

Universidade do Minho Escola de Engenharia

Carolina Castellanos Rangel

Carolina Castellanos Rangel Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado

氺

UMinho | 2016

Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado



Universidade do Minho Escola de Engenharia

Carolina Castellanos Rangel

Evaluación del impacto de las alteraciones climáticas en un puente de concreto preesforzado

Disertación de Maestría Ciclo de Estudios Integrados en Ingeniería Civil Área de Especialización: Estructuras y Geotécnia Grado de doble titulación Universidade do Minho Universidad Industrial de Santander

Trabajo realizado bajo la orientación del: Profesor Doctor José António Silva de Carvalho Campos e Matos Universidade do Minho

Co-orientación: Profesor Doctor Álvaro Viviescas Jaimes Universidad Industrial de Santander

## Agradecimientos

A Dios por permitirme vivir esta experiencia. A mis papás por ser mi apoyo incondicional y mi motor. Gracias por tantos esfuerzos y sacrificios. A mis abuelitos por sus oraciones constantes y por ese amor tan entregado. A todas las personas que estuvieron conmigo en todo el proceso, gracias por su compañía.

Al profesor Álvaro Viviescas por confiar en mí y ser mi mentor. Al profesor José Matos por su amable orientación. A los dos gracias su tiempo y disposición para la realización de esta investigación.

### RESUMEN

En esta investigación es realizado un análisis de socavación para el nuevo Puente Gómez Ortiz, ubicado en el departamento de Santander, Colombia. La estructura que cuenta con dos luces principales de 170 metros de longitud y dos vanos extremos de 85 metros cada uno, con tablero de concreto postensado de sección transversal viga-cajón de canto variable, construido por el método de dovelas por avances sucesivos y que se encuentra apoyado en tres pilas de alturas entre los 42 y los 47 metros, fue abierto al público en el año 2014 como parte del plan de sustitución de vías que deja fuera de servicio el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso en la región.

Como toda estructura sometida a los efectos del agua, los puentes son susceptibles al fenómeno de pérdida de material en sus cimentaciones, llamado socavación, que puede dejar expuesta su estructura de fundación y puede alterar el estado de su salud estructural. Cálculos estimados de pérdidas máximas de material son considerados en sus diseños, no en tanto las probabilidades de que sean superadas son alarmantes, debido a que son muchos factores actuando en este proceso y debido a que en su mayoría son factores propios de ciclos de la naturaleza de difícil predicción. Es por esta causa que con esta investigación se buscó mediante la información dinámica del puente obtenida de su modelamiento en un software de elementos finitos, caracterizar su comportamiento dinámico para diferentes profundidades de socavación y de niveles de agua sobre los pilares. Esto como fuente de información para prevenir e identificar escenarios de daño en futuros planes de monitoreo realizados a la estructura, con el objetivo de garantizar que provea un servicio continuo y seguro.

PALABRAS CLAVE: Socavación, flujo hidráulico, caracterización dinámica, salud estructural, escenarios de daño.

### ABSTRACT

In this research is developed an analysis of scour for the new Gómez Ortiz bridge, located in the region of Santander, Colombia. The structure has two main lights of 170 meters of length and two extreme spans, of 85 meters each, with a post-tensioned concrete deck whit a box-girder cross section with variable high, was built by the double cantilever method. Is supported by three piers with highs between 42 and 47 meters, and was opened to the public in the year 2014 as part of the roads substitution plan that leaves out of service the filling of the reservoir of the Hidrosogamoso dam in the region.

As every structure exposed to water actions, is susceptible to the loss of foundation material phenomenon, that can leave the structure exposed and can modify the state of its structural health. Estimated approaches of maximus depths of loss of material are considered in the designs, but no matter what, the probability of this to be exceeded is so high that triggers a challenge due to the many factors acting in this process and because almost all of them form part of nature cycles that represent a hard labor to predict. For this cause, the propose of this investigation was to characterize the dynamic behavior of the bridge throw its dynamic information obtained of a model developed in a finite-element software, for different depths of socur as a data base source for future monitoring analysis, forward to prevent and know the possible damage scenarios and guarantee a continuous and a safety service.

KEYWORDS: Scour, hydraulic flow, dynamic characterization, structural health, damage scenarios.

### RESUMO

Esta investigação consiste na realização de uma análise de infra-escavação para a nova ponte Gómez Ortiz, localizado na cidade de Santander, Colômbia. A estrututra conta com dois vãos principais de 170m de comprimento e dois vãos extremos de 85m cada um. O tabuleiro tem uma secção transversal viga-caixão de altura variável e composto por betão e aço pré-esforçado. O tabuleiro foi construido pelo método de dovelas por avanços sucessivos e encontra-se apoiado em três pilares de alturas variáveis entre os 42 e os 47m. A ponte foi inaugurada no ano de 2014 como parte de um plano de substituição de vías que deixou fora de serviço a barragem de Hidrosogamoso.

As pontes quando sujeitas aos efeitos da água estão susceptíveis ao fenómeno de perda de material nas suas fundações, chamado infra-escavação, que pode deixar exposta a estrutura de fundação e assim alterar o seu comportamento estrutural. Cálculos estimados de perdas máximas de material são considerados no projeto, no entanto, as probabilidades de que sejam superadas são alarmantes devido aos muitos fatores que atuam neste processo, principalmente os fatores próprios do ciclo da natureza de difícil previsão. Com isto, surgiu esta investigação que tem como objetivo obter informação dinámica da ponte através do seu modelamento num software de elementos finitos e ainda a caracterização do seu comportamento dinâmico para diferentes profundidades de infra-escavação tendo em conta o nível de água sobre os pilares. Contudo, no final vamos ter uma fonte de informação que permitirá prevenir e identificar cenários de danos em futuras monitorizações realizadas à estrutura, com o objetivo de garantir um serviço contínuo e seguro.

PALAVRAS CHAVE: Infra-escavação, fluxo hidráulico, caracterização dinâmica, comportamento estrutural, cenários de danos.

# ÍNDICE

1.		INTRODUCCION					
2.		ESTADO DEL ARTE					
	2.1	Casos de socavación en la historia5					
	2.2.	Descripción del fenómeno de socavación11					
	2.3.	Morfología de la socavación14					
	2.4.	Tipos de socavación17					
	2.5.	Expresiones para el cálculo de la profundidad de socavación 20					
	2.6.	¿Cómo detectar la socavación en puentes?					
	2.7. ¿Cuándo la socavación comienza afectar el correcto funcionamiento un puente? 30						
	2.8.	Metodología					
3.		OBJETO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GOMEZ ORTIZ					
	3.1.	Descripción 39					
	3.2.	Descripción geométrica 40					
	3.3.	Plan de identificación de socavación en las cimentaciones					
	3.3.1	. Modelamiento numérico de la estructura					
	3.3.2	. Validación del modelo numérico inicial					
	3.3.3	Escenarios de socavación 51					
4.		CONCLUSIONES					
5.		SUGERENCIAS Y FUTURAS INVESTIGACIONES					
6.	BIBLIOGRAFIA91						
7.		ANEXOS					

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente Altovalsol en Chile10
Figura 2. Puente pescadero, Santander, Colombia11
Figura 3. Foso de socavación
Figura 4. Dimensiones de una pila <i>a</i> y <i>b</i> , tirante hidráulico y. HEC-1814
Figura 5. (a) Socavación en una pila estrecha de sección circular. (b) Socavación en una pila ancha. (NCHRP 175)
Figura 6. (a) se muestra la forma uniforme del hueco en una cama de arena. En la figura (b) para un material de gran cohesión (arcilla), el hueco es menos regular. Y en la (c) para roca, se observa que la socavación se ve influenciada por juntas y fracturas. (NCHRP)16
Figura 7. Acumulación de escombros de madera(a) y bloques de hielo(b) en pilas de puentes. (NCHRP 653)
Figura 8. Principio del sensor. Una masa magnética está suspendida por un resorte y el movimiento (velocidad) es detectado por una bobina, la cual genera una salida de voltaje proporcional a la velocidad de la masa. (Guillermo M., 2014)
Figura 9. Representación del proceso que ocurre desde la señal captada por el sensor hasta la almacenada en la computadora. (Guillermo M., 2014)27
Figura 10. Desplazamiento (in) vs. Ubicación sobre el tablero (in). Formas de vibración del Modo 3 y Modo 4 para resultados del modelo numérico y los ensayos de vibración realizados al puente Alamosa Canyon Bridge
Figura 11. Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad $PF$ y la profundidad de socavación relativa $DR$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)31
Figura 12. Flujograma de la metodología implementada en la investigación
Figura 13. Vista aérea Nuevo Puente Gómez Ortiz a la derecha y antiguo puente a la izquierda. Vanguardia Liberal
Figura 14. Puente Gómez Ortiz y sus accesos planta general. ISAGEN

Figura 15. Puente Gómez Ortiz Plano Sección Longitudinal. ISAGEN
Figura 16. Sección transversal dovela típica. ISAGEN41
Figura 17. Sección transversal pila. ISAGEN41
Figura 18. Corte lateral pila. ISAGEN42
Figura 19. Puente Gómez Ortiz. Autor
Figura 20. Rigid Links Superestructura- Subestructura. Autor
Figura 21. Rigid links pilas-zapatas-pilotes. Autor
Figura 22. Idealización de las restricciones en los extremos del puente. Autor
Figura 23. Modelo numérico con asignación de cargas Puente Gómez Ortiz. Autor
Figura 24. Ángulo Θ entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila. Autor
Figura 25. Identificación del ángulo Θ entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila para el puente. ISAGEN
Figura 26. Frecuencia natural de vibración del puente en la dirección longitudinal X y transversal Y. vs. Nivel de Agua. Autor
Figura 27. Porcentaje de participación de masas para las direcciones X y Y. vs. Nivel de Agua. Autor
Figura 28. Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad $PF$ y la profundidad de socavación relativa $DR$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)63
Figura 29. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor
Figura 30. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor. 
Figura 31. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor.
Figura 32. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor

Figura 33. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección
X. Autor
Figura 34. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección
Y. Autor
Figura 35. Modo 2. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.
Figura 36. Modo 7. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.
Figura 37. Modo 8. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Clasificación realizada por Smith (1976-1977) de causas de daños en 143 puentes       colapsados en el mundo entre 1847 y 1975
Tabla 2. Acciones a tomar según la clasificación de la razón de socavación. Manual de Diseño de vías y Puentes de Irlanda del Norte. (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012).35
Tabla 3. Propiedades de los materiales
Tabla 4. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero44
Tabla 5. Información geotécnica del suelo seco de cimentación Pilote 9.     48
Tabla 6. Información geotécnica del macizo seco de cimentación Pilote 9.     49
Tabla 7. Caracterización dinámica teórica y experimental del nuevo puente Gómez Ortiz antesde su puesta en servicio50
Tabla 8. Información geotécnica del suelo saturado de cimentación Pilote 9
Tabla 9. Información geotécnica del macizo saturado de cimentación Pilote 9
Tabla 10. Coeficiente de arrastre C <sub>D</sub>
Tabla 11. Coeficiente de arrastre lateral CL
Tabla 12. Valores para el cálculo de cargas debidas a la acción del agua
Tabla 13. Modelos numéricos para diferentes niveles de agua.  57
Tabla 14. Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección longitudinaldel puente (X).58
Tabla 15. Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección transversal    del puente (Y).    59
Tabla 16. Escenarios de socavación analizados para el nivel de agua máximo
Tabla 17. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X)68

Tabla 18. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y)69
Tabla 19. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X)71
Tabla 20. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y)72
Tabla 21. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X)75
Tabla 22. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación
en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y)77
Tabla 23. Resultados modelo sin cimentaciones modeladas y ensayos de vibración ambiental.
Tabla 24. Resultados del modelo con el estribo izquierdo modelado e idealizado con
restricciones traslacionales en las direcciones Y y Z
Tabla 25. Peso específico para condición saturada del material de cimentación
Tabla 26. Resultados de valores de frecuencia para condiciones de material de cimentación seco
y saturado
Tabla 27. Profundidades relativas D_R para cada clasificación de riesgo64
Tabla 28. Profundidades de socavación en las cimentaciones del puente según su riesgo asociado.

## SIMBOLOGIA

Ϋ́	Peso específico del agua
Φ	Ángulo de fricción interna del material de fundación
E	Módulo de Elasticidad o Módulo de Young del material
υ	Módulo de Poisson del material
ξ	Porcentaje de amortiguamiento
$f_c'$	Resistencia a la compresión del concreto
k <sub>o</sub>	Coeficiente de presión de tierras en reposo
$\sigma_h$	Esfuerzo horizontal efectivo del suelo
$\dot{p_o}$	Esfuerzo vertical efectivo
K <sub>h</sub>	Coeficiente de reacción lateral
W <sub>n</sub>	Frecuencia natural
k	Rigidez de la estructura
т	Masa de la estructura
у	Nivel de agua sobre la pila
а	Ancho de la pila
b	Largo de la pila
Ζ	Profundidad de cimentación
В	Diámetro del pilote
C <sub>D</sub>	Coeficiente de arrastre
p	Presión actuando sobre un área
F	Fuerza actuando en un punto
FX	Fuerza actuando en la dirección transversal del puente

*FZ* Fuerza actuando en la dirección vertical del puente

#### 1. INTRODUCCION

Actualmente, no se tiene información suficiente sobre la influencia de los parámetros más importantes en la evaluación de la seguridad de un puente ubicado sobre un cauce, ante las avenidas máximas que puedan presentarse en el mismo. Esta evaluación es un paso primordial para estimaciones pre-evento, detección y mitigación del daño. (Darío E., Consuelo G.& Juan C.,2010). La historia constata de numerosos colapsos en puentes alrededor del mundo debidos al fenómeno conocido como socavación (Socur), que consiste en la pérdida de material del fondo del cauce sobre el cual se ubican las fundaciones, causada por una fuerza de arrastre ejercida por el flujo. Esta pérdida ocasiona la falla de los elementos de la estructura, desde pilotes, pilas y el puente en su totalidad. Si bien en las normas de diseño es indicado a los ingenieros que se debe tener en cuenta su efecto en los cálculos, las múltiples variables que pueden causar el fenómeno, principalmente los eventos de la naturaleza como crecidas e inundaciones, hacen de su predicción una tarea con mucha incertidumbre. Estimaciones ante diferentes escenarios pueden ser contempladas en el diseño con el fin de intentar garantizar el correcto funcionamiento de cada puente, sin embargo, el comportamiento hidráulico del flujo siempre podrá salirse de estas predicciones y la estructura se verá sometida a nuevas situaciones de carga y nuevas condiciones de apoyo que pueden alterar el estado de su salud estructural y generar daños.

El registro de puentes que han fallado a causa de la pérdida de material de cimentación alrededor del mundo, alerta sobre lo nocivo de este fenómeno, es un problema potencial y puede ocurrir cuando no se espera. Desde una avenida extrema, crecientes con socavación acumulada, y erosión de las laderas de las curvas del cauce que generen cambio en el curso principal de la corriente y acumulación de escombros en las pilas, todas son causas potenciales de la socavación, y son de difícil estimación. En 1973 en Estados Unidos un estudio de 383 puentes que fallaron en ese país mostró que los colapsos se debieron a socavación en las cimentaciones. En 1985, 73 puentes fueron destruidos por flujos que causaron socavación en los estados de Pennsylvannia, Virginia y West Virginia, mientras que las avenidas de 1987 17 puentes en New York y New England fueron parcialmente afectados o destruidos por éste mismo fenómeno. Sin

embargo, no se ven afectadas o en riesgo solo estructuras antiguas, nuevos puentes también pueden ser susceptibles si no son diseñados apropiadamente. Claro, es muy fácil decir que las fundaciones de todas las nuevas estructuras deberían construirse tan profundas como sea necesario para eliminar cualquier problema potencial de socavación, pero en la realidad las cosas no son así de simples y los factores económicos deben ser considerados. Si se incurre en gastos innecesarios realizando todas las fundaciones significativamente más profundas que para la profundidad de socavación de diseño, el costo acumulativo va a ser substancial debido a la cantidad de puentes involucrados. (Les Hamill, 1999)

Es por esta razón que más allá de intentar encontrar una profundidad de socavación de diseño que probablemente puede ser superada, se debe tener un control sobre ésta durante todo su ciclo de vida para así prevenir su colapso. La necesidad de minimizar daños en puentes requiere una atención adicional enfocada al desarrollo e implementación de mejores procedimientos para el diseño y en especial a la inspección de socavación. (NCHRP 175).

Debido al continuo desarrollo de infraestructura que se ha presentado en Colombia, se han llevado a cabo la construcción de obras importantes que han representado una gran inversión para el país y que forman parte de la red de comunicación vial. La motivación de este trabajo es dejar una iniciativa para el estudio y control del fenómeno en el país, donde se ha realizado la ejecución de numerosos puentes y se contempla la construcción de muchos más. Sumado a esto, se encuentran todos los cambios ambientales como el fenómeno del niño y de la niña, cuyas consecuencias se han evidenciado fuertemente en los últimos años en el país y tornan fácilmente superables las acciones consideradas en el diseño de este tipo de estructuras lo que pude llevar a una mayor probabilidad de socavación.

El objetivo de esta investigación es a través de un análisis de sensibilidad evaluar y modelar numéricamente escenarios de posible socavación en las cimentaciones del Nuevo Puente Gómez Ortiz, los cuales puedan ser identificados mediante la monitorización de la estructura, a partir de variaciones en el comportamiento dinámico del puente, y sean la base un plan de prevención y detección de daño de la misma en los niveles de detección de la presencia de daño y la determinación de la ubicación de los daños. Pues las diferentes técnicas actuales para este propósito basan sus análisis en la comparación de las variables dinámicas asociadas a la respuesta de la estructura cuando esta presenta daño, con un valor de referencia que corresponde al valor cuando la estructura se encuentra en óptimas condiciones, y a partir de esta diferencia se produce un residuo o indicador de falla con el cual se realiza el diagnóstico.

Este puente construido entre 2013 y 2014, está ubicado en la vía que de Girón lleva a Zapatoca en el departamento de Santander sobre la cordillera oriental en los andes colombianos. Cuenta con 510 metros de planta recta que consta de cuatro vanos, dos extremos de 85 metros de luz y dos centrales de 170 metros. Los vanos están soportados por tres pilas de sección variable, con alturas entre 42 y 47 metros. Las pilas, están apoyadas en zapatas de dimensiones 18x18x4 metros sustentadas por pilotes de 2.5 metros de diámetro. El tablero es de sección transversal tipo cajón de canto variable entre 8.80 y 4 metros y una anchura de 10.55 metros.

#### 2. ESTADO DEL ARTE

Las normas de diseño para puentes de diferentes países incluyen muy poca información sobre los daños que son necesarios considerar debidos a los efectos del agua sobre las estructuras, tales como empujes dinámicos y socavación. Esto ha traído como consecuencia numerosas fallas y colapsos registrados en algunos países por la ocurrencia de avenidas máximas, lo cual justifica la importancia del estudio detallado de estos fenómenos. (Les Hamill, 1999)

La detección de cualquier tipo de daños en estructuras es uno de los aspectos que ha sido utilizado y actualmente implementado cada vez con mayor frecuencia para evitar colapsos malos funcionamientos de las estructuras civiles. Actualmente y desde hace unos años se está estudiando la manera de controlar en tiempo real el estado de las estructuras (conocida como monitorización de salud estructural o SHM por sus siglas en inglés) y así poder actuar de la forma más rápida posible en el momento que se detecte que está empezando a producir un fallo en la estructura o un cambio en sus propiedades que pueda derivar en daño en un futuro. (Francisco M, 2014).

#### 2.1 Casos de socavación en la historia

Smith (1976-1977) realizó un estudio de 143 puentes que colapsaron en el mundo entre los años 1847 y 1975, dentro de su estudio clasificó las causas de colapso en nueve categorías, donde muestra que 77 de los colapsos fueron debidos a la acción del flujo, 66 de estos a causa de la socavación, es decir, el 46% de los puentes estudiados fueron afectados por este problema. Ver Tabla 1.

Causa de colapso	Numero de colapsos	Comentarios		
Inundación y movimiento	70	66 por socavación; 2 por		
de fundaciones		deslizamientos de tierra; 1		
		por acumulación de		
		escombros; 1 por		
		desplazamiento de la		
		fundación		
Materiales o mano de obra	22			
inadequados o defectuosos				
Sobre carga o accidente	14			
Trabajos temporarios	12			
inadecuados o defectuosos				
Terremoto	11			
Consideración inadecuada	5			
de materiales en el diseño				
Viento	4			
Fatiga	4			
Corrosión	1			
Número total de colapsos	143			

**Tabla 1.** Clasificación de causas de daños en 143 puentes colapsados en el mundo entre 1847y 1975. (Les Hamill, 1999).

En octubre de 1988 una inundación severa del río Towy en Inglaterra, causó que una de las pilas del puente ferroviario de Glanrhyd cediera como resultado de socavación. Como consecuencia todo el puente colapsó y cuatro personas murieron. En 1989 este mismo fenómeno causó el colapso del puente sobre el Lago Ness en ese mismo país, tan solo unos meses antes de que había pasado una verificación de mantenimiento de rutina.

En 1985 en Estados Unidos, 73 puentes fueron destruidos por inundaciones en Pennsylvania, Virginia y West Virginia, mientras en Nueva York y Nueva Inglaterra las avenidas de 1987 destruyeron 17. En abril de 1989 en Tennessee, el puente de la ruta 51 sobre el rio Hatchie colapsó resultado de una serie de inundaciones en enero, febrero y abril, las cuales causaron socavación e iniciaron la falla en la estructura que tomó la vida de 8 personas (Les Hamill, 1999).

Por otro lado, en Honduras, Nicaragua y Guatemala el daño devastador a las infraestructuras causadas por el Huracán Mitch en 1998, requirió de un gran esfuerzo internacional de recuperación basado en el reemplazo de infraestructura, particularmente puentes, ya que cientos de ellos cedieron debido a la socavación y la acumulación de escombros.

En las siguientes tablas son mostrados más casos de colapsos tanto en puentes de ferrocarril como carreteros.

Nombre Puente	País	Ubicación	Colapso	Fecha	Causa	Consecuencia
Tangiwai	Nueva Zelanda	Karioi	Total	dic-53	Flujo masivo de hielo y ceniza volcánica (Ihares). Socavación de la mitad de las pilas previamente Pila 4 demolida y 5 dañada.	151 personas muertas
Glanrhyd	Gales	Llandeilo	Total	oct-87	Crecida del río.Socavación pila soporte. Arrastre del puente.	4 personas muertas
Kulai	Malasia	Kuala LumpurSi ngapur	Total	2005	Arrastre por avenida.	Costo económico
Katerini	Grecia	Katerini	Parcial	1972	Socavación.	1 persona muerta

Tabla 2. Ejemplos de puentes de ferrocarril colapsados. (Matías V, 2012)

Nombre Puente	País	Ubicación	Colapso	Fecha	Causa	Consecuencia
Jorge Gaitán Duran	Colombia	Río Pamplonit a	Total	nov-96	Socavación pila N°2	Costo económico. Eliminación pila. Construcción puente 1 vano
Schoharie Creek	Estados Unidos	Nueva York	Total	abr-87	Socavación pila N°2 Falta de inspección y mantenimiento.	Costo económico
Hintze Ribeiro	Portugal	Río Douro	Total	mar-01	Estabilidad pilas. Extracciones ilegales.	70 personas muertas
Puerto Beirut	Líbano	BourjHam moud T	Total	2005	Incremento nivel aguas. Corrimiento de las cimentaciones.	Costo económico
Giers	Francia	Río Rhone en Givors	Parcial	2003	Aumento de las aguas. Destrucción de las fundaciones.	Costo económico
Cicero	Italia	Río Mazarra	Parcial	1993	Destrucción de 3 pilas por inundación	4 personas muertas. 1 persona herida.
Wassen	Suiza	Río Reuss	Parcial	1987	Socavación de las pilas	Costo económico

**Tabla 3.** Ejemplos de puentes carreteros colapsados. (Matías V, 2012)

En México, por ejemplo, en los últimos años, por la precipitación extraordinaria debida a la presencia de huracanes, principalmente en algunas regiones del sur del país, se han originado avenidas importantes que han producido el colapso de puentes y con ello pérdida de comunicaciones y servicios de emergencia de las comunidades afectadas. (Darío E., Consuelo G., & Juan C., 2010). Todo como consecuencia de este fenómeno que consiste en el arrastre del material de cimentación por parte del flujo, quedando las estructuras de fundación cada vez más expuestas y aumentando potencialmente su probabilidad de falla.

En la Imagen del puente Altovalsol en Chile, se observa el fenómeno. El puente se vio afectado por la socavación en sus cimentaciones tras una crecida del río en marzo de 2015 y tuvo que ser reparado. En la Figura 2, se muestra el actual estado del puente Pescadero en Santander, Colombia.



Figura 1. Puente Altovalsol en Chile.

Fuente: «https://i.ytimg.com/vi/R6MoqzcMNFc/maxresdefault.jpg


Figura 2. Puente pescadero, Santander, Colombia.

Fuente: http://www.skyscrapercity.com/showthread.php?t=452761&page=13

La socavación es el fenómeno de erosión causado por el flujo de agua, más complejo y desafiante para entender, su estimación representa un real desafío. Ocurre en todos los tipos y en todas las formas de pilas y ubicación geográfica de los puentes. Las numerosas dificultades asociadas a ella, han hecho que persista como un tema activo de investigación desde 1990. (Les Hamill, 1999)

# 2.2. Descripción del fenómeno de socavación

Con la construcción de una estructura sobre un cauce, ésta representa un obstáculo y reduce la sección por donde debe pasar el flujo. Esta reducción conlleva a un aumento de la velocidad del agua, y de ser esta nueva velocidad igual o mayor a la necesaria para arrastrar el material de fondo, comienza el fenómeno conocido como socavación. El material es removido hasta que el flujo encuentre el equilibrio, es decir, cuando el flujo cuente nuevamente con la sección transversal del cauce donde se presente la velocidad inicial. Esto no significa que la pérdida de material sea un problema de la estructura solo en sus inicios, tomándolo como un par de meses o años, es relativo teniendo en cuenta que no ocurre igual para todas y que en el proceso ésta se

ve afectada por un sin número de fenómenos y variables más. Sin embargo, una vez que el equilibrio ocurre, se debe saber que la estructura no se encuentra exenta de más pérdida de material en sus fundaciones, ya que, con las avenidas del cauce, producto de alteraciones climáticas, embalses cercanos, entre otros, el comportamiento hidráulico puede variar causando un aumento nuevamente de la velocidad y con él, el arrastre de más material. Además de esto, el perfil estratigráfico puede contar con material más fino bajo el inicialmente removido, el cual puede ser transportado con velocidades de flujo menores.



Figura 3. Foso de socavación.

Fuente: http://www.scielo.org.ve/scielo.php?script=sci\_arttext&pid=S0254-07702007000200007

Es por esta razón que ante la socavación del antiguo puente London Bridge, en 1763 John Smeaton planteó la solución de utilizar una cama de roca o escombros sobre el fondo, así como también se hablaba en la época de una "pavimentación" del lecho rocoso. (Les Hamill, 1999)

Existe una razón de socavación para los diferentes materiales. Suelos granulares débiles son rápidamente erosionados por el flujo de agua, mientras suelos cohesivos o cementados son más resistentes. Sin embargo, la profundidad final puede ser igual para todos. Bajo condiciones

constantes de flujo, la socavación va a alcanzar su profundidad máxima en arenas y gravas en horas; en materiales cohesivos en días; en glaciales, areniscas y lutitas en meses; en calizas en años, y en granito denso en siglos. (Les Hamill, 1999)

No en tanto el proceso de socavación es intrigante y desafiante de formular (tanto empíricamente como aproximadamente). Lo hace así, el comportamiento tridimensional y las características no estáticas del flujo, así como la naturaleza del material de apoyo y variaciones en la geometría del puente.

La gran complejidad asociada a la predicción de la profundidad de socavación en una pila se extiende a hace casi 100 años y publicaciones relacionadas con este problema aún son realizadas regularmente. La literatura sobre socavación está repleta de artículos presentando nuevas líneas de investigación y observación sobre varios aspectos del fenómeno. En una encuesta sobre cuestionamientos presentados por el Journal of Hydraulic Engineering y el Journal of Hydraulic Research, las dos revistas líderes en la ingeniería hidráulica en Estados Unidos, muestra que, durante 2008 y 2009, el JHE y JHR publicaron 17 y 19 artículos sobre socavación en puentes. Los cuales, reflejan gran parte del desarrollo desde 1990 donde se evidencian los siguientes aspectos:

- 1. Interés continuo en los procesos básicos de socavación;
- 2. Mayor interés en el campo del flujo en pilas;
- 3. Influencia en condiciones de frontera (sedimentos no uniformes, arcilla, roca);
- 4. Diseño de formas complejas de pilas (pilas largas, acumulación de escombros y hielo).

Dentro de las diferentes investigaciones y observaciones de campo y en laboratorio, se han logrado identificar y clasificar características del fenómeno, aunque como ya se ha mencionado anteriormente difícilmente se pueden considerar como regla del mismo, debido a el número de variables que lo influencian y a la incertidumbre asociada a ellas, sin embargo, ayudan a entender el problema en algunos escenarios.

## 2.3. Morfología de la socavación

Según el ancho de la pila:

En términos de rangos de ancho de pila *a* y profundidad de flujo *y*, es conveniente identificar y discutir tres categorías de flujo, que producen una diferencia significativa en la morfología de la socavación:



Figura 4. Dimensiones de una pila *a* y *b*, tirante hidráulico y. HEC-18.

- 1. Pilas estrechas ( $\frac{y}{a} > 1.4$ ), cuya socavación típica es más profunda en la cara de la pila;
- 2. Pilas transicionales ( $0.2 < \frac{y}{a} < 1.4$ ) y;
- 3. Pilas anchas ( $\frac{y}{a} < 0.2$ ), para las cuales la socavación típica es más profunda en los lados de la pila.



(a)



<sup>(</sup>b)

Figura 5. (a) Socavación en una pila estrecha de sección circular. (b) Socavación en una pila ancha. (NCHRP 175)

Según el tipo de material.

Los canales de ríos son formados en una amplia variación de combinaciones de roca, sedimentos, y suelos. La gran mayoría de cursos de agua propensos a socavación, comprometen un lecho del canal principal formado en sedimentos aluviales (material no cohesivo) al menos presente en los estratos superiores. No es común que las pilas se encuentren fundadas en arcillas o en un lecho de roca y muy pocos estudios se enfocan en la socavación en estos materiales, aun cuando varias fallas de pilas han involucrado cimentaciones sobre ellos.

De alguna manera las diferentes formas de socavación se desenvuelven según el material de cimentación. En la fotografía 6, se muestra esto.





(b)





Figura 6. (a) se muestra la forma uniforme del hueco en una cama de arena. En la figura (b) para un material de gran cohesión (arcilla), el hueco es menos regular. Y en la (c) para roca, se observa que la socavación se ve influenciada por juntas y fracturas. (NCHRP)

### 2.4. Tipos de socavación

La socavación total considera tres componentes principales:

- 1. Degradación a largo plazo del lecho del río
- 2. Socavación por contracción en la sección del flujo del puente
- 3. Socavación local en las pilas

Adicionalmente, existen otros tres tipos de socavación que ocurren en situaciones específicas como la migración lateral de la corriente que debe ser calculada.

# Agradación y degradación

Son los cambios de elevación a largo plazo del fondo, debidos a causas naturales e inducidas por el hombre, que pueden afectar el alcance del río donde se sitúa el puente. La agradación involucra la deposición de material erosionado del canal aguas arriba del puente, pero no es considerado como un componente de la socavación total. Por otro lado, la degradación involucra la reducción o socavación del lecho sobre una distancia relativamente larga, debido a un déficit en el suplemento de sedimentos provenientes de aguas arriba y contribuye a la socavación total. (NCHRP 175)

Los cambios a largo plazo pueden ser de tendencia natural de la corriente o el resultado de alguna modificación a esta. Puede ocurrir o agradación o degradación o un equilibrio.

#### Socavación por contracción

Es una disminución del material del fondo en el lugar del puente. Esta disminución puede ser uniforme o no, a través de la sección transversal. Resulta de la contracción del flujo ya sea por causas naturales o por la presencia de un puente, y tiene como consecuencia una remoción de material del lecho.

También ocurre cuando flujo desviado es forzado a regresar al cauce. Es diferente a la degradación a largo plazo en que la contracción ocurre en la vecindad del puente, puede ser cíclica y/o relacionada con la ocurrencia de una inundación. (NCHRP 175)

Otros factores que pueden causar este tipo de socavación es la acumulación de hielo y escombros sobre la pilas, así como el crecimiento de vegetación en la llanura de inundación. Como se conoce, desde el colapso en 1980 de una parte del Perkins Road Bridge en Tenessee, USA, donde se observaron grandes restos de escombros como troncos y extremidades de árboles, la acumulación de escombros flotando sobre las pilas, o por su término en inglés "debris" durante eventos de inundaciones juegan un papel crítico en la ocurrencia de socavación en las pilas de un puente. Esta acumulación puede obstruir y re direccionar el flujo resultando en inundaciones, cargas de daño a la estructura, o socavación excesiva en las fundaciones de la misma. Porque los escombros alteran la hidráulica del puente a través de la fuerza de arrastre o "drag forcé". (Les Hamill, 1999).





(a)

(b)

Figura 7. Acumulación de escombros de madera(a) y bloques de hielo(b) en pilas de puentes. (NCHRP 653)

Socavación local

Involucra remoción de material del rededor de las pilas. Es causado por una aceleración del flujo y de vórtices resultantes inducidos por la obstrucción del flujo.



Figura 7. Socavación local en pilas por vórtices. (NCHRP 653)

Otros tipos de Socavación

Otras situaciones como flujo alrededor de una curva donde la socavación puede estar concentrada cerca a la parte exterior de esta.

#### Migración lateral de corriente

Adicionalmente a los tipos de socavación mencionados anteriormente, la migración natural del flujo del canal principal a una llanura de inundación puede afectar la profundidad debido al cambio del ángulo de ataque del flujo a las pilas.

#### 2.5. Expresiones para el cálculo de la profundidad de socavación

Las principales expresiones para el cálculo aproximado de la profundidad de socavación, son Melville (1997, también en Meliville and Colleman 2000), Richardson y Davis (2001), Sheppard and Miller (2006), y Sheppard-Melville (NCHRP 24- 32). Cada método está basado principalmente en socavación para pilas cilíndricas y en una menor extensión para formas más complejas. El método de Richardson and Davis (2001) comprende una serie de adaptaciones de

la que se conoce como la ecuación CSU, debido a que fue desarrollada por la Universidad de Colorado en los Estados Unidos y que se extiende a hace 35 años, y que ha servido como punto de partida para los demás autores. Ha sido usada por el manual de los Estados Unidos HEC-18 en las pasadas décadas para el cálculo de socavación. Sin embargo, existe la preocupación que refleja inadecuadamente ciertos aspectos del fenómeno según un estudio realizado en 1990.

$$\frac{y_s}{a} = 2.0 \ k_1 k_2 k_3 \left(\frac{y}{a}\right)^{0.35} Fr^{0.43} \tag{1}$$

Donde  $y_s$  es la profundidad de socavación, y es la profundidad del flujo y a el ancho de la pila.  $Fr = \frac{V}{(gy)^{0.5}}$ ;  $k_1$ ,  $k_2$  y  $k_3$  son factores de ajuste según la forma de la nariz de la pila, el ángulo de ataque del flujo, y el estado de movimiento del material del lecho, respectivamente.

Por otro lado, el método Melville (1997) es utilizado en numerosos países, y proporciona la mayor cobertura de parámetros que influencian en la socavación. Se encuentra en el proceso de ser fusionado con el método desarrollado más recientemente por Sheppard and Miller (2006)

$$\frac{y_s}{a^*} = 2.5 f_1 f_2 f_3 \tag{2}$$

Donde  $a^*$  es un diámetro efectivo de una pila circular que experimenta el mismo equilibrio de socavación para las mismas condiciones de flujo.  $f_1$  depende de  $\frac{y}{a^*}$ .  $f_2$  de  $\frac{v}{v_c}$  y  $f_3$  de  $\frac{a^*}{D_{50}}$ . Donde V es la velocidad del flujo y  $V_c$  es la velocidad crítica con la cual ocurre erosión en el material de cimentación.

De las anteriores expresiones se puede obtener una profundidad estimada de socavación que puede ocurrir en las pilas de un puente utilizando una información hidráulica para la condición

más crítica de diseño, nivel de agua y velocidad del flujo, que como se mencionó anteriormente fácilmente pueden ser superadas debido a que depende de procesos de la naturaleza sobre los cuales no existe un control.

En Estados Unidos, por ejemplo, aproximadamente existen 500,000 puentes en el inventario nacional. Estadísticamente se puede esperar que cientos de estos puentes experimenten inundaciones mayores a las de diseño. Porque no es viable económicamente construir todos los puentes para todos los posibles flujos de inundaciones, o instalar medidas contra la socavación en todos los puentes existentes para garantizar total inmunidad ante estos tipos de daños, algunos riesgos de falla por futuras avenidas deben ser aceptados. Es por esto que todos los puentes ya sea existentes o bajo diseño, deben contar con medidas sobre su vulnerabilidad de socavación a fin de tomar las medidas pertinentes. (FHWA-HIF-12-003, 2012).

# 2.6. ¿Cómo detectar la socavación en puentes?

Se han encontrado reportes de inspecciones visuales realizadas bajo agua previamente a los colapsos de algunos de los puentes antes mencionados, donde no aparece ninguna anomalía registrada (Les Hamill, 1999). Y es que en el momento de la inspección puede no encontrarse una gran diferencia en el lecho del cauce, sin embargo, al depender de eventos a veces impredecibles de la naturaleza, estas condiciones pueden cambiar radical y rápidamente. Esto sumado a que durante un evento de inundación no es posible realizar este tipo de inspecciones al fondo, hace necesario recurrir a otras fuentes que indiquen el estado de la salud estructural del puente. Con el desarrollo de diferentes tecnologías y para este propósito de prevención y detección de daño, no solo a causa de socavación, también de sismos, errores de construcción y variación en las propiedades de los materiales, etc., el parámetro de la frecuencia fundamental y los modos de vibración de la estructura, se han convertido en el punto de partida. El monitoreo de estructuras basado en las características dinámicas utiliza variables como la energía de deformación modal, variaciones de formas modales y/o frecuencias naturales, vectores de fuerza residual y variaciones en la matriz de flexibilidad de la estructura (Villalba, 2009). Los sistemas de detección de fallas basados en modelos comparan algunas de las anteriores variables

dinámicas con un valor de referencia que corresponde al valor de la variable en condición normal, y a partir de esta diferencia se produce un residuo o indicador de falla (Robinson B, Iván G & Jabid Q, 2014).

Y es que el valor característico de las frecuencias de vibración de cada estructura civil, que indica el número de oscilaciones que realiza en un tiempo determinado, puede llevarnos a identificar cualquier alteración en su comportamiento. Teóricamente la frecuencia está definida como:

$$w_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$
(3)

Siendo k la rigidez y m la masa de la estructura. Cualquier variación de este parámetro característico, indica la alteración de alguna de estas propiedades.

Los métodos de detección de daño basados en vibraciones suponen que cualquier situación de daño se puede traducir como una reducción de la rigidez estructural. Como la respuesta dinámica está gobernada por los parámetros estructurales del sistema (rigidez, masa, amortiguamiento, propiedades de los materiales, etc.), cualquier cambio en los mismos implicará cambios en la respuesta vibratoria, caracterizada por los parámetros dinámicos. Entonces el problema de la localización y estimación del daño consiste en correlacionar adecuadamente las características dinámicas en su estado inicial y con daño (Barrios et al., 2000).

Por el lado de la socavación en cimentaciones, significa la pérdida de material donde se soportan las pilas dándole mayor flexibilidad a la estructura, es decir reduciendo su rigidez inicial k. Así como también la acumulación de escombros sobre las pilas o "debris", además de generar este fenómeno debido a la oposición al flujo, representa un aumento en la fuerza ejercida por el éste a las pilas, lo que se traduce en un aumento en las masas m presentes y se verá reflejado en una

variación en el valor de la frecuencia de vibración de la estructura. Dicho esto, la socavación puede ser detectada al medir variaciones de frecuencias y modos de vibración en los puentes.

Los datos de la monitorización estructural se pueden utilizar para alcanzar diferentes niveles de evaluación de daños de acuerdo con la clasificación de A. Rytter, dependiendo de las necesidades y los recursos de la infraestructura (Francisco M, 2014).

Nivel I: Detección de la presencia de daño.

Nivel II: Determinación de la ubicación de los daños.

Nivel III: Cuantificación de la gravedad de los daños.

Nivel IV: Predicción de la vida útil restante de sus componentes estructurales.

Para caracterizar las propiedades dinámicas de estructuras en campo y de esta forma monitorear el estado de la salud estructural de un puente, se han desarrollado ensayos de vibración. Su objetivo es, mediante un equipo de adquisición de datos captar por medio de sensores y con ayuda del digitalizador amplificar y almacenar señales de voltaje producidas por la vibración de la estructura, las cuales mediante un adecuado procesamiento numérico de identificación modal se traducen en aceleraciones de la estructura y nos proporcionan las características dinámicas propias que se buscan, como el periodo fundamental, sus armónicos y los modos de vibración. (Guillermo M., 2014). La implementación inicial de estos ensayos de vibración se desarrolló midiendo la respuesta en aceleración de las estructuras ante un estímulo o fuerza externa inducida controlada o también midiendo la respuesta debida una deformación forzada y libre respectivamente. Pero la poca practicidad de estas pruebas se evidenció con la necesidad de costosos dispositivos y dispendiosos trabajos de campo que lograran excitar las estructuras. Es por esto que finalmente fueron desarrolladas las pruebas de vibración ambiental (AVT), donde se mide la respuesta debida sólo a excitaciones producidas por el ambiente y cargas de servicio. Tipos de Ensayos de Vibración:

#### a. Vibración forzada:

En este ensayo se debe además de contar con el equipo de adquisición de datos de aceleración (datos de salida o señal OUTPUT), con un equipo que produzca una excitación controlada sobre la estructura (señal de entrada o INPUT). Este tipo de ensayos representa una mayor complejidad pues producir una excitación controlada a una estructura como un puente o un edificio además de ser peligroso con la seguridad de la estructura, requiere un gran equipo especializado de elevado costo. (Guillermo M., 2014).

# b. Vibración libre:

Este tipo de ensayo al igual que el anterior utiliza una excitación externa sobre la estructura, esta vez es producida por una deformación inicial que se libera rápidamente y deja a la estructura en un movimiento libre. Debido a la necesidad de generar esta deformación inicial es una prueba peligrosa y costosa.

#### c. Vibración ambiental:

Esta nueva técnica llegó debido a la necesidad de identificar las características dinámicas de las estructuras con un procedimiento que no involucrara daños a las mismas, ni costosos equipos para excitarlas. Las vibraciones de la estructura que se captan con el acelerómetro son las producidas por el ambiente (viento, microsisimos, etc.), las cargas de servicio de vehículos y humanas.

Equipo:

a. Sensores:

Los sensores miden el movimiento de la estructura y lo transforman a voltaje. El movimiento de la estructura puede describirse matemáticamente como desplazamiento, velocidad o aceleración. Ya que la medición se realiza en un marco de referencia en movimiento (el sensor se mueve con la estructura), el principio de inercia establece que solo pueden ser medidos los movimientos que causen aceleración (cambio de velocidad). Por lo tanto, el principio de todos los sensores es que una masa debe moverse relativamente a una referencia, en respuesta a la aceleración la estructura. (Guillermo M., 2014).



**Figura 8.** Principio del sensor. Una masa magnética está suspendida por un resorte y el movimiento (velocidad) es detectado por una bobina, la cual genera una salida de voltaje proporcional a la velocidad de la masa. (Guillermo M., 2014).

Estos sensores del equipo que pueden ser de tipo uniaxial, biaxial o triaxial, es decir que capten señales en una, dos o las tres direcciones ortogonales.

# b. Digitalizador:

La señal debe ser amplificada y filtrada antes de ser grabada. El digitalizador es la unidad que convierte la señal analógica a series de números discretos que serán leídos, procesados y

almacenados en una computadora. El digitalizador es usualmente también la unidad que estampa la unidad de tiempo sobre la señal, ahora exclusivamente mediante un GPS. (Guillermo M., 2014).



Figura 9. Representación del proceso que ocurre desde la señal captada por el sensor hasta la almacenada en la computadora. (Guillermo M., 2014).

## Identificación Modal:

Así como el equipo de vibración de adquisición de los datos en campo es de gran atención, lo es la técnica de identificación modal con la cual se procesan estos datos. El ensayo de vibración no está completo sin un correcto procesamiento de la información recolectada donde se obtengan los parámetros dinámicos de la estructura.

Para esto como primer paso en el procesamiento se realiza el filtrado de la señal para realizar un ajuste por mínimos cuadrados y obtener la curva del polinomio que mejor se adapte a las parejas de valores de tiempo y aceleración con los que se cuenta y de esta forma mitigar la tendencia creciente e irregular que suelen tomar los datos. (Johannio M., Sebastián C., 2015)

# a. En el dominio del tiempo:

Las técnicas de identificación en el dominio del tiempo estiman los parámetros modales directamente de las series temporales medidas. Los parámetros modales medidos son la frecuencia modal, el amortiguamiento y las formas modales. Se puede decir entonces que se

está ante "Técnicas Paramétricas", ya que se cuenta con una señal de entrada en el dominio del tiempo.

#### b. En el dominio de la frecuencia:

Para propósitos de identificación modal la técnica de la Función de densidad espectral es una de las más comunes para sistemas estructurales donde las cargas son desconocidas (Técnicas no paramétricas). Se basa en un proceso simple de la señal empleando la Transformada Discreta de Fourier (DFT), utilizando el hecho de que se pueden estimar modos bien separados entre sí; esta técnica también es conocida como Técnica Básica en el Dominio de la Frecuencia (BFD) ó Técnica Peak Picking. (Johannio M., Sebastián C., 2015)

En Estados Unidos, por ejemplo, fue desarrollado por Scott W. Doebling, Clarles A Farrar pertenecientes a Los Alamos National Laboratory y Phillip J. Cornwell perteneciente al Rose Hulman Institute of Technology, un algoritmo llamado DIAMOND (Damage Identification And Modal aNalysis for Dummies). Numéricamente se encuentra basado en las medidas de cambios en la matriz de rigidez y en las frecuencias modales de los valores teóricos obtenidos en modelos numéricos y valores experimentales obtenidos con ensayos de vibración a la estructura.

En una de sus aplicaciones al Alamosa Canyon Bridge, un puente viga-losa que cuenta con 7 vanos independientes con una pila común entre vano y se encuentra localizado en el estado de Nuevo México, USA. Realizaron una adquisición de datos en campo utilizando ensayos de vibración forzada. Esta información recolectada por los sensores fue procesada en el software MATLAB con un algoritmo que les permitió obtener las frecuencias y modos de vibración de la estructura (resultados experimentales). Estos fueron comparados mediante DIAMOND con los resultados teóricos del modelo numérico del puente realizado en un software. En los siguientes gráficos se muestran los valores de desplazamiento o formas de vibración de dos de los modos.

Con línea continua se muestran los valores teóricos de dos modos del modelo numérico y con línea puntuada los valores medidos en campo.



**Figura 10.** Desplazamiento (in) vs. Ubicación sobre el tablero (in). Formas de vibración del Modo 3 y Modo 4 para resultados del modelo numérico y los ensayos de vibración realizados al puente Alamosa Canyon Bridge.

Se identifica una variación, lo cual indica que las propiedades del puente cambiaron y puede ser un caso de daño estructural. Se observa que para el modo 3 los desplazamientos presentan diferencias, y para el modo 7 estas son insignificantes. Lo que sugiere que existe un daño y se evidencia en el cambio de la forma de vibrar del Modo 3 de la estructura, mientras que el Modo 7 no se ve afectado por éste. El algoritmo DIAMONDS detecta estas diferencias y de forma sintetizada y gráfica muestra al usuario los resultados.

# 2.7. ¿Cuándo la socavación comienza afectar el correcto funcionamiento de un puente?

Aunque la evaluación y el diseño de puentes ante acciones hidráulicas se dejan a la experiencia de los ingenieros, existen algunos lineamientos en diferentes códigos.

Tanto la norma Colombiana de puentes, como la reglamentación AASHTO y el Eurocódigo cuentan con un apartado que hacen referencia a este fenómeno de socavación, no en tanto tan solo son indicados los tipos de socavación a considerar y los dos escenarios para el cálculo de la avenida máxima, correspondientes a un periodo de retorno de 100 años y uno de 500 años. No son brindadas expresiones para el cálculo de esta profundidad de pérdida del material de cimentación en las fundaciones de los puentes y menos límites de socavación que mantengan el adecuando funcionamiento de ellos. Existe en el Reino Unido el Manual de Diseño de Vías y Puentes (Design Manual for Roads and Bridges), el cual cuenta con un apartado de cálculo de socavación y otras acciones en estructuras viales, que como lo dice su anotación inicial, resalta los requerimientos para el cálculo de socavación y otras acciones a un afluente. Proporciona procesos para determinar el nivel de riesgo asociado a los efectos de socavación y referencias para medidas que lo reduzcan.

El capítulo es llamado Razón de riesgo de socavación, o Scour Risk Rating. Cuyo objetivo es clasificar la socavación de un puente, ya sea medida en campo o calculada teóricamente, en una escala de 1 a 5, siendo 1 el riesgo más alto y las estructuras clasificadas en este nivel se deben designar como Estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas clasificadas en los niveles de 2 a 4, deben ser designadas como susceptibles a socavación.

La Razón de Riesgo de Socavación, es calculada según la Figura 10:



**Figura 11.** Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad  $P_F$  y la profundidad de socavación relativa  $D_R$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

Donde el factor de prioridad  $P_F$ , se define como:

$$P_F = F * H * M * T_R * V \tag{4}$$

Siendo F, el factor de fundación que toma los siguientes valores:

Para una fundación con pilasF = 0.75Para una fundación con zapatas continuasF = 1H, el factor de historia de socavación dado por:

Si el puente tiene historia de problemas de socavaciónH = 1.5Si el puente no tiene historia de problemas de socavaciónH = 1.0

*M*, el factor para el material de fundación:

Si no hay información del material o es granular (limos, arenas, gravas, etc.) M = 1.0Si hay evidencia que el puente está fundado en arcilla M = 0.75Si hay una gran evidencia que el puente está cimentado sobre arcilla o existe una posibilidad razonable de que se encuentre roca bajo las fundaciones M = 0.5

 $T_R$  el factor para el tipo de río:

El potencial de inestabilidad y socavación es mayor en montañas escarpadas, lugares en la parte inicial del cauce. Los valores de este factor son:

Si el terreno es escarpado	$T_{R} = 1.5$
Si el terreno es en la parte inicial del cauce	$T_{R} = 1.3$
Si el terreno es montañoso	$T_{R} = 1.2$
Si el terreno se encuentra en tierras bajas	$T_{R} = 1.0$

Y por último el factor de importancia *V*:

Cuanto mayor sea la importancia del puente mayor es la afectación causada por la interrupción de su tránsito, y mayor es la prioridad. La importancia está típicamente relacionada con el flujo de tráfico y toma su valor dependiendo del flujo de tráfico en 12 horas:

≥ 30.000	V = 1.0
----------	---------

10.000 – 29.999	V = 0.9
1.000 - 9.999	V = 0.8
< 1000	V = 0.7

La profundidad relativa de socavación  $D_R$ :

$$D_R = \frac{D_T}{D_F} \tag{5}$$

Donde  $D_T$  es la profundidad total, determinada por la suma de la socavación por constricción del flujo y el socavamiento local por vórtices de las pilas. En cuanto que  $D_F$  es la profundidad de la cara inferior de la zapata.

La razón de riesgo de socavación entonces es calculada según el gráfico que se muestra en la Figura 10, basado en el factor de prioridad y la profundidad relativa de socavación. Este gráfico muestra cinco bandas que define el riesgo, los puentes que clasifican en la banda 5 deben ser considerados con un riesgo de daño por socavación muy bajo y las clasificadas en el rango de 3 a 4 son de riesgo medio. Mientras que las del nivel 1 son estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas que son consideradas en un riesgo de colapso inminente.

Según su clasificación el manual propone las acciones a tomar como se muestra en la siguiente tabla.

Razón de riesgo	Acciones	
1 y 2	Las 1 representan un riesgo inaceptable al público, debe ser restringido su uso ya que se encuentran a punto de un colapso. Para las 2, deben ser reparadas y se deben analizar las estructuras de protección a implementar.	
3 y 4	Llevar a cabo futuras investigaciones, determinar si es necesario la implementación de estructuras de protección cuando los recursos lo permitan y después de que se han tratado las estructuras de clasificación 1 y 2. Re- inspecciones, parte de las regulares y después de grandes avenidas buscando señales de socavación y en caso de que las condiciones varíen se debe volver a realizar la clasificación.	
5	No se requiere ninguna acción más que las de rutina.	

**Tabla 4.** Acciones a tomar según la clasificación de la razón de socavación. Manual de Diseñode vías y Puentes de Escocia. (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

#### 2.8. Metodología

Para cumplir con el objetivo de este trabajo investigativo, de analizar y caracterizar el comportamiento del nuevo Puente Gómez Ortiz ante el fenómeno de socavación por medio del estudio de su información dinámica, como base para el monitoreo de su salud estructural en los dos primeros niveles mencionados por A. Rytter, la identificación de posibles daños, así como la localización del daño, se siguió el siguiente procedimiento:



Figura 12. Flujograma de la metodología implementada en la investigación.

1. Fue obtenida la información requerida del puente como geometría y propiedades de los materiales que la conforman, así como los de cimentación. Se filtraron los datos necesarios para el modelamiento numérico de la misma, y en casos donde fue necesario se consultó la literatura para el cálculo de aquellos faltantes.

2. En el software de elementos finitos Midas Civil y con la información recolectada en el paso anterior, se modeló la estructura por medio de elementos tipo Beam, Plate, uniones tipo Rigid Link, restricciones de apoyos, así como idealizaciones para el soporte del suelo de cimentación de tipo Spring.

3. Una vez se contó con el modelo, para garantizar que sea una representación acertada de la estructura, se recurrió a la comparación de la información dinámica obtenida del software con la determinada experimentalmente mediante ensayos de vibración ambiental realizados previamente al puente. Si los resultados presentaban más del 5% de error era necesario llevar a cabo una calibración donde se modificarán algunos parámetros hasta que el modelo se ajustara a los datos de campo. En caso de que el error fuera menor, se consideraba validado.

4. Ya con el modelo analítico como base del estudio, fueron planteados los diferentes escenarios de socavación que se deseaban modelar con el fin de conocer la respuesta dinámica de la estructura y así poder identificar y caracterizar su comportamiento ante este fenómeno. Dentro de los escenarios se destacaron dos factores actuando en los análisis, el nivel de agua sobre los pilares y la profundidad de socavación en las cimentaciones. Dentro de éste último, se separó el análisis según el eje donde se ubicaba la pila.

5. Realizado el modelamiento de cada escenario, se buscó del análisis realizado por el software, la información dinámica de la estructura. De esta información fueron conocidas, frecuencias y modos de vibración, así como el porcentaje de masas asociado a cada uno. Los resultados fueron filtrados para identificar aquellos que determinaban la respuesta del puente y se organizaron con el fin de lograr caracterizar la respuesta para cada escenario.

# 3. OBJETO DE ESTUDIO: NUEVO PUENTE GOMEZ ORTIZ

# 3.1. Descripción

El nuevo puente "Gómez Ortiz" se localiza en la vía departamental que comunica a la capital santandereana Bucaramanga con los municipios Girón y Zapatoca sobre el cauce del río Sogamoso. Hace parte del programa para la restitución de la infraestructura que fue ocupada por el embalse del Proyecto Hidroeléctrico Sogamoso. Ver Figura 11.



Figura 13. Vista aérea Nuevo Puente Gómez Ortiz a la derecha y antiguo puente a la izquierda. Vanguardia Liberal.



Figura 14. Puente Gómez Ortiz y sus accesos planta general. ISAGEN

## 3.2. Descripción geométrica

Es un puente construido por voladizos sucesivos de 510 metros de planta recta que consta de cuatro vanos, dos extremos de 85 metros de luz y dos centrales con 170 metros de longitud, los vanos están soportados por tres pilas huecas, de sección transversal de tipo cajón rectangular variable, con alturas entre 42 y 47 metros y con unión monolítica entre las pilas y el tablero. Las pilas están apoyadas sobre zapatas de dimensiones de 18 por 18

por 4 metros, sustentadas cada una sobre 8 pilotes de 2.50 metros de diámetro con

profundidades que varían entre 25 y 41 metros. El tablero es de sección tipo cajón de canto variable de anchura de 10.55 metros y de canto entre 4 y 8.8 metros. Ver Figura 14 y

15.



Figura 15. Puente Gómez Ortiz Plano Sección Longitudinal. ISAGEN



Figura 16. Sección transversal dovela típica. ISAGEN



Figura 17. Sección transversal pila. ISAGEN



Figura 18. Corte lateral pila. ISAGEN



Figura 19. Puente Gómez Ortiz. Autor

#### 3.3. Plan de identificación de socavación en las cimentaciones

Cualquier variación de las propiedades dinámicas del puente puede ser indicio de daño en la estructura. Esta investigación se basó en el planteamiento de diferentes escenarios de socavación en las cimentaciones del nuevo puente Gómez Ortiz, cuya información de frecuencias y modos de vibración son la base de la identificación de daño y la localización de éste para futuros planes de monitoreo en el puente, además que proporcionaron mediante su análisis la identificación de patrones en los cambios de las propiedades dinámicas debidas a este fenómeno. Para poder realizar estos escenarios y obtener los resultados del comportamiento de la estructura ante estas condiciones supuestas, es necesario contar con un modelo numérico en un software, el cual represente fielmente el comportamiento en campo del puente. Para ello, primero se debe realizar como base del estudio un modelo numérico debidamente calibrado con las condiciones reales del puente, sobre el cual se puedan posteriormente modelar diferentes escenarios de posible daño a la estructura.

#### 3.3.1. Modelamiento numérico de la estructura

El modelo analítico del puente en estudio se elaboró en el programa de análisis de estructuras Midas Civil 2016 desarrollado por MIDAS Information Technology Co, Ltd., el cual lleva a cabo la idealización de las estructuras por medio de elementos finitos. A continuación, se muestra de forma resumida el proceso de modelamiento, en el Anexo E se hace una descripción detallada.

La definición de las propiedades de los materiales y de la geometría, así como la evaluación de las condiciones de frontera y asignación de cargas al modelo se basaron en los planos constructivos (Ver Anexo A) y el estudio geotécnico (Ver Anexo B) proporcionados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.

En la siguiente tabla se encuentran las propiedades de los materiales empleados en el modelo para la estructura, obtenidas según los planos utilizados en la construcción. (Ver Anexo A).

 Tabla 5. Propiedades de los materiales.

	Clase	f´c
	А	35
Concreto	С	28
	D	21

Adicional a estos datos se realizaron algunos cálculos y consultas de literatura para más información requerida por el software para la definición de los materiales, como se muestra en la siguiente tabla (4). (Ver Anexo C y D)

Concreto para tablero		
Propiedad	Valor	Especificación
F'c [Mpa]	35	Ver figura A1
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1
E [Mpa]	22932,84	Ver figura A1
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1
Coeficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3

Tabla 6. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero.

El acero de pre-esfuerzo no fue modelado en esta investigación. Se despreció esta acción con base en la investigación de Hamed E. & Frostig Y., 2006, que desarrolló un modelo matemático en el cual considera el análisis no lineal del comportamiento de vigas preesforzadas donde las ecuaciones de movimiento, las condiciones de frontera y continuidad son derivadas del principio del trabajo virtual según el principio de Hamilton. El modelo prueba que las fuerzas de preesfuerzo no afectan el comportamiento dinámico de las vigas y contempla la variación de la

excentricidad de la trayectoria de los cables, la fuerza del cable durante la vibración de la viga y también el efecto de la carga de compresión axial causada por los cables, sobre la vibración de la viga.

Generación de la geometría de las secciones transversales de cada una de las dovelas tipo viga cajón y de las secciones transversales de las pilas y pilotes.

El puente consta de seis voladizos con 117 dovelas de canto variable en forma parabólica y con tres pilas tipo cajón rectangular de variación lineal. Por medio de los planos constructivos se obtuvo la geometría de cada dovela y la variación en las alturas de éstas. Con esta variación se realizó una regresión polinómica obteniendo como resultado una curva de orden dos que la caracteriza. La pila del eje dos de 42 m de altura se modeló en 12 secciones de 3.5m, la pila del eje 3 y 4 se modeló con 12 secciones de 3.5m y 2 secciones de 2.5 m de altura acorde a las especificaciones de los planos constructivos, con una sección inicial y final y una variación lineal entre ellas. Las tres zapatas de 18x18 metros y 4 metros de altura, se idealizaron como elementos plate dividios en una malla cada 50 centímetros. Los pilotes con sección de 2.5 metros para las zapatas y uno de 1.2 metros, así como los tres pertenecientes al estribo del extremo derecho del puente de 1.5 metros de diámetro, se dividieron en sus diferentes profundidades cada 0.5 metros. Todas las anteriores divisiones de los elementos se realizaron como con el fin de darle mayor exactitud al modelo.

# Creación de todos los elementos que integran la estructura tipo beam (viga).

Son ubicados según la geometría del puente, los nodos de cada elemento que se quiere dibujar y se procede con la creación de cada uno. El modelo se ubica dentro de un sistema global de coordenadas donde la dirección longitudinal del puente corresponde al eje X, la dirección transversal corresponde al eje Y, y la dirección perpendicular al tablero corresponde al eje Z.

Uniones entre elementos y condiciones de frontera.

La unión entre la superestructura y la subestructura se realizó mediante restricciones (rigid link) en las tres direcciones X, Y y Z, que igualan todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, lo cual garantiza una unión monolítica.



Figura 20. Rigid Links Superestructura- Subestructura. Autor.

Las tres zapatas se idealizaron unidas a las pilas por medio de rigid links en su área de contacto, así como los pilotes se modelaron en su unión con la zapata con rigid links en el área de contacto con ésta. Ver figura 18 y 19.


Figura 21. Rigid links pilas-zapatas-pilotes. Autor.

En el apoyo del extremo izquierdo del tablero se restringió el movimiento traslacional en la dirección Y (transversal al tablero), y Z (perpendicular al tablero). La consideración de la restricción en Y es producto de la magnitud de la distancia entre la dovela maciza y el estribo, aproximadamente de cinco centímetros, la cual no permite movimiento en dirección transversal al tablero. La restricción en Z es producto de dos cables de 12 torones diámetro ½" anclados al estribo que restringen el movimiento traslacional en Z. (Ver anexo A)

En el extremo derecho se restringió también el movimiento traslacional en la dirección Y, en la dirección Z se modeló un rigid link en esta dirección como unión con el estribo cimentado en tres pilotes de 1.5 metros de diámetro.



Figura 22. Idealización de las restricciones en los extremos del puente. Autor.

Las condiciones de frontera para la interacción suelo-estructura se realizaron mediante la colocación de springs, como apoyo de zapatas y pilotes. Estos springs, o resortes con una constante de rigidez K asignada por el software basado en la información de las características del suelo ingresadas, obtenidas del estudio geotécnico del puente (Anexo B) y de cálculos adicionales mostrados en el Anexo D y en expresiones de la literatura consultadas mostradas en el Anexo C. En las siguientes tablas se encuentran los parámetros de suelo ingresados al software para un ejemplo de un pilote.

	Profundidad	Υ	Ko	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
	5	18	0,331	35119,8	42
Suelo	10	18	0,357	70239,6	40
	20	18	0,357	140479,2	40
	30	18	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

Tabla 7. Información geotécnica del suelo seco de cimentación Pilote 9.

Macizo	Profundidad	Υ	Ко	Kh	Φ	E
Arenisca	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa kPa
	44,30	25,5	0,277	218122,1107	46,3	543,9 543900

Tabla 8. Información geotécnica del macizo seco de cimentación Pilote 9.

# Asignación de cargas al modelo

Los casos de carga permanente que se ingresaron al programa fueron peso propio y sobreimpuesta. Obtenidos de información de los planos de construcción y de cálculos realizados. (Ver anexo A y D.)



Figura 23. Modelo numérico con asignación de cargas Puente Gómez Ortiz. Autor.

#### 3.3.2. Validación del modelo numérico inicial

Para corroborar que la idealización del puente con sus condiciones de frontera, propiedades de los materiales y cargas aplicadas consideradas, representen verídicamente el comportamiento real de la estructura, se realizó una comparación de las propiedades dinámicas obtenidas en el software (teóricas) y las propiedades dinámicas obtenidas en campo (experimentales).

Por el lado del modelo, como se resumió en el numeral anterior y se describe en el Anexo E, se idealizaron todas las condiciones de frontera y cargas aplicadas presentes en el momento del ensayo de vibración ambiental realizado, las cuales fueron de condición de suelo seco de cimentaciones y sin cargas de agua sobre pilares y zapatas. El software midas Civil realiza la evaluación de las características dinámicas del puente tales como frecuencias y periodos naturales de la estructura, mediante un análisis de valores propios, por medio del método Lanczos bajo la acción de vectores propios. Estos resultados son comparados con los obtenidos experimentalmente por medio de unos ensayos de vibración ambiental (AVT) realizados al puente una vez culminó su construcción y previo a su puesta en servicio. Cuya información fue recolectada y procesada para obtener la caracterización dinámica en campo en el estudio de Calibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo Puente Gómez Ortiz. (Carolina C.y María C., 2015).

En la siguiente tabla se muestran estos resultados:

Frecuencia Software	Frecuencia Ensayos VA	Error
Hz	Hz	%
0,670	0,686	2,363
	Dirección X	

 Tabla 9. Caracterización dinámica teórica y experimental del nuevo puente Gómez Ortiz antes

 de su puesta en servicio

Como se observa en la tabla 7, el error asociado a la obtención teórica y experimental de la frecuencia de vibración fundamental de la estructura en la dirección longitudinal X, como parámetro de comparación, es del 2.363%. Lo que quiere decir que el modelo realizado representa verídicamente el comportamiento real del puente y se dice entonces que se cuenta con un modelo validado, el cual va a mostrar asertivamente su respuesta ante las acciones y condiciones que sean asignadas. En este caso concreto, el modelo llamado Modelo 1, fue a partir

del cual se modelaron los diferentes escenarios de daño por socavación en el puente y cuyos resultados a nivel de información dinámica fueron analizados.

En caso que el error para los valores teórico y fundamental de la frecuencia fundamental de vibración, sea mayor al 5% que es el valor aceptado como tolerable, el modelo debe ser revisado y modificado hasta conseguir tener un error admisible, es decir, debe ser calibrado. Generalmente los parámetros que sirven para ajustar los modelos, o llamados parámetros de calibración son aquellos de los cuales no se tiene una certeza, como lo son el Módulo de Elasticidad de los materiales *E* que puede diferir en campo al contemplado en los diseños y que varía en el tiempo, así como las condiciones de frontera cuya idealización puede contener inexactitudes.

#### 3.3.3. Escenarios de socavación

Las condiciones iniciales del Modelo 1, son de suelo de cimentaciones seco y sin cargas de agua sobre pilas o zapatas. Esto debido a que en el momento de la realización de los ensayos de vibración ambiental el nivel del agua no llegaba a estos elementos. Sin embargo, la concepción de esta estructura se dio dentro de la restitución de vías que dejó fuera de servicio el llenado del embalse de la represa de Hidrosogamoso. Con los ciclos de llenado y vaciado de este embalse el puente se ve sometido a diferentes condiciones de carga y socavación. Para realizar un análisis donde se observe en qué afecta cada parámetro individualmente al comportamiento dinámico del puente, primero se realizó un análisis de sensibilidad para diferentes niveles de agua sobre las pilas sin tener en cuenta la socavación, posteriormente para un mismo nivel de agua se analizó el efecto de la pérdida de material de cimentación, pila por pila y finalmente se hizo para varios niveles de agua y se analizaron los resultados.

Escenario 1: Diferentes niveles de agua sobre las pilas.

Como valor inicial se tomó la cota para el nivel de aguas máximas extraordinarias de diseño del puente, obtenida de los planos de construcción. Que para el caso de la pila ubicada sobre el Eje 2, es una altura de 34.6 metros y para las pilas ubicadas sobre el eje 3 y 4 es de 39.1 metros (Anexo A. Planos de construcción). La altura de la columna de agua sobre las pilas, se varió con diferentes niveles hasta encontrar que disminuciones de cada 5 metros en la columna de agua representan fielmente el comportamiento característico. Las condiciones del suelo de cimentación fueron alteradas para condición saturada. La alteración se presentó en el aumento de  $10 \ kN/m^3$  del valor del peso específico  $\Upsilon$  del material.

	Profundidad	Υ	Ko	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
	5	28	0,331	35119,8	42
Suelo	10	28	0,357	70239,6	40
	20	28	0,357	140479,2	40
	30	28	0,426	210718,8	35
	40	28	0,426	280958,4	35

Tabla 10. Información geotécnica del suelo saturado de cimentación Pilote 9.

 Tabla 11. Información geotécnica del macizo saturado de cimentación Pilote 9.

Macizo	Profundidad	Υ	Ko	Kh	Ф		E
Arenisca	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Мра	kPa
	44,30	35,5	0,277	218122,1107	46,3	543,9	543900

Y fueron introducidas las cargas debidas a la acción del agua para cada nivel, presión estática, presión dinámica y subpresión, las cuales fueron calculadas según indicaciones de las normativas AASHTO LRFD (2012) y el Eurocódigo 1991.

Según estas normativas existen tres presiones actuando:

*Presión estática:* Actúa de manera perpendicular a la superficie que retiene el agua, debe ser calculada como el producto del tirante del agua por el peso específico del agua.

$$p = \gamma * H \tag{6}$$

*Presión dinámica:* El empuje se calcula suponiendo que las velocidades varían como una parábola de segundo grado, lo que da por resultado una distribución triangular de las presiones y la presión promedio es:

$$p = \frac{\gamma}{2g} C_D V^2 \left[ k P a \right] \tag{7}$$

Donde  $\gamma$  es el peso específico del agua, *g* el valor de la aceleración gravitacional, *V* es el valor promedio de la velocidad del flujo en m/seg y  $C_D$  es el coeficiente de arrastre longitudinal que toma los siguientes valores según SCT, 2001:

Tabla 12. Coeficiente de arrastre C<sub>D</sub>.

TIPO	C <sub>D</sub>
Pilas con tajamar rectangular	1,4
Pilas en las que se acumulen objetos arrastrados	1,4
Pilas con tajamar triangular com ángulos de ataque igual	
o menor de 90 grados	0,8
Pilas con tajamar semicircular	0,7

Tomando el valor de  $\gamma = 10 \frac{kN}{m^3}$  y  $g = 10 \frac{m}{s^2}$  la expresión se simplifica:

$$p = 0.5 C_D V^2 [kPa]$$
 (8)

El empuje total *P*, se obtiene del producto de la presión promedio *p* por el área expuesta de la pila  $A_D$ :

$$P = p A_D \tag{9}$$

En la SCT (2001) se hace referencia que el área expuesta puede ser aumentada de acuerdo al juicio del proyectista, para considerar la acumulación de objetivos, tales como troncos, basura o cualquier tipo de sólidos que puedan ser arrastrados por la corriente y puedan ser retenidos entre pilas. Además, si la corriente incide sobre la pila en una orientación diferente al eje longitudinal en su planta, se considera el efecto de un empuje lateral mediante:

$$p_L = 0.051 \, C_L \, V^2 \, [kPa] \tag{10}$$

Donde  $C_L$  es el coeficiente de arrastre lateral que depende del ángulo  $\Theta$  que se forma entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal de la planta de la pila.



**Figura 24.** Ángulo Θ entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila. Autor.



**Figura 25.** Identificación del ángulo  $\Theta$  entre la dirección de la corriente y el eje longitudinal en planta de la pila para el puente. ISAGEN.

Ángulo Θ grados	$C_L$
0	1,4
5	1,4
10	0,8
20	0,7
>30	1

Tabla 13. Coeficiente de arrastre lateral C<sub>L</sub>.

\_

Y el empuje lateral total es:

$$P_L = p_L A_L \tag{11}$$

*Subpresión:* Fuerza de levantamiento, tomada como la suma de las componentes verticales de las presiones estáticas actuando sobre los componentes sumergidos.

$$P = p_v \, \mathbf{A} \tag{12}$$

Donde  $p_v$  es la presión estática vertical y A es el área de la cara sumergida.

Con base en las expresiones anteriores, se calcularon las fuerzas debidas a la acción del agua para cada nivel (Ver Anexo D), el primer nivel corresponde a la cota de aguas máximas extraordinarias contempladas en el diseño del puente y a partir de ella se realizó una disminución de esta altura de la columna de agua cada 5 metros para su respectivo análisis. Este valor de disminución de 5 metros fue definido después de la observación para otros valores donde se encontró que es el que representa óptimamente el comportamiento de los resultados. Se utilizó una velocidad unitaria V= 1 m/s para el análisis debido a que el flujo puede presentar diferentes velocidades, así concentramos los resultados en la variación del nivel del agua.

Υ	10	kN/m3
Cd	1,4	
Cl	1	
V	1	m/s

Tabla 14. Valores para el cálculo de cargas debidas a la acción del agua.

Los valores de las cargas y presiones de agua para cada nivel de agua se muestran en el Anexo D. Y los modelos realizados se encuentran en la siguiente tabla:

Modelo	Nivel agua			D D	0.1
No.	m	Ŷ	Presion Estatica	Presion Dinamica	Subpression
2	34,6	Saturado	Si	Si	Si
3	29,6	Saturado	Si	Si	Si
4	24,6	Saturado	Si	Si	Si
5	19,6	Saturado	Si	Si	Si
6	14,6	Saturado	Si	Si	Si
7	9,6	Saturado	Si	Si	Si
8	4,6	Saturado	Si	Si	Si
9	0	Saturado	Si	Si	Si

**Tabla 15.** Modelos numéricos para diferentes niveles de agua.

Del comportamiento dinámico del puente ante diferentes niveles de agua sobre sus pilares y zapatas obtenido de los modelos numéricos se identifica que, a partir del nivel de 9.6 metros tomando de referencia el pilar sobre el eje 2, ocurre un incremento grande en el valor de las frecuencias principales de la estructura, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Para niveles de agua menores a éste, las frecuencias son muy cercanas a las del nivel 0, sin embargo, en ese punto ocurre un cambio en la respuesta de la estructura. Como se mencionó anteriormente, la frecuencia es directamente proporcional al valor de la rigidez k del puente, e inversamente proporcional a la masa m asociada. Lo que indica que para este nivel ocurre, ya sea un aumento de la rigidez k respecto a los otros, o la masa asociada m disminuye. Para los niveles siguientes, las frecuencias toman valores menores, lo que quiere decir que, o la rigidez disminuye, o la masa aumenta. Hay que recordar que, así como puede variar sólo la rigidez o solo la masa, también pueden variar los dos parámetros al tiempo. Así entonces, para el nivel de 9.6 metros puede tratarse de un aumento de rigidez acompañado de una disminución de masa asociada lo que produce esos valores de frecuencias. Y lo contrario para los siguientes niveles, una disminución de rigidez acompañada de un aumento de la masa.

Referente al modo de vibración predominante en la respuesta de la estructura según la información de los porcentajes de masa de cada uno, se observa que la dirección X es la de mayor participación, sin embargo, la dirección Y sufre un aumento grande una vez el nivel de agua se encuentra en el nivel de 9.6 metros. Una vez allí, para el resto de alturas a pesar de que no supera al porcentaje de la dirección longitudinal X, toma valores más cercanos, es decir que contribuye más en la respuesta de la vibración. No hacen parte del estudio las frecuencias y modos de vibración correspondientes a la dirección vertical Z del puente, ya que los valores de porcentaje de masas asociados no alcanzaban a corresponder al 1% para ninguno de los modos y significa que no tiene influencia alguna en la respuesta de la estructura.

A continuación, son mostrados los resultados del comportamiento dinámico del puente, representados en tablas según la dirección de vibración y en gráficos de Frecuencia natural vs. Nivel del Agua. Así como % Participación de masas vs. Nivel de agua.

Nivel agua	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
34,6	2,45	Х	41,4	20
29,6	2,64	Х	36,6	20
24,6	2,73	Х	51,9	20
19,6	2,84	Х	46,1	20
14,6	2,89	Х	42,1	20
9,6	3,12	Х	40	20
4,6	2,45	Х	41,3	20
0	0,66	Х	40,7	3

 Tabla 16. Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Dirección

 longitudinal del puente (X).

Nivel agua	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
34,6	2,40	Y	37,5	19
29,6	2,58	Y	31,1	19
24,6	2,67	Y	36,6	18
19,6	2,76	Y	37,2	18
14,6	2,80	Y	35,6	19
9,6	3,00	Y	36,5	19
4,6	2,33	Y	30,3	19
0	0,54	Y	15,7	2

**Tabla 17.** Respuesta dinámica del puente ante diferentes niveles de Agua. Direccióntransversal del puente (Y).





Figura 26. Frecuencia natural de vibración del puente en la dirección longitudinal X y transversal Y. vs. Nivel de Agua. Autor.

Figura 27. Porcentaje de participación de masas para las direcciones X y Y. vs. Nivel de Agua. Autor.

A medida que el nivel de agua es mayor sobre los pilares, la frecuencia aumenta pues es aumentada la rigidez debido a las restricciones al desplazamiento producidas por el agua. A partir de cierta altura, las restricciones ya no hacen tanto efecto, entrando, a partir de esa altura el parámetro de la masa presente como el determinante en la respuesta del puente. A mayor presencia de masa, más bajas frecuencias son presentadas.

#### Escenario 2: Diferentes niveles de socavación en las cimentaciones.

Para establecer las diferentes profundidades de análisis de socavación, fue consultado como referencia el Manual de Diseño de Vías y Puentes del Reino Unido que establece intervalos de socavación según el riesgo que representa para la salud estructural del puente.

Según el Manual de Diseño de Vías y Puentes (Design Manual for Roads and Bridges) del Reino Unido, es posible clasificar la socavación de un puente, ya sea medida en campo o calculada teóricamente, según el gráfico que se muestra en la Figura 5, basado en el factor de prioridad y la profundidad relativa de socavación. Este gráfico muestra cinco bandas que define el riesgo, los puentes que clasifican en la banda 5 deben ser considerados con un riesgo de daño por socavación muy bajo y las clasificadas en el rango de 3 a 4 son de riesgo medio. Mientras que las del nivel 1 son estructuras de Riesgo Inmediato. Aquellas que son consideradas en un riesgo de colapso inminente.

Se identificaron las profundidades de socavación para las cuales el puente clasifica en cada una de las bandas:

Primero se designaron los valores de cada factor que determinan el parámetro  $P_F$  con el cual se ingresó al gráfico.

El factor de fundación *F*:

Para una fundación con pilas

$$F = 0.75$$

El factor de historia *H*:

Si el puente no tiene historia de problemas de socavación

$$H = 1.0$$

El factor para el material de fundación *M*:

Si no hay información del material o es granular (limos, arenas, gravas, etc.)

M = 1.0

El factor para el tipo de río  $T_R$ :

Si el terreno es montañoso

$$T_{R} = 1.2$$

Y por último el factor de importancia *V* según la información de la Secretaría de Infraestructura del tránsito promedio en 12 horas de 250 vehículos:

< 1000 V = 0.7

Entonces el factor de prioridad  $P_F$  para el puente definido por la Ecuación 4, es:

$$P_F = 0.75 * 1 * 1 * 1.2 * 1 = 0.9$$

Con este valor se trazó una línea paralela al eje de ordenadas verticales y se identificaron los puntos de la profundidad de socavación relativa  $D_R$  para los cuales la estructura se encontraría en cada una de las bandas.



**Figura 28.** Gráfico para la clasificación de estructuras según el factor de prioridad  $P_F$  y la profundidad de socavación relativa  $D_R$ . (Manual for Roads and Bridges, Scotland, 2012)

La profundidad relativa de socavación,  $D_R$  identificada para cada nivel de riesgo se muestra en la siguiente tabla:

Banda	D <sub>R</sub>
1	<9,7
2	$4,8 \le x \le 9,7$
3	$2,7 \le x \le 4,8$
4	$1 \le x \le 2,7$
5	$0 \le x \le 1$

**Tabla 18.** Profundidades relativas  $D_R$  para cada clasificación de riesgo.

Según la ecuación 13, la profundidad relativa está dada por:

$$D_R = \frac{D_T}{D_F} \quad D_F \ [m] \tag{13}$$

Donde  $D_T$  es la profundidad total de socavación, determinada por la suma de la socavación por constricción del flujo y el socavamiento local por vórtices de las pilas. En cuanto que  $D_F$  es la profundidad de la cara inferior de la zapata, para el puente es de 4 metros para las tres pilas.

Fueron determinadas entonces, las profundidades de socavación sobre las cimentaciones del puente, para cada tipo de riesgo determinado en el Manual. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Banda	$D_R$	$D_T[m]$
1	<9,7	<38,8
2	$4,8 \le 9,7$	$19,2 \le 38,8$
3	$2,7 \le x \le 4,8$	$10,8 < x \le 19,2$
4	$1 \le x \le 2,7$	$4 \le x \le 19,2$
5	$0 \le x \le 1$	$0 \le x \le 4$

 Tabla 19. Profundidades de socavación en las cimentaciones del puente según su riesgo asociado.

De la información de las profundidades encontradas para cada clasificación de riesgo del manual, se encuentran valores de socavación para la razón de riesgo inmediata 1 que representa un colapso inminente según la Tabla 4, de casi toda la profundidad de algunas de las mismas cimentaciones del puente que varían entre 31 y 46 metros, fue por esto que se determinó realizar el análisis para toda la profundidad de las fundaciones.

Para ello se hizo un análisis de sensibilidad de pérdida de material en comienzo en la zapata, analizado como la profundidad de 4 metros de socavación, seguido de pérdidas cada 0.5 metros en los pilotes. Este intervalo de la pérdida de material de 0.5 metros al igual que el intervalo de 5 metros en las variaciones de la columna de agua para el anterior análisis, fue tomado después de una observación previa para otros valores donde la mejor representación de los resultados es obtenida con estas disminuciones en el material de cimentación del modelo numérico. Así como son mostrados los resultados hasta una profundidad de 9.5 metros, la cual permite observar los resultados para las profundidades iniciales, donde se presentan los saltos de frecuencias y a partir de la cual los resultados manifiestan una tendencia a permanecer constantes. Esto se realizó para los tres ejes de cimentaciones para los diferentes niveles de agua mencionados en el Escenario 1. En la siguiente tabla se muestran los casos de socavación analizados por ejemplo para el nivel de agua máximo. De esta misma forma se realizó para los otros niveles.

Modelo	Nivel Agua	Socavación	Pila
No.	m	m	Eje
		0	
		4	
		4,5	
		5	
		5,5	
		6	
2	34,6	6,5	2 3 4
		7	
		7,5	
		8	
		8,5	
		9	
		9,5	

Tabla 20. Escenarios de socavación analizados para el nivel de agua máximo.

Para cada nivel del agua se analizaron pérdidas del material de cimentación pila por pila a lo largo de toda la longitud todos los pilotes, sin embargo, los resultados son mostrados para un total de 13 profundidades de socavación debido que para mayores profundidades el comportamiento se mantenía y visualmente no es posible detallar la variación inicial de la curva si son mostradas todas las profundidades. El resumen de la información obtenida de los modelos realizados se muestra para cada nivel de agua en las siguientes tablas y figuras de frecuencias [Hz], profundidad de socavación [m], porcentajes de participación de masas [%] y modos de vibración.

De igual forma que para el escenario 1, no hacen parte del estudio las frecuencias y modos de vibración correspondientes a la dirección vertical Z del puente, ya que los valores de porcentaje de masas asociados no alcanzaban a corresponder al 1% para ninguno de los modos y significa que no tiene influencia alguna en la respuesta de la estructura.

Modelo 2

De la respuesta de la estructura ante la socavación de la pila del Eje 2, la de menor altura. Se resalta una disminución del valor de la frecuencia fundamental en las dos direcciones, con un salto grande en el intervalo de una profundidad de socavación de 4 a 5 metros. A partir de allí permanece constante.

		Modelo 2		
		Pila Eje 2		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,449	Х	41	20
4	2,449	Х	42	20
4,5	2,422	Х	50	20
5	2,389	Х	57	20
5,5	2,382	Х	46	20
6	2,38	Х	41	20
6,5	2,379	Х	39	20
7	2,378	Х	37	20
7,5	2,378	Х	36	20
8	2,378	Х	36	20
8,5	2,378	Х	35	20
9	2,378	Х	35	20
9,5	2,378	Х	35	20

**Tabla 21.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

		Modelo 2		
		Pila Eje 2		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,402	Y	38	19
4,5	2,375	Y	41	19
5	2,355	Y	42	19
5,5	2,352	Y	35	19
6	2,352	Y	33	19
6,5	2,351	Y	32	19
7	2,351	Y	31	19
7,5	2,351	Y	31	19
8	2,350	Y	31	19
8,5	2,350	Y	30	19
9	2,350	Y	30	19
9,5	2,350	Y	30	19

**Tabla 22.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).

De los valores del % de participación de masas se obtiene que, es predominante la frecuencia de vibración en la dirección X para todos los puntos, y que en el rango de socavación donde las frecuencias tienen ese salto, la participación de los modos principales es más fuerte, es decir la respuesta de la estructura se ve determinada por una mayor influencia de estos. Hay una pérdida notoria de rigidez debido a la socavación, lo que es normal pues los pilares cuentan con una menor restricción.



Figura 29. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

Para la pila del eje 3, estos fueron los resultados:

Se manifiesta una disminución de los valores de las frecuencias fundamentales de vibración de la estructura en las dos direcciones en análisis, al igual que para la pila del eje 2 ocurre un cambio abrupto en el intervalo de profundidad de socavación de 4 metros a 6 metros en especial en la

dirección X, la dirección Y tiene un decremento de frecuencia más suave, y después el valor tiende estabilizarse. Para este caso no es posible apreciar el comportamiento de las frecuencias de cada dirección en un mismo gráfico debido a que la disminución de frecuencias es muy pequeña. Por esta razón se muestran también de forma individual.

Modelo 2				
Pila Eje 3				
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,449	Х	41	20
4	2,449	Х	41	20
4,5	2,448	Х	38	20
5	2,447	Х	35	20
5,5	2,447	Х	34	20
6	2,446	Х	33	20
6,5	2,446	Х	32	20
7	2,446	Х	32	20
7,5	2,446	Х	32	20
8	2,446	Х	32	20
8,5	2,446	X	32	20
9	2,446	Х	31	20
9,5	2,446	Х	31	20

**Tabla 23.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).

	Ν	Modelo 2		
	I	Pila Eje 3		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,403	Y	37	19
4,5	2,401	Y	33	19
5	2,400	Y	30	19
5,5	2,400	Y	29	19
6	2,400	Y	28	19
6,5	2,399	Y	27	19
7	2,399	Y	27	19
7,5	2,399	Y	27	19
8	2,399	Y	27	19
8,5	2,399	Y	27	19
9	2,398	Y	27	19
9,5	2,398	Y	26	19

**Tabla 24.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).



Figura 30. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.



Figura 31. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor.

Del porcentaje de participación de masas se observa nuevamente predominancia del modo X para todos los puntos, con una razón de disminución similar a los valores de frecuencias.



Figura 32. Modelo 2. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

Y para terminar el análisis de socavación en el modelo 2, estos fueron los resultados para la pila del Eje 4:

Para esta pila, la respuesta de la estructura en la dirección X es similar a las otras dos.

		Modelo 2		
		Pila Eje 4		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,449	Х	41	20
4	2,449	Х	41	20
4,5	2,447	Х	38	20
5	2,444	Х	34	20
5,5	2,442	Х	32	20
6	2,441	Х	31	20
6,5	2,440	Х	30	20
7	2,440	Х	29	20
7,5	2,439	Х	29	20
8	2,439	Х	28	20
8,5	2,439	Х	28	20
9	2,439	Х	28	20
9,5	2,439	Х	28	20

**Tabla 25**. Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura 33. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X. Autor.

		Modelo 2		
		Pila Eje 4		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,403	Y	38	19
4	2,403	Y	38	19
4,5	2,402	Y	36	19
5	2,401	Y	34	19
5,5	2,401	Y	32	19
6	2,400	Y	32	19
6,5	2,400	Y	31	19
7	2,400	Y	31	19
7,5	2,400	Y	30	19
8	2,400	Y	30	19
8,5	2,399	Y	30	19
9	2,399	Y	29	19
9,5	2,398	Y	28	19

**Tabla 26.** Modelo 2. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).



Figura 34. Modelo 2. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.

La participación de masas en este caso muestra como a diferencia de las otras dos pilas, el modo de vibración principal de la dirección Y pasa a ser el de mayor participación después del rango de socavación que genera la mayor disminución de las frecuencias. Lo que se interpreta como, una modificación en la dirección y forma de la respuesta de la estructura, a partir de una pérdida de material de 6.5 metros en las cimentaciones de esta pila.



Figura 35. Modo 2. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

### Modelos 3, 4,5 y 6..

Los resultados de estos modelos presentan el mismo comportamiento que el mostrado anteriormente con el modelo 2. Para socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 2 las frecuencias de X y Y disminuyen con un salto abrupto en profundidades de 4 a 5.5 metros y los % de masas presentan en ese intervalo un aumento, siendo siempre mayor el correspondiente a la dirección X. Para la socavación en las pilas del eje 3, las frecuencias de X presentan disminución en este mismo intervalo y las de la dirección Y decrecen, pero sin esta condición de salto, es más gradual. El % de participación de masas siempre es mayor para X y decrece con la profundidad en las dos direcciones, a una mayor razón para la dirección Y. Finalmente, para la socavación en las pilas del eje 3, sin embargo, los % de participación de masas, muestran un cruce de sus curvas, a partir de una profundidad de pérdida de material de cimentación en donde la participación del modo transversal Y pasa a ser mayor que la participación del modo longitudinal X. Esta intersección en las curvas no en tanto, se da cada

vez para una profundidad de socavación mayor, a medida que se analizan modelos con niveles de agua más bajos. Los resultados de estos modelos son mostrados en el Anexo F.

## Modelo 7 y 8.

Para el análisis realizado en los modelos 7 y 8, correspondientes a los niveles más bajos de agua sobre los pilares y zapatas del puente, se encontró una variación diferente en la respuesta del % de participación de masas cuando se realiza la evaluación de socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 4. Para estos dos niveles de agua, la dirección de vibración X cuenta siempre con el mayor % de participación de masas, a diferencia del análisis para los otros niveles, el modo de vibración Y no llega a ser el modo de vibración fundamental para ninguna profundidad de socavación, es predominante siempre el modo X. Sin embargo, los valores son cercanos a medida que existe mayor profundidad de socavación.



Figura 36. Modo 7. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.



Figura 37. Modo 8. % Participación de masas vs. Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

#### Otros análisis de sensibilidad

Fueron realizados otros análisis de sensibilidad ante otros parámetros del modelo analítico, con el fin de establecer su influencia en las propiedades dinámicas obtenidas del software.

El primero de ellos fue la influencia del modelamiento o no de las cimentaciones del puente. Para lo cual se hizo un modelo sin zapatas y sin pilotes de fundación, donde el apoyo de las pilas se idealizó como empotrado y los apoyos de los extremos se modelaron como restringidos a la traslación en la dirección X y Y. La información dinámica de este modelo fue comparada con la obtenida experimentalmente, para identificar en qué medida la idealización de los apoyos de la estructura hace variar los resultados. La respuesta y comparación de se muestra en la siguiente tabla:

Frecuencia Software	Frecuencia Ensayos VA	Error
Hz	Hz	%
0,702	0,686	2,286
	Dirección X	

Tabla 27. Resultados modelo sin cimentaciones modeladas y ensayos de vibración ambiental.

Con un error de menos del 5% se puede afirmar que las cimentaciones de la estructura en campo también pueden ser idealizadas correctamente con empotramientos en las pilas y apoyos restringidos en sus extremos.

El segundo análisis adicional de sensibilidad se realizó para la influencia concretamente del modelado del estribo y los pilotes de apoyo del extremo derecho del puente. Primero se realizó la comparación del modelo el modelamiento completo de cimentaciones incluidas las del estribo y el suelo de su cimentación, seguido de un modelo con una idealización de restricción traslacional en X y Y para ese extremo izquierdo. Se observa una disminución del orden de 0.0003 Hz en el valor de la frecuencia fundamental de vibración del puente.

Tabla 28. Resultados del modelo con el estribo izquierdo modelado e	idealizado con
restricciones traslacionales en las direcciones Y y Z.	

Frecuencia fundamental		
Hz		
Con estribo modelado	Con estribo idealizado	
0,67016	0,67013	
Dirección X		
Tanto el modelamiento del apoyo del extremo derecho de la estructura, como su idealización como una restricción traslacional en la dirección Y y Z, son acertadas. El modelamiento de esta parte de la estructura tiene una influencia casi insignificante del 0.005% de alteración en los resultados y por esta razón no fue considerado el análisis de socavación.

El tercer análisis extra se realizó para la observación de la influencia del cambio de suelo seco a suelo saturado. Para esto fue alterada la propiedad del peso específico  $\Upsilon$  del suelo y del macizo, aumentando su valor debido a la presencia de agua como se muestra en la siguiente tabla:

	Ŷ
	kN/m3
Suelo	28
Macizo Arenisca	35,5

Tabla 29. Peso específico para condición saturada del material de cimentación.

Se encontró una disminución de 0.016 en el valor de la frecuencia fundamental de vibración y el resultado se muestra en la siguiente tabla:

Frecuencia fundamental Hz Suelos seco Suelo saturado 0,702 0,686 Dirección X

Tabla 30. Resultados de valores de frecuencia para condiciones de material de cimentación

Esta disminución de en la frecuencia corrobora que, la presencia de suelo saturado en las cimentaciones del puente representan una menor rigidez al apoyo de las fundaciones y la estructura tiene una respuesta con oscilaciones mayores.

seco y saturado.

#### 4. CONCLUSIONES

- Como base para el monitoreo de la salud estructural del nuevo Puente Gómez Ortiz se cuenta con un modelo numérico realizado en el software de modelamiento por elementos finitos Midas Civil, validado con ensayos de vibración ambiental realizados a la estructura.
- De los resultados del análisis de la estructura en el software Midas Civil se identificó:
  - ✓ Según la comparación con los resultados de los ensayos de vibración ambiental realizados al puente, tanto la modelación de las estructuras y suelo de cimentación, como la idealización de empotramientos entre las pilas y el suelo representan de forma correcta el comportamiento en campo en condiciones de suelo seco. Lo que indica, además, que las cimentaciones del puente trabajan en campo como un empotramiento para las pilas.
  - Según los porcentajes de participación de masas de los modelos realizados, la respuesta de vibración del puente está descrita principalmente por modos en la dirección longitudinal de la estructura, las vibraciones en la dirección transversal se encuentran siempre presentes con el segundo porcentaje de participación de masas a excepción de los escenarios donde ocurre socavación en la pila del eje 4 y la participación de la dirección vertical es despreciable para la respuesta.
  - ✓ La acción del agua para todos los niveles sobre la estructura altera la respuesta aumentando significativamente los valores de las frecuencias de vibración del puente. Este aumento se da como resultado de la alteración de las masas presentes en la estructura cuando se modela el agua en forma de presiones sobre las zapatas y fuerzas puntuales aplicadas sobre los pilares. Los aumentos en las frecuencias debido a la saturación del suelo, como se observa en el análisis de sensibilidad para la comparación de suelo seco y suelo saturado es del orden de 0.016 Hz. En cuanto que las variaciones debidas a la acción del agua en general en un orden mayor, de 1.78 Hz. Es decir, que

son las presiones y cargas aplicadas que son convertidas a masas en el modelo numérico en el análisis del software, las que generan este aumento notable de la frecuencia. Esto porque se da una reducción en las masas del modelo, y es que la fuerza resultante en la dirección Z de las presiones y cargas aplicadas ocurre en el sentido positivo, es una fuerza de empuje hacia arriba sobre las zapatas debida a la subpresión.

- ✓ El efecto de socavación o pérdida de material de cimentación en el puente, se refleja en la disminución de las frecuencias de vibración de la estructura. Como era de esperarse a medida que la profundidad de socavación es mayor, la estructura es menos rígida y los valores de las frecuencias de vibración son menores.
- ✓ La socavación no altera las masas presentes, solo altera la rigidez del puente y este presenta la mayor disminución de rigidez debida a la pérdida de material de cimentación cuando el fenómeno ocurre a una profundidad de 4 metros donde se ubica el material de apoyo de las zapatas.
- La ocurrencia del fenómeno de socavación afecta de forma diferente esta pérdida de rigidez, según la pila donde se presente. Para la socavación en las pilas ubicadas sobre el eje 2, ocurre una disminución de frecuencias, a una misma razón en las direcciones X y Y. Para la socavación en las pilas sobre el eje 3, ocurre una disminución menor de frecuencias para la dirección Y que para la dirección X y en general es menor para las dos direcciones comparadas con la disminución cuando ocurre en la primera pila. Es decir, que la rigidez transversal del puente se ve afectada en una menor razón y en general la pérdida de rigidez es menor que en el escenario de la pila del eje 2. El modo fundamental de vibración para estos dos casos siempre se encuentra en la dirección X. Finalmente para la socavación de las pilas ubicadas sobre el eje 4, se presenta una disminución de frecuencias también menor respecto a la ocurrida cuando se analiza el fenómeno sobre las pilas del eje 2, y la socavación x a la dirección Y. Sin embargo, este cambio ocurre para los niveles de agua mayores, para el análisis con niveles de agua bajos el modo en Y no pasa a ser el predominante en el movimiento, sin

embargo, toma valores de % de participación de masas muy cercanos a los de la dirección X.

- La diferencia de la razón de disminución del valor de frecuencias entre los escenarios de socavación en las pilas sobre el eje 2 y sobre los otros dos ejes, sugiere que esta pila de menor altura es la que aporta la mayor rigidez al puente y por tanto la pérdida de su material de apoyo es la que produce una pérdida mayor de rigidez en la toda estructura y ocurre de la misma manera para la rigidez en las dos direcciones analizadas del puente.
- En cuanto que la socavación en la pila del eje 3 y 4 tiene una menor repercusión sobre la rigidez del puente. Sin embargo, es de tener cuidado que para el caso de la pila de eje 4, el modo de vibración principal puede variar de dirección y sea en la dirección Y, pues a pesar de que la rigidez no se vea comprometida en la misma magnitud que para la socavación en la primera pila, una vibración en esta dirección que tal vez no fue considerada en los diseños, puede traer desplazamientos y por lo mismo fuerzas sobre la estructura no contempladas. Más aún en este caso en que la dirección Y es la dirección en que actúa la acción del viento sobre la estructura y puede llegar a excitar este modo de vibración predominante presentándose desplazamientos y por tanto fuerzas no contempladas en los diseños.
- Probablemente el cambio de la dirección del modo fundamental de vibración de la estructura cuando se analiza la socavación en la pila sobre el eje 4, se debe a que su apoyo cuenta con un pilote extra que no fue contemplado en los diseños iniciales y tuvo que ser colocado cuando su construcción había empezado. Este pilote vuelve asimétrica la zapata comparada con las otras dos pilas para las cuales es cuadrada, y aumenta el soporte de la pila en la dirección X. Al desaparecer material de estas fundaciones y como la pila se apoya más en esta dirección va a ser la más afectada con pérdida de rigidez, a una medida tal que el modo predominante de vibración en la dirección Y va a pasar a ser el fundamental de la respuesta, con una mayor rigidez y por tanto una menor frecuencia, y con una mayor participación de masas asociada.

- El puente en estudio cuenta con modelos numéricos como punto de partida para la detección e identificación de escenarios de daño por socavación en sus cimentaciones. A partir de los cuales, a través de un seguimiento al estado de su salud estructural, es posible, mediante la comparación de la información dinámica teórica (obtenida de los modelos) y la información experimental (obtenida del plan de monitoreo), determinar cuál es el posible escenario de daño según los valores de frecuencias y los modos de vibración.
- El estudio en conjunto de diferentes profundidades de socavación para diferentes niveles de agua actuando sobre el puente, se da con el objetivo de contar con escenarios lo más parecidos con las condiciones reales a las cuales se encuentra sometida la estructura al momento de obtener su caracterización dinámica en campo, para que así los resultados experimentales y teóricos puedan ser comparados correctamente.
- Tomando como referencia el Manual de Diseño de Vías y Puentes del Reino Unido, la estructura no tiene riesgo alguno para profundidades de socavación menores a 4 metros, lo que es corroborado los resultados obtenidos de los modelos numéricos, donde las profundidades de socavación de 0 a 4 metros casi que no presentan alteración en la respuesta del puente. Riesgos que deben tener un seguimiento más detallado periódicamente, de 4 a 10.8 metros. Un riesgo donde deben ser tomadas medidas urgentes para repararlo, para profundidades entre los 19.2 metros hasta los 38.8 metros. Y un riesgo inminente de colapso donde el puente debe ser cerrado al público, para profundidades mayores a 38.8 metros.

#### 5. SUGERENCIAS Y FUTURAS INVESTIGACIONES

- Futura implementación de un sistema de monitorización al puente en estudio, a partir del cual sea posible identificar la respuesta dinámica de la estructura como indicador del estado de su salud estructural y si es encontrada sospecha de daño poder utilizar la información presentada en esta investigación para determinar si es un caso de socavación en las cimentaciones.
- En los diferentes escenarios contemplados para el análisis de la respuesta del puente, no fueron consideradas variables que pueden afectar los resultados, tales como variaciones en las propiedades de los materiales de la estructura en el tiempo y diferentes combinaciones socavación simultánea en dos o en las tres pilas. La consideración de estas variables dentro de los escenarios como una futura investigación llevará a una base de información más completa y real para futuros planes de monitoreo.
- En una siguiente fase de desarrollo para este trabajo, se plantea también el modelamiento del puente en un software que considere la rotura de éste, para así llegar a valores límites de las profundidades de socavación para la estructura.

#### 6. **BIBLIOGRAFIA**

- A. Rytter. (1993). Vibration Based Inspection of Civil Engineering Structures. Tesis doctoral.
   Aalborg University. Dinamarca.
- Alberto Renán Ancona L., Rolando Salgado E., Sergio Aurelio Zamora Castro2 y Fernando Marcial Martínez. (2014). Evaluación de métodos de detección de daño en estructuras mediante el uso de vibraciones. Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica. México.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Actions on structures, 2-21. U.S.A
- Carolina C., & María Camila C., (2015). Calibración del modelo numérico de puentes viga cajón en concreto, utilizando ensayos de vibración ambiental. Caso de estudio: Nuevo Puente Gómez Ortiz. Tesis de pregrado. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Fisico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia.
- Darío Espinoza Figueroa, Consuelo Gómez Soberón & Juan Javier Carrillo Sosa. (2010).
   Vulnerabilidad por socavación de puentes carreteros ante avenidas. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
- Doebling, Clarles A Farrar, y Phillip J. Cornwell. DIAMOND: A Graphical Interface Toolbox for Comparative Modal Analysis and Damage Identification. . The Alamis National Laboratory y The Rose Hulman Institute of Technology. USA.
- European Committee for Standarization. (2005). Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-6: General actions- Actions during excecution. The European Union.
- Fernando G. Jiménez. P., María Dolores Roldán. H. & Daisy Yessica Uribe C. (2006). Reducción de la socavación local en pilas circulares mediante el uso de rugosidades artificiales. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Instituto Politécnico Nacional, Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura. México.
- Francisco David Morales F. (2014). Análisis de daños en estructuras mediante entropía espectral. Proyecto fin de carrera. Universidad Politécnica de Cartagena, Escuela de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos. España.

- Graciela Franco.A. (2012). Calibración del modelo numérico existente de una edificación de valor histórico mediante mediciones de vibración ambiental. Caso de estudio: Templo de San Francisco de Asís de Bucaramanga. Trabajo de grado Ingeniera Civil. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Fisico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia.
- Guillermo Martínez. (2014). Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales. Colombia.
- Guillermo Martínez. (2014). Estudio de vibración ambiental en estructuras. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Taller de vibraciones ambientales. Colombia.

Hamed E. & Frostig Y. (2006). Natural frequencies of bonded and unbonded prestressed beamsprestress force effects. En: Journal of Sound and Vibration.

- Iván Darío G.A,. (2010). Caracterización dinámica experimental de puentes de hormigón simplemente apoyados a partir de mediciones de vibración ambiental. Tesis de Maestría. Universidad Industrial de Santander. Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Colombia. 196p.
- Iván G., Esperanza M. & Gustavo C.C. (2010). Pruebas de Vibración Ambiental en Puentes. UIS Ingenierías. Colombia. Vol. 9, no. 1, p. 55 – 68.
- Johannio M., Sebastián C. (2015) Dinámica experimental. Conferencia en Universidad Industrial de Santander: Dinámica experimental y análisis espectral. Colombia.
- L.A. Arneson, L.W. Zevenbergen, P.F. Lagasse, P.E. Clopper. (2012). Evaluating Scour at Bridges. Fifth Edition. Publication No. FHWA-HIF-12-003. Hydraulic Engineering Circular No. 18. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration.U.S.A.
- Les Hamill. (1999). Bridge Hydraulics. School of Civl and Structural Engineering University of Plymouth.
- Matías Andrés Valenzuela S. & Joan Ramon Casas R. (2012). Refuerzo de puentes de luces medias por conversión en arco atirantado tipo network. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña. España.

- Martínez J. A. (2007). ¿Por qué fallan los puentes en el Perú?. Boletín Técnico M.I.G-No 20, Noviembre-Diciembre, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Ingeniería.
- Maza J. A. (1968), Socavación en Cauces Naturales. Facultad de Ingeniería. Publicaciones del Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Melville, B.W. (1988) Scour at bridge sites, in Civil Engineering Practice, 2/Hydraulics/Mechanics. Technomic Publishing Company, Lancaster.
- Melville, B.W. & Dongol, D.M. (1992). Bridge pier scour with debris accumulation. Sociedad Americana de Ingenieros Civiles. Revista de Ingeniería Hidráulica, 118(9). Estados Unidos.
- Michel Clotaire, Philippe Guéguen & Pierre-Yves Bard. (2008). Dynamic parameters of structures extracted from ambient vibration measurements: an aid for the seismic vulnerability assessment of existing buildings in moderate seismic hazard regions. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.
- MIDAS Information Technology Co., Ltd. (2015). On-line Disponible: http://manual.midasuser.com/EN\_Common/Civil/835/index.htm
- Mora, M. y R. Barrios. (2000). Estrategia, política y práctica para reducir el riesgo ante los peligros naturales y la vulnerabilidad. XVI Seminario Venezolano de Geotecnia, Caracas.
- Sánchez S. (1997). Inestabilidad en puentes por efecto de socavación. Facultad de Ingeniería de la UNAM. México, pp. 52-82.
- Paulo Mendes & Sergio Oliveira. (2008) Análise dinâmica de estruturas: Utilização integrada de modelos de identificação modal e modelos de elementos finitos. Lisboa. 170p.

P.F. Lagasse, P.E. Clopper, L.W. Zevenbergen, W.J. Spitz, L.G. Girard, Ayres Associares, INC.& Fort Collins, CO . (2010). Effects of Debris on Bridge Pier Scour.

- NCHRP. Report 653. National Cooperative Highway Research Program. Washington D.C.
- Richardson, E.V., Harrison, L.J., Richardson, J.R. and Davis, S.R. (1993) Evaluating Scour at Bridges. Segunda Edición. Publicación No. FHWA-IP-90–017, Circular de Ingeniería

Hidráulica No. 18. National Highways Institute/Federal Highways Administration (FHWA), McLean, VA.

- Richardson E., Davis S. (2001). HEC-18 "Evaluating Scour at Bridges", 4ta Edition. Federal Highway Administration (FHWA), Report Nº NHI 01-001. Estados Unidos.
- Robert Ettema, George Constantinescu, Bruce Melville. (2011). Evaluation of Bridge Scour Research: Pier Scour Processes and Predictions. NCHRP. Document 175. National Cooperative Highway Research Program. U.S.A
- Robinson Barrera, Iván Gómez, Jabid Quiroga. (2014). Detección de daños en estructuras: estudio comparativo entre los algoritmos de optimización AGs y PSO. Revista Ingeniería de Construcción. Vol 29, No. 1. Universidad Industrial de Santander. Colombia.
- The Highways Agency, Transport Scotland, Welsh Government Llywodraeth Cymru, The Department for Regional Development Northern Ireland. (2012). The Assessment of Scour and Other Hydraulic Actions Highway Structures. Volume3. Highway Structures: Inspection and Maintenance. Section 4. Assessment. Design Manual for Roads and Bridges. Scotland.
- Tonias D. E. (1995), Bridge Engineering. Design, Rehabilitation, and Maintenance of Modern Highway Bridges, First Edition, McGraw-Hill Inc.
- Wardhana K. y Hadipriono F. C. (2003). Analysis of Recent Bridge Failures in the United States. Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 17, No. 3, agosto, pp. 144-150.

7. ANEXOS

## 9. ANEXOS

### **ANEXO** A: PLANOS DE CONSTRUCTIVOS

La información de la geometría y los materiales del nuevo Puente Gómez Ortiz, necesaria para el modelamiento de la estructura en el software Midas Civil fueron obtenidos de los Planos de construcción facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.

				Sall's	1/1		111111	$\sim$								CANTIDADES DE CIBRA	
				KA \ \ \	-		1111111	X	<b>A</b> S.	SNUM			INVIKS ARTICUL			DESCRIPCIÓN	CHINTIDAD
		S	1 42		av.		111111	11112	0				650-6	23.1	BARAH	DA STW-ADDOC en perfilerio para pon	dina .
	1 30	(2)			5110	3) 2			(4)	155			650-0	23.2	Onclase Acars A	ecomotice) STM-4535 en tuberlo para traveso	5000 king
		11-72	550	111111111111111111111111111111111111111					12.80	<u></u>					(Incluse PARAPI	eccasorice) ETO	14063kg
USBL.	S // MAN	18	5 514	GS\$\$\$\$\$\V////	~	S \ \	X			$\Rightarrow$ 7\\III			630-6 840-6	7 18.16	Concret Acers 4	o Clase O Fa=21MPa T.M.A=19mm In refuerce (y=420MPa ASTM A=30	100m3 5 Cr 60 31008ig
			-14	52)))))))(//////	- 1		X	11111	No.	ベイノリハ酸	k.		650-6	233	Acers A Oncluse	678-4536 en tuberlo para borond accessorios)	5062 kg
4.98	-W/MIG	M. 4-		2///////C////	0.00			1 MACY		AUTOUS	-		400-0	, "	SUPER	ESTRUCTURA o Chese A fic 35MPs T.M.A.+timer	para
Loss de	84,20	NV A	- C	170,00	271	N1W	17000	12 12 3	11111	84.25	Long de	See.	8 00-0	20.7	2	e selveros fon-COMPo ASTE A-306 -	5805 m3
	$\times \sqrt{2}$	1122		de la via	V.	43.4		) C) ULO	176210	212MA	7M	1CG	641-0	21.2	Acers d fu=185	ie preselverza ASTN A-418 Cr 271 DWPo Dala Relajoción	,
			BELIARDER					наны		THE REPORT	11	$T/\kappa$	450-6	12.2	Onclase Mercle	eccusorice) denue en caliente tipo MOC-2, po	3732414 km m
	V1//////	19.4.9			102	And		1 VIV	10.0			5			APONO	nodedure S	230 m3
= $MM$	N 1254858,540	Tabel	N/1254000.331	N 1254655,901	1	1 8 8 8 V - <		H 1200022.471	199	# 1255055.463	100	21	642-0	224 •	Access p Unchore	era Viga Cajón Tipo FL-VSL o equiv eccesorios)	Anda 4a
$\gamma m$			A Destruction	- MATH	(53)	5 8 8 1 11	Xa -		1041	C COMPANY		A)	642-61	22.3A	Apoyo I Danase	Castamérico en Neopreno Reforced 60 para tapas aternicos (Silvidio)	1
414 11	27777711111	111111	1000		133	111111			10/0	ALL THE	S 1	00	642-64	22.01	JUNIA Junia	DE DEATROOM	
MHI		XOI	1 50-		211	17augr	70 11	Call Call	1 - 1		8		0		50005	nte (Incluse occesorios) TRUCTURA	21m
MMTh	<i>K///////</i> U		1360	PU	ANTA	GENERAL	1.		KUC	1. 6 0	X		630-63	16.32	Concrete parts as	o Chese F fo=146Po T.M.A=12.5n Andre de limpiezo	m
IIIIII	THU S	V	8 / 19 0 1	572/Cash	ESCA	MA MANY		NUN STR	0	1111	1	w	621-6	12,4	Plate 4	e conorate reforzado fundido in al o 1.50m en Conorate Cisse D for	21000
DI ANOS OF BEET	BENCH A	200	11109	2/17// \$\$\V/AA	111/4	S 1 1 1 / 49/1		MULASI	<u></u>	111	$\sim$	100	621-03	17.5	TRA-S Plate d	25mm le concreto reforando fundido in el	39m
PORTOS DE REFE					-								-		Lau-	o 2.50m en Conoreto Ciase C for Menn	20MPo 1224m
04-UR-5-057-0-002	Puente Gómez Orliz Sección Longitudinci		DH-UN-5-EST-0-627	Puerta Gâmez Ortiz Calos de Construcción y Servicio Voladizo	Tipico	04-03-057-0-049	Puente Gómez Orliz Dovelo Suzanine - Voladice	11.176	D4-UN-5-EST-0-	-056 Puerta Gónac Ortic Trayestorio de Cobles - Tabi	ere Superi	<i>a</i> -	630-6	18.13	Concrete para es	o Clese C Fo-25MPs T.M.A19mm Aribo, pilos, vigos cabezal, lopes	
E3-CH-5-E97-C-065	Avente Ofmicz Orliz Localización General de Cimentoción		EX-UN-5-EST-0-028	Paanta Olimez Orlig Verigbies Dovelos Seculto Transversal Table		64-LTN.5-EST-C-050	Refuerts I Puerle Ofmer Offic		E4-LT4.5-EST-C-	Voladore 5 y 6 - Sectioner OK7 Paerla Obrez Orliz			640-61	20.11	Acaro d	a, claitos y dados. la ratuarzo fy=420MPo	6700m3
E3-0345-E57-C-004	Puente Gómez Grilz Columno Ela 2-Gimenaliones y Refuero	.	EX-UN-5-EST-C-628	Paeria Génez Orliz Planta Tablero y Planta Wurce Was Colle			Develo Suzanire - Voladiza Refuerza il			Vojastonio de Cables - Tabi Vojastone 3, 4, 5 y 6 - Pie	ano Infanto nte y Seco	r -	640-61	20.8	ASTN A	-706 Gr 60 para piates le refuerzo fy=C204Pe	846835 kg
E3-UR-5-EST-0-005	Puerte Gónez Oriz Columnos Ein 3 y 4-Dimensiones y Re	dama	EH-UN-5-EST-0-638	Paanta Gâmez Ortz Debates de Tablero		04-03-03-0-04	Puente Gómez Ortiz Develo Suzanine - Voladice	.1.1.7.6	D4-UN-5-EST-0-	-055 Paerta Gárez Ortz Travelaria de Cables Partil	- Neisdaw				ASTM A cobectel.	-705 Gr 60 pero estribo, piles, r topes sitemicos, cietos y dodes.	4ga 1146572kg
E3-UH3-E97-C-008	Puerte Obnez Orliz Vige Othezal Ele 1-Loso De Acceso		EH-LINS-EST-0-031	Paarta Climez Ortz Donis Bese Ein 2 - Okranitaten		64-CTA.8-650-C-082	Referro II Puerle Climer Offic		E4-LN-5-E8T-C-	COD Patenta Otraz Orliz Refuenze Bale Anclaia y Dela	-		600-61	7 13	Excerned Refere	iones vorias sin cicelificor poro estructures	1
D-035-02-0-007	Dimensiones y Refuento I Puente Gónez Ortiz		EX-LIN5-EST-0-032	Paanta Gâmez Orliz Dovela Base Ele 2 - Refuerzo I			Develo Succeire - Volaskoo Refuerza IV	14.578	04-UN3-057-0-	Tensiowemianto I 670 Paerta Gómez Ortiz			610-6	14.2	Reference	con material filtrants (Incluye Cools pero dramate on PVC y Accession and	15 HE. 1 (1996) 45 m3
E3-UN-5-ENT-C-008	Vigo Cobecul Eje 1-Dimensiones y Ref Puerte Odmus Orlis	6473 I	EH-UN-5-EST-0-603	Paanta Génez Oriz Davela Bose Eja 2 - Rafuerzo II		D4-UN-057-0-053	Puerde Gómez Orliz Dovelo Suzanine - Volaskou			Refuerzo Etajo Anciajo y Deto Tensionemiento II	fes de		630-0	7 18.19	LOSA I Cananal	DE ACCESO o Glass D fo-21MPs T.M.A19mm	a 25m3
	Vige Collecul Eje 5-Loso De Acceso Dimensiones y Refuerce I		EX-LT4.5-EST-C-604	Paanta Olimez Orliz Dovela Base Eja 2 - Refuerzo II		\$1-(31.5-(51-C-054	Referran V Puente Cômez Ortiz		E4-L34.5-E87-C-	-071 Paerta Olmac Ortiz Refuerzo Egis Andeia y Dela	-		640-61	7 20.4	Actions of	ie reluerzo ty=420MPs -766 Gr 60	30104
E3-U343-E37-C-009	Puerte Gómez Orliz Vigo Octocal Eje 5-Dimensionen y Ref		EX-UN-5-EST-0-635	Pueria Génez Oriz Doveis Base Eja 3 - Dimensiones			Bevelo con Vanlonz, Bovelo Bovelo Clarre - Volodicus S	Mediac y	DI-UN-057-0-	Tensionemianto II 472 Paerta Gárez Ortiz			630-0	18.30	MURCS Ceneral	DE CONTENCIÓN o Clese D Fo-21MPs T.M.A19mm	
E3-LTA.5-EST-C-010	Puerde Gómez Orliz Pilotas Eins 3, 4 y 5		EH-LT4.5-EST-0-698	Paanta Gimes Oris Dande Bose Eje 3 - Refuerzo I		E4-UN3-EST-C-005	Puente Gómez Ortiz Dovetes - Empuento Cenaro			Refuerzo Etgis Anchoja y Deto Tensionemiento IV	<b>fee de</b>		l.		Oncluse	uros de conlanción junto de dilotoción y junto de co	netrucción) 14m3
E3-C34.5-E32-C-011	Puerte Obrez Orliz Mela Eja 2-Cortes		E4-UN-5-EST-\$-607	Paaris Ganes Offic Dovels Base Eja 3 - Refuerso II		04-UN-057-C-086	de Tenslonomiente - Volad Puente Gômez Orliz	lee 1 y 2	E4-L34.5-EST-C-	C73 Paerta Génez Ortiz Refuerzo Egio Andeja y Dela	-		840-6	20.5	Asian di Asian A	e reluerzo ty=420MPs -706 Gr 60	\$4714
E3-(74.5-E57-C-012	Puerte Gómez Orliz Bodo eja 2-Planta Refuerza i		E4-U43-EST-0-658	Puerta Génez Oriz Doveis Bose Eje 3 - Refuerzo II			Trayectoria de Cables - To Valodisos 1 y 2 - Pionio	ólero Superior -	DI-UN-5-EST-0-	Tensionemiento V 4014 Paerta Gárez Ortiz			- Lee	especificaci		ecomendaciones sertin dadas per	al provester y/o
E3-UH3-ESF-C-013	Puerde Gómez Orliz Della Eja 2-Cortas Rafuerzo II		EX-LT4.5-EST-C-658	Puerta Gimes Oris Durate Bese Eja 4 - Dimensiones		64-0345-637-0-687	Puerte Gómes Orla Impettois de Cables - Table	ra Superior - Sections I		Refuerzo Bisjo Anchoje y Delo Tensionemianto V	-		i fab	contidades	de esco	vación y relience serón presentado	a en los plonos
E3-UN3-EST-C-014	Puerte Ofmez Orliz Doctos Ejan 3 y 4-Picelo Refuerzo I		EX-LT4.5-EST-0-040	Puerta Olimez Orliz Dovela Base Eja 4 - Refuerzo I		04-0345-051-0-088	Velodizos 1 y 2 Puente Gômez Orliz		E4-L74.5-EST-C-	075 Paerta Génez Ortiz Dorelos - Esquena General	*		-	Geolécnic.			
E3-03-52-0-015	Puerte Gómez Orliz Dobe Ejm 3 y 4-Cortes Refuerzo II		E4-U145-EST-0-041	Puerta Gânac Oric Dovela Bose Eje 4 - Refuerzo 8			Trayectoria de Cables - Toble Valodizos 1 y 2	ro Superior - Secciones II	04-UN-5-657-0-	Tensionemianto Voissiloos 3 y -076 Parenta Gárras Ortis	4		NO	txs			
E3-UH.5-ESE-C-016	Puerde Góraco Orizi Columno Eja 2-Refuerzo I		E4-L145-EST-0-042	Paanta Olimee Orlig Dorele Bese Eje 4 - Refuerzo II		E4-UKS-EST-C-200	Puerle Cómis Cris Trajectoria de Cables - Table	ra Superior - Sociana M		Sugestario de Cobles - Tabi Voladore 3 y 4 - Plante	ere Superi	e -	1.Ca 2.No	nga viva de r mas ullitadé	daafic: ax	Cargo Vehicular 040-95 definido e	A COP 200-84.
E3-134.5-EST-C-017	Puerte Obiez Ofiz Golumno Eja 2-Gortes Refuerzo II		EX-LT45-EST-C-043	Puerts Office Office Downla Succesive - Valediace 1 y 2		04-0345-057-0-060	Velociace 1 y 2 Puente Cômez Orliz		EN-LINS-EST-C-	077 Paerts Obnec Ortic Trajectoric de Cobles - Tabi	ero Superi	er	:	Cádigo Color Cuide Specifi	niciano ( licatione	In Daello Siemico de Puertes CO for Desing and Construction of Se	200-94. greenius
E3-CFLS-EST-C-016	Puerte Gómez Orliz Columno Ejo 2-Cortes Refuerzo II	I	EH-LINS-EST-C-0H	Refuerzo i Puerte Gianez Ortiz			Trayectoria de Cables - To Valadase 1 y 2 - Planto	olaro infarior - y Secciones	04-UN-5-EST-0-	Voladore 3 y 4 - Secciones -078 Paerte Génec Ortic			3.04	Concrete Bri nemplomes: D	inges All	seno, 1, excepto en la que se indica otr	e unklod.
E3-CH-3-E92-C-010	Puesta Olimez Orlig Columne Eje 2-Refuerzo M	I		Durate Succesivo - Valedizce 1 y 2 Refuerze 8		E4-C343-E31-C-381	Puente Cómiz Orliz Trayectoria de Cables Parti	-		Voladizes 3 y 4 - Saccionae	no Sapati	e -	4.De 5.De	vaciones: En	Mairice Manice	y calidad de los meteriales:	-
E3-04-5-EST-C-030	Fuente Göniez Gritz Golumno Eje 2-Metuezo V	I	EN-CH3-EST-C-048	Paanto Glimez Orliz Dowle Succesivo - Voledizce 1 y 2		01-03-051-0-082	Velodison 1 y 2 Puente Gómez Orliz		EN-UN3-EST-C-	CVD Parents Géneix Ortiz Trajuscionio de Cobles - Tabi	no Superi	er -	1 2	cuatro de o	artidade	de las midiariales utilizadas del pr s de clima.	Anothe mu
E3-CH-5-EST-C-021	Puerte Gónez Orliz Columno Ejes 3 y 4 - Refuerzo I	I	EH-LINS-EST-C-046	Patienzo II Paante Génez Ortiz			Develos - Esquerno Genero de Tensismoniante - Volad	aa 5 y 6	64-UN-5-EST-0-	Voladose 3 y 4 - Secciones 080 Puerte Gámes Orto				OWNERCIC	ONES		
E3-CH-S-E9F-C-022	Columno Ejas 3 y 4 - Refuerts 8	I		Durale Succesivo - Valedizce 1 y 2 Refuence M		E4-CFL5-E5F-C-365	Puente Climer Offiz Trepertoria de Cables - Te	Man Superior -	E3-L34.5-C0-00	Pareta Office Office	history	374					
E3-U43-EST-C-023	Puerte Gönez Ofiz Columno Gias 3 y 4 - Refuerzo II	I	EN-UN3-EST-0-047	Puerto Glimez Ortiz Dovela Succesivo - Volacizce 1 y 2		04-0743-037-0-084	Velodice 5 y 5 - Planks Puente Cômez Orliz		E4-LT4-5-C0-C00	Cartilla de desplece Subestru Puerte Gâmez Ortiz	dura		14	IA. = Tanal	to Million	e en Aprepolo	
0-043-03-0-04	Puerte Gómez Oriz Columno Ejes 3 y 4 - Refuerza IV	I	EX-LINS-EST-C-048	Refuerzo Y Puesta Olimez Orliz			Trayectoria de Cables - To Valodizos 5 y 6 - Seccion	olaro Superior - es 1		Cartilla de despiece Superest	ructure				-	40 40 50	100 m
E3-CH-S-E9F-C-005	Columno Ejas 3 y 4 - Refuerza V	I		Dorelle con Vertimo, Dorelle Monice y Dorelle Cherre - Voladisce 1 y 2		E4-LT4.5-E51-C-085	Puente Climiz Ofiz Trayectoria de Cables - To	Mars Superior -							-		
0-045-05-0-08	Puerte Gôrez Orliz Nuro de Contención Eje S						Velodiace 5 y 5 - Seccion									ESCALA A 1:3000	
					<u> </u>		Paget	Va. Da. Creator de Distato.	A	Station of the second second		2.5	A.	20.	-		Plana No.:
<b>3</b> 14	ACEN	PROY	ECTO HIDROE	LÉCTRICO SOGAMOSO		his is a	A Gran/G. Martiner	6. <b>500</b>	ACT 105A	Name of the local states	CORE COM	1	al "Rite"	- State		his extin	8+065-85-0-48
	stant resident it.	PUENTE	GUILLERMO GÓN	IEZ ORTIZ Y SUS ACCESOS	1 1	With the second										Mile (1-012-07-0-02-08346	-
			PUENTE O	OMEZ ORTIZ		to defend to the	A Marie Lines	C. Repite Vs. B. Distar di Proyecto	2							Reals & Vergan	00m 2011-10-21
PROYECTO HID	ROELÉCTRICO SOGAMOSO		PLANTA	GENERAL	1				Amer	term expe		D.B.O	1.00	785	3.5.	Number Calls 2004	EVED: 4
					_		4 0000	A Noroenida	ACT 1004	2000 CO000	1000	1 1 1	1.100	10.7 7	1000	Date represent 11	AM #1 1001

Figura A1. Plano de construcción. Planta general.



Figura A2. Plano de construcción. Perfil general.



Figura A3. Plano de construcción. Eje 2.



Figura A4. Plano de construcción. Eje 3.



Figura A4. Plano de construcción. Eje 4

## ANEXO B: ESTUDIO GEOTÉCNICO

Los parámetros del material de cimentación fueron obtenidos del estudio geotécnico realizado por ISAGEN y cuyos resultados fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander. Estos se determinaron a partir de los Ensayos de Penetración Estándar en las perforaciones ejecutadas en el sitio del puente y se muestran a continuación.

En el sector del Puente Gómez Ortiz se observa que los depósitos coluviales en los cuales quedarán cimentadas las pilas de los puentes, se caracterizan por ser clasto soportados embebidos en una matriz arenosa de grano medio a grueso, por lo cual se definió su comportamiento como de tipo granular.

Profundidad	Υ	Φ Diseño	Es Diseño
m	kN/m3	Grados	Mpa
0-5	18	42	30
5-10	18	40	24
10-20	18	40	24
20-30	18	35	15
30-40	18	35	15

Tabla B.1. Parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos.

Tabla B.2. Parámetros geotécnicos del macizo rocoso.

Litología	Formación geológica	Υ kN/m3	Ф масіzo Grados	Е масіzo Mpa
Arenisca	Formación Girón- Jg	25,5	46,3	543,9

### ANEXO C: EXPRESIONES UTILIZADAS

Para el modelamiento de la estructura en el software MIDAS Civil es necesario ingresar una serie de parámetros que fueron obtenidos según expresiones consultadas en la literatura.

#### Cálculo del módulo de elasticidad del concreto, E

Debido a que en el Código de Puentes Colombiano no se encuentra esta información fue consultada la Norma Sismo Resistente del mismo país. NSR-10 C.8.5

Cuando no se disponga del valor de la masa unitaria del concreto, puede utilizarse:

El valor medio para toda la información experimental nacional, sin distinguir por tipo de agregado, es:

$$E_c = 3900 \sqrt{f_c'} \ en \ Mpa \tag{C 1}$$

#### Cálculo del módulo de Poisson del concreto, v

Norma Sismo Resistente Colombiana. Título C- CR 8.5

En caso que no se disponga de un valor experimental, el módulo de Poisson puede tomarse como:

$$v = 0.2$$
 (C 2)

#### Cálculo del coeficiente de amortiguamiento, **\xi**

Norma Sismo Resistente Colombiana. Título A- A-2.6.1

El amortiguamiento crítico que se debe utilizar en el diseño es:

$$\xi = 5\% \tag{C 3}$$

### Cálculo del peso unitario

Fue consultado el Código de Puentes Colombiano, Tabla 3.5.1-1 – Masas unitarias

	MATERIA	PESO UNITARIO	
	MATENI		kN/m3
	Liviano		17,4
CONCRETO	De arena Livia	na	18,9
	Normal com	$f_c^{'} \leq 35  Mpa  (5.0  ksi)$	22,7
	Normal com	$35 < f_c^{'} \le 105 Mpa$	22.0+0.022 f <sub>c</sub>

Tabla C 1. Masas Unitarias

### Cálculo del coeficiente de presión de tierras en reposo Ko

Se determina como la relación existente entre el esfuerzo efectivo horizontal del suelo  $\sigma_h$  y su esfuerzo vertical efectivo  $p_o$  mediante la ecuación:

$$k_o = \frac{\sigma_h}{p_o} \tag{C 4}$$

Según Jaky, 1948;

$$k_o = \frac{1 - \sin\phi'}{1 + \sin\phi'} (1 + \frac{2}{3}\sin\phi')$$
(C 5)

O en su forma más simplificada:

$$k_o = 1 - \sin\emptyset \tag{C 6}$$

Donde  $\phi'$  es el ángulo de fricción interna del suelo.

## Cálculo del coeficiente de reacción lateral $K_h$

Para suelos:

$$K_h = n_k \frac{Z}{B} \tag{C 7}$$

Donde el parámetro  $n_k$  según Terzaghi toma los siguientes valores:

	nk
	Kg/cm3
ARENA MEDIA	0,67
ARENA DENSA	1,79

## Tabla C2. Valores de n\_k según Terzaghi.

Z es la profundidad y B el diámetro del pilote.

Para el macizo rocoso

Según Glick (1948):

$$k'_{s} = \frac{22.4 E (1 - v)}{(1 + v)(3 - 4v)[2 \ln(\frac{2Z}{B}) - 0.433]}$$
(C 8)

$$k_h = \frac{k_s}{B} \tag{C 9}$$

v es el módulo de Poisson que toma un valor de 0.25

# ANEXO D: PARÁMETROS UTILIZADOS EN EL MODELAMIENTO NUMÉRICO

Para la realización del modelo, se identificaron la geometría, propiedades mecánicas de los materiales y cargas sobreimpuestas de los diferentes tipos de elementos y condiciones de frontera.

Parte de la información se obtuvo de los planos constructivos y memorias de cálculo del puente diseñado por INGETEC Ingeniería y diseño S.A. y que fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander. Ver Anexo A. Y basados en la literatura consultada se realizaron los cálculos de los parámetros y valores restantes que son mostrados a continuación:

Definición de propiedades mecánicas de los materiales del puente.

Concreto para tablero								
Propiedad	Valor	Especificación						
F'c [Mpa]	35	Ver figura A1						
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1						
E [Mpa]	22932,84	Ver figura A1						
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1						
Coeficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3						

Tabla D1. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en el tablero

Tabla D2. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en las pilas, zapatas y pilotes 1-24.

Concreto para pilas, zapatas y pilotes							
Propiedad	Valor	Especificación					
F'c [Mpa]	28	Ver figura A1					
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1					
E [Mpa]	20636,86	Ver figura A1					
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1					
Coeficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3					

Concreto para pilotes								
Propiedad	Valor	Especificación						
F'c [Mpa]	21	Ver figura A1						
Módulo de Poisson	0,2	Ver expresión C.1						
E [Mpa]	17872,05	Ver figura A1						
Peso Unitario[KN/m3]	22,7	Ver tabla C1						
Coeficiente de amortiguamiento	0,05	Ver expresión C.3						

Tabla D3. Definición de las propiedades de los materiales a utilizar en pilotes 25-27.

Tabla D4. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 1 al 7. Eje 2.

	EJE 2						
Concreto clase C 28 [Mpa]							
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO					
m	m	m					
1-7	28	2,5					
ESPECIFICACIÓN	Ver figura .	A1 y A3					

	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ко	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
SUELO	5	28,00	0,331	35119,8	42
	10	28,00	0,357	70239,6	40
	20,00	28,00	0,357	140479,2	40
	25,50	28,00	0,426	179110,98	35
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A.1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1

	PROFUNDIDA D	Υ	Ko	Kh	Φ	Е	
MACIZO A PENISCA	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
ARENISCA	28,00	25,5	0,277	252717,7855	46,3	543,9	54390 0
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A.1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1	Ver tabla	B.2

					EJE					
				Con	creto clase	C 28 [Mg	ba]			
			PILO	TE	LONGITU	JD	RO			
			m		m		m			
			8		25,7		2,5			
		1								
		PROFUNDI	DAD	Υ		Ko		Kh	Φ	
		m		kN/m3				kN/m3	Grado	S
	SUELO	5		18,00	0,331			35119,8	42	
		10		18,00	0,357	0,357	7023 1404	70239,6	40	
		20,00		18,00		0,357		140479,2	40	
		22,50		18,00		0,426		158039,1	35	
MACIZO	PROFU	NDIDAD	Υ		Ko	K	h	Φ	Ι	
ARENISCA	A	m	kN/m3			kN/	/m3	Grados	Mpa	kPa
	25	5,70	25,5	0	,277	26043	5,1022	46,3	543,9	543900

**Tabla D5.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 8. Eje 2.

			E	EJE 3			
			Concreto cla	use C 28 [Mpa]			
		PILOTE	LON	GITUD I	DIÁMETRO		
		2	]	m	m		
		9	4	4,3	2,5		
-							
		Profundidad	Ŷ	Ko	Kh	Φ	
		m	kN/m3		kN/m3	Grados	
	CLIEL O	5	18	0,331	35119,8	42	
	SUELO	10	18	0,357	70239,6	40	
		20	18	0,357	140479,2	40	
		30	18	0,426	210718,8	35	
-		40	18	0,426	280958,4	35	
MACIZO	Profundidad	Υ	Ko	Kh	Φ	E	
ARENISCA	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	44,30	25,5	0,277	218122,11	07 46,3	543,9	543900

Tabla D6. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 9. Eje 3.

	EJE 3	
	Concreto clase C 28 [Mpa	ı]
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
10	42,8	2,5

<b>Tabla D7.</b> Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 10. Eje 3.	

	PROFUNDIDAD	Υ	Ко	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
	5	18,00	0,331	35119,8	42
SUELO	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,00	18,00	0,426	210718,8	35
	40	18	0,426	280958,4	35

MACIZO	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ко	Kh	Φ	E	
ARENISC A	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
_	42,80	25,5	0,277	220387,3499	46,3	543,9	543900

		_			EJE 3				
				Concreto c	elase C 28 [N	[pa]			
			PILOTE	LONG	ITUD	DIÁMETRO			
			m	n	n	m			
		_	11	45	,8	2,5			
									_
		PROFUN	NDIDAD	Υ	Ko		Kh	Φ	
		n	n	kN/m3			kN/m3	Grados	
CI		4	5	18,00	0,331	í	35119,8	42	
50	JELO	1	0	18,00	0,357	,	70239,6	40	
		20,	,00	18,00	0,357	1	40479,2	40	
		30,	,00	18,00	0,426	2	210718,8	35	
		4	0	18	0,426	2	80958,4	35	_
MACIZO	PROFU	NDIDAD	Ŷ	]	Ко	Kh	Φ		Е
ARENISCA		m	kN/m3			kN/m3	Grados	s Mpa	kPa
	45	5,80	25,5	0,	277	215976,1403	46,3	543,9	543900

Tabla D8. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 11. Eje 3.

			Co						
		PILC	TE	TRO					
		m	m			m			
		12	12		41				
_	PROFUNDIDAD		ΔDΥ	Υ Ко		Kh		Φ	
		m	kN/m3				kN/m3	Grados	
		5	18,00		0,331		35119,8	42	
	SUELO	10	18,00		0,357		70239,6	40	
		20,00	18,00		0,357		140479,2	40	
		30,00	18,00		0,426		210718,8	35	
		38,5	18		0,426		270422,46	35	_
	PROF		Ŷ	Ko		Kh	Φ		F
MACIZO ARENISCA		m	kN/m3			kN/m3	↔ Grados	Mpa	kPa
	2	41,00	25,5	0,277	22	23279,646	46,3	543,9	543900

Tabla D9. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 12. Eje 3.

					EJE 3						
				Concret	o clase C	28 [M <sub>I</sub>	ba]				
			PILOTE	LOI	NGITUD	I	DIÁMETRO				
			m		m		m				
			13		43,1		2,5				
		PROFI		Ŷ		Ko		Kh			-
	PROF		m	ı kN/m3		KU		KII kN/m3		Grados	
			5	18.00		0 331		35119.8		42	_
S	UELO		10	18,00		0,357		70239,6		40	
		2	0,00	18,00		0,357		140479,2		40	
		3	0,00	18,00		0,426		210718,8		35	
			40	18		0,426		280958,4		35	_
MACIZO	PROF	UNDIDAD	Ŷ		Ko		Kh		Φ		Е
ARENISCA		m	kN/m3				kN/m3		Grados	Мра	kPa
		43,10	25,5		0,277		219924,221	7	46,3	543,9	543900

 Tabla D10. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 13. Eje 3.

				Concreto clase C	28 [Mpa]				
			PILOTE	LONGITUD	DIÁN	IETRO			
			m	m	1	m			
		_	14 41,6 2,5						
		_							
		PROFUNDI	DAD	Ŷ	Ko	Kh		Φ	
		m		kN/m3		kN/m3	C	Grados	
CLUE	10	5		18,00	0,331	35119,8		42	
SUE	LO	10		18,00	0,357	70239,6		40	
		20,00		18,00	0,357	140479,2		40	
		30,00		18,00	0,426	210718,8		35	
		38,5		18	0,426	270422,46		35	
MACIZO	PROFU	JNDIDAD	Υ	Ко	Kh	Φ		Е	
ARENISCA		m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa	
	41,60		25,5	0,277	222293,2	17 46,3	543,9	543900	

**Tabla D11.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 14. Eje 3.
			_			EJE 3						
					Concrete	o clase C	28 [Mp	pa]				
				PILOTE	LON	IGITUD	Ι	DIÁMETRO				
				m		m		m				
				15 y 16		40,6		2,5				
												_
			PROFUN	IDIDAD	Υ		Ko		Kh		Φ	
			n	1	kN/m3	<u>.</u>			kN/m3		Grados	_
	QUE		5	i	18,00		0,331		35119,8		42	
	SUE	LO	1	0	18,00		0,357		70239,6		40	
			20,	00	18,00		0,357		140479,2		40	
			30,	00	18,00		0,426		210718,8		35	
			37	,5	18		0,426		263398,5		35	_
MACIZO	0	PROFU	NDIDAD	Υ		Ko		Kh		Φ		Е
ARENISC	CA	1	n	kN/m3				kN/m3		Grados	Mpa	kPa
		40	,60	25,5		0,277		223950,280	)3	46,3	543,9	543900

 Tabla D12. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilotes 15 y 16. Eje 3.

Tabla	D13.	Definición	de la	as pro	piedades	geotécnicas	del sue	lo y macizo ro	coso. Pilotes 1	7 v	24. J	Eje 4.
						0		2		-	£	

\_\_\_\_

	EJE 4	
	Concreto clase C	28 [Mpa]
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
17 y 24	34,7	2,5

	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ко	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
SUELO	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	31,50	18,00	0,426	221254,74	35

MACIZO	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ko	Kh	Φ		E
ARENISCA	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	34,70	25,5	0,277	235268,4204	46,3	543,9	543900

		-								
					EJE 4					
				Co	ncreto clase C	28 [M	pa]			
			PILOT	E	LONGITUD		DIÁMETRO	)		
			m		m		m			
		_	18		29,3		2,5			
		PROFUNDII	DAD	Υ		Ko		Kh		Φ
		m		kN/m3				kN/m3		Grados
SUE	LO	5		18,00		0,331		35119,8		42
		10		18,00		0,357		70239,6		40
		20,00		18,00		0,357		140479,2		40
		26,50		18,00		0,426		186134,94		35
MACIZO	PROFU	JNDIDAD	Υ		Ко		Kh	Φ		Е
ARENISCA		m	kN/m3				kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	2	9,30	25,5		0,277	24	48814,0035	46,3	543,9	543900

**Tabla D14.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 18. Eje 4.

		<b>2</b> 0 <b>1 1</b>
	Concreto clase C	28 [Mpa]
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
19	31,4	2,5

<b>Tabla D</b> 15. Definicion de las propiedades geolecificas del suelo y macizo rocoso. Pilote 19. Eje	de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 19. Eje 4.
---	---

		PROFUND	IDAD	Υ		Ko		Kh	Φ	
		m		kN/m3				kN/m3	Grados	
SUI	ELO	5		18,00		0,331		35119,8	42	
		10		18,00		0,357		70239,6	40	
		20,00		18,00		0,357		140479,2	40	
		28,50		18,00		0,426		200182,86	35	
MACIZO	PROFU	NDIDAD	Υ		Ko		Kh	Φ		E
ARENISCA	1	m	kN/m3				kN/m3	Grados	Mpa	kPa

0,277

243086,6813

46,3

543,9

543900

31,40

25,5

	EJE 4	
	Concreto clase C	28 [Mpa]
PILOT	E LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
20	33,1	2,5

Tabla D16. Definición de la	propiedades	geotécnicas del suelo	y macizo rocoso.	Pilote 20. Eje 4.
-----------------------------	-------------	-----------------------	------------------	-------------------

	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ko	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
SUELO	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	30,50	18,00	0,426	214230,78	35

MACIZO	PROFUNDIDAD	Υ	Ко	Kh	Ф		E
ARENISCA	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	33,10	25,5	0,277	238898,0206	46,3	543,9	543900

	EJE 4	
_	Concreto clase C	28 [Mpa]
PILOTE	LONGITUD	DIÁMETRO
m	m	m
21	35,6	2,5

Tabla D17. Definición de las	propiedades geotécnicas del sue	lo y macizo rocoso. Pilote 21. Eje	4.
		5	

	PROFUNDIDAD	Ŷ	Ко	Kh	Φ
	m	kN/m3		kN/m3	Grados
SUELO	5	18,00	0,331	35119,8	42
	10	18,00	0,357	70239,6	40
	20,00	18,00	0,357	140479,2	40
	32,50	18,00	0,426	228278,7	35

MACIZO	PROFUNDIDAD	Υ	Ko	Kh	Ф		Е
ARENISCA	m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa
	35,60	25,5	0,277	233345,3931	46,3	543,9	543900

					EJE	4						
				Concr	eto clase	C 28 [N	/Ipa]					
		_	PILOTE	LO	ONGITU	D	DIÁMETR	RO				
			m		m		m					
		_	22		34,8		2,5					
		PROFUNDI	DAD	Ŷ		Ко		Kh		Φ		
		m		kN/m3				kN/m	3	Grade	DS	
SUE	LO	5		18,00		0,331		35119	,8	42		
		10		18,00		0,357		70239	,6	40		
		20,00		18,00		0,357		140479	9,2	40		
		31,50		18,00		0,426		221254	,74	35		
ACIZO	PRO	FUNDIDAD	Υ		Ko		Kh		Φ		E	
ENISCA		m	kN/m3				kN/m3		Grados	Mpa	kPa	
		34,80	25,5		0,277		235050,7235	5	46,3	543,9	543900	

Tabla D18. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 22. Eje 4.

•

						EJE 4					
					Conc	creto clase C	28 [Mp	ba]			
			-	PILOT	E I	LONGITUD	Ι	DIÁMETRO			
				m		m		m			
				22A		32		1,2			
			-								
-			PROFUND	IDAD	Υ		Ko		Kh	Φ	
			m		kN/m3	;			kN/m3	Grade	os
	SUELO	)	5		18,00	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	0,331		73166,25	42	
			10		18,00		0,357		146332,5	40	
			20,00	)	18,00		0,357		292665	40	
_			32,00		18,00		0,426		468264	35	
_											
Ν	IACIZO	PRO	FUNDIDAD	)		Ko	]	Kh	Φ		E
AF	RENISCA		m	kN/	m3		kN	V/m3	Grados	Mpa	kPa
			32,00	25	,5	0,277	40502	25,2873	46,3	543,9	543900

<b>Tabla D19.</b> Definición de las	propiedades	geotécnicas del su	lelo y macizo rocoso.	Pilote 22A. Eje 4.
-------------------------------------	-------------	--------------------	-----------------------	--------------------

				EJE	Ε4				
			(	Concreto clase	C 28 [Mpa]				
		PI	LOTE	LONGITU	D DIÁMI	ETRO			
			m	m	m	L			
			23	34,6	2,5	5			
	P	ROFUNDIDAD		r	Ко	Kh	Φ		
		m	kN	/m3		kN/m3	Grad	os	
SUEI		5	18	,00	0,331	35119,8	42		
		10	18	,00	0,357	70239,6	40		
		20,00	18	,00	0,357	140479,2	40		
		31,50	18	,00	0,426	221254,74	35		
	Ι								
ΜΔCΙΖΟ	PROFU	NDIDAD	Υ	Ko	Kh	Φ		E	
ARENISCA		m	kN/m3		kN/m3	Grados	Mpa	kPa	
	34	4,60	25,5	0,277	235487,1511	46,3	543,9	543900	

**Tabla D20.** Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Pilote 23. Eje 4.

			EJE 5		_	
		Cor	ncreto clase D 21 [M	pa]		
	PI	LOTE	LONGITUD	DIÁMETRO		
		m	m	m		
	25,	26 y 27	13	1,5		
	PROFUNDIDAI	<b>γ</b>	Ко		Kh	Φ
	m	kN/m	3	]	kN/m3	Grados
SUELO	5	18,00	0,331		58533	42
	10,00	18,00	0,357	1	17066	40
	13,00	18,00	0,357	1:	52185,8	40

Tabla D21. Definición de las	propiedades geotécnicas	del suelo y macizo rocoso.	. Pilotes 25 al 27. Eje 5.

Tabla D22. Definición de las propiedades geotécnicas del suelo y macizo rocoso. Zapatas. Eje 2,3, 4 y 5.

ZAPATAS EJES 2,3,4 Y 5						
С	oncreto clase C 28 [Mp	a]				
Z	В	Н				
m	m	m				
18	18	4				

Ver	figura	A1
	inguia	

	PROFUNDIDAD	Υ	Ko	Kh	Φ
SUELO	m	kN/m3		kN/m3	Grados
	4,00	18,00	0,331	1460,6	42
ESPECIFICACIÓN	Ver figura A1	Ver Tabla B.1	Ver expresión C.6	Ver expresión C.7	Ver Tabla B.1

## Conversión de las dimensiones de dovelas a dimensiones requeridas por el software Midas Civil. Ver Anexo A.

Dimensión	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
HO1	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200
HO2	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350	0.350
H02-2	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050
HO3	8.199	7.996	7.687	7.388	7.100	6.798	6.509	6.232	5.926	5.638	5.367	5.113	4.877	4.628	4.403	4.200	4.020	3.863	3.729	3.618	3.529	3.463	3.421
BO1	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725	2.725
BO1-2	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725	1.725
BO2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
BO3	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550	2.550
HI1	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260	0.260
HI2	0.326	0.320	0.326	0.326	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.324	0.324	0.324	0.324	0.324	0.323	0.323	0.323	0.323	0.322	0.322	0.322	0.322	0.322
HI2-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HI3	6.894	6.748	6.511	6.289	6.077	5.855	5.643	5.442	5.220	5.012	4.817	4.635	4.416	4.180	3.960	3.749	3.543	3.386	3.253	3.142	3.053	2.987	2.945
HI4	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.049	0.106	0.162	0.219	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275	0.275
HI4-2	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
HIS	1.320	1.269	1.190	1.113	1.038	0.959	0.881	0.806	0.723	0.642	0.566	0.495	0.428	0.359	0.299	0.250	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220	0.220
BI1	2.000	2.000	2.009	2.018	2.027	2.036	2.046	2.055	2.066	2.078	2.089	2.100	2.111	2.124	2.137	2.149	2.162	2.175	2.188	2.200	2.200	2.200	2.200
BI1-2	0.750	0.750	0.759	0.768	0.777	0.786	0.796	0.805	0.816	0.828	0.839	0.850	0.861	0.874	0.887	0.899	0.912	0.925	0.938	0.950	0.950	0.950	0.950
BI3	2.000	2.000	2.009	2.018	2.027	2.036	2.046	2.055	2.066	2.078	2.089	2.100	2.111	2.124	2.137	2.149	2.162	2.175	2.188	2.200	2.200	2.200	2.200
													4 9 6 4	1 505	4 3 3 6	1 050	0.707					0.005	
BI3-2	2.000	2.000	2.009	2.017	2.026	2.036	2.045	2.055	2.066	2.077	2.088	2.099	1.864	1.595	1.526	1.056	0.787	0.800	0.813	0.825	0.825	0.825	0.825
BI3-2 Dimensión	2.000 23	2.000 24	2.009 40	2.017 41	2.026 42	2.036 43	2.045 44	2.055 45	2.066 46	2.077 47	2.088 <b>48</b>	2.099	1.864 50	1.595	1.326 52	53	0.787 54	0.800	0.813	0.825	0.825 58	0.825	0.825
BI3-2 Dimensión HO1	2.000 23 0.200	2.000 24 0.200	2.009 40 0.200	2.017 41 0.200	2.026 42 0.200	2.036 43 0.200	2.045 44 0.200	2.055 45 0.200	2.066 46 0.200	2.077 47 0.200	2.088 48 0.200	2.099 49 0.200	1.864 50 0.200	1.595 51 0.200	1.326 52 0.200	53 0.200	0.787 54 0.200	0.800 55 0.200	0.813 56 0.200	0.825 57 0.200	0.825 58 0.200	0.825 59 0.200	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2	2.000 23 0.200 0.350	2.000 24 0.200 0.350	2.009 40 0.200 0.500	2.017 41 0.200 0.500	2.026 42 0.200 0.500	2.036 43 0.200 0.500	2.045 44 0.200 0.500	2.055 45 0.200 0.500	2.066 46 0.200 0.500	2.077 47 0.200 0.500	2.088 48 0.200 0.500	2.099 49 0.200 0.500	1.864 50 0.200 0.500	0.200 0.500	0.200 0.500	0.200 0.500	0.787 54 0.200 0.500	0.800 55 0.200 0.500	0.813 56 0.200 0.500	0.825 57 0.200 0.500	0.825 58 0.200 0.500	0.825 59 0.200 0.500	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2 HO2-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050	2.000 24 0.200 0.350 0.050	2.009 40 0.200 0.500 0.100	2.017 41 0.200 0.500 0.100	2.026 42 0.200 0.500 0.100	2.036 43 0.200 0.500 0.100	2.045 44 0.200 0.500 0.100	2.055 45 0.200 0.500 0.100	2.066 46 0.200 0.500 0.100	2.077 47 0.200 0.500 0.100	2.088 48 0.200 0.500 0.100	2.099 49 0.200 0.500 0.100	1.864 50 0.200 0.500 0.100	0.200 0.500 0.100	0.200 0.500 0.100	0.200 0.500 0.100	0.787 54 0.200 0.500 0.100	0.800 55 0.200 0.500 0.100	0.813 56 0.200 0.500 0.100	0.825 57 0.200 0.500 0.100	0.825 58 0.200 0.500 0.100	0.825 59 0.200 0.500 0.100	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2 HO2-2 HO3	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2 HO2-2 HO3 BO1	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2 HO2-2 HO3 BO1 BO1-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 1.725	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2-2 HO3 BO1 BO1-2 BO2 DO2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 0.500	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000	1.595 51 0.200 0.500 4.200 2.725 1.725 0.000	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 0.500	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000	0.825
BI3-2 Dimensión HO1 HO2 HO2-2 HO3 BO1 BO1-2 BO2 BO3 UU	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550	2.055 45 0.200 0.500 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.250	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550	2.099 49 0.200 0.500 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550	1.395 51 0.200 0.500 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.250	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.250	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.250	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550	0.825
BI3-2 Dimensión H01 H02 H02-2 H03 B01 B01-2 B02 B03 H11 U22 H12	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2560	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.435	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	1.395 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.477	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.477	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.427	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.267	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260	0.825
BI3-2 Dimensión H01 H02-2 H03-2 B01 B01-2 B02 B03 H11 H12 H12 H12 H12 H12 H12 H12	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.322	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.476	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.476	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.476	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.002	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.200	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.007	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.202	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.202	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.273	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.200	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.200	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.472	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.200	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.200	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.200 0.402 0.202	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.200	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.200	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.322	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02-2           H03           B01           B02           B03           H11           H12           H12-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 2.714	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 2.725	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.0476	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 2.5110	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 2.510 0.260 0.475 0.000 0.5000 0.5000 0.5000 0.5000 0.5000 0.5000 0.5000 0.500	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 2.5464	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 2.5101	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.845	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.474 0.000	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 2.947	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 2.402	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.215	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02-2           H03           B01           B02           B03           H11           H12-2           H13           H14-10	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.925 0.020	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.785 0.000	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.443 0.000	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.119 0.000	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.813 0.000	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.141 0.000	47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.845	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.528	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.247 0.000	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.947	1.555           51           0.200           0.500           0.100           4.200           2.725           1.725           0.000           2.550           0.260           0.473           0.600           3.682	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.455	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.261	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.103 3.035	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000 3.002 3.002	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.201	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.202 0.200 0.202 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.200 0.200 0.500 0.250 0.260 0.2200 0.2600 0.2200 0.20000 0.2000 0.2000 0.2000	0.825
BI3-2 Dimensión H01 H02 H02-2 H03 B01 B01-2 B02 B03 H11 H12 H12-2 H13 H14 2 H14 2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.925 0.292 0.2925	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014 0.000	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.785 0.000	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.443 0.000	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.119 0.000	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.813 0.000	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.141 0.000	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.845 0.000	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.528 0.000	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.247 0.000	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.947 0.055	1.595 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.682 0.100	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.453 0.165	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.261 0.200	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.103 0.275 0.200	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000 3.002 0.275 0.200	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937 0.275 0.000	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908 0.275 0.200	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.275 0.200	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.292	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02           H03           B01           B01-2           B02           B03           H11           H12           H12-1           H13           H14           H14-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.925 0.275 0.275 0.275	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014 0.000 7.014 0.000 1.050	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.785 0.000 0.000 1.018	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.443 0.000 0.000 0.476	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.119 0.000 0.000 0.000 0.200 0.476 0.000 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.255 0.260 0.255 0.260 0.255 0.260 0.260 0.255 0.260 0.260 0.260 0.275 0.260 0.260 0.260 0.260 0.275 0.260 0.275 0.260 0.275 0.260 0.275 0.260 0.275 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.0000 0.0000 0.00000 0.000000 0.0000 0.000000	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.813 0.000 0.000 0.2875	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000 0.400 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.200 0.200 0.205 0.255 0.205 0.255 0.255 0.265 0.255 0.265 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.265 0.000 0.000 0.265 0.000 0.265 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.00000 0.0000 00	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.141 0.000 0.100 0.200 0.475 0.000 0.101 0.205 0.205 0.205 0.205 0.255 0.000 0.255	2.077           47           0.200           0.500           5.528           2.725           1.725           0.000           2.550           0.260           0.474           0.000           4.845           0.000           0.000	2.088 48 0.200 0.500 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.528 0.000 0.000 0.623	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.247 0.000 4.247	1.864 50 0.200 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.947 0.055 0.000 2.944	1.395 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.682 0.110 0.000 3.682 0.110	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.453 0.165 0.000	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.261 0.220 0.000	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.103 0.275 0.000 3.103	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000 3.002 0.275 0.000 3.022 0.275	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937 0.275 0.000 2.937 0.275	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908 0.275 0.000 2.908 0.275	0.825 58 0.200 0.500 0.100 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.275 0.000 2.915 0.275	0.825 59 0.200 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 2.923 0.275	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02           H03           B01-2           B02           B03           H11           H12           H13           H14           H14-2           H15	2.000 23 0.200 0.350 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.925 0.275 0.000 2.925 0.275 0.000 0.222 0.275 0.000 0.222 0.275 0.000 0.2925 0.275 0.000 0.2925 0.295 0.2	2.000 24 0.200 0.350 0.050 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 2.923 0.275 0.000 2.923 0.275 0.000 0.220 0.200 0.222 0.000 0.225 0.000 0.255 0.255 0.000 0.255 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.0000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.000000 0.00000000	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014 0.000 1.050 0.200 0.476 0.000 1.000 0.200 0.0000 0.00000 0.00000 0.0000000 0.00000 0.00000000	2.017 41 0.200 0.500 0.100 7.789 2.725 1.725 1.725 0.000 0.260 0.476 0.000 6.785 0.000 6.785 0.000 1.019 2.000	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.443 0.000 0.971 2.012	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.119 0.000 0.000 0.000 0.202 2.036	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.813 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.200 0.475 0.200 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.200	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000 0.400 0.400 5.464 0.000 0.500 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.205 0.255 0.205	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.141 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.200 0.200 0.475 0.200 0.200 0.400 0.2000 0.2000 0.2000 0.200 0.2000 0.2000 0.2000 0.200	2.077 47 0.200 0.500 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.845 0.000 4.845 0.000 0.700 0.700 0.700	2.088 48 0.200 0.500 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.528 0.000 0.632 2.087	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.247 0.000 0.400 0.4247 0.000 0.4247 0.000 0.4247 0.000 0.4247 0.000 0.4247 0.000 0.4247 0.000 0.4247 0.4247 0.000 0.4247 0.4247 0.000 0.4247 0.4247 0.000 0.4247 0.4247 0.000 0.4247 0.4247 0.4247 0.4000 0.4247 0.4247 0.4247 0.4247 0.4000 0.4247 0.4247 0.4000 0.4247 0.4000 0.4247 0.4247 0.4000 0.4247 0.0000 0.444 0.444 0.4447 0.444	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.473 0.000 3.947 0.055 0.000 0.493 0.000 0.473 0.000 0.473 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.255 0.000 0.2550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0550 0.0500 0.0550 0.05000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000000	1.395 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.473 0.000 3.682 0.110 0.000 0.423 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.500 0.200 0.500 0.500 0.200 0.500 0.500 0.500 0.200 0.500 0.500 0.500 0.500 0.200 0.500 0.500 0.500 0.200 0.500 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.255 0.000 0.2550 0.2600 0.2550 0.2600 0.2600 0.2600 0.2600 0.2600 0.2550 0.2600 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.2700 0.20000 0.20000 0.2000 0.2000 0.20000 0.20000 0.20000 0	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.473 0.000 3.453 0.165 0.000 0.3453 0.165 0.000 0.355 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.265 0.000 2.453 0.000 2.455 0.000 0.265 0.000 0.265 0.000 0.265 0.000 0.265 0.000 0.265 0.265 0.000 0.265 0.255 0.25	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.472 0.000 3.261 0.220 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.500 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.260 0.260 0.200 0.260 0.255 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.220 0.200 0.210 0.210 0.210 0.210 0.210 0.210 0.210 0.220 0.2100 0.2100 0.2100 0.2100 0.2100 0.2100 0.210	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.260 0.472 0.000 3.103 0.275 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.559 0.200 0.255 0.200 0.200 0.255 0.200 0.255 0.200 0.255 0.255 0.2600 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.2600 0.255 0.255 0.255 0.255 0.2600 0.275 0.2600 0.275 0.255 0.2600 0.275 0.275 0.2600 0.275 0.2600 0.275 0.2600 0.275 0.2600 0.275 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.2000 0.275 0.2000 0.225 0.000 0.275 0.2000 0.225 0.2000 0.225 0.2000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.2200 0.225 0.000 0.2200 0.225 0.000 0.2200 0.20000 0.2000 0.2000 0.20000 0.20000 0.2000 0.2000 0.20000 0.20000 0.20000 0	0.800 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.500 0.260 0.437 0.000 3.002 0.275 0.000 0.275 0.000 0.2200	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937 0.275 0.000 0.275 0.000 0.2200	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908 0.275 0.000 0.275 0.000 0.220	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.275 0.000 2.915 0.275 0.000 0.225 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.200	0.825 59 0.200 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 2.923 0.275 0.000 2.923 0.275 0.000 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.100 0.200 0.200 0.100 0.2550 0.200 0.200 0.222 0.000 0.200 0.200 0.222 0.000 0.2000 0.200 0.200 0.2000 0.200 0.200 0.200 0.200 00	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02           H03           B01           B01-2           B03           H11           H12           H13           H14           H14-2           H15           B11-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.320 0.320 0.322 0.000 2.925 0.000 0.220 0.220 0.250 0.255 0.000 0.220 0.255 0.000 0.350 0.255 0.000 0.350 0.255 0.000 0.3250 0.3200 0.3250 0.3250 0.3200 0.3250 0.3200 0.3250 0.3220 0.3250 0.3250 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.2955 0.000 0.2955 0.000 0.2955 0.000 0.2955 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.220 0.000 0.3255 0.000 0.220 0.000 0.3255 0.000 0.220 0.000 0.3255 0.000 0.220 0.000 0.3255 0.000 0.220 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3255 0.000 0.3555 0.000 0.000 0.3555 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.0000000 0.00000000	2.000 24 0.200 0.350 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 0.220 2.200 0.250 0.250	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014 0.000 0.000 1.050 2.000 0.500 0.500 0.475 0.500 0.475 0.500 0.475 0.500 0.475 0.500 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.000 0.475 0.000 0.000 0.755 0.000 0.475 0.0000 0.0000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.00000 0.0000 0.000000 0.00000 0.00000000	2.017 41 0.200 0.500 0.100 0.7.789 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.785 0.000 0.000 1.019 2.000 0.750	2.026 42 0.200 0.500 0.100 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550 0.260 0.476 0.000 6.443 0.000 0.000 0.971 2.012 0.722	2.036 43 0.200 0.500 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 6.119 0.000 0.000 0.923 2.024 0.724	2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550 0.260 0.475 0.000 5.813 0.000 0.000 0.875 2.036 0.786	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000 0.600 0.471 2.051 0.200 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.2725 0.260 0.260 0.260 0.2725 0.260 0.260 0.265 0.2	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.141 0.000 0.000 0.758 2.150 0.000 0.758 0.000 0.758 0.000 0.000 0.758 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.000 0.000 0.000 0.255 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.00000 0.0000 00	2.077 47 0.200 0.500 0.100 5.528 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.845 0.000 0.400 4.845 0.000 0.000 0.700 2.800 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0.8000 0	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.474 0.000 4.528 0.000 0.632 2.090 0.632 2.090 0.847	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.267 0.000 4.247 0.000 0.4247 0.000 0.503 2.114 0.600 0.503 0.260 0.600 0.500 0.265 0.000 0.265 0.260 0.260 0.265 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.265 0.260 0.260 0.265 0.260 0.265 0.265 0.260 0.265 0.26	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.947 0.055 0.000 0.494 2.132 0.882	1.395 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.682 0.110 0.000 0.426 2.149 0.895	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.453 0.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.473 0.000 0.453 0.165 0.000 0.453 0.165 0.000 0.4557 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.2057 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.2057 0.200 0.250 0.200 0.250 0.200 0.260 0.260 0.250 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.265 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.000 0.357 2.165 0.991 0.	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.261 0.220 0.000 0.289 2.183 0.932	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.103 0.275 0.000 0.220 2.200 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.500 0.200 0.500 0.225 0.000 0.255 0.000 0.225 0.000 0.255 0.0000 0.00000 0.00000 0.0000 0.000000 0.00000 0.00000000	0.800 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000 3.002 0.275 0.000 0.220 2.200 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.200 0.200 0.200 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.500 0.100 0.275 0.000 0.255 0.000 0.275 0.000 0.260 0.275 0.200 0.260 0.200 0.275 0.200 0.260 0.275 0.200 0.260 0.260 0.275 0.200 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.275 0.000 0.275 0.000 0.260 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.275 0.000 0.260 0.275 0.000 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.275 0.000 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.275 0.000 0.260 0.275 0.000 0.250 0.260 0.260 0.260 0.260 0.260 0.275 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.255 0.000 0.005 0.000 0.005 0.	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.225 0.200 0.250 0.200 0.225 0.200 0.255 0.200 0.255 0.200 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.200 0.255	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.200 0.200 0.200 0.500 0.200 0.500 0.500 0.500 0.500 0.500 0.200 0.500 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.200 0.225 0.200 0.225 0.200 0.222 0.000 0.222 0.000 0.222 0.000 0.222 0.000 0.222 0.000 0.225 0.000 0.222 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.225 0.000 0.255 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.0000 0.00000 0.0000 0.0000 0.00000 0.00000 0.00000 0.000000	0.825
BI3-2           Dimensión           H01           H02           H03           B01           B01-2           B02           B03           H11           H12           H13           H14           H14-2           B11           B11-2           B13-2	2.000 23 0.200 0.350 0.050 3.401 2.725 1.725 0.000 2.550 0.250 0.322 0.000 0.322 0.000 0.322 0.000 0.2925 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220 0.322 0.000 0.320 0.320 0.350 0.222 0.202 0.222 0.202 0.222 0.202 0.222 0.200 0.222 0.200 0.222 0.200 0.222 0.200 0.2200 0.2200 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 0.2000 00	2.000 24 0.200 0.350 0.050 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.3220 2.923 0.275 0.000 0.220 2.200 0.920	2.009 40 0.200 0.500 0.100 8.049 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 7.014 0.000 0.000 1.050 2.000 0.750 0.200 0.500 0.476 0.200 0.476 0.200 0.476 0.200 0.476 0.200 0.476 0.000 0.476 0.476 0.000 0.476 0.476 0.476 0.476 0.000 0.476 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.000 0.750 0.750 0.000 0.750 0.000 0.7500 0.75000 0.7500 0.7500 0.75000 0.75000 0.75000 0.75000 0.7500	2.017 41 0.200 0.500 0.100 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 1.019 2.000 0.750 0.200	2.026 42 0.200 0.500 7.399 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 0.476 0.000 0.476 0.000 0.971 2.012 0.762 2.012	2.036 43 0.200 0.500 0.100 7.027 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.476 0.000 0.476 0.100 0.400 0.400 0.100 0.476 0.000 0.423 2.024 0.702 0.224 0.724 0.724 0.724 0.725 0.200 0.255 0.200 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.255 0.200 0.255	2.045 2.045 44 0.200 0.500 0.100 6.672 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 0.475 0.000 0.875 2.036 0.786 0.500 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 0.2550 0.475 0.006 0.78	2.055 45 0.200 0.500 0.100 6.265 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 5.464 0.000 0.817 2.051 0.801	2.066 46 0.200 0.500 0.100 5.884 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.475 0.000 0.475 0.000 0.475 2.150 0.000 0.758 2.150 0.900 0.255	2.077           47           0.200           0.500           0.500           5.528           2.725           1.725           0.000           2.550           0.2600           0.474           0.000           0.474           0.000           0.474           0.000           0.474           0.000           0.470           0.000           0.700           2.080           0.830	2.088 48 0.200 0.500 0.100 5.142 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550 0.2500 0.474 0.000 4.528 0.000 0.632 2.097 0.847 2.997	2.099 49 0.200 0.500 0.100 4.793 2.725 1.725 0.000 2.550 0.2550 0.2550 0.474 0.000 4.247 0.000 0.563 2.114 0.863 2.114	1.864 50 0.200 0.500 0.100 4.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.947 0.055 0.000 0.494 2.132 0.894 2.132	1.395 51 0.200 0.500 0.100 4.200 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.682 0.110 0.000 0.426 2.149 0.899 2.149	1.326 52 0.200 0.500 0.100 3.957 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.473 0.000 3.453 0.165 0.000 0.357 2.166 0.916	1.056 53 0.200 0.500 0.100 3.750 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.261 0.220 0.000 0.289 2.183 0.933 2.183	0.787 54 0.200 0.500 0.100 3.579 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.472 0.000 3.103 0.275 0.000 0.220 2.200 0.950	0.800 55 0.200 0.500 0.100 3.478 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.437 0.000 3.002 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.950	0.813 56 0.200 0.500 0.100 3.414 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.402 0.000 2.937 0.275 0.000 0.220 0.220 0.220 0.220 0.220	0.825 57 0.200 0.500 0.100 3.384 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.367 0.000 2.908 0.275 0.000 0.220 2.200 0.950	0.825 58 0.200 0.500 0.100 3.390 2.725 1.725 0.000 2.550 0.260 0.332 0.000 2.915 0.200 0.220 0.220 0.220 0.950	0.825 59 0.200 0.500 0.100 3.399 2.725 1.725 0.000 0.250 0.260 0.322 0.000 2.923 0.275 0.000 0.220 0.200 0.220 0.200 0.2200 0.2200 0.20000 0.2000 0.2000 0.2000 0.20000 0.20000 0.20000 0	0.825

 Tabla D23. Medidas ingresadas secciones transversales de las dovelas

Cálculo regresión polinómica obteniendo como resultado una curva de orden dos para la variación de las dovelas de los seis voladizos.



Regresión polinómica Voladizo [1-6]





Cálculo de las cargas sobreimpuestas.

<b>DES CRIPCIÓN</b>	CANTIDAD		DENSIDAD		DISTANCIA		MOMENTO		CARGA	
BARANDA							2,042	KN*m/m	0,387	KN*m
Acero ASTM A-500C en perfilería para										
parales(incluye accesorios)	5984	kg			5,275	m				
Acero ASTM A-500C en perfilería para										
travesaños(incluye accesorios)	14083	Kg			5,275	m				
PARAPETO							-3,904	KN*m/m	8,731	KN*m
Concreto - clase D - f´c= 21 MPa-										
T.M.A = 19mm	180	m3	22,7	KN/m3	-1,000	m				
Costado Derecho	90	m3			4,275	m				
Costado Izquierdo	90	m3			-5,275	m				
Acero de refuerzo fy=420 Mpa- ASTM										
A- 706- Gr 60	31006	kg			-1,000	m				
Costado Derecho	15503	kg			4,275	m				
Costado Izquierdo	15503	kg			-5,275	m				
Acero ASTM – A53B en tubería para										
barandas (incluye accesorios)	5062	kg			4,225	m				
PAVIMENTO							-9,205	KN*m/m	9,951	KN*m
Mezcla densa en caliente tipo MDC-2,										
para capa de rodadura	230	m3	22	KN/m3	-0,5000	m				
Costado Derecho	80,5				2,0000	m	6,966	KN*m/m	3,483	KN/m
Costado Izquierdo	149,5				-2,5000	m	-16,170	KN*m/m	6,468	KN/m
TOTAL							-11,067	KN*m/m	19,069	KN*m
ESPECIFICACIONES	Anexo plan	os	Código de p Tabla 3.5	ouentes 5.1-1	Anexo plan	os				

## Tabla D24. Cargas Sobreimpuestas

Cálculo de las cargas sobreimpuestas debidas a la acción del agua. Las cargas se encuentran aplicadas perpendicular a la superficie mencionada en las tablas.

<b>I abla D25.</b> Peso e	específico del	lagua	utilizado.
---------------------------	----------------	-------	------------

AGUA	Υ	10	kN/m3

Tabla D.21. Factores utilizados.

Cd	1,4	
Cl	1	
V	1	m/s

Tabla D26. Presiones y cargas debidas a la	acción del agua sobre la pila del eje 2.
--	--

ALTURA PILA	ALTUR A NIVEL	SH IY	ECCIÓN NICIAL	SECO FIN	CIÓN IAL	ÁNGULO INLCINACIÓN CARA	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		5
	AGUA	a	b	а	b	TRANSVERSA L	a	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	34,6	6	10,6	6	6	1,516	6	8,77	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	346	35927,377	35914,8	950,5543
CARAS LONGITUDINALES	346	57967,95	57967,95	0

	PRESIÓN ESTÁTICA		p kN/m2	F kN	_	
	ZAPATAS		346	90098,4	_	
	SUBPRESIÓN		l kN	2 /m2	F kN	_
			38	36 1	25064	_
PRESIÓN D	INÁMICA	p kN/m2	2 k	F	FX kN	FZ kN
CARAS TRAN	SVERSALES	0,7	145	5,371	145,32	3,846
CARAS LONG	ITUDINALES	0,051	17	,089	17,089	0

						EJE 2						
	ALTURA	SE	CCIÓN	SEC	CIÓN			SECCIÓN	AL NIVEL	DIME	NSION	VES
	NIVEL	IN	ICIAL	FIN	IAL	ÁNGULO INL	DEL AGU	ZAPATA				
IILA	AGUA	a	b	а	b	CARA TRAN	SVERSAL	a	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grade	os	m	m	m	m	m
42	29,6	6	10,6	6	6	1,51	6	6	9,03	18	18	4
		D.	οραιόνι	rom ár		р	F	FX	FZ			
		Ρ.	RESION	ESIA	IICA	kN/m2	kN	kN	kN			
		CAR	AS TRA	NSVEI	RSALES	296	26294,005	26284,8	695,6778			
		CAR.	AS LON	GITUD	INALE	S 296	43004,47	43004,47	0			
							р	F				
				PR	ESION I	ESTATICA	kN/m2	kN				
					ZAPA	ATAS	296	77078,4				

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	336	108864

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	124,364	124,320	3,290
CARAS LONGITUDINALES	0,051	14,819	14,819	0

						EJE 2					
	ALTURA	SE	CCIÓN	SECO	CIÓN		SECCIÓ	N AL NIVEL	DIME	NSION	VES
	NIVEL	IN	ICIAL	FIN	IAL	ÁNGULO INLCINACIÓN	DEL AG	UA	ZAPA	TA	
PILA	AGUA	а	b	а	b	CARA TRANSVERSAL	а	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	24,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,30	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	246	18161,158	18154,8	480,5017
CARAS LONGITUDINALES	246	30103,423	30103,423	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	246	64058,4
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	103,356	103,320	2,735
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,482	12,482	0

						EJE 2						
ALTURA	ALTURA NIVEL	SE IN	CCIÓN ICIAL	SEC FIN	CIÓN IAL	ÁNGULO INL	SECCIÓN AL NIVEL ÁNGULO INLCINACIÓN DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA			
PILA	AGUA	а	b	a	b	CARA TRAN	SVERSAL	а	b	а	b	h
m 42	m 19,6	m 6	m 10,6	m 6	m 6	Grade 1,51	os 6	m 6	m 9,56	m 18	m 18	m 4
	_	Р	RESIÓN	ESTÁ	ΓΙϹΑ	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN			
	_	CAR	RAS TRA	NSVEI	RSALE	S 196	11528,836	11524,8	305,026			
		CARAS LONGIT			INALE	ES 196	19364,062	19364,062	0			

ZAPATAS 196 5103	PRESIÓN ESTÁTICA	p F kN/m2 kN
	ZAPATAS	196 5103

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	236	76464

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	82,349	82,320	2,179
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,077	10,077	0

						EJE 2						
ALTURA	ALTURA NIVEL	SE0 IN	CCIÓN ICIAL	SEC FII	CIÓN NAL		CINACIÓN	SECCIÓN DEL AGU	AL NIVEL	DIME ZAPA	NSION TA	NES
PILA	AGUA	а	b	a	b	CARA TRAN	SVERSAL	а	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grade	DS	m	m	m	m	m
42	17,6	6	10,6	6	6	1,51	6	6	9,67	18	18	4
		p	RESIÓN	JESTÁ	TICA	р	F	FX	FZ			
		1	KLDIOI			kN/m2	kN	kN	kN			
		CAR	RAS TRA	ANSVE	RSALES	S 176	9296,0542	9292,8	245,9518			
		CAR	AS LON	IGITUI	DINALE	S 176	15695,821	15695,821	0			
	_											
				PR	ESIÓN	ESTÁTICA	p kN/m2	F kN				
					ZAPA	ATAS	176	45830,4				
						р	F	_				
			SORE	'KESIO	VIN	kN/m2	kN					
	_		ZAI	PATAS		216	69984	_				

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	73,946	73,920	1,956
CARAS LONGITUDINALES	0,051	9,096	9,096	0

						EJE 2						
ALTURA	ALTURA NIVEL	SE IN	CCIÓN IICIAL	SEC FIN	CIÓN IAL			SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		NES
PILA	AGUA	a	b	a	b	CARA TRANS	SVERSAL	a	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grado	DS	m	m	m	m	m
42	18,6	6	10,6	6	6	1,516	5	6	9,62	18	18	4
		PR	RESIÓN F	ESTÁT	TICA	р	F	FX	FZ			
		11	LDIOIVI	201111	1011	kN/m2	kN	kN	kN			
		CAR	AS TRAN	ISVER	SALE	S 186	10382,435	10378,8	274,6949			
		CARA	AS LONG	ITUD	INALE	S 186	17484,326	17484,326	0			

	PRESIÓN ESTÁTICA		p kN/m2	F kN	
	ZAPATAS		186	48434,4	
			р	F	_
	SUBPRESION	kN/m2	kN		
	ZAPATAS		226	73224	
PRESI	ΌΝ DINÁMICA	р	F	FX	FZ
TRESI		kN/m2	kN	kN	kN
CARAS T	RANSVERSALES	0,7	78,147	78,120	2,068
CARAS LO	ONGITUDINALES	0,051	9,588	9,588	0

						EJE 2						
ALTURA	ALTURA	SEC	CCIÓN	SEC	CIÓN			SECCIÓN	AL NIVEL	DIME	JES	
	NIVEL	IN	ICIAL	FIN	NAL	ÁNGULO INL	.CINACIÓN	DEL AGU	DEL AGUA		ZAPATA	
TILA	AGUA	a	b	a	b	CARA TRAN	ISVERSAL	a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grad	OS	m	m	m	m	m
42	16,6	6	10,6	6	6	1,51	6	6	9,72	18	18	4
		D	οραιόν	TEGE		р	F	FX	FZ			
		P.	RESION	ESTA	IICA	kN/m2	kN	kN	kN			
		CAR	AS TRA	NSVE	RSALES	166	8269,6949	8266,8	218,7968			
		CAP	ACION	GITUE		166	12000 242	12000 242	0			
		CAR	AS LON	UIIUL	MALL	5 100	13999,342	13999,342	0			
				PR	ESIÓN F	ESTÁTICA	p IrN/m2	F				
							KIN/IIIZ	KIN				
				ZAPATAS		166	43226,4					
				S		IÓN	р	F				
				5			kN/m2	kN				
					ZAPAT	AS	206	66744				
							_					

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	69,744	69,720	1,845
CARAS LONGITUDINALES	0,051	8,602	8,602	0

						EJE 2					
ALTURA	ALTURA NIVEL	SEC IN	CCIÓN ICIAL	SECO FIN	CIÓN IAL		SECCIÓN DEL AGU	N AL NIVEL JA	DIME ZAPA	NSION TA	IES
PILA	AGUA	a	b	a	b	CARA TRANSVERSAL	а	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	15,6	6	10,6	6	6	1,516	6	9,77	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	156	7303,3567	7300,8	193,2297
CARAS LONGITUDINALES	156	12395,683	12395,683	0

_			
	<b>DDESIÓN ESTÁTICA</b>	р	F
	TRESION ESTATICA	kN/m2	kN
	ZAPATAS	156	40622,4

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	196	63504

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	65,543	65,520	1,734
CARAS LONGITUDINALES	0,051	8,105	8,105	0

					EJE 2						
ALTURA NIVEL	SE0 IN	CCIÓN ICIAL	SEC FIN	CIÓN NAL	ÁNGULO INLCINACIÓN CARA TRANSVERSAL		SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		IES
AGUA	а	b	a	b			a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	Grade	os	m	m	m	m	m
14,6	6	10,6	6	6	1,51	б	6	9,83	18	18	4
	г	υρεσιόν	Γοτί		р	F	FX	FZ			
	F	RESION	ESTA	IICA	kN/m2	kN	kN	kN			
	CAI	RAS TRA	NSVE	RSALES	146	6397,0394	6394,8	169,2507			
	CAR	RAS LON	GITUI	DINALE	S 146	10885,637	10885,637	0			
	ALTURA NIVEL AGUA m 14,6	ALTURA IN NIVEL IN AGUA a m m 14,6 6 H CAI	ALTURA NIVEL AGUA a b m m m 14,6 6 10,6 PRESIÓN CARAS TRA CARAS LON	ALTURA SECCIÓN SEC INICIAL FIN AGUA a b a m m m m 14,6 6 10,6 6 PRESIÓN ESTÁ CARAS TRANSVE CARAS LONGITUE	ALTURA       SECCIÓN       SECCIÓN         NIVEL       INICIAL       FINAL         AGUA       a       b       a       b         m       m       m       m       m         14,6       6       10,6       6       6         PRESIÓN ESTÁTICA         CARAS TRANSVERSALES         CARAS LONGITUDINALES	ALTURA NIVEL AGUA       SECCIÓN INICIAL       SECCIÓN FINAL A BLACH         m       a       b       a       b       Angulo INLA CARA TRANS         m       m       m       m       m       Grade         14,6       6       10,6       6       6       1,51         PRESIÓN ESTÁTICA       p kN/m2         CARAS TRANSVERSALES       146         CARAS LONGITUDINALES       146	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	146	38018,4

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	186	60264

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	61,341	61,320	1,623
CARAS LONGITUDINALES	0,051	7,605	7,605	0

						EJE 2					
	ALTURA	SEC	CCIÓN	SECC	IÓN		SECCI	ÓN AL NIVEL	DIME	NSIO	NES
	NIVEL	IN	ICIAL	FINA	٩L	ÁNGULO INLCINACIÓN	DEL A	GUA	ZAPA	TA	
PILA	AGUA	a	b	а	b	CARA TRANSVERSAL	a	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	9,6	6	10,6	6	6	1,516	6	10,09	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	96	2765,7682	2764,8	73,176
CARAS LONGITUDINALES	96	4767,3988	4767,3988	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	96	24998,4

SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	136	44064

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	40,334	40,320	1,067
CARAS LONGITUDINALES	0,051	5,065	5,065	0

						EJE 2					
	ALTURA	SEG	CCIÓN	SEC	CIÓN		SECCI	ÓN AL NIVEL	DIME	NSION	JES
	NIVEL	IN	ICIAL	FIN	NAL	ÁNGULO INLCINACIÓN	DEL A	GUA	ZAPA	TA	
PILA	AGUA	а	b	а	b	CARA TRANSVERSAL	а	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	0,6	6	10,6	6	6	1,516	6	10,57	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	6	10,803782	10,8	0,286
CARAS LONGITUDINALES	6	19,051416	19,051416	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	6	1562,4
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	46	14904

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	2,521	2,520	0,067
CARAS LONGITUDINALES	0,051	0,324	0,324	0

						EJE 3 Y	4						
	ALTURA NIVEL	SECCIÓ	IÓN INICIAL SECCIÓN FINAL ÁNGULO SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA DIMENSION						IONES ZA	PATA			
ALTONATILA	AGUA	a	b	a	b	INLC	INACIÓN		a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	C	brados		m	m	m	m	m
42	39,1	6	11,15	6	6		1,516		6	9,08	18	18	4
						р	F		FX	FZ			
		PRESIC	ON ESTAT		k	N/m2	kN		kN	kN			
	CA	ARAS TI	RANSVER	RSALES		391	45880,3	3606	45864,3	1213,8667			
	CA	RAS LO	ONGITUD	INALES		391	77320,7	7929	77320,8	0			
		_	PRESIÓ	ÓN ESTÁ	ÁTICA	kN	p /m2	F kN	1				
			Z	APATAS	5	3	91	10052	26,1				

**Tabla D27.** Presiones y cargas debidas a la acción del agua sobre la pila del eje 3 y 4.

	EJE 3			_									
SUBPRESIÓ	SUBPRESIÓN			_									
CARAS TRANSVE	RSALES	431	139644										
	EJE 4												
SUBPRESIÓN	N	p kN/m2	F kN										
CARAS TRANSVER	RSALES	431	1438′	70									
PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN									
CARAS TRANSVERSALES	0,7	164,277506	164,22	4,3463257									
CARAS LONGITUDINALES	0,051	20,1706416	20,1706	0									
							EJE 3 Y 4						
---------------------	------	------	------------------------------	---------	--------------------------------	------	---------------	----------------------------	---------	------------------------------	----	----------------------	---
ALTURA ALTURA NIVEI		'EL	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁN INLCINA	ÁNGULO INLCINACIÓN CARA		SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONI ZAPATA	
FILA	AGUA	8	ı	b	а	b	LONG	ΓUDINAL	а	b	а	b	h
m	m	n	n	m	m	m	Gr	ados	m	m	m	m	m
42	34,1	6	5	11,15	6	6	1,	516	6	9,34	18	18	4
										_			
							EJE 3						
					SUBDRESIÓN P F								
					5001	KLSK	511	kN/m2	kN	_			
				CAR	CARAS TRANSVERSALES 381 123444								
		ות			ώτια A		р	F	FX	FZ			
		PI	PRESION ESTATICA kN/m2 kN kN					kN					
		CAR	AS '	TRANSV	ERSA	LES	341	34896,5156	34884,3	923,26471			
		CARA	AS I	LONGITI	JDINA	LES	341	59579,4364	59579,4	0			

PRESIÓN ESTÁTICA p F

		kN/	m2 1	ĸN	
	ZAPATAS	34	1 876	571,1	
		EJE 4			
	SUBPRESIÓN	[	p kN/m	F n2 kN	
CARA	S TRANSVER	SALES	381	1271	80
PRESIÓN DIN	ÁMICA	р	F	FX	FZ
I RESION DIN	AMICA	kN/m2	kN	kN	kN
CARAS TRANSV	<b>TERSALES</b>	0,7	143,270	143,220	3,791
CARAS LONGITI	JDINALES	0,051	17,821	17,821	0,000

						EJE 3 Y 4					
		SE	ECCIÓN	SEC	CIÓN	ÁNGULO	SECCIÓN	AL NIVEL DE	L DIMEN	ISIONE	S
ALTURA	ALTURA	$\mathbf{I}$	NICIAL	FIN	JAL	INLCINACIÓN	AGUA		ZAPAT	ΓA	
PILA	NIVEL AGUA	a	b	а	b	CARA LONGITUDINAL	a	b	a	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	29,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,61	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	291	25413,196	25404,3	672,362
CARAS LONGITUDINALES	291	43948,6996	43948,7	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	291	74816,1

		EJE 3			
	SUBPRESIÓN	٧	p kN/m2	F kN	-
CARAS	CARAS TRANSVERSALES		331	107244	
		EJE 4			
	SUBPRESIÓ	p kN/m2	F kN		
CARAS	S TRANSVE	RSALES	331	110489	
		2	E	EV	E7
PRESIÓN DINÁI	MICA	p kN/m2	г kN	гл kN	гz kN
CARAS TRANSVE	RSALES	0,7	122,263	122,220	3,235
CARAS LONGITUE	INALES	0,051	15,405	15,405	0

	EJE 3 Y 4										
		SE	CCIÓN	SECO	CIÓN	ÁNGULO	SECCIÓ	N AL NIVEL	DIME	NSION	JES
	ALIUKA NIVEL	IN	IICIAL	FIN	IAL	INLCINACIÓN CARA	DEL AG	UA	ZAPA	TA	
PILA	AGUA	a	b	а	b	LONGITUDINAL	а	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	24,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,87	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	241	17430,40	17424,30	461,16
CARAS LONGITUDINALES	241	30527,83	30527,83	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	241	61961,1

	EJE 3		
	SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CA	RAS TRANSVERSALES	281	91044

EJE 4		
SUDDDESIÓN	р	F
SUBFRESION	kN/m2	kN
CARAS TRANSVERSALES	281	93799,2

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	101,255	101,220	2,679
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,920	12,920	0

	EJE 3 Y 4													
ALTURA ALTURA		RA NIVEL		ECCIÓN	SECCIÓN		Á	ÁNGULO		SECCIÓN AL NIVEL		DIMENSIONES		
ΡΠ Δ	AGUA		11	NICIAL	FIN	FINAL		INLCINACIÓN CARA		GUA	ZAPA	ZAPATA		
	AUUA		а	b	a	b	LONG	GITUDINAL	a	b	a	b	h	
m	m		m	m	m	m		Grados	m	m	m	m	m	
42	22,1		6	11,15	6	6		1,516	6	9,98	18	18	4	
	_	PRESIÓN ESTÁTICA			р	F	FX	FZ						
							kN/m2	kN	kN	kN				
		CARAS TRANSVERSALES				221	14657,4309	14652,3	387,795					
		CARAS LONGITUDINALES			221	25800,4798	25800,5	0						

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	221	56819,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES	261	84564

EJE 4		
SURDESIÓN	р	F
SUBPRESION	kN/m2	kN
CARAS TRANSVERSALES	261	87123,1

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	92,853	92,820	2,457
CARAS LONGITUDINALES	0,051	11,908	11,908	0

	EJE 3 Y 4												
			SECCIÓN		CIÓN	ÁNGULO	SECCIÓN AL NIVEL		DIMENSIONES				
ALTURA	ALTURA NIVEL	IN	NICIAL	FIN	JAL	INLCINACIÓN	DEL AGU	JA	ZAPA	TA			
PILA	AGUA	a	b	a	b	CARA LONGITUDINAL	a	b	a	b	h		
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m		
42	23,1	6	11,15	6	6	1,516	6	9,93	18	18	4		

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	231	16013,9057	16008,3	423,683
CARAS LONGITUDINALES	231	28117,5765	28117,6	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	231	59390,1

	EJE 3		
SUBPRESI	ÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSV	ERSALES	271	87804

EJE 4		
SUDDESIÓN	р	F
SUBFRESION	kN/m2	kN
CARAS TRANSVERSALES	271	90461,2

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	97,054	97,020	2,568
CARAS LONGITUDINALES	0,051	12,416	12,416	0

	EJE 3 Y 4												
ALTURA PILA	ALTURA NIVEL AGUA	SECCIÓN INICIAL		SECCIÓN FINAL		ÁNGULO	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA		ES		
		а	b	a	b	LONGITUDINAL	а	b	a	b	h		
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m		
42	21,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,03	18	18	4		

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	211	13360,9771	13356,3	353,494
CARAS LONGITUDINALES	211	23577,336	23577,3	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	211	54248,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES	251	81324
EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES	251	83785,1

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	88,651	88,620	2,345
CARAS LONGITUDINALES	0,051	11,398	11,398	0

					ŀ	EJE 3 Y 4					
		SE	CCIÓN	SEC	CIÓN	ÁNGULO	SECCIÓ	N AL NIVEL	DIME	NSION	IES
ALTURA	ALTURA NIVEL	IN	NICIAL	FIN	JAL	INLCINACIÓN	DEL AC	JUA	ZAPA	TA	
PILA	AGUA	a	b	a	b	CARA LONGITUDINAL	а	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	20,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,09	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	201	12124,5442	12120,3	320,782
CARAS LONGITUDINALES	201	21448,9388	21448,9	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	2 1	F «N
ZAPATAS	201	516	677,1
 EIE 3			
 SUBPRESIÓN		p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES		241	78084

EJE 4		
SUBDECIÓN	р	F
SUBPRESION	kN/m2	kN
CARAS TRANSVERSALES	241	80447

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	84,450	84,420	2,234
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,885	10,885	0

					ł	EJE 3 Y 4					
ALTURA	ALTURA NIVEL	SE IN	CCIÓN IICIAL	SECO FIN	CIÓN IAL	ÁNGULO INLCINACIÓN	SECCIÓ DEL AC	N AL NIVEL JUA	DIME ZAPA	NSION TA	IES
PILA	AGUA	a	b	a	b	CARA LONGITUDINAL	a	b	а	b	h
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m
42	19,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,14	18	18	4

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	191	10948,1324	10944,3	289,657
CARAS LONGITUDINALES	191	19416,0823	19416,1	0

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN
ZAPATAS	191	49106,1
	•	

EJE 3		
SUBPRESIÓN	р	F
	kN/m2	kN
CARAS TRANSVERSALES	231	74844

EJE 4		
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES	231	77109

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	80,248	80,220	2,123
CARAS LONGITUDINALES	0,051	10,369	10,369	0

	EJE 3 Y 4												
ALTURA	ALTURA NIVE	SECCIÓN SECCIÓN ÁNGULO RA NIVEL INICIAL FINAL INLCINACIÓN		IGULO INACIÓN	SECCIÓN AL NIVEL DEL AGUA		DIMENSIONES ZAPATA						
PILA	AGUA	a	a b a b CARA LONGITUDINAL		CARA ITUDINAL	a	b	a	b	h			
m	m	m	m	m	m	Grados		m	m	m	m	m	
42	14,1	6	11,15	6	6	1,516		6	10,40	18	18	4	
		PRES	IÓN FST.	άτις Δ		р	F	FX	FZ				
		I KLS				kN/m2	kN	kN	kN				
	(	CARAS	RAS TRANSVERSALES		141	5966,389	5964,3	157,85404					
	C	CARAS I	LONGITU	DINAL	LES	141	10712,7005	10712,7	0				

PRESIÓN ESTÁTICA	р	F
	kN/m2	kN
ZAPATAS	141	36251,1

EJE 3		
SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN
CARAS TRANSVERSALES	181	58644

-	EJE 4			
-	SUBPRESIÓN	p kN/m2	F kN	
	CARAS TRANSVERSALES	181	60418,7	

PRESIÓN DINÁMICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	0,7	59,241	59,220	1,567
CARAS LONGITUDINALES	0,051	7,750	7,750	0

	EJE 3 Y 4											
		SE	CCIÓN	SECO	CIÓN	ÁNGULO	SECCIO	ÓN AL NIVEL	DIME	NSION	ES	
PILA AGUA	INICIAL FINAL		INLCINACIÓN CARA DEL AGUA			ZAPATA						
	AGUA	a	b	а	b	LONGITUDINAL	а	b	а	b	h	
m	m	m	m	m	m	Grados	m	m	m	m	m	
42	14,1	6	11,15	6	6	1,516	6	10,40	18	18	4	

PRESIÓN ESTÁTICA	p kN/m2	F kN	FX kN	FZ kN
CARAS TRANSVERSALES	141	5966,389	5964,3	157,85404
CARAS LONGITUDINALES	141	10712,7005	10712,7	0

	PRESIÓN ESTÁTIC	CA kľ	p N/m2	F kN		
	ZAPATAS		141	3625	1,1	
		EIE 3				
	SUBPRESIÓ		p kN/m2	F kN		
	CARAS TRANSVE		181	58644		
				_		
	SUBPRESIÓN			p kN/m2	F kN	_
	CARAS TRANSVERS	SALES		181	60418,7	
		n		F	FY	F7
PF	RESIÓN DINÁMICA	kN/m2		kN	kN	kN
CAR	AS TRANSVERSALES	0,7	4	59,241	59,220	1,567
CAR	AS LONGITUDINALES	0,051		7,750	7,750	0

## ANEXO E: MODELAMIENTO NUMÉRICO

El modelo del puente se elaboró en el software MIDAS Civil 2016. La información correspondiente a las dimensiones de la estructura, propiedades de los materiales, condiciones de frontera y asignación de cargas al modelo se obtuvo de los planos constructivos del puente diseñado por INGETEC Ingeniería y diseño S.A. y que fueron facilitados por la Secretaría de Infraestructura de Santander.

Metodología empleada para realizar el modelo numérico por elementos finitos.

 Creación de un nuevo proyecto, asignación de unidades KN-m En la interfaz del programa MIDAS Civil se crea un nuevo proyecto y se guarda en una carpeta. Asignación de unidades KN-m.

View Structure Node/E	lement Properties	Boundary Load	Analysis Results P	C Pushover Design	Rating Query	Tools	🛞 Help * - 8
Static Loads Oynamic Loads	Settlement/Misc.		🕐 Self Weight 🛛 🐇 No	ial Body Force 🛄 Element	Pressure Loads	🛱 Initial Forces 🔹	
Temp./Prestress O Construction Stag	e 🔘 Load Tables		🗄 Nodal Loads 🛛 🕙 No	fal Masses 🛄 Line	Hydrostatic Pressure	🖂 Assign Floor Loads 🔹	
Moving Load Heat of Hydration		Cases Combination:	↓ Specified Displ. ↓ Loa	ds to Masses 🛛 🛺 Typical	👙 Assign Plane Loads	•	
Load Type		Create Load Cases	Structure Loads / N	lasses Beam Load	Pressure Load	Initial Forces/Misc.	
		) 🔭	- 14	: 🔁 🖰 🗄 🤅 🗖 🔂	💭 🔜 🛤 🛤 🖬 🖬 🛤	8日2番/四	
Tree Menu 7 >	1 + .	IN IIN					00 000
Tables Works Group Report	Tii base						
E Structure Tables							TOP
Result Tables							21 🛄 bS
Uesign Tables     Guery Tables							
							[
							1
							i.
							(
							(
							(
	4 Model View	l l					Þ.
Message Window							Ф ×
Your maintenance period expires	in 152 day(s).						^   I
>>							
Command Message / Ar	alysis Message /		112		<	[	>

• Definición de las propiedades de los materiales a utilizar. En la siguiente tabla se encuentra las propiedades de los materiales empleados en el modelo, obtenidas según los planos utilizados en la construcción (*Ver anexo A*).

Civil 2015 - [C:\Users\MARIA CAMILA\Box S	Material Data 🔤 🖬 🖬	mez Ortíz Sobreimpuesta Sin densi 🛛 🗖 🔜
View Structure Node/Element Properties Boundary Load	General Material ID 1 Name Viga f°c=35Mpa Elasticity Data Type of Desion Concrete V Steel Standard V	() and - 6 ×
Material Section   Thickness   D Name Type Standard D6 Add I Vga Concrete Modify	Type of Material Concrete Standard None V Color Staterial Color Staterial Colo	
2 Pas Concete 3 Toro User Def. Copy Import Renumber Close	Modula of Eastodry:         0.0000e-0000         Mv/m*2           Pesson's Ratio         0         J/FI           Weight Density:         0         Mv/m*3           Density:         0         Mv/m*3           Concrete         Modula of Elasticity:         2.2925e+007           Modula of Elasticity:         2.2925e+007         Mv/m*2           Pesson's Ratio         0.2         Thermal Coefficient :         0.0000e+000           Light         Use Mass Density:         0         J/JFI	
>> [4] 4 [2] [2] Command Message / Analysis Message / For Help, press F1	Plasticity Data           Plasticity Data           Plastic Material Name           NCNE           Thermal Transfer           Specific Heat           Specific Heat           0           Buulker*fri           Heat Conduction           0           Buulker*fri           Damoing Ratio           OK           Cancel           Apply	m v ⊗ • p mm v 2 • 0 ; / 2 ;

- Creación de las secciones transversales de cada una de las dovelas del puente, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. *Ver Anexo A y Anexo D*.
- Ruta: *Propeties*>>*Section Properties*>>*Section*>>*PSC*>>*PSC*-1*CELL*, 2*CELL*



Creación de cada una de las dovelas, indicando la sección transversal en la que inicia y finaliza, para esto se importó las secciones creadas en el paso anterior. La variación de la geometría de la sección transversal de las dovelas se considera cuadrática y de las pilas lineal. Ver Anexo D.

Ruta: Propeties>>Section Properties>>Section>>Tapered>>PSC-1CELL



• Creación de las secciones transversales de las tres pilas del puente, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. La variación de la geometría de la

sección transversal de las pilas es lineal. La pila número 2 se dividió en doce segmentos de 3.5m y las pilas 3 y 4 en catorce segmentos, doce de 3.5m y dos de 2.5m. Ver Anexo A. Ruta: *Propeties*>>*Section* >>*Tapered*>>*Box* 



Creación de las secciones transversales de los pilotes, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. Fueron divididos en segmentos cada 0.5 metros. Ver Anexo A.

Ruta: Propeties>>Section >>DB/User >>Solid Round



Creación de los nodos de la estructura situándolos por medio de coordenadas, ubicación de la coordenada (0,0,0) en el estribo correspondiente al sentido Zapatoca-Girón. Cada dovela y cada pila tienen dos nodos. Ruta: Node/Element>>Create Nodes

View Structure Node/Element	Properties Boundary	Load Analysis	Results PSC Pushov	ver Design Rating	Query Tools
Create Nodes	e Nodes Creat	e nts	de Divide Merge Intersect	Delete     N       Rotate     Map-mest       Mirror     Map-mest	h 🏭 Define Sub-Dom 1 main
Nodes				Elements	
· : 🗳 '≩   🏋 🖬 🗷 (€   🗩 🏥   °	↓ ¤↓ ⑧   🍾	* ·			📮 🔜 I 🔉 🛤 🧵 🌄 🖪
Tree Menu 🛛 🕈 🗙	• ***				_
Node Element Boundary Mass Load	Base				2
Create Nodes 🗸					TOP 57
Start Node Number : 14994					
Coordinates (x,y,z)				******	19 A.
0,0,0 m					
Сору	State and Constanting				
Number of Times : 0 🚖					
Distances (dx,dy,dz) :			111		
0, 0, 0 m		111			
Merge Duplicate Nodes					
Intersect Frame Elements		No.			
Land Land					
Apply Close					
	<b>A</b>				
4	MIDAS/Civil				

Creación de las zapatas y estribos del extremo derecho como un elemento tipo Plate, identificando de los planos las dimensiones requeridas por el programa. Con una malla cuadrada y triangular de división de 1 metro. Ver Anexo A. Ruta: Node/Element >>Auto-mesh >>Auto-mesh planar Área.





 Creación de los demás elementos de la estructura definiendo a cada uno su longitud, tanto la superestructura como la subestructura está conformada por elementos de tipo Beam, con sus respectivas definiciones de materiales y sección transversal. Ruta: Node/Element>>Create Element

View Structure Node/Element	Properties Boundary	Load Analysis	Results PSC Push	over Design Rating	Query Tools
Redraw Initial Previous (* Pan *	Point - ed View Hidden	Select • Unselect • Select Previous •	Inactive All Inverse	GUCS/GCS *	Close - Entre Next II Tile work Previous Ca
Dynamic View	Render View	Select	Activities	Grids/Snap Display	Window Wi
	<u>114401x</u>	× 1		: D 🗟 I Ø : 🗋 🖣 🔂	
Tree Menu I X Node Element Boundary Mass Load	→ II Base	*     <del>*</del>			
Create Elements ~					
Start Number					and the second se
Node Number : 14994				<u>الالالافة فففف معيد مراجعة الم</u>	
Element Number : 13864		and the local division of the local division of the			
Element Type					
General beam/Tapered beam ~					
y Ref. N1	I			ľ	<b>, , ,</b>
	Message window	d anninga in 101 day	- (-)		
No. Name	four maintenance perio	d expires in 131 day	(3).		
1 1: Viga f´c=35Mpa ∨					
Section	>>				
No. Name	Command Me	essage 🗸 Analysis Messag	je /	<	

 Evaluación de las condiciones de frontera, se idealizó el apoyo del extremo derecho con restricción traslacional en la dirección Y debido a la presencia de topes sísmicos. Y el estribo del extremo izquierdo se idealizó con restricción traslacional en la dirección Z y Y. Ruta: *Se seleccionan los nodos>> Boundary>>DefineSupports*



Para el modelamiento de la interacción suelo-estructura se idealizó el suelo como Point Springs actuando sobre las zapatas, los pilares y los estribos. A cada nodo según la profundidad en la que se sitúa le corresponde un apoyo de este tipo y la información de las propiedades mecánicas del suelo requerida por el software, fue obtenida del Anexo D. Ruta para pilotes: *Boundary>>Integral Bridge>>Integral Bridge Spring Supports* 



Ruta para zapatas y estribo: *Boundary>>Surface Spring>>Surface Spring Supports* 



Establecer la unión monolítica entre cada pila y la superestructura, así como entre las pilas y las zapatas y las zapatas con los pilares, mediante restricciones (Rigid Link) que igualan todos los grados de libertad traslacionales y rotacionales, lo cual permite que sus movimientos no sean independientes.

Ruta: Se seleccionan los nodos>>>> Boundary>>Ridid Link>>Rigid Body



• Casos de cargas, los casos de carga permanente que se ingresaron al programa fueron Peso propio y Sobre impuesta. Ver anexo D.

Ruta: Load>>Static Load Cases>>Peso Propio(Dead Load); Sobre impuesta(Dead Load of Component and Attachments)

	View	Stru	ucture Nod	e/Element	Properties	Boundary	Load	Analysis	Result	s PSC	Pushove	r Design	Rating	Query	Tools
🔘 Stati	c Loads		Dynamic Loads	) Set	tlement/Misc.			( <sup>W)</sup> Self W	eight	🐣 Nodal B	Body Force	🛄 Element	🖪 Pressur	e Loads 👻	🛱 Initial
() Tem	Static L	oad Cas	ses						×	🕐 Nodal I	Masses	🛄 Line	📥 Hydrost	atic Pressure	Assig
										<b>L</b> ⊲∰ Loads t	o Masses	📇 Typical	👙 Assign	Plane Loads	-
	Nan	e :	Peso propio					Add		ads / Mass	es	Beam Load	Pressu	ire Load	Initial
:	Cas	e :	All Load Cas	e		$\sim$		Modify				> 🛅   🕗 🗄		<u>_</u> _ N	N : 1
Tree Men	Тур	e :	Dead Load (	D)		$\sim$		Delete							S1
Node	Des	cription :													ТОР
Rigid Lin		No	Name		Туре		Descri	ption	^						71
Bound	►	1	Peso propio	Dead Load	d (D)										an and a second
Defau	-	2	Sobreimpue	Dead Load	d of Component	an Sobrein	npuesta		_			Name and Address of the Owner, where the		ALL CONTRACTOR OF THE OWNER	•
Option	-								-	and a state of the					
Maste													<u> </u>	T .	
Master										1					
Rele													<b></b> .		
DOE															
										<b>1 1 1</b>					
4															
Mast Node	<								>						
•	,														
								Clos	e						
D	K E	DY	DZ												
R	x E	RY	RZ												
Typical	Types				<b>1</b>										

• El peso propio de la estructura es calculado por el programa. Ruta: *Load>>Static Loads>>Self Weigft* 

View Structure Node/Element	Properties Bounda	ry Load Analysis	Results PSC Pushove	r Design Rating Query Tools
Static Loads  Temp./Prestress  Moving Load  Heat of Hydration  Load Move	oad Tables Static Load Cases	Using Load Combinations	/eight     ♥+ Nodal Body Force       Loads     ● Nodal Masses       ied Displ.     ↓● Loads to Masses	Ш Element         ☐ Pressure Loads *         ☐ Ine         ☐ Hydrostatic Pressure         ☐ Assign Plane Loads *         ☐ Assign Plane Loads *         ☐         ☐ Assign Plane Loads *         ☐         ☐         ☐
Load type		Load Cases	tructure Loads / Masses	Deam Load Pressure Load Ini
		- A		
ree Menu 4 X Node Element Boundary Mass <mark>Load</mark>	<b> </b>			21
Self Weight				
Load Case Name				
Peso propio V			And and and and a state of the local data and and a state of the local data and a state of the l	
Load Group Name Peso propio V				
Self Weight Factor				<b>I</b>
X X Wgt.X		-11-11	199 Y 1	
X 0 Y 0 Z -1				
Peso propio 0 0 -1 Peso pro				
< >>	MIDAS/Civil			

La carga Sobreimpuesta considera el peso de barandas, parapeto y pavimento, debido a que no hay simetría en la sección transversal de la viga-cajón se genera un momento torsor, calculado a continuación. Ver anexo D. .Ruta: Load>>Static Loads>>Sobreimpuesta>>Uniform Loads/Uniform Moments/Torsions



 Análisis dinámico del modelo, es necesario convertir a masas las cargas permanentes de la estructura (Peso Propio y Sobre impuesta). Ruta: Load>>Static Loads>>Loads to Masses



 Evaluación de las características dinámicas del puente, análisis utilizado: Eigenvalue Analysis Control- Eigen Vectors- Lanczos (Análisis de valores propios- método -vectores de Lanczos), el cual permite conocer periodos y frecuencias de la estructura con su respectiva participación de masas. Se obtuvieron los siguientes resultados. Ruta: Load>>RS Load Cases>>Eigenvalue Analysis Control >>Eigen Vectors>>Lanczos

💽 🖻 🖻 🖶 🖨 🗟 🔹 🕬 🔹 Civil 20	15 - [	C:\Users	MARIA	CAMIL	A\Box Sync	\Trabajo d	e Grado\J	MIDAS\M	ODELOS	MIDAS GON	IEZ ORTIZ	TRABAJO	DE GRAD	00\ <b>M</b> 0	DELO MIDAS	GOMEZ ORTIZ TRABAJO	DE GRADO]	- [R]	-	0	×
View Structure Node/Element	Pre	operties	Bo	undary	Load	Analys	is Re	sults	PSC	Pushover	Design	n Rati	ing C	Query	Tools				🕄 Halp	· * -	đΧ
Combination → Pf Stresses → P Deformations → Pf Diagram → Combination → Forces → Pf Nesults →	1 	Beam/ Local D	Element Direction tion Mo	• 🖞	4 Plate Loc	al Axis	Mode ! Modal	Shapes + Damping Results of	Ratio RS	∯ Influ. L ∯ Influ. S	ines • urfaces • 1 Tracer •	È∿ T.H ∭ T.H	Results • Graph/Tex ge/Step Gr	kt • raph	举 Cable Co 一 Camber, 通 Tendon	Reaction + Bridge Girder Loss Graph Diagram	Text Output	Results			
Combination Results		· · · ·		Detail		<u> </u>	Mo	de shape		Moving	Load	Tim	ne History			Bridge	Text	Tables			
! ↔ • → · Ì ∰ ૠ \ ¥ 🛛 K ()   Ø ±	119	E 4 (	) <b>*</b>			• •		1			尚一四				N N 10	5 A 🖲					
Tree Menu 4 ×		Node	Mode		UX	1	n		uz		х	R	IY		RZ					^	
Mode Shapes		1		_			_	EIGENVA	LUE AN	ALYSIS	_										0
Vibration Mode Shapes 🗸	E		Mode No	(1	Frei 30/5ec) 3.3350/7	quency (c)ci	elsec) 0.539224	P	eniod sec) 1.85451	Tole	ance										10
			2		3.610359		0.574506		1.74032	2	0.0000e+000		-								
Load Cases(Mode Numbers)			3		4.410640		0.701975		1.42455	2	0.0000e+000										
Mode 1 V		-	4		4.969595	-	0.790936	-	1 26432	5	0.00008+000										
			6		6.084247	-	0.968338		1.03269	7	0.0000e+000										
Multi-Modes			7		6.481175		1.031511		0.96945	2	0.0000e+0000										
		-	8		7.831492		1.246421	1	0.80229	2	0.00008+000										
Components			10		10.697575	-	1 200672		0.68734	2	7.73446.221			-							
○ Md-X ○ Md-Y ○ Md-Z			11		11.180782	1	1.779477		0.56196	3	4.0008e-216										CG4
OMd-XY OMd-YZ OMd-XZ			12		12.975966		2.065189	2	0.48421	7	1.2845e-200			1							
Md VY7		-	13		13.311263		2.118553		0.47202	2	2.36300-198					-					
(C) PIG XIZ		-	14		16,290134	-	2 2/3019	-	0.43944		1 2347#-176										
Turne of Dirplay			16		17.804860	-	2.833731		0.35289	2	2.08716-171										
Wild Sho			17		20.455766		3 255636		0.30716	2	3.9377e-157										
		-	15		21 209609		3.388347		0.29512	9	2.32798-153										
Values Legend			20		24,902361		3.963334		0.25440	3	4.52740-139			-	-	-					
Animate Contour							MO	DAL PARTICI	ATION MASS	ES PRINTOUT											
		_	Mode	T	RAN-X	TRA	W-Y	TF	CAN-Z	RO	N-X	ROT	IN-Y	11100	ROTN-Z						
			1	0.0	0 0.00	15.83	15.83	0.00	0.0	3.67	3.67	0.00	0.00	104000	524 1824						
Apply Close			2	0.0	0 0.00	39.64	55.47	0.00	0.0	9.56	13.24	0.00	0.00	14	4.66 22.90	1					-
		2	3	73.2	4 73.24	0.00	55.47	0.06	0.0	5 0.00	13.24	0.71	0.71		0.00 22.90						
		1	4	1.3	2 74.57	0.00	55.47	0.12	0.2	5 0.00	13.24	5.76	6.47		200 22.90					Y	
	4		envalue	Mode,	A Particip:	ation Vecto	r Mode	1				<								>	
	4	Mo	del Viev	Re	sult-[Eigen	value Moo	ie]													Þ	G
Message Window																				<b>4</b> >	¢
Reading Beam Tendon Primary Force -	Sta	tic And	alysis																	\$	
>>																					1
Analysis Mes	sage	7											1	<							2
Redo the previously undone action	ange .	/							Node-5	U: 6	.5, 0, 0		G: 64.5, 0,	0	kN	∨ m ∨ ∲ *	none v	2	:/	2	

Para los modelos con cargas debidas a la acción del agua calculadas según las expresiones del Anexo C y mostradas en el Anexo D. Son aplicadas las cargas puntuales sobre los pilares y las presiones sobre las zapatas, según la dirección en que actúan. Ruta para cargas puntuales: *Load>>Nodal Loads*



Ruta para presiones: Load>>Pressure Loads>> Plate/Plane Stress(Edge)



 Se deben convertir estas cargas y presiones ingresadas a masas para el Análisis dinámico del modelo, de la misma manera que se realizó para el peso propio y para la carga sobreimpuesta.

Ruta: Load>>Static Loads>>Loads to Masses



En la elaboración de los modelos con socavación en las cimentaciones, según los elementos que se ubican dentro de la profundidad de socavación, son removidos los apoyos de tipo *Point Spring* que representan el soporte del suelo.
 Ruta para presiones: *Select Nodes>>Works>> Point Spring>>Delete*

	View Structure	Node/Element Pr	operties Boun	dary Load Analysi	s Results		ishover Desig	yn Rating	Query Tool		🛱 Help 🐃 🗕
Redraw	view View Oreman	namic * 🔃 View Point * om * 👘 Named View	Hidden	Select ▼ Unselect ▼ Select Previous ▼	tive Inactive	All Inverse Active	UCS/GCS *	Display Vinc	Close *	Tile Horizontally	
			E () 128	838to12844 132( 🔹 🐂	Actint		日レ油一辺			5 A A	
H <sup>-1</sup> <sub>11</sub> βa	e										Venu 2         Ø           s         Voris Group Report           S         Point Spring Supports : 6508           S         Point Spring Support
											Inactive Assigned Nodes Active All Delete
											Display
## ANEXO F: RESULTADOS DEL ANÁLISIS DE SOCAVACIÓN

En los siguientes gráficos se encuentra la información de frecuencias de vibración del modelo numérico y porcentaje de masa asociado para cada profundidad de socavación estudiada, estudiada en los modelos 3,4,5,6,7 y 8.

Modelo 3.

**Tabla F 1.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

		Modelo 3		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIGGO
m	Hz		%	No.
0	2,637	Х	37	20
4	2,636	Х	37	20
4,5	2,611	Х	44	20
5	2,571	Х	55	20
5,5	2,560	Х	42	20
6	2,558	Х	36	20
6,5	2,557	Х	33	20
7	2,556	Х	32	20
7,5	2,556	Х	31	20
8	2,556	Х	31	20
8,5	2,555	Х	30	20
9	2,555	Х	30	20
9,5	2,555	Х	30	20

		Modelo 3		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo
m	Hz		%	No.
0	2,578	Y	31	19
4	2,578	Y	31	19
4,5	2,554	Y	41	19
5	2,525	Y	42	18
5,5	2,522	Y	33	19
6	2,521	Y	30	19
6,5	2,521	Y	28	19
7	2,521	Y	28	19
7,5	2,520	Y	28	19
8	2,520	Y	27	19
8,5	2,520	Y	27	19
9	2,520	Y	27	19
9,5	2,519	Y	27	19

**Tabla F 2.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 1. Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.



Figura F 2. Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

	Ν	Aodelo 3		
	F	Pila Eje 3		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	MOUO
m	Hz		%	No.
0		Х	37	20
	2,637			
4	2,636	Х	37	20
4,5	2,636	Х	34	20
5	2,635	Х	31	20
5,5	2,634	Х	30	20
6	2,634	Х	29	20
6,5	2,634	Х	29	20
7	2,634	Х	29	20
7,5	2,633	Х	28	20
8	2,633	Х	28	20
8,5	2,633	Х	28	20
9	2,633	Х	28	20
9,5	2,633	Х	28	20

**Tabla F 3.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 3. Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

Pila Eje 3				
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo
m	Hz		%	No.
0	2,578	Y	31	19
4	2,578	Y	31	19
4,5	2,577	Y	28	19
5	2,576	Y	25	16
5,5	2,576	Y	24	19
6	2,575	Y	23	19
6,5	2,575	Y	23	19
7	2,575	Y	23	19
7,5	2,574	Y	22	19
8	2,573	Y	22	19
8,5	2,572	Y	22	19
9	2,567	Y	21	19
9,5	2,566	Y	20	11

**Tabla F 4.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 3



Figura F 4. Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección Y. Autor.



Figura F 5. Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 3			
Pila Eje 4					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIGGO	
m	Hz		%	No.	
0	2,637	Х	37	20	
4	2,636	Х	37	20	
4,5	2,632	Х	34	20	
5	2,627	Х	30	20	
5,5	2,624	Х	27	20	
6	2,622	Х	25	20	
6,5	2,621	Х	24	20	
7	2,620	Х	24	20	
7,5	2,619	Х	23	20	
8	2,618	Х	23	20	
8,5	2,618	Х	22	12	
9	2,616	Х	22	9	
9,5	2,616	Х	22	9	

**Tabla F 5.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 6. Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X. Autor.

Pila Eje 4					
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	2,578	Y	31	19	
4	2,578	Y	31	19	
4,5	2,576	Y	29	19	
5	2,573	Y	25	16	
5,5	2,572	Y	25	19	
6	2,571	Y	24	19	
6,5	2,570	Y	24	12	
7	2,568	Y	24	12	
7,5	2,565	Y	24	12	
8	2,562	Y	24	12	
8,5	2,561	Y	24	11	
9	2,560	Y	24	19	
9,5	2,554	Y	24	10	

**Tabla F 6.** Modelo 3. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).

Modelo 3



Figura F 7. Modelo 3. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.



Figura F 8. Modelo 3. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 4		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	111040
m	Hz		%	No.
0	2,727	Х	42	20
4	2,726	Х	42	20
4,5	2,701	Х	49	20
5	2,661	Х	61	20
5,5	2,650	Х	47	21
6	2,648	Х	41	21
6,5	2,647	Х	39	21
7	2,646	Х	37	21
7,5	2,646	Х	36	21
8	2,645	Х	36	21
8,5	2,645	Х	35	21
9	2,645	Х	35	21
9,5	2,645	Х	35	21

 Tabla F 7. Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

		Modelo 4			
		Pila Eje 2			
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo	
m	Hz		%	No.	
0	2,669	Y	37	18	
4	2,669	Y	37	18	
4,5	2,645	Y	43	18	
5	2,616	Y	44	19	
5,5	2,613	Y	36	17	
6	2,612	Y	33	19	
6,5	2,612	Y	31	19	
7	2,612	Y	31	19	
7,5	2,611	Y	30	19	
8	2,611	Y	30	19	
8,5	2,611	Y	30	19	
9	2,611	Y	29	19	
9,5	2,610	Y	29	12	

**Tabla F 8.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 9. Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.



Figura F 10. Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 4		
		Pila Eje 3		
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	2,727	Х	52	20
4	2,726	Х	52	20
4,5	2,716	Х	48	20
5	2,712	Х	39	20
5,5	2,711	Х	37	20
6	2,710	Х	36	20
6,5	2,710	Х	35	20
7	2,710	Х	34	20
7,5	2,710	Х	34	20
8	2,710	Х	34	20
8,5	2,709	Х	34	20
9	2,709	Х	34	20
9,5	2,709	Х	34	20

**Tabla F 9.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 11. Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

		Modelo 4			
Pila Eje 3					
Profundidad	Frecuencia		Participación de masas	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	r articipación de masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	2,669	Y	37	18	
4	2,668	Y	37	18	
4,5	2,666	Y	35	18	
5	2,664	Y	33	19	
5,5	2,660	Y	29	19	
6	2,655	Y	28	19	
6,5	2,654	Y	28	19	
7	2,649	Y	27	19	
7,5	2,639	Y	27	19	
8	2,628	Y	27	19	
8,5	2,626	Y	26	19	
9	2,622	Y	26	19	
9,5	2,617	Y	25	19	

**Tabla F 10.** Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 12. Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección transversal Y. Autor.



Figura F 13. Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

	М	lodelo 4			
Pila Eje 4					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo	
m	Hz		%	No.	
0	2,727	Х	37	20	
4	2,727	Х	37	20	
4,5	2,720	Х	34	20	
5	2,714	Х	30	20	
5,5	2,711	Х	27	20	
6	2,710	Х	25	20	
6,5	2,709	Х	24	20	
7	2,709	Х	24	20	
7,5	2,708	Х	23	20	
8	2,708	Х	23	20	
8,5	2,708	Х	22	20	
9	2,708	Х	22	20	
9,5	2,708	Х	22	21	

 Tabla F 11. Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 14. Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X. Autor.

Modelo 4					
Pila Eje 4					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	2,669	Y	31	18	
4	2,668	Y	31	18	
4,5	2,667	Y	29	18	
5	2,664	Y	25	18	
5,5	2,662	Y	24	18	
6	2,661	Y	24	18	
6,5	2,660	Y	24	18	
7	2,658	Y	24	18	
7,5	2,655	Y	24	18	
8	2,652	Y	23	12	
8,5	2,651	Y	23	12	
9	2,651	Y	23	11	
9,5	2,645	Y	23	11	

 Tabla F 12. Modelo 4. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 15. Modelo 4. Frecuencia fundamental vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección Y. Autor.



Figura F 16. Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 5		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo
m	Hz		%	No.
0	2,835	Х	40	20
4	2,835	Х	40	20
4,5	2,810	Х	47	20
5	2,772	Х	59	21
5,5	2,762	Х	46	21
6	2,759	Х	40	21
6,5	2,759	Х	37	21
7	2,758	Х	36	21
7,5	2,758	Х	35	21
8	2,757	Х	34	21
8,5	2,757	Х	34	21
9	2,757	Х	33	21
9,5	2,756	Х	33	21

 Tabla F 13. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).

		Modelo 5				
Pila Eje 2						
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo		
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIGGO		
m	Hz		%	No.		
0	2,755	Y	37	18		
4	2,755	Y	37	18		
4,5	2,732	Y	41	18		
5	2,696	Y	45	18		
5,5	2,693	Y	36	19		
6	2,692	Y	33	20		
6,5	2,692	Y	32	20		
7	2,691	Y	31	20		
7,5	2,691	Y	31	20		
8	2,691	Y	31	20		
8,5	2,690	Y	30	20		
9	2,690	Y	30	20		
9,5	2,690	Y	30	20		

**Tabla F 14.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y). Autor.



Figura F 17. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X) y (Y). Autor.



Figura F 18. Modelo 4. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 5					
Pila Eje 3							
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo			
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo			
m	Hz		%	No.			
0	2,835	Х	46	20			
4	2,835	Х	46	20			
4,5	2,825	Х	42	20			
5	2,821	Х	35	20			
5,5	2,820	Х	33	20			
6	2,819	Х	32	20			
6,5	2,819	Х	31	20			
7	2,819	Х	30	20			
7,5	2,819	Х	30	20			
8	2,819	Х	30	20			
8,5	2,818	Х	30	20			
9	2,818	Х	30	20			
9,5	2,818	Х	30	20			

**Tabla F 15.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 19. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

		Modelo 5					
Pila Eje 3							
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo			
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo			
m	Hz		%	No.			
0	2,755	Y	37	18			
4	2,755	Y	37	18			
4,5	2,753	Y	36	18			
5	2,750	Y	34	19			
5,5	2,746	Y	30	19			
6	2,742	Y	29	19			
6,5	2,740	Y	28	19			
7	2,736	Y	28	19			
7,5	2,725	Y	28	19			
8	2,714	Y	28	19			
8,5	2,713	Y	27	19			
9	2,709	Y	27	19			
9,5	2,704	Y	26	19			

**Tabla F 16.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 20. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



Figura F 21. Modelo 5. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 5				
Pila Eje 4						
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo		
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo		
m	Hz		%	No.		
0	2,835	Х	37	20		
4	2,835	Х	37	20		
4,5	2,829	Х	34	20		
5	2,822	Х	30	20		
5,5	2,820	Х	27	20		
6	2,819	Х	25	20		
6,5	2,818	Х	24	20		
7	2,817	Х	24	3		
7,5	2,817	Х	23	3		
8	2,817	Х	23	3		
8,5	2,816	Х	22	3		
9	2,816	Х	22	3		
9,5	2,816	Х	22	3		

 Tabla F 17. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



**Figura F 22.** Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

Pila Eje 4					
Profundidad socavación	Frecuencia Fundamental	Dirección	Participación de masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	2,755	Y	31	18	
4	2,755	Y	31	18	
4,5	2,754	Y	29	18	
5	2,747	Y	25	18	
5,5	2,745	Y	24	18	
6	2,741	Y	24	19	
6,5	2,741	Y	24	19	
7	2,739	Y	24	19	
7,5	2,736	Y	24	21	
8	2,730	Y	23	12	
8,5	2,729	Y	23	12	
9	2,728	Y	23	12	
9,5	2,722	Y	23	11	

Tabla F	<b>18.</b> Modelo 5.	Respuesta	dinámica	del puente	ante d	iferentes	profund	idades de
	socavación ei	n la pila del	eje 4. Di	rección trar	nsversa	al del pue	ente (Y).	

Modelo 5



Figura F 23. Modelo 5. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



Figura F 24. Modelo 5. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

Tabla F	<b>19.</b> Modelo 6. Respuesta	dinámica del puente a	inte diferentes pr	ofundidades de
	socavación en la pila del	eje 2. Dirección longi	tudinal del puent	te (X).

		Modelo 6				
Pila Eje 2						
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Mada		
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo		
m	Hz		%	No.		
0	2,858	Х	38	10		
4	2,858	Х	38	10		
4,5	2,833	Х	45	10		
5	2,795	Х	57	10		
5,5	2,785	Х	43	10		
6	2,782	Х	37	9		
6,5	2,782	Х	35	9		
7	2,781	Х	33	9		
7,5	2,781	Х	32	9		
8	2,780	Х	32	9		
8,5	2,780	Х	31	9		
9	2,780	Х	31	9		
9,5	2,779	Х	31	9		

		Modelo 6				
Pila Eje 2						
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo		
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo		
m	Hz		%	No.		
0	2,829	Y	34	12		
4	2,828	Y	34	12		
4,5	2,805	Y	38	12		
5	2,769	Y	48	12		
5,5	2,765	Y	39	11		
6	2,765	Y	35	11		
6,5	2,765	Y	32	10		
7	2,764	Y	30	10		
7,5	2,764	Y	28	10		
8	2,763	Y	28	10		
8,5	2,763	Y	27	21		
9	2,763	Y	27	21		
9,5	2,762	Y	27	21		

 Tabla F 20. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 25. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X) y (Y). Autor.



Figura F 26. Modelo 6. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.
		Modelo 6			
Pila Eje 3					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOdo	
m	Hz		%	No.	
0	1,829	Х	40	12	
4	1,829	Х	40	12	
4,5	1,826	Х	36	12	
5	1,824	X	30	12	
5,5	1,820	X	27	12	
6	1,816	X	26	12	
6,5	1,814	X	25	12	
7	1,810	X	25	12	
7,5	1,799	X	24	12	
8	1,788	X	24	12	
8,5	1,786	Х	24	12	
9	1,782	Х	24	12	
9,5	1,778	X	24	12	

 Tabla F 21. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



**Figura F 27.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

Modelo 6					
Pila Eje 3					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	1,658	Y	34	10	
4	1,658	Y	34	10	
4,5	1,648	Y	32	10	
5	1,644	Y	28	10	
5,5	1,643	Y	25	10	
6	1,642	Y	22	10	
6,5	1,642	Y	22	10	
7	1,642	Y	20	10	
7,5	1,642	Y	19	10	
8	1,641	Y	17	10	
8,5	1,641	Y	16	10	
9	1,641	Y	14	10	
9,5	1,641	Y	12	10	

**Tabla F 22.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 28. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



Figura F 29. Modelo 6. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 6		
		Pila Eje 4		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	MOUO
m	Hz		%	No.
0	1,829	Х	46	12
4	1,829	Х	46	12
4,5	1,826	Х	45	12
5	1,822	X	34	12
5,5	1,822	Х	27	12
6	1,816	Х	24	12
6,5	1,815	Х	23	12
7	1,813	Х	22	12
7,5	1,811	Х	23	12
8	1,805	Х	23	12
8,5	1,804	Х	23	12
9	1,803	Х	23	12
9,5	1,797	Х	24	13

 Tabla F 23. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 30. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

	Modelo 6		
	Pila Eje 4		
Frecuencia		Participación de	Modo
Fundamental	Dirección	masas	WIOdo
Hz		%	No.
1,658	Y	37	10
1,658	Y	37	10
1,652	Y	29	10
1,645	Y	23	10
1,643	Y	21	10
1,642	Y	20	10
1,641	Y	19	10
1,640	Y	19	10
1,640	Y	19	10
1,640	Y	22	3
1,639	Y	22	3
1,639	Y	21	15
1,639	Y	21	15
	Frecuencia Fundamental Hz 1,658 1,658 1,652 1,645 1,643 1,642 1,641 1,640 1,640 1,640 1,640 1,639 1,639 1,639	Modelo 6         Pila Eje 4         Frecuencia         Fundamental       Dirección         Hz       1         1,658       Y         1,658       Y         1,658       Y         1,652       Y         1,645       Y         1,645       Y         1,645       Y         1,643       Y         1,643       Y         1,640       Y         1,639       Y         1,639       Y         1,639       Y         1,639       Y	Modelo 6           Pila Eje 4           Frecuencia         Participación de           Fundamental         Dirección         masas           Hz         %           1,658         Y         37           1,658         Y         37           1,658         Y         29           1,652         Y         29           1,645         Y         23           1,645         Y         21           1,643         Y         20           1,641         Y         19           1,640         Y         19           1,640         Y         19           1,640         Y         22           1,639         Y         22           1,639         Y         21

**Tabla F 24.** Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 31. Modelo 6. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



Figura F 32. Modelo 6. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 7		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Mada
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo
m	Hz		%	No.
0	3,122	Х	39	20
4	3,122	Х	38	20
4,5	3,097	X	45	21
5	3,059	X	57	21
5,5	3,049	Х	43	21
6	3,046	Х	37	21
6,5	3,046	Х	35	21
7	3,045	Х	33	21
7,5	3,045	Х	33	21
8	3,044	Х	32	21
8,5	3,044	Х	31	21
9	3,044	Х	31	21
9,5	3,043	Х	31	21

 Tabla F 25. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 33. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X). Autor.

		Modelo 7		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOUO
m	Hz		%	No.
0	2,997	Y	36	19
4	2,997	Y	36	19
4,5	2,995	Y	39	19
5	2,959	Y	48	18
5,5	2,956	Y	37	18
6	2,955	Y	34	20
6,5	2,955	Y	31	20
7	2,955	Y	29	20
7,5	2,954	Y	27	20
8	2,954	Y	26	20
8,5	2,954	Y	26	20
9	2,954	Y	26	20
9,5	2,953	Y	26	21

 Tabla F 26. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 34. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (Y). Autor.



Figura F 35. Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 7		
		Pila Eje 3		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOUO
m	Hz		%	No.
0	3,122	Х	37	20
4	3,122	Х	37	20
4,5	3,120	Х	35	20
5	3,117	Х	32	20
5,5	3,116	Х	31	20
6	3,115	Х	30	20
6,5	3,115	Х	29	20
7	3,114	Х	29	20
7,5	3,114	Х	29	20
8	3,114	Х	28	20
8,5	3,114	Х	28	21
9	3,114	Х	28	21
9,5	3,114	Х	29	21

 Tabla F 27. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 36. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

		Modelo 7			
Pila Eje 3					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo	
m	Hz		%	No.	
0	2,997	Y	35	19	
4	2,997	Y	35	19	
4,5	2,987	Y	33	19	
5	2,985	Y	31	19	
5,5	2,980	Y	26	19	
6	2,976	Y	24	19	
6,5	2,975	Y	22	19	
7	2,970	Y	20	19	
7,5	2,960	Y	19	19	
8	2,949	Y	18	19	
8,5	2,947	Y	16	19	
9	2,943	Y	14	20	
9,5	2,938	Y	12	20	

 Tabla F 28. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 37. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



Figura F 38. Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 7			
Pila Eje 4					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOUO	
m	Hz		%	No.	
0	3,122	Х	45	20	
4	3,122	Х	42	20	
4,5	3,081	Х	39	20	
5	3,018	Х	37	20	
5,5	3,015	Х	35	20	
6	3,014	Х	33	20	
6,5	3,013	Х	29	20	
7	3,013	Х	28	20	
7,5	3,012	Х	28	20	
8	3,012	Х	27	20	
8,5	3,012	Х	27	20	
9	3,012	Х	26	20	
9,5	3,012	Х	26	20	

**Tabla F 29.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



**Figura F 39.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

		Modelo 7			
Pila Eje 4					
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo	
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Modo	
m	Hz		%	No.	
0	2,997	Y	37	19	
4	2,996	Y	37	19	
4,5	2,994	Y	32	18	
5	2,990	Y	27	18	
5,5	2,988	Y	25	19	
6	2,982	Y	23	21	
6,5	2,981	Y	22	21	
7	2,979	Y	21	21	
7,5	2,977	Y	20	21	
8	2,971	Y	23	21	
8,5	2,970	Y	22	21	
9	2,969	Y	22	21	
9,5	2,964	Y	21	21	

 Tabla F 30. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 40. Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



Figura F 41. Modelo 7. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.

Modelo 8

		Modelo 8		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo
m	Hz		%	No.
0	2,450	Х	35	20
4	2,453	Х	34	20
4,5	2,427	Х	41	21
5	2,390	Х	53	21
5,5	2,379	Х	39	21
6	2,377	Х	33	21
6,5	2,376	Х	31	21
7	2,375	Х	29	21
7,5	2,375	Х	28	21
8	2,374	Х	28	21
8,5	2,374	Х	27	21
9	2,374	Х	27	21
9,5	2,374	Х	27	21

## Tabla F 31. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección longitudinal del puente (X).



**Figura F 42.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (X). Autor.

		Modelo 8		
		Pila Eje 2		
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo
m	Hz		%	No.
0	2,397	Y	31	19
4	2,397	Y	31	19
4,5	2,395	Y	34	19
5	2,359	Y	44	18
5,5	2,356	Y	33	18
6	2,355	Y	29	20
6,5	2,355	Y	26	20
7	2,355	Y	24	20
7,5	2,354	Y	23	20
8	2,354	Y	22	20
8,5	2,354	Y	21	20
9	2,354	Y	21	20
9,5	2,353	Y	21	21

**Tabla F 32.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 2. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 43. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 2. Dirección (Y). Autor.



Figura F 44. Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 2, dirección X y Y. Autor.

		Modelo 8					
Pila Eje 3							
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo			
socavación	Fundamental	Dirección	masas	WIOUO			
m	Hz		%	No.			
0	3,122	Х	37	20			
4	3,122	Х	37	20			
4,5	3,120	Х	35	20			
5	3,117	Х	32	20			
5,5	3,116	Х	31	20			
6	3,115	Х	30	20			
6,5	3,115	Х	29	20			
7	3,114	Х	29	20			
7,5	3,114	Х	29	20			
8	3,114	Х	28	20			
8,5	3,114	Х	28	21			
9	3,114	Х	28	21			
9,5	3,114	Х	29	21			

 Tabla F 33. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 45. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (X). Autor.

		Modelo 8					
Pila Eje 3							
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo			
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo			
m	Hz		%	No.			
0	2,997	Y	35	19			
4	2,997	Y	35	19			
4,5	2,987	Y	33	19			
5	2,985	Y	31	19			
5,5	2,980	Y	26	19			
6	2,976	Y	24	19			
6,5	2,975	Y	22	19			
7	2,970	Y	20	19			
7,5	2,960	Y	19	19			
8	2,949	Y	18	19			
8,5	2,947	Y	16	19			
9	2,943	Y	14	20			
9,5	2,938	Y	12	20			

**Tabla F 34.** Modelo 7. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 3. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 46. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 3. Dirección (Y). Autor.



Figura F 47. Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 3, dirección X y Y. Autor.

n de Modo
n de Modo
MOUO
No.
20
20
20
20
20
20
20
20
20
20
20
20
20

 Tabla F 35. Modelo8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección longitudinal del puente (X).



Figura F 48. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (X). Autor.

		Modelo 8					
Pila Eje 4							
Profundidad	Frecuencia		Participación de	Modo			
socavación	Fundamental	Dirección	masas	Widdo			
m	Hz		%	No.			
0	2,997	Y	37	19			
4	2,996	Y	37	19			
4,5	2,994	Y	32	18			
5	2,990	Y	27	18			
5,5	2,988	Y	25	19			
6	2,982	Y	23	21			
6,5	2,981	Y	22	21			
7	2,979	Y	21	21			
7,5	2,977	Y	20	21			
8	2,971	Y	23	21			
8,5	2,970	Y	22	21			
9	2,969	Y	22	21			
9,5	2,964	Y	21	21			

**Tabla F 36.** Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades desocavación en la pila del eje 4. Dirección transversal del puente (Y).



Figura F 49. Modelo 8. Respuesta dinámica del puente ante diferentes profundidades de socavación en la pila del eje 4. Dirección (Y). Autor.



Figura F 50. Modelo 8. % Participación de masas vs. Profundidad Socavación. Pila Eje 4, dirección X y Y. Autor.