

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CHILE Escuela de Ingeniería

# NUEVO MÉTODO DE LANZAMIENTO DE UN PUENTE METÁLICO EN ARCO ATIRANTADO DE 150 METROS

# EDGAR RICARDO BERMUDEZ MEJIA

Informe de Actividad de Graduación para optar al Grado de Magíster en Ingeniería Estructural y Geotécnica

Profesor Supervisor: HERNÁN SANTA MARÍA OYANEDEL

Santiago de Chile, Marzo, 2024.

(A mi familia, hermanos y amigos,que me apoyaron mucho...)(Dedicatoria)

#### AGRADECIMIENTOS

Agradezco de manera muy especial a mi madre, Betty Mejía, por todo el apoyo incondicional y los sabios consejos que me ha brindado a lo largo de mi vida hasta el día de hoy. Su amor y orientación han sido fundamentales en mi camino hacia el éxito.

También quiero expresar mi profundo agradecimiento a mis respetados profesores del programa académico del magíster. Su excepcional metodología de enseñanza y dedicación para transmitir sus conocimientos en cada especialidad ha sido inspiradora y enriquecedora para mi desarrollo académico y profesional.

Agradezco sinceramente a Elena Cornejo, coordinadora del programa, por su invaluable ayuda y atención oportuna durante mi etapa de formación. Su apoyo y las herramientas adecuadas que proporcionó para aplicar en las asignaciones académicas han sido cruciales para mi éxito académico.

A mis estimados compañeros de trabajo en Sima Perú, agradezco la oportunidad que me brindaron de formar parte de su equipo. Trabajar en proyectos que implican la materialización de diversos componentes de tipologías de puentes en la parte constructiva ha sido un desafío gratificante y enriquecedor para mi crecimiento profesional.

Asimismo, quiero expresar mi gratitud a mis colegas en Gestruc Ingenieros por permitirme participar en diferentes proyectos de infraestructura vial. La experiencia adquirida trabajando con ustedes ha sido invaluable y me ha brindado una perspectiva más amplia sobre los desafíos y oportunidades en el campo de la ingeniería civil.

A mis compañeros del magíster, les agradezco por su constante apoyo y compañía a lo largo de estos últimos años. Sus palabras de aliento y colaboración han sido un pilar fundamental en mi trayectoria académica y personal.

Por último, agradecimiento al profesor Hernán Santa Maria por su generosidad, tiempo y acompañamiento durante el desarrollo de la presente actividad de graduación.

# **INDICE GENERAL**

Pág.

| DEDI  | CATORIAii  |
|-------|--|
| AGRA  | ADECIMIENTOSiii  |
| INDIC | CE DE TABLASvii  |
| INDIC | CE DE FIGURASviii  |
| RESU  | MENxv  |
| ABST  | RACTxvi  |
| 1.    | INTRODUCCIÓN11.1. Objetivos11.1.1. Objetivo general11.1.2. Objetivos específicos11.2. Hipótesis del trabajo21.3. Alcances y Limitaciones de la Investigación21.4. Problema estructural2                      |
| 2.    | DATOS DE DISEÑO32.1. Descripción de la estructura32.2. Ubicación del puente32.3. Geometria del modelo42.4. Cargas Permanentes42.4.1. Peso propio (DC)42.4.2. Carga muerta (DW)4Acero para torres temporales4 |
| -     | Acero para tirantes5Pernos conectores.5Placa colaborante52.5. Cargas Variables52.5.1. Sobrecarga Vehicular (LL)52.5.2. Frenado (BRK)5  |

|    | 2.5.3. Viento (WS)   | 6  |
|----|--|----|
|    | 2.5.4. Viento sobre la sobrecarga (WL)                     | 8  |
|    | 2.5.5. Variación de temperatura uniforme (TU)              |    |
|    | 2.5.6. Variación de gradiente de temperatura (TPG)         |    |
|    | 2.5.7. Sobrecarga zonas peatonales (PL)                    | 9  |
|    | 2.6. Demanda sísmica                                       | 10 |
|    | 2.7. Combinaciones de Carga                                | 10 |
|    | 2.8. Secciones de los elementos estructurales              | 11 |
|    | 3.1. Estado límite de deformaciones de la estructura       | 13 |
|    | 3.2. Reacciones en los Apoyos                              | 14 |
| 4. | ETAPAS CONSTRUCTIVAS para el montaje y lanzamiento         | 17 |
|    | 4.1. Esquemas de lanzamiento                               | 17 |
| 5. | LANZAMIENTO INCREMENTAL                                    |    |
| 6. | PROPUESTA DE apoyos deslizantes ARTICULADOS                |    |
|    | 6.1. Contactos y mallado                                   |    |
|    | 6.2. Asignación de cargas y apoyos                         |    |
|    | 6.3. Solución de esfuerzos                                 |    |
|    | 6.4. Resultados del apoyo articulado                       |    |
|    | 6.5. Discretización con malla automática                   | 46 |
|    | 6.6. Discretización con malla tetraédrica                  |    |
|    | 6.7. Gráfica comparativa de malla automática y tetraédrica | 50 |
| 7. | propuesta de TORRES TEMPORALES                             | 51 |
|    | 7.11. Tabla resumen  | 60 |
|    | 7.12 Tablas comparativas                                   | 61 |
| 8. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES                             | 63 |
| BI | 3LIOGRAFIA   | 64 |
| A١ | N E X O S  | 65 |
| An | exo A : DISEÑO DE ESTRUCTURAS TEMPORALES                   | 66 |
|    | Propuesta de Nariz delantera                               | 67 |

| DISEÑO DE CÁMARA DE TIRO     | . 68 |
|------------------------------|------|
| DISEÑO DE CÁMARA DE RETENIDA | . 70 |
| VERIFICACIÓN OREJA DE TIRO   | . 72 |

# **INDICE DE TABLAS**

Pág.

| Tabla 1: Valores de las constantes Vo y Zo 6                                       |
|--|
| Tabla 2: Presiones básicas, PB , correspondientes a uan velocidad Vs=100 mph7      |
| Tabla 3: Base pressures, PB Corresponding to VB=160 km/hr7                         |
| Tabla 4: Rangos de Temperatura (°C)  |
| Tabla 5: Temperaturas que definen los Gradientes (°C)9                             |
| Tabla 6: Secciones de vigas longitudinales tipo cajon inferior y superior          |
| Tabla 7: Secciones de vigas transversales tipo cajon inferior y superior           |
| Tabla 8: Sección de vigas transversal inferior de alma llena 12                    |
| Tabla 9: estados de carga del puente   |
| Tabla 10: Comparativa con malla automática   |
| Tabla 11: Comparativa con malla tetraédrica  |
| Tabla 12: Discretización con malla automática 48                                   |
| Tabla 13: Discretización con malla tetraédrica 49                                  |
| Tabla 14: Tamaño de elementos  |
| Tabla 15: Resumen de Caso 1 60   |
| Tabla 16: Resumen de Caso 2 60   |
| Tabla 17: Distribución de torones (stands) considerando condiciones de servicio 67 |

# **INDICE DE FIGURAS**

| Pág.   |
|--|
| Figura 2-1 Asignación de cargas de viento7   |
| Figura 2-2 Positive Vertical Temperature Gradient in Concrete and Steel Superestructures<br>9        |
| Figura 2-3 Espectro sísmico de cálculo10   |
| Figura 2-4 Espectro sísmico de cálculo12   |
| Figura 2-5 Vista en elevación identificando las secciones longitudinales                             |
| Figura 2-6 Modo 1 , T=0.8607 y frecuencia f=1.1618513  |
| Figura 2-7 Modo 2 , T=0.77078 y frecuencia f=1.2973813   |
| Figura 2-8 Modo 2 , T=0.61652 y frecuencia f=1.6220114   |
| Figura 2-9 Cargas máximas debido al acero estructural14  |
| Figura 2-10 Cargas máximas debido a la losa14  |
| Figura 2-11 Cargas máximas debido a las barandas, barreras y asfalto 15                              |
| Figura 2-12 Cargas máximas debido a la vehicular HL93 del Aashto lrfd15                              |
| Figura 2-13 Cargas máximas debido al Sismo longitudinal EQx 15                                       |
| Figura 2-14 Cargas máximas debido al Sismo transversal EQy 16  |
| Figura 4-1 Vista en planta para el montaje y lanzamiento17   |
| Figura 4-2 Vista elevación de montaje y lanzamiento de propuesta 01 considerando torres con pedestal |

| Figura 4-3 Vista elevación de montaje y lanzamiento de propuesta 01 considerando torres |
|---|
| sin pedestal17  |
| Figura 5-1 punto de control en la viga tirante delantera (arranque)18                   |
| Figura 5-2 Superposición de desplazamientos relativos para SRVI+ 19                     |
| Figura 5-3 Superposición de desplazamientos relativos para RI 19                        |
| Figura 5-4 Superposición de desplazamientos relativos para RIII+ 20                     |
| Figura 5-5 Superposición de desplazamientos relativos para EEX+ 20                      |
| Figura 5-6 Superposición de desplazamientos relativos para EEX 21                       |
| Figura 5-7 Superposición de desplazamientos relativos para EEY+ 21                      |
| Figura 5-8 Superposición de desplazamientos relativos para EEY 22                       |
| Figura 5-9 Comparativa de desplazamientos de propuesta 1                                |
| Figura 5-10 Comparativa de desplazamientos de propuesta 2                               |
| Figura 5-11 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación SRVI+ 23    |
| Figura 5-12 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación RI. 24      |
| Figura 5-13 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación RIII+24     |
| Figura 5-14 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEX+ 24     |
| Figura 5-15 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEX-25      |
| Figura 5-16 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEY+ 25     |
| Figura 5-17 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEY-25      |

| Figura 5-18 esfuerzos relativos para SRVI+                                  | 5 |
|---|---|
| Figura 5-19 esfuerzos relativos para RI                                     | 5 |
| Figura 5-20 esfuerzos relativos para RIII+                                  | 7 |
| Figura 5-21 esfuerzos relativos para EEX+                                   | 7 |
| Figura 5-22 esfuerzos relativos para EEX                                    | 8 |
| Figura 5-23 esfuerzos relativos para EEY+                                   | 8 |
| Figura 5-24 esfuerzos relativos para EEY                                    | 9 |
| Figura 5-25 esfuerzos de propuesta 1  | 9 |
| Figura 5-26 esfuerzos de propuesta 2  | 0 |
| Figura 5-27 fuerza cortante de propuesta 1                                  | 0 |
| Figura 5-28 fuerza cortante de propuesta 2                                  | 1 |
| Figura 5-29 momento flector de propuesta 1                                  | 1 |
| Figura 5-30 momento flector de propuesta 2                                  | 2 |
| Figura 6-1 Contactos reconocidos por el programa y el tipo de contacto      | 3 |
| Figura 6-2 Asignación de la longitud del elemento                           | 4 |
| Figura 6-3 Mallado generado en el apoyo estructural                         | 4 |
| Figura 6-4 Asignación de soportes fijos en la base de la estructura         | 5 |
| Figura 6-5 Distribución de la carga de presión en la superficie de contacto | 5 |
| Figura 6-6 Selección de las soluciones a analizar                           | 5 |

| Figura 6-7 Materiales asignados a la estructura                            | . 36 |
|--|------|
| Figura 6-8 Superficie con área de 1.420914 m^2                             | . 37 |
| Figura 6-9 Superficie con área de 0.96574 m <sup>2</sup>                   | . 37 |
| Figura 6-10 Asignación del material A709 grado 50                          | . 38 |
| Figura 6-11 esfuerzo equivalente para el material A709 grado 50            | . 38 |
| Figura 6-12 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.08 m   | . 39 |
| Figura 6-13 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.075 m  | . 39 |
| Figura 6-14 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.070 m  | . 40 |
| Figura 6-15 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.065 m  | . 40 |
| Figura 6-16 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.063 m  | . 40 |
| Figura 6-17 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0610 m | . 41 |
| Figura 6-18 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0608 m | . 41 |
| Figura 6-19 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0606 m | . 41 |
| Figura 6-20 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0604 m | . 42 |
| Figura 6-21 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0602 m | . 42 |
| Figura 6-22 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.15 m   | . 43 |
| Figura 6-23 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.10 m   | . 43 |
| Figura 6-24 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.09 m   | . 43 |
| Figura 6-25 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.08 m   | . 44 |

| Figura 6-26 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.07 m      |
|---|
| Figura 6-27 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.069 m 44  |
| Figura 6-28 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.068 m     |
| Figura 6-29 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.067 m     |
| Figura 6-30 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.066 m     |
| Figura 6-31 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.065 m 46  |
| Figura 6-32 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0647 m 46 |
| Figura 6-33 Malla generada para una longitud de elemento de 0.5 m             |
| Figura 6-34 Malla generada para una longitud de elemento de 0.1 m             |
| Figura 6-35 Malla generada para una longitud de elemento de 0.06 m 47         |
| Figura 6-36 Malla generada para una longitud de elemento de 0.5 m             |
| Figura 6-37 Malla generada para una longitud de elemento de 0.1 m 49          |
| Figura 6-38 Malla generada para una longitud de elemento de 0.0647 m 49       |
| Figura 6-39 Grafico de malla automática 50                                    |
| Figura 6-40 Grafico de malla tetraédrica 50                                   |
| Figura 7-1 Asignación de materiales en torre temporal                         |
| Figura 7-2 Creación del mallado para el análisis 52                           |
| Figura 7-3 Asignación de la carga   |
| Figura 7-4 Deformación total  |

| Figura 7-5 Esfuerzo equivalente    |
|------------------------------------|
| Figura 7-6 Deformación total53     |
| Figura 7-7 Esfuerzo equivalente    |
| Figura 7-8 Deformación total54     |
| Figura 7-9 Esfuerzo equivalente54  |
| Figura 7-10 Deformación total55    |
| Figura 7-11 Esfuerzo equivalente55 |
| Figura 7-12 Deformación total55    |
| Figura 7-13 Esfuerzo equivalente   |
| Figura 7-14 Deformación total56    |
| Figura 7-15 Esfuerzo equivalente   |
| Figura 7-16 Deformación total57    |
| Figura 7-17 Esfuerzo equivalente   |
| Figura 7-18 Deformación total57    |
| Figura 7-19 Esfuerzo equivalente   |
| Figura 7-20 Deformación total58    |
| Figura 7-21 Esfuerzo equivalente   |
| Figura 7-22 Deformación total59    |
| Figura 7-23 Esfuerzo equivalente   |

| Figura 7-24 Comparación de las deformaciones  |       |
|---|-------|
| Figura 7-25 Comparación del esfuerzo equivalente  |       |
| Figura 7-26 Comparación de la fuerza axial 61   |       |
| Figura 7-27 Comparación del momento flector total   |       |
| Figura 7-28 Comparación del esfuerzo cortante   |       |
| Figura 7-29 Comparación del máximo esfuerzo combinado   |       |
| Figura 0-1 Fuerzas axiales en cables de tiro y retenida en volado de 48m por Resiste (tonf)   | encia |
| Figura 0-2 Fuerzas axiales en cables de tiro y retenida en volado de 51m Resistencia (1<br>66 | tonf) |
| Figura 0-3 Resistencia máxima de cable de 5/8" R=16.2 tonf                                    |       |
| Figura 0-4 Resumen de Ratios en Resistencia de torres de izaje                                |       |
| Figura 0-1 Geometría de cámara de anclaje (mm)68  |       |
| Figura 0-2 Cargas máximas en el tiro de Puente  |       |
| Figura 0-1 Geometría de cámara de retenida70  |       |
| Figura 0-2 Cargas máximas en la retenida de Puente  |       |

## RESUMEN

Una vez que se han fabricado los componentes del puente, se inicia la fase de montaje en el sitio en la margen derecha. Las secciones tipo cajón del puente se ensamblan y se conectan entre sí utilizando equipos de elevación y técnicas de soldadura especializadas. Durante esta etapa, es crucial garantizar la alineación y el nivelado adecuados para garantizar la estabilidad estructural del puente.

Además del montaje de las secciones del puente, también se deben construir apoyos temporales en el cauce para sostener el puente durante el proceso de lanzamiento. Estos apoyos pueden incluir estructuras temporales de acero o concreto diseñadas específicamente para soportar el peso del puente definitivo durante su instalación, proponiéndose dos casos de estudio y reportar los resultados de la respuesta estructural.

El lanzamiento del puente puede ser empujado o lanzado gradualmente hacia su posición final utilizando sistemas de empuje hidráulico. Este proceso requiere una cuidadosa coordinación y control para garantizar que el puente se mueva suavemente y se asiente correctamente en su lugar.

Una vez que el puente ha sido lanzado con éxito, se realizan ajustes finales para garantizar que esté correctamente alineado y nivelado.

En resumen, el montaje y lanzamiento de puentes arco es un proceso técnico que requiere una combinación única de habilidades técnicas, experiencia y creatividad. Desde la planificación inicial hasta la ejecución final, cada paso en la construcción de un puente arco representa un logro monumental en la ingeniería estructural y una celebración del ingenio humano.

#### ABSTRACT

Once the bridge components have been manufactured, the assembly phase begins at the site on the right bank. The box sections of the bridge are assembled and connected together using lifting equipment and specialized welding techniques. During this stage, it is crucial to ensure proper alignment and grading to ensure the structural stability of the bridge.

In addition to the assembly of the bridge sections, temporary supports must also be constructed in the channel to support the bridge during the launching process. These supports may include temporary steel or concrete structures specifically designed to support the weight of the final bridge during its installation, proposing two case studies and reporting the results of the structural response.

The bridge launch can be gradually pushed or launched towards its final position using hydraulic thrust systems. This process requires careful coordination and control to ensure that the bridge moves smoothly and sits properly in place.

Once the bridge has been successfully launched, final adjustments are made to ensure it is properly aligned and level.

In short, erecting and launching arch bridges is a technical process that requires a unique combination of technical skills, experience and creativity. From initial planning to final execution, each step in the construction of an arch bridge represents a monumental achievement in structural engineering and a celebration of human ingenuity.

# 1. INTRODUCCIÓN

Se ha optado por el método de lanzamiento de la estructura metálica definitiva siendo un puente en arco atirantado de tablero inferior.

Para la fabricación del arco, el empleo del acero estructural conduce a la solución más económica. Las secciones transversales se eligen de forma que sus características sean compatibles con la función estructural de cada elemento. La compatibilidad entre los elementos y las uniones también es un aspecto importante en la selección de las secciones transversales. En esta selección tampoco se desprecian los aspectos estéticos ya que la percepción de la estructura por parte del usuario depende fuertemente de las secciones longitudinales y transversales.

#### 1.1. Objetivos

#### 1.1.1. Objetivo general

Verificar los elementos estructurales del puente definitivo y temporales mediante el análisis por etapas constructivas en las distintas etapas de lanzamiento durante la construcción, reportar los resultados de los casos analizados para conocer la mejor opción ingenieril y aplicación en proyectos similares.

#### 1.1.2. Objetivos específicos

- Comparativa de los desplazamientos, esfuerzos, cortantes y momentos flectores en el punto de control de la superestructura y torres temporales debidos al método de lanzamiento.
- Diseño de estructuras temporales
- Comparativa de cómputos métricos de propuestas de torres temporales

#### 1.2. Hipótesis del trabajo

Se estudian dos propuestas técnicas del método de lanzamiento viables para la aplicación de proyectos similares y concluir con la mejor opción.

#### 1.3. Alcances y Limitaciones de la Investigación

El presente trabajo ha limitado a los siguientes aspectos:

- Se considera como único caso de estudio la superestructura del puente y estructuras temporales.
- no se considera la interacción suelo estructura en el presente estudio
- Se considera un comportamiento lineal elástico de los elementos estructurales de la superestructura del puente, las torres provisionales y estructuras temporales.

De acuerdo a estas limitantes las conclusiones obtenidas en el presente trabajo no necesariamente podrán ser extrapoladas a otros casos.

#### 1.4. Problema estructural

El método de lanzamiento se basa en desplazar progresivamente la superestructura desde un extremo hasta llegar a su posición final sobre los apoyos deslizantes de las torres temporales, la superestructura durante el método de empuje o lanzamiento pasa por diferentes escenarios que requiere el conocimiento de los resultados debido a diferentes factores como topográficos, climático, etc. Proponiéndose soluciones con métodos constructivos aplicables a la realidad del proyecto eligiéndose la mejor opción técnica y económica.

# 2. DATOS DE DISEÑO

# 2.1. Descripción de la estructura

Para su construcción se ha optado por el lanzamiento de la estructura, por lo que se hace necesaria la utilización de una serie de elementos auxiliares que permitan su movimiento.

| Tipo de Puente      | : Arco Atirantado de Tablero inferior |
|---------------------|---------------------------------------|
| Longitud Hidráulica | : 148.2m                              |
| Longitud de diseño  | : 150m                                |
| Sección transversal | : Puente Viga-Losa                    |
| Espesor de losa     | : 0.20m                               |
| Número de vías      | : 2                                   |
| Número de barreras  | : 2                                   |
| Espesor de asfalto  | : 0.05m                               |

## 2.2. Ubicación del puente

El Puente en Arco Atirantado sobre el río Perené, se encuentra ubicado en:

| Región:    | Junín  |
|------------|--|
| Provincia: | Chanchamayo  |
| Distrito:  | Perené   |
| Lugar:     | Sector bajo Marankiari, km 21 de la red vial nacional PE5s |
| Altitud:   | 618 msnm   |
|            |  |

Las coordenadas geográficas aproximadas de esta obra son:

X= 475628 E Y=8790175 N

#### 2.3. Geometria del modelo

El elemento principal del puente es un doble arco superior con tirante inferior, de 150 m de luz, con una relación flecha/luz de 1/6, los cuales están situados en sendos planos inclinados hacia el interior y arriostrados entre sí, para dotarlos de mayor estabilidad frente al pandeo fuera del plano. El tablero de ancho variable de 14,60 m en la sección central a 15,25 m en sus extremos es mixto, formado por una losa de concreto sobre placa colaborante que se apoya en vigas transversales unidas a los tirantes inferiores de los arcos.

#### 2.4. Cargas Permanentes

#### 2.4.1. Peso propio (DC)

La carga se deduce de la geometría teórica de la estructura, considerando para la densidad los siguientes valores:

| - | Concreto          | 25,0 kN/m <sup>3</sup> |
|---|-------------------|------------------------|
| - | Acero estructural | 78,5 kN/m <sup>3</sup> |

#### 2.4.2. Carga muerta (DW)

Son las debidas a los elementos no resistentes y que, en este caso, se corresponden con el pavimento y las barreras.

| Placa Colaborante:   | $p = 0,20 \ kN/m^2$                             |
|----------------------|---|
| Pavimento:           | $p_{emin} = 0,05 \cdot 24,0 = 1,44 \ kN/m^2$    |
| Barreras interiores: | $p = 6,5 \ kN/m \ por \ barrera$                |
| Recrecido veredas:   | $p = 0,235 \cdot 24 = 5,7 \ kN/m \ por \ acera$ |

#### Acero para torres temporales

Para la fabricación de la estructura metálica se emplearán chapas y perfiles de acero del tipo ASTM A501GrB.

Límite elástico y tensión de rotura

| - | Límite elástico   | $fy = 345 \text{ N/mm}^2$ |
|---|-------------------|---------------------------|
| - | Tensión de rotura | $fu = 485 \text{ N/mm}^2$ |

#### Acero para tirantes

Para la fabricación de las tirantes se emplean tirantes de acero del tipo ASTM A416-270.

#### Pernos conectores.

| - | Límite elástico mínimo   | 350 N/mm²             |
|---|--------------------------|-----------------------|
| - | Tensión mínima de rotura | 450 N/mm <sup>2</sup> |

#### Placa colaborante

El acero utilizado para la placa colaborante es acero suministrado en bobinas, siendo sus características las siguientes:

Límite elástico  $fy = 320 \text{ N/mm}^2$ 

#### 2.5. Cargas Variables

#### 2.5.1. Sobrecarga Vehicular (LL)

Se ha adoptado para el cálculo del tablero la carga definida en el manual de diseño de puentes. Esta carga está compuesta por dos tipos de carga.

- a) Un camión tipo de tres ejes y peso total de 325 kN, repartido según se indica en la siguiente figura.
- b) Un tándem de diseño formado por un conjunto de 2 ejes con una carga de 110 kN cada uno de ellos y separados 1,20 m en la dirección longitudinal del puente. La separación entre las dos ruedas de cada eje en sentido transversal al puente se considera igual a 1.8 m.
- c) Una sobrecarga uniforme de 9,3 kN/m distribuida en un ancho de 3,0 m en dirección transversal.

#### 2.5.2. Frenado (BRK)

El esfuerzo de frenado se estima será: 166 kN, la cual se asumirá que actúa horizontal. Se tiene la siguiente fuerza de frenado:

$$q = \frac{\frac{166\text{kN}}{15.25\text{m}}}{150\text{m}} = \frac{0.0725\text{kN}}{\text{m2}} \text{ cada superficie de carril}$$

## 2.5.3. Viento (WS)

Se considera una velocidad del viento igual a:

$$V_{z,tablero} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) Ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 163 \ km/h$$

$$V_{z,\text{clave}} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B}\right) Ln\left(\frac{z}{z_0}\right) = 205 \ km/h$$

donde: V10 = velocidad de referencia a 10 m = 160 km/h

VB = V10 = 160 km/h

z = altura sobre el nivel del agua (10 m tablero, 35 m la clave)

V0, zo = constantes indicadas en la tabla siguiente

V0 = 8.20 mph = 13.2 km/h

$$z0 = 0.23$$
 ft = 70 mm

Tabla 1: Valores de las constantes Vo y Zo

(3.8.1.1-1- AASHTO)

| Condición | Terreno abierto<br>Área Suburbana |   | Área Suburbana | Área urbana |
|-----------|-----------------------------------|---|----------------|-------------|
| Vo        | 8.20 mph                          | Ι | 10.90 mph      | 12.00 mph   |
| Zo        | 0.23 ft                           | J | 3.28 ft        | 8.20 ft     |

La presión del viento resulta igual a:

$$P_{z,tablero} = P_B \left(\frac{V_z}{160}\right)^2 = 1,04 P_B$$

$$P_{z,clave} = P_B \left(\frac{V_z}{160}\right)^2 = 1,64 P_B$$

Los valores de PB se obtienen de la tabla siguiente:

Tabla 2: Presiones básicas, PB, correspondientes a uan velocidad Vs=100 mph

(3.8.1.2.1-1 AASHTO)

| Componente Estructural           | Presión por<br>Barlovento | Presión por<br>Sotavento |
|----------------------------------|---------------------------|--------------------------|
| Reticulados, Columnas y<br>Arcos | 0.050 ksf                 | 0.025 ksf                |
| Vigas                            | 0.050 ksf                 | NA                       |
| Superficies de pisos largos      | 0.040 ksf                 | NA                       |

Que en unidades del sistema internacional resulta igual a:

Tabla 3: Base pressures, PB Corresponding to VB=160 km/hr.

| SUPERSTRUCTURE<br>COMPONTENT    | WINDWARD<br>LOAD, MPa | LEEWARD<br>LOAD, MPa |
|---------------------------------|-----------------------|----------------------|
| Trusses, Columns, and<br>Arches | 0.0024                | 0.0012               |
| Beams                           | 0.0024                | NA                   |
| Large Flat Surfaces             | 0.0019                | NA                   |

Resultando una carga total sobre la estructura igual a:

pviga long inferior barlovento =  $2,00 \times 1,04 \times 2,4 = 5,00 \text{ kN/m}$ 

 $p_{viga \ long \ inferior \ sotavento} = 2,00 \ x \ 1,04 \ x \ 1,2 = 2,50 \ kN/m$ 

pviga long superior barlovento en apoyo = 1,60 x 1,04 x 2,4 = 4,00 kN/m

 $p_{viga \ long \ superior \ sotavento \ en \ apoyo} = 1,60 \ x \ 1,04 \ x \ 1,2 = 2,00 \ kN/m$ 

pviga long superior barlovento en clave = 1,60 x 1,64 x 2,4 = 6,30 kN/m

 $p_{viga \ long \ superior \ sotavento \ en \ clave} = 1,60 \ x \ 1,64 \ x \ 1,2 = 3,15 \ kN/m$ 



Figura 2-1 Asignación de cargas de viento

Se considera una presión de viento igual a 1.5 kN/m aplicada a una altura de 1.8 m sobre la rasante.

#### 2.5.5. Variación de temperatura uniforme (TU)

Incremento uniforme de temperatura: En ausencia de datos más precisos, los rangos de temperatura serán los indicados en la tabla siguiente.

Tabla 4: Rangos de Temperatura (°C)

| Material  | Costa                                 | Sierra                                       | Selva                                  |
|---|---------------------------------------|--|--|
| Concreto armado o preesforzado<br>Acero<br>Madera | 10° a 40°C<br>5° a 50°C<br>10° a 40°C | -10° a +35°C<br>-20° a +50°C<br>-10° a +35°C | 10° a 50°C<br>10° a 60°C<br>10° a 50°C |
|   |                                       |  |  |

Para la estructura metálica se considera un rango de temperaturas igual a:

$$-20^{\circ}C < T < 50^{\circ}C$$

Para la losa de concreto se considera un rango de temperaturas igual a:

$$-10^{\circ}\text{C} < \text{T} < 35^{\circ}\text{C}$$

Siendo por tanto la variación total anual de temperatura igual a:

$$\Delta Tac = 70^{\circ}C \text{ y} \Delta Tcn = 45^{\circ}C$$

Puesto que se desconoce la temperatura de puesta en servicio de la estructura, se considera un incremento de temperatura igual al 70% del rango total de variación anual:

$$\Delta Tu = 49^{\circ}C$$
  
 $\Delta Tu = 31.5^{\circ}C$ 

Asumiendo la temperatura de 0°, se tiene [-20°;29°] para acero y [-10°;21.5°] en concreto

#### 2.5.6. Variación de gradiente de temperatura (TPG)

Además del incremento uniforme de temperatura se tendrá en cuenta un gradiente térmico vertical de acuerdo a la siguiente tabla.

|        | Sin A | sfalto         | 5 cm A | Asfalto               | 10 cm . | Asfalto               |
|--------|-------|----------------|--------|-----------------------|---------|-----------------------|
| Región | Τ1    | T <sub>2</sub> | Τ1     | <i>T</i> <sub>2</sub> | Τ1      | <i>T</i> <sub>2</sub> |
| Costa  | 40    | 15             | 35     | 15                    | 30      | 15                    |
| Sierra | 40    | 5              | 35     | 5                     | 30      | 5                     |
| Selva  | 50    | 20             | 45     | 20                    | 40      | 20                    |

Tabla 5: Temperaturas que definen los Gradientes (°C)

Los valores para el gradiente térmico positivo se tomarán directamente de la tabla anterior y los valores para el gradiente térmico negativo se obtendrán multiplicando los valores de la tabla por -0,5. Resultando, por tanto, los siguientes gradientes de diseño:

| Gradiente positivo | $\rightarrow$ | $T1 = 35^{\circ}C$ ;    | $T2 = 5^{\circ}C$    |
|--------------------|---------------|-------------------------|----------------------|
| Gradiente negativo | $\rightarrow$ | $T1 = -17.5^{\circ}C$ ; | $T2 = -2.5^{\circ}C$ |

Para la aplicación del gradiente térmico en el tablero se considera la siguiente figura, siendo T3 = 0 de acuerdo con AASHTO art.3.12.3:



A = 300 mm para tableros de concreto de más de 400 mm de espesor

A = Canto total - 100 mm para tableros de concreto de menos de 400 mm de espesor

A = 300 mm y t igual al espesor de la losa de concreto en secciones mixtas

Figura 2-2 Positive Vertical Temperature Gradient in Concrete and Steel Superestructures

#### 2.5.7. Sobrecarga zonas peatonales (PL)

deberán 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.

Se ha considerado terreno tipo "D" para la obtención del espectro de diseño:

| SS =   | 0.78  |       |       |
|--------|-------|-------|-------|
| S1 =   | 0.28  | PGA = | 0.32  |
| Fpga = | 1.20  | Sds = | 0.936 |
| As =   | 0.384 | Sd1 = | 0.504 |
| Fa =   | 1.20  | T0 =  | 0.108 |
| Fv =   | 1.80  | Ts =  | 0.538 |
|        |       |       |       |



Figura 2-3 Espectro sísmico de cálculo

## 2.7. Combinaciones de Carga

La condición de diseño básica que debe cumplir cada uno de los componentes de la estructura es que su capacidad resistente no debe ser excedida por la solicitación actuante, de acuerdo con el estado límite de análisis, se estudia el estado límite de Servicio, Resistencia y Evento Extremo I. En los estados de Servicio I y Resistencia I, no se está considerando la carga viva por ser insignificante en este proceso de montaje y lanzamiento.

Servicio I: DC + 0.3WS

Resistencia I: 1.25DC

Resistencia III: 1.25DC + 1.4WS

Evento Extremo X:  $1.0DC \pm RSX$ 

Evento Extremo Y:  $1.0DC \pm RSY$ 

## 2.8. Secciones de los elementos estructurales

## 2.8.1 Secciones de los elementos estructurales tipo cajón

para la Viga Tirante en la zona central corresponde a la sección A-A, la zona intermedia con sección B-B y en los extremos con sección C-C, para el Arco en la zona central e intermedia corresponde a la sección D-D y E-E y en extremo con sección F-F.

| Secciones Longitudinales                            | A-A         | B-B         | C-C         | F-F         | E-E D-D     |
|---|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| Dimensiones y Cálculo de<br>propiedades geométricas |             |             |             |             |             |
| Ancho de alas: b (mm)                               | 1,300       | 1,300       | 1,300       | 1,300       | 1,300       |
| Espesor de alas: t (mm)                             | 32          | 25          | 32          | 32          | 25          |
| Peralte del alma: D (mm)                            | 1,936       | 1,950       | 1,936       | 1,536       | 1,550       |
| Espesor del alma: tw (mm)                           | 20          | 20          | 32          | 32          | 25          |
| Distancia entre ejes de alas                        | 1,968       | 1,975       | 1,968       | 1,568       | 1,575       |
| Área de sección<br>transversal: Ag(m2)              | 0.305221    | 0.285457    | 0.352138    | 0.317559    | 0.279545    |
| Producto de inercia en ejes<br>YZ: Iyz(m4)          | -0.01904714 | -0.01486778 | -0.01899882 | -0.01086898 | -0.00845796 |
| Momento de inercia en eje<br>Y: Iy(m4)              | 0.159327    | 0.140813    | 0.17403     | 0.0994      | 0.0853465   |
| Momento de inercia en eje<br>Z: Iz(m4)              | 0.0782986   | 0.0735181   | 0.0972273   | 0.068868    | 0.0576439   |
| Distancia en Y de fibra<br>extrema: yb(m)           | 0.8865      | 0.8846      | 0.8859      | 0.8201      | 0.8179      |
| Distancia en Z de fibra<br>extrema: zb (m)          | 0.9833      | 0.9812      | 0.9849      | 0.8         | 0.8001      |
| Módulo de sección en eje<br>Y: Sy(cm3)              | 162032.95   | 142063.156  | 176698.142  | 124250      | 106669.791  |
| Módulo de sección en eje<br>Z: Sz(cm3)              | 88323.294   | 83108.863   | 109749.746  | 83975.125   | 70477.931   |
| Ángulo de rotación de ejes principales:             | 12.59°      | 11.92°      | 13.162°     | 17.725°     | 15.705°     |
| Momento de inercia en eje<br>Y': (m4)               | 0.164       | 0.144       | 0.178       | 0.103       | 0.088       |
| Momento de inercia en eje<br>Z': (m4)               | 0.074       | 0.070       | 0.093       | 0.065       | 0.055       |
| Distancia en Y' de fibra<br>extrema: (m)            | 0.826       | 0.78        | 0.834       | 0.673       | 0.648       |
| Distancia en Z' de fibra<br>extrema: (m)            | 1.194       | 1.20        | 1.204       | 1.021       | 1.002       |
| Modulo de sección en eje<br>Y': (cm3)               | 89642.343   | 90230.332   | 111252.431  | 97167.989   | 85286.625   |
| Modulo de sección en eje<br>Z': (cm3)               | 137002.533  | 119959.534  | 148233.2    | 100758.025  | 87637.03    |

Tabla 6: Secciones de vigas longitudinales tipo cajon inferior y superior

| Secciones Transversales<br>y Montante | Montante | Viga de<br>Apoyo | Viga Arriostre<br>Superior 1 | Viga Arriostre<br>Superior 2 |
|---------------------------------------|----------|------------------|------------------------------|------------------------------|
| Dimensiones geométricas               |          |                  |                              |                              |
| Ancho de alas: b (mm)                 | 1,200    | 450              | 1,000                        | 1,200                        |
| Espesor de alas: t (mm)               | 20       | 20               | 20                           | 20                           |
| Peralte del alma: D (mm)              | 1,260    | 960              | 960                          | 960                          |
| Espesor del alma: tw (mm)             | 20       | 20               | 20                           | 20                           |
| Distancia entre ejes de alas          | 1,280    | 980              | 980                          | 980                          |

Tabla 7: Secciones de vigas transversales tipo cajon inferior y superior

# 2.8.2 Secciones de los elementos estructurales tipo de alma llena

| Secciones Transversal            | Montante |
|----------------------------------|----------|
| Dimensiones geométricas          |          |
| Ancho de ala superior: b1 (mm)   | 300      |
| Espesor de ala superior: t1 (mm) | 12.5     |
| Peralte del alma: D (mm)         | 967.5    |
| Espesor del alma: tw (mm)        | 10       |
| Ancho de ala superior: b1 (mm)   | 400      |
| Espesor de ala superior: t1 (mm) | 20       |

Tabla 8: Sección de vigas transversal inferior de alma llena



Figura 2-4 Espectro sísmico de cálculo

El peso especificado por el proyectista es de 1450 tonf. Sin embargo, en el modelamiento se llegó a obtener 1500 tonf , siendo conservador.



Figura 2-5 Vista en elevación identificando las secciones longitudinales

# 3. ANÁLISIS DEL MODELO

#### 3.1. Estado límite de deformaciones de la estructura

Los modos de vibración del puente son los siguientes:



Figura 2-7 Modo 2 , T=0.77078 y frecuencia f=1.29738



Figura 2-8 Modo 2, T=0.61652 y frecuencia f=1.62201

# 3.2. Reacciones en los Apoyos

Las cargas máximas a compresión en los aparatos de apoyo son las siguientes:



Figura 2-10 Cargas máximas debido a la losa



Figura 2-11 Cargas máximas debido a las barandas, barreras y asfalto





Figura 2-13 Cargas máximas debido al Sismo longitudinal EQx



Joint Reactions (SISMO Y)

Figura 2-14 Cargas máximas debido al Sismo transversal EQy

| ESTADO DE CARGA | R (kN) |
|-----------------|--------|
| DC1             | 4098   |
| DC2             | 2605   |
| DW              | 1233   |
| LL+IM           | 1161   |
| EQx             | 196    |
| EQy             | 406    |

Tabla 9: estados de carga del puente

Estados Límites empleadas para las verificaciones de los apoyos y sus valores son: Resistencia I =1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM) =12260kN Evento Extremo I-Sismo X=1.0DC+1.0DW+0.5(LL+IM) +(EQx+0.3EQy) = 8834kN Evento Extremo I-Sismo Y=1.0DC+1.0DW+0.5(LL+IM) +(EQy+0.3EQx) = 8981kN

 $\star \times$ 

## 4. ETAPAS CONSTRUCTIVAS PARA EL MONTAJE Y LANZAMIENTO



# 4.1. Esquemas de lanzamiento

Figura 4-1 Vista en planta para el montaje y lanzamiento



#### Figura 4-2 Vista elevación de montaje y lanzamiento de propuesta 01 considerando torres con pedestal



# **PROPUESTA 02**

Figura 4-3 Vista elevación de montaje y lanzamiento de propuesta 01 considerando torres sin pedestal

# 5. LANZAMIENTO INCREMENTAL COMPARACION DE RESULTADOS ENTRE PROPUESTAS 01 Y 02

Notaremos que la propuesta 1 posee pedestales de altura de 5 m y zapatas de peralte de 2 m, mientras que la propuesta 2 solo zapatas de peralte de 2 m sin el uso de pedestales, las torres ubicadas en el cauce del río son hechas de acero estructural de sección tubular circular. Ahora, se procederá con la realización de la comparación de los resultados debido al lanzamiento incremental. Para realizar esto, debemos observar que las solicitaciones que afectan a nuestro puente generen desplazamientos en el punto de control que formen una gráfica similar a la siguiente:



Figura 5-1 punto de control en la viga tirante delantera (arranque)

Las gráficas para la propuesta 2 son similares a los de la propuesta 1, por lo que el análisis y conclusiones serán similares. A continuación, se superpondrán las gráficas generadas por las propuestas, las cuales son las siguientes:

## **DESPLAZAMIENTOS VERTICALES**



Figura 5-2 Superposición de desplazamientos relativos para SRVI+



Figura 5-3 Superposición de desplazamientos relativos para RI



Figura 5-4 Superposición de desplazamientos relativos para RIII+



Figura 5-5 Superposición de desplazamientos relativos para EEX+


Figura 5-6 Superposición de desplazamientos relativos para EEX-



Figura 5-7 Superposición de desplazamientos relativos para EEY+



Figura 5-8 Superposición de desplazamientos relativos para EEY-

Adicionalmente, se superpuso las gráficas de todos los desplazamientos progresivos para todas las solicitaciones, obteniendo el siguiente resultado:



Figura 5-9 Comparativa de desplazamientos de propuesta 1



Figura 5-10 Comparativa de desplazamientos de propuesta 2

De la comparativa se puede mencionar que las solicitaciones RIII+ y EEY- son las que generarán un grado más alto de desplazamientos en el tramo de 60 m, mientras que las solicitaciones EEX+ y EEY+ son las que generan los menores desplazamientos para la dirección negativa del eje Z global en este tramo crítico. Se puede inferir que esto último es provocado porque en estas direcciones de evento extremo las cargas de gravedad son efectivas estabilizando la estructura. Por último, respecto a esta última gráfica, podemos comentar que todas, a excepción de EEY+, las solicitaciones siguen una tendencia al desplazamiento progresivo ascendente a medida que se realiza el lanzamiento del puente. Por otro lado, también se realizó la comparativo de los picos para cada una de las solicitaciones, las cuales son las siguientes:



Figura 5-11 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación SRVI+



Figura 5-12 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación RI



Figura 5-13 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación RIII+



Figura 5-14 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEX+



Figura 5-15 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEX-



Figura 5-16 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEY+



Figura 5-17 Comparación de desplazamientos picos en mm para la solicitación EEY-

## **ESFUERZOS**



A continuación, se superpondrán las gráficas generadas por las propuestas 1 y 2, las cuales son las siguientes:

Figura 5-18 esfuerzos relativos para SRVI+



Figura 5-19 esfuerzos relativos para RI



Figura 5-20 esfuerzos relativos para RIII+



Figura 5-21 esfuerzos relativos para EEX+



Figura 5-22 esfuerzos relativos para EEX-



Figura 5-23 esfuerzos relativos para EEY+



Figura 5-24 esfuerzos relativos para EEY-



Figura 5-25 esfuerzos de propuesta 1



Figura 5-26 esfuerzos de propuesta 2

### FUERZA CORTANTE VERTICAL

A continuación, se superpondrán las gráficas generadas por las propuestas 1 y 2, las cuales son las siguientes:



Figura 5-27 fuerza cortante de propuesta 1



Figura 5-28 fuerza cortante de propuesta 2

## MOMENTO FLECTOR VERTICAL

A continuación, se superpondrán las gráficas generadas por las propuestas 1 y 2, las cuales son las siguientes:



Figura 5-29 momento flector de propuesta 1



Figura 5-30 momento flector de propuesta 2

#### 6. PROPUESTA DE APOYOS DESLIZANTES ARTICULADOS

#### 6.1. Contactos y mallado

Una vez hecho el modelado lo siguiente es definir las condiciones de frontera, esto implica definir los contactos, apoyos, etc. Por defecto el programa indica que los apoyos entre los diversos componentes de la geometría son soldados y que no presentar fricción entre ellos.



Figura 6-1 Contactos reconocidos por el programa y el tipo de contacto.

Para el mallado que se genera por defecto solo se debe configurar la longitud de los elementos, más adelante se verá cómo podemos modificar la malla completa para obtener otro tipo de resultados, a menor valor de la longitud del elemento mayor será la cantidad de elementos, sin embargo exigirá mayores capacidades para el procesamiento y además que con el tipo de licencia la cantidad de nodos no podrá superar el valor de 128000. Para nuestro primer análisis asignaremos con 0.06 m de longitud del elemento.

| D          | etails of "Mesh"         | <b>→</b> ‡ □ ×       |  |  |  |
|------------|--------------------------|----------------------|--|--|--|
| Display    |                          |                      |  |  |  |
|            | Display Style            | Use Geometry Setting |  |  |  |
| -          | Defaults                 |                      |  |  |  |
|            | Physics Preference       | Mechanical           |  |  |  |
|            | Element Order            | Program Controlled   |  |  |  |
|            | Element Size             | 6.e-002 m            |  |  |  |
| t          | Sizing                   |                      |  |  |  |
| +          | Quality                  |                      |  |  |  |
| t          | Inflation                |                      |  |  |  |
| t          | Advanced                 |                      |  |  |  |
| Statistics |                          |                      |  |  |  |
|            | Nodes                    | 125403               |  |  |  |
|            | Elements                 | 58048                |  |  |  |
|            | Show Detailed Statistics | No                   |  |  |  |

Figura 6-2 Asignación de la longitud del elemento.



Figura 6-3 Mallado generado en el apoyo estructural

## 6.2. Asignación de cargas y apoyos

Para las cargas que se aplicarán se debe ingresar un valor arbitrario ya que se busca con que valor máximo los materiales llegan a su límite de fluencia. Del mismo modo que las cargas se deberán agregar los apoyos de la estructura, para el caso de los apoyos se asignará que la base de la estructura estará empotrada, es decir, la base no podrá tener un movimiento de rotación o desplazamiento, pero si podrá generar fuerzas y momentos de reacción.



Figura 6-4 Asignación de soportes fijos en la base de la estructura

Para la carga se escogerá una carga de presión, es decir, una fuerza distribuida uniformemente en la superficie de contacto.



Figura 6-5 Distribución de la carga de presión en la superficie de contacto

## 6.3. Solución de esfuerzos

Finalmente se debe escoger las soluciones que necesitamos para analizarlas, en nuestro caso seleccionamos el valor del esfuerzo equivalente y máximo esfuerzo principal.



Figura 6-6 Selección de las soluciones a analizar

## 6.4. Resultados del apoyo articulado

En un comienzo se asigna a todo el conjunto, a excepción del pin y de las planchas que soportan la carga, el material acero A709 y se resolverá con la malla automática que genera el programa, del mismo modo con una malla tetraédrica, en cada malla se hará una discretización de la cantidad de elementos y nodos.



Figura 6-7 Materiales asignados a la estructura

Los resultados del análisis para una carga de presión con valor de 6,88 MPa que se distribuye proporcionalmente al área de la superficie de contacto. La superficie que se muestra a



continuación tiene un área de 1.420914 m<sup>2</sup> (suma de las áreas A1 y A2) soportando una presión de 4.096 MPa uniformemente distribuida con una fuerza de 5820 KN.

Figura 6-8 Superficie con área de 1.420914 m^2

Mientras que el área de la superficie que posee un contacto vertical es de 0.96574 m^2 (suma de las áreas B1 y B2) soportando una presión de 2.784 MPa uniformemente distribuida con una fuerza de 2688.62 KN.



Figura 6-9 Superficie con área de 0.96574 m^2

Ahora se usará solamente el material A709, se usarán ambas mallas de modo que con los resultados podamos hacer gráficos comparativos. Para el primer caso usaremos una malla automática con una longitud de 0.06 m del elemento con una presión de 6.88 MPa aplicadas en las áreas A1, A2, B1, B2 anteriormente descritas.



Figura 6-10 Asignación del material A709 grado 50



Figura 6-11 esfuerzo equivalente para el material A709 grado 50

Como se puede apreciar, el valor del esfuerzo con 344.92 MPa, ahora se verá la convergencia con los valores de longitud de malla automática descritos anteriormente.

| Longitud de elemento (m) | Número de elementos | Número de<br>nodos | Esfuerzo (MPa) | Solo A709 |
|--------------------------|---------------------|--------------------|----------------|-----------|
| 0.08                     | 57673               | 22077              | 284.25         | 17.46     |
| 0.075                    | 65775               | 26175              | 333.72         | 3.09      |
| 0.07                     | 81982               | 34438              | 157.04         | 54.40     |
| 0.065                    | 102125              | 45483              | 160.94         | 53.27     |
| 0.063                    | 112599              | 51242              | 376.64         | 9.37      |
| 0.061                    | 121584              | 56302              | 355.86         | 3.34      |
| 0.0608                   | 122280              | 56711              | 290.97         | 15.51     |
| 0.0606                   | 122413              | 56838              | 288.64         | 16.18     |
| 0.0604                   | 124107              | 57549              | 333.19         | 3.25      |
| 0.0602                   | 123254              | 57453              | 282.3          | 18.02     |
| 0.06                     | 125403              | 58048              | 344.37         | 0         |

Tabla 10: Comparativa con malla automática



Figura 6-12 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.08 m



Figura 6-13 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.075 m



Figura 6-14 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.070 m



Figura 6-15 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.065 m



Figura 6-16 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.063 m



Figura 6-17 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0610 m



Figura 6-18 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0608 m



Figura 6-19 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0606 m



Figura 6-20 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0604 m



Figura 6-21 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0602 m

| Longitud de elemento (m) | Longitud de Número de elemento (m) elementos |       | Esfuerzo<br>(MPa) | Solo A709 |
|--------------------------|--|-------|-------------------|-----------|
| 0.15                     | 21875  | 9315  | 196.21            | 18.49     |
| 0.1                      | 44781  | 20995 | 176.03            | 6.30      |
| 0.09                     | 54861  | 26358 | 218.82            | 32.15     |
| 0.08                     | 69338  | 34165 | 171.57            | 3.61      |
| 0.07                     | 99543  | 51787 | 168.48            | 1.75      |
| 0.069                    | 104324                                       | 54751 | 171.26            | 3.42      |
| 0.068                    | 109629                                       | 57609 | 194.13            | 17.24     |
| 0.067                    | 114297                                       | 60561 | 191.25            | 15.50     |
| 0.066                    | 119933                                       | 64166 | 198.58            | 19.92     |
| 0.065                    | 124993                                       | 67221 | 163.15            | 1.47      |
| 0.0647                   | 127994                                       | 69143 | 165.59            | 0         |

Tabla 11: Comparativa con malla tetraédrica



Figura 6-22 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.15 m



Figura 6-23 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.10 m



Figura 6-24 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.09 m



Figura 6-25 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.08 m



Figura 6-26 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.07 m



Figura 6-27 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.069 m



Figura 6-28 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.068 m



Figura 6-29 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.067 m



Figura 6-30 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.066 m



Figura 6-31 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.065 m



Figura 6-32 esfuerzo equivalente para una longitud de elemento de 0.0647 m

#### 6.5. Discretización con malla automática

La malla automática que genera Ansys es una mezcla entre la malla de barrido y la malla tetraédrica, la malla de barrido se usa para geometrías que tienen una forma regular o que pueden ser descompuestas en formas regulares, con este método se pueden generar mallas de alta calidad con un número relativamente pequeño de elementos. El método de la malla automática es rápido y sencillo de utilizar, puede no generar una malla óptima en todos los casos (Lazo-Molina, 2022).



Figura 6-33 Malla generada para una longitud de elemento de 0.5 m



Figura 6-34 Malla generada para una longitud de elemento de 0.1 m



Figura 6-35 Malla generada para una longitud de elemento de 0.06 m

| Longitud de<br>elemento (m) | Número de elementos | Número de<br>nodos |
|-----------------------------|---------------------|--------------------|
| 0.08                        | 57673               | 22077              |
| 0.075                       | 65775               | 26175              |
| 0.07                        | 81982               | 34438              |
| 0.065                       | 102125              | 45483              |
| 0.063                       | 112599              | 51242              |
| 0.061                       | 121584              | 56302              |
| 0.0608                      | 122280              | 56711              |
| 0.0606                      | 122413              | 56838              |
| 0.0604                      | 124107              | 57549              |
| 0.0602                      | 123254              | 57453              |
| 0.06                        | 125403              | 58048              |

Tabla 12: Discretización con malla automática

#### 6.6. Discretización con malla tetraédrica

Este tipo de malla usa tetraedros, este tipo de malla es muy flexible y puede adaptarse a geometrías complejas, pero puede requerir un mayor número de elementos para obtener la misma precisión que otros tipos de mallas (Ansys, YouTube, 2022)



Figura 6-36 Malla generada para una longitud de elemento de 0.5 m



Figura 6-37 Malla generada para una longitud de elemento de 0.1 m



Figura 6-38 Malla generada para una longitud de elemento de 0.0647 m

| Longitud de<br>elemento (m) | Número de elementos | Número de<br>nodos |
|-----------------------------|---------------------|--------------------|
| 0.15                        | 21875               | 9315               |
| 0.1                         | 44781               | 20995              |
| 0.09                        | 54861               | 26358              |
| 0.08                        | 69338               | 34165              |
| 0.07                        | 99543               | 51787              |
| 0.069                       | 104324              | 54751              |
| 0.068                       | 109629              | 57609              |
| 0.067                       | 114297              | 60561              |
| 0.066                       | 119933              | 64166              |
| 0.065                       | 124993              | 67221              |
| 0.0647                      | 127994              | 69143              |

Tabla 13: Discretización con malla tetraédrica

## 6.7. Gráfica comparativa de malla automática y tetraédrica



Figura 6-39 Grafico de malla automática



Figura 6-40 Grafico de malla tetraédrica

## 7. PROPUESTA DE TORRES TEMPORALES

Para asignar el perfil se debe definir las dimensiones de la viga según las indicaciones de los planos, para las vigas que se usan se tienen 3 tipos de vigas:

- Viga HSS circular 10"X0.375"
- Viga HSS circular 8"X0.32"
- Viga W12X72

Ahora en el entorno Mechanical se deberán asignar los materiales, los contactos, condiciones de contorno, cargas y resultados a obtener. Los materiales se asignan según las indicaciones para la asignación:

- Vigas: ASTM A500 Grado B.
- Apoyo articulado: ASTM 709 Grado 50.
- Pin del apoyo articulado: SAE 1080.
- Plataforma para el apoyo articulado: Madera.
- Concreto para lo restante.



Figura 7-1 Asignación de materiales en torre temporal

Tabla 14: Tamaño de elementos

|                  | Tipo | Tamaño de elemento (valores referenciales)          |
|------------------|------|---|
| Vigas            | Edge | 5.0 m (esto para que se considere un solo elemento) |
| Apoyo articulado | Body | 0.25 m  |
| Concreto         | Body | 0.8 m   |
| Madera           | Body | 0.25 m  |



Figura 7-2 Creación del mallado para el análisis

para todos los casos será una carga aplicada en las placas del apoyo articulado con un valor



de 650 tonf que equivalen a 6374.3225 KN.

Figura 7-3 Asignación de la carga

# 7.1. Torre de Apeo 1 Caso 1



Figura 7-4 Deformación total



Figura 7-5 Esfuerzo equivalente

7.2. Torre de Apeo 2 Caso 1



Figura 7-6 Deformación total



Figura 7-7 Esfuerzo equivalente

## 7.3. Torre de Apeo 3 Caso 1



Figura 7-8 Deformación total



Figura 7-9 Esfuerzo equivalente

## 7.4. Torre de Lanzamiento 1 Caso 1



Figura 7-10 Deformación total



Figura 7-11 Esfuerzo equivalente

## 7.5. Torre de Lanzamiento 2 Caso 1



Figura 7-12 Deformación total



Figura 7-13 Esfuerzo equivalente





Figura 7-14 Deformación total



Figura 7-15 Esfuerzo equivalente
# 7.7. Torre de Apeo 2 Caso 2



Figura 7-16 Deformación total





7.8. Torre de Apeo 3 Caso 2



Figura 7-18 Deformación total



Figura 7-19 Esfuerzo equivalente



7.9. Torre de Lanzamiento 1 Caso 2

Figura 7-20 Deformación total



Figura 7-21 Esfuerzo equivalente

## 7.10. Torre de Lanzamiento 2 Caso 2



Figura 7-22 Deformación total



Figura 7-23 Esfuerzo equivalente

# 7.11. Tabla resumen

| Solución                                 | Resultado   | Torre de apeo 1 | Torre de apeo 2 | Torre de apeo 3 | Torre de lanzamiento 1 | Torre de lanzamiento 2 |
|--|---|-----------------|-----------------|-----------------|------------------------|------------------------|
| Deformación<br>total (mm)                | Deformación<br>máxima de la<br>torre en la<br>dirección "Y" | 2.4307          | 2.4887          | 2.2258          | 1.8525                 | 1.9555                 |
| Esfuerzo<br>equivalente<br>(MPa)         | En la plancha<br>de acero A709                              | 126.59          | 122.11          | 134.07          | 129.65                 | 129.77                 |
| Fuerza axial<br>(N)                      | Fuerza máxima<br>de compresión<br>y tensión                 | 1.02E+05        | 1.15E+05        | 1.17E+05        | 9.65E+04               | 1.02E+05               |
| Momento<br>flector total<br>(N.mm)       | Momento<br>máximo   | 5.05E+07        | 5.79E+07        | 5.81E+07        | 4.71E+07               | 4.51E+07               |
| Esfuerzo<br>cortante (MPa)               | Cortante<br>máximo  | 35.981          | 56.214          | 66.788          | 48.155                 | 48.121                 |
| Máximo<br>esfuerzo<br>combinado<br>(MPa) | Máximo<br>esfuerzo de<br>tensión en los<br>tubos            | 87.156          | 98.697          | 38.271          | 39.075                 | 38.975                 |

#### Tabla 15: Resumen de Caso 1

Tabla 16: Resumen de Caso 2

| Solución                                 | Resultado   | Torre de apeo 1 | Torre de apeo 2 | Torre de<br>apeo 3 | Torre de<br>lanzamiento 1 | Torre de<br>lanzamiento<br>2 |
|--|---|-----------------|-----------------|--------------------|---------------------------|------------------------------|
| Deformación<br>total (mm)                | Deformación<br>máxima de la<br>torre en la<br>dirección "Y" | 2.4354          | 2.5232          | 2.6367             | 2.4761                    | 2.5664                       |
| Esfuerzo<br>equivalente<br>(Mpa)         | En la plancha de acero A709                                 | 115.4           | 126.7           | 129.68             | 130.17                    | 130.21                       |
| Fuerza axial (N)                         | Fuerza máxima<br>de compresión y<br>tensión                 | 8.67E+04        | 9.98E+04        | 1.10E+05           | 1.05E+05                  | 1.12E+05                     |
| Momento<br>flector total<br>(N.mm)       | Momento<br>máximo   | 5.64E+07        | 4.88E+07        | 5.04E+07           | 4.47E+07                  | 4.45E+07                     |
| Esfuerzo<br>cortante (MPa)               | Cortante máximo   | 51.516          | 36.686          | 46.074             | 46.73                     | 43.835                       |
| Máximo<br>esfuerzo<br>combinado<br>(MPa) | Máximo esfuerzo<br>de tensión en los<br>tubos               | 47.788          | 39.366          | 39.648             | 35.828                    | 38.675                       |

### 7.12 Tablas comparativas



# Deformación total (mm)



## Esfuerzo equivalente (Mpa)



#### Figura 7-25 Comparación del esfuerzo equivalente

## Fuerza axial (N)



Figura 7-26 Comparación de la fuerza axial

#### Momento flector total (KN.mm)







### Esfuerzo cortante (MPa)

#### Figura 7-28 Comparación del esfuerzo cortante



### Máximo esfuerzo combinado (MPa)

Figura 7-29 Comparación del máximo esfuerzo combinado

# 8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### **BIBLIOGRAFIA**

- Roberto M. (2012). Esfuerzo y deformación.

\_

- Alonso Martínez, Mar. (2013). Nuevo sistema de empuje continuo de puentes: diseño y análisis mediante simulación numérica [Tesis doctoral, Universidad de Oviedo].
- Beer, F. P., Johnston, E. R., DeWolf, J. T., & Mazurek, D. F. (2010). Mecánica de materiales (Vol. 238, pp. 319-370). Mc Graw Hill.
- Eduardo F. (2004). Aportaciones al estudio de las máquinas eléctricas de flujo axial mediante la aplicación del método de los elementos finitos.
- Nápoles, E. (2015). Una introducción al análisis por elementos finitos: aplicaciones y ejemplos. 108.
- Durand, J. (2015). Esfuerzo y deformación lineal. Universidad Nacional de Ingeniería, 6.

ANEXOS

### ANEXO A : DISEÑO DE ESTRUCTURAS TEMPORALES

### DISEÑO DE CABLES

Siendo la fuerza de tiro se considera el 10% del peso de la superestructura, se tiene: FR = 10% (1600 tonf) = 160 tonf

Para dos cámaras de tiro, la fuerza con la que debe ser tirada cada grupo de cables es de 80 tonf.

Superestructura con volado de 48m:





Superestructura con volado de 51m:



Figura 0-2 Fuerzas axiales en cables de tiro y retenida en volado de 51m Resistencia (tonf)

La fuerza del cable de retenida "80.4 tonf" es la máxima que se presenta, si se usan 10 cables ASTM-A416 ø5/8", se tienen la siguiente fuerza de tensión en cada cable:

| Dián             | netro            | Peso Ap  | roximado   | Resistencia a la Ruptura |                     |                     |                        |                         |                         |
|------------------|------------------|----------|------------|--------------------------|---------------------|---------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------|
| Diar             | neter            | Approxim | ate Weight |                          | M                   | inimum Bre          | aking Fo               | rce                     |                         |
| Pulgadas<br>Inch | Milímetros<br>mm | lb / ft  | kg/m       | Arado Mej<br>Ib          | orado / IPS<br>Ton* | Arado Extra M<br>Ib | lejorado / EIP<br>Ton* | Arado Extra Extra<br>Ib | Mejorado / EEIF<br>Ton* |
| 1/4              | 6.35             | 0.12     | 0.18       | 5,890                    | 2.7                 | 6,790               | 3.1                    | -                       | -                       |
| 5/16             | 7.94             | 0.18     | 0.27       | 9,150                    | 4.1                 | 10,540              | 4.8                    | -                       | -                       |
| 3/8              | 9.53             | 0.26     | 0.39       | 13,120                   | 6.0                 | 15,100              | 6.9                    | 16,590                  | 7.5                     |
| 7/16             | 11.1             | 0.35     | 0.50       | 17,780                   | 8.1                 | 20,380              | 9.2                    | 22,380                  | 10.2                    |
| 1/2              | 13               | 0.46     | 0.68       | 23,000                   | 10.4                | 26,600              | 12.1                   | 29,200                  | 13.2                    |
| 9/16             | 14.5             | 0.59     | 0.88       | 29.000                   | 13.2                | 33,600              | 15.2                   | 37,000                  | 16.8                    |
| 5/8              | 16               | 0.72     | 1.07       | 35,800                   | 16.2                | 41,200              | 18.7                   | 45,400                  | 20.6                    |
| 3/4              | 19               | 1.04     | 1.55       | 51,200                   | 23.2                | 58,800              | 26.7                   | 64,800                  | 29.4                    |
| 7/8              | 22               | 1.42     | 2.11       | 69,200                   | 31.4                | 79,600              | 36.1                   | 87,600                  | 39.7                    |
| 1                | 26               | 1.85     | 2.75       | 89,800                   | 40.7                | 103,400             | 46.9                   | 113,800                 | 51.6                    |
| 1-1/8            | 29               | 2.34     | 3.48       | 113,000                  | 51.3                | 130,000             | 59.0                   | 143,000                 | 64.9                    |
| 1-1/4            | 32               | 2.89     | 4.30       | 138,800                  | 63.0                | 159,800             | 72.5                   | 175,800                 | 79.8                    |
| 1-3/8            | 35               | 3.50     | 5.21       | 167,000                  | 75.7                | 192,000             | 87.1                   | -                       | -                       |
| 1-1/2            | 38               | 4.16     | 6.19       | 197,800                  | 89.7                | 228,000             | 103.0                  | -                       | -                       |
| 1-5/8            | 42               | 4.88     | 7.26       | 230,000                  | 104.0               | 264,000             | 120.0                  | -                       |                         |
| 1-3/4            | 45               | 5.67     | 8.44       | 266,000                  | 121.0               | 306,000             | 139.0                  | -                       | -                       |
| 1-7/8            | 48               | 6.50     | 9.67       | 304,000                  | 138.0               | 348,000             | 158.0                  | -                       | -                       |
| 2                | 52               | 7.39     | 11.0       | 344,000                  | 156.0               | 396,000             | 180.0                  | -                       | -                       |

$$T = 80.4 tonf/10 = 8.04 tonf$$

Figura 0-3 Resistencia máxima de cable de 5/8" R=16.2 tonf

Factor de seguridad:

$$FS = \frac{16.2}{8.04} = 2.0$$

| Descripción     | Fuerza<br>Axial<br>(tonf) | Cantidad<br>de<br>Torones<br>(strands)<br>de 5/8" | Área de<br>torones<br>(strands)<br>(cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | Esfuerzo<br>último<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | FS   |
|-----------------|---------------------------|---|---|-----------------------------------|---|------|
| Cable atiesador | 80.4                      | 1(10)   | 15  | 5360                              | 18900                                       | 3.52 |

Tabla 17: Distribución de torones (stands) considerando condiciones de servicio

### Propuesta de Nariz delantera

La máxima solicitación se da en el lanzamiento con volado de 48m. Se tiene la siguiente verificación de resistencia:



Figura 0-4 Resumen de Ratios en Resistencia de torres de izaje

A continuación, se muestran los resultados de la verificación de los elementos más exigidos (ratio más alto) por cada tipo de sección de perfil metálico.

# DISEÑO DE CÁMARA DE TIRO

Se muestra a continuación el diseño de la cama de anclaje para realizar el lanzamiento de la superestructura.



Figura 0-1 Geometría de cámara de anclaje (mm)



Figura 0-2 Cargas máximas en el tiro de Puente

| 1) Geometria                                     |  |                    |        |
|--|--|--------------------|--------|
|  |  |                    |        |
| Ancho de la zapata a proyectar                   | bz=  | 7                  | m      |
| Largo de la zapata a proyectar                   | lz=  | 7                  | m      |
| Altura de la zapata a proyectar                  | hz=  | 2                  | m      |
| Area de la zapata                                | Az=bz*lz                                     | 49                 | m2     |
|  |  |                    |        |
| Modulo de la seccion elastica de la zapata       | Sb=lz*(bz^2)/6=                              | 57.167             | m3     |
|  |  |                    |        |
|  |  |                    |        |
| 2)Materiales                                     |  |                    |        |
|  |  |                    |        |
| Peso especificio del relleno                     | ys=  | 1800               | kgf/m3 |
| Peso especificio del concreto                    | yc=  | 2300               | kgf/m3 |
| Angulo de friccion interna del suelo de fundacio | Φs   | 30                 | a      |
| Coeficiente activo del suelo                     | $k = \tan(45^{a} -$                          | $(\varphi_s)^2$    |        |
|  | $\kappa_a = \min(10)$                        | 2 '                |        |
|  | ka=  | 0.3333             |        |
|  |  |                    |        |
| Coeficiente pasivo del suelo                     | $k_n = \tan(45^{\frac{a}{2}} + \frac{q}{2})$ | $(\frac{2s}{s})^2$ |        |
|  | P  | 2 ^                |        |
|  | kp=  | 3.00               |        |
|  |  |                    |        |
| Coeficiente de friccion del suelo de fundacion   | $u = \tan(\varphi_s)$                        |                    |        |
|  | u=   | 0.577              |        |

| 3) Cargas Actuantes                              |                                  |                              |         |
|--|----------------------------------|------------------------------|---------|
|  |                                  |                              |         |
| Del analisis, se obtiene las cargas actuantes de | los cable de retenida sobre el   | bloquee de a                 | nclaje. |
|  |                                  |                              |         |
| Carga vertical                                   | Fz=                              | 0.5                          | tonf    |
| Carga lateral                                    | Fx=                              | 80                           | tonf    |
| Fuerra de empuie pacive                          | $\sum_{E_{z}} k_p * (0 * h_z)^2$ | * γ <sub>s</sub>             |         |
|  | $r_{pa} =2$                      |                              |         |
|  |                                  |                              |         |
|  | Fna=                             | 0                            | tonf    |
| Momento en la base de la cimentacion             |                                  |                              |         |
|  | $M_1 = F_x (h_z)$                | + 180 <i>cm</i> )            |         |
|  | M1=                              | 304                          | tonf-m  |
|  |                                  | 1-                           |         |
|  | $M_2 = F_{pa}$                   | $\left(\frac{n_z}{2}\right)$ |         |
|  | - r                              | 3                            |         |
|  | M2=                              | 0                            | tonf-m  |
|  |                                  |                              |         |
|  |                                  |                              | -       |
| Peso de la zapata                                | Pz=bz*lz*hz*yc=                  | 225.4                        | tonf    |
|  | 5\/_ F=+ D=                      | 224.0                        | 4 f     |
| Suma de cargas verticales                        | 2V=-F2+P2=                       | 224.9                        | toni    |
|  | M3=5V*lz/2=                      | 787 15                       | tonf-m  |
|  | 1110 21 12/2                     | 707.15                       |         |
|  |                                  |                              |         |
| 4) Verificacion por estabilidad                  |                                  |                              |         |
| Verificacion a la estabilidad                    |                                  |                              |         |
|  |                                  |                              |         |
| Momento actuante                                 | Ma=M1=                           | 304                          | tonf-m  |
|  |                                  |                              |         |
|  |                                  |                              |         |
| Factor de seguridad al volteo                    | $M_2 + M_3$                      |                              |         |
|  | FSV =                            | 2.589                        |         |
|  |                                  | 01                           |         |
|  | II(F3V21.5, UK , NG )=           | UK                           |         |
|  |                                  |                              |         |
| 5) Verificacion por deslizamiento                |                                  |                              |         |
| Verifcacion al deslizamiento                     |                                  |                              |         |
|  |                                  |                              |         |
| Fuerza actuante                                  | Fa=Fx=                           | 80                           | tonf    |
|  |                                  |                              |         |
| Fuerza resistente                                | Fr=ΣV*u+Fpa=                     | 129.846                      | tonf    |
|  |                                  |                              |         |
| Factor de seguridad al deslizamiento             | FSD=Fr/Fa=                       | 1.623                        |         |
|  |                                  |                              |         |
|  | if(FSD≥1.25,"OK","NG")=          | ОК                           |         |

# DISEÑO DE CÁMARA DE RETENIDA

Se muestra a continuación el diseño de la cámara de retenida para realizar el lanzamiento de la superestructura.



Figura 0-1 Geometría de cámara de retenida



Figura 0-2 Cargas máximas en la retenida de Puente

| 1) Geometria                                     |  |                           |        |
|--|--|---------------------------|--------|
|  |  |                           |        |
| Ancho de la zapata a proyectar                   | bz=  | 7                         | m      |
| Largo de la zapata a proyectar                   | lz=  | 7                         | m      |
| Altura de la zapata a proyectar                  | hz=  | 2                         | m      |
| Area de la zapata                                | Az=bz*lz   | 49                        | m2     |
| Modulo de la seccion elastica de la zapata       | Sb=Iz*(bz^2)/6=                                      | 57.167                    | m3     |
| 2)Materiales                                     |  |                           |        |
| Peso especificio del relleno                     | ys=  | 1800                      | kgf/m3 |
| Peso especificio del concreto                    | yc=  | 2300                      | kgf/m3 |
| Angulo de friccion interna del suelo de fundacio | Φs   | 30                        | a      |
| Coeficiente activo del suelo                     | $k_a = \tan(45^a -$                                  | $(\frac{\varphi_s}{2})^2$ |        |
|  | ka=  | 0.3333                    |        |
| Coeficiente pasivo del suelo                     | $k_p = \tan(45^{\underline{a}} + \frac{\varphi}{2})$ | $(\frac{s}{2})^2$         |        |
|  | kp=  | 3.00                      |        |
| Coeficiente de friccion del suelo de fundacion   | $u = \tan(\varphi_s)$                                |                           |        |
|  | u=   | 0.577                     |        |

| 3) Cargas Actuantes                              |                                       |                              |         |
|--|---------------------------------------|------------------------------|---------|
| Del analisis, se obtiene las cargas actuantes de | los cable de retenida sobre el        | bloquee de a                 | nclaje. |
|  |                                       |                              |         |
| Carga vertical                                   | Fz=                                   | 1.8                          | tonf    |
| Carga lateral                                    | Fx=                                   | 80.3                         | tonf    |
|  | $k_n * (0 * h_z)^2$                   | * γ <sub>s</sub>             |         |
| Fuerza de empuje pasivo                          | $F_{pa} = \frac{p}{2}$                | $ * b_z$                     |         |
|  |                                       |                              |         |
|  | Ena=                                  | 0                            | tonf    |
| Momento en la base de la cimentacion             |                                       |                              | tom     |
|  | $M_1 = F_x (h_z)$                     | + 180 <i>cm</i> )            |         |
|  | M1=                                   | 305.14                       | tonf-m  |
|  |                                       | h                            |         |
|  | $M_2 = F_{pa} ($                      | $\left(\frac{n_z}{3}\right)$ |         |
|  |                                       | 5                            |         |
|  | M2=                                   | 0                            | tonf-m  |
|  |                                       |                              |         |
| Peso de la zapata                                | Pz=bz*lz*hz*yc=                       | 225.4                        | tonf    |
|  |                                       |                              |         |
| Suma de cargas verticales                        | ΣV=-Fz+Pz=                            | 223.6                        | tonf    |
|  |                                       |                              |         |
|  | M3=ΣV*lz/2=                           | 782.600                      | tonf-m  |
|  |                                       |                              |         |
| 4) Varificacion non estabilidad                  |                                       |                              |         |
| 4) Verificación a la estabilidad                 |                                       |                              |         |
|  |                                       |                              |         |
| Momento actuante                                 | Ma=M1=                                | 305.14                       | tonf-m  |
|  |                                       |                              |         |
|  |                                       |                              |         |
| Factor de seguridad al volteo                    | $M_2 + M_3$                           |                              |         |
|  | $FSV = \frac{2}{M_1} = \frac{1}{M_1}$ | 2.565                        |         |
|  |                                       | 01/                          |         |
|  | II (F3V≥1.5,°UK°,°NG°)=               | UK                           |         |
|  |                                       |                              |         |
| 5) Verificacion por deslizamiento                |                                       |                              |         |
| Verifcacion al deslizamiento                     |                                       |                              |         |
|  |                                       |                              |         |
| Fuerza actuante                                  | Fa=Fx=                                | 80.3                         | tonf    |
| France and interate                              | E. 5.14 . 5                           | 120.000                      | 4 f     |
| Fuerza resistente                                | Fr=ΣV*u+Fpa=                          | 129.096                      | tont    |
| Factor de seguridad al deslizamiento             | FSD=Fr/Fa=                            | 1 608                        |         |
|  | 130-11/1a-                            | 1.000                        |         |
|  | if(FSD≥1.25,"OK","NG")=               | ОК                           |         |
|  |                                       |                              |         |

# VERIFICACIÓN OREJA DE TIRO

## DATOS DE OREJA DE TIRO

| Diametro de pin          | Dp=   | 150      | mm   |
|--------------------------|-------|----------|------|
| Diametro agujero         | Dh=   | 152      | mm   |
| Espesor de oreja         | t=    | 75       | mm   |
| Espesor de refuerzo      | tr=   | 30       | mm   |
| Material oreja           |       | ASTM A50 |      |
| Esfuerzo de fluencia     | Fy=   | 50       | ksi  |
| Esfuerzo de rotura       | Fu=   | 65       | ksi  |
| Peso total de estructura | P=    | 2000     | tonf |
| Coeficiente de friccion  | u=    | 10%      |      |
| Numero de orejas de tiro | N=    | 2        |      |
| Fuerza actuante          | Fact= | 100      | tonf |

## 1. Tensile Failure - Net Section



#### 2. Shear Tear Out along two Planes



Longitud de seccion de falla Lsp= 180 mm Longitud de seccion refuerzo 139 mm Lr= Area de la seccion de falla As=2Lsp\*t+2Lr\*tr 353.4 As= cm2 Fuerza resistente Psu=As\*Fy 1242.32 Psu= tonf Fuerza actuante Fact= 100 tonf Factor de seguridad FS2=Psu/Fact FS2= 12.4

#### 3. Bearing Failure



Diametro de pin Area de contacto estimada

Fuerza resistente

Fuerza actuante Factor de seguridad

dp= 150 mm Abr = Dp(t+2tr)Abr= 202.5 cm2 Pbru=Abr\*Fu 925.42 Pbru= tonf 100 Fact= tonf FS3=Pbru/Fact 9.3 FS3=

#### 4. Resistencia de cordon de soldadura

A continuacion se presenta el calculo de la resistencia de un solo corodn de soldadura Esfuerzo de fractura de material denositado Eexx= 70 ksi

| Estuerzo de fractura de material depositado | Fexx=      | 70 KSI    |
|---|------------|-----------|
| espesor de soldadura                        | e=         | 20 mm     |
| Espesor de garganta                         | tw=        | 14.14 mm  |
| Longitud real de un cordon                  | L=         | 1000 mm   |
|   | L/tw=      | 70.7      |
| Factor de longitud efectiva                 | β=         | 1         |
| Longitud efectiva                           | Lew=β*L=   | 1 m       |
| Area efectiva                               | Ae=Lew*tw= | 141.4 cm2 |

#### Resistencia a corte de la soldadura

| TABLE J2.5 (continued)<br>Available Strength of Welded Joints,<br>ksi (MPa) |                            |   |   |   |  |        |       |
|---|----------------------------|---|---|---|--|--------|-------|
| Load Type and<br>Direction Relative<br>to Weld Axis                         | Pertinent<br>Metal         | $\phi$ and $\Omega$   | Nominal<br>Stress<br>( <i>F<sub>nBM</sub></i> or<br><i>F<sub>nw</sub></i> ),<br>ksi (MPa) | Effective<br>Area<br>$(A_{BM} \text{ or} A_{we}),$<br>in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> ) | Required Filler<br>Metal Strength<br>Level <sup>[a][b]</sup> |        |       |
| FILLET WELDS  | INCLUDING                  | FILLETS IN  | HOLES AND   | SLOTS AND   | SKEWED T-JOINTS  |        |       |
|   | Base                       | (   | Governed by .   | J4  | Fillen medel with a  |        |       |
| Shear   | Weld                       | $ \phi = 0.75 \\ \Omega = 2.00 $  | 0.60 <i>F<sub>EXX</sub></i> <sup>[d]</sup>  | See J2.2a   | strength level equal   |        |       |
| Tension or<br>compression—<br>Parallel to weld axis                         | Tension or<br>to a weld is | nsion or compression in parts joined parallel<br>a weld is permitted to be neglected in design<br>of welds joining the parts. |   | matching filler metal<br>is permitted.  |  |        |       |
| Fnv   | w=0.6*Fe>                  | (x=   | 42  | ksi   | Фw=  | 0.75   |       |
| R   | n1=Fnw*a                   | ne= 4   | 417.5 ·   | tonf  | Ω=   | 2      |       |
|   | R                          | la= Фv  | v*Rn1   | (LRFD)  | R1b=   | Rn1/Ω  | (ASD) |
|   | R                          | 1a= 3   | 13.15   | tonf  | R1b=   | 208.77 | tonf  |

#### Resistencia a corte en elementos afectados

Dimensiones area efectiva:

| e=        | 20   | mm  |
|-----------|------|-----|
| L1=       | 1000 | mm  |
| Agv=L1*e= | 200  | cm2 |

#### 2. Strength of Elements in Shear The available shear strength of affected and connecting elements in shear shall be the lower value obtained according to the limit states of shear yielding and shear rupture: (a) For shear yielding of the element (J4-3) $R_n = 0.60 F_y A_{gv}$ $\phi = 1.00 (LRFD)$ $\Omega = 1.50 (ASD)$ where $A_{gv} = \text{gross}$ area subject to shear, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>) (b) For shear rupture of the element $R_n = 0.60 F_u A_{nv}$ (J4-4) $\phi = 0.75 (LRFD)$ $\Omega = 2.00 (ASD)$ where $A_{nv}$ = net area subject to shear, in.<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

| Fluencia en el area bruta (AISC J4.2a):<br>Rn2=0.6*Fy*Agv= | 421.8            | tonf           | Φw=<br>Ω=    | 1<br>1.5        |               |
|--|------------------|----------------|--------------|-----------------|---------------|
| R2a=<br>R2a=   | Фw*Rn2<br>421.84 | (LRFD)<br>tonf | R2b=<br>R2b= | Rn2/Ω<br>281.23 | (ASD)<br>tonf |
| Rotura en el area neta (AISC J4.2b):                       |                  |                |              |                 |               |
| Anv=Agv=   | 200              | cm2            |              |                 |               |
| Rn3=0.6*Fu*Anv=  | 548.4            | tonf           | Φw=<br>Ω=    | 0.75<br>2       |               |
| R3a=<br>R3a=   | Фw*Rn3<br>411.30 | (LRFD)<br>tonf | R3b=<br>R3b= | Rn3/Ω<br>274.20 | (ASD)<br>tonf |
| Resistencia factorada                                      |                  |                |              |                 |               |
| En resistencia: Rr=min(R1a,R2a,F                           | ₹3a) -> Rr=      | = 313.15       | tonf         | (L              | RFD)          |
| En servicio: Rs=min(R1b,R2b,R                              | 3b) -> Rs=       | 208.77         | tonf         | (A              | SD)           |
| Verificacion de Resistencia                                |                  |                |              |                 |               |
| Numero de cordones iguales                                 |                  | n=             | 2            |                 |               |
| Fuerza de seccion en servicio                              |                  | Fact=          | : 100        | 0 to            | onf           |
| Resistencia de soldadura en servicio                       |                  | R=n*Rs<br>R=   | 417.         | 54 to           | onf           |
| Verificacion   |                  | Fact≤R         | Ok           | <               |               |
| Factor de Seguridad  |                  | FS4=n*Rn1/Fact |              |                 |               |
|  |                  | FS4=           | 8.4          | 1               |               |

Se observa que la oreja presenta factores de seguridad muy altos en comparacion con la fuerza actuante

FS>>3 OK