

Memoria de cálculo puentes colgantes V02

Integrantes:

Daniel Alejandro Moncaleano Rodríguez

Juan Alejandro Ortiz Zambrano

Cesar Paz Paternina

Carlos Alberto Valencia Mayolo

Presentado a:

José Javier Martínez Echeverri

Mayo 2024

Pontificia Universidad Javeriana Cali

Cali Valle del Cauca

Diseño II

INTRODUCCION

Los puentes convencionales requieren de un diseño detallado y una mano de obra calificada, para llevar a cabo su elaboración, cumpliendo con lo establecido por la CCP-14 y la NSR10, sin importar si es un; puente en arco, puente viga, puente en ménsula, puente atirantado de pilón contrapeso, puente elevadizo, puente de viga metálica o puente suspendido. Esto con la intención de suplir la necesidad de conectar un punto “A” y un punto “B” de manera eficiente y segura.

En Colombia, existen un gran número de municipios alejados con necesidad de conexión mediante vías, puentes u otro tipo de infraestructura, debido a diversos factores como el geográfico, no se está contribuyendo con el desarrollo sostenible y a la integración del país a través de una red vial eficiente, cómoda y segura. Por esto las comunidades construyen obras de manera artesanal que suplen esta necesidad de conexión, pero no satisfacen los requerimientos mínimos de seguridad, comodidad y tránsito para los usuarios

Por esto es indispensable ofrecer una solución a esta problemática y un acompañamiento mediante la elaboración de un manual de puentes colgantes que sirva como una guía y/o documento con las especificaciones técnicas necesarias, que brinden una solución a este problema, con esta guía lo que se busca es ayudar a que con un lenguaje sencillo a las personas con un nivel de educación básico pueden realizar puentes colgantes que cumplan con las normas de protección y seguridad básicas de quienes lo transiten.

ALCANCE

El presente manual tiene como objetivo proporcionar una detallada visión acerca de los puentes tipo diseñados específicamente para cruces sobre corrientes hídricas en proyectos de ingeniería civil. Los puentes tipo presentados en este manual han sido cuidadosamente diseñados y optimizados para brindar soluciones seguras y eficientes en una variedad de situaciones y condiciones ambientales.

Dentro de este contexto, se ofrecen diversas opciones de diseño que abarcan diferentes anchos libres para adaptarse a las necesidades específicas del proyecto. Los diseños contemplarán anchos libres de 1.8 y 2.2 metros, lo que permitirá abordar tanto situaciones de menor envergadura como aquellas que requieren una mayor capacidad de carga y resistencia. Estas variaciones en los anchos libres aseguran una amplia gama de aplicaciones y posibilidades de implementación en diversos entornos geográficos y topográficos.

En lo que respecta a las tipologías de puentes, el manual presentará una diversidad de opciones que han sido meticulosamente desarrolladas para optimizar el rendimiento estructural y funcional. Entre estas opciones se encuentran los diseños en cerchas de madera, los cuales se destacan por su simplicidad y su capacidad de abarcar luces de hasta 20 metros con eficiencia y estabilidad. Estas cerchas han sido rigurosamente evaluadas para garantizar su resistencia y durabilidad, cumpliendo con los estándares normativos.

Asimismo, se abordarán los puentes colgantes con estructura mixta, que ofrecen una solución robusta y versátil para luces de 10, 15 y 30 metros. Estos puentes combinan elementos de madera y acero en una configuración integral, aprovechando las ventajas de ambos materiales para lograr una resistencia óptima y una apariencia estética atractiva. Estos diseños son ideales para situaciones en las que se requiere una mayor capacidad de carga y una mayor flexibilidad estructural. En consonancia con la diversidad de condiciones geotécnicas y ambientales a las que podrían estar expuestos estos puentes, el manual también presenta diseños en estructuras metálicas. Estos diseños se han desarrollado específicamente para zonas sujetas a inundaciones, áreas con riesgo sísmico y/o desplazamiento de tierra, así como suelos de cimentación que presentan desafíos particulares.

ESTUDIOS PREVIOS

Estudios de suelos: Como medida primordial para realizar un diseño estable y cumpliendo con lo establecido en la norma NSR10 Título H se requiere realizar un estudio de suelos detallado del sector a intervenir, conociendo las características del suelo para así poder evaluar los factores intrínsecos como capacidad portante o externos como deslizamiento y volcamiento, tomando en cuenta el efecto del paso de las fuentes hídricas y las posibles crecidas tomando acción con obras de mejoramiento o de contención con el fin de cumplir con los factores establecidos.

Estudios Hidrológicos: Otro de los factores que se deben evaluar a la hora de diseñar un puente es tanto la frecuencia de lluvias en la zona como la cercanía de la fuente hídrica si es que esta se encuentra demasiado cercana a la estructura, posibles crecidas y su influencia tanto en la cimentación de la estructura, en el suelo como se mencionó anteriormente y como

agente de desgaste de la estructura a largo plazo, esto ayudado de un estudio hidrológico y un historial de crecientes.

PROCEDIMIENTO

- **Definición condición inicial de diseño:** Dado a que se va a trabajar en diferentes casos de diseño en primera instancia se define de acuerdo con el alcance y limitaciones una condición inicial en la cual se puede tomar la condición menos crítica para sentar las bases y ajustes de diseño a lo largo que bien sea por fallos en la estructura, suelo, cimentación, o por posible infiltración del agua se requiera y con perfil de madera en donde solo se considerarán cargas para paso peatonal.
- **Diseño geométrico:** Tomando las consideraciones dichas anteriormente se procede a hacer el diseño en planta y perfil del puente, considerando el mejor suelo para cimentación, y con una diferencia considerable de cotas del río a la cimentación de este.
- **Modelación estructural:** Teniendo ya el diseño del puente se procede a modelar dicho diseño en el programa ETABS donde se procederá a evaluar su estabilidad estructural aplicando las cargas definidas para uso peatonal, dando paso a posibles ajustes o aplicación de refuerzo estructural para que este cumpla con lo establecido en la NSR10 Títulos A, D
- **Análisis geotécnico:** Ya conociendo la estabilidad propia de la estructura se procede a evaluar la estabilidad que tendrá el terreno dada la construcción de esta estructura, para esto se modelará dicha estructura en SLIDE quien dará los factores de seguridad y se mostrará la necesidad o no de obras de mejoramiento del suelo o de contención del mismo, analizando además la incidencia del cauce del río o vertiente del mismo y el nivel freático que se encuentra en la zona esto para ver las posibles afectaciones por socavación. Entre otras y realizar obras de contingencia necesarias.
- **Diseño de planos:** Concluido el diseño del puente para la condición dada, asegurada la estabilidad y seguridad del terreno y la estructura, se procede a despiece de cada elemento de la estructura, si se requiere una obra adicional en la cimentación u obra de contención para el suelo o la socavación se pondrá en estos planos igual que la estructura.
- **Cambio de condiciones:** Habiendo concluido con un diseño se procede a cambiar una de las condiciones iniciales dadas, bien puede ser tipo de suelo, diferencia de cotas con el cauce del río o longitud del puente, esto con el fin de abarcar la mayor cantidad de posibilidades y tener un registro de la influencia de cada factor y cambios debidos a este, si no se ven requeridos cambios se procede

a ampliar las cobertura de los planos hechos, de no ser así se realiza el proceso nuevamente hasta abarcar todo lo definido en el alcance para tanto perfil de madera como perfil metálico.

- **Ajustes y correcciones:** En el manual se experimentará y se iterará con diversos diseños, en los cuales se especificarán las características de construcción, cálculos estructuras, presupuestos y cuantía de materiales. No obstante, al ser un manual, no exime al constructor y/o calculista de hacer los ajustes y correcciones necesarias al momento de llevar a cabo el diseño y construcción de la estructura.

- **Aplicación:** Con la realización del manual se procederá a darle una aplicación práctica en la solución de un problema real que ataña a la comunidad, en nuestro caso ya se tiene seleccionada dicha aplicación que será realizada en la vía que conecta al municipio de San Pablo Nariño con la vereda de La Cañada que sufrió un daño en la vía dada una creciente del río que se llevó la vía, esto con el objetivo de ser aplicada en un caso que cumpla con una condición crítica revisando que solución se daría y el proceso constructivo que se tendría en el lugar para resolver el problema de movilidad.

- **Análisis de costos:** El manual al estar dirigido a comunidades remotas y de poco nivel adquisitivo, busca que los materiales a usar sean económicamente asequibles, cercanos a la locación y que cumplan los niveles de resistencia y demás factores establecidos en la norma NSR-10, como lo es, el caso de la madera. Por ende, lo que se proponga en este manual será factible económica y constructivamente, puesto que, al ser puentes hechos en maderas, no necesitan de una mano de obra altamente calificada y de una inversión muy alta. Además, el manual incluirá una idea de puente en perfil metálico, en el caso de que se requiera una capacidad de carga más alta, sin embargo, esta propuesta será un poco más costosa que la de perfil en madera, pero no dejará de ser asequible.

Pre-dimensionamiento: Para la evaluación primaria de la estructura se procede a realizar el pre-dimensionamiento de los elementos de la estructura como lo son, las armaduras, el tablero, los pilones, los cables tensores los pendolones, zapatas y anclajes con el procedimiento seguido a continuación:

Elección caso de diseño: Tomando como base el diseño más sencillo como un inicio se elige tomar como elección el caso de un puente netamente peatonal en donde se determinan las cargas según lo descrito en la ASSTHO norma avalada por el CCP14 para dictaminar las cargas para puentes peatonales en su artículo 3.6.1.6

3.6.1.6 — Cargas Peatonales — Debe aplicarse una carga peatonal de 3.6 kN/m² a todas las aceras de más de 600 mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril para vehículos. Donde los vehículos puedan montarse en la acera, no debe considerarse la carga peatonal de la acera al mismo tiempo. Si en un futuro la acera puede quitarse, se deben aplicar las cargas vivas vehiculares a 300 mm del borde del tablero para el diseño de su proyección, y a 600 mm del borde del tablero para el diseño de los demás componentes. No se debe considerar que la carga peatonal actúe al mismo tiempo que la de vehículos. No se necesita considerar la amplificación por carga dinámica para vehículos.

Los puentes exclusivos para peatones, tráfico ecuestre, vehículos livianos de mantenimiento, y/o tráfico de bicicletas deberían diseñarse de acuerdo con *LRFD Guide Specifications for the Design of Pedestrian Bridges* de la AASHTO.

Elección de luz crítica (Lc): Tomando en consideración el impacto que se quiere tener para este manual, las condiciones mínimas promedio de los cañones en los que se requerirá la realización de esta solución y que existe ya una cartilla que evalúa un diseño de puentes peatonales similar para luces desde los 40m se eligen luces de diseño 18, 24,32,36(m)

Elección altura pilones (H): Habiendo determinado ya las luces críticas de diseño se proceden a calcular la altura de los pilones inicial a partir de la relación entre esta luz (L) con la formula $H = L/5$ obteniendo los siguientes resultados:

L	H
18,0 m	3,6 m
24,0 m	4,8 m
30,0 m	6,0 m
36,0 m	7,2 m

Tabla 1 determinación inicial de H a partir de L

Elección altura catenaria (Hc): Teniendo en consideración, que debido a que el cable recibirá toda la carga de tensión que tenga la estructura y que a un menor ángulo esta fuerza T_0 incrementa y adicional a esto usando la altura de esta catenaria como un barandal de soporte para los peatones en el tramo que este sea alcanzable para los mismos se determina esta altura para todas las distancias a 1m

Calculo Longitud total (Lt): Tras la definición de la elevación de las catenarias y de los pilones se procede a calcular la longitud a la que se encontrarán los anclajes esto tomando como referencia el ángulo que se forma entre la catenaria y el pendolón todo esto para disminuir lo máximo posible la diferencia de fuerzas horizontales que debería asumir la zapata del pendolón y añadiendo esto para obtener la longitud total del puente obteniendo:

$$L_{zapatas} = \tan\left(\tan^{-1}\left(\frac{H-Hc}{\frac{L}{2}}\right)\right) \quad L_{total} = 2L_{zapatas} + L_{critica}$$

Tabla 2 determinación longitud total de los puentes

Estimación dimensiones Armadura y Pilón: Tomando en consideración las dimensiones de cada uno de los modelos, con su respectivo análisis de cargas dado a que solo tendría que soportar paso peatonal se determinan los anchos, espesores y altura de las armaduras esta última a partir de una relación recomendada y a partir de lo siguiente las dimensiones se quedan de la siguiente manera.



Referencia	Sección Perfil			Espesores en milímetros			
	A (mm)	B (mm)	C (mm)	3.0	2.5	2.0	1.5
Perfil en C 100 x 50	100	50	15	5.06	4.22	3.38	2.53
Perfil en C 120 x 60	120	60	15	6.12	5.10	4.08	3.06
Perfil en C 150 x 50	150	50	17	6.31	5.26	4.21	3.16
Perfil en C ó Z 160 x 60	160	60	20	7.16	5.97	4.77	3.58
Perfil en C ó Z 203 x 67	203	67	19	8.43	7.03	5.62	4.21
Perfil en C ó Z 220 x 80	220	80	20	9.56	7.97	6.37	4.78
Perfil en C ó Z 254 x 67	254	67	18	9.56	7.97	6.37	4.78
Perfil en C ó Z 305 x 80	305	80	25	11.73	9.77	7.82	5.86
Perfil en C ó Z 355 x 110*	355	110	25	14.25	11.87	9.50	

Figura 1 perfiles viga tipo C

$$H_{armadura} = \frac{Lc}{150} * 100$$

$$Berma\ libre = 2m$$

$$L \text{ armadura } h = Bl + Ap$$

Tabla 3 determinación H y L de armaduras puentes

Avalúo de cargas Ya conociendo las dimensiones de todos los elementos del puente se procede a realizar el avalúo de cargas, esto para determinar tanto la carga muerta de este como la carga viva determinada por paso de bicicletas o peatones, esto teniendo en consideración lo instaurado en la ASSTHO y tomando además de esto los pesos a partir de catálogos de acero con las características requeridas para nuestro modelo obteniendo los siguientes resultados

■ DIMENSIONES Y PESOS DE PLANCHAS COMERCIALES

ESPESOR		M2	1,0 x 2,0 MTS	1,22 X 2,44 MTS (4 X 8)	1,0 X 3,0 MTS
PULGADA	DIAMETRO	Kg	Kg	Kg	Kg
	2,50	20,68	41,35	61,44	62,03
	2,66	22,00	44,00	65,38	65,99
	3,00	24,81	49,62	73,73	74,43
1/8	3,17	26,22	52,43	77,91	78,65
	4,00	33,08	66,16	98,31	99,24
	4,50	37,23	74,43	110,60	111,85
3/16	4,76	39,37	78,73	116,99	118,10
	5,00	41,35	82,70	122,89	124,05
	5,50	45,49	90,97	135,18	136,46
	6,00	49,62	99,24	147,47	148,66
¼	6,35	52,51	105,03	156,06	157,54
	7,50	62,03	124,05	184,33	186,08
5/16	7,94	65,66	131,32	195,15	196,99
	8,00	66,16	132,32	196,62	198,48
	9,00	74,43	148,86	221,20	223,29
3/8	9,53	78,81	157,63	234,22	236,44
	10,00	82,70	165,40	245,78	248,10
	12,00	99,24	198,48	294,93	297,72
½	12,70	105,03	210,06	312,14	315,09

Figura 2 propiedades de tablero lamina de alfajor

2.2.2.2. Carga Peatonal (AASHTO Standard, sección 3.14)

Los puentes destinados exclusivamente al tránsito peatonal y/o de bicicletas deben ser diseñados para una carga peatonal de $415 \left(\frac{Kg}{m^2} \right)$.

Según Indicación del Ingeniero Civil, Sr. Rodrigo Mancilla T., no se utilizará la carga peatonal para nuestro diseño por no ser relevante para este.

L	Peso tablero	Peso baranda	Peaton	Peso peaton	Peso armadura V	Peso armadura H	Peso viga tipo C	Amoramiento peso tablero	Wcm
18,0 m	101,40 kg/ml	7,80 kg/ml	415,00 kg/m2	830,00 kg/ml	8,30 kg/ml	19,09 kg/ml	7,80 kg/ml	126,75 kg/ml	96,82 kg/ml
24,0 m	107,51 kg/ml	7,80 kg/ml	415,00 kg/m2	830,00 kg/ml	8,60 kg/ml	19,78 kg/ml	7,80 kg/ml	134,39 kg/ml	101,28 kg/ml
30,0 m	115,78 kg/ml	7,80 kg/ml	415,00 kg/m2	830,00 kg/ml	7,80 kg/ml	18,72 kg/ml	7,80 kg/ml	144,73 kg/ml	105,12 kg/ml
36,0 m	115,78 kg/ml	7,80 kg/ml	415,00 kg/m2	830,00 kg/ml	8,00 kg/ml	19,20 kg/ml	7,80 kg/ml	144,73 kg/ml	105,56 kg/ml

Tabla 4 determinación carga muerta

Posterior a encontrar la carga muerta y la CV que seria el peso del peatón por metro se procede a realizar un amalloramiento por 2 tipos de cargas para hallar la de mayor impacto y a partir de esto encontrar las fuerzas sobre la estructura y definir que cable necesita para soportarlo

L	1,4 CM	1,2 CM + 1,6 CV	Caso Crítico
18,0 m	170,61625	810,2425	810,2425
24,0 m	171,51925	811,0165	811,0165
30,0 m	179,9735	818,263	818,263
36,0 m	190,0535	826,903	826,903

Tabla 5 elección carga critica para prediseño

Cálculo fuerza de tensión inicial máxima: Tras haber encontrado la carga critica con la que se deben calcular los esfuerzos se procede a calcular el esfuerzo de tensión máximo que va a recibir cada cable de tensión a partir de:

$$T_o = \frac{C_c * L_c^2}{H - H_c} \quad T_{max} = \sqrt{T_o^2 + \left(C_c + \frac{L_c}{2}\right)^2}$$

Obteniendo los siguientes resultados

L	To	T1max
18,0 m	43753,10 N	43753,10 N
24,0 m	61466,51 N	62232,21 N
30,0 m	73643,67 N	74659,49 N
36,0 m	86424,70 N	87697,03 N

Tabla 6 fuerza de tensión inicial

Cálculo de cantidad de hilos de acero: Tras haber encontrado el esfuerzo que debe soportar los cables tensores se procede a calcular que cantidad de hilos tendrá el núcleo de dicho tensor esto asumiendo que se va a trabajar con un acero A416 Grado 270 cuya $f'y = 26600 \text{ kg/cm}^2$ con un grosor de 0.6 pulgadas, un área de 1.47m2 y tomando un factor de reducción (fr) de 0.7 para considerar la perdida de resistencia a lo largo del tiempo debido a las diferentes condiciones y usamos

$$E_{max} = 0.7f'y$$

$$A_{requerido} = \frac{3T_{max}}{E_{max}}$$

$$\#Barras = \frac{A_{requerido}}{Area}$$

Obteniendo, por consiguiente:

L	Fy	Esfuerzo max	Diametro tensor	Area	Acero requerido	#Barras	#barras
18,0 m	26600	18620	1,47		7,147	4,861638185	5
24,0 m	26600	18620	1,47		10,02667189	6,820865228	7
30,0 m	26600	18620	1,47		12,02891935	8,182938331	9
36,0 m	26600	18620	1,47		14,12949002	9,611897972	10

Tabla 7 determinación numero de hilos

De esta tabla podemos observar que con estos datos solo los puentes de 18 y 24 m tendrían un núcleo de 7 C 15 por lo que para reducción de costos y como proceso de mejora del puente se procede a realizar una serie de cambios en las alturas H para tener una mejor distribución de cargas obteniendo ahora

L	H	Hc	Lz	Lt
18,0 m	4,0 m	1,0 m	5,0 m	28,0 m
24,0 m	5,0 m	1,0 m	6,0 m	36,0 m
30,0 m	7,0 m	1,0 m	8,0 m	46,0 m
36,0 m	8,0 m	1,0 m	10,0 m	56,0 m

Con esto procedemos a realizar el mismo estudio donde al final de este encontramos estos resultados

L	Fy	Esfuerzo max	Diametro tensor	Area	Acero requerido	#Barras	#barras
18,0 m	26600 kg/cm2	18620 kg/cm2	0,6 in	1,47 cm2	7,15 cm2	4,861638185	5
24,0 m	26600 kg/cm2	18620 kg/cm2	0,6 in	1,47 cm2	9,54 cm2	6,48837648	7
30,0 m	26600 kg/cm2	18620 kg/cm2	0,6 in	1,47 cm2	10,08 cm2	6,859541536	7
36,0 m	26600 kg/cm2	18620 kg/cm2	0,6 in	1,47 cm2	12,56 cm2	8,547014055	9

Donde podemos apreciar una reducción de esfuerzos lo que lleva a su vez a la reducción de cantidad de hilos en el núcleo en donde solo el diseño de 36m necesita un núcleo de 9 C 15 lo cual dado su gran longitud se toma como un dato acertado y posible

Modelación Estructural Habiendo obtenido el pre-dimensionamiento de los 4 modelos de puente se procede a realizar su modelación estructural, para esto se decidió usar el programa SAP2000 dada su versatilidad para la modelación de elementos tensores, en la modelación se pone la carga muerta, la carga viva, los elementos que componen el puente, sus secciones y propiedades para la verificación de un correcto diseño previo obteniendo el siguiente modelado:

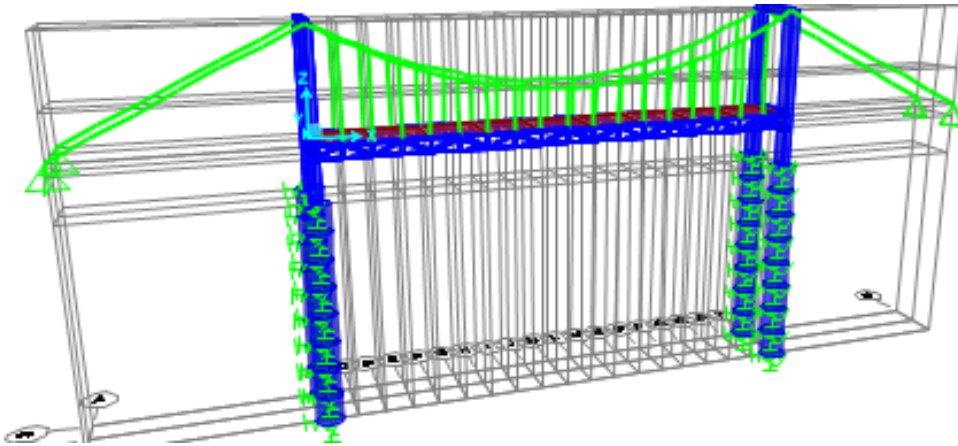


Figura 1 modelado puente 18m

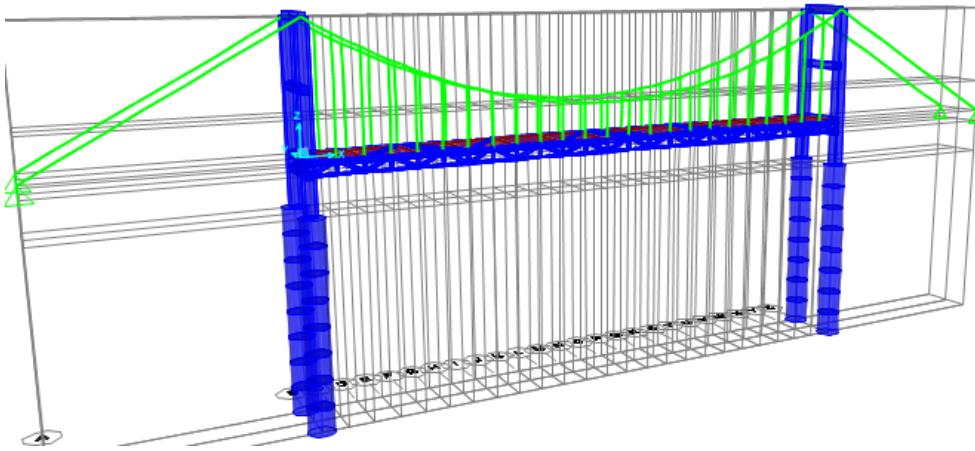


Figura 2 modelado puente 24m

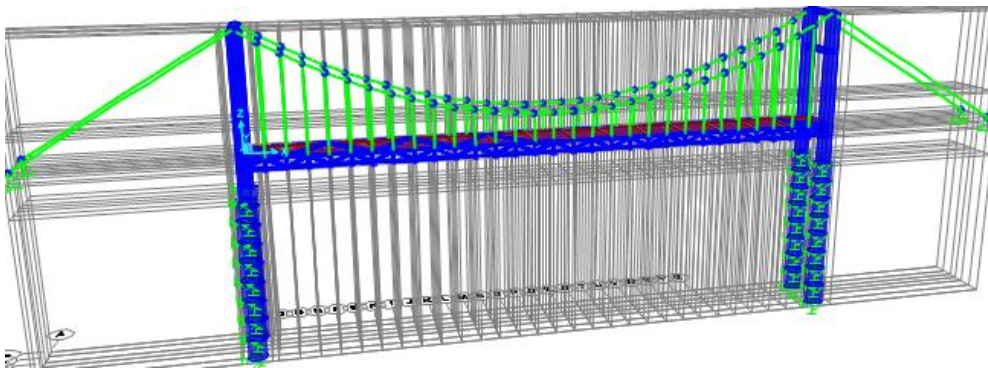


Figura 3 modelo 30m

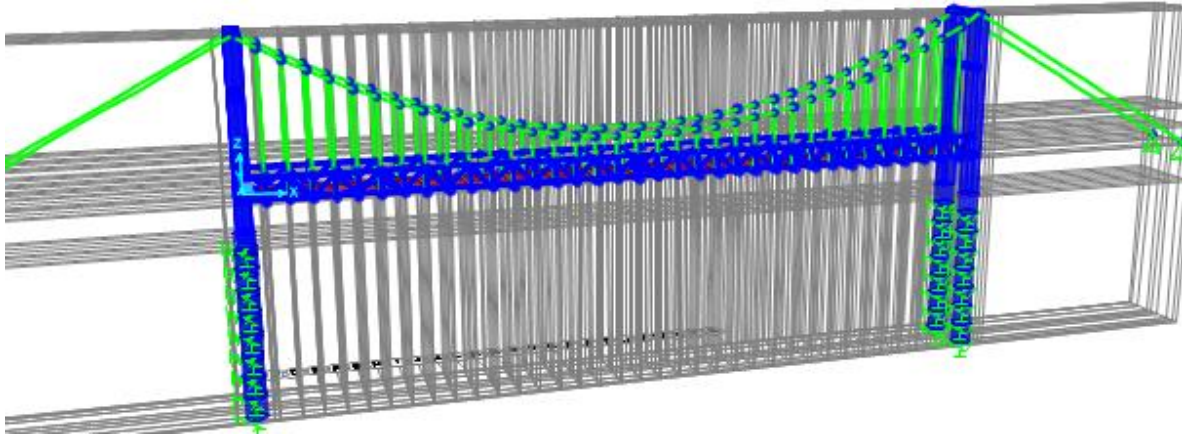


Figura 4 modelo 36 metros

Análisis estático: Con objetivo de evaluar el comportamiento de la estructura de manera estática, la manera en que se transmiten las cargas de manera estática asegurando que el modelo se encuentre bien diseñado, con todos sus parámetros bien establecidos, y con una transferencia adecuada se procede a evaluar el comportamiento con el caso de la carga muerta y carga viva de la estructura y asegurarse que el peso de la misma sea el que se va hacia la zapata, las fuerzas axiales de esta, con esto encontrando los siguientes resultados

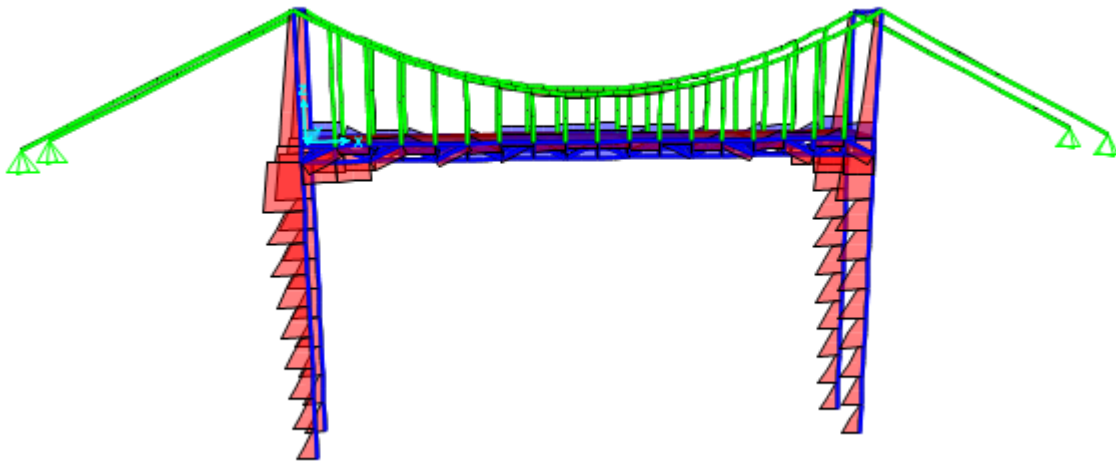


Figura 5 diagramas de fuerza axial puente 18m

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf
DEAD	LinStatic		-1,214E-09	1,937E-11	76244,2
Live	LinStatic		-2,762E-09	1,513E-11	17181

Tabla 10 fuerza total puente 18m (peso de este)

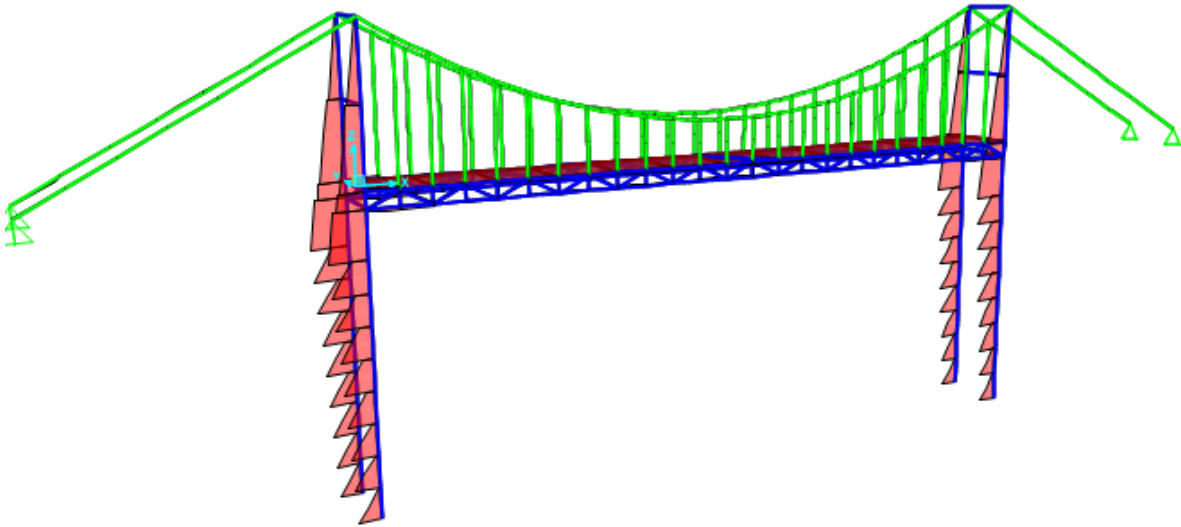


Figura 6 diagramas de fuerza axial puente 24m

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX N	GlobalFY N	GlobalFZ N
DEAD	LinStatic		-1,29E-09	3,917E-11	734320,15
Peaton	LinStatic		-6,655E-09	4,412E-12	224650,74

Tabla 11 fuerza total puente 24m (peso de este)

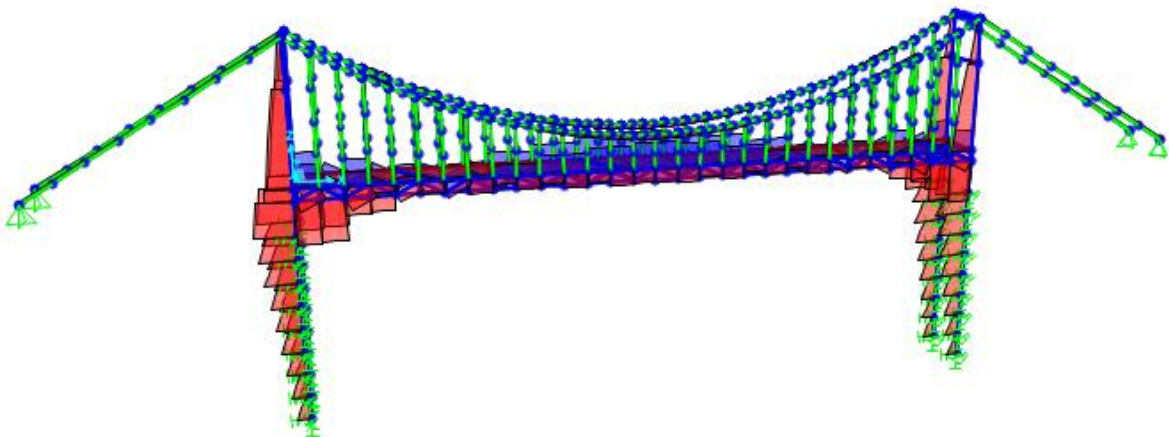


Figura 7 diagramas de fuerza axial puente 30m

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf
DEAD	LinStatic		-2,89E-11	-1,19E-11	93515,87
Peatones	LinStatic		-8,467E-10	-8,736E-12	29880

Tabla 12 fuerza total puente 36m (peso de este)

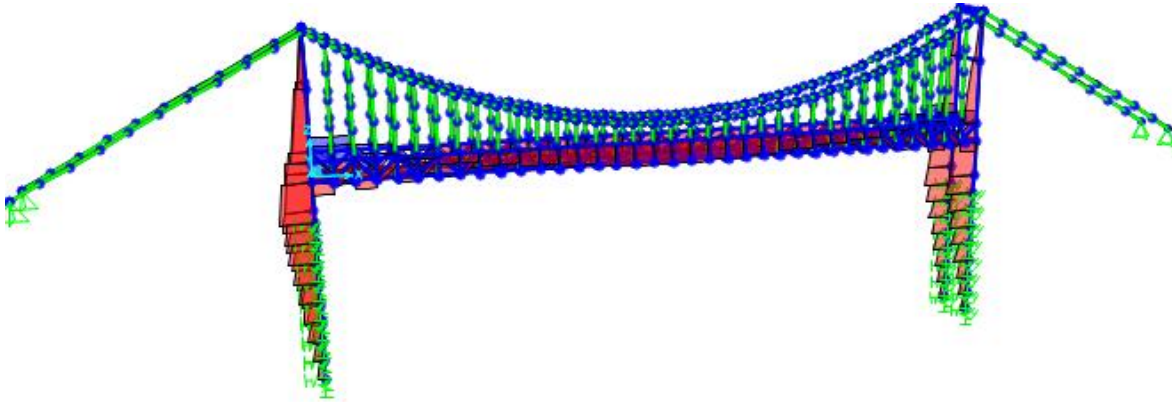


Figura 7 diagramas de fuerza axial puente 30m

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX Kgf	GlobalFY Kgf	GlobalFZ Kgf
DEAD	LinStatic		8,988E-09	4,439E-10	117385,97
Peaton	LinStatic		1,782E-09	7,944E-11	35856

Tabla 12 fuerza total puente 36m (peso de este)

Chequeo peso de elementos y estructura: Como primer chequeo para pasar al análisis dinámico de la estructura a partir de tener el conocimiento de las dimensiones y las propiedades de cada elemento que compone la estructura comparamos el calculado por el dado por el programa a partir de ello calculamos el peso total y revisamos que la diferencia entre el peso estimado y el peso que da el programa sea menor al 5% por lo cual procedemos de la siguiente manera:

Peso de elementos estructurales

Elemento	Largo	Altura/ Diam	Espesor	Densidad	Cantidad	Longitud	Peso Total
Viga C	0,12	0,06	0,003	76,9729	266	1,1541353	18,42
Viga tubular	0,1	0,2	0,007	76,9729	178	1	69,803922
Columnas	0,65	0,65		23,56	4	9,2	366,31088
Vigas concreto	0,25	0,65		23,56	6	2,4	55,1304
Lamina de alfajor	2	2,4	0,005	76,9729	18		33,252293
Tensor 3C15		0,00797		76,9729	70	3,6144457	0,9715924
Tensor 9C15		0,0138		76,9729	4	33,82811	1,5578428
Pila		1		23,56	4	8	592,12738

Tabla 13 calculo peso estructuras puente 36 m

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
Viga C	Frame	266	307,31955	16,606
Viga tubular	Frame	178	178	54,411
COL 40X40	Frame	4	36,8	366,359
Viga25x40	Frame	6	14,4	55,138
Pila	Frame	32	32	592,206
3C15	Tendon	70	253,0112	0,974
9c15	Tendon	76	135,31244	1,562
Lam Alfajor	Area			33,252

Tabla 14 peso estructuras SAP2000 puente 36 m

	Peso Total Estructura		
	Calculada	Programa	%error
Wcm	1137,5743	1120,507	1,52317772

Tabla 15 comparación peso calculado con el dado por el programa puente 36 m

Elemento	Largo	Altura/ Diam	Espesor	Densidad	Cantidad	Longitud	Peso Total
Viga C	0,12	0,06	0,003	76,9729	135	1,0662484	8,6366124
Viga tubular	0,1	0,2	0,007	76,9729	120	1	29,411765
Columnas	0,5	0,5		23,56	4	8	188,48
Vigas concreto	0,25	0,4		23,56	6	2,4	45,2352
Lamina de alfajor	2	2,4	0,005	76,9729	18		33,252293
Tensor 3C15		0,00797		76,9729	64	2,626875	0,6456003
Tensor 9C15		0,0113		76,9729	4	27,518983	0,8497222
Pila		1		23,56	4	8	592,12738

Tabla 16 calculo peso estructuras puente 30 m

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
Viga tubular	Frame	120	120	28,597
Viga tipo C	Frame	135	143,94354	7,778
Pila	Frame	32	32	592,206
Laminas de ...	Area			27,71
Col 40X40	Frame	4	32	188,505
Col 25X40-1	Frame	8	19,2	45,241
9C15	Tendon	64	110,07593	0,847
3C15	Tendon	58	168,12	0,647

Tabla 17 peso estructuras SAP2000 puente 30 m

	Peso Total Estructura		
	Calculada	Programa	%error
Wcm	898,63858	891,501	0,80062455

Tabla 18 comparación peso calculado con el dado por el programa puente 36 m

Elemento	Largo	Altura/ Diam	Espesor	Densidad	Cantidad	Longitud	Peso Total
Viga C	0,12	0,06	0,003	76,9729	108	1,0577873	6,8544618
Viga tubular	0,1	0,2	0,007	76,9729	96	1	23,529412
Columnas	0,4	0,4		23,56	4	7	105,5488
Vigas concreto	0,25	0,3		23,56	8	2,3	32,5128
Lamina de alfajor	2	2,4	0,005	76,9729	12		22,168195
Tensor 3C15		0,00797		76,9729	46	2,5678174	0,453593
Tensor 9C15		0,0113		76,9729	4	22,945625	0,7085076
Pila		1		23,56	4	8	592,12738

Tabla 19 calculo peso estructuras puente 24 m

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
Viga C	Frame	108	114,24103	6,173
Viga tubular	Frame	96	96	18,649
Columna 30...	Frame	4	28	105,563
viga 30x25	Frame	8	18,4	32,517
Pila	Frame	32	32	592,206
3c15	Tendon	46	118,1196	0,455
7C15	Tendon	52	91,78249	0,706
Tablero Alfajor	Area			0,212

Tabla 20 peso estructuras SAP2000 puente 24 m

	Peso Total Estructura		
	Calculada	Programa	%error
Wcm	783,90315	777,514	0,82174118

Tabla 21 comparación peso calculado con el dado por el programa puente 24 m

Elemento	Largo	Altura/ Diam	Espesor	Densidad	Cantidad	Longitud	Peso Total
Viga C	0,12	0,06	0,003	76,9729	70	0,817846	3,4349532
Viga tubular	0,1	0,2	0,007	76,9729	74	1	14,509804
Columnas	0,4	0,4		23,56	4	6	90,4704
Vigas concreto	0,25	0,3		23,56	6	2,3	24,3846
Lamina de alfajor	2	2,3	0,005	76,9729	9		15,93
Tensor 3C15		0,00797		76,9729	34	2,2355765	0,29
Tensor 9C15		0,0113		76,9729	4	18,390093	0,57
Pila		1		23,56	4	8	592,13

Tabla 22 calculo peso estructuras puente 18 m

Section Text	ObjectType Text	NumPieces Unitless	TotalLength	TotalWeight KN
Viga C	Frame	70	57,24922	3,093
Viga tubular	Frame	74	73	9,425
Col 40X40	Frame	4	24	90,482
viga 25x30	Frame	6	13,8	24,388
pila	Frame	32	32	592,206
3C15	Tendon	34	76,0096	0,417
7C15	Tendon	40	73,56037	0,566
Tablero Alfajor	Area			15,933

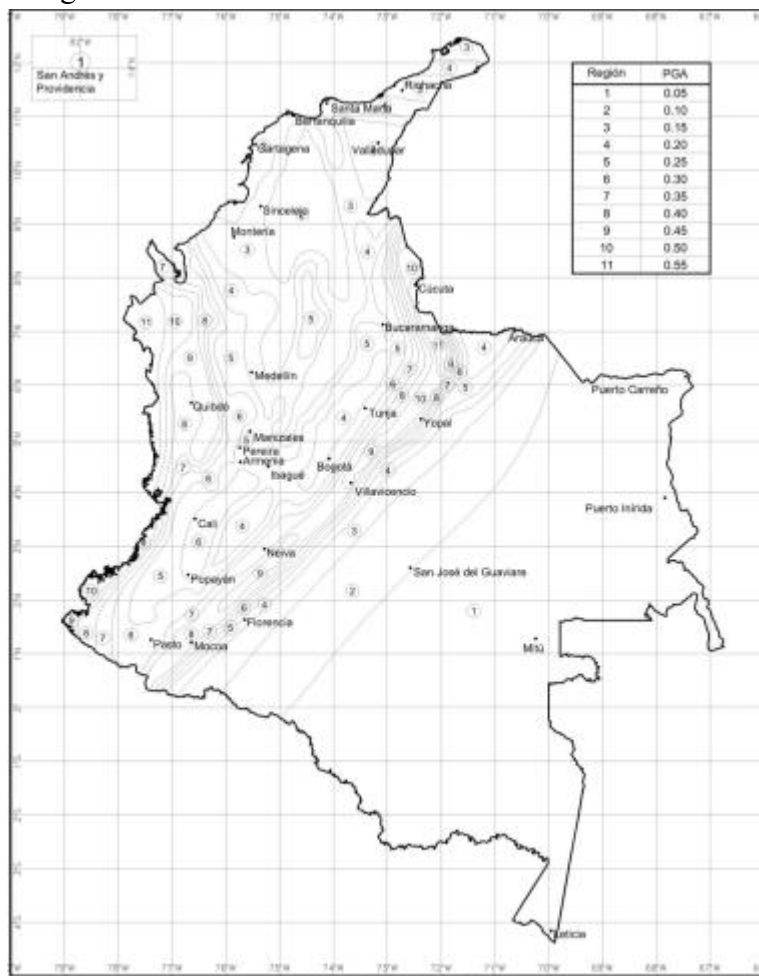
Tabla 23 peso estructuras SAP2000 puente 18 m

	Peso Total Estructura		
	Calculada	Programa	%error
Wcm	741,72026	736,33	0,73204403

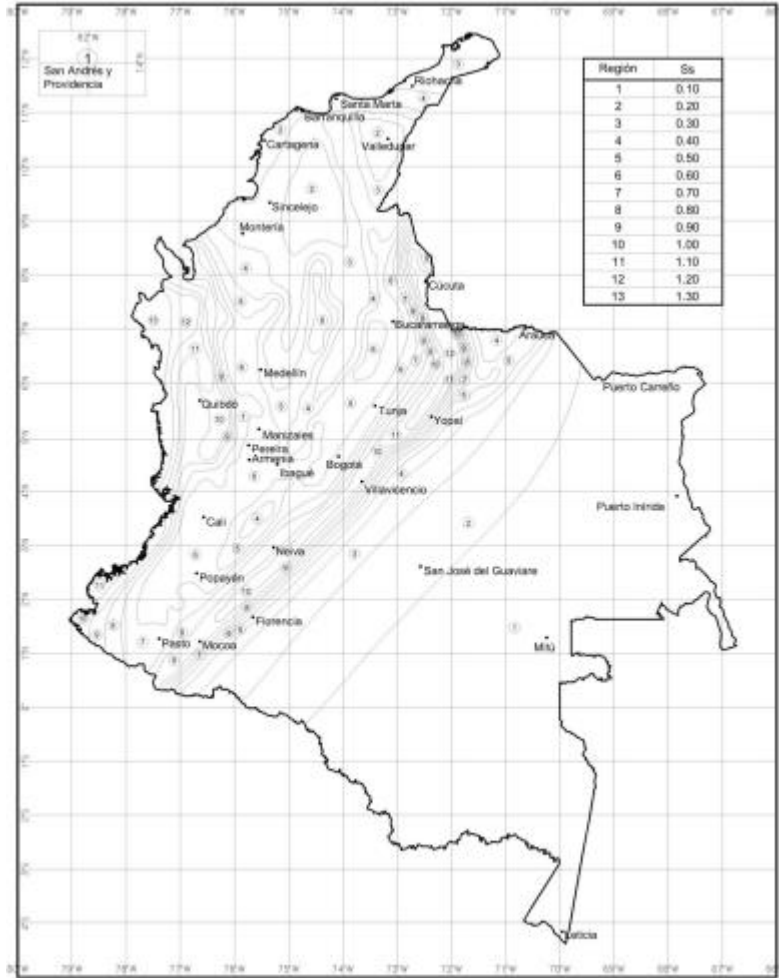
Tabla 24 comparación peso calculado con el dado por el programa puente 18 m

Análisis dinámico: Tras haber obtenido la respuesta estática de la estructura se procede a evaluar su comportamiento tras las 3 cargas dinámicas establecidas en la normativa colombiana CCP14 titulo 3 carga de presión de agua, carga de viento y carga sísmica cada una aplicando un procedimiento para poder abarcar a todas las regiones del país posibles, esto para que el manual cumpla con su alcance visto en el inicio de estas empleando los 3 métodos mostrados a continuación:

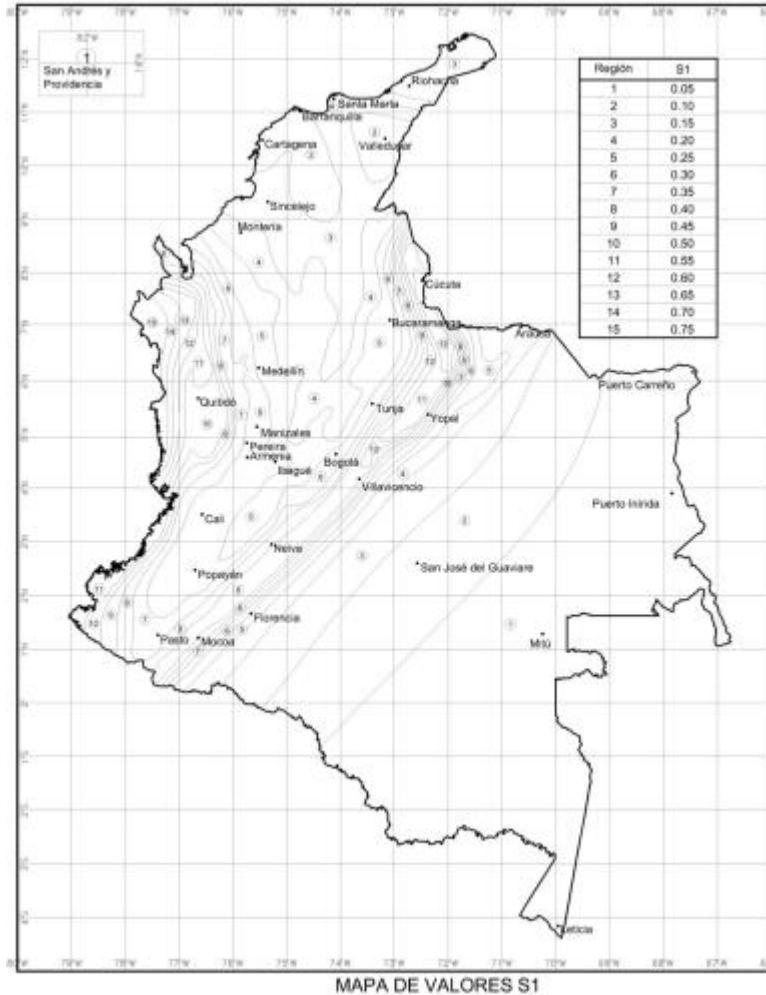
- a) Análisis sísmico: Para este análisis es necesario tomar en cuenta los factores PGA SS y S1 dependientes las regiones establecidas en la norma CCP14 de la siguiente manera



MAPA DE VALORES PGA



MAPA DE VALORES Ss



Posterior a esto se deben evaluar como los factores F_{PGA} FA y FV varían a partir de los valores de SS S1 y PGA vistos previamente, estos determinados en el CCP14 de la siguiente manera

Tabla 3.10.3.2-1 — Valores del factor de Sitio, F_{PGA} , en el periodo de vibración cero del Espectro de Aceleraciones

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

Tabla 3.10.3.2-2 — Valores del factor de Sitio, F_a , en el intervalo de periodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones

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

Tabla 3.10.3.2-3 — Valores del factor de Sitio, F_s , en el intervalo de periodos de vibración largos del Espectro de Aceleraciones

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

Por ultimo se debe tener en cuenta el tipo de suelo que se presente en la región determinada este puede ser según la norma suelos tipo: A, B, C, D, E,F dependiendo de las características determinadas en la misma de la siguiente manera:

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

Habiendo visto ya todos los parámetros definidos en la norma y viendo que para realizar una interacción que abarcara cada combinación de región posible se procede a hacer una discretización en donde se toman como caso crítico los valores de PGA SS y S1 máximos, esto buscando tomar el caso más extremo para la determinación de los valores FA FV y F PGA. Este mismo proceso se realiza para el valor medio de cada uno de los rangos de las regiones, esto para tomar un caso no tan extremo y que quepa como valor medio de espectro con una cobertura de regiones de mediano riesgo según lo que se determina en el CCP14. Por ultimo se realiza este mismo proceso pero tomando los valores mínimos de PGA SS y S1 para establecer el valor mínimo dado por estos

parámetros para el espectro de diseño, el proceso se muestra de manera gráfica a continuación

	PGA	SS	S1
Zona 1	0,05	0,1	0,05
Zona 2	0,1	0,2	0,1
Zona 3	0,15	0,3	0,15
Zona 4	0,2	0,4	0,2
Zona 5	0,25	0,5	0,25
Zona 6	0,3	0,6	0,3
Zona 7	0,35	0,7	0,35
Zona 8	0,4	0,8	0,4
Zona 9	0,45	0,9	0,45
Zona 10	0,5	1	0,5
Zona 11	0,55	1,1	0,55
Zona 12		1,2	0,6
Zona 13		1,3	0,65
Zona 14			0,7
Zona 15			0,75

Tabla 13 determinación parámetros máximos medios y mínimos

Posteriormente procedemos a evaluar los cambios que se presentan en las tablas de FPGA FA y FV dependiendo el tipo de suelo y los valores de PGA SS y S1 donde podemos observar que para los suelos de tipo A y B no existe cambio alguno por lo cual la condición sin importar la región tendrá la misma tendencia de estos valores por lo que se procede a realizar los cálculos establecidos por la norma a continuación:

$$C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right) \quad (3.10.4.2-1)$$

en el cual:

$$A_s = F_{pga} PGA \quad (3.10.4.2-2)$$

$$S_{DS} = F_a S_S \quad (3.10.4.2-3)$$

donde:

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

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

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

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

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

$$C_{sm} = S_{DS} \quad (3.10.4.2-4)$$

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

$$C_{sm} = \frac{S_{D1}}{T_m} \quad (3.10.4.2-5)$$

en el cual:

$$S_{D1} = F_v S_1 \quad (3.10.4.2-3)$$

donde:

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

Donde podemos darnos cuenta de que es necesario los 6 factores vistos previamente, y dado a que 3 de estos son constantes se hacen los cálculos para el caso mínimo, medio y crítico con los valores de PGA , S_S y S_1 determinador previamente obteniendo los siguientes resultados.

Espectro Mínimo	
Ts	0,5
SD1	0,04
SDS	0,08
T0	0,1
As	0,04

Tabla 14 coeficientes espectro mínimo suelo A

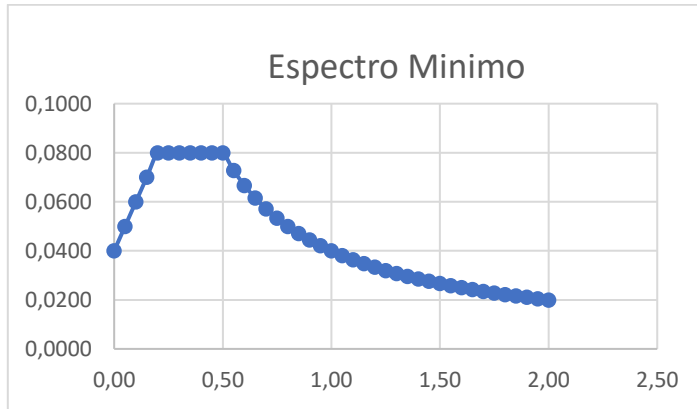


Figura 8 espectro mínimo suelo A

Espectro medio	
Ts	0,571428571
SD1	0,32
SDS	0,56
T0	0,114285714
As	0,2

Tabla 15 coeficientes espectro medio suelo A

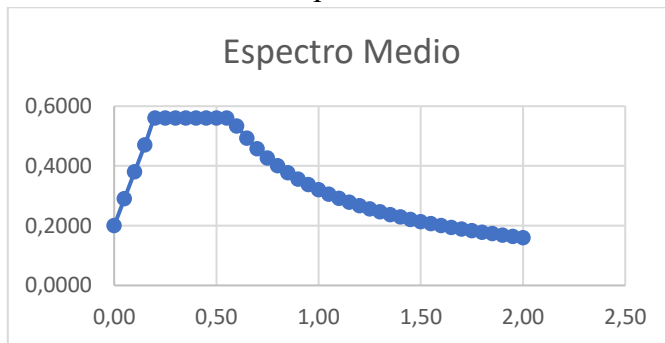


Figura 9 espectro medio suelo A

Espectro Mínimo	
Ts	0,5
SD1	0,04
SDS	0,08
T0	0,1
As	0,04

Tabla 16 coeficientes espectro máximo suelo A

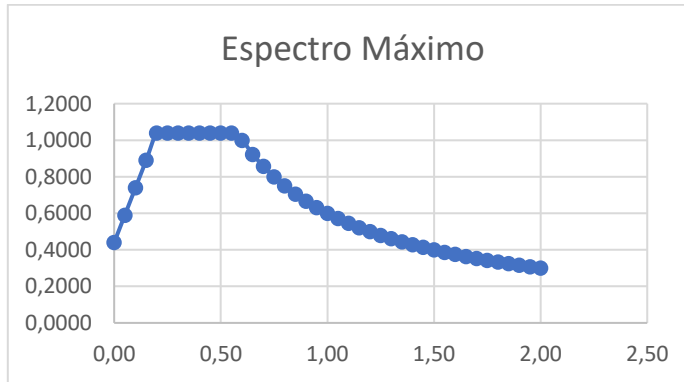


Figura 10 espectro máximo suelo A

Espectro Mínimo	
Ts	0,5
SD1	0,05
SDS	0,1
T0	0,1
As	0,05

Tabla 17 coeficientes espectro mínimo suelo A

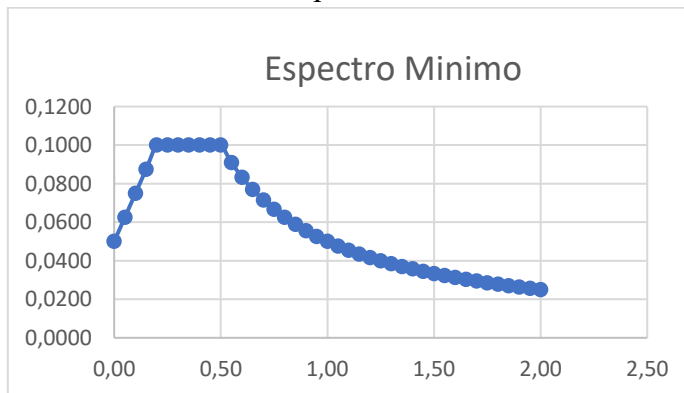


Figura 11 espectro mínimo suelo B

Espectro medio	
Ts	0,57142857
SD1	0,4
SDS	0,7
T0	0,11428571
As	0,25

Tabla 18 coeficientes espectro medio suelo A

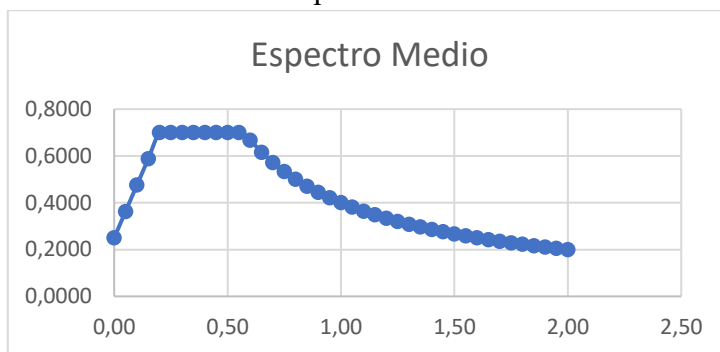


Figura 12 espectro medio suelo B

Espectro máximo	
Ts	0,57692308
SD1	0,75
SDS	1,3
T0	0,11538462
As	0,55

Tabla 19 coeficientes espectro máximo suelo B

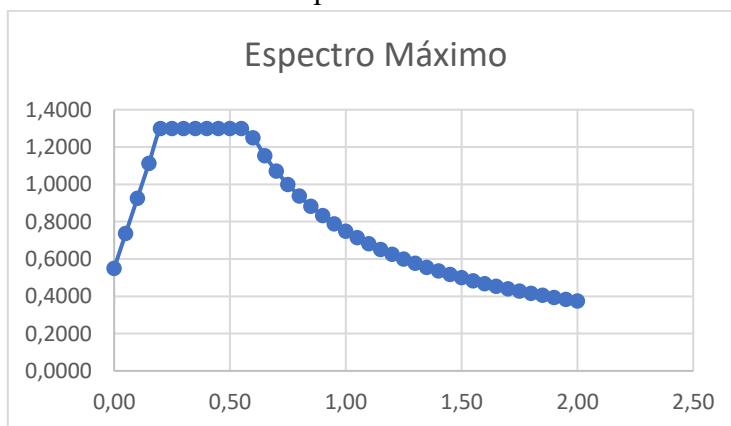


Figura 13 espectro máximo suelo B

Posterior a esto encontramos que los suelos C D y E poseen 5 diferentes variaciones para los parámetros FPGA FA y FV lo que adicional a las 3 variantes de OGA SS y S1 tomadas para abarcar todo el país se tienen un total de 15 diferentes espectros, 5 diferentes espectros mínimos 5 medios y 5 máximos los cuales se operan de la misma manera que la vista para los suelos A y B, por lo cual para simplificación de datos no se mostrarán las tablas pero se establece que en total se cuenta con 51 distintos espectros de diseño para los cuales se verificará si el pre-dimensionamiento inicial cumple para que condiciones regionales y para que suelo, realizando correcciones de verse

necesarias, esta verificación se realizará al tener parametrizados tanto carga sísmica como carga de viento y carga de presión de agua, por lo cual se procede a poner todos estos espectros de carga en los 4 modelos como se muestra a continuación definiendo primero su función y luego determinándose como sismo en X y en Y

Figura 14 adición de espectros en SAP2000

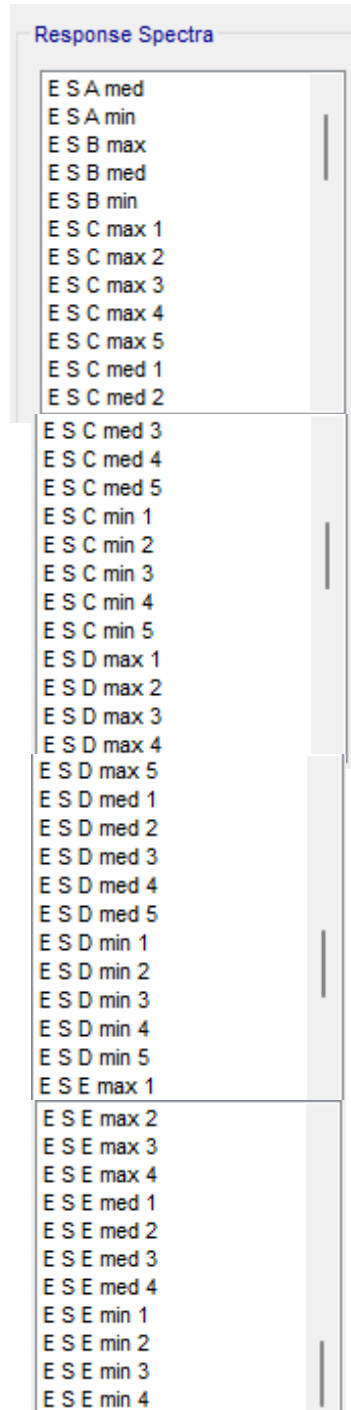


Figura 15 asignación fuerzas Sx y Sy para los 51 espectros de diseño

Sy A max	Response Spectrum
Sx A med	Response Spectrum
Sy A med	Response Spectrum
Sx A min	Response Spectrum
Sy A min	Response Spectrum
Sx B max	Response Spectrum
Sy B max	Response Spectrum
Sx B med	Response Spectrum
Sy B med	Response Spectrum
Sx B min	Response Spectrum
DEAD	Linear Static
Sy B min	Response Spectrum
Sx C max 1	Response Spectrum

- b) Fuerzas de viento: Posterior a haber obtenido los espectros de diseño es necesario realizar el análisis del factor viento, factor que si bien es variable a lo largo de las regiones del país, dependiendo de la altura, región entre otros se toma como base la norma CCP14 en su título 3 en donde el procedimiento para el calculo de fuerzas de viento se determinan de la siguiente manera:

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

3.8.1.2 — Presión de viento sobre estructuras: *NS*

3.8.1.2.1 — General — Si las condiciones locales lo justifican, puede seleccionarse una velocidad de viento básica de diseño para las combinaciones de viento que no involucran viento sobre carga viva. La dirección del viento de diseño debe suponerse horizontal, a menos que se especifique otra cosa en el Artículo 3.8.3. A falta de datos más precisos, la presión de viento de diseño puede determinarse como:

$$P_D = P_B \frac{V_{DZ}^2}{V_B^2} = P_B \frac{V_{DZ}^2}{25600} \quad (3.8.1.2.1-1)$$

P_B = presión de viento básica especificada en la Tabla 3.8.1.2.1-1 (MPa)

Debe calcularse la fuerza de viento sobre la estructura multiplicando la presión de viento de diseño, P_D , calculada usando la Ec. 3.8.1.2.1-1, por el área expuesta, incluyendo el área de barreras de sonido, si existen, independientemente de la presión de viento de diseño usada en el diseño de las barreras de sonido propiamente dichas.

La carga total de viento no debe ser menor que 4.5 kN/m en el plano de barlovento de una cuerda de cercha o arco y 2.2 kN/m en el plano de sotavento, y no menor que 4.5 kN/m sobre vigas.

Dado a estas recomendaciones se asume un V_b para todos los puentes a nivel nacional

Calculo VDZ: Posteriormente procedemos a calcular el termino de velocidad V_{dz} el cual se calcula usando el metodo puesto en la normativa CCP14 titulo 3 obteniendo los siguientes resultados

SECCI

ajustarse como sigue:

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) \quad (3.8.1.1-1)$$

donde:

- V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la elevación, Z (km/h)
- V_{30} = velocidad del viento a 10000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de diseño del agua (km/h)
- V_B = Velocidad básica del viento de 160 km/h a 10000 mm de altura, que generan las presiones de diseño especificadas en los Artículos 3.8.1.2.1 y 3.8.1.2.2
- Z = Altura de la estructura a la cual se calculan las cargas de viento medida desde el nivel del terreno, o desde el nivel del agua, > 10000 mm
- V_o = Velocidad de fricción, característica meteorológica del viento tomada como se especifica en la Tabla 3.8.1.1-1, para varias características de la superficie contra el viento (km/h)
- Z_o = Longitud de fricción del fetch o campo de viento

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	7,2
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	152,9003 km/h

Calculo VDZ puente 36m (Columnas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	1
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	87,75558 km/h

Calculo VDZ puente 36m (Cerchas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	6
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	146,8836 km/h

Calculo VDZ puente 30m (Columnas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	0,5
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	64,88172 km/h

Calculo VDZ puente 30m (Cerchas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	5
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	140,8670323 km/h

Calculo VDZ puente 24m (Columnas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	0,5
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	64,88172 km/h

Calculo VDZ puente 24m (Cerchas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	4
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	133,5032951 km/h

Calculo VDZ puente 18m (Columnas)

Calculo VDz	
Vb	160 km/h
Z	0,5
Z0	0,07 m
V10	160 km/h
V0	13,2 km/h
VDZ	64,88172 km/h

Calculo VDZ puente 18m (Cerchas)

Calculo PB: La determinación del Pb según la normativa CCP 14 en su título 3 a partir de 3 parámetros, el tipo de elemento, la dirección y el ángulo de ataque, como se muestra a continuación

SECCIÓN 3

Tabla 3.8.1.2.2-1 — Presiones Básicas de Viento, P_B , para Varios Ángulos de Ataque y $V_B = 160$ km/h

Ángulo Esviado del Viento (Grados)	Cerchas, Columnas y Arcos		Vigas	
	Carga Lateral (kPa)	Carga Longitudinal (kPa)	Carga Lateral (kPa)	Carga Longitudinal (kPa)
0	3.600	0.000	2.397	0.000
15	3.356	0.574	2.109	0.288
30	3.116	1.342	1.966	0.575
45	2.253	1.966	1.582	0.767
60	1.151	2.397	0.815	0.911

Por lo cual se llega al análisis que para cada elemento se deberán establecer 5 valores diferentes de Pb para cada elemento del cual se usan 2 para ka estructura, columnas y vigas y en ambas direcciones lo cual nos dan 10 valores de Pb para las estructuras cuyos resultados se mostrarán adelante tras terminar de determinar todos los factores que afectan a las fuerzas de viento

Determinación Zo y Vo: Estos factores se determinan a partir de la tabla establecida en la normativa CCP14 título 3 el cual los estima en relación de donde se encuentren ubicados y determinando que nuestro requerimiento y valor esperado será para campo abierto, lo cual representa la zona veredal que se busca cubrir en el manual para lo cual se dan los siguientes valores:

Tabla 3.8.1.1-1 — Valores de V_o y Z_o para varias Condiciones de Superficie Aguas Arriba

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

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

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

Para barreras de sonido, V_{10} debe tomarse como se específica en el Artículo 15.8.2.

Cálculo componente sobre Carga Viva: Finalmente dado lo dispuesto en la normativa CCP14 Título 3 se determina que presión ejerce el viento que se adiciona sobre la carga viva, la cual como se muestra a continuación, se observa su variación a partir del ángulo de esviación:

Tabla 3.8.1.3-1 — Componentes de Viento sobre Carga Viva

Ángulo de esviación (Grados)	Componente Perpendicular (kN/m)	Componente Paralela (kN/m)
0	1.461	0.000
15	1.286	0.175
30	1.198	0.351

SECCIÓN 3

45	0.964	0.468
60	0.497	0.555

Para puentes usuales de vigas y de losa maciza con vanos individuales no mayores que 38000 mm y altura máxima de 10000 mm sobre el nivel del terreno o del agua, puede usarse la siguiente carga de viento:

- 1.46 kN/m, transversal
- 0.58 kN/M, longitudinal

Ambas fuerzas deben aplicarse simultáneamente.

Calculo fuerzas de viento para diferentes ángulos de ataque: Habiendo determinado la cantidad de variables, se obtienen los siguientes resultados mostrados a continuación.

Fuerza de viento para Angulo de ataque 0°

Calculo WS columnas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,059177	Mpa/m
PD(barv)	59,1768	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	0°	
PB	0,002397	0
PD(barv)	0,003288	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0°	
Comp Perpendicular	1,461	Kn/m
Comp Paralela	0	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0°	
Comp Perpendicular	1,461	Kn/m
Comp Paralela	0	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 36 m

Calculo WS columnas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,045509	Mpa/m
PD(barv)	45,50935	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	0°	
PB	0,002397	0
PD(barv)	0,003034	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0°	
Comp Perpendicular	1,461	Kn/m
Comp Paralela	0	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0°	
Comp Perpendicular	1,461	Kn/m
Comp Paralela	0	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 30 m

Calculo WS columnas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,033485941	Mpa/m
PD(barv)	33,48594135	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	0	'
PB	0,002397	0
PD(barv)	0,002790495	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0	'
Comp Perp	1,461	Kn/m
Comp Para	0	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0	'
Comp Perp	1,461	Kn/m
Comp Para	0	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 24 m

Fuerza de viento para Angulo de ataque 15°

Calculo WS columnas		
Angulo	15	'
PB	0,003356	0,000574
PD(barv)	0,059177	Mpa/m
PD(barv)	59,1768	Kn/m
PD(sota)	0,009435	Mpa/m
PD(sota)	9,435412	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	15	'
PB	0,002109	0,000288
PD(barv)	0,003286	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15	'
Comp Perp	1,286	Kn/m
Comp Para	0,175	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15	'
Comp Perp	1,286	Kn/m
Comp Para	0,175	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 36 m

Calculo WS columnas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,022557399	Mpa/m
PD(barv)	22,55739867	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	0	'
PB	0,002397	0
PD(barv)	0,002506378	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0	'
Comp Perp	1,461	Kn/m
Comp Para	0	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	0	'
Comp Perp	1,461	Kn/m
Comp Para	0	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 18 m

Calculo WS columnas		
Angulo	15	'
PB	0,003356	0,000574
PD(barv)	0,045509	Mpa/m
PD(barv)	45,50935	Kn/m
PD(sota)	0,007256	Mpa/m
PD(sota)	7,256214	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	15	'
PB	0,002109	0,000288
PD(barv)	0,003034	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15	'
Comp Perp	1,286	Kn/m
Comp Para	0,175	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15	'
Comp Perp	1,286	Kn/m
Comp Para	0,175	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0	'
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 30 m

Calculo WS columnas		
Angulo	15 °	
PB	0,003356	0,000574
PD(barv)	0,033486	Mpa/m
PD(barv)	33,48594	Kn/m
PD(sota)	0,005339	Mpa/m
PD(sota)	5,339147	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	15 °	
PB	0,002109	0,000288
PD(barv)	0,00279	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15 °	
Comp Perpend	1,286	Kn/m
Comp Paralela	0,175	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15 °	
Comp Perpend	1,286	Kn/m
Comp Paralela	0,175	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS columnas y cerchas		
Angulo	15 °	
PB	0,003356	0,000574
PD(barv)	0,022557	Mpa/m
PD(barv)	22,5574	Kn/m
PD(sota)	0,003597	Mpa/m
PD(sota)	3,596652	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	15 °	
PB	0,002109	0,000288
PD(barv)	0,002506	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15 °	
Comp Perpendicular	1,286	Kn/m
Comp Paralela	0,175	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	15 °	
Comp Perpendicular	1,286	Kn/m
Comp Paralela	0,175	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 24 m

Resultados fuerza de viento Puente 18 m

Fuerza del viento para ángulo de ataque de 30°

Calculo WS columnas		
Angulo	30 °	
PB	0,003116	0,001342
PD(barv)	0,059177	Mpa/m
PD(barv)	59,1768	Kn/m
PD(sota)	0,02206	Mpa/m
PD(sota)	22,0598	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	30 °	
PB	0,001966	0,000575
PD(barv)	0,003288	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS columnas		
Angulo	30 °	
PB	0,003116	0,001342
PD(barv)	0,045509	Mpa/m
PD(barv)	45,50935	Kn/m
PD(sota)	0,016965	Mpa/m
PD(sota)	16,96488	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	30 °	
PB	0,001966	0,000575
PD(barv)	0,003034	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 36 m

Resultados fuerza de viento Puente 30 m

Calculo WS columnas		
Angulo	30 °	
PB	0,003116	0,001342
PD(barv)	0,000592 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0,004844 Mpa/m	
PD(sota)	4,844437 Kn/m	

Calculo WS Vigas		
Angulo	30 °	
PB	0,001966	0,000575
PD(barv)	0,00279 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0 Mpa/m	
PD(sota)	2,25 Kn/m	

Calculo WS cerchas		
Angulo	30 °	
PB	0,003116	0,001342
PD(barv)	0,002506378 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0,003633328 Mpa/m	
PD(sota)	3,633327566 Kn/m	

Calculo WS Vigas		
Angulo	30 °	
PB	0,001966	0,000575
PD(barv)	0,002506378 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0 Mpa/m	
PD(sota)	2,25 Kn/m	

Resultados fuerza de viento Puente 24 m

Resultados fuerza de viento Puente 18 m

Fuerza del viento para Angulo de ataque 45°

Calculo WS columnas		
Angulo	45 °	
PB	0,002253	0,001966
PD(barv)	0,059177 Mpa/m	
PD(barv)	59,1768 Kn/m	
PD(sota)	0,032317 Mpa/m	
PD(sota)	32,31711 Kn/m	

Calculo WS Vigas		
Angulo	45 °	
PB	0,001582	0,000767
PD(barv)	0,003288 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0 Mpa/m	
PD(sota)	2,25 Kn/m	

Calculo WS columnas		
Angulo	45 °	
PB	0,002253	0,001966
PD(barv)	0,045509 Mpa/m	
PD(barv)	45,50935 Kn/m	
PD(sota)	0,024853 Mpa/m	
PD(sota)	24,85316 Kn/m	

Calculo WS Vigas		
Angulo	45 °	
PB	0,001582	0,000767
PD(barv)	0,003034 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30 °	
Comp Perp	1,198 Kn/m	
Comp Para	0,351 Kn/m	

Calculo WS cerchas		
Angulo	0 °	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083 Mpa/m	
PD(barv)	4,5 Kn/m	
PD(sota)	0 Mpa/m	
PD(sota)	2,25 Kn/m	

Resultados fuerza de viento Puente 36 m

Resultados fuerza de viento Puente 30 m

Calculo WS columnas y cerchas		
Angulo	45°	
PB	0,002253	0,001966
PD(barv)	0,033486	Mpa/m
PD(barv)	33,48594	Kn/m
PD(sota)	0,018287	Mpa/m
PD(sota)	18,28704	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	45°	
PB	0,001582	0,000767
PD(barv)	0,00279	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpend	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpend	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 24 m

Calculo WS columnas y cerchas		
Angulo	45°	
PB	0,002253	0,001966
PD(barv)	0,022557	Mpa/m
PD(barv)	22,5574	Kn/m
PD(sota)	0,012319	Mpa/m
PD(sota)	12,31885	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	45°	
PB	0,001582	0,000767
PD(barv)	0,002506	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 18 m

Fuerza del viento en un angulo de 60°

Calculo WS columnas		
Angulo	60°	
PB	0,001151	0,002397
PD(barv)	0,059177	Mpa/m
PD(barv)	59,1768	Kn/m
PD(sota)	0,002189	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	60°	
PB	0,000815	0,000911
PD(barv)	0,003288	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 36 m

Calculo WS columnas		
Angulo	60°	
PB	0,001151	0,002397
PD(barv)	0,045509	Mpa/m
PD(barv)	45,50935	Kn/m
PD(sota)	0,036362	Mpa/m
PD(sota)	36,36197	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	60°	
PB	0,000815	0,000911
PD(barv)	0,003034	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perpendicular	1,198	Kn/m
Comp Paralela	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 30 m

Calculo WS columnas y cerchas		
Angulo	60°	
PB	0,001151	0,002397
PD(barv)	0,033485941	Mpa/m
PD(barv)	33,48594135	Kn/m
PD(sota)	0,02787007	Mpa/m
PD(sota)	27,87006993	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	60°	
PB	0,000815	0,000911
PD(barv)	0,002790495	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perp	1,198	Kn/m
Comp Para	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perp	1,198	Kn/m
Comp Para	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Calculo WS columnas y cerchas		
Angulo	60°	
PB	0,001151	0,002397
PD(barv)	0,022557399	Mpa/m
PD(barv)	22,55739967	Kn/m
PD(sota)	0,020025957	Mpa/m
PD(sota)	20,02595726	Kn/m

Calculo WS Vigas		
Angulo	60°	
PB	0,000815	0,000911
PD(barv)	0,002506378	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perp	1,198	Kn/m
Comp Para	0,351	Kn/m

Componentes de viento sobre CV		
Angulo	30°	
Comp Perp	1,198	Kn/m
Comp Para	0,351	Kn/m

Calculo WS cerchas		
Angulo	0°	
PB	0,0036	0
PD(barv)	0,001083	Mpa/m
PD(barv)	4,5	Kn/m
PD(sota)	0	Mpa/m
PD(sota)	2,25	Kn/m

Resultados fuerza de viento Puente 24 m

Resultados fuerza de viento Puente 18 m

Asignación combos de diseño: Tras haber terminado de definir y poner las cargas dinámicas que se ejercerán sobre las estructuras de puentes se procede a definir los combos con los cuales se va a evaluar la estabilidad dinámica de las distintas estructuras a partir de las condiciones propuestas en el alcance del mismo proyecto, tomando en cuenta la evaluación, el alcance y las limitaciones de la misma se tomaron en cuenta los siguientes combos:

Combo 1 : 1.25 CM + 1.25 CM2 + 1.75 CV

Combo2: 1.25 CM + 1.5CM2 + 1.35 CV + 0.4 Viento

Combo 3 1.25 CM + 1.5 CM2 + 1 Sx + 0.3 Sy

Combo 4 1.25 CM + 1.5 CM2 + 1 Sx - 0.3 Sy

Combo 5 1.25 CM + 1.5 CM2 - 1 Sx + 0.3 Sy

Combo 6 1.25 CM + 1.5 CM2 - 1 Sx - 0.3 Sy

Combo 7 1.25 CM + 1.5 CM2 + 1 Sy + 0.3 Sx

Combo 8 1.25 CM + 1.5 CM2 + 1 Sy - 0.3 Sx

Combo 9 $1.25 CM + 1.5 CM2 - 1 Sy + 0.3 Sx$

Combo 10 $1.25 CM + 1.5 CM2 - 1 Sy - 0.3 Sx$

Combo 11 $CM + CM2 + CV + 0.3 Viento$

Nota: Los combos que involucran Sx o Sy para su evaluación dinámica fueron variados y se usaron los cobos de mayor influencia Max en suelo E

DISEÑO DECIMENTACIONES

..... a partir de esto podemos determinar las siguientes profundidades para las pilas dependiendo la longitud del puente y el tipo de suelo cuyos resultados se ven a continuación

	Puentes ->	18m	24m	30m	36m
Suelos	Q (KN)	130	220	439	640
Residual	z (m)	3	4	6	10
Pie de Monte , CH , MH y SP	z (m)	3	3	5	8
Saprolito , SM y SP-SM	z (m)	3	3	3	5

.... Donde determinamos la fuerza total que aporta el suelo como:

		Residual	Saprolito	Pie de Monte	SM y SP-SM	CH , MH y SP
18m	z (m)	3	3	3	3	3
	A (m2)	9.42	9.42	9.42	9.42	9.42
	Deformacion Horizontal (MN/m)	2.83	1.41	2.83	1.41	2.83
24m	z	4	3	3	3	3
	A	12.57	9.42	9.42	9.42	9.42
	Deformacion Horizontal (MN/m)	5.03	1.41	2.83	1.41	2.83
30m	z	6	3	5	3	5
	A	18.85	9.42	15.71	9.42	15.71
	Deformacion Horizontal (MN/m)	11.31	1.41	7.85	1.41	7.85
36m	z	10	5	8	5	8
	A	31.42	15.71	25.13	15.71	25.13
	Deformacion Horizontal (MN/m)	31.42	3.93	20.11	3.93	20.11
Aporte del suelo (en KN) para Deformacion adm de 1mm						
		Residual	Saprolito	Pie de Monte	SM y SP-SM	CH , MH y SP
	18m	2.83	1.41	2.83	1.41	2.83
	24m	5.03	1.41	2.83	1.41	2.83
	30m	11.31	1.41	7.85	1.41	7.85
	36m	31.42	3.93	20.11	3.93	20.11

..... de donde determinamos las dimensiones de las zapatas como se describe a continuación

Suelo	qadm (Kpa)	Puente	Cargas
Residual	85	18m	200
Saprolito	105	24m	380
Pie de monte	335	30m	570
SM y SP-SM	345	36m	670
CH , MH y SP	705		

Puentes	Suelos ->	Residual	Saprolito	Pie de monte	SM y SP-SM	CH , MH y SP
18 metros	Area	2.35294118	1.9047619	0.59701493	0.57971014	0.28368794
	Lado	1.6	1.4	0.8	0.8	0.6
24 metros	Area	4.47058824	3.61904762	1.13432836	1.10144928	0.53900709
	Lado	2.2	2	1.1	1.1	0.8
30 metros	Area	6.70588235	5.42857143	1.70149254	1.65217391	0.80851064
	Lado	2.6	2.4	1.4	1.3	0.9
36 metros	Area	7.88235294	6.38095238	2	1.94202899	0.95035461
	Lado	2.9	2.6	1.5	1.4	1

A partir de este diseño de cimentacion llevamos los resultados obtenidos y establecemos los cambios pertinentes en los modelados que tenemos y a partir de ellos obtenemos los siguientes modelos en base a los distintos tipos de suelos identificados en Colombia con lo cual tenemos:

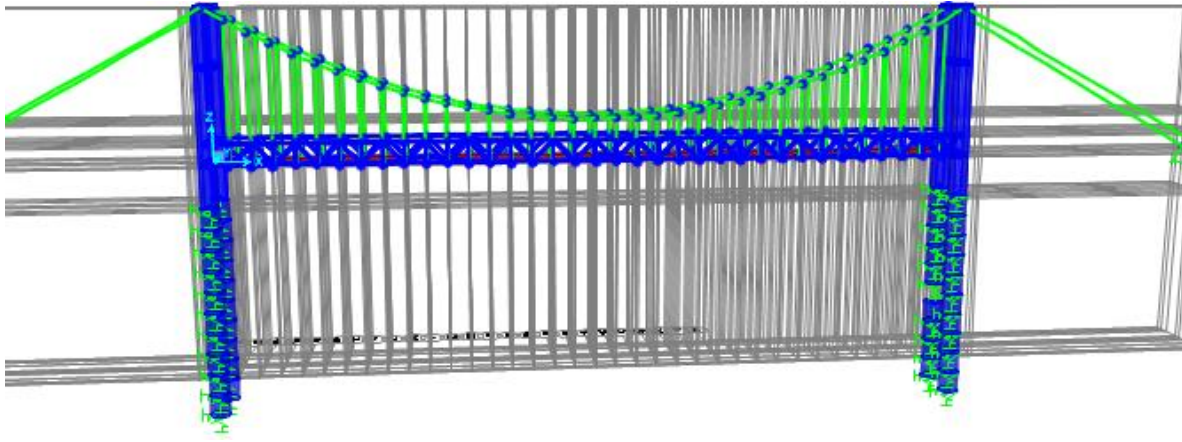


Figura 15 modelo puente 36 m para suelo residual

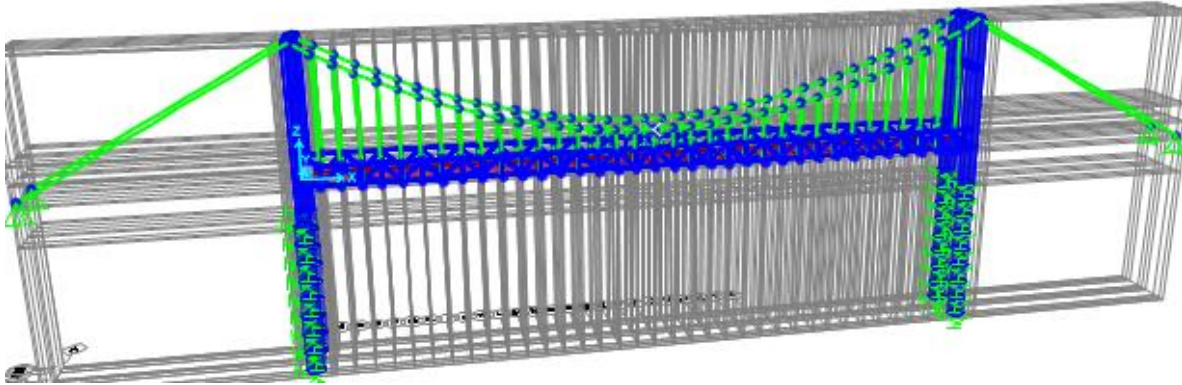


Figura 16 modelo puente 36 m para suelo CH, MH, SP y Pie de Monte

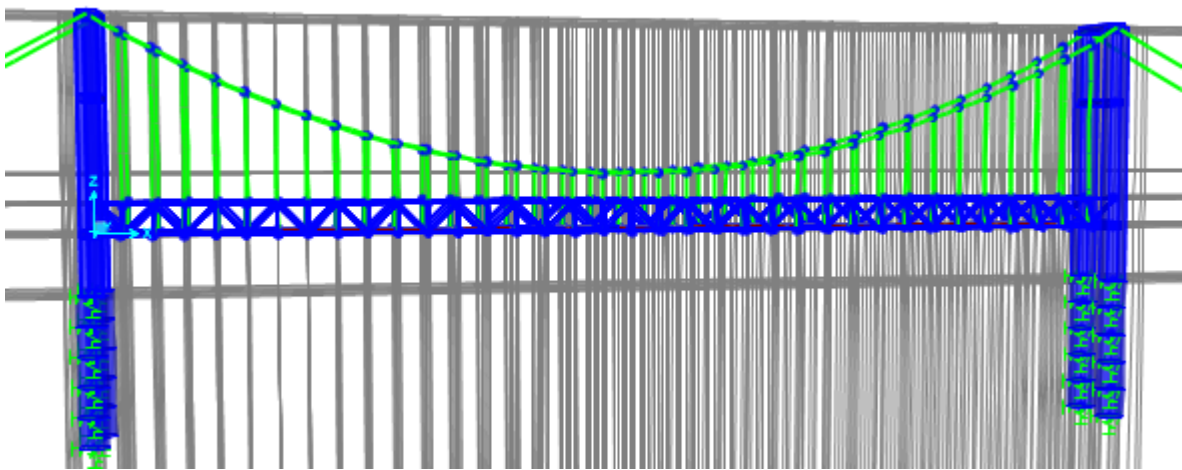


Figura 17 modelo puente 36 m para suelo SP u SM-SP

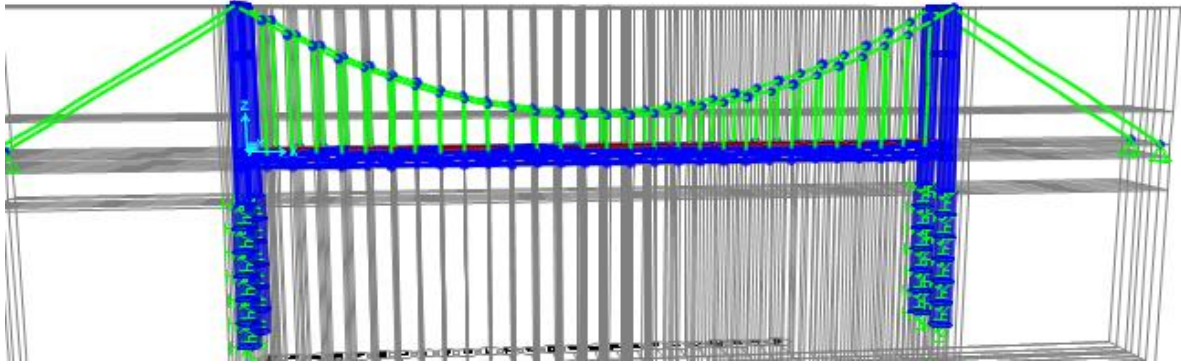


Figura 18 modelo puente 30 m para suelo residual

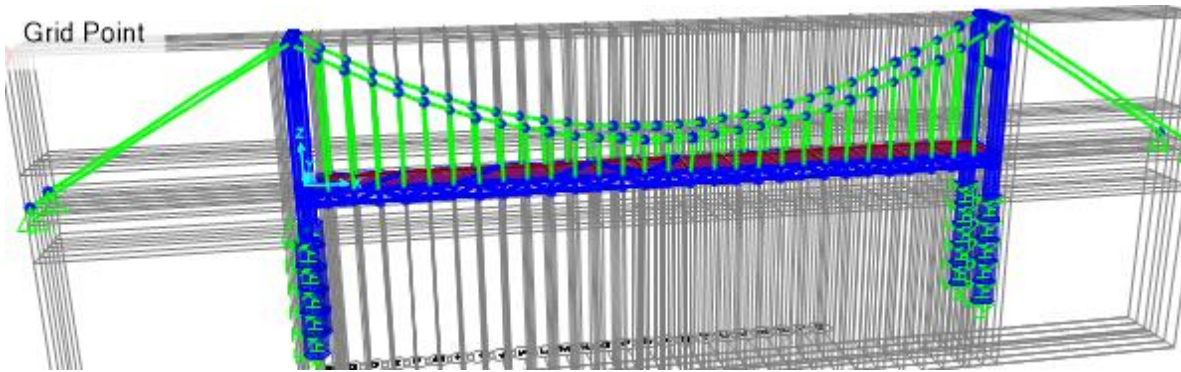


Figura 19 modelo puente 30 m para suelo CH, MH, SP y Pie de Monte

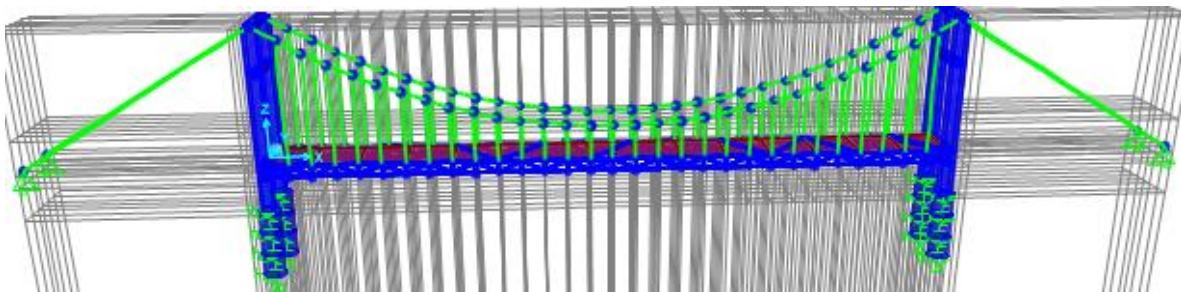


Figura 20 modelo puente 30 m para suelo SP u SM-SP

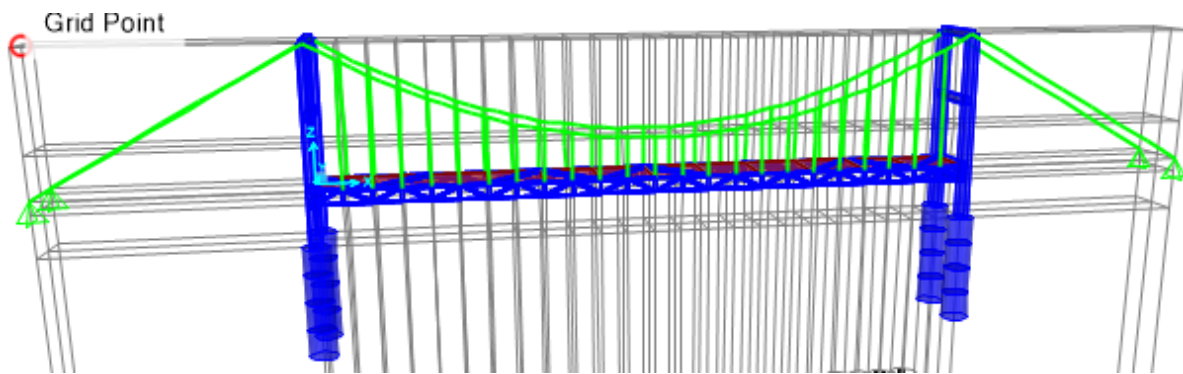


Figura 21 modelo puente 24 m para suelo residual

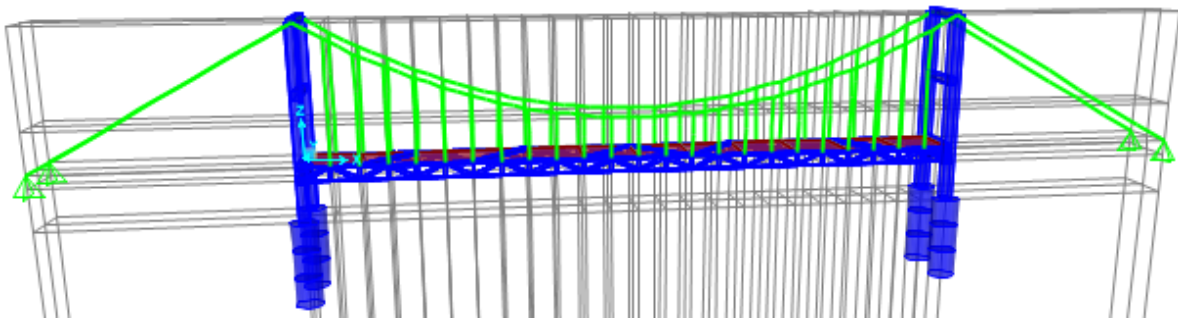


Figura 22 modelo puente 24 m para suelo CH, MH, SP, Pie de Monte SP u SM-SP

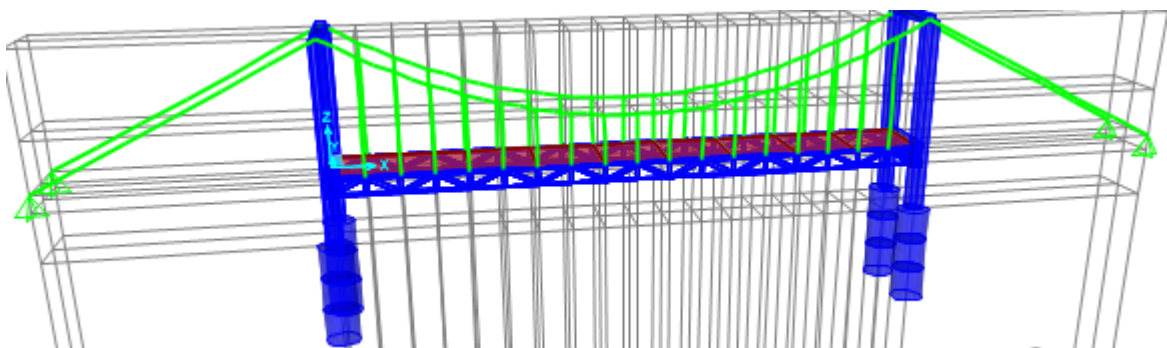





Figura 23 modelo puente 18 m para todos los tipos de suelo

Evaluación de chequeo por pandeo: Como paso final teniendo todas las cargas definidas se procede a realizar el chequeo de la estructura metálica, esto lo hacemos basados en la normativa NSR10 la cual nos dice

Sección Transversal	Sin Elementos Esbeltos		Con Elementos Esbeltos	
	Numeral Aplicable	Estados límites	Numeral Aplicable	Estados límites
	F.2.5.3 F.2.5.4	PF PT	F.2.5.7	PL PF PT
	F.2.5.3 F.2.5.4	PF PFT	F.2.5.7	PL PF PFT
	F.2.5.3	PF	F.2.5.7	PL PF

Por lo que procedemos a evaluar si nuestros elementos son esbeltos o no para ver que numeral debemos aplicar para lo que obtenemos

Determinacion de esbeltez/no esbeltez			
Elemento	b/t	limite	determinacion
Vigas tipo c	38	42,29065961	No esbelto
Vigas tubulares	38	39,73619024	No esbelto

Por lo cual vamos al numeral determinado por la norma el cual indica el procedimiento para los perfiles como

F.2.5.3 — PANDEO POR FLEXION DE MIEMBROS SIN ELEMENTOS ESBELTOS — Este numeral se aplica a miembros a compresión sin elementos esbeltos según las definiciones dadas en el numeral F.2.2.4.1 para elementos bajo esfuerzos uniformes de compresión.

Cuando la longitud no arriestrada contra la torsión es mayor que la longitud no arriestrada contra la flexión, el numeral F.2.5.4 puede controlar el diseño de columnas de aletas anchas y otras secciones similares.

La resistencia nominal a compresión, P_n , para el estado límite de pandeo por flexión, se tomará igual a:

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (\text{F.2.5.3-1})$$

donde el esfuerzo de pandeo por flexión, F_{cr} , se calcula como sigue:

(a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $(F_e \geq 0.44F_y)$

$$F_{cr} = \left[0.658^{F_y/F_e} \right] F_y \quad (\text{F.2.5.3-2})$$

(b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $(F_e < 0.44F_y)$

$$F_{cr} = 0.877F_e \quad (\text{F.2.5.3-3})$$

donde:

F_e = esfuerzo crítico de pandeo elástico calculado según la fórmula F.2.5.3-4, el numeral F.2.21.2.3(b), o mediante un análisis de pandeo elástico, según sea aplicable, MPa.

Referencia: Capítulo 12 – Estructuras de acero con perfiles laminados, soldados y tubulares estructurales

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad (\text{F.2.5.3-4})$$

Las dos fórmulas para el cálculo de los límites de aplicabilidad de los casos F.2.5.3(a) y F.2.5.3(b), una basada en KL/r y la otra basada en F_e , producen el mismo resultado.

Se indica a continuación el proceso iterativo que se realizó para el chequeo de los distintos puentes a partir de la condición de pre-dimensionamiento inicial en donde se propuso una cimentación de 8 m de profundidad en donde el aporte del suelo es de 1000 KN/m esto para revisar el proceso y posterior a ello se muestra la agrupación de resultados obtenidos para las distintas condiciones de cimentación obtenidas previamente y con los distintos casos de fuerza de viento evaluados

r	18,4425	mm	VIGAS TIPO C
L	150	mm	
K	1		
KL/R	8,13338756		
a	133,701111		
Fe	29,8391747	KN	
Fcr	0,24713879	KN	
Ag	765	mm ²	
Pn	189,061174	KN	
Pn	161,109	KN	

Tabla 25 cálculo Pn vigas tipo C puente 36 m

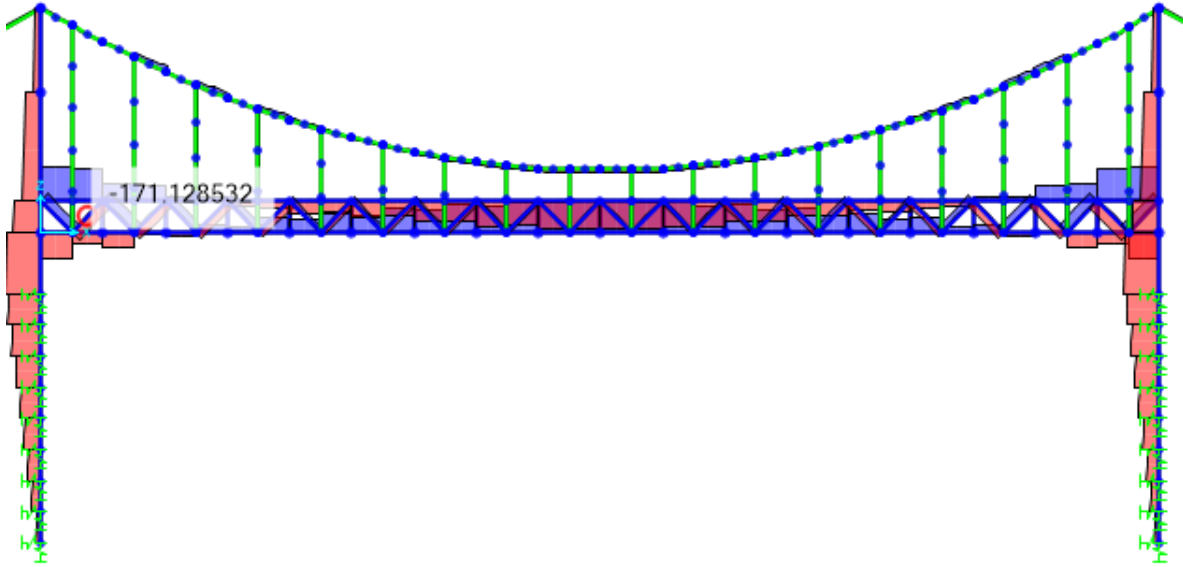


Figura 15 Fuerza axial máxima viga tipo C puente 36 m Combo1

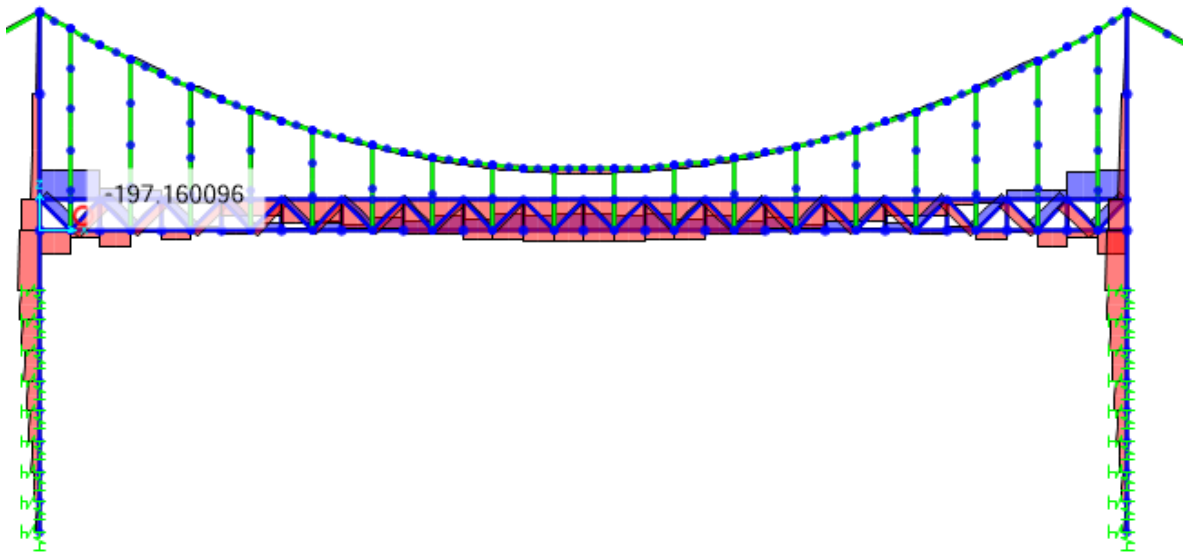


Figura 16 Fuerza axial máxima viga tipo C puente 36 m Combo2

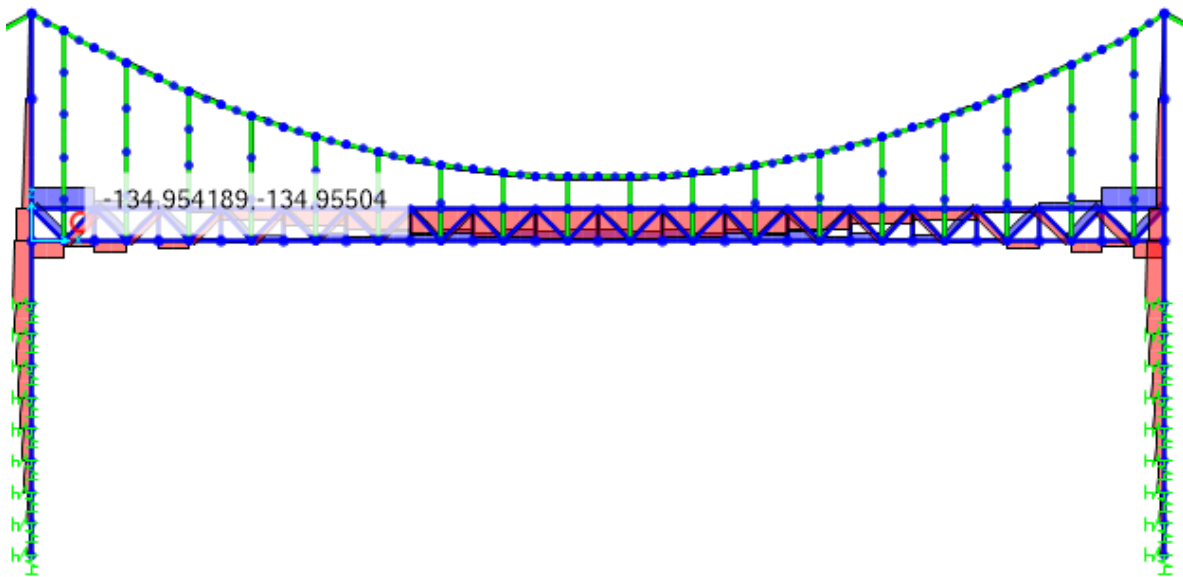


Figura 14 Fuerza axial máxima viga tipo C puente 36 m Combo3

A partir del análisis se observa que las vigas tipo C tomadas en el pre-dimensionamiento inicial no cumplen para el puente de 36 m por lo cual tomando en cuenta las dimensiones dadas en el mercado se procede a elegir una viga de mayor espesor que tenga más resistencia en donde se elige

120x 60 mm con un espesor de 5 mm y se procede a verificar el cumplimiento lo cual no da

r	18,4425	mm	VIGAS TIPO C
L	150	mm	
K	1		
KL/R	8,13338756		
a	133,701111		
Fe	29,8391747	KN	
Fcr	0,24713879	KN	
Ag	1154,22	mm ²	
Pn	285,252534	KN	
Pn	243,078732	KN	

Con lo cual apreciamos que cumple con los esfuerzos que recibirán estas vigas, procedemos a continuar evaluando los demás elementos estructurales metálicos que componen el puente

r	53,02	mm	VICAS TUBULARES
L	150	mm	
K	1		
KL/R	2,82912109		
a	133,701111		
Fe	246,619078	KN	
Fcr	0,24789564	KN	
Ag	3866	mm ²	
Pn	958,364545	KN	
Pn	814,1796	KN	

Tabla 26 calculo Pn vigas tubulares puente 36 m

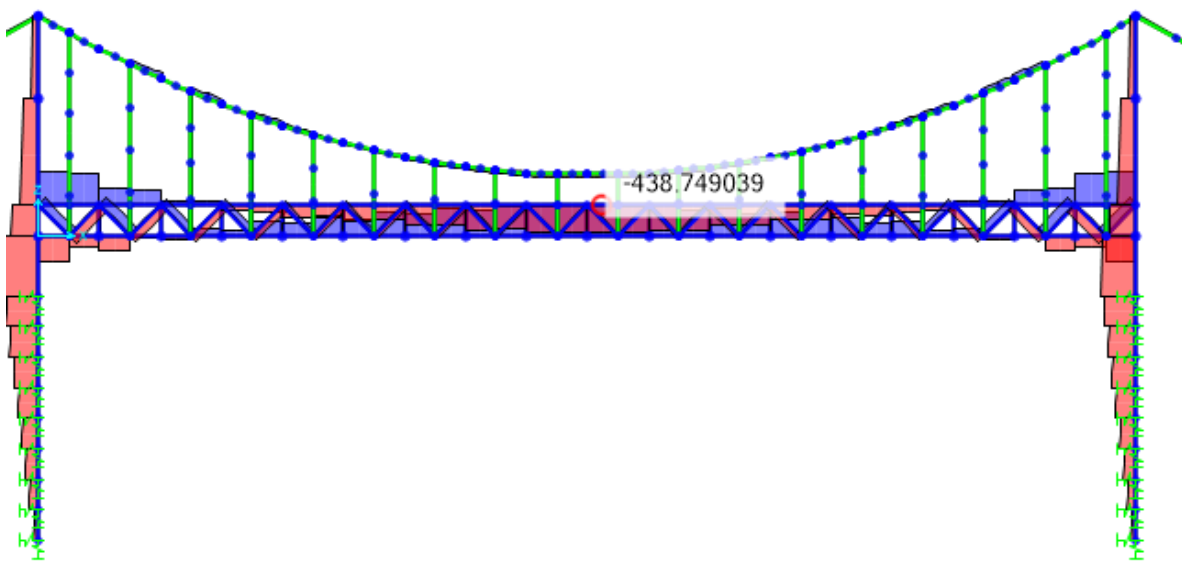


Figura 15 Fuerza axial máxima vigas tubulares C puente 36 m Combo 1

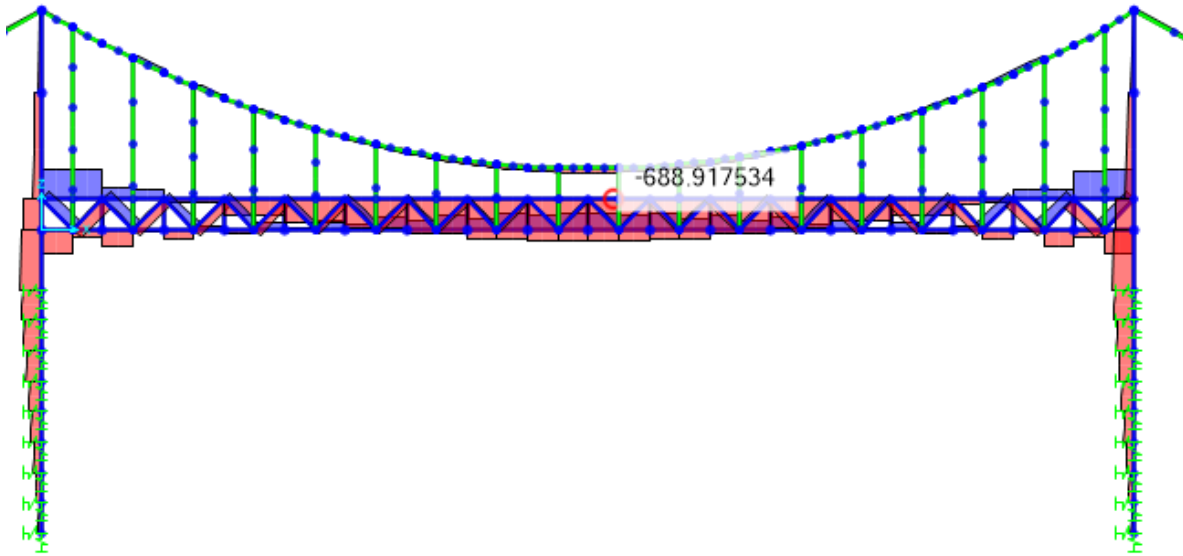


Figura 16 Fuerza axial máxima viga tubulares puente 36 m Combo2

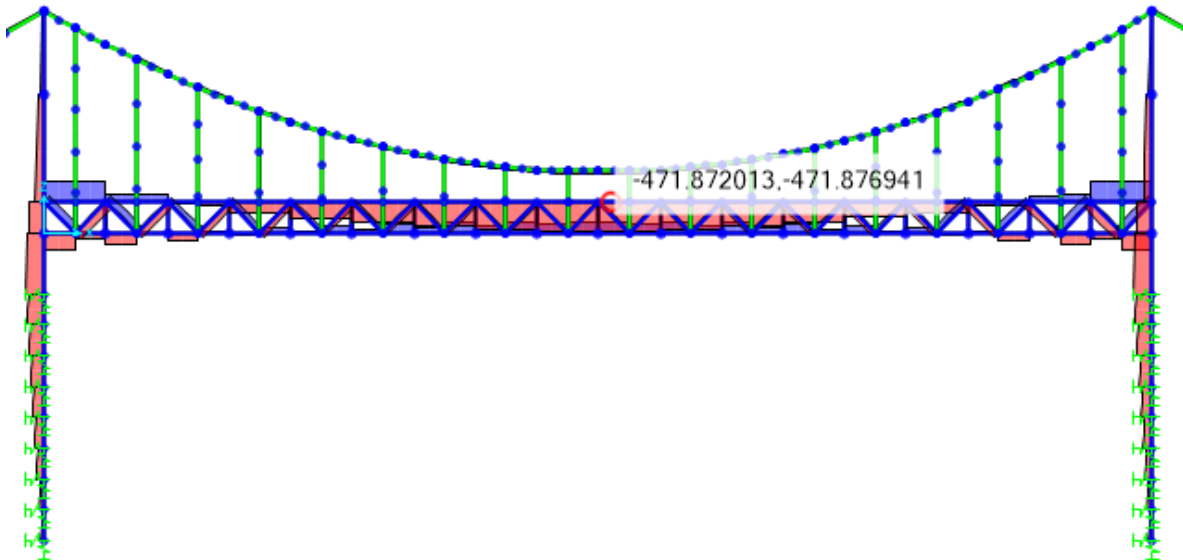


Figura 14 Fuerza axial máxima viga tubulares puente 36 m Combo3

Podemos observar que las dimensiones propuestas previamente si cumplen con lo requerido dado a que tiene mayor resistencia que las fuerzas que debe soportar determinamos que el pre-dimensionamiento cumple

200 mm x 100 mm con un espesor de 7 mm

r	5,64	mm	Cables 9 cl 5
L	11,28	mm	
K	1		
KL/R	2		
a	133,701111		
Fe	493,48022	KN	
Fcr	1,67760786	KN	
Ag	100	mm ²	
Pn	167,760786	KN	
Pn	157,95	KN	

Tabla 27 calculo Pn vigas tensor principal puente 36 m

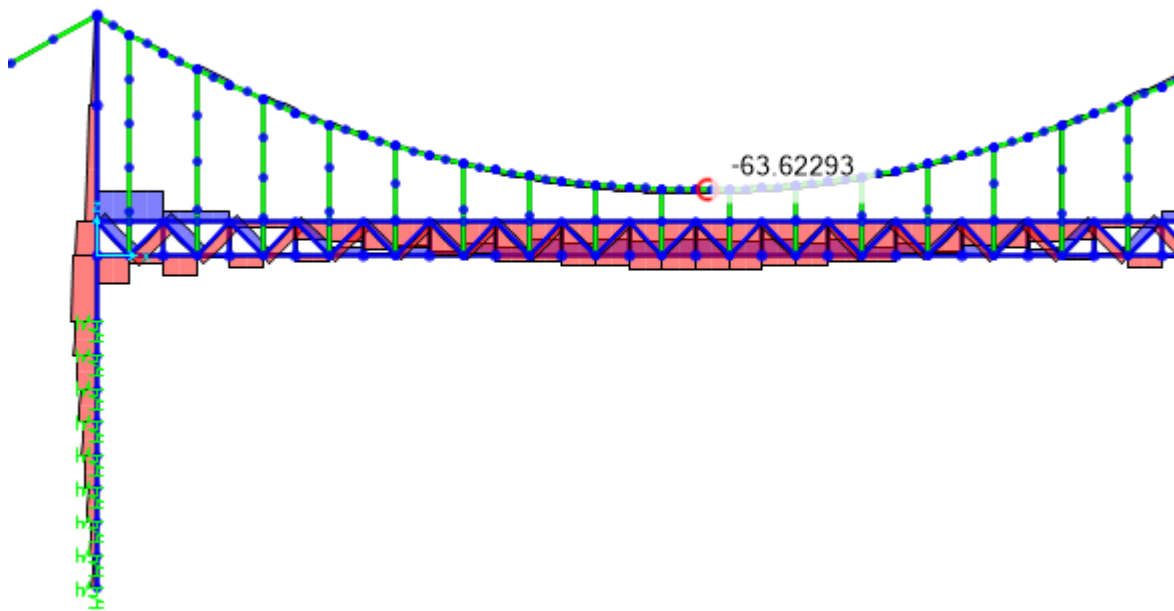


Figura 18 Fuerza axial máxima tensor principal puente 36 m Combo1

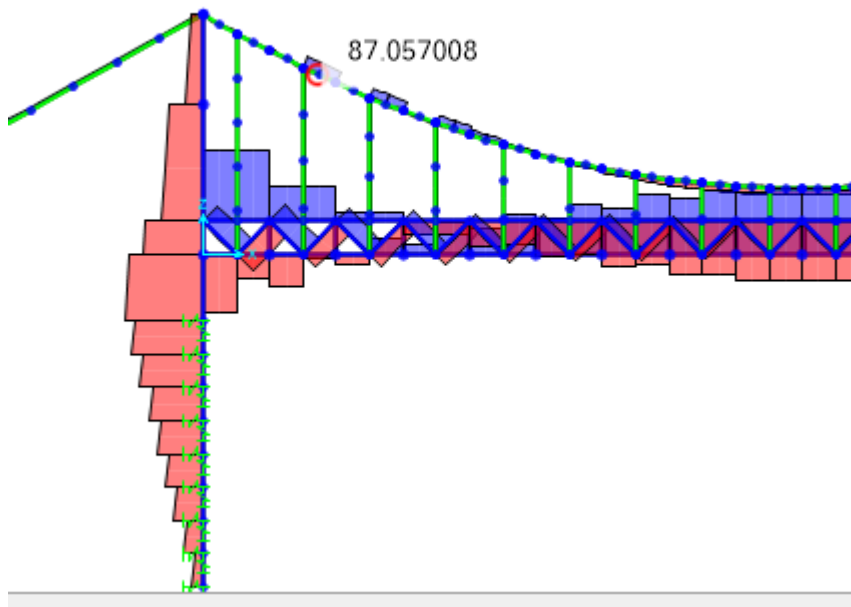


Figura 19 Fuerza axial máxima tensor principal puente 36 m Combo2

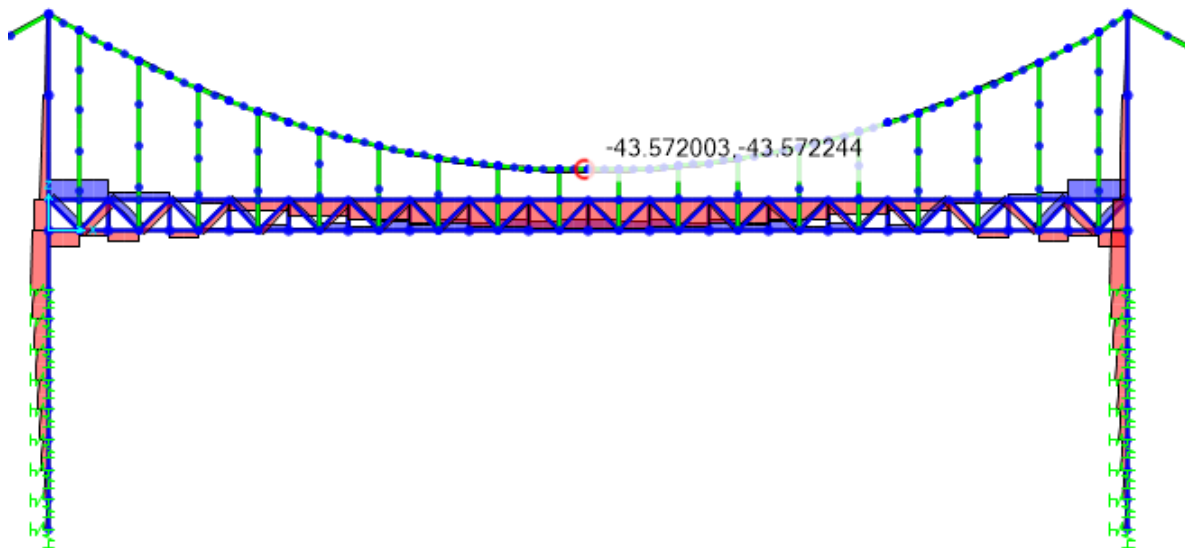


Figura 20 Fuerza axial máxima tensor principal puente 36 m Combo3

El tensor pre dimensionado cumple con las fuerzas máximas que debe soportar por lo cual el diseño de este puente con un tensor principal 9C15 es el indicado

r	5,64	mm	Cables 9c15
L	11,28	mm	
K	1		
KL/R	2		
a	133,701111		
Fe	493,48022	KN	
Fcr	1,67760786	KN	
Ag	100	mm ²	
Pn	167,760786	KN	
Pn	157,95	KN	

Tabla 27 calculo Pn vigas tensor principal puente 36 m

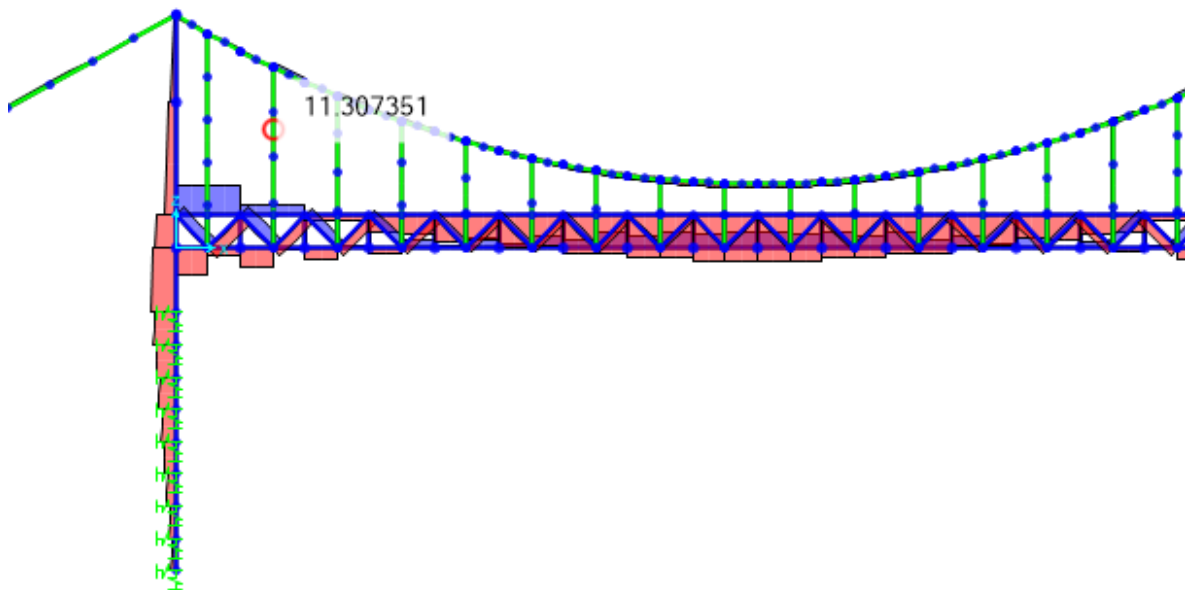


Figura 18 Fuerza axial máxima tensor principal puente 36 m Combo1

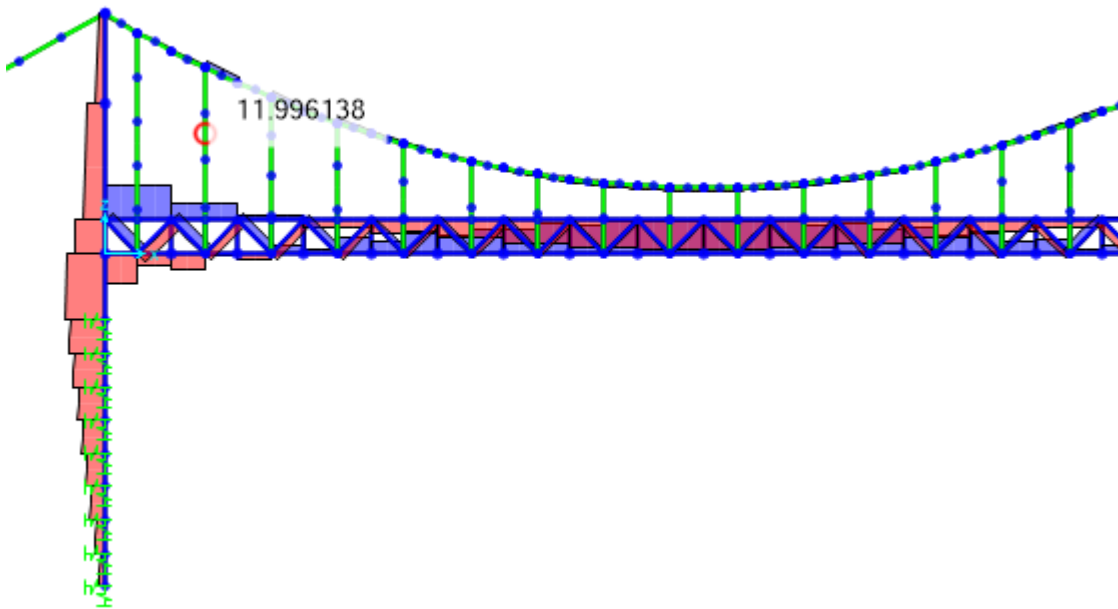


Figura 19 Fuerza axial máxima tensor secundario puente 36 m Combo2

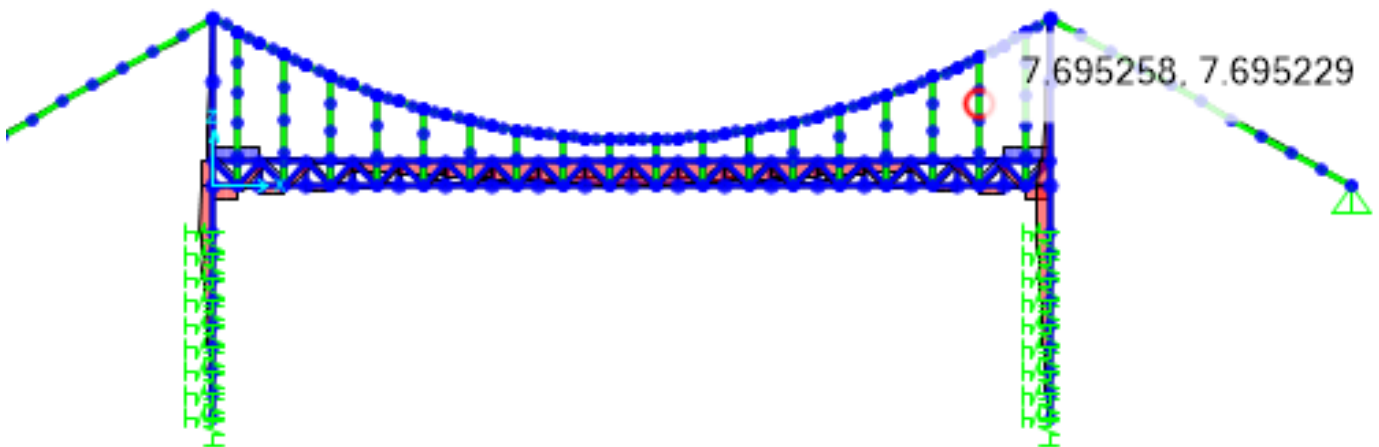


Figura 20 Fuerza axial máxima tensor secundario puente 36 m Combo3

Continuando con este mismo procedimiento se procede a encontrar los perfiles para los cuales soporten las fuerzas que reciba la estructura, lo cual nos da como resultado los siguientes dimensiones acotadas a continuación

Puente 36 m Suelo Residual					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	120x 60 mm	3 mm	149,05	191	No chequea
Viga tubular	100 x 200mm	3 mm	595,91	683,32	No chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	62,715	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	7,62	Chequea

Tabla 28 chequeo inicial elementos puente 36 m Suelo residual

Como se puede apreciar los elementos pre dimensionados no cumplen con el pandeo según la resistencia calculada mediante el procedimiento de la NSR10 por lo cual se procede a cambiar el perfil adoptando un perfil que cumpla con lo que obtenemos:

Puente 36 m Suelo Residual					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Viga tubular	100 x 200mm	6 mm	831,441977	683,32	Chequea
Tensor Princ	11,28 mm	-	151	62,715	Chequea
Tensor Secun	9,53 mm	-	111	7,62	Chequea

Tabla 29 chequeo final elementos puente 36 m suelo residual

Puente 36 m Suelo Pie de monte, CH ,MH SP					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Viga tubular	100 x 200mm	6 mm	831,441977	690	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	63,8	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	10,7	Chequea

Tabla 30 chequeo final elementos puente 36 m suelo Pie de monte CH MH y SP

Puente 36 m Suelo Saprolito SM SP-SM					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	6 mm	831,441977	825	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	119,52	80	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	13	Chequea

Tabla 31 chequeo final elementos puente 36 m suelo saprolito SM SP-SM

Puente 30 m Suelo Saprolito SM SP-SM					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	6 mm	700	696	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	119,52	80	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	13	Chequea

Tabla 32 chequeo inicial elementos puente 30 m Suelo residual

Puente 30 m Suelo Residual					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	5 mm	700	640	Chequea
Tensor Princ	11,28 mm	-	151	62,715	Chequea
Tensor Secun	9,53 mm	-	111	7,62	Chequea

Tabla 33 chequeo final elementos puente 30 m suelo residual

Puente 30 m Suelo Pie de monte, CH ,MH SP					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	3 mm	700	662	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	63,8	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	10,7	Chequea

Tabla 34 chequeo final elementos puente 30 m suelo Pie de monte CH MH y SP

Puente 36 m Suelo Pie de monte, CH ,MH SP					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	191	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	6 mm	831,441977	690	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	63,8	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	10,7	Chequea

Tabla 35 chequeo final elementos puente 30 m suelo saprolito SM SP-SM

Puente 24 m Suelo Residual					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	175	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	5 mm	595,91	546,55	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	62,715	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	6,2	Chequea

Tabla 36 chequeo final elementos puente 24 m suelo residual

Puente 24 m Suelo Pie de monte, CH ,MH SP					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	160x 60 mm	3 mm	204,57	182	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	6 mm	595,91	584,96	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	151	63,8	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	8	Chequea

Tabla 34 chequeo final elementos puente 24 m suelo Pie de monte CH MH y SP saprolito SM SP-SM

Puente 18 m					
Elemento	Seccion	Espesor	Pn	Pmax	Chequeo
Viga tipo C	120x 60 mm	3 mm	149,51	135,62	Chequea
Vüiga tubular	100 x 200mm	3 mm	431,59	429,132	Chequea
Tensor Principal	11,28 mm	-	119,52	51	Chequea
Tensor Secundario	9,53 mm	-	111	5	Chequea

Tabla 35 chequeo final elementos puente 18 m

Despiece de columnas : Posteriormente de tener las

Viento 0° Angulo de Ataque Puente 18m		
As Requerido	unidad	
As col 2	52	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	52	cm2

Viento 0° Angulo de Ataque Puente 24m		
As Requerido	unidad	
	66	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	66	cm2

Viento 0° Angulo de Ataque Puente 30m		
As Requerido	unidad	
Por viento	89	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	89	cm2

Viento 0° Angulo de Ataque Puente 36m		
As Requerido	unidad	
As col 2	109	cm2
As pila	75	cm2
As columna	109	cm2

Tabla 36 AS longitudinal columnas con Angulo de ataque 0°

Viento 15° Angulo de Ataque Puente 18m		
As Requerido	unidad	
	58	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	56	cm2

Viento 15° Angulo de Ataque Puente 24m		
As Requerido	unidad	
	72	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	70	cm2

Viento 15° Angulo de Ataque Puente 30m		
As Requerido	unidad	
	93	cm2
As pila	80	cm2
As columna	91	cm2

Viento 15° Angulo de Ataque Puente 36m		
As Requerido	unidad	
	113	cm2
As pila	81,55	cm2
As columna	111	cm2

Tabla 37 AS longitudinal columnas con Angulo de ataque 15°

Viento 30° Angulo de Ataque Puente 18m		
As Requerido	unidad	
	57	cm2
As pila	79,15	cm2
As columna	55	cm2

Viento 30° Angulo de Ataque Puente 24m		
As Requerido	unidad	
	76	cm2
As pila	79,62	cm2
As columna	74	cm2

Viento 30° Angulo de Ataque Puente 30m		
As Requerido	unidad	
	96	cm2
As pila	82	cm2
As columna	94	cm2

Viento 30° Angulo de Ataque Puente 36m		
As Requerido	unidad	
	115	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	113	cm2

Tabla 38 AS longitudinal columnas con Angulo de ataque 30°

Viento 45° Angulo de Ataque Puente 18m		
As Requerido	unidad	
	56	cm2
As pila	79	cm2
As columna	57	cm2

Viento 45° Angulo de Ataque Puente 24m		
As Requerido	unidad	
	84	cm2
As pila	79,2	cm2
As columna	85	cm2

Viento 45° Angulo de Ataque Puente 30m		
As Requerido	unidad	
	92	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	93	cm2

Viento 45° Angulo de Ataque Puente 36m		
As Requerido	unidad	
	107	cm2
As pila	78,54	cm2
As columna	108	cm2

Tabla 39 AS longitudinal columnas con Angulo de ataque 45°

Viento 60° Angulo de Ataque Puente 18m	
As Requerido	unidad
	59 cm2
As pila	78,54 cm2
As columna	63 cm2

Viento 60° Angulo de Ataque Puente 24m	
As Requerido	unidad
	85 cm2
As pila	78,54 cm2
As columna	80 cm2

Viento 60° Angulo de Ataque Puente 30m	
As Requerido	unidad
	90 cm2
As pila	78,54 cm2
As columna	95 cm2

Viento 60° Angulo de Ataque Puente 36m	
As Requerido	unidad
	104 cm2
As pila	78,54 cm2
As columna	110 cm2

Tabla 40 AS longitudinal columnas con Angulo de ataque 60°

CIMENTACIONES

Propuesta de Cimentación

Los puentes colgantes peatonales, deben incluir una cimentación la cual asegure que los suelos soportaran las solicitaciones de las estructuras, a continuación, se analizan varias opciones y se elige la cimentación adecuada.

Metodología

Para la selección adecuada de la cimentación se deben considerar esfuerzos en diferentes direcciones los cuales puedan comprometer la cimentación, las direcciones a considerar son:

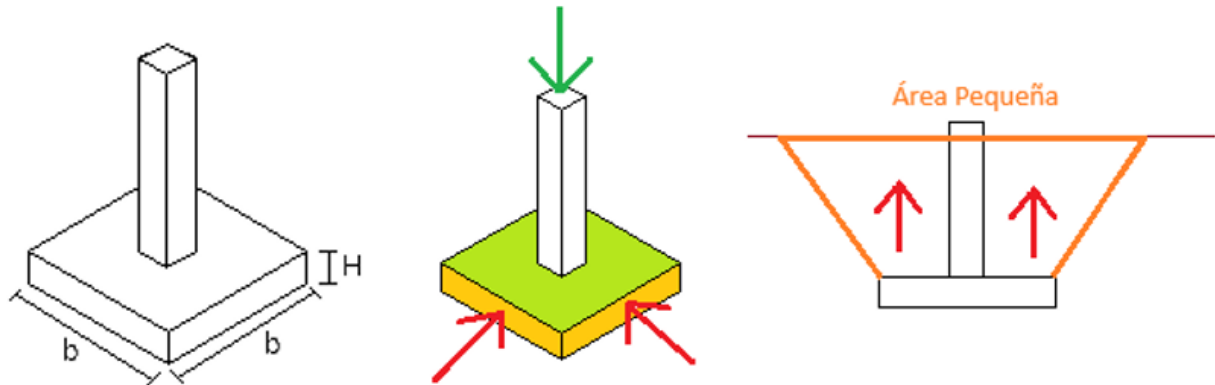
1. Carga vertical entregada por el pilón del puente en el eje y
2. Cargas horizontales aportadas por el suelo en los ejes x – z
3. Esfuerzo de arrancamiento en caso de sismo, en el eje y sentido opuesto al peso

Las cimentaciones a considerar son zapatas cuadradas superficiales, zapata con pilote (prefabricado), zapata con pila (in situ)

1. Zapata Superficial

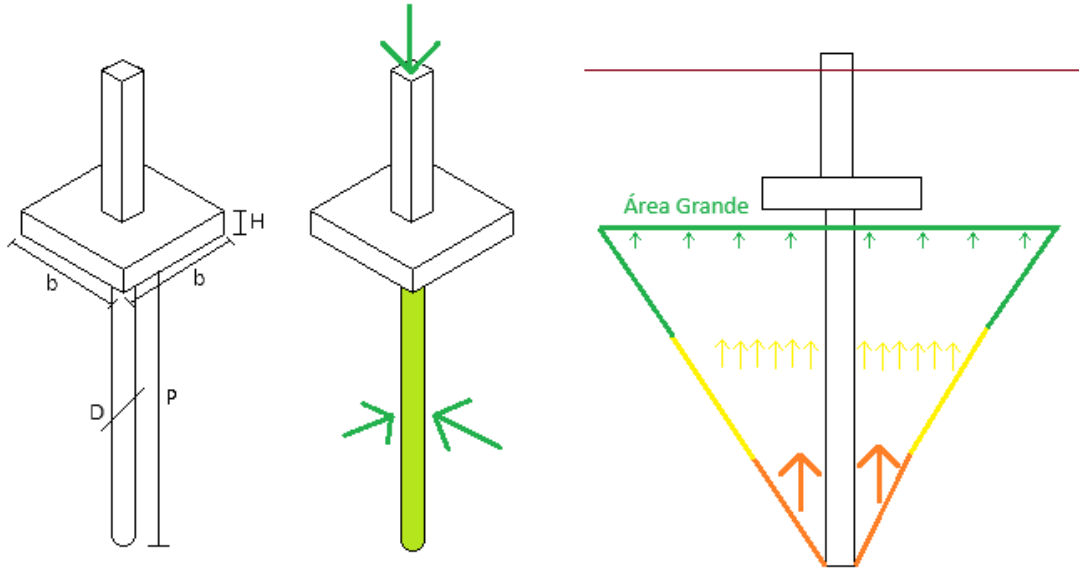
Esta es una cimentación con un método constructivo sencillo, ya que se puede realizar con herramientas menores (pala, cubeta, palustre, etc.), es muy eficiente trabajando con cargas verticales que bajen como lo es el peso de una estructura.

Sin embargo, debido a su poca altura H , las caras horizontales de la zapata son pequeñas por lo que, al tener poca área, el esfuerzo aumenta y esto puede ser arriesgado para la cimentación, además por su baja profundidad, cuenta con poco peso del suelo para resistir el esfuerzo de arrancamiento el cual va en sentido opuesto a la gravedad y se presenta en caso de sismo.



2. Zapata con pila o pilote

Esta cimentación incluye una zapata (superficial), con una pila o pilote la cual hace parte de la cimentación profunda, esta misma se adiciona en la parte inferior de la zapata con la finalidad de que resista los esfuerzos laterales, debido a que la cimentación profunda tiene una gran profundidad (aprox 8m) aumenta el área y disminuye el esfuerzo ante estas cargas laterales. Adicionalmente la profundidad brinda una capa de tierra muy grande para que esta misma mediante su propio peso pueda resistir los esfuerzos de arrancamiento los cuales serán menores ya que a través del cono de esfuerzos, se ha aumentado el área por lo que se disminuye el esfuerzo.



3. Elección de cimentación profunda

Para la cimentación profunda se puede elegir entre diseñar pila o pilote.

La diferencia entre estos 2 elementos es que los pilotes son elementos prefabricados los cuales se instalan en el suelo mediante una piloteadora, mientras las pilas son elementos fundidos in situ, por lo que se debe excavar, instalar el acero y posterior a esto vaciar el concreto.

Para este manual solo se considerará una de estas 2 alternativas por lo que se debe evaluar cual es la mejor opción analizando las posibilidades físicas y económicas que puedan tener las personas de zonas rurales a las cuales va dirigido esta guía.

3.1. Pilotes

Estos elementos necesitan de una piloteadora para ser instalados en el sitio de disposición, estas piloteadoras deberán ser costeadas durante el tiempo que tome la obra, el precio del alquiler de estas piloteadoras por día varia de \$800.000 a \$2'500.000, adicionalmente a esto, su peso varía entre las 30 a 100Ton, por lo que sería imposible usar estas máquinas a través de vías en tierra, considerando adicionalmente que estos puentes están enfocados en ser construidos sobre ríos por lo que las piloteadoras no podrían pasar de un lado a otro.



Fig. 1. Piloteadora

3.2. Pilas

Esta cimentación profunda es construida in situ, puede realizarse usando mano de obra local o contratistas especializados, el método constructivo es el siguiente:

1. Se realiza una pequeña excavación previa (esta puede ser de 1 a 2 metros)
2. Se coloca una tapa con tablas de madera y un acceso a través del cual entraran los trabajadores conocidos como (piloteadores) los cuales realizaran la excavación
3. Se instala un molinete el cual permitirá el ascenso y descenso del material excavado y la mano de obra, la imagen del molinete se muestra en la Figura 1
4. Se instala el acero
5. Se realiza el vertimiento del concreto dejando una parte del acero por fuera para realizar el posterior encaje con la zapata



Fig. 2. Molinete [2] Fig. 3. Molinete en Obra [3]

El precio de los molinetes varía entre los \$3'000.000 a los \$4'000.000 COP, el precio es mayor al alquiler día de una piloteadora sin embargo este al ser comprado se puede seguir usando o llevarlo a otros municipios donde sea necesario construir otras pilas para puentes.

Analizando desde un punto de vista económico y posibilidades brindadas por el terreno, se elige la cimentación de zapata con pila, debido a su facilidad constructiva, menor precio y viabilidad, adicionalmente a esto, este sistema combinado de cimentación profunda y superficial puede ofrecer una mayor estabilidad y seguridad para los puentes colgantes peatonales.

Cálculos Geotécnicos

Los tipos de suelos varían dependiendo de su origen geológico, aquellos suelos los cuales se formaron en el mismo sitio donde se encuentran se conocen como suelos residuales, los suelos que se formaron mediante transporte y disposición de partículas se conocen como suelos transportados, estos suelos son:

- Suelos residuales: Son aquellos que se forman por la descomposición in situ de la roca madre, es decir, la roca que se encuentra debajo de la capa superficial del suelo. Este proceso de descomposición puede ser físico, químico o biológico.
- Suelos aluviales: Estos suelos se forman por la deposición de sedimentos transportados por corrientes de agua, como ríos y arroyos. Los sedimentos son depositados por el agua durante períodos de inundación o crecidas, y con el tiempo se acumulan para formar suelos aluviales. Estos suelos suelen ser muy fértiles debido a la riqueza de materia orgánica y minerales transportados por el agua.
- Suelos lacustres: Son aquellos que se forman en áreas cercanas a lagos y lagunas. Estos suelos se desarrollan a partir de los sedimentos depositados por el agua del lago a lo largo del tiempo. Los suelos lacustres suelen tener una textura fina.
- Suelos de pie de monte: Se refieren a los suelos que se encuentran en las laderas de las montañas, justo al pie de las mismas. Estos suelos suelen ser el resultado de la acumulación de sedimentos transportados desde las montañas por la acción del agua y la gravedad. Pueden variar en composición y características dependiendo de la geología y el clima de la región.
- Sapolito: Es un término geológico que se refiere a una roca madre descompuesta y alterada químicamente, pero que aún no se ha convertido completamente en suelo. El sapolito es una etapa intermedia en el proceso de formación del suelo, donde la roca madre ha experimentado cierto grado de descomposición, pero aún conserva

algunas de sus características originales. Este material puede ser la base para la formación de suelos residuales.

Para uso de este manual, se debe reconocer los suelos más típicos, debido a que no se cuenta con mapas o estudios de Colombia, se toma un estudio de suelos realizado en la ciudad de Cali, Valle del cauca. El cual se muestra en la figura 1

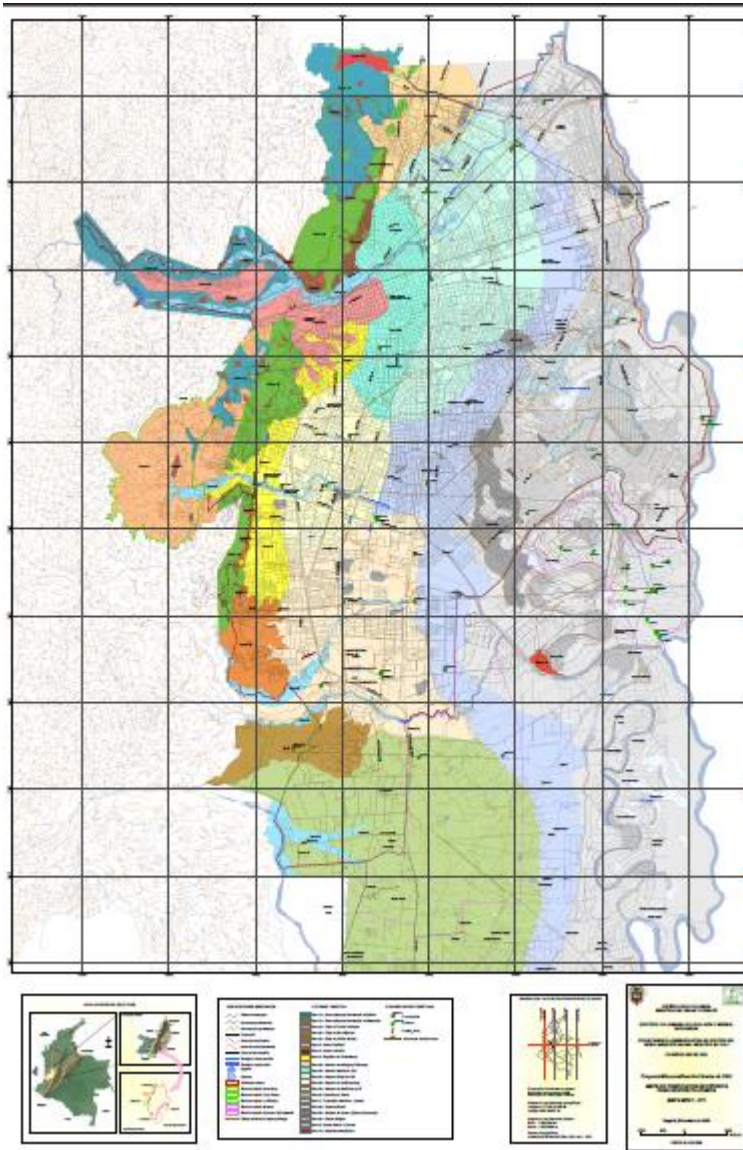


Fig. 1 Mapa de estudios geotécnicos de Cali

Visualmente, se identifican los suelos mas comunes con los colores grises y azules grisáceos, los cuales son llanuras aluviales.

Adicionalmente a estos, se deben estudiar suelos residuales, saprolitos y pie de monte debido a que estos son comunes en regiones montañosas donde se pueden construir los puentes colgantes peatonales, y las llanuras aluviales cubrirían las zonas planas.

Las llanuras aluviales y pie de monte se usaron del estudio de suelos realizado en Cali, los suelos residuales y saprolito se identificaron mediante un trabajo de tesis dirigido por () en () , gracias a este material se cuenta con la información mostrada en la tabla 1

Tabla 1 Datos geotécnicos de los suelos para calcular Q_u

Suelo residual					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	19	20.11	13.41	8	
Saprolito					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	9	20.46	15.98	35	
Llanura Aluvial					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
NAVA					
M5	0.4	1.853	1.363	34.4	CH
M6	0	1.82	1.493	30.5	SM
E	0			38 - 39	
FLORA					
M4	0.6	1.89	1.413	17	
M5	0	1.703	1.368	42.4	
M6	0			41.8	
M10	0.4	1.712	1.165	30	
M16	0	1.705	1.303	42	
M18	0	1.79	1.281	38.9	
PTAR					
M3	0.38	1.965	1.528	24.8	CH
M15	0	1.7	1.596	35.1	SP
M26	0	1.53	1.482	19.5	
M31	0	1.7	1.408	34.7	
PMALL					
M4	0	1.72	1.338	41.8	SM
M5	0	1.72	1.486	45.9	SP
M6	0	1.72	1.455	39.2	SP
M9	0	1.72	1.441	43.8	SP
DECEP					
M2	0	1.846	1.356	22.2	
M6	0			41.1	
M9	0	1.89	1.448	36.8	
PILAR					
M2	0	1.871	1.264	38	
M9	0	1.709	1.557	60.7	
M11	0	1.699	1.606	40.5	
M19	0	1.699	1.568	34	
M25	0	1.711	1.318	46.3	
PVALL					
M2	0	1.74	1.114	25.4	MH
M3	0	1.63	1.388	40.7	SP SM
M4	0	1.63	1.475	37.5	SP
M5	0	1.65	1.284	36	SP
M7	0	1.68	1.114	49.5	
Pie de Monte					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	23	16.10	11.03	18	

Debido a que en la llanura aluvial se contaba con una gran cantidad de muestras, fue necesario considerar otro parámetro para agrupar estos suelos, por lo que se usó el sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS), debido a que estos mismos tienen características comunes las cuales pueden influir dentro de un suelo del mismo tipo, el SUCS me separa las muestras de llanuras aluviales en:

CH = Arcilla de alta plasticidad

SM = arena limosa

SP SM = arena pobremente graduada con arena limosa

SP = arena pobremente graduada

MH = limo de alta plasticidad

Se deben agrupar las muestras que sean del mismo tipo por SUCS y usando medidas de tendencia central, se puede determinar 1 valor para cada tipo de suelo, esto se muestra en la tabla 2

Tabla 2 Agrupación de suelos por SUCS

Llanura Aluvial (Datos)				
Tipo	cohesion (kgf/cm2)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	39.24	18.2	13.4	34.4
CH2	37.278	19.3	15	24.8
SM1	0	17.9	14.6	30.5
SM2	0	16.9	13.1	41.8
SP SM3	0	16	13.6	40.7
SP1	0	16.7	15.7	35.1
SP2	0	16.9	14.6	45.9
SP3	0	16.9	14.3	39.2
SP4	0	16.9	14.1	43.8
SP5	0	16	14.5	37.5
SP6	0	16.2	12.6	36
MH1	0	17.1	10.9	25.4

Llanura Aluvial (Promedios)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	38.26	18.75	14.20	29.60
CH2				
SM1	0.00	17.40	13.85	36.15
SM2				
SP SM3	0.00	16.00	13.60	40.70
SP1				
SP2				
SP3				
SP4	0.00	16.60	14.30	39.58
SP5				
SP6				
MH1	0.00	17.10	10.90	25.40

Llanura Aluvial (Desviación)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	0.98	0.55	0.80	4.80
CH2				
SM1	0.00	0.50	0.75	5.65
SM2				
SP SM3	0.00	0.00	0.00	0.00
SP1				
SP2				
SP3				
SP4	0.00	0.37	0.91	3.98
SP5				
SP6				
MH1	0.00	0.00	0.00	0.00

Llanura Aluvial (%Variabilidad)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	2.56%	2.93%	5.63%	16.22%
CH2				
SM1	0.00%	2.87%	5.42%	15.63%
SM2				
SP SM3	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
SP1				
SP2				
SP3				
SP4	0.00%	2.20%	6.40%	10.06%
SP5				
SP6				
MH1	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Como podemos ver en la tabla 2, los % de Variabilidad no llegan a niveles muy altos, debido a esto, los datos son confiables y podemos tomar los valores medios como valores generales.

Usando la ecuación de terzaghi y meyerhof, podemos encontrar la capacidad portante superficial de estos suelos. Las ecuaciones se muestran a continuación

$$q_u = 1.3c'N_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

$$q_u = c'N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Usando estas ecuaciones, se necesita suponer ancho de la zapata B, y profundidad de desplante, por lo que se toman los valores de 1m, 1.5m y 2m tanto para B como para Df, además de que hay 2 ecuaciones de q_u , dando como resultado 18 posibles combinaciones para cada uno de los tipos de suelos que se muestran a continuación en la tabla 3.

Tabla 3 Resistencias últimas del suelo

	Df			Df			Df		
	1			1.5			2		
	B			B			B		
	1	1.5	2	1	1.5	2	1	1.5	2
Residual	87	87	87	94	94	95	101	102	102
Saprolito	107	111	114	128	131	135	148	152	155
Pie de Mont	337	346	355	371	380	389	405	414	423
AI . CH	800	824	848	870	894	918	940	964	988
AI . MH	855	1015	1176	1123	1283	1443	1390	1550	1711
AI . SM	346	398	451	466	519	571	586	639	691
AI . SP SM	367	425	483	493	551	609	619	677	735
AI . SP	705	833	960	930	1057	1185	1155	1282	1410
Cargas Ultimas por el metodo de Terzaghi									
Cargas Ultimas por el metodo de Meyerhof									
	Df			Df			Df		
	1			1.5			2		
	B			B			B		
	1	1.5	2	1	1.5	2	1	1.5	2
Residual	105.82	97.67	93.89	115.11	116.21	109.96	128.47	123.73	126.60
Saprolito	146.79	139.00	137.19	177.18	182.09	175.45	214.49	209.55	217.39
Pie de Mont	450.60	423.15	413.81	503.49	514.34	492.69	575.00	559.53	578.08
AI . CH	1078.29	1019.27	1000.26	1190.59	1216.17	1170.61	1343.38	1311.79	1354.05
AI . MH	495.57	509.48	537.33	699.41	743.36	753.78	925.49	937.20	991.14
AI . SM	523.53	539.97	570.72	738.04	785.30	798.16	975.37	989.54	1047.07
AI . SP SM	974.84	1019.02	1086.51	1367.85	1462.27	1500.61	1798.05	1838.54	1949.69
AI . SP	1172.02	1229.37	1313.72	1642.51	1758.02	1808.64	2156.06	2209.15	2344.03

En la tabla 3, las resistencias últimas del suelo calculadas por el método de Terzaghi están en las 3 tablas superiores, mientras las de Meyerhof son las 3 inferiores, las resistencias del método de Terzaghi son menores para todos los suelos, por lo que este será el método asumido y se tomarán estos valores.

Es necesario usar una envolvente para que los valores de resistencia ultima más bajos por cada tipo de suelos, se consideren en los cálculos de la cimentación.

Como se puede ver en la tabla 3, las resistencias para los suelos SM y SP SM, son muy cercanas entre sí, por lo que estas 2 serán agrupadas en un mismo suelo con la finalidad de

simplificar el resultado final, igualmente los suelos CH, MH y SP, también serán agrupadas en un mismo suelo.

Después de esto, las resistencias ultimas superficiales las cuales se van a considerar para los suelos, son mostradas a continuación en la tabla 4

Tabla. 4 resistencias Ultimas superficiales suelos.

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Resistencias para cimentaciones profundas

Estos mismos suelos tienen una resistencia diferente ante las cimentaciones profundas, en este caso se usarán pilas pre-excavadas manualmente, por lo que considerando un diámetro de pilote se puede encontrar la carga puntual Qadm para cierta profundidad asumida, los cálculos de este Qadm se muestran a continuación

Primero hay que considerar las 2 fuerzas actuantes en una pila para la resistencia de la misma, las cuales son la fuerza de fricción y en la base, estas mismas fuerzas verticales se aplican hacia arriba permitiéndole trabajar a la pila como se muestra en la figura 2

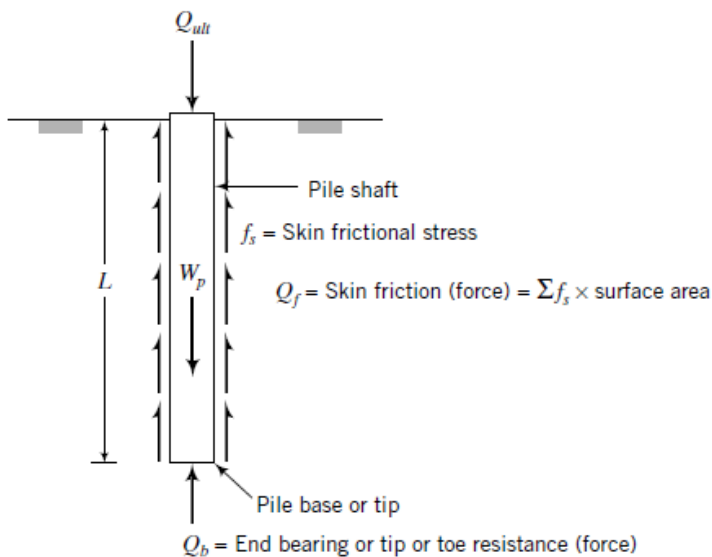


Fig. 2 esfuerzos en una pila

La formula para la carga admisible se muestra a continuación

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS}$$

$$Q_{ult} = Q_b + Q_f - W$$

Donde:

Q_{ult} = carga ultima o carga de colapso

FS = factor de seguridad (se toma como 3.0)

Q_b = carga en la punta

Q_f = carga de fricción

W = carga de la pila misma

La carga en la punta y la carga de fricción deben ser calculadas por separado.

Carga en la punta

Se calcula mediante la siguiente ecuación.

$$Q_b = N_t \cdot \sigma'_t \cdot A_b$$

σ'_t = *esfuerzo vertical efectivo en la punta*

A_b = *área de la sección transversal de la pila*

N_t = *factor de capacidad de soporte*

El valor de N_t se estima mediante la tabla 5

Tabla 5. Valores de N_t

Tipo de suelo	Pilas excavadas	Pilotes hincados
Limos	10-30	20-40
Arena suelta	20-30	30-80
Arena media	30-60	50-120
Arena densa	50-100	100-120
Gravas	80-150	150-300

Donde el Sapolito, SM y SP-SM son arenas media-sueltas, por lo que la estar en el medio de este intervalo se les asigna el valor $N_t = 30$

Los suelos Pie de Monte, CH, MH y SP. Son limos de resistencia media, por lo que $N_t = 20$, finalmente el suelo residual siendo un limo N_t será igual a 15 ya que tiene una resistencia menor.

Para el calculo del esfuerzo vertical efectivo se consideró un nivel freático de 2m y los pesos mostrados en la tabla 2, usando la ecuación

$$\sigma'_t = \sigma_t - \mu$$

Donde:

σ_t = peso específico

μ = presión de poros = 10KN/m³ aprox

Finalmente, considerando que las pilas preexcavadas son circulares, A_b se calculó mediante la ecuación del área de una circunferencia

$$A_b = \pi D^2 / 4$$

Donde:

D = diámetro de la pila = 1m

Teniendo esto en cuenta, la resistencia en la punta varia dependiendo de la profundidad.

Carga de fricción

Se calcula mediante la siguiente ecuación

$$Q_f = \sum_{i=1}^n \beta_i (\sigma'_v)_i \times (\text{perimetro} \times \text{longitud})_i$$

Sin embargo, esta ecuación se usa para pilas con secciones transversales diferentes a lo largo de su fuste, en este caso, se tienen pilas con una misma sección, por lo que la formula se simplifica en la siguiente expresión

$$Q_f = \beta_i \sigma'_v \times \text{perímetro} \times \text{longitud}$$

Donde

σ'_v = esfuerzo vertical efectivo máximo en la longitud de la pila (en la parte más profunda)

β_i = factor de fricción, se determina mediante la tabla 6.

Tabla 6 factores de fricción

Tipo de suelo	Pilas excavadas	Pilotes hincados
Limos	0.2-0.3	0.3-0.5
Arena suelta	0.2-0.4	0.3-0.8
Arena media	0.3-0.5	0.6-1.0
Arena densa	0.4-0.6	0.8-1.2
Gravas	0.4-0.7	0.8-1.5

Teniendo en cuenta esto, se calculó la carga en la punta y de fricción, posterior a esto se calculo las cargas admisibles y estas se muestran en la tabla 7

Tabla 7 Cargas admisibles a diferentes profundidades

				Saprolito , SM y SP-SM					
Z(m)	σ_v	μ_w (Kpa)	σ'_v (Kpa)	Qb (KN)	W(KN)	Qf	Qult	Qadm	
1	20.5	0	20.5	483.02	18.85	22.54	486.71	162.24	
2	41	0	41	966.04	37.70	90.16	1018.51	339.50	
3	61.5	10	51.5	1213.44	56.55	169.88	1326.78	442.26	
4	82	20	62	1460.84	75.40	272.69	1658.14	552.71	
5	102.5	30	72.5	1708.25	94.25	398.59	2012.59	670.86	
6	123	40	83	1955.65	113.10	547.58	2390.13	796.71	
7	143.5	50	93.5	2203.05	131.95	719.66	2790.76	930.25	
8	164	60	104	2450.45	150.80	914.83	3214.49	1071.50	
9	184.5	70	114.5	2697.85	169.65	1133.10	3661.30	1220.43	
10	205	80	125	2945.25	188.496	1374.45	4131.20	1377.07	

Pie de Monte , CH , MH y SP					
Z(m)	Qb (KN)	W(KN)	Qf	Qult	Qadm
1	322.01	18.85	16.10	319.27	106.42
2	644.03	37.70	64.40	670.73	223.58
3	808.96	56.55	121.34	873.76	291.25
4	973.90	75.40	194.78	1093.28	364.43
5	1138.83	94.25	284.71	1329.29	443.10
6	1303.76	113.10	391.13	1581.80	527.27
7	1468.70	131.95	514.04	1850.80	616.93
8	1633.63	150.80	653.45	2136.29	712.10
9	1798.57	169.65	809.35	2438.27	812.76
10	1963.50	188.50	981.75	2756.75	918.92

Residual					
Z(m)	Qb (KN)	W(KN)	Qf	Qult	Qadm
1	241.51	18.85	14.49	237.15	79.05
2	483.02	37.70	57.96	503.28	167.76
3	606.72	56.55	109.21	659.38	219.79
4	730.42	75.40	175.30	830.32	276.77
5	854.12	94.25	256.24	1016.11	338.70
6	977.82	113.10	352.02	1216.74	405.58
7	1101.52	131.95	462.64	1432.22	477.41
8	1225.22	150.80	588.11	1662.53	554.18
9	1348.92	169.65	728.42	1907.70	635.90
10	1472.63	188.50	883.58	2167.70	722.57

Cimentaciones

Cimentaciones Superficiales

Las zapatas deben tener un área de contacto con el piso tal que, el suelo soporte los esfuerzos cortantes, mediante el modelo estructural se hallaron estos esfuerzos los cuales se muestran en la tabla 8

Puente	Cargas (KN)
18m	200
24m	380
30m	570
36m	670

El dimensionamiento de las zapatas se realizó mediante la ecuación de carga $P = F/A$, debido a que conocemos la fuerza y la presión resistente del suelo, debemos despejar el

área mediante lo cual tenemos la ecuación $A = F / P$, usando esta ecuación se encontró el área y el ancho B de las zapatas el cual se muestra en la tabla 9

Tabla 9 ancho B zapatas cuadradas

Zapatas aisladas cuadradas						
Puentes	Suelos ->	Residual	Saprolito	Pie de monte	SM y SP-SM	CH, MH y SP
18 metros	Area	2.35294118	1.9047619	0.59701493	0.57971014	0.28368794
	Lado	1.6	1.4	0.8	0.8	0.6
24 metros	Area	4.47058824	3.61904762	1.13432836	1.10144928	0.53900709
	Lado	2.2	2	1.1	1.1	0.8
30 metros	Area	6.70588235	5.42857143	1.70149254	1.65217391	0.80851064
	Lado	2.6	2.4	1.4	1.3	0.9
36 metros	Area	7.88235294	6.38095238	2	1.94202899	0.95035461
	Lado	2.9	2.6	1.5	1.4	1

Debido a que la separación entre las columnas del puente es de 2.3m para puentes de 18m y 24m; y es de 2.4m para puentes de 30m y 36m. Se debe considerar usar zapatas combinadas en los casos donde el ancho de la zapata B sea mayor o igual a los 2m, esto mismo para que las zapatas no se traslapen, ni se encuentren demasiado cerca.

En la figura 3 se muestran las convenciones que se usan para el dimensionamiento de la zapata combinada

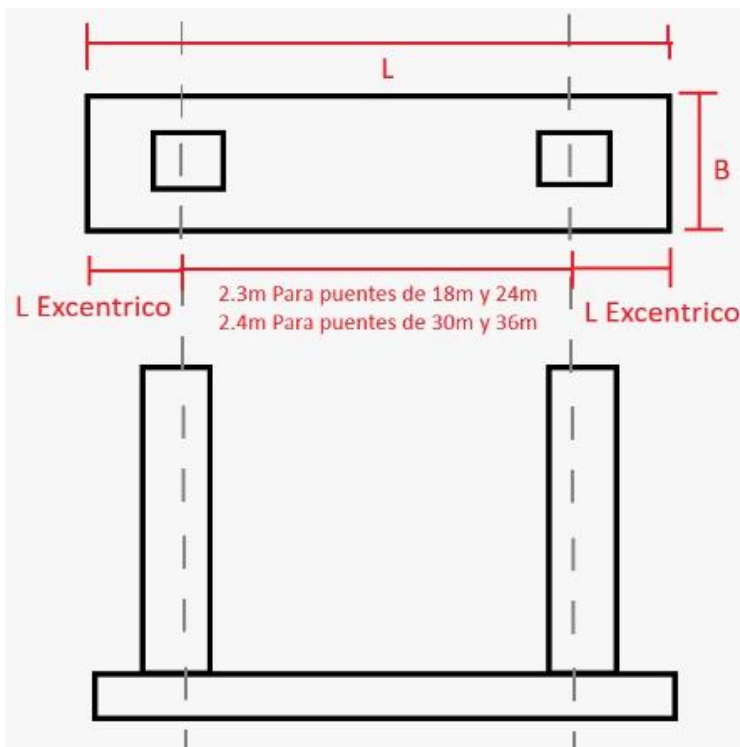


Fig. 3 Ilustración de zapata combinada

En la tabla 10 se muestran las zapatas combinadas

Tabla 10 zapatas combinadas

Zapata Combinada		Residual	Saprolito
24 metros	Area	8.94	7.24
	L excentrico	1	0.6
	B	2.1	2.1
	L Total	4.3	3.5
30 metros	Area	13.41	10.86
	L excentrico	1.5	1.5
	B	2.5	2.1
	L Total	5.4	5.4
36 metros	Area	15.76	12.76
	L excentrico	2	2
	B	2.5	2
	L Total	6.4	6.4

Cimentaciones profundas

Debido a que las pilas son excavadas por trabajadores que usaran el molinete, el diámetro mínimo posible es de 1m, adicional a esto, para optimizar material se usara este diámetro ya que uno más grande podría ser sobredimensionado.

Las profundidades de estas pilas varían dependiendo del tipo de suelo, la carga que le llega, la cual es 1 respectivamente para cada puente. Estas mismas se muestran en la tabla 11

Tabla 11 Dimensionamiento de las pilas

	Puentes -->	18m	24m	30m	36m
Suelos	Q (KN) -->	130	220	439	640
Residual	z (m)	3	4	6	10
Pie de Monte , CH , MH y SP	z (m)	3	3	5	8
Saprolito , SM y SP-SM	z (m)	3	3	3	5

Selección de datos

Cargas para los anclajes

Los elementos estructurales del puente colgante compensan las fuerzas horizontales, lo que permite que las cargas verticales los anclajes con inclinación. Además, la arquitectura simétrica del puente permite que las cargas lleguen a los cuatro anclajes con la misma inclinación, lo que significa que se considera una carga de diseño Q cimentación de los anclajes, para cada puente.

Luz (m)	Carga Cimentación Anclajes (N)	Inclinación Carga (°)
18	175000	61
24	279000	61
30	314000	61
36	520000	61

Suelo

Suelo residual					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	19			8	

Saprolito					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	9			35	

Llanura Aluvial					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
NAVA					
M5	0.4	1.853	1.363	34.4	CH
M6	0	1.82	1.493	30.5	SM
E	0			38 - 39	
FLORA					
M4	0.6	1.89	1.413	17	
M5	0	1.703	1.368	42.4	
M6	0			41.8	
M10	0.4	1.712	1.165	30	
M16	0	1.705	1.303	42	
M18	0	1.79	1.281	38.9	
PTAR					
M3	0.38	1.965	1.528	24.8	CH
M15	0	1.7	1.596	35.1	SP
M26	0	1.53	1.482	19.5	
M31	0	1.7	1.408	34.7	
PMALL					
M4	0	1.72	1.338	41.8	SM
M5	0	1.72	1.486	45.9	SP
M6	0	1.72	1.455	39.2	SP
M9	0	1.72	1.441	43.8	SP
DECEP					
M2	0	1.846	1.356	22.2	
M6	0			41.1	
M9	0	1.89	1.448	36.8	
PILAR					
M2	0	1.871	1.264	38	
M9	0	1.709	1.557	60.7	
M11	0	1.699	1.606	40.5	
M19	0	1.699	1.568	34	
M25	0	1.711	1.318	46.3	
PVALL					
M2	0	1.74	1.114	25.4	MH
M3	0	1.63	1.388	40.7	SP SM
M4	0	1.63	1.475	37.5	SP
M5	0	1.65	1.284	36	SP
M7	0	1.68	1.114	49.5	

Pie de Monte					
Muestras	cohesion (Kpa)	peso especifico (Ton/m3)	peso seco (Ton/m3)	angulo de friccion (°)	Tipo
	23			18	

Llanura Aluvial (Datos)				
Tipo	cohesion (kgf/cm2)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	39.24	18.2	13.4	34.4
CH2	37.278	19.3	15	24.8
SM1	0	17.9	14.6	30.5
SM2	0	16.9	13.1	41.8
SP SM3	0	16	13.6	40.7
SP1	0	16.7	15.7	35.1
SP2	0	16.9	14.6	45.9
SP3	0	16.9	14.3	39.2
SP4	0	16.9	14.1	43.8
SP5	0	16	14.5	37.5
SP6	0	16.2	12.6	36
MH1	0	17.1	10.9	25.4

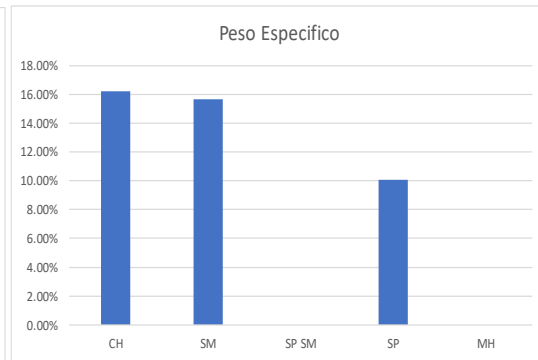
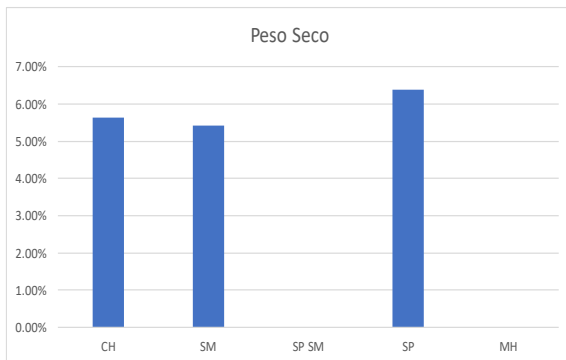
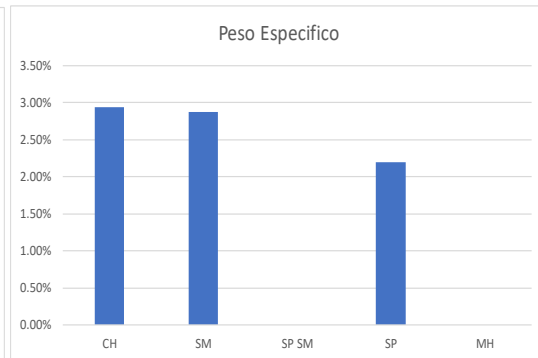
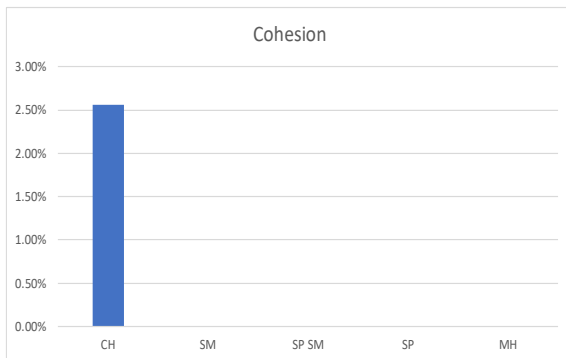
Llanura Aluvial (Promedios)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	38.26	18.75	14.20	29.60
CH2				
SM1	0.00	17.40	13.85	36.15
SM2				
SP SM3	0.00	16.00	13.60	40.70
SP1	0.00	16.60	14.30	39.58
SP2				
SP3				
SP4				
SP5				
SP6				
MH1	0.00	17.10	10.90	25.40

Llanura Aluvial (Desviación)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	0.98	0.55	0.80	4.80
CH2				
SM1	0.00	0.50	0.75	5.65
SM2				
SP SM3	0.00	0.00	0.00	0.00
SP1	0.00	0.37	0.91	3.98
SP2				
SP3				
SP4				
SP5				
SP6				
MH1	0.00	0.00	0.00	0.00

Llanura Aluvial (%Variabilidad)				
Tipo	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH1	2.56%	2.93%	5.63%	16.22%
CH2				
SM1	0.00%	2.87%	5.42%	15.63%
SM2				
SP SM3	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
SP1	0.00%	2.20%	6.40%	10.06%
SP2				
SP3				
SP4				
SP5				
SP6				
MH1	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

Variabilidad.

	cohesion (Kpa)	peso especifico (KN/m3)	peso seco (KN/m3)	angulo de friccion (°)
CH	2.56%	2.93%	5.63%	16.22%
SM	0.00%	2.87%	5.42%	15.63%
SP SM	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
SP	0.00%	2.20%	6.40%	10.06%
MH	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%



Cargas.

Parametros Geotecnicos Tipicos					
Tipo de Suelo	Cohesion (Kpa)	Friccion (°)	Peso especifico (KN/m3)	Peso seco (KN/m3)	N datos
Residual	19	8	20.11	13.41	1
Saprolito	9	35	20.46	15.98	1
Pie de Monte	23	18	16.10	11.03	1
AI . CH	38.00	30	18.75	14.20	2
AI . MH	0.00	25	17.10	10.90	1
AI . SM	0.00	36	17.40	13.85	2
AI . SP SM	0.00	41	16.00	13.60	1
AI . SP	0.00	40	16.60	14.30	6

Métodos.

Terzaghi

Factores de Carga Terzaghi			
Angulo	Nc	Nq	Ng
8	8.6	2.21	0.35
18	15.12	6.04	2.59
25	25.13	12.72	8.34
30	37.16	22.46	19.13
35	57.75	41.44	45.41
36	63.53	47.16	54.36
40	95.66	81.27	115.31
41	106.81	93.85	140.51

Df		
1		
B		
1	1.5	2
87	87	87
107	111	114
337	346	355
800	824	848
855	1015	1176
346	398	451
367	425	483
705	833	960

Df		
1.5		
B		
1	1.5	2
94	94	95
128	131	135
371	380	389
870	894	918
1123	1283	1443
466	519	571
493	551	609
930	1057	1185

Df		
2		
B		
1	1.5	2
101	102	102
148	152	155
405	414	423
940	964	988
1390	1550	1711
586	639	691
619	677	735
1155	1282	1410

Cargas Ultimas por el metodo de Terzaghi

Meyerhof.

Factores de Carga Meyerhof			
Angulo	Nc	Nq	Ng
8	7.53	2.06	0.86
18	13.1	5.26	4.07
25	20.72	10.66	10.88
30	30.14	18.4	22.4
35	46.12	33.3	48.03
36	50.59	37.75	56.31
40	75.31	64.2	109.41
41	83.86	73.9	130.22

Df		
1		
B		
1	1.5	2
105.82	97.67	93.89
146.79	139.00	137.19
450.60	423.15	413.81
1078.29	1019.27	1000.26
495.57	509.48	537.33
523.53	539.97	570.72
974.84	1019.02	1086.51
1172.02	1229.37	1313.72

Df		
1.5		
B		
1	1.5	2
115.11	116.21	109.96
177.18	182.09	175.45
503.49	514.34	492.69
1190.59	1216.17	1170.61
699.41	743.36	753.78
738.04	785.30	798.16
1367.85	1462.27	1500.61
1642.51	1758.02	1808.64

Df		
2		
B		
1	1.5	2
128.47	123.73	126.60
214.49	209.55	217.39
575.00	559.53	578.08
1343.38	1311.79	1354.05
925.49	937.20	991.14
975.37	989.54	1047.07
1798.05	1838.54	1949.69
2156.06	2209.15	2344.03

Cargas Ultimas por el metodo de Meyerhof

Factores.

Factores de forma			
Angulo	Fcs	Fqs	Fgs
8	1.27	1.14	0.60
18	1.40	1.32	0.60
25	1.51	1.47	0.60
30	1.61	1.58	0.60
35	1.72	1.70	0.60
36	1.75	1.73	0.60
40	1.85	1.84	0.60
41	1.88	1.87	0.60

		Factores de Profundidad								
		Df = 1m			Df = 1.5m			Df = 2m		
	Angulo	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd
B = 1m	8	1.40	1.21	1.00	1.40	1.20	1.00	1.45	1.23	1.00
	18	1.38	1.31	1.00	1.38	1.30	1.00	1.42	1.34	1.00
	25	1.34	1.31	1.00	1.34	1.31	1.00	1.38	1.34	1.00
	30	1.31	1.29	1.00	1.30	1.28	1.00	1.34	1.32	1.00
	35	1.26	1.25	1.00	1.26	1.25	1.00	1.29	1.28	1.00
	36	1.25	1.25	1.00	1.25	1.24	1.00	1.28	1.27	1.00
	40	1.22	1.21	1.00	1.21	1.21	1.00	1.24	1.24	1.00
	41	1.21	1.21	1.00	1.20	1.20	1.00	1.23	1.23	1.00
B = 1.5m	Angulo	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd
	8	1.27	1.14	1.00	1.40	1.21	1.00	1.38	1.19	1.00
	18	1.26	1.21	1.00	1.38	1.31	1.00	1.36	1.29	1.00
	25	1.23	1.21	1.00	1.34	1.31	1.00	1.32	1.29	1.00
	30	1.20	1.19	1.00	1.31	1.29	1.00	1.28	1.27	1.00
	35	1.18	1.17	1.00	1.26	1.25	1.00	1.24	1.24	1.00
	36	1.17	1.16	1.00	1.25	1.25	1.00	1.24	1.23	1.00
	40	1.15	1.14	1.00	1.22	1.21	1.00	1.20	1.20	1.00
41	1.14	1.14	1.00	1.21	1.21	1.00	1.19	1.19	1.00	
B = 2m	Angulo	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd	Fcd	Fqd	Fgd
	8	1.20	1.10	1.00	1.30	1.16	1.00	1.40	1.21	1.00
	18	1.19	1.16	1.00	1.29	1.23	1.00	1.38	1.31	1.00
	25	1.17	1.16	1.00	1.26	1.23	1.00	1.34	1.31	1.00
	30	1.15	1.14	1.00	1.23	1.22	1.00	1.31	1.29	1.00
	35	1.13	1.13	1.00	1.20	1.19	1.00	1.26	1.25	1.00
	36	1.13	1.12	1.00	1.19	1.19	1.00	1.25	1.25	1.00
	40	1.11	1.11	1.00	1.16	1.16	1.00	1.22	1.21	1.00
41	1.10	1.10	1.00	1.16	1.15	1.00	1.21	1.21	1.00	

Envolventes.

- SP = Arena mal graduadas, arenas con gravas, pocos finos o sin ellos.
- SM = Arenas limosas, mezcla de arena y limo mal gradado.
- CH = arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.
- MH = limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diamoteas, limos elásticos.

	Df				Df			
	1	1.5	2		1	1.5	2	
Residual	85	94	100	SM y SP-SM	B = 1m	345	465	585
Saprolito	105	130	145		B = 1.5m	400	520	640
Pie de monte	335	370	405		B = 2m	450	570	690
SM y SP-SM	345	465	585	CH , MH y SP	B = 1m	705	870	940
CH , MH y SP	705	870	940		B = 1.5m	820	890	960
					B = 2m	848	918	988

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH , MH y SP	705

Datos.

Datos						
Tipo de suelo	Cohesion	Fricción (°)	Peso específico (KN/m ³)	Peso seco (KN/m ³)	qadm (Kpa)	Nivel freatico (m)
Residual	19	8	20.11	1.1	85	2
Saprolito	9	35	20.48	15.98	105	2
Pie de monte	2	18	16.1	11.03	335	2
SM y SP-SM	0	41	16	13.6	345	2
CH, MH y SP	38	30	18.75	14.2	705	2

Los datos fueron asumidos y calculados por el grupo de diseño, todos estos con su respectiva justificación

Cohesión = la cohesión entre partículas de suelo es un parámetro directamente proporcional a la capacidad portante del mismo, por lo que entre menor sea este mismo la capacidad portante del suelo disminuye, este parámetro suele variar entre 0 y 70KPa (llegando incluso a valores de 100KPa para suelos muy cohesivos)

Para diseñar con condiciones de alta dificultad, se considera una cohesión baja, diferente de 0 para que tenga un aporte en la ecuación de capacidad portante y no se cancele este término, por lo que se selecciona 5KPa

Angulo de fricción interna = el ángulo de fricción interna delimita los factores de carga dentro de la ecuación de Meyerhof, estos valores suelen variar entre 0° a 45°, se escoge 25° debido a que es un valor intermedio además de ser el más común en estudios geotécnicos

Peso específico = Se escoge un valor de 20KN/m³ para el suelo saturado debido a que suele ser un valor común en estudios de suelo

Nivel freático = El nivel freático es la profundidad a la cual el suelo se encuentra saturado de agua, este mismo disminuye considerablemente la capacidad portante del suelo y dificulta el método constructivo de la cimentación, por lo que entre mas cerca este de la superficie, más crítico será este parámetro, así que se asume un nivel freático en la superficie del terreno.

Profundidad de desplante = la profundidad de desplante es directamente proporcional a la capacidad portante tanto del suelo como de la estructura, sin embargo, debido a que la finalidad de este manual es facilitar el método constructivo, se seleccionó una profundidad de desplante profunda, la cual sea posible de construir para una cuadrilla sin necesidad de elementos de apoyo, por lo que se toma 1.5m

Factor de seguridad = el factor de seguridad trabajado durante el curso de diseño de cimentaciones es el recomendado para este trabajo de diseño.

Metodología

Se utilizo la ecuación general de Meyerhof para capacidad portante de los suelos, usando como guía el libro Fundamentos de Ingeniería Geotécnica [DAS] [1]. La ecuación con sus respectivos factores se muestra a continuación

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) e^{\pi \tan \phi'}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi'$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi'$$

Tabla 16.2 Factores de capacidad de carga [ecuaciones (16.6), (16.7) y (16.8)]

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	23	18.05	8.66	8.20
1	5.38	1.09	0.07	24	19.32	9.60	9.44
2	5.63	1.20	0.15	25	20.72	10.66	10.88
3	5.90	1.31	0.24	26	22.25	11.85	12.54
4	6.19	1.43	0.34	27	23.94	13.20	14.47
5	6.49	1.57	0.45	28	25.80	14.72	16.72
6	6.81	1.72	0.57	29	27.86	16.44	19.34
7	7.16	1.88	0.71	30	30.14	18.40	22.40
8	7.53	2.06	0.86	31	32.67	20.63	25.99
9	7.92	2.25	1.03	32	35.49	23.18	30.22
10	8.35	2.47	1.22	33	38.64	26.09	35.19
11	8.80	2.71	1.44	34	42.16	29.44	41.06
12	9.28	2.97	1.69	35	46.12	33.30	48.03
13	9.81	3.26	1.97	36	50.59	37.75	56.31
14	10.37	3.59	2.29	37	55.63	42.92	66.19
15	10.98	3.94	2.65	38	61.35	48.93	78.03
16	11.63	4.34	3.06	39	67.87	55.96	92.25
17	12.34	4.77	3.53	40	75.31	64.20	109.41
18	13.10	5.26	4.07	41	83.86	73.90	130.22
19	13.93	5.80	4.68	42	93.71	85.38	155.55
20	14.83	6.40	5.39	43	105.11	99.02	186.54
21	15.82	7.07	6.20	44	118.37	115.31	224.64
22	16.88	7.82	7.13	45	133.88	134.88	271.76

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} \quad F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'}$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi' \quad F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right)$$

radianes

$$F_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B}{L} \quad F_{\gamma d} = 1$$

Los factores de inclinación F_{ci} , F_{qi} , $F_{\phi i}$ Son iguales a 1.0 debido a que la carga no tiene inclinación

En este caso, $B = L$ debido a que se trabaja con zapatas cuadradas

Para el dimensionamiento de la zapata, se utilizó la ecuación general de Meyerhof dejando como incógnita el B (ancho) de la zapata (Debido a que este varía para cada puente colgante).

Debido a que qu es la carga distribuida que soporta el suelo por debajo de la zapata, qu multiplicado por A (A =área de la zapata) debe ser igual ó mayor a $Q_{diseño}$, esto con la finalidad de que el suelo no falle, por lo que

$$Q_{diseño} \leq quA$$

Donde qu y A están en función de B , y $Q_{diseño}$ este definido por lo que

$$Q_{diseño} = f(B)$$

Esta función se evalúa en una hoja de cálculo de Excel, iterando diferentes valores, encontrando así, las dimensiones requeridas para las zapatas de los puentes colgantes

Anclajes

- Suelo residual
 - Puente de 18 metros.

Datos de entrada		CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.18			
f=	8.0 °	Factores portantes			Términos de la capacidad portante
c=	19.0 kPa	Nc=	7.53		Cohesión (kPa) Sobrepresión (kPa) Forma (kPa)
γ=	13.4 z	Nq=	2.06	2	19.30 2.01 233.69
γsat=	20.1 kN/m3	Nγ=	0.86	3	
Prof. del NF=	2.0 m	Factores de forma		3	Capacidad portante
Df=	0.7 m	Fcs=	1.300		qu= 255.00 kPa
B=	1.2 m	Fqs=	1.000		Capacidad portante última
L=	1.2 m	Fgs=	0.800		qu all= 85.00 kPa
FS=	3.0	Factores de profundidad		1	Área (m2)= 1.334 2
Qual=	0.0 kN	Fcd=	1.000		Carga máxima permitida
b=	61.0 °	Fqd=	1.000		Qu all= 233.83 kN CUMPLE
q=	9.39 kPa	Fgd=	1.000		*si es inclinada se divide por Cos(Beta)
γ aplicable=	13.41 kN/m3	Factores de inclinación Meyerhof			
Efecto del NF=	CASO 3	Fci=	0.104		
Suelo qadm (Kpa)		Fqi=	0.104		
Residual	85	Fgi=	43.891		
Saprolito	105				
Pie de monte	335				
SM y SP-SM	345				
CH, MH y SP	705				

○ **Puente de 24 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.24

Datos de entrada
 $f' = 8.0^\circ$
 $c = 19.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.4 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 20.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 0.7 \text{ m}$
 $B = 1.3 \text{ m}$
 $L = 1.3 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 279.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 9.39 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 13.41 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	7.53
$N_q =$	2.06
$N_\gamma =$	0.86

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	43.891

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
19.30	2.01	252.95

Capacidad portante	
$q_u =$	274.26 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	91.42 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	294.63 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

○ **Puente de 30 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.30

Datos de entrada
 $f' = 8.0^\circ$
 $c = 19.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.4 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 20.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.0 \text{ m}$
 $B = 1.3 \text{ m}$
 $L = 1.3 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 314.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 13.41 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 12.69 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	7.53
$N_q =$	2.06
$N_\gamma =$	0.86

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	43.891

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
19.30	2.87	248.98

Capacidad portante	
$q_u =$	271.15 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	90.38 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	315.07 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

○ **Puente de 36 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.36

Datos de entrada
 $f' = 8.0^\circ$
 $c = 19.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.4 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 20.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.5 \text{ m}$
 $B = 1.6 \text{ m}$
 $L = 1.6 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 520.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 20.12 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 11.27 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	7.53
$N_q =$	2.06
$N_\gamma =$	0.86

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	43.891

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
19.30	4.30	272.15

Capacidad portante	
$q_u =$	295.75 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	98.58 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	520.56 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

- Suelo Saprolito
 - Puente de 18 metros.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES

Datos de entrada		Factores portantes		Términos de la capacidad portante		
f=	35.0 °	Nc=	46.12	Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
c'=	9.0 kPa	Nq=	33.30	56.03	38.67	220.30
γ=	16.0 z	Nγ=	48.03			
γsat=	20.5 kN/m3			Capacidad portante		
Prof. del NF=	2.0 m			qu=	315.00 kPa	
Df=	0.7 m	Factores de forma		Capacidad portante admisible		
B=	1.3 m	Fcs=	1.300	q adm=	105.00 kPa	
L=	1.3 m	Fqs=	1.000			
FS=	3.0	Fgs=	0.800			
Qual=	175.0 kN	Factores de profundidad		Área (m2)=		
β=	61.0 °	Fcd=	1.000	1.691	2	
θ=	11.2 kPa	Fqd=	1.000	Carga máxima permitida		
γ aplicable=	16.0 kN/m3	Fgd=	1.000	Qu all=	366.33 kN CUMPLE	
Efecto del NF=	CASO 2	Factores de inclinación		*si es inclinada se divide por Cos(Beta)		
Suelo	qadm (Kpa)	Fci=	0.104			
Residual	85	Fqi=	0.104			
Saprolito	105	Fgi=	0.552			
Pie de monte	335					
SM y SP-SM	345					
CH , MH y SP	705					

- Puente de 24 metros.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.24

Datos de entrada		Factores portantes		Términos de la capacidad portante		
f=	35.0 °	Nc=	46.12	Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
c'=	9.0 kPa	Nq=	33.30	56.03	38.67	220.30
γ=	16.0 z	Nγ=	48.03			
γsat=	20.5 kN/m3			Capacidad portante		
Prof. del NF=	2.0 m			qu=	315.00 kPa	
Df=	0.7 m	Factores de forma		Capacidad portante última		
B=	1.3 m	Fcs=	1.300	qu all=	105.00 kPa	
L=	1.3 m	Fqs=	1.000			
FS=	3.0	Fgs=	0.800			
Qual=	279.0 kN	Factores de profundidad		Área (m2)=		
b=	61.0 °	Fcd=	1.000	1.691	2	
q=	11.19 kPa	Fqd=	1.000	Carga máxima permitida		
γ aplicable=	15.98 kN/m3	Fgd=	1.000	Qu all=	366.33 kN CUMPLE	
Efecto del NF=	CASO 2	Factores de inclinación		*si es inclinada se divide por Cos(Beta)		
Suelo	qadm (Kpa)	Fci=	0.104			
Residual	85	Fqi=	0.104			
Saprolito	105	Fgi=	0.552			
Pie de monte	335					
SM y SP-SM	345					
CH , MH y SP	705					

- Puente de 30 metros.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.30

Datos de entrada		Factores portantes		Términos de la capacidad portante		
f=	35.0 °	Nc=	46.12	Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
c'=	9.0 kPa	Nq=	33.30	56.03	44.19	207.81
γ=	16.0 z	Nγ=	48.03			
γsat=	20.5 kN/m3			Capacidad portante		
Prof. del NF=	2.0 m			qu=	308.04 kPa	
Df=	0.8 m	Factores de forma		Capacidad portante última		
B=	1.2 m	Fcs=	1.300	qu all=	102.68 kPa	
L=	1.2 m	Fqs=	1.000			
FS=	3.0	Fgs=	0.800			
Qual=	314.0 kN	Factores de profundidad		Área (m2)=		
b=	61.0 °	Fcd=	1.000	1.538	2	
q=	12.78 kPa	Fqd=	1.000	Carga máxima permitida		
γ aplicable=	15.81 kN/m3	Fgd=	1.000	Qu all=	325.65 kN CUMPLE	
Efecto del NF=	CASO 2	Factores de inclinación		*si es inclinada se divide por Cos(Beta)		
Suelo	qadm (Kpa)	Fci=	0.104			
Residual	85	Fqi=	0.104			
Saprolito	105	Fgi=	0.552			
Pie de monte	335					
SM y SP-SM	345					
CH , MH y SP	705					

○ **Puente de 36 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.36

Datos de entrada
 $f' = 35.0^\circ$
 $c' = 9.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 16.0 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 20.5 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.5 \text{ m}$
 $B = 1.5 \text{ m}$
 $L = 1.5 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 520.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 23.97 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 12.43 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	103
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	46.12
$N_q =$	33.30
$N_\gamma =$	48.03

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{\gamma s} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{\gamma d} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{\gamma i} =$	0.552

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
56.03	82.87	197.61

Capacidad portante	
$q_u =$	336.51 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	112.17 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	520.58 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

● **Suelo Pie de monte**

○ **Puente de 18 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES

Datos de entrada
 $f' = 18.0^\circ$
 $c' = 23.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 11.0 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 0.7 \text{ m}$
 $B = 1.4 \text{ m}$
 $L = 1.4 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 175.0 \text{ kN}$
 $\beta = 61.0^\circ$
 $\theta = 7.7 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 10.9 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	13.10
$N_q =$	5.26
$N_\gamma =$	4.07

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{\gamma s} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{\gamma d} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{\gamma i} =$	5.707

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
40.68	4.21	136.02

Capacidad portante	
$q_u =$	180.92 kPa

Capacidad portante admisible	
$q_{\text{adm}} =$	60.31 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	226.70 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

○ **Puente de 24 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.24

Datos de entrada
 $f' = 18.0^\circ$
 $c' = 23.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 11.0 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.0 \text{ m}$
 $B = 1.5 \text{ m}$
 $L = 1.5 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 279.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 11.03 \text{ kPa}$
 $\gamma_{\text{aplicable}} = 9.41 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	13.10
$N_q =$	5.26
$N_\gamma =$	4.07

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{\gamma s} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{\gamma d} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{\gamma i} =$	5.707

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
40.68	6.02	132.75

Capacidad portante	
$q_u =$	179.45 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	59.82 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	285.06 kN CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

○ **Puente de 30 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.30

Datos de entrada
 $f' = 18.0^\circ$
 $c' = 23.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 11.0 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.2 \text{ m}$
 $B = 1.6 \text{ m}$
 $L = 1.6 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 314.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 13.24 \text{ kPa}$
 $\gamma \text{ aplicable} = 8.63 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	13.10
$N_q =$	5.26
$N_\gamma =$	4.07

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	5.707

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
40.68	7.23	129.79

Capacidad portante	
$q_u =$	177.69 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	59.23 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	320.63 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

○ **Puente de 36 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.36

Datos de entrada
 $f' = 18.0^\circ$
 $c' = 23.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 11.0 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.1 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 1.9 m
 $D_f = 1.5 \text{ m}$
 $B = 1.8 \text{ m}$
 $L = 1.8 \text{ m}$
 $FS = 2.0$
 $Q_{\text{all}} = 520.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 16.55 \text{ kPa}$
 $\gamma \text{ aplicable} = 7.37 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	13.10
$N_q =$	5.26
$N_\gamma =$	4.07

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	5.707

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
40.68	9.03	119.78

Capacidad portante	
$q_u =$	169.49 kPa

Capacidad portante última	
$q_{u \text{ all}} =$	84.74 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	535.32 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

● **Suelo SM y SP-SM**

○ **Puente de 18 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES

Datos de entrada
 $f' = 41.0^\circ$
 $c' = 0.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.6 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 0.7 \text{ m}$
 $B = 1.1 \text{ m}$
 $L = 1.1 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 175.0 \text{ kN}$
 $\beta = 61.0^\circ$
 $\theta = 9.5 \text{ kPa}$
 $\gamma \text{ aplicable} = 13.6 \text{ kN/m}^3$
 Efecto del NF = **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
$N_c =$	83.86
$N_q =$	73.90
$N_\gamma =$	130.21

Factores de forma	
$F_{cs} =$	1.300
$F_{qs} =$	1.000
$F_{gs} =$	0.800

Factores de profundidad	
$F_{cd} =$	1.000
$F_{qd} =$	1.000
$F_{gd} =$	1.000

Factores de inclinación	
$F_{ci} =$	0.104
$F_{qi} =$	0.104
$F_{gi} =$	0.238

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
0.00	73.04	185.41

Capacidad portante	
$q_u =$	258.46 kPa

Capacidad portante admisible	
$q_{\text{adm}} =$	86.15 kPa

Carga máxima permitida	
$Q_{u \text{ all}} =$	215.02 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

○ **Puente de 24 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.24

Datos de entrada
 $f' = 41.0^\circ$
 $c' = 0.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.6 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 0.7 \text{ m}$
 $B = 1.2 \text{ m}$
 $L = 1.2 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 279.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 9.52 \text{ kPa}$
 γ aplicables = 13.60 kN/m³
 Efecto del NF = **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	83.86
Nq=	73.90
N γ =	130.21

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	0.238

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
0.00	73.04	209.01

Capacidad portante	
qu=	282.05 kPa

Capacidad portante última	
qu all=	94.02 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	298.18 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

CUMPLE

○ **Puente de 30 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.30

Datos de entrada
 $f' = 41.0^\circ$
 $c' = 0.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.6 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 0.8 \text{ m}$
 $B = 1.3 \text{ m}$
 $L = 1.3 \text{ m}$
 $FS = 3.0$
 $Q_{\text{all}} = 314.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 10.88 \text{ kPa}$
 γ aplicables = 13.19 kN/m³
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	83.86
Nq=	73.90
N γ =	130.21

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	0.238

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
0.00	83.48	207.64

Capacidad portante	
qu=	291.12 kPa

Capacidad portante última	
qu all=	97.04 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	322.84 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

CUMPLE

○ **Puente de 36 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.36

Datos de entrada
 $f' = 41.0^\circ$
 $c' = 0.0 \text{ kPa}$
 $\gamma = 13.6 \text{ z}$
 $\gamma_{\text{sat}} = 16.0 \text{ kN/m}^3$
 Prof. del NF = 2.0 m
 $D_f = 1.0 \text{ m}$
 $B = 1.3 \text{ m}$
 $L = 1.3 \text{ m}$
 $FS = 2.0$
 $Q_{\text{all}} = 520.0 \text{ kN}$
 $b = 61.0^\circ$
 $q = 13.60 \text{ kPa}$
 γ aplicables = 11.85 kN/m³
 Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	83.86
Nq=	73.90
N γ =	130.21

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	0.238

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
0.00	104.35	192.34

Capacidad portante	
qu=	296.69 kPa

Capacidad portante última	
qu all=	148.34 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	525.10 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

CUMPLE

- Suelo CH, MH y S
 - Puente de 18 metros.

Datos de entrada

f= 30.0 °
 c= 38.0 kPa
 γ= 14.2 z
 γsat= 18.8 kN/m3
 Prof. del NF= 2.0 m
 Df= 0.7 m
 B= 1.0 m
 L= 1.0 m
 FS= 3.0
 Quall= 175.0 kN
 β= 61.0 °
 θ= 9.9 kPa
 γ aplicable= 14.2 kN/m3
 Efecto del NF= **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	30.14
Nq=	18.40
Nγ=	22.40

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	1.068

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
154.59	18.99	135.87

Capacidad portante	
qu=	309.45 kPa

Capacidad portante admisible	
q adm=	103.15 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	212.76 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

- Puente de 24 metros.

Datos de entrada

f= 30.0 °
 c= 38.0 kPa
 γ= 14.2 z
 γsat= 18.8 kN/m3
 Prof. del NF= 2.0 m
 Df= 0.7 m
 B= 1.2 m
 L= 1.2 m
 FS= 3.0
 Quall= 279.0 kN
 b= 61.0 °
 q= 9.94 kPa
 γ aplicable= 14.20 kN/m3
 Efecto del NF= **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	30.14
Nq=	18.40
Nγ=	22.40

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	1.068

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
154.59	18.99	156.25

Capacidad portante	
qu=	329.83 kPa

Capacidad portante última	
qu all=	109.94 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	299.91 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

- Puente de 30 metros.

Datos de entrada

f= 30.0 °
 c= 38.0 kPa
 γ= 14.2 z
 γsat= 18.8 kN/m3
 Prof. del NF= 2.0 m
 Df= 0.8 m
 B= 1.2 m
 L= 1.2 m
 FS= 3.0
 Quall= 314.0 kN
 b= 61.0 °
 q= 11.36 kPa
 γ aplicable= 14.20 kN/m3
 Efecto del NF= **CASO 3**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc=	30.14
Nq=	18.40
Nγ=	22.40

Factores de forma	
Fcs=	1.300
Fqs=	1.000
Fgs=	0.800

Factores de profundidad	
Fcd=	1.000
Fqd=	1.000
Fgd=	1.000

Factores de inclinación	
Fci=	0.104
Fqi=	0.104
Fgi=	1.068

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
154.59	21.70	160.33

Capacidad portante	
qu=	336.62 kPa

Capacidad portante última	
qu all=	112.21 kPa

Carga máxima permitida	
Qu all=	322.26 kN

*si es inclinada se divide por Cos(Beta) **CUMPLE**

○ **Puente de 36 metros.**

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE ANCLAJES P.36

Datos de entrada

f' = 30.0 °
c' = 38.0 kPa
γ = 14.2 z
γsat = 18.8 kN/m³
Prof. del NF = 2.0 m
Df = 1.0 m
B = 1.2 m
L = 1.2 m
FS = 2.0
Qual = 520.0 kN
b = 61.0 °
q = 14.20 kPa
γ aplicable = 13.22 kN/m³
Efecto del NF = **CASO 2**

Suelo	qadm (Kpa)
Residual	85
Saprolito	105
Pie de monte	335
SM y SP-SM	345
CH, MH y SP	705

Factores portantes	
Nc =	30.14
Nq =	18.40
Nγ =	22.40

Factores de forma	
Fcs =	1.300
Fqs =	1.000
Fgs =	0.800

Factores de profundidad	
Fcd =	1.000
Fqd =	1.000
Fgd =	1.000

Factores de inclinación	
Fci =	0.104
Fqi =	0.104
Fgi =	1.068

Meyerhof

Términos de la capacidad portante		
Cohesión (kPa)	Sobrepresión (kPa)	Forma (kPa)
154.59	27.13	155.55

Capacidad portante	
qu =	337.26 kPa

Capacidad portante última	
qu all =	168.63 kPa

Área (m ²) =	1.513	2
--------------------------	-------	---

Carga máxima permitida	
Qu all =	526.23 kN

CUMPLE

*si es inclinada se divide por Cos(Beta)

Referencias

- **Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC).** (2017). Norma Colombiana Compartida G100 - Diseño de Estructuras en Concreto (NSR10). Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- **Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (ICONTEC).** (2017). Norma Colombiana Compartida G100 - Diseño de Puentes (NSR10 CCP14). Bogotá, D.C.: ICONTEC.
- **American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).** (2017). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (8th Edition). Washington, D.C.: AASHTO