REQUISITOS SECTORIALES

PROYECTOS EN FASE III

e. Diseños de estructuras





DISEÑO DE ESTRUCTURAL

POZO DE INSPECCION H = 1,00 A 2,00 M

Proyecto:	**CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA.**
Contiene:	**INFORME DEL DISEÑO ESTRUCTURAL PARA EL PROYECTO:** "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."
Elaboró:	**JAIRO ALEXANDER BARRAGAN MENDOZA** **INGENIERO CIVIL** **T.P. 25202-143899** **ESPECIALISTA EN VÍAS Y TRASPORTE** **ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS** **ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA Y AMBIENTAL**
V.1- FEBRERO DE 2025	

CONTROL DE DOCUMENTOS

OBJETO: "CONSTRUJCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."

CONTIENE: INFORME DE DISEÑO ESTRUCTURAL.

FECHA: FEBRERO DE 2025

VERSIÓN	FECHA DOCUMENTO	DESCRIPCIÓN
V1	05 DE FEBRERO DE 2025	CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA

ELABORÓ:

JAIRO ALEXANDER BARRAGAN MENDOZA
INGENIERO CIVIL
T.P. 25202-143899
ESPECIALISTA EN VÍAS Y TRASPORTE
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
ESPECIALISTA EN HIDRÁULICA Y AMBIENTAL

LISTA DE CONTENIDO

1.1.1. LISTA DE ILUSTRACIONES 5
1. INTRODUCCIÓN 7
2. OBJETIVOS 8
2.1. OBJETIVO GENERAL 8
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS 8
3. GENERALIDADES DEL PROYECTO 9
3.1. LOCALIZACIÓN 9
4. ALCANCE 11
5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL POZO DE INSPECCION 11
6. EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA 12
6.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 12
6.2. CARACTERISTICAS DEL POZO DE INSPECCION 12
6.3. PROPIEDADES DEL SUELO 13
6.4. PARAMETROS SISMICOS 13
7. DEFINICIÓN METODOLOGIA DE DISEÑO 14
1.1 DIMENSIONAMIENTO 15
8. ANALISIS DE CARGA 15
8.1. CARGAS DE PESO PROPIO 16
8.2. CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H) 16
8.3. CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDÍMENTOS 18
9. $D = \gamma_S . h$ 18
9.1. ANALISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS 18
9.2. ANALISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA 19
9.3. ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA 20
9.4. ANALISIS DE FUERZA SISMICA 21
9.5. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA 24
10. COMBINACIONES DE CARGA 25
10.1. *Fuerza de Diseño ≥ Fuerza Requerida* 26
11. DISEÑO A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS 29

1147

11.1. ETAPA DEL CONCRETO NO AGRIETADO 30
11.2. CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS 31
11.3. FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ULTIMA 31
11.4. SECCIONES BALANCEADAS 32
11.5. FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA 33
12. DISEÑO A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS 34
13. RESULTADO DE DISEÑO 37
14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 47

1.1.1. LISTA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 vía en estudio 10
Ilustración 3 Modelo del pozo SAP2000 12
Ilustración 4 Mapa de valores PGA 14
Ilustración 5 Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro 16
Ilustración 6 Etapa del concreto No Agrietado 30
Ilustración 7 Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos 31
Ilustración 8 Falla de la viga, etapa de resistencia ultima 31
Ilustración 9 Sección Frágil 32
Ilustración 10 Sección Ductil 33
Ilustración 11 Sección dúctil controlada por tensión 33
Ilustración 12 Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión 34
Ilustración 13 Puntos donde se genera una fuerza cortante 34
Ilustración 14 Diagrama de Momentos sobre placa de fondo M11 positivos 37
Ilustración 15 Diagrama de Momentos sobre placa de fondo M11 negativos... 38
Ilustración 16 Diagrama de Momentos sobre placa superior M22 negativos 40
Ilustración 17 Diagrama de Cortante sobre placa superior V13 41
Ilustración 18 Diagrama de Cortante sobre placa superior V23 42
Ilustración 19 Diagrama de Momentos sobre muros M11 positivos..... 43
Ilustración 20 Diagrama de Momentos sobre muros M22 positivos..... 46

1.1.1.1. LISTA DE TABLAS

Tabla 1 coordenadas de la vía intervenir 9
Tabla 2 Propiedades de los materiales del Pozo de inspección 12
Tabla 3 Propiedades del suelo 13
Tabla 4 Valores del factor de sitio, Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones 14
Tabla 5 Pre-dimensionamiento de los elementos 15
Tabla 6 Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior 18
Tabla 7 Análisis y resultados de carga muerta por estancamiento de sedimentos 18
Tabla 8 Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos 19
Tabla 9 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas 20
Tabla 10 Análisis y resultados de carga viva por mantenimientos de la estructura 20
Tabla 11 Análisis y resultados de carga por empuje de agua..... 21

Tabla 12 Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros 23
Tabla 13 Análisis y resultados de interacción suelo - Estructura 25
Tabla 14 Combinaciones de cargas ultimas 28
Tabla 15 Combinaciones de cargas afectadas por factor de durabilidad 29
Tabla 16 Combinaciones de cargas de servicio 29
Tabla 17 Factores de reducción de la resistencia 36
Tabla 18 REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO 37
Tabla 19 REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA 39
Tabla 20 REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA 40
Tabla 21 REVISION A CORTANTE V13 41
Tabla 22 Diagrama de Momentos sobre muros M11 negativos 44

1. INTRODUCCIÓN

El diseño estructural es una metodología de investigación acerca de la estabilidad, la resistencia y la rigidez de las estructuras, este trabajo es llevado adelante por ingenieros afines a las áreas de diseños estructural; el objetivo del diseño y análisis estructural es producir una estructura capaz de resistir todas las cargas aplicadas sobre sí sin fallas durante su vida de servicio.

Si la estructura es fabricada o diseñada de manera deficiente o si excede las cargas aplicadas exceden las especificaciones del diseño, la estructura seguramente fallará para desempeñar la función esperada con consecuencias muy serias.

Con base en lo anteriormente expuesto, el presente diseño estructural es de un pozo de inspección para alcantarillado sanitario que permite el manejo de las aguas residuales en las zonas de influencia directa, el cual está proyectado en el proyecto que tiene por objeto: CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA." El presente diseño se rige bajo los lineamientos del método de diseño por resistencia y los lineamientos metodológicos especificados en el código ACI-350 el cual define los lineamientos del diseño sísmico de estructuras ambientales, así como la norma sismorresistente Colombiana NSR-10.

2. OBJETIVOS

2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis y diseño estructural del pozo de inspección que bordea el proyecto que tiene por objeto "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA", a fin de obtener las dimensiones y características de los elementos y materiales que componen cada uno de ellos.

2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Adoptar los resultados obtenidos del estudio Geotécnico y de suelos del presente proyecto a fin de obtener correctamente los esfuerzos generados por la interacción suelo – estructura.
- Implementar la metodología de diseño por resistencia y los lineamientos definidos en el código ACI-350, así como la norma sismorresistente Colombiana NSR-10 de manera que se permita garantizar los requisitos mínimos de estabilidad de la estructura.
- Obtener al final de los análisis de resultados una estructura que garantice la estabilidad del pozo de inspección proyectado ante diferentes combinaciones de fuerzas permanentes y transitorias.

3. GENERALIDADES DEL PROYECTO

3.1. LOCALIZACIÓN

La ejecución del proyecto se llevará a cabo en los barrios, Cochice, Gaitán, Seis De Octubre Y Galán situado en la zona urbana del municipio de Saravena en el departamento de Arauca, Colombia.

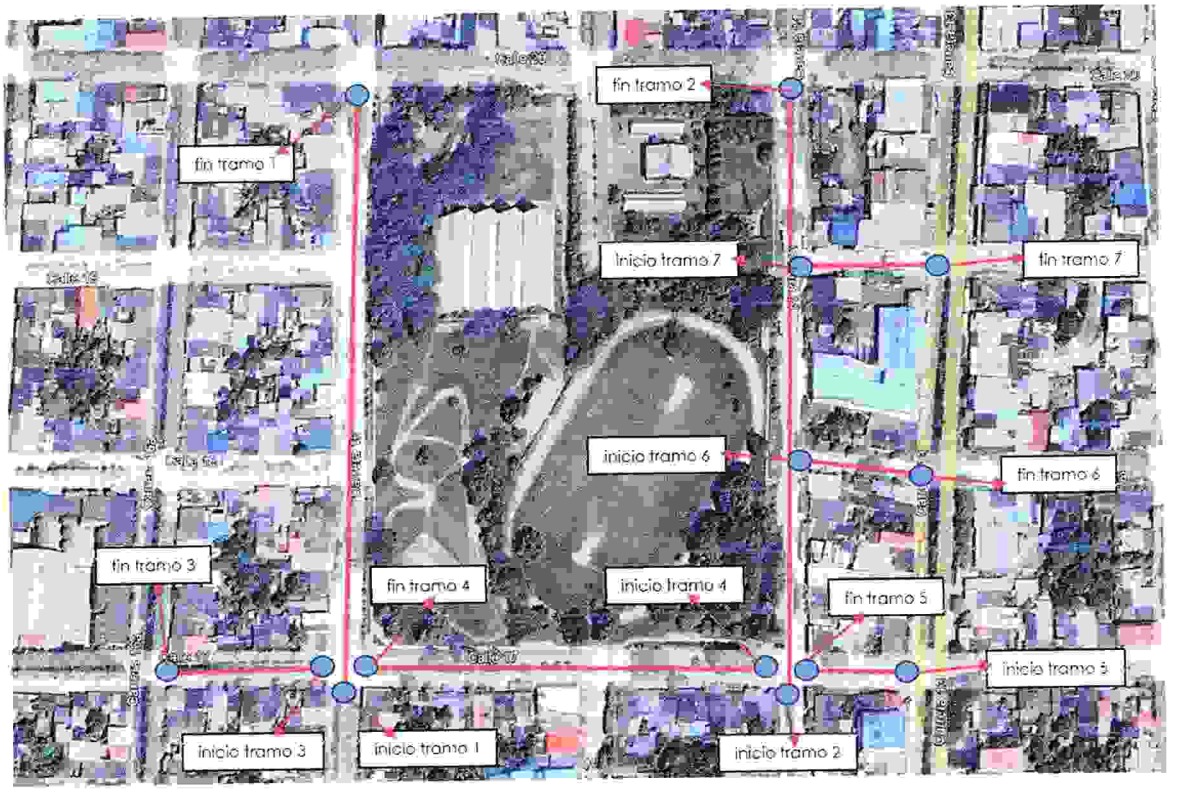
Las calles de los barrios que se proyectarán para pavimentar en concreto rígido se describirán a continuación en la tabla 1

Tabla 1 coordenadas de la vía intervenir

Tramo	Dirección	ID	Coordenadas geográficas		Longitud (m)
			Norte	Este	
Tramo 1 Doble calzada	Carrera 16 entre calles 17 y 20: B. Cochise.	Inicio	6°56'56.35"N	71°52'21.08"O	606.54
		Fin	6°57'4.62"N	71°52'26.20"O	
Tramo 2 Doble calzada	Carrera 14 entre calles 17 y 20: B. Cochise.	Inicio	6°57'0.16"N	71°52'14.90"O	609.10
		Fin	6°57'8.53"N	71°52'20.25"O	
Tramo 3 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 16 y 16A: B. Seis de Octubre	Inicio	6°56'56.41"N	71°52'21.50"O	161.08
		Fin	6°56'54.97"N	71°52'23.63"O	
Tramo 4 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 14 y 16: B. Cochise.	Inicio	6°57'0.33"N	71°52'15.31"O	417.78
		Fin	6°56'56.75"N	71°52'20.96"O	
Tramo 5 Doble Calzada	calle 17 entre carreras 13 y 14: B. Gaitán.	Inicio	6°57'1.46"N	71°52'13.43"O	105.96
		Fin	6°57'0.18"N	71°52'14.92"O	
Tramo 6 Doble Calzada	Calle 18 entre carreras 13 y 14: B. Cochise.	Inicio	6°57'3.41"N	71°52'16.78"O	119.92
		Fin	6°57'4.27"N	71°52'15.07"O	
Tramo 7 Doble Calzada	Calle 19 entre carreras 13 y 14: B. Cochise.	Inicio	6°57'6.12"N	71°52'18.49"O	128.70
		Fin	6°57'7.26"N	71°52'16.71"O	
Tramo 8 Doble Calzada	calle 24 entre carreras 17 y 18 barrio Galán	Inicio	6°57'9.41"N	71°52'38.85"O	164.30
		Fin	6°57'10.85"N	71°52'36.50"O	
				TOTAL	**2,313.38**

Fuente: Elaboración propia

Ilustración 1 vía en estudio



Fuente: elaboración propia

4. ALCANCE

El proyecto tiene por objeto **"CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."** Se clasifica la vía objeto de estudio según su funcionalidad como una vía urbana cuyo transito alimenta a las vías principales, con una topografía plana, tiene una longitud de **2,313.38 metros**, con un separador en promedio de ancho entre (1.80m-2.0m), y **6.60 m** de ancho cada calzada

Para llevar a cabo este proyecto, se ejecutarán una serie de estudios preliminares exhaustivos que incluirán análisis topográficos, de suelos, geológicos, geotécnicos, de tránsito, hidrológicos, ambientales y de plan de manejo de tránsito.

Estos estudios preliminares se realizarán con el fin de obtener una comprensión completa de las condiciones actuales del área y los factores que pueden influir en el diseño y la ejecución del proyecto. Además, se llevarán a cabo análisis detallados y evaluaciones exhaustivas en cada uno de estos componentes.

Posteriormente, se procederá a la etapa de diseño, la cual abarcará aspectos como la planificación detallada de la estructura del pavimento flexible, estudios hidráulicos, diseño geométrico, diseño del plan de manejo ambiental y elaboración de la señalización horizontal y vertical.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL DEL POZO DE INSPECCION

En ingeniería se denominan sistemas sanitarios al conjunto de elementos diseñados para el transporte de aguas servidas provenientes de las viviendas zonas comerciales existentes en las zonas urbanas de una población. Así mismo, se denomina sistema pluvial al conjunto de elementos diseñados para el transporte de aguas de escorrentía provenientes de precipitaciones.

Los sistemas de alcantarillado Sanitario o pluvial requieren de un análisis riguroso hidrológico e hidráulico ya que sus dimensiones deben ser acordes para la evacuación sin rebosamiento de las aguas que circulan a través de la sección transversal de las tuberías que circulan a lo largo de sus proyecciones.

Para el proyecto de inversión denominado "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA.", se propone la

construcción de pozos de inspección con alturas variables entre 1,00 m - 2,00 m que harán parte de los sistemas de alcantarillado sanitario.

6. EVALUACIÓN Y DEFINICIÓN DE LOS PARAMETROS DE ENTRADA

6.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Para el diseño del presente pozo de inspección se definen las siguientes propiedades de los materiales relacionadas en la siguiente tabla:

Tabla 2 Propiedades de los materiales del Pozo de inspección

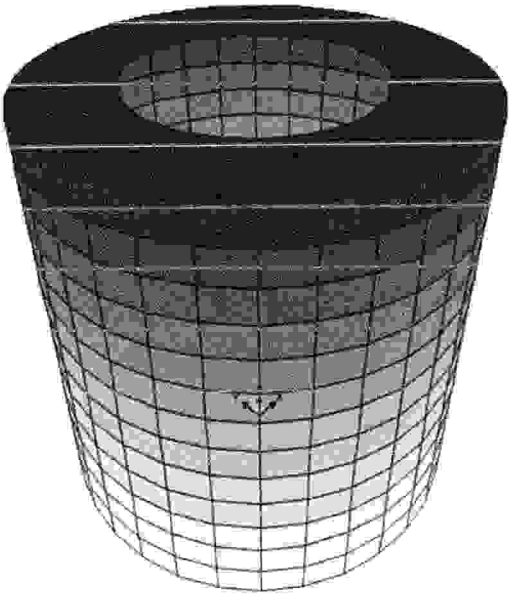
PROPIEDADES DE LOS MATERILES		
Descripción del Material	**Símbolo**	**Resistencia**
Concreto para Placa de fondo y Superior	F'c	28,0 MPa
Concreto para Muros Laterales	F'c	28,0 MPa
Solado de aislamiento	F'c	14,0 MPa
Acero Longitudinal y Transversal	Fy	420 MPa

Fuente: Autor

6.2. CARACTERISTICAS DEL POZO DE INSPECCION

El pozo de inspección con alturas variables entre 1,00 m - 2,00 m destinado al transporte de las aguas residuales, se proyecta con una dimensión de radio interno de 1,20 metros, de conformidad con lo señalado en el estudio el diseño hidráulico del presente proyecto.

Ilustración 2 Modelo del pozo SAP2000



Fuente: SAP2000 y Autor

6.3. PROPIEDADES DEL SUELO

Para la interacción suelo estructura se contemplan los resultados mostrados en el estudio Geotécnico y de Suelos del presente proyecto y los cuales se relacionan a continuación:

Tabla 3 Propiedades del suelo

PROPIEDADES DEL SUELO		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Nivel de Desplante de la Estructura	-	1,90 m
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	31.10°
Peso específico del relleno	ɣ	18,85 KN/m³
Capacidad Admisible del suelo	σ_{adm}	211,30 KN/m²
Tipo de perfil de suelo	-	D

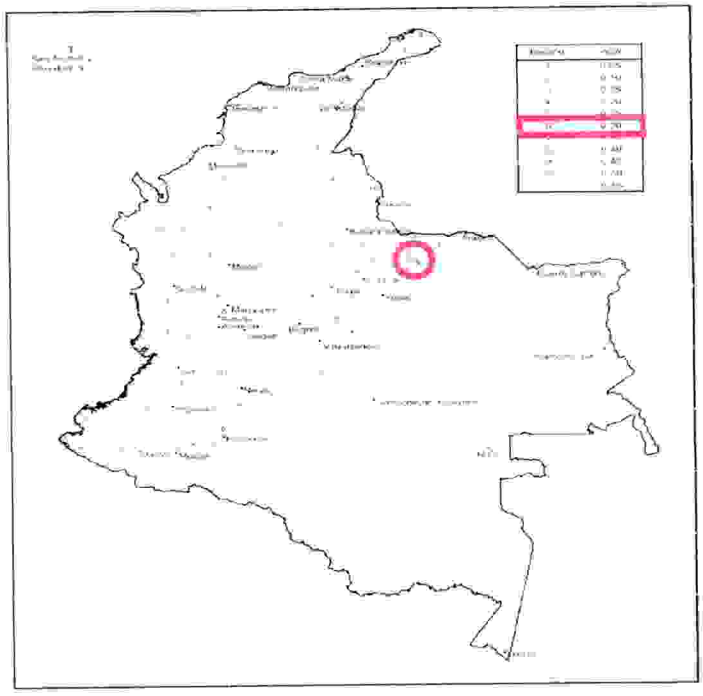
Fuente: Autor

6.4. PARAMETROS SISMICOS

Para determinar el efecto que ejercen las fuerzas sísmicas sobre la estructura, se parte de la localización del proyecto tal como se relaciona en las siguientes imágenes:

1157

Ilustración 3 Mapa de valores PGA



Fuente: Figura 3.10.3.2-1 de la Norma CCP-14

Tabla 4 Valores del factor de sitio, Fpga, en el periodo de vibración cero del espectro de aceleraciones

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

Notas:
1. Se debe usar una interpolación lineal para valores intermedios de PGA
2. Para el perfil tipo F debe realizarse un estudio de sitio particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Fuente: Tabla 3.10.3.2-1 de la Norma CCP-14

7. DEFINICIÓN METODOLOGIA DE DISEÑO

A partir del establecimiento de los parámetros de entrada tomados de diferentes estudios base para la realización del presente informe de diseño estructural de unos pozos de inspección con alturas variables entre 1,00 m - 2,00 m destinados al transporte de las aguas residuales en el Municipio de Saravena, Arauca el cual hace parte del proyecto de inversión denominado **"CONSTRUCCIÓN DE**

PAVIMENTO EN CONCRETO RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA. "se contempla la metodología de diseño la cual incluye aspectos como:

- Pre-dimensionamiento de los elementos de la estructura
- Evaluación y asignaciones de cargas
- Establecimiento de combinaciones de carga
- Modelación y análisis de la estructura
- Diseño de elementos estructurales y no estructurales

Para el caso del pozo de inspección del que hace mención el presente documento este se encuentra conformado por los siguientes elementos estructurales:

- Placa de fondo y placa superior
- Muros Laterales

Nota: Se proyecta una tapa metálica, el cual descansa sobre la placa superior del pozo de inspección.

1.1 DIMENSIONAMIENTO

El dimensionamiento inicial de los elementos se realiza en base a las recomendaciones dadas por código ACI 350-01 y el criterio del diseñador, en nuestro caso definimos los siguientes

Tabla 5 Pre-dimensionamiento de los elementos

DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Placa de Fondo y Placa Superior	e	0,20 m
Muros Laterales	e	0,20 m

Fuente: Autor

Cabe resaltar que las dimensiones planteadas serán evaluadas en el avance de ejecución de la metodología de diseño, aplicando diferentes criterios a lo largo de dicho documento.

8. ANALISIS DE CARGA

Las cargas permanentes son aquellas que estarán de manera constante durante la vida útil de diseño de la estructura; para el análisis del pozo de inspección que se está analizando se encuentran las mencionadas a continuación:

1159

8.1. CARGAS DE PESO PROPIO

Para el análisis estructural del pozo de inspección se utiliza la herramienta de diseño SAP-2000 el cual corresponde a un software especializado que implementa el método de elementos finitos dentro de una interfaz gráfica orientada a objetos.

Por tanto, el peso propio de los elementos del pozo de inspección se evaluará con un concreto que tenga un peso específico normal de 24,00 KN/m^3

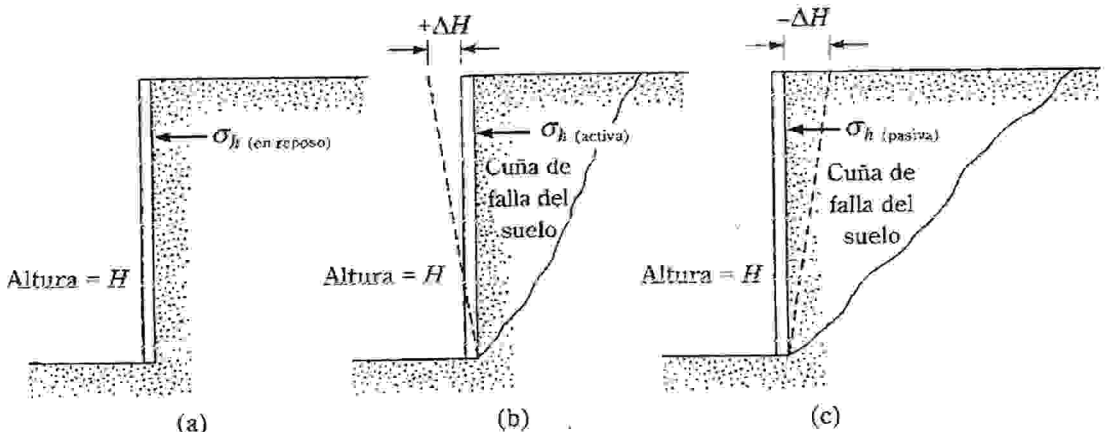
8.2. CARGA DE EMPUJE DEL RELLENO POSTERIOR (H)

La carga de empuje es la presión que ejerce el suelo contra los muros laterales del pozo de inspección de concreto reforzado en dirección horizontal; para determinar sus valores se implementa la teoría de presiones laterales en suelos.

El empuje del relleno de puede desarrollar en diferentes condiciones, las cuales se describen a continuación:

a) Si el muro no tiene desplazamiento alguno, en el terreno se genera la presión en Reposo.
b) Si el muro se inclina respecto al suelo retenido, producirá una falla triangular en el suelo detrás del muro y para esta condición se genera la presión activa en el terreno.
c) Si el muro se desplaza hacia el terreno retenido, también se producirá una falla en cuña tras el muro y el terreno actuará el empuje pasivo.

Ilustración 4 Naturaleza de la presión lateral de la tierra sobre un muro



Fuente: https://ingenieriacivil tips.blogspot.com/2011/05/presion-lateral-de-tierra.html

Para el análisis de empuje de tierra sobre el pozo de inspección que hace parte del proyecto que tiene por objeto "CONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTO EN CONCRETO

RÍGIDO Y OBRAS COMPLEMENTARIAS EN ÁREAS URBANAS DEL MUNICIPIO DE SARAVENA, DEPARTAMENTO DE ARAUCA."", utilizaremos la teoría de Coulomb, la cual supone que el empuje es generado por una cuña de suelo, que se delimita por la cara interna del muro, la superficie del terreno y una superficie teórica de falla que se desarrolla a lo largo de todo el terreno, basándose en las siguientes hipótesis:

- Masa de suelo homogénea e isotrópica, que tenga buen drenaje.
- Superficie teórica de falla plana.
- Suelo con fricción Ø, que se distribuye uniformemente por todo el plano de falla.
- La cuña tiene comportamiento de cuerpo rígido.
- La dirección de la reacción Ea, forma un Angulo δ, con la normal al muro.
- La dirección de P (Reacción suelo sobre la cuña), forma un ángulo Ø con la normal al plano de falla

Por medio de la teoría de Coulomb no es posible conocer la distribución de presiones sobre el muro de la estructura de concreto que se está analizando, debido a que la cuña que genera el empuje se considera un cuerpo rígido y todas las fuerzas están concentradas. Sin embargo, Coulomb propuso en su teoría que todo punto sobre la superficie del muro representa una superficie potencial de deslizamiento, pudiéndose de esta forma calcular el empuje sobre cualquier parte de este.

La distribución de presiones a lo largo de toda la altura conduce a una distribución de presiones hidrostática que se rige bajo la siguiente ecuación:

$HZ = Ka \cdot \gamma s \cdot Z$ Donde:

$\boldsymbol{HZ}$	Presión lateral ejercida por el suelo
$\boldsymbol{Ka}$	Coeficiente de presión lateral activa del terreno
$\boldsymbol{\gamma s}$	Peso Unitario del suelo
$\boldsymbol{Z}$	Distancia de profundidad para aplicación de la fuerza.

Debido a que los muros del pozo de inspección considerados en el presente proyecto se localizan a los costados de la fuente hídrica, no se permite el uso de material de relleno que tenga plasticidad, es decir, se prohíbe la utilización de limos y arcillas ya que estos corresponden a materiales inestables cuando se presentan cambios de humedad.

Tabla 6 Análisis y resultados de empuje en el relleno posterior

ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL TERRENO		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de relleno	ɣ	18.85 KN/m3
Angulo de fricción interna del suelo de relleno	Ø	31.10 °
Altura del muro	h	1.90 m
Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo	K_0	0.48
Coeficiente de presión lateral activa del terreno	Ka	0.319
Presión lateral minima	**H_1**	**0.00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**H_2**	**11.42 KN/m2**

Fuente: Autor

Las cargas transitorias, corresponden a fuerzas que varían en cortos intervalos de tiempo comparados con la vida útil de la estructura, para el caso del pozo de inspección que se está analizando en el presente diseño se encuentran las siguientes cargas:

8.3. CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTOS

Como es natural en un afluente hídrico puede presentarse transporte de material que se ira acumulando a lo largo del pozo de inspección con el paso de los días, por ende, a criterio del diseñador se considera una carga por estancamiento de sedimentos la cual se analiza a continuación.

$$9.\ D = \gamma_s . h$$

Donde:

D Carga vertical de suelo (KN/m)
γ_s Peso específico del suelo (KN/m³)
h Altura de suelo (m)

Tabla 7 Análisis y resultados de carga muerta por estancamiento de sedimentos

ANALISIS DE CARGA MUERTA POR ESTANCAMIENTO DE SEDIMENTOS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Peso unitario del suelo de sedimento acumulado	ɣ	18.85 KN/m3
Altura considerada (Criterio del diseñador)	h	0.30 m
Carga muerta sobre losa de fundación	**D**	**5.66 KN/m2**

Fuente: Autor

9.1. ANALISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS

Cuando se presenten periodos máximos de inundación la estructura deberá soportar el peso que genere el nivel del agua, por ende y a criterio del diseñador

el peso del agua se analiza como una carga muerta que se presenta sobre la losa de fundación del pozo de inspección tal como se presenta a continuación:

$F = \gamma_A . h$

Donde:

F Carga Vertical de Agua (KN/m^2)
γ_A Peso específico del Agua (KN/m^3)
h Altura del Agua (m)

Tabla 8 Análisis y resultados de carga muerta por peso de fluidos

ANALISIS DE CARGA MUERTA POR PESO DE FLUIDOS		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	ɣ	10,00 KN/m3
Altura considerada	h	1,90 m
carga de agua sobre losa de fundación	**F**	**19,00 KN/m2**

Fuente: Autor

9.2. ANALISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA

Para el caso del diseño estructural del pozo de inspección que se está analizando a lo largo del presente documento, se deben programar mantenimientos necesarios para retirar la cantidad de sedimentos acumulados en un determinado tiempo, por ende, debe existir una carga impuesta a la estructura en la placa inferior por concepto de construcción, operación y mantenimiento.

Para ello adoptaremos lo expuesto en el numeral B.4.2.1 de la Norma Colombiana Sismo Resistente (NSR-10), la cual expone lo siguiente: "Las cargas vivas que se utilicen en el diseño de la estructura deben ser las máximas cargas que se espera ocurran en la edificación debido al uso que esta va a tener, en ningún caso estas cargas vivas pueden ser menores que las cargas vivas mínimas que se dan en las tablas B.4.2.1-1 y B.4.2.1-2.

Tabla 9 Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas

Ocupacion o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta	Carga uniforme (kg/m²) m² de área en planta
Reunion	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silleteria fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestibulos	5.0	500
	Silleteria movil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterias	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugia, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automoviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehiculos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderias	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Fuente: Tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10

Por tanto y de conformidad con lo expuesto en las tablas anteriormente expuestas se decide realizar el análisis de carga viva tal como se detalla a continuación:

Tabla 10 Análisis y resultados de carga viva por mantenimientos de la estructura

ANALISIS DE CARGA VIVA POR MANTENIMIENTOS DE LA ESTRUCTURA		
Descripción	**Símbolo**	**Valor**
carga viva de mantenimiento, NSR-10 B.4.2.1-1	L	5,00 KN/m2

Fuente: Autor

9.3. ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA

En cuanto a la presión que ejerce el agua sobre los elementos de la estructura, se analizará el caso en el que la misma se encuentra colmada de agua, en concordancia con el numeral 3.7.1 de la Norma de Diseño de Puentes CCP-14, allí se asumirá que la presión estática del agua actúa perpendicularmente a la superficie que la está conteniendo.

La presión se calculará como el producto de la altura del agua por encima del punto considerado y el peso específico del agua.

$$F = \gamma_A h$$

Donde:

F Presión horizontal de agua (KN/m)

γ_A Peso especifico del agua (KN/m^3)

h Profundidad lámina de agua (m)

Tabla 11 Análisis y resultados de carga por empuje de agua

ANALISIS DE CARGA POR EMPUJE DEL AGUA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Peso unitario del Agua	ɣ	10,00 KN/m3
Altura del Pozo	h	1,90 m
Presión lateral minima	**F_1**	**0,00 KN/m2**
Presión Lateral Máxima	**F_2**	**19,00 KN/m2**

Fuente: Autor

9.4. ANALISIS DE FUERZA SISMICA

Las cargas sísmicas que pueden presentarse sobre el pozo de inspección que se analiza a lo largo del presente documento, corresponden a cargas horizontales debido a la presión que el sismo ocasiona sobre el relleno lateral de la estructura.

Para determinar la fuerza sísmica sobre el relleno del muro se utiliza el método Mononobe – Okabe en muros y estribos de tipo convencional, el cual toma como base la metodología de Coulomb y poniendo a consideración las siguientes anotaciones:

i. El muro se puede desplazar lo suficiente para permitir la movilización de la resistencia total del suelo o permitir condiciones de empuje activo. Si el muro esta fijo y es incapaz de moverse las fuerzas del suelo serán mucho mayores que las anticipadas por el análisis de Mononobe - Okabe.
ii. El relleno detrás del muro es no cohesivo y tiene un Angulo de fricción Ø
iii. El relleno detrás del muro está en condiciones no saturadas, de modo que no surgirán problemas de licuefacción.

Para el cálculo de la fuerza dinámica lo primero es determinar el coeficiente de presión sísmica activa del suelo que esta dado bajo la siguiente ecuación:

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\emptyset + \theta_{MO} - \beta)}{\cos(\theta_{MO})\cos^2(\beta)\cos(\delta + \beta + \theta_{MO})} \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\emptyset + \delta)\sin(\emptyset - \theta_{MO} - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta^{MO})\cos(i - \beta)}}\right]^{-2}$$

$$\theta_{MO} = \tan^{-1}\left(\frac{K_h}{1 - K_v}\right)$$

Donde:

K_{ae}	Coeficiente de presión sísmica activa del suelo
Ø	Angulo de fricción del suelo
Θ_{MO}	Angulo de inercia sísmica
K_h	Coeficiente de aceleración sísmica horizontal
K_v	Coeficiente de aceleración sísmica vertical
β	Inclinación del muro respecto de la vertical
δ	Angulo de fricción en la interfase muro - relleno
i	Angulo de inclinación del relleno

Finalmente se definen las condiciones en que, si el muro es libre de moverse lateralmente bajo la influencia de la carga sísmica y si el movimiento lateral del muro durante el evento sísmico de diseño es aceptable para el propietario, K_{h0} debe reducirse para tener en cuenta la deformación lateral permitida del muro.

La selección de una deformación lateral máxima aceptable debe tener en cuenta el efecto que esa deformación tiene sobre la estabilidad del muro bajo consideración, el nivel deseado de desempeño sísmico y el efecto que esa deformación pudiese tener sobre cualquier red de servicios públicos o estructura soportada por el muro.

Donde el muro sea capaz de desplazarse de 25mm a 50 mm ó mas durante el evento sísmico de diseño, K_h puede reducirse hasta $0{,}5K_h$ sin llevar a cabo un análisis de deformaciones usando el método Newmark.

De acuerdo con lo indicado en el numeral C11.6.5.2.1 de CCP-14, en la mayoría de las situaciones, las aceleraciones vertical y horizontal están por lo menos parcialmente fuera de fase.

Por lo tanto, Kv es usualmente bastante pequeño cuando K_h está cerca de su valor máximo. Típicamente se supone que Kv es cero para el diseño del muro.

Por otra parte, de acuerdo con el numeral 11.6.5.2.1 de CCP-14, el coeficiente sísmico de aceleración horizontal (K_h) para el cálculo de las presiones y las fuerzas sísmicas laterales del suelo se determina bajo la siguiente expresión:

$$K_{h0} = F_{pga} \times PGA$$

Donde:

K_{h0} Coeficiente sísmico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro

F_{pga} Factor de sitio para periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones

PGA Aceleración pico horizontal del terreno

Por otra parte, el numeral C11.6.5.2.2 menciona que usar el método Newmark proporciona resultados conservadores ya que la cantidad de desplazamiento permanente del terreno asociado a K_h en la mayoría de los casos es menor de 0,025 m a 0,05 m.

$$K_h = 0{,}5K_{h0}$$

Finalmente, la presión que ejerce el sismo sobre el relleno se calcula como:

$$P_{eq} = (K_{AE} - K_a) \times \gamma_s \times Z$$

Donde:

P_{eq} Presión del sismo sobre el relleno

K_{AE} Coeficiente de presión sísmica activa del suelo

γ_s Peso específico del suelo

Z 0,6H; siendo H la altura del muro

K_a Coeficiente de presión lateral activa del relleno

Tabla 12 Análisis y resultados de fuerza sísmica sobre Muros

ANALISIS DE FUERZA SISMICA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Coeficiente de aceleración pico efectiva en roca según lo indicado en la Figura 3.10.2.1-1 de CCP-14	PGA	0,3

Tipo de perfil de suelo de acuerdo con lo indicado en estudio Geotecnico y de suelos	-	D
Factor de sitio para periodo nulo en el espectro de respuesta de aceleraciones según lo indicado en la tabla 3.10.3.2.1-1 de CCP-14	Fpga	1.20
Coeficiente de aceleración sismica	As	0.36
Coeficiente sismico de aceleración horizontal suponiendo que no ocurre ningún desplazamiento del muro de acuerdo con el númeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kh0	0.36
Coeficiente de aceleración sismica vertical de acuerdo con consideraciones del númeral 11.6.5.2.1 de CCP-14	Kv	0.00
Coeficiente de aceleración sismica horizontal de acuerdo con consideraciones del númeral C11.6.5.2,2 de CCP-14	Kh	0.18
Angulo de inercia sismica	θMO	10.20 °
Angulo de fricción interna del suelo	Ø	31.10 °
Angulo de inclinación del muro respecto de la vertical	β	0.00 °
Angulo de fricción en la interfase muro - relleno	δ	0.00 °
Angulo de inclinación de la superficie de relleno	i	0.00 °
Coeficiente de presión sismica activa del suelo	KAE	0.439
Coeficiente de presión lateral activa	Ka	0.319
Profundidad donde se produce la presión Máxima	z	1.90 m
Peso Unitario del Suelo	ɣ	18.85 KN/m3
Presion lateral por sismo en el terreno	**E**	**4.30 KN/m2**

Fuente: Autor

9.5. INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA

El efecto de la interacción suelo-estructura es muy notorio en el cálculo de estructuras de concreto, porque influye en la determinación de los modos de vibración libre, así como en la redistribución de los esfuerzos en la estructura y la cimentación, cambiando las fuerzas internas en los diferentes elementos estructurales.

Debido a la existencia de poderosos programas de cómputo, como es el caso del SAP2000, el cual nos permite modelar y analizar estructuras mediante técnicas de modelamiento simple y sofisticado, se puede deducir que no hay una edificación

que pueda desarrollar su comportamiento sísmico natural, sin tener un contacto dinámico con el suelo.

Por tanto, la Interacción Suelo - Estructura es tomar en cuenta las propiedades elásticas del suelo, es decir, el suelo no es infinitamente rígido, como suele plantearse en la mayoría de análisis, sino que tiene cierto grado de amortiguación y absorbe parte de la energía entregada por el sismo. Esto va a ocasionar que una menor cantidad de energía llegue a la superestructura, por ende, los elementos estructurales soportarán menores fuerzas internas que lo que se obtiene del cálculo común.

Para nuestro análisis de interacción suelo -estructura se considera la ecuación propuesta por Bowles, con el fin de determinar el coeficiente de Balastro "K" de la siguiente manera:

$$K = 40.FS.\sigma_{adm}$$

Donde:

K Coeficiente de Balastro

FS Factor de Seguridad

σ_{adm} Capacidad Admisible del terreno

A continuación, presentamos el análisis de resultados obtenidos

Tabla 13 Análisis y resultados de interacción suelo - Estructura

INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA		
DESCRIPCIÓN	**SIMBOLO**	**VALOR**
Capacidad admisible del terreno, tomado de estudio Geotécnico	σ_{adm}	211.30 KN/m2
Factor de seguridad del terreno	FS	2.5
INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA		
DESCRIPCIÓN	**SIMBOLO**	**VALOR**
Coeficiente de Balastro, aplicando ecuación Bowles	**K**	**21,130.00 KN/m3**

Fuente: Autor

10. COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga necesarias para el análisis estructural del diseño de un pozo de inspección, se consideran los requerimientos especificados en el código ACI 350-01 en su capítulo 9, el cual define los requerimientos de durabilidad y servicio.

El código ACI 350-01 expone que las estructuras y los miembros estructurales deben diseñarse para tener resistencias de diseño en todas las secciones al menos iguales a las resistencias requeridas calculadas para las cargas y fuerzas mayoradas en las combinaciones estipuladas.

El capítulo 9 del código ACI 350-01 define las condiciones básicas de resistencia y servicio para dosificar elementos de concreto reforzado, el requisito básico para el diseño por resistencia se puede expresar de la siguiente manera:

10.1. $\boldsymbol{Fuerza\ de\ Diseño \geq Fuerza\ Requerida}$

$$F_{(Fuerza\ Nominal)} \geq U$$

En el procedimiento de diseño por resistencia, el margen de seguridad se obtiene multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia como se describe a continuación:

- La resistencia requerida U, se calcula multiplicando las cargas de servicio por los factores de carga. Por lo tanto, el momento mayorado MU o momento resistente requerido para carga muerta y carga viva se calcula así:

$$U = 1{,}4D + 1{,}7L$$

$$M_U = 1{,}4M_d + 1{,}7M_L$$

Donde M_d y M_L son los momentos causados por las cargas vivas y muertas de servicio.

- La resistencia de diseño de un elemento estructural se calcula multiplicando la resistencia nominal por un factor de reducción de la resistencia "f" que es menor a uno.

El factor de reducción de la fuerza da cuenta de las incertidumbres en los cálculos de diseño y la importancia relativa de varios tipos de miembros. Este factor refleja el efecto de las variaciones en la resistencia de los materiales, la mano de obra y las dimensiones que pueden combinarse para dar como resultado una resistencia insuficiente.

La resistencia nominal se calcula mediante los procedimientos del código ACI 350-01, suponiendo que el elemento tendrá las dimensiones y propiedades exactas de los materiales utilizados en los cálculos. Por ejemplo, la resistencia de

$$f.M_n = f\left[A_s.f_y.\left(d - \frac{a}{2}\right)\right]$$

cálculo a flexión de una sección transversal (sin refuerzo a compresión) puede expresarse como:

Combinando estas dos disposiciones de seguridad, el requisito básico para el diseño de la sección transversal se puede expresar como:

$$[A_s.f_y.(d-\frac{a}{2})] \geq 1.4M_d + 1.7M_L$$

La resistencia requerida U se expresa en términos de cargas mayoradas o momentos de fuerzas internas; el factor asignado a cada carga esta influenciado por el grado de precisión con el que generalmente se puede calcular el efecto de la carga y la variación que se puede esperar en la carga durante la vida útil de la estructura.

Las cargas muertas debido a que se determinan con mayor precisión son menos variables, se les asigna un factor de carga mas bajo que las cargas vivas, los factores de carga también deben tener en cuenta la variabilidad en el análisis estructural utilizado para calcular momentos y cortantes.

El código ACI 350-01 proporciona los factores de carga para combinaciones específicas de cargas; al asignar factores a combinaciones de cargas, se tiene en cuenta la probabilidad de ocurrencia simultánea. Si bien se incluyen la mayoría de las combinaciones habituales de cargas, el diseñador no debe suponer que se cubren todos los casos.

Por otra parte, el apartado 9,2 del código ACI 350-01, define la resistencia U, requerida para resistir la carga muerta D y la carga viva L, lo cual debe cumplir la siguiente expresión:

$U = 1{,}4D + 1{,}7L$

Si se incluye en el diseño a la resistencia los efectos estructurales de una carga de viento especificada como W, las siguientes combinaciones de D, L y W se investigará para determinar la mayor resistencia requerida

$U = 0{,}75(1{,}4D + 1{,}7L + 1{,}7W)$

Donde las combinaciones de carga incluirán tanto el valor completo como el valor cero de L para determinar la condición más crítica, y

$U = 0{,}9D + 1{,}3W$

Si se incluye en el diseño la resistencia a cargas sísmicas E, se deben aplicar las combinaciones de carga considerados a continuación:

$U = 0{,}75(1{,}4D + 1{,}7L + 1{,}1E)$

1171

Donde las combinaciones de carga incluirán tanto el valor completo como el valor cero de L para determinar la condición más crítica, y

$$U = 0{,}9D + 1{,}1E$$

Por otra parte, el código ACI 350-01 en su numeral 9,2,4 define que, si se incluye en el diseño la resistencia al empuje de tierra H, la resistencia requerida U debe ser al menos igual a:

$$U = 1{,}4D + 1{,}7L + 1{,}7H$$

Excepto cuando D ó L reducen el efecto de H, 0,9D será sustituido por 1,4D y el valor cero de L deberá utilizarse para determinar la mayor resistencia requerida U, de conformidad como se expresa a continuación:

$$U = 0{,}9D + 1{,}7H$$

Si se incluye en el diseño, la resistencia a las cargas debidas al peso y la presión de los fluidos "F", dicha carga debe tener un factor de 1,7 y debe sumarse a todas las combinaciones de carga que gobiernan, de modo que el efecto de L, W ó E no reducen el efecto de "F", por tanto, la ecuación de resistencia requerida se convierte en:

$$U = 1{,}4D + 1{,}7L + 1{,}7F$$

Cuando los efectos de las cargas muertas D y las cargas vivas L, reducen el efecto de F, entonces la ecuación se aplicará de la siguiente manera:

$$U = 0{,}9D + 1{,}7F$$

Por otra parte, el numeral R9.2.8 del código ACI 350-01 define que en las estructuras de ingeniería ambiental que contienen agua ó aguas residuales, la durabilidad y la vida útil son primordiales a largo plazo. Por lo tanto, la durabilidad ambiental introduce factores para reducir las tensiones en el refuerzo bajo cargas de servicio y los anchos de fisura resultantes.

Por todo lo anterior, el factor de durabilidad ambiental "S" para elementos sometidos a flexión y también a cortante, será igual a:

$$S = 1{,}3$$

Tabla 14 Combinaciones de cargas ultimas

COMB	D	L	+Ex	-Ex	H	F
U1	1,4	1,7				
U2	1,05	1,275	0,825			
U3	1,05	1,275		0,825		
U4	0,9		1,1			

1172

U5	0,9			1,1		
U6	1,4	1,7			1,7	
U7	0,9				1,7	
U8	1,4	1,7				1,7
U9	0,9					1,7
U10	ENVOLVENTE DE CARGAS (U1, U2, U3.....U9)					

Fuente: *Código ACI 350-01*

Tabla 15 Combinaciones de cargas afectadas por factor de durabilidad

COMB	D	L	+Ex	-Ex	H	F
U11	1,82	2,21				
U12	1,365	1,66	1,07			
U13	1,365	1,66		1,07		
U14	1,17		1,43			
U15	1,17			1,43		
U16	1,82	2,21			2,21	
U17	1,17				2,21	
U18	1,82	2,21				2,21
U19	1,17					2,21
U20	ENVOLVENTE DE CARGAS (U11, U12, U13.....U19)					

Fuente: *Código ACI 350-01*

Tabla 16 Combinaciones de cargas de servicio

COMB	D	L	+Ex	-Ex	H	F
S1	1,0				1,0	1,0
S2	1,0				1,0	
S3	1,0		0,70		1,0	
S4	1,0			0,70	1,0	
S5	ENVOLVENTE DE CARGAS (S1, S2, S3, S4)					

Fuente: *Código ACI 350-01*

11. DISEÑO A FLEXIÓN DE LOS ELEMENTOS

El diseño por flexión se realiza a fin de dar a la estructura una resistencia adecuada frente a fuerzas que ejercen momentos capaces de hacer fallar los elementos de concreto.

Para ello se deben cumplir con las siguientes expresiones:

1173

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot k}{f_y}}\right)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f'_c}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

Donde:

- **m** Factor de relación entre resistencia del concreto y el acero
- **k** Factor de relación para esfuerzos
- **f_y** Resistencia a la fluencia del acero
- **f'_c** Resistencia a la resistencia del concreto
- **M_n** Momento Nominal
- **M_u** Momento Ultimo de diseño

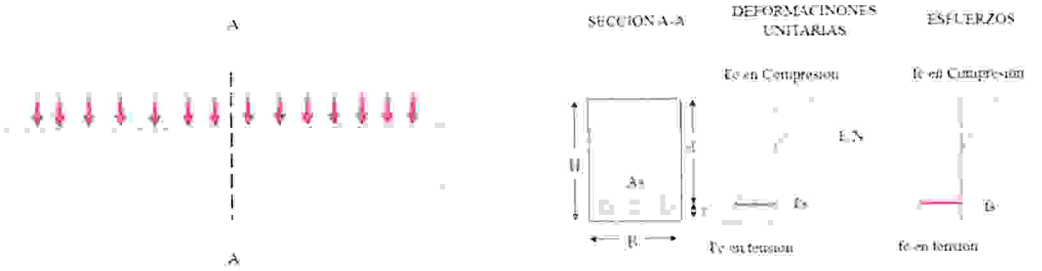
De igual manera se debe tener en cuenta la teoría, análisis y diseño de vigas y losas sometidas a flexión en la cual se supone que se coloca una pequeña carga transversal sobre una viga de concreto con refuerzo de tensión y que esta carga se incrementa gradualmente en magnitud hasta que la viga falla.

Cuando esto sucede encontraremos que la viga pasa por tres etapas distintas antes de que ocurra el colapso.

11.1. ETAPA DEL CONCRETO NO AGRIETADO

Esta etapa se presenta bajo pequeñas cargas, cuando los esfuerzos de tensión son menores que el módulo de ruptura, la sección transversal total de la viga resiste la flexión, con compresión en un lado y tensión en el otro.

Ilustración 5 Etapa del concreto No Agrietado



Fuente: Autor

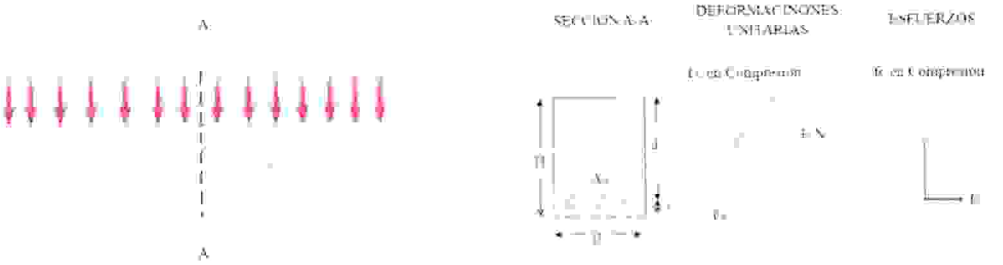
11.2. CONCRETO AGRIETADO, ETAPA DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

Al incrementarse la carga después de que el módulo de ruptura del concreto se ha excedido, comienzan a desarrollarse grietas en la parte inferior de la viga.

Una vez que el lado inferior de la viga se ha agrietado, empieza una nueva etapa ya que el concreto en la zona agrietada no puede resistir esfuerzos de tensión, el acero debe resistirlos.

Esta etapa continuara mientras los esfuerzos de compresión en las fibras superiores sean menores a aproximadamente la mitad de la resistencia del concreto a la compresión y mientras el esfuerzo del acero sea menor que su límite elástico.

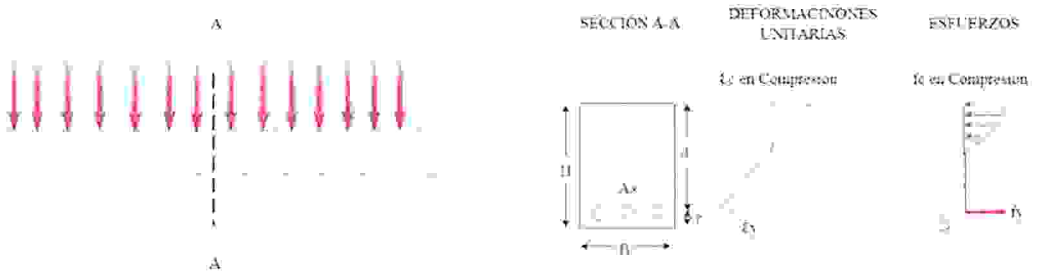
Ilustración 6 Concreto Agrietado, Etapa de esfuerzos elásticos



11.3. FALLA DE LA VIGA, ETAPA DE RESISTENCIA ÚLTIMA

Conforme la carga crece todavía más, de modo que los esfuerzos de compresión resultan mayores que la mitad de f'c las grietas de tensión se desplazan más arriba, igual que lo hace el eje neutro y los esfuerzos de compresión comienzan a dejar de ser lineales.

Ilustración 7 Falla de la viga, etapa de resistencia ultima



Fuente: Autor

Para estas últimas figuras mostradas anteriormente se explica el significado de cada uno de los valores mostrados:

H Altura de la viga

B Ancho de la Viga

D Peralte

r Distancia de recubrimiento al eje del acero en tensión

εc Deformación unitaria del concreto

εs Deformación unitaria del acero

EN Eje Neutro

Fc Esfuerzo del concreto

Fs Esfuerzo del acero

Ey Deformación unitaria del acero a la falla

Fy Esfuerzo de fluencia del acero

11.4. SECCIONES BALANCEADAS

Una proporción balanceada de acero es aquella en el cual el acero de tensión teóricamente alcanzara justamente su punto de cedencia al mismo momento que las fibras extremas de concreto en compresión alcanzan una deformación unitaria igual a 0,003.

Si un miembro sometido a flexión se diseña de modo que tenga una proporción balanceada de acero, el miembro puede fallar repentinamente sin previo aviso.

Estos miembros están controlados en compresión y se llaman miembros frágiles y deben evitarse.

Ilustración 8 Sección Frágil

Fuente: Autor



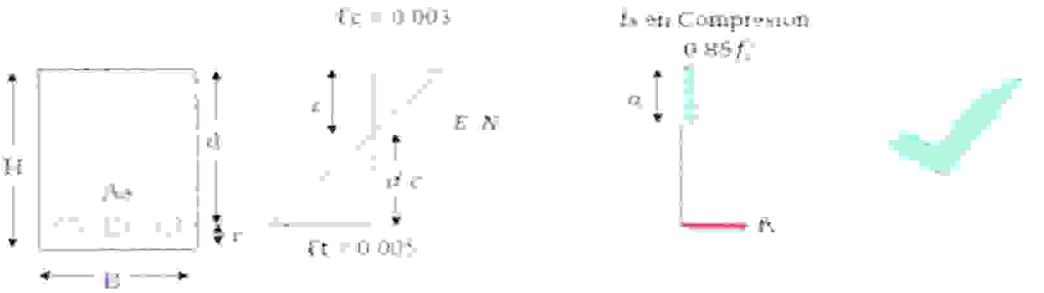
Por otra parte, el código ACI 318-16 establece que los miembros cuyas deformaciones unitarias calculadas en tensión sean iguales o mayores a 0,005 al mismo tiempo que la deformación unitaria del concreto es 0,003 se denominaran secciones controladas por tensión.

Para tales miembros el acero cederá antes de que el lado en compresión se aplaste. Se considera que los miembros con que los miembros con

εt=0,005 son totalmente dúctiles

Ilustración 9 Sección Ductil

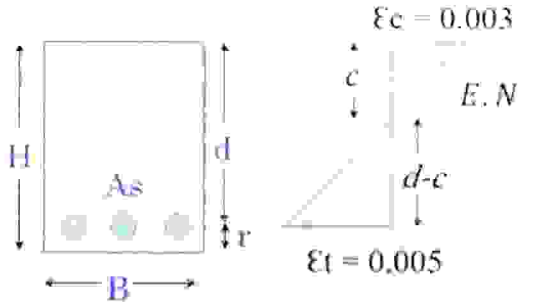
Fuente: Autor



11.5. FACTORES DE REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA

Para vigas y losas dúctiles o controladas por tensión $\varepsilon_t = 0{,}005$ el valor de $\phi = 0{,}90$

Ilustración 10 Sección dúctil controlada por tensión



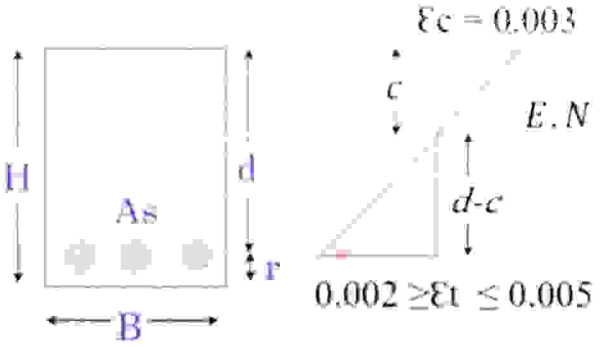
Fuente: Autor

$$\phi = 0.65 + (\varepsilon_t - \varepsilon_y)\frac{0.25}{(0.005 - \varepsilon_y)}$$

Cuando los valores de ε_t están situados entre 0,002 y 0,005 se dice que están en el intervalo de transición entre las secciones controladas por tensión y las controladas por compresión

El ACI 318-14 en el numeral 7.3.3.1 las vigas de concreto reforzado deben de tener una deformación unitaria en tensión de al menos 0,004.

Ilustración 11 Sección en el intervalo de transición de tensión a compresión

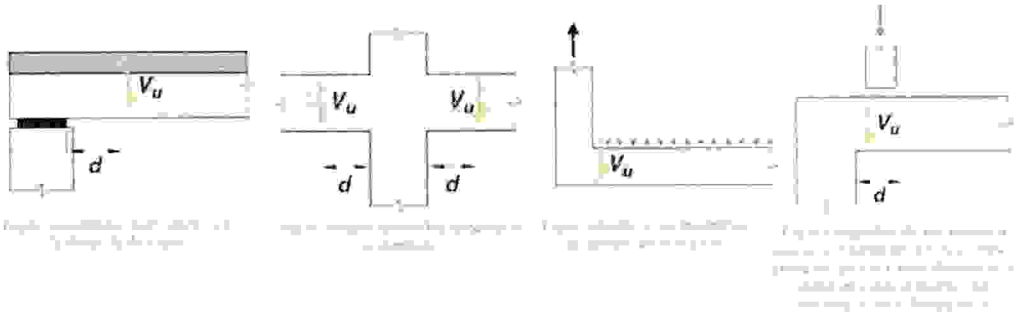


Fuente: Autor

12. DISEÑO A CORTANTE DE LOS ELEMENTOS

La fuerza cortante viene a ser el resultado de la acción de fuerzas verticales que actúan en una sección determinada de una viga o losa la cual tiende a cortar la sección de concreto tal como se muestra en la siguiente figura:

Ilustración 12 Puntos donde se genera una fuerza cortante



Fuente: https://arnoldexv2.weebly.com/iii-esfuerzo-cortante-y-tensiondiagonal.html

El capítulo C.11 de la Norma Colombiana Sismorresistente NSR-10 define los lineamientos de elementos de concreto sometidos a cortante y torsión y en su articulo C.11.2.1.1 se puede evidenciar la expresión nominal de resistencia al corte que puede tener una sección de concreto, dicha expresión se detalla a continuación:

$$V_c = 0{,}17\lambda\sqrt{f'_c}\,b_w d$$

donde

V_c Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

λ Factor de modificación en función de los pesos del concreto

F'c Resistencia a la compresión del concreto

b_w Ancho de la sección

d Altura efectiva

Por otra parte, la resistencia de diseño de un elemento, es la resistencia nominal calculada de acuerdo con las disposiciones y suposiciones establecidas en título C de la NSR-10 multiplicada por un factor de reducción de la resistencia Ø que siempre es menor que la unidad.

Los propósitos del factor de reducción de la resistencia Ø son:

- Tener en cuenta la probabilidad de existencia de elementos con una resistencia baja debido a una variación en la resistencia de los materiales y las dimensiones.
- Tener en cuenta inexactitudes en las ecuaciones de diseño.
- Reflejar el grado de ductilidad y la confiabilidad requerida para el elemento bajo los efectos de la carga bajo consideración.

De conformidad con lo definido en los artículos C.9.2.3.2 al C.9.3.2.7 de NSR-10 los factores de reducción de la resistencia Ø debe ser el dado en los siguientes apartados.

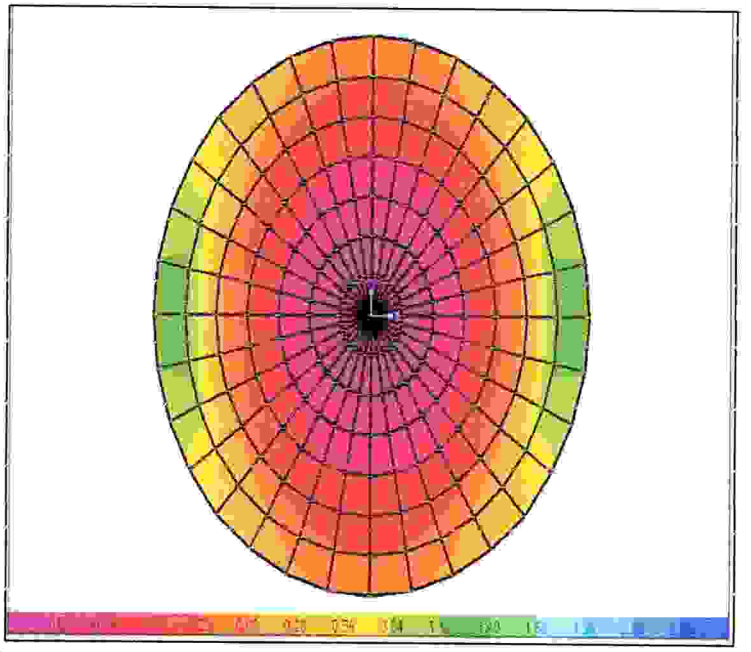
Tabla 17 Factores de reducción de la resistencia

DESCRIPCIÓN	VALOR Ø
Secciones controladas por tracción	0,90
Secciones controladas por compresión ➢ Elementos con refuerzo en espiral ➢ Otros elementos reforzados	 0,75 0,65
Cortante y Torsión	0,75
Aplastamiento en el concreto	0,65
Zonas de anclaje postensado	0,85
Los modelos puntal – tensor	0,75

***Fuente:** los artículos C.9.2.3.2 al C.9.3.2.7 de NSR-10*

13. RESULTADO DE DISEÑO

Ilustración 13 Diagrama de Momentos sobre placa de fondo M11 positivos



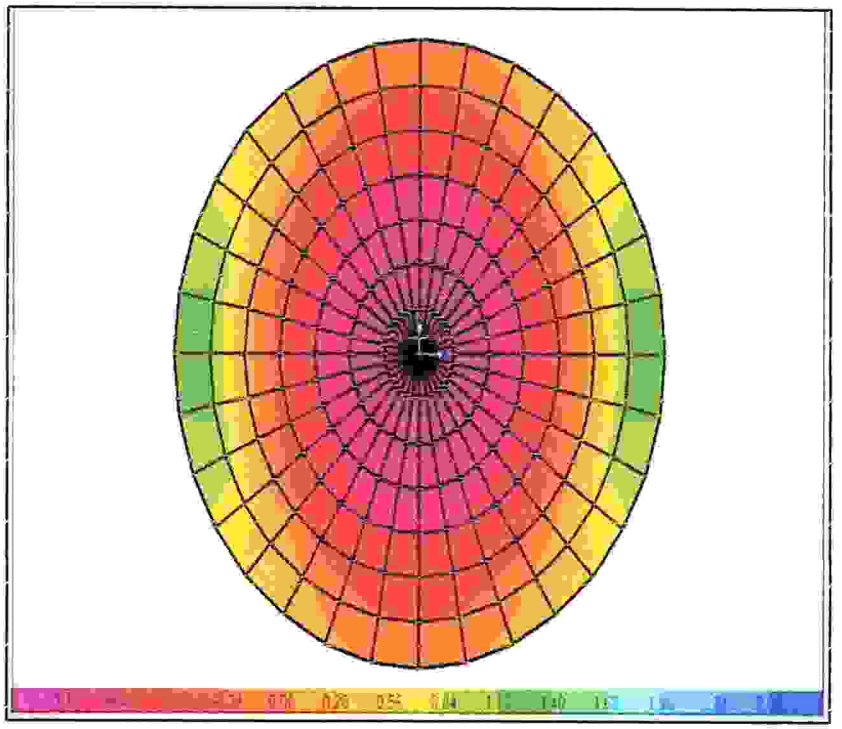
Fuente: SAP2000

Tabla 18 REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	ø	½ Pulgadas
		12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	0,119 m
Modulo de rotura del concreto	f_r	3,28 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	6,67E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Y_t	100,00 mm

Momento maximo actuante (SAP2000)	M_{act}	2,52 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	21,87 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	21,87 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	24,30 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0043
Cuantia minima	ρ_{min}	0,0033
Factor de relación entre profundidad del bloque de esfuerzos de compresión con profundidad de eje neutro	β_1	0,85
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0,0283
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,0212
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0043
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Área de acero de refuerzo requerido	A_s	510,20 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	C_d	4,00
Instalar 4 barras N°4 en la cara superior de la Placa cada metro		

Ilustración 14 Diagrama de Momentos sobre placa de fondo M11 negativos



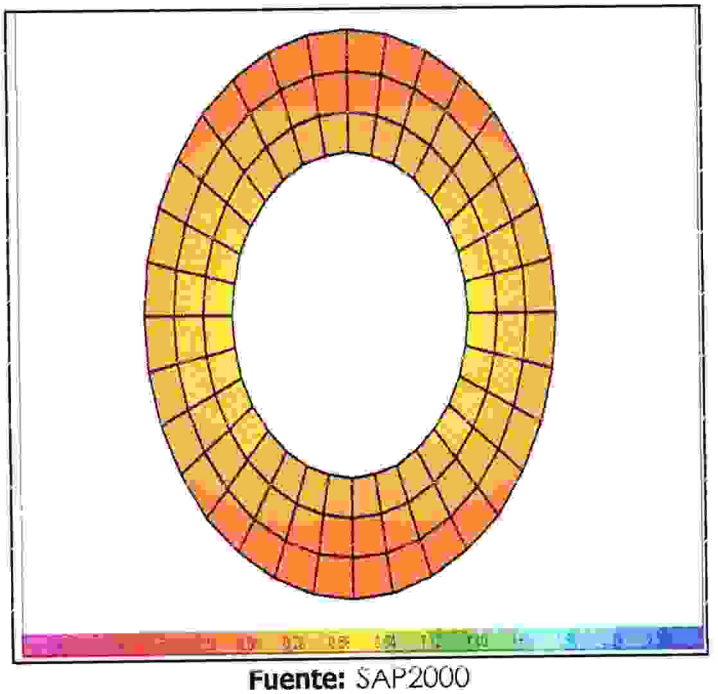
Fuente: SAP2000

Tabla 19 REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA

REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	0,119 m
Modulo de rotura del concreto	fr	3,28 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	Ig	6,67E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Yt	100,00 mm
Momento maximo actuante (SAP2000)	Mact	1,03 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	21,87 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	21,87 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	24,30 KN-m

Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0043
Cuantia minima	ρ_{min}	0,0033
Factor de relación entre profundidad del bloque de esfuerzos de compresión con profundidad de eje neutro	β_1	0,85
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0,0283
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,0212
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0043
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	510,20 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	4,00
Instalar 4 barras N°4 en la cara inferior de la Placa cada metro		

Ilustración 15 Diagrama de Momentos sobre placa superior M22 negativos



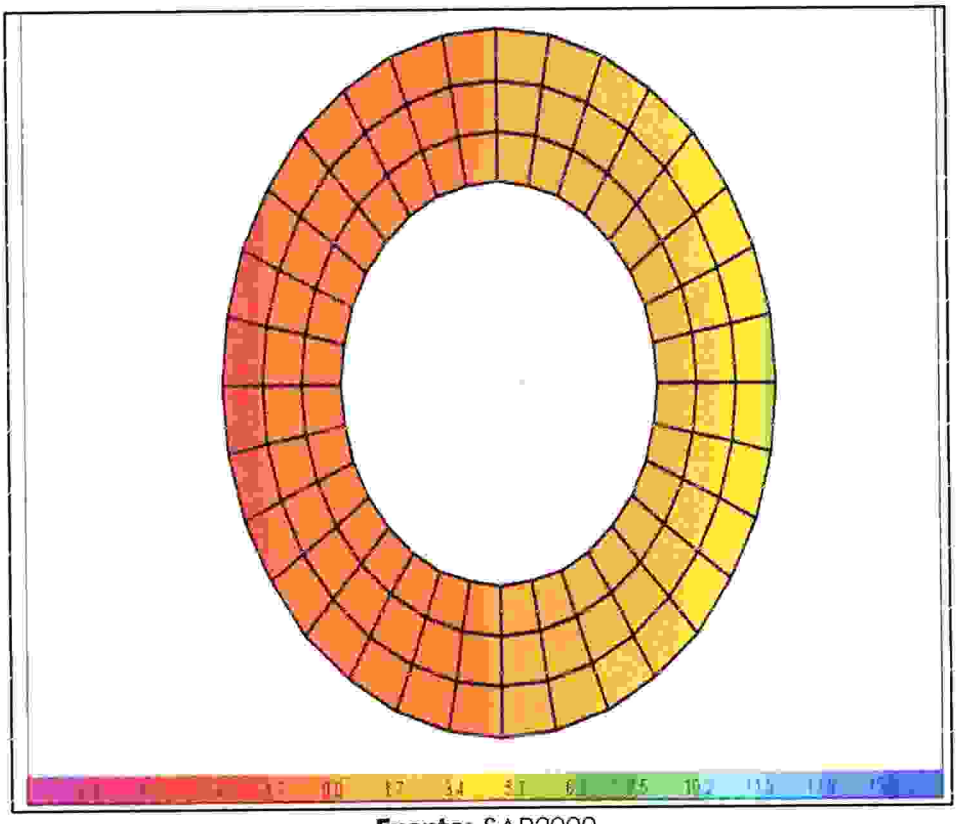
Fuente: SAP2000

Tabla 20 REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA

REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO EN LA PLACA		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Placa	b	1,00 m
Alto de Placa	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	0,119 m
Modulo de rotura del concreto	fr	3,28 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	6,67E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Y_t	100,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	M_{act}	0,72 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	21,87 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	21,87 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	24,30 KN-m

Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0043
Cuantia minima	ρ_{min}	0,0033
Factor de relación entre profundidad del bloque de esfuerzos de compresión con profundidad de eje neutro	β_1	0,85
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0,0283
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,0212
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0043
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	A_s	510,20 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	A_b	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	C_a	4,00
Instalar 4 barras N°4 en la cara inferior de la placa cada metro		

Ilustración 16 Diagrama de Cortante sobre placa superior V13

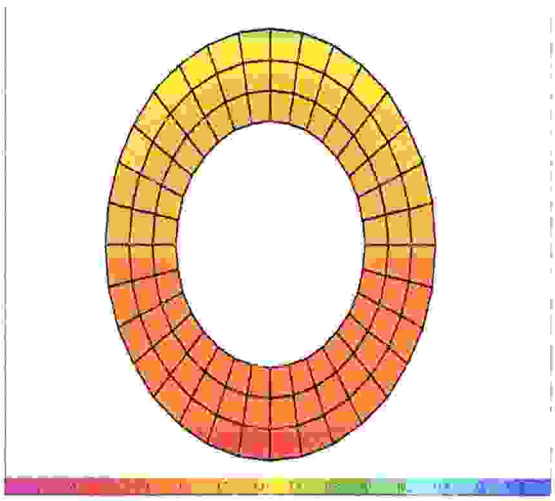


Fuente: SAP2000

Tabla 21 REVISION A CORTANTE V13

REVISIÓN A CORTANTE V13		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Ancho de Placa	b	1.000,00 mm
Alto de Placa	h	200,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	118,65 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	106,73 KN
Factor de reducción de la resistencia según articulo C.9.3.2.3 de Norma Sismoresistente Colombiana NSR-10	Ø	0,75
Resistencia maxima de diseño por cortante	**ØVc**	**80,05 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	6,58 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m2
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,32 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

Ilustración 17 Diagrama de Cortante sobre placa superior V23

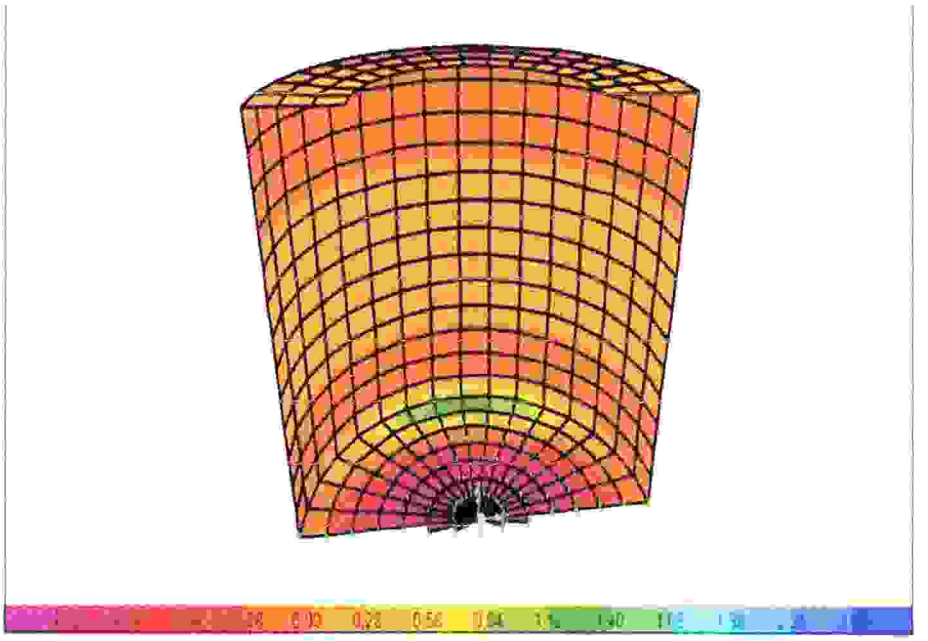


Fuente: SAP2000

REVISIÓN A CORTANTE V13

Descripción	Simbolo	Valor
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Ancho de Placa	b	1.000,00 mm
Alto de Placa	h	200,00 mm
Espesor de recubrimiento	e	75,00 mm
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	118,65 mm
Factor de modificación en función de los pesos del concreto	λ	1,00
Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto	Vc	106,73 KN
Factor de reducción de la resistencia según articulo C.9.3.2.3 de Norma Sismoresistente Colombiana NSR-10	ø	0,75
Resistencia maxima de diseño por cortante	**øVc**	**80,05 KN**
Esfuerzo maximo de corte en muro (Tomado de SAP-2000)	σ_{max}	6,58 KN/m2
Area tributaria sobre la cual actua el esfuerzo de corte	At	0,20 m2
Fuerza cortante sobre la sección de concreto	**Vu**	**1,32 KN**
OK Cumple diseño por cortante		

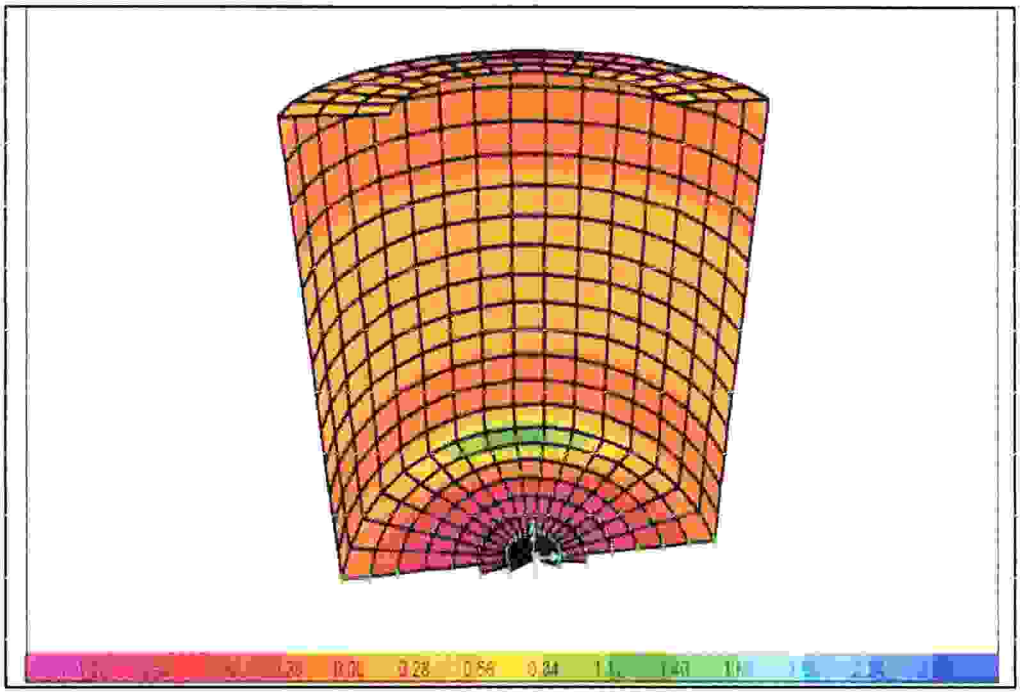
Ilustración 18 Diagrama de Momentos sobre muros M11 positivos



Fuente: SAP2000

REFUERZO POR MOMENTO POSITIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Muro	b	1,00 m
Espesor de Muro	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	0,119 m
Modulo de rotura del concreto	fr	3,28 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	6,67E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Yt	100,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	M_{act}	1,58 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	21,87 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	21,87 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	24,30 KN-m
Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0043
Cuantia minima	ρ_{min}	0,0033
Factor de relación entre profundidad del bloque de esfuerzos de compresión con profundidad de eje neutro	β_1	0,85
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0,0283
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,0212
Cuantia de Diseño	ρ_{dis}	0,0043
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	510,20 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	4,00
Instalar 4 barras N°4 en la cara superior de la Placa cada metro		

Tabla 22 Diagrama de Momentos sobre muros M11 negativos



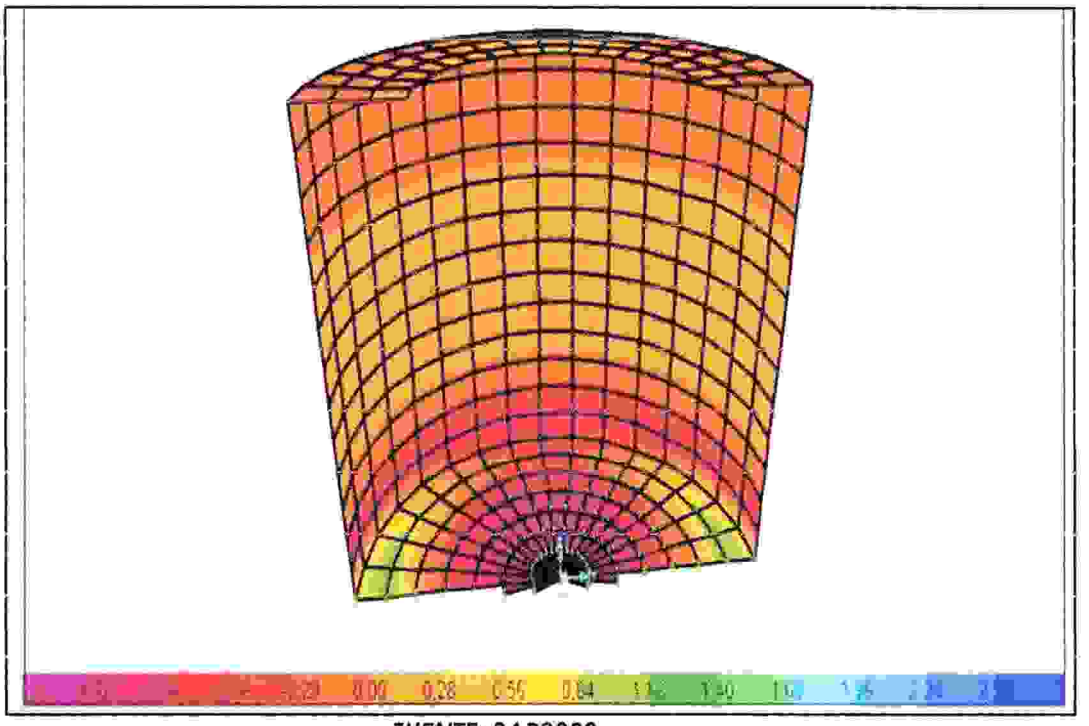
Fuente: SAP2000

REFUERZO POR MOMENTO NEGATIVO SOBRE MUROS		
Descripción	**Simbolo**	**Valor**
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	28,00 MPa
Resistencia a la fluencia del Acero	Fy	420,00 MPa
Ancho de Muro	b	1,00 m
Espesor de Muro	h	0,20 m
Espesor de recubrimiento	e	0,075 m
Número Barra de refuerzo	N°	4
Diametro barra de refuerzo	Ø	½ Pulgadas 12,70 mm
Distancia desde fibra extrema a tracción a centroide de la barra de refuerzo	dc	81,35 mm
Altura efectiva	d	0,119 m
Modulo de rotura del concreto	f_r	3,28 MPa
Inercia bruta de la sección, en mm4	I_g	6,67E+08
Distancia desde eje neutro a fibra extrema en tracción	Yt	100,00 mm
Momento maximo actuante (Extraido de SAP-2000)	M_{act}	0,56 KN-m/m
Momento de agrietamiento o fisuración	Mcr	21,87 KN-m/m
Momento de Diseño	ØMn	21,87 KN-m/m
Momento Nominal para evaluación de cuantia	Mn	24,30 KN-m



Cuantia de refuerzo calculada	ρ_{cal}	0,0043
Cuantia minima	ρ_{min}	0,0033
Factor de relación entre profundidad del bloque de esfuerzos de compresión con profundidad de eje neutro	β_1	0,85
Cuantia balanceada	ρ_{bal}	0,0283
Cuantia maxima	ρ_{max}	0,0212
Cuantia de Diseño	ρ_{Dis}	0,0043
OK, Cumple sección Sub-Reforzada, Ductil		
Area de acero de refuerzo requerido	As	510,20 mm2
Area de la barra de acero seleccionada	Ab	129,00 mm2
Cantidad de barras de acero a instalar	Ca	4,00
Instalar 4 barras N°4 en la cara inferior de la Placa cada metro		

Ilustración 19 Diagrama de Momentos sobre muros M22 positivos



FUENTE: SAP2000

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los cálculos anteriores se realizaron siguiendo la metodología de diseño por resistencia, así como los parámetros de la Norma sismorresistente Colombiana NSR-10 y el código ACI-350 que define lineamientos para el diseño de estructuras ambientales.
- De acuerdo con los resultados obtenidos, se recomienda utilizar concreto con resistencia a la compresión f'c=28 MPa y acero con resistencia a la fluencia de fy=420 MPa.
- Para obtener un comportamiento adecuado ante diferentes cargas y combinaciones de carga la estructura de pozo de inspección debe tener las siguientes dimensiones:

1	Losa inferior	0,20 m
2	Losa Superior	0,20 m
3	Muros Laterales	0,20 m

- recomienda utilizar 4 barras N°4 distribuidas cada metro para garantizar un buen comportamiento a flexión.
- En la dirección 22 de la placa de fondo del pozo de inspección se recomienda utilizar 4 barras N°4 distribuidas cada metro para garantizar un buen comportamiento a flexión.
- En la dirección 11 de la placa superior del pozo de inspección se recomienda utilizar 4 barras N°4 distribuidas cada metro para garantizar un buen comportamiento a flexión.
- En la dirección 22 de la placa superior del pozo de inspección se recomienda utilizar 4 barras N°4 distribuidas cada metro para garantizar un buen comportamiento a flexión.
- En la dirección 11 de los muros del pozo de inspección se recomienda utilizar
- 4 barras N°4 distribuidas cada metropara garantizar un buen comportamiento a flexión.
- Se recomienda seguir la distribución de aceros planteada en los planos anexos al presente documento a fin de garantizar la estabilidad de las obras propuestas.
- En caso de encontrar diferencias entre los planos y las condiciones de terreno, se recomienda comunicarse con el consultor a fin de ofrecer soluciones que no afecten la estabilidad del proyecto.

- Para garantizar un aislamiento entre el terreno natural y la estructura de pozo de inspección se recomienda utilizar un solado de aislamiento en concreto pobre de 14 MPa.
- Durante el proceso constructivo se deberán formar juntas frías, también conocidas como juntas de construcción o de trabajo que se producen cuando se interrumpe el vaciado de concreto por un período de tiempo tal que el concreto se endurece completamente, antes que el proceso de vaciado continúe y no se interrumpe el refuerzo el elemento estructural. Para el caso específico del muro las juntas frías se conforman en los siguientes puntos: En el vaciado de la fundación en la zona de contacto con el muro. En la suspensión de los vaciados de fundaciones y muros, cuando por la presencia de dificultades o algún imprevisto en la obra no se pueda realizar el vaciado.
- La longitud de la varilla incluye la longitud del gancho. Todas las barras en sus extremos deben tener como mínimo gancho estándar a 90° o a 180°.

JAIRO ALEXANDER BARRAGAN MENDOZA
INGENIERO CIVIL
T.P. 25202-143899
ESPECIALISTA EN VÍAS Y TRASPORTE
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
ESPECIALISTA EN HIDRÁUICA Y AMBIENTAL