



# **ESPE**

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS**  
**INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

## **DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA CONSTRUCCIÓN**

### **CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

#### **TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**TEMA: “DETERMINACIÓN DEL ESTADO ACTUAL  
RESISTENTE Y DE SERVICIO ANALIZANDO LA  
ESTABILIDAD DEL PUENTE SAN PEDRO”**

**AUTOR: VINUEZA ELIZALDE HENRY ALEXANDER**

**DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ PABLO ENRIQUE PhD**

**SANGOLQUÍ**

**2017**



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**CERTIFICACIÓN**

Certifico que el trabajo de titulación, “DETERMINACIÓN DEL ESTADO ACTUAL RESISTENTE Y DE SERVICIO ANALIZANDO LA ESTABILIDAD DEL PUENTE SAN PEDRO” realizado por el señor HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 24 de agosto del 2016

A handwritten signature in blue ink, reading 'Pablo Enrique Caiza Sánchez', written over a horizontal dashed line.

ING. PABLO ENRIQUE CAIZA SÁNCHEZ PhD  
DIRECTOR



**DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Yo, HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE, con cédula de identidad N° 171968335-9, declaro que este trabajo de titulación "DETERMINACIÓN DEL ESTADO ACTUAL RESISTENTE Y DE SERVICIO ANALIZANDO LA ESTABILIDAD DEL PUENTE SAN PEDRO" ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, 24 de agosto del 2016

-----  
HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE

C.C 171968335-9



DEPARTAMENTO DE LAS CIENCIAS DE LA TIERRA Y DE LA  
CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución el presente trabajo de titulación "DETERMINACIÓN DEL ESTADO ACTUAL RESISTENTE Y DE SERVICIO ANALIZANDO LA ESTABILIDAD DEL PUENTE SAN PEDRO" cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, 24 de agosto del 2016

---

HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE

C.C 171968335-9

## **DEDICATORIA**

Dedico este proyecto a mi familia que siempre estuvo a mi lado apoyándome en cada momento a lo largo de mi paso por la universidad. Sin duda, el pilar fundamental de este logro fue el ejemplo brindado por aquellos que día a día me demuestran que el trabajo con responsabilidad y honestidad son la clave de la superación profesional y el amor a nosotros mismos y a los nuestros nos hace mejores personas.

HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a Dios por brindarme la fuerza, sabiduría y dedicación a lo largo de toda mi carrera universitaria y haber puesto en mi camino muy gratos momentos y excelentes personas, que sin ellas no hubiese sido fácil realizar este trabajo.

A mi padre Cesar Vinueza y mi madre Dora Elizalde que sin duda son los dueños de este título, por su ejemplo, su educación, su apoyo incondicional y el inmenso sacrificio que han dado por mí, a su lado siempre tuve lo más bonito que un hijo puede tener, gracias por siempre darme su amor.

A mis hermanos Cesar y Leo, sin duda los mejores amigos que puedo tener, quienes además de haber sido claves para el desarrollo de este proyecto, son modelos a seguir.

A Ronald y Jefferson, a quienes considero mis hermanos, gracias por el apoyo brindado en este proyecto y por todos los buenos momentos a lo largo de toda mi trayectoria universitaria.

A mis tíos Andrés, Wilfredo, Dioselina y Juana gracias por su apoyo y cuidado incondicional, sin duda mis segundos padres.

A mis maestros Roberto, Ricardo, Estuardo, Patricio, Hugo, Juan, Martha, Blanca y Eugenio por su amistad brindada y por enseñarme que las cosas se consiguen en base a sacrificio, responsabilidad, trabajo duro y mucho corazón.

A la Ing. Maribel Aldaz y Greisita por su apoyo y ayuda en la culminación de mi proyecto.

A mis amigos Marcelo, Hugo, Diego, Christian, Daniel, José, Juan, Valeria, Byron y Julio, gracias por traer inmensurables horas de alegría en mi vida y Willy Tapia por tu inmensa colaboración en mi proyecto.

A Susan Bolaños, por hacer que mi paso por la universidad sea la mejor experiencia de mi vida.

A SIBHIALTA, la empresa que me abrió sus brazos y me ha traído tantos momentos de aprendizaje y alegrías y a sus colaboradores y mis amigos Juan David, Juan Pablo, Marcelo, Daniel, Elías, Edmundo, Wladimir, Erick, Richard, Eduardo, Angi, Rocío, Alexandra y a quienes ya no están con nosotros Danilo y David, gracias por su amistad, sus conocimientos y experiencias brindados y por su apoyo y comprensión a lo largo de mi proyecto de investigación.

También quiero dar un agradecimiento muy especial al Dr. Pablo Caiza y al Ing. Paul Guerrero por todo su apoyo y los conocimientos brindados a lo largo del desarrollo de este proyecto, sin ustedes este proyecto no fuese posible.

HENRY ALEXANDER VINUEZA ELIZALDE

## ÍNDICE

CERTIFICACIÓN.....	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD .....	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA .....	v
AGRADECIMIENTO .....	vi
ÍNDICE.....	viii
INDICE DE TABLAS .....	xii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiv
RESUMEN EJECUTIVO.....	xx
ABSTRACT.....	xxi
1. GENERALIDADES.....	1
1.1 Introducción .....	1
1.2 Justificación de la Investigación.....	2
1.3 Objetivos.....	3
1.3.1 Objetivo General .....	3
1.3.2 Objetivos Específicos.....	3
1.4 Descripción del Puente San Pedro .....	4
1.4.1 Antecedentes .....	4
1.4.2 Ubicación.....	5
1.4.3 Topografía.....	6
1.4.4 Geología.....	7
1.4.5 Geotécnia.....	7
1.4.6 Hidrología.....	10
1.4.7 Peligrosidad Sísmica.....	11
1.4.8 Descripción Estructural .....	14
1.4.9 Patologías.....	28
1.5 Sistema Constructivo del Puente San Pedro .....	34
2. FUNDAMENTO TEÓRICO .....	37
2.1 Resumen de Método de Diseño AASHTO .....	37



2.1.1	Reseña Histórica de la Normativa AASHTO para Diseño de Puentes.	37
2.1.2	Evolución de las Metodologías de Diseño .....	38
2.1.3	Cargas y Denominación de Cargas .....	44
2.1.4	Combinaciones de Carga de Diseño en LRFD .....	49
2.1.5	Objetivo del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) .....	54
2.1.6	Estados Límite .....	54
2.1.7	Ventajas del método LRFD .....	56
2.1.8	Desventajas del método LRFD .....	56
2.2	Modelo de Análisis .....	57
2.2.1	Frecuencia Natural .....	57
2.2.2	Frecuencia de Resonancia .....	58
2.2.3	Factor de Amortiguamiento .....	59
2.3	Monitoreo en Tiempo Real de Puentes .....	60
2.3.1	Ventajas del Monitoreo de Puentes .....	61
2.3.2	Monitoreo de la Integridad Estructural .....	61
2.3.3	Escenarios para el planteamiento del monitoreo .....	62
2.4	Métodos de Detección de Fallas en Estructuras .....	63
2.4.1	Métodos Clásicos .....	63
2.4.2	Métodos Dinámicos .....	65
2.5	Técnicas de Procesamiento de Señales .....	65
2.5.1	Análisis Espectral .....	66
3.	INSTRUMENTACIÓN DEL PUENTE SAN PEDRO .....	79
3.1	Introducción .....	79
3.2	Red de Sensores Inalámbricos utilizados y Manual de usuario .....	80
3.2.1	Descripción del Sistema de Monitorización .....	80
3.2.2	Waspnote Plug & Sense (Acelerómetro) .....	81
3.2.3	Programación de los Nodos .....	82
3.2.4	Captura y el almacenamiento de datos de los Sensores .....	92
3.3	Ensayo con Carga Dinámica (Tráfico Vehicular) .....	95
3.3.1	Ubicación de Sensores en el Puente San Pedro .....	97
3.3.2	Cálculos de los Ensayos .....	99

3.3.3 Resultados de los ensayos con Carga Dinámica (Tráfico Vehicular).	101
4. MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE SAN PEDRO .....	102
4.1 Introducción .....	102
4.2 Criterios de Diseño.....	103
4.2.1 Códigos y Estándares Aplicados.....	103
4.2.2 Resistencia de los Materiales.....	103
4.2.3 Propiedades de los Materiales .....	104
4.3 Cargas.....	105
4.3.1 Cargas Permanentes .....	106
4.3.2 Cargas Transitorias.....	110
4.4 Modelo Matemático.....	111
4.4.1 Inicio del Modelo Matemático en CSI Bridge.....	111
4.4.2 Propiedades y Resistencias de los Materiales .....	113
4.4.3 Propiedades de los Elementos Estructurales .....	114
4.4.4 Definición de Cargas.....	117
4.4.5 Combinaciones de Carga.....	125
4.4.6 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 1 .....	129
4.4.7 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 2.....	147
4.4.8 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 3.....	157
4.5 Resultados del Análisis Modal .....	169
4.5.1 Tramo 1. Puente San Pedro .....	171
4.5.2 Tramo 2. Puente San Pedro .....	180
4.5.3 Tramo 3. Puente San Pedro .....	189
5. ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	199
5.1 Comparación de Resultados del Modelo Analítico y del Ensayo Experimental.....	199
5.1.1 Resultados del Modelo Determinado en su Estado Resistente .....	201
5.1.2 Resultados del Modelo Determinado en su Estado de Servicio.....	202

5.2 Análisis Sísmico del Modelo Determinado .....	203
5.2.1 Requisitos de diseño Sismo Resistente .....	203
5.2.2 Consideraciones para Evaluación Estructural.....	207
5.2.3 Combinaciones de Carga .....	218
5.2.4 Resultados del Análisis Sísmico del Modelo Determinado .....	220
6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	221
6.1 Conclusiones.....	221
6.2 Recomendaciones .....	223
6.3 Bibliografía .....	225

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Coordenadas de ubicación .....	6
Tabla 2	Clasificación de los perfiles de suelo NEC-15 .....	9
Tabla 3	Hidrología del río San Pedro.....	11
Tabla 4	Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada .....	13
Tabla 5	Relación entre el sistema constructivo y la luz principal de un puente.....	36
Tabla 6	Pesos entre ejes de camiones estándar tipo H y HS .....	46
Tabla 7	Separaciones entre ejes de camiones estándar .....	47
Tabla 8	Incremento por carga dinámica, IM.....	48
Tabla 9	Combinaciones de carga y factores de carga, en LRFD.....	52
Tabla 10	Factor de presencia múltiple.....	53
Tabla 11	Factor de carga para carga permanente $y_p$ , en LRFD.....	53
Tabla 12	Combinaciones de carga para resistencia I, resistencia IV y servicio II.....	128
Tabla 13	Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez 100%) .....	178
Tabla 14	Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%).....	178
Tabla 15	Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%).....	179
Tabla 16	Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%).....	179
Tabla 17	Resultados del análisis modal tramo 1 .....	180
Tabla 18	Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez 100%) .....	187
Tabla 19	Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%).....	187
Tabla 20	Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%).....	188
Tabla 21	Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%).....	188
Tabla 22	Resultados del análisis modal tramo 2 .....	189
Tabla 23	Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez 100%) .....	196
Tabla 24	Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%).....	197
Tabla 25	Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%).....	197
Tabla 26	Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%).....	198
Tabla 27	Resultados del análisis modal tramo 3 .....	198

Tabla 28 Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 1 .....	200
Tabla 29 Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 2 .....	200
Tabla 30 Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 3 .....	201
Tabla 31 Categoría de edificio y coeficiente de importancia I.....	205
Tabla 32 Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural r para estructuras diferentes a las de edificaciones .....	206
Tabla 33 Niveles de amenaza sísmica .....	207
Tabla 34 Factores calculados para la construcción de espectros para los diferentes niveles de amenaza sísmica.....	209
Tabla 35 Niveles de desempeño y objetivos de rehabilitación.....	214
Tabla 36 Combinaciones de carga para evento extremo I.....	219

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Deformación en el Tablero Puente San Pedro .....	4
Figura 2 Ubicación del Puente San Pedro .....	5
Figura 3 Mapa de Isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos.....	12
Figura 4 Mapa de Zonificación Sísmica.....	13
Figura 5 Esquema General Puente San Pedro.....	14
Figura 6 Detalle de Protecciones del Puente San Pedro.....	15
Figura 7 Elevación Longitudinal de Protecciones del Puente San Pedro .....	15
Figura 8 Protecciones del Puente San Pedro .....	15
Figura 9 Elevación longitudinal de Muros del Puente San Pedro .....	16
Figura 10 Muro del Puente San Pedro.....	16
Figura 11 Sección Transversal del Puente San Pedro .....	17
Figura 12 Vista en Planta del Puente San Pedro.....	18
Figura 13 Vista en Elevación del Puente San Pedro .....	18
Figura 14 Tramo 1. Puente San Pedro .....	19
Figura 15 Tramo 2. Puente San Pedro .....	19
Figura 16 Tramo 3. Puente San Pedro .....	19
Figura 17 Vista en Elevación Tramo No 1 .....	20
Figura 18 Sección Transversal del Tramo No 1, Eje H.....	21
Figura 19 Vista en Elevación Tramo No 2 .....	22
Figura 20 Sección Transversal del Tramo No 2, Eje F y G.....	22
Figura 21 Vista en Elevación Tramo No 3.1 .....	23
Figura 22 Sección Transversal del Tramo No 3.1, Eje D .....	24
Figura 23 Sección Transversal del Tramo No 3.1, Eje E .....	24
Figura 24 Vista en Elevación Tramo No 3.2 .....	25
Figura 25 Vista en Elevación Tramo No 3.3 .....	25
Figura 26 Sección Transversal del Tramo No 3.3, Eje B y Eje C.....	26
Figura 27 Vista en Elevación Tramo No 3.4 .....	26
Figura 28 Vista en Elevación Tramo No 3.5 .....	27
Figura 29 Sección Transversal del Tramo No 3.5, Eje A .....	27
Figura 30 Fisuras en Protecciones .....	29
Figura 31 Eflorescencias en Losa y Vigas .....	29
Figura 32 Eflorescencias en Columnas .....	30
Figura 33 Deformación en el Tablero .....	30
Figura 34 Manchas en el Bore Inferior de la Losa .....	31
Figura 35 Manchas en el Bore Inferior de la Losa .....	31
Figura 36 Oquedad en el borde inferior de la Losa.....	32
Figura 37 Corrosión de la armadura de la Losa.....	33
Figura 38 Corrosión de la armadura de en las Protecciones .....	33

Figura 39 Gráfico Comparativo de Costos y .....	35
Figura 40 Camión Estándar Tipo H .....	45
Figura 41 Camión Estándar Tipo HS .....	46
Figura 42 Camión de Diseño .....	47
Figura 43 Tandem de Diseño .....	48
Figura 44 Carga de carril de diseño .....	49
Figura 45 Carga HL-93 .....	49
Figura 46 Sistema Masa, Resorte y Amortiguador .....	58
Figura 47 Método Gráfico para la medición del Amortiguamiento .....	59
Figura 48 Espectro de Aceleraciones, Aceleración vs Frecuencia .....	67
Figura 49 Señal analógica sinodal, Amplitud vs Tiempo .....	68
Figura 50 Señal digital sinodal amplitud vs tiempo. ....	70
Figura 51 Componentes de la DFT: tiempo de muestreo T, tiempo entre datos $\Delta t$ , número de muestras N. ....	72
Figura 52 Señal de periódica real $T= 0,1$ s y periodo de muestreo $T= 0,17$ .	73
Figura 53 Espectro de frecuencia o espectro de amplitud. ....	76
Figura 54 Sistema de monitorización.....	81
Figura 55 Ejes del sensor de Aceleración.....	82
Figura 56 Software Waspnote IDE de Libelium .....	83
Figura 57 Ícono de Ejecución de Waspnote IDE .....	84
Figura 58 Descripción de Waspnote IDE .....	84
Figura 59 Abrir tapa de puerto USB.....	87
Figura 60 Conexión de cable USB.....	87
Figura 61 Conexión de cable USB a la PC .....	88
Figura 62 Encendido del nodo .....	88
Figura 63 Selección del código correspondiente .....	89
Figura 64 Selección del API correspondiente .....	90
Figura 65 Selección del Puerto COM correspondiente .....	90
Figura 66 Compilación del código.....	91
Figura 67 Subir Código.....	91
Figura 68 Serial Monitor.....	92
Figura 69 Topología de Red en Estrella .....	93
Figura 70 Sistema de Meshlium .....	93
Figura 71 Meshlium Manager System .....	94
Figura 72 Últimos registros recibidos.....	94
Figura 73 Ubicación de sensores Tramo 1 .....	95
Figura 74 Ubicación de Sensores en Parterre Tramo 2.....	96
Figura 75 Ubicación de sensores Tramo 2 .....	96
Figura 76 Ubicación de sensores Tramo 3 .....	97
Figura 77 Ubicación de Sensores Tramo 1.....	97

Figura 78 Ubicación de Sensores Tramo 2.....	98
Figura 79 Ubicación de Sensores Tramo 3.....	98
Figura 80 Portada CSI Bridge 2015.....	102
Figura 81 Nuevo Documento CSI Bridge.....	112
Figura 82 Nuevo Modelo CSI Bridge.....	112
Figura 83 Componentes CSI Bridge.....	113
Figura 84 Datos de Propiedad del Material CSI Bridge.....	114
Figura 85 Propiedades de los Elementos CSI Bridge.....	114
Figura 86 Propiedades de la Sección del Elemento CSI Bridge.....	115
Figura 87 Sección del Elemento CSI Bridge.....	115
Figura 88 Propiedades del Elemento CSI Bridge.....	116
Figura 89 Datos de Refuerzo CSI Bridge.....	116
Figura 90 Vehículos CSI Bridge.....	117
Figura 91 Datos de Vehículo Estándar CSI Bridge.....	117
Figura 92 Clases de Vehículos CSI Bridge.....	118
Figura 93 Datos de Clases de Vehículos CSI Bridge.....	118
Figura 94 Estados de Carga CSI Bridge.....	119
Figura 95 Definición de Estados de Carga CSI Bridge.....	119
Figura 96 Modificar Carga Vehicular.....	120
Figura 97 Estado de Carga Vehicular CSI Bridge.....	120
Figura 98 Carga Distribuida Lineal CSI Bridge.....	121
Figura 420 Datos de Carga Lineal CSI Bridge.....	121
Figura 100 Carga Distribuida sobre Área CSI Bridge.....	122
Figura 101 Datos de Carga en Área CSI Bridge.....	122
Figura 102 Caso de Carga CSI Bridge.....	123
Figura 103 Datos de Caso de Carga (Carga Muerta) CSI Bridge.....	123
Figura 104 Datos de Caso de Carga (Carga Vehicular) CSI Bridge.....	124
Figura 105 Datos de Caso de Carga (Carga Movil) CSI Bridge.....	124
Figura 106 Tipos de Caso de Carga CSI Bridge.....	125
Figura 107 Casos de Carga en el Panel CSI Bridge.....	125
Figura 108 Combinaciones de Carga por Default CSI Bridge.....	126
Figura 109 Tipos de Combinaciones de Carga CSI Bridge.....	126
Figura 110 Estados Límite para Combinaciones de Carga para el Diseño del Puente CSI Bridge.....	127
Figura 111 Definición de Combinaciones de Carga.....	128
Figura 112 Nueva Línea de Diseño CSI Bridge.....	129
Figura 113 Datos de la Línea de Diseño Tramo 1 CSI Bridge.....	129
Figura 114 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 1) CSI Bridge.....	130
Figura 115 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 2) CSI Bridge.....	131
Figura 116 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 3) CSI Bridge.....	131



Figura 117 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 4) CSI Bridge .....	132
Figura 118 Mostrar CSI Bridge .....	132
Figura 119 Mostrar Líneas CSI Bridge .....	133
Figura 120 Carriles Tramo 1 CSI Bridge.....	133
Figura 121 Sección del Tablero CSI Bridge.....	134
Figura 122 Tipo de Sección del Tablero Tramo 1 CSI Bridge.....	134
Figura 123 Datos de la Sección del Tablero Tramo 1 CSI Bridge Fuente: .	135
Figura 124 Diafragma CSI Bridge.....	135
Figura 125 Propiedades del Diafragma del Puente CSI Bridge .....	136
Figura 126 Parámetros de Variación CSI Bridge .....	136
Figura 127 Definición de la Variación Tramo 1 CSI Bridge.....	137
Figura 128 Soporte CSI Bridge.....	138
Figura 129 Datos del Apoyo del Puente CSI Bridge .....	138
Figura 130 Pórticos del Puente CSI Bridge .....	139
Figura 131 Datos del Pórtico Tramo 1 CSI Bridge.....	140
Figura 132 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 1 CSI Bridge .....	140
Figura 133 Puente CSI Bridge .....	141
Figura 134 Datos de Objeto del Puente Tramo 1 CSI Bridge .....	142
Figura 135 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge.....	142
Figura 136 Definición de Variación de Sección CSI Bridge .....	143
Figura 137 Asignación de Pórticos Tramo 1 CSI Bridge.....	144
Figura 138 Asignación de Carga Lineal Tramo 1 CSI Bridge .....	144
Figura 139 Asignación de Carga en Área Tramo 1 CSI Bridge .....	145
Figura 140 Actualizar CSI Bridge.....	145
Figura 141 Actualizar Modelo Estructural CSI Bridge.....	146
Figura 142 Estructura Tramo 1 CSI Bridge.....	146
Figura 143 Datos de la Línea de Diseño Tramo 2 CSI Bridge .....	147
Figura 144 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 1) CSI Bridge .....	148
Figura 145 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 2) CSI Bridge .....	148
Figura 146 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 3) CSI Bridge .....	149
Figura 147 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 4) CSI Bridge .....	149
Figura 148 Carriles Tramo 2 CSI Bridge.....	150
Figura 149 Tipo de Sección del Tablero Tramo 2 CSI Bridge.....	150
Figura 150 Datos de la Sección del Tablero Tramo 2 CSI Bridge .....	151
Figura 151 Datos del Pórtico Tramo 2 CSI Bridge.....	151
Figura 152 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 2 CSI Bridge .....	152
Figura 153 Datos de Objeto del Puente Tramo 2 CSI Bridge .....	153
Figura 154 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge.....	153
Figura 155 Asignación de Pórticos Tramo 2 CSI Bridge.....	154
Figura 156 Asignación de Carga Lineal Tramo 2 CSI Bridge .....	155

Figura 157 Asignación de Carga en Área Tramo 2 CSI Bridge .....	155
Figura 158 Frame/Cable/Tendon CSI Bridge.....	155
Figura 159 Grafica del Elemento Frame CSI Bridge.....	156
Figura 160 Estructura Tramo 2 CSI Bridge.....	156
Figura 161 Datos de la Línea de Diseño Tramo 3 CSI Bridge .....	157
Figura 162 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 1) CSI Bridge .....	158
Figura 163 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 2) CSI Bridge .....	158
Figura 164 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 3) CSI Bridge .....	159
Figura 165 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 4) CSI Bridge .....	159
Figura 166 Carriles Tramo 3 CSI Bridge.....	160
Figura 167 Tipo de Sección del Tablero Tramo 3 CSI Bridge.....	160
Figura 168 Datos de la Sección del Tablero Tramo 3 CSI Bridge .....	161
Figura 169 Definición de la Variación Tramo 3 CSI Bridge.....	162
Figura 170 Datos del Pórtico Tramo 3 CSI Bridge .....	162
Figura 171 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 3 CSI Bridge .....	163
Figura 172 Datos de Objeto del Puente Tramo 3 CSI Bridge .....	164
Figura 173 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge.....	164
Figura 174 Definición de Variación de Sección Tramo 3 CSI Bridge.....	165
Figura 175 Asignación de Pórticos Tramo 3 CSI Bridge.....	166
Figura 176 Asignación de Carga Lineal Tramo 3 CSI Bridge .....	166
Figura 177 Asignación de Carga en Área Tramo 3 CSI Bridge .....	167
Figura 178 Asignar Junta CSI Bridge.....	167
Figura 179 Datos de Asignación de Junta .....	168
Figura 180 Estructura Tramo 3 CSI Bridge.....	169
Figura 181 Primer Modo de Vibración. Tramo 1 .....	171
Figura 182 Segundo Modo de Vibración. Tramo 1 .....	171
Figura 183 Tercer Modo de Vibración. Tramo 1 .....	172
Figura 184 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 1.....	172
Figura 185 Quinto Modo de Vibración. Tramo 1 .....	173
Figura 186 Sexto Modo de Vibración. Tramo 1 .....	173
Figura 187 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 1 .....	174
Figura 188 Octavo Modo de Vibración. Tramo 1 .....	174
Figura 189 Noveno Modo de Vibración. Tramo 1 .....	175
Figura 190 Décimo Modo de Vibración. Tramo 1 .....	175
Figura 191 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 1 .....	176
Figura 192 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 1 .....	176
Figura 193 Primer Modo de Vibración. Tramo 2.....	180
Figura 194 Segundo Modo de Vibración. Tramo 2 .....	181
Figura 195 Tercer Modo de Vibración. Tramo 2 .....	181
Figura 196 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 2.....	182

Figura 197 Quinto Modo de Vibración. Tramo 2 .....	182
Figura 198 Sexto Modo de Vibración. Tramo 2 .....	183
Figura 199 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 2 .....	183
Figura 200 Octavo Modo de Vibración. Tramo 2 .....	184
Figura 201 Noveno Modo de Vibración. Tramo 2 .....	184
Figura 202 Décimo Modo de Vibración. Tramo 2 .....	185
Figura 203 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 2 .....	185
Figura 204 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 2 .....	186
Figura 205 Primer Modo de Vibración. Tramo 3 .....	189
Figura 206 Segundo Modo de Vibración. Tramo 3 .....	190
Figura 207 Tercer Modo de Vibración. Tramo 3 .....	190
Figura 208 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 3 .....	191
Figura 209 Quinto Modo de Vibración. Tramo 3 .....	191
Figura 210 Sexto Modo de Vibración. Tramo 3 .....	192
Figura 211 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 3 .....	192
Figura 212 Octavo Modo de Vibración. Tramo 3 .....	193
Figura 213 Noveno Modo de Vibración. Tramo 3 .....	193
Figura 214 Décimo Modo de Vibración. Tramo 3 .....	194
Figura 215 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 3 .....	194
Figura 216 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 3 .....	195
Figura 217 Espectro sísmico de aceleraciones para el sismo de diseño.....	204
Figura 218 Espectro sísmico de aceleraciones para el sismo de diseño, modos diferentes al fundamental .....	204
Figura 219 Espectro de Respuesta con $R=2$ .....	207
Figura 220 Curvas de Peligro Sísmico para Quito .....	208
Figura 221 Espectro Elástico para el nivel de amenaza FRECUENTE .....	209
Figura 222 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza FRECUENTE .....	210
Figura 223 Espectro Elástico para el nivel de amenaza OCASIONAL .....	210
Figura 224 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza OCASIONAL .....	211
Figura 225 Espectro Elástico para el nivel de amenaza RARO .....	211
Figura 226 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza RARO .....	212
Figura 227 Espectro Elástico para el nivel de amenaza MUY RARO .....	212
Figura 228 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza MUY RARO.....	213
Figura 229 Definición de Espectro de Respuesta. CSI Bridge.....	216
Figura 230 Definición de la Función de Espectro de Respuesta .....	216
Figura 231 Definición de casos de carga. CSI Bridge .....	217
Figura 232 Casos de carga - Espectro de Respuesta. CSI Bridge .....	218

## **RESUMEN EJECUTIVO**

En el presente estudio se realiza la descripción del puente San Pedro, ubicado en la entrada a San Rafael junto al colegio Farina, el análisis del modelo matemático es efectuado en el programa computacional CSI Bridge 2015, los resultados se comparan con los datos obtenidos en un ensayo experimental utilizando sensores Wifi de alta precisión que permiten medir aceleraciones en tiempo real, los datos obtenidos permiten evaluar el estado estructural actual en los estados límite de resistente y de servicio, se necesita evaluar la resistencia estructural, ya que las vibraciones son notorias ante el paso vehicular y las deformaciones de la superestructura son evidentes, adicionalmente se realiza el estudio sísmico de la estructura considerando los niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es necesario mencionar que el objetivo del Monitoreo de Puentes tiene la finalidad de prevenir y detectar daños a tiempo, para reducir costos de operación y de mantenimiento mientras que asegura el funcionamiento y la longevidad de la estructura además de incrementar la vida útil y garantizar la seguridad de los usuarios, controlando la resistencia y serviciabilidad del puente a lo largo del tiempo. La normativa con la cual se desarrolla el proyecto es la American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) está basada en una normativa de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), que constituye un avance hacia la aplicación de la filosofía de diseño para estados límite.

### Palabras clave

- ESTADOS LÍMITE
- ACELERÓMETRO
- MONITOREO EN TIEMPO REAL
- CLASIFICACIÓN DE MÚLTIPLES SEÑALES
- PERIODOS DE VIBRACIÓN

## **ABSTRACT**

In the present study the description of the bridge San Pedro, located at the entrance to San Rafael near the school Farina is made, the analysis of the mathematical model is made in the computer program CSI Bridge 2015, the results are compared with data obtained in a experimental test using wireless high precision sensors to measure acceleration in real time, the data obtained to assess the current structural state in the limit states resistant and service, you need to assess the structural strength, since vibrations are noticeable to the vehicular traffic and deformations of the superstructure are evident, further seismic study of the structure considering the seismic levels and corresponding levels of performance is performed. It should be mentioned that the aim of monitoring Bridges aims to prevent and detect damage in time to reduce operating costs and maintenance while ensuring the performance and longevity of the structure and increase the service life and ensure safety users, controlling resistance and serviceability of the bridge over time. The rules with which the project is developed is the American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) is based on a policy of Factor Design Load and Resistance (LRFD), which is a step towards the implementation of the philosophy of limit state design.

### Key words

- ESTADOS LÍMITE
- ACELERÓMETRO
- MONITOREO EN TIEMPO REAL
- CLASIFICACIÓN DE MÚLTIPLES SEÑALES
- PERIODOS DE VIBRACIÓN

# CAPÍTULO I

## 1. GENERALIDADES

### 1.1 Introducción

La construcción de puentes es parte de la construcción de un proyecto vial y surge de la necesidad de salvar obstáculos tales como ríos, quebradas, hondonadas, grandes valles, otros cuerpos de agua, etc. El avance de los conocimientos y la tecnología han permitido desarrollar diferentes materiales y métodos constructivos, aplicables a este tipo de estructuras.

Desde hace varios años, es notable un cambio en las condiciones que pueden considerarse habituales o normales por ejemplo el crecimiento del parque automotriz en Ecuador, cambios climáticos inesperados, crecimientos de los ríos a niveles raros, se pueden esperar que muchos proyectos viales que fueron diseñados y construidos con determinados criterios sufran daños inesperados. Adicionalmente el escaso mantenimiento o el mantenimiento poco frecuente, podrían ocasionar un deterioro acelerado, incluso inesperado y hasta el colapso de estas estructuras. Esto evidentemente genera pérdidas no deseables y siendo los puentes, estructuras sensibles en los proyectos viales, se han implementado diversos sistemas de inspección, evaluación, monitoreo y se establecen planes de mantenimiento para prevenir y minimizar estos efectos indeseables.

En este contexto, se estudió, el Puente vial San Pedro mediante el análisis del modelo matemático en el programa computacional CSI Bridge 2015, y los resultados serán comparados con los datos obtenidos de un ensayo experimental utilizando sensores WIFI de aceleración de alta precisión

que permiten medir aceleraciones en tiempo real, los datos obtenidos permiten evaluar el estado estructural actual del puente en estudio y permitirán tomar decisiones futuras, por ejemplo recomendar si es necesario un reforzamiento.

## **1.2 Justificación de la Investigación**

Uno de los principales problemas que enfrentan los puentes es el aumento de la magnitud de las cargas vehiculares para los que fueron diseñados y construidos, con el paso del tiempo. Este aumento se produce por el crecimiento del parque vehicular y la necesidad de contar con vehículos de mayor capacidad de carga que se utilizan en la industria y el comercio. También se debe considerar las diversas patologías físicas y químicas a las cuales se encuentra expuesta la estructura y las consecuencias son de variada gravedad, incluso llegando al colapso total.

Es de suponer que el estado normal del puente se deteriora naturalmente con el paso del tiempo, sin embargo se desconoce exactamente el porcentaje de reducción de su resistencia en función de un tiempo determinado, por lo que para su evaluación es necesario aplicar y proponer metodologías innovadoras que permitan evaluar su estado actual.

Como complemento a los métodos de evaluación se proponen metodologías de solución a estos problemas, que son diversas técnicas de monitoreo, reforzamiento y reparación, que en muchos casos logran prolongar la vida de servicio de la estructura, cabe recalcar que la mayoría de ellas son costosas y difíciles de ejecutar.

Con estos antecedentes. El presente proyecto describe una metodología de evaluación estructural sencilla, innovadora y en mi opinión menos costosa.

## **1.3 Objetivos**

### **1.3.1 Objetivo General**

Determinar el estado actual estructural resistente y de servicio del Puente San Pedro mediante la elaboración de un modelo analítico que se ajuste al modelo real obtenido de un ensayo experimental con el uso de sensores WIFI de aceleración.

### **1.3.2 Objetivos Específicos**

- Identificar los componentes estructurales, sistema constructivo y las patologías.
- Recopilar y estudiar los criterios con los cuales fue diseñado el puente San Pedro.
- Generar modelos analíticos del puente en el programa computacional CSI Bridge 2015.
- Realizar ensayos dinámicos con sensores WIFI en el puente San Pedro para obtener las frecuencias y los periodos de vibración de la estructura.
- Comparar los resultados obtenidos en los modelos analíticos con los resultados experimentales.
- Proponer recomendaciones de refuerzo en el caso de que se requiera.

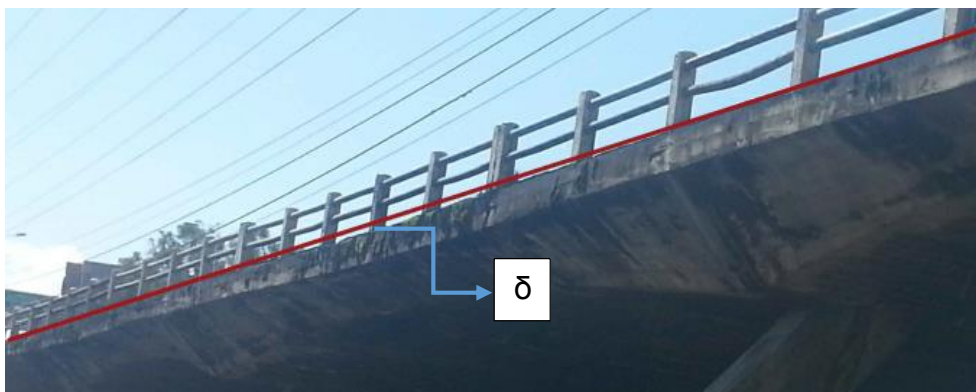


## 1.4 Descripción del Puente San Pedro

### 1.4.1 Antecedentes

El Puente San Pedro fue construido en el año de 1975, año en que el método de diseño por esfuerzos admisibles era aplicable al diseño estructural. En la actualidad, en Ecuador no existe un código de diseño de puentes propio, pero el MTOP ha adoptado el código de diseño norteamericano, de la American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) en la cual la metodología de diseño actual está basada en el método por resistencia (LRFD), “una normativa de Diseño por Factores de Carga y Resistencia, comprensiva y consistente que esté calibrada para obtener confiabilidad uniforme (una medición de la seguridad)”. (Guerrero P. , 2015)

El Puente San Pedro al no haber sido diseñado bajo las especificaciones de la normativa actual (AASHTO LRFD), y considerando que tiene 40 años de operación, se puede esperar que el estado límite de servicio podría estar comprometido por dos razones: por las vibraciones que los usuarios sienten al circular sobre el puente y porque en la superestructura existen deformaciones que pueden ser apreciadas a simple vista, (ver Figura 1);



**Figura 1 Deformación en el Tablero Puente San Pedro**

se puede decir que las condiciones de servicio regulares del puente han ido disminuyendo, y el puente requiere de un estudio de su estado actual así como de un aparente reforzamiento, que pudiera aplicarse para alargar su vida útil. Es de preocupación que se haya comprometido el estado límite de servicio ya que asocia vibraciones y deformaciones permanentes que podrán ocurrir como resultado de la fluencia localizada y si las cargas de tráfico llegasen a ser importantes, estas deformaciones podrán comprometer la resistencia y estabilidad global.

#### 1.4.2 Ubicación

El puente en estudio se encuentra ubicado sobre el río San Pedro en el cruce con la autopista General Rumiñahui aproximadamente a unos 400 metros del puente peatonal #9, a la entrada a San Rafael junto al colegio Farina, en el Valle de los Chillos (ver Figura 2).



**Figura 2 Ubicación del Puente San Pedro**

Fuente: Google Earth

Desde el Punto de vista geográfico la estructura se encuentra ubicada dentro de la siguiente área, delimitada por las coordenadas indicadas en la tabla 1:

**Tabla 1**  
**Coordenadas de ubicación**

	Inicio	Centro	Fin
<b>NORTE (m)</b>	9967508.385	9967446.531	9967384.676
<b>ESTE (m)</b>	504101.362	504144.064	504186.766

Las coordenadas geográficas están en metros y el sistema de proyección es WGS84 zona 17.

### 1.4.3 Topografía

Los Chillos se ubican en la cuenca hidrográfica de Guayllabamba al sur oriente de la ciudad de Quito, delimita al Norte con el cerro Ilaló, al sur con el Pasochoa y el Volcán Sincholagua, al Este con el Volcán Antisana y al Oeste con las Lomas de Puengasí. Se encuentra a una altura aproximada de 2500 msnm. El tipo de terreno en la zona poblada de Sangolquí es ondulado sin elevaciones mayores. (Wikimedia, 2016)

El levantamiento topográfico georeferenciado del terreno donde se encuentra implantado el puente, fue realizado en una consultoría para el Consejo Provincial de Pichincha en el año 2009 (Ver ANEXO No 1). En un área aproximada de 38000 metros cuadrados. Al no contar con los planos de construcción del puente, se hizo necesario realizar el levantamiento planimétrico para conocer la geometría de los elementos estructurales del puente que se detallarán más adelante.

#### **1.4.4 Geología**

El Valle que comprende los ríos San Pedro, Pita y Santa Clara, está compuesto de rocas cuaternarias que contienen casi en su totalidad residuos volcánicos. Las hoyas interandinas, están constituidas básicamente por depósitos lacustres y fluviales procedentes de la época cuaternaria en la que apareció la actividad volcánica de mucha intensidad. En los niveles superiores se encuentran intercalaciones eólicas, que son producto de las desecaciones de las depresiones que se produjeron durante los periodos interglaciares, estas intercalaciones originaron sedimentos propiamente terrestres que están ubicados encima de los depósitos lacustres y fluviales. Estos depósitos eólicos se conocen con el nombre de cangahua la misma que puede ser de origen volcánico antiguo o moderno. El volcanismo reciente es el que ha dado forma a la estructura geológica y a la topografía de las cuencas de los ríos antes mencionados. (GADPP, 2009a)

#### **1.4.5 Geotécnia**

El subsuelo del sitio está de forma general influenciado por la cercanía del cuerpo de agua que constituye el río San Pedro. La dinámica del río favorece la existencia de los materiales detectados como son arenas limosas (SM), limos arenosos (ML), arenas pobremente y bien gradadas (SP, SM), gravas limosas (GM), etc. (GADPP, 2009b)

### 1.4.5.1 Clasificación de los Perfiles de Suelo

- **Según la norma AASHTO-LRFD**

- **SUELO PERFIL TIPO I**

Roca de cualquier característica descripción, o arcilla esquistosa o cristalizada en estado natural (tales materiales pueden ser descritos por velocidades de ondas de corte mayores a 765 m/s). Condiciones de suelo rígido donde la profundidad del suelo es menor a 60 m y los tipos de suelos sobre la roca son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas. (AASHTO-LRFD, 2014a)

- **SUELO PERFIL TIPO II**

Es un perfil compuesto de arcilla rígida o estratos profundos de suelos no cohesivos donde la altura del suelo excede los 60 m, y los suelos sobre las rocas son depósitos estables de arenas, gravas o arcillas rígidas. (AASHTO-LRFD, 2014a)

- **SUELO PERFIL TIPO III**

Es un perfil con arcillas blandas a medianamente rígidas y arenas, caracterizado por 9 m o más de arcillas blandas o medianamente rígidas con o sin capas intermedias de arena u otros suelos cohesivos. (AASHTO-LRFD, 2014a)

- **SUELO PERFIL TIPO IV**

Es un perfil con arcillas blandas o limos cuya profundidad es mayor a los 12m. (AASHTO-LRFD, 2014a)

- Según la norma NEC-15

**Tabla 2**  
**Clasificación de los perfiles de suelo NEC-15**

Tipo de Perfil	Descripción	Definición
<b>A</b>	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
<b>B</b>	Perfil de roca de rigidez media	$1500$ m/s > $V_s \geq 760$ m/s
<b>C</b>	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760$ m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50$ $S_u \geq 100$ kPa
<b>D</b>	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360$ m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos, que cumplan con cualquiera de los dos condiciones	$50 > N \geq 15$ $100$ kPa > $S_u \geq 50$ kPa
<b>E</b>	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
<b>F</b>	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	<b>F1:</b> Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	<b>F2:</b> Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	<b>F3:</b> Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m con índice de Plasticidad IP >75)	
	<b>F4:</b> Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H >30m)	
	<b>F5:</b> Suelos con contrastes de impedancia $\alpha$ ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
<b>F6:</b> Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico., 2015a)

Según el estudio presentado por el Consejo Provincial de Pichincha, el tipo de suelo que le corresponde al sitio de emplazamiento del puente corresponde a un **PERFIL DE SUELO TIPO II** según a la clasificación dada por la norma AASHTO-LRFD, éste tipo de suelo en la norma NEC-15 corresponde a un **PERFIL DE SUELO C**.

#### **1.4.6 Hidrología**

##### **1.4.6.1 Velocidad del Viento**

En base a las consideraciones de registros históricos dadas por el INAMHI, la velocidad promedio del viento en la estación más cercana al puente es de 10 Km/h. La Norma NEC-15 establece que “la velocidad básica mínima del viento que se debe considerar es 75 Km/h” (NEC-15, 2015b), por lo que conservadoramente se adopta este valor para el estudio.

##### **1.4.6.2 Hidrología**

La cuenca se ubica en un centro de medianas precipitaciones y tienen un normal rendimiento hidrológico. El régimen es de tipo bosque húmedo, con una época lluviosa en los meses de marzo, abril y mayo, disminuyendo los meses de julio, agosto y septiembre. La cuenca hidrográfica del río San Pedro permite obtener datos aproximados para área de la cuenca, longitud del cauce principal y desniveles. (GADPP, 2009c)

Al estar en una zona sujeta a posibles problemas por la influencia del volcán Cotopaxi, así como también ubicarse en una zona de alta probabilidad sísmica, se recomienda un riesgo del 20%. Para estos dos parámetros, se

determina que el Período de Retorno es de 200 años, dando como resultados lo siguiente (GADPP, 2009c):

**Tabla 3**  
**Hidrología del río San Pedro**

Nivel Máximo de Crecida	2446.48 msnm
Caudal Máximo de Crecida	259.66 m <sup>3</sup> /s

Fuente: (GADPP, 2009c)

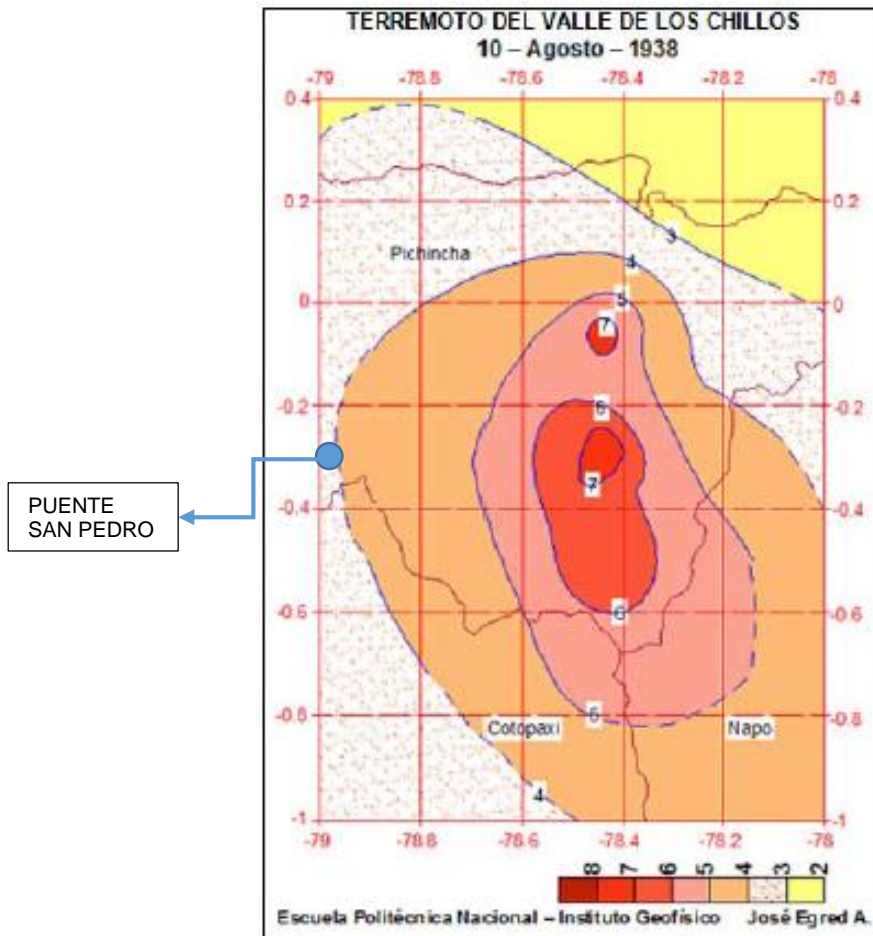
### 1.4.7 Peligrosidad Sísmica.

#### 1.4.7.1 Sismo de 1938

El 9 de agosto de 1938, los sismógrafos del Observatorio Astronómico registraron una serie de temblores que culminó con un sismo catastrófico de magnitud de 7.10 a las 21h 01m (nueve y un minuto de la noche). El epicentro calculado a unos 20 kilómetros en dirección sur-este de coordenadas -30 S; -78.40 W, se localizó en las cercanías de El Tingo y Alangasí; poblaciones que resultaron completamente destruidas. En menor escala pero también, muy graves daños sufrieron Sangolquí y Conocoto. (Barona, 2010)

En la Figura 3 se indica las isosistas del sismo del 10 de Agosto de 1938 con intensidades MSK; tomando atención se observa que en varios poblados se registraron sismos de grados VI, VII y VIII los cuales se encuentran en un rango alto, es decir que a pesar que el sismo que causo mayores daños fue en la noche del 9 de Agosto de 1938; siguieron habiendo réplicas sísmicas durante el siguiente día y fueron destructivos afectando a la mayor parte de Sangolquí, que tuvo un sismo de grado VII. (Barona, 2010)





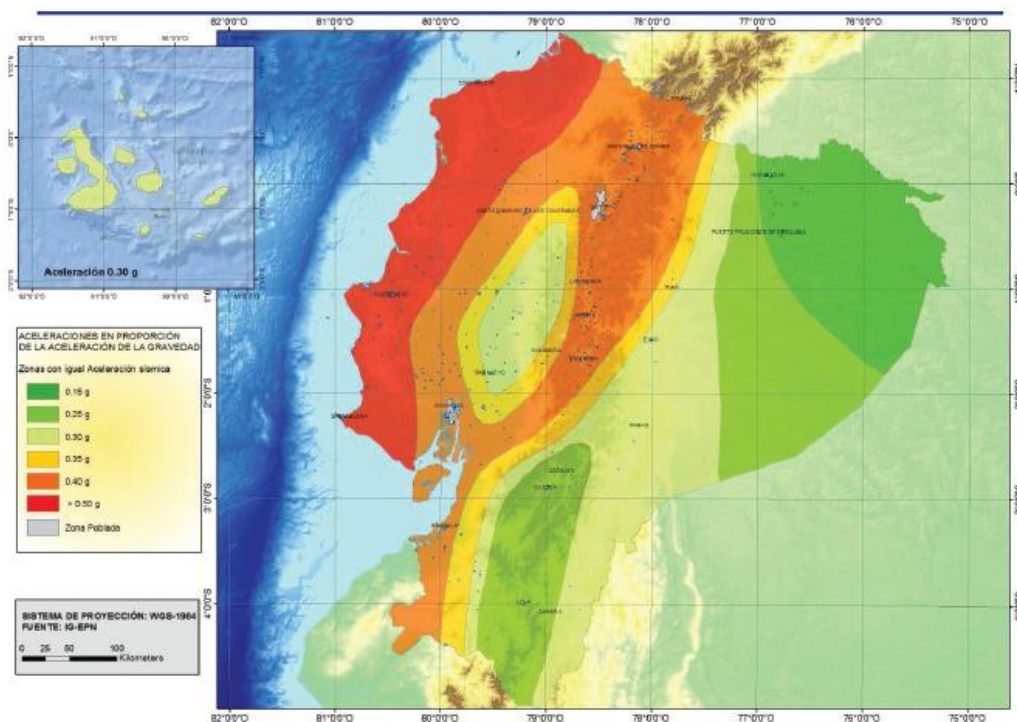
**Figura 3 Mapa de Isosistas del Terremoto del Valle de los Chillos**

Fuente: (Barona, 2010)

#### 1.4.7.2 Zonificación sísmica y factor de zona Z

Para las estructuras de uso normal, se usa el valor de Z, que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI (ver figura 4) (NEC-15, 2015c).



**Figura 4 Mapa de Zonificación Sísmica**

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales., 2015c)

**Tabla 4**

**Valores del factor z en función de la zona sísmica adoptada**

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
<b>Caracterización del Peligro Sísmico</b>	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

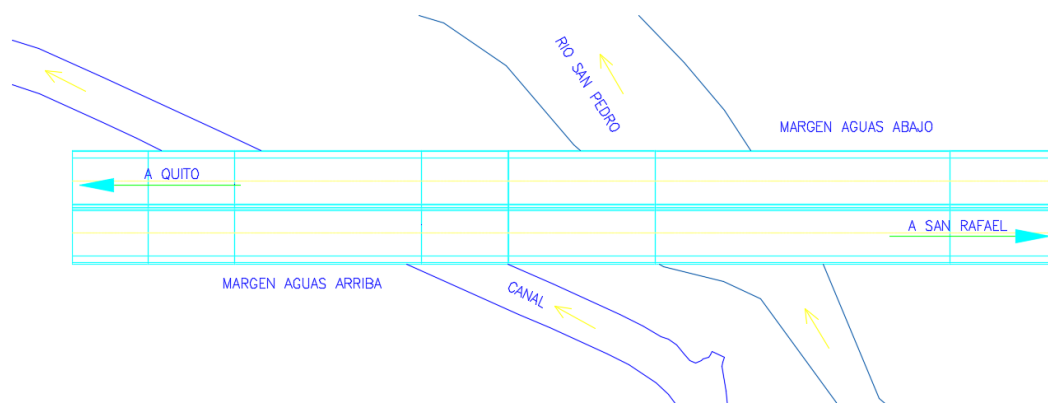
Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales., 2015c)

El proyecto al situarse en la ubicación más cercana a la provincia de Pichincha, cantón Rumiñahui, parroquia Sangolquí, se encuentra en una zona sísmica V, el cual tiene un valor del factor Z de 0.40 y se cataloga como una zona con peligrosidad sísmica alta.

### 1.4.8 Descripción Estructural

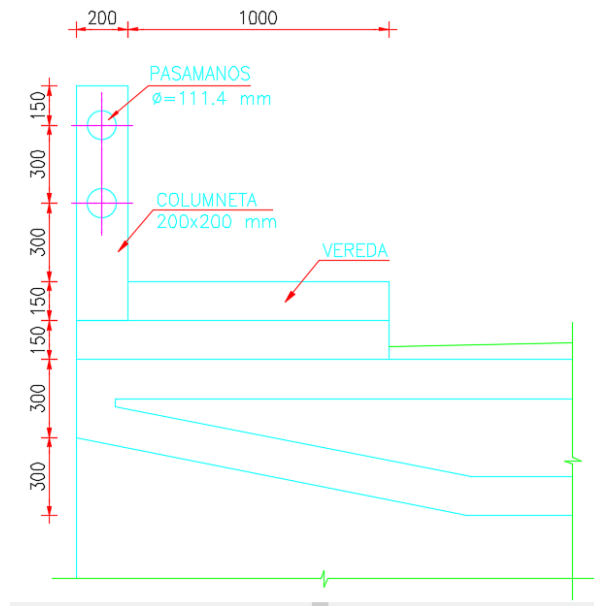
El puente San Pedro es una estructura que fue construida en el año de 1975 por el Consejo Provincial de Pichincha al mando del prefecto provincial Lcdo. Álvaro Pérez I. con la dirección técnica del Ing. Gustavo Vallejo, el proyecto fue realizado por el Ing. Alejandro Pinto A. y construido por INGENIEROS ASOCIADOS (Ing. Jorge Vacas A., Ing. Carlos Paredes S., Ing. Alejandro Pinto A.), el director de obra fue el Ing. Edmundo Paredes S (GADPP, 2009a).

En la figura 5 se muestra un esquema general en planta del puente en estudio.

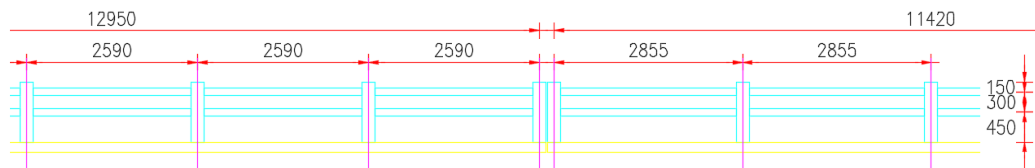


**Figura 5 Esquema General Puente San Pedro**

Es un puente de hormigón armado de 150m de longitud definido por tres tramos estructurales, las protecciones del puente se conforman por columnetas de hormigón armado de 0.20x0.20m de sección y 0.90m de longitud y barandas de 0.1114m de diámetro de hormigón armado recubiertas por un tubo PVC de longitudes variables según el tramo en análisis, las juntas se ubican exactamente igual que las juntas del puente (Ver Figura 6, 7 y 8),



**Figura 6 Detalle de Protecciones del Puente San Pedro**

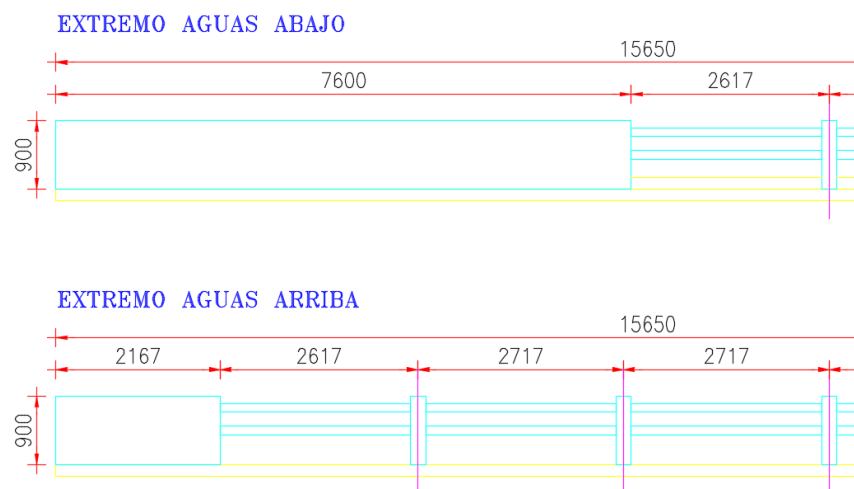


**Figura 7 Elevación Longitudinal de Protecciones del Puente San Pedro**



**Figura 8 Protecciones del Puente San Pedro**

Como se puede ver en la Figura 6, las veredas del puente son de 1.00m de ancho y 0.15m de altura en el extremo aguas arriba del puente y 0.30m en el extremo aguas abajo del puente ya que por esa vereda pasa una tubería PVC, tiene muros de hormigón de 7.60m de longitud en el extremo aguas abajo del puente y 2.167m de longitud en el extremo aguas arriba del puente, se ubican en la entrada a San Rafael hasta donde inicia el cerramiento de mampostería del colegio Farina (Ver Figura 9 y 10),

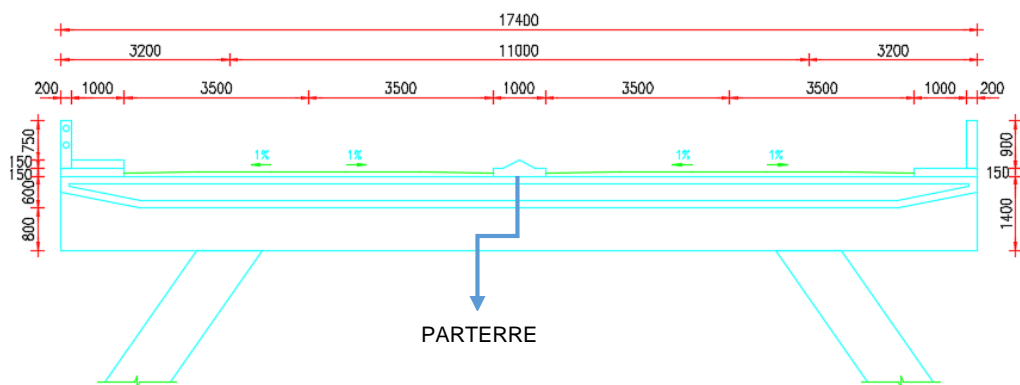


**Figura 9 Elevación longitudinal de Muros del Puente San Pedro**



**Figura 10 Muro del Puente San Pedro**

tiene cuatro carriles asfaltados (dos por cada sentido de flujo vehicular), cada uno con un ancho de 3.50m y la altura del asfalto es variable, ya que en los últimos años han realizado repavimentaciones por el desgaste del mismo, en promedio tiene aproximadamente 0.075m, el sentido de flujo vehicular está separado por un parterre de 1.00m de ancho y 0.175m de altura en el centro, con una sección transversal total de 17.40m de ancho (Ver Figura 11).



**Figura 11 Sección Transversal del Puente San Pedro**

Se apoya sobre estribos en sus extremos y una serie de apoyos centrales, está constituido por tres tramos independientes de diferentes luces que cubren una longitud total 150m, los apoyos han sido ubicados de tal manera que el puente pueda presentarse funcional y su estética sea agradable al paisaje y además lograr vencer los accidentes y obstáculos que existen en el lugar, los cuales son: el embaulado del río San Pedro sobre el cual pasa la nueva vía alterna Armenia II que se conecta con la Av. Amazonas, construido en el año 2015, el canal que lleva el agua a la planta de generación eléctrica de Guangopolo perteneciente a la Empresa Eléctrica Quito, el camino de acceso para el mantenimiento de dicho canal y el camino que une dos tramos de las edificaciones del Colegio Giovanni Farina.

En las figuras 12 y 13 se muestra la vista en planta y en elevación del puente respectivamente, los planos a detalle de la geometría del puente se encuentran en el ANEXO 2.

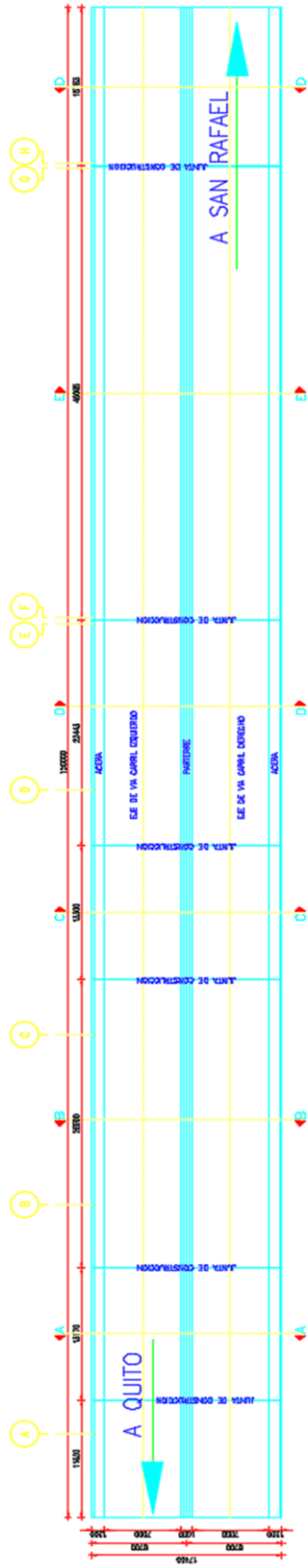


Figura 12 Vista en Planta del Puente San Pedro

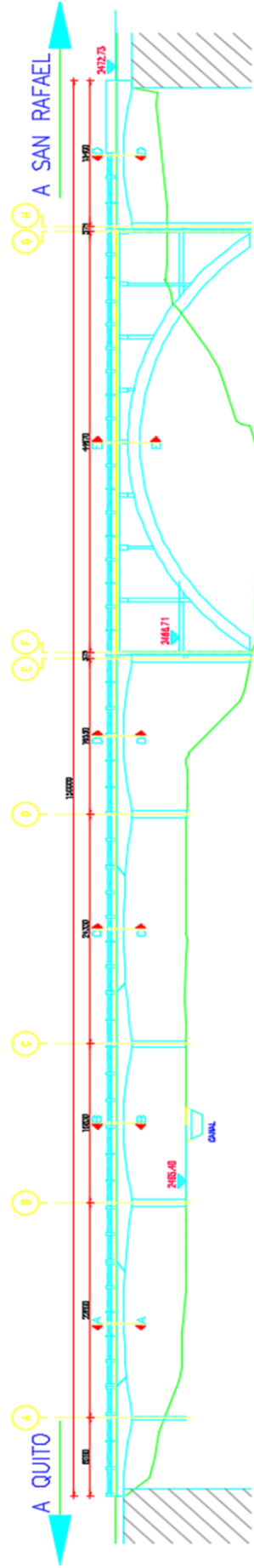
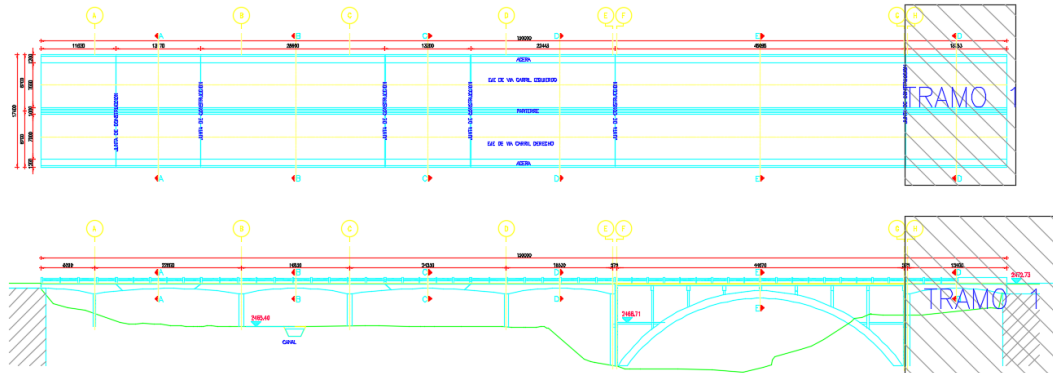
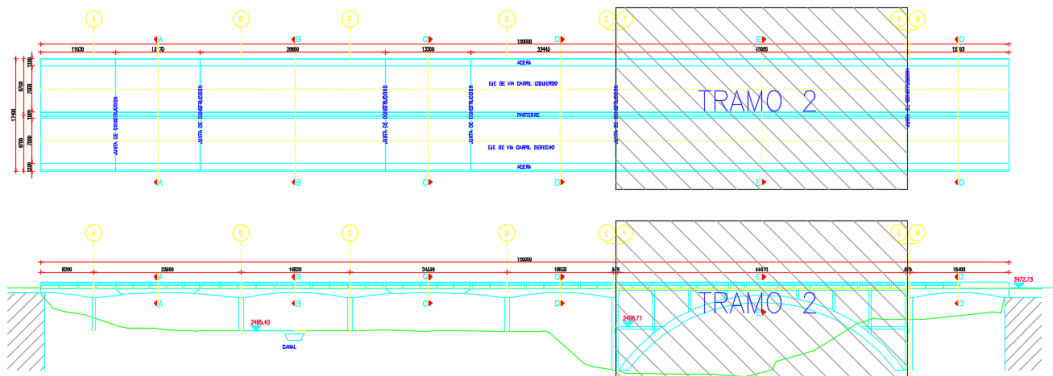


Figura 13 Vista en Elevación del Puente San Pedro

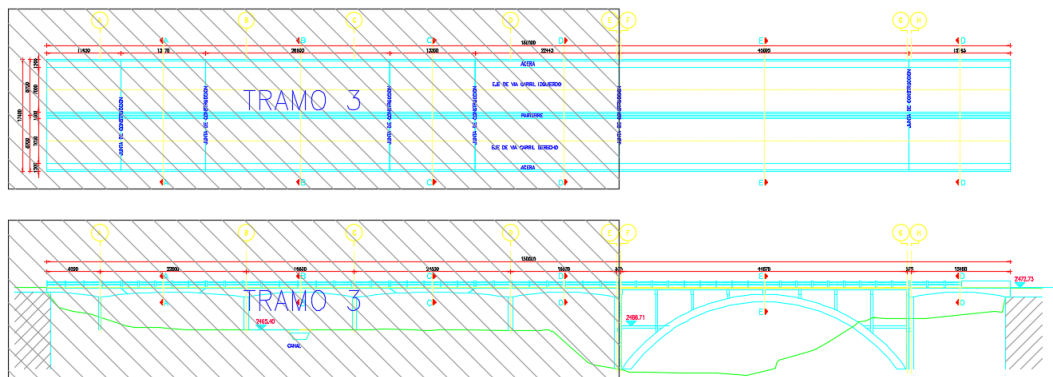
El puente está definido por tres tramos: Tramo 1 (ver Figura 14), Tramo 2 (ver Figura 15) y Tramo 3 (ver Figura 16) en los que se han colocado ejes en los apoyos, para referenciarlos, que van desde el eje A hasta el eje H, los tramos han sido nombrados según el flujo vehicular San Rafael – Quito.



**Figura 14 Tramo 1. Puente San Pedro**



**Figura 15 Tramo 2. Puente San Pedro**



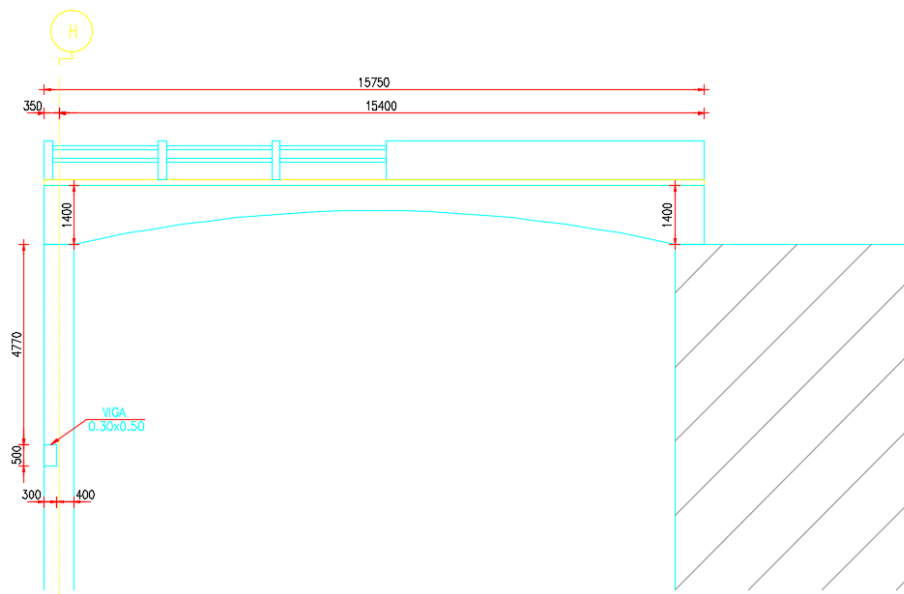
**Figura 16 Tramo 3. Puente San Pedro**



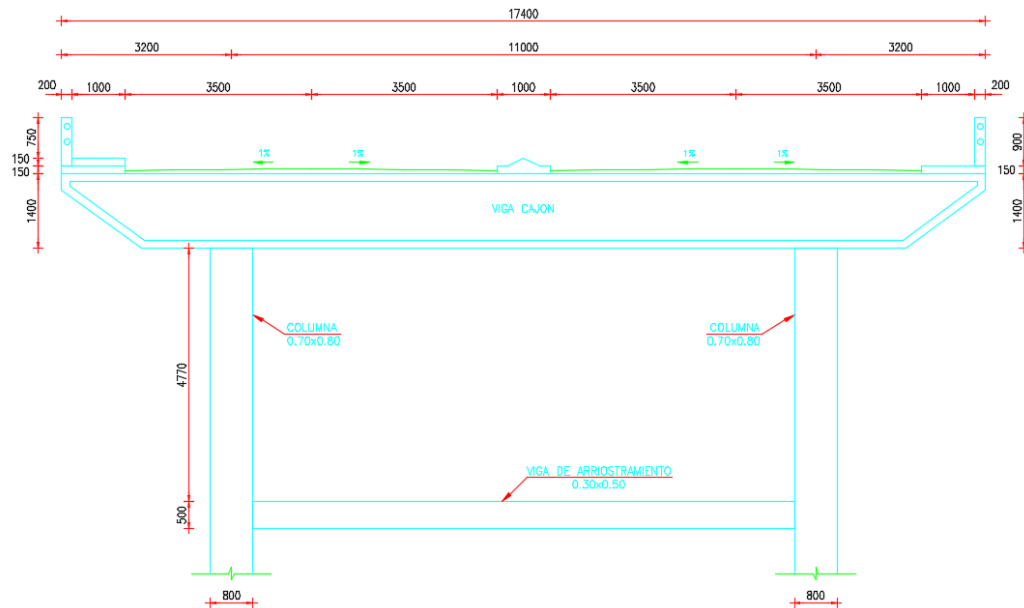
A continuación se describe cada uno de los tramos anteriormente nombrados:

#### 1.4.8.1 Tramo No 1

El tablero corresponde a una viga cajón de 0.15m de espesor y tiene una altura variable que va desde 1.40m en los apoyos a 0.60m en la parte central, la forma de la parte inferior es parabólica en los dos sentidos, se encuentra apoyada en un extremo en el pórtico del eje H y en el estribo en el otro extremo, el pórtico tiene una viga de 0.60x1.40m y las columnas de 0.70x0.80m, el pórtico esta arriostrado por viga de 0.30x0.50m, ubicada a una distancia de 4.77m del borde inferior de la viga principal del pórtico, en el sentido transversal las vigas del pórtico tienen una luz central de 11.00m y 3.20m en dos voladizos, uno a cada extremo, lo que da un total de 17.40m que es el ancho del puente, el tramo 1 tiene una longitud de 15.75m desde el inicio del tramo No 2 hasta el estribo, en las figuras 17 y 18 se muestra una vista longitudinal y transversal del tramo.



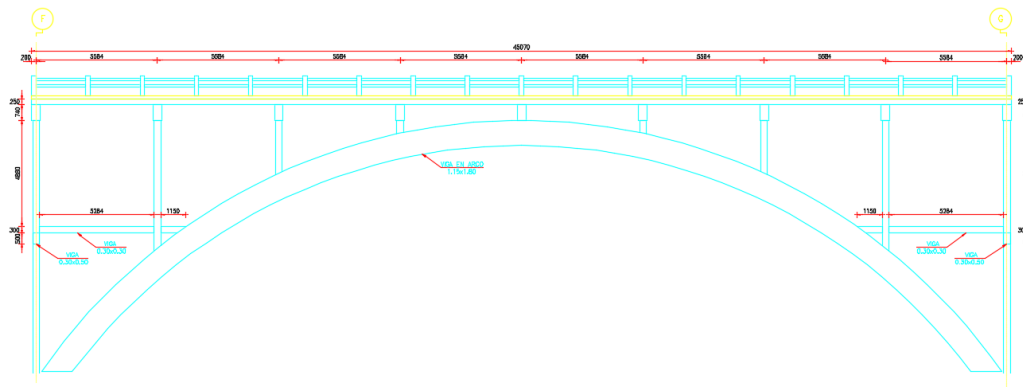
**Figura 17 Vista en Elevación Tramo No 1**



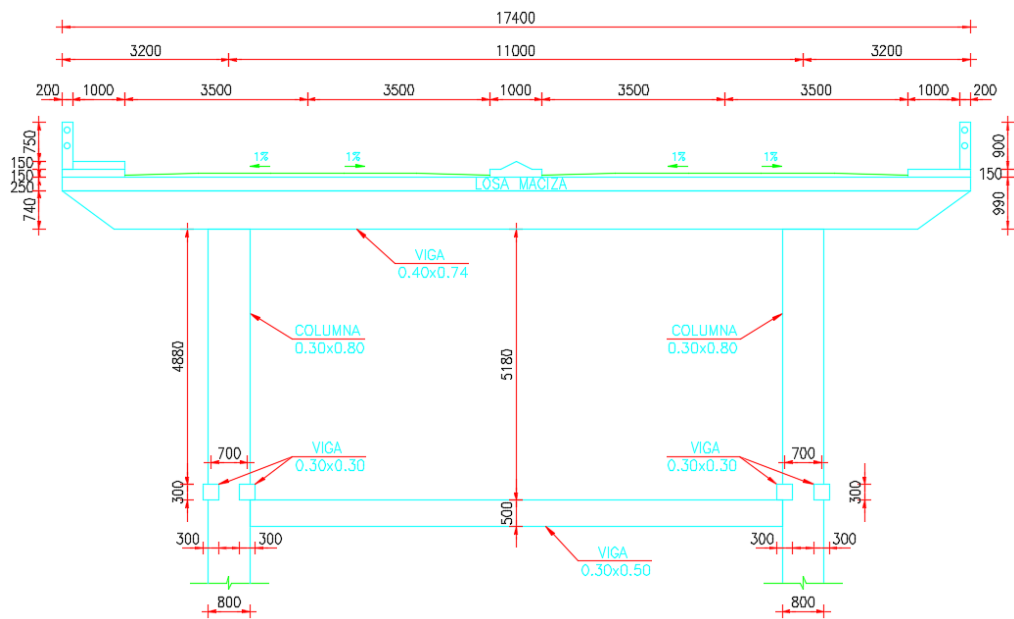
**Figura 18 Sección Transversal del Tramo No 1, Eje H**

### 1.4.8.2 Tramo No 2

El tablero es una losa maciza de 0.25m de espesor que se apoya en 9 pórticos transversales distanciados a 5.58m entre cada uno, tiene una longitud total de 45.07m, los 9 pórticos se encuentran distribuidos entre los ejes F y G. Estos pórticos transversales tienen una luz central de 11.00m y voladizos a cada lado de 3.20m, las columnas tienen una sección de 0.30x0.80m y las vigas de 0.40x0.74m, los pórticos están sostenidos por dos arcos idénticos de sección 1.15x1.80m, los pórticos F y G tienen una viga de 0.30x0.50m que arriestra el pórtico ubicada a una distancia de 5.18m del borde inferior de la viga, y dos vigas de 0.30x0.30m separadas 0.70m entre los ejes, que arriestra el pórtico con la viga en arco ubicada a una distancia de 4.88m del borde inferior de la viga, en las figuras 19 y 20 se muestra una vista longitudinal y transversal de los ejes F y G respectivamente.



**Figura 19 Vista en Elevación Tramo No 2**



**Figura 20 Sección Transversal del Tramo No 2, Eje F y G**

### 1.4.8.3 Tramo No 3

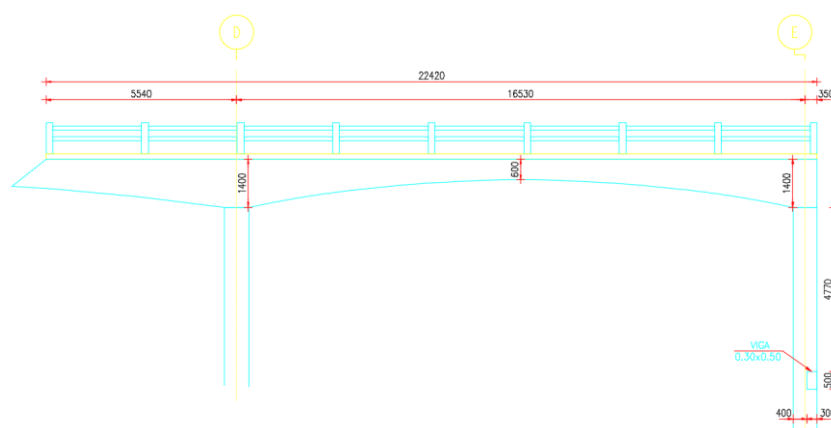
El tramo 3 está constituido por 5 tramos de diferentes longitudes, los cuales están definidos de la siguiente manera:

Tres de los tramos son estructuras aporricadas apoyadas en vigas de 0.60x1.40m y columnas de diferentes secciones, el tablero corresponde a una

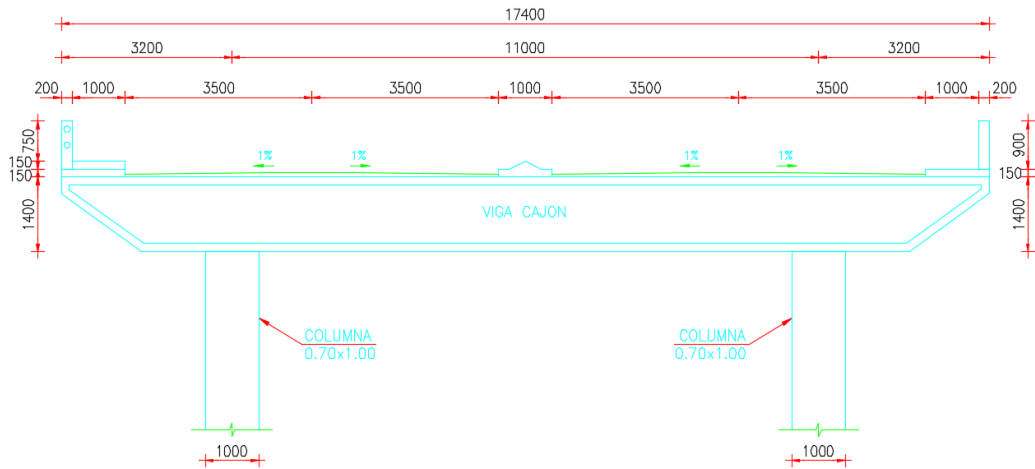
viga cajón definida de 0.15m de espesor y tiene una altura variable que va desde 1.40m en los apoyos a 0.60m en la clave, su forma por la parte inferior es parabólica en los dos sentidos, en los voladizos de éstos tramos se apoyan dos estructuras que también tienen la misma configuración estructural del tablero y que se constituyen como estructuras independientes, en el sentido transversal, las vigas del pórtico tienen una luz central de 11.00m y 3.20m en dos voladizos, uno a cada lado, lo que da un total de 17.40m que es el ancho del puente.

- **Tramo No 3.1**

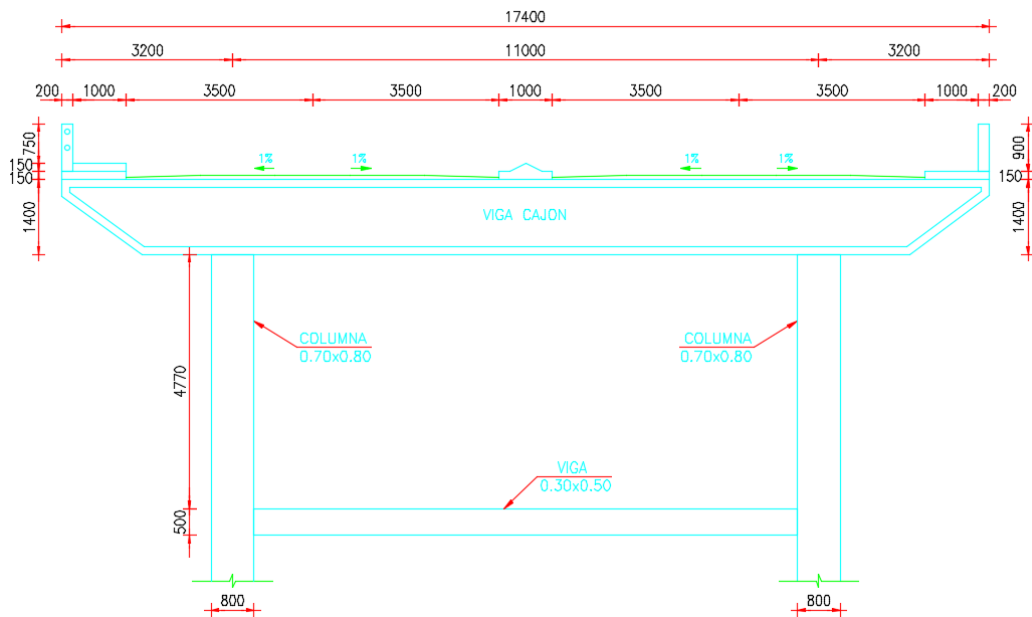
Está definida entre los pórticos (eje D y E) con un volado en el extremo del eje D, las columnas de los pórticos son de 0.70x1.00m de sección en el pórtico del eje D y 0.70x0.80m de sección en el pórtico del eje E, el pórtico E tiene una viga de 0.30x0.50m que arriostra el pórtico ubicada a una distancia de 4.77m del borde inferior de la viga cajón en el apoyo, el volado tiene una longitud de 5.54m desde el tramo No 3.2 hasta el apoyo (eje D), y 16.53m entre los apoyos D y E, completando una longitud total de 22.42m, en las figuras 21, 22 y 23 se muestra una vista longitudinal y transversal de los ejes D y E del tramo respectivamente.



**Figura 21 Vista en Elevación Tramo No 3.1**



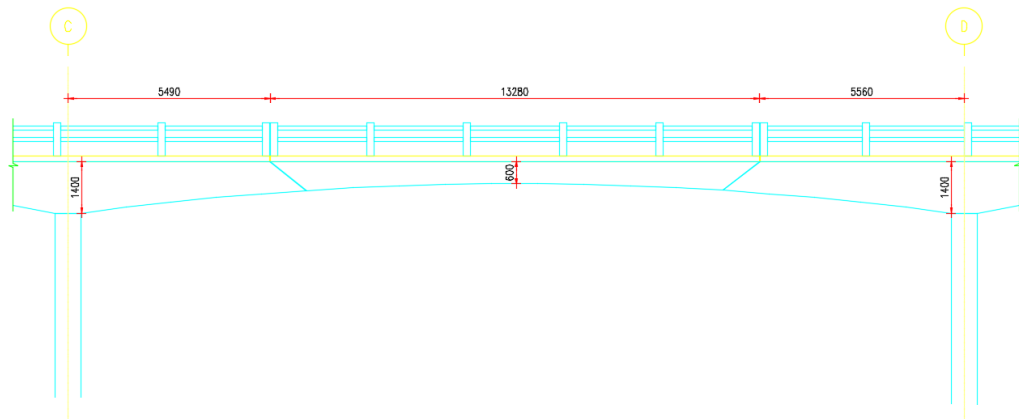
**Figura 22 Sección Transversal del Tramo No 3.1, Eje D**



**Figura 23 Sección Transversal del Tramo No 3.1, Eje E**

- **Tramo No 3.2**

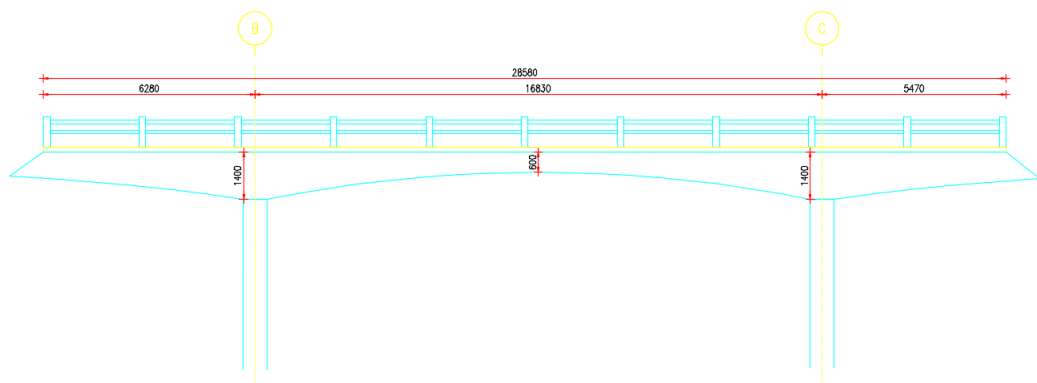
Tiene una longitud de 13.28m, se encuentra entre los ejes C y D apoyada entre las estructuras de los tramos No 3.1 y No 3.3, las juntas entre los tramos son de 2 centímetros (Ver Figura 24).



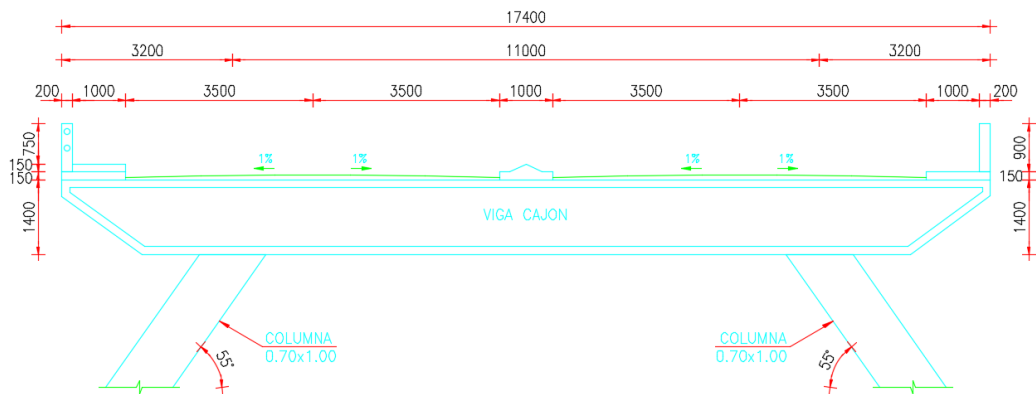
**Figura 24 Vista en Elevación Tramo No 3.2**

- **Tramo No 3.3**

Está definida entre los pórticos (eje B y C), con volados en los extremos de los pórticos, las columnas son de 0.70x1.00m de sección y están inclinadas  $55^\circ$  aproximadamente del plano horizontal, el primer volado tiene una longitud de 6.28m desde el tramo No 3.4 hasta el apoyo (eje B), 16.83m entre los apoyos B y C y un segundo volado de 5.47m desde el apoyo (eje C), hasta el tramo No 3.2, completando una longitud total de 28.58m, en las figuras 25 y 26 se muestra una vista longitudinal y transversal del tramo.



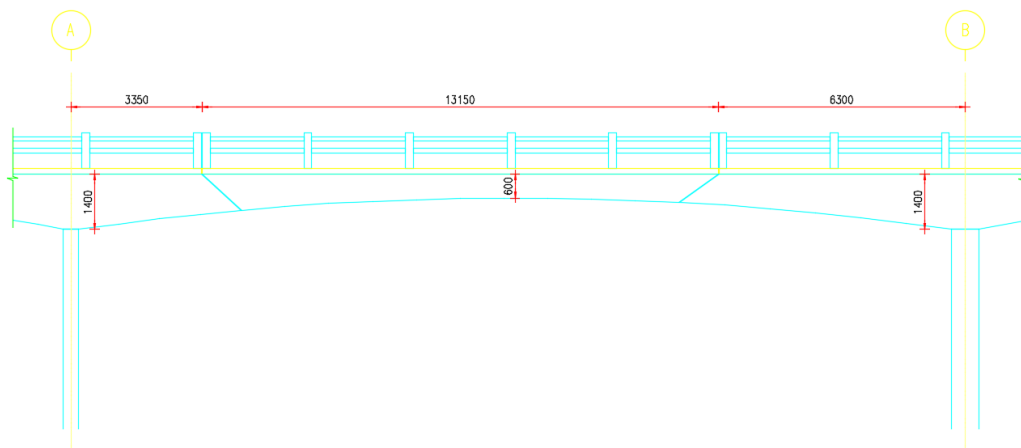
**Figura 25 Vista en Elevación Tramo No 3.3**



**Figura 26 Sección Transversal del Tramo No 3.3, Eje B y Eje C**

- **Tramo No 3.4**

Tiene una longitud de 13.15m, se encuentra entre los ejes A y B apoyada entre las estructuras de los tramos No 3.5 y No 3.3, las juntas entre los tramos son de 2 centímetros (Ver Figura 27).

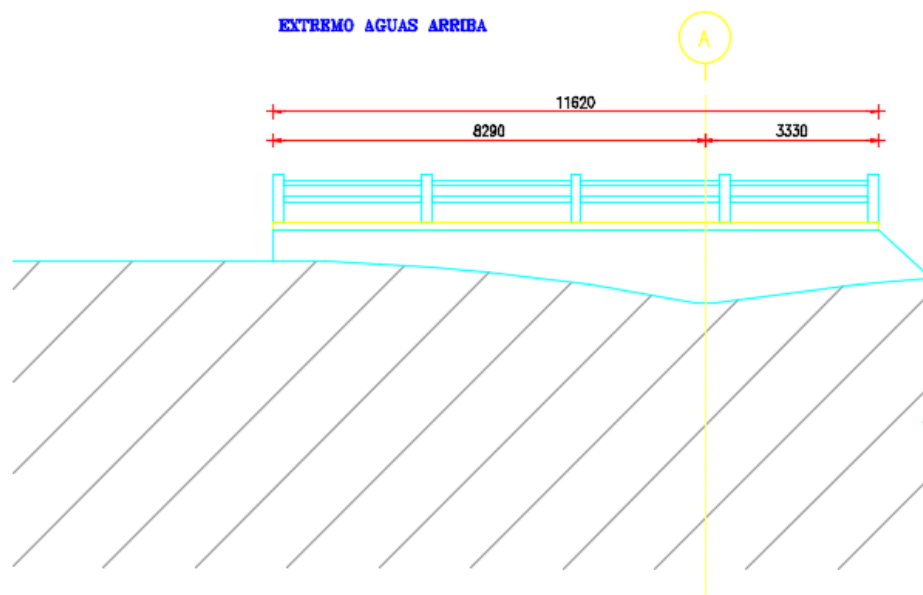


**Figura 27 Vista en Elevación Tramo No 3.4**

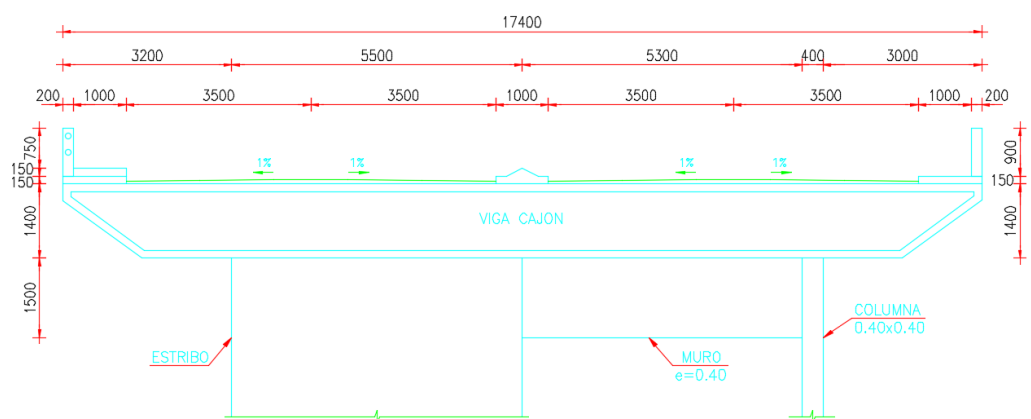
- **Tramo No 3.5**

Está definida, en un extremo, por un pórtico que presenta una columna de 0.40x0.40m (eje A), y un muro de 0.40m de espesor y 1.50m de altura, hasta el centro de la sección del puente en el sentido aguas abajo y sobre el

estribo en el sentido aguas arriba, tiene una longitud de 8.29m desde el estribo hasta el apoyo (eje A) y un volado de 3.33m hasta el tramo No 3.4 completando una longitud total de 11.62m, en las figuras 28 y 29 se muestra una vista longitudinal y transversal del tramo.



**Figura 28 Vista en Elevación Tramo No 3.5**



**Figura 29 Sección Transversal del Tramo No 3.5, Eje A**



### 1.4.9 Patologías

Los puentes de hormigón armado están diseñados para resistir cargas propias, sobrecargas y acciones del medio ambiente; sin embargo, con el paso del tiempo el material sufre alteraciones presentando una serie de patologías de diferente intensidad e incidencia, lo cual obliga a generar un mantenimiento regular y en muchos casos a reparaciones o refuerzos. El deterioro de la estructura compromete tanto el aspecto estético como su capacidad resistente, siendo posible incluso el colapso parcial o total (Valenzuela, 2010).

En el caso de puentes de hormigón armado, existen dos factores fundamentales en el deterioro de las estructuras: uno de ellos es la corrosión de las armaduras producto de los cloruros, el otro es el exceso de cargas aplicadas (Valenzuela, 2010).

Las patologías en las estructuras presentan manifestaciones externas de las cuales se puede determinar su naturaleza, origen y fenómenos asociados, y por lo tanto, estimar sus posibles consecuencias.

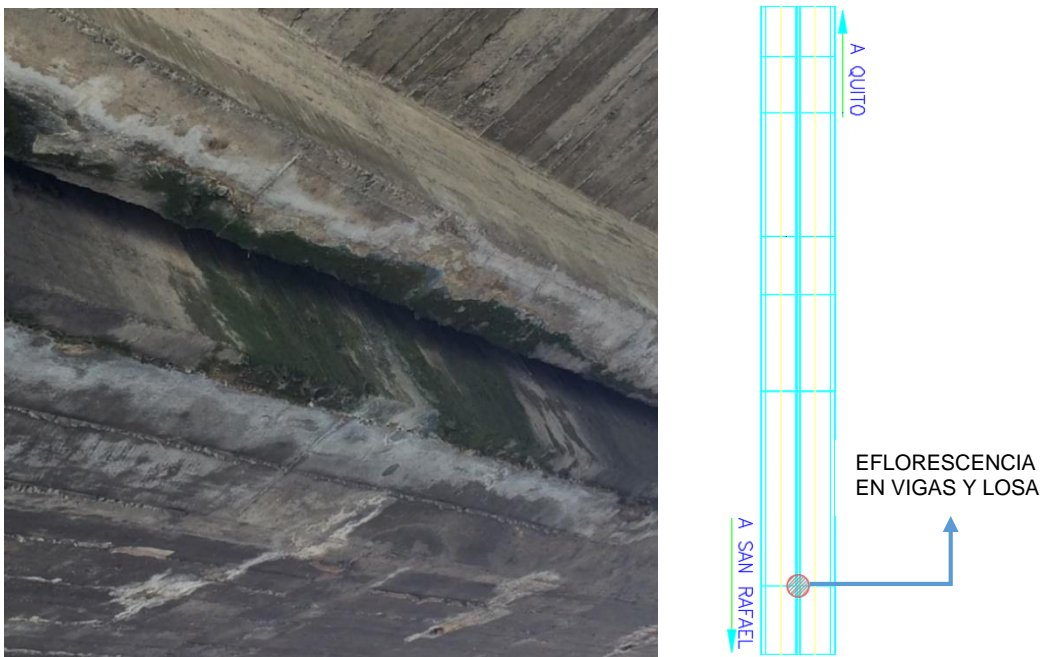
En el puente San Pedro los síntomas más comunes que se puede apreciar son los siguientes:

- Fisuras



**Figura 30 Fisuras en Protecciones**

- Eflorescencias



**Figura 31 Eflorescencias en Losa y Vigas**



Figura 32 Eflorescencias en Columnas

- Deformaciones excesivas

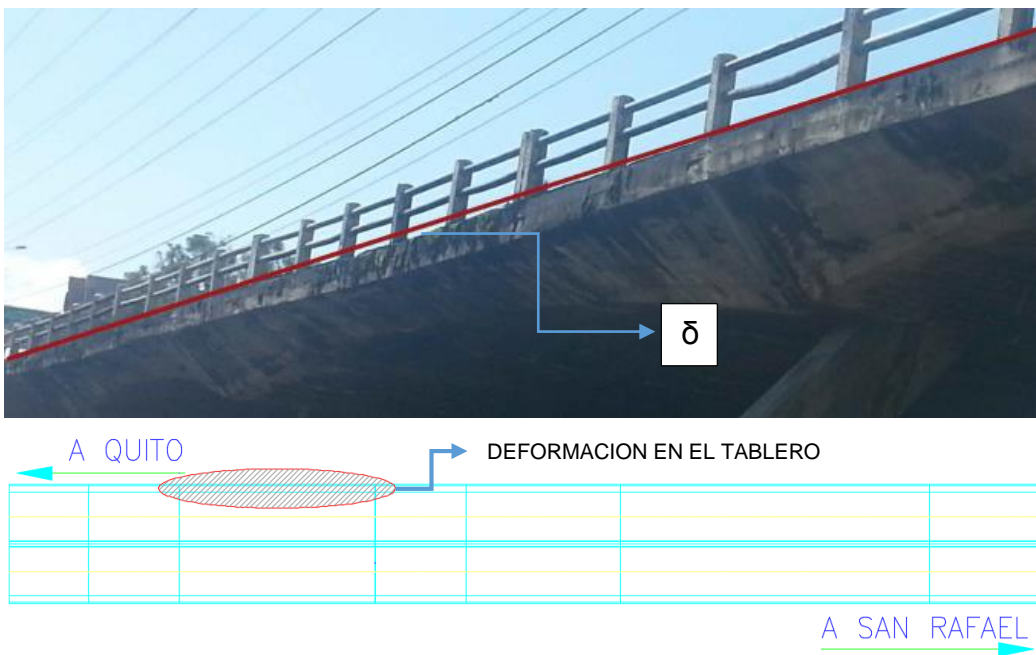


Figura 33 Deformación en el Tablero

- Manchas

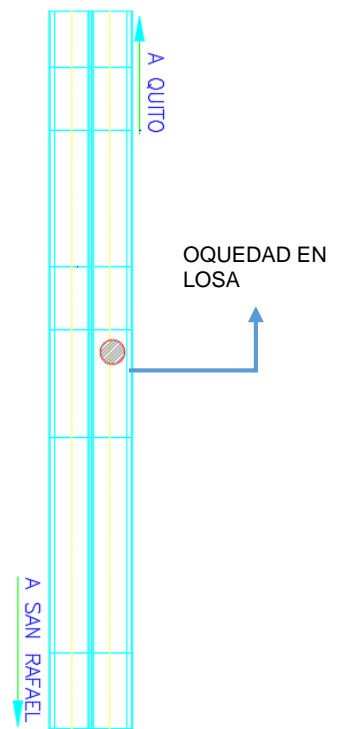
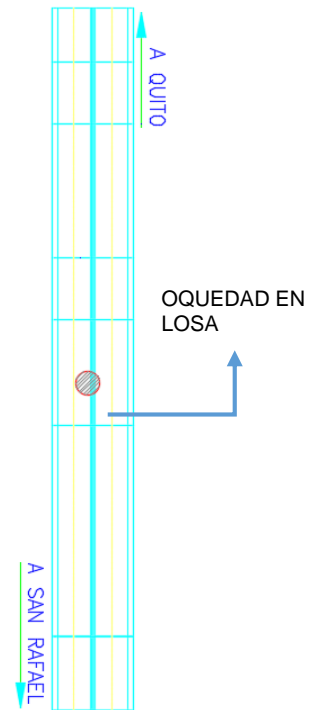


**Figura 34 Manchas en el Bore Inferior de la Losa**



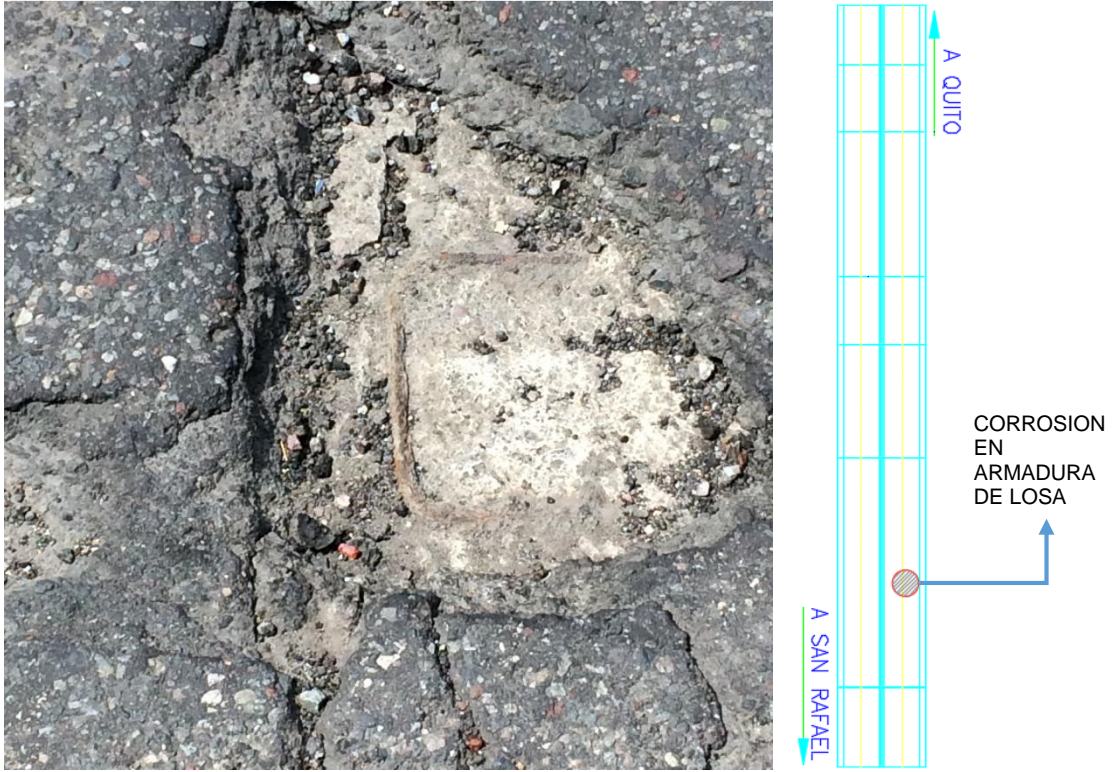
**Figura 35 Manchas en el Bore Inferior de la Losa**

- Oquedades superficiales o segregación



**Figura 36 Oquedad en el borde inferior de la Losa**

- Posiblemente corrosión de la armadura.



**Figura 37 Corrosión de la armadura de la Losa**



**Figura 38 Corrosión de la armadura de en las Protecciones**

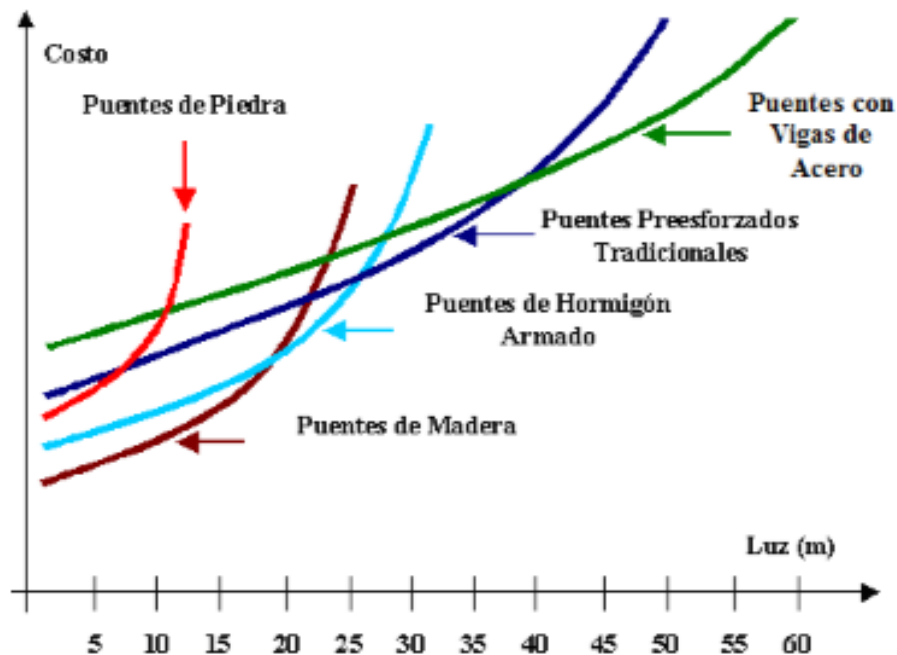
Entre los posibles agentes que provocan estas patologías se tienen: cargas, variaciones de humedad, variaciones térmicas intrínsecas y extrínsecas del hormigón, agentes biológicos, incompatibilidad de materiales, agentes atmosféricos (Valenzuela, 2010).

Entre las principales causas se tienen:

- a) Ausencia o pérdida del recubrimiento en las armaduras.
- b) Impermeabilización incorrecta o carencia de ella.
- c) Hormigonado con temperaturas ambientales extremas.
- d) Vibrado insuficiente del hormigón.
- e) Mala calidad del hormigón.
- f) Contaminación de los áridos.
- g) Efectos por presencias de microorganismos.

### **1.5 Sistema Constructivo del Puente San Pedro**

Los puentes con losa sola, o con viga y losa de hormigón armado son los puentes estructurales para uso vehicular de diseño y construcción más sencillos. Para sus luces óptimas, entre 12 y 25 metros, si se utilizan sistemas de cimentación sin alto grado de complejidad, tienen costos típicos entre 1.400 y 1.900 dólares por metro cuadrado de tablero, respectivamente, incluidos los costos de la subestructura (Romo, 2014).



**Figura 39 Gráfico Comparativo de Costos y Luces en Puentes de Distintos Materiales.**

Fuente: (Romo, 2014)

El puente San Pedro es un puente de hormigón armado tiene 150m de longitud, analizando la figura 39 no correspondería al sistema constructivo óptimo para puentes de hormigón armado, sino a un puente con arcos metálicos de sección I, un puente con vigas cajón postensadas en volados sucesivos o un puente atirantado que corresponde a un sistema constructivo óptimo para la luz del puente en estudio, la razón por la cual el sistema constructivo del puente San Pedro es ideal en términos económicos, es por la serie de apoyos que posee entre los estribos que permiten la reducción de sus luces.

En la tabla 5 se muestra la relación entre el sistema constructivo y la luz principal de un puente y los costos aproximados a los que corresponde cada sistema constructivo.



**Tabla 5**  
**Relación entre el sistema constructivo y la luz principal de un puente**

CLASIFICACIÓN	LUZ PRINCIPAL	COSTO
	(m)	APROXIMADO (USD/m <sup>2</sup> de Tablero)
<b>Losa Hormigón Armado</b>	15 - 25	1400 - 1900
<b>Vigas Preesforzadas I</b>	20 - 35	1700 - 2200
<b>Vigas Postensadas T</b>	30 - 45	2000 - 2500
<b>Vigas Metálicas I</b>	40 - 70	2400 - 2800
<b>Arcos Metálicos I</b>	70 - 150	3000 - 3500
<b>Vigas Cajón Postensadas en Volados Sucesivos</b>	90 - 200	3300 - 3700
<b>Atirantados</b>	150 - 400	4000 - 5000
<b>Colgantes</b>	300 - 600	5000 - 7000

Fuente: (Romo, 2014)

## CAPÍTULO II

### 2. FUNDAMENTO TEÓRICO

#### 2.1 Resumen de Método de Diseño AASHTO

Lo dispuesto en esta especificación está destinado para el diseño, evaluación y rehabilitación de puentes viales fijos y móviles.

La American Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) está basada en una normativa de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), disponible en unidades SI y US.

##### 2.1.1 Reseña Histórica de la Normativa AASHTO para Diseño de Puentes

- La investigación empezó en 1986
- Su desarrollo empezó en 1988
- Primera Edición, 1994
- Segunda Edición, 1998
- Tercera Edición, 2004
- Cuarta Edición, 2007
- Quinta Edición, 2010
- Sexta Edición, 2012
- Séptima Edición, 2014  
(Guerrero P. , 2015)

## 2.1.2 Evolución de las Metodologías de Diseño

Una revisión de las metodologías usadas en una variedad de especificaciones da como resultado tres posibilidades de diseño, diseño por esfuerzos admisibles (ASD), diseño por factores de carga (LFD), y diseño basado en la confiabilidad, una aplicación particular es el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

### 2.1.2.1 Diseño para Cargas de Servicio (ASD)

Los primeros procedimientos de diseño fueron desarrollados con el enfoque principal en las estructuras metálicas. Las estructuras de acero tienen un comportamiento lineal hasta un punto de fluencia que está debajo de la resistencia última del material. La seguridad en el diseño se obtiene dando límites de esfuerzo a los esfuerzos producidos por los efectos de carga, estos deben ser una fracción del esfuerzo de fluencia  $f_y$  (Ramírez & León, 2010).

Debido a que las especificaciones ponen límites a los esfuerzos, esto llegó a ser conocido como Diseño por Esfuerzos Admisibles (ASD)

La carga viva, muerta y viento son tratados igualmente en ASD. En la desigualdad el factor de seguridad es aplicado al lado de la resistencia y el lado de la carga no está factorizada (Ramírez & León, 2010).

En el método ASD la seguridad está determinado por:

$$\frac{\text{Resistencia, } R}{\text{Factor de Seguridad, } F} \geq \text{Efectos de carga} \quad (2.1)$$

Para el método ASD las cargas de diseño son valores fijos y son seleccionados de un código de diseño, no se considera el grado de variación en la predicción de los diferentes tipos de carga (Ramírez & León, 2010).

### 2.1.2.2 Diseño por Factores de Carga (LFD)

Diseño por Factores de Carga (LFD), realizo un esfuerzo preliminar al reconocer que la carga viva, en particular era más altamente variable que el peso muerto. Este pensamiento es contenido en el concepto de usar un multiplicador diferente en la carga muerta y en la carga viva (Ramírez & León, 2010).

Un criterio de diseño puede ser expresado como:

$$1.3M_D + 2.17M_{L+I} \leq \phi M_U \quad (2.2)$$

Dónde

$M_D$  = momento del peso muerto

$M_{L+I}$  = momento de la carga viva e impacto

$M_u$  = resistencia

$\phi$  = factor de reducción de resistencia

La resistencia se basa usualmente ya sea en lograr la pérdida de estabilidad de un componente o lograr una fuerza inelástica transversal. En algunos casos, la resistencia es disminuida por un “factor de reducción de resistencia,” lo cual se basa en la posibilidad que un componente puede ser más pequeño de lo normal, el material puede tener menor resistencia, o el método de cálculo puede ser más o menos preciso. En algunos casos estos factores se han basado en análisis estadísticos de sus resistencias. La probabilidad de cargas más altas de lo esperadas unida a resistencias más bajas de lo esperadas ocurriendo al mismo tiempo y en el mismo lugar no es considerado (Ramírez & León, 2010).

En las Especificaciones Estándar, las mismas cargas son usadas para ASD y LFD. En el caso de LFD, las cargas están multiplicadas por factores mayores a la unidad y añadido a otras cargas factorizadas para producir combinaciones de carga para propósitos de diseño (Ramírez & León, 2010).

La desventaja del diseño por factores de carga visto desde el punto de vista del diseño probabilístico es que, la carga factorizada y los factores de resistencia no fueron calibrados sobre una base que toma en cuenta la variabilidad estadística de parámetros naturales de diseño (Ramírez & León, 2010).

### 2.1.2.3 Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)

Emplea como criterios de análisis y diseño los de la teoría plástica o una combinación de análisis y diseño plástico. En este caso, basado en estados límites, hay consistencia con el método de diseño para concreto reforzado ACI-318, que emplea procedimientos probabilísticos y provee un nivel más uniforme de confiabilidad (Ramírez & León, 2010).

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n \quad (2.3)$$

Dónde:

$\eta_i = \eta_D, \eta_R, \eta_i \geq 0.95$  para cargas para las cuales un valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado y  $\eta_i = 1/(\eta_D, \eta_R, \eta_i) \leq 1.0$  para cargas para las cuales un valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado.

$\gamma_i$  = factor de carga: un multiplicador de base estadística aplicada a las solicitaciones ; factor que considera fundamentalmente de la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultanea de diferentes cargas, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de la resistencia a través de un proceso de calibración.

$\phi$  = factor de resistencia: un multiplicador de base estadística aplicado a la resistencia nominal; factor que considera fundamentalmente de la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones

estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través de un proceso de calibración.

- $\eta_i$  = modificador de cargas
- $\eta_D$  = factor relacionado con la ductilidad
- $\eta_R$  = factor relacionado con la redundancia
- $\eta_I$  = factor relacionado a la importancia operacional

$Q_i$  = efecto de la fuerza nominal o sollicitación: Una deformación, esfuerzo, o un esfuerzo resultante

$R_n$  = resistencia nominal: Resistencia de un elemento o conexión a las sollicitaciones, según lo indicado por las dimensiones especificadas en la documentación técnica y por las tensiones admisibles, deformaciones o resistencias especificadas de los materiales

$R_r$  = Resistencia factorizada o resistencia mayorada  $\phi R_n$

La Ec. 2.3 es aplicada a cada conexión y componente diseñado según sea apropiada para cada Estado Límite en estudio.

- **Requisitos Especiales para las Especificaciones LRFD**

- **Ductilidad**

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla (Ramírez & León, 2010).

La respuesta de los elementos estructurales o conexiones más allá del límite elástico se puede caracterizar ya sea por un comportamiento frágil y un comportamiento dúctil. El comportamiento frágil es indeseable debido a que

implica una súbita pérdida de la capacidad de carga inmediatamente después de exceder el límite elástico. El comportamiento dúctil se caracteriza por deformaciones inelásticas significativas antes que ocurra una pérdida significativa de la capacidad de carga. El comportamiento dúctil advierte sobre la inminente ocurrencia de una falla estructural mediante grandes deformaciones inelásticas (Ramírez & León, 2010).

La experiencia indica que los elementos típicos diseñados de acuerdo con los requisitos de la AASHTO generalmente exhiben una ductilidad adecuada.

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_D \geq 1,05$  para elementos y conexiones no dúctiles
- $\eta_D = 1,00$  para diseños y detalles que cumplen con estas especificaciones
- $\eta_D \geq 0,95$  para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad

Para todos los demás estados límites

- $\eta_D = 1,00$

#### – **Redundancia**

La redundancia es usualmente definida diciendo lo contrario, una estructura poco redundante es aquella en la cual la pérdida de un componente da como resultado colapso, o un componente poco redundante es aquella cuya pérdida resulta en el colapso completo o parcial de la estructura. También se podría decir que una estructura estáticamente indeterminada es redundante porque tiene más restricciones de las que son necesarias para satisfacer el equilibrio. Se deben usar estructuras continuas y con múltiples

recorridos de carga a menos que existan motivos justificados para evitarlas (Ramírez & León, 2010).

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_R \geq 1,05$  para elementos no redundantes
- $\eta_R = 1,00$  para niveles convencionales de redundancia
- $\eta_R \geq 0,95$  para niveles excepcionales de resistencia

Para todos los demás estados límites

- $\eta_R = 1,00$

– **Importancia Operativa**

El concepto de importancia operativa se debe aplicar exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondiente a eventos extremos. El propietario puede declarar que un puente o cualquier conexión o elemento del mismo son de importancia operativa (Ramírez & León, 2010).

Se pueden llamar puentes de importancia operativa a aquellos que deben permanecer abiertos para el tránsito de todos los vehículos luego del sismo de diseño y deben poder ser utilizados por los vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después de un sismo importante (Ramírez & León, 2010).

Para el estado límite de resistencia:

- $\eta_I \geq 1,05$  para puentes importantes
- $\eta_I = 1,00$  para puentes típicos
- $\eta_I \geq 0,95$  para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites

- $\eta_I = 1,00$



### 2.1.3 Cargas y Denominación de Cargas

#### 2.1.3.1 Carga Permanente:

- **DD** = Fricción superficial negativa (downdrag)
- **DC** = Carga muerta de componentes estructurales y aditamentos no-estructurales
- **DW** = Carga muerta de superficies de ruedo y servicios públicos
- **EL** = Efectos de carga encerrados acumulados resultantes de procesos constructivos
- **EH** = Carga de presión horizontal de suelo
- **EV** = Presión vertical de carga muerta sobre relleno

#### 2.1.3.2 Cargas Transitorias

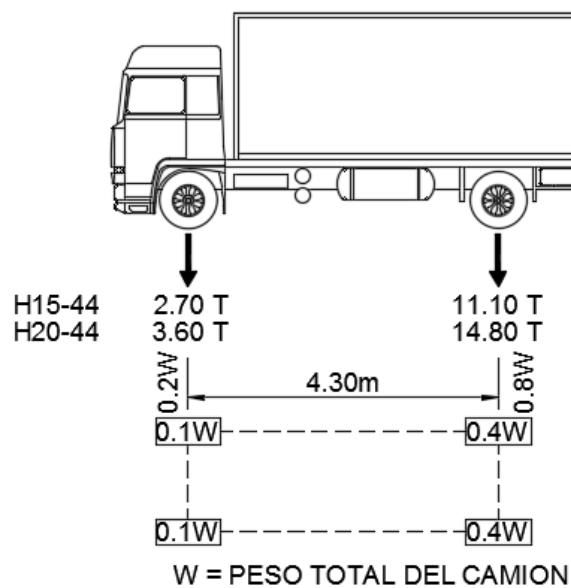
- **BR** = Fuerza de frenado vehicular
- **CE** = Fuerza centrífuga vehicular
- **CR** = Flujo plástico
- **CT** = Fuerza de colisión vehicular
- **CV** = Fuerza de colisión naviera
- **EQ** = Fuerza sísmica
- **FR** = Fricción
- **IC** = Carga por hielo
- **IM** = Impacto
- **LL** = Carga viva vehicular
- **LS** = Sobrecarga viva
- **PL** = Carga viva peatonal
- **SE** = Asentamiento
- **SH** = Retracción
- **TG** = Gradiente térmico

- **TU** = Temperatura uniforme
- **WA** = Carga de agua y presión de caudal
- **WL** = Viento sobre carga viva
- **WS** = Viento sobre estructura

### 2.1.3.3 Cargas Nocionales

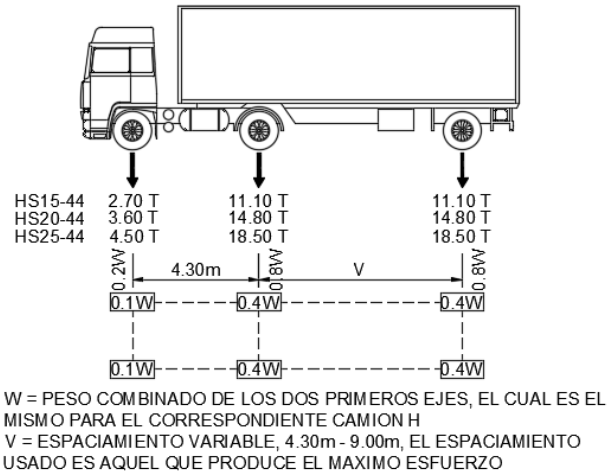
AASHTO usa el concepto de cargas nocionales para definir cargas vivas del modelo. Las cargas nocionales son cargas ficticias (modelo), que han sido creadas para producir los mismos efectos de carga (momento, cortante), observados en puentes reales causados por tránsito real (Guerrero, 2014b).

- **Camión Estándar Tipo H**



**Figura 40 Camión Estándar Tipo H**

- **Camión Estándar Tipo HS**



**Figura 41 Camión Estándar Tipo HS**

**Tabla 6**  
**Pesos entre ejes de camiones estándar tipo H y HS**

CAMION	PESO	EJE DELANTERO (T)	EJE POSTERIOR (T)	EJE SEMITRAILER (T)	P TOTAL (T)	CARGA RUEDA (T)	S EJE S (m)
H15-44	15	2.70	11.10		13.80	5.55	4.30
H20-44	20	3.60	14.80		18.40	7.40	4.30
HS15-44	15	2.70	11.10	11.10	24.90	5.55	4.30
HS20-44	20	3.60	14.80	14.80	33.20	7.40	4.30
HS25-44	25	4.50	18.50	18.50	41.50	9.25	4.30

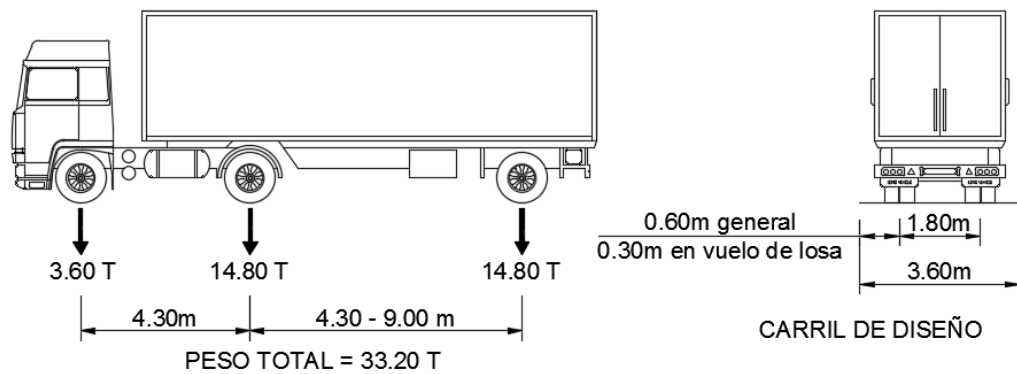


**Tabla 7**  
**Separaciones entre ejes de camiones estándar**

CAMIÓN	SEPARACIÓN (m)		
	S1	S2	S3
H15-44	0.60	1.80	0.60
H20-44	0.60	1.80	0.60
HS15-44	0.60	1.80	0.60
HS20-44	0.60	1.80	0.60
HS25-44	0.60	1.80	0.60

- Carga de Camión de Diseño**

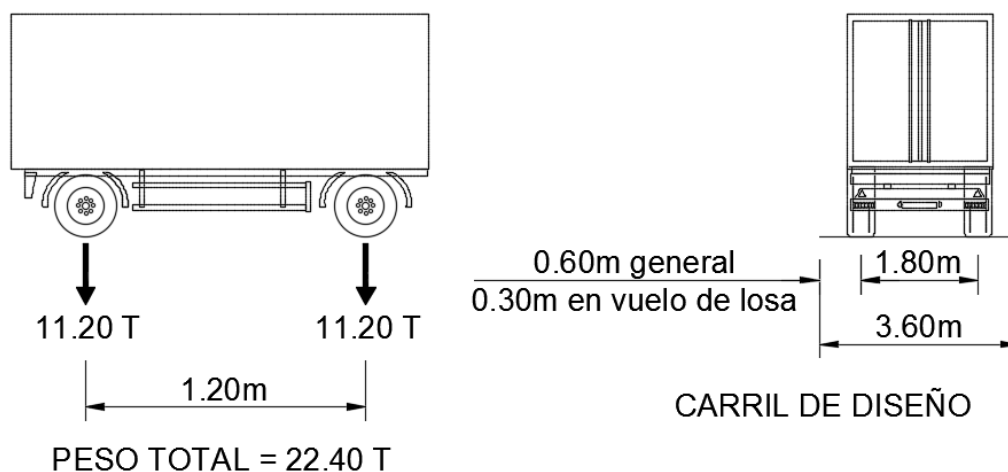
Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la Figura 42. (AASHTO-LRFD, 2014b)



**Figura 42 Camión de Diseño**

- Carga de Tandem de Diseño**

El tandem de diseño consistirá en un par de ejes de 11.20T con una separación de 1.20m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.80m. (AASHTO-LRFD, 2014b)



**Figura 43 Tandem de Diseño**

Para el camión de diseño y tandem de diseño se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el Artículo 3.6.2 de la norma AASHTO-LRFD. En la siguiente tabla se muestra el porcentaje de incremento por carga dinámica según el componente en análisis.

**Tabla 8**  
**Incremento por carga dinámica, IM**

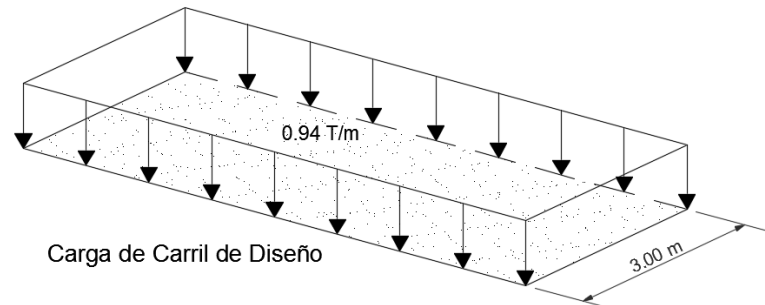
Componente	IM
Juntas del Tablero	75%
Todos los Estados Límites	
Todos los demás componentes	
Estado Límite de fatiga y fractura	15%
Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: Tabla 3.6.2.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2014)

- **Carga del Carril de Diseño**

La Carga del Carril de Diseño consistirá en una carga de 0.94T/m, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3.00m, ver Figura 44. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de

diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica (AASHTO-LRFD, 2014b).

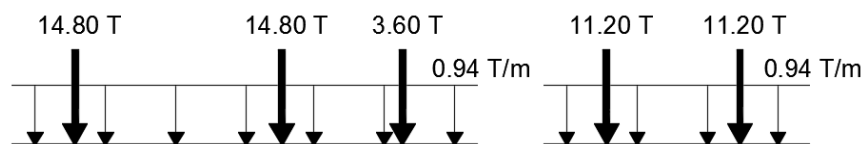


**Figura 44 Carga de carril de diseño**

- **Carga HL-93**

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

- Camión de diseño o tandem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.



**Figura 45 Carga HL-93**

#### 2.1.4 Combinaciones de Carga de Diseño en LRFD

En la Tabla 9 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para los diferentes tipos de solicitaciones que componen una combinación de cargas de diseño. En cada combinación de cargas, cada una de las solicitaciones que es considerada y que es relevante para el componente que

se está diseñando se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en la Tabla 10, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la Ec. 2.3 y multiplicar por los modificadores de las cargas.

Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas donde una sollicitación reduce otra sollicitación, a la carga que reduce la sollicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las sollicitaciones debidas a cargas permanentes, de la Tabla 11 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Las combinaciones de carga para diversos estados límite mostradas en Tabla 9 son descritas a continuación:

**Resistencia I:** Combinación de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin viento (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Resistencia II:** Combinación de carga referente al uso del puente por vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida sin viento. Si un vehículo permitido viaja sin escolta, o si el control no es provisto por escoltas, se puede asumir que las otras vías son ocupadas por cargas vivas vehiculares. Para puentes más largos que el vehículo permitido, se debe considerar la adición de la carga de vía, y la carga permitida esta última con la carga de vía que preceda y proceda a la carga permitida en su vía (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Resistencia III:** Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Resistencia IV:** Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las sollicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Resistencia V:** Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Evento Extremo I:** Combinación de cargas que incluye sismos (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Evento extremo II:** Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Servicio I:** Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

También se relaciona con el control de las deflexiones de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración de las estructuras de hormigón armado. (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Servicio II:** Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Servicio III:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Servicio IV:** Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración (AASHTO-LRFD, 2014c).



**Fatiga:** Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño (AASHTO-LRFD, 2014c).

**Tabla 9**  
**Combinaciones de carga y factores de carga, en LRFD**

Combinaciones de Carga	D	Usar uno de estos por vez																		
	C	D	D	D	W	E	H	EV	LL	ES	IM	EL	C	E	PS	B	R	C	P	R
Estados Límite	S	L	W	W	W	F	TU	T	S	E	IC	C	C	V						
	H	S	A	S	L	R		G	E	Q		T	V							
RESISTENCIA I (a menos que se diga lo contrario)	$\gamma_p$	1.7 5	1.0 0	-	-	1.0 0	0.50 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1.3 5	1.0 0	-	-	1.0 0	0.50 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1.0 0	1.4 0	-	1.0 0	0.50 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
RESISTENCIA IV	$\gamma_p$	-	1.0 0	-	-	1.0 0	0.50 / 1.20	-	-	-	-	-	-							
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1.3 5	1.0 0	0.4 0	1.0 0	1.0 0	0.50 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_E$ Q	1.0 0	-	-	1.0 0	-	-	-	1.0 0	-	-	-							
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0.5 0	1.0 0	-	-	1.0 0	-	-	-	-	1.0 0	1.0 0	1.0 0							
SERVICIO I	1.0 0	1.0 0	1.0 0	0.3 0	1.0 0	1.0 0	1.00 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
SERVICIO II	1.0 0	1.3 0	1.0 0	-	-	1.0 0	1.00 / 1.20	-	-	-	-	-	-							
SERVICIO III	1.0 0	0.8 0	1.0 0	-	-	1.0 0	1.00 / 1.20	$\gamma_T$ G	$\gamma_S$ E	-	-	-	-							
SERVICIO IV	1.0 0	-	1.0 0	0.7 0	-	1.0 0	1.00 / 1.20	-	1.0 0	-	-	-	-							
FATIGA I, Solo LL, IM y CE	-	1.5 0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-							
FATIGA II, Solo LL, IM y CE	-	0.7 5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-							

Fuente: Tabla 3.4.1-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2014)

**Tabla 10**  
**Factor de presencia múltiple**

Número de Carriles Cargados	Factor de Presencia Múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: Tabla 3.6.1.1.2-1 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2014)

**Tabla 11**  
**Factor de carga para carga permanente  $\gamma_p$ , en LRFD**

Tipo de Carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1.25	0.90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1.80	0.45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1.50	0.90
• En reposo	1.50	0.90
EL: Tensiones residuales de montaje	1.35	1.00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1.00	1.00
• Muros de sostenimiento y estribos	1.35	0.90
• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
• Marcos rígidos	1.35	0.90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1.50	0.90
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Tabla 3.4.1-2 (Especificaciones AASHTO para el Diseño de Puentes por el Método LRFD, 2014)

### **2.1.5 Objetivo del Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD)**

La seguridad pública es la primera responsabilidad del ingeniero. Todos los demás aspectos del diseño, incluida la funcionalidad, mantenimiento, economía, y estética son secundarios a los requerimientos de la seguridad (Guerrero P. , 2015).

El desarrollar una normativa de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) comprensiva y consistente que esté calibrada para obtener confiabilidad uniforme (una medición de la seguridad) en el estado límite de resistencia para todos los materiales (Guerrero P. , 2015).

### **2.1.6 Estados Límite**

Todas las especificaciones de diseño son escritas para establecer un nivel aceptable de seguridad. Hay muchos métodos para intentar proveer seguridad y el método inherente en muchas especificaciones modernas de diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidades. El método para tratar asuntos de seguridad en especificaciones modernas es el establecimiento de estados límite para definir grupos de eventos o circunstancias que podrían causar que una estructura sea inservible para su objetivo original. Las Especificaciones LRFD están escritas con un formato de Estados Limite basado en probabilidades requiriendo el análisis de algunos, o todos, de los cuatro Estados Límite definidos a continuación para cada componente de diseño en un puente.

### **2.1.6.1 Estado Límite de Servicio**

Trata con las restricciones impuestas a las tensiones, deformación, y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular. Estos requisitos están dirigidos a asegurar un funcionamiento aceptable del puente durante el periodo de diseño. (AASHTO-LRFD, 2014d)

### **2.1.6.2 Estado Límite de Fatiga y Fractura**

El Estado Límite de Fatiga se debe considerar como restricciones impuestas al rango de tensiones que se da como resultado de un único camión de diseño ocurriendo el número anticipado de ciclos del rango de tensión. La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente. El Estado Límite de Fractura se debe considerar como un conjunto de requisitos sobre resistencia de materiales de las Especificaciones sobre Materiales de AAHSTO. (AASHTO-LRFD, 2014d)

### **2.1.6.3 Estado del Límite de Resistencia**

Está dirigido a garantizar resistencia y estabilidad, tanto local como global, para resistir combinaciones de carga estadísticamente significativas que se anticipa que un puente experimentara durante su periodo de diseño. Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. (AASHTO-LRFD, 2014d)

#### **2.1.6.4 Estados Límites Correspondientes a Eventos Extremos**

Están dirigidos a garantizar la supervivencia estructural del puente durante una inundación, un terremoto, cuando es golpeado por una embarcación, vehículo o el flujo de hielo, posiblemente donde la fundación esté en condiciones de socavación. Se considera que los estados límites extremos son ocurrencias únicas cuyo periodo de recurrencia puede ser significativamente mayor al periodo de diseño del puente. La probabilidad unida de estos acontecimientos es sumamente baja, y, por consiguiente, se especifica que son aplicadas separadamente. Bajo de estas condiciones extremas, se espera que la estructura experimentara considerables deformaciones inelásticas. (AASHTO-LRFD, 2014d)

#### **2.1.7 Ventajas del método LRFD**

- Toma en cuenta la variabilidad en las cargas y las resistencias.
- Logra claramente uniformes niveles de seguridad para diferentes estados límites y tipos de puentes sin complejos análisis probabilísticas o estadísticos.
- Provee un método de diseño racional y consistente.

#### **2.1.8 Desventajas del método LRFD**

- Requiere un cambio en la filosofía de diseño (de los anteriores métodos de la AASTHO).
- Requiere un conocimiento de los conceptos básicos de la probabilidad y la estadística.

- Requiere disponibilidad de suficientes datos estadísticos y algoritmos de diseño probabilística para hacer ajustes en los factores de resistencia en situaciones particulares.

## 2.2 Modelo de Análisis

Las estructuras civiles son modeladas por la ecuación general de movimiento, que regula el equilibrio dinámico entre las fuerzas externas, elástica, la inercia y el amortiguamiento que actúan sobre la estructura descrita por la Ecuación 2.4. (Amézquita, 2012)

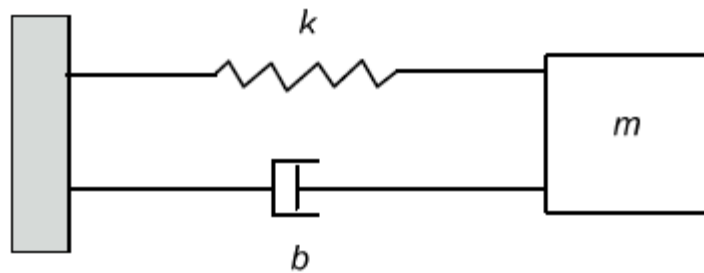
$$M\ddot{X}(t) + C\dot{X}(t) + KX(t) = f(t) \quad (2.4)$$

Donde M, C y K son matrices de tamaño n x n que representan la masa, amortiguamiento y rigidez del sistema respectivamente.  $\ddot{X}(t)$ ,  $\dot{X}(t)$ ,  $X(t)$  y  $f(t)$  son matrices columna de tamaño n que corresponden a la aceleración, velocidad, posición y la fuerza aplicada respectivamente. (Amézquita, 2012)

### 2.2.1 Frecuencia Natural

La Frecuencia Natural se conoce como la frecuencia principal a la que un sistema mecánico seguirá vibrando después de quitar la fuente de excitación.

Cualquier sistema mecánico puede ser modelado por medio de resortes, masas y amortiguadores como se muestra en la Figura 47. Los amortiguadores absorben la energía pero los resortes y masas no lo hacen. Al aplicar una energía a un sistema masa-resorte el sistema vibrará a su frecuencia natural y el nivel de vibraciones dependerá de la fuente de energía y de la absorción inherente al sistema. (Amézquita, 2012)



**Figura 46 Sistema Masa, Resorte y Amortiguador**

Las frecuencias naturales de una estructura se calculan por medio de la raíz cuadrada de los eigenvalores de la matriz de rigidez  $K$  multiplicada por el inverso de la matriz de masa  $M$ , lo cual es descrito por la Ecuación 2.5. (Amézquita, 2012)

$$\omega_n = \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.5)$$

Por lo tanto si la masa o la rigidez cambian la frecuencia natural del sistema estructural cambiara.

## 2.2.2 Frecuencia de Resonancia

La Frecuencia de Resonancia se presenta cuando la frecuencia de excitación es igual o muy cercana a la frecuencia natural del sistema  $\omega_r = \omega_n$ . La frecuencia de resonancia esta denotada por la Ecuación 2.6. (Amézquita, 2012)

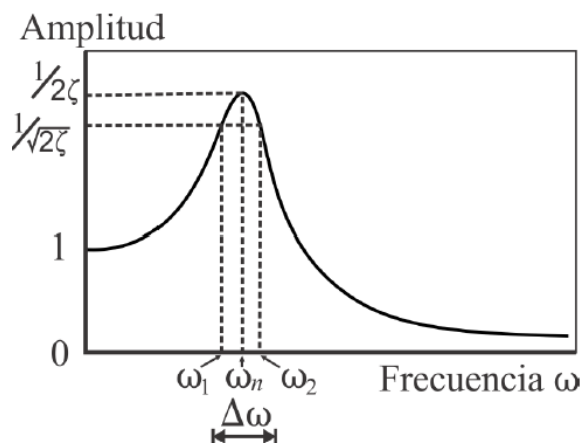
$$\omega_r = \sqrt{1 - 2\zeta^2} \omega_n \quad (2.6)$$

Donde  $\omega_n$  es la frecuencia natural del sistema y  $\zeta$  es el factor de amortiguamiento.

### 2.2.3 Factor de Amortiguamiento

El Factor de Amortiguamiento es un parámetro fundamental en el desarrollo de modelos matemáticos que permiten el estudio y análisis de sistemas vibratorios. Esto va encaminado a la teoría de que todo sistema vibratorio (regularmente sistemas mecánicos) tiene la capacidad de disipar energía. Para el control de vibraciones e impactos en maquinaria, se utiliza el concepto de amortiguamiento como una técnica para disipar energía del sistema, manipulando así la amplitud de vibración en el sistema y otros parámetros de estudio. (Amézquita, 2012)

Así, a partir de la Figura 47, el factor de amortiguamiento se ve representado por la Ecuación 2.7.



**Figura 47 Método Gráfico para la medición del Amortiguamiento**

$$\zeta = \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_2 + \omega_1} \quad (2.7)$$

Cuando se presenta un coeficiente de amortiguamiento pequeño la frecuencia de resonancia es mucho mayor y más aguda, que cuando el factor de amortiguamiento es grande presentándose una amplitud muy pequeña en



la frecuencia de resonancia, pero si la amortiguación es  $\zeta = 0$  el sistema incrementa su amplitud infinitamente debido a que la frecuencia de resonancia y la frecuencia natural son iguales  $\omega_r = \omega_n$ . (Amézquita, 2012)

### **2.3 Monitoreo en Tiempo Real de Puentes**

En la actualidad, varios métodos clásicos y dinámicos han sido propuestos para el monitoreo de daños en estructuras. Los métodos clásicos consisten en procedimientos visuales o experimentales tales como ultrasonido, el cual ha sido empleado para detectar corrosión en placas de aluminio, corrientes Eddy para detectar crack en placas, radiografías para detectar fatiga en el concreto, emisión acústica, la cual ha sido empleada para detectar fallas en vigas metálicas, y procesamiento de imagen con el fin de detectar cracks en superficies de concreto. Sin embargo, los métodos mencionados presentan diversas desventajas, por ejemplo, todas estas técnicas requieren que la localización del daño sea conocida, y que la estructura a ser inspeccionada tenga un fácil acceso. Estas limitaciones han conducido al desarrollo de técnicas globales de monitoreo basadas en el cambio de la vibración en la estructura, las mismas han sido llamadas métodos dinámicos. Estos métodos están basados en los cambios de vibración de la estructura, debido a que la medición de la vibración es suficientemente sensible para detectar daños, inclusive cuando los daños están localizados en áreas internas o escondidas de la estructura. La idea básica del monitoreo estructural basado en vibraciones es que las modificaciones en las características estructurales debido a una falla afecta a la respuesta vibratoria de la estructura. (Amézquita, 2012)

El monitoreo de la integridad estructural de puentes ha tenido un desarrollo importante debido a:

- Los avances en tecnología de sensores, sistemas de comunicación y sistemas de información.
- La posibilidad de evaluar la condición estructural de los puentes en forma remota y en tiempo real.
- El desarrollo de nuevos esquemas de inspección y evaluación de las estructuras.
- El potencial efecto que tiene sobre la seguridad y vida útil de los puentes.

### **2.3.1 Ventajas del Monitoreo de Puentes**

- Facilitan el manejo de la información.
- Dan lugar a sistemas de administración más efectivos que optimicen los procesos de conservación.
- Permiten evaluar y controlar los efectos de un creciente tráfico vehicular.
- Permiten estudiar el efecto de los fenómenos naturales que son cada vez de mayor intensidad y frecuencia por el cambio climático.
- Garantizan la integridad y seguridad de los puentes, incrementando los niveles de confianza de los usuarios. (Viramontes, 2014)

### **2.3.2 Monitoreo de la Integridad Estructural**

Monitoreo de la Integridad Estructural “Structural health monitoring” es una área de investigación importante y de rápido crecimiento que está atrayendo el interés de los investigadores y de las agencias de gobierno relacionados con el mantenimiento y seguridad de los diferentes tipos de

estructuras tales como edificios, puentes, estructuras de barras articuladas, etc., con el fin de permitir su operación o programar su reparación o retiro. El monitoreo de la salud estructural consiste en el proceso de implementar una estrategia de identificación de daños que envuelva la observación de una estructura a lo largo del tiempo empleando mediciones espaciadas y el análisis de estas para determinar el estado actual de la estructura. El término daño puede ser definido como los cambios introducidos dentro del sistema que afectan negativamente su actual o futuro rendimiento y requiere una comparación entre dos estados diferentes del sistema, uno de los cuales representa el estado inicial y el estado actual, el cual debe ser evaluado como sano o dañado (Amézquita, 2012).

### **2.3.3 Escenarios para el planteamiento del monitoreo**

El empleo de técnicas globales de detección de daño sirve para identificar anomalías que afectan el desempeño de una estructura. El daño, se refleja directa o indirectamente como un cambio de masa, rigidez y/o amortiguamiento de la propia estructura.

Para poder aplicar las técnicas, se debe considerar tres estados de la estructura en análisis, un inicial considerando la estructura sin daño o como debió ser su diseño inicial, otro posterior con daños estructurales, reduciendo la rigidez de los elementos estructurales en distintas proporciones y el experimental que será en el actual puente, después de algún tiempo de servicio. Al existir daño en la estructura, los sensores captan un cambio en la respuesta dinámica, la cual se puede asociar con la ubicación y magnitud del daño, dependiendo del algoritmo de análisis empleado.

La sensibilidad al cambio en la respuesta dinámica de la estructura está, en gran parte, influenciada por el arreglo de los sensores en la

estructura; por lo tanto, una configuración capaz de detectar y ubicar eficazmente cualquier tipo de daño será la mejor para proponer en la práctica.

Para el caso del puente San Pedro, se implementarán las técnicas de detección y localización de daño usando el modelo calibrado en elementos finitos. El modelo calibrado será considerado como la “estructura inicial” (sin daño) y después mediante la reducción de la rigidez de los elementos estructurales se podrá considerar como “la estructura con daño”. De esta manera, se espera poder establecer una configuración en la ubicación de los sensores que detecte y ubique eficazmente el daño inducido en el modelo de elementos finitos y con lo que se pueda proponer una configuración óptima de instrumentación en el puente real.

## **2.4 Métodos de Detección de Fallas en Estructuras**

Durante los últimos 30 años se han propuesto diversos métodos clásicos y dinámicos para evaluar el daño estructural. A continuación se describen.

### **2.4.1 Métodos Clásicos**

Los métodos clásicos o también llamados técnicas no destructivas consisten en procedimientos visuales o experimentales, tales como:

- **Inspección Visual:** Este tipo de métodos incluyen algunas variantes de niveles de especialización que van desde una evaluación óptica a simple vista, hasta microscopio de barrido electrónico para obtener información detallada de las micro fracturas. La evaluación óptica aunque es la más simple y barata tiene sus limitaciones en materiales

compuestos donde las fallas muchas veces ocurren en capas interiores. Para estructuras a gran escala este tipo de métodos resultan ineficientes y poco efectivos. (Amézquita, 2012)

- **Emisión Ultrasónica:** Este método consiste de dos cabezales hidrodinámicos acoplados en tándem que al pasar por la superficie del elemento envían ondas ultrasónicas por medio del chorro de agua en un lado del espécimen, mientras que del otro lado se reciben las ondas acústicas transmitidas. El inconveniente de este método además del tamaño y del costo del equipo es la necesidad de tener acceso a ambos lados de la superficie o incluso el tener que desmontar los elementos de la estructura. (Amézquita, 2012)
- **Rayos X:** Este método basa su principio de funcionalidad en la variación de absorción de rayos X a través de una superficie. Para acentuar los daños en materiales compuestos esta técnica puede ser mejorada si se combina con la técnica de líquidos penetrantes. Sin embargo, es de un alto costo y presenta la necesidad de tener acceso a ambos lados de la superficie con el fin de emitir y colectar los rayos X. (Amézquita, 2012)
- **Corrientes de Eddy:** El principio de funcionamiento se basa en los cambios de impedancia electromagnética debido a deformaciones en el material. El método es simple y no requiere gran equipamiento; sin embargo, no es una tecnología madura para materiales compuestos además de que requiere considerable potencia y sus resultados son de los más complicados de interpretar. (Amézquita, 2012)

Sin embargo, los métodos mencionados requieren que la localización del daño sea conocida y que la estructura al ser inspeccionada tenga un fácil acceso.

Estas limitaciones han conducido al desarrollo de nuevas técnicas globales de monitoreo que puedan aplicarse en sistemas estructurales mientras estos se hallen en servicio.

#### **2.4.2 Métodos Dinámicos**

Los métodos dinámicos están basados en los cambios de vibración de la estructura, ya que la medición de la vibración es suficientemente sensible para detectar daños, inclusive cuando los daños están localizados en áreas internas o escondidas de la estructura. La idea básica del monitoreo estructural basado en vibraciones es que las modificaciones en las características estructurales debido a una falla afecta a la respuesta vibratoria de la estructura afectando sus parámetros modales tales como frecuencias naturales, factor de amortiguamiento, modos de forma, entre otros (Amézquita, 2012).

Para este trabajo de tesis se optó por el análisis del parámetro modal, determinar las frecuencias y los periodos de vibración de la estructura, las cuales permiten el monitoreo global de una estructura.

#### **2.5 Técnicas de Procesamiento de Señales**

Los continuos avances en el monitoreo de estructuras ha llevado al empleo de diversas técnicas de procesamiento de señales basada en el análisis de la vibración con el objetivo de detectar, localizar y cuantificar la severidad de los daños en las estructuras. (Amézquita, 2012)

Las más empleadas se describen a continuación:

- Transformada Rápida de Fourier (FFT).
- Transformada Corta de Fourier (STFT).
- Transformada de Wavelet.
- Transformada Wavelet Packet.
- Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC).
- Redes Neuronales Artificiales.

En la presente tesis se empleará la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y la Clasificación de Múltiples Señales (MUSIC), como técnicas de procesamiento de datos, los resultados serán comparados y se determinará la técnica más precisa y confiable.

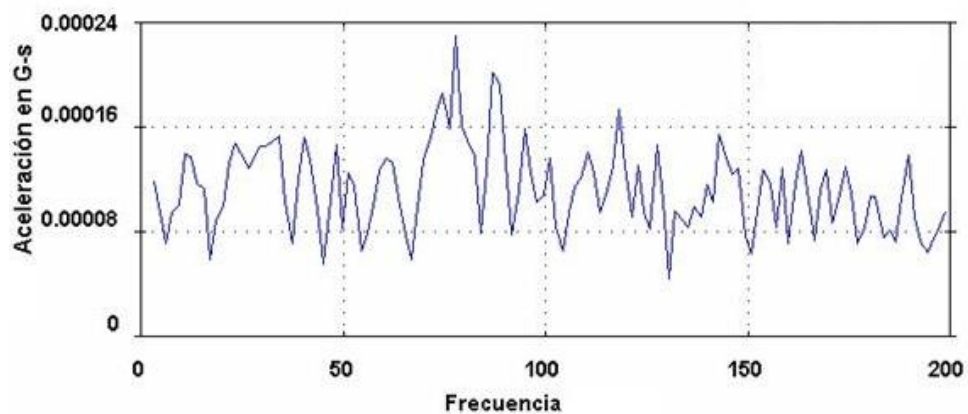
### 2.5.1 Análisis Espectral

Las transformadas de Fourier se utilizan como herramientas de cálculo para el **Análisis Espectral**, el cual es adecuado para sacar a luz componentes periódicas de un espectro. Consiste en expresar el proceso como una suma de sucesiones periódicas, concretamente trigonométricas permitiendo centrar la atención en las frecuencias que más interesan.

En el análisis espectral el objetivo es determinar el contenido de frecuencia, es decir, las frecuencias que componen el espectro y sus respectivas magnitudes. Se aplica a series temporales ( $x_t$ ) que están en función del tiempo. (Cimbala, 2010)

### 2.5.1.1 El espectro

Es básicamente una serie de datos, que puede entenderse como una sucesión de números, las sucesiones de números reales se pueden escribir como combinaciones lineales de senos y cosenos o exponenciales complejas. Los espectros generalmente tienen componentes periódicas, cuyo periodo coincide con el tiempo de referencia (en el caso de las señales analógicas). Las series de datos también conocidas como señales, se pueden clasificar en señales analógicas y señales digitales.

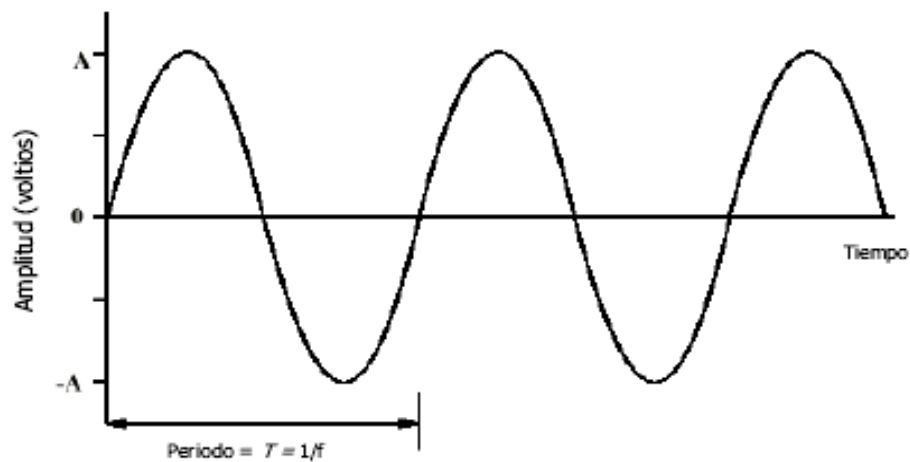


**Figura 48 Espectro de Aceleraciones, Aceleración vs Frecuencia**

### 2.5.1.2 Señal analógica

Es una señal generada por un fenómeno electromagnético y es representable por alguna función matemática periódica y continua, que evolucionan en el tiempo de forma análoga a alguna variable física. Tanto la amplitud y el periodo varían en forma continua entre un límite inferior y superior en función del tiempo.





**Figura 49 Señal analógica sinodal, Amplitud vs Tiempo**

En ingeniería el análisis de componentes espectrales de una señal analógica se realiza sobre el dominio de la frecuencia, tiene la siguiente forma:

$$f(t) \approx \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \left[ a_n \cos \frac{2n\pi}{T} t + b_n \sin \frac{2n\pi}{T} t \right] \quad (2.8)$$

Donde:

$a_0$ ,  $a_n$ ,  $b_n$ : coeficientes de Fourier en función del periodo de oscilación  $T$

### 2.5.1.3 Periodo de oscilación (T)

Es el mínimo lapso que separa dos instantes en los que el sistema se encuentra exactamente en el mismo estado, por ejemplo en una onda el periodo sería el tiempo y transcurrido entre dos crestas o valles sucesivos, es el inverso a la frecuencia ( $f$ ).

$$T = \frac{1}{\text{frecuencia}} = \frac{2\pi}{\text{frecuencia angular}} \quad (2.9)$$

#### 2.5.1.4 Frecuencia (f)

Es el número de repeticiones que se producen en cualquier suceso periódico en una unidad de tiempo. Para calcular la frecuencia de un suceso, se contabiliza posteriormente el número de ocurrencias de éste, teniendo en cuenta un intervalo temporal, estas repeticiones se dividen por el tiempo transcurrido. Según el Sistema Internacional (SI), la frecuencia se mide en hercios (Hz), un hercio es la frecuencia de un suceso o fenómeno repetido una vez por segundo:

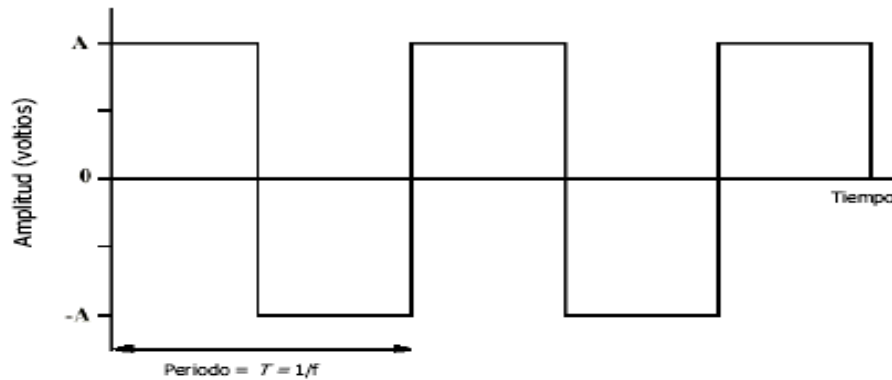
$$1\text{Hz} = \frac{1}{\text{s}} \quad (2.10)$$

Como se mostró anteriormente la frecuencia se puede calcular midiendo el tiempo entre dos repeticiones (periodo) convirtiéndose en la inversa del periodo de oscilación:

$$f = \frac{1}{T} \quad (2.11)$$

#### 2.5.1.5 Señal digital

Al igual que la señal analógica, la señal digital se produce por algún tipo de fenómeno electromagnético en el que la señal puede transmitir varias magnitudes que representan valores discretos, es decir, la función que define la señal no es continua ya que no se encuentran en un rango determinado. Las señales digitales requieren de un ordenador para su procesamiento, los programas computacionales utilizan la Transformada discreta de Fourier (DFT) y el algoritmo matemático conocido como la Transformada rápida de Fourier (FFT) desarrolladas a partir de la transformada de Fourier (FT). No se puede aplicar la transformada de Fourier en señales digitales.



**Figura 50 Señal digital sinodal amplitud vs tiempo.**

### 2.5.1.6 Transformada de Fourier: Definición Matemática

Se podría definir como el espectro de frecuencias de una función, contiene todas las frecuencias del tiempo en el cual existió la señal, relaciona una función en dominio del tiempo y una función en el dominio de la frecuencia, las frecuencias que compone el espectro se representan como picos en el dominio de la frecuencia.

Una importante propiedad de la transformada de Fourier es su reversibilidad, siendo capaz de transformaciones de cualquiera de los dominios al otro.

En lugar de usar los senos y cosenos como en las series de Fourier, en la transformada de Fourier se utilizan exponenciales tanto como números complejos, otra diferencia corresponde al uso de integrales en lugar de las sumatorias de funciones utilizadas en las series de Fourier.

Para una función  $f(t)$ , la transformada de Fourier se define:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.12)$$

La inversa se define como:

$$f(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} F(\omega) e^{i\omega t} d\omega \quad (2.13)$$

Donde:

$$e^{i\omega t} = \cos(\omega t) + i \sin(\omega t)$$

$$i = \sqrt{-1}$$

$\omega$ , es el rango de las frecuencias angulares asociadas con la señal (el contenido de frecuencia de la señal)

Cuando la señal es  $f(t)$  estamos en el dominio del tiempo, y las variables son reales, cuando se trabaja con la frecuencia angular y la transformada de Fourier  $F(\omega)$ , estamos trabajando en el dominio de la frecuencia y  $F(\omega)$  es compleja.

#### 2.5.1.7 Transformada Discreta de Fourier (DFT)

También conocida como transformada digital de Fourier. Transforma una función matemática en otra, obteniendo una representación en el dominio de la frecuencia siendo la función original una función en el dominio del tiempo, ésta solo admite una función de entrada discreta, es decir una señal digital y de duración finita, la transformada discreta de Fourier se define como:

$$F(k\Delta f) = \sum_{n=0}^{N-1} f(n\Delta t) e^{-i(2\pi k\Delta f)(n\Delta t)} \quad (2.14)$$

Donde:

$N$  = número total de puntos de datos discretos tomada.

$\Delta t$  = tiempo entre puntos de datos

$k = 0, 1, 2, \dots, N-1$ .

Nótese que la suma ha sustituido a la integración utilizada en la transformada de Fourier, ya que se están examinando datos discretos en lugar de continuos.

El tiempo entre puntos de datos y la frecuencia de muestreo son igual a:

$$\Delta t = \frac{T}{N} \text{ y } f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T} \text{ respectivamente}$$

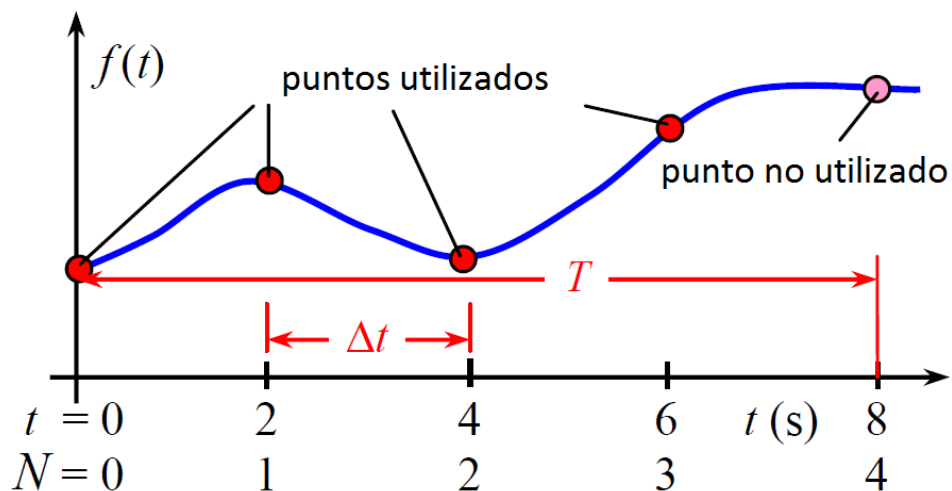
Donde:

$N$  = número total de puntos de datos tomada.

$T$  = tiempo total de muestreo.

$f_s$  = frecuencia de muestreo

En la figura 52 se ilustra los componentes principales de la DFT en una gráfica  $f(t)$  vs  $t$ . Se debe tener en cuenta que los números enteros  $n$  y  $k$  en la definición anterior de la DFT deben tener valores de 0 a  $N-1$  y no de 1 a  $N$ .

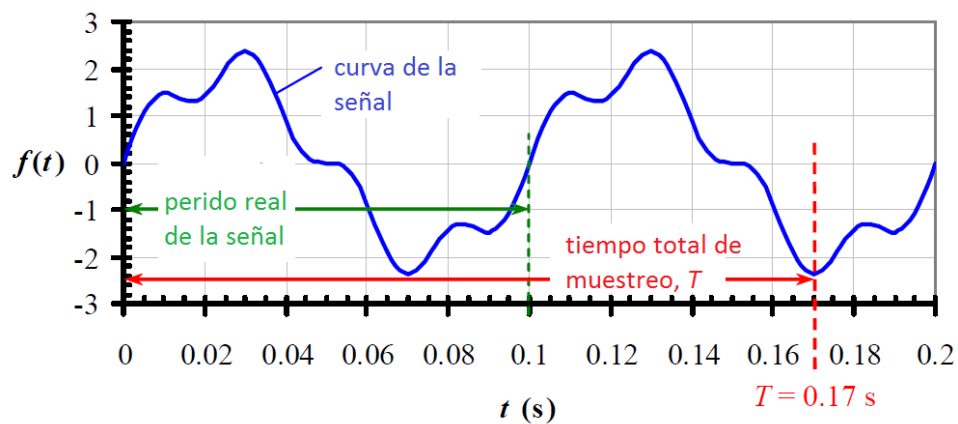


**Figura 51 Componentes de la DFT: tiempo de muestreo  $T$ , tiempo entre datos  $\Delta t$ , número de muestras  $N$ .**

Fuente: (Cimbala, 2010)

Generalmente no sabemos el período de la señal antes de su procesamiento, y el muestreo puede parar en una fase diferente de la señal a la que se inició el muestreo; por lo tanto el último punto de datos no será idéntico al primer punto de datos.

En la figura 53 se muestra la posibilidad de una señal periódica que se repite cada  $T = 0.1$  segundos, comenzamos el muestreo en  $t = 0$  s, y la interrupción de muestreo a  $T = 0.17$  s (la fase de  $t = T$  difiere de  $t = 0$ ).



**Figura 52 Señal de periódica real  $T = 0,1$  s y periodo de muestreo  $T = 0,17$**

Fuente: (Cimbala, 2010)

A diferencia del análisis de series de Fourier,  $T$  en la transformada discreta de Fourier no es necesariamente igual al periodo fundamental ( $T$ ) de la señal original.

En el dominio de la frecuencia, las variables relevantes obtenidas son:

- $\Delta f$  es el incremento de frecuencia, llamado también la resolución de frecuencia, el incremento de frecuencia  $\Delta f$  se asemeja a la frecuencia fundamental de una serie de Fourier.

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad (2.15)$$

- $F(k\Delta f)$  son los valores obtenidos tras la aplicación de la transformada de Fourier discreta, un número complejo para cada frecuencia discreta.

Tenga en cuenta, que a diferencia de una serie de Fourier, el incremento de frecuencia  $\Delta f$ , no tiene nada que ver con el contenido de frecuencia o la frecuencia fundamental de la señal original, porque  $\Delta f$  es simplemente  $1/T$ , donde  $T$  es un período de tiempo arbitrario (tiempo total de muestreo), como se discutió anteriormente esto conduce a algunos errores inherentes asociados con las transformadas de Fourier.

### 2.5.1.8 Criterio de Nyquist

El criterio de Nyquist también es importante en el análisis de DFT, cuando se toman muestras a una frecuencia  $f_s$ , obtenemos información confiable y útil de las frecuencias sólo para un número de frecuencias menores a  $f_s/2$ .

Hay  $N$  valores de salida de la DFT, se expresan de la siguiente forma  $F(k\Delta f)$  para  $k= 0, 1, 2, \dots, N-1$ , igual número  $N$  de frecuencias discretas.

Sabemos que:

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T}$$

Podemos fácilmente calcular a que valor de  $k$  cuando la frecuencia  $k\Delta f$  es igual a  $f_s/2$  así:

$$k\Delta f = \frac{f_s}{2}$$

Despejando

$$k = \frac{f_s}{2\Delta f} = \frac{N/T}{2 * (1/T)} = \frac{N}{2}$$

Por tanto el mayor número de datos de frecuencias confiables conocido como la frecuencia máxima útil  $f_{max}$  también llamada frecuencia doblada se define:

$$f_{max} = \frac{fs}{2} = \frac{N}{2} * \Delta f \quad ( 2.16 )$$

En otras palabras, sólo la mitad de los valores N de salida disponibles de la DFT son útiles, osea para k desde 0 a N/2, igualmente corresponde a las frecuencias de 0 a fs/2, la otra mitad de los valores son descartados.

#### **2.5.1.9 Transformada Rápida de Fourier (FFT)**

A pesar que la técnica de la DFT da una respuesta fugaz de un sistema de datos, la implementación de la misma no se volvió practica hasta la publicación del algoritmo de Fast Fourier Transform (FFT), el algoritmo permite calcular la DFT y su inversa de forma muy eficiente al eliminar una gran parte de cálculos repetitivos a los que está sometida la DFT, además, la FFT generalmente permite una mayor precisión disminuyendo los errores de redondeo. La aplicación de la FFT se realiza mediante un programa para computador, desde entonces la FFT ha impulsado una revolución en muchas áreas de la tecnología, incluyendo el área de pruebas de vibraciones. Todas las reglas y detalles sobre DFT descritos anteriormente se aplican a FFT también.

Para muchos FFT (tales como el análisis de Fourier de Microsoft Excel), el algoritmo de ordenador restringe N a una potencia de 2, tales como 64, 128, 256, y así sucesivamente. Sin embargo, algunos algoritmos FFT no tienen esta restricción, por ejemplo, la FFT utilizados en LabVIEW y MATLAB no tienen esta restricción.

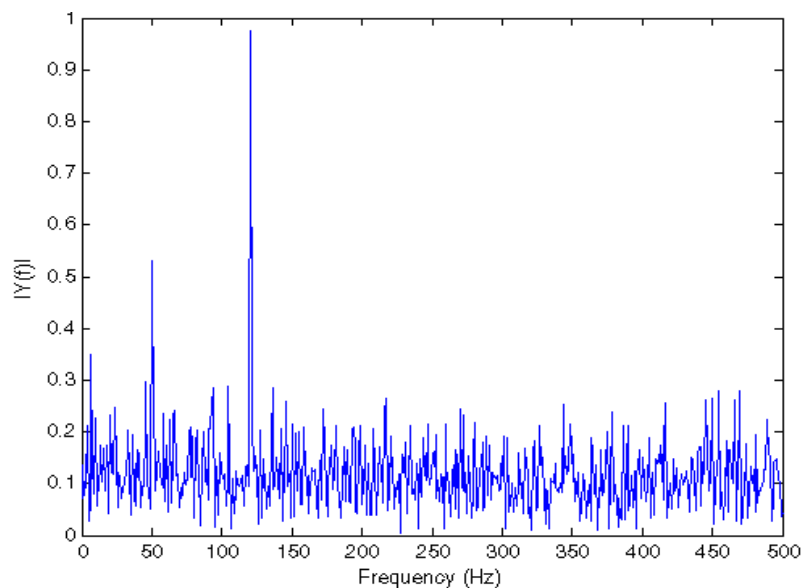


### 2.5.1.10 FFT en el ordenador.

Gracias a las herramientas computacionales la comprensión del algoritmo de la FFT pasa a segundo plano al ser un tema de estudio de la computación científica, nuestro objetivo se convierte en configurar los parámetros de la función FFT y la correcta interpretación de los resultados que arroje.

Los resultados de una subrutina FFT es una serie de números complejos, uno para cada uno de los datos muestreados de forma discreta, que representa a cada frecuencia discreta, sólo la mitad de los cuales son útiles debido a el criterio de Nyquist, la magnitud o amplitud del número complejo es en realidad utilizado para comparar la importancia relativa de las diversas frecuencias, la magnitud del número complejo  $|F|$  se llama modulo.

La grafica de la magnitud que arroja la FFT,  $|F|$  frente a la frecuencia  $f$  se llama espectro de frecuencia. Algunos autores llaman a esto el espectro de amplitud ya que las dimensiones y las unidades del eje vertical son las mismas que los de la amplitud de la señal original.



**Figura 53 Espectro de frecuencia o espectro de amplitud.**

### 2.5.1.11 Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC)

A pesar de los resultados que se han obtenido con las técnicas antes mencionadas, sería deseable contar con un algoritmo con la habilidad de monitorear la dinámica de una estructura con gran precisión, inmune al ruido, sin la necesidad de mucho procesamiento ni muchos datos y que permita crear una metodología para identificar, localizar y cuantificar la severidad de daños en la estructura en un procedimiento automático. Una técnica prometedora en el monitoreo de estructura basado en vibraciones es el algoritmo clasificación múltiple de señales (MUSIC), el cual fue introducido por Jiang y Adeli en 2007 para el monitoreo de estructuras civiles. Esta técnica presenta grandes ventajas en comparación a las técnicas antes mencionadas, ya que produce una estimación espectral de alta resolución, inclusive para datos que están embebidos en mucho ruido, y la técnica tiene una mayor defectibilidad en comparación a la FFT convencional, lo cual son factores importantes en este proyecto. Por lo tanto, la técnica propuesta puede ser una herramienta muy eficiente para el monitoreo de las estructura en tiempo real (Amézquita, 2012).

Los métodos sub-espacio son conocidos como métodos de alta resolución, los cuales pueden detectar frecuencias inclusive en señales envueltas en mucho ruido. Los métodos sub-espacio asumen que la señal discreta en tiempo  $x[n]$  puede ser representada por  $m$  señales sinusoidales complejas en ruido  $e[n]$  como lo describe la Ecuación 2.17.

$$X[n] = \sum_{i=1}^m \bar{B}_i e^{j2\pi f_i n} + e[n], \quad n = 0, 1, 2, \dots, N - 1 \quad (2.17)$$

Con

$$\bar{B}_i = |B_i| e^{j\theta_i} \quad (2.18)$$

donde  $N$  es el número de datos de la muestra,  $B_i$  es la amplitud compleja de las  $i$ th señales sinusoidales complejas,  $f_i$  es su frecuencia, y  $e[n]$  es una secuencia de ruido blanco con media cero y varianza  $1 \sigma^2$ . Este método emplea la descomposición de los eigenvectores de  $x[n]$  para obtener dos sub-espacios ortogonales. La matriz de auto-correlación  $R$  de la señal con ruido  $x[n]$  es la suma de la señal y matrices de auto-correlación del ruido ( $R_s$  y  $R_n$ , respectivamente).

$$R = R_s + R_n = \sum_{i=1}^p |B_i|^2 e(f_i) e^H(f_i) + \sigma_n^2 I \quad (2.19)$$

donde  $p$  es el número de frecuencias, el exponente  $H$  denota la traspuesta Hermitiana,  $I$  es la matriz identidad, y  $e^H(f_i)$  es la señal vector dado por la Ecuación 2.20.

$$e^H(f_i) = [1 e^{-j2\pi f_i} \dots \dots \dots e^{-j2\pi f_i(N-1)}] \quad (2.20)$$

De la condición de ortogonalidad de ambos sub-espacios, el pseudoespectrum MUSIC  $Q$  está dado por la Ecuación 2.21.

$$Q^{MUSIC}(f) = \frac{1}{|e(f)^H V_{m+1}|^2} \quad (2.21)$$

donde  $V_{m+1}$  es el eigenvector ruido. Esta expresión muestra los picos que están a las frecuencias exactas de las principales componentes sinusoidales, donde  $e(f)^H V_{m+1} = 0$ .

## CAPITULO III

### 3. INSTRUMENTACIÓN DEL PUENTE SAN PEDRO

#### 3.1 Introducción

Este trabajo se enfoca principalmente a los métodos globales de detección de daño, que operan fundamentalmente cuando el daño resultante afecta algunos de los parámetros estructurales que determinan el comportamiento dinámico de la estructura (masa, amortiguamiento o rigidez), sin importar la causa u origen del daño. Así, el tipo de sensores que se requieren en este caso son aquellos que miden el comportamiento dinámico estructural en términos de desplazamiento, velocidad o aceleración. En especial y por ser los más comúnmente empleados, en este estudio se utilizan sensores de aceleración o acelerómetros.

La empresa Española Libelium ofrece a Waspnote, una mota que nos proporciona varias aplicaciones como sensamiento y procesamiento de bajo nivel. Waspnote cuenta con acelerómetros, puertos de expansión, ranuras de comunicación inalámbrica como ZigBee, WiFi, Bluetooth, etc., y su alimentación es a base de baterías de litio o panel solar (Libelium, 2015).

La ubicación de los ocho sensores (Waspnotes) disponibles, considera fundamentalmente evaluar el daño en el tablero, sin embargo, la evaluación se puede extender fácilmente con un mayor número de sensores para detectar daño en cualquier parte del puente. Como se verá más adelante, la capacidad de detección de una configuración de sensores, depende mucho de la cercanía de estos con la ubicación del punto vulnerable, la ubicación de los sensores Waspnotes en el puente en estudio se describirán a detalle en los ensayos realizados.

En cuanto a las distintas técnicas de evaluación para detectar daño, todas ellas se basan en el empleo de modelos de simulación y en la comparación de los resultados numéricos con los datos experimentales. En el caso del puente San Pedro, las comparaciones se realizarán considerando los resultados de simulación de un modelo analítico en el programa CSI Bridge y los resultados experimentales.

## **3.2 Red de Sensores Inalámbricos utilizados y Manual de usuario**

### **3.2.1 Descripción del Sistema de Monitorización**

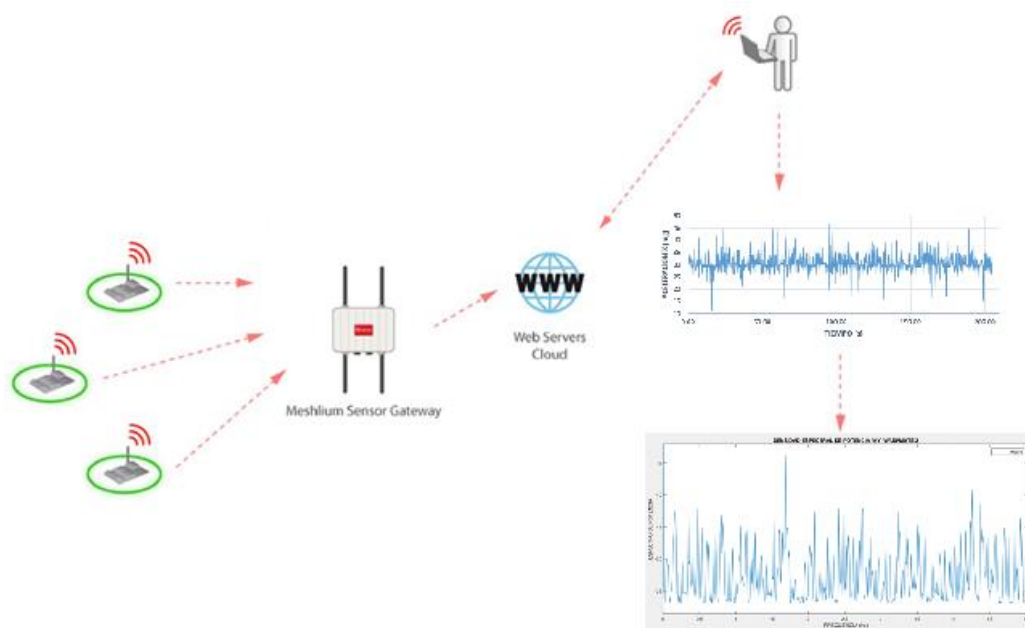
La instalación de los sensores de instrumentación es de fase delicada y por ello debe ser cuidadosamente planificada teniendo en cuenta los condicionantes del emplazamiento de la estructura.

El sistema de monitorización se compone de tres elementos:

- 1) Sensores:** Conjunto de dispositivos especializados e instalados en contacto directo con los diferentes elementos y/o materiales de la estructura cuya función es la medida directa de una característica determinada: temperatura, deformación, aceleración, etc.; son capaces de convertir las variaciones de una magnitud física en variaciones de una magnitud eléctrica.
- 2) Sistema de Adquisición de Datos (SAD):** Elemento encargado de la recepción de las medidas realizadas por los sensores, a través de un software informático que lo procesa, almacena y transmite.
- 3) Programa de control del sistema:** Software diseñado específicamente para el procesado y presentación de los datos.

El equipo de monitorización perteneciente a la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE se compone de acelerómetros (Waspote Plug & Sense) de la empresa Libelium que envían las tramas de las señales captadas al receptor de datos (Meshlium) de la empresa Libelium el cual funciona como un router Wifi y permite la conexión de un dispositivo electrónico (laptop o Smartphone) a través de una página abierta que se describirá más adelante, los datos recolectados en el dispositivo electrónico serán procesados mediante un software realizado en Microsoft Excel y Matlab aplicando la FFT y MUSIC.

La metodología de trabajo se describirá más adelante.



**Figura 54 Sistema de monitorización**

### 3.2.2 Waspote Plug & Sense (Acelerómetro)

Waspote ha incorporado un sensor de aceleración LIS3331LDH que informa las variaciones de aceleración experimentadas en cada uno de los 3 ejes (X, Y, Z).

El LIS331DLH es capaz de medir aceleraciones con tasas de datos de salida de 0,5 Hz a 1 kHz.



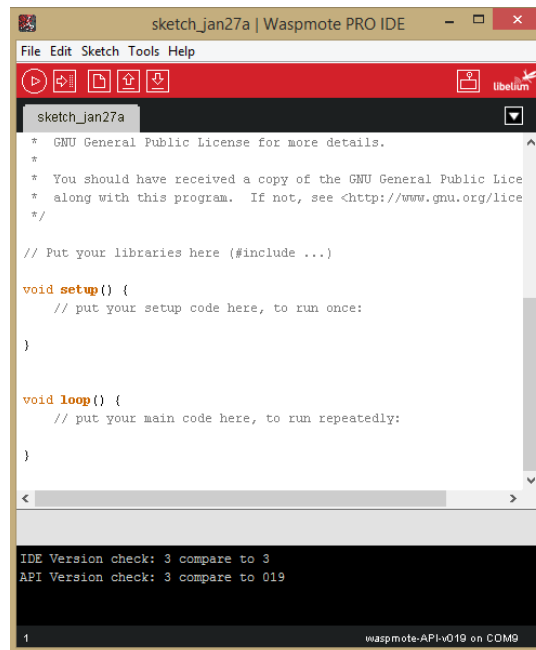
**Figura 55 Ejes del sensor de Aceleración**

Fuente: (Libelium, 2015)

### 3.2.3 Programación de los Nodos

Waspote Plug & Sense! Se pueden programar mediante el uso de Integrated Development Environment (IDE) de Libelium.

La ventaja de uso de este producto es su código abierto, donde se puede programar cada uno de los sensores, indicando cuales son los módulos que se desea utilizar, y la manera de comunicación inalámbrica. El software de programación mostrado en la figura 56 tiene una interfaz similar a Arduino y lenguaje de programación basado en C++.



**Figura 56 Software Wasmote IDE de Libelium**

### 3.2.3.1 Wasmote IDE: Descarga e instalación

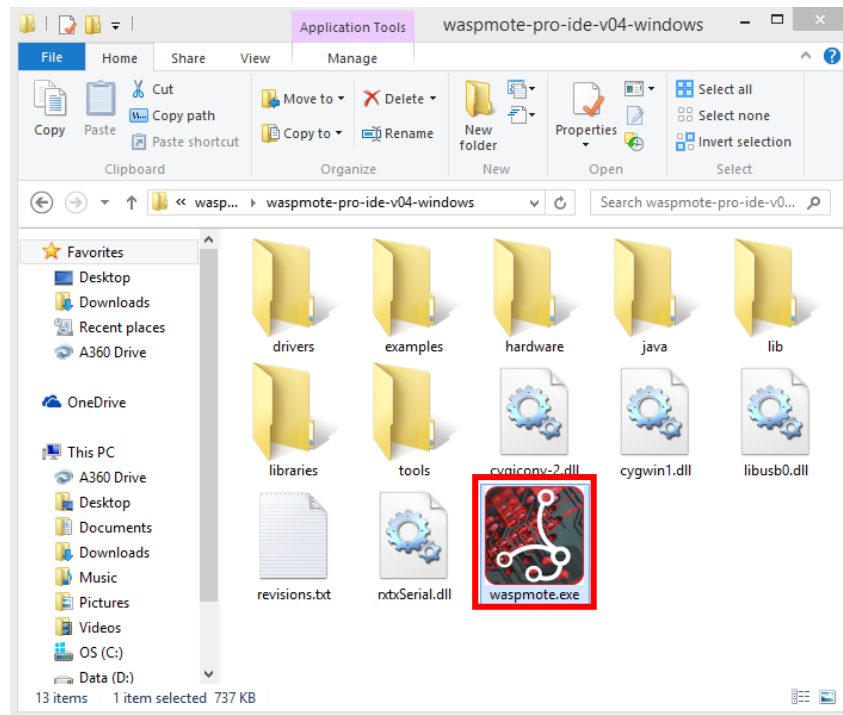
#### a) Descarga de Wasmote IDE

El primer paso es descargar el Wasmote-IDE (Integrated Development Environment) que se utiliza para programar Wasmote. Este IDE se puede encontrar en: <http://www.libelium.com/development/wasmote>

#### b) Instalación de Wasmote IDE

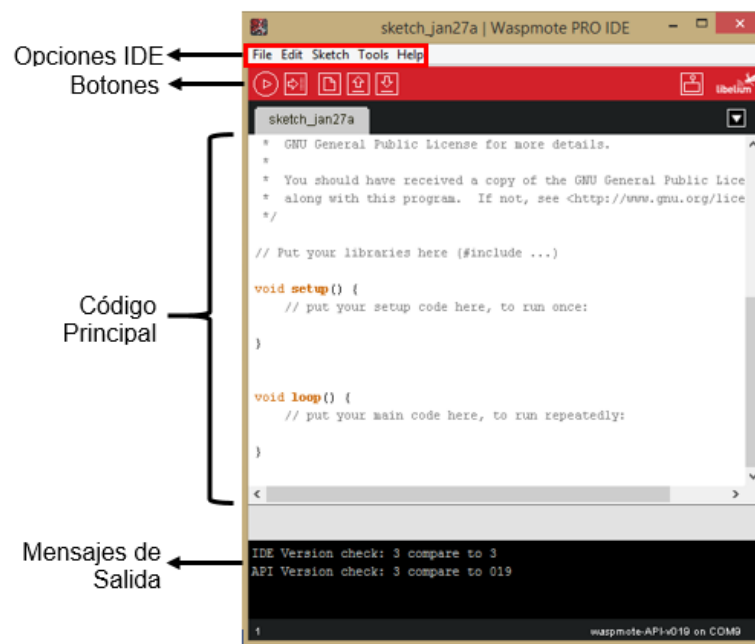
El siguiente paso es descomprimir el archivo descargado a la carpeta elegida. Esta carpeta incluye los controladores necesarios para instalar el USB y conversor FTDI.





**Figura 57 Ícono de Ejecución de Wasmote IDE**

Al abrir el archivo `wasmote.exe` se despliega una interfaz que se encuentra dividida en 4 partes como se indica en la figura 58.



**Figura 58 Descripción de Wasmote IDE**

**c) Conexión de una placa de Waspnote**

- 1) Al conectar un nodo Waspnote mediante el conector USB, aparecerá el mensaje “Nuevo dispositivo encontrado”. Se abrirá una ventana para la instalación de este dispositivo. Seleccione la opción “No por ahora” y pulse el botón “Siguiente”.
- 2) A continuación, seleccione la ruta en la que los controladores se encuentran para los que pertenecen el convertidor de FTDI. Estos controladores están en la carpeta donde se encuentra el ícono de Waspnote.
- 3) A continuación, procederá a la instalación de los drivers del convertidor FTDI.
- 4) Una vez que la instalación haya finalizado, aparecerá “Nuevo dispositivo encontrado” el mensaje, refiriéndose a la USB. El mismo proceso llevado a cabo para el convertidor de FTDI ahora debe ser seguido, la elección de las mismas opciones en todas las ventanas. El camino para los drivers es la misma que la que fijó inicialmente.
- 5) Una vez que esta instalación haya finalizado, aparecerá un mensaje indicando que la instalación correcta de la USB.
- 6) Una vez que ambos dispositivos están instalados correctamente, el puerto en el que se ha instalado la placa Waspnote se publicará en el “Administrador de dispositivos”.

**3.2.3.2 Configuración y programación de los Nodos**

Se debe tomar en consideración que cada módulo a utilizarse debe ser inicializado, en este caso al usar el acelerómetro se debe declarar su uso a través de la sentencia:

- ACC.ON();

Y las funciones para tomar datos de cada uno de sus ejes estarán expresadas por:

- ACC.getX()
- ACC.getY()
- ACC.getZ()

También se debe especificar cuál será el tipo de comunicación que se utilizará con el sensor Wasmote, ya sea local es decir a través de USB, serial, o inalámbrica, para ello de igual manera se debe inicializar cada uno de los módulos, como por ejemplo para el uso de XBee-802.15.4, se aplicará la siguiente sentencia:

- xbee802.ON();

El código utilizado para el presente proyecto de tesis se encuentra en el ANEXO 3.

### **3.2.3.3 Carga de Código**

Usando el conector USB, un nuevo código puede ser subido a Wasmote. Los siguientes pasos describen este proceso en detalle.

#### **Paso 1: Abrir el conector USB**

Se retira la tapa protectora del conector USB.



**Figura 59 Abrir tapa de puerto USB**  
Fuente: (Libelium, 2015)

**Paso 2: Conexión del cable USB a Waspnote Plug & Sense!**

Conectar un extremo del cable USB al conector USB del nodo.



**Figura 60 Conexión de cable USB**  
Fuente: (Libelium, 2015)

### Paso 3: Conectar el cable USB al PC

Conectar el otro extremo del cable USB a la PC.



**Figura 61 Conexión de cable USB a la PC**

Fuente: (Libelium, 2015)

### Paso 4: Activar Wasp mote Plug & Sense!

El nodo se activa pulsando el botón ON / OFF.



**Figura 62 Encendido del nodo**

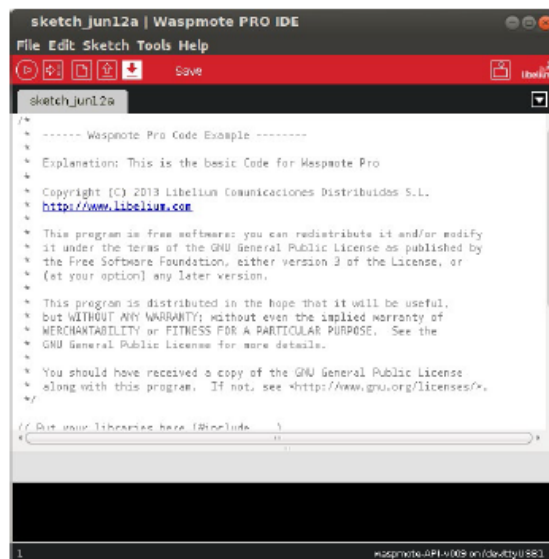
Fuente: (Libelium, 2015)

### Paso 5: Iniciar Wasmote IDE

Ahora abrir Wasmote IDE.

### Paso 6: Seleccionar el código correspondiente

Construir el código necesario y guardar el boceto (Wasmote IDE tiene un botón para eso), y comprobar el mensaje de IDE “Done Saving”.



```

sketch_jun12a | Wasmote PRO IDE
File Edit Sketch Tools Help
save
sketch_jun12a
/*
 * ----- Wasmote Pro Code Example -----
 *
 * Explanation: This is the basic Code for Wasmote Pro
 *
 * Copyright (C) 2013 Libelium Comunicaciones Distribuidas S.L.
 * http://www.libelium.com
 *
 * This program is free software: you can redistribute it and/or modify
 * it under the terms of the GNU General Public License as published by
 * the Free Software Foundation, either version 3 of the License, or
 * (at your option) any later version.
 *
 * This program is distributed in the hope that it will be useful,
 * but WITHOUT ANY WARRANTY; without even the implied warranty of
 * MERCHANTABILITY or FITNESS FOR A PARTICULAR PURPOSE. See the
 * GNU General Public License for more details.
 *
 * You should have received a copy of the GNU General Public License
 * along with this program. If not, see <http://www.gnu.org/licenses/>.
 */
// Put your libraries here (#include)

```

**Figura 63 Selección del código correspondiente**

Fuente: (Libelium, 2015)

### Paso 7: Seleccionar la API correspondiente

Seleccionar la última versión de la API debe ir a Tools / Board. Debe de haber una sola API en cada IDE instalado.



**Figura 64 Selección del API correspondiente**  
Fuente: (Libelium, 2015)

### Paso 8: Seleccionar el puerto USB

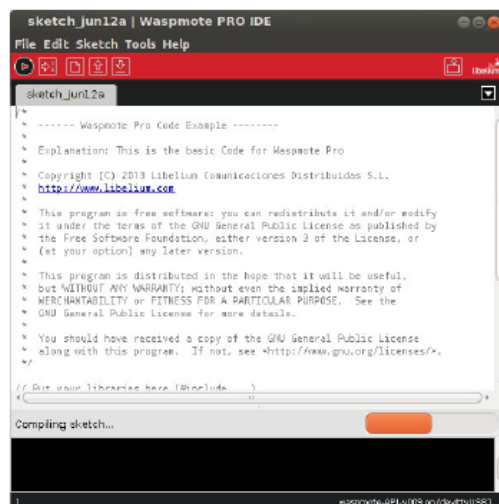
Seleccionar el puerto serie correspondiente, en herramientas / puerto serie. Si no se verifica el puerto USB adecuado se debería instalar los controladores más recientes FTDI.



**Figura 65 Selección del Puerto COM correspondiente**  
Fuente: (Libelium, 2015)

## Paso 9: Compilar el código

Compilar el código (el IDE tiene un botón para eso), y comprobar que no hay errores o advertencias. El IDE debe decir “Done Compiling”.



**Figura 66** Compilación del código

Fuente: (Libelium, 2015)

## Paso 10: Sube el código

Ahora, pulsar el botón de subida y ver los mensajes de IDE. Durante un tiempo, se verificará el mensaje “uploading”.



**Figura 67** Subir Código

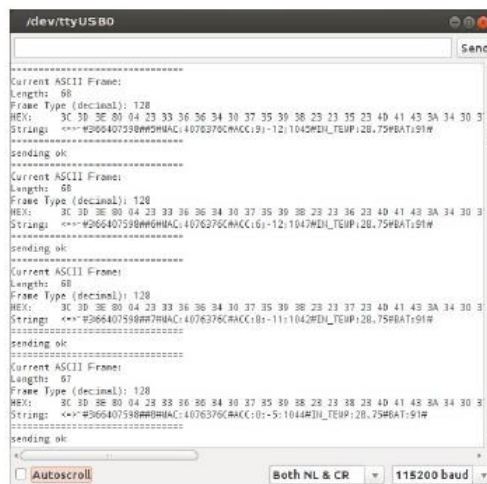
Fuente: (Libelium, 2015)



Esperar unos segundos hasta que termine el proceso y comprobar que no hay mensajes de error, solo el mensaje “Done uploading”.

### Paso 11: Abrir el Serial Monitor

Si los procesos al cargar el código se realizaron de forma correcta, se debe abrir el Serial Monitor para ver la salida del código cargado.



```

/dev/ttyUSB0
-----
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 80 04 23 33 36 36 34 30 37 35 30 38 23 23 35 23 40 41 43 3A 34 30 3
String: <<<#366407598#B#MAC:4076376CAACC:01-12:1042#IDL_TEMP:20.75#BAT:91#
-----
sending ok:
-----
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 80 04 23 33 36 36 34 30 37 35 30 38 23 23 36 23 40 41 43 3A 34 30 3
String: <<<#366407598#B#MAC:4076376CAACC:01-12:1042#IDL_TEMP:20.75#BAT:91#
-----
sending ok:
-----
Current ASCII Frame:
Length: 68
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 80 04 23 33 36 36 34 30 37 35 30 38 23 23 37 23 40 41 43 3A 34 30 3
String: <<<#366407598#B#MAC:4076376CAACC:01-11:1044#IDL_TEMP:20.75#BAT:91#
-----
sending ok:
-----
Current ASCII Frame:
Length: 67
Frame Type (decimal): 128
HEX: 3C 3D 3E 80 04 23 33 36 36 34 30 37 35 30 38 23 23 38 23 40 41 43 3A 34 30 3
String: <<<#366407598#B#MAC:4076376CAACC:01-5:1044#IDL_TEMP:20.75#BAT:91#
-----
sending ok:
-----
Autoscroll Both NL & CR 115200 baud

```

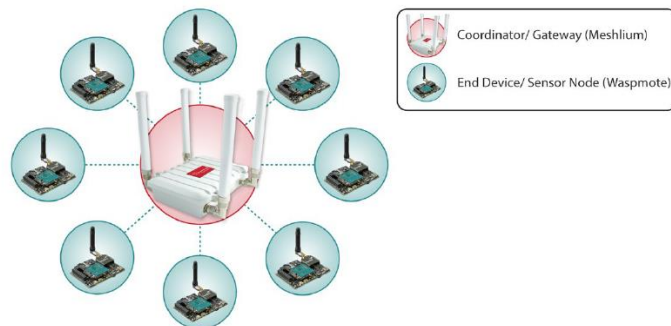
**Figura 68 Serial Monitor**

Fuente: (Libelium, 2015)

### 3.2.4 Captura y el almacenamiento de datos de los Sensores

MeshLium es un router Linux que funciona como la puerta de enlace de la red de sensores Waspnote.

Los sensores (Waspnotes) están configurados para enviar tramas a la puerta de enlace (MeshLium) que recibirán los datos de los sensores enviados por Waspnote utilizando la radio y almacenará los fotogramas de la base de datos local.



**Figura 69 Topología de Red en Estrella**

Fuente: Libelium, 2015

Para verificar los datos obtenidos en Meshlium se accede a través de la conexión WIFI, no se necesita una contraseña ya que la red es pública.

Se debe abrir el navegador y acceder al Sistema MeshLium Manager:

- **URL:** <http://10.10.10.1/ManagerSystem>
- **Usuario:** root
- **Contraseña:** Libelium



**Figura 70 Sistema de Meshlium**

Para verificar los registros capturados se ingresa en la pestaña "Sensor Networks" y "Capturer".

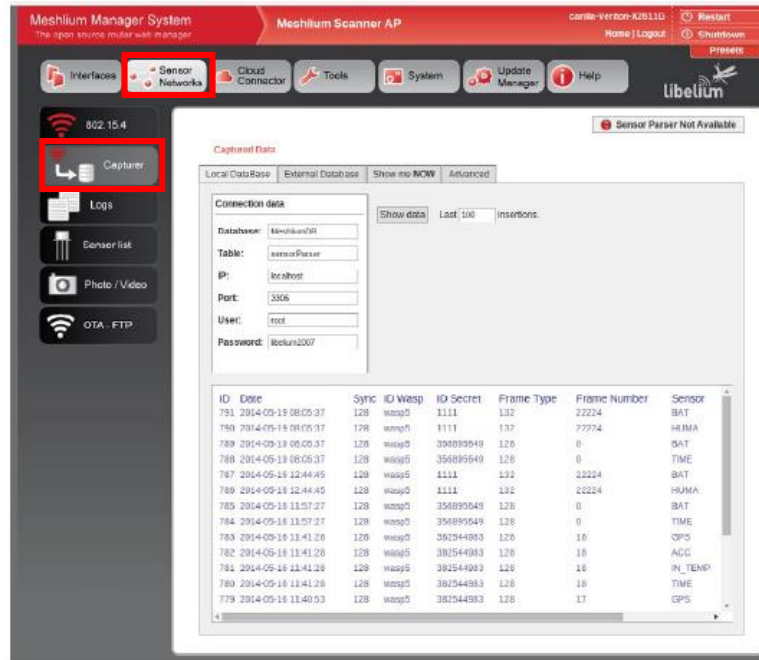


Figura 71 MeshLium Manager System

En esta sección se puede ver las últimas tramas recibidas en MeshLium.

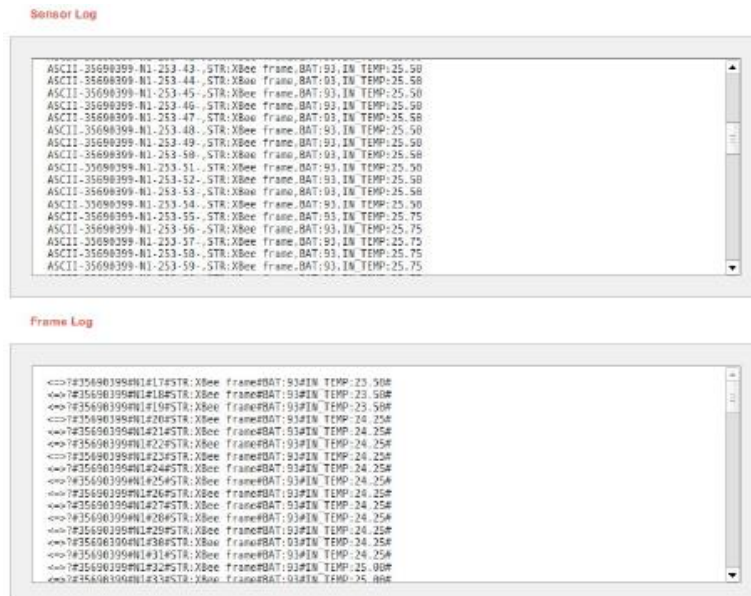


Figura 72 Últimos registros recibidos

### 3.3 Ensayo con Carga Dinámica (Tráfico Vehicular)

El viernes 18 de marzo del 2016 a las 16h30min se realizó ensayos con el paso normal del tráfico vehicular, circulaban vehículos con pesos entre 0.94T y 3.33T, camiones con carga y sin carga con pesos aproximados entre 3.55T y 41.50T y buses llenos con pasajeros aproximadamente con un peso de 24.00T, la circulación vehicular aproximadamente estaba entre 60-80 km/h.

Sobre cada tramo del puente se ubicaron los 8 sensores (Waspnotes) disponibles por el lapso de diez (10) minutos para cada ensayo dinámico, los datos de las aceleraciones fueron registrados en el computador, por cada acelerómetro se generó una serie de datos en cada tramo del puente.



Figura 73 Ubicación de sensores Tramo 1



**Figura 74 Ubicación de Sensores en Parterre Tramo 2**

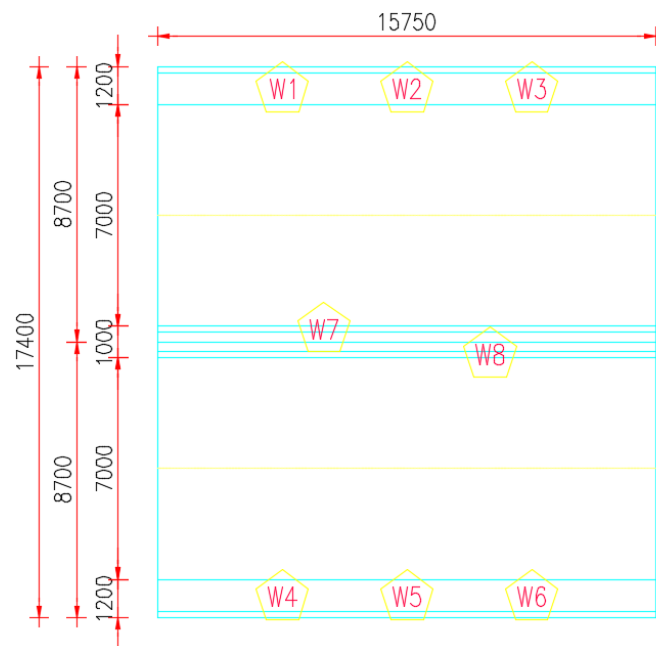


**Figura 75 Ubicación de sensores Tramo 2**



**Figura 76 Ubicación de sensores Tramo 3**

**3.3.1 Ubicación de Sensores en el Puente San Pedro**



**Figura 77 Ubicación de Sensores Tramo 1**

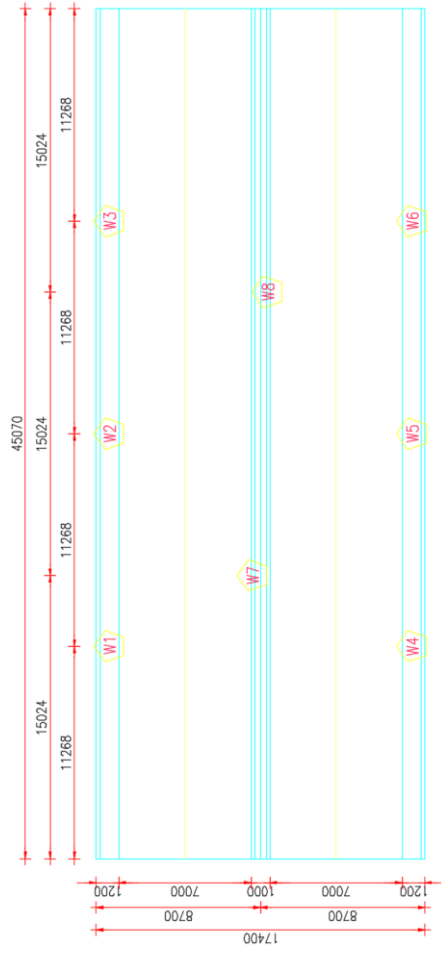


Figura 78 Ubicación de Sensores Tramo 2

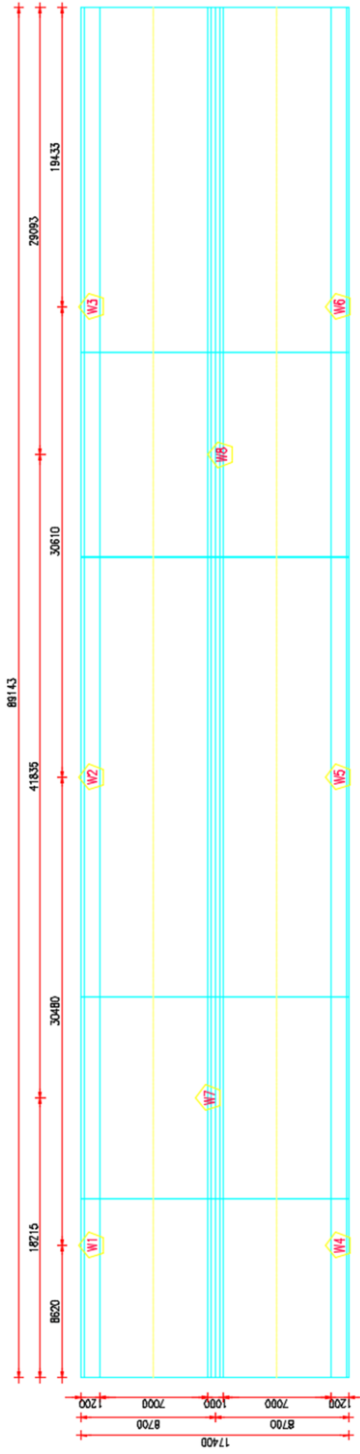


Figura 79 Ubicación de Sensores Tramo 3

### 3.3.2 Cálculos de los Ensayos

Se graficó los datos de las aceleraciones vs tiempo, aceleraciones experimentadas en los ejes X, Y y Z en mg en el eje de las Y, el tiempo en segundos sobre el eje de las X, así se determinaron los acelerogramas.

Para la obtención del espectro de frecuencia se realizó el cálculo de los siguientes componentes:

**Número de muestras (N):** deberá ser un número potencia de dos y se representa con la letra N, se tomara el mayor número potencia de dos contenido en el número real de muestras tomadas en lapso de la duración del ensayo.

**Periodo de Muestreo (T):** el período de muestreo se estableció acorde al número de muestras utilizadas, el período de muestreo se representa con T.

**Tiempo entre puntos ( $\Delta t$ ):** es el tiempo entre el registro de cada dato durante el lapso del ensayo.

$$\Delta t = \frac{T}{N} \quad (3.1)$$

**Frecuencia de muestreo ( $f_s$ ):** es la frecuencia con la que se recolecto los datos dentro del lapso del ensayo.

$$f_s = \frac{1}{\Delta t} = \frac{N}{T} \quad (3.2)$$

**Incremento de frecuencia ( $\Delta f$ ):** es la resolución de frecuencia discreta la misma que se aumenta a si misma por cada muestra.

$$\Delta f = \frac{1}{T} \quad (3.3)$$



**Frecuencia doblada ( $f_{max}$ ):** es el valor máximo en el que la frecuencia discreta aumentara, el valor máximo será la mitad de la frecuencia de muestreo por el criterio de Nyquist.

$$f_{max} = f_{doblada} = \frac{f_s}{2} = \frac{N}{2} * \Delta f \quad (3.4)$$

### 3.3.2.1 Transformada Rápida de Fourier (FFT)

Se procesaron las series de datos de las aceleraciones con la herramienta de Microsoft Excel “análisis de Fourier” el cual utiliza el algoritmo de la Transformada rápida de Fourier (FFT), posteriormente se siguió el procedimiento detallado en el capítulo 2 (pág. 80) del presente documento para la obtención del espectro de frecuencias, se debe realizar este procedimiento para las series de datos de todos los acelerómetros y para cada una de las pruebas realizadas.

Los programas realizados en Microsoft Excel para cada tramo del puente se encuentran en la carpeta compartida de los documentos editables del presente proyecto.

### 3.3.2.2 Clasificación de Señales Múltiples (MUSIC)

Se procesaron las series de datos de las aceleraciones con la herramienta de Matlab “[S, f] = pmusic (x, p, nFFt, fs)” implementa el MUSIC (Clasificación de señales múltiples) algoritmo y devuelve el pseudoespectro de la señal de entrada (x) en el vector (S), y un vector de frecuencias normalizadas (f) en Hz a la que se evalúa el pseudoespectro, se puede especificar el segundo argumento de entrada p ya sea como un número entero escalar, en este caso, la dimensión del subespacio de señal es p. El pseudoespectro se calcula utilizando las estimaciones de los vectores propios de una matriz de correlación asociada con los datos de entrada, se suministra

la frecuencia de muestreo ( $f_s$ ) en Hz. El rango de frecuencia depende del número de la FFt ( $nFFt$ ), se debe realizar este procedimiento para las series de datos de todos los acelerómetros y para cada una de las pruebas realizadas.

El código del programa en Matlab se encuentra en el ANEXO 4.

### **3.3.3 Resultados de los ensayos con Carga Dinámica (Tráfico Vehicular)**

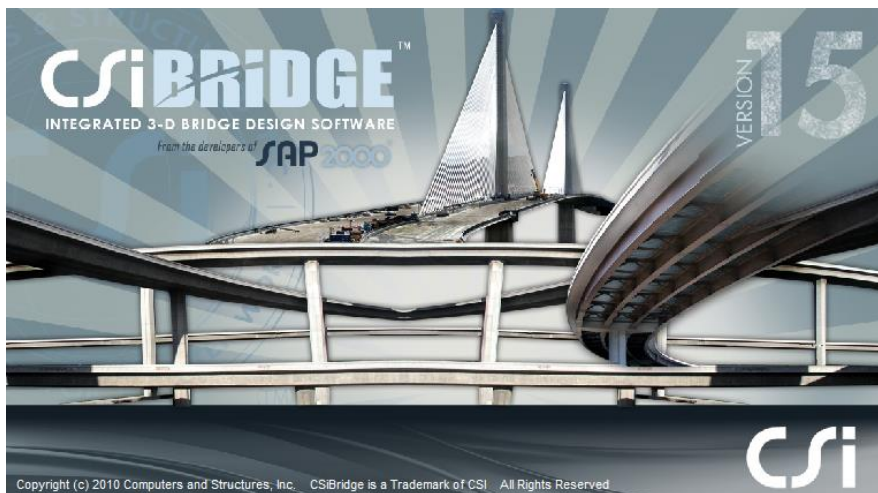
Los resultados de los ensayos realizados con carga dinámica para cada uno de los tramos del puente San Pedro se encuentran detallados en el ANEXO 5.

## CAPÍTULO IV

### 4. MODELO ANALÍTICO DEL PUENTE SAN PEDRO

#### 4.1 Introducción

El análisis del puente se realizó mediante un modelo matemático en el programa CSI Bridge 2015, considerando el levantamiento planimétrico para conocer las secciones de los elementos estructurales del puente desarrollado en el capítulo I.



**Figura 80 Portada CSI Bridge 2015**

Para el programa se ha considerado las propiedades y resistencias de los materiales, la geometría de los elementos estructurales a través de la línea de diseño, la asignación de carga muerta adicional que corresponde a las protecciones, muros, veredas, parterre y la carpeta de rodadura existente y se evaluó su comportamiento, la carga viva peatonal y la carga viva (móvil) que corresponde al camión de diseño HS25-44 y la carga de diseño HL-93 según la normativa actual vigente.

Del programa se obtuvieron las fuerzas internas en los miembros estructurales: fuerza axial, momentos flectores, torsión y fuerza cortante, además del análisis modal se obtuvo las frecuencias y periodos de vibración de la estructura correspondientes a sus modos de vibración.

## 4.2 Criterios de Diseño

### 4.2.1 Códigos y Estándares Aplicados

- **ASTM:** American Society for Testing and Materials
- **ACI 318-05:** American Concrete Institute
- **AASHTO-LRFD:** American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (2007)
- **NEVI-12:** Norma Ecuatoriana de Vialidad
- **NEC-15:** Norma Ecuatoriana de la Construcción

### 4.2.2 Resistencia de los Materiales

Los valores de las Resistencias de los Materiales han sido asumidos ya que no se realizó ningún ensayo para determinarlos y son valores que comúnmente se utiliza en el diseño estructural.

- **Hormigón:**
  - $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$  (Para elementos Estructurales)
- **Acero de Refuerzo:**
  - $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  ASTM A615 Grado 60

### 4.2.3 Propiedades de los Materiales

Los valores de las Propiedades de los Materiales han sido asumidos ya que no se realizó ningún ensayo para determinarlos y son valores que comúnmente se utiliza en el diseño estructural.

- **Peso Específico:**
  - Hormigon Simple ( $W_c$ ) = 2200 kg/m<sup>3</sup>
  - Hormigon Armado ( $W_c$ ) = 2400 kg/m<sup>3</sup>
  - Superficie de Desgaste Futura ( $W_{fws}$ ) = 2250 kg/m<sup>3</sup>
  
- **Módulo de Elasticidad del Hormigón:**

Según lo establecido en el artículo 5.4.2.4 de la norma AASHTO LRFD, en ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad,  $E_c$ , para hormigones cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m<sup>3</sup> se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Donde:

$E_c$  = Módulo de Elasticidad del Hormigón (MPa)

$\gamma_c$  = Densidad del hormigón (kg/m<sup>3</sup>)

$f'_c$  = Resistencia del hormigón a los 28 días de fraguado (MPa)

$$E_c = 0.043 * (2400^{1.5}) * \sqrt{\frac{280}{10.197}}$$

$$E_c = 26492.82 \text{ MPa}$$

$$E_c = 26492.82 * 10.197 * 10$$

➤  $E_c = 2701472.45 \text{ T/m}^2$

- **Coefficiente de Expansión Térmica:**

Según lo establecido en el artículo 5.4.2.2 de la norma AASHTO LRFD, el coeficiente de expansión térmica se debería determinar realizando ensayos en laboratorio sobre la mezcla específica a utilizar.

En ausencia de datos más precisos, el coeficiente de expansión térmica se puede tomar como:

- Para hormigón de densidad normal:  $10,8 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$
- Para hormigón de baja densidad:  $9,0 \times 10^{-6} /^{\circ}\text{C}$

- **Coefficiente de Poisson:**

Según lo establecido en el artículo 5.4.2.5 de la norma AASHTO LRFD, a menos que se determine mediante ensayos físicos, se puede asumir que el coeficiente de Poisson es igual a 0,2.

El efecto del coeficiente de Poisson se puede despreciar en los componentes que se anticipa estarán sujetos a fisuración.

### **4.3 Cargas**

Las cargas establecidas en este capítulo se han determinado según las dimensiones reales del puente en estudio y las condiciones actuales de sitio del mismo.

### 4.3.1 Cargas Permanentes

El Peso Propio de los Accesorios Estructurales y no Estructurales (DC) básicamente han sido calculado en base a la geometría de los elementos y el peso específico del material del cual están conformados, que en el caso de estudio es el hormigón armado.

- **Protecciones (DC1)**

Se determinó el peso de las protecciones en una longitud de 13.58m perteneciente al primer tramo del puente y se asumió el mismo peso para los dos tramos restantes, ya que la longitud de las barandas no es constante a lo largo de todo el puente.

- Baranda:

$$\Phi = 11.14 \text{ cm}$$

$$L = 251.70 \text{ cm}$$

$$No = 10 \text{ u}$$

Donde:

- $\Phi$  = Diámetro de las barandas de las protecciones.
- L = Longitud de las barandas entre las caras de las columnetas de las protecciones.
- No = Número de tramos de barandas.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC1.1 = \pi \frac{\Phi^2}{4} * L * \gamma_c * No \quad (4.2)$$

$$DC1.1 = \pi * \frac{\left(\frac{11.14}{100}\right)^2}{4} * \frac{251.70}{100} * \frac{2400}{1000} * 10$$

$$DC1.1 = 0.59 T$$

○ Columneta:

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 20.00 \text{ cm}$$

$$L = 90.00 \text{ cm}$$

$$No = 5 \text{ u}$$

Donde:

- $b$  = Base de la sección transversal de la columneta de las protecciones.
- $h$  = Altura de la sección transversal de la columneta de las protecciones.
- $L$  = Longitud de la columneta de las protecciones.
- $No$  = Número de columnetas.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC1.2 = b * h * L * \gamma_c * No \quad (4.3)$$

$$DC1.2 = \frac{20}{100} * \frac{20}{100} * \frac{90}{100} * \frac{2400}{1000} * 5$$

$$DC1.2 = 0.43 T$$

Entonces:

$$DC1 = \frac{DC1.1 + DC1.2}{L_T} \quad (4.4)$$

$$DC1 = \frac{0.59 + 0.43}{13.58}$$

$$DC1 = 0.08 T/m$$



- **Pared (DC2)**

$$b = 20.00 \text{ cm}$$

$$h = 90.00 \text{ cm}$$

Donde:

- $b$  = Base de la sección transversal de la pared.
- $h$  = Altura de la sección transversal de la pared.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC2 = b * h * \gamma_c \quad (4.5)$$

$$DC2 = \frac{20}{100} * \frac{90}{100} * \frac{2400}{1000}$$

$$DC2 = 0.43 \text{ T/m}$$

- **Vereda (Margen Derecho) (DC3)**

$$h = 30.00 \text{ cm}$$

Donde:

- $h$  = Altura de la vereda del margen derecho del puente.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC3 = h * \gamma_c \quad (4.6)$$

$$DC3 = \frac{30}{100} * \frac{2400}{1000}$$

$$DC3 = 0.72 \text{ T/m}^2$$

- **Vereda (Margen Izquierdo) (DC4)**

$h = 15.00 \text{ cm}$

Donde:

- $h$  = Altura de la vereda del margen izquierdo del puente.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC4 = h * \gamma_c \quad (4.7)$$

$$DC4 = \frac{15}{100} * \frac{2400}{1000}$$

$$DC4 = 0.36 \text{ T/m}^2$$

- **Parterre (DC5)**

$h = 17.50 \text{ cm}$

Donde:

- $h$  = Altura del parterre del puente.
- $\gamma_c$  = Peso específico del hormigón.

$$DC5 = h * \gamma_c \quad (4.8)$$

$$DC5 = \frac{17.50}{100} * \frac{2400}{1000}$$

$$DC3 = 0.42 \text{ T/m}^2$$

- **Superficie de Desgaste Futura (DW)**

$$e = 7.50 \text{ cm}$$

Donde:

- $e$  = Espesor de la capa de rodadura del puente.
- $\gamma_{fws}$  = Peso específico del asfalto.

$$DW = e * \gamma_{fws} \quad (4.9)$$

$$DW = \frac{7.50}{100} * \frac{2250}{1000}$$

$$DW = 0.17 \text{ T/m}^2$$

#### 4.3.2 Cargas Transitorias

- **Sobrecarga Peatonal (PL)**

Según lo establecido en el artículo 3.6.1.6 de la norma AASHTO LRFD, se deberá aplicar una carga peatonal de 0.0036 Mpa en todas las aceras de más de 600mm de ancho y esta carga se deberá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

$$PL = 0.0036 * 10.197 * 10$$

$$PL = 0.37 \text{ T/m}^2$$

- **Sobrecarga Vehicular**
  - HL-93K
  - HS25-44

#### **4.4 Modelo Matemático**

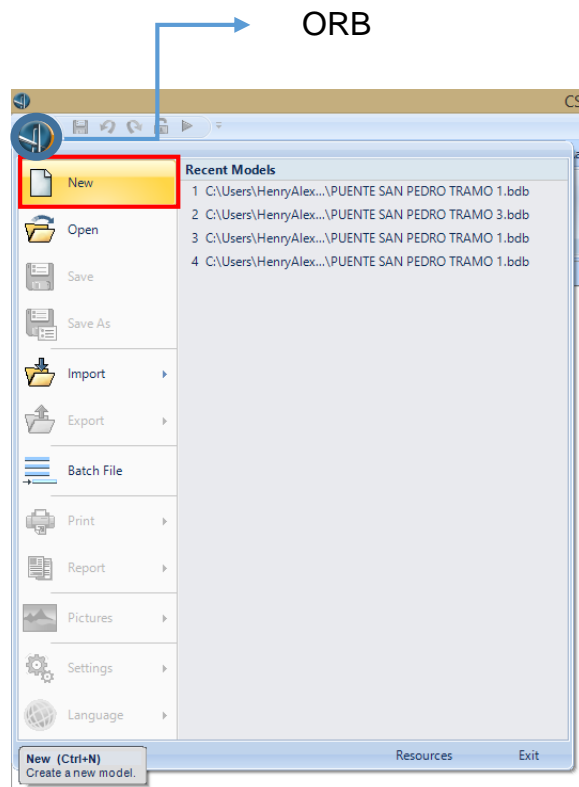
El modelo matemático del puente San Pedro se lo realizó por tramos separados, en el apartado 1.4.8 se describieron los tres tramos y para cada tramo se realizó un modelo matemático independiente.

A continuación se describen los pasos para modelar los tramos del puente del presente estudio.

##### **4.4.1 Inicio del Modelo Matemático en CSI Bridge**

Se muestra el proceso de creación del modelo matemático en los siguientes pasos:

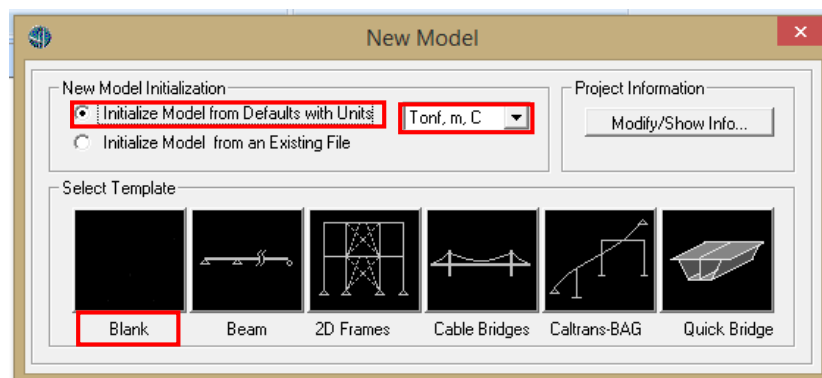
- 1) Para iniciar un nuevo modelo en el programa CSI Bridge se debe crear un nuevo documento, seleccionando en la pestaña ORB y luego “New”.



**Figura 81 Nuevo Documento CSI Bridge**

- 2) Previo a lo anterior aparece un cuadro donde se podrá iniciar un nuevo modelo y seleccionar una nueva plantilla, en este caso se realizará un modelo desde el inicio, se elige la opción “Blanck”, el resto de plantillas generan modelos para ser editados.

Se selecciona unidades como toneladas, metros y centígrados.

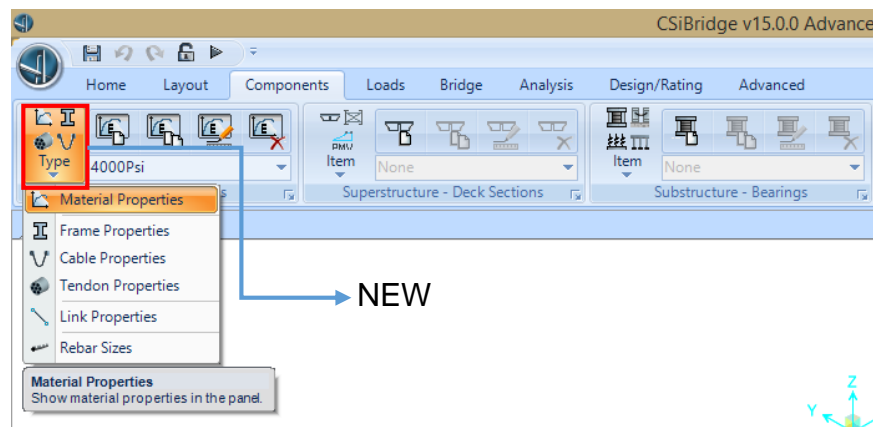


**Figura 82 Nuevo Modelo CSI Bridge**

#### 4.4.2 Propiedades y Resistencias de los Materiales

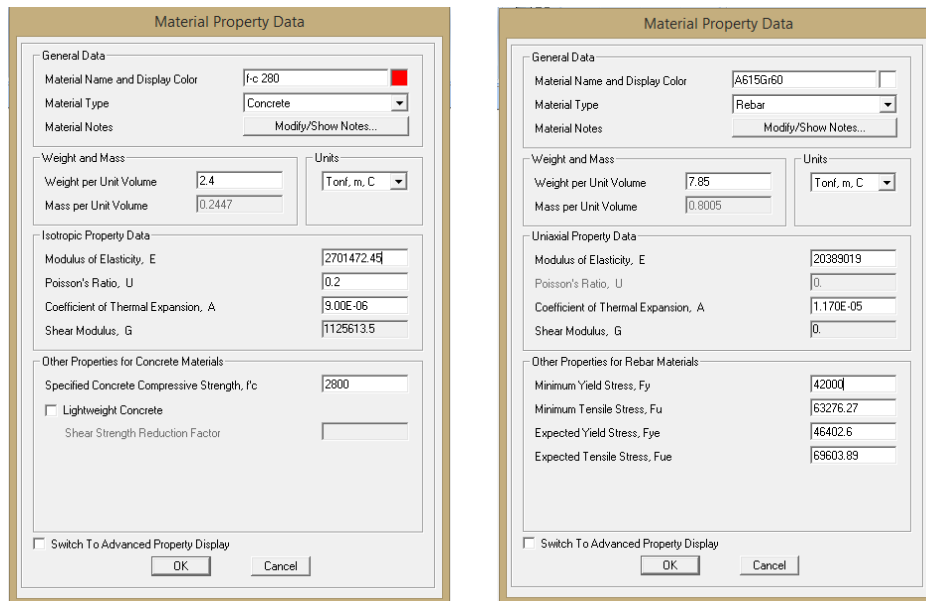
Las propiedades y resistencias de los materiales en el programa CSI Bridge son iguales para los tres tramos en los que se ha analizado el puente, se muestra el proceso en los siguientes pasos:

- 1) Para definir los materiales se selecciona la pestaña “Components”, luego “Type”, por último “Material Properties” y “New”.



**Figura 83 Componentes CSI Bridge**

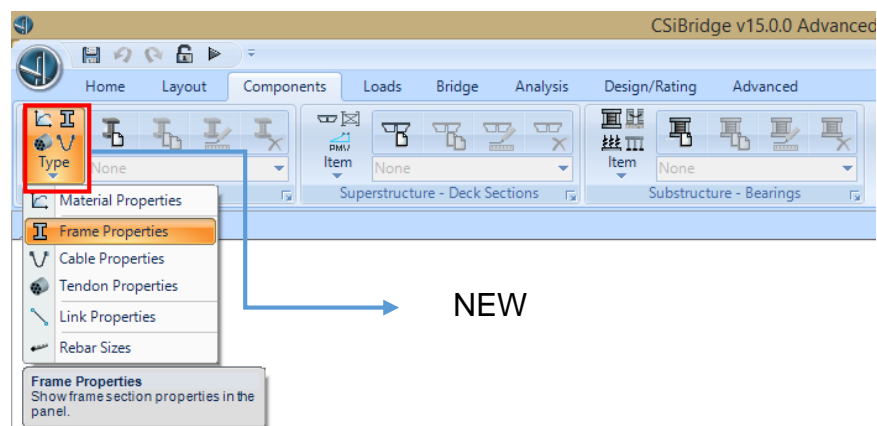
- 2) Para el hormigón, se define una resistencia a la compresión de 280 kg/cm<sup>2</sup> y para el acero de refuerzo un límite de fluencia de 4200 kg/cm<sup>2</sup>, se ingresa las propiedades antes establecidas en los criterios de diseño y que se indican en la figura 80.



**Figura 84 Datos de Propiedad del Material CSI Bridge**

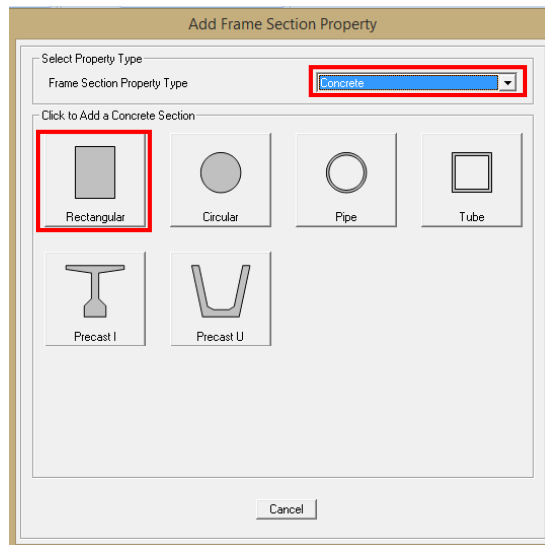
#### 4.4.3 Propiedades de los Elementos Estructurales

- 1) Para generar nuevos elementos estructurales seleccionamos la pestaña “Components”, luego “Type”, por último “Frame Properties” y se selecciona “New” para agregar una nueva sección.



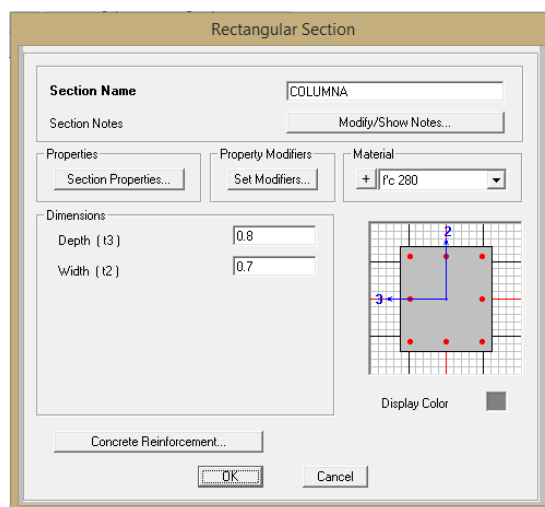
**Figura 85 Propiedades de los Elementos CSI Bridge**

- 2) Previo a lo anterior aparece un cuadro donde se indica las secciones establecidas por defecto del programa, se selecciona el tipo de propiedad de la sección del elemento, para luego agregar el tipo de sección, en este caso se utiliza una sección para una columna rectangular.



**Figura 86 Propiedades de la Sección del Elemento CSI Bridge**

- 3) Se ingresa el nombre de la sección, el tipo de material y las dimensiones del elemento (Ej: 0.70x0.80m).



**Figura 87 Sección del Elemento CSI Bridge**



En “Set Modifiers” se puede modificar los factores de la rigidez del elemento según se requiera.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

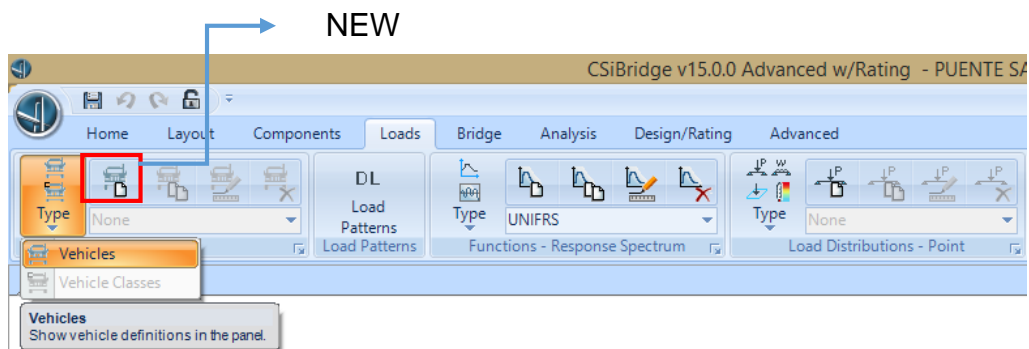
**Figura 88 Propiedades del Elemento CSI Bridge**

En “Concrete Reinforcement” se elige el tipo de elemento a crear, la configuración y materiales del refuerzo longitudinal y transversal, el recubrimiento del mismo y el número de varillas a colocar para su diseño o chequeo.

**Figura 89 Datos de Refuerzo CSI Bridge**

#### 4.4.4 Definición de Cargas

- 1) Para definir las cargas nocionales o vehiculares, en la pestaña “Loads”, en “Type” de vehículos se selecciona “Vehicles” y “New”.

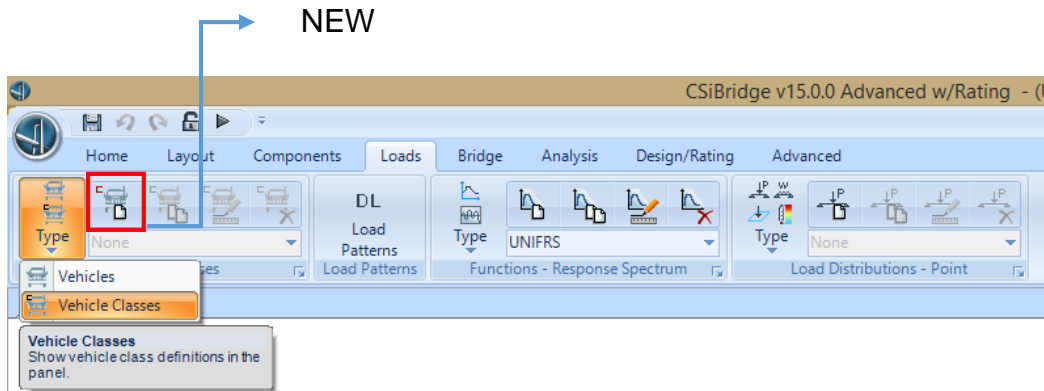


**Figura 90 Vehículos CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se puede elegir el tipo de vehículo o camión de diseño y editar sus factores según la carga de diseño (Ej: Camión de diseño HS25-44).

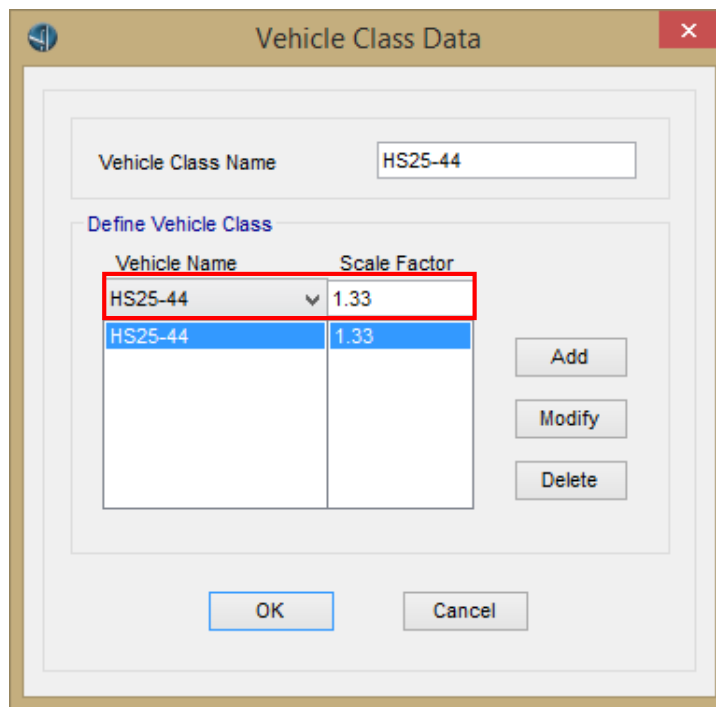
**Figura 91 Datos de Vehículo Estándar CSI Bridge**

Para mostrar el tipo de vehículo definido se genera la clase de vehículo, para ello en la pestaña “Loads”, en “Type” de vehículos se selecciona “Vehicle Class” y “New”.



**Figura 92 Clases de Vehículos CSI Bridge**

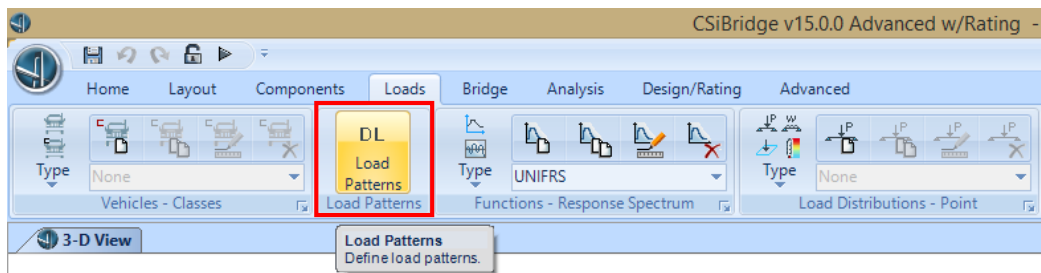
Aparece un cuadro donde se selecciona el vehículo de diseño y el factor de incremento por carga dinámica, según sea el caso.



**Figura 93 Datos de Clases de Vehículos CSI Bridge**

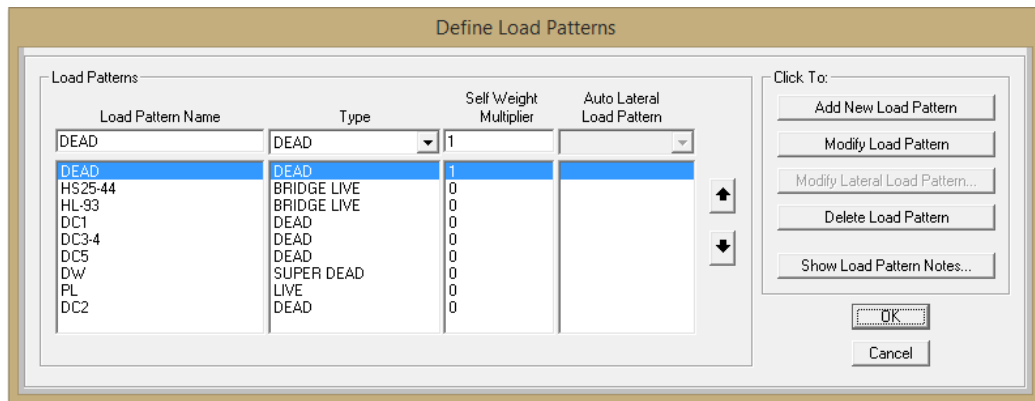
Se repite el proceso para definir las cargas vehiculares con las que se analiza la estructura.

- 2) Para generar los estados de carga por sobrecargas, carga peatonal, cargas vehiculares, etc., se ingresa en la pestaña “Loads”, en “Load Patterns”.



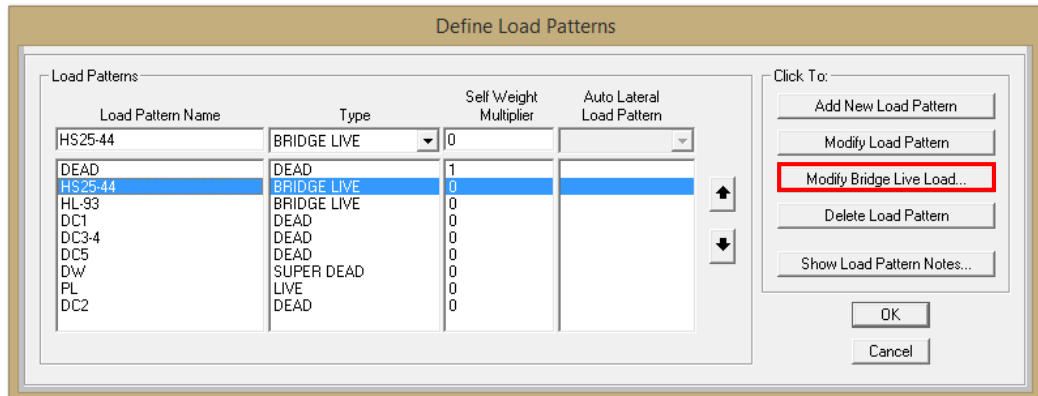
**Figura 94 Estados de Carga CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se ingresan todos los estados de carga necesarios.



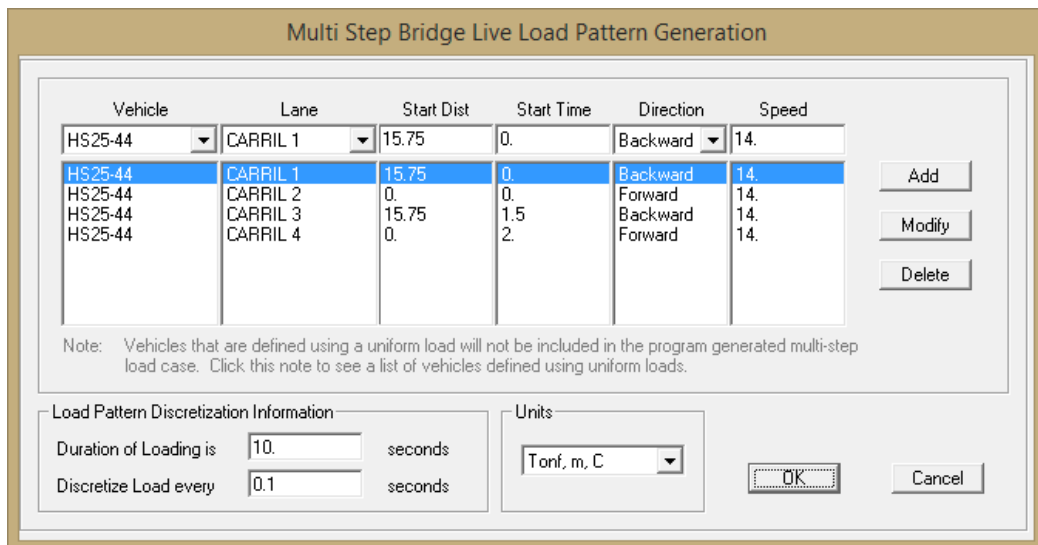
**Figura 95 Definición de Estados de Carga CSI Bridge**

Para colocar la carga vehicular en múltiples posiciones sobre los carriles anteriormente creados se debe modificar el estado de carga que contenga el vehículo de diseño, seleccionando “Modify Bridge Live Load”.



**Figura 96 Modificar Carga Vehicular**

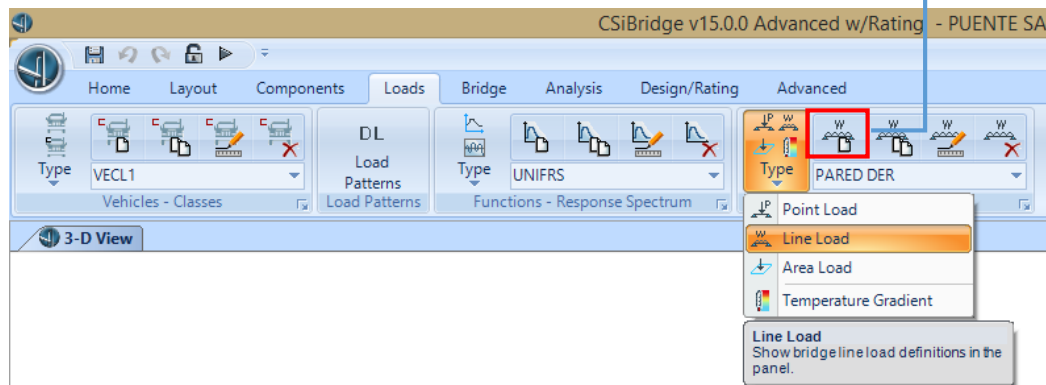
Se muestra un cuadro donde se seleccionará el tipo de vehículo, se ingresa los carriles de diseño, el inicio, tiempo de partida, dirección del flujo vehicular y la velocidad de diseño, además de la duración del paso vehicular.



**Figura 97 Estado de Carga Vehicular CSI Bridge**

- 3) Para definir los valores y la posición de las cargas lineales en el puente, se debe ingresar en la pestaña "Loads", en "Type" de cargas distribuidas se selecciona "Line Load" y "New".

NEW



**Figura 98 Carga Distribuida Lineal CSI Bridge**

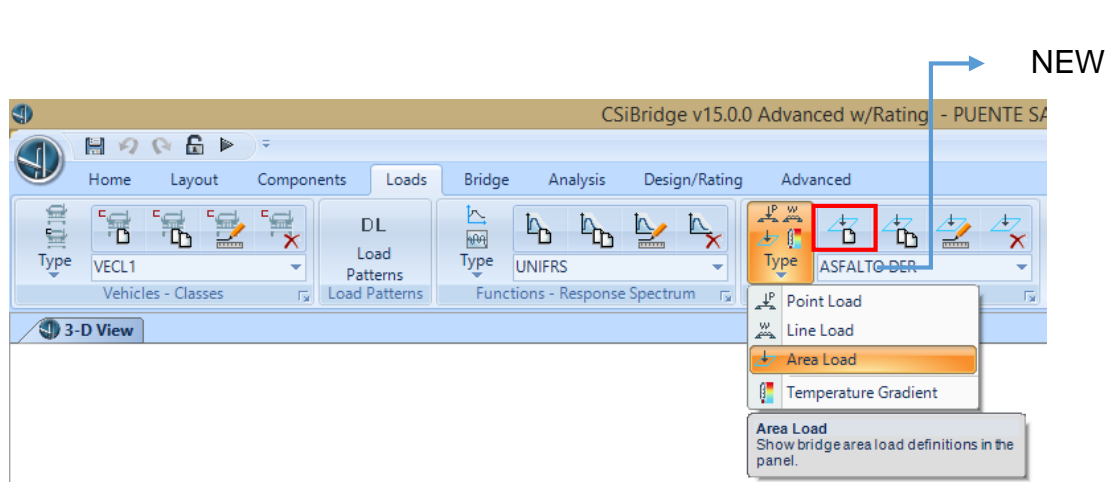
Se muestra un cuadro donde se define el tipo de carga, dirección, la magnitud y la localización de la misma en la sección transversal.

**Bridge Line Load Distribution Definition Data**

Load Name	<input type="text" value="PARED DER"/>	Units	<input type="text" value="Tonf. m. C"/>
Load Direction			
Load Type	<input type="text" value="Force"/>		
Coordinate System	<input type="text" value="GLOBAL"/>		
Direction	<input type="text" value="Gravity"/>		
Load Value			
Value	<input type="text" value="0.43"/>		
Load Transverse Location			
Reference Location	<input type="text" value="Right Edge of Deck"/>		
Load Distance from Reference Location	<input type="text" value="0.1"/>		
Load Vertical Location			
Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion			
<input type="button" value="OK"/>		<input type="button" value="Cancel"/>	

**Figura 499 Datos de Carga Lineal CSI Bridge**

- 4) Para definir los valores y la posición de las cargas aplicadas en áreas, se debe ingresar en la pestaña “Loads”, en “Type” de cargas distribuidas se selecciona “Area Load” y “New”.



**Figura 100 Carga Distribuida sobre Área CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se define el tipo de carga, dirección, la magnitud y la localización de la misma en la sección transversal.

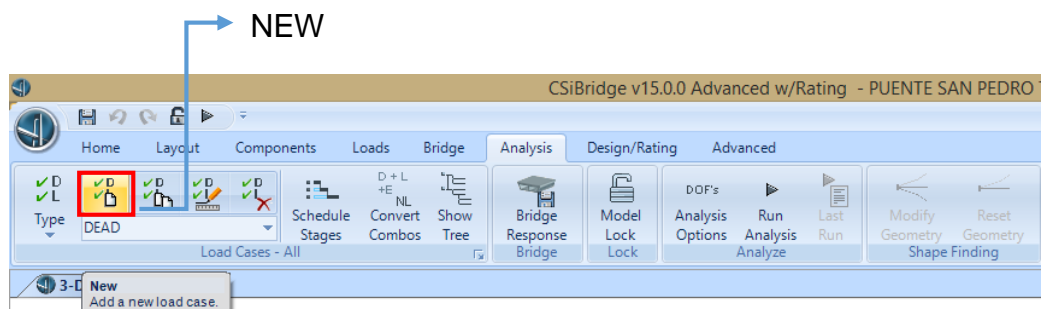
The dialog box 'Bridge Area Load Distribution Definition Data' contains the following fields and options:

- Load Name:** ASFALTO DER
- Units:** Ton/m.C
- Load Direction:**
  - Load Type: Force
  - Coordinate System: GLOBAL
  - Direction: Gravity
- Load Value:**
  - Left Edge Value: 0.17
  - Right Edge Value: 0.17
- Load Transverse Location:**
  - Left Reference Location: Right Edge of Deck
  - Left Load Distance from Left Ref. Location: 8.2
  - Right Reference Location: Right Edge of Deck
  - Right Load Distance from Right Ref. Location: 1.2
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons: OK, Cancel

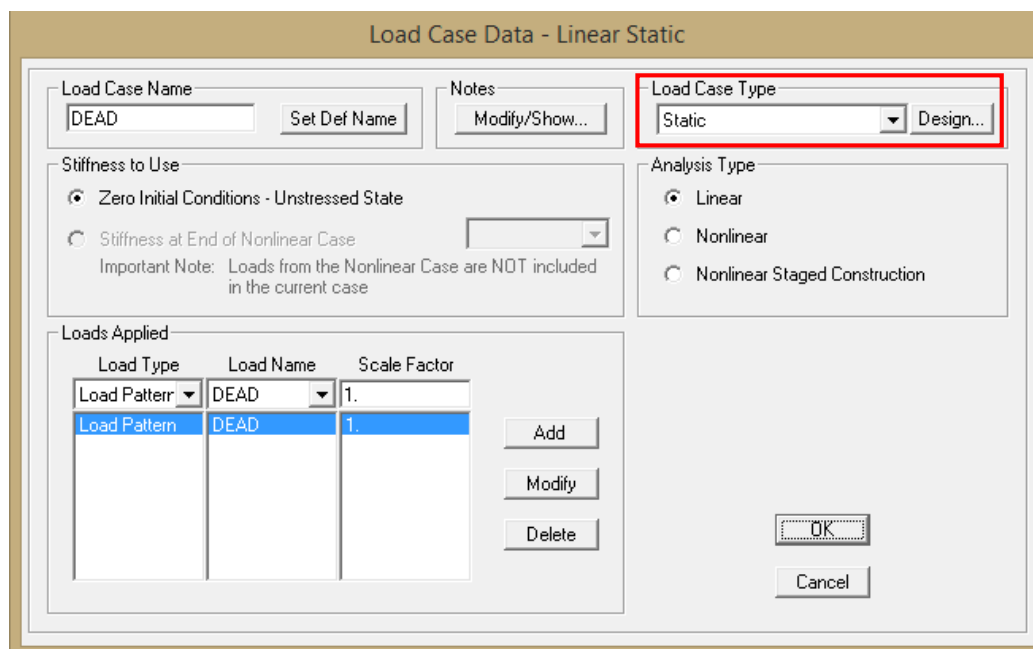
**Figura 101 Datos de Carga en Área CSI Bridge**

- 5) Se define los casos de carga para el análisis, en “Analysis”, en “Load Cases – All” y luego “New”



**Figura 102 Caso de Carga CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se especifica el tipo de carga, el nombre de la carga y el factor de escala para el caso de carga definido, además se especifica el tipo de análisis de la carga en “Load Case Type”, en las figuras 103, 104 y 105 se muestra diferentes casos de carga para sus tipos de carga respectivamente.



**Figura 103 Datos de Caso de Carga (Carga Muerta) CSI Bridge**



**Load Case Data - Linear Multi-step Static**

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	HS25-44	0.65
Load Pattern	HS25-44	0.65

**Figura 104 Datos de Caso de Carga (Carga Vehicular) CSI Bridge**

**Load Case Data - Moving Load**

Load Case Name:

Notes:

Load Case Type:

Stiffness to Use

Zero Initial Conditions - Unstressed State

Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	VECL1	1.	0	0	All

MultiLane Scale Factors

Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	0.65
2	0.65
3	0.65
4	0.65

Lanes Loaded for Assignment 1

List of Lane Definitions

Selected Lane Definitions

CARRIL 1

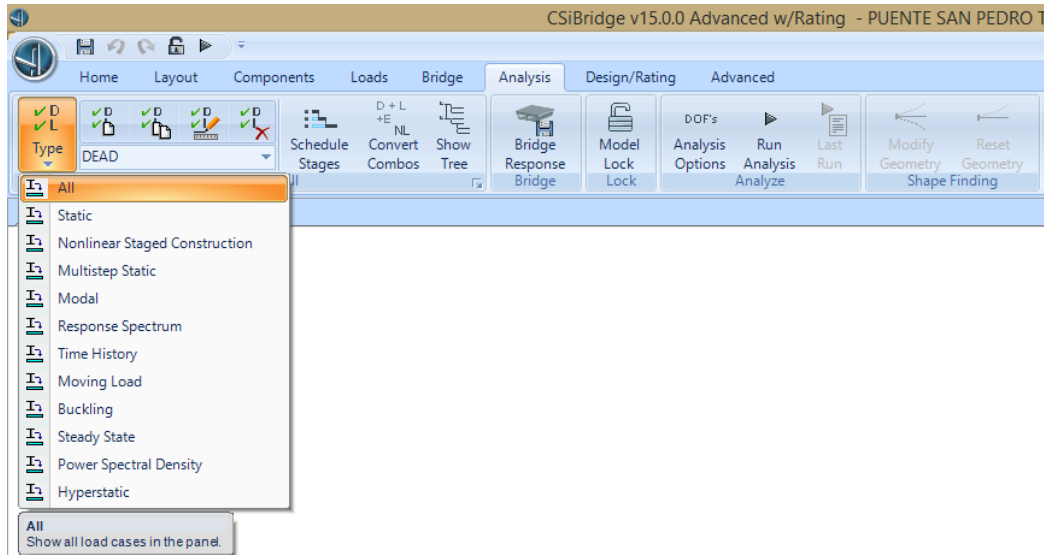
CARRIL 2

CARRIL 3

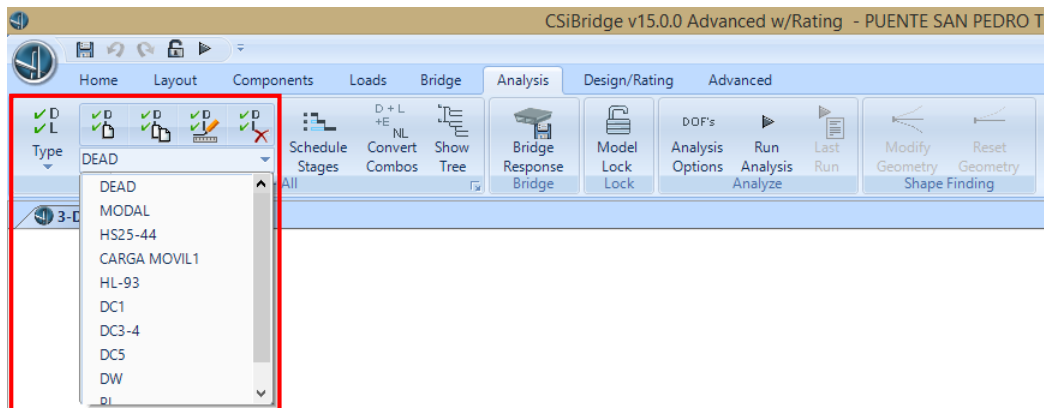
CARRIL 4

**Figura 105 Datos de Caso de Carga (Carga Movil) CSI Bridge**

Para verificar los casos de carga creados se selecciona “Type” y “All” para mostrar todos los casos en el panel.



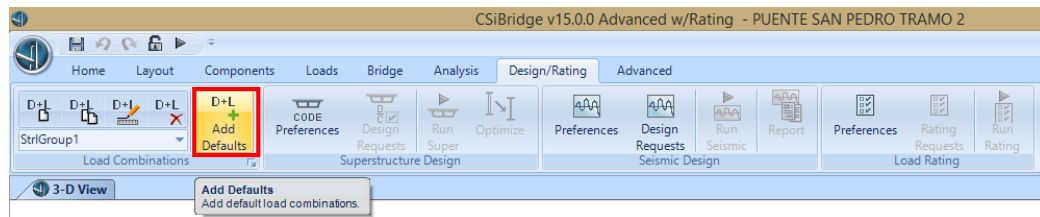
**Figura 106 Tipos de Caso de Carga CSI Bridge**



**Figura 107 Casos de Carga en el Panel CSI Bridge**

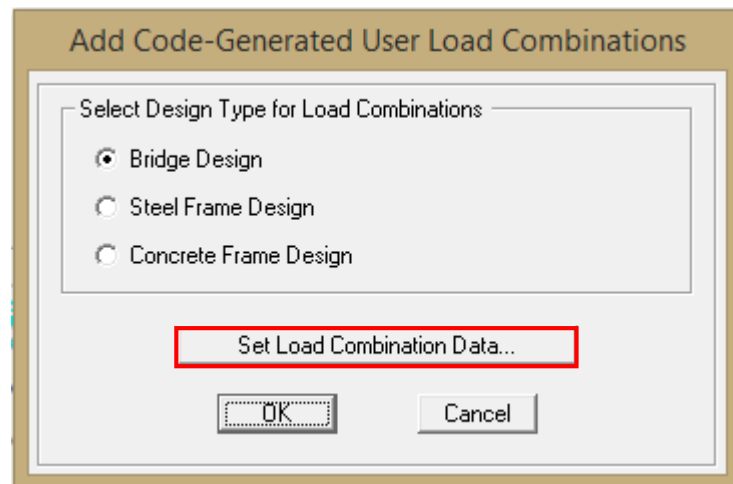
#### 4.4.5 Combinaciones de Carga

- 1) Para definir las combinaciones de carga se selecciona “Desing/Rating”, en “Load Cobinations” y “Add Defaults”.



**Figura 108 Combinaciones de Carga por Default CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se elige el tipo de diseño para las combinaciones de carga, para el caso en estudio se selecciona “Bridge Design” y luego “Set Load Combination Data”.



**Figura 109 Tipos de Combinaciones de Carga CSI Bridge**

En la figura 110 se muestra un cuadro donde se debe elegir los estados límite los cuales definirán las combinaciones de carga, el objetivo del presente proyecto de tesis es evaluar el estado límite de resistencia y servicio, los cuales serán seleccionados según las condiciones de análisis del puente.

Se elige los estados límite de resistencia I, resistencia IV y servicio II que son los estados que cumplen con las condiciones de análisis del puente.

Se descartan los estados límite de **Resistencia II** ya que es un puente de uso para tráfico vehicular normal, **Resistencia III y V** y **Servicio I** ya que

el viento no supera los 90 km/h y **Servicio III y IV** ya que el puente no es una estructura de hormigón pretensado.

Code-Generated Load Combinations for Bridge Design - User Defined: AASHTO LRFD 2007

Limit States for which User Defined Load Combinations are to be Generated

Select Limit States

Strength I     Strength II     Strength III     Strength IV     Strength V

Service I     Service II     Service III     Service IV

Extreme Event I     Extreme Event II     Fatigue

Load Factors for Permanent and Transient Loads

Set Load Factors for Permanent and Transient Loads

Choose Load Cases to Use for Limit State

Limit State: Strength I

Load Case Name	Load Case Type	Design Load Type
MODAL	LinModal	OTHER
PL	LinMSStat	LIVE

Show Only Load Cases with Valid Design Load Types

Load Case Name	Load Case Type	Design Load Type
CARGA MOVIL1	LinMoving	BRIDGE LIVE
CARGA MOVIL2	LinMoving	BRIDGE LIVE
DC1	LinStatic	DEAD
DC3-4	LinStatic	DEAD
DC5	LinStatic	DEAD
DEAD	LinStatic	DEAD

Copy to: Strength IV

Show Load Case Definition...

Set Design Load Type...

OK    Cancel

**Figura 110 Estados Límite para Combinaciones de Carga para el Diseño del Puente CSI Bridge**

En la figura 111 se muestra las combinaciones de carga que se generan, donde se puede modificar o agregar más combinaciones según se requiera.

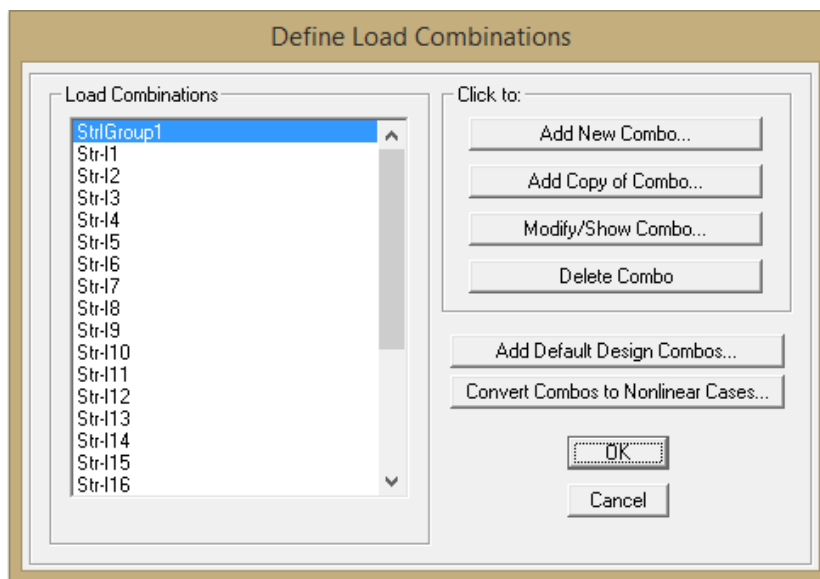


Figura 111 Definición de Combinaciones de Carga

Tabla 12  
Combinaciones de carga para resistencia I, resistencia IV y servicio II

Combo Name	CARGAS PERMANENTES					CARGAS VIVAS				
	DC					LL				
	DEAD	DC 1	DC 2	DC3-4	DC 5	DW	HS25-44	CARGA MOVIL 1	HL-93	CARGA MOVIL 2
STR - I 1	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.75			
STR - I 2	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50		1.75		
STR - I 3	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50			1.75	
STR - I 4	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50				1.75
STR - I 5	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.7	1.75			
STR - I 6	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.7		1.75		
STR - I 7	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.7			1.75	
STR - I 8	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.7				1.75
STR - I 9	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.75			
STR - I 10	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50		1.75		
STR - I 11	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50			1.75	
STR - I 12	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50				1.75
STR - I 13	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.7	1.75			
STR - I 14	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.7		1.75		
STR - I 15	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.7			1.75	
STR - I 16	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.7				1.75
STR - IV 1	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50				
STR - IV 2	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.7				
STR - IV 3	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50				
STR - IV 4	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.7				
SER - II 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.3			
SER - II 2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		1.3		
SER - II 3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00			1.3	
SER - II 4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00				1.3

#### 4.4.6 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 1

Se muestra a continuación los pasos para definir la geometría.

- 1) Se debe crear una nueva línea de diseño que será el eje del puente, la base y guía de la forma longitudinal del tramo 1, en la pestaña “Layout”, en “Layout Line” y “New”.

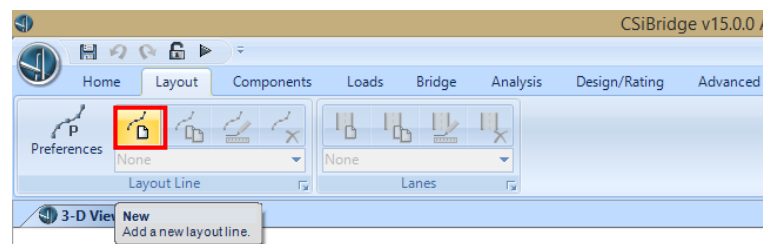


Figura 112 Nueva Línea de Diseño CSI Bridge

En el cuadro que aparece se debe colocar la longitud de la línea de diseño y si el tramo del puente tiene alguna configuración diferente a una línea recta, su forma debe ser editada en “Define Horizontal Layout Data”.

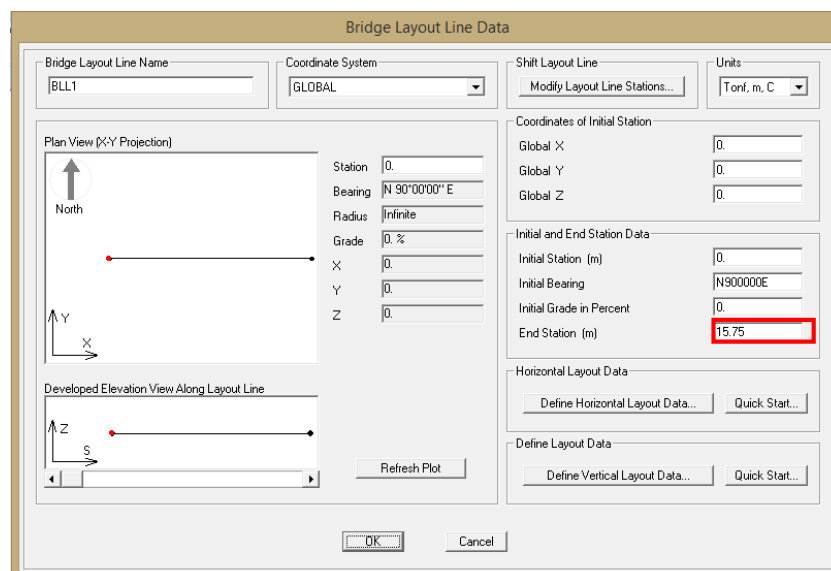


Figura 113 Datos de la Línea de Diseño Tramo 1 CSI Bridge

- 2) Se define el número de carriles pertenecientes al puente. En el caso del puente en estudio se tiene 2 sentidos de flujo vehicular cada uno con 2 carriles de 3.50m de ancho, el flujo vehicular está separado por un parterre central de 1.00m de ancho, con estos datos se procede a crear los ejes de los carriles pertenecientes al puente a partir de la línea de diseño generada, “Station” se refiere al inicio y fin del carril en la línea de diseño, “Centerline Offset” se refiere a la distancia entre la línea de diseño y el eje del carril en la estación correspondiente, “Lane Width” se refiere al ancho del carril, se debe crear el punto inicial y el punto final del carril ingresando los datos correspondientes en cada casillero y seleccionando “Add”, para diferenciar los carriles se define un color para cada carril, en el casillero “Display Color”, se puede observar en “Plan View (X-Y Projection)” la forma del carril generado, para finalizar la nueva línea de carril se selecciona “OK”.

Bridge Lane Data

Lane Name:

Coordinate System:

Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths

Along Lane:

Across Lane:

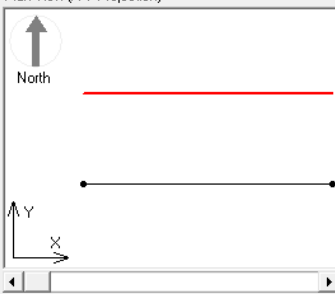
Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane

Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length

Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m	
BLL1	0.	-5.75	3.5	<input type="button" value="Move Lane..."/>  <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>
BLL1	0	-5.75	3.5	
BLL1	15.75	-5.75	3.5	

Plan View (X-Y Projection)



Layout Line:

Station:

Bearing:

Radius:

Grade:

X:

Y:

Z:

Snap To Layout Line

Snap To Lane

Objects Loaded By Lane

Program Determined

Group

Lane Edge Type

Left Edge:

Right Edge:

Display Color: ■

**Figura 114 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 1) CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los carriles a generar.

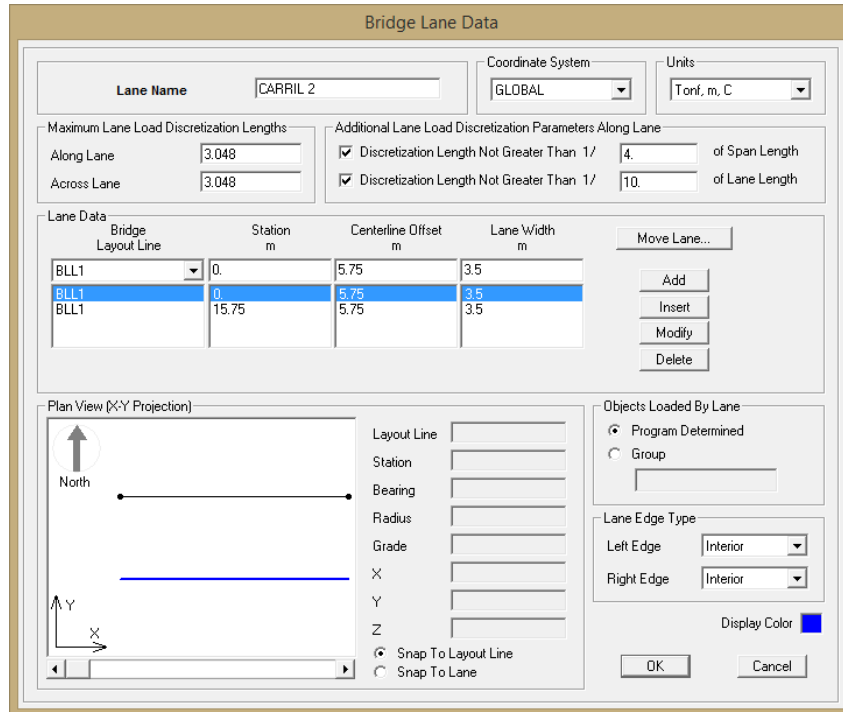


Figura 115 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 2) CSI Bridge

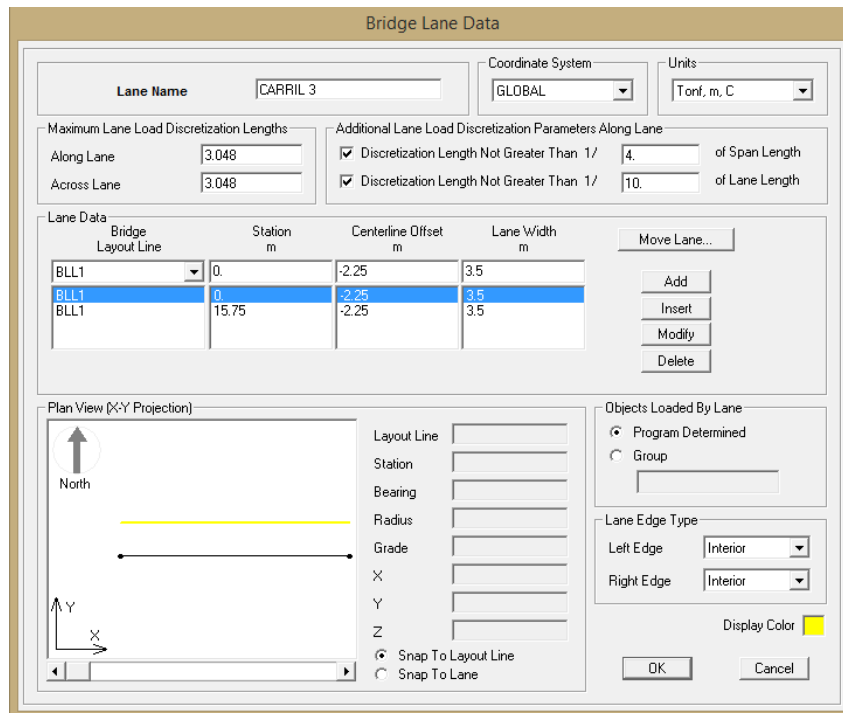


Figura 116 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 3) CSI Bridge

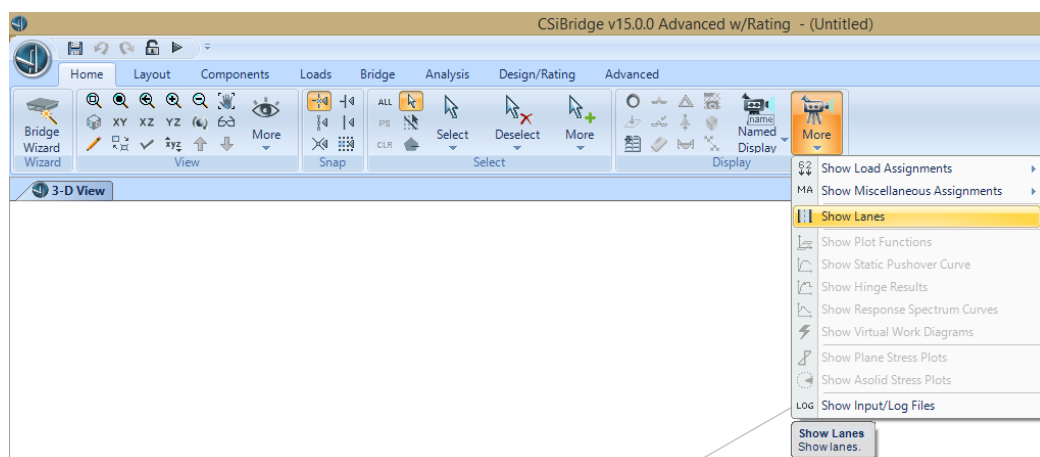


**Bridge Lane Data**

<b>Lane Name</b> CARRIL 4		<b>Coordinate System</b> GLOBAL	<b>Units</b> Tonf, m, C
<b>Maximum Lane Load Discretization Lengths</b>		<b>Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane</b>	
Along Lane	3.048	<input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/	4. of Span Length
Across Lane	3.048	<input checked="" type="checkbox"/> Discretization Length Not Greater Than 1/	10. of Lane Length
<b>Lane Data</b>			
<b>Bridge Layout Line</b>	<b>Station m</b>	<b>Centerline Offset m</b>	<b>Lane Width m</b>
BLL1	0.	2.25	3.5
BLL1	0.	2.25	3.5
BLL1	15.75	2.25	3.5
<input type="button" value="Move Lane..."/> <input type="button" value="Add"/> <input type="button" value="Insert"/> <input type="button" value="Modify"/> <input type="button" value="Delete"/>			
<b>Plan View (X-Y Projection)</b>		<b>Objects Loaded By Lane</b>	
		<input checked="" type="radio"/> Program Determined <input type="radio"/> Group	
		<b>Lane Edge Type</b> Left Edge: Interior Right Edge: Interior Display Color: <span style="color: green;">■</span>	
<input type="button" value="OK"/> <input type="button" value="Cancel"/>			

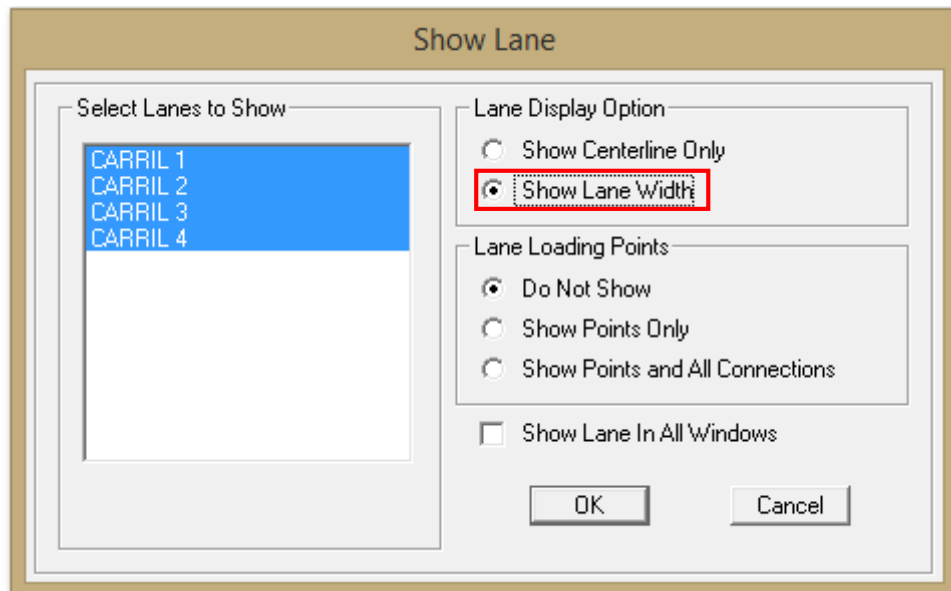
**Figura 117 Datos de Línea del Puente Tramo 1 (Carril 4) CSI Bridge**

Para verificar los carriles creados en la pestaña “Home”, en “More” se selecciona “Show Lanes”.

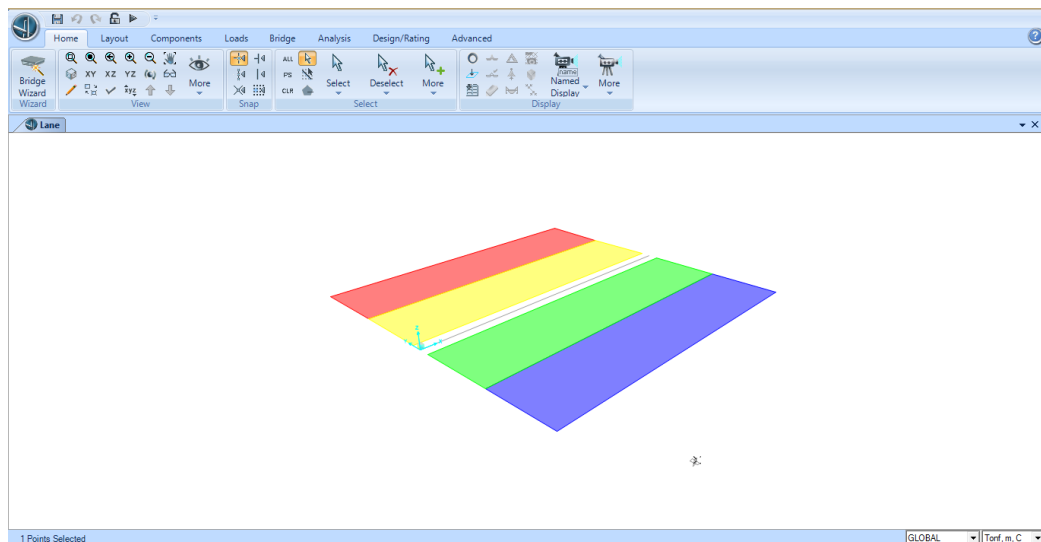


**Figura 118 Mostrar CSI Bridge**

Aparece un cuadro en el que se elige los carriles y en “Show Lane Width” para mostrar el ancho de los carriles creados, para finalizar se selecciona “OK”.

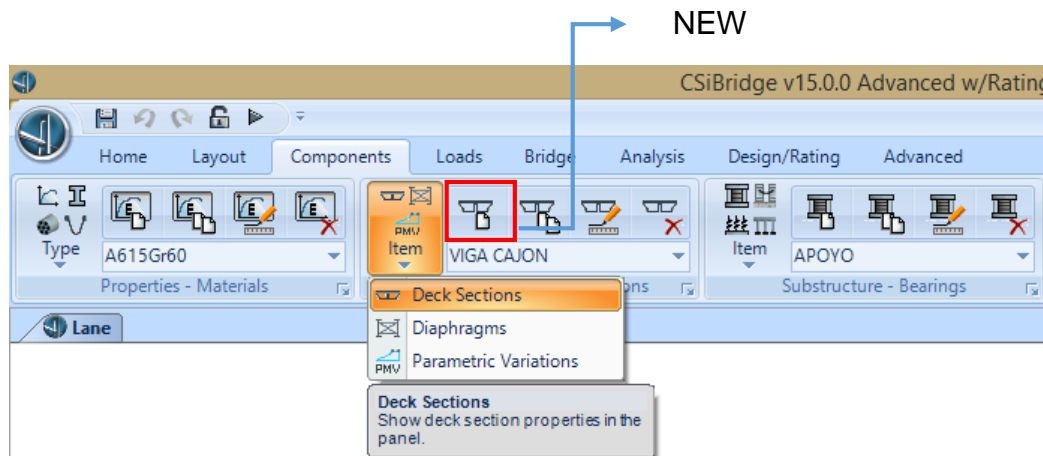


**Figura 119 Mostrar Líneas CSI Bridge**



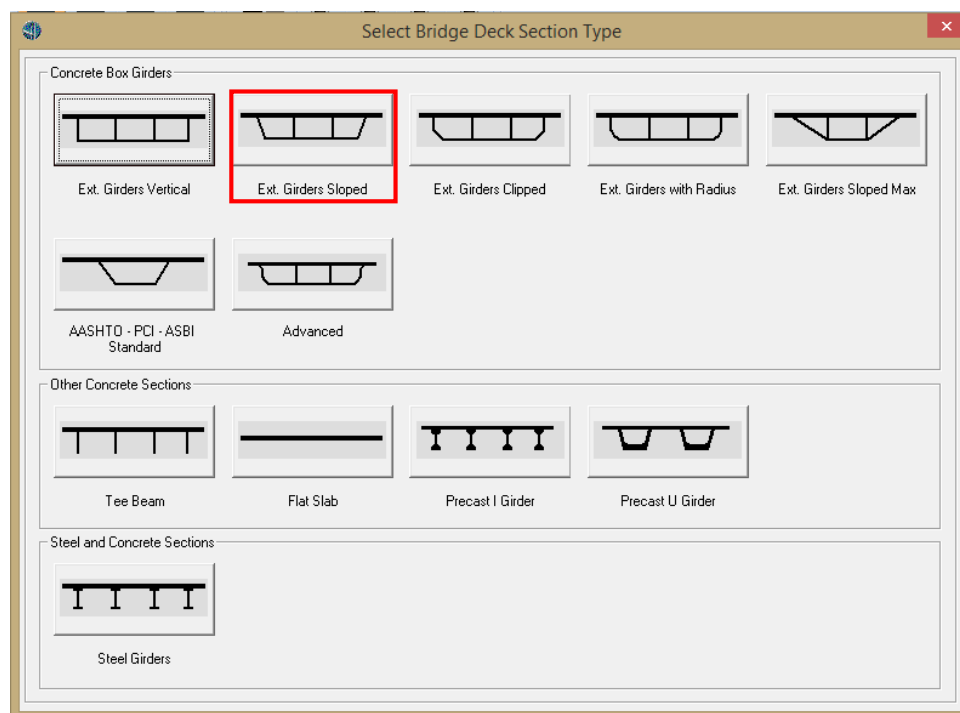
**Figura 120 Carriles Tramo 1 CSI Bridge**

- 3) Se define la sección del tablero del puente, en “Components” en “Item” de la superestructura, se elige la opción “Deck Sections” y “New”.



**Figura 121 Sección del Tablero CSI Bridge**

Se elige la sección a usarse según la geometría del tablero del puente en estudio.



**Figura 122 Tipo de Sección del Tablero Tramo 1 CSI Bridge**

Se edita los valores de las dimensiones de la sección del tablero según el gráfico de guía que se muestra.

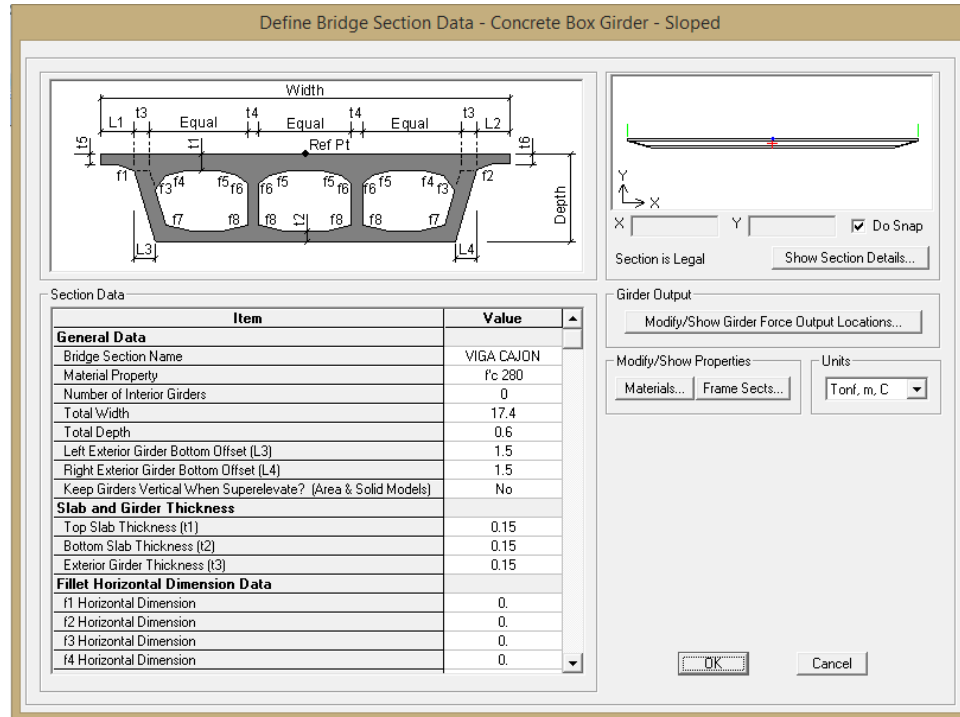


Figura 123 Datos de la Sección del Tablero Tramo 1 CSI Bridge Fuente:

- 4) Se determina el diafragma que corresponderá al inicio y fin de la sección del tablero, en "Components" en "Item" de la superestructura, se elige la opción "Diaphragms" y "New".

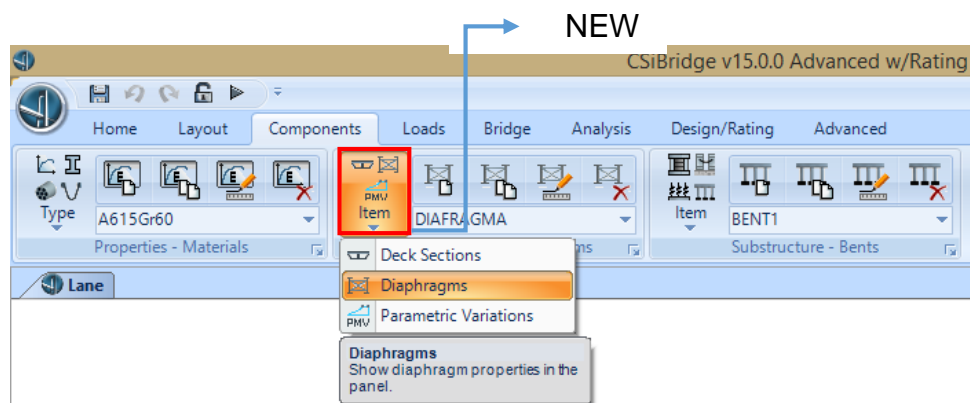
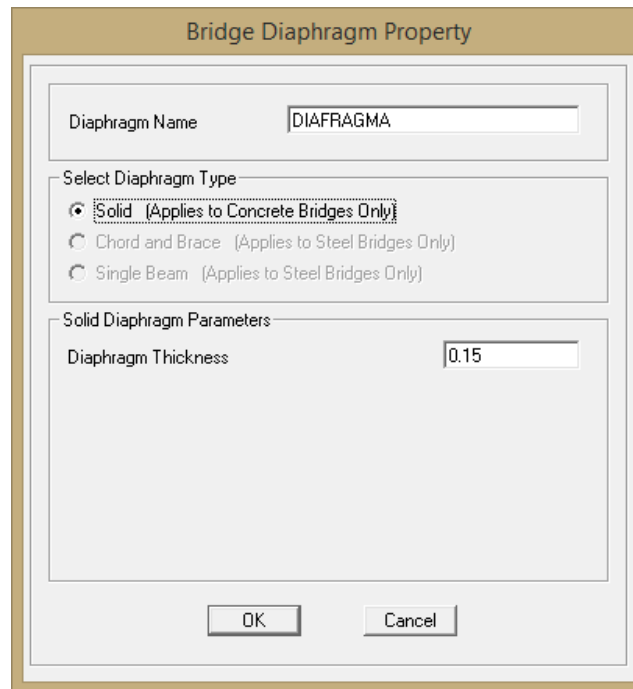


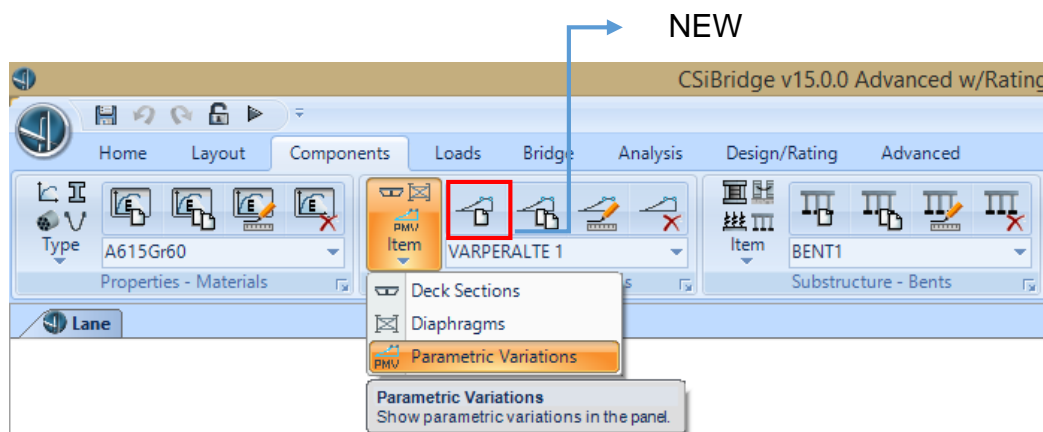
Figura 124 Diafragma CSI Bridge

Aparece un cuadro donde se selecciona el tipo y el espesor del diafragma.



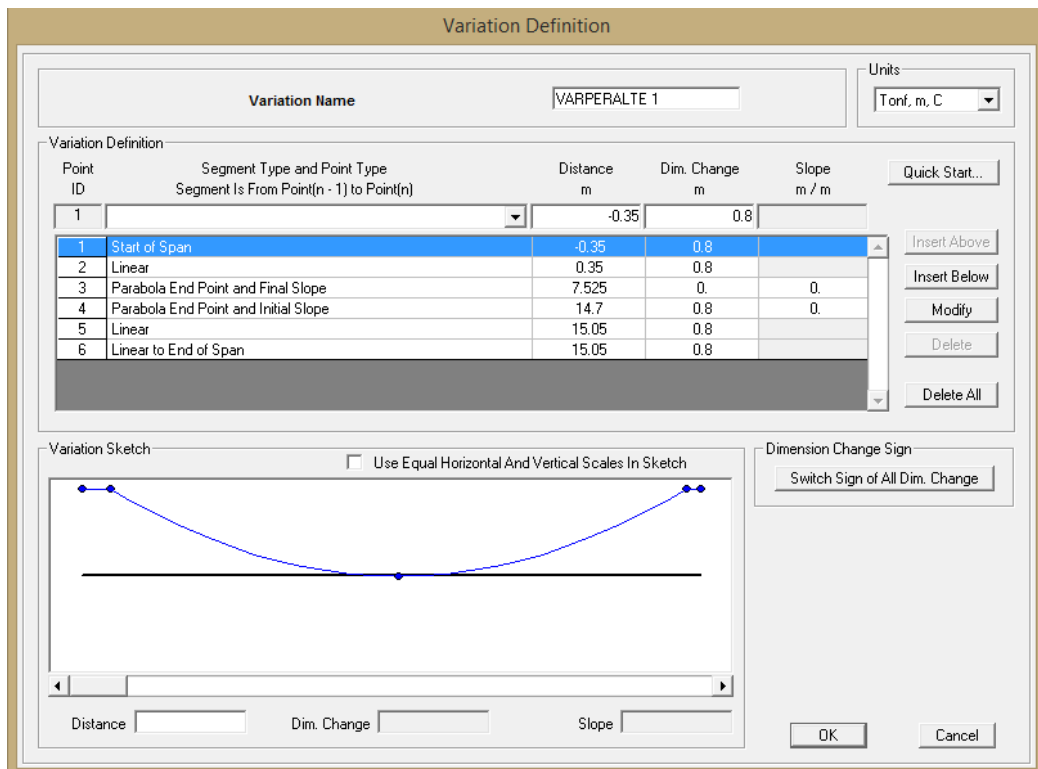
**Figura 125 Propiedades del Diafragma del Puesto CSI Bridge**

- 5) El tablero al presentar una variación parabólica en la parte inferior es necesario generarla, en “Components”, “Item” de la superestructura, se elige “Parametric Variations” y “New”.



**Figura 126 Parámetros de Variación CSI Bridge**

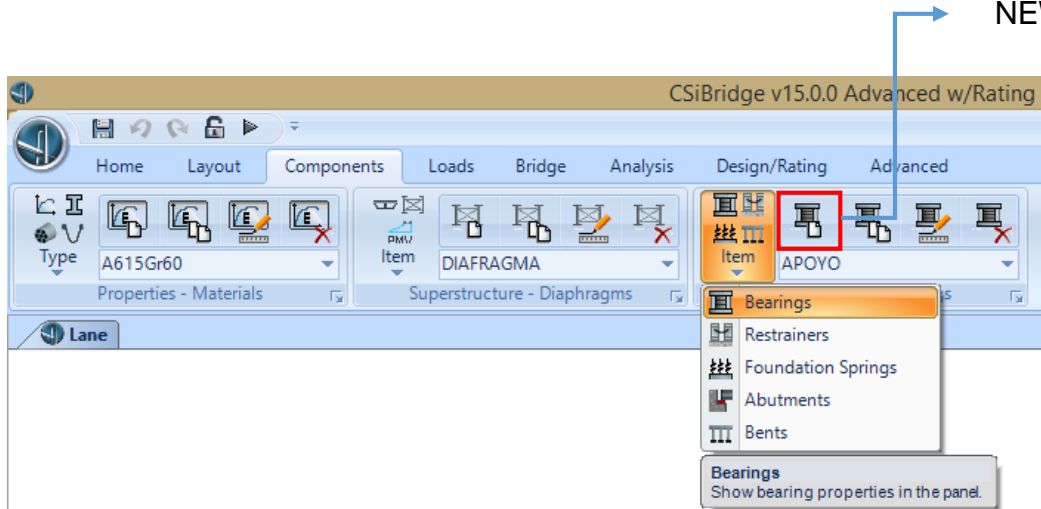
Aparece un cuadro donde se define la variación en la altura de la sección del tablero, según la distancia y el cambio de la dimensión, además de la forma de la variación de la altura. “Segment Type and Point Type” se refiere al tipo de variación, ya sea lineal o parabólico, que tiene el segmento a definir desde el punto n-1 hasta el punto n, el número de puntos está definido dentro de la longitud de la línea de diseño, “Distance” se refiere a la distancia del segmento a definir, “Dim. Change” se refiere al cambio de altura en el segmento definido, para cada segmento definido se selecciona “Insert Below”, al finalizar la variación de la sección del tablero a lo largo de la longitud de la línea de diseño se selecciona “OK”.



**Figura 127 Definición de la Variación Tramo 1 CSI Bridge**

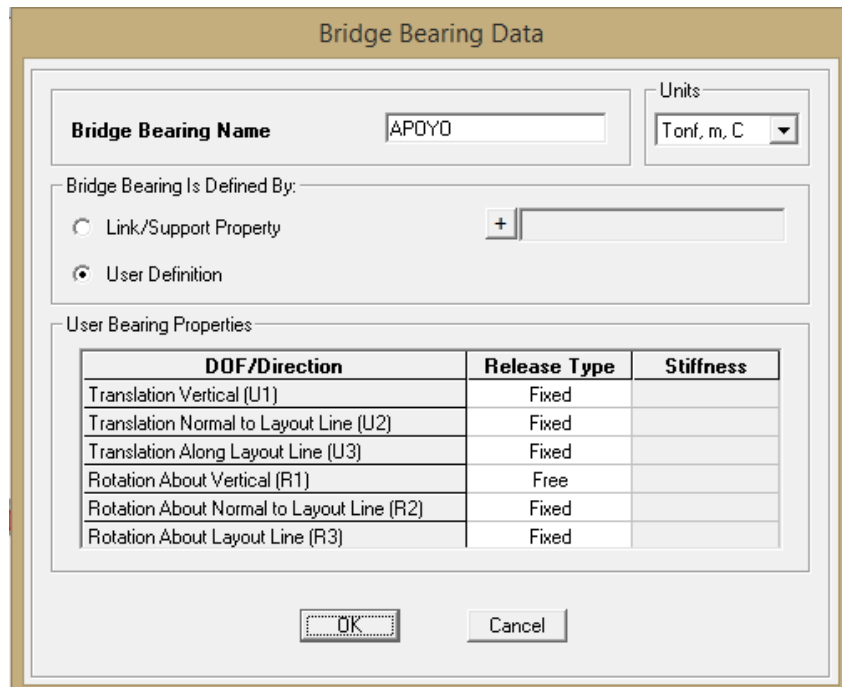
- 6) Se define el apoyo entre la superestructura y la subestructura del puente, para ello en la pestaña “Components”, en “Item” de la subestructura, se elige “Bearings” y “New”.

NEW



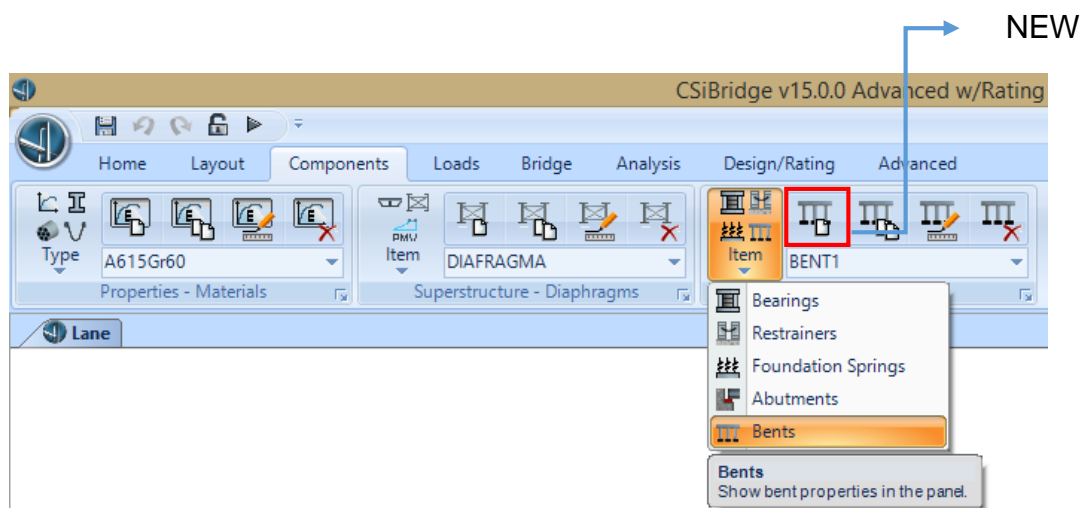
**Figura 128 Soporte CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se definirá las condiciones de apoyo en traslación y rotación en los tres ejes, si estos son restringidos o libres.



**Figura 129 Datos del Apoyo del Puente CSI Bridge**

- **Traslation Vertical (U1):** Se refiere al movimiento traslacional en el eje X.
  - **Traslation Normal to Layout Line (U2):** Se refiere al movimiento traslacional en el eje Y.
  - **Traslation Along Layout Line (U3):** Se refiere al movimiento traslacional en el eje Z.
  - **Rotation Vertical (U1):** Se refiere al movimiento rotacional alrededor del eje X.
  - **Rotation Normal to Layout Line (U2):** Se refiere al movimiento rotacional alrededor del eje Y.
  - **Rotation Along Layout Line (U3):** Se refiere al movimiento rotacional alrededor del eje Z.
- 7) Se generan los pórticos de la subestructura del puente, para ello en la pestaña “Components”, en “Item” de la subestructura, se elige “Bents” y “New”.

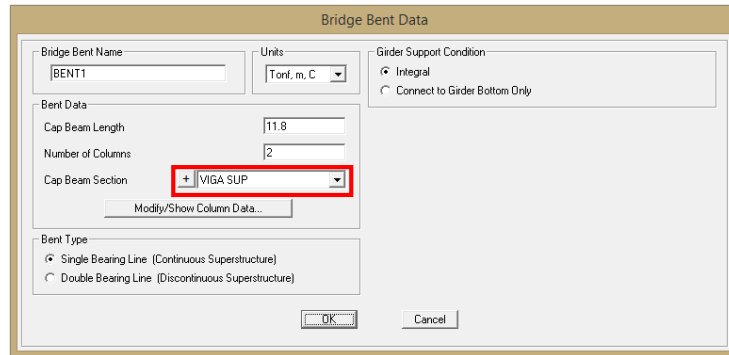


**Figura 130 Pórticos del Puente CSI Bridge**

Aparece un cuadro donde se coloca la longitud y la sección de la viga del pórtico y el número de columnas del pórtico, además de las condiciones

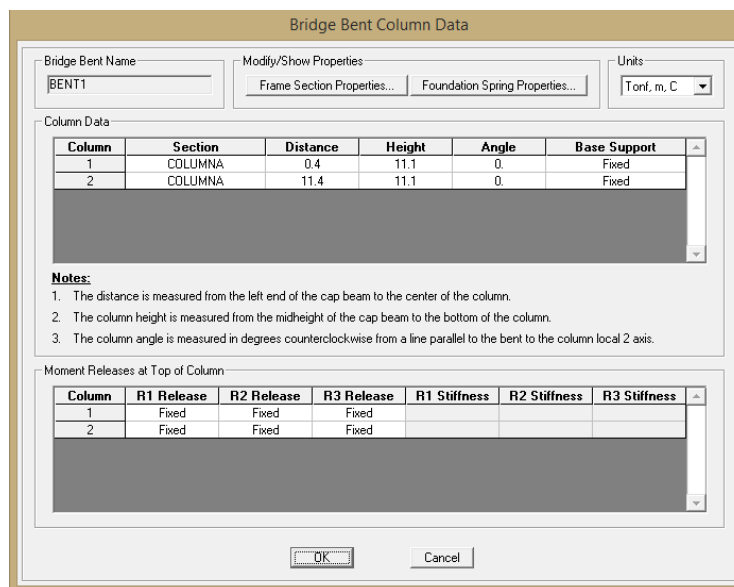


de soporte para la viga, en la pestaña “Modify/Show Colum Data” se edita las propiedades de las columnas del pórtico.



**Figura 131 Datos del Pórtico Tramo 1 CSI Bridge**

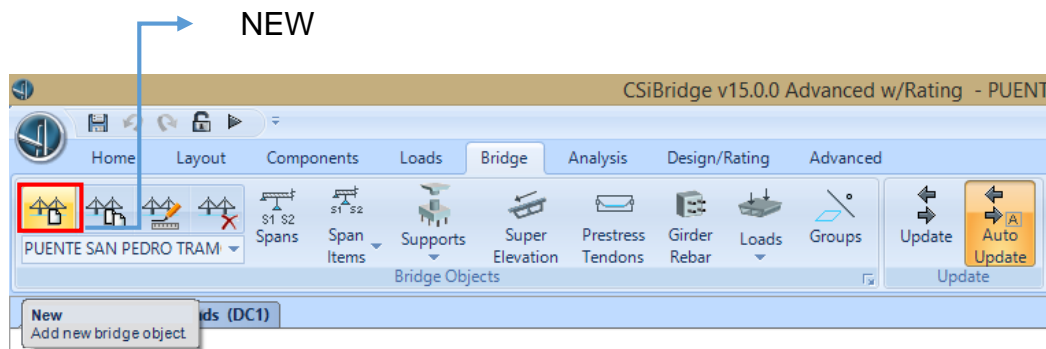
Se coloca la sección de la columna, distancia a la que se encuentra la columna del inicio de la viga del pórtico y la longitud del mismo, además de la condición de soporte en la base y la condición de la transmisión de momentos en la parte superior de la columna.



**Figura 132 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 1 CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los pórticos.

- 8) Se genera el puente propiamente dicho, para ello se ingresa en la pestaña “Bridge” y “New”.

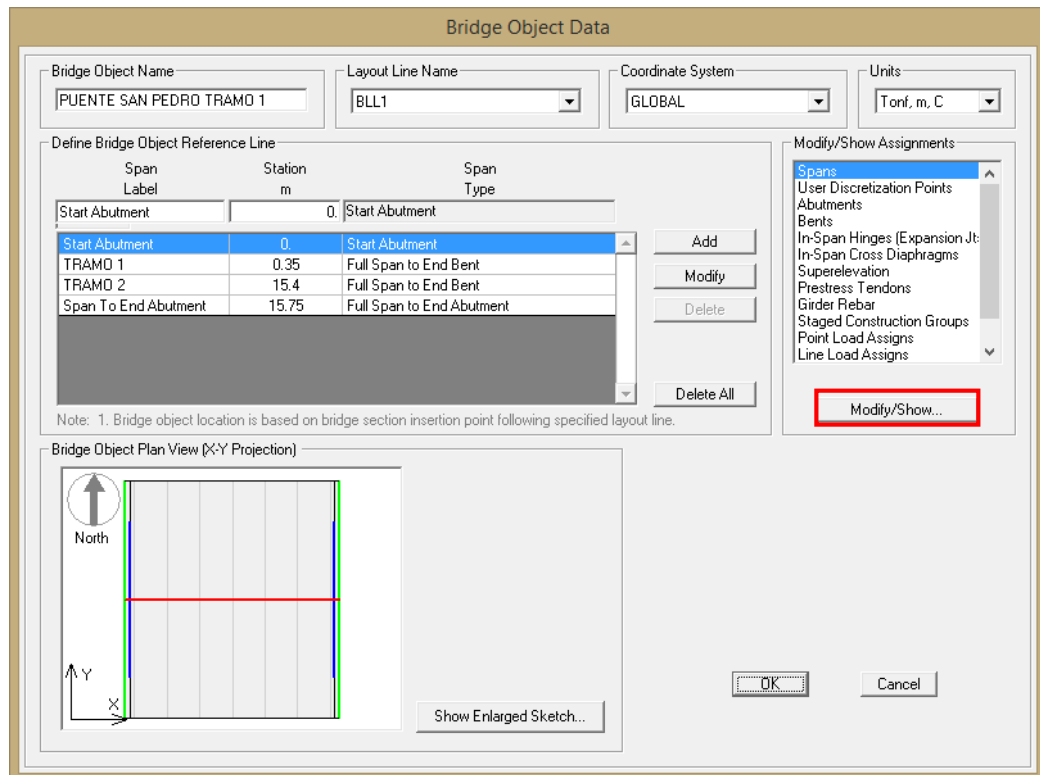


**Figura 133 Puento CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se genera la estructura del puente según las definiciones anteriores, se nombra al puente “Puente San Pedro Tramo 1” y se ubica la línea de diseño sobre la cual se va a generar, en “Define Bridge Object Reference Line” se ingresa los tramos del puente, ya sea que tenga un apoyo, una junta o variación en la sección transversal, se deberá definir como un tramo diferente, se ingresa la longitud, el tipo de tramo y se selecciona “Add” para agregar un nuevo tramo, una vez definido se creará el puente.

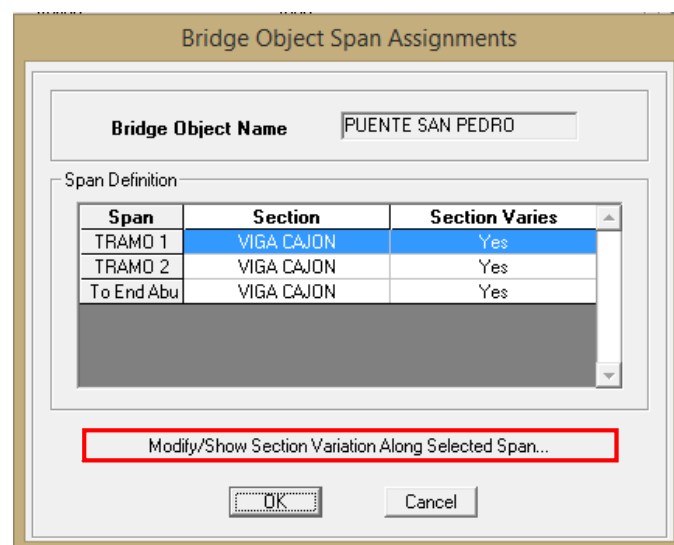
En “Bridge Object Plan View (X-Y Proyection)”, se puede verificar graficamente la configuración de los tramos definidos.

Los elementos estructurales, las cargas y características del puente pueden ser asignados y modificados en “Modify/Show Assignments”.



**Figura 134 Datos de Objeto del Puente Tramo 1 CSI Bridge**

Para modificar la sección del tablero del puente se selecciona “Spans” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona la sección del tablero según el tramo indicado.



**Figura 135 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge**

Ya que el tablero es de forma parabólica en la parte inferior, se selecciona el tramo que tiene la sección variable y “Modify/Show Section Variation Along Selected Span”, se muestra un cuadro para definir la variación de la sección, en el casillero “Total Deph” que pertenece a la altura del tablero se ingresa la variación de la sección anteriormente creada.

Bridge Section Variation Definition

**Bridge Object Name** PUNTE SAN PEDRO TRAMO 1  
 Span Label TRAMO 2  
 Base Bridge Section Property VIGA CAJON

Bridge Section Variation Is Defined By:  
 User Definition Define/Show Variations...  
 Reference to Another Span

Display Section:  
 Show Base Section...  
 Show Section Variation...

User Defined Variation For Concrete Box Girder - Sloped

Parameter	Variation
<b>General Data</b>	
Total Width	Constant
Total Depth	VARPERALTE 1
Left Exterior Girder Bottom Offset (L3)	Constant Girder Slope
Right Exterior Girder Bottom Offset (L4)	Constant Girder Slope
<b>Slab and Girder Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	Constant
Bottom Slab Thickness (t2)	Constant
Exterior Girder Thickness (t3)	Constant
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	Constant
f2 Horizontal Dimension	Constant
f3 Horizontal Dimension	Constant
f4 Horizontal Dimension	Constant
f5 Horizontal Dimension	Constant
f6 Horizontal Dimension	Constant

OK Cancel

**Figura 136 Definición de Variación de Sección CSI Bridge**

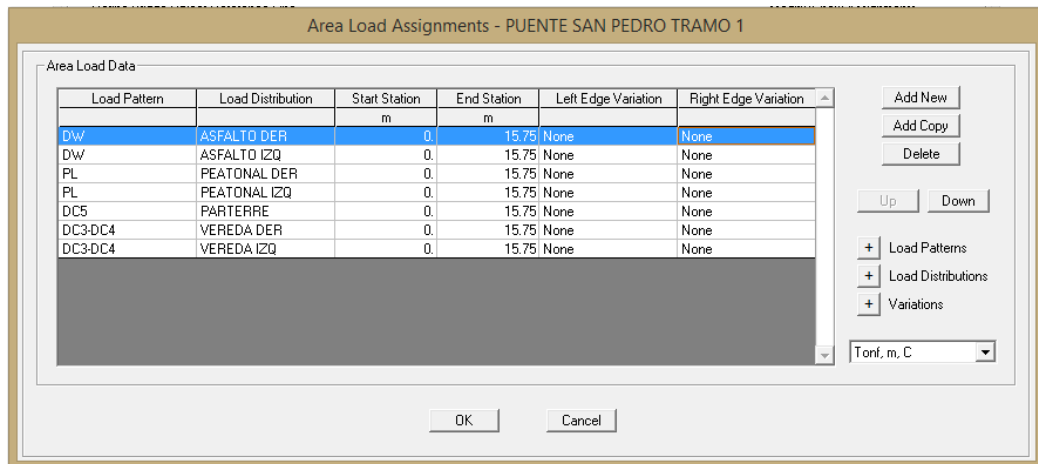
Para definir los pórticos creados en el cuadro de datos de objeto del puente en las asignaciones se selecciona “Bent” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el tramo donde se ubica el apoyo y se ingresará el pórtico correspondiente, además de ingresar el tipo de apoyo que estará definido entre la superestructura y la infraestructura.

**Figura 137 Asignación de Pórticos Tramo 1 CSI Bridge**

Para asignar las cargas lineales en los estados de carga creados se selecciona “Line Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.

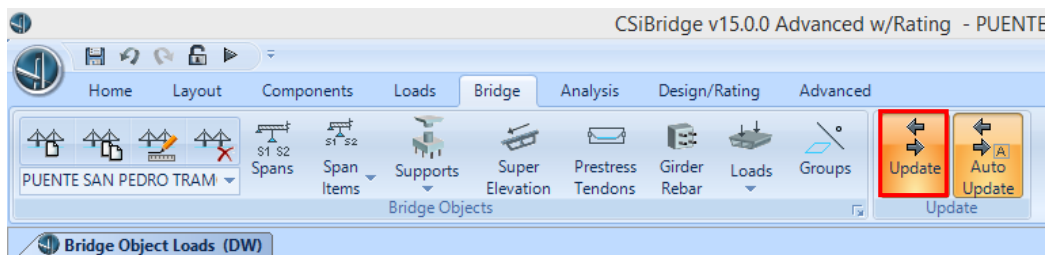
**Figura 138 Asignación de Carga Lineal Tramo 1 CSI Bridge**

Para asignar las cargas sobre áreas en el cuadro de datos de objeto del puente en las asignaciones se selecciona “Area Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.



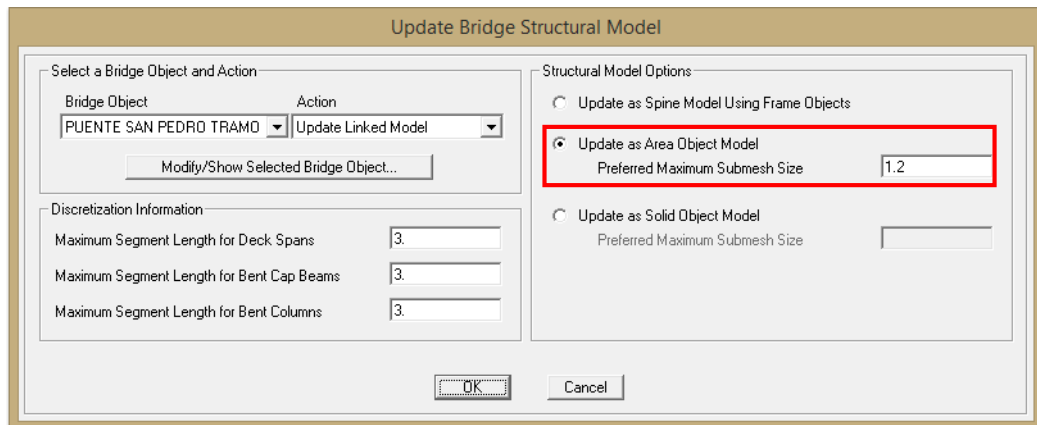
**Figura 139 Asignación de Carga en Área Tramo 1 CSI Bridge**

- 9) Para actualizar y verificar la forma generada del puente se selecciona en la pestaña “Bridge” y luego “Update”.



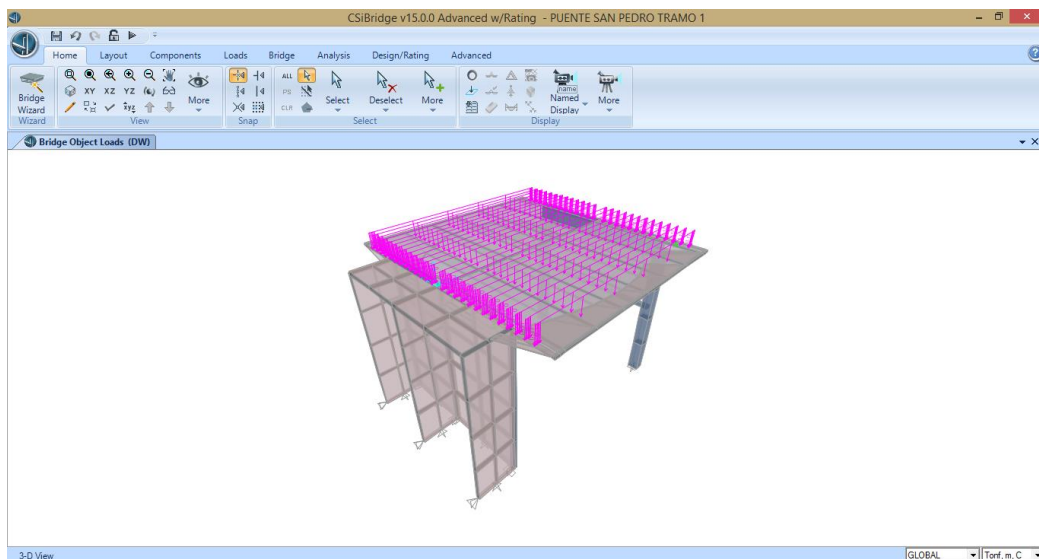
**Figura 140 Actualizar CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se seleccionará “Update as Area Object Model”, se define el tamaño de la superficie a mostrar y “OK”.



**Figura 141 Actualizar Modelo Estructural CSI Bridge**

En la figura 142 se muestra el resultado del Tramo 1 del puente San Pedro.



**Figura 142 Estructura Tramo 1 CSI Bridge**

Los muros de los estribos, al no disponer de los planos estructurales, el espesor y la composición estructural se asumieron, se generó usando la opción “Draw Poly Area”, que se encuentra en la pestaña “Advance” con un espesor de 0.30m.

#### 4.4.7 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 2

- 1) Se debe crear una nueva línea de diseño que será el eje del puente, la base y guía de la forma longitudinal del tramo 2.

**Figura 143 Datos de la Línea de Diseño Tramo 2 CSI Bridge**

- 2) Se define el número de carriles pertenecientes al puente. Se tiene 2 sentidos de flujo vehicular cada uno con 2 carriles de 3.50m de ancho, el flujo vehicular está separado por un parterre central de 1.00m de ancho, con estos datos se procede a crear los ejes de los carriles pertenecientes al puente a partir de la línea de diseño generada.



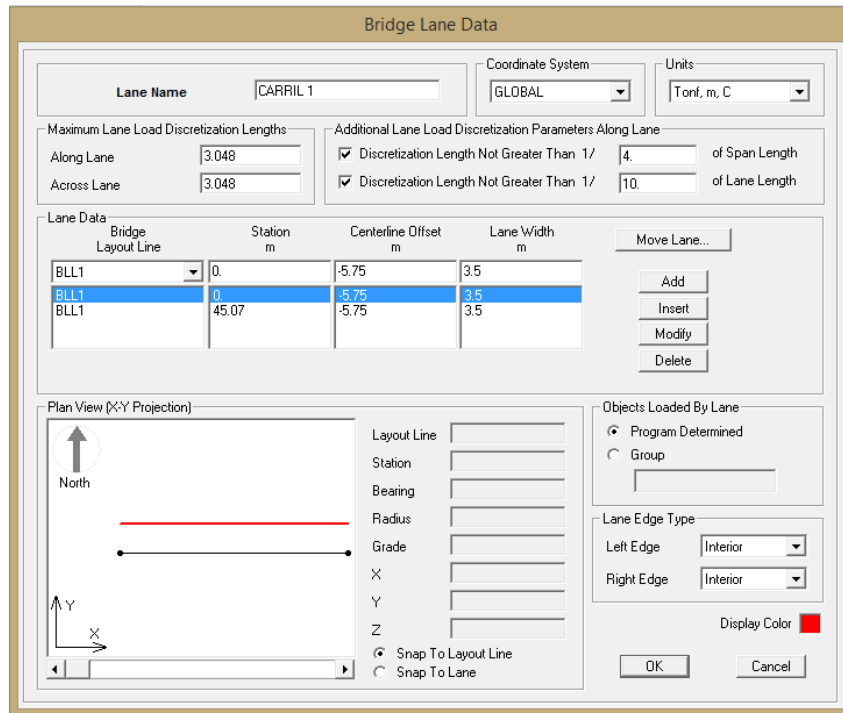


Figura 144 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 1) CSI Bridge

Se repite el mismo procedimiento para todos los carriles a generar.

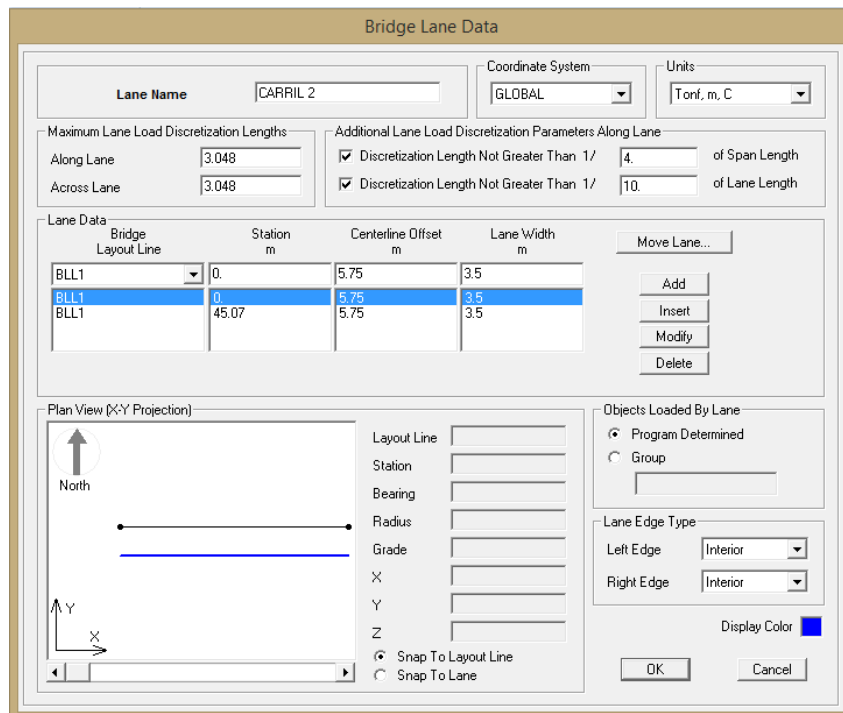


Figura 145 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 2) CSI Bridge

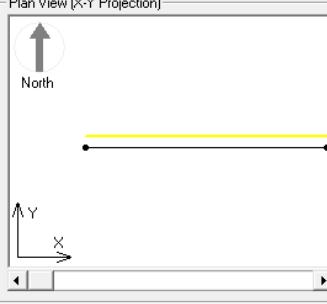
**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0	-2.25	3.5
BLL1	0	-2.25	3.5
BLL1	45.07	-2.25	3.5

Plan View (X-Y Projection):  

 Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:   
 Snap To Layout Line  
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:   
 Display Color:

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

**Figura 146 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 3) CSI Bridge**

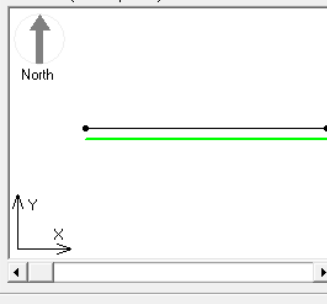
**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0	2.25	3.5
BLL1	0	2.25	3.5
BLL1	45.07	2.25	3.5

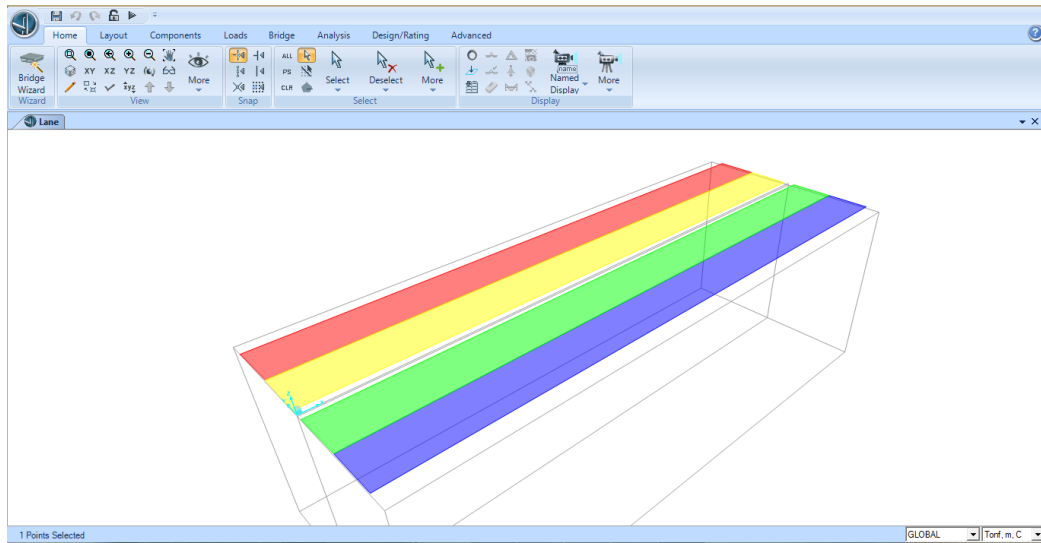
Plan View (X-Y Projection):  

 Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:   
 Snap To Layout Line  
 Snap To Lane

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:   
 Display Color:

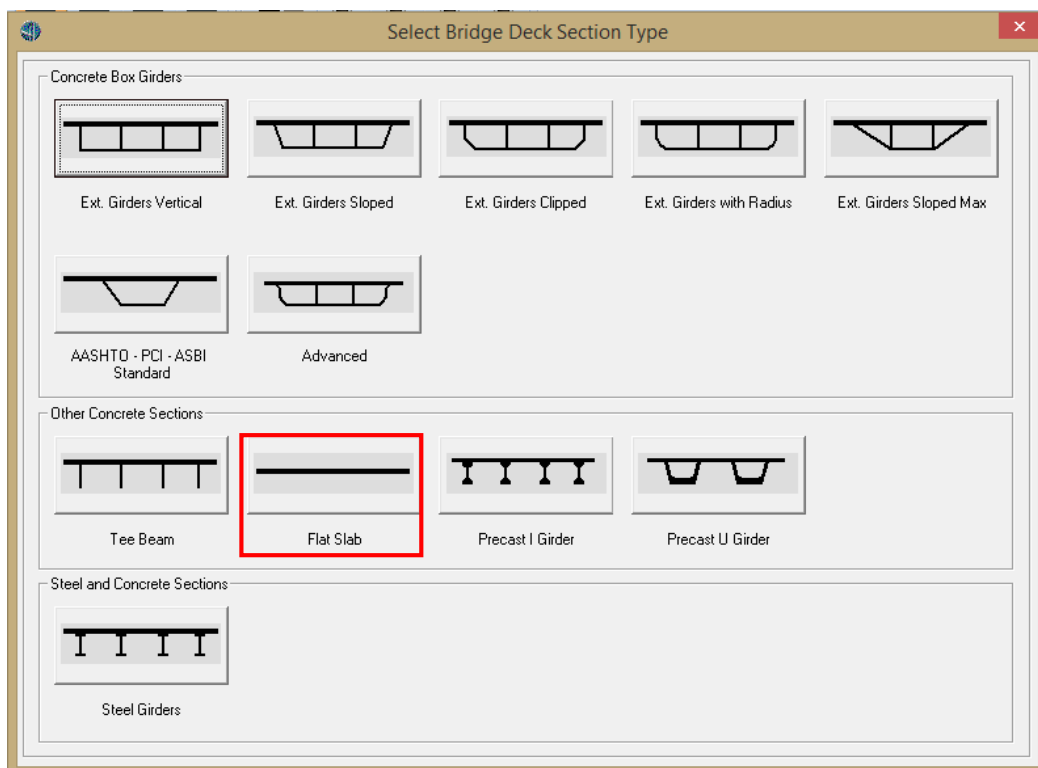
Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

**Figura 147 Datos de Línea del Puente Tramo 2 (Carril 4) CSI Bridge**



**Figura 148 Carriles Tramo 2 CSI Bridge**

- 3) Se define la sección del tablero del puente según la geometría en estudio.



**Figura 149 Tipo de Sección del Tablero Tramo 2 CSI Bridge**

Se edita los valores de las dimensiones de la sección del tablero según el gráfico de guía que se muestra.

**Section Data**

Item	Value
<b>General Data</b>	
Bridge Section Name	LOSA
Material Property	f'c 280
Number of Interior Girders	2
Total Width	17.4
Total Depth	0.25
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	0.
f2 Horizontal Dimension	0.
<b>Left Overhang Data</b>	
Left Overhang Length (L1)	0.
Left Overhang Outer Thickness (t5)	0.305
<b>Right Overhang Data</b>	
Right Overhang Length (L2)	0.
Right Overhang Outer Thickness (t6)	0.305
<b>Live Load Curb Locations</b>	
Distance To Inside Edge of Left Live Load Curb	0.
Distance To Inside Edge of Right Live Load Curb	0.

**Girder Output**

Modify/Show Girder Force Output Locations...

**Modify/Show Properties**

Materials... Frame Sects... Units: Tonf, m, C

OK Cancel

**Figura 150 Datos de la Sección del Tablero Tramo 2 CSI Bridge**

- 4) El apoyo es generado de la misma forma que el Tramo 1.
- 5) Se generan los pórticos de la subestructura del puente, siguiendo los pasos del Tramo 1.

**Bridge Bent Data**

Bridge Bent Name: BENT1 Units: Tonf, m, C

Girder Support Condition:  Integral  Connect to Girder Bottom Only

Bent Data

Cap Beam Length: 17.4

Number of Columns: 2

Cap Beam Section: **VIGA SUP**

Modify/Show Column Data...

Bent Type:  Single Bearing Line (Continuous Superstructure)  Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

OK Cancel

**Figura 151 Datos del Pórtico Tramo 2 CSI Bridge**

Se coloca la sección de la columna, distancia a la que se encuentra la columna del inicio de la viga del pórtico y la longitud del mismo, además de la condición de soporte en la base y la condición de la transmisión de momentos en la parte superior de la columna.

Bridge Bent Column Data

Bridge Bent Name: BENT1

Modify/Show Properties: Frame Section Properties... Foundation Spring Properties...

Units: Tonf, m, C

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	COLUMNNA	3.2	13.334	0.	Fixed
2	COLUMNNA	14.2	13.334	0.	Fixed

**Notes:**

1. The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
2. The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
3. The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			

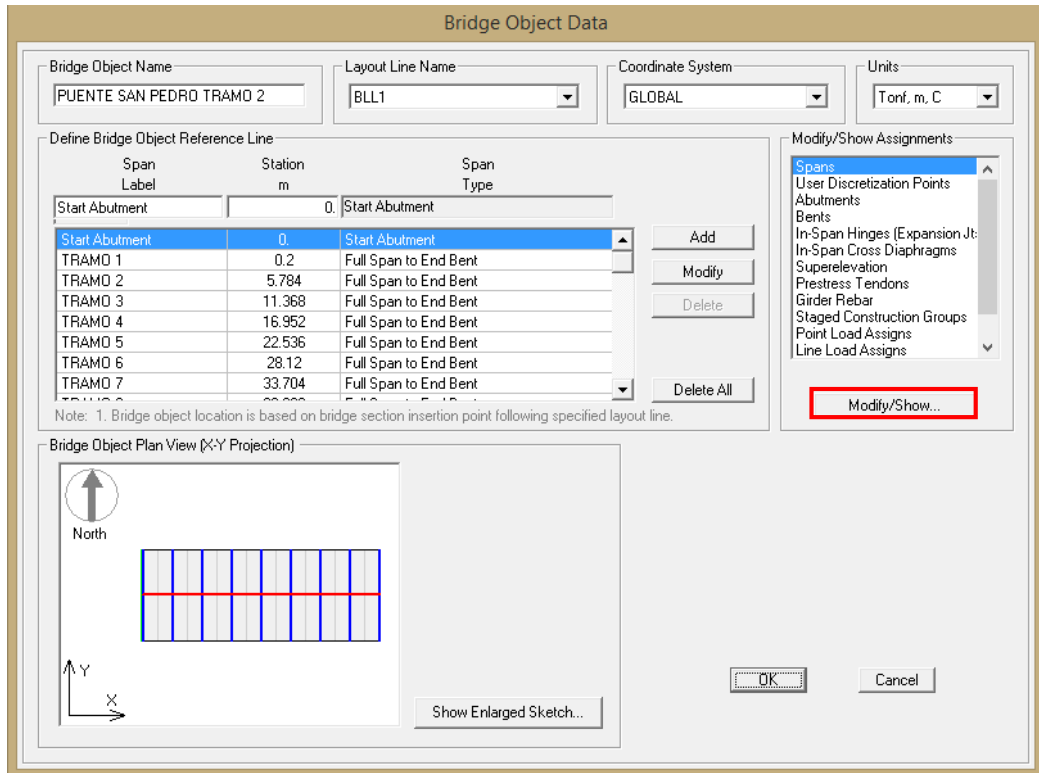
OK Cancel

**Figura 152 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 2 CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los pórticos a generar.

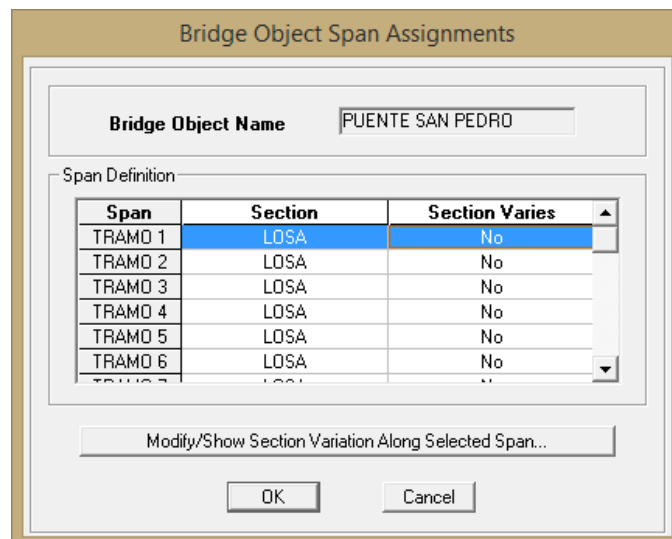
- 6) Se genera la estructura del puente según lo definido, se nombra al puente “Puente San Pedro Tramo 2” y se ubica la línea de diseño sobre la cual se va a generar, se ingresa los tramos del puente, la longitud, el tipo de tramo, una vez definido se creará el puente.

En “Bridge Object Plan View (X-Y Projection)”, se puede verificar la configuración de los tramos definidos.



**Figura 153 Datos de Objeto del Puente Tramo 2 CSI Bridge**

Para modificar la sección del tablero del puente se selecciona “Spans” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona la sección del tablero según el tramo indicado.

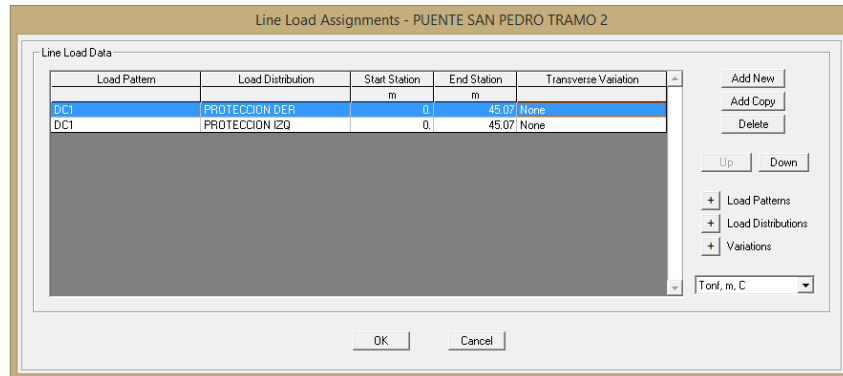


**Figura 154 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge**

Para definir los pórticos creados en el cuadro de datos de objeto del puente en las asignaciones se selecciona “Bent” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el tramo donde se ubica el apoyo y se ingresará el pórtico correspondiente, además de ingresar el tipo de apoyo que estará definido entre la superestructura y la infraestructura.

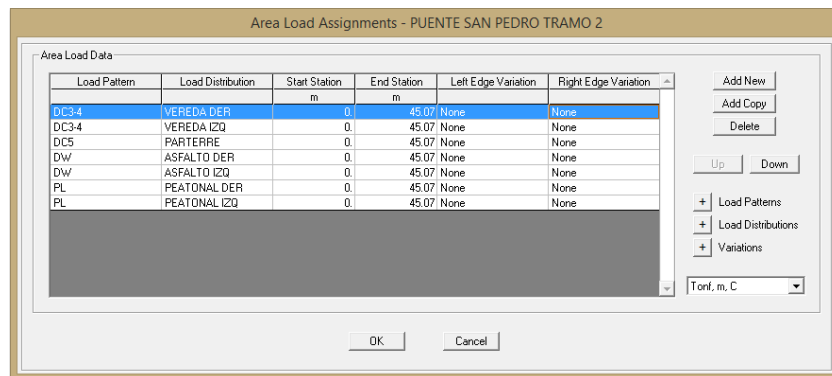
**Figura 155 Asignación de Pórticos Tramo 2 CSI Bridge**

Para asignar las cargas lineales en los estados de carga creados se selecciona “Line Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.



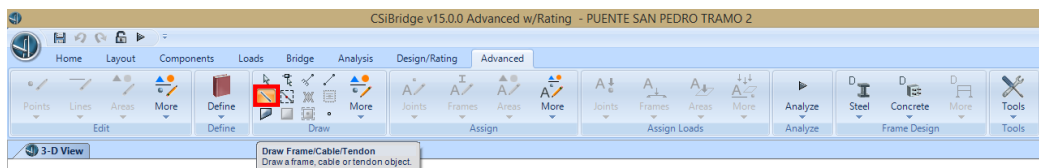
**Figura 156 Asignación de Carga Lineal Tramo 2 CSI Bridge**

Para asignar las cargas sobre áreas se selecciona “Area Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.



**Figura 157 Asignación de Carga en Área Tramo 2 CSI Bridge**

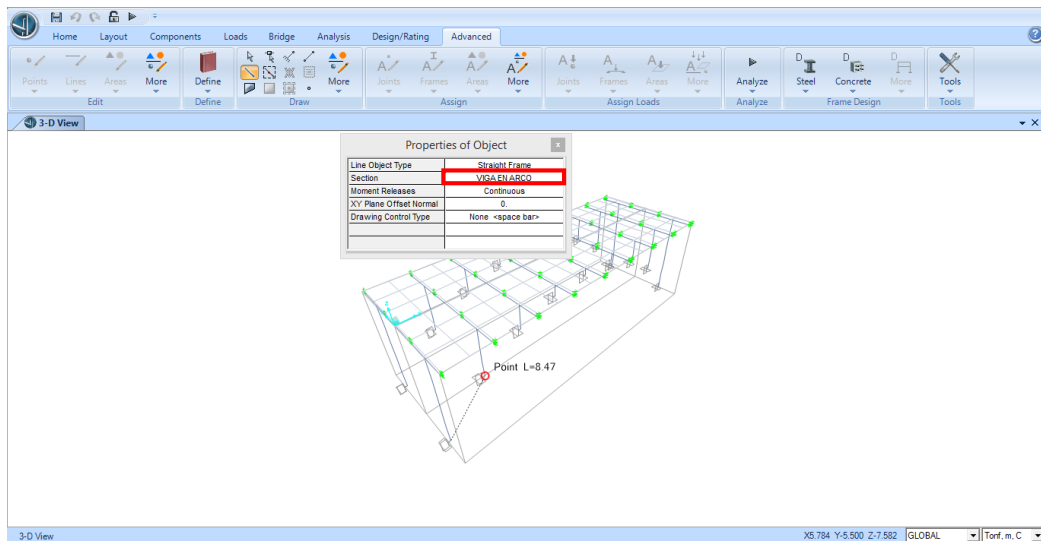
- 7) La viga en arco debe ser graficada como un elemento frame, en “Advance” se elige la opción “Draw Frame/Cable/Tendon”.



**Figura 158 Frame/Cable/Tendon CSI Bridge**

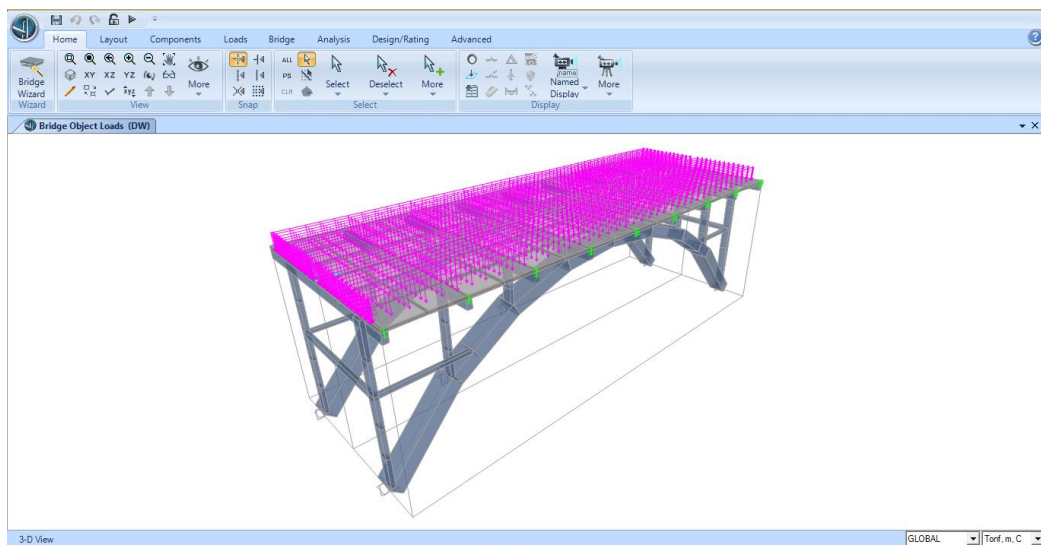


Se muestra un cuadro donde se elige el elemento que pertenece a la viga en arco y se grafica el elemento.



**Figura 159 Grafica del Elemento Frame CSI Bridge**

En la figura 160 se muestra el resultado del Tramo 2 del puente San Pedro.



**Figura 160 Estructura Tramo 2 CSI Bridge**

#### 4.4.8 Geometría y Asignación de Secciones, Propiedades de Materiales y Cargas del Tramo 3.

- 1) Se debe crear una nueva línea de diseño que será el eje del puente, la base y guía de la forma longitudinal del tramo 3.

**Figura 161 Datos de la Línea de Diseño Tramo 3 CSI Bridge**

- 2) Se define el número de carriles pertenecientes al puente. Se tiene 2 sentidos de flujo vehicular cada uno con 2 carriles de 3.50m de ancho, el flujo vehicular está separado por un parterre central de 1.00m de ancho, con estos datos se procede a crear los ejes de los carriles pertenecientes al puente a partir de la línea de diseño generada.

**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0	-5.75	3.5
BLL1	0	-5.75	3.5
BLL1	89.13	-5.75	3.5

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Plan View (X-Y Projection)

North ↑

Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:

Display Color:

Buttons: OK, Cancel

**Figura 162 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 1) CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los carriles a generar.

**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0	5.75	3.5
BLL1	0	5.75	3.5
BLL1	89.13	5.75	3.5

Buttons: Move Lane..., Add, Insert, Modify, Delete

Plan View (X-Y Projection)

North ↑

Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:

Display Color:

Buttons: OK, Cancel

**Figura 163 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 2) CSI Bridge**

**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0.	-2.25	3.5
BLL1	0	-2.25	3.5
BLL1	89.13	-2.25	3.5

Plan View (X-Y Projection)

Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:

Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:

Display Color:

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

**Figura 164 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 3) CSI Bridge**

**Bridge Lane Data**

Lane Name:  Coordinate System:  Units:

Maximum Lane Load Discretization Lengths:  
 Along Lane:   
 Across Lane:

Additional Lane Load Discretization Parameters Along Lane:  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Span Length  
 Discretization Length Not Greater Than 1/  of Lane Length

Lane Data

Bridge Layout Line	Station m	Centerline Offset m	Lane Width m
BLL1	0.	2.25	3.5
BLL1	0	2.25	3.5
BLL1	89.13	2.25	3.5

Plan View (X-Y Projection)

Layout Line:   
 Station:   
 Bearing:   
 Radius:   
 Grade:   
 X:   
 Y:   
 Z:

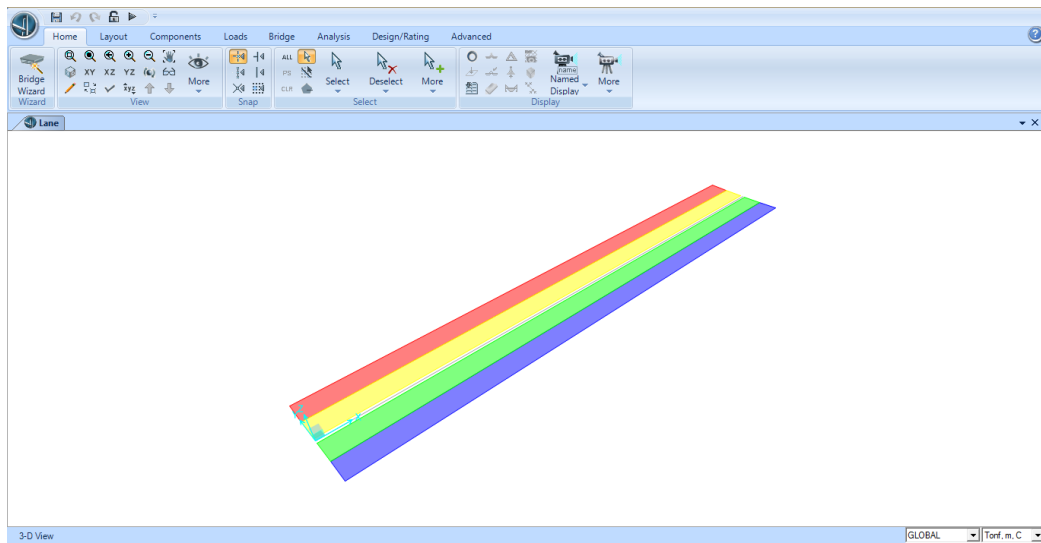
Objects Loaded By Lane:  
 Program Determined  
 Group

Lane Edge Type:  
 Left Edge:   
 Right Edge:

Display Color:

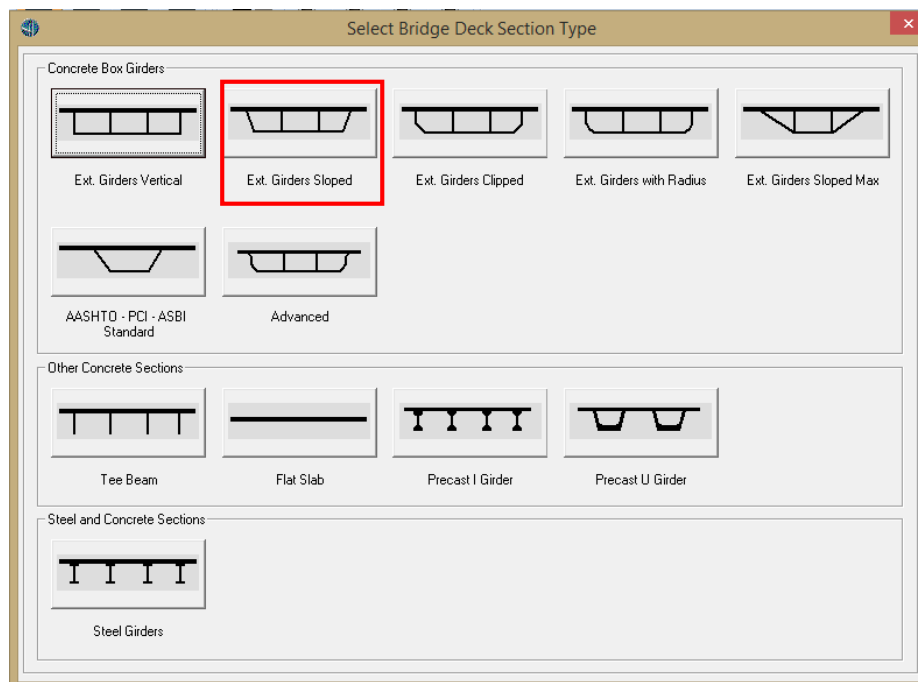
Buttons: Add, Insert, Modify, Delete, OK, Cancel

**Figura 165 Datos de Línea del Puente Tramo 3 (Carril 4) CSI Bridge**



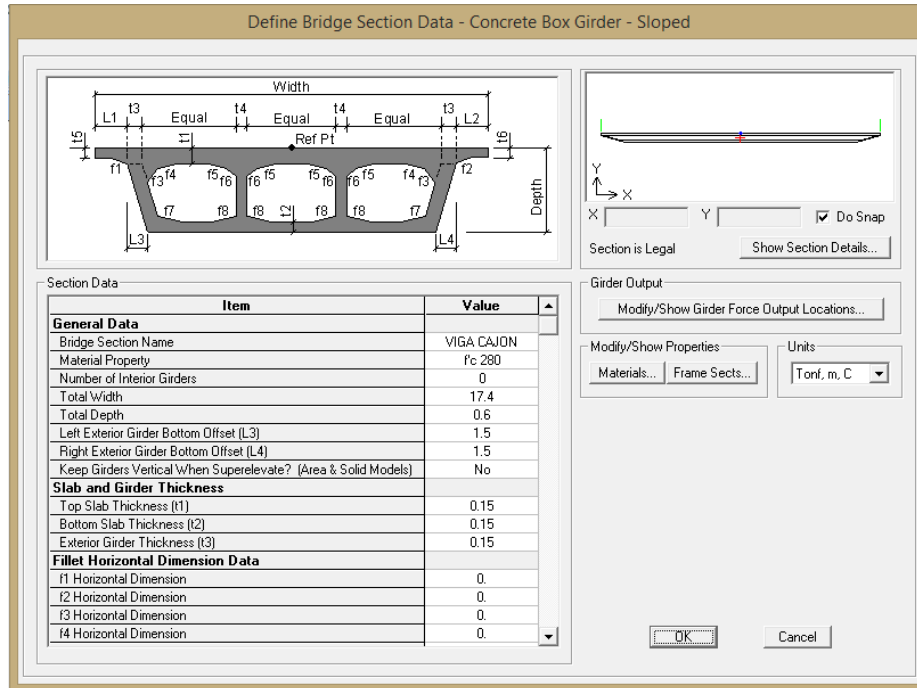
**Figura 166 Carriles Tramo 3 CSI Bridge**

- 3) Se define la sección del tablero del puente según la geometría en estudio.



**Figura 167 Tipo de Sección del Tablero Tramo 3 CSI Bridge**

Se edita los valores de las dimensiones de la sección del tablero según el gráfico de guía que se muestra.



**Figura 168 Datos de la Sección del Tablero Tramo 3 CSI Bridge**

- 4) El diafragma es definido de la misma forma que en el tramo 1.
- 5) Al igual que el tramo 1, el tablero al presentar una variación parabólica en la parte inferior es necesario generarla.

El proceso para definir la variación de altura es igual que en el Tramo 1, se define con los datos correspondientes para el Tramo 3.

**Variation Definition**

Variation Name:  Units:

Point ID	Segment Type and Point Type Segment Is From Point(n - 1) to Point(n)	Distance m	Dim. Change m	Slope m / m
1		-0.35	0.8	
1	Start of Span	-0.35	0.8	
2	Linear	0.35	0.8	
3	Parabola End Point and Final Slope	8.265	0.	0.
4	Parabola End Point and Initial Slope	16.18	0.8	0.
5	Linear	16.53	0.8	
6	Linear to End of Span	16.53	0.8	

Variation Sketch:  Use Equal Horizontal And Vertical Scales In Sketch

Dimension Change Sign:

Distance:  Dim. Change:  Slope:

**Figura 169 Definición de la Variación Tramo 3 CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los tramos que tienen la sección variable.

- 6) El apoyo es definido de la misma forma que el Tramo 1.
- 7) Se generan los pórticos de la subestructura del puente, siguiendo los pasos del Tramo 1.

**Bridge Bent Data**

Bridge Bent Name:  Units:

Girder Support Condition:  
 Integral  
 Connect to Girder Bottom Only

Bent Data:  
 Cap Beam Length:   
 Number of Columns:   
 Cap Beam Section:

Bent Type:  
 Single Bearing Line (Continuous Superstructure)  
 Double Bearing Line (Discontinuous Superstructure)

**Figura 170 Datos del Pórtico Tramo 3 CSI Bridge**

Se coloca la sección de la columna, distancia a la que se encuentra la columna del inicio de la viga del pórtico y la longitud del mismo, además de la condición de soporte en la base y la condición de la transmisión de momentos en la parte superior de la columna.

**Bridge Bent Column Data**

Bridge Bent Name:       Modify/Show Properties:        Units:

Column Data

Column	Section	Distance	Height	Angle	Base Support
1	COL 1	0.4	11.1	0.	Fixed
2	COL 1	11.4	11.1	0.	Fixed

**Notes:**

1. The distance is measured from the left end of the cap beam to the center of the column.
2. The column height is measured from the midheight of the cap beam to the bottom of the column.
3. The column angle is measured in degrees counterclockwise from a line parallel to the bent to the column local 2 axis.

Moment Releases at Top of Column

Column	R1 Release	R2 Release	R3 Release	R1 Stiffness	R2 Stiffness	R3 Stiffness
1	Fixed	Fixed	Fixed			
2	Fixed	Fixed	Fixed			

**Figura 171 Datos de las Columnas del Pórtico Tramo 3 CSI Bridge**

Se repite el mismo procedimiento para todos los pórticos a generar.

- 8) Se genera la estructura del puente según lo anteriormente definido, se nombra al puente “Puente San Pedro Tramo 3” y se ubica la línea de diseño sobre la cual se va a generar, se ingresa los tramos del puente, la longitud, el tipo de tramo, una vez definido se creará el puente.

En “Bridge Object Plan View (X-Y Projection)” se puede verificar la configuración de los tramos definidos.



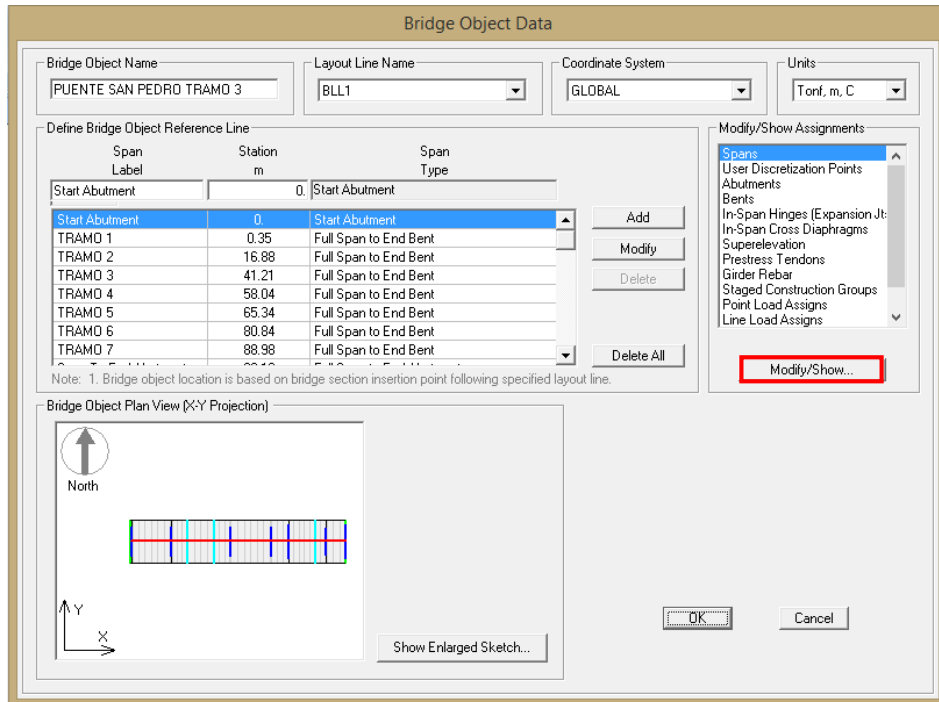


Figura 172 Datos de Objeto del Puente Tramo 3 CSI Bridge

Para modificar la sección del tablero del puente se selecciona “Spans” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona la sección del tablero según el tramo indicado.

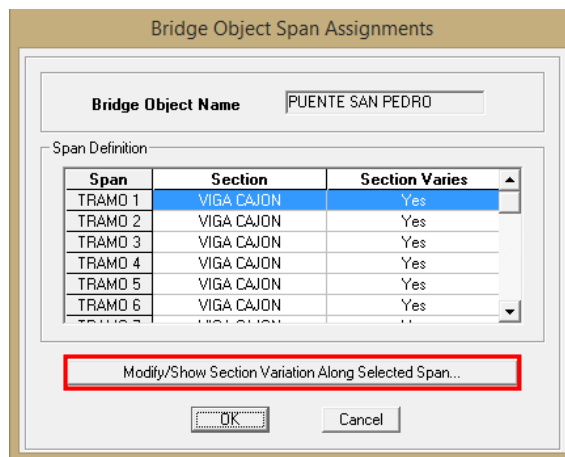


Figura 173 Asignación de Objetos en Tramos CSI Bridge

Ya que el tablero es de forma parabólica en la parte inferior, se selecciona el tramo que tiene la sección variable y “Modify/Show Section Variation Along Selected Span”, se muestra un cuadro para definir la variación de la sección, en el casillero “Total Deph” que pertenece a la altura del tablero se ingresa la variación de la sección anteriormente creada.

Bridge Section Variation Definition

**Bridge Object Name** PUENTE SAN PEDRO TRAMO 3  
 Span Label TRAMO 2  
 Base Bridge Section Property MIGA CAJON

Bridge Section Variation Is Defined By:  
 User Definition Define/Show Variations...  
 Reference to Another Span

Display Section:

User Defined Variation For Concrete Box Girder - Sloped

Parameter	Variation
<b>General Data</b>	
Total Width	Constant
Total Depth	VARPERALTE 1
Left Exterior Girder Bottom Offset (L3)	Constant Girder Slope
Right Exterior Girder Bottom Offset (L4)	Constant Girder Slope
<b>Slab and Girder Thickness</b>	
Top Slab Thickness (t1)	Constant
Bottom Slab Thickness (t2)	Constant
Exterior Girder Thickness (t3)	Constant
<b>Fillet Horizontal Dimension Data</b>	
f1 Horizontal Dimension	Constant
f2 Horizontal Dimension	Constant
f3 Horizontal Dimension	Constant
f4 Horizontal Dimension	Constant
f5 Horizontal Dimension	Constant
f6 Horizontal Dimension	Constant

**Figura 174 Definición de Variación de Sección Tramo 3 CSI Bridge**

Para definir los pórticos creados en el cuadro de datos de objeto del puente en las asignaciones se selecciona “Bent” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el tramo donde se ubica el apoyo y se ingresará el pórtico correspondiente, además de ingresar el tipo de apoyo que estará definido entre la superestructura y la infraestructura.

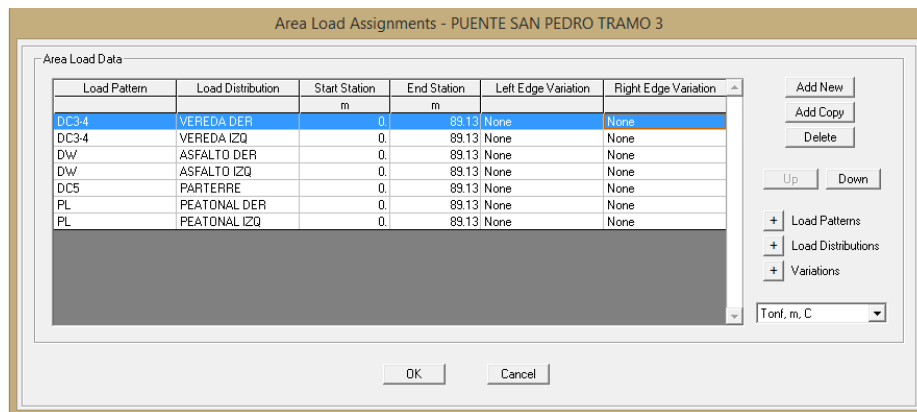
**Figura 175 Asignación de Pórticos Tramo 3 CSI Bridge**

Para asignar las cargas lineales se selecciona “Line Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.

Load Pattern	Load Distribution	Start Station	End Station	Transverse Variation
DC1	PROTECCION DER	0	89.13	None
DC1	PROTECCION IZQ	0	89.13	None

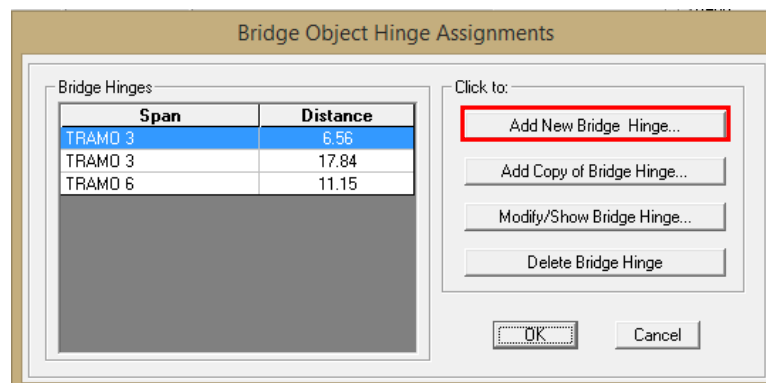
**Figura 176 Asignación de Carga Lineal Tramo 3 CSI Bridge**

Para asignar las cargas sobre áreas en los estados de carga creados en el cuadro de datos de objeto del puente en las asignaciones se selecciona “Area Load Assigns” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona el estado de carga, se asigna la carga correspondiente y la posición de la carga a lo largo de la longitud del puente.



**Figura 177 Asignación de Carga en Área Tramo 3 CSI Bridge**

Como se definió en el apartado 1.4.8 del presente estudio, el Tramo 3 del puente San Pedro tiene varios tramos, dos de ellos son estructuras que se apoyan en voladizos, para definir las juntas de esas estructuras se procedió de la siguiente forma: se selecciona “In - Span Hinges” y luego “Modify/Show”, se muestra un cuadro donde se selecciona “Add New Bridge Hinge”



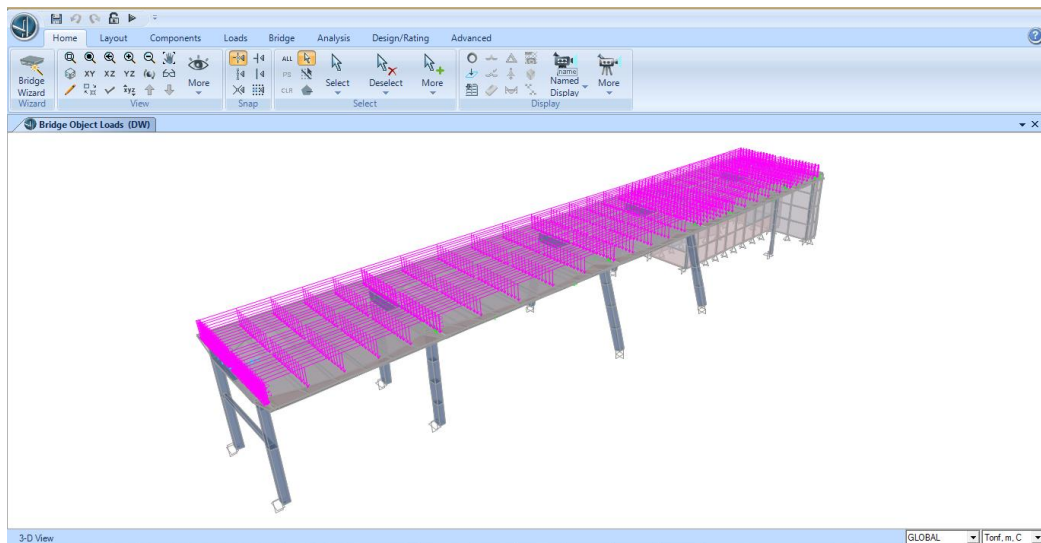
**Figura 178 Asignar Junta CSI Bridge**

Se muestra un cuadro donde se definen los datos de la junta: en “Hinge Location and Direction” se coloca el tramo donde se ubica la junta, el ángulo del apoyo y la distancia del inicio del tramo a la junta, en “Hinge Data” se define el tipo de apoyo entre las estructuras donde se genera la junta y la distancia vertical a la que se ubica, en “Superstructure Data at Hinge” se selecciona el tipo de diafragma que se encuentra antes y después de la junta y las restricciones que existan con la superestructura, como se muestra en la figura 179.

**Figura 179 Datos de Asignación de Junta**

Se procede de la misma forma para generar todas las juntas de la estructura.

En la figura 180 se muestra el resultado del Tramo 3 del puente San Pedro.



**Figura 180 Estructura Tramo 3 CSI Bridge**

Los muros de los estribos, al no disponer de los planos estructurales, el espesor y la composición estructural se asumieron, se generó usando la opción “Draw Poly Area”, que se encuentra en la pestaña “Advance” con un espesor de 0.30m.

Al desconocer las dimensiones de la cimentación, los apoyos de las columnas fueron modeladas como empotramientos para restringir los movimientos traslacionales y rotacionales en los tres ejes y las fuerzas se presenten como reacciones en los apoyos. Para los estribos al ser modelados como muros y ser resistentes a torsiones los apoyos son definidos como apoyos simples para restringir los movimientos traslacionales en los tres ejes.

#### **4.5 Resultados del Análisis Modal**

Se proponen varias alternativas para analizar el modelo matemático de la estructura, después de determinar los periodos de vibración utilizando un

método experimental, se tiene la noción del periodo al cual el modelo debe ajustarse, para lo cual se realizaron dos alternativas:

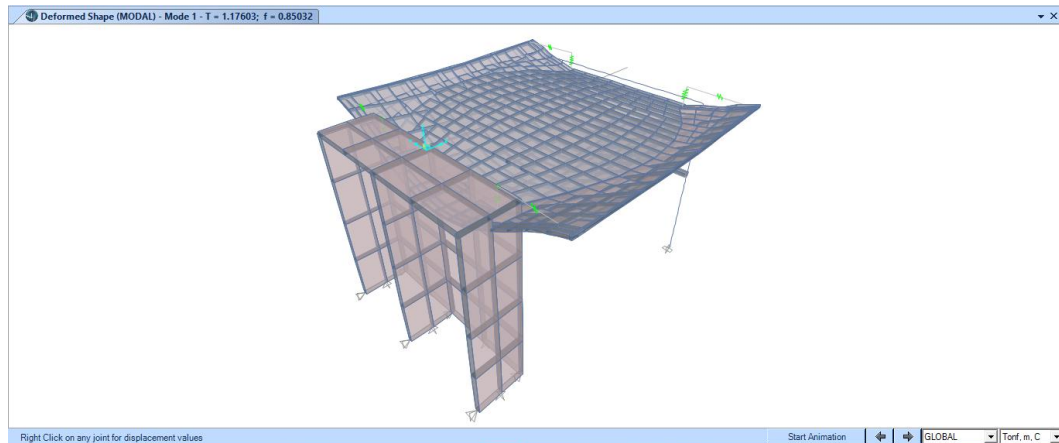
- La primera alternativa es el análisis del modelo con la rigidez de sus elementos estructurales al 100% (Sin desgaste, sin daño).
- La segunda alternativa es reducir en determinados porcentajes la rigidez de los elementos estructurales de la siguiente forma:
  - La superestructura en 25% y la subestructura en 10% (Implica un deterior leve).
  - La superestructura en 35% y la subestructura en 10% (Implica un deterior medio).
  - La superestructura en 50% y la subestructura en 15% (Implica un deterior grande).

Se estudian los primeros 12 modos de vibración del análisis modal en cada tramo que se obtuvieron del programa CSI Bridge.

El criterio para determinar los periodos más importantes de la estructura está determinado por el mayor porcentaje de participación de la masa que actúe en el modo de vibración en los ejes traslacionales X, Y y Z, se considera para el análisis un periodo por cada eje traslacional.

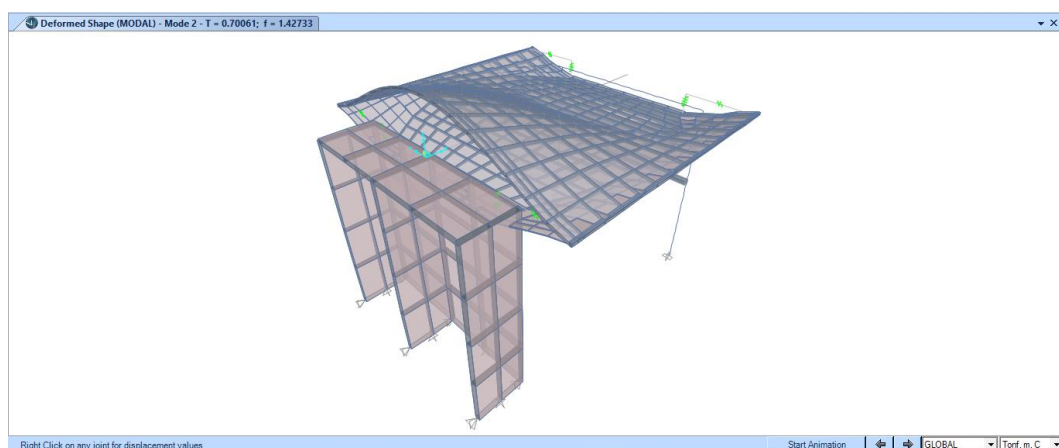
A continuación se presentan los 12 modos de vibración de cada tramo de la estructura con la rigidez al 100%.

#### 4.5.1 Tramo 1. Puente San Pedro



**Figura 181 Primer Modo de Vibración. Tramo 1**

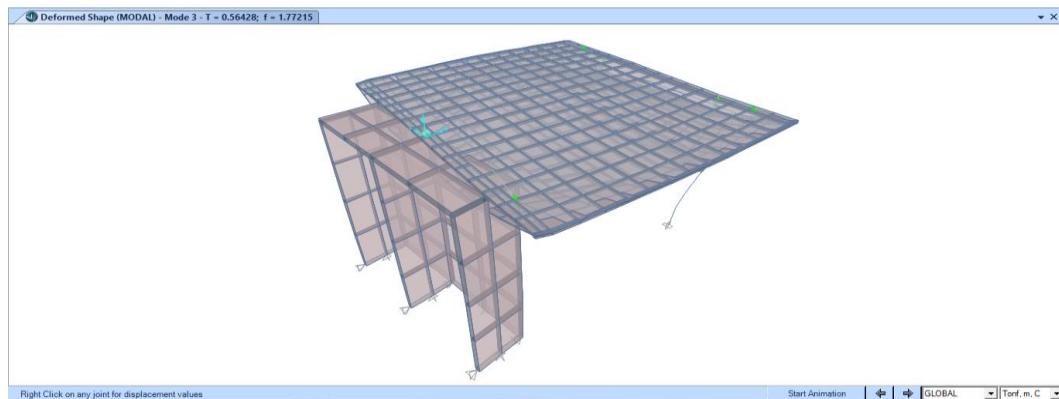
Como se muestra en la figura 181 en el tablero del tramo 1 del puente para el primer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 28.04%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional Z que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



**Figura 182 Segundo Modo de Vibración. Tramo 1**

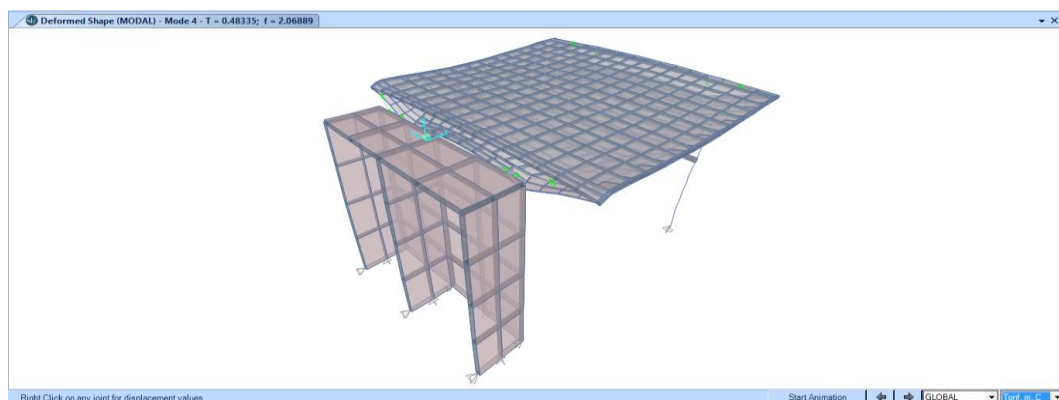


Como se muestra en la figura 182 en el tablero del tramo 1 del puente para el segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 6.24%.



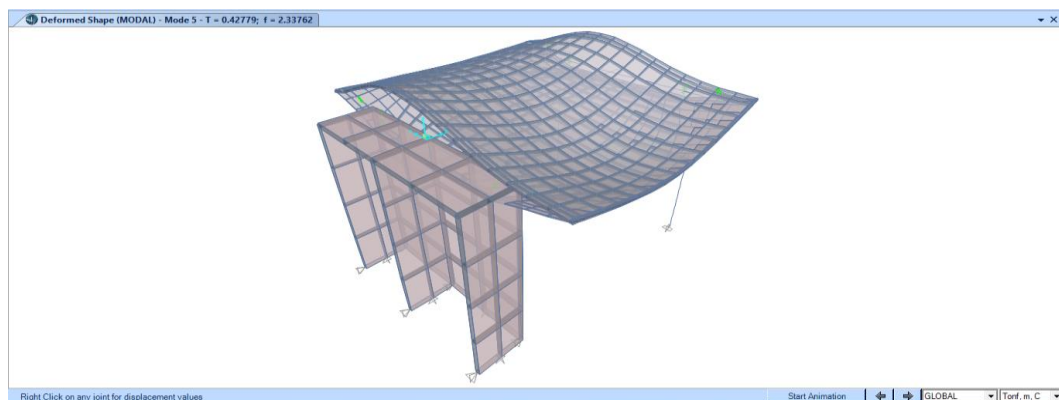
**Figura 183 Tercer Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 183, en el tablero del tramo 1 del puente para el tercer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Y con un 35.58%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional Y que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



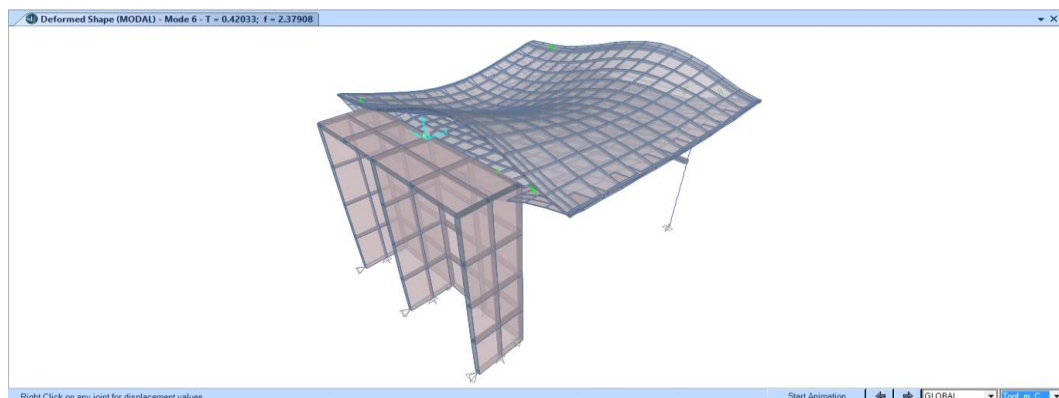
**Figura 184 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 184, en el tablero del tramo 1 del puente para el cuarto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje X con un 64.89%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional X que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



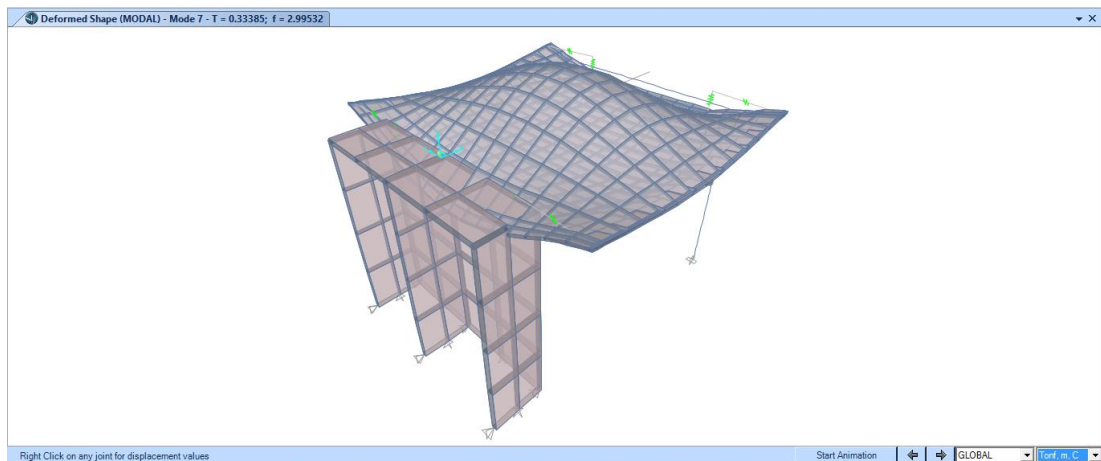
**Figura 185 Quinto Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 185, en el tablero del tramo 1 del puente para el quinto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 15.68%.



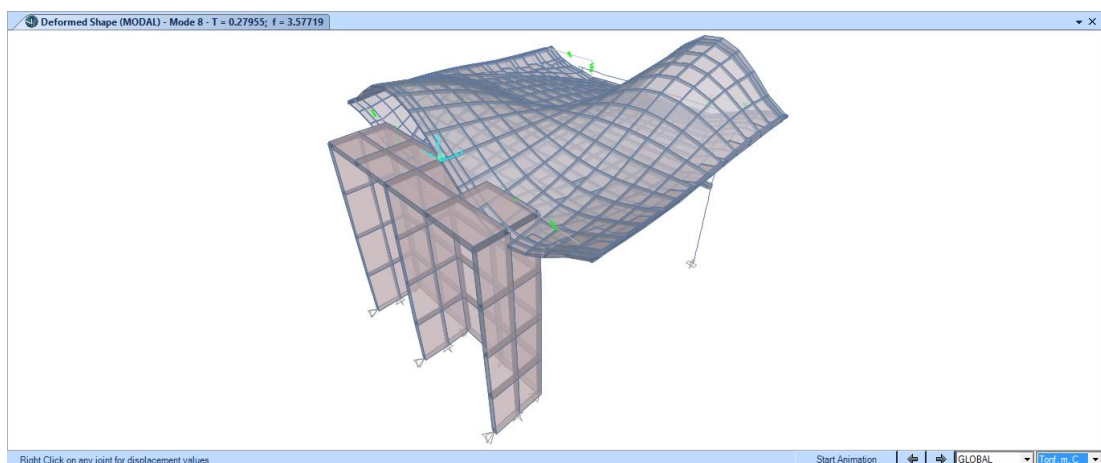
**Figura 186 Sexto Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 186, en el tablero del tramo 1 del puente para el sexto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 13.79%.



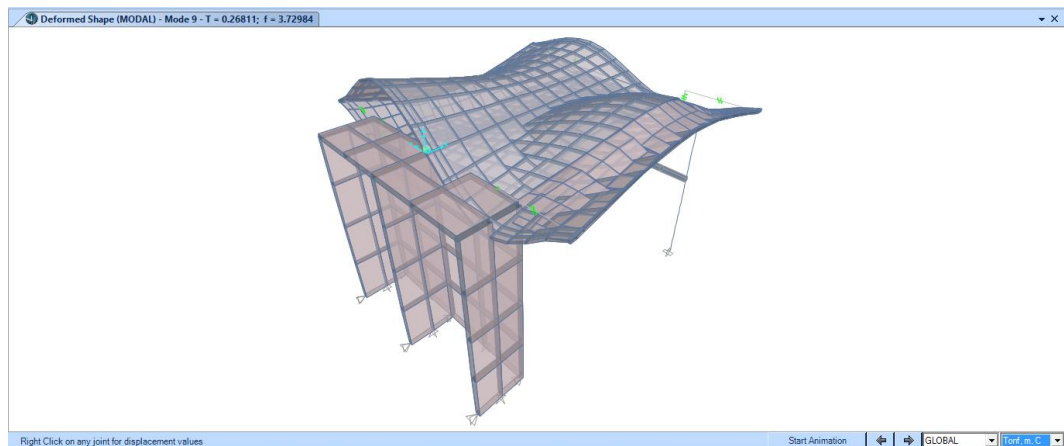
**Figura 187 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 187, en el tablero del tramo 1 del puente para el séptimo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 7.24%.



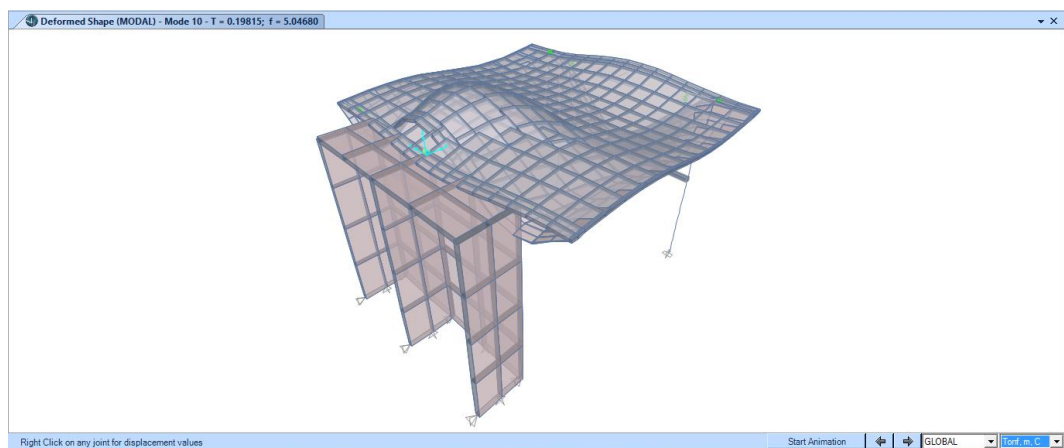
**Figura 188 Octavo Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 188, en el tablero del tramo 1 del puente para el octavo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 0.03%.



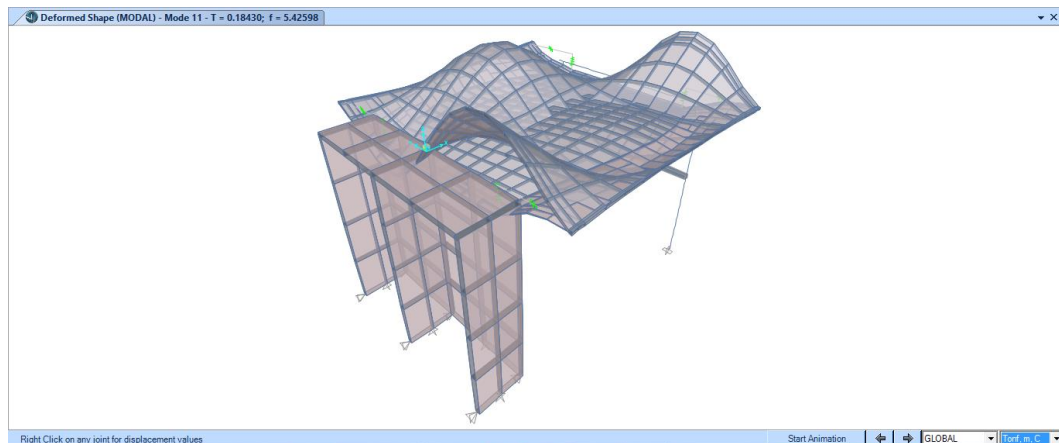
**Figura 189 Noveno Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 189, en el tablero del tramo 1 del puente para el noveno modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 1.66%.



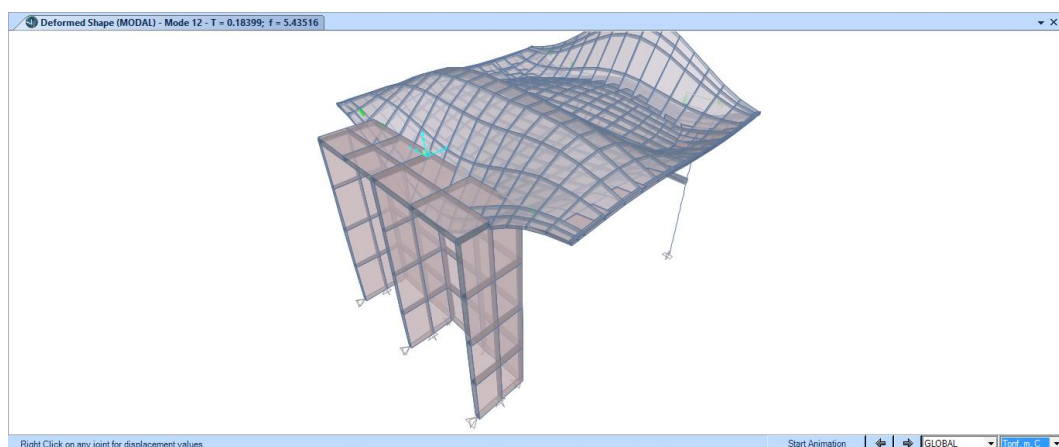
**Figura 190 Décimo Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 190, en el tablero del tramo 1 del puente para el décimo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 3.20%.



**Figura 191 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 191, en el tablero del tramo 1 del puente para el décimo primer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 1.51%.



**Figura 192 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 1**

Como se muestra en la figura 192, en el tablero del tramo 1 del puente para el décimo segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 0.03%.

#### **4.5.1.1 Tablas de Resultados. Tramo 1**

Se presentan las tablas de resultados de los 12 modos de vibración de la estructura, con los periodos y frecuencias de vibración del tramo 1 considerando el porcentaje de participación de la masa de la estructura en los ejes traslacionales X, Y y Z, para las alternativas analizadas:

- La estructura con la rigidez de sus elementos al 100% (Sin desgaste, sin daño).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 75% y la subestructura en 90% (Implica un deterior leve).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 65% y la subestructura en 90% (Implica un deterior medio).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 50% y la subestructura en 85% (Implica un deterior grande).

## Rigidez 100%

**Tabla 13**  
**Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez 100%)**

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación de la Masa		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.1760	0.8503	4.34E-06	1.72E-07	0.2804
2	0.7006	1.4273	0.000011	5.44E-06	6.27E-06
3	0.5643	1.7722	0.016102	0.355775	0.000015
4	0.4834	2.0689	0.648906	0.00862	0.000424
5	0.4278	2.3376	0.000733	0.001561	0.055138
6	0.4203	2.3791	0.002213	0.000507	0.050724
7	0.3339	2.9953	0.000144	3.06E-06	0.072361
8	0.2795	3.5772	7.07E-06	3.44E-06	0.000011
9	0.2681	3.7298	0.000031	0.000269	0.000023
10	0.1981	5.0468	0.000663	1.76E-06	0.000116
11	0.1843	5.4260	3.34E-06	0.000025	0.000021
12	0.1840	5.4352	1.29E-06	5.05E-07	0.000013

## Rigidez Superestructura 75% y Subestructura 90%

**Tabla 14**  
**Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%)**

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación de la Masa		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.3572	0.7368	4.25E-07	1.11E-07	0.279726
2	0.8087	1.2365	6.85E-06	3.07E-06	4.84E-06
3	0.6050	1.6529	0.020317	0.352529	9.71E-06
4	0.5286	1.8917	0.615599	0.010457	0.004677
5	0.4906	2.0381	0.010262	0.003747	0.046772
6	0.4822	2.0740	0.016495	0.000428	0.052254
7	0.3845	2.6011	0.000774	8.03E-06	0.074878
8	0.3223	3.1027	9.82E-06	3.57E-06	8.93E-06
9	0.3088	3.2388	0.000054	0.000223	0.000028
10	0.2278	4.3908	0.000536	1.48E-06	0.000117
11	0.2126	4.7042	4.96E-06	0.000018	0.000014
12	0.2124	4.7080	9.42E-07	1.26E-06	0.000017

### Rigidez Superestructura 65% y Subestructura 90%

**Tabla 15**  
Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación de la Masa		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>1.4573</b>	0.6862	1.73E-07	7.8E-08	<b>0.279237</b>
2	0.8685	1.1514	4.82E-06	2.18E-06	3.97E-06
3	<b>0.6136</b>	1.6296	0.024678	<b>0.34791</b>	1.56E-06
4	<b>0.5471</b>	1.8278	<b>0.501507</b>	0.00999	0.023135
5	0.5230	1.9120	0.040096	0.0097	0.0208
6	0.5132	1.9484	0.091684	0.000017	0.057479
7	0.4120	2.4273	0.002153	0.000018	0.077182
8	0.3458	2.8917	0.000013	2.63E-06	8.05E-06
9	0.3309	3.0216	0.000084	0.0002	0.000033
10	0.2440	4.0987	0.000438	1.41E-06	0.000115
11	0.2282	4.3824	6.83E-06	9.65E-06	1.19E-06
12	0.2281	4.3838	1.06E-07	7.81E-06	0.000027

### Rigidez Superestructura 50% y Subestructura 85%

**Tabla 16**  
Resultados del análisis modal tramo 1 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>1.6608</b>	0.6021	0.000003	4.539E-08	<b>0.278585</b>
2	0.9900	1.0101	0.000003	0.000002	0.000003
3	<b>0.6458</b>	1.5484	0.033722	<b>0.33031</b>	0.000052
4	0.6067	1.6482	0.180796	0.00329	0.071453
5	0.5884	1.6995	0.021822	0.027031	0.000725
6	<b>0.5631</b>	1.7760	<b>0.411274</b>	0.007476	0.025097
7	0.4676	2.1386	0.008177	0.000068	0.081353
8	0.3937	2.5402	0.00002	5.603E-07	0.000007
9	0.3760	2.6593	0.000161	0.000188	0.000045
10	0.2771	3.6091	0.000303	0.000002	0.000108
11	0.2601	3.8451	0.000003	3.074E-07	0.000007
12	0.2599	3.8483	0.000006	0.000018	0.000018

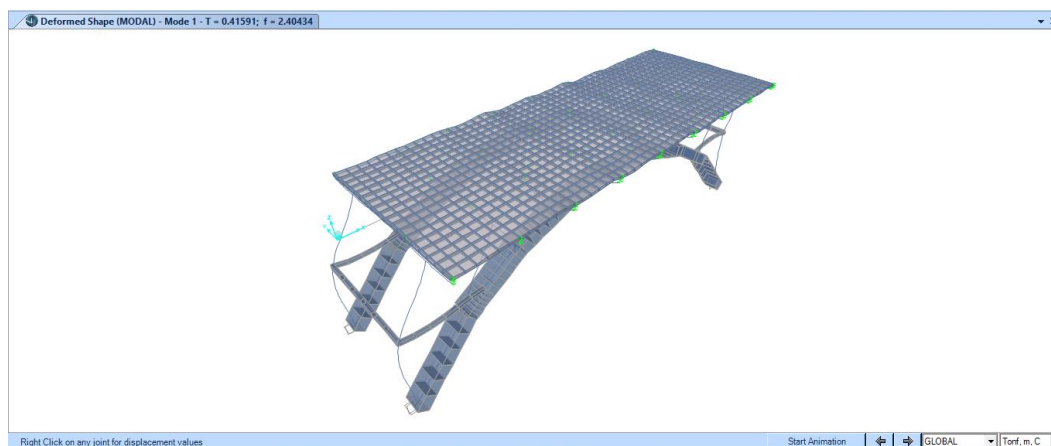


## Frecuencias y Periodos de Vibración. Tramo 1

**Tabla 17**  
**Resultados del análisis modal tramo 1**

% RIGIDEZ	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
<b>100</b>	0.4834	2.0687	0.5643	1.7721	1.176	0.8503
<b>75 SUP - 90 SUB</b>	0.5286	1.8918	0.605	1.6529	1.3572	0.7368
<b>65 SUP - 90 SUB</b>	0.5471	1.8278	0.6136	1.6297	1.4573	0.6862
<b>50 SUP - 85 SUB</b>	0.5631	1.7759	0.6458	1.5485	1.6608	0.6021

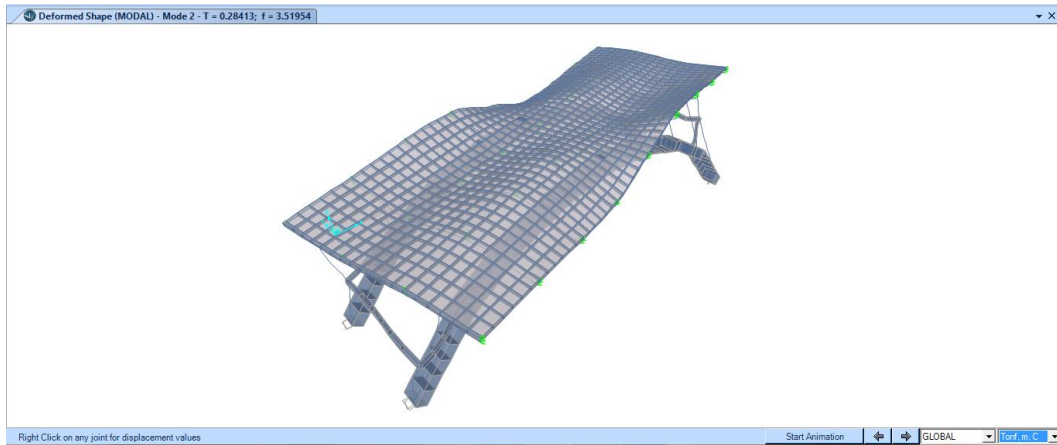
### 4.5.2 Tramo 2. Puente San Pedro



**Figura 193 Primer Modo de Vibración. Tramo 2**

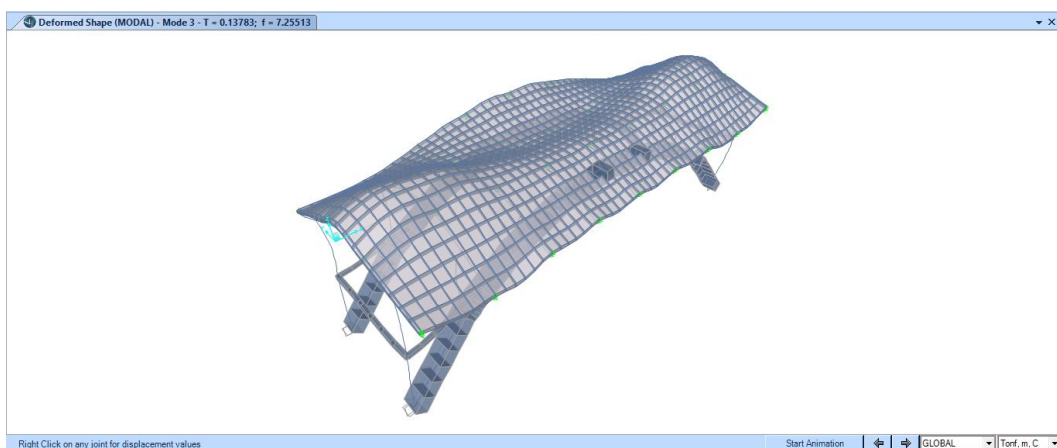
Como se muestra en la figura 193, en el tablero del tramo 2 del puente para el primer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje X con un 86.97%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional X que

los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



**Figura 194 Segundo Modo de Vibración. Tramo 2**

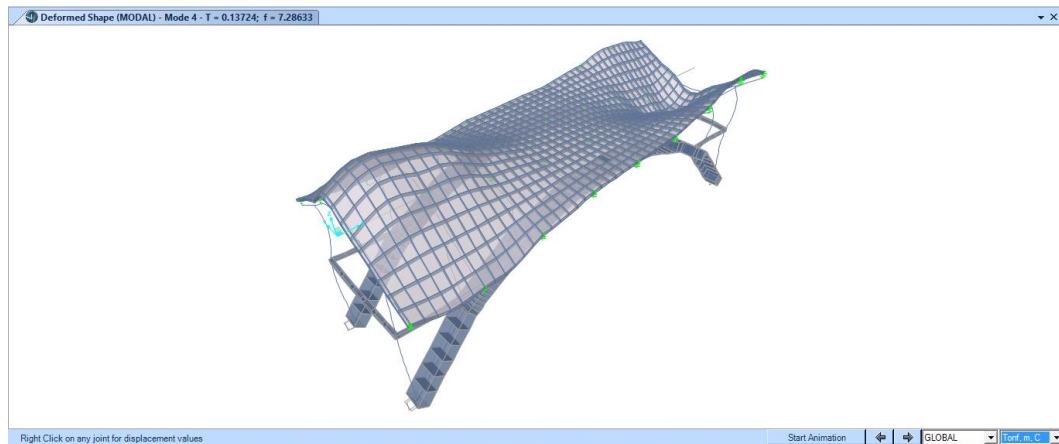
Como se muestra en la figura 194, en el tablero del tramo 2 del puente para el segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Z con un 25.94%.



**Figura 195 Tercer Modo de Vibración. Tramo 2**

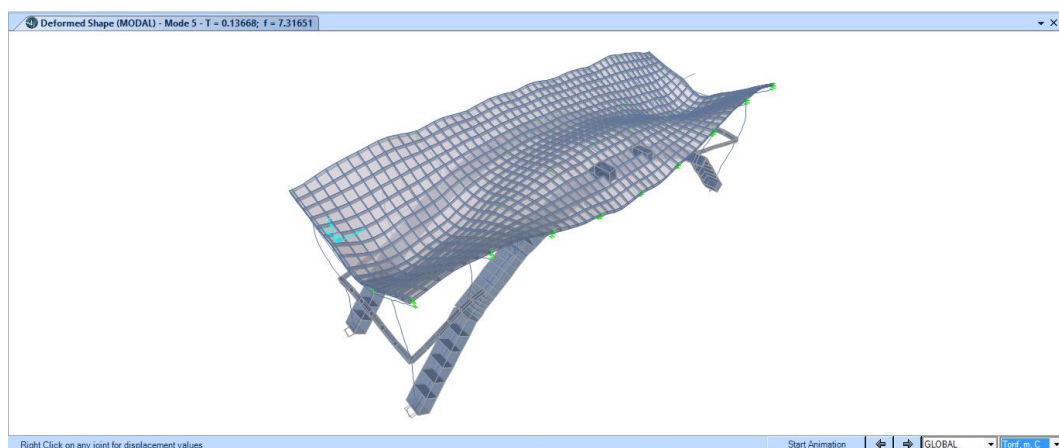
Como se muestra en la figura 195, en el tablero del tramo 2 del puente para el tercer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Y con un

30.84%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional Y que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



**Figura 196 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 2**

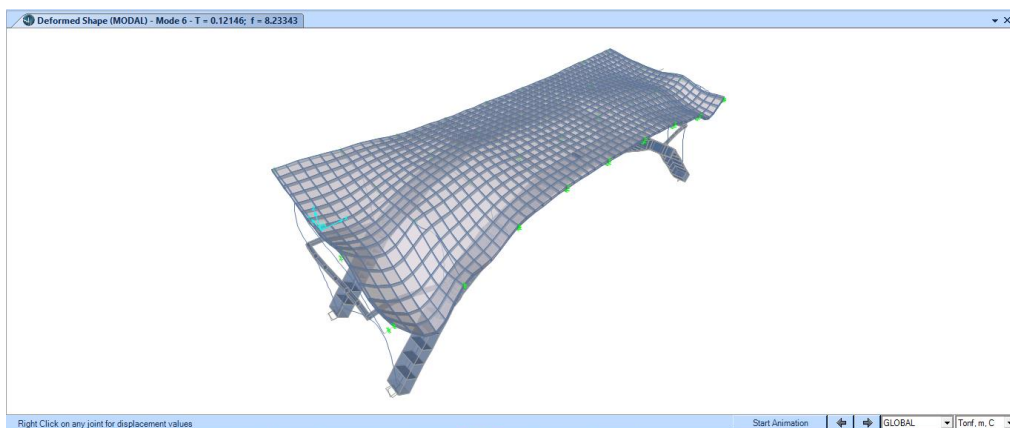
Como se muestra en la figura 196, en el tablero del tramo 2 del puente para el cuarto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 3.83%.



**Figura 197 Quinto Modo de Vibración. Tramo 2**

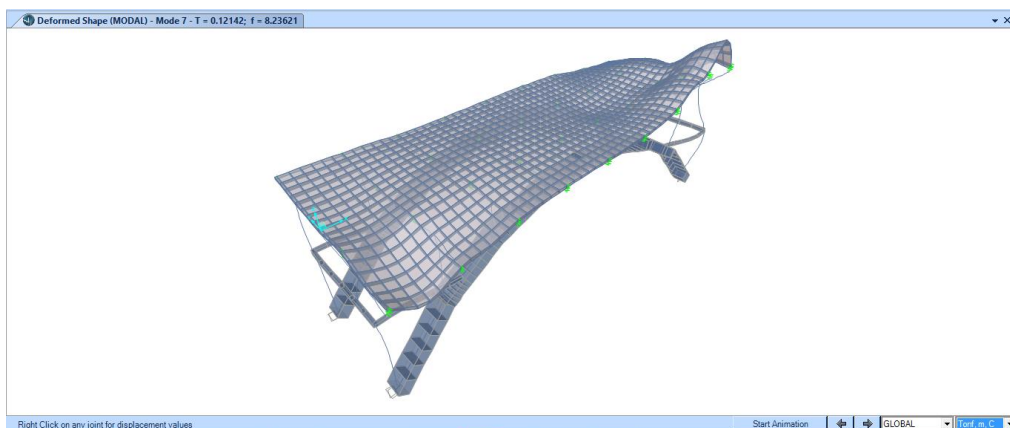
Como se muestra en la figura 197, en el tablero del tramo 2 del puente para el quinto modo de vibración es donde se produce la mayor participación

de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Y con un 29.13%.



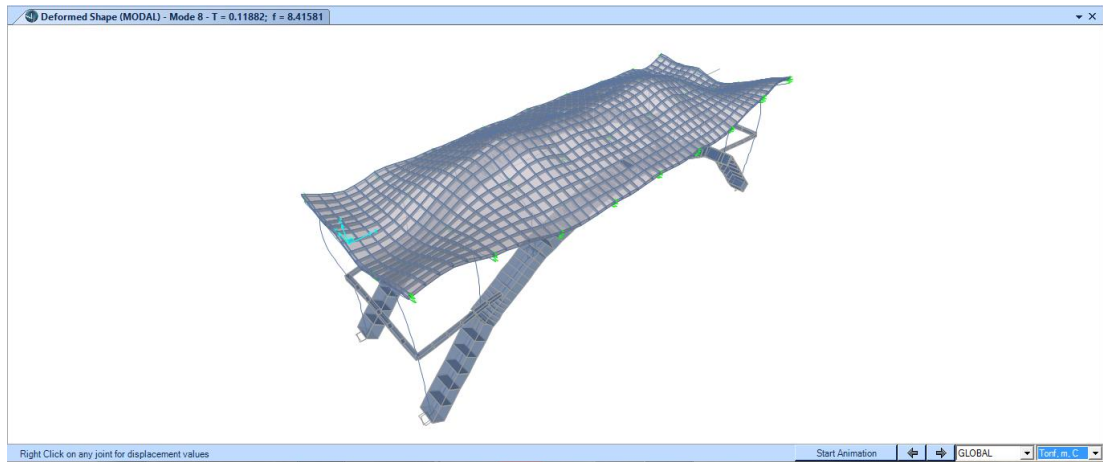
**Figura 198 Sexto Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 198, en el tablero del tramo 2 del puente para el sexto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 17.22%.



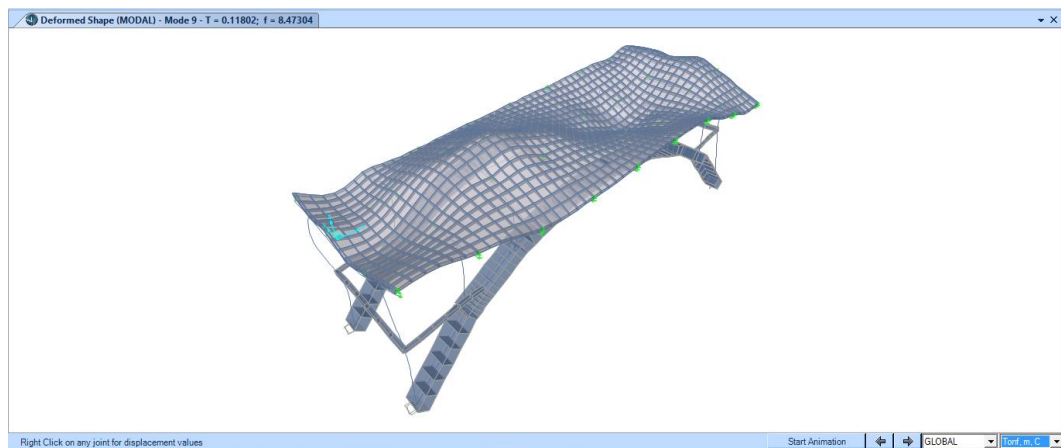
**Figura 199 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 199, en el tablero del tramo 2 del puente para el séptimo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 9.83%.



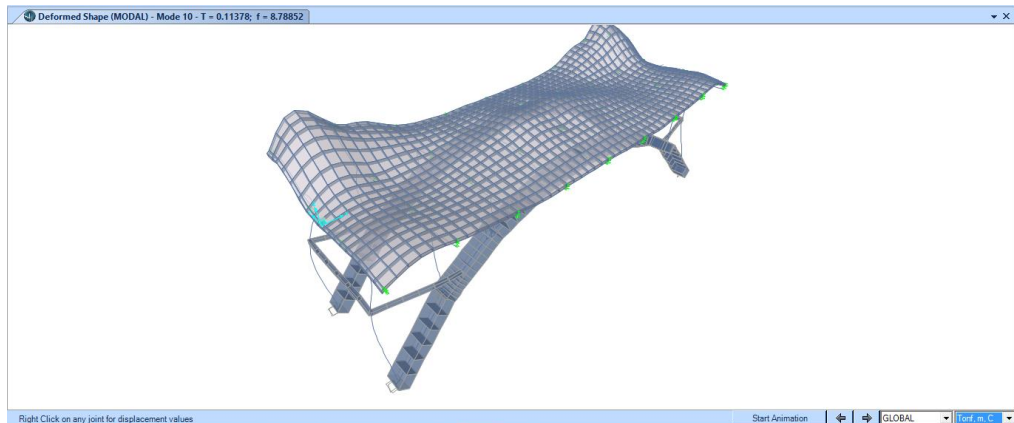
**Figura 200 Octavo Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 200, en el tablero del tramo 2 del puente para el octavo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 7.47%.



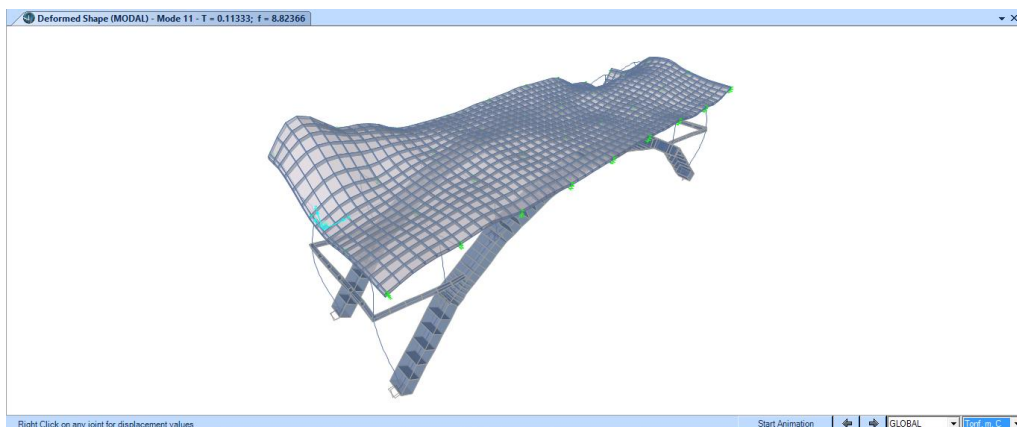
**Figura 201 Noveno Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 201, en el tablero del tramo 2 del puente para el noveno modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Z con un 0.03%.



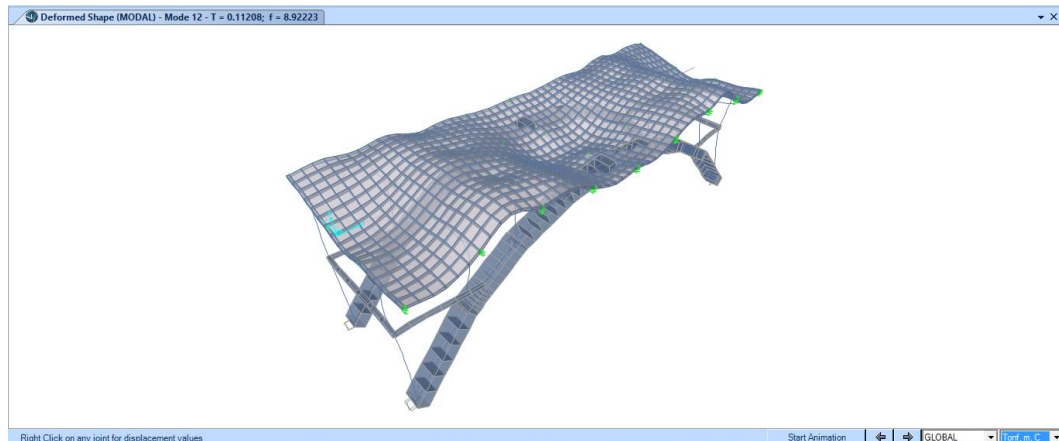
**Figura 202 Décimo Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 202, en el tablero del tramo 2 del puente para el décimo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 24.51%, al tener la mayor participación de la masa en el eje traslacional Z que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



**Figura 203 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 203, en el tablero del tramo 2 del puente para el décimo primer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 8.77%.



**Figura 204 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 2**

Como se muestra en la figura 204, en el tablero del tramo 2 del puente para el décimo segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 1.66%.

#### 4.5.2.1 Tablas de Resultados. Tramo 2

Se presentan las tablas de resultados de los 12 modos de vibración de la estructura, con los periodos y frecuencias de vibración del tramo 2 considerando el porcentaje de participación de la masa de la estructura en los ejes traslacionales X, Y y Z, para las alternativas analizadas:

- La estructura con la rigidez de sus elementos al 100% (Sin desgaste, sin daño).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 75% y la subestructura en 90% (Implica un deterior leve).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 65% y la subestructura en 90% (Implica un deterior medio).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 50% y la subestructura en 85% (Implica un deterior grande).

## Rigidez 100%

**Tabla 18**  
**Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez 100%)**

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>0.4159</b>	2.4043	<b>0.869653</b>	6.95E-13	5.46E-13
2	0.2841	3.5195	0.000132	6.09E-09	2.57E-13
3	<b>0.1378</b>	7.2551	1.18E-10	<b>0.308391</b>	0.032617
4	0.1372	7.2863	2.14E-06	0.00009	1.25E-06
5	0.1367	7.3165	2.13E-10	0.29129	0.072432
6	0.1215	8.2334	9.39E-08	0.004142	0.074178
7	0.1214	8.2362	6.4E-07	0.000627	0.011129
8	0.1188	8.4158	2.07E-10	0.000229	0.074677
9	0.1180	8.4731	6.54E-06	1.58E-08	4.93E-06
10	<b>0.1138</b>	8.7885	5.33E-09	0.002354	<b>0.245448</b>
11	0.1133	8.8236	0.000013	1.05E-06	0.000102
12	0.1121	8.9222	6.94E-13	0.000819	0.01657

## Rigidez Superestructura 75% y Subestructura 90%

**Tabla 19**  
**Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%)**

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>0.4691</b>	2.1315	<b>0.868754</b>	5.66E-13	6.31E-13
2	0.3116	3.2094	0.000108	6.26E-09	3.71E-13
3	0.1552	6.4416	4.26E-10	0.134536	0.061219
4	0.1548	6.4580	1.53E-06	0.000076	0.000013
5	<b>0.1536</b>	6.5111	2.52E-11	<b>0.427087</b>	0.048702
6	0.1380	7.2454	1.52E-07	0.001127	0.013107
7	0.1380	7.2477	2.86E-08	0.006364	0.073598
8	0.1350	7.4077	2.76E-10	8.97E-07	0.100119
9	0.1341	7.4560	8.61E-06	2.01E-09	6.01E-06
10	<b>0.1295</b>	7.7241	4.72E-09	0.001914	<b>0.246718</b>
11	0.1290	7.7501	8.78E-06	1.14E-06	0.000125
12	0.1282	7.7988	5.86E-11	0.000217	0.034518



### Rigidez Superestructura 65% y Subestructura 90%

**Tabla 20**  
Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>0.4949</b>	2.0206	<b>0.868022</b>	4.85E-13	6.96E-13
2	0.3216	3.1095	0.000093	6.40E-09	4.94E-13
3	0.1637	6.1080	5.25E-10	0.086278	0.071851
4	0.1634	6.1210	1.14E-06	0.000067	0.000032
5	<b>0.1616</b>	6.1886	9.80E-12	<b>0.442039</b>	0.04404
6	0.1467	6.8185	1.93E-08	0.00033	0.002953
7	0.1466	6.8230	9.71E-10	0.009301	0.082701
8	0.1434	6.9748	3.22E-10	0.000116	0.121705
9	0.1425	7.0177	9.67E-06	4.20E-10	6.87E-06
10	<b>0.1378</b>	7.2565	2.40E-09	0.000976	<b>0.221017</b>
11	0.1373	7.2825	6.22E-06	4.02E-07	0.000044
12	0.1368	7.3094	5.77E-10	0.000037	0.077328

### Rigidez Superestructura 50% y Subestructura 85%

**Tabla 21**  
Resultados del análisis modal tramo 2 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%)

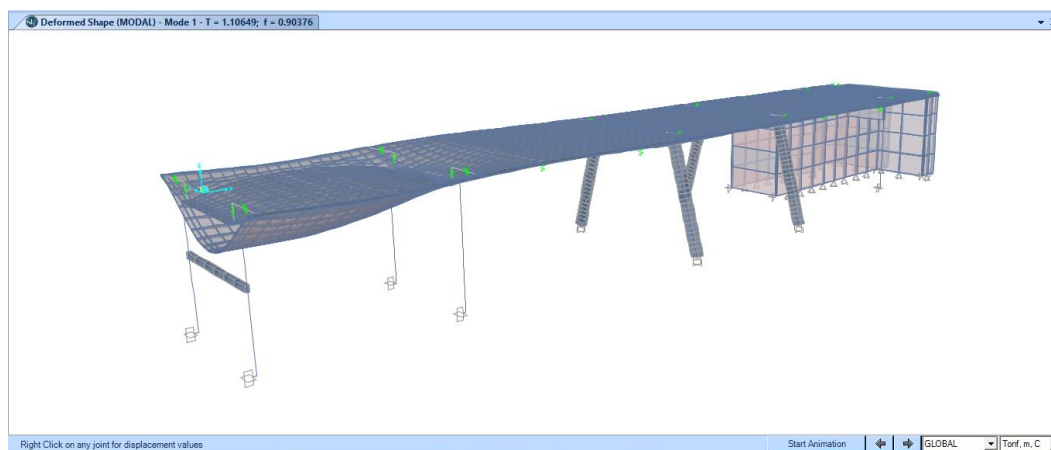
Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	<b>0.5500</b>	1.8182	<b>0.866933</b>	3.9E-13	7.83E-13
2	0.3465	2.8859	0.000076	6.6E-09	5.46E-13
3	0.1820	5.4941	4.1E-10	0.05945	0.080551
4	0.1817	5.5048	6.97E-07	5.6E-05	0.00005
5	<b>0.1792</b>	5.5805	5.35E-12	<b>0.41598</b>	0.048094
6	0.1650	6.0622	3.69E-08	0.00013	0.000828
7	0.1648	6.0692	1.93E-10	0.01265	0.078569
8	0.1612	6.2041	3.58E-10	0.00091	0.158505
9	0.1603	6.2378	0.00001	1.7E-08	8.16E-06
10	0.1556	6.4250	2.64E-10	7.7E-05	0.137042
11	0.1548	6.4598	3.15E-06	7.2E-08	0.000087
12	<b>0.1545</b>	6.4722	2.94E-09	8.8E-05	<b>0.174703</b>

## Frecuencias y Periodos de Vibración. Tramo 2

**Tabla 22**  
**Resultados del análisis modal tramo 2**

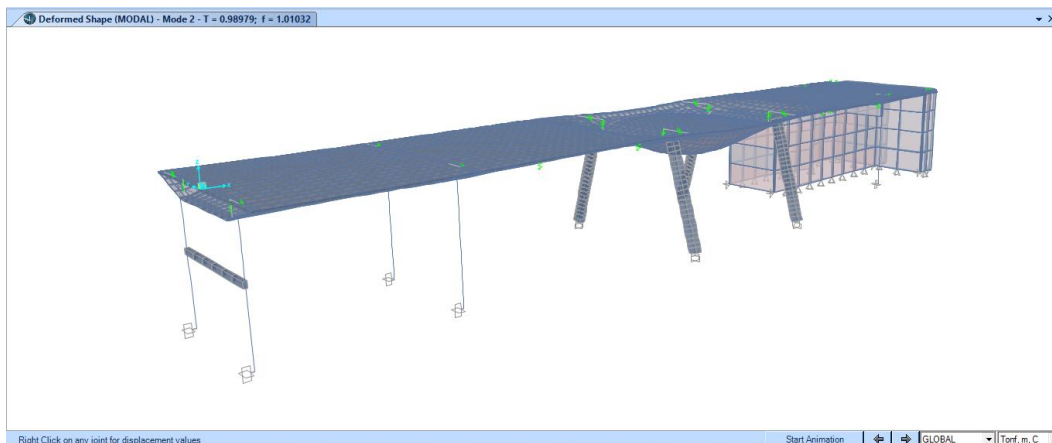
% RIGIDEZ	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
<b>100</b>	0.4159	2.4044	0.1378	7.2569	0.1138	8.7873
<b>75 SUP - 90 SUB</b>	0.4691	2.1317	0.1536	6.5104	0.1295	7.722
<b>65 SUP - 90 SUB</b>	0.4949	2.0206	0.1616	6.1881	0.1378	7.2569
<b>50 SUP - 85 SUB</b>	0.55	1.8182	0.1792	5.5804	0.1545	6.4725

### 4.5.3 Tramo 3. Puente San Pedro



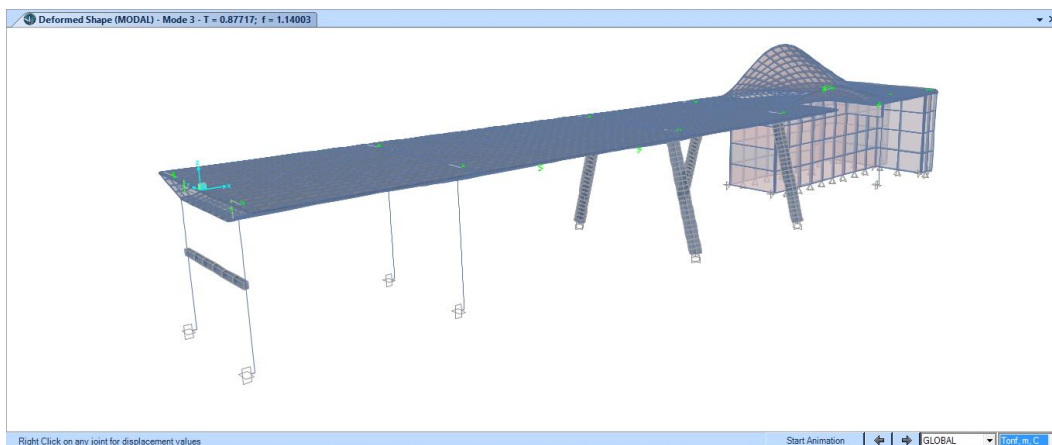
**Figura 205 Primer Modo de Vibración. Tramo 3**

Como se muestra en la figura 205, en el tablero del tramo 3.1 del puente para el primer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 5.98%.



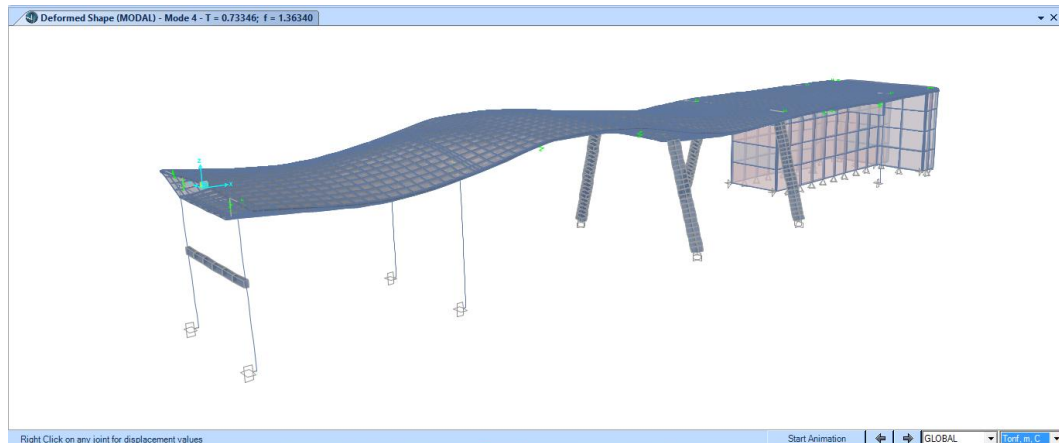
**Figura 206 Segundo Modo de Vibración. Tramo 3**

Como se muestra en la figura 206, en el tablero del tramo 3.3 del puente para el segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 6.92%.



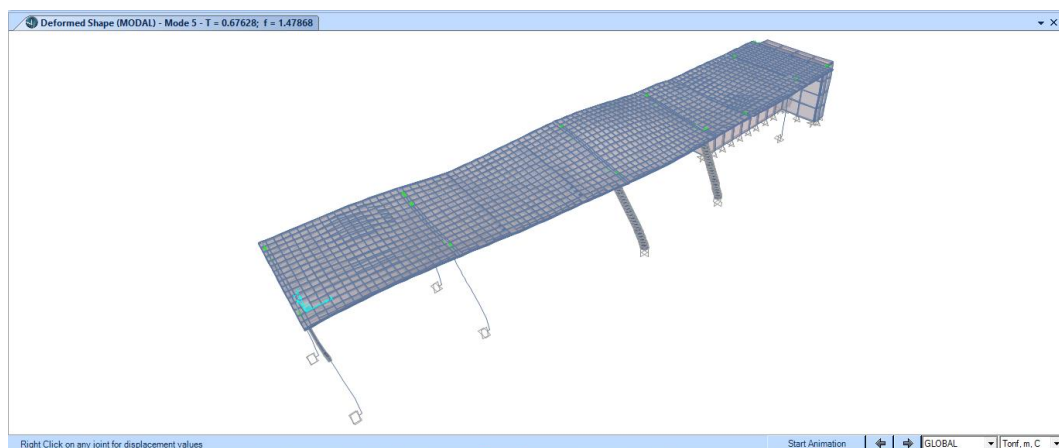
**Figura 207 Tercer Modo de Vibración. Tramo 3**

Como se muestra en la figura 207, en el tablero del tramo 3.4 del puente para el tercer modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 5.43%.



**Figura 208 Cuarto Modo de Vibración. Tramo 3**

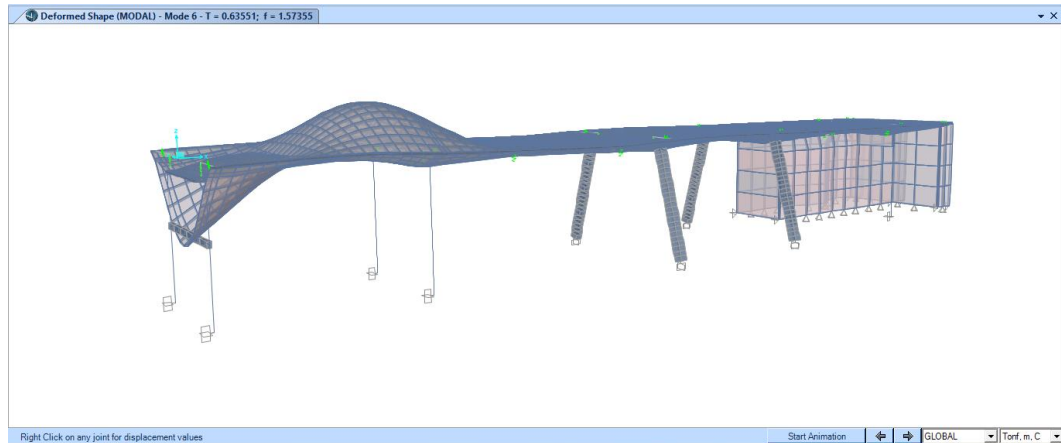
Como se muestra en la figura 208, en el tablero de los tramos 3.1, 3.2 y 3.3 del puente para el cuarto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 8.76%.



**Figura 209 Quinto Modo de Vibración. Tramo 3**

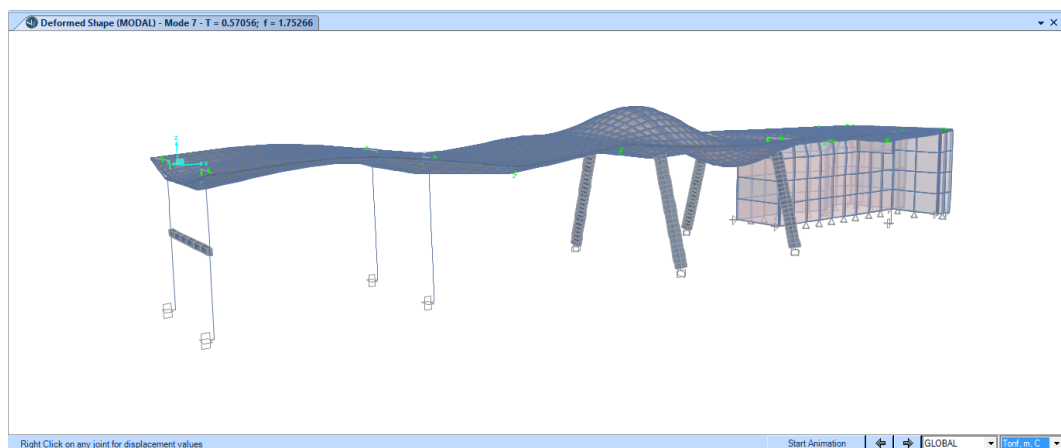
Como se muestra en la figura 209, en el tablero de los tramos 3.1, 3.2, 3.3 y 3.4 del puente para el quinto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje X con un 0.39% y traslacional en el eje Y con un 38.72%, al tener la

mayor participación de la masa en los ejes traslacionales X y Y que los demás modos de vibración se considera al periodo como importante para el análisis.



**Figura 210 Sexto Modo de Vibración. Tramo 3**

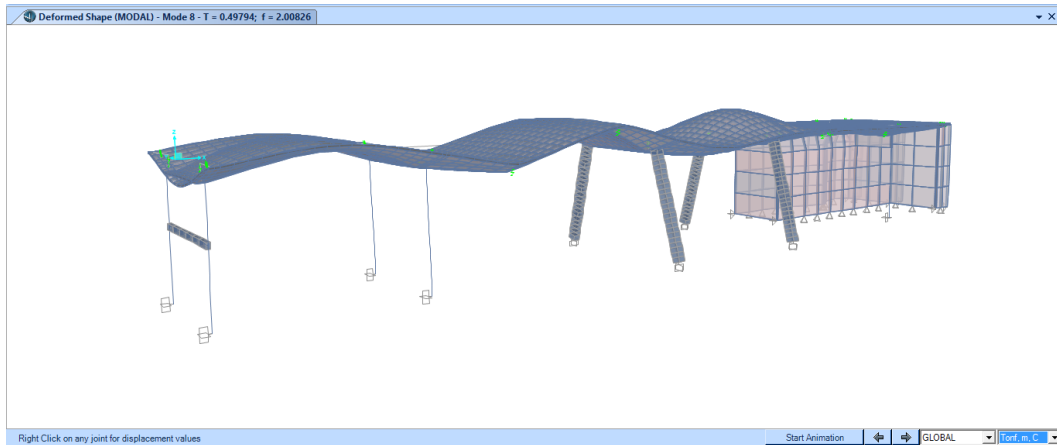
Como se muestra en la figura 210, en el tablero del tramo 3.1 del puente para el sexto modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 0.30%.



**Figura 211 Séptimo Modo de Vibración. Tramo 3**

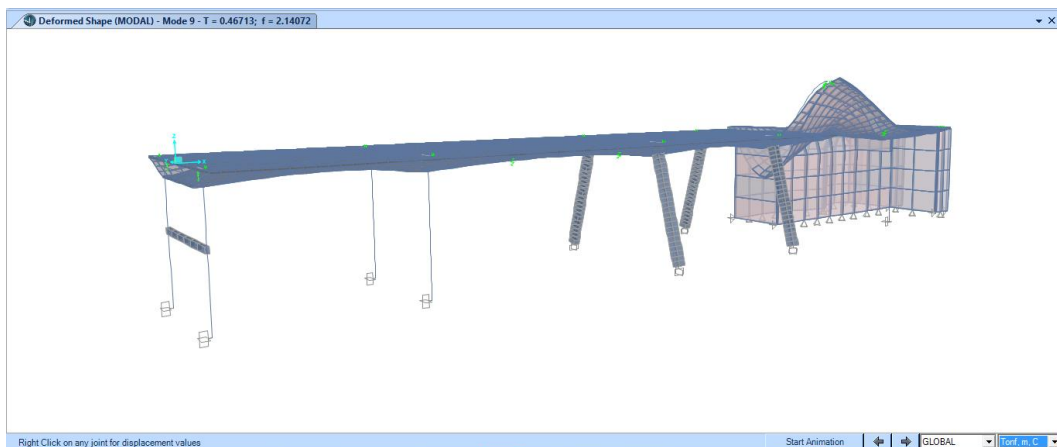
Como se muestra en la figura 211, en el tablero de los tramos 3.1, 3.2 y 3.3 del puente para el séptimo modo de vibración es donde se produce la

mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 0.14%.



**Figura 212 Octavo Modo de Vibración. Tramo 3**

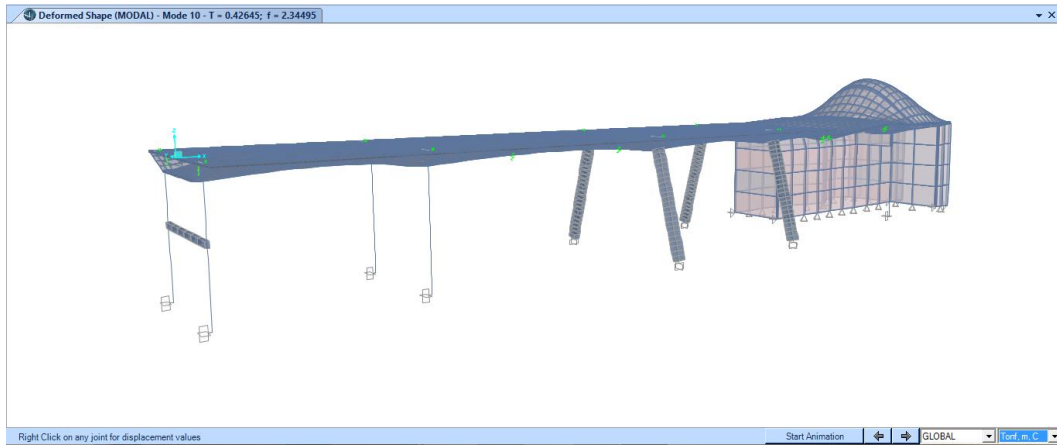
Como se muestra en la figura 212, en el tablero de los tramos 3.1, 3.2 y 3.3 del puente para el octavo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al traslacional en el eje Z con un 0.81%.



**Figura 213 Noveno Modo de Vibración. Tramo 3**

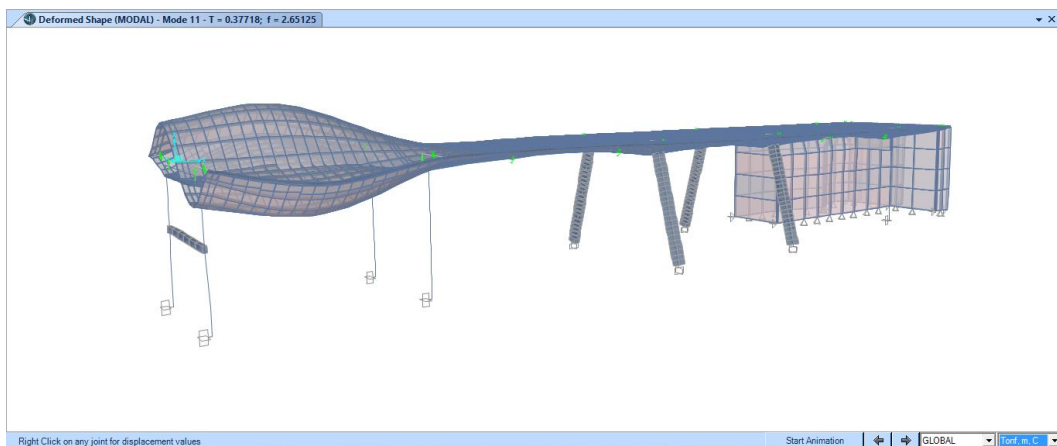
Como se muestra en la figura 213, en el tablero del tramo 3.4 del puente para el noveno modo de vibración es donde se produce la mayor participación

de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 3.08%.



**Figura 214 Décimo Modo de Vibración. Tramo 3**

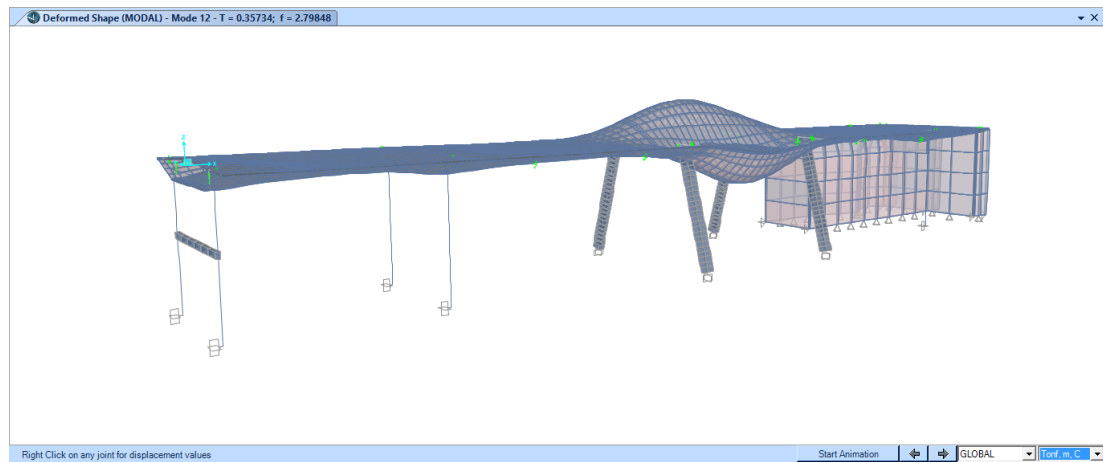
Como se muestra en la figura 214, en el tablero del tramo 3.5 del puente para el décimo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje Y con un 9.14%.



**Figura 215 Décimo Primer Modo de Vibración. Tramo 3**

Como se muestra en la figura 215, en el tablero del tramo 3.1 del puente para el décimo primer modo de vibración es donde se produce la mayor

participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 4.50%.



**Figura 216 Décimo Segundo Modo de Vibración. Tramo 3**

Como se muestra en la figura 261, en el tablero del tramo 3.3 del puente para el décimo segundo modo de vibración es donde se produce la mayor participación de la masa de la estructura y corresponde al rotacional en el eje X con un 4.87%.

#### 4.5.3.1 Tablas de Resultados. Tramo 3

Se presentan las tablas de resultados de los 12 modos de vibración de la estructura, con los periodos y frecuencias de vibración del tramo 3 considerando el porcentaje de participación de la masa de la estructura en los ejes traslacionales X, Y y Z, para las alternativas analizadas:

- La estructura con la rigidez de sus elementos al 100% (Sin desgaste, sin daño).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 75% y la subestructura en 90% (Implica un deterioro leve).



- La estructura con la rigidez: superestructura en 65% y la subestructura en 90% (Implica un deterioro medio).
- La estructura con la rigidez: superestructura en 50% y la subestructura en 85% (Implica un deterioro grande).

### Rigidez 100%

**Tabla 23**  
**Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez 100%)**

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.1065	0.9038	8.21E-06	5.6E-08	0.0598
2	0.9898	1.0103	0.000465	8.6E-05	0.0692
3	0.8772	1.1400	0.000034	0.00014	0.0405
4	<b>0.7335</b>	1.3634	0.001065	0.00127	<b>0.0876</b>
5	<b>0.6763</b>	1.4787	<b>0.003919</b>	<b>0.3872</b>	0.0005
6	0.6355	1.5735	0.000083	0.00015	0.003
7	0.5706	1.7527	0.000614	0.0005	7E-05
8	0.4979	2.0083	0.001678	0.00007	0.0081
9	0.4671	2.1407	0.000209	5.1E-09	0.0037
10	0.4264	2.3449	0.000069	2.2E-05	0.0485
11	0.3772	2.6512	0.000033	0.00005	0.0002
12	0.3573	2.7985	0.00012	0.00101	5E-05

### Rigidez Superestructura 75% y Subestructura 90%

**Tabla 24**  
Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 75% y subestructura 90%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.2773	0.7829	7.74E-06	3.2E-08	0.0597
2	1.1421	0.8756	0.000423	5.2E-05	0.0691
3	1.0026	0.9974	0.000036	7.4E-05	0.04
4	<b>0.8441</b>	1.1848	0.000902	0.00032	<b>0.0875</b>
5	0.7337	1.363	0.000251	0.00329	0.0031
6	<b>0.725</b>	1.3794	<b>0.00394</b>	<b>0.38307</b>	4E-05
7	0.6578	1.5202	0.000463	0.00123	9E-05
8	0.5734	1.744	0.00159	0.00011	0.008
9	0.532	1.8798	0.000212	4.6E-08	0.0045
10	0.491	2.0368	0.000048	1.5E-05	0.0476
11	0.4351	2.2983	0.000032	7.6E-05	0.0002
12	0.4122	2.4259	0.000093	0.00126	5E-05

### Rigidez Superestructura 65% y Subestructura 90%

**Tabla 25**  
Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 65% y subestructura 90%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.3717	0.729	7.44E-06	2.12E-08	0.0597
2	1.2262	0.8155	0.000395	0.000036	0.0692
3	1.0686	0.9358	0.000035	0.000047	0.0398
4	<b>0.9046</b>	1.1054	0.000838	0.000158	<b>0.0874</b>
5	0.7879	1.2692	0.000116	0.000089	0.0029
6	<b>0.7364</b>	1.358	<b>0.004275</b>	<b>0.381606</b>	8E-05
7	0.7058	1.4169	0.000257	0.005518	1E-04
8	0.6148	1.6264	0.001514	0.000163	0.008
9	0.5651	1.7697	0.000214	1.34E-07	0.0053
10	0.5263	1.8999	0.000035	0.000011	0.0468
11	0.4671	2.141	0.000032	0.000103	0.0002
12	0.4425	2.2599	0.000079	0.001484	5E-05

### Rigidez Superestructura 50% y Subestructura 85%

**Tabla 26**  
Resultados del análisis modal tramo 3 (rigidez superestructura 50% y subestructura 85%)

Modo de Vibración	Periodo	Frecuencia	% de Participación Modal		
	s	Hz	UX	UY	UZ
1	1.5636	0.6396	7.04E-06	1.16E-08	0.0598
2	1.3972	0.7157	0.000359	0.000023	0.0693
3	1.2054	0.8296	0.000034	0.000026	0.0394
4	<b>1.0282</b>	0.9726	0.00077	0.000073	<b>0.0872</b>
5	0.8981	1.1135	0.000098	0.000016	0.0028
6	0.8045	1.2429	0.000857	0.005508	0.0002
7	<b>0.7749</b>	1.2905	<b>0.003709</b>	<b>0.380758</b>	1E-05
8	0.6992	1.4302	0.001375	0.000425	0.008
9	0.6336	1.5784	0.000217	6.45E-07	0.0068
10	0.5985	1.6708	0.000021	6.95E-06	0.0453
11	0.532	1.8795	0.000034	0.000166	0.0002
12	0.5041	1.9839	0.00007	0.001932	5E-05

### Frecuencias y Periodos de Vibración. Tramo 3

**Tabla 27**  
Resultados del análisis modal tramo 3

% RIGIDEZ	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
100	0.6763	1.4786	0.6763	1.4786	0.7335	1.3633
75 SUP - 90 SUB	0.725	1.3793	0.725	1.3793	0.8441	1.1847
65 SUP - 90 SUB	0.7364	1.3580	0.7364	1.3580	0.9046	1.1055
50 SUP - 85 SUB	0.7749	1.2905	0.7749	1.2905	1.0282	0.9726

## CAPITULO V

### 5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

#### 5.1 Comparación de Resultados del Modelo Analítico y del Ensayo

##### Experimental

Para determinar el modelo analítico que más se ajuste al modelo real se optó por considerar tres estados de la estructura en análisis, un inicial considerando la estructura sin daño, otro posterior con daños estructurales, reduciendo la rigidez de los elementos en distintas proporciones y el experimental en el actual puente.

Para el procesamiento de las señales captadas por los sensores usados se utilizó dos técnicas de procesamiento, la Transformada Rápida de Fourier (FFT) y la Clasificación de Múltiples Señales (MUSIC).

En la tabla 28, 29 y 30 se muestra las frecuencias y periodos de vibración obtenidas para los tramos 1, 2 y 3 del puente San Pedro, en los siguientes análisis:

- El modelo analítico con la rigidez de sus elementos estructurales al 100% (Sin desgaste, sin daño).
- El modelo analítico reduciendo en determinados porcentajes la rigidez de los elementos estructurales de la siguiente forma:
  - La superestructura en 25% y la subestructura en 10% (Implica un deterior leve).
  - La superestructura en 35% y la subestructura en 10% (Implica un deterior medio).

- La superestructura en 50% y la subestructura en 15% (Implica un deterior grande).
- Los resultados experimentales usando como técnica para procesamiento de señales la Transformada Rápida de Fourier (FFT).
- Los resultados experimentales usando como técnica para procesamiento de señales la Clasificación de Múltiples Señales (MUSIC).

**Tabla 28**  
**Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 1**

ANALISIS	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
100%	0.483	2.069	0.564	1.772	1.176	0.850
75% SUP - 90% SUB	0.529	1.892	0.605	1.653	1.357	0.737
65% SUP - 90% SUB	<b>0.547</b>	1.828	<b>0.614</b>	1.630	<b>1.457</b>	0.686
50% SUP - 85% SUB	0.563	1.776	0.646	1.548	1.661	0.602
FFT	0.662	1.511	0.758	1.319	1.240	0.807
MUSIC	<b>0.544</b>	1.838	<b>0.610</b>	1.640	<b>1.500</b>	0.667

**Tabla 29**  
**Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 2**

ANALISIS	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
100%	0.416	2.404	0.138	7.257	0.114	8.787
75% SUP - 90% SUB	0.469	2.132	0.154	6.510	0.130	7.722
65% SUP - 90% SUB	<b>0.495</b>	2.021	<b>0.162</b>	6.188	<b>0.138</b>	7.257
50% SUP - 85% SUB	0.550	1.818	0.179	5.580	0.155	6.472
FFT	0.515	1.941	0.182	5.485	0.225	4.440
MUSIC	<b>0.500</b>	2.000	<b>0.161</b>	6.227	<b>0.135</b>	7.402

**Tabla 30**  
**Resumen de periodos y frecuencias de vibración. Tramo 3**

ANALISIS	Ux		Uy		Uz	
	T	f	T	f	T	f
	s	Hz	s	Hz	s	Hz
100%	0.676	1.479	0.676	1.479	0.734	1.363
75% SUP - 90% SUB	0.725	1.379	0.725	1.379	0.844	1.185
65% SUP - 90% SUB	<b>0.736</b>	1.358	<b>0.736</b>	1.358	0.905	1.105
50% SUP - 85% SUB	0.775	1.290	0.775	1.290	<b>1.028</b>	0.973
FFT	1.180	0.848	1.060	0.944	0.829	1.207
MUSIC	<b>0.732</b>	1.366	<b>0.745</b>	1.342	<b>1.066</b>	0.938

Según los resultados obtenidos se puede evidenciar en la tabla 28, 29 y 30 que el Tramo 1, 2 y 3 tienen una pérdida de rigidez en la superestructura de 35% y en la subestructura de 10% ya que se aproximan a los resultados determinados en el ensayo experimental utilizando como procesamiento de datos la Clasificación de Múltiples Señales (MUSIC), la que se determina como técnica de procesamiento más precisa.

Se puede decir que el Puente San Pedro en su vida de servicio ha perdido aproximadamente un 35% de su rigidez en la superestructura y 10% en la subestructura y es el modelo determinado para el estudio.

### 5.1.1 Resultados del Modelo Determinado en su Estado Resistente

Los resultados de los diagramas de fuerzas y esfuerzos y los valores máximos y mínimos para verificar la capacidad de la estructura, obtenidas del modelo matemático realizado en el programa computacional CSI Bridge 2015 para determinar el estado resistente de la estructura determinada por los ensayos experimentales en los límites de resistencia I y IV son presentados en el ANEXO 6.

### 5.1.2 Resultados del Modelo Determinado en su Estado de Servicio

En la sección 2.5.2.6.2 de la norma AASHTO LRFD 2014 se presentan los siguientes límites de deflexión para construcciones de puentes de acero, aluminio y/u hormigón:

- Carga vehicular, general: L/800
- Cargas vehicular y/o peatonales: L/1000
- Carga vehicular sobre voladizos: L/300
- Cargas vehicular y/o peatonales sobre voladizos: L/375

Donde L está en (mm)

Para el chequeo de las deformaciones se ha considerado de manera conservadora como límite de deflexión la carga vehicular sobre voladizos, es decir L/300.

Los resultados de las deformaciones de la estructura, obtenidas del modelo matemático realizado en el programa computacional CSI Bridge 2015 para determinar el estado de servicio de la estructura determinada por los ensayos experimentales en el límite de servicio II son presentados en el ANEXO 7.

## 5.2 Análisis Sísmico del Modelo Determinado

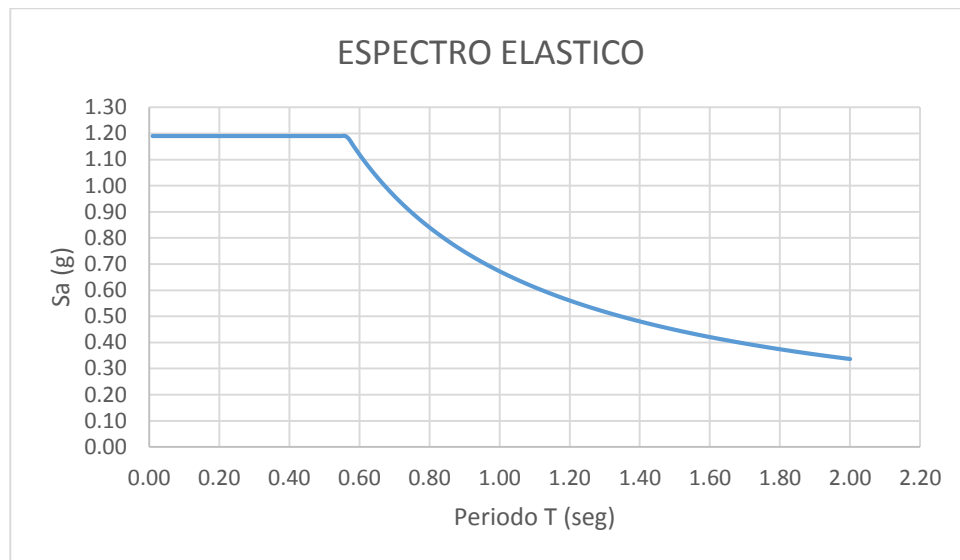
### 5.2.1 Requisitos de diseño Sismo Resistente

En el capítulo 1 de la presente tesis, en el numeral 1.4.7 se describió la peligrosidad sísmica del sector donde está implantado el puente en estudio y por las características de la estructura y según lo especificado en el capítulo de Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), se considera lo siguiente:

- Zona Sísmica: V
- Z, máxima aceleración esperada en roca: 0.40
- Caracterización de amenaza sísmica: Alta
- Tipo de suelo: C, de acuerdo a lo especificado en el numeral 1.4.4
- Tipo de suelo y factor de sitio  $F_a$ : 1.23
- Tipo de suelo y factor de sitio  $F_d$ : 1.15
- Tipo de suelo y comportamiento inelástico del subsuelo  $F_s$ : 1.06
- Espectro elástico de diseño en aceleraciones, se debe considerar:
  - Factor  $r = 1$
  - Relación de amplificación espectral  $\eta = 2.46$
- Límites para el periodo de vibración  $T_0$ ,  $T_C$  y  $T_L$ :
  - $T_C = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a}$   
 $T_C = 0.545 \text{ s}$
  - $T_C = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a}$   
 $T_C = 0.545 \text{ s}$
  - $T_L = 2.40 F_d$   
 $T_L = 2.76 \text{ s}$

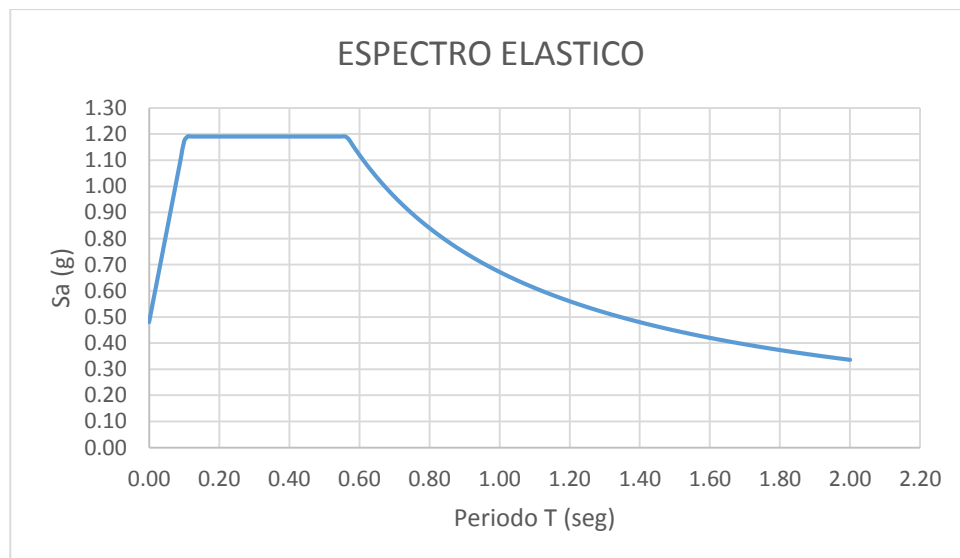


- Espectro sísmico de aceleraciones para el sismo de diseño, considerando los factores antes mencionados, se establece el siguiente espectro elástico:



**Figura 217 Espectro sísmico de aceleraciones para el sismo de diseño**

- Para otros modos de vibración diferentes al periodo fundamental se puede considerar:



**Figura 218 Espectro sísmico de aceleraciones para el sismo de diseño, modos diferentes al fundamental**

- Para otros modos de vibración diferentes al periodo fundamental se puede considerar:
- Según lo especificado en el numeral 1.4.2 del presente proyecto de tesis se puede decir que por la ubicación del puente en estudio se debe mencionar que, el puente es de relevante importancia para el tránsito vehicular en el ingreso al Valle de los Chillos desde Quito y viceversa, actualmente existen tres opciones, la primera es por la autopista General Rumiñahui y cruzando el Puente San Pedro, la segunda es por la autopista General Rumiñahui y accediendo a la nueva vía alterna Armenia II que se conecta con la Av. Amazonas, construido en el año 2015 y la tercera es por la antigua vía a Conocoto, la norma AASHTO en el numeral 3.10.3 menciona que los puentes deben ser clasificados según la importancia operativa en una de las tres categorías que son:
  - Puentes Críticos,
  - Puentes Esenciales
  - Otros puentes

A diferencia, la norma NEC-15 en el numeral 4.1 del capítulo en estudio, clasifica a las estructuras en tres categorías que son:

**Tabla 31**  
**Categoría de edificio y coeficiente de importancia I**

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de Uso, Destino e Importancia</b>	<b>Factor I</b>
<b>Edificaciones Esenciales</b>	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
<b>Estructuras de Ocupación Especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.30
<b>Otras Estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Categoría de edificio y coeficiente de importancia I, 2015e)

Por la importancia de operación del puente en estudio y ya que la norma AASHTO en el numeral 3.10.3 menciona que “los puentes esenciales son aquellos que deberían, como mínimo, permanecer abiertos para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y/o defensa inmediatamente después del sismo de diseño, es decir, del evento con periodo de recurrencia de 475 años”, se considera clasificar el puente en estudio como un Puente Esencial y tomando en cuenta la norma NEC-15 y haciendo una analogía con la norma AASHTO para el tipo de uso, destino e importancia de la estructura, se puede considerar al Puente San Pedro como una estructura de Ocupación Especial, donde el coeficiente  $I = 1.3$ .

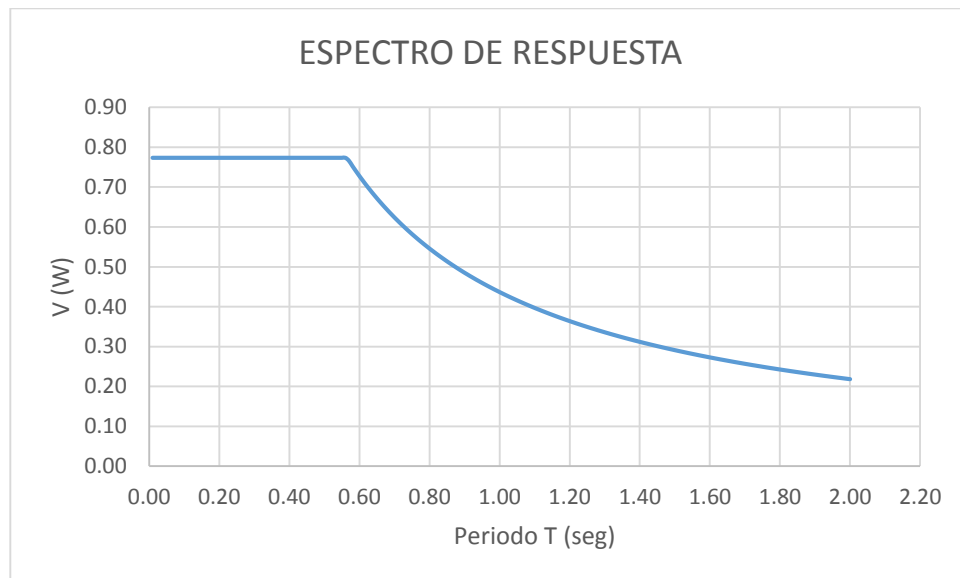
- El coeficiente de reducción de respuesta estructural recomendado por la norma NEC-15 en el numeral 9.3.7 del capítulo mencionado anteriormente para estructuras diferentes a las de edificaciones.

**Tabla 32**  
**Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural  $r$  para estructuras diferentes a las de edificaciones**

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural $R$	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación.	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Estructuras diferentes a las de las edificaciones., 2015d)

- Se puede considerar para este estudio un coeficiente de reducción de respuesta estructural  $R = 2$ , correspondiente a otras estructuras no descritas en la norma.



**Figura 219 Espectro de Respuesta con R=2**

### 5.2.2 Consideraciones para Evaluación Estructural

Según lo especificado en el capítulo de Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente (NEC-SE-DS) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), se consideran los siguientes niveles de frecuencia y amenaza sísmica:

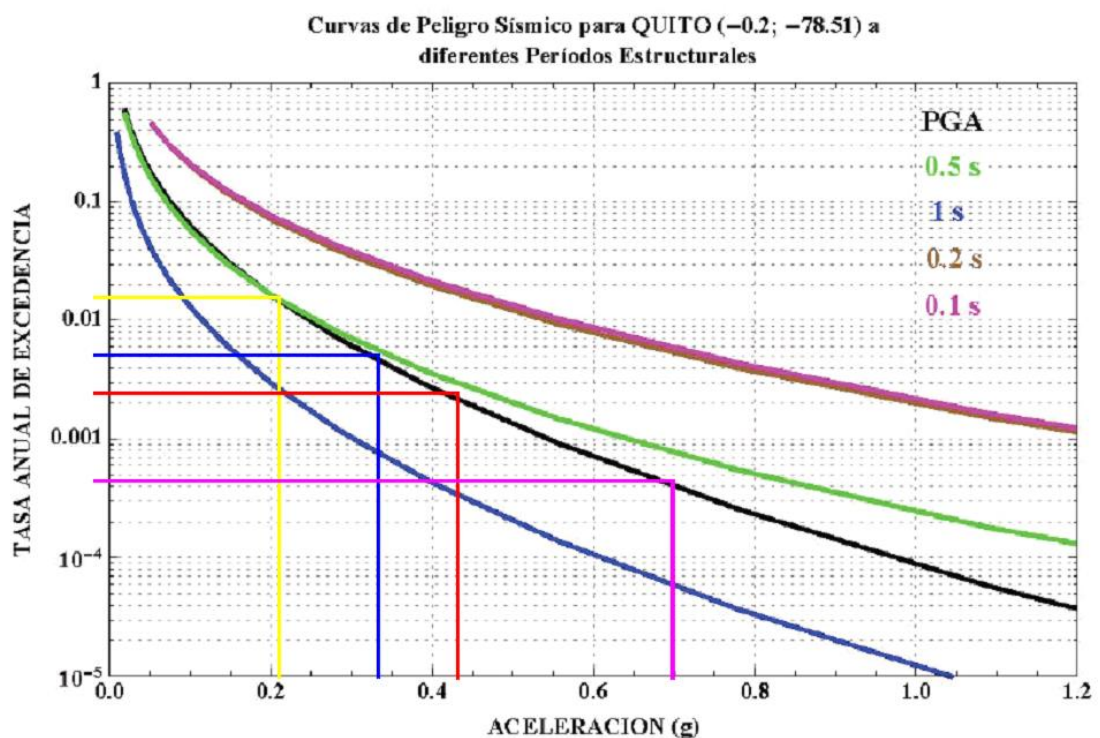
**Tabla 33**  
**Niveles de amenaza sísmica**

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de Excedencia en 50 años	Periodo de Retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy Raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Estructuras de Ocupación Especial y Esencial, 2015f)

Con el propósito de evaluación y rehabilitación sísmica de estructuras en la tabla 33 se definen 4 niveles discretos de amenaza sísmica, que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años.

Considerando las curvas de Peligro Sísmico, construidas para la ciudad de Quito, ya que son las más próximas al sitio de estudio, se construyen espectros elásticos de diseño para los diferentes niveles de amenaza sísmica.



**Figura 220 Curvas de Peligro Sísmico para Quito**

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Curvas de Peligro Sísmico, 2015g)

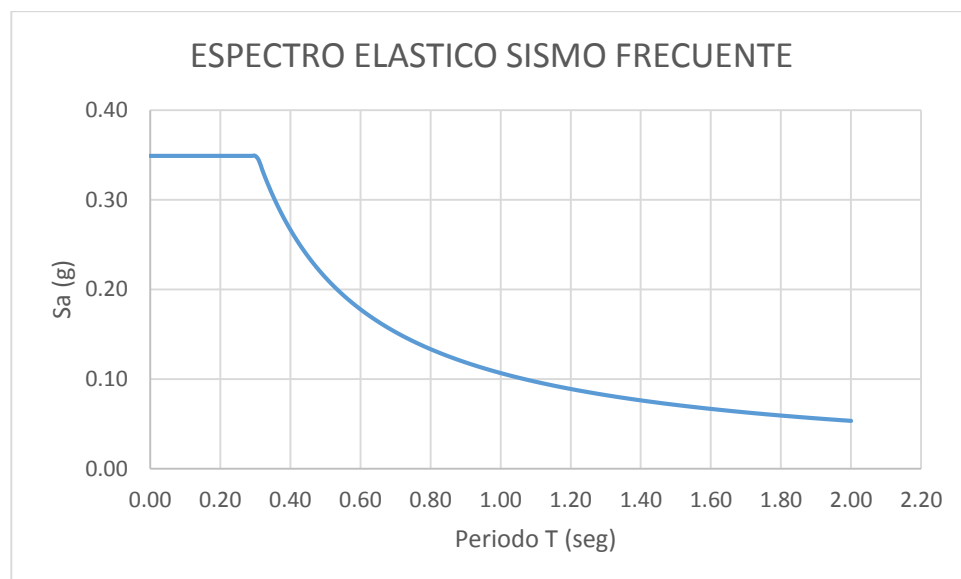
En la tabla 34 se resumen los factores calculados para la construcción de estos espectros de los diferentes niveles de amenaza sísmica.

**Tabla 34**  
**Factores calculados para la construcción de espectros para los diferentes niveles de amenaza sísmica**

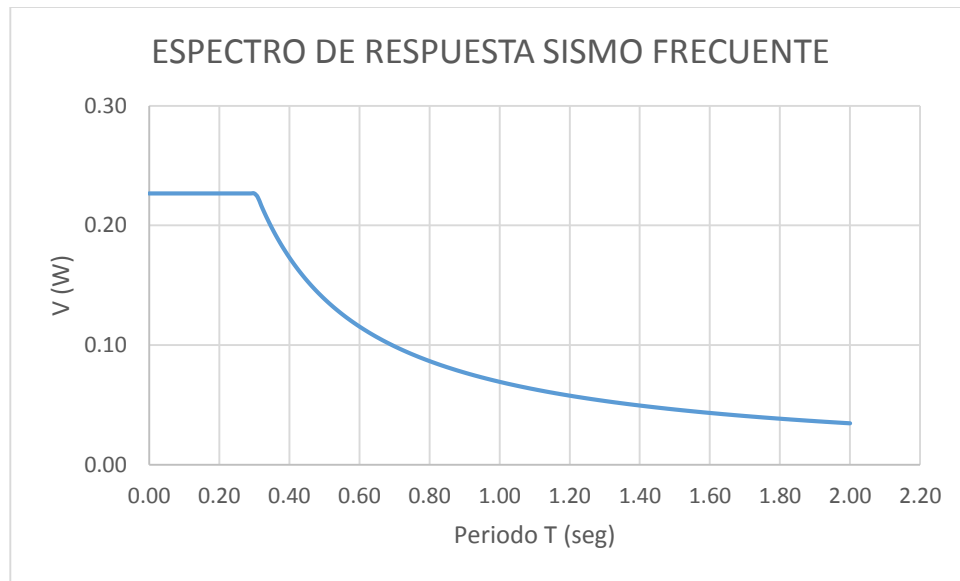
Nivel de Amenaza	PGA (g)	Fa	Fd	Fs
Frecuente	0.22	0.650	0.601	0.601
Ocasional	0.34	1.021	0.944	0.944
Raro	0.44	1.312	1.214	1.214
Muy Raro	0.70	2.105	1.947	1.947

En las figuras 221, 222, 223, 224, 225, 226, 227 y 228 se muestran los espectros construidos correspondientes a los diferentes niveles de amenaza.

**Frecuente (menor) (periodo de retorno de 72 años)**

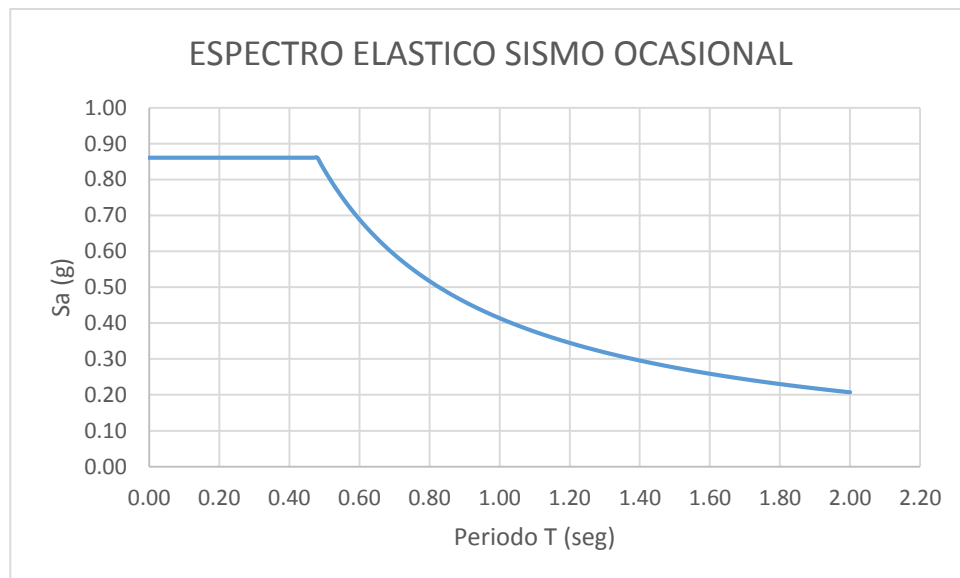


**Figura 221 Espectro Elástico para el nivel de amenaza FRECUENTE**

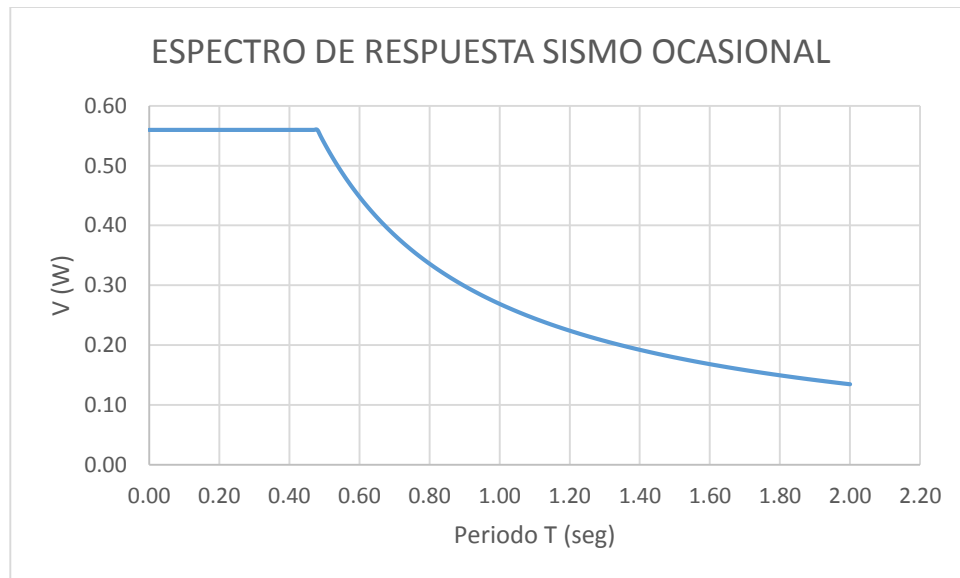


**Figura 222 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza FRECUENTE**

**Ocasional (moderado) (periodo de retorno de 225 años)**

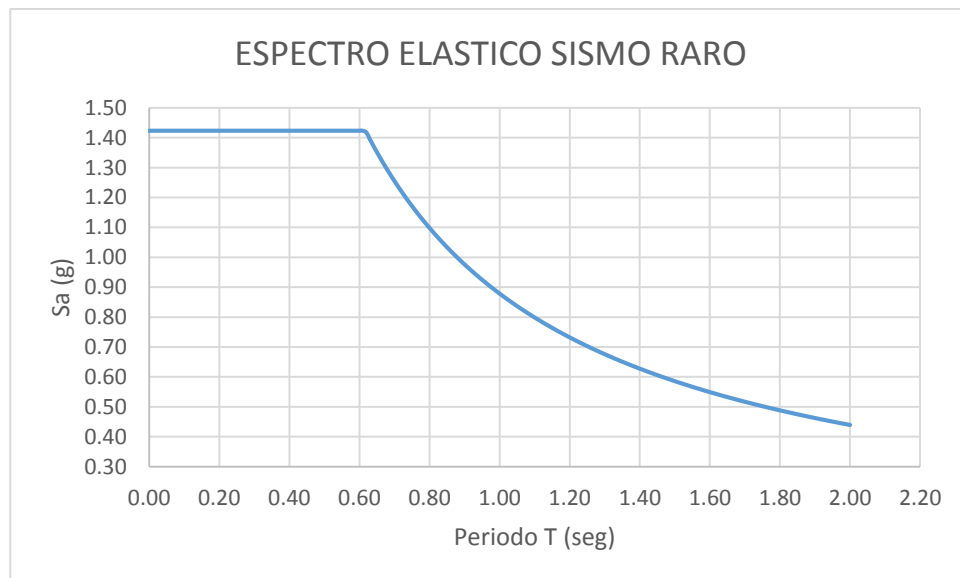


**Figura 223 Espectro Elástico para el nivel de amenaza OCASIONAL**



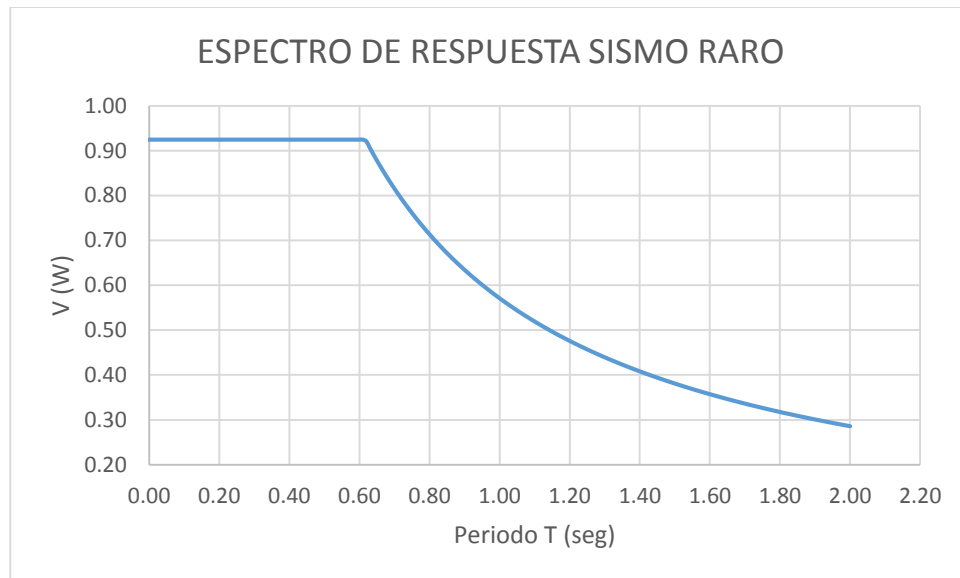
**Figura 224 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza OCASIONAL**

**Raro (severo) (periodo de retorno de 475 años)**



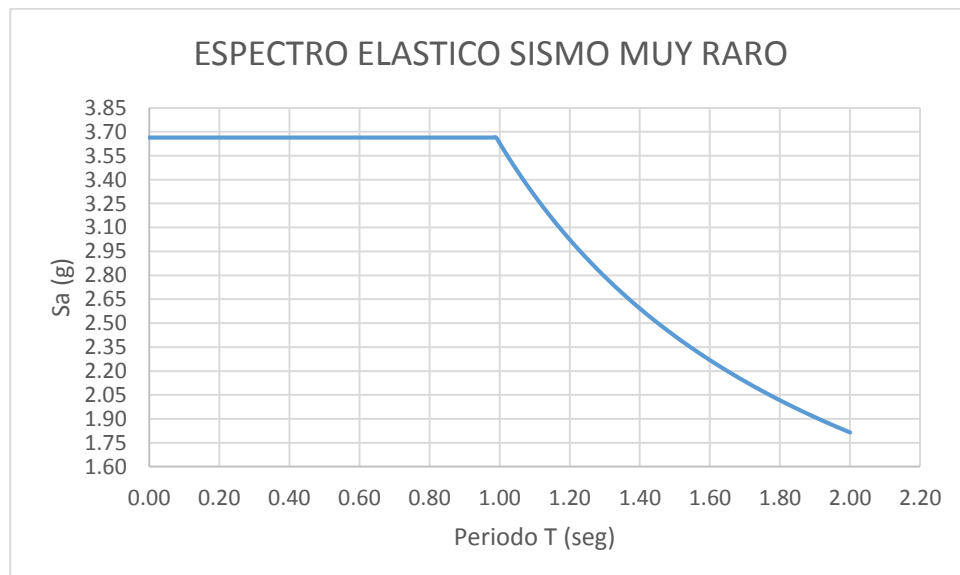
**Figura 225 Espectro Elástico para el nivel de amenaza RARO**



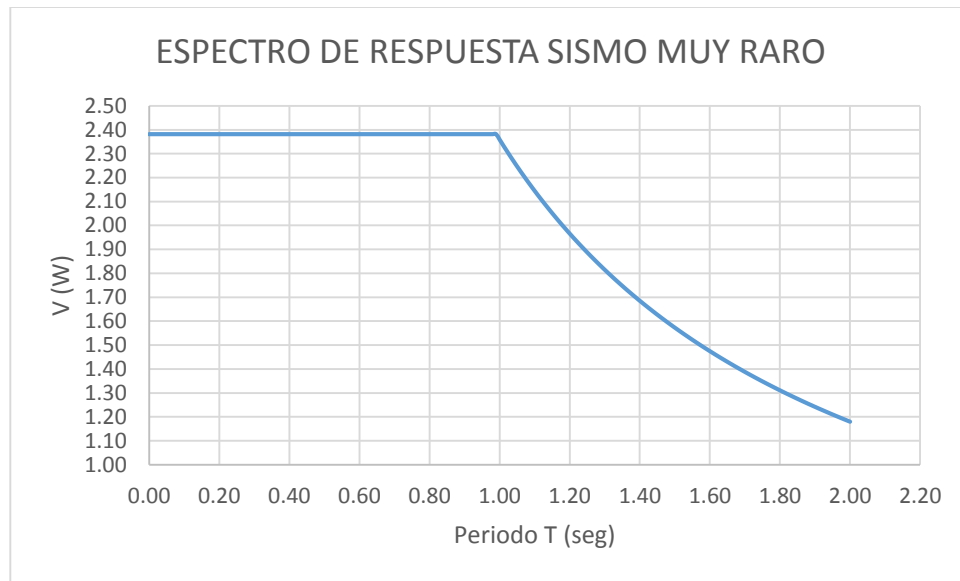


**Figura 226 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza RARO**

**Muy Raro (extremo) (periodo de retorno de 2500 años)**



**Figura 227 Espectro Elástico para el nivel de amenaza MUY RARO**



**Figura 228 Espectro de Respuesta para el nivel de amenaza MUY RARO**

Según lo especificado en el capítulo de Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras (NEC-SE-RE) de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), en el numeral 4.5.3 de Definición de los objetivos de rehabilitación menciona que, un objetivo de rehabilitación se define con la selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño estructural que debe alcanzar la estructura cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia (o período de retorno).

**Tabla 35**  
**Niveles de desempeño y objetivos de rehabilitación**

		Niveles de Desempeño Esperados en la Estructura			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
Nivel del Terremoto	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

Fuente: (NEC-15, NEC\_SE\_RE\_(Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras), Objetivos de Rehabilitación, 2015h)

1. Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación Discreto.
2. Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes tres objetivos de rehabilitación:
  - Objetivo Básico de Seguridad **k y p**
  - Objetivos Avanzados **k y m, n, or o**  
**p e i ó j**  
**k y p y a, b, e, ó f**  
**m, n, u o solo**
  - Objetivos Limitados **k solo**  
**p solo**  
**c, d, g, h o l solo**

Para el caso en estudio al considerar al Puente San Pedro como una estructura de ocupación especial, esta deberá ser rehabilitada para un objetivo limitado (**g** y **I**).

El primer objetivo de rehabilitación (**g**) consiste en evaluar el comportamiento estructural ante un sismo OCASIONAL, y se espera un nivel de desempeño del puente tal que garantice el nivel de seguridad de vida 3-C, este nivel implica que luego del evento sísmico, algo de resistencia y rigidez residual permanezca en los elementos que soportan cargas gravitacionales y se encuentren funcionando aun cuando presenten fallas, además se puede presentar algo de deriva permanente sin embargo la estructura se mantiene económicamente reparable.

El segundo de rehabilitación (**I**) consiste en evaluar el comportamiento estructural ante un sismo RARO, y se espera un nivel de desempeño de la estructura tal que garantice el nivel de prevención al colapso 5-E, este nivel de desempeño implica que luego del evento sísmico debe existir una pequeña resistencia y rigidez residual pero columnas y muros deben mantenerse funcionando, aun cuando existan grandes derivas permanentes sin embargo la estructura solamente debe acercarse al colapso.

En el modelo matemático se definen las funciones que describen las formas espectrales para cada uno de los niveles de amenaza sísmica, ver figuras 229 y 230.

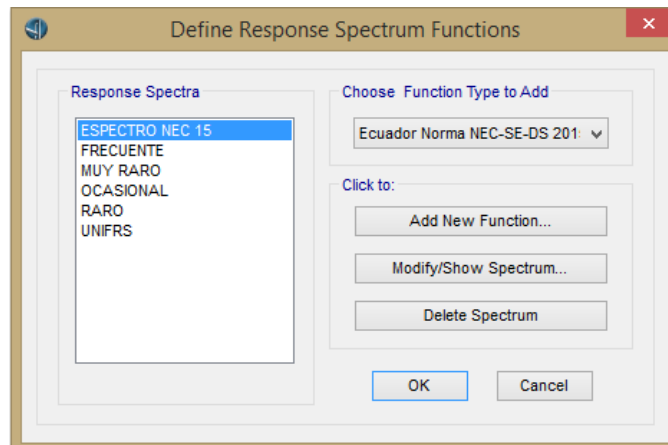


Figura 229 Definición de Espectro de Respuesta. CSI Bridge

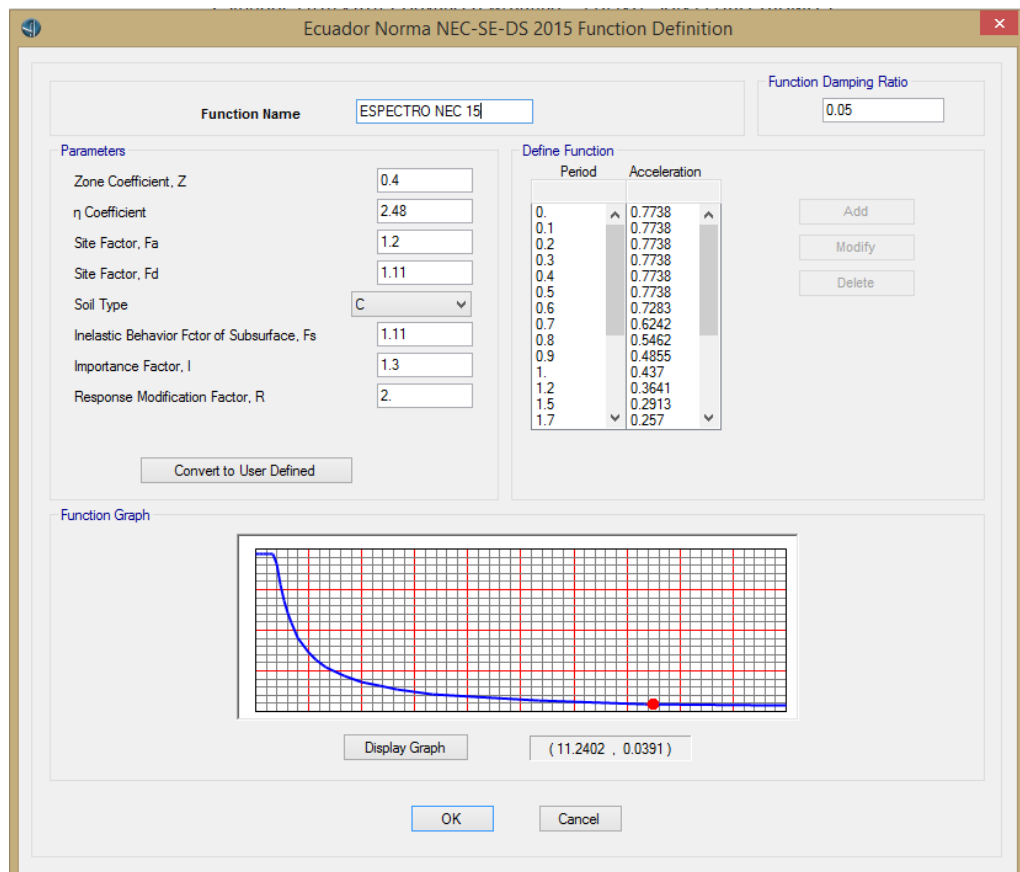
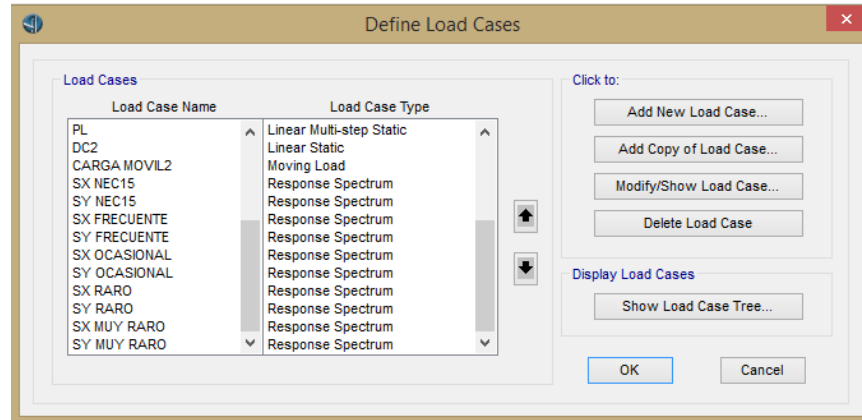


Figura 230 Definición de la Función de Espectro de Respuesta NEC-SE-DS 2015. CSI Bridge

Se definen los estados y los casos de carga para los espectros de respuesta de cada uno de los niveles de amenaza sísmica, como se muestra en las figuras 231 y 232.



**Figura 231 Definición de casos de carga. CSI Bridge**

Según el numeral 3.10.8 de la norma AASHTO, referente a la combinación de solicitaciones sísmicas elásticas menciona que según cada uno de los ejes principales de un componente, obtenidas mediante análisis en las dos direcciones perpendiculares se deberán combinar de la siguiente manera para formar dos casos de carga:

- **SX** = 100% del valor absoluto de las solicitaciones en una de las direcciones perpendiculares (X) combinado con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda dirección perpendicular (Y), y
- **SY** = 100% del valor absoluto de las solicitaciones en la segunda de las direcciones perpendiculares (Y) combinado con el 30% del valor absoluto de las solicitaciones en la primera dirección perpendicular (X).

Se toma el valor de la gravedad (9.81 m/s) como factor de escala ya que la aceleración del espectro de respuesta está en función de la gravedad.

**Load Case Data - Response Spectrum**

Load Case Name: SX NEC15 [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Response Spectrum [Design...]

**Modal Combination**

CQC  SRSS  Absolute  GMC  NRC 10 Percent  Double Sum

GMC f1: 1.0 GMC f2: 0.0

Periodic + Rigid Type: SRSS

**Directional Combination**

SRSS  CQC3  Absolute

Scale Factor: [ ]

**Mass Source**

Previous (MSSSRC1)

**Diaphragm Eccentricity**

Eccentricity Ratio: 0.0

Override Eccentricities: [Override...]

**Modal Load Case**

Use Modes from this Modal Load Case: MODAL

Standard - Acceleration Loading  Advanced - Displacement Inertia Loading

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ESPECTRO I	9.81
Accel	U1	ESPECTRO NEC	9.81
Accel	U2	ESPECTRO NEC	2.943

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

**Other Parameters**

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

**Figura 232 Casos de carga - Espectro de Respuesta. CSI Bridge**

### 5.2.3 Combinaciones de Carga

Se elige el estado límite de evento extremo I ya que es el estado que incluye sismos en las combinaciones de carga, se descarta el estado límite de evento extremo II ya que las combinaciones de carga incluyen carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos y ciertos eventos hidráulicos, son cargas que no se toman en cuenta en el actual análisis, las combinaciones de carga mostradas en la tabla 36 son para cada sismo definido anteriormente Ocasional y Raro.

**Tabla 36**  
**Combinaciones de carga para evento extremo I**

CASE NAME	CARGAS PERMANENTES						CARGAS VIVAS				CARGAS SISMICAS	
	DC					DW	LL			EQ		
	DEAD	DC1	DC2	DC 3-4	DC5		HS 25-44	CM1	HL-93	CM2	SX	SY
EE - I 1	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.00					1.00
EE - I 2	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50		1.00				1.00
EE - I 3	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50			1.00			1.00
EE - I 4	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50				1.00		1.00
EE - I 5	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.00					1.00
EE - I 6	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50		1.00				1.00
EE - I 7	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50			1.00			1.00
EE - I 8	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50				1.00		1.00
EE - I 9	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.00					-1.00
EE - I 10	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50		1.00				-1.00
EE - I 11	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50			1.00			-1.00
EE - I 12	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50				1.00		-1.00
EE - I 13	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50	1.00					-1.00
EE - I 14	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50		1.00				-1.00
EE - I 15	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50			1.00			-1.00
EE - I 16	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.50				1.00		-1.00
EE - I 17	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65	1.00					1.00
EE - I 18	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65		1.00				1.00
EE - I 19	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65			1.00			1.00
EE - I 20	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65				1.00		1.00
EE - I 21	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65	1.00					1.00
EE - I 22	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65		1.00				1.00
EE - I 23	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65			1.00			1.00
EE - I 24	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65				1.00		1.00
EE - I 25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65	1.00					-1.00
EE - I 26	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65		1.00				-1.00
EE - I 27	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65			1.00			-1.00
EE - I 28	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65				1.00		-1.00
EE - I 29	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65	1.00					-1.00
EE - I 30	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65		1.00				-1.00
EE - I 31	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65			1.00			-1.00
EE - I 32	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	0.65				1.00		-1.00
EE - I 33	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00					1.00
EE - I 34	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50		1.00				1.00
EE - I 35	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50			1.00			1.00
EE - I 36	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50				1.00		1.00
EE - I 37	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00					1.00
EE - I 38	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50		1.00				1.00
EE - I 39	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50			1.00			1.00
EE - I 40	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50				1.00		1.00



CONTINUA



EE - I 41	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 42	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 43	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 44	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 45	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 46	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 47	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 48	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00	-1.00
EE - I 49	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 51	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 52	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 53	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 54	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 55	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 56	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	1.00
EE - I 57	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 58	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 59	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 60	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 61	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 62	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 63	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00
EE - I 64	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.65	1.00	-1.00

#### 5.2.4 Resultados del Análisis Sísmico del Modelo Determinado

Los resultados de las fuerzas y esfuerzos para verificar la capacidad de la estructura, obtenidas del modelo matemático realizado en el programa computacional CSI Bridge 2015 para determinar el estado resistente de la estructura determinada por los ensayos experimentales en los límites de evento extremo I para el sismo ocasional y raro son presentados en el ANEXO 8.

## CAPITULO 6

### 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 6.1 Conclusiones

La ubicación del puente San Pedro es elemental para el acceso al Valle de los Chillos tomando como ruta la autopista General Rumiñahui, ya que es la vía más transitada, con un TPDA aproximado de 40550 vehículos, los apoyos de su estructura están estratégicamente ubicados para que el puente se vea estéticamente agradable al paisaje y pueda vencer los obstáculos que se presentan.

El puente presenta muchas manifestaciones patológicas, físicas y químicas, las cuales afectan en su estética y a su estado resistente y de servicio ya que la presencia de fisuras y deformaciones, quiere decir que los límites de resistencia y de servicio se ven comprometidos ante las sollicitaciones externas, además que las acciones del medio ambiente han hecho que el hormigón sufra alteraciones de diferente intensidad.

La metodología propuesta se refiere a la comparación de los parámetros modales de una estructura (frecuencias y periodos de vibración), determinados de modelos matemáticos propuestos en diferentes escenarios de análisis, hasta que los resultados se asemejen a un modelo experimental basado en un método dinámico, usando sensores de aceleración, la comparación de los parámetros modales es una técnica de detección global de daño en una estructura.

Como resultado del análisis modal, se establece que la superestructura, tiene un comportamiento variable asociado a cada modo de

vibración, en los que se involucran determinados sectores de la estructura y los periodos de vibración oscilan entre 0.547 y 1.457 seg en el primer tramo, 0.138 y 0.495 seg en el segundo tramo y 0.736 y 1.028 seg en el tercer tramo para los más representativos. Los modos de vibración mostrados son traslacionales e involucran diferentes porcentajes de participación modal de la masa.

Según los resultados de los modelos planteados en sus diferentes escenarios de análisis, se determinó que el estado actual del puente se encuentra con una pérdida de rigidez de un 35% en la superestructura y 10% en la infraestructura de su modelo inicial, lo que implica un deterioro medio.

Según los resultados del estado límite de servicio obtenidos del modelo determinado, se presentan deformaciones superiores a los de los límites calculados en los tres tramos del puente y según los resultados del estado límite de resistencia las fuerzas internas del primer y tercer tramo son superiores a los de los límites máximos y mínimos permisibles.

El puente San Pedro se localiza en una zona de amenaza sísmica alta según la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 y en base al mapa de isosistas presentado, se puede determinar que en la zona donde se localiza pueden presentarse intensidades entre III y IV ante sismos de subducción y/o campo cercano.

Se considera al puente como una estructura de ocupación especial, por lo que esta deberá ser rehabilitada para un objetivo limitado (g y I), el primer objetivo de rehabilitación (g) consiste en evaluar el comportamiento estructural ante un sismo OCACIONAL y el segundo objetivo de rehabilitación (I) consiste en evaluar el comportamiento estructural ante un sismo RARO.

## 6.2 Recomendaciones

En nuestro país al no disponer de una norma propia es de gran importancia considerar el uso de la normativa AASHTO-LRFD 2014, ya que es una normativa comprensiva y consistente que está calibrada para obtener confiabilidad y se debe considerar ya que es la normativa optada por el MTOP.

Se recomienda considerar tres estados de la estructura en análisis, un inicial considerando la estructura sin daño o como debió ser su diseño inicial, otro posterior con daños estructurales, reduciendo la rigidez de los elementos estructurales en distintas proporciones y el modelo experimental que mostrará el estado actual de la estructura, después de algún tiempo de servicio.

Se recomienda utilizar como técnica de procesamiento de datos obtenidos con los acelerómetros, la Clasificación de Múltiples Señales (MUSIC), la que se determinó como técnica de procesamiento más precisa.

Es de gran importancia anclar o fijar los acelerómetros en la superficie en donde se pretende colocarlos, para evitar tomar muestras de vibraciones adicionales a los requeridos, ya que los dispositivos tienen una masa y las excitaciones externas hace que generen una aceleración propia además de la requerida en el ensayo.

Considerar la frecuencia de muestreo de los dispositivos, ya que en el procesamiento de datos por la ley de Nyquist requiere el doble de frecuencia de la que se pretende determinar.

El programa computacional CSI Bridge es una gran herramienta que facilita los cálculos estructurales, es importante insertar las cargas adecuadas y correspondientes ya que los resultados de los modelos dependerán de los datos ingresados.

Elegir las frecuencias y periodos de vibración de la estructura utilizando el criterio de mayor porcentaje de participación modal de la masa en cada modo de vibración.

### 6.3 Bibliografía

- AASHTO-LRFD. (2007b). Perfil de Suelo Tipo II. En *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- AASHTO-LRFD. (2007c). Perfil de Suelo Tipo III. En *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- AASHTO-LRFD. (2014a). Efectos de Sitio de Emplazamiento. En AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- AASHTO-LRFD. (2014b). Sobrecarga Vehicular de Diseño. En AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- AASHTO-LRFD. (2014c). Factores de Carga y Combinaciones de Carga. En AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- AASHTO-LRFD. (2014d). Estados Límite. En AASHTO, *American Association of State Highway and Transportation Official - Load and Resistance Factor Design (AASHTO-LRFD)*.
- Amézquita, J. P. (2012). Monitoreo en tiempo real para detectar daños en estructuras.
- Barona, D. M. (2010). Vulnerabilidad Sísmica del Centro de Sangolquí. *Tesis de Grado*. Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE.
- Cimbala, J. (22 de Febrero de 2010). *Fourier Transforms, DFTs, and FFTs*. Obtenido de [http://www.mne.psu.edu/cimbala/me345/Lectures/Fourier\\_Transforms\\_DFTs\\_FFTs.pdf](http://www.mne.psu.edu/cimbala/me345/Lectures/Fourier_Transforms_DFTs_FFTs.pdf)
- GADPP. (2009a). *Informe No3, Estudio de Evaluación de la Estructura del Puente sobre el Río San Pedro*.
- GADPP. (2009b). *Estudios de factibilidad, impacto ambiental y diseños definitivos del proyecto alternativa norte, Armenia 1 de la autopista General Rumiñahui, provincia de Pichincha. Fase IV: Diseños definitivos de Ingeniería Vial. Estudio Geotecnico*.
- GADPP. (2009c). *Estudios de factibilidad, impacto ambiental y diseños definitivos del proyecto alternativa norte, Armenia 1 de la autopista*

*General Rumiñahui, provincia de Pichincha. Fase I: Estudios Preliminares. Selección de ruta – Estudio de alternativas.*

- Guerrero, P. (2014b). Diseño de Puentes. *Cargas y su Distribución*.
- Guerrero, P. (2015). Estado del Arte de la Ingeniería Estructural en el Diseño de Puentes. *Estado del Arte de la Ingeniería Estructural y Materiales*.
- Libelium. (2015). Waspnote Technical Guide.
- NEC-15. (2015a). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015b). NEC\_SE\_CG\_(cargas\_no\_sismicas), Cargas por viento. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015c). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Peligro sísmico del Ecuador y efectos sísmicos locales. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015d). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Estructuras diferentes a las de las edificaciones. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015e). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Categoría de edificio y coeficiente de importancia I. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015f). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Estructuras de Ocupación Especial y Esencial. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015g). NEC\_SE\_DS\_(peligro sísmico), Curvas de Peligro Sísmico. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- NEC-15. (2015h). NEC\_SE\_RE\_(Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras), Objetivos de Rehabilitación. En MIDUVI-CAMICON, *Norma Ecuatoriana de la Construcción*.
- Ramírez, P., & León, N. (2010). Libro de Análisis y Diseño de Puentes por el Método LRFD. *Tesis de Grado*.
- Romo, M. (2014). Puentes y Viaductos.
- Valenzuela, M. A. (2010). Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático. Aplicación al puente San Luis en Chile. *Tesis de Grado*.

Viramontes, F. (2014). *Programa de Seguridad, Instituto Mexicano del Transporte*.

Wikimedia, F. (27 de Enero de 2016). *Wikipedia*. Obtenido de [https://es.wikipedia.org/wiki/Valle\\_de\\_Los\\_Chillos](https://es.wikipedia.org/wiki/Valle_de_Los_Chillos)

Wikipedia. (s.f.). *Valle de los Chillos*. Obtenido de [https://es.wikipedia.org/wiki/Valle\\_de\\_Los\\_Chillos#Geograf.C3.ADa](https://es.wikipedia.org/wiki/Valle_de_Los_Chillos#Geograf.C3.ADa)