

MONOGRAFÍA PASANTÍA INTERNACIONAL MÉXICO, UNIVERSIDAD
NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO, 2015

REDISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA DIAGONAL 42 DEL MUNICIPIO
DE DOSQUEBRADAS

ESTEFANÍA ARISTIZABAL VALENCIA

ÁLVARO JOSÉ FORERO TORO

JEFFERSON LEÓN LEÓN

UNIVERSIDAD LIBRE, SECCIONAL PEREIRA

PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL

PEREIRA

2016

PASANTÍA INTERNACIONAL MÉXICO, UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO, 2015

REDISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR DE LA DIAGONAL 42 DEL MUNICIPIO
DE DOSQUEBRADAS

ESTEFANÍA ARISTIZABAL VALENCIA

ÁLVARO JOSÉ FORERO TORO

JEFERSON LEÓN LEÓN

DOCENTE ASESOR

INGENIERO

ADÁN SILVESTRE GUTIÉRREZ

UNIVERSIDAD LIBRE, SECCIONAL PEREIRA

PROGRAMA INGENIERÍA CIVIL

PEREIRA

TABLA DE CONTENIDO

1.0 PROBLEMA	1
2.0 OBJETIVOS	2
2.1 OBJETIVO GENERAL	2
2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
3.0 MARCO TEÓRICO	3
3.1 CLASIFICACIÓN DE PUENTES:	3
3.1.1 <i>SEGÚN LA VÍA SOPORTADA</i>	4
3.1.2 <i>SEGÚN EL MATERIAL QUE LO CONSTITUYE</i>	5
3.2 GENERALIDADES SOBRE PUENTES	5
3.2.1 <i>Isostáticos</i>	5
3.2.2 <i>Hiperestáticos</i>	6
3.3 PARTES DE UN PUENTE	6
3.3.1 <i>Subestructura</i>	6
3.3.2 <i>Cimentación</i>	6
3.3.3 <i>Estribos</i>	6
3.3.4 <i>Superestructura</i>	6
3.3.5 <i>Partes de un puente</i>	7
3.4 CARGAS SOBRE PUENTES	7
3.4.1 <i>Solicitaciones</i>	7
3.4.2 <i>Carga muerta</i>	7
3.4.3 <i>Cargas de servicio:</i>	7
3.4.3.1 <i>Cargas vivas</i>	7
3.4.3.2 <i>Camiones estándar</i>	7
3.4.3.3 <i>Líneas de carga</i>	8
4.0 MARCO GEOGRÁFICO	10
4.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO	10
4.2 CLIMATOLOGÍA	11
4.3 PRECIPITACIÓN	11
4.4 TEMPERATURA.....	12
4.5 HUMEDAD RELATIVA	12
4.6 BRILLO SOLAR	13
4.7 VIENTOS.....	13
4.8 HIDROGRAFÍA	13
4.9 QUEBRADA MOLINOS	14
5.0 MARCO NORMATIVO	16
6.0 CONDICIONES DE DISEÑO	17
6.1 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS	17
6.1.1 <i>Las cargas se clasifican en:</i>	17

6.1.1.1 Cargas Permanentes.....	17
6.1.1.1.1 Peso Propio y Cargas Muertas	17
6.1.1.1.2 Empuje de Tierra	18
6.1.1.1.3 Deformaciones Impuestas	19
6.1.1.2 Cargas Variables.....	19
6.1.1.2.1 Cargas Durante la Construcción	19
6.1.1.2.2 Cargas Vivas de Vehículos	19
6.1.1.2.2.1 Número de vías	19
6.1.1.2.2.2 Cargas Vivas de Diseño	20
6.1.1.2.2.2.1 General.....	20
6.1.1.2.2.2.2 Camión de Diseño	20
6.1.1.2.2.2.3 Tándem de Diseño.....	21
6.1.1.2.2.2.4 Sobrecarga Distribuida.....	21
6.1.1.2.2.2.5 Área de Contacto de las Ruedas	21
6.1.1.2.2.2.6 Modificación por Número de Vías Cargadas	22
6.1.1.2.2.3 Ubicación de las Cargas Vivas	22
6.1.1.2.2.3.1 Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal.....	22
6.1.1.2.2.3.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal	23
6.1.1.2.2.4 Fatiga	23
6.1.1.2.3 Efectos Dinámicos	24
6.1.1.2.4 Fuerzas Centrífugas	25
6.1.1.2.5 Fuerza de Frenado	25
6.1.1.2.6 Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles.....	26
6.1.1.2.6.1 Sobrecargas en Veredas	26
6.1.1.2.6.2 Fuerzas sobre Sardineles.....	26
6.1.1.2.6.3 Fuerzas sobre Barandas	26
6.1.1.2.7 Cargas en Puentes Peatonales.....	27
6.1.1.2.8 CARGAS DE AGUA.....	27
6.1.1.2.8.1 Presión Estática	27
6.1.1.2.8.2 Flotación.....	28
6.1.1.2.8.3 Presión de la Corriente.....	28
6.1.1.2.8.3.1 Longitudinal	28
6.1.1.2.8.3.2 Lateral.....	28
6.1.1.2.8.4 Empuje Hidrodinámico	29
6.1.1.2.9 Variaciones de Temperatura	29
6.1.1.2.9.1 Rangos de Temperatura.....	29
6.1.1.2.9.2 Gradiente de Temperatura	30
6.1.1.2.10 Cargas de Viento	30
6.1.1.2.10.1 General	30
6.1.1.2.10.2 Presiones Horizontales sobre la Estructura	31
6.1.1.2.10.3 Presión de viento sobre Vehículos	32
6.1.1.2.10.4 Presiones verticales	32
6.1.1.2.10.5 Inestabilidad Aero elástica.....	32
6.1.1.2.11 EFECTOS SÍSMICOS.....	33
6.1.1.2.11.1 Generalidades	33

6.1.1.2.11.2 Fuerzas Sísmicas	33
6.1.1.2.11.3 Coeficiente de Aceleración	33
6.1.1.3 Clasificación operacional	34
6.1.1.4 Zonas de Desempeño Sísmico.....	34
6.1.1.6 Definición de los tipos de perfil de suelo.....	39
6.1.1.6.1 Factores de Sitio	42
6.1.1.7 Caracterización de la Amenaza Sísmica	43
6.1.1.7.1 Espectro de Diseño.....	43
6.1.1.7.2 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica	43
6.1.1.8 Factores de Modificación de Respuesta	45
6.1.1.8.1 General.....	45
6.1.1.8.2 Aplicaciones.....	46
7.0 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ACTUAL	47
8.0 DESCRIPCIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA.....	48
9.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	71
10. RECOMENDACIONES.....	72
11. BIBLIOGRAFIA.....	75

TABLA DE CONTENIDO FIGURAS

FIGURA 1: Localización Puente Buenos Aires y los Naranjos (Asch, 1972)	1
FIGURA 2: Partes de un puente	7
FIGURA 3: Sección longitudinal y transversal de los camiones de diseño	8
FIGURA 4: Sección longitudinal y transversal de los camiones de diseño	8
FIGURA 5: Líneas De Carga Camión C40-95	9
FIGURA 6: Líneas De Carga Camión C32-95	9
FIGURA 7: Localización de Dosquebradas en el Departamento de Risaralda	10
FIGURA 8: Camión de diseño	20
FIGURA 9: Camión de diseño	21
FIGURA 10: Huella Refinada del Camión de Diseño para Diseño por Fatiga	24
FIGURA 11: Fuerzas de Diseño Vertical y Horizontal Uniformemente Distribuidos	27
FIGURA 12: Aceleración Pico Horizontal del Terreno (<i>PGA</i>) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (<i>g</i>)	35
FIGURA 13: Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos (<i>S</i>) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (<i>g</i>)	36
FIGURA 14: Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (<i>S</i> ₁) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (<i>g</i>)	37
FIGURA 15: Espectro de aceleración de diseño para 5% de amortiguamiento	38
FIGURA 16. Viga	47
FIGURA 17. Baranda de seguridad para peatones	47
FIGURA 18. Capa de rodadura puente actual	47
FIGURA 19. Puente de un carril	47
FIGURA 20: Rigid 2.44 Pantalla inicial	48
FIGURA 21: Rigid 2.44 Estructura	49
FIGURA 22: Rigid 2.44 Parámetros estructura	49
FIGURA 23: Rigid 2.44 nueva estructura	50
FIGURA 24: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	50
FIGURA 25: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	51
FIGURA 26: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	51
FIGURA 27: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	52
FIGURA 28: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	52

FIGURA 29: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	53
FIGURA 30: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	53
FIGURA 31: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	54
FIGURA 32: Rigid 2.44 dibujo de la estructura	54
FIGURA 33: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	54
FIGURA 34: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	55
FIGURA 35: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura	55
FIGURA 36: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente	56
FIGURA 37: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente	56
FIGURA 38: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente	56
FIGURA 39: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente	56
FIGURA 40: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente	57
FIGURA 41: Rigid 2.44 Diagramas cálculo de la estructura	57
FIGURA 42: Rigid 2.44 Diagramas salida de gráficas	58
FIGURA 43: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	58
FIGURA 44: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	59
FIGURA 45: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	59
FIGURA 46: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	60
FIGURA 47: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	60
FIGURA 48: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.....	60
FIGURA 49: Rigid 2.44 salida numérica	61
FIGURA 50: Rigid 2.44 salida numérica	61
FIGURA 51: Rigid 2.44 salida numérica	61
FIGURA 52: Rigid 2.44 salida numérica	62
FIGURA 53: Rigid 2.44 salida numérica	63
FIGURA 54: Diseño arquitectónico	70
FIGURA 55: Estribos y apoyos de la estructura existente	73
FIGURA 56: Cause que rebasa la estructura existente	73

TABLA DE CONTENIDO TABLAS

Tabla 1: Precipitación media mensual multianual según estación pluviométrica de Dosquebradas	12
Tabla 2: Red Hídrica del Municipio de Dosquebradas	14
Tabla 3: Parámetros Morfométricos de la Microcuenca de la Quebrada Molinos	14
TABLA 4: Pesos específicos de algunos de materiales	17
TABLA 5: FACTOR SEGÚN EL NÚMERO DE VÍAS CARGADAS	22
Tabla 6: Ampliación por carga Dinámica.....	24
TABLA 7: FUERZA DE DISEÑO PARA BARANDAS.....	26
TABLA 8: Coeficiente de Arrastre	28
TABLA 9: Coeficiente de arrastre lateral.....	29
TABLA 10: RANGOS DE TEMPERATURA POR REGIONES NATURALES (°C)...	29
TABLA 11: TEMPERATURAS QUE DEFINEN LOS GRADIENTES	30
TABLA 12: Valores de V_o y Z_o para varias condiciones de superficie aguas arriba.....	31
TABLA 13: Presiones Básicas, correspondientes a $V=160\text{Km/h}$	32
TABLA 14: Zonas de desempeño sísmico	34
TABLA 15: Definición de los Tipos de Perfil de Suelo	39
TABLA 16: Pasos para la Clasificación del Tipo de Perfil de Suelo	40
TABLA 17: Valores del factor de sitio, F_{PGA} , en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones	42
TABLA 18: Valores del factor de Sitio, F_a , en el Intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones	42
TABLA 19: Valores del factor de Sitio, F_v , en el.....	43
Intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones	43
TABLA 20: FACTORES DE MODIFICACIÓN DER RESPUESTA SUBESTRUCTURAS	45
TABLA 21: FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R – CONEXIONES	45
TABLA 22: ESTRUCTURA ACTUAL	47

1.0 PROBLEMA

El desarrollo vial se ha convertido en una herramienta fundamental para el ser humano como una forma ágil de crecimiento ya sea económica, poblacional o tecnológica, donde una de las obras más importantes y complejas son los puentes o pontones que conforman un sector vial.

Un puente es una construcción que permite conectar un accidente geográfico como un río, cañón, valle, una carretera un cuerpo de agua o cualquier obstáculo físico.¹

El municipio de Dosquebradas (Risaralda) cuenta con varios puentes los cuales fueron diseñados para facilitar la movilidad y transporte de vehículos, pero algunos de estos ya superaron su capacidad para la cual fueron construidos, como se puede observar con el puente de la diagonal 42 que comunica el barrio Buenos Aires con los Naranjos del municipio de Dosquebradas, el cual su dimensionamiento no es apto para abastecer el flujo vehicular que se ha incrementado en los últimos años debido al gran impacto de desarrollo tenido por el municipio y cabe denotar que este puente solo cuenta con un carril de acceso el cual interrumpe la circulación de vehículos en diferentes sentidos.

FIGURA 1: Localización Puente Buenos Aires y los Naranjos (Asch, 1972)



FUENTE: Google earth

¹ Gamboa Asch, Federico, *Manual de inspección de puentes* Ministerio de Obras Públicas y Transportes. San José, Costa Rica, 1972

2.0 OBJETIVOS

2.1 Objetivo General

- Realizar un rediseño del puente que comunica los barrios Buenos Aires y los Naranjos ubicado en la diagonal 42 de Dosquebradas.

2.2 Objetivos Específicos

- Realizar un análisis de la estructura existente.
- Aplicar los fundamentos matemáticos de un diseño de un puente.
- Rediseñar el puente ubicado en la diagonal 42 de Dosquebradas, usando un software especializado Rigid **2.44** y aplicando sus nuevas modificaciones.

3.0 MARCO TEÓRICO

3.1 Clasificación de puentes:

Un puente es una estructura para unir dos puntos inaccesibles a los usuarios, diseñados horizontal o verticalmente para resistir eficientemente las solicitaciones (cargas) a las que estará sometido. El puente permite superar obstáculos naturales como vías fluviales, marítimas o valles.

La clasificación del puente puede ser definido según su material, función o uso, resistencia a cargas, estructuración, configuración y aplicación en el diseño de la reglamentación sismo resistente.²

Según el material en que se construyan: ³

- De concreto reforzado: la armadura del puente con este material es pasiva, esto quiere decir que, la estructura entra en carga cuando los agentes externos la ejercen sobre ella.
- De concreto pre-esforzado: la armadura del puente con este material es activa, es decir, se tensa antes de la actuación de las cargas que recibe la estructura como peso propio, cargas muertas y de tráfico.
- De concreto pos-tensado: las armaduras del puente se tensan después que el concreto haya obtenido la resistencia característica de él.
- De madera: son fáciles y rápidos de construir, la función principal de un puente de madera es provisional pues tiene problemas de durabilidad debido al deterioro del material.
- De acero: con este material se pueden emplear puentes de grandes dimensiones.
- De mampostería: están constituidos de ladrillo, piedra u hormigón. Son principalmente en forma de arco.

Por su función: según su uso el puente puede ser:

- Vehicular: utilizados para vehículos como bicicletas, motocicletas, automóviles, buses y camiones.
- Ferroviarios: Como el nombre lo indica, son exclusivos para ferrocarriles.
- Mixtos: Pueden tener varias funciones, como vehicular y peatonal.

Por su resistencia a las cargas: pueden ser a:

- Tensión: son puentes suspendidos y atirantados, trabajan a resistencia a la tensión.

² Sánchez, Fernando (2015). Diseño de Puentes UNAM. México.

³ Clasificación de Puentes.(2016). URL. http://thales.cica.es/rd/Recursos/rd99/ed99-0053-02/contenido/9_clasificacion_puentes.htm.

- **Compresión:** Los puentes en arco trabajan a compresión y los atirantados tienen la función de trabajar unos tramos a tensión y otros a compresión.

Por su estructuración: las formas de los puentes pueden ser:

- **Armaduras:** tienen las vigas principales trabajando como ménsula.
- **Trabes:** son en general de vigas prefabricadas. Existen trabes de la norma ASSTHO, con luces hasta de 45m, trabes en forma de I, trabes en forma de T, trabes en cajón, entre otros.
- **Vigas:** puentes simples, son utilizados principalmente para autopistas, ferroviarios o peatonales. No pueden tener una luz superior a 300m.
- **Atirantados:** los cables principales provienen de cada pilón central. Trabajan en parte a tensión y en parte a compresión.
- **Suspendidos:** la luz máxima de los puentes suspendidos es de 1500m. Estos puentes trabajan a tensión principalmente.
- **En cantiléver:** son puentes construidos en voladizo, los cuales se proyectan desde los apoyos centrales.
- **Arco:** tiene apoyos en los extremos, por el arco se transmiten las cargas mediante la compresión que se ejerce del arco hacia los apoyos. La luz máxima es de 500m.
- **Levadizo:** generalmente sobre ríos o en el mar. Se elevan al paso de barcos, buques, entre otros.

Según su configuración: Pueden ser

- **Rectos**
- **Curvos**
- **Esviajados:** El eje de la columna del puente no es perpendicular al eje de la viga. Esta configuración puede usarse por ejemplo para la preservación del curso de una cuenca hidrológica.

Según la teoría sismo resistente pueden ser:

- **Convencionales**
- **Disipación especial:** Puentes que tienen control pasivo, control activo, semi-activo y control híbrido.

3.1.1 SEGÚN LA VÍA SOPORTADA⁴

- **CARRETERO:** Los puentes pueden tener tránsito que permiten la circulación de vehículos y salvan distintos obstáculos como ríos, bañados y otras vías de comunicación en ciudades

⁴ Sitio Web. <http://ing.unne.edu.ar/dep/eol/fundamento/tema/T11pu.pdf>

- FERROVIARIO: Permiten la circulación de trenes, como los anteriores salvan obstáculos diversos como ríos alcantarillados y depresiones.
- PEATONAL Y MIXTOS, Son utilizados para realizar el cruce caminando de avenidas de altas velocidades, rutas rapadas y de gran densidad de tráfico o autopistas.

3.1.2 SEGÚN EL MATERIAL QUE LO CONSTITUYE

- Madera: Son los más antiguos y aun se continúan utilizando. Fueron utilizados por primera vez cuando al hombre prehistórico se le ocurrió derribar un árbol de manera que al caer enlazara las dos riberas de una corriente, continuando su uso en tiempos de Julio Cesar, en la época napoleónica hasta que a finales del siglo XVIII cuando se pudo colar el hierro y comenzar a utilizarlo como material estructural de estas obras.
- Mampostería (Piedra): Fueron muy desarrollados en épocas de los romanos, donde primeramente eran construidos de madera, más o menos permanentes y luego con la construcción de sus calzadas los reconstruyeron en bloques de piedra. Se construyeron hasta 1905 aproximadamente posteriormente eran más costosos de construir que los de madera o metal y su construcción se dejó de lado.
- Metálico: Surgieron a partir de 1820 donde se comienzan a incorporar en Estados Unidos elementos metálicos combinados con las armaduras de madera hasta ese entonces utilizadas. Luego con las bondades que ofrecía el metal para la construcción de puentes se deja de lado la madera, pero no definitivamente, aun es utilizada según sea esta fácil de obtener.
- Hormigón Armado: comenzaron a construirse hacia 1930, uno de los más grandes del mundo es el puente de Sando en Suecia, con estructura de arco se construyó en 1943 y tiene un tramo de 264m.

3.2 GENERALIDADES SOBRE PUENTES

Todos los elementos teórico conceptuales que soportan este capítulo están referidos a (Perez, 2007)⁵. Un puente es una obra de arte con la que se salva un obstáculo, dando continuidad a una vía conectando dos puntos, los obstáculos a salvar pueden ser otra vía, ya sea carretable o férrea. Una corriente de agua o una depresión del terreno.

Los puentes se construyen con el fin de permitir la circulación de personas, vehículos, trenes y líquidos. Se pueden clasificar de acuerdo al sistema estructural predominante.

3.2.1 Isostáticos

Son las estructuras en las cuales el tablero son estáticamente independientes de los entre tableros y en lo concerniente a flexión para los apoyos.

⁵ Perez, J. A.-W. (2007). *Diseño simplificado de puentes*. Colombia.

3.2.2 Hiperestáticos

Son aquellos puentes que aunque los tableros son independientes uno de otros desde el punto de vista estático existe alguna relación de dependencia con los apoyos.

3.3 PARTES DE UN PUENTE

3.3.1 Subestructura

La subestructura sirve de apoyo a la superestructura, está conformada por la cimentación, los estribos y las pilas.

3.3.2 Cimentación

Encargada de transmitir al suelo de fundación las cargas propias de la subestructura, de la superestructura y de las cargas que operan sobre el puente esta puede ser superficial o profunda, superficial como zapatas de concreto reforzado o profundas como Caisson o pilotes de concreto reforzado ya sea hincados (pilotes), fundidos in situ (pilotes y Caisson).

3.3.3 Estribos

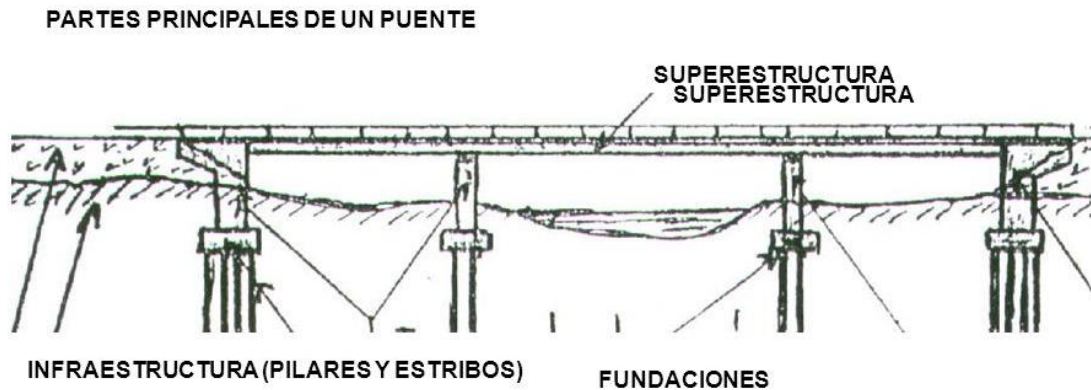
Son las estructuras ubicadas en los extremos de los puentes (accesos) y soportan la superestructura, además sirven para contención de los terraplenes.

3.3.4 Superestructura

Es la parte del puente que recibe directamente la carga viva. Su posición relativa con respecto a la subestructura es variable, pudiendo ser superior intermedia o inferior.

3.3.5 Partes de un puente

FIGURA 2: Partes de un puente



FUENTE: Sitio web//www.googleimagenes.com

3.4 CARGAS SOBRE PUENTES⁶

3.4.1 Solicitaciones

Las solicitaciones que actúan sobre un puente, se pueden clasificar según su naturaleza de la siguiente manera:

3.4.2 Carga muerta

Este tipo de carga es permanente, y es debida al peso propio de la estructura, incluyendo componentes no estructurales tales como barandas, andenes, bordillo y la capa de rodadura.

3.4.3 Cargas de servicio:

3.4.3.1 Cargas vivas

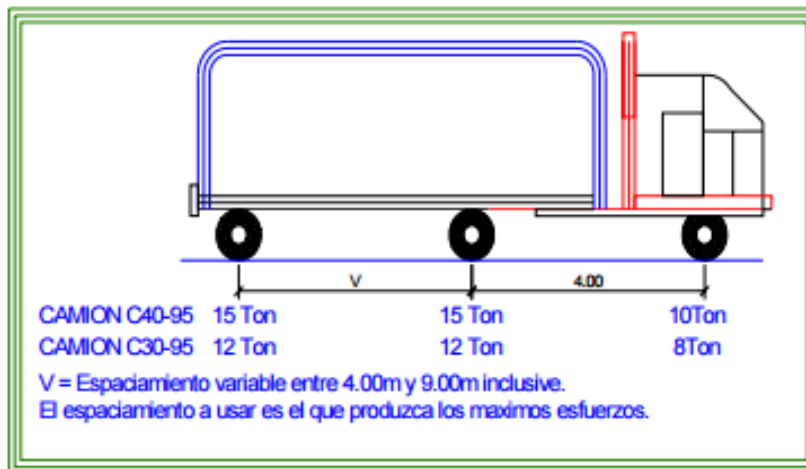
Se considera carga viva como toda aquella carga externa aplicada sobre el puente, la cual está conformada por:

3.4.3.2 Camiones estándar

Las cargas vivas sobre puentes vehiculares son las constituidas por el camión de diseño, según el CCDSP considera dos camiones de diseño para la red nacional de vías el camión C40-95 y el C32-95

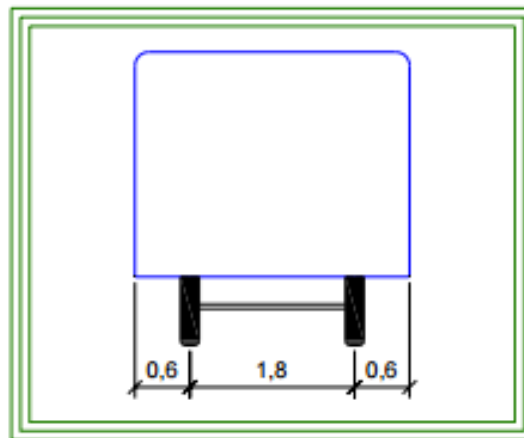
⁶ Ibid. Perez,

FIGURA 3: Sección longitudinal y transversal de los camiones de diseño



FUENTE: Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes

FIGURA 4: Sección longitudinal y transversal de los camiones de diseño

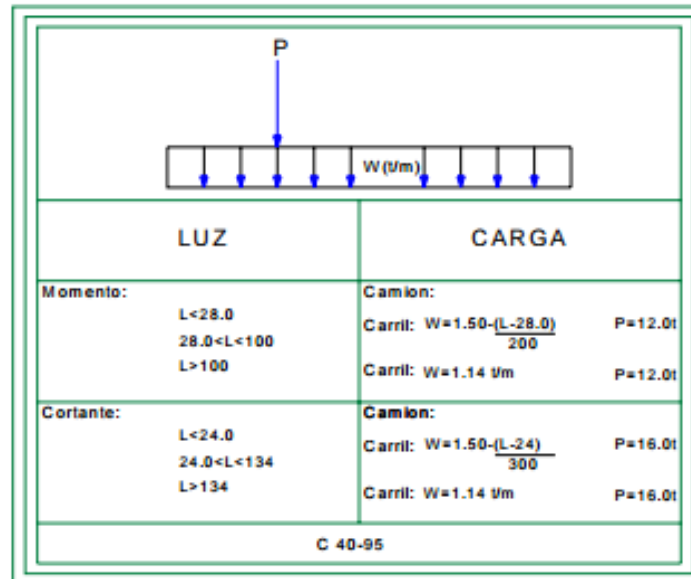


FUENTE: Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes

3.4.3.3 Líneas de carga

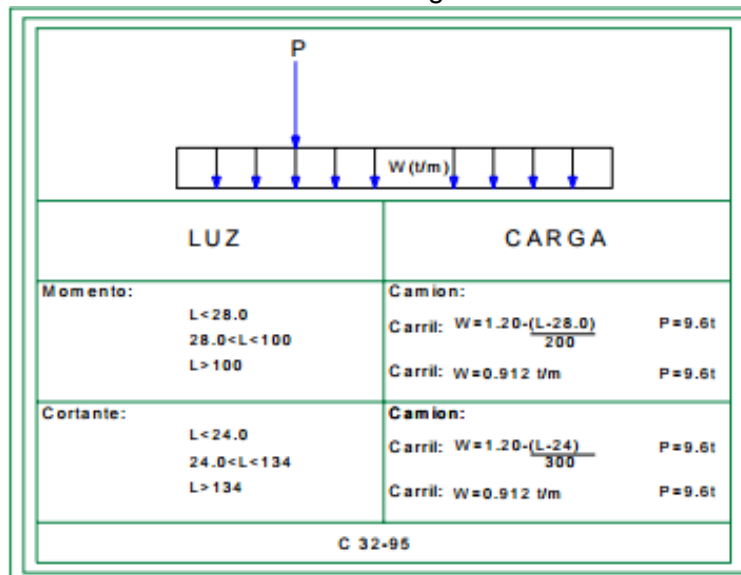
Consiste de una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas). Colocadas de tal manera que produzcan los, máximos esfuerzos. Se supone que, tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3.05m sobre una línea perpendicular al carril. Para el cálculo de momentos y cortantes deben usarse diferentes cargas concentradas como se indica en la figura 4 y 5.

FIGURA 5: Líneas De Carga Camión C40-95



FUENTE: Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes Fig. A.3.4B

FIGURA 6: Líneas De Carga Camión C32-95



FUENTE: Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes Fig. A.3.4B

4.0 MARCO GEOGRÁFICO

4.1 LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN GENERAL DEL MUNICIPIO⁷

El Municipio de Dosquebradas está localizado al sur oriente del Departamento de Risaralda, su cabecera municipal limita con la de la Ciudad de Pereira conformando una conurbación.

El área del municipio es de 70.81 km² (7,081 Ha), de los cuales 13 km², aproximadamente, corresponden a la zona urbana.

Dosquebradas conforma el Área Metropolitana Centro Occidente con los municipios de Pereira y La Virginia, además pertenece a la Subregión 1 (ver Figura 1), con los municipios de Pereira, Santa Rosa de Cabal y Marsella; de acuerdo al proceso de Planificación Ambiental del Territorio realizado por la CARDER; ya que estos cuatro municipios presentan características biofísicas, socioeconómicas y culturales similares, además de concentrarse allí la mayoría de la población y los procesos económicos y sociales más significativos del departamento.

FIGURA 7: Localización de Dosquebradas en el Departamento de Risaralda.



FUENTE: CARDER

⁷CARDER. (2016). *Diagnostico de riesgos ambientales Municipio de Dosquebradas*. Dosquebradas

Como se puede apreciar en la figura anterior, Dosquebradas limita por el norte y el oriente con el Municipio de Santa Rosa de Cabal, por el occidente con los municipios de Marsella y Pereira, al sur con el Municipio de Pereira.

Según el Documento Técnico de Soporte del Plan de Ordenamiento Territorial “...el municipio está localizado altimétricamente entre las cotas 1.350 y 2.150 m.s.n.m., presentando una apreciable diferenciación entre zonas planas, de piedemonte y de laderas largas con pendientes fuertes”.

4.2 Climatología⁸

Está determinado por la posición del territorio Nacional dentro de las fajas de traslación de la zona de convergencia intertropical (C.I.T.), formada por el enfrentamiento de los vientos Alisios que soplan hacia el Ecuador, desde los centros de las altas presiones subtropicales.

El régimen de lluvias varía entre los 2600 y los 3200 mm anuales aproximadamente. Existe un régimen de meses poco lluviosos cálidos y soleados y otro de meses lluviosos más nublados y fríos, con una temperatura media muy uniforme entre 21 y 22 grados centígrados.

En cuanto a la vegetación de la microcuenca, según las condiciones fisiográficas y edáficas y teniendo en cuenta el sistema de clasificación de Holdridge, el área de la microcuenca de la Quebrada Dosquebradas se encuentra clasificada como Bosque muy húmedo Premontano (bmh-PM), el cual tiene un rango altitudinal enmarcado entre las cotas 1000 a 2000 m.s.n.m., un rango de biotemperatura media anual entre 18 a 24 °C y una precipitación media anual que fluctúa entre 2000 y 4000 mm.

La vegetación típica de este tipo de bosques ha sido reemplazada debido al desarrollo socioeconómico del municipio, principalmente por cultivos de café y plátano, pastos y área urbanizada.

4.3 Precipitación⁹

Los resultados del análisis de lluvia para cuatro (4) estaciones pluviométricas se muestran en la Tabla 5, Destacándose que la precipitación media anual de Dosquebradas es de 3.102 mm. Además en la Figura 5 se puede apreciar la precipitación media mensual multianual de este municipio y su distribución bimodal, presentando máximos en abril mayo y octubre- noviembre, siendo estos últimos los más lluviosos.

⁸ Ibíd. CARDER. (2016).

⁹ Ibíd. CARDER. (2016).

Tabla 1: Precipitación media mensual multianual según estación pluviométrica de Dosquebradas

Estación/mes	El Bosque	LA Primavera	La Rosa	Boquerón	Promedio
Años análisis	1978-1988; 1990-1991; 1994-2001	1981-1985	1975-1990	1970-1980	
# Registros	21	5	16	11	
Enero	188.7	188.5	158.2	242.4	194.5
Febrero	181.3	184	158.7	297.8	205.5
Marzo	274.4	213.6	197.5	338	255.9
Abril	306.6	299.2	312.5	305	305.8
Mayo	305.4	352.7	292.1	375.9	331.5
Junio	202.3	183.5	195	259.9	210.2
Julio	162.2	143.6	161.4	229.5	174.2
Agosto	170.1	216	155.7	285.4	206.8
Septiembre	240	233.5	215.9	300	247.4
Octubre	346.8	366	356.4	385.5	363.7
Noviembre	321.5	320.4	319	358.3	329.8
Diciembre	204.7	160.8	183.3	273.5	205.6
Precipitación media anual	2918.9	2932.1	2742.1	3816.5	3102.4

FUENTE: CENICAFÉ, Anuarios Meteorológicos Cafeteros. CARDER- U. DE CALDAS, Evolución Geomorfológica de la Microcuenca de la Quebrada Dosquebradas. 1992

4.4 Temperatura¹⁰

Espacialmente, la temperatura media anual presenta un cambio poco significativo dado las diferencias de alturas presentadas dentro del área municipal. En el sector nor-occidental, en los nacimientos del Río San Francisco, la temperatura media anual es de 200 C y hacia la parte oriental en límites con el Municipio de Santa Rosa de Cabal el promedio de temperatura es de 18° C.

Por lo anterior, en el municipio sólo se presenta el Piso Térmico Medio, que para la zona andina está definido entre los 17 y 22°C.

4.5 Humedad relativa¹¹

Al igual que para las lluvias se tiene una distribución de tipo bimodal con máximos en mayo noviembre con valores promedio de 79% y mínimos en enero con 71% y febrero con 72%, según datos de las estaciones de apoyo: Aeropuerto Matecaña y La Bohemia.

¹⁰ ibíd. CARDER. (2016).

¹¹ ibíd. CARDER. (2016).

En el área el porcentaje más alto de humedad relativa se presentan en los meses más lluviosos y los registros más bajos en los meses más secos. En la tarde cuando la temperatura inicia su descenso, la humedad relativa aumenta y a la media noche alcanza su registro cercano a la saturación, el cual se mantiene hasta las primeras horas de la mañana.

A partir de las primeras horas del día cuando la temperatura comienza a aumentar, la humedad relativa disminuye hasta llegar a sus valores mínimos al medio día. La humedad relativa en promedio anual es de 75%.

4.6 Brillo Solar¹²

En el área se presenta un promedio de 5 horas de brillo solar/día. Los meses de menor valor suceden de Abril a Mayo con un promedio de 130 a 135 horas de brillo solar/mes y en los meses de Octubre a Noviembre con 130 a 146 horas de brillo solar/mes.

Los meses de mayor brillo solar se presentan de Diciembre a Febrero con 153 a 160 horas de brillo solar/mes y en los meses de Julio a Agosto con 172 a 182 horas de brillo solar/mes.

El número de horas de brillo solar varía en forma opuesta a la precipitación, de tal manera que los meses de mayor brillo solar coinciden con los meses más secos.

4.7 Vientos¹³

La velocidad máxima registrada en el área ha sido de 50 Km/hora en el día y de 43 Km/hora en la noche.

Los vientos circulan de la montaña al valle (Vientos Catabaticos) durante la noche en dirección sudeste (SE); y durante el día circulan del valle a la montaña (Vientos Anabaticos) en dirección noroeste (NW).

4.8 Hidrografía¹⁴

La principal cuenca del municipio es la Quebrada Dosquebradas, la cual es formada por la unión de las quebradas Manizales y Aguazul, entregando sus aguas al Río Otún.

La red hidrográfica se origina de manantiales y de aguas subterráneas que se van acumulando para formar una amplia red de caudal de tipo permanente. Esta agua subterránea aflora entre 1600 y 1800 msnm, de ella depende varios acueductos urbanos y rurales que abastecen a la población.

La red hidrográfica principal está conformada por las quebradas: La Fría, Tominejo, La Amoladora, Gutiérrez, Aguazul, Frailes, Manizales, La Víbora, La Soledad y Molinos, entre otras.

¹² ibíd. CARDER. (2016).

¹³ ibíd. CARDER. (2016).

¹⁴ ibíd. CARDER. (2016).

Tabla 2: Red Hídrica del Municipio de Dosquebradas

Cuencas	Microcuencas
Rio Otún (Subcuenca Quebrada Dosquebradas)	1. Aguazul
	2. Manizales y 3. La Soledad
	4. Tominejo y 5. Barrizal (La Amoladora)
	6. Molinos
	7. La Víbora
	8. Gutiérrez y 9. La Cristalina (El Oso)
	10. Frailes
	11. La Fría
Rio Otún (Subcuenca Quebrada San José)	12. Dosquebradas (cuenca baja)
	13. San José (cuenca baja)
	14. Otún (tramo urbano)
Rio cauca (Subcuenca Rio San Francisco)	15. La Grecia
	16. La Albania

FUENTE: Centro SIG CARDER.

4.9 Quebrada Molinos ¹⁵

Nace en el Alto del Oso a 2.050 m.s.n.m. el área oriental del municipio cruzándolo en sentido oriente- occidente, limita por el norte con la microcuenca de la Quebrada Manizales y por el sur con la microcuenca de la Quebrada La Víbora. Entrega sus aguas en la Quebrada Dosquebradas a altura de los barrios Buenos Aires y Los Naranjos. En la Tabla 12 se presentan los parámetros morfométricos de esta microcuenca.

Tabla 3: Parámetros Morfométricos de la Microcuenca de la Quebrada Molinos

Parámetro	Valor
Área (Km ²)	4.5
Perímetro (Km)	13.8
Ancho Promedio (Km)	1.0
Longitud Axial (Km)	4.6
Coficiente de Compacidad – Kc ^x	1.8
Factor de forma – Ff ^x	0.2

FUENTE: CARDER- UNIVERSIDAD DE CALDAS. Evolución Geomorfológica de la Microcuenca de la Quebrada Dosquebradas. 1992.

¹⁵ ibíd. CARDER. (2016).

La cuenca de la Quebrada Molinos, según el parámetro Coeficiente de Compacidad igual a 1.8, se encuentra en el rango de oval oblonga o rectangular oblonga, que indica que la probabilidad de que se presenten crecientes repentinas o avenidas torrenciales es baja, ya que la concentración del agua que llega a la cuenca va a tener tiempos largos de concentración, es decir que el agua que llega a la corriente principal, producto de las lluvias, lo va hacer en diferentes intervalos de tiempo.

El parámetro morfométrico Factor de Forma igual a 0.2, indica que la cuenca presenta una baja concentración de agua, lo que se traduce en una baja probabilidad de presentar crecientes repentinas.

5.0 MARCO NORMATIVO

- Norma Técnica Colombiana NTC 5551 En esta norma se presentan los parámetros más relevantes relacionados con la durabilidad del concreto y se fijan límites en los más importantes, de modo que se constituyan en factores de diseño. También ofrece la información y las herramientas básicas para el diseño y la construcción de estructuras estables. Sin embargo, no busca abarcar el estado de avance de la tecnología en relación con las estructuras durables. Como parte importante de esta norma, al final se proporcionan anexos informativos donde se amplían algunos conceptos y se plantean sugerencias, con el fin de que el usuario de la norma tenga mayor conocimiento.¹⁶
- Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD - CCP 14. Las disposiciones de esta Norma están concebidas para diseño, evaluación y rehabilitación de puentes viales tanto fijos como móviles. Sin embargo, no se incluyen aspectos mecánicos, eléctricos y de seguridad para los vehículos y peatones en puentes móviles. No se incluyen disposiciones para puentes exclusivamente ferroviarios ni para los usados en el tendido de servicios públicos. Esta Norma se pueden aplicar para puentes que no están completamente cubiertos en el alcance de éstas, incluyendo criterios de diseño adicionales donde se requiera.¹⁷
- En Estados Unidos la primera norma nacional ampliamente reconocida para el diseño y la construcción de puentes fue publicada en 1931 por la American Association of State Highway Officials (AASHO), organismo antecesor de AASHTO. Con el advenimiento del automóvil y la creación de departamentos de vialidad en todos los estados norteamericanos a finales del siglo pasado, el diseño, la construcción y el mantenimiento de la mayor parte de los puentes estadounidenses pasó a ser responsabilidad de estos departamentos y, más específicamente, del ingeniero de puentes en jefe de cada departamento. Por lo tanto, era natural que estos ingenieros, actuando conjuntamente en el Subcomité de Puentes y Estructuras, se convirtieran en autores y custodios de la primera norma sobre puentes. La cual se ha adoptado en Colombia con base en las normas para los diseños de puentes¹⁸.

¹⁶ ICONTEC. (2007). Norma técnica Colombiana NTC 5551. Recuperado el 16 de Marzo del 2016.

¹⁷ (2014). Norma Colombiana de diseño de puentes –LRFD – CCP 14. Recuperado el 16 de Marzo del 2016.

¹⁸ Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Recuperado el 3 de Junio del 2016.

6.0 CONDICIONES DE DISEÑO

6.1 CARGAS Y FACTORES DE CARGAS ¹⁹

6.1.1 Las cargas se clasifican en:

- Permanentes
- Variables
- Excepcionales

6.1.1.1 Cargas Permanentes

6.1.1.1.1 Peso Propio y Cargas Muertas

El peso propio se determina considerando todos los elementos que sean indispensables para que la estructura funcione como tal. Las cargas muertas incluyen el peso de todos los elementos no estructurales, tales como barandas, superficies de rodadura, balasto, rieles, durmientes, barandas, postes, tuberías, ductos y cables. El peso propio y las cargas muertas serán estimados sobre la base de las dimensiones indicadas en planos y en cada caso considerando los valores medios de los correspondientes pesos específicos. A falta de una información precisa, pueden usarse los pesos específicos de la tabla siguiente:

TABLA 4: Pesos específicos de algunos de materiales

Material	Peso Unitario (KN/m ³)	
Aleaciones de Aluminio	28	
Pavimentos Bituminosos	22,5	
Hierro fundido	72	
Relleno de ceniza	9,6	
Arena, Limo o Arcilla Compactadas	19,25	
	Liviano	17,75
	De Arena Liviana	19,25

¹⁹ Norma Colombiana de diseño de puentes ccp14 – sección 3 – CARGAS Y FACTORES DE CARGA. Ibíd. – (Pag 15 – 44)

Concreto simple	Normal con $f_c' \leq 35$ MPa	23,2
	Normal con $35 < f_c' \leq 105$ MPa	$22,4 + 0,0229 f_c'$
Arena, Limo o Grava Sueltas		16
Arcilla Blanda		16
Grava Compactada, Macadam, o Cascajo		22,5
Acero		78,5
Mampostería de Piedra		27,25
Madera	Dura	9,6
	Blanda	8
Agua	Dulce	1
	Salada	10,25

FUENTE: Código Colombiano de Puente CCP-14

6.1.1.1.2 Empuje de Tierra

Los estribos y otras partes de la estructura que retienen tierra deben diseñarse para resistir las correspondientes presiones, las mismas que son calculadas de acuerdo con los principios de la mecánica de suelos y utilizando los valores medios de las propiedades del material de relleno.

El empuje no es en ningún caso menor que el equivalente a la presión de un fluido con un peso específico de 5 KN/m³ (510 kgf/m³)

Las características supuestas para el material de relleno deben ser verificadas con el material en obra y, en caso sea necesario, deben hacerse los ajustes necesarios para corregir cualquier discrepancia.

En todos los casos el diseño incluye un sistema de drenaje del material de relleno.

No obstante, debe considerarse la posibilidad que el suelo se sature total o parcialmente, a uno o a ambos lados de la estructura de contención.

Cuando se prevea tráfico a una distancia horizontal, medida desde la parte superior de la estructura, menor o igual a la mitad de su altura, las presiones son incrementadas añadiendo una sobrecarga vertical no menor que la equivalente a 0,60 m de altura de relleno. Cuando se diseñe una losa de aproximación soportada en un extremo del puente, no será necesario considerar dicho incremento de carga.

En caso de que la estructura de contención forme parte de un pórtico rígido, solamente puede considerarse en el diseño de losas o vigas hasta el 50% de cualquier efecto favorable debido al empuje de tierra.

6.1.1.1.3 Deformaciones Impuestas

Las deformaciones y esfuerzos originados por contracción de fragua o por flujo plástico en elementos de concreto o de madera, los esfuerzos residuales originados por el proceso de laminado o por la soldadura de elementos de acero, los posibles defectos de fabricación o de construcción, los desplazamientos de apoyo de diverso origen y otras fuentes de deformación serán considerados como cargas permanentes.

El diseñador debe estimar la magnitud de tales acciones y la fracción de las mismas que origina efectos desfavorables en la estructura.

6.1.1.2 Cargas Variables

6.1.1.2.1 Cargas Durante la Construcción

El proyectista debe considerar todas las cargas debidas a pesos de materiales y equipos requeridos durante la construcción, así como las cargas de peso propio u otras de carácter permanente que se apliquen en cada etapa del proceso constructivo. Debe preverse la ubicación de todas las cargas permanentes o temporales en cada etapa, dejando margen para posibles imprecisiones o errores.

Debe considerarse la posibilidad que, durante el proceso constructivo o como resultado de una posterior modificación, la carga muerta sea retirada parcialmente, pudiendo reducirse un posible efecto favorable.

Cuando las condiciones de diseño lo requieran, el expediente técnico debe indicar claramente la secuencia constructiva.

6.1.1.2.2 Cargas Vivas de Vehículos

6.1.1.2.2.1 Número de vías

Para efectos de diseño, el número de vías es igual a la parte entera de $w/3,60$ donde w es el ancho libre de la calzada, en metros, medido entre bordes de sardineles o barreras. El ancho de cada vía se supondrá igual a 3,60 m, excepto para anchos de calzada entre 6,00 m y 7,20 m, en que se considerará al puente como de dos vías, cada una con un ancho igual a la mitad del total.

6.1.1.2.2.2 Cargas Vivas de Diseño

6.1.1.2.2.2.1 General

La carga viva vehicular en las calzadas del puente o en estructuras incidentes, designadas como CC-14, debe consistir en una combinación de:

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

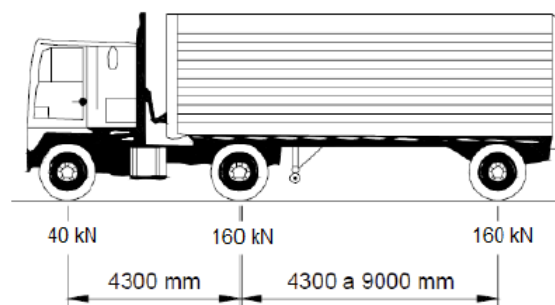
Cada carril de diseño bajo consideración debe estar ocupado por el camión o por el tándem de diseño, coincidente con la carga de carril, donde sea aplicable. Debe suponerse que las cargas ocupan 3.0m transversalmente dentro del carril de diseño.

6.1.1.2.2.2.2 Camión de Diseño

El peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión de diseño deben ser como se especifica en las Imágenes 8 y 9. Se debe considerar una asignación de carga dinámica como se especifica en el Artículo 3.6.2 del Código Colombiano de Puentes (14 CCP 14).

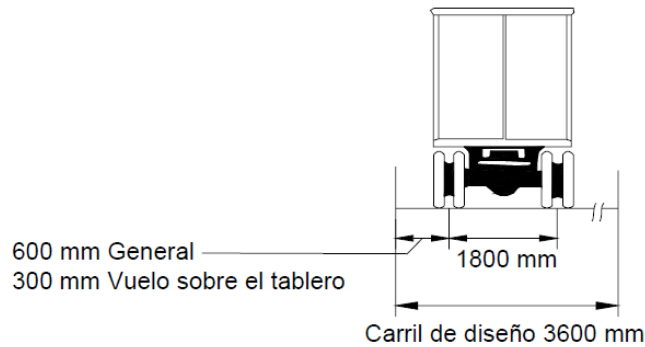
El espaciamiento entre los dos ejes de 160 kN debe variarse entre 4300 mm y 9000 mm para producir solicitaciones extremas, excepto como se especifica en los Artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1 del Código Colombiano de Puentes (14 CCP 14).

FIGURA 8: Camión de diseño



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3.6.1.2.2

FIGURA 9: Camión de diseño



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3.6.1.2.2

6.1.1.2.2.3 Tándem de Diseño

El tándem de diseño debe consistir en un par de ejes de 125 KN separados 1200 mm entre sí. El espaciamiento transversal de las ruedas debe tomarse como 1800 mm. Debe considerarse una amplificación de carga dinámica como se especifica en el artículo 3.6.2 del código colombiano de puente (14 CCP 14).

6.1.1.2.2.4 Sobrecarga Distribuida

La carga de carril de diseño debe consistir en una carga de 10.3 KN/m uniformemente distribuida en la dirección longitudinal. Transversalmente, la carga de carril de diseño debe suponerse uniformemente distribuida sobre un ancho de 3000 mm. Las fuerzas de la carga de carril de diseño no deben someterse a una amplificación de carga dinámica.

6.1.1.2.2.5 Área de Contacto de las Ruedas

El área de contacto de la llanta de una rueda que consiste en una o dos llantas debe suponerse que es un sólo rectángulo, cuya ancho es de 500 mm y cuya longitud es 250 mm.

La presión de la llanta debe suponerse uniformemente distribuida sobre el área de contacto. La presión de la llanta debe suponerse distribuida como sigue:

- Sobre superficies continuas, uniformemente sobre el área de contacto especificada, y
- Sobre superficies interrumpidas, uniformemente sobre el área de contacto real dentro de la huella de la llanta con la presión incrementada en la relación entre la superficie del área de contacto especificada y el área de contacto real.

Para el diseño de tableros orto trópicos y pavimentos sobre tableros orto trópicos, las ruedas delanteras deben suponerse ser un solo rectángulo cuyo ancho y longitud son ambos de 250 mm, como se especifica en el Artículo 3.6.1.4.1 del código colombiano de puente (14 CCP 14).

El área de la carga se aplica solamente al camión y al tándem de diseño. Para otros vehículos de diseño, el área de contacto de la llanta debería ser determinada por el Ingeniero.

Como orientación para otras cargas de camión, el área de la llanta en mm² puede calcularse de las siguientes dimensiones:

$$\text{Anchura de llanta} = P/142 \quad (\text{EC} - 1)$$

$$\text{Longitud de llanta} = 165(1 + IM/100) \quad (\text{EC} - 2)$$

Dónde:

y = Factor de carga

IM = Porcentaje de amplificación de carga dinámica

P = Carga de rueda de diseño, N

6.1.1.2.2.2.6 Modificación por Número de Vías Cargadas

Los efectos máximos de las cargas vivas serán determinados considerando todas las posibles combinaciones de número de vías cargadas, multiplicando en cada caso las cargas por los factores indicados en la tabla siguiente.

TABLA 5: FACTOR SEGÚN EL NÚMERO DE VÍAS CARGADAS

Numero de Vías Cargadas	Factor
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 ó mas	0.64

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14

6.1.1.2.2.3 Ubicación de las Cargas Vivas

6.1.1.2.2.3.1 Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal

En la dirección longitudinal, el puente debe ser cargado en forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio, considerando los siguientes casos:

- Camión de diseño más carga distribuida. La distancia entre los ejes de 160 kN (168 t) es aquella que produzca el efecto más desfavorable en cada caso.
- Tándem de diseño más carga distribuida.
- Sólo para momentos negativos y para reacciones verticales en los apoyos intermedios, se considera 90% del efecto combinado de la sobrecarga distribuida y de dos camiones de diseño. En este caso la distancia entre los dos ejes de 145 kN (14,78 t) de cada camión será 4,30 m y la distancia entre camiones, medida desde el último eje del primer camión hasta el eje delantero del que le sigue, no debe ser inferior a 15 m.

6.1.1.2.3.2 Posición de las Cargas en Dirección Transversal

Cada vía cargada, así como la franja de 3,00 m de ancho sobre la que actúa la sobrecarga distribuida, se debe colocar en dirección transversal en la posición que produzca los máximos efectos en cada caso.

El camión y el tándem de diseño se ubican en las posiciones más desfavorables respetando los límites siguientes:

- Para el diseño del voladizo del tablero el centro de la rueda debe estar a por lo menos 0,30 m de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño del resto de los elementos el centro de la rueda está a por lo menos 0,60 m del borde de la vía cargada.

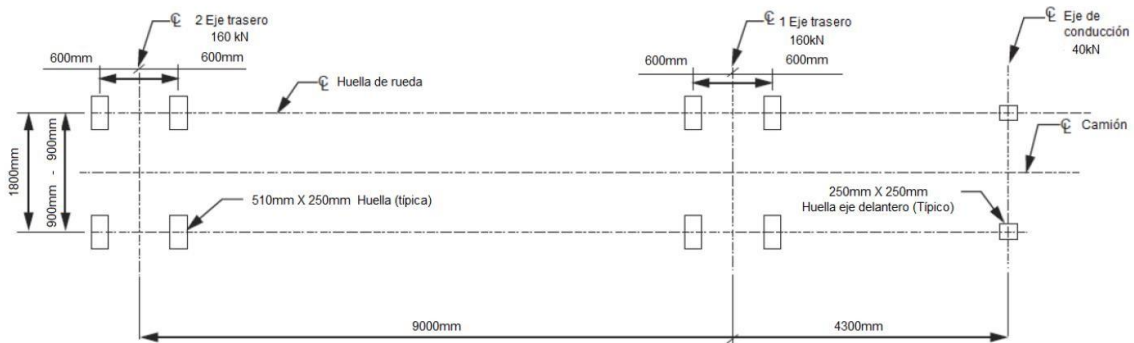
6.1.1.2.2.4 Fatiga

Independientemente del número de vías, para el estado límite de fatiga se considera como carga vertical la de un solo camión de diseño, como se especifica en 6.1.1.2.2.2 (Camión de Diseño) pero con una distancia fija de 9000 mm entre los dos ejes de 160 KN e incluyendo los efectos dinámicos indicados en la imagen 10. Según el código colombiano de puente (14 CCP 14).

El camión se ubica, tanto en dirección longitudinal como en la dirección transversal, en las posiciones que produzcan los efectos máximo y mínimo para el elemento en estudio, de modo tal que se obtenga el máximo rango de esfuerzos.

La frecuencia de la carga de fatiga se calcula sobre la base del tráfico de vehículos de tres o más ejes en cada dirección. Para estos cálculos debe considerarse el volumen de tráfico promedio a lo largo de la vida útil del puente.

FIGURA 10: Huella Refinada del Camión de Diseño para Diseño por Fatiga



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 (Sección 3.6.1.4.1)

6.1.1.2.3 Efectos Dinámicos

Excepto de estructuras enterradas y de madera, las cargas vivas correspondientes al camión o al tándem de diseño se incrementan en los porcentajes indicados en la tabla 6, para tener en cuenta los efectos de amplificación dinámica y de impacto.

Tabla 6: Ampliación por carga Dinámica

Componente	<i>IM</i>
Juntas de Tablero – Todos los Estados Limites	75%
Todos los demás componentes:	
• Estado Limite de Fatiga y Fractura	15%
• Todos los demás Estados Limites	35%

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.6.2.1-1

La aplicación de la amplificación por Carga Dinámica para componentes enterrados, cubierta en la Sección 12, debe ser como se especifica en el Artículo 3.6.2.2 (Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3)

No se necesita aplicar la amplificación por carga dinámica a:

- Muros de contención que no estén sujetos a reacciones verticales de la superestructura, y
- Componentes de la cimentación que están por completo bajo el nivel del terreno.

La amplificación por carga dinámica puede reducirse para los componentes, diferentes a juntas, si se justifica con suficiente evidencia, de acuerdo con las disposiciones del Artículo 4.7.2.1 (Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 4).

6.1.1.2.4 Fuerzas Centrífigas

Para calcular la fuerza radial o el efecto de volcamiento sobre carga de ruedas, el efecto centrífugo sobre la carga viva debe tomarse como el producto de los pesos de los ejes del camión o tándem de diseño y factor C:

$$C = f \frac{V^2}{gR} \quad (EC - 3)$$

Dónde:

V = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

F = 4/3 para combinaciones de carga diferentes de fatiga y 1.0 para fatiga

g = Aceleración de la gravedad: 9.81 m/s²

R = Radio de curvatura del carril de tráfico (m)

Se debe aplicar el factor de presencia múltiple especificado en el Artículo 3.6.1.1.2 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3).

Se deben aplicar las fuerzas centrífugas horizontalmente a una distancia de 1.8 m por encima de la superficie de la calzada. Se debe proporcionar una ruta de carga a transferir radial a la subestructura.

6.1.1.2.5 Fuerza de Frenado

La fuerza de frenado debe tomarse como la mayor de:

- El 25 por ciento del peso de los ejes del camión o tándem de diseño o,
- Cinco por ciento del camión de diseño más la carga del carril o cinco por ciento del tándem de diseño más la carga de carril.

Esta fuerza de frenado debe colocarse en todos los carriles de diseño se consideren cargados de acuerdo con el Artículo 3.6.1.1.1 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3) y que lleven tráfico en la misma dirección. Se debe suponer que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.8 m por encima de la superficie de la calzada en cualquier dirección longitudinal para causar fuerzas extremas. Todos los carriles de diseño deben cargarse simultáneamente en puentes cuyo tráfico pueda convertirse en el futuro de una sola vía.

Debe aplicarse los factores de presencia múltiple especificados en el Artículo 3.6.1.1.2 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3)

6.1.1.2.6 Cargas sobre Veredas, Barandas y Sardineles

6.1.1.2.6.1 Sobrecargas en Veredas

Las veredas y los elementos que las soportan deben diseñarse para una sobrecarga de 3,5 KN/m² (360 kgf/m²) actuante en los tramos que resulten desfavorables en cada caso y simultáneamente con las cargas vivas debidas al peso de los vehículos. Se exceptúan las veredas de los puentes no urbanos cuyas veredas tengan anchos menores que 0,60 m, para los cuales no será necesario considerar esta sobrecarga.

6.1.1.2.6.2 Fuerzas sobre Sardineles

Los sardineles son diseñados para resistir una fuerza lateral no menor que 7,5 KN (760 kgf) por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0,25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

6.1.1.2.6.3 Fuerzas sobre Barandas

Las fuerzas mínimas sobre barandas se detallan en la tabla 7.

TABLA 7: FUERZA DE DISEÑO PARA BARANDAS

Designación de Fuerzas y Designaciones	Por niveles de importancia de Puentes		
	PL-1	PL-2	PL-3
F1 Transversal (N) (1)	120000 12.3	240000 24.5	516000 52.6
F1 Longitudinal (N) (1)	40000 4.10	80000 8.2	173000 17.6
F1 Vertical Abajo (N) (1)	20000 2.05	80000 8.2	222000 22.64
Lt Y L1 (m)	1.22	1.07	2.44
Ly (m)	5.50	5.50	12.2
He (Min) (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 13

PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

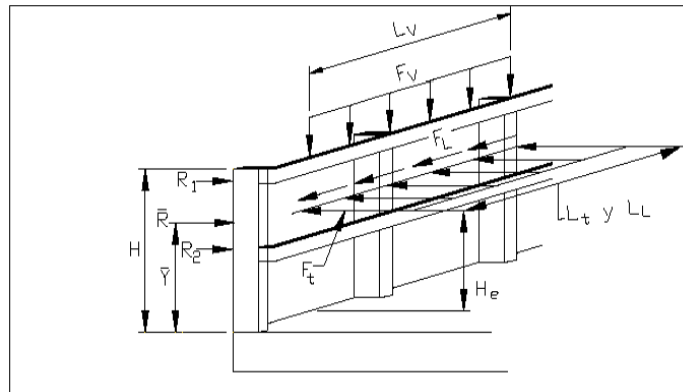
PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado para estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

FIGURA 11: Fuerzas de Diseño Vertical y Horizontal Uniformemente Distribuidos



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14

6.1.1.2.7 Cargas en Puentes Peatonales

Los puentes para uso peatonal y para el tráfico de bicicletas deben ser diseñados para una carga viva uniformemente repartida de 5 KN/m² (510kgf/m²). El proyectista debe evaluar el posible uso del puente peatonal por vehículos de emergencia o mantenimiento. Las cargas correspondientes a tales vehículos no requieren incrementarse por efectos dinámicos.

6.1.1.2.8 CARGAS DE AGUA

6.1.1.2.8.1 Presión Estática

Se asume que la presión estática del agua actúa perpendicularmente a la superficie que la está conteniendo. La presión se calcula como el producto de la altura del agua por encima del punto considerado y el peso específico del agua.

Los niveles de diseño del agua para varios estados límite deben ser especificados y/o aprobados por el propietario.

6.1.1.2.8.2 Flotación

Debe considerarse que la flotación es una fuerza de elevación, tomada como la suma de los componentes verticales de la presión estática, como se especifica en el Artículo 3.7.1 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3), actuando sobre todos los componentes por debajo del nivel de diseño del agua.

6.1.1.2.8.3 Presión de la Corriente

6.1.1.2.8.3.1 Longitudinal

La presión del agua que fluye actuando en la dirección longitudinal de la subestructura debe tomarse como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2 \quad (EC - 4)$$

Dónde:

P= presión media de la corriente de agua en KN/m²

CD= coeficiente de arrastre para pilares como se especifica en la Tabla 8.

V= velocidad máxima del agua en m/s.

TABLA 8: Coeficiente de Arrastre

Tipo	C _D
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Residuos fijados contra el pilar	1.4
Pilar de sección en cuña de 90 grados o menos	0.8

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.7.3.1-1

6.1.1.2.8.3.2 Lateral

La presión lateral, uniformemente distribuida sobre una subestructura debida al flujo del agua a un ángulo, con respecto al eje longitudinal del pilar debe tomarse como:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2 \quad (EC - 5)$$

Dónde:

P= Presión lateral en KN/m²

C_L= coeficiente de arrastre lateral en la tabla 9.

V= velocidad máxima del agua en m/s.

TABLA 9: Coeficiente de arrastre lateral

Ángulo, entre la dirección del flujo y el eje longitudinal del pilar	C _L
0 grados	0.0
5 grados	0.5
10 grados	0.7
20 grados	0.9
≥30 grados	1.0

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.7.3.2-1

La fuerza de arrastre lateral debe tomarse como el producto de la presión lateral de la corriente y la superficie expuesta.

6.1.1.2.8.4 Empuje Hidrodinámico

Las presiones adicionales originadas por la masa de agua al ocurrir un sismo pueden ser estimadas con las fórmulas aproximadas de Westergard o por cualquier otro procedimiento equivalente.

6.1.1.2.9 Variaciones de Temperatura

6.1.1.2.9.1 Rangos de Temperatura

En ausencia de información más precisa, los rangos de temperatura serán los indicados en la tabla 10:

TABLA 10: RANGOS DE TEMPERATURA POR REGIONES NATURALES (°C)

Rangos de Temperatura (C*)			
Material	Costa	Sierra	Selva
Concreto armado o preesforzado	10* a 40* C	-10* a +35* C	10* a 50* C
Acero	5* a 50* C	-20* a +50* C	10* a 60* C
Madera	10* a 40* C	-10* a +35* C	10* a 50* C

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14

La temperatura de referencia es la temperatura ambiente promedio durante las 48 horas antes del vaciado del concreto o antes de la colocación de aquellos elementos que determinan la hiperestaticidad de la estructura.

6.1.1.2.9.2 Gradiente de Temperatura

En superestructuras de concreto o de acero con tablero de concreto, se supone un gradiente de temperatura, adicionalmente a los cambios de temperatura especificados en el Código Colombiano de Puentes CCP-14 en el capítulo 2.4.3.9.1.

Las diferencias de temperatura T1 y T2 corresponden a los valores positivos dados en la tabla 11 ó a valores negativos obtenidos multiplicando aquellos de la tabla 11 por -0,5.

TABLA 11: TEMPERATURAS QUE DEFINEN LOS GRADIENTES

Región	Sin asfalto		5 Cm Asfalto		10 Cm Asfalto	
	T1	T2	T1	T2	T1	T2
Costa	40	15	35	15	30	15
Sierra	40	5	35	5	30	5
Selva	50	20	45	20	40	20

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14

6.1.1.2.10 Cargas de Viento

6.1.1.2.10.1 General

Debe asumirse que las presiones especificadas aquí son causadas por una velocidad de viento básica de diseño, V_B , de 160 km/h.

La carga de viento se debe suponer uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento. El área expuesta debe ser la suma de las áreas de todos los componentes, como se ve en una vista en alzada perpendicular a la dirección supuesta del viento, incluyendo el sistema de piso, las barandillas, y las barreras de sonido. Debe variarse esta dirección para determinar las fuerzas extremas en la estructura o en sus componentes. Pueden ser despreciadas en el análisis las áreas que no contribuyen al efecto extremo bajo consideración.

Para puentes o partes de puentes y barreras de sonido a más de 10000 mm por encima del nivel del terreno o del agua, la velocidad de diseño del viento, V_{DZ} , debe ajustarse

$$V_{DZ} = 2.5 V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (EC - 6)$$

Dónde:

V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la elevación, Z (km/h)

V_{30} = Velocidad del viento a 10000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de diseño del agua (km/h)

V_B = Velocidad básica del viento de 160 km/h a 10000 mm de altura, que generan las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3)

Z = Altura de la estructura a la cual se calculan las cargas de viento medida desde el nivel del terreno, o desde el nivel del agua, > 10000 mm

V_O = Velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 12 para varias características de la superficie contra el viento (km/h)

Z_O = Longitud de fricción del fetch o campo de viento aguas arriba, una característica del viento tomada como se especifica en la Tabla 12 (mm)

TABLA 12: Valores de V_O y Z_O para varias condiciones de superficie aguas arriba

Condición	Campo Abierto	Suburbano	Ciudad
V_O (km/h)	13.20	17.50	19.30
Z_O (m)	0.07	1.00	2.50

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.8.1.1-1

Excepto para barreras de sonido, V_{30} puede establecerse de:

- Curvas de kilómetro-con-viento-más-veloz disponibles en ASCE 7-88 para varios periodos de recurrencia,
- Mediciones de viento especificos del sitio, y
- A falta de mejores criterios, la suposición que $V_{10} \leq V_B \leq 160$ km/h.

Para barreras de sonido, V_{10} debe tomarse como se especifica en el Artículo 15.8.2. (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 15 Diseño de barreras de sonido)

6.1.1.2.10.2 Presiones Horizontales sobre la Estructura

Las presiones de viento serán calculadas mediante la expresión:

$$P = P_B \frac{V_Z^2}{25600} \quad (EC - 7)$$

Dónde:

P = presión del viento (kN/m²)

VZ = velocidad del viento (km/h) a la altura z

PB = presión de viento básica especificada en la Tabla 13 (MPa)

TABLA 13: Presiones Básicas, correspondientes a V=160Km/h

Componente de la Subestructura	Carga de Barlovento MPa	Carga de Sotavento MPa
Cerchas, Columnas, y Arcos	0.0024	0.0012
Vigas	0.0024	NA
Superficies grandes Planas	0.0019	NA

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.8.1.2.1-1

6.1.1.2.10.3 Presión de viento sobre Vehículos

Las presiones de viento sobre los vehículos se consideran como una fuerza de 1,46 KN/m (146 Kgf/m) aplicada en dirección transversal, en las partes del puente donde resulte desfavorable y a 1800 mm de altura sobre el tablero.

6.1.1.2.10.4 Presiones verticales

Excepto cuando se determinen las presiones verticales debidas a viento mediante un análisis más preciso o experimentalmente, se considera una fuerza vertical hacia arriba, uniformemente distribuida por unidad de longitud de puente, con una magnitud igual a 0,96 KN/m² (100 Kgf/m²) multiplicada por el ancho del tablero, incluyendo veredas y parapetos. Esta fuerza se considera aplicada a un cuarto de la dimensión total del tablero, hacia barlovento.

6.1.1.2.10.5 Inestabilidad Aero elástica

A menos que se especifique de otra manera en el Artículo 3.8.3 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 15 Diseño de barreras de sonido), debe considerarse una fuerza de viento longitudinal lineal en dirección vertical, hacia arriba, obtenida de multiplicar 0.96 KPa por el ancho del tablero, incluyendo parapetos y aceras. Esta fuerza debe aplicarse solamente para los estados límite de Resistencia III y de Servicio IV que no involucran viento sobre carga viva, y

solamente cuando la dirección del viento se supone perpendicular al eje longitudinal del puente. Esta fuerza lineal debe aplicarse a un cuarto del ancho del puente, hacia barlovento, en conjunto con las fuerzas de viento horizontales especificadas en el Artículo 3.8.1 (Codigo Colombiano de Puentes CCP-14 Seccion 3)

6.1.1.2.11 EFECTOS SÍSMICOS

6.1.1.2.11.1 Generalidades

Las disposiciones de esta sección son aplicables a puentes con una luz total no mayor que 150 m y cuya superestructura esté compuesta por losas, vigas T o cajón, o reticulados. Para estructuras con otras características y en general para aquellas con luces de más de 150 m es necesario un estudio de riesgo sísmico del sitio. En ningún caso se usan fuerzas sísmicas menores que las indicadas en los acápite siguientes. No se requiere considerar acciones de sismo sobre alcantarillas y otras estructuras totalmente enterradas.

6.1.1.2.11.2 Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas son evaluadas por cualquier procedimiento racional de análisis que tenga en cuenta las características de rigidez y de ductilidad, las masas y la disipación de energía de la estructura.

Se supone que las acciones sísmicas horizontales actúan en cualquier dirección. Cuando sólo se realice el análisis en dos direcciones ortogonales, los efectos máximos en cada elemento son estimados como la suma de los valores absolutos obtenidos para el 100% de la fuerza sísmica en una dirección y 30% de la fuerza sísmica en dirección perpendicular.

6.1.1.2.11.3 Coeficiente de Aceleración

El coeficiente de aceleración "A" para ser usado en la aplicación de estas disposiciones debe ser determinado del mapa de iso-aceleraciones con un 10% de nivel de excedencia para 50 años de vida útil, equivalente a un periodo de recurrencia de aproximadamente 475 años.

Estudios especiales para determinar los coeficientes de aceleración en sitios, específicos deben ser elaborados por profesionales calificados si existe una de las siguientes condiciones:

- El lugar se encuentra localizado cerca de una falla activa.
- Sismos de larga duración son esperados en la región.

- La importancia del puente es tal que un largo periodo de exposición, así como periodo de retorno, debe ser considerado.

6.1.1.3 Clasificación operacional

Para efectos, la entidad contratante de los diseños y construcción del puente deben clasificarlo dentro de una de las tres categorías operacionales siguientes:

- Puentes críticos.
- Puentes esenciales, u
- Otros puentes

Los criterios para designar el puente dentro de una de estas tres categorías operacionales deben estar basados en consideraciones acerca de su importancia con respecto a determinantes como aspectos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Al clasificar el puente, debe tenerse en cuenta la posibilidad de cambios futuros en las condiciones y los requisitos.

6.1.1.4 Zonas de Desempeño Sísmico

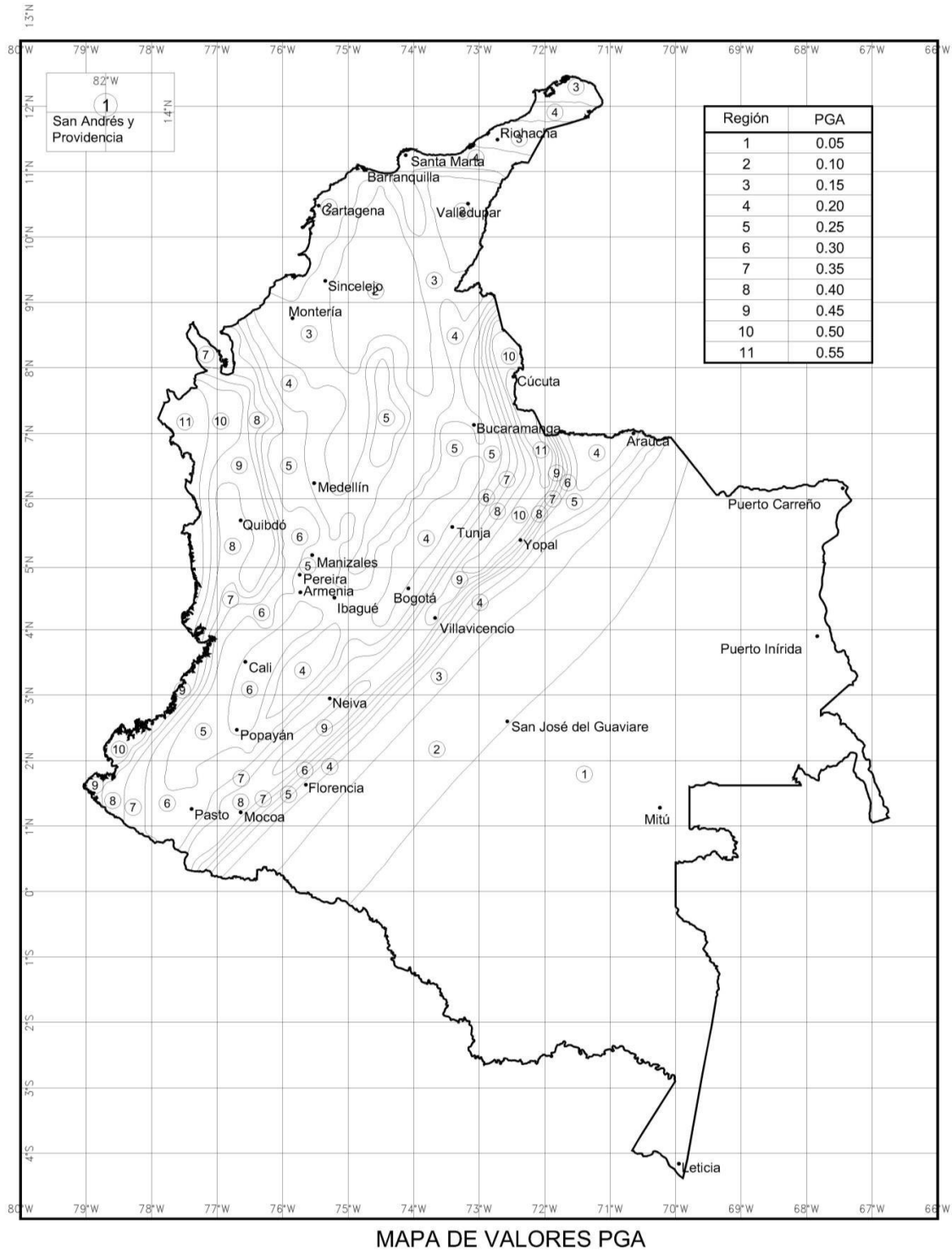
Todo puente debe asignarse a una de cuatro zonas de desempeño sísmico de acuerdo con la Tabla 14 usando el valor de SD_1 obtenido por medio de la (EC-17)

TABLA 14: Zonas de desempeño sísmico

Coeficiente de aceleración espectral SD_1	Zona de Desempeño Sísmico
$SD_1 \leq 0.15$	1
$0.15 \leq SD_1 \leq 0.30$	2
$0.30 \leq SD_1 \leq 0.50$	3
$0.50 \leq SD_1$	4

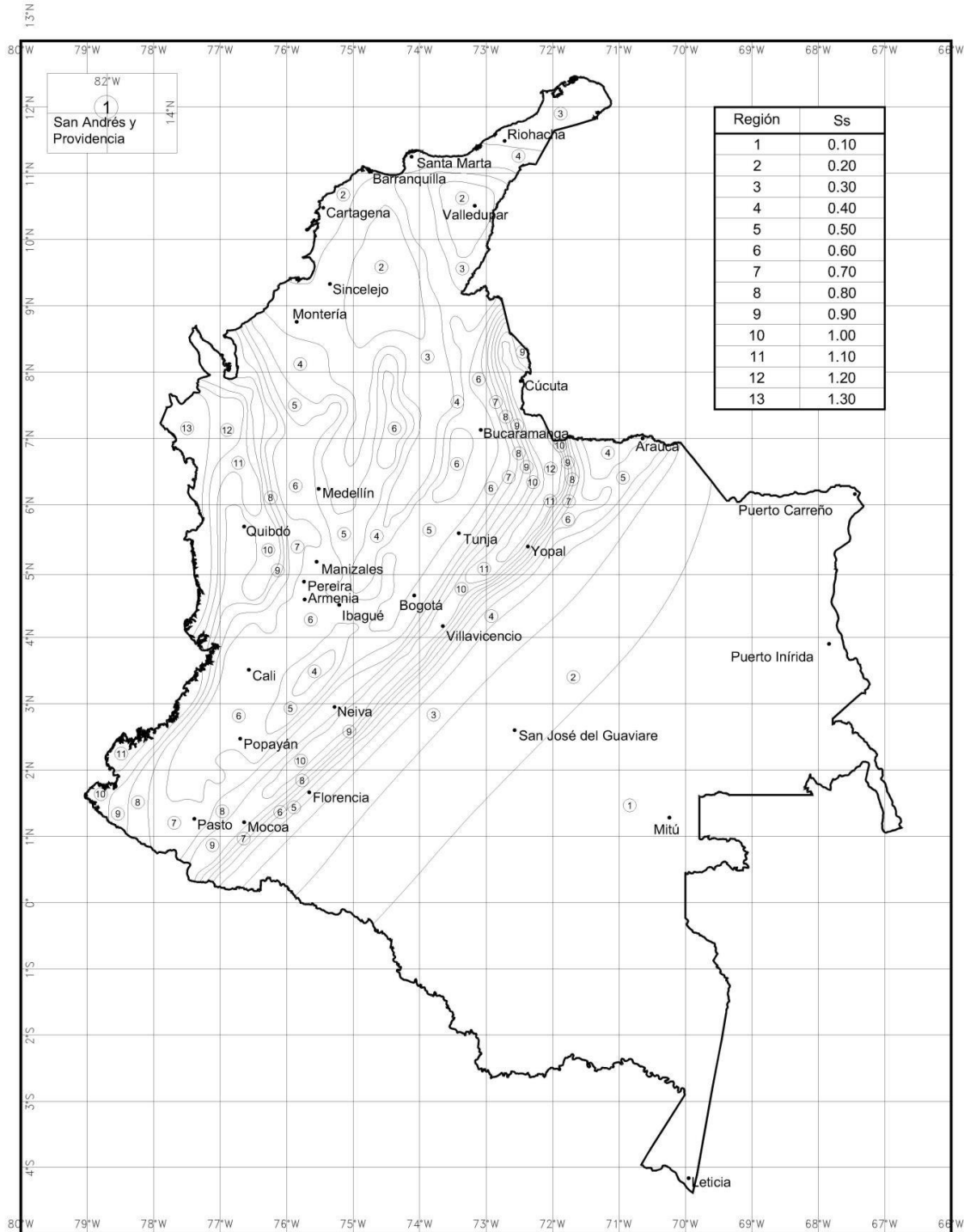
FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.10.6-1.

FIGURA 12: Aceleración Pico Horizontal del Terreno (*PGA*) con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (*g*).



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Figura 3.10.2.1-1

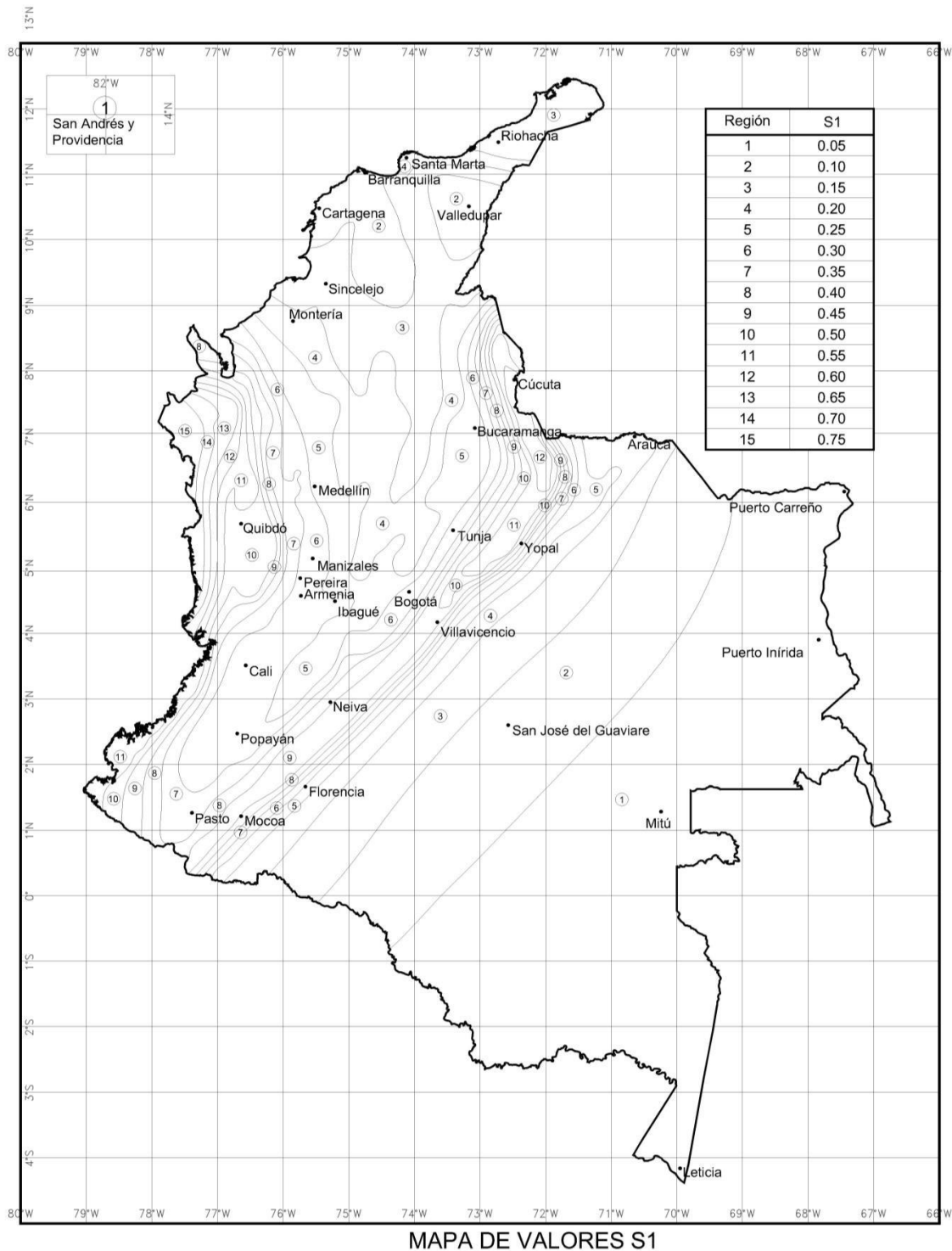
FIGURA 13: Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos (S) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).



MAPA DE VALORES Ss

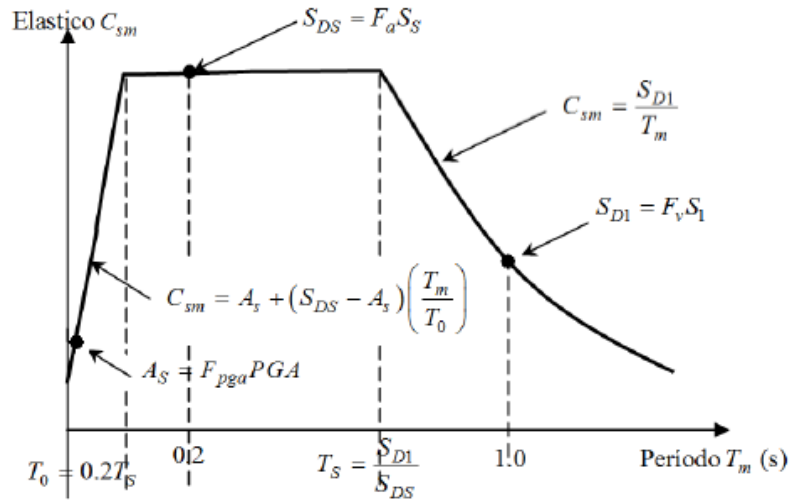
FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Figura 3.10.2.1-2

FIGURA 14: Coeficiente de Aceleración Espectral Horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos (S_1) para 5% del amortiguamiento crítico y con 7% de probabilidad de excedencia en 75 años (aproximadamente 1000 años de período promedio de retorno) expresada en la aceleración de la gravedad (g).



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Figura 3.10.2.1-3

FIGURA 15: Espectro de aceleración de diseño para 5% de amortiguamiento



FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Figura 3.10.4.1-1

Debe realizarse un procedimiento particular de sitio para determinar espectros de diseño de los movimientos sísmicos del terreno cuando lo requiera y pueden realizarse para cualquier sitio. El objetivo del análisis probabilístico de los movimiento del terreno en un sitio específico debe generar un espectro de aceleraciones de amenaza uniforme considerando un siete por ciento (7%) de probabilidad de excedencia en 75 años para valores espectrales de todo el intervalo de periodos de interés. Este análisis debe involucrar el establecimiento de:

- Las fuentes sismogénicas que contribuyan a la amenaza sísmica en el sitio;
- Un límite superior de la magnitud del sismo máximo generado por la fuente sismogénica;
- Ecuaciones de atenuación que describan la media de los valores espectrales de aceleraciones y sus desviaciones estándar correspondientes;
- Una relación de recurrencia de magnitud para cada fuente sismogénica; y
- Una relación de longitud de ruptura con respecto a la magnitud para cada falla geológica contribuyente.

6.1.1.6 Definición de los tipos de perfil de suelo

El tipo de perfil de suelo sitio debe clasificarse como A a F de acuerdo con la definición de los tipos de perfil de suelo de la Tabla 15. Los tipos de perfil de suelo deben clasificarse de acuerdo con la rigidez del suelo determinada por medio de mediciones de la velocidad de onda de cortante en el suelo medida en los 30 m superiores del perfil. También puede utilizarse el número de golpes determinado por medio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), y por medio de las resistencias al corte no drenado de muestras de suelo obtenidas de las perforaciones, para clasificar los tipos de perfil de suelo como se indica en la Tabla 15.

TABLA 15: Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $v_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con v_s en el intervalo $1500 \text{ m/s} \geq v_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, V_s en el intervalo $760 \text{ m/s} \geq v_s \geq 360$ m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $N > 50$ golpes/píe, o $s_U > 100$ KPa ($\cong 1$ kgf/cm ²).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante V_s en el intervalo $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: N en el intervalo $50 \text{ golpes/píe} > N \geq 15$ golpes/píe, o s_U en el intervalo $100 \text{ KPa} (\cong 1 \text{ kgf/cm}^2) > s_U \geq 50$ KPa ($\cong 0.5$ kgf/cm ²).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $v_s < 180$ m/s, o
	Perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $N < 15$ golpes/píe, o $s_U < 50$ KPa ($\cong 0.5$ kgf/cm ²), o
	Cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $s_U < 25$ KPa ($\cong 0.25$ kgf/cm ²)
F	Suelos que requieren evaluación particular de sitio, tales como: <ul style="list-style-type: none"> • Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. • Turbas o arcillas altamente orgánicas ($H > 3$ m de turba o arcillas altamente orgánicas donde $H =$ espesor del suelo) • Arcillas de alta plasticidad ($H > 7.5$ m con $IP > 75$) • Estratos de arcillas con rigidez de media a blanda de gran espesor ($H > 36$ m)

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.10.3.1-1

Nota: Esta tabla corresponde en forma idéntica a la Tabla A.2.4-1 del Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR-10, con la única excepción que en la definición de los perfiles Tipo E con espesores mayores de 3 m el límite para la resistencia al corte no drenado, s_u , el valor límite es 50 KPa (= 0.5 kgf/cm) en el Reglamento NSR-10.

Excepciones: Donde no se conozcan con suficiente detalle las propiedades del suelo para determinar el tipo de perfil de suelo, debe acometerse una investigación geotécnica del sitio con un alcance suficiente para determinar el tipo de perfil de suelo. No deben suponerse tipos de perfil de suelo E o F, a menos que la entidad contratante de los estudios y construcción del puente determine que los tipos E o F pueden estar presentes en el sitio o en el evento en el que así se establezca por medio de datos geotécnicos.

TABLA 16: Pasos para la Clasificación del Tipo de Perfil de Suelo

Paso	Descripción
1	Verifique las cuatro categorías para el Tipo de Perfil de Suelo F en la Tabla 3.10.3.1-1, las cuales requiere la utilización del Procedimiento Particular de Sitio. Si el Sitio corresponde a cualquiera de estas categorías. Clasifique el sitio como Perfil de Tipo F y realice evaluación particular de sitio.
2	Verifique la existencia de un estado con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $S_u < 25$ KPa (≈ 0.25 Kg/cm ²). Si estos criterios se cumplen, clasifique el sitio como Tipo de perfil E.
3	<p>Clasifique el sitio en uno de los Tipos de Perfil de Suelo de la Tabla 3.10.3.1-1 utilizando uno de los siguientes tres procedimientos para calcular los valores de los siguientes parámetros:</p> <ul style="list-style-type: none"> • V_s para los 30 m superiores del perfil (Método V_s) • N para los 30 m superiores del perfil (Método N) • N_{ch} para los estratos de suelos no cohesivos ($IP < 20$) en los 30 m superiores del perfil y S_u para los estratos de suelos cohesivos ($IP > 20$) para los 30 m superiores del perfil (Método S_u) <p>Para efecto de realizar estos cálculos, el perfil de suelo debe subdividirse en η estratos diferenciados de suelo y roca, y en los métodos que se presentan a continuación la variable f a uno de estos estratos que van desde 1 hasta η.</p> <p>Método A: método V_s La velocidad media de la onda de cortante para los 30 m superiores del perfil se obtiene por medio.</p> $V_s = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{V_{si}}} \quad (EC - 8)$ <p>Donde: di = espesor del estrato f, localizado dentro de los 30 m superiores del perfil n = número de estratos de suelo localizados en los 30 m superiores de suelo. V_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i, medida en el campo, en m/s. V_s = velocidad promedio de la onda de cortante para los 30 m superiores del perfil de suelo $\sum_{i=1}^n di = 30$ m siempre</p>

Método B: método N

El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \overline{Ni}} \quad (EC - 9)$$

Donde:

Ni = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato i . El valor de Ni a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

N = número de golpes promedio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en golpes/pie, (Norma ASTM D1586) para los 30 m superiores del perfil de suelo.

Método C: método S_u

En los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superior del perfil debe emplearse, la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los m estratos de suelos no cohesivos:

$$N_{ch} = \frac{d_s}{\sum_{i=1}^n \overline{Ni}} \quad (EC - 10)$$

Donde:

d_s = es la suma total de los espesores de los m estratos de suelos no cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores de perfil.

m = número de estratos de suelo no cohesivo localizados en los 30 m superiores del perfil de suelo.

N_{chi} = número de golpes del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en golpes/pie, (Norma ASTM D1586) para el estrato f de suelo no cohesivo (no debe exceder 100 golpes por pie en la anterior ecuación)

N_{chi} = número de golpes promedio del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) en golpes/pie, para los estratos de suelos no cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil de suelo.

Para la resistencia promedio al corte no drenado. S_u , obtenida de ensayos en los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil debe emplearse la siguiente relación, la cual se aplica únicamente a los k estratos de suelos cohesivos:

$$N_{ch} = \frac{d_c}{\sum_{i=1}^n \overline{S_{ui}}} \quad (EC - 11)$$

Donde:

d_c = es la suma de los espesores de los k estratos de suelos cohesivos localizados dentro de los 30 m superiores del perfil.

k = número de estratos de suelo cohesivo localizados en los 30 m superiores del perfil de suelo.

S_{ui} = es la resistencia al corte no drenado en kPa del estrato i , la cual no debe exceder 250 kPa (2.5 kg/cm^2) para realizar el promedio ponderado. Esta resistencia se mide

	cumpliendo la Norma NTC 1527 (ASTM D2166) o la norma NTC 2041 (ASTM D2850) N_{chi} = es la resistencia promedio al corte no drenado para los estratos de suelos cohesivos localizados en los 30 m superiores del perfil de suelo.
--	--

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla C3.10.3.1-1

6.1.1.6.1 Factores de Sitio

Los factores de sitio F_{pga} , F_a y F_v , especificados en las Tablas 17, 18, y 19, respectivamente, deben usarse para periodo de vibración cero, para el intervalo de periodos de vibración cortos, y para periodos de vibración largos, respectivamente. Estos factores deben determinarse usando el Tipo de Perfil de Suelo dado en la Tabla 15 y los valores obtenidos de los mapas para los coeficientes PGA , S_S y S_1 , presentados en las imágenes 12 a 14.

TABLA 17: Valores del factor de sitio, F_{PGA} , en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (VÉASE LA NOTA 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA \leq 0.2$	$PGA \leq 0.3$	$PGA \leq 0.4$	$PGA \leq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla C3.10.3.2-1

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio articular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

TABLA 18: Valores del factor de Sitio, F_a , en el Intervalo de periodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 0.2s (Véase la Nota 1)				
	$S_S \leq 0.25$	$S_S \leq 0.50$	$S_S \leq 0.75$	$S_S \leq 1.00$	$S_S \leq 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla C3.10.3.2-2

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_S
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

TABLA 19: Valores del factor de Sitio, F_V , en el Intervalo de períodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Coeficiente de aceleración espectral para período de vibración de 1.0s (Véase la Nota 1)				
	$S_1 \leq 0.10$	$S_1 \leq 0.20$	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 \leq 0.40$	$S_1 \leq 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2	véase nota 2

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla C3.10.3.2-3

Notas:

1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de S_1
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

6.1.1.7 Caracterización de la Amenaza Sísmica

6.1.1.7.1 Espectro de Diseño

Debe utilizarse el espectro de diseño con cinco por ciento de amortiguamiento como se especifica en la Imagen 15. Este espectro debe calcularse usando los valores obtenidos de los mapas para los coeficientes PGA , S_S y S_1 , presentados en las Imágenes 12 a 14, escalados por los factores de sitio del periodo cero, del intervalo corto de periodos, y del intervalo de periodos largos, PGA , S_S y S_1 , respectivamente.

6.1.1.7.2 Coeficiente de Respuesta Sísmica Elástica

Para periodos iguales o menores que T_0 , el coeficiente sísmico elástico para el modo de vibración m , C_{Sm} , debe ser:

$$C_{sm} = A_S + (S_{DS} + A_S) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (EC - 12)$$

En el cual:

$$A_S = F_{pga} PGA \quad (EC - 13)$$

$$S_{DS} = F_a S_S \quad (EC - 14)$$

Donde:

PGA = Coeficiente de aceleración pico del terreno en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

S_S = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un período de vibración de 0.2 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

T_m = Período de vibración del modo de vibración m en segundos

T_0 = Período de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual a 0.2 segundos

T_S = Período de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona donde es independiente del período a ser inversamente proporcional al período = S_{D1} / S_{DS} , en segundos

Para periodos mayores o iguales a T_0 y menores o iguales a T_S , el coeficiente sísmico elástico de respuesta sísmica, C_{sm} , debe tomarse como:

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (EC - 15)$$

Para periodos mayores a T_S , el coeficiente sísmico elástico de respuesta sísmica, C_{sm} , debe tomarse como:

$$C_{sm} = \frac{S_{DS}}{T_m} \quad (EC - 16)$$

En el cual:

$$S_{D1} = F_V S_1 \quad (EC - 17)$$

Donde:

S_1 = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un período de vibración de 1.0 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)

6.1.1.8 Factores de Modificación de Respuesta

6.1.1.8.1 General

Con el fin de aplicar los factores de modificación de respuesta, R , que se especifican aquí, los detalles estructurales deben satisfacer las disposiciones del Código Colombiano de Puentes CCP-14 en los capítulos 5.10.2.2, 5.10.11, y 5.13.4.6.

Las fuerzas sísmicas de diseño para subestructuras y las conexiones entre partes de la estructura, enumeradas en la Tabla 21, cumpliendo con las excepciones que se anotan aquí, deben determinarse dividiendo las fuerzas que resulten del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta apropiado, R , como se define en las Tablas 20 y 21, respectivamente.

Como alternativa al uso de los factores R , especificados para conexiones en la Tabla 21, puede diseñarse juntas monolíticas entre elementos estructurales y/o estructuras, tales como la conexión columna-cimentación, para transmitir las fuerzas máximas que pueden desarrollarse en la plastificación inelástica de la columna o de pórticos con varias columnas como se especifica en el Código Colombiano de Puentes CCP-14 en el capítulo 3.10.9.4.3.

Si se usa un método de análisis cronológico inelástico, debe tomarse el factor de modificación de respuesta igual a la unidad ($R = 1.0$) para la subestructura y todas las conexiones.

TABLA 20: FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SUBESTRUCTURAS

Subestructura	Categoría Operacional		
	Crítica	Esencial	Otra
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1.5	1.5	2.0
Pórticos de concreto reforzado			
• Pilas verticales únicamente	1.5	2.0	3.0
• Con pilas inclinadas	1.5	1.5	2.0
Columnas solas	1.5	2.0	3.0
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto			
• Pilas verticales únicamente	1.5	3.5	5.0
• Con pilas inclinadas	1.5	2.0	3.0
Pórticos con múltiples columnas	1.5	3.5	5.0

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.10.7.1-1

TABLA 21: FACTORES DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA R – CONEXIONES

Conexión	Todas las categorías
Superestructura a estribo	0.8
Juntas de expansión en un vano de la superestructura	0.8
Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura	1.0
Columnas o pilares a la cimentación	1.0

FUENTE: Código Colombiano de Puentes CCP-14 Sección 3 Tabla 3.10.7.1-2

6.1.1.8.2 Aplicaciones

- Las cargas sísmicas serán asumidas que actúan en cualquier dirección lateral.
- El apropiado factor R se debe usar para ambos ejes ortogonales de la subestructura.
- Un pilar tipo placa de concreto puede ser analizado como una columna simple en la dirección más débil si las disposiciones para columnas, como se especifica en el capítulo de diseño de estructuras de concreto, son satisfechas.

7.0 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

Puente con una estructura de concreto, de un carril con una dimensión de la calzada de 3.8 metros, a un lado un andén de 0.90 metros en total un ancho de 4.7 metros con una longitud de 21 metros, con un claro, apoyado en los extremos por muro de contención.

TABLA 22: ESTRUCTURA ACTUAL

	
<p>FIGURA 16. Viga</p>	<p>FIGURA 17. Baranda de seguridad para peatones</p>
	
<p>FIGURA 18. Capa de rodadura puente actual</p>	<p>FIGURA 19. Puente de un carril</p>

Fuente: Propia

8.0 DESCRIPCIÓN DE LA NUEVA ESTRUCTURA

Puente con una estructura de concreto, de dos carriles con una dimensión de la calzada de 7 metros, con un andén al lado de izquierdo del puente con un total un ancho de 8.6 metros con una longitud de luz 22 metros, con un claro, dimensiones de la losa vigas (número de vigas 3) y cabeza de 8 metros sobre la cota de la superficie de la Quebrada Molinos.

8.1 Desarrollo del rediseño

Pasó a paso del modelado del puente por medio del programa RIGID 2.44

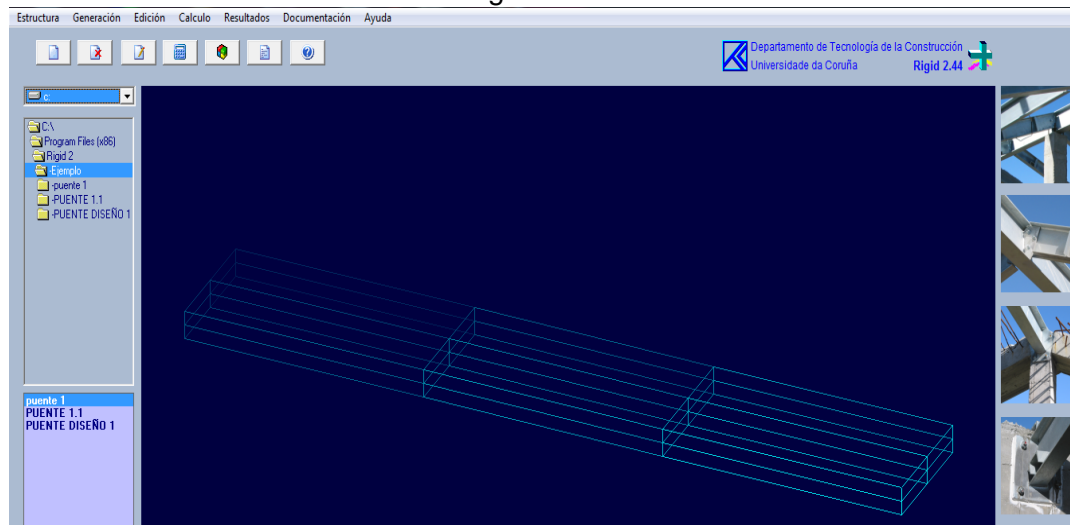
- **Configuraciones iniciales:**

En este programa de diseño la representación y los cálculos siempre son espaciales.

Esta es la pantalla inicial de Rigid 2.44

La cual procedemos a dar los valores iniciales requeridos por el software para dar con el desarrollo del rediseño del puente.

FIGURA 20: Rigid 2.44 Pantalla inicial.

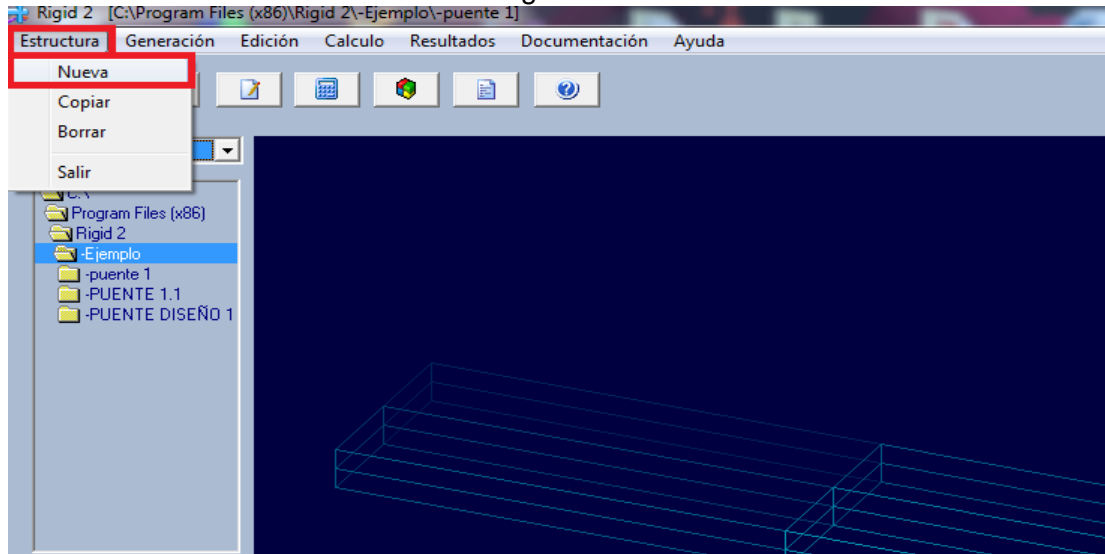


Fuente: Propia

- **Estructura:**

En el menú encontramos estructura, damos click en nuevo y le damos el nombre a la estructura

FIGURA 21: Rigid 2.44 Estructura.

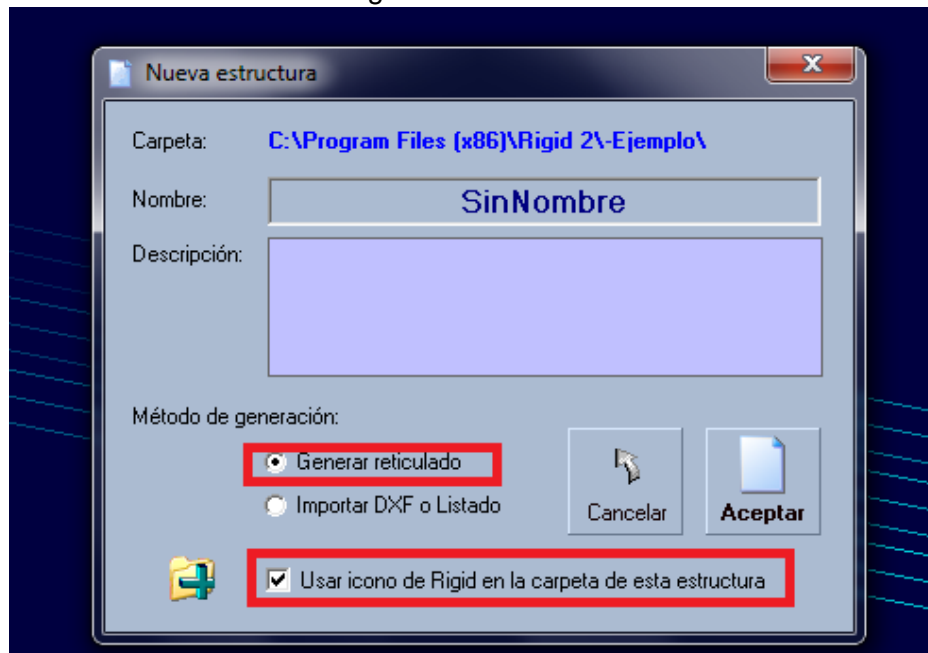


Fuente: Propia

- **Parámetros estructura:**

Después de ir al menú estructuras y dar click en nuevo, Activamos generar reticulado y usar icono de Rigid en la carpeta de esta estructura.

FIGURA 22: Rigid 2.44 Parámetros estructura.

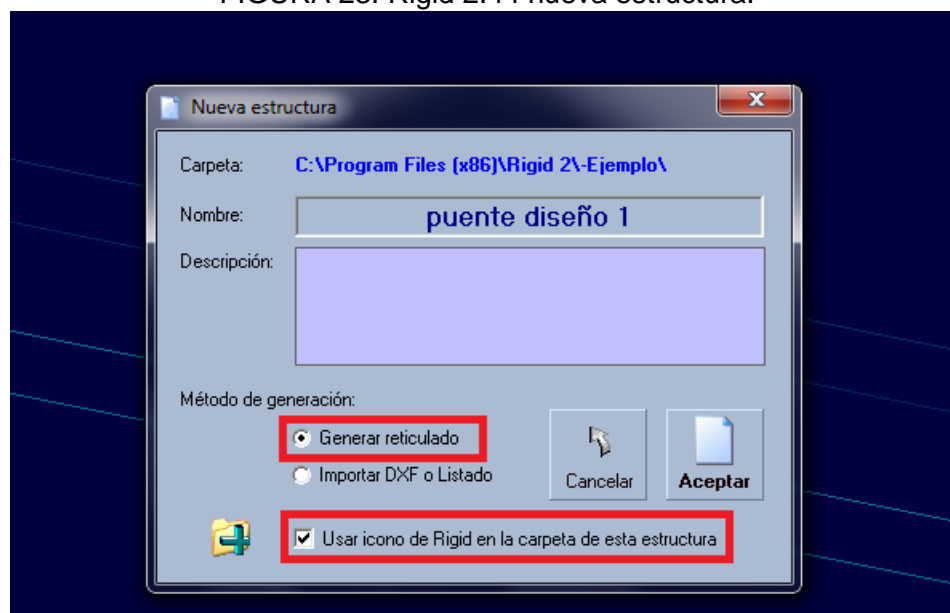


Fuente: Propia

- **Nueva estructura:**

Cuando se definen los parámetros, se nombra la estructura PUENTE DISEÑO 1 y aceptar.

FIGURA 23: Rigid 2.44 nueva estructura.

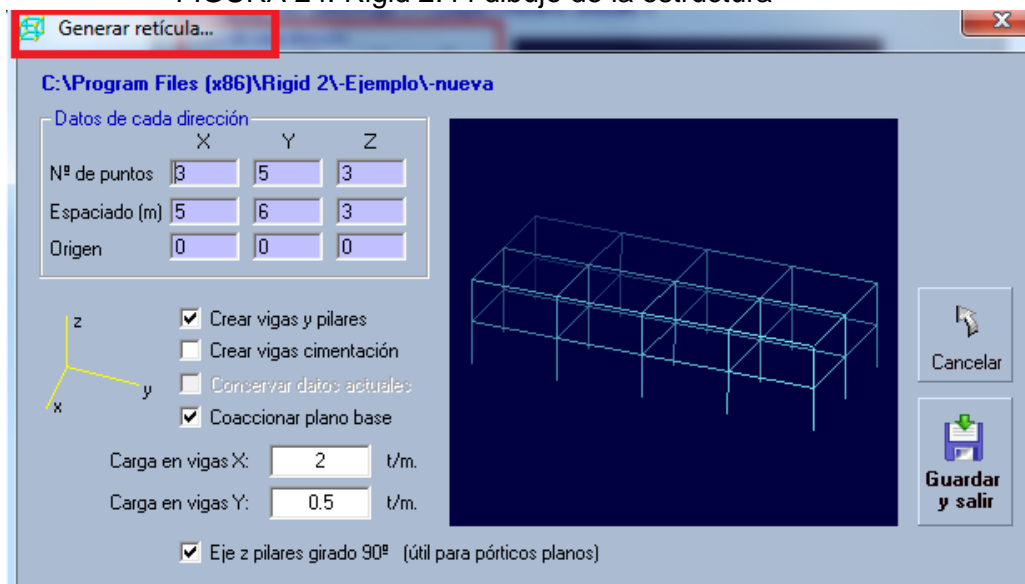


Fuente: Propia

- **5. Dibujo de la estructura:**

Después de dar el nombre a la nueva estructura aparece una pantalla para generar las barras, vigas, se debe probar combinando los valores de puntos y el espaciado, se generan los nudos.

FIGURA 24: Rigid 2.44 dibujo de la estructura

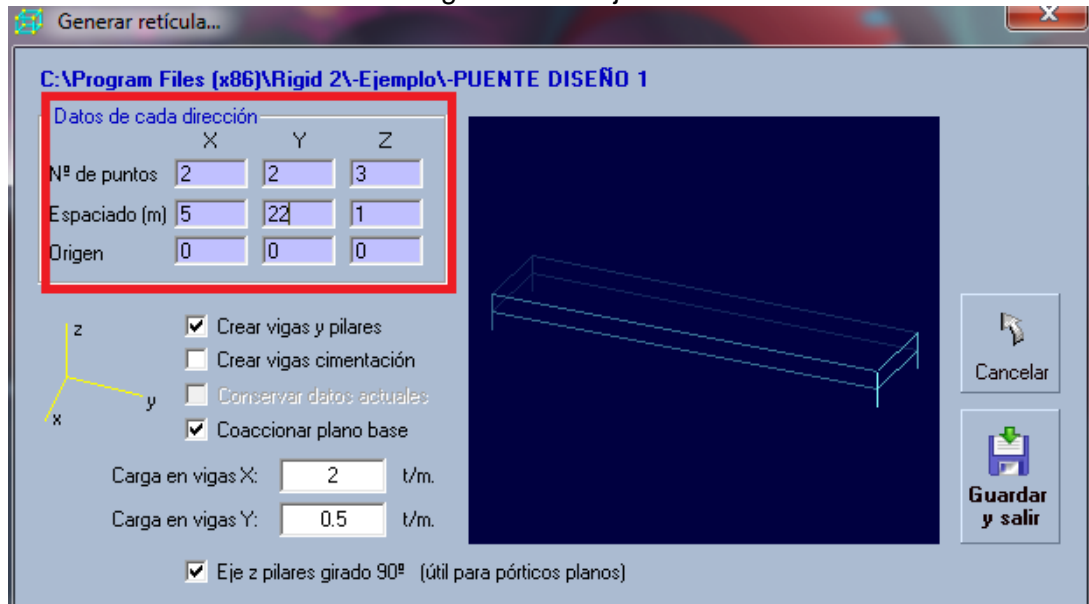


Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**

Se dispone a dar los datos de cada dirección contemplando la longitud del puente de 22 metros y un espaciado cada 5 metros (teniendo en cuenta la losa)

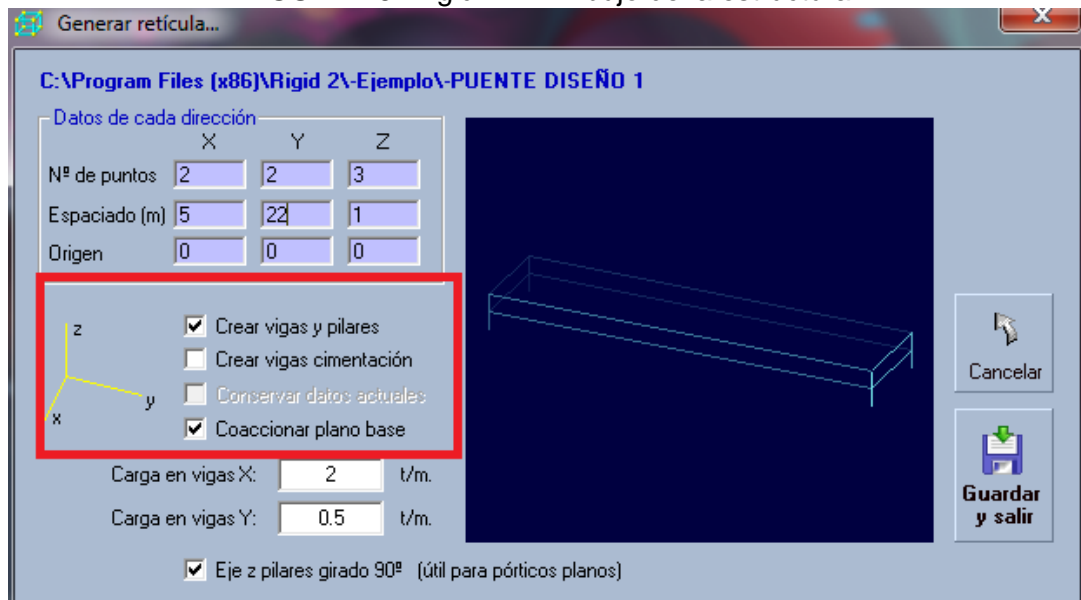
FIGURA 25: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura.



Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**
Cuando se establezcan los datos en cada dirección, número de puntos, espaciado y origen, seleccionamos crear vigas y pilares y coaccionar plano base

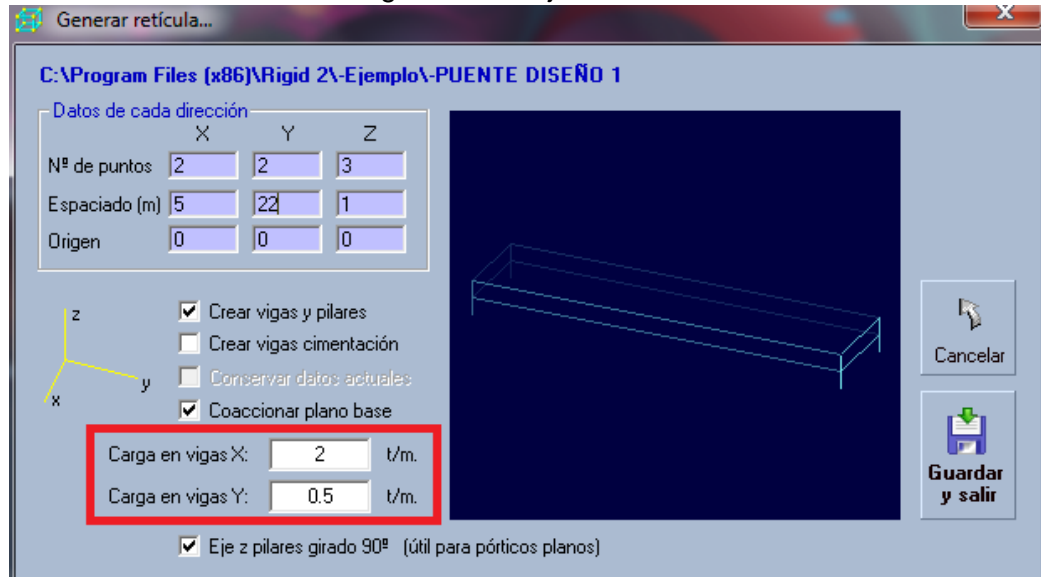
FIGURA 26: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura.



Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**
De acuerdo a lo especificado en los parámetros cargamos las vigas en la posición X y en la posición Y.

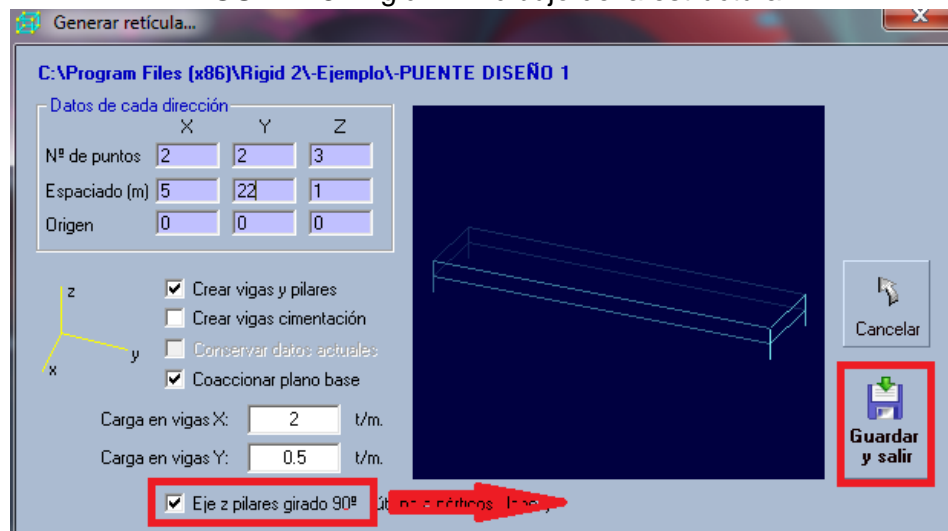
FIGURA 27: Rigid 2.44 dibujo de la estructura



Fuente: Propia

- Dibujo de la estructura:**
 Cuando ya se tengan todos los cuadros de texto con los requerimientos establecidos activamos el eje Z pilares girados a 90 grados y damos clic en guardar y salir

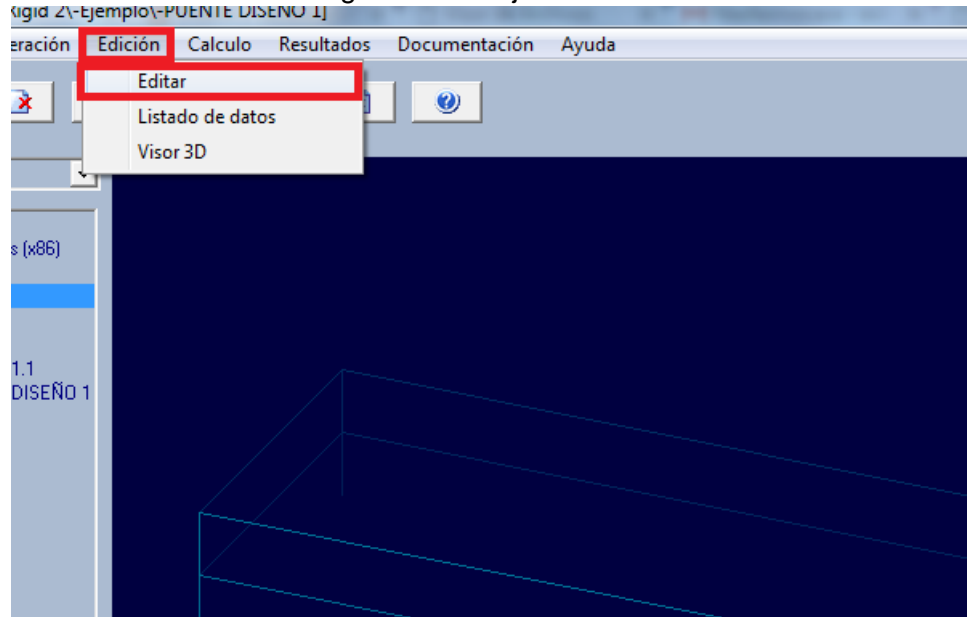
FIGURA 28: Rigid 2.44 dibujo de la estructura.



Fuente: Propia

- Dibujo de la estructura:**
 Ahora para dibujar seleccionamos en el menú edición y editar

FIGURA 29: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura



Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**
Aparece el diagrama sencillo, después de editar

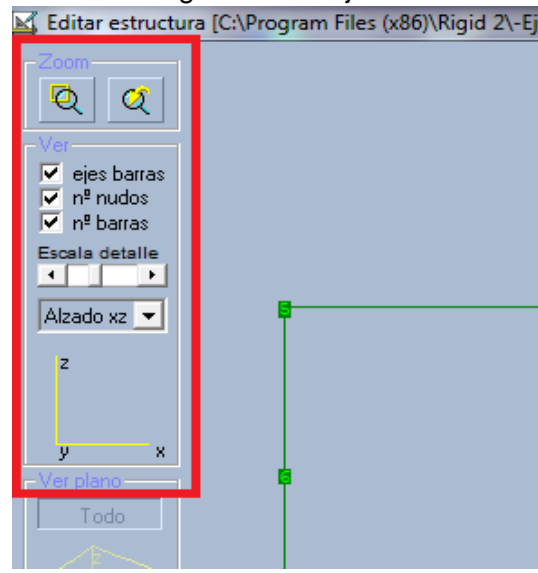
FIGURA 30: Rigid 2.44 dibujo de la estructura.



Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**
En el momento de editar seleccionamos eje de barras, numero de nudos, numero de barras y procedemos a ingresar los valores.

FIGURA 31: Rigid 2.44 dibujo de la estructura

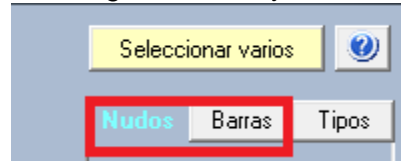


Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**

Después de activar los ficheros damos una vista previa a los nudos, seleccionándolo en la barra de herramientas

FIGURA 32: Rigid 2.44 dibujo de la estructura.

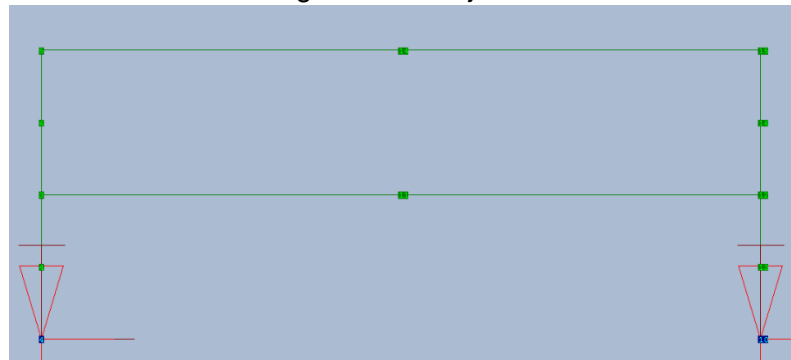


Fuente: Propia

- **Vista previa nudos YZ:**

De la siguiente manera podemos observar en un ángulo o posición diferente la estructura que se está formando

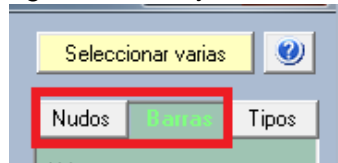
FIGURA 33: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura.



Fuente: Propia

- **Dibujo de la estructura:**
Después de activar los ficheros damos una vista previa a las barras, seleccionándolo en la barra de herramientas

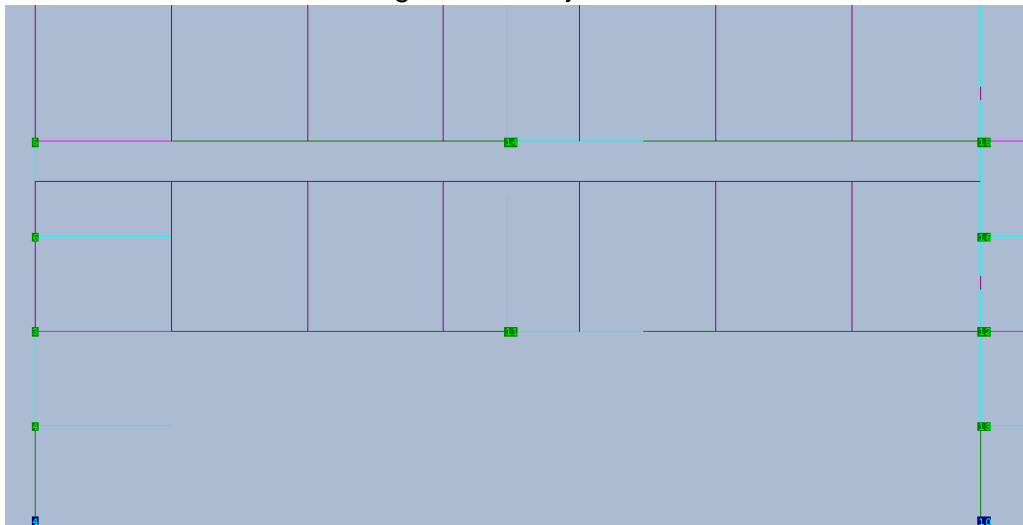
FIGURA 34: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura



Fuente: Propia

- **Vista previa barras:**
Ya se encuentran dibujados los elementos del puente

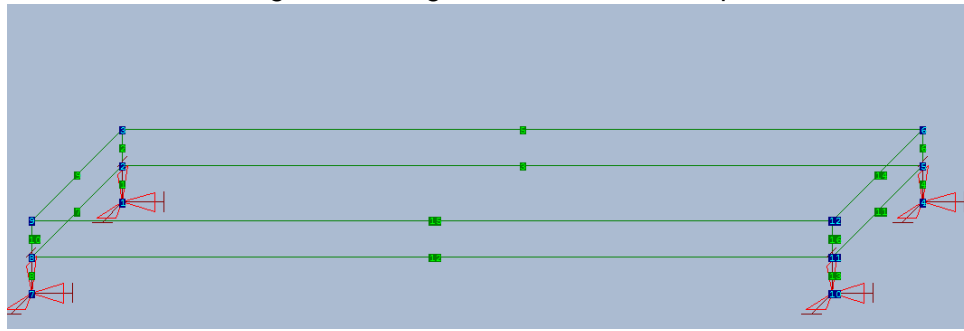
FIGURA 35: Rigid 2.44 Dibujo de la estructura



Fuente: Propia

- **Diagramas del diseño del puente:**
El programa permite diagramas de la estructura en diferentes perspectivas después de haber introducido los datos correspondientes
 - **Caballera del puente:**

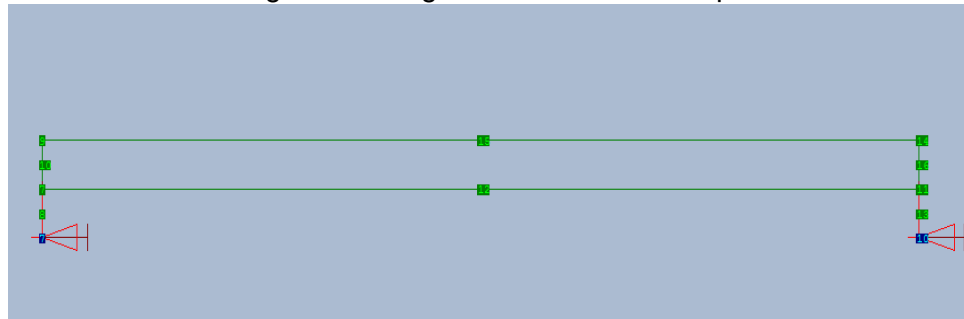
FIGURA 36: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente



Fuente: Propia

- **Alzado YZ:**

FIGURA 37: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente.

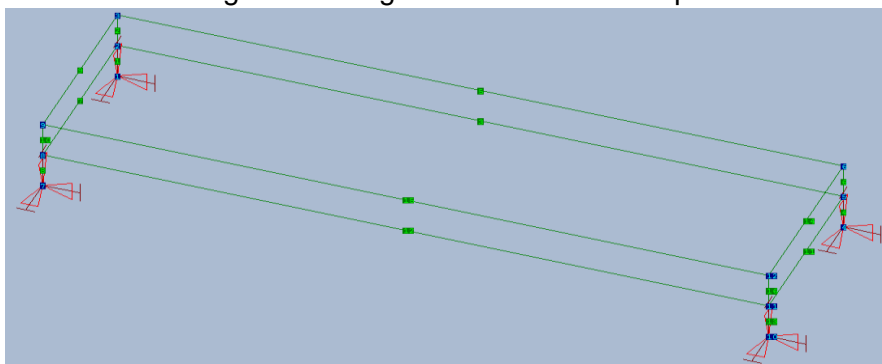


Fuente: Propia

- **DIN-5**

Se logra fijar una vista isométrica del diseño donde se concretan cada uno de los puntos de conexión de la estructura.

FIGURA 38: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente.

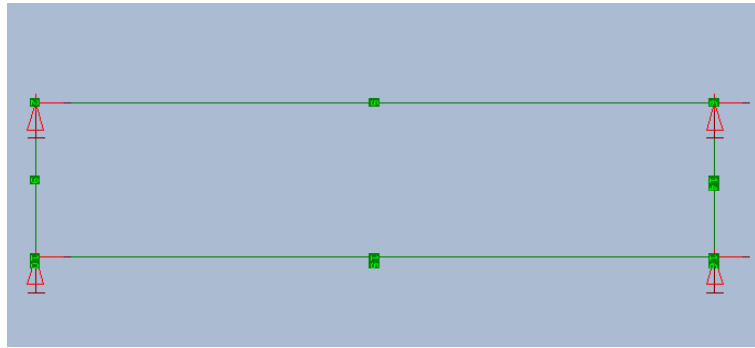


Fuente: Propia

- **Planta:**

Vista en planta de la estructura.

FIGURA 39: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente.

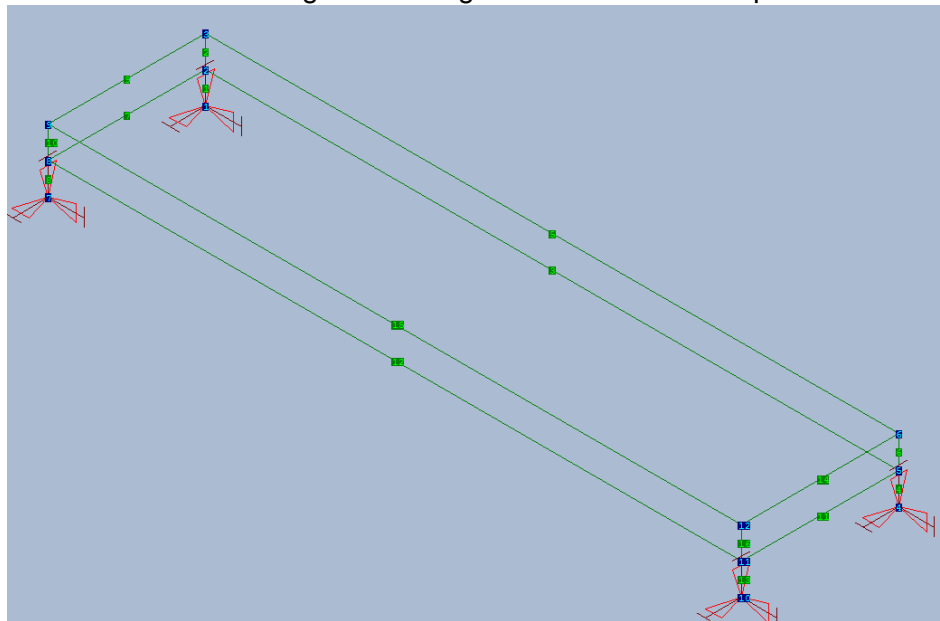


Fuente: Propia

- **Isometría:**

Vista isométrica de la estructura

FIGURA 40: Rigid 2.44 Diagramas del diseño del puente.

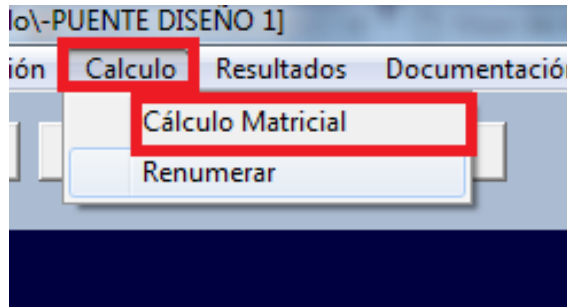


Fuente: Propia

- **Calculo de la estructura:**

Para calcular la estructura seleccionamos en el menú cálculo y le damos click a cálculo matricial.

FIGURA 41: Rigid 2.44 Diagramas cálculo de la estructura.



Fuente: Propia

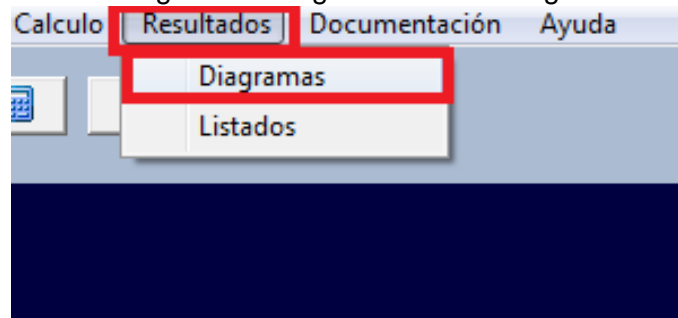
NOTA:

Se deben esperar unos segundos para que el programa procese la información y realice los cálculos

- **Salida de graficas:**

Vamos al menú y nos paramos en resultados y damos clic en diagramas

FIGURA 42: Rigid 2.44 Diagramas salida de gráficas



Fuente: Propia

- **Salida de graficas:**

Cuando seleccionemos los diagramas marcamos la opción de cada grafica que se quiere observar

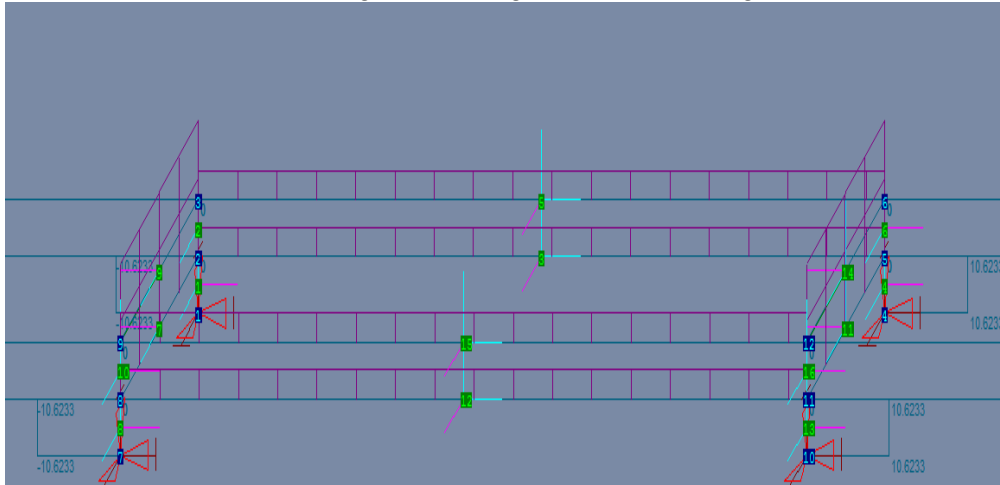
FIGURA 43: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.



Fuente: Propia

- **Diagrama axial:**

FIGURA 46: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.

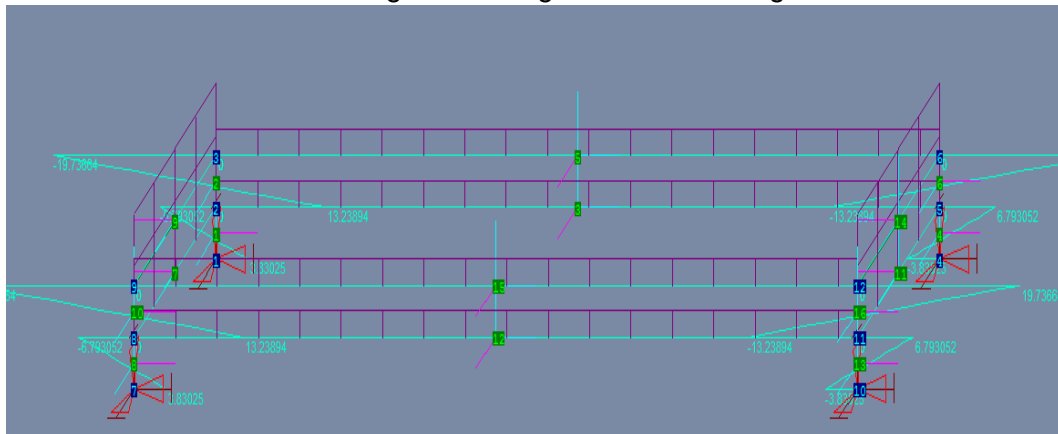


Fuente: Propia

- **Diagrama Momentos:**

- Diagrama flector Y:

FIGURA 47: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.

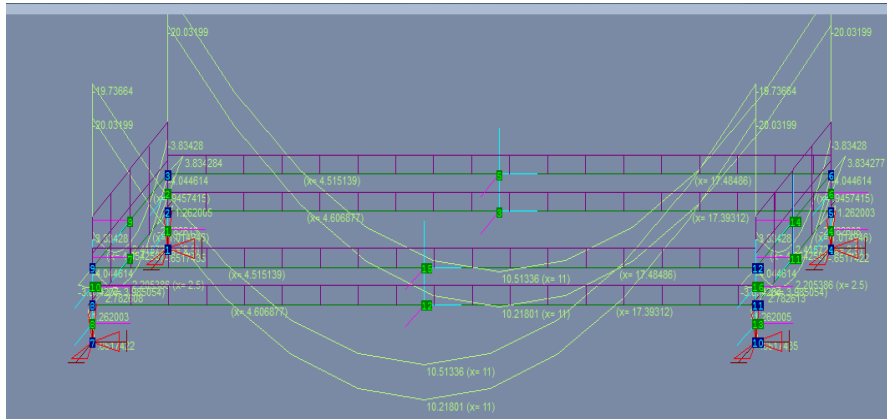


Fuente: Propia

- **Diagrama flector Z:**

Se puede determinar el diagrama flector de la estructura el cual se observan puntos críticos de la estructura el cual los elementos están sometidos a máximos momentos.

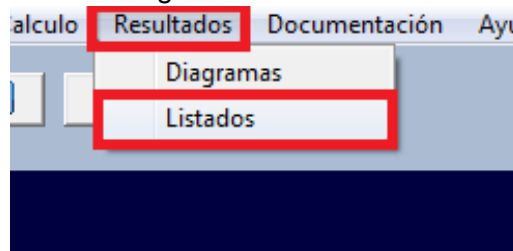
FIGURA 48: Rigid 2.44 diagramas salida de gráficas.



Fuente: Propia

- Salida numérica:**
 Para visualizar los resultados vamos al menú nos paramos en resultados y damos click en listados.

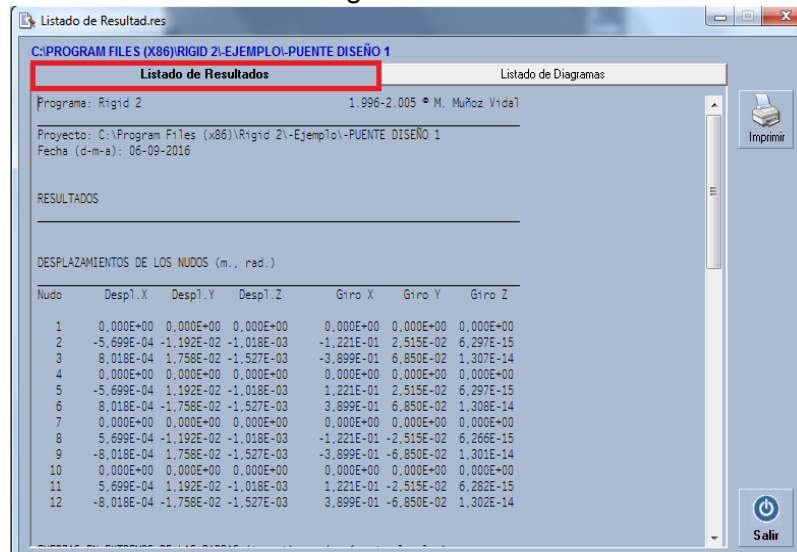
FIGURA 49: Rigid 2.44 salida numérica



Fuente: Propia

- Listado de resultados:**

FIGURA 50: Rigid 2.44 salida numérica.



Fuente: Propia

- Listado de diagramas:**

FIGURA 51: Rigid 2.44 salida numérica.

Listado de Diagramas.res

C:\PROGRAM FILES (X86)\RIGID 2\EJEMPLO\PUENTE DISEÑO 1

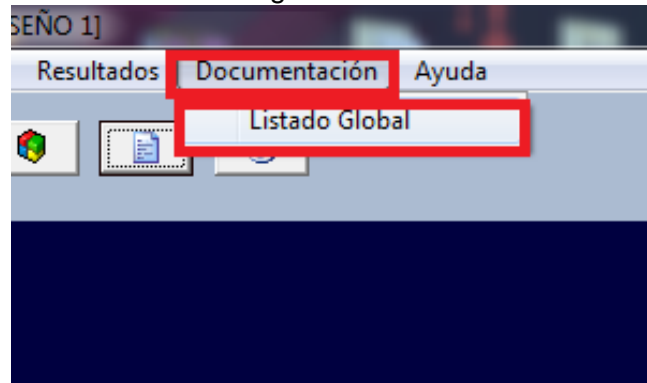
Listado de Resultados						Listado de Diagramas					
Pos.	Ax11 (t)	Cort.Y (t)	Cort.Z (t)	Torsor (m-t)	Mto.Y (m-t)	Mto.Z (m-t)	Desplaz Y(mm) Relat. Absol.	Desplaz Z(mm) Relat. Absol.	GiroY(rad) Relativo	GiroZ(rad) Relativo	
Barra 1 nudos: 11-> 12											
0/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	3.830	-0.652	0.00	0.00	0.00	0.00	
1/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	2.768	-0.460	-0.19	-0.24	-0.24	-1.43	
2/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	1.706	-0.269	-0.75	-0.86	-2.76	-5.15	
3/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	0.643	-0.078	-1.54	-1.71	-6.69	-10.27	
4/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-0.419	0.114	-2.39	-2.62	-11.15	-15.92	
5/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-1.481	0.305	-3.14	-3.43	-15.26	-21.22	
6/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-2.544	0.497	-3.65	-3.99	-18.16	-25.31	
7/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-3.606	0.688	-3.75	-4.14	-18.95	-27.29	
8/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-4.668	0.879	-3.27	-3.73	-16.77	-26.31	
9/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-5.731	1.071	-2.08	-2.59	-10.75	-21.47	
10/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	-6.793	1.262	0.00	-0.57	0.00	-11.92	
Barra 2 nudos: 1-> 2											
0/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	13.239	-2.783	0.00	-0.57	0.00	-11.92	
1/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	9.941	-2.121	1.32	0.89	4.26	-4.71	
2/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	6.644	-1.459	0.90	0.60	0.32	-5.70	
3/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	3.346	-0.798	-0.73	-0.89	-9.09	-12.16	
4/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	0.049	-0.136	-3.02	-3.04	-21.26	-21.38	
5/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-3.249	0.526	-5.42	-5.30	-33.48	-30.64	
6/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-6.546	1.188	-7.38	-7.13	-43.01	-37.23	
7/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-9.844	1.849	-8.37	-7.98	-47.15	-38.41	
8/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-13.142	2.511	-7.83	-7.30	-43.17	-31.49	
9/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-16.439	3.173	-5.22	-4.56	-28.36	-13.73	
10/10	-10.500	-6.617	-32.976	0.000	-19.737	3.834	0.00	0.80	0.00	17.58	
Barra 3 nudos: 2-> 3											

Fuente: Propia

- **Salida numérica:**

Para que el listado este en modo texto vamos al menú nos paramos en documentación y damos clic en listado global.

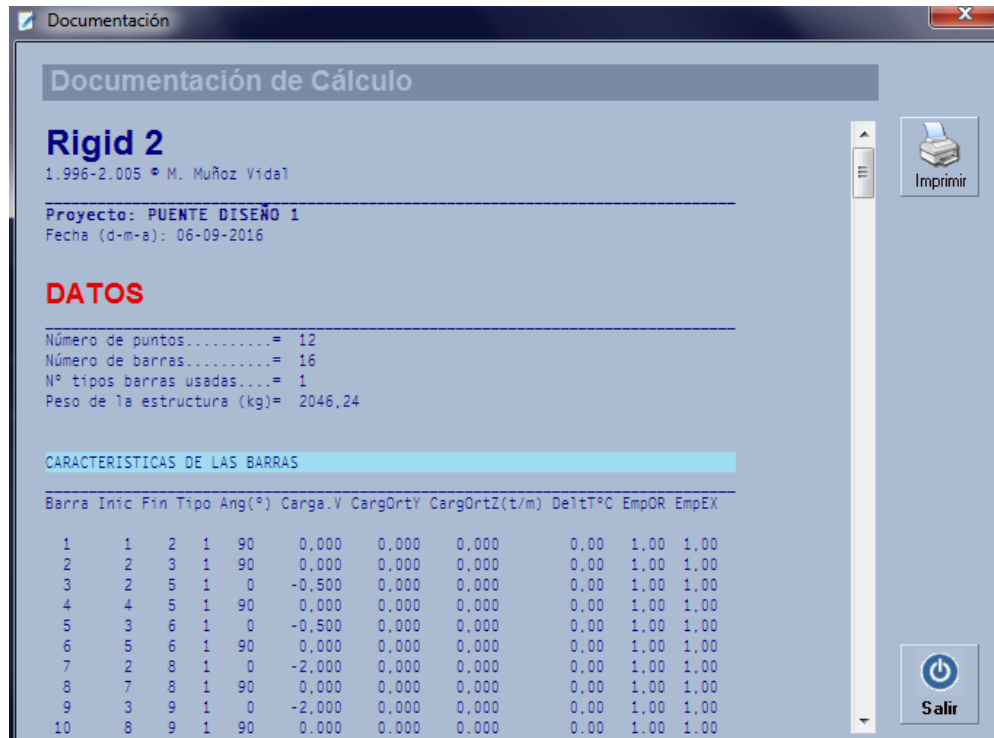
FIGURA 52: Rigid 2.44 salida numérica.



Fuente: Propia

- **Listado global:**

FIGURA 53: Rigid 2.44 salida numérica.



Fuente propia

• **10. Tablas Cálculos Rigid 2.44:**

El software mediante su análisis nos arroja sus tablas de resultados, en el cual podemos observar cada resultado y conseguir un resultado viable de la estructura

Rigid 2 1.996-2.005 © M. Muñoz Vidal

Proyecto: PUENTE DISEÑO 1 Fecha (d-m-a): 06-09-2016

DATOS

Número de puntos.....= 12 Número de barras.....= 16
Nº tipos barras usadas....= 1 Peso de la estructura (kg)= 2046,24

CARACTERÍSTICAS DE LAS BARRAS

Barra Inic Fin Tipo Ang(°) Carga CargOrtY CargOrtZ(t/m) DeltT°C
EmpOR EmpEX

1 1 2 1 90 0,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 2 2 3 1 90 0,000 0,000 0,000 0,00
1,00 1,00 3 2 5 1 0 -0,500 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 4 4 5 1 90 0,000 0,000 0,000

0,00 1,00 1,00 5 3 6 1 0 -0,500 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 6 5 6 1 90 0,000 0,000
 0,000 0,00 1,00 1,00 7 2 8 1 0 -2,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 8 7 8 1 90 0,000
 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 9 3 9 1 0 -2,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 10 8 9 1 90
 0,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 11 5 11 1 0 -2,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 12
 8 11 1 0 -0,500 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 13 10 11 1 90 0,000 0,000 0,000 0,00
 1,00 1,00 14 6 12 1 0 -2,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00 15 9 12 1 0 -0,500 0,000
 0,000 0,00 1,00 1,00 16 11 12 1 90 0,000 0,000 0,000 0,00 1,00 1,00

COORDENADAS DE LOS NODOS (en m.)

_____ Nudo Abcis.X Orden.Y Altur.Z Nudo Abcis.X Orden.Y Altur.Z

1 0,000 0,000 0,000 2 0,000 0,000 1,000 3 0,000 0,000 2,000 4 0,000 22,000
 0,000 5 0,000 22,000 1,000 6 0,000 22,000 2,000 7 5,000 0,000 0,000 8 5,000
 0,000 1,000 9 5,000 0,000 2,000 10 5,000 22,000 0,000 11 5,000 22,000 1,000 12
 5,000 22,000 2,000

TIPOS DE BARRAS

_____ Nº Nombre AreaCm2 InerZcm4 InerYcm4 MTorCm4 MYt/c2 mu
 Tk/c2 K/m3 mm/kº

1 HA-25-----4x8.4 70,6 414,9 414,9 697,0 292 0,20 250 2500 11,0

COACCIONES EN LOS NUDOS (en m.)

_____ Nudo dX dY dZ gX gY gZ

1 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 4 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000
 0,0000 0,0000 7 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000 10 0,0000 0,0000
 0,0000 0,0000 0,0000 0,0000

CARGAS EN LOS NUDOS (t, m·t)

_____ Nudo Carga X Carga Y Carga Z Momto.X Momto.Y Momto.Z

RESULTADOS

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS (m., rad.)

_____ Nudo Despl.X Despl.Y Despl.Z Giro X Giro Y Giro Z

1 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 2 -5,699E-
 04 -1,192E-02 -1,018E-03 -1,221E-01 2,515E-02 6,297E-15 3 8,018E-04 1,758E-
 02 -1,527E-03 -3,899E-01 6,850E-02 1,307E-14 4 0,000E+00 0,000E+00
 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 5 -5,699E-04 1,192E-02 -1,018E-03
 1,221E-01 2,515E-02 6,297E-15 6 8,018E-04 -1,758E-02 -1,527E-03 3,899E-01
 6,850E-02 1,308E-14 7 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00

0,000E+00 8 5,699E-04 -1,192E-02 -1,018E-03 -1,221E-01 -2,515E-02 6,266E-15
 9 -8,018E-04 1,758E-02 -1,527E-03 -3,899E-01 -6,850E-02 1,301E-14 10
 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 0,000E+00 11 5,699E-04
 1,192E-02 -1,018E-03 1,221E-01 -2,515E-02 6,282E-15 12 -8,018E-04 -1,758E-02
 -1,527E-03 3,899E-01 -6,850E-02 1,302E-14

FUERZAS EN EXTREMOS DE LAS BARRAS (t, m-t) (según ejes locales)

	Barra	Extremo	Fuer.X	Fuer.Y	Fuer.Z	Mto.X	Mto.Y	Mto.Z
1	1(or)	21,000	1,914	10,623	0,000	-3,830	0,652	2(ex)
		-21,000	-1,914	-10,623	0,000	-6,793	1,262	2
2	2(or)	10,500	6,617	32,976	0,000	-13,239	2,783	3(ex)
		-10,500	-6,617	-32,976	0,000	-19,737	3,834	3
3	2(or)	-22,352	5,500	0,000	0,000	0,000	0,000	20,032
		22,352	5,500	0,000	0,000	-20,032	4	4(or)
4	4(or)	21,000	1,914	-10,623	0,000	3,830	0,652	5(ex)
		-21,000	-1,914	10,623	0,000	6,793	1,262	5
5	3(or)	32,976	5,500	0,000	0,000	0,000	0,000	19,737
		0,000	0,000	19,737	6(ex)	-32,976	5,500	0,000
6	6(ex)	-10,500	-6,617	32,976	0,000	19,737	3,834	7
		10,500	6,617	-32,976	0,000	13,239	2,783	6(ex)
7	2(or)	-4,703	5,000	0,000	0,000	4,045	8(ex)	4,703
		4,703	5,000	0,000	0,000	-4,045	8	7(or)
8	7(or)	21,000	-1,914	10,623	0,000	-3,830	-0,652	8(ex)
		-21,000	1,914	-10,623	0,000	3,830	0,652	8
9	3(or)	6,617	5,000	0,000	0,000	0,000	0,000	3,834
		6,617	5,000	0,000	0,000	-3,834	10	8(or)
10	8(or)	10,500	-6,617	32,976	0,000	-13,239	-2,783	9(ex)
		-10,500	6,617	-32,976	0,000	13,239	2,783	9
11	5(or)	-4,703	5,000	0,000	0,000	4,045	11(ex)	4,703
		4,703	5,000	0,000	0,000	-4,045	12	8(or)
12	8(or)	-22,352	5,500	0,000	0,000	20,032	11(ex)	22,352
		22,352	5,500	0,000	0,000	-20,032	13	10(or)
13	10(or)	21,000	-1,914	-10,623	0,000	3,830	-0,652	11(ex)
		-21,000	1,914	10,623	0,000	6,793	-1,262	14
14	6(or)	6,617	5,000	0,000	0,000	0,000	3,834	12(ex)
		6,617	5,000	0,000	0,000	-3,834	15	9(or)
15	9(or)	32,976	5,500	0,000	0,000	0,000	0,000	19,737
		32,976	5,500	0,000	0,000	-19,737	16	11(or)
16	11(or)	10,500	-6,617	-32,976	0,000	13,239	-2,783	12(ex)
		-10,500	6,617	32,976	0,000	19,737	-3,834	12

FUERZAS DESEQUILIBRADAS (t, m-t) mayores de .001 (* indica coacción)

	Nudo	Fuerza X	Fuerza Y	Fuerza Z	MomentoX	MomentoY
1	1	-1,914*	-10,623*	-21,000*	3,830*	-0,652*
		0,000*	4	-1,914*	10,623*	-21,000*
		3,830*	-0,652*	0,000*		
7	7	1,914*	-10,623*	-21,000*	3,830*	0,652*
		0,000*				

DIAGRAMAS

(Los desplazamientos o giros relativos lo son respecto la línea recta que une los dos extremos de la barra en la estructura deformada. En general el desplazamiento relativo máximo nos dará la flecha de las vigas)

Pos.	Axil	Cort.Y	Cort.Z	Torsor	Mto.Y	Mto.Z	Desplaz Y(mm)	Desplaz Z(mm)
	GiroY(rad)	GiroZ(rad)	(t)	(t)	(t)	(m-t)	(m-t)	(m-t)
Relativo Barra 1 nudos:	11->	12	0/10	-21.000	-1.914	-10.623	0.000	3.830
	0.00	0.00	0.00	0.00	1.192E-02	5.699E-04	1/10	-21.000
								-1.914
								-10.623
								0.000
								2.768

-0.460 -0.19 -0.24 -0.24 -1.43 2/10 -21.000 -1.914 -10.623 0.000 1.706 -0.269 -
0.75 -0.86 -2.76 -5.15 3/10 -21.000 -1.914 -10.623 0.000 0.643 -0.078 -1.54 -1.71 -
6.69 -10.27 4/10 -21.000 -1.914 -10.623 0.000 -0.419 0.114 -2.39 -2.62 -11.15 -
15.92 5/10 -21.000 -1.914 -10.623 0.000 -1.481 0.305 -3.14 -3.43 -15.26 -21.22
6/10 -21.000 -1.914 -10.623 0.000 -2.544 0.497 -3.65 -3.99 -18.16 -25.31 7/10 -
21.000 -1.914 -10.623 0.000 -3.606 0.688 -3.75 -4.14 -18.95 -27.29 8/10 -21.000 -
1.914 -10.623 0.000 -4.668 0.879 -3.27 -3.73 -16.77 -26.31 9/10 -21.000 -1.914 -
10.623 0.000 -5.731 1.071 -2.08 -2.59 -10.75 -21.47 10/10 -21.000 -1.914 -10.623
0.000 -6.793 1.262 0.00 -0.57 0.00 -11.92 1.340E-01 2.572E-02 Barra 2 nudos: 1->
2 0/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 13.239 -2.783 0.00 -0.57 0.00 -11.92 9.261E-
02 2.378E-02 1/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 9.941 -2.121 1.32 0.89 4.26 -4.71
2/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 6.644 -1.459 0.90 0.60 0.32 -5.70 3/10 -10.500 -
6.617 -32.976 0.000 3.346 -0.798 -0.73 -0.89 -9.09 -12.16 4/10 -10.500 -6.617 -
32.976 0.000 0.049 -0.136 -3.02 -3.04 -21.26 -21.38 5/10 -10.500 -6.617 -32.976
0.000 -3.249 0.526 -5.42 -5.30 -33.48 -30.64 6/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 -
6.546 1.188 -7.38 -7.13 -43.01 -37.23 7/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 -9.844
1.849 -8.37 -7.98 -47.15 -38.41 8/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 -13.142 2.511 -
7.83 -7.30 -43.17 -31.49 9/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 -16.439 3.173 -5.22 -
4.56 -28.36 -13.73 10/10 -10.500 -6.617 -32.976 0.000 -19.737 3.834 0.00 0.80
0.00 17.58 3.604E-01 6.712E-02 Barra 3 nudos: 2-> 3 0/10 22.352 -5.500 0.000
0.000 0.000 -20.032 0.00 -1.02 0.00 -0.57 2.207E-14 -1.221E-01 1/10 22.352 -
4.400 0.000 0.000 0.000 -9.142-3500.28-3501.30 0.00 -0.57 2/10 22.352 -3.300
0.000 0.000 0.000 -0.672-10728.31-10729.33 0.00 -0.57 3/10 22.352 -2.200 0.000
0.000 0.000 5.378-18304.89-18305.91 0.00 -0.57 4/10 22.352 -1.100 0.000 0.000
0.000 9.008-23816.32-23817.34 0.00 -0.57 5/10 22.352 0.000 0.000 0.000 0.000
10.218-25814.38-25815.40 0.00 -0.57 6/10 22.352 1.100 0.000 0.000 0.000 9.008-
23816.32-23817.34 0.00 -0.57 7/10 22.352 2.200 0.000 0.000 0.000 5.378-
18304.89-18305.91 0.00 -0.57 8/10 22.352 3.300 0.000 0.000 0.000 -0.672-
10728.31-10729.33 0.00 -0.57 9/10 22.352 4.400 0.000 0.000 0.000 -9.142-
3500.28-3501.30 0.00 -0.57 10/10 22.352 5.500 0.000 0.000 0.000 -20.032 0.00 -
1.02 0.00 -0.57 2.207E-14 1.221E-01 Barra 4 nudos: 2-> 5 0/10 -21.000 -1.914
10.623 0.000 -3.830 -0.652 0.00 0.00 0.00 0.00 -1.192E-02 5.699E-04 1/10 -
21.000 -1.914 10.623 0.000 -2.768 -0.460 -0.19 -0.24 0.24 1.43 2/10 -21.000 -
1.914 10.623 0.000 -1.706 -0.269 -0.75 -0.86 2.76 5.15 3/10 -21.000 -1.914 10.623
0.000 -0.643 -0.078 -1.54 -1.71 6.69 10.27 4/10 -21.000 -1.914 10.623 0.000 0.419
0.114 -2.39 -2.62 11.15 15.92 5/10 -21.000 -1.914 10.623 0.000 1.481 0.305 -3.14
-3.43 15.26 21.22 6/10 -21.000 -1.914 10.623 0.000 2.544 0.497 -3.65 -3.99 18.16
25.31 7/10 -21.000 -1.914 10.623 0.000 3.606 0.688 -3.75 -4.14 18.95 27.29 8/10 -
21.000 -1.914 10.623 0.000 4.668 0.879 -3.27 -3.73 16.77 26.31 9/10 -21.000 -
1.914 10.623 0.000 5.731 1.071 -2.08 -2.59 10.75 21.47 10/10 -21.000 -1.914
10.623 0.000 6.793 1.262 0.00 -0.57 0.00 11.92 -1.340E-01 2.572E-02 Barra 5
nudos: 4-> 5 0/10 -32.976 -5.500 0.000 0.000 0.000 -19.737 0.00 -1.53 0.00 0.80
6.331E-14 -3.899E-01 1/10 -32.976 -4.400 0.000 0.000 0.000 -8.847-4030.53-
4032.06 0.00 0.80 2/10 -32.976 -3.300 0.000 0.000 0.000 -0.377-11670.97-
11672.50 0.00 0.80 3/10 -32.976 -2.200 0.000 0.000 0.000 5.673-19542.13-
19543.66 0.00 0.80 4/10 -32.976 -1.100 0.000 0.000 0.000 9.303-25230.31-
25231.84 0.00 0.80 5/10 -32.976 0.000 0.000 0.000 0.000 10.513-27287.29-
27288.81 0.00 0.80 6/10 -32.976 1.100 0.000 0.000 0.000 9.303-25230.31-
25231.84 0.00 0.80 7/10 -32.976 2.200 0.000 0.000 0.000 5.673-19542.13-
19543.66 0.00 0.80 8/10 -32.976 3.300 0.000 0.000 0.000 -0.377-11670.97-
11672.50 0.00 0.80 9/10 -32.976 4.400 0.000 0.000 0.000 -8.847-4030.53-4032.06

0.00 0.80 10/10 -32.976 5.500 0.000 0.000 0.000 -19.737 0.00 -1.53 0.00 0.80
6.331E-14 3.899E-01 Barra 6 nudos: 3-> 6 0/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 -
13.239 -2.783 0.00 -0.57 0.00 11.92 -9.261E-02 2.378E-02 1/10 -10.500 -6.617
32.976 0.000 -9.941 -2.121 1.32 0.89 -4.26 4.71 2/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000
-6.644 -1.459 0.90 0.60 -0.32 5.70 3/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 -3.346 -0.798
-0.73 -0.89 9.09 12.16 4/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 -0.049 -0.136 -3.02 -3.04
21.26 21.38 5/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 3.249 0.526 -5.42 -5.30 33.48 30.64
6/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 6.546 1.188 -7.38 -7.13 43.01 37.23 7/10 -
10.500 -6.617 32.976 0.000 9.844 1.849 -8.37 -7.98 47.15 38.41 8/10 -10.500 -
6.617 32.976 0.000 13.142 2.511 -7.83 -7.30 43.17 31.49

9/10 -10.500 -6.617 32.976 0.000 16.439 3.173 -5.22 -4.56 28.36 13.73 10/10 -
10.500 -6.617 32.976 0.000 19.737 3.834 0.00 0.80 0.00 -17.58 -3.604E-01
6.712E-02 Barra 7 nudos: 5-> 6 0/10 4.703 -5.000 0.000 0.000 0.000 -4.045 0.00 -
1.02 0.00 11.92 -5.317E-15 -2.515E-02 1/10 4.703 -4.000 0.000 0.000 0.000 -
1.795 -46.09 -47.11 0.00 11.92 2/10 4.703 -3.000 0.000 0.000 0.000 -0.045 -
130.03-131.05 0.00 11.92 3/10 4.703 -2.000 0.000 0.000 0.000 1.205 -215.74-
216.76 0.00 11.92 4/10 4.703 -1.000 0.000 0.000 0.000 1.955 -277.47-278.49 0.00
11.92 5/10 4.703 0.000 0.000 0.000 0.000 2.205 -299.77-300.78 0.00 11.92 6/10
4.703 1.000 0.000 0.000 0.000 1.955 -277.47-278.49 0.00 11.92 7/10 4.703 2.000
0.000 0.000 0.000 1.205 -215.74-216.76 0.00 11.92 8/10 4.703 3.000 0.000 0.000
0.000 -0.045 -130.03-131.05 0.00 11.92 9/10 4.703 4.000 0.000 0.000 0.000 -
1.795 -46.09 -47.11 0.00 11.92 10/10 4.703 5.000 0.000 0.000 0.000 -4.045 0.00 -
1.02 0.00 11.92 -5.286E-15 2.515E-02 Barra 8 nudos: 2-> 8 0/10 -21.000 1.914 -
10.623 0.000 3.830 0.652 0.00 0.00 0.00 0.00 1.192E-02 -5.699E-04 1/10 -21.000
1.914 -10.623 0.000 2.768 0.460 0.19 0.24 -0.24 -1.43 2/10 -21.000 1.914 -10.623
0.000 1.706 0.269 0.75 0.86 -2.76 -5.15 3/10 -21.000 1.914 -10.623 0.000 0.643
0.078 1.54 1.71 -6.69 -10.27 4/10 -21.000 1.914 -10.623 0.000 -0.419 -0.114 2.39
2.62 -11.15 -15.92 5/10 -21.000 1.914 -10.623 0.000 -1.481 -0.305 3.14 3.43 -
15.26 -21.22 6/10 -21.000 1.914 -10.623 0.000 -2.544 -0.497 3.65 3.99 -18.16 -
25.31 7/10 -21.000 1.914 -10.623 0.000 -3.606 -0.688 3.75 4.14 -18.95 -27.29 8/10
-21.000 1.914 -10.623 0.000 -4.668 -0.879 3.27 3.73 -16.77 -26.31 9/10 -21.000
1.914 -10.623 0.000 -5.731 -1.071 2.08 2.59 -10.75 -21.47 10/10 -21.000 1.914 -
10.623 0.000 -6.793 -1.262 0.00 0.57 0.00 -11.92 1.340E-01 -2.572E-02 Barra 9
nudos: 7-> 8 0/10 -6.617 -5.000 0.000 0.000 0.000 -3.834 0.00 -1.53 0.00 -17.58 -
1.046E-14 -6.850E-02 1/10 -6.617 -4.000 0.000 0.000 0.000 -1.584 -65.60 -67.13
0.00 -17.58 2/10 -6.617 -3.000 0.000 0.000 0.000 0.166 -164.70-166.23 0.00 -
17.58 3/10 -6.617 -2.000 0.000 0.000 0.000 1.416 -261.25-262.78 0.00 -17.58 4/10
-6.617 -1.000 0.000 0.000 0.000 2.166 -329.48-331.01 0.00 -17.58 5/10 -6.617
0.000 0.000 0.000 0.000 2.416 -353.95-355.47 0.00 -17.58 6/10 -6.617 1.000
0.000 0.000 0.000 2.166 -329.48-331.01 0.00 -17.58 7/10 -6.617 2.000 0.000
0.000 0.000 1.416 -261.25-262.78 0.00 -17.58 8/10 -6.617 3.000 0.000 0.000
0.000 0.166 -164.70-166.23 0.00 -17.58 9/10 -6.617 4.000 0.000 0.000 0.000 -
1.584 -65.60 -67.13 0.00 -17.58 10/10 -6.617 5.000 0.000 0.000 0.000 -3.834 0.00
-1.53 0.00 -17.58 -1.039E-14 6.850E-02 Barra 10 nudos: 3-> 9 0/10 -10.500 6.617
-32.976 0.000 13.239 2.783 0.00 0.57 0.00 -11.92 9.261E-02 -2.378E-02 1/10 -
10.500 6.617 -32.976 0.000 9.941 2.121 -1.32 -0.89 4.26 -4.71 2/10 -10.500 6.617
-32.976 0.000 6.644 1.459 -0.90 -0.60 0.32 -5.70 3/10 -10.500 6.617 -32.976 0.000

3.346 0.798 0.73 0.89 -9.09 -12.16 4/10 -10.500 6.617 -32.976 0.000 0.049 0.136
3.02 3.04 -21.26 -21.38 5/10 -10.500 6.617 -32.976 0.000 -3.249 -0.526 5.42 5.30 -
33.48 -30.64 6/10 -10.500 6.617 -32.976 0.000 -6.546 -1.188 7.38 7.13 -43.01 -
37.23 7/10 -10.500 6.617 -32.976 0.000 -9.844 -1.849 8.37 7.98 -47.15 -38.41 8/10
-10.500 6.617 -32.976 0.000 -13.142 -2.511 7.83 7.30 -43.17 -31.49 9/10 -10.500
6.617 -32.976 0.000 -16.439 -3.173 5.22 4.56 -28.36 -13.73 10/10 -10.500 6.617 -
32.976 0.000 -19.737 -3.834 0.00 -0.80 0.00 17.58 3.604E-01 -6.712E-02 Barra 11
nudos: 8-> 9 0/10 4.703 -5.000 0.000 0.000 0.000 -4.045 0.00 -1.02 0.00 -11.92 -
5.317E-15 -2.515E-02 1/10 4.703 -4.000 0.000 0.000 0.000 -1.795 -46.09 -47.11
0.00 -11.92 2/10 4.703 -3.000 0.000 0.000 0.000 -0.045 -130.03-131.05 0.00 -
11.92 3/10 4.703 -2.000 0.000 0.000 0.000 1.205 -215.74-216.76 0.00 -11.92 4/10
4.703 -1.000 0.000 0.000 0.000 1.955 -277.47-278.49 0.00 -11.92 5/10 4.703
0.000 0.000 0.000 0.000 2.205 -299.77-300.78 0.00 -11.92 6/10 4.703 1.000 0.000
0.000 0.000 1.955 -277.47-278.49 0.00 -11.92 7/10 4.703 2.000 0.000 0.000 0.000
1.205 -215.74-216.76 0.00 -11.92 8/10 4.

703 3.000 0.000 0.000 0.000 -0.045 -130.03-131.05 0.00 -11.92 9/10 4.703 4.000
0.000 0.000 0.000 -1.795 -46.09 -47.11 0.00 -11.92 10/10 4.703 5.000 0.000 0.000
0.000 -4.045 0.00 -1.02 0.00 -11.92 -5.302E-15 2.515E-02 Barra 12 nudos: 5-> 11
0/10 22.352 -5.500 0.000 0.000 0.000 -20.032 0.00 -1.02 0.00 0.57 2.210E-14 -
1.221E-01 1/10 22.352 -4.400 0.000 0.000 0.000 -9.142-3500.28-3501.30 0.00
0.57 2/10 22.352 -3.300 0.000 0.000 0.000 -0.672-10728.31-10729.33 0.00 0.57
3/10 22.352 -2.200 0.000 0.000 0.000 5.378-18304.89-18305.91 0.00 0.57 4/10
22.352 -1.100 0.000 0.000 0.000 9.008-23816.32-23817.34 0.00 0.57 5/10 22.352
0.000 0.000 0.000 0.000 10.218-25814.38-25815.40 0.00 0.57 6/10 22.352 1.100
0.000 0.000 0.000 9.008-23816.32-23817.34 0.00 0.57 7/10 22.352 2.200 0.000
0.000 0.000 5.378-18304.89-18305.91 0.00 0.57 8/10 22.352 3.300 0.000 0.000
0.000 -0.672-10728.31-10729.33 0.00 0.57 9/10 22.352 4.400 0.000 0.000 0.000 -
9.142-3500.28-3501.30 0.00 0.57 10/10 22.352 5.500 0.000 0.000 0.000 -20.032
0.00 -1.02 0.00 0.57 2.208E-14 1.221E-01 Barra 13 nudos: 8-> 11 0/10 -21.000
1.914 10.623 0.000 -3.830 0.652 0.00 0.00 0.00 0.00 -1.192E-02 -5.699E-04 1/10 -
21.000 1.914 10.623 0.000 -2.768 0.460 0.19 0.24 0.24 1.43 2/10 -21.000 1.914
10.623 0.000 -1.706 0.269 0.75 0.86 2.76 5.15 3/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 -
0.643 0.078 1.54 1.71 6.69 10.27 4/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 0.419 -0.114
2.39 2.62 11.15 15.92 5/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 1.481 -0.305 3.14 3.43
15.26 21.22

6/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 2.544 -0.497 3.65 3.99 18.16 25.31 7/10 -21.000
1.914 10.623 0.000 3.606 -0.688 3.75 4.14 18.95 27.29 8/10 -21.000 1.914 10.623
0.000 4.668 -0.879 3.27 3.73 16.77 26.31 9/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 5.731 -
1.071 2.08 2.59 10.75 21.47 10/10 -21.000 1.914 10.623 0.000 6.793 -1.262 0.00
0.57 0.00 11.92 -1.340E-01 -2.572E-02 Barra 14 nudos: 10-> 11 0/10 -6.617 -
5.000 0.000 0.000 0.000 -3.834 0.00 -1.53 0.00 17.58 -1.046E-14 -6.850E-02 1/10
-6.617 -4.000 0.000 0.000 0.000 -1.584 -65.60 -67.13 0.00 17.58 2/10 -6.617 -
3.000 0.000 0.000 0.000 0.166 -164.70-166.23 0.00 17.58 3/10 -6.617 -2.000
0.000 0.000 0.000 1.416 -261.25-262.78 0.00 17.58 4/10 -6.617 -1.000 0.000
0.000 0.000 2.166 -329.48-331.01 0.00 17.58 5/10 -6.617 0.000 0.000 0.000 0.000
2.416 -353.95-355.47 0.00 17.58 6/10 -6.617 1.000 0.000 0.000 0.000 2.166 -

329.48-331.01 0.00 17.58 7/10 -6.617 2.000 0.000 0.000 0.000 1.416 -261.25-
262.78 0.00 17.58 8/10 -6.617 3.000 0.000 0.000 0.000 0.166 -164.70-166.23 0.00
17.58 9/10 -6.617 4.000 0.000 0.000 0.000 -1.584 -65.60 -67.13 0.00 17.58 10/10 -
6.617 5.000 0.000 0.000 0.000 -3.834 0.00 -1.53 0.00 17.58 -1.040E-14 6.850E-02
Barra 15 nudos: 6-> 12 0/10 -32.976 -5.500 0.000 0.000 0.000 -19.737 0.00 -1.53
0.00 -0.80 6.310E-14 -3.899E-01 1/10 -32.976 -4.400 0.000 0.000 0.000 -8.847-
4030.53-4032.06 0.00 -0.80 2/10 -32.976 -3.300 0.000 0.000 0.000 -0.377-
11670.97-11672.50 0.00 -0.80 3/10 -32.976 -2.200 0.000 0.000 0.000 5.673-
19542.13-19543.66 0.00 -0.80 4/10 -32.976 -1.100 0.000 0.000 0.000 9.303-
25230.31-25231.84 0.00 -0.80 5/10 -32.976 0.000 0.000 0.000 0.000 10.513-
27287.29-27288.81 0.00 -0.80 6/10 -32.976 1.100 0.000 0.000 0.000 9.303-
25230.31-25231.84 0.00 -0.80 7/10 -32.976 2.200 0.000 0.000 0.000 5.673-
19542.13-19543.66 0.00 -0.80 8/10 -32.976 3.300 0.000 0.000 0.000 -0.377-
11670.97-11672.50 0.00 -0.80 9/10 -32.976 4.400 0.000 0.000 0.000 -8.847-
4030.53-4032.06 0.00 -0.80 10/10 -32.976 5.500 0.000 0.000 0.000 -19.737 0.00 -
1.53 0.00 -0.80 6.309E-14 3.899E-01 Barra 16 nudos: 9-> 12 0/10 -10.500 6.617
32.976 0.000 -13.239 2.783 0.00 0.57 0.00 11.92 -9.261E-02 -2.378E-02 1/10 -
10.500 6.617 32.976 0.000 -9.941 2.121 -1.32 -0.89 -4.26 4.71 2/10 -10.500 6.617
32.976 0.000 -6.644 1.459 -0.90 -0.60 -0.32 5.70 3/10 -10.500 6.617 32.976 0.000
-3.346 0.798 0.73 0.89 9.09 12.16 4/10 -10.500 6.617 32.976 0.000 -0.049 0.136
3.02 3.04 21.26 21.38 5/10 -10.500 6.617 32.976 0.000 3.249 -0.526 5.42 5.30
33.48 30.64 6/10 -10.500 6.617 32.976 0.000 6.546 -1.188 7.38 7.13 43.01 37.23
7/10 -10.500 6.617 32.976 0.000 9.844 -1.849 8.37 7.98 47.15 38.41 8/10 -10.500
6.617 32.976 0.000 13.142 -2.511 7.83 7.30 43.17 31.49 9/10 -10.500 6.617
32.976 0.000 16.439 -3.173 5.22 4.56 28.36 13.73 10/10 -10.500 6.617 32.976
0.000 19.737 -3.834 0.00 -0.80 0.00 -17.58 -3.604E-01 -6.712E-02

Análisis:

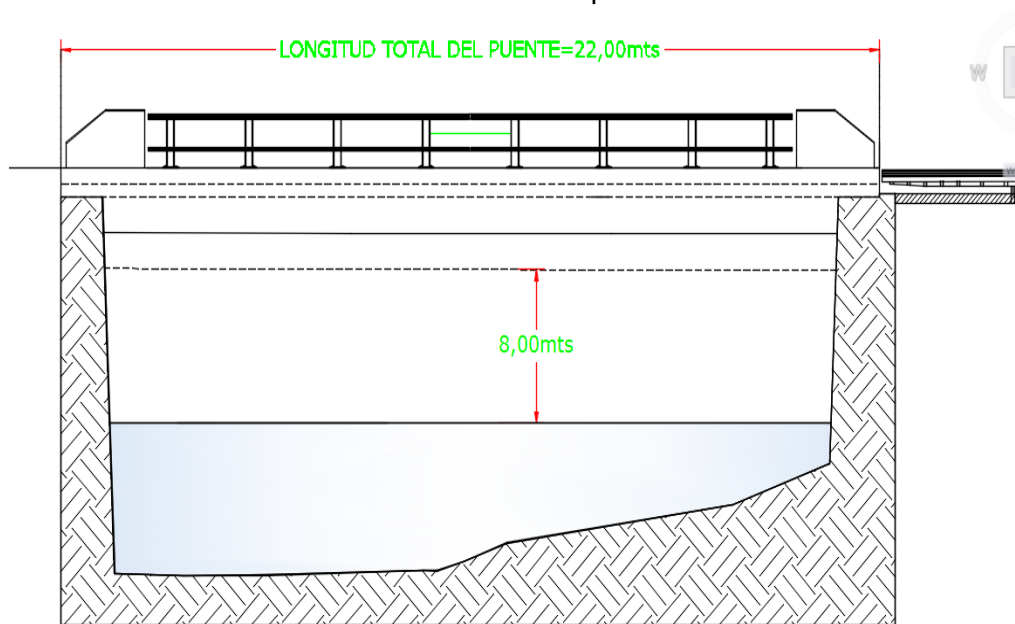
Después de realizar el estudio del Rediseño en el programa Rigid 2.44, nos arroja la tabla de resultados global que nos permite identificar que el Rediseño es viable. Los resultados de los diagramas del Rediseño y los desplazamientos o giros relativos son respecto la línea recta que une los dos extremos de la barra en la estructura deformada. En general el desplazamiento relativo máximo nos dará la flecha de las vigas.

Respecto al desplazamientos de los nudos en cada eje, X, Y y Z, fueron arrojados sin ninguna aberración, y las fuerzas en los extremos de las barras, teniendo en cuenta las fuerzas desequilibradas no dieron mayores a 0.001 ya que esto indicaría coacción. De acuerdo a los parámetros utilizados denotados en el paso a paso del procedimiento del Rediseño en el programa Rigid 2.44 y los elementos que se presentan teniendo en cuenta que el estudio realizado es para un Rediseño y no un diseño, esto requeriría mayores estudios, se puede dar confiabilidad en el resultado global, tanto en los diagramas, como en los datos arrojados de los nudos, deformaciones, fuerzas aplicadas y del pre diseño en general. El programa esta diseñado para dar advertencias y notas sobre errores que presente la

estructura o el diseño, en el análisis de resultado global no presenta ninguna de ellas, esto quiere decir que el pre diseño no presenta ninguna carencia.

- **Diseño arquitectónico:**

FIGURA 54: Diseño arquitectónico.



Fuente: Propia

9.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS

- Efectuado el rediseño basado en el software Rigid 2.44, se puede determinar la viabilidad del mismo, haciendo énfasis en estos resultados, es difícil llevarlo a cabo como proyecto ya que este cuenta con unos datos verdaderos y otros datos supuestos, los cuales los datos supuestos son el estudio de geotecnia del lugar donde se encuentra la estructura, el estudio TPDS o estudio de tránsito el cual nos permite determinar si la estructura requiere unas dimensiones mayores debido a su tránsito, ya que fueron usados para llevar a cabo una base muy cercana a lo que se pretende llevar a cabo de la estructura. De manera que se debe tener en cuenta estos factores en el momento de la aprobación del diseño con el objetivo que en una etapa futura la estructura no colapse en sus dimensiones.
- Del análisis de la estructura existente se determina que los apoyos o la subestructura no resisten la ampliación de la calzada del puente. Antes de proceder a una ampliación es necesario realizar unos ensayos de nucleación para tomar muestras de los estribos y comparar sus valores con la norma NSR-10
- Con los conocimientos adquiridos en el curso “Análisis, Diseño y Construcción de Puentes” en la Ciudad de México se logra determinar de manera rápida la mejor opción para el nuevo rediseño del puente vehicular de la diagonal 42 del Municipio de Dosquebradas.
- El programa Rigid 2.44 es herramienta que facilita el rediseño de este puente ya que cuenta con una interface fácil de manejar y herramienta de visualización y los datos de análisis del diseño arrojados nos brindan seguridad, analizando las respuestas dinámicas de este, las cargas móviles que hay durante el paso de un vehículo, estudiando el comportamiento en un sismo o la interacción que realiza entre la estructura y el suelo o cargas de viento.
- La estructura de protección actual del puente se encuentra en un estado bueno con unas deficiencias en el mantenimiento preventivo lo cual es necesario para evitar la corrosión de esta estructura se debilite y producir un accidente.

10. RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio global y profundo del modelo de puente y calcular los esfuerzos sobre los elementos principales para dimensionarlos proporcionalmente y no utilizar más peso donde no se necesita. Así se optimiza el uso del material y no hay desperdicios de peso. Lo ideal es que en el momento de la falla del puente, todos los elementos del modelo estén trabajando al máximo y se rompan al tiempo.
- Buenas uniones. La mayoría de las fallas de los modelos ocurre en las uniones ya que éstas son puntos de concentración de esfuerzos y debilidad constructiva. En uniones a compresión es apreciablemente fácil la construcción y sólo se necesita verificar que haya buen contacto entre los elementos. Las uniones que funcionarán a tracción son más críticas; para éstas se puede aumentar el espesor de los elementos en la parte cercana al nudo o reforzar la unión con elementos adicionales y asegurarlos con alfileres en sentido perpendicular. Siempre es mejor que la unión se haga por los lados y no punta con punta, de esta manera se tiene más superficie de contacto, la cual, con pegante y alfileres, resiste como esfuerzo cortante, la tracción entre los elementos principales de la unión.
- Realizar el estudio TPDS de la zona en la cual se ven involucrados dos movimientos, y así determinar el flujo vehicular del puente y considerar a mayor profundidad las dimensiones de la nueva estructura.
- Prueba de nucleación para estribos, ya que nos permite analizar si los apoyos existentes que cumplen con las normas colombianas requieren para realizar la ampliación de la estructura, así determinar si se necesita una estructura de reforzamiento para garantizar las cargas extras debido a la ampliación de la estructura.
- Los estudios de suelos para cimentaciones de cualquier proyecto exige el conocimiento previo de las características del terreno de apoyo y del entorno donde se ubica la obra prevista. Las características del terreno de apoyo se determinan mediante una serie de actividades que en su conjunto se denomina Estudio de Suelos para Cimentaciones y deben suministrar datos suficientes del subsuelo que permitan definir las propiedades geotécnicas más importantes de los suelos y materiales existentes en el sitio de ubicación del sitio a investigar.

Donde se deben realizar trabajos de campos como:

- Estudio geotécnico
 - La descripción visual de los diferentes tipos de afloramientos de rocas, el grado de meteorización, las fallas y otros defectos que puedan detectarse en dichas rocas.

FIGURA 55: Estribos y apoyos de la estructura existente



Fuente: Propia

- El estudio debe abarcar una zona suficiente amplia a ambos lados del cauce, a partir del eje de la vía, que permita la identificación de las unidades geomorfológicas de dicha zona y señalar las unidades estructurales más importantes como fallas fracturas u otros accidentes que puedan afectar a la obra proyectada.

FIGURA 56: Cauce que rebasa la estructura existente



Fuente: Propia

- Exploraciones del subsuelo en el sitio de puente a investigar.
- Antes de iniciar las exploraciones del subsuelo debe haber sido definida la ubicación del puente, así como la distancia entre los sitios de apoyo a fin de que los sondeos

puedan efectuarse lo más cercano posible a dichos sitios. Los trabajos de exploración básicamente comprenden:

- Realización, como mínimo, de un sondeo mecánico (perforación), en cada uno de los apoyos del puente proyectado. MINISTERIO DE TRANSPORTE E INFRAESTRUCTURA MANUAL PARA LA REVISIÓN DE ESTUDIOS GEOTÉCNICOS 15
 - Los sondeos se ejecutarán con muestreo continuo.
 - Cada sondeo se efectuará siguiendo el procedimiento de perforación y muestreo de la ASTM D-1586 (Prueba de Penetración Estándar, SPT), en los estratos de suelo y ASTM D- 2113, en los estratos duros o rocosos.
 - La profundidad de los sondeos debe ser, en el caso de estratos de suelo, de al menos 6.0 m a partir del fondo del cauce, teniendo en cuenta que si no se encuentran estratos resistentes a dicha profundidad, los sondeos se continuarán hasta encontrar estratos que permitan cimentar con seguridad los apoyos de la obra proyectada.
 - En caso de encontrar roca se penetrará en ella un mínimo de 2.0 m, a fin de verificar que se trata de un manto rocoso y no de formaciones cementadas accidentales o de bolones.
 - Toma de muestras los estratos encontrados en cada sondeo realizado, las que serán trasladadas al laboratorio para su análisis respectivo.
- Trabajos de laboratorio
 - E informe

11. BIBLIOGRAFIA

Asch, Gamboa. *Manuel de Inspeccion de Puentes Ministerio de Obras Publicas Y Transporte*. Costa Rica : s.n., 1972.

CARDER. *Diagnostico de riesgos ambientales Municipio de Dosquebradas*. Dsoquebradas : s.n., 2016.

Certificación, Instituto Colombiano de Normas Técnicas y. *ICONTEC - NTC 5551*. Colombia : s.n., 2016.

Clasificacion de los Puentes. [Online] http://thales.cica.es/rd/Recursos/rd99/ed99-0053-02/contenido/9_clasificacion_puentes.htm.

Curso de analisis de puentes. SANCHEZ, Fernando. DF distrito Federal : s.n., 2015.

Officials., American Association of State Highway and Transportetion *ESPECIFICACIONES AASHTO*. Washington, DC : s.n., 2002.

Perez, Javier Alejandro Fajardo- Wilson Ernesto. *Diseño simplificado de puentes*. Colombia : s.n., 2007.

SISMICA, ASOCIACION COLOMBIANA DE INGENIERIA. *NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES - LRFD- CCP 14*. Colombia : s.n., 2014.