$ g



2.5 Resultados

$$T_O = 0.468 \text{ s}$$

$$a_p = 0.743 \text{ g}$$

$$\alpha = 0.237$$

$$d_p = 0.044 \text{ m}$$

$$\mu = 1.179$$

$$\beta_{\text{eff}} = 6.883$$

Punto de desempeño:

$$\Delta_d := d_p \cdot PF_1 \cdot \phi_{\text{top};1} = 0.047 \text{ m} \quad V_d := a_p \cdot \alpha_1 \cdot \frac{W}{g} = 1167.773 \text{ tonnef}$$

ANEXO 2: Certificados de calibración de equipos



METROLAB Y CALIDAD S.A.C.

Laboratorio de Metrología - Servicio con Tecnología y Calidad

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN

N° 378- LD -2022

Laboratorio de Dureza

Página 1 de 2

Expediente	: 027-MYC-2022	Este certificado de calibración documenta
Solicitante	: HRUIZ GEOPAV INGENIEROS SAC	la trazabilidad a los patrones nacionales o
Dirección	: APV. Ramiro Priale P. Mza. C, Lte 27 Santiago Cusco	internacionales, que realizan las unidades
Instrumento de Medición	: ESCLEROMETRO - MARTILLO PARA CONCRETO	de la medición de acuerdo con el Sistema
Fabricante / Marca	: A&A Instruments	Internacional de Unidades (SI).
Modelo	: ZC3 - A	Los resultados son validos en el momento
Número de Serie	: S/N	de la calibración. Al solicitante le
Alcance de Indicación	: 0 a 100 (adimencional)	corresponde disponer en su momento la
Resolución	: 1 (adimencional)	ejecucion de una recalibración.
Procedencia	: CHINA	Este certificado de calibración no podrá ser
Identificación	: S/N	reproducido parcialmente sin la
Lugar de calibración	: Laboratorio de Metrología de Metrolab y Calidad	aprobación por escrito del laboratorio
Fecha de Calibración	: 2022-05-06	emisor.
Metodo de Calibracion		Los certificados de calibración sin firma y
		sello no son válidos.

La calibración se realizo por comparacion utilizando como referencia el metodo descrito en la norma ASTM C 805/805M-13a ENSAYO DE RESISTENCIA DE CONCRETO con Equipo no destructivo ESCLEROMETRO

Sello



Fecha de Emisión

2022-05-08

Jefe de Laboratorio de Metrología



MIGUEL ÁNGEL RUIZ BULCA
JEFE LABORATORIO



Ing. Constanza Merma Mendoza
C.P.: 46898

METROLAB Y CALIDAD SAC - LABORATORIO DE METROLOGIA

Dirección: PASAJE SANTIAGO MZA E. LOTE N° 2, SANTIAGO CUSCO - PERU Teléfono: (084) 206172 Cel. 976 648 580

www.metrolabycalidad.com • metrolab@metrolabycalidad.com • ventas@metrolabycalidad.com • metrolabycalidad@bmail.com

Figura 107 — Certificado de calibración del esclerómetro parte 1/2





METROLAB Y CALIDAD S.A.C.
Laboratorio de Metrología - Servicio con Tecnología y Calidad

CERTIFICADO DE CALIBRACIÓN **Nº 378- LD -2022**

Laboratorio de Dureza

Página 2 de 2

Trazabilidad

La calibración brinda la trazabilidad hacia el Sistema Internacional a través del patrón de calibración utilizado: Yunque de calibración de la marca Forney con grado de dureza Rockwell, 72 HRC y Masa de 16 kg. que cumple con las características especificadas en la norma ASTM C 805

Condiciones Ambientales

Temperatura °C	Max: 23.3 °C	Min: 25.3 °C
Humedad Relativa %	Max: 68.8 %	Min: 64.3 %

Resultados

Numero de Mediciones	Lectura Indicada del equipo	Correccion de Lectura Equipo
1	76.0	1.0
2	78.0	-1.0
3	78.0	-1.0
4	79.0	-2.0
5	76.0	1.0
6	81.0	-4.0
7	76.0	1.0
8	76.0	1.0
9	79.0	-2.0
10	76.0	1.0
PROMEDIO	77.5	
Desv. Estandar	1.70	
"R" valor	72.00	

Error Maximo permitido para un esclerometro es de 72 +/- 2,

Observaciones

Se colocó una etiqueta autoadhesiva con la indicación de CALIBRADO.
Antes de la Calibración no se realizó ningún tipo de ajuste.

(*) Identificación gravada en el equipo.

Fin del documento



Ing. Constantino Merma Mendoza
CIP: 46696

METROLAB Y CALIDAD S.A.C. - LABORATORIO DE METROLOGIA
Dirección: PASAJE SANTIAGO MZA. E LOTE N° 2 SANTIAGO CUSCO - PERU Teléfono: (084) 206172 Cel: 976 648 580
www.metrolabycalidad.com • metrolab@metrolabycalidad.com • ventas@metrolabycalidad.com • metrolabycalidad@hotmail.com

Figura 108 — Certificado de calibración del esclerómetro parte 2/2



ANEXO 3: Ensayos de esclerometría en puente de Coporaque

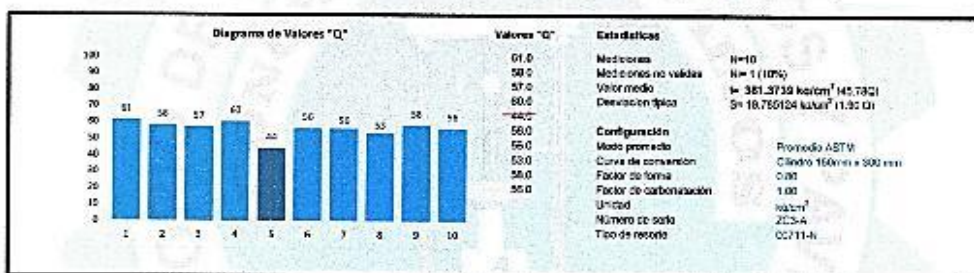


G E O & L A B E I R L
 Geología, Laboratorio Mecánica de Suelos, Concretos y Pavimentos



METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)		
PROYECTO DE TESIS	: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING. RESPONSABLE: Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto Suti Suti	REALIZADO POR : Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN	: Puente Coporaque - Ro Apurímac	FECHA DE ENSAYO : 21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 26/11/2022	
DESCRIPCIÓN ENSAYO	: Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales. Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.	
ESCLERÓMETRO	: El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZCS-A SERIE 00711	

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Estribo izquierdo P-02 puente Coporaque	80°	61.0	58.0	57.0	60.0	45.78
		44.0	58.0	58.0	53.0	
		58.0	55.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-208.1R. Generalmente el esclerómetro reporta valores mayores a los reales.
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 6 unidades.
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO.
- * Los ensayos realizados se basan en la NTP 332.181 y ASTM C 905.
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEO&LAB.

Ing. Constantino Merma Mendoza
 CIP: 48888

CALLE TEATRO S/N PARADERO COMBI A SANTO TOMAS - ESPINAR - labmecsu@hotmail.com - CEL. 984-338492 CLARO
 PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 935-203342 BITEL 971-569932 MOVISTAR
 RUC: 10219956926 - RNP-CODIGO N° 5015064

Figura 109 — Ensayo de esclerometría en estribo izquierdo en puntos 2





G E O & L A B E I R L

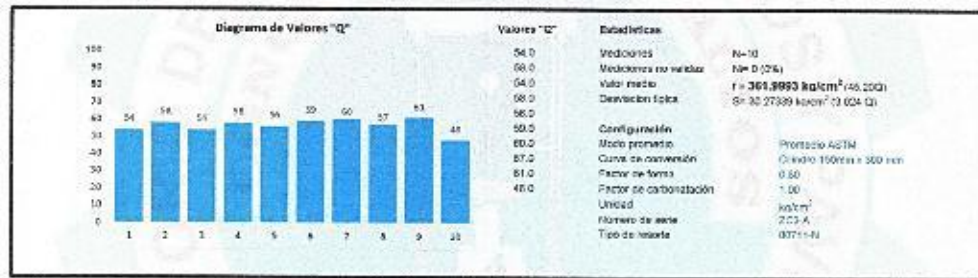
Geología, Laboratorio Mecánica de Suelos, Concretos y Pavimentos



METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS :	Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING. RESPONSABLE: Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE :	Edwin Euliberto Sun Suni	REALIZADO POR : Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN :	Puente Coporaque - Río Apurímac	FECHA DE ENSAYO : 21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN :	25/11/2022	
DESCRIPCIÓN :	Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales	
ENSAYO :	Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.	
ESCLEROMETRO :	El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZC3-A SERIE 00711	

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Pilar Derecho P-03 puente Coporaque	90°	54.0	58.0	54.0	58.0	45.20
		56.0	59.0	60.0	57.0	
		61.0	48.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-288-1R. Generalmente el esclerómetro reportará valores mayores a los reales
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 8 unidades
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- * Los ensayos realizados se basan en la NTP 339.181 y ASTM C 805.
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEO & LAB

GEOLOGIA LABORATORIO MECANICA DE
SUELOS, SUELOS, PAVIMENTOS
Ing. Constantino Merma Mendoza
CIP: 46896

Jimmy C. Merma Cruz
DNI: 41655504
TECNICO LABORATORIO MECANICO DE SUELOS

CALLE TEATRO SIN PARABERO COMISARIA SANTO TOMAS - ESPINAR - labmeesuc@hotmail.com - CEL. 984-338492 CLARO
PASAJE LOS ANDES Nº 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 935 - 293342 BITEL 971-569532 MOVISTAR
RUC: 10231955928 - RNP-CODIGO Nº S015094

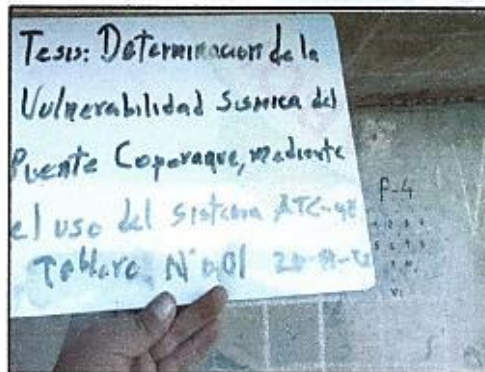
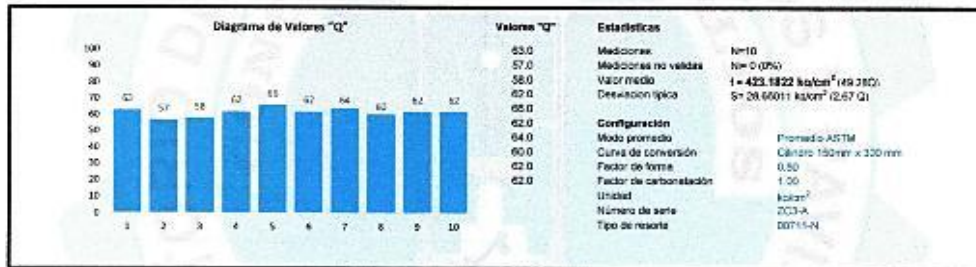
Figura 110 — Ensayo de esclerometría en pilar derecho en punto 3



METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS	: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING RESPONSABLE:	Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto Suti Suti	REALIZADO POR	Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN	: Puente Coporaque - Río Apurímac	FECHA DE ENSAYO :	21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 25/11/2022		
DESCRIPCIÓN	: Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales		
ENSAYO	: Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.		
ESCLERÓMETRO	: El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZC3-A SERIE 00711		

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Tablero derecho P-04 puente Coporaque	90°	63.0	57.0	58.0	62.0	49.28
		66.0	62.0	64.0	60.0	
		62.0	62.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-288-1R, Generalmente el esclerómetro reporta valores mayores a los reales
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 6 unidades
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- * Los ensayos realizados se basan en la NTP 339.181 y ASTM C 805
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEO&LAB

GEOLOGIA LABORATORIO MECANICA DE
 SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS
 Ing. Constantino Merma Mendoza
 CIP: 40898

Jimmy C. Merma Cruz
 PNI: 41555904
 TECNICO LABORATORIO MECANICA DE SUELOS

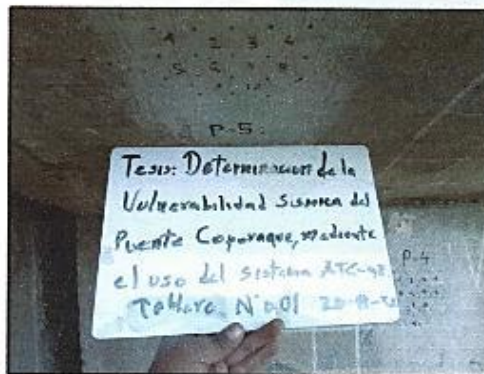
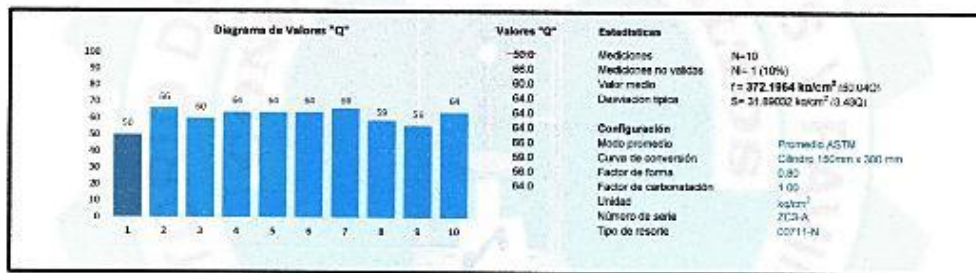
CALLE TEATRO SIN PARADERO COMBIS A SANTO TOMAS - ESPINAR - labmecsuc@hotmail.com - CEL. 984-338482 CLARO
 PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 935 - 203342 BITEL 971-569532 MOVISTAR
 RUC: 10219956926 - RNP-CODIGO N° S0151064

Figura 111 — Ensayo de esclerometría en tablero pared lado derecho en punto 4

METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS	: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING. RESPONSABLE:	Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto Suri Suri	REALIZADO POR :	Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN	: Puente Coporaque - Río Apurímac	FECHA DE ENSAYO :	21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 25/11/2022		
DESCRIPCIÓN	Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales		
ENSAYO	Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.		
ESCLERÓMETRO	El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZC3-A SERIE 00711		

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Tablero Derecho P-05 puente Coporaque	90°	50.0	56.0	60.0	64.0	50.04
		64.0	64.0	66.0	59.0	
		56.0	64.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-208-1R. Generalmente el esclerómetro reporta valores mayores a los reales
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 5 unidades.
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- * Los ensayos realizados se basan en la NTP 339.181 y ASTM C 203.
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEO&LAB

GEOLOGIA LABORATORIO MECÁNICA DE
SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS

Ing. Constantino Merma Mendoza
C.P.: 40000

GEOLOGIA LABORATORIO MECÁNICA DE
SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS

Jimmy C. Merma Cruz
DNI: 41955504
TECNICO LABORATORIO MECANICO DE SUELO

CALLE TEATRO S/N PARADERO COMBIS A SANTO TOMAS - ESPINAR - labmecsuc@hotmail.com - CEL. 984-338492 CLARO
PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 835 - 213342 BITEL 971-569532 MOVISTAR
RUC: 10239956926 - RNP-CODIGO N° S9153064

Figura 112 — Ensayo de esclerometría en tablero base derecho en punto 5



G E O & L A B E I R I

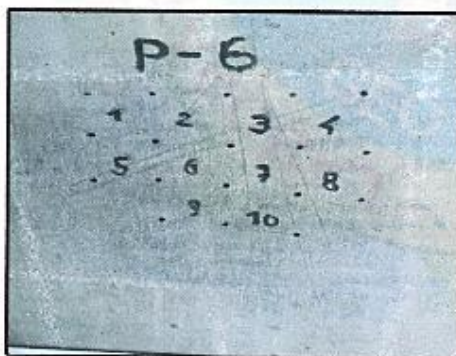
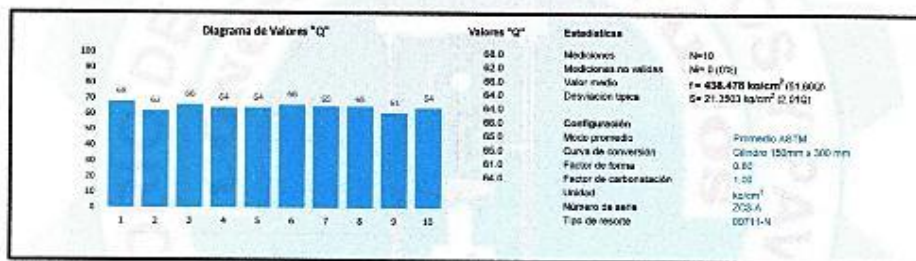
Geología, Laboratorio Mecánica de Suelos, Concretos y Pavimentos



METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS	: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del aserme ATC 40	ING. RESPONSABLE:	Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto Suri Sani	REALIZADO POR :	Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN	: Puente Coporaque - Ito Agurmac	FECHA DE ENSAYO :	21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 25/11/2022		
DESCRIPCIÓN	Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales		
ENSAYO	Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto		
ESCLEROMETRO	El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZC3-A SERIE 00711		

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Tablero P-06 puente Coporaque	90°	68.0	62.0	65.0	64.0	51.60
		64.0	66.0	65.0	65.0	
		61.0	64.0			



OBSERVACIONES:

- El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-288-1R. Generalmente el esclerómetro repunta valores mayores a los reales
- Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 8 unidades
- Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- Los ensayos realizados se basan en la NTP 339.181 y ASTM C 805.
- Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEOSLAB

GEOSLAB LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS
 Ing. Constantino Merma Mendoza
 CIP: 48888

Jimmy C. Merma Cruz
 DNI. 41659504
 TÉCNICO LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

CALLE TEATRO SIN PARADERO COMBIS A SANTO TOMÁS - ESPINAR - labmecsuc@hotmail.com - CEL. 984-338492 CLARO
 PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 935-203342 BITEL. 971-589532 MOVISTAR
 RJC: 18253958926 - RNP-CODIGO N° 50150064

Figura 113 — Ensayo de esclerometría en tablero base derecho en punto 6





G E O & L A B E I R L

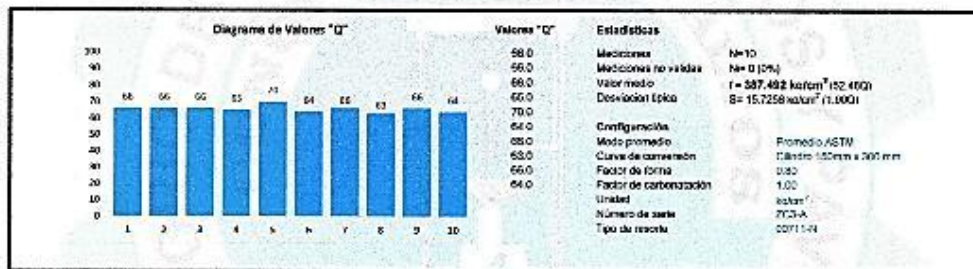
Geología, Laboratorio Mecánica de Suelos, Concretos y Pavimentos



METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS	: Determinación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING. RESPONSABLE:	Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto Suri Suri	REALIZADO POR :	Jimmy C. Merma C.
UBICACIÓN	: Puente Coporaque - Río Apurímac	FECHA DE ENSAYO :	21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 25/11/2022		
DESCRIPCIÓN	: Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales		
ENSAYO	: Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.		
ESCLERÓMETRO	: El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ. ZC3 A SERIE 00711		

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Tablero P-07 puente Coporaque	90°	66.0	66.0	68.0	65.0	52.48
		70.0	64.0	65.0	63.0	
		68.0	64.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo estima resistencia del concreto según ACI-289-1R, Generalmente el esclerómetro reporta valores mayores a los reales
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 8 unidades
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEOSLAB

GEOLÓGICO LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS
 Ing. Constantino Merma Mendoza
 CIP: 45898

Jimmy C. Merma Cruz
 DNI: 41655504
 TÉCNICO LABORATORIO MECÁNICA DE SUELOS

CALLE TRATRO S/N PARADERO COMBIS A SANTO TOMAS - ESPINAR - labmecsuc@hotmail.com - CEL. 984-338492 CLARO
 PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 955 - 203342 BITEL 971-569532 MOVISTAR
 RUC: 10239956926 - RNP-CODIGO N° S0150064

Figura 114 — Ensayo de esclerometría en tablero en punto 7

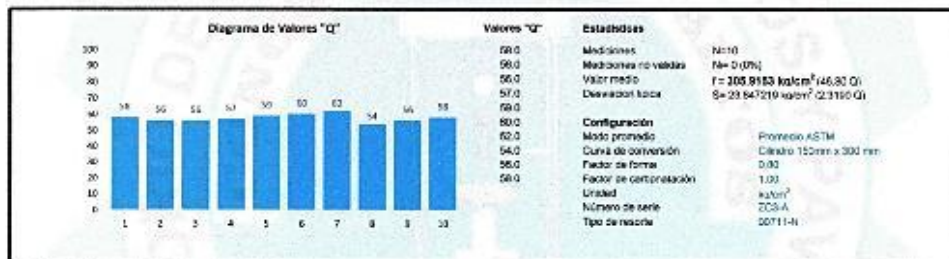


METODO DE ENSAYO EN CONCRETO ENDURECIDO (ESCLEROMETRIA)

PROYECTO DE TESIS	: Delimitación de la vulnerabilidad sísmica del puente Coporaque mediante el uso del sistema ATC 40	ING. RESPONSABLE	: Ing. Constantino Merma M.
SOLICITANTE	: Edwin Edilberto San Suni	REALIZADO POR	: Jimmy C. Merma C.
UBICACION	: Puente Coporaque - Rio Apurimac	FECHA DE ENSAYO	: 21/11/2022
FECHA DE EMISIÓN	: 25/11/2022		

DESCRIPCIÓN	: Se realizaron ensayos de esclerometría en elementos horizontales y verticales
ENSAYO	: Se determinó lecturas de rebote en sentido horizontal en 10 lecturas por punto.
ESCLEROMETRO	: El esclerómetro utilizado es marca PROCEQ- ZC3-A SERIE 00711

ELEMENTO	ÁNGULO DE DISPARO	LECTURAS				PROMEDIO
Pilar izquierdo P-08 puente Coporaque	90°	58.0	56.0	56.0	57.0	46.08
		59.0	60.0	62.0	54.0	
		56.0	58.0			



OBSERVACIONES:

- * El ensayo evalúa resistencia del concreto según ACI 308.1R. Generalmente el esclerómetro reporta valores mayores a los reales
- * Para fines de cálculo promedio se eliminan las lecturas individuales de cada punto cuya diferencia con respecto al promedio es mayor en 8 unidades.
- * Las lecturas descartadas para el cálculo del promedio fueron marcadas de color ROJO
- * Los ensayos realizados se basan en la NTP 339.181 y ASTM C 305
- * Prohibida la reproducción parcial o total de este documento sin la autorización escrita del Laboratorio de Suelos GEO&LAB

GEOLOGIA LABORATORIO MECANICA DE SUELOS, CONCRETOS Y PAVIMENTOS
 Ing. Constantino Merma Mandoza
 C.M.P.: 46898

Jimmy C. Merma Cruz
 D.N.I.: 41555604
 TECNICO LABORATORIO MECANICO DE SUELOS

CALLE TEATRO SIN PARADERO COMBIS A SANTO TOMAS - ESPINAR - labmecsuc@hotmail.com - CEL. 984-336492 CLARO
 PASAJE LOS ANDES N° 134 SAN JERONIMO - CUSCO - 915 - 203342 BITEL 371-569532 MOVISTAR
 RUC: 10239956026 - RNP-CODIGO N° S0150164

Figura 115 — Ensayo de esclerometría en pilar izquierdo en punto 8

ANEXO 4: Mapa sísmico del Perú

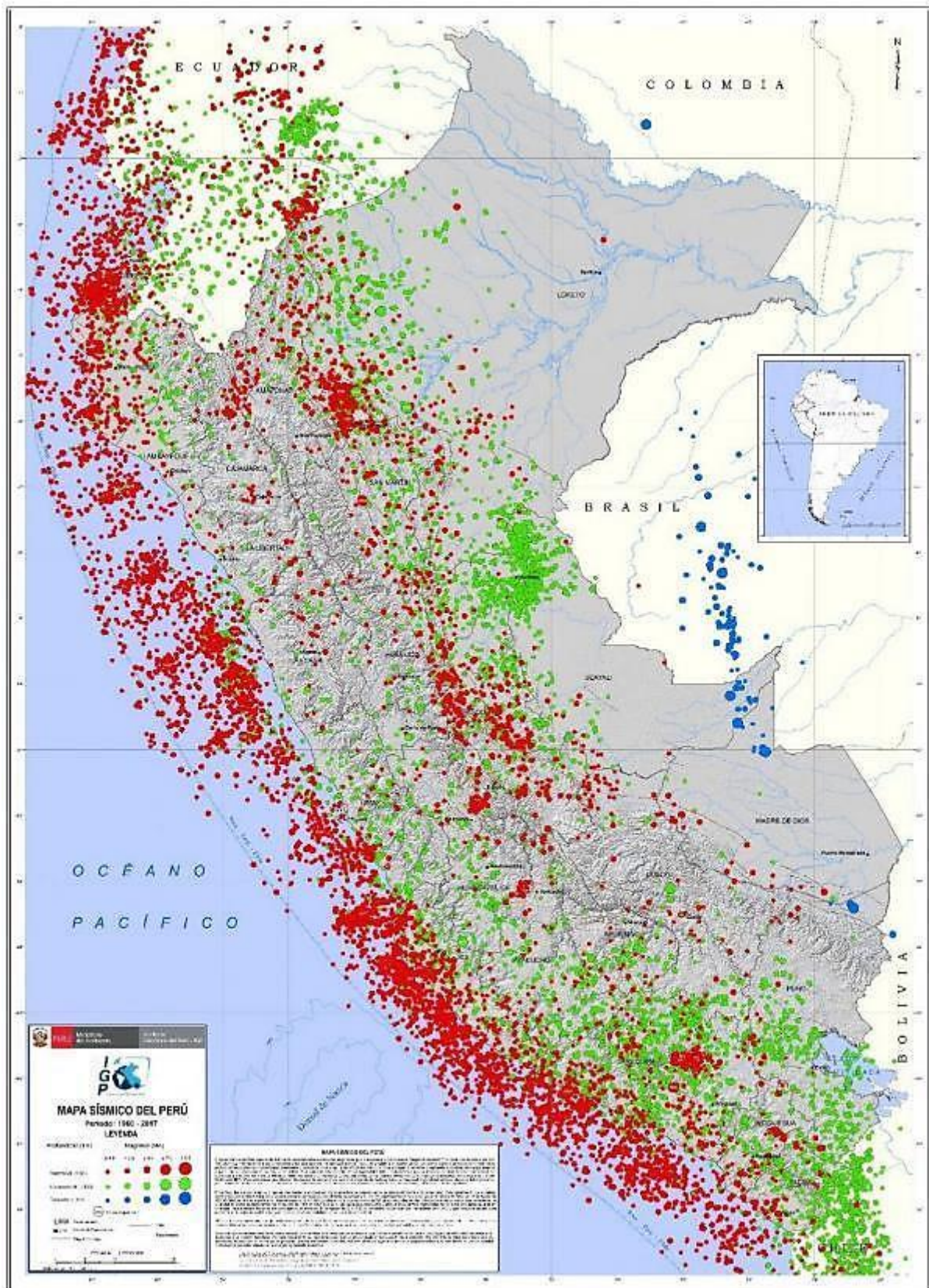


Figura 116 — Mapa sísmica del Perú, periodo 1960 – 2022

Extraído del Instituto Geofísico del Perú (IGP, 2022 pág. 1)

ANEXO 5: Mapas de Isoaceleraciones del Perú para $T_r = 475, 1000, 2475$ años

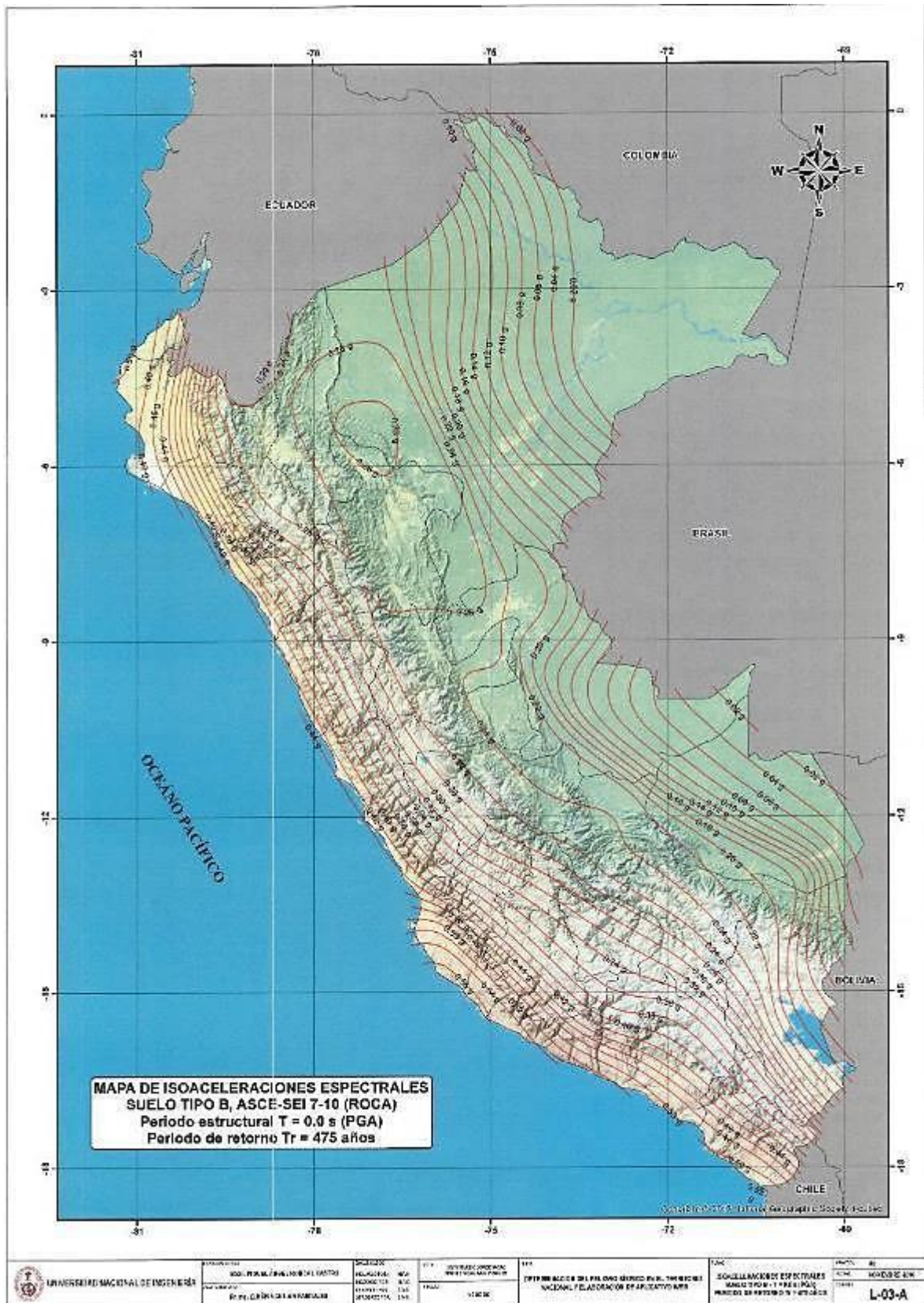


Figura 117 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $T_r = 475$ años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 568)



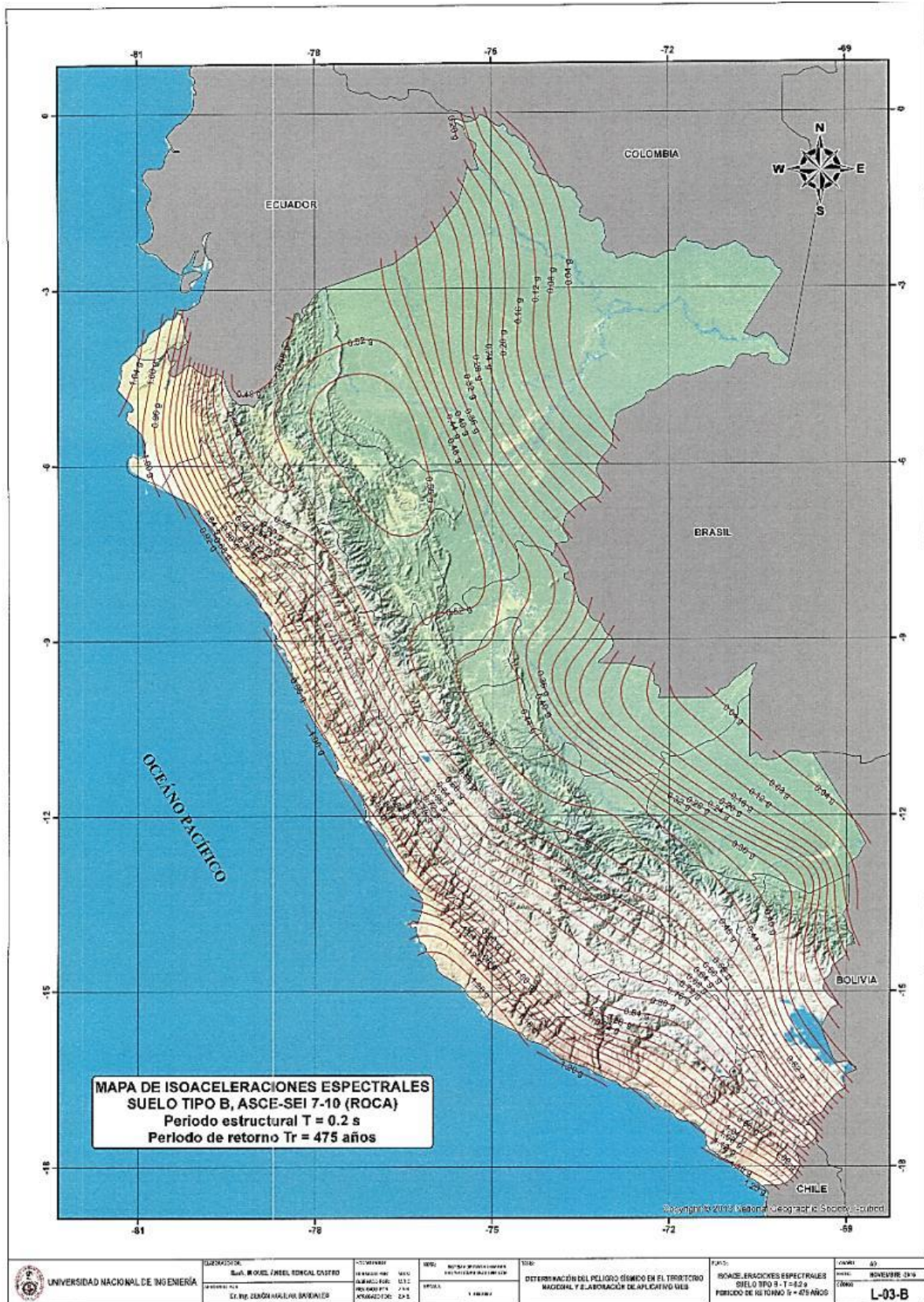


Figura 119 — Mapa de isoaceleraciones $S_s(0.2s)$, para $T_r = 475$ años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 570)



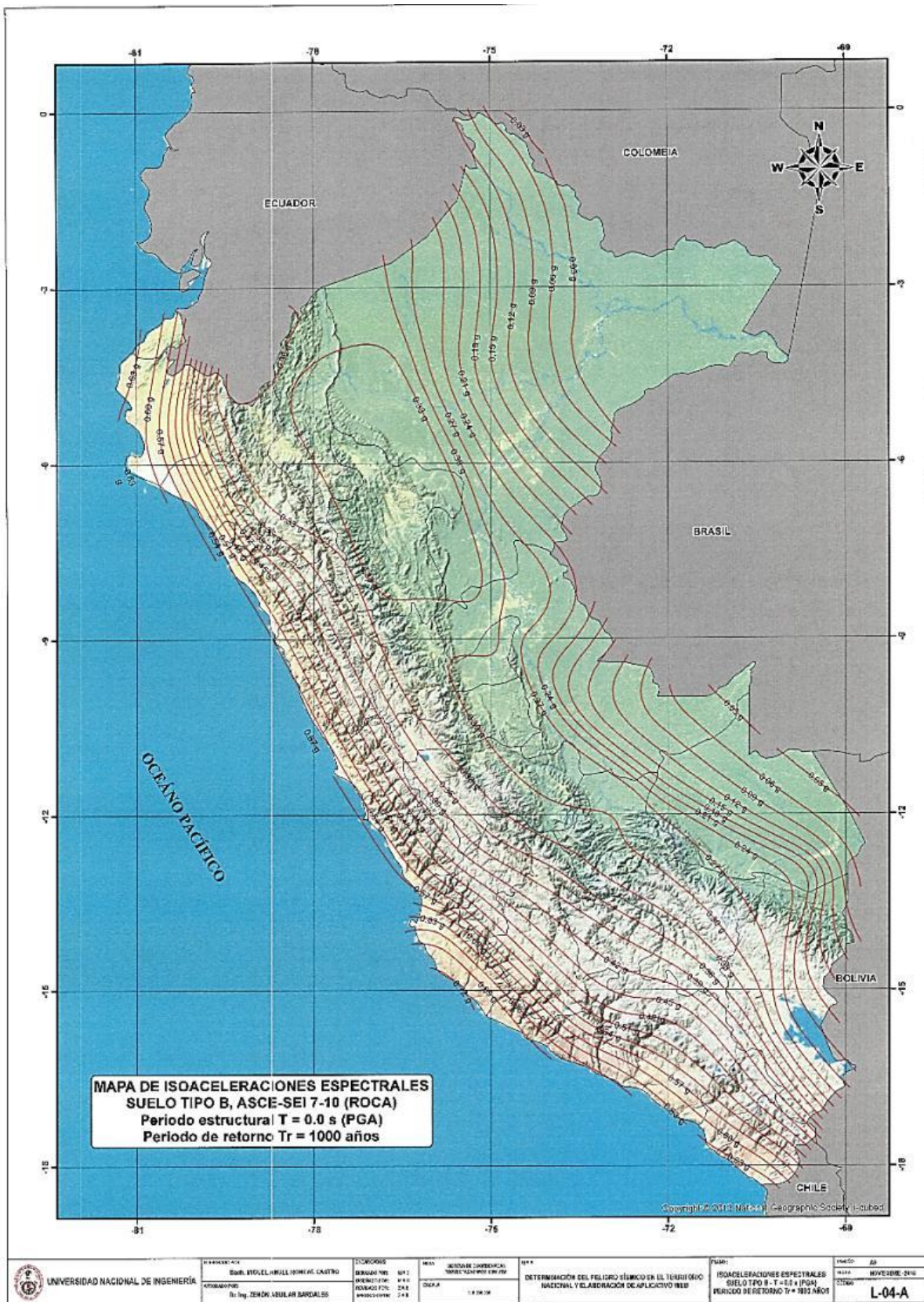


Figura 120 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $T_r = 1000$ años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 571)



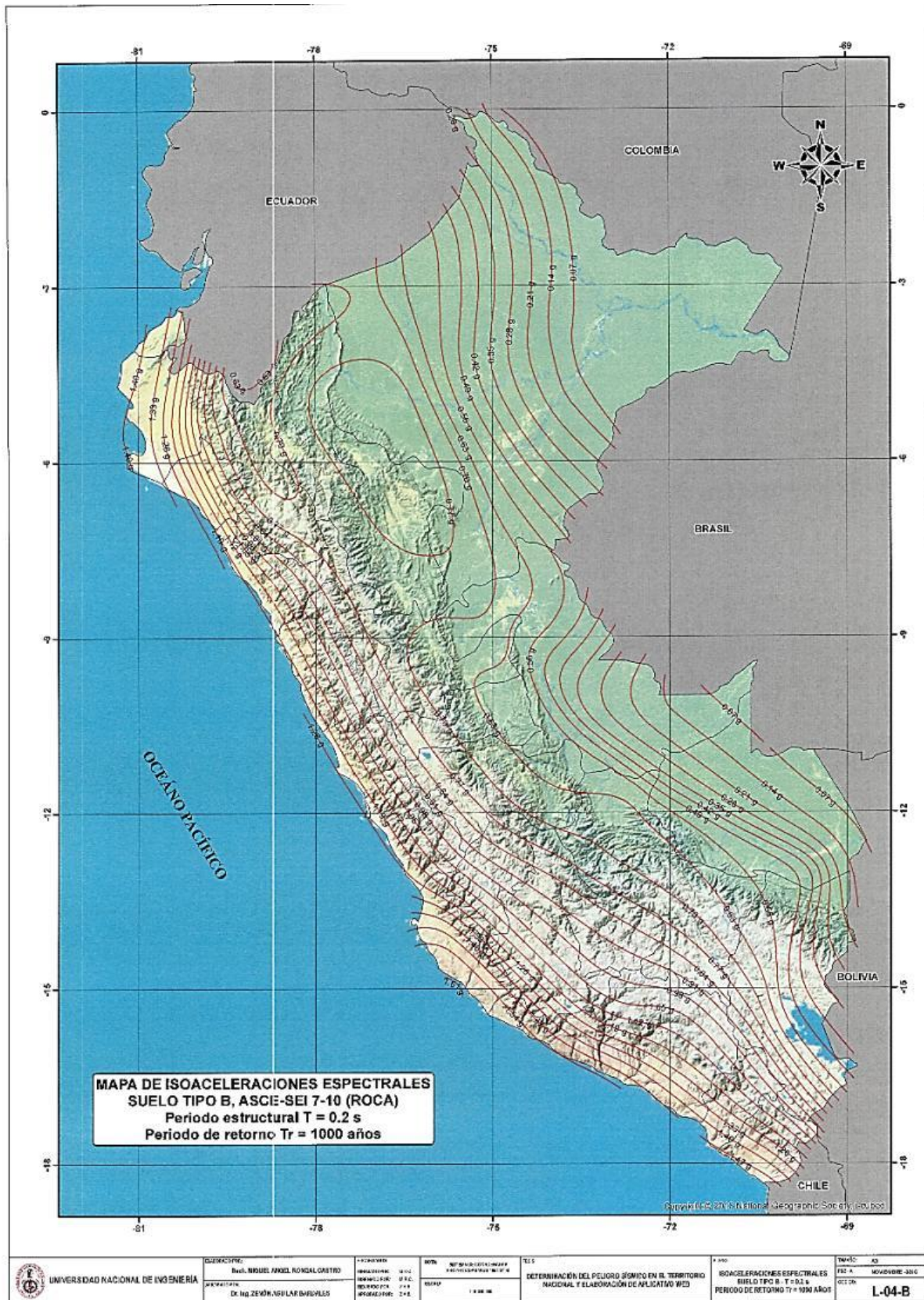


Figura 121 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s), para Tr = 1000 años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 572)



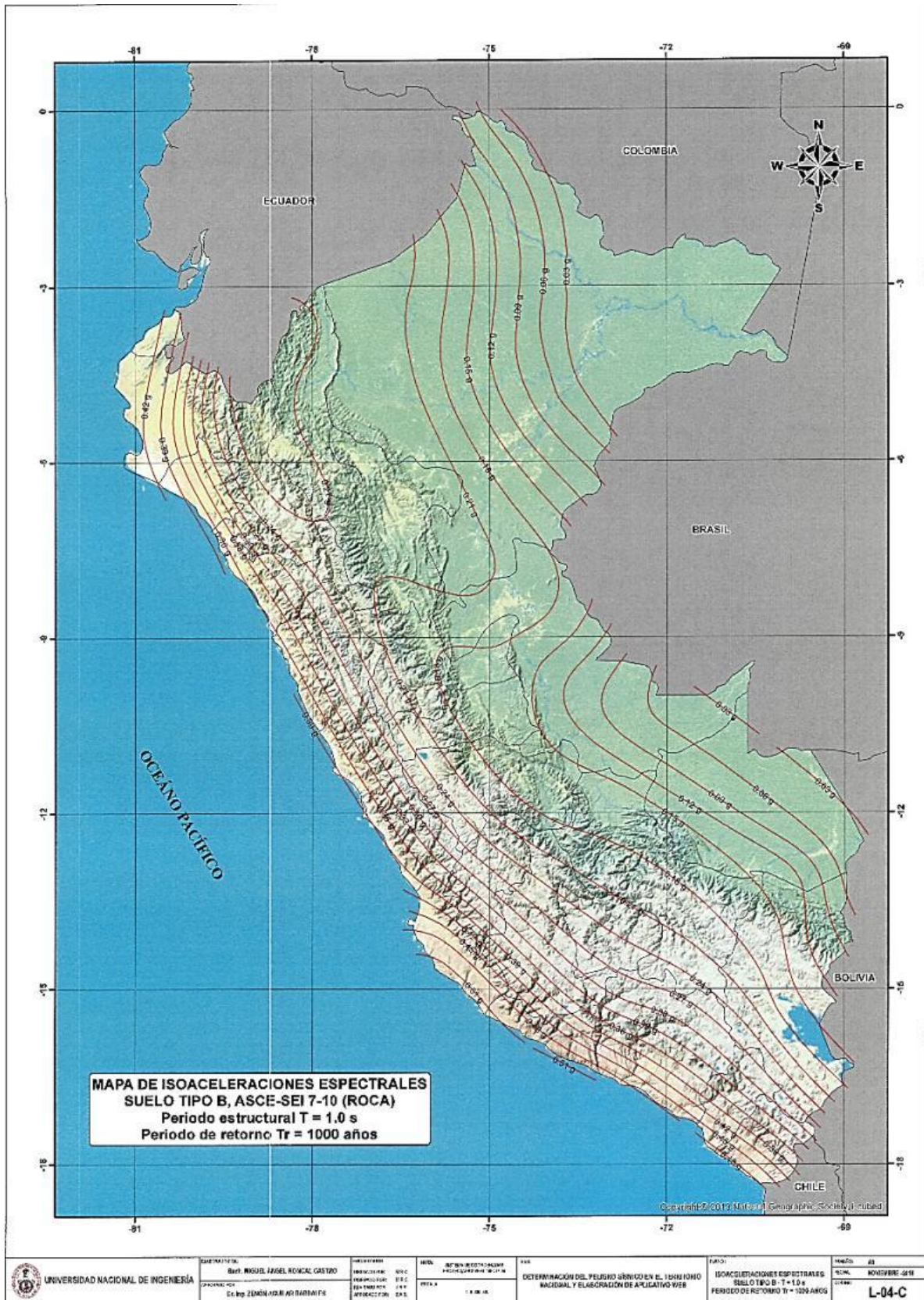


Figura 122 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s), para Tr = 1000 años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 573)



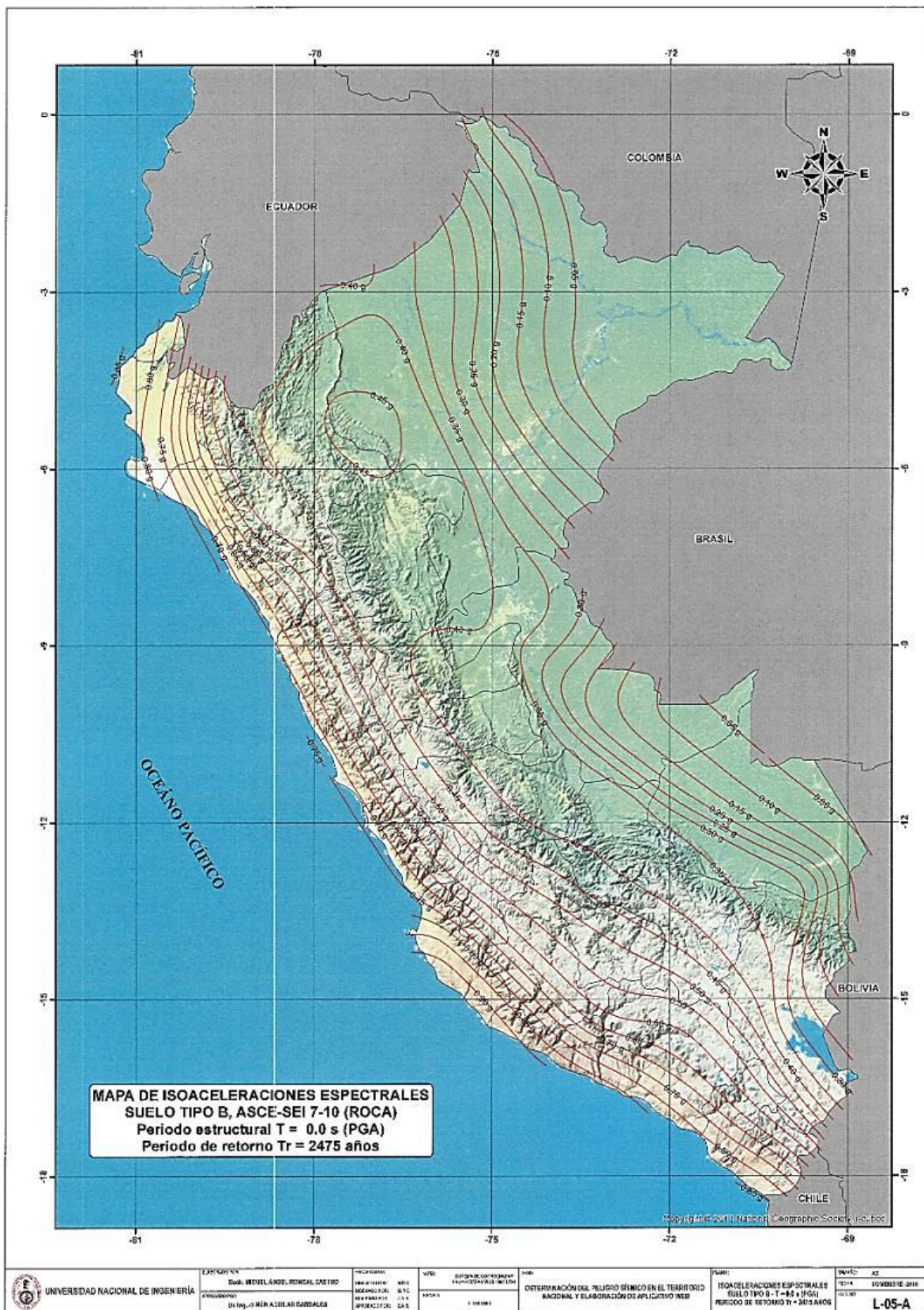


Figura 123 — Mapa de isoaceleraciones PGA (0.0s), para $T_r = 2475$ años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 574)



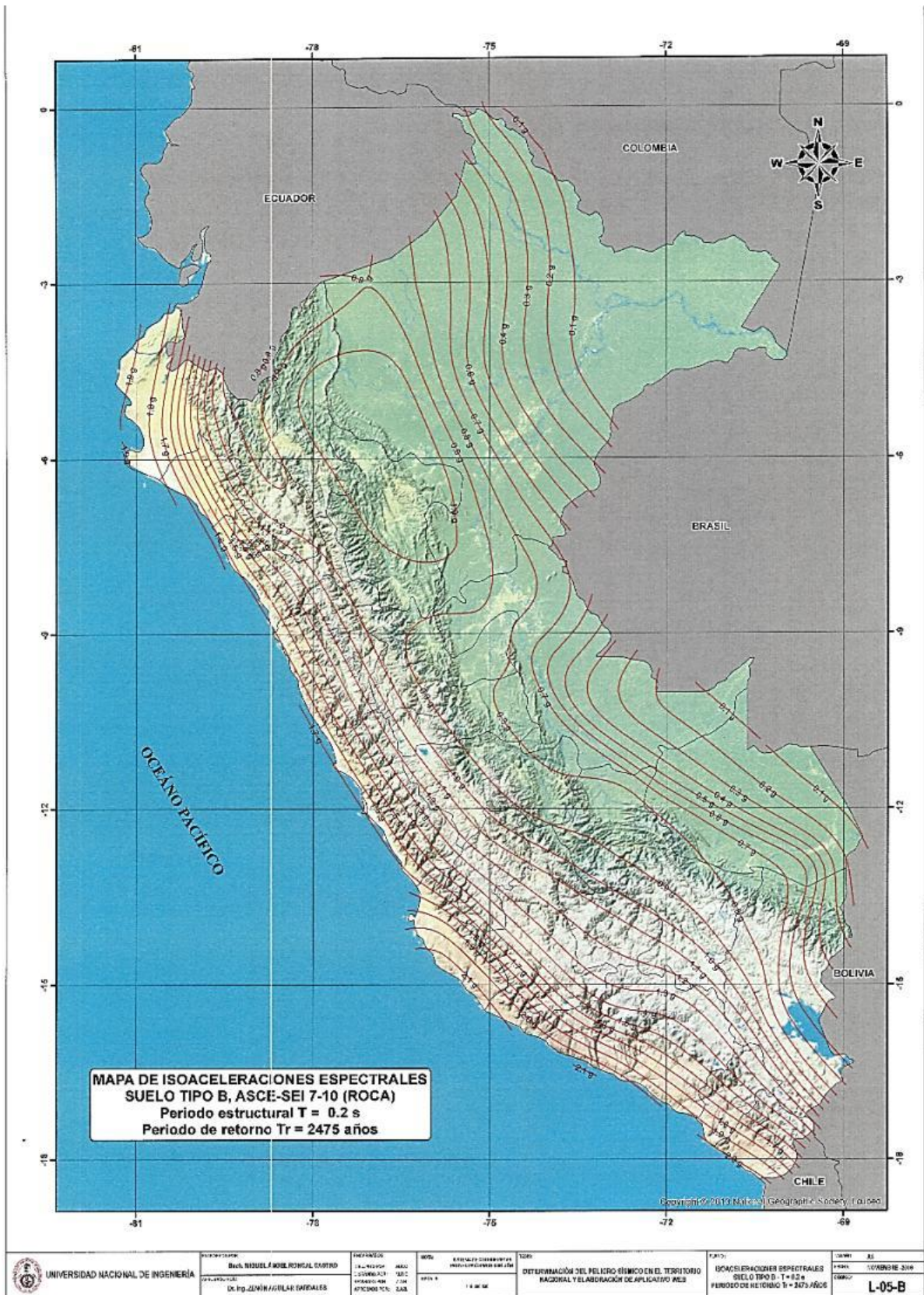


Figura 124 — Mapa de isoaceleraciones Ss (0.2s), para Tr = 2475 años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 575)



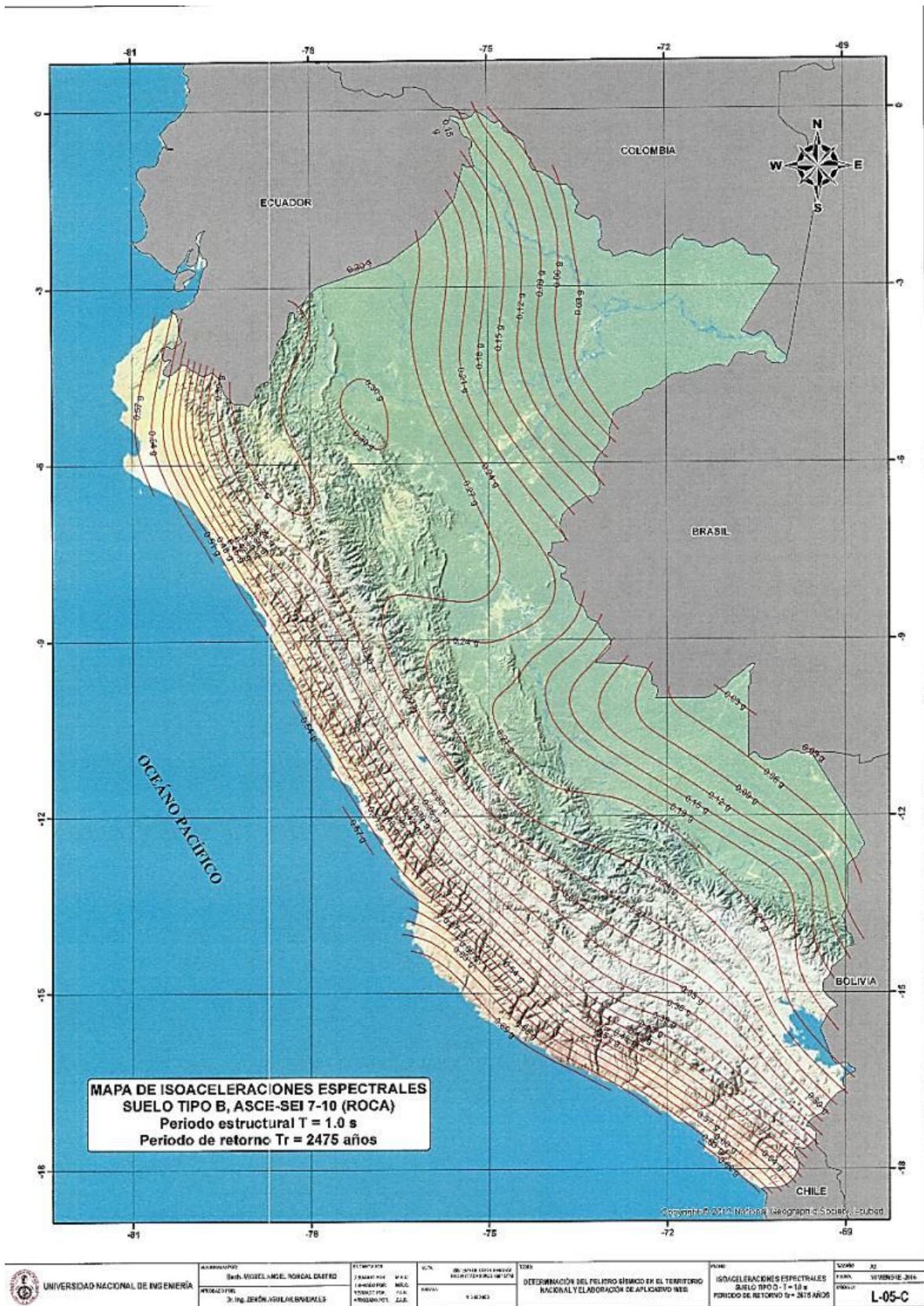
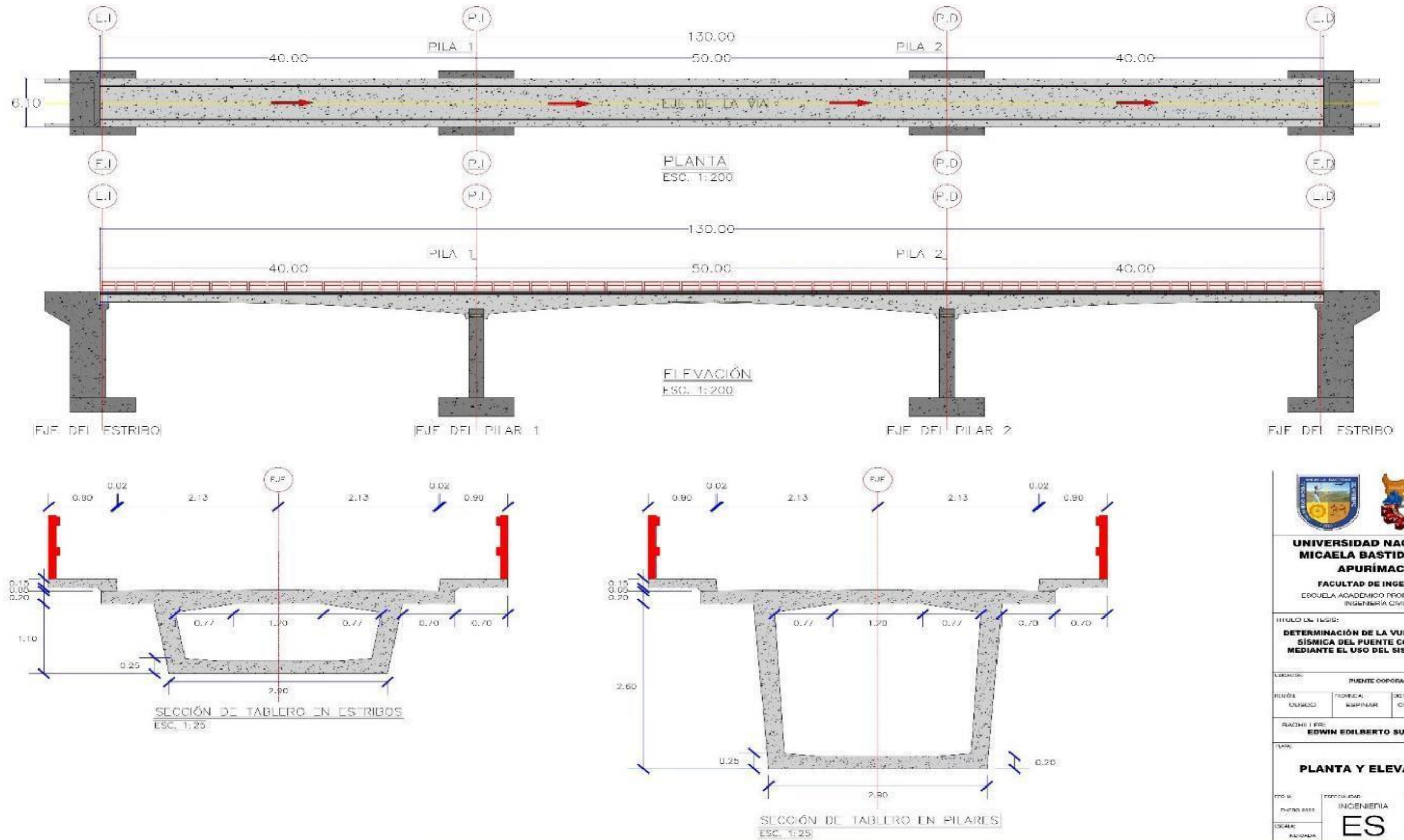


Figura 125 — Mapa de isoaceleraciones Sv (1.0s), para Tr = 2475 años

Extraído del Manual de Puentes (MTC, 2018 pág. 575)



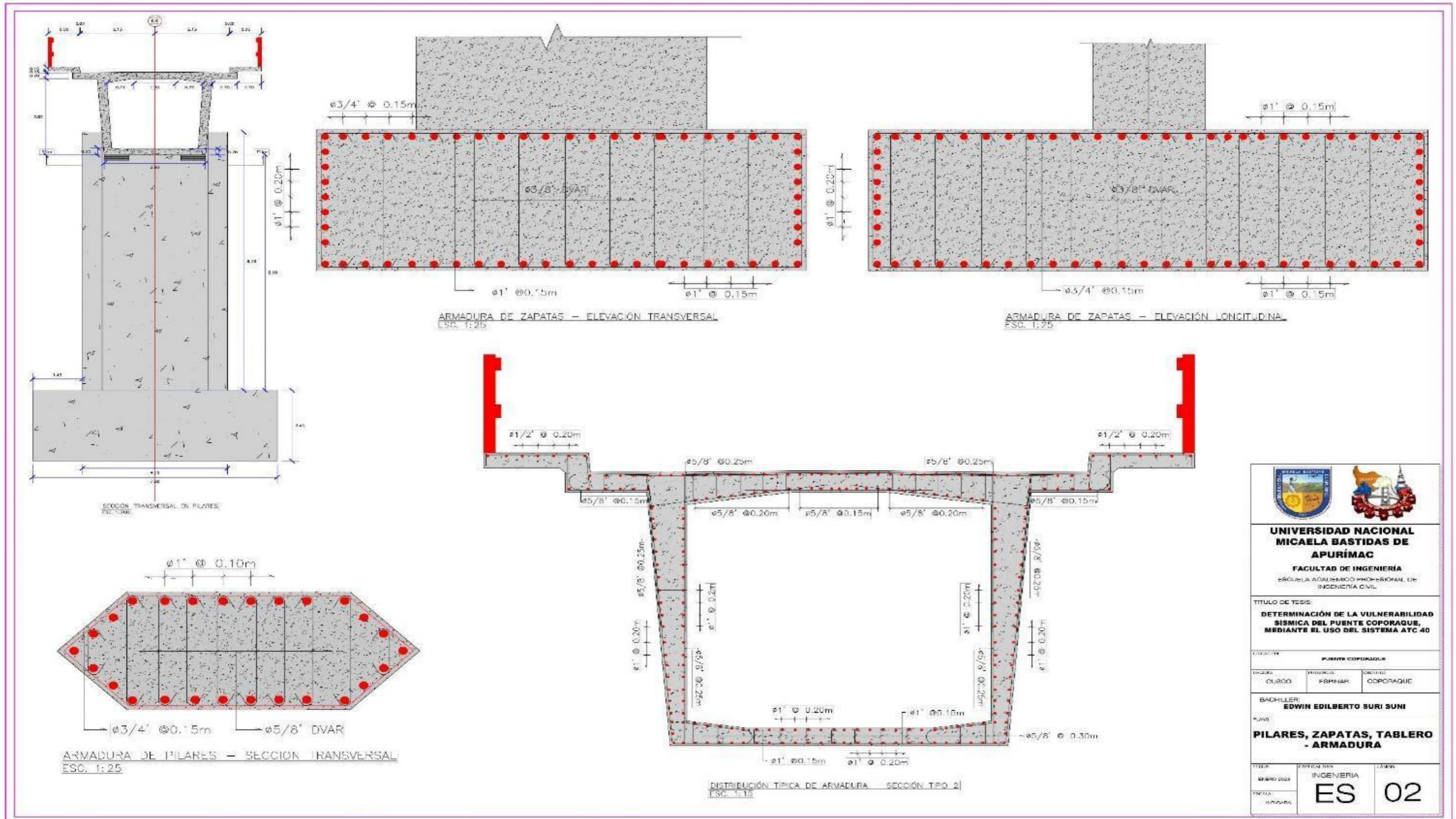
ANEXO 6: Planos de planta y elevación



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TÍTULO DE TESIS: DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DEL PUENTE COPORAQUE, MEDIANTE EL USO DEL SISTEMA ATC 40		
UBICACIÓN: PUENTE COPORAQUE		
REGIÓN: CUSCO	PROVINCIA: SAPINAHUA	DISTRITO: COPIACAMA
RACHO I ER: EDWIN EDILBERTO SURI SUNI		
PLANO: PLANTA Y ELEVACIÓN		
PROJ. O: PUNTO 0000	PROFESOR OJA: INGENIERÍA	LAVADO: 01
ESCALA: ALTERNAS	ES 01	



ANEXO 6: Planos de pilares, zapatas, tablero y armaduras



UNIVERSIDAD NACIONAL MICAELA BASTIDAS DE APURÍMAC FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL		
TÍTULO DE TESIS: DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SISMICA DEL PUENTE COPORAQUE, MEDIANTE EL USO DEL SISTEMA ATC 40		
UBICACIÓN: PUENTE COPORAQUE		
TÍTULO: CURSO	PROFESOR: FERRINAR	DISEÑO: COPORAQUE
BACHILLER: EDWIN EDILBERTO SURI SUNI		
PLANO: PILARES, ZAPATAS, TABLERO - ARMADURA		
TÍTULO: INGENIERÍA	CARRERA: ES	CÁTEDRA: 02

