



UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE USO PEATONAL
SOBRE EL RÍO PALACE ENTRE LAS VEREDAS LA SÁBANA EN EL
MUNICIPIO DE POPAYÁN Y LA VEREDA LA VIUDA EN EL MUNICIPIO DE
CAJIBÍO - DEPARTAMENTO DEL CAUCA**



**PROYECTO FINAL TRABAJO DE GRADO EN MODALIDAD TRABAJO
SOCIAL, PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL.**

**PRESENTADO POR:
WILLIAM DARÍO HINCAPIÉ SABOGAL
Cód. 100412020538**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
POPAYÁN-CAUCA
2018**



**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE DE USO PEATONAL
SOBRE EL RIO PALACE PARA LAS VEREDAS LA SÁBANA EN EL
MUNICIPIO DE POPAYÁN Y LA VEREDA LA VIUDA EN EL MUNICIPIO DE
CAJIBÍO DEPARTAMENTO DEL CAUCA**



**ANTEPROYECTO DE TRABAJO DE GRADO
PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MODALIDAD TRABAJO SOCIAL**

**PRESENTADO POR:
WILLIAM DARÍO HINCAPIÉ SABOGAL
Cód. 100412020538**

**DIRECTOR:
ING. MARÍA VICTORIA MONDRAGÓN**

**CODIRECTOR:
ING. LUIS ILDEMAR BOLAÑOS**

**UNIVERSIDAD DEL CAUCA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN
POPAYÁN-CAUCA
2018**



NOTA DE ACEPTACIÓN

JURADO 1

JURADO 2

Popayán _____ de 2018



DEDICADO A:

Mis amados hijos Cristian, Paola y Andrés



AGRADECIMIENTOS

- Agradezco a Dios, a mi familia, a mis maestros y a todas aquellas personas que de una u otra manera contribuyeron a que este logro fuera posible.
- A las comunidades de las veredas La Sabana y La Viuda, quienes participaron activamente en el trabajo de campo.
- Un especial agradecimiento a los compañeros que colaboraron con sus aportes y ayuda a la elaboración del presente trabajo:

Jenny Alexandra Claros

Nayibe Emilsen Bravo

Danny Harvey Girón

Andrés Felipe Coral

María Camila Burbano

Juan Diego Pineda

Cristian Bonilla



CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	13
1. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	15
2. OBJETIVOS.....	22
2.1. OBJETIVO GENERAL:	22
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:.....	22
3. METODOLOGÍA DE TRABAJO.....	23
3.1. FASE UNO EXPLORACIÓN.....	23
3.2. FASE DOS DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA	23
3.3. FASE TRES RESULTADOS.....	24
4. FASE UNO EXPLORACIÓN.....	25
4.1. UBICACIÓN DEL PUENTE	25
4.2. IDENTIFICACIÓN DEL TERRENO	26
4.3. TOPOGRAFÍA GENERAL.....	29
4.4. BATIMETRÍA.....	33
4.5. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.....	37
5. FASE DOS DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	49



5.1.	DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES DE DISEÑO	49
5.2.	DISEÑO DEL PUENTE VIGA EN CONCRETO REFORZADO.....	67
5.3.	DISEÑO DE PUENTE COLGANTE	87
5.4.	DISEÑO DEL PUENTE METÁLICO.....	96
5.4.	DISEÑO MANUAL DE SECCIONES DE ACERO.....	104
6.	FASE TRES (MATRIZ DE ESCOGENCIA, DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS)	112
6.1.	MATRIZ DE SELECCIÓN TIPOLOGÍA DEL PUENTE.....	112
6.2.	VARIABLE COSTO	112
6.2.1.	PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE METÁLICO.....	113
6.2.2.	PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE COLGANTE	114
6.2.3.	PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE EN CONCRETO REFORZADO	115
6.2.4.	CUANTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES	116
6.3.	DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.....	131
	CONCLUSIONES	176
	OBSERVACIONES.....	178
	RECOMENDACIONES.....	179
	BIBLIOGRAFÍA.....	180



ANEXO 1 DATOS DE ESTACIÓN PTE CARRETERA (IDEAM)	181
ANEXO 2 PLANOS ESTRUCTURALES.....	237
ANEXO 3 PRESUPUESTO Y APU PUENTE VIGA METÁLICA.....	183
ANEXO 4 MEMORIA DE CÁLCULO PUENTE EN VIGA METÁLICA.....	203

LISTA DE FOTOS

Foto 1. Vista general del puente	15
Foto 2. Uso normal del puente.....	16
Foto 3. Usuario del puente con carga	17
Foto 4. Usuario del puente con animales.....	18
Foto 5. Vista del peatón al cruzar el puente.....	19
Foto 6. Deterioro normal del puente	19
Foto 7. Descenso al puente artesanal	27
Foto 8. Detalle camino de acceso.....	27
Foto 9. Paisaje típico de la zona	27
Foto 10. Puente existente	28
Foto 11. Acceso al puente costado izquierdo aguas abajo.....	28
Foto 12. Comisión topográfica	32
Foto 13. Instalación de equipos de topografía	32
Foto 14. Participación de la comunidad en el trabajo de campo.....	32



Foto 15. Participación de la comunidad en trabajo de campo	32
Foto 16. Mojón para estación total.....	33
Foto 17. Instalación de estación total.....	33
Foto 18. Toma datos eje 2-2, lado A.....	34
Foto 19. Toma de datos eje 2-2, centro	34
Foto 20. Toma de datos eje 1-1	34
Foto 21. Toma de datos eje 3-3.....	35
Foto 22. Localización del apique realizado	39
Foto 23. Demarcación zona apique	40
Foto 24. Inicio apique.....	40
Foto 25. Capa fina amarilla.....	41
Foto 26. Presencia de grava gruesa	41
Foto 27. Inicio capa orgánica	41
Foto 28. Capa orgánica.	41
Foto 29. Apique realizado	42
Foto 30. Exploración con ahoyadora	42
Foto 31. Toma de bloque muestra	43
Foto 32. Muestra en guacal	43
Foto 33. Muestras de suelo moldeadas	44
Foto 34. Ensayo de límites de consistencia.....	44
Foto 35. Ancho de semoviente con carga.....	59
Foto 36. Toma de medida ancho de puente	59



LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Localización general del puente	25
Ilustración 2 Localización Google Earth	26
Ilustración 3. Levantamiento con dron	29
Ilustración 4. Imagen aérea levantamiento con dron	30
Ilustración 5. Ubicación propuesta del puente	31
Ilustración 6. Identificación en planta de secciones transversales del río	36
Ilustración 7. Perfil transversal del río Eje 1-1.....	36
Ilustración 8. Perfil transversal del río Eje 2-2.....	37
Ilustración 9. Perfil transversal del río. Eje 3-3.....	37
Ilustración 10. Esquema del perfil estratigráfico.....	45
Ilustración 11. Resultados del ensayo de límites de consistencia.....	46
Ilustración 12.Resultados del ensayo de compresión inconfiada #1.....	47
Ilustración 13.Resultados del ensayo de compresión inconfiada #2.....	48
Ilustración 14.Estación hidrológica PTE CARRETERA.....	50
Ilustración 15.Unión de los Ríos PALACE-EL COFRE y sentido del recorrido del agua.....	55
Ilustración 16. Gálibo	60
Ilustración 17. Luz del puente	61
Ilustración 18. Vista isométrica del puente en concreto	67
Ilustración 19. Diagrama de cortante	71



Ilustración 20. Detalle de aceros a flexión	76
Ilustración 21. Ecuación de momento para despiece.....	77
Ilustración 22. Despiece de aceros (2 filas)	78
Ilustración 23. Despiece de aceros (1 fila)	79
Ilustración 24. Configuración de acero de refuerzo.....	80
Ilustración 25. Área de aceros de estribos.....	81
Ilustración 26. Sección longitudinal del puente en concreto reforzado	86
Ilustración 27. Sección transversal del puente en concreto reforzado	86
Ilustración 28. Vista isométrica de puente en estructura metálica	96
Ilustración 29. Peso lamina steel deck grado 40/37. Altura 2"	98
Ilustración 30. Vista del puente en estructura metálica (Planta)	99
Ilustración 31. Vista del puente en estructura metálica (Lateral 1).....	99
Ilustración 32. Vista del puente en estructura metálica (Lateral 2).....	99
Ilustración 33. Sección con soporte de puente en estructura metálica	100
Ilustración 34. Sección típica de puente en estructura metálica	100
Ilustración 35. Nodos en el puente en estructura metálica	101
Ilustración 36. Vista de nodos perfil 1. Puente en estructura metálica.....	101
Ilustración 37. Vista de nodos perfil 2. Puente en estructura metálica.....	101
Ilustración 38. Vista isométrica con carga muerta en cada sección.....	102
Ilustración 39. Vista isométrica con carga viva en cada sección.....	102
Ilustración 40. Vista isométrica con cargas del viento en los nodos. Puente en estructura metálica.....	103



Ilustración 41. Factores de calificación para la matriz de escogencia.....	112
Ilustración 42. Matriz de selección del tipo de superestructura.....	116
Ilustración 43. Correlación de velocidades típicas de materiales térreos.....	132
Ilustración 44. Factores de resistencia geotécnica.- Fuente (CCP 14).	134
Ilustración 45. Factores carga para la determinación de la capacidad de carga nominal.- Fuente (CCP 14).	135
Ilustración 46 Vista isométrica del estribo A.	148
Ilustración 47. Perfil del estribo A.....	149
Ilustración 48. Vista de aceros del estribo A	149
Ilustración 49. Vista isométrica del estribo B	159
Ilustración 50. Vista de perfil del estribo B	160
Ilustración 51. Aceros de refuerzo del estribo B.....	160
Ilustración 52. Diagrama estribo A con dovelas para evaluar estabilidad global .	172
Ilustración 53. Diagrama estribo B con dovelas para evaluar estabilidad global ..	174



INTRODUCCIÓN

La Ingeniería Civil es una de las carreras con mayor impacto social, esto se debe en gran parte a la capacidad que esta posee para dar solución a las necesidades que se presentan en una comunidad y a la mejora en la calidad de vida que se puede lograr con estas soluciones. Para que este fin se cumpla es necesario la elaboración de diferentes proyectos de infraestructura encaminados a satisfacer las necesidades de las poblaciones más vulnerables y necesitadas.

Es nuestro deber como futuros ingenieros utilizar los conocimientos adquiridos durante nuestra época de estudios para ponerlo a disposición de estas comunidades, y así ayudar a que las condiciones de vida de estas comunidades mejoren.

Teniendo en cuenta que nuestro país presenta una economía generalmente agraria y que este es uno de los sectores con más necesidades por satisfacer, se deben desarrollar proyectos que propicien la mejora en la calidad de vida de esta población. Una de las obras que más bienestar generan en una comunidad alejada son las vías de acceso y más específicamente los puentes sobre estas vías, estos puentes les brindan a dicha comunidad la posibilidad de sacar sus productos y comunicarse de manera más eficiente con otras comunidades.

Para el presente trabajo se buscó realizar un aporte pequeño pero significativo para mejorar la calidad de vida de la comunidad de las veredas la Sábana y La Viuda



que se encuentran afectadas por la falta de conectividad debido a la ausencia de una infraestructura adecuada sobre la vía de acceso existente. Por lo tanto se optó por desarrollar el trabajo del diseño de un puente de tránsito peatonal en la vía rural que comunica las dos veredas.

El trabajo consiste en el diseño de un puente con capacidad para tránsito peatonal en reemplazo de un puente artesanal existente sobre el río Palace entre la vereda La Viuda en el municipio de Cajibío y la vereda la Sábana en el municipio de Popayán.

Con este proyecto se pretende ayudar a las comunidades de la Viuda y de la Sábana para mejorar su conectividad y garantizar un paso seguro sobre el río que le permita a los campesinos de la región transportar sus productos y que estos puedan ser comercializados con menores costos.



1. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Las comunidades rurales durante mucho tiempo han tratado de dar solución a las necesidades diarias con los escasos conocimientos heredados de manera oral, estos conocimientos han sido la base fundamental de sus tradiciones y han contribuido de manera significativa a solucionar algunos problemas cotidianos, pero cuando la necesidad se convierte en un problema de mayor envergadura como la construcción de un puente para el paso de un río, estas soluciones artesanales no solo carecen de bases ingenieriles, si no que se convierten en un potencial peligro para las comunidades que dependen de ellas. Este es el caso del puente sobre el río Palace a la altura de las veredas La Viuda y La Sábana foto 1, construido utilizando material de la zona, elaborado y remodelado empíricamente por sus campesinos.



Foto 1. Vista general del puente



A pesar de que dicho puente no cuenta con las medidas de seguridad adecuadas, las personas que tienen la necesidad de ir hasta sus lugares de destino se ven obligadas a transitar por este puente siendo: mujeres embarazadas, mujeres con niños de brazos, niños pequeños, adultos mayores y algunas personas con discapacidad o problemas médicos, la población más vulnerable foto 2, lo que implica un alto riesgo para su integridad física, especialmente en época de invierno en momentos en que río se encuentra crecido, o cuando llueve y las guaduas que conforman el tablero del puente se vuelven más lisas y peligrosas.



Foto 2. Uso normal del puente



El paso del puente se dificulta mucho más cuando se requiere transportar remesa, mercancías o incluso animales pequeños fotos 3 y 4, algunos campesinos son conscientes del peligro que implica el uso de la estructura en las condiciones actuales, pero justifican su uso con los sobrecostos y el tiempo adicional que resultan de utilizar rutas alternas.



Foto 3. Usuario del puente con carga



Foto 4. Usuario del puente con animales

Adicional a la dificultad que representa la utilización de este puente para la población vulnerable se suma la falta de mantenimiento preventivo y el deterioro normal de los materiales utilizados para su construcción fotos 5 y 6, situación que se agrava con el tiempo y que potencializa el riesgo para los usuarios del puente.



Foto 5. Vista del peatón al cruzar el puente



Foto 6. Deterioro normal del puente

En este puente afortunadamente aún no se han presentado víctimas mortales, pero en varias oportunidades la guaduas que allí se encuentran se han quebrado cuando las personas transitan sobre ellas, causando heridas y si la persona llevaba algún tipo de carga, esta se ha perdido en la aguas, pues con el afán de no caer al río las personas optan por soltar lo que llevan, en otras oportunidades por no dejar caer la carga las personas terminan lastimándose las manos, abriéndose heridas con la punta de los alambres que sobresalen del puente.

En épocas de invierno cuando la creciente del río no deja pasar animales por el agua las personas se ven seriamente afectadas pues en los días de mercado, lunes miércoles y sábado ellos llevan cargas pesadas en caballos, pero al no poder pasar los animales por el río las personas deben descargar a un lado del puente y trasladar



la carga al otro lado en hombros pasando por la estructura artesanal, causando molestia y arriesgando su integridad por no tener un puente que cumpla con las necesidades que en el sitio se requiere.

En varias ocasiones las comunidades vecinas que tienen el paso obligado sobre el río se han visto afectadas por el cierre imprevisto del paso, cuando se requiere dar mantenimiento correctivo o cuando el puente se ve afectado por algún fenómeno natural como las crecientes del río que en algunas ocasiones han destruido completamente la estructura; cuando esto sucede los campesinos se reúnen para construirlo nuevamente, sin utilizar las medidas de seguridad adecuadas para trabajar en alturas, pues no cuentan con la formación ni con el equipo adecuado para dichos trabajos, mientras esto se hace, las veredas quedan parcialmente incomunicadas afectando así a quienes necesitan trasladarse de un lado a otro diariamente.

Cada vez que se incomunica la comunidad en este paso se ven afectados los niños que deben acudir a la escuela que se encuentra al otro lado del puente, las personas que en caso de una urgencia o cita programada requieren atravesar el paso para poder acudir al médico, los campesinos que tienen este paso como única ruta para sacar sus productos, las personas que tienen familiares a lado y lado del río y que mantienen vínculos muy estrechos y toda la comunidad en general que se ven afectadas al no poder realizar sus actividades cotidianas con normalidad.



Se hace entonces evidente que requieren proporcionar una estructura adecuada capaz de garantizar la comodidad y seguridad necesaria a la comunidad para poder realizar sus actividades con completa normalidad.



2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL:

Diseñar un puente peatonal sobre el río Palace entre las veredas La Viuda municipio de Cajibío y la vereda la Sábana, municipio de Popayán.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS:

- Determinar la ubicación del sitio de emplazamiento del puente.
- Realizar una identificación de las características del suelo donde quedara implantado el puente.
- Hacer el levantamiento topográfico del área de implantación de la obra.
- Realizar la correspondiente Batimetría del río en la zona de implantación.
- Establecer la luz de diseño del puente.
- Determinar el sistema estructural más adecuado para el puente
- Diseñar los elementos estructurales del puente.
- Proponer una solución de cimentación para la estructura del puente.
- Elaborar los planos estructurales del puente.
- Elaborar el presupuesto del puente



3. METODOLOGÍA DE TRABAJO.

El proyecto se realizó en tres fases bien definidas: la primera fase o fase de exploración, la fase dos o fase de diseño de la superestructura, y la fase tres o fase de presentación de resultados.

3.1. FASE UNO EXPLORACIÓN

La primera fase consistió en la recopilación de la información existente necesaria para el diseño del puente, la identificación del terreno del sitio en donde se emplazó la obra, y en la realización de los estudios necesarios para determinar los parámetros y variables que determinaron el diseño del puente en esta fase se desarrollaron las siguientes actividades:

- Ubicación geográfica del puente.
- Identificación del terreno.
- Levantamiento topográfico.
- Batimetría del río.
- Investigación geotécnica.

3.2. FASE DOS DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Con la información obtenida en la fase previa, se determinaron las variables de que intervinieron en el diseño de la superestructura, dentro de estas variables se determinaron: el galibo del puente, la luz efectiva de cálculo, el ancho del puente y



las diferentes cargas que intervienen en dicho diseño. Una vez obtenidas las variables básicas se propusieron tres alternativas de solución para la superestructura del puente, con el fin de determinar cuál de estas es la más adecuada como solución del diseño final del puente. Estas alternativas consistieron en un puente colgante, un puente con viga en concreto y un puente de viga metálica en celosía.

3.3. FASE TRES RESULTADOS

La tercera y última fase del proyecto consta de la realización de una matriz de selección para determinar cuál de las soluciones propuestas en la fase anterior representa la solución más eficiente para el puente, con base en esta solución se propone la solución de cimentación y se elaboran los documentos de salida posteriores al diseño como lo son la memoria de cálculo, los planos y el presupuesto del modelo de puente seleccionado.



4. FASE UNO EXPLORACIÓN

En esta fase se presenta la información inicial para determinar los parámetros y variables que determinan el diseño del puente como: ubicación geográfica del puente, Identificación del terreno, levantamiento topográfico, batimetría del río, e investigación geotécnica.

4.1. UBICACIÓN DEL PUENTE

El puente diseñado se ubica sobre el río Palace en el límite entre las veredas la Sábana en el municipio de Popayán y la vereda La Viuda en el municipio de Cajibío departamento del Cauca. El sitio de ponteadero se ubica a 16 km de la zona urbana de Cajibío, aproximadamente 40 minutos al norte de la ciudad de Popayán ilustración 1 e ilustración 2.

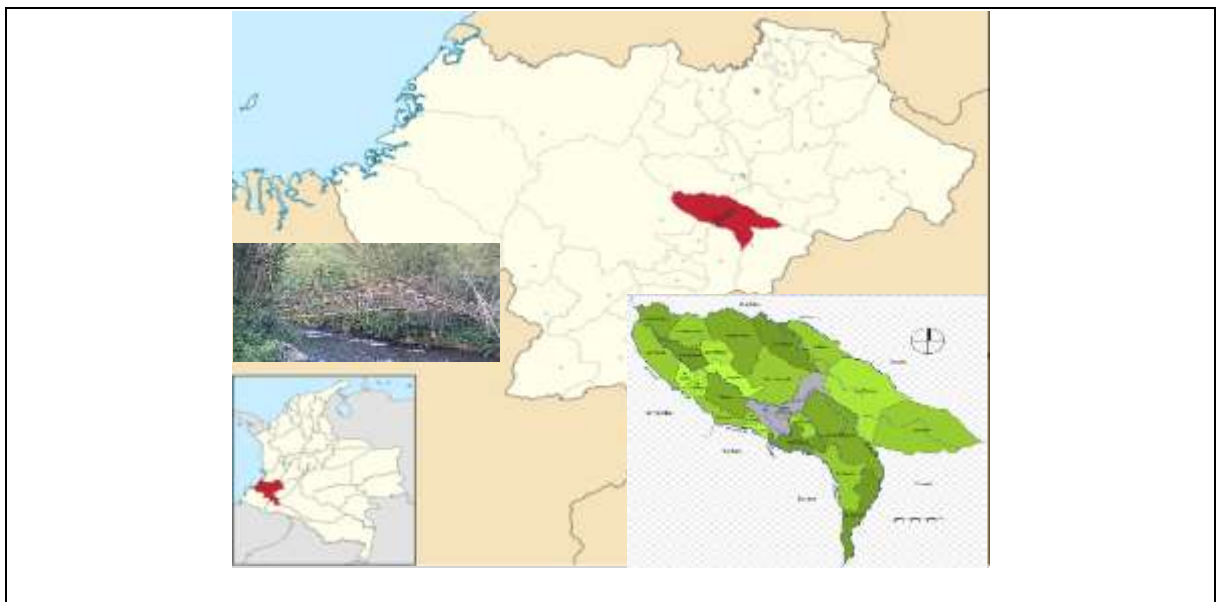


Ilustración 1. Localización general del puente

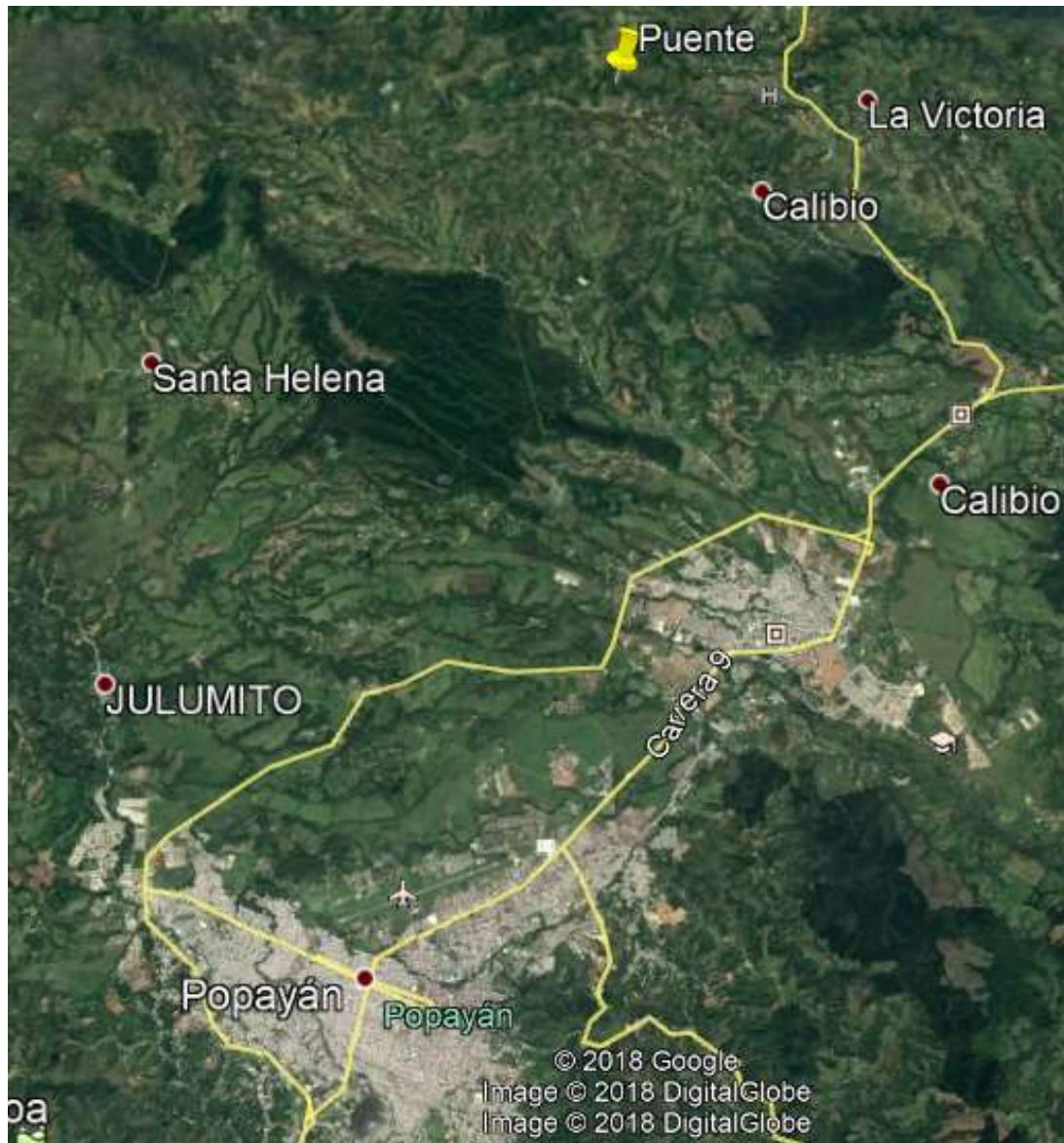


Ilustración 2 Localización Google Earth

4.2. IDENTIFICACIÓN DEL TERRENO

Inicialmente se realizó una visita al sitio para determinar el las condiciones de acceso al sitio fotos 7 y 8, el entorno y estado del puente existente.



Foto 7. Descenso al puente artesanal



Foto 8. Detalle camino de acceso

La zona de acceso se caracteriza por tener una pendiente pronunciada con gran presencia de vegetación que dificulta el paso foto 9, y una presencia constante de suelo fino de color amarillo, la visita se realizó en época de lluvia por lo que se dificultó un poco el acceso al sitio de ubicación del puente artesanal.



Foto 9. Paisaje típico de la zona

Una vez en el sitio donde se encuentra ubicado el puente, se procedió a realizar el reconocimiento de la estructura del puente y el registro fotográfico fotos 10 y 11.



Foto 10. Puente existente



Foto 11. Acceso al puente costado izquierdo aguas abajo

4.3. TOPOGRAFÍA GENERAL

En una segunda visita se realizó un sobre vuelo con la ayuda de un dron, se desarrolló una topografía general que nos permitió barrer un área de 150.000 m², y de esta forma tener un panorama más general para determinar el área que presenta mejores posibilidades para ubicar el puente nuevo, así como descartar que existan otro tipo de estructuras que cumplan la misma función del puente existente.

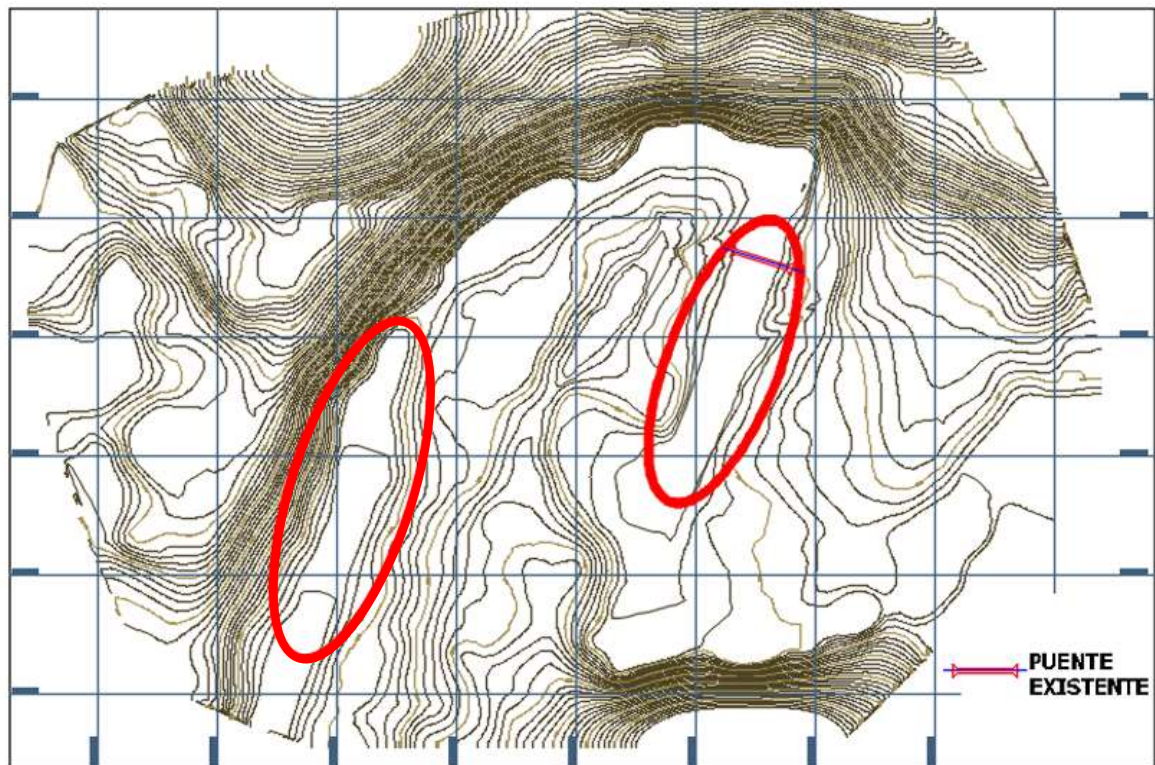


Ilustración 3. Levantamiento con dron

En el área barrida por el dron se logró identificar dos tramos existente donde el río se mantiene recto en una longitud mayor a 100 m. uno de ellos cerca al puente existente ilustración 3.



Adicional a la información recopilada por el dron se realizó una serie de entrevistas con los campesinos de la zona para determinar la existencia de rutas alternas, los sitios en los cuales ellos creían podía emplazarse el nuevo puente y el comportamiento del río durante la época de invierno.

De los dos tramos rectos encontrados se determinó que el tramo recto cerca al puente existente es el que presentaba mejores condiciones debido a la topografía existente ilustración 4.



Ilustración 4. Imagen aérea levantamiento con dron

Después de realizar un análisis de la información recopilada se estableció que el punto más conveniente para la implantación del nuevo puente es a 15 m del puente

existente aguas arriba, este punto coincide con el camino existente y se encuentra en un tramo recto y con menor pendiente del río ilustración 5, adicionalmente se logró establecer con los campesinos más viejos que alguna vez este punto fue utilizado como punto de paso del río.



Ilustración 5. Ubicación propuesta del puente

Una vez identificado el ponteadero, se hizo una tercera visita al sitio indicado, acompañado de una comisión de topografía fotos 12 y 13, para realizar un levantamiento más preciso que nos permitiera tener una mejor aproximación al terreno, ya que debido a la concentración de la vegetación en la zona aledaña del cauce del río, la topografía general realizada con el dron no nos permitía tener la precisión requerida para realizar la correcta implantación de la obra.



Foto 12. Comisión topográfica



Foto 13. Instalación de equipos de topografía

En esta visita se integró parte de la comunidad realizando trabajo de limpieza y apoyo para facilitar la labor de la comisión fotos 14 y 15.



Foto 14. Participación de la comunidad en el trabajo de campo.



Foto 15. Participación de la comunidad en trabajo de campo



4.4. BATIMETRÍA

Una vez hecha la identificación del sitio de implantación y con ayuda de otra comisión topográfica fotos 16 y 17, se realizó una cuarta visita en la que se procedió a realizar la batimetría del río, que por limitación de recursos físicos solo se tomaron datos de tres secciones, una sección foto 21, 15 metros aguas arriba, de donde se determinó la ubicación del puente (sección 1), una segunda sección fotos 18 y 19 se tomó en el sitio en donde se determinó la implantación del puente (sección 2), y una última sección foto 20, 15 m aguas abajo de este sitio (sección 3).



Foto 16. Mojón para estación total



Foto 17. Instalación de estación total



Foto 18. Toma datos eje 2-2, lado A



Foto 19. Toma de datos eje 2-2, centro



Foto 20. Toma de datos eje 1-1



Foto 21. Toma de datos eje 3-3

Con la toma de los datos de las secciones del río, se procedió a realizar los esquemas en AutoCAD de la planta y de los perfiles de las secciones del río, que sirvieron para determinar la luz del puente y la ubicación de los estribos en la etapa de diseño, la planta de dichos esquemas se muestran en la ilustración 6, mientras los perfiles de las tres secciones se muestran en las ilustraciones 7, 8 y 9.

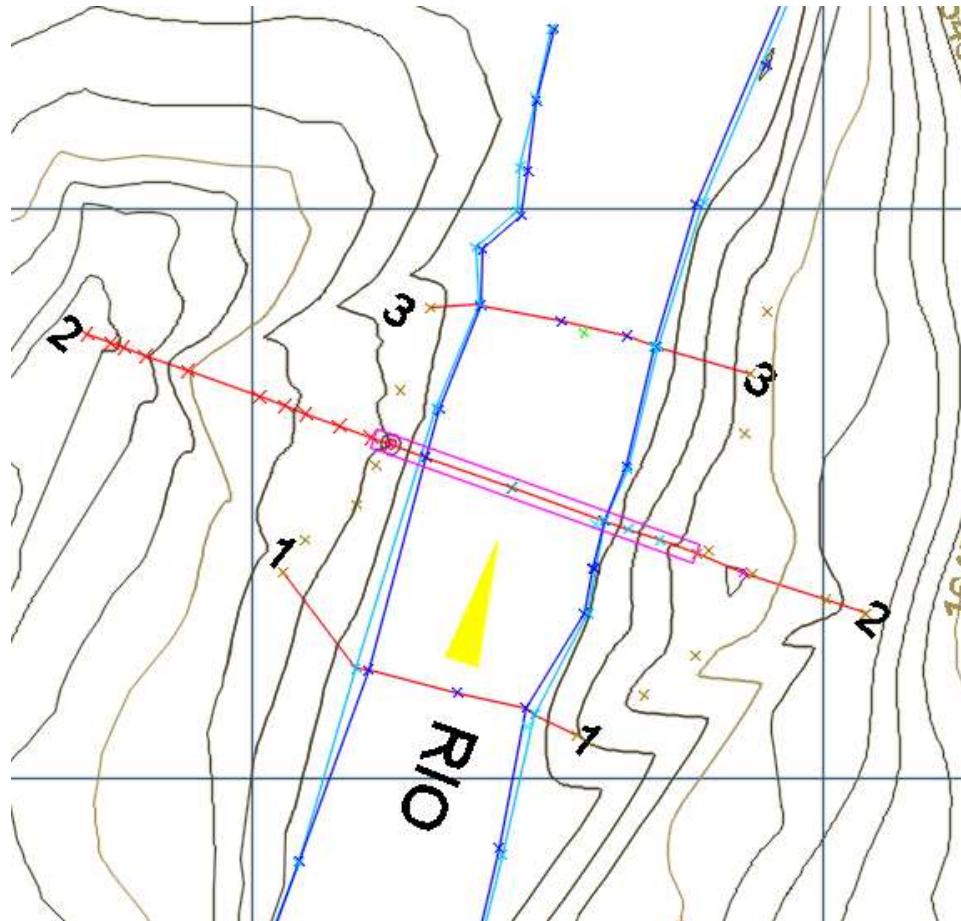


Ilustración 6. Identificación en planta de secciones transversales del río

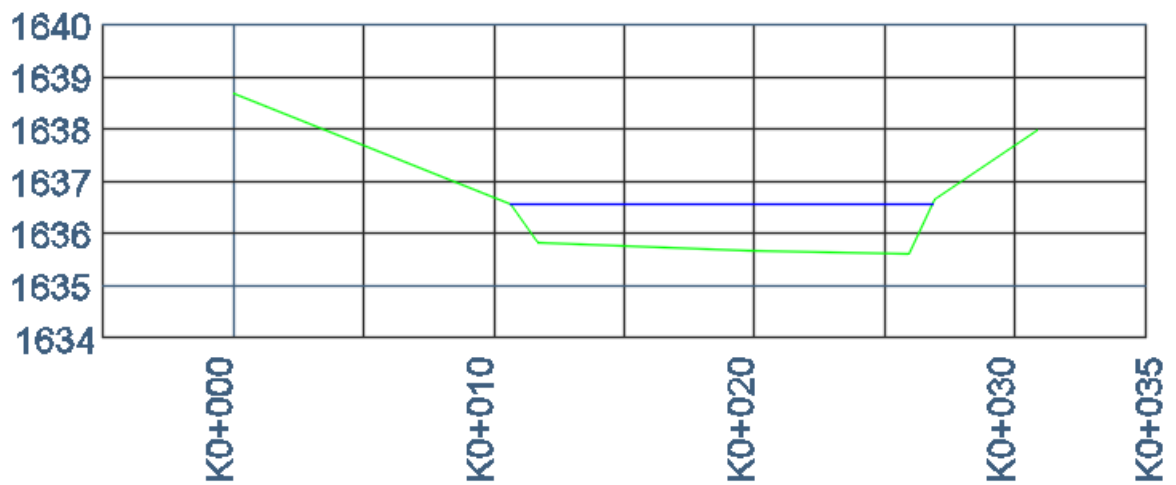


Ilustración 7. Perfil transversal del río Eje 1-1

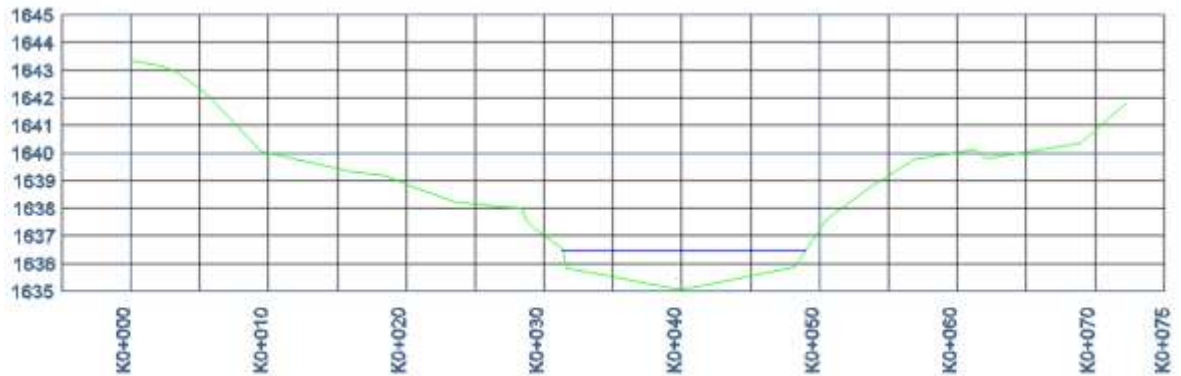


Ilustración 8. Perfil transversal del río Eje 2-2

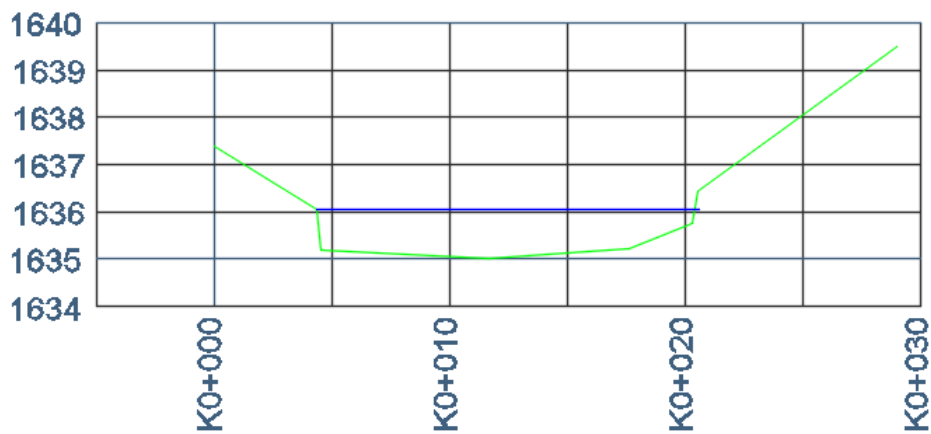


Ilustración 9. Perfil transversal del río. Eje 3-3

4.5. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA.

La caracterización del suelo de soporte es parte fundamental en una obra civil, en esta se definen los parámetros del suelo con el que se cuenta para cimentar la estructura a fin de que ésta pueda considerarse segura.



El estudio de suelos consiste en la exploración del suelo mediante sondeos realizados por diferentes metodologías y ensayos de laboratorio. Estos ensayos pueden variar de acuerdo a las condiciones específicas del proyecto pero en general se requiere de los siguientes datos que serán el resultado de ésta etapa. Según la CCP 14, el estudio de suelos debe ser tal que se obtenga la información necesaria para determinar asentamientos y estabilidad de la cimentación respecto a:

- Formaciones geológicas presentes.
- Ubicación y espesor de las unidades de suelos y roca.
- Propiedades ingenieriles de las unidades de suelo y roca, como peso unitario, resistencia al corte y compresibilidad.
- Condiciones de agua subterránea.
- Topografía de la superficie del suelo, y
- Consideraciones locales, por ejemplo, depósitos de suelos licuables expansivos o dispersos, cavidades subterráneas producidas por soluciones producto de erosión ambiental o por actividad minera, o potencial de inestabilidad de talud.

Para cimentaciones superficiales el código colombiano de puentes recomienda para subestructuras, como pilas y estribos de ancho menor o igual a 3 m, mínimo un punto de exploración por subestructura. Para subestructuras con anchos mayores mínimo dos puntos por subestructura. Deben suministrarse puntos adicionales de exploración si se encuentran condiciones superficiales erráticas.

Debido a las limitaciones económicas de este trabajo no se pudo realizar el estudio de suelos necesario en este tipo de obras de ingeniería, sin embargo se obtuvo por realizar una toma de muestras con algunos ensayos de laboratorio que estaban dentro del alcance del proyecto.

4.5.1. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA.

Para el presente trabajo se realizó un apique sobre la margen derecha aguas abajo del río localizado sobre la línea que se definió para la implantación del puente y a una distancia de 5 metros desde la orilla del río foto 22. Cabe aclarar que la exploración realizada no reemplaza un estudio de suelos detallado que se debe realizar para poder validar el diseño estructural aquí presentado.



Foto 22. Localización del apique realizado



Éste apique consistió en excavar una sección en tierra de 0.60 m x 1.50 m por 2.30 metros de profundidad, con el objetivo de determinar las características del suelo de forma visual, observar la estratigrafía del suelo y obtener una muestra inalterada de suelo para poder realizar ensayos en el laboratorio de la universidad.



Foto 23. Demarcación zona apique



Foto 24. Inicio apique

Una vez determinado el sitio donde se realizó el apique se inició con su delimitación, ayudados por algunos campesinos de la zona fotos 23 y 24, en la parte inicial del apique se encontró una capa vegetal de 10 cm de espesor foto 25, seguida de un suelo fino color amarillo con presencia de graba gruesa y raíces, esta capa tiene un espesor de aproximadamente 50 cm foto 26.



Foto 25. Capa fina amarilla



Foto 26. Presencia de grava gruesa

Seguida de la capa fina amarilla se encontró un suelo orgánico color negro con presencia de raíces una capa de aproximadamente 1.20 m fotos 27 y 28.



Foto 27. Inicio capa orgánica



Foto 28. Capa orgánica.



Debajo del suelo orgánico se encontró una capa fina amarilla que inicialmente se mantuvo hasta el nivel N – 2.30 m que fue la profundidad a la cual se logró llegar con la excavación manual foto 29, sin embargo se optó por profundizar un poco más con una ahoyadora para identificar si esta capa de suelo se mantenía por debajo de este nivel foto 30, de esta manera se logró identificar una cuarta capa de un suelo fino gris que inicia en el nivel N – 2.50 m y que por lo menos se mantiene hasta el nivel N – 3.10 que fue el nivel final al que se pudo llegar, cabe resaltar que no se encontró nivel freático en la excavación realizada.



Foto 29. Apique realizado



Foto 30. Exploración con ahoyadora



Del apique efectuado se extrajo una muestra inalterada de 50 x 50 x 50 cm a una profundidad entre 2.00 m y 2.30 m, este cubo de suelo fue tallado en una de las caras del apique realizado foto 31. Debido a las limitaciones del proyecto solo se recolecto la muestra de una sola margen del rio para posteriormente ser analizada en los laboratorios de la universidad.



Foto 31. Toma de bloque muestra



Foto 32. Muestra en guacal

La muestra obtenida se envolvió en plástico para conservar las condiciones de humedad, y se metió en un guacal de madera para ser transportada al laboratorio de la universidad foto 32. Se decidió realizar solo dos ensayos; el de compresión inconfiada y el de límites de consistencia, debido a las limitaciones del proyecto.



Foto 33. Muestras de suelo moldeadas

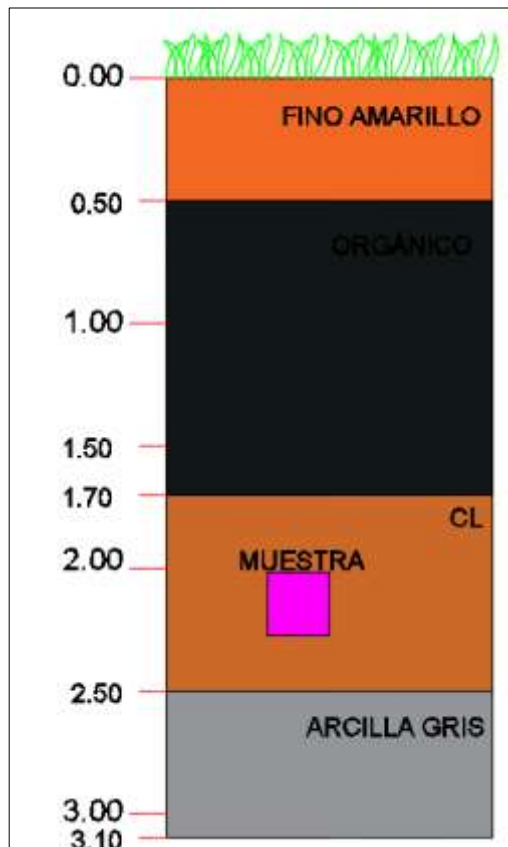


Foto 34. Ensayo de límites de consistencia




Los ensayos arrojaron que el suelo es un Limo de baja compresibilidad con peso unitario húmedo de 1.62 g/cm^3 , límite líquido 49.4% y límite plástico 23.5%. Adicionalmente se elaboró un perfil estratigráfico con los resultados obtenidos ver ilustración 10

Ilustración 10. Esquema del perfil estratigráfico





4.5.2. FORMATOS DE LOS ENSAYOS REALIZADOS



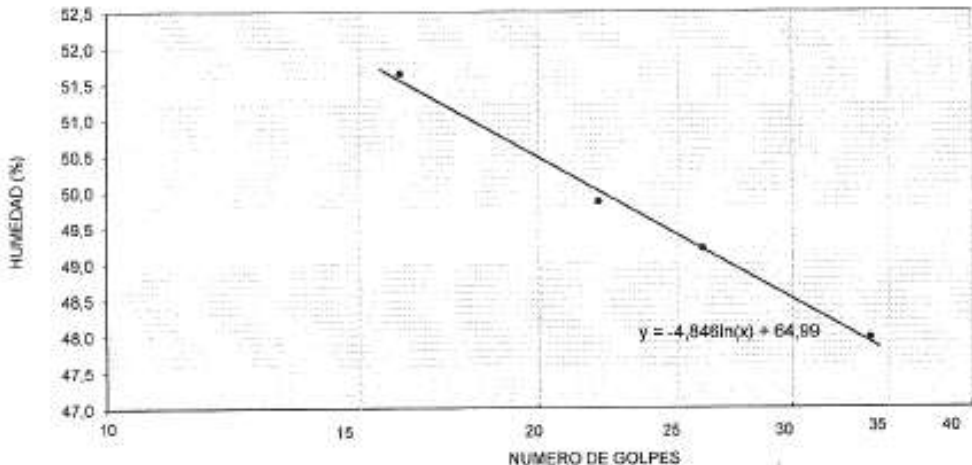
Universidad del Cauca
 Facultad de Ingeniería Civil
 Laboratorio de Materiales, Suelos y Pavimentos

LIMITES DE ATTERBERG
 norma IN.V.E-125-13 Y 125-13

Obra : Proyecto Diseño estructural del puente de uso peatonal y cabalgar Vereda la Viuda - Vereda Calibío.
 Ref. Envío Muestra : Entre la Vereda la Viuda (Mpio. de Cajibío) y Vereda Calibío (Mpio. de Popayán) sobre era Rio Palacé.
 Descripción : Bloque # 1. Suelo fino color gris vetas amarillas - pasa N°40. Fecha : 2017 - 09 - 29

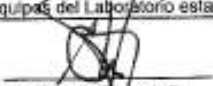
Prueba	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO	
	1	2	3	4	1	2
N° de Golpes	34	26	22	16	—	—
Peso del recipiente (g.)	14,00	14,93	12,08	12,88	14,09	12,42
Recipiente + suelo húmedo (g.)	34,67	35,64	33,00	33,70	45,30	44,01
Recipiente + suelo seco. (g.)	27,97	28,81	26,04	26,61	39,34	38,00
Peso del agua. (g.)	6,70	6,83	6,96	7,09	5,96	6,01
Peso suelo seco. (g.)	13,97	13,88	13,86	13,73	25,25	25,58
Humedad (%)	48,0	49,2	49,9	51,6	23,6	23,5

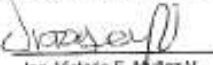
CURVA DE FLUJO

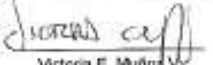


RESULTADOS			INDICE		
Limite Líquido (%)		49,4	Índice de Plasticidad (%)		25,9
Limite Plástico (%)		23,5	Índice de Fluidez		**
Limite de Contracción		**	Índice de Tenacidad		**
Clasificación S.U.C.S.		CL			

Observaciones : la muestra de ensayo fue traída por los remitentes Jenny Claros y Willian Hincapié. Se informa al cliente que los equipos del Laboratorio están en buen funcionamiento pero no se encuentran con certificado de calibración vigente.


 Ing. Eugenio Cárdenas B.
 Coordinador


 Ing. Victoria E. Muñoz V.
 Prof. Universitario


 Victoria E. Muñoz V.
 Geotecnóloga

Universidad del Cauca - NIT 89100519-2 - Dir. Calle F N° 4-70 - Tel 032028899 ext 2231

Ilustración 11. Resultados del ensayo de límites de consistencia



5. FASE DOS DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

En esta fase se determina, la luz efectiva de cálculo, el galibo del puente y el ancho de diseño, así como se determinan la tipología del puente, y los materiales a utilizar en cada uno de los elementos que conforman el diseño final del puente.

5.1. DEFINICIÓN DE LAS VARIABLES DE DISEÑO

Para determinar los parámetros de diseño se tiene en cuenta toda la información reunida en la fase de exploración. Como primera medida se define los parámetros necesarios para realizar el diseño del puente dentro de ellos:

- Ancho del puente
- Gálibo del puente
- Luz del puente
- Tipología del puente
- Cargas

Para definir con claridad las variables en mención es necesario el cálculo del caudal máximo de diseño, ya que el gálibo estará definido por la creciente máxima proyectada para un tiempo de retorno especificado.



5.1.1. CÁLCULO DEL CAUDAL MÁXIMO DE CRECIENTES DE DISEÑO

El cálculo del caudal máximo de crecientes de diseño para puentes se ciñe al manual de drenaje para carreteras, el cual recomienda hacer el cálculo mediante el período de retorno y metodologías propuestas para calcular el nivel máximo instantáneo anual de crecientes.

Para el presente proyecto se solicitó información al instituto de hidrología, meteorología y estudios ambientales (IDEAM), de la estación hidrométrica PTE CARRETERA con código 26027200 ilustración 14, la cual se encuentra ubicada sobre el río Palacé. Los documentos que certifican este numeral, se encuentran en el ANEXO.

Ilustración 14. Estación hidrológica PTE CARRETERA



Fuente: <http://www.ideam.gov.co/solicitud-de-informacion> (IDEAM)



Tomando los datos de los valores máximos mensuales de caudales de la información suministrada, tal como lo señala el manual de drenaje para carreteras en el capítulo 2.5 se procede a trabajar con el método probabilístico de Gumbel.

5.1.2. PERIODO DE RETORNO

El periodo de retorno se halla mediante la relación especificada en la tabla 3.2.1 del manual de drenaje para carreteras ver tabla 1, que depende directamente del tipo de obra a construir y su longitud. Teniendo en cuenta que la luz del puente es de aproximadamente 30 metros, para el presente proyecto se trabaja con un periodo de retorno igual a 50 años.

Tabla 1. Periodo de retorno con relación al tipo de obra

TIPO DE OBRA	PERIODO DE RETORNO (AÑOS) ¹
Cunetas	5
Zanjas de Coronación ²	10
Estructuras de Caída ²	10
Alcantarillas de 0.90 m de diámetro	10
Alcantarillas mayores a 0.90 m de diámetro	20
Puentes menores (luz menor a 10 m)	25
Puentes de luz mayor o igual a 10 m y menor a 50 m	50
Puentes de luz mayor o igual a 50 m	100
Drenaje subsuperficial	2

Fuente: Manual de drenaje para carreteras. 2009. INVIAS.



5.1.3. DISTRIBUCIÓN PROBABILÍSTICA DE GUMBEL

Los datos usados para la distribución probabilística de Gumbel, se obtuvieron a partir del manual de drenaje para carreteras ver tabla 2.

Tabla 2. Caudales máximos por año del río Palacé

Río Palacé- Estación limnométrica PTE CARRETERA. CAUDALES MÁXIMOS ANUALES HISTÓRICOS			
AÑO	CAUDAL m ³ /s	AÑO	CAUDAL m ³ /s
1970	55.5	1992	36.14
1971	75	1993	33.24
1972	28.02	1994	60.23
1973	22.6	1995	22.15
1974	70.5	1996	79.16
1975	48.5	1997	44.93
1976	46	1998	24.89
1977	20.4	1999	46.9
1978	23.6	2000	22.8
1979	35.55	2001	22.8
1980	39.25	2002	25.85
1981	22.82	2003	22.8
1982	39.25	2004	40.8
1983	50	2005	34.38
1984	38.51	2006	26.1
1985	75.7	2007	32.7
1986	57.3	2008	32.7
1987	50	2009	16.4
1988	39.25	2010	24.1
1989	35.55	2011	70.93
1990	53.2	2012	24.1
1991	24.2	2013	42.9

N° de datos	44.00
Media	39.49
Desviación típica	16.84
Coeficiente de asimetría	0.85

Fuente: Elaboración propia



Se requiere para el cálculo los valores de la Media (Y_n) y desviación estándar (S_n) de la variable reducida “y”, los cuales dependen del número de años de registros de la muestra o número de datos. La tabla 3 muestra los valores mencionados.

Tabla 3. Valores de Y_n y S_n para el cálculo de la distribución de Gumbel.

n	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n	n	Y_n	S_n
2	0.4043	0.4984	37	0.5418	1.1339	84	0.5576	1.1967
3	0.4286	0.6435	38	0.5424	1.1363	86	0.5580	1.1980
4	0.4458	0.7315	39	0.5430	1.1388	88	0.5583	1.1994
5	0.4588	0.7928	40	0.5436	1.1413	90	0.5586	1.2007
6	0.4690	0.8388	41	0.5442	1.1436	92	0.5589	1.2020
7	0.4774	0.8749	42	0.5448	1.1458	94	0.5592	1.2032
8	0.4843	0.9043	43	0.5453	1.1480	96	0.5595	1.2044
9	0.4902	0.9288	44	0.5458	1.1499	98	0.5598	1.2055
10	0.4952	0.9497	45	0.5463	1.1519	100	0.5600	1.2065
11	0.4996	0.9676	46	0.5468	1.1538	150	0.5646	1.2253
12	0.5035	0.9833	47	0.5473	1.1557	200	0.5672	1.2360
13	0.5070	0.9972	48	0.5477	1.1574	250	0.5688	1.2429
14	0.5100	1.0095	49	0.5481	1.1590	300	0.5699	1.2479
15	0.5128	1.0206	50	0.5485	1.1607	400	0.5714	1.2545
16	0.5157	1.0316	51	0.5489	1.1623	500	0.5724	1.2588
17	0.5181	1.0411	52	0.5493	1.1638	750	0.5738	1.2651
18	0.5202	1.0493	53	0.5497	1.1653	1000	0.5745	1.2685
19	0.5220	1.0566	54	0.5501	1.1667			
20	0.5236	1.0628	55	0.5504	1.1681			
21	0.5252	1.0696	56	0.5508	1.1696			
22	0.5368	1.0754	57	0.5511	1.1708			
23	0.5283	1.0811	58	0.5515	1.1721			
24	0.5296	1.0864	59	0.5518	1.1734			
25	0.5309	1.0915	60	0.5521	1.1747			
26	0.5320	1.0961	62	0.5527	1.1770			
27	0.5332	1.1004	64	0.5533	1.1793			
28	0.5343	1.1047	66	0.5538	1.1814			
29	0.5353	1.1086	68	0.5543	1.1834			
30	0.5362	1.1124	70	0.5548	1.1854			
31	0.5371	1.1159	72	0.5552	1.1873			
32	0.5380	1.1193	74	0.5557	1.1890			
33	0.5388	1.1226	76	0.5561	1.1906			
34	0.5396	1.1255	78	0.5565	1.1923			
35	0.5403	1.1285	80	0.5569	1.1938			
36	0.5410	1.1313	82	0.5572	1.1953	∞	0.5772	1.2826

Fuente: manual de drenaje para carreteras. 2009. INVIAS

Los resultados de los cálculos se expresan a continuación en la tabla 4



Tabla 4. Caudal de diseño máximo y mínimo

Río Palacé- Estación limnimétrica PTE CARRETERA. CAUDALES MÁXIMOS ANUALES HISTÓRICOS						
Años	Qmax	ϕ	$\Delta Q (+)$	$\Delta Q (-)$	Qd (m ³ /s) (+)	Qd (m ³ /s) (-)
10	65.22	0.9	16.70	-16.70	81.92	48.53
20	75.38	0.95	16.70	-16.70	92.07	58.68
50	88.80	0.98	16.70	-16.70	105.50	72.10
100	98.95	0.99	16.70	-16.70	115.65	82.25

Fuente: Elaboración propia

Se concluye entonces que para un periodo de retorno de 50 años, el caudal de diseño máximo esperado es 105.5 m³/s tabla 4.

No obstante, en el lugar donde se planea construir el puente, caen dos corrientes de agua ilustración 15; una es la corriente del río Palacé y la otra es la corriente del río El Cofre, de este último no se tiene información debido a que no existe sobre este río una estación hidrológica que permita determinar los caudales mínimos, medios y máximos, por lo que a falta de datos es pertinente asumir un caudal, para ello se toma como base el ya calculado para el río Palacé, de este modo se asume para el río El Cofre un caudal $Q=105.5$ m³/s. Por lo tanto el caudal de diseño en el sitio de la obra será de: $Q_d=211$ m³/s.

Ilustración 15. Unión de los Ríos PALACE-EL COFRE y sentido del recorrido del agua.



Fuente: <http://www.ideam.gov.co/solicitud-de-informacion> (IDEAM)

5.1.4. CAUDAL MÁXIMO ADMISIBLE EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL

Por otra parte el caudal que soporta la sección transversal, puede obtenerse según la ecuación de Manning, debe tenerse en cuenta que dicha ecuación está diseñada para canales abiertos bajo condiciones normales de flujo, no obstante para el cálculo se usa un coeficiente de rugosidad de Manning que pertenezca al lecho de un río muy parecido al que tenemos en el sitio de la construcción del puente.

$$Q = \frac{1}{n} * \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * S^{1/2}$$

Donde:

Q: Caudal



n: coeficiente de rugosidad de Manning

A: Área mojada

P: Perímetro mojado

Coeficiente de rugosidad de Manning

El manual de drenaje para carreteras, tiene a disposición los valores de coeficientes de rugosidad de Manning que dependen a su vez de las condiciones del río tabla 5.

Tabla 5. Valores para el coeficiente de rugosidad de Manning para una corriente natural

D. Corrientes naturales			
D-1. Corrientes menores (ancho superficial en nivel creciente < 100 pies)			
a. Corrientes en planicies			
1. Limpias, rectas, máximo nivel, sin montículos ni pozos profundos	0.025	0.030	0.033
2. Igual al anterior, pero con más piedras y malezas	0.030	0.035	0.040
3. Limpio, serpenteante, algunos pozos y bancos de arena	0.033	0.040	0.045
4. Igual al anterior, pero con algunos matorrales y piedras	0.035	0.045	0.050
5. Igual al anterior, niveles bajos, pendientes y secciones más ineficientes.	0.040	0.048	0.055
6. Igual al 4, pero con más piedras	0.045	0.050	0.060
7. Tramos lentos, con malezas y pozos profundos	0.050	0.070	0.080
8. Tramos con muchas malezas, pozos profundos o canales de crecientes con muchos árboles con matorrales bajos	0.075	0.100	0.150
b. Corrientes montañosas, sin vegetación en el canal, bancas usualmente empinadas, árboles y matorrales a lo largo de las bancas sumergidas en niveles altos			
1. Fondo: gravas, cantos rodados y algunas rocas	0.030	0.040	0.050
2. Fondo: cantos rodados con rocas grandes	0.040	0.050	0.070

Fuente: Manual de drenaje para carreteras

De donde se toma como coeficiente de rugosidad de Manning un valor de 0.035

Cálculo de la pendiente

Para el cálculo de la pendiente se tienen en cuenta los perfiles transversales 1-1, 2-2 y 3-3, que aparecen en las ilustraciones 7, 8 y 9 respectivamente.



Luego $S=2.3\%$

Área y perímetro

Tanto el área mojada como el perímetro mojado se obtienen de la sección transversal elaborada en AutoCad.

$$A=96.59$$

$$P= 28.02$$

Reemplazando valores en la ecuación de Manning se obtiene que el caudal máximo que puede pasar por la sección transversal de construcción del puente es igual a $Q=955 \text{ m}^3/\text{s}$.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

Por lo tanto se puede concluir que el caudal máximo del río será menor al caudal máximo que puede atravesar por la sección transversal.

$$211 \text{ m}^3/\text{s} < 955 \text{ m}^3/\text{s}$$

Otra forma de determinar con mayor asertividad el Caudal de diseño en el sitio dispuesto para la construcción del puente peatonal, es comparando la información de Caudal de diseño ya obtenida del río Puracé parte alta con la variación del caudal del mismo. Haciendo el cálculo se observa que el caudal se incrementa un 63%.

$$\Delta Q * \frac{100}{Qd} = (105.5 - 39.49) * \frac{100}{105.5} = 63\%$$



Con este dato como base supondremos que sobre el nivel de aguas medido en el sitio, se va a incrementar máximo en 50 años, un 63%.

Teniendo en cuenta los datos de batimetría tomados en el sitio, usando la ecuación de Manning, con los mismos parámetros anteriores pero con un área= 35.32 m² y perímetro=19.72 m, se obtiene que el caudal de diseño del río en el sitio de construcción del puente es de:

$$Q = \frac{1}{n} * \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * S^{1/2} = 235.32 \text{ m}^3/\text{s}$$

A este valor de Caudal, se le incrementa el porcentaje de Caudal máximo que se incrementará en un periodo de 50 años.

$$Q_d = 235.32 \text{ m}^3/\text{s} * 1.63$$

Por lo que finalmente se asume un caudal de diseño definitivo de:

$$Q_d = 383.6 \text{ m}^3/\text{s}$$

5.1.5. ANCHO DEL PUENTE

El ancho del puente se definió teniendo en cuenta que el puente será utilizado por los campesinos para el tránsito caballar, que debe permitir el paso cómodo de los transeúntes con la remesa y con los productos que ellos cosechan. Para determinar la medida se utilizó un caballo de mediana contextura de la escuela de carabineros de la policía de Popayán foto 35, al que se le dejó un ancho libre de 50 cm a cada lado para simular el ancho de una carga mediana, dando como resultado un ancho



total de 1.50 m foto 36, el ancho del puente se estableció entonces de 1.60 m dejando una tolerancia de 10 cm para que el caballo pueda pasar libremente con la carga.



Foto 35. Ancho de semoviente con carga



Foto 36. Toma de medida ancho de puente

5.1.6. GALIBO DEL PUENTE

Mediante información recolectada de los campesinos de la zona por medio de entrevistas, se logró identificar que en época de lluvias en el río existe arrastre de hojas y sedimentos, dicho manifiesto es fundamental para definir el galibo del puente según la condición del río, siguiendo los parámetros establecidos en el Manual de diseño geométrico de carreteras 2008, del Instituto Nacional de Vías INVIAS, como se muestra en la ilustración 16.



Ilustración 16. Gálibo

7.1.1. Gálibo

A continuación se presentan los valores mínimos requeridos según el tipo de condición generada:

- Sobre corrientes de agua, relativamente limpias en toda época: mínimo dos metros (2.00 m) por encima del Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias (N.A.M.E.).

Sobre corrientes de agua que en algunos períodos transportan desechos, troncos y otros objetos voluminosos: mínimo dos metros con cincuenta centímetros (2.50 m) por encima del N.A.M.E.

- ~~Sobre carreteras. Mínimo cinco metros (5.00 m), salvo que se estipule un valor mayor para el caso particular.~~
- Sobre vías férreas. Mínimo cinco metros con cincuenta centímetros (5.50 m), salvo que se estipule un valor mayor para el caso particular.
- Sobre cursos hídricos navegables. Dependerá del calado máximo de navegación, por lo que el valor debe ser definido por el Ministerio de Transporte.

Fuente: Manual de drenaje para carreteras. P.4-67

Usando la ecuación de Manning y mediante un cálculo iterativo entre Área y Perímetro de la sección del río (E.1 y E.2) con ayuda de AutoCad, se logra determinar que la altura libre que queda para cuando se tenga el caudal máximo esperado en 50 años es de 2.7 m, es decir está por encima de los 2.5 m recomendados por el Manual de drenaje para carreteras. No obstante para los cálculos posteriores se toma como gálibo 2.5 m, dejando por fuera los 20 cm como un factor de tolerancia.



$$Q = \frac{1}{n} * \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * S^{1/2} \quad (E.1)$$

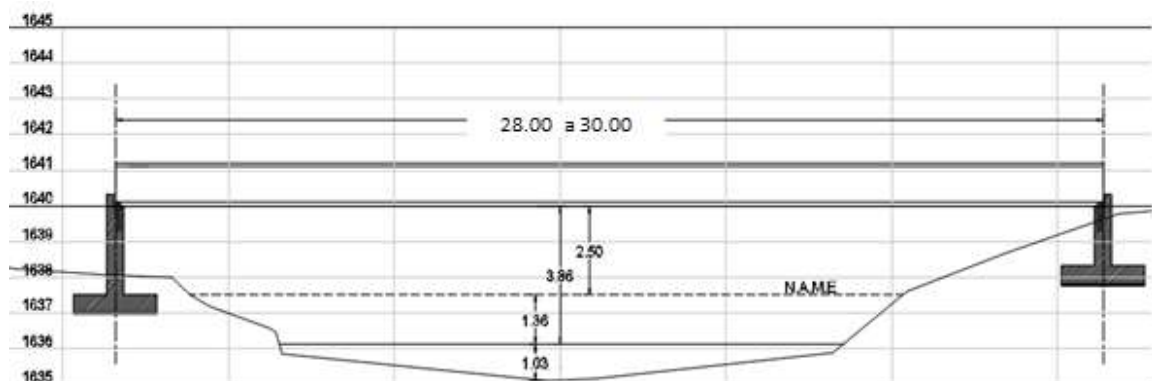
$$383.6 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.035} * \frac{A^{5/3}}{P^{2/3}} * 0.023^{1/2} \quad (E.2)$$

5.1.7. LUZ DEL PUENTE

De acuerdo a la topografía obtenida en la fase de exploración, a los niveles máximos determinados por los campesinos de la zona, y corroborados con los datos de lluvias del IDEAM se establece el nivel inferior del tablero del puente en la cota 1.640 m.

Una vez determinado este nivel se realizó la implantación tanto en planta como en perfil y se determinó la luz del puente de entre 28 y 30 m, ilustración 17.

Ilustración 17. Luz del puente



Fuente: Ilustración propia



5.1.8. TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Teniendo en cuenta las condiciones de costo, estética, facilidad constructiva, durabilidad, facilidad de mantenimiento y costo de cimentación, se estudian 3 tipos de puentes a saber: puente en concreto reforzado, puente colgante y puente metálico. El tipo de puente a escoger es aquél que represente la mejor opción en base a una matriz de escogencia.

5.1.9. CARGAS

Una vez determinadas las variables de ancho y luz del puente se procede a determinar las cargas que se utilizaron en el diseño del puente dividiéndolas en cargas transitorias y permanentes.

5.1.9.1. CARGAS TRANSITORIAS

Según la 14 son aquellas cargas que pueden variar en un periodo corto de tiempo en comparación con la vida útil de la estructura. Dentro de esta descripción se encuentran: la carga viva peatonal, la carga sísmica, la carga de viento.

- **PL: Carga viva peatonal**

Según la guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales publicado por la asociación americana de carreteras de Estado y funcionarios del transporte, establece que la carga viva peatonal para elementos secundarios es de 415.00 kgf/m², el mismo valor lo asume para los elementos principales, con la salvedad de



que cuando el área de la calzada del puente excede los 400 pies cuadrados (ft^2) permite hacer una reducción de la carga mediante la siguiente ecuación:

$$W = 85 \left(0.25 + \left(\frac{15}{\sqrt{A1}} \right) \right)$$

Dónde: W: Carga de diseño para peatones en Psf.

A1: Área de influencia de la cubierta en ft^2 .

Teniendo en cuenta que el puente tiene de largo 28.80 m y de ancho 1.60 m, el área es:

$$A1 = 28.8m * 1.6m = 46.08m^2 * \frac{10.76 ft^2}{1m^2}$$

$$A1 = 496.00 ft^2 > 400 ft^2$$

De ese modo, el valor para la carga viva peatonal (W) se calcula así:

$$W = 85 \left(0.25 + \left(\frac{15}{\sqrt{496.00}} \right) \right) \times 4.88$$

$$W = 383.27 \frac{Kgf}{m^2} \times \left(\frac{9.81 N}{1.0 Kgf} \right) = 3759.84 \frac{N}{m^2}$$

$$W = 3.76 KN/m^2$$

La guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales establece que en ningún caso la carga viva peatonal debe ser inferior a 317.36 kgf/m^2

$$W = 383.27 \frac{Kgf}{m^2} > 317.36 \frac{Kgf}{m^2} \rightarrow OK$$

- EQ: Carga sísmica



No se requiere realizar un análisis sísmico ya que los puentes a diseñar poseen una sola luz, lo anterior se justifica en la tabla 4.7.4.3.1-1 de la norma Colombia de diseño de puentes (CCP, 2014), la cual se muestra en la tabla 6:

Tabla 6. Requisitos mínimos de análisis para efectos sísmicos.

Zona Sismica	Puentes de una sola luz	Puentes de múltiples luces					
		Otros puentes		Puentes esenciales		Puentes críticos	
		regular	irregular	regular	irregular	regular	irregular
1	No se requiere análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SMUL	SM	SMUL	MM	MM	MM
3		SMUL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SMUL	MM	MM	MM	TH	TH

Fuente: Norma Colombiana de diseño de puente (CCP 14)

- **WS: Carga de viento sobre la estructura**

La guía de especificaciones para el diseño de puentes peatonales, dicta las cargas de viento que actúan sobre la estructura así:

Vigas y viguetas: $244.12 \text{ Kgf/m}^2 = 2394.00 \text{ N/m}^2$.

Puentes de armadura abierta: $170.88 \text{ Kgf/m}^2 = 1675.76 \text{ N/m}^2$

5.1.9.2. CARGAS PERMANENTES

- **DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales**

El peso propio de los componentes estructurales depende del tipo de puente a construir, el puente en losa de concreto considera las barandas, bordillos y el tablero del puente y tiene en cuenta la geometría de la sección del puente; el diseño del puente metálico considera cargas permanentes como la lámina metaldeck y el concreto sobre la misma, además de la carga de la estructura metálica; el puente colgante por otra parte considera las cargas de la losa en madera, los cables.



5.1.9.3. ESTADOS DE CARGA

Para el diseño del puente se van a analizar las siguientes estados de carga. defidos en el CCP-14:

Resistencia I: Combinación básica de cargas relacionada con el uso vehicular normal del puente sin viento.

Resistencia III: Combinación de carga que está relacionada con la exposición del puente a vientos con velocidades en exceso de 90 km/h.

Servicio I: Combinación de carga relacionada con la operación normal de uso del puente con un viento de 90 Km/h y con todas las cargas tomadas en sus valores nominales. También relacionada con el control de deflexiones en estructuras metálicas enterradas, revestimiento de túneles, y tubería termoplástica, para control del ancho de fisura en estructuras de concreto reforzado, y para análisis transversal relacionado con tracción en vigas de concreto por segmentos. Esta combinación de carga también debe utilizarse para la investigación de la estabilidad de taludes.

5.1.9.5. FACTORES DE CARGA

Los factores para los estados de carga serán los considerados por la norma CCP-14 mostrados en la tabla 7 y tabla 8.



Tabla 7. Combinaciones y factores de carga

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DR EH EV ES EL PS CE SH	LL DM CE BR PL LS	WA	WB	WC	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CF
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{ap}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{no}	γ_{se}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, DM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo LL, DM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma Colombiana de diseño de puente (CCP 14)

Tabla 8. Factores para cargas permanentes, γ_p

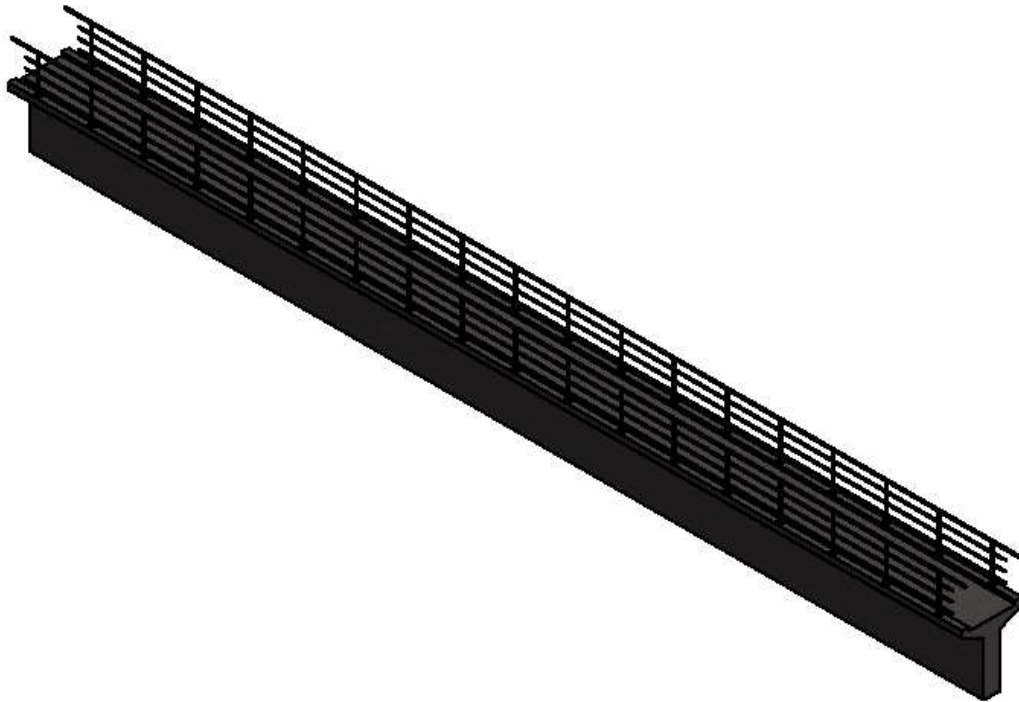
Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
DC :	Componentes y Accesorios	1.25	0.90
DC :	Sólo Resistencia IV	1.50	0.90
DD : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
DW :	Superficie de rodadura e instalaciones	1.50	0.65
EH : Presión horizontal de suelo	• Activa	1.50	0.90
	• En reposo	1.35	0.90
	• AEP para muros anclados	1.35	N/A
	EL : Tensiones residuales de Construcción	1.00	1.00
EV : Presión vertical de suelo	• Estabilidad general	1.00	N/A
	• Muros de Contención y Estribos	1.35	1.00
	• Estructuras Rígidas Enterradas	1.30	0.90
	• Marcos Rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras Flexibles Enterradas		
	o Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugadas Profundas	1.5	0.9
	o Alcantarillas Termoplásticas	1.3	0.9
o Todas las demás	1.95	0.9	
ES :	Sobrecarga de suelo	1.50	0.75

Fuente: Norma Colombiana de diseño de puente (CCP 14)



5.2. DISEÑO DEL PUENTE VIGA EN CONCRETO REFORZADO

Ilustración 18. Vista isométrica del puente en concreto



Fuente: 1Elaboración propia

La primera opción a evaluar es el puente en concreto reforzado ver ilustración 18, para lo cual se requiere tener en cuenta los siguientes estados límite:

- Resistencia I
- Servicio I



5.2.1. LOSA

CARGAS

- Baranda

$$BARANDA = 0.25 \frac{KN}{m}$$

- Bordillo

$$BORDILLO = 0.1m \times 0.1m \times 24 \frac{KN}{m^3} = 0.24 KN/m$$

- CT1

$$CT1 = 0.1 m \times 0,95 m \times 24 \frac{KN}{m^3} = 2.28 KN/m$$

- CT2

$$CT2 = 0.25 m \times 1.93 m \times 24 \frac{KN}{m^3} = 11.58 KN/m$$

- PL=3.68 KN/m²

$$PL = 3.76 \frac{KN}{m^2} \times 0.85 m = 3.196 KN/m$$

Tabla 9. Resultado del cálculo de cortantes y momentos últimos en la losa.

CARGAS	CARGA (KN)	x(m)	M(KN.M)	FACTOR RESISTENCIA I	Vu (KN)	Mu(KN.M)	FACTOR SERVICIO I	Vu (KN)	Mu(KN.M)
BARANDA	0.25	0.90	0.23	1.25	0.31	0.28	1.00	0.25	0.23
BORDILLO	0.24	0.90	0.22	1.25	0.30	0.27	1.00	0.24	0.22
CT1	2.28	0.475	1.08	1.25	2.85	1.35	1.00	2.28	1.08
CT2	11.58	0.125	1.45	1.25	14.48	1.81	1.00	11.58	1.45
PL	3.196	0.425	1.36	1.75	5.60	2.38	1.00	3.196	1.36
		2.83	4.34		23.54	6.09		17.546	4.34

Fuente: Elaboración propia



CORTANTE

$$\begin{aligned}Vu &= 23.54 \text{ KN} \\Vu < \phi Vn &= \phi Vc + \phi Vs \\ \phi Vc &= 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{21} \times 1 \times 0.05 \times 10^3 \\ \phi Vc &= 28.64 \text{ KN}\end{aligned}$$

Como

$$Vu < \phi Vc$$

Entonces se concluye que el concreto de la losa resiste el cortante máximo que se puede presentar.

MOMENTO

- Baranda

$$M_{BARANDA} = 0.25 \text{ KN} \times 0.9 \text{ m} = 0.225 \text{ KN.M}$$

- Bordillo

$$M_{BORDILLO} = 0.24 \text{ KN} \times 0.9 \text{ m} = 0.216 \text{ KN.M}$$

- CT1

$$M_{CT1} = 2.28 \text{ KN} \times 0.475 \text{ m} = 1.083 \text{ KN.M}$$

- CT2

$$M_{CT2} = 11.58 \text{ KN} \times 0.125 \text{ m} = 1.45 \text{ KN.M}$$

- PL=3.196 KN/m²

$$M_{PL} = 3.196 \text{ KN} \times 0.425 = 1.36 \text{ KN.M}$$

El momento máximo que se presenta es proporcionado por la combinación de carga de Resistencia I

$$Mu = 6.09 \text{ KN}$$



5.2.2. VIGA

CARGAS

- Baranda

$$BARANDA = 0.5 \frac{KN}{m} \times 28.8 m = 14.4 KN/m$$

- Bordillo

$$BORDILLO = 0.1m \times 0.1m \times 2 \times 24 \frac{KN}{m^3} \times 28.8m = 13.824 KN/m$$

- CT1

$$CT1 = 0.1 m \times 1.9 m \times 24 \frac{KN}{m^3} \times 28.8 m = 131.33 KN/m$$

- CT2

$$CT2 = (0.5 m \times 1.93 m) \times 28.8m \times 24 \frac{KN}{m^3} = 667.01 KN/m$$

- PL=3.196 KN/m²

$$PL = 3.196 \frac{KN}{m^2} \times 1.6 m \times 28.8 m = 147.27 KN/m$$

- WS=2.394 KN/m²

$$WS = 2.394 \frac{KN}{m^2} \times (1.06 m \times 0.2 + 2.03m) \times 28.8 m = 154.56 KN/m$$

Tabla 10. Resultado de cálculos de cortante y momentos últimos de la viga

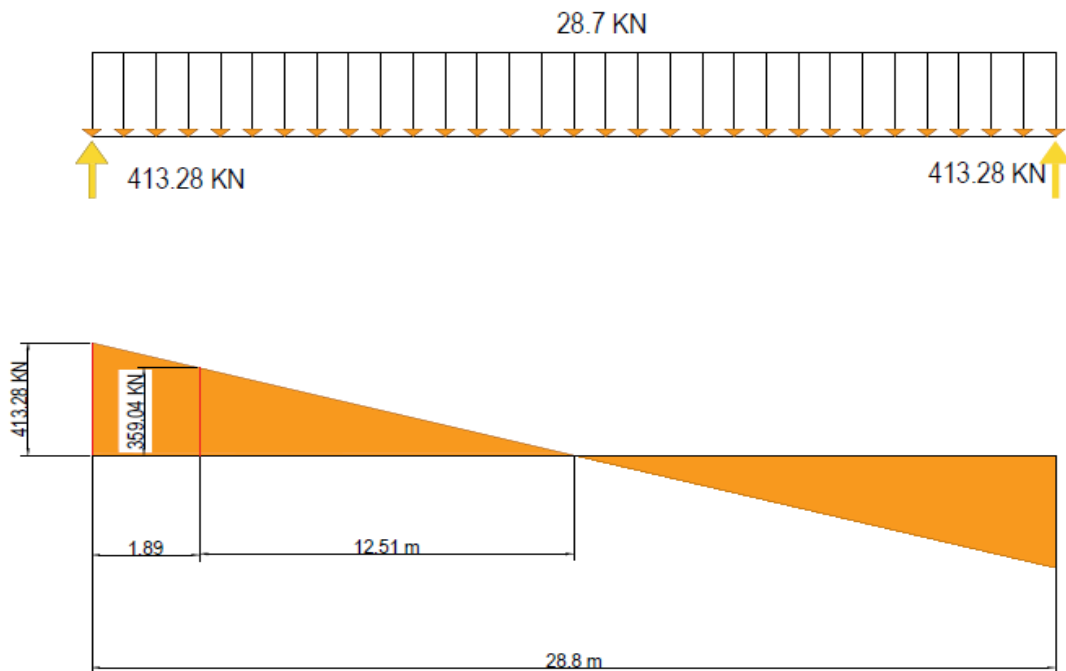
CARGAS	CARGA (KN)	CARGA (KN)	V (KN)	M(KN.M)	FACTOR RESISTENCIA I	Vu (KN)	Mu(KN.M)	FACTOR SERVICIO I	Vu (KN)	Mu(KN.M)
BARANDA	14.4	0.5	14.4	51.84	1.25	18.00	64.80	1	18.00	64.80
BORDILLO	13.82	0.48	13.82	49.77	1.25	17.28	62.21	1	17.28	62.21
CT1	131.33	4.56	131.33	472.79	1.25	164.16	590.99	1	164.16	590.99
CT2	667.01	23.16	667.01	2401.24	1.25	833.76	3001.55	1	833.76	3001.55
PL	147.27	6.392	147.27	662.72	1.75	257.72	1159.76	1	257.72	1159.76
WS	154.56	5.37	154.64	556.76	0	0.00	0.00	0.3	0.00	0.00
			1128.47	4195.06		1348.51	4879.31		1290.92	4879.31



Fuente: Elaboración propia

CORTANTE

Ilustración 19. Diagrama de cortante



$$V_u = 359.04 \text{ KN}$$

$$V_u < \phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = 0.75 \times \frac{1}{6} \times \sqrt{21} \times 0.5 \times 1.89 \times 10^3$$

$$\phi V_c = 541.32 \text{ KN}$$

Como

$$V_u < \phi V_c$$

Entonces se concluye que el concreto de la losa resiste el cortante máximo que se puede presentar.



MOMENTO

- Baranda

$$M_{BARANDA} = 0.5 \text{ KN} \times \frac{28.8^2 \text{ m}}{8} \times 1 \text{ m} = 51.84 \text{ KN.M}$$

- Bordillo

$$M_{BORDILLO} = 0.48 \text{ KN} \times \frac{28.8^2 \text{ m}}{8} \times 1 \text{ m} = 49.77 \text{ KN.M}$$

- CT1

$$M_{CT1} = 4.56 \text{ KN} \times \frac{28.8 \text{ m}^2}{8} = 472.78 \text{ KN.M}$$

- CT2

$$M_{CT2} = 23.16 \text{ KN} \times \frac{28.8^2 \text{ m}}{8} \times 1 \text{ m} = 2401.24 \text{ KN.M}$$

- PL=3.196 KN/m²

$$M_{PL} = 6.392 \text{ KN} \times \frac{28.8^2 \text{ m}}{8} \times 1 \text{ m} = 662.72 \text{ KN.M}$$

- WS=2.394 KN/m²

$$M_{ws} = 5.37 \text{ KN} \times \frac{28.8^2 \text{ m}}{8} \times 1 \text{ m} = 556.76 \text{ KN.M}$$

El momento máximo que se presenta es proporcionado por la combinación de carga de Resistencia I

$$Mu = 4854.63 \text{ KN}$$

5.2.3. ACERO DE REFUERZO LOSA

$$h = 0.10 \text{ m}$$
$$d = 0.10 \text{ m}/2 = 0.05 \text{ m}$$



$$Mu = 6.09 \text{ KN} = 0.9 \times As \times 420 \times 10^3 \times \left(0.05 - \frac{0.59 \times As \times 420}{21 \times 1}\right)$$

$$As = 0.0003514 \text{ m}^2 = 3.5136 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = 3.5136 \text{ cm}^2 \rightarrow 11 \text{ N}^\circ 2 @ 9 \text{ cm}$$

$$As_{suministrado} = 11 \times 0.32 \text{ cm}^2 = 3.52 \text{ cm}^2$$

$$As_{Maximo} = 0.0133875 \times b \times d = 0.0133875 \times 1 \times 0.05 = 6.694 \text{ cm}^2$$

$$As_{Minimo} = 0.0033 \times b \times d = 0.0033 \times 1 \times 0.05 = 1.65 \text{ cm}^2$$

Como

$$As_{Minimo} < As_{suministrado} < As_{Maximo}$$

Entonces el área de acero principal suministrado cumple con los límites máximos y mínimos de acero de refuerzo

$$As_{RYT^\circ} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 1 \times 0.05 = 0.9 \text{ cm}^2$$

5.2.4. ACERO DE REFUERZO VIGA

$$h = 2.03 \text{ m}$$

$$d = 2.03 - 0.05 - 0.0254 - 0.05 - \frac{0.0254}{2} = 1.8919 \text{ m} = 1.89 \text{ m}$$

$$Mu = 4879.31 \text{ KN} = 0.9 \times As \times 420 \times 10^3 \times \left(1.89 - \frac{0.59 \times As \times 420}{21 \times 0.5}\right)$$

$$As = 0.00754 \text{ m}^2 = 75.4 \text{ cm}^2$$

$$As_{req} = 75.4 \text{ cm}^2 \rightarrow 15 \text{ N}^\circ 8$$

$$As_{sum} = 76.05 \text{ cm}^2$$

$$As_{Maxima} = 0.0133875 \times b \times d = 0.0133875 \times 0.5 \times 1.89 = 0.01265 \text{ m}^2 = 126.5 \text{ cm}^2$$

$$As_{Minima} = 0.0033 \times b \times d = 0.0033 \times 0.5 \times 1.89 = 0.00312 \text{ m}^2 = 31.2 \text{ cm}^2$$

Como

$$As_{Minimo} < As_{suministrado} < As_{Maximo}$$



Entonces el área de acero principal suministrado cumple con los límites máximos y mínimos de acero de refuerzo

$$A_{S_{RYT^{\circ}}} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 0.5 \times 1.89 = 0.001701 \text{ m}^2 = 17.01 \text{ cm}^2$$

ACERO DE REFUERZO POR TORSIÓN

La norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14 no especifica para este tipo de puente un área de acero mínima por torsión. Por lo que siguiendo la NSR-10 se halla un área de acero por flexión provocada por las fuerzas del viento, como sigue:



CÁLCULO DEL ACERO A FLEXIÓN POR LAS FUERZAS DE VIENTO

Carga del viento por metro lineal

$$W_{viento} := 2.394 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 0.5 \text{ m}$$

$$l := 28.8 \text{ m} \quad \phi := 0.9$$

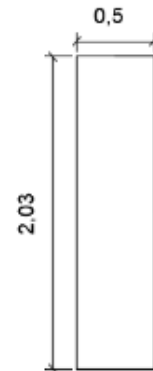
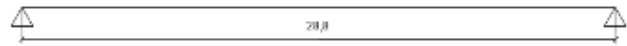
$$bw := 1 \text{ m} \quad Fy := 420 \text{ MPa}$$

$$d := 0.42 \text{ m} \quad f'c := 21 \text{ MPa}$$

$$b := 2.03 \text{ m}$$

$$W_{viento1} := W_{viento} \cdot b = 4.86 \frac{kN}{m}$$

$$Mu := \frac{(W_{viento1} \cdot l^2)}{8} = 503.866 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



Sol. de barras de acero

$$As := 0 \text{ cm}^2$$

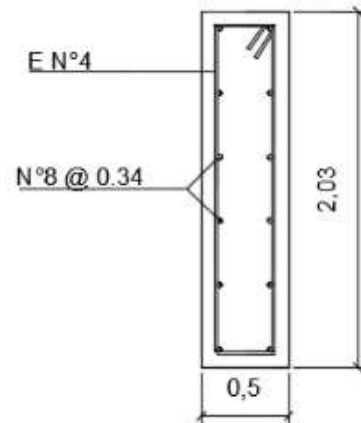
$$\phi \cdot As \cdot Fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot Fy}{2 \cdot 0.85 \cdot f'c \cdot (bw)} \right) = Mu$$

$$As_{req} := \text{find}(As) = 35.21034 \text{ cm}^2$$

$$As_{min} := 0.0033 \cdot b \cdot d = 28.136 \text{ cm}^2$$

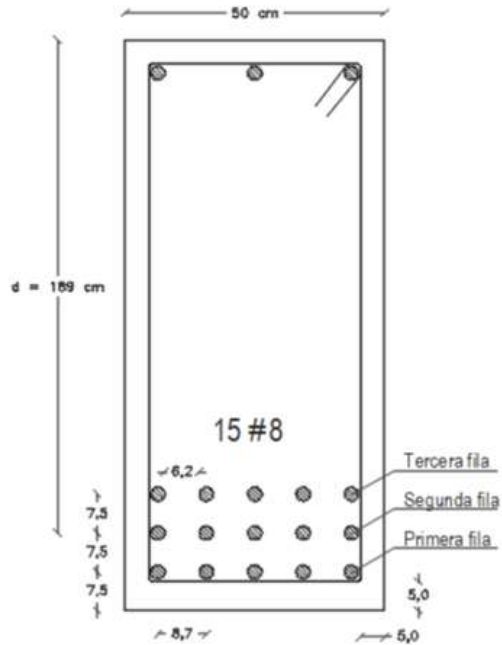
$$As_{fv} := \text{if } As_{min} > As_{req} \left\{ \begin{array}{l} As_{min} \\ \text{else} \\ As_{req} \end{array} \right.$$

$$As_{fv} = 35.21 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow 6 \text{ barras } N^{\circ}8$$



5.2.5. DESPIECE DEL ACERO DE REFUERZO DE LA VIGA

Ilustración 20. Detalle de aceros a flexión



Fuente: 2 Elaboración propia

$$h = 1.89 \text{ m}$$

$$d = 2.03 \text{ m} - 0.05 - 0.0127 - 0.0127 - 0.075 = 1.89 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times 0.000507 \times 15 \times 420 \times 10^3 \times \left(1.89 - \frac{0.59 \times 15 \times 0.000507 \times 420}{21 \times 0.5} \right) \\ &= 4914.30 \text{ KN} - \text{m} \end{aligned}$$

Para realizar el despiece de la viga es necesario contar con la ecuación de la parábola que representa el valor de momento en cada punto de la viga. A continuación se muestra la dicha ecuación:

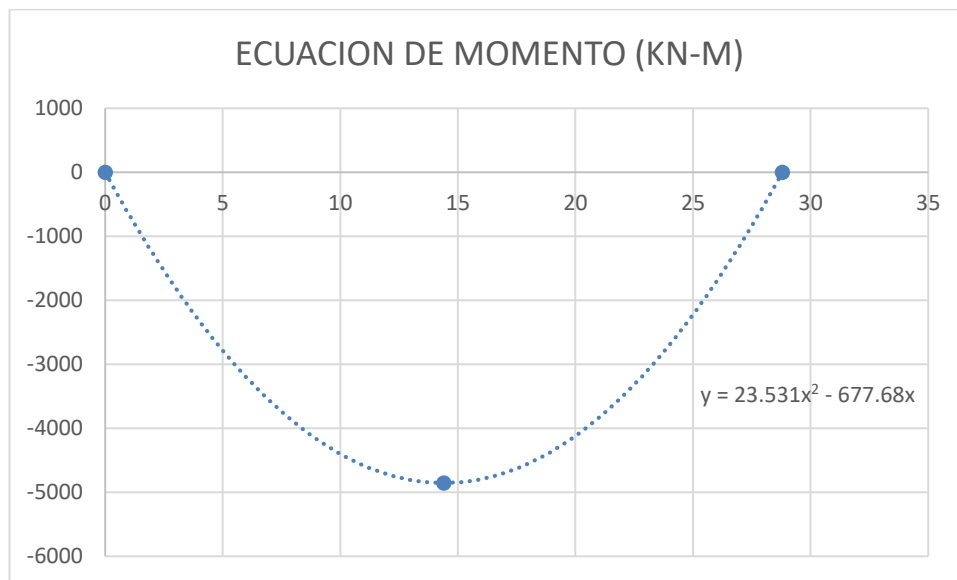


Tabla 61. Puntos para ecuación de parábola.

X	Y
0	0
14.4	-4854.6
28.8	0

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 21. Ecuación de momento para despiece



Fuente: Elaboración propia

X(m)	1.6	3.2	4.8	6.4	8	9.6	11.2	12.8	14.4
Y(KNm)	1024.0 5	1927.6 2	2710.7 1	3373.3 2	3915.4 6	4337.1 1	4638.2 9	4818.9 8	4879.2 0

X(m)	16	17.6	19.2	20.8	22.4	24	25.6	27.2	28.8
Y(KNm)	4818.9 4	4638.2 1	4336.9 9	3915.2 9	3373.1 2	2710.4 6	1927.3 3	1023.7 2	0.37



Tabla 72. Momento requerido a lo largo de la viga

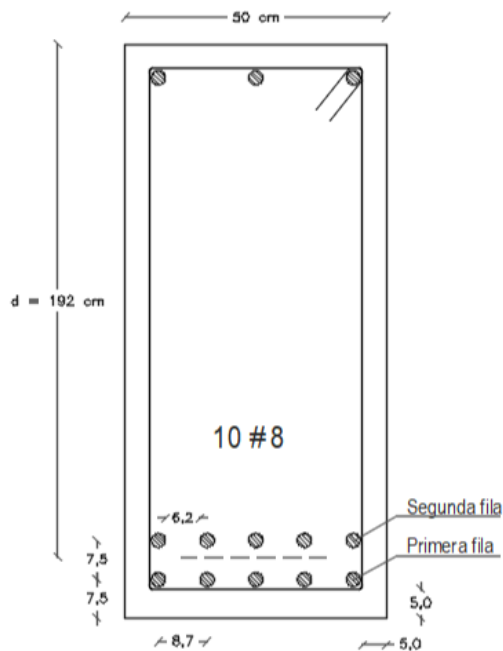
X(m)	1.6	3.2	4.8	6.4	8	9.6	11.2	12.8	14.4
Y(KNm)	1024.05	1927.62	2710.71	3373.32	3915.46	4337.11	4638.29	4818.98	4879.20

X(m)	16	17.6	19.2	20.8	22.4	24	25.6	27.2	28.8
Y(KNm)	4818.94	4638.21	4336.99	3915.29	3373.12	2710.46	1927.33	1023.72	0.37

Fuente: Elaboración propia

Para efecto de optimizar costos en la construcción del puente se requiere realizar un despiece que elimine una de las filas del acero de refuerzo principal.

Ilustración 22. Despiece de aceros (2 filas)



Fuente: Elaboración propia

Por lo cual se calcula el momento suministrado por dos filas de acero de 5 barras N°8, que se muestra a continuación:

$$h = 2.03 \text{ m}$$



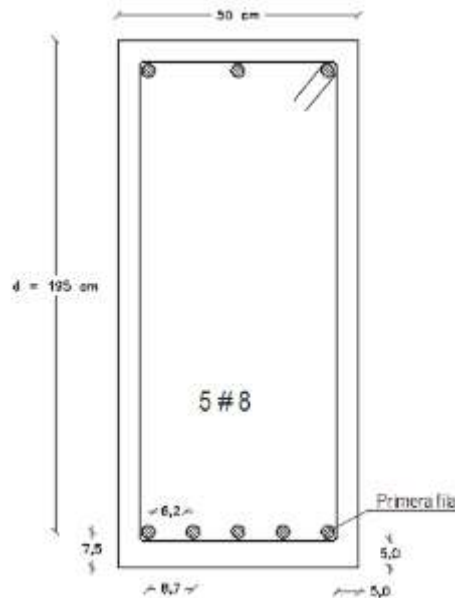
$$d = 2.03 \text{ m} - 0.05 - 0.0127 - 0.0254 - 0.025 = 1.92 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0.9 \times 0.000507 \times 10 \times 420 \times 10^3 \times \left(1.93 - \frac{0.59 \times 10 \times 0.000507 \times 420}{21 \times 0.5} \right) \\ &= 3469.46 \text{ KN} - \text{m} \end{aligned}$$

X(m)	1.6	3.2	4.8	6.4	8	9.6	11.2	12.8
Y(KNm)	1024.05	1927.62	2710.71	3373.32	3915.46	4337.11	4638.29	4818.98

Al eliminar una fila de acero de refuerzo principal, y calculando el momento suministrado por una fila de acero de 5 barras N°8, se tiene que el momento es:

Ilustración 23. Despiece de aceros (1 fila)



Fuente: Elaboración propia

$$h = 2.03 \text{ m}$$

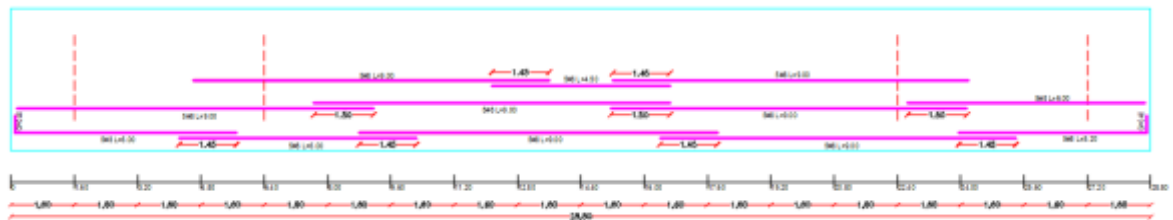
$$d = 2.03 \text{ m} - 0.05 - 0.0127 - \frac{0.0254}{2} = 1.95 \text{ m}$$



$$\begin{aligned}\phi Mn &= 0.9 \times 0.000507 \times 5 \times 420 \times 10^3 \times \left(1.97 - \frac{0.59 \times 10 \times 0.000507 \times 420}{21 \times 0.5} \right) \\ &= 1876.24 \text{KN} - \text{m}\end{aligned}$$

Debido a lo anterior se realizó la siguiente configuración de acero de refuerzo

Ilustración 24. Configuración de acero de refuerzo



Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo del refuerzo mínimo transversal se procedió de la siguiente manera:

$$A_V \geq 0.083 \times \sqrt{f'_c} \times \frac{b_v S}{f_y}$$

Donde:

A_V : Área del refuerzo transversal dentro de la distancia (mm^2)

b_v : Ancho del alma ajustada por la presencia de ductos, como se especifica en el artículo 5.8.2.9 (mm)

S : Espaciamiento del refuerzo transversal (mm)

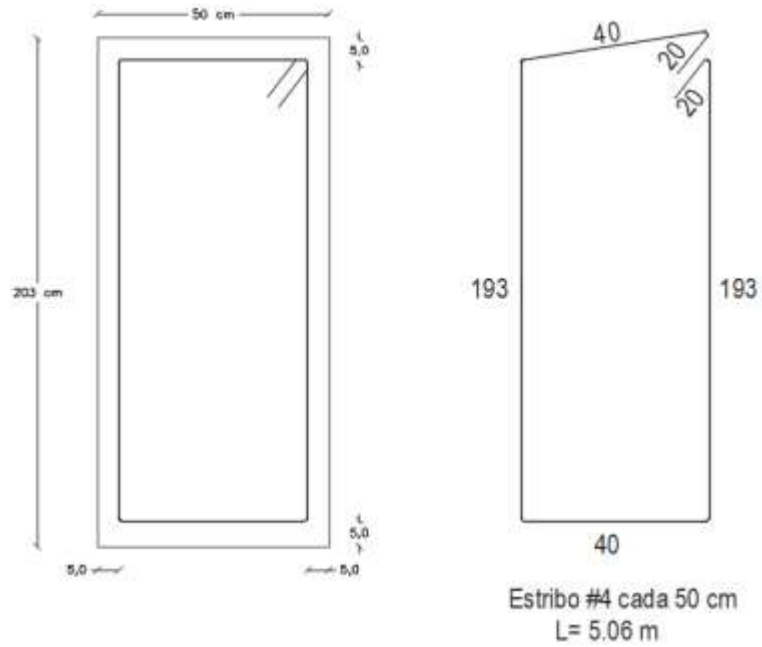
f_y : Resistencia de fluencia del refuerzo transversal (MPa).

$$A_V \geq 0.083 \times \sqrt{21} \times \frac{500 \times 500}{420} = 226.40 \text{mm}^2$$



$$\frac{226.4 \text{ mm}^2}{127 \text{ mm}^2 (\text{Area de 1 N}^\circ 4)} = 1.783 \cong 2 \text{ (ramales)}$$

Ilustración 25. Área de aceros de estribos



Fuente: Elaboración propia



5.2.6. DEFLEXIONES

Control de deflexiones

$$\begin{aligned}
 f'c &:= 21 \text{ MPa} & Es &:= 200000 \text{ MPa} \\
 \lambda &:= 1 & d'viga &:= 0.14 \text{ m} \\
 bw &:= 0.5 \text{ m} & & \\
 hw &:= 2.03 \text{ m} & dviga &:= hw - d'viga
 \end{aligned}$$

$$Ec := 4700 \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} = 21538.11 \text{ MPa}$$

$$\lambda = 1$$

$$fr := 0.6 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \text{MPa}^{\frac{1}{2}} = 2.75 \text{ MPa}$$

$$bw = 0.5 \text{ m} \quad hw = 2.03 \text{ m}$$

$$I_g := \frac{(bw \cdot hw^3)}{12} = 0.3486 \text{ m}^4$$

$$Y_t := \frac{hw}{2} - d'viga = 0.875 \text{ m} \quad d'viga = 0.14 \text{ m}$$

$$M_{cr} := \frac{(fr \cdot I_g)}{Y_t} = (1.095 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$n := \frac{Es}{Ec} = 9.286$$

$$\#barra := 8 \quad Nbarras := 10$$

$$Asbarra := \left(\frac{\#barra}{8} \text{ in} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 5.067 \text{ cm}^2 \quad As_sum := Asbarra \cdot Nbarras = 50.671 \text{ cm}^2$$

$$nAs := n \cdot As_sum = 470.522 \text{ cm}^2$$

$$dviga = 1.89 \text{ m}$$

Posición del eje Neutro (E.N)

$$y := 0 \text{ cm}$$

$$bw \cdot \frac{y^2}{2} - nAs \cdot (dviga - y) = 0$$

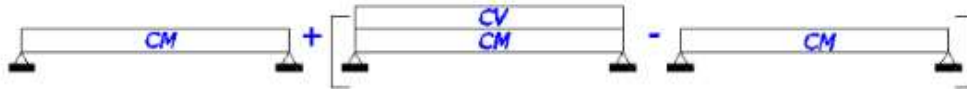
$$y_Ejeneutro := \text{find}(y) = 50.97 \text{ cm}$$

Momento de Inercia con relación al eje Neutro

$$I_{cr} := \frac{(bw \cdot y_Ejeneutro^3)}{3} + nAs \cdot (dviga - y_Ejeneutro)^2 = 11171465.4354 \text{ cm}^4$$



$$\delta_{a \text{ calcular}} = \delta_{\text{Largo plazo por carga permanente}} + \delta_{\text{Instantaneas por carga viva adicional}}$$



Mcm – Análisis

$$Ma := 3719.55 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Mcr = (1.095 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Ie := \begin{cases} \text{if } \frac{Mcr}{Ma} < 1 \\ \left(\left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 \cdot Ig + \left(1 - \left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 \right) \cdot Icr \right) \\ \text{else} \\ Ig \end{cases} \quad \left| \quad \begin{aligned} \frac{Mcr}{Ma} &= 0.294 \\ Ie &= 0.11776 \text{ m}^4 \end{aligned} \right.$$

$$\text{factor_modificación_inercia} := \frac{Ie}{Ig} = 0.338$$

δcm – Análisis

Se modifica la inercia. si se presenta la fisuración en el concreto



$$\delta_{cm_instantaneo} := 43.3 \text{ mm}$$

Mcm + Mlive – Análisis

$$Ma := 4854.63 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Mcr = (1.095 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

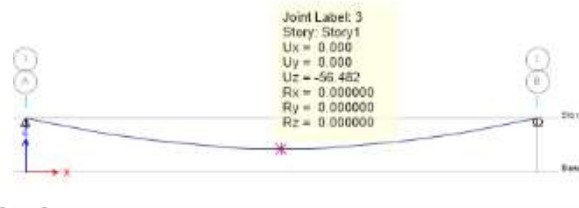
$$Ie := \begin{cases} \text{if } \frac{Mcr}{Ma} < 1 \\ \left(\left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 \cdot Ig + \left(1 - \left(\frac{Mcr}{Ma} \right)^3 \right) \cdot Icr \right) \\ \text{else} \\ Ig \end{cases} \quad \left| \quad \begin{aligned} \frac{Mcr}{Ma} &= 0.226 \\ Ie &= 0.11443 \text{ m}^4 \end{aligned} \right.$$

$$\text{factor_modificación_inercia} := \frac{Ie}{Ig} = 0.328$$



δ_{live} + δ_{cm} – análisis

Se modifica la inercia, si se presenta la fisuración en el concreto



δ_{live_dead} := 56.5 mm

δ_{live_instantaneo} := δ_{live_dead} – δ_{cm_instantaneo} = 13.2 mm

$\lambda_{\text{Largo plazo}} = \lambda_{\Delta} \cdot \delta_{\text{Instantaneo por carga permanente}}$

$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$

ξ : Factor que depende del tiempo de permanencia de la carga sostenida (permanente).

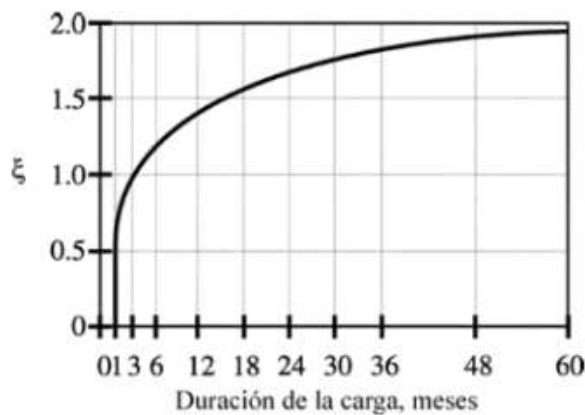
ρ' : Cuantía de refuerzo a compresión; en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos.

$\rho' = \frac{A's}{bd}$

La presencia del refuerzo en compresión reduce las deflexiones a largo plazo.

A continuación se dan los valores de ξ dependiendo del tiempo de permanencia de la carga sostenida (permanente).

5 años o más	2.0
12 meses	1.4
6 meses	1.2
3 meses	1.0





· Deformaciones permanentes

$$\epsilon := 2 \quad \text{5 o mas años}$$

Acero a Compresión

$$\#barra := 6 \quad Nbarras := 6$$

$$Asbarra := \left(\frac{\#barra}{8} \text{ in} \right)^2 \cdot \frac{\pi}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$As_sumcompresión := Asbarra \cdot Nbarras = 17.101 \text{ cm}^2$$

$$p' := \frac{As_sumcompresión}{bw \cdot d\text{viga}} \quad bw = 0.5 \text{ m} \quad d\text{viga} = 1.89 \text{ m}$$

$$\lambda\Delta := \frac{\epsilon}{1 + 50 \cdot p'} = 1.834$$

$$\delta\text{Largoplazo_cargapermanente} := \lambda\Delta \cdot \delta\text{cm_instantaneo} = 79.414 \text{ mm}$$

$$\delta\text{calcular} := \delta\text{Largoplazo_cargapermanente} + \delta\text{live_instantaneo} = 92.614 \text{ mm}$$

$$Luz := 28.8 \text{ m}$$

$$\delta\text{limite} := \frac{Luz}{300} = 96 \text{ mm}$$

```
Cheq := if  $\delta\text{calcular} < \delta\text{limite}$ 
      || "Chequea para deflexiones"
      else
      || "No Chequea por cortante"
```

Cheq = "Chequea para deflexiones"

5—DEFLECTIONS

Deflections should be investigated at the service limit state using load combination Service I in Table 3.4.1-1 of *AASHTO LRFD*. For spans other than cantilever arms, the deflection of the bridge due to the unfactored pedestrian live loading shall not exceed 1/360 of the span length. Deflection in cantilever arms due to the pedestrian live loading shall not exceed 1/220 of the cantilever length. Horizontal deflections under unfactored wind loading shall not exceed 1/360 of the span length.

C5

Table 2.5.2.6.3-1 of *AASHTO LRFD* contains guidance on span-to-depth ratios that may be invoked by an owner.

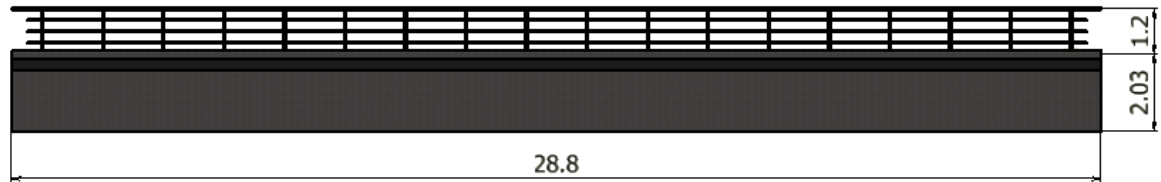
The 1/360 criteria is consistent with the increased pedestrian loading compared to previous versions of *AASHTO* pedestrian bridge guidance. See also Article 2.5.2.6.3 of the *AASHTO LRFD* for bridges carrying both roadway and pedestrian traffic.



DIMENSIONAMIENTO:

SECCIÓN LONGITUDINAL

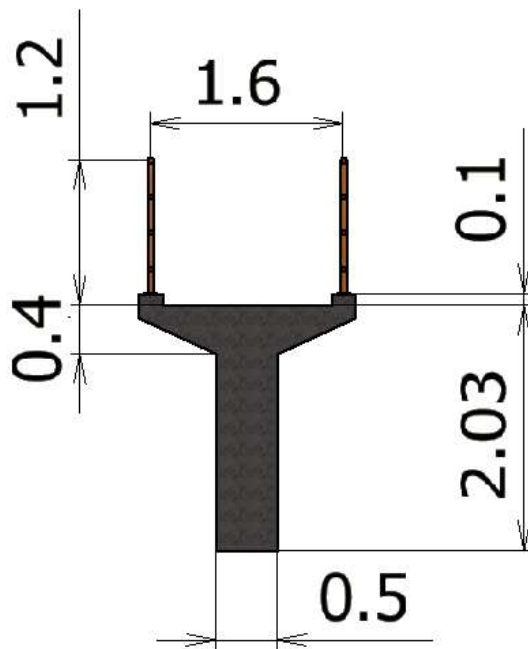
Ilustración 26. Sección longitudinal del puente en concreto reforzado



Fuente: Elaboración propia

SECCIÓN TRANSVERSAL

Ilustración 27. Sección transversal del puente en concreto reforzado



Fuente: Elaboración propia



5.3. DISEÑO DE PUENTE COLGANTE

Se presenta el diseño de un puente colgante para una luz de 28.8 m y un ancho de 1.6 m, con dos líneas de cable tipo catenaria

5.3.1. CALCULO DEL CABLE PRINCIPAL

Datos generales

$$L := 28.8 \text{ m}$$

$$f := 0.1 \cdot (L) = 2.88 \text{ m}$$

$$b := 1.6 \text{ m}$$

$$YA := 7.0 \text{ m}$$

$$YB := 7.0 \text{ m}$$

Longitud total puente entre apoyos
 Recomendación $f=0.1 \cdot L$
 Ancho del tablero

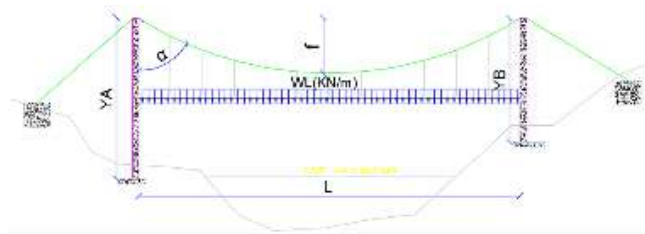
Cargas

$$W_{\text{tablero}} := 1.1 \text{ kPa}$$

$$W_{\text{barandas}} := 0 \text{ kPa}$$

$$W_{\text{cargaviva}} := 4.3 \text{ kPa}$$

$$W_{\text{cercha_cables}} := 0.60 \text{ kPa}$$



Representación de datos

$$W := W_{\text{tablero}} + W_{\text{barandas}} + W_{\text{cercha_cables}} + W_{\text{cargaviva}}$$

$$W = 6 \text{ kPa}$$

$$Wl := W \cdot b$$

$$Wl = 9.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Cálculo de tensión en el cable principal

$$T1 := \frac{Wl \cdot L^2}{8 \cdot f}$$

$$T1 = 345.6 \text{ kN}$$

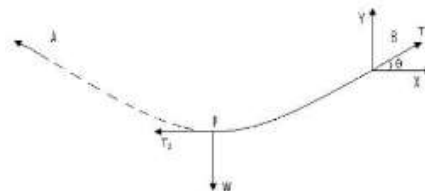
$$\cos \theta := \frac{L}{\sqrt{16 f^2 + L^2}}$$

$$TA := \frac{T1}{\cos \theta}$$

$$TA = 372.223 \text{ kN}$$

$$TB := TA$$

Las torres están a la misma altura



Diseño cable principal Cable 6x26 (AA) EIPS, Diametro = 7/8"

$T_{\text{roturacable}} := 398 \text{ kN}$ Tensión de rotura del cable dado por el fabricante

$N_{\text{cables}} := 2$

$$Fs := \frac{T_{\text{roturacable}} \cdot N_{\text{cables}}}{TA}$$

$$Fs = 2.14$$



5.3.2. CALCULO PENDOLONES

Tensión en los pendolones Cable 6x7 (AA) EIPS, Diametro = 3/8"

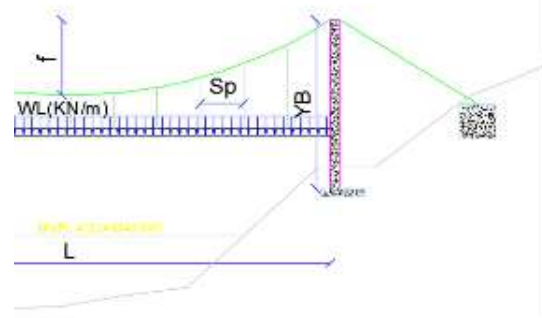
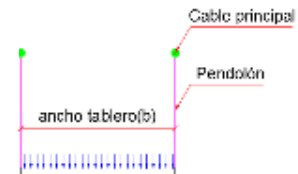
$N_{pl} := 12$ Numero de pendolones longitudinalmente
 $N_{pt} := 2$ Número de pendolones transversales

$S_p := \frac{L}{N_{pl} + 1}$ Separación entre pendolones

$S_p = 2.215 \text{ m}$

$T_{pendolon} := W_l \cdot \frac{S_p}{N_{pt}}$

$T_{pendolon} = 10.634 \text{ kN}$



Representación de datos

$LH1 := 4 \text{ m}$
 $LH2 := 4 \text{ m}$

$Y1 := 2 \text{ m}$
 $Y2 := 2 \text{ m}$

Distancias al contrapeso desde el eje de la torre

$\alpha := \frac{\pi}{2} - \text{atan}\left(4 \cdot \frac{f}{L}\right)$

$\alpha = 1.19 \text{ rad}$ $\alpha = 68.199^\circ$ ángulo del cable principal

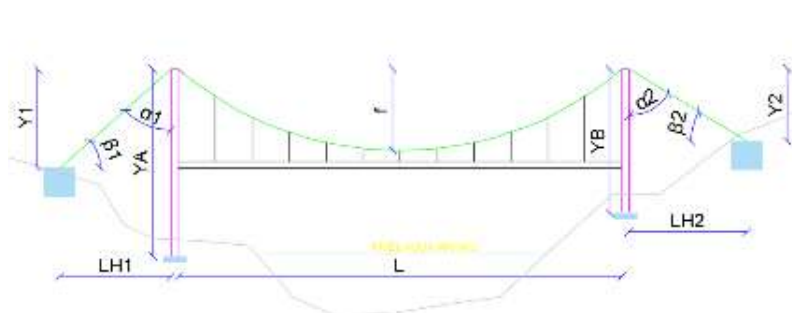
$\alpha_1 := \text{atan}\left(\frac{LH1}{Y1}\right)$

$\alpha_1 = 1.107 \text{ rad}$ $\alpha_1 = 63.435^\circ$

$\alpha_2 := \text{atan}\left(\frac{LH2}{Y2}\right)$

$\alpha_2 = 1.107 \text{ rad}$ $\alpha_2 = 63.435^\circ$

$\alpha_{acc} := 0^\circ$



Representación de datos



5.3.3. REACCIONES EN LAS TORRES

Reacciones en la torre A
 $FAy := TA \cdot \cos(\alpha + \alpha_{acc})$
 $FAy = 138.24 \text{ kN}$

$F1y := TA \cdot \cos(\alpha_1 + \alpha_{acc})$
 $F1y = 166.463 \text{ kN}$

$RAy := FAy + F1y$
 $RAy = 304.703 \text{ kN}$

$FAx := TA \cdot \sin(\alpha)$
 $FAx = 345.6 \text{ kN}$
 $F1x := TA \cdot \sin(\alpha_1 + \alpha_{acc})$
 $F1x = 332.926 \text{ kN}$

$RAx := FAx - F1x$
 $RAx = 12.674 \text{ kN}$

$MA := FAx \cdot YA - F1x \cdot YA$
 $MA = 88.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Reacciones en la torre B
 $FBy := TB \cdot \cos(\alpha + \alpha_{acc})$
 $FBy = 138.24 \text{ kN}$

$F2y := TB \cdot \cos(\alpha_2 + \alpha_{acc})$
 $F2y = 166.463 \text{ kN}$

$RBy := FBy + F2y$
 $RBy = 304.703 \text{ kN}$

$FBx := TB \cdot \sin(\alpha)$
 $FBx = 345.6 \text{ kN}$
 $F2x := TB \cdot \sin(\alpha_2 + \alpha_{acc})$
 $F2x = 332.926 \text{ kN}$

$RBx := FBx - F2x$
 $RBx = 12.674 \text{ kN}$

$MB := FBx \cdot YB - F2x \cdot YB$
 $MB = 88.718 \text{ kN} \cdot \text{m}$

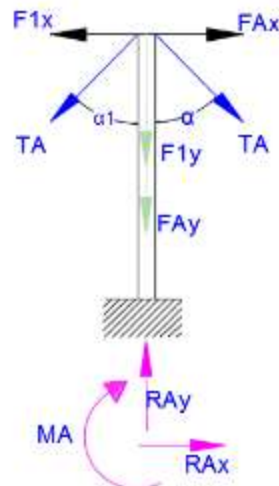


Diagrama de cuerpo libre de la torre



5.3.4. REACCIONES EN LA TORRES SITUACIÓN ACCIDENTAL

$$\alpha_{acc} := 5^\circ$$

Reacciones en la torre A

$$FAy_{acc} := TA \cdot \cos(\alpha + \alpha_{acc})$$

$$FAy_{acc} = 107.593 \text{ kN}$$

$$F1y_{acc} := TA \cdot \cos(\alpha_1 + \alpha_{acc})$$

$$F1y_{acc} = 136.813 \text{ kN}$$

$$RAy_{acc} := FAy + F1y$$

$$RAy_{acc} = 304.703 \text{ kN}$$

$$FAx_{acc} := TA \cdot \sin(\alpha)$$

$$FAx_{acc} = 345.6 \text{ kN}$$

$$F1x_{acc} := TA \cdot \sin(\alpha_1 + \alpha_{acc})$$

$$F1x_{acc} = 346.167 \text{ kN}$$

$$RA_{accx} := FAx_{acc} - F1x_{acc}$$

$$RA_{accx} = -0.567 \text{ kN}$$

$$MA_{acc} := FAx_{acc} \cdot YA - F1x_{acc} \cdot YA$$

$$MA_{acc} = -3.971 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Reacciones en la torre B

$$FBy_{acc} := TB \cdot \cos(\alpha + \alpha_{acc})$$

$$FBy_{acc} = 107.593 \text{ kN}$$

$$F2y_{acc} := TB \cdot \cos(\alpha_2 + \alpha_{acc})$$

$$F2y_{acc} = 136.813 \text{ kN}$$

$$RBy_{acc} := FBy + F2y$$

$$RBy_{acc} = 304.703 \text{ kN}$$

$$FBx_{acc} := TB \cdot \sin(\alpha)$$

$$FBx_{acc} = 345.6 \text{ kN}$$

$$F2x_{acc} := TB \cdot \sin(\alpha_2 + \alpha_{acc})$$

$$F2x_{acc} = 346.167 \text{ kN}$$

$$RBx_{acc} := FBx - F2x$$

$$RBx_{acc} = 12.674 \text{ kN}$$

$$MB_{acc} := FBx_{acc} \cdot YB - F2x_{acc} \cdot YB$$

$$MB_{acc} = -3.971 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

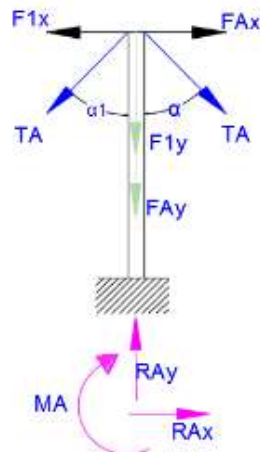


Diagrama de cuerpo libre de la torre



5.3.5. PILOTES Y CABEZAL EN LAS TORRES

$$RAy = 304.703 \text{ kN}$$

$$MA = 88.718 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

CARACTERÍSTICAS DE LOS PILOTES

$$\phi := 1 \text{ m} \quad L := 4 \text{ m}$$

$$\text{adhesiónPromedio} := 2.2 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad Q_{\text{punta}} := 5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad N_c := 1$$

$$P_{\text{fuste}} := \phi \cdot \pi \cdot L \cdot \text{adhesiónPromedio}$$

$$P_{\text{fuste}} = 27.646 \text{ tonf}$$

$$P_{\text{fuste}} = 245.951 \text{ kN} \quad P_{\text{fadmisible}} := \frac{P_{\text{fuste}}}{2.5} \quad P_{\text{fadmisible}} = 98.38 \text{ kN}$$

$$P_{\text{punta}} := \phi^2 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot Q_{\text{punta}} \cdot N_c \quad P_{\text{punta}} = 3.927 \text{ tonf}$$

$$P_{\text{punta}} = 34.936 \text{ kN} \quad P_{\text{padmisible}} := \frac{P_{\text{punta}}}{3} \quad P_{\text{padmisible}} = 11.645 \text{ kN}$$

$$P_{\text{totaladmisible}} := P_{\text{fadmisible}} + P_{\text{padmisible}} = 110.026 \text{ kN}$$

carga vertical

$$NumPilotes := 4$$

$$\phi = 1 \text{ m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$P_{\text{admisible}} := P_{\text{totaladmisible}} \cdot NumPilotes = 440.104 \text{ kN}$$

$$RAy = 304.703 \text{ kN}$$

Momento situación accidental

$$MA = 88.718 \text{ (kN}\cdot\text{m)}$$

$$D := 2.5 \text{ m} \quad \text{Distancia entre pilotes}$$

$$P := \frac{MA}{D} \quad P = 35.487 \text{ kN}$$
$$P_{\text{fadmisible}} = 98.38 \text{ kN}$$



5.3.6. DISEÑO CONTRAPESOS

$$\beta_1 := 90^\circ - \alpha_1 \quad \beta_2 := 90^\circ - \alpha_2$$

$$\beta_1 = 26.565^\circ \quad \beta_2 = 26.565^\circ$$

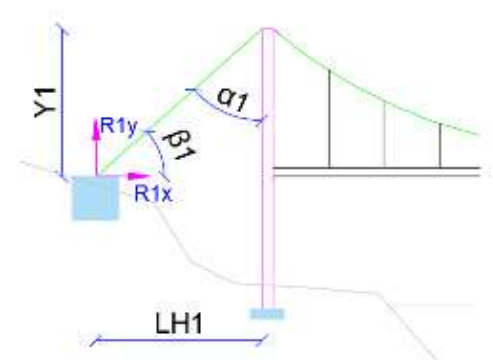
$$R1x := TA \cdot \cos(\beta_1) \quad R2x := TB \cdot \cos(\beta_2)$$

$$R1x = 332.926 \text{ kN} \quad R2x = 332.926 \text{ kN}$$

$$R1y := TA \cdot \sin(\beta_1) \quad R2y := TB \cdot \sin(\beta_2)$$

$$R1y = 166.463 \text{ kN} \quad R2y = 166.463 \text{ kN}$$

$$Ry := \max(R1y, R2y) = 166.463 \text{ kN}$$



Cálculo del contrapeso

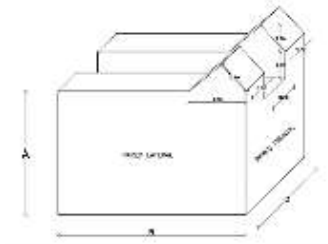
$$A := 2.0 \text{ m}$$

$$B := 4.5 \text{ m} \quad \gamma_{\text{concreto}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_{\text{suelo}} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$C := 2 \text{ m}$$

$$a := 0.6 \text{ m} \quad \text{aleta} := 0.45 \text{ m}$$

$$\text{bespolon} := 0.3 \text{ m} \quad \text{elosa} := 0.3 \text{ m}$$



$$\text{VolumenC} := A \cdot B \cdot C + (2 \cdot a \cdot \text{bespolon} \cdot C + 2 \cdot \text{aleta} \cdot \text{elosa} \cdot (B - \text{bespolon}))$$

$$\text{VolumenS} := \text{aleta} \cdot 2 \cdot B \cdot (A - \text{elosa})$$

$$\text{VolumenC} = 19.854 \text{ m}^3 \quad \text{VolumenS} = 6.885 \text{ m}^3$$

$$W_{\text{contrapeso}} := \text{VolumenC} \cdot \gamma_{\text{concreto}} + \text{VolumenS} \cdot \gamma_{\text{suelo}}$$

$$W_{\text{contrapeso}} = 586.656 \text{ kN}$$

Deslizamiento

$$\text{CoefFricSueEs} := 0.65 \quad \gamma_{\text{suelo}} := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad K_{\text{pasivo}} := 3.1 \quad K_{\text{activo}} := 0.35$$

$$R1x = 332.926 \text{ kN}$$

$$\text{FuerzaRozamiento} := W_{\text{contrapeso}} \cdot \text{CoefFricSueEs} \quad \text{FuerzaRozamiento} = 381.326 \text{ kN}$$

$$\text{EmpujePasivo} := \gamma_{\text{suelo}} \cdot \frac{(A+a)^2}{2} \cdot (C) \cdot K_{\text{pasivo}} \quad \text{EmpujePasivo} = 335.296 \text{ kN}$$

$$\text{EmpujeActivo} := \gamma_{\text{suelo}} \cdot \frac{(A+a)^2}{2} \cdot (C) \cdot K_{\text{activo}}$$

$$\text{EmpujeActivo} = 37.856 \text{ kN}$$

$$f_s \text{Deslizamiento} := \frac{(\text{FuerzaRozamiento} + \text{EmpujePasivo})}{(R1x + \text{EmpujeActivo})}$$

$$f_s \text{Deslizamiento} = 1.933$$



Levantamiento

$$F_{sLevantamiento} := \frac{W_{contrapeso}}{R_y} \quad F_{sLevantamiento} = 3.524$$

Volcamiento Desde el Punto "O"

$$R_{1x} = 332.926 \text{ kN} \quad \text{Brazo} := A \quad MR_{1x} := R_{1x} \cdot \text{Brazo}$$

$$MR_{1x} = 665.852 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$W_{contrapeso} = 586.656 \text{ kN} \quad \text{Brazo} := \frac{B}{2} \quad M_{wcontrapeso} := W_{contrapeso} \cdot \text{Brazo}$$

$$M_{wcontrapeso} = 1319.976 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$EmpujePasivo = 335.296 \text{ kN} \quad \text{Brazo} := \frac{(A+a)}{3} - a \quad MEP := EmpujePasivo \cdot \text{Brazo}$$

$$MEP = 89.412 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$EmpujeActivo = 37.856 \text{ kN} \quad \text{Brazo} := \frac{(A+a)}{3} - a \quad MEA := EmpujeActivo \cdot \text{Brazo}$$

$$MEA = 10.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_{sVolcamiento} := \frac{(M_{wcontrapeso} + MEP)}{MR_{1x} + MEA} \quad F_{sVolcamiento} = 2.1$$

Tabla H.6.9-1
 Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de				
Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (a/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrinseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrinseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de Influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05



Volcamiento Desde el Punto "P"

$$Ry = 166.463 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo} := B$$

$$MR1y := R1y \cdot \text{Brazo}$$

$$MR1y = 749.084 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$R1x = 332.926 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo} := A$$

$$MR1x := R1x \cdot \text{Brazo}$$

$$MR1x = 665.852 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$W_{\text{contrapeso}} = 586.656 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo} := \frac{B}{2}$$

$$Mu_{\text{contrapeso}} := W_{\text{contrapeso}} \cdot \text{Brazo}$$

$$Mu_{\text{contrapeso}} = 1319.976 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{EmpujePasivo} = 335.296 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo} := \frac{(A+a)}{3} - a$$

$$MEP := \text{EmpujePasivo} \cdot \text{Brazo}$$

$$MEP = 89.412 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$\text{EmpujeActivo} = 37.856 \text{ kN}$$

$$\text{Brazo} := \frac{(A+a)}{3} - a$$

$$MEA := \text{EmpujeActivo} \cdot \text{Brazo}$$

$$MEA = 10.095 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$Fs_{\text{Volcamiento}} := \frac{(Mu_{\text{contrapeso}} + MR1x + MEA)}{MR1y + MEP}$$

$$Fs_{\text{Volcamiento}} = 2.38$$

Tabla H.6.9-1
Factores de seguridad indirectos mínimos

Condición	Construcción	Estático	Sismo	Seudo estático
Deslizamiento	1.60	1.60	Diseño	1.05
Volcamiento: el que resulte más crítico de Momento Resistente/ Momento Actuante	≥ 3.00	≥ 3.00	Diseño	≥ 2.00
Excentricidad en el sentido del momento (e/B)	$\leq 1/6$	$\leq 1/6$	Diseño	$\leq 1/4$
Capacidad portante	Iguales a los de la Tabla H.4.1			
Estabilidad Intrinseca materiales térreos (reforzados o no)	Iguales a los de la Tabla H.2.1			
Estabilidad Intrinseca materiales manufacturados	Según material (Concreto-Título C; Madera-Título G; etc.)			
Estabilidad general del sistema:				
Permanente o de Larga duración (> 6 meses)	1.20	1.50	Diseño	1.05
Temporal o de Corta duración (< 6 meses)	1.20	1.30	50% de Diseño	1.00
Laderas adyacentes (Zona de influencia > 2.5H)	1.20	1.50	Diseño	1.05



5.3.7. DISEÑO PASADOR

$$F_{ypasador} := 485 \text{ MPa} \quad TA = 372.223 \text{ kN}$$

$$D_{pasador} := 1.5 \text{ in}$$

$$A_{pasador} := \pi \cdot \frac{(D_{pasador})^2}{4} \quad T := \frac{TA}{N_{cables}}$$

$$A_{pasador} = 1.767 \text{ in}^2$$

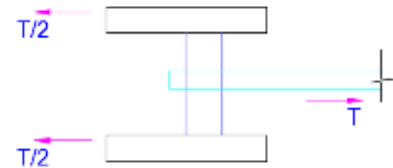
$$V_{pasador} := \frac{T}{2}$$

$$V_{pasador} = 93.056 \text{ kN}$$

$$V_{npasador} := F_{ypasador} \cdot 0.6 \cdot A_{pasador}$$

$$V_{npasador} = 331.767 \text{ kN}$$

$$F_s := \frac{V_{npasador}}{V_{pasador}} \quad F_s = 3.565$$



Momento flector en el pasador

$$L_{librepasador} := 0.040 \text{ m}$$

$$M_{pasador} := T \cdot \frac{L_{librepasador}}{4}$$

$$M_{pasador} = 1.861 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_n := F_{ypasador} \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot \left(\frac{D_{pasador}}{2} \right)^3$$

$$M_n = 2.633 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$F_s := \frac{M_n}{M_{pasador}} \quad F_s = 1.415$$

Bloque de Cortante en la Placa

$$e_{alma} := \frac{1}{2} \text{ in} \quad L_{borde} := 0.15 \text{ m} \quad F_{yPlaca} := 250 \text{ MPa}$$

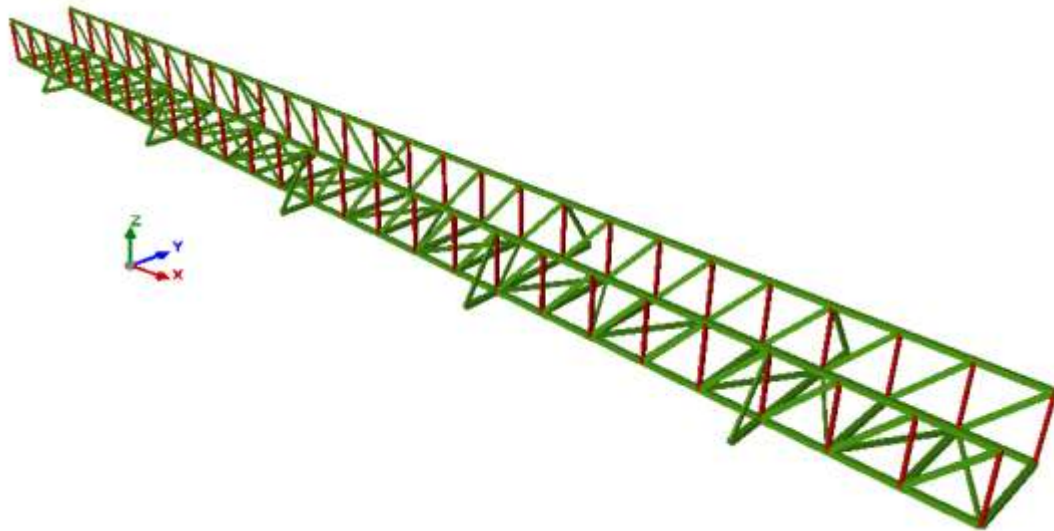
$$A_{nv} := e_{alma} \cdot \left(L_{borde} - \frac{D_{pasador}}{2} \right) = 16.631 \text{ cm}^2$$

$$F_{vn} := A_{nv} \cdot 0.6 \cdot F_{yPlaca} = 249.46 \text{ kN}$$

$$F_s := \frac{F_{vn}}{\frac{T}{2}} \quad F_s = 2.7$$

5.4. DISEÑO DEL PUENTE METÁLICO

Ilustración 28. Vista isométrica de puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia

5.4.1. DATOS GENERALES

La estructura está compuesta por dos cerchas paralelas armadas en perfiles estructurales tubulares PTE, separadas entre sí 1.60 m, las cerchas están configuradas en celosía conformadas por tubo PTE rectangular de 150 x 100 x 6.0 mm para el cordón superior e inferior y perfiles PTE rectangular 100 x 50 x 3.0 para las diagonales y elementos verticales y soportes del tablero del puente.

Las cerchas están ubicadas de tal manera que sirven de baranda para el puente, estas están provistas de un soporte lateral cada 5.50 m que ayudan a proporcionarle estabilidad lateral.



Para el análisis estructural se tuvieron en cuenta las cargas debidas al peso propio de la estructura que es asignada directamente por el software utilizado (peso propio), cargas debidas al peso de los elementos del puente necesarios para su correcto funcionamiento como barandas, bordillos y tableros (carga muerta), cargas debido a su funcionamiento que no se encuentran de forma permanente, cargas del fluido que transita por el puente como personas o animales de carga, (carga peatonal), cargas producto de fuerzas naturales como el viento y fuerzas impuestas por la posible ocurrencia de un sismo, bajo los coeficientes estipulados por la norma colombiana de diseño de puentes CCP-14 para los estados límites estipulados en dicha norma.

Para la modelación de la estructura se utilizó el programa CYPE 3D de la casa matriz CYPE Ingenieros.

5.4.2. MATERIALES

- CONCRETO: $f'_c = 21 \text{ MPa}$
- ACERO LAMINADO (ASTM A-36) = 250 Mpa -ESTRUCTURA METÁLICA
- ACERO CONFORMADO (ASTM A-500 GRADO C) = 345 Mpa -ESTRUCTURA METÁLICA
- ACERO DE REFUERZO = 420 Mpa, 60ksi – CIMENTACIÓN
- PERNOS CALIDAD A325

5.4.3. NORMAS CONSIDERADAS

Cimentación, viento y sismo: CCP-14 Y NSR-10

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)



Categoría de uso: General

5.4.4. ESTADOS LÍMITE

Para el diseño de la estructura metálica se usan los siguientes eventos de carga:

Servicio I

Resistencia I

Resistencia III

5.4.5. CARGAS

- CARGAS MUERTA: 1.77 kN/m²
- CARGA VIVA: 3.76 kN/m²
- CARGA DE VIENTO: 1.68 kN/m²

CARGA PERMANENTE:

La carga muerta WD, para este tipo de puente contempla la carga del peso propio de la estructura metálica y la carga de lámina metal deck, que para el caso tiene un espesor 10 cm considerando que no es necesario que la placa soporte cargas.

Ilustración 29. Peso lamina steel deck grado 40/37. Altura 2".

LOSA COMPLETA			APUNTALAMIENTO			CONCRETO**	ACERO DE REFUERZO***		
ESPESOR (cm)	PESO (kg/m ²)	LUZ MAX. (m)*	1 LUZ	2 LUCES	3 LUCES	CONSUMO TEÓRICO (m ³ /m ²)	CUANTÍA (cm ² /cm)	DIÁMETRO GRAFIL (mm)	RETÍCULA SEPARACIÓN (cm)
10	178	2,70	1,87	2,09	2,29	0,071	0,89	4,5	15 X 15
	180	2,90	2,22	2,48	2,71				

Fuente: Colmena

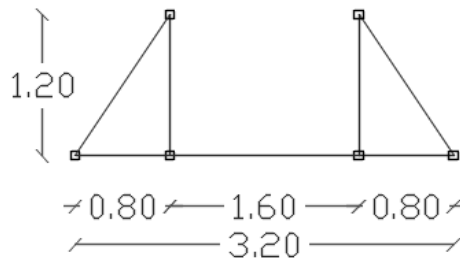
CARGA VARIABLE:

Las cargas vivas o variables, para este caso son la carga del viento definida anteriormente y la carga viva peatonal.



Sección con soporte

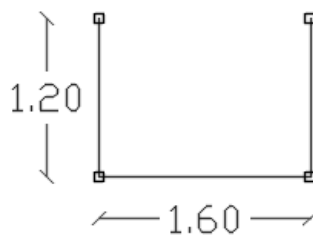
Ilustración 33. Sección con soporte de puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia

Sección típica

Ilustración 34. Sección típica de puente en estructura metálica



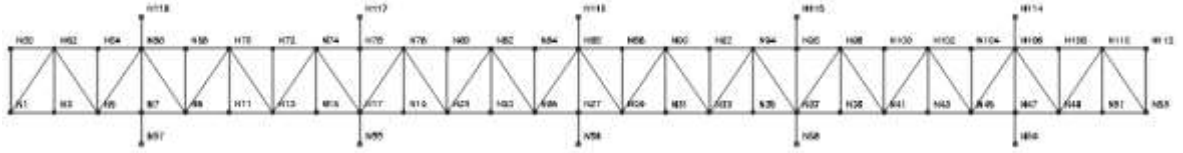
Fuente: Elaboración propia

NUDOS

Planta



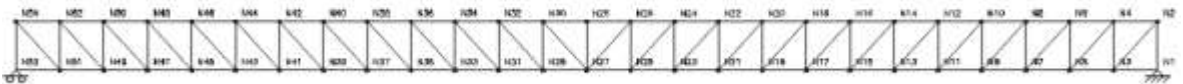
Ilustración 35. Nodos en el puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia

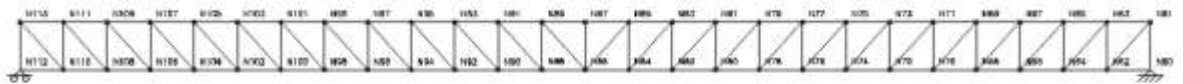
PERFIL

Ilustración 36. Vista de nodos perfil 1. Puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 37. Vista de nodos perfil 2. Puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia

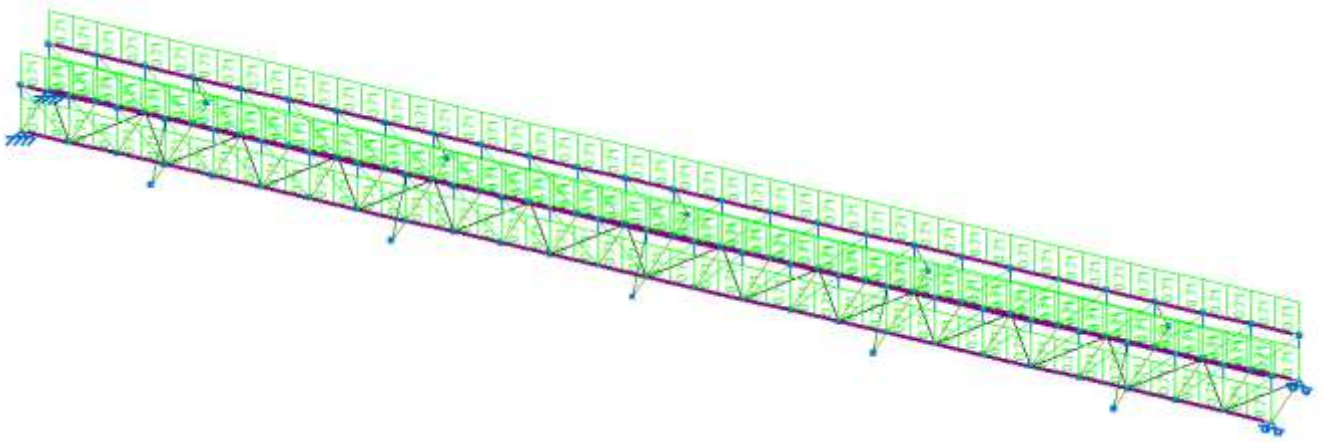
5.4.7. CARGAS EN CADA SECCIÓN

BARRAS

Carga muerta 1.77 KN/m^2 $1.77 \text{ kN/m}^2 \times 1.60\text{m} = 2.83\text{kN/m}$

$$\frac{2.83\text{kN/m}}{4} = 0.71\text{kN/m}$$

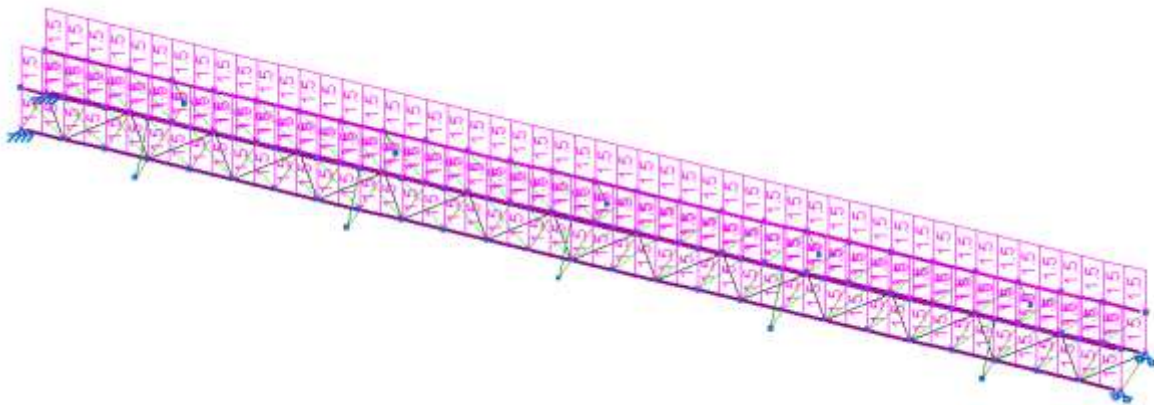
Ilustración 38. Vista isométrica con carga muerta en cada sección



Fuente: Elaboración propia

Carga viva KN/ m² $3.76\text{kN/m}^2 \times 1.60\text{m} = 6.01\text{kN/m}$ $\frac{6.01\text{kN/m}}{4} = 1.50\text{kN/m}$

Ilustración 39. Vista isométrica con carga viva en cada sección



Fuente: Elaboración propia



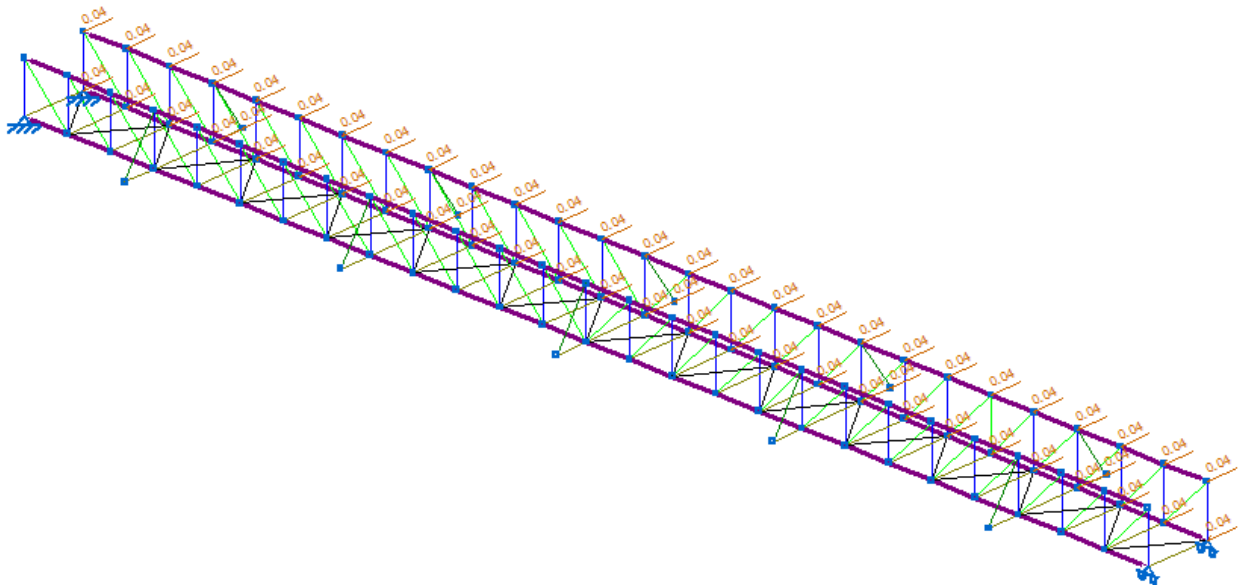
NUDOS

CARGA VIENTO

Carga de viento 1.68 KN/ m^2 $1.68 \text{ kN/m}^2 \times 1.20 \text{ m} = 2.02 \text{ kN/m}$

$$\frac{2.02 \text{ kN/m}}{58} = 0.04 \text{ kN/m}$$

Ilustración 40. Vista isométrica con cargas del viento en los nodos. Puente en estructura metálica



Fuente: Elaboración propia



5.4. DISEÑO MANUAL DE SECCIONES DE ACERO.

Se realizó el chequeo manual de algunas secciones y así validar los resultados obtenidos por el software utilizado para diseño.

CORDÓN INFERIOR DE LA CERCHA:

Debido a la configuración de la cercha y de sus cargas asignadas, el cordón inferior de la cercha está sometido a una fuerza de compresión, para la cual se evaluarán los estados límites requeridos.

Para la sección en tubo estructural se evalúa pandeo flexionante y pandeo local. El pandeo torsional no se evalúa porque éstos elementos no son susceptibles a sufrir dicho efecto.

Material: Acero

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$f_y := 350 \text{ MPa}$$

$$f_u := 450 \text{ MPa}$$

Cargas actuantes:

$$P_u := 666.6 \text{ kN}$$

$$l := 1.1 \text{ m}$$

Geometría de la sección: PTE 100x150x6mm

$$A_g := 27.63 \text{ cm}^2 \quad \text{Área bruta.}$$

$$b_1 := 150 \text{ mm} \quad \text{Lado largo.}$$

$$b_2 := 100 \text{ mm} \quad \text{Lado corto.}$$

$$t := 6 \text{ mm} \quad \text{Espesor.}$$

$$a := \frac{b_1}{t} = 25 \quad \text{Relación lado -espesor.}$$

$$b := \frac{b_2}{t} = 16.67 \quad \text{Relación lado -espesor.}$$

$$r_{gx} := 5.50 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en eje X.}$$

$$r_{gy} := 4.01 \text{ cm} \quad \text{Radio de giro en eje Y.}$$

$$I_x := 834.69 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en eje X.}$$

$$I_y := 444.19 \text{ cm}^4 \quad \text{Inercia en eje Y.}$$

$$k_x := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva en eje X.}$$

$$k_y := 1 \quad \text{Factor de longitud efectiva en eje Y.}$$



Verificar elementos esbeltos:

Se realiza comparación entre la relación lado-espesor y el valor límite para elementos atiesados, esbeltos y PTE según CCP14 y que coincide con la Tabla F.2.2.4-1a presentada en la NSR-10.

$\frac{b1}{t}$	$k := 1.40 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{fy}}$	$c := \text{if } a < k$		$c = \text{"Aleta no esbelta"}$
$a = 25$	$k = 33.47$	$\begin{cases} \text{"Aleta no esbelta"} \\ \text{else} \\ \text{"Aleta esbelta"} \end{cases}$		
$\frac{b2}{t}$	$\lambda r := 1.40 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{fy}}$	$c := \text{if } b < k$		$c = \text{"Aleta no esbelta"}$
$b = 16.7$	$\lambda r = 33.47$	$\begin{cases} \text{"Aleta no esbelta"} \\ \text{else} \\ \text{"Aleta esbelta"} \end{cases}$		

La sección no tiene elementos esbeltos, por lo tanto se requiere determinar la zona de trabajo del elemento sometido a compresión, en función de la relación de esbeltez.

Cálculo de la relación de esbeltez máxima:

El pandeo o falla por pandeo se presenta en el eje en donde la relación de esbeltez es máxima:

$rex := \frac{kx \cdot l}{rgx} = 20$ Relación de esbeltez en eje X.

$rey := \frac{ky \cdot l}{rgy} = 27.4314$ Relación de esbeltez en eje Y.

$remax := \text{if } rex < rey$
 $\begin{cases} rey \\ \text{else} \\ rex \end{cases}$ Escoge la mayor de la relación de esbeltez.

$remax = 27.4314$ Relación de esbeltez máxima.

La relación de esbeltez máxima cumple con la máxima sugerida por el CCP14 de 120 para elementos principales (6.9.3 CCP14).

La relación de esbeltez máxima se presentó en donde la inercia es menor (sección débil del elemento, eje Y).

Una vez calculada la relación de esbeltez de cálculo, se procede a determinar la resistencia de diseño de la sección de acuerdo a lo especificado en el Código Colombiano de Puentes CCP14.



Evaluación de la relación de esbeltez límite:

$$lím := 4.71 \cdot \sqrt[2]{\frac{E}{f_y}} \quad lím = 112.59 \quad \text{Límite para zona inelástica.}$$

$$rema_x = 27.43$$

$$\tilde{n} := \text{if } rema_x < lím \left| \begin{array}{l} \text{"OK CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right.$$

$$\tilde{n} = \text{"OK CUMPLE"}$$

Debido a que la relación de esbeltez es menor al límite entonces el elemento se comporta como columna de longitud intermedia, por lo tanto se ubica en la zona inelástica, para lo cual la resistencia de diseño se calcula como sigue:

Para zona inelástica:

$$F_e := \frac{\pi^2 \cdot E}{rema_x^2} = 2623 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo crítico de Euler.}$$

$$\frac{f_y}{F_e} = 0.13$$

$$F_{cr} := 0.658^{\frac{f_y}{F_e}} \cdot f_y$$

$$F_{cr} = 330.99 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo crítico.}$$

$$P_n := F_{cr} \cdot A_g = 914.53 \text{ kN} \quad \text{Carga axial admisible.}$$

$$\phi_c := 0.90 \quad \text{Factor de reducción para diseño.}$$

$$\phi_c P_n := \phi_c \cdot P_n = 823.07 \text{ kN} \quad \text{Carga axial admisible de diseño.}$$

$$P_u = 666.6 \text{ kN} \quad \text{Carga axial última (actuante).}$$

$$c := \text{if } \phi_c P_n > P_u \left| \begin{array}{l} \text{"OK CUMPLE"} \\ \text{else} \\ \text{"NO CUMPLE"} \end{array} \right.$$

$$DC1 := \frac{P_u}{\phi_c P_n}$$

$$DC1 = 0.81 \quad \text{Relación demanda - capacidad.}$$

$$c = \text{"OK CUMPLE"}$$



CORDÓN SUPERIOR DE LA CERCHA:

Debido a la configuración de la cercha y de sus cargas asignadas, el cordón superior de la cercha está sometido a una fuerza axial de tensión, para la cual se evaluarán los estados límites requeridos.

Para la sección en tubo estructural se evalúa estado límite de fluencia y estado límite de rotura.

Material: Acero

$$E := 200000 \text{ MPa}$$

$$f_y := 350 \text{ MPa}$$

$$f_u := 450 \text{ MPa}$$

Cargas actuantes:

$$P_{ut} := 651.0 \text{ kN}$$

$$l := 1.1 \text{ m}$$

Estado límite de fluencia:

$$\phi t_1 := 0.9$$

$$\phi t P_{n1} := \phi t_1 \cdot A_g \cdot f_y = 870.345 \text{ kN}$$

Carga admisible por fluencia.

Estado límite de rotura:

$$\phi t_2 := 0.75$$

$$U := 1$$

Factor por rezago de cortante.

$$\theta_{\text{pernos}} := 1.59 \text{ cm}$$

Diámetro de los pernos de la conexión.

$$\# \text{ agujeros} := 4$$

$$L_{\text{agujeros}} := \theta_{\text{pernos}} + 1.6 \text{ mm} = 0.0175 \text{ m}$$

$$A_n := A_g - \# \text{ agujeros} \cdot L_{\text{agujeros}} \cdot t = 0.0023 \text{ m}^2$$

Área neta de la sección.

$$A_e := U \cdot A_n = 0.0023 \text{ m}^2$$

Área neta efectiva de la sección.

$$\phi t P_{n2} := \phi t_2 \cdot A_e \cdot f_u = 790.763 \text{ kN}$$

Carga admisible por rotura.

$$\phi t P_n := \begin{cases} \phi t P_{n1} & \text{if } \phi t P_{n1} > \phi t P_{n2} \\ \phi t P_{n2} & \\ \text{else} & \\ \phi t P_{n1} & \end{cases}$$

$$\phi t P_n = 790.763 \text{ kN}$$

$$DC := \frac{P_{ut}}{\phi t P_n}$$

El estado límite que controla la falla es el de rotura.

$$DC = 0.82$$



CHEQUEO DE CONECCIÓN METÁLICA PARA CORDÓN INFERIOR

BLOQUE DE CORTANTE PARA SECCIÓN PTE:

Cálculo de desgarramiento por un sólo bloque de cortante en cada lado.

$\phi := 0.75$ Factor de reducción para bloque de cortante.

$L := 90 \text{ mm}$ Longitud de la conexión.

$\#bloques := 2$ Cantidad de bloques de cortantes presentes en la falla. Por cada lado.

$Ubs := 1$ Factor para esfuerzo uniforme.

$Agv := t \cdot L = 5.4 \text{ cm}^2$ Área bruta a cortante.

$Anv := Agv - 1.5 \cdot Lagujeros \cdot t = 3.825 \text{ cm}^2$ Área neta a cortante.

$Ant1 := \frac{b1}{2} \cdot t - 0.5 \cdot Lagujeros \cdot t = 3.975 \text{ cm}^2$ Área neta a tensión lado largo.

$Ant2 := \frac{b2}{2} \cdot t - 0.5 \cdot Lagujeros \cdot t = 2.475 \text{ cm}^2$ Área neta a tensión lado corto.

$Rn1 := 0.6 \cdot fu \cdot Anv \cdot 2 + Ubs \cdot fu \cdot (Ant1 + Ant2) = 496.8 \text{ kN}$ Resistencia de diseño 1.

$Rn2 := 0.6 \cdot fy \cdot Agv \cdot 2 + Ubs \cdot fu \cdot (Ant1 + Ant2) = 517.05 \text{ kN}$ Resistencia de diseño 2.

$$\phi_{pn} := \begin{cases} Rn1 & \text{if } Rn1 > Rn2 \\ Rn2 & \\ \text{else} & \\ Rn1 & \end{cases}$$

$\phi_{pn} = 496.8 \text{ kN}$

Controla la Resistencia de diseño 1. ~~para~~ un sólo bloque, sin embargo debido a que se forman dos, la resistencia de diseño total es de:

$\phi Pn := \phi_{pn} \cdot \phi \cdot \#bloques = 745.2 \text{ kN}$ $Put := 651.0 \text{ kN}$

$DC := \frac{Put}{\phi Pn}$
 $DC = 0.87$



PLATINA DE CONEXIÓN CORDÓN INFERIOR:

La conexión consiste en cuatro platinas conectadas con pernos al tubo estructural en las cuatro caras.

Dimensiones de la placa:

$\#placas := 4$	Cantidad de platinas.
$L := 90 \text{ mm}$	Longitud de la conexión.
$Bp := 8 \text{ cm}$	Ancho de la platina.
$Lp := 25 \text{ cm}$	Largo de la platina.
$tp := \frac{5 \cdot 25.4 \text{ mm}}{16} = 7.9375 \text{ mm}$	Espesor de la platina.
$Agp := Bp \cdot tp = 6.35 \text{ cm}^2$	Área bruta de la
$Put = 651 \text{ kN}$	Carga última a tensión que soportan las cuatro platinas.

BLOQUE DE CORTANTE PARA PLATINA:

$\#bloques := 4$	
$Ubs := 1$	
$\phi := 0.75$	
$Agv := tp \cdot L = 7.1438 \text{ cm}^2$	Área bruta a cortante.
$Anv := Agv - 1.5 \cdot Lagujeros \cdot tp = 5.0602 \text{ cm}^2$	Área neta a cortante.
$Ant := \frac{b^2}{2} \cdot t - 0.5 \cdot Lagujeros \cdot tp = 2.3055 \text{ cm}^2$	Área neta a tensión.
$Rn1 := 0.6 \cdot fu \cdot Anv + Ubs \cdot fu \cdot Ant = 240.4 \text{ kN}$	Resistencia de diseño 1.
$Rn2 := 0.6 \cdot fy \cdot Agv + Ubs \cdot fy \cdot Ant = 253.76 \text{ kN}$	Resistencia de diseño 2.

$$\phi pn := \begin{cases} Rn1 & \text{if } Rn1 > Rn2 \\ Rn2 & \\ \text{else} & \\ Rn1 & \end{cases}$$

$$\phi pn = 240.37 \text{ kN}$$

$$\phi Pn := \phi pn \cdot \phi \cdot \#bloques = 721.111 \text{ kN} \quad DC := \frac{Put}{\phi Pn}$$

$$DC = 0.9$$



CHEQUEO A TENSIÓN EN LA PLATINA:

ESTADO LÍMITE DE FLUENCIA:

$$\phi t1 := 0.9$$

$$\phi tPn1 := \phi t1 \cdot A_{gp} \cdot f_y = 200 \text{ kN} \quad \text{Una sola platina}$$

ESTADO LÍMITE DE ROTURA:

$$\phi t2 := 0.75$$

$$U := 1$$

$$\theta_{pernos} = 1.59 \text{ cm}$$

$$\#agujeros := 1$$

$$L_{agujeros} = 1.75 \text{ cm}$$

$$A_n := A_{gp} - \#agujeros \cdot L_{agujeros} \cdot t_p = 4.96 \text{ cm}^2$$

$$A_e := U \cdot A_n = 4.9609 \text{ cm}^2$$

$$\phi tPn2 := \phi t2 \cdot A_e \cdot f_u = 167 \text{ kN} \quad \text{Una sola platina}$$

$$\phi tPn := \begin{cases} \phi tPn1 & \text{if } \phi tPn1 > \phi tPn2 \\ \phi tPn2 & \\ \text{else} & \\ \phi tPn1 & \end{cases}$$

$$\phi tPn = 167.432 \text{ kN}$$

El estado límite que controla es el de rotura, por tanto la resistencia de diseño a tensión es de:

$$\phi tPnA := \phi tPn \cdot \#placas = 669.727 \text{ kN} \quad DC := \frac{P_{ut}}{\phi tPnA}$$

$$DC = 0.97$$



CHEQUEO A CORTANTE DE LOS PERNOS:

Dimensiones de los pernos:

$$\theta_{\text{pernos}} = 1.59 \text{ cm}$$

Diámetro de los pernos. (5/8)

$$A := \frac{(\theta_{\text{pernos}}^2 \cdot \pi)}{4} = 1.986 \text{ cm}^2$$

Área de los pernos:

Carga última a cortante:

$$V_u := P_{ut} = 651 \text{ kN}$$

La carga de cortante al que están sometidos todos los pernos de la conexión es la fuerza a tensión del cordón inferior.

$$\phi := 0.75$$

$$F_{nt} := 620 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal a tensión del perno.

$$F_{nv} := 579 \text{ MPa}$$

Resistencia nominal a cortante del perno.

$$\#_{\text{pernos}} := 8$$

Cantidad total de pernos en la conexión.

$$R_n := \phi \cdot F_{nv} \cdot A \cdot \#_{\text{pernos}}$$

Resistencia de diseño a cortante del perno.

$$R_n = 689.8 \text{ kN}$$

$$DC := \frac{V_u}{R_n}$$

Relación Demanda-capacidad.

$$DC = 0.94$$



6. FASE TRES (MATRIZ DE ESCOGENCIA, DISEÑO DE CIMENTACIÓN Y PRESENTACIÓN DE RESULTADOS)

6.1. MATRIZ DE SELECCIÓN TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Para escoger el tipo puente que mejor se adapte a las condiciones requeridas se realiza una matriz de escogencia considerando los aspectos más relevantes y asignando un porcentaje a cada uno como aparece en la ilustración 41, dentro de la ponderación total, la sumatoria de todos los porcentajes corresponde al 100%

Ilustración 41. Factores de calificación para la matriz de escogencia

FACTORES DE CALIFICACIÓN	
FACTORES	PORCENTAJE (%)
Menor costo de construcción	30%
Estética del puente	10%
Facilidad constructiva	25%
Durabilidad	10%
Facilidad de mantenimiento	10%
Menor costo de cimentación	15%
SUMA	100%

Fuente: Elaboración propia

Se otorga una calificación de 1 a 5, siendo 1 la menor calificación que representa las condiciones más desfavorables para la obra y 5 la mayor calificación, que equivale a las condiciones más favorables para la ejecución del proyecto.

6.2. VARIABLE COSTO

Se realizó un presupuesto preliminar para determinar el costo de cada una de las



superestructuras propuestas y de esta manera se pudo cuantificar el peso de esta variable en la matriz de selección.

6.2.1. PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE METÁLICO

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRAS		FECHA	8	2018	
		PAGINA	1	DE 20	
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA LA SABANA (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
1 PRELIMINARES					
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO	M2	52.97	\$ 2,573.11	\$ 136,298
2 MOVIMIENTOS DE TIERRA					
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE RETIRO DE SOBANTES.	M3	30.50	\$ 18,969.53	\$ 578,571
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBANTES, INCLUYE TRANSPORTE	M3	30.50	\$ 17,199.04	\$ 524,571
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION	M3	78.72	\$ 19,702.98	\$ 1,551,018
2.4	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE TRANSPORTE 5 Km.	M3	1.02	\$ 90,315.39	
3 CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE CONCRETO					
3.1	SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0,05M DE ESPESOR	M2	0.44	\$ 31,434.58	\$ 13,831
3.2	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO	M3	0.75	\$ 635,679.58	\$ 476,760
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS	M3	25.61	\$ 840,758.89	\$ 21,531,835
3.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG	822.53	\$ 5,323.42	\$ 4,378,670
4 ESTRUCTURA METALICA Y COLGANTE					
4.1	ESTRUCTURA METALICA (ACERO ESTRUCTURAL ASTM A572) PARA PUENTE Y BARANDA. INCLUYE ANTICORROSIVO, PINTURA Y TRANSPORTE.	KG	2,209.84	\$ 10,267.81	\$ 22,690,167
4.2	LOSA EN CONCRETO DE 3000 PSI CON LÁMINA STEEL DECK	KG	8,294.40	\$ 1,937.09	\$ 16,067,039
4.3	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI PARA LOSA. INCLUYE TRANSPORTE	KG	32.56	\$ 5,323.42	\$ 173,307
COSTO DIRECTO					\$ 68,122,067
ADMINISTRACION					20%
					\$ 13,624,413
IMPREVISTOS					5%
					\$ 3,406,103
UTILIDAD					5%
					\$ 3,406,103
VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA					\$ 88,558,686
VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES					\$ -
VALOR DE PRESUPUESTO PAGA					\$ -
VALOR TOTAL PROYECTO					\$ 88,558,686



6.2.2. PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE COLGANTE

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRAS		FECHA		8	2018
		PAGINA	1	DE	20
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL COLGANTE SOBRE EL RÍO PALACÉ					
VEREDA LA SABANA (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO)					
DEPARTAMENTO DEL CAUCA					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO	M2	52.97	\$ 2,573.11	\$ 136,298
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE RETIRO DE SOBANTES.	M3	30.50	\$ 18,969.53	\$ 578,571
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBANTES, INCLUYE TRANSPORTE	M3	30.50	\$ 17,199.04	\$ 524,571
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION	M3	78.72	\$ 19,702.98	\$ 1,551,018
2.4	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE TRANSPORTE 5 Km.	M3	1.02	\$ 90,315.39	\$ 92,311
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE CONCRETO				
3.1	SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0.05M DE ESPESOR	M2	0.03	\$ 31,434.58	\$ 825
3.2	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO	M3	0.75	\$ 635,679.58	\$ 476,760
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS. INCLUYE LOSA	M3	28.00	\$ 840,758.89	\$ 23,541,249
3.4	CONCRETO PARA MUERTOS 2000 PSI	M3	39.70	\$ 426,350.00	\$ 16,926,095
3.5	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG	883.37	\$ 5,323.42	\$ 4,702,547
4	ESTRUCTURA COLGANTE				
4.1	CABLE 6X26 (AA) EIPS DIAMETRO 7/8"	KG	595.27	\$ 16,000.00	\$ 9,524,320
4.2	Herrajes	KG	200.00	\$ 15,000.00	\$ 3,000,000
4.3	LOSA EN CONCRETO DE 3000 PSI CON LÁMINA STEEL DECK	KG	8,294.40	\$ 1,937.09	\$ 16,067,039
4.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI PARA LOSA. INCLUYE TRANSPORTE	KG	32.56	\$ 5,323.42	\$ 173,307
COSTO DIRECTO					\$ 77,294,911
ADMINISTRACION				20%	\$ 15,458,982.10
IMPREVISTOS				5%	\$ 3,864,745.53
UTILIDAD				5%	\$ 3,864,745.53
VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA					\$ 100,483,384
VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES					\$ -
VALOR DE PRESUPUESTO PAGA					\$ -
VALOR TOTAL PROYECTO					\$ 100,483,384



6.2.3. PRESUPUESTO PRELIMINAR PUENTE EN CONCRETO REFORZADO

PRESUPUESTO GENERAL DE OBRAS		FECHA	8	2018	
		PAGINA	1	DE 20	
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL EN CONCRETO REFORZADO SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA LA SABANA (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA					
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. TOTAL
1	PRELIMINARES				
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO	M2	52.97	\$ 2,573.11	\$ 136,298
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA				
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE RETIRO DE SOBANTES.	M3	30.50	\$ 18,969.53	\$ 578,571
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBANTES, INCLUYE TRANSPORTE	M3	30.50	\$ 17,199.04	\$ 524,571
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION	M3	78.72	\$ 19,702.98	\$ 1,551,018
2.4	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE TRANSPORTE 5 Km.	M3	1.02	\$ 90,315.39	\$ 92,311
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE CONCRETO				
3.1	SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0,05M DE ESPESOR	M2	0.03	\$ 31,434.58	\$ 825
3.2	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO	M3	0.75	\$ 635,679.58	\$ 476,760
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS	M3	25.61	\$ 840,758.89	\$ 21,531,835
3.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG	822.53	\$ 5,323.42	\$ 4,378,670
4	ESTRUCTURA DEL PUENTE				
4.1	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI	M3	38.59	\$ 635,679.58	\$ 24,530,875
4.2	ACERO DE REFUERZO 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG	6,829.50	\$ 5,323.42	\$ 36,356,275
COSTO DIRECTO					\$ 90,158,009
ADMINISTRACION 20%					\$ 18,031,601.81
IMPREVISTOS 5%					\$ 4,507,900.45
UTILIDAD 5%					\$ 4,507,900.45
VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA					\$ 117,205,412
VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES					\$ -
VALOR DE PRESUPUESTO PAGA					\$ -
VALOR TOTAL PROYECTO					\$ 117,205,412



6.2.4. CUANTIFICACIÓN DE LAS VARIABLES

Una vez realizada la cuantificación preliminar de los costos se diligenció la matriz de selección definida para tal fin ver ilustración 42.

Ilustración 42. Matriz de selección del tipo de superestructura

TIPO DE PUENTE	VARIABLES						TOTAL (%)
	Menor costo (30%)	Estética (10%)	Facilidad constructiva (25%)	Durabilidad (10%)	Facilidad de mantenimiento (10%)	Menor costo de cimentación (15%)	
Colgante	3	5	4	3	3	4	0.72
Metálico	4	4	5	4	4	5	0.88
Concreto	4	3	2	5	4	5	0.73

Fuente: Elaboración propia

Se concluye por lo tanto que la mejor opción a diseñar es un **PUENTE EN ESTRUCTURA METÁLICA** por lo que los cálculos, planos, análisis de precios unitarios y demás contenido, se realiza solamente para este tipo de puente.



6.2.5. EJEMPLO DE COMPROBACIONES EN UNA BARRA

Perfil: Tub. Rec. 150x100x6.0 mm Material: Acero (A572 50ksi)

Nudos	Longitud (m)	Características mecánicas				
		Área	$I_x^{(1)}$	$I_y^{(1)}$	$I_t^{(2)}$	
Inicial	Final					
N13	N15	1.100	27.61	831.97	442.40	947.34

Notas:
⁽¹⁾ Inercia respecto al eje indicado

	Pandeo		Pandeo lateral	
	Plano ZX	Plano ZY	Ala sup.	Ala inf.
β	1.00	1.00	0.00	0.00
L_K	1.100	1.100	0.000	0.000
C_m	1.000	1.000	-	-
C_b	-		1.000	

Notación:
 β : Coeficiente de pandeo
 L_K : Longitud de pandeo (m)

Barra	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M_x	M_y	V_x	V_y	M_xTr	M_yTr	M_xV_y	M_yV_x	MT	MP	TPT/MV	
N13/N15	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	$\eta = 55.3$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0.733 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	$\eta = 1.8$	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	CUMPLE

Notación:
w / t: Limitaciones geométricas
T: Resistencia a tracción
P: Resistencia a compresión
Tr: Resistencia a torsión
 M_x : Resistencia a flexión alrededor del eje X
 M_y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y
 V_x : Resistencia a corte en la dirección del eje X
 V_y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y
 M_xTr : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
 M_yTr : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión
MT: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión
MP: Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión
TPT/MV: Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión y momento cortante
Comprobaciones que no proceden (N.P.):
⁽¹⁾ La comprobación no procede, ya que no hay eje de compresión.

Limitaciones geométricas (B1)

Se debe satisfacer:

$w_1 / t : 12.67$ ✓

Donde:

w_1 : Longitud del tramo recto del elemento horizontal (paralelo al eje X).
t: Espesor.

$w_1 : 76.00$ mm
 $t : 6.00$ mm



$$w_2 / t : \underline{21.00} \checkmark$$

Donde:

w_2 : Longitud del tramo recto del elemento vertical (paralelo al eje Y).
 t : Espesor.

$$w_2 : \underline{126.00} \text{ mm}$$
$$t : \underline{6.00} \text{ mm}$$

Resistencia a tracción (Apéndices A & B, C2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_T : \underline{0.553} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

Donde:

T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f : \underline{474.21} \text{ kN}$$

T_c : Resistencia de diseño a tracción.

$$T_c : \underline{857.33} \text{ kN}$$

Donde:

ϕ_t : Factor de resistencia para tracción.

$$\phi_t : \underline{0.90}$$

T_n : La resistencia nominal a tracción es igual al valor calculado según la Sección C2.1 del Apéndice B:

$$T_n : \underline{952.59} \text{ kN}$$

C2.1 Plastificación de la sección bruta.

$$T_n : \underline{952.59} \text{ kN}$$

Donde:

A_g : Área de la sección bruta.

$$A_g : \underline{27.61} \text{ cm}^2$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a compresión (C4)

La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

Resistencia a torsión (Comprobación adicional)

Se debe satisfacer:



$$\eta_{Tr} : \underline{0.021} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.733 m del nudo N13, para la combinación de acciones $0.9 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + Q1 + Peatonal + V1 - SY$.

Donde:

Tr_f: Resistencia requerida a torsión, utilizando las combinaciones de carga LRFD. **Tr_f**: 0.65 kN·m

Tr_c: Resistencia de diseño a torsión.

$$\mathbf{Tr}_c : \underline{30.11} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_{Tr}: Factor de resistencia para torsión, tomado de AISC-05.

$$\phi_{Tr} : \underline{0.90}$$

Tr_n: Resistencia nominal a torsión.

$$\mathbf{Tr}_n : \underline{33.45} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

C: Módulo resistente a torsión.

$$\mathbf{C} : \underline{161.60} \text{ cm}^3$$

Donde:

A_c: Área encerrada por la línea media de los elementos que componen la sección.

$$\mathbf{A}_c : \underline{134.66} \text{ cm}^2$$

t: Espesor.

$$\mathbf{t} : \underline{6.00} \text{ mm}$$

$$\mathbf{F}_n : \underline{207.00} \text{ MPa}$$

Donde:

F_y: Límite elástico del acero.

$$\mathbf{F}_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a flexión alrededor del eje X (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B : \underline{0.085} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.733 m del nudo N13, para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD. **M_f**: 3.08 kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión.



Donde:

ϕ_b : Factor de resistencia para flexión. $\phi_b : \underline{0.95}$
 M_n : La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1. $M_n : \underline{38.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

Donde:

L_{ub} : Separación entre arriostramientos laterales de la barra. $L_{ub} : \underline{0.000} \text{ m}$
 $L_u : \underline{24.085} \text{ m}$

Donde:

C_b : Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores. $C_b : \underline{1.0}$
 F_y : Límite elástico del acero. $F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$

$S_{fx} : \underline{110.93} \text{ cm}^3$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X. $I_x : \underline{831.97} \text{ cm}^4$
 I_y : Momento de inercia respecto al eje Y. $I_y : \underline{442.40} \text{ cm}^4$
 I_{xy} : Producto de inercia. $I_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$
 x_c : Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. $x_c : \underline{38.00} \text{ mm}$
 y_c : Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión. $y_c : \underline{75.00} \text{ mm}$
 E : Módulo de Young. $E : \underline{203000.00} \text{ MPa}$
 G : Módulo de elasticidad transversal. $G : \underline{78076.92} \text{ MPa}$
 J : Momento de inercia a torsión uniforme. $J : \underline{947.34} \text{ cm}^4$
 $M_n : \underline{38.27} \text{ kN}\cdot\text{m}$

Donde:

$S_{ex} : \underline{110.93} \text{ cm}^3$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X. $I_{ex} : \underline{831.97} \text{ cm}^4$
 I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y. $I_{ey} : \underline{442.40} \text{ cm}^4$
 I_{exy} : Producto eficaz de inercia. $I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$
 x : Distancia a la fibra extrema en flexión. $x : \underline{38.00} \text{ mm}$
 y : Distancia a la fibra extrema en flexión. $y : \underline{75.00} \text{ mm}$
 F_y : Límite elástico del acero. $F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$



Resistencia a flexión alrededor del eje Y (C3.1)

Se debe satisfacer:

$$\eta_B : \underline{0.065} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

M_f: Resistencia a flexión crítica requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$\mathbf{M}_f : \underline{1.88} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

M_c: Resistencia de diseño a flexión.

$$\mathbf{M}_c : \underline{29.00} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Donde:

φ_b: Factor de resistencia para flexión.

$$\phi_b : \underline{0.95}$$

M_n: La resistencia a flexión nominal mínima se calcula como la menor de las calculadas en los apartados aplicables del Capítulo C3.1.

$$\mathbf{M}_n : \underline{30.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$

C3.1.1 Resistencia nominal de la sección.

La resistencia a flexión nominal se calcula según el Apartado C3.1.1, ya que se cumple la siguiente condición:

Donde:

L_{ub}: Separación entre arriostramientos laterales de la barra.

$$\mathbf{L}_{ub} : \underline{0.000} \text{ m}$$

$$\mathbf{L}_u : \underline{41.410} \text{ m}$$

Donde:

C_b: Coeficiente de momentos, que depende de la ley de momentos flectores.

$$\mathbf{C}_b : \underline{1.0}$$

F_y: Límite elástico del acero.

$$\mathbf{F}_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

$$\mathbf{S}_{fy} : \underline{88.48} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x: Momento de inercia respecto al eje X.

$$\mathbf{I}_x : \underline{831.97} \text{ cm}^4$$

I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.

$$\mathbf{I}_y : \underline{442.40} \text{ cm}^4$$

I_{xy}: Producto de inercia.

$$\mathbf{I}_{xy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión.

$$\mathbf{x}_c : \underline{50.00} \text{ mm}$$

y_c: Distancia a la fibra extrema comprimida en flexión.

$$\mathbf{y}_c : \underline{63.00} \text{ mm}$$

E: Módulo de Young.

$$\mathbf{E} : \underline{203000.00} \text{ MPa}$$

G: Módulo de elasticidad transversal.

$$\mathbf{G} : \underline{78076.92} \text{ MPa}$$

J: Momento de inercia a torsión uniforme.

$$\mathbf{J} : \underline{947.34} \text{ cm}^4$$

$$\mathbf{M}_n : \underline{30.53} \text{ kN}\cdot\text{m}$$



Donde:

$$S_{ey} : \underline{88.48} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_{ex} : Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$$I_{ex} : \underline{831.97} \text{ cm}^4$$

I_{ey} : Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$$I_{ey} : \underline{442.40} \text{ cm}^4$$

I_{exy} : Producto eficaz de inercia.

$$I_{exy} : \underline{0.00} \text{ cm}^4$$

x : Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$x : \underline{50.00} \text{ mm}$$

y : Distancia a la fibra extrema en flexión.

$$y : \underline{63.00} \text{ mm}$$

F_y : Límite elástico del acero.

$$F_y : \underline{345.00} \text{ MPa}$$

Resistencia a corte en la dirección del eje X (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v : \underline{0.018} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

Donde:

V_f : Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$V_f : \underline{1.63} \text{ kN}$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c : \underline{89.67} \text{ kN}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{94.39} \text{ kN}$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n : \underline{94.39} \text{ kN}$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w : \underline{4.56} \text{ cm}^2$$

Donde:

h : Altura del tramo recto del alma.

$$h : \underline{76.00} \text{ mm}$$

t : Espesor de los elementos paralelos a la dirección del

$$t : \underline{6.00} \text{ mm}$$



cortante.

(a) Para

Donde:	F_v :	<u>207.00</u>	MPa
h :	Altura del tramo recto del alma.	<u>76.00</u>	mm
t :	Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante.	<u>6.00</u>	mm
E :	Módulo de Young.	<u>203000.00</u>	MPa
F_y :	Límite elástico del acero.	<u>345.00</u>	MPa
	1. Para almas sin rigidizadores transversales:		
K_v :	Coficiente de abolladura por cortante.	<u>5.34</u>	

Resistencia a corte en la dirección del eje Y (C3.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_v : \underline{0.007} \quad \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

Donde:

$$V_f : \text{Resistencia a cortante requerida para las combinaciones de carga LRFD.} \quad V_f : \underline{1.08} \text{ kN}$$

La resistencia a corte requerida se ha reducido de forma que la fuerza aplicada se distribuye entre todos los elementos, puesto que la sección tiene más de un elemento que resiste cortante.

V_c : Resistencia de diseño a cortante.

$$V_c : \underline{148.67} \text{ kN}$$

Donde:

ϕ_v : Factor de resistencia para cortante.

$$\phi_v : \underline{0.95}$$

V_n : La resistencia nominal a cortante es el menor de los valores calculados según la Sección C3.2.1.

$$V_n : \underline{156.49} \text{ kN}$$

C3.2.1 Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n : \underline{156.49} \text{ kN}$$

Donde:

A_w : Área de los elementos paralelos a la dirección del cortante.

$$A_w : \underline{7.56} \text{ cm}^2$$



Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h :** 126.00 mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t :** 6.00 mm

(a) Para

F_v : 207.00 MPa

Donde:

h: Altura del tramo recto del alma. **h :** 126.00 mm

t: Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante. **t :** 6.00 mm

E: Módulo de Young. **E :** 203000.00 MPa

F_v: Límite elástico del acero. **F_v :** 345.00 MPa

1. Para almas sin rigidizadores transversales:

K_v: Coeficiente de abolladura por cortante. **K_v :** 5.34

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

η_B : 0.087 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.733 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·CM1+1.75·Q1+1.75·Peatonal.

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f :** 3.08 kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c :** 36.36 kN·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

R : 0.97

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x :** -38.00 mm



y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : -75.00 mm

f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.

f_{bx} : 27.74 MPa

Donde:

M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fx}** : 3.08 kN·m

I_x: Momento de inercia respecto al eje X. **I_x** : 831.97 cm⁴

f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión. **f_{Tr}** : -0.83 MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión (C3.6)

Se debe satisfacer:

η_B : 0.067 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·CM1+1.75·Q1+1.75·Peatonal.

Donde:

M_f: Resistencia requerida para flexión positiva. **M_f** : 1.88 kN·m

M_c: Resistencia de diseño a flexión, según C3.1. **M_c** : 29.00 kN·m

R: Factor de reducción de resistencia debido a la torsión.

R : 0.96

Donde:

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.

x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **x** : -50.00 mm

y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad. **y** : 63.00 mm

f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.

f_{by} : 21.21 MPa

Donde:

M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD. **M_{fy}** : 1.88 kN·m



I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.
 f_{Tr} : Tensión tangencial debida a la torsión.

I_y : 442.40 cm⁴
 f_{Tr} : -0.83 MPa

Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y (C3.3)

Se debe satisfacer:

η : 0.008 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en un punto situado a una distancia de 0.733 m del nudo N13, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·CM1+1.75·Q1+1.75·Peatonal.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

η : 0.008

Donde:

R : Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6.

R : 0.97

M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.

M_{fx} : 3.08 kN·m

M_{cx} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje X.

M_{cx} : 36.36 kN·m

V_{fy} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje Y para las combinaciones de carga LRFD.

V_{fy} : 0.05 kN

V_{cy} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje Y.

V_{cy} : 148.67 kN

Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X (C3.3)

Se debe satisfacer:

η : 0.005 ✓

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·CM1+1.75·Q1+1.75·Peatonal.

Donde:

(a) Para vigas sin rigidizadores transversales.

η : 0.005



Donde:

R : Factor de reducción de resistencia debido a la torsión, calculado según C3.6.	R :	<u>0.96</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	<u>1.88</u> kN·m
M_{cy} : Resistencia de diseño a flexión alrededor del eje Y.	M_{cy} :	<u>29.00</u> kN·m
V_{fx} : Resistencia a cortante requerida en la dirección del eje X para las combinaciones de carga LRFD.	V_{fx} :	<u>1.63</u> kN
V_{cx} : Resistencia de diseño a cortante en la dirección del eje X.	V_{cx} :	<u>89.67</u> kN

Resistencia a flexión combinada con tracción (C5.1.2)

Se debe satisfacer:

$$\eta_f : \underline{0.698} \checkmark$$

$$\eta < \underline{0.001} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones 1.25·PP+1.25·CM1+1.75·Q1+1.75·Peatonal.

Donde:

$$\eta_f : \underline{0.698}$$

Donde:

R_x : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6.	R_x :	<u>0.97</u>
R_y : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6.	R_y :	<u>0.96</u>
φ_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	φ_{bx} :	<u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	<u>2.72</u> kN·m
	M_{nxt} :	<u>38.27</u> kN·m

Donde:

$$\mathbf{S}_{ftx} : \underline{110.93} \text{ cm}^3$$

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.	I_x :	<u>831.97</u> cm ⁴
I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y :	<u>442.40</u> cm ⁴



I_{xy} : Producto de inercia.	I_{xy} :	<u>0.00</u> cm ⁴
x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.	x_t :	<u>38.00</u> mm
y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje X.	y_t :	<u>75.00</u> mm
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>345.00</u> MPa
ϕ_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	ϕ_{by} :	<u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	<u>1.88</u> kN·m

M_{nyt} : 30.53 kN·m

Donde:

S_{fty} : 88.48 cm³

Donde:

I_x : Momento de inercia respecto al eje X.	I_x :	<u>831.97</u> cm ⁴
I_y : Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y :	<u>442.40</u> cm ⁴
I_{xy} : Producto de inercia.	I_{xy} :	<u>0.00</u> cm ⁴
x_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.	x_t :	<u>50.00</u> mm
y_t : Distancia a la fibra extrema traccionada en flexión alrededor del eje Y.	y_t :	<u>63.00</u> mm
F_y : Límite elástico del acero.	F_y :	<u>345.00</u> MPa
ϕ_t : Factor de resistencia para tracción.	ϕ_t :	<u>0.90</u>
T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.	T_f :	<u>474.21</u> kN
T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2.	T_n :	<u>952.59</u> kN

η : -0.408

Donde:

R_x : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje X debido a la torsión, calculado según C3.6.	R_x :	<u>0.97</u>
R_y : Factor de reducción de la resistencia a flexión alrededor del eje Y debido a la torsión, calculado según C3.6.	R_y :	<u>0.96</u>
ϕ_{bx} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje X.	ϕ_{bx} :	<u>0.95</u>
M_{fx} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} :	<u>2.72</u> kN·m
M_{nx} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje X según la Sección C3.1.	M_{nx} :	<u>38.27</u> kN·m
ϕ_{by} : Factor de resistencia para flexión alrededor del eje Y.	ϕ_{by} :	<u>0.95</u>
M_{fy} : Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} :	<u>1.88</u> kN·m



M_{ny} : Resistencia nominal a flexión alrededor del eje Y según la Sección C3.1. M_{ny} : 30.53 kN·m

ϕ_t : Factor de resistencia para tracción. ϕ_t : 0.90
 T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD. T_f : 474.21 kN

T_n : Resistencia nominal a tracción, según la Sección C2. T_n : 952.59 kN

Resistencia a flexión combinada con compresión (C5.2.2)

No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises (Comprobación)

Ya que la norma no proporciona una comprobación general para secciones sometidas a torsión combinada con otros esfuerzos, se considera que este elemento debe cumplir, además, el siguiente criterio de rotura de Von Mises:

$$\eta : \underline{0.685} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.013} \checkmark$$

$$\eta : \underline{0.469} \checkmark$$

El esfuerzo solicitante de cálculo pésimo se produce en el nudo N15, para la combinación de acciones $1.25 \cdot PP + 1.25 \cdot CM1 + 1.75 \cdot Q1 + 1.75 \cdot Peatonal$.

Donde:

f_a : Tensión normal debida a tracción, calculada utilizando el área de la sección bruta.

$$f_a : \underline{171.75} \text{ MPa}$$

Donde:

T_f : Resistencia a tracción requerida para las combinaciones de carga LRFD.

$$T_f : \underline{474.21} \text{ kN}$$

A : Área de la sección bruta.

$$A : \underline{27.61} \text{ cm}^2$$

Las tensiones utilizadas en esta comprobación se han calculado en el siguiente punto, en el cual se produce la combinación pésima de tensiones normales y tangenciales.



x: Coordenada X del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.	x : <u>-46.86</u> mm
y: Coordenada Y del punto de cálculo respecto al centro de gravedad.	y : <u>-71.03</u> mm
f_{bx}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje X.	f_{bx} : <u>23.26</u> MPa
Donde: M_{fx}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje X para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fx} : <u>2.72</u> kN·m
I_x: Momento de inercia respecto al eje X.	I_x : <u>831.97</u> cm ⁴
f_{by}: Tensión normal debida a la flexión alrededor del eje Y.	f_{by} : <u>19.88</u> MPa
Donde: M_{fy}: Resistencia requerida a flexión respecto al eje Y para las combinaciones de carga LRFD.	M_{fy} : <u>1.88</u> kN·m
I_y: Momento de inercia respecto al eje Y.	I_y : <u>442.40</u> cm ⁴
f_{Vx}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje X.	f_{Vx} : <u>-1.21</u> MPa
f_{Vy}: Tensión tangencial debida al esfuerzo cortante en la dirección del eje Y.	f_{Vy} : <u>-0.42</u> MPa
f_{Tr}: Tensión tangencial debida a la torsión.	f_{Tr} : <u>-0.83</u> MPa
F_a: Resistencia a tracción de la sección.	F_a : <u>171.75</u> MPa
Donde: φ_t: Factor de resistencia para tracción.	φ_t : <u>0.90</u>
F_y: Límite elástico del acero.	F_y : <u>345.00</u> MPa
F_{bxr} F_{bys}: Resistencia de la sección a flexión alrededor de los ejes X y Y, respectivamente.	F_{bx} : <u>327.75</u> MPa F_{by} : <u>327.75</u> MPa
Donde: φ_b: Factor de resistencia para flexión.	φ_b : <u>0.95</u>
F_y: Límite elástico del acero.	F_y : <u>345.00</u> MPa
F_{Vxr} F_{Vys}: Resistencia de la sección a cortante en las direcciones X y Y, respectivamente.	F_{Vx} : <u>189.23</u> MPa F_{Vy} : <u>189.23</u> MPa
Donde: φ_v: Factor de resistencia para cortante.	φ_v : <u>0.95</u>
F_y: Límite elástico del acero.	F_y : <u>345.00</u> MPa
F_{Tr}: Resistencia a torsión de la sección.	F_{Tr} : <u>179.27</u> MPa



Donde:

ϕ_{Tr} : Factor de resistencia para torsión.
 F_y : Límite elástico del acero.

ϕ_{Tr} : 0.90
 F_y : 345.00 MPa

6.3. DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN.

Para definir el tipo de suelo, se usa la tabla

Tabla 83. Tipo de suelo, según las características de los ensayos de laboratorio

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con \bar{v}_s en el intervalo $1500 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, \bar{v}_s en el intervalo $760 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 360$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{\sigma}_u > 100$ kPa ($\approx 1 \text{ kgf/cm}^2$).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante \bar{v}_s en el intervalo $360 \text{ m/s} > \bar{v}_s \geq 180$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: \bar{N} en el intervalo $50 \text{ golpes/pie} > \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o $\bar{\sigma}_u$ en el intervalo $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{\sigma}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$.
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} < 15$ golpes/pie, o $\bar{\sigma}_u < 50$ kPa ($\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2$), o cualquier perfil con $H > 3$ m de arcilla blanda, definida como un suelo con $IP > 20$, $w > 40\%$ y $\bar{\sigma}_u < 25$ kPa ($\approx 0.25 \text{ kgf/cm}^2$) (véase la Nota al final de la Tabla).
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: CCP -14

6.3.1. PARÁMETROS DEL SUELO DE SOPORTE

Con los ensayos realizados se obtienen los parámetros restantes mediante correlaciones realizadas entre los límites de consistencia y su resistencia al corte.



Parámetros definidos con los ensayos:

Tipo de suelo: CL Arcilla de baja compresibilidad

Peso unitario: 1.62 g/cm^3

LL: 49.4%

LP: 23.5%

Cohesión no drenada: $(0.57 \text{ Kg/cm}^2)/2=0.285 \text{ kg/cm}^2$

Parámetros definidos por correlación:

Tabla 5.5 Velocidades Sísmicas Típicas de los Materiales Térreos

Material	Velocidad (m/seg)
Limo seco, arena, grava suelta, lama, roca suelta, argayos y tierra vegetal húmeda	180-750
Morrena compacta; arcillas endurecidas; grava bajo el nivel freático, ^a grava arcillosa compacta, arena cementada, y mezclas de arcilla y arena.	750-2300
Roca meteorizada, fracturada o parcialmente descompuesta	600-3000
Lutitas, sanas	750-3300
Arenisca, sana	1500-4200
Caliza y creta, sanas	1800-6100
Roca ígnea, sana	3600-6100
Roca metamórfica, sana	3000-4800

^aLa velocidad del sonido en el agua es aproximadamente de 1433 m/seg y los materiales completamente saturados deben tener velocidades iguales o mayores que ésta.

Ilustración 43. Correlación de velocidades típicas de materiales térreos

6.3.2. ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO

6.3.2.1. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

Se debe verificar



- Desplazamientos excesivos (Verticales y laterales).
- Estabilidad global.

6.3.2.2. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

Se debe verificar

- Falla por capacidad de carga
- Desplazamiento lateral
- Pérdida de contacto en la base debido a la excentricidad de la carga.
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo
- Falla estructural.

6.3.2.3. ESTADO LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

Se debe verificar

- Falla de estabilidad global
- Falla por capacidad resistente
- Desplazamiento lateral
- Falla por arrancamiento de los anclajes o refuerzos del suelo
- Falla estructural



6.3.3. CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga mayorada q_R en el estado límite de resistencia debe tomarse como:

$$q_R := \phi_b \cdot q_n$$

ϕ_b = Factor de resistencia especificado en el artículo 10.5.5.2.2.

q_n = Capacidad de carga nominal.

$$q_n := c_u \cdot N_c \cdot f_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot f_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

La capacidad de carga nominal debe estimarse mediante las teorías aceptadas por la mecánica de suelos y deben basarse en parámetros del suelo medidos. Los parámetros de suelo utilizados en el análisis deberán ser representativos de la resistencia al corte del suelo bajo la carga y condiciones del subsuelo consideradas.

La siguiente tabla muestra los factores para afectar la capacidad de carga nominal.

Tabla 14. Factores de resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales

Tabla 10.5.5.2.2-1 — Los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia			
		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatillas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{qp}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Ilustración 44. Factores de resistencia geotécnica.- Fuente (CCP 14).



Tabla 10.6.3.1.2a-1 — Factores de capacidad de carga N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), y N_γ (Vesic, 1975)

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0
1	5.4	1.1	0.1
2	5.6	1.2	0.2
3	5.9	1.3	0.2
4	6.2	1.4	0.3
5	6.5	1.6	0.5
6	6.8	1.7	0.6
7	7.2	1.9	0.7
8	7.5	2.1	0.9
9	7.9	2.3	1.0
10	8.4	2.5	1.2
11	8.8	2.7	1.4
12	9.3	3.0	1.7
13	9.8	3.3	2.0
14	10.4	3.6	2.3
15	11.0	3.9	2.7
16	11.6	4.3	3.1
17	12.3	4.8	3.5
18	13.1	5.3	4.1
19	13.9	5.8	4.7
20	14.8	6.4	5.4
21	15.8	7.1	6.2
22	16.9	7.8	7.1
23	18.1	8.7	8.2
24	19.3	9.6	9.4
25	20.7	10.7	10.9
26	22.3	11.9	12.5
27	23.9	13.2	14.5
28	25.8	14.7	16.7
29	27.9	16.4	19.3
30	30.1	18.4	22.4
31	32.7	20.6	26.0
32	35.5	23.2	30.2
33	38.6	26.1	35.2
34	42.2	29.4	41.1
35	46.1	33.3	48.0
36	50.6	37.8	56.3
37	55.6	42.9	66.2
38	61.4	48.9	78.0
39	67.9	56.0	92.3
40	75.3	64.2	109.4
41	83.9	73.9	130.2
42	93.7	85.4	155.6
43	105.1	99.0	186.5
44	118.4	115.3	224.6
45	133.9	134.9	271.8

Ilustración 45. Factores carga para la determinación de la capacidad de carga nominal. - Fuente (CCP 14).

C = Cohesión, tomada como la resistencia al corte del suelo no drenado.

N_c = Factor de capacidad de carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2^a-1 para el término que corresponde a la cohesión (Carga en suelo no drenado).

N_q = Factor de capacidad carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2^a-1 para el término que corresponde a la sobrecarga (empotramiento) (Carga en suelo drenado o no drenado).

N_γ = Factor de capacidad de carga especificado en la tabla 10.6.3.1.2^a-1 para el término que corresponde al peso unitario (ancho de zapata) (Carga en suelo drenado) (adim)



γ = Peso unitario total (húmedo) del suelo por encima o por debajo de la profundidad de apoyo de la zapata (N/mm^3)

D_f = Profundidad de empotramiento de la zapata (mm)

B = Ancho de la zapata (mm)

C_{wq} , C_{wy} = Factores de corrección para tener en cuenta la ubicación del nivel freático especificados en la tabla 10.6.2.1.2^a-2 (adim)

6.3.3.1. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Parámetros del suelo:

$q := 0.57 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Resistencia a la compresión inconfiada.

$c_u := \frac{q}{2} = 0.29 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ Cohesión.

$\phi := 0^\circ$ Angulo de fricción del suelo.

$\gamma := 16 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ Peso unitario húmedo del suelo.

Parámetros de la cimentación:

$D_f := 2 \text{ m}$ Profundidad de desplante.

$B := 1.5 \text{ m}$ Ancho de la cimentación.

$L := 3 \text{ m}$ Largo de la cimentación.

$\beta := 0$ Angulo de aplicación de la carga.



Ecuación general de la capacidad de carga:

$$q_n := c_u \cdot N_c \cdot f_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot f_q \cdot d_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_c := 5.14 \quad N_q := 1 \quad N_\gamma := 0$$

$$\frac{D_f}{B} = 1.333 \quad \frac{D_f}{B} > 1 \quad d_c := 1 + 0.4 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1.371$$
$$d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\phi) \cdot (1 - \sin(\phi))^2 \cdot \operatorname{atan}\left(\frac{D_f}{B}\right) = 1$$

$$f_c := 1 + \frac{B \cdot N_q}{L \cdot N_c} = 1.097$$

$$f_q := 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan(\phi) = 1$$

$$f_\gamma := 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} = 0.8$$

$$d_\gamma := 1$$

$$i_c := 1 - \left(\frac{\beta}{90}\right)^2 = 1 \quad i_q := 1 \quad i_\gamma := 1$$

$$q_n := c_u \cdot N_c \cdot f_c \cdot d_c \cdot i_c = 24.29 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Capacidad de carga resistente:

$$q_R := \phi_b \cdot q_n = 12.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$



6.3.4. DISEÑO ESTRIBO A

1. DATOS:

GEOMETRÍA:

BRAZO:

$$h1 := 2.9 \text{ m}$$

$$eb1 := 0.4 \text{ m}$$

DEDO:

$$ld := 0.8 \text{ m}$$

$$ed := 0.4 \text{ m}$$

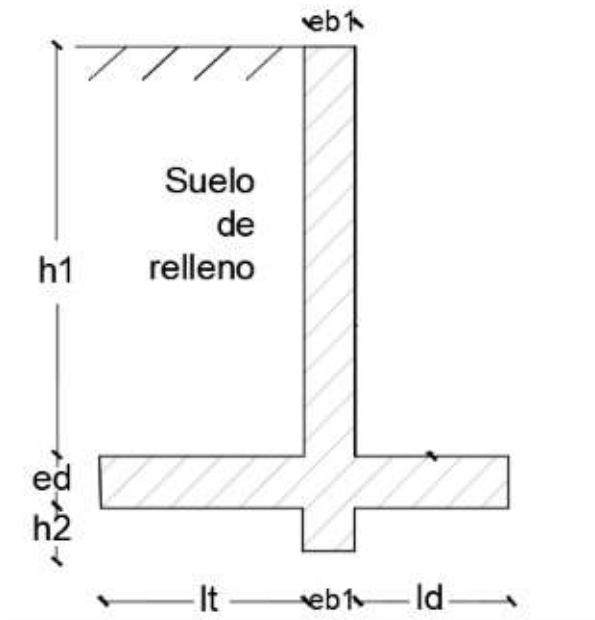
TALÓN:

$$lt := 1.2 \text{ m}$$

$$et := ed$$

DENTELLÓN - BRAZO:

$$h2 := 0.3 \text{ m}$$



$$HT := h1 + ed + h2 = 3.6 \text{ m}$$

LOSA:

$$b := 1.6 \text{ m}$$

Ancho del tablero

$$lp := 28.8 \text{ m}$$

Longitud del puente

$$R := 136 \text{ kN}$$

$$Wem := 9.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso de la estructura metálica

$$Wmad := 0.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Peso del piso en madera por ML

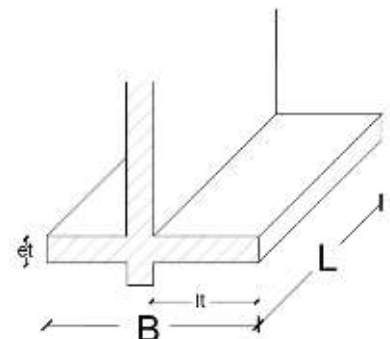
CIMENTACIÓN:

$$B := ld + eb1 + lt = 2.4 \text{ m}$$

$$L := 2.20 \text{ m}$$

$$Df := 0$$

Profundidad de desplante





SUELO RELLENO:

$$\gamma_r := 16 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi_r := 33^\circ$$

SUELO SOPORTE:

$$\gamma_s := 16 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi_s := 33^\circ$$

Peso unitario (estudio de suelos)

Ángulo de fricción del suelo

Para obtener el ángulo de fricción del suelo se usan correlaciones dadas por la siguiente tabla:

Tabla 11.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
	i (°)	Talud (vert. a hor.)	ϕ_{cv} (°)	i_g ϕ_{cv}	Compacidad media		Compacta	
				ϕ (°)	$i_g \phi$	ϕ (°)	$\tan \phi$	
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
	a		a		a		a	
Arena uniforme fina a media	30	1: 1.75	30	0.577	32	0.625	34	0.675
	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	36	0.726
	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
Arena y grava	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
	a		a		a		a	
	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soil Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Lambe. pag. 163

$$k_{ar} := 0.31$$

Factor de empuje activo

$$k_{ps} := 3.27$$

Factor de empuje pasivo

Los valores del factor de empuje activo y pasivo se toman de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 13.1 Valores de K_a y K_p para estados de Rankine con esfuerzos geostáticos

ϕ	K_a	K_p
10°	0.703	1.42
15°	0.589	1.70
20°	0.490	2.04
25°	0.406	2.46
30°	0.333	3.00
35°	0.271	3.66
40°	0.217	4.60
45°	0.171	5.83

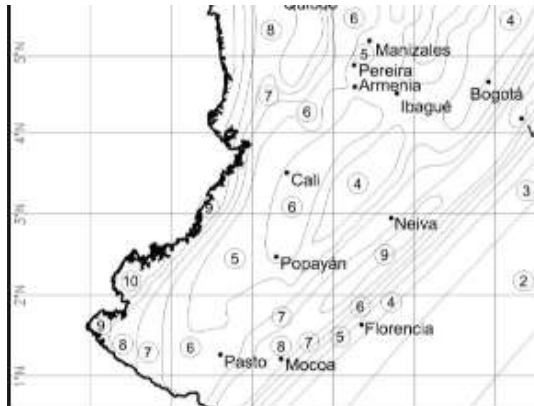
Lambe. pag. 180



$\mu_s := 0.4$ Factor de fricción (Tabla 3.11.5.3-1 CCP-14)
 $\sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$ Esfuerzo admisible (Estudio de suelos)

PARÁMETROS SÍSMICOS:

LUGAR: Popayán-Cajibío (Cauca)
TIPO DE SUELO: D
ZONA SÍSMICA: 6
 $PGA := 0.3$



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55

$F_{pga} := 1.2$

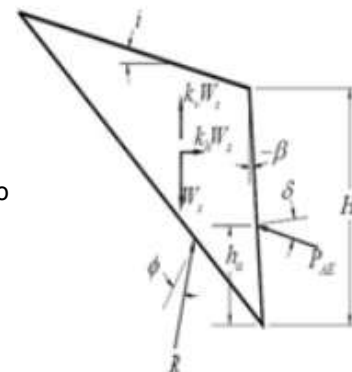
Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
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

$kh := PGA \cdot F_{pga} = 0.36$

$\delta := 0^\circ$ Ángulo de fricción suelo-concreto
 $\beta := 0^\circ \quad i := 0^\circ$ Ángulo inclinación del brazo y relleno
 $kv := 0$ Coeficiente de aceleración sísmica vertical

"El coeficiente de aceleración sísmica vertical, kv , debe suponerse igual a cero para el cálculo de las presiones laterales del suelo, a menos que el muro esté significativamente afectado por efecto de fuente cercana" 11.6.5.2.1. CCP-14





$$c := 0.285 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cohesión}$$

MATERIALES:

$$\gamma_{\text{ccto}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$f'_c := 24 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

2. CÁLCULO DE FUERZAS POR METRO LINEAL:

FUERZAS DE PESO PROPIO:

$$W_b := \gamma_{\text{ccto}} \cdot (h_1 + ed) \cdot eb_1 = 31.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_b := W_b \cdot (ld + eb_1 \cdot 0.5) = 31.68 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_d := \gamma_{\text{ccto}} \cdot (ld) \cdot ed = 7.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_d := W_d \cdot ld \cdot 0.5 = 3.072 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_t := \gamma_{\text{ccto}} \cdot lt \cdot ed = 11.52 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_t := W_t \cdot (ld + eb_1 + lt \cdot 0.5) = 20.736 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{dt} := \gamma_{\text{ccto}} \cdot h_2 \cdot eb_1 = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

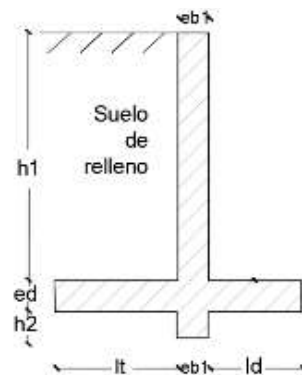
$$MW_{dt} := W_{dt} \cdot (ld + eb_1 \cdot .5) = 2.88 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{sr} := \gamma_r \cdot (h_1 \cdot lt) = 55.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_{sr} := W_{sr} \cdot (ld + eb_1 + lt \cdot .5) = 100.224 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_p := (W_{em} + W_{mad}) = 9.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_p := W_p \cdot (ld + eb_1 \cdot 0.5) = 9.88 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m}$$





EMPUJES DE SUELO:

$$Ea := \frac{\gamma_r \cdot (HT)^2 \cdot kar}{2} = 32.141 \frac{kN}{m}$$

$$MEa := Ea \cdot \left(\frac{HT}{3}\right) = 38.569 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$Ep := \left(\frac{(\gamma_s) \cdot (h2)^2 \cdot \phi_s}{2} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{\phi_s} \cdot h2 \cdot 10 \frac{m}{s^2} \right) \cdot kps = 43.793 \frac{kN}{m}$$

$$MEp := Ep \cdot \left(ed + \left(h2 - \left(\left(h2 \cdot 0.5 + \frac{h2}{3} \right) \cdot 0.5 \right) \right) \right) = 25.181 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

FRICCIÓN:

$$F := (Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp) \cdot \mu_s = 47.728 \frac{1}{m} \cdot kN$$

MONONOBE OKABE

$$\theta Mo := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 19.799 \text{ deg}$$

$$KAE := \frac{(\cos(\phi_r - \theta Mo - \beta))^2}{\cos(\theta Mo) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta Mo)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta) \cdot \sin(\phi_r - \theta Mo - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta Mo) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

$$KAE = [0.576]$$

FUERZAS DEL EMPUJE DE SUELO POR SISMO:

$$PAE := \gamma_r \cdot HT^2 \cdot \frac{KAE}{2} = [59.703] \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPAE := PAE \cdot \frac{HT}{3} = [71.643] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$PIR := kh \cdot (Wb + Wt + Wsr) = 35.597 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPIR := PIR \cdot \frac{HT}{2} = 64.074 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$



COMBINACIÓN DE CARGAS

$$100\% PAE + 50\% PIR = [77.501] \frac{1}{m} \cdot kN \quad \text{<--- COMBINACIÓN DE CARGAS A USAR}$$

$$100\% PIR + 50\% PAE = [65.448] \frac{1}{m} \cdot kN$$

2. FACTORES DE MAYORACIÓN DE CARGAS:

NOMBRE DE CARGAS		FACTOR Resistencia 1	FACTOR Evento extremo 1
<i>Wb</i>	Peso propio brazo	$fb1 := 0.9$	$fb2 := 0.9$
<i>Wd</i>	Peso propio dedo	$fd1 := 0.9$	$fd2 := 0.9$
<i>Wt</i>	Peso propio talón	$ft1 := 0.9$	$ft2 := 0.9$
<i>Wdt</i>	Peso propio dentellón	$fdt1 := 0.9$	$fdt2 := 0.9$
<i>Wsr</i>	Peso suelo de relleno	$fsr1 := 1$	$fsr2 := 1$
<i>Wss</i>	Peso suelo de soporte	$fss1 := 1$	$fss2 := 1$
<i>Ea</i>	Empuje activo	$fEa := 1.5$	-
<i>Ep</i>	Empuje pasivo	$fEp1 := 0.9$	$fEp2 := 0.9$
<i>F</i>	Fricción	$fF1 := 1$	$fF2 := 1$
<i>SWb</i>	Empuje brazo por sismo	-	$fSWb := 1$
<i>PAE</i>	Fuerza sísmica del relleno	-	$fPAE := 1$
<i>PIR</i>	Fuerza inercial producto de la aceleración del relleno reforzado	-	$fPIR := 1$
<i>Wp</i>	Superestructura de acero	$fWp1 := 1.25$	$fWp2 := 1.25$

3. CHEQUEOS DE ESTABILIDAD:

VUELCO:

Resistencia 1:

$$Mestabilizantes1 := fb1 \cdot MWb + fd1 \cdot MWd + ft1 \cdot MWt + fdt1 \cdot MWdt + fsr1 \cdot MWsr - fEp1 \cdot MEp - fWp1 \cdot MWp$$

$$Mestabilizantes1 = 117.743 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$



$$M_{desestabilizantes1} := fEa \cdot MEa = 57.853 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$FSVR1 := \frac{M_{estabilizantes1}}{M_{desestabilizantes1}} = 2 \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

Evento extremo 1:

$$M_{estabilizantes2} := (fb2) \cdot MWb + fd2 \cdot MWd + ft2 \cdot MWt + fdt2 \cdot MWdt + fsr2 \cdot MWsr - fEp1 \cdot MEp - fWp2 \cdot MWp$$

$$M_{estabilizantes2} = 117.743 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$M_{desestabilizantes2} := fPAE \cdot MPAE + fPIR \cdot MPIR \cdot 0.5 = [103.68] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$FSVE1 := \frac{M_{estabilizantes2}}{M_{desestabilizantes2}} = [1.1] \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

DESLIZAMIENTO:

Resistencia 1:

$$F_{estabilizantes1} := fF1 \cdot F + fEp1 \cdot Ep = 87.141 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$F_{desestabilizantes1} := fEa \cdot Ea = 48.211 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$FSDR1 := \frac{F_{estabilizantes1}}{F_{desestabilizantes1}} = 1.8 \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

Evento extremo 1:

$$F_{estabilizantes2} := fF2 \cdot F + fEp2 \cdot Ep = 87.141 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$F_{desestabilizantes2} := fPAE \cdot PAE + fPIR \cdot PIR \cdot 0.5 = [77.501] \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$FSDR1 := \frac{F_{estabilizantes2}}{F_{desestabilizantes2}} = [1.1] \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

4. CAPACIDAD PORTANTE:

Resistencia 1:

$$Momentos1 := MWb + MWd + MWt + MWdt + MWsr - MEp - MEa + MWp = 104.722 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$Resultante1 := Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp = 119.32 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$brazo1 := \frac{Momentos1}{Resultante1} = 0.878 \text{ m}$$

$$e1 := B \cdot 0.5 - brazo1 = 0.322 \text{ m}$$



$$\mathbf{R1:} \quad \text{Esfuerzo1} := \frac{\text{Resultante1}}{(B) - 2 \cdot e1} = 67.976 \text{ kPa} \quad < \sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$$

OK- CHEQUEA

Evento extremo 1:

$$\text{Momentos2} := -MWd - MWdt - MWb - MWt - MWp + MEp + MPAE + MPIR \cdot 0.5 = [60.613] \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Resultante2} := Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp = 119.32 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$\text{brazo2} := \frac{\text{Momentos2}}{\text{Resultante2}} = [0.508] \text{ m}$$

$$e2 := (B) \cdot .5 - \text{brazo2} = [0.692] \text{ m}$$

$$\mathbf{EE1:} \quad \text{Esfuerzo2} := \frac{\text{Resultante2}}{(B) - 2 \cdot e2} = [117.444] \text{ kPa} \quad < \sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$$

OK- CHEQUEA

5. DISEÑO DE ELEMENTOS:

BRAZO:

CORTANTE:

$$\phi V_{nb} := 0.17 \cdot 0.75 \cdot \left(\sqrt{f'c} \right) \cdot eb1 \cdot h1 \cdot 1000 = 724.559 \frac{\frac{1}{m^2} \cdot s}{\frac{1}{kg^2}} \cdot \text{kN}$$

$$\mathbf{R1:} \quad V_{ub1} := E_a \cdot f_{Ea} = 48.211 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

OK- CHEQUEA

$$\mathbf{EE1:} \quad V_{ub2} := PAE \cdot 1 + PIR \cdot 0.5 = [77.501] \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

OK- CHEQUEA

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \left(\frac{6 \cdot 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4 \cdot 1.8 \text{ cm}} = 0.0015835 \frac{1}{m} \cdot \text{m}^2$$

$$\phi M_{nb} := 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot .85 \cdot f'c} \right) = 62.069 \text{ kN}$$

$$PAE_b := (\gamma_r \cdot h1^2 \cdot KAE) \cdot 0.5 = [38.742] \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$MPAE_b := PAE_b \cdot \frac{h1}{3} = [37.451] \text{ kN}$$



$$PIRb := kh \cdot (Wb + Wsr) = 31.45 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPIRb := PIRb \cdot \left(\frac{h1}{2}\right) = 45.602 kN$$

R1: $Mub1 := MEa = 38.569 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$

OK- CHEQUEA

EE1: $Mub2 := MPIRb \cdot 0.5 + MPAEb = [60.252] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$

OK- CHEQUEA

DEDO:

CORTANTE:

$$\phi Vnd := .17 \cdot .75 \cdot \sqrt{f'c} \cdot ld \cdot ed \cdot 1000 = 199.878 \frac{m^2 \cdot s}{kg^2} \cdot kN$$

R1: $Vud1 := Esfuerzo1 \cdot ld - Wd \cdot 1.25 = 44.781 \frac{1}{m} \cdot kN$

OK- CHEQUEA

EE1: $Vud2 := Esfuerzo2 \cdot ld - Wd \cdot 1 = [86.275] \frac{1}{m} \cdot kN$

OK- CHEQUEA

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 m$$

$$As := \frac{\pi \cdot \left(\frac{6 \cdot 2.54 cm}{8}\right)^2}{4 \cdot 30 cm} = 0.00095 \frac{1}{m} \cdot m^2$$

$$\phi Mnd := .9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot fy}{2 \cdot .85 \cdot f'c}\right) = 39.583 kN$$

R1: $Mud1 := Esfuerzo1 \cdot ld^2 \cdot 0.5 - Wd \cdot ld \cdot .5 \cdot 1.25$

$$Mud1 = 17.912 \frac{1}{m} kN \cdot m$$

OK- CHEQUEA

EE1: $Mud2 := Esfuerzo2 \cdot (ld)^2 \cdot .5 - Wd \cdot ld \cdot .5 \cdot 1.25$

$$Mud2 = [33.742] \frac{1}{m} kN \cdot m$$

OK- CHEQUEA

TALÓN:

CORTANTE:

$$\phi Vnd := .17 \cdot .75 \cdot \sqrt{f'c} \cdot lt \cdot et \cdot 1000 = 299.818 \frac{m^2 \cdot s}{kg^2} \cdot kN$$



$$ce1 := lt - 2 \cdot e1 = 0.555 \text{ m}$$

$$ce2 := (lt) - 2 \cdot e2 = [-0.184] \text{ m}$$

R1: $Vud1 := -Esfuerzo1 \cdot ce1 + Wt \cdot 1.25 + Wsr \cdot 1.35$

$$Vud1 = 51.819 \frac{1}{m} \cdot kN \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

EE1: $Vud2 := -Esfuerzo2 \cdot ce2 + Wt \cdot 1.25 + Wsr \cdot 1.35 = 111.181 \frac{1}{m} \cdot kN$

$$Vud2 = 111.181 \frac{1}{m} \cdot kN \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 \text{ m}$$

$$As := \frac{\pi \cdot \left(\frac{6 \cdot 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4 \cdot 18 \text{ cm}} = 0.0015835 \frac{1}{m} \cdot m^2$$

$$\phi Mnd := 0.9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot fy}{2 \cdot .85 \cdot f'c} \right) = 62.069 \text{ kN}$$

$$Mud1 := -Esfuerzo1 \cdot ce1^2 \cdot 0.5 + Wt \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.25 + Wsr \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.35$$

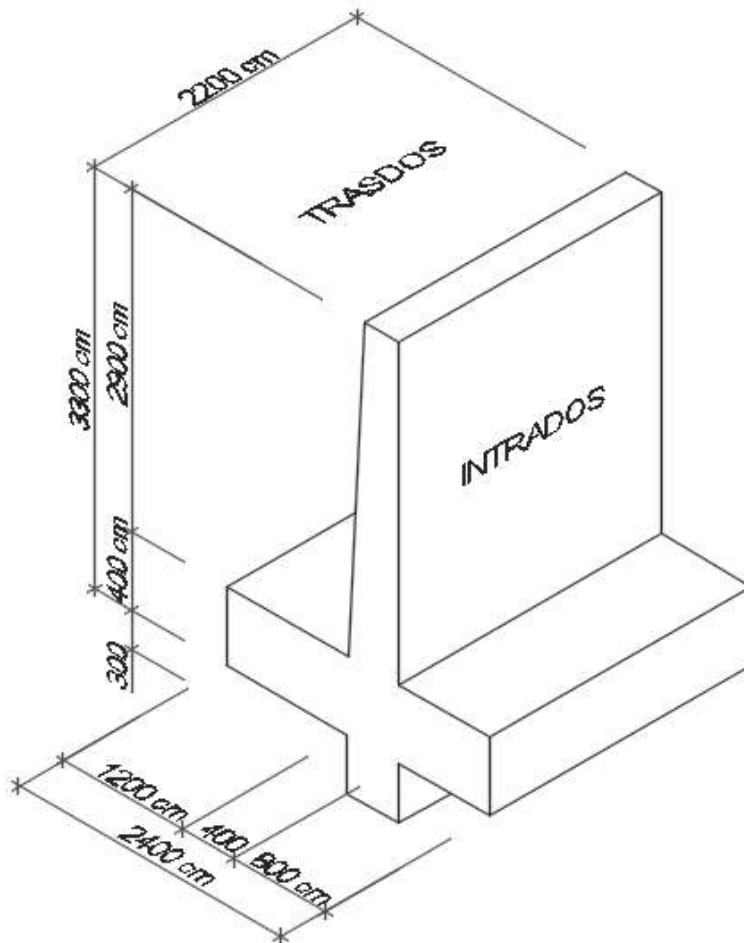
$$Mud1 = 43.26 \frac{1}{m} \text{ kN} \cdot m \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

EE1: $Mud2 := -Esfuerzo2 \cdot (ce2)^2 \cdot .5 + Wt \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.25 + Wsr \cdot lt \cdot 0.5 \cdot 1.35$

$$Mud2 = 51.752 \frac{1}{m} \text{ kN} \cdot m \quad \text{OK- CHEQUEA}$$



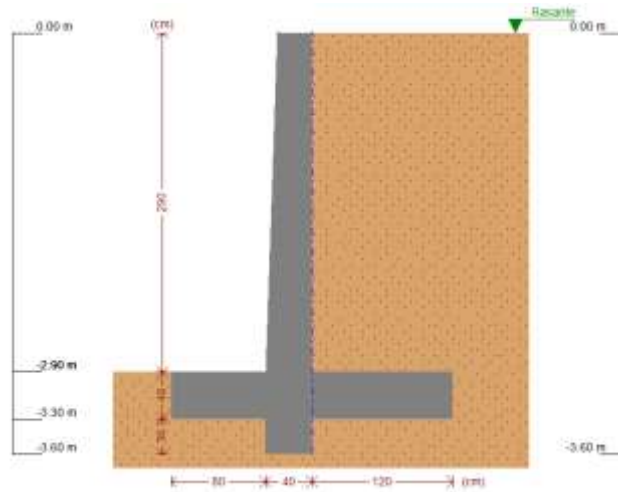
Ilustración 46 Vista isométrica del estribo A.



Fuente: Elaboración propia

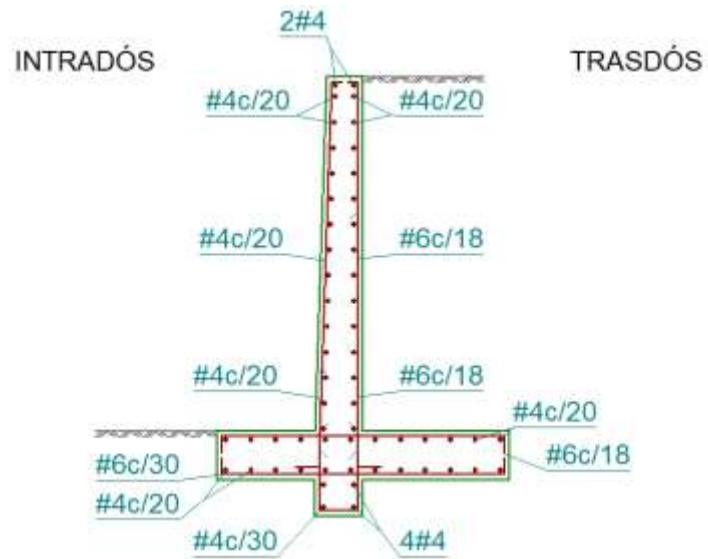


Ilustración 47. Perfil del estribo A



Fuente: Elaboración propia

Ilustración 48. Vista de aceros del estribo A



Fuente: Elaboración propia



6.3.5. DISEÑO DE ESTRIBO B

SUELO RELLENO:

$$\gamma_r := 16 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi_r := 33^\circ$$

SUELO SOPORTE:

$$\gamma_s := 16 \frac{kN}{m^3}$$

$$\phi_s := 33^\circ$$

Peso unitario (estudio de suelos)

Ángulo de fricción del suelo

Para obtener el ángulo de fricción del suelo se usan correlaciones dadas por la siguiente tabla:

Tabla 11.3 Resumen de datos sobre ángulos de fricción para su utilización en anteproyectos

Clasificación	Ángulos de fricción							
	Ángulo de talud natural		Para la resistencia residual		Para la resistencia máxima			
	β (°)	Talud (vert. a hor.)	ϕ_{res} (°)	i_g ϕ_{ev}	Compacidad media	Compacta	$\tan \phi$	
Limo (no plástico)	26	1: 2	26	0.488	28	0.532	30	0.577
a	30	1: 1.75	30	0.577	a	0.625	34	0.675
Arena uniforme fina	26	1: 2	26	0.488	30	0.577	32	0.675
a media	30	1: 1.75	30	0.577	a	0.675	36	0.726
Arena bien graduada	30	1: 1.75	30	0.577	34	0.675	38	0.839
a	34	1: 1.50	34	0.675	40	0.839	46	1.030
Arena y grava	32	1: 1.60	32	0.625	36	0.726	40	0.900
a	36	1: 1.40	36	0.726	42	0.900	48	1.110

Según B.K. Hough, *Basic Soil Engineering*. Copyright © 1957, The Ronald Press Company, Nueva York.

Lambe. pag. 163

$$k_{ar} := 0.31$$

Factor de empuje activo

$$k_{ps} := 3.27$$

Factor de empuje pasivo

Los valores del factor de empuje activo y pasivo se toman de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 13.1 Valores de K_a y K_p para estados de Rankine con esfuerzos geostáticos

ϕ	K_a	K_p
10°	0.703	1.42
15°	0.589	1.70
20°	0.490	2.04
25°	0.406	2.46
30°	0.333	3.00
35°	0.271	3.66
40°	0.217	4.60
45°	0.171	5.83

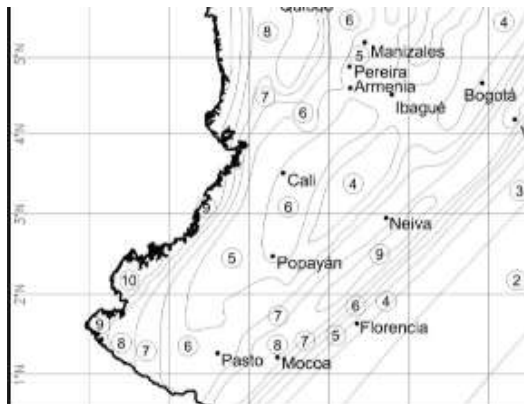
Lambe. pag. 180



$\mu_s := 0.4$ Factor de fricción (Tabla 3.11.5.3-1 CCP-14)
 $\sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$ Esfuerzo admisible (Estudio de suelos)

PARÁMETROS SÍSMICOS:

LUGAR: Popayán-Cajibío (Cauca)
TIPO DE SUELO: D
ZONA SÍSMICA: 6
 $PGA := 0.3$



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
10	0.50
11	0.55

$F_{pga} := 1.2$

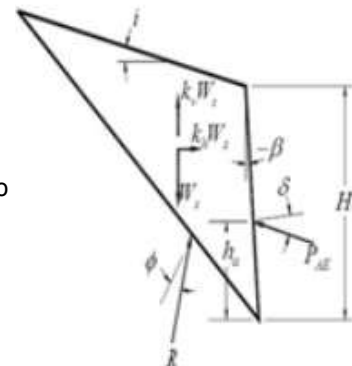
Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{pga} , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos (Véase la Nota 1)				
	$PGA \leq 0.1$	$PGA = 0.2$	$PGA = 0.3$	$PGA = 0.4$	$PGA \geq 0.5$
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

$kh := PGA \cdot F_{pga} = 0.36$

$\delta := 0^\circ$ Ángulo de fricción suelo-concreto
 $\beta := 0^\circ \quad i := 0^\circ$ Ángulo inclinación del brazo y relleno
 $kv := 0$ Coeficiente de aceleración sísmica vertical

"El coeficiente de aceleración sísmica vertical, kv , debe suponerse igual a cero para el cálculo de las presiones laterales del suelo, a menos que el muro esté significativamente afectado por efecto de fuente cercana" 11.6.5.2.1. CCP-14





$$c := 0.285 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{Cohesión}$$

MATERIALES:

$$\gamma_{\text{ccto}} := 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$f'_c := 24 \text{ MPa}$$

$$f_y := 420 \text{ MPa}$$

2. CÁLCULO DE FUERZAS POR METRO LINEAL:

FUERZAS DE PESO PROPIO:

$$W_b := \gamma_{\text{ccto}} \cdot (h_1 + ed) \cdot eb_1 = 19.68 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_b := W_b \cdot (ld + eb_1 \cdot 0.5) = 11.808 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_d := \gamma_{\text{ccto}} \cdot (ld) \cdot ed = 3.36 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_d := W_d \cdot ld \cdot 0.5 = 0.672 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_t := \gamma_{\text{ccto}} \cdot lt \cdot ed = 8.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_t := W_t \cdot (ld + eb_1 + lt \cdot 0.5) = 11.687 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{dt} := \gamma_{\text{ccto}} \cdot h_2 \cdot eb_1 = 2.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

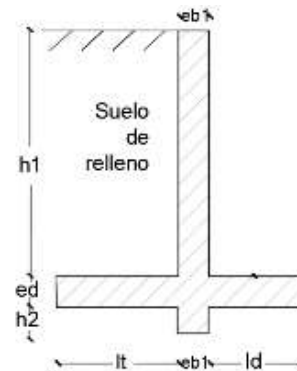
$$MW_{dt} := W_{dt} \cdot (ld + eb_1 \cdot .5) = 1.728 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{sr} := \gamma_r \cdot (h_1 \cdot lt) = 28.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_{sr} := W_{sr} \cdot (ld + eb_1 + lt \cdot .5) = 37.842 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$W_p := (W_{em} + W_{mad}) = 9.88 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$MW_p := W_p \cdot (ld + eb_1 \cdot 0.5) = 5.928 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m}$$





EMPUJES DE SUELO:

$$Ea := \frac{\gamma_r \cdot (HT)^2 \cdot kar}{2} = 13.696 \frac{kN}{m}$$

$$MEa := Ea \cdot \left(\frac{HT}{3} \right) = 10.728 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$Ep := \left(\frac{(\gamma_s) \cdot (h2)^2 \cdot \phi_s}{2} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{\phi_s} \cdot h2 \cdot 10 \frac{m}{s^2} \right) \cdot kps = 43.793 \frac{kN}{m}$$

$$MEp := Ep \cdot \left(ed + \left(h2 - \left(\left(h2 \cdot 0.5 + \frac{h2}{3} \right) \cdot 0.5 \right) \right) \right) = 22.991 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

FRICCIÓN:

$$F := (Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp) \cdot \mu_s = 29.272 \frac{1}{m} \cdot kN$$

MONONOBE OKABE

$$\theta Mo := \text{atan} \left(\frac{kh}{1 - kv} \right) = 19.799 \text{ deg}$$

$$KAE := \frac{(\cos(\phi_r - \theta Mo - \beta))^2}{\cos(\theta Mo) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\beta) \cdot \cos(\delta + \beta + \theta Mo)} \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_r + \delta) \cdot \sin(\phi_r - \theta Mo - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta Mo) \cdot \cos(i - \beta)}} \right]^{-2}$$

$$KAE = [0.576]$$

FUERZAS DEL EMPUJE DE SUELO POR SISMO:

$$PAE := \gamma_r \cdot HT^2 \cdot \frac{KAE}{2} = [25.44] \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPAE := PAE \cdot \frac{HT}{3} = [19.928] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$PIR := kh \cdot (Wb + Wt + Wsr) = 20.542 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPIR := PIR \cdot \frac{HT}{2} = 24.136 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$



COMBINACIÓN DE CARGAS

$$100\% PAE + 50\% PIR = [35.711] \frac{1}{m} \cdot kN \quad <--- \text{COMBINACIÓN DE CARGAS A USAR}$$

$$100\% PIR + 50\% PAE = [33.262] \frac{1}{m} \cdot kN$$

2. FACTORES DE MAYORACIÓN DE CARGAS:

NOMBRE DE CARGAS		FACTOR Resistencia 1	FACTOR Evento extremo 1
<i>Wb</i>	Peso propio brazo	$fb1 := 0.9$	$fb2 := 0.9$
<i>Wd</i>	Peso propio dedo	$fd1 := 0.9$	$fd2 := 0.9$
<i>Wt</i>	Peso propio talón	$ft1 := 0.9$	$ft2 := 0.9$
<i>Wdt</i>	Peso propio dentellón	$fdt1 := 0.9$	$fdt2 := 0.9$
<i>Wsr</i>	Peso suelo de relleno	$fsr1 := 1$	$fsr2 := 1$
<i>Wss</i>	Peso suelo de soporte	$fss1 := 1$	$fss2 := 1$
<i>Ea</i>	Empuje activo	$fEa := 1.5$	-
<i>Ep</i>	Empuje pasivo	$fEp1 := 0.9$	$fEp2 := 0.9$
<i>F</i>	Fricción	$fF1 := 1$	$fF2 := 1$
<i>SWb</i>	Empuje brazo por sismo	-	$fSWb := 1$
<i>PAE</i>	Fuerza sísmica del relleno	-	$fPAE := 1$
<i>PIR</i>	Fuerza inercial producto de la aceleración del relleno reforzado	-	$fPIR := 1$
<i>Wp</i>	Superestructura de acero	$fWp1 := 1.25$	$fWp2 := 1.25$

3. CHEQUEOS DE ESTABILIDAD:

VUELCO:

Resistencia 1:

$$Mestabilizantes1 := fb1 \cdot MWb + fd1 \cdot MWd + ft1 \cdot MWt + fdt1 \cdot MWdt + fsr1 \cdot MWsr - fEp1 \cdot MEp - fWp1 \cdot MWp$$

$$Mestabilizantes1 = 33.045 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$



$$M_{desestabilizantes1} := f_{Ea} \cdot MEa = 16.093 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$FSVR1 := \frac{M_{estabilizantes1}}{M_{desestabilizantes1}} = 2.1 \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

Evento extremo 1:

$$M_{estabilizantes2} := (fb2) \cdot MWb + fd2 \cdot MWd + ft2 \cdot MWt + fdt2 \cdot MWdt + fsr2 \cdot MWsr - fEp1 \cdot MEp - fWp2 \cdot MWp$$

$$M_{estabilizantes2} = 33.045 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$M_{desestabilizantes2} := f_{PAE} \cdot MPAE + f_{PIR} \cdot MPIR \cdot 0.5 = [31.997] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$FSVE1 := \frac{M_{estabilizantes2}}{M_{desestabilizantes2}} = [1] \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

DESLIZAMIENTO:

Resistencia 1:

$$F_{estabilizantes1} := f_{F1} \cdot F + f_{Ep1} \cdot Ep = 68.685 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$F_{desestabilizantes1} := f_{Ea} \cdot Ea = 20.544 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$FSDR1 := \frac{F_{estabilizantes1}}{F_{desestabilizantes1}} = 3.3 \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

Evento extremo 1:

$$F_{estabilizantes2} := f_{F2} \cdot F + f_{Ep2} \cdot Ep = 68.685 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$F_{desestabilizantes2} := f_{PAE} \cdot PAE + f_{PIR} \cdot PIR \cdot 0.5 = [35.711] \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$FSDR1 := \frac{F_{estabilizantes2}}{F_{desestabilizantes2}} = [1.9] \quad \text{OK- CHEQUEA}$$

4. CAPACIDAD PORTANTE:

Resistencia 1:

$$Momentos1 := MWb + MWd + MWt + MWdt + MWsr - MEp - MEa + MWp = 35.945 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$$

$$Resultante1 := Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp = 73.18 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$brazo1 := \frac{Momentos1}{Resultante1} = 0.491 \text{ m}$$

$$e1 := B \cdot 0.5 - brazo1 = 0.434 \text{ m}$$



$$\mathbf{R1:} \quad \text{Esfuerzo1} := \frac{\text{Resultante1}}{(B) - 2 \cdot e1} = 74.493 \text{ kPa} \quad < \sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$$

OK- CHEQUEA

Evento extremo 1:

$$\text{Momentos2} := -MWd - MWdt - MWb - MWt - MWp + MEp + MPAE + MPIR \cdot 0.5 = [23.165] \frac{1}{m} \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Resultante2} := Wb + Wd + Wt + Wdt + Wsr + Wp = 73.18 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$\text{brazo2} := \frac{\text{Momentos2}}{\text{Resultante2}} = [0.317] \text{ m}$$

$$e2 := (B) \cdot .5 - \text{brazo2} = [0.608] \text{ m}$$

$$\mathbf{EE1:} \quad \text{Esfuerzo2} := \frac{\text{Resultante2}}{(B) - 2 \cdot e2} = [115.59] \text{ kPa} \quad < \sigma_{adm} := 121.5 \text{ kPa}$$

OK- CHEQUEA

5. DISEÑO DE ELEMENTOS:

BRAZO:

CORTANTE:

$$\phi V_{nb} := 0.17 \cdot 0.75 \cdot (\sqrt{f'c}) \cdot eb1 \cdot h1 \cdot 1000 = 424.742 \frac{\text{m}^2 \cdot \text{s}}{\text{kg}^{\frac{1}{2}}} \cdot \text{kN}$$

$$\mathbf{R1:} \quad V_{ub1} := E_a \cdot f_{Ea} = 20.544 \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

OK- CHEQUEA

$$\mathbf{EE1:} \quad V_{ub2} := PAE \cdot 1 + PIR \cdot 0.5 = [35.711] \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

OK- CHEQUEA

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 \text{ m}$$

$$A_s := \frac{\pi \cdot \left(\frac{6 \cdot 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4 \cdot 20 \text{ cm}} = 0.0014251 \frac{1}{m} \cdot \text{m}^2$$

$$\phi M_{nb} := 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{2 \cdot .85 \cdot f'c} \right) = 56.74 \text{ kN}$$

$$PAE_b := (\gamma_r \cdot h1^2 \cdot KAE) \cdot 0.5 = [13.313] \frac{1}{m} \cdot \text{kN}$$

$$MPAE_b := PAE_b \cdot \frac{h1}{3} = [7.544] \text{ kN}$$



$$PIRb := kh \cdot (Wb + Wsr) = 17.366 \frac{1}{m} \cdot kN$$

$$MPIRb := PIRb \cdot \left(\frac{h1}{2}\right) = 14.761 kN$$

R1: $Mub1 := MEa = 10.728 \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$

OK- CHEQUEA

EE1: $Mub2 := MPIRb \cdot 0.5 + MPAEb = [14.925] \frac{1}{m} \cdot kN \cdot m$

OK- CHEQUEA

DEDO:

CORTANTE:

$$\phi Vnd := .17 \cdot .75 \cdot \sqrt{f'c} \cdot ld \cdot ed \cdot 1000 = 87.447 \frac{\frac{1}{m^2} \cdot s}{kg^{\frac{1}{2}}} \cdot kN$$

R1: $Vud1 := Esfuerzo1 \cdot ld - Wd \cdot 1.25 = 25.597 \frac{1}{m} \cdot kN$

OK- CHEQUEA

EE1: $Vud2 := Esfuerzo2 \cdot ld - Wd \cdot 1 = [42.876] \frac{1}{m} \cdot kN$

OK- CHEQUEA

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 m$$

$$As := \frac{\pi \cdot \left(\frac{5 \cdot 2.54 cm}{8}\right)^2}{4 \cdot 20 cm} = 0.00099 \frac{1}{m} \cdot m^2$$

$$\phi Mnd := .9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot fy}{2 \cdot .85 \cdot f'c}\right) = 41.08 kN$$

R1: $Mud1 := Esfuerzo1 \cdot ld^2 \cdot 0.5 - Wd \cdot ld \cdot .5 \cdot 1.25$

$$Mud1 = 5.119 \frac{1}{m} kN \cdot m$$

OK- CHEQUEA

EE1: $Mud2 := Esfuerzo2 \cdot (ld)^2 \cdot .5 - Wd \cdot ld \cdot .5 \cdot 1.25$

$$Mud2 = [8.407] \frac{1}{m} kN \cdot m$$

OK- CHEQUEA

TALÓN:

CORTANTE:

$$\phi Vnd := .17 \cdot .75 \cdot \sqrt{f'c} \cdot lt \cdot et \cdot 1000 = 229.548 \frac{\frac{1}{m^2} \cdot s}{kg^{\frac{1}{2}}} \cdot kN$$



$$ce1 := lt - 2 \cdot e1 = 0.182 \text{ m}$$

$$ce2 := (lt) - 2 \cdot e2 = [-0.167] \text{ m}$$

$$\mathbf{R1:} \quad Vud1 := -Esfuerzo1 \cdot ce1 + Wt \cdot 1.25 + Wsr \cdot 1.35$$

$$Vud1 = 35.995 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \mathbf{OK- CHEQUEA}$$

$$\mathbf{EE1:} \quad Vud2 := -Esfuerzo2 \cdot ce2 + Wt \cdot 1.25 + Wsr \cdot 1.35 = 68.873 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN}$$

$$Vud2 = 68.873 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{kN} \quad \mathbf{OK- CHEQUEA}$$

FLEXIÓN:

$$d := 0.12 \text{ m}$$

$$As := \frac{\pi \cdot \left(\frac{5 \cdot 2.54 \text{ cm}}{8} \right)^2}{4 \cdot 20 \text{ cm}} = 0.0009897 \frac{1}{\text{m}} \cdot \text{m}^2$$

$$\phi Mnd := 0.9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{As \cdot fy}{2 \cdot .85 \cdot f'c} \right) = 41.08 \text{ kN}$$

$$Mud1 := -Esfuerzo1 \cdot ce1^2 \cdot 0.5 + Wt \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.25 + Wsr \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.35$$

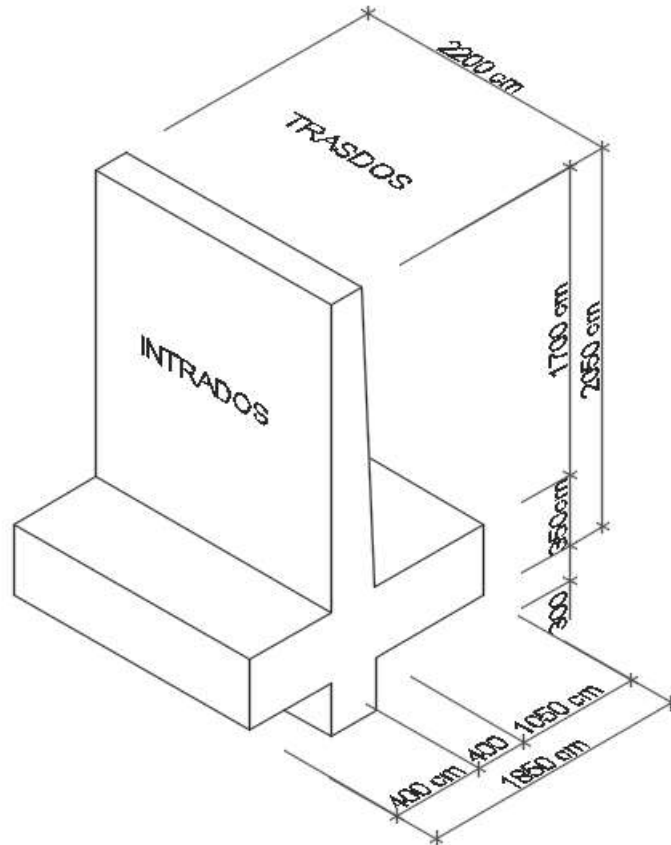
$$Mud1 = 24.791 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{OK- CHEQUEA}$$

$$\mathbf{EE1:} \quad Mud2 := -Esfuerzo2 \cdot (ce2)^2 \cdot .5 + Wt \cdot lt \cdot .5 \cdot 1.25 + Wsr \cdot lt \cdot 0.5 \cdot 1.35$$

$$Mud2 = 24.42 \frac{1}{\text{m}} \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \mathbf{OK- CHEQUEA}$$



Ilustración 49. Vista isométrica del estribo B



Fuente: Elaboración propia



6.3.6. CHEQUEO DE ASENTAMIENTOS

El chequeo de los asentamientos se muestra para cada estribo a continuación.

6.3.6.1. ASENTAMIENTOS ESTRIBO B

- **Asentamiento por consolidación primaria:**

El asentamiento por consolidación primaria se calcula según la ecuación siguiente, obtenida de Hojas de fórmulas y ábacos. Cálculo y diseño cimentaciones superficiales. Cruz L. P.25.

$$\delta p = \frac{H}{1 + e_0} * \Delta e$$

Para realizar el Bulbo de presiones D_b puede asumirse como 2B (Introducción a la ingeniería de cimentaciones (Diseño geométrico y estructural). ec. 5.24. Cruz, L)

Por lo tanto se asume $D_b=4$ m

El suelo se asume como normalmente consolidado.

$$OCR = \frac{\sigma_{preconsolidación}}{\sigma_{actual}} = 1 \rightarrow \text{Suelo NORMALMENTE CONSOLIDADO}$$

Cc: índice de compresibilidad, se obtiene de la tabla siguiente:



RELACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES DE COMPRESIBILIDAD Y DE EXPANSIÓN CON LOS LÍMITES DE CONSISTENCIA

Suelo	Límite Líquido	Límite Plástico	Índice de compresión C_c	Índice de expansión C_s
Arcilla azul de Boston	41	20	0.35	0.07
Arcilla de Chicago	60	20	0.4	0.07
Arcilla de Fuerte de Gordon, Georgia	51	26	0.12	---
Arcilla de New Orleans	80	25	0.3	0.05
Arcilla de Montana	60	28	0.21	0.05

(Tomado de "Fundamentos de Ingeniería Geotécnica" de Braja M. Das)

Principios básicos de mecánica de suelos. Polanco, Margarita. Pág. 363

$$C_c = 0.12$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 16 \text{ kN}$$

$$D_f = 0$$

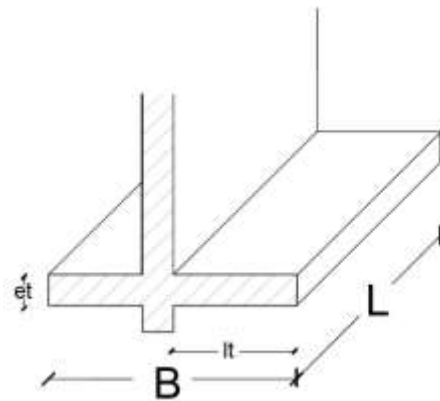
$$B = 2 \text{ m}$$

$$L = 2.2 \text{ m}$$

$$e = 0.3 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e = 1.4 \text{ m}$$

$$\text{Peso} = 61.37 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Chequeo excentricidad



El chequeo de excentricidad se hace teniendo en cuenta que dicha excentricidad no debe sobrepasar $B/6$. Como $B/6 > eb$, el chequeo por excentricidad cumple.

Tabla 9. Excentricidad

Excentricidad	
ΣM	35.95
RESULT	73.18
Br	0.49
B	2.00
eb	0.43
B/6	0.33
B'	1.20

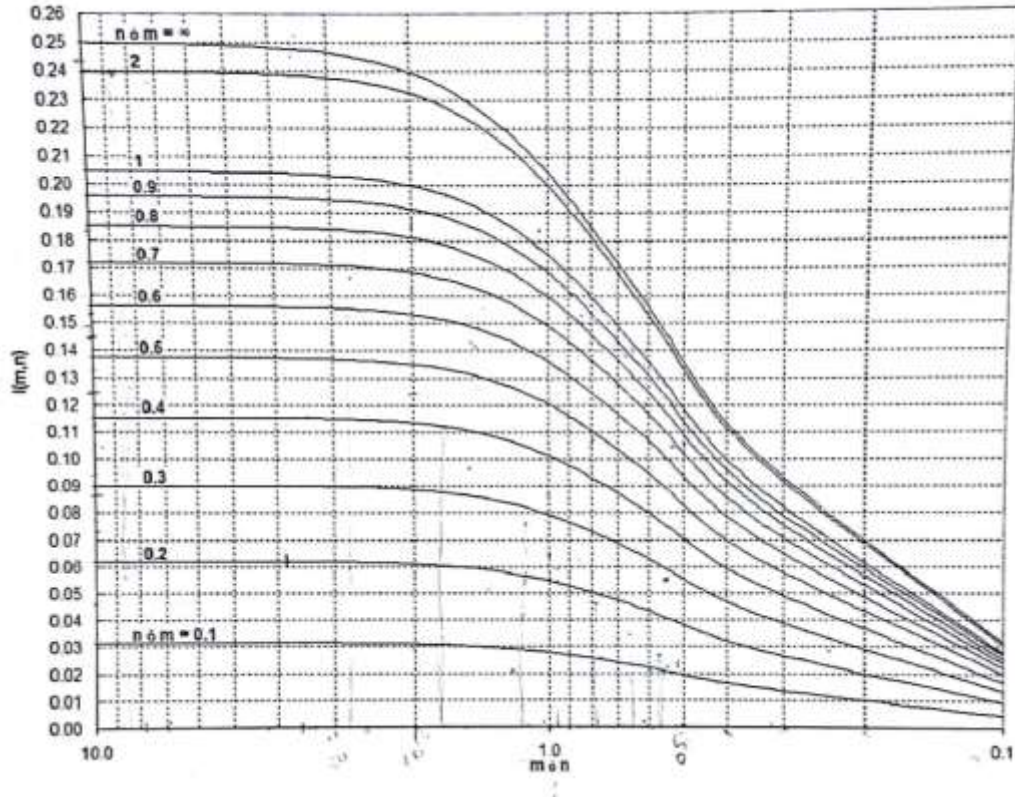
Fuente: Elaboración propia

$$q_{\text{contacto}} = \frac{\text{Peso}}{B'} = 43.84 \text{ kN/m}^2$$

El valor I se obtiene mediante la **ilustración 24**, Cruz L.



Ilustración24. Distribución de esfuerzos en el terreno debido a carga rectangular



Fuente: Cruz, 2006

$$\Delta\sigma_z = I * 4 * q_{\text{contacto}}$$

$$m = B/\Delta z$$

$$n = L/\Delta z$$

$$\sigma_o = Dz * \gamma$$

$$\Delta e = Cc * \log\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma_z}{\sigma_o}\right)$$

w=49.7%



$$\rho_{suelo} = 1.6 \text{ g/cm}^3$$

$$G_s = \frac{\rho_{suelo}}{\rho_{H_2O}} = 1.6$$

$$e_o = w * G_s = 0.8$$

$$\delta p = \frac{H}{1 + e_o} * \Delta e = 0.085 \text{ m}$$

- **Asentamiento por consolidación secundaria:**

El asentamiento por consolidación secundaria se calcula según lo indica la siguiente ecuación. Hojas de fórmulas y ábacos. Cálculo y diseño cimentaciones superficiales. Cruz L. P.26

$$\delta_s = H C_\alpha \log\left(\frac{t_{100} + \Delta t}{t_{100}}\right)$$

Para obtener el valor de C_α se usa una correlación expresada en la tabla 16



Tabla 10. Coeficiente C_α

Los valores de C_α tienen los siguientes límites aproximados:

Arcillas Preconsolidadas: $C_\alpha = < 0.005$

Arcillas Normalmente Consolidadas: $C_\alpha = 0.005 - 0.05$

Suelos Orgánicos: $C_\alpha = 0.05 - 0.5$

Principios básicos de mecánica de suelos. Polanco, Margarita. Pág. 369

$$C_\alpha = 0.005$$

$$t_{100} = \frac{HD^2}{C_v * 86400 * 365}$$

$$HD = 2B' + Df$$

Para obtener el valor del coeficiente de consolidación C_v ,

LL=49.9%

Tabla 27.1 Valores típicos del coeficiente^a de consolidación c_v

Límite líquido	Límite inferior en la recompresión	Compresión virgen inalterada	Límite superior, remoldeada
30	3.5×10^{-2}	5×10^{-3}	1.2×10^{-3}
60	3.5×10^{-3}	1×10^{-3}	3×10^{-4}
100	4×10^{-4}	2×10^{-4}	1×10^{-4}

FUENTE: U.S. Navy, 1962

^a c_v en cm^2/seg .

Lambe y Whitman - . Pág. 435



$$Cv = 2.41 \times 10^{-3}$$

$$\delta_s = H C_\alpha \log\left(\frac{t_{100} + \Delta t}{t_{100}}\right) = 0.106 \text{ m}$$

Tanto el cálculo de la consolidación primaria como de la consolidación secundaria, se consignan en la siguiente tabla.

Tabla 11. Asentamiento primario y secundario estribo B

Asentamiento primario y secundario												
División	Δ (m)	Δz (m)	Dz (m)	σ_o (KN/m ²)	m (B/ Δz)	n (L/ Δz)	l (m,n)	$\Delta\sigma_z$ (KN/m ²)	Δe (m)	δp (m)	δs (m)	δT (m)
1	1	0.5	0.5	8	2.40	2.00	0.24	58.54	0.110	0.061	0.027	0.213
2	1	1.5	1.5	24	0.80	0.67	0.145	35.37	0.047	0.026	0.027	
3	1	2.5	2.5	40	0.48	0.40	0.08	19.51	0.021	0.012	0.027	
4	1	3.5	3.5	56	0.34	0.29	0.045	10.98	0.009	0.005	0.027	
									δ (m)	0.104	0.108	

Fuente: Ilustración propia

En la tabla se observa que el Asentamiento total (δT) es 0.192, este asentamiento es <0.30 m por lo tanto el estribo B chequea por asentamiento.

6.3.6.2. ASENTAMIENTO ESTRIBO A

- Asentamiento por consolidación primaria

El chequeo de excentricidad se hace teniendo en cuenta que dicha excentricidad no debe sobrepasar B/6. Como B/6 > eb, el chequeo por excentricidad cumple.



Para realizar el Bulbo de presiones, la profundidad del bulbo (D_b) puede asumirse como $2B$ (Introducción a la ingeniería de cimentaciones (Diseño geométrico y estructural). ec. 5.24. Cruz, L)

Por lo tanto se asume $D_b=4.4$ m

Chequeo excentricidad

Tabla 12. Excentricidad estribo A

Exentricidad	
ΣM	104.72
RESULT	119.32
Br	0.88
B	2.20
eb	0.32
B/6	0.04
B'	1.56

Fuente: Elaboración propia

$$B=2.2 \text{ m}$$

$$L =2.2 \text{ m}$$

$$e = 0.322 \text{ m}$$

$$Peso = 119.32 \frac{kN}{m}$$

De la misma manera que para el estribo B

$$q_{contacto} = \frac{Peso}{B'} = 76.68 \text{ kN/m}^2$$



Los parámetros siguientes son iguales tanto para el estribo B, como para el estribo

A.

$$Cc = 0.12$$

$$\gamma_{suelo} = 16kN$$

$$Df = 0$$

$$w=49.7\%$$

$$\rho_{suelo}=1.6 \text{ g/cm}^3$$

$$Gs = \frac{\rho_{suelo}}{\rho_{H2O}} = 1.6$$

$$eo = w * Gs=0.8$$

Para el cálculo se usaron las ecuaciones:

$$\Delta\sigma_z = I * 4 * q_{contacto}$$

$$m = B/\Delta z$$

$$n = L/\Delta z$$

$$\sigma_o = Dz * \gamma$$

$$\Delta e = Cc * \log\left(\frac{\sigma_o + \Delta\sigma_z}{\sigma_o}\right)$$

$$\delta p = 0.108 m$$



$$\delta p = \frac{H}{1 + e_0} * \Delta e = 0.108 \text{ m}$$

- **Asentamiento por consolidación secundaria**

De la misma forma que para el estribo B, los coeficientes C_α y C_v se tienen en cuenta para el estribo A.

$$C_\alpha = 0.005$$

$$C_v = 2.41 \times 10^{-3}$$

Se usan para el cálculo las siguientes expresiones:

$$t_{100} = \frac{HD^2}{C_v * 86400 * 365}$$

$$HD = 2B' + Df$$

$$\delta_s = H C_\alpha \log\left(\frac{t_{100} + \Delta t}{t_{100}}\right) = 0.115 \text{ m}$$

Tanto el cálculo de la consolidación primaria como de la consolidación secundaria, se consignan en la siguiente tabla.



Tabla 13. Asentamiento primario y secundario. Estribo A

Asentamiento primario y secundario												
División	Δ (m)	Δz (m)	Dz (m)	σ_o (KN/m ²)	m (B/ Δz)	n (L/ Δz)	l (m,n)	$\Delta\sigma z$ (KN/m ²)	Δe (m)	δp (m)	δs (m)	δT (m)
1	1	0.5	0.5	8	3.11	2.00	0.237	72.70	0.120	0.067	0.026	0.232
2	1	1.5	1.5	24	1.04	0.67	0.145	44.48	0.055	0.030	0.026	
3	1	2.5	2.5	40	0.62	0.40	0.08	24.54	0.025	0.014	0.026	
4	1	3.5	3.5	56	0.44	0.29	0.047	14.42	0.012	0.007	0.026	
5	0.4	4.2	4.2	67.2	0.37	0.24	0.035	10.74	0.008	0.002	0.010	
									δ (m)	0.118	0.114	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla se observa que el Asentamiento total (δT) es 0.232 m, este asentamiento es <0.30 m por lo tanto el estribo A chequea por asentamiento.

6.3.7. CHEQUEO DE LA ESTABILIDAD GLOBAL

Para evaluar la estabilidad global según la norma Colombiana de diseño de puentes CCP-14, se debe utilizar el método de análisis basado en el equilibrio límite, para lo cual recomienda utilizar el método de Bishop, Juanbu o de Spencer. Para el cálculo se decidió optar por el método de Bishop.

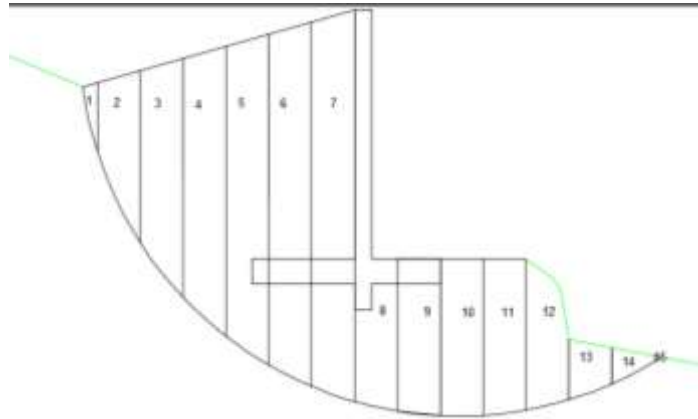
El método de Bishop considera las ecuaciones, tal como sigue:

$$\sum 1 = \sum \frac{(C * b + W * \tan(\phi))}{\cos(\alpha) + \frac{\tan(\phi) * \sin(\alpha)}{F.S.}} \quad \sum 2 = \sum W * \sin(\alpha) \quad F.S. = \frac{\sum 1}{\sum 2}$$

- **ESTRIBO A**



Ilustración 52. Diagrama estribo A con dovelas para evaluar estabilidad global



Fuente: Elaboración propia

Datos:

Cohesión (kN/m²)= 28.5

Angulo de fricción de la superficie de falla (ϕ) = 32

$\tan(\phi) = 0.62$

F.S.= 3.70

γ_{suelo} (KN/m³)= 16

γ_{ccto} (KN/m³)= 24



Tabla 14. Cálculos y resultados de la estabilidad global estribo A

DOVELA	β (m)	Vol suelo (m ³)	Vol ccto (m ³)	W (kN/m)	α	Sen (α)	Cos(α)	1	2	F.S.
1	0.17	0.07	0	1.12	82	0.99026807	0.1391731	18.10	1.10910024	3.70
2	0.5	0.71	0	11.36	75	0.96592583	0.25881905	50.60	10.9729174	
3	0.5	1.2	0	19.20	58	0.8480481	0.52991926	38.99	16.2825234	
4	0.5	1.54	0	24.64	47	0.7313537	0.68199836	36.80	18.0205552	
5	0.5	1.75	0.06	29.44	36	0.58778525	0.80901699	35.94	17.3043978	
6	0.5	1.88	0.15	33.68	30	0.5	0.8660254	37.13	16.84	
7	0.5	2.06	0.15	36.56	22	0.37460659	0.92718385	37.45	13.6956171	
8	0.5	0.65	0.79	29.36	16	0.27563736	0.9612617	32.34	8.09271277	
9	0.5	0.75	0.15	15.60	11	0.190809	0.98162718	23.67	2.97662033	
10	0.5	0.91	0	14.56	3	0.05233596	0.99862953	23.18	0.76201152	
11	0.5	0.9	0	14.40	5	0.08715574	0.9961947	23.00	1.2550427	
12	0.5	0.72	0	11.52	11	0.190809	0.98162718	21.16	2.19811963	
13	0.5	0.28	0	4.48	17	0.2923717	0.95630476	16.95	1.30982524	
14	0.5	0.12	0	1.92	26	0.43837115	0.89879405	15.88	0.8416726	
15	0.08	0.028	0	0.45	32	0.52991926	0.8480481	2.73	0.23740383	
								413.93	111.89852	

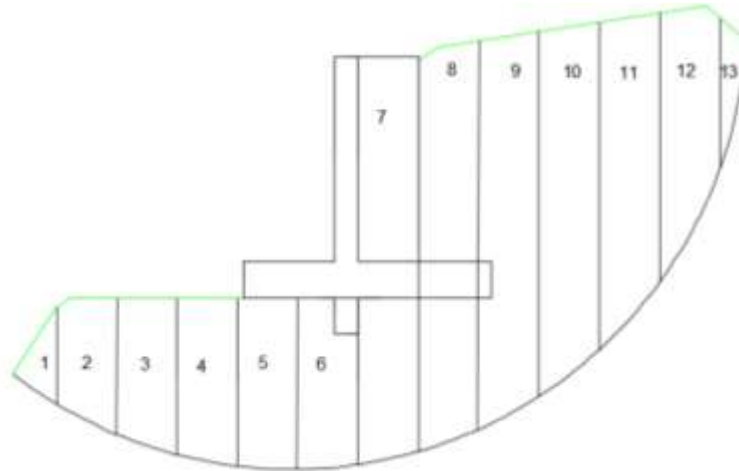
Fuente: Elaboración propia

Se concluye que el Factor de seguridad es de 3.7, por lo cual se puede decir que el estribo A chequea por estabilidad global.

- **ESTRIBO B**



Ilustración 53. Diagrama estribo B con dovelas para evaluar estabilidad global



Fuente: Elaboración propia

DATOS PARA EL CÁLCULO:

Cohesión (kN/m²)= 28.5

Angulo de fricción de la superficie de falla (φ)= 32

$\tan(\varphi) = 0.62$

F.S.= 4.40

γ_{suelo} (KN/m³)= 16

γ_{ccto} (KN/m³)= 24



Tabla 15. Cálculos y resultados de la estabilidad global estribo B

DOVELA	β (m)	Vol suelo (m ³)	Vol ccto (m3)	W (kN/m)	α	ΔLi (m)	Sen (α)	1	2	F.S.
1	0.36	0.14	0	2.24	38	0.44	0.62	13.32	1.38	4.40
2	0.5	0.49	0	7.84	32	0.55	0.53	20.74	4.15	
3	0.5	0.61	0	9.76	23	0.54	0.39	20.85	3.81	
4	0.5	0.67	0	10.72	17	0.51	0.29	20.99	3.13	
5	0.5	0.69	0.14	14.40	7	0.5	0.12	23.02	1.75	
6	0.5	0.7	0.68	27.52	0	0.51	0.00	31.45	0.00	
7	0.5	1.66	0.15	30.16	9	0.51	0.16	32.77	4.72	
8	0.5	1.61	0.15	29.36	16	0.52	0.28	32.58	8.09	
9	0.5	1.57	0.03	25.84	25	0.58	0.42	31.46	10.92	
10	0.5	1.43	0	22.88	33	0.63	0.54	31.16	12.46	
11	0.5	1.23	0	19.68	42	0.75	0.67	31.67	13.17	
12	0.5	0.89	0	14.24	56	1.08	0.83	34.20	11.81	
13	0.22	0.14	0	2.24	71	1.08	0.95	16.68	2.12	
								340.89	77.52	

Fuente: Elaboración propia

Se concluye que el Factor de seguridad es de 4.4, por lo cual se puede decir que el estribo B chequea por estabilidad global.

Nota:

Este cálculo de la estabilidad global para el estribo A como para el estribo B, no considera nivel freático dado que durante la toma de muestra de suelo y hasta la profundidad excavada no se encontró el nivel de aguas. Para un cálculo más exacto es necesario realizar una toma de muestras más profunda.



CONCLUSIONES

- La exploración geotécnica realizada en el presente trabajo constituye una aproximación a las características reales del terreno con un margen de incertidumbre muy alto, y no puede reemplazar el estudio de suelos necesario para poder caracterizar las condiciones reales del suelo en donde se implantara la obra.
- De las tres superestructuras analizadas en el presente estudio se pudo determinar que la más eficiente para las condiciones topográficas existentes y para la luz de diseño que se determinó es del puente con viga metálica en celosía.
- En el trabajo previo investigativo en el que participo la comunidad, se pudo recopilar datos que aportaron de manera significativa al desarrollo del proyecto.
- Para la comunidad que participo en el proyecto, este trabajo constituye un factor de motivación ya que los dota de las herramientas iniciales que les permiten dimensionar el costo que tendría el desarrollo de la obra, y les brinda la información básica con la cual formular un proyecto que les permita la consecución de los recursos necesarios para realizarla.



- El desarrollo de este tipo de proyectos donde se aborda un problema real, permite acercar la academia a la comunidad, y le brinda al estudiante la posibilidad de realizar un aporte significativo para intentar mejorar la calidad de vida de las poblaciones vulnerables, al tiempo que le permite poner en práctica los conocimientos adquiridos durante su etapa de formación.



OBSERVACIONES

- La participación de la comunidad durante la etapa de exploración ayudo en gran medida el desarrollo del trabajo de campo y facilito los trabajos posteriores realizados en la etapa de diseño.
- El levantamiento topográfico realizado con dron no tuvo la suficiente precisión debido a la alta concentración de vegetación alrededor de la cuenca del rio.
- Se observó adicionalmente que no toda la comunidad está abierta a la elaboración de proyectos de este tipo y que existe mucha apatía y resistencia por parte de algunas personas a que se adelante algún tipo de iniciativa en la zona.



RECOMENDACIONES

- Realizar un estudio de suelos completo que permita corroborar los resultados obtenidos en los ensayos realizados en el presente trabajo, y proporcionar datos confiables que permitan optimizar el diseño de la cimentación del puente.
- Facilitar la recepción de proyectos sociales por parte de la universidad y generar un banco de proyectos, para que los alumnos que quieren realizar este tipo de trabajos puedan encontrar una opción, y de esta manera lograr un mayor acercamiento y por ende una mayor visibilidad de la universidad hacia la comunidad.
- Tener en cuenta para este tipo de trabajos una etapa de socialización con la comunidad, previa a la ejecución del proyecto, con el fin de informar a la comunidad, y de que esta pueda expresarse abiertamente sobre la conveniencia e inconveniencia del proyecto.



BIBLIOGRAFÍA

- Guevara Álvarez, M.E. (marzo 2001). *Socavación en puentes*. Popayán: Universidad del Cauca
- INVIAS. (2009). *Manual de drenaje para carreteras*.
- INVIAS. (2008). *Manual de diseño geométrico de carreteras*.
- IDEAM Y SIGAIA. (2005-2008). *Hidrografía Colombiana*. Recuperado de: <https://www.arcgis.com/home/webmap/viewer.html?webmap=103b63dcc9f448acbd63f22b728b1a02>
- Polanco, M. (2009). *Principios básicos de mecánica de suelos*. Popayán: Universidad del Cauca.
- *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)*.
- INVIAS. *Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14* .
- LRFD. *Guide specifications for the design of pedestrian bridges*.
- Colmena. LÁMINA COLABORANTE DECK-STEEL Grado 40/37 Altura 2” - Ancho útil 0,94 m NTC 5805. Recuperado de: <http://tuboscolmena.com/colmena/wp-content/uploads/2015/02/DeckSteel.pdf>

SOFTWARE

- Autodesk (2016) Autocad [Software]. Obtenido de: <https://www.autodesk.com/education/free-software/autocad>
- Cype 3d [Software]. Obtenido de: <http://cype3d.cype.es/>
- Mathcad.[Software]. Obtenido de: <https://www.ptc.com/es/products/mathcad>
- Excel. (2013).[Software]. Obtenido de: <https://products.office.com/es-co/excel>



I D E A M - INSTITUTO DE HIDROLOGIA, METEOROLOGIA Y ESTUDIOS AMBIENTALES

SISTEMA DE INFORMACION NACIONAL AMBIENTAL

VALORES MAXIMOS MENSUALES DE CAUDALES (m3/seg)

FECHA DE PROCESO : 2018/06/14 ESTACION : 26027200 PTE CARRETERA

LATITUD	0232 N	TIPO EST	LM	DEPTO	CAUCA	FECHA-INSTALACION	1969-OCT
LONGITUD	7633 N	ENTIDAD	01 IDEAM	MUNICIPIO	POPAYAN	FECHA-SUSPENSION	
ELEVACION	1726 m.s.n.m	REGIONAL	09 VALLE-QUIINDI	CORRIENTE	PALACE		

AÑO EST ENT	ENERO *	FEBRE *	MARZO *	ABRIL *	MAYO *	JUNIO *	JULIO *	AGOST *	SEPTI *	OCTUB *	NOVIE *	DICIE *	VR ANUAL *
MAXIMOS	65.00	55.50	79.16	55.50	75.00	39.50	57.30	39.50	21.00	55.50	65.00	75.70	79.16
MINIMOS	3.000	4.420	4.620	6.420	5.540	5.600	8.990	6.280	4.210	5.600	5.990	6.430	3.00



ANEXO 2 PRESUPUESTO Y APU PUENTE VIGA METÁLICA

		FECHA	8	2018																																																
	PRESUPUESTO GENERAL DE OBRAS	PAGINA	1	DE 21																																																
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA LA SABANA (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA																																																				
ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	VR. UNITARIO	VR. TOTAL																																															
1	PRELIMINARES																																																			
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO	M2	52.97	\$ 2,573.11	\$ 136,298																																															
2	MOVIMIENTOS DE TIERRA																																																			
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE RETIRO DE SOBANTES.	M3	30.50	\$ 18,969.53	\$ 578,571																																															
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBANTES, INCLUYE TRANSPORTE	M3	30.50	\$ 17,199.04	\$ 524,571																																															
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION	M3	78.72	\$ 19,702.98	\$ 1,551,018																																															
2.4	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE TRANSPORTE 5 Km.	M3	1.02	\$ 90,315.39																																																
3	CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE CONCRETO																																																			
3.1	SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0,05M DE ESPESOR	M2	0.44	\$ 31,434.58	\$ 13,831																																															
3.2	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO	M3	0.75	\$ 635,679.58	\$ 476,760																																															
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS	M3	25.61	\$ 840,758.89	\$ 21,531,835																																															
3.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG	822.53	\$ 5,323.42	\$ 4,378,670																																															
4	ESTRUCTURA METALICA Y COLGANTE																																																			
4.1	ESTRUCTURA METALICA (ACERO ESTRUCTURAL ASTM A572) PARA PUENTE Y BARANDA. INCLUYE ANTICORROSIVO, PINTURA Y TRANSPORTE.	KG	2,209.84	\$ 10,267.81	\$ 22,690,167																																															
4.2	LOSA EN CONCRETO DE 3000 PSI CON LÁMINA STEEL DECK	KG	8,294.40	\$ 1,937.09	\$ 16,067,039																																															
4.3	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI PARA LOSA. INCLUYE TRANSPORTE	KG	32.56	\$ 5,323.42	\$ 173,307																																															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>COSTO DIRECTO</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 68,122,067</td> </tr> <tr> <td>ADMINISTRACION</td> <td>20%</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 13,624,413</td> </tr> <tr> <td>IMPREVISTOS</td> <td>5%</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 3,406,103</td> </tr> <tr> <td>UTILIDAD</td> <td>5%</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 3,406,103</td> </tr> <tr> <td>VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 88,558,686</td> </tr> <tr> <td>VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ -</td> </tr> <tr> <td>VALOR DE PRESUPUESTO PAGA</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ -</td> </tr> <tr> <td>VALOR TOTAL PROYECTO</td> <td></td> <td></td> <td></td> <td></td> <td>\$ 88,558,686</td> </tr> </table>					COSTO DIRECTO					\$ 68,122,067	ADMINISTRACION	20%				\$ 13,624,413	IMPREVISTOS	5%				\$ 3,406,103	UTILIDAD	5%				\$ 3,406,103	VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA					\$ 88,558,686	VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES					\$ -	VALOR DE PRESUPUESTO PAGA					\$ -	VALOR TOTAL PROYECTO					\$ 88,558,686
COSTO DIRECTO					\$ 68,122,067																																															
ADMINISTRACION	20%				\$ 13,624,413																																															
IMPREVISTOS	5%				\$ 3,406,103																																															
UTILIDAD	5%				\$ 3,406,103																																															
VALOR TOTAL PRESUPUESTO OBRA					\$ 88,558,686																																															
VALOR LICENCIA OCUPACIÓN DE CAUCES					\$ -																																															
VALOR DE PRESUPUESTO PAGA					\$ -																																															
VALOR TOTAL PROYECTO					\$ 88,558,686																																															



	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	FECHA	8	2018		
		PÁGINA	2	DE 21		
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO		M2			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
Estación de topografía	Precisión angular de 6". Precisión lineal 2 mm ± 2 ppm	\$ 15,107.49	0.05	\$ 755.37		
Herramienta menor		5%		\$ 37.77		
SUBTOTAL \$				\$ 793.14		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
Estacas	UN	0.250	\$ 250.00	\$ 62.50		
Puntillas	LB	0.010	\$ 2,300.00	\$ 23.00		
Pintura esmalte sintético	GLN	0.005	\$ 65,000.00	\$ 325.00		
Desperdicios % materiales		5%	\$ 410.50	\$ 20.53		
SUBTOTAL \$				\$ 431.03		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
Topógrafo	1	\$ 78,124.20	85%	\$ 144,529.77	0.004	\$ 578.12
Cadenero 1	1	\$ 52,082.80	85%	\$ 96,353.18	0.004	\$ 385.41
Cadenero 2	2	\$ 26,041.40	85%	\$ 96,353.18	0.004	\$ 385.41
SUBTOTAL \$						\$ 1,348.94
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 2,573.11
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 2,573.11



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA	
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					8	2018
					3	DE 21
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ						
VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO)						
DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
RETROCARGADOR			\$ 23,000.00	0.083333333	\$ 1,916.67	
			5%		\$ 95.83	
				SUBTOTAL \$	\$ 2,012.50	
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO	
ROCAMUERTA		M3	1.300	\$ 10,000.00	\$ 13,000.00	
Desperdicios % materiales			5%	\$ 13,000.00	\$ 650.00	
				SUBTOTAL \$	\$ 13,650.00	
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
VOLQUETA SENCILLA TARIFA M3-KM	1	1.3	6	7.8	\$ 1,300.00	\$ 10,140.00
				SUBTOTAL \$	\$ 10,140.00	
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
OPERADOR VOLQUETA	1	\$ 78,124.20	85%	\$ 144,529.77	0.01	\$ 1,445.30
OBRERO	1	\$ 26,041.40	85%	\$ 48,176.59	0.01	\$ 481.77
				SUBTOTAL \$	\$ 1,927.06	
					TOTAL COSTO DIRECTO \$	\$ 27,729.56
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN		Porcentaje	Valor Total			
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$ -	
					Precio Unitario Total Aproximado al peso \$	\$ 27,729.56



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		FECHA	8	2018		
		PÁGINA	4	DE 21		
JENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA						
DATOS ESPECÍFICOS						
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE RETIRO DE SOBANTES.		M3			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
Herramienta menor		5%		\$ 903.31		
SUBTOTAL \$				\$ 903.31		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
SUBTOTAL \$				\$ -		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
Obrero	3	\$ 26,041.40	85%	\$ 144,529.77	0.125	\$ 18,066.22
SUBTOTAL \$						\$ 18,066.22
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 18,969.53
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Total Aproximado al peso \$						\$ 18,969.53



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA	8	2018
					PÁGINA	5	DE
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA							
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA							
DATOS ESPECÍFICOS							
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBREPANTES, INCLUYE TRANSPORTE		M3				
I. EQUIPO							
	DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
	Herramienta menor		5%				\$ 819.00
				SUBTOTAL \$	\$		819.00
II. MATERIALES							
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
				SUBTOTAL \$	\$		-
III. TRANSPORTES							
	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$		-
IV. MANO DE OBRA							
	DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
	Obrero	2	\$ 26,041.40	85%	\$ 96,353.18	0.17	\$ 16,380.04
				SUBTOTAL \$	\$		16,380.04
				TOTAL COSTO DIRECTO \$	\$		17,199.04
V. COSTOS INDIRECTOS							
	DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
	ADMINISTRACIÓN						
	IMPREVISTOS						
	UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$		-
				Precio Unitario Total Aproximado al peso \$	\$		17,199.04



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	FECHA		8	2018			
	PÁGINA	6	DE	21			
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA							
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA							
DATOS ESPECÍFICOS							
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD			
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION		M3				
I. EQUIPO							
	DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
	SALTARIN		\$ 10,000.00	0.5	\$ 5,000.00		
	Herramienta menor		5%		\$ 250.00		
				SUBTOTAL \$	\$ 5,250.00		
II. MATERIALES							
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
				SUBTOTAL \$	-		
III. TRANSPORTES							
	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	-		
IV. MANO DE OBRA							
	DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
	Obrero	2	\$ 26,041.40	85%	\$ 96,353.18	0.15	\$ 14,452.98
				SUBTOTAL \$	\$ 14,452.98		
				TOTAL COSTO DIRECTO \$	\$ 19,702.98		
V. COSTOS INDIRECTOS							
	DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
	ADMINISTRACIÓN						
	IMPREVISTOS						
	UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	-		
				Precio Unitario Total Aproximado al peso \$	\$ 19,702.98		



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA	8	2018
					PÁGINA	7	DE
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS							
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA							
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA							
DATOS ESPECÍFICOS							
2.40	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE TRANSPORTE 5 Km.		M3				
I. EQUIPO							
	DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
	Herramienta menor		5%	\$ 6,407.49	\$	320.37	
					SUBTOTAL \$		
					\$ 320.37		
II. MATERIALES							
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
	MATERIAL FILTRANTE TAMAÑO MAX 2 1/2"	M3	1.100	\$ 46,529	\$	51,182.03	
	GEOTEXTIL TIPO NO TEJIDO NT-1600 O SIMILAR	M2	1.00	\$ 8,900.00	\$	8,900.00	
	TUBERIA SANITARIA DE 4"	ML	1.00	\$ 10,500.00	\$	10,500.00	
	ARENA DE RIO e=0.1 m	M3	0.100	\$ 75,000.00	\$	7,500.00	
					SUBTOTAL \$		
					\$ 78,082.03		
III. TRANSPORTES							
	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
	TRANSPORTE DE AGREGADOS PÉTREOS	M3-KM	1.1	5	5.5	\$ 5,500.00	\$ 5,505.50
					SUBTOTAL \$		
					\$ 5,505.50		
IV. MANO DE OBRA							
	DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
	OBRERO (MAT RELLENO)	2	\$ 26,041.40	85%	\$ 96,353.18	0.06	\$ 6,022.07
	OBRERO (GEOTEXTIL)	2	\$ 26,041.40	85%	\$ 96,353.18	0.004	\$ 385.41
					SUBTOTAL \$		
					\$ 6,407.49		
					TOTAL COSTO DIRECTO \$		
					\$ 90,315.39		
V. COSTOS INDIRECTOS							
	DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
	ADMINISTRACIÓN						
	IMPREVISTOS						
	UTILIDAD						
					SUBTOTAL \$		
					\$ -		
					Precio Unitario Total Aproximado al peso \$		
					\$ 90,315.39		
NOTA EL PRESENTE ITEM INCLUYE 5 KM DE ACARREO PERO DEBERÁ AJUSTARSE DE ACUERDO A LA PARTICULARIDAD DEL PROYECTO.						189	



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA		
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS						8	2018
						8	DE
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ							
VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO)							
DEPARTAMENTO DEL CAUCA							
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA							
DATOS ESPECÍFICOS							
3.1 SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0,05M DE ESPESOR							
I. EQUIPO							
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
Herramienta menor			5%		\$ 481.77		
SUBTOTAL \$					\$ 481.77		
II. MATERIALES							
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO	
CONCRETO DE 145 KG/CM2 (2000 PSI)			M3	0.050	\$ 426,350.00	\$ 21,317.50	
SUBTOTAL \$					\$ 21,317.50		
III. TRANSPORTES							
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO	
SUBTOTAL \$					\$ -		
IV. MANO DE OBRA							
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
OFICIAL DE OBRA	1	\$ 52,082.80	85%	\$ 96,353.18	0.04	\$ 3,854.13	
OBRERO	3	\$ 26,041.40	85%	\$ 144,529.77	0.04	\$ 5,781.19	
SUBTOTAL \$					\$ 9,635.32		
TOTAL COSTO DIRECTO \$					\$ 31,434.58		
V. COSTOS INDIRECTOS							
DESCRIPCIÓN				Porcentaje	Valor Total		
ADMINISTRACIÓN							
IMPREVISTOS							
UTILIDAD							
SUBTOTAL \$					\$ -		
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$					\$ 31,434.58		



	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		FECHA	8	2018	
			PÁGINA	9	DE 21	
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
3.2	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO		M3			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Herramienta menor			5%	\$ 120,441.48	\$ 6,022.07	
				SUBTOTAL \$	\$ 6,022.07	
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN		UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO	
CONCRETO DE 210 KG/CM2 (3000 PSI)		M3	1.000	\$ 467,300.00	\$ 467,300.00	
FORMALETA PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN Y CIMENTOS		M3	1	\$ 27,085	\$ 27,084.50	
Desperdicios			3%	\$ 494,384.50	\$ 14,831.54	
				SUBTOTAL \$	\$ 509,216.04	
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$ -	
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
OFICIAL DE OBRA	2	\$ 52,082.80	85%	\$ 192,706.36	0.25	\$ 48,176.59
OBRERO	6	\$ 26,041.40	85%	\$ 289,059.54	0.25	\$ 72,264.89
				SUBTOTAL \$		\$ 120,441.48
TOTAL COSTO DIRECTO \$					\$ 635,679.58	
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN			Porcentaje	Valor Total		
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$ -	
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$					\$ 635,679.58	



	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	FECHA		8	2018		
		PÁGINA	10	DE	21		
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA							
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA							
DATOS ESPECÍFICOS							
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD			
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS		M3				
I. EQUIPO							
	DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
	VIBRADOR		\$ 7,500.00	0.49	\$ 3,675.00		
	Herramienta menor		5%	252,927.10	\$ 12,646.35		
	SUBTOTAL \$				\$ 16,321.35		
II. MATERIALES							
	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
	CONCRETO DE 280 KG/CM2 (4000 PSI)	M3	1.000	\$ 525,837.50	\$ 525,837.50		
	FORMALETA PARA VIGAS AEREAS, COLUMNAS Y PLACAS	M3	1	\$ 29,027	\$ 29,027.00		
	Desperdicio		3%	\$ 554,864.50	\$ 16,645.94		
	SUBTOTAL \$				\$ 571,510.44		
III. TRANSPORTES							
	MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
	SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA							
	DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
	OFICIAL DE OBRA	4	\$ 52,082.80	85%	\$ 385,412.72	0.25	\$ 96,353.18
	OBRERO	13	\$ 26,041.40	85%	\$ 626,295.67	0.25	\$ 156,573.92
	SUBTOTAL \$						\$ 252,927.10
	TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 840,758.89
V. COSTOS INDIRECTOS							
	DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
	ADMINISTRACIÓN						
	IMPREVISTOS						
	UTILIDAD						
	SUBTOTAL \$						\$ -
	Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 840,758.89



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA	
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					8	2018
					PÁGINA	11 DE 21
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ						
VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO)						
DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
3.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUY E TRANSPORTE		KG			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Herramienta menor			5%	1,927.06	\$ 96.35	
				SUBTOTAL \$	\$ 96.35	
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO
ACERO DE REFUERZO			KG	1.000	\$ 3,000.00	\$ 3,000.00
Desperdicio				10%	\$ 3,000.00	\$ 300.00
				SUBTOTAL \$	\$ 3,300.00	
III. TRANSPORTES						
MATERIAL		UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$ -	
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO Vr. UNITARIO
OFICIAL DE OBRA		3	\$ 52,082.80	85%	\$ 289,059.54	0.004 \$ 1,156.24
OBRERO		4	\$ 26,041.40	85%	\$ 192,706.36	0.004 \$ 770.83
				SUBTOTAL \$	\$ 1,927.06	
				TOTAL COSTO DIRECTO \$	\$ 5,323.42	
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN				Porcentaje	Valor Total	
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$ -	
				Precio Unitario Total Aproximado al peso \$	\$ 5,323.42	



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		FECHA	8	2018		
		PÁGINA	12	DE 21		
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
4.1	ESTRUCTURA METALICA (ACERO ESTRUCTURAL ASTM A572) PARA PUENTE Y BARANDA. INCLUYE ANTICORROSIVO, PINTURA Y TRANSPORTE.		KG			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
EQUIPO DE SOLDADURA		\$ 12,500.00	0.025	\$ 312.50		
OXICORTE (OXIGENO - ACETILENO)		\$ 12,500.00	0.025	\$ 312.50		
CUERPO DE ANDAMIOS TUBULARES (INCLUYE CRUCETA Y TABLON)	8	\$ 6,000.00	0.025	\$ 150.00		
Herramienta menor		5%	\$ 3,613.24	\$ 180.66		
SUBTOTAL \$				\$ 493.16		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
ACERO DE REFUERZO	KG	0.056	\$ 3,000.00	\$ 168.00		
ACERO ESTRUCTURAL	KG	1.00	\$ 4,000	\$ 4,000.00		
SOLDADURA	KG	0.05	\$ 8,000.00	\$ 400.00		
PINTURA ANTICORROSIVA	GLN	0.010	\$ 65,000.00	\$ 650.00		
PINTURA DE ESMALTE SINTÉTICO	GLN	0.010	\$ 65,000.00	\$ 650.00		
Desperdicio		5%	\$ 5,868.00	\$ 293.40		
SUBTOTAL \$				\$ 6,161.40		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
SOLDADOR	2	\$ 78,124.20	85%	\$ 289,059.54	0.0042	\$ 1,204.41
OFICIAL DE OBRA	3	\$ 52,082.80	85%	\$ 289,059.54	0.0042	\$ 1,204.41
OBRERO	3	\$ 26,041.40	85%	\$ 144,529.77	0.0042	\$ 602.21
OBRERO (PINTURA)	3	\$ 26,041.40	85%	\$ 144,529.77	0.0042	\$ 602.21
SUBTOTAL \$						\$ 3,613.24
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 10,267.81
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 10,267.81



FECHA		8	2018
PÁGINA	13	DE	21
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS			
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA			
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA			
DATOS ESPECÍFICOS			
ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD
4.2	LOSA EN CONCRETO DE 3000 PSI CON LÁMINA STEEL DECK		KG
I. EQUIPO			
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO
MEZCLADORA		\$ 3.96	1
Herramienta menor		5%	\$ 50.22
			SUBTOTAL \$
II. MATERIALES			
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.
CEMENTO	KG	1.00	\$ 860.00
ARENA DE RIO	KG	1.00	\$ 83.80
GRAVA TRITURADA	KG	0.84	\$ 82.20
AGUA	LT	0.08	\$ 50.00
LAMINA STEEL DECK CAL 22 GRADO 40 E: 2"	KG	1.000	\$ 838.00
Desperdicios		3%	\$ 860.00
			SUBTOTAL \$
III. TRANSPORTES			
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)
			SUBTOTAL \$
IV. MANO DE OBRA			
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES
OFICIAL DE OBRA	2	\$ 52,082.80	85%
OBRERO	6	\$ 26,041.40	85%
			SUBTOTAL \$
TOTAL COSTO DIRECTO \$			
\$ 1,937.09			
V. COSTOS INDIRECTOS			
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total	
ADMINISTRACIÓN			
IMPREVISTOS			
UTILIDAD			
			SUBTOTAL \$
\$ -			
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$			
\$ 1,937.09			



ITEM	DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD	FECHA	
ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					8	2018
					PÁGINA	14 DE 21
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
4.3	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI PARA LOSA. INCLUYE TRANSPORTE		KG			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
Herramienta menor			5%	1,927.06	\$ 96.35	
				SUBTOTAL \$	\$ 96.35	
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO
ACERO DE REFUERZO			KG	1.000	\$ 3,000.00	\$ 3,000.00
Desperdicio				10%	\$ 3,000.00	\$ 300.00
				SUBTOTAL \$	\$ 3,300.00	
III. TRANSPORTES						
MATERIAL		UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$ -	
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN		CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO Vr. UNITARIO
OFICIAL DE OBRA		3	\$ 52,082.80	85%	\$ 289,059.54	0.004 \$ 1,156.24
OBRERO		4	\$ 26,041.40	85%	\$ 192,706.36	0.004 \$ 770.83
				SUBTOTAL \$	\$ 1,927.06	
				TOTAL COSTO DIRECTO \$	\$ 5,323.42	
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN				Porcentaje	Valor Total	
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$ -	
				Precio Unitario Total Aproximado al peso \$	\$ 5,323.42	




ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		FECHA	8	2018		
		PÁGINA	15	DE 21		
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD			
CONCRETO DE 2000 PSI (Mezcla 1:2:4)		M3				
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
MEZCLADORA		\$ 9,500.00	1	\$ 9,500.00		
Herramienta menor		0%		\$ -		
SUBTOTAL \$				\$ 9,500.00		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
CEMENTO	KG	300.00	\$ 860.00	\$ 258,000.00		
ARENA DE RIO	M3	0.48	\$ 75,000.00	\$ 36,000.00		
GRAVA TRITURADA	M3	0.95	\$ 100,000.00	\$ 95,000.00		
AGUA	LT	160.00	\$ 50.00	\$ 8,000.00		
Desperdicio		5%	\$ 397,000.00	\$ 19,850.00		
SUBTOTAL \$				\$ 416,850.00		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 426,350.00
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 426,350.00



	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS			FECHA	8	2018
				PÁGINA	16	DE 20
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
DESCRIPCIÓN				GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD
CONCRETO DE 210 KG/CM2 (3000 PSI)					M3	
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN		TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO	
MEZCLADORA			\$ 9,500.00	1	\$ 9,500.00	
					\$ -	
				SUBTOTAL \$	\$ 9,500.00	
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO
CEMENTO			KG	350.00	\$ 860.00	\$ 301,000.00
ARENA DE RIO			M3	0.56	\$ 75,000.00	\$ 42,000.00
GRAVA TRITURADA			M3	0.84	\$ 100,000.00	\$ 84,000.00
AGUA			LT	180.00	\$ 50.00	\$ 9,000.00
Desperdicio				5%	\$ 436,000.00	\$ 21,800.00
				SUBTOTAL \$	\$ 457,800.00	
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$ -	
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
				SUBTOTAL \$	\$ -	
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 467,300.00
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN				Porcentaje	Valor Total	
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
				SUBTOTAL \$	\$ -	
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 467,300.00



	ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	FECHA	8	2018		
		PÁGINA	17	DE	20	
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
DESCRIPCIÓN		GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD		
FORMALETA PARA VIGAS DE CIMENTACIÓN Y CIMENTOS			M3			
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
Herramienta menor			2,000.00	\$ 2,000.00		
			SUBTOTAL \$	\$ 2,000.00		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
TABLA NORMAL 2,6 M X ,25 X .2	UND	2.00	\$ 6,500.00	\$ 13,000.00		
LISTÓN	UN	2.00	\$ 250.00	\$ 500.00		
TABLON	UND	0.20	\$ 11,000.00	\$ 2,200.00		
PUNTILLAS	LB	0.300	\$ 2,300.00	\$ 690.00		
ALAMBRE DE AMARRE CAL 12	KG	2.500	\$ 3,000.00	\$ 7,500.00		
Desperdicio		5%	\$ 23,890.00	\$ 1,194.50		
			SUBTOTAL \$	\$ 25,084.50		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
					SUBTOTAL \$	\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
					SUBTOTAL \$	\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 27,084.50
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN			Porcentaje	Valor Total		
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
					SUBTOTAL \$	\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 27,084.50



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS		FECHA	8	2018		
		PÁGINA	18	DE 20		
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD			
CONCRETO DE 280 KG/CM2 (4000 PSI)		M3				
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO		
MEZCLADORA		\$ 9,500.00	1	\$ 9,500.00		
				\$ -		
SUBTOTAL \$				\$ 9,500.00		
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	Vr. UNITARIO		
CEMENTO	KG	425.00	\$ 860.00	\$ 365,500.00		
ARENA DE RIO	M3	0.67	\$ 75,000.00	\$ 50,250.00		
GRAVA TRITURADA	M3	0.67	\$ 100,000.00	\$ 67,000.00		
AGUA	LT	180.00	\$ 50.00	\$ 9,000.00		
Desperdicio		5%	\$ 491,750.00	\$ 24,587.50		
SUBTOTAL \$				\$ 516,337.50		
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
SUBTOTAL \$						\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 525,837.50
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 525,837.50



ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS	FECHA	8	2018			
	PÁGINA	19	DE 20			
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ						
VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBIO)						
DEPARTAMENTO DEL CAUCA						
ITEMS DE LA PROPUESTA ECONÓMICA						
DATOS ESPECÍFICOS						
DESCRIPCIÓN	GRUPO DE AJUSTE	UNIDAD	CANTIDAD			
FORMALETA PARA VIGAS AERÉAS, COLUMNAS Y PLACAS		M3				
I. EQUIPO						
DESCRIPCIÓN	TIPO	TARIFA/HORA	RENDIMIENTO			
Herramienta menor			\$ 2,000.00			
			\$ 2,000.00			
			SUBTOTAL \$ 2,000.00			
II. MATERIALES						
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.			
TRIPLEX	UND	0.5	\$ 25,000.00			
TABLA NORMAL 2,6 M X ,25 X .2	UND	2.00	\$ 6,500.00			
LISTÓN	UN	2.00	\$ 250.00			
TABLON	UND	0.20	\$ 11,000.00			
PUNTAL METÁLICO	UN/DIA	2.00	\$ 300.00			
PUNTILLAS	LB	0.300	\$ 2,300.00			
ALAMBRE DE AMARRE	KG	2.500	\$ 3,500.00			
Desperdicio		5%	\$ 25,740.00			
			\$ 1,287.00			
			SUBTOTAL \$ 27,027.00			
III. TRANSPORTES						
MATERIAL	UNIDAD	CANTIDAD (1)	DISTANCIA (2)	CANTIDAD * DISTANCIA (1) * (2)	TARIFA	Vr. UNITARIO
						SUBTOTAL \$ -
IV. MANO DE OBRA						
DESCRIPCIÓN	CANT	JORNAL	PRESTACIONES	JORNAL TOTAL	RENDIMIENTO	Vr. UNITARIO
						SUBTOTAL \$ -
TOTAL COSTO DIRECTO \$						\$ 29,027.00
V. COSTOS INDIRECTOS						
DESCRIPCIÓN	Porcentaje	Valor Total				
ADMINISTRACIÓN						
IMPREVISTOS						
UTILIDAD						
SUBTOTAL \$						\$ -
Precio Unitario Total Aproximado al peso \$						\$ 29,027.00



		FECHA		8		2018							
		PÁGINA		20		DE 21							
CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE PEATONAL SOBRE EL RÍO PALACÉ VEREDA CALIBIO (POPAYÁN)-VEREDA LA VIUDA (CAJIBÍO) DEPARTAMENTO DEL CAUCA MEMORIA													
ITEM	DESCRIPCIÓN	UND	DESCRIPCIÓN DE CANTIDADES						CANT	OBSERVACIONES			
			Long	Ancho	Alto	Und	Area	Vol			Kg/Ml	Peso	
CAPITULO 1. PRELIMINARES													
1.1	LOCALIZACION Y REPLANTEO	M2								52.97	Area de cimentación y estructura metálica colgante.		
	Estribo A		1.5	0.2		1.0	0.30						
	Estribo B		1.5	0.15		1.0	0.23						
	Cimentación estribo A		2.20	2.20		1.0	4.84						
	Cimentación estribo B		2.00	2.20		1.0	4.40						
Area de estructura colgante	28.80	1.50		1.0	43.20								
CAPITULO 2. MOVIMIENTOS DE TIERRA													
2.1	EXCAVACION A MANO HASTA 3M DE MATERIAL COMUN. NO INCLUYE	M3	4.20	4.40	1.4	1		27		30.50			
			3.00	0.35	2.5	1		4					
2.2	DISPOSICIÓN FINAL DE MATERIALES SOBANTES, INCLUYE TRANSPORTE	TON-KM								30.50			
	Excavación a mano							30.50					
2.3	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DE EXCAVACION	M3						66.15		78.72			
								12.57					
2.4	RELLENO CON MATERIAL FILTRANTE Y GEOTEXTIL. INCLUYE	M3	1.50	0.27	1.33		0.36			1.02			
			1.5	0.30	2.21		0.66						
CAPITULO 3. CIMENTACION Y ESTRUCTURA DE CONCRETO													
3.1	SOLADO EN CONCRETO DE 2000 PSI DE 0,05M DE ESPESOR	M3			0.05		8.80	0.44		0.44			
	CONCRETO REFORZADO DE 3000 PSI PARA ESTRUCTURA DE ACCESO	M3	10	1.5	0.05			0.75		0.75			
3.3	CONCRETO REFORZADO DE 4000 PSI PARA ESTRIBOS	M3	2.2			2.0	3.66	16.10			25.61		
			1.6			1.0	3.78	6.05					
			1.6			1.0	2.16	3.46					
3.4	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI. INCLUYE TRANSPORTE	KG							822.53	822.53			
CAPITULO 4. ESTRUCTURA METÁLICA Y COLGANTE													
4.1	ESTRUCTURA METALICA (ACERO ESTRUCTURAL ASTM A572) PARA PUENTE Y BARANDA. INCLUYE ANTICORROSIVO, PINTURA Y TRANSPORTE. Losa de piso Vista de perfil puente Anclaje	KG									2,209.84		
			Pernos A-315	1			16		2.24	35.84			
			Platina	0.30	0.30	0.01	8.0		29.91	71.78			
			tornillos grado 8 Diam. 3/4	0.75			24.0		2.24	40.32			
			conector cortante 1/8"										
			Lámina Metal Deck calibre 10 2"	2.10			8.0		14.20	238.56			
			cordón inferior 100x100x4mm	22.00			2.0		6.20	34.40			
			Arriostramiento de piso 100x50x3mm	2.12			20.0		3.50	72.12			
			Viga transversal 100x100x4mm	2.1			18.0		6.15	232.47			
			rigidizador lateral 100x100x4mm	3.73			3.0		6.15	68.82			
			Rigidizador vertical 100x100x6mm	0.9			21		9.14	172.75			
			Cordón superior 100x100x6mm	22.00			2		9.14	402.16			
			Tubo Diam. 2" Cal. 14	22			2		0.97	42.53			
			Diagonales 100x50x3 mm	1.37			80		3.50	383.60			
			Cartelas (platina e=1/4 A-36)			0.01	80		392.5	199.39			
			Malla eslabonada (Hueco 2 1/4" cal 10)	22.00		1.00	2		3.24	142.56			
			Ángulo asiento de vigas	0.1			42		2.00	8.40			
			rigidizador lateral 100x100x4mm en altura	1.36			6		6.15	50.18			
			Anclaje										
			Anclaje químico con adhesivo de inyección tipo HIT-RE500-HILTI	0.50			18		1.55	13.95			
4.2	LOSA EN CONCRETO DE 3000 PSI CON LÁMINA STEEL DECK	KG	28.80	1.6			0	180	8294.4	8294.4			
4.3	ACERO DE REFUERZO DE 60000 PSI PARA LOSA. INCLUYE TRANSPORTE	KG	28.80					1.1304	32.56	32.56			



N7	3.300	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N8	3.300	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N9	4.400	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N10	4.400	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N11	5.500	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N12	5.500	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N13	6.600	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N14	6.600	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N15	7.700	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N16	7.700	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N17	8.800	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N18	8.800	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N19	9.900	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N20	9.900	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N21	11.000	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N22	11.000	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N23	12.100	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N24	12.100	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N25	13.200	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N26	13.200	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N27	14.300	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N28	14.300	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N29	15.400	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N30	15.400	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N31	16.500	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N32	16.500	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N33	17.600	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N34	17.600	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N35	18.700	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N36	18.700	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N37	19.800	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N38	19.800	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N39	20.900	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N40	20.900	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N41	22.000	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N42	22.000	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N43	23.100	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N44	23.100	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N45	24.200	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N46	24.200	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N47	25.300	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N48	25.300	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N49	26.400	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N50	26.400	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N51	27.500	-1.800	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N52	27.500	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N53	28.600	-1.800	0.000	-	X	X	-	-	-	Recta	1.000	0.000	0.000	Empotrado



N54	28.600	-1.800	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N55	8.800	-2.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N56	14.300	-2.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N57	3.300	-2.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N58	19.800	-2.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N59	25.300	-2.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N60	0.000	-0.200	0.000	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N61	0.000	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N62	1.100	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N63	1.100	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N64	2.200	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N65	2.200	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N66	3.300	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N67	3.300	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N68	4.400	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N69	4.400	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N70	5.500	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N71	5.500	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N72	6.600	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N73	6.600	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N74	7.700	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N75	7.700	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N76	8.800	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N77	8.800	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N78	9.900	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N79	9.900	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N80	11.000	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N81	11.000	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N82	12.100	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N83	12.100	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N84	13.200	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N85	13.200	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N86	14.300	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N87	14.300	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N88	15.400	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N89	15.400	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N90	16.500	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N91	16.500	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N92	17.600	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N93	17.600	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N94	18.700	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N95	18.700	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N96	19.800	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N97	19.800	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N98	20.900	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N99	20.900	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N100	22.000	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado



N101	22.000	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N102	23.100	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N103	23.100	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N104	24.200	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N105	24.200	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N106	25.300	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N107	25.300	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N108	26.400	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N109	26.400	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N110	27.500	-0.200	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N111	27.500	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N112	28.600	-0.200	0.000	-	X	X	-	-	-	Recta	1.000	0.000	0.000	Empotrado
N113	28.600	-0.200	1.200	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N114	25.300	0.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N115	19.800	0.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N116	14.300	0.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N117	8.800	0.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado
N118	3.300	0.600	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Empotrado

BARRAS

Materiales utilizados							
Material		E	v	G	f _y	α _t	γ
Tipo	Designación						
Acero conformado	A572 50ksi	203000.00	0.300	78076.92	345.00	0.000012	77.01
<i>Notación:</i>							
<i>E: Módulo de elasticidad</i>							
<i>v: Módulo de Poisson</i>							
<i>G: Módulo de cortadura</i>							



Tipos de pieza	
Ref.	Piezas
1	N1/N2, N3/N4, N5/N6, N7/N8, N9/N10, N11/N12, N13/N14, N15/N16, N17/N18, N19/N20, N21/N22, N23/N24, N25/N26, N27/N28, N29/N30, N31/N32, N33/N34, N35/N36, N37/N38, N39/N40, N41/N42, N43/N44, N45/N46, N47/N48, N49/N50, N51/N52, N53/N54, N3/N2, N5/N4, N7/N6, N9/N8, N11/N10, N13/N12, N15/N14, N17/N16, N19/N18, N21/N20, N23/N22, N25/N24, N51/N54, N49/N52, N47/N50, N45/N48, N43/N46, N41/N44, N39/N42, N37/N40, N35/N38, N33/N36, N31/N34, N29/N32, N27/N26, N27/N30, N55/N17, N55/N18, N56/N27, N56/N28, N57/N7, N57/N8, N58/N37, N58/N38, N59/N47, N59/N48, N60/N61, N62/N63, N64/N65, N66/N67, N68/N69, N70/N71, N72/N73, N74/N75, N76/N77, N78/N79, N80/N81, N82/N83, N84/N85, N86/N87, N88/N89, N90/N91, N92/N93, N94/N95, N96/N97, N98/N99, N100/N101, N102/N103, N104/N105, N106/N107, N108/N109, N110/N111, N112/N113, N62/N61, N64/N63, N66/N65, N68/N67, N70/N69, N72/N71, N74/N73, N76/N75, N78/N77, N80/N79,
2	N1/N53, N2/N54, N60/N112 y N61/N113

Características mecánicas									
Material		Ref.	Descripción	A	Avy	Avz	Iyy	Izz	It
Tipo	Designación								
Acero	A572 50ksi	1	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm, (#)	8.40	2.35	4.85	106.20	35.93	88.49
		2	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm, (#)	27.61	9.40	14.40	831.97	442.40	947.34

Notación:

Ref.: Referencia

A: Área de la sección transversal

Avy: Área de cortante de la sección según el eje local 'Y'

Avz: Área de cortante de la sección según el eje local 'Z'

Descripción									
Material		Barra (Ni/Nf)	Pieza (Ni/Nf)	Perfil(Serie)	Longit (m)	β_{xy}	β_{xz}	Lb ^{Sup.} (m)	Lb ^{Inf.} (m)
Tipo	Designación								
Acero conformado	A572 50ksi	N1/N2	N1/N2	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
		N3/N4	N3/N4	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
		N5/N6	N5/N6	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
		N7/N8	N7/N8	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
		N9/N10	N9/N10	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
		N11/N12	N11/N12	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-



N13/N14	N13/N14	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N15/N16	N15/N16	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N17/N18	N17/N18	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N19/N20	N19/N20	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N21/N22	N21/N22	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N23/N24	N23/N24	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N25/N26	N25/N26	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N27/N28	N27/N28	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N29/N30	N29/N30	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N31/N32	N31/N32	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N33/N34	N33/N34	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N35/N36	N35/N36	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N37/N38	N37/N38	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N39/N40	N39/N40	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N41/N42	N41/N42	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N43/N44	N43/N44	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N45/N46	N45/N46	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N47/N48	N47/N48	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N49/N50	N49/N50	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N51/N52	N51/N52	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N53/N54	N53/N54	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N3/N2	N3/N2	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N5/N4	N5/N4	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N7/N6	N7/N6	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N9/N8	N9/N8	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N11/N10	N11/N10	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N13/N12	N13/N12	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N15/N14	N15/N14	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N17/N16	N17/N16	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N19/N18	N19/N18	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N21/N20	N21/N20	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N23/N22	N23/N22	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N25/N24	N25/N24	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N51/N54	N51/N54	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N49/N52	N49/N52	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N47/N50	N47/N50	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N45/N48	N45/N48	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-



N43/N46	N43/N46	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N41/N44	N41/N44	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N39/N42	N39/N42	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N37/N40	N37/N40	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N35/N38	N35/N38	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N33/N36	N33/N36	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N31/N34	N31/N34	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N29/N32	N29/N32	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N27/N26	N27/N26	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N27/N30	N27/N30	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N1/N3	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N3/N5	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N5/N7	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N7/N9	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N9/N11	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N11/N13	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N13/N15	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N15/N17	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N17/N19	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N19/N21	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N21/N23	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N23/N25	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N25/N27	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N27/N29	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N29/N31	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N31/N33	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N33/N35	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N35/N37	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N37/N39	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N39/N41	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N41/N43	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N43/N45	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N45/N47	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N47/N49	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N49/N51	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N51/N53	N1/N53	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N2/N4	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-



N4/N6	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N6/N8	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N8/N10	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N10/N12	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N12/N14	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N14/N16	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N16/N18	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N18/N20	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N20/N22	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N22/N24	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N24/N26	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N26/N28	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N28/N30	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N30/N32	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N32/N34	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N34/N36	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N36/N38	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N38/N40	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N40/N42	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N42/N44	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N44/N46	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N46/N48	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N48/N50	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N50/N52	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N52/N54	N2/N54	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N55/N17	N55/N17	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
N55/N18	N55/N18	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
N56/N27	N56/N27	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
N56/N28	N56/N28	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
N57/N7	N57/N7	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
N57/N8	N57/N8	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
N58/N37	N58/N37	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
N58/N38	N58/N38	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
N59/N47	N59/N47	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
N59/N48	N59/N48	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
N60/N61	N60/N61	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N62/N63	N62/N63	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-



N64/N65	N64/N65	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N66/N67	N66/N67	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N68/N69	N68/N69	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N70/N71	N70/N71	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N72/N73	N72/N73	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N74/N75	N74/N75	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N76/N77	N76/N77	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N78/N79	N78/N79	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N80/N81	N80/N81	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N82/N83	N82/N83	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N84/N85	N84/N85	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N86/N87	N86/N87	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N88/N89	N88/N89	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N90/N91	N90/N91	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N92/N93	N92/N93	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N94/N95	N94/N95	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N96/N97	N96/N97	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N98/N99	N98/N99	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N100/N101	N100/N101	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N102/N103	N102/N103	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N104/N105	N104/N105	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N106/N107	N106/N107	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N108/N109	N108/N109	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N110/N111	N110/N111	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N112/N113	N112/N113	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.2	1	1	-	-
N62/N61	N62/N61	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N64/N63	N64/N63	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N66/N65	N66/N65	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N68/N67	N68/N67	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N70/N69	N70/N69	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N72/N71	N72/N71	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N74/N73	N74/N73	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N76/N75	N76/N75	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N78/N77	N78/N77	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N80/N79	N80/N79	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N82/N81	N82/N81	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N84/N83	N84/N83	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-



N110/N113	N110/N113	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N108/N111	N108/N111	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N106/N109	N106/N109	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N104/N107	N104/N107	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N102/N105	N102/N105	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N100/N103	N100/N103	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N98/N101	N98/N101	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N96/N99	N96/N99	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N94/N97	N94/N97	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N92/N95	N92/N95	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N90/N93	N90/N93	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N88/N91	N88/N91	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N86/N85	N86/N85	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N86/N89	N86/N89	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.628	1	1	-	-
N60/N62	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N62/N64	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N64/N66	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N66/N68	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N68/N70	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N70/N72	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N72/N74	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N74/N76	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N76/N78	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N78/N80	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N80/N82	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N82/N84	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N84/N86	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N86/N88	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N88/N90	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N90/N92	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N92/N94	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N94/N96	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N96/N98	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N98/N100	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N100/N102	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N102/N104	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N104/N106	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-



N106/N108	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N108/N110	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N110/N112	N60/N112	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N61/N63	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N63/N65	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N65/N67	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N67/N69	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N69/N71	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N71/N73	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N73/N75	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N75/N77	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N77/N79	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N79/N81	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N81/N83	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N83/N85	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N85/N87	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N87/N89	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N89/N91	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N91/N93	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N93/N95	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N95/N97	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N97/N99	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N99/N101	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N101/N103	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N103/N105	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N105/N107	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N107/N109	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N109/N111	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N111/N113	N61/N113	Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	1.1	1	1	-	-
N49/N108	N49/N108	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N53/N112	N53/N112	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N41/N100	N41/N100	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N45/N104	N45/N104	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N33/N92	N33/N92	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N29/N88	N29/N88	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N21/N80	N21/N80	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N25/N84	N25/N84	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-



N9/N68	N9/N68	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N13/N72	N13/N72	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N1/N60	N1/N60	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N5/N64	N5/N64	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N1/N62	N1/N62	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N5/N62	N5/N62	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N5/N66	N5/N66	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N9/N66	N9/N66	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N9/N70	N9/N70	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N13/N70	N13/N70	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N13/N74	N13/N74	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N17/N74	N17/N74	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N17/N78	N17/N78	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N21/N78	N21/N78	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N21/N82	N21/N82	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N25/N82	N25/N82	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N25/N86	N25/N86	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N29/N86	N29/N86	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N29/N90	N29/N90	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N33/N90	N33/N90	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N33/N94	N33/N94	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N37/N94	N37/N94	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N37/N98	N37/N98	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N41/N98	N41/N98	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N41/N102	N41/N102	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N45/N102	N45/N102	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N45/N106	N45/N106	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N49/N106	N49/N106	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N49/N110	N49/N110	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N53/N110	N53/N110	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.942	1	1	-	-
N3/N62	N3/N62	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N11/N70	N11/N70	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N15/N74	N15/N74	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N19/N78	N19/N78	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N23/N82	N23/N82	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N31/N90	N31/N90	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
N35/N94	N35/N94	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-



	N39/N98	N39/N98	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N43/N102	N43/N102	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N51/N110	N51/N110	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N17/N76	N17/N76	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N27/N86	N27/N86	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N7/N66	N7/N66	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N37/N96	N37/N96	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N47/N106	N47/N106	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.6	1	1	-	-
	N106/N114	N106/N114	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
	N114/N107	N114/N107	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
	N96/N115	N96/N115	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
	N115/N97	N115/N97	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
	N86/N116	N86/N116	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
	N116/N87	N116/N87	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
	N76/N117	N76/N117	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
	N117/N77	N117/N77	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-
	N66/N118	N66/N118	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	0.8	1	1	-	-
	N118/N67	N118/N67	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	1.442	1	1	-	-

Notación

Ni: Nudo inicial

Nf: Nudo final

β_{xy} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XY'

β_{xz} : Coeficiente de pandeo en el plano 'XZ'

Lb_{Sup.}: Separación entre arriostramientos del ala superior

Lb_{Inf.}: Separación entre arriostramientos del ala inferior

Resumen de medición												
Material		Serie	Perfil	Longitud			Volumen			Peso		
Tipo	Designación			Perfil	Serie	Material	Perfil	Serie	Material	Perfil	Serie	Material
Acero	A572 50ksi	#	Tub. Rec. 100 x 50 x 3 mm	265.555	379.955	379.955	0.223	0.539	0.539	1751.65	4231.24	4231.24
			Tub. Rec. 150x100x6.0 mm	114.400			0.316			2479.59		



CARGAS

CARGAS EN BARRAS

Referencias:

'P1', 'P2':

- Cargas puntuales, uniformes, en faja y momentos puntuales: 'P1' es el valor de la carga. 'P2' no se utiliza.
- Cargas trapezoidales: 'P1' es el valor de la carga en el punto donde comienza (L1) y 'P2' es el valor de la carga en el punto donde termina (L2).
- Cargas triangulares: 'P1' es el valor máximo de la carga. 'P2' no se utiliza.
- Incrementos de temperatura: 'P1' y 'P2' son los valores de la temperatura en las caras exteriores o paramentos de la pieza. La orientación de la variación del incremento de temperatura sobre la sección transversal dependerá de la dirección seleccionada.

'L1', 'L2':

- Cargas y momentos puntuales: 'L1' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde se aplica la carga. 'L2' no se utiliza.
- Cargas trapezoidales, en faja, y triangulares: 'L1' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde comienza la carga, 'L2' es la distancia entre el nudo inicial de la barra y la posición donde termina la carga.

Unidades:

- Cargas puntuales: kN
- Momentos puntuales: kN·m.
- Cargas uniformes, en faja, triangulares y trapezoidales: kN/m.
- Incrementos de temperatura: °C.

Cargas en barras										
Barra	Hipótesis	Tipo	Valores		Posición		Dirección			
			P1	P2	L1 (m)	L2 (m)	Ejes	X	Y	Z
N1/N3	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N1/N3	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N3/N5	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N3/N5	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N5/N7	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N5/N7	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N7/N9	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N7/N9	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N9/N11	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N9/N11	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N11/N13	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N11/N13	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N13/N15	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N13/N15	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N15/N17	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N15/N17	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N17/N19	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N17/N19	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N19/N21	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N19/N21	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N21/N23	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N21/N23	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N23/N25	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N23/N25	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N25/N27	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N25/N27	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N27/N29	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N27/N29	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N29/N31	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N29/N31	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N31/N33	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N31/N33	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N33/N35	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N33/N35	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N35/N37	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N35/N37	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N37/N39	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N37/N39	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N39/N41	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N39/N41	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N41/N43	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N41/N43	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N43/N45	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N43/N45	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N45/N47	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N45/N47	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N47/N49	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N47/N49	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N49/N51	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N49/N51	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N51/N53	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N51/N53	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N2/N4	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N2/N4	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N4/N6	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N4/N6	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N6/N8	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N6/N8	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N8/N10	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N8/N10	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N10/N12	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N10/N12	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N12/N14	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N12/N14	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N14/N16	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N14/N16	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N16/N18	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N16/N18	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N18/N20	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N18/N20	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N20/N22	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N20/N22	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N22/N24	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N22/N24	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N24/N26	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N24/N26	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N26/N28	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N26/N28	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N28/N30	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N28/N30	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N30/N32	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N30/N32	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N32/N34	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N32/N34	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N34/N36	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N34/N36	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N36/N38	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N36/N38	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N38/N40	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N38/N40	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N40/N42	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N40/N42	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N42/N44	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N42/N44	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N44/N46	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N44/N46	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N46/N48	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N46/N48	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N48/N50	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N48/N50	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N50/N52	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N50/N52	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N52/N54	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N52/N54	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N60/N62	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N60/N62	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N62/N64	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N62/N64	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N64/N66	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N64/N66	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N66/N68	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N66/N68	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N68/N70	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N68/N70	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N70/N72	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N70/N72	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N72/N74	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N72/N74	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N74/N76	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N74/N76	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N76/N78	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N76/N78	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N78/N80	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N78/N80	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N80/N82	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N80/N82	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N82/N84	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N82/N84	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N84/N86	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N84/N86	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N86/N88	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N86/N88	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N88/N90	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N88/N90	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N90/N92	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N90/N92	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N92/N94	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N92/N94	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N94/N96	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N94/N96	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N96/N98	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N96/N98	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N98/N100	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N98/N100	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N100/N102	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N100/N102	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N102/N104	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N102/N104	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N104/N106	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N104/N106	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N106/N108	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N106/N108	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N108/N110	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N108/N110	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N110/N112	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N110/N112	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N61/N63	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N61/N63	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N63/N65	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N63/N65	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N65/N67	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N65/N67	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N67/N69	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N67/N69	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N69/N71	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N69/N71	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N71/N73	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N71/N73	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N73/N75	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N73/N75	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N75/N77	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N75/N77	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N77/N79	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N77/N79	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N79/N81	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N79/N81	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N81/N83	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N81/N83	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N83/N85	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N83/N85	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N85/N87	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N85/N87	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N87/N89	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N87/N89	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N89/N91	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N89/N91	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N91/N93	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N91/N93	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N93/N95	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N93/N95	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N95/N97	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N95/N97	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N97/N99	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N97/N99	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N99/N101	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N99/N101	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N101/N103	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N101/N103	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N103/N105	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N103/N105	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N105/N107	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1



N105/N107	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N107/N109	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N107/N109	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N109/N111	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N109/N111	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1
N111/N113	CM 1	Uniforme	0.71	-	-	-	Globales	0	0	-1
N111/N113	Peatonal	Uniforme	1.5	-	-	-	Globales	0	0	-1

CARGAS EN NUDOS

Cargas en nudos					
Referencia	Hipótesis	Cargas puntuales	Dirección		
			X	Y	Z
N1	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N2	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N3	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N4	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N5	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N6	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N7	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N8	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N9	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N10	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N11	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N12	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N13	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N14	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N15	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N16	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N17	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N18	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N19	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N20	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N21	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N22	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N23	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N24	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000



N25	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N26	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N27	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N28	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N29	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N30	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N31	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N32	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N33	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N34	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N35	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N36	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N37	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N38	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N39	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N40	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N41	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N42	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N43	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N44	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N45	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N46	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N47	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N48	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N49	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N50	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N51	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N52	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N53	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N54	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N55	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N56	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N57	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N58	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000
N59	V 1	0.04	0.000	1.000	0.000

ANÁLISIS

DESPLAZAMIENTOS EN LOS NODOS

Referencias:



Dx, Dy, Dz: Desplazamientos de los nudos en ejes globales.

Gx, Gy, Gz: Giros de los nudos en ejes globales.

Envolvente de los desplazamientos en nudos								
Referencia	Combinación		Desplazamientos en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Dx	Dy	Dz	Gx	Gy	Gz
N1	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-0.897	2.542	-0.581
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.854	4.078	0.969
N2	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-0.920	2.671	-0.486
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.940	3.924	0.784
N3	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.411	-1.825	-0.137	-0.917	2.277	-1.271
		Valor máximo de la envolvente	2.536	2.153	-0.092	0.912	3.629	1.287
N4	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.315	-1.821	-0.136	-0.895	2.259	-1.151
		Valor máximo de la envolvente	2.638	2.150	-0.089	1.038	3.569	1.076
N5	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-0.565	-4.113	-0.279
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.376	-2.516	-0.015
N6	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.540	-2.035	-0.135	-1.004	-3.583	-0.611
		Valor máximo de la envolvente	-1.419	1.969	-0.090	0.814	-2.276	0.504
N7	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.223	-7.629	-16.517	-0.844	-0.153	-0.087
		Valor máximo de la envolvente	0.220	7.747	-11.387	0.740	0.254	0.187
N8	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.189	-6.589	-16.486	-0.901	-0.162	-0.095
		Valor máximo de la envolvente	0.175	7.069	-11.425	0.693	0.262	0.141
N9	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.116	-7.345	-16.145	-0.781	-0.989	-0.635
		Valor máximo de la envolvente	0.342	7.668	-11.179	0.841	-0.450	0.691
N10	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.523	-6.789	-16.152	-0.721	-1.031	-0.495
		Valor máximo de la envolvente	-0.100	6.689	-11.183	0.913	-0.493	0.372
N11	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.096	-6.954	-15.337	-0.933	-1.496	-0.996
		Valor máximo de la envolvente	0.535	7.089	-10.590	0.736	-0.894	1.026
N12	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.849	-6.266	-15.363	-0.947	-1.457	-0.554
		Valor máximo de la envolvente	-0.373	6.675	-10.609	0.703	-0.859	0.666
N13	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.156	-6.081	-14.077	-0.809	-2.148	-1.292
		Valor máximo de la envolvente	0.767	6.366	-9.681	0.844	-1.408	1.398
N14	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.233	-6.127	-14.113	-0.737	-2.178	-0.880
		Valor máximo de la envolvente	-0.572	5.987	-9.709	0.907	-1.436	0.736
N15	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.162	-5.123	-12.400	-0.957	-2.600	-1.529
		Valor máximo de la envolvente	0.892	5.300	-8.482	0.813	-1.748	1.541
N16	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.582	-5.344	-12.453	-0.968	-2.582	-0.798
		Valor máximo de la envolvente	-0.763	5.662	-8.524	0.746	-1.728	0.959
N17	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.203	-3.919	-10.348	-0.827	-3.214	-1.466
		Valor máximo de la envolvente	0.985	4.135	-7.040	0.796	-2.056	1.615
N18	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.896	-4.936	-10.433	-0.756	-3.190	-0.961
		Valor máximo de la envolvente	-0.938	4.789	-7.072	0.841	-2.096	0.818
N19	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.161	-2.675	-7.992	-1.157	-3.479	-1.524
		Valor máximo de la envolvente	0.910	2.916	-5.407	1.092	-2.224	1.519
N20	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.145	-4.046	-8.093	-1.081	-3.485	-0.808
		Valor máximo de la envolvente	-1.108	4.252	-5.452	0.888	-2.227	1.007
N21	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.161	-1.553	-5.407	-0.906	-3.846	-1.040



		Valor máximo de la envolvente	0.779	1.674	-3.643	0.779	-2.395	1.226
N22	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.345	-3.483	-5.516	-0.874	-3.755	-0.809
		Valor máximo de la envolvente	-1.247	3.361	-3.704	0.834	-2.429	0.681
N23	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.057	-0.480	-2.709	-1.390	-3.663	-0.820
		Valor máximo de la envolvente	0.430	0.802	-1.817	1.420	-2.428	0.876
N24	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.473	-2.657	-2.822	-1.519	-3.745	-0.700
		Valor máximo de la envolvente	-1.358	2.731	-1.900	1.406	-2.512	0.921
N25	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.343	-7.345	-16.150	-0.690	0.414	-0.392
		Valor máximo de la envolvente	0.111	7.668	-11.183	0.935	0.942	0.281
N26	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.084	-6.777	-16.159	-0.668	0.347	-0.187
		Valor máximo de la envolvente	0.510	6.738	-11.188	0.958	0.857	0.056
N27	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.538	-6.953	-15.346	-0.851	0.951	-0.817
		Valor máximo de la envolvente	0.092	7.090	-10.596	0.788	1.570	0.885
N28	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.358	-6.238	-15.373	-0.897	0.924	-0.493
		Valor máximo de la envolvente	0.839	6.766	-10.616	0.729	1.533	0.396
N29	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.767	-6.083	-14.090	-0.712	1.361	-1.252
		Valor máximo de la envolvente	0.150	6.371	-9.686	0.951	2.123	1.085
N30	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.568	-6.081	-14.128	-0.696	1.319	-0.664
		Valor máximo de la envolvente	1.213	6.112	-9.716	0.950	2.013	0.563
N31	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.892	-5.129	-12.415	-0.893	1.739	-1.485
		Valor máximo de la envolvente	0.155	5.309	-8.487	0.864	2.716	1.515
N32	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.759	-5.277	-12.471	-0.887	1.790	-0.964
		Valor máximo de la envolvente	1.565	5.814	-8.530	0.806	2.621	0.772
N33	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.983	-3.926	-10.364	-0.726	2.092	-1.813
		Valor máximo de la envolvente	0.195	4.148	-7.043	0.924	3.089	1.584
N34	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.932	-4.844	-10.439	-0.712	2.058	-1.063
		Valor máximo de la envolvente	1.882	4.959	-7.088	0.902	3.011	1.005
N35	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.908	-2.684	-8.006	-1.350	2.317	-1.711
		Valor máximo de la envolvente	0.153	2.933	-5.409	1.388	3.450	1.689
N36	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.103	-3.939	-8.100	-1.009	2.324	-1.248
		Valor máximo de la envolvente	2.134	4.446	-5.465	1.058	3.427	0.958
N37	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.779	-1.559	-5.418	-1.002	2.455	-1.787
		Valor máximo de la envolvente	0.157	1.688	-3.643	1.139	3.672	1.513
N38	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.240	-3.345	-5.514	-0.843	2.439	-1.274
		Valor máximo de la envolvente	2.337	3.557	-3.722	0.952	3.634	1.269
N39	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.428	-0.483	-2.712	-1.687	2.415	-1.290
		Valor máximo de la envolvente	0.052	0.811	-1.819	1.866	3.679	1.104
N40	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.352	-2.486	-2.826	-1.483	2.488	-1.322
		Valor máximo de la envolvente	2.466	2.925	-1.905	1.692	3.726	0.941
N41	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.186	-6.582	-16.471	-0.914	-0.250	-0.193
		Valor máximo de la envolvente	0.198	7.072	-11.415	0.697	0.185	0.138
N42	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.857	-6.259	-15.362	-0.917	-1.545	-0.690
		Valor máximo de la envolvente	-0.343	6.679	-10.604	0.714	-0.929	0.703
N43	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.631	-5.340	-12.456	-0.899	-2.655	-0.867
		Valor máximo de la envolvente	-0.692	5.666	-8.525	0.728	-1.803	0.930
N44	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.220	-4.045	-8.075	-0.840	-3.474	-0.776
		Valor máximo de la envolvente	-1.015	4.257	-5.476	0.731	-2.360	0.888
N45	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.582	-2.659	-2.819	-1.076	-3.836	-0.628
		Valor máximo de la envolvente	-1.233	2.735	-1.906	1.045	-2.523	0.780



N46	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.352	-6.231	-15.352	-0.869	0.873	-0.449
		Valor máximo de la envolvente	0.870	6.769	-10.598	0.770	1.480	0.325
N47	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.695	-5.272	-12.446	-0.815	1.751	-0.961
		Valor máximo de la envolvente	1.646	5.818	-8.515	0.805	2.586	0.769
N48	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.015	-3.934	-8.065	-0.716	2.312	-1.301
		Valor máximo de la envolvente	2.234	4.447	-5.468	0.824	3.403	1.039
N49	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.230	-2.487	-2.823	-0.836	2.499	-1.414
		Valor máximo de la envolvente	2.596	2.929	-1.894	1.092	3.733	1.087
N50	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	-0.705	-4.571	-0.284
		Valor máximo de la envolvente	0.000	0.000	0.000	0.631	-1.957	0.073
N51	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.630	-2.036	-0.137	-1.231	-3.753	-0.490
		Valor máximo de la envolvente	-1.315	1.971	-0.093	1.198	-1.971	0.506
N52	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-2.420	-3.478	-5.507	-1.287	-3.618	-0.849
		Valor máximo de la envolvente	-1.155	3.360	-3.717	1.378	-2.425	0.811
N53	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.948	-4.935	-10.411	-0.787	-3.050	-0.962
		Valor máximo de la envolvente	-0.865	4.795	-7.096	0.967	-2.075	0.902
N54	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-1.258	-6.126	-14.115	-0.715	-2.078	-0.836
		Valor máximo de la envolvente	-0.523	5.996	-9.704	0.952	-1.369	0.765
N55	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.520	-6.790	-16.144	-0.680	-0.941	-0.463
		Valor máximo de la envolvente	-0.076	6.699	-11.175	0.925	-0.412	0.399
N56	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.086	-6.774	-16.137	-0.652	0.399	-0.295
		Valor máximo de la envolvente	0.533	6.745	-11.172	0.992	0.936	0.166
N57	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.529	-6.082	-14.104	-0.701	1.353	-0.779
		Valor máximo de la envolvente	1.272	6.122	-9.696	0.986	2.063	0.649
N58	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	0.867	-4.840	-10.402	-0.759	2.069	-1.093
		Valor máximo de la envolvente	1.962	4.962	-7.086	0.997	3.039	0.984
N59	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	1.154	-3.342	-5.498	-1.179	2.435	-1.184
		Valor máximo de la envolvente	2.432	3.560	-3.713	1.370	3.624	1.105
N60	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.504	-0.476	-2.708	-1.024	2.433	-1.307
		Valor máximo de la envolvente	0.128	0.807	-1.813	1.311	3.668	1.190
N61	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.760	-1.564	-5.405	-1.486	2.447	-1.714
		Valor máximo de la envolvente	0.140	1.695	-3.635	1.728	3.640	1.357
N62	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.955	-2.675	-7.985	-0.919	2.343	-1.745
		Valor máximo de la envolvente	0.203	2.926	-5.402	1.010	3.455	1.779
N63	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.957	-3.934	-10.337	-0.905	2.074	-1.846
		Valor máximo de la envolvente	0.174	4.157	-7.033	1.216	3.042	1.539
N64	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.919	-5.120	-12.392	-0.824	1.824	-1.472
		Valor máximo de la envolvente	0.186	5.299	-8.473	0.818	2.680	1.537
N65	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.746	-6.095	-14.068	-0.703	1.353	-1.385
		Valor máximo de la envolvente	0.133	6.380	-9.667	1.024	2.060	1.149
N66	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.550	-6.947	-15.327	-0.855	0.978	-0.756
		Valor máximo de la envolvente	0.108	7.081	-10.579	0.786	1.604	0.836
N67	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.337	-7.367	-16.130	-0.655	0.382	-0.571
		Valor máximo de la envolvente	0.111	7.686	-11.167	0.985	0.916	0.410
N68	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.216	-7.618	-16.466	-0.882	-0.145	-0.134
		Valor máximo de la envolvente	0.218	7.732	-11.412	0.714	0.280	0.205
N69	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.110	-7.366	-16.135	-0.756	-1.008	-0.631
		Valor máximo de la envolvente	0.342	7.685	-11.170	0.848	-0.460	0.662
N70	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.103	-6.947	-15.335	-0.915	-1.484	-1.088



		Valor máximo de la envolvente	0.548	7.080	-10.584	0.732	-0.879	1.101
N71	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.128	-6.092	-14.077	-0.816	-2.147	-1.316
		Valor máximo de la envolvente	0.745	6.375	-9.675	0.884	-1.417	1.410
N72	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.182	-5.115	-12.401	-0.897	-2.599	-1.539
		Valor máximo de la envolvente	0.920	5.290	-8.481	0.763	-1.764	1.510
N73	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.170	-3.926	-10.344	-0.901	-3.113	-1.535
		Valor máximo de la envolvente	0.958	4.143	-7.043	0.921	-2.113	1.708
N74	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.201	-2.667	-7.991	-0.824	-3.435	-1.438
		Valor máximo de la envolvente	0.956	2.910	-5.410	0.780	-2.337	1.362
N75	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.139	-1.557	-5.410	-1.365	-3.673	-1.132
		Valor máximo de la envolvente	0.761	1.681	-3.639	1.313	-2.460	1.384
N76	Desplazamientos	Valor mínimo de la envolvente	-0.127	-0.473	-2.709	-0.942	-3.737	-0.725
		Valor máximo de la envolvente	0.504	0.798	-1.817	1.045	-2.468	0.697

Reacciones

Referencias:

Rx, Ry, Rz: Reacciones en nudos con desplazamientos coaccionados (fuerzas).

Mx, My, Mz: Reacciones en nudos con giros coaccionados (momentos).

Nota: Las combinaciones de concreto indicadas son las mismas que se utilizan para comprobar el estado límite de equilibrio en la cimentación.

Envolventes de las reacciones en nudos								
Referencia	Combinación		Reacciones en ejes globales					
	Tipo	Descripción	Rx	Ry	Rz	Mx	My	Mz
N1	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-6.969	-9.199	7.254	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	56.818	9.344	14.289	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-4.942	-6.302	4.447	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	44.129	6.426	12.101	0.00	0.00	0.00
N2	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-5.845	-0.243	7.026	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	55.494	0.130	13.913	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-4.173	-0.268	4.295	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	43.331	0.158	11.813	0.00	0.00	0.00
N5	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-56.810	-9.072	7.081	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	7.137	9.338	13.913	0.00	0.00	0.00
	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-44.108	-6.155	4.350	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	5.059	6.387	11.762	0.00	0.00	0.00
N50	Hormigón en cimentaciones	Valor mínimo de la envolvente	-55.661	-0.399	7.309	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	5.828	0.156	14.289	0.00	0.00	0.00



	Tensiones sobre el terreno	Valor mínimo de la envolvente	-43.482	-0.445	4.502	0.00	0.00	0.00
		Valor máximo de la envolvente	4.170	0.212	12.050	0.00	0.00	0.00

COMPROBACIONES EN BARRAS

η : Aprovechamiento de la resistencia. La barra cumple con las condiciones de resistencia de la norma si se cumple que $\eta \leq 100 \%$.

Comprobaciones E.L.U. (Resumido)

Barras	COMPROBACIONES (AISI S100-07 (2007))															Estado
	w / t	T	P	Tr	M _x	M _y	V _x	V _y	M _{Tr}	M _{Vx}	M _{Vy}	MT	MP	TPTrMV		
N1/N2	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.8$	x: 1.2 m	x: 0 m	$\eta = 3.0$	$\eta = 0.1$	x: 1.2 m	x: 0 m	x: 1.2 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N3/N4	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 1.2 m	$\eta = 2.9$	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.2 m	x: 0 m	x: 1.2 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N5/N6	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.8$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.6$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N7/N8	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.3$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N9/N10	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.1$	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N11/N12	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.9$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N13/N14	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.7$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N15/N16	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.4$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N17/N18	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 1.2 m	x: 0 m	$\eta = 1.2$	$\eta = 0.2$	x: 1.2 m	x: 0 m	x: 1.2 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.2 m	x: 1.2 m	CUMPLE
N19/N20	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.8$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.9$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N21/N22	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.7$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N23/N24	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N25/N26	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N27/N28	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N29/N30	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N31/N32	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N33/N34	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.7$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N35/N36	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.9$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N37/N38	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 1.2 m	x: 0 m	$\eta = 1.2$	$\eta = 0.2$	x: 1.2 m	x: 0 m	x: 1.2 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.2 m	x: 1.2 m	CUMPLE
N39/N40	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.4$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N41/N42	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.7$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N43/N44	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.9$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N45/N46	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.1$	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N47/N48	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.3$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N49/N50	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.6$	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N51/N52	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 1.2 m	$\eta = 2.9$	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.2 m	x: 0 m	x: 1.2 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N53/N54	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 3.0$	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N3/N2	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N5/N4	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.4$	x: 1.628 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N7/N6	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.2$	x: 1.628 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N9/N8	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.2$	x: 1.628 m	x: 1.628 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N11/N10	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.1$	x: 1.628 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N13/N12	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.2$	x: 1.628 m	x: 1.628 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N15/N14	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.61$	x: 1.628 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N17/N16	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.2$	x: 1.628 m	x: 1.628 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N19/N18	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.1$	x: 1.628 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE



N21/N20	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N23/N22	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.1	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N25/N24	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.1	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N51/N54	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.8	x: 0 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N49/N52	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.6	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N47/N50	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.3	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N45/N48	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.2	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N43/N46	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.2	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N41/N44	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.2	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N39/N42	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.1	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N37/N40	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.2	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N35/N38	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.1	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N33/N36	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N31/N34	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	x: 0.407 m	x: 1.628 m	x: 0 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N29/N32	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	x: 0.61 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	η = 0.2	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N27/N26	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	η = 0.1	x: 1.424 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.424 m	x: 0 m	x: 1.424 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N27/N30	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	x: 1.221 m	x: 1.424 m	x: 1.628 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.424 m	x: 1.628 m	x: 1.424 m	x: 1.628 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE
N1/N3	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	x: 0.183 m	η = 9.8	η = 1.5	x: 0.917 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 0.917 m	x: 0.917 m	CUMPLE
N3/N5	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 11.6	η = 6.0	η = 1.5	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.4	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N5/N7	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 22.2	N.P. ⁽³⁾	η = 2.5	x: 0.917 m	x: 1.1 m	η = 0.7	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N7/N9	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 31.8	N.P. ⁽³⁾	η = 1.8	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 1.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N9/N11	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 40.6	N.P. ⁽³⁾	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	η = 1.3	x: 0 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N11/N13	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 48.4	N.P. ⁽³⁾	η = 2.1	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 1.6	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N13/N15	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 55.3	N.P. ⁽³⁾	x: 0.733 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	η = 1.8	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N15/N17	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 61.2	N.P. ⁽³⁾	η = 1.9	x: 0.917 m	x: 1.1 m	η = 2.0	x: 0 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N17/N19	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 66.4	N.P. ⁽³⁾	η = 1.6	x: 0.733 m	x: 1.1 m	η = 2.2	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N19/N21	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 70.4	N.P. ⁽³⁾	η = 1.4	x: 0.733 m	x: 1.1 m	η = 2.3	x: 0 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N21/N23	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 73.7	N.P. ⁽³⁾	η = 1.2	x: 0.55 m	x: 1.1 m	η = 2.4	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N23/N25	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 75.9	N.P. ⁽³⁾	η = 0.8	x: 0.55 m	x: 1.1 m	η = 2.5	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N25/N27	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 77.4	N.P. ⁽³⁾	η = 0.5	x: 0.55 m	x: 1.1 m	η = 2.6	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N27/N29	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 77.4	N.P. ⁽³⁾	η = 0.4	x: 0.55 m	x: 0 m	η = 2.6	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N29/N31	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 75.9	N.P. ⁽³⁾	η = 0.3	x: 0.55 m	x: 0 m	η = 2.5	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N31/N33	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 73.7	N.P. ⁽³⁾	η = 0.6	x: 0.55 m	x: 0 m	η = 2.4	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.1 m	CUMPLE
N33/N35	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 70.4	N.P. ⁽³⁾	η = 0.9	x: 0.367 m	x: 0 m	η = 2.3	x: 1.1 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N35/N37	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 66.4	N.P. ⁽³⁾	η = 1.1	x: 0.367 m	x: 0 m	η = 2.2	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N37/N39	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 61.2	N.P. ⁽³⁾	η = 1.5	x: 0.183 m	x: 0 m	η = 2.0	x: 1.1 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N39/N41	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 55.3	N.P. ⁽³⁾	η = 1.9	x: 0.367 m	x: 0 m	η = 1.8	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N41/N43	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 48.3	N.P. ⁽³⁾	η = 2.1	x: 0 m	x: 0 m	η = 1.6	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N43/N45	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 40.6	N.P. ⁽³⁾	x: 1.1 m	x: 0.367 m	x: 0 m	η = 1.3	x: 1.1 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N45/N47	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 31.8	N.P. ⁽³⁾	η = 2.3	x: 0 m	x: 0 m	η = 1.1	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N47/N49	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 22.2	N.P. ⁽³⁾	η = 3.0	x: 0.183 m	x: 0 m	η = 0.7	x: 1.1 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N49/N51	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 11.5	N.P. ⁽³⁾	η = 2.2	x: 0 m	x: 0 m	η = 0.4	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N51/N53	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	η = 0.9	η = 0.1	η = 2.2	x: 0.183 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 1.1 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0.183 m	x: 0.183 m	CUMPLE
N2/N4	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 12.8	η = 0.8	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η < 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N4/N6	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 24.8	η = 1.2	x: 1.1 m	x: 0 m	η < 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N6/N8	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 35.5	η = 1.3	x: 1.1 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N8/N10	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 45.5	η = 1.9	x: 1.1 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N10/N12	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 54.2	η = 1.9	x: 1.1 m	x: 0 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N12/N14	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 62.1	η = 2.0	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N14/N16	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 68.7	η = 1.8	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N16/N18	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 74.5	η = 1.7	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N18/N20	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 79.1	η = 1.4	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N20/N22	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 82.8	η = 1.4	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N22/N24	w / t ≤ (w / t) _{máx.}	N.P. ⁽¹⁾	η = 85.3	η = 0.9	x: 1.1 m	x: 1.1 m	η = 0.1	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE



N24/N26	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 86.9$	$\eta = 1.0$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N26/N28	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 87.4$	$\eta = 0.4$	x: 0.733 m	x: 1.1 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N28/N30	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 87.4$	$\eta = 0.4$	x: 0.367 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N30/N32	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 86.9$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 1.1 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N32/N34	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 85.3$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N34/N36	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 82.8$	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N36/N38	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 79.1$	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N38/N40	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 74.5$	$\eta = 1.5$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N40/N42	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 68.7$	$\eta = 1.6$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N42/N44	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 62.1$	$\eta = 1.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N44/N46	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 54.2$	$\eta = 2.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N46/N48	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 45.5$	$\eta = 2.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N48/N50	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 35.5$	$\eta = 1.6$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N50/N52	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 24.8$	$\eta = 1.5$	x: 0 m	x: 1.1 m	$\eta = 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N52/N54	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 12.8$	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 1.1 m	$\eta < 0.1$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N55/N17	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.2$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.3$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.8 m	CUMPLE
N55/N18	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0.18 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N56/N27	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0.8 m	x: 0.8 m	CUMPLE
N56/N28	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.1$	x: 1.442 m	x: 1.442 m	$\eta < 0.1$	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	N.P. ⁽²⁾	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.442 m	CUMPLE
N57/N7	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 2.4$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.7$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.8 m	CUMPLE
N57/N8	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 1.442 m	CUMPLE
N58/N37	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.2$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.3$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.8 m	CUMPLE
N58/N38	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N59/N47	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 2.4$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.7$	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	x: 0.8 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.8 m	CUMPLE
N59/N48	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 1.442 m	CUMPLE
N60/N61	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 3.0$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N62/N63	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.9$	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N64/N65	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.6$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N66/N67	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.3$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.2 m	x: 1.2 m	CUMPLE
N68/N69	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.1$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N70/N71	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.9$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N72/N73	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.7$	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N74/N75	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.4$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N76/N77	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N78/N79	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.8$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.9$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N80/N81	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N82/N83	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N84/N85	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0.6 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N86/N87	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.2 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N88/N89	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0.6 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N90/N91	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.5$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N92/N93	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0.6 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N94/N95	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.9$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N96/N97	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 0.6 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N98/N99	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 0.9$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.4$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N100/N101	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.7$	$\eta = 0.6$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N102/N103	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 1.9$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N104/N105	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.3$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.1$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N106/N107	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.3$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.3$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.2 m	x: 1.2 m	CUMPLE
N108/N109	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.6$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N110/N111	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 2.9$	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N112/N113	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	x: 0 m	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 3.0$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N62/N61	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0 m	CUMPLE
N64/N63	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.628 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.0$	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	x: 0 m	x: 1.628 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 1.628 m	CUMPLE



N69/N71	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 54.3$	$\eta = 2.0$	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N71/N73	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 62.0$	$\eta = 2.0$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N73/N75	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 68.8$	$\eta = 1.7$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N75/N77	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 74.4$	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0.55 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N77/N79	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 79.2$	$\eta = 1.6$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N79/N81	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 82.7$	$\eta = 1.4$	x: 1.1 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	x: 1.1 m	x: 0.733 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N81/N83	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 85.4$	$\eta = 0.9$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	x: 1.1 m	x: 0.917 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N83/N85	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 86.9$	$\eta = 0.8$	x: 1.1 m	x: 0.55 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N85/N87	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 87.5$	$\eta = 0.4$	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0.367 m	x: 1.1 m	x: 0.367 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.1 m	x: 1.1 m	CUMPLE
N87/N89	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 87.5$	$\eta = 0.5$	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N89/N91	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 86.9$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N91/N93	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 85.4$	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N93/N95	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 82.7$	$\eta = 1.0$	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.367 m	x: 0 m	x: 0.367 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N95/N97	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 79.2$	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N97/N99	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 74.4$	$\eta = 1.4$	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.55 m	x: 0 m	x: 0.55 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N99/N101	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 68.8$	$\eta = 1.5$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N101/N103	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 62.0$	$\eta = 1.9$	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0.183 m	x: 0 m	x: 0.183 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N103/N105	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 54.3$	$\eta = 2.2$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N105/N107	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 45.5$	$\eta = 2.3$	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N107/N109	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 35.7$	$\eta = 1.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N109/N111	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 24.8$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N111/N113	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 12.9$	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	x: 0 m	x: 1.1 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N49/N108	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 1.5$	$\eta = 1.7$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N53/N112	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.8$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE
N41/N100	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 4.1$	$\eta = 1.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 0 m	CUMPLE
N45/N104	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 2.9$	$\eta = 1.4$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N33/N92	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.6$	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 1.6 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N29/N88	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 6.0$	$\eta = 0.1$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N21/N80	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.6$	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 0 m	CUMPLE
N25/N84	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 6.0$	$\eta = 0.3$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N9/N68	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 2.9$	$\eta = 1.2$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N13/N72	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 4.1$	$\eta = 1.2$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N1/N60	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	N.P. ⁽⁵⁾	$\eta = 1.0$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	N.P. ⁽⁵⁾	CUMPLE
N5/N64	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 1.5$	$\eta = 1.2$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N1/N62	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.777 m	$\eta = 19.5$	$\eta = 1.5$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.165 m	x: 1.165 m	CUMPLE
N5/N62	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 9.2$	x: 1.359 m	$\eta = 1.8$	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 1.359 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	CUMPLE
N5/N66	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.582 m	$\eta = 16.2$	$\eta = 1.2$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N9/N66	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 8.3$	$\eta < 0.1$	$\eta = 1.6$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	CUMPLE
N9/N70	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.777 m	$\eta = 13.2$	$\eta = 1.0$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N13/N70	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 7.8$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.4$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N13/N74	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 3.4$	$\eta = 10.5$	$\eta = 0.8$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N17/N74	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.777 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.2$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N17/N78	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 3.9$	$\eta = 7.9$	$\eta = 0.7$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N21/N78	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.582 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.1$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.4$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N21/N82	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.3$	$\eta = 5.5$	$\eta = 0.7$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N25/N82	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0.388 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.9$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N25/N86	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.6$	$\eta = 3.1$	$\eta = 0.8$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.4$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.165 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N29/N86	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 5.1$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.9$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.4$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N29/N90	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.5$	$\eta = 0.8$	$\eta = 0.8$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.165 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N33/N90	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.3$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.8$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.4$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N33/N94	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.2$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.0$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.4$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N37/N94	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 3.9$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 0.7$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N37/N98	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 3.6$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.2$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N41/N98	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 3.2$	$\eta = 1.4$	$\eta = 0.8$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.165 m	x: 0.971 m	CUMPLE



N41/N102	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.0$	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.4$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N45/N102	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 2.4$	$\eta = 4.0$	$\eta = 1.0$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N45/N106	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 0 m	N.P. ⁽³⁾	$\eta = 1.7$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	N.P. ⁽⁴⁾	x: 0.971 m	CUMPLE
N49/N106	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 1.7$	$\eta = 6.9$	$\eta = 1.2$	x: 0.971 m	x: 1.942 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	x: 0.971 m	CUMPLE
N49/N110	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 4.5$	x: 0.388 m	$\eta = 2.0$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 0 m	CUMPLE
N53/N110	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 1.0$	$\eta = 9.8$	$\eta = 1.5$	x: 0.971 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.942 m	x: 0.971 m	x: 1.165 m	x: 1.165 m	CUMPLE
N3/N62	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 0.6$	$\eta = 1.1$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N11/N70	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 3.5$	$\eta = 1.2$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N15/N74	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 4.6$	$\eta = 1.1$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N19/N78	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.4$	$\eta = 0.8$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N23/N82	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.9$	$\eta = 0.5$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N31/N90	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.9$	$\eta = 0.2$	x: 1.6 m	x: 1.6 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N35/N94	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.4$	$\eta = 0.5$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N39/N98	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 4.6$	$\eta = 0.9$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N43/N102	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 3.5$	$\eta = 1.3$	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N51/N110	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 0.6$	$\eta = 1.7$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N17/N76	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.0$	$\eta = 1.0$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N27/N86	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 6.1$	$\eta = 0.2$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N7/N66	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 2.1$	$\eta = 1.2$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.2$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N37/N96	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 5.0$	$\eta = 0.7$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N47/N106	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 2.1$	$\eta = 1.5$	x: 1.6 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	x: 1.6 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 1.6 m	x: 1.6 m	CUMPLE
N106/N114	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	$\eta = 2.3$	x: 0 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N114/N107	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0.18 m	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N96/N115	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 0.1$	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N115/N97	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	CUMPLE
N86/N116	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	$\eta = 0.1$	$\eta = 0.1$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta < 0.1$	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N116/N87	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	$\eta = 0.1$	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	CUMPLE
N76/N117	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	N.P. ⁽¹⁾	$\eta = 0.2$	$\eta = 1.2$	x: 0 m	x: 0 m	$\eta = 0.3$	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	N.P. ⁽²⁾	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N117/N77	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0.18 m	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.3$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	CUMPLE
N66/N118	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	$\eta = 0.1$	$\eta = 0.2$	$\eta = 2.3$	x: 0 m	x: 0.8 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0.8 m	x: 0 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE
N118/N67	$w/t \leq (w/t)_{\text{Máx}}$	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0.541 m	x: 0 m	x: 1.442 m	$\eta = 0.7$	x: 0 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 1.442 m	x: 1.442 m	x: 0 m	x: 0 m	CUMPLE

Notación:

w/t : Limitaciones geométricas

T : Resistencia a tracción

P : Resistencia a compresión

Tr : Resistencia a torsión

M_x : Resistencia a flexión alrededor del eje X

M_y : Resistencia a flexión alrededor del eje Y

V_x : Resistencia a corte en la dirección del eje X

V_y : Resistencia a corte en la dirección del eje Y

M_xTr : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con torsión

M_yTr : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con torsión

M_xV_y : Resistencia a flexión alrededor del eje X combinada con corte en la dirección del eje Y

M_yV_x : Resistencia a flexión alrededor del eje Y combinada con corte en la dirección del eje X

MT : Resistencia a flexión combinada con tracción



MP: Resistencia a flexión combinada con compresión

TPT_rMV: Flexión combinada con cortante, axil y torsión - Comprobación de Von Mises

x: Distancia al origen de la barra

η : Coeficiente de aprovechamiento (%)

N.P.: No procede

(1) La comprobación no procede, ya que no hay axil de tracción.

(2) No hay interacción entre axil de tracción y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.

(3) La comprobación no procede, ya que no hay axil de compresión.

(4) No hay interacción entre axil de compresión y momento flector para ninguna combinación. Por lo tanto, la comprobación no procede.



ANEXO 4 PLANOS ESTRUCTURALES