

**Evaluación del impacto en cimentaciones de pilas para puentes según la
norma CCP-14**

Presentado por:
Diego Alejandro Balcázar Roa
Juan Sebastián Fernández Niño

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

Carlos Eduardo Rodríguez Pineda
Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD.

Codirector:

Edgar Eduardo Muñoz Díaz
Ing. Civil, MSc.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
2016**

**Evaluación del impacto en cimentaciones de pilas para puentes según la
norma CCP-14**

Presentado por:
Diego Alejandro Balcázar Roa
Juan Sebastián Fernández Niño

Proyecto de grado para optar al título de Ingeniero Civil

Director:

Carlos Eduardo Rodríguez Pineda
Ing. Civil, MG, MSc, DIC, PhD.

Codirector:

Edgar Eduardo Muñoz Díaz
Ing. Civil, MSc.



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD JAVERIANA
FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
2016**

DEDICATORIA

A mi familia y a mis amigos que me ayudaron a cumplir mis metas y dar este gran paso en mi vida.

Diego Alejandro Balcázar Roa.

A mis padres y a mi familia, quienes siempre mostraron interés por mis logros, me apoyaron, me inspiraron e hicieron posible cumplir mis metas.

Juan Sebastián Fernández.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan sus más sinceros agradecimientos a:

A nuestros padres, quienes además de darnos todo, siempre confiaron en nosotros.

A los Ingenieros Carlos Eduardo Rodríguez, director de este trabajo, y Edgar Eduardo Muñoz, codirector, quienes siempre estuvieron dispuestos a colaborarnos y compartir sus conocimientos y experiencia con nosotros, además de otorgarnos su tiempo, asesoría, consejos, llamados de atención y paciencia.

A la Pontificia Universidad Javeriana por darnos la oportunidad de estudiar y ser profesionales.

Finalmente, a nuestros familiares, amigos y profesores a lo largo de toda la carrera, por estar ahí siempre, por su apoyo y confianza, especialmente, durante los últimos cuatro años de nuestro crecimiento profesional, pues todo esto nos llevó al lugar en donde estamos el día de hoy.

ÍNDICE

	Pág.
1 INTRODUCCIÓN	11
2 OBJETIVOS	13
2.1 General	13
2.2 Específicos	13
3 PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN	14
4 MARCOS DE REFERENCIA	15
4.1 Marco de Antecedentes	15
4.2 Marco Conceptual	16
4.3 Marco Teórico	17
4.3.1 Diseño geotécnico	17
4.3.2 Diseño Estructural	21
4.4 Análisis y comparación normativa	34
4.4.1 Cuadro comparativo	34
4.4.2 Zonificación sísmica del país	34
5 METODOLOGÍA	40
5.1 Definición del modelo geotécnico y geológico	40
5.1.1 Descripción Geológica y Geotécnica	40
5.1.2 Parámetros geotécnicos	41
5.2 Definición del modelo de la superestructura	44

5.2.1	Obtención de la información base	44
5.2.2	Tratamiento información	45
5.2.3	Modelo estructural	48
5.2.4	Análisis de cargas	49
5.2.5	Espectros de diseño	52
5.3	Diseño geotécnico	54
5.3.1	Según norma CCP-95	54
5.3.2	Según norma NSR-10	55
5.3.3	Según norma CCP-14	56
5.4	Diseño estructural	56
5.4.1	Interacción suelo estructura	57
5.4.2	Modelación de la cimentación	60
5.4.3	Diseño de los pilotes	61
5.4.4	Diseño de dados de cimentación	63
5.5	Análisis de costos directos	64
5.5.1	Definición de APU's	64
5.5.2	Cálculo de cantidades de obra y presupuestos	64
6	RESULTADOS Y ANÁLISIS	65
6.1	Errores encontrados en la Norma CCP-14.	65
6.2	Parámetros de diseño calculados	69
6.2.1	Espectros de diseño	69
6.2.2	Reacciones en la base de la pila	72
6.3	Diseño geotécnico y estructural según la norma CCP-95	73
6.3.1	Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.	73
6.3.2	Diseño estructural	74
6.3.3	Verificación de capacidad portante del diseño final.	75
6.4	Diseño geotécnico y estructural según la norma NSR-10	76
6.4.1	Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.	76
6.4.2	Diseño estructural	77
6.4.3	Verificación de capacidad portante del diseño final.	78

6.5	Diseño geotécnico y estructural según la norma CCP-14	79
6.5.1	Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.	79
6.5.2	Diseño estructural	80
6.5.3	Verificación de capacidad portante del diseño final.	81
6.6	Cálculo de presupuestos según cada norma	82
7	CONCLUSIONES Y NUEVAS PROPUESTAS DE INVESTIGACIÓN	87
8	BIBLIOGRAFÍA	90

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO A – MATRIZ DE COMPARACIÓN ENTRE LAS NORMAS CCP95 Y CCP14.....	93
ANEXO B – INFORMES GEOTÉCNICOS DEL PROGRAMA GEOSTRUCTURAL ANALYSIS.	138
ANEXO C – DISEÑO ESTRUCTURAL DE PILOTES/CAISSON	159
ANEXO D – DISEÑO DADOS DE CIMENTACIÓN.....	165
ANEXO E – PLANO ESTRUCTURAL PARA CCP 14	172
ANEXO F – PLANO ESTRUCTURAL PARA CCP 95	173
ANEXO G – PLANO ESTRUCTURAL PARA NSR 10	174
ANEXO H - MODIFICACIÓN DE DISEÑO SEGÚN EL DIÁMETRO DE LOS PILOTES.....	175

LISTA DE ILUSTRACIONES

ILUSTRACIÓN 1 - GEOMETRÍA DE UNA CARGA RECTANGULAR PARA DETERMINAR INCREMENTOS DE ESFUERZO RESPECTO AL PUNTO 0.	20
ILUSTRACIÓN 2 - REVISIÓN BIAxIAL PARA CSI COL. TOMADO DE MANUAL DEL USUARIO Y REFERENCIA TÉCNICA CSI COL.	25
ILUSTRACIÓN 3 - VALORES DEL COEFICIENTE DE ACELERACIÓN SEGÚN LA CCP-95	35
ILUSTRACIÓN 4 - ZONAS DE AMENAZA SÍSMICA APLICABLE A EDIFICACIONES PARA LA NSR-10 EN FUNCIÓN DE A_a Y A_v	36
ILUSTRACIÓN 5 - MAPA DE VALORES PGA SEGÚN LA CCP-14	37
ILUSTRACIÓN 6 - MAPA DE VALORES S_s SEGÚN LA CCP-14	38
ILUSTRACIÓN 7 - MAPA DE VALORES S_1 SEGÚN LA CCP-14	39
ILUSTRACIÓN 8 - PLANTA GEOLÓGICA PUENTE CONEJO. TOMADO DEL ESTUDIO DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y GEOTECNIA, CONSORCIO DIN-SEDIC (2008)	41
ILUSTRACIÓN 9 - PERFIL DE VELOCIDAD DE ONDA P, MODELO TOMOGRÁFICO MULTICAPA - LÍNEA DE REFRACCIÓN SÍSMICA LS. TOMADO DEL ESTUDIO DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y GEOTECNIA, CONSORCIO DIN-SEDIC (2008)	42
ILUSTRACIÓN 10 - PERFIL 1-D VELOCIDAD DE ONDA S - ANÁLISIS MULTICANAL DE ONDAS DE SUPERFICIE MASW. TOMADO DEL ESTUDIO DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y GEOTECNIA, CONSORCIO DIN-SEDIC (2008)	42
ILUSTRACIÓN 11 - MODELO GEOLÓGICO GEOTÉCNICO. TOMADO DEL ESTUDIO DE GEOLOGÍA PARA INGENIERÍA Y GEOTECNIA, CONSORCIO DIN-SEDIC (2008)	44
ILUSTRACIÓN 12. PLANTA GENERAL PUENTE EL CONEJO. TOMADO DE PLANOS ANEXOS INFORME ESTRUCTURAL CONSORCIO VIAL DEL SUR – PUENTE CONEJO.	46
ILUSTRACIÓN 13. CORTE LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA PUENTE CONEJO. TOMADO DE PLANOS ANEXOS INFORME ESTRUCTURAL CONSORCIO VIAL DEL SUR – PUENTE CONEJO.	47
ILUSTRACIÓN 14. SECCIÓN TRANSVERSAL PUENTE EL CONEJO. TOMADO DE PLANOS ANEXOS INFORME ESTRUCTURAL CONSORCIO VIAL DEL SUR – PUENTE CONEJO.	47
ILUSTRACIÓN 15. MODELO BÁSICO DEL PUENTE. GENERADO EN CSI BRIDGE V17.3.0.	49
ILUSTRACIÓN 16 - COEFICIENTE DE BALASTO PARA INFORME ESTRUCTURAL SUMINISTRADO.	57
ILUSTRACIÓN 17 - MODELACIÓN DE CIMENTACIÓN PARA NORMA CCP 14. FUENTE PROPIA	60
ILUSTRACIÓN 18 - MODELACIÓN DE SECCIÓN TRANSVERSAL Y DIAGRAMA DE INTERACCIÓN PARA NORMA CCP 14 EN CSI COL 9.62	
ILUSTRACIÓN 19 - ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN CADA NORMA.	69
ILUSTRACIÓN 20 - DIFERENCIA EN EL PORCENTAJE DE COSTOS Y ACELERACIÓN DEL ESPECTRO RESPECTO A LA LA CCP-95	71
ILUSTRACIÓN 21 - CANTIDADES DE ACERO DE REFUERZO SEGÚN CADA NORMA.	84
ILUSTRACIÓN 22 - CANTIDADES DE CONCRETO SEGÚN CADA NORMA.	85
ILUSTRACIÓN 23 - ANÁLISIS DE PRESUPUESTO GENERAL SEGÚN CADA NORMA.	86

LISTA DE TABLAS

	Pág.
TABLA 1 - PARÁMETROS GEOMECÁNICOS PARA LOS MATERIALES.	43
TABLA 2 - PROPIEDADES MECÁNICAS DE MATERIALES PARA EL PUENTE.	48
TABLA 3 - PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA CCP-95.....	52
TABLA 4 - PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA NSR-10	53
TABLA 5 - PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO SEGÚN LA NORMA CCP-14.....	53
TABLA 6 - COEFICIENTES DE BALASTO PARA NORMA CCP 14.....	59
TABLA 7 - COEFICIENTES DE BALASTO PARA NORMA CCP 95.....	59
TABLA 8 - PERIODOS Y PORCENTAJES DE PARTICIPACIÓN DE MASA SEGÚN EL MODO DE VIBRACIÓN	70
TABLA 9 - REACCIONES EN LA BASE DE LA PILA CENTRAL.	72
TABLA 10 - FACTORES Y PARÁMETROS USADOS EN EL ANÁLISIS PARA PREDIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD PORTANTE PARA LA NORMA CCP-95	73
TABLA 11 - DIMENSIONES Y DETALLADO ESTRUCTURAL SEGÚN LA CCP-95	74
TABLA 12 - ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO FINAL SEGÚN LA NORMA CCP-95	75
TABLA 13 - FACTORES Y PARÁMETROS USADOS EN EL ANÁLISIS PARA PREDIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD PORTANTE PARA LA NORMA NSR-10.....	76
TABLA 14 - DIMENSIONES Y DETALLADO ESTRUCTURAL SEGÚN LA NSR-10	77
TABLA 15 - ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO FINAL SEGÚN LA NORMA NSR-10.....	78
TABLA 16- FACTORES Y PARÁMETROS USADOS EN EL ANÁLISIS PARA PREDIMENSIONAMIENTO POR CAPACIDAD PORTANTE PARA LA NORMA CCP-14.....	79
TABLA 17 - DIMENSIONES Y DETALLADO ESTRUCTURAL SEGÚN LA CCP-14	80
TABLA 18 - ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE PARA EL DISEÑO FINAL SEGÚN LA NORMA CCP-14.	81
TABLA 19 - PRESUPUESTO SEGÚN NORMA CCP-95	82
TABLA 20 - PRESUPUESTO SEGÚN NORMA NSR-10.....	82
TABLA 21 - PRESUPUESTO SEGÚN NORMA CCP-14.....	83

1 INTRODUCCIÓN

En Colombia se utilizó la especificación americana “AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges”, hasta el año 1994, cuando el Gobierno nacional encargó a la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica “AIS” la tarea de producir un documento nacional que sirviera de reglamentación para los diseños de los puentes del país. En 1995, la AIS, mediante convenio con el Ministerio del Transporte y el Instituto Nacional de Vías publicó el Código Colombiano de diseño sísmico de puentes “CCP 95”, basado en la especificación AASHTO del 1992. En el año 2013, en convenio con el INVIAS, la AIS desarrolló la nueva Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, esta vez basada en las especificaciones “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 6a edición del 2012 y “AASHTO LRFD Bridge Design Specifications” 7ª edición del 2014 fundamentadas en la filosofía LRFD.

Aspectos relevantes de esta nueva normativa son la actualización de los mapas colombianos de amenaza sísmica y la validación de la carga viva vehicular de diseño para la práctica Colombiana.

Para la CCP-14 se han preparado los mapas de amenaza sísmica con un enfoque probabilista a objeto de establecer los valores de los coeficientes sísmicos de diseño denominados como PGA (Peak Ground Acceleration), SS y S1 asociados, en esta ocasión, a una probabilidad de excedencia del 7% en una vida útil de 75 años, lo que equivale, aproximadamente, a un periodo de retorno de 975 años. El coeficiente PGA corresponde a la aceleración máxima del terreno (0 segundos de período), mientras que SS y S1 corresponden a los valores de la amenaza, asociados a los periodos de vibración iguales a 0.2 y 1.0 segundos respectivamente. Adicionalmente, para los puentes clasificados como críticos, de acuerdo a su importancia y localización, se ha determinado que los coeficientes sísmicos deben

estar asociados a una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años de vida útil, lo que corresponde, aproximadamente, a un periodo de retorno de 2500 años.

En este trabajo se tomarán los planos estructurales y perfil geológico de un puente de dos luces ya existente y será modelado en CSiBridge para determinar las reacciones en la base de la pila central del puente según cada norma.

Una vez determinadas las reacciones en la base de la pila, se realiza un predimensionamiento por capacidad portante de los caissons y su correspondiente diseño estructural por flexión y cortante para cada una de las normas.

Debido a que algunos ingenieros solían diseñar con la metodología de la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-95 usando los mapas de amenaza sísmica correspondientes a la Norma NSR-10 antes de que surgiera la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 con los mapas de amenaza sísmica actualizados, también se hará la comparación del diseño de cimentaciones según los mapas de amenaza sísmicos NSR-10 siguiendo la metodología de diseño de la CCP-95.

2 OBJETIVOS

2.1 General

Establecer los efectos en costos directos del diseño de cimentaciones de pilas para puentes de dos luces mediante el procedimiento de las normas NSR-10, CCP-95 y CCP-14.

2.2 Específicos

- Establecer las diferencias metodológicas en el diseño de cimentaciones de pilas para puentes de dos luces para la CCP-14, con respecto a las normas NSR-10 y CCP-95.
- Emplear los métodos de análisis para el diseño de cimentaciones de pilas para puentes con las diferentes normas bajo un perfil geotécnico de estudio.
- Evaluar el impacto en costos directos para las diferentes metodologías de diseño empleada

3 PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN

Dado que en Colombia está vigente la nueva norma de diseño de puentes CCP-14 desde el mes de enero del 2015, la efectividad en la metodología empleada ha sido tema de debate para los ingenieros diseñadores y constructoras, debido a que se desconocen los nuevos parámetros y especificaciones de diseño que están siendo utilizados en esta norma. Por este motivo han empezado a surgir investigaciones para verificar la efectividad y los impactos que representa esta nueva normativa en la forma de diseñar cimentaciones de puentes en el país.

Esta norma trabaja a partir del método de diseño con factores de carga y resistencia “*Load and Resistance Factor Design*” (LRFD) el cual calcula los factores de mayoración de cargas y reducción de resistencia a partir de un análisis de confiabilidad estructural basado en el conocimiento estadístico actual de cargas y desempeño estructural (AIS, 2014).

Algunos diseñadores tienen la hipótesis de que la nueva norma hará que los diseños de cimentaciones sean más robustos debido a que trabaja con una confiabilidad más alta respecto a la anterior y maneja factores de mayoración más grandes que en la NSR-10. Para hacer un contexto se habla de que se diseña con un 30% más de refuerzo de acero debido a la nueva norma lo cual nos puede dar una idea del incremento en costos que se tendría en esta nueva vigencia.

También vale la pena anotar que el hecho de cambiar una norma implica un cambio en la forma de diseñar y un gasto en tiempo y recursos para poder estudiar esta norma eficientemente y poder hacer diseños seguros. Por esta razón el hecho de hacer una investigación para poder evaluar y cuantificar el impacto económico que tiene diseñar cimentaciones en puentes con esta nueva reglamentación, resulta muy adecuado para estimar las futuras necesidades económicas que deberán tener los diseños de puentes y la incidencia que esto tendrá a la hora de considerar una alternativa para ser construida.

4 MARCOS DE REFERENCIA

4.1 Marco de Antecedentes

Debido a que el código de puentes del 2014 es muy reciente, a la fecha de realización de este trabajo no se han hecho comparaciones formales de este respecto al código anterior del 1995 a nivel nacional.

Panahshahi, N. (2004) realizó un estudio con el departamento de transporte de Illinois (IDOT) para determinar el impacto en los costos de una norma LRFD “Guidelines for seismic design of highway bridges” desarrollado en conjunto por el “Applied Technical Council (ATC)” y la “Multidisciplinary center for Earthquake Engineering Research (MCCER)”. En este estudio, se diseñó la subestructura de cuatro puentes en Illinois, y se comparó el impacto en los costos directos de los puentes que tuvo la norma propuesta respecto a la AASHTO que estaba vigente. En el estudio se observó que el costo total de la subestructura del puente puede llegar a ser hasta 5,43 veces más costoso con la norma propuesta respecto a la AASHTO debido a la cantidad de los materiales necesaria para cumplir las especificaciones.

Baber, T. T. (2007) comparó también la nueva AASHTO LRFD con la antigua AASHTO ASD y contrastó los métodos usados en los diseños analizando las cargas vivas vehiculares usadas en el diseño, la carga dinámica permitida, factores de distribución, la cantidad de acero necesaria para cada puente y la máxima deflexión debido a la carga viva en el puente bajo cargas de servicio para el diseño de cada una de las normas.

Se basó en el diseño de seis puentes de una luz y el diseño parcial de un puente de tres luces en Virginia y se concluyó que los diseños de la norma LRFD suelen ser más ligeros, económicos y flexibles que los diseños ASD para el mismo puente. La diferencia en el peso del puente pareció ser más pronunciada en puentes de una sola luz.

Otro estudio involucrando la nueva AASHTO LRFD del 2007 y la norma “*Allowable Stress Design*” (ASD) involucró la comparación del diseño muros de contención y otras estructuras de retención de tierras, en donde Esposito, S. (2010) encontró que la diferencia en el costo entre muros de contención con altura superior a 4,6 m es insignificante, pero que, al momento de diseñar muros más cortos, el diseño de la LRFD puede llegar a ser un 10% más costoso.

4.2 Marco Conceptual

Amenaza: Es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente destructor, en un área especificada dentro de un determinado periodo de tiempo. (Varnes, 1984)

Vulnerabilidad: Es el grado de pérdida de un determinado elemento o grupo de elementos en riesgo, como resultado de la ocurrencia de un fenómeno natural de una magnitud determinada (Varnes, 1984)

El análisis de vulnerabilidad requiere de un conocimiento detallado de la densidad de población, infraestructura, actividades económicas y los efectos de un determinado fenómeno sobre estos elementos en riesgo. Este tipo de trabajos es generalmente, realizado por profesionales de disciplinas diferentes a las ciencias de la tierra. (Suarez, 1998)

Riesgo: Es el número esperado de vidas humanas perdidas, personas heridas, daño a la propiedad, y pérdidas económicas relacionadas con la ocurrencia de un determinado fenómeno (Varnes, 1984)

Norma LRFD y Norma ASD

En la especificación AASHTO, desde su comienzo y hasta los inicios de los años 70 usaba una metodología de diseño conocida como “Diseño por esfuerzos de trabajo”, WSD (Working Stress Design) que definía los esfuerzos admisibles como una fracción de la resistencia del material y requería que los esfuerzos a los que serán sometidos los materiales no superen los esfuerzos admisibles previamente definidos.

Luego se llegó a un método de diseño llamada “diseño por factores de carga”, LFD, (Load Factor Design) que ajustó unos factores de diseño que reflejaban la variabilidad de ciertos tipos de carga, como las cargas vehiculares, viento, y sísmicas.

El método de diseño con factores de carga y resistencia LRFD (Load and Resistance Factor Design) resultó de considerar la variabilidad de las propiedades de los elementos estructurales y las cargas, por lo tanto, se basa en el uso confiable de métodos estadísticos.

4.3 Marco Teórico

4.3.1 Diseño geotécnico

Para calcular la capacidad de carga vertical de un pilote aislado se usó el método de esfuerzos efectivos, el cual es válido para ambas normas en condiciones drenadas en suelos no cohesivos y suelos cohesivos. Se calcula la capacidad de carga vertical por fricción y por punta de la siguiente manera:

Capacidad de carga vertical por fricción:

$$R_s = \sum_{j=1}^n \beta_{p,j} \sigma_{0,j} A_{s,j} \quad \text{Ecuación 1}$$

Donde:

$\beta_{p,j}$ = Coeficiente de transferencia de carga en el estrato j (adimensional)

$\sigma_{0,j}$ = Esfuerzo vertical efectivo en la capa de suelo a profundidad media (MPa)

$A_{s,j}$ = Área de la superficie lateral del eje (mm²)

El valor de $\beta_{p,j}$ puede determinarse usando las siguientes expresiones:

Ecuación (A.6-64) Según la norma CCP-95:

$$\beta_{p,j} = 1,5 - 0,135\sqrt{z_1} \quad 1,2 > \beta_{p,j} > 0,25 \quad \text{Ecuación 2}$$

Donde z_1 = Profundidad al punto medio del intervalo j (m)

Ecuación (10.8.3.5.2b-3) según la norma CCP-14:

$$\beta_{p,j} = 1,5 (7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}) \quad \text{Ecuación 3}$$

Donde z = Profundidad bajo tierra, en la capa de suelo a profundidad media (mm)

Capacidad de carga vertical por punta por el método Nordlund / Thurman:

$$R_p = N_q \sigma_p A_b \alpha \quad \text{Ecuación 4}$$

Donde:

N_q = Factor de capacidad de carga del pilote. Tomado de la figura 10.7.3.8.6f-8 de la AASHTO 2012. (Figura se menciona en la norma CCP-14 pero no aparece).

σ_p = Esfuerzo efectivo debido a la sobrecarga que actúa en la base del pilote.

A_b = Área de la base del pilote (mm²)

α = Coeficiente tomado de la figura 10.7.3.8.6f-8 de la AASHTO 2012 (Figura se menciona en la norma CCP-14 pero no aparece).

Para verificar el análisis de acuerdo con factores de seguridad se usa la siguiente ecuación:

$$\frac{R_c}{V_d + W_p} > FS \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

R_c = Resistencia a la compresión del pilote. $R_s + R_p$.

V_d = Carga vertical actuando sobre el pilote.

W_p = Peso propio del pilote.

Para verificar el análisis de compresión axial de ejes perforados individuales de acuerdo con el método factores de carga y resistencia para cargas en el estado límite de resistencia se usa la ecuación 10.8.3.5-1 de la norma CCP-14.

$$R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s \quad \text{Ecuación 6}$$

Donde

R_R = Resistencia mayorada a compresión axial de ejes perforados

R_p = Resistencia de punta nominal del eje (N)

R_s = Resistencia de fricción nominal del eje (N)

φ_{qp} = Factor de resistencia para la resistencia de punta especificada en la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la norma CCP-14.

φ_{qs} = Factor de resistencia para la resistencia por fricción especificada en la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la norma CCP-14.

Los incrementos de esfuerzos debido a la sobrecarga a profundidad se calculan a partir de la teoría elástica de Boussinesq usando la siguiente ecuación:

$$\Delta\sigma_z = \frac{p}{2\pi} \left(\frac{x_2 \cdot z \cdot S_2}{y_2 \cdot S_{2x}^2} + \frac{x_2 \cdot z^3}{y_2 \cdot S_{2y}^2 \cdot S_2} - \frac{x_2 \cdot z \cdot S_3}{y_1 \cdot S_{2x}^2} + \frac{x_2 \cdot z^3}{y_1 \cdot S_{1y}^2 \cdot S_3} - \frac{x_1 \cdot z \cdot S_4}{y_2 \cdot S_{1x}^2} + \frac{x_2 \cdot z^3}{y_2 \cdot S_{2y}^2 \cdot S_4} + \frac{x_1 \cdot z \cdot S_2}{y_1 \cdot S_{1x}^2} - \frac{x_1 \cdot z^3}{y_1 \cdot S_{2y}^2 \cdot S_1} + \arctg \frac{x_2 \cdot y_2}{z \cdot S_2} - \arctg \frac{x_2 \cdot y_1}{z \cdot S_3} - \arctg \frac{x_1 \cdot y_2}{z \cdot S_4} + \arctg \frac{x_1 \cdot y_1}{z \cdot S_1} \right)$$

Ecuación 7

Dónde:

$$\begin{aligned} S_{2x} &= \sqrt{x_2^2 + z^2} & S_1 &= \sqrt{x_1^2 + y_1^2 + z^2} & S_3 &= \sqrt{x_2^2 + y_1^2 + z^2} \\ S_{2y} &= \sqrt{y_2^2 + z^2} & S_2 &= \sqrt{x_2^2 + y_2^2 + z^2} & S_4 &= \sqrt{x_1^2 + y_2^2 + z^2} \end{aligned}$$

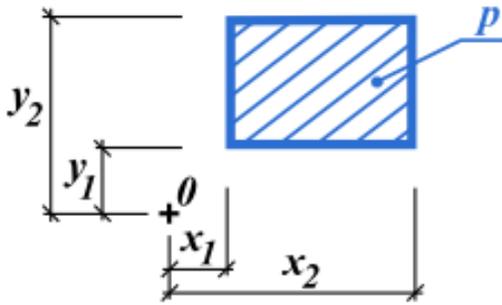


Ilustración 1 - Geometría de una carga rectangular para determinar incrementos de esfuerzo respecto al punto 0.

Se debe determinar la acción de grupo de ejes perforados, de tal manera que la resistencia del grupo de ejes perforados debe ser inferior a la suma de los ejes individuales debido a la superposición de zonas de corte en el suelo entre ejes adyacentes y el aflojamiento del suelo durante la construcción. Estos factores de reducción se calculan de la siguiente manera:

Acción de grupo para suelos no cohesivos según la norma CCP-95:

Tomado de la sección A.6.6.5.2.4.2 de la norma: La capacidad individual de cada pilote debe reducirse a ζ veces su capacidad individual para un pilote aislado, donde $\zeta=0,67$ para un espaciamiento de 3D centro a centro y $\zeta=1,0$ para un espaciamiento centro a centro de 6D. Para espaciamientos intermedios, el valor de ζ puede determinarse por interpolación lineal.

Acción de grupo para suelos no cohesivos según la norma CCP-14:

Tomado de la Tabla 10.8.3.6.3-1 de la norma: Para las condiciones de este estudio, la capacidad individual de cada pilote debe reducirse a η veces su capacidad individual para un pilote aislado, donde $\eta =0,67$ para un espaciamiento de 2,5D centro a centro y $\eta =1,0$ para un espaciamiento centro a centro de 4D o superior.

Para espaciamientos intermedios, el valor de η puede determinarse por interpolación lineal.

4.3.2 Diseño Estructural

4.3.2.1 Método de resistencia ultima

Para el diseño de los elementos estructurales de cimentación que se tienen como objetivo, es necesario utilizar el método de resistencia ultima, en donde se debe analizar la resistencia requerida dada por las fuerzas resultantes de la aplicación de cargas mayoradas sobre la estructura, y la resistencia de diseño dada por las propiedades que aporta la geometría del elemento y su respectivo refuerzo, que finalmente se convertirá en diseño. Dicha resistencia de diseño está dada por una resistencia nominal multiplicada por un factor de reducción, el cual está en función del tipo de fuerza interna presente en el elemento. Por lo tanto, la resistencia de diseño deberá ser mayor a la resistencia requerida.

4.3.2.2 Diseño según la norma CCP-14

Factores de resistencia ϕ

Los factores de reducción de resistencia postulados en la sección 5.5.4.2 son:

- Para cortante y torsión:
 - Concreto de densidad normal.....0.90
 - Concreto liviano.....0.80
- Para secciones de concreto reforzado a tracción.....0.90

Diseño dado

Según la sección 5.13.3.6.3 y como condición característica para que el elemento resista los esfuerzos a cortante, se debe cumplir que la fuerza actuante última mayorada debe ser menor a la fuerza cortante nominal de la sección a analizar como se muestra:

$$V_u > V_n \quad \text{Ecuación 8}$$

$$V_n = \left[0.17 + \frac{0.33}{\beta_c} \right] \sqrt{f'_c} b_0 d_v \leq 0.33 \sqrt{f'_c} b_0 d_v \quad \text{Ecuación 9}$$

Donde:

V_u = fuerza cortante última mayorada

V_n = fuerza cortante nominal

β_c = relación entre el lado largo y el lado corto del área de la carga concentrada

b_0 = perímetro de la sección crítica

d_v = profundidad efectiva de cortante

De esta forma para poder cumplir el requisito de cortante para zapatas y losas, es necesario variar la altura del dado de cimentación para aumentar la profundidad efectiva d_v y de esta forma aumentar la fuerza nominal resistente.

En caso de tener que suplir la sección con refuerzo a cortante es necesario verificar el aporte que da el acero a la sección. Para esto es necesario saber que:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 10}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad \text{Ecuación 11}$$

Por ende, para hallar la separación entre refuerzos para cortante será:

$$s = \frac{A_v f_y d_v}{(V_n - V_c)} \quad \text{Ecuación 12}$$

Siendo:

V_s = fuerza cortante resistente debida al acero de refuerzo

A_v = área del refuerzo transversal

f_y = resistencia de fluencia mínima del acero

s = espaciamiento entre refuerzos transversales de cortante

Una vez se haya realizado el dimensionamiento del espesor del dado de cimentación, se procede a realizar la verificación por flexión tomando los momentos internos resultantes desde el programa de modelación estructural. Es necesario compilar los resultados de los momentos críticos M11 y M22 en las dos direcciones, así como los cortantes máximos V13 y V23 para poder realizar dicho análisis. Debido a que los datos resultantes dentro del dado de cimentación tienen unidades por metro lineal, es necesario tener en cuenta esta consideración a la hora de las revisiones pertinentes.

Para el análisis y diseño a flexión se recurre a la siguiente metodología para hallar la cuantía de refuerzo en la sección:

$$\rho = \frac{0.85f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{\phi 0.85f'_c}} \right] \quad \text{Ecuación 13}$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} \quad \text{Ecuación 14}$$

Donde:

R_n = coeficiente de resistencia nominal

M_u = momento último actuante

ϕ = factor de reducción de resistencia

b = ancho efectivo de la sección, se toma como 1 m para efectos de resultados por metro lineal

d = profundidad efectiva de la sección

ρ = cuantía de diseño para flexión en la sección

Con esto es posible realizar la verificación del refuerzo longitudinal en las dos direcciones con los momentos internos obtenidos del análisis estructural obteniendo el número varillas del diámetro escogido por metro lineal.

Según la sección 5.7.3.3.2 la cuantía mínima de refuerzo es determinada con el momento de agrietamiento de la sección dado por:

$$M_{cr} = \gamma_3 [(\gamma_1 f_r) \gamma_1 S_c] \quad \text{Ecuación 15}$$

Donde:

M_{cr} = momento de agrietamiento de la sección

γ_3 = relación entre la resistencia especificada y la resistencia última a tracción del refuerzo, 1.2 para estructuras en concreto no prefabricadas segmentales

γ_1 = factor de variación de la fisuración por flexión, 0.75 para refuerzo A706 grado 60

f_r = módulo de rotura del concreto dado por:

$$f_r = 0.62 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 16}$$

S_c = módulo de sección definido por:

$$S_c = \frac{I}{Y_t} \quad \text{Ecuación 17}$$

I = módulo de inercia de la sección

Y_t = distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra externa

Diseño pilotes

Para el diseño estructural de los pilotes de cimentación es necesario tener el dimensionamiento previo por parte del análisis geotécnico el cual dicta la geometría inicial la cual se ingresa en el programa de modelación para su verificación mediante la obtención de fuerzas internas.

Se procede a verificar las solicitaciones por flexión en los pilotes con los momentos y carga axial internos de cada uno de estos elementos con un análisis biaxial para diferentes cuantías de acero y diámetros del pilote. Esto se hace realizando

diagramas de interacción en donde se puede corroborar si las fuerzas internas son aptas para el planteamiento que se tiene en el elemento vertical.

Para la realización de los diagramas de interacción se cuenta con el software CSi COL 9, el cual computa fácilmente los resultados de cada una de las alternativas que se propongan para satisfacer las solicitaciones de carga. Es importante aclarar que los diagramas se obtienen como momentos y cargas axiales nominales con su respectivo factor de reducción, por lo que resulta necesario definir el código de diseño con el cual se calcularan los diagramas. Es por eso que se realiza una revisión encontrando que las consideraciones de factores de reducción ϕ para la norma ACI 318-11 (alternativa ofrecida por el programa) son compatibles para la norma CCP 14. Gracias a esto se asegura que los diagramas $\phi M \phi P$, son los adecuados para el análisis.

También es posible realizar la revisión biaxial automáticamente con el programa ya que cuenta con el parámetro de diseño índice de capacidad (capacity ratio) que es calculado a partir de la revisión de flexión biaxial con la ecuación referenciada en la sección 5.7.4.5.

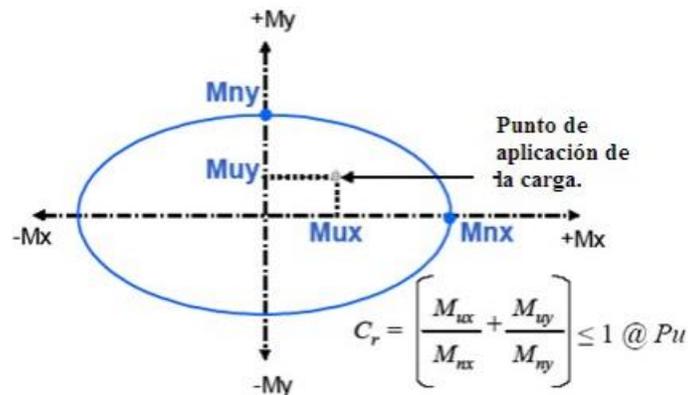


Ilustración 2 - Revisión biaxial para CSi COL. Tomado de Manual del Usuario y Referencia Técnica CSi COL.

Para el diseño por cortante se parte del principio en que:

$$V_u < V_n \quad \text{Ecuación 18}$$

Donde:

V_u = fuerza cortante ultima actuante

V_n = fuerza cortante nominal resistente, dada por la expresión:

$$V_n = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 19}$$

En la cual:

V_c = fuerza cortante que aporta el concreto

V_s = fuerza cortante que aporta el acero de refuerzo

Para las cuales:

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \quad \text{Ecuación 20}$$

$$V_s = \frac{A_vf_yd_v}{s} \quad \text{Ecuación 21}$$

Donde:

b_v = ancho efectivo del alma tomado como el diámetro de la sección circular según Figura C5.8.2.9-2-1 (CCP 14).

d_v = profundidad efectiva de cortante tomado según sección C5.8.2.9 como:

$$d_v = 0.9 \left[\frac{D}{2} + \frac{(D-2d')}{\pi} \right] \quad \text{Ecuación 22}$$

Siendo:

D = diámetro de la sección circular

d' = recubrimiento al refuerzo longitudinal de tracción

El factor β , indica la capacidad del concreto agrietado diagonalmente de transmitir tracción y cortante y se determina en la sección 5.8.3.4.2 con:

$$\beta = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)} \quad \text{Ecuación 23}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\left[\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u| \right]}{E_s A_s} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde:

M_u = momento mayorado de la sección N_u = fuerza axial mayorada

E_s = módulo de elasticidad del acero

A_s = área del refuerzo no tensionado

Detallado estructural

El recubrimiento debe ser de 5 cm, según el numeral A.6.6.6.3.5 de la norma.

La longitud de la zona de confinamiento debe ser el mayor valor de 2 veces el diámetro del pilote o 60 cm, según el numeral 5.13.4.6.3b.

La separación en la zona de confinamiento debe ser de 7,5 cm, y fuera de la zona de confinamiento debe ser de 23 cm, según el numeral 5.13.4.6.3d.

4.3.2.3 Diseño según la norma CCP 95

Factores de resistencia ϕ

Los factores de reducción de resistencia postulados en la sección A.7.8.2 son:

- Flexión sin carga axial.....0.90
- Compresión axial con o sin flexión
 - Miembros con refuerzo en espiral.....0.75
 - Miembros reforzados de otra manera0.70
- Cortante y torsión.....0.85

Dado de cimentación

Para el diseño estructural del dado de cimentación es necesario realizar la revisión por cortante lo que determina el espesor de este según las solicitaciones de carga que se tengan o si es el caso se obtiene el refuerzo necesario para este tipo de fuerzas.

Como primera medida se parte del principio de diseño por el método de resistencia última en donde para esta norma en la sección A.7.8.9.1, se da en función de esfuerzos de la siguiente manera:

$$v_u \leq \phi v_n \quad \text{Ecuación 25}$$

en donde:

$v_u =$ *esfuerzo cortante de diseño (Kgf/cm²)*

$v_n =$ *esfuerzo nominal resistente (Kgf/cm²)*

$\phi =$ *factor de resistencia*

Para lo cual:

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} \quad \text{Ecuación 26}$$

$$v_n = v_c + v_s \quad \text{Ecuación 27}$$

siendo:

$V_u =$ *fuerza cortante mayorada en la sección obtenida del modelo estructural (Kgf)*

$b_w =$ *ancho del alma de la sección (cm)*

$d =$ *distancia desde la fibra máxima de compresión al refuerzo opuesto de tracción (cm)*

$v_c =$ esfuerzo resistente de cortante suministrado por el concreto (Kgf/cm²)

$v_s =$ esfuerzo resistente de cortante suministrado por el refuerzo (Kgf/cm²)

Así mismo, se hace necesario definir la resistencia a cortante suministrada por el concreto y la resistencia aportada por el refuerzo de ser necesario en la sección. De ser necesario refuerzo transversal para cumplir los requisitos, se hace necesario obtener la separación entre dichos refuerzos. Este análisis se hace con los siguientes principios:

$$v_c = 0,27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \leq 1,1 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 28}$$

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b_w s} \quad \text{Ecuación 29}$$

siendo:

$\beta_c =$ relación entre el lado largo y el lado corto del área de carga o reacción

$A_v =$ área del refuerzo cortante (cm)

$s =$ espaciamiento del refuerzo de cortante (cm)

$f'_c =$ resistencia nominal del concreto a compresión (Kgf/cm²)

$f_y =$ resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (Kgf/cm²)

Para realizar el diseño a flexión del dado de cimentación y determinar el refuerzo longitudinal necesario en sus dos direcciones, se debe hallar la cuantía de acero de refuerzo en función del momento mayorado actuante en la sección utilizando los factores de reducción de resistencia descritos en la sección 7.8.3. Se puede determinar la cuantía de refuerzo mediante:

$$\rho = \frac{0.85 f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85 \phi f'_c}} \right] \quad \text{Ecuación 30}$$

siendo:

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2}$$

Ecuación 31

donde:

ρ = cuantía de refuerzo longitudinal a flexión

R_n = coeficiente de resistencia nominal

ϕ = factor de reducción de resistencia

b = ancho efectivo de la sección

d = altura efectiva desde la fibra de máxima compresión hasta el refuerzo opuesto a tracción

Según la sección A.7.9.1.1 La cuantía mínima de refuerzo de la sección será aquella que cumpla para el momento de agrietamiento de la sección mayorada por un factor de 1.2 con:

$$\phi M_n = 1,2M_{cr}$$

Ecuación 32

Donde:

M_{cr} = momento de agrietamiento para la sección

Por lo que el análisis para obtener dicha cuantía mínima se realiza a partir de:

$$M_{cr} = \frac{f_r I_g}{Y_t}$$

Ecuación 33

$$f_r = 1,98\sqrt{f'_c}$$

Ecuación 34

Donde:

f_r = módulo de rotura del concreto (Kgf/cm²)

I_g = momento de inercia de la sección bruta despreciando el refuerzo

Y_t = distancia desde el eje centroidal hasta la fibra extrema

Diseño pilote

El diseño estructural a flexión del pilote requiere una revisión de los momentos actuantes y la carga axial a la cual está siendo sometido el elemento para diferentes condiciones de carga. Dichas condiciones de carga están definidas en el modelo estructural como las diferentes combinaciones de diseño y permiten obtener los momentos y cargas axiales últimos necesarios para el diseño.

Para un flujo de trabajo adecuado en el proceso de diseño, se procede a realizar la verificación de flexión para la sección planteada debido a que en este momento es cuando se dicta la geometría de la sección y la distribución de sus respectivos refuerzos. Para esto se utiliza la revisión biaxial con los diagramas de interacción para cada una de las secciones planteadas.

Dicha revisión es hecha en el programa CSi COL 9 el cual permite verificar eficientemente la revisión biaxial necesaria para dar validez al diseño.

$$\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1 \quad \text{Ecuación 35}$$

Cabe anotar que el programa de cálculo de sección de columnas, trabaja con algunos códigos preestablecidos por lo que es necesario hacer una revisión para encontrar el adecuado para la norma CCP 95. Es por eso que se garantiza la compatibilidad de los factores de reducción de resistencia para la norma ACI 318-99 (alternativa del programa)¹ con los postulados en la norma objeto del análisis.

El diseño a cortante se determina mediante el método de resistencia última el cual se define por:

$$v_u \leq \phi v_n \quad \text{Ecuación 36}$$

en donde:

¹ Tomado de "Código de Diseño de Hormigón Armado Basado en el ACI 318 – 99 (norma chilena)". Sección B.9.3.

$v_u = \text{esfuerzo cortante de diseño (Kgf/cm}^2\text{)}$

$v_n = \text{esfuerzo nominal resistente (Kgf/cm}^2\text{)}$

$\phi = \text{factor de resistencia}$

Para lo cual:

$$v_u = \frac{V_u}{b_w d} \quad \text{Ecuación 37}$$

$$v_n = v_c + v_s \quad \text{Ecuación 38}$$

siendo:

$V_u = \text{fuerza cortante mayorada en la sección obtenida del modelo estructural (Kgf)}$

$b_w = \text{diámetro de la sección circular (cm)}$

$d = \text{distancia desde la fibra máxima de compresión al refuerzo opuesto de tracción (cm)}$

$v_c = \text{esfuerzo resistente de cortante suministrado por el concreto (Kgf/cm}^2\text{)}$

$v_s = \text{esfuerzo resistente de cortante suministrado por el refuerzo (Kgf/cm}^2\text{)}$

Para lo cual, para elementos sometidos a compresión axial, se define en la sección A.7.8.9.2.2 que:

$$v_c = 0,53 \left(1 + \frac{N_u}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación 39}$$

siendo:

$N_u = \text{carga axial mayorada (Kgf)}$

$A_g = \text{área bruta de la sección (cm}^2\text{)}$

De esta forma es posible determinar que tanto refuerzo transversal al eje del pilote se requiere con la expresión:

$$v_s = \frac{A_v f_y}{b_w s} \quad \text{Ecuación 40}$$

Detallado estructural

El recubrimiento debe ser de 5 cm, según el numeral A.6.6.6.3.5 de la norma.

La longitud de la zona de confinamiento debe ser el mayor valor de 2 veces el diámetro del pilote o 60 cm, según el numeral A.6.7.4.3.

La separación en la zona de confinamiento debe ser de 7,5 cm, y fuera de la zona de confinamiento debe ser de 23 cm, según el numeral A.6.7.4.3.

El refuerzo de retracción y fraguado debe ser por lo menos 3 cm²/m en cada dirección y no debe ser mayor de tres veces el espesor de la placa o muro, ni de 45 cm.

4.4 Análisis y comparación normativa

4.4.1 Cuadro comparativo

El en Anexo A se presenta el cuadro comparativo de las normas CCP-95 y CCP-14 correspondientes a los capítulos de cargas y factores de cargas y al diseño de cimentaciones.

4.4.2 Zonificación sísmica del país

4.4.2.1 CCP-95

En la figura A.3.5.1 de la norma se dan los valores del coeficiente de aceleración, A , que debe ser utilizado en la construcción del espectro de diseño para cualquier sitio dentro del territorio nacional.

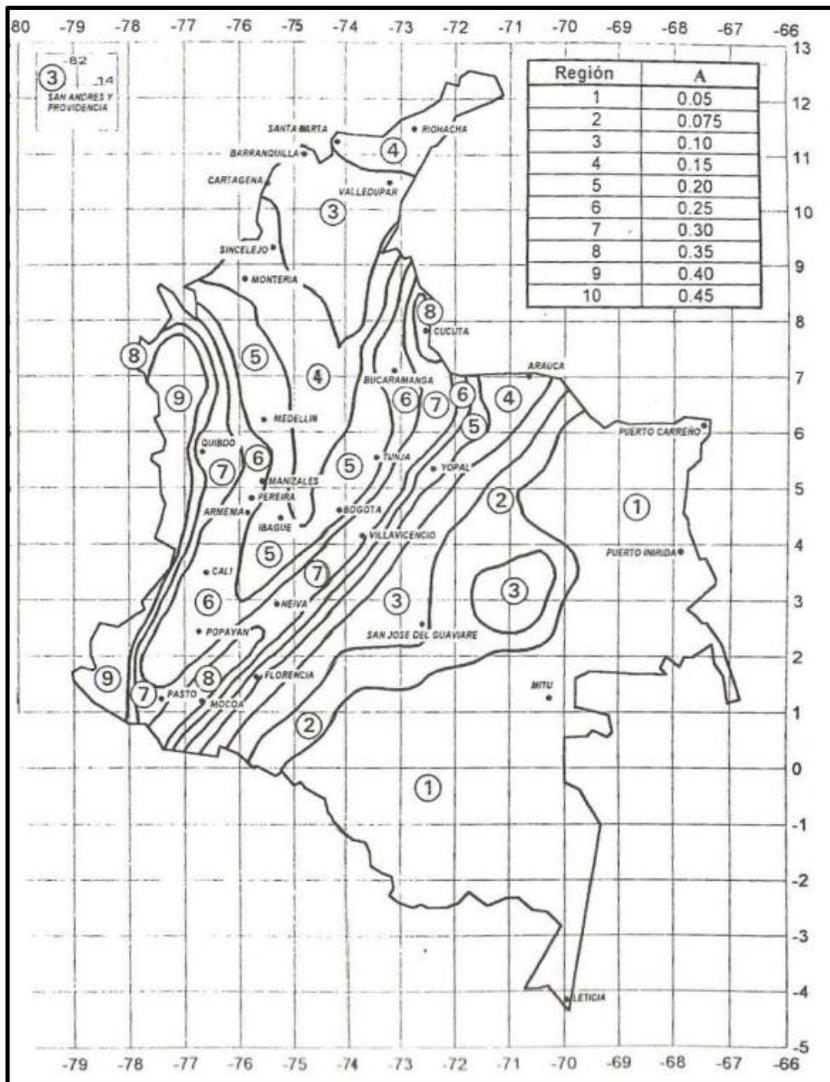


Ilustración 3 - Valores del coeficiente de aceleración según la CCP-95

4.4.2.2 NSR-10

Para efectos del diseño sísmico de la estructura, ésta debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica baja, intermedia o alta, y además deben utilizarse los movimientos sísmicos de diseño definidos en el capítulo A.2.1, los cuales se pueden expresar por medio del espectro elástico de diseño definido en A.2.6, o por medio de familias de acelerogramas que cumplan los requisitos de A.2.7.

Se deben determinar los coeficientes A_a y A_v , a partir de los mapas suministrados en la norma, que representan la aceleración horizontal pico efectiva y la velocidad horizontal pico efectiva para el diseño respectivamente para determinar el nivel de amenaza de la zona sobre la cual se va a diseñar.

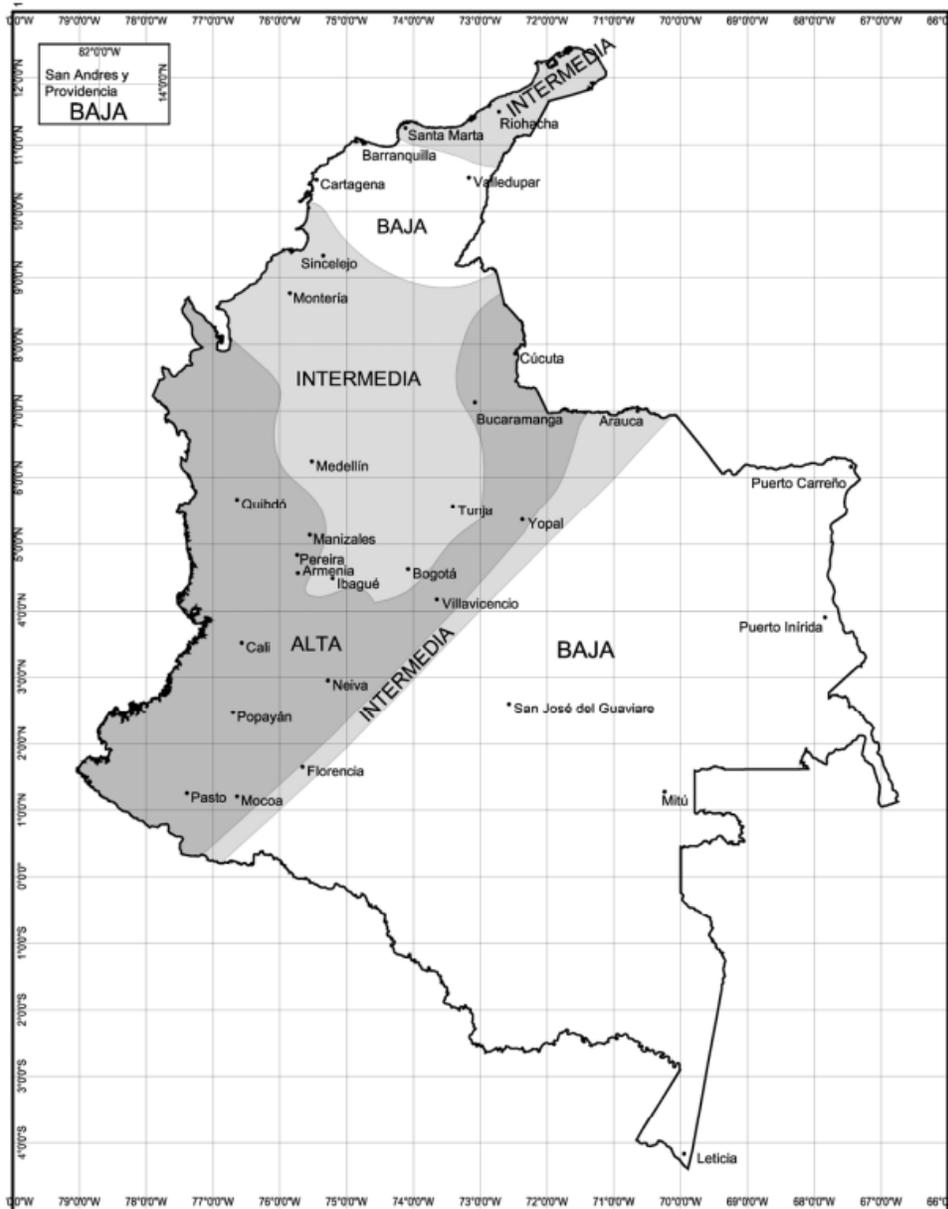


Ilustración 4 - Zonas de amenaza sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de A_a y A_v .

4.4.2.3 CCP-14

Se debe usar el procedimiento general descrito en la sección 3.10.2.1 de la norma, usando el coeficiente de aceleración pico del terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo (SS y S1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en la sección 3.10.4 de la norma.

Para determinar los valores necesarios se utilizan los siguientes mapas.

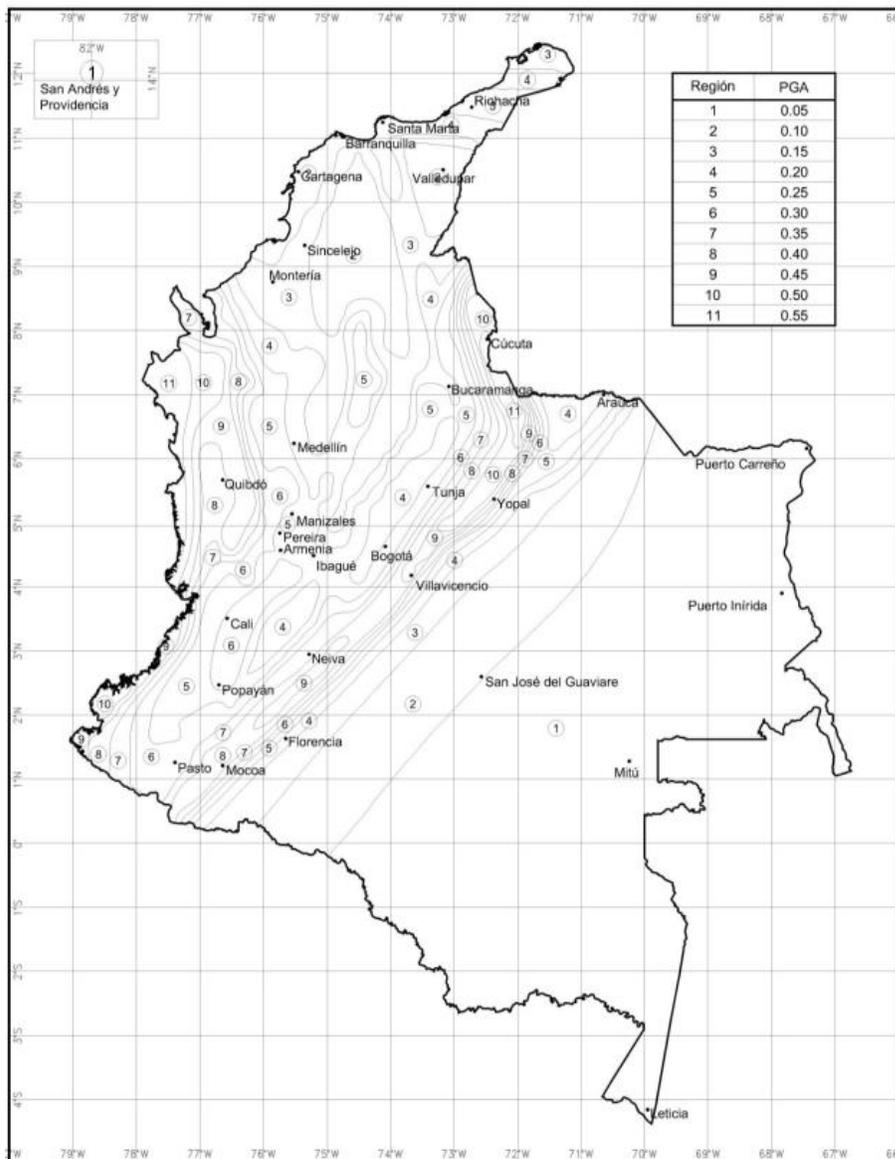


Ilustración 5 - Mapa de valores PGA según la CCP-14

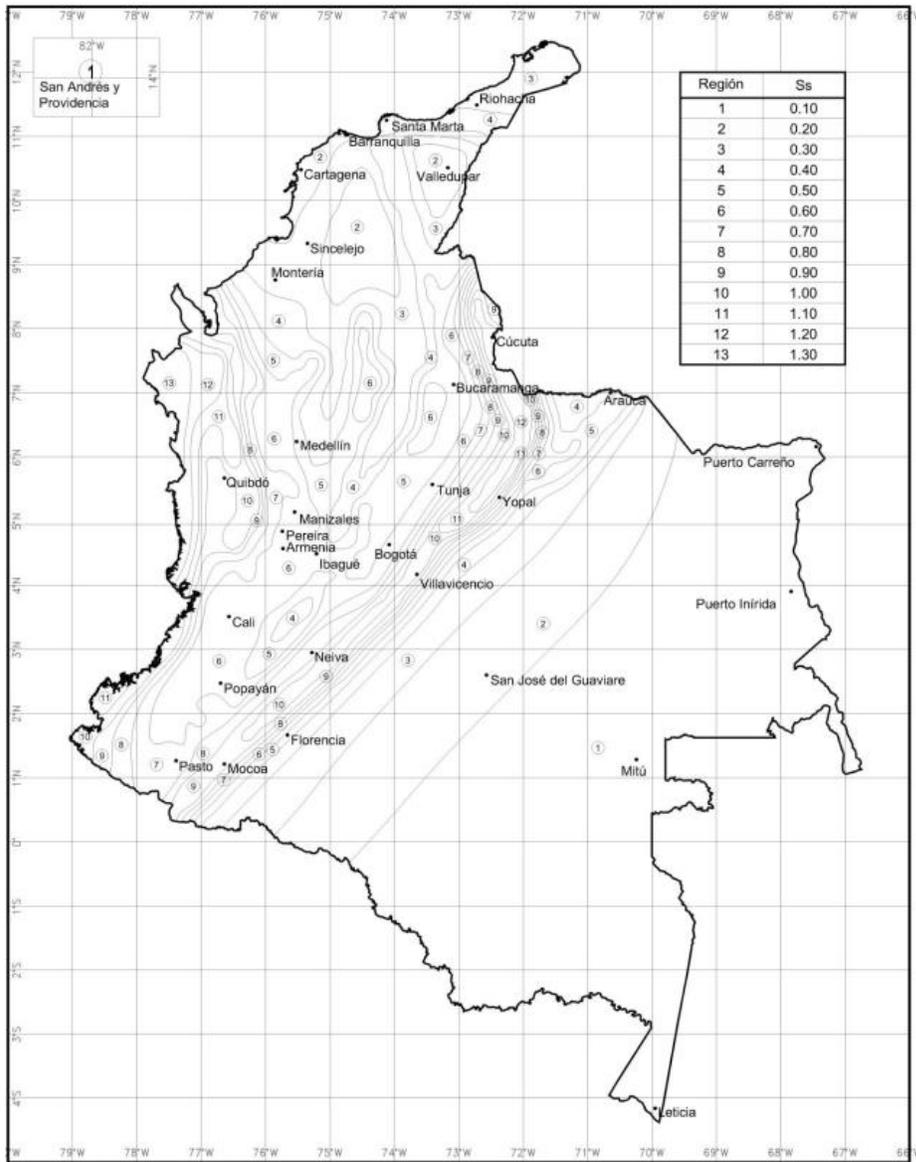


Ilustración 6 - Mapa de valores Ss según la CCP-14

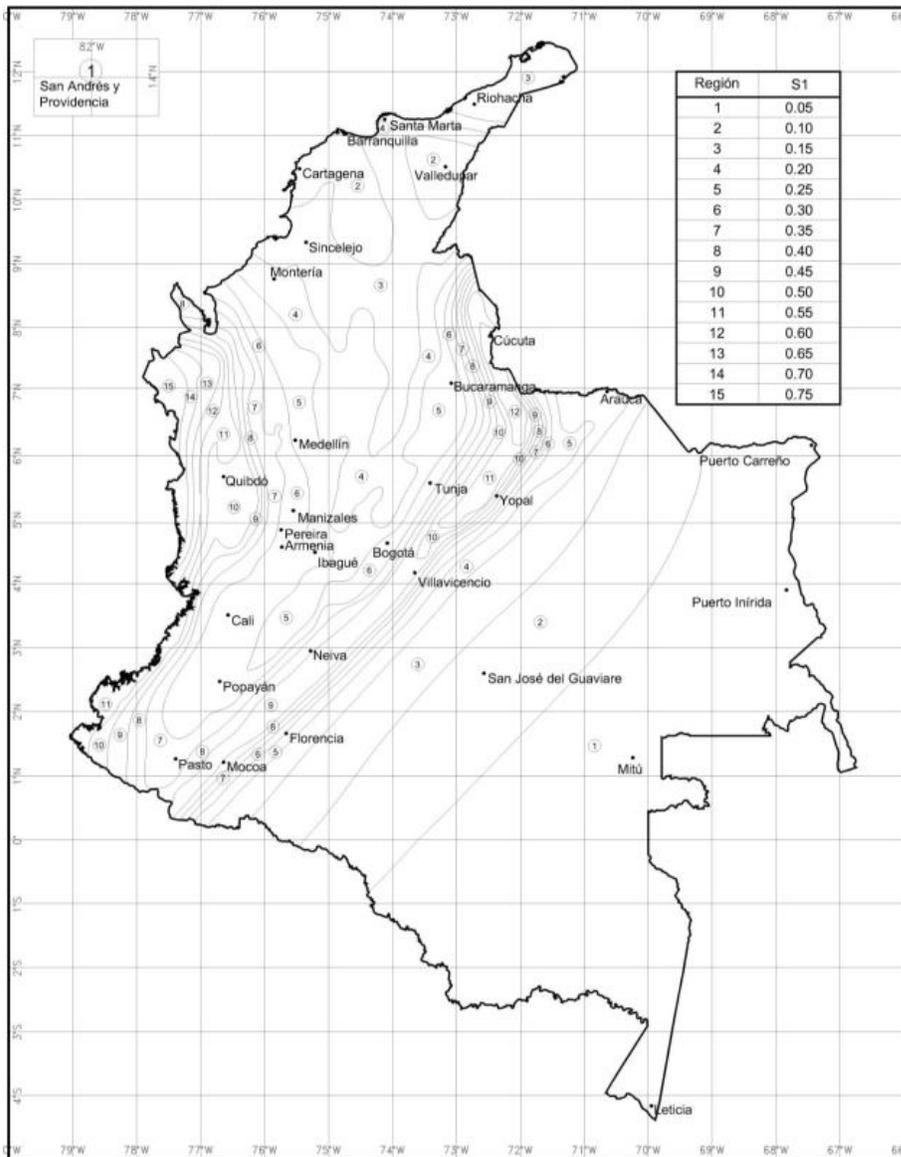


Ilustración 7 - Mapa de valores S1 según la CCP-14

Los coeficientes citados se basan en un modelo de riesgo uniforme de amenaza sísmica. La probabilidad de que un coeficiente no sea excedido en una ubicación específica durante un periodo de 75 años se estima en cerca del 93 por ciento, es decir, siete por ciento de probabilidad de excedencia, lo que equivale a aproximadamente 1000 años de periodo de retorno

5 METODOLOGÍA

5.1 Definición del modelo geotécnico y geológico

5.1.1 Descripción Geológica y Geotécnica

De acuerdo con el informe de geología (septiembre de 2008) “La quebrada El Conejo muestra una amplitud de 10m delimitado lateralmente por terrazas formadas sobre un depósito coluvial, con una altura de 3 a 4 m de las bancas del canal” por tal razón los depósitos superficiales son denominados como Coluviales-Aluviales y presentan una matriz claramente arenosa.

Sobre el cauce el estudio menciona que: “muestra una morfología rectilínea de muy alta pendiente transversal, delimitado lateralmente por depósitos coluviales con presencia de grandes bloques de rocas graníticas. Para el tramo del cauce se identifica un proceso activo de erosión regresivo y socavación del lecho del cauce, determinado por la dinámica torrencial”.

De acuerdo con los planos geológicos del corredor en la zona del puente se presenta superficialmente la unidad Q_{c2} que corresponde a los materiales aluviales que traen consigo los grandes bloques de rocas ígneas, la unidad subyacente es la $Gr1$ conformada por cuarzomonzonitas del batolito de Mocoa, sin embargo, se advierte que cerca de la zona del puente se encuentra la unidad T_{c1} que corresponde a areniscas que también pueden tener alguna influencia en el sitio del puente.

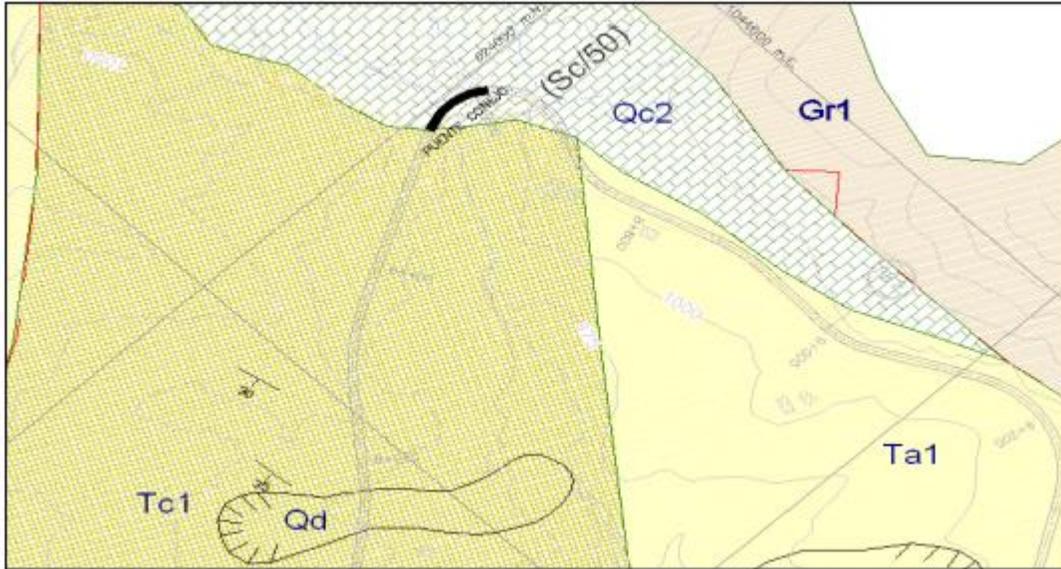


Ilustración 8 - Planta geológica puente conejo. Tomado del estudio de geología para Ingeniería y geotecnia, consorcio DIN-SEDIC (2008)

5.1.2 Parámetros geotécnicos

Para la definición del modelo geotécnico se han tomado datos de varios tipos de ensayos provenientes de la exploración realizada por el consorcio DIN-SEDIC en el año 2008 para el Consorcio Vial del Sur, entre los cuales se encuentra principalmente información para tres tipos de ensayos:

- Refacción sísmica (LRS)
- Análisis Multicanal de Onda de Superficie (MASW)
- Pruebas de penetración estándar (SPT)

El ensayo de refracción sísmica proporciona datos de Velocidad de Onda Longitudinal (V_p) en las diferentes capas del suelo y permite inferir los contactos entre los materiales.

El ensayo de Análisis Multicanal de Onda de Superficie resulta adecuado para la obtención de parámetros de velocidad de onda de corte los cuales ayudan a estimar la estratificación presente mostrando la variación de las ondas de corte.

Las Pruebas de Penetración Estándar son útiles para determinar parámetros de suelos a partir de correlaciones establecidas con base en el número de golpes registrados por pie en el suelo.

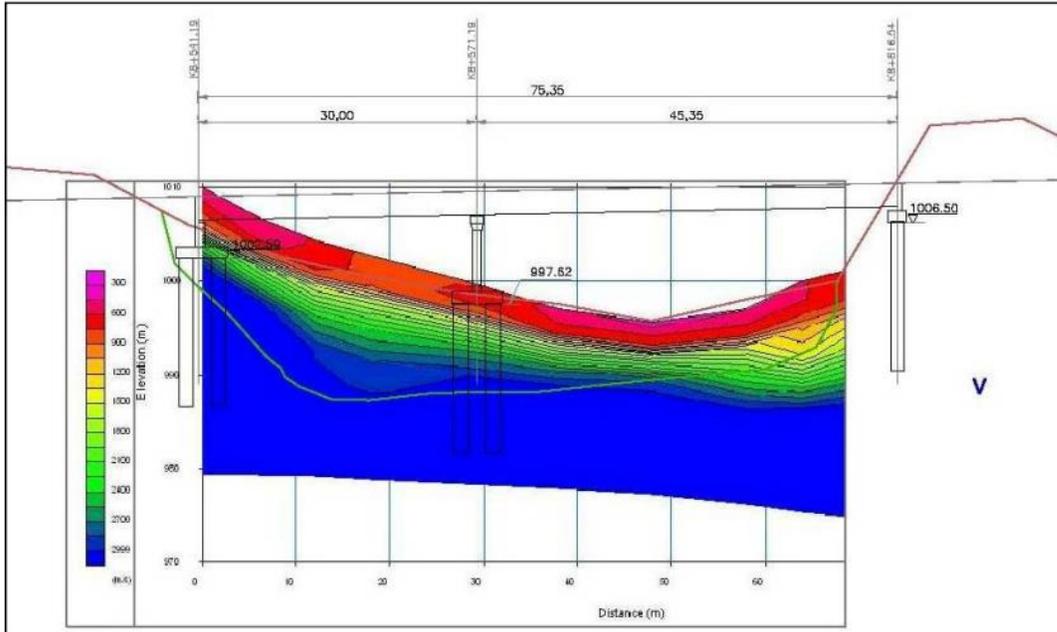


Ilustración 9 - Perfil de velocidad de onda P, modelo tomográfico multicapa - Línea de refracción sísmica Ls. Tomado del estudio de geología para Ingeniería y geotecnia, consorcio DIN-SEDIC (2008)

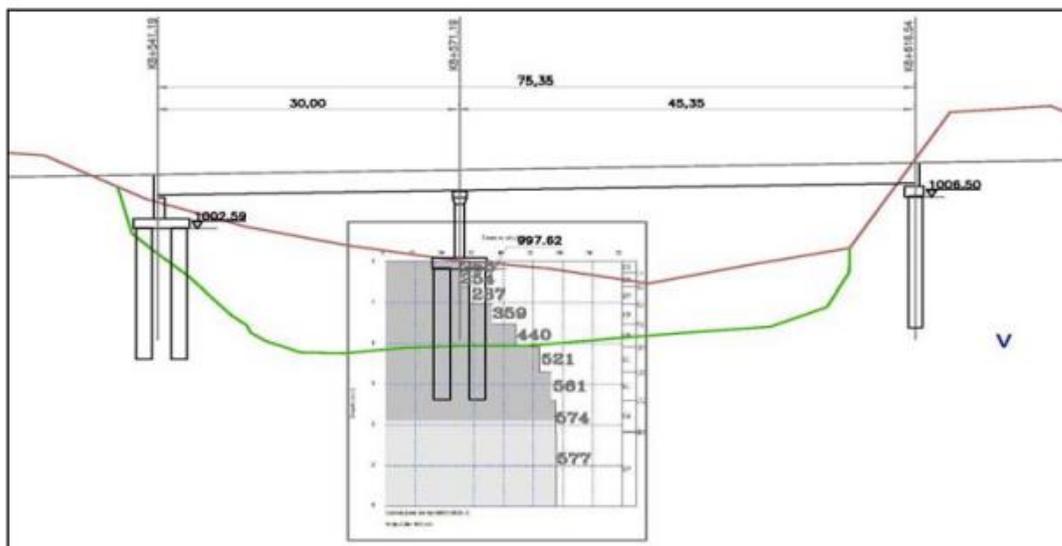


Ilustración 10 - Perfil 1-D velocidad de onda S - Análisis multicanal de ondas de superficie MASW. Tomado del estudio de geología para Ingeniería y geotecnia, consorcio DIN-SEDIC (2008)

Compilación de datos

A continuación, se presentan los datos obtenidos con los ensayos anteriormente mencionados con los que se podrán hacer los análisis de capacidad portante, asentamientos y cargas laterales. Los parámetros se basaron en los resultados de la exploración, las pruebas de campo, la caracterización de los materiales y en la exploración geofísica para los coeficientes de reacción horizontales. Se dedujo el valor del ángulo de fricción del primer estrato considerando la correlación entre con ensayo de penetración estándar propuesta por González (1999).

Apoyo	Profundidad (m)	Material	N (g/p)	Φ (°)	C' (t/m ²)	γ_t (1) (t/m ³)	Kh (2) (t/m ³)	Khg (3) (t/m ³)	Kp (4)	Vp (5) (m/s)	Vs (6) (m/s)
Estribo Margen Derecha y pila central	0.0–7.6	Depósitos coluviales -aluviales	15-40	33	1.0	1.8	1630	407.5	3.4	550	255
	>7.6	Seuelo residual	>50	34	0.0	1.8	6100	1525	3.5	2172	1170
Apoyo Margen izquierda	0.0–6.3	Depósitos coluviales -aluviales	4-25	32	1.0	1.8	1630	407.5	3.3	550	255
	>6.3	Suelo residual	>50	34	0.0	1.8	6100	1525	3.5	2172	1170

Tabla 1 - Parámetros geomecánicos para los materiales.

- (1) Peso unitario total (γ_t)
- (2) Coeficiente de reacción de subrasante para pilote aislado
- (3) Coeficiente de reacción para grupo de pilotes (0.25) para 3 diámetros de separación.
- (4) Coeficiente de presión de tierras pasivo
- (5) Vp = Velocidad de ondas longitudinales
- (6) Vs = Velocidad de ondas de corte

R: Rechazo

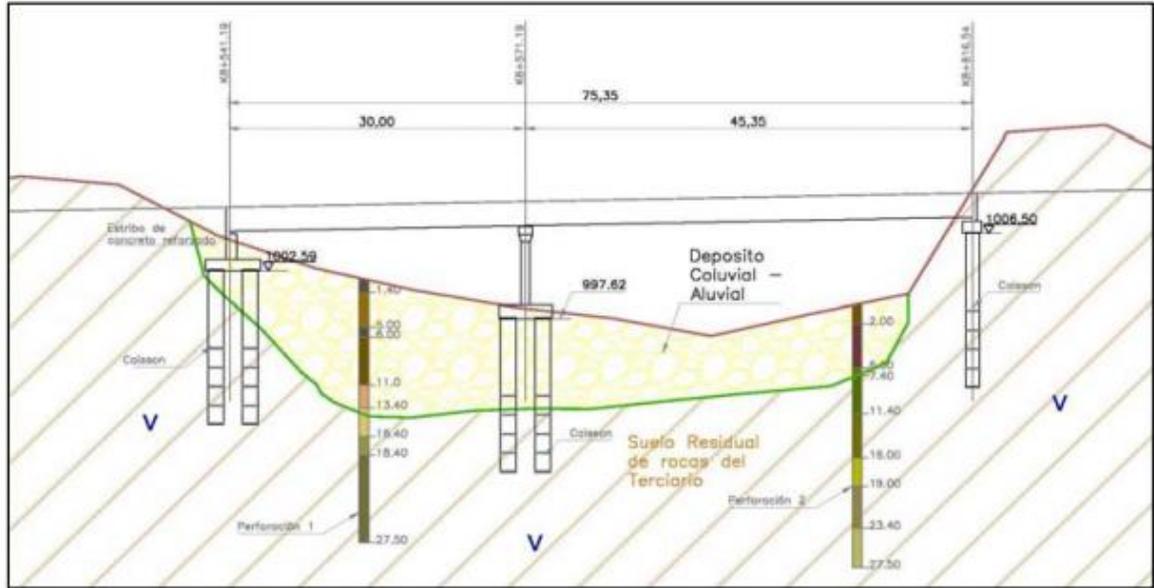


Ilustración 11 - Modelo geológico geotécnico. Tomado del estudio de geología para Ingeniería y geotecnia, consorcio DIN-SEDIC (2008).

Para el cálculo de la capacidad portante se consideró el efecto de la fricción en el fuste de los caissons a través del método beta ya que se cimentará sobre un estrato granular rocoso. El método Beta también fue utilizado en el Informe de diseño de fundaciones del Consorcio Vial del Sur, con el que se realizó el diseño real del puente.

5.2 Definición del modelo de la superestructura

5.2.1 Obtención de la información base

Para poder realizar la modelación de la estructura y su respectivo análisis de cargas, es necesario obtener la información de los planos e informes estructurales para este puente en específico. Esta información fue facilitada por el Consorcio Vial del Sur para la Variante San Francisco – Mocoa del Puente El Conejo gracias a la gestión del Ing. Carlos Rodríguez.

En este paquete de reportes estructurales se encuentra el informe que se presenta en donde se consolida la información de todo el proceso de análisis que da como

resultado el juego de planos anexos los cuales sirven para la modelación geométrica del puente. En este juego de planos se encuentran detalles de sección del puente, detalles de viguetería y arriostramiento y demás elementos que dan una mejor exactitud al modelo a realizar.

5.2.2 Tratamiento información

Como primera medida para la construcción del modelo estructural, es necesario identificar la localización y geometría básica del proyecto que para este en particular se sitúa en los alrededores del municipio de Mocoa, en el departamento del Putumayo. Dicho puente consiste de dos luces de 30.40 mts y 45.75 mts respectivamente. Tiene una trayectoria curva en toda su envergadura con un radio de curvatura de diseño aproximado a los 56 mts y peraltes desde 2% a 8%. Tiene dos estribos apoyados sobre caissons y una pila central de sección rectangular apoyada sobre una cimentación profunda en caissons de 1.40 mts de diámetro y 12.15 mts de longitud.

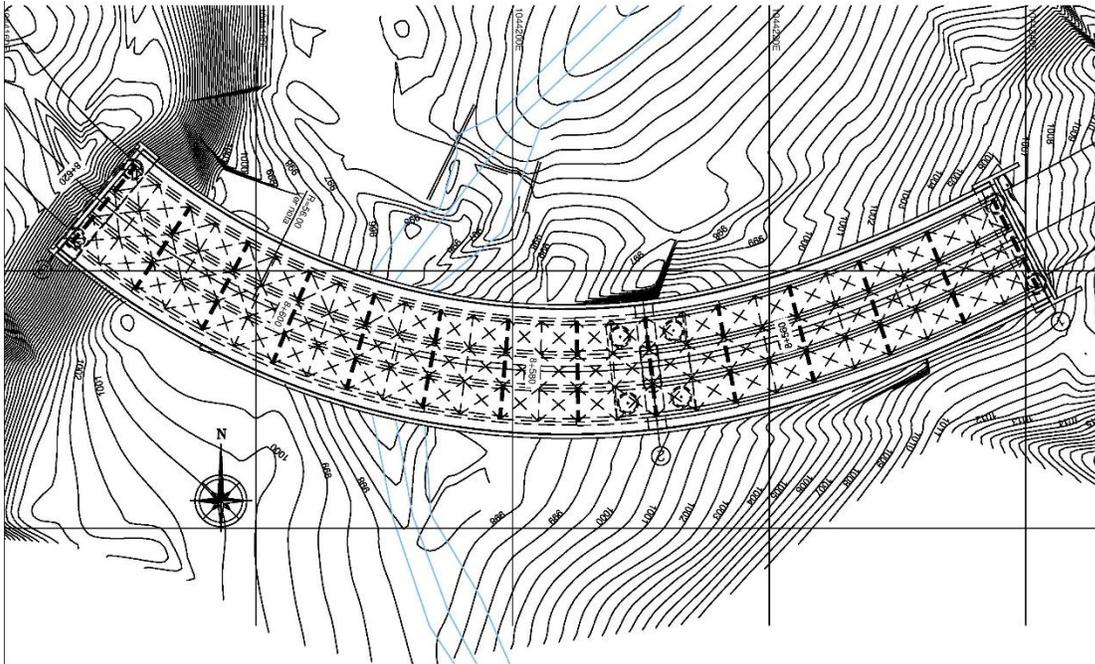


Ilustración 12. Planta general Puente El Conejo. Tomado de planos anexos informe estructural Consorcio Vial del Sur – Puente Conejo.

Esta es una estructura de sección mixta, por lo que comprende una combinación entre cuatro (4) vigas de acero estructural y una losa en concreto reforzado.

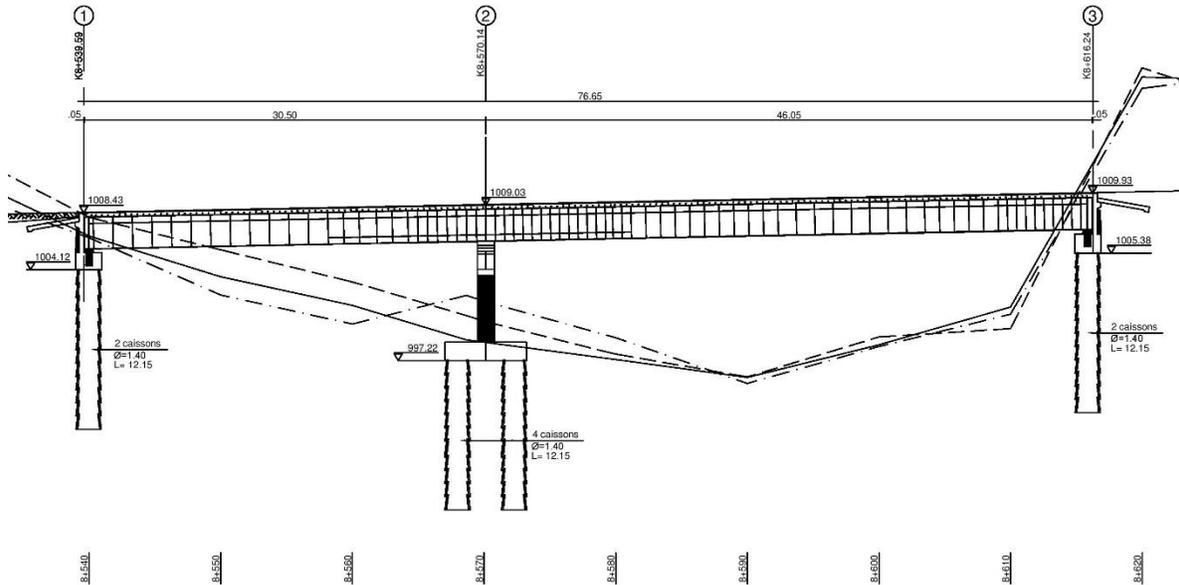


Ilustración 13. Corte longitudinal de estructura Puente Conejo. Tomado de planos anexos informe estructural Consorcio Vial del Sur – Puente Conejo.

El tablero del puente tiene un ancho de diseño de 10.40 mts con dos bordillos de 0.35 mts con baranda metálica, para un ancho de calzada resultante de dos carriles en ambos sentidos. También las vigas cuentan con un arriostramiento en perfil angular metálico aprox. cada 5.95 mts.

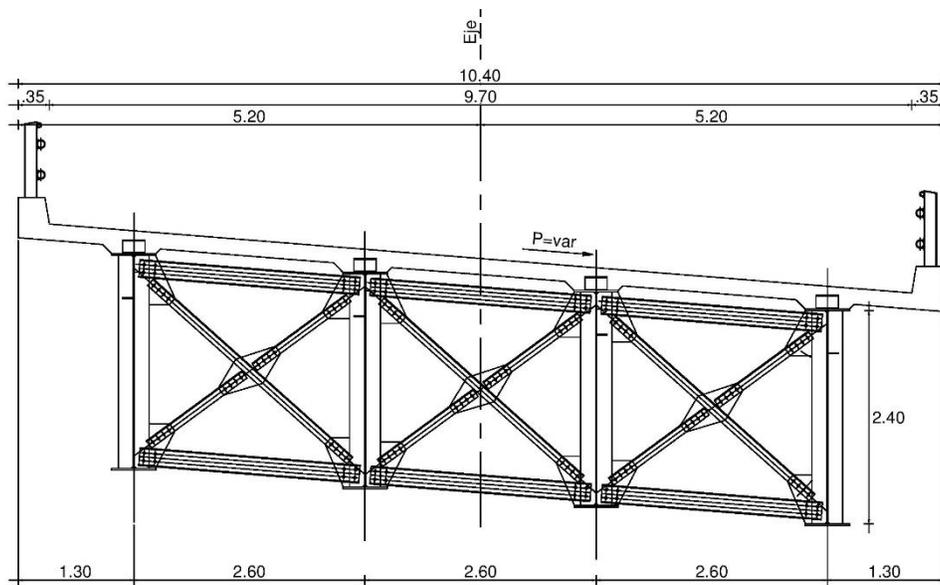


Ilustración 14. Sección transversal Puente El Conejo. Tomado de planos anexos informe estructural Consorcio Vial del Sur – Puente Conejo.

Con las dimensiones generales del puente, las dimensiones específicas para la perfilera metálica y los elementos despiezados es posible generar un modelo con la exactitud suficiente para el análisis de cargas al que se quiere llegar.

Al ser los elementos de la estructura diferentes en material, estos se comportan diferente de acuerdo a las cargas que sean aplicadas. Estas propiedades mecánicas se muestran a continuación:

ELEMENTOS	MATERIAL	RESISTENCIA	PESO UNITARIO
Vigas Principales	Acero A709gr5	$f_y = 344.79 \text{ MPa}$	$\gamma = 76.85 \text{ KN/m}^3$
Riostras	Acero A709gr5	$f_y = 344.79 \text{ MPa}$	$\gamma = 76.85 \text{ KN/m}^3$
Tablero	Concreto	$f'_c = 28 \text{ MPa}$	$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$
Bordillos	Concreto	$f'_c = 21 \text{ MPa}$	$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$
Pavimento	Concreto Asfáltico	-	$\gamma = 22 \text{ KN/m}^3$

Tabla 2 - Propiedades mecánicas de materiales para el puente.

Para las vigas principales y el arriostramiento se utiliza el acero estructural A709gr5 ya que según el ASTM (American Society for Testing Materials), es un acero calificado para estructuras de puentes.²

5.2.3 Modelo estructural

Para la elaboración del modelo estructural del puente se usa el programa CSi Bridge v17.3.0 el cual paramétricamente nos ayuda a definir la geometría y cargas sobre el modelo lo que hace muy práctica la elaboración del mismo.

Como parámetro de entrada es necesario definir las propiedades de los materiales (tal cual se definieron en la Tabla 2 en la sección anterior), que se van a utilizar en cada uno de los elementos y la geometría de los perfiles de acero a utilizar. Luego se procede a definir los parámetros geométricos de la sección del puente con ayuda del asistente para la elaboración del puente.

² Tomado de <http://www.astm.org/Standards/A709.htm>.

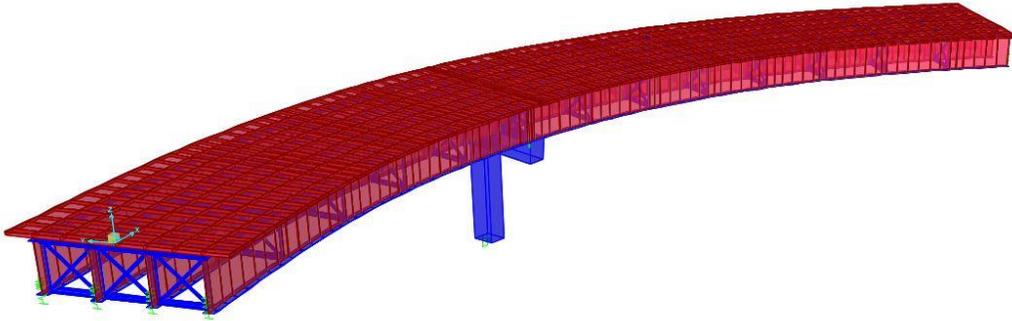


Ilustración 15. Modelo básico del puente. Generado en CSI Bridge v17.3.0.

Para fines de facilidad en el análisis y de modelación, se asume el arriostramiento horizontal del puente como una carga distribuida sobre cada una de las vigas principales según la aferencia que estas riostras presenten frente a cada una de las vigas.

La pila central (la cual será el objeto de análisis por sus reacciones en la parte inferior), tiene una sección rectangular de 3.72 mts por 1.30 mts. Aquella columna cuenta con una altura de 5.95 mts.

Para cargar el modelo con sus cargas vivas se establecen dos carriles de diseño de 3.60 mts según la norma CCP 14.³

5.2.4 Análisis de cargas

Para realizar el análisis de cargas del modelo es necesario definir como primera medida el tipo de cargas que se utilizaran. Esto depende de cada una de las normas y las condiciones de diseño y carga que se estipulen, ya que tanto las cargas vivas, como los espectros de aceleración y las combinaciones a la hora de realizar el análisis son muy diferentes entre sí. Esto genera la necesidad de realizar tres modelos que en apariencia son iguales, pero tienen consideraciones de carga diferentes.

³ Norma CCP14 – 3.6.1.1.1.

Para la realización de cada uno de los modelos, se utiliza un modelo general previamente generado el cual solamente tiene las características geométricas del puente ya que estas serán las mismas indistintamente de las consideraciones de carga para cada una de las normas.

Es clave anotar que la única consideración que varía entre la norma CCP 95 y la norma NSR 10 es el espectro de diseño.

Combinaciones

Caso 1: Norma CCP14

En esta norma se determinan varios tipos de combinaciones de carga para las cuales hay que entender cuál es su finalidad y por ende cual se debe usar para este análisis en específico. Se determina que la combinación más efectiva para ser usada es aquella que involucra el sismo con cargas vivas parciales y muertas presentes en el puente. Dicha combinación se denomina evento extremo tipo 1 y tendrá cuatro (4) casos diferentes de análisis.

Dichos casos se formulan para un análisis sísmico en dos direcciones en donde para cada una de ellas la norma considera prudente asumir la influencia de la carga viva con un factor de 0.5. Este valor de influencia parcial de la carga viva referencia un tráfico promedio razonable en condición de sismo como se enuncia en la sección C3.4.1.

$$\text{EXT EVNT I SX} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ SX}$$

$$\text{EXT EVNT I SX LL} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.50 \text{ LL} + 1.00 \text{ SX}$$

$$\text{EXT EVNT I SY} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ SY}$$

$$\text{EXT EVNT I SY LL} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.50 \text{ LL} + 1.00 \text{ SY}$$

$$\text{EXT EVNT I SX} + 0.3\text{SY} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ SX} + 0.30 \text{ SY}$$

$$\text{EXT EVNT I SX} + 0.3\text{SY LL} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.50 \text{ LL} + 1.00 \text{ SX} + 0.30 \text{ SY}$$

$$\text{EXT EVNT I SY} + 0.3\text{SX} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 1.00 \text{ SY} + 0.30 \text{ SX}$$

$$\text{EXT EVNT I SY} + 0.3\text{SX LL} = 1.25 \text{ DC} + 1.50 \text{ DW} + 0.50 \text{ LL} + 1.00 \text{ SY} + 0.30 \text{ SX}$$

Donde:

DC = peso propio de los componentes estructurales y de los accesorios no estructurales

DW = peso propio de la carpeta de rodamiento e instalaciones

LL = carga viva vehicular

SX = carga sísmica en dirección X

SY = carga sísmica en dirección Y

Esta formulación de las cargas de sismo obedece al Numeral 3.10.8 en donde para dos (2) casos de carga diferentes correspondientes a cada dirección, se deben combinar el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección junto con el 30% de las fuerzas sísmicas en la otra dirección respectivamente.

En el análisis sísmico para la cimentación, se toma un valor de coeficiente de reducción de respuesta $R=1.0$ según las disposiciones de la Tabla 3.10.7.1-1.

Caso 2: Norma CCP 95 y NSR 10

Para el análisis de cargas de los modelos se asumen las combinaciones y metodología demarcada en la norma CCP 95, debido a que, para fines del análisis comparativo entre normas, la única variable que se tiene en cuenta entre la norma 95 y la NSR 10 es la amenaza sísmica la cual viene representada en el espectro de diseño.

$$\text{GRUPO I} = 1.30 \text{ D} + 1.67 \text{ L}$$

$$\text{GRUPO VII T SY} = 1.00 \text{ D} + 1.00 \text{ SY}$$

$$\text{GRUPO VII L SX} = 1.00 \text{ D} + 1.00 \text{ SX}$$

$$\text{GRUPO VII T SY} + 0.3\text{SX} = 1.00 \text{ D} + 1.00 \text{ SY} + 0.30 \text{ SX}$$

$$\text{GRUPO VII L } SX+0.3SY = 1.00 D + 1.00 SX + 0.30 SY$$

Donde:

D = carga muerta

SX = carga sísmica en dirección X

SY = carga sísmica en dirección Y

Al igual que para la norma CCP 14 se debe tomar el 100% de las fuerzas sísmicas en una dirección junto con el 30% las fuerzas sísmicas de la otra dirección. Dicha condición se encuentra referenciada en el Numeral A.3.5.4.5. Para este análisis se asume un coeficiente de reducción $R=1.0$ según lo dispuesto en el numeral A.3.5-3.

5.2.5 Espectros de diseño

El espectro de diseño es uno de los factores determinantes para el dimensionamiento y diseño estructural de la cimentación ya que enmarca las máximas respuestas de aceleración en porcentaje de la gravedad con respecto tiempo, a las que puede ser sometida la estructura con base en parámetros específicos según la norma y según la localización geográfica. Este parámetro le permite al programa de modelación realizar la simulación sísmica y obtener las fuerzas resultantes. Dichas fuerzas son necesarias para la obtención de reacciones en la base de la pila la cual transmite estas fuerzas a la cimentación.

Los parámetros utilizados para realizar el espectro de diseño de cada una de las normas se muestran a continuación:

CCP 95	
A	0,3
Perfil suelo	S ₂
S	1,2

Tabla 3 - Parámetros del espectro de diseño según la norma CCP-95

NSR 10	
Municipio	Mocoa
Departamento	Putumayo
Amenaza	ALTA
A_a	0,3
A_v	0,25
Perfil	B
F_a	1
F_v	1
Grupo	I
Coef Import.	1
T_0	0,08
T_c	0,4
T_L	2,4

Tabla 4 - Parámetros del espectro de diseño según la norma NSR-10

CCP 14	
PGA	0,4
S_s	0,9
S_1	0,45
Tipo suelo	C
F_{PGA}	1
F_a	1
F_v	1,35
T_0	0,14
T_s	0,68
S_{D1}	0,61
S_{DS}	0,9
A_s	0,4

Tabla 5 - Parámetros del espectro de diseño según la norma CCP-14

5.3 Diseño geotécnico

Una vez obtenidas las cargas que deben ser aplicadas a la cimentación para cada norma, se realizó el diseño de un grupo de pilotes cuya capacidad portante garantice la estabilidad de la estructura sobre el suelo de fundación de la pila central ante la carga de cada norma utilizando el paquete Pile Group del software GeoStructural Analysis.

Para efectos de comparación del trabajo de grado, se usará una geometría de la estructura del grupo de pilotes para las 3 normas diferentes, que consistirá en un dado de cimentación con 4 pilotes con una distancia entre ejes fija para cada norma, y comenzar a variar el diámetro y longitud de los pilotes hasta que cumpla las solicitaciones de capacidad portante teniendo en cuenta los diferentes parámetros, consideraciones y metodología que propone cada norma.

Los parámetros geotécnicos del suelo serán los vistos en la Tabla 1.

Luego del predimensionamiento se hará el análisis estructural, donde se determinarán las dimensiones y refuerzos de los caissons que cumplan las solicitaciones para cada norma. Se deberá también verificar la capacidad portante de las dimensiones calculadas por el diseño estructural para asegurarse que el diseño final cumpla todas las solicitaciones.

5.3.1 Según norma CCP-95

Para llevar a cabo el diseño geotécnico según la norma CCP-95. se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

El coeficiente de transferencia de carga en cada estrato ($\beta_{p,j}$) según la norma CCP-95. Para esto se usa la Ecuación 2

Se calcula la capacidad de carga vertical por fricción del pilote usando la Ecuación 1.

Se determina el coeficiente α y el Factor de capacidad de carga N_q correspondientes a la norma CCP-95.

Se usa la $R_p = N_q \sigma_p A_b \alpha$ Ecuación

4 para calcular la capacidad de carga vertical por punta.

Se interpola linealmente según el diámetro de cada pilote y la separación entre ejes para determinar la eficiencia según la norma CCP-95.

Se usa la $\frac{R_c}{V_d + W_p} > FS$ Ecuación

5 para verificar el análisis de acuerdo con los factores de seguridad.

5.3.2 Según norma NSR-10

Para llevar a cabo el diseño geotécnico según la norma CCP-95. se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

El coeficiente de transferencia de carga en cada estrato ($\beta_{p,j}$) según la norma CCP-95. Para esto se usa la $\beta_{p,j} = 1,5 - 0,135\sqrt{z_1}$ $1,2 > \beta_{p,j} > 0,25$

Ecuación 2.

Se calcula la capacidad de carga vertical por fricción del pilote usando la $R_s =$

$$\sum_{j=1}^n \beta_{p,j} \sigma_{0,j} A_{s,j} \quad \text{Ecuación 1.}$$

Se determina el coeficiente α y el Factor de capacidad de carga N_q correspondientes a la norma CCP-95.

Se usa la Ecuación 4 para calcular la capacidad de carga vertical por punta.

Se interpola linealmente según el diámetro de cada pilote y la separación entre ejes para determinar la eficiencia según la CCP-95.

Se usa la Ecuación 5 para verificar el análisis de acuerdo con los factores de seguridad.

5.3.3 Según norma CCP-14

Para llevar a cabo el diseño geotécnico según la norma CCP-14 se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:

Se debe determinar, φ_{qp} Factor de resistencia para la resistencia de punta y φ_{qs} Factor de resistencia para la resistencia por fricción especificados en la Tabla 10.5.5.2.4-1 de la norma CCP-14.

Se calcula la capacidad de carga vertical por fricción del pilote usando la Ecuación 1.

Se usa la Ecuación 4 para calcular la capacidad de carga vertical por punta.

El coeficiente de transferencia de carga en cada estrato ($\beta_{p,j}$) según la norma CCP-14. Para esto se usa la Ecuación 3

Se usa la Ecuación 6 para verificar el análisis de acuerdo con los factores de carga y resistencia.

5.4 Diseño estructural

Para el diseño estructural se requiere la información obtenida en el predimensionamiento geotécnico, los módulos de balasto suministrados en el informe de geotecnia y las reacciones del modelo estructural del puente para poder realizar la modelación de la cimentación. En esta oportunidad se opta por utilizar el software estructural SAP2000 para esta tarea.

De esta forma se realiza un modelo de cimentación para cada una de las normas con los parámetros geométricos que arrojan los predimensionamientos geotécnicos.

Estas cimentaciones estarán cargadas a modo de diafragma rígido tipo shell en el centroide geométrico del dado de la cimentación con las reacciones consignadas.

Es importante considerar la interacción suelo – estructura en el modelo para poder generar resultados adecuados y con un nivel de confiabilidad óptimo. Esta modelación es considerada con elementos *frame springs*, los cuales dan una aproximación más acertada a las condiciones de elasticidad del suelo, lo que genera resultados más confiables. De la misma forma es necesario analizar los coeficientes de balasto suministrados en el informe geotécnico y establecer una tendencia para poder dar estas propiedades a los resortes en la modelación. $K_{h_i} = KAD + K_{h_{i-1}}$

Ecuación 41

5.4.1 Interacción suelo estructura

De acuerdo al informe estructural proporcionado por el Consorcio Vial del Sur, los coeficientes de subrasante deben tener una tendencia lineal creciente de acuerdo a la profundidad, aunque cuando se llega a la profundidad del estrato más duro, estos coeficientes tienen una tendencia constante con la profundidad como se observa en la Ilustración 16. Esto resulta confuso con lo esperado, ya que los valores no siguen una tendencia determinada además de que dichos valores dependen del área aferente de contacto del pilote.

PROFUNDIDAD Z (m)	K (t/m ³)	AFERENCIA (m)	DIÁMETRO (m)	K Hor (ton/m)	K vert (ton/m)
0.0	0	0.00	1.4	0.0	-
1.0	407.5	1.00	1.4	570.5	-
2.0	407.5	1.00	1.4	1141.0	-
3.0	407.5	1.00	1.4	1711.5	-
4.0	407.5	1.00	1.4	2282.0	-
5.0	407.5	1.00	1.4	2852.5	-
6.0	407.5	1.00	1.4	3423.0	-
7.0	407.5	1.00	1.4	3993.5	-
8.0	1525	1.00	1.4	2135.0	-
9.0	1525	1.00	1.4	2135.0	-
10.0	1525	1.00	1.4	2135.0	-
11.0	1525	1.00	1.4	2135.0	-
12.0	1525	0.50	1.4	1067.5	11675

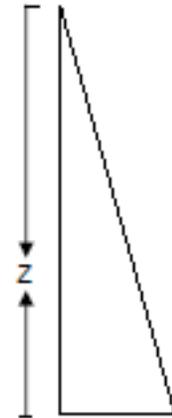


Ilustración 16 - Coeficiente de balasto para informe estructural suministrado.

Debido a esto, se decide realizar una verificación de los valores existentes con miras a determinar nuevos valores revisados y aprobados para el análisis a realizar.

Luego de realizar la verificación se determina que los valores de coeficiente de balasto horizontal se calculan a partir de:

$$K_{h_i} = KAD + K_{h_{i-1}} \quad \text{Ecuación 41}$$

donde:

K_h = coeficiente de balasto horizontal

A = aferencia

D = diámetro del pilote

Esto demuestra que la tendencia debería ser creciente y lineal, lo que es una suposición muy lógica ya que depende de la profundidad que se esté analizando. Pero si se observan con cuidado los datos relacionados en la Ilustración 15, estos no cumplen adecuadamente con la suposición de linealidad creciente, por lo que la confiabilidad de estos datos ya no resulta adecuada.

Es por esto que se decide tomar una tendencia lineal y constante con la profundidad calculando estos datos con la Ecuación 24.

Para calcular los coeficientes de balasto verticales para cada una de las normas es necesario remitirse al informe geotécnico Sección 4.2, proporcionado por el Consorcio Vial del Sur, en donde se encuentra la rigidez del suelo para la punta del pilote en función del diámetro y la profundidad del mismo. Es por esto que se debe realizar una interpolación de datos para hallar el valor para las profundidades y diámetros resultantes del predimensionamiento geotécnico.

Profundidad Z (m)	Coef. Balasto (ton/m ³)	Aferencia (m)	Diámetro (m)	K horizontal (ton/m)	K vertical (ton/m)
0,00	407,50	0,00	1,50	0,00	
1,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
2,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
3,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
4,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
5,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
6,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
7,00	407,50	1,00	1,50	611,25	
8,00	1525,00	1,00	1,50	2287,50	
9,00	1525,00	1,00	1,50	2287,50	
10,00	1525,00	1,00	1,50	2287,50	
11,00	1525,00	0,65	1,50	1486,88	13028,00

Tabla 6 - Coeficientes de balasto para norma CCP 14.

Profundidad Z (m)	Coef. Balasto (ton/m3)	Aferencia (m)	Diametro (m)	K horizontal (ton/m)	K vertical (ton/m)
0,00	407,50	0,00	1,30	0,00	
1,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
2,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
3,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
4,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
5,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
6,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
7,00	407,50	1,00	1,30	529,75	
8,00	1525,00	1,00	1,30	1982,50	
9,00	1525,00	1,00	1,30	1982,50	
10,00	1525,00	1,00	1,30	1982,50	
11,00	1525,00	1,00	1,30	1982,50	
12,00	1525,00	1,00	1,30	1982,50	11615,05

Tabla 7 - Coeficientes de balasto para norma CCP 95

Con estos valores se procede a realizar la modelación de la cimentación con las cargas resultantes en la base de la pila y la geometría dada por el diseño geotécnico.

5.4.2 Modelación de la cimentación

La modelación de la cimentación se realiza en el software SAP2000 con la geometría dada por el predimensionamiento geotécnico y las cargas de reacción en la base de la pila.

Se debe definir esta estructura con dos tipos de elemento: elementos tipo *frame* y elementos tipo *Shell*. Los elementos tipo *frame* constituyen la geometría de los caisson o pilotes a analizar, ya que este elemento tiene sección y una longitud definida por el usuario. Por otro lado, los elementos tipo *Shell* modelan el dado de cimentación, el cual debe ir correctamente conectado estructuralmente a los pilotes realizados y debe tener un espesor determinado.

Dicho modelo será muy parecido para las tres normas, más deberá estar de acuerdo a la geometría obtenida del análisis geotécnico. En la siguiente imagen se muestra a modo de ejemplo la modelación de la cimentación para la norma CCP 14 con su respectiva carga en el centroide del dado.

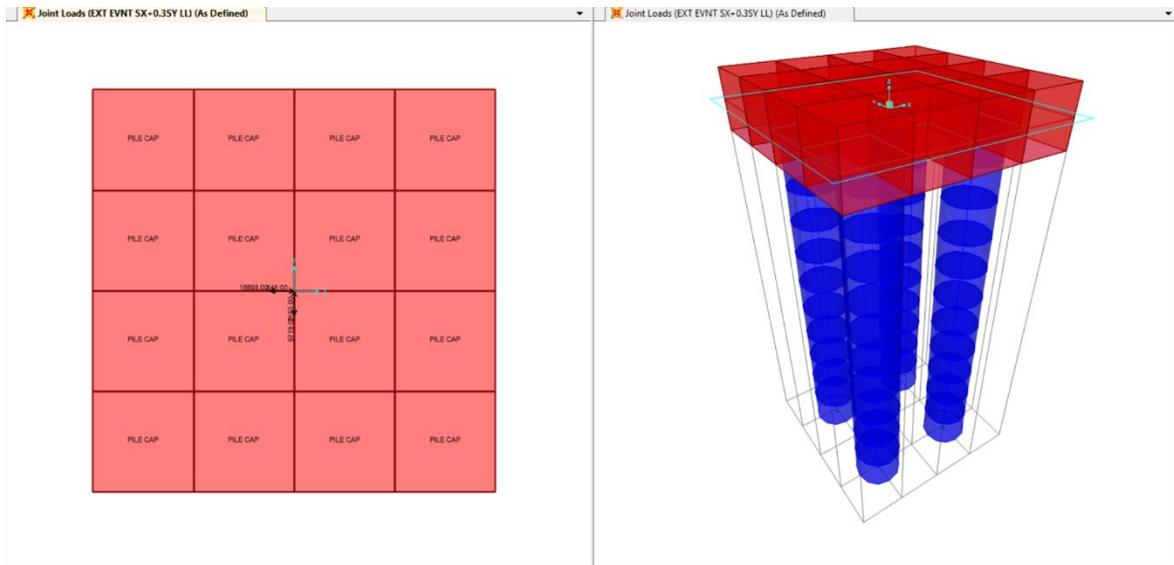


Ilustración 17 - Modelación de cimentación para norma CCP 14. Fuente propia.

Luego de correr el modelo para un análisis estático, es posible determinar las fuerzas internas de los pilotes y el dado de cimentación. Esta información es depurada para seleccionar los datos relevantes a cada una de las metodologías de diseño.

5.4.3 Diseño de los pilotes

Para el diseño de los pilotes son necesarias las fuerzas internas de los elementos tipo *frame* del modelo estructural de la cimentación. Dichas fuerzas son exportadas como una tabla a una hoja de cálculo. Para este análisis es necesario usar todas las posibles combinaciones de carga sin usar envolventes ya que es necesario observar todas las variaciones para realizar los diagramas de interacción.

A continuación, se entra en un proceso iterativo en el programa CSi COL v9 para hacer la revisión de momentos y fuerzas axiales en las pilas. El programa solicita como parámetro de entrada la norma con la cual trabajará, la geometría de la sección y el refuerzo que se aplicara a la sección a modo de número de barras y calibre de las mismas. Es importante resaltar que para la norma CCP 95 se trabaja con la norma ACI 318-99⁴ en donde se muestra que los factores de reducción de resistencia, los cuales son compatibles con los factores mostrados en la sección A.7.8.3.1 de la norma CCP 95⁵. De la misma manera se verifica que la norma ACI 318-11⁶ resulta compatible con los factores de reducción de resistencia de la norma CCP 14.⁷

Para fines de facilidad en la iteración, se define la sección transversal con base en el predimensionamiento geotécnico y se empieza a generar diagramas de interacción para cuantías desde 0.05% teniendo en cuenta que se debe garantizar una cuantía mayor a 0.075% para los análisis con la norma CCP 14⁸. Así mismo se debe garantizar una cuantía de 0.075% para los análisis con la norma CCP 95.⁹

⁴ Norma ACI 318-99. Sección 9.3.2.

⁵ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995.

⁶ Código ACI 318-11. Sección 9.3.2.

⁷ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 2014. Sección 5.5.4.2.

⁸ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 2014. Sección 5.13.4.6.3d.

⁹ Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 1995. Sección A.6.7.4.3-4.

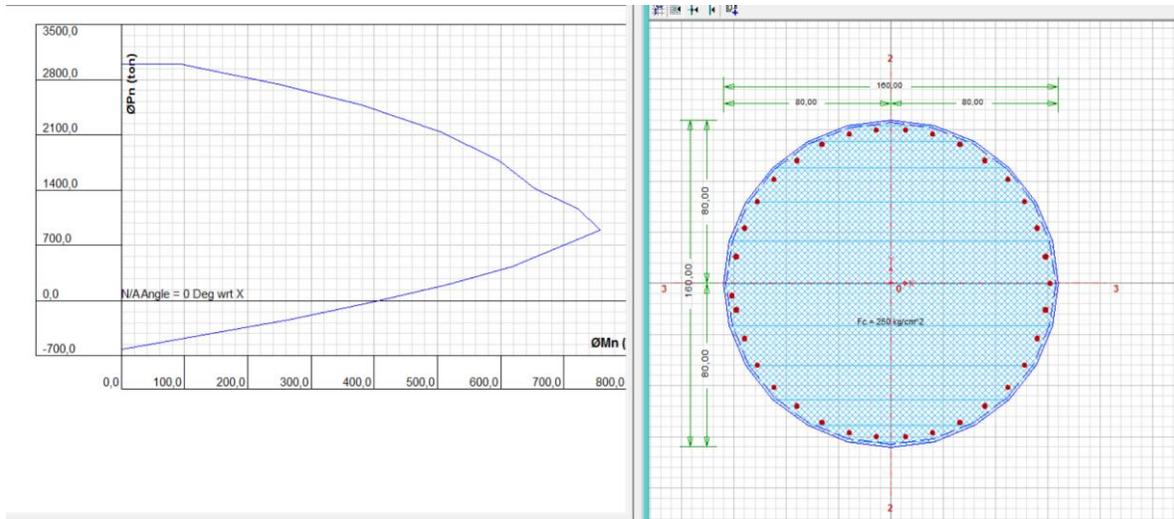


Ilustración 18 - Modelación de sección transversal y diagrama de interacción para norma CCP 14 en CSI COL 9.

De esta forma es posible realizar la revisión biaxial para las solicitaciones de carga y momento para el diseño definitivo de la sección del caisson.

Para el diseño a cortante se deben revisar las fuerzas transversales actuantes en los elementos tipo *frame*, que gracias a un análisis de resistencia última, se pueden encontrar los espaciamientos entre estribos para el pilote. Utilizando las ecuaciones 18 – 24 para la norma CCP 14 y las ecuaciones 36 – 40 para la norma CCP 95, se realiza la revisión pertinente tomando como fuerza cortante última actuante (V_u), la carga más crítica para la sección del caisson. De este modo se verifica el aporte del concreto debido a la sección y se calcula el espaciamiento de los estribos debido al aporte que debe realizar el acero de refuerzo de ser necesario.

Es necesario realizar esta verificación a cortante con un factor de reducción de resistencia $\phi=0.90$ para la norma CCP 14 y un factor $\phi=0.85$ para la norma CCP 95.

5.4.4 Diseño de dados de cimentación

Para el diseño de los dados de cimentación es necesario revisar las fuerzas internas en el mismo, generadas por el software SAP2000 v.17. Como primera medida es

necesario revisar la fuerza a cortante ya que esta, siendo la más crítica en el dado, resulta indispensable para determinar el espesor del dado.

Dicha revisión se realiza con las ecuaciones 8 – 12 para la norma CCP 14 y con las ecuaciones 25 – 29 para la norma CCP 95.

Para el diseño a flexión del dado, se parte del principio de que se debe hacer una verificación por metro lineal, debido a que los resultados arrojados por el programa de modelación tienen este formato, además de que una revisión de esta manera resulta mucho más adecuada partiendo del hecho de que se debe analizar la sección transversal como un elemento a flexión pura.

Para esta verificación es necesario establecer los factores de reducción de resistencia adecuados a cada norma, que para el caso de las dos normas de análisis se tiene un $\phi=0.90$. Este valor se escoge para secciones de concreto reforzado a tracción.

Se utilizan las ecuaciones 13 y 14 para el análisis con la norma CCP 14 y las ecuaciones 30 y 31 para el análisis con la norma CCP 95.

Se deben revisar las cuantías mínimas que para la norma CCP 14 se calcula a partir del momento de agrietamiento de la sección transversal con las ecuaciones 15 – 17. Así mismo se calcula el momento de agrietamiento mayorado con las ecuaciones 32 – 34 para la norma CCP 95.

5.5 Análisis de costos directos

5.5.1 Definición de APU's

El análisis de precio unitario es el costo de una actividad por una unidad de medida que debe ser determinada para cada actividad. Se componen por la valoración de los materiales, la mano de obra, equipos y herramientas además de los procesos

constructivos que se consideren necesarios para llevar a cabo la construcción de la cimentación de la pila del puente Conejo.

Dentro de las referencias utilizadas para determinar las actividades necesarias, valores de materiales, mano de obra y rendimientos aplicables para una obra en Colombia, se encuentran las siguientes: Construequipos.com. (2016), Sispac.com.co. (2016), Construdata.com. (2016), Botero (2012), Instituto de Desarrollo Urbano (IDU) (2016).

5.5.2 Cálculo de cantidades de obra y presupuestos

Las cantidades de obra están dadas por el diseño estructural y geotécnico anteriormente definido y estas dependerán de la cantidad de materiales y excavación necesaria para cada una de los diseños. Posteriormente, se calculará el presupuesto de la obra con base en los precios unitarios anteriormente calculados, que en conjunto con las cantidades determinan el costo directo total para cada obra.

A partir de esto se podrá hacer la comparación de materiales, y por lo tanto, de costos, de cada norma considerada en este trabajo.

6 RESULTADOS Y ANÁLISIS

6.1 Errores encontrados en la Norma CCP-14.

Los errores encontrados en la revisión de la nueva norma consisten en conversión de unidades, falta de información, y errores ortográficos o gramáticos. Aquellos encontrados se describirán en detalle a continuación.

Conversión de unidades

Se encontró un error de conversión de unidades en el numeral 5.10.8, en las ecuaciones (5.10.8-1) y (5.10.8-2) de la norma, mostradas a continuación

$$A_s \geq \frac{0,75bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.10.8-1 \text{ en CCP-14})$$

$$0,233 \leq A_s \leq 1,27 \quad (5.10.8-2 \text{ en CCP-14})$$

Dónde:

A_s = área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (mm^2/m)

b = ancho menor de la sección del elemento estructural (mm)

h = menor espesor de la sección del elemento estructural (mm)

f_y = resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo ≤ 515 MPa

Cuando se hicieron los cálculos necesarios para el presente trabajo con las unidades sugeridas por la norma Colombiana, se llegó a que se necesitaba $0,6 \text{ mm}^2/\text{m}$ de área de refuerzo en cada dirección y en cada cara. Esto pareció ser un valor que se salía de lo lógico, por lo que se decidió recurrir a la AASHTO 2010 para verificar valores.

ecuaciones (5.10.8-1) y (5.10.8-2) de la norma, mostradas a continuación

$$A_s \geq \frac{1,3bh}{2(b+h)f_y} \quad (5.10.8-1 \text{ en AASHTO})$$

$$0,11 \leq A_s \leq 0,6 \quad (5.10.8-2 \text{ en AASHTO})$$

Dónde:

A_s = área de refuerzo en cada dirección y en cada cara (in²/ft)

b = ancho menor de la sección del elemento estructural (in)

h = menor espesor de la sección del elemento estructural (in)

f_y = resistencia especificada a la fluencia de las barras de refuerzo ≤ 75 ksi

Al comparar los límites del valor de A_s en la ecuación (5.10.8-2), se observa como el en la AASHTO son 0,11 in²/ft y 0,60 in²/ft. Mientras que en la CCP-14, estos límites resultan ser 0,233 mm²/m y 1,27 mm²/m.

0,11 in²/ft equivalen a 233 mm²/m y 0,6 in²/ft equivalen a 1270 mm²/m, por lo que toca multiplicar el valor obtenido por 1000 para llegar al valor correcto.

Falta de información

- N_q = Factor de capacidad de carga del pilote. Tomado de la figura 10.7.3.8.6f-8 de la AASHTO 2010. (Figura se menciona en la norma CCP-14 pero no aparece).
- α = Coeficiente tomado de la figura 10.7.3.8.6f-8 de la AASHTO 2010 (Figura se menciona en la norma CCP-14 pero no aparece).
- En el numeral 3.7.3.2 no se especifica que es V dentro de la ecuación.
- En el numeral 3.10.6 La ecuación 3.10.4.2-6. No existe en el documento, está mal numerada porque después de 3.10.4.2-5 sigue 3.10.4.2-3.
- Numeral 10.8.3.5:
No se especifica que φ_{qp} es un factor de resistencia para la resistencia de punta.
- 10.7.2.3.2 – Grupo de pilotes en suelos “no” cohesivos. (Describieron el método para suelos no cohesivos en el título de suelos cohesivos.)

Errores ortográficos o gramáticos

Los errores serán encerrados en comillas para ser identificados más fácilmente.

- En la tabla 3.6.2.1-1:

Componentes Enterrados – La amplificación por carga dinámica, en porcentaje, para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas “por en” la Sección 12, debe tomarse como:

- Numeral 3.7.3.1:

La presión del agua que fluye actuando en la dirección longitudinal de la subestructura se debe “tomare” como:

- Numeral 3.10.7.1:

Pórticos de acero o compuestos “hacer”/concreto...

- Numeral 10.5.3.2:

Para este tipo de cimentaciones, “ell” ...

- Numeral 10.7.3.7:

La cimentación debe diseñarse de modo que “el” resistencia geotécnica...

- Numeral 10.7.1.2:

Un espaciamiento de pilote de centro a centro “pilote” no debe ser menor de....

- Números 10.8.3.5.2b, 10.8.3.5.2c

Las unidades del N_{60} están dadas en (blows/300mm), debería ser (golpes/300mm).

- Numeral 3.6.1.6:

La amplificación por carga dinámica, en porcentaje, para alcantarillas y otras estructuras enterradas “cubiertas por en la sección 12”

- Numeral 10.6.2.4.4:

...diseñadas de acuerdo con las disposiciones de esta “S”ección (error de mayúscula)

“El asentamiento elásticos...”

$E_m = m$ ”o”dulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa) (falta tilde)

Para los tipos de roca típicos “se pueden tomarse”

- Numeral 10.8.2.2:

El asentamiento de una cimentación de eje perforado “la se utiliza” los ejes perforados individuales

6.2 Parámetros de diseño calculados

A continuación, se presentan los parámetros de diseño que fueron calculados para llevar a cabo el diseño geotécnico y estructural de la cimentación para la pila central del puente.

6.2.1 Espectros de diseño

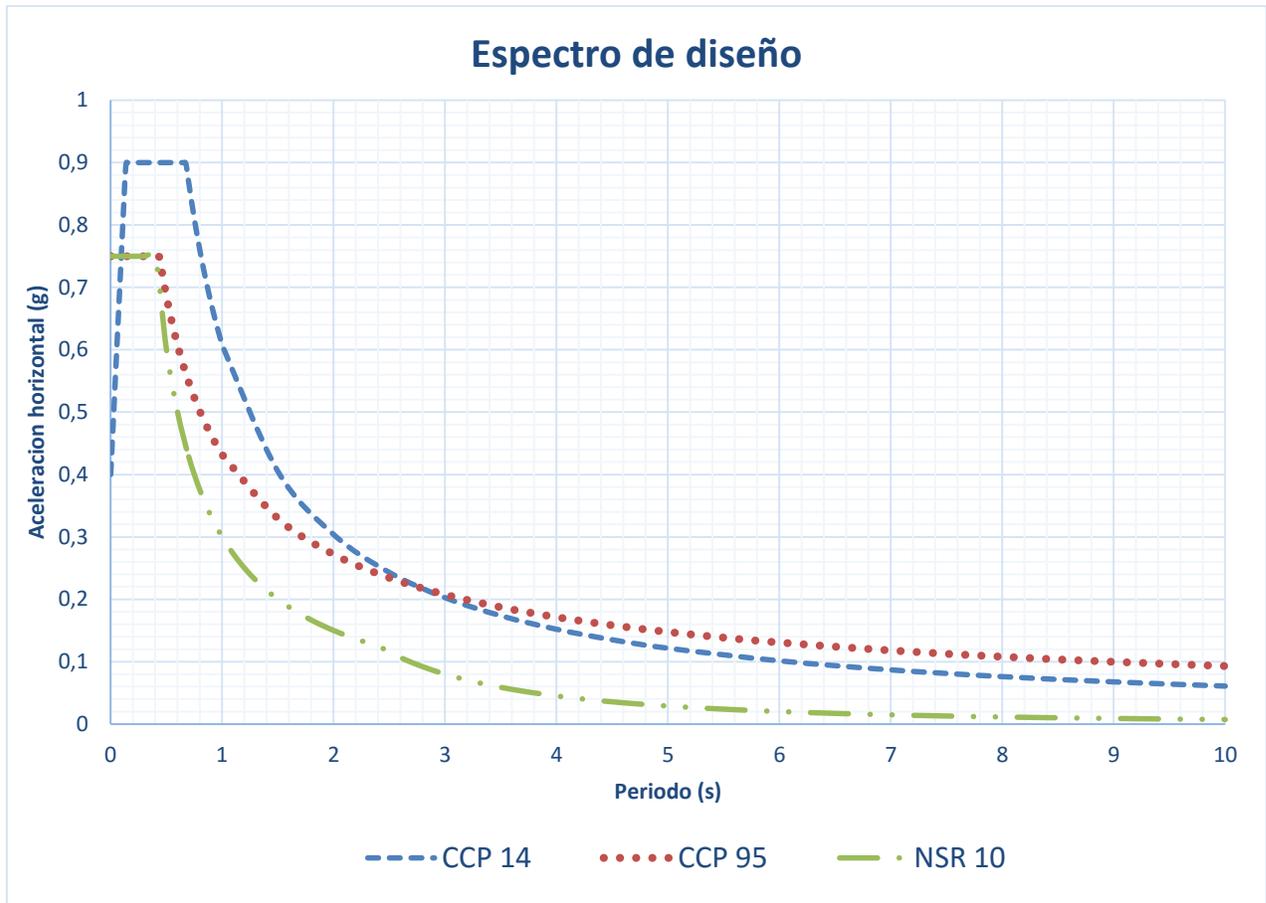


Ilustración 19 - Espectros de diseño según cada norma.

Modo	Periodo (s)	Mass Ratio UX	Mass Ratio UY
1	1,839	1,9E-01	7,1E-04
2	0,923	6,6E-02	6,2E-01

3	0,666	5,1E-01	1,1E-01
4	0,572	1,4E-04	5,9E-04
5	0,227	1,2E-04	2,3E-07
6	0,221	1,4E-05	3,1E-05
7	0,186	5,8E-04	2,1E-05
8	0,163	1,6E-01	3,4E-02
9	0,153	8,7E-04	8,4E-05
10	0,144	2,0E-07	1,2E-06
11	0,141	1,1E-07	3,1E-06
12	0,139	8,4E-09	8,0E-06

Tabla 8 - Periodos y porcentajes de participación de masa según el modo de vibración

Como primera medida se puede observar que el espectro de diseño para la norma CCP 14 genera aceleraciones más altas con respecto a las otras normas para periodos de hasta 3 segundos.

Los periodos de vibración para la estructura del puente son de 0,923 s y 0,666 s en las direcciones Y y X respectivamente. Para ambos periodos, se observa una mayor aceleración para la norma CCP 14, seguido por la CCP 95 y finalmente la NSR-10 con la aceleración más baja. Esto se espera que se vea reflejado en los momentos y cortantes de reacción en la base de la pila, que deberán ser mayores para la norma CCP 14.

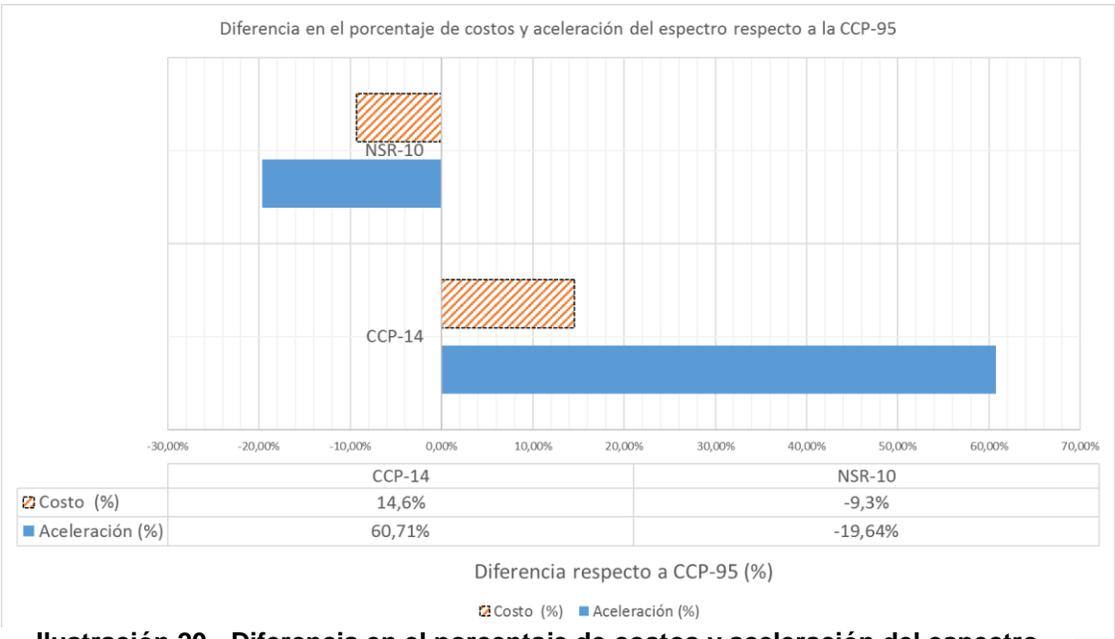


Ilustración 20 - Diferencia en el porcentaje de costos y aceleración del espectro respecto a la la CCP-95

6.2.2 Reacciones en la base de la pila

CARGAS DE REACCION EN BASE DE PILA							
NORMA	COMBO	F _x (KN)	F _y (KN)	F _z (KN)	M _x (KN*m)	M _y (KN*m)	M _z (KN*m)
CCP 95	GRUPO I	82	178	-13158	-1573	-4535	-481
	GRUPO VII T SY	446	1220	-7575	-10202	-4693	-1103
	GRUPO VII T SY+0,3SX	578	1229	-7580	-10279	-6024	-1105
	GRUPO VII L SX	1220	554	-7607	-4642	-12487	-364
	GRUPO VII L SX+0,3SY	1226	644	-7609	-5563	-12553	-513
NSR 10	GRUPO I	82	178	-13158	-1573	-4535	-481
	GRUPO VII T SY	329	1277	-7563	-9139	-3508	-750
	GRUPO VII T SY+0,3SX	422	1289	-7567	-9217	-4446	-752
	GRUPO VII L SX	876	618	-7585	-4448	-9012	-338
	GRUPO VII L SX+0,3SY	881	727	-7586	-5222	-9059	-413
CCP 14	EXT EVNT I SY	644	2122	-9597	-16342	-6794	-1340
	EXT EVNT I SY+0,3SX	836	2141	-9606	-16483	-8714	-1343
	EXT EVNT I SX	1765	1005	-9648	-7745	-18056	-518
	EXT EVNT I SX+0,3SY	1774	1190	-9649	-9165	-18153	-671
	EXT EVNT I SY LL	654	2147	-10506	-16557	-7799	-1404
	EXT EVNT I SY+0,3SX LL	845	2165	-10515	-16698	-9719	-1407
	EXT EVNT I SX LL	1774	1030	-10556	-7960	-19061	-582
	EXT EVNT I SX+0,3SY LL	1783	1214	-10558	-9380	-19158	-734

Tabla 9 - Reacciones en la base de la pila central.

Con ayuda del software CSiBridge se determinaron las reacciones en la base de la pila central del puente Conejo, que como se puede apreciar en la tabla anterior, para las combinaciones de carga consideradas a lo largo del trabajo, la norma CCP-14 es la que presenta las reacciones horizontales, y momentos más grandes.

Las reacciones verticales son las mismas para los diseños por las normas CCP-95 y NSR-10, esto era de esperarse, dado que la única diferencia en cuanto a metodología de diseño para estas normas fueron las consideraciones sísmicas.

6.3 Diseño geotécnico y estructural según la norma CCP-95

6.3.1 Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.

CCP-95		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coeficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2	1
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,25 m
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,3 m
L	Longitud de cada pilote	12,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,5 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	65%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	5429,27 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	7559,97 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	12980,2 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	33229,4 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	16609,08 kN
FS	Factor de seguridad	2,02

Tabla 10 - Factores y parámetros usados en el análisis para predimensionamiento por capacidad portante para la Norma CCP-95

6.3.2 Diseño estructural

CCP-95	
Dado de cimentación	
Ancho	6,00 m
Largo	6,00 m
Altura	2,25 m
Flexión	#7 c/9 cm/m
Cortante	No requiere refuerzo
Diseño de Caissons	
Diámetro	1,40 m
Longitud	12,50 m
Cuantía	0,94 %
Área de acero	144,70 cm ²
Detalle	29 Barras #8
Cortante	No requiere refuerzo
l_d	2,60 m
Separación de flejes en la zona de confinamiento	7,5 cm
Separación de flejes fuera de la zona de confinamiento	23 cm

Tabla 11 - Dimensiones y detallado estructural según la CCP-95

6.3.3 Verificación de capacidad portante del diseño final.

CCP-95		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coeficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2	1
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,25 m
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,4
L	Longitud de cada pilote	12,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,5 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	61%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	5837,22 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	8767,77 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	14604,99 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	35636,17 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	16949,95 kN
FS	Factor de seguridad	2,10 kN

Tabla 12 - Análisis de capacidad portante para el diseño final según la Norma CCP-95

Debido a que el diámetro necesario para satisfacer el diseño estructural es superior al determinado en el predimensionamiento, es capaz de cumplir con facilidad la prueba por capacidad portante, a pesar de tener una eficiencia de grupo de pilotes inferior con la nueva geometría.

6.4 Diseño geotécnico y estructural según la norma NSR-10

6.4.1 Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.

NSR-10		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coeficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2	1
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,25 m
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,3 m
L	Longitud de cada pilote	12,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,5 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	65%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	5420,27 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	7559,97 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	12980,24 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	33748,62 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	16695,48kN
FS	Factor de seguridad	2,02

Tabla 13 - Factores y parámetros usados en el análisis para predimensionamiento por capacidad portante para la Norma NSR-10

Debido a que la carga vertical que recibe tanto la CCP-95 como la NSR-10 y la metodología de diseño de pilotes para ambas normas es la misma, se obtuvo el mismo factor de seguridad para la misma geometría de pilotes entre las dos normas, tal como se esperaba.

6.4.2 Diseño estructural

NSR-10	
Dado de cimentación	
Ancho	6,00 m
Largo	6,00 m
Altura	2,25 m
Flexión	#7 c/9 cm/m
Cortante	No requiere refuerzo
Diseño de Caissons	
Diámetro	1,30 m
Longitud	12,50 m
Cuantía	0,83 %
Área de acero	110,16 cm ²
Detalle	22 Barras #8
Cortante	No requiere refuerzo
ld	2,60 m
Separación de flejes en la zona de confinamiento	7,5 cm
Separación de flejes fuera de la zona de confinamiento	23 cm

Tabla 14 - Dimensiones y detallado estructural según la NSR-10

6.4.3 Verificación de capacidad portante del diseño final.

NSR-10		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coefficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coefficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coefficiente de transferencia de carga en el estrato 2	1
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,25 m
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,3 m
L	Longitud de cada pilote	12,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,5 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	65%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	5420,27 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	7559,97 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	12980,24 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	33748,62 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	16695,48 kN
FS	Factor de seguridad	2,02

Tabla 15 - Análisis de capacidad portante para el diseño final según la Norma NSR-10

6.5 Diseño geotécnico y estructural según la norma CCP-14

6.5.1 Predimensionamiento por verificación de capacidad portante.

CCP-14		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coeficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2	0,93
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,05 m
Factores de carga y resistencia		
ϕ_{qs}	Factor de reducción de resistencia por fuste	0,55
ϕ_{qp}	Factor de reducción de resistencia por punta	0,5
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,15 m
L	Longitud de cada pilote	11,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,0 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	70%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	2165,17 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	2799,24 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	4964,41 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	13900,35 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	13475,91 kN

Tabla 16- Factores y parámetros usados en el análisis para predimensionamiento por capacidad portante para la Norma CCP-14

Se puede observar como en el predimensionamiento por capacidad portante da dimensiones menores de caissons para esta norma. Esto se debe a que este análisis sólo toma en cuenta la carga vertical que le llega al dado de cimentación y el peso propio del dado y los pilotes. La carga sobre el dado debido al puente es menor respecto a la CCP-95 y NSR-10. Además de esto, el valor de la eficiencia del grupo de pilotes se ve más favorecido en la nueva norma para una misma geometría.

El Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2 (β_2) es menor en la CCP-14, lo que favorece el diseño de las normas anteriores, sin embargo, la diferencia de las cargas verticales ejercidas por el puente sobre el dado de cimentación son la principal causa de la diferencia del predimensionamiento.

6.5.2 Diseño estructural

CCP-14	
Dado de cimentación	
Ancho	6,00 m
Largo	6,00 m
Altura	2,05 m
Flexión	#7 c/5 cm/m
Cortante	No requiere refuerzo
Diseño de Caissons	
Diámetro	1,60 m
Longitud	11,50 m
Cuantía	0,94 %
Área de acero	144,70 cm ²
Detalle	34 Barras #8
Cortante	No requiere refuerzo
ld	929
Separación de flejes en la zona de confinamiento	7,5 cm
Separación de flejes fuera de la zona de confinamiento	22.5 cm

Tabla 17 - Dimensiones y detallado estructural según la CCP-14

Debido a que los momentos en la base de la pila central generados por las consideraciones de la nueva norma son mucho mayores que para las normas anteriores, se puede observar que las dimensiones de pilotes requeridas para cumplir requisitos de flexión son más grandes para la nueva norma.

Ya que el dimensionamiento requerido por el diseño estructural es mucho mayor al del diseño geotécnico, se puede afirmar que el diseño estructural es el que rige el

diseño de la cimentación para la Norma CCP-14, y estos diseños están fuertemente sujetos a los grandes momentos que se generan en la base de la cimentación.

6.5.3 Verificación de capacidad portante del diseño final.

CCP-14		
N_q	Factor de capacidad de carga del pilote	50
α	Coeficiente de la figura 10.7.3.8.6f-8 (AASHTO)	0,6
N_p	Factor de carga. $N_q \times \alpha$	30
β_1	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 1	1
β_2	Coeficiente de transferencia de carga en el estrato 2	0,93
Geometría del dado		
B	Ancho del dado	6 m
L	Largo del dado	6 m
H	Altura del dado	2,05 m
Factores de carga y resistencia		
ϕ_{qs}	Factor de reducción de resistencia por fuste	0,55
ϕ_{qp}	Factor de reducción de resistencia por punta	0,5
Geometría de los pilotes		
D	Diámetro de cada pilote	1,6
L	Longitud de cada pilote	11,5 m
s	Espaciamiento entre ejes de pilotes	3,0 m
ζ	Eficiencia de grupo de pilotes	54%
Análisis de capacidad portante		
R_s	Capacidad de carga por fricción	3012,41 kN
R_p	Capacidad de carga por punta	5418,57 kN
R_c	Capacidad de carga vertical de un pilote aislado	8430,98 kN
R_g	Capacidad de carga vertical de grupo	18210,91 kN
V_d	Carga vertical máxima del grupo	14548,92 kN

Tabla 18 - Análisis de capacidad portante para el diseño final según la norma CCP-14.

6.6 Cálculo de presupuestos según cada norma

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA CCP-95					
Item	Concepto	UM	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	12,32	\$ 40.425	\$ 497.836
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	24,63	\$ 92.978	\$ 2.290.044
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	40,02	\$ 116.078	\$ 4.645.873
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	28,65	\$ 457.940	\$ 13.120.591
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	76,97	\$ 331.971	\$ 25.551.499
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	8097,07	\$ 1.956	\$ 15.840.297
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	81,00	\$ 330.921	\$ 26.804.618
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	2926,52	\$ 1.956	\$ 5.725.150
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 94.475.907

Tabla 19 - Presupuesto según Norma CCP-95

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA NSR-10					
Item	Concepto	UM	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	10,62	\$ 40.425	\$ 429.256
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	21,24	\$ 92.978	\$ 1.974.579
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	34,51	\$ 116.078	\$ 4.005.880
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	26,77	\$ 457.940	\$ 12.257.394
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	66,37	\$ 331.971	\$ 22.031.650
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	6333,61	\$ 1.956	\$ 12.390.442
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	81,00	\$ 330.921	\$ 26.804.618
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	2926,52	\$ 1.956	\$ 5.725.150
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 85.618.969

Tabla 20 - Presupuesto según Norma NSR-10

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA CCP-14					
Item	Concepto	UM	Cantidad	Valor unitario	Valor parcial
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	16,08	\$ 40.425	\$ 650.234
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	32,17	\$ 92.978	\$ 2.991.078
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	52,28	\$ 116.078	\$ 6.068.079
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	32,42	\$ 457.940	\$ 14.846.984
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	92,49	\$ 331.971	\$ 30.703.515
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	9422,76	\$ 1.956	\$ 18.433.742
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	73,80	\$ 330.921	\$ 24.421.986
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	5212,15	\$ 1.956	\$ 10.196.533
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 108.312.152

Tabla 21 - Presupuesto según Norma CCP-14

Tomando como referencia el diseño final siguiendo la metodología de la CCP-95, se observa un diseño 9,3% más económico para la NSR-10, y 14,6% más costoso para la CCP-14.

Para analizar los costos directos de mejor manera se decidió dividir las cantidades de concreto y acero de refuerzo tanto para los caissons como para el dado de cimentación de cada norma, que se pueden visualizar fácilmente a continuación.

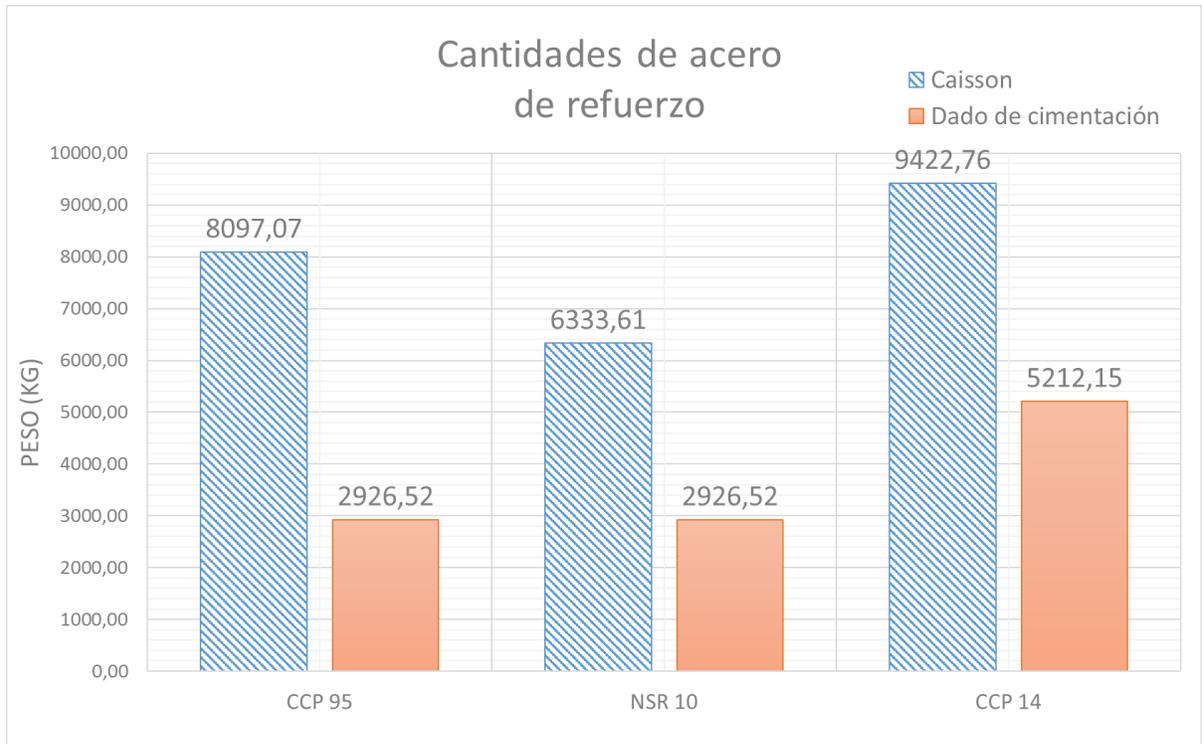


Ilustración 21 - Cantidades de acero de refuerzo según cada norma.

Se puede apreciar una relación entre el espectro de diseño y la cantidad de acero necesaria para cumplir las solicitudes de cada diseño, principalmente el refuerzo longitudinal en los caissons, que asegura que la estructura pueda soportar los momentos internos que se desarrollan en el caisson debido a las reacciones en la base de la pila causadas por las consideraciones sísmicas de cada norma.

La Norma CCP-14 desarrolla los momentos internos más grandes dentro de los caissons, y esto se ve reflejado en el diseño con mayor cantidad de acero para soportar estas solicitudes.

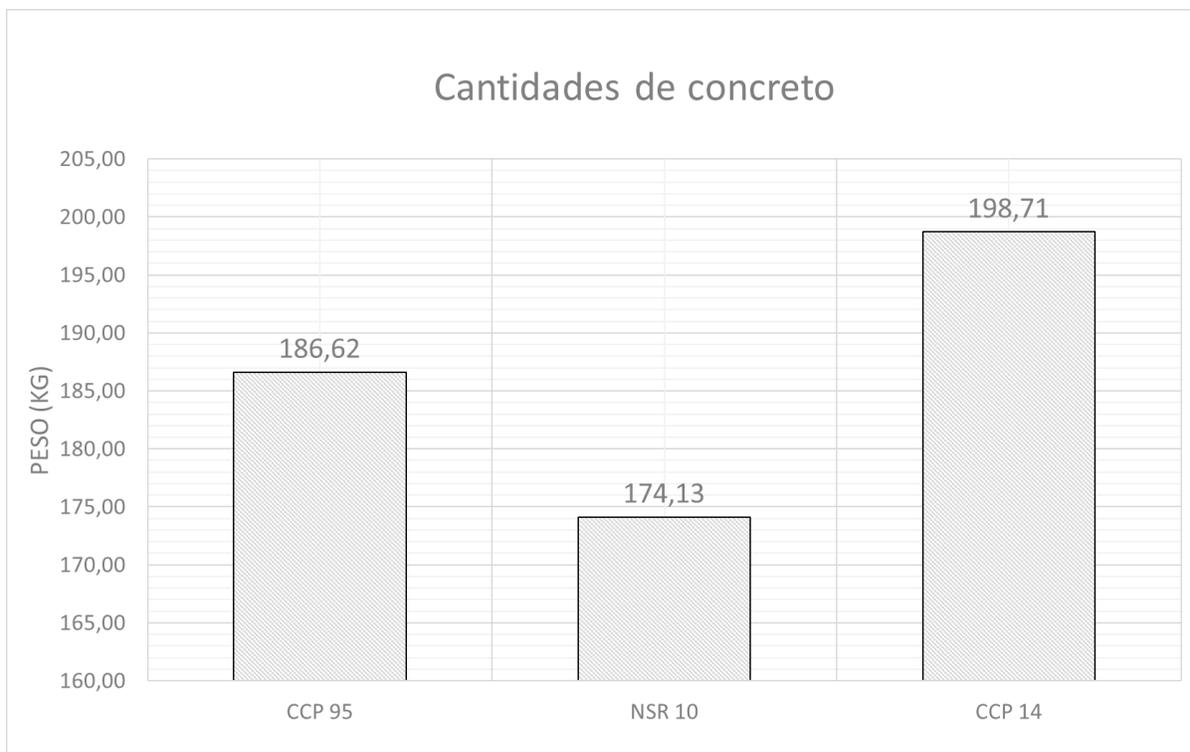


Ilustración 22 - Cantidades de concreto según cada norma.

En la cantidad de concreto se observa la misma tendencia que en los espectros de diseño y reacciones en la base, lo que causa que la norma NSR-10 resulte en el diseño menos costoso. La misma tendencia de los espectros de diseño y reacciones en la base, trae como consecuencia que el diseño según la Norma CCP-14 sea el más costoso de todas las normas estudiadas en este trabajo. Esto se debe a que el diseño según esta norma requirió de un diámetro de caissons más grande para soportar los momentos internos, lo que se ve directamente reflejado en un volumen de concreto adicional considerable, a pesar de tener caissons un metro más cortos respecto a las normas anteriores.

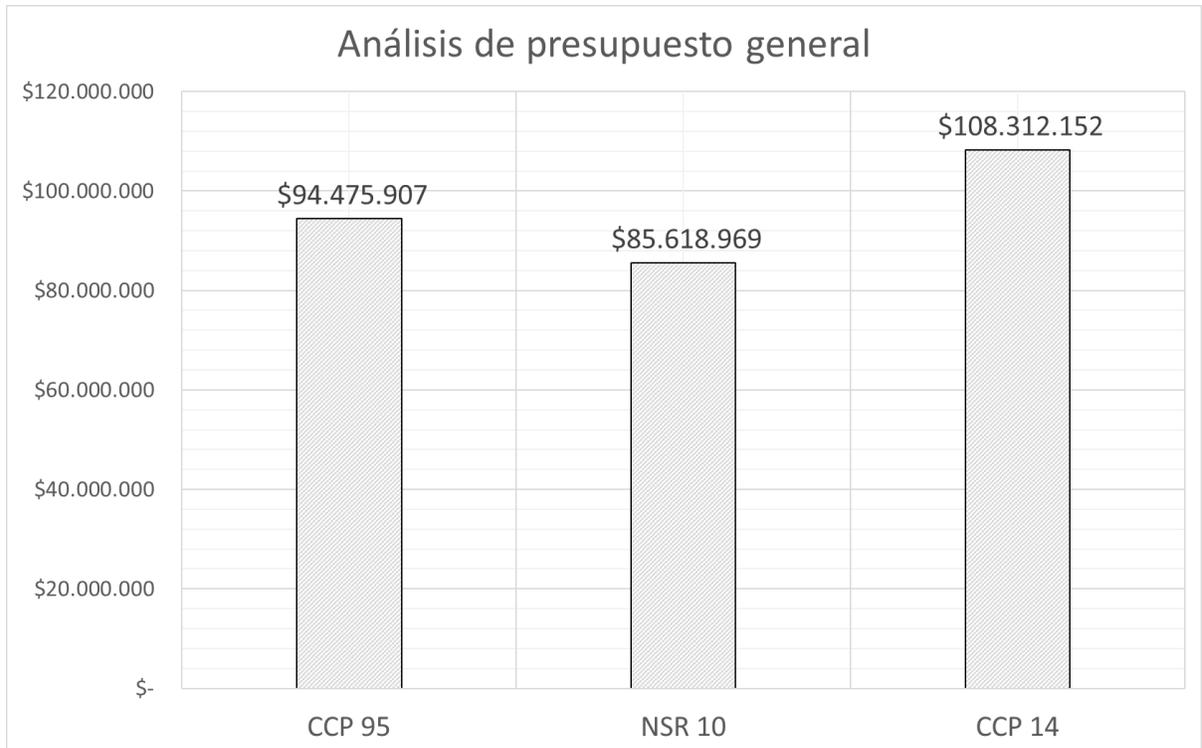


Ilustración 23 - Análisis de presupuesto general según cada norma.

El diseño a partir de los mapas de amenaza y espectros de diseño de la NSR-10 requiere menos acero y concreto que el diseño siguiendo la Norma CCP-95 para cumplir sus solicitudes, razón por la cual se aprecia que el diseño es más económico, por lo que puede que algunos ingenieros optaran por usar el espectro de diseño de la NSR-10 y metodología de diseño de la CCP-95 antes de que fuera vigente la Norma CCP-14 y forzara un diseño más costoso.

7 CONCLUSIONES Y NUEVAS PROPUESTAS DE INVESTIGACIÓN

Conclusiones

Se debe tener en cuenta que los resultados presentados a lo largo del trabajo y las conclusiones a continuación aplican solo al modelo aproximado del puente con el cual fue realizado estudio y no deben ser generalizados.

- El evento sísmico para el cual es diseñada la estructura de la CCP-14 es de mayor intensidad, lo que significa que, si dos estructuras similares diseñadas con los códigos diferentes fueran afectadas por el mismo sismo, la estructura diseñada por la CCP-14 respondería de mejor manera.
- Las diferencias metodológicas encontradas en el presente estudio desde el punto de vista geotécnico fueron:
 1. La Norma CCP-95 trabaja con factores de seguridad para la verificación por capacidad portante, mientras que la CCP-14 trabaja con factores de carga y resistencia que surgen a partir de un análisis probabilístico por confiabilidad. Para todas las metodologías se determinó la capacidad de los caissons por punta y fuste a nivel de resistencia última.
 2. Las ecuaciones de resistencia por punta y por fuste para grupos de caissons son muy similares, cambiando la manera en la que se calculan algunos parámetros tales como: coeficiente de transferencia de carga, eficiencia de grupo, la presencia de factores de carga y resistencia para la CCP-14, entre otros.
 3. Para el periodo de vibración identificado de la estructura, que corresponde al de mayor participación de masa (modo 3), se encontró una aceleración mayor en un 60,71% para la CCP-14 y 19,64% menor para la NSR-10 (ver ilustración 20) con relación a la norma CCP-95.

- Desde el punto de vista estructural, se observa en primera medida, que la combinación GRUPO VII (CCP 95), solo tiene consideraciones con la carga muerta en la estructura y la carga sísmica, a diferencia de la norma CCP-14 que también incluye un porcentaje de la carga viva. Por lo anterior se deduce que las combinaciones para el diseño de cimentaciones, tendrán un efecto más grande en la norma CCP-14 que para la norma CCP-95.
- También se observa que los factores de reducción de resistencia serán iguales para las condiciones a flexión y compresión, pero para las condiciones a cortante la norma CCP 14 especifica un factor $\phi=0.90$ y la norma CCP 95 especifica un factor $\phi=0.85$, lo que conlleva a un impacto más grande para los diseños reflejado en los espesores del dado de cimentación, que dependen del aporte del concreto a cortante.
- Tomando como referencia el diseño estructural y el costo directo de la cimentación de la pila siguiendo la metodología de la CCP-95, se observa un diseño 9,3% más económico con las consideraciones sísmicas de la NSR-10, y 14,6% más costoso para la CCP-14. Esto se debe a las diferencias de cantidades vistas en las ilustraciones 21 y 22.
- Es importante mencionar que los diseños de la CCP-95 y NSR-10 tienen en cuenta una vida útil de 50 años, mientras que las estructuras diseñadas con la norma CCP-14 tienen una vida útil de 75 años, por lo que resultan ser más favorables en cuanto a durabilidad y estabilidad, debido a que se fundamentan en los avances tecnológicos desarrollados por la AASHTO en últimos 20 años respecto a la norma CCP-95.
- La obtención de parámetros del suelo más confiables mediante estudios de campo y laboratorio detallados mejora la confiabilidad en el diseño por factores de carga y resistencia y puede reducir costos, mientras que con la norma CCP-95 no era posible hacer esto.

Nuevas propuestas de investigación

El presente trabajo calcula el presupuesto de la cimentación de la pila central para cada norma suponiendo la misma superestructura, sin embargo, si la superestructura del puente se diseña con las consideraciones y metodologías de cada norma, es probable que las cargas con las que se diseñe la cimentación varíen aún más. Por lo que sería interesante hacer tanto un estudio de presupuestos para las diferentes superestructuras, el cual podría ser utilizado también para hacer un estudio de los presupuestos para las cimentaciones con sus respectivas superestructuras diseñadas para cada norma, así como para cualquier elemento del puente.

Se puede realizar un trabajo a nivel nacional similar para muros de contención y otras partes de la estructura del puente, como los realizados en Estados Unidos para comparar las normas ASD y LRFD.

También se puede hacer un análisis de probabilidad de falla para cada estructura, y de alguna manera hacer una comparación de la probabilidad de falla y costo, para determinar qué tan viable resulta realmente el diseño más costoso respecto a la seguridad de la estructura.

8 BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute (Estados Unidos), Concrete Frame Design Manual 1999, Michigan, 1999.

App.idu.gov.co. (2016). *GeoData - IDU*. [online] Available at: <http://app.idu.gov.co/geodata/IntenasMain/referencia.html> [Accessed 12 Jun. 2016].

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (Colombia), Código Colombiano de Puentes del 2014, CCP-14: 2014, Bogotá D.C, 2015.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (Colombia), Código Colombiano de Puentes de 1995, CCP-95: 2014, Bogotá D.C, 1995.

Baber, T. T., & Simons, D. C. (2007). The impact of the AASHTO LRFD design code on bridge stiffness and strength: part I: methods and design comparisons (No. FHWA/VTRC 07-CR2).

Botero, L. F. F. B. (2012). Análisis de Rendimientos y consumos de mano de obra en actividades de construcción. *Revista Universidad EAFIT*, 38(128), 9-21.

Bowles, J. E. 1977. *Foundation Analysis and Design*, Second Edition. Mcfiraw-Hill Book Company, New York, NY.

Bowles, J. E. 1988. *Foundation Analysis and Design*, 4th Edition. Mcfiraw-Hill Book Company, New York, NY, p.1004.

Construdata.com. (2016). *Software y Revistas para la Construcción - Construdata.com*. [online] Available at: <http://www.construdata.com/> [Accessed 11 Jun. 2016].

Construequipos.com. (2016). *Construequipos & Cia S.A.S - Alquiler de Equipos para la Construcción*. [online] Available at: <http://www.construequipos.com/index.php> [Accessed 11 Jun. 2016].

Esposito, S., & Najm, H. (2010). Comparison of AASHTO LRFD and ASD specifications for structural design of cantilever abutments and retaining walls. *Bridge Structures*, 6(3, 4), 129-138.

Forero, E., (2012) Construcción de la variante San Francisco - Mocoa, Informes y planos por el Consorcio Vial Del Sur, 2012

Hannigan, P. L, G. G. Goble, G. Thendean, G. E. Likins, and F. Rausche. 2006. Design and Construction of Driven Pile Foundations, FHWA-NHI-05-042 and NHI-05-043, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C, Vols. 1 and 11.

Muñoz, E., Daza, R., & Salazar, F. (2011). METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE PUENTES METÁLICOS POR TÉCNICAS DE FIABILIDAD ESTRUCTURAL. *Revista Ingeniería de Construcción*, 17(1), 44-52

O'Neill, M. W. and L. C. Reese. 1999. Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation, Washington, DC.

Panahshahi, N., Cross, W. B., Arjomandnia, N., Emami, B., Biller, J., Ivanov, G., ... & Pezeshk, S. (2004). Evaluation of Comprehensive Seismic Design of Bridges (LRFD) in Illinois (No. ITRC FR 02-3,).

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (Colombia), Norma de Diseño Sismo Resistente para Colombia 2010, NSR-10, Bogotá, 2010.

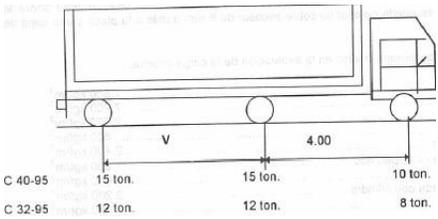
Sispac.com.co. (2016). Sispac limitada. [online] Available at: <http://www.sispac.com.co> [Accessed 11 Jun. 2016].

Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Bucaramanga–Colombia. Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos/Ingeniería de Suelos Ltda. 550 p.

Varnes, D. J. (1984). Landslide hazard zonation: a review of principles and practice (No. 3).

ANEXO A – Matriz de comparación entre las normas CCP95 y CCP14

Cargas y factores de cargas

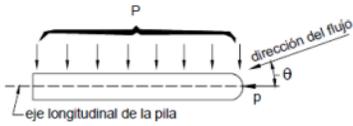
	CCP95	CCP14
CARGAS VIVAS		
<p>Carga viva vehicular de diseño</p>	<p>A.3.4.2.1 - Camión estándar y línea de carga</p> <p>La carga viva está conformada por camiones estándar o líneas de carga que son equivalentes a trenes de camiones.</p> <p>Hay dos clases de cargas de carretera: C 40-95 y C 32-95, corresponde a 40 y 32 toneladas respectivamente.</p> <p>Cada línea de carga consiste en de una carga uniforme por metro lineal de carril y una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de luces continuas), colocadas de tal manera que produzcan los máximos esfuerzos. Se supone que, tanto la carga concentrada como la uniforme se distribuyen en un ancho de 3,05 m sobre una línea perpendicular al carril.</p> 	<p>Debe consistir en una combinación de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Camión o tándem de diseño. • Carga de carril de diseño. <p>Camión de diseño:</p> <p>El peso y el espaciamiento de los ejes y de las ruedas para el camión de diseño deben ser como se especifica a continuación.</p> <p>El espaciamiento entre los dos ejes de 160 kN debe variarse entre 4300 mm y 9000 mm para producir solicitaciones extremas.</p> <p>Tándem de diseño:</p> <p>El tándem de diseño debe consistir en un par de ejes de 125 kN separados 1200 mm entre sí. El espaciamiento transversal de las ruedas debe tomarse como 1800 mm. Debe considerarse una amplificación de carga dinámica como se especifica.</p>

Cargas de sistemas de rieles	No aplica	Donde el puente también cargue vehículos de rieles, el propietario debe especificar las características de las cargas de tráfico y la interacción esperada entre el tránsito de los vehículos de rieles y el tráfico de carretera.
Cargas Peatonales	<p>A.3.4.8 - Cargas para andenes</p> <p>Pisos de andenes, correas y sus soportes inmediatos deben ser diseñados para una carga viva de 40 kN/m². Vigas, cerchas, arcos y otros miembros deben diseñarse para las siguientes cargas vivas de los andenes:</p> <p>Luces entre 0 y 7.50 metros de longitud 400 kgf/m².</p> <p>Luces entre 7.51 y 30 metros de longitud 300 kgf/m².</p> <p>Luces de más de 30 metros de acuerdo con la siguiente fórmula</p> $P = \left(145 + \frac{4500}{L} \right) \left(\frac{17-W}{15} \right) \leq 300 \text{ kgf/m}^2$ <p>En donde P = carga viva, expresada en kgf/m² L = longitud cargada del andén, en metros. W = ancho del andén, en metros.</p>	Debe aplicarse una carga peatonal de 3.6 kN/m ² a todas las aceras de más de 600 mm de ancho considerada simultáneamente con la carga vehicular de diseño en el carril para vehículos.
Impacto	A.3.4.3 - La carga viva de los vehículos debe incrementarse para aquellos elementos estructurales indicados bajo en el grupo A, para tener en cuenta los efectos dinámicos, vibratorios y de impacto. Se permite que el impacto no se aplique los elementos del grupo B.	No Aplica

	<p>El incremento permitido por efecto del impacto se expresa como un porcentaje del esfuerzo de la carga viva y debe determinarse de acuerdo con la siguiente fórmula:</p> $I = \frac{16}{L + 40}$ <p>En donde I = porcentaje de impacto (máximo 30%) L = longitud en metros, de la parte de la luz que está cargada para producir los esfuerzos máximos en el elemento estructural.</p>											
Amplificación por carga dinámica: <i>IM</i>	No Aplica	<p>3.6.2 - General – A menos que se especifique de otra manera en los artículos 3.6.3.3 y 3.6.2.3, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, diferentes a fuerzas centrífugas y de frenado, deben incrementarse por el porcentaje especificado en la tabla 3.6.2.1-1 para amplificarlos por carga dinámica.</p> <p>El factor que se aplique a la carga estática debe tomarse como: $(1+IM/100)$</p> <p>Tabla 3.6.2.1-1</p> <table border="1" data-bbox="899 1360 1265 1839"> <thead> <tr> <th>Componente</th> <th><i>IM</i></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite</td> <td>75%</td> </tr> <tr> <td>Todos los demás componentes:</td> <td></td> </tr> <tr> <td>• Estado límite de Fatiga y Fractura</td> <td>15%</td> </tr> <tr> <td>• Todos los demás Estados Límite</td> <td>33%</td> </tr> </tbody> </table>	Componente	<i>IM</i>	Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%	Todos los demás componentes:		• Estado límite de Fatiga y Fractura	15%	• Todos los demás Estados Límite	33%
Componente	<i>IM</i>											
Juntas de Tablero-Todos los Estados Límite	75%											
Todos los demás componentes:												
• Estado límite de Fatiga y Fractura	15%											
• Todos los demás Estados Límite	33%											

		<p>Componentes Enterrados – La amplificación por carga dinámica, en porcentaje, para alcantarillas y otras estructuras enterradas cubiertas por en la Sección 12, debe tomarse como:</p> $IM = 33(1.0 - 4.1 \times 10^{-4}D_E) \geq 0\%$ <p>Donde: D_E = Profundidad mínima de recubrimiento de tierra sobre la estructura (mm)</p> <p>Componentes de Madera – No necesita aplicarse la amplificación por carga dinámica a componentes de madera.</p>
Fuerzas Centríugas: <i>CE</i>	<p>Las estructuras curvas deben diseñarse para una fuerza horizontal radial equivalente a un porcentaje de la carga viva, sin impacto, considerando todos los carriles llenos:</p> $C = 0.79 \frac{S^2}{R} = 0.000452S^2D$ <p>Donde: C = la fuerza centrífuga como un porcentaje de la carga viva, sin impacto. S = la velocidad de diseño en kilómetros por hora. D = el grado de la curva R = el radio de la curva en metros</p>	<p>El efecto centrífugo sobre la carga viva debe tomarse como el producto de los pesos de los ejes del camión o tándem de diseño y el factor C:</p> $C = f \frac{v^2}{gR}$ <p>Donde: v = velocidad de diseño de la carretera (m/s) $f = 4/3$ para combinaciones de carga diferentes de fatiga y 1.0 para fatiga. g = aceleración de la gravedad: 9.81m/s² R = radio de curvatura del carril de tráfico (m)</p>
Fuerzas de frenado: <i>BR</i>	No aplica.	<p>Debe tomarse como la mayor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> El 25 por ciento del peso de los ejes del camión o tándem de diseño. <p>Cinco por ciento del camión del tándem de diseño más la carga de carril</p>
Fuerza de colisión vehicular: <i>CT</i>	No aplica.	<p>Protección de estructuras – Deben investigarse contra colisión los estribos y os pilares localizados dentro de una distancia de 9000 mm al borde de la calzada. La colisión</p>

		<p>debe atenderse proporcionando resistencia estructural o reorientando o absorbiendo la carga de la colisión. Se deben aplicar las disposiciones del Artículo 2.3.2.2.1 como sea apropiado.</p> <p>Donde la opción de diseño es proporcionar resistencia estructural, las pilas o los estribos deben diseñarse para una fuerza estática equivalente de 2600 kN, la cual se supone que actúa en una dirección de cero a 15 grados con respecto al borde del pavimento en un plano horizontal.</p> <p>Colisión de vehículos con barreras – Se deben aplicar las disposiciones de la Sección 13</p>
CARGAS DE AGUA		•
Presión Estática		
Flotación	Se debe considerar cuando puede afectar el diseño de la infraestructura, incluyendo la pila, o la superestructura.	Debe considerarse que la flotación es una fuerza de elevación, tomada como la suma de los componentes verticales de la presión estática, actuando sobre todos los componentes por debajo del nivel de diseño del agua.
Presión de la Corriente	El efecto del flujo de agua sobre las pilas y la acumulación de sedimentos, asumiendo una distribución parabólica de segundo grado para la velocidad y de ésta forma una distribución triangular de la presión, debe calcularse de acuerdo con la siguiente fórmula:	<p>3.7.3.1 Longitudinal – La presión del agua que fluye actuando en la dirección longitudinal de la subestructura se debe tomarse como:</p> $p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$ <p>Donde:</p> <p>p = presión del agua fluyendo (MPa)</p> <p>C_D = Coeficiente de arrastre para pilares.</p>

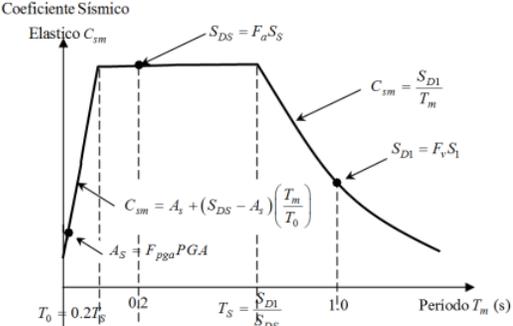
	$P_{avg} = 53KV_{avg}^2$ <p>Donde:</p> <p>P_{avg} = presión promedio de la corriente, expresada en kgf/m²</p> <p>V_{avg} = velocidad promedio del agua en m/seg, calculada dividiendo la rata de flujo por el área.</p> <p>K = una constante, siendo 1.4 para todas las pilas sometidas a la acumulación de sedimentos y con bordes cuadrados, 0.7 para pilas circulares y 0.5 para pilas con bordes angulares donde el ángulo es 30 grados o menos.</p>	<p>V = velocidad de diseño del agua para la inundación de diseño en los estados límite de resistencia y de servicio para la inundación de verificación en el estado límite de evento extremo (m/s)</p> <p>3.7.3.2 Lateral – La presión lateral, uniformemente distribuida sobre un subestructura debida al flujo del agua a un ángulo θ, con respecto al eje longitudinal del pilar debe tomarse como:</p> $p = 5.14 \times 10^{-4} C_L V^2$ <p>Donde:</p> <p>p = presión lateral (MPa)</p> <p>C_D = coeficiente de arrastre lateral.</p> <p>V = velocidad de diseño del agua para la inundación de diseño en los estados límite de resistencia y de servicio para la inundación de verificación en el estado límite de evento extremo (m/s) (No se especifica en el ítem que es V, se asumió del ítem anterior)</p>  <p>Figura 3.7.3.2-1 — Vista en Planta de la Pila mostrando la Presión del Flujo de la Corriente</p>
Carga de ola		Debe considerarse la acción de las olas sobre las estructuras expuestas donde puedan desarrollarse fuerzas significativas de olas.
Cambio en las cimentaciones debido al	No aplica	<p>3.7.5 - Se deben aplicar las disposiciones del artículo 2.6.4.4.</p> <p>Deben considerarse los aspectos estructurales, hidráulicos y geotécnicos del</p>

<p>estado límite de socavación.</p>		<p>diseño de las cimentaciones y deben resolverse las diferencias antes de la aprobación de los planos preliminares</p> <p>Debe considerarse las consecuencias de los cambios en las condiciones de cimentación que resulten de la inundación de diseño para socavación para los estados límite de resistencia y de servicio. Se deben considerar las consecuencias de los cambios en las condiciones de cimentación debido a la socavación que resulte de la inundación de verificación y de huracanes para el estado límite de eventos extremos.</p>															
<p>Cargas de viento</p>	<p>Las cargas de viento deben consistir en cargas móviles uniformemente distribuidas aplicadas al área expuesta de la estructura. Las fuerzas y cargas que se especifican a continuación son para una velocidad de viento de 160 km/h, las cargas pueden ser reducidas o incrementadas de acuerdo a la relación entre la velocidad de diseño del viento al cuadrado y la velocidad base del viento al cuadrado.</p> <p>Fuerzas provenientes de la superestructura</p> <p>Las fuerzas longitudinales y transversales transmitidas por la superestructura a la infraestructura para varios ángulos de dirección del viento deben ser tal y como se indica en la siguiente tabla.</p> <table border="1" data-bbox="386 1493 836 1856"> <thead> <tr> <th></th> <th colspan="2">Cerchas</th> <th colspan="2">Vigas</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Ángulo de inclinación (grados)</td> <td>Fuerza lateral kgf/m²</td> <td>Fuerza longitudinal kgf/m²</td> <td>Fuerza lateral kgf/m²</td> <td>Fuerza longitudinal kgf/m²</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>367</td> <td>0</td> <td>245</td> <td>0</td> </tr> </tbody> </table>		Cerchas		Vigas		Ángulo de inclinación (grados)	Fuerza lateral kgf/m ²	Fuerza longitudinal kgf/m ²	Fuerza lateral kgf/m ²	Fuerza longitudinal kgf/m ²	0	367	0	245	0	<p>3.8 – Carga de viento - WL Y WS</p> <p>Presión horizontal</p> <p>Debe asumirse que las presiones especificadas aquí son causadas por una velocidad de viento básica de diseño, V_B, de 160 km/h.</p> <p>Para puentes o partes de puentes y barreras de sonido a más de 10000 mm por encima del nivel del terreno o del agua, la velocidad del diseño del viento, V_{DZ}, debería ajustarse:</p> $V_{DZ} = 2.5V_0 \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right)$ <p>Donde:</p> <p>V_{DZ} = Velocidad del viento de diseño a la elevación, Z (km/h)</p> <p>V_{30} = Velocidad del viento a 10000 mm sobre el nivel del terreno o sobre el nivel de diseño del agua (km/h)</p> <p>V_B = Velocidad básica del viento de 160 km/h a 10000 mm</p>
	Cerchas		Vigas														
Ángulo de inclinación (grados)	Fuerza lateral kgf/m ²	Fuerza longitudinal kgf/m ²	Fuerza lateral kgf/m ²	Fuerza longitudinal kgf/m ²													
0	367	0	245	0													

	<table border="1"> <tr> <td>15</td> <td>342</td> <td>59</td> <td>215</td> <td>29</td> </tr> <tr> <td>30</td> <td>318</td> <td>137</td> <td>200</td> <td>59</td> </tr> <tr> <td>45</td> <td>230</td> <td>200</td> <td>161</td> <td>78</td> </tr> <tr> <td>60</td> <td>117</td> <td>245</td> <td>83</td> <td>93</td> </tr> </table>	15	342	59	215	29	30	318	137	200	59	45	230	200	161	78	60	117	245	83	93	<p>Presión de viento vertical – A menos que se especifique de otra manera en el artículo 3.8.3, debe considerarse una fuerza de viento longitudinal lineal en dirección vertical, hacia arriba, obtenida de multiplicar 0.96 kPa por el ancho del tablero, incluyendo parapetos y aceras. Esta fuerza lineal debe aplicarse a un cuarto del ancho del puente, hacia barlovento, en conjunto con las fuerzas de viento horizontales.</p> <p>Inestabilidad Aeroelástica – Deben tener en cuenta las fuerzas aeroelásticas en el diseño de puentes y los componentes que sean sensibles al viento. Para los fines de este artículo, todos los puentes con una relación de vano a profundidad, y componentes estructurales con una relación de longitud a profundidad, mayor que 30 deben considerarse sensibles al viento. También debe considerarse la vibración de los cables debido a la interacción entre viento y lluvia.</p>
15	342	59	215	29																		
30	318	137	200	59																		
45	230	200	161	78																		
60	117	245	83	93																		
Presión de tierras																						
Cargas de hielo	No Aplica.	Se omite el presente artículo en vista que las fuerzas y cargas expresadas aquí, por el clima y temperatura del territorio nacional no tienen incidencia.																				
Fuerzas debidas a deformaciones superimpuestas	<p>Térmicas</p> <p>Se deben tomar medidas para los esfuerzos o movimientos causados por variaciones de temperatura. Se deben fijar las temperaturas máxima y mínima para el sitio de la construcción y deben ser calculadas para una temperatura asumida para el momento de iniciación</p>	Se deben considerar las fuerzas internas en un componente debidas a flujo plástico y a retracción. Se debe incluir el efecto de gradientes de temperatura donde sea apropiado. Se debería incluir en el análisis las fuerzas resultantes de la deformación, desplazamiento de puntos de aplicación de carga y movimientos de los apoyos del componente resistente.																				

	<p>de la construcción. Particular atención se debe prestar a la diferencia entre la temperatura ambiente y la del interior de elementos masivos de concreto.</p> <p>El rango de temperaturas debe ser en general así:</p> <p>Estructuras metálicas Clima moderado, de 0° a 48°C Clima frío, de -5° a 48°C.</p> <table border="1" data-bbox="391 688 834 968"> <thead> <tr> <th>Estructuras de concreto</th> <th>Subida de temperatura</th> <th>Caída de temperatura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Clima moderado</td> <td>17°C</td> <td>22°C</td> </tr> <tr> <td>Clima frío</td> <td>19°C</td> <td>25°C</td> </tr> </tbody> </table>	Estructuras de concreto	Subida de temperatura	Caída de temperatura	Clima moderado	17°C	22°C	Clima frío	19°C	25°C	<p>Temperatura Uniforme</p> <p>Pueden calcularse utilizando dos procedimientos diferentes. Puede emplearse el Procedimiento A o B para tableros de concreto con vigas de concreto o de acero. Para todos los demás puentes debe usarse el Procedimiento A.</p> <p>Gradiente de Temperatura</p> <p>Los valores positivos de temperatura para las zonas para variadas condiciones de la superficie del tablero deben tomarse de la Tabla 3.12.3-1. Los valores negativos de temperatura deben obtenerse multiplicando los valores especificados en la tabla 3.12.3-1 por -0.30 para tableros de concreto a la vista y -0.20 para tableros con recubrimiento de asfalto.</p> <p>Retracción diferencial</p> <p>Flujo plástico</p> <p>Asentamiento</p> <p>Fuerzas secundarias del postensado</p>
Estructuras de concreto	Subida de temperatura	Caída de temperatura									
Clima moderado	17°C	22°C									
Clima frío	19°C	25°C									
Levantamiento	Se deben tomar medidas para conectar adecuadamente la superestructura a la infraestructura, asegurando de esta forma que el levantamiento calculado en cualquiera de los apoyos es resistido	No Aplica									

	<p>por miembros a tensión haciendo participar una masa de mampostería igual a la fuerza más grande obtenida bajo una de las siguientes condiciones:</p> <p>a) 100% del levantamiento calculado causado por cualquiera de las cargas o combinaciones de carga en las cuales la carga viva más el impacto se incrementen por el 100%.</p> <p>b) 150% del levantamiento calculado para cargas de trabajo.</p> <p>Los pernos de anclaje sometidos a tensión u otros elementos de la estructura esforzados bajo las condiciones mencionadas deben ser diseñados al 50% del esfuerzo permisible básico.</p>	
Fuerzas de fricción	No aplica	Debe establecerse las fuerzas debidas a fricción con base en valores extremos del coeficiente de fricción entre superficies que se deslizan. Según sea apropiado, debe considerarse el efecto de la humedad, y de la posible degradación o contaminación de las superficies que se deslicen o roten, sobre el coeficiente de fricción.
Carga de explosión: <i>BL</i>	No aplica	<p>3.15 Carga de Explosión - Donde se determine que un puente o uno de sus componentes debería diseñarse contra fuerza de explosión intencional o no intencional, debería considerarse lo siguiente:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Tamaño de la carga explosiva. • Forma de la carga explosiva. • Tipo de explosivo. • Distancia de la explosión.

		<ul style="list-style-type: none"> • Ubicación de la carga. • Modos posibles de entrega y de capacidad. <p>Fragmentación asociada con los explosivos llevados en vehículos.</p>
<p>Amenaza sísmica</p>	<p>Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la localización geográfica del puente y se afectan por las características del suelo subyacente bajo el sitio del puente. Son aquellos movimientos causados por un sismo cuya probabilidad de ser excedidos es del 10% en un lapso de 50 años, correspondiente a la vida útil promedio de un puente.</p>	<p>3.10.2 – Amenaza Sísmica – Debe describirse por medio del espectro de aceleraciones para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.</p>
<p>Espectro de diseño y amenaza sísmica</p>	<p>A.3.5.2.5 – Espectro de diseño - El espectro suavizado de diseño, expresado como fracción de la gravedad está dado por la siguiente ecuación</p> $S_{am} = \frac{1.2 AS}{T_M^{2/3}} \leq 2.5A$ <p>Donde:</p> <p>S_{am} = Máxima aceleración horizontal, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, a que se ve sometido un sistema de un grado de libertad con un período de vibración T_M.</p> <p>A = Coeficiente de aceleración, expresado como fracción de la gravedad.</p> <p>S = Coeficiente adimensional que representa las características del perfil de suelo.</p> <p>T_M = Período correspondiente al modo “m” en segundos.</p> <p>Para perfiles de suelo S3 y S4 en zonas donde $A \geq 0.30$, el espectro está definido como:</p>	<p>3.10.4 – Caracterización de la Amenaza Sísmica</p> <p>3.10.4.1 – Espectro de diseño - Debe utilizarse el espectro de diseño con cinco por ciento de amortiguamiento. Este debe calcularse usando los valores obtenidos de los mapas para los coeficientes PGA, S_S y S_1, presentados en las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3, escalados por los factores de sitio del periodo cero, del intervalo corto de periodos, y del intervalo de periodos largos, PGA, S_S, y S_1, respectivamente.</p>  <p>Figura 3.10.4.1-1 — Espectro de aceleraciones de diseño para 5% de amortiguamiento</p>

	$S_{am} = \frac{1.2 AS}{T_M^{2/3}} \leq 2.0A$ <p>Para perfiles de suelo S_3 y S_4, para modos de vibración diferentes del fundamental cuyo periodo de vibración es menor de 0.3 segundos, el valor de S_{am} se puede obtener de:</p> $S_{am} = A(0.8 + 4.0T_M)$ <p>Para estructuras en las cuales cualquier periodo de vibración T_M excede 4.0 segundos, el valor de S_{am} se puede obtener de:</p> $S_{am} = \frac{3 AS}{T_M^{4/3}} \geq \frac{AS}{3}$ <p>Cuando se dispone de información más completa sobre el valor de la aceleración del terreno en roca y sobre la respuesta dinámica de los estratos de suelo subyacentes, puede emplearse un espectro de diseño desarrollado para el sitio.</p>	<p>3.10.4.2 – Coeficiente Elástico de Respuesta Sísmica – Para periodos iguales o menores que T_0, el coeficiente sísmico elástico para el modo de vibración m, C_{sm}, debe ser:</p> $C_{sm} = A_s + (S_{DS} - A_s) \left(\frac{T_m}{T_0} \right)$ <p>En el cual:</p> $A_s = F_{pga} \text{ PGA}$ $S_{DS} = F_a S_s$ <p>Donde:</p> <p>PGA = coeficiente de aceleración pico del terreno en roca (Perfil del suelo Tipo B)</p> <p>S_s = Coeficiente de aceleración espectral de respuesta horizontal para un periodo de vibración de 0.2 segundos en roca (Perfil de Suelo Tipo B)</p> <p>T_m = Periodo de vibración del modo de vibración m en segundos.</p> <p>T_0 = Periodo de vibración de referencia empleado para definir la forma espectral e igual a 0.2 segundos.</p> <p>T_s = Periodo de vibración que define el punto en el cual el espectro de aceleraciones cambia de la zona donde es independiente del periodo a ser inversamente proporcional al periodo = S_{D1}/S_{DS}, en segundos.</p>
Procedimiento de análisis sísmico	<p>A.3.5.4.3 – Procedimientos de análisis – Para efectos de la aplicación de los requisitos sísmicos se definen cuatro procedimientos de análisis sísmico:</p> <p>a) Procedimiento de análisis sísmico simplificado (PAS-S) – Procedimiento que se utiliza para puentes de una sola luz o para puentes de la Categoría de</p>	<p>3.10.2.1 – Procedimiento General – Debe usar el coeficiente de Aceleración Pico del Terreno (PGA) y los coeficientes de periodo corto y periodo largo (S_s y S_1 respectivamente) para calcular el espectro como se especifica en 3.10.4. Debe determinarse los valores de PGA, S_s y S_1 de las Figuras 3.10.2.1-1 a 3.10.2.1-3 según corresponda, o de los valores, o mapas,</p>

	<p>Comportamiento Sísmico A (CCS-A), descrito en el Numeral A.3.5.5.</p> <p>b) Procedimiento de análisis sísmico 1 (PAS-1) – Método de respuesta espectral de un solo modo, descrito en el Numeral A.3.5.6.</p> <p>c) Procedimiento de análisis sísmico 2 (PAS-2) – Método de respuesta espectral con varios modos, descrito en el Numeral A.3.5.7.</p> <p>Procedimiento de análisis sísmico 3 (PAS-3) – Método de respuesta integrando contra el tiempo las ecuaciones de movimiento y utilizando familias de acelerogramas, descrito en el Numeral A.3.5.8.</p>	<p>especiales aprobados por la entidad contratante del diseño y construcción.</p> <p>Debe usarse interpolación lineal para sitios ubicados entre líneas de contorno o entre una línea de contorno y un valor mínimo local o un valor máximo local.</p> <p>Los efectos locales deben incluirse dentro de la descripción del sismo de diseño según el tipo de perfil de suelo como se especifica en 3.10.3.</p>
Clasificación del puente	<p>A.3.5.1.3 – Clasificación por Importancia</p> <p>- Los requisitos sísmicos que se deben emplear en el diseño y construcción del puente son función de su importancia y del hecho de que éste sea indispensable para la recuperación con posterioridad a la ocurrencia del sismo. Se definen tres grupos de importancia, a saber:</p> <p>Grupo I – Puentes esenciales – Comprende todos aquellos puentes rurales y urbanos pertenecientes a carreteras troncales. Incluye además los puentes de vías urbanas arterias ya sean pertenecientes a ellas o que pasen por encima de ellas. Comprende además los puentes de acceso a obras de importancia tales como proyectos hidroeléctricos.</p>	<p>3.10.5 – Clasificación Operacional – Para efectos sísmicos, la entidad contratante de los diseños y construcción del puente deben clasificarlo dentro de una de las tres categorías operacionales siguientes:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Puentes críticos. • Puentes esenciales. • Otros puentes <p>Los criterios para designar el puente dentro de una de estas tres categorías operacionales deben estar basados en consideraciones acerca de su importancia con respecto a determinantes como aspectos sociales, de supervivencia, de seguridad y de defensa. Al clasificar el puente, debe tenerse en cuenta la posibilidad de cambios futuros en las condiciones y los requisitos.</p>

	<p>Grupo II – Puentes importantes – Cubre todos los puentes rurales de vías principales. Se incluyen dentro de este grupo aquellos puentes de vías secundarias que sean las únicas que den acceso a regiones de más de 50000 habitantes.</p> <p>Grupo III – Cubre todos los puentes que no estén comprendidos en el grupo I ni en el grupo II.</p>																																		
<p>Zonas de Desempeño Sísmico</p>	<p>A.3.5.3.2 – Categorías de comportamiento sísmico (CCS) se definen de acuerdo con la tabla A.3.5-2</p> <table border="1" data-bbox="386 829 867 1314"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Coeficiente de Aceleración</th> <th colspan="3">Clasificación por importancia</th> </tr> <tr> <th>I</th> <th>II</th> <th>III</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$A \leq 0.09$</td> <td>CCS-B</td> <td>CCS-A</td> <td>CCS-A</td> </tr> <tr> <td>$0.09 < A \leq 0.19$</td> <td>CCS-C</td> <td>CCS-B</td> <td>CCS-B</td> </tr> <tr> <td>$0.19 < A \leq 0.29$</td> <td>CCS-C</td> <td>CCS-C</td> <td>CCS-C</td> </tr> <tr> <td>$0.29 < A$</td> <td>CCS-D</td> <td>CCS-C</td> <td>CCS-C</td> </tr> </tbody> </table> <p>d)</p>	Coeficiente de Aceleración	Clasificación por importancia			I	II	III	$A \leq 0.09$	CCS-B	CCS-A	CCS-A	$0.09 < A \leq 0.19$	CCS-C	CCS-B	CCS-B	$0.19 < A \leq 0.29$	CCS-C	CCS-C	CCS-C	$0.29 < A$	CCS-D	CCS-C	CCS-C	<p>3.10.6 – Zonas de Desempeño Sísmico – Todo puente debe asignarse a una de cuatro zonas de desempeño sísmico de acuerdo con la Tabla 3.10.6-1 usando el valor de S_{D1} obtenido por medio de la Ec. 3.10.4.2-6.</p> <p>ERROR de la norma: La ecuación 3.10.4.2-6. No existe en el documento, está mal numerada porque después de 2-5 sigue 2-3.</p> <p>Tabla 3.10.6-1 – Zonas de Desempeño Sísmico</p> <table border="1" data-bbox="906 1241 1422 1570"> <thead> <tr> <th>Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}</th> <th>Zona de desempeño sísmico</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$S_{D1} \leq 0.15$</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>$0.50 < S_{D1}$</td> <td>4</td> </tr> </tbody> </table> <p>Estas zonas sísmicas reflejan la variación del riesgo sísmico en el país y son usadas para permitir diferentes requisitos para métodos de análisis, longitudes mínimas de apoyos, detalles de diseño de columnas, y</p>	Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de desempeño sísmico	$S_{D1} \leq 0.15$	1	$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2	$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3	$0.50 < S_{D1}$	4
Coeficiente de Aceleración	Clasificación por importancia																																		
	I	II	III																																
$A \leq 0.09$	CCS-B	CCS-A	CCS-A																																
$0.09 < A \leq 0.19$	CCS-C	CCS-B	CCS-B																																
$0.19 < A \leq 0.29$	CCS-C	CCS-C	CCS-C																																
$0.29 < A$	CCS-D	CCS-C	CCS-C																																
Coeficiente de aceleración espectral S_{D1}	Zona de desempeño sísmico																																		
$S_{D1} \leq 0.15$	1																																		
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2																																		
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3																																		
$0.50 < S_{D1}$	4																																		

		procedimientos de diseño de cimentaciones y estribos.																																																			
Coeficiente de modificación de respuesta sísmica	<p>A.3.5.3.3 – Las fuerzas sísmicas de diseño para cada elemento estructural individual y sus conexiones se determinan dividiendo las fuerzas elásticas por el coeficiente de modificación de respuesta, R, apropiado. Debe utilizarse en las dos direcciones horizontales ortogonales de la subestructura. Se definen en la tabla A.3.5-3:</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>Subestructura</th> <th>R</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pila tipo muro</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes</td> <td>a) 3 b) 2</td> </tr> <tr> <td>a) Sobre pilotes verticales únicamente</td> <td></td> </tr> <tr> <td>b) Con uno o más pilotes hincados</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Columnas solas</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Viga cabezal de acero o acero compuesto de concreto</td> <td>a) 5 b) 3</td> </tr> <tr> <td>a) Sobre pilotes verticales únicamente</td> <td></td> </tr> <tr> <td>b) Con uno o más pilotes hincados</td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pórtico con dos o más columnas</td> <td>5</td> </tr> </tbody> </table>	Subestructura	R	Pila tipo muro	2	Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	a) 3 b) 2	a) Sobre pilotes verticales únicamente		b) Con uno o más pilotes hincados		Columnas solas	3	Viga cabezal de acero o acero compuesto de concreto	a) 5 b) 3	a) Sobre pilotes verticales únicamente		b) Con uno o más pilotes hincados		Pórtico con dos o más columnas	5	<p>3.10.7.1 – Las fuerzas sísmicas de diseño para subestructura y las conexiones entre partes de la estructura deben determinarse dividiendo las fuerzas que resultan del análisis elástico del puente por el factor de modificación de respuesta apropiado R, como se define en las tablas 3.10.7.1-1 y 3.10.7.1-2.</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Subestructura</th> <th colspan="3">Categoría operacional</th> </tr> <tr> <th>Crítica</th> <th>Esencial</th> <th>Otra</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Pilares tipo muro-dimensión mayor</td> <td>1,5</td> <td>1,5</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Pórticos de concreto reforzado con pilas verticales únicamente</td> <td>1,5</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Pórticos de concreto reforzado con pilas inclinadas</td> <td>1,5</td> <td>1,5</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>Columnas solas</td> <td>1,5</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto con pilas verticales únicamente</td> <td>1,5</td> <td>3,5</td> <td>5</td> </tr> <tr> <td>Pórticos de acero o</td> <td>1,5</td> <td>2</td> <td>3</td> </tr> </tbody> </table>	Subestructura	Categoría operacional			Crítica	Esencial	Otra	Pilares tipo muro-dimensión mayor	1,5	1,5	2	Pórticos de concreto reforzado con pilas verticales únicamente	1,5	2	3	Pórticos de concreto reforzado con pilas inclinadas	1,5	1,5	2	Columnas solas	1,5	2	3	Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto con pilas verticales únicamente	1,5	3,5	5	Pórticos de acero o	1,5	2	3
Subestructura	R																																																				
Pila tipo muro	2																																																				
Viga cabezal de concreto reforzado sobre pilotes	a) 3 b) 2																																																				
a) Sobre pilotes verticales únicamente																																																					
b) Con uno o más pilotes hincados																																																					
Columnas solas	3																																																				
Viga cabezal de acero o acero compuesto de concreto	a) 5 b) 3																																																				
a) Sobre pilotes verticales únicamente																																																					
b) Con uno o más pilotes hincados																																																					
Pórtico con dos o más columnas	5																																																				
Subestructura	Categoría operacional																																																				
	Crítica	Esencial	Otra																																																		
Pilares tipo muro-dimensión mayor	1,5	1,5	2																																																		
Pórticos de concreto reforzado con pilas verticales únicamente	1,5	2	3																																																		
Pórticos de concreto reforzado con pilas inclinadas	1,5	1,5	2																																																		
Columnas solas	1,5	2	3																																																		
Pórticos de acero o compuestos hacer/concreto con pilas verticales únicamente	1,5	3,5	5																																																		
Pórticos de acero o	1,5	2	3																																																		

<table border="1"> <tr> <td>Conexiones</td> <td>R</td> </tr> <tr> <td>Superestructura al estribo</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o la superestructura.</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Columnas o pilas a la fundación</td> <td>1</td> </tr> </table>	Conexiones	R	Superestructura al estribo	0,8	Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0,8	Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o la superestructura.	1	Columnas o pilas a la fundación	1	<table border="1"> <tr> <td>compuestos hacer/concreto con pilas inclinadas</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> <tr> <td>Pórticos con múltiples columnas</td> <td>1,5</td> <td>3,5</td> <td>5</td> </tr> </table>	compuestos hacer/concreto con pilas inclinadas				Pórticos con múltiples columnas	1,5	3,5	5
	Conexiones	R																	
	Superestructura al estribo	0,8																	
	Juntas de expansión dentro de una luz de la superestructura	0,8																	
	Columnas, pilas o viga cabezal sobre pilotes, al dado o la superestructura.	1																	
Columnas o pilas a la fundación	1																		
compuestos hacer/concreto con pilas inclinadas																			
Pórticos con múltiples columnas	1,5	3,5	5																
	<table border="1"> <tr> <td>Conexión</td> <td>Todas las categorías operacionales</td> </tr> <tr> <td>Superestructura a estribo</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>Juntas de expansión en un vano de la superestructura</td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Columnas o pilares a la cimentación</td> <td>1</td> </tr> </table>	Conexión	Todas las categorías operacionales	Superestructura a estribo	0,8	Juntas de expansión en un vano de la superestructura	0,8	Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura	1	Columnas o pilares a la cimentación	1								
Conexión	Todas las categorías operacionales																		
Superestructura a estribo	0,8																		
Juntas de expansión en un vano de la superestructura	0,8																		
Columnas, pilares, o pilas a la viga o la superestructura	1																		
Columnas o pilares a la cimentación	1																		

Fundaciones

	CCP95	CCP14
Selección de propiedades de diseño	A.6.4.4 – Para efectos del diseño de la cimentación superficial se deben definir las propiedades de resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación. Se deben efectúa análisis de estabilidad y asentamiento para el diseño usando las propiedades del suelo y de la roca con base en los resultados de ensayos de laboratorio y/o campo.	<p>10.4.6 - Las propiedades del suelo o roca superficiales deben determinarse usando uno o más de los siguientes métodos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Pruebas in situ durante el programa de exploración de campo, incluyendo la consideración de cualquier prueba geofísica realizada. • Pruebas de laboratorio, y

	<p>A.6.5.5 – Para el diseño de los pilotes hincados se requiere establecer las propiedades del suelo y de la roca que definan la resistencia de compresibilidad de los materiales de fundación.</p> <p>A.6.6.4 – Es necesario que se defina para el diseño de este tipo de pilotes las propiedades del suelo y la roca, en relación con las características de resistencia y compresibilidad de los materiales de fundación.</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Retroanálisis de los parámetros de diseño con base en los datos de comportamiento del sitio. <p>En la selección final de los parámetros de diseño también deben tenerse en cuenta la experiencia local, correlaciones de las propiedades específicas de la formación geológica local, además de la experiencia con bases amplias y datos publicados relevantes. Si se utilizan correlaciones publicadas en combinación con uno de los métodos mencionados anteriormente, debe considerarse la aplicabilidad de la correlación a la formación geológica específica mediante el uso de la experiencia local, resultados de pruebas locales, y/o experiencia largo plazo.</p>
Pruebas de laboratorio o	<p>A.6.3.4 – Se deben ejecutar los ensayos de laboratorio que sean necesarios para determinar las propiedades de ingeniería de los materiales de fundación, las cuales incluyen peso unitario, resistencia al corte, resistencia a la compresión y compresibilidad. En ausencia de ensayos de laboratorio, estas propiedades pueden ser estimadas con base en resultados de ensayos publicados o de la experiencia local.</p>	<p>10.4.3 – Pruebas de laboratorio</p> <p>10.4.3.1 — Pruebas de suelo — Debe llevarse a pruebas de laboratorio con el fin de proporcionar los datos básicos requeridos para clasificar y medir las propiedades ingenieriles de los suelos.</p> <p>Cuando se realizan las pruebas de laboratorio, estas deben llevarse a cabo de acuerdo con las normas AASHTO, ASTM, o procedimientos suministrados por el</p>

		propietario aplicables a las propiedades de diseño requeridas.
Cimentaciones superficiales		
Factores de seguridad o factores de resistencia	Factores de seguridad – A.6.4.7.1.2 – Las cimentaciones superficiales sobre suelo deben diseñarse para cargas correspondientes al Grupo 1 (carga muerta y carga viva incluyendo impacto), usando un factor mínimo de seguridad de 3 para falla por capacidad de soporte.	<p>Estado límite de diseño – 10.5.3.2 – El diseño de cimentaciones en los estados límite de resistencia incluye la consideración de las resistencias geotécnicas nominales y estructurales de los elementos de la cimentación. El diseño por estados límite de resistencia no debe considerar las deformaciones requeridas para desarrollar la resistencia nominal, a menos que se especifique una definición de falla con base en la deformación.</p> <p>El diseño de todas las cimentaciones en el estado límite de resistencia debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia estructural • Pérdida de apoyo lateral y vertical debido a la socavación en el evento de la inundación de diseño. <p>Para este tipo de cimentaciones, el diseño por el estado límite de resistencia también debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Capacidad de carga nominal • Volcamiento o pérdida excesiva de contacto • Deslizamiento en la base de la zapata • Factibilidad de construcción. <p>Se debe recurrir a la Tabla 10.5.5.5.2.2-1 de la norma para determinar los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia.</p>

Capacidad	<p>A.6.4.7.1 – La capacidad última de soporte (para falla por corte general) se puede estimar usando la siguiente formulación aplicable a cimentaciones continuas (L mayor de 5B):</p> $q_{ult} = cN_c + 0.5\gamma BN_\gamma + qN_q$ <p>la capacidad de soporte admisible se determina de la siguiente forma:</p> $q_{adm} = \frac{q_{ult}}{FS}$ <p>En la tabla A.6-2 se presentan los valores de N_c, N_γ y N_q.</p>	<p>10.6.3.1 – La capacidad de carga de las zapatas debe determinarse con base en el nivel freático más alto previsto para el sitio en que se ubica la zapata.</p> <p>La capacidad de carga mayorada, q_R, en el estado límite de resistencia debe tomarse como:</p> $q_R = \phi_b q_n$ <p>Donde:</p> <p>ϕ_b : factor de resistencia especificado en el artículo 10.5.5.2.2</p> <p>q_n: Capacidad de carga nominal (MPa)</p> <p>Cuando las cargas son excéntricas, en todas las ecuaciones, tablas y figuras concernientes a la capacidad de carga, deben utilizarse las dimensiones efectivas de la zapata.</p>
Asentamientos admisibles	<p>A.6.4.7.2.5 – El criterio sobre movimientos admisibles de cimentaciones debe ser consistente con el funcionamiento y tipo de estructura, el periodo de servicio anticipado por la misma y las consecuencias de movimientos inaceptables sobre su comportamiento. Los análisis de desplazamiento de cimentaciones deben basarse en los resultados de ensayos in situ o de laboratorio para caracterizar el comportamiento carga-deformación de los suelos de fundación. Los análisis de desplazamiento deben ser llevados a cabo para determinar la relación entre la presión de contacto y asentamiento estimado para optimizar el tamaño de la</p>	<p>10.6.2.2 – Deben aplicarse las disposiciones del artículo 10.5.2.1.</p> <p>10.5.2.1 — General — El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Asentamientos, • Movimientos horizontales, • Estabilidad global, y • Socavación para la inundación de diseño. <p>La consideración de los movimientos de la cimentación debe estar basada en la tolerancia de la estructura a los</p>

	<p>cimentación con respecto a las cargas impuestas.</p> <p>El criterio de movimientos admisibles para cimentaciones debe tener en cuenta la distorsión angular ($\delta'/1$) entre cimentaciones adyacentes. ($\delta'/1$) debe limitarse a 0.005 para puentes de luces simplemente apoyadas y 0.004 para puentes con luces continuas (Moulton, 1985). Estos límites de ($\delta'/1$) no aplicables a estructuras de marco rígido o aporticadas, las cuales deben diseñarse para un asentamiento diferencial basado en los resultados de análisis especiales.</p>	<p>movimientos totales y diferenciales, transpirabilidad y economía. Los movimientos de la cimentación deben incluir todos los movimientos producidos asentamiento, movimiento horizontal y rotación.</p> <p>Si se utiliza zapatas, la capacidad de carga estimada utilizando la presión de contacto admisible, asumida debe aplicarse únicamente para abordar el estado límite de servicio.</p>
Asentamientos en suelo	<p>A.6.4.7.2 – El asentamiento total incluye los asentamientos elásticos y de consolidación primaria y secundaria y puede ser calculado utilizando las siguientes expresiones:</p> $S_t = S_e + S_c + S_s$ <p>Donde:</p> <p>S_e = asentamiento elástico (cm)</p> <p>S_c = asentamiento por consolidación primaria (cm)</p> <p>Cuando sea el caso se debe tener en cuenta otros factores que pueden afectar el asentamiento (cargas de terraplenes, carga lateral y excéntrica y en caso de cimentaciones sobre suelos granulares se debe considerar cargas de vibración debido a carga viva, dinámicas o de sismo). Con respecto a las condiciones de carga estática se puede consultar a Gifford (1987) y en relación con las</p>	<p>10.6.2.4 – Los asentamientos de las zapatas deben estimarse utilizando métodos computacionales basados en los resultados de pruebas de laboratorio o ensayos in situ, o ambos. Los parámetros del suelo utilizados en los cálculos deben escogerse de modo que reflejen la historia de carga del terreno, la secuencia de construcción y los efectos del suelo.</p> <p>Deben considerarse tanto los asentamientos totales como los diferenciales, incluyendo los efectos dependientes del tiempo.</p> <p>El asentamiento total, incluyendo los componentes elástica, por consolidación y secundaria pueden tomarse como:</p> $S_t = S_e + S_c + S_s$ <p>Donde:</p> <p>S_e = asentamiento elástico (mm)</p>

<p>condiciones de carga dinámica y sísmicas a Lam y Martin (1986).</p> <p>S_s = asentamiento secundario (cm)</p> <p>A.6.4.7.2.2 – Asentamiento elástico – Los asentamientos elásticos de cimentaciones fundadas en suelos sin cohesión o suelos cohesivos rígidos, se pueden estimar usando la siguiente ecuación:</p> $S_e = \frac{[q_0(1 - \nu^2)\sqrt{A}]}{E_s\beta_z}$ <p>En la tabla A.6-4 se presentan valores aproximados de E_s y ν para varios tipos de suelo y en la tabla A.6-5 se presentan valores de β_z para cimentaciones flexibles y rígidas de diferente forma. A menos que E_s varíe significativamente con la profundidad, este parámetro debe ser determinado a una profundidad entre 1.5 a 2/3 de B por debajo de la cimentación. Si el valor del módulo varía significativamente con la profundidad, se puede utilizar un valor de E_s promedio ponderado (Foundation Analysis and Design, Bowles 1989).</p> <p>Para estimar los asentamientos elásticos de cimentaciones sobre arena o arcilla se puede consultar a Gifford (1987) o Bowles (1989).</p> <p>A.6.4.7.2.3 – Asentamiento por consolidación – Los asentamientos por consolidación de cimentaciones sobre</p>	<p>S_c = asentamiento por consolidación primaria (mm)</p> <p>S_s = asentamiento secundario (mm)</p> <p>10.6.2.4.2 – Asentamiento de zapatas en suelos no cohesivos – se determinará en función del ancho efectivo de la zapata y debe tener en cuenta los efectos de la geometría de la zapata y la variación de la estratigrafía (suelo/roca) con la profundidad</p> <p>Los asentamientos de zapatas en suelos no cohesivos deben estimarse utilizando la teoría elástica o procedimientos empíricos.</p> $S_e = \frac{[q_0(1 - \nu^2)\sqrt{A'}]}{E_s\beta_z}$ <p>Donde:</p> <p>q_0: esfuerzo vertical aplicado (MPa)</p> <p>A': área efectiva de la zapata (mm²)</p> <p>E_s: módulo de elasticidad del suelo tomado como se especifica en el artículo 10.4.6.3 si no hay disponibilidad de mediciones directas de E_s a partir de resultados de pruebas in situ o en laboratorio (MPa)</p> <p>β_z: factor de forma especificado en la tabla 10.6.2.4.2-1</p> <p>ν: relación de Poisson, tomada como se especifica en el artículo 10.4.6.3 si no hay disponibilidad de mediciones directas.</p> <p>A menos de que E_s varíe significativamente con la profundidad, E_s debe determinarse a una profundidad entre 1.5 a 2/3 de B por debajo de la cimentación. Si el valor del módulo varía significativamente con la profundidad, se puede utilizar un valor de E_s</p>
--	--

<p>suelos cohesivos saturados se pueden estimar usando la siguiente metodología en función de la relación de vacíos (e):</p> <p>- Para suelos preconsolidados ($\sigma'_p > \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \left[C_{cr} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$ <p>- Para suelos normalmente consolidados ($\sigma'_p = \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right)$ <p>A.6.4.7.2.4 – Asentamiento secundario – El asentamiento secundario de cimentaciones sobre suelo cohesivo se puede estimar usando la siguiente expresión:</p> $S_s = C_{\alpha\xi} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right)$ <p>t_1 corresponde al tiempo en que se inicia el asentamiento secundario (tiempo equivalente al 90% de grado promedio de consolidación) y t_2 es el tiempo arbitrario que representaría la vida de servicio de la estructura. Los valores de $C_{\alpha\xi}$ pueden estimarse de los resultados de consolidación de muestras inalteradas en el laboratorio.</p> <p>Donde H_c: altura inicial del estrato de suelo compresible (mm) e_0: relación de vacíos correspondiente al esfuerzo vertical efectivo inicial (adimensional)</p>	<p>promedio ponderado (Foundation Analysis and Design, Bowles 1989).</p> <p>10.6.2.4.3 – Asentamiento en zapatas sobre suelos cohesivos – En las zapatas cuya zona de influencia de esfuerzos incluye suelos cohesivos debe investigarse el asentamiento por consolidación. El asentamiento elástico y el secundario también deben investigarse para considerar los tiempos y secuencia de carga debido a la construcción y la tolerancia de la estructura a los movimientos totales diferenciales.</p> <p>Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de la relación de vacíos, e, el asentamiento de las zapatas por consolidación debe tomarse como:</p> <p>- Para suelos preconsolidados ($\sigma'_p > \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \left[C_{cr} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$ <p>- Para suelos normalmente consolidados ($\sigma'_p = \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right)$ <p>- Para suelos subconsolidados ($\sigma'_p < \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right)$ <p>Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio se expresan en términos de deformación unitaria vertical, ε_v, el</p>
--	---

	<p>C_r: índice de recompresión (adimensional)</p> <p>σ'_0: esfuerzo vertical efectivo nicial en el punto medio del estrato de estudio (MPa)</p> <p>σ'_f: esfuerzo vertical efectivo final en el estudio en el punto medio del estrato en estudio (MPa)</p> <p>σ'_{pc}: esfuerzo vertical efectivo actual en el suelo, sin incluir el esfuerzo adicional debido a las cargas de las zapatas, en el punto medio del estrato en estudio (MPa)</p>	<p>asentamiento de las zapatas por consolidación debe tomarse como:</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} \left[C_{cr} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_0} \right) + C_{c\varepsilon} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right]$ <p>-Para suelos normalmente consolidados ($\sigma'_p = \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} C_{c\varepsilon} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right)$ <p>-Para suelos subconsolidados ($\sigma'_p < \sigma'_0$):</p> $S_c = \frac{H_c}{1 + e_0} C_{c\varepsilon} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right)$ <p>Donde</p> <p>H_c: altura inicial del estrato de suelo compresible (mm)</p> <p>e_0: relación de vacíos correspondiente al esfuerzo vertical efectivo inicial (adimensional)</p> <p>C_r: índice de recompresión (adimensional)</p> <p>$C_{r\varepsilon}$: relación de recompresión (adimensional)</p> <p>$C_{c\varepsilon}$: relación de compresión (adimensional)</p> <p>σ'_0: esfuerzo vertical efectivo nicial en el punto medio del estrato de estudio (MPa)</p> <p>σ'_f: esfuerzo vertical efectivo final en el estudio en el punto medio del estrato en estudio (MPa)</p> <p>σ'_{pc}: esfuerzo vertical efectivo actual en el suelo, sin incluir el esfuerzo adicional debido a las cargas de las zapatas, en el punto medio del estrato en estudio (MPa)</p>
--	---	---

Distribución de esfuerzos	A.6.4.1.5 – En la figura 9 de la norma CCP-95 se presenta la metodología de Boussinesq para estimar la distribución del incremento de esfuerzo vertical por debajo de una cimentación circular (o cuadrada) o rectangular corrida ($L > 5B$). Para otro tipo de geometría se puede consultar Poulos y Davis (1974).	10.6.1.4 – En la figura 10.6.2.4.1-1 se presentan los bulbos de esfuerzo vertical de Boussinesq para zapatas continuas y cuadradas modificado según Sowers (1979)
Asentamiento en roca	<p>A.6.4.8.2.1 – Cimentaciones en roca competente – En cimentaciones sobre roca competente los asentamientos elásticos generalmente deben ser menores de 1.27 cm cuando las cimentaciones son diseñadas de acuerdo con el numeral A.6.4.8.1.1. Si este asentamiento no es aceptable o si la roca no es competente, se debe efectuar un análisis de asentamiento con base en las características de la roca considerándola como una masa. Para masas de roca en donde el asentamiento depende del tiempo (consolidación) se podrá utilizar para el respectivo análisis la metodología presentada en el numeral A.6.4.7.2.3.</p> <p>A.6.4.8.2.2 – Cimentaciones sobre roca fracturada o diaclasada – Cuando no se cumple el criterio de roca competente, la influencia del tipo de roca, las condiciones de las discontinuidades y el grado de meteorización deben considerarse en los análisis de asentamiento.</p> <p>El asentamiento elástico de cimentaciones sobre roca fracturada o</p>	<p>10.6.2.4.4 – Para las zapatas apoyadas en condiciones aceptables a muy buenas de acuerdo con el sistema de clasificación geomecánica definido en el artículo 10.4.6.4, y diseñadas de acuerdo con las disposiciones de esta sección, puede asumirse que los asentamientos elásticos, son, en general, inferiores a 13 mm. Cuando los asentamientos elásticos de esta magnitud resultan inaceptables o cuando la roca no es competente, debe hacerse un análisis del asentamiento con base en características del macizo rocoso.</p> <p>Cuando la roca es fracturada o presenta juntas (valoración relativa de diez o menos para RQD y espaciamiento en juntas), la condición de las juntas en la roca es pobre (valoración relativa de diez o menor) o no se cumplen los criterios de roca aceptable a muy buena, debe realizarse un análisis de asentamiento, en el cual debe considerarse la influencia del tipo de roca, la condición de las discontinuidades, y el grado de erosión ambiental.</p> <p>El asentamiento elásticos de las zapatas en roca fracturada o con juntas, en mm, debe tomarse como:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Para zapatas circulares (o cuadradas)

<p>diaclasada se puede determinar usando las siguientes expresiones:</p> <p>-Para zapatas de forma circular o cuadrada, se utiliza la siguiente expresión:</p> $\rho_0 = \frac{q_0(1-\nu^2)rI_\rho}{E_m},$ <p>con $I_\rho = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z}$</p> <p>-Para zapatas rectangulares</p> $\rho_0 = \frac{q_0(1-\nu^2)BI_\rho}{E_m}$ <p>Con $I_\rho = \frac{(LB)^{1/2}}{\beta_z}$</p> <p>Los valores de I_ρ se determinan utilizando los valores de β_z presentados en la tabla A.6-5 para zapatas rígidas. Los valores de la relación de Poisson para diferentes tipos de roca se presentan en la Tabla A.6-8. El valor del módulo de elasticidad, E_m, del macizo rocoso debe determinarse de ensayos de laboratorio o de campo. De forma alternativa los valores E_m pueden estimarse multiplicando el módulo de la roca intacta E_0 obtenido de ensayos de compresión uniaxial por un factor de reducción α_c el cual tiene en cuenta la frecuencia de las discontinuidades en función del valor RQD, usando las siguientes relaciones:</p> $E_m = \alpha_c E_0$ $\alpha_c = 0,0231(RQD) - 1,32 \geq 0,15$	$\rho = \frac{q_0(1-\nu^2)rI_\rho}{E_m}$ $I_\rho = \frac{\sqrt{\pi}}{\beta_z}$ <ul style="list-style-type: none"> • Para zapatas rectangulares $\rho_0 = \frac{q_0(1-\nu^2)BI_\rho}{E_m}$ <p>Dónde:</p> <p>q_0 = esfuerzo vertical aplicado en la base del área cargada (MPa)</p> <p>ν = relación de Poisson (admin)</p> <p>r = radio de zapata circular o B/2 para zapatas cuadradas (mm)</p> <p>I_ρ = coeficiente de influencia para tener en cuenta la rigidez y dimensiones de la zapata (adimensional)</p> <p>E_m = módulo de elasticidad del macizo rocoso (MPa)</p> <p>β_z = factor que representa la forma y rigidez de la zapata (adimensional)</p> <p>Los valores de I_ρ deben calcularse utilizando los valores de β_z presentados en la Tabla 10.6.2.4.2-1 para las zapatas rígidas. Cuando los resultados de las pruebas de laboratorio no están disponibles, los valores de la relación de Poisson, ν, para los tipos de roca típicos se pueden tomarse como se especifica en la Tabla C10.4.6.5-2. La determinación del módulo de elasticidad del macizo rocoso, E_m, debe basarse en los métodos descritos en el artículo 10.4.6.5.</p>
---	--

Capacidad sobre roca	<p>A.6.4.8.1 – Cimentaciones sobre roca competente – El esfuerzo de contacto admisible de cimentaciones soportadas sobre superficies horizontales de roca competente puede determinarse usando la Figura 13 de la norma CCP95 (Peck 1974); los valores de q_{all} deducidos en la figura corresponden a asentamientos menores de 1,27 cm. En ningún caso los esfuerzos de contacto admisibles máximos deben exceder la resistencia a la compresión unidimensional de la roca ni ser mayor de $0,595 f'c$ del concreto.</p> <p>A.6.4.8.1.2 – Cimentaciones sobre roca fracturada o diaclasada – El diseño de cimentaciones sobre roca fracturada o diaclasada debe tener en cuenta la condición y espaciamiento de las juntas y discontinuidades. Para estas condiciones la capacidad de soporte puede ser estimada utilizando la siguiente relación:</p> $q_{ult} = N_{ms} C_0$	<p>10.6.3.2 – Resistencia al aplastamiento de la roca – los métodos utilizados para el diseño de zapatas en roca deben considerar la presencia, orientación, y la condición de las discontinuidades, perfiles de resistencia a la intemperie, y otros perfiles similares que se aplican en un sitio particular.</p> <p>Para zapatas en roca competente, puede ser de aplicación la dependencia de análisis sencillos y directos basados en las resistencias a la compresión de la roca uniaxial y RQD. Para zapatas sobre la roca menos competente, investigaciones más detalladas y los análisis se realizaron para dar cuenta de los efectos de la presencia de la intemperie y el estado de discontinuidades.</p>
Factor de seguridad en roca	<p>A.6.4.8.1.3 – Las cimentaciones superficiales fundadas en roca deben ser diseñadas para cargas del Grupo 1 (carga muerta y viva incluyendo impacto) usando un factor de seguridad mínimo de 3 contra falla de capacidad de soporte.</p>	No aplica
Diseño estructural	<p>A.6.4.11 – Se deben determinar las cargas y reacciones y su línea de acción considerando las fuerzas verticales debidas a la acción de las diferentes combinaciones de cargas, las cuales deben ser resistidas por la presión hacia arriba que ejercen los materiales de la</p>	<p>10.6.5 – El diseño estructural de las zapatas debe cumplir con los requisitos indicados en la Sección 5.</p> <p>Para el diseño estructural de una cimentación excéntricamente cargada, se utiliza una distribución de esfuerzo de contacto triangular o trapezoidal basado en las cargas</p>

	<p>fundación y la cual está distribuida sobre la superficie de la zapata.</p> <p>A.6.4.11.2 – Determinación del momento</p> <p>Los momentos externos sobre cualquier sección de una zapata deben determinarse pasando un plano vertical a través de la zapata calculando los momentos de las fuerzas que actúan sobre el área total de la zapata a un lado del plano vertical. La sección crítica para flexión debe tomarse en la cara de las columnas, pilas o muros. En el caso de las columnas que no son cuadradas o rectangulares, la sección debe tomarse en el lado del cuadrado del área equivalente. Para zapatas bajo muros de mampostería, la sección crítica debe tomarse en la mitad de la distancia entre la cara de la columna y el lado de la base metálica de la columna.</p> <p>El refuerzo de las zapatas cuadradas tanto en una como en dos direcciones debe ser distribuido uniformemente sobre el ancho de la zapata. En las zapatas rectangulares el refuerzo en dos direcciones debe ser distribuido uniformemente sobre el ancho total de la zapata en la dirección larga. En la dirección corta, la porción del refuerzo total dado por la siguiente ecuación debe ser distribuido uniformemente sobre un ancho de banda igual a la longitud del lado corto de la zapata.</p>	<p>mayoradas para las zapatas soportadas en todas condiciones de suelo y roca.</p>
--	---	--

	$\frac{\text{Refuerzo en el ancho de la banda}}{\text{Refuerzo total en la dirección cora}} = \frac{2}{\beta + 1}$ <p>Donde β: relación entre la longitud de la zapata y el ancho.</p> <p>Debe colocarse refuerzo en la interface entre el elemento soportado y la zapata de soporta ya sea extendiendo el refuerzo longitudinal principal dentro de la zapata o mediante dovelas.</p>	
Pilotes hincados		
Factores de seguridad o factores de resistencia	<p>A.6.5.6.2 – La selección del factor de seguridad que se aplique a la capacidad última de carga axial debe basarse en la confiabilidad con la cual se determinó la capacidad última del suelo y en el control que se efectúe en la instalación del pilote. En la Tabla A.6.10 de la norma CCP95 se recomiendan valores de factor de seguridad que dependen del grado de control de calidad de la construcción que se especifique en los planos. Todos los factores de seguridad están basados en la observación continua de la instalación del pilote. La capacidad de diseño del pilote debe incluirse en los planos tal que el factor de seguridad pueda ser ajustado si el grado de control especificado se altera.</p>	<p>10.5.3.3 - El diseño de cimentaciones en los estados límite de resistencia incluye la consideración de las resistencias geotécnicas nominales y estructurales de los elementos de la cimentación. El diseño por estados límite de resistencia no debe considerar las deformaciones requeridas para desarrollar la resistencia nominal, a menos que se especifique una definición de falla con base en la deformación.</p> <p>El diseño de todas las cimentaciones en el estado límite de resistencia debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia estructural • Pérdida de apoyo lateral y vertical debido a la socavación en el evento de la inundación de diseño. <p>En este tipo de cimentaciones, el diseño por estados límite de resistencia también debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a la compresión axial de los pilotes individuales. • Resistencia a la compresión del grupo de pilotes.

		<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia al levantamiento de los pilotes individuales. • Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes. • Resistencia lateral del pilote individual y del grupo de pilotes. • Falla por punzonamiento del pilote hacia el interior. • de un estrato más débil por debajo del estrato de apoyo. • Factibilidad de construcción, incluyendo hincabilidad del pilote. <p>Se debe recurrir a la Tabla 10.5.5.5.2.3-1 de la norma para determinar los factores de resistencia para pilotes hincados.</p>
Asentamientos	<p>A.6.5.6.3 – Se debe determinar el asentamiento de un pilote y grupo de pilotes sometidos axialmente a las cargas admisibles. Para ello, se pueden utilizar análisis elásticos de transferencia de carga y/o técnicas de elementos finitos (Vesic, 1977 o Poulos y Davis 1980). El asentamiento de un pilote o de un grupo de pilotes no debe exceder los límites de movimientos tolerables de la estructura.</p>	<p>10.7.2.3 – Para efectos de cálculo de los asentamientos de grupos de pilotes, las cargas se deben asumir para actuar en una zapata equivalente basado en la profundidad de empotramiento de los pilotes en la capa que proporciona soporte tal como se muestra en las figuras 10.7.2.3.1-2 y 10.7.2.3.1-1 de la norma CCP-14.</p> <p>El asentamiento del grupo de pilotes se evalúa por cimentaciones pilotadas en suelos cohesivos, suelos que incluyan capas cohesivas, y pilotes en suelos granulares flojos. La carga usada en el cálculo del asentamiento es la carga aplicada de modo permanente sobre la cimentación.</p> <p>En la aplicación la analogía de zapata equivalente de cimentación pilotada, no se aplica la reducción de dimensiones</p>

		equivalentes B' y L', como se usa para el diseño de zapatas.
Grupo de pilotes	<p>6.5.6.6.2 – La capacidad de carga de un grupo de pilotes debe ser determinada como el producto de la eficiencia del grupo, del número de pilotes en el grupo y de la capacidad de un pilote individual. En general, se debe utilizar un valor de eficiencia de 1, excepto para pilotes de fricción en suelos cohesivos. El factor de eficiencia para pilotes de fricción en suelos cohesivos con un espaciamiento centro a centro menor de 3B debe tener un valor del orden de 0,7. No se recomienda utilizar espaciamientos menores de 2,5B.</p>	<p>10.7.3.9 – La resistencia de grupos de pilotes en compresión – Para los grupos de pilotes en arcilla, la resistencia nominal al aplastamiento del grupo de pilotes, se considera la menor de:</p> <ul style="list-style-type: none"> • La suma de las resistencias individuales nominales de cada pilote en el grupo, o • La resistencia nominal de un muelle equivalente consistente de los pilotes y el bloque de suelo dentro del área delimitada por los pilotes. <p>Si el tapón no está en contacto firme con el suelo y si el suelo en la superficie es suave, la resistencia individual nominal de cada pilote se multiplica por un factor de eficiencia de TI, tomado como:</p> <ul style="list-style-type: none"> • $\eta = 0,65$ para un espacio de centro a centro de 2,5 diámetros. • $\eta = 1,00$ para un espacio de centro a centro de 6 diámetros. <p>Para separaciones intermedias, el valor de η debe ser determinado por interpolación lineal.</p> <p>Si la tapa está en contacto firme con el suelo, no se requiere reducción de la eficiencia. Si la tapa no está en contacto firme con el suelo y si el suelo es rígido, no se requiere reducción de la eficiencia.</p> <p>La resistencia nominal al aplastamiento de grupos de pilotes en suelo cohesivo es la suma de la resistencia de todos los pilotes del grupo. El factor de eficiencia, η, debe ser 1,0,</p>

		<p>donde la tapa de pilotes está o no en contacto con el suelo para una separación entre pilotes de centro a centro de 2,5 diámetros o mayor. El factor de resistencia es el mismo que para los pilotes individuales, tal como se especifica en la Tabla 10.5.5.2.3-1 de la norma CCP-14.</p> <p>Para grupos de pilotes en arcilla o arena, si un grupo de pilotes está inclinado en un depósito de suelo fuerte que recubre un depósito débil, la resistencia al aplastamiento del bloque se debe evaluar con consideración al grupo de pilotes de perforación como un grupo en la capa subyacente más débil. Los métodos en el artículo 10.6.3.1.2a para determinar la resistencia al aplastamiento de una zapata en una capa más fuerte que recubre una capa más débil son de aplicación, con la localización teórica de la zapata como se indica en el artículo 10.7.2.3.</p>
--	--	---

Fricción negativa	<p>A.6.5.6.7.1 – La carga potencial externa sobre un pilote debida a fricción negativa, ocasionada por asentamiento de un suelo compresible, se debe considerar como parte del diseño. La evaluación de la fricción negativa debe efectuarse mediante un análisis de transferencia de carga que determine el punto neutro (punto de desplazamiento relativo nulo) y la distribución de carga a lo largo del fuste del pilote (Fellenius 1984 y Reese – O'Neill 1988). Debido a que el movimiento vertical del terreno puede depender del factor tiempo, el análisis debe considerar el efecto de este sobre la transferencia de carga entre el terreno y el fuste y llevarse a cabo para el periodo en el que ocurre dicha transferencia. Si se considera necesario, la fricción negativa que ocasiona un excesivo asentamiento puede reducirse mediante la aplicación de asfalto u otro revestimiento viscoso a la superficie del pilote previamente a su instalación.</p>	<p>10.7.3.7 – Rozamiento negativo – La cimentación debe diseñarse de modo que el resistencia geotécnica mayorada disponible sea mayor que las cargas mayorada aplicadas al pilote, incluyendo el rozamiento negativo, en el estado límite de resistencia. La resistencia nominal del pilote para soportar cargas de estructura más el rozamiento negativo se estimará teniendo en cuenta sólo la resistencia lateral positiva y la resistencia de punta debajo de la capa más baja contribuyendo al rozamiento negativo. La cimentación pilotada debe ser diseñada para resistir estructuralmente el rozamiento negativo más las cargas de estructura.</p>
Socavación	<p>A.6.5.7.5 – La profundidad probable de socavación debe determinarse mediante estudios hidráulicos y de exploración del subsuelo, tal como fue descrito en el Numeral A.6.3.5. En caso de que se espere una socavación importante, el diseño de la porción del pilote que quede expuesta debe diseñarse como una columna. En cualquier caso, la longitud del pilote debe determinarse de manera que la carga estructural de diseño sea soportada de forma segura por la porción de pilote que queda embebida por debajo</p>	<p>10.7.3.6 – El efecto de la socavación deberá ser considerado en la determinación del empotramiento mínimo de los pilotes y la resistencia requerida de hincado nominal, R_{ndr}. La cimentación pilotada debe ser diseñada de forma que la penetración del pilote después de que el diseño del evento de socavación cumpla, la resistencia requerida axial nominal y la resistencia lateral.</p> <p>Los factores de resistencia deben ser los utilizados en el diseño sin socavación. La resistencia lateral de la pérdida de material</p>

	<p>de la profundidad estimada de socavación. El pilote debe tener una sección transversal adecuada que soporte el hincamiento necesario para penetrar el pilote a través de la profundidad de socavación prevista hasta la cota de diseño establecida para la punta del pilote.</p>	<p>debido a la socavación se debe determinar mediante un análisis estático y no debe ser mayorada, pero se debe considerar el sesgo del método de análisis estático utilizado para predecir la resistencia. El sesgo del método se describe en el artículo 10.7.3.3.3.</p> <p>La cimentación pilotada debe ser diseñada para resistir las cargas de desechos que se producen durante el evento de inundación, además de las cargas aplicadas a la estructura.</p> <p>En algunos casos, la corriente de inundación llevará los residuos que inducen cargas horizontales en los pilotes.</p> <p>La información adicional sobre el diseño para socavación se proporciona en Hanningan et al. (2006).</p>
Movimientos admisibles	<p>A.6.5.12 – El criterio de desplazamientos tolerables axiales y laterales para fundaciones con pilotes hincados debe ser desarrollado por el ingeniero estructural y debe ser consistente con la función y tipo de estructura, fijación de los soportes, servicio de vida previsto y consecuencias de desplazamientos inaceptables sobre el comportamiento estructural. Los análisis de desplazamiento del pilote hincado deben basarse en los resultados de ensayos in situ o de laboratorio conducentes a caracterizar el comportamiento de deformación-carga de los materiales de fundación. En el numeral A.6.4.7.2.5 de la norma CCP-95 se presenta una guía</p>	<p>10.6.2.2 – Deben aplicarse las disposiciones del artículo 10.5.2.1.</p> <p>10.5.2.1 — General — El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Asentamientos, • Movimientos horizontales, • Estabilidad global, y • Socavación para la inundación de diseño. <p>La consideración de los movimientos de la cimentación debe estar basada en la tolerancia de la estructura a los</p>

	<p>adicional relacionada con criterios de movimiento horizontales y verticales admisibles.</p>	<p>movimientos totales y diferenciales, transpirabilidad y economía. Los movimientos de la cimentación deben incluir todos los movimientos producidos asentamiento, movimiento horizontal y rotación.</p> <p>Si se utiliza zapatas, la capacidad de carga estimada utilizando la presión de contacto admisible, asumida debe aplicarse únicamente para abordar el estado límite de servicio.</p>
<p>Espaciamiento entre pilotes</p>	<p>A.6.5.15.1.1 – El pilotaje debe ser proporcionado de tal forma que el espaciamiento mínimo centro a centro entre pilotes sea el valor mayor de 0,75 m o 2,5 veces el diámetro o ancho del pilote. La distancia entre los dados de los pilotes y el borde más cercano de la zapata o cabezal no debe ser menor de 22,5 cm.</p>	<p>10.7.1.2 – Un espaciamiento de pilote de centro a centro pilote no debe ser menor de 750mm o 2,5 diámetros de pilote. La distancia desde el lado de cualquier pilote al borde más cercano de la tapa de pilote no debe ser inferior a 225 mm.</p> <p>Las partes superiores de los pilotes deben sobresalir por lo menos 300 mm en la tapa de pilote después de que todo el material dañado ha sido retirado. Si el pilote está unido a la tapa por barras empotradas o torones, el pilote se extiende no menos de 150mm en la tapa.</p> <p>Cuando una viga de concreto reforzada se vacía en el lugar y se utiliza como tapa curvada soportada por pilotes, la cubierta de concreto sobre los lados de los pilotes no deben ser inferiores a 150mm, más una asignación para la desalineación permisible del pilote.</p>

		<p>Donde está anclado un pilote reforzado en la tapa satisfaciendo los requisitos del artículo 5.13.4.1, la proyección puede ser menor que 6150mm.</p>
Pilotes Prebarrenados / Pozos perforados		
<p>Factores de seguridad o factores de resistencia</p>	<p>A.6.6.5.4 – Los pilotes en suelo o empotrados en roca deben diseñarse para un factor mínimo de seguridad de 2 contra la falla por capacidad portante, cuando el diseño se base en resultados de ensayos de carga ejecutados en el sitio. De otra forma, los pilotes deben ser diseñados para un factor de seguridad mínimo de 2,5. Los factores de seguridad mínimos recomendados se basan en un grado normal de control de calidad de campo durante la construcción del pilote. Si no se asegura un adecuado control de calidad de campo, se deben utilizar factores de seguridad mayores a los mínimos recomendados.</p>	<p>10.5.3.4 - El diseño de cimentaciones en los estados límite de resistencia incluye la consideración de las resistencias geotécnicas nominales y estructurales de los elementos de la cimentación. El diseño por estados límite de resistencia no debe considerar las deformaciones requeridas para desarrollar la resistencia nominal, a menos que se especifique una definición de falla con base en la deformación.</p> <p>El diseño de todas las cimentaciones en el estado límite de resistencia debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia estructural • Pérdida de apoyo lateral y vertical debido a la socavación en el evento de la inundación de diseño. <p>En este tipo de cimentaciones, el diseño por estados límite de resistencia también debe considerar:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a la compresión axial de los pilotes individuales • Resistencia a la compresión del grupo de pilotes • Resistencia al levantamiento de los pilotes individuales • Resistencia al levantamiento del grupo de pilotes

		<ul style="list-style-type: none"> Resistencia lateral del pilote individual y del grupo de pilotes Falla por punzonamiento del pilote hacia el interior de un estrato más débil por debajo del estrato de apoyo Factibilidad de construcción, incluyendo hincabilidad del pilote. <p>Se debe recurrir a la Tabla 10.5.5.5.2.4-1 de la norma para determinar los factores de resistencia para pilotes perforados.</p>
Capacidad de carga axial	<p>A.6.6.5.1 – La capacidad última axial, Q_{ult}, de pilotes barrenados debe determinarse de acuerdo con la siguiente ecuación tanto para carga de compresión, como de tensión:</p> $Q_{ult} = Q_S + Q_T - W \text{ (compresión)}$ $Q_{ult} \leq 0,7Q_S + W \text{ (compresión)}$ <p>La carga admisible o de trabajo axial se determina así:</p> $Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{FS}$	<p>10.8.3.5 – Resistencia nominal de compresión axial de ejes perforados individuales – La resistencia mayorada de ejes perforados, R_R, se toma como:</p> $R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s$ <p>En la cual:</p> $R_p = q_p A_p$ $R_s = q_s A_s$ <p>Donde:</p> <p>R_p = Resistencia de punta nominal del eje (N) R_s = Resistencia lateral nominal del eje (N) φ_{qp} = factor de resistencia para la resistencia de punta especificada en la Tabla 10.5.5.2.4-1 φ_{qs} = factor de resistencia para la resistencia lateral especificada en la Tabla 10.5.5.2.4-1 q_p = unidad de resistencia de punta (MPa) q_s = unidad de resistencia lateral (MPa) A_p = área de la punta del eje (mm²) A_s = área de superficie lateral del eje (mm²)</p>
Resistencia lateral	6.6.5.1.1 – La resistencia última lateral bajo condiciones de carga no drenada de	10.8.3.5.1b – Resistencia lateral – La resistencia lateral de la unidad nominal, q_s , en

<p>en suelos cohesivos</p>	<p>pilotes en suelos cohesivos puede ser determinada de acuerdo con la siguiente formulación:</p> $Q_s = \pi B \sum_{i=1}^N \alpha_i S_{ui} \Delta z_i$ <p>La carga unitaria última de resistencia lateral transferida a cualquier f_{si} es igual al producto de α_i y S_{ui}. En la tabla A.6.11 se presentan los valores de α_i y los valores límites de f_{si} para los pilotes excavados en seco ya sea con o sin revestimiento.</p> <p>Dónde:</p> <p>α_i = factor de adhesión en función de la profundidad del intervalo i, adimensional (véase Numeral A.6.6.5.1.1)</p> <p>S_{ui} = incremento de la resistencia no drenada en función del intervalo i de profundidad, kg/cm² (véase Numeral A.6.6.5.1.1)</p> <p>B = diámetro del fuste, m (véase numeral A.6.6.3)</p> <p>Δz_i = incremento i de la longitud del pilote, m</p>	<p>MPa, para ejes en suelos cohesivos cargados bajo condiciones de carga sin drenaje por el Método-α debe tomarse como:</p> $q_s = \alpha S_u$ <p>En la cual:</p> $\alpha = 0,55 \text{ para } \frac{S_u}{P_a} \leq 1,5$ $\alpha = 0,55 - 0,1 \left(\frac{S_u}{P_a} - 1,5 \right) \text{ para } 1,5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2,5$ <p>Dónde:</p> <p>S_u = resistencia al corte sin drenaje (MPa)</p> <p>α = factor de adhesión (adimensional)</p> <p>P_a = presión atmosférica (0,101 MPa)</p>
<p>Resistencia lateral en suelos no cohesivos</p>	<p>6.6.5.1.2 – La resistencia última lateral de pilotes axialmente cargados construidos en suelos no cohesivos o analizados en condiciones de esfuerzos efectivos en un medio cohesivo en condiciones de carga drenada, se puede calcular usando la siguiente expresión</p> $Q_s = \pi B \sum_{i=1}^N \gamma'_i Z_i \Delta z_i \beta_i$	<p>10.8.3.5.2b – Resistencia lateral – La resistencia axial nominal de ejes perforados en suelos no cohesivos mediante el método β, debe tomarse como:</p> $q_s = \beta \sigma'_v \leq 0,19 \text{ para } 0,25 \leq \beta \leq 1,2$ <p>En el que, para suelos arenosos:</p> <p>Para $N_{60} \geq 15$:</p> $\beta = 1,5 - (7,7 \times 10^{-3} \sqrt{Z})$ <p>Para $N_{60} < 15$:</p> $\beta = \frac{N_{60}}{15} - (1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{Z})$ <p>Dónde:</p>

	<p>El valor de β_i puede determinarse usando la siguiente expresión:</p> $\beta_{p,j} = 1,5 - 0,135\sqrt{z_1} \quad 1,2 > \beta_{p,j} > 0,25$ <p>Dónde:</p> <p>γ'_i = peso unitario efectivo del suelo en el intervalo de profundidad i, t/m³</p> <p>β_i = factor de transferencia de carga en el intervalo de profundidad i, adimensional (véase Numeral A.6.6.5.1.2)</p> <p>B = diámetro del fuste, m (véase numeral A.6.6.3)</p> <p>Δz_i = incremento i de la longitud del pilote, m</p> <p>z_i = profundidad al punto medio del intervalo i, m (véase Numeral A.6.6.5.1.2)</p>	<p>σ'_v = tensión vertical efectiva en la capa de suelo a media profundidad (MPa)</p> <p>β = Coeficiente de transferencia de carga (adimensional)</p> <p>z = profundidad bajo tierra, en la capa de suelo a media profundidad (mm)</p> <p>N_{60} = promedio SPT conteo de golpes (corrección solo para la eficiencia martillo) en la zona de diseño bajo consideración (blows/300mm)</p>
Resistencia de punta en suelos cohesivos	<p>A.6.6.5.1.3 – La resistencia última de punta de pilotes barrenados cargados axialmente y construidos en suelos cohesivos sujetos a condiciones no drenadas, se puede determinar usando la siguiente expresión:</p> $Q_T = q_T A_t = N_c S_{ut} A_t$ <p>Los valores del factor de capacidad de soporte N_c pueden determinarse usando la siguiente expresión</p> $N_c = 6,0 \left[1 + 0,2 \left(\frac{D}{B_t} \right) \right]; N_c \leq 9$ <p>El valor de S_{ut} debe determinarse de ensayos de laboratorio o de campo sobre muestras inalteradas obtenidas dentro de una profundidad de $2B$ por debajo de la punta del pilote. Si el suelo dentro de la profundidad de $2B$ de la</p>	<p>10.8.3.5.1c – Resistencia de punta – Para ejes cargados axialmente en suelos cohesivos, la unidad de resistencia nominal de punta, q_p, por el método de tensión total según lo dispuesto en O'Neill y Reese (1999) debe tomarse como:</p> $q_p = N_c S_u \leq 4,0$ <p>En la cual:</p> $N_c = 6 \left[1 + 0,2 \left(\frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9$ <p>Dónde:</p> <p>D = diámetro del eje perforado (mm)</p> <p>Z = penetración del eje (mm)</p> <p>S_u = resistencia al corte sin drenaje (MPa)</p> <p>El valor de S_u debe determinarse a partir de los resultados de las pruebas in-situ y/o de las pruebas de laboratorio de muestras inalteradas obtenidos dentro de una</p>

	<p>punta es de consistencia blanda, el valor de N_c debe ser reducido a la tercera parte.</p>	<p>profundidad de 2,0 diámetros por debajo de la punta del eje. Si el suelo dentro de 2, diámetros de la punta tiene $S_u < 0,024M$, el valor de N_c; se debe multiplicar por 0,67</p>						
<p>Resistencia de punta en suelos no cohesivos</p>	<p>6.6.5.1.4 – La resistencia última de punta de pilotes cargados axialmente en suelos no cohesivos o para análisis bajo esfuerzos efectivos de pilotes en suelos cohesivos, puede estimarse usando la siguiente ecuación:</p> $Q_T = q_T A_t$ <p>El valor de q_T puede determinarse de ensayos de penetración estándar usando el valor de número de golpes sin corregir dentro de una profundidad de “b por debajo de la punta del pilote. En la tabla A.6.12 se presentan los valores de q_T.</p> <table border="1" data-bbox="386 1050 867 1331"> <thead> <tr> <th>Resistencia a la penetración estándar N (sin corregir)</th> <th>Valor de q_T (kg/cm²)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0-75</td> <td>0,58 N</td> </tr> <tr> <td>>75</td> <td>43,75</td> </tr> </tbody> </table> <p>Si $B > 1,3m$ (4,2 pies; 50 pulgadas) y los asentamientos del pilote no son evaluados, el valor de q_T debe reducirse al valor q_{TR} utilizando la siguiente expresión:</p> $q_{TR} = \frac{1,27q_T}{B_t}$ <p>Dónde: B_t = diámetro de la punta del pilote, m (véase Numeral A.6.6.3)</p>	Resistencia a la penetración estándar N (sin corregir)	Valor de q_T (kg/cm ²)	0-75	0,58 N	>75	43,75	<p>10.8.3.5.2c – La resistencia nominal de punta, q_p, en MPa, para ejes perforados en suelos no cohesivos por el método O’Neill y Reese (1999) debe tomarse como:</p> <p>Para $0,057N_{60} \leq 50$, $q_p = 1,2N_{60}$</p> <p>Dónde:</p> <p>N_{60} = promedio SPT conteo de golpes (corrección solo para la eficiencia martillo) en la zona de diseño bajo consideración (blows/300mm)</p> <p>El valor de q_p se debe limitar a 3,0 MPa, a menos que los valores mayores se puedan justificar por los datos de prueba de carga.</p> <p>Los suelos no cohesivos con conteo de golpes SPT-N_{60} superior a 50 se consideran como geomaterial intermedio (IGM) y la resistencia de punta, en MPa, tomada como:</p> $q_p = 0,59 \left[N_{60} \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right) \right]^{0,8} \sigma'_v$ <p>Dónde: P_a = presión atmosférica (0,101 MPa) σ'_v = tensión vertical efectiva en la capa de suelo a media profundidad (MPa)</p>
Resistencia a la penetración estándar N (sin corregir)	Valor de q_T (kg/cm ²)							
0-75	0,58 N							
>75	43,75							

<p>Resistencia en roca</p>	<p>6.6.5.3 – Capacidad de carga axial en roca - Los pilotes barrenados se empotran dentro de la roca para limitar el desplazamiento axial, incrementar la capacidad de carga y/o suministrar empotramiento para resistir la carga lateral. En la determinación de la capacidad de carga axial de pilotes empotrados en roca, se debe ignorar la resistencia lateral de los depósitos suprayacentes de suelo.</p> <p>En general, la resistencia lateral ocurre solamente por la carga de compresión axial sobre un pilote empotrado en roca hasta que se origine un asentamiento total del pilote del orden de 1,0 cm. A dicho desplazamiento, se moviliza la resistencia última lateral Q_{SR} y se origina un deslizamiento entre el concreto y la roca, que se traduce en que cualquier carga adicional se transfiere a la punta del pilote.</p> <p>A.6.6.5.3.1 – Resistencia lateral – La capacidad de resistencia última lateral (Q_{SR}), para pilotes empotrados en roca puede determinarse usando la siguiente expresión:</p> $Q_{SR} = \pi B_r D_r (0,144 q_{SR})$ <p>A.6.6.5.3.2 – Resistencia de punta – La evaluación de la resistencia última de punta (Q_{TR}) para pilotes empotrados en roca, debe considerar la influencia de las discontinuidades de la roca. Para estos casos puede determinarse usando la siguiente expresión:</p>	<p>10.8.3.5.4 – Los ejes perforados en roca sujetos a cargas de compresión se deben diseñar para soportar cargas mayoradas en:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Muro lateral de corte que comprende fricción superficial en la pared de la cavidad de roca • Extremo del apoyo sobre el material por debajo de la punta del eje perforado • Una combinación de ambos <p>10.8.3.5.4b – Resistencia lateral – Para ejes perforados en la roca, la resistencia lateral del eje, en MPa, se puede tomar como (Horvath y Kenney, 1979):</p> $q_s = 0,65 \alpha_E P_a (q_u / P_a)^{0,5} < 7,8 P_a (f'_c / P_a)^{0,5}$ <p>Dónde:</p> <p>q_u = resistencia a la compresión uniaxial de la roca (MPa)</p> <p>P_a = Presión atmosférica (0,101 MPa)</p> <p>α_E = Factor de reducción para tener en cuenta para la unión en la roca, tomado de la tabla 10.8.3.5.4b-1.</p> <p>f'_c = resistencia a la compresión del concreto (MPa)</p> <p>10.8.3.5.4c – Resistencia de punta – El apoyo extremo para ejes perforados en la roca se puede tomar así:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Si la roca por debajo de la base del eje perforado hasta una profundidad de 2,0B es intacta o fuertemente articulada, es decir, no hay material compresible o hendiduras llenas de uniones y la profundidad de la
----------------------------	--	---

	$Q_{TR} = N_{ms} C_0 A_t$ <p>Los valores de C_0 deben determinarse preferiblemente de ensayos de laboratorio sobre núcleos de roca obtenidos dentro de una profundidad de 2B por debajo de la base de la cimentación. Si el estrato de roca dentro de ese intervalo varía en resistencia, para la determinación de Q_{TR} se debe tener en cuenta la roca de menor capacidad.</p>	<p>cavidad es mayor que 1,5B (O'Neill y Reese, 1999)</p> $q_p = 2,5q_u$ <ul style="list-style-type: none"> Si la roca por debajo de la base del eje hasta una profundidad de 2,0B es articulada, las juntas tienen una orientación aleatoria, y la condición de las articulaciones puede ser evaluada como: $q_p = \left[\sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + s)} \right] q_u$ <p>s, m = parámetros de masa de roca fracturada y se especifican en la tabla 10.4.6.4-4.</p> <p>q_u = resistencia a la compresión uniaxial de la roca (MPa)</p>
Acción de grupo	<p>6.6.5.2.4 – La evaluación de la capacidad de grupo de pilotes asume que los efectos de la fricción negativa en case de ocurrir son despreciables.</p> <p>A.6.6.5.2.4.1 – Suelos cohesivos – La evaluación de la capacidad de grupo de pilotes en suelo cohesivo debe considerar la presencia y el contacto de un cabezal con la superficie del terreno y el espaciamiento entre pilotes existentes.</p> <p>Quit para un grupo de pilotes con un cabezal en contacto firme con el terreno, puede determinarse como el menor de:</p> <ol style="list-style-type: none"> (1) la suma de las capacidades individuales de cada pilote en el grupo o (2) la capacidad de una pila equivalente definida por el perímetro del área del 	<p>10.8.3.6 – La reducción de la resistencia de los efectos de grupo se debe evaluar</p> <p>10.8.3.6.2 – Suelos cohesivos – Lo dispuesto en el artículo 10.7.3.9 será de aplicación.</p> <p>El factor de resistencia para la resistencia de grupo de un muelle equivalente o falla de bloque proporcionado en la tabla 10.5.5.2.4-1 de la norma CCP-14 se aplica cuando la tapa está, o no está, en contacto con el suelo.</p> <p>Los factores de resistencia para la resistencia de grupo calculado utilizando la suma de las resistencias individuales de ejes perforados son los mismos que las resistencias de eje único perforado</p> <p>10.8.3.6.3 – Suelos no cohesivos – la resistencia individual nominal de cada eje en un grupo debe ser reducida mediante la</p>

	<p>grupo. Para el caso (2), la resistencia al corte de suelo no debe reducirse por ningún factor para determinar Q_s, que es una componente de Q_{ult}; adicionalmente, para determinar Q_T, componente de Q_{ult}, se debe utilizar el área total de la base de la pila equivalente sin tener en cuenta la capacidad adicional del cabezal.</p> <p>Si el cabezal no está en contacto firme con la superficie del terreno o si el suelo superficialmente es suelto o blando, la capacidad individual de cada pilote debe reducirse a ζ veces Q_T para un pilote aislado, donde $\zeta = 0,67$ para un espaciamiento de $3B$ centro a centro y $\zeta = 1$ para un espaciamiento centro a centro de $6B$. Para espaciamientos intermedios, el valor de ζ puede determinarse por interpolación lineal. En tales casos, la capacidad de grupo puede entonces determinarse como la menor de (1) la suma de las capacidades individuales modificadas de cada pilote en el grupo o (2) la capacidad de una pila equivalente, tal como se anotó anteriormente.</p> <p>A.6.6.5.2.4.2 – Suelos no cohesivos – La evaluación de capacidad de grupo de pilotes en suelos no cohesivos debe tener en cuenta el espaciamiento entre pilotes adyacentes. Independientemente del contacto del cabezal con el terreno, la capacidad individual de cada pilote debe reducirse a ζ veces Q_T de un pilote aislado, donde $\zeta = 0,67$ para un</p>	<p>aplicación de un factor de ajuste η tomado como se muestra en la Tabla 10.8.3.6.3-1 de la normal CCP-14.</p> <p>Para separaciones intermedias, el valor de η puede determinarse por interpolación lineal.</p> <table border="1" data-bbox="899 506 1430 1829"> <thead> <tr> <th>Configuración del grupo de ejes</th> <th>Espaciamiento del eje de centro a centro</th> <th>Condiciones especiales</th> <th>Factor de reducción para efectos de grupo, η</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">Fila única</td> <td>2D</td> <td></td> <td>0,9</td> </tr> <tr> <td>3D o más</td> <td></td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td rowspan="3">Fila múltiple</td> <td>2,5D</td> <td></td> <td>0,67</td> </tr> <tr> <td>3D</td> <td></td> <td>0,8</td> </tr> <tr> <td>4D o más</td> <td></td> <td>1,0</td> </tr> <tr> <td>Filas múltiples y únicas</td> <td>2D o más</td> <td>Tapa de grupo de ejes en íntimo contacto con el suelo y que consiste en suelo medio denso, y no se prevé socavación por debajo del eje.</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>Filas múltiples y únicas</td> <td>2D o más</td> <td>La lechada de presión se utiliza a lo largo de los lados del eje para restaurar pérdidas laterales de tensión causadas por la instalación del eje, y a la punta del eje es presionada con lechada</td> <td>1,0</td> </tr> </tbody> </table>	Configuración del grupo de ejes	Espaciamiento del eje de centro a centro	Condiciones especiales	Factor de reducción para efectos de grupo, η	Fila única	2D		0,9	3D o más		1,0	Fila múltiple	2,5D		0,67	3D		0,8	4D o más		1,0	Filas múltiples y únicas	2D o más	Tapa de grupo de ejes en íntimo contacto con el suelo y que consiste en suelo medio denso, y no se prevé socavación por debajo del eje.	1	Filas múltiples y únicas	2D o más	La lechada de presión se utiliza a lo largo de los lados del eje para restaurar pérdidas laterales de tensión causadas por la instalación del eje, y a la punta del eje es presionada con lechada	1,0
Configuración del grupo de ejes	Espaciamiento del eje de centro a centro	Condiciones especiales	Factor de reducción para efectos de grupo, η																												
Fila única	2D		0,9																												
	3D o más		1,0																												
Fila múltiple	2,5D		0,67																												
	3D		0,8																												
	4D o más		1,0																												
Filas múltiples y únicas	2D o más	Tapa de grupo de ejes en íntimo contacto con el suelo y que consiste en suelo medio denso, y no se prevé socavación por debajo del eje.	1																												
Filas múltiples y únicas	2D o más	La lechada de presión se utiliza a lo largo de los lados del eje para restaurar pérdidas laterales de tensión causadas por la instalación del eje, y a la punta del eje es presionada con lechada	1,0																												

	<p>espaciamiento centro a centro de $3B$ y $\zeta = 1$ para un espaciamiento de $8B$. Para espaciamientos intermedios el valor de ζ puede determinarse por interpolación lineal. La capacidad del grupo puede determinarse como la menor de (1) la suma de capacidad individual modificada de cada pilote en el grupo o (2) la capacidad de una pila equivalente circunscrita en el grupo, incluyendo la resistencia sobre la totalidad del área perimetral y de la base.</p>	
Deformación	<p>6.6.5.5 – El asentamiento de pilotes cargados axialmente a los valores de trabajo o admisibles, deben evaluarse usando métodos de análisis elásticos o de transferencia de carga. En la mayoría de los casos, los análisis elásticos son aplicables para diseño, con tal que los niveles de esfuerzos en el pilote en relación con Q_{ult} sean moderados. Donde los niveles de esfuerzo sean altos, se deben utilizar los métodos de transferencia de carga.</p> <p>A.6.6.5.5.1.1 – Suelos cohesivos – el asentamiento a corto plazo de pilotes en suelos cohesivos puede</p>	<p>10.8.2.2 – El asentamiento de una cimentación de eje perforado la se utiliza los ejes perforados individuales o grupos de ejes perforados no deben superar los criterios del movimiento seleccionados de conformidad con el artículo 10.5.2.1.</p> <p>10.8.2.2.2 – Asentamiento de un solo eje perforado – El asentamiento de ejes perforados individuales se estimará teniendo en cuenta:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Asentamiento de corto plazo • Asentamiento de consolidación si se construye en suelos cohesivos • Compresión axial del eje <p>Las curvas normalizadas de asentamiento de carga que se muestran en las figuras de 10.8.2.2.2-1 a 10.8.2.2.2-4 deben utilizarse para limitar la resistencia del eje axial nominal calculada como se especifica para el estado límite de resistencia en el artículo 10.8.3.</p> <p>10.8.2.2.4 – Asentamiento de grupo – Se aplican las disposiciones del artículo 10.7.2.3.</p>

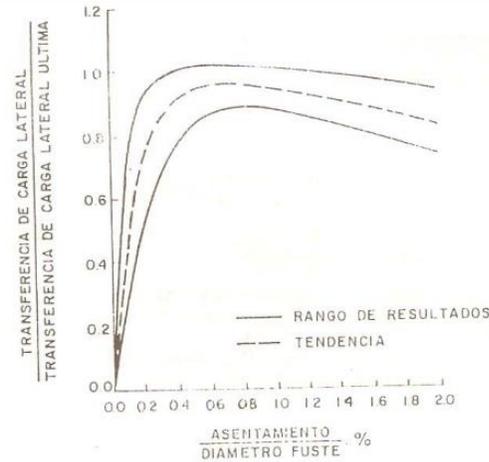


Figura 19

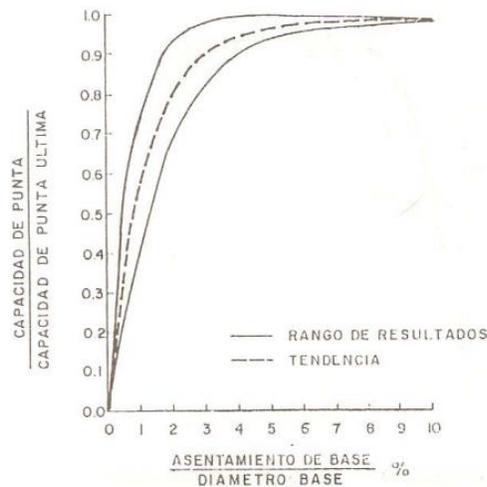


Figura 20

El asentamiento determinado mediante la figura 19 incorpora los efectos de acortamiento elástico del pilote, con tal de que este tenga una longitud normal (es decir, $D < 30$ m; 100 pies). Para pilotes más largos, los efectos de acortamiento plástico pueden determinarse usando la siguiente expresión:

$$\rho_c = \frac{PD}{AE_c}$$

El efecto sobre grupo de ejes debe ser considerado para grupos de 2 o más ejes.

10.7.2.3 – Analogía equivalente de zapatas – Para efectos del cálculo de los asentamientos de grupos de pilotes, las cargas se debe asumir para actuar en una zapata equivalente basado en la profundidad de empotramiento de los pilotes en la capa que proporciona soporte como se muestra en las figuras 10.7.2.3.1-2 y 10.7.2.3.1-1 de la Norma CCP-14.

El asentamiento del grupo de pilotes se evalúa por cimentaciones pilotadas en suelos cohesivos, suelos que incluyan capas cohesivas, y pilotes en suelos granulares flojos.

10.7.2.3.2 – Grupo de pilotes en suelos no cohesivos – Los procedimientos de estimación de asentamiento en cimentaciones superficiales se utilizan para estimar el asentamiento de un grupo de pilotes, utilizando la ubicación de la zapata equivalente especificada en la Figura 10.7.2.3-1.1 o la Figura 10.7.2.3.1-2 de la CCP-14.

El asentamiento de grupos de pilotes en suelos no cohesivos se puede tomar como:

Usando SPT:

$$\rho = \frac{30qI\sqrt{B}}{N_{160}}$$

Usando CPT:

$$\rho = \frac{qB_1}{24q_c}$$

A.6.6.5.5.1.2 – Suelos no cohesivos – El asentamiento a corto plazo de pilotes en suelos no cohesivos puede evaluarse usando las Figuras 21 y 22 de la Norma CCP-95. Las curvas en dichas gráficas indican la proporción de la resistencia lateral última QS y de punta última QT movilizadas a diferentes magnitudes de asentamiento. La carga axial total sobre el pilote (Q) es igual a la suma de la resistencia lateral QS y la resistencia de punta QT movilizadas. El acortamiento elástico del pilote puede estimarse usando la siguiente ecuación:

$$\rho_s = \frac{PD}{AE_c}$$

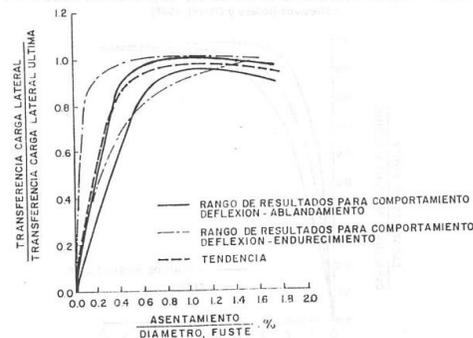


Figura 21

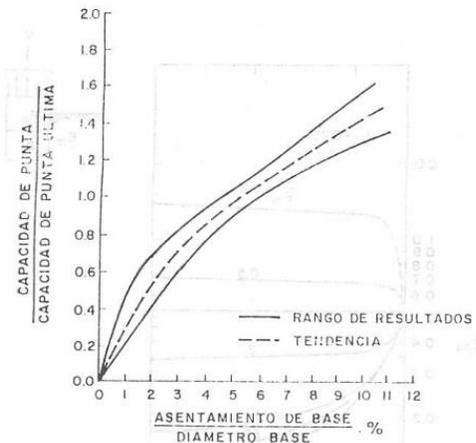


Figura 22

En el cual: $I = 1 - 0,125 \frac{D'}{B} \geq 0,5$

Dónde:

ρ = asentamiento del grupo de pilotes (mm)

q = presión neta de la cimentación aplicada a $2D_b/3$, como se muestra en la Figura 10.7.2.3.1-1: esta presión es igual a la carga aplicada en la parte superior del grupo dividida por el área de la zapata equivalente y no incluye el peso de los pilotes o el suelo entre los pilotes (MPa)

B = ancho o dimensión más pequeña de grupo de pilotes (mm)

I = dfactor de influencia del empotramiento de grupo efectivo (adimensional)

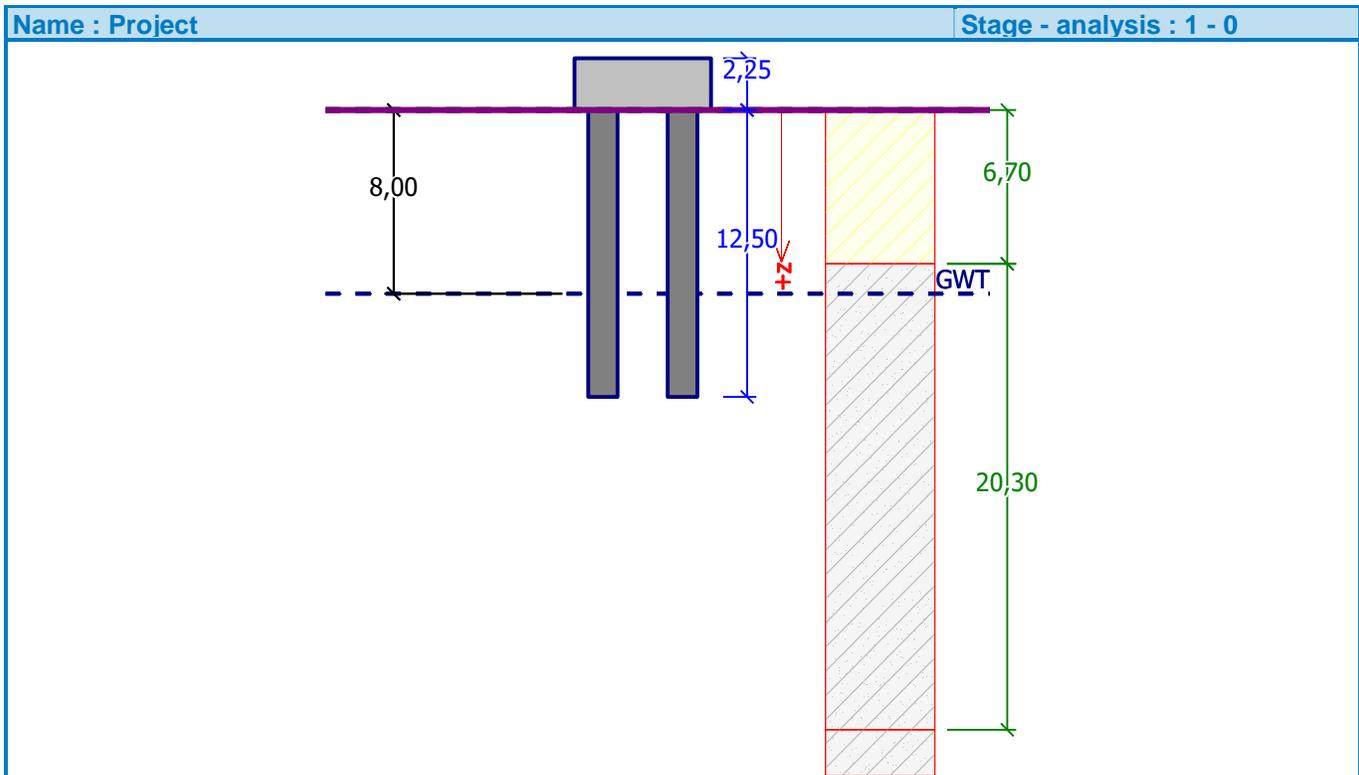
D' = profundidad efectiva tomada como $2D_b/3$ (mm)

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Predimensionamiento Puente Conejo CCP95
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 17/05/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³



Settings

Configuración para la norma CCP-95

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

Pile group

Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _{cp} =	2,00 [-]

Soil parameters

Depósito Coluvial - Aluvial

Unit weight : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Deformation modulus : $E_{\text{def}} = 10,00 \text{ MPa}$
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$

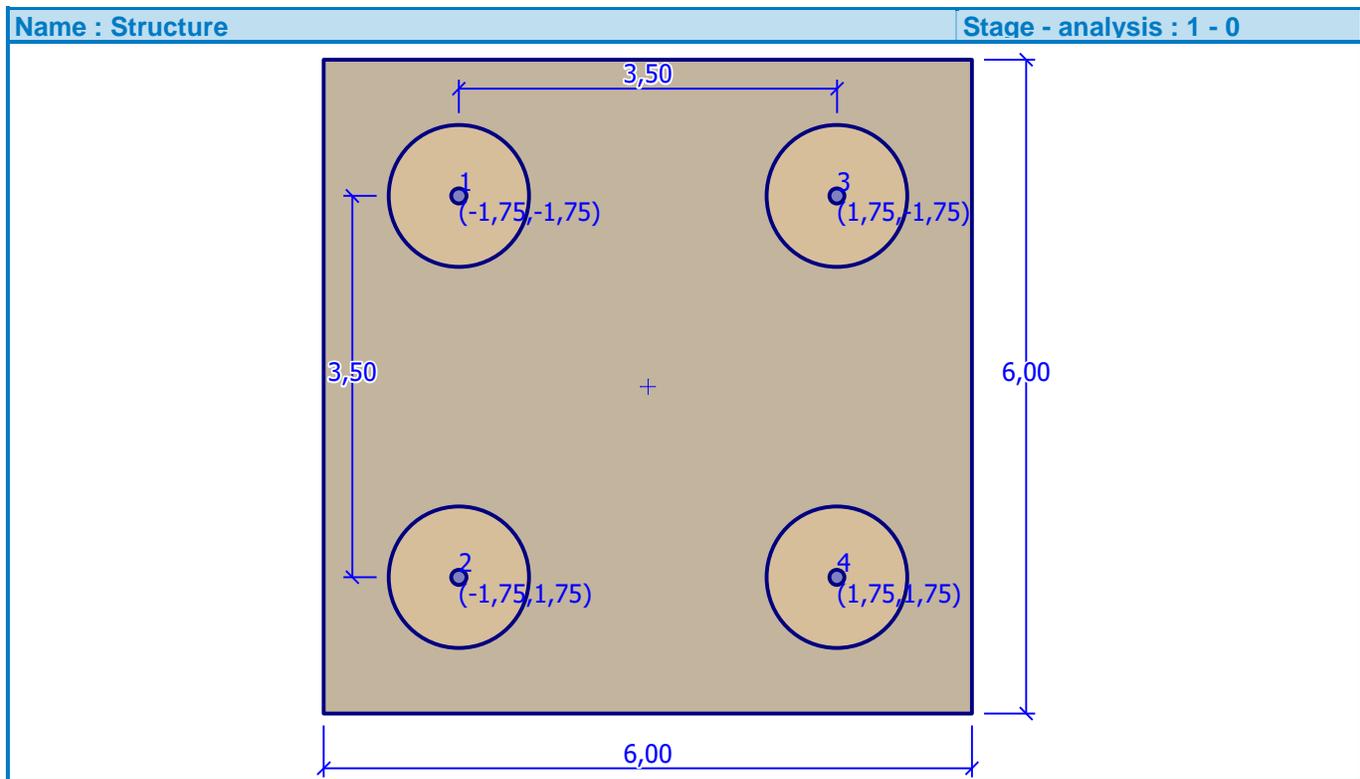
Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 1,00$

Suelo Residual

Unit weight : $\gamma = 18,00 \text{ kN/m}^3$
 Oedometric modulus : $E_{\text{oed}} = 13,00 \text{ MPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{\text{sat}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 1,00$

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00 \text{ m}$
 $b_y = 6,00 \text{ m}$
 Pile diameter $d = 1,30 \text{ m}$
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,50 \text{ m}$
 $s_y = 3,50 \text{ m}$

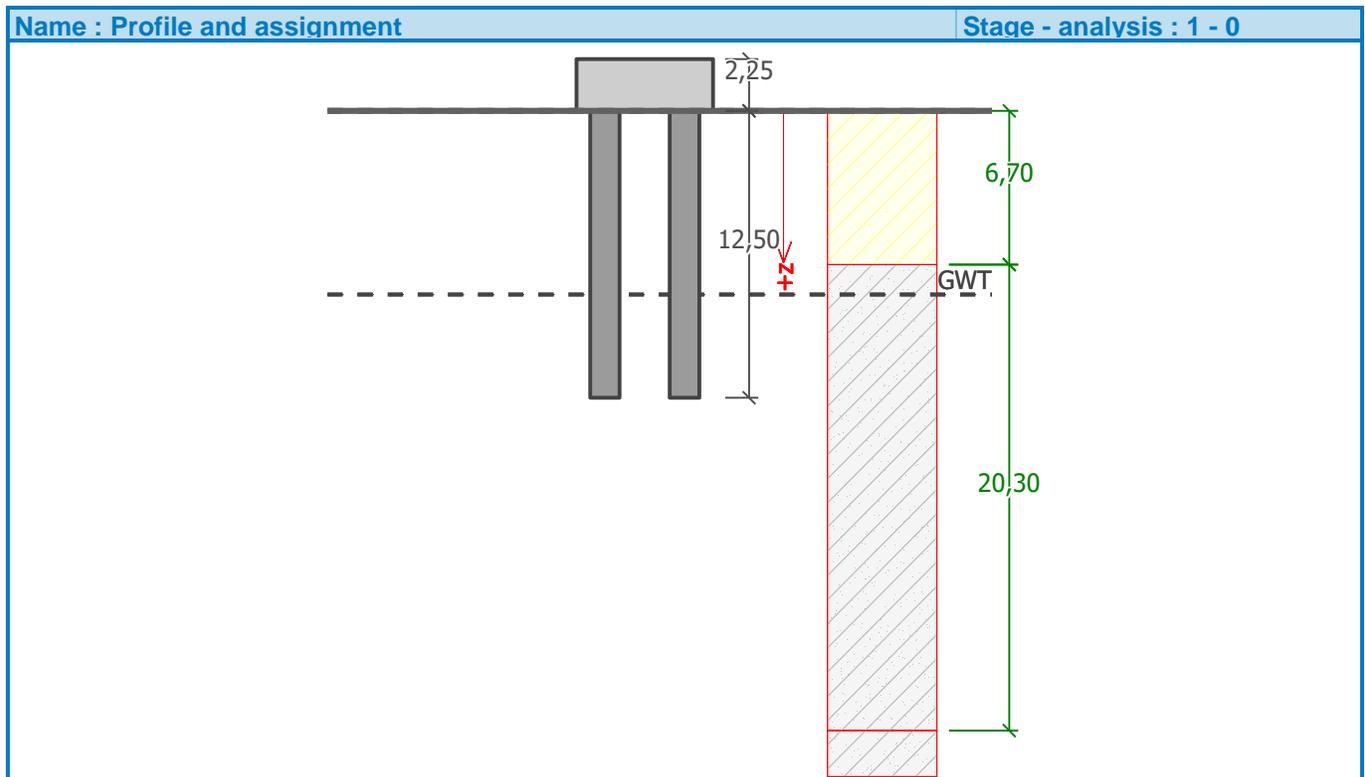


Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00 \text{ m}$
 Pile head offset $h = 0,00 \text{ m}$
 Thickness of pile cap $t = 2,25 \text{ m}$
 Length of piles $l = 12,50 \text{ m}$

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósito Coluvial - Aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	

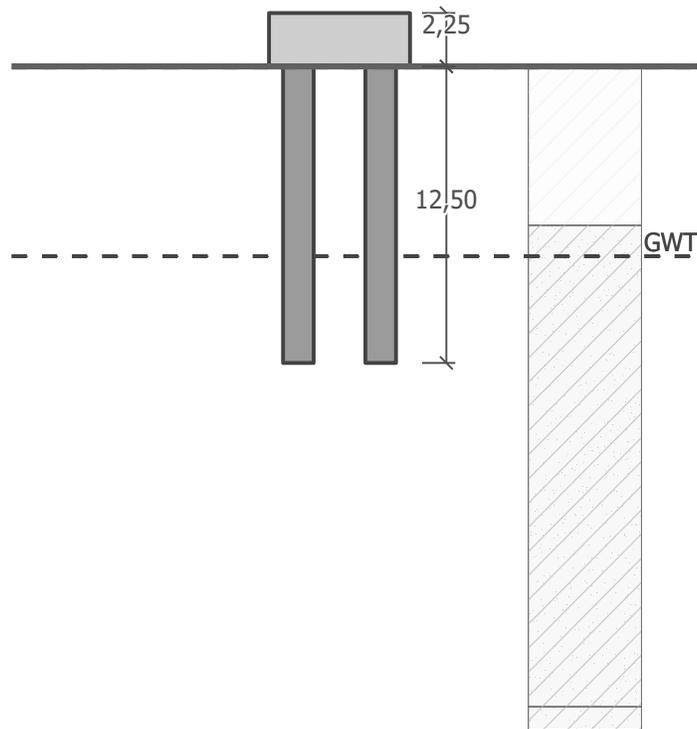


Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Grupo I CCP 95	Design	13158,69	1573,00	4535,00	82,00	178,00	41,00

Name : Applied forces

Stage - analysis : 1 - 0



Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Analysis of bearing capacity - input data

Analysis carried out for the load case No. 1. (Grupo I CCP 95)

Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity $R_s = 5420,27$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 7559,97$ kN

Vertical bearing capacity of single pile $R_c = 12980,24$ kN

Efficiency of pile group $\eta_g = 0,65$

Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 33748,62$ kN

Maximum vertical force $V_d = 16695,48$ kN

Safety factor = 2,02 > 2,00

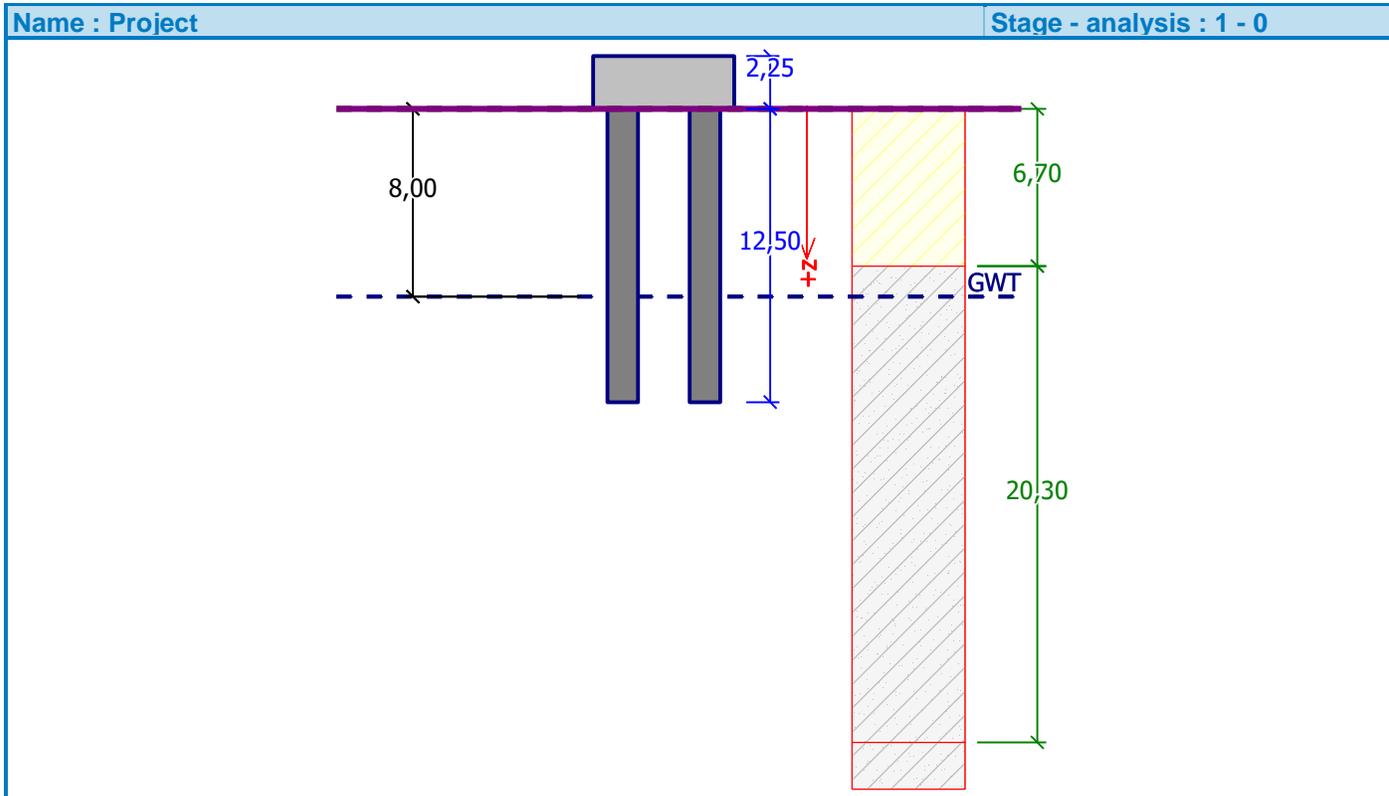
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Predimensionamiento Puente Conejo NSR-10
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 17/05/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³



Settings

Configuración para la norma CCP-95

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

Pile group

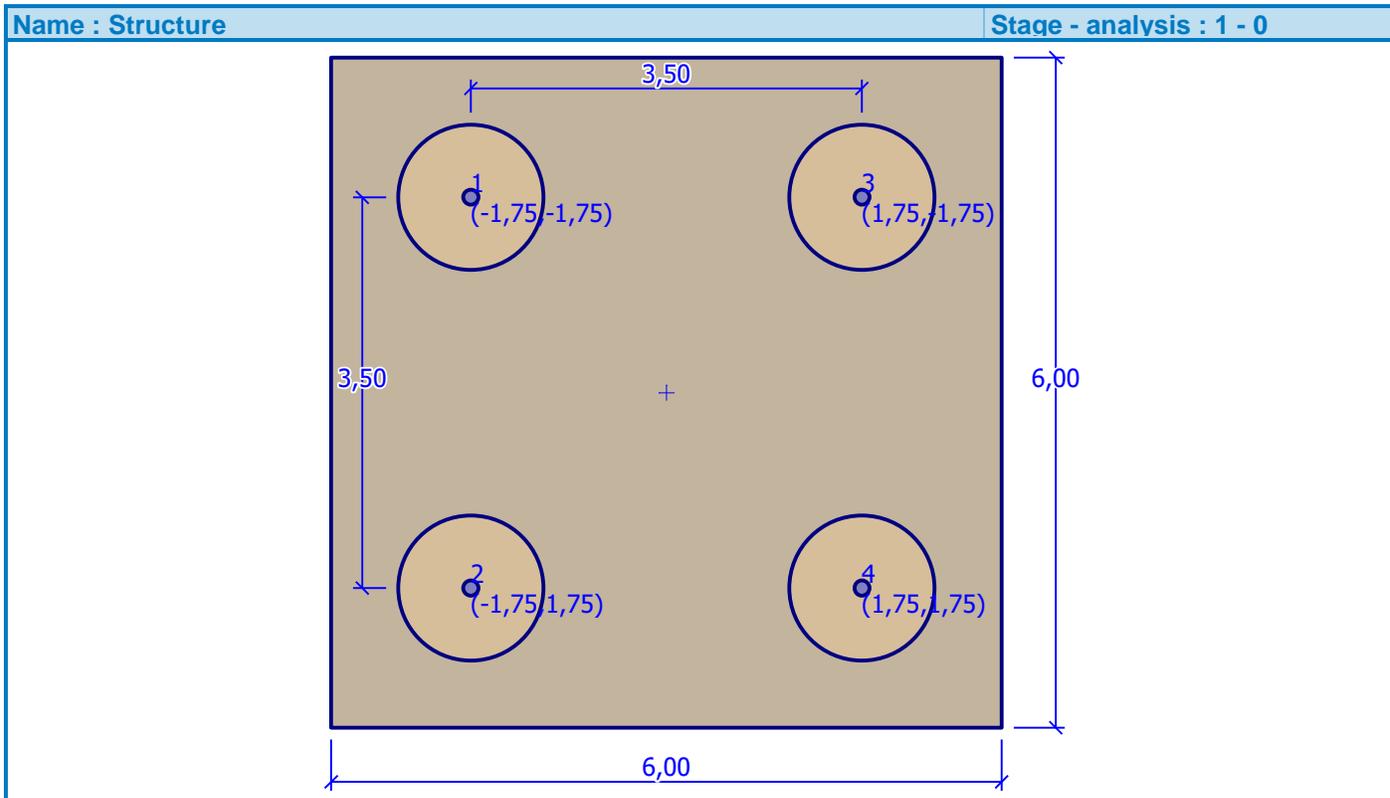
Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _{cp} =	2,00 [-]

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00$ m

$b_y = 6,00$ m
 Pile diameter $d = 1,30$ m
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,50$ m
 $s_y = 3,50$ m



Geometry

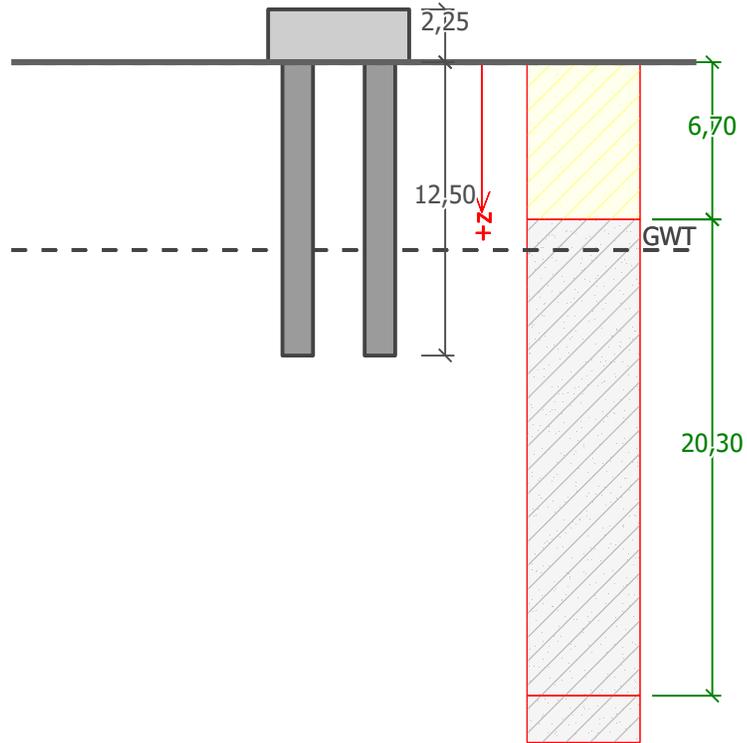
Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
 Pile head offset $h = 0,00$ m
 Thickness of pile cap $t = 2,25$ m
 Length of piles $l = 12,50$ m

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósito coluvial-aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	

Name : Profile and assignment

Stage - analysis : 1 - 0

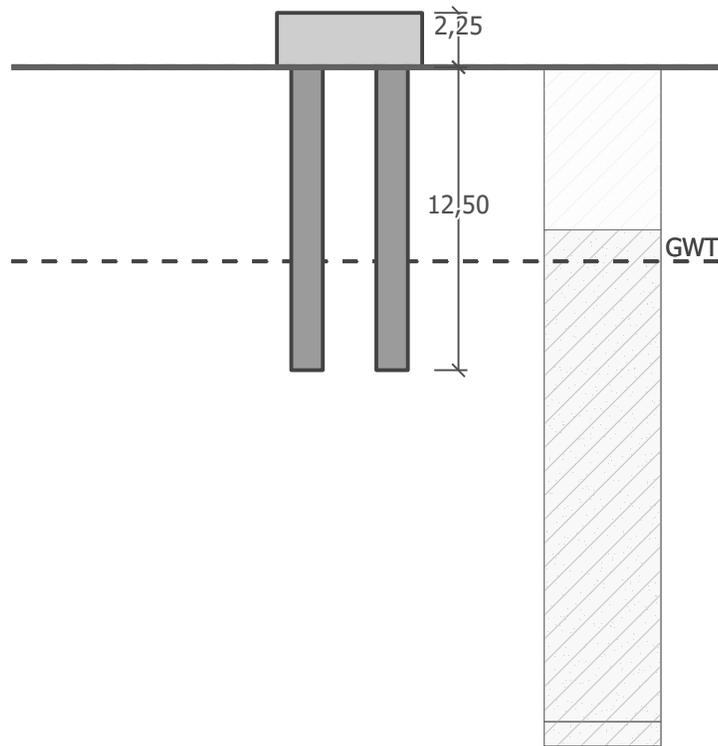


Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Grupo I NSR-10	Design	13158,69	1573,00	4535,00	82,00	178,00	481,00

Name : Applied forces

Stage - analysis : 1 - 0



Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Analysis of bearing capacity - input data

Analysis carried out with an automatic selection of the most unfavorable load cases.

Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity $R_s = 5420,27$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 7559,97$ kN

Vertical bearing capacity of single pile $R_c = 12980,24$ kN

Efficiency of pile group $\eta_g = 0,65$

Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 33748,62$ kN

Maximum vertical force $V_d = 16695,48$ kN

Safety factor = $2,02 > 2,00$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Predimensionamiento Puente Conejo CCP-14
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 27/03/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³

Settings

Configuración para la norma CCP-14

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Pile group

Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Limit states (LSD)

Reduction coeff. of soil parameters			
Permanent design situation			
Reduction coeff. of internal friction :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Reduction coeff. of cohesion :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Coefficient of unit weight :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]
Reduction coeff. of bearing capacity			
Permanent design situation			
Reduction coeff. of shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,82	[-]
Reduction coeff. of base resistance :	$\gamma_b =$	2,00	[-]
Reduction coeff. of total resistance :	$\gamma_t =$	1,00	[-]

Soil parameters

Depósito coluvial-aluvial

Unit weight : $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Deformation modulus : $E_{def} = 10,00$ MPa
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 1,00$

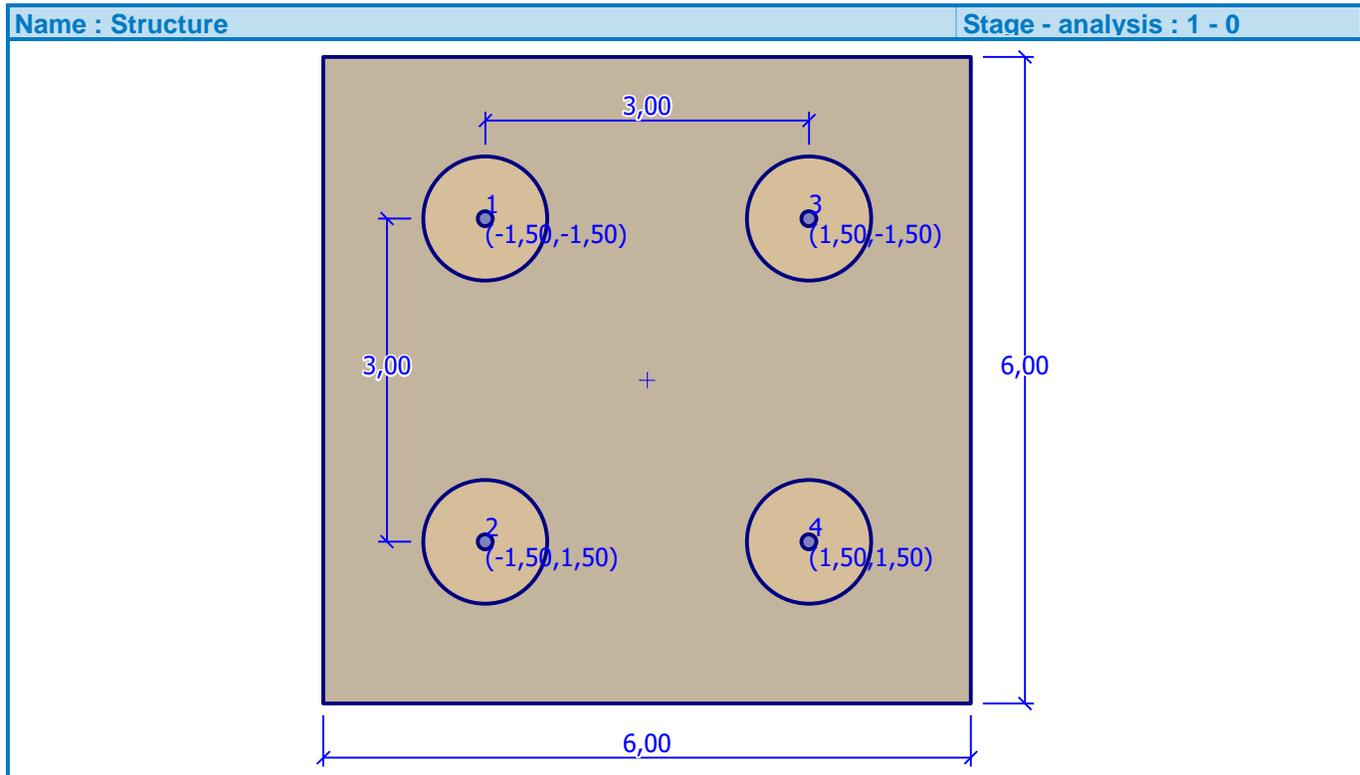
Suelo Residual

Unit weight : $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 13,00$ MPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 0,93$

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00$ m
 $b_y = 6,00$ m

Pile diameter $d = 1,15$ m
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,00$ m
 $s_y = 3,00$ m



Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
 Pile head offset $h = 0,00$ m
 Thickness of pile cap $t = 2,05$ m
 Length of piles $l = 11,50$ m

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24,00$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 20,00$ MPa

Tensile strength $f_{ctm} = 2,20$ MPa

Elasticity modulus $E_{cm} = 30000,00$ MPa

Shear modulus $G = 12500,00$ MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500,00$ MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósito coluvial-aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Evento Sismico I SX + 0,3 SY LL	Design	10558,00	9380,00	19158,00	1783,00	1214,00	734,00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Analysis of bearing capacity - input data

Analysis carried out with an automatic selection of the most unfavorable load cases.

Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity $R_s = 2165,17$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 2799,24$ kN

Vertical bearing capacity of single pile $R_c = 4964,41$ kN

Efficiency of pile group $\eta_g = 0,70$

Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 13900,35$ kN

Maximum vertical force $V_d = 13475,91$ kN

$R_g = 13900,35$ kN > $13475,91$ kN = V_d

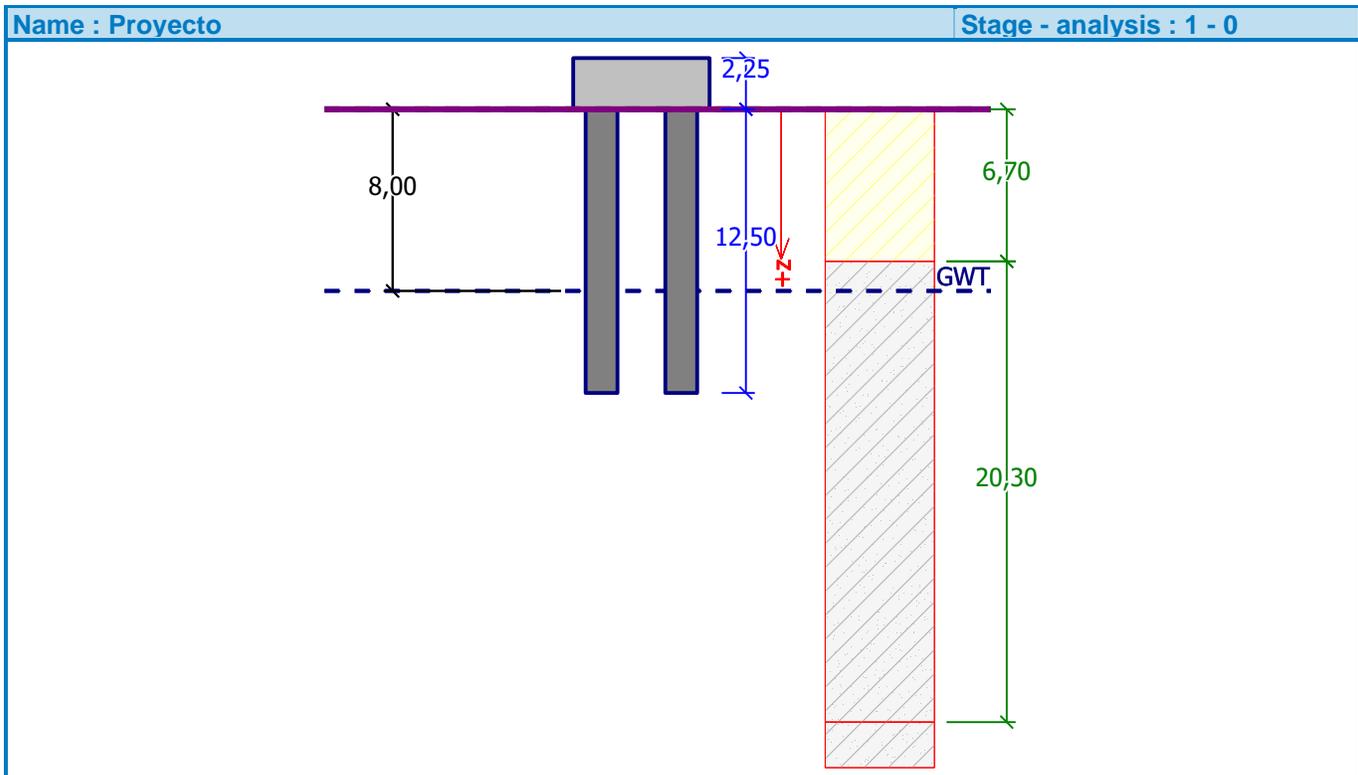
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Diseño Final Puente Conejo CCP-95
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 17/05/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³



Settings

Configuración para la norma CCP-95

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

Pile group

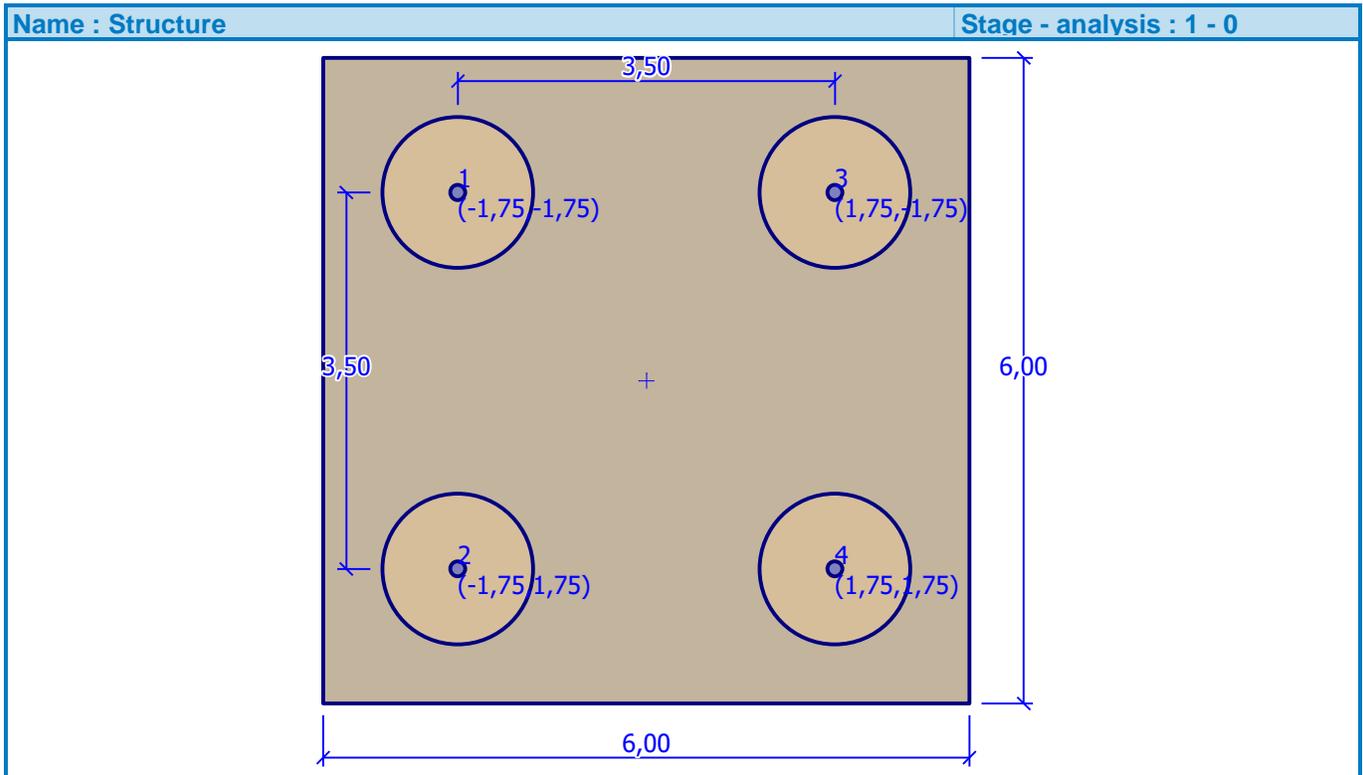
Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _{cp} =	2,00 [-]

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00$ m
 $b_y = 6,00$ m

Pile diameter $d = 1,40$ m
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,50$ m
 $s_y = 3,50$ m



Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
 Pile head offset $h = 0,00$ m
 Thickness of pile cap $t = 2,25$ m
 Length of piles $l = 12,50$ m

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósitos coluvial-aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Grupo I CCP 95	Design	13158,69	5523,67	16936,80	1739,09	854,21	97,11

Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1**Analysis of bearing capacity - input data**

Analysis carried out for the load case No. 1. (Grupo I CCP 95)

Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity $R_s = 5837,22$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 8767,77$ kN

Vertical bearing capacity of single pile $R_c = 14604,99$ kN

Efficiency of pile group $\eta_g = 0,61$

Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 35636,17$ kN

Maximum vertical force $V_d = 16949,95$ kN

Safety factor = $2,10 > 2,00$

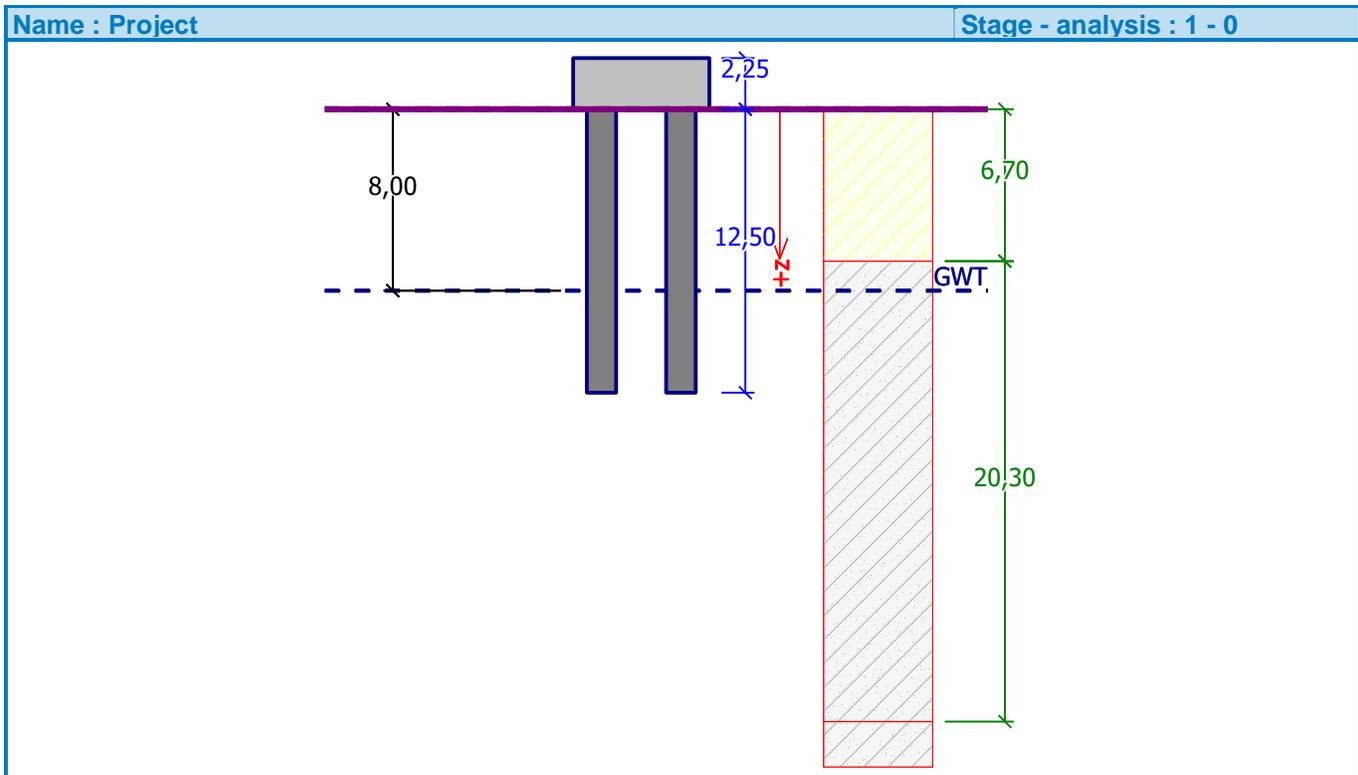
Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Diseño Final Puente Conejo NSR-10
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 17/05/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³



Settings

Configuración para la norma CCP-95

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11

Pile group

Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _{cp} =	2,00 [-]

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00$ m
 $b_y = 6,00$ m

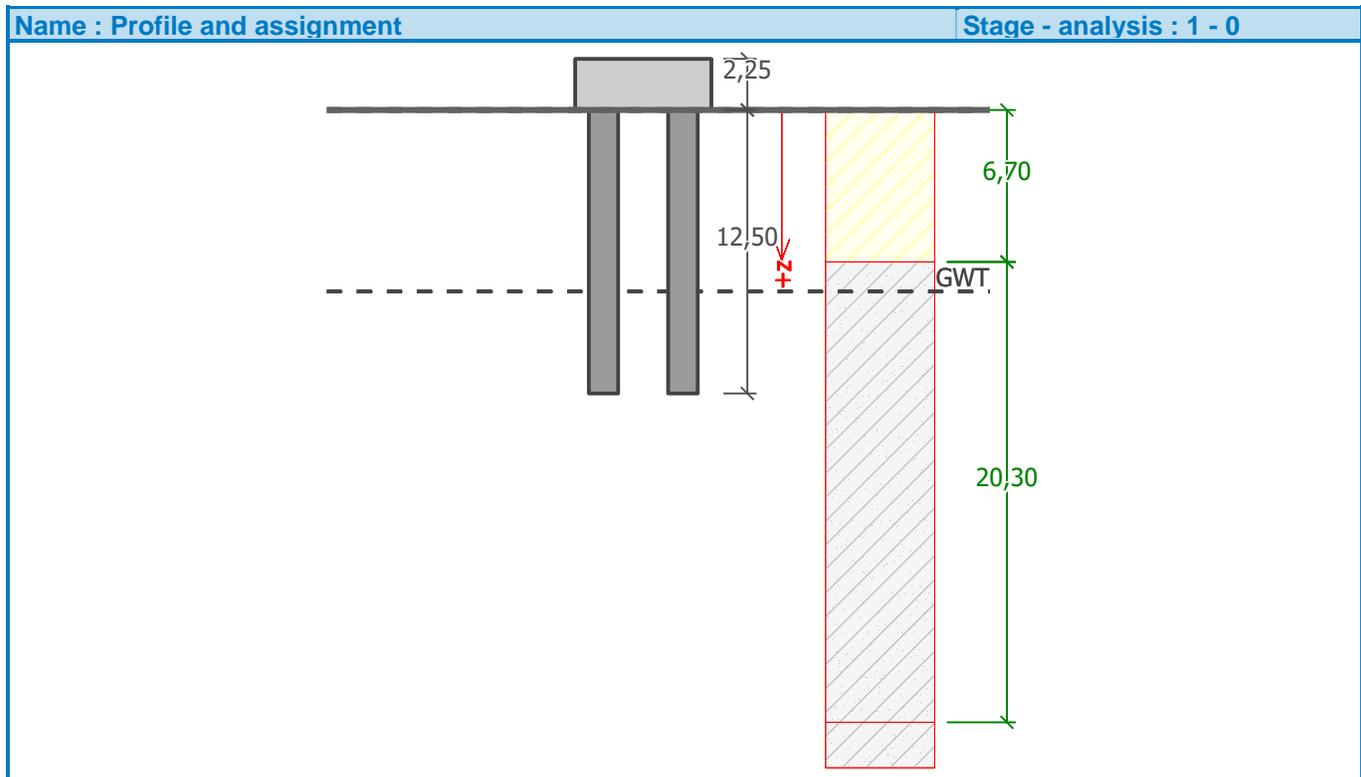
Pile diameter $d = 1,30$ m
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,50$ m
 $s_y = 3,50$ m

Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
 Pile head offset $h = 0,00$ m
 Thickness of pile cap $t = 2,25$ m
 Length of piles $l = 12,50$ m

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósito coluvial-aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	



Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Grupo I NSR-10	Design	13158,69	1573,00	4535,00	82,00	178,00	481,00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution

Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Analysis of bearing capacity - input data

Analysis carried out for the load case No. 1. (Grupo I NSR-10)

Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity $R_s = 5420,27$ kN

Pile base bearing capacity $R_b = 7559,97$ kN

Vertical bearing capacity of single pile $R_c = 12980,24$ kN

Efficiency of pile group $\eta_g = 0,65$

Vertical bearing capacity of pile group $R_g = 33748,62$ kN

Maximum vertical force $V_d = 16695,48$ kN

Safety factor = $2,02 > 2,00$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

Verification of pile group

Input data

Project

Task : Diseño Final Puente Conejo CCP-14
 Author : Diego Alejandro Balcázar y Juan Sebastián Fernández
 Date : 27/03/2016
 Project ID : 001
 Unit weight of water is considered : 9,81 kN/m³

Settings

Configuración para la norma CCP-14

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard

Pile group

Analysis for drained conditions : Effective stress
 Efficiency of pile group : input efficiency
 Verification methodology : Limit states (LSD)

Reduction coeff. of soil parameters			
Permanent design situation			
Reduction coeff. of internal friction :	$\gamma_{m\phi} =$	1,00	[-]
Reduction coeff. of cohesion :	$\gamma_{mc} =$	1,00	[-]
Coefficient of unit weight :	$\gamma_{m\gamma} =$	1,00	[-]

Reduction coeff. of bearing capacity			
Permanent design situation			
Reduction coeff. of shaft resistance :	$\gamma_s =$	1,82	[-]
Reduction coeff. of base resistance :	$\gamma_b =$	2,00	[-]
Reduction coeff. of total resistance :	$\gamma_t =$	1,00	[-]

Soil parameters

Depósito coluvial-aluvial

Unit weight : $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Deformation modulus : $E_{def} = 10,00$ MPa
 Poisson's ratio : $\nu = 0,35$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 1,00$

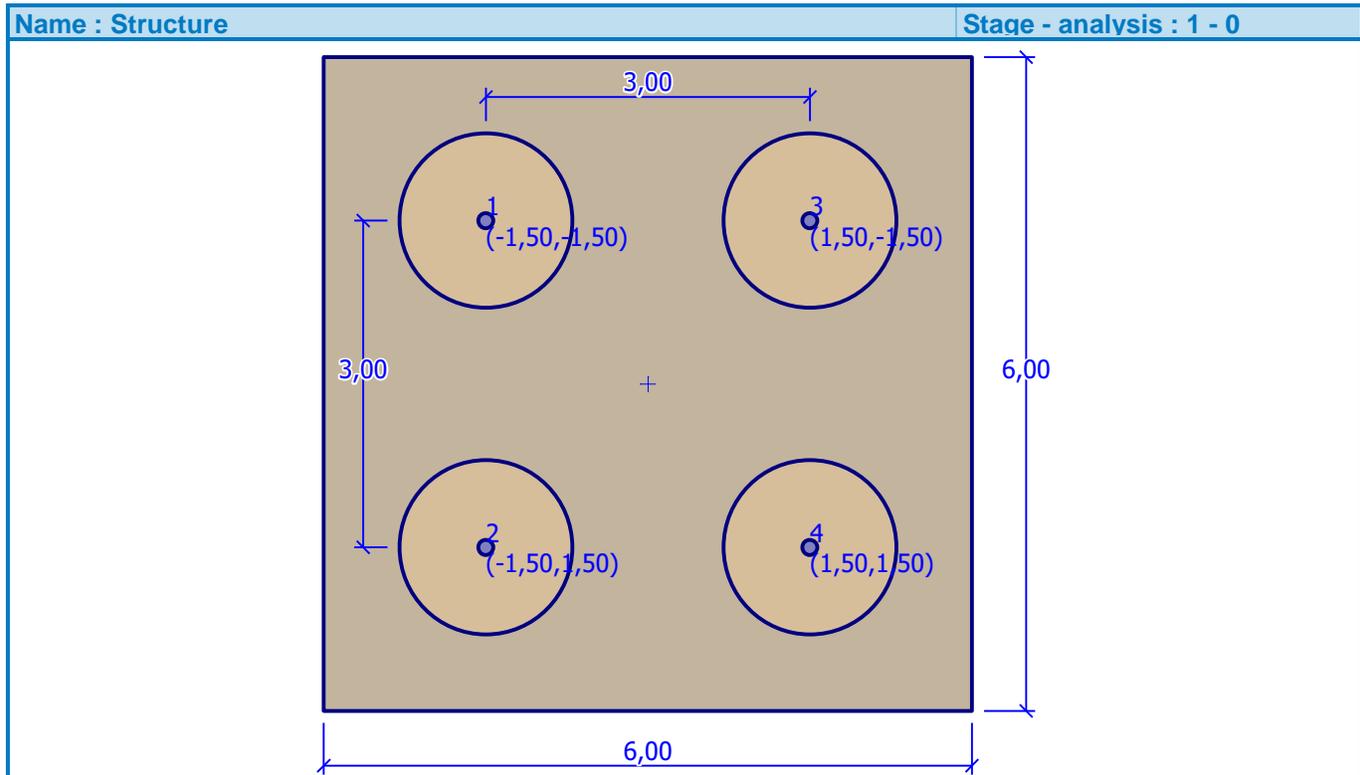
Suelo Residual

Unit weight : $\gamma = 18,00$ kN/m³
 Oedometric modulus : $E_{oed} = 13,00$ MPa
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 20,00$ kN/m³
 Bearing capacity coefficient : $\beta_p = 0,93$

Construction

Width of pile cap $b_x = 6,00$ m
 $b_y = 6,00$ m

Pile diameter $d = 1,60$ m
 Number of piles $n_x = 2$
 $n_y = 2$
 Spacing of piles $s_x = 3,00$ m
 $s_y = 3,00$ m



Geometry

Depth from ground surface $h_z = 0,00$ m
 Pile head offset $h = 0,00$ m
 Thickness of pile cap $t = 2,05$ m
 Length of piles $l = 11,50$ m

Material of structure

Unit weight $\gamma = 24,00$ kN/m³

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).

Concrete : C 20/25

Cylinder compressive strength	$f_{ck} = 20,00$ MPa
Tensile strength	$f_{ctm} = 2,20$ MPa
Elasticity modulus	$E_{cm} = 30000,00$ MPa
Shear modulus	$G = 12500,00$ MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength	$f_{yk} = 500,00$ MPa
----------------	-----------------------

Geological profile and assigned soils

No.	Layer [m]	Assigned soil	Pattern
1	6,70	Depósito coluvial-aluvial	
2	20,30	Suelo Residual	
3	-	Suelo Residual	

Load

No.	Load		Name	Type	N [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _z [kNm]
	new	change								
1	YES		Evento Sismico I SX LL	Design	10558,00	9380,00	19158,00	1783,00	1214,00	734,00

Ground water table

The ground water table is at a depth of 8,00 m from the original terrain.

Global settings

Analysis type : analytical solution
Type of soil : cohesionless soil

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1**Analysis of bearing capacity - input data**

Analysis carried out with an automatic selection of the most unfavorable load cases.
Coefficient of bearing capacity : $N_p = 30,00$

Analysis of bearing capacity of pile group in cohesionless soils

Max. vertical force includes self-weight of pile cap.

Pile skin bearing capacity	$R_s = 3012,41$ kN
Pile base bearing capacity	$R_b = 5418,57$ kN
Vertical bearing capacity of single pile	$R_c = 8430,98$ kN
Efficiency of pile group	$\eta_g = 0,54$
Vertical bearing capacity of pile group	$R_g = 18210,91$ kN
Maximum vertical force	$V_d = 14548,92$ kN

$$R_g = 18210,91 \text{ kN} > 14548,92 \text{ kN} = V_d$$

Vertical bearing capacity of pile group is SATISFACTORY

ANEXO C – Diseño estructural de pilotes/caisson

CCP 14

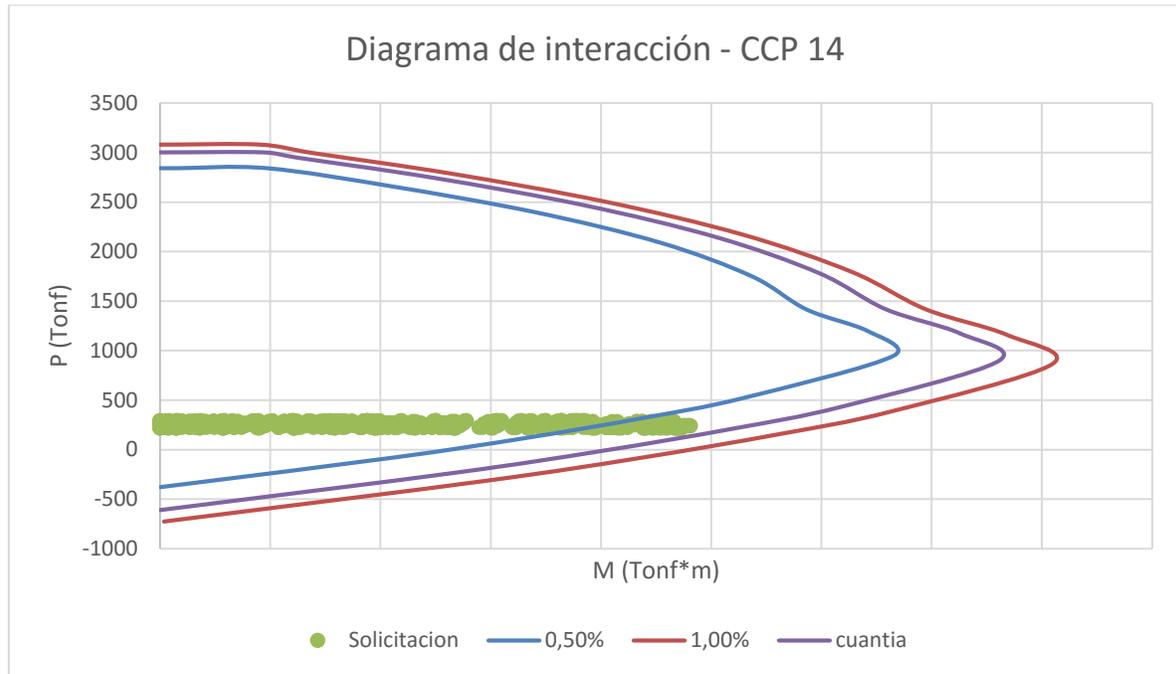


Diagrama de interaccion según cuantia					
$\rho=0,50\%$		$\rho=1,00\%$		$\rho=0,85\%$	
ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)
-378	0	-726,8	3,5	-612	0
-78,1	212,6	-318	293,8	-236,7	266,2
116	330,3	-81,6	437	-13,2	401,4
320,7	438,4	154,4	560,9	209,7	519,2
523,5	529,6	385,4	663,4	433,7	618,7
951,3	665,8	864,6	809,5	895,5	760,8
1.197,30	642,1	1.160,60	768,1	1.174,70	725,4
1.416,70	586,3	1.418,90	694,5	1.419,10	658
1.750,40	536,9	1.794,00	627,9	1.781,70	598
2.090,10	453,9	2.170,80	529,1	2.145,50	504,7
2.396,70	340,8	2.504,80	404,1	2.470,60	383,8
2.658,50	210,6	2.787,60	264,7	2.746,50	247,7
2.842,70	97	2.995,60	139,4	2.949,30	124,8
2.842,70	16,4	3.082,00	91	3.003,20	94
2.842,70	0	3.082,00	0	3.003,20	0

D (cm)	160,00
Ag (cm²)	20106,193
Varilla	# 8

	As (cm²)	N varillas
0,9%	170,90264	33,728
1%	201,06193	39,680
2%	402,12386	79,360

DISEÑO	34	# 8
---------------	----	-----

CORTANTE

SENTIDO X	
D (cm)	160,00
ϕ	0,9
Vux (Kgf)	60982,9
Pu (Kgf)	293632
d' (cm)	5
d (cm)	120,701413
bw (m)	160
Ag (cm²)	20106,193
f'c (kg/cm²)	210
vc (kg/cm²)	8,48161223
ϕvc (kg/cm²)	7,633451
vs (kg/cm²)	-4,60041039
Av (cm²)	1,41764368
s (cm)	-8,08909284

SENTIDO Y	
D (cm)	160
ϕ	0,9
Vux (Kgf)	70508,1
Pu (Kgf)	293632
d' (cm)	5
d (cm)	120,701413
bw (m)	160
Ag (cm²)	20106,193
f'c (kg/cm²)	210
vc (kg/cm²)	8,48161223
ϕvc (kg/cm²)	7,633451
vs (kg/cm²)	-4,1266658
Av (cm²)	1,41764368
s (cm)	-10

CCP 95

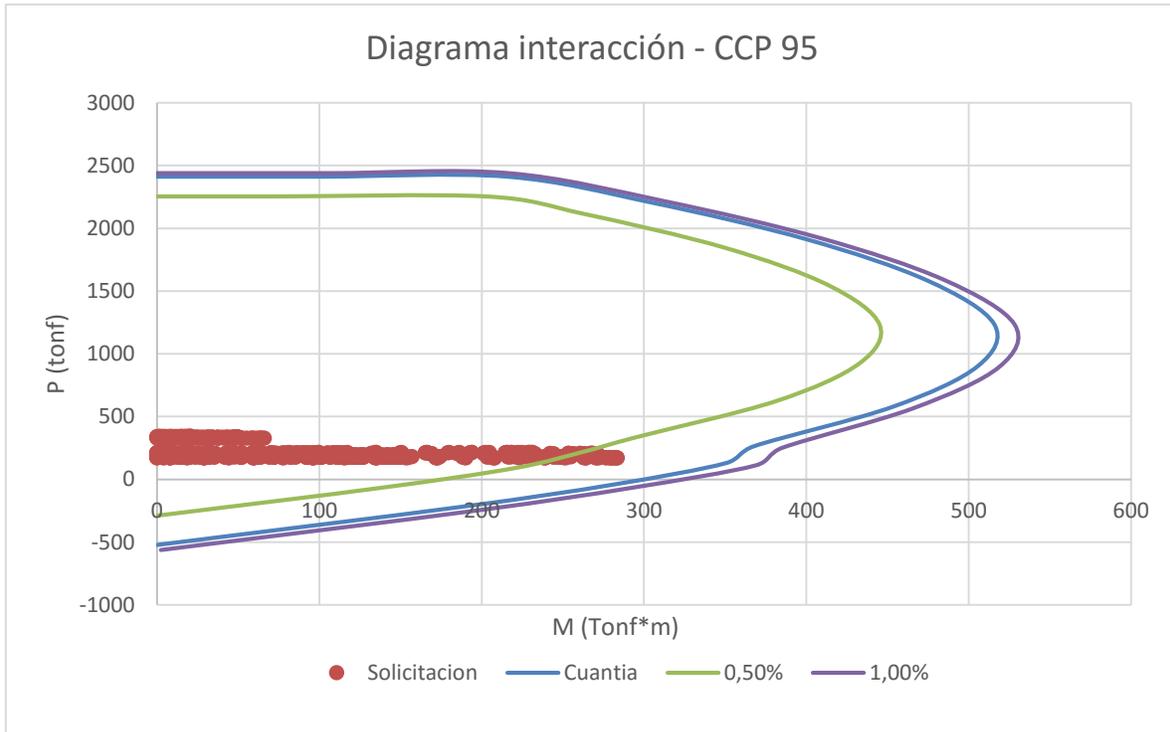


Diagrama de interaccion según cuantía					
$\rho=0,50\%$		$\rho=1,00\%$		$\rho=0,94\%$	
ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)
-288,4	0,2	-563,4	2,3	-522,4	0,2
-67,1	137,8	-251,3	195,4	-221,7	186,1
89,6	220	-68,6	292,1	-43,5	280,4
217,2	261,7	110,4	368,8	130,1	350,8
334,1	294,5	251,5	385,4	264,2	367,9
625,3	381,7	565,5	465,9	577,2	453,2
924,9	432,7	894,1	518,80	901,7	505,7
1.232,30	445,1	1.233,30	528,30	1.235,80	515,8
1.546,70	413,6	1.586,70	485,20	1.583,10	474,7
1.846,00	349,7	1.920,30	408,90	1.911,20	400,4
2.117,60	262,2	2.216,00	312,30	2.202,90	305,4
2.254,30	202,9	2.438,80	216,40	2.411,20	215,7
2.254,30	70,7	2.438,80	107,80	2.411,20	103,1
2.254,30	12,4	2.438,80	22,70	2.411,20	22,5
2.254,30	0	2.438,80	0	2.411,20	0

D (cm)	140
A_g (cm²)	15.394
Varilla	8

	As (cm²)	N varillas
0,5%	76,96902	15,190
1%	153,93804	30,380
2%	307,87608	60,760

DISEÑO 29 #8

CORTANTE

SENTIDO X	
D (cm)	140
φ	0,85
V_{ux} (Kgf)	40261,8348
P_u (Kgf)	342434
d' (cm)	5
d (cm)	135
bw (m)	140
A_g (cm²)	15393,804
f'c (kg/cm²)	210
vc (kg/cm²)	8,90079
φvc (kg/cm²)	7,5656715
vs (kg/cm²)	-4,95021434
A_v (cm²)	1,41764368
s (cm)	-9

SENTIDO Y	
D (cm)	140
φ	0,85
V_{ux} (Kgf)	37413,7107
P_u (Kgf)	342434
d' (cm)	5
d (cm)	135
bw (m)	140
A_g (cm²)	15393,804
f'c (kg/cm²)	210
vc (kg/cm²)	8,90079
φvc (kg/cm²)	7,5656715
vs (kg/cm²)	-5,13523191
A_v (cm²)	1,41764368
s (cm)	-9

NSR 10

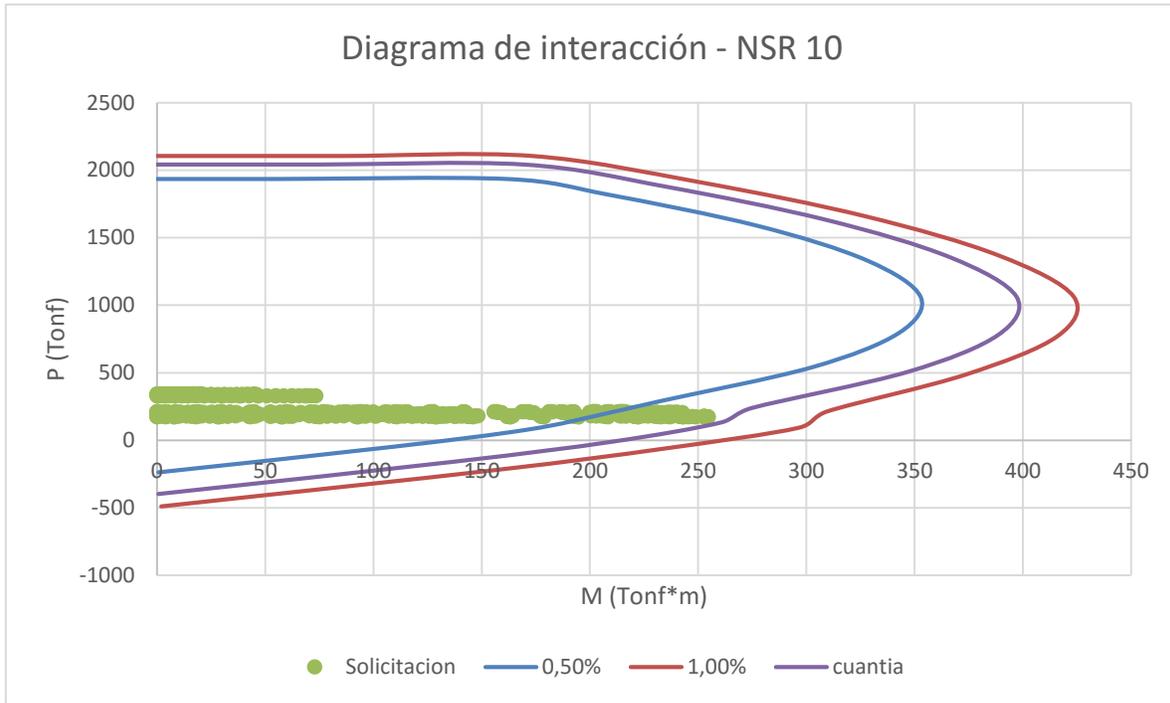


Diagrama de interaccion según cuantia

$\rho=0,50\%$		$\rho=1,00\%$		$\rho=0,83\%$	
ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)	ϕP (ton)	ϕMn (ton-m)
-237,6	0,6	-491	1,9	-397,1	0,6
-46,2	110,1	-223,1	155,5	-157	137,8
80,1	171,7	-64	233,7	-9,4	210,5
192,8	205,9	91	296,3	132,4	260,6
290,6	232,7	214,3	309,9	240,1	274,9
541,6	302,8	485,7	373,6	507,9	347
797	343	770,3	416	781,6	388,7
1.061,30	352,9	1.063,70	423,5	1.064,10	397,1
1.331,60	328,2	1.369,40	388,7	1.356,70	366,3
1.589,20	277,5	1.657,60	327,6	1.633,20	309,1
1.821,70	208	1.913,10	250,20	1.879,90	234,8
1.936,30	161,7	2.106,20	173,20	2.043,20	169,4
1.936,30	54,8	2.106,20	86,50	2.043,20	75,1
1.936,30	9,2	2.106,20	18,20	2.043,20	15,5
1.936,30	0	2.106,20	0,00	2.043,20	0

ANEXO D – Diseño dados de cimentación

CUADRO DE FUERZAS INTERNAS GENERAL

FUERZAS CRÍTICAS EN DADO					
NORMA	COMBINACIÓN	M11	M22	V13	V23
		KN*m/m	KN*m/m	KN/m	KN/m
CCP 95	GRUPO I	3497,0	3152,2	1543,6	1543,0
	GRUPO VII L SX+0,3SY	2715,3	3229,5	925,8	939,7
	GRUPO VII T SY+0,3SX	3527,4	2715,2	925,4	937,2
	GRUPO VII L SX	2525,4	3186,5	922,4	935,5
	GRUPO VII T SY	3496,1	2582,0	921,8	932,9
	MAXIMOS	3527,4	3229,5	1543,6	1543,0
NSR 10	GRUPO I	3496,2	3152,9	1544,1	1542,5
	GRUPO VII L SX+0,3SY	2466,9	3039,4	917,8	932,3
	GRUPO VII T SY+0,3SX	3024,0	2581,2	915,0	926,2
	GRUPO VII SX	2332,4	3005,6	915,3	929,2
	GRUPO VII SY	2998,7	2469,5	912,0	922,2
	MAXIMOS	3496,2	3152,9	1544,1	1542,5
CCP 14	EXT EVNT SX	3485,4	4784,1	1356,4	1370,6
	EXT EVNT SX LL	3839,0	5032,4	1481,9	1496,3
	EXT EVNT SX+0,3SY	3796,8	4857,7	1360,8	1377,1
	EXT EVNT SX+0,3SY LL	4150,4	5106,0	1486,4	1502,8
	EXT EVNT SY	5069,0	3699,0	1350,0	1372,0
	EXT EVNT SY LL	5422,4	3947,1	1475,4	1497,5
	EXT EVNT SY+0,3SX	5121,2	3930,3	1355,2	1377,8
	EXT EVNT SY+0,3SX LL	5474,8	4178,6	1480,7	1503,5
	MAXIMOS	5474,8	5106,0	1486,4	1503,5

CCP 14

COMBINACIÓN	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle
	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	Degrees	KN/m	KN/m	KN/m	Degrees
EXT EVNT SY	3485,37	4784,06	1283,61	5155,01	3114,42	86,34	1356,37	1370,61	1928,29	166,92
EXT EVNT SY LL	3838,95	5032,39	1337,27	5459,35	3412,00	89,02	1481,92	1496,31	2105,95	166,92
EXT EVNT SY+0,3SX	3796,83	4857,68	1347,64	5327,84	3326,67	85,70	1360,80	1377,08	1936,01	166,53
EXT EVNT SY+0,3SX LL	4150,42	5106,01	1401,30	5641,17	3615,25	87,92	1486,36	1502,77	2113,66	166,57
EXT EVNT SX	5069,02	3699,01	1276,63	5482,25	3285,77	89,89	1349,98	1371,97	1924,77	164,47
EXT EVNT SX LL	5422,40	3947,14	1342,50	5850,90	3518,64	89,27	1475,41	1497,54	2102,25	164,69
EXT EVNT SX+0,3SY	5121,17	3930,32	1314,72	5608,93	3442,56	89,52	1355,17	1377,77	1932,55	164,51
EXT EVNT SX+0,3SY LL	5474,76	4178,64	1380,66	5976,38	3677,02	89,76	1480,73	1503,46	2110,20	164,72
MAXIMOS	5474,76	5106,01	1401,30	5976,38	3677,02	89,89	1486,36	1503,46	2113,66	166,92

B (m)	6,00
L (m)	6,00
H (m)	2,05
b _c (m)	1,30
l _c (m)	3,00
d' (m)	0,05
φ	0,90
α	40,00
β _c	1,00
d (m)	2,00
bo (m)	16,60

1. CORTANTE

Vu (KN)	1503
Vc (KN)	1650

Revision Cumple

2. FLEXIÓN

TRANSVERSAL	
φ	0,9
f _y (KN/m ²)	420000
f' _c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,00
m	17,65
Mu (KN*m/m)	5474,76
Rn (KN/m ² /m)	1368,69
ρ	0,0037
A _s (cm ² /m)	74,89
Diametro	# 7
Nvarillas/m	20
Esp (cm)	5

LONGITUDINAL	
φ	0,9
f _y (KN/m ²)	420000
f' _c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,00
m	17,65
Mu (KN*m/m)	5106,01
Rn (KN/m ² /m)	1276,50
ρ	0,0035
A _s (cm ² /m)	69,68
Diametro	# 7
Nvarillas/m	19
Espac. (cm)	6

3. CUANTÍA MÍNIMA DE REFUERZO

γ_1	1,20
γ_3	0,75
f_r (KN/m ²)	103,75
S_c (m ³)	4,20
I (m ⁴)	4,31
Y_t (m)	1,03
M_{cr} (KN*m)	470,87
R_n (KN/m ²)	141,26
m	17,65
ρ_{min}	0,0004

4. DETALLADO ESTRUCTURAL

b (mm)	1000
h (mm)	2050
A_s (cm ² /m)	6,00
Diametro	4
Nvarillas/m	5
Espac. (cm)	20

CCP 95

COMBINACIÓN	M11 KN-m/m	M22 KN-m/m	M12 KN-m/m	MMax KN-m/m	MMin KN-m/m	MAngle Degrees	V13 KN/m	V23 KN/m	VMax KN/m	VAngle Degrees
GRUPO I	3496,98	3152,17	459,95	3644,77	3469,18	89,52	1543,61	1542,96	2182,54	171,29
GRUPO VII L SX+0,3SY	2715,35	3229,46	785,85	3527,88	2416,93	89,60	925,83	939,68	1319,15	171,05
GRUPO VII T SY+0,3SX	3527,41	2715,18	804,10	3791,53	3288,93	87,90	925,36	937,18	1317,04	170,94
GRUPO VII L SX	2525,38	3186,49	748,48	3419,39	2292,48	88,83	922,38	935,51	1313,76	171,06
GRUPO VII T SY	3496,07	2582,01	783,69	3721,58	3307,75	86,28	921,78	932,92	1311,49	170,94
MAXIMOS	3527,41	3229,46	804,10	3791,53	3469,18	89,60	1543,61	1542,96	2182,54	171,29

B (m)	6,00
L (m)	6,00
H (m)	2,25
b _c (m)	1,30
l _c (m)	3,00
d' (m)	0,07
φ	0,85
α	40,00
β _c	1,00
d (m)	2,18
bo (m)	17,32

1. CORTANTE

V _u (KN)	1544
φV _{c1} (KN)	2685
φV _{c2} (KN)	3136
φV _{c3} (KN)	1564

Revision Cumple

2.FLEXIÓN

TRANSVERSAL	
φ	0,85
f _y (KN/m ²)	420000
f' _c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,18
m	17,65
Mu (KN*m/m)	3496,22
Rn (KN/m ² /m)	735,67
ρ	0,0021
A _s (cm ² /m)	45,77
Diametro	# 7
Nvarillas/m	12
Esp (cm)	9

LONGITUDINAL	
φ	0,85
f _y (KN/m ²)	420000
f' _c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,18
m	17,65
Mu (KN*m/m)	3152,93
Rn (KN/m ² /m)	663,44
ρ	0,0019
A _s (cm ² /m)	41,20
Diametro	# 7
Nvarillas/m	11
Espac. (cm)	10

3. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO

f_r (KN/m²)	331,32
I_g (m⁴)	5,70
Y_t (m)	1,13
M_{cr} (KN*m)	1677,29
R_n (KN/m²)	423,52
m	17,65
ρ_{min}	0,0012

4. DETALLADO ESTRUCTURAL

A_s (cm²/m)	3
Diametro	4
Nvarillas/m	3
Espac. (cm)	34

NSR 10

COMBINACIÓN	M11	M22	M12	MMax	MMin	MAngle	V13	V23	VMax	VAngle
	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	KN-m/m	Degrees	KN/m	KN/m	KN/m	Degrees
GRUPO I	3496,22	3152,93	463,79	3644,36	3469,86	89,64	1544,10	1542,48	2182,54	171,34
GRUPO VII L SX+0,3SY	2466,94	3039,40	677,12	3265,23	2241,11	87,50	917,83	932,31	1308,28	171,01
GRUPO VII T SY+0,3SX	3023,97	2581,17	627,92	3290,89	2788,80	89,54	915,00	926,17	1301,92	170,97
GRUPO VII SX	2332,38	3005,62	649,52	3190,63	2147,36	89,38	915,25	929,16	1304,23	171,02
GRUPO VII SY	2998,72	2469,49	608,67	3224,80	2805,25	88,28	912,04	922,17	1297,01	170,97
MÁXIMOS	3496,22	3152,93	677,12	3644,36	3469,86	89,64	1544,10	1542,48	2182,54	171,34

B (m)	6,00
L (m)	6,00
H (m)	2,25
b _c (m)	1,30
l _c (m)	3,00
d' (m)	0,07
φ	0,85
α	40,00
β _c	1,00
d (m)	2,18
bo (m)	17,32

1. CORTANTE

V _u (KN)	1544
φV _{c1} (KN)	2685
φV _{c2} (KN)	3136
φV _{c3} (KN)	1564

Revision Cumple

2.FLEXIÓN

TRANSVERSAL	
φ	0,85
f _y (KN/m ²)	420000
f'c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,18
m	17,65
Mu (KN*m/m)	3527,41
Rn (KN/m ² /m)	742,24
ρ	0,0021
A _s (cm ² /m)	46,19
Diametro	# 7
Nvarillas/m	12
Esp (cm)	9

LONGITUDINAL	
φ	0,85
f _y (KN/m ²)	420000
f'c (KN/m ²)	28000
d (m)	2,18
m	17,65
Mu (KN*m/m)	3229,46
Rn (KN/m ² /m)	679,54
ρ	0,0019
A _s (cm ² /m)	42,22
Diametro	# 7
Nvarillas/m	11
Espac. (cm)	10

3. CUANTIA MINIMA DE REFUERZO

f_r (KN/m ²)	331,32
I_g (m ⁴)	5,70
Y_t (m)	1,13
M_{cr} (KN*m)	1677,29
R_n (KN/m ²)	423,52
m	17,65
ρ_{min}	0,0012

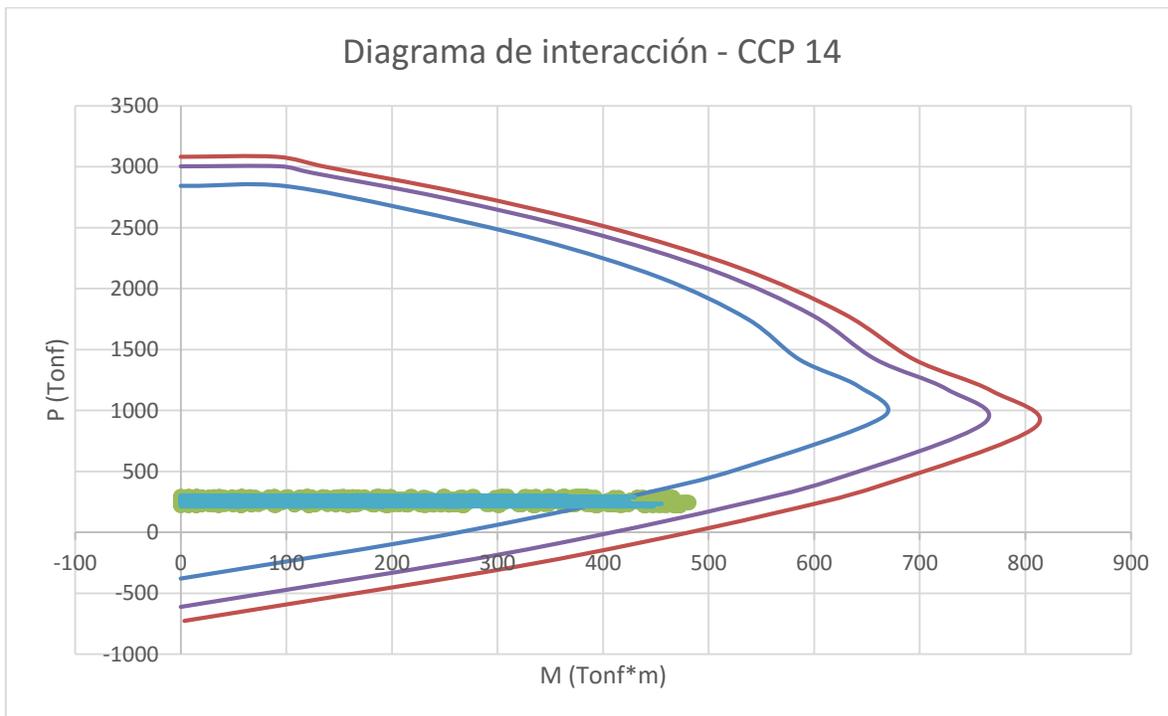
4. DETALLADO ESTRUCTURAL

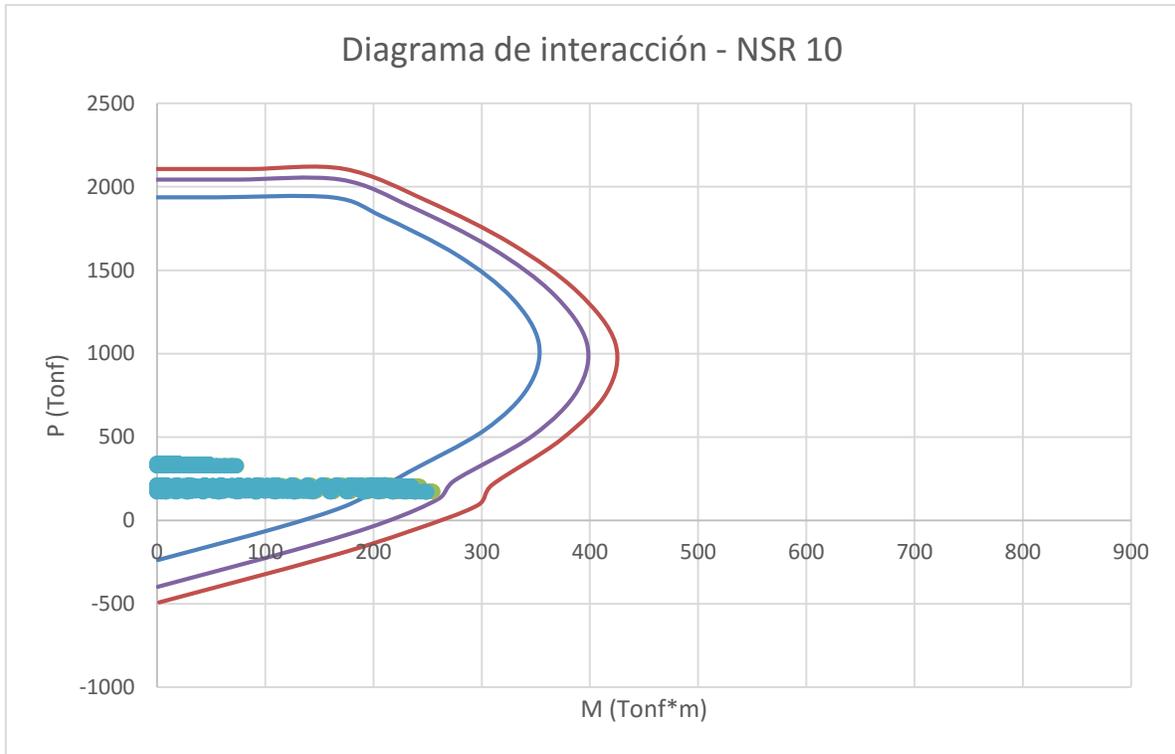
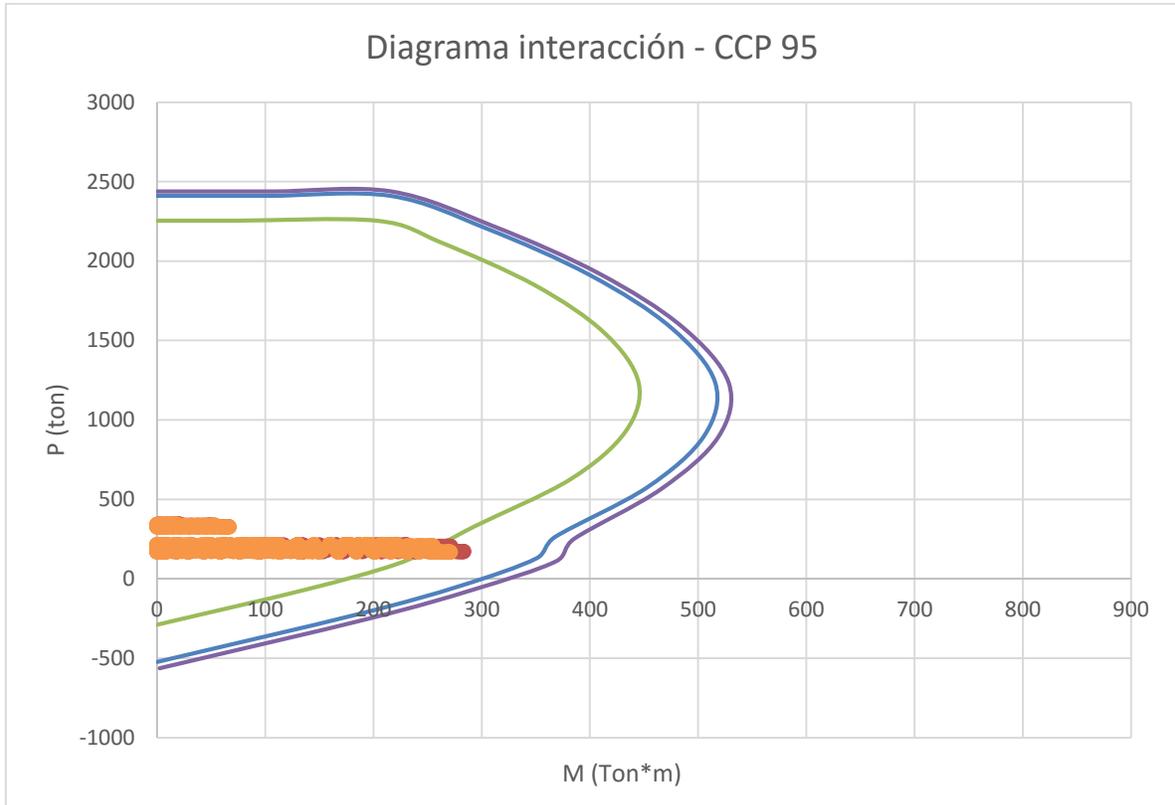
A_s (cm ² /m)	3
Diametro	4
Nvarillas/m	3
Espac. (cm)	34

ANEXO H - MODIFICACIÓN DE DISEÑO SEGÚN EL DIÁMETRO DE LOS PILOTES

Se realiza el diseño de la cimentación para cumplir con un factor de eficiencia de grupo de 0.67 según las normas de diseño. Las condiciones según la norma es garantizar un espaciamiento de 2.5 veces el diámetro del pilote, entre ejes de pilotes para la norma CCP 14 y un espaciamiento de 3.0 veces el diámetro entre ejes de pilotes para la norma CCP 95. Dicha consideración modifica las dimensiones del dado de cimentación según la norma de diseño, pero busca mantener un parámetro de diseño equivalente para las dos normativas.

Los diagramas de interacción para las normas de diseño se presentan a continuación:





Con estos datos se llega a comprobar la validez en el diseño observando que las solicitaciones por carga axial y momentos internos, cumplen para la revisión biaxial de la sección. Los diseños definitivos de los caisson o pilotes de cimentación se muestran a continuación:

DISEÑO DADOS DE CIMENTACIÓN						
NORMA	B (m)	L (m)	H (m)	FLEXIÓN	CORTANTE	
CCP 95	7,20	7,20	2,25	#7 c/9 cm/m	No requiere refuerzo	
NSR 10	6,50	6,50	2,25	#7 c/9 cm/m	No requiere refuerzo	
CCP 14	7,00	7,00	2,05	#7 c/5 cm/m	No requiere refuerzo	
DISEÑO DE CAISSONS						
NORMA	Diametro	Longitud	FLEXIÓN			CORTANTE
	(m)	(m)	ρ (%)	As (cm²)	Detalle	Espac. (cm)
CCP 95	1,4	12,5	0,94	144,70	29 barras#8	No necesita refuerzo
NSR 10	1,3	12,5	0,83	110,16	22 barras8	No necesita refuerzo
CCP 14	1,6	11,5	0,85	170,90	34 barras8	No necesita refuerzo

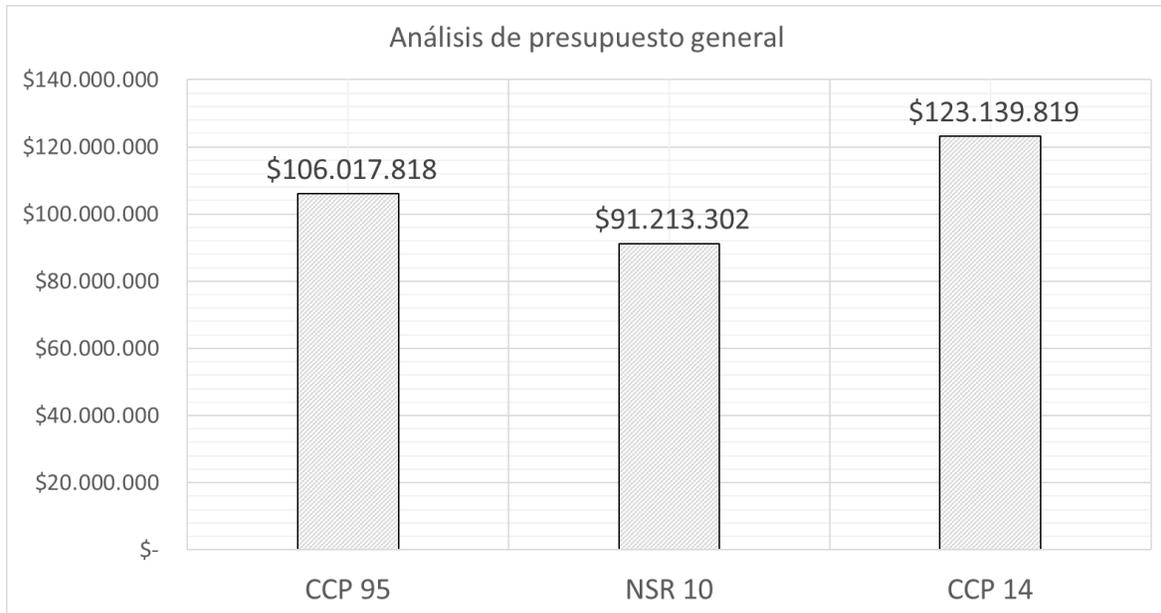
Como se observa en el diseño de los pilotes, los dados de cimentación variaran sus dimensiones de ancho y largo en función del dimensionamiento del diámetro de los pilotes. Es por eso que para mantener el parámetro de eficiencia de grupo de pilotes como punto de referencia se tiene que el diseño de los dados de cimentación resulta como:

Para estas dimensiones las cantidades finales de obra resultan:

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA CCDSP 14					
ITEM	CONCEPTO	UM	CANT	V UNIT	V TOTAL
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	16,08	\$ 40.425	\$ 650.234
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	32,17	\$ 92.978	\$ 2.991.078
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	52,28	\$ 116.078	\$ 6.068.079
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	32,42	\$ 457.940	\$ 14.846.984
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	92,49	\$ 331.971	\$ 30.703.515
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	9422,76	\$ 1.956	\$ 18.433.742
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	106,27	\$ 330.921	\$ 35.167.659
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	7298,74	\$ 1.956	\$ 14.278.527
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 123.139.819

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA CCDSP 95					
ITEM	CONCEPTO	UM	CANT	V UNIT	V TOTAL
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	12,32	\$ 40.425	\$ 497.836
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	24,63	\$ 92.978	\$ 2.290.044
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	40,02	\$ 116.078	\$ 4.645.873
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	28,65	\$ 457.940	\$ 13.120.591
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	76,97	\$ 331.971	\$ 25.551.499
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	8097,07	\$ 1.956	\$ 15.840.297
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	110,25	\$ 330.921	\$ 36.484.064
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	3878,55	\$ 1.956	\$ 7.587.614
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 106.017.818

PRESUPUESTO CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIÓN PUENTE EL CONEJO					
NORMA NSR 10					
ITEM	CONCEPTO	UM	CANT	V UNIT	V TOTAL
1,1	Excavación manual de caissons hasta 2 mts de profundidad.	m ³	10,62	\$ 40.425	\$ 429.256
1,2	Excavación manual de caissons de 2 a 6 mts de profundidad.	m ³	21,24	\$ 92.978	\$ 1.974.579
1,3	Excavación manual de caissons desde 6 mts de profundidad.	m ³	34,51	\$ 116.078	\$ 4.005.880
1,4	Anillo perimetral de soporte para caisson en concreto armado e=12 cm (incluye encofrado)	m ³	26,77	\$ 457.940	\$ 12.257.394
1,5	Concreto para caisson f' _c =28 Mpa	m ³	66,37	\$ 331.971	\$ 22.031.650
1,6	Acero de refuerzo para caisson f _y =420 Mpa	kg	6333,61	\$ 1.956	\$ 12.390.442
1,7	Concreto para dado de cimentacion f' _c =28 Mpa	m ³	95,06	\$ 330.921	\$ 31.458.198
1,8	Acero de refuerzo para dado de cimentacion f _y =420 Mpa	kg	3407,40	\$ 1.956	\$ 6.665.904
TOTAL COSTOS DIRECTOS					\$ 91.213.302



Con respecto a la norma CCP 95, se tiene un aumento del costo directo para la norma CCP 14 de 16.15%. Los diseños con la consideración sísmica de la NSR 10 representan un 13.9% de ahorro con respecto a la norma CCP 95.